

다양한 비선형지진해석방법에 따른 철근콘크리트 전단벽 구조물의 취약도곡선 평가

Fragility Curve Evaluation of Reinforced Concrete Shear Wall Structures according to Various Nonlinear Seismic Analysis Methods

장동휘¹⁾ · 송종결²⁾ · 강성립³⁾ · 박창호⁴⁾

Jang, Dong Hui · Song, Jong Keol · Kang, Sung Lib · Park, Chang Ho

국문 요약 >> 지진취약도 분석은 원자력 발전소의 내진성능평가를 위하여 발전되어져 왔지만, 현재는 적용성이 건물과 교량 등에도 확대되어지고 있다. 일반적으로 지진취약도 곡선은 수많은 지진가속도 기록을 이용하여 비선형 시간이력해석으로 구한다. 비선형 시간이력해석에 의한 지진취약도 분석은 구조물의 모델링과 해석에 많은 시간이 소요되는 과정을 요구한다. 비선형 시간이력해석의 이와 같은 약점을 보완하기 위해서 변위계수법과 역량스펙트럼 방법과 같은 간단한 해석방법을 지진취약도 분석에 적용하였다. 변위계수법과 역량스펙트럼 방법을 적용한 지진취약도 곡선의 정확성을 평가하기 위하여, 철근콘크리트 전단벽 구조물에 대한 변위계수법과 역량스펙트럼 방법을 적용한 지진취약도 곡선을 비선형 시간이력해석에 의해 구해진 지진취약도 곡선과 비교하였다. 지진취약도 곡선의 작성을 위해서 설계스펙트럼에 대응되는 190개의 인공지진과 Shinozuka 등이 제안한 방법이 적용되었다.

주요어 지진취약도 곡선, 비선형 시간이력해석, 변위계수법, 역량스펙트럼 방법, 철근콘크리트 전단벽 구조물

ABSTRACT >> Seismic fragility analysis has been developed to evaluate the seismic performance of existing nuclear power plants, but now its applicability has been extended to buildings and bridges. In general, the seismic fragility curves are evaluated from the nonlinear time-history analysis (THA) using many earthquake ground motions. Seismic fragility analysis using the nonlinear THA requires a time consuming process of structural modeling and analysis. To overcome this shortcoming of the nonlinear THA, simplified methods such as the displacement coefficient method (DCM) and the capacity spectrum method (CSM) are used for the seismic fragility analysis. In order to evaluate the accuracy of the seismic fragility curve calculated by the DCM and the CSM, the seismic fragility curves of a reinforced concrete shear wall structure calculated by the DCM and CSM are compared with those calculated by the nonlinear THA. In order to construct a numerical fragility curve, 190 artificially generated ground motions corresponding to the design spectrum and the methodology proposed by Shinozuka et al. are used.

Key words Seismic fragility curve, Nonlinear time-history analysis, Displacement coefficient method, Capacity spectrum method, Reinforced concrete wall structure

1. 서론

강진으로 인한 지진재해는 일반적으로 피해규모가 크고

피해지역이 광범위하기 때문에 도시화가 고도하게 진행된 사회에서 강진이 발생하게 된다면 이로 인한 지진재해는 국가경제발전에 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 분석기법을 개발하고 이를 실무에 적용하고 있다.

지진취약도 분석방법은 일반적으로 과거의 지진피해 사례의 분석에 의한 경험적인 방법¹⁾과 지진해석방법을²⁾ 이용한 수치해석적인 방법으로 크게 구분할 수 있으며 경험적인 방법과 수치해석적인 방법의 결과를 합리적으로 분석하

¹⁾ 도로공사 도로교통연구원, 박사후연수자

²⁾ 정회원·강원대학교 토목공학과, 교수

(교신저자: songj@kangwon.ac.kr)

³⁾ 강원대학교 토목공학과, 박사과정

⁴⁾ 정회원·도로공사 도로교통연구원, 수석연구원

본 논문에 대한 토의를 2011년 10월 31일까지 학회로 보내 주시면 그 결과를 게재하겠습니다.

(논문접수일 : 2010. 10. 27 / 수정일 1차: 2011. 6. 14, 2차: 2011. 6. 20 / 게재확정일 : 2011. 6. 21)

© 2011EESK www.eesk.or.kr

여 최종적인 그 지역의 특성에 부합되는 지진취약도 곡선을 작성하는 것이 일반적이다. 현재 국내의 현황은 지진취약도 곡선을 경험적인 방법으로 작성하는데 필요한 지진발생시 구조물의 피해상황에 대한 기초자료들이 절대적으로 부족한 상황이므로 수치해석적인 지진취약도 분석기법을 이용하여 지진취약도 곡선을 작성하여 사용하는 것이 바람직하다고 할 수 있겠다. 해석적인 방법에 의한 지진취약도 곡선의 작성에 있어서는 우선적으로 구조물의 지진응답을 구하는 방법의 정확성이 확보되어야 한다. 또한 다양한 지진하중의 영향을 지진취약도 곡선에 반영하기 위하여 수많은 지진가속도 기록을 적용하여 반복적인 해석을 수행하여야 하기 때문에 해석구조물의 모델링의 간편성 및 짧은 수치해석 시간이 요구된다. 일반적으로 비탄성 시간이력해석 방법(THA)은 비탄성 모델링의 정확성에 영향을 받지만 해석방법 중에서는 가장 정확성이 우수한 방법이다. 비탄성 시간이력해석 방법이 지진취약도 곡선을 작성하기 위하여 기존의 연구에 가장 많이 사용되어 왔지만 다양한 지진에 대한 수많은 반복적인 해석이 요구되기 때문에 많은 노력과 시간이 요구 되는 것이 단점이다. 역량스펙트럼 방법(CSM)과 변위계수법(DCM)은 적용하기 간편하기 때문에 지진취약도 곡선의 작성에 적용할 경우에 수많은 해석을 비탄성 시간이력해석에 비하여 노력과 시간을 줄일 수 있는 장점이 있다. 그러나 역량스펙트럼 방법과 변위계수법⁽³⁻⁵⁾은 아직까지는 해석의 정확성이 비탄성 시간이력해석에 비해서는 떨어지는 단점이 있다. 본 연구의 목적은 지진취약도 곡선을 평가하기 위하여 많이 사용된 비탄성 시간이력해석 이외에 역량스펙트럼 방법과 변위계수법에 의한 지진취약도 곡선을 비교하여 평가하고 각각의 지진해석방법에 따른 지진취약도 곡선의 경향을 분석하는데 있다. 이를 통하여 지진취약도 분석을 위하여 비탄성 시간이력해석을 대체할 역량스펙트럼 방법과 변위계수법의 정확성 및 경향을 분석한다.

지진취약도 평가를 위하여 예제구조물로는 전단벽 구조물을 선정하였다. 수치해석에 의한 지진취약도 평가를 위해서는 지진취약도 평가대상지역의 특성에 맞는 다양한 종류의 지진가속도 선정이 중요하다. 국내에 계측된 지진은 극히 제한적이므로 지진취약도 분석을 위해서는 도로교설계기준에 의한 설계스펙트럼에 대응되는 다양한 인공지진을 생성하여 사용하였다. 구조물의 지진응답결과로부터 지진취약도 곡선을 평가하기 위해서는 사용하는 지진취약도 평가기법으로는 국내외에서 많이 사용되고 있는 Shinozuka의 제안식⁽⁶⁾을 사용하였다.

2. 벽체구조물의 비탄성 모델링 및 지진하중

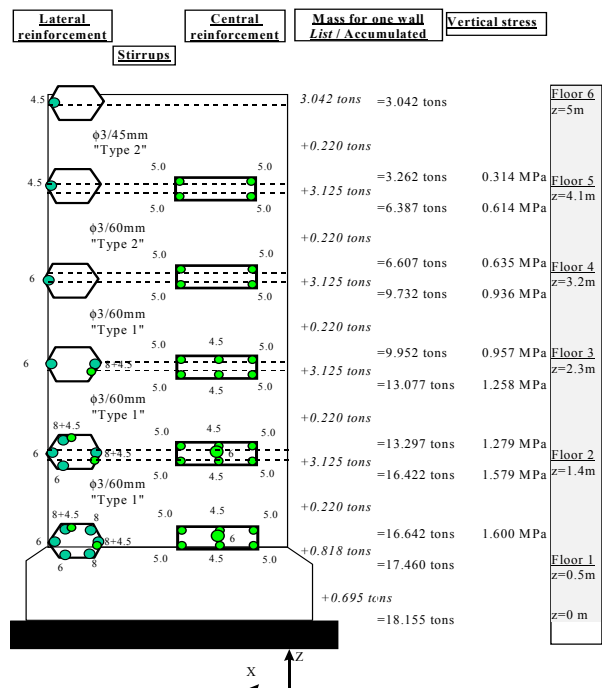
2.1 벽체구조물의 비탄성 모델링

본 연구에 사용된 벽체구조물은 1/3 축척 모델로서 그림 1에서 알 수 있듯이 6층의 철근콘크리트 벽체 구조물이며 2개의 동일한 벽체가 견고한 슬래브로 연결된 형태로 구성되어 있다. 전단벽 구조물의 기하학적 형상 및 벽체 단면의 상세한 철근배근 및 질량분포는 그림 1에 나타내었다.⁽⁷⁾

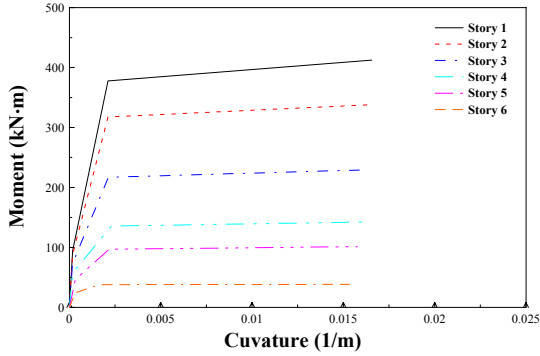
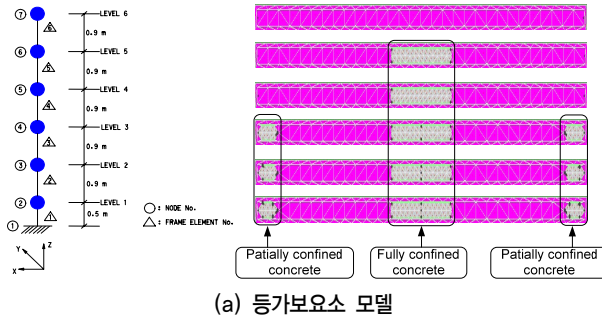
해석모델은 2개의 벽체가 기하학적으로 동일하고 가진 방향이 그림 1에 나타난 x방향이기 때문에 응답의 대칭성 및 모델의 간편성을 고려하여 등가보요소 모델로 이상화하였고, 콘크리트 구조물의 2차원 비선형 해석 및 손상도 해석을 위하여 개발된 IDARC-2D 프로그램⁽⁸⁾을 사용하여 그림 2에 나타난 바와 같이 모멘트 곡률관계를 이용하여 기동요소로 해석모델을 작성하였다.⁽⁹⁾ 푸시오버(Pushover) 해석에는 x방향으로 삼각형 분포의 하중을 작용하였다. 사용 해석 모델에 대한 기본 고유진동수는 7.27Hz로 평가되었으며 실험모델의 고유진동수인 7.24Hz와 상당히 유사한 결과를 나타내고 있다.

2.2 설계스펙트럼에 대응되는 인공지진의 생성

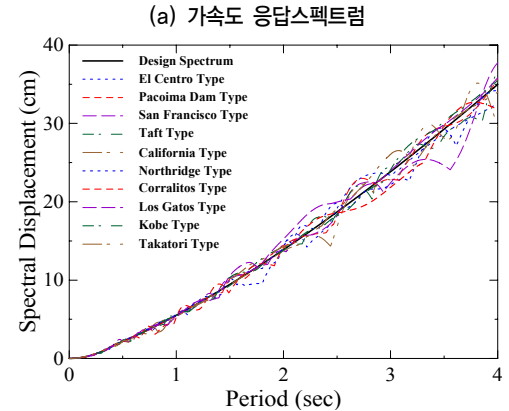
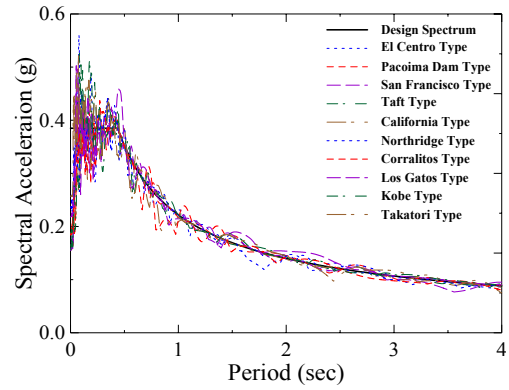
구조물의 지진취약도 곡선을 수치적으로 평가하기 위하여 비탄성 시간이력해석 및 역량스펙트럼해석에 사용되는 지진하중은 현행 도로교설계기준의 규정에 따라 내진등급



〈그림 1〉 철근 콘크리트 벽체구조물의 형상 및 단면 제원



〈그림 2〉 등가보요소모델 및 모멘트-곡률 관계



〈그림 3〉 설계 스펙트럼과 인공지진에 대한 응답스펙트럼의 비교

〈표 1〉 인공지진을 작성하기 위하여 사용한 실제 지진기록

발생년도	지진명칭	규모	측정위치 및 방향성분	PGA(g)
1940	El Centro	7.0	Imperial Vally, S00E	0.348
1952	Taft	7.4	Lincoln school tunnel, S69E	0.178
1952	California	7.4	Santa Barbara, S42E	0.127
1957	San Francisco	5.3	Golden Gate, S10E	0.112
1971	Pacoima Dam	6.6	Pacoima Dam, S03E	0.212
1989	Corralitos	6.9	Corralitos, N00E	0.644
1989	Los Gatos	6.9	Los Gatos, (Fault Normal)	0.718
1994	Northridge	6.7	Nordhoff, N90E	0.308
1995	Kobe	6.9	Kobe-JMA, (Fault Normal)	0.821
1995	Takatori	6.9	Takatori, (Fault Normal)	0.611

은 1등급, 지반종류는 종류 II(지반등급 C)로 설정하여 인공 지진 발생 전용 프로그램인 SIMQKE를 사용하여 설계스펙트럼에 대응되는 인공지진을 작성하였다. 인공지진은 표 1에서 나타난 10종류의 실제지진기록을 이용하여 원래의 지진파형을 그림 3의 설계스펙트럼과 유사한 응답을 가지도록 주파수 성분과 가속도 크기를 변형하여 생성하였다. 생성한 10개의 지진가속도 기록을 이용하여 그림 3의 가속도 응답스펙트럼과 변위응답스펙트럼을 구하여 설계스펙트럼과 비

교하여 나타내었으며 설계스펙트럼과 잘 일치되는 지진가속도 기록이 생성되었음을 확인할 수 있다.

취약도 곡선은 다양한 크기의 지반운동에 대한 손상기준에 따른 손상발생의 여부를 확률적으로 나타내는 곡선이기 때문에 해석에 사용하는 지진의 크기(PGA)가 다양하게 분포되어야 비교적 정확한 취약도 곡선을 얻을 수 있다. 그러므로 본 연구에 사용한 10개의 인공지진에 대하여 각각 최대지반가속도(PGA)가 0.05, 0.06, 0.07, 0.08, 0.09, 0.1, 0.15, 0.2, 0.25, 0.3, 0.35, 0.4, 0.45, 0.5, 0.6, 0.7, 0.8, 0.9, 1.0g가 되도록 최대지반가속도를 스케일 조정하여 하나의 인공지진당 19개의 스케일 조정된 지진가속도 기록을 생성하여 총 190개의 인공지진을 작성하여 사용하였다.

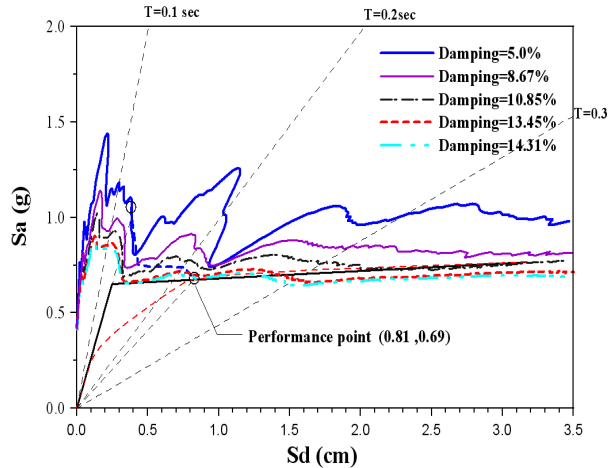
3. 지진해석방법에 따른 최대변위응답의 평가

3.1 역량스펙트럼 방법

역량스펙트럼 방법은 구조물이 보유하고 있는 저항능력과 지진하중에 의한 요구수준을 스펙트럼 형식으로 서로 비교함으로써 비탄성 최대응답을 평가하는 해석방법이다. 역량스펙트럼 방법에서 필요로 하는 역량곡선은 다자유도 구조물의 단조 증가하는 정적하중에 대한 비탄성 정적해석을

〈표 2〉 ATC-40 보고서 방법 B에 의한 성능점 산정을 위한 반복계산의 예(등가단자유도법: S1방법)

반복횟수	μ	T_{eq} (sec)	ξ_{eq} (%)	Dpi(cm)	Api(g)
1	1	0.123	5	0.38	1.05
2	1.5	0.15	8.09	0.43	0.76
3	2	0.172	10.85	0.52	0.74
4	3	0.208	13.45	0.76	0.74
5	3.5	0.223	14.31	0.81	0.69



〈그림 4〉 ATC-40의 방법 B에 의한 성능점의 계산 예

수행하여 힘-변위응답(빌딩구조물에서는 각 층에 작용하는 전단력과 변위와의 관계)들을 구한 후 이를 등가단자유도 방법에 의해 하나의 힘-변위응답으로 치환하고 이를 다시 가속도-변위관계로 전환하여 나타내면 된다. 지진하중의 크기를 나타내는 탄성응답스펙트럼을 등가감쇠비 산정법을 이용하여 구한 등가감쇠비에 대하여 작성하고 이를 가속도-변위의 형태로 변환하여 나타낸다.

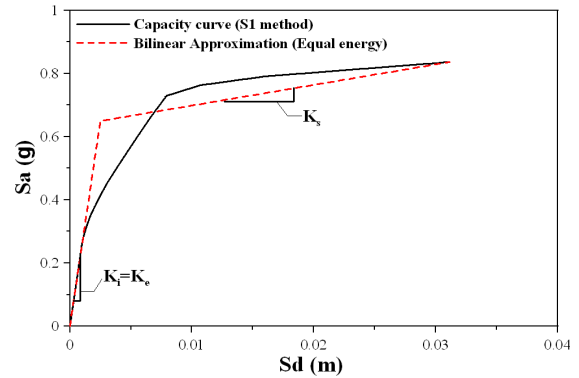
본 연구에서 사용된 등가 감쇠비는 감쇠비에 따른 역량스펙트럼 해석⁹⁾을 통하여 얻어진 결과에서 다른 식들에 비하여 실험결과와 가장 유사한 결과를 보여준 식 (1)에 나타난 Gulkan¹⁰⁾이 제안한 방법을 사용하였다.

$$\frac{T_{eq}}{T} = \sqrt{\frac{\mu}{1-\alpha+\alpha\mu}}, \xi_{eq} = \xi_0 + 0.2\left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}}\right) \quad (1)$$

역량곡선과 요구도 곡선의 교차점인 성능점은 ATC-40 보고서³⁾의 방법 B를 사용하여 구하였으며, 역량스펙트럼방법에 의한 성능점의 평가과정에 대한 예를 표 2와 그림 4에 나타내었다.

3.2 변위계수법

변위계수법¹¹⁾은 최대 비탄성 변위응답을 평가하기 위하여 몇 가지의 변위계수를 적용하여 합축적으로 단자유도 시



〈그림 5〉 비탄성 정적해석으로부터 구한 이상화된 힘-변위 관계

〈표 3〉 이선형 근사화방법에 따른 역량곡선의 특성비교

이선형 근사화방법	등가단자유도방법	유효질량 (kN-sec ² /m)	항복변위 (mm)	항복강도 (g)	주기 (sec)
등가에너지 근사화 방법	S1	114	2.457	0.65	0.123

스템과 다자유도 구조물과의 관계, 탄성응답과 비탄성 응답과의 관계, P-Δ 효과, 항복 후 강성의 영향 등을 비탄성 변위응답의 평가에 고려한다. 변위 계수법은 강성 및 강도저하 시스템에 대하여 비탄성 변위응답을 0.3초 보다 작은 단주기 영역에서 과대평가하는 경향을 나타낸다.¹²⁾ FEMA-356 보고서에는 기존의 변위 계수를 구하는 경험식을 수정하여 나타내었으며 본 연구에 사용한 변위 계수도 FEMA-356 보고서의 변위계수를 사용하였다.

변위 계수법을 이용하여 목표변위(최대 비탄성 변위)를 산정하는 절차는 다음과 같다. 먼저 비탄성 정적해석에 의하여 산정된 전단벽 구조물의 각 층마다의 힘-변위 관계를 등가단자유도계 치환방법인 S1 방법¹³⁾을 이용하여 하나의 힘-변위 관계로 나타낸다.

그림 5에 나타난 바와 같이 하나의 곡선으로 전환한 힘-변위 곡선을 이선형 곡선으로 이상화 시킨다. 이선형 곡선을 작성하는 간단한 방법은 그림 5에 나타난 바와 같이 항복 이후의 강성을 동일한 기울기의 직선으로 나타내는 이선형 곡선과 실제 힘-변위 관계곡선 사이의 이루는 면적이 동일하게 되는 항복점을 구하면 된다. 이와 같은 근사화방법이 등가에너지 방법⁹⁾이다. 항복 이후의 강성(Ks), 유효강성(Ke), 초기강성(Ki)을 산정한 후 이상화된 이선형 곡선에서 구조물의 항복변위를 산정한다. 초기강성과 유효강성을 이용하여 구조물의 유효주기(Effective Fundamental Period)를 식 (2)와 같이 산정할 수 있다.

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (2)$$

〈표 4〉 변위계수법을 이용한 전단벽 구조물의 최대변위(δ_t) 산정 예

인공지진 명칭	PGA=0.5g로 스케일 조정된 경우						
	S_a (m/sec ²)	T_e (sec)	C_0	C_1	C_2	C_3	δ_t (mm)
California	10.434	0.123	1.4	2	1	1	11.21
Corralitos	11.425	0.123	1.4	2	1	1	12.27
El Centro	13.076	0.123	1.4	2	1	1	14.04
Kobe	10.157	0.123	1.4	2	1	1	10.91
Los Gatos	7.843	0.123	1.4	2	1	1	8.42
Northridge	8.262	0.123	1.4	2	1	1	8.87
Pacoima	12.897	0.123	1.4	2	1	1	13.85
San Francisco	10.957	0.123	1.4	2	1	1	11.77
Taft	14.270	0.123	1.4	2	1	1	15.33
Takatori	11.684	0.123	1.4	2	1	1	12.55

여기서, T_e 는 동적해석에서 산정한 구조물의 탄성 1차 모드 진동주기이다.

구조물의 비탄성 거동을 고려한 목표변위는 식 (3)에 의하여 산정한다.

$$\delta_t = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot S_a \cdot \frac{T_e^2}{4 \cdot \pi^2} \cdot g \quad (3)$$

표 4에서 변위계수법에 의한 최대변위의 산정 예를 최대 지반가속도가 0.5g로 스케일 조정된 10개의 지진가속도기록에 대하여 나타내었다.

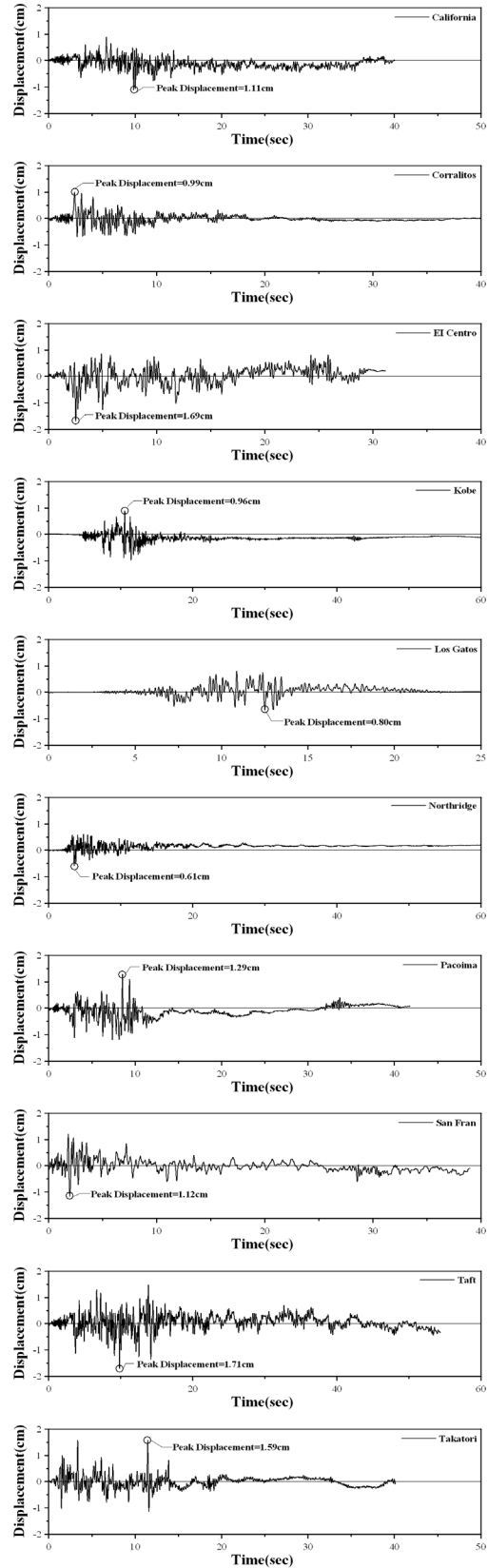
3.3 비탄성 시간이력해석

그림 6에는 PGA=0.5g에 대한 스케일 조정된 10개의 인공지진 가속도 기록을 사용하여 비탄성시간이력해석을 수행하여 구한 전단벽 구조물의 최대변위의 산정결과를 나타내었다.

4. 전단벽 구조물에 대한 지진취약도 평가

4.1 지진취약도 해석방법

구조물에 대한 지진취약도는 Shinozuka의 방법 외에도 여러 분석방법을 이용하여 지진취약도 함수를 개발할 수 있는데, 이러한 방법으로는 일정한 지진강도를 갖는 많은 수의 지진자료를 이용하여 비선형 지진해석을 수행함으로써 해당되는 지진강도에서의 손상확률을 구하고, 다시 지진강도를 증가시켜 비선형 지진해석을 수행하는 방법을 반복 적용함으로써 구하고자 하는 지진강도의 범위 내에서 지진취약도 함수를 결정하는 방법이 있다. 그러나 이러한 방법은 일정



〈그림 6〉 비탄성 시간이력해석에 의한 전단벽 구조물의 최대변위 평가의 예(PGA=0.5g로 스케일 조정된 10개의 인공지진기록사용)

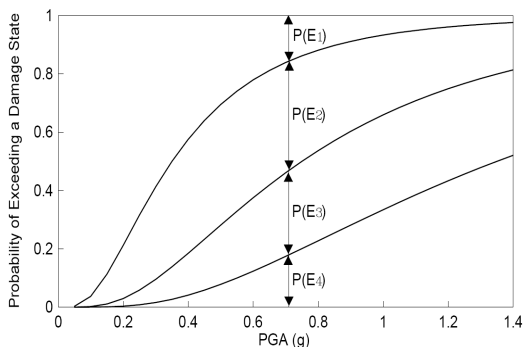
한 지진강도를 갖는 많은 수의 지진을 활용하여야 하며, 따라서 비선형 지진해석의 횟수가 과도하게 증가하는 단점이 있

다. 이러한 이유로 최근에는 Shinozuka 등이 제안한 방법이 가장 널리 사용되고 있다. Shinozuka 등은 지진취약도함수를 대수정규분포함수(Log-normal Distribution Function)로 표현하고, 대수정규분포함수의 중앙값(Median Value)과 대수 표준편차(Log-Standard Deviation)를 최우도추정법(Maximum Likelihood Estimation)에 의하여 추정하는 방법을 제안하였다.⁽⁶⁾ Shinozuka의 최우도 추정법을 사용하는 지진 취약도를 분석방법은 최우도함수를 정의하는 방법에 따라 세 가지로 나뉜다. 본 연구에서는 가장 간편하면서도 널리 사용하는 방법을 사용하였으며 이 방법은 각 손상단계별 취약도 곡선이 서로 교차하는 일이 없도록 각 손상단계별 공통된 대수표준편차를 구하는 것이 가장 큰 특징이다. 취약도 곡선이 교차한다는 것은 높은 손상단계의 발생확률이 낮은 손상단계의 발생확률보다 크다는 것을 의미하며 이는 물리적인 개념으로 불합리하기 때문에 각 손상단계별 동일한 대수표준편차를 구하면 이와 같은 교차현상을 방지할 수 있다. 이 방법에 대한 구체적인 설명은 다음과 같다.⁽¹⁴⁾

임의의 구조물이 특정 손상단계에 포함되는 경우, 해당되는 손상단계에 대한 손상발생확률만을 증가시킬 수 있도록 최우도함수를 구성하고 있다. 미소손상, 중간손상, 심각한 손상에 대한 지진취약도 곡선을 각각 $F_1(\cdot)$, $F_2(\cdot)$, $F_3(\cdot)$ 라고 하고, 지진발생 후 구조물의 상태를 건전한 상태, 미소 손상을 가진 상태, 중간손상을 가진 상태, 심각한 손상을 가진 상태로 나눌 때, 각 상태를 E_1 , E_2 , E_3 , E_4 로 정의하면, j 번째 지진손상상태에 대한 지진취약도 곡선은 다음과 같이 정의할 수 있다.

$$F_j(a_i; c_j, \zeta) = \Phi \left[\frac{\ln(a_i/c_j)}{\zeta} \right] \tag{4}$$

여기서, c_j 는 j 번째 손상상태에 대한 지진취약도 곡선의 중앙값이며, ζ 는 공통대수 표준편차이다. 지진발생 후 구조물이 어떤 상태에 있을 확률은 다음과 같이 지진취약도 곡선



〈그림 7〉 지진취약도 곡선의 정의

을 이용하여 구할 수 있다.

$$\begin{aligned} P(E_1) &= P_{i1} = P(a_i, E_1) = 1 - F_1(a_i; c_1, \zeta) \\ P(E_2) &= P_{i2} = P(a_i, E_2) = F_1(a_i; c_1, \zeta) - F_2(a_i; c_2, \zeta) \\ P(E_3) &= P_{i3} = P(a_i, E_3) = F_2(a_i; c_2, \zeta) - F_3(a_i; c_3, \zeta) \\ P(E_4) &= P_{i4} = P(a_i, E_4) = F_3(a_i; c_3, \zeta) \end{aligned} \tag{5}$$

최우도함수는 다음과 같이 i 번째 구조물이 지진 발생 후 어떤 상태에 있는지를 판단한 후, 해당되는 확률만을 증가시킬 수 있도록 구성하였다.

$$L(c_1, c_2, c_3, \zeta) = \prod_{i=1}^N \prod_{k=1}^4 P_k(a_i; E_k)^{x_{ik}} \tag{6}$$

여기서, x_{ik} 는 i 번째 구조물이 k 번째 지진손상단계에 있으면 $x_{ik} = 1$ 의 값을 가지고, 그 외의 경우에는 $x_{ik} = 0$ 의 값을 가지는 값이다. 그림 7은 이 방법의 개요도를 보여주고 있다. 이 방법은 중앙값과 대수표준편차를 최우도함수추정법에 의하여 추정하는 과정에서 각 손상단계별 지진취약도 곡선이 서로 영향을 미치고 있음을 알 수 있다.

4.2 손상단계별 변위연성도의 정의 및 판별

구조물에 대해서 현재 가장 많이 사용되고 있는 손상단계의 정의는 미국 HAZUS⁽²⁾에서 정의한 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. 각 손상상태에 대응되는 파괴메커니즘을 표 5에 나타내었다.

현재까지 위에서 설명한 구조물의 손상상태를 나타내는 지표로는 손상지수⁽¹⁵⁾, 곡률연성도⁽¹⁶⁾, 수평변위한계⁽¹⁾ 등이 제안되고 있다. 본 연구에서는 구조물에 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 6에서 변위연성도로 나타낸

〈표 5〉 손상상태 및 파괴메커니즘

손상상태		파괴 메커니즘
ds1	손상이 없음(No Damage)	항복의 발생, 거의 손상 없음
ds2	경미한 손상(Slight)	균열, 박리
ds3	중간 손상(Moderate)	연결부위 콘크리트 붕괴
ds4	심한 손상상태(Extensive)	구조물의 콘크리트 파괴
ds5	완전 파괴(Collapse)	구조물의 붕괴

손상상태는 Choi와 Jeon⁽¹⁶⁾가 제안한 각 손상상태에 대응되는 수평변위한계를 그 비례에 맞게 변위연성도로 정량화하여 사용한 것이다.

지진취약도 곡선을 구하기 위하여 시간과 노력이 많이 사용되지만 비탄성 모델링의 정도에 따라서 해석결과의 신뢰성이 확보될 수 있는 비탄성 시간이력해석, 역량스펙트럼해석, 변위계수법을 총 190개의 인공지진에 대하여 수행하여 최대변위응답을 구하였다. 본 연구에서는 손상상태를 표 6에 나타낸 바와 같이 변위연성도의 함수로 정의를 하였기 때문에 이를 평가하기 위해서는 구조물의 항복변위와 최대변위가 필요하다.

〈표 6〉 구조물의 손상상태에 따른 변위연성도

손상상태	ds2	ds3	ds4	ds5
변위연성도	1	2	4	7

표 7에는 비탄성 시간이력해석에 대한 전단벽 구조물의 최대변위를 나타내었다. 표 7에 나타난 최대변위를 항복변위로 나누면 변위연성도를 구할 수 있다. 이와 같이 변위연성도를 구하여 표 8에 나타내었다. 또한 표 8에 나타낸 변위연성도를 표 6에 나타낸 손상상태에 따른 변위연성도에 적용하면 변위연성도별로 대응하는 손상상태를 구할 수 있는데 이를 표 9에 나타내었다. 표 9에서 나타낸 ds1~ds5는 구조물의 손상상태를 나타내며 ds1은 손상이 없음을 나타내고 ds5는 완전파괴상태를 나타낸다. 표 9에 나타낸 손상상태 판별결과를 활용하면 지진취약도 분석을 통하여 지진취약도 곡선을 구할 수 있다. 변위계수법과 역량스펙트럼방법에 대해서도 표 7~9에 나타낸 최대변위, 변위연성도, 손상상태를 각각 구하였으나 논문의 양을 고려하여 비탄성 시간이력해석의 결과만 대표적으로 표 7~9로 정리하여 나타내었다. 다양한 비탄성 해석방법에 의해 구한 최대변위를 비

〈표 7〉 비탄성 시간이력해석에 의한 전단벽 구조물의 비탄성 최대변위

인공지진기록	스케일 조정후의 PGA(g)																		
	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09	0.1	0.15	0.2	0.25	0.3	0.35	0.4	0.45	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
	PGA에 따라 스케일 조정된 인공지진에 대한 전단벽 구조물의 최대변위(mm)																		
California	0.81	0.96	1.11	1.27	1.43	1.59	2.20	2.82	3.40	4.65	6.09	8.01	10.23	11.14	14.89	23.30	36.34	56.56	65.54
Corralitos	0.64	0.76	0.89	1.02	1.15	1.27	1.81	2.24	3.12	4.26	5.48	6.63	8.00	9.92	16.50	24.45	41.53	55.45	76.84
El Centro	0.72	0.86	1.00	1.15	1.29	1.44	2.19	3.32	4.74	6.62	8.61	10.6	13.52	16.96	24.07	27.70	47.47	84.98	117.02
Kobe	0.78	0.94	1.10	1.25	1.41	1.57	2.10	2.73	3.63	4.59	6.28	6.80	7.76	9.62	13.94	16.79	26.24	38.16	65.33
Los Gatos	0.58	0.70	0.81	0.93	1.04	1.16	1.73	2.28	3.06	4.11	5.24	6.42	7.24	8.03	9.66	14.78	18.63	22.69	46.93
Northridge	0.52	0.62	0.73	0.83	0.93	1.04	1.55	2.13	2.80	3.46	4.07	4.91	5.63	6.12	9.70	13.24	17.13	21.10	33.31
Pacoima	0.65	0.78	0.91	1.04	1.17	1.30	2.18	3.27	4.26	5.50	6.84	9.00	10.22	12.92	21.33	40.05	67.50	91.48	108.51
San Francisco	0.94	1.09	1.27	1.46	1.64	1.82	2.39	3.16	4.45	5.88	6.91	8.85	10.50	11.99	22.26	38.13	55.51	95.48	110.24
Taft	0.91	1.05	1.22	1.40	1.57	1.74	2.74	3.67	5.46	7.26	9.78	11.03	14.38	17.15	25.65	42.05	74.09	87.19	104.56
Takatori	0.76	0.92	1.07	1.22	1.37	1.53	2.72	4.16	5.59	7.03	9.17	11.81	13.53	15.94	18.80	32.29	48.71	59.82	71.00

〈표 8〉 비탄성 시간이력해석에 의한 전단벽 구조물의 변위연성도

지진기록	스케일 조정후의 PGA(g)																		
	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09	0.1	0.15	0.2	0.25	0.3	0.35	0.4	0.45	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
	전단벽 구조물의 변위 연성도																		
California	0.33	0.39	0.45	0.52	0.58	0.65	0.90	1.15	1.38	1.89	2.48	3.26	4.16	4.53	6.06	9.48	14.79	23.02	26.68
Corralitos	0.26	0.31	0.36	0.41	0.47	0.52	0.74	0.91	1.27	1.73	2.23	2.70	3.26	4.04	6.72	9.95	16.90	22.57	31.27
El Centro	0.29	0.35	0.41	0.47	0.53	0.58	0.89	1.35	1.93	2.70	3.51	4.31	5.50	6.90	9.80	11.27	19.32	34.59	47.63
Kobe	0.32	0.38	0.45	0.51	0.57	0.64	0.85	1.11	1.48	1.87	2.56	2.77	3.16	3.91	5.67	6.83	10.68	15.53	26.59
Los Gatos	0.24	0.28	0.33	0.38	0.43	0.47	0.71	0.93	1.25	1.67	2.13	2.61	2.95	3.27	3.93	6.01	7.58	9.24	19.10
Northridge	0.21	0.25	0.30	0.34	0.38	0.42	0.63	0.87	1.14	1.41	1.66	2.00	2.29	2.49	3.95	5.39	6.97	8.59	13.56
Pacoima	0.26	0.32	0.37	0.42	0.47	0.53	0.89	1.33	1.73	2.24	2.78	3.66	4.16	5.26	8.68	16.30	27.47	37.23	44.16
San Fran	0.38	0.44	0.52	0.59	0.67	0.74	0.97	1.28	1.81	2.39	2.81	3.60	4.27	4.88	9.06	15.52	22.59	38.86	44.87
Taft	0.37	0.43	0.50	0.57	0.64	0.71	1.12	1.49	2.22	2.96	3.98	4.49	5.85	6.98	10.44	17.12	30.15	35.48	42.56
Takatori	0.31	0.37	0.43	0.50	0.56	0.62	1.11	1.69	2.27	2.86	3.73	4.81	5.51	6.49	7.65	13.14	19.83	24.35	28.90

〈표 9〉 비탄성 시간이력해석에 의한 전단벽 구조물의 손상상태

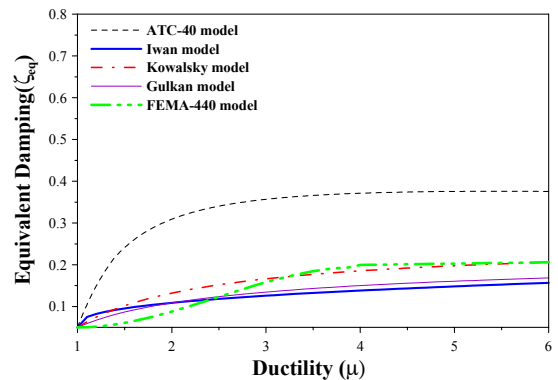
지진기록	스케일 조정후의 PGA(g)																		
	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09	0.1	0.15	0.2	0.25	0.3	0.35	0.4	0.45	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
	전단벽 구조물의 손상상태																		
California	ds1	ds1	ds1	ds1	ds1	ds1	ds1	ds2	ds2	ds2	ds3	ds3	ds4	ds4	ds4	ds5	ds5	ds5	ds5
Corralitos	ds1	ds1	ds1	ds1	ds1	ds1	ds1	ds1	ds2	ds2	ds3	ds3	ds3	ds4	ds4	ds5	ds5	ds5	ds5
El Centro	ds1	ds1	ds1	ds1	ds1	ds1	ds1	ds2	ds2	ds3	ds3	ds4	ds4	ds4	ds5	ds5	ds5	ds5	ds5
Kobe	ds1	ds1	ds1	ds1	ds1	ds1	ds1	ds2	ds2	ds2	ds3	ds3	ds3	ds3	ds4	ds4	ds5	ds5	ds5
Los Gatos	ds1	ds1	ds1	ds1	ds1	ds1	ds1	ds1	ds2	ds2	ds3	ds3	ds3	ds3	ds3	ds4	ds5	ds5	ds5
Northridge	ds1	ds1	ds1	ds1	ds1	ds1	ds1	ds1	ds2	ds2	ds2	ds3	ds3	ds3	ds3	ds4	ds4	ds5	ds5
Pacoima	ds1	ds1	ds1	ds1	ds1	ds1	ds1	ds2	ds2	ds3	ds3	ds3	ds4	ds4	ds5	ds5	ds5	ds5	ds5
San Fran	ds1	ds1	ds1	ds1	ds1	ds1	ds1	ds2	ds2	ds3	ds3	ds3	ds4	ds4	ds5	ds5	ds5	ds5	ds5
Taft	ds1	ds1	ds1	ds1	ds1	ds1	ds2	ds2	ds3	ds3	ds3	ds4	ds4	ds4	ds5	ds5	ds5	ds5	ds5
Takatori	ds1	ds1	ds1	ds1	ds1	ds1	ds2	ds2	ds3	ds3	ds3	ds4	ds4	ds4	ds5	ds5	ds5	ds5	ds5

교하기 위하여 그림 9에 비탄성 시간이력해석, 변위계수법, 역량스펙트럼방법에 의한 전단벽 구조물의 최대변위를 해석에 사용된 지진의 PGA를 가로축으로 나타내어 비교하였다. 최대변위에 따른 손상상태의 정도를 비교하기 위하여 각각의 손상상태(ds1, ds2, ds3, ds4)에 해당되는 최대변위들(2.457, 4.914, 9.828, 17.199 mm)을 그림 9에 나타내었다.

PGA가 0.4g 이하인 지진하중의 경우에는 변위계수법이 비탄성 시간이력해석과 역량스펙트럼 방법에 비하여 최대변위를 크게 평가하는 경향을 나타내지만 PGA가 0.7g 보다 커질수록 반대로 변위계수법에 의한 최대변위가 비탄성 시간이력해석과 역량스펙트럼방법에 비하여 작아지는 경향을 나타낸다.

역량스펙트럼방법은 변위계수법의 경향과는 반대로, PGA가 0.4g 이하인 지진하중의 경우에는 역량스펙트럼 방법이 비탄성 시간이력해석과 변위계수법에 비하여 최대변위를 작게 평가하는 경향을 나타내지만 PGA가 0.7g 보다 커질수록 반대로 역량스펙트럼방법에 의한 최대변위가 변위계수법에 비하여 크게 평가하는 경향을 나타낸다.

이러한 경향은 역량스펙트럼 방법의 경우 등가감쇠식을 이용하여 성능점을 산정하는데 그림 8에서 알 수 있듯이 연성도가 약 2정도까지는 감쇠증가가 크지만 그 이후로는 증가비가 작은 것을 알 수 있다. 따라서 연성도가 2미만일 경우에는 감쇠비를 크게 평가하여 최대변위 값을 작게 평가하고 연성도가 2보다 커질 경우 연성도 증가에 따른 감쇠비 증가가 작기 때문에 최대변위를 크게 평가하는 것으로 판단된다. 또한 역량스펙트럼 방법은 연성도 증가에 따라 유효주기 값이 증가하지만 변위계수법의 경우 초기 유효주기로 고정하여 계산하기 때문에 연성도가 커지는 경우 역량스펙트럼 방법에 비하여 최대변위를 작게 평가하는 것으로 판단된다.



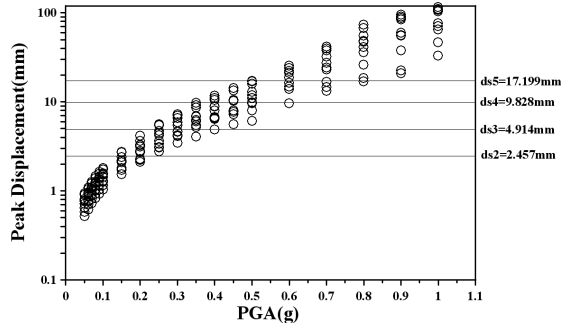
〈그림 8〉 등가감쇠모델에 따른 연성도와 등가감쇠관계의 비교

4.3 전단벽 구조물의 지진취약도 곡선의 비교

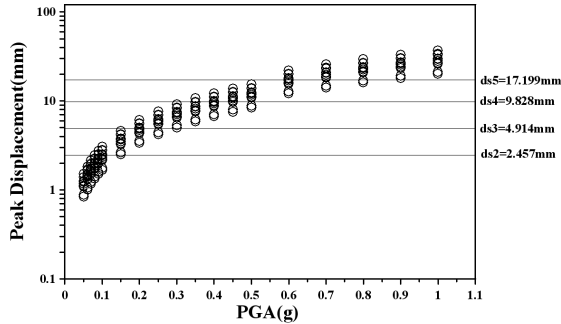
지진취약도 곡선은 어떤 특정한 수준의 지반운동을 받을 때 구조물이 손상상태에 도달하거나 초과하는 확률을 나타내는 것이다. 따라서 특정한 손상상태에 대한 지진취약도 곡선은 여러 수준의 지반운동에 대해 손상상태에 도달하거나 초과하는 조건부 확률을 통해 계산할 수 있다. Shinozuka 등⁽⁶⁾은 지진취약도 곡선을 2변수 대수정규 분포함수의 형태로 나타내었다. 여기서 2변수(중앙값과 대수표준편차)는 최우도(Maximum Likelihood) 방법에 의해 아래의 식 (7)을 사용하여 추정하였다.

$$\frac{d \ln L}{dc} = \frac{d \ln L}{d\zeta} = 0 \tag{7}$$

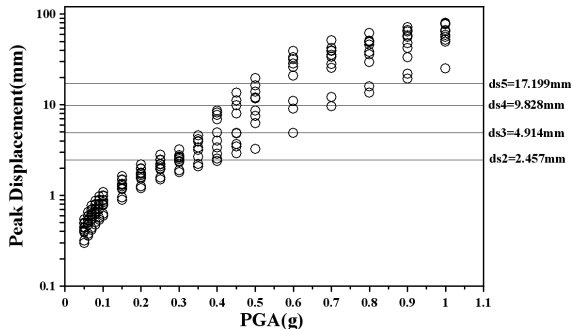
표 9에 나타낸 비탄성 시간이력해석(NTH)에 의한 다양한 최대지반가속도에 대한 손상상태 판별결과를 식 (7)에 적용하면 각 손상상태 별 최대지반가속도의 중앙값(c_j)과 대수표준편차(ζ)를 구할 수 있으며 이를 표 10에 나타내었다.



(a) 비탄성시간이력해석(NTH)에 의한 최대변위



(b) 변위계수법(DCM)에 의한 최대변위



(c) 역랑스펙트럼방법(CSM)에 의한 최대변위

〈그림 9〉 다양한 해석방법에 따른 전단벽 구조물의 최대변위의 비교

이 값이 지진취약도 곡선을 정의하는 2변수(중양값과 대수 표준편차) 값이다. 또한 변위계수법(DCM)과 역랑스펙트럼(CSM)에 대한 각 손상상태 별 최대지반가속도의 중양값(c_j)과 대수표준편차(ζ)도 동일한 과정으로 구하여 표 10에 함께 비교하여 나타내었다. 변위계수법은 비탄성 시간이력 해석에 비하여 손상상태가 ds2, ds3, ds4인 경우에는 지진 취약도 곡선의 중양값을 작게 평가하지만 반대로 역랑스펙트럼방법은 비탄성 시간이력해석 보다 중양값을 크게 평가한다. 이러한 경향은 손상상태가 ds5인 경우에는 반대로 나타난다. 이러한 경향은 그림 9에 나타난 바와 같이 PGA가 0.4g 이하인 경우에는 변위계수법이 비탄성 시간이력해석에 비하여 최대변위를 크게 평가하는 반면에 역랑스펙트럼방법은 반대의 경향을 나타내는 것으로 설명될 수 있다. 또한, PGA가 0.7g 이상인 경우에는 역랑스펙트럼방법이 비탄성 시간이력해석에 비하여 최대변위를 크게 평가하고 변위계

〈표 10〉 전단벽 구조물의 각 손상단계에 대한 지진취약도 곡선의 중양 값 및 대수표준편차

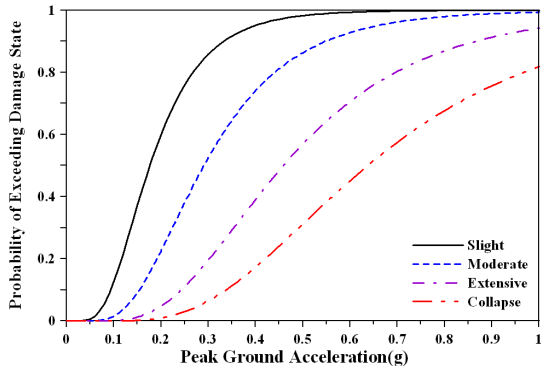
해석 방법	중양값, 대수표준편차	손상 상태			
		ds2	ds3	ds4	ds5
NTH	중양값, c_j (g)	0.1765	0.2908	0.4592	0.6378
	대수표준편차, ζ	0.495	0.495	0.495	0.495
DCM	중양값, c_j (g)	0.101	0.2133	0.4071	0.6388
	대수표준편차, ζ	0.668	0.668	0.668	0.668
CSM	중양값, c_j (g)	0.2898	0.4286	0.5051	0.6112
	대수표준편차, ζ	0.322	0.322	0.322	0.322

수법은 반대의 경향을 나타내기 때문이다.

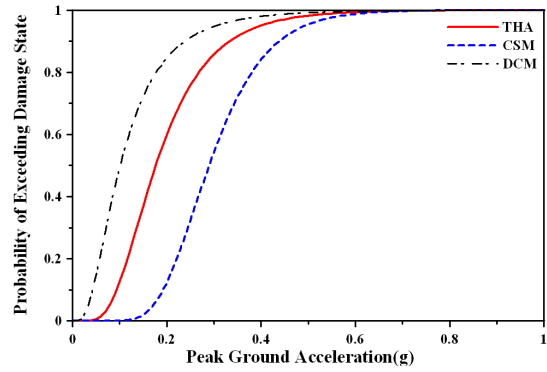
표 10에서 구한 손상상태에 따른 중양값과 대수표준편차를 사용하여 식 (3)을 이용하여 지진취약도 곡선을 작성하여 그림 9에 비교하여 나타내었다. 10가지 종류의 인공지진에 대한 PGA가 다양하게 되도록 스케일 조정하여 사용하였지만 인공지진의 특성상 실제 측정한 지진가속도 기록보다 지진특성의 다양성과 불확실성을 반영하기 어려우므로 지진취약도 곡선의 대수표준편차 또한 일반적인 경우(실제 지진피해 조사결과로부터 구하는 지진취약도 곡선의 대수표준편차가 보통 1보다 큰 값을 가짐)보다 작게 나타났다. 구조해석에 의한 취약도함수는 지진하중의 불확실성, 구조모델의 불확실성 등을 반영하기가 쉽지 않으므로 일반적으로 해석에 의해 구한 대수표준편차에 일정한 값의 대수표준편차를 일괄적으로 증가시켜 주는 것이 일반적이다. 그러나 본 논문에서는 지진해석방법에 따른 지진취약도 곡선의 차이를 분석하는 것이 주 목적이므로 해석에서 구한 대수표준편차를 그대로 적용하여 비교하였다. 변위계수법에 의한 지진취약도 곡선의 대수표준편차(0.668)가 비탄성 시간이력해석에 의한 대수표준편차(0.495) 보다는 크게 평가하며, 역랑스펙트럼방법에 의한 지진취약도 곡선의 대수표준편차(0.322)는 비탄성 시간이력해석보다는 작게 평가한다.

변위계수법의 경우에 손상상태가 ds2, ds3, ds4에 대한 지진취약도 곡선의 중양값이 전반적으로 작게 나타나는 것은 전반적으로 변위계수법이 PGA 0.4g 이하의 지진하중에 대하여 최대변위를 다른 방법보다 크게 평가하기 때문이다. 이는 기존의 많은 연구결과에서도 보고된 결과이다. 역랑스펙트럼 방법의 경우 손상상태가 ds2, ds3, ds4에 대한 지진취약도 곡선의 중양값이 다소 크게 평가 되었는데 이는 역랑스펙트럼 방법이 PGA 0.4g 이하의 지진하중에 대하여 최대변위를 다른 방법보다 작게 평가하기 때문이다.

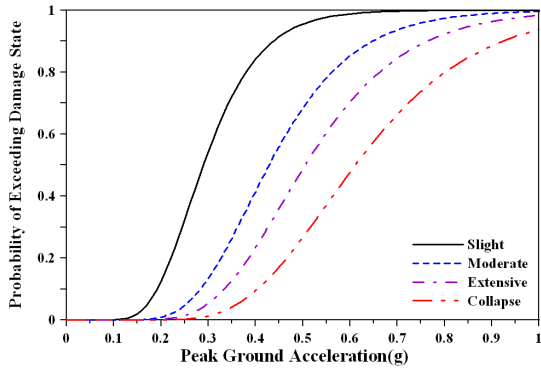
그림 11에는 그림 10에 나타난 지진해석방법별로 나타난 지진취약도 곡선을 네 가지 손상상태에 대하여 세 가지 지



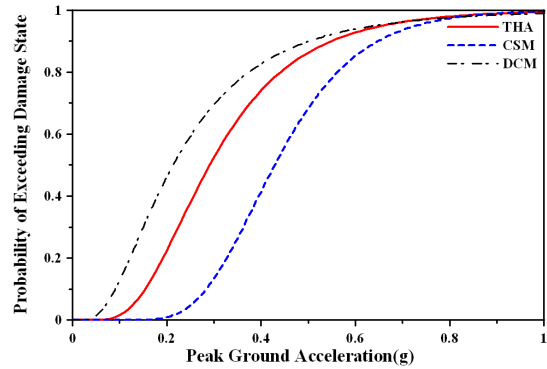
(a) 비탄성 시간이력해석에 의한 취약도곡선



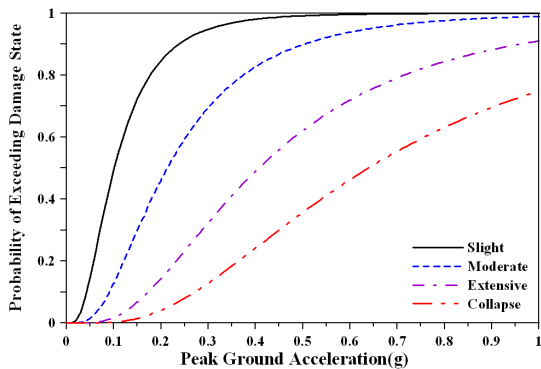
(a) ds2(Slight)



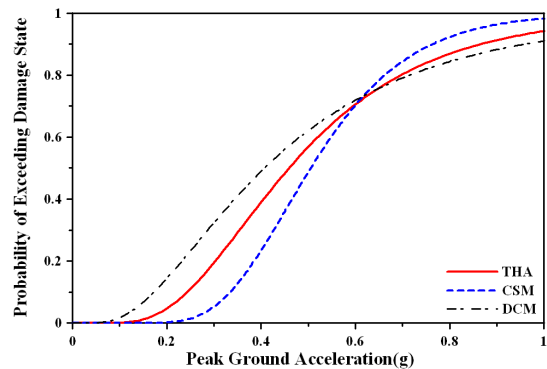
(b) 역량스펙트럼해석에 의한 취약도곡선



(b) ds3(Moderate)



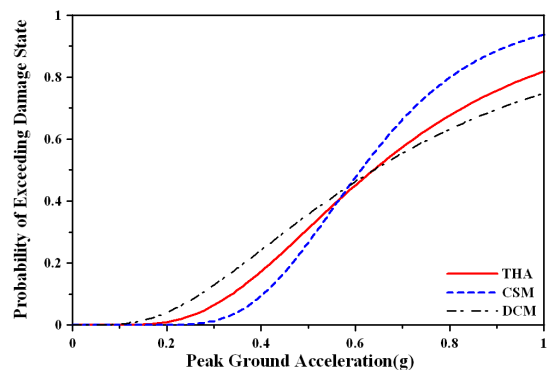
(c) 범위계수법에 의한 취약도곡선



(c) ds4(Extensive)

〈그림 10〉 다양한 비탄성 해석방법에 따른 전단벽 구조물의 지진취약도 곡선의 비교

진해석방법에 의한 지진취약도 곡선을 비교하여 나타내었다. 손상상태가 ds2와 ds3인 경우에 취약도 곡선은 세로축의 값은 범위계수법 > 비탄성시간이력해석 > 역량스펙트럼방법의 순으로 작아진다. 이는 ds2와 ds3의 손상상태에 대하여는 동일한 PGA에 대하여 범위계수법이 지진취약도를 가장 크게 평가하고 역량스펙트럼방법이 지진취약도를 가장 작게 평가함을 의미한다. ds4와 ds5 손상상태에서는 이와 같은 경향이 PGA가 어느정도 증가되는 시점에서 반대의 경향으로 바뀌는 현상이 발생한다. ds4의 손상상태에서는 PGA가 대략 0.62g 이상인 경우에 이와 같은 경향이 나타나며 ds5의 손상상태에서는 PGA가 대략 0.58g 이상인 경우에 이와 같은 경향이 발생함을 알 수 있다. 이는 앞에서



(d) ds5(Collapse)

〈그림 11〉 손상상태별 취약도곡선 비교

설명한 그림 9에 나타난 각 지진해석방법에 따른 최대변위의 평가결과의 경향에서 그 원인을 찾을 수 있다.

5. 결론

철근콘크리트 전단벽 구조물에 대하여 입력 지진으로는 190개의 인공지진가속도 기록을 사용하고 지진해석법으로는 변위계수법, 비탄성 시간이력해석법, 역량스펙트럼방법을 적용하여 지진해석을 수행하였다. 지진해석으로부터 구한 전단벽 구조물의 최대변위 해석결과들로부터 지진 취약도 곡선을 평가하여 다음과 같은 결론을 얻었다.

1. 기존의 지진 취약도 해석시 요구되는 다양한 크기의 지진기록에 대한 비탄성 시간이력해석의 경우 복잡한 구조 해석모델링과 해석에 많은 시간이 소요되지만 변위계수법 또는 역량스펙트럼 방법을 적용하면 해석시간을 단축할 수 있기 때문에 많은 지진해석결과를 요구하는 지진 취약도 곡선의 평가에는 유리한 장점이 있다.
2. 최대지반가속도(PGA)가 0.4g 이하인 지진하중의 경우에는 변위계수법이 비탄성 시간이력해석과 역량스펙트럼 방법에 비하여 최대변위를 크게 평가하는 경향을 나타내지만 PGA가 0.7g 보다 커질수록 반대로 변위계수법에 의한 최대변위가 비탄성 시간이력해석과 역량스펙트럼 방법에 비하여 작아지는 경향을 나타낸다. 역량스펙트럼 방법의 경우에는 이와 반대의 경향을 나타낸다.
3. 변위계수법의 경우에 손상상태가 ds2, ds3, ds4에 대한 지진취약도 곡선의 중앙값이 전반적으로 작게 나타나는 것은 전반적으로 변위계수법이 PGA 0.4g 이하의 지진하중에 대하여 최대변위를 다른 방법보다 크게 평가하기 때문이다. 이는 기존의 많은 연구결과에서도 보고된 결과이다. 역량스펙트럼 방법의 경우 손상상태가 ds2, ds3, ds4에 대한 지진취약도 곡선의 중앙값이 다소 크게 평가 되었는데 이는 역량스펙트럼 방법이 PGA 0.4g 이하의 지진하중에 대하여 최대변위를 다른 방법보다 작게 평가하기 때문이다.
4. 본 논문의 연구결과가 전단벽 구조물 하나의 결과이기 때문에 본 논문에서 분석한 변위계수법과 역량스펙트럼 방법을 이용한 지진취약도 곡선의 경향이 대부분의 구조물을 대표하는 경향으로 보기는 어렵다. 또한 지진취약도 곡선을 정의하는 중앙값의 차이를 각 지진해석방법과 비교하여 보면 역량스펙트럼방법과 변위계수법이 비탄성 시간이력해석에 비하여 10~40%의 차이를 나타내므로 지진취약도 곡선의 평가시에 역량스펙트럼 방법과 변위계수법을 적용하기 위해서는 정확성을 보다 향상시킬 필요성이 있다.

감사의 글

이 연구는 지식경제부의 제원으로 전력기반조성사업센터의 지원을 받아 수행한 2010년 전력기술기반구축사업의 연구과제(과제번호 I-2010-0-022)입니다.

참고 문헌

1. Basöz, N., and Mander, J.B., Enhancement of the highway transportation lifeline module in HAZUS, *National Institute of Building Sciences*, Draft7, 1999.
2. HAZUS-MH1, Earthquake Loss Estimation Methodology. Technical Manual. Prepared by the National Institute of Building Sciences for Federal Emergency Management Agency, 2003.
3. Applied Technology Council, Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, *ATC-40 Report*, Redwood city, California, 1996.
4. Applied Technology Council, NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of building (FEMA 273), and NEHRP commentary on the guidelines for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA 274), ATC 33, Redwood city, California, 1997.
5. Applied Technology Council, Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures (FEMA-440), ATC-55 Project, Redwood city, California, 2004.
6. Shinozuka, M., Feng, M.Q., Kim, H.K., Ueda, T., Statistical Analysis of Fragility Curves, *Technical Report MCEER-03-0002*, MCEER at Buffalo, NY, USA, 2003.
7. IAEA, IAEA CRP-NFE Camus Benchmark: Experimental results and specifications to the participants. *Report DM2S. SEMT/EMSI/RT/02-047/A*, 2002.
8. Valles RE, Reinhorn AM, Kunnath SK, Madan A, IDARC-2D version 4.0: a computer program for the inelastic damage analysis of building, *Technical Report MCEER-96-0010*, MCEER at Buffalo, NY, USA, 1996.
9. 송종걸, 장동휘, 김학수, 정영화, “철근콘크리트 벽체구조물에 대한 등가단자유도 방법 및 등가 감쇠비 산정방법에 따른 역량스펙트럼해석,” 한국전산구조공학회 논문집, 제21권, 제2호, 169-187, 2008.
10. Gulkan, P., Sozen, M., “Inelastic response of reinforced concrete structures to earthquakes motions,” *ACI Journal*, Vol.71, 604-610, 1974.
11. ASCE, Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA 356), Reston, Virginia, 2000.
12. Song, J.K., Pincheira, J.A., Spectral displacement demands of stiffness and strength degrading systems, *Earthquake Spectra*, Vol. 16, No. 4, 817-851, 2000.
13. 송종걸, 남왕현, 정영화, “등가단자유도 방법의 영향을 고려한 다경간 교량의 내진성능 평가를 위한 비탄성 정적해석,” 대한토목학회 논문집, 제26권, 제3A호, 473-484, 2006.
14. Shinozuka, M., Banerjee, S., Kim, S.H., Fragility Consider-

- ations in Highway Bridge, *Technical Report MCEER-07-0023*, MCEER at Buffalo, NY, USA, 2007.
15. 고현무, 이지호, 강준원, 조호현, “모멘트 손상지수를 이용한 철근콘크리트 교각의 지진취약도 평가,” 대한토목학회 2002년 학술발표회논문집, 464-467, 2002.
16. Choi, E.S., Jeon, J.C., Seismic fragility of typical bridges in moderate seismic zone, *KSCE Journal of Civil Engineering*, Vol. 7, No. 1, 41-51, 2003.