

2016년 경주지진에 의한 중층 RC 건물의 내진 성능 평가

Seismic Performance Assessment of a Mid-Rise RC Building subjected to 2016 Gyeongju Earthquake

이도형¹⁾ · 전종수^{2)*}Lee, Do Hyung¹⁾ · Jeon, Jong-Su^{2)*}¹⁾배재대학교 건설환경·철도공학과 교수, ²⁾안동대학교, 토목공학과 조교수¹⁾Department of Civil, Environmental and Railroad Engineering, Paichai University, ²⁾Department of Civil Engineering, Andong National University

/ A B S T R A C T /

In this paper, seismic performance assessment has been examined for a mid-rise RC building subjected to 2016 Gyeongju earthquake occurred in Korea. For the purpose of the paper, 2D external and internal frames in each direction of the building have been employed in the present comparative analyses. Nonlinear static pushover analyses have been conducted to estimate frame capacities. Nonlinear dynamic time-history analyses have also been carried out to examine demands for the frames subjected to ground motions recorded at stations in near of Gyeongju and a previous earthquake ground motion. Analytical predictions demonstrate that maximum demands are significantly affected by characteristics of both spectral acceleration response and spectrum intensity over a wide range of periods. Further damage potential of the frames has been evaluated in terms of fragility analyses using the same ground motions. Fragility results reveal that the ground motion characteristics of the Gyeongju earthquake have little influence on the seismic demand and fragility of frames.

Key words: Gyeongju earthquake, RC building, Nonlinear analysis, Fragility analysis

1. 서론

지진공학은 크고 작은 다양한 지진에 의한 피해사례 조사와 분석 그리고 이에 대한 대응방안을 모색하고 연구하면서 발전하여 왔다. 구조물의 내진 설계 또한 큰 규모의 지진을 경험할 때마다 구조물의 파괴 양상, 손상 형태 및 수준(경미, 심각, 또는 붕괴 등)에 대한 현장조사 및 분석 그리고 다양한 해석 및 모사실험연구를 통해 내진설계 방법이 진보되고 고도화 되어 왔다. 하지만 내진설계방법의 발전에도 불구하고 예측할 수 없는 지진하중 자체의 불규칙성으로 인해 구조물을 손상으로부터 완벽하게 보호하는 것은 거의 불가능하다. 건물골조, 특히 철근콘크리트골조의 경우도 예외는 아니며, 지진에 의해 유발되는 주요 부재의 다양한 손상 및 파괴에 대한 경험을 통해 내진설계 방법이 진보되어 왔다. 이에 따라 고려하는 설계지진에 대해

인명보호 수준의 예측 가능한 손상을 유도하는 내진설계 수준에 도달하였다. 국내의 경우, 설계지진을 초과하는 큰 규모의 지진에 의해 계속된 지진 파괴의 데이터가 많지 않은 실정이다. 이는 설계지진에 근접 또는 초과하는 규모의 지진에 대해, 국내 기준에 따라 내진설계된 철근콘크리트 건물이 어느 정도의 안전여유를 보유하고 있는지 또 어느 수준의 안정적인 거동을 할지에 대한 의문점이 있었다. 하지만 2016년 9월 12일 경주에서 발생한 지진은 이에 대한 검토를 수행할 수 있는 유용한 계기를 마련해 주었다. 2016년 9월 12일 19:44:33(대한민국 표준시간)에 경북 경주시 남서쪽 약 10km에서 발생한 규모 5.1의 지진에 이어, 20:32:54(대한민국 표준시간)에 경북 경주시 남서쪽 약 11.6km에서 규모 5.8의 본진이 발생하였다[1]. 규모 5.8의 지진은 국내에서 지진계측이 이루어진 이후 가장 큰 규모의 지진으로, 지진해 대응체계에 대해 국가적 차원의 검토가 이루어지는 기회가 되었고 현재도 진행 중에 있다. 국민안전처(MPSS)[2] 및 국토교통부(MOLIT)[3]의 초기 보도 자료에 의하면 인명피해가 없었고, 주로 구조물의 비구조적인 요소에 피해가 발생하였다. 하지만 일부 구조부재 특히 철근콘크리트 건물 기둥 부재의 손상 사례가 보고되었다. 국내 도심지의 특성 상 일반적인 건물의 경우 거주와 판매시설이 주를 이루고 있어, 심각한 손상 또는 파괴가 발

*Corresponding author: Jeon, Jong-Su

E-mail: jsjeon@anu.ac.kr

(Received November 17, 2016; Revised December 1, 2016; Accepted December 2, 2016)

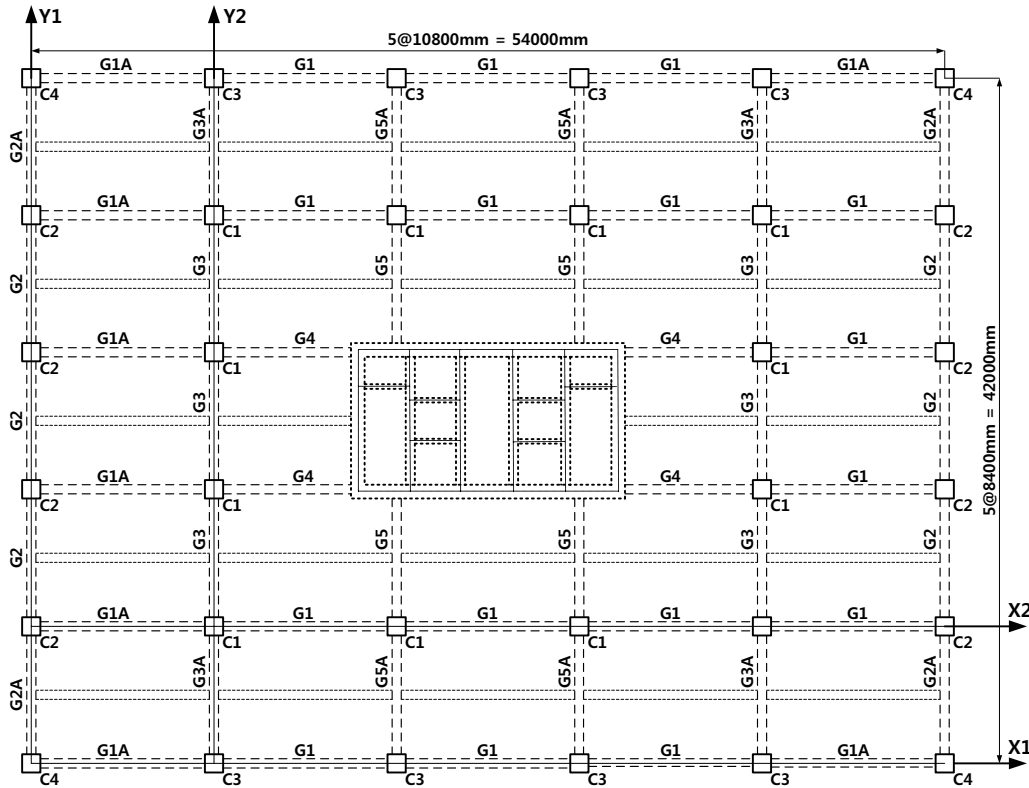


Fig. 1. Plan view of a RC building under consideration

생활 경우 매우 큰 인명피해가 발생할 수 있다. 따라서 경주지진과 같은 큰 규모의 지진에 대해, 철근콘크리트 건물의 내진성능을 평가할 필요가 있을 것으로 판단된다. 이에 본 연구에서는 국내 판매시설로 많이 건설되는 8층 규모의 철근콘크리트 건물을 선택하여 경주지진에 의해 예측된 지진파에 의한 응답을 해석적으로 검토하였다. 선택된 철근콘크리트 건물 골조에 대한 비선형 정적해석을 수행하여 골조 전체의 공급역량에 대해 검토한 후, 비선형 동적 시간이력을 수행하여 요구수준을 검토하였다. 비선형 동적 시간 이력해석에는 기상청(KMA)[4]과 한국지질자원연구원(KIGAM)[5]에서 운영하는 경주지역 및 인근지역 관측소에서 계속된 지진파를 사용하였다. 또한 계속된 지진파를 이용하여 선택된 골조에 대한 지진취약도 해석을 수행하여 손상수준별 한계상태에 대한 잠재적 파괴확률을 검토하였다.

2. 해석대상 철근콘크리트 건물

경주지진에 의한 중층 철근콘크리트(reinforced concrete, RC) 건물의 잠재적 손상평가를 위해 건축구조기준(KBC2016)[6]에 따라 설계된 판매 시설용 철근콘크리트 건물을 해석대상으로 선택하였다. 선택된 해석대상 건물은 내진 I 등급의 평면 대칭성을 갖는 지상 8층 규모의 5x5 배이 구조로, 설계자료는 (주)바로건설기술[7]로부터 제공받았다. 본 연구에서 선택된 해석대상 철근콘크리트 건물의 평면도는 Fig. 1에 나타났다.

Fig. 1의 구조평면도에서 확인할 수 있는 바와 같이, 지진하중과 같은 횡하중에 대해서는 코어에서의 전단벽이 횡력의 많은 부분을 지지하도록 하고 그 외의 주변 골조는 중간모멘트골조 상부에 해당하는 배근을 하여, 지진

Table 1. Design strength of structural materials

Material	Specified design strength(MPa)	Reference Korean Standard
Concrete	24	KS F 4009 Ready-mixed concrete
Reinforcement	400 for not greater than D16	KS D 3504 Steel bars for concrete reinforcement
	500 for not less than D19	

력저항시스템으로 건물골조시스템에 철근콘크리트 보통전단벽을 적용하였다. 해석대상 건물은 길이방향(X 방향)으로 10.8 m 등간격의 5경간 모듈 그리고 직각방향(Y 방향)으로 8.4 m 등간격의 5경간으로 구성되어 있다. 층고의 경우, 1층 층고는 5.4 m인 반면에 그 외 나머지 층(2F-8F)의 층고는 4 m로 일정하였다. 해석대상 건물의 설계에 사용된 구조재료의 강도 및 적용된 KS 규격은 Table 1에 정리하여 나타내었다.

본 연구에서는 Fig. 1에 나타나는 철근콘크리트 건물 평면도에서, 전단벽을 포함하는 단단한 골조보다는 상대적으로 유연한 전단벽을 포함하지 않은 2차원 평면 골조를 해석대상 골조로 고려하였다. 해석대상 골조를 선정하는데 있어, 각 방향(X 및 Y 방향)에서 각각 외부 및 내부 2차원 골조를 선택하였다. 즉, 선택된 2차원 골조는 Fig. 1에서 확인할 수 있는 바와 같이, X방향의 경우 X1 및 X2 골조 그리고 Y 방향의 경우 Y1 및 Y2 골조이다. 각각의 골조를 구성하고 있는 주요 구조부재인 보와 기둥의 단면 명칭은 Fig. 1에 나타내었다. 보와 기둥의 단면 크기 및 철근 배치 상세는 각각 Fig. 2와 Fig. 3에 나타내었고, 보와 기둥 단면의 철근 상세는 각각 Table 2와 Table 3에 정리하였다.

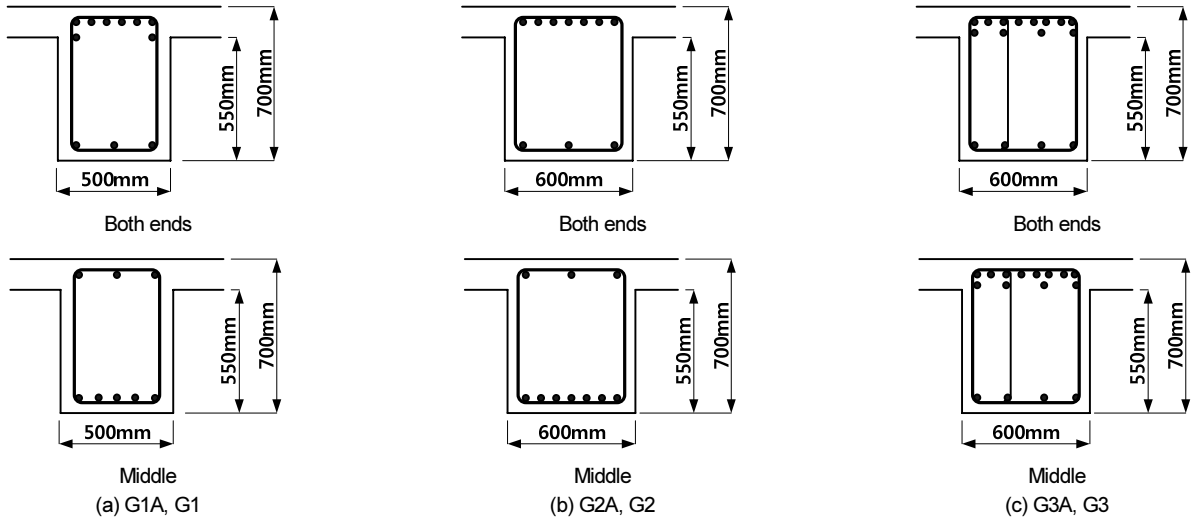


Fig. 2. Dimension and reinforcement arrangement of beam cross sections

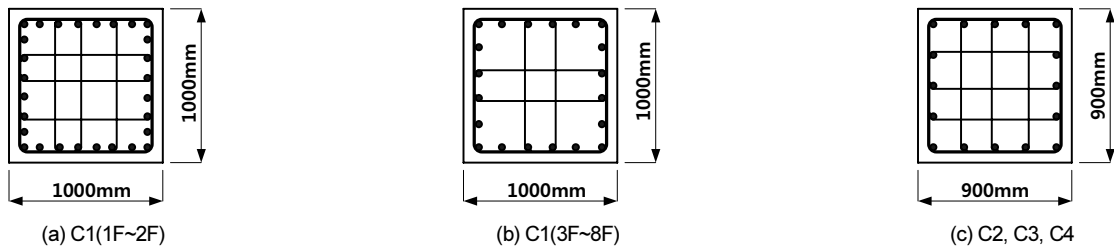


Fig. 3. Dimension and reinforcement arrangement of column cross sections

Table 2. Reinforcement details for beam cross sections

Beam cross section		Top reinforcement	Bottom reinforcement	Hoop
G1A, G1	Both ends	8-D22	3-D22	D10@150 mm
	Middle	3-D22	5-D22	D10@300 mm
G2A, G2	Both ends	7-D22	3-D22	D10@150 mm
	Middle	3-D22	7-D22	D10@150 mm
G3A, G3	Both ends	12-D22	4-D22	D10@150 mm
	Middle	4-D22	12-D22	D10@300 mm

Table 3. Reinforcement details for column cross sections

Column cross section	Longitudinal reinforcement	Hoop(both ends)	Hoop(middle)
C1(1F~2F)	28-D25	D10@150 mm	D10@300 mm
C1(3F~8F)	20-D25	D10@150 mm	D10@300 mm
C2, C3, C4	16-D25	D10@150 mm	D10@300 mm

3. 해석프로그램 및 모델링 기본가정

3.1 해석프로그램 ZeusNL

선택된 4개의 2차원 철근콘크리트 골조에 대한 비선형해석을 수행하기 위해 단면해석에 기초한 구조해석 프로그램인 ZeusNL[8]을 사용하였다. ZeusNL[8]은 철근콘크리트구조, 강구조 및 합성구조의 2차원 및 3차원 고

유치해석, 정적 및 동적 비선형해석을 수행할 수 있고, 지진과 같은 하중으로 유발되는 대변형으로 인한 기하학적 비선형 및 재료의 비탄성 효과 또한 포함하고 있다. 특히 정적해석의 경우, 힘과 변위하중 모두 독립적 혹은 비례적으로 작용시킬 수 있을 뿐만 아니라, 각 하중단계마다 변화하는 강성에 의한 주기변화에 따른 하중분포를 연속적으로 작용시킬 수 있는 adaptive pushover 해석 방법 및 정적시간이력해석 또한 가능하다. 동적해석의 경우 Lanczos 알고리즘을 이용한 고유치 해석 이외에도 가속도와 변위를 재하

하는 동적 시간이력해석을 수행할 수 있다. 그 외의 해석방법, 다양한 단면 및 재료모델 등은 ZeusNL[8] 매뉴얼에 정리되어 있다.

3.2 해석대상 골조의 해석모델

비선형 정적 pushover 해석 및 비선형 동적 시간이력해석을 위한 골조의 해석모델을 구성하기 위해 사용된 요소는 비탄성 보-기둥 요소로, 각 비탄성 요소는 화이버 요소로 나누어진 모니터링 영역을 갖는 2개의 적분단면에서 단면해석을 수행한다. 비선형 해석에 의한 소성힌지 영역에서의 변형률과, 지진하중에 의해 유발되는 에너지 소산능력을 검토하기 위해 보와 기둥의 단부부근에서는 작은 비탄성 요소로 분할한 반면에 해석의 효율성을 위해 중앙으로 갈수록 요소의 크기를 증가하였다. 보와 기둥의 해석단면은 각각 ZeusNL[8]의 철근콘크리트 T형 단면과 직사각형 단면을 사용하여 모델링 하였다. 단면해석을 위한 적분단면의 각 재료에 해당하는 재료모델의 경우, 철근의 경우 이선형 응력-변형률 곡선을 적용하였다. 콘크리트의 경우 비구속 및 구속콘크리트에 대해, Mander et al.[9]모델을 기본으로 하여 Martinez-Rueda and Elnashai[10]에 의해 수정된 응력-변형률 곡선을 사용하였다. 동적 시간이력해석에 사용되는 질량 요소로, 기둥 질량의 경우 보-기둥 접합부 절점에 집중질량 요소를 사용하여 해석모델을 구성한 반면에, 보 질량의 경우 보 요소에 작용하는 질량의 분포효과를 고르게 반영하기 위하여 분포질량 요소를 사용하였다. 한편, 감쇠의 경우, 감쇠요소를 사용하는 대신에 동적 시간이력해석의 수치적분법을 통해 고려하였다. 해석에 사용된 수치적분법은 Hilber-Hughes-Taylor- α 적분법[11]으로 α 계수를 통해 감쇠효과를 고려하였다.

4. 골조의 비선형 정적 pushover 해석

본 연구에서 고려한 4개의 골조, X1, X2, Y1 및 Y2에 대해 비선형 정적 pushover 해석을 수행하여 각 골조의 공급역량을 검토하였다. 정적 해석 수행시, 횡방향 비례하중의 경우 골조의 높이에 걸쳐 역삼각형 선형분포를 적용하였다. 정적 해석의 하중제어는 최대하중 및 최대하중 이후의 연화과정을 정확하게 묘사하기 위해 하중제어와 변위제어를 혼합하여 해석을 수

행하였다.

골조에 대한 해석결과로 각 방향별 밑면전단력-최상층 횡변위를 Fig. 4에 나타내었다. Fig. 4에서 확인할 수 있는 바와 같이, 일반적으로 Y 방향 골조의 강성이 X 방향 골조의 강성에 비해 큰 것을 확인할 수 있다. 두 방향 모두 외부골조의 응답이 내부골조의 응답에 비해 작음을 알 수 있고 그 차이는 Y 방향 골조의 응답에서 크게 나타났다. 이와 같은 차이는 각 골조를 구성하고 있는 보 단면의 철근 상세 때문인 것으로 판단된다. 한편 최대강도에 도달한 이후 변위 증가에 따른 강도의 감소기울기는, X 방향 골조 응답에서는 완만한 반면에 Y 방향 골조의 응답은 다소 급격한 경향을 나타내었다. 또한, 외부 골조 보다는 내부 골조의 감소기울기가 커지는 경향을 나타내었고 특히 Y 방향 내부 골조의 감소기울기는 급격함을 알 수 있다. 이는 Y 방향 내부 골조의 경우 다른 골조에 비해 더 큰 압축력을 받고 있기 때문인 것으로 판단된다.

정적 해석결과를 이용하여 각 골조의 방향별 변위연성도를 비교·검토하였다. 변위연성도를 구하기 위해서는 먼저 항복한계상태와 극한한계상태에 대한 정의가 필요하다. 본 연구에서는 가장 보편적으로 사용되는 한계상태를 적용하였다. 즉 항복한계상태의 경우, 골조 1층 기둥의 위험단면인 가장 밑 단면에서 주철근의 첫 번째 항복이 발생하는 상태를 항복한계상태로 정의하였다. 극한한계상태의 경우 밑면전단력-최상층 횡변위 응답에서 일정부분 강도의 감소가 발생된 상태로 정의하였다. 일반적으로 많이 사용되는 감소율은 15%와 20%로, 본 연구에서는 최대강도의 15% 감소와 20% 감소가 발생한 상태 모두를 극한한계상태로 정의하여 변위연성도를 구하였다. X 방향 골조와 Y 방향 골조에서 구한 변위연성도를 Table 4에 정리하였다.

Table 4에서 확인할 수 있는 바와 같이 구해진 변위연성도는 밑면전단력-최상층 횡변위 응답에서 관찰된 경향을 나타내고 있다. 즉 Y 방향의 변위연성도가 X 방향의 연성도에 비해 작은 경향을 나타내었고, 내부 골조의 연성도가 외부 골조의 연성도에 비해 X 방향과 Y 방향에서 각각 35%와 65% 감소하였다. 이는 Fig. 4에서 관찰된 것처럼 Y 방향 골조에서 최대강도 도달 이후 변위 증가에 따른 강도의 감소가 다소 급격하기 때문인 것으로 판단된다. 그럼에도 불구하고 내부 골조는 큰 강성으로 인해 내부 골조보다 더 큰 변위에서 항복하는 것을 알 수 있었다.

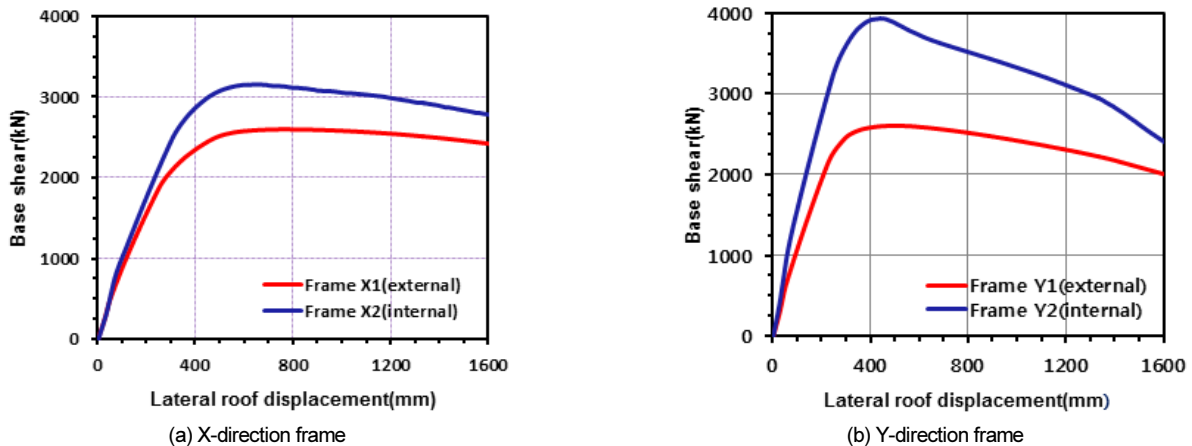


Fig. 4. Static response of frames

Table 4. Displacement ductility of frames in each direction

Direction	Frame	Yield displacement (mm)	Ultimate displacement(mm)		Displacement ductility	
			At 15% reduction	At 20% reduction	At 15% reduction	At 20% reduction
X	X1	194	1989	2235	10.2	11.5
	X2	236	1794	2049	7.6	8.7
Y	Y1	189	1349	1509	7.1	8.0
	Y2	227	979	1164	4.3	5.1

Table 5. Fundamental period (sec) of vibration for frames

	X-direction		Y-direction	
	X1	X2	Y1	Y2
Period	1.05	1.26	1.19	1.49

5. 골조의 비선형 동적 시간이력해석

계측된 경주지진파에 의해 해석대상 골조에 요구되는 응답수준을 Table 4에 요약된 공급역량과 비교 검토하기 위하여 비선형 동적 시간이력해석을 수행하였다. 본 연구에서는 계측된 지진파의 특성을 비교 검토할 목적으로, 1940년 El Centro 지진에서 계측된 El Centro-EW 성분에 대한 해석 또한 수행하였다.

5.1 고유치 해석

해석대상 골조에 대해 고유치 해석을 수행하였고, 1차 모드에 대응하는 고유주기를 Table 5에 정리하였다. Table 5에서 확인할 수 있는 것처럼 X 방향 골조보다는 Y 방향 골조가 다소 긴 주기를 나타내었고, 외부 골조 보다는 내부 골조의 주기가 긴 경향을 나타내었다.

5.2 입력지진파 및 응답스펙트럼

비선형 동적 시간이력해석에 사용된 입력지진파는, 경주지진의 본진 (M_L 5.8)에 의해 계측된 지진파 3분과 비교목적을 위해 1940년 El Centro (EW 성분)을 선택하였다. 경주지진에 의해 계측된 지진파는 한국지질자원 연구원(KIGAM)[4]에서 관리하는 덕정리(DKJ)와 명계리(MKL) 그리고 기상청(KMA)[5]에서 관리하는 울산(USN) 관측소에 계측된 지진파로, 샘플링 간격은 0.01초 그리고 25 Hz 이상의 고주파 성분에 대해 Butterworth low pass filter가 적용되었다[12]. 관측소의 위치는 Fig. 5에 나타내었고, 선택된 입력지진파는 Fig. 6 그리고 최대지반가속도는 Table 6에 정리하였다. Table 6에서 확인할 수 있는 바와 같이, 명계리(MKL)와 울산(USN) 관측소에서 계측된 지진파의 수평방향 성분 최대지반가속도는 국내 내진 I 등급 건물의 SB 지반에 대한 설계지반최대가속도인 0.18 g를 초과함을 알 수 있다. 한편, 비교 검토 목적을 위해 선택된 El Centro-EW 지진파의 최대지반가속도는 0.271 g로 명계리(MKL)와 울산(USN) 관측소에서 계측된 지진파의 수평방향 최대지반가속도 보다는 작은 값을 의도적으로 선택하였다. 선택된 4개의 골조에 대한 비선형 동적 시간이력해석에서는 입력지진 파 중 수평방향 성분만 고려하였고, 계측된 가속도 시간이력을 스케일링 없

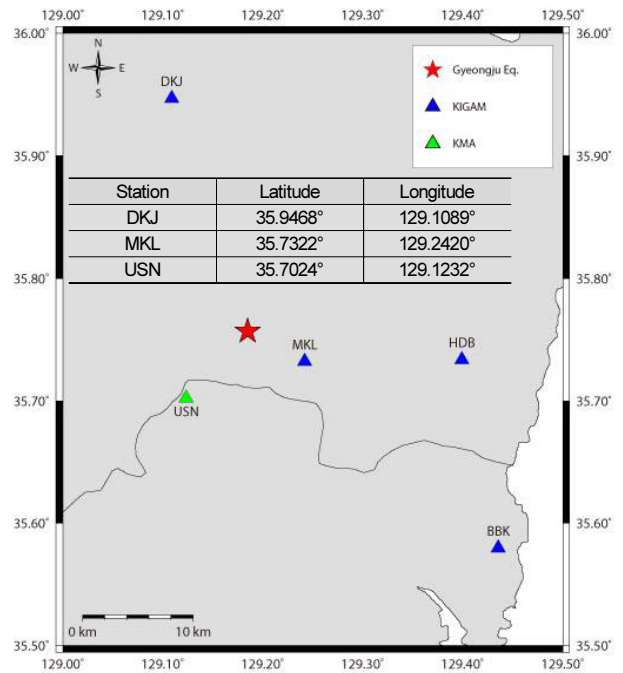


Fig. 5. Location of stations

Table 6. Peak ground acceleration recorded at stations

Station	Peak ground acceleration(g)		
	EW	NS	Vertical
DKJ	0.078	0.092	0.057
MKL	0.285	0.257	0.088
USN	0.404	0.351	0.213
El Centro	0.271	-	-

이 동적하중으로 재하 하였다.

건축구조기준[6]에서 제시하는 내진 I 등급의 SB, SC 및 SD 지반에 해당하는 설계응답스펙트럼과의 비교를 위해, 선택된 입력지진파에 대해 응답스펙트럼 해석을 수행하였고, 임계감쇠의 5%에 대응하는 응답스펙트럼 결과를 설계응답스펙트럼과 함께 Fig. 7에 나타내었다. Fig. 7에서 확인할 수 있는 바와 같이, DKJ 관측소에 계측된 지진파의 모든 방향별 성분은 설계응답스펙트럼보다 작은 반면에, MKL 및 USN 관측소에서 계측된 지진파의 수평방향 성분은 단주기 영역에서 설계응답스펙트럼을 초과하는 것으로 나타났다. 특히 USN 관측소에서 계측된 지진파의 경우, 수직방향 성분도 단주기 영역에서 설계응답스펙트럼을 초과하는 것으로 나타났다. 하지만 단주기 영역 이외의 주기 영역에서의 응답은 설계응답스펙트럼보다

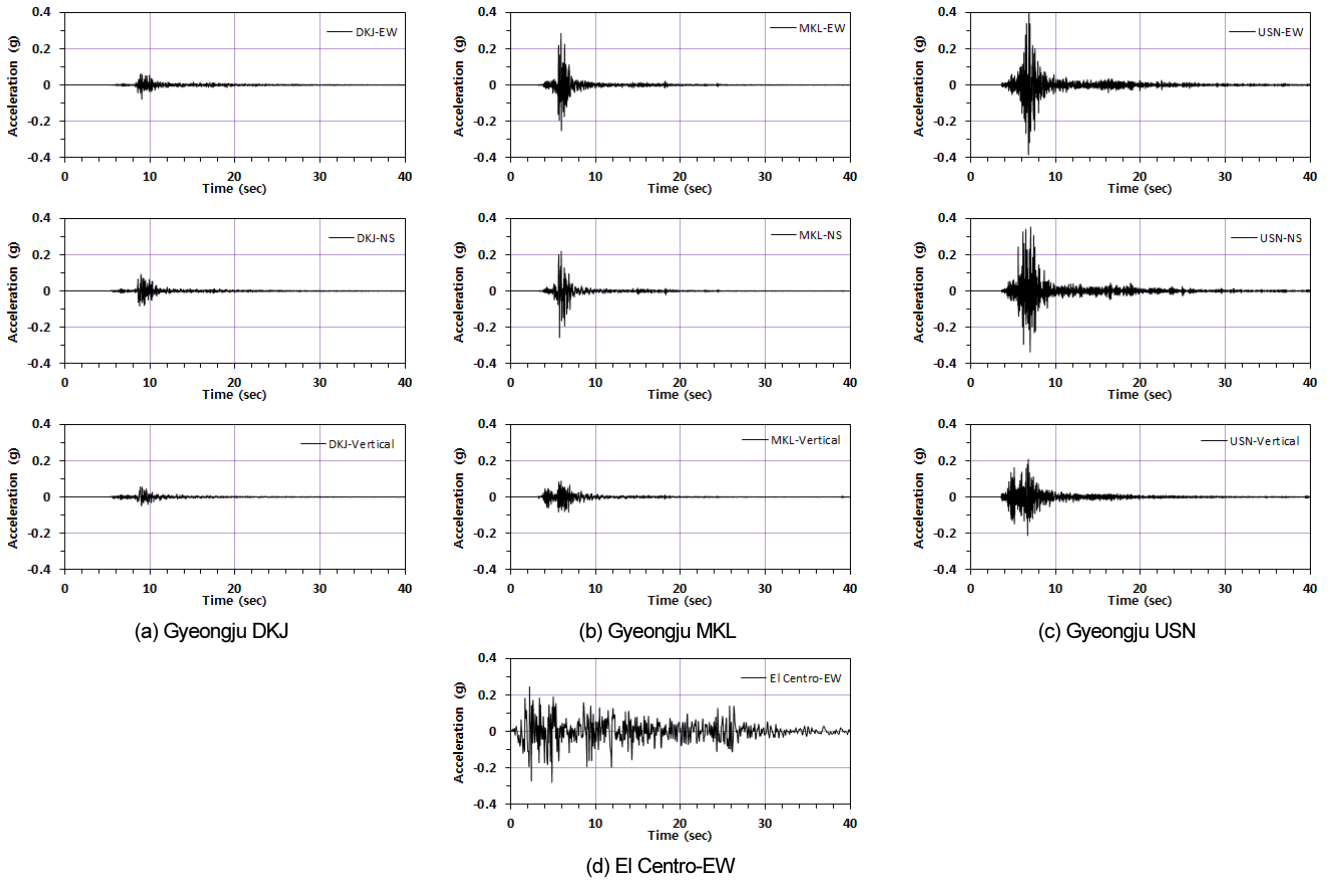


Fig. 6. Input ground motion components

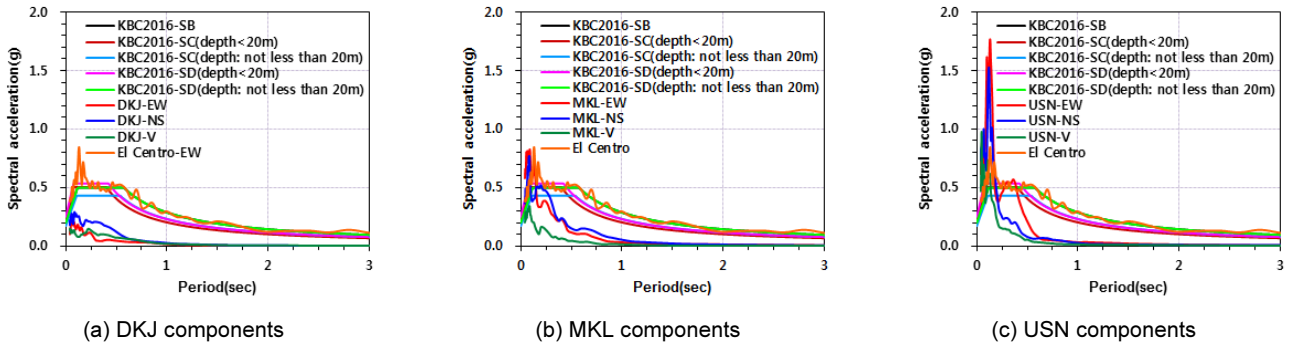


Fig. 7. Comparison of response spectrum

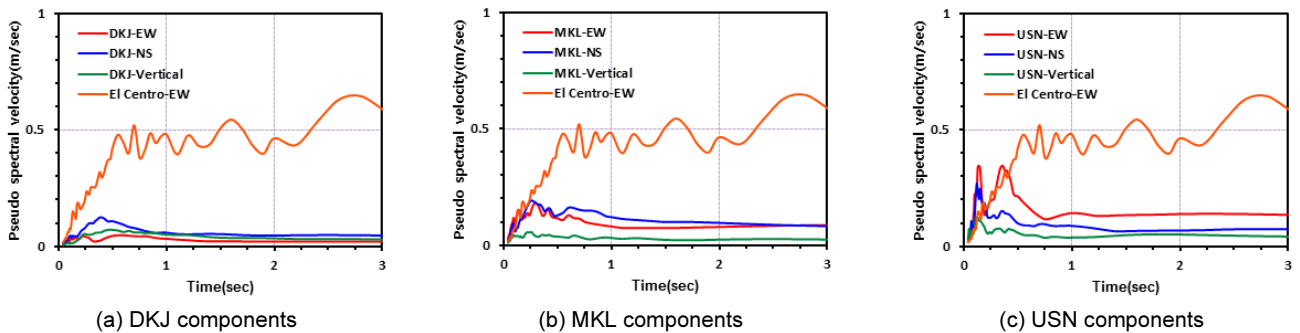


Fig. 8. Comparison of pseudo velocity response spectrum

작음을 알 수 있다. 한편 El Centro- EW 지진파의 경우, 단주기 영역에서 설계응답스펙트럼을 초과하였지만 그 외의 주기 영역에서는 S_D 지반의 설계응답스펙트럼에 포함되는 것을 확인할 수 있다. 따라서 선택된 입력지진파의 지진강도 세기에 차이가 있을 것으로 판단되어 유사속도 응답스펙트럼을 검토하였고 Fig. 8에 나타내었다. Fig. 8에서 확인할 수 있는 바와 같이, El Centro-EW 지진파의 가속도 스펙트럼 응답이 단주기 영역에서 경주지진에 의해 예측된 지진파의 응답에 비해 작았음에도 불구하고, 지진강도의 세기는 매우 큰 것을 알 수 있다. 특히, 주기가 1초를 지나 증가함에 따라 지진강도의 세기가 점진적으로 커져, 본 연구에서 선택된 골조의 비선형 동적 시간이력응답에 영향을 미칠 것으로 판단된다.

5.3 골조의 최대 응답

본 연구의 목적이 경주지진에 의해 예측된 지진파에 의한 철근콘크리트 골조의 잠재적 손상평가이므로, 국부적인 응답 보다는 골조시스템의 최대 응답에 대해 검토하였다. 선택된 4개의 골조 즉, X1, X2, Y1 및 Y2에 대한 해석결과에서 최대 층간변위비를 구하여 Table 7, 8, 9 및 10에 정리하였다. Table 7, 8, 9 및 10에서 확인할 수 있는 바와 같이, 경주지진에서 예측된 지진파에 의한 층간변위비 최대 응답은 각각 0.08%, 0.29%, 0.21% 및 0.20%로 매우 작게 나타났다. 또한, 각 골조의 보와 기둥 단면 내 인장 철근의 변형률을 검토한 결과 항복이 발생하지 않아 4개의 골조 모두 탄성거동

Table 7. Maximum interstorey drift (%) in frame X1

Station	Component	1F	2F	3F	4F	5F	6F	7F	8F
DKJ	EW	0.02	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.02	0.04
	NS	0.03	0.02	0.01	0.02	0.01	0.03	0.06	0.06
MKL	EW	0.03	0.04	0.06	0.07	0.05	0.02	0.01	0.03
	NS	0.03	0.03	0.02	0.02	0.04	0.06	0.08	0.07
USN	EW	0.06	0.07	0.05	0.03	0.02	0.002	0.01	0.03
	NS	0.01	0.01	0.04	0.05	0.05	0.04	0.01	0.01
El Centro	EW	0.02	0.03	0.07	0.12	0.14	0.13	0.10	0.02

Table 8. Maximum interstorey drift (%) in frame X2

Station	Component	1F	2F	3F	4F	5F	6F	7F	8F
DKJ	EW	0.09	0.08	0.05	0.04	0.04	0.05	0.07	0.11
	NS	0.12	0.12	0.07	0.06	0.08	0.08	0.13	0.16
MKL	EW	0.14	0.15	0.12	0.13	0.13	0.15	0.17	0.21
	NS	0.15	0.15	0.10	0.13	0.12	0.13	0.19	0.24
USN	EW	0.17	0.13	0.14	0.16	0.13	0.15	0.14	0.29
	NS	0.13	0.11	0.12	0.11	0.11	0.13	0.10	0.19
El Centro	EW	0.60	0.78	0.90	0.95	0.96	0.90	0.78	0.66

Table 9. Maximum interstorey drift (%) in frame Y1

Station	Component	1F	2F	3F	4F	5F	6F	7F	8F
DKJ	EW	0.06	0.05	0.03	0.02	0.03	0.04	0.04	0.07
	NS	0.10	0.10	0.06	0.05	0.08	0.08	0.10	0.11
MKL	EW	0.14	0.14	0.13	0.15	0.16	0.13	0.15	0.17
	NS	0.13	0.12	0.10	0.12	0.14	0.12	0.19	0.21
USN	EW	0.13	0.11	0.15	0.13	0.14	0.10	0.16	0.20
	NS	0.12	0.11	0.11	0.10	0.10	0.09	0.11	0.16
El Centro	EW	0.76	0.88	0.88	1.06	1.13	1.08	0.92	0.72

Table 10. Maximum interstorey drift (%) in frame Y2

Station	Component	1F	2F	3F	4F	5F	6F	7F	8F
DKJ	EW	0.07	0.06	0.04	0.02	0.03	0.04	0.04	0.07
	NS	0.10	0.08	0.06	0.06	0.07	0.06	0.09	0.11
MKL	EW	0.12	0.12	0.12	0.12	0.14	0.14	0.14	0.17
	NS	0.12	0.12	0.10	0.11	0.15	0.14	0.17	0.20
USN	EW	0.14	0.13	0.11	0.16	0.17	0.10	0.14	0.19
	NS	0.13	0.13	0.12	0.11	0.09	0.10	0.11	0.13
El Centro	EW	1.07	1.36	1.67	1.78	1.74	1.51	1.06	0.87

Table 11. Maximum roof displacement (mm) in frames

Station	Component	X-direction		Y-direction	
		Frame X1	Frame X2	Frame Y1	Frame Y2
DKJ	EW	5.7	9.8	7.2	6.8
	NS	10.2	16.9	14.5	13.8
MKL	EW	24.7	27.2	27.7	21.9
	NS	17.4	24.7	20.4	19.9
USN	EW	21.6	23.0	21.2	17.8
	NS	18.4	19.1	17.4	18.4
El Centro	EW	200	242	255	411

Table 12. Maximum base shear (kN) in frames

Station	Component	X-direction		Y-direction	
		Frame X1	Frame X2	Frame Y1	Frame Y2
DKJ	EW	227	691	370	611
	NS	505	824	611	1090
MKL	EW	940	1285	1007	1779
	NS	737	1448	1288	2037
USN	EW	1298	2309	1495	2341
	NS	753	1558	1507	2073
El Centro	EW	1909	2687	2920	4520

을 하는 것으로 나타났다. 하지만 경주지진에서 계측된 지진파보다 낮은 최대지반가속도를 갖는 El Centro-EW 지진파에 대한 층간변위비 최대응답은 비교적 크게 예측되었고, 특히 Y 방향 골조에서의 최대응답이 매우 크게 예측되었다. Y 방향 골조에서 층간변위비 최대응답은 1%를 상회하였고, 특히 Y 방향 내부골조인 Y2의 경우에는 최대 1.78%로 예측되었다. 또한, 보와 기둥의 위함단면 내 인장철근이 항복하는 것으로 나타났다. 이와 같은 결과의 원인은 5.2에 나타난 가속도 응답스펙트럼 및 유사속도 응답스펙트럼에서 찾아볼 수 있다. 경주지진에 의해 계측된 지진파의 경우, 가속도 응답은 단주기 영역에서 최대응답이 발생한 후 주기 증가에 따라 급격히 감소하였다. 반면에 El Centro-EW 지진파의 경우 가속도 응답은 단주기 영역에서 최대응답이 발생하였지만 주기 증가에 따른 감소는 경주지진에 의해 계측된 지진파 보다 완만함을 알 수 있다. 유사속도 응답스펙트럼에 의한 지진강도의 세기를 관찰해보면 그 차이는 더 분명해진다. Fig. 8에서 알 수 있는 바와 같이, El Centro-EW 지진파의 지진강도 세기는 주기가 증가함에 따라 점점 커지는 것을 알 수 있어 주기가 길어질수록 지진에너지가 커짐을 알 수 있다. 본 연구에서 고려한 해석대상 골조의 주기가 모두 1초 이상으로, 이는 곧 경주지진에서 계측된 지진파 보다 El Centro-EW 지진파에 의해 더 큰 지진력이 골조에 작용함과 동시에 큰 지진에너지가 골조에 가해짐을 알 수 있다. 이에 따라 X 방향 골조에 비해 보다 긴 주기를 갖는 Y 방향 골조에서 보다 큰 최대응답이 나타났고, 특히 주기가 1.49초로 가장 긴 Y2 골조에서 가장 큰 최대응답이 나타난 것으로 판단된다. 이는 지진 규모에 따른 최대지반가속도도 중요하지만, 무엇보다도 주기에 따라 지진파가 보유하고 있는 진동특성과 함께 특정 주기 구간에서 지진파가 보유하고 있는 지진강도의 세기가 골조의 응답에 미치는 영향이 크다는 것을 알 수 있다.

해석대상 골조의 최상층에서의 최대변위와 최대밀면전단력을 검토하

였고, 각각 Table 11과 Table 12에 정리하였다. Table 11에서 확인할 수 있는 바와 같이, 경주지진에 의해 계측된 지진파에 의한 최상층의 최대변위는 비선형 정적 pushover 해석으로부터 구한 항복변위(Table 4 참조) 보다 현저히 작은 반면, El Centro-EW 지진파에 의한 최상층의 최대변위는 모든 골조에서 항복변위를 초과하는 것으로 나타났다. 또한, 경주지진에 의해 계측된 지진파에 의한 최대밀면전단력의 경우 비선형 정적 pushover 해석으로부터 구한 최대밀면전단력보다 모든 골조에서 작은 반면, El Centro-EW 지진파에 의한 최대밀면전단력의 경우에는 정적 최대밀면전단력에 근접하거나 초과(Y2 골조)함을 알 수 있었다. 이는 앞서 언급한 것처럼, 주기에 따른 지진파의 가속도 응답과 유사속도 응답특성이 매우 중요함을 나타낸다.

6. 지진취약도 해석

경주지진에 의해 계측된 지진파들을 이용하여 중층 철근콘크리트 골조의 지진취약도 분석을 수행하였다. 본 연구에서의 지진취약도($P[D \geq CIM]$)는 구조물의 지진 응답 확률 모델(D)과 구조물의 저항 성능을 대변하는 한계상태 확률 모델(C)를 대수정규분포로 가정함으로써 도출되었고 다음 식 (1)과 같이 나타낼 수 있다.

$$P[D \geq CIM] = \Phi \left[\frac{\ln(S_D/S_C)}{\sqrt{\beta_{DIM}^2 + \beta_C^2}} \right] \tag{1}$$

여기서, $\Phi[\cdot]$ 는 대수 정규분포 누적함수, S_D 는 구조 응답 모델의 중앙값 (median), S_C 는 한계손상상태 확률 모델의 중앙값, β_{DIM} 은 지진동 세기

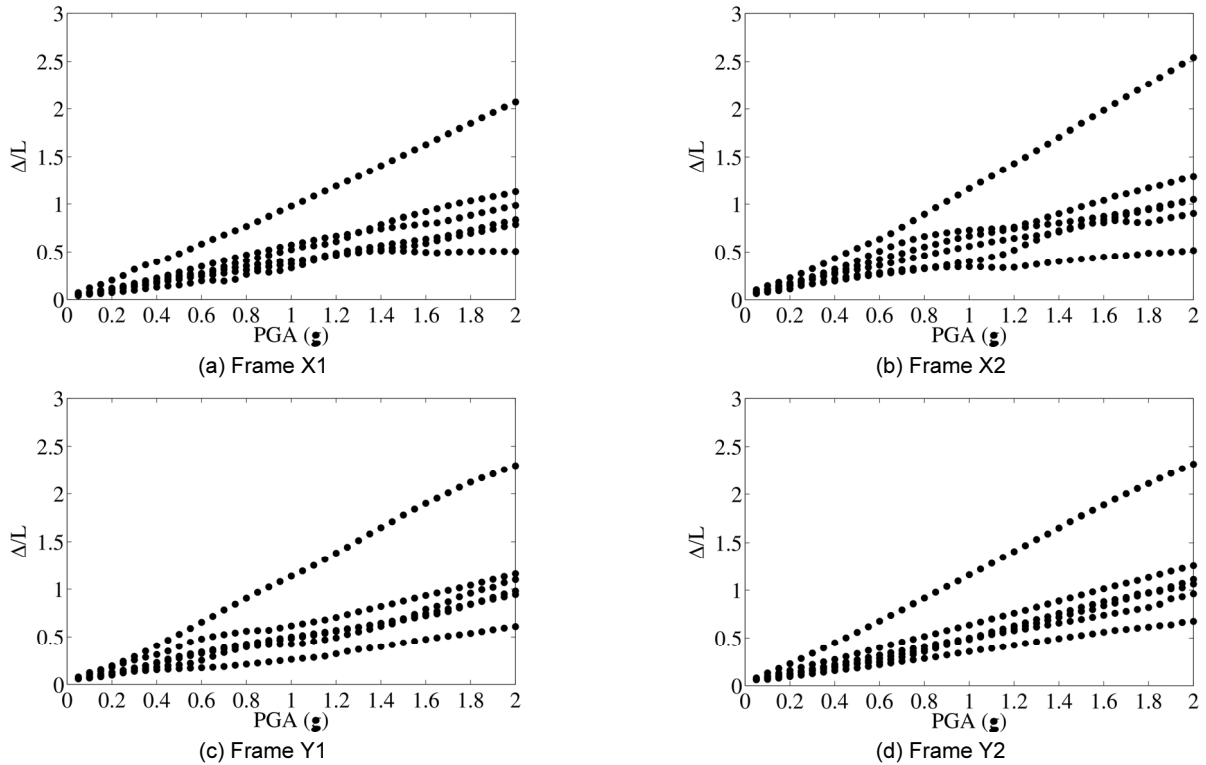


Fig. 9. Maximum interstorey drifts as a function of PGA

(intensity measure, IM)에 따른 구조 응답 모델의 대수 표준편차, β_C 는 한계상태 확률 모델의 대수 표준편차이다. 본 연구에서는 계측된 지진파의 수 (6개의 수평방향 지진파들)가 적기 때문에 지진파를 배율조정하여 사용하는 스트라이프(stripe) 방법으로 구조 응답 확률 모델을 구하였다. 본 연구에서 사용한 응답 확률 모델(S_D , β_{DIM})은, 입력변수로 최대지반가속도 (PGA) 그리고 출력변수로 최대 층간변위비에 기초하여 도출되었다. 지진 동 세기 즉, 최대지반가속도는 0.05 g로부터 2 g까지 0.05 g 만큼씩 증가시켰다. 상한값 2 g는 현실적으로 일어나지 않는 지진파임에도 불구하고, 구조부재의 비선형 거동을 검토하기 위해 설정하였다. 구조물의 한계상태 확률 모델(S_C 와 β_C)는 German et al.[13]에서 제안된 값을 이용하였다. 이 제안된 값들은 힘 거동에 지배되는 사각형 단면의 철근콘크리트 기둥 실험 결과에 기반을 둔 것이다. 선택된 네 가지 한계 손상상태는 힘 균열(경미한 손상, slight damage), 종방향 및 전단 균열(중간 손상, moderate damage), 종방향 철근 좌굴, 심부콘크리트 파쇄, 횡방향 하중지력 손실(심각한 손상, extensive damage) 및 종방향 철근 파단, 축방향 하중지력 손실(완전한 손상, complete damage)이다. 이러한 네 가지 손상상태에 상응하는 층간 변위비의 중앙값(S_C)은 0.3%, 1.0%, 4.5% 및 6.0%이었고[13], 대수 표준편차(β_C)는 모든 한계상태에 대하여 0.3으로 가정되었다[14].

일반적으로 골조의 지진취약도 곡선 유도시의 응답 확률 모델은 골조 내의 모든 층의 기동들에 대하여 가장 큰 응답 값(층간변위비)에 의해 정의된다[14]. 따라서, 본 연구에서는 골조 하나당 4개의 지진취약도 곡선을 유도하였다. Fig. 9는 6개의 지진파에 대해, 지진파의 특성을 나타내는 PGA에 따른 골조들의 최대 층간변위비(Δ/L)를 나타낸다. 일반적으로 최대지반가속도의 증가에 따라 최대응답이 증가함을 알 수 있었지만, 최대지반가속도

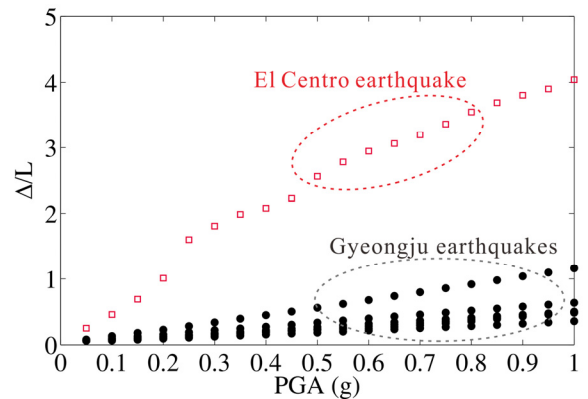


Fig. 10. Response comparison of Gyeongju and El Centro-EW earthquakes

의 증가가 최대응답의 증가를 반드시 수반하지는 않았다 (Fig. 9(a) 참조). 경주지진파의 최대지반가속도를 크게 증가시켰음에도 최대 층간변위비는 약 2.5보다 작다. 이 값은 한계상태의 중간 손상상태와 심각한 손상상태의 중앙값들 사이에 해당하며, 다른 연구들에서 관찰된 값보다 상당히 작은 응답치를 나타내고 있다. 경주지진파의 특성이 골조의 응답에 미치는 영향에 대한 추가 조사를 위해, 골조 Y2에 대하여 경주지진파의 응답과 배율 조정된 El Centro-EW 지진파의 응답을 비교하였고, Fig. 10에 나타내었다. El Centro-EW 지진파의 최대지반가속도별 응답이 경주지진파에 비해 매우 큰 것을 알 수 있다. 이러한 결과는 최대지반가속도가 구조물에 미치는 영향보다는, 주기에 따라 지진파가 보유하고 있는 진동 특성과 지진강도의 세기가 구조물의 응답에 매우 중요한 요소임을 다시 한번 입증하였다.

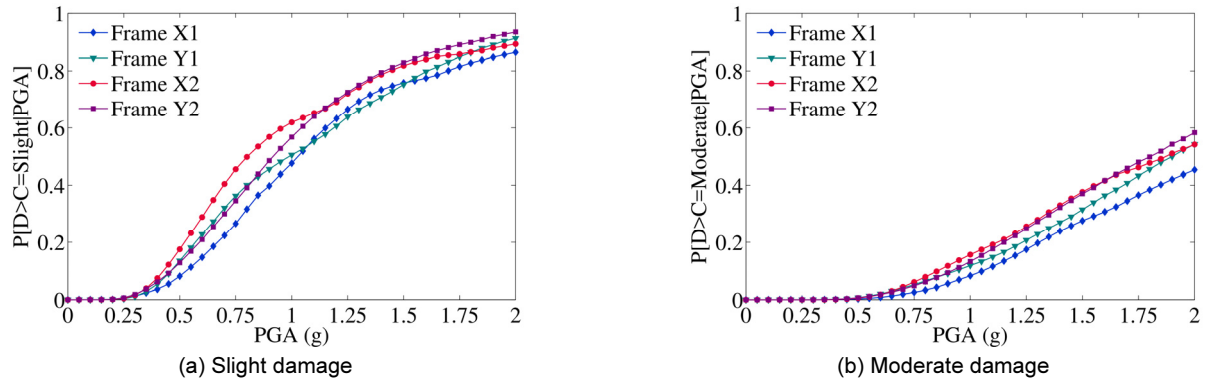


Fig. 11. Comparison of fragility curves for four frames

Fig. 9에 나타난 최대응답들과 한계상태 모델을 이용하여, 4개 골조에 대한 손상상태별 지진취약도 곡선 비교를 Fig. 11에 나타내었다. Fig. 9에서 알 수 있는 것처럼, 최대 층간변위비가 3을 초과하지 못하며, 이러한 값들은 심각한 손상상태와 완전한 손상상태의 중앙값인 4.5 및 6.0과는 상당한 사이를 가지므로, 손상초과확률이 거의 발생하지 않았다. 이러한 이유로, Fig. 11에서는 두 개의 손상상태, 즉 경미한 손상상태와 중간 정도의 손상상태에 대해서만 비교 검토하였다. Pushover 해석 결과는 내부 골조가 외부 골조보다 횡방향 하중저항능력이 더 컸음에도 불구하고, 지진취약도에서는 내부 골조가 외부 골조보다 손상초과확률이 다소 높음을 알 수 있다. 비록 손상초과확률의 차이가 크지는 않았지만, 이와 같은 현상은 응답변수의 차이 때문인 것으로 판단된다. 즉, pushover 해석의 경우에는 최상층 변위에 의한 골조 전체 응답을 고려하였다. 반면에 지진취약도 해석은, 골조 부재의 국부 응답(층간변위비)을 고려하여 수행한 결과로서, 앞에서 언급한 것과 같이 유도된 취약도 곡선은 전체 층 사이에서 발생한 응답들 중 가장 값을 이용하여 유도되었기 때문에 이러한 결과의 차이점이 발생한 것으로 판단된다. 또한, Fig. 11(a)에서 확인할 수 있는 것과 같이, 2g에서의 최대지반가속도가 휨 균열을 일으키는 확률이 최대 0.9 정도이다. 이는 본 연구에서 고려하고 있는 철근콘크리트 골조와 같은 건물, 계층된 경주지진파에 의해 손상될 확률이 매우 낮음을 의미한다. Fig. 7의 응답스펙트럼에서 예측한 것과 같이 지진파들의 탁월주기가 0.1초 내외로 지진에너지가 단주기 영역에 제한되기 때문에, 최대지반가속도를 크게 증가시키더라도 골조의 응답은 비례적인 증가를 나타내지 않았다.

7. 결론

본 연구에서는 2016년 9월 12일 발생한 경주지진에 의한 철근콘크리트 건물의 잠재적 손상평가를 해석적으로 수행하였다. 이를 위해 본 연구에서 고려한 건물의 각 방향별 외부 및 내부 골조를 2차원으로 모델링하여 비선형 정적 pushover 해석을 수행하였다. 또한, 경주지역에서 계층된 지진파 그리고 비교 목적을 위해 1940년에 발생한 EI Centro-EW 지진파를 사용하여 비선형 동적 시간이력해석을 수행하였다. 뿐만 아니라 경주지진에 의한 건물의 잠재적 손상평가를 확률적으로 검토하기 위해 지진취약도 해석을 수행하였다. 본 연구의 비교해석으로부터 관찰된 결과를 정리하면 다음과 같다.

- (1) 본 연구에서 고려한 4개의 골조에 대해 비선형 동적 시간이력해석을 수행한 결과, 경주지진에 의해 계층된 지진파에 의한 골조의 최대응답은 모두 탄성거동을 나타내었다. 하지만 경주지진에 의해 계층된 지진파보다 작은 최대지반가속도를 갖는 EI Centro-EW 지진파에 의한 골조의 최대응답은 모두 비탄성거동을 나타내었고, 골조의 고유주기가 비교적 긴 Y 방향 골조에서의 최대응답이 X 방향 골조에서의 최대응답보다 크게 나타났다. 이는 지진규모에 따른 최대지반가속도도 중요하지만, 주기에 따라 지진파가 보유하고 있는 진동특성과 함께 특정 주기 구간에서 지진파가 보유하고 있는 지진강도의 세기 또한 골조의 응답에 지배적인 요소임을 알 수 있었다.
- (2) 계층된 경주 지진파를 매우 큰 값의 최대지반가속도로 배율조정 했음에도 불구하고, 본 연구에서 고려한 4개 골조의 층간변위비 증가는 크지 않았다. 이 층간변위비는 선택된 한계상태 즉, 구조물 저항능력에 비해 상당히 작은 값에 해당되며, 그에 대응하는 손상초과확률이 상대적으로 매우 낮았다. 이는 비선형 동적 시간이력해석의 경우에서와 마찬가지로, 계층된 경주지진파의 탁월주기 특성 및 지진에너지 때문인 것으로 판단되고, 선택한 중층 건물은 이 지진파에 취약하지 않음을 알 수 있었다.
- (3) 4개 골조의 지진취약도 비교는 내부 골조가 외부골조보다 손상확률이 다소 높은 것을 알 수 있는데, 이는 pushover 해석결과와는 다른 경향이다. 이러한 경향은 지진취약도의 경우에는 골조 부재의 최대변위 응답을 고려한 반면에, pushover 해석은 전체 골조 시스템의 최대변위 응답을 고려하였기 때문인 것으로 판단된다. 이와 같은 결과는 골조의 내진 성능 평가에 있어 응답변수와 해석방법의 중요성을 함축하고 있다.
- (4) 배율조정된 경주지진파와 EI Centro-EW 지진파에 대해 최대지반가속도에 따른 골조의 최대응답을 비교한 결과, 골조의 최대응답은 EI Centro-EW 지진파에 취약성을 나타내었다. 이는 역시 주기에 따른 지진파의 응답특성이 매우 중요하다는 것을 증명하고 있다.

/ 감사의 글 /

본 논문은 2015년도와 2016년도 정부(교육부)의 재원으로 한국연구재단 이공분야기초연구사업의 지원(NRF-2015R1D1A1A01058333과 NRF-2016R1D1A1B03933842)을 받아 수행된 연구임.

/ REFERENCES /

1. Sun CG, Oh TS, Park JH, Ji HC. Seismic properties of the Sep. 12 Gyeongju earthquake. EESK Special Session, c2016 Sep.
2. Ministry of Public Safety and Security [Internet]. Available from: <http://www.mpss.go.kr>.
3. Ministry of Land, Infrastructure and Transport [Internet]. Available from: <http://www.molit.go.kr>.
4. Korea Meteorological Administration [Internet]. Available from: <http://web.kma.go.kr>.
5. Korea Institute of Geoscience and Mineral Resources [Internet]. Available from: <http://www.kigam.re.kr>.
6. Korea Building Codes(KBC). Architectural Institute of Korea, c2016.
7. BARO-CK [Internet]. Available from: <http://www.baro-ck.com>.
8. Elnashai AS, Papanikolaou V, Lee DH. ZeusNL-A system for inelastic analysis of structures, Mid-America Earthquake Center, University of Illinois at Urbana-Champaign, c2002.
9. Mander JB, Priestley MJN, Park R. Theoretical stress-strain model for confined concrete. *J. Struct. Eng.* 1988 Sep;114(8):1804-1826.
10. Martinez-Rueda JE, Elnashai AS. Confined concrete model under cyclic load. *Mater. Struct.* 1996 Apr;30(3):139-147.
11. Broderick BM, Elnashai AS, Izzuddin BA. Observations on the effect of numerical dissipation on the nonlinear dynamic response of structural systems. *Eng. Struct.* 1994 Jan;16(1):51-62.
12. Park JH. Gyeongju earthquake (M 5.8) - Comparisons of waveform and spectrum among station MKL, USN, and DKJ [Internet]. Korea Institute of Geoscience and Mineral Resources; 2016 Sep 13. Available from: http://www.eesk.or.kr/html/sub07_index.jsp?ncode=a0001&num=465.
13. German S, Jeon JS, Zhu Z, Bearman C, Brilakis I, DesRoches R, Lowes L. Machine vision-enhanced postearthquake inspection. *J. Comput. Civ. Eng.* 2013 Nov;27(6):622-634.
14. Jeon JS, Lowes LN, DesRoches R, Brilakis I. Fragility curves for non-ductile reinforced concrete frames that exhibit different component response mechanisms. *Eng. Struct.* 2015 Feb;85:127-143.