

2016년 9월 12일 M5.8 경주지진의 데미지 포텐셜 분석 및 내진공학 측면의 시사점

Damage Potential Analysis and Earthquake Engineering-related Implications of Sep.12, 2016 M5.8 Gyeongju Earthquake

이철호¹⁾ · 박지훈^{2)*} · 김태진³⁾ · 김성용¹⁾ · 김동관⁴⁾

Lee, Cheol Ho¹⁾ · Park, Ji-Hun^{2)*} · Kim, Taejin³⁾ · Kim, Sung-Yong¹⁾ · Kim, Dong-Kwan⁴⁾

¹⁾서울대학교 건축학과, ²⁾인천대학교 도시건축학부, ³⁾(주)창민우구조건설탄트, ⁴⁾센구조연구소

¹⁾Department of Architecture and Architectural Engineering, Seoul National University, ²⁾Division of Architecture and Urban Design, Incheon National University, ³⁾Chang Minwoo Structural Consultants, ⁴⁾SEN Engineering Group

/ A B S T R A C T /

This paper investigates seismic damage potential of recent September 12 M5.8 Gyeongju earthquake from diverse earthquake engineering perspectives using the accelerograms recorded at three stations near the epicenter. In time domain, strong motion durations are evaluated based on the accelerograms and compared with statistical averages of the ground motions with similar magnitude, epicentral distance and soil conditions, while Fourier analysis using FFT is performed to identify damaging frequency contents contained in the earthquake. Effective peak ground accelerations are evaluated from the calculated response spectra and compared with apparent peak ground accelerations and the design spectrum in KBC 2016. All these results are used to consistently explain the reason why most of seismic damage in the earthquake was concentrated on low-rise stiff buildings but not quite significant. In order to comparatively appraise the damage potential, the constant ductility spectrum constructed from the Gyeongju earthquake is compared with that of the well-known 1940 El Centro earthquake. Deconvolution analysis by using one accelerogram speculated to be recorded at a stiff soil site is also performed to estimate the soil profile conforming to the response spectrum characteristics. Finally, response history analysis for 39- and 61-story tall buildings is performed as a case study to explain significant building vibration felt on the upper floors of some tall buildings in Busan area during the Gyeongju earthquake. Seismic design and retrofit implications of M5.8 Gyeongju earthquake are summarized for further research efforts and improvements of relevant practice.

Key words: Strong motion duration, Peak ground acceleration, Effective peak ground acceleration, Constant ductility spectrum, Site effect, Building vibration

1. 서론

2016년 9월 12일 경주에서 발생한 리히터규모 5.8의 지진은(이하 912 경주지진) 경주, 울산, 대구 및 부산지역을 강하게 뒤흔들었을 뿐만 아니라, 서울 일부지역까지도 상당한 진동이 전파되었다. 국내 지진계측이래 가장

강한 지진으로서 한동안 전국을 지진 공포에 몰아넣었다. 국지적으로 지반 최대가속도의 크기가 300 gal(중력가속도의 30%)를 넘었던 지진임에도 다행히 지진에 의한 사망자는 없었고 대부분 저층/비내진건물의 비구조적 피해가 주를 이루었다. 10월 4일자 경주시 집계에 의할 때, 경주시의 주택 5000여건, 공공시설 180여건의 손상으로 90억 원 정도의 직접피해와 관광객 감소 등에 의한 170억 원 정도의 파생피해가 예상된다고 한다.

912 경주지진에서는 Fig. 1과 같은 콘크리트기둥의 단주전단파괴(short-column shear failure)와 같은 위험한 피해도 아주 일부 있었다. 단주전단파괴는 내진상세가 미비된 콘크리트기둥에 간벽이 부분적으로 채워

*Corresponding author: Park, Ji-Hun

E-mail: jhpark606@inu.ac.kr

(Received November 18, 2016; Revised December 7, 2016; Accepted December 7, 2016)



Fig. 1. Short-column shear failure observed in 912 Gyeongju earthquake



Fig. 2. Cracking of infilled wall and ceiling failure observed in 912 Gyeongju earthquake

졌을 경우 발생할 수 있는 대표적 파괴모드이다. 그렇지만 대부분의 피해는 Fig. 2에서 보듯이 1~2층 저층건물의 비구조 간벽이나 천정재 파손, 한옥의 기와탈락 등 비구조적 피해에 집중되었다.

본 논문에서는 경주지진에서 계측된 가속도기록을 토대로 지진파의 시각력 및 주파수영역 분석, 단자유도 진동계의 탄성 및 비탄성 응답스펙트럼 분석, 실제 고층건물의 응답해석을 수행하였다. 이를 통해 경주지진의 특성을 내진공학적인 데미지 포텐셜 관점에서 다각도로 분석하여 관측된 피해의 원인을 추론하고 더 나아가서 향후 연구방향, 내진보강이나 내진설계 측면의 시사점을 제공하고자 한다.

2. 경주지진 계측 가속도기록 예비분석

912 경주지진 본진은 지질자원연구원에서 따르면 국지규모(리히터규모) 5.8, 모멘트규모로는 5.5, 진원깊이는 12 km로 보고되었고[1], USGS에서도 유사하게 모멘트 규모 5.4, 진원깊이는 13±1.7 km로 보고되었다 [2]. 본 연구에서는 진앙지에서 비교적 가까운 Table 1의 3개 가속도기록 세트를 사용하여 분석을 수행하였다. 진앙거리는 Fig. 3과 같다. MKL 및 DKJ 관측소는 암반조건(S_b), USN 관측소는 견고한 지반(S_c) 조건으로 추정되고 있다.

지질자원연구원이 제공한 100 Hz 샘플링 데이터를 구조공학에서 의미를 갖도록 25 Hz 이상을 필터링하였다. 3개 관측소의 최대지반가속도를 정

Table 1. Three stations near the epicenter

Station	Latitude	Longitude	Accelerometer	Data logger
MKL	35.7322	129.2420	ES-T	Q330
USN	35.7024	129.1232	ES-T	Q730
DKJ	35.9468	129.1089	CMG-5T	Q330HRS

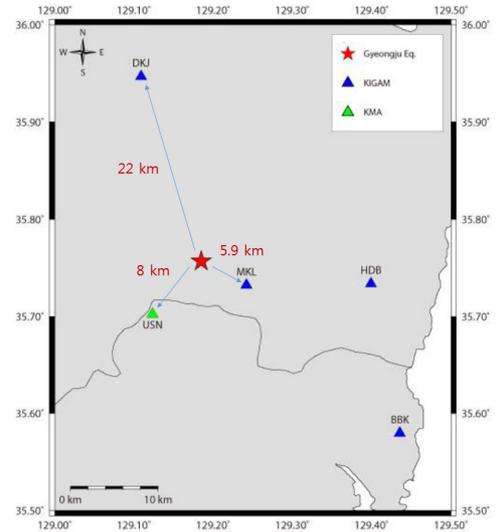


Fig. 3. Distances to the stations from the epicenter

리하면 Table 2와 같다. Table 2에서 알 수 있듯이 진앙거리가 5.9 km인 MKL의 PGA는 0.26~0.28 g 임에 반해 진앙거리가 22 km인 DKJ의 PGA는 0.1 g 미만으로서 진도감쇠에 의해 크게 감소한 것으로 볼 수 있다. USN의 PGA는 0.35~0.4 g로서 MKL보다 진앙거리가 크지만 PGA는 1.3~1.4 배 정도 큰 것은 지반효과의 영향으로 추정된다. 필터링의 결과로 겉보기 최대지반가속도가 약간 감소하지만 MKL과 USN의 PGA는 KBC 2016의 지진구역 I의 2400년 재현주기 유효지반가속도에 해당되는 0.22 g과 비교하면 여전히 매우 높다.

3개 관측소에서 계측된 수평성분 지반가속도를 모두 Fig. 4에 도시하였다. 이 그림에서도 볼 수 있듯이 실제로 강진구간은 길지 않아 구조물에 대한 누적손상 포텐셜은 크지 않을 것임을 예상할 수 있다. 정량적으로 강진구간 지속시간(strong motion duration)을 계산하기 위해 다양한 정의 가운데 다음 식 (1)로 정의되는 Arias intensity의 누적량을 이용한 두 가지 지속시간을 활용하였다.

$$I_A = \frac{\pi}{2g} \int_0^T a^2(t) dt \tag{1}$$

여기서 a , T 및 g 는 각각 지반가속도, 전체지속시간 및 중력가속도이다. 강진구간 지속시간의 산출 결과는 Table 3에 나타내었고, 여기서 D_{a5-75} 및 D_{a5-95} 는 Arias intensity가 5%에서 각각 75% 및 95%까지 누적되는 시간을 나타낸다[3, 4]. D_{a5-75} 는 1~2 초에 불과한 것으로 나타났으며, 강진구간 이후 잔류 진동 구간이 길기 때문에 D_{a5-95} 는 상대적으로 길다. 강진 지속시간은 규모, 진원거리, 지반조건 등의 영향을 받는 것으로 알려져 있으며, 다양한 회귀분석식 가운데 1559개의 천발지진 기록을 이용하여 얻어진

Table 2. PGA, EPGA and spectral accelerations from three stations

Station	Component	Raw accelerograms		Filtered accelerograms			
		PGA (g)	PGA (g)	EPGA (g)	EPGA/PGA	S _a (1.0) (g)	S _a (1.0)/PGA
MKL	E-W	0.346	0.285	0.153	0.54	0.031	0.11
	N-S	0.275	0.257	0.164	0.64	0.053	0.21
DKJ	E-W	0.091	0.079	0.039	0.49	0.016	0.20
	N-S	0.098	0.092	0.084	0.91	0.026	0.28
USN	E-W	0.400	0.404	0.293	0.72	0.031	0.08
	N-S	0.430	0.351	0.192	0.55	0.026	0.07

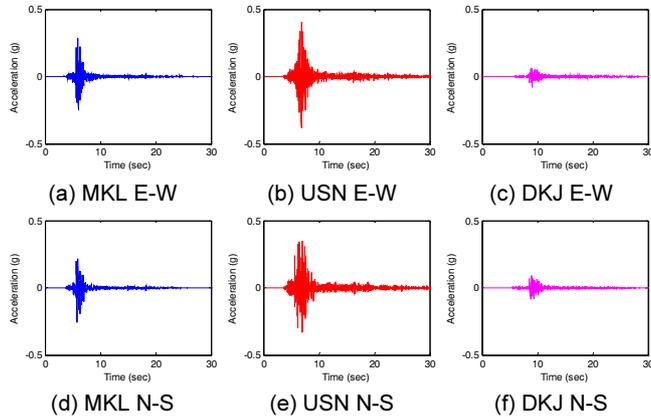


Fig. 4. Time histories of horizontal ground acceleration components at three station

Table 3. Arias intensities and strong motion durations

Site condition	S _B				S _C		
	MKL		DKJ		USN		
Station	E-W	N-S	E-W	N-S	E-W	N-S	
Component	E-W	N-S	E-W	N-S	E-W	N-S	
<i>I_A</i>	0.225	0.170	0.023	0.046	0.698	0.675	
<i>D_{0.5-75}</i> (sec)	Calculation	0.76	0.79	1.85	1.32	1.37	1.89
	Prediction	0.96~1.92				1.92~2.44	
<i>D_{0.5-95}</i> (sec)	Calculation	1.80	1.87	11.03	6.10	5.89	10.13
	Prediction	2.55~5.68				5.68~7.32	

Kempton and Stewart의 식에[5] 경주지진의 규모, 진원깊이 및 3개 관측소의 진앙거리와 지반조건을 대입하여 추정된 평균값의 범위를 Table 3에 함께 나타내었다. *D_{0.5-75}*는 MKL 관측소가 약간 짧지만 전반적으로 회귀식과 잘 일치하고, *D_{0.5-95}*도 변동성을 고려하면 부합한다고 볼 수 있다. 따라서 경주지진의 강진지속시간은 짧지만 규모와 지반조건 등의 영향을 감안할 때 통상적인 범위 안에 든다고 판단된다.

진동으로 인한 구조물의 응답 및 그에 따른 손상과 성능의 열화를 유발하는 반복작용 하중은 한두 번 작용하고 마는 결보기의 PGA에 비해 작으며, 특히 Fig. 5에 확대해서 나타낸 MKL의 E-W 성분 가속도 시각력과 같이 순간적으로 작용하는 펄스에 의해 최대가속도가 형성되는 경우에 큰 차이가 있을 것임을 알 수 있다. 따라서 구조물의 지진하중을 계산하기 위한 설계스펙트럼을 정의함에 있어서 지반운동 자체의 최대값인 PGA보다는

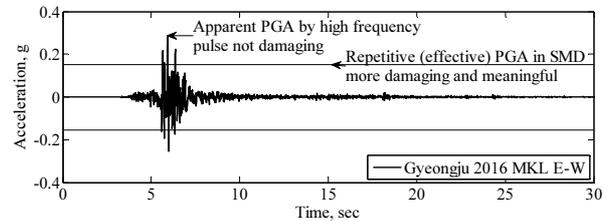


Fig. 5. Apparent PGA and EPGA of MKL E-W

구조물의 응답과 연계하여 정해지는 EPGA(Effective Peak Ground Acceleration)의 개념이 활용되고 있다. EPGA는 ATC-3-06에서 0.1 s~0.5 s 사이의 의사가속도 스펙트럼을 평균하여 2.5로 나눈 값으로 정의하고 있다[6]. 이 값을 주기 0 sec에 해당되는 설계스펙트럼 값으로 사용하기 때문에 PGA와 혼동되기도 하지만 엄밀히 따지면 별개의 값이며, 통상적으로 EPGA가 PGA보다 작다.

$$EPGA = \frac{\int_{0.1}^{0.5} S_a(T) dT}{0.5 - 0.1} \times \frac{1}{2.5} \quad (2)$$

Table 2에서 DKJ N-S 성분을 제외하면 EPGA가 PGA의 약 70% 이하의 수준으로서 현저히 작음을 알 수 있다. EPGA의 개념은 식(2)에서 알 수 있듯이 단주기 스펙트럼 가속도의 상수배로 볼 수 있으며, 미국의 내진설계 기준은 NEHRP 1997 및 이를 채택한 ASCE 7-98부터는 직접적으로 단주기와 1초 주기의 스펙트럼가속도로 지진하중을 정의하고 있다. 현행 국내 내진설계기준은 스펙트럼가속도의 재해지도가 구비되지 않아 PGA로 EPGA를 대신하여 스펙트럼가속도를 정의하고 있으며, 1초주기 스펙트럼가속도를 EPGA와 동일한 값으로 정의하고 있다. Table 2에 1초 주기의 스펙트럼가속도를 수록하였으며, 3개 관측소에서 모두 PGA보다 현저히 작은 것을 알 수 있다.

건축구조기준의 지진구역 I에 해당하는 설계지진 유효지반가속도는 S_B 지반에 대하여 0.147 g이고, Table 2에서 이에 해당되는 MKL의 EPGA가 이를 소폭 초과하는 것으로 나타났다. USN은 S_C 지반에 속하므로 지반 증폭을 고려하면 KBC 2016의 지진구역 I 설계지진 유효지반가속도가 0.191~0.205 g의 범위에 있고, Table 2에서 E-W 성분의 EPGA가 0.293 g로서 설계지진을 크게 초과하며, N-S 성분은 유사한 값을 보이고 있다. 따라서 912 경주지진의 데미지 포텐셜은 탄성응답스펙트럼의 측면에서 진앙

지의 근거리 영역에서 설계지진 수준에 육박하며, 지반에 의한 증폭효과가 있는 경우에는 이를 크게 상회하는 것으로 나타났다.

지반가속도 시각력의 진동수 성분을 분석하기 위해 푸리에 변환하여 Fig. 6에 나타내었다. 저주파 통과필터의 차단주파수(cut-off)가 25 Hz임을 고려하면 대부분의 에너지는 5 Hz 이상의 고주파수영역에 집중되어 있다. MKL과 USN의 최대 진폭은 각각 11.5 Hz 및 8.5 Hz에서 형성되고 있으며, 특히 후자의 경우에 두드러지게 나타나고 있다. 따라서 피해는 고유 주기가 1초 이하인 단주기 건축물과 강성이 크고 국부적 진동이 발생한 비

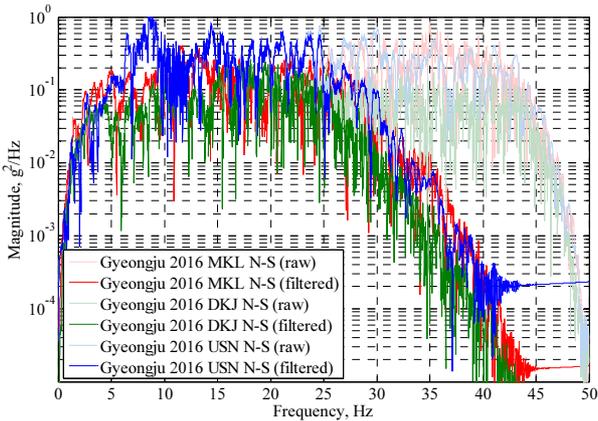


Fig. 6. Fourier amplitude spectrum of the recorded accelerograms

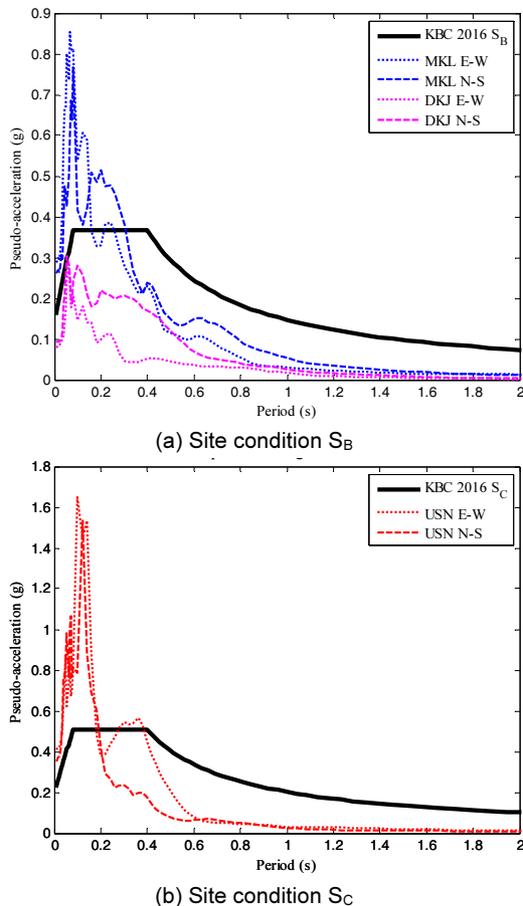


Fig. 7. Response spectra of Gyeongju earthquake and design spectrum of KBC

구조요소에서 주로 발생할 것임을 유추할 수 있으며, 실제피해사례와 부합한다.

Fig. 7의 응답스펙트럼으로 단주기 구조물(1~3층)의 손상이 현저하고 0.3초보다 긴 주기를 갖는 건축물의 손상은 작거나 발생하지 않을 것으로 볼 수 있다. 특히 강진구간 지속시간이 1~2 sec 내외로 짧았기 때문에 반복적인 하중에 의해 손상이나 변형이 누적될 가능성이 높지 않은 것으로 판단된다. 따라서 이를 함께 고려하면 단주기 구조물이라고 하더라도 손상은 시공상태가 불량하거나 취성적 특성을 갖는 건축물, 즉 저층의 비내진 건축물 중심으로 발생할 것으로 예상할 수 있다. 반면에 평균적인 또는 보통의 시공 상태인 건축물은 주기가 짧더라도 피해가 스펙트럼에 나타난 만큼 크지 않을 것을 예상할 수 있다. 특히 Fig. 7에서 응답스펙트럼이 급격히 증폭되는 구간의 폭이 좁기 때문에 강성이 큰 저층의 비내진 건축물이 손상을 입더라도 강성의 급격한 감소와 그에 따른 주기 증가는 스펙트럼가속도의 현저한 감소로 이어져서 손상이 제한된 것으로 판단된다.

3. 동일연성도스펙트럼 및 해외 강진과의 비교

이하에서는 손상 포텐셜 분석을 위한 선제적 연구로써, 경주지진과 내진 공학에서 표준지진으로 널리 활용되는 El Centro 1940 지진을 토대로 동일연성도 스펙트럼작성하여 이를 비교하는 한편, 대표적인 단/중주기 구조물의 비탄성응답을 비교분석하였다. 연구에 사용된 진동모델은 5%의 감쇠비로 가정된 무차원화된 1자유도계 모델로, 항복 후 강성이 0인 완전탄소성이 선형 이력모델을 사용하여 거동을 이상화하였다. 지반가속도는 관측소 USN의 N-S 성분을 적용하였다. Fig. 8에 비교 지반가속도인 El Centro 1940 S00E의 시각력을 도시하였으며, 이에 대한 상세정보를 Table 4에 정리하였다.

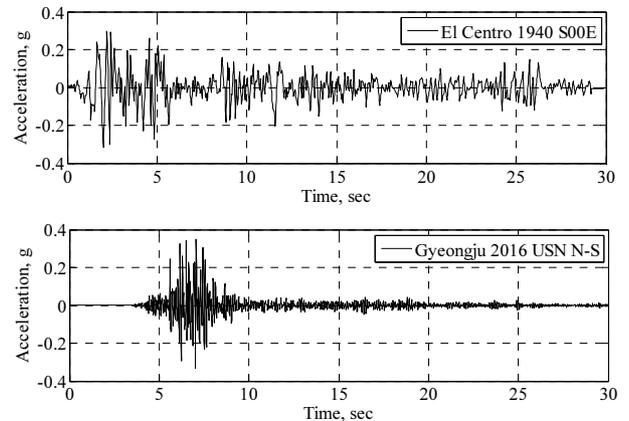


Fig. 8. Comparison of two accelerograms; El Centro 1940 S00E and Gyeongju 2016 USN N-S

Table 4. Characteristics of ground motion used in this study

	Magnitude	Epical distance (km)	Comp.	PGA (g)	Site
Imperial Valley 5/18/1940, El Centro	6.9	11.5	S00E	0.348	Alluvium

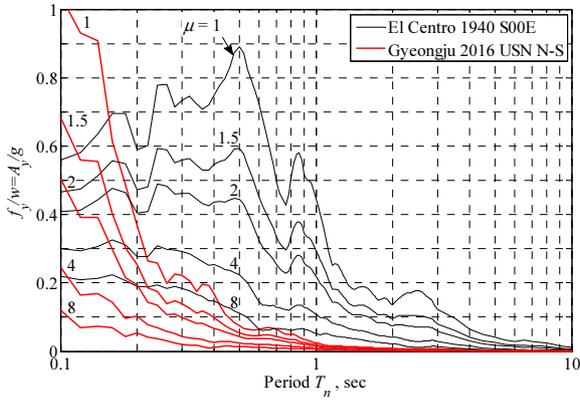


Fig. 9. Comparison of constant ductility spectrum; for El Centro 1940 S00E and Gyeongju 2016 USN N-S

3.1 동일연성도스펙트럼 비교분석

동일연성도 응답스펙트럼은 특정 고유주기를 갖는 구조물의 최대비탄성응답이 규정된 연성도에 대응되도록 하는 소요항복강도를 나타내는 응답스펙트럼이다. 이하에서는 경주지진과 El Centro 지진을 통한 동일연성도 스펙트럼을 도시하고, 이들에 대한 비교를 통해 경주지진에서 나타날 수 있는 구조물의 손상 정도 및 양상을 분석하였다.

Fig. 9는 경주지진과 El Centro 지진에 대해 연성도 $\mu = 1, 1.5, 2, 4, 8$ 에 대한 응답스펙트럼을 도시한 것으로, 여기서 세로축은 구조물의 중량으로 정규화된 소요항복강도이다. 이에 따르면 경주지진은 0.2초 미만의 극단주기 영역대에서 구조물의 소요항복강도가 급격히 증가하고, 반대로 중/장주기 영역에서는 상대적으로 낮은 항복강도를 요하는 것으로 나타났다. $\mu = 1.5, 2$ 의 경우에 경주지진이 El Centro 지진보다 높은 항복강도를 요하는 영역은 0.2초 미만에서 나타난다. 반면에 $\mu = 4, 8$ 의 높은 연성도에 대해서는 모든 주기 영역에서 경주지진의 소요항복강도가 El Centro 지진보다 더 낮고, 그 차이는 중장주기 영역으로 갈수록 현저해진다.

일례로 소규모 저층구조물로 특정될 수 있는, 연성능력이 2 이하이며 주기 0.1초인 구조물을 살펴보자. 이 경우 경주지진은 고려된 표준지진에 비해 더욱 높은 시스템강도를 요구한다. 이러한 경향은 경주지진이 비교지진인 El Centro 에 비해 1)연성이 거의 고려되지 않았거나, 2)연성의 확보가 쉽지 않은 특정 종류의 재료나 구조요소들을 포함하는 시스템에 더욱 큰 손상을 야기할 수 있음을 의미한다. 이에 따라 실제적 관점에서 연성도가 작은 소규모/저층 구조물의 손상 포텐셜을 줄이기 위한 노력이 필요하며, 이를 위해 연성 혹은 강도를 보강하기 위한 대책이 마련되어야 할 것으로 보인다.

3.2 손상 포텐셜 비교연구

이하에서는 각각 단주기와 중주기 시스템의 예시로서 0.1초와 1초 주기 건물을 대상으로 비선형시간이력 해석을 실시하고 그 결과를 비교분석하였다. 이 때 각각의 시스템 속성 가운데 항복강도 f_y 가 중력하중의 10% 수준으로 설계되었다고 가정하였으며, 그 밖의 해석조건은 앞서 동일연성도 스펙트럼 작성에 적용된 것과 동일하다. 참고로 이영욱[7]은 중력하중에 대해 설계된 철근콘크리트모멘트골조의 내진저항력을 이론적으로 유도하였고

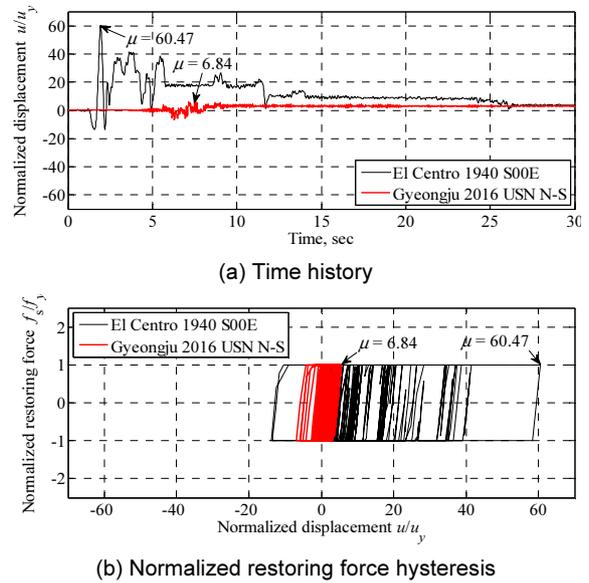


Fig. 10. Inelastic response of 0.1 sec short period structure with f_y (Yield strength) of 0.10W

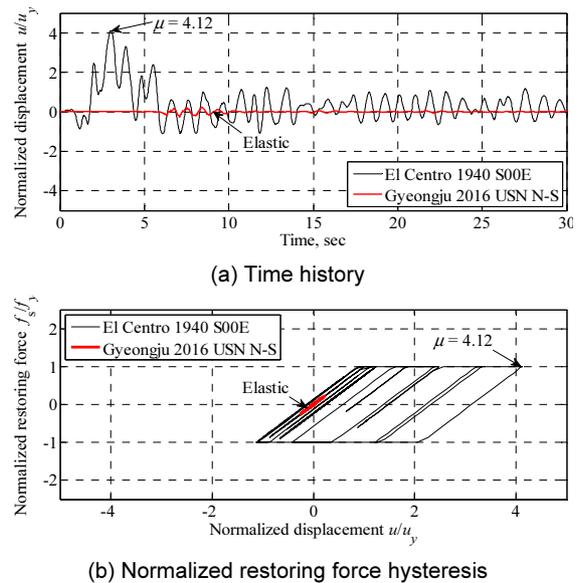


Fig. 11. Inelastic response of 1.0 sec mid period structure with f_y (Yield strength) of 0.10W

2층 건물의 경우에 중량의 7~19%임을 제시한 바 있다.

Fig. 10은 0.1초 주기를 갖는 탄소성 시스템의 응답을 도시한 것으로, 여기서 시간이력의 세로축과 이력곡선의 가로축은 항복변형 u_y 로, 이력곡선의 세로축은 항복강도 f_y (중력하중의 10%)로 각각 정규화하였다. 이에 따르면 0.1초 주기의 해당 건물에 El Centro 1940으로 가진된 경우 60에 달하는 연성도를 요구하며, 경주지진의 경우에도 6.84에 이르는 상당한 수준의 연성도를 요하는 것을 확인할 수 있다. Fig. 11은 1초 주기를 갖는 탄소성 시스템의 정규화된 응답을 도시한 것이다. 1초 주기 구조물의 경우 El Centro 1940 가진에 대해 4.12의 시스템 연성도를 요하는 반면에, 경주지진의 경우 항복강도의 절반 이하 수준에 머무르며 탄성응답만이 나타남을

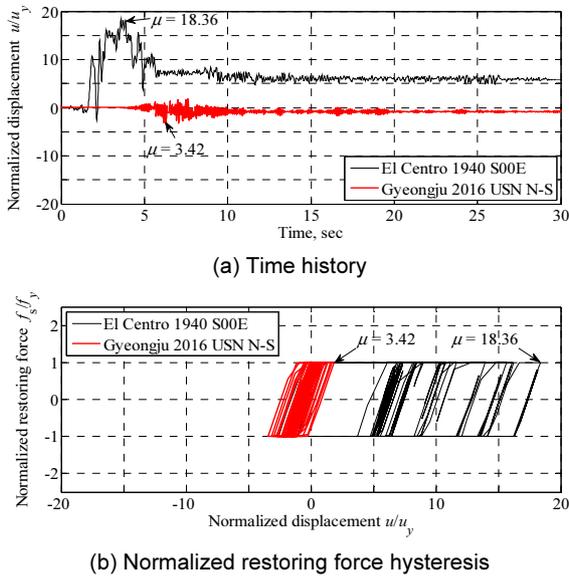


Fig. 12. Inelastic response of 0.1 sec period structure with R (Yield strength reduction factor) of 4

확인할 수 있다.

극단주기 영역대에 위치한 시스템의 손상포텐셜을 분석하기 위해 다음의 모델을 추가로 고려하였다. 0.1초의 주기와 감쇠비 5%는 동일하나, 시스템의 항복강도가 중력하중의 10%에 대응되는 앞선 예제와는 달리, El-Centro 지진과 경주지진 각각에 대하여 대응선형계가 탄성에 머물도록 하는 최소강도의 1/4 수준의 항복강도를 가지는 시스템에 대한 분석을 실시하였다. El-Centro 지진의 경우에 항복강도는 0.58W이고, 경주지진의 경우에 항복강도는 1.04W인 것으로 나타났다. Fig. 12는 해석을 통해 얻은 정규화된 결과를 도시한 것이다. 해당 건물에 El Centro 1940이 가진으로 가해질 경우 18.36의 시스템 연성도를 요하는 반면에, 경주지진의 경우 3.42에 이르는 요구연성도를 보임을 확인할 수 있다.

Newmark와 Hall[8]의 비탄성 설계스펙트럼 중 가속도 민감구간의 식을 통해서 다음 식(3)과 같이 요구연성도를 계산할 수 있다. 또한 비교적 최근의 연구결과인 ASCE/SEI 41-13[9]에서 채택된 FEMA 440[10]의 변위응답계수 C_1 은 비탄성 변위와 대응선형계 변위의 비율로서 이로부터 다음 식(4)와 같이 연성도를 계산할 수 있다.

$$\mu = \frac{R_y^2 + 1}{2} \tag{3}$$

$$\mu = R_y C_1 = R_y \left(1 + \frac{R_y - 1}{a T_e^2} \right) \tag{4}$$

여기서 R_y 는 항복강도감소계수로서 대응선형계의 요구강도와 항복강도의 비를 나타내며, a 는 S_c 지반의 경우에 90을 적용하는 계수이고, T_e 는 구조물의 탄성주기이다. $R_y = 4$ 를 적용 시 식(3)과(4)로부터 계산된 요구연성도는 각각 8.50와 7.33으로서 경주지진의 요구연성도는 그보다 훨씬 낮은 것으로 나타났다. 즉 경주지진의 경우에 단주기 구조물의 응답이 크게 나타나지만 요구연성도가 통상적인 값보다 작기 때문에 Fig. 1과 같이 큰 손

상을 입은 경우에도 붕괴에 이를 정도의 피해는 발생하지 않은 것으로 판단된다. 변위가 비탄성 스펙트럼에 의한 추정치보다 작은 것은 앞서 분석한 바와 같이 지속시간이 짧아서 변위가 누적되지 못한데 기인하는 것으로 판단되며, 추후 국내 건축물의 내진성능평가 시에 (3)이나 (4)식에 의한 변위 추정이 적합한지 재고해볼 필요가 있을 것이다.

4. 지반효과

이 장에서는 경주지진시 측정된 MKL 관측소의 지진기록을 사용하여 지반응답해석(Site Response Analysis)을 수행하고, USN 관측소가 위치한 토사지반의 분포를 추정하였다. 전술한 바와 같이 지반분류가 S_B 로 암반 조건인 MKL 관측소의 진앙거리는 5.9 km이고, 지반분류가 S_C 로 추정되는 USN 관측소의 진앙거리는 8 km로 매우 가까워서 감쇠식을 적용하지 않았으며, USN 관측소 부지 추정의 절차는 Fig. 13과 같다. MKL 관측소 부지에서 측정된 가속도 기록은 암반노두에서 입사파와 반사파가 중첩된 outcropping motion으로 이를 직접 지반응답해석에 활용하면 지반에 의한 지진동의 증폭이 과대평가된다[11]. 따라서 Fig. 13과 같이 측정된 가속도를 USN 관측소 부지의 암반의 지진동으로 입력하기 위하여 deconvolution을 수행하여 암반과 토사지반 경계의 within-motion으로 변환하였다[11]. 토사지반의 분포를 가정하여 지반응답해석을 수행한 후, 추정된 지표면의 가속도로부터 응답스펙트럼을 도출하고 이를 USN 관측소에서 측정된 가속도의 응답스펙트럼과 비교하여 가정된 토사지반의 적절성을 판단하였다.

USN 관측소 부지의 토사지반을 합리적으로 가정하기 위하여 Fig. 14와 같이 측정된 지진기록의 응답스펙트럼의 비(Ratio of Response Spectrum, RRS)로부터 지반의 동적특성을 추정하였다. 응답스펙트럼의 비는 식(5)와 같이 MKL 관측소에서 측정된 가속도의 SRSS 응답스펙트럼에 대한 USN 관측소에서 측정된 가속도의 SRSS 응답스펙트럼의 각 주기별 비율로서 USN 관측소의 토사지반에 의한 지진동 증폭을 특성을 관찰할 수 있다.

$$RRS = \frac{RS(T)_{USN-SRSS}}{RS(T)_{MKL-SRSS}} \tag{5}$$

Fig. 14에서 가장 크게 응답이 증폭된 구간은 8.3 Hz 대역으로 약 2.9 배

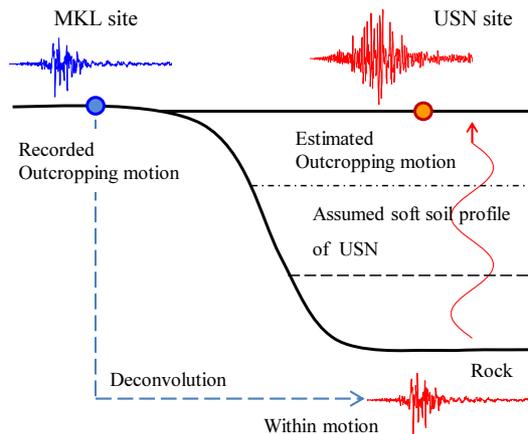


Fig. 13. USN site estimation procedure

증폭되었다. 이로부터 지진동 시 전단변형에 의하여 지반의 전단강성이 감소하는 비선형성이 반영된 지반의 1차 진동주기는 약 0.12초로 추정된다.

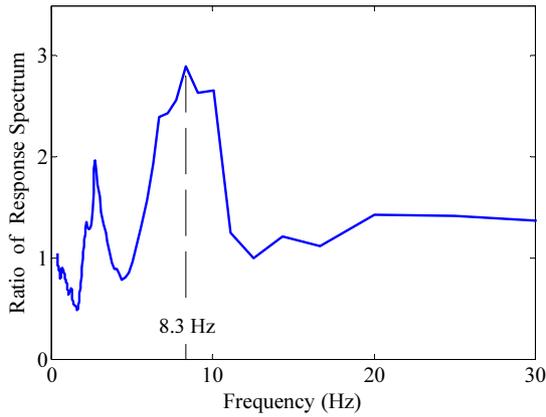


Fig. 14. Ratio of Response Spectrum (USN/MKL)

또한 8.3 Hz 대역에서 넓은 분포로 증폭됨에 따라 전단변형에 의하여 지반의 감쇠비가 증가되는 특성에서 큰 감쇠비가 유발된 것으로 판단된다.

토층의 두께 (H) 내에서 토사지반의 전단파속도 (V_s)가 균질한 단층지반 조건의 1차 진동주기는 식 (6)과 같이 표현된다[11].

$$T_G = \frac{4H}{V_s} \quad (6)$$

응답스펙트럼의 비로부터 추정된 USN 관측소 부지의 약 0.12초 지반주기는 다양한 토층의 두께와 전단파속도의 조합으로 도출될 수 있다. 따라서 본 연구에서는 다음과 같이 세 가지 깊이 및 각각에 상응하는 지반구성을 가정하여, 지반응답해석을 수행하고, 그 결과를 USN 관측소에서 측정된 지진 기록과 비교하였다. 이 때, 암반의 전단파속도는 1050 m/s로 가정하였다.

Fig. 15(a-1)은 Site-1로서 암반까지의 깊이가 8 m 인 경우, 매립토 혹은 퇴적토 등의 지반의 전단파속도인 180 m/s와 250 m/s가 각각 4 m 씩 분포

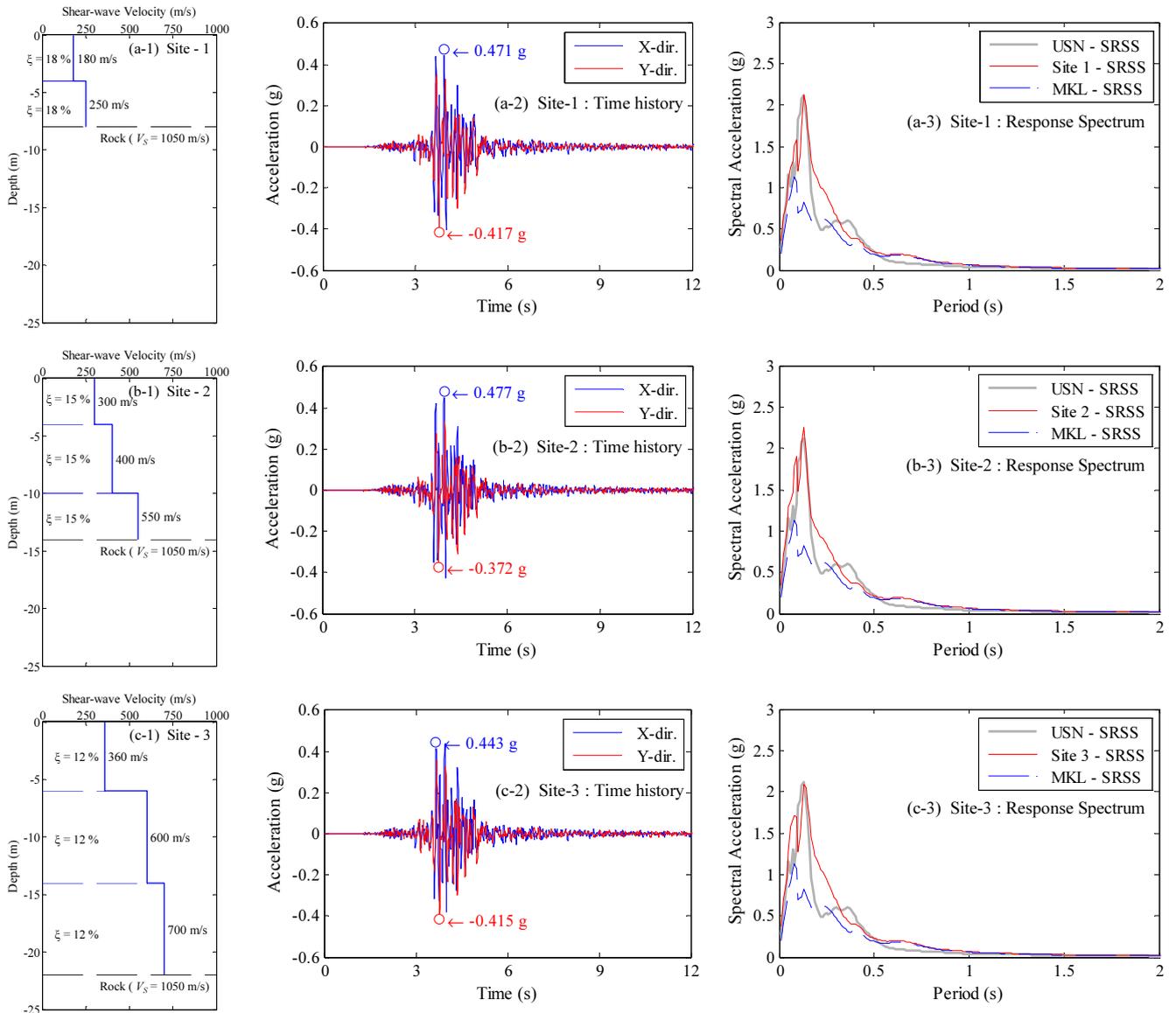


Fig. 15. Assumed soft soil profiles of USN site and site response analysis results; (a) Site-1; (b) Site-2; (c) Site-3

하는 것으로 추정된다. MKL 관측소 지진기록을 Site-1 암반의 지진동으로 입력하여 증폭된 가속도 기록은 Fig. 15(a-2)와 같다. PGA는 X방향 0.471 g, Y방향 0.417 g로 측정된 가속도보다 약간 크게 도출되었다. PGA로 추정된 가속도 기록의 적합성을 평가하는 것은 앞서 분석된 지진의 다양한 특성들을 간과하는 것으로 본 연구에서는 Fig. 15(a-3)과 같이 응답스펙트럼을 비교하였다. 회색의 실선은 USN 관측소에서 측정된 지진기록 응답스펙트럼의 SRSS 이고, 파란색의 점선은 MKL 관측소에서 측정되어 지반 응답해석에서 암반운동으로 입력된 가속도 기록의 SRSS이다. Site-1에 의해 증폭된 지진동의 SRSS 응답스펙트럼은 붉은색으로 도시되었고, 0.12초를 기준으로 MKL 응답스펙트럼에서 USN 응답스펙트럼으로 증폭되었음을 확인할 수 있다. 이러한 증폭수준을 유발한 Site-1의 평균 감쇠비는 약 18%로서 지반의 전단변형으로 수반된 지반의 비선형 이력에 의하여 많은 감쇠가 이루어졌음을 추정할 수 있다.

Fig. 15(b-1)은 Site-2로서 암반까지의 깊이가 14 m 인 경우, 풍화토, 풍화암 등의 지반의 전단파속도인 300 m/s, 400 m/s, 550 m/s가 각각 4 m, 6 m, 4 m 분포하는 것으로 추정된다. PGA는 X방향 0.477 g, Y방향 0.372 g로 측정된 가속도보다 약간 크게 도출되었다. Fig. 15(b-3)과 같이 USN 관측소에 측정된 가속도 기록의 응답스펙트럼과 Site-2에 의해 증폭된 가속도 기록의 응답스펙트럼은 유사하였다. 이 때, Site-2의 평균 감쇠비는 약 15%로 추정된다.

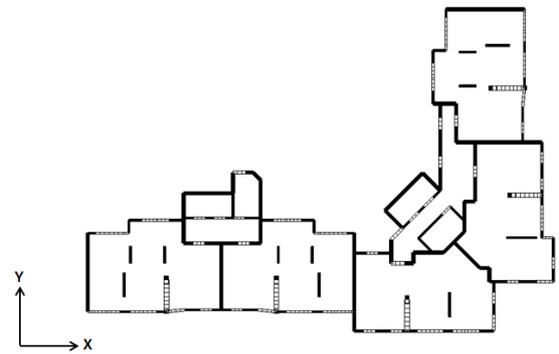
Fig. 15(c-1)은 Site-3으로서 암반까지의 깊이가 22 m 인 경우, 풍화토, 풍화암 등의 지반의 전단파속도인 360 m/s, 600 m/s, 700 m/s가 각각 6 m, 8 m, 8 m 분포하는 것으로 추정된다. PGA는 X방향 0.443 g, Y방향 0.415 g로 측정된 가속도보다 약간 크게 도출되었다. Fig. 8(c-3)과 같이 USN 관측소에 측정된 가속도 기록의 응답스펙트럼과 Site-3에 의해 증폭된 가속도 기록의 응답스펙트럼은 유사하였다. 이 때, Site-3의 평균 감쇠비는 약 12%로 추정된다.

동일한 MKL 관측소의 지진동에 대하여 지반의 깊이에 따라 유발되는 전단변형률이 다르기 때문에 유발된 감쇠비도 다를 수 있다. Site-1, Site-2, Site-3의 깊이는 8 m, 14 m, 22 m가 적용됨에 따라 암반까지의 심도가 낮은 지반 조건인 경우, 동일한 지진동에 대해서 더 큰 전단변형률이 유발됨에 따라 Site-1, Site-2, Site-3에서 각각 18%, 15%, 12%의 감쇠비가 추정되었다.

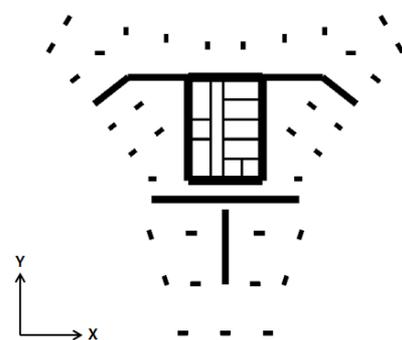
이상을 요약하면, USN 관측소에서 측정된 지진기록을 바탕으로 해당 부지의 토층을 추정된 결과 지반에 의한 응답스펙트럼의 증폭은 단주기에서 최대 2.9배 증폭되었고, 1초 주기 이상에서는 거의 증폭되지 않았다. 이러한 결과는 기반암까지 심도가 얇은 국내지반조건에 대한 수치해석연구와 동일한 경향이다[12, 13]. 또한 이를 고려하여 보통암까지의 깊이 20 m를 기준으로 단주기 증폭계수는 증가시키고, 장주기 증폭계수는 감소시키는 KBC 2016의 개정된 내용과도 부합된다 [14]. 다만 단주기 증폭율이 KBC 2016의 증폭계수보다는 다소 큰 편이라는 점과 기본적으로 암반기록 자체의 단주기 성분이 탁월하다는 점은 추후 심도있는 검토가 필요할 것으로 판단된다.

5. 경주지진에 의한 고층건물 지진응답 분석

이하에서는 고층건물을 대상으로 선형 시간이력해석법을 이용하여 경



(a) Structure plan of 39F structure



(b) Structure plan of 61F structure

Fig. 16. Typical plan of example structures

Table 5. Period and mass participation of example structures

		X-Dir	Y-Dir	Z-Rot
39F	Period (sec)	3.02	2.92	2.49
	Mass Participation (%)	58.55	33.68	38.22
61F	Period (sec)	3.76	3.93	2.72
	Mass Participation (%)	42.05	45.97	65.12

주지진이 작용 시 나타나는 지진응답에 대해서 분석하였다. 대상건물은 39층(최대 높이 약 113 m)과 61층(최대 높이 약 190 m)이며, 해당 대상건물들의 평면을 Fig. 16에 나타내었다. 또한 당 건물들에 대한 주기 및 질량참여율을 Table 5에 정리하였다. 경주지진파는 USN 관측소에서 관측된 지진파를 사용하였으며, 수평 성분의 지반가속도인 E-W 성분과 N-S 성분을 사용하였다. E-W 성분과 N-S 성분을 각각 X방향과 Y방향에 적용한 경우를 E&N으로 표기하였으며, E-W 성분을 Y방향, N-S 성분을 X방향에 적용한 경우를 N&E로 표기하였다.

해석을 수행하여 도출한 결과를 Fig 17~19에 나타내었으며, 이 때 응답 평가를 위한 지표로는 지붕층 질량중심점에서의 절대가속도응답과 지반변위로부터의 상대변위응답을 선정하였다. 우선 가속도응답의 경우 39층 대상건물과 61층 대상건물 모두 강진구간에서 300~400 gal 최대가속도를 보이다가, 이후 구조물의 고유주기로 자유진동하는 양상을 보임을 확인할 수 있다. 통상 고층건물의 내풍설계에서 사용성 확보를 위한 가속도 기준이 15~20 gal 임을 고려하면, 경주지진에 의한 이 결과는 무려 20배에 달하

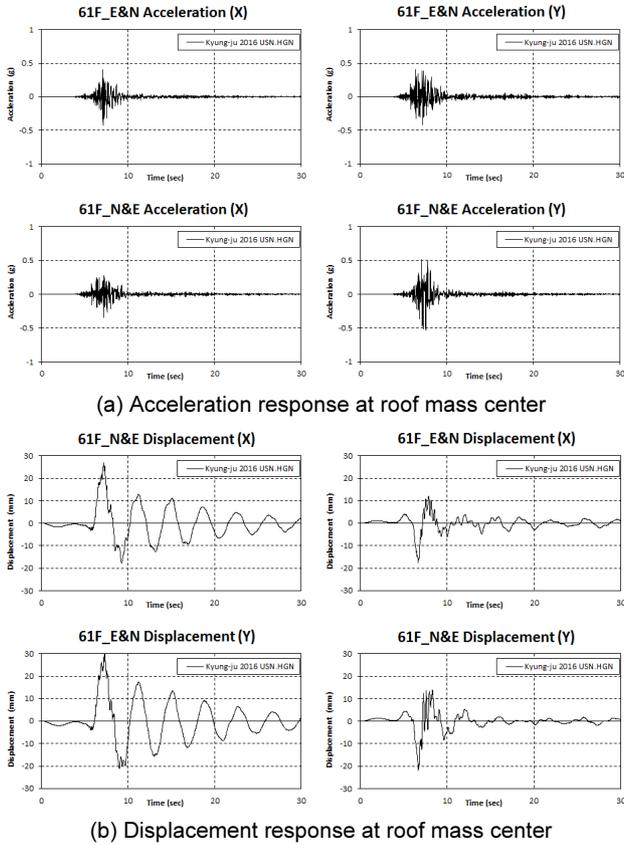


Fig. 17. Seismic response of 61F structure by Gyeongju USN

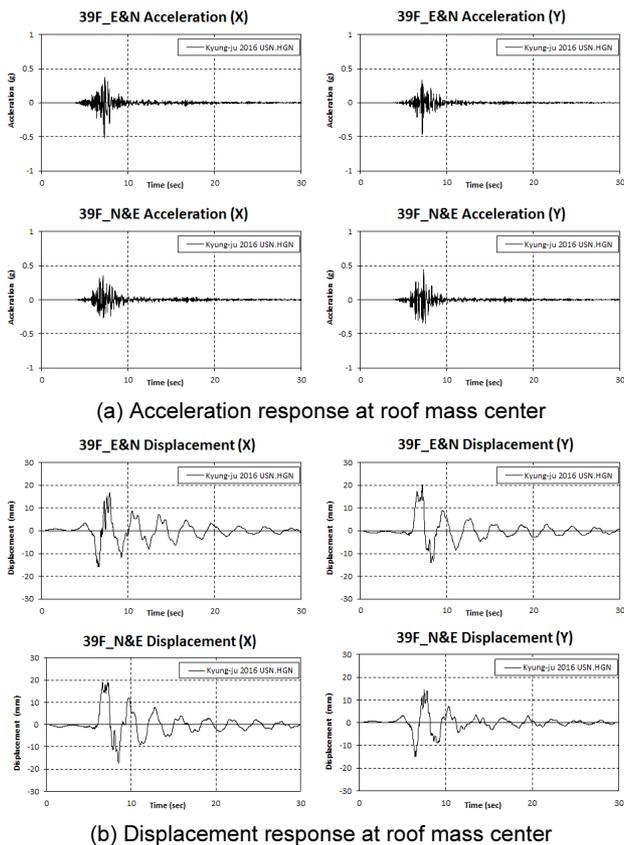


Fig. 18. Seismic response of 39F structure by Gyeongju USN

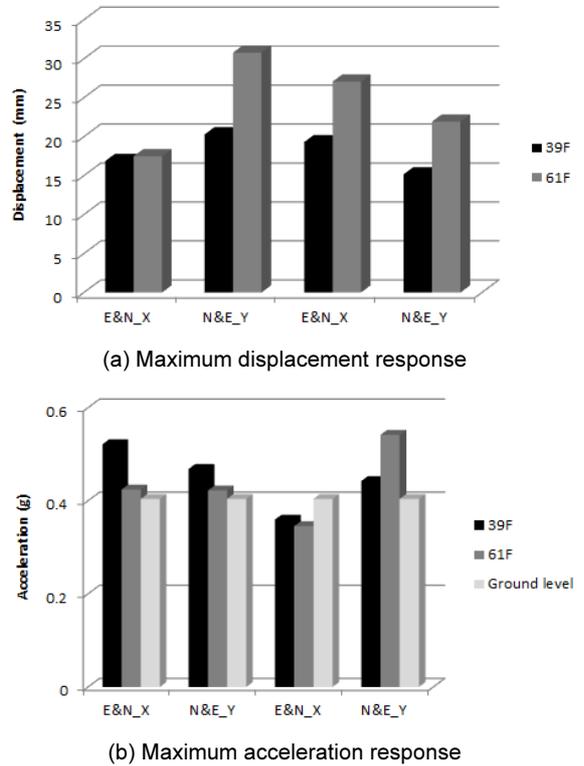


Fig. 19. Comparison of seismic response for example structures

는 수준으로 경주지진 당시 고층아파트나 고층건물 상층부의 입주자들의 많은 불쾌감과 공포감의 배경을 이해할 수 있다[15].

그러나 지붕층 최대 변위응답은 모두 20~30 mm 범위로서 건물고의 1/5000~1/6000에 불과하였다. 31층 건물 최상층의 변위응답이 20 mm라면 건물의 휨 성능은 모두 허용기준안에 들어왔을 가능성이 매우 크다고 판단된다. 이러한 판단 근거는 39층 건물의 정적 설계 지진하중에 대한 탄성변위는 X방향의 경우 158 mm(H/714), Y방향의 경우 178 mm(H/634)로 나타났다. 이에 따라 선형 시간이력해석의 변위응답은 설계 지진하중에 대한 탄성변위의 약 11~12%로 매우 작기 때문에 실제 휨 성능에 대해서는 안전할 것으로 예상된다. 61층의 경우 39층과 비슷한 결과를 나타내고 있다. 변위응답의 경우는 최대 변위응답이 30 mm(H/6365)를 초과하지 않는 것으로 나타난다. 61층 건물의 정적 설계 지진하중에 대한 탄성변위는 X방향의 경우 154 mm(H/1240), Y방향의 경우 178 mm(H/1072)로 나타났으며 선형 시간이력해석의 변위응답은 설계 지진하중에 대한 탄성변위의 약 17~19%로 매우 작기 때문에 61층의 건물 또한 휨 성능에 대해서는 모두 허용기준을 만족할 것으로 판단된다.

이상의 해석결과를 요약하면 다음과 같다. 경주지진이 야기한 고층아파트 및 고층건물의 지붕변위는 건물고의 1/5000~1/6000에 불과하여 횡변형에 의한 비구조 또는 구조 손상을 유발하기에는 너무 작은 값이다. 그러나 지붕층최대가속도는 일시적이지만 300~400 gal 에 달하여 큰 진동체감에 따른 불쾌감과 공포감을 유발할 수 있는 수준이다. 이는 부산 일부 지역 의 고층아파트에서 보고된 피해 및 경험과 일치한다. 고층건물 특유의 장주기 특성으로 인해 상대적으로 더 오래 지속되는 자유진동 구간도 진동체감을 증폭시키는데 기여했을 것이다.

6. 결 어

이 연구에서는 경주지진에서 계측된 가속도기록을 토대로 지진파의 시 각력 및 주파수영역 분석, 단자유도 진동계의 탄성 및 비탄성 응답스펙트럼 분석, 실제 고층건물의 지진응답 해석을 통해 내진공학적 데미지 포텐셜 관 점에서 다음과 같은 결과 및 시사점을 도출하였다.

- 1) 912 경주지진에서 1~2층 저층건물에 피해가 집중된 이유는 지진파의 에너지가 주로 10 Hz 이상의 고주파수 대역에 집중되어 강성이 크고 대부분이 소위 “non-engineered” 내지는 내진설계가 적용되지 않은 저층건물을 주로 가진했기 때문이다. 그러나 강진구간 지속시간이 불과 1~2 초에 불과하고 유효지반가속도가 작아 건물을 충분히 흔들어 손상을 누적시킬 힘이 없었기 때문에 KBC 2016의 설계지진을 크게 초과하는 겹보기 PGA에도 불구하고 그 피해는 제한적이었다.
- 2) 0.1초 내외의 극단주기 영역에 속하는 연성능력 2이하의 구조물에 대해서는 동일 연성도에 대한 요구 강도가 대표적인 강진기록인 El Centro 지진보다도 크지만 속도 및 변위 민감 주기에서는 현격히 낮다. 따라서 연성 거동이 확보되지 않은 소규모 단주기 건축물의 경우 예기치 못한 큰 구조적 손상 가능성에 노출될 가능성이 높으며 이러한 피해를 경감하기 위한 대책이 마련되어야 함을 시사한다.
- 3) 경주지진의 암반 지진기록에 기초한 토사지반 관측소 부지의 지반응답 해석을 수행하여 암반까지 깊이가 8, 14 및 22 m 인 토층을 추정하였다. 추정된 토층의 지반가속도 특성은 지금까지 국내에서 연구되어 온 낮은 심도의 토사지반 지진동 특성 및 이를 고려한 KBC 2016의 지반증폭 계수 개정 내용과 부합한다. 다만 증폭률이 다소 큰 편이라는 점과 기본적으로 암반기록 자체의 단주기 성분이 탁월하다는 점은 추후 심도 있는 검토가 필요할 것으로 판단된다.
- 4) 고층건물의 시간이력해석 결과 변위는 크지 않지만 가속도 응답은 300~400 gal 수준으로서 내풍설계 시 사용성 평가기준의 20배에 달한다. 이는 부산 일부 지역의 고층아파트에서 보고된 피해 및 경험에 부합하는 결과이다. 뿐만 아니라 고층건물 특유의 장주기 특성으로 인해 상대적으로 더 오래 지속되는 자유진동 구간도 진동체감을 증폭시키는데 기여했을 것으로 판단된다.

/ 감사의 글 /

본 연구는 국토교통부 도시건축 연구개발사업의 연구비지원(16AUDP-B066083-04)에 의해 수행되었습니다.

/ REFERENCES /

1. Korea Institute of Geoscience and Mineral Resources. Preliminary Analysis Report of Gyeongju Event (20:30). Korea Institute of Geoscience and Mineral Resources; c2006.
2. U.S. Geological Survey [Internet]. Available from: <https://www.usgs.gov/>.
3. Trifunac MD, Brady AG. A study on the duration of strong earthquake ground motion. Bulletin of the Seismological Society of America. 1975;65(3):581-626.
4. Philippacopoulos AJ. Recommendations for resolution of public comments on USI (Unresolved Safety Issues) A-40. Seismic Design Criteria. Upton, New York: Div. of Safety Issue Resolution, Brookhaven National Lab.; c1989.
5. Kempton JJ, Stewart JP. Prediction equations for significant duration of earthquake ground motions considering site and near-source effects. Earthquake spectra. 2006;22(4):985-1013.
6. Applied Technology Council. Tentative provisions for the development of seismic regulations for buildings. ATC-3-06 (NBS SP-510). Washington, DC: U.S Government Printing Office; c1978.
7. Lee YW. Derivation of Estimating Formulas for Seismic Strength of RC Frames Designed to Gravity Loads. Journal of the Earthquake Engineering Society of Korea. 2002;6(3):63-71.
8. Newmark NM, Hall WJ. Earthquake Spectra and Design. Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, CA; 1982:29-37.
9. ASCE. Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. ASCE standard ASCE/SEI 41-13. Reston, VA: American Society of Civil Engineers; c2013.
10. FEMA, A. 440. Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures. FEMA-440, Redwood City; c2005.
11. Kramer SL. Geotechnical Earthquake Engineering. Prentice Hall; c1996.
12. Lee SH, Choo YW, Kim DS. Performance of an equivalent shear beam(ESB) model container for dynamic geotechnical centrifuge tests. Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 2013;44(1): 102-114.
13. Kim DK. Effects of shallow soil deposits and substructures on earthquake response spectrum. Ph. D. Dissertation, Seoul National University; c2013.
14. AIK. Korean Building Code and Commentary. Seoul: Kimoonang; c2016.
15. ISO 6897. Guidelines for the evaluation of response of occupants of fixed structures, especially building and off-shore structures, to low-frequency horizontal motion (0.063 Hz to 1 Hz). ISO; c1984.