

고강도 표면매립용철근과 탄소섬유시트로 보강된 비연성 철근콘크리트 골조의 실물 진동기 실험

Full-Scale Shaker Testing of Non-Ductile RC Frame Structure Retrofitted Using High-Strength Near Surface Mounted Rebars and Carbon FRP Sheets

신지욱¹⁾ · 전종수^{2)*} · Wright, Timothy R.³⁾

Shin, Jiuk¹⁾ · Jeon, Jong-Su^{2)*} · Wright, Timothy R.³⁾

¹⁾한국건설기술연구원 국민생활연구본부 수석연구원(공학박사), ²⁾안동대학교 토목공학과 조교수(공학박사) ³⁾Axis Group, Solutions Consultant(PhD)

¹⁾Senior Researcher(PhD), Department of Building and Urban Research, Korea Institute of Civil Engineering and Building Technology, ²⁾Assistant Professor(PhD), Department of Civil Engineering, Andong National University, ³⁾Solutions Consultant(PhD), Axis Group

/ A B S T R A C T /

Existing reinforced concrete frame buildings designed for only gravity loads have been seismically vulnerable due to their inadequate column detailing. The seismic vulnerabilities can be mitigated by the application of a column retrofit technique, which combines high-strength near surface mounted bars with a fiber reinforced polymer wrapping system. This study presents the full-scale shaker testing of a non-ductile frame structure retrofitted using the combined retrofit system. The full-scale dynamic testing was performed to measure realistic dynamic responses and to investigate the effectiveness of the retrofit system through the comparison of the measured responses between as-built and retrofitted test frames. Experimental results demonstrated that the retrofit system reduced the dynamic responses without any significant damage on the columns because it improved flexural, shear and lap-splice resisting capacities. In addition, the retrofit system contributed to changing a damage mechanism from a soft-story mechanism (column-sidesway mechanism) to a mixed-damage mechanism, which was commonly found in reinforced concrete buildings with strong-column weak-beam system.

Key words: Full-scale shaker testing, Non-ductile reinforced concrete frame, High-strength near surface mounted bars, Fiber-reinforced polymer wrapping system

1. 서론

기존 철근콘크리트 건축물은 내진 설계 기준의 부재로 지진에 취약한 특성을 갖는다. 특히, 건축물의 주요 부재 중 하나인 기둥은 현재 설계기준에 비해 작은 직경의 띠철근 배근, 넓은 간격으로 배치된 띠철근, 90도 띠철근, 겹침 길이 미확보 등을 갖는 것으로 조사되었다[1-5]. 이러한 부적합한 띠철근 상세는 전단 성능, 콘크리트 구속력 및 횡철근의 좌굴 저항 성능 등의 저하에 상당한 영향을 미친다[4-8]. 또한 기초와 기둥 사이의 연결 이음 길이의 미확보는 부차 파괴를 발생시킬 수 있다. 이는 연결 이음 영역에서 콘

크리트 균열이 다우얼철근과 콘크리트 사이의 부착력을 급격히 감소시켰기 때문이다[7, 8]. 이러한 기둥의 비내진 상세는 설계시 예상되는 휨 성능을 발휘하기 전에 해당 부재의 취성 파괴를 유발할 수 있다. 또한 기존 철근콘크리트 건축물은 중력 하중(1.4DL + 1.7LL, DL = 고정 하중, LL = 활하중)에 대하여 설계하였기 때문에 약기둥-강보(weak column-strong beam, WCSB) 시스템을 갖는다. 이는 건축물의 특정 층 기둥에 손상이 집중되는 약층 현상(soft-story mechanism)에 의해 건축물 전체의 갑작스러운 붕괴를 유발할 수 있다[1-4].

본 연구자들에 의해 수행되었던 동적 실험에서 비내진 상세를 갖는 철근콘크리트 골조 실험체는 약층 현상에 의해 갑작스러운 취성파괴를 일으킨 것으로 조사되었다[9, 10]. 특히 1층 기둥 부재의 단부에서 전단 파괴와 기초와 기둥 부재 사이 연결 이음 영역에서 부차 파괴가 상당히 진행된 것으로 나타났다. 이러한 지진 취약성을 완화시키기 위해서 과거 실험 연구[10]

*Corresponding author: Jeon, Jong-Su

E-mail: jsjeon@anu.ac.kr

(Received July 2, 2018; Revised November 15, 2018; Accepted November 28, 2018)

는 손상이 집중된 1층 기둥 주변에 섬유 강화 폴리머(fiber-reinforced polymer, FRP) 재킷 시스템을 설치한 실험 크기의 실험체에 대한 동적 실험(full-scale dynamic testing)을 실시하였다. 비보강 실험체의 동적 응답과 비교했을 때 FRP 재킷 시스템이 보강된 실험체는 기둥의 전단파괴 없이 연성거동을 하였으며, 해당 보강 시스템은 골조 전체에 손상을 균등하게 분포시켰다. 이와 유사한 목적으로 건물의 연성 거동을 확보하고, 기초와 기둥 부재 사이에 연결 이음 길이의 연장을 통한 부착 파괴를 최소화하기 위해 표면매립(near-surface mounted, NSM) 보강 시스템을 고려할 수 있다. NSM보강 시스템은 기존 철근콘크리트 부재의 표면에 홈을 만들고 그 안에 FRP 보강재나 철근을 고강도 에폭시 등을 이용하여 부착시키는 공법이다[11-14]. 해당 보강 시스템은 기존 철근콘크리트 부재의 휨 성능을 향상시키기 위해 주로 사용되며, 기둥-기초 부재 사이의 연결이음을 증가시키는 데에도 종종 사용된다. 이러한 보강 시스템의 성능을 검증하기 위해서 NSM공법이 적용된 다양한 부재 단위의 실험이 수행되었다[15-20]. 이 중 반복 횡하중에 대한 기둥 부재의 실험연구[15, 16]에서 NSM보강근만으로 설치된 기둥은 초기 강성 및 최대 강도 등이 향상되는 것으로 나타났지만, 충분한 연성 능력을 발휘하지 못하고 최대 강도에 도달한 이후에 강도가 급격히 감소하였다. 이러한 문제점을 해결하기 위해서 NSM보강근과 FRP 시트를 복합 적용하여 지진하중에 대한 기둥의 횡방향 하중지지능력(강성, 강도, 연성 등)을 확보하였다. 뿐만 아니라 FRP 시트는 기둥 주변을 둘러싸는 재킷 형태로 사용하여 기둥의 전단 성능을 향상시켰다[16]. 해당 실험 연구를 바탕으로 이후에 수행된 실험 연구는 기둥의 충분한 연성 능력 확보를 위해 NSM보강근과 FRP 시트를 함께 이용하여 기둥을 보강하였다[17-19]. Fahmy and Wu[20]는 연결 이음 길이가 충분하지 않은 기존 철근콘크리트 기둥에 대한 부착 파괴를 완화시키기 위한 목적으로, NSM보강근과 FRP 시트를 실험체에 함께 적용하여 기존 기둥을 보강하였다. 해당 실험체는 NSM공법을 통해 현재 설계기준에서 제시하는 수준까지 기둥과 기초 사이의 연결이음 길이(약 2.5배 이상)를 확보하였다. 실험 결과, 비보강 실험체와 달리 취성 파괴 없이 연성 및 에너지 소산 능력을 상당히 향상시켰다. 이러한 기존 부재 단위의 실험 연구를 바탕으로 하여 본 연구에서는 NSM

보강근과 FRP 시트를 비내진 철근콘크리트 골조 실험체의 보강 전략으로 선정하였다.

본 연구는 NSM보강근과 FRP 시트로 기둥을 보강한 비내진 철근콘크리트 골조의 동적 응답을 조사하였다. 이를 위해서 NSM보강근과 FRP 시트로 보강된 실험체에 대한 일련의 실험 크기의 동적 실험을 실시하여 실제 응답을 측정하였다. 여기서 조사된 동적 응답은 해당 보강 시스템의 효과를 검증하기 위해서 비보강 실험체의 실험 결과와 비교하였으며, 이에 추가하여 FRP 재킷으로 보강한 시스템과의 성능을 비교·검토하였다. 본 연구에서 보강되지 않은 기존 실험체는 “비보강 실험체”, NSM보강근과 FRP 시트로 함께 보강된 실험체는 “NSM-FRP 보강 실험체”, FRP 재킷 시스템이 1층에 보강된 실험체는 “FRP 재킷 보강 실험체”로 정의하였다.

2. NSM보강근과 FRP 시트 복합 보강 시스템

Fig. 1은 본 연구에서 기존 철근콘크리트 건축물의 내진성능 향상을 위해 선택한 NSM보강근과 FRP 시트가 함께 적용된 보강 방법을 개략적으로 보여준다. 이러한 보강 방법은 기둥의 파괴 형상을 바탕으로 결정하였다. Fig. 2는 간단한 해석을 통해 기둥의 파괴 형상을 예측하고, 이를 바탕으로 기둥의 보강 방법을 결정하는 과정을 보여준다. 여기서, V_n 은 FRP 보강 전의 전단 성능, V_n' 은 FRP 보강에 의해 향상된 전단 성능, V_c 는 콘크리트 전단 성능, V_s 는 기둥 띠철근에 의한 전단 성능, V_f 는 FRP에 의한 전단 성능을

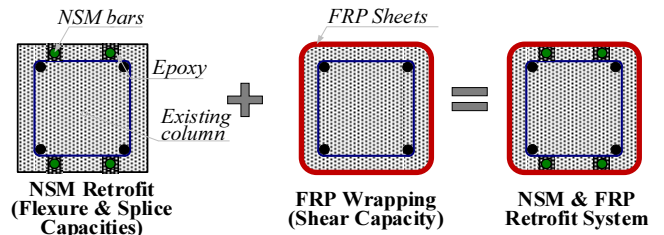


Fig. 1. FRP & NSM retrofit system

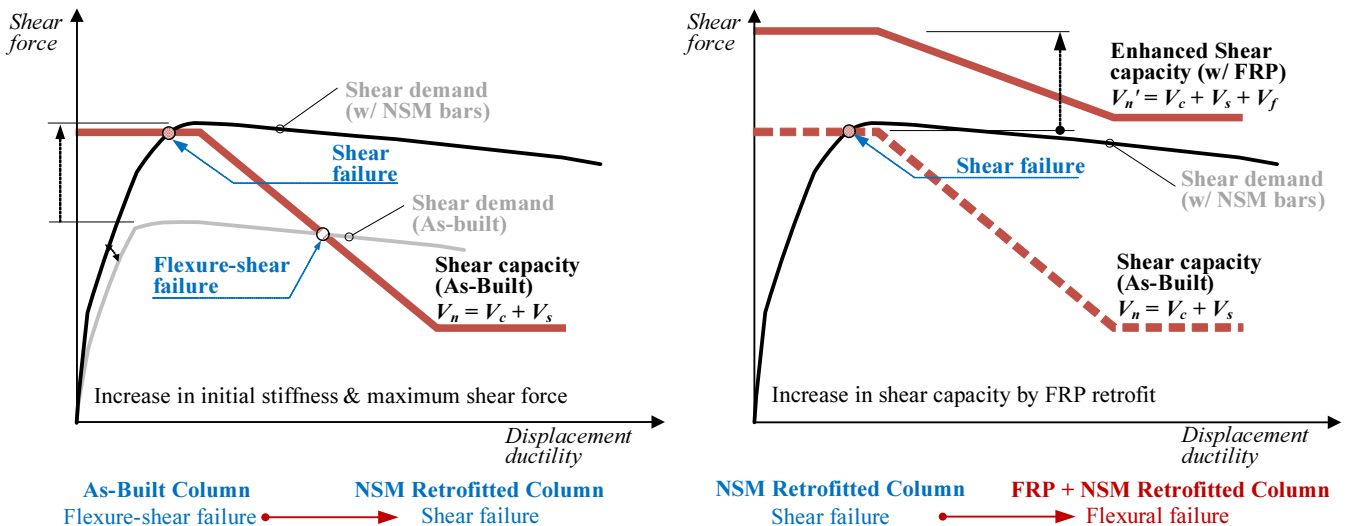


Fig. 2. Shear force demand vs. Shear capacities

나타낸다. 기둥의 파괴 형상은 전산해석을 통해 계산된 전단 요구 강도와 식 (1)의 전단 성능 식을 비교하여 예측할 수 있다[21-24]. 본 연구는 기둥의 전단 성능을 산정하기 위해 ASCE41-13[25]의 전단 성능 식(비보강 기둥과 NSM보강 기둥)과 Ghobarah and Galal[21]의 전단 성능 식(NSM-FRP 보강 기둥)을 사용하였다.

비보강과NSM 강 기둥에 대하여

$$V_n = kV_o = k(V_c + V_s) = k \left[\lambda \left(\frac{0.5\sqrt{f'_c}}{M/Vd} \sqrt{1 + \frac{N_u}{0.5\sqrt{f'_c}A_g}} \right) 0.8A_g \right] \quad (1a)$$

NSM-FRP 보강 기둥에 대하여

$$V_n = kV_o = k(V_c + V_s + V_f) = k[V_c + V_s + 0.95(2t_f f_f d_f)] \quad (1b)$$

식 (1)에서 k 는 변위연성도가 2보다 작거나 같을 때 1의 값을 갖고, 변위연성도가 6보다 크거나 같을 때 0.7의 값을 가진다. 2와 6사이의 변위연성도에 대하여 k 값은 0.7과 1사이의 값을 선형 보간하여 사용한다. M/Vd 는 전단지간의 단면의 유효높이($d = 0.8h$, h = 단면 높이)로 나눈 전단경간비를 나타낸다. λ 는 경량 콘크리트와 보통 콘크리트의 경우 각각 0.75과 1.0이다. N_u 는 기둥의 축력, A_g 는 기둥 띠철근의 단면적, f'_c 는 철근의 항복강도, s 는 기둥 띠철근의 배근 간격, f'_c 는 콘크리트의 압축 강도, A_g 는 기둥의 전체 단면적이다. t_f 는 FRP 시트의 총 두께, f_f 는 0.004의 변형률(ϵ_{fu})에 상응하는 FRP 재료의 강도, d_f 는 FRP가 적용된 기둥의 단면 높이($= h + 2t_f$)를 나타낸다.

Fig. 2(a)는 기존 철근콘크리트 기둥과 NSM보강근을 추가한 기둥의 전단 요구 강도와 전단 성능 식을 비교한 것이다. 기존 철근콘크리트 기둥은 항복 이후에 요구 곡선과 성능 곡선이 교차하기 때문에 비보강 기둥은 휨-전단 파괴를 경험할 것으로 예측된다. 반면에 NSM보강근의 추가는 초기 강성과 최대 전단력을 향상시키지만, 이로 인해 항복 이전에 취성 파괴(또는 낮은 연성도에서 전단 파괴)가 발생할 가능성이 있다. 따라서 본 연구에서는 기둥의 연성 거동(높은 연성도에서 휨 파괴)를 확보하기 위해서 Fig. 2(b)와 같이 FRP 시트의 보강을 통해 기둥의 전단 성능을 향상시킬 수 있도록 보강 계획을 수립하였다. 이와 관련된 자세한 내용은 다음 장에 언급되어 있다. 해당 보강 시스템은 기둥의 휨과 전단 성능 향상 외에 기둥과 기초 사이에 연결 이음의 길이를 증가시켜 부착 강도를 향상시키므로, 기둥 단부에서 발생하는 연결 이음 파괴를 지연시킬 수 있다[17, 20]. 이러한 파괴 형상을 바탕으로 결정된 복합 보강 공법의 동적 거동 및 보강 효과를 조사하기 위하여 실물 크기의 비연성 철근콘크리트 골조에 대한 진동 가력기 실험을 실시하였다.

3. 실물 진동기 실험 계획

3.1 실물 실험 개요

Fig. 3은 동적 실험을 수행하기 위해서 제작된 실물 크기의 비연성 철근 콘크리트 골조 실험체를 보여준다. 그림에서와 같이 동일한 4개의 2층-2경간 철근콘크리트 골조 실험체를 제작하였다. 이 중 첫 번째 실험체는 비보강



Fig. 3. Full-scale non-ductile RC test frames

실험체이고, 나머지 3개의 실험체는 서로 다른 내진 보강 시스템을 적용하여 보강 실험체이다. 본 연구에서는 두 번째 실험체(NSM-FRP 보강 시스템 적용)의 동적 응답을 집중적으로 분석하였으며, 해당 보강시스템의 보강 효과를 조사하기 위해서 첫 번째 실험체(비보강 실험체)와 세 번째 실험체(FRP자켓 시스템 적용)을 비교 대상 구조물로 선택하였다. 각 실험체는 내진 설계가 적용되기 이전인 1963년에 발행된 미국콘크리트학회(American Concrete Institute, ACI) 설계기준[26]에 따라 설계되었다. 1층의 기둥은 모서리가 90도로 구부러진 형상의 띠철근을 사용하였으며, 띠철근은 305mm간격으로 배근하였다. 또한 기초와 기둥 사이의 연결 이음은 기둥의 소성 힌지가 형성되는 구역에 배치하였으며, 610 mm의 연결 이음(현재 기준의 약 30% 수준)으로 제작하였다(Fig. 4). 본 연구에서 이동식 진동기(mobile shaker)를 지붕에 설치하여 동적하중을 실험체에 적용하기 때문에, 실험시 예상치 못한 파괴를 예방하기 위하여 2층의 기둥은 띠철근 간격을 152 mm로 배근하였으며, 1층과 2층 기둥 사이의 연결 이음은 914 mm로 설계하였다. 실물 크기의 철근콘크리트 골조 실험체에 대한 자세한 철근 상세는 다음 논문을 참고할 수 있다[9, 10]. Table 1은 NSM-FRP 보강 실험체의 재료 물성치를 정리한 것으로, 고강도 철근, FRP 재료, 고강도 에폭 시 등의 보강 재료의 특성을 포함하고 있다. Fig. 4는 실물 크기의 진동기 실험의 개략도를 보여준다. 지진파 또는 사인파 하중을 실험체에 가력하기 위하여 334 kN용량의 유압식 진동기(hydraulic linear shaker)를 지붕에 고정하였다. 추가 중력 하중은 강재 레일을 이용하여 1층과 2층의 바닥판에 8.1 kN/m(Fig. 4의 w_1)와 6.9 kN/m(Fig. 4의 w_2)로 분포시켰다. 본 실험 방법에 관련된 자세한 정보는 다음 문헌[9, 10]에 자세히 기술하였다.

3.2 보강 실험체

비보강 실험체에 대한 동적 실험 후 보강 실험체에 대한 보강 방법을 수립하였다. 비보강 실험체의 경우, 일련의 지진파 및 사인파 하중에 의해 1층 기둥의 단부에서 기초-기둥 부재 사이 연결 이음파괴와 전단파괴가 복합적으로 발생하였다. 이러한 실험 결과를 바탕으로, 기둥의 단면 증가 없이 실험체 전체의 횡방향 강성을 증가시키기 위하여 NSM-FRP 보강 시스템을 적용하였다. 두 개의 다른 보강 공법이 복합 적용된 보강시스템의 설계를 위

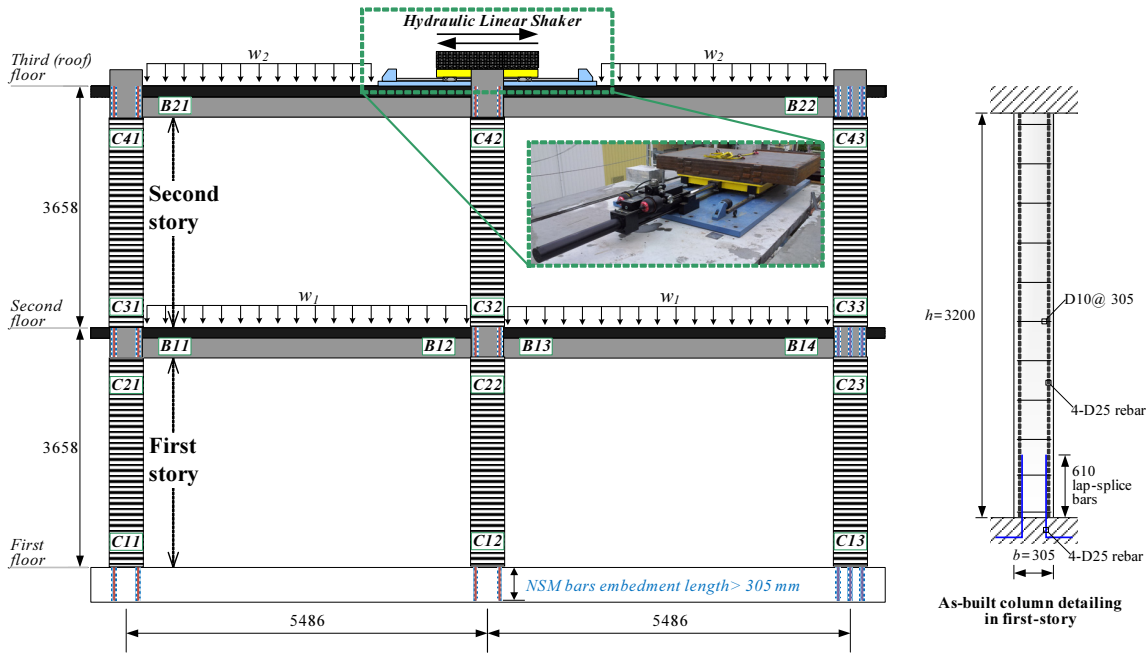


Fig. 4. Full-scale test specimen detail (unit: mm)

Table 1. Material properties of NSM-FRP retrofitted test frame

Material		Location/rebar type	Strength (MPa)
Test frame material	Concrete	Column	31.4
		Beam/slab	26.5
	Steel	Column tie - D10	520
		Column rebar - D25	541
		Beam rebar - D19	445
Retrofit materials	High-strength steel	Column NSM bar - D16	827
		Column NSM bar - D19	827
	Epoxy*	Column embedment	43.4
FRP sheet**	Column retrofit	986	

* Epoxy tensile strength (Hilti HIT-RE 500 SD)

** FRP tensile strength corresponds to 0.01 ultimate strain

해서 2단계의 설계 방법(1단계: 휨 성능-연결 이음 성능 향상을 위한 NSM 보강근 설계, 2단계: 전단 성능 향상을 위한 FRP 시트 설계)를 도입하였다.

1단계 NSM보강 설계 방법에서는 기존 연구[27-29]에서 제시된 홈 (groove) 간격 요구사항(홈의 순간격 \geq 홈 높이의 2배, 홈 가장자리 순간격 \geq 홈 높이의 2배)를 만족시키기 위하여 실험체 기둥의 크기와 실제 시공 상태를 반영하여 NSM보강근의 개수를 산정하였다. 그 결과, 2-D16과 3-D16의 NSM보강근이 결정되었다. 그 후, 기초-기둥 사이의 연결 이음의 부착력 확보를 위해서 연결 이음 길이를 설계하였다. Hassan and Rizkalla [13]는 NSM보강근의 부착력 저하에 상당히 영향을 미칠 수 있는 파괴 유형인 에폭시의 균열과 그 주변 콘크리트 균열을 방지하기 위한 목적으로 유한요소해석 기반의 식 (2)을 제안하였다. 여기서, G_1 과 G_2 는 홈의 크기에 따라 제안된 상수이며, d 는 NSM보강근의 직경, f 는 NSM보강근의 인장력, μ 는 NSM보강근과 에폭시 사이의 실험으로 측정된 마찰 계수, f_{ct} 와 f_a 는 각각 콘크리트와 에폭시의 인장 강도를 각각 나타낸다. 식 (2)를 통해서도

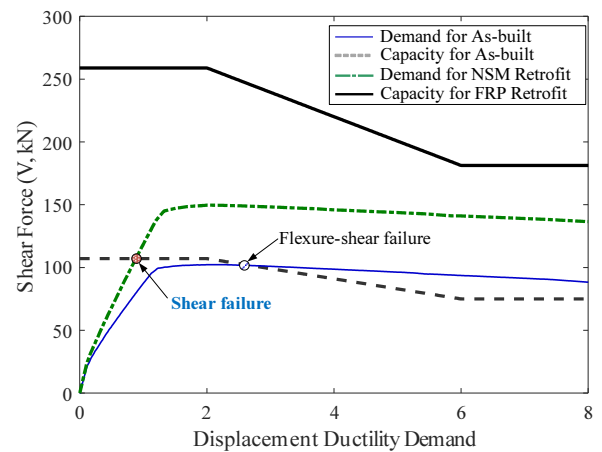


Fig. 5. Comparison of shear demand and shear capacity

출된 연결이음 길이는 약 2,390 mm로 ACI 440.R-02[30]에서 제시하는 식으로 계산된 결과보다 약 3배 정도 긴 것으로 나타났다.

$$l_d = \max \left(G_1 \frac{df_t}{4\mu f_{ct}}, G_2 \frac{df_t}{4\mu f_a} \right) \quad (2)$$

2장에서 언급한 것과 같이 2단계 FRP 시트 보강은 1단계 NSM보강근에 의해 기둥의 전단 요구 강도가 기존 비보강 기둥의 전단 성능을 초과함에 따라 기둥의 전단 성능을 향상시키기 위함이다. 추가적으로 FRP 시트가 NSM보강근이 설치된 기둥을 감싸므로 연결 이음에 대한 부착 성능을 향상시킬 수 있다. NSM보강에 의한 기둥의 전단파괴 발생 가능성을 조사하기 위해서 전단 요구 강도와 전단 성능의 비교를 Fig. 5에 나타내었다. 그림에서 전단 요구 강도는 파이버요소로 모델링된 비보강·NSM보강 기둥 부

재(휨 거동 예측)의 비선형 정적 해석을 통해 계산하였으며, 비보강 및 NSM-FRP 보강 기둥 부재의 전단 성능은 식(1)을 통해 산정하였다. 그림에 나타난 것과 같이 비보강 기둥 부재는 NSM보강근의 추가에 의해 부재가 항복하기 이전에 전단 성능을 초과하여 전단 파괴를 일으킬 가능성이 매우 높다. 이를 방지하기 위해 두께 4 mm(2-layer)의 FRP 시트를 이용하여 전단 성능을 Fig. 5의 검은색 실선과 같이 향상시켰다. 따라서 NSM보강 기둥의 전단 요구강도가 전단 성능을 초과할 수 없도록 설계하였다. 이러한 2단계 설계 방법을 통해 도출된 내진보강 방법 및 상세는 Fig. 6에 나타났다. 설계 과정과 유사하게 시공 과정도 2단계로 나누어 실시하였다. NSM보강근을 기둥 표면에 추가하고 고정하기 위한 1단계 작업과 FRP 시트를 기둥 주변에 감싸는 과정의 2단계 작업으로 나눌 수 있다. 작업의 효율성을 높이기 위해서 본 연구에서는 1단계와 2단계 시공방법을 혼용하여 실시하였다. 먼저 기존 기둥 표면과 FRP 시트 사이의 충분한 부착력을 확보하기 위해서 철근콘크리트 기둥의 표면을 거칠게 만들었다. 해당 표면의 거칠 정도는 국제콘크리트보수협회(International Concrete Repair Institute, ICRI)[31]에서 제시하는 등급 5~6의 concrete surface profile 수준으로 시공되었다. 표면 거칠 정도를 확보한 이후, 고강도 철근의 삽입을 위해서 철근콘크리트 기둥 표면에 홈을 생성하였다. 또한 기초와 보-기둥 접합부에 구멍을 뚫어 고강도 철근의 충분한 정착 길이를 확보하였다. 기존 철근콘크리트 건축물의 철근배치(띠철근 등)에 대한 정밀도가 떨어질 수 있으므로, NSM 보강근을 매입하기 위해 필요한 홈과 구멍의 크기보다 크게 시공하였으며, 고강도 보강근을 각 기둥에 설치한 이후에 기둥 표면의 홈과 구멍을 고강도 에폭시로 채웠다. 마지막으로 추가 부착 및 전단 성능 향상을 위해 1층과 2층 기둥의 주변을 탄소 섬유 강화 폴리머(CFRP) 시트로 감쌌다. 여기서 CFRP 시트는 외부에서 추가적인 구속력을 발휘할 수 있으므로, NSM 보강근을 매입하기 위한 홈과 구멍에서 발생할 수 있는 부착파괴를 지연할 수 있는 기능을 할 수 있다. 해당 CFRP 시트의 설치시 주변 부재들 사이에 간섭을 피하기 위한 목적으로 기둥의 상단단부에 13 mm의 여유공간(gap)을 만들었다[32]. 보다 자세한 시공과정은 다음 논문을 참고 할 수 있다[9].

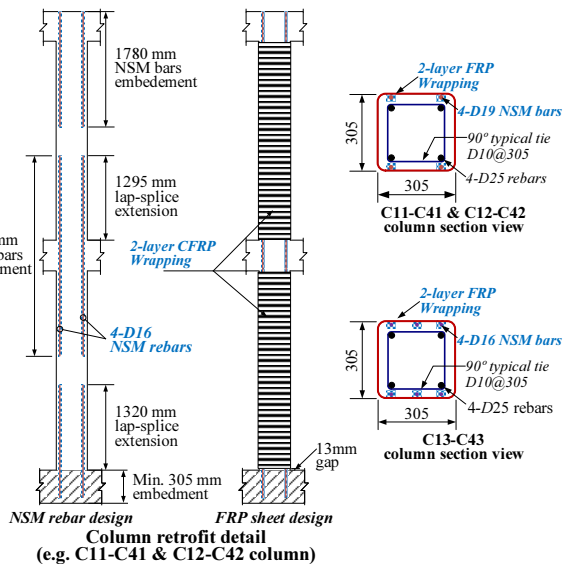


Fig. 6. RC column retrofitted using NSM-FRP system (unit : mm)

3.3 하중 및 계측 계획

지붕에 설치된 선형 유압식 가력기는 지진하중(1940 EI Centro 지진, 이하“E” 표기)과 사인파하중(sine pulse, 이하“S” 표기)의 두 가지 유형의 동적 하중을 생성하기 위해 사용되었다. 고려된 두 개 유형의 하중은 가력기의 목표 변위에 따라 제어되었다. Table 2는 비보강 실험체, NSM-FRP 보강 실험체 및 FRP 재킷 보강 실험체에 대한 하중 계획을 요약하고 있다. 사인파하중은 단순 사인파와 더블 사인파로 구성하였다. NSM-FRP 보강 실험체의 경우, 가력기의 목표 변위를 25 mm에서 254 mm까지 증가시켜 EI Centro 지진파(Table 2의 Phase-1)를 가진하여 실험하였으며, 사인파하중(Table 2의 Phase-2)는 최대 407 mm(ultimate loading sequence, 이하“U” 표기)까지 목표 변위를 증가시켜 실험을 실시하였다. 사인파하중 중 S-1, S-2 및 S-3은 단순 사인파이고, S-4는 더블 사인파이다. 사인파의 주파수는 1.8Hz로 설정하였다. 층간변위비와 기둥 회전 감소 효과, 손상 매커니즘 및 손상 분포를 비교하기 위해 비보강 실험체, NSM-FRP 보강 실험체 및 FRP 재킷 보강 실험체에 E-5, E-6, S-1, S-2, S-3 및 극한 하중(U)이 공통으로 사용되었다.

본 연구에서 실시된 실험 크기 골조 실험체의 동적 응답을 측정하기 위해서 6개의 와이어 게이지(string potentiometer), 38개의 변위계(LVDT) 및 43개의 가속도계를 설치하였다. 또한 기둥과 보의 종방향 주철근에 스트레인 게이지를 설치하였다. 본 연구는 와이어 게이지, 변위계 및 스트레인 게이지에서 측정된 결과에 중점을 두어 설명하였다. 층변위를 측정하기 위하여 와이어 게이지를 실험체의 1층과 2층의 슬래브 하단에 설치하였다. 변위계는 기둥과 보 부재의 힌지 회전각을 측정하기 위해 모든 기둥과 보 부재에 설치하였으며, 철근에 설치된 스트레인 게이지는 다우얼철근의 부착 파괴의 발생 여부를 확인하기 위해 사용하였다. Fig. 7은 변위계의 설치 위치와 설치 사진을 보여준다. 이와 동일한 방식으로 세 가지 실험체의 계측 계획을 수립하였다.

Table 2. Loading sequence

Loading type	Specimen type			Forced vibration type	Target shaker displacement (mm)
	As-built	NSM-FRP	FRP jacket		
Phase 1	E-1	E-1	E-1	1940 EI Centro earthquake (E)	25
	E-2	E-2	E-2		51
	E-3	E-3	E-3		102
	E-4	E-4	E-4		152
	E-5	E-5	E-5		203
	E-6	E-6	None		254
Phase 2	S-1	S-1	S-1	Single Sine Pulse(S)	102
	S-2	S-2	S-2		203
	S-3	S-3	S-3	Double Sine Pulse(S)	305
	None	U*	S-4		406
	None	None	U*		508
	U*	None	None		610

* Ultimate loading sequence for each test frame

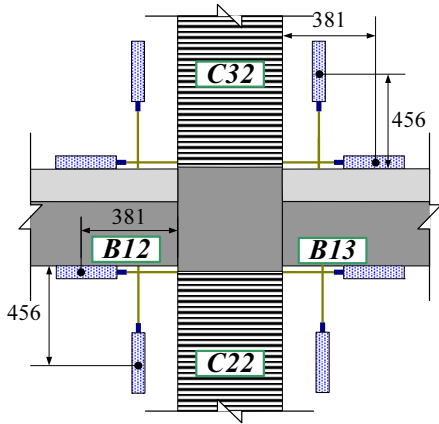


Fig. 7. Sensor configuration at C22-C32 & B12-B13 (unit: mm)

4. 실물 진동기 실험 결과

4.1 손상 관측

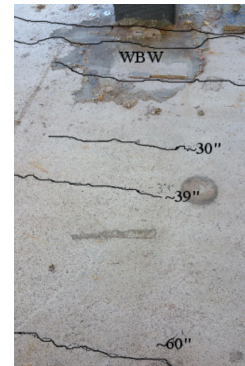
Fig. 8은 NSM-FRP 보강 실험체의 손상을 보여준다. 각 하중 단계의 실험 종료 후 육안으로 구조 부재의 손상을 조사하였다. Phase-1의 하중 단계 (Table 2의 E-1 ~ E-5)에서는 육안으로 식별 가능한 손상은 발생하지 않았다. Phase-2의 S-2단계에서 보-기둥 접합부 표면에서 균열(Fig. 8(a))이 발견되었다. 이는 보와 보-기둥 접합부 사이에서 부착파괴가 발생했기 때문으로 판단된다. 해당 부착파괴는 4.3 절에 언급된 Fig. 14(b)의 보 힌지 회전각-변형률 관계를 통해 살펴볼 수 있다. 그림에 나타난 것과 같이 S-2 이후에 철근변형률이 항복 도달 이전에 감소하는 것을 볼 수 있다. 또한 보-기둥 접합



(a) Bond failure at S-2



(b) Flexural crack at S-2



(c) Flexural crack after test



(d) no visible damage on NSM-FRP retrofit column



(e) visible damage on first story column base in as-built test frame

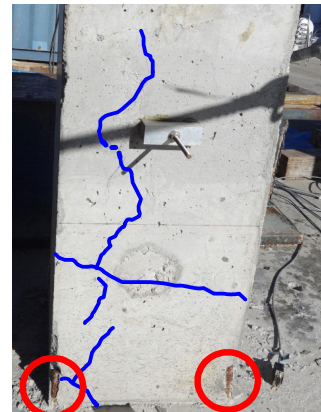


Fig. 8. Visible damage inspection

부 주변 보와 슬래브의 하단부에서 휨 균열(Fig. 8(b))이 발생하기 시작하였다. 실험 종료 후 실험에 사용된 강제 레일 및 진동기를 제거했을 때 슬래브 상단에서도 휨 균열이 발견되었다(Fig. 8(c)). 본 연구자에 의해 수행되었던 비보강 실험체[9]는 소성 힌지가 형성되는 1층 기둥 단부에서 손상(휨, 전단, 연결 이음 파괴)가 집중적으로 발견되었지만, Fig. 8(d)에 나타난 것과 같이 NSM-FRP보강 실험체의 기둥은 육안으로 식별 가능한 손상이 나타나지 않았다. 이는 Fig. 8(e)에 제시된 비보강 실험체의 1층 기둥에서 발생한 손상과 비교했을 때 NSM-FRP시스템의 보강이 휨, 전단 및 연결 이음 성능 향상에 기여했기 때문으로 사료된다.

4.2 동적 응답

설치된 가속도계를 이용하여 하중 적용 전과 후의 측정된 결과를 바탕으로 하중 단계별 1차 고유주기에 대한 진동수는 Fig. 9에 나타났다. 그림에서

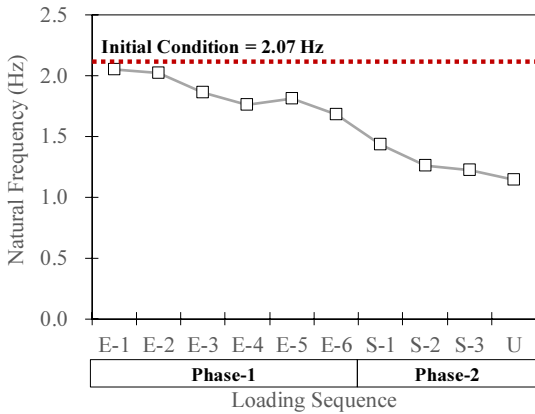
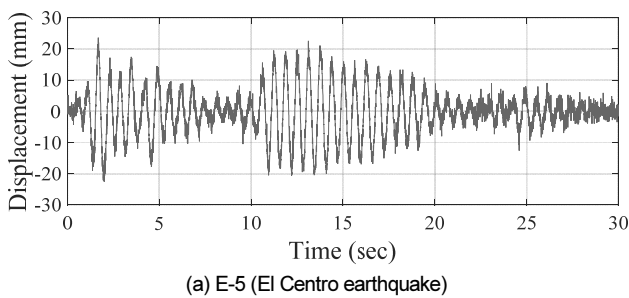
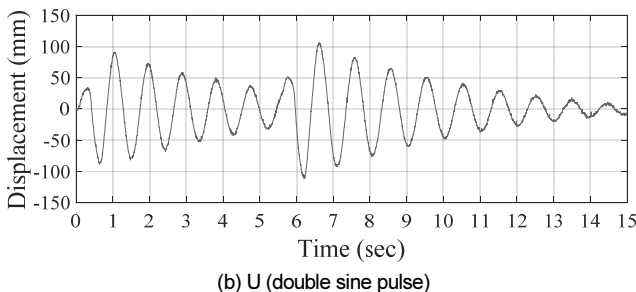


Fig. 9. Measured natural frequency in first mode



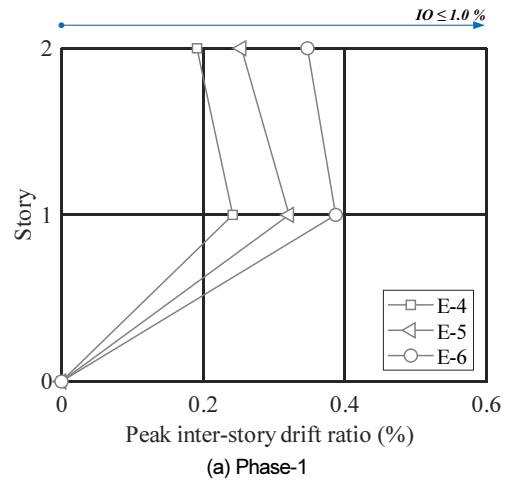
(a) E-5 (El Centro earthquake)



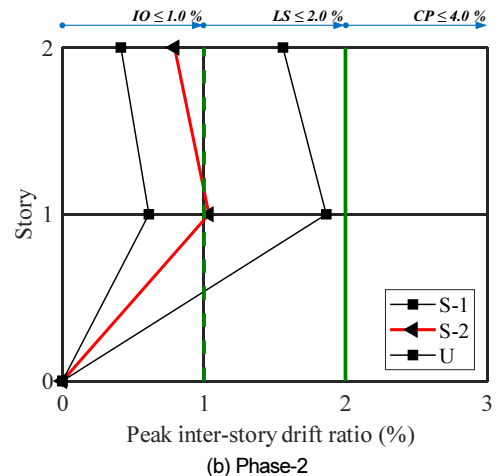
(b) U (double sine pulse)

Fig. 10. Time-displacement history of retrofitted test frame in second story

제시된 것과 같이 각 하중 단계에 따른 보강 실험체의 고유진동수는 동적하중에 의한 손상에 따른 강성 감소로, 최초 고유진동수 대비 약 44% 감소하는 것을 볼 수 있다. 또한 본 연구에서는 와이어 게이지와 변위계에서 측정된 층간 변위비와 부재의 회전각 결과를 이용하여 실험체의 동적 응답을 조사하였다. Fig. 10(a)와 (b)는 EC-5(EI Centro 지진파)와 U(더블 사인파)에 대한 2층의 시간-변위 이력을 각각 나타낸 것이다. Fig. 11는 최대 층간 변위비(peak inter-story drift ratio, peak IDR)를 나타낸 것으로, Phase-1과 Phase-2에 대한 대표적인 결과는 Fig. 11(a)와 Fig. 11(b)에 각각 제시하였다. 본 연구에서 NSM-FRP보강 실험체에 대한 손상 수준은 FEMA-356[33]에 제시된 층간변위비와 ASCE 41-13[25]의 보와 기둥 부재의 회전각을 기반으로 결정하였다. 철근콘크리트 골조의 각 손상 수준에 대한 층간변위비와 회전각의 한계값은 Table 3에 제시하였다. Fig. 11(a)에서 보듯이 Phase-1의 하중에 대하여 거주가능(immediate occupancy, IO) 수준



(a) Phase-1



(b) Phase-2

Fig. 11. Peak inter-story drift ratio

Table 3. Drift and rotation-based damage levels [25, 33]

Damage level	Drift limit (%)	Rotational limit (rad)	
		Column	Beam
Immediate Occupancy (IO)	≤ 1.0	≤ 0.005	≤ 0.005
Life Safety (LS)	≤ 2.0	≤ 0.027	≤ 0.020
Collapse Prevention (CP)	≤ 4.0	≤ 0.034	≤ 0.030

의 손상을 보인 것으로 나타났다. Phase-1의 하중 이후에 S-2의 하중에 대하여 NSM-FRP 보강 실험체는 인명 보호(life safety, LS) 수준의 손상을 보였다. 이러한 손상 수준의 변화는 보강 실험체에 육안으로 식별 가능한 보-기둥 접합부에서 부착 파괴와 보와 슬래브에서 발생된 휨 균열(Fig. 8(b) and Fig. 8(c))에 의한 것으로 판단된다. 이후 진동기의 목표 변위가 증가함에 따라 보와 슬래브의 휨 균열이 확장되는 것으로 나타났지만, 주요 횡방향 저항 부재인 기둥에서는 손상이 추가적으로 발견되지 않았다. 결과적으로 해당 실험체의 U 하중단계에서 추가적인 손상 유형 없이 LS의 손상 수준을

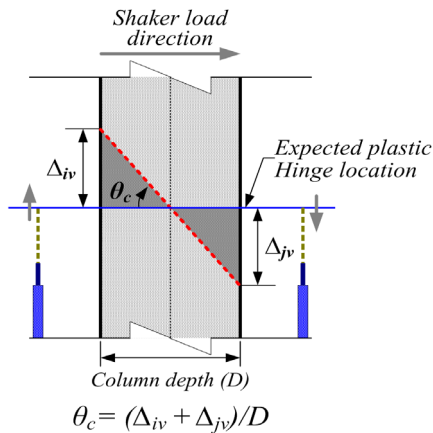
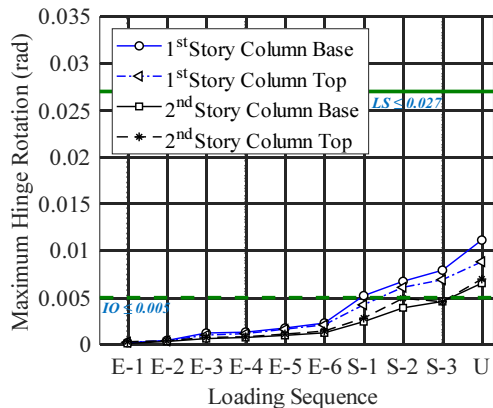
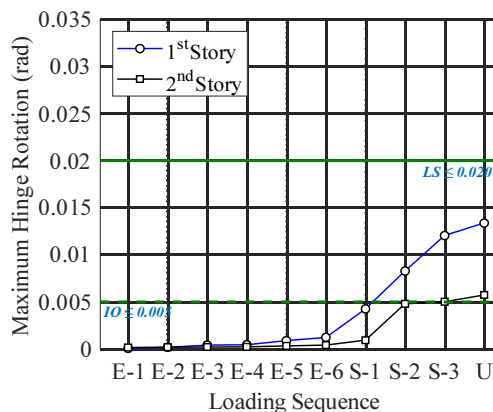


Fig. 12. Calculation of column hinge rotation



(a) Column element



(b) Beam element

Fig. 13. Maximum column and beam hinge rotation

찾는 것으로 조사되었다.

보와 기둥 부재의 힌지 회전각(θ_b, θ_c)은 각 부재의 수평 방향과 수직 방향으로 설치된 변위계에서 측정된 결과를 바탕으로 계산하였다. 예를 들어, 기둥의 힌지 회전각은 소성 힌지가 발생될 것으로 예상되는 지점에 두개의 변위계를 기둥의 양면에 설치하고, Fig. 12에 제시된 것과 같이 두 개의 변위계에서 측정된 상대 변위 값을 기둥의 깊이(D)로 나누어 산정하였다. 이와 유사한 방법으로 보 부재의 힌지 회전각도 계산하였다. Fig. 13은 선택된 하중 단계 별로 기둥과 보 부재의 최대 힌지 회전각을 나타낸 것이다. 본 연구에서 회전각 결과는 동적 하중에 대한 NSM-FRP 실험체의 손상 순서를 조사하기 위해서 사용하였다. 먼저, S-1 단계에서 1층 기둥의 하단부가 LS의 손상 수준에 도달한 이후에 S-2 단계에서 1층 기둥의 상단부와 외부 보-기둥 접합부에 인접한 1층 보 부재가 LS 수준에 도달하는 것으로 나타났다. S-3 단계에서 2층 보 부재가 LS 수준의 손상을 보였으며, U 단계에서 2층의 기둥 부재가 LS 수준에 도달하였다. 여기서 조사된 각 부재의 힌지 회전각 결과를 바탕으로 다음 장에서 NSM-FRP 보강 실험체의 손상 메커니즘을 규명하였으며, 비보강 실험체와 비교를 통해 NSM-FRP 시스템의 보강에 의한 손상 메커니즘의 변화를 조사하였다.

4.3 부착 파괴

기 수행된 비보강 실험체에 대한 실험 크기의 동적 실험[9]은 기둥의 연결 이음 철근과 보-기둥 접합부의 정착 철근의 부착 파괴를 조사하였다. 해당 연구에서는 부착 파괴 여부를 판정하기 위해서 기둥 또는 보의 힌지 회전각과 다우얼철근 또는 정착 철근의 변형률 관계를 비교하였다. 이와 유사한 방식으로 NSM-FRP 보강 실험체의 1층 기둥과 기초 사이와 보-기둥 접합부에 대한 부착 파괴를 조사하였다. Fig. 14는 각 하중 단계에서 측정된 부재의 최대 힌지 회전각과 이에 상응하는 철근의 변형률 관계를 요약적으로 보여준다. 본 연구에서는 각 하중 단계별로 진동기의 하중(목표 변위)을 증가시켰으므로 기둥 또는 보의 힌지 회전각은 각 하중 단계별로 증가하게 된다. 이 때 연결 이음 철근 또는 정착 철근과 이를 둘러싸고 있는 콘크리트 사이에 부착 파괴가 발생하지 않았다면, 철근의 변형률은 항복이 발생하기 전까지 기둥 또는 보 부재의 힌지 회전각과 함께 지속적으로 증가하게 된다. 그러나 철근이 항복하기 이전에 부착 파괴가 발생한다면, 철근의 변형률은 감소하거나 동일한 값을 보이게 된다. 이는 연결 이음 또는 정착 철근과 이를 둘러싸고 있는 콘크리트 사이의 부착력이 감소하였기 때문이다. Fig. 14(a)에서 나타난 것과 같이 1층 기둥과 기초 사이의 다우얼철근의 변형률은 기둥의 회전각과 함께 증가하는 것으로 나타났다. 이는 비보강 실험체의 1층 기둥의 다우얼철근이 특정 하중에 도달한 시점부터 감소하는 현상을 나타낸 것과 상반된 결과를 보인 것이다. 따라서 NSM-FRP 보강 시스템은 연결 이음 영역에 부착력 향상에 상당 부분 기여했음을 알 수 있다. Fig. 14(b)는 보 부재의 회전각은 약 0.008 rad에 도달한 이후(S-2 이후)에 하단부의 정착 철근의 변형률이 감소하는 것으로 나타났다. 이는 보의 하단 철근이 직선형으로 보-기둥 접합부에 정착되었기 때문에 충분한 정착 길이를 확보하지 못했기 때문으로 판단된다.

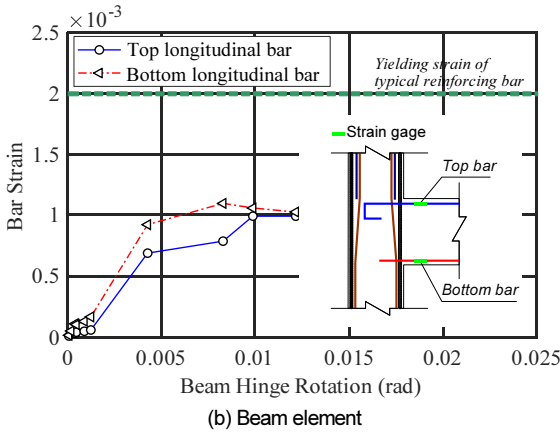
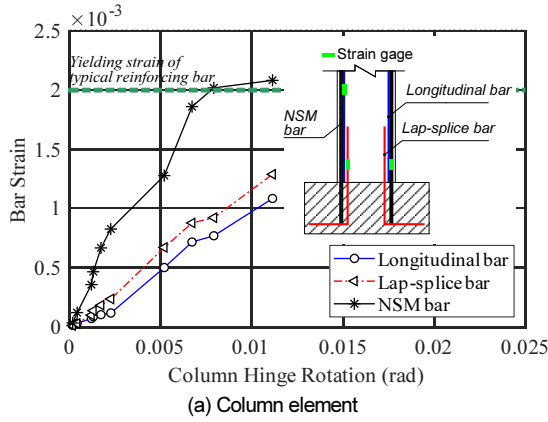


Fig. 14. Relationship between rotation and rebar strain

5. 보강 효과

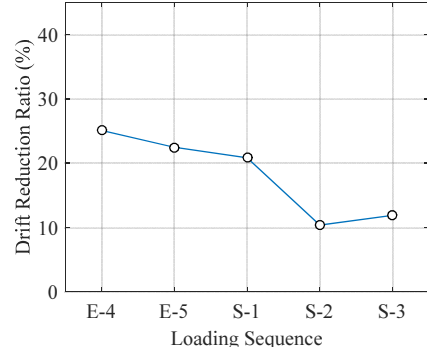
NSM-FRP시스템의 보강 효과를 조사하기 위해서 본 장에서는 기 수행된 비보강 실험체와 NSM-FRP 보강 실험체의 동적 응답(최대 층간 변위비, 기동 회전각)을 비교·분석하였다. 또한 보강 시스템에 따른 손상 메커니즘과 손상 분포도(drift concentration factor, DCF)의 변화를 조사하기 위해서 기 수행된 비보강 실험체와 FRP 재킷 보강 실험체의 결과를 NSM-FRP 보강 실험체와 함께 제시하였다.

5.1 응답 감소 효과

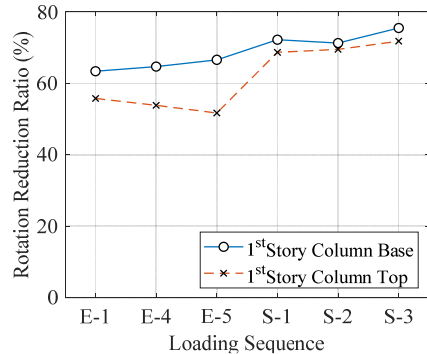
과거에 NSM-FRP 보강 실험체와 유사한 방법으로 비보강 실험체에 대한 실물 크기의 동적 실험이 수행되었다. 본 연구에서 사용된 보강 시스템에 의한 동적 응답 감소 효과를 조사하기 위해서 선택된 하중 단계에 대하여 과거 수행된 비보강 실험체와 NSM-FRP 보강 실험체의 동적 응답을 식(3)을 통해 비교하였다. 식(3)은 층간 변위비의 감소율과 기동 회전각의 감소율을 산정한 방법을 정의한 것이다[10].

$$\text{Drift reduction ratio (\%)} = (\Delta_{asbuilt} - \Delta_{NSM-FRP}) / \Delta_{asbuilt} \times 100 \quad (3a)$$

$$\text{Rotation reduction ratio (\%)} = (\theta_{asbuilt} - \theta_{NSM-FRP}) / \theta_{asbuilt} \times 100 \quad (3b)$$



(a) Peak inter-story drift ratio



(b) First story column rotation

Fig. 15. Response reduction ratio

여기서, $\Delta_{asbuilt}$ 와 $\Delta_{NSM-FRP}$ 는 각각 비보강 실험체와 NSM-FRP 보강 실험체의 최대 층간 변위비를 나타낸 것이다(식(3a)). $\theta_{asbuilt}$ 와 $\theta_{NSM-FRP}$ 는 각각 비보강 실험체와 NSM-FRP 보강 실험체의 1층 기둥의 최대 회전각을 의미한다(식(3b)). 식(3)을 통해 계산된 결과가 양수일 경우 이는 NSM-FRP 보강 시스템에 의한 응답 감소를 의미한다.

Fig. 15(a)는 하중 단계별 층간 변위비의 감소율을 나타낸 것이다. 그림에 나타난 것과 같이 E-1의 하중 단계에서 약 70%의 최대 감소 효과를 보였으며, 각 하중 단계에서 해당 보강 시스템에 의해 층간 변위비가 감소하는 것으로 조사되었다. 특히, S-2에서 보-기둥 접합부에서 부차 파괴가 발생하였음에도 불구하고 실험체의 전반적인 응답은 감소하는 것을 볼 수 있었다. 이는 NSM-FRP 보강 시스템이 실험체 전체의 횡방향 강성을 증가시켰기 때문이다. S-2의 하중 단계 전까지 층간 변위비의 감소율은 20% 이상을 유지하였지만, S-2 이후에 급격히 층간 변위비의 감소율이 급격히 감소하는 것을 볼 수 있다. 이는 보-기둥 접합부에서 발생한 부차 파괴에 의한 것으로 사료된다(Fig. 8(a) and Fig. 14(b)). Fig. 15(b)에 제시된 것과 같이 각 하중 단계에 대하여 1층 기둥의 회전각이 감소한 것으로 나타났다. 해당 실험체는 기둥에 심각한 손상이 발생하지 않았기 때문에 부차 파괴 및 균열 파괴는 무관하게 1층 기둥 하단부의 회전각 감소율은 각 하중 단계에서 60% 이상을 유지한 것으로 나타났다.

5.2 손상 메커니즘 변화

Fig. 16은 비보강 실험체, FRP 재킷 보강 실험체 및 NSM-FRP 보강 실험체의 각 부재별 손상 수준을 보여준다. 각 부재별 손상 수준은 기둥과 보

부재에서 측정된 회전각을 ASCE 41-13[25]의 회전각 손상한계(Table 3)와 비교하여 결정하고, 이를 그림으로 나타내었다. 이 결과를 바탕으로 본 연구에서는 각 실험체의 손상 메커니즘을 정의하였다. Fig. 16(a)에서 제시된 것과 같이 비보강 실험체는 1층 기둥 부재에 손상이 집중되는 것을 볼 수 있으며, U 단계에서 1층 기둥에서 CP 수준의 손상이 나타났다. 이는 특정 층의 기둥에 손상이 집중되는 기둥 붕괴 메커니즘(column sidesway mechanism)[3]과 유사하다. FRP 재킷 보강 실험체의 경우 S-2까지 비보강 실험체와 유사한 거동을 보였지만, U 단계에서 CP 수준의 손상은 나타나지 않았다(Fig. 16(b)). 이는 1층 기둥에 FRP 재킷 시스템을 보강하여 기둥의 횡방향 강성(단면 증가)과 연성도를 확보하였기 때문이다. NSM-FRP보강 실험체는 다른 실험체 등과 달리 S-2 하중 단계에서 1층 보와 기둥이 LS의 손상 수준을 보였으며, U 단계에서 특정 층에 손상이 집중되지 않고 LS의 손상 수준이 보와 기둥에 고르게 분포된 것을 볼 수 있다. 이는

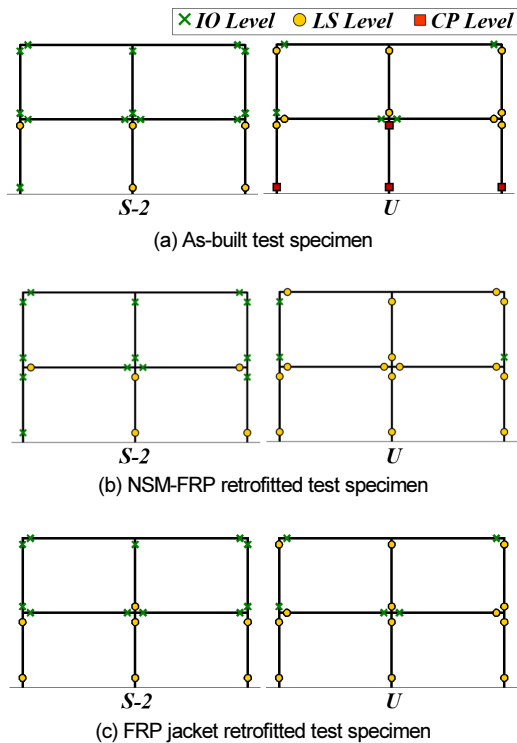


Fig. 16. Damage sequence

보와 기둥에 손상이 고르게 분포되는 복합 붕괴 메커니즘(mixed-sidesway mechanism)[3]과 유사한 경향을 보인다. 해당 손상 메커니즘은 일반적으로 연성 거동을 하는 강기둥-약보(strong column-weak beam, SCWB) 시스템을 갖는 건물에서 발견되는 손상 유형이다.

5.3 약층 현상 완화 효과

본 절에서는 DCF를 사용하여 내진 보강에 의한 약층 현상의 저감 효과를 파악하였다. DCF는 각 층별 층간 변위비의 분포도를 나타낼 수 있는 지표로 약층 현상 평가에 사용할 수 있다. 각 층별 DCF가 유사한 값이 동일한 값을 가지면 전체 건축물의 층간 변위비가 고르게 분포된 것을 의미하기 때문에 손상이 균등하게 분포된 것으로 가정하였다. 이와 반대로 특정 층의 DCF값이 상대적으로 매우 높을 경우 해당 층에 손상이 집중되는 것을 의미하므로 건축물이 약층 현상에 의해 지배되는 거동을 하는 것으로 판단하였다. 각 층별 DCF는 식 (4)를 이용하여 계산하였다.

$$DCF_i = (\Delta_i/h_i) / (\delta_{roof}/H) \tag{4}$$

여기서, DCF_i 는 i 층에 대한 DCF값, Δ_i 는 각층의 층간 변위비, δ_{roof} 는 골조의 전체 변위, h_i 는 각 층의 높이 및 H 는 골조의 전체 높이를 의미한다[34, 35].

Fig. 17은 비보강 실험체, FRP 재킷 보강 실험체 및 NSM-FRP보강 실험체의 하중 단계별 DCF값의 분포를 보여준다. 그림에서 나타난 것과 같이 비보강 실험체의 1층 DCF값은 1.5~1.7 정도로 2층 DCF 값보다 최대 5 배 큰 것으로 조사되었다. 이는 해당 실험체가 1층에 손상이 집중된 것을 보여준다. 그러나 NSM-FRP보강 실험체와 FRP재킷 보강 실험체의 1층과 2층의 DCF 값은 비보강 실험체에 비해 1.0에 근접한 것으로 나타났다. 이를 통해 두 개의 보강 시스템이 1층에 손상이 집중되는 현상을 완화시킬 수 있음을 보여준다. 또한 NSM-FRP보강 실험체의 1층과 2층의 DCF가 FRP 재킷 보강 실험체에 비해 1.0에 근접한 것을 볼 수 있다. 그 이유는 FRP 재킷 보강 실험체는 비보강 실험체에서 손상이 집중된 1층 기둥만을 보강하였지만, NSM-FRP보강 실험체는 구조물의 균형을 유지하기 위한 목적으로 1층과 2층 기둥을 모두 보강하였기 때문으로 사료된다.

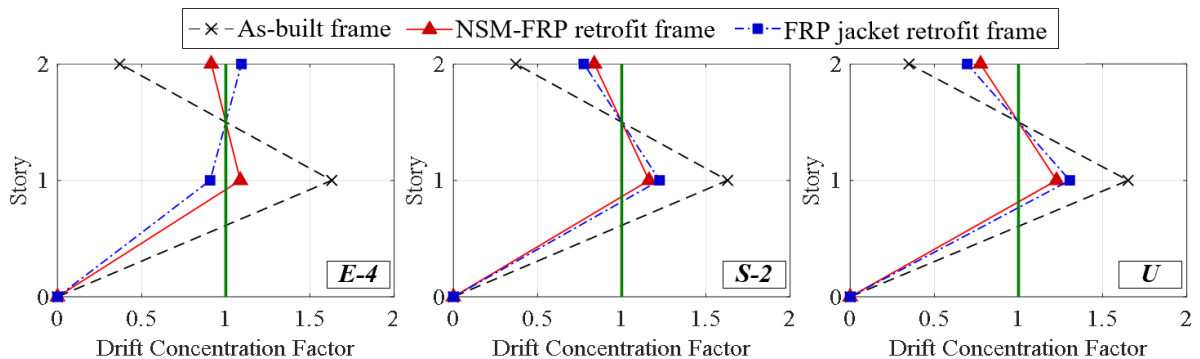


Fig. 17. Drift concentration factor(DCF) for selected loading sequences

6. 결론

본 연구는 NSM-FRP 시트로 보강된 2층-2경간 비연성 철근콘크리트 골조의 실험 진동기 실험을 통해 해당 실험체의 동적 응답을 조사하였다. 또한 NSM-FRP 시트 보강 시스템의 보강 효과를 조사하기 위해서, 이전에 실험된 보강되지 않은 비연성 철근콘크리트 골조와 FRP 재킷으로 1층 기둥만을 보강한 철근콘크리트 골조의 실험 결과와 비교하였다.

- 1) Phase-1의 하중 단계에서 NSM-FRP 시스템이 보강된 실험체는 육안으로 식별 가능한 손상은 발생하지 않았으며, 최대 층간 변위비는 1% 이내로 즉시 거주에 상응하는 결과를 보였다. 그러나 Phase-2의 하중 단계에서 보-기둥 접합부에서 발생한 부착 파괴와 보와 슬래브에서 발생한 휨 균열이 발생한 이후에 최대 층간 변위비는 인명 보호 수준에 도달하는 것으로 나타났다. 이때 1층 기둥과 보의 최대 힌지 회전각이 인명 보호 수준에 도달하는 것을 볼 수 있었으며, 이후에 2층 보와 기둥의 최대 힌지 회전각이 인명 보호 수준의 손상이 발생하였다.
- 2) NSM-FRP 보강 시스템은 1층 기둥에 손상이 집중된 비보강 실험체(연결 이음 파괴, 전단 파괴, 휨 파괴 등)와 달리 극한 하중에 대해서 기둥에 심각한 손상 없이 동적 하중에 저항하는 것으로 조사되었다. 또한 비보강 실험체의 동적 응답과 비교했을 때 NSM-FRP 보강 시스템은 최대 층간 변위비(최대 25%저감)와 1층 기둥 회전각(최대 76% 저감)을 감소시킨 것으로 조사되었다. 이러한 NSM-FRP 보강 실험체의 동적 응답 감소는 기둥 표면에 고강도 철근을 매입하여 건물의 전체 또는 기둥 부재의 횡방향 강성을 증가시켰으며, 기둥의 전단 성능 향상을 위해 기둥 주변에 FRP 시트를 추가하였기 때문으로 사료된다.
- 3) 기둥 부재의 힌지 회전각 결과를 바탕으로 비보강 실험체는 1층 기둥에 손상이 집중되는 약층 현상이 나타났지만, 두 가지 보강 실험체는 전체 건축물에 손상이 고르게 분포된 것으로 조사되었다. 특히, NSM-FRP 보강 실험체는 특정 층에 손상이 집중되지 않고, 보-기둥에 손상이 고르게 분포되는 복합 붕괴 메커니즘의 경향을 보였다. 또한 NSM-FRP 보강 실험체의 층변위 분포도는 비보강 실험체에 비해 1.0에 근접한 것으로 나타났다. 이는 NSM-FRP 보강 시스템이 기존 철근콘크리트 골조 건축물에서 발견되는 약층 현상 저감에 효과적임을 보여준 것이다.

/ 감사의 글 /

본 연구는 국토교통부 주거환경연구사업의 연구비지원(15RERP-B09 9826-01#)에 의해 수행되었으며, 이에 감사드립니다.

/ REFERENCES /

1. Aycardi LE, Mander JB, Reinhorn AM. Seismic resistance of reinforced concrete frame structures designed only for gravity

- loads: experimental performance of sub-assemblages. *ACI Structural Journal*. 1994;91(5):552-563.
2. Bracci JM, Reinhorn AM, Mander JB. Seismic resistance of reinforced concrete frame structures designed for gravity loads: performance of structural system. *ACI Structural Journal*. 1995; 92(5):597-609.
3. Priestley MJN. Displacement-based seismic assessment of reinforced concrete buildings. *Journal of Earthquake Engineering*. 1997;1(1):157-192.
4. El-Attar AG, White RN, Gergely P. Behavior of gravity load designed reinforced concrete buildings subjected to earthquake. *ACI Structural Journal*. 1997;94(2):133-145.
5. Kam WY, Pampanin S, Elwood K. Seismic performance of reinforced concrete buildings in the 22 February Christchurch (Lyttelton) earthquake. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*. 2011;44(4):239-278.
6. Sause R, Harries KA, Walkup SL, Pessiki S, Ricles JM. Flexural behavior of concrete columns retrofitted with carbon fiber reinforced polymer jackets. *ACI Structural Journal*. 2004;101(5):708-716.
7. Harries K, Ricles J, Pissiki S, Sause R. Seismic retrofit of lap splices in nonductile columns using CFRP jackets. *ACI Structural Journal*. 2006;103(6):226-236.
8. Haroun MA, Elsanadedy HM. Fiber-reinforced plastic jackets for ductility enhancement of reinforced concrete bridge columns with poor lap-splice detailing. *Journal of Bridge Engineering*. 2005; 10(6):749-757.
9. Wright TR. Full-scale seismic testing of a reinforced concrete moment frame using mobile shakers. PhD thesis, Georgia Institute of Technology. Atlanta (GA); c2015.
10. Shin J. Multi-hazard performance criteria for non-ductile reinforced concrete frame buildings retrofitted with an FRP column jacketing system. PhD thesis, Georgia Institute of Technology, Atlanta, GA (US); 2017.
11. De Lorenzis L, Nanni A. Shear strengthening of reinforced concrete beams with near-surface mounted fiber-reinforced polymer rods. *ACI Structural Journal*. 2001;98(1):60-68.
12. El-Hacha R, Rizkalla SH. Near-surface-mounted fiber-reinforced polymer reinforcements for flexural strengthening of concrete structures. *ACI Structural Journal*. 2004;101(5):717-726.
13. Hassan T, Rizkalla S. Investigation of bond in concrete structures strengthened with near surface mounted carbon fiber reinforced polymer strips. *Journal of Composites for Construction*. 2003;7(3): 248-257.
14. Yost JR, Gross SP, Dinehart DW, Mildenberg JJ. Flexural behavior of concrete beams strengthened with near-surface-mounted CFRP strips. *ACI Structural Journal*. 2007;104(4):430-437.
15. Barros JA, Varma RK, Sena-Cruz JM, Azevedo AF. Near surface mounted CFRP strips for the flexural strengthening of RC columns: Experimental and numerical research. *Engineering Structures*. 2008;30(12):3412-3425.
16. Bournas DA, Triantafillou TC. Flexural strengthening of reinforced

- concrete columns with near-surface-mounted FRP or stainless steel, *ACI Structural Journal*, 2009;106(4):495-505.
17. Harajli MH, Bond strengthening of lap spliced reinforcement using external FRP jackets: An effective technique for seismic retrofit of rectangular or circular RC columns, *Construction and Building Materials*, 2009;23(3):1265-1278.
 18. El-Maaddawy T, El-Dieb AS, Near-surface-mounted composite system for repair and strengthening of reinforced concrete columns subjected to axial load and biaxial bending, *Journal of Composites for Construction*, 2010;15(4):602-614.
 19. Gajdosova K, Bilcik J, Full-scale testing of CFRP-strengthened slender reinforced concrete columns, *Journal of Composites for Construction*, 2013;17(2):239-248.
 20. Fahmy MFM, Wu, Z, Exploratory study of seismic response of deficient lap-splice columns retrofitted with near surface-mounted basalt FRP bars, *Journal of Structural Engineering*, 2016;142(6): 04016020-1-16.
 21. Ghobarah A, Galal K, Seismic rehabilitation of short rectangular RC columns, *Journal of Earthquake Engineering*, 2004;8(1):45-68.
 22. Galal K, Arafa A, Ghoborah A, Retrofit of RC square short columns, *Engineering Structures*, 2005;27:801-813.
 23. Jeon J-S, Shafieezadeh A, Lee DH, Choi E, DesRoches R, Damage assessment of older highway bridges subjected to three-dimensional ground motions: characterization of shear-axial force interaction on seismic fragilities, *Engineering Structures*, 2015 Mar 15;87:47-57.
 24. Jeon J-S, DesRoches R, Lee DH, Post-repair effect of column jackets on aftershock fragilities of damaged RC bridges subjected to successive earthquakes, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2016 Jun 1;45(7):1149-1168.
 25. ASCE, *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*, ASCE/SEI 41-13, American Society of Civil Engineers, c2014.
 26. ACI, *Building code requirements for reinforced concrete*, ACI 318-363, Detroit (MI); c1963.
 27. Garrity SW, Near-surface reinforcement of masonry arch highway bridges, In: *Proceedings of the 9th Canadian masonry symposium*, Fredericton (Canada), CD-ROM, c2001.
 28. Parretti R, Nanni A, Strengthening of RC members using near-surface mounted FRP composites: Design overview, *Advances in Structural Engineering*, 2004;7(6):469-483.
 29. De Lorenzis L, Teng JG, Near-surface mounted FRP reinforcement: An emerging technique for strengthening structures, *Composites Part B: Engineering*, 2007;38(2):119-143.
 30. ACI 440.2R-08, *Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures*, ACI Committee 440, American Concrete Institute, Farmington Mills, MI; c2008.
 31. ICRI, *Guideline for the preparation of concrete surfaces for repair using hydrodemolition methods*, Technical Guideline No. 310.3R-2014, Rosemont (IL); c2014.
 32. FEMA, *Techniques for the seismic rehabilitation of existing buildings*, Rep. No. FEMA 547, Washington (DC, USA); Federal Emergency Management Agency; c2006.
 33. FEMA, *Pre-standard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*, prepared by ASCE, Rep. No. FEMA 356, Washington (DC, USA); Federal Emergency Management Agency; c2000.
 34. Ji X, Kato M, Wang T, Hitaka T, Nakashima M, Effect of gravity columns on mitigation of drift concentration for braced frames, *Journal of Constructional Steel Research*, 2009;65:2148-2156.
 35. Qu Z, Ye L, Wada A, Seismic damage mechanism control of RC ductile frames from a stiffness point of view, In: *Proc 8th international conference on urban earthquake engineering*, Tokyo, Japan, c2011.