

탄소판가새를 이용한 농촌 저층건물의 내진보강

Seismic Reinforcement of Rural Low-rise Building using Carbon Fiver Plate

정동조* 최성대**

Jung, Dong-Jo Choi, Sung-Dae

Abstract

In the past, Korea was classified as a region not affected by earthquakes. However, recent increase of earthquakes has forced to strengthen standards of earthquake resistant designs of structures to minimize seismic damage. In addition, it was thought that masonry infill walls in buildings are only acting as partitions, so these walls are not considered in analyzing building structures. But it was found that when seismic loads are applied to a structure with masonry infill walls, the walls affect the structure. Accordingly, this study conducted nonlinear static analyses for a structure constructed before applying earthquake resistant designs in two cases: when considering masonry walls and when not. The result showed that the seismic performance of the structure is insufficient. Thus, the structural resistance of the structure was also studied in two cases: when reinforcing with steel plate braces and when using carbon fiber braces. In the two cases reinforcing two different stiffeners, it was appeared that the behaviors of the structure were similar, though the cross-section area of a carbon fiber brace used to reinforcing the structure is only 12.6% of a steel plate brace, and its weight is only 2.8%. Thus, the reinforcing effect of the thin, light-weighted carbon fiber brace is much larger than that of the steel plate brace, when considering usability and constructability of both materials.

키 워 드 : 조적벽, 비선형정적해석, 탄소섬유판, 내진보강

Keywords : Masonry Wall, Pushover Analysis, Cabon Plate, Seismic Reinforcement

1. 서론

지진이 발생할 경우 피해의 대부분은 건물 등 시설물의 붕괴로 발생하게 되며, 최근 아이티, 칠레, 중국 등 전 세계적으로 대규모 지진으로 인한 인명 및 재산 피해의 발생이 증가하고 있다. 우리나라에서도 과학적 지진 관측을 시작한 1978년 이후로 지진 발생이 계속 증가 추세에 있으며, 과거의 지진 기록 및 전문가들에 의하면 우리나라도 지진의 안전지대가 아니라는 견해가 지배적이다.

최근 우리나라에서는 국민의 생명과 재산을 보호하고 피해를 최소화하기 위해 국가 차원에서 시설물들의 내진설계를 위한 법적 근거를 마련해 왔으며, 내진설계기준이 제정되기 전에 설치되거나 내진설계기준이 강화된 건축물들의 내진보강계획을 수립하도록 의무화하였다. 따라서 이 연구에서는 내진설계가 적용되기 전에 건축된 전라북도 익산의 한 저층건물을 대상으로 조적채움벽을 내진해석에서 고려하는 경우와 고려하지 않는 경우에 대해 비선형

정적해석을 실시하고 각각의 경우에 대해 구조물의 거동 특성을 분석하여 이를 토대로 구조물의 내진성능을 간편하면서도 저렴한 비용으로 개선하기 위한 방안을 제시하고자 한다.

과거에는 조적채움벽이 있는 저층건물의 내진평가에서 조적채움벽은 수직하중과 수평하중을 전혀 받지 않는 칸막이벽체로 간주하였기 때문에 횡하중의 형태로 작용하는 지진하중의 경우 조적채움벽은 구조물의 거동에 큰 영향을 끼치지 않는 것으로 판단하였다. 그러나 조적벽체는 지진하중이 작용할 경우 약간의 저항능력을 발휘하게 되며, 파괴시 취성파괴의 양상을 보인다. 따라서 이로 인한 인적 물적 피해가 발생할 수 있으므로 조적벽체의 거동에 대한 이해는 매우 중요하다고 할 수 있다.

이 연구에서는 경제적 여건이 도시지역에 비해 좋지 않은 농촌지역의 저층건물을 대상으로 기존의 조적벽체에 밀착 설치하여 벽체의 전도를 막을 수 있는 강판가새와 최근 건축재로서의 활용이 확대되고 있는 탄소섬유판을 이용한 가새로 골조를 보강하고, 각 보강재로 보강된 구조체의 구조내력을 비교하기 위해 비선형 정적해석을 실시하였으며 기존 골조의 거동과 비교하여 경제성과 시공

* 정회원, 전주대학교 공과대학 건축공학과 교수, 공학박사
(교신저자, E-mail : jung2621@jj.ac.kr)

** 정회원, 전주대학교 대학원 석사

성 등을 파악하고자 한다. 보강재로 사용한 탄소섬유판의 경우 인장강도가 강관의 약 8배이기 때문에 적은 양으로도 높은 보강효과를 낼 수 있는 것으로 조사되었으며 탄소섬유의 비중 또한 철의 약 1/5에 해당하는 경량소재이므로 설치 및 운반에 필요한 중장비의 수요도 줄일수 있을 뿐만 아니라 온도변화에 따른 부피팽창이 적어 기온변화에 대한 안정성도 확보할 수 있는 것으로 예상된다. 구조체의 항복 이후 거동을 평가할 수 있는 비선형정적해석을 위한 프로그램으로는 우리나라에서 널리 쓰이고 있는 MIDAS-GEN 프로그램을 사용하였고 가새보강을 위한 강관과 탄소섬유판은 우리나라에서 쉽게 구입할 수 있는 단면과 재질을 선택하였다. 또한 골조사이에 설치된 조적채움벽은 FEMA 356에서 제시하고 있는 조적채움벽의 물성치와 등가대각압축가새 치환방법을 이용하여 구조검토를 실시하였다. 이 연구에서는 구조체의 단변방향에 대해서만 검토를 진행하였으나 장변방향의 경우에도 이와 동일한 방법을 적용할 수 있다.

2. 구조물의 형태 및 작용하중

검토 대상 구조물은 전라북도 익산에 위치한 한 초등학교 건물이며 총 3개층의 철근콘크리트 구조물이다. Figure 2.1은 검토 대상인 학교건물의 평면과 입면을 나타낸 것으로서 각 층의 높이와 기둥의 간격, 부재의 종류 등이 표시되어 있으며 Figure 2.2는 대상 건물의 모습을 3D 형태로 나타낸 것이다. 건물의 골조를 구성하는 보와 기둥의 단면치수와 철근의 배근 상태는 Table 2.1에서 보는 바와 같으며 콘크리트의 설계기준강도는 18Mpa, 철근 항복강도는 300Mpa를 사용하였다. 건물 지붕슬래브의 고정하중과 활하중은 5.7kN/m^2 와 1.0kN/m^2 를 적용하였으며 2층과 3층 바닥슬래브의 고정하중과 활하중은 각각 4.5kN/m^2 , 2.5kN/m^2 를, 조적채움벽의 자중은 4.4kN/m^2 를 적용하였다. 비선형정적해석을 위한 대상 건물의 지진하중은 건축구조기준 KBC-2009에서 제시하는 설계응답스펙트럼을 사용하였으며 지역계수는 $A=0.22$, 지반종류는 S_D 를 적용하였다. 조적채움벽은 건물 각층 홀수열의 A-B구간 사이에 설치되어 있으며, 상부의 철근콘크리트보와 하부 보 사이에 개구부가 없는 단일벽체의 형태로 시공되어 있는 것으로 가정하였다. 골조 사이에 설치되어 있는 조적채움벽은 FEMA 356에서 제시하고 있는 방법에 따라 압축력을 받는 폭이 a인 등가대각압축가새로 모델링하였으며 Figure 2.3에서 보는 바와 같이 비선형정적해석에서 압축력만을 받도록 가새를 배치하였다. 또한 등가대각 압축가새의 모델링을 위한 가새의 폭 a는 식 2.1에서 구할 수 있다.

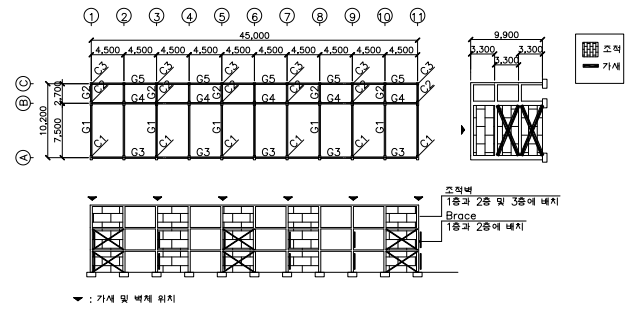


Figure 2.1 Floor plan and elevation views of the target frame

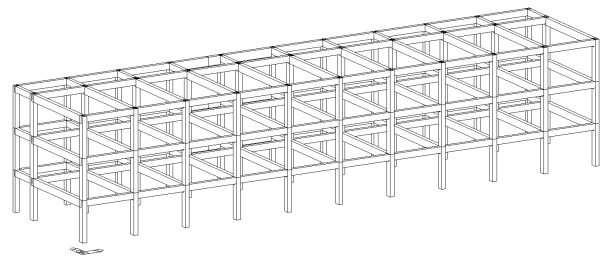


Figure 2.2 MIDAS-GEN modeling of the target frame

Table 2.1 Beam and column configurations of the target frame

부재	단면치수 (BxD)	단부배근 (내부)	중앙부 배근	단부배근 (외부)
G1	350 x 600	6-D22	2-D22	6-D22
		2-D22	4-D22	2-D22
G2	300 x 500	3-D22	2-D22	2-D22
		2-D22	2-D22	2-D22
G3	300 x 500	3-D19	2-D19	3-D19
		2-D19	3-D19	2-D19
G4	300 x 500	4-D19	2-D19	4-D19
		2-D19	3-D19	2-D19
G5	300 x 500	3-D19	2-D19	3-D19
		2-D19	3-D19	2-D19
C1	350 x 500	10-3-D22		
C2	350 x 500	10-3-D22		
C3	350 x 350	6-2-D22		

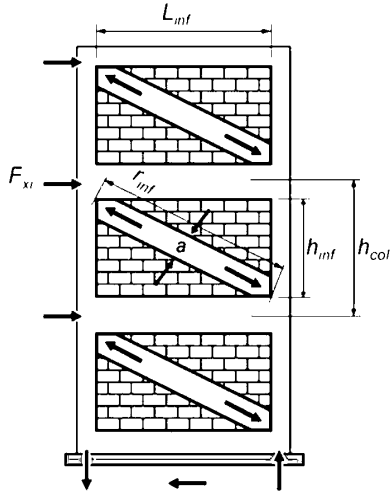


Figure 2.3 Equivalent diagonal compression brace model

$$a = 0.175(\lambda_I h_{col})^{-0.4} r_{inf} \quad (\text{식 2.1})$$

여기서

$$\lambda_I = \left[\frac{E_{me} t_{inf} \sin 2\theta}{4E_{fe} I_{col} h_{inf}} \right]^{1/4}$$

E_{me} = 채움벽의 압축탄성계수

h_{col} = 채움벽 상하부의 중심선까지의 높이

h_{inf} = 채움벽의 높이

E_{fe} = 골조재료의 탄성계수

I_{col} = 기둥의 단면2차모멘트

L_{inf} = 채움벽의 길이

r_{inf} = 채움벽의 대각 길이

t_{inf} = 채움벽의 두께

$$\theta = \tan^{-1}(h_{inf}/L_{inf})$$

조적채움벽의 물성치는 FEMA 356에서 제시하고 있는 값을 사용하였으며 FEMA 356에서는 Table 2.2에서 보는 바와 같이 조적벽체의 상태를 상, 중, 하 3가지로 분류하고 있다. 본 예제에서는 조적의 상태를 '상'으로 가정하여 압축강도는 6Mpa, 탄성계수는 3,300Mpa를 적용하였다.

3. 기존골조의 비선형정적해석

본 연구에서는 설계지진하중에 대한 기존 철근콘크리트 구조체의 저항능력을 검토하기 위해 골조 사이에 설치된 조적채움벽을 해석에서 고려하지 않은 경우와 고려한 경우로 구분하여 구조체의 단변방향에 대한 비선형정적해석을 실시하였으며 그 결과는 다음과 같다.

Table 2.2 Material properties of masonry infill walls suggested by FEMA 356

물성	조적 상태		
	상	중	하
압축강도	6Mpa	4Mpa	2Mpa
압축탄성계수	3300Mpa	2200Mpa	1100Mpa
휨인장강도	0.14Mpa	0.07Mpa	0
전단강도			
길이쌓기한 경우	0.19Mpa	0.14Mpa	0.09Mpa
길이쌓기 외에 완전히 그라우트 된 경우	0.19Mpa	0.14Mpa	0.09Mpa
길이쌓기 외에 부분적으로 그라우트되거나 그라우트되지 않은 경우	0.08Mpa	0.06Mpa	0.03Mpa

본 기준에서 조적상태는 상, 중, 하로 분류된다.

3.1 조적채움벽을 고려하지 않은 경우

조적채움벽을 지진에 대한 저항성능을 가진 구조부재로 고려하지 않고 오직 칸막이벽으로 간주하여 기존 철근콘크리트골조에 대한 비선형정적해석을 수행하였고 이 구조체의 요구스펙트럼곡선 및 능력곡선을 Figure 3.1에, 구조체에 발생하는 변위와 밀면전단력의 관계 그래프를 Figure 3.2에 나타내었다. Figure 3.2에서 보는 바와 같이 대상 구조물의 초기 항복강도는 330kN, 구조물이 저항할 수 있는 최대강도는 4,066kN으로 조사되었다. 또한 요구스펙트럼곡선과 능력곡선이 만나는 성능점(PP)에서의 밀면 전단력과 해당 변위는 각각 3,738kN 및 70mm로 조사되었으며, 성능점에서의 밀면전단력은 최대강도의 92% 수준으로서 최대강도의 80%지점 이후에 성능점이 위치하는 것으로 나타나 설계지진하중에 대한 이 구조체의 내진성능은 부족한 상태인 것으로 조사되었다. Figure 3.3은 성능점에서 단변방향 골조의 소성힌지 분포상태를 나타낸 것이다. 소성힌지 분포상태 해석 결과로는 발생한 항복점의 위치 등을 고려하여 Table 3.1에서 보는 바와 같이 B, IO(Immediate Occupancy), LS(Life Safety, CP(Collapse Prevention) 등으로 구분되며 CP를 초과하는 부분에 대해서는 파괴 이후 잔류응력에 따른 구조물의 상태를 나타낸다. 그림에서 보는 바와 같이 건물 1층 우측에 위치한 기둥과 2층 좌측 및 우측에 위치한 기둥의 경우 붕괴수준의 소성힌지 발생 상태를 나타내고 있으며, 나머지 1층 기둥과 2층 및 3층 바닥보에서 즉시거주(IO) 수준의 소성힌지 분포상태를 보이고 있다. 따라서 이 철근콘크리트 구조체는 지진하중에 대한 내진보강이 요구된다.

Table 3.1 Classification of plastic hinge status

구분	B	IO	LS	CP	C
상태	소성힌지 발생	즉시거주	인명 안전	붕괴 방지	붕괴 시작

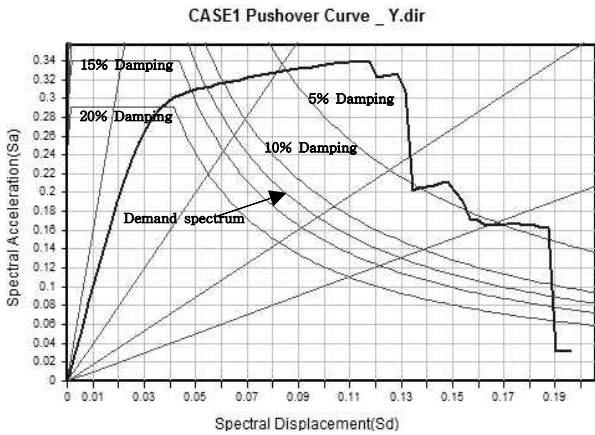


Figure 3.1 Capacity curve of the frame not considering masonry infill walls

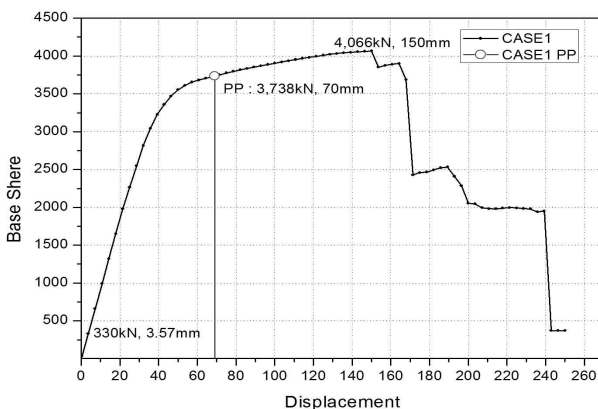


Figure 3.2 Base shear force and displacement of the frame not considering masonry infill walls

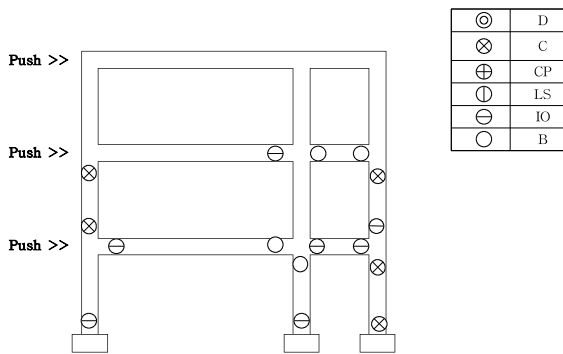


Figure 3.3 Hinge distribution at the performance point for the existing frame not considering masonry infill walls

3.2 조적벽체를 고려한 경우

기존 건물에 설치된 조적채움벽이 지진하중이 작용하는 구조체에 어떤 거동변화를 일으키는 지를 확인하기 위해 조적채움벽을 압축력만을 지지하는 등가대각압축가새로 치환하여 비선형정적해석을 실시하였다.

조적채움벽의 형태는 사각골조의 내부에 개구부가 없이 조적벽돌이 채워져 있는 단일벽체의 형태를 사용하였으며

조적벽체의 모델링은 FEMA 356에서 제시하는 조적상태, 즉 상,중,하로 분류되어있는 조적상태 중에서 상에 해당하는 물성치를 사용하였다.

등가대각압축가새는 항복이 발생하는 시점을 파괴상태로 간주하여 비탄성변형이 전혀 없는 것으로 가정하였다. 등가대각압축가새의 유효폭 a 는 FEMA 356에서 제안한 식(3.1)에 의해 구할 수 있으며 폭 a 를 구하기 위한

$$\lambda_I = \left[\frac{3300 \times 190 \times \sin^2 \times 0.368}{4 \times 23817 \times 3.646 \times 10^9 \times 2700} \right]^{1/4} = 0.0008186$$

이므로 등가대각압축가새의 유효폭 $a = 0.175(0.0008186 \times 3300)^{-0.4} \times 7503 = 882\text{mm}$ 가 된다. 다음으로 구조체의 비선형정적해석을 위해서는 조적벽체의 극한전단하중을 등가대각압축가새의 극한압축하중으로 치환해야 한다. 조적벽체의 극한전단하중은 벽체의 전단강도와 전단면적의 곱으로 나타낼 수 있으므로 $V_n = V_a \times A = 0.19\text{Mpa}$

$\times (190 \times 7,000) = 252.7\text{kN}$ 이다. 등가대각압축가새의 극한압축하중을 $P_n = V_n \times r_{inf} / L_{inf}$ 의 관계식에서 구하면 $P_n = 252.7\text{kN} \times 7,503 / 7,000 = 270.86\text{kN}$ 이 된다.

등가대각압축가새의 극한압축하중은 Figure 3.4에서 보는 바와 같이 가새의 최대강도로 입력되었으며 극한압축하중에 도달한 이후에 바로 파괴되는 것으로 모델링한 다음 비선형정적해석을 수행하였다.

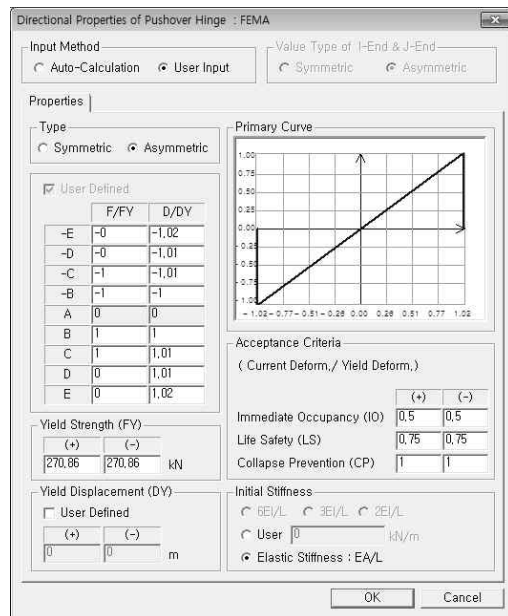


Figure 3.4 Hinge property of masonry wall replaced with an equivalent diagonal compression brace

Figure 3.5는 조적채움벽을 등가대각압축가새로 치환한 기존 철근콘크리트구조체의 요구스펙트럼곡선과 능력곡선 및 성능점을 나타낸 것이며, Figure 3.6은 구조체의 밀면 전단력과 변위의 관계, 성능점(PP)에서의 밀면전단력과 변위, 그리고 구조체의 최대강도 등을 나타낸 것이다.

Figure 3.6에서 보는 바와 같이 대상 구조물의 초기강성은 조적벽체를 고려하지 않은 경우보다 크게 나타났으며, 이와 같은 초기강성의 증가는 지진하중에 대한 조적채움벽의 구조적 저항에 기인한 것이다. 1층과 2층에 위치한 조적벽체가 파괴된 이후의 구조물 거동은 조적벽체를 고려하지 않은 구조물의 거동과 유사하였으며 구조물이 저항할 수 있는 최대강도는 4,072kN으로 조사되었다. 요구스펙트럼과 능력곡선이 만나는 성능점에서의 밀면전단력은 3,794kN, 성능점에서의 변위는 60.0mm로 조사되어 조적벽체를 고려하지 않은 경우보다 밀면전단력은 1.5% 증가하였으며 변위는 14.2% 감소하였다. 따라서 조적벽체를 고려한 해석과 조적벽체를 고려하지 않은 해석의 경우, 성능점에서의 밀면전단력은 큰 차이가 없는 것을 알 수 있다. 성능점에서의 밀면전단력과 최대강도의 비는 93%로서 조적벽체를 고려하지 않은 경우와 유사한 결과를 보이고 있으므로 구조체에 대한 내진보강이 요구되는 상태라고 할 수 있다. Figure 3.7은 조적채움벽을 내진해석에서 고려한 구조체에 대한 성능점에서의 소성힌지 분포상태를 나타낸 것이다. 그림에서 보는 바와 같이 3층에

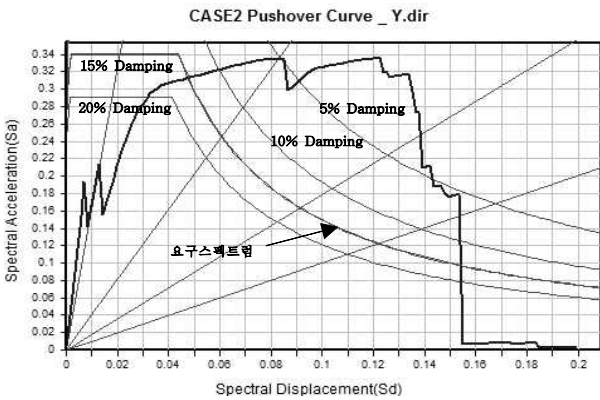


Figure 3.5 Performance curve of the frame considering masonry walls

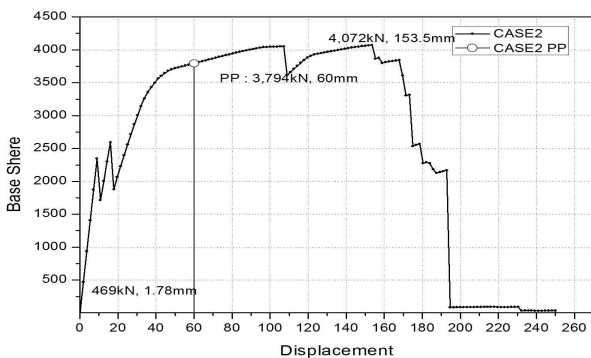


Figure 3.6 Base shear force and displacement of the frame considering masonry infill walls

위치한 좌측과 우측 기둥 하부, 그리고 1층 및 2층 조적벽체에서 붕괴수준의 소성힌지가 발생하였으며, 1층 A열과 B열에 위치한 기둥 하부에서도 인명안전(LS) 수준의 소성

힌지가 발생하였다. 따라서 조적채움벽이 있는 구조물들은 지진하중이 작용할 경우 조적벽체의 취성거동으로 인해 피해 발생이 예상된다.

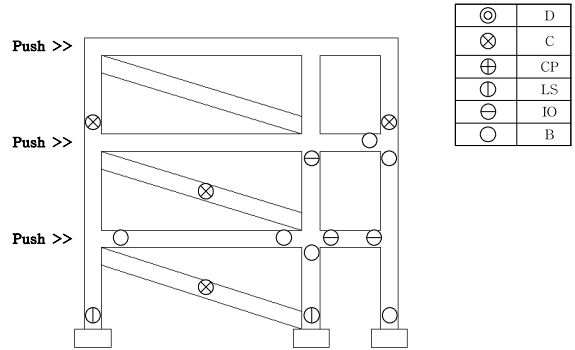


Figure 3.7 Plastic hinge distribution at the performance point for the frame considering infill walls

4. 가새로 보강한 구조체의 비선형정적해석

Figure 2.1의 기존 철근콘크리트구조체에 대한 비선형 정적해석 결과 내진보강이 필요한 것으로 조사되었다. 따라서 본 연구에서는 강판가새와 탄소섬유판가새를 구조체 1층과 2층의 조적벽체가 위치하는 부위에 각각 설치하여 기존 구조체의 강도와 강성을 증대시키는 내진보강 방안을 선택하였고 비교검토를 통해 두가지 재료의 경제성과 시공성 및 구조거동 등을 분석하였다.

4.1 강판가새로 보강한 구조체의 해석

기존 철근콘크리트구조체에 대한 ×형 가새의 보강성을 검토하기 위하여 폭이 250mm, 두께가 16mm 인 강판을 이용하여 1층과 2층의 조적벽체가 위치하는 곳에 가새 보강을 실시하였으며 보강에 사용된 강판의 물성치는 Table 4.1에서 보는 바와 같다.

Table 4.1 Material properties of steel plate brace (SS400)

구분	두께 (mm)	폭 (mm)	인장강도 (Mpa)	실계강도 (Mpa)	실계탄성률 (Mpa)
CASE-3	16	250	400	235	2.05×10^5

Figure 4.1 및 4.2는 단면이 250mm×16mm인 강판가새로 구조체의 단변방향을 보강하고 비선형정적해석을 실시하여 구조체의 요구스펙트럼과 능력곡선, 성능점(PP)에서의 밀면전단력과 변위 및 구조체의 최대강도 등을 그래프로 나타낸 것이다. Figure 4.2에서 보는 바와 같이 강판가새로 보강한 구조체의 최대강도는 7,570kN, 성능점에서의 밀면전단력은 5,474kN, 성능점에서의 변위는 15mm로 조사되었다. 가새가 없는 기존 구조체와 비교했을 때 성능점에서의 밀면전단력은 44.3% 정도 증가하였으나 성능점에서의 변위는 75% 감소하여 강판가새가 구조체의 강성을

크게 증대시켰음을 확인할 수 있다. 구조체의 최대강도는 4,072kN에서 7,570kN으로 약 86% 정도 증가한 것으로 조사되었으며 성능점에서의 밀면전단력과 최대강도의 비는 72%로 가새가 없는 구조체의 93% 수준에 비해 크게 감소하였다. 기존 철근콘크리트골조를 강판가새로 보강함으로써 기존 구조체의 강도와 강성이 크게 증대되어 구조체의 내진성능이 개선되었다고 판단된다.

Figure 4.3은 강판가새로 보강한 기존 구조체에 대한 성능점에서의 소성힌지 분포상태를 나타내고 있다. 그림에서 보는 바와 같이 1층에 위치한 기둥 하단에서 즉시거주 한계상태(IO) 수준의 소성힌지가 발생하였으며, 1층 조적 채움벽은 지진하중이 성능점에 도달하기 전에 먼저 파괴 상태에 도달하였고, 성능점에 도달할 때까지 강판가새가 지진하중에 대한 저항력을 발휘하여 2층과 3층에 위치한 조적벽체는 탄성상태를 유지하였다.

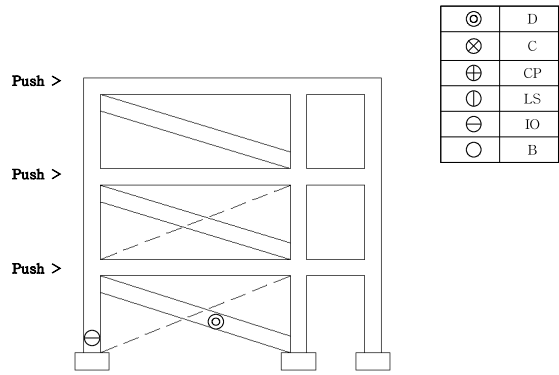


Figure 4.3 Hinge distribution at the performance point for the frame reinforced with steel plate braces

4.2 탄소판가새로 보강한 구조체의 해석

강재 외에도 철근콘크리트 구조체의 보강을 위해 사용하는 재료에는 아라미드섬유와 탄소섬유 등이 있다. 본 연구에서는 최근 신소재로 각광을 받고 있는 탄소섬유를 구조보강용 가새의 재료로 선택하고 탄소섬유판 가새의 구조성능과 경제성 및 시공성 등을 검토하고자 한다. 탄소섬유판의 규격과 재료의 성질 등은 현재 시중에서 구입이 가능한 것으로 선정하였으며 인장강도와 설계탄성률 등은 Table 4.2에 표시된 바와 같다. 탄소섬유판은 일반강재보다 인장강도와 탄성계수가 매우 뛰어나 작은 단면과 중량으로 일반 강재보다 높은 구조내력을 발휘할 수 있는 것으로 보고되고 있다. 탄소섬유판은 탄소섬유의 특성상 소성변형을 하지 않으며 탄성거동을 하게 되므로 인장강도의 60%를 설계강도로 하였고, 강판가새와 동일한 지지능력을 가지도록 탄소판가새의 단면을 선정하였으며, Figure 4.4에서 보는 바와 같이 탄성구간 이후의 변형율은 고려하지 않고 비선형정적해석을 실시하였다.

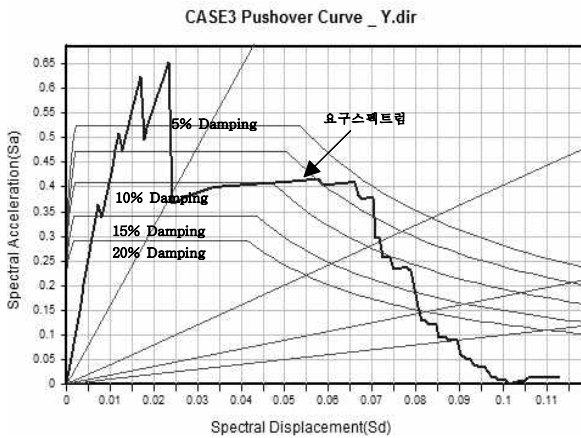


Figure 4.1 Performance curve of the frame reinforced with steel plate braces

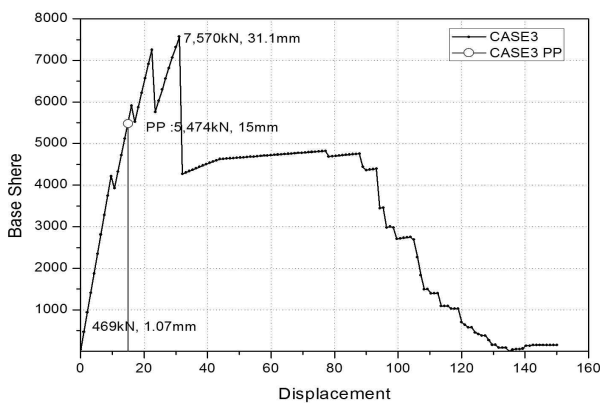


Figure 4.2 Base shear force and displacement of the frame reinforced with steel plate braces

Table 4.2 Material properties of carbon fiber plate

구분	두께 (mm)	폭 (mm)	인장 강도 (Mpa)	설계 강도 (Mpa)	설계탄성률 (Mpa)
CASE-4	3.6	140	2,942	1,765	1.65×10^6

Figure 4.5는 구조물의 1층과 2층에 폭이 140mm, 두께가 3.6mm인 탄소섬유판가새를 설치한 구조체를 대상으로 비선형정적해석을 실시하고 요구스펙트럼과 능력곡선을 그려 성능점을 구하는 과정을 나타낸 것이며 Figure 4.6은 구조체의 밀면전단력과 발생변위의 관계를 그래프로 나타낸 것이다.

Figure 4.6에서 보는 바와 같이 보강구조체의 최대강도는 7,618kN으로 나타났으며 성능점(PP)에서의 밀면전단력

은 5,468kN, 변위는 15.0mm로 조사되었다. 본 구조체는 보강이 없는 기존구조체에 비해 최대강도는 87%, 성능점에서의 밀면전단력은 44.1% 증가하였으며 탄소판가새에 의한 구조체 강성의 증가로 성능점에서의 변위가 60.0mm에서 15.0mm로 75%정도 크게 감소하였고, 탄소판가새로 보강된 구조체의 연성능력은 크게 감소하였다.

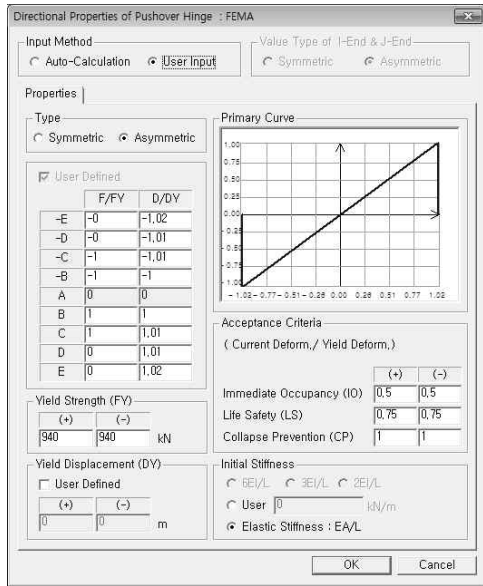


Figure 4.4 Plastic hinge modeling of carbon plate brace

성능점에서의 밀면전단력과 최대강도의 비는 72%로서 가새로 보강되지 않은 구조물에 비해 설계지진하중에 대한 충분한 저항능력을 가진 것으로 나타났다. Figure 4.7은 성능점에서 구조체의 소성흔지발생상태를 나타낸 것이며 강판가새로 보강한 구조체와 유사한 결과를 보이고 있다.

강판가새로 보강한 구조체의 경우 1층 기둥 부재에서 즉시거주(IO) 수준의 힌지가 발생한 것과 달리 탄소판가새로 보강한 구조체의 경우에는 1층 조적벽체를 제외한 모든 부재에서 탄성수준을 나타내고 있다.

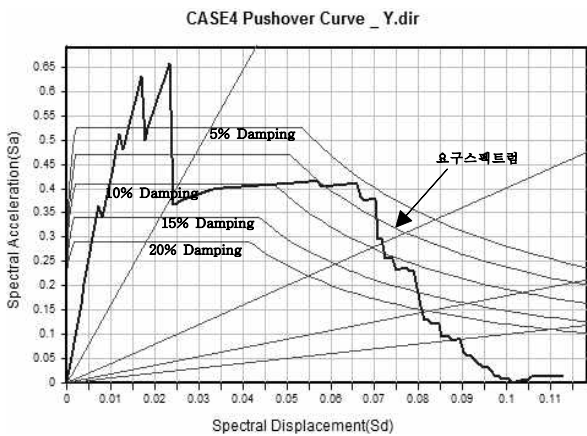


Figure 4.5 Capacity curve of the frame reinforced with carbon plate braces

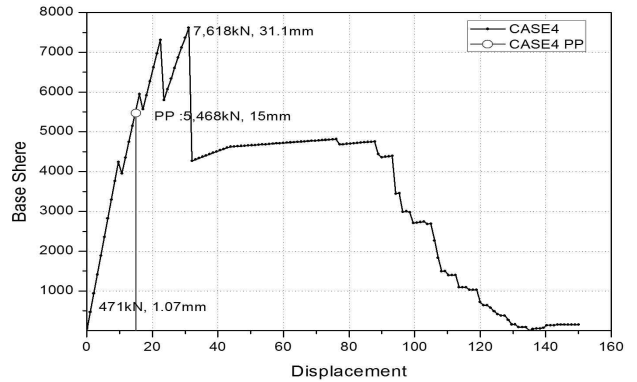


Figure 4.6 Base shear force and displacement of the frame reinforced with carbon plate braces

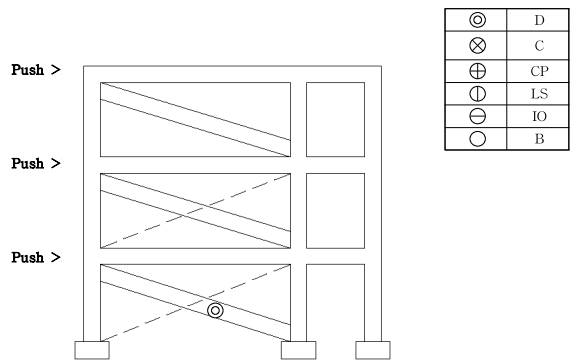


Figure 4.7 Hinge distribution at the performance point for the frame reinforced with carbon plate braces

4.3 보강방법에 대한 비교

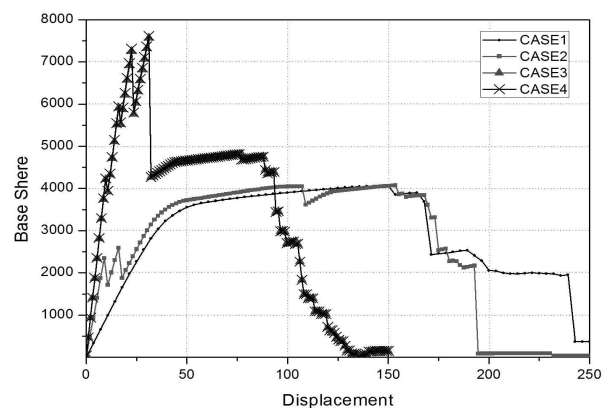


Figure 4.8 Base shear forces and displacements of the frame reinforced and not reinforced with braces (Y-Dir)

Figure 4.8은 기존 구조체에 설치된 조적채움벽을 해석에서 고려하지 않은 경우와 고려한 경우, 강판가새로 보강을 실시한 경우와 탄소판가새로 보강한 경우 각각에 대하여 CASE1에서 CASE4까지로 분류하고 밀면전단력과 변위와의 관계를 함께 나타낸 그래프이다. 그림에서 보는 바와 같이 강재가새와 탄소판가새로 보강된 구조체는 보강

이 없는 기존 구조체에 비해 강성과 최대강도가 크게 증가하였다. 탄소판가새와 강판가새로 보강한 두 구조체의 강성과 최대강도는 거의 유사한 결과를 보이고 있으며 이것은 탄소판이 강판에 비해 인장강도는 7.4배, 탄성계수는 8배 정도 크지만 가새의 최대지지력을 동일하게 유지하기 위해 탄소판가새 단면적을 강판가새의 12.6%로 선정하였기 때문으로 판단된다.

X형 가새의 무게는 강판의 경우 1개소 당 514Kgf, 탄소섬유판의 경우 14kgf 로 조사되었으며 가새의 자중이 큰 강판가새는 운반과 현장설치를 위해 크레인 등 중장비가 추가로 요구되나 탄소판가새는 부재 자중이 매우 작아 중장비의 도움 없이 작업이 가능하므로 획기적인 작업성 개선이 가능할 것으로 판단된다. 또한 강판가새와 탄소판가새의 재료비용은 거의 비슷한 것으로 조사되었으나 공장가공비와 운반비, 현장설치비 등을 고려하면 탄소섬유판가새의 경제성은 매우 크다고 할 수 있다. 강판가새와 탄소판가새는 기존 조적벽체에 밀착시켜 시공할 수 있으며 기존 골조의 기둥 상하 단부에서 고정철물 등을 이용하여 체결할 수 있다.

5. 결론

본 연구에서는 조적채움벽을 가진 기존의 철근콘크리트 건물에 대하여 비선형정적해석을 수행하였으며, 조적채움벽을 해석에서 고려한 경우와 고려하지 않은 경우를 비교하였다. 또한 이 구조체에 대한 가새보강 효과를 확인하기 위하여 건물의 1층과 2층에 강판가새를 보강한 경우와 탄소판가새를 보강한 경우에 대한 구조해석과 내진성능검토를 수행하였고 다음과 같은 결과를 얻었다.

1. 조적벽체를 내진해석에서 고려한 구조체의 경우, 1층과 2층에 위치한 조적벽체가 비탄성해석 초기에 지진하중에 대한 저항력을 발휘하여 구조체의 초기강성이 증대되는 것으로 조사되었다. 조적벽체는 1층과 2층, 그리고 3층에서 순차적으로 파괴되었고, 1층과 2층에 위치한 조적벽체가 파괴된 이후의 구조물 거동은 조적벽체를 고려하지 않고 해석을 실시한 구조물의 거동과 거의 유사하게 나타났다. 조적벽체를 고려하지 않은 경우와 조적벽체를 고려한 경우에 대해서 성능점에서의 밀면전단력과 최대강도의 비를 비교한 결과 1.0%의 차이를 보여 조적채움벽은 구조물의 전체적인 내진성능 증대에 크게 영향을 주지 않는 것으로 나타났다.

2. 강판가새와 탄소판가새를 이용하여 보강한 구조체는 보강이 없는 기존의 구조체에 비해 성능점에서의 밀면전단력은 약간 증가하였으나 변위는 크게 감소하여 구조체에 대한 강판가새의 강성증대 효과가 확인되었다. 강판가새로 보강한 경우와 탄소판가새로 보강한 경우에 대해서

성능점에서의 밀면전단력과 최대강도의 비를 비교한 결과 72%로서 강판가새로 보강한 경우에 비해 20% 이상 감소하였고, 성능점에서의 구조물 힌지 발생상태의 경우 보강 전 기둥부재에서 붕괴수준의 소성힌지가 발생하였으나 보강 후 1층 좌측 기둥을 제외한 모든 부재에서 탄성수준을 나타내어 기존 구조체의 내진성능이 크게 개선되었다.

3. 탄소판가새를 이용하여 보강한 구조체의 거동의 경우, 구조체의 강성과 최대강도 그리고 성능점에서의 밀면전단력 등이 강판가새로 보강한 경우와 거의 유사한 결과를 보였다. 이것은 탄소판가새의 인장강도가 강판가새의 약 7.4배, 탄성계수가 강판의 약 8배로서 매우 큰 값을 가지므로 탄소판가새의 단면적을 강판가새의 12.6%로 선택하였기 때문으로 판단된다.

4. 내진성능에서 비슷한 결과를 보인 강판가새와 탄소판가새의 경우, 1개소 당 순수재료비는 비슷하게 나타났으나 탄소판가새의 중량이 강판가새의 2.8% 정도에 불과하여 재료를 시공하고 운반하기 위한 중장비가 별도로 필요하지 않으므로 시공성 개선 효과를 기대할 수 있으며 탄소섬유는 주위 온도변화에 따른 팽창과 수축이 작아 기온변화에 따른 안정성 또한 확보할 수 있는 것으로 판단된다. 보강재료의 가공비와 운반비 및 현장 설치비용 등을 고려했을 경우에도 강판가새에 비해 획기적인 비용의 절감이 가능할 것으로 판단된다.

참고문헌

1. 조원선 외 5명, 비보강 조적 기움벽체를 가지는 철근콘크리트 골조 구조물 내진성능평가, 대한건축학회논문집 제 28권 제3호 (통권 281호), 2012, 3, pp. 31~41
2. 박지훈 외 3명, 등가 스트럿 모델을 이용한 조적조 채움벽 골조의 내진성능평가, 한국지진공학회 논문집 제 16권 1호(통권 제 83호), 2012, 2 pp. 47~59
3. 우성식, 정란, 에너지소산장치를 사용한 기존 철근콘크리트 구조물의 내진성능 향상방안, 단국대학교 건축공학과 석사학위논문, 2011
4. 김혜진, 조적기움벽을 고려한 철근콘크리트 골조 구조물의 내진성능평가 및 보강, 단국대학교 건축공학과 석사학위논문, 2010
5. 유은중, 기존 건축물 내진성능평가요령의 실무적용을 위한 기술세미나, 한양대학교 건축공학부, 2012, 8
6. Midas Gen을 이용한 기존 건축물 내진성능 평가 및 보강, (주)마이다스아이티, 2012.12
7. 김태완, 저층 RC 건물의 내진성능평가 사례, 강원대학교 건축공학과
8. 기존시설물(건축물) 내진성능 평가 및 향상요령, 국토해양부 한국시설안전공단, 2011. 7

접수일자 : 2013. 12. 10
 심사완료 : 2014. 05. 21
 게재확정 : 2014. 02. 22