

사인파형 웨브주름 보강재를 이용한 저층건물의 내진보강에 관한 연구

A Study on the Seismic Reinforcement of a Low-Rise Building Using Sinusoidal Corrugated Web Members

정 동 조*
Jung, Dong Jo

김 진**
Kim, Jin

Abstract

In this study, a general low-rise building was selected to compare the new shear wall reinforcement method, which is a general method among the existing reinforcement methods, and the reinforcement method using sinusoidal corrugated web reinforcement. And it was confirmed that the following effects can be expected. Sinusoidal corrugated web members can be carried out in a short period of time as it does not require the removal of the masonry filling wall, the reinforcement of reinforcing bars, and the curing period of the concrete. It is effective in preventing damage that may occur when masonry filling wall is overturned in the out-of-plane direction, and the burden of the foundation is also reduced, and thus the construction period and cost required for reinforcement can greatly be reduced. By adjusting the number of sinusoidal corrugated web member, details of joints, and reinforcement positions, the flow of load can be induced to have an advantageous effect on the building. It can be considered as the most suitable reinforcement plan in terms of life safety. Unlike the shear wall that fills between the columns, the sinusoidal corrugated web members, which has a width of 1.5m, can install openings between two columns depending on the purpose of use, and can be expected to have a great effect in terms of usability due to its free installation location. As mentioned above, the seismic reinforcement using a sinusoidal corrugated web members, can expect great effect compared to conventional reinforcement methods in terms of usability, economic feasibility, and stability.

주 요 어 : 사인파형 웨브주름, 저층건물, 내진, 내진보강

Keywords : Sinusoidal Corrugated Web, Row-Rise Building, Seismic, Seismic Reinforcement

1. 서 론

1.1 연구의 배경 및 목적

우리나라뿐만 아니라 세계 각국에서 지진으로 인한 피해가 지속적으로 발생하고 있다. 우리나라도 지진에 대한 피해를 예측하여 사전에 예방하는데 노력이 집중되고 있으며 현재 많은 연구가 이루어지고 있다. 지진에 대한 관측 및 기록을 시작한 1978년도 이후의 기록을 살펴보면, 지진의 발생빈도는 지속적으로 증가하는 추세를 보이는 것으로 확인되며, 과학적으로 관측된 지진 중 인명 및 재산피해를 기록한 지진으로는 크게 충남 홍성지진(1978.10.7), 강원도 영월지진(1996.12.13.), 강원도 평창 지진(2007.1.20.), 경주지진(2016), 포항지진(2017) 등이 있다

특히 2016년에 발생한 경주지진은 규모 5.8의 강진으로서, 1978년 지진에 대한 관측이 본격적으로 실시된 이후 가장 강력한 강진으로 확인된다. 지진에 대한 피해사례가 증가함에 따라 ‘소규모 건축물의 내진성능 확보방안 마련(2010)’이라는 대책이 발표되었으며, ‘기존 시설물(건축물) 내진성능 평가요령(국

토안전관리원, 2021)’과 ‘학교시설물 내진성능평가 및 보강 매뉴얼(교육부, 2019)’을 작성하여 사용중인 구조물들에 대해서 내진성능을 파악하고 필요시 내진보강을 진행하고 있다. 지진 발생시 피해사례를 조사해 보면, 대부분 5층 이하의 저층 건축물의 피해가 가장 많으며, 해당 건축물의 붕괴로 인한 2차 피해가 지배적임을 알 수 있다. 따라서 기존 건축물에 대해 내진성능평가를 실시하여 내진성능이 충분한지의 여부를 검토하고 있으며, 내진성능이 충분하지 않은 것으로 확인될 경우 경제성과 시공성 등을 고려하여 최적의 보강안을 찾고, 지진하중에 대해 충분한 성능을 확보할 수 있도록 많은 노력을 들이고 있다. 현재 우리나라에서 일반적으로 널리 적용되고 있는 보강방안으로는 철골 프레임, 전단벽, 부축벽 등을 신설하여 내진성능을 확보하는 방안들이 있다. 그러나 해당 보강안들은 설치를 위해 기존 마감재나 마감벽체를 철거해야 하는 단점이 있으며, 강성이 강한 보강재로 인해 해당 구간에 지진하중이 집중되고, 기초의 부담이 증가하여 기초의 보강도 함께 이루어져야 하는 경우가 많다. 따라서, 본 연구에서는 사인파형 웨브주름 보강재를 통한 보강안을 제시하고, 보강성능을 확인하며, 기존 보강안과의 비교를 통하여 경제성과 구조적인 안전성을 모두 만족할 수 있는 효과적인 내진보강안을 찾고자 한다.

* 전주대학교 공과대학 건축공학과 교수, 공학박사

** 전주대학교 일반대학원 건설공학과 박사과정

(Corresponding author : Major in Architecture JeonJu University, blackrain17@naver.com)

1.2 연구의 범위와 방법

본 연구에서는 농촌지역 건축물의 대다수를 차지하고 있는 저층 건축물 중 본 연구의 목적과 부합하는 건축물을 선정하여, 비선형정적해석(Pushover 해석)을 통해 건축물의 능력곡선을 확인하고, 설계지진하중에 대한 요구스펙트럼 값을 참고하여 성능점을 확인하였다. 성능점을 확인한 후 해당 성능점에서 개별부재의 힌지상태와 성능목표를 만족하는 부재들의 중력방향 하중 분담율을 확인하여 본 해석 모델에 대한 내진성능을 확인하였다.

비선형정적해석시 지진하중의 가력은 1차모드의 형상과 비례하도록 가력하였으며, 단변과 장변으로 각각 수행하였다. 평가시 조적기움벽체를 고려하는 방법으로는 ‘국토안전관리원의 ’기존 시설물(건축물) 내진성능 평가요령 (2021)’ 을 참고하여 등가대각압축가새로 치환하여 적용하였다. 보강에 사용된 파형강판은 접근이 용이한 재질을 사용하였고, ‘Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-5 : Plated structural elements (EN 1993-1-5 : 2005)’ 을 참고하여 전단강도를 산정하였다. 실물 크기의 실험체를 제작하고 횡방향 가력실험을 실시하여 얻은 구조성능 데이터와 비교하여 구조해석 모델링에 인장가새의 형태로 도입하였다. 해당 모델링 시 인장가새의 단면은 변형에 대한 하중의 비를 이용하여 결정하였다.

일반적인 보강방법(전단벽 신설)과 파형강판으로 보강한 구조체에 대해 비교하기 위하여 해석 모델은 총 3개, 즉 현재 상태(Case 1), 철근콘크리트 전단벽으로 보강한 경우(Case 2), 사인파형 웹주름 보강재로 보강한 경우(Case 3)로 구별하여 연구를 진행하였다. 각 Case 별로 비선형 정적해석을 수행하여 확인한 성능곡선과 부재별 힌지 상태, 변위, 기초에 미치는 영향을 비교하였다. 해석 프로그램으로는 구조체의 항복 이후의 거동을 평가할 수 있는 프로그램 중 우리나라에서 범용적으로 사용되고 있는 MIDAS IT 社의 MIDAS-GEN 프로그램을 사용하였고, 보강을 위한 사인파형 웹주름 강판은 쉽게 구입할 수 있는 단면과 재질을 선택하였다.

본 연구에서는 각 해석 모델의 내진성능을 비교하여 파형강판으로 보강한 경우의 내진성능 향상 정도를 분석하였고 보강 방법으로서의 파형강판의 활용도에 대해 분석하였다.

1.3 연구동향

기존 내진보강방법 중 강판보강법은 높은 강성과 우수한 연성 등의 장점이 있어 유럽과 일본 등에서 많이 사용되고 있다. 강판보강법은 두꺼운 강판을 사용하거나 수직·수평 보강재를 사용하여 전단항복이 발생하기 전에 면외좌굴을 방지하여 강성과 강도를 증진시켰으나 최근에는 보강재 없이 낮은 하중에서 전단좌굴이 발생하지 않는 강판전단시스템에 대한 연구가 진행되고 있다. 이 중 파형강판은 파형면이 보강재의 역할을 대신해 평판보다 더 얇은 두께로 설계가 가능하며, 형상은 마름모꼴의 제형(Trapezoidal), 곡선형인 사인형(Sinusoidal)이 대표적이다. 파형강판 전단벽에 대한 연구가 활발히 진행되고 있으며, Fereshteh는 2013년에 보강재가 없는 파형강판 전단벽시스템을 제안하였으나 다양한 변수를 갖는 파형강판의 구조성능을 평가하기에는 다

소 미흡하다. Laszlo는 2014년에 냉간압연강판 전단벽 시스템에 대한 연구를 진행하였고 접합부의 영향을 결합하여 단순화된 전단벽 모델을 개발하였으나 파형강판을 구조보강재로 모사하는데는 한계가 있다.

2. 이론의 고찰

2.1 비선형 정적해석의 원리

구조물의 수명(Life cycle)동안에 발생할 수 있는 지진하중에 대하여 지진응답을 예측하고 내진성능을 평가하는 일은 성능에 기초한 내진설계 분야에서 매우 중요한 과제라고 할 수 있다. 발생 가능한 지진하중에 대한 구조물의 실제적인 응답을 예측하기 위해서는 비선형 거동을 이해해야 한다. 구조물의 비선형 거동은 내진성능평가지 실무에서 가장 많이 사용되는 해석방법으로 Pushover analysis 또는 Plastic hinge analysis라고 불리는 비선형 정적해석을 적용하였다. 이 방법은 구조물의 1차모드가 지배적이라는 가정으로부터 구한 밀면전단력의 수직분포를 사용, 1차모드의 형상과 비례하도록 하중을 적용하여, 미리 설정한 목표변위에 도달할 때까지 지진하중의 크기를 점진적으로 증가시켜 해석하는 방법이며, 선형 이후의 거동을 평가하기 위한 각 부재의 비선형거동특성은 <Fig. 1>과 같이 일반적으로 4개의 직선으로 이루어진 다선형으로 모델링한다.

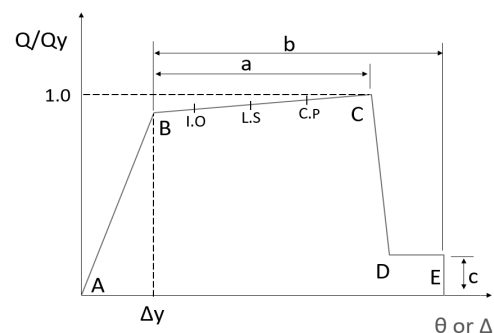


Fig. 1. Plastic Hinge Characteristic Model (ACT-40)

또한, 완전한 대칭구조물이 아닌 경우에는 가력방향이 구조물의 주축과 동일하지 않을 경우를 고려하기 위하여 100:30 규칙을 적용하여 평가를 실시한다.

목표 변위까지 지진하중의 크기를 점진적으로 증가시켜 구조물의 성능곡선을 얻어낸 후, 역량스펙트럼법을 사용하여 최대요구가속도 및 변위를 나타내는 지점이 성능점이며, 해당 성능점에서의 구조물의 개별적인 부재의 힌지 상태와 층간변위 등을 확인한다.

본 연구에서는 <Fig. 2>와 같이 성능점 산정 방법으로 역량스펙트럼법을 사용하였으며, 역량스펙트럼법이란 건축물의 횡하중에 대한 저항능력을 밀면전단력과 최상층 횡변위 곡선의 관계를 산정하고, 이를 스펙트럼 가속도와 스펙트럼 변위 형태의 스펙트럼으로 나타낸 후, 요구스펙트럼과 하나의 좌표계로 표현하여 요구내력과 구조물의 저항력을 비교할 수 있는 방법이다.

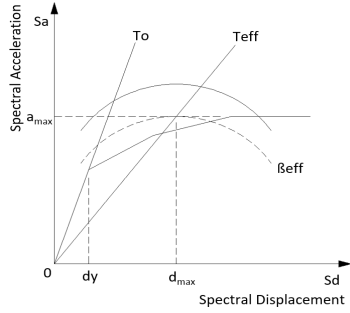


Fig. 2. Capacity Spectrum Method (FEMA 440)

성능점은 구조물의 비선형거동 정도에 따라 유효감쇠비를 구하여 적절히 수정하여야 하며, 여러번의 반복계산을 통해 구한다. 성능점의 예측 및 반복과정은 ACT-40¹⁾의 방법이나 ACT-40의 문제점을 개선 제안한 FMEA 440²⁾ 방법을 사용할 수 있으며, 본 연구에서는 FMEA 440 방법을 사용하여 성능점을 확인하였다.

2.2 사인파형 웨브주름 보강판의 유효강성

(1) 설계 전단 내력의 평가방법

본 연구에 적용한 Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-5 : Plated structural elements (EN 1993-1-5)에서 제시하는 전단강도 계산식은 많은 연구자들(Leiva, Lindner, Höglund, Johnson & Cafoll a³⁾)이 제안한 식 중에서 Höglund가 제안한 모델을 기반으로 한다. 파형강판의 설계전단강도(V_{Rd})는 식(2.1)에 의해 산출된다.

$$V_{Rd} = \chi_c \frac{f_{yw}}{\gamma_{M\sqrt{3}}} h_w t_w \quad (2.1)$$

여기서, χ_c 는 국부좌굴 저감계수 χ_{cl} 과 전체좌굴 저감계수 χ_{cg} 중 작은 값을 사용하는데 국부좌굴 저감계수와 전체좌굴 저감계수의 산정은 다음과 같다.

국부좌굴 저감계수(χ_{cl})는 다음식(2.2)에서 계산한다.

$$\chi_{cl} = \frac{1.15}{0.9 + \lambda_{cl}} \leq 1.0 \quad (2.2)$$

여기서,

$$\text{국부좌굴상대세장변수 } \lambda_{cl} = \sqrt{\frac{f_{y,w}}{\tau_{cr,l} \sqrt{3}}}$$

$$\text{국부전단좌굴응력 } \tau_{cr,l} = \left(5.34 + \frac{a_3 s}{h_w t_w}\right) \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t_w}{s}\right)^2$$

전체좌굴 저감계수(χ_{cg})는 다음식(2.3)에서 계산한다.

$$\chi_{cg} = \frac{1.5}{0.5 + \lambda_{cg}^2} \leq 1.0 \quad (2.3)$$

여기서,

$$\lambda_{cg} = \sqrt{\frac{f_{y,w}}{\tau_{cr,g} \sqrt{3}}} : \text{전체좌굴상대세장변수}$$

$$\tau_{cr,g} = \frac{32.4}{t_w h_w^2} \sqrt{D_x D_z^3} : \text{전체전단좌굴응력}$$

$$D_x = \frac{E t_w^3}{12(1-\nu^2)} \frac{w}{s} : \text{직교이방성 평판강성}$$

$$D_z = \frac{E I_z}{w}$$

$$I_z = \int_0^w \left\{ \frac{1}{12} t_w^3 + t_w \left[\frac{a_3}{2} \sin\left(\frac{2\pi x}{w}\right) \right]^2 \right\} dx$$

위 식에서 사용되어지는 사인파형 웨브주름 강판의 파라미터는 <Fig. 3>과 같다.

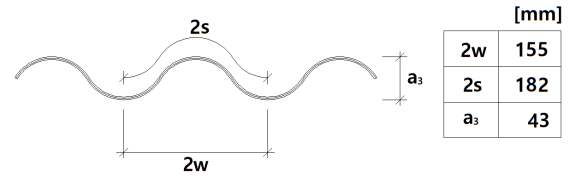


Fig. 3. Geometric sinusoidal corrugated plate

(2) 인장가새의 강성(Bracing stiffness)

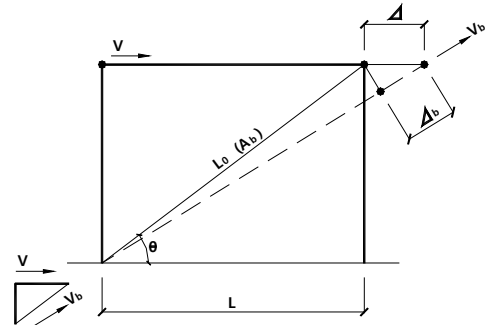


Fig. 4. Brace stiffness system

가새(Brace)가 적용된 모멘트골조의 경우 수평하중이 작용할 때 가새가 이루고 있는 경사도에 따라 수평하중을 대각방향의 하중으로 치환할 수 있다.

<Fig. 4>에서

$$V_b = \frac{V}{\cos\theta} \text{ 이며}$$

$$L_0 = \frac{L}{\cos\theta} \text{ 이고}$$

$\Delta_b = \Delta \cos\theta$ 로 나타낼 수 있으며, 인장가새에서 인장응력 (σ)과 인장변형도(ε)는 다음 식으로 표시된다.

$$\sigma = E\varepsilon \quad (2.4)$$

여기서, $\sigma = \frac{V_b}{A_b} = \frac{V}{A_b \times \cos\theta}$ 이고

$$\varepsilon = \frac{\Delta_b}{L_0} = \frac{\Delta \times \cos\theta}{L_0} \text{ 이므로}$$

1) ATC, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Building Volume 1, 1996, pp.8-1-8-18.

2) FEMA, Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures (FEMA440), 2005, pp.2-1-2-11.

3) Annex D to EN 1993-1-5 - Plate girders with corrugated webs, 2007, pp.156-164.

이 값을 식(2.4)에 대입하면 식(2.5)와 같이 표현된다.

$$E \times A_b = \frac{V}{\Delta} \times \frac{L_0}{\cos^2 \theta} \quad (2.5)$$

여기서, $\frac{V}{\Delta}$ 는 실험에서 확인한 P-D 그래프의 기울기로 대체할 수 있으며 임의의 재질에 대한 인장가새의 단면적(A_b)을 산출할 수 있다.

해석모델에 도입하기 용이하도록 가새의 재질을 탄성계수가 210,000 MPa인 재질로 선정하면 해석모델에 필요한 인장재의 단면적은 식(2.6)과 같이 나타낼 수 있다.

$$A_b = \frac{V}{\Delta} \times \frac{L_0}{\cos^2 \theta} \times \frac{1}{210,000} \quad (2.6)$$

3. 사인파형 웨브주름 보강판의 성능 실험

3.1 실험 개요

(1) 실험체

본 연구에서는 보 춤 1,500mm인 사인파형 주름웨브판재로 구성된 보강재의 전단성능을 평가하기 위해 H-1500x300x3.0x22인 실험체를 사용한다.

실험체의 스패는 저층 건축물의 층고를 고려하여 3m로 하였으며, 사인파형 주름웨브의 진폭(a_3)과 한 주기 간격(2ω)은 각각 43mm, 155mm로 하였다. 집중하중으로 인한 영향을 최소화하기 위해 가력점 및 지점에 각각 10mm 두께의 수직 스티프너를 보강하였다.

실험체의 재료는 플랜지 SM355, 주름웨브 SS275으로 제작하였으며, 재료시험을 실시한 강재의 기계적 성질은 <Table 1>과 같다.

Table 1. Material properties of steel

Type	Thickness	Yield strength	Tensile strength
Web	3 mm	275 MPa	410 MPa
Flange	22 mm	345 MPa	490 MPa

(2) 실험체 설치 및 측정

실험은 <Fig. 5>와 같이 횡좌굴 방지를 위해 양 측면에 좌굴 방지 지지부재를 설치하고 부재 상부 끝단에 용량 800 kN 만능 재료시험기(UTM)로 1점 가력 실험을 하였다. 하중에 따른 부재의 거동을 확인하기 위해 변위계를 실험체 상부에 설치하였다.

(3) 실험결과

하중에 따른 실험체 상단의 발생변위는 <Fig. 6. b>와 같으며 최대하중은 673.57 kN으로 확인되었고, 최대하중이 작용하는 시점의 변위는 28.96mm로 확인되었다. 최대하중에 도달한 후 <Fig. 6. a>와 같이 웨브면의 좌굴이 발생하면서 급격한 하중의 감소가 발생하는 것을 확인하였다.

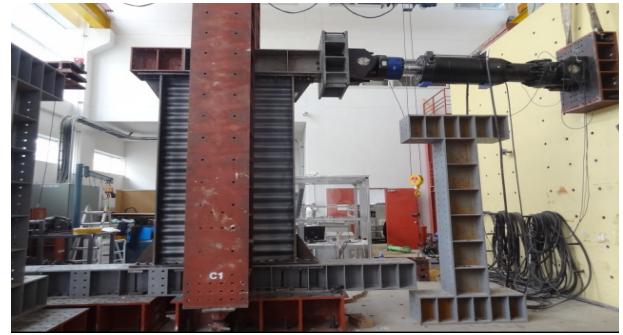
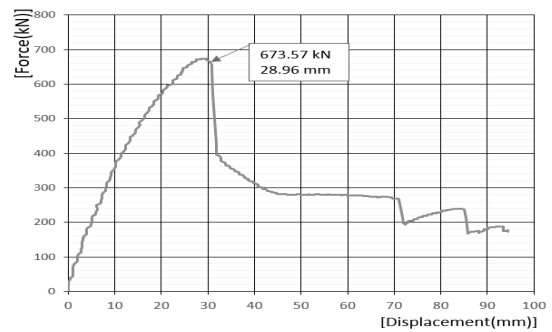


Fig. 5. Installation pictures of a specimen



a) Destruction shape (after completion of experiment)



b) Capacity curve

Fig. 6. Destruction shape and Capacity curve

(4) 실험결과 분석

본 실험결과 보강재의 파괴모드는 사인파형 웨브부재의 국부좌굴이 선행되고 종국에는 항복하는 전단좌굴형태를 나타내고 있다. <Fig. 7>은 실험에 앞서 진행한 범용구조해석 프로그램인 ABAQUS를 사용하여 유한요소해석을 수행한 결과(최대 강도=712.8kN, 변위=8mm)이며 실험결과와 유사한 파괴형상을 나타내고 있다.

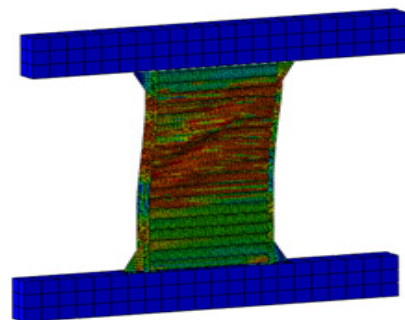


Fig. 7. Destruction shape by ABAQUS

2.2.(1)항에서 언급한 이론식에 의한 보강재 강도는 국부좌굴 저감계수와 전체좌굴 저감계수 중 최소값인 국부좌굴 저감계수에 의해 결정되었는데 이는 실험결과에서 확인한 형태와 같다. 실험에 의한 사인파형 웹브룸 보강재의 전단강도는 이론식에 의한 전단강도인 655.3 kN 보다 2.7% 높은 673.57 kN 임을 확인하였다. 전주대학교산학협력단의 사인파형 웹브룸판재로 구성된 조립부재에 대한 전단 내력평가 실험(2017)⁴⁾에 의하면 본 실험체와 같은 규격의 경우 678.7 kN, 680.8 kN, 686.6 kN으로 확인되었으며 이는 본 실험결과와 유사한 강도를 보여주고 있다. 건축 구조물의 구조설계에 사용되는 전단강도는 강도감소계수(ϕ)를 공칭전단강도에 적용한 설계전단강도를 사용하며 강도감소계수는 0.9로 한다. 본 연구에서는 이론값과 실험값의 최소값인 655.3 kN에 강도감소계수 0.9를 적용한 589.77 kN을 사인파형 웹브룸 보강재 1개의 전단강도로 결정하였다.

4. 해석 모델

4.1 개요

기존에 준공 완료되어 사용중인 건물 중, 본 연구의 목적과 가장 관계가 깊을 것으로 예상되는 건물을 선정하여 단변방향과 장변방향으로 나누어 각 방향별로 비선형정적해석을 실시하였다. 비선형정적해석 수행시 성능점을 선정하는 방법은 능력스펙트럼법과 변위계수법이 있으며, 본 연구에서는 능력스펙트럼법을 적용하여 성능점을 구하였다. 비선형 정적 해석에 사용되는 하중은 한국건축구조기준인 KDS 41⁵⁾을 참고하여 응답스펙트럼 해석을 수행한 후, 1차모드의 형상과 비례하도록 각 층에 적용하였고, 수직부재의 P-Delta 효과를 고려하여 평가를 진행하였다.

콘크리트 개별 부재의 항복 이후 강성비는 국토안전관리원의 ‘기존 시설물(건축물) 내진성능평가 요령, 2021’⁶⁾에서 제시하고 있는 모델을 사용하였으며 해석은 현재 우리나라에서 구조해석 시 널리 사용되고 있는 범용프로그램인 MIDAS-GEN을 사용하여 평가를 실시하였다.

4.2 대상건축물의 선정

우리나라의 전형적인 저층 건축물로서 표준화된 모듈을 가지고 있는 농촌지역의 2층 규모의 철근콘크리트조인 학교건축물을 대상 건축물로 선정하였으며, 내진성능평가 및 내진보강설계가 많이 진행된 건축물이므로 본 연구의 성과를 가늠할 수 있는 지표가 될 수 있다.

Table 2. Applied design load on analytical model

	Dead Load	Live Load
Each Story Floor	3.5 kN/m ²	3.0 kN/m ²
Each Story Hallway	3.5 kN/m ²	4.0 kN/m ²
Each Story Stair	3.5 kN/m ²	5.0 kN/m ²

4) 전주대학교 산학협력단, 사인파형 웹브룸판재로 구성된 조립부재에 대한 전단 내력평가 실험, 2017, p.19.

5) 국토교통부, 건축물 내진설계기준 (KDS 41 17 00), 2019, pp.23-51.

6) 국토교통부, 국토안전관리원, 기존시설물(건축물) 내진성능 평가 및 향상요령, 2021, pp.78-82.

Table 3. Seismic load on analytical model

Zone Factor	0.176	Perform. Levels	LS
Site Class	S ₄	Design Category	D
Seis. Group	I	Seismic Code	KDS 41 17 00

대상 건축물의 구조해석시 적용된 하중은 <Table 2> <Table 3>과 같으며 해석모델은 <Fig. 8>과 같다. 모델에 포함된 조적 허리벽과 조적체움벽은 기준에서 제시하는 압축력만을 받는 등가가새로 치환하여 해석한다.

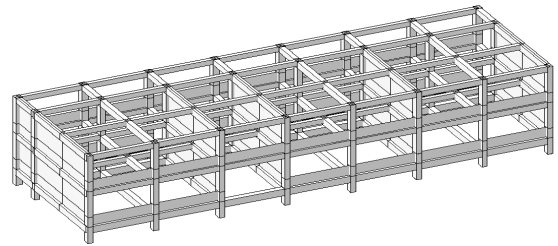


Fig. 8. Modeling of the frame to review using Midas-gen

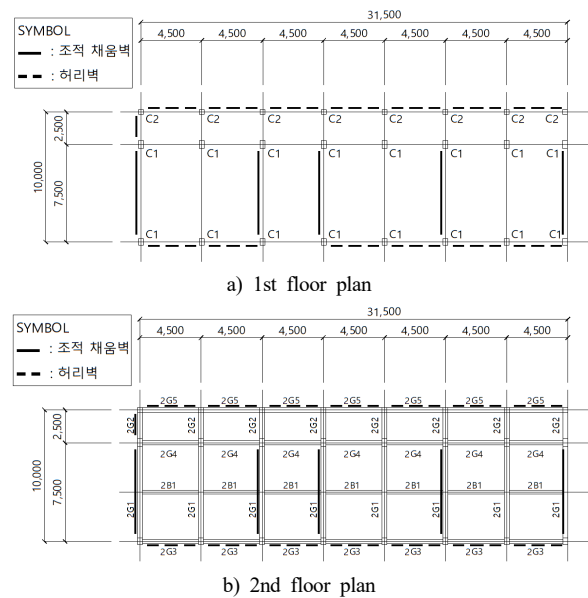


Fig. 9. Plan drawing

4.3 해석결과

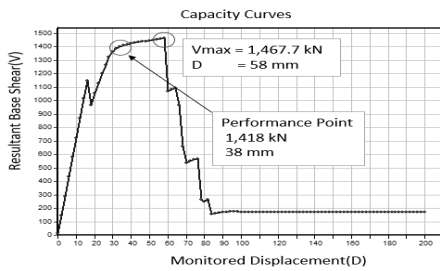
(1) 기존 구조물 (Case 1)

기존 철근콘크리트골조에 대해 장변방향으로 비선형정적해석을 수행하였고 요구스펙트럼곡선 및 능력곡선을 <Fig. 10. a>에 나타내었다. 구조물이 최대 저항할 수 있는 밀면전단력은 58mm의 변위가 발생하는 지점에서 1,467.7 kN으로 확인되며, 요구스펙트럼 곡선에 의해 산정된 본 구조물의 성능점은 38mm의 변위가 발생하는 1,418 kN 지점으로 확인되었다.

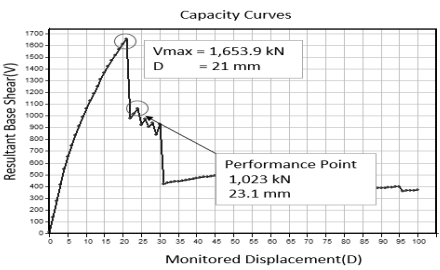
성능점에서 각 개별 부재들의 힌지 상태를 확인하고, 각 성능수준에 해당하는 부재들의 중력방향 분담율을 <Table 4> <Table 5>에 표기하였다. 장변방향의 경우<Table 4>에서 보는 바와 같이 본 건물의 목표수준(인명안전)을 만족하는 부재들의 중력방향 하중에 대한 분담율은 2층의 경우 67%, 1층의 경우

1%로 확인되며, 매뉴얼에서 제안하는 80%를 하회하므로, 전체적인 목표수준도 만족하지 못할 뿐 만 아니라, 1층 수직부재 중 23개소의 수직부재가 붕괴상태로 확인되어, 전체적인 보강이 필요한 건물로 확인된다.

또한, 단변방향으로 비선형정적해석을 수행하였고 요구스펙트럼 트림곡선 및 능력곡선을 <Fig. 10. b>에 나타내었다. 구조물이 최대 저항할 수 있는 밀면전단력은 21mm의 변위가 발생하는 지점에서 1,653.9 kN으로 확인되며, 요구스펙트럼 곡선에 의해 산정된 본 구조물의 성능점은 23.1mm의 변위가 발생하는 1,023 kN 지점으로 확인되었다. 특히 단변방향의 성능점은 구조물의 최대 저항능력 이후에 형성되어 전체적으로 저항능력이 부족한 것으로 볼 수 있다.



a) longitudinal dir.



b) Transverse dir.

Fig. 10. Pushover curve - case 1

Table 4. Pushover story member performance for Case 1 Longitudinal dir.

Story	St ep	Horizontal Member					Vertical Member				
		IO	LS	CP	C	P	IO	LS	CP	C	P
2F	19	1.0	1.0	1.0	-	IO	0.67	0.67	0.67	7	Coll
1F	19	1.0	1.0	1.0	-	IO	0.01	0.01	0.01	23	Coll

단변방향의 성능점에서 각 개별 부재들의 힌지 상태를 확인하고, 각 성능수준에 해당하는 부재들의 중력방향 부담율을 <Table 5>에 표기하였다.

Table 5. Pushover story member performance for Case 1 Transverse dir.

Story	St ep	Horizontal Member					Vertical Member				
		IO	LS	CP	C	P	IO	LS	CP	C	P
2F	22	1.0	1.0	1.0	-	IO	0.68	0.68	0.68	5	Coll
1F	22	1.0	1.0	1.0	-	IO	0.70	0.70	0.70	5	Coll

본 건물의 목표수준(인명안전)을 만족하는 부재들의 중력방향 하중에 대한 부담율은 2층의 경우 68%, 1층의 경우 70%로 확인되며, 매뉴얼에서 제안하는 80%를 하회하므로, 전체적인 목표수준도 만족하지 못할 뿐 만 아니라, 1층 수직부재중 5개소의 수직부재가 붕괴상태로 확인되고, 성능점이 최대 저항능력 이후에 형성

되었으므로, 전체적인 보강이 필요한 건물로 확인되었다.

(2) 기존 구조물에 콘크리트 벽체 보강 (Case 2)

Case 1 구조물에 <Fig. 11>과 같은 위치에 1층과 2층 동일하게 콘크리트 전단벽으로 내진보강 후 모델링하여 비선형정적해석을 수행하였다. 보강재인 콘크리트 전단벽은 200mm 두께로 설치하며, 콘크리트의 압축강도는 24 MPa, 콘크리트 전단벽 내부 보강철근의 항복강도는 400MPa를 적용하였다.

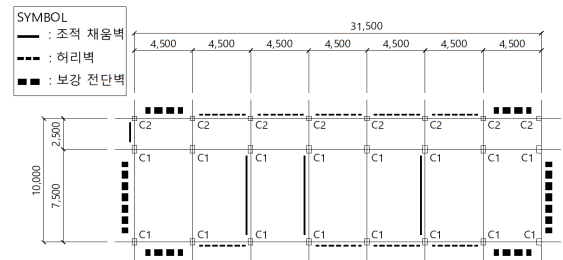


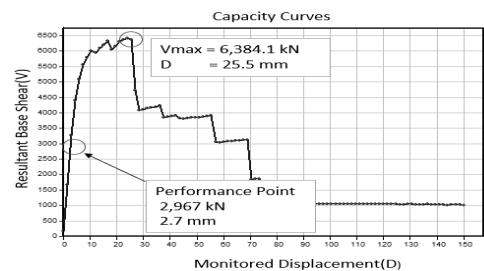
Fig. 11. Reinforcement plan - case 2

<Fig. 12>는 콘크리트 전단벽으로 보강을 실시한 Case 2 구조체의 요구스펙트럼곡선 및 능력곡선이다.

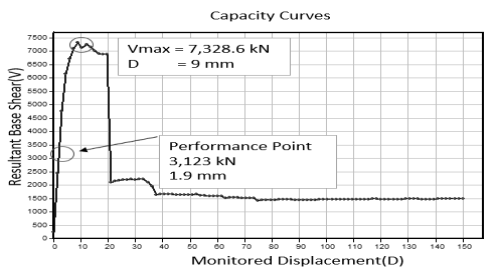
장변방향의 경우 구조물이 최대 저항할 수 있는 밀면전단력은 25.5mm의 변위가 발생하는 지점에서 6,384.1 kN으로 확인되며, 요구스펙트럼 곡선에 의해 산정된 본 구조물의 성능점은 2.7mm의 변위가 발생하는 2,967 kN 지점으로 확인되었다.

단변방향의 경우 구조물이 최대 저항할 수 있는 밀면전단력은 9mm의 변위가 발생하는 지점에서 7,328.6 kN으로 확인되며, 요구스펙트럼 곡선에 의해 산정된 본 구조물의 성능점은 1.9mm의 변위가 발생하는 3,123 kN 지점으로 확인되었다.

콘크리트 전단벽으로 보강을 할 경우, 성능점이 보다 안정적인 곳에서 형성되었으며, 성능점에서의 밀면전단력도 장변방향은 기존 1418 kN에서 2,967 kN으로 약 209%, 단변방향은 기존 1023 kN에서 3123 kN으로 약 305% 증가된 것을 확인할 수 있다.



a) longitudinal dir.



b) Transverse dir.

Fig. 12. Pushover curve - case 2

성능점에서 각 개별 부재들의 힌지 상태를 확인하고, 각 성능 수준에 해당하는 부재들의 중력방향 분담율을 <Table 6> <Table 7>에 표기하였다. 본 건물의 목표수준(인명안전)을 만족하는 부재들의 중력방향 하중에 대한 분담율은 양방향 모두 1층과 2층 모두 100%로 확인되며, 매뉴얼에서 제안하는 80%를 상회하므로, 전체적인 내진성능은 목표수준을 만족하는 것으로 확인되었다.

Table 6. Pushover story member performance for Case 2 Longitudinal dir.

Story	St ep	Horizontal Member					Vertical Member				
		IO	LS	CP	C	P	IO	LS	CP	C	P
2F	1	1.0	1.0	1.0	-	IO	1.0	1.0	1.0	-	IO
1F	1	1.0	1.0	1.0	-	IO	1.0	1.0	1.0	-	IO

Table 7. Pushover story member performance for Case 2 Transverse dir.

Story	St ep	Horizontal Member					Vertical Member				
		IO	LS	CP	C	P	IO	LS	CP	C	P
2F	1	1.0	1.0	1.0	-	IO	1.0	1.0	1.0	-	IO
1F	1	1.0	1.0	1.0	-	IO	1.0	1.0	1.0	-	IO

성능점에서의 층간변형각(%)은 장변방향 1.17mm로 0.0004%, 단변방향 0.918mm로 0.0003%로서 목표성능인 인명안전 수준을 만족하는 것으로 확인되었다.

(3) 기존 구조물에 사인파형 웨브보강재 보강(Case 3)

Case 1 구조물에 사인파형 웨브보강 강판으로 제작한 보강재를 설치한 경우에 대한 내진 성능 증대 효과를 확인하기 위해 <Fig. 13>과 같은 위치에 1층과 2층 동일하게 보강재를 설치하였고, 등가대각가새로 모델링하여 비선형정적해석을 수행하였다.

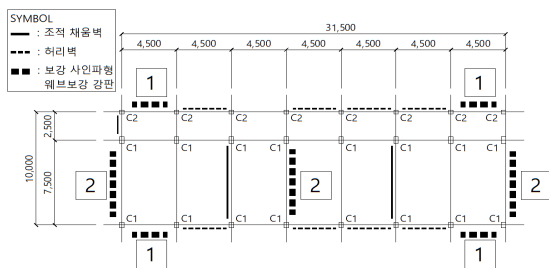


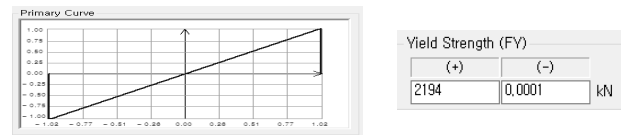
Fig. 13. Reinforcement plan - case 3

파형강판은 인장력만 저항하도록 배치하였으며, 보강에 사용된 파형강판의 단면적 및 저항능력은 2.2.2항의 이론과 3.1.4항의 전단강도를 사용하여 <Table 8>에 보이는 것과 같이 적용하였다.

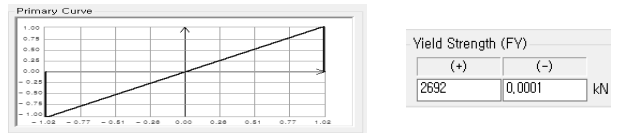
Table 8. Effective area for corrugated plate

	Type. 1	Type. 2
벽체 대각길이 (lb)	5.58 m	6.848 m
강성 [하중-변형 (P/D)]	69775.91	93034.5
파형강판의 개수	3 ea	4 ea
경사각	36.27 도	28.83 도
인장재 단면적(EA), mm ²	598767635	829778194
가정된 임의 재료의 탄성계수(E)	210,000 MPa	210,000 MPa
인장재 환산단면적(A _b), mm ²	2851.27	3951.32
인장강도 (대각인장강도)	2194 KN	2692 KN

비선형정적해석에 적용되는 파형강판 보강재의 힌지 속성은 <Fig. 14>와 같이 압축력이 작용하지 않고 인장력만 발휘하며, 탄성거동을 하도록 모델링하였다



(a) Type 1



(b) Type 2

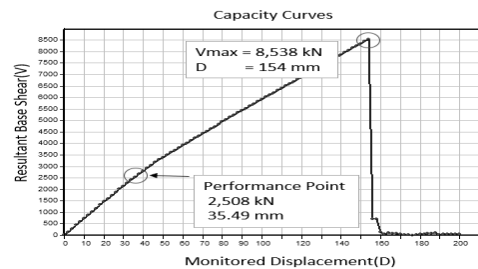
Fig. 14. Hinge property of corrugated plate

<Fig. 15>는 사인파형 웨브보강 강판으로 제작한 보강재로 보강을 실시한 Case 3 구조체의 요구스펙트럼곡선 및 능력곡선이다.

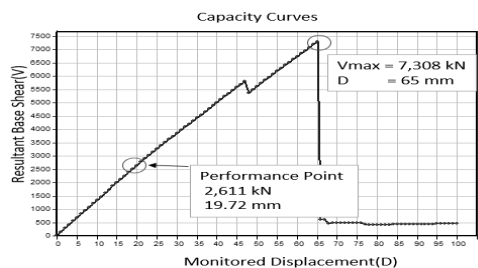
장변방향의 경우 구조물이 최대 저항할 수 있는 밀면전단력은 154mm의 변위가 발생하는 지점에서 8,538 kN으로 확인되며, 요구스펙트럼 곡선에 의해 산정된 본 구조물의 성능점은 35.49mm의 변위가 발생하는 2,508 kN 지점으로 확인되었다.

단변방향의 경우 구조물이 최대 저항할 수 있는 밀면전단력은 65mm의 변위가 발생하는 지점에서 7,308 kN으로 확인되며, 요구스펙트럼 곡선에 의해 산정된 본 구조물의 성능점은 19.72mm의 변위가 발생하는 2,611 kN 지점으로 확인되었다.

사인파형 웨브보강 강판으로 보강을 한 경우, 성능점이 보다 안정적인 곳에서 형성되었으며, 성능점에서의 밀면전단력도 장변방향은 기존 1,418 kN에서 2,508 kN으로 약 177%, 단변방향은 기존 1,023 kN에서 2,611 kN으로 약 255% 증가된 것을 확인할 수 있다.



a) longitudinal dir.



b) Transverse dir.

Fig. 15. Pushover curve - case 3

성능점에서 각 개별 부재들의 한지 상태를 확인하고, 각 성능 수준에 해당하는 부재들의 중력방향 분담율을 <Table 9> <Table 10>에 표기하였다. 본 건물의 목표수준(인명안전)을 만족하는 부재들의 중력방향 하중에 대한 분담율은 양방향 모두 1층과 2층 모두 매뉴얼에서 제안하는 80%를 상회하므로, 전체적인 내진성능은 목표수준(인명안전)을 만족하는 것으로 확인되었다.

Table 9. Pushover story member performance for Case 3 Longitudinal dir.

층	St ep	Horizontal Member					Vertical Member				
		IO	LS	CP	C	P	IO	LS	CP	C	P
2F	17	1.0	1.0	1.0	-	IO	1.0	1.0	1.0	-	IO
1F	17	0.74	1.0	1.0	-	LS	0.96	0.96	1.0	-	IO

Table 10. Pushover story member performance for Case 3 Transverse dir.

층	St ep	Horizontal Member					Vertical Member				
		IO	LS	CP	C	P	IO	LS	CP	C	P
2F	19	1.0	1.0	1.0	-	IO	1.0	1.0	1.0	-	IO
1F	19	1.0	1.0	1.0	-	IO	1.0	1.0	1.0	-	IO

성능점에서의 층간변형각(%)은 장변방향 15.6mm로 0.0047%, 단변방향 8.29mm로 0.0025%로서 목표성능인 인명안전 수준을 만족하는 것으로 확인되었다.

(4) 각 case 별 기초에 미치는 영향 분석

내진보강되지 않은 case 1 모델의 경우 1개소에서 기대지지력보다 큰 반력이 작용하여 보강이 필요한 것으로 확인되었으며 콘크리트 전단벽으로 보강한 case 2 모델의 경우 보강재의 강성으로 인해 5개소에서 기초보강이 필요한 것으로 확인되었다. 사인파형 웨브주름 보강재로 보강한 case 3 모델의 경우 case 2 모델에 비해 보강재의 작은 강성과 연성 거동 및 힘의 분산으로 인해 별도의 기초보강은 필요 없는 것으로 확인되었다.

5. 결론

내진성능이 충분하지 않은 건축물에 대한 보강안으로는 우리나라에서 일반적으로 가장 많이 사용되는 철근콘크리트 전단벽 신설 공법이 있다. 해당 공법은 보강위치 및 보강계획의 수립이 가장 간편한 공법이지만, 강성이 큰 전단벽으로 인해 기초의 부담이 증가하여 마이크로파일의 추가 시공 등 별도의 기초보강이 필요하며, 조적벽체의 철거와 벽체 철근 배근 및 거푸집 설치, 그리고 콘크리트의 양생시간 등으로 인해 공사 기간이 길다는 단점이 있다.

따라서 본 연구에서는 시공성과 경제성 두가지 측면에 모두 긍정적인 효과를 기대할 수 있는 보강방안을 제안하였으며, 콘크리트 전단벽을 대체할 수 있는 보강안으로서 사인파형 웨브주름 보강재를 선택하였다.

실물 크기의 사인파형 웨브주름 보강재를 제작하고, 실험을 통해 사인파형 웨브주름 보강재의 저항성능을 확인하였다. 실험

함에 의한 자료와 이론적으로 확인한 강도를 비교하여 모델링에 적용하였고, 비선형 정적해석을 실시하여 철근콘크리트 전단벽 공법과 비교하였으며 경제성과 시공성, 유지관리의 측면에서 효율성을 검토하였다.

구조검토를 위한 모델링은 총 3가지로 분류하여 실시하였으며, 각각 Case 1은 현재 상태, Case 2는 콘크리트 전단벽으로 보강한 경우, Case 3는 파형강판으로 보강한 경우로 나누어 비교하였고 다음과 같은 결론을 얻었다.

1. 사인파형 웨브주름 보강재를 이용하여 보강을 실시할 경우 조적채움벽체의 철거 및 철근의 배근과 콘크리트 양생기간이 필요하지 않아 짧은 기간 안에 보강을 실시할 수 있으며 조적채움벽체의 면외방향 전도시 발생할 수 있는 피해를 방지하는 효과도 기대할 수 있다..
2. 학교 등 표준화되고 정형적인 형상을 갖고 있는 구조물의 경우 사인파형 웨브주름 보강재 보강은 전단벽 보강에 비해 기초의 부담도 감소하며, 기초에 작용하는 인발도 없는 것으로 확인되어, 기초보강에 소요되는 공사기간의 단축과 보강공사 비용의 절감을 기대할 수 있을 것으로 판단된다.
3. 사인파형 웨브주름 보강재의 개수와 접합부 상세, 보강 위치를 조절하여 건물에 유리한 작용을 하도록 하중의 흐름을 유도할 수 있으며, 강성이 큰 전단벽에 비해 건물이 전체적으로 연성거동을 할 수 있어 내진성능평가에서 주로 고려되는 인명안전 측면에서 가장 적합한 보강안이라고 할 수 있다.
4. 기둥과 기둥 사이를 채우는 전단벽과 달리 1.5m의 폭을 가지는 사인파형 웨브주름 보강재는 기둥과 기둥 사이에 사용 용도에 따라 개구부를 자유롭게 설치할 수도 있고 설치 위치가 비교적 자유로워 사용성 측면에서도 큰 효과를 기대할 수 있다.

참고문헌

1. 국토교통부, 국토안전관리원, 기존시설물(건축물) 내진성능 평가 및 향상요령, 2021.
2. 국토교통부, 건축물 내진설계기준 (KDS 41 17 00), 2019.
3. 전주대학교 산학협력단, 사인파형 웨브주름판재로 구성된 조립 부재에 대한 전단 내력평가 실험, 2017.
4. ATC, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Building Volume 1 (ATC-40), 1996.
5. Annex D to EN 1993-1-5 - Plate girders with corrugated webs, 2007.
6. FEMA, Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures (FEMA440), 2005.

접 수 일 자 : 2022. 03. 03
 초 심 원 료 일 자 : 2022. 04. 18
 재심(1차)완료일자 : 2022. 04. 22
 게재 확정 일 자 : 2022. 04. 28