

# 교체 가능한 강재 헌치 시스템으로 보강한 철근 콘크리트 보-기둥 구조물의 내진성능에 관한 실험적 연구

## An Experimental Study on Seismic Performance of Reinforced Concrete Beam-Column Retrofitted with Replaceable Steel Haunch System

김 윤 성\*  
Kim Yoon Sung

김 민 숙\*\*  
Kim Min Sook

이 영 학\*\*\*  
Lee Young Hak

### Abstract

The purpose of this study is to experimentally analyze the seismic performance of beam-column specimens with vertical irregular, which were reinforced with RHS (Replaceable steel haunch system). a steel haunch system. To evaluate the seismic performance of the RHS, three specimens were manufactured and subjected to cycle loading tests. Retrofitted specimens have different beam-upper column stiffness ratio as a variable. The stiffness ratio of beam-upper column were considered to be 1.2 and 0.84. As a result of the test, the specimen reinforced with RHS showed improved maximum load and effective stiffness, and energy dissipation capacity compared to the non-retrofitted specimen with same beam-upper column stiffness ratio. The specimen with 0.84 beam-upper column stiffness ratio showed improved performance than the specimen with 1.2.

**Keywords :** Seismic retrofit, Reinforced concrete beam-column, Steel haunch, Vertical irregular

### 1. 서론

2017년 포항에서 발생한 지진에 의해 도시형 생활주택의 대부분을 차지하고 있는 필로티 구조 건축물이 큰 피해를 받았다. 현재 필로티 구조물에 대한 구조물의 수직 비정형은 지진 발생 시 과도한 변형과 비틀림을 발생시키게 되고 이는 소성힌지가 보-기둥의 접합부에 위치하게 되는 원인이 된다. 포항 지진 이후 필로티 구조물의 취약성을 보완하기 위해서 '필로티 건축물 구조설계 가이드라인'이 나왔으나 1층에 전단벽이 부족하고 코어벽이 편심배치되는 특성상 구조적으로 내진에 취약하다

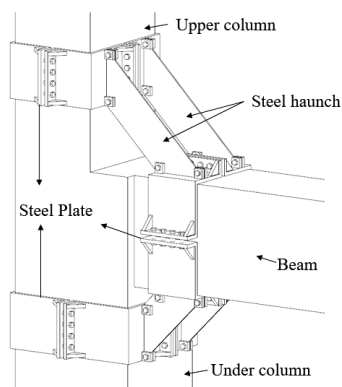
<sup>1)</sup> 필로티 구조물 뿐만 아니라 수직 비정형을 가진 구조물은 상부와 하부의 강성비 차이로 인해 비틀림이 발생하여 지진에 취약하다. 기존의 보-기둥 접합부를 보강하는 공법들 중 헌치를 사용한 공법은 구조물의 강도를 보강하여 접합부에 발생하는 소성힌지를 보 방향으로 이동시키는데 효과적이다<sup>2)</sup>.

Kim et al.(2023)은 비틀림 비정형을 가지는 학교건물과 유사한 구조물을 예제구조물로 선정하여 편심률을 변수로 하여 철골프레임에 좌굴방지가새형 이력덤퍼가 결합된 보강공법의 제진성능에 대하여 분석을 진행하였다<sup>3)</sup>. Park & Lee(2023)은 고무코어패드와 강재이력감쇠장치를 결합한 복합감쇠장치를 제안하고 구조성능에 대한 해석과 실험을 진행하였다<sup>4)</sup>. Zhao et al.(2022)은 수직 비정형 보-기둥 구조물의 배근 상세를 변수로 하여 내진성능 평가를 진행하였다<sup>5)</sup>. Kanchanadevi & Ramanjaneyulu(2020)은 헌치와 bracket을 같이 사용한 보-기둥 접합부의 보강공법의 내진성능 평가를 진행하였다<sup>6)</sup>. Lee & Park(2017)은 헌치로 보강한 보-기둥

\* 경희대학교 건축공학과, 석사과정  
Department of Architectural Engineering, Kyung Hee University  
\*\* 경희대학교 건축공학과 학술연구교수, 공학박사  
Department of Architectural Engineering, Kyung Hee University  
\*\*\* 교신저자, 경희대학교 건축공학과 교수, 공학박사  
Department of Architectural Engineering, Kyung Hee University

구조물의 반복이력 특성에 대한 연구를 수행하였다<sup>7)</sup>. 그러나 대부분의 기존 연구는 수직 비정형을 가진 구조물에 보강공법을 적용했을 시 성능평가에 대한 연구가 미비하다. 또한 기존의 헌치를 사용한 보강공법은 구조물에 직접적으로 구멍을 뚫어야하여 단면손상이 있으며 헌치가 손상된 이후에는 교체를 위해서는 구조물과 헌치를 해체후 재조립 해야하기 때문에 시공과정이 번거롭다는 단점이 있다<sup>8)</sup>.

본 연구에서는 수직 비정형으로 인한 비틀림에 효과적으로 저항할 수 있는 헌치 공법을 제안하여 내진 성능평가를 진행하였다. 본 연구에서 제안된 헌치 공법인 교체 가능한 강재 헌치 시스템(Replaceable steel haunch system, 이하 RHS)은 <Fig.1>과 같이 헌치와 구조물을 고정시켜주는 세 세트의 스틸 플레이트와 네 개의 헌치로 구성된다. 헌치와 스틸 플레이트는 고장력 볼트로 고정되어 헌치가 손상 될 시 새로운 부재로의 교체가 용이하며 케미컬 앵커를 사용하지 않기 때문에 구조물의 단면손상이 존재하지 않는다. 또한 구조물의 좁은 공간에도 시공이 가능하고 구조물의 수직 비정형에 의해 발생하는 비틀림과 강성의 보강에 적합하여 필로티와 같이 수직 비정형이고 공간이 협소한 건축물에 적용이 적합하다.



<Fig. 1> Replaceable steel haunch system

RHS 보강 공법의 길이는 하부기둥에서 측정한 보의 길이를 기준으로 결정하였으며 상부기둥 측면의 보강 길이는 상부기둥과 하부기둥의 단면적 크기차이로 인한 비틀림 발생을 저항하기 위해서 하부기둥의 보강 길이와 동일하도록 하였다. 본 연구에서는 시험체의 RHS 보강공법이 수직 비정형 구조물의 보-상부기둥

강성비를 변수로 하여 철근 콘크리트 보-기둥의 내진 성능을 실험적으로 평가하는 것을 목표로 하였다.

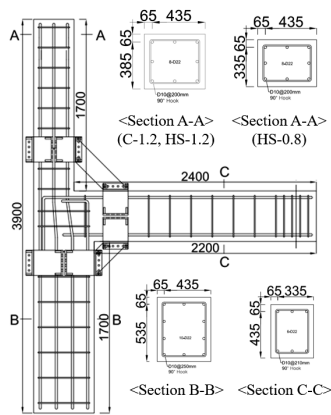
## 2. 실험개요

본 연구에서는 RHS 시스템으로 보강된 철근콘크리트 보-기둥에서 동적거동을 평가하기 위하여 무보강 시험체 한 개와 RHS 시스템으로 보강된 시험체 두 개를 제작하고 이에 대해 반복 횡가력 실험을 수행하였다. 이때 보강된 시험체는 상부기둥의 보-기둥 강성비에 차이를 두었다. 변수에 따라 시험체를 명명하여 <Table 1>에 정리하였다.

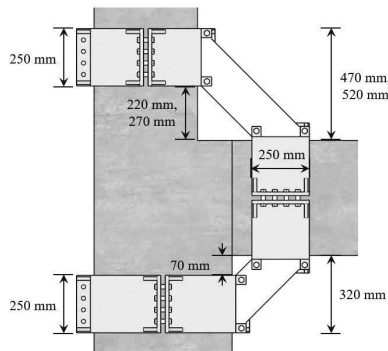
시험체와 RHS 시스템의 상세는 <Fig. 2>와 같다. 모든 시험체의 하부기둥의 보-기둥 강성비는 0.36으로 동일하며 RHS 시스템으로 보강한 시험체의 경우 상부기둥의 보-기둥의 강성비가 각각 1.2와 0.84이다. 모든 시험체의 하부기둥의 단면은 폭이 600mm, 높이가 500mm, 길이가 1700mm으로 동일하다. 상부기둥의 보-기둥 강성비가 1.2인 시험체의 상부기둥의 단면은 높이가 400mm, 폭이 500mm, 길이가 1700mm이며, 강성비가 0.84인 시험체의 상부기둥의 단면은 높이가 450mm, 폭이 500mm, 길이가 1700mm이다. 모든 시험체의 보의 단면은 높이가 500mm, 폭이 400mm, 길이가 2200mm이다. 하부기둥의 경우 주근은 지름 22mm인 이형철근 10개를 배근하였으며 띠철근은 지름 10mm의 이형철근을 250mm 간격으로 배근하였다. 상부기둥의 경우 주근은 지름 22mm인 이형철근을 8개를 배근하였으며 띠철근은 지름 10mm인 이형철근을 200mm 간격으로 배근하였다. RHS시스템의 헌치는 두께가 6mm인 사다리꼴 형태로 설계하였다. 보와 기둥에서 헌치를 고정하는 스틸플레이트는 폭 250mm이고 두께는 16mm이다. 스틸플레이트와 헌치는 서로 볼트로 고정된다. RHS 시스템의 보강 길이는 보 길이의 0.1배와 0.2배 사이인 320mm를 보강하도록 설계하였고, 이 때 보의 길이는 하부기둥을 기준으로 하였다<sup>9)</sup>.

시험체 제작에 사용된 콘크리트 압축강도의 경우 기둥은 21MPa, 주근 및 띠철근은 모두 400MPa의 철근을 사용하였다. RHS 시스템은 항복강도 275MPa인 강재를 사용하였다.

본 연구에서는 <Fig. 3>과 같이 시험체를 세팅하여 반

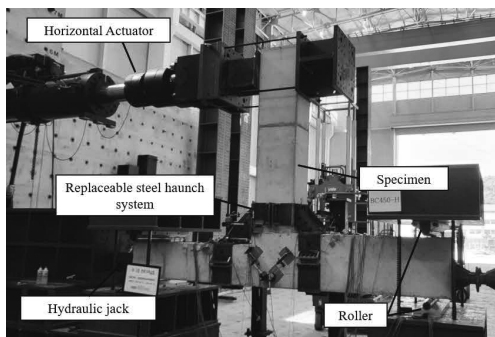


(a) Retrofitted specimen with RHS system (mm)

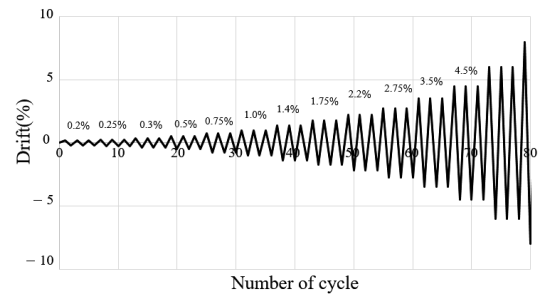


(b) Detail of RHS  
 (Fig. 2) Detail of specimens

복가력실험을 수행하였다. 축력비 0.14에 해당하는 661kN, 588kN을 상시하중으로 가력하였다. 횡력은 각 층간변위비 별로 3 cycle 씩 반복가력하였다. 초기 층간 변위비는 0.2%, 후속 층간변위비는 0.25%이며 시험체의 하중이 최대하중에 도달한 이후 최대하중의 80% 이하로 감소할 때 실험을 종료하는 것으로 계획하였다. 실험 진행 과정에서 시험체의 수직 비정형으로 인해 비틀림이 발생하였다.



(a) View of the actual test setup



(b) Loading protocol  
 (Fig. 3) Experimental setup

(Table 1) Specimens name

Variable	Beam - Upper column stiffness ratio	Replaceable steel haunch system
C-1.2	1.2	X
HS-1.2	1.2	O
HS-0.8	0.8	O

### 3. 실험 결과 및 분석

#### 3.1 균열 및 파괴양상

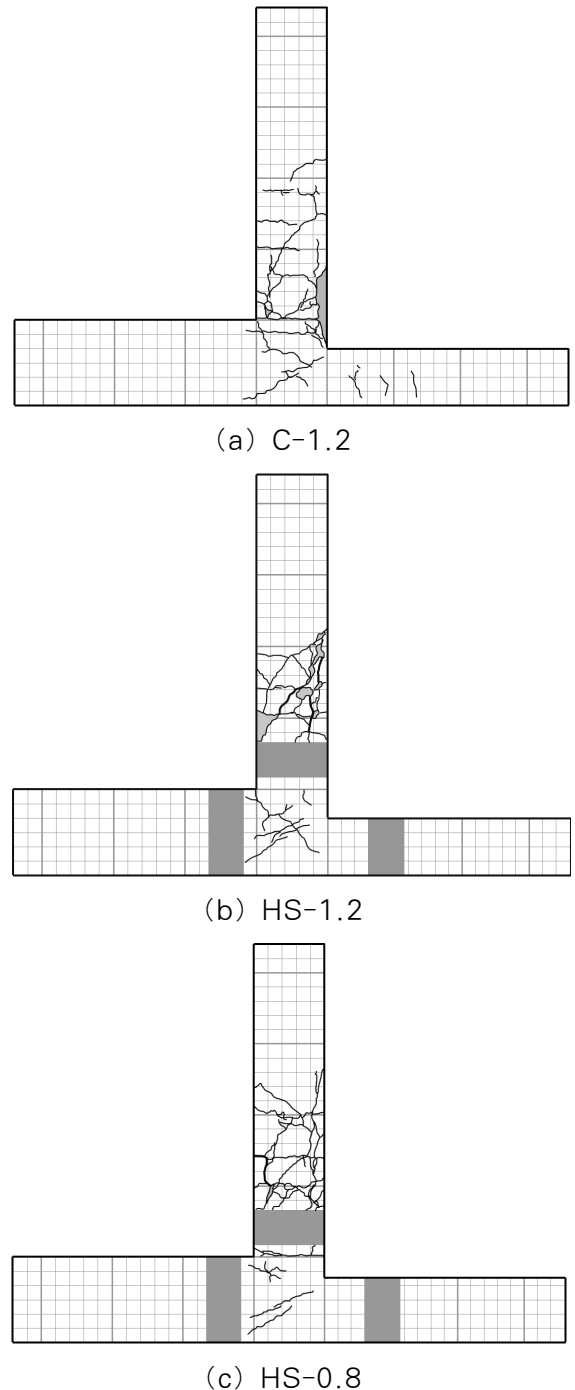
(Fig. 4)에 각 시험체의 실험종료시 확인한 균열 양상을 나타내었다. 이는 액추에이터를 우측에 두고 정면에서 바라본 면에서 관찰된 균열양상이다. 무보강 시험체는 보 하단부에서 층간변위비 0.35%에 첫 휨균열이 발생하였으며 보강시험체 모두 층간변위비 0.2%에서부터 보의 하단부에서 휨균열이 발생하기 시작하였다. 전단균열의 발생 시점은 RHS 보강공법의 적용 여부에 따라 상이하게 나타났다.

상부기둥의 보-기둥 강성비가 1.2인 무보강 시험체 C-1.2는 층간변위비 0.35%에 보의 하단부와 보-기둥 접합부에 첫 휨균열이 발생하였다. 층간변위비 0.75%에 접합부와 상부기둥에 첫 전단균열이 발생하였으며 실험이 진행됨에 따라 전단균열이 진전되고 접합부에 균열이 집중되었다. 층간변위비 2.2%에 접합부에 콘크리트 박리가 발생하였다. 이후 하중이 최대하중의 80%로 감소하는 시점인 층간변위비 4.5%에 보와 기둥이 맞닿는 부분에 콘크리트 파괴가 발생하며 실험을 종료하였다. 상부기둥의 보-기둥 강성비가 1.2이고 RHS 보강공법을 적용한 시험체 HS-1.2는 층간변위비 0.2%에 보의 보강철물 바깥에서 첫 휨균열이 발생하였다. 층간변

위비 0.75%에 보-기둥 접합부에 휨균열이 발생하였다. 실험이 진행됨에 따라 휨균열의 개수와 폭이 증가하였고 층간변위비 2.2%에 보의 보강철물 바깥에 첫 전단균열이 발생하였다. 이후 층간변위비 3.5%에 콘크리트 박리가 발생하였으며 층간변위비 4.5%에 보에 큰 균열이 발생하며 최대하중의 80%에 도달하여 실험을 종료하였다. 상부기둥의 보-기둥 강성비가 0.84이고 RHS 보강공법을 적용한 시험체 HS-0.8은 HS-1.2와 마찬가지로 층간변위비 0.2%에 보강철물 바깥에서 첫 휨균열이 발생하였고 층간변위비 0.75%에서 보-기둥의 접합부에서 휨균열이 발생하였다. 층간변위비 2.2%에 보에 첫 전단균열이 발생하였고 이후 층간변위비 2.75%에 접합부에 전단균열이 발생하였다. 실험이 진행됨에 따라 휨균열과 전단균열의 크기와 개수가 증가하였고 층간변위비 3.5%에 보에서 콘크리트 박리가 발생하였으며 보의 전단균열이 선명하고 크게 이어졌다. 층간변위비 4.5%에 보의 전단균열의 폭이 크게 증가하며 최대하중의 80%에 도달하여 실험을 종료하였다. H-1.2와 H-0.8은 동일한 시점인 층간변위비 1.4%에서 하부기둥과 보를 보강하는 현치가 휘기 시작하였으나, 상부기둥과 보를 보강하는 현치의 경우 H-1.2는 층간변위비 1.4%에서, H-0.8의 경우 층간변위비 1.75%에서 휘기 시작하였다. 실험 종료시점까지 현치와 스틸플레이트를 연결하는 고장력 볼트의 뽀힘이나 전단이 발생하지 않았고, 현치의 전단 또한 발생하지 않아 RHS 보강공법이 실험종료 시점까지 시험체를 보강했다고 판단하였다.

무보강 시험체 C-1.2에 비하여 보강 시험체 HS-1.2와 HS-0.8은 전단균열이 보 방향으로 진전된 위치에 발생하였으며 C-1.2는 기둥에 휨균열이 발생하였으나 HS-1.2와 HS-0.8은 기둥에 균열이 발생하지 않고 보에 균열이 집중되어 발생하였다. 휨균열의 경우에는 모든 보강 시험체는 층간변위비 0.2%에 발생하였고, 무보강 시험체는 층간변위비 0.35%에 발생하였으나 전단균열의 경우 모든 보강시험체는 층간변위비 2.2%에 발생하여 0.75%에 발생한 무보강 시험체보다 발생시점이 지연됨을 확인하였다. HS-1.2와 HS-0.8의 보강철물이 접합된 면은 균열을 확인할 수 없어 균열도에

표기하지 않았다. C-1.2은 보와 기둥의 접합부에 집중적으로 전단 균열 및 콘크리트 박리가 발생하였으나 HS-1.2와 HS-0.8의 경우 보에 균열 및 콘크리트 박리가 발생하여 보강공법을 통해 소성힌지가 보 방향으로 이동한 것을 확인하였다.



〈Fig. 4〉 Cracking pattern

### 3.2 하중-변위 관계

#### 3.2 보

각 시험체별 하중-변위 관계를 엑츄에이터가 미는 방향을 정방향으로, 반대 방향을 부방향으로 하여 <Fig. 5>와 <Table 2>에 나타내었다.

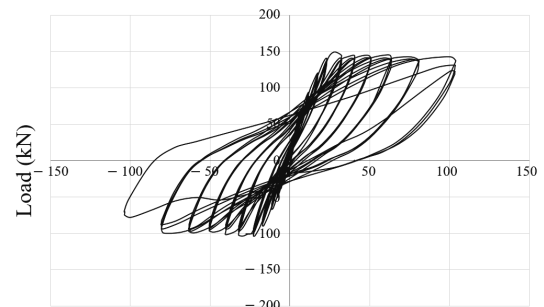
보강 시험체 HS-1.2와 HS-0.8의 최대하중은 정방향을 기준으로 하여 각각 191.09kN, 209.58kN으로 무보강 시험체인 C-1.2의 최대하중인 149.34kN에 비하여 각각 약 28%, 40%더 높게 측정되어 RHS 시스템이 구조물의 강도를 증진시키는데 기여한 것으로 판단된다. 시험체 C-1.2는 층간변위비 1.4%에서 최대하중에 도달하였고 HS-1.2와 HS-0.8은 층간변위비 3.5%에서 동일하게 최대하중에 도달하였다. 시험체 HS-0.8의 최대하중은 HS-1.2의 최대하중과 비교하여 약 1.09배 더 높게 측정되었다.

무보강 시험체 C-1.2의 정방향 최대하중은 149.34kN이고 부방향 최대하중은 103.84kN으로 정방향 최대하중이 부방향과 비교하여 약 43% 더 높게 측정되었다. 보강 시험체 HS-1.2의 정방향 최대하중은 191.09kN이고 부방향 최대하중은 159.10kN으로 정방향이 부방향에 비하여 약 20% 더 높게 측정되었다. HS-0.8의 정방향 최대하중은 209.58kN이고 부방향 최대하중은 182.37kN으로 정방향이 부방향에 비하여 약 15% 더 높게 측정되었다. RHS 보강공법을 사용한 시험체는 정방향과 부방향의 최대하중의 차이가 감소하여 보강공법이 시험체의 비틀림에 저항했다고 판단하였다. 모든 시험체는 층간변위비 4.5%에서 실험을 진행하는 도중 하중이 최대하중의 80% 이하로 감소하여 실험을 종료하였다.

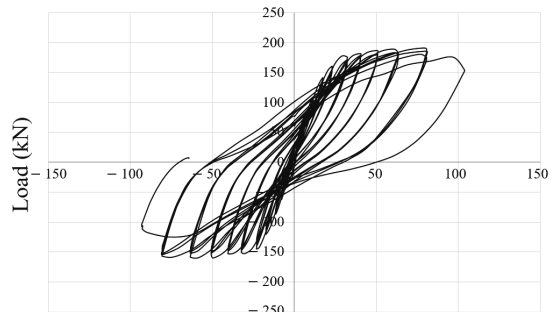
<Table 2> Load of specimens

drift ratio (%)	C-1.2 (kN·mm)		HS-1.2 (kN·mm)		HS-0.8 (kN·mm)	
	+	-	+	-	+	-
0.2	50.5	33.4	66.2	38.9	67.8	47.2
0.25	63.4	38.8	74.7	45.4	81.4	54.5
0.35	74.5	51.1	88.5	62.2	98.1	74.2
0.5	94.1	67.2	109.5	86.1	120.6	103.7

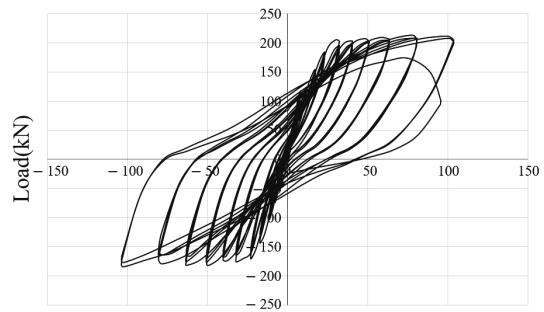
0.75	120.7	89.9	141.7	120.0	154.6	144.0
1	140.8	103.7	160.8	144.7	184.8	170.8
1.4	149.3	103.8	176.4	152.2	205.3	176.3
1.75	145.0	101.9	182.0	152.7	203.5	174.6
2.2	144.9	98.3	186.9	155.0	207.5	182.4
2.75	145.4	99.5	189.4	159.1	209.6	182.1
3.5	142.6	99.7	191.1	158.1	213.4	179.4
4.5	142.7	78.0	176.1	124.7	211.6	169.8



(a) C-1.2



(b) HS-1.2



(c) HS-0.8

<Fig. 5> Load-displacement diagram

### 3.3 유효강성

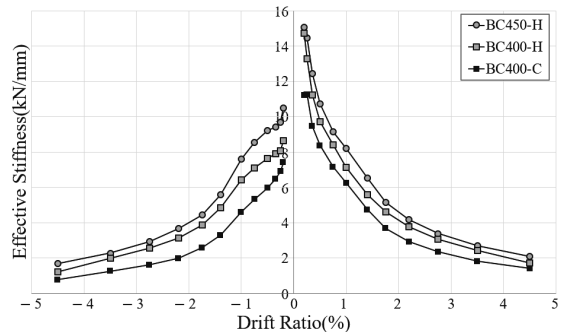
유효강성은 Tsouos(1999)에서 제시한 각 cycle의 최대하중을 변위로 나눈 기울기를 구하는 방법

으로 산정하여 <Fig. 6>와 <Table 3>에 나타내었다<sup>9)</sup>.

C-1.2의 초기 유효강성은 정방향은 11.22kN/mm, 부방향은 7.42kN/mm에서 시작하여 접합부 휨균열 발생 시점인 층간변위비 0.35%에서 정방향은 초기 유효강성의 약 0.84배, 부방향은 0.87배에 도달하였다. 이후 첫 전단균열 발생 시점인 층간변위비 0.75%에서 정방향은 초기 유효강성의 약 0.64배, 부방향은 약 0.71배에 도달하였고 이후 지속적으로 감소하다 층간변위비 4.5%에서 정방향은 초기 유효강성의 약 0.12배, 부방향은 0.10배에 도달하며 실험을 종료하였다. HS-1.2의 초기 유효강성은 정방향은 14.72kN/mm, 부방향은 8.65kN/mm이며 첫 보-기둥 접합부의 휨균열 발생 시점인 층간변위비 0.75%에서 정방향은 초기 유효강성의 약 0.57배, 부방향은 약 0.82배에 도달하였다. 이후 첫 전단균열 발생 시점인 층간변위비 2.2%에서 정방향은 초기 유효강성의 약 0.25배, 부방향은 약 0.31배에 도달하였고 이후 지속적으로 감소하다 층간변위비 4.5%에서 정방향과 부방향이 각각 초기 유효강성의 약 0.11배, 약 0.14배에 도달하며 실험을 종료하였다. HS-0.8의 초기 유효강성은 정방향은 15.07kN/mm, 부방향은 10.48kN/mm이며 보-기둥 접합부의 휨균열 발생 시점인 층간변위비 0.75%에서 정방향은 초기 유효강성의 정방향은 약 0.61배, 부방향은 0.81배에 도달하였다. 이후 첫 전단균열 발생 시점인 층간변위비 2.2%에서 정방향은 초기 유효강성의 약 0.28배, 부방향은 약 0.35배에 도달하였고 이후 지속적으로 감소하다 층간변위비 4.5%에서 정방향과 부방향이 각각 초기 유효강성의 약 0.14배, 0.16배에 도달하며 실험을 종료하였다.

실험종료 시점인 층간변위비 4.5%에서 HS-1.2의 유효강성은 정방향과 부방향이 각각 1.74kN/mm, 1.23kN/mm으로 C-1.2의 실험종료 시점 유효강성인 1.41kN/mm, 0.77kN/mm인 것에 비하여 각각 약 1.23배, 약 1.60배 높게 측정되어 RHS 보강 공법이 철근콘크리트 보-기둥 구조물의 강성과 비틀림을 효과적으로 보강했음을 확인했다. HS-1.2의 초기 유효강성은 C-1.2에 비하여 높게

측정되었다. 보강 시험체들의 정방향 초기 유효강성은 HS-0.8이 HS-1.2의 약 1.02배로 차이가 미미하였으나 부방향 초기 유효강성은 HS-0.8이 HS-1.2의 약 1.21배로 측정되었다. 이후 실험이 진행됨에 따라 HS-1.2의 정방향 유효강성은 HS-0.8의 정방향 유효강성에 비하여 지속적으로 낮게 측정되었다. HS-1.2와 HS-0.8의 초기 정방향과 부방향 유효강성은 각각 14.72kN/mm, 8.65kN/mm와 15.07kN/mm, 10.48kN/mm로 정방향이 약 1.70배, 1.47배 높게 측정되었다. 실험종료 시점인 층간변위비 4.5%에서 HS-1.2와 HS-0.8의 정방향과 부방향 유효강성은 각각 1.74kN/mm, 1.23kN/mm와 2.09kN/mm, 1.68kN/mm로 정방향이 1.41배, 1.24배 높게 측정되었다. 이를 통해 상부와 하부의 보-기둥 강성비의 차이가 클수록 정방향과 부방향이 유효강성의 차이가 벌어지며 비틀림의 규모가 커짐을 알 수 있다.



<Fig. 6> Effective stiffness

<Table 3> Effective stiffness

drift ratio (%)	C-1.2 (kN/mm)		HS-1.2 (kN/mm)		HS-0.8 (kN/mm)	
	+	-	+	-	+	-
0.2	11.22	7.42	14.72	8.65	15.07	10.48
0.25	11.26	6.90	13.29	8.07	14.47	9.68
0.35	9.46	6.49	11.23	7.89	12.45	9.42
0.5	8.37	5.97	9.73	7.65	10.72	9.22
0.75	7.15	5.33	8.40	7.11	9.16	8.53
1	6.56	4.61	7.14	6.43	8.21	7.89
1.4	4.74	3.30	5.60	4.83	6.52	5.60
1.75	3.68	2.59	4.62	3.88	5.17	4.43
2.2	2.83	1.99	3.78	3.13	4.19	3.68
2.75	2.35	1.61	3.06	2.57	3.39	2.94
3.5	1.81	1.27	2.43	2.00	2.71	2.28
4.5	1.41	0.77	1.74	1.23	2.09	1.68

### 3.4 에너지 소산 능력

층간변위비에 따른 시험체별 누적 에너지 소산량을 <Table 4>에 나타내었다.

보-상부기둥의 강성비가 1.2인 시험체 C-1.2와 HS-1.2의 누적 에너지 소산량은 약 54776.18kN·mm, 67609.81kN·mm로 HS-1.2가 약 1.23배 더 높게 측정되었다. 보-상부기둥의 강성비가 0.84인 시험체 HS-0.8의 누적 에너지 소산량은 86200.72kN·mm로 HS-1.2와 비교하여 약 1.27배 더 높게 측정되었다. 이를 통해 RHS 보강 공법이 상부와 하부의 강성비 차이에 의한 비틀림에 효과적으로 대응하여 철근콘크리트 기둥의 내진성능을 향상시키며 보-기둥 강성비의 차이가 클수록 기둥의 비틀림이 심해지며 내진성능이 하락 함을 확인하였다.

<Table 4> Accumulated energy dissipation capacity

drift ratio (%)	C-1.2 (kN·mm)	HS-1.2 (kN·mm)	HS-0.8 (kN·mm)
0.2	92.95	149.12	128.34
0.25	181.22	337.63	254.67
0.35	326.11	519.05	453.26
0.5	618.58	871.98	846.63
0.75	1209.67	1714.76	1792.41
1	2127.02	2887.17	3220.30
1.4	5024.48	5736.70	7157.00
1.75	8995.51	10598.14	12940.08
2.2	1525.91	18047.17	22202.76
2.75	24364.20	29867.54	36042.78
3.5	37754.10	47699.96	57152.87
4.5	54776.18	67609.81	86200.72

## 4. 결론

본 연구에서는 상하부의 보-기둥 강성비에 차이가 있는 보-기둥 구조물의 비틀림을 효과적으로 대응할 수 있는 RHS 보강공법을 시험체의 보-기둥 강성비를 변수로 하여 실험적으로 평가하기 위해 무보강 시험체 1개, RHS로 보강된 철근콘크리트 시험체 2개를 제작하여 반복가력 실험을 수행하였다. 본 논문의 주요 결론은 다음과 같다.

1) 무보강 시험체는 층간변위비 0.35%에서 휨균열이 발생하기 시작하였고 보강 시험체는 0.2%에서 휨균열이 발생하기 시작하였다. 보강 시험체는

무보강 시험체에 비하여 균열 위치가 보 방향으로 진전되었고 기둥에 휨균열이 발생하지 않았다. 기둥의 상부와 하부의 보-기둥 강성비의 차이가 더 작은 시험체 HS-0.8이 HS-1.2에 비하여 균열의 폭과 개수가 적었다. 보강 시험체 모두 층간변위비 1.4%에서 하부기둥-보를 보강하는 현치에 휨이 발생하였고 H-1.2의 경우 층간변위비 1.4%에서, H-0.8의 경우 층간변위비 1.75%에서 상부기둥-보를 보강하는 현치의 휨이 발생하였다. 실험종료 시점까지 보강철물의 고장력 볼트의 뽑힘 또는 전단이 발생하지 않았고 현치의 전단 또한 발생하지 않아 실험종료 시점까지 RHS 보강공법이 시험체를 보강했다고 판단하였다.

2) RHS 보강공법을 사용하여 보강한 시험체 HS-1.2는 무보강 시험체 C-1.2에 비하여 정방향을 기준으로 한 최대하중이 약 1.28배로 측정되어 하중을 효과적으로 부담했음을 확인하였다. HS-0.8의 정방향 최대하중은 HS-1.2에 비하여 약 1.1배 더 높게 측정되었다. HS-0.8의 정방향 최대하중은 부방향에 비하여 약 1.2배로 측정되었고 HS-1.2의 정방향 최대하중은 부방향에 비하여 약 1.15배로 측정되었다. 이를 통해 수직 비정형 구조물의 상부와 하부의 강성비의 차이가 클수록 비틀림이 크게 발생함을 확인하였다.

3) RHS 보강공법을 적용한 시험체는 실험 시작 시점부터 최대하중의 80%에 도달하여 종료할 때까지 무보강 시험체에 비하여 더 큰 유효강성 값이 측정되었다. 모든 시험체는 정방향에서의 유효강성이 부방향에서의 유효강성보다 값이 더 크게 나타났다. 보-상부기둥의 강성비 값이 더 큰 HS-1.2는 HS-0.8과 비교하여 지속적으로 유효강성 값이 낮게 측정되었다. 정방향과 부방향의 유효강성 차이 또한 HS-1.2가 HS-0.8과 비교하여 더 크게 나타났다. 이를 통해 수직 비정형 구조물의 상부와 하부의 강성비 차이가 클수록 비틀림이 크게 발생하여 내진성능을 감소시키며 RHS 보강공법은 강성을 효과적으로 보강하는 것으로 판단된다.

4) 상부기둥의 보-기둥 강성비가 1.2이고 RHS 보강공법을 사용한 시험체는 강성비가 1.2이고 무보강인 시험체에 비하여 누적에너지 소산량이 약

1.23배 더 높았다. 보-상부기둥의 강성비가 0.8인 보강 시험체는 강성비가 1.2인 보강 시험체에 비하여 누적에너지 소산량이 약 1.27배 더 높게 측정되어 RHS 보강 공법이 에너지 소산능력 측면에서 내진성능 향상에 기여하며 상부기둥과 하부기둥의 보-기둥 강성비 차이가 클수록 누적에너지소산량 측면에서 내진성능이 감소함을 확인하였다.

### 감사의 글

이 논문은 정부(과학기술정보통신부)의 재원으로 한국연구재단의 지원을 받아 수행된 연구임(NO. 2020R1A2C2009351, NO. RS-2023-00217322).

### References

1. Ministry of Land, Infrastructure and Transport, Guidelines of Structural Design for Piloti Buildings, 2018.
2. Akbar, J., Ahmad, N., & Alam, B. "Response modification factor of haunch retrofitted reinforced concrete frames". Journal of Performance of Constructed Facilities, Vol.34 No.6, 04020115, 2020.  
DOI:<https://ascelibrary.org/doi/10.1061/%28ASCE%29CF.1943-5509.0001525>
3. Kim, Y. S., Kim, G. C., & Lee, J. H., "Analysis of Damping Performance of Hysteretic Dampers of Buckling restrained Braced Type According to eccentricity of school buildings with Torsional irregularities". Journal of the korean association for and spatial structures, Vol.23, No.2, pp.37-44, 2023.  
DOI:<https://doi.org/10.9712/KASS.2023.23.2.37>
4. Park, B. T., & Lee J. H., "A Study on Characteristics of Hybrid Damping Device Combining Rubber Core Pad and Hysteretic Steel Slit". Journal of the korean association for and spatial structures, Vol.23, NO.1, pp.45-52, 2023.  
DOI:<https://doi.org/10.9712/KASS.2023.23.1.45>
5. Zhao, X. Y., Zhang, H. Y., Wu, B., Jin, H. M., Leung, K. T., Lau, L. S., & Lee, K. H. "Cyclic behavior of non-seismically detailed full-scale exterior beam-column subassemblies with setback in columns". Structures, Vol.35, pp.531-550, Elsevier, 2022.  
DOI:<https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.11.026>
6. Kanchanadevi, A., & Ramanjaneyulu, K. "Novel steel bracket and haunch hybrid system for post-earthquake retrofit of damaged exterior beam-column sub-assemblages". Structural Engineering and Mechanics, Vol.73 No.3, pp.239-257, 2020.  
DOI:<http://www.techno-pess.org/content/?page=article&journal=sem&volume=73&num=3&ordnum=2>
7. Lee, Y. W., & Park, H. K. "Hysteresis Characteristics of RC Exterior Beam-Column Joint Retrofitted with Haunch". Journal of the Earthquake Engineering Society of Korea, Vol.21 No.3, pp.115-123, 2017.  
DOI:<https://doi.org/10.5000/EESK.2017.21.3.115>
8. Sharma, A., Reddy, G. R., Eligehausen, R., Genesio, G., & Pampanin, S. "Seismic Response of Reinforced Concrete Frames with Haunch Retrofit Solution". ACI Structural Journal, Vol.111 No.3, 2014  
DOI:<https://doi.org/10.14359/51686625>
9. Tsonos, A. G., "Lateral load response of strengthened reinforced concrete beam-to-column joints", ACI Structural Journal, Vol. 96, pp.46-56, 1999  
DOI:<https://doi.org/10.14359/595>

- Received : February 14, 2024
- Revised : February 21, 2024
- Accepted : February 26, 2024