

# 扁平梁工法の構造性能に関する実験的研究

## 一部分架構実験の概要と実験結果の考察

### Experimental Study on Structural Performance of RC Flat Beam Systems

#### - Loading Experiments of RC Flat Beam to Column Joint Specimens -

山際 創\* 岸本 剛\* 浜口慶生\*\* 服部晃三\*\*

#### 要旨

集合住宅等において、通常の梁よりも梁せいを小さくする代わりに、梁幅を柱幅よりも大きくした扁平梁を採用することで、プランの自由度が高まる、有効天井高や窓開口を大きく確保できる、などのメリットが生まれる。一方、柱幅外の梁主筋の影響を考慮した扁平梁曲げ耐力、扁平梁と柱の接合部せん断耐力の評価方法は未だ明らかにされていない。今回、上記を評価する設計式を構築するため、梁幅を柱幅の2~3倍とした扁平梁と柱から構成される部分架構実験を行った。その結果、梁幅が柱幅の2倍程度であれば扁平梁曲げ耐力計算値を上回った。一方で、梁幅を柱幅の3倍程度とした場合は計算値を下回り、柱幅から外れた梁主筋の効果が低下し、同変形角でのひび割れ幅が過大になるなどの影響が見られた。また、既往式を準用した提案式は、扁平梁柱接合部のせん断耐力を安全側に評価できることを確認した。なお、縦貫通孔の有無、直交梁の有無の比較試験体の実験結果から、いずれの要素も性能に影響を及ぼす明確な違いは見られなかった。

キーワード：扁平梁、柱梁接合部、曲げ耐力、せん断耐力、ヒンジロケーション

#### 1. まえがき

筆者らは、昨年までの研究において、スラブが梁を介さずに直接柱と一体化されたフラットプレート構造に関する実験を行い、「奥村式フラットプレート工法」を確立し、実物件へ適用した<sup>1)~3)</sup>。ただし、架構の耐力や剛性、経済性の観点から、中低層の集合住宅などに採用が限定されていた。

一方、通常の梁よりも梁せいを小さくする代わりに、梁幅を柱幅よりも大きくした「扁平梁工法」は、プランの自由度が高まる、有効天井高や窓開口を大きく確保できる、などのメリットが生まれるため、特に、高層・超高層の集合住宅等においてニーズが高い。

扁平梁の構造的な特徴として、一般梁と比べて梁せいが小さいために剛性が低くなることのほか、柱外に配置される梁主筋が存在することが挙げられる。既往の研究<sup>例えば、4)</sup>によると、梁危険断面位置で、柱外に配置された梁主筋が負担する応力が柱内の梁主筋よりも低い傾向が見られ、梁主筋応力が一様でない可能性が指摘されている。また、梁型が柱型よりも突出している扁平梁において、接合部せん断破壊の様相が明らかでないため、接合

部せん断耐力の適切な算出方法も未だ確立されていない。

そこで今回、扁平梁の構造性能を確認するため、柱幅に対する梁幅の比（以下、扁平率）を2~3とした扁平梁と柱から構成される部分架構載荷実験を行った。本報では、その実験概要と結果の考察を示す。

#### 2. 実験概要

##### 2.1 試験体形状

表-1に試験体一覧を、図-1に試験体詳細図を、表-2に材料試験結果を示す。試験体は、扁平梁の曲げ耐力および変形性能を確認するために扁平梁曲げ降伏が先行するように計画した試験体（以下、曲げ試験体）6体、接合部せん断耐力を確認するために接合部せん断破壊が先行するように計画した試験体（以下、せん断試験体）5体の計11体であり、2シリーズに分けて実験を実施した。なお、実物件での適用範囲を考慮し、Fc24~48、柱断面1000×1000mm、扁平率2~3、梁せい500mm、階高3000mm、梁スパン7000~9000mm程度を対象としており、加力装置の制約上、試験体の縮尺は1/2とした。全ての試験体共通で、柱外の扁平梁主筋に生じる応力を柱

\*技術研究所建築研究グループ \*\*西日本支社建築設計部

へ伝達するために、柱外に配置された扁平梁主筋を拘束するコ形の形状の補強筋（以下、コ形補強筋）を配筋している（図-1の緑色）。以下、各試験体の特徴をそれぞれ示す。

HN-1、HN-2 は、扁平率による剛性の違いや、柱外に配置された梁主筋の効果の違いなどを評価するため、それぞれ扁平率を3、2とした十字形曲げ試験体である。

HN-1H は、扁平梁が2方向から取り付く場合を想定

表-1 試験体一覧

シリーズ	記号	接合部形状	想定破壊形式	Fc	扁平率	片寄せの有無	縦貫通孔の有無	直交梁の有無	ヒンジロケーション	柱*1		扁平梁*2			コ形補強筋配筋	
										主筋	HOOP筋*3	Bg (mm)	Dg (mm)	主筋		
1	HN-1	十字形	曲げ	36	3.0	無	無	無	無	24-D16 (SD345)	4-D10 @60 (SD295A)	1500	250	15-D19 (SD390)	D13-6列 (SD345)	
	HN-1H*4									24-D16 (SD345)	4-D10 @60 (SD295A)			10-D19 (SD390)	D13-7列 (SD345)	
	HG-1*7	ト形	24-D16 (SD345)	4-D10 @60 (SD295A)	15-D19 (SD390)	D13-6列 (SD345)										
	HN-3	十字形	せん断	24	2.0	無	無	無	無	24-D19 (SD345)	4-D10 @60 (KSS785)	1000		15-D19 (SD490)	D13-7列 (SD345)	
2	HN-2	十字形	曲げ	36	2.0	無	無	無	無	14-D16 (SD345)	3-D10 @75 (SD295A)	1000		10-D19 (SD390)	D13-7列 (SD345)	
	HN-4			48						24-D19 (SD345)	4-D10 @60 (KSS785)			15-D19 (USD685)	D13-7列 (KSS785)	
	HN-5		せん断	24	1.5	有	有	無	無	16-D19 (SD345)	4-D10 @60 (SD295A)	750		10-D19 (SD490)	D13-7列 (SD345)	
	HN-6*5									16-D19 (SD345)	4-D10 @60 (SD295A)			10-D19 (SD490)	D13-7列 (SD345)	
	HG-2*7	ト形	曲げ	36	2.0	無	無	有	有	14-D16 (SD345)	3-D10 @75 (SD295A)	1000		10-D19 (SD390)	D13-6列 (SD345)	
	HG-3*6									14-D16 (SD345)	3-D10 @75 (SD295A)			10-D19 (SD390)	D13-3列 (SD345)	
	HG-4*7		せん断	24	無	無	無	無	無	無	24-D19 (SD345)	4-D10 @60 (KSS785)			15-D19 (SD490)	D13-6列 (SD345)
											24-D19 (SD345)	4-D10 @60 (KSS785)			15-D19 (SD490)	D13-6列 (SD345)

表-2 材料試験結果

(a) 鉄筋			
シリーズ	鉄筋呼び名	種類	降伏強度 N/mm <sup>2</sup>
1	D13	SD345	380
	D16	SD345	398
	D19	SD345	393
		SD390	445
		SD490	522
2	D13	SD345	378
	D16	SD345	382
	D19	SD345	387
		SD390	437
		SD490	550
(b) コンクリート			
シリーズ	試験体	圧縮強度 N/mm <sup>2</sup>	ヤング係数 kN/mm <sup>2</sup>
1	HN-1	41.1	30.9
	HN-1H	43.3	30.4
	HG-1	41.8	30.5
	HN-3	25.5	26.6
	HN-2	35.2	26.6
	HN-4	44.4	28.2
2	HN-5	27.3	25.6
	HN-6	27.0	26.1
	HG-2	37.8	28.4
	HG-3	38.3	27.6

\*1 柱径は共通で、Bc×Dc = 500×500  
 \*2 扁平梁のSTP筋は共通でD6@100(SD295A)、p<sub>v</sub>=0.2%程度  
 \*3 柱梁接合部HOOP筋は共通で3-D10×2段(SD295A)  
 \*4 HN-1Hのヒンジロケーション筋は9-D19(SD390)  
 \*5 HN-6の貫通孔補強筋は、上下ともナメーD6(SD295)  
 \*6 HG-3の直交梁はBxD=300x450 主筋:3-D16(SD345) STP筋:2-D6@40(KSS785)  
 \*7 ト形背面補強筋はHG-1:コ-D6(SD295A)、HG-2,4:コ-D13(SD345)、梁主筋と同ピッチ

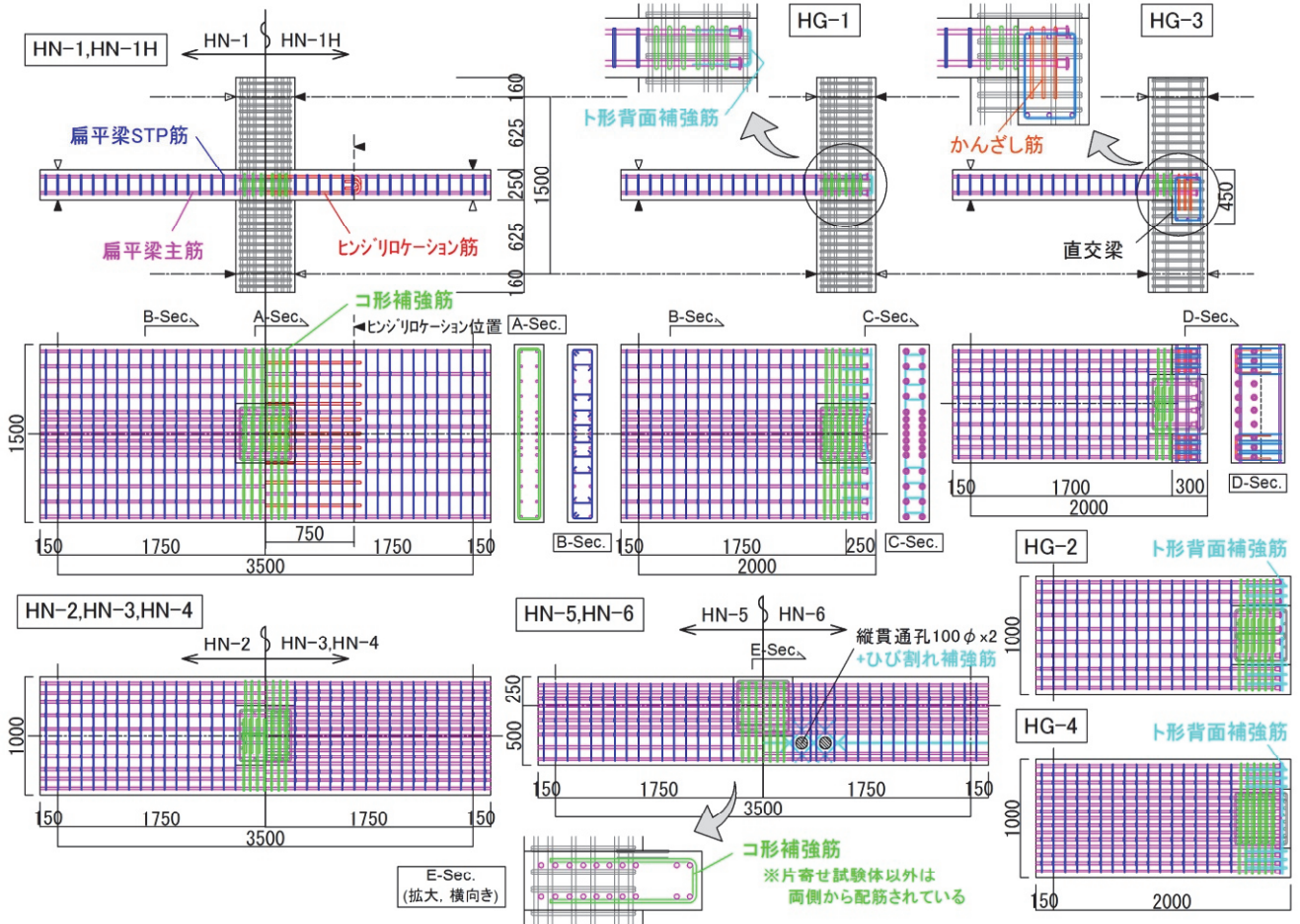


図-1 試験体詳細図

し、梁ヒンジ位置を柱フェイス位置から図-2に示すヒンジ想定位置（直交扁平梁側面位置）まで離す（以下、ヒンジリロケーション）ことを模した試験体である。両端を180度フックとした「ヒンジリロケーション筋」を梁主筋と平行に配することを特徴とする。

HG-1、HG-2は、それぞれ扁平率を3、2としたト形曲げ試験体である。梁主筋の定着端は機械式定着としており、定着端背面部分からのねじれ破壊を防止するため図-1に示すコ形の補強筋（以下、ト形背面補強筋）を配している。

HG-3は、直交梁の有無による性能の違いを評価するためHG-2に対して直交梁を配した曲げ試験体である。配筋の納まり上、直交梁上主筋の外に扁平梁上端主筋が配筋されることから、扁平梁上端主筋の跳ね上がりを防止するため、図-1に示す逆U字形の補強筋（以下、かんざし筋）を配している。

HN-3、HN-4は、それぞれFc24、48の十字形せん断試験体、HG-4はFc24ト形せん断試験体で、コンクリート強度の違いによる接合部せん断破壊の性状を確認する。

HN-5は、扁平梁を柱面=梁面位置まで片寄せした十字形せん断試験体、HN-6は、さらに特定箇所縦貫通孔（実大で200φ×2箇所）を設けた試験体である。外周部でバルコニーを出せない箇所や、やむを得ず柱近傍に設

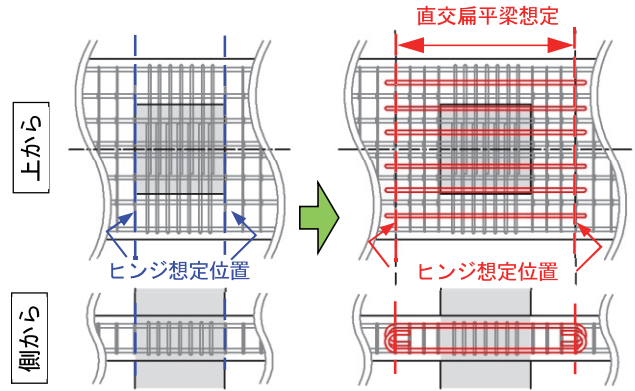


図-2 ヒンジリロケーション概念図

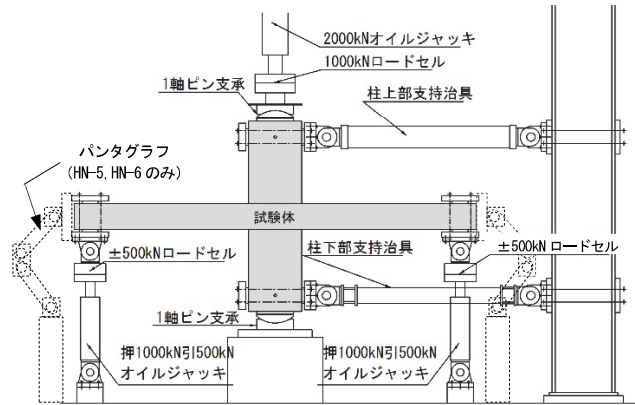


図-3 加力装置（十字形試験体）

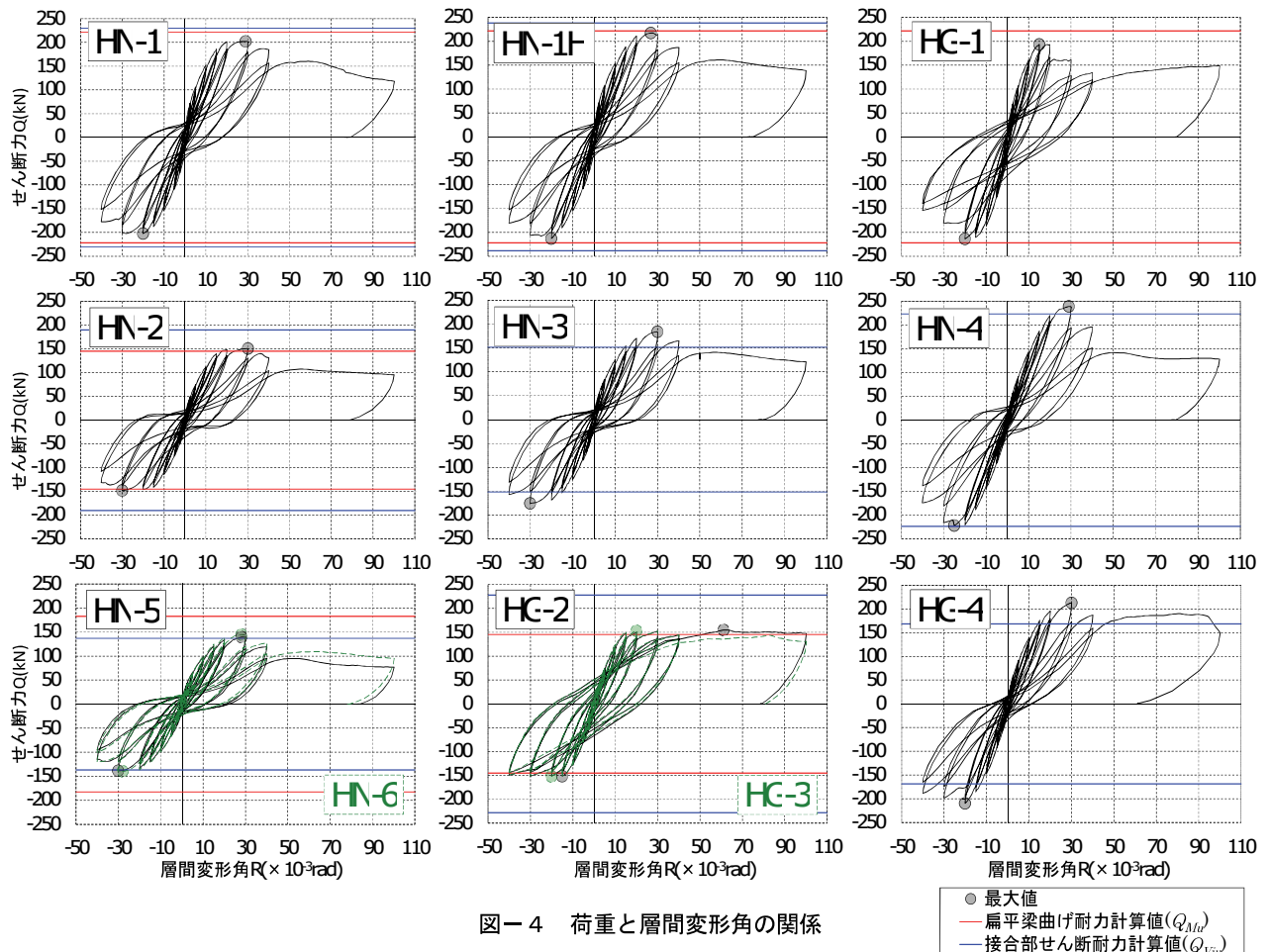


図-4 荷重と層間変形角の関係

備開口等を設ける箇所を想定した試験体である。なお、縦貫通孔周りにはひび割れ補強として斜め筋を配筋した。

なお、既往の研究<sup>例えば、5)</sup>によると、ある程度の扁平率（2.5 程度）までは柱外の跳出し部が接合部せん断耐力に寄与できるが、それ以上の場合に耐力に寄与できない傾向が確認されている。本研究では、扁平率 2 で接合部せん断耐力が頭打ちになる評価法を提案しているため（3.5 で詳細を後述）、全てのせん断試験体はその上限である扁平率 2（片寄せ試験体は 1.5）として計画した。

## 2.2 加力方法

加力装置を図-3 に示す。柱に一定軸力  $N$ （軸力比  $\eta=N/(\sigma_B \times B_c \times D_c)=0.1$ 、ただし、 $\sigma_B$  はコンクリート実圧縮強度、 $B_c$  は柱幅、 $D_c$  は柱せい）を与えた状態で、十字形架構は扁平梁両端部の加力点変位を逆対称に、ト形架構は扁平梁片端部の加力点変位のみ制御して上下方向に加力を行った。扁平梁を片寄せ配置した試験体は、パンタグラフにより加力点の扁平梁の傾きを拘束した。また、

十字形架構端部では試験体にかかる治具の重量を、ト形架構では加えて試験体自重（扁平梁部自重の 1/2 相当）をウエイトでキャンセルした。

載荷履歴は、層間変形角  $R=\pm (2.5, 5.0, 10, 15, 20, 30, 40) / 1000 \text{ rad}$  の 7 水準を 2 サイクルずつ繰り返し、その後、 $R=+100/1000 \text{ rad}$  まで一方単調載荷を行った。

## 3. 実験結果および検討

### 3.1 荷重－変形関係および破壊状況

図-4 に各試験体の荷重と層間変形角の関係を、写真-1 に各試験体の最終破壊状況を示す。

扁平率を 3 とした十字形曲げ試験体 HN-1、HN-1H では、曲げひび割れの進展に伴い徐々に剛性が低下し、 $R=30/1000 \text{ rad}$  付近で最大荷重を迎えた後、緩やかに荷重が低下した。柱から外れた扁平梁部分（以下、跳出し部）のねじれ変形により柱外梁主筋の応力分担が柱内梁



写真-1 最終破壊状況

主筋より低く、最大荷重が全梁主筋を有効とした曲げ耐力計算値を下回った（扁平梁主筋のひずみ分布は3.2に、耐力式計算値は3.5に詳しく後述）。

ヒンジリロケーションを目指した試験体 HN-1H では、跳出し部梁主筋はリロケーション位置での降伏が先行したが、柱内梁主筋は柱フェイス位置での降伏が先行する結果となり、ヒンジリロケーション位置で明確なヒンジが形成されなかった。

扁平率を3としたト形曲げ試験体 HG-1 では、写真-1 (b)に示すように、 $R=20/1000$  付近でト形背面部を起点に跳出し部のねじれ破壊を生じた。ト形背面の補強が不十分であったことが主な原因として考えられ、以後のト形試験体 (HG-2、HG-4) ではト形背面補強筋の仕様を一部変更している。また、最大荷重は全梁主筋を有効とした曲げ耐力計算値を下回った。

せん断試験体 HN-3、HN-4、HG-4 では、 $R=30/1000$  rad 付近で最大荷重を迎えた後、緩やかに荷重が低下した。跳出し部の存在で、柱梁接合部は直接観察できないが、写真-1 (c)に示すように、跳出し部側面では接合部破壊特有のX字のせん断ひび割れが発生し、梁主筋に沿ってひび割れが進展した。また、最大荷重は接合部せん断耐力計算値を上回った。

扁平率を2とした十字形曲げ試験体 HN-2 では、HN-1 と似た履歴特性となったが、扁平率が小さい分、柱外梁主筋の応力分担が改善され、最終的に柱フェイス位置での扁平梁曲げ破壊の様相となった。また、最大荷重も全扁平梁主筋を有効とした曲げ耐力計算値を上回った。

扁平率を2としたト形曲げ試験体 HG-2 は、HG-1 で見られた跳出し部ねじれ破壊は生じず、HN-2 同様、最終的に柱フェイス位置での扁平梁曲げ破壊の様相となった。また、大変形領域の $R=100/1000$  rad まで荷重がほぼ落ちることなく、履歴形状も理想的な紡錘形となり、高い靱性能を發揮した。なお、直交梁を配したHG-3 もほぼ等しい履歴となったことから、本実験の範囲においては、直交梁の有無による性能の差は見られない。

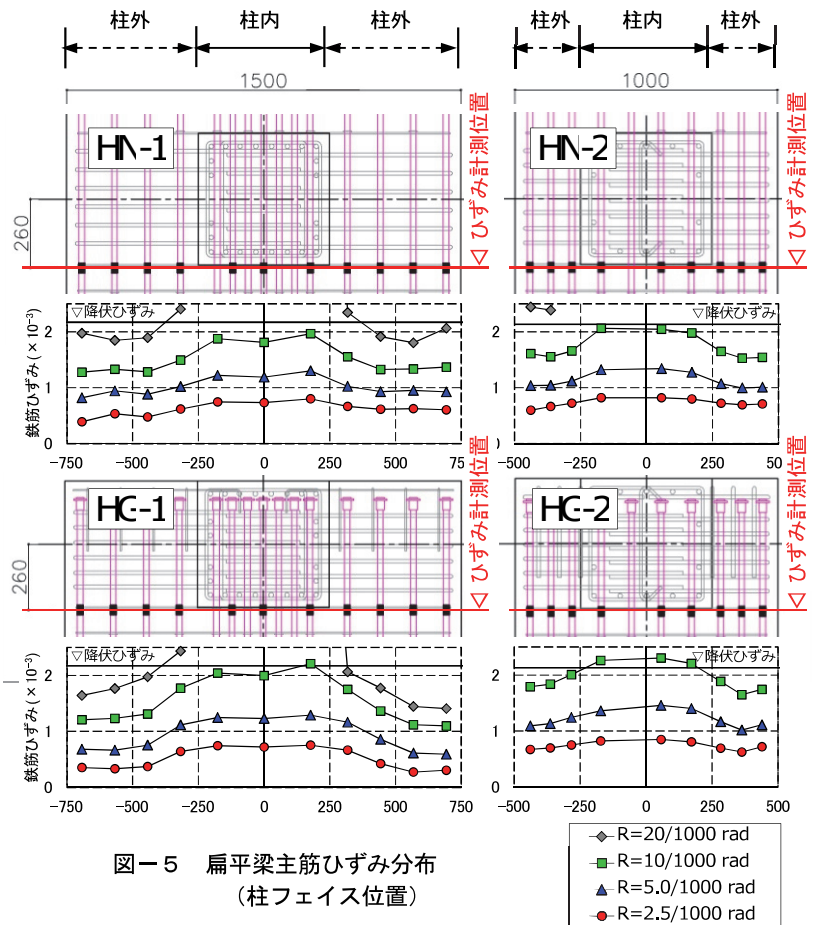
扁平梁を片寄せ配置としたせん断試験体 HN-5 では、跳出し部のない側から柱梁接合部が直接観察できる。柱隅角部からおおよそ45度方向にせん断ひび割れが発生し、順次それと平行にひび割れが複数発生した。最終的には複数のせん断ひび割れが水平方向に繋がり、写真-1 (f)に示すようなせん断ずれを生じた。また、扁平梁主筋は柱面=梁面側から順次降

伏し、扁平梁曲げ破壊の様相も見られたが、跳出し側の主筋は最終まで降伏しなかった。なお、縦貫通孔を設けた試験体 HN-6 も同様の傾向を示しており、本実験の範囲では、縦貫通孔は構造性能に影響を及ぼさなかった。

なお、全試験体共通で、最終破壊状態において、特にコ形補強筋で拘束した跳出し部のかぶりコンクリートの剥落が見られたものの、いずれの試験体においてもコ形補強筋内のコア部は最後まで健全に保たれており、跳出し部梁主筋を拘束するコ形補強筋の補強筋としての重要性が確認できた。

### 3.2 扁平梁主筋のひずみ分布

曲げ試験体 HN-1、HN-2、HG-1、HG-2 の柱フェイス位置（曲げヒンジ想定位置）での、各変形角における扁平梁主筋ひずみ分布を図-5に示す。扁平率を3としたHN-1、HG-1 では、柱内外で主筋のひずみ値に明確な差が見られ、柱内梁主筋に対する柱外梁主筋のひずみは概ね5~6割程度であった。対して、扁平率を2とした試験体HN-2、HG-2 では、HN-1、HG-1 ほどの差は見られず、特に $R=2.5/1000 \sim 5.0/1000$  rad 変形時では柱内梁主筋に対する柱外梁主筋のひずみは概ね8~9割程度であった。また、HN-1、HG-1 では $R=20/1000$  rad 変形時で柱外梁主筋はほぼ降伏していないのに対して、HN-2、HG-2 では全ての扁平梁主筋が降伏した。前述したが、HN-2、HG-2 では実験値が曲げ耐力計算値を上回ったの



に対して、HN-1、HG-1 で下回ったことから (3.5 で詳細を後述)、扁平率を過大にすると扁平梁の構造性能が大きく低下する傾向が確認できた。なお、設計法を含めた詳細検証は今後の課題とする。

3.3 最大ひび割れ幅

表一3に、曲げ試験体の特定変形時の最大ひび割れ幅の一覧を示す。なお、前述したが、全ての試験体の縮尺は実大の1/2である。扁平梁の主筋量は概ね全て同等 ( $p_t=1.5\%$ 程度)であるが、扁平率の違いにより最大ひび割れ幅に明確な差が現れた。扁平率が2程度で本実験の範囲内であれば、長期荷重相当時でも最大ひび割れ幅は0.2mm以下、 $R=10/1000$ rad変形経過後の戻り勾配での長期荷重相当時で0.25mm程度のひび割れとなった。一方、扁平率を3とした試験体で最大ひび割れ幅が大きいのは、跳出し部と柱の境界付近にねじれ変形によるひび割れが集中したことによると思われる。

3.4 初期剛性・降伏時剛性の評価

表一4に、曲げ試験体の初期剛性・降伏時剛性とそれらの比である剛性低下率の実験値と計算値の比較を示す。ここで、初期剛性 ( $K_0$ ) 実験値は  $R=0.2\sim 0.3/1000$ rad時の割線剛性とした。降伏時剛性 ( $K_y$ ) 実験値は、実験時

の荷重変形角関係の包絡線と面積等価となるトリリニアモデルを想定し、層間変形角  $R=20/1000$ rad時までの履歴面積が同じとなるように求めた降伏時変形角 ( $R_M$ ) と降伏時荷重 ( $Q_{1/50}$ ) より算出した (図一6)。

また、初期剛性計算値は、柱および扁平梁の曲げ剛性、およびせん断剛性を考慮して算出した。降伏時剛性計算値は、式(1)に示す菅野式<sup>6)</sup>により求めた剛性低下率  $\alpha_y$  を初期剛性計算値に乗ずることで算出した。

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64 \cdot n \cdot p_t + 0.043a/D_g + 0.33 \cdot \eta_0)(d/D_g)^2 \quad (1)$$

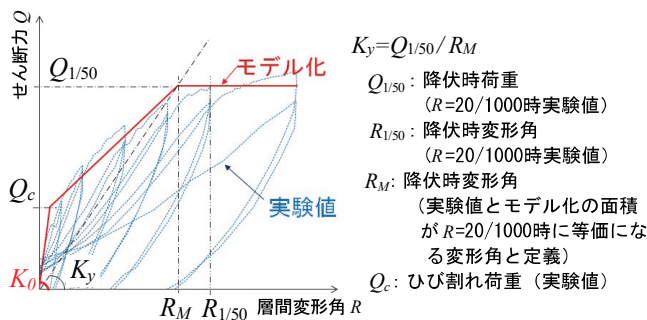
ここに、 $n$ : ヤング係数比、 $d$ : 有効せい(mm)、 $p_t$ : 引張鉄筋比  $p_t = a_t / (B_g \cdot D_g)$ 、 $a_t$ : 引張鉄筋断面積(mm<sup>2</sup>)、 $\eta_0$ : 軸力比、 $a$ : シアスパン長さ(mm)、 $B_g$ : 扁平梁幅(mm)、 $D_g$ : 扁平梁せい(mm)である。

試験体により若干ばらつきはあるものの、初期剛性は全ての曲げ試験体で実験値と計算値が良い対応を示した。対して、降伏時剛性と剛性低下率は、扁平率を3とした試験体では計算値に対する実験値の比は0.7~0.8、扁平率を2とした試験体ではその比は0.8~0.9程度となった。程度の差はあるが、式(1)での評価は全ての曲げ試験体

表一3 最大ひび割れ幅

試験体	扁平率	ピーク時			長期荷重相当時	10/1000rad経過後長期時
		2.5/1000rad時	5.0/1000rad時	10/1000rad時		
HN-1	3	0.15	0.3	0.6	0.3	0.5
HN-1H		0.15	0.3	0.55	0.3	0.45
HG-1		0.2	0.4	0.7	0.4	0.5
HN-2	2	0.1	0.2	0.25	0.2	0.2
HG-2		0.1	0.2	0.35	0.15	0.25
HG-3		0.1	0.2	0.35	0.2	0.25

(mm)



図一6 降伏時剛性の算出方法

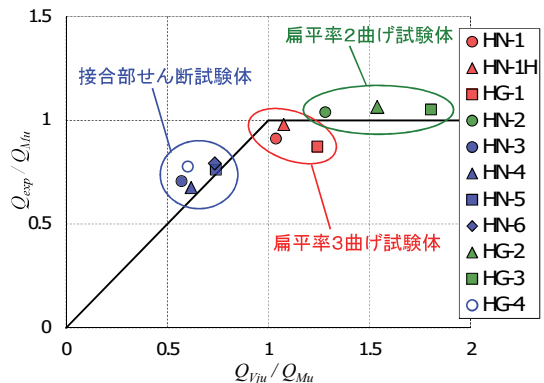
表一4 剛性・剛性低下率の実験値と計算値の比較

扁平率	試験体	初期剛性 ( $K_0$ )				降伏時剛性 ( $K_y$ )				剛性低下率 ( $\alpha_y = K_y / K_0$ )	
		実験 (kN/rad)	計算 (kN/rad)	実験/計算	平均	実験 (kN/rad)	計算 (kN/rad)	実験/計算	平均	実験/計算	平均
3	HN-1	74290	70189	1.06	1.05	14569	18266	0.80	0.76	0.75	0.73
	HN-1H	70716	70642	1.00		14340	19896	0.72		0.72	
	HG-1	84883	78043	1.09		15742	20386	0.77		0.71	
2	HN-2	45143	44017	1.03	1.06	11076	11985	0.92	0.89	0.90	0.84
	HG-2	58286	50955	1.14		11533	13594	0.85		0.74	
	HG-3	50348	49696	1.01		12018	13375	0.90		0.89	

表一5 実験値と計算値の耐力比較

試験体	計算値		実験値	比較
	$Q_{Mu}$ (kN)	$Q_{Vju}$ (kN)		
HN-1	222	230	202	0.91
HN-1H*	222	239	217	0.98
HG-1	222	276	194	0.87
HN-3	260	148	184	1.24
HN-2	145	186	151	1.04
HN-4	354	219	239	1.09
HN-5	183	135	139	1.03
HN-6	183	134	145	1.08
HG-2	145	223	155	1.07
HG-3	145	262	153	1.05
HG-4	274	165	213	1.29

$Q_{Mu}$ : 扁平梁曲げ耐力時の扁平梁先端荷重  
 $Q_{Vju}$ : 接合部せん断耐力時の扁平梁先端荷重  
 $Q_{exp}$ : 実験時扁平梁先端荷重最大値  
 \*HN-1Hのみ耐力計算はヒンジリロケーション位置で算出



図一7  $Q_{exp} / Q_{Mu} - Q_{Vju} / Q_{Mu}$  関係

で降伏時剛性をやや過大評価する傾向を確認した。

### 3.5 耐力の評価

表-5に実験値と計算値の耐力の比較を、図-7に  $Q_{exp}/Q_{Mu}-Q_{Vju}/Q_{Mu}$  関係を示す。扁平梁曲げ耐力時の扁平梁先端荷重計算値 ( $Q_{Mu}$ ) は、式(2)にて算定した。扁平梁曲げ終局モーメント ( $M_u$ ) は、跳出し部を含めて扁平梁の全主筋が耐力に寄与するとして、略算式 7) である式(3)により求めた。

$$Q_{Mu} = 2 \cdot M_u / L_o \quad (2)$$

$$M_u = 0.9 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot d \quad (3)$$

ここに、 $M_u$  : 曲げ終局モーメント(N・mm)、 $a_t$  : 扁平梁主筋引張鉄筋断面積(mm<sup>2</sup>)、 $\sigma_y$  : 扁平梁主筋降伏強度(N/mm<sup>2</sup>)、 $d$  : 扁平梁有効せい(mm)、 $L_o$  : 内法スパン(mm)である。

接合部せん断耐力時の扁平梁先端荷重計算値 ( $Q_{Vju}$ ) は、式(4)にて算定した。接合部せん断強度 ( $V_{ju}$ ) は、靱性保証型指針<sup>9)</sup> に示された式を準用するが、扁平梁幅 > 柱幅に鑑み、柱幅と梁幅を読み替えた式(5)により求めた。なお、跳出し部では最大荷重時付近でコ形補強筋に外側のかぶりコンクリートの剥落が見られ、一体の挙動を示さなかったことから、ここでは扁平梁幅  $b$  はかぶり厚を無視した幅を用いた。また、扁平率を2 (片寄せで1.5) 以上としても接合部せん断耐力が増加しないよう、式(6)、(7)にて接合部有効幅  $b_j$  の上限を定めた。

$$Q_{Vju} = Q_{Mu} \cdot V_{ju} / V_j \quad (4)$$

$$V_{ju} = \kappa \cdot \phi \cdot F_j \cdot b_j \cdot D_j \quad (5)$$

$$b_j = b_c + b_{a1} + b_{a2} \quad (6)$$

$$b_{a1}, b_{a2} = \min(b/2, D_j/4, B_c/4) \quad (7)$$

ここに、 $V_j$  : 終局状態設計用せん断力(N)、 $\kappa$  : 接合部形状係数、 $\phi$  : 直交梁の有無による補正係数、 $F_j$  : 接合部せん断強度(N/mm<sup>2</sup>)、 $D_j$  : 柱せいまたは定着板までの梁主筋定着長さ(mm)、 $B_c$  : 柱幅(mm)である。 $b_j$  等の寸法定義に関しては、図-8を参照されたい。

図-7の実線は、実験値 ( $Q_{exp}$ ) と計算値 ( $Q_{Mu}$  また

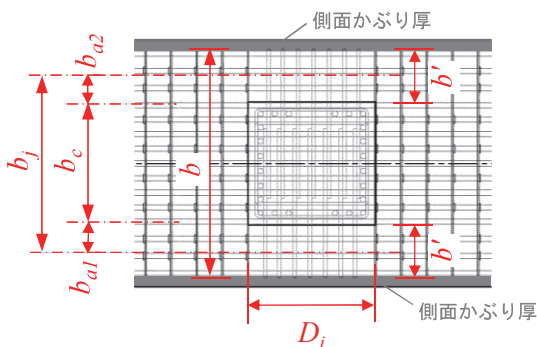


図-8 接合部せん断強度式の寸法定義 (中柱)

は  $Q_{Vju}$ ) が等しい値を示し、この実線を上回れば実験値が計算値以上であることを示している。扁平率を3とした曲げ試験体 HN-1、HN-1H、HG-1 では  $Q_{Mu}$  に対する最大耐力実験値 ( $Q_{exp}$ ) の比が 0.87~0.98 とやや危険側の評価となったのに対し、扁平率を2とした曲げ試験体 HN-2、HG-2、HG-3 ではその比は 1.04~1.07 と安全側に評価した。

また、せん断試験体 HN-3、HN-4、HN-5、HN-6、HG-4 では、 $Q_{Vju}$  に対する  $Q_{exp}$  の比が 1.03~1.29 と安全側に評価した。したがって、扁平率を2とした本実験の範囲においては、接合部せん断耐力を式(5)で評価できると考えられる。

### 3.6 復元力特性の評価

実験結果から曲げ試験体の復元力特性の評価を行った。

初期剛性は、3.4 で算出した表-4 に示す計算値とした。また、第一折れ点の荷重は、扁平梁の曲げひび割れ時として RC 規準<sup>6)</sup> による式(8)により求めた。

$$M_{cr} = 0.56 \cdot \sqrt{\sigma_B} \cdot Z_e \quad (8)$$

ここに、 $M_{cr}$  : 扁平梁曲げひび割れモーメント(N・mm)、 $\sigma_B$  : コンクリート圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)、 $Z_e$  : 扁平梁の主筋を考慮した等価断面係数(mm<sup>3</sup>) である。

剛性低下率  $\alpha_y$  は、前述した通り、式(1)での評価が降

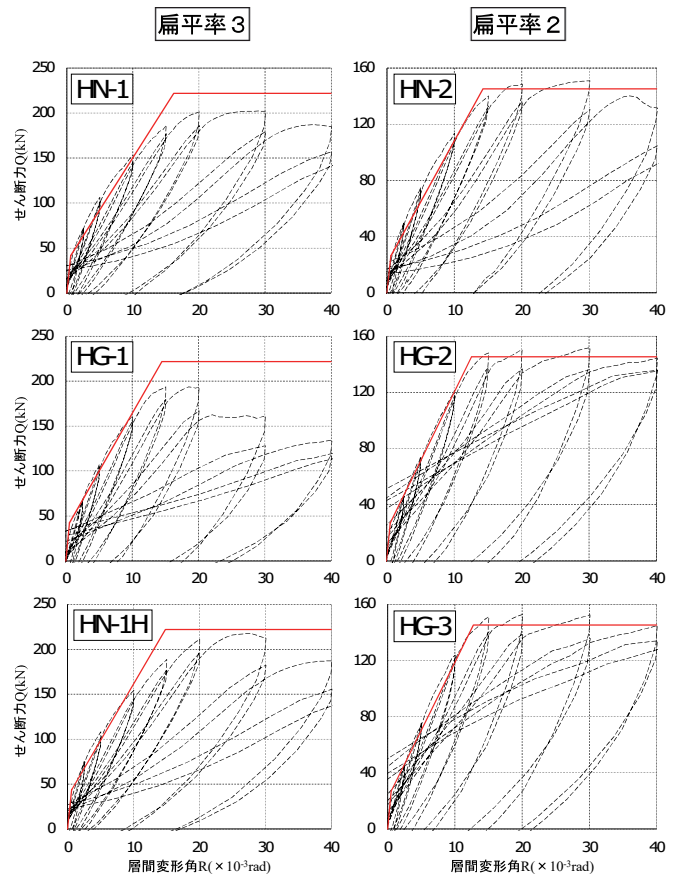


図-9 復元力特性の比較 (曲げ試験体)

--- 実験結果  
— 計算値

伏時剛性をやや過大評価する傾向を示したことから、ここではその傾向を踏まえ、表-4に示す計算値の0.75倍（扁平率3試験体）、0.85倍（扁平率2試験体）とした。曲げ耐力は、3.5で算出した表-5に示す計算値とした。

図-9に、曲げ試験体における復元力特性の実験結果と計算値の比較を示す。扁平率を3とした試験体では、前述の通り計算値は曲げ耐力を適切に評価できていないものの、全ての曲げ試験体において、初期剛性、剛性低下後の2次勾配については良い対応を示した。併せて、図-10に、降伏時剛性と1/50変形角までの骨格曲線の履歴面積の実験値と計算値の相関図を示す。扁平率を3とした試験体の履歴面積は、曲げ耐力を過大評価した分、実験値に対して計算値がわずかに大きいものの、全体的に非常に良い相関を示した。

#### 4. まとめ

扁平梁の構造性能を確認するため、計11体の部分架構実験を行った。実験結果から、扁平梁架構において、以下のことが確認できた。

- i. 扁平梁曲げ破壊先行型として計画した試験体において、扁平梁曲げ耐力計算値と実験値を比較すると、扁平率を3とした試験体では、両者の比は0.87~0.98とやや危険側に評価した。対して、扁平率を2とした試験体では、両者の比は1.04~1.07と安全側に評価した
- ii. 接合部せん断破壊先行型として計画した、扁平率を2とした試験体において、提案する接合部せん断耐力式を用いれば、計算値に対する実験値の比は1.03~1.29となり、安全側に評価した
- iii. 扁平率を2とした、縦貫通孔の有無、直交梁の有無の比較試験体の実験結果から、いずれの要素も性能に影響を及ぼす明確な違いは見られなかった。すなわち、本実験の範囲内であれば、縦貫通孔を設けても、直交梁を設けなくても、同等性能を確保できる
- iv. 復元力特性は、既往式を準用し、降伏時の剛性低下率 $\alpha_y$ を低減（扁平率3：0.75倍、扁平率2：0.85

倍）することで、扁平率を3とした試験体の曲げ耐力評価を除き、曲げ試験体の実験結果を適切に評価できることを確認した

- v. 扁平率を3とした試験体においては、扁平率を2とした試験体と比較して、扁平梁跳出し部の主筋の効きが悪い、同変形角における最大ひび割れ幅が大きい、曲げ耐力が略算式による計算値に比べてやや小さいなど、構造性能が低下する傾向を得た。十分な構造性能を確認できた扁平率を2とした試験体に対し、課題の多い結果であった

#### 5. あとがき

本工法を活用することで、プランの自由度が高まる、有効天井高や窓開口を大きく確保できる、などのメリットが生まれるため、適用場面は増えることが予想される。実物件への適用を視野に積極的に提案していきたい。

なお、扁平率が3程度になると様々な構造性能が低下する傾向を述べたが、耐力を低減するなど条件付きとはなるが、本工法の適用範囲には含まれる予定である。

#### 【参考文献】

- 1) 岸本 剛、早川邦夫、岡 靖弘、平松一夫、「柱とスラブからなるフラットプレート架構の構造性能 その1」、奥村組技術研究年報、No.32、2006.7
- 2) 岸本 剛、早川邦夫、岡 靖弘、平松一夫、「柱とスラブからなるフラットプレート架構の構造性能 その2」、奥村組技術研究年報、No.33、2007.7
- 3) 岸本 剛、山際 創、岡 靖弘、平松一夫、「スラブと柱で構成するフラットプレート架構の構造性能」、奥村組技術研究年報、No.44、2018.9
- 4) 平田延明、中岡章郎、室 重行、入江貴弘、足立将人、「幅広扁平梁架構の構造性能に関する実験的研究」、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造IV、pp.399-404、2014.9
- 5) 松本智夫、西原 寛、「せん断破壊するRC造扁平梁柱接合部の実験的研究」、安藤建設技術研究所報、Vol.16、2010
- 6) 日本建築学会、「鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説 2018」、pp.78-82、2018.12
- 7) 日本行政情報センター他、「2015年度 建築物の構造関係技術基準解説書」、pp.651-652、2015.6
- 8) 日本建築学会、「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針（案）・同解説」、p.245、1997.7

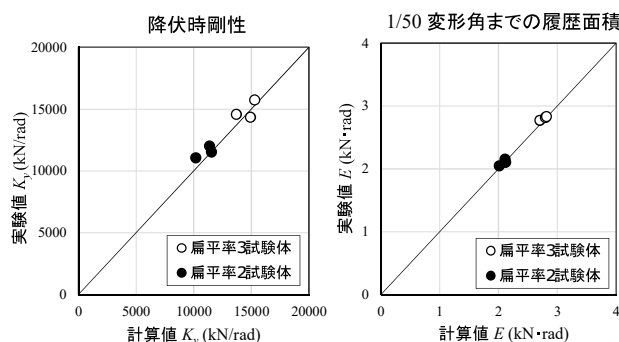


図-10 実験値と計算値の相関図