

高密度配筋された腰壁・垂れ壁を有する実大および縮小 RC 梁試験体の構造性能に関する実験的研究  
(その2. 強度と変形状に関する考察)

正会員 ○藤井 稔己\*1 同 都祭 弘幸\*2 同 谷 昌典\*3  
 腰壁・垂れ壁 寸法効果 同 西山 峰広\*3 同 渡邊 秀和\*4 同 諏訪田 晴彦\*5  
 初期剛性 曲げ終局強度 同 北山 和宏\*6 同 石川 裕次\*7 同 田尻 清太郎\*8  
 変形成分 等価粘性減衰定数 同 鹿島 孝\*9

1. はじめに

前報その1では実験概要および結果概要を述べた。本報では実験結果の分析から、初期剛性、諸強度、変形性能などについて考察する。なお、各種強度については材料試験結果を用いた。

2. 初期剛性

各試験体の初期剛性について、実験値と計算値を比較したものを図1に示す。初期剛性実験値(青線)は部材角  $R=1/1600\text{rad}$  サイクルの正側ピーク時の荷重変形関係から求め、初期剛性計算値(赤線)は鉄筋を考慮し式(1)<sup>[1]</sup>より算出した。表1に初期剛性の実験値と計算値を比較した結果を示す。実験値に対する計算値の比は0.75~1.07であり、壁高さ比  $\beta=0.7$  は良い対応だったが、壁高さ比  $\beta=1.5$  では計算値が大きくなる傾向が見られた。

$$\frac{1}{K_0} = \frac{1}{K_s} + \frac{1}{K_{be}} \quad (1)$$

ここで、 $K_0$ : 弾性剛性(N/mm),  $K_s = \frac{G_c A_0}{\kappa_e I}$ : せん断剛性(N/mm)

$$K_{be} = \frac{12E_c I_e}{l^3}$$

$\kappa_e$ : 文献[1]に示されたエネルギー法の式より算出

その他の記号は文献[1]参照

3. 曲げひび割れ強度および曲げ終局強度

表1に各試験体の曲げひび割れ強度と曲げ終局強度の実験値(正側荷重)と計算値の比較をそれぞれ示す。

曲げひび割れ強度せん断力は式(2), (3)により算出した。曲げひび割れ強度の実験値/計算値は1.03~1.99であり、実験値が大きめであった。本実験では曲げひび割れ発生時の観察誤差の影響があると考えられる。

$$Q_{Mc} = M_c / h \quad (2)$$

$$M_c = 0.56\sqrt{\sigma_B} Z_e \quad (3)$$

ここで、 $h$ : 実験における加力点高さ(mm)

$\sigma_B$ : コンクリート圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)

$Z_e$ : 初期剛性算出時の等価断面二次モーメントから算出した断面係数(mm<sup>3</sup>)

曲げ終局強度せん断力は式(4), (5)により算出した。式(5)は文献[1]に提案された高橋らによる式である。曲げ終局強度については、実験値/計算値の比が正側では1.11~1.31、負側では1.04~1.20となり、概ね良い精度であったと考えられる。曲げ終局強度に関しては、寸法効果、壁高さ比  $\beta$  の差異による影響は見られなかった。

$$Q_{Mu} = M_u / h \quad (4)$$

$$M_u = \sum a_i \sigma_{yi} (d_i - x_{n2}) \quad (5)$$

ここで、式(5)の記号は文献[1]参照。

4. 変形成分推移

腰壁・垂れ壁付き梁部材の変形成分を検討するために、曲げ変形・せん断変形・スリップ変形を求めた。曲げ変

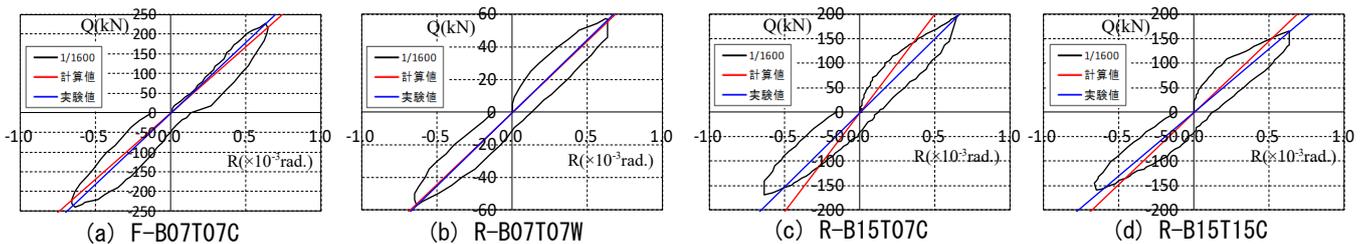


図1. 初期剛性の実験値と計算値の比較

表1. 各試験体諸強度の実験値と計算値の比較

試験体	初期剛性			曲げひび割れ強度			曲げ終局強度					せん断応力度レベル	
	計算値 $K_0$ kN/mm	実験値 $K_e$ kN/mm	$K_e/K_0$	計算値 $cQ_{Mc}$ kN	実験値 $EQ_{Mc}$ kN	$EQ_{Mc}/cQ_{Mc}$	計算値 $cQ_{Mu}$ kN	実験値+ $EQ_{max(+)}$ kN	$EQ_{max(+)}/cQ_{Mu}$	実験値- $EQ_{max(-)}$ kN	$EQ_{max(-)}/cQ_{Mu}$	計算値 $c\tau_u/\sigma_B$	実験値 $\tau_u/\sigma_B$
F-B07T07C	107.1	114.9	1.07	106.8	172.5	1.62	573.7	752.5	1.31	-690.0	1.20	0.072	0.095
R-B07T07W	55.9	57.0	1.02	28.6	56.9	1.99	151.9	173.1	1.14	-161.8	1.07	0.067	0.076
R-B15T07C	256.8	192.5	0.75	111.2	114.5	1.03	280.6	344.3	1.23	-304.3	1.08	0.058	0.066
R-B15T15C	186.4	165.1	0.89	77.0	85.5	1.11	300.8	334.7	1.11	-314.2	1.04	0.113	0.135

Cyclic Loading Tests on Full-scale and Half-scale Reinforced Concrete Beams with Heavily Confined Spandrel and hanging Walls  
Part2: Consideration of Strength and Deformation behavior

FUJII Toshiki, TOMATSURI Hiroyuki, TANI Masanori,  
NISHIYAMA Minehiro, WATANABE Hidekazu,  
SUWADA Haruhiko, KITAYAMA Kazuhiro, ISHIKAWA Yuji,  
TAJIRI Seitaro, KASHIMA Koh

形  $\delta_B$  は、腰壁・垂れ壁を含めた外側の測定区間の平均ひずみから測定区間の回転量を求め、その回転量を材軸方向に積分することにより算出した。スリップ変形  $\delta_{slip}$  は、試験体の危険断面位置に近い梁軸心の水平変形（実大：加力点高比  $60\text{mm}/3150\text{mm} \approx 0.02$ ，縮小：加力点高比  $50\text{mm}/1575\text{mm} \approx 0.03$ ）をスリップ変形量と定義した。せん断変形  $\delta_S$  は、全変形から曲げ変形とスリップ変形を差し引いた成分を腰壁・垂れ壁付き梁部材のせん断変形量と定義した。

各試験体の変形成分の推移を図2にそれぞれ示す。壁高さ比  $\beta=0.7$  の実大試験体 F-B07T07C と縮小試験体 R-B07T07W を比較すると、 $R=1/200\text{rad}$  のサイクルまで曲げ変形の比率が若干異なるが、 $R=1/200\text{rad}$  から最大耐力の  $R=1/50\text{rad}$  まで曲げ変形成分 70~80% で推移することが分かる。R-B07T07W のスリップ変形が大きくなっている理由は、壁端部拘束筋が面外方向の幅止め筋だけであるため壁端部にコアが形成できずコンクリートが剥落しやすいためだと考えられる。壁高さ比の異なる F-B07T07C と R-B15T07C を比較すると、壁高さ比が大きい方が曲げ変形成分が小さくなる傾向が見られる。せん断応力度比が異なる R-B15T07C と R-B15T15C を比較すると、曲げ変形成分には差異はないが、せん断応力度レベル(表1参照)が高くなるとせん断変形成分がやや大きくなる傾向が見られた。

### 5. 等価粘性減衰定数

等価減衰粘性定数( $h_{eq}$ )の算出概念図を図3に、各試験体の変形角  $R=1/400\text{rad}$  以降の  $h_{eq}$  の推移を図4に示す。 $h_{eq}$  は式(6)により算出した。最大荷重より前は各サイクルの1ループの面積を履歴エネルギー  $\Delta W$  とし、正側ピーク時の荷重と変形から弾性ひずみエネルギー  $W$  として算出した。最大荷重以後の弾性ひずみエネルギー  $W$  の計算は各サイクルのピーク時荷重ではなく最大荷重とそのサイクルの変形から  $W$  を算出した。

$$h_{eq} = \frac{1}{4\pi} \times \frac{\Delta W}{W} \quad (6)$$

いずれの試験体も変形の増大に伴い等価粘性減衰定数も増加する。 $h_{eq}$  は  $R=1/100\text{rad}$  で 15% 強となり、 $R=1/50\text{rad}$  で 20~25% 程度となる。F-B07T07C を除き、最大荷重以降、変形の増大に伴い荷重低下の割合が大きい試験体は  $h_{eq}$  が減少する傾向が見られた。壁高さ比が大きく、せん断応力度レベル(表1参照)が高い R-B15T15C の低下が著しい。

### 6. まとめ

本研究から以下の知見が得られた。

- 1) 初期剛性，曲げひび割れ強度，曲げ終局強度に関して

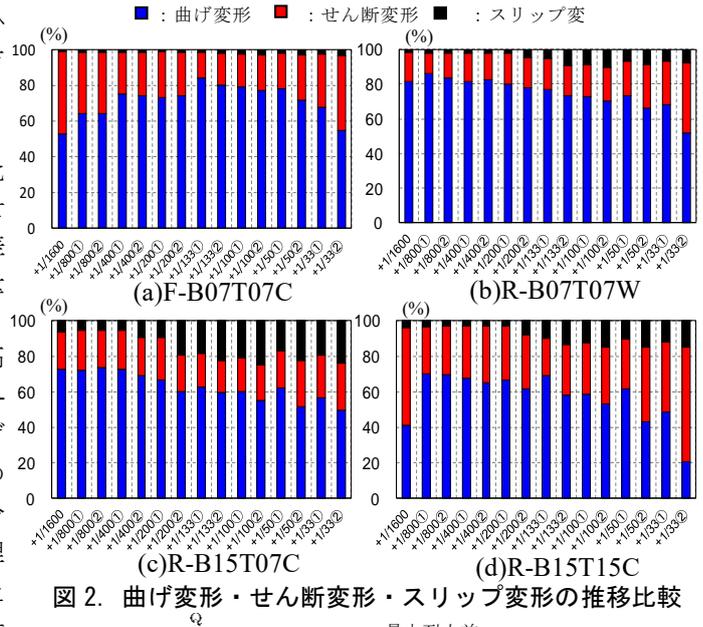
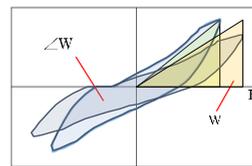


図2. 曲げ変形・せん断変形・スリップ変形の推移比較



最大耐力前  
 $W = Q_p \times R_p / 2$   
 最大耐力以降  
 $W = Q_{max} \times R_p / 2$   
 ここで、  
 $Q_p, R_p$ : 各サイクルのピーク荷重および変形  
 $Q_{max}$ : 正側の最大耐力

図3. 等価粘性減衰定数概念図

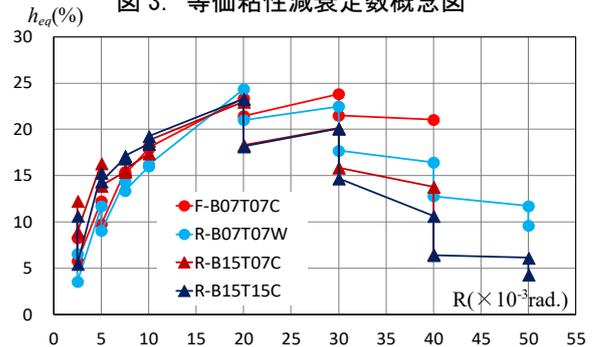


図4. 等価粘性減衰定数の推移

は寸法効果の影響は見られなかった。曲げ終局強度は高橋らの提案式で概ね精度良く評価できた。

- 2) 壁高さ比が大きくなると曲げ変形成分が減少する傾向がある。
- 3) 等価粘性減衰定数は各試験体とも変形の増大とともに増加し  $R=1/50\text{rad}$  で 20~25% 程度となった。最大荷重以降、本報の  $h_{eq}$  算出方法を用いると荷重低下現象が  $h_{eq}$  にも反映される結果となった。

### 謝辞

本研究は、国土交通省建築基準整備促進事業 S22「高密度配筋を行った鉄筋コンクリート造部材の部材種別の評価に関する検討」および(国研)建築研究所指定課題「鉄筋コンクリート造部材の実験データベースを活用した構造特性評価に関する検討」により実施した。  
 参考文献 [1] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準(案)・同解説、2016.4. [2] 高橋之ほか：腰壁と袖壁を有する鉄筋コンクリート部材の曲げ設計モデル、日本建築学会構造系論文集第 641 号, pp.1321-1326, 2009.7

\*1 工務店梁山泊元福山大学大学院生  
 \*3 京都大学  
 \*5 国土技術政策総合研究所  
 \*7 芝浦工業大学

\*2 福山大学  
 \*4 建築研究所  
 \*6 首都大学東京  
 \*9 竹中工務店

\*1 Ryozanpaku Corporation  
 \*3 Kyoto University  
 \*5 National Institute for Land and Infrastructure Management  
 \*6 Tokyo Metropolitan University  
 \*8 Tokyo University

\*2 Fukuyama University  
 \*4 Building Research Institute  
 \*5 National Institute for Land and Infrastructure Management  
 \*7 Shibaura Institute of Technology  
 \*9 Takenaka Corporation