

# 論文 柱 SRC-梁 S 骨組に RC 壁板が偏心して取り付く耐震壁のせん断挙動

井戸裕 勇樹\*1・小林 春之\*2・福原 武史\*1・畝 博志\*2

**要旨：**柱 SRC-梁 S の骨組に RC 壁板が偏心して取り付く耐震壁試験体およびその補強後を想定した試験体について、地震力を模した荷重を作用させる構造実験を実施した。いずれの試験体も 7.5/1000 rad サイクルでの壁板のコンクリートの損傷に伴い最大耐力を記録した。それらは 2014 年版の鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説に示されるせん断終局強度を上回った。また、RC 造耐震壁に準じた手法でせん断骨格曲線の評価を行い、せん断ひび割れ強度式と実験結果の対応などについて検討した。

**キーワード：**鉄骨鉄筋コンクリート構造, 耐震壁, せん断, 耐震補強

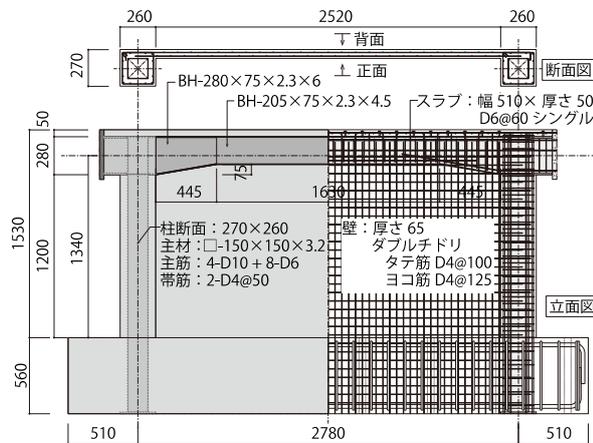
## 1. はじめに

本報では柱 SRC-梁 S の骨組に RC 壁板が偏心して取り付く耐震壁試験体およびその補強後を想定した試験体(図-1)を対象とした構造実験の結果について報告する。

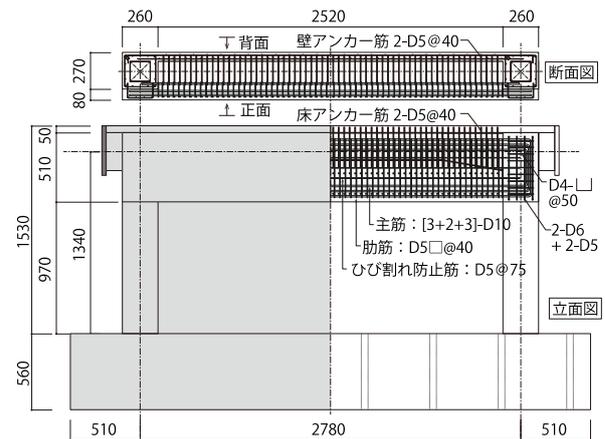
2001 年版「鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」(以下、2001 年版 SRC 規準) <sup>1)</sup> では、耐震壁はその構面内での配置に応じてその四周をその他の耐震壁に囲まれる内部耐震壁と囲まれていない外部耐震壁に分類される。そのうち外部耐震壁は、壁板の拘束に働く付帯梁や柱の強度に応じて耐震壁のせん断終局強度が算定される。対して 2014 年版「鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」(以下、2014 年版 SRC 規準) <sup>2)</sup> では、RC 造耐震壁のせん断終局強度算定に用いられる広沢式に準じた耐力式が採用された。検討の対象とする耐震壁は付帯梁が S 梁で、スタッドや溶接鉄筋で RC 部との一体化を図っており、かつ壁板が S 梁と側柱に偏心してとりついている。このようなディテールが耐震壁の構造性能におよぼす影響については知見が少なく、S 梁を介しての応力伝達が十分になされない場合、2014 年版 SRC 規準相当の最大耐力を発揮できない可能性も考えられる。そこで、

上記の耐震壁を模した試験体とそれに補強を施した試験体 2 体の計 3 体の試験体について地震荷重を模した水平荷重を作用させる構造実験を実施し、そのせん断終局強度を確認する。

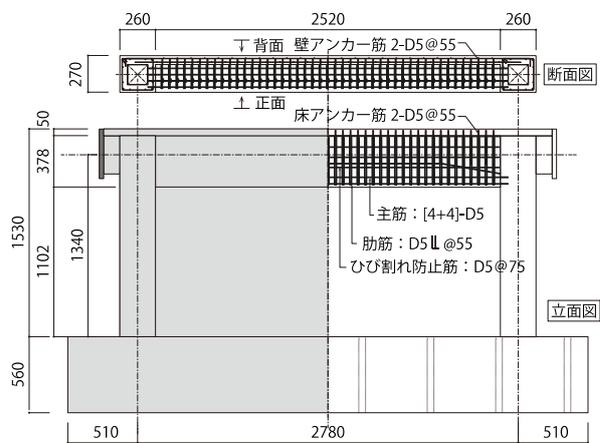
また、せん断終局強度と同様に、SRC 造耐震壁のせん断ひび割れ強度や剛性等についても RC 造耐震壁に準じ



(a)No.0 (無補強試験体)



(b)No.1 (補強試験体, 既存躯体部は(a)参照)

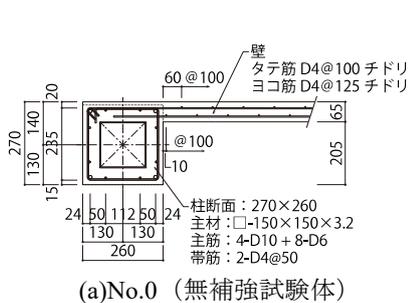


(c)No.2 (補強試験体 2, 既存躯体部は(a)参照)

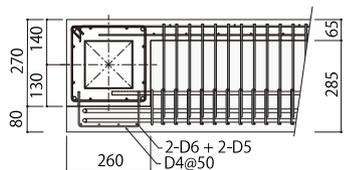
図-1 試験体図 (単位:mm)

\*1 竹中工務店 技術研究所 博士 (工学) (正会員)

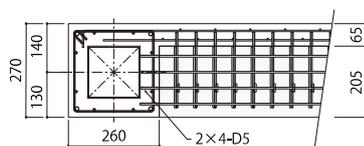
\*2 竹中工務店 広島支店 設計部



(a)No.0 (無補強試験体)

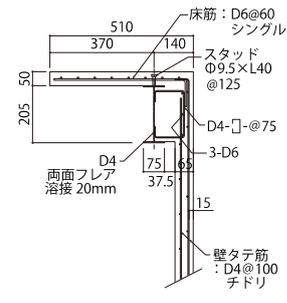


(b)No.1 (補強試験体)

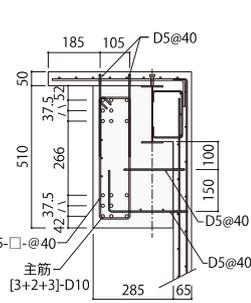


(c)No.2(補強試験体2)

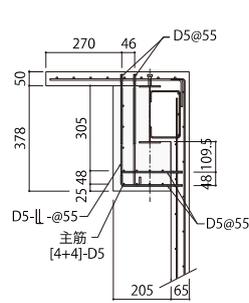
図一 柱断面拡大図 (単位:mm)



(a)No.0 (無補強試験体)

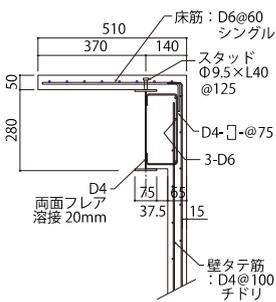


(b)No.1 (補強試験体)

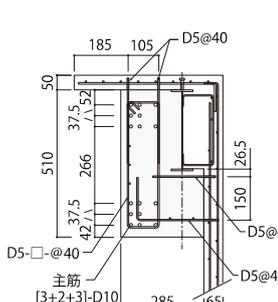


(c)No.2 (補強試験体2)

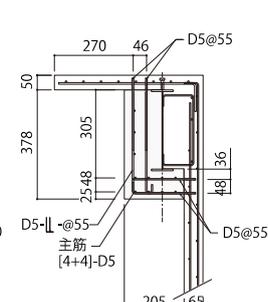
図一 梁中央部断面拡大図 (単位:mm)



(a)No.0 (無補強試験体)



(b)No.1 (補強試験体)



(c)No.2 (補強試験体2)

図一 梁端部断面拡大図 (単位:mm)

た評価が可能かどうかについては明らかでない部分が多く、2014年版SRC規準でも復元力特性評価法は曲げ変形が卓越する柱・梁についてのみ示されている状況である。そこで、上記3体の試験体について、「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」(以下、RC規準)や「建築物の構造関係技術基準解説書」(以下、技術基準解説書)を参考にRC造耐震壁と同等の手法で求めたせん断骨格曲線と実験結果の対応についても検討を行う。

## 2. 試験体概要

### 2.1. 試験体形状

試験体は柱・梁・壁板およびスラブで構成される実大の1/3程度の耐震壁を模擬している。図一に試験体形状および配筋図を、図二、図三、4にそれぞれ柱・梁を含む断面図を示す。

図中に示す試験体のうち、No.0試験体は無補強で基準となる試験体である。2001年度版SRC規準<sup>9)</sup>による算定法では梁耐力によってNo.0試験体の終局せん断耐力が決定されたため、No.1試験体は不足していた梁耐力を向上させる意図で中央部S梁せいの2.5倍程度、柱幅の1.3倍程度のRC梁でS梁を覆うように補強したものである。No.1よりも補強量を減らした試験体No.2についても、壁板を十分に拘束することを目的にS梁せいの2.0倍程度、柱幅と同程度のRC梁で補強する。

既存躯体部の梁断面はH鋼とRC部で構成され、H鋼

は梁端部でBH-280×75×2.3×6、中央部でBH-205×75×2.3×4.5となる内法スパン2520mmのハンチ梁である。無補強のNo.0試験体ではH鋼ウェブの片面は試験体表面側に露出し、もう片面は壁板直上のRC部に接している。H鋼の上フランジにはφ9.5の頭付きスタッドが125mmピッチで打設され、壁板側ウェブにはC形に曲げ加工されたD4の接続筋が75mmピッチでフレア溶接されている。

柱は断面形状270×260mm、4-D10、8-D6を主筋に有するRC部と角形鋼管(□-150×150×3.2)で構成される被覆型鋼管コンクリート柱である。

壁板は厚さ65mmであり、壁板は前述のS梁芯から偏心して位置している。なお、壁縦筋はS梁側面のRC部に壁横筋は柱のRC部にそれぞれ定着されている。スラブは厚さ50mmであり、D6のシングル配筋とした。

表一 材料試験結果 (コンクリート)

試験体名	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup> )	割裂強度 (N/mm <sup>2</sup> )
No.0	26.7	2.40	1.88
No.1 (既存躯体部)	25.2	2.39	2.08
No.1 (補強部)	22.6	2.12	2.09
No.2 (既存躯体部)	26.0	2.40	2.12
No.2 (補強部)	22.7	2.13	2.09

表-2 材料試験結果 (鉄筋)

径/鋼材種	主な使用部位	ヤング係数 ( $10^5$ N/mm <sup>2</sup> )	降伏強度* (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )
D4/SD295A	壁筋, 帯筋 梁コの字筋	1.89	398	533
D5/SD295A	増設梁あばら筋	1.93	341	527
D6/SD295A	梁・主筋, スラブ筋	1.86	361	531
D10/SD345	増設梁主筋 柱主筋	1.87	342	575

※いずれも 0.2%オフセット降伏耐力

表-3 材料試験結果 (鋼材)

厚さ/鋼材種	主な使用部位	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )
t2.3/SS400	S 梁ウェブ	327	475
t3.2/STKR400	柱鋼管	386	469
t4.5/SS400	S 梁中央フランジ	352	480
t6/SM490A	S 梁端部フランジ	417	567
t12/SM490A	加力部	374	532

No.1, No.2 試験体の補強部については、まず No.0 試験体と同一形状の試験体を製作した後、スラブ、壁板および柱を削孔し、図-1 に示すアンカー筋を施工した。その後、主筋、肋筋の配筋を行い、増打ち部のコンクリートを打設した。表-1~表-3 にはそれぞれコンクリート・鉄筋および鋼材の材料試験結果を示す。コンクリートの最大骨材粒径は 13mm とした。

## 2.2. 載荷・計測方法

載荷装置図を図-5 に示す。水平力は柱頂部の梁高さ位置に取り付けた 2000kN ジャッキにより与え、左右の水平ジャッキの荷重が同一となるよう制御し、その合計値を試験体に作用する水平荷重  $Q$  とした。危険断面となるスタブ上面からのシアスパンは 1340mm となる。なお、試験体は最上階の耐震壁を模擬しているため、柱に軸力は与えていない。制御に用いる層間変形角  $R$  は層間変形をスタブ上面からの高さ (= 1340mm) で除して算定した。なお、算定に用いた層間変形は各柱の加力点高さ位置でのスタブの相対水平変位の平均値である。加力サイクルは  $R = 0.2/1000, 1.0/1000$  rad を正負 1 回ずつ、 $2.5/1000, 5.0/1000, 7.5/1000$  rad を正負 2 回ずつ、 $10/1000$  rad を正負 1 回ずつとした。ひび割れ観察は各サイクル 1 回目正負の各ピーク点で実施した。

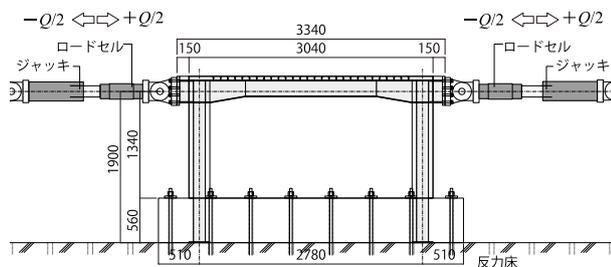


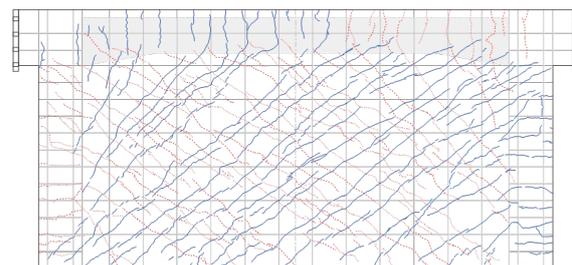
図-5 載荷装置図 (単位:mm)

## 3. 実験結果

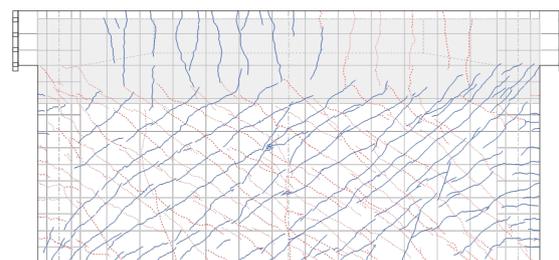
### 3.1. 損傷状況

図-6 に 5.0/1000rad サイクルのひび割れ図 (図-1 に

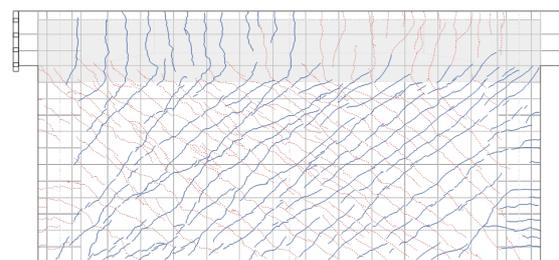
示す背面側) を示す。ひび割れ図は、青実線が正側、赤破線が負側のサイクルピーク時に観察したものである。いずれの試験体においても 0.2/1000 rad サイクルで壁板のせん断ひび割れを、1.0/1000 rad サイクルで柱の曲げひび割れを、2.5/1000 rad サイクルで試験体背面において梁上端およびスラブの曲げひび割れを確認した。7.5/1000 rad サイクルにおいて壁板のコンクリートに剥落などを伴う損傷が生じ、耐力低下に至った。なお、図-6 には



(a) No.0 (無補強試験体)



(b) No.1 (補強試験体 1)

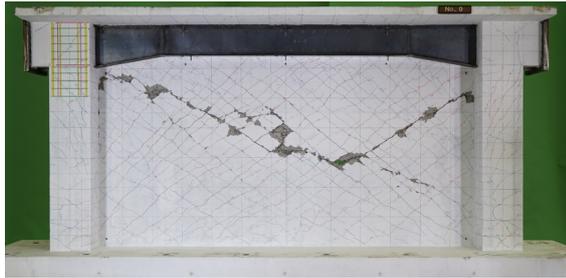


(c) No.2 (補強試験体 2)

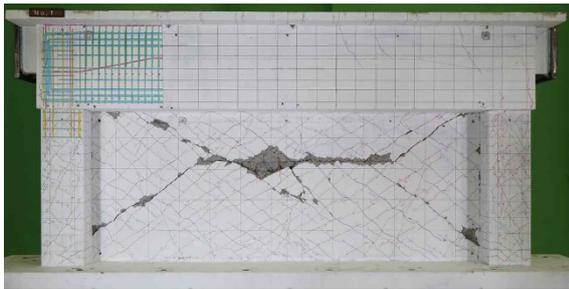
図-6 ひび割れ図 (背面, 5.0/1000 rad サイクル)

梁に相当する位置を灰色で示している。両試験体の壁板のせん断ひび割れは柱頭部への進展がみられるものの、No.0 試験体では S 梁の、No.1 試験体および No.2 試験体では増設梁の下端付近までにとどまる傾向にあった。

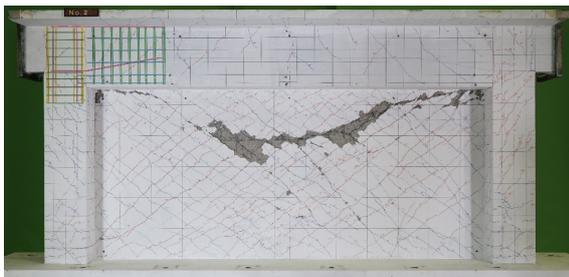
写真-1 には試験体正面から見た最終破壊状況を示す。いずれの試験体においても壁板の損傷が支配的な破壊モードであり、壁板のせん断ひび割れが貫通した背面の柱頭部以外の柱やスラブ、増設梁などにコンクリートの剥落などの目立った損傷は観察されなかった。



(a) No.0 (無補強試験体)



(b) No.1 (補強試験体 1)

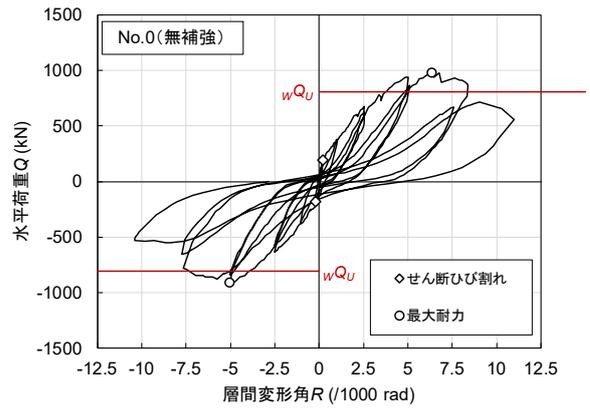


(c) No.2 (補強試験体 2)

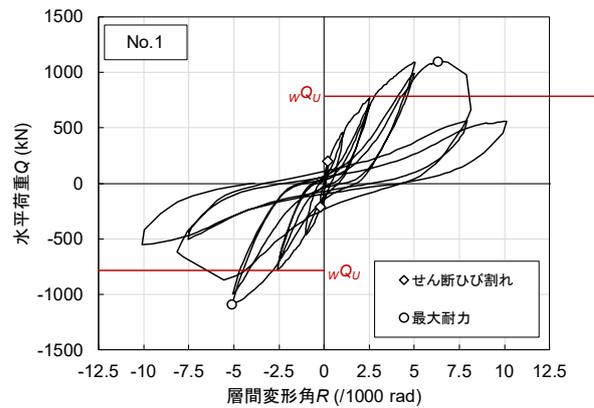
写真-1 最終破壊状況 (試験体正面)

### 3.2. 水平荷重-層間変形角関係

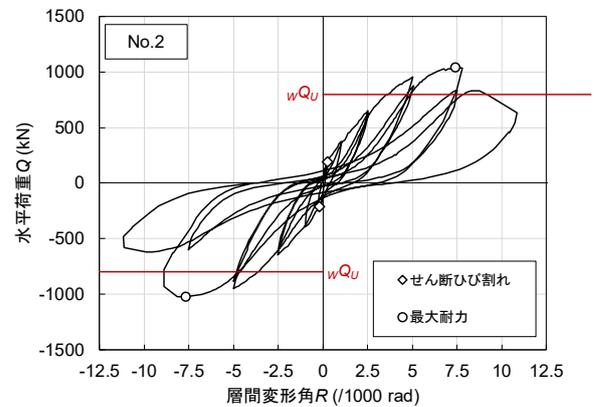
図-7 に各試験体の水平荷重-層間変形角関係を示す。図中の◇は壁板にせん断ひび割れを確認した点、○は最大耐力点を示している。図中に赤色の実線で示した水平荷重は、次節で述べる 2014 年版 SRC 規準記載の耐力式<sup>2)</sup>により算定した SRC 耐震壁のせん断終局強度計算値である。前節で述べたように壁板の損傷が 7.5/1000 rad サイクルで生じたため、7.5/1000 rad サイクルあるいは 5.0/1000rad サイクルピーク点で最大耐力に至った。い



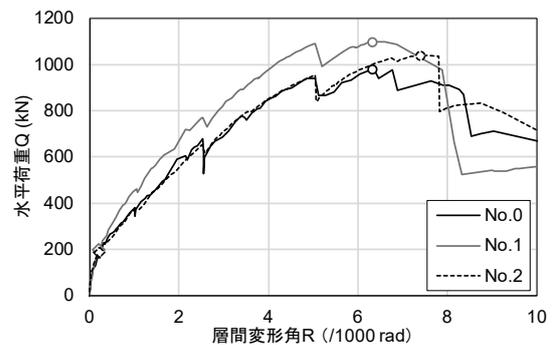
(a) No.0 (無補強試験体)



(b) No.1 (補強試験体 1)



(c) No.2 (補強試験体 2)



(d) 包絡線の比較 (正側)

図-7 水平荷重-層間変形角関係

れの試験体でも正負両方向でせん断終局強度計算値を上回る耐力を発揮することが確認できた。なお、2014年版SRC規準<sup>2)</sup>により算定した曲げ終局強度時せん断力は上記のせん断終局強度計算値と比較して約2.7倍と十分大きいものであった。

包絡線の比較に着目すると、No.1試験体ではせん断ひび割れ後の二次剛性がNo.0やNo.2試験体と比較して若干高い。No.1試験体の梁せいの影響(=壁板および柱の内法高さの違い)や、柱頭部まで包含した補強がせん断ひび割れ後の挙動に影響を与えた可能性が高いが詳細については今後さらなる検討が必要である。

### 3.3. 最大耐力

表-4に両試験体の最大耐力および材料試験結果を用いて(1)式により求めたせん断終局強度計算値を示す。式中の記号の詳細については文献2)を参照されたい。なお、各試験体で計算値が異なるのはコンクリート強度が異なるためであり、No.1, No.2試験体のコンクリート強度は既存部のものを用いた。式中の等価壁厚 $t_e$ については対象とする断面をI型断面ととらえ、柱の中空断面部分を差し引いて求めた総断面積を耐震壁全長で除して求めた。また、 $p_{ie}$ は鋼管の断面積と柱全主筋の断面積の合計を $a_t$ として算定した。

$$wQ_u = \left\{ \frac{0.068 p_{ie}^{0.23} (F_c + 18)}{\sqrt{\frac{M}{QI} + 0.12}} + 0.85 \sqrt{w P_e \cdot w \sigma_y + 0.1 \sigma_0} \right\} t_e \cdot w j \quad (1)$$

表-4 最大耐力実験値およびせん断終局強度計算値

試験体名	実験値(kN)		計算値(kN)	実験値 /計算値
No.0 (無補強)	正側	980	807	1.21
	負側	-911		1.13
No.1 (補強1)	正側	1097	787	1.40
	負側	-1092		1.39
No.2 (補強2)	正側	1039	798	1.30
	負側	-1023		1.28

(1)式による計算耐力は正負各方向でNo.0試験体では21%および13%、No.1試験体では40%および39%、No.2試験体では30%および28%、実験の最大耐力を上回り、補強量の多いNo.1試験体が最も実験値に対する余裕度を有していた。

## 4. せん断骨格曲線の評価

### 4.1. 初期剛性および各種強度の算定

本章ではせん断ひび割れ点と終局せん断強度点の計算値からなるせん断骨格曲線と実験結果の比較を行う。計算値との比較に用いるせん断変形は、各柱頭で計測した鉛直・水平変位から求まる柱伸びを用いて算定した曲げ変形量を層間変形角算出に用いた全体の水平変位から差し引くことで求めた。

初期せん断剛性はポアソン比0.2を仮定し既存部のヤング係数から求めたせん断弾性剛性と、 $t \times D$ ( $t$ :壁厚、 $D$ :側柱を含む壁全長)としたせん断断面積 $A_s$ <sup>3)</sup>より(2)式で算定する。なお、式中の $h_w$ はNo.0では梁のハンチ下端、No.1, No.2では増設梁下部までの壁高さとし、梁部のせん断変形は無視して試験体No.0~No.2でそれぞれ、1200mm, 970mm, 1102mmとした。

また、技術基準解説書<sup>4)</sup>を参考に、せん断ひび割れ強度は比較のため(3)式および(4)式で、せん断終局時のせん断部材角は(5)式のせん断ひび割れ後の剛性低下率を用いて算定する。なお、(3)式および(4)式の $\tau_{scr}$ ,  $\tau_{cr}$ はそれぞれ既存部コンクリートの材料試験結果を用いて算定し、(5)式の $p_w$ は(1)式の $w P_e$ と異なり壁厚65mmに対しての壁横筋比(0.35%)を、 $\sigma_y$ および $F_c$ にはそれぞれ材料試験結果を用いた。また、文献<sup>4)</sup>では壁筋比0.45%以上などの条件を満たせばせん断終局時変形角に1/250radを適用できるとしている。今回の試験体の壁横筋比は0.35%でありその条件を満たしていないが、参考のためせん断終局時変形角を1/250radとし、それに $h_w$ を乗じてせん断終局時変形を算定した場合についても次節で図示する。各式中のそのほかの記号については各文献を参照されたい。

$$K_s = \frac{GA_s}{h_w} \quad (2)$$

$$V_c = \tau_{scr} t_w l_w / \kappa_w \quad (3)$$

$$Q_c = \tau_{cr} t l \quad (4)$$

$$\beta_u = 0.46 p_w \sigma_y / F_c + 0.14 \quad (5)$$

### 4.2. 算定値と実験結果の比較

表-5に実験でせん断ひび割れを確認した時点の水平荷重と(3)式および(4)式で算定したせん断ひび割れ強度計算値をまとめる。表中の[ ]内の数値は実験値を計算値で除した値(正, 負の順)である。この数値からも明らかのように、今回の実験結果に対しては(4)式の方が良い対応を示す結果が得られた。算定にあたっては、通常のI型断面と考えて各寸法を代入し、壁板の偏心や側柱の

表-5 せん断ひび割れ強度計算値

試験体名	実験値 (kN)		(3)式 (kN)	(4)式 (kN)
No.0 (無補強)	正側	187	356 [0.53, 0.52]	205 [0.91, 0.90]
	負側	-185		
No.1 (補強 1)	正側	201	346 [0.58, 0.60]	201 [1.00, 1.04]
	負側	-209		
No.2 (補強 2)	正側	193	351 [0.55, 0.60]	203 [0.95, 1.04]
	負側	-212		

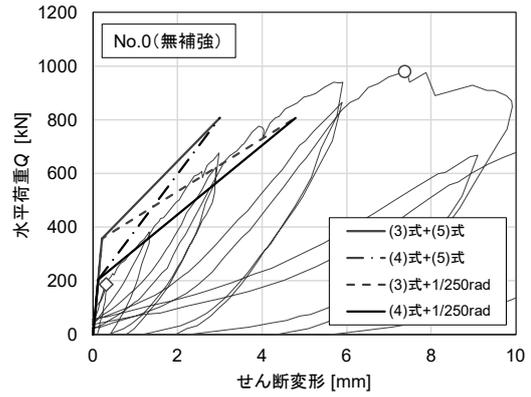
鋼管や中空断面の影響は無視しており、これらが算定精度に影響を与えた可能性がある。

図-8 に前節に示した仮定から得られたせん断骨格曲線と実験結果（正側）の比較を示す。せん断ひび割れ強度はすでに述べたように (4)式の方がよい対応を示しているため、(3)式を用いた場合はいずれのケースでも第一折れ点付近で実験結果との乖離がみられる結果となった。そこで、(4)式を用いた場合について、せん断終局時変形角に着目すると、(5)式の剛性低下率を算定した場合においてはいずれの試験体においても実験結果よりも剛性をやや大きく捉えており、むしろ 1/250rad をせん断終局変形角として捉えたほうが実験結果との対応が良い傾向にあった。

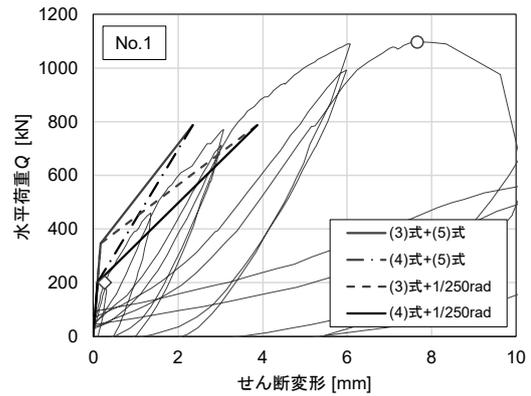
### 5. まとめ

柱 SRC-梁 S 構造のフレームに RC 耐震壁が偏心して取付く構造を対象に梁を RC 補強した試験体を含めた構造実験を実施した。得られた知見を以下に示す。

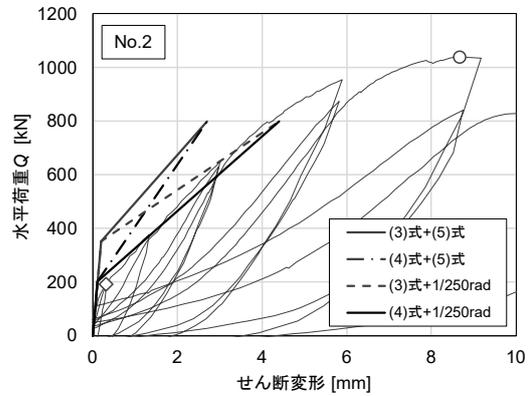
- いずれの試験体も 7.5/1000 rad サイクルで壁板のコンクリートの損傷に伴って耐力が低下した。
- 梁を補強した試験体の損傷状況に着目すると、壁板のせん断ひび割れは無補強の試験体では S 梁下まで、補強試験体では RC で増し打ちした梁の下端付近までに収まる傾向にあり、補強による違いが観察された。
- 2014 年版 SRC 規準で算定した計算耐力は正負各方向で No.0 試験体では 21%および 13%、No.1 試験体では 40%および 39%、No.2 試験体では 30%および 28%、実験の最大耐力を上回った。無補強の試験体でも 2014 年版 SRC 規準による算定式を上回る耐力を発揮したが、補強を施すことによりさらなる耐力の上昇が見られた。
- RC 造耐震壁に準じた手法でせん断骨格曲線を求め、実験結果との対応を確認した。



(a)No.0 (無補強試験体)



(b)No.1 (補強試験体 1)



(c) No.2 (補強試験体 2)

図-8 せん断骨格曲線の計算結果と実験結果の比較

### 参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2001.3
- 2) 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2014.1
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2018.12
- 4) 国土技術政策総合研究所ほか監修：建築物の構造関係技術基準解説書，2015.6