

# 論文 二次壁付き RC 梁部材のせん断耐力に関する実験的研究

菅沼孝紀<sup>\*1</sup>・向井智久<sup>\*2</sup>・野村設郎<sup>\*3</sup>

**要旨:** 既存の RC 造二次壁付き梁のせん断耐力評価式 (大野・荒川式) についての精度検証を行うために, 変動要因を全せい (梁せい+壁長さ) と反曲点高さの比 (以下せい高さ比) として繰り返し漸増載荷実験を行った。実験結果は, 壁が引張側でのせん断耐力を梁のみの耐力とすると過小評価していること, また壁が圧縮側でのせん断耐力はせい高さ比が一定の値以上において過大評価していることを示した。本研究では終局耐力及び二次壁が梁の破壊メカニズムに及ぼす影響を検討する。

**キーワード:** 二次壁付き RC 梁, せん断耐力評価式, 反曲点位置

## 1. はじめに

鉄筋コンクリート構造における非構造壁は, 設計時における耐力評価が明確に示されていない。その結果, 1995 年兵庫県南部地震において非構造壁の影響で多くの被害が見られた<sup>1)</sup>。そこで, 二次壁が部材耐力に及ぼす影響について実験的に確かめる必要があると考えられる。

また, 前述した地震被害により近年, 耐震診断が広く行われている。その中で, 二次壁付き部材のせん断耐力算出方法として, 図1に示す終局せん断耐力算出式<sup>2)</sup>が使用されることが多い。図2に示すように, 二次壁付き部材を反曲点位置で上下に分割し, 壁が圧縮される場合には等価な断面の長方形部材に置換し, 引張の場合には梁部材のみで評価する。その際, 加力方向の違いで各々の有効せい  $d_e$  が生じる。これらを考慮した (1) 式から終局耐力が求められる。

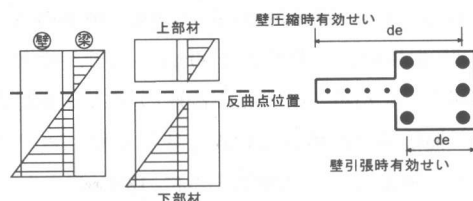


図2 片側壁付き梁部材の耐力評価方法

前報<sup>3)</sup>では, 上下部材の平均の耐力とする評価方法で反曲点位置が中央でのせん断耐力は妥当である事が挙げられたが, 反曲点位置が中央以外でのせん断耐力算出時に, 精度が悪く検討の余地が残されている。また, 壁圧縮側加力時において壁長さが増加するに伴いせん断耐力の増加が見られ

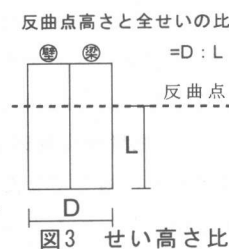


図3 せい高さ比

$$Q_{sn} = \{0.092ku \cdot k_p (F_c + 18) / (M / (Q \cdot d_e) + 0.12) + 2.7 \sqrt{p_{we} \cdot \sigma_{wy}}\} be \cdot j_e \dots (1)$$

$$Q_{sn} = \{0.115ku \cdot k_p (F_c + 18) / (M / (Q \cdot d_e) + 0.12) + 2.7 \sqrt{p_{we} \cdot \sigma_{wy}}\} be \cdot j_e \dots (2)$$

$p_{we} = p_w (b/be) + p_s (t/be)$   $p_w$ : 梁の補強筋断面/  $b \times x$

$x$ : 梁補強筋間隔  $x'$ : 壁縦筋間隔  $p_s$ : 壁の縦筋断面/  $t \times x'$

$d_e$ : 梁引張鉄筋の中心から圧縮側壁の最外縁までの距離

$be$ : 等価断面の幅  $j_e = 7d_e/8$   $p_t$ : 引張鉄筋断面/  $bD$

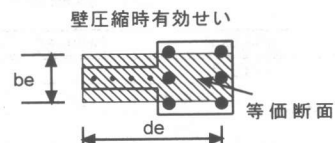


図1 終局せん断耐力算出式 (大野・荒川修正式)

- \* 1 東京理科大学大学院 理工学研究科建築学専攻 (正会員)
- \* 2 東京理科大学助手 理工学部建築学科 工修 (正会員)
- \* 3 東京理科大学教授 理工学部建築学科 工博 (正会員)

た。そして、壁引張側加力時における壁の影響を考慮する必要性が上げられた。

そこで本研究は、二次壁付き梁に対する現行のせん断耐力算出方法の妥当性及び適用範囲を実験によって確認するため、変動要因を図3に示すように反曲点高さとし、全せい(梁せい+壁長さ)の比(以下せい高さ比)として、各試験体の加力実験を行い、その結果を検討する。

## 2. 実験概要

表1に試験体一覧を、表2、3に使用材料の力学的性質を、図4に試験体配筋図を示す。全試験体ともに梁断面  $b \times D$  は  $200 \times 200$  とし、梁主筋 D19、梁せん断補強筋  $6\phi @ 100$ 、中子筋  $6\phi @ 100$  を用いた。壁厚  $t$  は  $60\text{ mm}$  とし、壁縦・横筋ともに D6、壁端部の縦筋のみに高強度せん断補強筋ウルボン U12.6 を使用した。コンクリート強度は、各試験体ともに  $18\text{ N/mm}^2$  とし設計した。

試験体は図5に示すように、SW20-60 と SW40-60 はクリアスパン  $800\text{ mm}$ 、シアスパン  $600\text{ mm}$ 、SW40-40 はクリアスパン  $600\text{ mm}$ 、シアスパン  $400\text{ mm}$  からなる3体である。各試験体は(1)式を mean 式に置換した(2)式を用いて、シアスパンの大きい部材のみのせん断耐力を算出し、せん断破壊が先行するよう設計した。また、梁部材は付着破壊しないようにするため、付着耐力に対してせん断耐力を下回らせ、せん断破壊が先行するよう設計した。曲げ耐力は平面保持を仮定した精算解により算出した。

図6に示すように荷重装置は、試験体のスタ

表1 試験体一覧

試験体名	SW20-60	SW40-60	SW40-40
梁形状	200 × 200		
壁形状	壁長さ	200	400
	壁厚	60	
梁主筋	6-D19		
梁せん断補強筋	6φ@100		
壁補強筋	D6@50		
壁端部補強筋	U12.6		
梁スパン	800	600	
反曲点高さ	600		400

ブに L 字型鉄骨を設置し、アクチュエーターに接続する。この接続高さが試験体の加力点位置であり、同時に反曲点高さとなる。また、アクチュエーターが L 字型鉄骨を反力壁側へ引く時を正加力、逆を負加力とする。L 字型鉄骨の重量は  $13\text{ kN}$  と小さいため、軸力を考慮していない。荷重履歴は正負方向に初ひび割れが確認できるまで荷重制御、その後は変位制御で変形角  $\pm 5/1000\text{ rad}$ 。(以降、変形角を  $R$  で表し正加力方向の変形角を+, 負加力方向の変形角を-とする。また, rad.は省略する。) ごとに正負繰り返し漸増荷重とした。

## 3. 実験結果

図7に示すように、各試験体のひび割れ性状において、同様の傾向が見られた。正加力時(壁引張側時)には、壁端部から梁下端に向かって扇状のひび割れが、負荷力時(壁圧縮側時)には、斜め方向にせん断ひび割れが平行に発生した。また、いずれの試験体でも、終局耐力前には壁にひび割れが、終局耐力後には図9に示すように梁部材に付着ひびが卓越した

図8に各試験体の荷重-変形角曲線(以降、Q-R 曲線)を示す。また、図10、11、12に各試験体の最大耐力時の写真を示す。図13は各試験体の変形角毎の梁補強筋高さ方向歪み分布を示す。黒丸が正加力時、白丸が負加力時、星が終局耐力時の歪みを示し、点線は降伏歪みを示す。

正加力時において、SW20-60 と SW40-60 は R

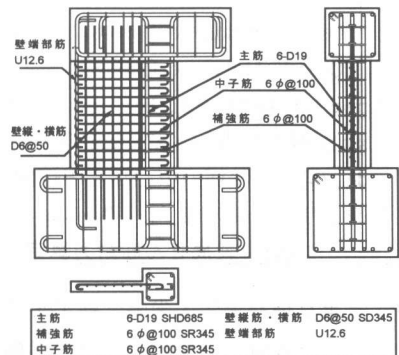


図4 試験体配筋図

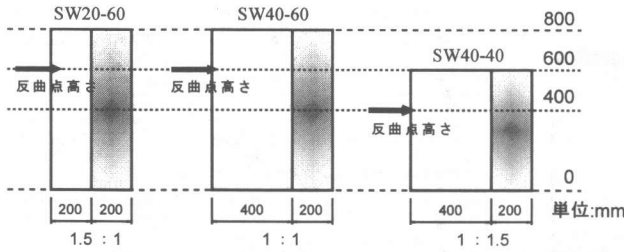


図5 試験体概要図

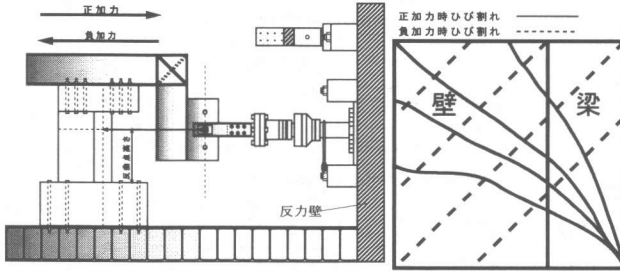


図6 荷装置

図7 ひび割れ性状

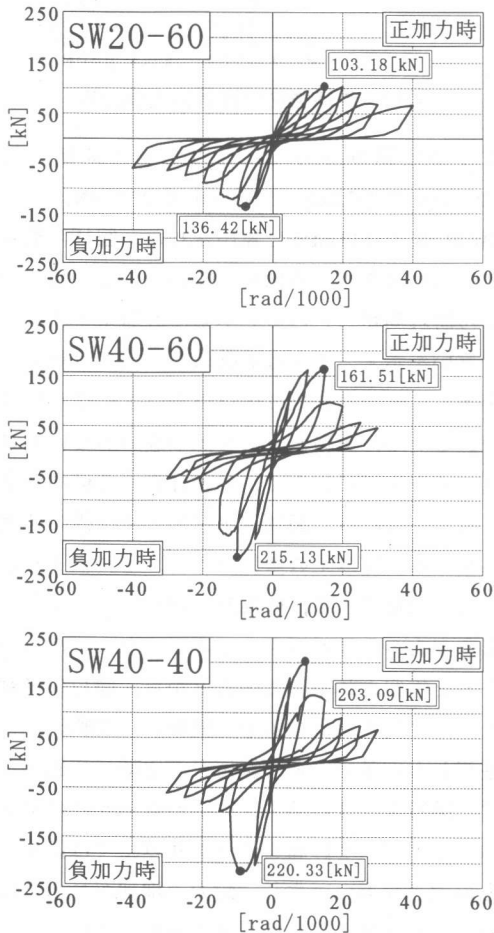


図8 Q-R曲線

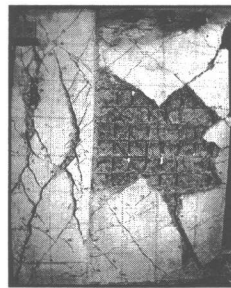


図9 最終破壊性状

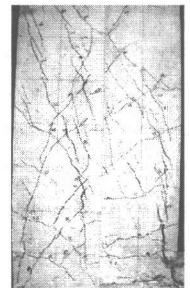


図10 SW20-60

表2 鉄筋の力学特性

試験体名	降伏強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	降伏歪み ( $\mu$ )	ヤング係数 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )
6 $\phi$	262	1480	$2.0 \times 10^5$
D6	391	2334	$1.8 \times 10^5$
D19	693	3767	$2.0 \times 10^5$
U12.6	1203	7833	$1.7 \times 10^5$

表3 コンクリートの力学特性

試験体名	引張強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	圧縮強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	ヤング係数 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )
SW20-60	2.8	18.3	$2.3 \times 10^4$
SW40-60	2.8	18.9	$2.3 \times 10^4$
SW40-40	2.8	18.2	$2.3 \times 10^4$

+15/1000, SW40-40 はR+10/1000で終局状態に達した。SW40-60とSW40-40では Q-R 曲線からせん断破壊を示す復元力特性が見られ、図13に示すように SW40-40 では終局時において梁の

せん断補強筋の降伏も見られたことより、せん断破壊であると推察される。SW20-60の破壊性状は後に検討する(4.3参照)。

負加力時において、3 試験体共にR-10/1000で終局状態に達した。各片側壁付き部材において、破壊性状と Q-R 曲線からせん断破壊性状を示す復元力特性が見られ、終局時において梁のせん断補強筋の降伏も見られたことより、せん断破壊であると推察される。

R+5/1000 以降から、壁とベースフェイスとの境界にひび割れが進行し、終局耐力時において壁の半分以上がベースと切り離された状態となる。このことは、正加力時終局耐力が負荷力時に比べ低い耐力で終局を迎えている事の一つの要因であると推察される。

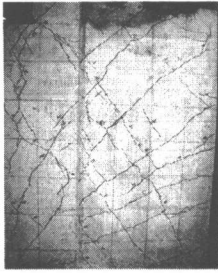


図11 SW40-60

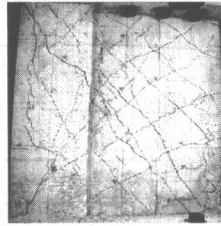


図12 SW40-40

図10, 11, 12 最大耐力時破壊性状

#### 4. 考察

##### 4.1 (1)式に関する部材の終局耐力

##### 1) 壁引張時(正加力時)における検討

現行の正加力時のせん断耐力算出において有効せいは、壁の影響を考慮せず梁部材のみとして算出される。表4に示すように、せん断耐力の計算値はSW40-60で52.67kN, SW40-40で65.89kN, SW20-60で52.2kNと算出される。しかし、実験結果から得られた各試験体の耐力の値は、SW40-60で161.5kN, SW40-40で203.1kN, SW20-60で103.2kNで終局状態に達し、梁部材での耐力を大幅に上回る結果となった。このことから、(2)式を用いる場合に壁引張側加力時の有効せいの取り方に問題があると考えられる。そこで(2)式を用いて実験値から逆算で各試験体の正・負加力時の有効せいを算出し、それを用いて図14で、横軸に「せい高さ比」の値を、縦軸に「実験値から逆算により求めた有効せい/壁をすべて考慮した全体の有効せい」の値を示す。図14よりせい高さ比による全体の有効せいからの減少傾向が見られる。これから、梁のみの有効せいでは不十分であることが分かる。SW20-60の破壊性状を明確に述べる事ができないが、少なくともせん断耐力は実験結果の値もしくはそれ以上の値であることから、図14に示した値以上になることが考えられるが、どのせい高さ比に於いても一定の低減割合を示すと推察される。

##### 2) 壁圧縮時(負加力時)における検討

表4に示すように、現行のせん断耐力式(2)

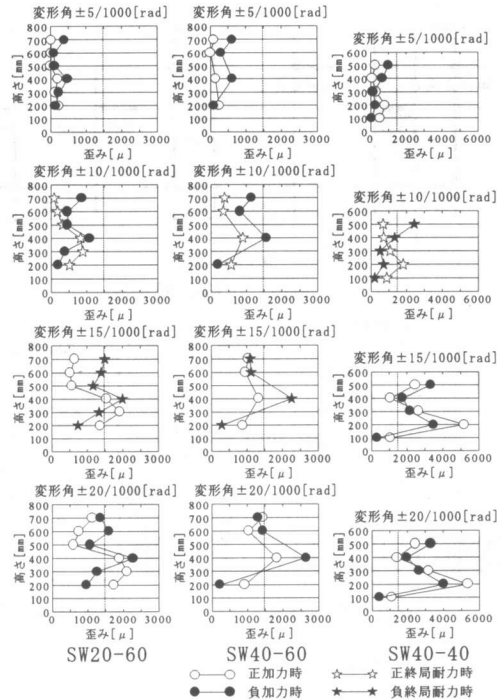


図13 梁補強筋の高さ方向歪分布

より壁圧縮側加力時におけるせん断耐力はSW40-60で222.8kN, SW40-40で272.7kN, SW20-60で140.0kNと算出された。図15に横軸に「せい高さ比」の値を、縦軸に「各試験体のせん断終局耐力」の値を示し、計算値と実験値の違いを示す。黒丸は実験値を、白丸は計算値を示す。せい高さ比1.0以下では大略精度は良い。しかし、実験値と計算値の違いがせい高さ比1.0以上では大きく、過大評価する傾向が見られた。これは、図16に示すアーチ機構の角度 $\theta$ がある一定以上の値になると、それ以上有効に応力伝達できず、壁端部のコンクリートがせん断耐力の上昇に寄与する事ができないからであると推察される。このことから、図17に横軸に「せい高さ比」の値を、縦軸に「実験値から逆算した有効せいと計算値との比較」の値を示す。図17よりせい高さ比による有効せいの減少傾向を示す。せい高さ比が1.0以上では計算値との大きな違いが生じ、耐力の増加が見られない。この結果より、壁長さが増加するに伴い必ずせん断耐力が増加するのではなく、せい高さ

比の大きさにより適切な有効せいを決定することが必要である。

### 3) (1)式に関する検討

現在、片側壁付き部材のせん断耐力を評価するにあたり、部材を反曲点高さで上下に分割しそれぞれの耐力を算出し、上下部材の耐力の低い部材また平均の耐力を全体の耐力とすることが一般的に多い。本研究においてはせん断耐力算出方法として部材を反曲点位置で上下に分割し、シアスパンの大きい方の部材（本研究において各試験体の下部材である。）のみで耐力を算出している。図15から分かるように、せい高さ比 1.0 までは実験値と非常に近い値を示した。以上より、(2)式はシアスパンの大きい方の部材耐力を算出することにより、全部材の耐力を示している実験式であると推察される。図17に示すせい高さ比と有効せい  $d_e$  の関係を考慮すると、より近いせん断耐力の算出が可能になるだろう。

### 4.2 二次壁付き梁部材の破壊モードの検討

図8では、最大耐力後に急激な耐力低下が発生し、その後、梁部材の付着耐力を維持している。また、図13から梁補強筋の歪みが急激に増大している。この結果から、終局耐力以前では壁が部材全体の耐力を多く負担し、終局耐力後

では壁部材の破壊により、それまで壁を含む全部材で有していた耐力を梁部材のみで負担することが分かる。

また、図9に示すように終局耐力後において梁部材に付着ひび割れが卓越した。各試験体における梁部材の設計段階においてせん断破壊を先行させるように設計したが、表4に示すようにせん断耐力と付着耐力が非常に近い値であったため、二次壁の効果により梁のせん断耐力が上昇し、付着破壊の性状を示したものと考えられる。これらのことから、二次壁の効果により梁のせん断耐力は上昇するが、付着耐力は変わらないものと推察される。

### 4.3 正加力時の破壊メカニズムの検討

SW20-60 試験体の壁引張側における破壊性状がせん断破壊したと判断する要因が少ないため、他の破壊の可能性について検討する。

図18に、同じ荷重を各試験体に載荷した時の圧縮側の鉄筋（梁主筋）の応力度分布を示す。せい高さ比が小さい試験体になるほど圧縮側鉄筋の応力が大きい。表5に示す①での鉄筋の圧縮力  $C_s$ ・引張力  $T$  とは図19に示すように、圧縮・引張側の鉄筋の歪みから算出した力の合計を表し、コンクリート力  $C_c$  とは各試験体の変形角毎における圧縮側コンクリートの力を表す。

表4 実験結果と計算値

試験体名	加力方向		計算値[kN]	<実験値>	破壊形式	実/計(下部材)
SW20-60	正	下部材	52.17	103.18	-	-
	負	梁単体	146.38	136.42	せん断破壊	0.93
SW40-60	正	下部材	52.67	161.51	せん断破壊	3.07
	負	梁単体	226.45	215.13	せん断破壊	0.95
SW40-40	正	下部材	65.85	203.09	せん断破壊	3.08
	負	梁単体	277.79	220.33	せん断破壊	0.79
		梁単体	66.75	-	付着割裂破壊	-

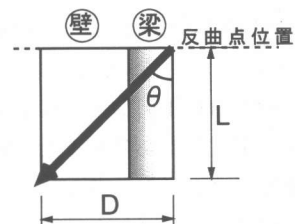


図16 アーチ機構の角度  $\theta$

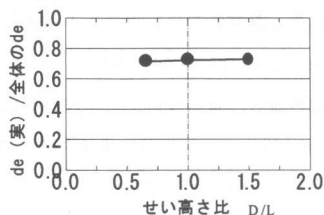


図14 正加力時有効せい比

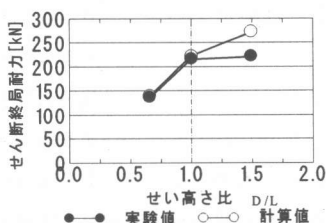


図15 負加力時終局耐力の比較

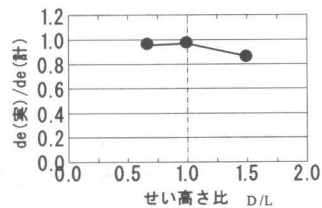


図17 負加力時有効せい比

表5 SW20-60の実験値からの圧縮縁コンクリートの応力比較

変形角 R/1000[rad.]	①			②			
	鉄筋圧縮 応力 Cs[kN]	鉄筋引張 応力 T[kN]	コンクリートの圧 縮応力 Cc[kN]	中立軸 Xn[mm]	圧縮側コンクリート の有効断面積 $\beta_1 \cdot X_n \cdot b$ [mm <sup>2</sup> ]	圧縮側コンクリート 平均応力度 $\sigma_{av}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	コンクリートの 圧縮応力 Cc' [kN]
5	172.20	289.20	117.00	92.88	15789.6	15.56	245.61
10	320.03	412.70	92.66	99.69	16947.3		263.62
終局時	460.20	472.37	12.17	106.52	18108.4		281.68

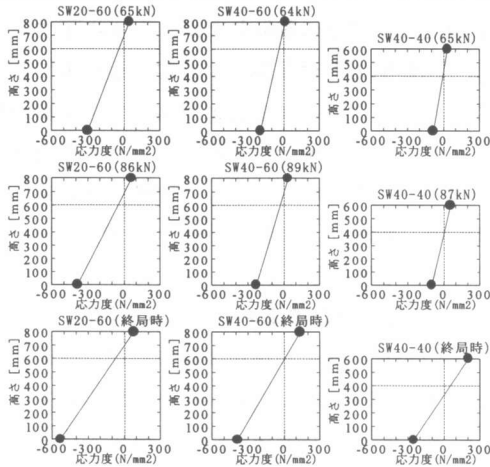


図18 各試験体での負加力時圧縮主筋の応力度分布

そして②は、実験値の歪みから断面における釣り合いを求め中立軸を算出し、これから圧縮コンクリートの有効断面積 ( $\beta_1 \cdot X_n \cdot b$ ,  $\beta_1=0.85$ ) を算出する。そして、圧縮側コンクリートの平均応力度  $\sigma_{av} (=0.85 \times \sigma_b)$  よりコンクリートの圧縮破壊時の力  $Cc'$  を算出した<sup>4)</sup>。表5よりSW20-60においてコンクリートの圧縮力  $Cc$  がR-5/1000以降低下し、終局時には  $Cc$  が有する力はほとんどない。これから、コンクリートの圧壊が117[kN]前後で起こることが想定されたが、中立軸から算出した  $Cc'$  と比較すると各変形角において予想されるコンクリート圧壊時の耐力に達していないことから、SW20-60の試験体でコンクリートの圧壊により曲げ破壊が起こったとは言えず、破壊を現段階では特定することができない。

## 5. まとめ

本研究では、片側壁付き梁部材のせん断耐力算出方法の妥当性について検討するため変動要因を反曲点高さと全せいの比（せい高さ比）として検

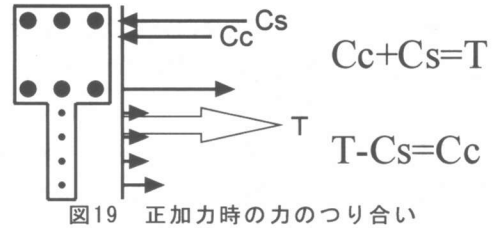


図19 正加力時の力のつり合い

討を行った。

- ① 壁引張側加力時におけるせん断耐力は壁の影響を考慮する必要性があり、有効せい  $d_e$  を全せいからの一定低減割合により示した。
- ② 壁圧縮側加力時では壁長さが大きくなるにつれてせん断耐力が上昇するのではなく、せい高さ比により有効せい  $d_e$  が決定され、その上限値が在すると思われる。
- ③ 反曲点位置が中央でない場合、大野・荒川式を応用した片側壁付き部材のせん断耐力算出式は、シアスパンの大きい方の部材によりせん断耐力を算出することができると言える。
- ④ 梁部材せん断耐力は二次壁の影響により上昇するが、付着耐力は変わらないと推察できる。
- ⑤ 正加力時の破壊を現段階において特定することができていない。

## 参考文献

- 1) 日本建築学会：阪神・淡路大震災と今後のRC構造設計，pp.361-469，1998
- 2) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解，pp.66-69，1997
- 3) 尾林久美子，向井智久，野村設郎：二次壁の影響によるRC梁の実験的研究，コンクリート工学年次論文集，vol.22，No.3，pp.499-504，2000.6
- 4) 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・同解説，pp.92-102，1997.7