

論文 二次壁の影響による RC 梁の実験的研究

尾林久美子^{*1}・向井智久^{*2}・野村設郎^{*3}

要旨: RC造片側壁付き部材のせん断耐力評価について、幾つか提案されているが、評価方法の違いより、算出される耐力にばらつきが生じる。そこで変動要因を壁長さ、反曲点位置とし漸増載荷実験を行い、片側壁付き梁部材のせん断耐力評価方法について検討を行った。実験結果は、壁が引張り側でのせん断耐力を梁だけの耐力とすると過小評価する結果となった。また、現行の評価方法では、反曲点位置が中央の場合は妥当であったが、中央以外の場合は適切に評価されていなかった。

キーワード: 耐力評価方法、片側壁付きRC梁、反曲点位置、せん断、壁長さ

1. はじめに

二次壁における構造骨組への影響が指摘されて以来、二次壁に関する研究が行われてきた。現在幾つかの終局耐力の評価方法が上げられているが^{1,2,3)}、理論的裏付けやバックデータは示されていない。特に片側壁付き部材のせん断耐力の評価方法は確立されているとは言えず、既存の片側壁付き部材の、せん断耐力の適切な評価方法を実験的に確かめる必要がある。

そこで本研究は、片側壁付き梁に対する既存のせん断耐力評価方法の妥当性を、実験を行い確認することを目的とする。変動要因を壁長さ、反曲点位置とし、片側壁付き梁部材に対して加力実験を実施し、二次壁が梁部材のせん断耐力に与える影響と評価方法について検討を行う。

2. 片側壁付き部材のせん断耐力評価法

片側壁付き部材の耐力を評価する場合、従来用いられてきた方法は、図-1に示すように反曲点位置で①、②部材に分け(または③、④部材)、2つの片持ち部材と見なし、弱い部材のせん断耐力を全体のせん断耐力とする方法である。外力を加えたとき壁が引張り側になる時の有効せいは、壁の影響を考慮しない梁の有効せい d と

するため、壁の付かない部材のせん断耐力と見なされる。この評価方法は壁が付随する影響を無視しているため、それらの修正として、図-2に示す壁長さを考慮した2つの評価法が近年用いられるようになってきた。評価方法Aでの片側壁付き部材は、片側に付いた壁を2等分して、両側に壁が付随した両側壁付部材に置換し、また、常に反曲点位置は中央であるとして評価を簡略化している場合が多い。この場合、評価方法Aは部材の終局耐力は正負いずれの荷重方向

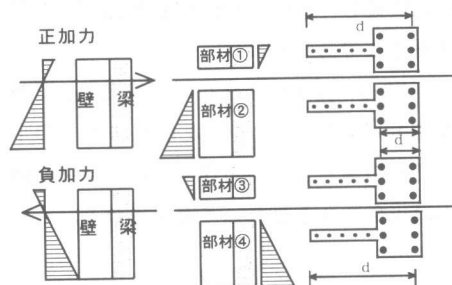


図-1 従来の評価方法

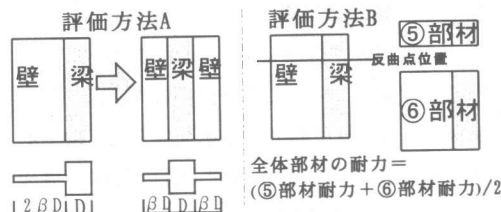


図-2 現行の評価方法

*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

*3 東京理科大学教授 理工学部建築学科 工博 (正会員)

表-1 試験体一覧表

試験体本名		梁形状B × D (cm)	梁主筋	せん断補筋筋	壁形状(mm)		壁補筋筋	梁スパン (mm)	加力点位置 下から(mm)		
					壁長さ	壁厚	(縦、横)				
B80-series	BW20-40	200 × 200	8-D19	D6@100	200(両側)	60	D6@50	800	400		
	SW40-40		10-D19		400						
	SW40-60		8-D19		200				600		
B60-series	SW20		8-D19		300			600	600		
	SW30				400						
	SW40										

表-2 鉄筋の力学特性

試験体名		降伏強度 (KN/mm ²)	降伏歪み (μ)	ヤング係数 (KN/mm ²)
B80-series	6φ	399	1769	2.3×10 ⁵
	D6	427	1816	2.4×10 ⁵
	D19	443	2153	2.1×10 ⁵
B60-series	6φ	277	1685	2.0×10 ⁵
	D6	337	1960	1.7×10 ⁵
	D19	370	2277	1.7×10 ⁵

表-3 コンクリートの力学特性

試験体名		引張強度 (KN/mm ²)	圧縮強度 (KN/mm ²)	ヤング係数 (KN/mm ²)
B80-series	BW20-40	2.0	17.8	2.3×10 ⁴
	SW40-40	1.9	18.3	2.0×10 ⁴
	SW40-60	2.0	19.9	2.3×10 ⁴
B60-series	SW20	2.3	17.9	2.4×10 ⁴
	SW30	2.3	18.0	2.4×10 ⁴
	SW40	2.3	18.0	2.4×10 ⁴

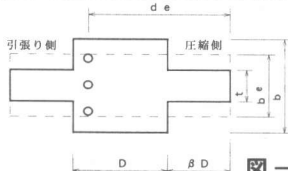


図-3 両側・片側壁付き部材の終局せん断耐力算定式

$$Q_{sn} = \{0.053 p_t^{0.23} (F_c + 180) / (M / (Q \cdot D_e) + 0.12) + 2.7 \sqrt{(p_w e \cdot \sigma_{wy})} \} b_e \cdot j_e + 0.1N \quad (1)$$

$$Q_{sn} = \{0.115 k_p k_u (F_c + 180) / (M / (Q \cdot D_e) + 0.12) + 2.7 \sqrt{(p_w e \cdot \sigma_{wy})} \} b_e \cdot j_e + 0.1N \quad (2)$$

においても同じとなる。両側・片側壁付き部材の終局せん断耐力算定式は(1)式が一般的に利用されている。この式は、図-3に示すように、断面積と全せいが等価な点線で示す長方形断面の梁に置換し、それに大野・荒川(min式)を準用した修正式である^{4,5)}。

評価方法Bは、従来の手法を一部修正し、反曲点位置で2つの部材に分割した部材の耐力の平均を全部材の耐力とする方法であり、部材の終局耐力は正負で各々異なって算出される。

3. 実験概要

3.1 試験体概要

表-1に試験体一覧を示す。使用材料の力学的性質を表-2,3に、図-5に試験体の配筋図を示す。試験体は実大の1/3スケールを想定した。梁主筋と補強筋の径、梁の断面形状、壁の壁厚の構成要素は全試験体とも同様である。試験体断面B×Dは200×200mmとし、主筋D19、梁のせん断補強筋6φ@100とする。壁厚60mm、壁筋の縦筋、横筋ともにD6@50とした。既存建築物の耐

震診断を想定しているためコンクリート強度は、18KN/mm²程度を目標に設定した。

試験体は、図-4の(I)、(II)に示すように、壁の配置、壁長さ、反曲点位置の異なるスパン800mmのB80-seriesの3体と、SW40-60を反曲点位置で2つの部材に分割したときの梁せいが600mmの部材で壁長さが異なるB60-seriesの3体の計6体である。各試験体は評価方法Bを用いて、(1)式をmean式に置換した(2)式を用いて、それぞれ曲げに対してせん断破壊が先行するように設計した。

載荷方法は試験体スタブにL字型鉄骨を設置し、これにアクチュエーターを接続する。この接続高さが試験体の加力点位置(反曲点位置)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。このL字型鉄骨の重量は20KNと小さいため、軸力方向の影響は考慮していない。載荷履歴はそれぞれ初ひび割れが確認できるまで正負方向に荷重制御、その後は変位制御による変形角±5.0×10⁻³(以降、変形角をRで表し正加力

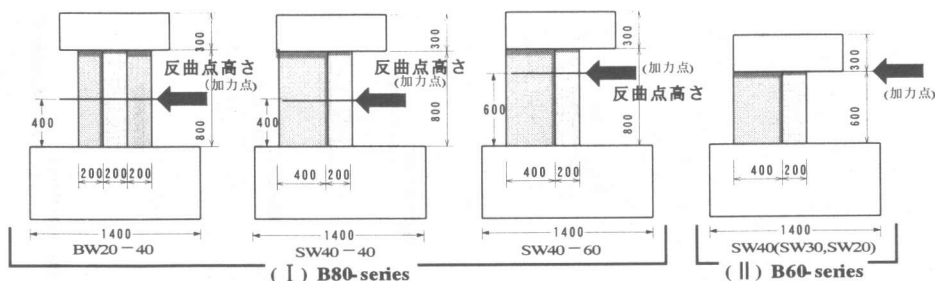


図-4 試験体反曲点・加力位置

方向の変形角を+, 負加力方向の変形角を-とする, radは省略する)ずつ正負繰り返し漸増载荷とした。なお, B80-seriesでは $R \pm 5.0 \times 10^{-3}$ で水平方向に4mm進むとし, B60-seriesでは水平方向に3mm進むとする。

4. 実験結果および検討

4. 1 破壊性状

図-6にB80-series, B60-seriesの各最終破壊性状図を示す。図-7中の上図はB60-series, SW40-60の正加力での最大耐力における梁主筋(図-5中M1, M2)と壁縦筋(図-5中W1~W4)の歪みを示す。下図は負加力での最大耐力におけるB80-series, B60-seriesの梁補強筋(図-5中B1~B5)の歪みを示す。縦軸の正は引張り歪みを示し, 負は圧縮歪みを示している。ゲージ位置は図-7中と図-5の配筋図に凡例を示す。W1~W4は, 梁から75mm, 175mm, 275mm, 375mmに位置する壁縦筋を示す。図-8, 9に各々B80-seriesとB60-seriesの荷重-変形角曲線(以降Q-R曲線とする)を示す。表-4に各試験体の最大耐力と破壊形式と実験値と計算値の比を示す。

BW20-40は図-6より試験体全体に対角線状の大きなひび割れが正負加力の両加力で確認でき, 壁部分では鮮明に入り, 梁部分では複雑にひび割れが発生していた。また, 梁のせん断補強筋が最大耐力での変形角 -5.0×10^{-3} radで降伏歪みに達していた。正加力で測定した個所の, 梁のせん断補強筋は降伏していなかったが, 破壊性状と図-8のQ-R曲線がせん断性状を示す復元力特性であったことより, 正負加力でせん断破壊したと推察される。

SW40-40

は,

BW20-40

の様に梁と壁に架けて対角線状のひび割れはあまり見

られないが, 壁部分に顕著なせん断ひびが確認でき, また図-8のQ-R曲線がせん断性状を示す復元力特性であったことから, せん断破壊したと推察される。

SW40-60は, B80-seriesの他の試験体と異なり, 正加力で図-6のSW40-60より曲げせん断ひび割れが確認できる。また, 壁とベースフェイスとの境界に変形角 5.0×10^{-3} rad位から, 徐々に梁方向へひび割れが進み最大耐力で約壁半分が切り離された状態となった。このひび割れの進んだ位置から, 梁圧縮側上端に向け対角せん断ひび割れが負加力で発生していた。図-8のQ-R曲線の復元力特性はせん断性状を示していた。また, 梁のせん断補強筋が降伏していたことより, 負加力ではせん断破壊と推察されるが, 正加力では破壊性状や, $R=+26.0 \times 10^{-3}$ で最大耐力を迎えていることや, 梁主筋と壁縦筋が降伏歪みに達したことより, 曲げ破壊したと推察される。B80-seriesにおける加力方法では, 曲げ降伏は上下のどちらかが先に降伏した時点でメカニズム状態となる。そのため, SW40-60の正加力ではせん断破壊でなく, 一方の部材端だけの曲げ破壊となっている。

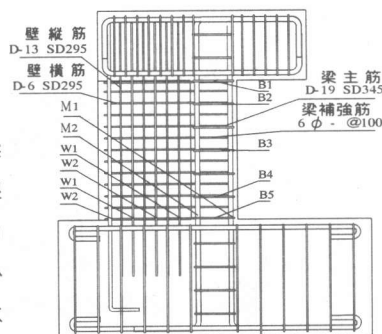


図-5 試験体配筋図

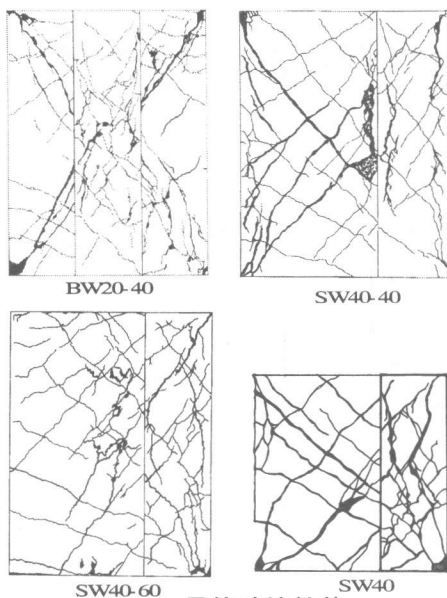


図-6 最終破壊性状

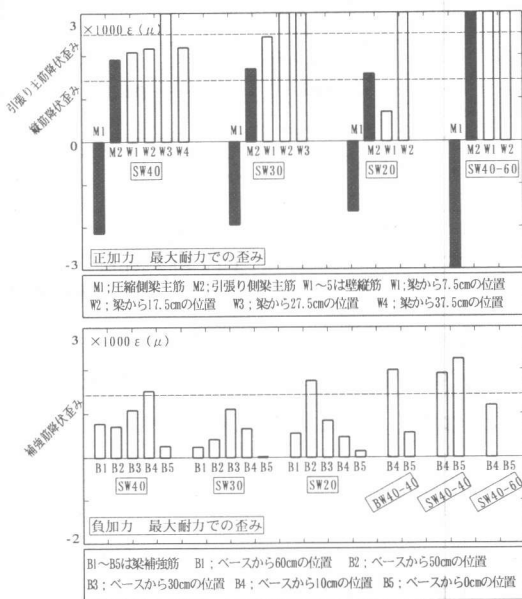


図-7 各試験体の梁主筋・壁縦筋の歪み分布

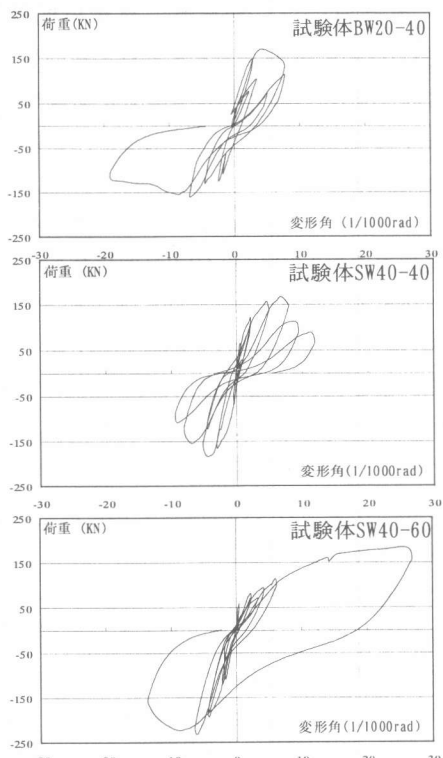


図-8 B80-seriesの荷重-変形角曲線

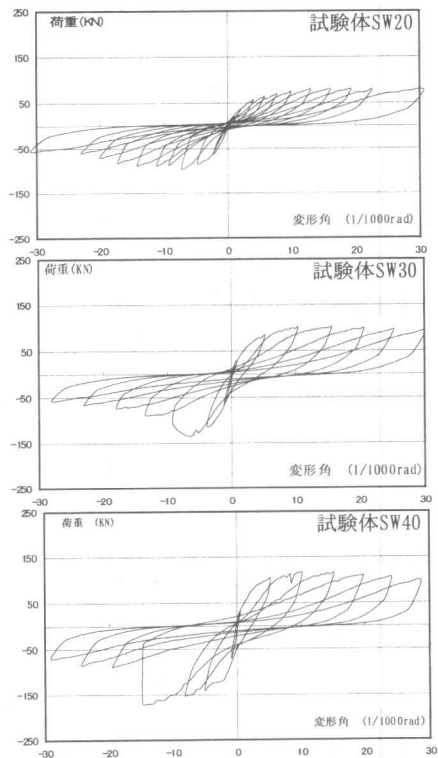


図-9 B60-seriesの荷重-変形角曲線

B60-seriesでは、一貫して共通のひび割れ性状が見られた(図-6にSW40だけを掲載)。正加力(壁引張り側)では、B60-seriesは $R=+5.0 \times 10^{-3}$ 付近で梁壁部材を連続した曲げせん断ひび割れ

が発生した。また、壁とベースフェイスとの境界に発生したひび割れ幅は、 $R=+5.0 \times 10^{-3}$ 以降から徐々に大きくなり、最大耐力以降ひび割れ幅は一定となった。B60-seriesの正加力では、

表-4 試験体終局耐力実験値・破壊形式

試験体名	実験値最大耐力			評価方法Aの計算値		評価方法Bの計算値		(実)/(計評価方法A)				(実)/(計評価方法B)		破壊形式	
	正加力	負加力	平均値	① ^{*3}	② ^{*4}	正加力	負加力	正加力①	負加力①	正加力②	負加力②	正加力	負加力	正加力	負加力
B80-series	BW20-40	166	155.6	160.8	158.3	157.4	157.4	1.05	0.98	1.05	0.98	1.05	0.99	せん断	せん断
	SW40-40	163.7	178.6	171.2	166.1	166.1	180.7	0.99	1.08	0.99	1.08	0.91	0.99	せん断	せん断
	SW40-60	179	226.7	226.7	133.0	189.1	241.6	—	1.70	—	1.20	—	1.30	曲げ	せん断
B60-series	SW20	78.9	93.8	86.35	—	56.8 ^{*1}	134.0 ^{*1}	—	—	—	—	0.88 ^{*2}	0.70	曲げ降伏	せん断
	SW30	100.8	134	117.4	—	56.8 ^{*1}	173.3 ^{*1}	—	—	—	—	1.07 ^{*2}	0.77	曲げ降伏	せん断
	SW40	116.1	170.7	143.4	—	56.8 ^{*1}	214.8 ^{*1}	—	—	—	—	1.12 ^{*2}	0.79	曲げ降伏	せん断

単位:KN

*1 評価方法Bによって評価できないため、(2)式における計算値を記載する

*2 曲げ降伏のため(2)式で曲げ耐力を算定した。SW40-60は95KN, SW20は89.5KN, SW30は95.1KN, SW40は103.7KNで計算した

$$\mu = \alpha \sigma_y (d_e - 0.5x_n)$$

(3)

 $\alpha = \alpha + \sum (\sigma_y / \sigma_y)$ かつ $\alpha \leq (0.85 F_{ct} x_n / \sigma_y) - \sum (\sigma_y / \sigma_y)$ $x_n = \alpha \sigma_y / (0.85 F_{ct})$ $x_{nb} = c \varepsilon_B / (c \varepsilon_B + \varepsilon_y) \times d_e = (0.5 \sim 0.6) d_e$ α : 梁の引張り鉄筋断面

 α : 梁の引張り鉄筋断面 σ_y : 梁主筋および引張り側壁筋の降伏点強度 t : 梁幅 d_e : 引張り鉄筋群の重心から圧縮縁までの距離

 c : コンクリートの圧縮強度時の歪み σ_y : 梁主筋の降伏点強度時の歪み F_{ct} : コンクリート圧縮強度

*3 ①はmin(Q1,Q2) Q1,Q2は反曲点位置で2つに分割した部材別せん断耐力 *4 ②は(Q1+Q2)/2

SW20では $R=+15.0 \times 10^{-3}$ で壁縦筋(図-5中W1)が降伏歪みに達し、SW30とSW40は $R=+5.0 \times 10^{-3}$ で、全ての壁縦筋が降伏歪みに達したが、梁主筋は最大耐力を迎えた $R=+15.0 \times 10^{-3}$ で、いずれも降伏歪みには達していなかった。B60-seriesの正加力は、壁縦筋の曲げ降伏(表-4中破壊形式を曲げ降伏とした)によって、Q-R曲線は $R=+15.0 \times 10^{-3}$ 以降一定の耐力を保ちながら変形が進んでいったと推察される。

B60-seriesの負加力(壁圧縮側)では、 $R=-5.0 \times 10^{-3}$ で壁圧縮側上端から壁圧縮側下端と梁圧縮側上端から梁圧縮側下端に掛けて部材別にせん断ひび割れが発生した。壁部材には主ひび割れと考えられるひび割れに平行に数本のひび割れが発生した。最大耐力以降($R=-15.0 \times 10^{-3}$ 以降)は梁部材に発生したひび割れが卓越した。負加力では、破壊性状と梁補強筋が最大耐力で降伏歪みに達していることと、図-9のQ-R曲線がせん断性状を示す復元力特性であったことより、せん断破壊と推察される。

4. 2 各終局せん断耐力評価方法の検討

4. 2. 1 評価方法Aについての検討

反曲点が中央である試験体BW20-40の実験値と表-4における計算値(本実験ではせん断破壊させるため、(2)式で表-4の計算値は全て算出している)の比較をすると、実験値/計算値(以後、実/計とする)が正加力で1.05、負加力で0.98と精度良く適合している。BW20-40とSW40-40を比較すると、両者は実験値がほぼ等しく、片

側壁付き梁を両側壁付き梁に置換してせん断耐力を算出する既存の評価方法Aは反曲点位置が中央であるならば妥当であると言える。

SW40-60の実験値をせん断破壊した負加力側で計算値と比較すると、反曲点位置で2つの部材に分割したとき、せん断耐力が小さい方の計算値①と比較すると実/計は1.7、2つのせん断耐力の平均値②と比較すると実/計は1.2となり安全側の評価であるが、一般的に使われる(1)式で考えるとせん断耐力の平均値②でも実/計は1.5となる。反曲点位置が中央以外では、せん断耐力を精度良く評価出来なかったと言える。

4. 2. 2 評価方法Bについての検討

1) 壁長さの影響

壁引張り側(正加力)でも、せん断破壊が先行するように設計したが、B60-seriesは曲げ降伏した。表-4の*2に曲げ耐力での実/計を記載している。片側壁付き梁は、外力を加えたとき壁が引張側になる時の有効せいは、壁の影響を考慮しない梁の有効せいとして、せん断耐力を(2)式で算出した。そのためSW20, SW30, SW40と壁の長さが増加するが、せん断耐力は一律に56.8KNと算出される。実験ではSW20は78.9KN, SW30は100.8KN, SW40では116.1KNで曲げ降伏しており、各試験体のせん断耐力は梁単体での耐力よりも相当大きく、今回の実験値を上回る値であったと推測できる。これらのことから、片壁付き梁において、外力を加えたとき壁が引張側になる時のせん断耐力は、梁単体のせん断

耐力を大きく上回ることを考慮すべきである。

図-10に壁圧縮側(負加力)の壁長さの増加とせん断耐力の関係を示す。この図より壁長さの増加に伴いせん断耐力が増加する傾向が見られた。(1)式と(2)式の計算値は、壁長さの増加に伴いせん断耐力が増加する傾向や、実験値に近づく傾向を示した。しかし、B60-seriesの実/計は0.7~0.8となり過大評価となる。(1)式と(2)式では、終局せん断耐力を精度良く評価出来ていなかったと言える。実験値より計算値が上回った要因として、片壁付き梁を図-3の様に等価断面に置換する方法や、有効せいの取り方に問題があると考えられる。

2) 反曲点位置

反曲点が中央である試験体SW40-40の実/計は正加力で0.91、負加力で0.99となり、評価方法Bの計算値と実験値は精度良く適合している。反曲点位置が中央でない場合のSW40-60では、負加力でせん断破壊し正加力では曲げ破壊した。せん断破壊した負加力の実験値と計算値を比較すると、実験値の方が計算値より53KNほど高い値となり、実/計は1.3となった。このことから、評価方法Bでは、負加力でのせん断耐力を過小評価する。反曲点位置で2つに分割して、各部材耐力の平均を全体部材のせん断耐力とする評価方法Bは、反曲点位置が中央ならば妥当であるが、反曲点位置が中央以外の場合は、終局せん断耐力を精度良く評価できないことが確認できる。

SW40-60とSW40(SW40-60を反曲点位置で2つに分割したときに、シアスパンが大きい部材)

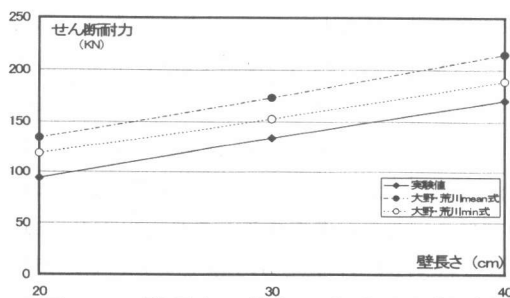


図-10 壁長さの増加によるせん断耐力

の実験値を両者せん断破壊した負加力側で比較を行う。実験よりSW40は170.7KN、SW40-60では226.7KNとなり、SW40-60はSW40より、56KNほど耐力が高い値を示す(SW40-60はSW40よりコンクリート強度が高いので、実際は少し低いと考えられる)。SW40-60が、SW40よりせん断耐力が上がる要因として、シアスパンが小さい部材の影響であると考えられる。

5. まとめ

本研究は、片側壁付き梁に対する既存のせん断耐力評価方法の妥当性を、変動要因を壁長さ、反曲点位置として実験を実施し、検討を行った。よって以下の結果が得られた。

- 片側壁付き梁の壁が圧縮側となる加力では、大野・荒川min式で壁の長さが増加するに伴い、せん断耐力が上がる傾向を追うことは出来たが、実験値と比べ危険側に評価していた
- 片側壁付き梁の壁が引張り側となる加力でのせん断耐力は、梁単体より相当大きくなるため、その算出において壁が付随する影響を考慮するべきである
- 反曲点位置が中央以外で、2つの部材に分割した時、全体のせん断耐力は、シアスパンが大きい方の部材の耐力とならず、シアスパンが小さい方の部材の影響を受けて大きくなったと考えられる
- 既存の評価方法A・Bは反曲点位置が中央であると妥当であるが、反曲点位置が中央以外では、本実験ではせん断耐力を過小評価しており、精度良く評価出来ていない

参考文献

- 1) 東・大久保・藤又康：鉄筋コンクリート袖壁付き柱の逆対称繰り返し加力実験 日本建築学会大会学術講演梗概集 1973.10 P1405~P1406
- 2) 高橋仁・清水泰：RC造袖壁付き柱の耐力評価に関する基礎的研究(その4) 日本建築学会大会学術講演梗概集 1998.9 P827~P828
- 3) 尾林久美子・野村設郎：片壁付き梁部材のせん断耐力評価方法の検討 日本建築学会大会学術講演梗概集 1999.9 P905~P906
- 4) 日本建築センター：建築物の構造規定 一建築基準法施行令第3章の解説と運用 1994年 P302~P303
- 5) 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・同解説 1997年(1995年一部改定) P66~P69