論文　垂れ壁・腰壁付き RC 梁部材の構造性能に関する実験的研究

渡邊　秀和[*1]・鈴木　淳史[*2]・田才　晃[*3]・田尻 清太郎[*4]

要旨：現在，垂れ壁・腰壁付き RC 梁部材についての既往の実験的研究は決して多くなく，その構造性能について完全に明らかにされているわけではない。そこで本論文では，曲げ破壊を想定した垂れ壁・腰壁付き梁試験体 2 体について静的載荷実験の結果を報告する。また，垂れ壁・腰壁付き梁試験体の曲げ終局強度について既往の式を用いて検討を行った。

キーワード：垂れ壁，腰壁，RC 梁，曲げ強度

1. はじめに

鉄筋コンクリート造建物には構造計画上以外の様々な理由で，架構に袖壁，腰壁および垂れ壁（以下，二次壁）が計画されることが多い。二次壁付き部材の構造性能については，大宮ら [1)]，加藤ら [2)]，磯ら [3)]，壁谷澤ら [4)]などにより多くの研究が行われてきた。しかし，これらは袖壁付柱に関する研究である。腰壁・垂れ壁付梁の実験は大久保ら [5)]，市之瀬ら [6)]の実験などがあるが，袖壁付柱と比べて決して多くない。また，曲げ破壊が想定される腰壁・垂れ壁付梁において，初期剛性，ひび割れ強度，曲げ終局強度および曲げ降伏時変形についての計算方法は，実際には設計者の判断に委ねられている部分が多い。合理的な設計法確立のために早急にこれらの評価方法の適用性について検討を行う必要があるが，既往の研究は文献 [7)]に見られる程度である。

そこで本研究では，曲げ破壊を想定した腰壁・垂れ壁付梁の曲げ強度について，既往の評価方法 [8)]の適用性の検討を目的に部材実験を行った。また，腰壁・垂れ壁付梁の性能評価のため，初期剛性，曲げひび割れ強度，降伏時変形，使用限界変形角，終局変形角の確認を行った。

文献 [8)]では梁の部材種別判定における FA 部材の判定基準を，入力した最大のせん断応力度とコンクリート強度の比（τ_u / F_c）が 0.15 以下としている。文献 [9)]で報告した腰壁・垂れ壁付梁の実験結果では，τ_u / F_c の値が最大で 0.04 程度であり，FA 部材の基準値 0.15 と比べても小さかった。そこで本論文では，文献 [9)]の試験体と比べ入力せん断力を大きくした試験体を作製し，腰壁・垂れ壁付き梁の変形能力の確認を行った。

2. 実験計画

2.1 試験体概要

文献 [10)]を参考に 7 層の RC 造建築物における下層の腰壁・垂れ壁付梁を想定し試験体を設計した。基準試験体は文献 [9)]で報告した試験体 SP-BW1 である。本論文の試験体は，入力せん断力を大きくすることを目的とし，基準試験体の壁長さを延長した SP-BW4 および高強度鉄筋を使用した SP-BW5 の 2 体を作成した。SP-BW4 は，梁幅 200mm×梁せい 300mm，腰壁・垂れ壁の壁厚 80mm，壁長さは 500mm である。梁主筋は 3-D13（p_t=0.63%）とし，あばら筋は 2-D6@100mm（p_w=0.32%），腰壁・垂れ壁の縦横筋は複配筋として 2-D4@150（p_s=0.23%），壁端部筋は 4-D6 である。破壊形式は梁主筋降伏による曲げ引張破壊を想定した。また，SP-BW5 は，梁幅 200mm×梁せい 300mm，腰壁・垂れ壁の壁厚 80mm，壁長さは 350mm である。梁主筋は 3-D16（p_t=0.99%）とし，あばら筋は 2-D10@50mm（p_w=0.32%），腰壁・垂れ壁の縦横筋は復配筋として 2-D6@50（p_s=0.46%），壁端部筋は 4-D10 である。破壊形式は壁圧縮破壊を想定した。材料特性一覧を**表-1** に，文献 [9)]および本論文の試験体諸元を**表-2** に，試験体配筋図を**図-1～図-3** に示す。

表-1　材料特性一覧

鉄筋種類	ヤング係数 (N/mm^2)	降伏強度 (N/mm^2)	降伏時歪 (%)	引張強度 (N/mm^2)
D4 (SD295)	1.94×10^5	347 ※	0.385	526
D6 (SD295)	1.85×10^5	328 ※	0.413	480
D6 (SD345)	1.91×10^5	379 ※	0.445	537
D10 (SD345)	1.92×10^5	384	0.212	543
D10 (USD785)	1.95×10^5	993 ※	0.709	1138
D13 (SD345)	1.88×10^5	370	0.215	530
D16 (USD785)	1.91×10^5	883 ※	0.668	1030

※印は0.2%オフセット耐力を表す

コンクリート				
試験体	圧縮強度 (N/mm^2)	圧縮強度時歪 (%)	ヤング係数 (N/mm^2)	割裂引張強度 (N/mm^2)
SP-BW4	30.9	0.203	2.58×10^4	2.89
SP-BW5	31.8	0.218	2.54×10^4	2.60

コンクリートのヤング係数は最大圧縮強度の1/3と原点を結んだ傾きとした.

*1 横浜国立大学大学院　工学府　大学院生・修（工）
*2 横浜国立大学大学院　工学府　大学院生
*3 横浜国立大学大学院　工学研究院　教授・工博
*4 独立行政法人建築研究所　研究員・博士（工）

表-2　試験体諸元

	既往試験体[9]			試験体	
	SP-BW1	SP-BW2	SP-BW3	SP-BW4	SP-BW5
梁幅 (mm)	200				
梁せい (mm)	300				
梁主筋	3-D13 [SD345]				3-D16 [USD785]
引張鉄筋比 p_t	0.63%				0.99%
あばら筋	2-D6@100 [SD295]				2-D10@50 [SD345]
あばら筋比 p_w	0.32%				1.43%
壁幅 (mm)	80				
壁長さ (mm)	350			500	350
壁	両側				
壁横筋	2-D4@150 [SD295]				2-D6@150 [SD345]
壁横筋比	0.23%				0.46%
壁縦筋	2-D4@150 [SD295]	2-D4@50 [SD295]	2-D4@450 [SD295]	2-D4@150 [SD295]	2-D6@50 [SD345]
壁縦筋比	0.23%	0.70%	0.08%	0.23%	1.60%
壁端部筋	4-D6 [SD345]				4-D10 [USD785]
コンクリート強度 (N/mm^2)	21				
部材スパン (mm)	2500				
せん断スパン比	1.25			0.96	1.25

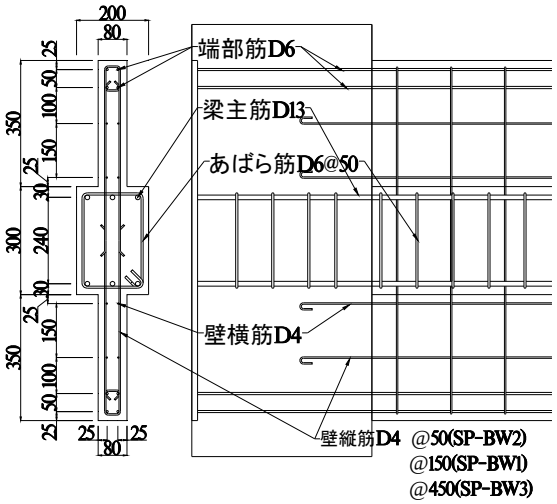

図-1　SP-BW1～3 配筋図

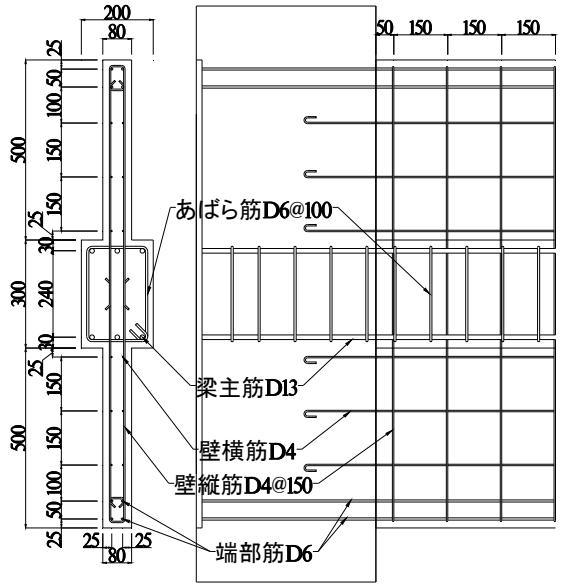

図-2　SP-BW4 配筋図

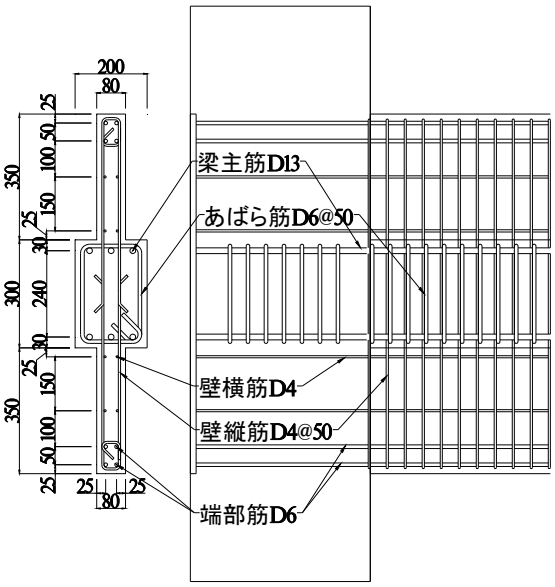

図-3　SP-BW5 配筋図

2.2 計測方法

実験では，試験体に取り付けた変位計および試験体に貼付したひずみゲージにより変位，ひずみを計測し，ジャッキに取り付けたロードセルにより荷重を計測した。また，各サイクル一回目のピーク時と除荷時のひび割れ幅をクラックスケールを用いて計測した。

2.3 加力方法

加力は，梁を 90 度回して立てた状態で，図-4 に示す加力装置を用いて行った。そのため軸力として加力スタブの重量である 19.2kN が作用した。水平ジャッキにより逆対称曲げモーメント分布で正負繰り返しせん断力を作用させた。加力中は左右の鉛直ジャッキにより試験体上スタブの回転がほぼ 0 となるように制御した。加力履歴は，まず荷重制御で±50% Q_{cr}，±100% Q_{cr} を目標とし 1 サイクル載荷を行い，その後は変位制御で部材角 R=±1/1200 (rad.), ±1/800 (rad.), ±1/400 (rad.), ±1/200 (rad.), ±1/100 (rad.)，±1/50 (rad.)，±1/25 (rad.)を目標とし 2 サイクルずつ載荷を行った。ここで Q_{cr} は，梁の両端部が曲げひび割れモーメントに達する時のせん断力であり，試験体加力前に式（1）を用いて計算を行い，SP-BW4 は 63.0kN，SP-BW5 は 44.0kN である。この計算では，コンクリート圧縮強度は 30（N/mm^2）とした。

$$M_{cr} = 0.56\sqrt{\sigma_B} \cdot Z_e \qquad (1)$$

ただし，Z_e：鉄筋を考慮した等価断面係数　(mm^3)

σ_B: コンクリート圧縮強度　(N/mm^2)

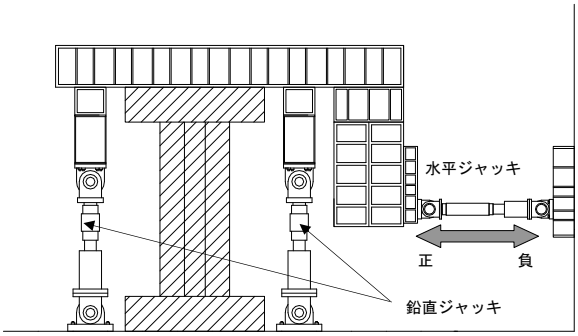

図-4　加力装置図

3. 実験結果

3.1 破壊経過

各試験体の破壊に至るまでの挙動を以下に示す。また，各試験体のひび割れ状況を**図-5**，**図-6** に示す。図中の矢印は加力方向を表す。

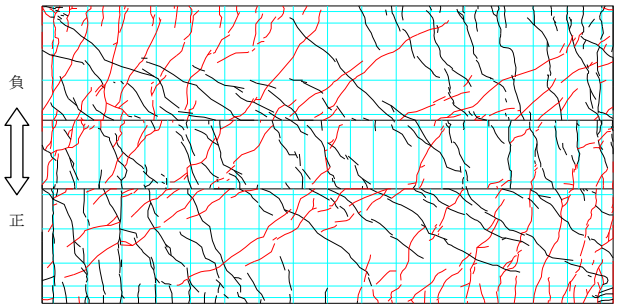

図-5　SP-BW4 ひび割れ状況　(R=-1/100（rad.))

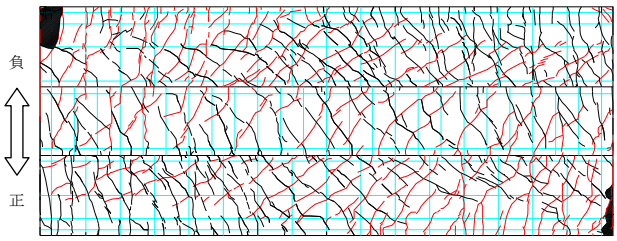

図-6　SP-BW5 ひび割れ状況　(R=+1/50（rad.）)

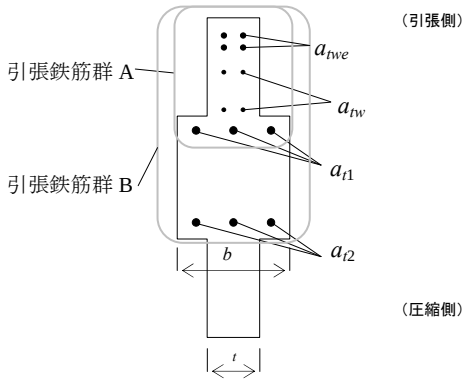

図-7　垂れ壁・腰壁付梁　断面概念図

（SP-BW4：壁延長試験体）

正負共に 100%Q_{cr} サイクル中にスタブと壁の境界面に曲げひび割れが発生した。正負共に R=±1/400 (rad.)サイクル一回目で壁端部筋が引張降伏した。この時，初めて残留ひび割れ幅が 0.1mm を超える曲げひび割れが壁とスタブの境界面に発生した。正負共に R=±1/200 (rad.)サイクル一回目の途中で一段目梁主筋（**図-7** における a_{t1}）が引張降伏し，試験体中央部に斜めに横切るせん断ひび割れが発生した。その後，材端部の壁圧縮縁のコンクリートに圧壊が始まった。また，正負共に R=±1/100 (rad.)サイクル一回目で最大せん断力を記録した。この時，一段目梁主筋だけでなく，二段目梁主筋（**図-7** における a_{t2}）の歪みも降伏時歪を超えていた。その後，正側 R=+1/50 (rad.)サイクル一回目途中 R=+1/58 (rad.)からせん断力が徐々に低下し R=+1/51 (rad.)で，最大せん断力の 80%を下回った。破壊形式は曲げ引張破壊であった。

（SP-BW5：高強度鉄筋試験体）

正負共に 100%Q_{cr} サイクルでスタブと壁の境界面に曲げひび割れが発生した。正負共に R=±1/1200 (rad.)サイクル一回目に材端部から 700mm の範囲に曲げせん断ひび割れが発生した。正負共に R=±1/200 (rad.)サイクル一回目で材端部の壁圧縮縁のコンクリートに圧壊が始まった。この時，初めて残留ひび割れ幅が 0.1mm を超える曲げひび割れが壁とスタブの境界面に発生した。正負共に R=±1/100 (rad.)サイクル一回目で壁端部筋が引張降伏した。R=+1/50 (rad.)サイクル途中 R=+1/76 (rad.)で壁端部のコンクリートが圧縮破壊により壊れせん断力が徐々に低下し R=+1/52 (rad.)で最大せん断力の 80%を下回ったため加力を終了した。

3.2 実験結果

実験で得られた実験値一覧を文献 [9]に示した既往の試験体の結果と共に**表-4** に示す。ただし，**表-4** に示した実験値は正負の平均値とした。せん断力-全体変形関係を**図-8, 9** に示す。**表-4** 及び**図-8, 9** 中に示した各降伏点は，鉄筋に貼付した複数の歪みゲージの値のいずれかが，**表-1** の材料試験による降伏時歪を超えた点とした。

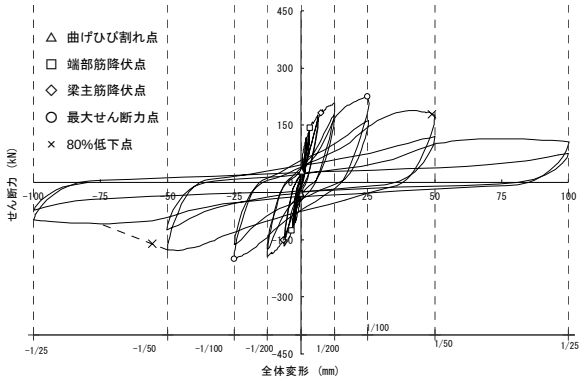

図-8　SP-BW4 せん断力-全体変形関係

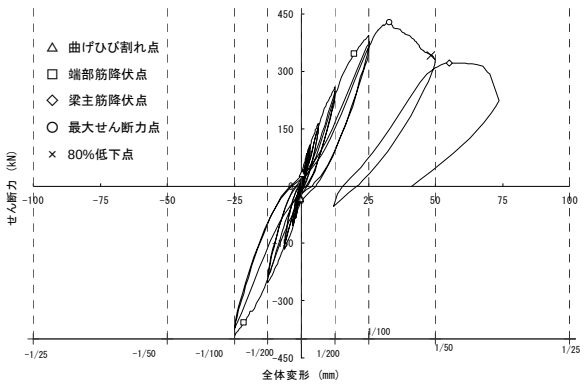

図-9　SP-BW5 せん断力-全体変形関係

表-4　実験結果一覧

		既往試験体[9]			試験体	
		SP-BW1	SP-BW2	SP-BW3	SP-BW4	SP-BW5
50%Q_{cr}剛性	剛性 (kN/mm)	79.5	113.4	94.8	121.2	79.2
曲げひび割れ	剛性 (kN/mm)	94.1	65.0	109.5	285.6	88.8
	せん断力 (kN)	27.9	52.0	30.1	29.0	33.3
使用限界	正載荷	+1/400	+1/250	+1/400	+1/400	+1/200
	負載荷	-1/400	-1/500	-1/400	-1/400	-1/200
壁端部筋降伏	せん断力 (kN)	86.6	96.0	90.4	134.4	351.6
	変形角 (rad.)	1/703	1/758	1/713	1/700	1/122
梁主筋降伏	せん断力 (kN)	116.9	110.5	117.4	167.3	-
	変形角 (rad.)	1/324	1/466	1/354	1/355	-
最大せん断力	せん断力 (kN)	146.0	157.0	151.0	212.8	428.2
	τ_u/F_c	0.038	0.039	0.037	0.049	0.116
終局状態	変形角 (rad.)	1/39	1/37	1/45	1/48	1/76
	終局時塑性率	8.44	12.67	8.01	7.50	-

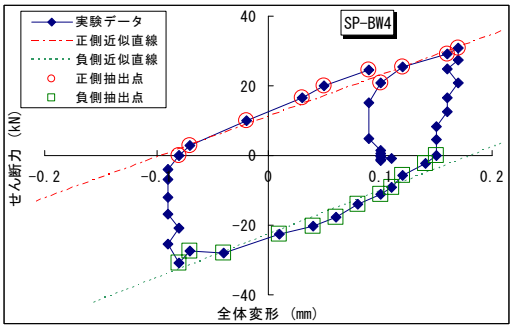

図-10　SP-BW4　50%Q_{cr}剛性計算方法

表中の 50%Q_{cr}剛性とは，50%Q_{cr}サイクルにおけるせん断力-全体変形関係において，正負それぞれで抽出した計測点による最小二乗法の近似直線の傾きの正負平均値である。本論文では，50%Q_{cr}剛性を初期剛性として考える。抽出した計測点とは，加力開始時の挙動が安定していない計測点，及びピーク直後のピーク時と全体変形が同じ値の点を除いた点である。SP-BW4 の例を**図-10** に示す。**図-10** では○印が正方向加力時，□印が負方向加力時の抽出した計測点を示し，2 本の点線がそれぞれの最小二乗法を用いて計算した近似直線を示している。**表-4** より 50%Q_{cr}剛性と曲げひび割れ強度時の剛性を比較すると，（50%Q_{cr}剛性／曲げひび割れ強度時剛性）の値が SP-BW4 は 0.42，SP-BW5 は 0.89 であり 50%Q_{cr}剛性のほうが小さくなった。

加力中，目視により曲げひび割れが発生したと思われる点でせん断力－全体変位関係の接線剛性が大きく変化した。この時のせん断力を曲げひび割れ強度とした。

文献[11]では，部材の使用限界を判断する目安の一つとして，残留ひび割れ幅が 0.2mm を超えたときに部材が使用限界を迎えるとしている。本研究では試験体の寸法効果を考慮し，除荷時のひび割れ幅が 0.2mm の半分の 0.1 mm を超えるひび割れが観察されたサイクルを使用限界状態の変形角とした。**表-4** より使用限界状態の変形角は，SP-BW4 では 1/400 (rad.)，SP-BW5 では 1/200 (rad.)となった。

曲げ引張破壊した SP-BW4 では，せん断力が最大せん断力の 80%の値を下回った時を終局状態とし，その時の変形角を終局時変形角とした。なお，試験体の最大せん断力を記録したサイクル以降，『各サイクル一回目におけるせん断力の最大値』が，試験体の最大せん断力の 80%の値を下回った場合には，**図-8** の破線で示すように，その『各サイクル一回目におけるせん断力の最大値』を記録した点と，『一つ前のサイクル一回目におけるピーク時のせん断力』を記録した点の間に，せん断力が最大せん断力の 80%の値となる変形角が存在すると仮定し，二つの点の直線補完によりその値を求めた。また終局時塑性率は，終局時変形角を梁主筋降伏時変形角で除した値とした。なお，壁圧壊が梁主筋より先行した SP-BW5 では，最大せん断力時を終局状態と定義した。**表-4** で示すとおり終局時変形角は，SP-BW4 で R=1/48 (rad.)，SP-BW5 で R=+1/76 (rad.)となった。

3.3 実験結果の考察

表-4 で示すように SP-BW4 と基準試験体 SP-BW1 を比べると，壁を延長したことにより最大せん断力が増加し，終局変形角が小さくなることが確認できた。また，壁を延長したことにより初期剛性が大きくなり，梁主筋降伏強度も大きくなった。文献[8]で示されている部材種別判定における FA 部材の τ_u/F_c の基準値 0.15 と比べ SP-BW4 の τ_u/F_c は 0.049 と小さいが，正側の終局変形角は R=+1/51 (rad.)となり，1/50 (rad.)よりも小さかった。

SP-BW5 と基準試験体 SP-BW1 を比べると，高強度鉄筋を使用することで最大せん断力が増加し，破壊形式が曲げ引張破壊から壁端部の圧縮破壊に変化した。また，SP-BW5 の τ_u/F_c =0.116 に対して，終局変形角が R=+1/76 (rad.)と小さくなることが確認できた。

4. 曲げ強度式の考察

4.1 既往の評価式

文献[8]を基にした梁主筋が引張降伏する時の曲げ終局モーメント M_{u0} の計算式を式(2)に示す。

$$M_{u0} = a_{te} \cdot \sigma_y (d_e - 0.5x_n) \qquad (2)$$

ただし，$a_{te} = a_{t1} + a_{tw}\left(\dfrac{\sigma_{wy}}{\sigma_y}\right) + a_{twe}\left(\dfrac{\sigma_{wey}}{\sigma_y}\right)$

$$x_n = \frac{a_{te} \cdot \sigma_y}{0.85\sigma_B \cdot t}$$

t：壁厚（圧縮側に壁がないときは梁幅とする）(mm)

a_{t1}：引張側一段目梁主筋断面積（**図-7** 参照） (mm^2)

a_{tw}：引張側壁横筋全断面積（**図-7** 参照）(mm^2)

a_{twe}：引張側壁端部筋全断面積（**図-7** 参照）(mm^2)

σ_y：梁主筋降伏強度 (N/mm^2)

σ_{wy}：壁横筋降伏強度 (N/mm^2)

σ_{wey}：壁端部筋降伏強度 (N/mm^2)

d_e：引張鉄筋群 A（**図-7** 参照）の重心から圧縮最外縁までの距離 (mm)

ただし，引張鉄筋についての説明は**図-10** に図示する。

4.2 修正式

既往実験の結果[9]では，既往の評価式（式(2)）による計算値は，最大せん断力実験値よりも，梁主筋降伏時せん断力実験値に近いことが報告されており，既往の評価式で最大せん断力実験値を評価することができたとは言えない。そこで本実験では，既往の評価式を修正した計算式によって最大せん断力の評価を行う。曲げ終局モーメント修正式 M_{u1} を式(3)に示す。実験結果から最大せん断力時には二段目梁主筋（**図-7** における a_{t2}）が降伏していると考え，式(3)では考慮する引張主筋として二段目梁主筋を含めて計算を行った。

$$M_{u1} = a_{te1} \cdot \sigma_y \left(d_{e1} - 0.5x_{n1}\right) \tag{3}$$

ただし，$a_{te1} = a_{t1} + a_{t2} + a_{tw}\left(\dfrac{\sigma_{wy}}{\sigma_y}\right) + a_{twe}\left(\dfrac{\sigma_{wey}}{\sigma_y}\right)$

$$x_{n1} = \frac{a_{te1} \cdot \sigma_y}{0.85\sigma_B \cdot t}$$

a_{t2}：二段目梁主筋断面積（**図-7** 参照） (mm^2)

d_{e1}：引張鉄筋群 B（**図-7** 参照）の重心から圧縮最外縁までの距離 (mm)

なお，梁主筋の降伏より先にコンクリートが圧壊する場合は，式(4)により曲げ終局モーメント M_{u2} の計算を行う。式(4)では，曲げ終局モーメントをストレスブロックで表されるコンクリートの圧縮力（$0.85\sigma_B \cdot t \cdot x_{nb}$）に応力中心間距離（$d_e - 0.5x_{nb}$）を乗じることで計算している。この時，応力中心間距離は（$d_e - 0.5x_{nb}$）で表せるとし，圧縮側の鉄筋は無視した。

$$M_{u2} = 0.85\sigma_B \cdot t \cdot x_{nb}\left(d_e - 0.5x_{nb}\right) \tag{4}$$

ただし，$x_{nb} = \dfrac{{}_c\varepsilon_B}{{}_c\varepsilon_B + {}_s\varepsilon_y} d_e$

${}_c\varepsilon_B$：コンクリート圧縮強度時ひずみ

${}_s\varepsilon_y$：梁主筋降伏時ひずみ

4.3 計算値と実験値の比較

SP-BW4 に関して，既往の評価式（式(2)）による曲げ終局強度 Q_{mu0}，および修正式（式(3)）による曲げ終局強度 Q_{mu1} と，実験によるせん断力-全体変形関係骨格曲線を**図-11** に示す。また SP-BW5 では，修正式（式(4)）による曲げ終局強度 Q_{mu2} と，実験によるせん断力-全体変形関係骨格曲線を**図-12** に示す。SP-BW4 について正負平均の実験値と計算値の比較を**表-5**，**表-6** に示す。

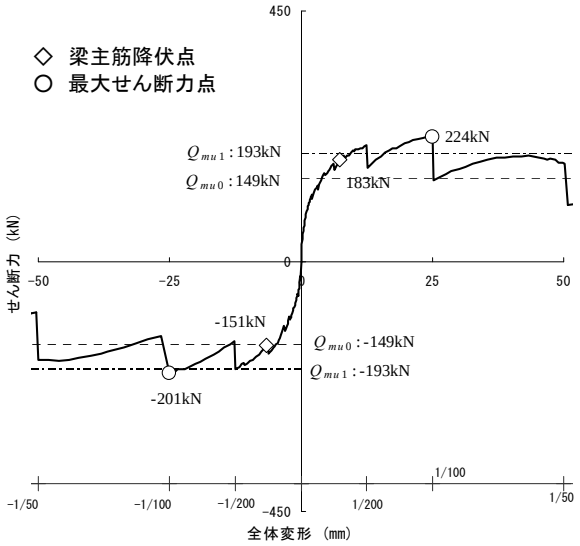

図-11 SP-BW4 実験骨格曲線と計算値の比較

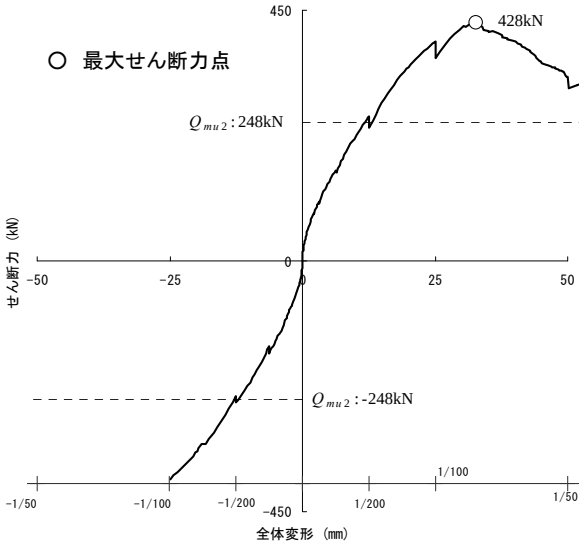

図-12 SP-BW5 実験骨格曲線と計算値の比較

表-5 最大せん断力と計算値の比較(SP-BW4)

	最大せん断力 正負平均実験値（212.8kN）	
計算値	Q_{mu0} 149 (kN)	Q_{mu1} 193 (kN)
実験値／計算値	1.43	1.10

表-6 梁主筋降伏時せん断力と計算値の比較(SP-BW4)

	梁主筋降伏時せん断力 正負平均実験値（167.3kN）	
計算値	Q_{mu0} 149 (kN)	Q_{mu1} 193 (kN)
実験値／計算値	1.13	0.87

図-11 および**表-5** で示すように，曲げ引張破壊した SP-BW4 の最大せん断力実験値は既往の評価式（式(2)）による曲げ終局強度 Q_{mu0} の 1.43 倍，修正式（式(3)）による曲げ終局強度 Q_{mu1} の 1.10 倍であった。本論文の曲げ引張破壊する腰壁・垂れ壁付梁では，二段目梁主筋を引張鉄筋として考慮することで，精度良く最大せん断力実験値を評価することができた。

一方で，**図-11** および**表-6** で示すように，梁主筋降伏時せん断力実験値は既往の評価式（式(2)）による曲げ終局強度 Q_{mu0} の 1.13 倍，修正式（式(3)）による曲げ終局強度 Q_{mu1} の 0.87 倍であった。本論文の曲げ引張破壊する腰壁・垂れ壁付梁では，既往の評価式を用いることで，梁主筋降伏時せん断力実験値を精度良く評価することができた。

図-12 で示すように，壁端部が圧縮破壊した SP-BW5 の最大せん断力実験値は修正式（式(4)）による曲げ終局強度 Q_{mu2} の 1.73 倍であり，計算値より大きく超えており精度良く評価できたとは言えない。これは，曲げ終局強度 Q_{mu2} の計算式に圧縮鉄筋を考慮していないことが原因の一つとして考えられる。

5. まとめ

曲げ破壊を想定した腰壁・垂れ壁付梁の曲げ強度について，既往の評価方法 [8]の適用性の検討を目的に部材実験を行った。得られた知見を以下に示す。

(1) 曲げ引張破壊した壁延長試験体 SP-BW4 は，基準試験体と比べ壁を延長することで最大せん断力が増加し，終局変形角が小さくなることが確認できた。SP-BW4 の τ_u / F_c は 0.049 と小さいが，正側の終局変形角は R=+1/51 (rad.)となった。

(2) 高強度鉄筋試験体 SP-BW5 は，基準試験体と比べ鉄筋を高強度にしたことで，破壊形式が壁端部の圧縮破壊に変わった。SP-BW5 の τ_u / F_c =0.116 に対して，終局変形角は R=+1/76 (rad.) だった。

(3) 本論文の曲げ引張破壊した腰壁・垂れ壁付梁では，既往の評価方法 [8]（式(2)）を用いることで梁主筋降伏時せん断力を評価することができた。また，既往の評価方法 [8] に対し，引張鉄筋として二段目梁主筋を考慮した修正式（式(3)）を用いると，最大せん断力を評価することができた。

(4) 本論文の壁端部が圧縮破壊した腰壁・垂れ壁付梁では，最大せん断力をストレスブロックを用いた曲げ終局モーメント計算式（式(4)）で評価した結果，実験値は計算値を大きく超えており精度良く評価できたとは言えない。これは，曲げ終局強度 Q_{mu2} の計算式に圧縮鉄筋を考慮していないことが原因の一つとして考えられる。

謝辞

本研究は，平成 21 年度国土交通省建築基準整備促進補助金事業の一部（研究代表者：壁谷澤寿海 東京大学地震研究所教授）として行われた。壁谷澤寿海(東京大学地震研究所教授)，磯雅人(福井大学大学院講師)，その他共同研究関係者には貴重な助言をいただきました。

参考文献

1) 大宮幸，松浦康人，香取慶一，林静雄：袖壁付き柱の破壊形式を考慮したせん断終局強度に関する実験及び考察，日本建築学会構造系論文集，第 553 号，pp. 81-88，2002.3
2) 加藤大介，孫浩陽：袖壁つき RC 造柱の最大耐力以降の挙動の評価法，日本建築学会構造系論文集，第 566 号，pp. 97-103，2003.4
3) 磯雅人，松崎育弘，園部泰寿，中村洋行：連続繊維シートによりせん断補強された袖壁付き RC 柱のせん断終局耐力評価，日本建築学会構造系論文集，第 542 号，pp. 147-154，2001.4
4) 壁谷澤寿成，壁谷澤寿海，東條有希子，壁谷澤寿一：せん断破壊型そで壁付き柱に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.30，No.3，pp. 115-120，2008
5) 大久保全陸，東洋一，飯田研：腰壁，たれ壁付き鉄筋コンクリート梁の弾塑性挙動に関する実験的研究（その 1・2），日本建築学会論文報告集，第 204 号，pp. 1-7，1973.2
6) 市之瀬敏勝，青山博之：腰壁を切断した梁柱接合部の地震時挙動に関する実験的研究(その 1)，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造系，pp. 1521-1522，1980.9
7) 高橋之，上田博之，角彰，市之瀬敏勝，祖父江美枝，田中弘臣：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
8) 国土交通省住宅局建築指導課：2007 年度版建築物の構造関係技術基準解説書，全国官報販売協同組合，2007.8
9) 田才晃，渡邊秀和，楠浩一，福山洋，田尻清太郎：腰壁・垂れ壁付き RC 梁部材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，C-2, pp.93-96, 2009.8
10) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準の改定について，日本建築学会大会（中国）構造部門（RC 構造）パネルディスカッション資料，2008.9
11) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説，2004