

# 論文 引張軸力を受ける鉄筋コンクリート造耐震壁のせん断強度に関する実験的研究

岩野 哲也\*1・村上 幸太\*2・堀田 久人\*3

**要旨:** 柱主筋量が少ないほど、軸力の減少に対する柱のせん断強度の減少率が大きいことが理論的に示されている。同様のことが耐震壁にも起こる可能性に着目し、本研究では断面に対する側柱主筋量と壁縦筋量の総量が少ない鉄筋コンクリート造耐震壁が引張軸力を受ける際のせん断性状を検討した。実験変数を平均軸応力度  $0\text{N/mm}^2$ ,  $-1\text{N/mm}^2$ ,  $-2\text{N/mm}^2$  とした縮小試験体 5 体の水平加力実験を行った結果、軸力を加えていない試験体ではせん断強度実験値と広沢平均式による計算値が概ね一致したが、引張軸力を加えた試験体では実験値が計算値を下回り、その減少率は引張軸力が大きい試験体ほど大きくなることを示した。

**キーワード:** 鉄筋コンクリート, 耐震壁, せん断強度, 引張軸力, 主筋量

## 1. はじめに

鉄筋コンクリート造 (以下, RC 造とする。) 構造物に配置される連層耐震壁に地震力が加わるとき, 面外方向の力によって軸力が変動し耐震壁が引張軸力を受けつつ面内方向力に抵抗する場合がある。しかし, 軸力の影響を考慮した耐震壁のせん断強度評価式である広沢平均式では, 式中の軸力項は圧縮軸力を対象としたものであり, 引張軸力を受ける耐震壁についても検討が必要である。

RC 造耐震壁の実験の多くは圧縮軸力を対象としたものであり, 引張軸力を対象とした実験事例は限られているが, 文献<sup>1)~3)</sup>では引張軸力を受ける耐震壁の水平加力実験を行い, 広沢平均式によるせん断強度の計算値と実験値が概ね対応するという実験結果を得ている。

一方, 図-1 は文献<sup>4)</sup>で, 柱についての主筋量及び軸力の影響を考慮したせん断強度理論解から示された, 軸力比とせん断強度の関係である。横軸は軸力比 $\eta$ , 縦軸はせん断応力度 $\tau$ をコンクリートの圧縮応力度 $\sigma_B$ で除して無次元化した $\tau/\sigma_B$ である。 $\phi_c$ は柱断面に対する主筋量に関する値で, 値が小さいほど主筋量が少ないことを示す。図-1 より主筋量が少ないほど, 軸力比の減少に対するせん断強度の減少率が大きいことがわかる。耐震壁にも

同様のことが起こるとすれば, 耐震壁全断面に対する側柱の主筋量と壁縦筋量の総量 (以下, 軸方向鉄筋量とする。) が少ない耐震壁が引張軸力を受けるときのせん断性状を検討する必要がある。

本研究では, せん断強度の計算値と実験値が概ね対応した文献<sup>1)~3)</sup>よりも耐震壁の全断面に対する軸方向鉄筋量を少なくし, 引張軸力を加えた耐震壁の面内水平加力実験を行い, そのせん断性状を検討した。

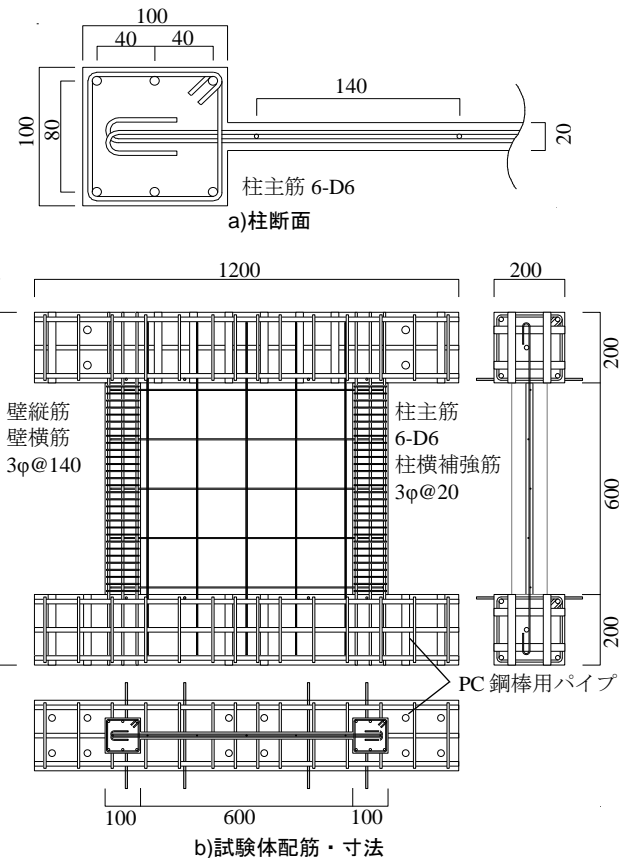


図-2 試験体配筋詳細図 (単位 mm)

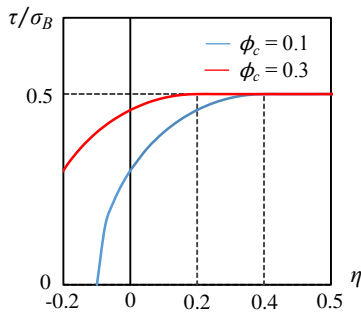


図-1 柱についての軸力比とせん断強度の関係

\*1 東京工業大学大学院 環境・社会理工学院建築学系建築学コース (学生会員)

\*2 東京工業大学大学院 環境・社会理工学院建築学系建築学コース

\*3 東京工業大学大学院 環境・社会理工学院建築学系准教授 工博 (正会員)

表-1 試験体諸元

試験体	壁厚 $t$ (mm)	柱配筋		壁配筋		平均軸応力度 $\sigma_0^*$ (N/mm <sup>2</sup> )	軸力 $N^*$ (kN)	$\phi_w$	せん断余裕度
		主筋 (柱主筋比)	横補強筋 (横補強筋比)	壁縦筋 (壁縦筋比)	壁横筋 (壁横筋比)				
MW0A	20	6-D6 (1.90%)	3φ@20 (0.71%)	3φ@140 (0.25%)	3φ@140 (0.25%)	0	0	0.17	0.72
MW1A						-1	-24	0.19	0.79
MW0B						0	0	0.14	0.81
MW1B						-1	-24	0.15	0.91
MW2B						-2	-48	0.16	1.04

\*圧縮を正とする。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

図-2 に試験体配筋詳細図, 表-1 に試験体諸元を示す。試験体は平均軸応力度 $\sigma_0$ を実験変数とした RC 造耐震壁の縮小試験体 5 体であり, 試験体の寸法, 配筋は全試験体共通である。平均軸応力度は圧縮を正として,  $\sigma_0=0\text{N/mm}^2, -1\text{N/mm}^2, -2\text{N/mm}^2$  とした試験体をそれぞれ MW0, MW1, MW2 とし, 加力装置への取り付け方法を区別して A タイプ, B タイプとした。(A タイプ, B タイプについては 2.3 載荷方法で述べる。)

試験体は図-2 に示すように壁の上下に剛な梁を有する柱形のある平面壁模型とした。側柱の断面は 100mm×100mm, 壁板の内法高さは 600mm, 内法長さは 600mm, 壁厚は 20mm である。

柱の配筋は, 主筋には D6 を 6 本配し, スタブ内で直線定着とし, 横補強筋には 3φ を 20mm 間隔で配した。壁の配筋は, 縦筋, 横筋ともに最少鉄筋量とし, 3φ を 140mm 間隔でシングル配筋した。縦筋はスタブ内, 横筋は側柱内で 180 度フック定着とした。

ここで, 耐震壁全断面に対する軸方向鉄筋量に関する値を  $\phi_w$  (式(1)) とする。

$$\phi_w = \frac{p_g \sigma_y A_c + p_{sl} \sigma_{sy} A_s}{A \sigma_B} \quad (1)$$

$p_g$ : 柱主筋比,  $\sigma_y$ : 柱主筋の降伏強度

$p_{sl}$ : 壁縦筋比,  $\sigma_{sy}$ : 壁縦筋の降伏強度

$A_c$ : 側柱の断面積,  $A_s$ : 壁板の断面積

$A$ : 総断面積 ( $A=A_c+A_s$ ),  $\sigma_B$ : コンクリートの圧縮強度

各試験体の  $\phi_w$  は表-1 に示す値となった。一方, 文献<sup>1)~3)</sup>の各試験体の  $\phi_w$  の平均値はそれぞれ 0.36, 0.27, 0.24 であり, 本研究の各試験体の  $\phi_w$  は文献<sup>1)~3)</sup>よりも小さい。表-2, 表-3 に各試験体のコンクリート及び鉄筋の材料特性を示す。コンクリートの材料試験は, 1 バッチのコンクリートで 1 体の試験体を作製したケース (MW1A) では載荷試験当日の一度のみ行い, 2 体作製したケースでは打設後 28 日目と 2 体目に載荷した試験体 (MW2B 及び MW0B) の試験当日の二度行った。表-2 に示す 1 体目に載荷した試験体 (MW0A 及び MW1B) のコンクリート強度は, 28 日強度と 2 体目の載荷試験当日の材料強度を用いて試験材齢から線形補間して求めた。

表-2 コンクリート性状

試験体	材齢	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )
MW1A	33 日	28.1	2.22
	28 日	28.4	2.65
MW0A	35 日	30.6*	2.76*
	MW2B	42 日	32.9
MW1B		28 日	32.8
	MW0B	32 日	33.7**
		46 日	36.5

\*28 日強度と材齢 42 日の材料強度を用いて材齢から線形補間した値。

\*\*28 日強度と材齢 46 日の材料強度を用いて材齢から線形補間した値。

表-3 鉄筋性状

試験体	種別	降伏強度* (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング率 ( $\times 10^5 \text{N/mm}^2$ )
MW1A	D6	401	555	1.98
	3φ	627	652	2.24
MW0A	D6	396	546	1.92
	MW2B	3φ	584	614
MW0B		D6	383	537
	MW1B	3φ	606	635

\*0.2% オフセット耐力

2.2 耐震壁の曲げ強度とせん断強度

各試験体の曲げ強度とせん断強度は柱型のある耐震壁断面を長方形断面に置換して求めた。長方形断面のせいは柱せいと壁の内法長さを合わせた耐震壁の全せい  $l$  とする。等価壁厚さ  $t_e$  は通常, 耐震壁の総断面積  $A$  を全せいで除した値  $A/l$  とするが,  $A/l$  が  $1.5t$  を超える値となったため, 本研究では  $t_e=1.5t$  とした。

曲げ強度は累加強度式から求めた。この際, 壁縦筋は最少鉄筋量としているため曲げ強度への影響は小さいので, その寄与は無視した。せん断強度  $Q_{su}$  は広沢平均式 (式(2)) から求めた。せん断余裕度はここで求めた曲げ強度とせん断強度の比とする。せん断スパン比を 0.5 としたときの各試験体のせん断余裕度を表-1 に示す。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (\sigma_B + 18)}{\sqrt{M/(Q \cdot l) + 0.12}} + 0.85 \sqrt{p_{se} \cdot \sigma_{wy} + 0.1 \sigma_0} \right\} t_e j_e \quad (2)$$

$p_{te}$ : 引張側柱の等価主筋比 (%)

$M/(Ql)$ : せん断スパン比 ( $l$  は耐震壁の全せい)

$\sigma_B$ : コンクリートの圧縮強度

$p_{se}$ :壁横筋の等価補強筋比,  $\sigma_{wy}$ :壁横筋の降伏強度  
 $\sigma_0$ :平均軸応力度( $\sigma_0=N/(t_e \cdot l)$ : $N$ は軸力)  
 $t_e$ :等価壁厚さ( $t_e=1.5t$ )  
 $j_e$ :応力中心距離( $j_e=7/8 \cdot d$ : $d$ は耐震壁の有効せい)

### 2.3 荷重方法

図-3 に加力装置図を示す。試験体は下スタブを PC 鋼棒で反力フレームに緊結した。上スタブに取り付けた鉄骨部材に加力用ブロックを設置し、オイルジャッキ 2 基で面内水平力  $Q_x$  を加えた。反曲点高さは 400mm でせん断スパン比は 0.5 である。図の右向きを正加力、左向きを負加力とした。面内水平力を釣り合わせるために下スタブにも反力を与えるオイルジャッキを設置した。また、引張軸力を加える試験体では軸力導入用オイルジャッキを反力フレーム上部に設置し、上スタブに取り付けた鋼棒を PC 鋼棒で引っ張ることで、一定引張軸力を加えた。荷重サイクルは、制御変形角を面内水平変形角が  $\pm 1/2000$  rad,  $\pm 1/1000$  rad,  $\pm 2/1000$  rad,  $\pm 4/1000$  rad として正負交番繰り返し荷重を行った。全試験体で  $\pm 4/1000$  rad のサイクルまでに耐力低下しなかったため、最終サイクルでは耐力が低下するまで変形角を増大させた。

ここで、下スタブ中央を緊結した試験体を A タイプとした。A タイプでは下スタブを緊結した 3 本の H 型鋼に若干のレベル差があり、中央の H 型鋼が左右の H 型鋼に比べて低くなっていた。その結果、PC 鋼棒で緊結した際に下スタブ中央に下向きに引っ張る力が働き、壁板下部の下スタブとの境界付近に水平ひび割れが生じたと考えられる。さらに、MW0A では、正加力時に下スタブにひび割れが生じたため、実験途中で下スタブ中央の緊結をといた。図-4 にひび割れが顕著であった MW0A 裏面の下スタブ、及び壁板下部のひび割れ図を示す。下スタブが引っ張られることによって生じるひび割れが耐震壁の耐力低下に影響すると考えられるので、B タイプでは中央の H 型鋼を取り払い、左右の H 型鋼のみでフレームと緊結した。

### 2.4 変位測定方法

図-5 に変位測定装置図を示す。測定装置を上下スタブに埋め込まれた 8 本の測定端子にピン及びピンローラーで固定した。端子の鉛直変位から軸方向変形、下部の変位計から水平変形角を計測し、上部変位計から計測される変形角と水平変形角の差からスタブの面内回転角  $\theta_x$  を計測した。試験体両面で測定した値を平均して面内水平変形角  $R_x$  とした。

## 3. 実験結果

図-6 から図-10 に各試験体の荷重-変位関係及び実験終了時のひび割れ状況を示す。荷重-変位関係は縦軸が面内水平力  $Q_x$ 、横軸が面内水平変形角  $R_x$  である。広

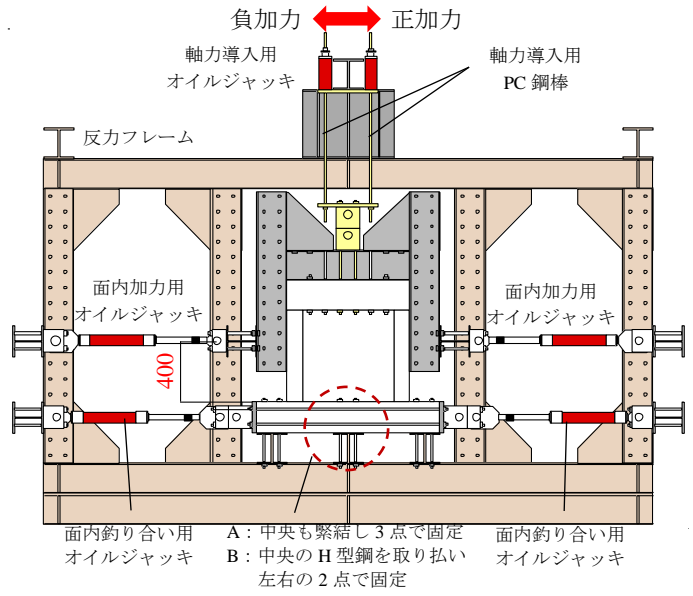


図-3 加力装置図 (単位 mm)

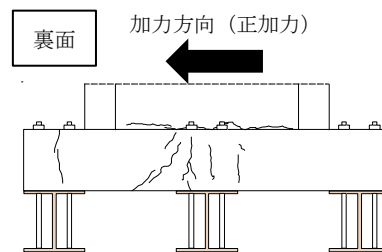


図-4 スタブひび割れ図

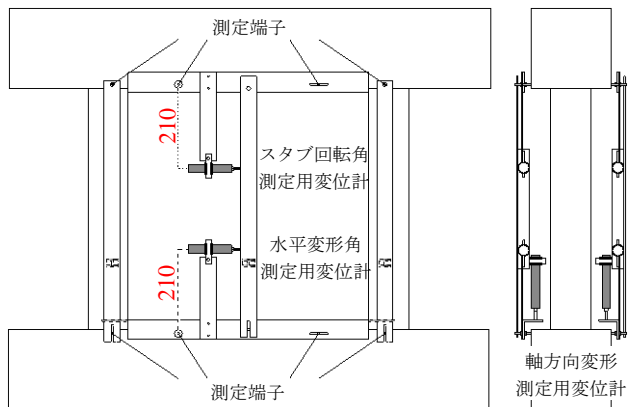


図-5 変位測定装置図 (単位 mm)

沢平均式によるせん断強度  $Q_{su}$  を赤の破線で示し、最大耐力  $tQ_{max}$  とせん断ひび割れ発生荷重も図中に示した。ひび割れ図は、正加力時に発生したひび割れを赤で、負加力時に発生したひび割れを青で示し、幅が大きいいび割れは太線で示す。また、コンクリートの剥落が生じた部分は網掛けで示す。ここでは、正加力時に、柱脚に引張の付加軸力を受ける柱を L 柱、柱脚に圧縮の付加軸力を受ける柱を R 柱とする。

### 3.1 MW0A

荷重前に壁板下部に水平ひび割れが生じていたため、そのひび割れを黒で示す。 $+1/2000$ rad サイクル中に下スタブにひび割れが生じたため、荷重途中で下スタブ中央

の緊結をといた。 $\pm 1/1000$ rad サイクル中に壁板にせん断ひび割れが発生し、その時の荷重は正側で 39.9kN、負側で -36.0kN であった。 $\pm 4/1000$ rad サイクル中に側柱に曲げひび割れとせん断ひび割れが発生した。壁板のせん断ひび割れは水平変形角の増大とともに増加し、正負ともに壁板全体に多数のせん断ひび割れが生じた。最終サイクルでは、 $5.2 \times 10^{-3}$ rad で最大耐力 90.8kN を示した後、対角線付近のせん断ひび割れの拡幅、壁板右下部のコンクリートの剥落を伴って急激に耐力低下し、せん断破壊した。面内水平変形角が  $1.3 \times 10^{-2}$ rad まで増加したため載荷を終了した。最大耐力はわずかに  $Q_{su}$  に達しなかった。

### 3.2 MW1A

+1/2000rad サイクル中に L 柱脚部に曲げひび割れが発生し、壁板下部に下スタブ中央を緊結したことで下スタブが下方向に引っ張られて生じたと考えられる水平ひび割れが発生した。壁板のせん断ひび割れは、負側では -1/2000rad サイクル中に -24.9kN で壁板の対角線付近に発生し、正側では +1/1000 rad サイクル中に 29.0kN で発生した。 $+4/1000$ rad サイクル中に L 柱の曲げひび割れが増加し、L 柱頂部と R 柱脚部にせん断ひび割れが発生した。壁板のせん断ひび割れは、正加力時では壁板全体に多数のせん断ひび割れが生じ、負加力時では対角線付近に生じた 1 本のせん断ひび割れが、水平変形角の増大とともに徐々に拡幅した。最終サイクルでは、正側では  $4.8 \times 10^{-3}$  rad のとき最大耐力 74.8kN を示した後、対角線付近のせん断ひび割れが開口し、壁板左上部分のコンクリートの剥落を伴ってゆるやかに耐力低下しせん断破壊した。負側では  $-4.7 \times 10^{-3}$ rad のときせん断ひび割れが開口し、最大耐力 -74.8kN を示した後コンクリートの剥落を伴って急激に耐力低下し、せん断破壊した。面内水平変形角が  $-1.6 \times 10^{-2}$ rad まで増加したため載荷を終了した。正負ともに最大耐力は  $Q_{su}$  に達しなかった。

### 3.3 MW0B

$\pm 1/2000$ rad サイクル中に壁板にせん断ひび割れが発生し、その時の荷重は正側で 32.4kN、負側で -28.7kN であった。 $+2/1000$ rad サイクル中に L 柱に曲げひび割れが発生した。 $\pm 4/1000$ rad サイクル中に正側では L 柱の曲げひび割れが増加し、正負ともに側柱の頂部、脚部にせん断ひび割れが発生した。壁板のせん断ひび割れは水平変形角の増大とともに増加し、正負ともに壁板全体に多数のせん断ひび割れが生じた。最終サイクルでは、 $5.3 \times 10^{-3}$  rad のとき最大耐力 105.7kN を示した後、コンクリートの剥落を伴って急激に耐力低下し、せん断破壊した。面内水平変形角が  $1.7 \times 10^{-2}$ rad まで増加したため載荷を終了した。最大耐力は  $Q_{su}$  に概ね一致した

### 3.4 MW1B

$\pm 1/2000$ rad サイクル中に壁板にせん断ひび割れが発生

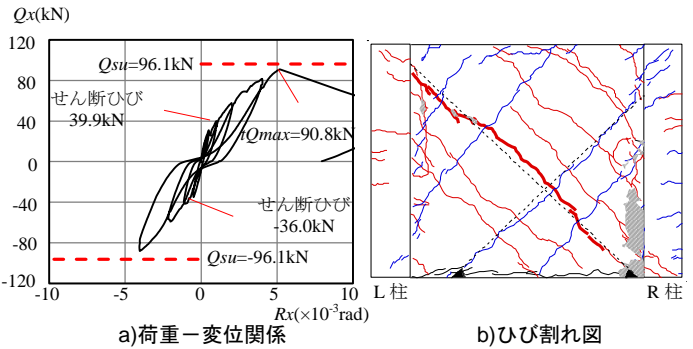


図-6 MW0A 実験結果

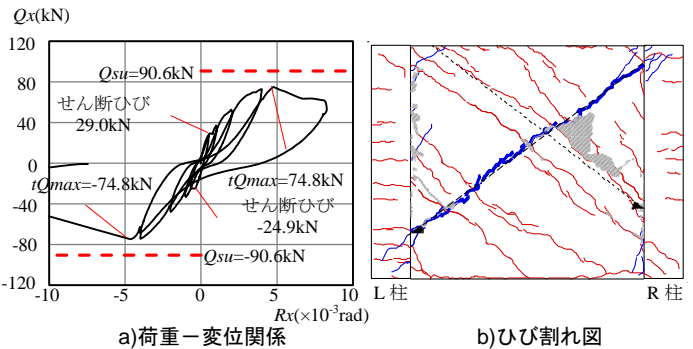


図-7 MW1A 実験結果

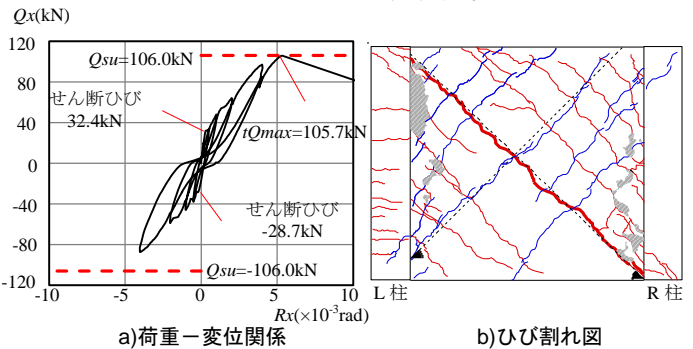


図-8 MW0B 実験結果

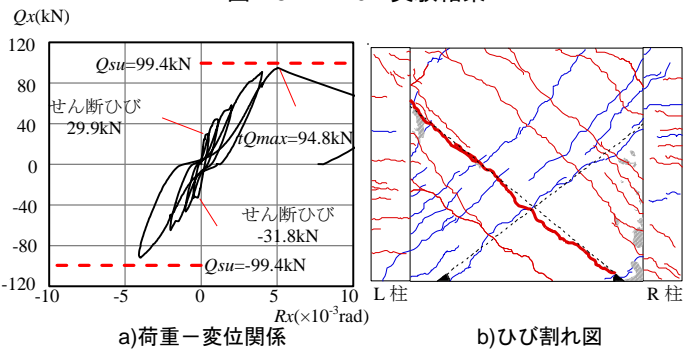


図-9 MW1B 実験結果

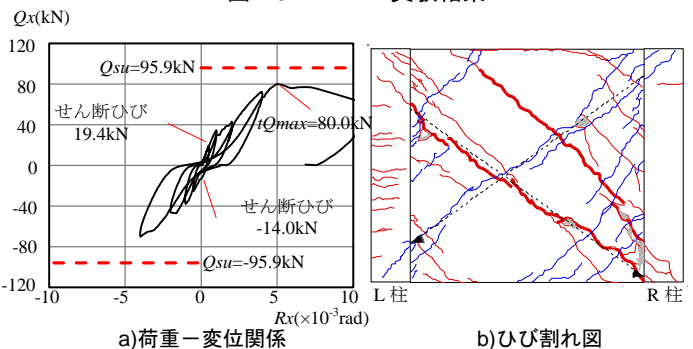


図-10 MW2B 実験結果

表-4 ひび割れ角度

\*引張を正とする。

試験体	加力方向	$Q_{cr}$ (kN)	$\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_0^*$ (N/mm <sup>2</sup> )	計算値 (度)	実験値 (度)	$\sigma_1$ (N/mm <sup>2</sup> )	コンクリート 引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )
MW0A	正	43.3	2.71	0	45.0	43	2.71	2.76
	負	-45.9	-2.87		-45.0	-44	2.87	
MW1A	正	46.9	2.93	0.68	41.7	38	3.29	2.22
	負	-24.9	-1.56		-38.8	-37	1.94	
MW0B	正	53.9	3.37	0	45.0	44	3.37	2.77
	負	-52.0	-3.25		-45.0	-45	3.25	
MW1B	正	44.0	2.75	0.69	41.4	39	3.11	2.97
	負	-44.8	-2.80		-41.5	-37	3.16	
MW2B	正	38.0	2.38	1.38	36.9	36	3.17	2.87
	負	-47.1	-2.94		-38.4	-35	3.71	

し、その時の荷重は正側で 29.9kN、負側で-31.8kN であった。+2/1000rad サイクル中に R 柱脚部にせん断ひび割れが発生した。+4/1000rad サイクル中に L 柱, R 柱に多数の曲げひび割れが発生し、L 柱頂部にせん断ひび割れが発生した。-4/1000rad サイクル中に R 柱に曲げひび割れが発生し、L 柱脚部, R 柱頂部にせん断ひび割れが発生した。壁板のせん断ひび割れは水平変形角の増大とともに増加し、正負ともに壁板全体に多数のせん断ひび割れが生じた。最終サイクルでは、 $5.1 \times 10^{-3}$ rad のとき最大耐力 94.8kN を示した後、コンクリートの剥落を伴って急激に耐力低下し、せん断破壊した。面内水平変形角が  $1.3 \times 10^{-2}$ rad まで増加したため載荷を終了した。最大耐力はわずかに  $Q_{su}$  に達しなかった。

### 3.5 MW2B

$\pm 1/2000$ rad サイクル中に壁板にせん断ひび割れが発生し、その時の荷重は正側で 19.4kN、負側で-14.0kN であった。-4/1000rad サイクル中に L 柱脚部, R 柱頂部にせん断ひび割れが発生した。壁板のせん断ひび割れは水平変形角の増大とともに増加し、正加力時、負加力時ともに壁板全体に多数のせん断ひび割れが生じた。最終サイクルでは、L 柱に多数の曲げひび割れが発生し、L 柱頂部, R 柱脚部にせん断ひび割れが発生した。 $5.0 \times 10^{-3}$ rad のとき最大耐力 80.0kN を示した後、コンクリートの剥落を伴って急激に耐力低下し、せん断破壊した。面内水平変形角が  $1.1 \times 10^{-2}$ rad まで増加したため載荷を終了した。最大耐力は  $Q_{su}$  に達しなかった。

### 3.6 ひび割れ角度

表-4 にひび割れ角度の実験値と計算値を示す。ひび割れ角度は水平方向とのなす角とし、左回りを正とした。実験値は、各試験体のひび割れ図中の対角線付近のひび割れを黒の点線で示す直線とみなしておよその値を計測した。計算値は、式(4)で示すコンクリートと鉄筋の軸剛性からコンクリートが負担する軸力  $N_c$ (式(5))を求め、この  $N_c$  をコンクリートの断面積で除した軸応力度  $\sigma_0'$ (式(6))と、実験値を計測したせん断ひび割れが生じたときの

荷重  $Q_{cr}$  を有効せん断面積で除したせん断応力度  $\tau$ (式(7))からモール円の式によって求めた。ひび割れ角度の計算値  $\theta$  は式(8)、最大主応力  $\sigma_1$  は式(9)より算出した。ひび割れ角度の実験値と計算値は全ての試験体で正加力、負加力ともに概ね対応した。最大主応力  $\sigma_1$  とコンクリートの引張強度には相関がみられなかった。

$$k_c = \frac{E_c \cdot A_{con}}{l_h}, k_{sc} = \frac{E_{sc} \cdot A_{sc}}{l_h}, k_{sw} = \frac{E_{sw} \cdot A_{sw}}{l_h} \quad (4)$$

$$N_c = \frac{k_c}{k_c + k_{sc} + k_{sw}} N \quad (5)$$

$$\sigma_0' = N_c / A_{con} \quad (6)$$

$$\tau = Q_{cr} / (t \cdot l) \quad (7)$$

$$\tan 2\theta = 2\tau / \sigma_0' \quad (8)$$

$$\sigma_1 = \sigma_0' / 2 + \sqrt{(\sigma_0' / 2)^2 + \tau^2} \quad (9)$$

$k_c$ :コンクリートの軸剛性

$k_{sc}$ :柱主筋(D6)の軸剛性,  $k_{sw}$ :壁縦筋(3φ)の軸剛性

$E_c$ :コンクリートのヤング率

(文献<sup>5)</sup>に示されるコンクリートのヤング率の計算式に表-2に示す圧縮強度を代入して算出した値)

$E_{sc}$ :柱主筋(D6)のヤング率,  $E_{sw}$ :壁縦筋(3φ)のヤング率 ( $E_{sc}$ ,  $E_{sw}$ は表-3に示す材料試験によって求めた値)

$A_{con}$ :コンクリートの断面積,  $l_h$ :壁板の内法高さ

$A_{sc}$ :柱主筋(D6)の総断面積,  $A_{sw}$ :壁縦筋(3φ)の総断面積

$N_c$ :コンクリートが負担する軸力,  $N$ :軸力,  $t$ :壁厚

$l$ :耐震壁の全せい

## 4. 考察

### 4.1 せん断強度の評価

表-5 に各試験体の最大耐力  $tQ_{max}$ 、広沢平均式によるせん断強度  $Q_{su}$  を示す。図-11 にせん断強度の実験値と計算値の比較を示す。横軸は平均軸応力度  $\sigma_0$ 、縦軸は  $tQ_{max}/Q_{su}$  とした。破線は  $tQ_{max}/Q_{su}=1$  を示す。

Aタイプでは  $tQ_{max}/Q_{su}$  の値は、MW0A で 0.94, MW1A で 0.83 となりどちらも危険側の評価となった。Bタイプでは  $tQ_{max}/Q_{su}$  の値は、MW0B で 1.00, MW1B で 0.95,



MW2Bで0.83となった。軸力を加えていないMW0Bでは $tQ_{max}$ と $Q_{su}$ は概ね一致したが、引張軸力を加えたMW1B, MW2Bでは危険側の評価となった。

AタイプとBタイプを比較する。 $\sigma_0 = -1\text{N/mm}^2$ の試験体MW1AとMW1Bでは $tQ_{max}/Q_{su}$ の値から、MW1Aの最大耐力の減少率が大きくなった。下スタブ中央を緊結したことで壁板に下向きの引張力が働き、強制変形が加えられ耐力低下を起こした可能性がある。一方、 $\sigma_0 = 0\text{N/mm}^2$ の試験体MW0AとMW0Bでは $tQ_{max}/Q_{su}$ の値にMW1AとMW1Bほどの差は生じなかった。これは、载荷途中にMW0Aの下スタブ中央の緊結をといたため、ひび割れによる剛性低下は生じたものの破壊時の耐力低下への影響は小さかったと考えられる。以上のことから、Aタイプでは下スタブの固定方法の違いによる最大耐力のばらつきがみられるため以降の考察ではBタイプについてのみ行う。

#### 4.2 軸方向鉄筋量のせん断強度への影響

本研究では、引張軸力が加わる時にせん断強度実験値と広沢平均式によるせん断強度が概ね一致した文献<sup>1)</sup>~<sup>3)</sup>よりも $\phi_w$ を小さく計画した。

軸力を加えていないMW0Bは $tQ_{max}$ と $Q_{su}$ が概ね一致し、引張軸力が大きくなるにつれて $tQ_{max}/Q_{su}$ が減少するという結果を得た。 $tQ_{max}$ の $Q_{su}$ に対する減少率はMW1Bでは5%、MW2Bでは17%となり、引張軸力が大きいMW2Bの減少率が大きくなった。引張軸力が大きくなるほど、せん断強度は広沢平均式に対して大きく低下すると考えられる。

広沢平均式では軸力に関する項を $0.1\sigma_0$ として軸力の影響を考慮しているが、本研究では $\phi_w$ が小さいとき引張軸力が大きいほどせん断強度が低下し、広沢平均式を下回った。 $\phi_w$ が小さいとき、引張軸力のせん断強度に及ぼす影響は $0.1\sigma_0$ よりも大きく、その影響は引張軸力の増加に伴い増加するという傾向がみられた。

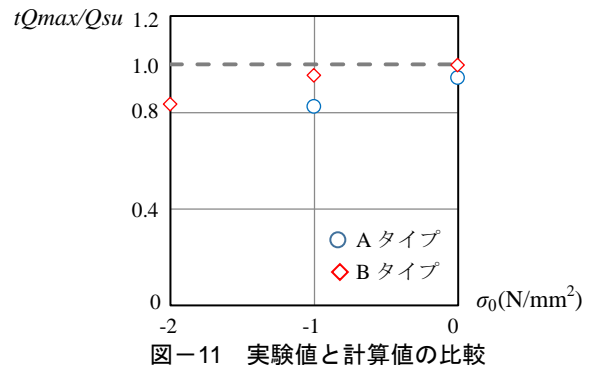
#### 5. まとめ

本研究では、平均軸応力度 $\sigma_0$ を実験変数として、断面に対する軸方向鉄筋量に関する値 $\phi_w$ を文献<sup>1)~3)</sup>よりも小さくしたRC造耐震壁5体の面内水平加力実験を行い、以下の知見を得た。

- (1) 全ての試験体でせん断破壊した。最大耐力は軸力を加えていない試験体では広沢平均式と概ね一致したが、引張軸力を加えた試験体では広沢平均式を下回った。
- (2) Bタイプについて、引張軸力が大きくなるほど広沢平均式に対する最大耐力の減少率が大きくなった。その減少率は、平均軸応力度が $-1\text{N/mm}^2$ の試験体MW1Bで5%であり、平均軸応力度が $-2\text{N/mm}^2$ の試

表-5 最大耐力

試験体	$tQ_{max}$ (kN)	$Q_{su}$ (kN)	$\frac{tQ_{max}}{Q_{su}}$
MW0A	90.8	96.1	0.94
MW1A	-74.8	-90.6	0.83
MW0B	105.7	106.0	1.00
MW1B	94.8	99.4	0.95
MW2B	80.0	95.9	0.83



験体MW2Bで17%であった。

- (3) 文献<sup>4)</sup>で柱について示されたことと同様に、耐震壁についても、軸方向鉄筋量が少ないとき軸力のせん断強度への影響が大きく、軸力の減少に対するせん断強度の減少率が大きくなる傾向がみられた。

本研究では、壁筋を最少鉄筋量として軸方向鉄筋量を少なくした試験体で平均軸応力度を $0\text{N/mm}^2$ ,  $-1\text{N/mm}^2$ ,  $-2\text{N/mm}^2$ として実験を行った。今後、軸方向鉄筋量を変えた試験体での実験、圧縮軸力を加えた実験等を行い、比較・検討していく必要がある。

#### 参考文献

- 1) 溝口光男, 荒井康幸, 口地英樹, 伊藤敦志, 佐々木貫二, 田村彰啓: 偏心引張軸力を受ける鉄筋コンクリート耐震壁のせん断破壊性状, 日本建築学会北海道支部研究報告集, No.73, pp.49-52, 2000.7
- 2) 坂本亨, 溝口光男, 荒井康幸: 引張軸力を受ける鉄筋コンクリート耐震壁のせん断破壊性状, 日本建築学会北海道支部研究報告集, No.75, pp.69-72, 2002.6
- 3) 溝口光男, 荒井康幸, 坂本亨: 引張軸力を受ける鉄筋コンクリート耐震壁のせん断破壊性状(その2), 日本建築学会北海道支部研究報告集, No.76, pp.105-108, 2003.6
- 4) 堀田久人, 原田拓: 主筋及び軸力の影響を考慮した鉄筋コンクリート部材のせん断強度理論解とパラメータ寄与について, 日本建築学会構造系論文集, No.620, pp101-108, 2007.10
- 5) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説, 2010.2