

# 論文 側柱が伸びた柱補強筋比の大きな鉄筋コンクリート耐震壁のせん断耐力に及ぼす壁筋の影響

溝口 光男\*1・荒井 康幸\*1・安達 清人\*2・栗田 卓\*2

**要旨：**鉄筋コンクリート耐震壁が偏心した引張軸力を受けて側柱が大きく伸びた場合のせん断耐力に関し、側柱補強筋比を大きくして壁筋比を変えた耐震壁について、水平力に対して圧縮側となる側柱脚部に大きな伸びを与えた後に破壊させる実験を行った。その結果、柱補強筋比の大きい場合で圧縮側柱脚部の伸びが大きくなると、壁筋比が小さいときには圧縮側柱側の壁板下部のコンクリートに圧壊が起こり、せん断耐力が大きく低下すること、壁筋比が大きいときには壁板コンクリートに圧壊がみられず、せん断耐力の低下が小さいことを示した。

**キーワード：**鉄筋コンクリート, 耐震壁, せん断耐力, 伸び, 壁筋比

## 1. はじめに

高層建物内に配置される連層耐震壁の一階では、水平力に対して圧縮側となる側柱に、その直交方向の曲げの影響による大きな引張力を受けることがある<sup>1)</sup>。また、L形壁のような立体耐震壁や境界梁で連結された並列壁の引張側の耐震壁も同様で、圧縮側の側柱に引張力を受けることがある。このような耐震壁では、側柱軸筋が引張降伏することも考えられる。筆者らは、水平力に対して圧縮側となる側柱に引張力を加えて、この側柱の軸筋が引張降伏する伸び以上に柱脚部の伸びを大きくした耐震壁の加力実験を行い、側柱脚部の伸びとせん断耐力の関係について検討してきた<sup>2),3),4),5),6)</sup>。本研究では、柱補強筋比の大きな耐震壁について加力実験を行い、圧縮側柱脚部の伸びが大きい場合のせん断耐力に及ぼす壁筋比の影響について検討した。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体

試験体は、図-1に示すような上下に梁を有する鉄筋コンクリート壁模型4体とした。試験体の一覧を表-1に示す。試験体の寸法は全試験体共通とし、壁全長1300mm、壁内法高さ1500mm、柱断面150mm角である。壁厚は50mmを目標としたが、製作した各試験体の壁厚(実測値28点の平均値)は表-1に示す値となった。側柱の配筋は全試験体共通として、軸鉄筋に6-D13(軸筋比 $p_g=1.69\%$ )を使用し、補強筋に2-D6@35(柱補強筋比 $p_w=1.21\%$ )を用いた。壁補強筋は、図-1の右半分に示した縦横とも $4\phi@80$ (壁筋比 $p_s=0.31\%$ )としたものと、同図左半分に示した縦横とも $4\phi@30$ ( $p_s=0.81\%$ )としたものの2種がある。IH-L61CとIH-H61Cの2体は、軸圧縮応力度 $\sigma_0$ (=壁の全軸力N/壁全断面積)を $2N/mm^2$

として圧縮力を加えた比較のための試験体である。IH-L61T4.0とIH-H61T4.0の2体は、正加力時の軸方向応力度 $\sigma_0$ を $-1.5N/mm^2$ とし、圧縮側柱(C柱)脚部に大きな伸び $v$ を与えてせん断破壊させた試験体である。ここで、圧縮側柱(C柱)脚部の伸び $v$ は柱脚部の基礎梁から高さ200mmまでの区間の値とし、その値は拙論<sup>2)</sup>を基に伸びが大きい場合として4mmと設定した。試験体名は、IHでI形断面、壁内法高さ1500mmであること

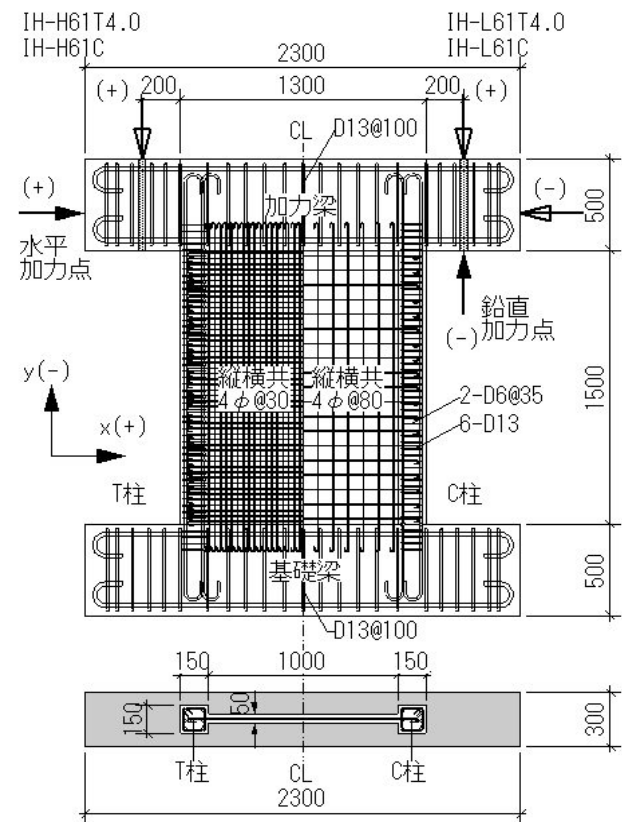


図-1 試験体形状と配筋 (単位: mm)

\*1 室蘭工業大学 工学部建設システム工学科教授 工博 (正会員)

\*2 室蘭工業大学大学院 工学研究科博士前期課程建設システム工学専攻

表-1 試験体一覧

試験体	壁厚 (mm)	柱配筋		壁筋	加力 方向	v (mm)	軸応力度 $\sigma_0^*$ (N/mm <sup>2</sup> )	軸力N* (kN)	設計時強度計算値(kN)				
		軸筋	補強筋						P <sub>1</sub> **	P <sub>2</sub> **	cQbu	cQsu	
IH-L61C	46	6-D13 p <sub>g</sub> =1.69%	2-D6@35 p <sub>w</sub> =1.21%	4φ@80 p <sub>s</sub> =0.31%	±	-	2.0	190	95	95	288	229	
IH-L61T4.0	50				+	-	-1.5	-142	91	-233	324	223	
IH-H61C	49			±	-	2.0	190	95	95	306	258		
IH-H61T4.0	46			+	-	-1.5	-142	110	-252	361	252		
				4φ@30 p <sub>s</sub> =0.81%	-	4.0	-1.0	-95	73	-168	79	181	

\*:圧縮を正とする

\*\*：符号は図-1の座標に従う

を示し、ハイフンの後の文字と数字で、壁補強筋比の大きさ（文字L：小，文字H：大），柱主筋本数（数字6：6本），2-4φに換算した柱補強筋間隔（数字1：1cm），壁全体の軸力の向き（文字C：圧縮，文字T：引張），与える柱脚の伸び（Tに続く数字4.0：4mm）を表している。試験体の設計は，正加力でせん断破壊することを目標とし，負加力で曲げ破壊するように軸方向応力度  $\sigma_0$  を正加力の2/3（-1.0N/mm<sup>2</sup>）とした。設計時の曲げとせん断の両強度計算値 cQbu, cQsu を表-1 に示す。cQbu は，壁脚モーメントを下に示す式(1)<sup>7)</sup>の値と仮定し，加力梁に加えた鉛直力 P<sub>1</sub>, P<sub>2</sub> による壁頂モーメントを考慮して計算したせん断力である。偏心引張力を加えた試験体の P<sub>1</sub>, P<sub>2</sub> の値は，図-2 のように正加力の壁頂モーメント M<sub>T</sub> が，式(1)の曲げ強度略算値 Mbu と等しくなるように定めた。

$$M_{bu} = 0.9a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.4a_w \cdot \sigma_{wy} \cdot D + 0.5N \cdot D \left( 1 - \frac{N}{B_c \cdot D \cdot F_c} \right) \quad (1)$$

ここに， $a_t$ ：側柱主筋全断面積， $\sigma_y$ ：側柱主筋降伏点強度， $a_w$ ：壁縦筋全断面積， $\sigma_{wy}$ ：壁縦筋降伏点強度， $D$ ：壁全長， $B_c$ ：側柱幅， $N$ ：軸方向力， $F_c$ ：コンクリート圧縮強度

cQsu は下に示す式(2)<sup>7)</sup>のせん断強度計算値であり，シアスパン M/Q は cQbu を求めたモーメント分布から計算した。

$$cQ_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (F_c + 17.7)}{\sqrt{M/(Q \cdot D) + 0.12}} + 0.846 \sqrt{\sigma_{wh} \cdot p_{wh} + 0.1 \sigma_o} \right\} b_e \cdot j \quad (2)$$

ここに， $p_{te}$ ：等価引張主筋比（ $= 100a_t / (b_e \cdot d)$ ）， $M/(Q \cdot D)$ ：シアスパン比， $\sigma_{wh}$ ：壁横筋降伏点強度， $p_{wh}$ ： $b_e$ を壁厚と考えた壁横筋比， $\sigma_o$ ：平均軸方向応力度， $b_e$ ：等価壁厚， $j = 7/8 \times d$ ， $d = D - D_c/2$ ， $D_c$ ：側柱せい

なお，式(1)および式(2)は圧縮軸力を対象とした式であるが，引張軸力下の計算式が見られないのでこれらの式

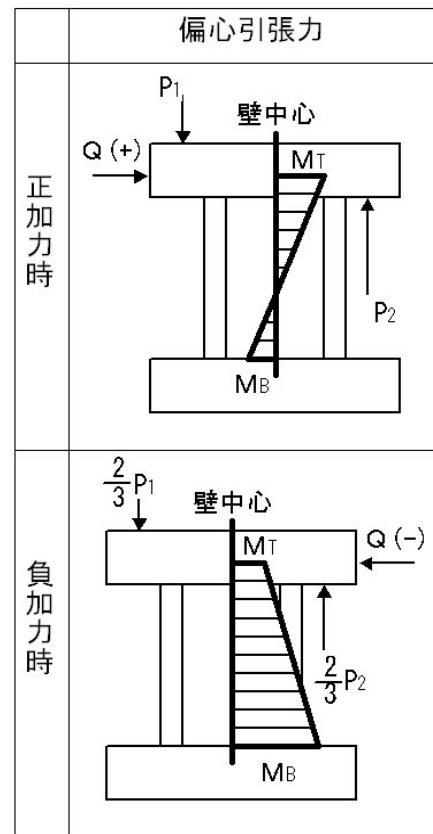


図-2 モーメント分布

を用いており，引張応力の場合には N と  $\sigma_0$  に負の値を代入した。コンクリートは，普通コンクリート（最大寸法：10mm）を使用し，設計基準強度は 21N/mm<sup>2</sup> とした。コンクリートと鉄筋の性状は表-2，表-3 にそれぞれ示す。

## 2.2 加力方法及び計測方法

加力装置の側面図を図-3 に示す。加力は，3 台のアクチュエータを図のように配置して行った。これらのアクチュエータの定格容量は，アクチュエータ 1 では圧縮 200kN，引張 150kN，アクチュエータ 2，3 では圧縮 500kN，引張 300kN である。水平方向の加力は，変位漸増繰り返しとし，負方向から先に加力した。変位振幅は，圧縮軸力を加えた IH-L61C と IH-H61C の 2 体では壁頂部の水平

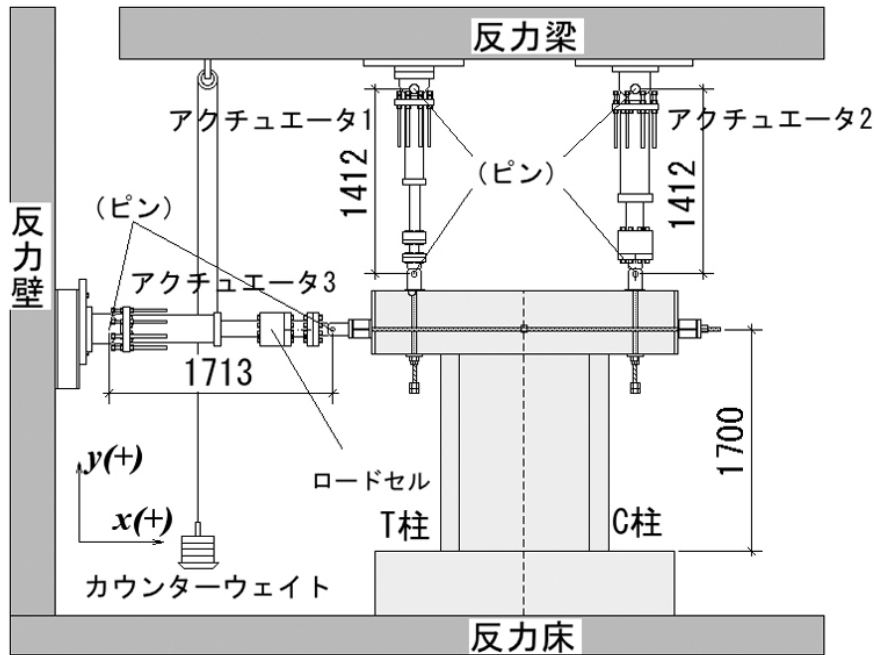


図-3 加力装置 (単位 : mm)

方向部材角  $R_x$  (=加力梁下端で計測した水平変形/壁内法高さを1~3サイクル時はピーク時でそれぞれ1, 2,  $4 \times 10^{-3}$ ラジアンとし、-4サイクル目はアクチュエータ3の容量一杯の荷重を加えた後、+4サイクル目に最大荷重を確認するまで加力を行った。C柱脚部を伸ばしてせん断破壊させる IH-L61T4.0 と IH-H61T4.0 の2体では、1, 2サイクル目は圧縮軸力を加えた試験体と同様に加力したが、-3サイクル目にC柱脚部の伸びが所定の伸び  $v=4\text{mm}$  となるまで負方向に加力した後、+3サイクルで最大荷重を確認するまで加力を行った。IH-L61C と IH-H61C の圧縮軸力は、表-1 に記した均等な鉛直力  $P_1$ ,  $P_2$  をアクチュエータの加力点に下向きに加えた。IH-L61T4.0 と IH-H61T4.0 の引張軸力は、負加力では曲げ破壊、正加力ではせん断破壊させるために正負加力で異なる値とし、正加力の水平力  $Q$  に対して圧縮側となるC柱に大きな引張力が加わるようにするため、表-1 に示す鉛直荷重  $P_1$ ,  $P_2$  を図-4 に示すように設定した。なお、正負加力の最大荷重は軸力一定となった後に得られるように考慮し、鉛直力を変化させている。図中の  $cQ_{bu}$ ,  $cQ_{su}$  は表-1 に示す曲げとせん断の強度計算値である。変位の計測は、壁頂の加力梁下端の水平変形とC柱脚部の伸び(基礎梁から高さ200mm位置の柱中心の鉛直変位)をデジタル変位計で計測した。また、側柱の柱頭と柱脚の軸鉄筋のひずみ度をワイヤーストレインゲージで計測した。

表-2 コンクリートの性状

試験体名	圧縮強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	引張強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	ヤング係数* ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )
IH-L61C	29.7	3.21	27000
IH-L61T4.0	28.9	2.81	27300
IH-H61C	28.4	2.75	24400
IH-H61T4.0	28.7	2.98	24000

\*1/3割線弾性係数

表-3 鉄筋の性状

呼び名	断面積 ( $\text{mm}^2$ )	降伏強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	引張強度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	破断伸び (%)	備考
D22	387.1 *	388	573	23.1	梁主筋
D13	126.7 *	395	559	24.8	柱主筋、梁肋筋
D6	31.67 *	335 **	506	30.6	柱補強筋
4φ	12.10	242 **	311	47.9	壁筋

\*公称断面積 \*\*0.2%耐力

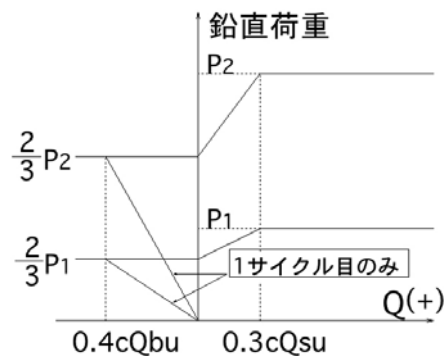


図-4 鉛直荷重の設定

### 3. 実験結果

#### 3.1 ひび割れおよび破壊状況

実験終了時のひび割れおよび破壊状況を図-5 に示す。図中の実線は正加力，破線は負加力に発生したひび割れを示す。圧縮力を加えた IH-L61C と IH-H61C の 2 体では，正負両加力とも壁板に対角線方向に斜めひび割れが発生した。IH-L61C ( $p_s=0.31\%$ ) は，+2 サイクルで壁板中央部に大きな斜めひび割れが発生し，この斜めひび割れが最終サイクルで大きく開口した。IH-H61C ( $p_s=0.81\%$ ) は，+4 サイクルで壁板下部の C 柱側のコンクリートが剥落し始め，T 柱側壁板下部の水平ひび割れが徐々に開口した。C 柱脚部を伸ばした IH-L61T4.0 と IH-H61T4.0 の 2 体は，負加力の斜めひび割れ角度が緩やかであり，圧縮力を加えた試験体に比べて T 柱のひび割れが少なくなっている。IH-L61T4.0 ( $p_s=0.31\%$ ) は，+1 サイクル目で壁板中央部に大きな斜めひび割れが発生し，それ以降壁板に発生するひび割れは少なかった。+2 サイクルから壁板中央部の大きな斜めひび割れが徐々に開口し，+3 サイクルで C 柱側壁板下部と T 柱側壁板上部のコンクリートの剥落がみられた。IH-H61T4.0 ( $p_s=0.81\%$ ) は，壁板中央部には大きな斜めひび割れが発生し，壁板全体にひび割れが発生した。+3 サイクル目では前述の斜めひび割れが大きく開き始めるとともに，その上部の斜めひび割れも徐々に開口した。

#### 3.2 荷重-変形曲線

水平方向の荷重-部材角曲線を図-6 に示す。圧縮力を

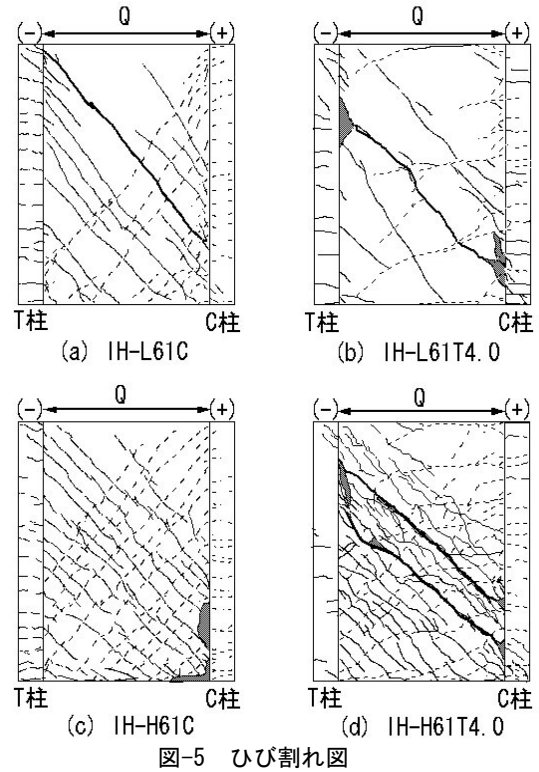


図-5 ひび割れ図

加えた IH-L61C と IH-H61C の 2 体では，-4 サイクルまではほぼ同様の荷重-変形関係である。+4 サイクルでは，壁筋の少ない IH-L61C ( $p_s=0.31\%$ ) は最大耐力後に急激に耐力が低下し，壁筋の多い IH-H61C ( $p_s=0.81\%$ ) は T 柱軸筋が降伏した後に最大耐力となり，その後の耐力低

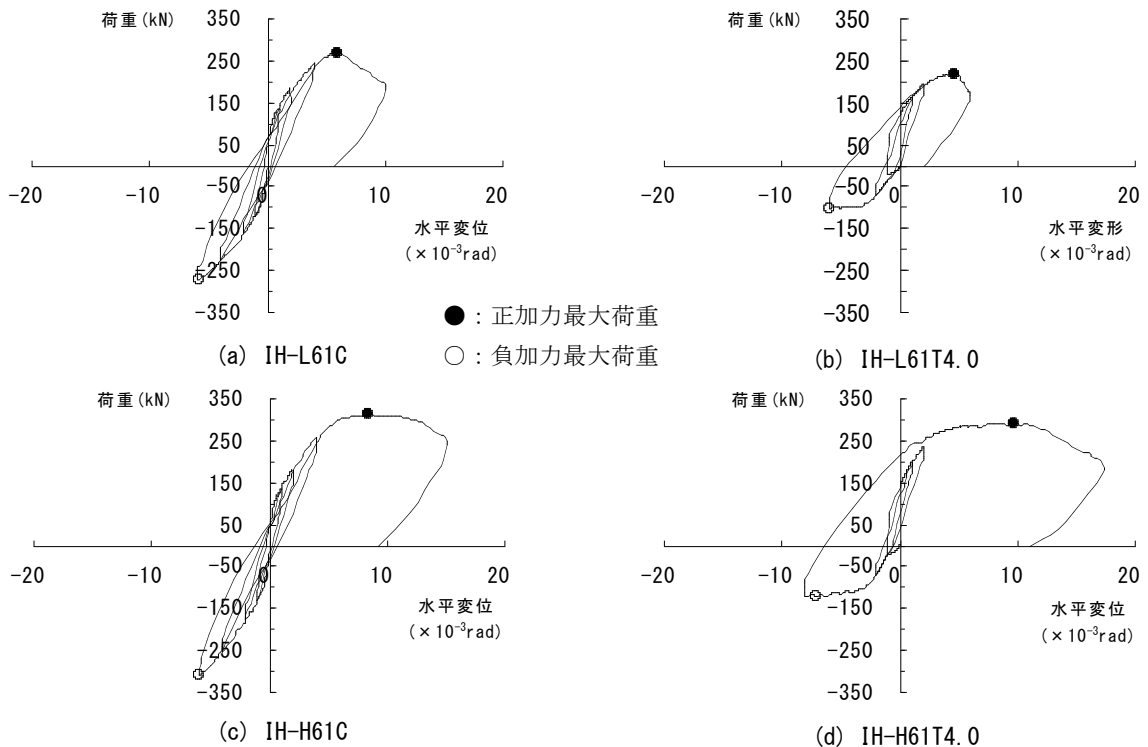


図-6 荷重 - 変形曲線

下が緩やかとなっている。C 柱脚部を大きく伸ばした IH-L61T4.0 と IH-H61T4.0 の 2 体では、-2 サイクル終了まではほぼ同じ荷重-変形関係となっている。+3 サイクルでは、壁筋の少ない IH-L61T4.0 (ps=0.31%) は、壁板中央の大きな斜めひび割れの開口とともに、C 柱側壁板下部と T 柱側壁板上部のコンクリートの剥落が起こり急激に荷重が低下した。これに対して壁筋の多い IH-H61T4.0 (ps=0.81%) は、壁板中央部の 2 本の大きな斜めひび割れが徐々に開口して最大耐力を示し、その後の耐力低下も緩やかとなっている。

### 3.3 最大耐力

最大耐力実験値  $tQ_{max}$  と強度計算値を表-4 に示す。表には最大耐力時の軸力  $N$ 、水平部材角  $R_{x,max}$  および C 柱脚部（基礎梁から高さ 200mm までの柱心区間）の伸び  $v_{max}$  も示した。計算値  $cQ_{bu}$  と  $cQ_{su}$  は前述の式(1)、式(2)の計算値であり、 $M/Q$  には最大荷重時の値を用いている。 $V_u$  は下式<sup>1)</sup>によるせん断強度計算値である。

$$V_u = t_w \cdot l_{wb} \cdot p_s \cdot \sigma_{sy} \cdot \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) t_w \cdot l_{wa} \cdot v \cdot \sigma_B / 2 \quad (3)$$

ここに、 $t_w$  : 壁厚、 $l_{wb}$  : トラス機構の等価壁長さ、  
 $l_{wa}$  : アーチ機構の等価壁長さ、 $p_s$  : 壁横筋比、 $\sigma_{sy}$  : 壁横筋降伏点強度、 $\cot \phi = 1.0$ 、

$$\tan \theta = \sqrt{(h_w / l_{wa})^2 + 1} - h_w / l_{wa}$$

$$\beta = (1 + \cot^2 \phi) p_s \cdot \sigma_{sy} / (v \cdot \sigma_B)$$

$$v = 0.7 - \sigma_B / 200, \quad h_w : \text{加力点高さ}$$

$$\sigma_B : \text{コンクリート圧縮強度}$$

計算値に対する正加力実験値  $tQ_{max}$  の比率と圧縮側柱脚部の伸び（最大荷重時の伸び  $v_{max}$ ）との関係を図-7 に示す。図には比較のため、柱補強筋比の大きい試験体の既往の結果<sup>5),6)</sup>も併せて示した。なお、ここでは、実験値が側柱主筋降伏後の側柱脚部の伸びの大きい耐震壁の結果であることから、圧縮側柱脚部の伸びとの関係を示している。同図 (a) の  $tQ_{max}/cQ_{su}$  をみると、比率は C 柱脚部の伸びが大きい場合は伸びがない場合に比べ

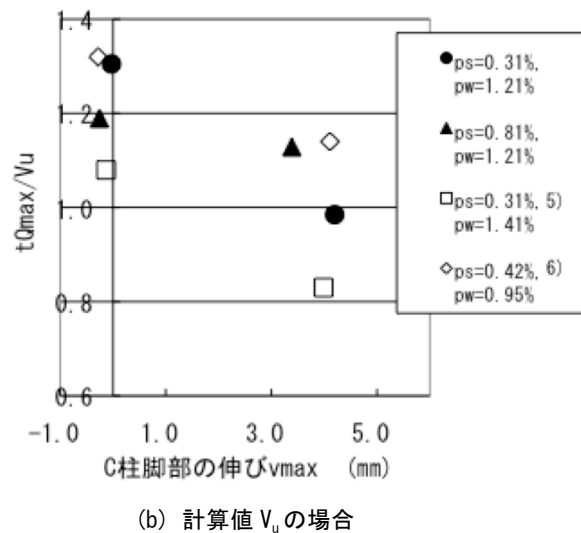
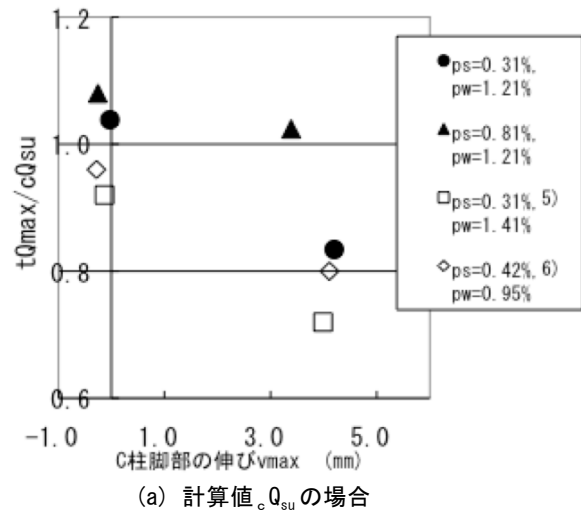


図-7 計算値に対する正加力実験値の比

表-4 最大耐力

	試験体名	最大荷重時実験値				計算値			比率			破壊モード
		$tQ_{max}$ (kN)	$N^*$ (kN)	$R_x, max$ ( $\times 10^{-3} rad$ )	$v_{max}$ (mm)	$cQ_{bu}$ (kN)	$cQ_{su}$ (kN)	$V_u$ (kN)	$tQ_{max}/cQ_{bu}$	$tQ_{max}/cQ_{su}$	$tQ_{max}/V_u$	
正加力時	IH-L61C	269	191	5.98	-0.03	289	259	206	0.93	1.04	1.30	せん断
	IH-L61T4.0	219	-142	4.67	4.20	326	262	222	0.67	0.83	0.98	せん断
	IH-H61C	313	193	8.38	-0.25	308	290	263	1.01	1.08	1.19	曲げ
	IH-H61T4.0	288	-142	9.75	3.39	362	281	255	0.80	1.02	1.13	せん断
負加力時	IH-L61C	-271	191	-5.73	0.83	290	259	206	0.93	1.04	1.31	-
	IH-L61T4.0	-102	-94	-6.02	4.01	75	175	107	1.36	0.58	0.95	曲げ
	IH-H61C	-310	190	-5.99	1.35	309	290	263	1.00	1.07	1.18	-
	IH-H61T4.0	-120	-95	-7.08	3.76	80	198	150	1.50	0.61	0.80	曲げ

\* : 圧縮を正とする

て低下し、その低下の割合は壁筋比の小さい方が大きい方に比べて3倍ほど大となっている。また、同図(b)の $tQ_{max}/V_u$ についても、 $tQ_{max}/cQ_{su}$ と同様に壁筋比の小さな方がC柱脚部の伸びによる比率の低下が顕著に表れている。

#### 4. まとめ

柱補強筋比の大きい耐震壁について加力実験を行い、圧縮側柱脚部の伸びが大きい場合のせん断耐力に及ぼす壁筋比の影響について検討した。その結果、柱補強筋比の大きい場合で圧縮側柱脚部の伸びが大きくなると、壁筋比が小さいときには圧縮側柱側の壁板下部のコンクリートに圧壊が起こり、せん断耐力が大きく低下すること、壁筋比が大きいときには壁板コンクリートに圧壊がみられず、せん断耐力の低下が小さいことを示した。このように、圧縮側柱脚部の伸びが大きな壁の破壊状況には、斜めひび割れ開口後にコンクリートが圧壊するものと、複数の斜めひび割れが開口するものがあり、斜めひび割れ開口後にコンクリートが圧壊するものの方がせん断耐力の低下が大きい結果となっている。今回の壁の破壊状況の違いは壁筋比の大小によるものであり、圧縮側柱脚部の伸びが大きい場合について、今後、柱補強筋の影響などを含めて破壊状況とせん断耐力の低下についてさらに検討したい。

#### 参考文献

- 1) 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，1999
- 2) 溝口光男，荒井康幸，坂本 亨：偏心引張力がRC耐震壁のせん断耐力に及ぼす影響に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.25，No.2，pp.607-612，2003.7
- 3) 溝口光男，荒井康幸：側柱の伸びが鉄筋コンクリート耐震壁のせん断耐力に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.26，No.2，pp.601-606，2004.7
- 4) 溝口光男，荒井康幸：高強度コンクリートを用いたRC耐震壁のせん断耐力に及ぼす側柱の伸びの影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.28，No.2，pp.445-450，2006.7
- 5) 溝口光男，荒井康幸：鉄筋コンクリート耐震壁のせん断耐力に及ぼす側柱の伸びと帯筋比の影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.29，No.3，pp.361-366，2007.7
- 6) 溝口光男，荒井康幸，安達清人：鉄筋コンクリート耐震壁のせん断耐力に及ぼす側柱の伸びと太さの影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.3，pp.427-432，2008.7
- 7) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能（1990），p.401，1990