

# 論文 引張軸力を受ける鉄筋コンクリート耐震壁のせん断耐力に関する実験的研究

溝口 光男\*<sup>1</sup>・荒井 康幸\*<sup>2</sup>・坂本 亨\*<sup>3</sup>

要旨：鉄筋コンクリート耐震壁が引張軸力を受ける場合のせん断耐力に関して，水平力に対して圧縮側となる側柱脚部に大きな伸びを生じさせた耐震壁の実験を行った。その結果，引張軸力を受ける圧縮側側柱脚部の伸びが大きい耐震壁では，この柱の伸びによって壁の水平剛性が圧縮軸力を受ける耐震壁に比べて大幅に低下すること，また，この水平剛性の低下に伴ってせん断耐力も大きく低下し，圧縮軸力を受ける耐震壁のせん断耐力の約 60%の値となることもあることがわかった。

キーワード：鉄筋コンクリート，耐震壁，引張軸力，せん断耐力，加力実験

## 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。また，L形耐震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。このような引張力の作用する耐震壁に関して，筆者らは前報<sup>1),2)</sup>において，水平力に対して圧縮側となる側柱に引張力を加えた耐震壁の加力実験を行い，偏心引張力を受ける耐震壁のせん断耐力は，圧縮側側柱脚部の伸びが大きくなると低下することを確認した。本研究では，圧縮側側柱脚部の伸びが前報<sup>2)</sup>よりも大きくなるような引張軸力を受ける耐震壁の実験を行い，せん断耐力について検討した。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体

試験体は，柱形のある平面壁模型とし，壁頂部と壁脚部に比較的剛な梁を有している。試験体数は6体であり，壁と柱の寸法は全試験体共通として，壁全長 1700mm，壁内法高さ 1200mm，

柱断面 150mm 角および壁厚 50mm とした。壁筋は縦横とも 4 のなまし鉄線を @50(壁筋比  $p_s=0.49\%$ )として全試験体に配筋した。柱の軸筋は全試験体 6-D13(軸筋比  $p_g=3.38\%$ )とし，せん断補強筋は 4 試験体では 4 @50(補強筋比  $p_w=0.33\%$ )の角スパイラル筋，2 試験体では D6@40( $p_w=0.84\%$ )の角スパイラル筋とした。各試験体の柱補強筋は表 - 1 に示し，配筋図の例を試験体の寸法とともに図 - 1 に示す。I-H65C と I-H62C は，比較のため軸圧縮軸応力度  $\sigma_0$ が

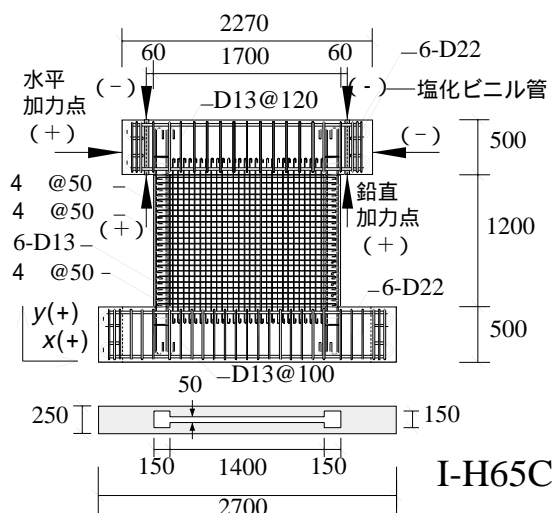


図 - 1 試験体形状と配筋 (単位 mm)

\*1 室蘭工業大学助教授 工学部建設システム工学科 工博 (正会員)  
 \*2 室蘭工業大学教授 工学部建設システム工学科 工博 (正会員)  
 \*3 室蘭工業大学大学院 工学研究科建設システム工学専攻

2N/mm<sup>2</sup> となる圧縮軸力を加えた試験体であり、その他の4体は引張軸力を加えた試験体である。試験体の設計は、正加力ですべてせん断破壊することを目標として行い、引張軸力を加えた試験体の負加力では曲げ破壊するように軸力を正加力とは変化させている。設計時の曲げとせん断の両強度計算値 cQbu, cQsu および設定軸力 N を表 - 1 に示す。表中の cQbu は、壁脚モーメントを表 -

表 - 1 試験体一覧

試験体名	柱補強筋	設計時強度計算値(kN)					R (N/mm <sup>2</sup> )	
		加力方向	P <sub>1</sub>	P <sub>2</sub>	N*	cQbu		cQsu
I-H65C	4 @50	±	113	113	226	479	313	21.8
I-H65TA1		+	59	228	-169	428	279	21.0
		-			-85	202	269	
I-H65TA2		+	59	228	-169	428	279	20.2
		-			-85	202	269	
I-H65TB		+	0	229	-229	352	274	20.8
	-			-114	203	273		
I-H62C	D6@40	±	113	113	226	479	313	19.9
I-H62TA		+	59	228	-169	428	279	21.3
	-			-85	202	269		

\*: 軸力 (圧縮を正とする)

2 に示す式(2)の値と仮定し、後述する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から計算した値である。cQsu は表 - 2 の式(3)の計算値である。なお、表 - 2 に示す各計算式は、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みられないことから、これらの式を用いている。コンクリートは、設計基準強度 21N/mm<sup>2</sup> の豆砂利普通コンクリート (砂利の最大寸法 10mm) を使用し、平打ち込みとした。使用した鉄筋の性状は表 - 3 に示し、試験体のコンクリート強度 R は表 - 1 に併記した。

表 - 2 強度計算式

<p><b>曲げ降伏モーメント<sup>2)</sup></b></p> $M_y = 0.8at \cdot \sigma_y \cdot D + 0.2aw \cdot \sigma_{wy} \cdot D + 0.5N \cdot D \left( 1 - \frac{N}{B \cdot D \cdot F_c} \right) \quad \dots(1)$ <p><b>曲げ強度<sup>3)</sup></b></p> $M_{bu} = 0.9at \cdot \sigma_y \cdot D + 0.4aw \cdot \sigma_{wy} \cdot D + 0.5N \cdot D \left( 1 - \frac{N}{B_c \cdot D \cdot F_c} \right) \quad \dots(2)$ <p><b>せん断強度<sup>3)</sup></b></p> $Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (F_c + 17.7)}{\sqrt{M / (Q \cdot D) + 0.12}} + 0.846 \sqrt{\sigma_{wh} \cdot P_{wh}} + 0.1\sigma_0 \right\} b_e \cdot j \cdot \dots(3)$ <p><b>せん断強度 (日本建築学会指針式<sup>4)</sup>)</b></p> $V_u = t_w \cdot l_{wb} \cdot p_s \cdot \sigma_{sy} \cdot \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) t_w \cdot l_{wa} \cdot v \cdot \sigma_B / 2 \quad \dots(4)$ <p>ここに、  <math>\tan \theta = \sqrt{(h_w / l_{wa})^2 + 1} - h_w / l_{wa}</math>  <math>v = 0.7 - \sigma_B / 200</math>  <math>h_w</math>: 加力点高さ  各計算式中の記号は参考文献参照</p>
---

表 - 3 鉄筋の性状

鉄筋	断面積 (cm <sup>2</sup> )	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	伸び (%)	備考
D22	3.87	386	587	24	梁主筋
D13	1.267	369	547	27	柱主筋・肋筋
D6	0.317	334*	513	30	帯筋
4	0.122	245*	316	46	帯筋・壁筋

\*: 0.2%耐力

## 2.2 加力方法および計測方法

加力装置の側面図を図 - 2 に示す。加力は図のように水平および鉛直に配置した3台のアクチュエータを用いて行った。水平方向の加力の変位漸増繰り返しとした。変位振幅は、壁頂の x 方向部材角が各サイクルのピーク時で 1, 2, 4, 6 × 10<sup>-3</sup> ラジアンを原則とした。ただし、引張軸力を加えた試験体では負方向から先に加力を行い、負加力で大きな水平変形を与えて C 柱が大きく伸びた後に正加力でせん断破壊させることを目的として、負加力3サイクル目ピークを I-H65TA1, I-H65TA2, I-H65TB, I-H62TA で

それぞれ -6, -10, -10, -6 × 10<sup>-3</sup> ラジアンとした。また、その後の正加力では最大荷重を確認するまで変形を増大させた。鉛直方向の加力は、アクチュエータを加力梁に埋め込んだ塩化ビニル管内を通した P C 鋼棒によって試験体に緊結して行った。I-H65C と I-H62C の圧縮軸力は、2台のアクチュエータで表 - 1 に示す均等な鉛直力 P<sub>1</sub>, P<sub>2</sub> を下向きにそれぞれ加えた。他の4体

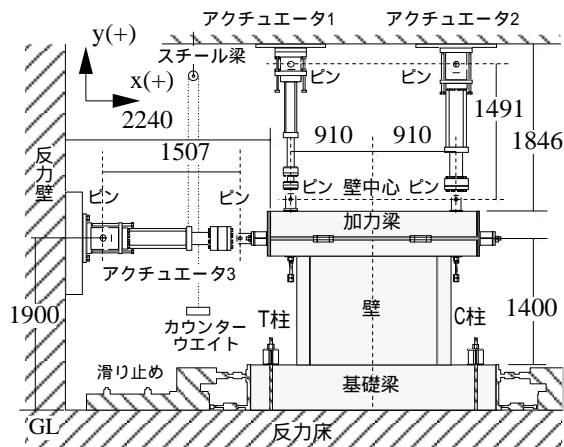


図 - 2 加力装置 (単位 mm)

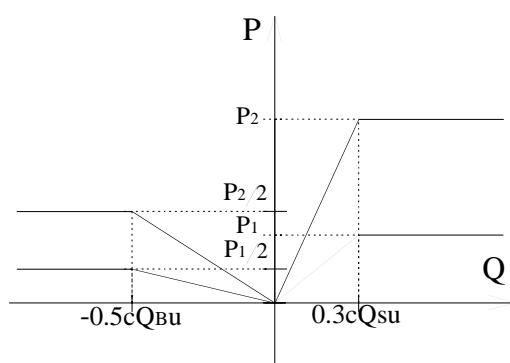


図 - 3 鉛直荷重の設定

の鉛直力は図 - 3 のように水平荷重  $Q$  に伴って変化するようにし、正加力で水平力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加力した。図中の  $P_1$ ,  $P_2$  の値 (力の向きは図 - 4 に示す) は表 - 1 に示されているが、図 - 4 (a) のように正加力時の壁頂モーメント  $M_T$  が、表 - 2 に示す式 (1) の曲げ降伏モーメント略算値  $M_y$  と等しくなる時の鉛直力とし、I-H65TB では  $P_1$  を 0kN とし、他 3 体では  $\sigma_0$  を  $-1.5\text{N/mm}^2$  とし定めた。また、 $cQ_{bu}$ ,  $cQ_{su}$  は表 - 1 に示した曲げ強度とせん断強度計算値である。変位の計測は、図 - 5 に示すように、壁頂の加力梁の水平変形と、柱頂部の鉛直変位を基礎スラブを基準にして計測した。また、壁高を 6 分割して柱の各区間の伸びと、各標点位置の水平変位を計測した。なお、柱脚と柱頭の柱主筋のひずみ度をワイヤーストレインゲージで計測した。

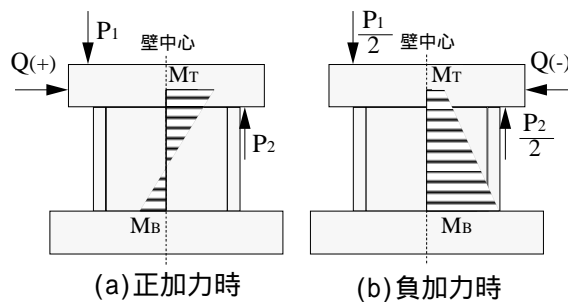


図 - 4 モーメント分布

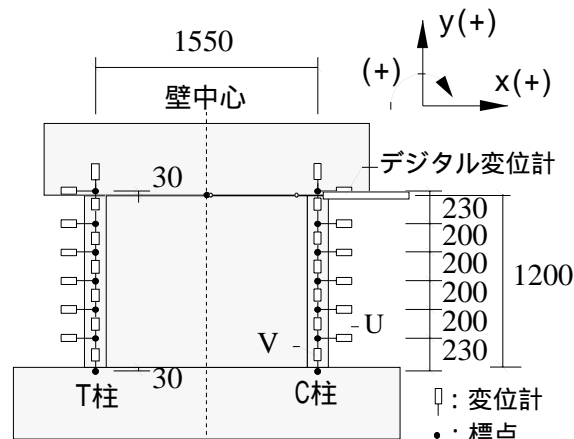


図 - 5 変位計測位置 (単位 mm)

### 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状況を図 - 6 に示す。図中の実線と破線は、それぞれ正加力と負加力で発生したひび割れを示す。全試験体とも正負で壁板には斜めひび割れが交差して発生したが、圧縮軸力を受けた I-H65C と I-H62C の正加力では、壁板上部の C 柱側には斜めひび割れがみられなかった。また、引張軸力を受けた 4 体では、負加力で C 柱側下部に発生した斜めひび割れの角度が緩やかである。破壊状況については、圧縮軸力を受けた I-H65C と I-H62C の 2 体では、正加力に T 柱脚部の軸筋が降伏後、C 柱脚部に斜めひび割れが発生すると同時に、このひび割れと壁板の斜めひび割れが急激に拡がってせん断破壊した。引張軸力を受けた 4 体では、先に加力した負加力には 4 体とも C 柱脚部軸筋が降伏し、壁板下部の水平ひび割れが徐々に開口して最大変形時に至っている。その後、正加力になると I-H65TA1, I-H65TB の 2 体では、T 柱頭

部に斜めひび割れが発生すると同時に、このひび割れと壁板の斜めひび割れが急激に開口してせん断破壊した。I-H65TA2, I-H62TA の2体では、他試験体のような急激に開口する柱の斜めひび割れが発生しなかったため、壁板の斜めひび割れは徐々に開口し、C柱側下部の壁板コンクリートの剥落を伴いながら、T柱と壁板の斜めひび割れが大きく開口して最終時に至っている。

### 3.2 荷重 - 変形曲線

水平方向の荷重  $Q_x$  と壁頂の水平部材角  $R_x$  の関係を図 - 7 に示す。 $R_x$  は加力梁下端の高さで計測した水平変位を壁内法高さで除した値である。圧縮軸力を受けた I-H65C と I-H62C の2体の曲線はほぼ等しく、正加力ではT柱脚部の軸筋が降伏した後にC柱脚部に斜めひび割れが発生し、同時に壁板の斜めひび割れが開口した

ため急激な荷重低下のみられる曲線となった。負加力から先に加力を行った引張軸力を受けた I-H65TA1, I-H65TA2, I-H65TB, I-H62TA の4体の負加力では、C柱脚部軸筋が降伏し、その後荷重がほぼ一定となる曲線となっている。正加力の曲線については、I-H65TA1, I-H65TB の2体では、T柱頭部の斜めひび割れが拡がると同時に壁板のひび割れが開口したため荷重が急激に低下した曲線となっている。I-H65TA2 では、最終サイクルで壁板の斜めひび割れが徐々に開口して荷重が前サイクルよりも上がらなくなり、壁板コンクリートがC柱側の下部で剥落し始めたため、荷重が徐々に低下した曲線となっている。I-H62TA では、T柱軸筋が降伏後、壁板の斜めひび割れが徐々に開口して荷重が上がらなくなり、壁板コンクリートがC柱側の下部で剥落し始めたため荷重が僅かずつ低下した曲線となった。

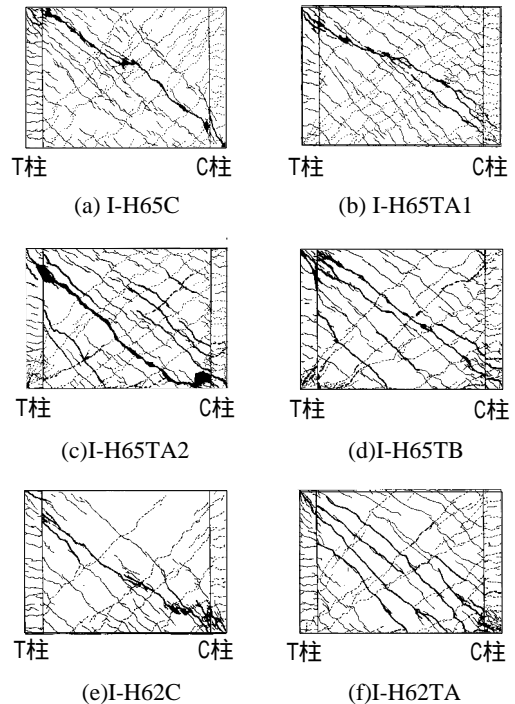


図 - 6 最終ひび割れ状況

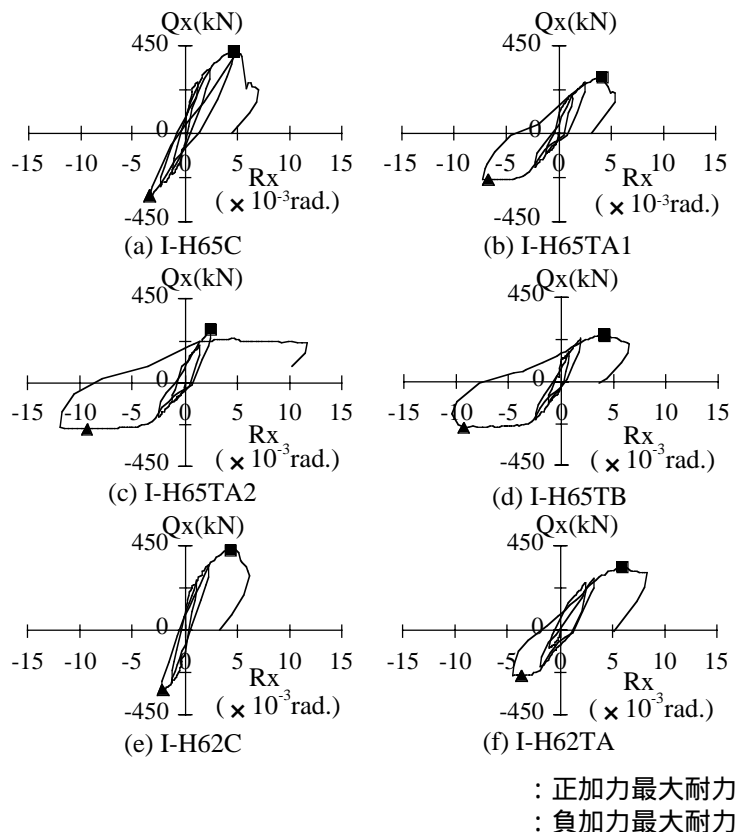


図 - 7 荷重 - 変形曲線

### 3.3 圧縮側側柱脚部の変形

図 - 8 に、C柱脚部の水平変位と鉛直変位 (= 伸び) を水平荷重  $Q_x$  との関係で示す。この柱

はせん断破壊した正加力時に圧縮側の側柱となった柱である。図示した水平変位  $u$  および鉛直変位  $v$  は、図 - 5 に示す C 柱脚部に取り付けた変位計 U, V の計測値である。圧縮軸力を受けた I-H65C と I-H62C の 2 体についてみると、せん断破壊したときの鉛直変位は極めて小さく、このときの水平変位は 2mm 程度である。引張軸力を受けた 4 体については、C 柱脚部の軸筋が負加力で降伏するまでは、鉛直変位が僅かずつ増加するもののその値は小さく、水平変位は圧縮軸力の場合よりも少し大きい程度である。負加力で C 柱脚部の軸筋が降伏して  $Q_x$  が増加しなくなると同時に鉛直変位は急激に大きくなり、水平変位も急激に増大している。圧縮軸力を受けた試験体の圧縮側側柱脚部では、水平変位が 2mm 程度の時に柱のせん断ひび割れが発生して壁がせん断破壊したが、引張軸力を受けた 4 体では、鉛直変位が大きくなって壁の水平剛性が大きく低下した後に、壁がせん断破壊したと考えられる。

### 3.4 せん断耐力

各試験体の最大荷重実験値  $tQ_{max}$  と計算値を表 - 4 に示す。表には最大荷重時の軸力  $N$ 、軸応力度  $\sigma_0$  および部材角  $R$  も併せて示した。計算値  $cQ_{bu}$  は、壁脚モーメントを表 - 2 の式(2)に示す曲げ強度  $M_{bu}$  と仮定し、これに鉛直力  $P_1, P_2$  による壁頂モーメントを考慮して計算した曲げ強度である。 $cQ_{su}$  は表 - 2 の式(3)によるせん断強度であり、式中の  $\sigma_0$  には表 - 4 に示す実際の軸応力度を用いて計算した。シアスパン  $M/Q$  は鉛直力  $P_1, P_2$  と最大荷重実験値  $tQ_{max}$  から得

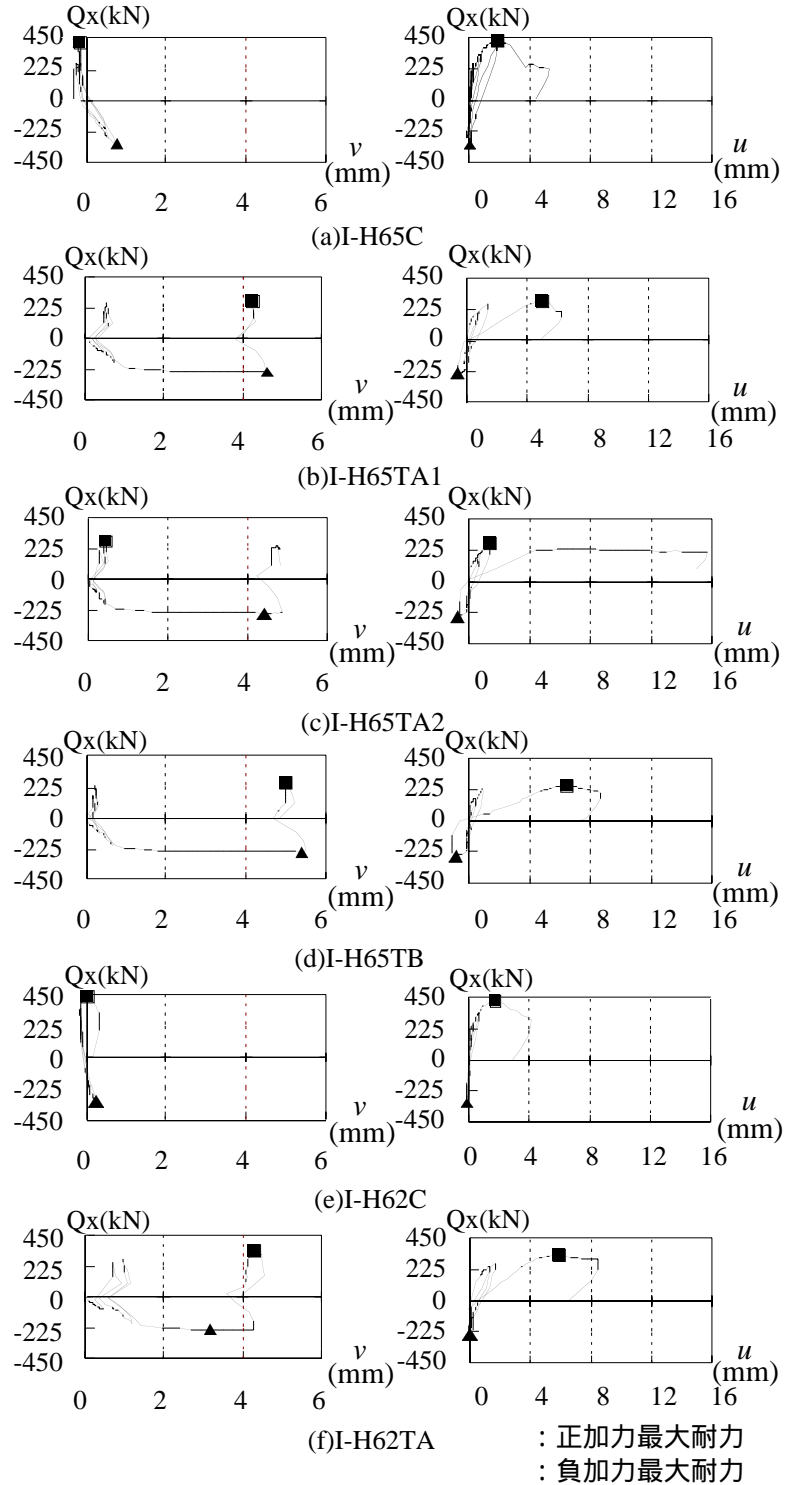


図 - 8 圧縮側側柱脚部の変形

られる壁の曲げモーメント分布より求めた。 $V_u$  は表 - 2 の式(4)に示す日本建築学会指針式による値である。せん断破壊した正加力時について、圧縮軸力を受けた I-H65C と I-H62C の実験値  $tQ_{max}$  の計算値に対する比をみると、 $cQ_{su}$  では 1.33 と 1.40、 $V_u$  では 1.34 と 1.47 となっており、

表 - 4 最大耐力

加力方向	試験体名	実験値				計算値			比率		
		tQmax (kN)	N* (kN)	$\theta_0^*$ (N/mm <sup>2</sup> )	R (10 <sup>-3</sup> rad)	cQbu (kN)	cQsu (kN)	Vu (kN)	$\frac{tQmax}{cQbu}$	$\frac{tQmax}{cQsu}$	$\frac{tQmax}{Vu}$
正加力時	I-H65C	423	227	1.97	4.64	482	319	315	0.88	1.33	1.34
	I-H65TA1	289	-169	-1.47	3.96	432	282	314	0.67	1.02	0.92
	I-H65TA2	282	-167	-1.45	2.49	433	277	306	0.65	1.02	0.92
	I-H65TB	251	-229	-1.99	4.16	352	276	312	0.71	0.91	0.80
	I-H62C	434	227	1.98	4.41	480	309	296	0.90	1.40	1.47
	I-H62TA	338	-166	-1.45	5.95	431	284	317	0.78	1.19	1.07
負加力時	I-H65C	(-322)	226	1.97	-3.35	483	319	315	-	-	-
	I-H65TA1	-241	-85	-0.74	-6.77	205	277	314	1.18	0.87	0.77
	I-H65TA2	-251	-84	-0.73	-9.28	205	274	306	1.22	0.92	0.82
	I-H65TB	-249	-112	-0.98	-9.32	205	279	312	1.21	0.89	0.80
	I-H62C	(-321)	225	1.95	-2.09	478	309	296	-	-	-
	I-H62TA	-242	-83	-0.72	-3.64	205	278	317	1.18	0.87	0.76

\* : 圧縮を正とする

各計算値が実験値を大幅に下回っている。このため、ここでは実験値について比較を行った。柱補強筋が少ない場合の最大荷重は、圧縮軸力を受けた I-H65C が 423kN に対して、引張軸力を受けた I-H65TA1, I-H65TA2, I-H65TB ではそれぞれ 289kN, 282kN, 251kN である。I-H65C に対する比率はそれぞれ 0.68, 0.67, 0.59 となり、引張軸力を受けた試験体は最大荷重が大きく低下しており、特に引張軸力の大きな I-H65TB の低下が最も大きい。また、柱補強筋が多い場合の最大荷重は、圧縮軸力を受けた I-H62C が 434kN に対して、引張軸力を受けた I-H62TA では 338kN である。I-H62C に対する比率は 0.78 となり、柱補強筋の少ない場合よりも減少割合は小さいものの、最大荷重は大きく低下している。圧縮側側柱脚部の大きな伸びが壁の水平剛性を大幅に低下させたため、引張軸力を受けた試験体のせん断耐力が小さいものと考えられる。負加力の実験値については、正加力時にせん断破壊したため耐力の得られていない 2 体を除いた cQbu に対する比率が 1.18 ~ 1.22, 平均 1.20 となり、実験値は cQbu に比べて 20% 程度大きな値を示している。

#### 4. まとめ

引張軸力を受ける耐震壁について、圧縮側側

柱に大きな伸びを生じさせた加力実験を行い、せん断耐力について検討した。その結果、圧縮側側柱脚部の伸びが壁の水平剛性を大幅に低下させること。また、この水平剛性の低下に伴って引張軸力を受ける耐震壁のせん断耐力は大きく低下し、圧縮軸力を受ける耐震壁の約 60% の値に低下する場合があることを示した。

#### 参考文献

- 1) 溝口光男, 荒井康幸, 口地英樹: 偏心引張力を受ける鉄筋コンクリート耐震壁のせん断破壊実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.22, No.3, pp.433-438, 2000.6
- 2) 溝口光男, 荒井康幸, 細谷孝司: 偏心引張力を受ける鉄筋コンクリート耐震壁のせん断耐力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.23, No.3, pp.499-504, 2001.7
- 3) 広沢雅也: 既往の鉄筋コンクリート造耐震壁に関する実験資料とその解析, 建築研究資料 No.6, pp.33-34, 1975.3
- 4) 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), pp.401-403, 1990
- 5) 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.209-214, 1999