

論文 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

溝口 光男^{*1}・荒井 康幸^{*2}

要旨：鉄筋コンクリート耐震壁が偏心引張力を受ける場合のせん断耐力に関して、高強度コンクリートを用いた耐震壁について、水平力に対して圧縮側となる側柱脚部の伸びを変化させた実験を行った。その結果、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」に示されているせん断強度式による計算値に対する実験値の比は、圧縮側柱脚部の伸びが大きくなると、高強度コンクリートの場合についても普通強度コンクリートの場合^{2),3)}と同程度に直線的に小さくなること、また、この比率は圧縮側柱脚部の伸びが大ききときには、側柱補強筋が多い場合の方が少ない場合に比べて大となることを示した。

キーワード：鉄筋コンクリート，耐震壁，せん断耐力，高強度コンクリート，伸び

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大きな引張力を加えた耐震壁の加力実験を行い、圧縮側柱脚部の伸びが大きいとせん断耐力が低下することを確認し、圧縮側柱脚部の伸びとせん断耐力の関係について検討^{1)~3)}してきた。本研究では、高強度コンクリートを用いた耐震壁の実験を行い、せん断耐力と圧縮側柱脚部の伸びの関係について検討した。

梁を有する平面壁模型4体とした。試験体の寸法、壁補強筋および柱の軸鉄筋は全試験体共通であり、柱補強筋にままし鉄線を4φ@30（帯筋

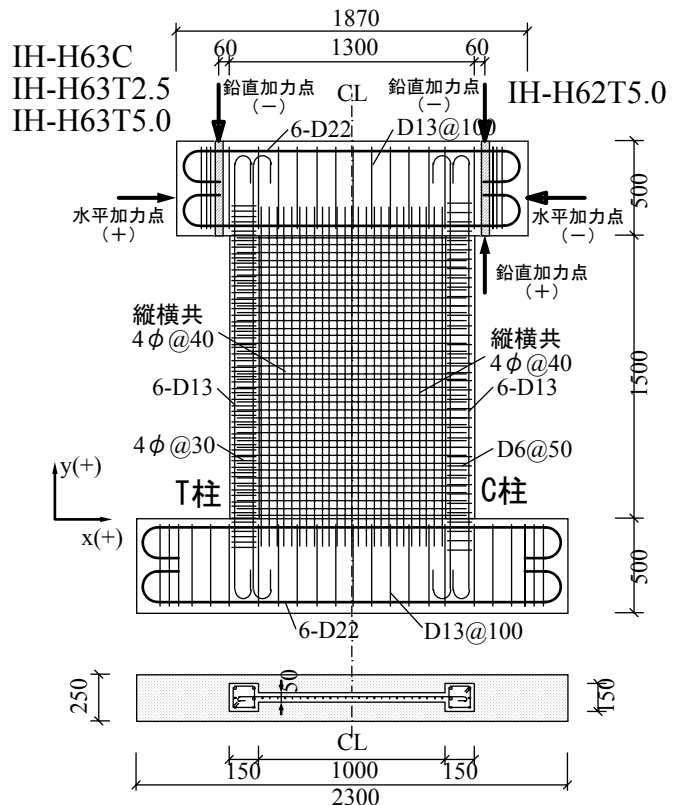


図-1 試験体形状と配筋 (単位: mm)

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

*1 室蘭工業大学 工学部建設システム工学科助教授 工博 (正会員)

*2 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)

表-1 試験体一覧

試験体名	壁厚 (mm)	壁補強筋	柱軸筋	柱補強筋	水平 加力 方向	設計時強度計算値						v (mm)	
						P ₁ *	P ₂ *	N**	σ ₀ ** (N/mm ²)	cQbu (kN)	Vu (kN)		
IH-H63C	48	4φ@40 ps=0.61%	6-D13 pg=3.38%	4φ@30 pw=0.54%	±	-186	-186	373	4.0	353	331	-	
IH-H63T2.5	45				+	-123	263	-140	-1.5	323	338	2.5	
					-			-93	-1.0	72			
IH-H63T5.0	50				+	-123	263	-140	-1.5	323	338	5.0	
					-			-93	-1.0	72			
IH-H62T5.0	46				D6@50 pw=0.84%	+	-123	263	-140	-1.5	323	338	5.0
						-			-93	-1.0	72		

*: 符号は図-1に示す座標軸に従う **: 圧縮を正とする

比 $p_w=0.54\%$) とした試験体3体と、D6@50 (帯筋比 $p_w=0.84\%$) とした試験体1体がある。試験体一覧を表-1に示す。壁と柱の寸法は、壁全長1300mm, 壁内法高さ1500mm, 柱断面150mm角であり、壁厚は50mmを目標としたが、実際の寸法は表-1に示す値となった。配筋は、壁補強筋には縦横共4φのなまし鉄線を@40 (壁筋比 $p_s=0.61\%$) として使用し、柱の軸鉄筋として6-D13 (軸筋比 $p_g=3.38\%$) を用いた。これらの寸法および配筋を本論で用いる側柱名称とともに図-1に示す。なお、同図の左半分には柱補強筋が4φ@30の試験体を、右半分には柱補強筋がD6@50の試験体を示した。柱補強筋が4φ@30の3体のうち、IH-H63Cは軸圧縮応力度 σ_c (=軸力N/壁断面積)を 4N/mm^2 とした比較のための試験体である。IH-H63T2.5とIH-H63T5.0の2体は、正加力の軸応力度 σ_c を -1.5N/mm^2 とした同じ偏心引張力を与えた試験体であり、せん断破壊時の圧縮側柱脚部の伸び v を表-1に示すようにそれぞれ2.5mm, 5.0mmと設定した試験体である。ここで、圧縮側柱脚部の伸び v はC柱脚部の基礎梁から高さ200mmまでの計測区間の値とし、その値は拙論¹⁾⁻³⁾を基に設定した。IH-H62T5.0は前述のIH-H63T5.0に比べて柱補強筋のみが多い試験体である。試験体設計時の曲げとせん断の両強度計算値cQbu, Vu及び設定軸力Nを表-1に示す。cQbuは、壁脚モーメント

表-2 コンクリートの性状

試験体名	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数* (N/mm ²)
IH-H63C	62.2	4.23	32400
IH-H63T2.5	63.6	4.82	32100
IH-H63T5.0	63.2	4.76	32500
IH-H62T5.0	64.3	4.68	31100

*: 1/3割線弾性係数

表-3 鉄筋の性状

呼び名	断面積 (mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	破断伸び [†] (%)	備考
D22	(387.1)*	383	573	24.0	梁主筋
D13	(126.7)*	371	540	25.4	柱主筋, 梁肋筋
D6	(31.67)*	326**	506	30	柱補強筋
4φ	12.24	229**	299	39	壁筋, 柱補強筋

*: 公称断面積 **: 0.2%歪オフセット耐力

を下に示す式(1)⁴⁾の値と仮定し、加力梁に加えた鉛直力 P_1, P_2 による壁頂モーメントを考慮した計算値である。

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

ここに、記号は参考文献4)参照。

P_1, P_2 の値は、図-4(a)のように正加力の壁頂モーメント M_T が、式(1)の曲げ強度略算値 M_{bu} と等しくなるように定めた。Vuは、下に示す式(2)⁵⁾のせん断強度計算値である。

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

$$\text{ここに, } \tan \theta = \sqrt{(h_w/l_w a)^2 + 1} - h_w/l_w a$$

$$\nu = 0.7 - \sigma_B/200$$

h_w : 加力点高さ

記号は参考文献 5) 参照。

負加力の軸力は、正加力の 2/3 として負加力では曲げ破壊するように設定した。なお、式(1)および式(2)の両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ので、これらの式を用いており、引張応力の場合には軸力には負の値を代入した。コンクリートは AE 剤と減水剤を混和した普通コンクリート（砂利の最大寸法 15mm）を使用し、設計基準強度は 60N/mm^2 とした。コンクリートと鉄筋の性状は表-2、表-3 にそれぞれ示した。

2.2 加力および計測方法

加力装置の側面図を図-2 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。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-H63C では壁頂部の水平方向部材角 R_x (=加力

梁下端で計測した水平変形/壁内法高さ) を各サイクルピーク時で $1, 2, 4 \times 10^{-3}$ ラジアンとし、載荷装置の容量の限界から、正 3 サイクル目に最大荷重を確認するまで加力を行った。偏心引張力を加えた 3 体では、1, 2 サイクル目は IH-H63C と同様としたが、-3 サイクル目に C 柱脚部の伸びが表-1 に示す所定の伸び ν に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。鉛直方向の加力は、IH-H63C では、2 台のアクチュエータで表-1 に示す均等な鉛直力 P_1, P_2 を下向きに加えた。偏心引張力を加えた 3 体では、正加力で水平力 Q_x に対して圧縮側となる C 柱に大きな

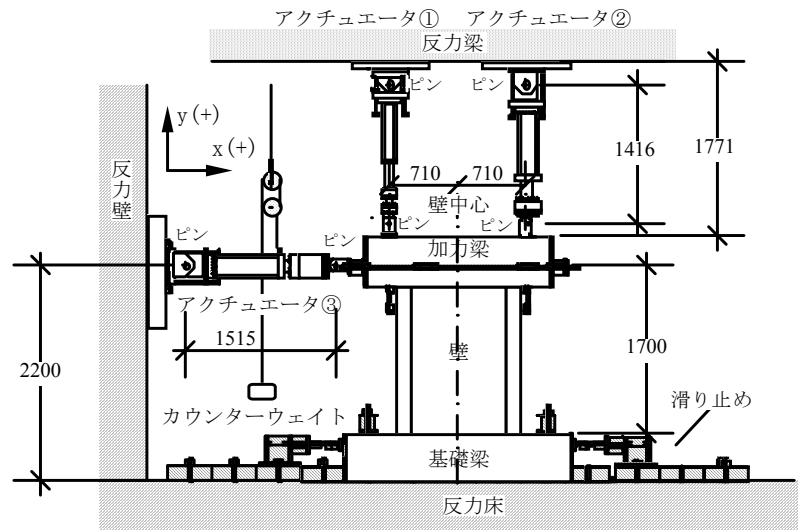


図-2 加力装置 (単位: mm)

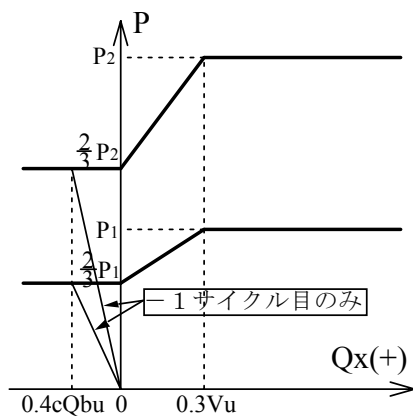


図-3 鉛直荷重の設計

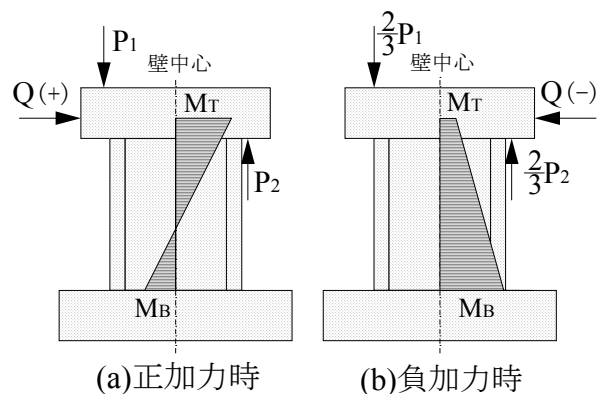


図-4 モーメント分布

引張力が加わるようにし、図-3のように設定した。図中の P_1 , P_2 の値 (力の向きは図-4に示す) は表-1に示した。また、図中の cQ_{bu} , V_u 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。なお、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。

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-5に示す。図中の実線は正加力に、破線は負加力に発生したひび割れをそれぞれ示す。圧縮軸力を受けた IH-H63C では、正負両加力ともに壁板に対角線方向の斜めひび割れが交差して発生し、+3 サイクル目でT柱脚部の軸筋降伏後、壁脚の水平ひび割れが徐々に開口して最終時に至った。偏

心引張力を受けた3体では、負加力には角度の緩やかな斜めひび割れが、正加力には IH-H63C と同様の斜めひび割れが壁板に発生した。最終サイクルの+3サイクルでは、IH-H63T2.5 と IH-H63T5.0 の2体は、最大荷重時にC柱脚部に斜めひび割れが発生し、その後壁板の斜めひび割れとC柱脚部の斜めひび割れが徐々に広がった。柱補強筋の多い IH-H62T5.0 は、最大荷重時にC柱側の壁板下部に柱に沿って縦ひび割れが発生し、その後にC柱脚部に斜めひび割れが発生し、T柱側の壁板上部に柱に沿って縦ひび割れが発生した。なお、偏心引張力を受けた3体とも、正加力では引張側となるT柱脚部の軸筋は最終時まで降伏していない。

3.2 荷重-変形曲線

水平方向の荷重 Q_x -部材角 R_x 曲線を図-6に示す。圧縮軸力を受けた IH-H63C では、+3 サイクル目にT柱脚部の軸筋降伏後に最大荷重を示し、最終時まで荷重低下の少ない曲線となっ

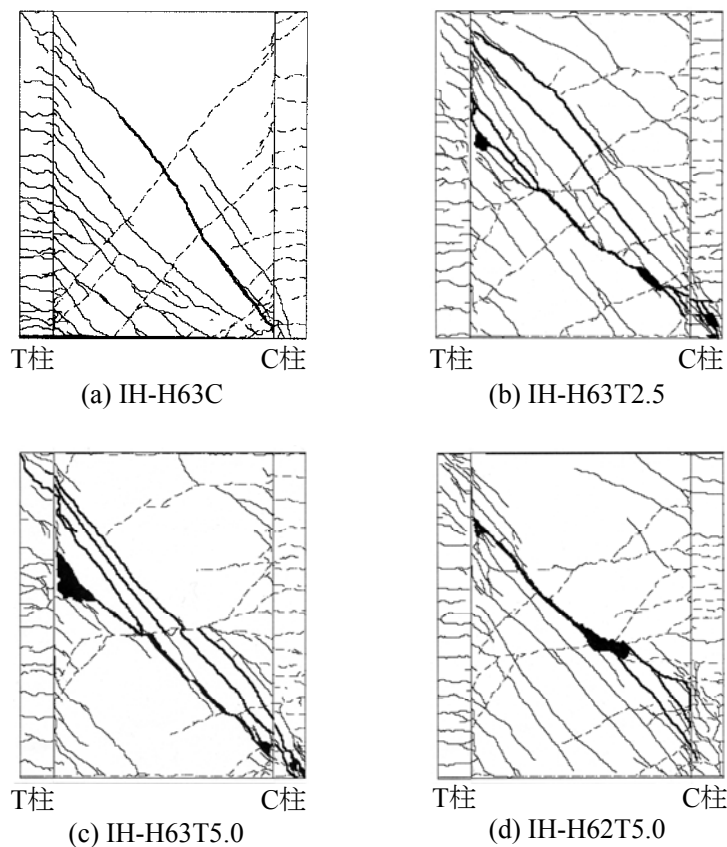


図-5 ひび割れ状況

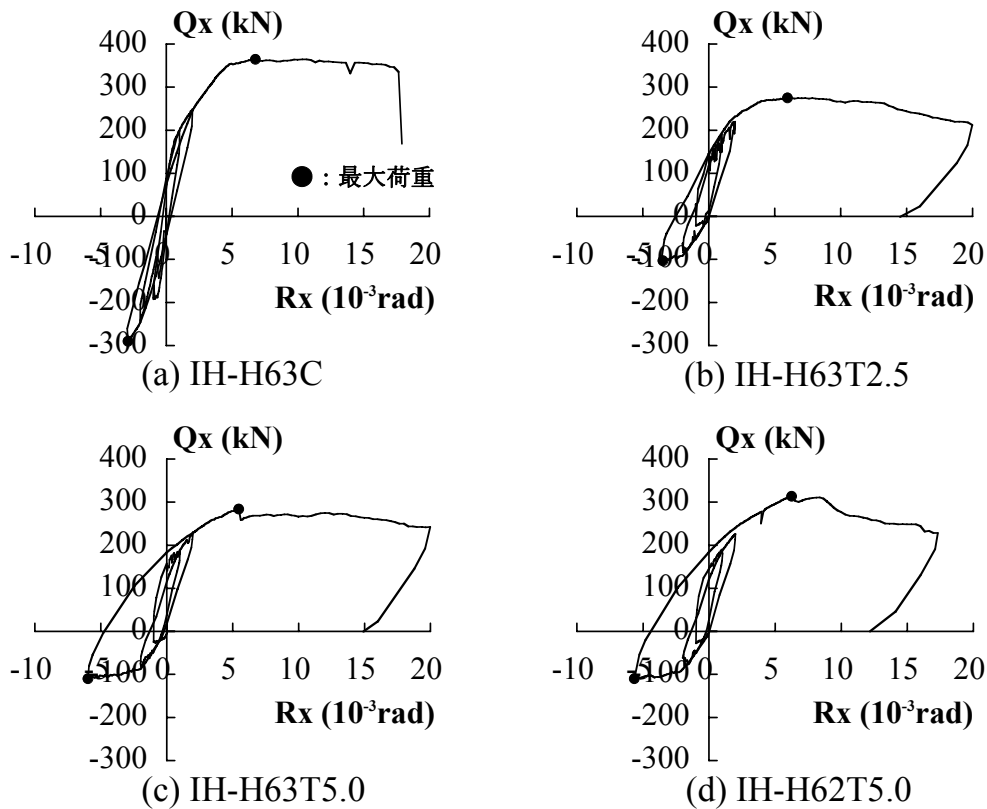


図-6 荷重-変形曲線

ている。偏心引張力を受けた3体の-3サイクルには、C柱脚部の軸筋降伏後、最大変形時まで荷重がほぼ一定の曲線となっている。正加力については、所定のC柱脚部の伸びとした+3サイクルには、IH-H63T2.5とIH-H63T5.0の2体では、C柱脚部の斜めひび割れが発生すると同時に最大荷重を示し、その後荷重が徐々に低下す

る曲線となっている。柱補強筋の多いIH-H62T5.0では、+3サイクル目にC柱側の壁板下部に柱に沿って縦ひび割れが発生して最大荷重を示した。最大荷重後、T柱とC柱に沿って発生した壁板の縦ひび割れが拡幅し、同じ偏心引張力を受けたIH-H63T2.5とIH-H63T5.0の2体よりも荷重低下の大きな曲線となっている。

表-4 最大耐力

加力方向	試験体名	実験値					計算値		比率		破壊モード
		tQmax (kN)	N* (kN)	σ_o^* (N/mm ²)	Rx,max (10 ⁻³ rad)	Vmax (mm)	cQbu (kN)	Vu (kN)	$\frac{tQmax}{cQbu}$	$\frac{tQmax}{Vu}$	
正加力	IH-H63C	365	375	3.95	6.78	-0.14	352	325	1.04	1.12	曲げ
	IH-H63T2.5	275	-139	-1.46	5.98	2.50	325	314	0.85	0.88	せん断
	IH-H63T5.0	284	-139	-1.47	5.46	3.96	324	342	0.88	0.83	せん断
	IH-H62T5.0	313	-140	-1.47	6.25	4.09	324	320	0.97	0.98	せん断
負加力	IH-H63C	-290	372	3.92	-2.92	0.67	353	325	0.82	0.89	—
	IH-H63T2.5	-103	-91	-0.96	-3.48	2.37	74	314	1.39	0.33	曲げ
	IH-H63T5.0	-110	-91	-0.96	-5.99	4.96	73	342	1.51	0.32	曲げ
	IH-H62T5.0	-110	-92	-0.97	-5.65	5.10	74	320	1.49	0.34	曲げ

* : 圧縮を正とする

3.3 せん断耐力

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 σ_o 、水平方向部材角 Rx_{max} およびC柱脚部の伸び v_{max} も併せて示した。計算値 cQ_{bu} と V_u は表-1と同様の方法で計算した曲げ強度とせん断強度である。計算値 V_u に対する実験値の比率とC柱脚部の伸び v_{max} との関係を、既往の結果^{2),3)}を含めて図-7に示す。横軸は、伸び v_{max} を計測区間長(200mm)で除した伸び率とした。図によると、柱補強筋が多い場合(図中□印)を除けば、本論の比率(図中■印)はC柱脚部の伸び率が大きくなると、普通強度コンクリートを用いた既往の結果^{2),3)}と同程度に低下しており、高強度コンクリートであることの差異はみられない。柱補強筋が多い場合のこの比率は、C柱脚部の伸び率が大きいときには、柱補強筋の少ないものに比べて15%大きくなっており、柱補強筋による差が大きく現れている。一方、偏心引張力を受ける試験体の負加力の実験値については、C柱脚部軸筋が降伏しており、曲げ耐力に達したと考えられる。計算値 cQ_{bu} に対する tQ_{max} の比率は、1.39~1.51、平均1.46となり、実験値が計算値に比べて大きな値となっている。

4. まとめ

高強度コンクリートを用いた耐震壁について、水平力に対して圧縮側となる側柱脚部の伸びを変化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、せん断強度計算値に対する実験値の比率は、圧縮側柱脚部の伸びが大きくなると、普通強度の場合と同程度に直線的に小さくなること、圧縮側柱脚部の伸びが大きいときのこの比率は、側柱補強筋が多い場合の

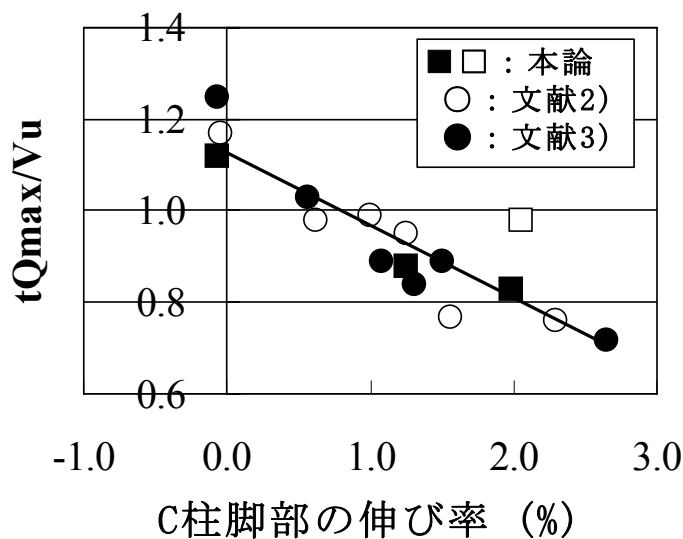


図-7 最大耐力

方が少ない場合に比べて大となることを示した。
謝辞

本研究の遂行に当たり、室蘭工業大学大学院生の高橋俊一氏には多大なご協力をいただいた。ここに、深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 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耐力に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.2, pp.919-924, 2002.6
- 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, 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, Vol.26, No.2, pp.601-606, 2004.7
- 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), p.401, 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