

論文 壁厚とシアスパンおよび圧縮端部の拘束条件を変化させた曲げ降伏する RC 造袖壁の静加力実験

肥後 朋宏*1・加藤 大介*2・安尻 竜基*3

要旨: 壁厚, シアスパンおよび袖壁端部の拘束を実験パラメータにした, 袖壁端部の圧壊で変形能が決定される RC 造袖壁試験体 3 体の静加力実験を行い, 既往の試験体も含め既往の終局変形能評価式と比較することにより, 以下の結論を得た。コンクリートの圧壊領域高さの袖壁厚さに対する比の実験値は全体的に拘束がないと 1.5 であるが, 拘束量が増すにつれて 1.0 に近づく傾向があった。また, 終局変形角の実験値を評価式と比較したところ, 拘束量が多い 2 体は既往の評価式を大きく超えており, 影響因子を面外の拘束筋比ではなく面外と面内の拘束筋比の平均と考えるなど, 評価式の再検討が必要である。

キーワード: 鉄筋コンクリート造, 袖壁, 曲げ強度, 曲げ変形能, 拘束効果

1. 研究背景と研究目的

近年, 袖壁の地震被害後の継続使用機能への寄与が改めて認識され, 低層 RC 造建物における袖壁の有効利用が議論されており, 壁谷澤ら¹⁾あるいは高橋ら²⁾が静加力実験を行っている。これらの実験結果を基に, 日本建築学会の保有水平耐力規準³⁾では, 袖壁の圧壊に依存する曲げ変形能 R_u の評価法が提案されている。その後, 谷ら⁴⁾あるいは都祭ら⁵⁾による実大を含む実験も盛んに行われている。式(1)は日本建築学会による曲げ変形能 R_u の評価式である。

$$R_u = c \times l_h \times \phi_u \quad (\text{rad}) \quad (1)$$

$$c = 6, \quad l_h = 2t, \quad \phi_u = \varepsilon_{cu}/x_o$$

$$\varepsilon_{cu} = \begin{cases} 0.003 (\text{特別な拘束無し}) \\ 0.006 (0.6\% \text{以上で端部を拘束した場合}) \end{cases}$$

ここで, c は実験係数, l_h はコンクリートの圧壊領域で袖壁厚さ t の 2 倍, ϕ_u は終局時曲率, x_o は中立軸深さである。 ε_{cu} は袖壁端部のコンクリートの終局ひずみで拘束量の有無で値が異なっている。式(1)の問題点としてはコンクリート圧縮領域を袖壁厚さの 2 倍と決めていること, および, コンクリートの圧壊ひずみを拘束の有無で段階的に決めていることが挙げられる。

筆者らは, 文献 6) で袖壁端部の圧壊により変形能が決定される片側袖壁付き柱の静加力実験を報告している。また, 柱型が引張側となる変形能に関して言えば, 柱型の影響は少ないと判断し, 文献 7) では簡略化のために柱型の幅を袖壁厚さと同じにした長方形断面の試験体の実験結果を報告している。さらに, 文献 8) では, 文献 7) で報告した試験体を原型にして, 主に拘束筋比とシアスパンを変化させたパラメトリックな FEM 解析を行い, 式(2)

に示す曲げ変形能 R_u の評価式を提案している。

$$R_u = h_p \times \phi_u \quad (\text{rad}) \quad (2)$$

$$h_p = 1.5b \quad \phi_u = \varepsilon_{cu}/x_o$$

$$\varepsilon_{cu} = 9.38p_{wy} \quad (\leq 0.0223)$$

ここで, h_p はコンクリートの圧壊領域高さで式(1)における l_h と同じもの, b は部材幅で今回の例では式(1)における t と同じもの, x_o は中立軸深さである。 ε_{cu} はコンクリートの終局ひずみで, 面外の拘束筋比 (p_{wy}) を使用し, 頭打ちのある式である。

本研究では, 式(2)の妥当性を検討するために, 文献 7) に引き続き, 式(2)に用いられる要因である壁厚, シアスパンおよび拘束筋を変化させた 3 体の試験体の静加力実

表-1 試験体諸元

試験体名		M7	M8	M9	
軸力 [kN]		400			
柱断面 [mm]		120×250	150×250		
袖壁断面 [mm]		120×500	150×500		
内法高さ [mm]		1000			
せん断スパン長さ [mm]		1600	1800	1400	
せん断スパン比		2.13	2.40	1.86	
柱配筋	主筋	4-D13			
	帯筋	□-D6@50			
帯筋比 [%]	縦・横筋	1.07	0.85	0.85	
	縦・横筋	D6ダブル@100			
袖壁配筋	縦・横筋比 [%]	0.53	0.43	0.43	
	端部縦筋	2-D10		2-D13	
下部	巾止め筋	タイ-D6	タイ-D6	D6ダブル	
	拘束筋比 [%]	面内	0.53	0.43	0.85
		面外	0.31	0.38	0.58
コンクリート強度 [N/mm ²]		27.5			

表-2 材料諸元

鉄筋径	降伏強度 [N/mm ²]	最大強度 [N/mm ²]	降伏歪 [μ]	歪硬化開始時歪 [μ]
D6	406	509	2413	11999
D10	396	561	2220	16806
D13	361	535	2122	16973

*1 新潟大学大学院 自然科学研究科 建築学コース (正会員)

*2 新潟大学 工学部建築プログラム教授 工博 (正会員)

*3 新潟大学大学院 自然科学研究科 建築学コース

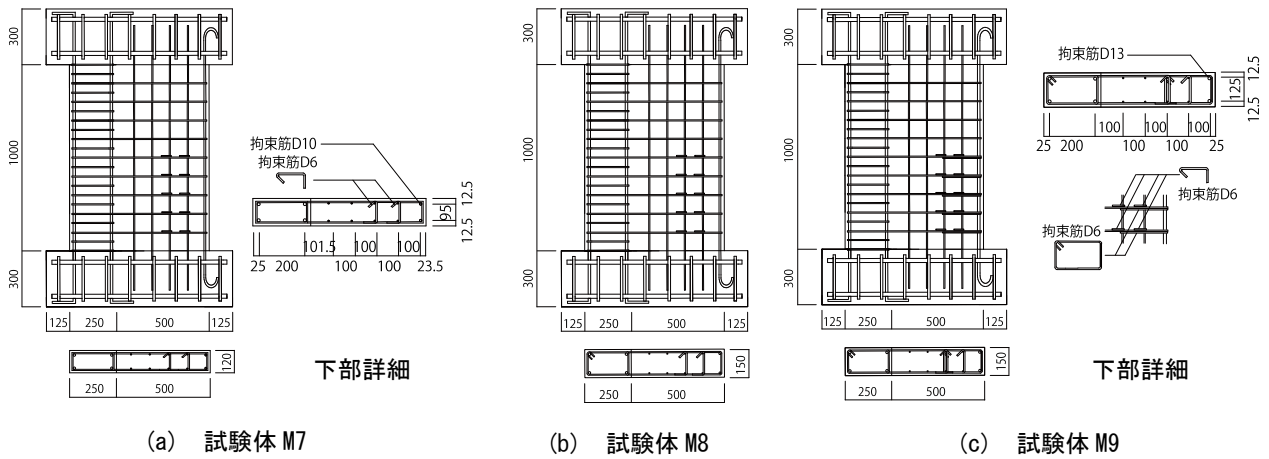


図-1 配筋図

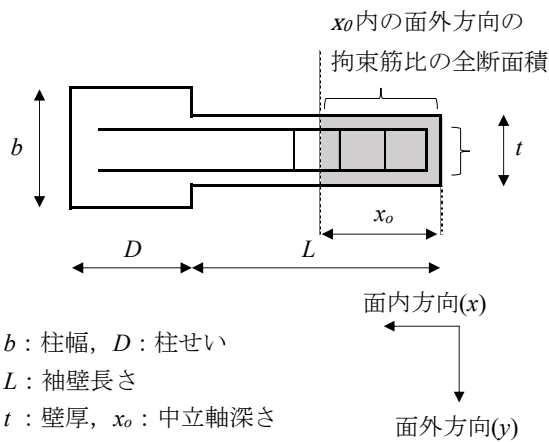


図-2 拘束筋比の考え方

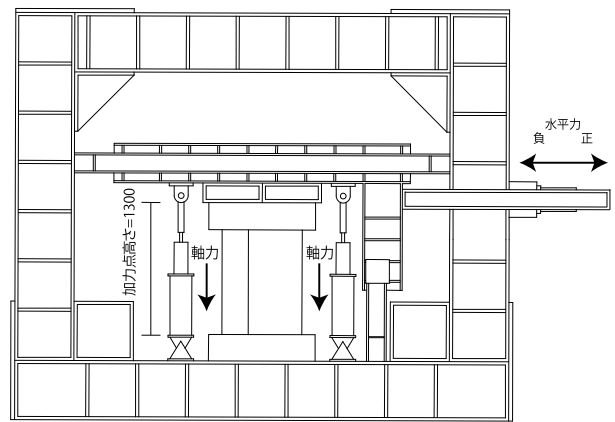


図-3 加力方法

験を行った。なお、文献 8)において FEM 解析での仮想試験体名を M4~6 としているために、本報告の試験体名は M7~9 となっている。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

表-1, 2 に 3 体の試験体と材料の諸元を、図-1 に配筋図を示す。試験体の形状は文献 7) で報告したものと同様柱型の幅を袖壁厚さと等しくした長方形である。袖壁厚さは試験体 M7 が 120mm, 試験体 M8 と M9 が 150mm である。試験体の縮尺は約 1/3 であり、袖壁は若干厚めとなるが、これは袖壁の有効利用を考えて袖壁端部を十分に拘束した結果である。この 3 体の柱主筋、柱帯筋の径と間隔、袖壁縦横筋は文献 6)7) で報告した試験体と同じである。図-1 には袖壁端部の拘束の詳細も示してあるが、試験体 M7 と M8 は D6 タイ、試験体 M9 には D6 鉄筋をダブルとして配筋している。拘束筋比には明確な定義がないため、本研究では、図-2 に示すように曲げ強度算出時の中立軸深さと壁軸深さと壁厚からなる長方形断面に含まれる拘束筋の断面積および体積により算出している。

上記以外の実験パラメータとしては、袖壁端部筋の径

とシアスパンを変化させている。袖壁端部筋はその座屈挙動が変形能に影響するので、拘束の程度に合わせて径を大きくしている。また、シアスパンは文献 6)7) の実験結果と比較するために、試験体 M7 を 1600mm, 試験体 M8 を 1800mm, 試験体 M9 を 1400mm と変化させた。

文献 7) で報告した試験体の重要な諸元は後述の表-5 で示すが、今回の試験体との関係をまとめておく。試験体 M7 は袖壁厚さが 120mm の M1 にタイで拘束を加えたものである。試験体 M8 は袖壁厚さが 150mm の M3 試験体のシアスパンを 1400mm から 1800mm に増加させたもの、試験体 M9 は M3 に D6 ダブルで拘束を加えたものである。

2.2 加力と測定方法

加力方法は、図-3 に示す加力装置で片持ち柱形式での加力とした。左右 2 つの軸力ジャッキにより柱芯位置に 400kN の一定軸力を与えている。左右の軸力ジャッキによりを制御することにより付加モーメントを発生させ、設定したシアスパンとなるように加力した。

水平変形は水平ジャッキの加力高さ($h=1300\text{mm}$)で測定しており、加力サイクルはその水平変形を測定高さで除した水平変形角で制御した。すなわち、1/400, 1/250, 1/250,

1/67, 1/50, 1/33rad で各変形角 2 サイクルずつの载荷を基本として、80%耐力低下点がみられるまで加力した。また、曲げ変形を評価するために、試験体の両側で内法高さ 1000mm を 6 分割して軸方向変形を測定している。

3. 実験結果

3.1 損傷状況

図-4 に例として M7 の最大耐力時と加力終了時のひび割れ図を示す。なお、他の試験体も同様のひび割れ性状であった。表-3 に最大耐力、最大耐力時変形角、使用限界状態(各方向でひび割れが初めて発生した点までの最大経線変形角)修復限界状態(各方向でコンクリートが初めて剥落した点までの最大経線変形角)および安全限界状態(包絡線上で最大耐力の 80%まで低下した時点での変形、袖壁縦筋が破壊した時点での変形角)をまとめたものを示す。なお観測されていない場合は表中で-で示している。

3.2 水平力-変形角関係

図-5 に各試験体の水平力-変形角関係を示す。いずれも袖壁側が圧縮となる加力方法を正方向(+)としている。また、図中には正方向の最大耐力から 80%低下した点、袖壁が初めて剥落した点、袖壁端部の破断が計測された点も併せて示してある。最大耐力は試験体 M7、試験体 M8 は+7 サイクル(1/50)の途中、試験体 M9 は+11 サイクル(1/33)の途中で生じた。最大耐力の 80%低下する点は試験体 M7 では二度目の繰り返し载荷、試験体 M8、試験体 M9 では、+13 サイクルで押し切り载荷で記録されている。図中には後述する全塑性式による曲げ強度計算値および文献 9) のモデルを用いた平面保持解析の結果も示してある。また、平面保持解析における袖壁の拘束効果は前述した面内と面外の拘束筋の小さい方を用いて評価している。なお、解析は繰り返し载荷を行っているが、図には正方向加力の包絡線を示している。結果をみると、3 体とも最大強度実験値は全塑性式および平面保持解析の 1.2 倍程度となっており、また平面保持解析による結果は降伏後の耐力劣化が早期に生じている。

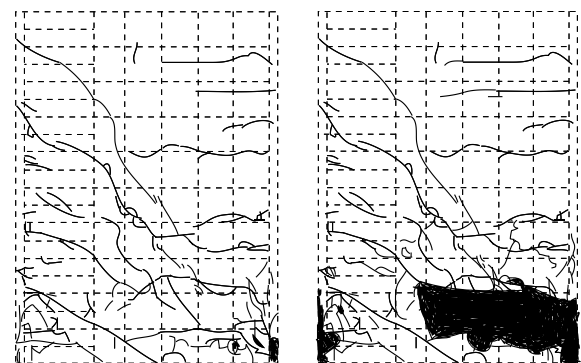
図-6 に曲げ変形成分とせん断変形成分の関係を示す。ここで、曲げ変形成分は試験体を軸方向に 6 分割した左

右の変位計から算出し、せん断変形成分は全変形角から曲げ変形成分を引いたものとした。図を見ると、最終サイクルまで曲げ変形成分がせん断変形成分を大きく上回っていることが分かる。すなわち、各種強度の詳細は後述するが、本実験の試験体の 3 体のせん断強度比はそれぞれ 1.02, 1.29, 1.06 と小さいがせん断変形成分は曲げ変形成分に比べて極めて小さく、曲げ変形成分が卓越しているため、変形能は袖壁端部の圧壊により決定していると判断できる。

図-7 は袖壁が圧縮側になる正方向加力時の包絡線を比較したものである。試験体はシアスパンが異なっているので、縦軸は基部のモーメントとしている。なお、水平変形は加力点でなく 3 体とも同一のジャッキ高さ(1300mm)であるが、ヒンジ外はほぼ直線としてその影響は無視している。最大モーメントに関して、袖壁厚さが厚くなると大きくなる事が分かる。また、厚さ 150mm の 2 体を比べるとその拘束の程度による最大モーメントの差は少ない。一方、変形能に関しては、袖壁厚さが厚くなると謙虚に大きくなり、拘束があるとさらに大きくなる事が分かる。

3.3 コンクリートの圧壊領域高さ(h_p)

図-8 は図-6 で示した水平変形の曲げ変形成分(R_f)と 6 分割した軸方向変形のうち基部(測定高さ 150mm)の 1 対を使って求めた曲率(ϕ)との関係である。曲率分布を基部からある高さで一定(以降この高さを圧壊領域の高さ(h_p)という)と仮定する。さらに、それ以外の曲率を 0(すなわ



最大耐力時 (1/67)

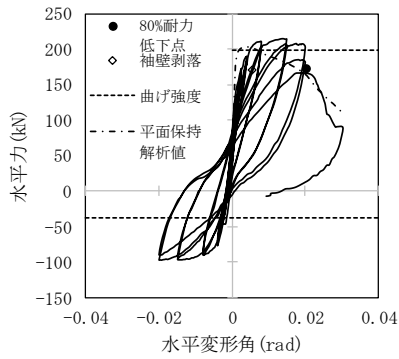
加力終了時 (1/33)

図-4 曲げひび割れ図(試験体 M7)

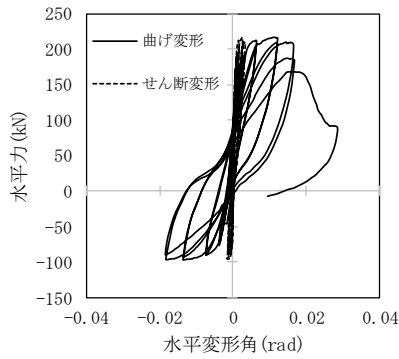
表-3 実験結果一覧

試験体名	最大耐力 [kN]	最大耐力時変形角 [rad]	使用限界状態 [rad]		修復限界状態 [rad]		安全限界状態 [rad]		
			ひび割れ時変形角 柱	ひび割れ時変形角 壁	柱剥落時変形角	袖壁剥落時変形角	最大耐力の 80%時変形角	袖壁縦筋破断時変形角	
M7	+	216	0.0138	0.0025	0.0003	0.0053	0.0063	0.0203	-
	-	96	0.0198	0.0013	0.0018	0.0066	0.0080	-	-
M8	+	221	0.0149	0.0014	0.0014	0.0303	0.0149	0.0512	-
	-	69	0.0145	0.0115	0.0006	0.0227	0.0149	-	0.0297
M9	+	293	0.0300	0.0014	0.0025	0.0151	0.0080	0.0680	-
	-	112	0.0130	0.0080	0.0005	0.0200	0.0084	-	0.0147

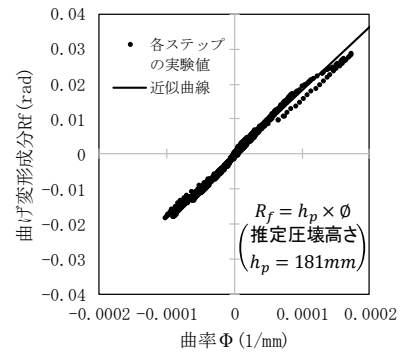
* - は観測されなかった場合



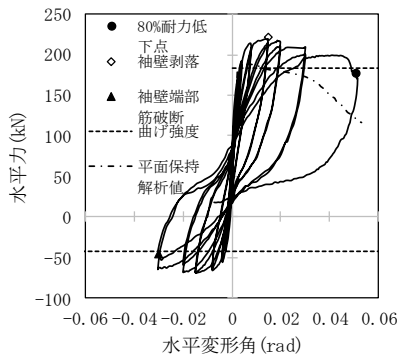
(a) 試験体 M7



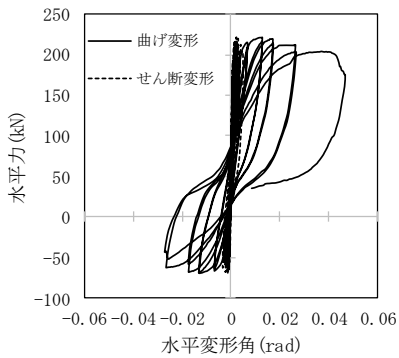
(a) 試験体 M7



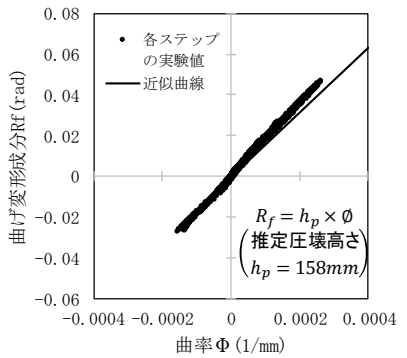
(a) 試験体 M7



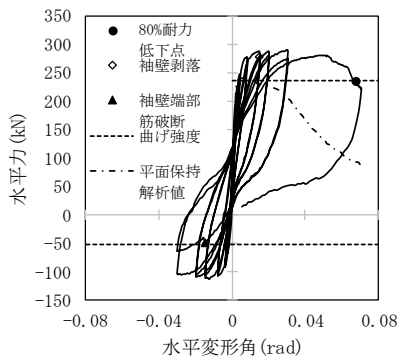
(b) 試験体 M8



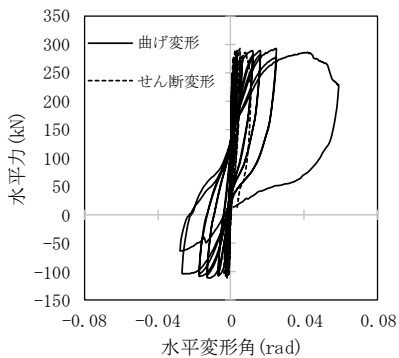
(b) 試験体 M8



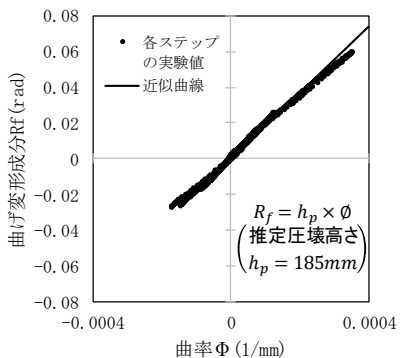
(b) 試験体 M8



(c) 試験体 M9



(c) 試験体 M9



(c) 試験体 M9

図-5 水平力変形関係

図-6 曲げ変形成分とせん断変形成分の比較

図-8 頂部の曲げ変形角と基部の曲率の関係

ち剛)と仮定すると、基部の曲率と曲げ変形成分は略算的に式(3)で求められる。

$$R_f = h_p \times \phi \quad (3)$$

図-8 によるとほぼ線形の関係があり、文献 9)でも示したようにこの傾きがコンクリートの圧壊高さで捉えることも可能である。図中にこの値を示したが、試験体 M7 ($t=120\text{mm}$) は $h_p=181\text{mm}$, 試験体 M8($t=150\text{mm}$) は $h_p=158\text{mm}$, 試験体 M9($t=150\text{mm}$) は $h_p=185\text{mm}$ となった。保有水平耐力規準の考え方は式(1)にあるように h_p は t の 2 倍、文献 8)の提案は式(2)中にあるように h_p は t の 1.5 倍が基本となっている式であるが、いずれも明確な傾向はなかった。いずれにせよ、この値は今後、変形能評価式の提案や平面保持解析を行う際に重要な値となりえる。

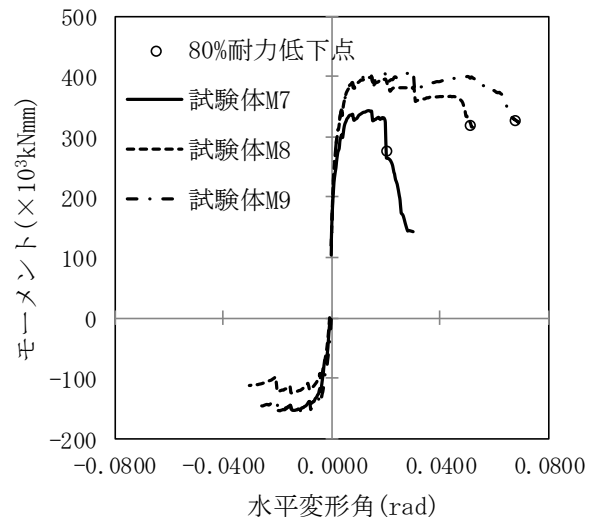


図-7 包絡線の比較

4. 最大強度計算値との比較

表-4に最大強度の計算値と実験値の比較を示す。曲げ強度は耐震診断基準¹⁰⁾と保有水平耐力規準³⁾による曲げ終局モーメント(全塑性曲げモーメント)を示した。曲げ終局モーメントの欄には評価された中立軸深さも[]で示している。せん断強度式は、耐震診断基準式、保有耐力規準による累加強度式の2種類の式によった。

図-5にも曲げ強度として全塑性式の値を示しているが、正方向の実験値は計算値の1.1~1.2倍程度とやや大きめの値となった。また、袖壁の拘束が大きい方が強度比は大きくなる傾向も見て取れた。袖壁端部のコンクリートの圧縮強度には補強筋による拘束の他に剛強な基礎部からの拘束もあり、それらの影響を考慮する必要がある。一方、せん断強度の曲げ強度に対する比は1.02~1.29であったが、前述したように変形能は袖壁の圧壊により決定されたと判断できる。

5. 変形能計算値との比較

表-5の前半に各試験体の正方向の終局変形角 R_u とコンクリートの圧壊領域高さ h_p の実験値、日本建築学会の評価式である式(1)および文献8)の提案式である式(2)による計算値との比較、さらに主要な実験パラメータである袖壁厚さ t 、シアスパン比 H および各種拘束筋比、をそれぞれ示す。参考のため文献6)7)の試験体についても示している。また、式(1)に関しては、今回の試験体はいずれも面内と面外の小さい方は拘束筋比0.6%を満たしてないが参考のために両者を示している。表中では終局変形角実験値から想定した部材種別を実験値として[]で示した。また、実験値に対する計算値の比を()で示している。

今回の試験体3体については、袖壁厚さの厚い試験体M8,M9はM7に比べ終局変形角 R_u の実験値は大きくなっている。いずれの終局変形角 R_u の実験値も計算値を上回っている。特に、拘束の大きい試験体M8,M9は計算値を大きく上回っている。

一方、コンクリートの圧壊領域高さ h_p であるが、表中には()で袖壁厚さに対する比を示しており、1.05~1.51の範囲である。シアスパン以外ほぼ同じ諸元である試験体

M3とM8がいずれも1.05と同じであり、この例ではシアスパン比に影響を受けていない。しかしながら、明確ではないが、全体的に拘束がないと1.5であり、拘束量が増すにつれて1.0に近づく傾向はあり、式(2)中の h_p に関する式は拘束量に関して再検討の余地があるといえる。

次に式(2)の妥当性を検討する。図-9は終局変形角 R_u の実験値と式(2)による計算値を比較したものである。一方、表-5の後半に、終局変形角 R_u の実験値と計算値が等しくなるためのコンクリートの終局ひずみ ϵ_{cu} を逆算したものを示している。これは、式(2)において、コンクリートの圧壊領域高さ h_p は表-5の実験値、中立軸深さ x_o は同じく表-5に示した計算値を用いて逆算したものである。また、図-10(a)~(c)はこの逆算されたコンクリートの終局ひずみ ϵ_{cu} を縦軸にとり、横軸に面内の拘束筋比 p_{wx} 、面外の拘束筋比 p_{wy} およびその平均 $((p_{wx}+p_{wy})/2)$ をとってその関係を示したものである。式(2)は面外の拘束筋比によっているので、図-10(b)には式(2)も示してある。

図-9より式(2)はほぼ安全側といえるが、拘束が高い試験体ほど計算値は安全側になることがわかる。一方、図-10をみると、図-10(a)に示した面内の拘束筋比 p_{wx} は終局ひずみ ϵ_{cu} に対しあまり支配的ではなく、文献8)の指摘通り図-10(b)に示した面外の拘束筋比 p_{wy} の方が支配的である。ただし、今回の試験体のうち拘束量が多い2体は頭打ちの上限を大きく超えている。さらに、文献8)では面外の拘束筋比が支配的として式(2)を提案しており、これは面外というよりも面内と面外の小さい方ととらえるべきであるが、拘束量が多い方の寄与が無視されていることは問題であろう。今回、図-10(c)の面内と面外の拘束筋比の平均としたものもばらつきは同程度であった。今後、式(2)に関して、上限および影響因子とすべき拘束筋比に関して再検討の余地があるといえる。

6 まとめ

壁厚、シアスパンおよび袖壁端部の拘束を実験パラメータにした、袖壁端部の圧壊で変形能が決定されるRC造袖壁試験体3体の静加力実験を行い、文献4)の終局変形能評価式(式(2))と比較し、以下の結論を得た。

表-4 各種強度の計算値と実験値の比較

試験体名		M7		M8		M9		
加力方向		+	-	+	-	+	-	
実験値	最大耐力[kN]	216(1.1)	96(2.5)	222(1.2)	69(1.6)	293(1.2)	112(2.2)	
計算値	曲げ強度[kN]	診断基準式 ¹⁰⁾	175	21	160	23	205	30
		全塑性式 ³⁾	199[208]	38[232]	184[166]	42[185]	236[166]	52[197]
	せん断強度[kN]	診断基準式 ¹⁰⁾	235(1.18)		255(1.39)		276(1.17)	
		累加強度式 ³⁾	212(1.02)		238(1.29)		249(1.06)	

*1 []内は全塑性式曲げ強度時中立軸深さ(mm)

*2 ()内は全塑性式曲げ強度計算値に対する最大耐力及びせん断強度の比

表-5 各種強度の計算値と実験値の比較

試験体名	R_u (rad) (実験値)	h_p (mm) (実験値)	袖壁厚さ t (mm)	シアスパン 長さ H (mm)	p_{wx} (面内)	p_{wy} (面外)	$(p_{wx}+p_{wy})/2$ (面内と面外の平均)	式(1)計算値 (rad)		式(2)計算 値 (rad)	x_o (mm) (計算値)	ϵ_{cu} (逆算値)
								拘束なし	拘束あり*			
CSW-F ⁶⁾	0.0153 [FB]	150 <1.5>	100	1400	0.0064	0.0011	0.0038	0.0121 (1.29)	0.0242 (0.64)	0.0055 (2.78)	298	0.0304
M1 ⁷⁾	0.0151 [FB]	166 <1.38>	120	1600	0.0053	0.0012	0.0033	0.0176 (0.86)	0.0352 (0.43)	0.0088 (1.72)	259	0.0236
M2 ⁷⁾	0.0200 [FA]	188 <1.25>	150	1500	0.0043	0.0015	0.0029	0.0274 (0.73)	0.0548 (0.36)	0.0173 (1.03)	207	0.0220
M3 ⁷⁾	0.0282 [FA]	157 <1.05>	150	1400	0.0043	0.0043	0.0043	0.0274 (1.03)	0.0548 (0.51)	0.0273 (1.03)	219	0.0393
M7	0.0203 [FA]	181 <1.51>	120	1600	0.0053	0.0031	0.0042	0.0193 (1.05)	0.0386 (0.53)	0.0192 (1.06)	208	0.0233
M8	0.0512 [FA]	158 <1.05>	150	1800	0.0043	0.0038	0.0041	0.0302 (1.69)	0.0604 (0.85)	0.0301 (1.70)	166	0.0538
M9	0.0680 [FA]	185 <1.23>	150	1400	0.0085	0.0058	0.0072	0.0302 (2.25)	0.0604 (1.13)	0.0301 (2.26)	166	0.0610

*1 *は7体とも拘束筋比が0.6%以下なので参考値
 *2 []内は保有耐力規準で想定している部材角
 *3 < >内は袖壁厚さ t に対する実験値の比
 *4 ()内は計算値に対する実験値の比

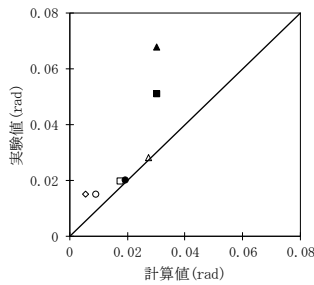


図-9 R_u の実験値と式(2)計算値の比較

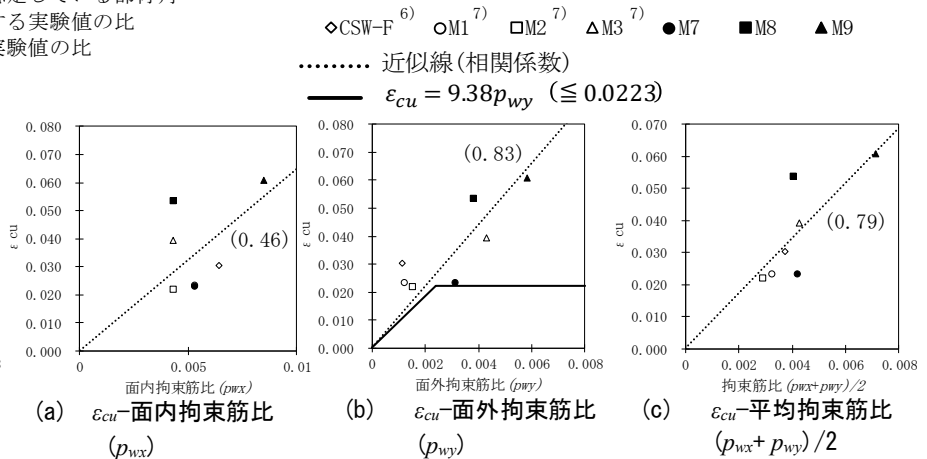


図-10 終局変形角 R_u の実験値と計算値が等しくなるように逆算した終局ひずみ ϵ_{cu}

(1) コンクリートの圧壊領域高さ h_p の袖壁厚さ t に対する比の実験値は全体的に拘束がないと式(2)から得られる1.5であるが、拘束量が増すにつれて1.0に近づく傾向はあり(表-5)、式(2)中の h_p に関する式は拘束量に関して再検討の余地がある。

(2) 終局変形角 R_u の実験値を式(2)と比較したところ(図-10(b)), 拘束量が多い2体は式(2)の頭打ちの上限を大きく超えた。影響因子を面外と面内の拘束筋比の平均と考える(図-10(c))など、評価式の再検討が必要である。

参考文献

- 1) 東条有紀子・壁谷澤寿成・他: 曲げ降伏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集, Vol130, No. 3, pp109-114, 2008
- 2) 高橋之・吉田和成・他: 圧縮側に柱型がないRC耐震壁の曲げ変形性能, 日本建築学会構造系論文集, 第76巻, 第660号, pp371-377, 2011.2
- 3) 日本建築学会, 鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準(案)・同解説, 2016.4
- 4) 谷昌典・一宮弘昂・他: 高密度配筋された袖壁を有する実大および縮小RC造袖壁付き柱試験体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(東北), pp.277-282, 2018,9

- 5) 都祭弘幸・藤井稔己・他: 高密度配筋された腰壁・垂れ壁を有する実大および縮小RC梁試験体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(東北), pp.195-198, 2018,9
- 6) 佐藤大典, 加藤大介: 地震後の応急的な補修を行った有開口RC造袖壁付き柱の再加力実験, 構造工学論文集 Vol.63B, pp.441-446, 2017.4
- 7) 加藤大介, 丸屋友樹: 壁厚と圧縮端部の拘束条件を変化させた曲げ降伏するRC造袖壁の静加力実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.40, No.2, pp.331-337, 2018
- 8) 肥後朋宏, 黒井秀人, 加藤大介: RC造袖壁の曲げ変形能に及ぼす拘束効果とシアスパンの影響に関する考察(その2終局変形角の考察), 日本建築学会学術講演梗概集(北陸), 構造IV, pp.673-674, 2019
- 9) 加藤大介, 千葉勇輝, 中村孝也, 本多良政: 軸方向筋の座屈とコンクリートに対する基礎からの拘束効果に着目した変動軸力を受けるRC造柱のモーメント-曲率解析, 日本建築学会構造系論文集, 第84巻, 第763号, pp.1271-1279, 2019.9
- 10) 日本建築防災協会: 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説(2001)