

論文 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

加藤 大介*1・丸屋 友樹*2

要旨：袖壁の圧縮端部の壁厚と拘束条件を変化させた曲げ降伏する RC 造袖壁試験体 3 体の静加力実験を行った。主な着目点は袖壁端部が圧壊するときの変形能であり、試験体は簡略化のため柱型の幅を袖壁厚さと同じにした長方形断面である。いずれの試験体も計画上のせん断強度比は小さいが曲げ破壊を示し、得られた変形能は日本建築学会の保有耐力規準による評価式と比較している。その結果、建築学会の評価式は危険側になる場合もあることが示され、その評価式の問題点および改善の方向を検討している。

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. はじめに

袖壁の有効利用が議論されるようになり、日本建築学会の保有水平耐力計算規準¹⁾(以下、保有耐力規準)でも、袖壁の圧壊に依存する曲げ変形能の評価法が提案されている。しかしながらその検証、特に袖壁端部の拘束が変形能に及ぼす影響の評価、は十分とは言えない。そこで、本研究では袖壁の圧縮端部が曲げ変形能に及ぼす影響を検討するために、主に壁厚と圧縮端部の拘束を変化させた3体の曲げ降伏する RC 造袖壁の静加力実験を行った。

筆者らは、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²⁾を行っているが、柱型が引っ張り側になる加力方向の変形能に関して言えば、柱型の影響は少ないと判断できる。そこで、本研究では簡略化のために柱型の幅を袖壁厚と同じにした。結果的に試験体は長方形断面となる。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

表-1, 2 に 3 体の試験体諸元と材料の諸元を、図-1 に配筋図を示す。なお表-2 内の降伏歪は全て引張試験結果の上降伏点を用いている。文献 2)で報告した無開口の袖壁付き柱試験体 (CSW-F) は柱型が 250mm 角、袖壁厚さが 100mm であったが、これを原型とし、袖壁厚さを 120mm (M1) と 150mm (M2, M3) に変化させた。この 3 体は柱型の幅を袖壁厚さと同じとした以外は、柱主筋、柱帯筋の径と間隔、袖壁縦横筋は原型試験体と同じである。すなわち、これらの 3 体の柱型は 250mm×袖壁厚さということになる。試験体 M1 と M2 は袖壁端部に特別な拘束筋は配していないが、試験体 M3 には D6 鉄筋をタイとして配筋している。この端部の拘束筋比の定義は難し

いが、後述する曲げ強度(全塑性モーメント)算出時の中立軸深さ(数値は後述の表-4,6 に示してある)、壁厚からなる長方形断面を仮想の断面としたときの値を表-1(下部)に示した。なお、試験体上部にも異なる拘束筋を配筋しており、表-1(上部)に示しているが、これは上下を反転させて再加力することを予定しているためである。今回の加力には影響しないので、本報告では

表-1 試験体諸元

試験体名		M1	M2	M3		
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	1500	1400		
せん断スパン比		2.13	2.00	1.86		
柱配筋	主筋	4-D13				
	帯筋	□-D6@50				
	帯筋比 [%]	1.07	0.85	0.85		
袖壁配筋	縦筋	D6ダブル@100				
	縦・横筋比 [%]	0.53	0.43	0.43		
	端部縦筋	2-D10	2-D10	2-D13		
	* 巾止め筋	-	タイ-D6	D6ダブル		
	* 上部	拘束筋	面内	0.53	0.43	0.85
		比 [%]	面外	0.12	0.43	0.58
	* 下部	巾止め筋	-	-	タイ-D6	
拘束筋		面内	0.53*1	0.43	0.43	
	比 [%]	面外	0.12	0.15	0.43*2	
コンクリート強度 [N/mm ²]		25.0				

*上下を反転させて再加力を予定しているための配筋

*1 (32×2)/(100×120)=0.0053

*2 (32×3)/(100×219)=0.0043

表-2 材料諸元

鉄筋径	降伏強度 [N/mm ²]	最大強度 [N/mm ²]	破断強度 [N/mm ²]	降伏歪 [μ]	歪硬化開始時歪 [μ]
D6	440	538	430	2546	14357
D10	367	542	406	2192	15827
D13	364	535	407	2122	16460

*1 新潟大学 工学部 建築学プログラム 教授 工博 (正会員)

*2 新潟大学 自然科学研究科 修士課程

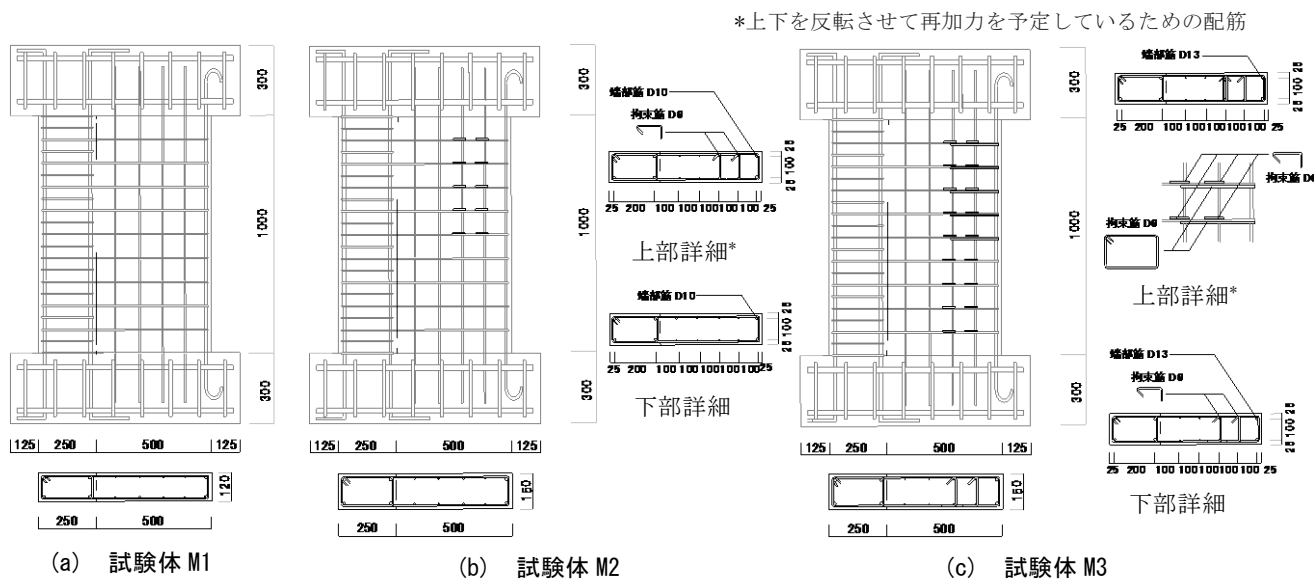
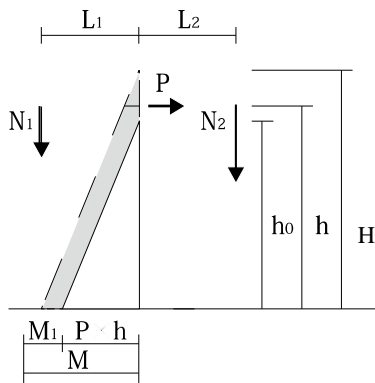
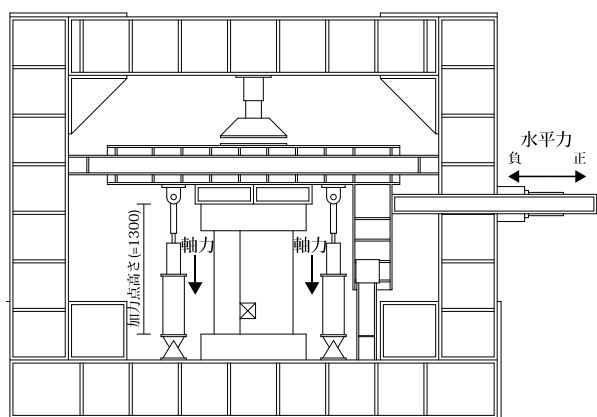


図-1 配筋図



P	: せん断力
N_1, N_2	: 左右の軸力 $N_1 + N_2 = 400\text{kN}$
h_0	: 試験体内法長さ (=1000mm)
h	: 加力点高さ (=1300mm)
H	: 反曲点高さ =M/P
M	: 危険断面モーメント =P · h + M ₁
M ₁	: 左右軸力ジャッキ によるモーメント =N ₁ · L ₁ - N ₂ · L ₂
R	: 変形角 =δ / h
δ	: 加力点の水平変形量

(b) 加力概念図

図-2 加力方法

説明を省略する。

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た。袖壁端部筋はその座屈挙動が変形能に大きく影響するので、拘束の程度に合わせて径を大きくしている。なお、シアスパンについては文献1)では考慮されていないが、本来重要なパラメータといえる。しかしながら本実験では確実に曲げ破壊させるために変化させているので主要なパラメータとしての検討はしていない。

2.2 加力と測定方法

図-2 に加力方法を示す。加力は、図-2 (a) に示す加力装置で方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。また、図-2 (b) で示した加力概念図のように、左右の軸力ジャッキ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=1300mm) 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, 1/125, 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を行っている。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-3 に最大耐力時と加力終了時の写真を示す。また、表-3 には、最大耐力、最大耐力時変形角、使用限界状態（各方向で曲げひび割れが初めて発生した点までの最大経験変形角）修復限界状態（袖壁端部縦筋が降伏する点までの各方向の最大経験変形角、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験変形角)及び安全限界状態(袖壁縦筋が破断した時点での変形角)、終局限界状態(包絡線上で最大耐力の80%まで低下した時点での変形角)をまとめたものを示した。なお、観察されていない場合は表中では-で示している。また、試験体 M2, M3 の負方向柱側はひび割れよりも剥落が先行して発生したため、これもまた表中-で示している。

3.2 水平力—変形角関係

図-4 (a) (b) (c) に各試験体の水平力—変形角関係を示す。いずれも袖壁が圧縮側になる加力を正方向加力としている。また、図中には各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、袖壁端部筋の破断が観測された点も示している。

最大耐力は試験体 M1 および M2 は+7 サイクル(1/67)の途中、試験体 M3 は+9 サイクル(1/50)の途中で、いずれも袖壁端部のコンクリートの剥落前後で生じている。また、いずれの試験体も最大耐力の80%に低下する点は2度目の繰り返し載荷で記録されている。

図-5 は曲げ変形成分とせん断変形成分の関係を示したものである。ここで、曲げ変形成分は6分割した軸方向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。図をみると、最終サイクルまで曲げ変形成分が卓越し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3体のせん断強度比はそれぞれ1.07, 1.10, 1.10と小さいが、せん断変形成分は曲げ変形成分には比べ極めて小さく、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-6 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。シアスパンがそれぞれ異なるため縦軸は基部のモーメント、横軸は水平変形角となっている。なお、水平変形は加力点ではなく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。また、図中には参考のため文献2)で実施した袖壁付き柱 CSW-F (袖壁厚さ100mm)の実験結果も併せて示してある。最大モーメントに関しては袖壁厚さが厚くなると大きくなることがわかる。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大きくなるが、その割合は壁厚には比例しておらず、また拘束があると顕著に大きくなることもわかる。

3.3 コンクリートの圧壊領域高さ (h_p)

図-7 は図-5 で示した水平変形の曲げ変形成分(R_p)と6分割した軸方向変形のうち基部(測定高さ150mm)の1対を使って求めた材軸に沿った曲率(ϕ)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

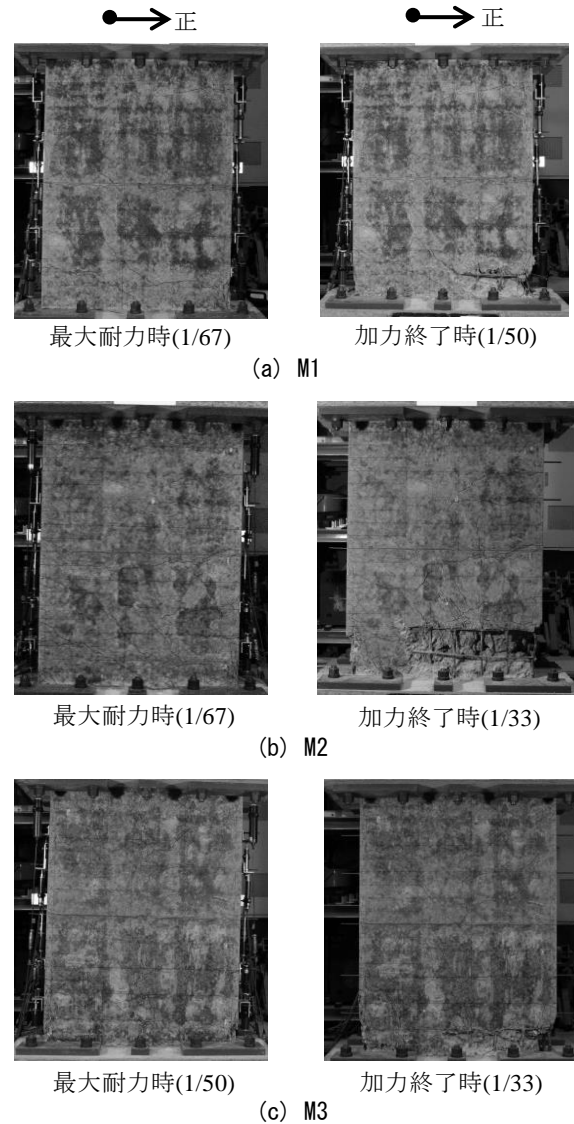
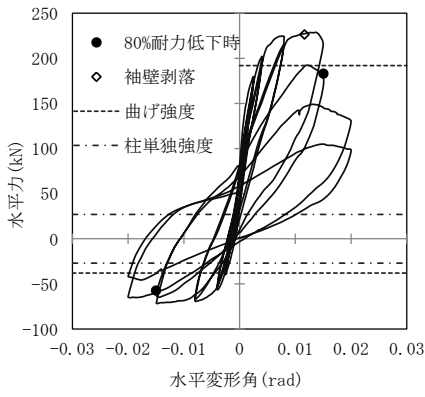


図-3 損傷状況

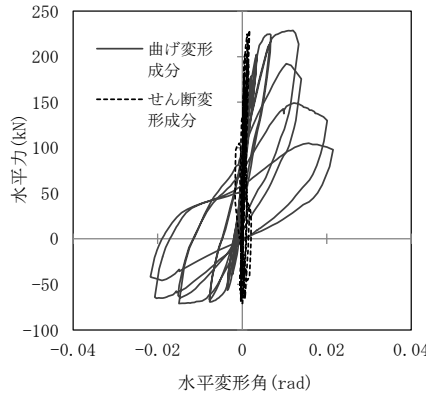
表-3 実験結果一覧

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]		
			袖壁端部縦筋降伏時変形角	曲げひび割れ時変形角	柱	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
M1	+	229	0.0138	0.0040	0.0018	0.0018	0.0151	0.0056	0.0151	-
	-	71	0.0149	0.0029	0.0014	0.0010	0.0111	0.0040	0.0150	-
M2	+	258	0.0144	0.0040	0.0005	0.0017	0.0150	0.0100	0.0200	-
	-	86	0.0147	0.0034	-	0.0008	0.0140	0.0080	0.0200	-
M3	+	279	0.0200	0.0040	0.0012	0.0008	0.0145	0.0149	0.0282	-
	-	106	0.0079	0.0039	-	0.0010	0.0139	0.0149	0.0272	0.0303

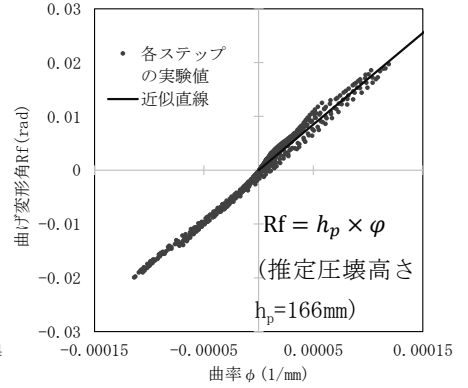
*(-)は観察されなかった場合



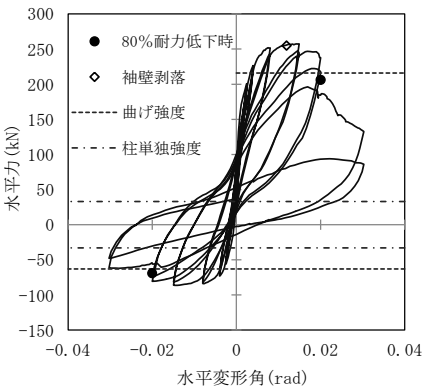
(a) 試験体 M1



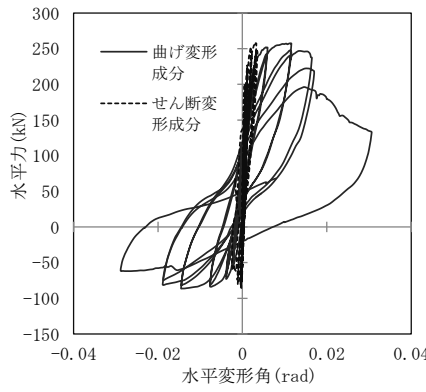
(a) 試験体 M1



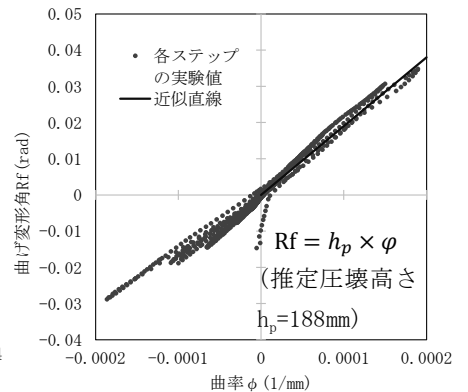
(a) 試験体 M1



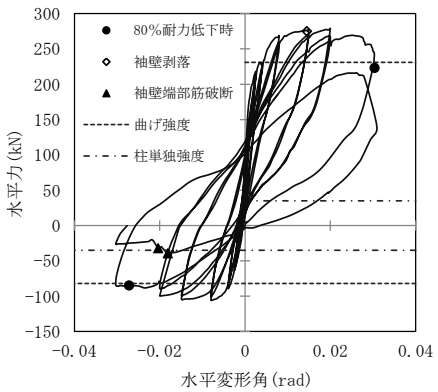
(b) 試験体 M2



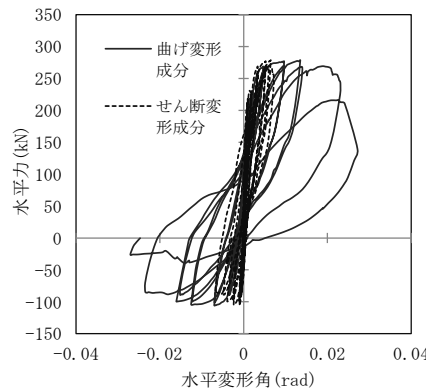
(b) 試験体 M2



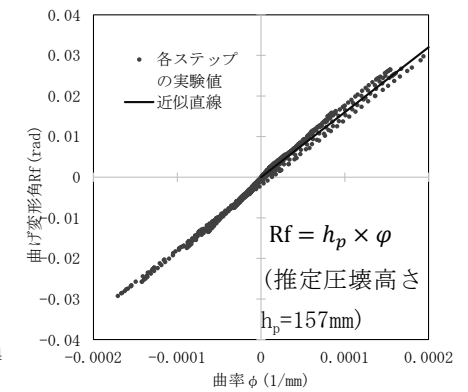
(b) 試験体 M2



(c) 試験体 M3



(c) 試験体 M3



(c) 試験体 M3

図-4 水平力-変形角の関係

図-5 曲げ変形成分とせん断変形成分の比較

図-7 頂部の曲げ変形角と基部の曲率の関係

以外の曲率を 0 (すなわち剛) と仮定すると、基部の曲率と曲げ変形成分は略算的に式(1)で求められる。

$$R_f = h_p \times \phi \quad (1)$$

図-7 をみるとほぼ線形の関係があり、この傾きがコンクリートの圧壊高さと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 M1 ($t=120\text{mm}$, $h_p=166\text{mm}$) と試験体 M2 ($t=150\text{mm}$, $h_p=188\text{mm}$) を比較すると、保有耐力規準の解説の評価式の通り、袖壁厚さ t と圧壊高さはほぼ比例関係にあるといえる。しかしながら、拘束がある試験体 M3 ($t=150\text{mm}$, $h_p=157\text{mm}$) では、圧壊高さは小さくな

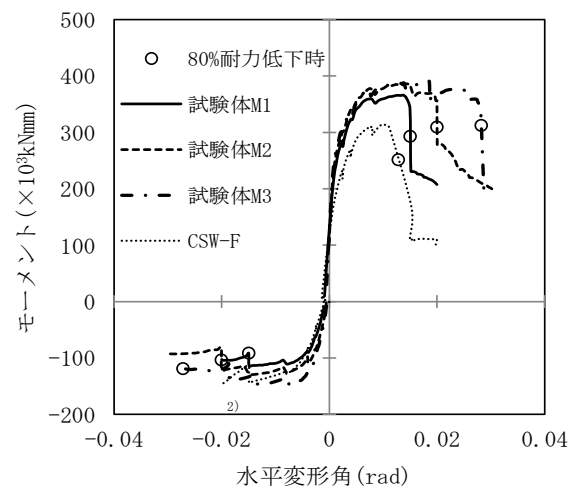


図-6 包絡線の比較

ることが認められる。いずれにせよ、この値は今後、変形能評価式あるいは平面保持解析等を行う際に重要な値となりえる。

4. 各種強度計算値との比較

本研究では試験体の変形能が袖壁の圧壊で決定されるように、表-4 に示した各種強度計算値を参考にして実験計画を行っている。初期剛性の実験値は最初のひび割れ発生時の結果を用いた割線剛性とした。なお、負方向は-1 サイクル開始点から最初のひび割れ発生時点までの割線剛性としている。一方、計算値は曲げ剛性とせん断剛性を考慮した計算値を示した。負方向の計算値は柱のみの初期剛性とした。曲げひび割れ強度は、RC 規準³⁾により求めたもの、曲げ強度は耐震診断基準⁴⁾と保有耐力規準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 x_n (mm)も[]で併せて示してある。また、参考のため柱単独の曲げ強度も示してあるが、これは危険断面の柱断面のみを考慮して計算した曲げ強度であり、袖壁が全て無効とした場合の強度を意味する。

せん断ひび割れ強度は靱性保証式⁵⁾において $\phi=0.51$ としたものである。せん断強度は試験体を袖壁付き柱とした場合、長方形柱とした場合の2つの場合から算出した。袖壁付き柱とした場合のせん断強度は、異形断面式⁶⁾、耐震診断基準式⁴⁾、保有耐力規準による累加強度式の3種類の式によった。長方形柱型とした場合のせん断強度は広沢下限式および広沢平均式⁷⁾によった。

ここでは最も信頼のおける計算値として曲げ強度は全塑性式を、せん断強度は累加強度式を用いて、実験値との比較を行う。図-4にも曲げ強度として全塑性式の値を

示しているが、いずれの試験体も正方向の実験値は計算値の1.2倍程度の値となった。一方、せん断強度の曲げ強度に対する比は1.07~1.10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

5.1 保有耐力規準の評価式との比較

表-5 は各試験体の正方向の終局変形角の実験と保有耐力規準による式(2)で表される計算値を比較したものである。

$$R_u = c \times l_h \times \phi_u \quad (2)$$

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

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

ここで、 c は実験係数、 l_h はコンクリートの圧壊領域高さ（本論文の h_p に相当）で袖壁厚さ t の2倍、 x_n 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。

表中の（）内は実験値と計算値の比である。また保有耐力規準での袖壁付き柱の部材種別は、終局変形角が0.02以上をFA、0.01以上をFB、0.067以上をFCと想定している。そこで、表中に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[]で示している。また、今回の試験体はいずれも拘束筋比が0.6%を満たさないが、参考のために両者を示している。拘束なしの評価式を実験結果と比較すると試験体M1とM2では実験値が評価式を下回り危険側の評価となった。そこで、次節ではこの原因を検討する。

表-4 各種強度の計算値と実験値の比較

試験体名			M1		M2		M3	
加力方向			+	-	+	-	+	-
実験値	初期ひび割れ時強度[kN]	曲げ	166	2	132	14	186	25
		せん断	222	73	175	-	170	106
	初期剛性[kN/m]		71	12	199	18	86	50
	最大耐力[kN]		229(1.2)	71(1.9)	258(1.2)	86(1.4)	279(1.2)	106(1.3)
計算値	曲げひび割れ強度 ³⁾ [kN]		51		60		64	
	せん断ひび割れ強度 ⁵⁾ [kN]		97		112		112	
	初期剛性[kN/m]		136	3	144	4	142	3.5
	曲げ強度[kN]	診断基準式 ⁴⁾	173	19	190	26	203	27
		全塑性式 ¹⁾	192[246]	38[259]	216[197]	63[207]	231[197]	82[219]
	柱単独の曲げ強度 ⁴⁾ [kN]		27		33		35	
	せん断強度[kN]	袖壁付き柱	診断基準式 ⁴⁾	236(1.23)		270(1.25)		276(1.19)
累加強度式 ¹⁾			212(1.10)		237(1.10)		248(1.07)	
異形断面式 ⁶⁾			159(0.83)		192(0.89)		192(0.83)	
形長柱方		広沢下限式 ⁷⁾	212(1.10)	206(1.07)	239(1.11)	241(1.16)	240(1.04)	241(1.04)
	広沢平均式 ⁷⁾	234(1.22)	225(1.17)	264(1.22)	266(1.23)	266(1.15)	266(1.15)	

*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 各種変形角実験値と計算値の比較

試験体名	実験値 [rad]	計算値 [rad]	
		拘束なし	拘束あり*
M1	0.0151 [FB]	0.0176 (0.86)	0.0352 (0.43)
M2	0.0200 [FA]	0.0274 (0.73)	0.0548 (0.36)
M3	0.0282 [FA]	0.0274 (1.03)	0.0548 (0.51)
CSW-F ²⁾	0.0153 [FB]	0.0119 (1.29)	0.0238 (0.64)

*3体とも拘束筋比が0.6%以下なので参考値
 []内は保有耐力規準で想定している部材種別
 ()内は計算値に対する実験値の比

5.2 保有耐力規準の評価式の問題点の検討

式(2)の問題点としてはコンクリート圧壊領域を袖壁厚さの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あるなしで段階的に決めていることが挙げられる。これは実験データが少ないことによるものであるが、今後検討が必要である。

そこで、本報告では帯筋端部の拘束量を取り入れていく可能性について検討した。具体的には、実験で得られた各データを式(2)に代入してコンクリートの圧壊時ひずみ度 ϵ_{cu} を逆算して、拘束量との関係を検討した。なお実験係数 c は考慮していない。表-6 に3章で示した変形能 R_u 、圧壊高さ $l_h (=h_p)$ の実験値および中立軸深さ x_n の計算値を(2)式に代入した結果を示した。

表-6 には表-1 に示した面内方向と面外方向の拘束筋比も示してある。基本的には面外と面内の小さい方の影響が支配的と考えるべきであろうが、その相関はあまりない。これは面外には破壊領域外のコンクリートによる拘束効果もあるためである。そこで、表-6 の右端に面内と面外の拘束筋比の和を示した。この和は逆算された ϵ_{cu} とほぼ線形の関係があり、今後理論的に検討する価値があるといえる。

6. 等価粘性減衰定数

図-8 に各試験体の等価粘性減衰定数実験値を縦軸に、部材角を横軸にとり示す。各試験体とも同一変形の繰り返し2回目のサイクルにおける値とした。また、弾性エネルギー We を求める際に、そのサイクルの最大強度ではなくそれまでのその方向の最大強度を用いている。図中には参考として文献7) に示された値も示している。参考値の μ は耐震診断基準⁴⁾における柱の標準的な降伏変形角の1/150とした。正方向に着目すると、3試験体とも変形が小さいところでは、エネルギー吸収性能に違いは見られないが、M1, M2は袖壁圧壊後、エネルギー吸収性能は急激に低下し、評価値を下回った。一方、M3にエネルギー吸収性能の低下は見られず、評価値を上回った。負方向に着目すると、3試験体ともほぼ同様の挙動を示し、耐力低下によって評価値を下回った。

表-6 各種変形角及び各種計算値の結果

試験体名	R_u (rad) (実験値)	l_h (mm) (実験値)	x_n (mm) (計算値)	ϵ_{cu} (逆算値)	ρ_w (%) 面内	ρ_w (%) 面外	面内+ 面外(%)
M1	0.015	166	259	0.024	0.53	0.12	0.65
M2	0.020	188	207	0.022	0.43	0.15	0.58
M3	0.028	157	219	0.039	0.43	0.43	0.86
CSW-F ²⁾	0.015	150	298	0.030	0.64	0.11	0.75

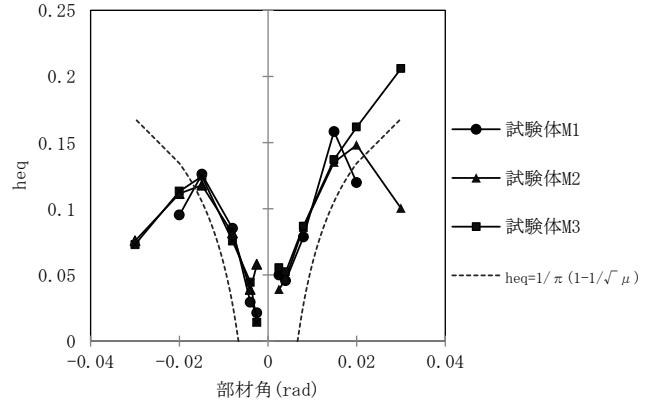


図-8 等価粘性減衰定数

7. まとめ

- (1) 柱型を袖壁厚さと同じにしたRC造袖壁試験体3体の静加力実験を行った結果、いずれも袖壁端部の圧壊により変形能が決定され、また、実験パラメータ(壁厚、拘束の有無)に対して有意な差が見られた。
- (2) 保有耐力規準による変形能評価式と比較した結果、試験体M1(t=120mm), M2(t=150mm)の実験値は計算値を下回り、評価式は危険側になる場合があることが分かった。
- (3) 実験結果を用いて保有耐力規準のコンクリートの圧壊時ひずみ度を逆算したところ、袖壁端部の面内と面外の拘束筋比の和に直線関係が認められ、今後検討していく価値があることが分かった。

参考文献

- 1) 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年4月
- 2) 佐藤 大典, 加藤 大介: 大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 (2017年3月)
- 3) 日本建築学会, 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(2010), 19条壁部材の算定, pp. 274-325
- 4) 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)
- 5) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建築物の靱性保証型耐震設計指針・同解説(1999)
- 6) 加藤大介, 孫浩陽: 袖壁つきRC造柱の最大耐力以降の挙動の評価法, 日本建築学会構造系論文集, 第566号, 2003年4月, pp. 97-103
- 7) 日本建築センター: 2007年版建築物の構造関係技術基準解説書, 2008.4