

# 論文 曲げ破壊形式の腰壁・たれ壁付RC柱の靱性率の評価

松木 和彦<sup>\*1</sup>・塩屋 晋一<sup>\*2</sup>・吉留 潤平<sup>\*3</sup>・當房 和博<sup>\*1</sup>

要旨：曲げ降伏する腰壁・たれ壁付RC柱の降伏変形と靱性率と、それらの評価方法を明らかにすることを目的に、既往の腰壁・たれ壁付柱試験体に対して、それらの開口内法柱の追加実験を行った。検討した結果、腰壁・たれ壁付柱の全変形を、壁による変形と、開口内法区間での変形に分けて評価する必要がある、提案した方法により降伏変形や限界変形を概ね評価できることを確認した。靱性率については、壁によるせん断耐力の低下を考慮したせん断余裕度を用いることにより精度よく評価できることを確認した。

キーワード：靱性率、降伏変形、鉄筋コンクリート、柱、腰壁、たれ壁

## 1. はじめに

腰壁・たれ壁付RC柱の曲げ耐力やせん断耐力については評価方法が提案されているが、降伏変形や靱性率の評価についてはほとんど検討されていない。

荒川ら<sup>1)</sup>は、壁の接合位置や壁厚およびせん断補強筋を主変数にして腰壁・たれ壁付RC柱の系統的な実験を行っている。

本論文では荒川らの試験体に対して、開口内法柱の追加実験を行い、曲げ降伏する腰壁・たれ壁付柱の降伏変形と靱性率と、それらの評価方法について検討した結果を述べる。

## 2. 検討方針

### 2.1 腰壁・たれ壁付柱の変形成分

腰壁・たれ壁付柱の水平変形は、図 - 1 (a)に示すように開口内法区間で生じる水平変形成分  $w_0$  (以後、開口内法区間の変形)と、上下の腰壁・たれ壁と接する範囲で柱に生じる変形や曲率による水平変形成分  $w$  (以後、壁による変形)に分離される。

ここでは降伏時と限界変形時の各変形成分とその評価方法について検討する。腰壁とたれ壁の寸法・配筋は同じで片側の壁による変形を  $w$  とする。

腰壁・たれ壁付柱の水平せん断力 - 変形関係は前述したように荒川らの実験のものとする。開口内法区間の水平せん断力 - 変形関係が明らかであれば、図 - 1 (b)に示すように同じせん断力  $Q_i$  の時の両者の変形の差が、壁による変形  $2 \cdot w$  となる。

ここでは、開口内法区間の水平せん断力 - 変形関係を開口内法柱の追加実験により把握し、荒川らの腰壁・たれ壁付柱試験体の変形を、開口内法区間の変形と壁による変形に分離して検討する。

### 2.2 検討する評価方法

#### (a)開口内法区間の変形

開口内法区間の降伏変形や靱性率の評価には、既往の評価方法を用いるが、それらは図 - 2 (a)に示すように柱の上下端がスタブ(断面が大きい梁)に支持された状況を前提に構築されている。図 - 2 (b)に示すように開口内法区間の上下を腰壁・たれ壁で支持される場合は、それらの既往の評価方法を修正する必要がある。特に靱性率は曲げ耐力に対するせん断耐力

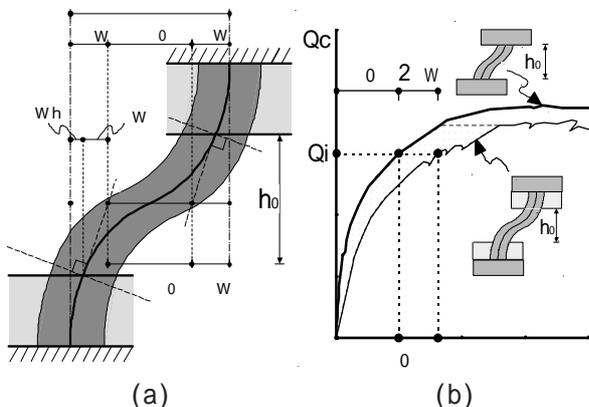


図 - 1 腰壁・たれ壁付き柱の変形成分

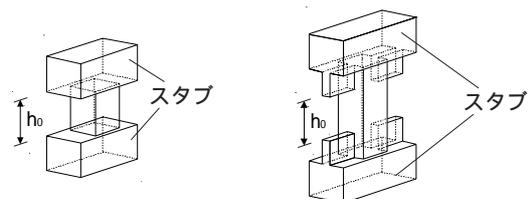


図 - 2 柱の支持条件

\*1 鹿児島大学 大学院理工学研究科建築学専攻 (正会員)

\*2 鹿児島大学 工学部建築学科助教授 工博 (正会員)

\*3 戸田建設株式会社 (元鹿児島大学 大学院理工学研究科 大学院生)

の比すなわちせん断余裕度の影響を大きく受ける。腰壁・たれ壁付柱のせん断耐力はその開口内法長さを柱長さとする柱(以後、開口内法柱)のせん断耐力より低下することが明らかになっている。著者ら<sup>2),3)</sup>はその低下率の評価式を提案している。その低下率を用いたせん断余裕度で靱性率をどの程度推定できるかを検証する。ここでは荒川らの試験体の開口内法柱のせん断耐力も追加実験により推定する。

(b)壁による変形 2・ w

著者<sup>4)</sup>はRC/SRC骨組の袖壁付梁や腰壁・たれ壁付柱を対象にして、曲げ降伏耐力と降伏変形の評価方法を提案している。その方法で壁による変形をどの程度、評価できるかを検証する。

3. 荒川らの実験

3.1 実験概要

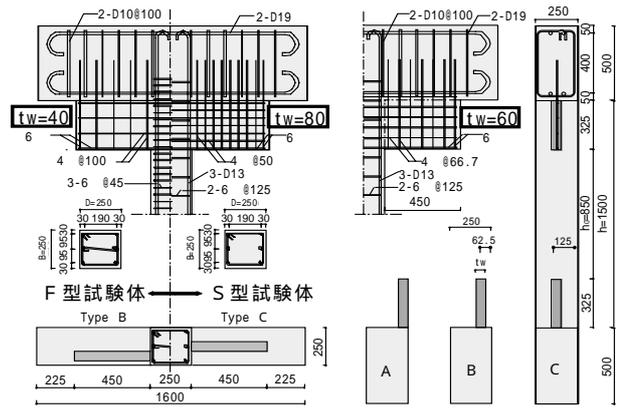
図-3に試験体の形状と寸法を示す。せん断補強筋量を2種類設定して、曲げ降伏型(F)とせん断破壊型(S)を計画している。試験体はそれぞれ7体で、計14体である。主変数は壁の接合位置と壁厚である。柱の軸力は、軸応力度が $2.45\text{N/mm}^2$ で一定である。柱に逆対称モーメントが生じる繰り返しの水平加力を行っている。表-1に使用材料の力学的特性を示す。

図-4に水平せん断力-変形関係の包絡線を示す。曲げ降伏型(F)は曲げ降伏した。せん断破壊型(S)は一旦、曲げ降伏した後にせん断破壊した。そのせん断破壊に移行する限界変形には壁の接合位置や壁厚による違いが生じた。

3.2 限界変形を決定した破壊要因

曲げ降伏型(F)では最大耐力以降に緩やかな耐力低下が生じている。これは柱にせん断破壊が生じないで壁の圧縮破壊が進展していたことから、その進展に伴って柱が長柱化したことによると判断した。ただし、その圧縮破壊の範囲は壁の接合位置や壁厚により異なっていた。

一方、せん断破壊型(S)では最大耐力以降で急激な耐力低下が生じている。これは曲げ降伏型(F)の試験体と異なって柱のせん断破壊による。ただし、C4S試験体では最大耐力後、壁の圧縮破壊が進展して耐力低下が生じ、その後に最終的にせん断破壊していた。



$h/D=6.0, h_0/D=3.4, p_t=0.61\%$   
 $\sigma_c=N/bd=2.45\text{N/mm}^2, p_s=0.30\%$

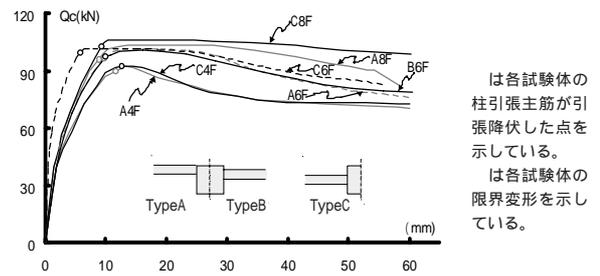
Type	tw	4 cm	6 cm	8 cm
A	A4F, A4S	A6F, A6S	A8F, A8S	
B	B6F, B6S	B8F, B8S		
C	C4F, C4S	C6F, C6S	C8F, C8S	

図-3 試験体の形状と寸法

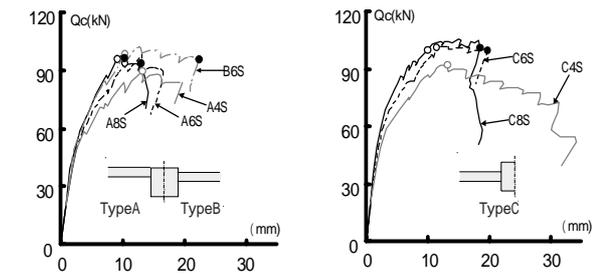
表-1 使用材料の力学的特性(応力単位:  $\text{N/mm}^2$ )

コンクリート		$E_c (\times 10^4)$				
		F型	S型			
		2.12 ~ 2.21	20.7 ~ 22.4	0.195		
		2.11 ~ 2.16	20.9 ~ 21.6	0.194		
鉄筋		$E_s (\times 10^5)$				
		D13	S D345	1.75	385	568
		6	S R295	1.88	314	428
		4	S R295	-	228	303
		D19	S D345	1.83	365	537
		D10	S D345	1.75	383	549

$E_c$ : コンクリートのヤング係数  $f_{cB}$ : 圧縮強度  $f_{cB}$ : 圧縮強度時のひずみ度  
 $E_s$ : 鉄筋のヤング係数  $f_{sB}$ : 降伏強度  $f_{sB}$ : 引張強度  
 鉄筋は、断面積が実測値で表記されていたので公称値で再計算したものとす



(a) 曲げ降伏型 ( F )



(b) せん断破壊型 ( S )

図-4 水平せん断力-変形関係

以上のことから限界変形を決定づける要因は、曲げ降伏型(F)とC4Sの試験体では壁の圧縮破壊の進展であり、C4Sを除くせん断破壊型(S)の試験体では、せん断破壊である。後者の試験体の限界変形が柱のせん断余裕度の影響を受けることになる。

4. 開口内法柱の水平加力実験

4.1 実験概要

図-5に試験体の形状と寸法を示す。柱の上下に

スタブを設けている。柱長さは荒川らの試験体の開口内法長さとしている。試験体は開口内法区間の水平せん断力 - 変形関係を把握する目的のFOタイプと、せん断耐力を把握する目的のSOタイプの2種類である。各タイプとも1体として実験を二回、試みた。このためコンクリートの圧縮強度が2種類になっている。表 - 2 に使用材料の力学的特性を示す。試験体の全数は4体である。試験体の名称はタイプ名の後に第一回目と第二回目を表す数字をつけている。材料強度が表 - 1 の荒川らのものと多少異なる。

図 - 6 に加力装置及び測定状況を示す。一定軸力で柱に逆対称モーメントが生じる繰り返しの水平加力を行った。変形の履歴は荒川らの試験体に合わせた。ただし荒川らの試験体では腰壁・たれ壁と接する範囲も含めた柱の全長で変形が生じるが、本試験体では開口内法区間だけで変形が生じる。

#### 4.2 実験結果

図 - 7 に各試験体の水平せん断力 - 変形関係を示す。同図に

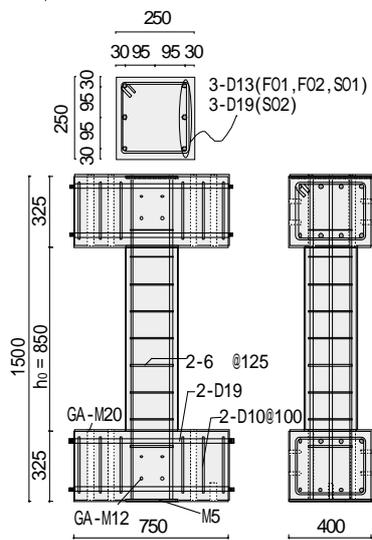


図 - 5 試験体の形状と寸法

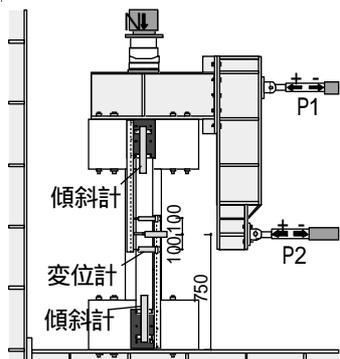


図 - 6 加力装置及び測定状況

はせん断破壊型(C8S)の試験体の包絡線も点線で示している。表 - 3 に各種実験値の一覧を示す。

#### (a) FOタイプの試験体の特徴と実験結果

FO1は柱主筋(D13)の降伏強度が、荒川の強度に較べて小さかった。計算によるFO1と荒川の試験体の曲げ終局モーメントが等しくなるように、軸力を荒川らのものより大きくしている。しかし、コンクリート強度が荒川らの強度に較べて多少大きいために、柱の軸力比はほぼ同程度となった。引張鉄筋が降伏した後、せん断力が6.7%増加して最大耐力に達した。24mmを目指した正側最終サイクルの22mmでせん断破壊した。

表 - 2 使用材料の力学的特性 (応力単位: N/mm<sup>2</sup>)

コンクリート		試験体	$E_c (\times 10^4)$	$c_B$	$c_{B(%)}$	
		FO1, SO1	2.28	25.2	0.23	
		FO2, SO2	2.63	22.7	0.20	
鉄筋	試験体	鉄筋種別	$E_s (\times 10^5)$	$s_y$	$s_B$	
	FO1, FO2	D13	SD345	1.68	372	605
	SO1	D13	USD785	1.75	1106	-
	SO2	D19	SD345	1.77	344	-
	共通	6	SR295	1.89	330	393

$E_c$ : コンクリートのヤング係数,  $c_B$ : 圧縮強度,  $c_{B(%)}$ : 圧縮強度時のひずみ度  
 $E_s$ : 鉄筋のヤング係数,  $s_y$ : 降伏強度,  $s_B$ : 引張強度

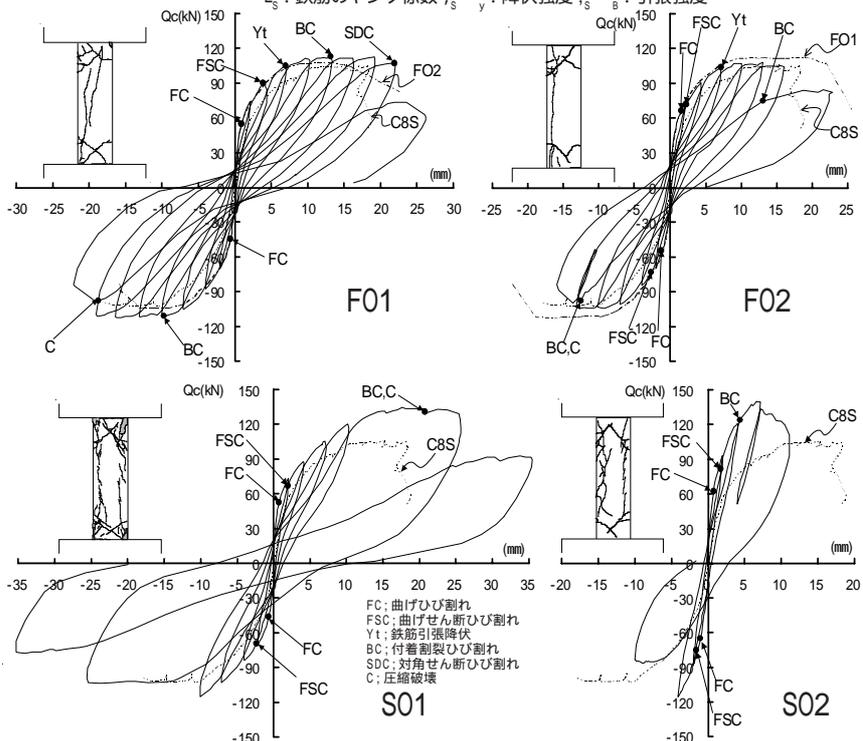


図 - 7 水平せん断力 - 変形関係

表 - 3 各種実験値の一覧

試験体名	$F_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$P_y$ (kN)	$y$ (mm)	$P_{max}$ (kN)	$max$ (mm)	$u$ (mm)	Failure Mode	特記
FO1	23.4	104.7 - 104.8	7.02 - 7.12	112.7 - 112.7	13.15 - 16.27	22.11 - 19.65	F S	軸心力度 (N/mm <sup>2</sup> ) $\sigma = 2.57$
FO2	18.5	103.4 - 101.0	7.15 - 7.04	107.6 - 104.3	13.05 - 9.56	16.17 - 13.53	F BO	軸心力度 (N/mm <sup>2</sup> ) $\sigma = 2.45$
SO1	25.3	柱主筋 引張降伏せず		138.1 - 115.2	17.65 - 10.08	/	FC	柱主筋 D13(高強度)
SO2	18.5			139.7 - 115.8	6.57 - 4.04		BO	柱主筋 D19

$F_c$ : 圧縮強度,  $P_y$ : 降伏荷重,  $y$ : 降伏変形,  $P_{max}$ : 最大荷重,  $max$ : 最大荷重時の変形,  $u$ :  $P_y$ で定義される限界変形  
 Failure Mode: 破壊形式, F: 主筋の引張降伏による曲げ降伏, S: せん断破壊, BO: 付着割裂破壊, FC: 曲げ圧縮破壊による曲げ降伏

限界変形は前サイクルのピーク時の変形21mmとなる。

FO1の最大耐力は荒川らの試験体のものより大きくなっている。これは柱頭・柱脚の支持条件の違いにより柱の曲げ危険断面位置が変化したことによる。FO1は最大せん断力がC8Sのものより大きくなり限界変形を小さくさせた可能性がある。

FO2は最大せん断力をC8Sの耐力に近づけるように軸力を荒川らのものと同じとしている。曲げ降伏後、付着割裂破壊して耐力低下が生じた。限界変形がFO1より小さくなっているが、これはコンクリート強度が小さかったことによる。曲げ降伏までの水平せん断力 - 変形関係はFO1とFO2ともほぼ同じであった。

#### (b) SOタイプの試験体の特徴と実験結果

SOタイプは軸力を荒川らのものと同じとした。せん断破壊させるためにSO1では柱主筋に高強度鉄筋を使用して、SO2ではD19を使用した。

SO1の最大耐力はC8Sのものより33%大きくなったが、引張鉄筋が降伏することなく曲げ圧縮破壊して最大耐力が決定した。せん断耐力はその最大耐力よりさらに大きいことになる。

SO2は付着割裂破壊して最大耐力が決定した。コンクリートの圧縮強度が小さいため、荒川らの試験体の開口内法柱のせん断耐力を推定するためにはその圧縮強度の補正が必要となる。

#### 4.3 開口内法柱のせん断耐力

本実験の試験体と荒川らの試験体では、材料強度と主筋量が異なる。荒川らの試験体の開口内法柱のせん断耐力は、本実験の開口内法柱のせん断耐力の実験値 $eQ_{suo}$ に、それらの諸量の違いを補正したものとすることが必要である。ここではつぎのようにした。

既往のせん断耐力式で荒川らの開口内法柱のせん断耐力を算出する。これを $c1Q_{suo}$ とする。本実験の開口内法柱のせん断耐力を算出する。これを $c2Q_{suo}$ とする。前述の諸量の違いにより $c1Q_{suo}$ と $c2Q_{suo}$ には差が生じる。 $c2Q_{suo}$ に対する $c1Q_{suo}$ の比を補正比率 $\lambda$ とする。この $\lambda$ を本実験の最大耐力 $eQ_{suo}$ に乗じて荒川らの開口内法柱のせん断耐力を推定する。これを $meQ_{suo}$ とし(1)式で表される。

$$meQ_{suo} = \lambda \cdot eQ_{suo} \quad (1)$$

ここに、 $\lambda = c1Q_{suo}/c2Q_{suo}$

表 - 4 補正したせん断耐力 (耐力の単位: kN)

試験体	$a_s(\text{mm}^2)$	$c1Q_{suo}$	$c2Q_{suo}$	$eQ_{suo}$	$meQ_{suo}$
SO1	381	107.5	114.3	138.1	135.9
				0.94 ~ 0.95	
SO2	861	108.7	115.7	139.7	137.4
	622		110.5		
				0.97 ~ 0.98	135.9 ~ 137.4

せん断耐力式には荒川博士のmean式<sup>5)</sup>を用いた。計算では試験体の寸法効果も考慮した。SO2では前述したように、付着割裂破壊により最大耐力が決定した。このため、柱の引張主筋を3-D19としてpt項によりせん断耐力を補正するのは過剰である。そこで、SO2の最大荷重と曲げ耐力の計算値が等しくなるように柱の引張主筋量を $a_t=622(\text{mm}^2)$ として補正した。

表 - 4に補正したせん断耐力を示す。SO1とSO2ともせん断破壊していないので、せん断耐力は両試験体の最大耐力139.7kNより大きくなり、少なくともそれ以上を見込む必要がある。ここでは135.9 ~ 137.4kNを荒川らの開口内法柱のせん断耐力とした。

#### 5. 曲げ降伏時の変形

##### 5.1 壁による変形と評価

2.1節で述べたように腰壁・たれ壁付柱と開口内法柱の水平せん断力 - 変形関係から壁による変形 $2w$ を算出できる。図 - 8に水平荷重 $Q_c$ と変形成分 $2w$ の関係を示す。破線で囲む初期の時点まではほぼ弾性範囲で、それ以降ひび割れの発生に伴って剛性が低下している。降伏時の壁による変形は柱の全変形の32 ~ 71%を占めていた。

文献4)では降伏ヒンジ位置と降伏耐力を評価し、柱の曲げモーメント分布を図 - 9のようにモデル化して、曲率分布から降伏時の柱の変形を評価している。詳細は文献4)を参照されたい。今回、異なる点は、上下のスタブ内で柱から延長される曲げモーメントが零となる位置である。実架構では上下の梁のせいの中央高さとするが、今回はスタブであるため、柱主筋のひずみ状況を基に柱せいDの1/2とした。曲率分布から $2w$ が算出される。図 - 8に計算による降伏時の耐力と変形の時点を示し、原点からの降伏剛性を破線で示す。示した剛性は、最大と最小である。同評価方法は壁が中心接合する場合だけを対象にしている。

壁の接合位置による違いはあるが、計算値は降伏変形を-44 ~ +56%の誤差で推定している。

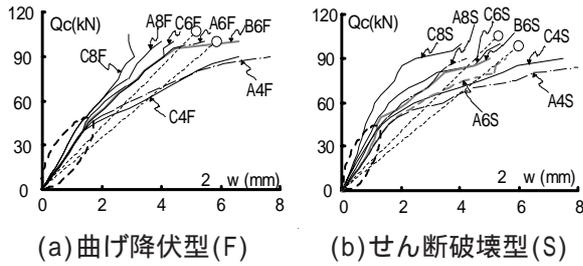


図 - 8  $Q_c - w$  関係

## 5.2 開口内法区間の変形と評価

4.2 節の結果に基づいて開口内法区間の水平せん断力 - 変形関係は FO1 のものに従うものとする。

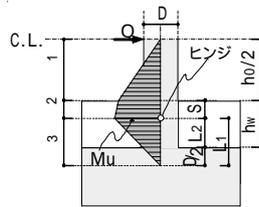


図 - 9 柱の曲げモーメント分布のモデル化

図 - 10 に腰壁・たれ壁付柱試験体の開口内法区間の水平せん断力  $Q_c$  と変形  $w_0$  の関係の例を示す。降伏後の  $2w$  は、変化しないものとする。これは、図 - 14 で定義するように限界変形時のせん断力は降伏時のせん断力に等しいものとしていることによる。壁厚により、降伏荷重が異なるため、降伏変形も異なることになる。

他の試験体においても、偏心接合して壁厚が小さいものほど、降伏荷重と降伏変形が小さくなる傾向があった。図 - 11 に降伏荷重の計算値  $cQ_y$  に対する実験値  $eQ_y$  の比を示す。計算は耐震診断基準によるものを  $\mu$  で、前述の塩屋の計算式によるものを  $\mu_0$  で示している。図 - 12(a) に開口内法区間の降伏変形の計算値  $c y_0$  に対する実験値  $e y_0$  の比を示す。計算値を、耐震診断基準の曲げ降伏変形角の評価式によるものを  $\mu$ 、文献4)の計算によるものを  $\mu_0$  で示している。後者は菅野博士の降伏剛性と文献4)の降伏荷重を用いている。荷重、変形とも、計算値は、耐震診断基準の値によるものよりも文献4)の値の方がより実験値に近づいている。

5.3 腰壁・たれ壁付柱の全区間の降伏変形の評価  
腰壁・たれ壁付柱の降伏変形は、降伏時の、開口内法区間の変形と壁による変形の和に等しい。

図 - 12(b) にその降伏変形の計算値  $c y$  と実験値  $e y$  を比較して示す。計算値は3種類を示している。計算1は開口内法区間の変形を前節の診断式による変形とし、計算2は前節の文献4)による変形

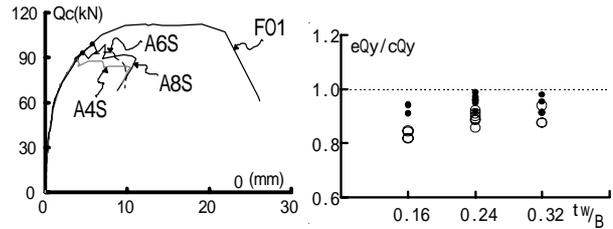


図 - 10  $Q_c - w$  関係

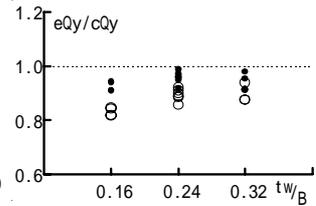
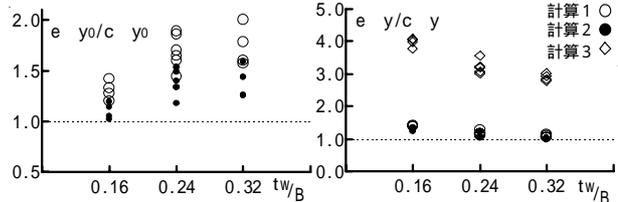


図 - 11 降伏荷重の計算値に対する実験値の比



(a) 開口内法区間

(b) 柱全体

図 - 12 降伏変形の計算値に対する実験値の比とし、それぞれに5.1節の文献4)による壁による変形を加算したものである。計算3は診断基準によるもので、壁による変形を無視して開口内法区間の変形だけとするものである。壁による変形を加算した計算1,2の値が実験値にかなり近づいている。

## 6. 開口内法区間の靱性率

### 6.1 靱性率とせん断余裕度

図 - 13 に開口内法区間の靱性率と、せん断余裕度の関係を示す。示したデータは、せん断破壊によって限界変形が決定して、せん断余裕度の影響を受けるせん断破壊型 (C4S を除く) のものだけを示している。靱性率  $\mu$  は図 - 14 に示すように定義した。図 - 10 の開口内法区間の水平せん断力 - 変形関係において降伏荷重で定義される降伏変形  $y$  と限界変形  $u$  の比  $u/y$  とした。降伏荷重は実験値  $eQ_y$  とした。せん断余裕度の算出に用いる曲げ終局せん断力を実験値の  $eQ_y$  とし、せん断耐力は4.3節の  $m_e Q_{suo}$  とした場合と、その  $m_e Q_{suo}$  に壁による低下率  $s_u$  を乗じた  $s_u \cdot m_e Q_{suo}$  とした場合とした。低下率  $s_u$  は下記の式によった。

a) 中心接合の場合

$$s_u = s_{u1} = 1 - 1.67(B_1^2 / B \cdot D) / \cot \phi \quad (2.1)$$

b) 偏心接合の場合

$$s_u = s_{u2} = 1 / \{ 1 + 0.8e / (\kappa \cdot Kt \cdot D) \} \quad (2.2)$$

c) 中心接合と偏心接合の中間的な接合の場合

壁心位置に基づき  $s_{u1}$  と  $s_{u2}$  を線形補間。

ここに、各記号は文献2) , 文献3) を参照されたい。

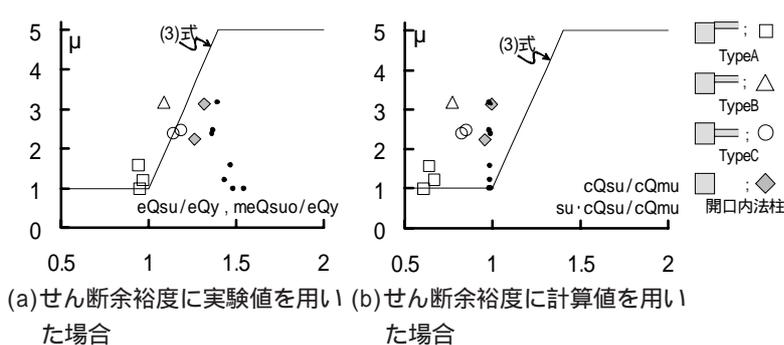


図 - 13 靱性率 - せん断余裕度関係

壁によるせん断耐力の低下を無視し、せん断耐力を単に  $meQ_{suo}$  としたデータは小さい黒点で示している。それらは靱性率が 1.00 ~

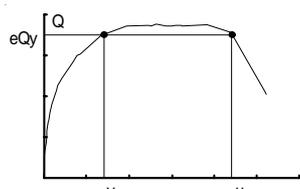


図 - 14 限界変形の定義

3.18 で変化しているにもかかわらず、横軸の値があまり変化していない。単に開口内法柱のせん断耐力を用いるせん断余裕度と靱性率には相関性は全くない。壁によるせん断耐力の低下を考慮してせん断耐力を  $su \cdot meQ_{suo}$  としたデータは  $eQ_{su}$  などで示している。それによるせん断余裕度は変化して靱性率と強い相関性がある。このことから腰壁・たれ壁付柱の靱性率は、壁によるせん断耐力の低下を考慮したせん断余裕度を指標とすべきことが確認される。また  $su \cdot meQ_{suo}$  は真のせん断耐力  $eQ_{su}$  に近いと考えられる。以後、 $su \cdot meQ_{suo}$  を  $eQ_{su}$  とする。

## 6.2 耐震診断基準の靱性率の評価式との比較

図 - 13(a)に耐震診断基準の靱性率の評価式による関係を実線の折れ線で示す。 $cQ_{su}/cQ_{mu}$ を横軸の値として示している。その評価式を(3)式に示す。

$$\mu = 1 + 10(cQ_{su}/cQ_{mu} - 1.0) \quad \text{かつ} \quad \mu \leq 5 \quad (3)$$

ここに  $cQ_{su}$  : せん断耐力の計算値

$cQ_{mu}$  : 曲げ終局時のせん断力の計算値

同式は靱性率を安全側で評価する式とされているが、 $eQ_{su}/eQ_y$  などに対してよく対応している。ただし同式のせん断余裕度  $cQ_{su}/cQ_{mu}$  は計算耐力によるものを用いることになっており、 $eQ_{su}/eQ_y$  などのせん断余裕度  $eQ_{su}/eQ_y$  と異なる。図 - 13(b)に計算耐

力によるせん断余裕度を用いたものを示す。  $eQ_{su}/eQ_y$  などは計算耐力に  $su$  を乗じたものである。表 - 4 に示したように、対象にした試験体では、診断基準による開口内法柱のせん断耐力の計算値  $c1Q_{suo}$  は実験により推定されるせん断耐力  $meQ_{suo}$  をかなり過小評価する。この結果、計算されるせん断耐力に壁による低下率を乗じた  $su \cdot meQ_{suo}$  などに対して、(3)式は靱性率をかなり安全側で評価している。

## 7. まとめ

- (1)腰壁・たれ壁付柱の降伏変形や限界変形を評価する場合には柱の全変形を、壁による変形と、開口内法区間での変形に分けて評価する必要がある。
- (2)曲げ降伏時の柱全体の変形は開口内法区間の変形に壁による変形を加算した場合、耐震診断基準の評価式では +6 ~ +43% の誤差で、文献4)の方法では -4 ~ +35% の誤差で推定された。しかし、壁による変形を無視した場合の耐震診断基準の評価式では +179 ~ +309% の誤差で推定された。
- (3)腰壁・たれ壁付柱の靱性率および限界変形は、壁によるせん断耐力の低下を考慮したせん断余裕度を用いて開口内法区間の靱性率・限界変形を評価して、これに壁による変形成分を加算して評価する方が、実験の変形状態を説明できる。

## 謝辞

室蘭工業大学の荒川 卓先生、荒井康幸先生、溝口光男先生に詳細な実験データを提供していただきました。また、大阪製鐵(株) 西日本製鋼所 御書一志氏に柱主筋を提供いただきました。ここに謝意を表します。

## 参考文献

- 1) 荒川 卓ほか：RC柱の繰返し挙動に及ぼす腰壁・たれ壁の厚さと偏心付加の影響(その1：実験概要と破壊状況)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1755 ~ 1756, 昭和59年10月
- 2) 當房和博，塩屋晋一ほか：壁梁が偏心接合されるRC柱のせん断破壊性状とせん断耐力の低下率，コンクリート工学年次論文集，Vol.27，pp.187-192，2005
- 3) 吉留潤平，塩屋晋一ほか：壁梁付きRC柱におけるせん断応力の応力集中とそれによるせん断耐力の低下率，コンクリート工学年次論文集，Vol.27，pp.181-186，2005
- 4) 塩屋晋一ほか：梁降伏形袖壁付きSRC造骨組の弾塑性性状と梁の最大せん断力，日本建築学会構造系論文報告集，No.576,2004年2月，pp.157 ~ 164
- 5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料，pp.36,1987年