



腰壁たれ壁付き鉄筋コンクリート柱の剛性と終局強度に関する研究

メタデータ	言語: jpn 出版者: 室蘭工業大学 公開日: 2014-03-04 キーワード (Ja): キーワード (En): 作成者: 荒川, 卓, 荒井, 康幸, 溝口, 光男 メールアドレス: 所属:
URL	http://hdl.handle.net/10258/809

腰壁たれ壁付き鉄筋コンクリート柱の剛性と 終局強度に関する研究

荒 川 卓・荒 井 康 幸・溝 口 光 男

Experimental Study on the Stiffness and Ultimate Strength of Reinforced Concrete Columns with Spandrel Walls

Takashi ARAKAWA, Yasuyuki ARAI and Mitsuo MIZOGUCHI

Abstract

The effect of spandrel walls on the stiffness and ultimate strength of reinforced concrete columns was studied. Twenty-six columns are subjected to cyclic loading with deflection-control. The effect of connecting position of the walls can be neglected to estimate the yield stiffness and ultimate strength of reinforced concrete columns. The strength, however, is influenced by the thickness and height of spandrel walls. The effective height of column with spandrel walls by the AIJ Code is found to be conservative. The more effective equations to estimate the stiffness and ultimate strength for the columns with spandrel walls are proposed herein.

I はじめに

鉄筋コンクリート（以下 RC と略記）造建物の外壁面の柱には、腰壁やたれ壁などが付加されることが多い。このような小壁の存在は、RC 柱を短柱化させるために、柱の破壊性状や剛性並びに終局強度にも大きな影響を与える。従って、小壁付き柱を設計する場合には、小壁の付加条件を考慮し、上下の壁縁からの剛域を適切に定めて柱の有効高さを決めるのが原則^{1,2)}である。小壁付きの柱の繰返し加力時における諸性状把握に関する研究は、1968年の十勝沖震災を契機に、特に活発に行われるようになり、今日までにかなりの実験資料が蓄積されている。^{3~8)}しかし、小壁の厚さや高さ変化、並びに、柱への偏心付加の問題やその取扱いなどに関しては、資料不十分であり、いまだにこれらの諸点を定量的に評価されるまでには至っていない。

著者等は、上記の諸点を明らかにすることを目標として、これまでに、実大の約45%程度の縮小部材模型柱4系列26体による繰返し加力実験を行ってきた^{9~11)}。本報では、これまでの実験結果を総合し、破壊に至るまでの諸性状と、柱の剛性や強度を評価するのに必要な有効柱高さの定め方などの諸点に関する検討結果を記す。

Ⅱ 実験第 1⁹⁾

1 実験の目的

腰壁・たれ壁付き RC 柱の設計資料を得ることを目的として、柱の繰返し曲げせん断性状に及ぼす小壁の厚さと偏心付加の影響を 2 系列の実験により検討する。

2 実験の概要

A 試験体 RC 造 3～4 階建ての学校建物の 1 階外柱を対象に、これの約 45% の縮尺とした。図-1 にはその詳細を示したが、本実験では、柱に作用する水平せん断力や曲げモーメントが明確であるように、柱頭・柱脚部に取り付く小壁は、上下対称となるように配置した。

全試験体とも、柱断面 25cm 角、引張鉄筋比 0.61%，軸圧縮応力度 25 kg/cm^2 、柱の高さ 150cm で一定とした。そして、小壁の厚さを 3 種 (4, 6, 8 cm)、小壁の柱に対する付加条件を 3 種 (A, B 及び C) に変化させた 7 種類の柱に、曲げ破壊型 (記号 F, 帯筋比 0.71%) とせん断破壊型 (記号 S, 帯筋比 0.17%) の 2 系列を用意し、合計 14 体とした。

小壁の厚さ 4 cm は実大寸法 9 cm に相当し、設計時に小壁の影響を無視し得る上限値²⁾ (柱幅の 1/6 かつ 10cm) 以下の値を意図したものである。

又、帯筋比の算定に際しては、柱の内のり高さを 85cm として計算される曲げ耐力の、せん断耐力 (表-2 脚注参照) に対する比率が曲げ破壊型の柱に対しては 0.83、せん断破壊型の柱の対しては 1.10 に、それぞれ等しい

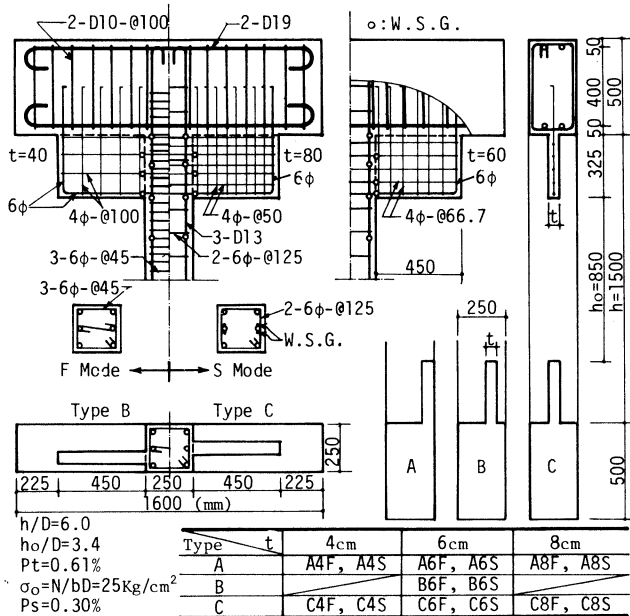


図-1 試験体の詳細

表-1 使用材料の性質

	Size	Sectional Area (cm ²)	Yield Point σ_y (kg/cm ²)	Elastic Modu. E_s ($\times 10^6$ kg/cm ²)
Longitudinal Steel	D13	(1.267)	3935	1.791
	D19	(2.870)	3730	1.874
Shear Reinf.	4φ	0.121	2420	2.074
	6φ	0.261	3470	2.078
	D10	(0.713)	3890	1.780
Concrete	Sand < 2.5mm, f.m.=2.40, Specific gravity=2.61			
	Gravel < 15mm, f.m.=6.13, Specific gravity=2.70			
	w/c=0.71, Mix.prop.=1:3.26:3.26, sl=18cm			
	Average of F_c =219 kg/cm ² , $E_{1/4}$ =2.13 $\times 10^5$ kg/cm ²			

(): Nominal value, Test cylinder 10φx20cm

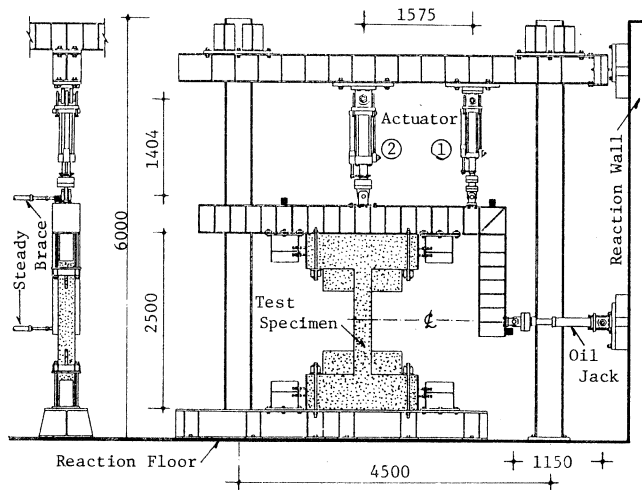
と置いて求まる値を基準とした。

B 使用材料の性質と供試体の製作 表－1には使用材料の性質を一括表示した。試験体の製作には、メタルフォームを用いて平打ち込みとし、打設3日目に脱型して所要強度の約65%を発揮するまでビニールシートで密閉養生を行い、以後、試験時まで実験室内に放置して、材令9～10週でテストを行った。

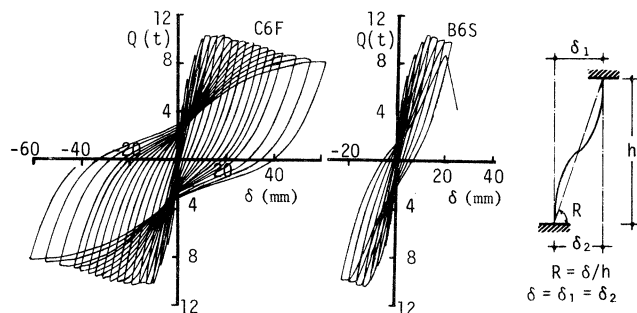
C 載荷方法 既往の載荷方法を参考に、^{12,13)} 図－2に示すようなL型フレームを介して柱に水平力と軸力とを加える。アクチュエータ①は、L型フレームの回転防止用のものである。実験中は、後述する柱頭と柱脚とを基準としたそれぞれの水平変位が常に同じ値で、かつ、軸方向力も一定となるように自動制御した。又、柱に作用する曲げモーメントやせん断力には、アクチュエータ①と②との角度変化による影響を考慮した。なお、L型フレームの■印位置3箇所には、作用水平力の直交方向に振れ防止用の振れ止めを設けた。

D 繰返し方法 図－3に示すような変位制御による繰返し方法を採用した。即ち、変位振幅漸増ピッチを2mm/cycleで正負2回の繰返しを行った後（ただしC8S柱のみは1mm/cycleで9回の繰返し後）、変位量が37～43mm（部材角 $R = 1/40 \sim 1/25$ ）となるまでは3mm/cycleのピッチで、それ以後は6mm/cycleのピッチで繰返し、全変位量が61mm（ $R = 1/25$ ）で実験を終了させることを原則とした。

E 計測方法 柱に作用する水平力や軸力の検出には、それぞれの装置に組み込まれたロードセルを用いた。又、上下のはり材軸中心線を基準とした柱頭・柱脚部の水平変位 δ_1 、 δ_2 （何れも柱両側面の差動トランス2個で計



図－2 載 荷 方 法



図－3 繰返し方法と水平変位

測した平均値)と、図-1中の○印位置における主筋と水平筋のひずみ度並びに、柱頭・柱脚付根より48.5cm区間における柱の回転量を計測した。これらの計測値は、パソコンを通じてミニフロッピーディスクに記録し、電算機により処理した。

3 実験の結果とその考察

A 破壊に至る経過

水平加力後間もなく図-4(a)に示すように、たれ壁下端縁と腰壁上端縁(以下小壁端と記す)の柱との接合部に微細なひび割れ①が発生し、これが②のように壁と柱との隅角部沿いに伸展する。この状況は、小壁の厚さが薄い柱ほど顕著である。水平力が3~5トンで柱に曲げひび割れ③が発生し、やがて図中の点線の

ようなひび割れ状態となる。繰返し4~5回目には、図-5に示すように、小壁端とその中間位置の主筋(位置No.15と14)が降伏ひずみに達し、その後最大荷重に達する。なお、壁が厚い場合には、No.15の主筋降伏直後にNo.14が、又、壁が薄い場合には、No.14に続いてNo.13及び15位置の主筋が順次降伏する傾向を示した。

曲げ破壊(記号F)の場合には、小壁や柱の圧壊によって徐々に保持力が低下するが、圧壊域は図-4(b)と(c)に示したように、壁厚の薄い柱ほど柱頭・柱脚部のはり付け根方向に寄った位置に生じる傾向がある。又、小壁が柱に対して偏心付加する場合には、壁偏在側の柱圧壊位置とその反対側の圧壊位置とでは、(c)図のように幾分異なる。

一方、せん断破壊(記号S)の場合には、主筋降伏直後に柱のせん断ひび割れ幅が開口して最大荷重に達したが、小壁偏在側の柱面とその裏面とでは、(d)図のように破壊域が幾分異なる。

B 諸強度について(表-2参照)

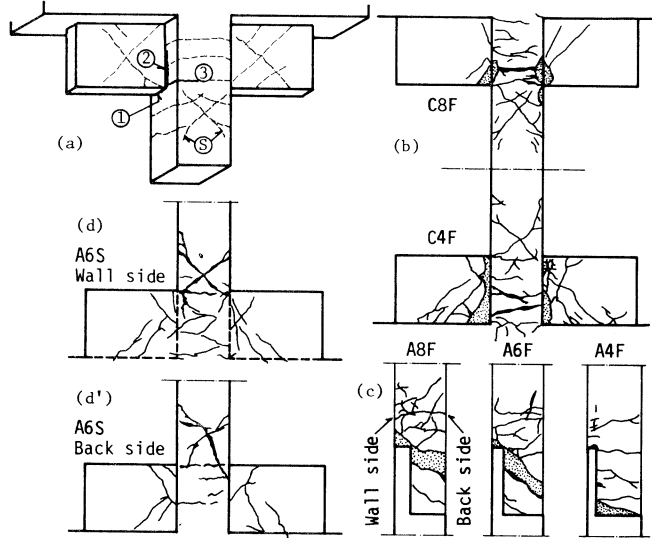


図-4 ひび割れと破壊状況

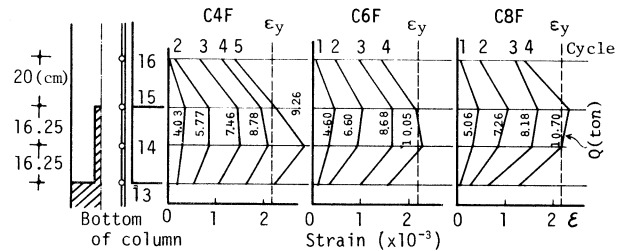


図-5 降伏強度の比較

腰壁たれ壁付き鉄筋コンクリート柱の剛性と終局強度に関する研究

(1) 曲げひび割れ強度 表示のように、柱に生ずる曲げひび割れ強度計算値に対する実験値の比は、0.71~1.40平均1.08となり観察による遅速の差が大きいが、平均値の上では、両者の値はおおよそ類似していると見てよい。

(2) セン断ひび割れ強度 実験値(図-4(a)中のひび割れ⑤の柱上下における平均値)計算値(表-2脚注式、ただし $h_o=85\text{cm}$ を採用)に対する比率は、0.92~1.11平均1.00となり、両者は比較的良く一致している。

表-2 試験成績一覧

Column NO.	Fc	Elastic Stiffness tKe Kg/cm ² ton/cm	At Initial Load						At Yield Load				At Maximum Load				At Limit			Failure Mode	Symbol	
			Wall		tQBC (ton)	tQSC (ton)	tQSC cQBC (ton)	tQSC cQSC (ton)	tQy (ton)	tδy (mm)	tQy cQy (mm)	tQu (ton)	tδu (mm)	tQBU cQBU (mm)	tQSU cQSU (mm)	tδou (mm)	tδou cδou (mm)					
			tQwBC (ton)	tQWSC (ton)																		
C8F	221	28.53	<2.60	9.77	3.20	0.92	8.38	1.08	4	10.41	9.25	1.11	9	10.84	24.56	1.12	0.84	37.50	4.05	3.87	FC	□
C6F	226	28.63	<2.20	8.65	3.45	1.00	7.95	1.02	4	10.05	9.85	1.07	7	10.37	19.04	1.07	0.80	25.00	2.54	2.42	FC	□
C4F	222	23.28	1.15	7.18	4.20	1.21	7.00	0.99	5	9.43	12.23	1.00	5	9.46	12.58	0.98	0.74	12.58	1.03	1.27	FC	△
B6F	211	27.86	1.70	7.93	2.65	0.77	7.65	1.00	4	9.90	10.00	1.06	6	10.25	16.03	1.06	0.81	25.50	2.55	2.31	FC	◇
A8F	223	25.80	1.40	8.73	3.55	1.03	7.63	0.98	4	10.05	9.22	1.07	7	10.57	19.01	1.09	0.82	35.75	3.88	3.38	FC	□
A6F	220	26.58	1.15	9.65	4.15	1.20	7.63	0.98	4	9.93	9.87	1.06	7	10.33	19.02	1.06	0.81	26.25	2.66	2.39	FC	□
A4F	229	24.34	0.70	7.65	4.25	1.22	8.68	1.11	5	9.28	12.11	0.99	5	9.42	13.12	0.97	0.73	14.00	1.16	1.27	FC	△
C8S	213	28.66	<2.40	10.25	2.70	0.79	7.55	0.98	10	10.31	10.27	1.10	11	10.58	15.04	1.09	1.12	17.50	1.70	1.81	FS	●
C6S	220	29.52	2.10	8.65	4.20	1.22	7.90	1.02	4.5	10.07	10.56	1.07	5	10.47	12.56	1.08	1.10	18.00	1.70	1.88	FS	■
C4S	213	27.92	1.40	4.37	4.15	1.21	7.33	0.95	5	9.28	12.54	0.99	5	9.41	13.04	0.97	0.99	13.75	1.10	1.25	FS	▲
B6S	214	27.70	1.60	8.63	4.80	1.40	8.10	1.05	4	9.96	10.05	1.06	5	10.45	13.05	1.08	1.10	13.05	1.30	1.47	FS	◆
A8S	218	31.91	1.95	9.40	2.45	0.71	8.28	1.07	4	9.82	9.28	1.05	4	10.04	10.07	1.03	1.05	10.10	1.09	1.13	FS	◇
A6S	218	29.81	2.25	8.15	4.60	1.34	7.35	0.95	4	9.60	10.05	1.02	5	10.02	13.06	1.04	1.05	13.06	1.30	1.48	FS	◇
A4S	220	24.80	1.40	7.40	3.90	1.13	7.13	0.92	5	9.00	12.66	0.96	5	9.09	13.01	0.94	0.95	14.25	1.13	1.09	FS	◇

注) Fc: コンクリート強度。tKe = $tQ/t\delta$: 弾性剛性実験値($tQ=3\text{ ton}$)。cKe = $1/(\frac{h}{12E_cI_e} + 1.2h/G_A)$ 。
 $tQwBC, tQWSC$: 小壁に生ずる曲げ及び剪断ひび割れ時の剪断力実験値。
 $tQBC, cQBC$: 柱に生ずる曲げ初ひび割れ時の剪断力実験値と計算値。cQBC = $(1.8\sqrt{F_c Z_e + \sigma_c b D^2}/6) \times 2/h_o, h_o=85\text{cm}$ 。
 Z_e : 鉄筋考慮の断面係数、 $\sigma_c = N/bD$ 。
 $tQSC, cQSC$: 柱に生ずる剪断ひび割れ時の剪断力実験値とその計算値。
 $tQy, t\delta y$: 主筋降伏時の剪断力と変位実験値。cQy = $\{g_1 a_t \sigma_y D + 0.5 \sigma_o b D^2 (1 - \sigma_o/F_c)\} \times 2/h$ 、 $g_1 = 0.76, h=85+2D/4$ 。
 $tQu, t\delta u$: 最大荷重時の剪断力と変位実験値。cQBU = $\{0.8 a_t \sigma_y D + 0.5 \sigma_o b D^2 (1 - \sigma_o/F_c)\} \times 2/h$ 、 $h=85+2D/4=97.5\text{cm}$ 。
 $cQSC = (1 + \sigma_o/150) \{0.085 \text{ ke} (F_c + 500) / (h_o/2 + 1.70)\} \times b_j$ 、 $ke = 0.82, h_o=85\text{cm}$ 。
 $cQSU = (0.9 + \sigma_o/250) \{0.23 \text{ ku kp} (180 + F_c) / (h/d + 0.23) + 2.7/P_w \alpha_{wy}\} \times b_j$ 、 $ku=0.89, kp=0.82 P_e^{0.23}, P_e=100 a_t/b(\%)$ 、 $h=97.5\text{cm}$ 。
 $t\delta ou$: 限界変位。tδou = $t\delta ou / t\delta y$: 限界塑性率(文献16)。F: 曲げ降伏、C: 圧壊、S: 剪断引張破壊。
 $c\delta ou = \sqrt{(\Sigma \sigma_y / \delta y Q_y D) + 1/4 - 1/2} \Delta + 1.0$ 、(文献16)による。

(3) 降伏強度 主筋が降伏ひずみに達する位置は、図-5や前述のA項に記したように壁厚の変化によって異なる。表-2には、同一繰返し回数で降伏ひずみに達した時のせん断力実験値の平均を示した。図-6には、($h_o + D/2$)の値を柱高さとした場合の計算値と実験値との比較を、小壁の厚さ別と偏心別を示した。図中の直線は、破壊モードがF型とS型同士の平均値を結んだものである。同図(a)に示すように、壁厚の増大に伴ない両者の比率が幾分増加し、壁厚とは無関係に一率の値 $D/2$ を h_o に加算して強度算定上の柱高さとすることが不適当であることを示している。又、(b)図のように、小壁が柱に偏心付加する場合には、偏心量の増加によって計算値に対する実験値の比は、やや減少する傾向にあるが、その差は僅少である。

(4) 終局強度 図-7には、曲げ終局強度実験値の計算値に対する比率を、又、図-8には、降伏直後にせん断破壊を生じたS系列強度実験値の計算値(何れの計算値に対しても $h=85+D/2$ を採用)に対する比較を、小壁の厚さと偏心別に示した。図示のように、両図とも降伏強度の項で指摘した点と同様の傾向を示している。

(5) 終局強度実験値と既往の計算値との比較 既往の研究によれば、骨組としての小壁付き柱の曲げ終局強度は、小壁を無視した時の柱の強度に、小壁の全高さ Σh_w を関数とした強度増

大率 fr を乗じて求められるという^{5,6)}。

武田式は⁵⁾は、 $fr = 1 + 1.73 \sum hw/h$ で表わされるから、この式に本実験値 $\sum hw = 65\text{cm}$ 、 $h = 150\text{cm}$ を代入すると、 $fr = 1.75$ となる。一方、野村等の式⁶⁾は、 $fr = 1 + \sum hw/h$ で表わされるから、これに本実験値を代入すると $fr = 1.43$ となつて、両者では約23%の違いがある。これらの fr を乗じて求められる計算値に対する本実験値の比は、武田式に対しては0.82～0.98、野村等の式に対しては1.01～1.20となった。

(6) 小壁付き柱の強度算定上の有効高さ h' 図-9に示すように、小壁端から降伏ヒンジ想定位置までの距離を Sx とし、柱の内り高さを h_0 とする。この場合の h' については、柱の終局曲げモーメントは計算値 cM_{BU} と、その時のせん断力実験値 tQ_U とから次式で求める。

$$h' = 2\alpha \cdot cM_{BU} / tQ_U \quad (1)$$

式中 α は、腰壁・たれ壁が付加しない柱の曲げ強度計算値に対する実験値の比率を示す。本実験では、小壁の無い柱単体の実験を行っていないので、 α 値を定め難い。しかし、後述の図-11に示すように、壁厚の薄い C 4 F や A 4 F 柱の場合には、最大荷重以後の保持力がほぼ一定となっている。そこで、2の部分の保持力が小壁の破損によって小壁の存在を

無視した柱単体の終局強度に近似しているものと考え、この時の保持力実験値は、 $h_0 = 150\text{cm}$ とした柱単体強度の1.15倍に相当する。この値は、当研究室における既往の実験資料86体の全平

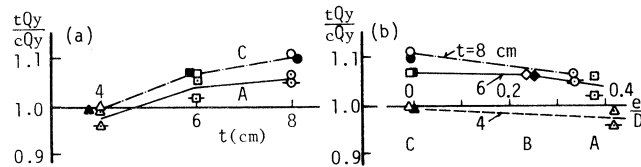


図-6 降伏強度の比較

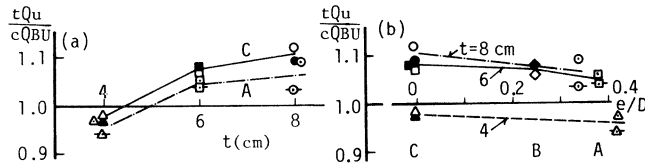


図-7 曲げ終局強度の比較

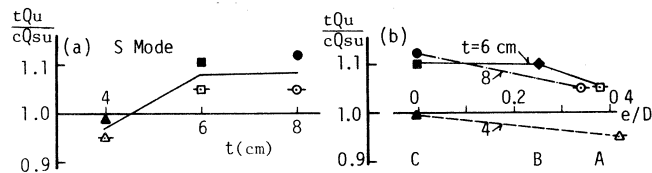


図-8 剪断強度の比較

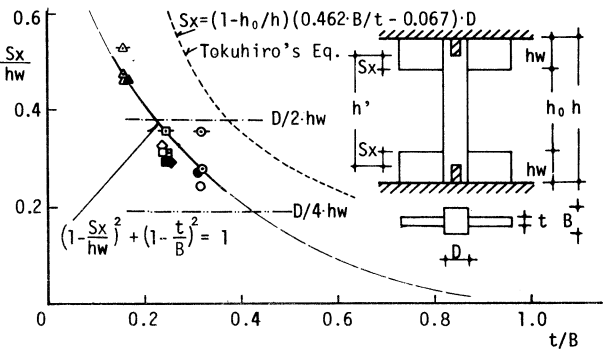


図-9 降伏ヒンジ想定位置と小壁厚さの関係

均値と一致することから、ここでは $\alpha = 1.15$ 仮定する。

(1)式で h' が求まるとすれば、 S_x は次式で与えられる

$$S_x = (h' - h_0)/2 \quad (2)$$

図-9には、上記の(2)式より求めた S_x と小壁厚さ t の関係をプロットした。図中には、せん断破壊を生じた資料についても、曲げ破壊に近い値を示したものと見なしてプロットした。今 $t/B = 1$ の時には、 S_x は小壁端と同じ位置 ($S_x/hw = 0$) にあり、小壁が極めて薄くて、これの存在を無視し得る場合には、 S_x は柱とはりの接合面 ($S_x/hw = 1.0$) 位置にあるものと仮定すると、本実験値は次の曲線式で表わされる。

$$(1 - S_x/hw)^2 + (1 - t/B)^2 = 1 \quad (3)$$

h' 採用同時の柱の曲げ強度が、小壁の存在を無視した柱高さ h を採用した時の強度増大率の形で表現できるものとする、この時の強度増大率 fr は次式で表わされる。

$$fr = h / [ho + 2hw \{1 - \sqrt{1 - (1 - t/B)^2}\}] \quad (4)$$

(4)式に $t = 8, 6, 4$ cmを代入すると、 fr はそれぞれ1.47, 1.39及び1.31となって、 $t = 8$ cmの場合には野村等の式に近似す

ることになる。図-10は、上式による降伏時と終局時の計算値と本実験値とを比較したものであるが、当然のことながら壁厚の違いに拘わりなく

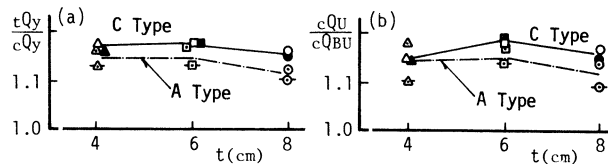


図-10 実験値と計算値の比較

ほぼ一定の比率1.15を示している。なお、 S_x は必ずしも剛域端と同意味のものではないが、比較のために学会規準¹⁾の $D/4$ や新耐震計算指針²⁾の $D/2$ を hw で除した値と、徳広提案⁷⁾の剛域とを図-9に併記した。図示のように、 S_x は $t = 4$ cmの柱を除き、 $D/4hw$ と $D/2hw$ の中間にあって、徳広式の値よりも全般的に小さい。

C 変形状態について

(1) 初期剛性 表-2に示したように、全実験値ともに小壁を無視して $h = 150$ cmの柱とした計算値に近似している。徳広の提案式⁷⁾による剛域を用いると、 $t = 4$ cmでは計算値と実験値とは近似するが、 t が大となるのに伴ない両者の差は大となった。

(2) 荷重・変位包絡線 図-11に示したように、破壊モードの違いに拘わりなく、小壁の厚い柱ほど最大荷重が大きく、特に曲げ破壊型の柱では、耐力以後の保持力の低下も少ない。

一方、小壁偏心付加の違いについては、偏心量の多い柱 A 8 F や A 8 S の方が偏心のない C 8 F や C 8 S 柱よりも、最大荷重が幾分低い以外は、小壁偏心による差異は認められない。なお、図中には、小壁を無視して $h = 150$ cmとした場合と、小壁の内り高さを $h_0 = 85$ cmを採った場合の計算値(曲げとせん断の両変位と、降伏時剛性低下率 α_y を考慮)を鎖線で、又、前項の S_x

を採用した場合（ただし $t = 8 \text{ cm}$ と 4 cm ）の計算値を点線でそれぞれ併記した。

図示のように、降伏荷重については柱の高さを低くした場合には計算値と実験値とは近似するが、その時の変位量については実験値の方が大きい。なお、表-2には、限界塑性率¹⁶⁾の実験値と計算値とを表示したが、両者とも良く近似した値を示している。

以上のように、腰壁・たれ壁付き柱の降伏強度や終局強度には、小壁の柱に対する偏心付加の影響は少ないが、壁

厚の変化による影響を無視できない点を指摘した。しかし、本実験は、特定の諸元を持つ柱に限られているので、実験諸元を変化させた場合の一般性状については、変形性状の解析をも含めて次章で検討する。

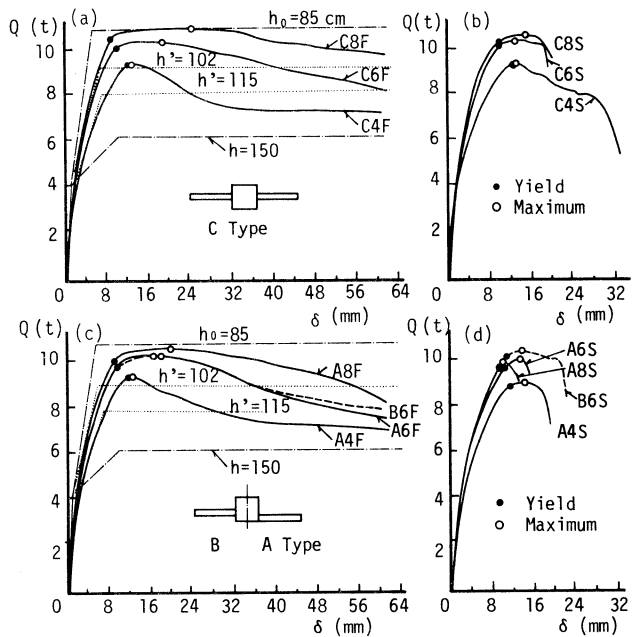


図-11 荷重・変位包絡線

Ⅲ 実験第 2^{10,11)}

1 実験の目的

小壁の厚さと高さが変化する腰壁・たれ壁付き RC 柱の繰返し曲げ挙動を、柱の主筋に異形鉄筋を使用した場合と、丸鋼を使用した場合の 2 系列 12 体よりなる実験により検討する。

2 実験の概要

A 試験体 前章の実験

と同様に柱断面は 25cm 角、引張鉄筋比 0.61% (ただし、主筋種別は異形鉄筋と普通丸鋼の 2 種)、軸方向圧縮応力度 25 kg/cm^2 等の諸元は全試験体共通である。そして、柱内のり高さを 150cm とした小壁無し異形鉄筋柱 D 150 及び丸鋼柱 R 150 をそれぞれ基準として、図-12 に示すように、小壁の厚さ t や高さ h_w 並びに、柱に対する付加位置を A 及び C タイプの 2 種に変化させた柱 5 種を加え、合計 6 種 12 体よりなる。なお、柱の帯筋比については、前述の計算式より求まる柱有効高さを採用した時の曲げ強度の、せん断強度に対する比率が 0.80 となる時の値を基準とした。

本実験に丸鋼柱を用いたのは、耐震診断や耐震補強の対象となる建設後約 20 年以上を経過した既存 RC 建物の中に

は、普通丸鋼を使用した例が多いが、異形筋柱と丸鋼柱との差異については、必ずしも明らかにされていないことによる。

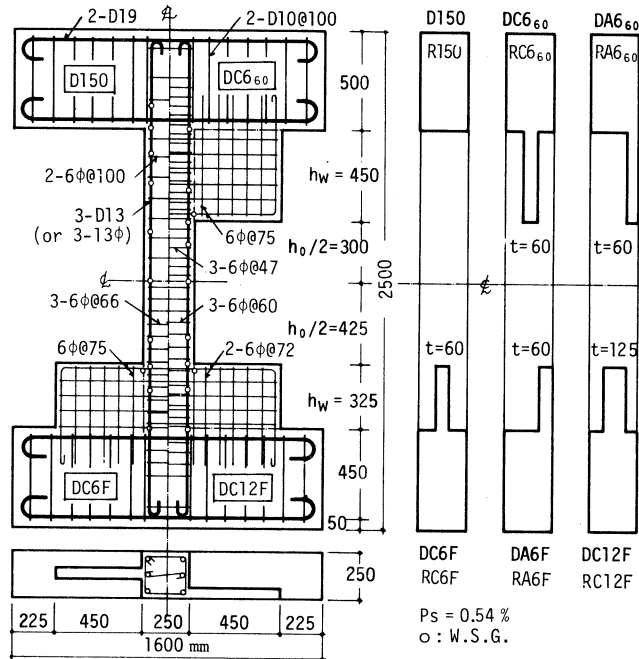


図-12 実験第 2 の試験体詳細 (異形鉄筋柱の例)

表-3 使用材料の性質

	Size	Sectional Area (cm ²)	Yield Point σ_y (kg/cm ²)	Elastic Modulus E_s ($\times 10^4$ kg/cm ²)
Longitudinal Steel	D19	(2.865)	3704	1.981
	D13	(1.267)	3634	1.805
	13φ	1.269	3355	2.066
Shear Reinf.	D10	(0.713)	3811	1.822
	6φ	0.241	3005	2.125
Concrete				
Sand < 2.5 mm, f.m. = 2.12, Specific gravity = 2.77				
Gravel < 10 mm, f.m. = 5.92, Specific gravity = 2.72				
W/C = 0.71, sl. = 18 cm, Mix. prop. = 1:3.25:3.26				
Average of F_c = 219 kg/cm ² , $E_{1/3}$ = 2.07×10^5 kg/cm ²				
(): Nominal Value, Test cylinder 10 φ x 20 cm				

B 使用材料の性質と供試体の製作 表-3には使用材料の性質を一括表示した。試験体の製作方法については前章の実験と同様であるが、試験時の材令については異形筋柱が8~10週、丸鋼柱が9~11週とした。

C 繰返しと計測方法 前章と同じ加力装置を用いて、正負ともに3mm/cycleの変位漸増ピッチによる繰返し加力を原則とした。しかし、水平変位が36mm(12 cycle)を超えた時点で、保持力が明らかに最初の降状荷重レベル以下となった場合には、正負とも6mm/cycleで2回の繰返しを行ない、全変位量48mm(14 cycle)で実験を終了させた。計測方法については、前回と同様とした。

3 実験結果とその考察

A 破壊状況 図-13には、丸鋼柱と異形筋柱の破壊状況の代表例を示した。両柱とも、最初に小壁上下の縁端と柱との接合部に微細な曲げひび割れが発生し、これが小壁と柱との接合部沿いに伸展する。同時に、小壁内のり端とほぼ同位置の柱に曲げひび割れ

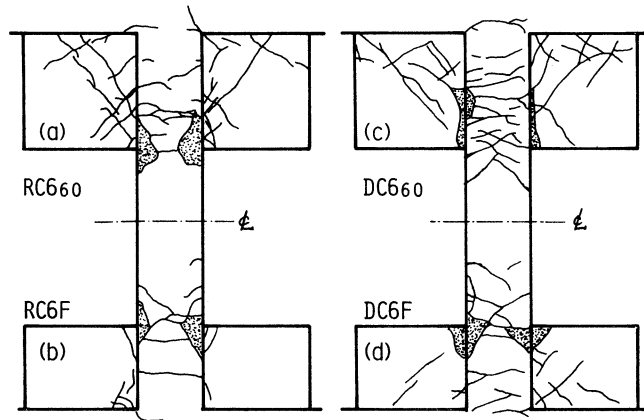


図-13 破壊状況

が発生する。繰返し回数の増大に伴って、丸鋼柱の場合には、小壁の厚さ変化や偏心付加による差異はほとんどなく、最初に生じた柱の曲げひび割れ幅が拡大し、図-13(a)及び(b)のような曲げ圧壊となった。

一方、異形筋柱の場合には、図-13(c)及び(d)のように前回の実験とほぼ同様であるが、小壁部分にも圧壊を伴っている点と、柱や小壁内に分散したひび割れが数多く発生している点とが、丸鋼柱の場合に比較して異っている。

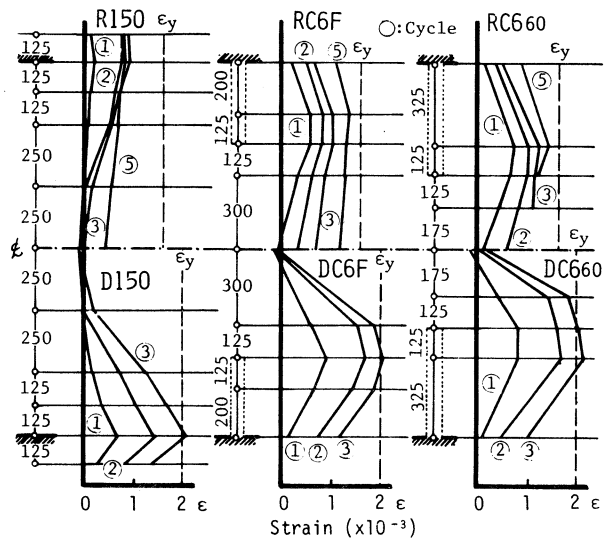


図-14 中間主筋のひずみ度分布

B 主筋のひずみ度分布

図-14には、主筋3本のうち
の中間筋のひずみ度分布の一
例を示した。丸鋼柱の場合に
は、既に指摘されているよう
に、主筋降伏の状況が異形筋
柱よりも不明確であり、繰返
し回数の増加に伴って付着劣
化を生じ、主筋全長にわたっ
て引張ひずみを生ずる状態と
なった。

図-15には、荷重・変位曲
線の一例を示したが、丸鋼柱
の付着劣下に伴う保持力の低
下や、ループ形状の異形筋柱と
の違いがうかがわれる。

C 荷重・変位包絡線 図
-16(a)に示すように、小壁高
さの増加に伴って剛性や最大荷
重は高くなるが、最大荷重以後
の保持力の低下率はやや大であ
る。又、小壁の高さを一定とし
て、小壁の厚さや付加位置を変
えた場合には、図の中間に記し
たように、3体共に同様の包絡
線となって、これらの変化によ
る差異は認められない。

一方、図-16(b)には、丸鋼
柱と異形筋柱とを対比して記し
たが、異形筋柱の耐力が丸鋼柱
よりも2割程度高い値を示して
いる以外には、荷重・変位包絡
線の形状についての差異は認め

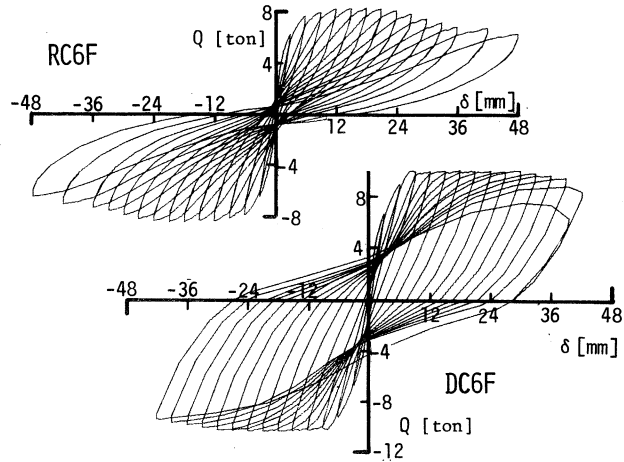


図-15 荷重・変位曲線

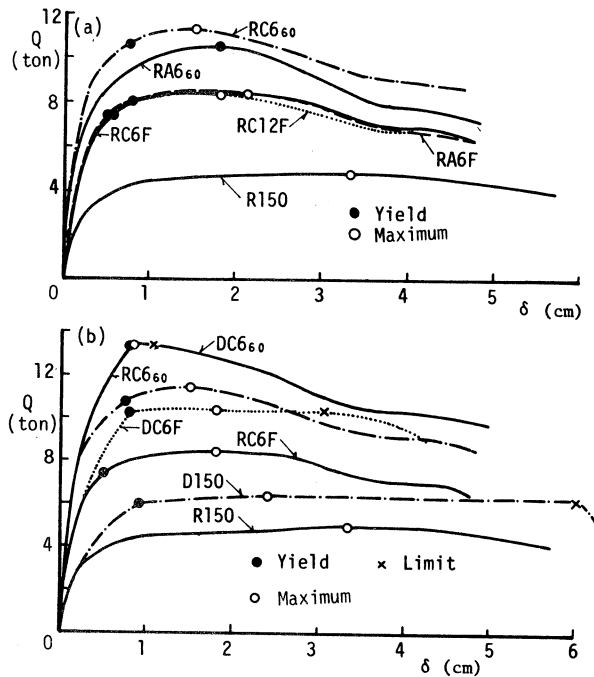


図-16 荷重・変位包絡線

られない。

D 降伏時剛性 この実験値については、丸鋼・異形筋両柱共に、同一種別の柱毎に類似した値を示し、大差は認められない。本実験値と前章の実験資料とを含めた24個による降伏時剛性実験値の、計算値（ α_y を考慮し、剛域をD/2とした場合と徳広式⁷⁾を採用した場合の2種）に対する比率は、剛域D/2を採用した場合には平均値 $m = 0.799$ 、標準偏差 $\sigma = 0.164$ （変動率20.5%）、徳広式に対しては $m = 1.078$ 、 $\sigma = 0.141$ （変動率13.1%）となって、徳広式による値の方がD/2採用時よりも実験値に近似している。

表-4 試験成績一覧

Column NO.	Fc	Elastic stiffness tK _e ton/cm	At Initial Load						At Yield Load				At Maximum Load				Failure Mode	
			Wall		tQ _{BC} (ton)	tQ _{BC} cQ _{BC} (ton)	tQ _{SC} (ton)	tQ _{SC} cQ _{SC}	t _y C _y (ton)	t _y (ton)	t _y C _y (mm)	t _y C _y cQ _y	t _u C _u (ton)	t _u (ton)	t _u C _u cQ _u	t _u C _u cQ _u		
			tQ _{WBC} (ton)	tQ _{WSC} (ton)														
R150	Kg/cm ²	25.0	—	—	2.43	1.25	—	—	—	—	—	—	11	4.87	33.04	0.85	0.85	FC
RC6F	243	51.5	2.45	4.40	3.55	1.01	7.60	0.95	2	7.58	5.33	0.77	6	8.42	18.05	0.83	0.84	FC
RA6F	235	44.5	1.60	7.10	2.63	0.75	7.10	0.90	3	7.60	7.27	0.77	7	8.53	21.02	0.84	0.85	FC(WC)
RC12F	219	53.3	2.95	7.40	3.23	0.94	7.10	0.92	2	7.67	5.22	0.78	6	8.38	18.03	0.83	0.84	FC(SC)
RC6eo	195	97.8	2.90	7.50	4.89	1.03	—	—	3	10.71	8.56	0.78	5	11.34	15.03	0.80	0.98	FC(WC)
RA6eo	197	70.0	2.15	5.80	4.15	0.87	—	—	—	—	—	—	6	10.56	18.02	0.74	0.91	FC(WC)
D150	220	27.4	—	—	2.11	1.09	5.00	0.91	3.5	5.96	9.26	1.03	8	6.29	24.02	1.05	1.05	FC(SC)
DC6F	225	45.4	1.70	5.40	3.01	0.88	8.31	1.04	3	10.15	8.06	0.99	6	10.25	18.02	0.97	0.98	FC(SC)
DA6F	231	41.7	1.70	5.55	3.16	0.92	7.35	0.93	3.5	9.91	8.76	0.96	6	10.22	18.06	0.96	0.97	FC(SC)
DC12F	221	76.3	2.75	5.90	3.34	0.98	9.08	1.17	3	10.23	6.76	1.00	8	10.78	24.06	1.02	1.03	FC, SC
DC6eo	215	68.2	1.95	6.10	4.83	1.00	10.58	1.16	3	13.26	7.78	0.91	3	13.40	8.28	0.90	1.10	WC, FC
DA6eo	220	59.3	2.80	6.95	4.72	0.98	9.95	1.08	4	12.67	10.28	0.87	4	12.93	11.78	0.86	1.06	WC, FC

注) Fc: コンクリート強度。tKe = tQ / δ : 初期剛性実験値。

tQWBC, tQWSC: 小壁に生ずる曲げ及び剪断ひび割れ時の剪断力実験値。

tQBC: 柱に生ずる曲げ初ひび割れ時の剪断力実験値, ($h_o = 60, 85$ cm)。

tQSC: 柱に生ずる剪断ひび割れ時の剪断力実験値, ($h_o = 60, 85$ cm)。

tQy, δ_y : 主筋降伏時の剪断力と変位実験値 ($h = 60 + D/2, 85 + D/2$)。

tQu, δ_u : 最大荷重時の剪断力と変位実験値 ($h = 60 + D/2, 85 + D/2$)。

cQBuT: 武田式 (文献5)。cQBuT = $(\sigma_{MBu} \times 2/h) \times (1 + 1.73 \Sigma hw/h)$, $h = 150$ cm, $\Sigma hw = 65, 90$ cm。

F: 曲げ降伏、C: 柱の圧壊、WC: 壁の圧壊、SC: 剪断ひび割れの開口。

それぞれの計算式については、表-2の脚注を参照されたい。

E 柱の諸強度について

(1) 曲げひび割れ強度 表-4に示すように、上下の小壁間を柱の内のり高さとした場合の計算値に対する実験値の比率は、異形筋柱に対しては0.88~1.09平均0.98、丸鋼柱に対しては0.75~1.25平均0.98となっており、丸鋼柱の方が異形筋柱よりも偏差はやや大きい、壁の厚さや高さ変化及び偏心付加等による差異はなく、実験値と計算値とは比較的良く一致している。

(2) セン断ひび割れ強度 実験値の計算値（柱の内のり高さ h_o を採用）に対する比率は、異形筋柱に対しては0.91~1.17平均1.05となったが、壁の厚さと高さの大きい柱や無偏心柱の方が、これらが、逆となる柱よりも約10%高い比率を示している。一方、丸鋼柱でセン断ひび割れを発生した $hw = 32.5$ cmの柱3体の比率については、0.90~0.95平均0.92となっており、実験値の方が計算値よりも若干小さいが、壁厚や壁偏心付加等による影響は認められない。

(3) 降伏強度 表-4に示したように、丸鋼柱の場合には、主筋降伏が不明確であった2体を除くと、 h_o を採用した時の計算値に対する実験値の比率は約0.78となり、異形筋柱の比率0.96よりも約20%低い。この値は、丸鋼の異形鉄筋に対する降伏強度差7.7%よりも大きい。

なお、図-17には、

$h_o + D/2$ を採用した異形筋柱の計算値に対する実験値の比較を、壁の厚さと偏心の有無別に示した。図中には、比較のために前章の実験値を併記した。図示のように、 t/B

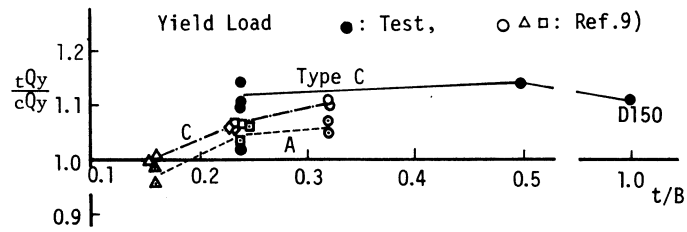


図-17 降伏強度実験値と計算値の比較

B が大きくなるのに伴って比率も大となり、又、壁偏心の有無別では、無偏心の C タイプよりも有偏心の A タイプ柱の方の比率が、幾分低く表われる傾向を示している。

(4) 曲げ終局強度 図-18には、柱内のり高さ h_o を採用したときの学会規準式による計算値と、武田式⁵⁾計算値とに対する実験値の比較を示した。

同図(a)に示したように、丸鋼・異形筋両柱ともに小壁付加位置の違いによる差は少ないが、小壁高さ h_w の増加に伴って実験値の計算値に対する比率が低下し、 h_o を採用するのが不適当であることを示している。一方、(a')図のように、小壁高さを考慮した武田式に対しては、 $h_w = 45\text{cm}$ の場合には比率が上昇し、実験値と計算値とは近似する傾向を示している。

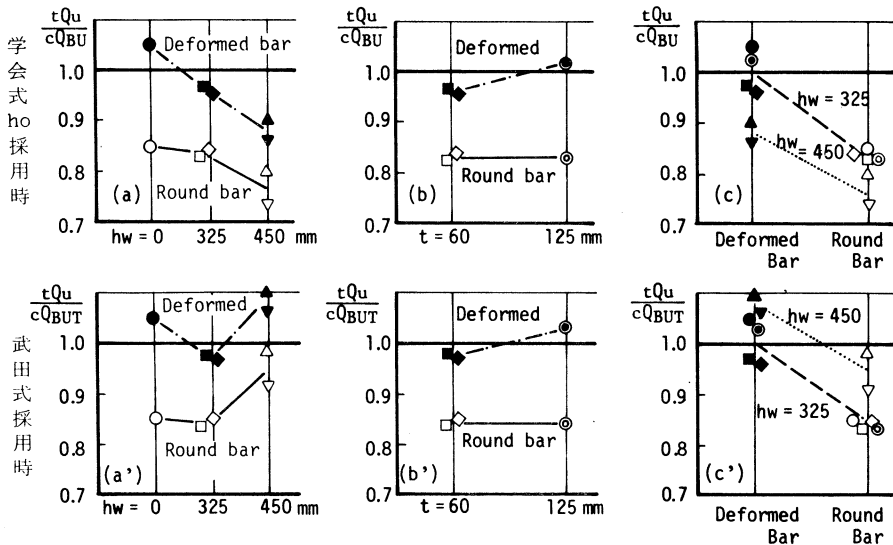


図-18 曲げ終局強度実験値と計算値の比較

次に、(b)図や(b')図に示したように、小壁の厚さ t が変化する場合には、丸鋼柱では t の大小に拘わりなくほぼ一定の比率を示しているのに対し、異形筋柱では t の増加に伴って比率はやや増大する。又、(c)及び(c')図には、主筋種別毎の比率の関係を示したが、 $h_w = 32.5\text{cm}$ の資料に

対しては、両図共に丸鋼柱の比率が異形筋柱よりも約16%低い値を示している。一方、 $h_w = 45\text{cm}$ の資料に対しては、両図共に、丸鋼柱は異形筋柱よりも約13%低い値となり、主筋種別を異にする柱の終局度を同一計算式で評価することに問題のあることを示している。

F 曲げ終局強度計算上の

柱有効高さの検討 前章の図-9の場合と同様に、柱の有効高さ h' や小壁端から降伏ヒンジ想定位置までの長さ S_x は、(1)及び(2)式で与えられるものとする。ただし、(1)式中の係数 α は、小壁の無い柱単体の曲げ強度計算値に対する実験値の比率で、ここでは、丸鋼柱に対しては、0.85、異形筋柱に対しては1.05を採用する（何れも表-4に示す本実験値）。

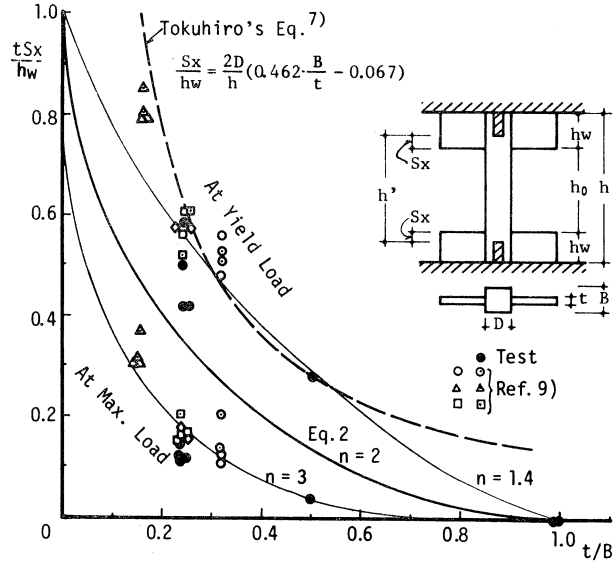


図-19 降伏ヒンジ想定位置と小壁厚さ

図-19には、(1)及び(2)式より求めた S_x/h_w と t/B の関係を、前章の実験資料をも含めてプロットした。図中の曲線は、次に記す(5)式の値を示すもので、(3)式の2乗を n 乗に書き改めた式と同じである。

$$S_x/h_w = 1 - \{1 - (1 - t/B)^n\}^{1/n} \quad (5)$$

上式中の係数 n は、シアスパン比 $h_0/2D$ や曲げモーメント係数 cMB_U/bD^2 等の大小によって変化する。そこで、 $t = 6\text{cm}$ ($t/B = 0.24$)と固定した時の本実験値と前章の実験値とを用いて、 S_x/h_w や n 及び上記2因子の関係を最小二乗法によって求めた結果、次式を得た。

$$n = 63 e^{-103(h_0/2D)^{-0.15} \cdot (cMB_U/bD^2)} \quad (6)$$

図-20には、上式の計算結果を示した。上式によって求まる n

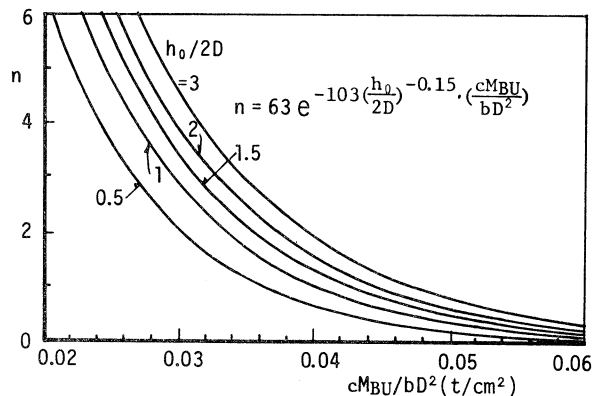


図-20 n と曲げモーメント係数の関係

を(5)式に代入すると S_x が与えられるので、(2)式より h' が算出できる。

G 諸実験値と計算値の比較

図-21には、曲げ破壊とせん断破壊とがほぼ同時に生じた既往の資料58個による実験値と、前項の式より求まる h' を採用した時の計算値（諸家の資料に対しては、全て $\alpha = 1.0$ とする）とを比較した。図示のように、実験値の計算値に対する比率の平均は、 $m = 1.013$ 、標準偏差は $\sigma = 0.123$ （変動率12.1%）となっており、全資料の90%が $\pm 20\%$ の範囲内に納まる程度の精度を示している。

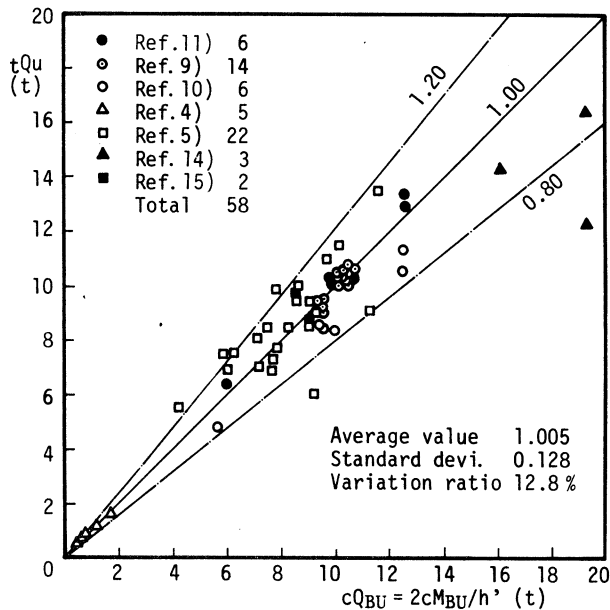


図-21 終局強度実験値と計算値の比較

上記の比率は、 h_0 採用時

における値 $m = 0.839$ 、 $\sigma = 0.208$ （変動率が24.8%）並びに、武田式⁵⁾による場合の $m = 0.917$ 、 $\sigma = 0.168$ （変動率18.3%）よりも好精度であり、実用式として適用し得る程度の精度を示したものと考えられる。

IV おわりに

以上の検討結果は次のように要約できる。

- (1) 腰壁・たれ壁の厚さ変化や偏心付加の有無、並びに、主筋種別の違いによって、柱の主筋降伏位置や破壊状況並びに圧壊域が幾分異なる。
- (2) 小壁付き丸鋼柱では、最初に生ずる柱の小壁端における曲げひび割れ発生位置で圧壊を生じ易い。
- (3) 小壁付き丸鋼柱の終局強度に及ぼす小壁の厚さや高さ、並びに、小壁の柱に対する偏心付加の有無による影響は、異形筋柱の場合よりも少ないが、降伏強度や終局強度は異形筋柱よりも20%程度低い。
- (4) 小壁付き丸鋼・異形筋柱ともに、降伏時剛性実験値は、徳広式による剛域と α_y とを考慮した計算値に近似する。
- (5) 小壁付き異形筋柱の降伏強度や終局強度に対しては、小壁偏心付加による影響を無視でき

るが、小壁の厚さ変化や柱の保有曲げモーメントの大小を考慮する必要がある。このためには、(1),(5)及び(6)式より求まる柱の有効高さ h' を採用することが効果的である。

最後に、本研究は昭和58年度より2ヶ年にわたって行った実験結果を取りまとめたものであり、実験に際しては当研究室の丸山司技官を始め、大学院生であった大久保繁昌、本間圭二、馬縹尚規、卒論生の喜多山貴、鈴木民夫、山崎学、宮口信二、広沢功、本間裕二の諸君の協力を得た。ここに記し、謝意を表します。

(昭和61年5月20日 受理)

参 考 文 献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説1982, 80
- 2) 日本建築センター：改正建築基準法施行令新耐震基準に基づく構造計算指針・同解説1981, 22
- 3) 東洋一・大久保全陸・江戸宏彰：日本建築学会論文報告集第169号, 1 (1970.3)
- 4) 大久保全陸：コンクリート・ジャーナル Vol. 9, No. 9, 1 (1971) 他関連論文
- 5) 武田寛：北海道工業大学紀要第11号, 147 (1983.3) 他関連論文
- 6) 野村設郎他：日本建築学会大会学術講演梗概集 (近畿), 1633 (1980.9) 他関連論文
- 7) 徳広育夫・佐々木昭夫：日本建築学会論文報告集第304号, 41 (1981.6)
- 8) 日本建築学会構造標準委員会：鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料, シリーズ15,16, 建築雑誌 Vol.95, No.1161-1162, 105-79 (1980)
- 9) 荒川卓他：日本建築学会北海道支部研究報告集No.57, 269 (1984.3) 及び同大会学術講演梗概集 (関東), 1755 (1984.10)
- 10) 荒川卓他：日本建築学会北海道支部研究報告集No.58, 185 (1985.3) 及び同大会学術講演梗概集 (東海), 459 (1985.10)
- 11) 荒川卓他：第7回コンクリート工学年次講演会論文集1985,565及び Trans. of J.C.I. Vol. 7, 301 (1985)
- 12) 六車熙他：日本建築学会大会学術講演梗概集 (関東), 1237 (1979.9)
- 13) 園部泰寿他：日本建築学会大会学術講演梗概集 (東北), 1741 (1982.10)
- 14) 遠藤利根穂他：日本建築学会大会学術講演梗概集 (東北), 1293 (1982.10)
- 15) 南宏一・若林実：日本建築学会大会学術講演梗概集 (関東), 1735 (1984.10)
- 16) 荒川卓他：日本建築学会大会学術講演梗概集 (北陸), 2095 (1983.9)