

[82] 鉄筋コンクリート柱の耐力と靱性に及ぼす繰返し载荷速度の影響

正会員 ○荒川 卓 (室蘭工業大学工学部)
 正会員 荒井 康幸 (室蘭工業大学工学部)
 藤田 豊 (室蘭工業大学大学院)
 江頭 恵一 (室蘭工業大学大学院)

1 はじめに

鉄筋コンクリート (以下RCと略記) 柱の崩壊に至るまでの動的繰返し挙動を適切に評価することは、RC構造物の耐震設計上、極めて重要な課題である。しかし、従来の静的に近い繰返し加力下におけるRC柱の諸性状と、繰返し時の加力速度や変位漸増ピッチの影響を考慮した動的諸性状との関連性については不明確である。

本報では、この点に関する基礎資料を得ることを目標に、シャスパン比や引張鉄筋比及びコンクリート強度などの実験諸元を同一とした実大1/2.5程度のRC柱模型を用いて、変位振幅漸増による動的繰返し時の载荷速度を変化させた場合の比較実験を行い、RC柱の耐力や塑性変形性能などに及ぼす差異を検討すると同時に、之等の結果を前報¹⁾の変形性能の評価方法と対比する。

2 実験の概要

(1) 試験体。図-1に示すように、柱の断面が25cm角、内法高さ $h_0 = 75\text{ cm}$ ($M/QD = 1.5$)、引張鉄筋比 $P_t = 0.34\%$ 、コンクリート強度 $F_c = 210\text{ kg/cm}^2$ が夫々一定で、軸圧縮応力度 $\sigma_0 = N/bD = 70\text{ kg/cm}^2$ のもの8体、50と25 kg/cm^2 のものが各1体、合計10体よりなる。帯筋比 P_w については、静的に近い繰返し加力下におけるRC柱の曲げ破壊がせん断破壊に先行し、その時の限界塑性率が3程度を確保できるように、従来までの実験結果^{1),2)}を参考に、柱の曲げ耐力計算値がせん断耐力計算値 (耐力式は表-3脚注に記す) の0.8倍に等しいと置いて求める P_w を基準とした。

(2) 繰返し方法。表-1に示すように、従来より数多く行われてきた繰返し速度の遅い試験体を代表するものとして、発信周波数 $f_r = 0.05\text{ Hz}$ 、変位振幅漸増ピッチ $\Delta P = 0.5\text{ mm/cycle}$ のNo.101柱を想定する。そして、 ΔP を一定におさえ、 f_r や加力速度 v を変化させる場合と、 f_r は一定であるが ΔP や v が変化する場合、あるいは、 v は一定であるが f_r や ΔP が変化する場合の3種を本実験の対象とした。しかし、全試験体とも図-2に示すように、载荷初期より最終時までには一定の変位振幅漸増によって繰返しを行うことを原則とした。

(3) 使用材料の性質と試験体の製作。表-2には使用材料の性質を示した。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2日目に脱型して所要強度の約70%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、材令約5週でテストを行った。

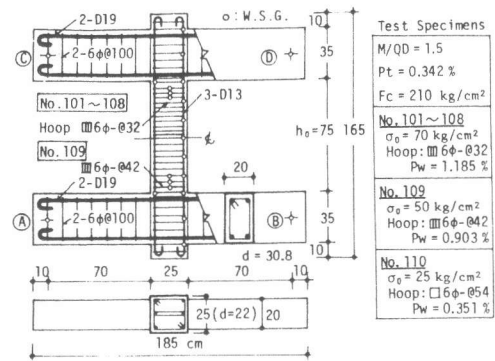


図-1 試験体の詳細

表-1 繰返し方法 v: Loading rate (mm/sec)

Frequency: f_r	2 Hz	1.5 Hz	1 Hz	0.5 Hz	0.05 Hz
Pitch: ΔP					
0.5 mm/cycle		v = 0.75 No. 106	v = 0.5 No. 103	v = 0.25 No. 102, 109, 110	v = 0.025 No. 101
0.25 mm/cycle			v = 0.25 No. 104		
0.125 mm/cycle	v = 0.25 No. 108	v = 0.1875 No. 107	v = 0.125 No. 105		

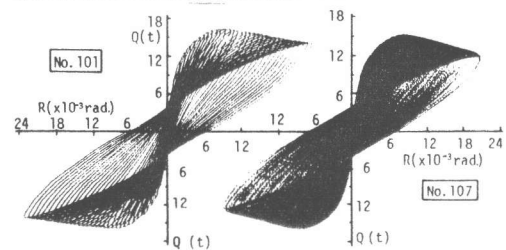


図-2 荷重・変位曲線

表-2 使用材料の性質 (): Nominal Value

	Size	Diameter (mm)	Sectional Area (cm ²)	Yield Point σ_y (kg/cm ²)	Elastic Modulus E_s ($\times 10^5$ kg/cm ²)
Longitudinal Steel	D19	(19)	(2.870)	3950	1.81
	D10	(10)	(0.713)	4005	1.82
Stirrup Steel	6φ	5.50	0.237	3290	2.05
Concrete	Sand < 5 mm, f.m. = 3.10, Specific gravity = 2.67 Gravel < 25 mm, f.m. = 6.70, Specific gravity = 2.68 w/c = 0.70, Mix prop. = 1:3.99:4.28/wt, K = 380 kg/cm ²				

(4) 加力方法。 図-3に示すように、床面に固定されたフレーム内に、柱一端の左右はり反曲点想定位置2箇所(図-1中の④及び⑤)に相当)を、回転中心がはり軸線と一致するようニードルベアリングを用いてピン支持させ、あい対するはり反曲点間をスチールヨークで連結する。柱には、4本の棒綱を反力材として電動式オイルジャッキによって所定の軸方向力を導入する(降伏時から限界時までの軸力の変動は、No110柱のみは約12%、その他の柱は±2%以内であった)。柱の繰返し水平力は、試験機のヘッドに固定された油圧式サーボアクチュエータにより加える。

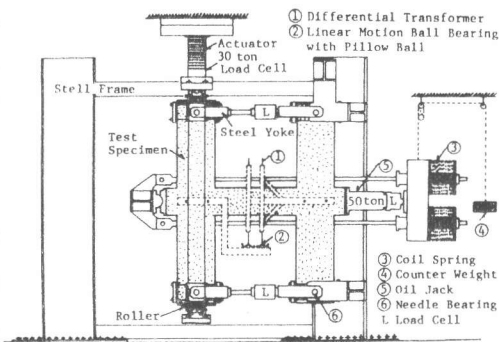
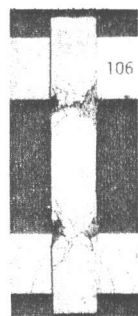


図-3 加力装置

(5) 計測方法。 柱に作用する水平力と軸力及びはりのせん断力の検出には、夫々の装置に組み込まれたロードセルを用いた(図-3)。試験体の片面では、柱上下の接合パネル間における水平変位を差動トランス2個により計測し、その中の一つを検力器にフィードバックして変位制御用とした。又、柱の軸筋や材端部における帯筋には、図-1の○印で示した位置に検長2mmのワイヤストレインゲージを貼付して、その歪度を計測した。之等の計測値のうち、水平変位と軸筋歪の2点をX-Yレコーダに自記させ、モニター用に供すると共に、全計測値をサンプリング周波数10~200Hzに設定した磁気テープ式データレコーダに記録し、電算機により処理した。

3 実験結果とその考察

(1) 破壊状況。 図-3に示すように、全試験体とも曲げ降伏後に材端部におけるコンクリートの圧壊により最大荷重に達した。曲げやせん断及び割れの発生範囲は、柱の内法端より柱中央方向へ約0.8D、パネル内へ0.7D、合計1.5Dの部分にあるが、 $\sigma_o = 25 \text{ kg/cm}^2$ のNo110柱の場合には全体で0.3Dほどその範囲が狭い。又、圧壊域は、柱の材端部0.5Dの部分とパネル部分0.23D、合計0.73Dの範囲にあるが、何れの場合にも、載荷速度 v や変位振幅漸増ピッチ ΔP 並びに軸圧縮応力度 σ_o 等の変化による明確な差異は認められない。



(2) 降伏荷重と最大荷重。 降伏荷重実験値の計算値に対する比率は、表-3に示すように実験値が計算値よりも約9%高い値を示した。一方、最大荷重実験値の曲げ耐力略算値に対する比率については、実験値が計算値を約1.3%上回っているが、この増大率は昨年度の実験¹⁾と同様に σ_o の小さい柱ほど大きい。しかし、上記何れの実験値共に f_r や v 及び ΔP 等の違いによる明確な差異は認め難い。

(3) 降伏時剛性。 実験値 $tKy = tQy / t\delta y$ の計算値 $cKy = cQy / c\delta y$ (降伏時の荷重及び変位は表-3の脚注による値を採用)に対する比率は0.94~1.11で平均0.99となり、全試験体共に良く近似した。

(4) 荷重と変位包絡線。 図-6には、主筋降伏以後における荷重と変位包絡線の関係を f_r 、 v 、 ΔP 及び σ_o 別に示した。図(a)~(d)に示すように σ_o が同一($= 7.0 \text{ kg/cm}^2$)の場合には、 f_r や v 及び ΔP の違いに拘らず部材角Rが

表-3 実験結果の一覧

Column No.	$\frac{h}{D}$	$\frac{P_t}{bD}$	$\frac{N}{bD}$	F_c	f_r	ΔP	At Yielding Load							At Maximum Load							At Limit				Failure Mode	
							η_o	tQ_y	$t\delta_y$	$\frac{tQ_y}{cQ_y}$	$\frac{t\delta_y}{c\delta_y}$	$\frac{tK_y}{cK_y}$	$\frac{tQ_u}{cQ_u}$	$\frac{t\delta_u}{c\delta_u}$	$\frac{t\mu_u}{c\mu_u}$	η_o	$t\delta_u$	$t\mu_u$	η_o	$t\delta_u$	$t\mu_u$	Cycles				
101:	3.03	70	M	0.05	As	223	10.5	0.314	15.27	4.51	1.06	1.08	0.98	15	0.315	16.09	6.86	1.52	1.10	0.89	25.5	0.316	12.17	2.70	36	F C
102:	3.03	70	M	0.5	As	222	9.0	0.309	15.81	4.61	1.11	1.13	0.98	13	0.310	16.46	6.65	1.44	1.14	0.91	22.5	0.312	11.60	2.52	32	F C
103:	3.03	70	M	1.5	As	214	10.5	0.326	14.99	4.29	1.06	1.06	1.00	16	0.327	16.09	7.06	1.65	1.12	0.90	25.5	0.328	12.23	2.85	34	F C
104:	3.03	70	M	1.0	As	209	21.0	0.332	15.36	4.59	1.10	1.15	0.96	29	0.333	16.08	6.81	1.48	1.13	0.90	41.0	0.333	10.16	2.21	70	F C
105:	3.03	70	M	1.0	As	220	42.5	0.311	15.66	4.58	1.11	1.11	0.99	56	0.312	16.26	6.36	1.39	1.13	0.90	76.5	0.313	9.42	2.06	124	F C
106:	3.03	70	M	1.5	As	227	12.0	0.311	15.71	4.53	1.08	1.10	0.99	17	0.313	16.54	7.14	1.58	1.12	0.90	27.5	0.315	12.77	2.82	42	F C
107:	3.03	70	M	1.5	As	220	32.0	0.323	14.94	4.40	1.04	1.08	0.96	45	0.324	15.67	6.28	1.43	1.07	0.86	64.5	0.324	9.25	2.10	109	F C
108:	3.03	70	M	2.0	As	225	42.5	0.306	14.84	4.56	1.04	1.11	0.94	55	0.307	15.56	6.59	1.45	1.07	0.86	70.0	0.307	9.11	2.00	79	F C
109:	3.03	50	M	0.5	As	218	8.5	0.227	14.00	4.70	1.14	1.18	0.96	18	0.231	14.79	9.63	2.05	1.17	0.94	28.5	0.233	14.90	3.17	39	F C
110:	3.03	25	M	0.5	As	210	7.0	0.118	10.22	3.62	1.15	1.03	1.11	29	0.129	11.90	14.89	4.11	1.25	1.03	49.5	0.133	25.00	6.91	50	F C Bu

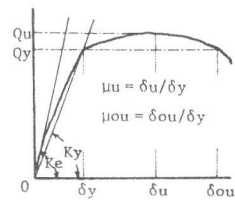


図-5 塑性率

注) $\eta_o = N/bD F_c$: 軸圧係数。 $tQ_y, t\delta_y$: 軸筋降伏時における剪断力と水平変位実験値(正負の平均)。 cQ_y : 柱の曲げ降伏時剪断力(学会RC規準解説8.6式より求める値)。 cQ_u : $\{g_1 a_t \sigma_y D + 0.5 \eta_o b D^2 F_c (1 - \eta_o)\} \times 2/h_o$, $g_1 = 0.76$ (本実験の場合)。 $c\delta_y$: 降伏変位計算値, $c\delta_y = \{(h^3/12 E_c I_e) + (1.2 h_o / 0.43 E_c b D)\} \times cQ_y / \alpha_y$, 但し, $\alpha_y = (0.043 + 1.64 n P_t + 0.043 a / D + 0.33 \eta_o) (d/D)^2$: 降伏時剛性低下率。 $I_e = (1 + 3.466 n P_t) b D^3 / 12$, n : ヤング係数比実験値。 tK_y / cK_y : 降伏時剛性実験値の計算値に対する比。 $tQ_u, t\delta_u$: 最大荷重時の剪断力と変位実験値(正負の平均)。 $t\mu_u = t\delta_u / t\delta_y$: 最大荷重時の塑性率実験値。 cQ_{BU} : 柱の曲げ耐力略算値(学会RC規準解説16.18式より求める値)。 $cQ_{BU} = \{0.8 a_t \sigma_y D + 0.5 \eta_o b D^2 F_c (1 - \eta_o)\} \times 2/h_o$ 。 cQ_{Su} : 柱の終局剪断力実験式(北大・大野研式) $cQ_{Su} = (0.9 + \sigma_o / 250) \{0.23 k_u k_p (F_c + 180) / (h_o / d + 0.23) + 2.7 / P_w w \alpha_y\} b j$ 。 $t\delta_{ou}$: 最大荷重以後における荷重変位包絡線が最初の降伏荷重レベルと交差する時の限界変位実験値。 $t\mu_{ou} = t\delta_{ou} / t\delta_y$: 限界塑性率。 F: 曲げ降伏, c: 曲げ圧壊, Bu: 主筋座屈。

6×10^{-3} rad. で軸筋が降伏し、以後 5% 前後の荷重上昇を示して R が約 9×10^{-3} rad. で最大耐力に達している。

しかし、最大耐力以後における保持力の低下状況は、(a) 図や (c) 図 (但し No. 106 を除く) のように ΔP が一定であれば、 f_r や v の大小に拘らずほぼ類似している。又、(b) 図や (c) 図の No. 106 と 107 のように f_r が 1.0 と 1.5 Hz の場合には ΔP や v が小さい柱ほど保持力の低下が幾分早く現われ、(d) 図のように v が一定の場合には、 f_r が大きく ΔP が小さい柱ほど保持力の低下勾配がやや急となって、包絡線が最初の降伏荷重レベルと交差する点の限界部材角 (図中 \times 印) が共に小となる傾向を示した。

一方、 f_r や v 及び ΔP を一定におさえて σ_0 を変化させた場合の (e) 図によれば、本実験中 σ_0 が最も低い No. 110 柱のみが、降伏時の R が他の試験体よりも約 20% 程度小さく、降伏後約 16% の荷重上昇を示して最大耐力に達している。この荷重上昇率は他の 2 体よりも約 1% 程度大きいが、 σ_0 の増大に伴って最大耐力時並びに限界時における R が小となる傾向を明確に示している。

(5) 柱軸筋と帯筋の歪度分布。 図-7 に一例を示す。

柱内法端における軸筋の歪度は (測点 1~4)、(c) 図に示すように、降伏歪 (E_s には表-2 の実測値を採用) に達するまでは R の増大に伴い直線的に増加する。しかし、柱内法端より $0.5D \sim D$ 位置 (測点 5~8) の歪度並びにパネル内における歪度 (測点 10, 11) は、最大荷重時近傍まで R の増大に伴ってほぼ直線的な増大率を示すが、最大荷重以後における歪度の増分は緩やかとなり、この状態が最終時まで持続する。又、最終時には、柱内法端より $0.5D$ 位置における軸筋は全て降伏歪に達しているが、柱中央部や材端 (測点 12, 13) における軸筋の歪度は、(c) 及び (d) 図に示すように最終時まで大きな変化を示さなかった。

上記の傾向は、 f_r 、 v 、 ΔP 及び σ_0 の変化に拘らず全試験体ともほぼ同様である。

柱内法端より $0.5D$ の範囲内にある帯筋の歪度については、(e) 図に示すように、せん断ひび割れの発生によって急増するが、測点 H3 及び H3' 以外の歪度は最大荷重時近傍よりその増分は低下する。この傾向は、 f_r 、 v 、 ΔP 及び σ_0 の変化に拘らず全試験体とも同様である。又、最終時には、

(6) 塑性率。 図-8 ~ 11 には、最大荷重時と限界時とにおける塑性率を f_r 、 ΔP 、 v 及び軸圧係数 η_0 別に示す。

a) 塑性率実験値 μ と f_r の関係 (図-8)。 v を一定とした場合には、最大荷重時の塑性率 μ_{mu} は f_r に無関係と見てよいが、限界時の塑性率 μ_{ou} は f_r の増大に伴って減少する (No. 108 は 101 の約 2.4% 減)

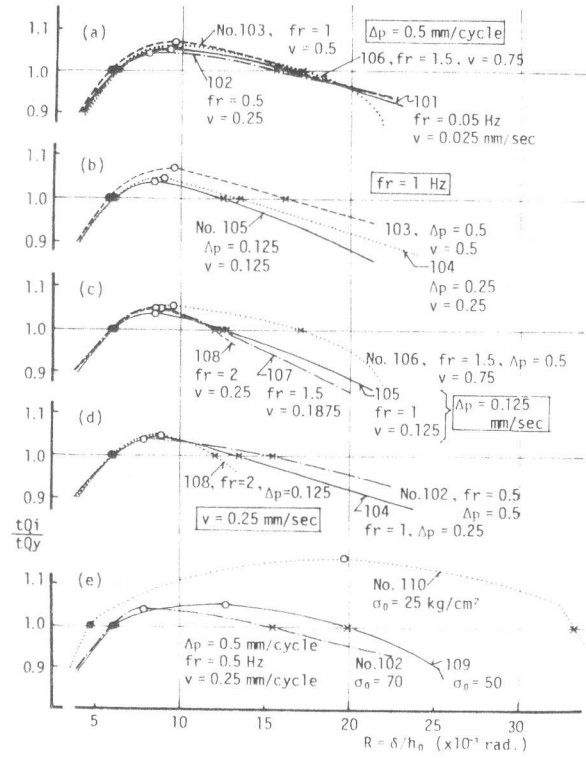


図-6 荷重と変位包絡線

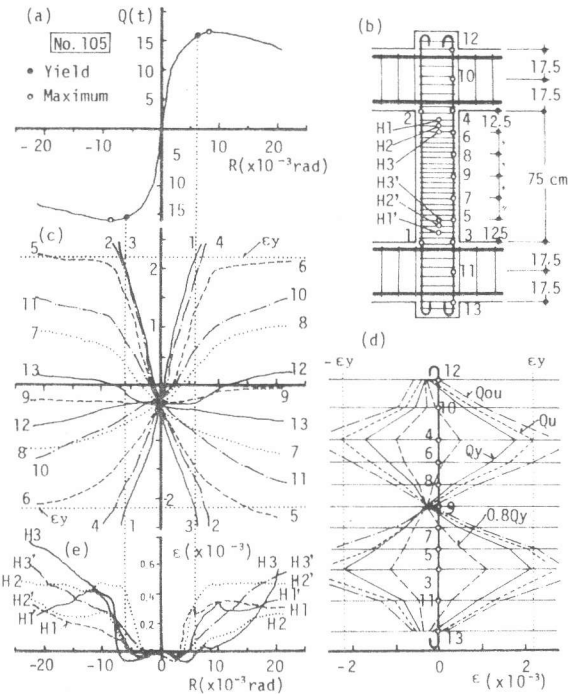


図-7 軸鉄筋と帯筋の歪度分布

No. 107 柱の H1' 点以外の帯筋は何れも降伏歪に達し

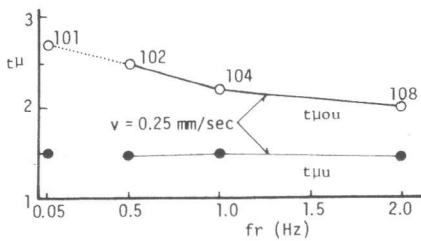


図-8 fr と塑性率の関係

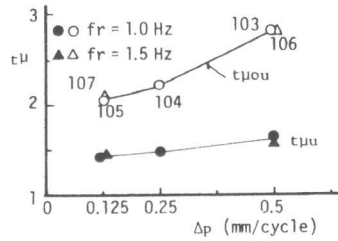


図-9 ΔP と塑性率の関係

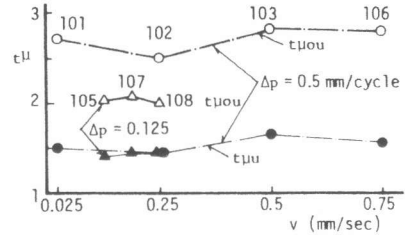


図-10 v と塑性率の関係

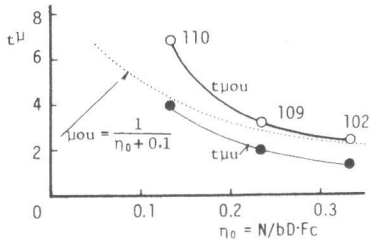


図-11 ηo と塑性率の関係

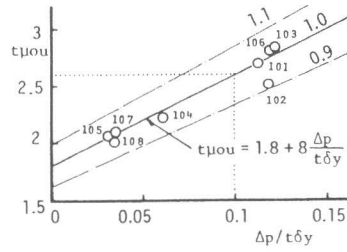


図-13 ΔP / tδy と tμ の関係

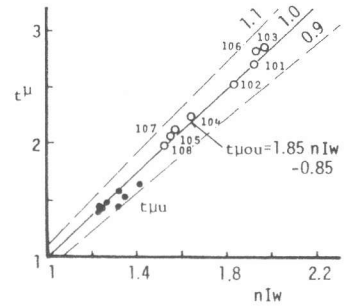


図-12 nIw と tμ の関係

b) t_{μ} と ΔP の関係 (図-9)。 ΔP の増大に伴い $t_{\mu u}$ と $t_{\mu ou}$ は共

に増加するが、 $t_{\mu u}$ の増分率は $t_{\mu ou}$ の増分率に比較して僅少である。

c) t_{μ} と v の関係 (図-10)。 ΔP が同一であれば、 $t_{\mu u}$ や $t_{\mu ou}$ は v の変化に拘わらずほぼ一定値を示す。

d) t_{μ} と η_o の関係 (図-11)。 従来の実験でも指摘されているように、 η_o の増大に伴い t_{μ} は減少する。

図中の破線は、既往の実験^{1),2)}より求めた $t_{\mu ou}$ と η_o の関係を併記したものであるが、No.110 柱の $t_{\mu ou}$ は図中の破線よりも60%程度高い値を示している。この理由については、No.110 柱の軸力が繰返し回数が増大に伴って徐々に増大し、その変動率が他の柱よりも高かったことがその一因と考えられる。

(7) 実験値の変形性能評価法への適用。 図-12には、降伏以後におけるループ面積比の総平均 nIw (エネルギー吸収能指標) と t_{μ} の関係を示す。図示のように、実験値は図中の計算式¹⁾の±10%の範囲内にあるが、 $t_{\mu ou}$ については ΔP の大小変化により図の上下に分散している。図-13は、この $t_{\mu ou}$ を変位振幅漸増比 $\Delta P / t\delta y$ 別を示したもので、図-12の場合よりも明確に分離され、回帰分析により求まる $t_{\mu ou}$ は図中に記した式で表される。従来の実験^{1),2)}では、変位振幅漸増比の大小によって同一条件で設計された柱の $t_{\mu ou}$ が異って評価される点を指摘し、 $\Delta P / t\delta y \geq 0.1$ の範囲で行われた $t_{\mu ou}$ 値を変位漸増比 0.1 で行なった場合の $t_{\mu ou}$ 値に換算できるような修正係数を $\gamma_{ou} = 1.1 - 0.9 \Delta P / t\delta y$ 式で与えた。本実験値のうち、 $\Delta P / t\delta y < 0.1$ の資料を上記と同様な考えによって、 $\Delta P / t\delta y = 0.1$ における $t_{\mu ou}$ 値に換算するための修正係数は、 $\bar{\gamma}_{ou} = 2.6 / (1.8 + 8 \Delta P / t\delta y)$ 式で与えられる。表-4には、限界塑性率実験値と上記による修正計算値との比較を示したがNo.110 柱を除き、実験値と計算値とはほぼ一致している。

4 むすび

以上の検討結果は、次のように要約できる。

(1) f_r や v 及び ΔP が変化しても、破壊状況や降伏強度並びに最大耐力に及ぼす影響は殆んど認められない。(2) ΔP が一定であれば、 v や f_r の変化は塑性変形性能に影響を与えないが、 v や f_r が同一の場合には ΔP の減少によって塑性変形性能は低下する。(3) 軸方向力の増大に伴い塑性変形性能は劣る。尚、動的な塑性変形性能を総合的に評価するためには、諸因子を変化させた補足実験資料の蓄積が必要である。〔本研究は昭和56年度文部省科学研究費補助金による〕

表-4 実験値と計算値の比較

Column No.	Test Results				Evaluated Values				
	$\frac{\Delta P}{t\delta y}$	nIw	$t_{\mu ou}$	$t_{\mu u}$	$\bar{\mu}_{ou}$	$\bar{\gamma}_{ou}$	$\bar{\gamma}_{ou}\bar{\mu}_{ou}$	$\frac{t_{\mu ou}}{\bar{\mu}_{ou}}$	$\frac{t_{\mu u}}{\bar{\gamma}_{ou}\bar{\mu}_{ou}}$
101	0.113	1.92	2.70	2.93	2.70	0.998	3.08	1.00	0.95
102	0.117	1.84	2.52	2.84	2.55	0.995	3.12	0.99	0.91
103	0.123	1.97	2.85	3.03	2.79	0.989	3.06	1.02	1.01
104	0.061	1.64	2.21	2.53	2.18	1.136*	2.65	1.01	0.95
105	0.031	1.55	2.06	2.29	2.02	1.270*	2.47	1.02	0.93
106	0.119	1.93	2.82	3.09	2.72	0.993	3.05	1.04	1.01
107	0.034	1.58	2.10	2.27	2.07	1.255*	2.40	1.01	0.95
108	0.035	1.53	2.00	2.21	1.98	1.250*	2.54	1.01	0.87
109	0.109	2.17	3.17	3.74	3.16	1.000	3.84	1.00	0.97
110	0.114	4.43	6.91	7.14	7.35	0.997	5.13	0.94	1.38

$t_{\mu u} = t\delta y / c\delta y$, $\bar{\mu}_{ou} = 1.85 nIw - 0.85$, * $\bar{\gamma}_{ou} = 2.6 / (1.8 + 8 \Delta P / t\delta y)$
 $\bar{\gamma}_{ou}\bar{\mu}_{ou} = \bar{\mu}_{ou} / \bar{\gamma}_{ou} = (1.08 - CQ\bar{u} / cQ\bar{u}) / 0.216 (\eta_o + 0.1)$, $\bar{\gamma}_{ou} = 1.1 - 0.9 \Delta P / t\delta y$

参考文献 1) 荒川・荒井・藤田・溝口：繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリート柱の変形性能の評価，第3回コンクリート工学年次講演会講演論文集1981及びTransactions of the JCI Vol.3, 1981, 2) 荒川・藤田：繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリート柱の変形性能に及ぼすせん断補強筋の影響，第2回コンクリート工学年次講演会講演論文集1980及びTransactions of the JCI Vol.2, 1980.