

大変形領域の交番載荷を受ける RC脚柱の変形性能算定に関する研究

石橋忠良¹・津吉毅²・小林薫³・吉田徹⁴・海原卓也⁵

¹フェロー会員 工博 東日本旅客鉄道株式会社 建設工事部 構造技術センター所長
(〒151-8578 東京都渋谷区代々木 2-2-2)

²正会員 博(工) 東日本旅客鉄道株式会社 東京工事事務所 東海道・総武 副課長(同上)

³正会員 博(工) 東日本旅客鉄道株式会社 研究開発センター フロンティアサービス研究所 副課長
(〒331-8513 埼玉県さいたま市日進町 2-0)

⁴正会員 東日本旅客鉄道株式会社 建設工事部構造技術センター(〒151-8578 東京都渋谷区代々木 2-2-2)

⁵正会員 北海道旅客鉄道株式会社 工務部工事課(〒060-8644 札幌市中央区北 11 条西 15 丁目)

構造物の耐震性能の評価には、構造物を構成する部材の損傷の程度がひとつの指標とされている。そのため、鉄筋コンクリート(以下「RC」という)構造物の耐震設計を合理的に行なうためには、部材の塑性変形レベルと損傷程度との関係を適切に評価するとともに、各損傷程度に対応する変形性能の定量的な算定方法を明確にする必要がある。

本論文は、RC 模型試験体の交番載荷実験から、変形性能に及ぼす諸要因について検討を行い、部材じん性率が 10 程度となるような大きな変形性能をもつ RC 脚柱の変形性能の算定法について提案を行なうものである。

Key Words : reinforced concrete column, ductility, seismic resistant design, reversed cyclic loading

1. はじめに

鉄筋コンクリート(以下「RC」という)構造物の耐震性能は、復旧の難易度等を考慮して定義される^{1), 2)}。復旧の難易度と部材の損傷程度とは密接な関係があると思われる。そのため、構造物の耐震設計を合理的に行なうためには、部材の塑性変形レベルと損傷程度との関係を明らかにすることが重要である。さらに、各損傷程度に対応する部材の変形性能を明確に把握する必要がある。

兵庫県南部地震以降、RC 構造物は耐震性能を大幅に向上することが必要となった。このため、降伏変位の 10 倍程度¹⁾となるような大変形領域における RC 部材の変形性能を把握することは、RC 構造物の耐震設計上重要なこととなる。しかしながら、大変形領域の RC 脚柱の変形挙動、例えば最大耐力以降の変形性能に関しては、十分に明らかにされていないのが現状である。

そこで、著者らは鉄道ラーメン高架橋を想定した部材じん性率が 10 程度の大変形領域での RC 脚柱の交番載荷実験を行ない、部材の塑性変形レベルと損傷程度の相関、損傷範囲についての評価を行なうとともに³⁾、大変形領

域における軸方向鉄筋の拔出し量算定法の提案を行なってきた⁴⁾。

本論文は、帯鉄筋を比較的密に配置した RC 模型試験体の交番載荷実験から、変形性能に影響を与える要因について検討し、部材じん性率 10 程度の大きな変形性能をもつ RC 脚柱の変形性能の算定法について提案を行うものである。

2. 交番載荷試験概要

(1) 試験体諸元

試験体の諸元を表-1に、配筋図の一例を図-1に示す。表-2に材料強度試験結果を示す。試験体は一般的な鉄道 RC ラーメン高架橋の柱の断面を 1/2 程度に縮小したものであり、ほとんどの試験体で帯鉄筋比 (ρ_w) を 0.6% 以上としている。そのほかのパラメータは、せん断スパン比 (a/d)、引張鉄筋比 ($\rho_t = \Sigma A_s / (B \cdot d)$)、ここに ΣA_s : 引張側の最外縁軸方向鉄筋の全面積、 B : 柱断面幅、 d : 有効高さ)、軸方向圧縮応力度 (σ'_{cm}) と

表-1 試験体諸元

試験体No	断面高さ h (mm)	断面幅 b (mm)	かぶり c (mm)	有効高さ d (mm)	せん断スパン a (mm)	せん断スパン比 a/d	引張鉄筋		側方鉄筋		帯鉄筋		軸方向圧縮応力度 σ'_{no} (N/mm ²)	耐力比 Vy/Vmu	載荷パターン		
							径 (本)	鉄筋比 pt (%)	径 (本)	鉄筋比 pw (%)	径 (mm)	鉄筋比 pw (%)					
No2	400	400	40	360	1150	3.19	D19	5	0.995	D19	3	D13	70	0.905	0.98	2.26	A
No4	400	400	40	360	1150	3.19	D16	5	0.690	D16	3	D13	90	0.704	0.49	2.46	A
A1	400	400	40	360	1150	3.19	D19	5	0.995	D19	3	D13	80	0.792	0.98	2.05	B
A2	400	400	40	360	1150	3.19	D19	5	0.995	D19	3	D13	60	1.056	0.98	2.52	B
A3	400	400	40	360	1150	3.19	D16	5	0.690	D16	3	D13	70	0.905	0.49	2.94	B
A4	400	400	40	360	1150	3.19	D13	5	0.440	D13	3	D13	80	0.792	0.98	3.86	B
A5	400	400	40	360	1150	3.19	D13	5	0.440	D13	3	D13	140	0.453	0.98	2.66	B
A6	400	400	40	360	1150	3.19	D19	5	0.995	D19	3	D13	50	1.267	0.98	2.87	B
A7	400	400	40	360	1150	3.19	D19	5	0.995	D19	3	D13	60	1.056	0.98	2.51	A
A8	400	400	40	360	1150	3.19	D16	5	0.690	D16	3	D13	120	0.528	0.98	1.98	B
A9	400	400	40	360	1150	3.19	D19	5	0.995	D19	3	D16	60	1.655	0.98	3.94	B
A10	700	400	40	660	1000	1.52	D19	5	0.543	D19	4	D13	60	1.056	0.98	2.01	B
A11	500	500	40	460	1150	2.50	D19	5	0.623	D19	3	D13	60	0.845	0.98	2.36	B
K1	400	400	40	360	1150	3.19	D19	5	0.995	D19	3	D13	65	1.056	0.98	2.56	B
R1	400	400	40	360	1150	3.19	D19	5	0.995	D19	3	D13	70	0.905	2.94	1.96	B
R2	400	400	40	360	1150	3.19	D19	5	0.995	D19	3	D13	60	1.056	5.88	2.04	B
R3	400	400	40	360	1150	3.19	D19	5	0.995	D19	3	D13	80	0.792	0.98	1.90	A
R4	400	400	40	360	1150	3.19	D19	5	0.995	D19	3	D13	70	0.905	2.94	1.94	A

表-2 材料強度試験結果

試験体No	コンクリート強度		軸方向鉄筋				帯鉄筋
	柱 (N/mm ²)	フーチング (N/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	降伏ひずみ $\epsilon_y \times 10^{-6}$	ひずみ硬化開始点 ひずみ $\epsilon_{sh} \times 10^{-6}$	降伏強度 (N/mm ²)
No2	23.5	28.2	378.5	543.0	2068	18409	359.3
No4	28.2	24.3	397.5	556.5	2153	19341	359.3
A1	26.4	31.4	378.6	543.0	2069	18920	358.5
A2	23.3	29.0	378.6	543.0	2069	18920	358.5
A3	26.8	24.8	397.5	556.5	2156	20449	358.5
A4	28.4	27.6	358.5	514.7	1980	19459	358.5
A5	29.1	29.4	358.5	514.7	1980	19459	358.5
A6	30.9	28.6	378.6	543.0	2069	18920	358.5
A7	30.7	30.3	378.6	543.0	2069	18920	358.5
A8	23.8	30.0	397.5	556.5	2156	20449	358.5
A9	21.7	22.2	378.6	543.0	2069	18920	397.5
A10	22.4	21.8	378.6	543.0	2069	18920	358.5
A11	24.6	24.4	378.6	543.0	2069	18920	358.5
K1	19.4	19.6	375.4	554.2	2061	18689	358.5
R1	28.2	30.4	389.5	587.8	2339	13914	368.2
R2	30.8	34.7	389.5	587.8	2339	13914	368.2
R3	32.5	32.3	389.5	587.8	2339	13914	368.2
R4	35.2	36.2	389.5	587.8	2339	13914	368.2

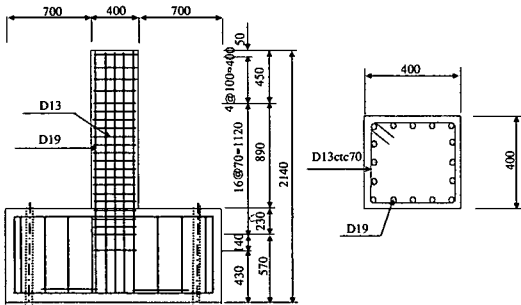


図-1 試験体配筋図の例 (No2 試験体)

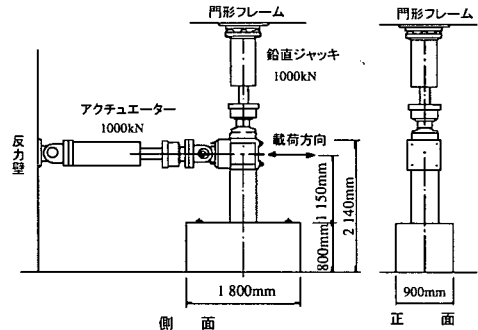


図-2 交番載荷試験状況

している。なお、表-1中の耐力比 (V_y/V_{mu} 、ここに V_y : 部材のせん断耐力、 $V_{mu}=M_u/a$ M_u : 部材の曲げ耐力、 a : せん断スパン) の計算⁵⁾は、材料強度試験結果による実強度を用いており、せん断補強筋のない棒部材のせん断耐力 (V_c) は a/d の効果を考慮した二羽ら⁶⁾ および石橋ら⁷⁾ の算定式により算出したものである。

(2) 荷重載荷方法

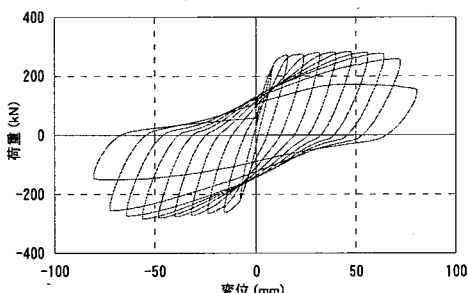
交番載荷試験状況を図-2に示す。柱とフーチングからなる試験体のフーチングを、PC鋼棒により床に堅固に固定し、軸力用鉛直ジャッキにより軸方向力(軸方向圧縮応力度 $0.49\text{N/mm}^2 \sim 5.88\text{N/mm}^2$) を導入している。

正負水平交番荷重は、柱頂部付近のアクチュエーター

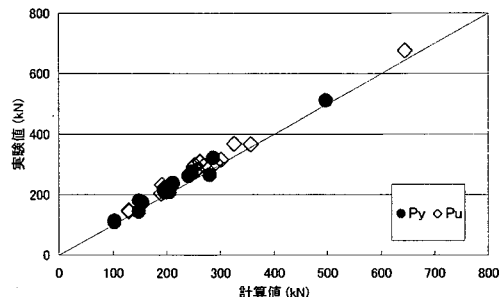
表一 3 実験結果と計算結果の概要

試験体No	$\delta y'$ test	δy_l	δy_0	δy_{cal}	δm_{test}	δm_l	δm_b	δm_p	$\phi_{p_{mtest}}$	$\phi_{p_{mcal}}$	δm_{cal}	δu_{test}	δu_l	δu_b	δu_p	$\phi_{p_{u_{test}}}$	$\phi_{p_{u_{cal}}}$	δu_{cal}
No2	5.23	1.83	3.66	5.49	59.31	12.11	1.24	45.96	0.000152	0.000140	55.79	70.43	15.44	0.95	54.04	0.000179	0.000184	72.23
No4	4.17	1.56	3.68	5.24	36.70	7.68	1.28	27.75	0.000092	0.000122	45.78	60.47	11.70	0.97	47.81	0.000158	0.000171	64.50
A1	6.28	1.68	3.59	5.27	62.40	11.75	1.22	49.44	0.000163	0.000130	52.42	75.04	14.85	0.93	59.26	0.000196	0.000177	69.49
A2	6.68	1.81	3.67	5.48	73.47	13.59	1.24	58.64	0.000194	0.000152	60.71	84.19	17.05	0.95	66.19	0.000219	0.000193	76.30
A3	5.50	1.56	3.48	5.04	57.04	9.67	1.21	46.16	0.000153	0.000140	53.32	78.19	13.85	0.90	63.45	0.000210	0.000184	70.59
A4	3.12	0.93	2.80	3.73	46.72	7.94	0.90	37.88	0.000125	0.000130	48.30	77.10	10.02	0.60	66.48	0.000220	0.000177	64.33
A5	2.94	0.88	2.79	3.67	38.05	6.56	0.90	31.59	0.000104	0.000089	34.42	56.93	9.56	0.60	48.76	0.000155	0.000148	54.95
A6	5.41	1.73	3.48	5.21	76.04	13.93	1.19	60.92	0.000201	0.000165	65.07	94.27	16.28	0.90	77.09	0.000255	0.000202	78.39
A7	5.90	1.67	3.49	5.16	48.81	9.22	1.19	38.40	0.000127	0.000152	56.29	71.37	13.85	0.90	56.62	0.000187	0.000193	73.05
A8	4.28	1.44	3.59	5.03	50.10	8.14	1.21	40.75	0.000135	0.000100	39.75	65.08	11.25	0.90	52.93	0.000175	0.000156	59.39
A9	5.58	2.19	3.72	5.91	79.47	16.57	1.25	61.65	0.000204	0.000185	73.74	89.57	20.77	0.97	67.83	0.000224	0.000216	87.20
A10	4.11	0.85	1.38	2.23	43.57	9.26	0.03	34.29	0.000084	0.000072	38.80	47.99	8.76	0.02	39.21	0.000096	0.000091	46.28
A11	5.68	1.34	2.60	3.94	53.28	10.85	0.55	41.88	0.000115	0.000106	49.90	72.57	13.40	0.40	58.77	0.000161	0.000142	65.32
K1	5.19	2.41	3.77	6.18	63.75	15.52	1.26	46.98	0.000155	0.000152	62.66	78.58	16.45	0.98	61.15	0.000202	0.000193	80.84
R1	5.62	2.33	3.80	6.13	63.97	14.41	1.18	48.38	0.000160	0.000140	58.03	80.45	18.71	0.91	60.83	0.000201	0.000184	75.45
R2	5.88	2.35	3.97	6.32	61.02	13.73	1.07	46.22	0.000153	0.000152	60.68	81.66	18.07	0.88	62.71	0.000207	0.000193	77.25
R3	4.90	2.01	3.55	5.56	52.44	11.25	1.22	39.97	0.000132	0.000130	51.93	62.47	13.50	0.92	48.05	0.000159	0.000177	68.13
R4	5.41	1.98	3.60	5.58	59.14	11.06	1.14	46.94	0.000155	0.000140	54.64	68.01	14.52	0.86	52.63	0.000174	0.000184	71.22

ここに、 $\delta y'$ test:降伏変位の実験値(mm)、 δy_l :降伏変位時の軸方向鉄筋の拔出しによる回転変位(mm)、 δy_0 :降伏変位時のく体のみの変位(mm)、 δy_{cal} :降伏変位の計算値(mm)、 δm_{test} :最大荷重維持最大変位時の実験値(mm)、 δm_l :最大荷重維持最大変位時の軸方向鉄筋の拔出しによる回転変位(mm)、 δm_b :最大荷重維持最大変位時の塑性ヒンジ区間以外のく体の変位(mm)、 δm_p :最大荷重維持最大変位時の塑性ヒンジ区間の回転に伴う変位(mm)、 $\phi_{p_{mtest}}$:最大荷重維持最大変位時の塑性ヒンジ区間の平均曲率の実験値(1/mm)、 $\phi_{p_{mcal}}$:最大荷重維持最大変位時の塑性ヒンジ区間の平均曲率の計算値(1/mm)、 δm_{cal} :最大荷重維持最大変位の計算値(mm)、 δu_{test} :終局変位の実験値(mm)、 δu_l :終局変位時の軸方向鉄筋の拔出しによる回転変位(mm)、 δu_b :終局変位時の塑性ヒンジ区間以外のく体の変位(mm)、 δu_p :終局変位時の塑性ヒンジ区間の回転に伴う変位(mm)、 $\phi_{p_{u_{test}}}$:終局変位時の塑性ヒンジ区間の平均曲率の実験値(1/mm)、 $\phi_{p_{u_{cal}}}$:終局変位時の塑性ヒンジ区間の平均曲率の計算値(1/mm)、 δu_{cal} :終局変位の計算値(mm)



図一 3 荷重変位曲線の例 (A1 試験体)



図一 4 荷重実験値と荷重計算値の関係

により載荷しており、柱基部の軸方向鉄筋に貼り付けたひずみゲージの測定値が、鉄筋引張試験により求めた降伏ひずみに達するまでは、正側および負側とも荷重制御により載荷した。ここで、最外線の軸方向鉄筋が降伏ひずみに達したときの水平荷重載荷点における試験体の水平変位量を実験基準降伏変位 (δy_{test})、水平荷重を降伏荷重の実験値 (P_{ytest}) としている。

降伏以降の水平荷重載荷方法は、制御方法を変位制御に変更して正負交番載荷している。表一 1 中の載荷パターン A は、 δy_{test} の偶数倍を正負各 1 サイクルずつ載荷し、水平荷重が低下した時点から δy_{test} の整数倍を正負各 3 サイクルずつ載荷したパターンである。載荷パターン B は、 δy_{test} の整数倍を正負各 1 サイクルずつ載荷したパターンである。実験は当初載荷パターン A により行っていたが、 $10 \delta y_{test}$ 以上の大変形領域では軸方向鉄筋が低サイクル疲労で破断し、これが試験体の変形性能を支配する現象が生じた。過去の地震では、このような破壊形式があまり確認されておらず、その可能性も小さいという指摘もある⁸⁾ こと、また、鉄筋が破断しない場合の変形性能を評価することを実験の目的としたことから、軸方向鉄筋の疲労破断を避けるために、後

半の実験は載荷パターン B による方法で行っている。

3. 交番載荷実験での荷重と変位の関係

(1) 荷重変位曲線

実験から得られた荷重変位曲線の例を図一 3 に示す。今回用いた試験体では、荷重変位曲線の包絡線は、降伏変位の 2 倍程度の変位で最大荷重程度に到達し、これ以降水平荷重がしばらく最大荷重と同程度を維持する状態が続き、終局変位 (荷重変位曲線の包絡線において降伏荷重の計算値を下回らない最大変位) の 8 割程度の変位まで最大荷重と同程度の荷重を維持する傾向となった。また、この傾向はすべての試験体で認められた。

実験結果の概要を表一 3 に示す。表一 3 中の降伏変位の実験値 ($\delta y'$ test) は、降伏荷重の計算値 ($P_{y_{cal}}$) と対応する水平変位の実験値としている。なお、本検討における荷重は、軸力による P- δ 効果⁹⁾ を考慮した。

(2) 降伏荷重および最大荷重

降伏荷重(P_y)、最大荷重(P_u)の実験値と計算値の関係

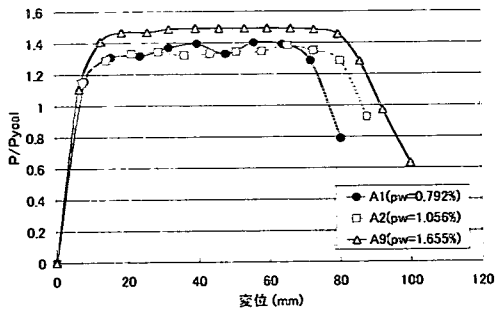


図-5 荷重変位曲線の包絡線(ρwの差による比較)

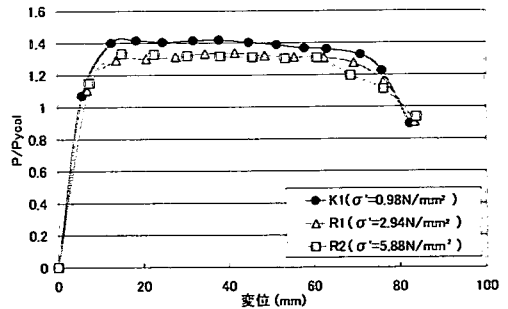


図-6 荷重変位曲線の包絡線(σ'cの差による比較)

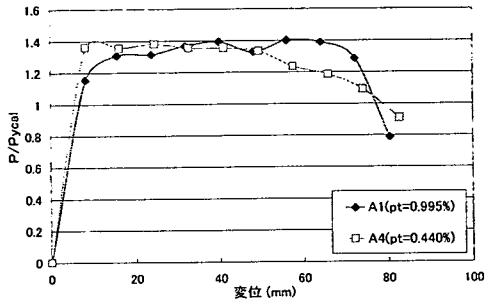


図-7 荷重変位曲線の包絡線(ρtの差による比較)

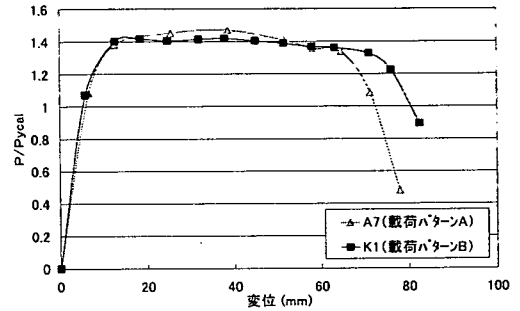


図-8 荷重変位曲線の包絡線(各変位での交番載荷繰返し回数による比較)

を図-4に示す。ここで、降伏荷重の計算値(Pycal)は、過去の多くの研究(例えば文献3)4)10)と定義を統一するために引張側最外縁の軸方向鉄筋が降伏強度に達した時の水平荷重載荷点位置の荷重とし、最大荷重の計算値(Pucal)は、文献5)によりコンクリートの終局ひずみを0.0035として算出した。なお、鉄筋の降伏強度およびコンクリートの圧縮強度は、材料強度試験結果による値を用いて計算している。

図-4より、荷重の計算値は実験値をほぼ妥当に評価しているものと考えられる。

(3) 荷重変位曲線の包絡線における各要因の影響

今回の検討に用いたRC試験体の破壊形態は、すべて曲げ破壊型(軸方向鉄筋の降伏後、載荷面のかぶりコンクリートが剥落し、コアコンクリートが徐々に粉砕化され耐力低下し終局に至る破壊形態)となっている。

実験により得られた荷重変位曲線に対する各要因の影響を整理すると以下ようになる。なお、各要因の影響により、比較を行なう試験体の降伏荷重が異なるため、ここで示す図の縦軸は水平荷重を降伏荷重の計算値(Pycal)で除して無次元化した値を用いた。

a) 帯鉄筋比の影響

軸方向圧縮応力度を 0.98N/mm^2 、引張鉄筋比を0.995%、交番載荷パターンを同一として、帯鉄筋比を変化させた3体の試験体の荷重変位曲線の包絡線を図-5に示す。

荷重変位曲線の包絡線より、帯鉄筋比を0.792%としたA1試験体と、帯鉄筋比を1.056%としたA2試験体および1.655%としたA9試験体を比較すると、帯鉄筋比を増加することにより終局変位が大きくなることが明らかである。

b) 軸方向圧縮応力度の影響

引張鉄筋比を0.995%、耐力比2.0程度、交番載荷パターンを同一として、軸方向圧縮応力度を 0.98N/mm^2 、 2.94N/mm^2 、 5.88N/mm^2 と変化させたK1、R1及びR2試験体の荷重変位曲線の包絡線を図-6に示す。今回実験を行なった試験体の軸方向圧縮応力度の範囲内では、軸方向圧縮応力度の違いが終局変位に与える影響は小さい。

c) 引張鉄筋比の影響

軸方向圧縮応力度を 0.98N/mm^2 、帯鉄筋比を0.792%、交番載荷パターンを同一とし、引張鉄筋比を0.995%、0.440%と変化させたA1、A4試験体の荷重変位曲線の包絡線を図-7に示す。今回の結果によれば、実験に用いた試験体の引張鉄筋比の範囲においては、引張鉄筋比の変化が終局変位に与える影響は小さい。

d) 各変位での交番載荷繰返し回数の影響

軸方向圧縮応力度を 0.98N/mm^2 、引張鉄筋比を0.995%、帯鉄筋比を1.056%として交番載荷パターンのみを変化させた試験体の荷重変位曲線の包絡線を図-8に示す。なお、図中のA7試験体は2(2)荷重載荷方法で記述した載荷パターンAにより交番載荷試験を行なったもの

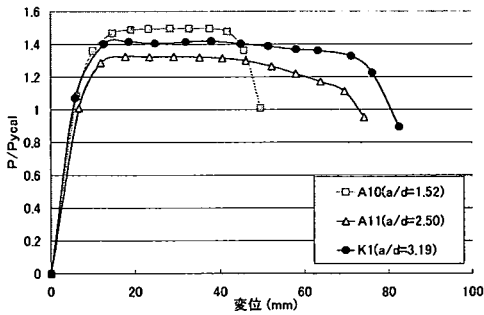


図-9 荷重変位曲線の包絡線 (a/d の差による比較)

であり、K1 試験体は載荷パターンB により載荷したものである。この図から、各変位での交番載荷繰返し回数を3回としたA7 試験体は、各変位での繰返し回数が1回のK1 試験体に対して終局変位が小さくなる。

e) せん断スパン比の影響

軸方向圧縮応力度を 0.98N/mm^2 、耐力比 2.0 程度、交番載荷パターンを同一として、せん断スパン比を 3.19, 2.50, 1.52 と変化させた試験体の荷重変位曲線の包絡線を図-9 に示す。せん断スパン比を 3.19 とした K1 試験体と比較し、せん断スパン比を 2.50 とした A11 試験体およびせん断スパン比を 1.52 とした A10 試験体は、せん断スパン比が減少すると終局変位が小さくなる傾向を示した。

4. 正負繰返し荷重を受ける RC 脚柱の変形性能

(1) 骨格曲線のモデル化

交番載荷試験により得られた荷重変位曲線をもとに、試験体の損傷状況などの特徴的な状態からモデル化した骨格曲線を図-10 に示す。

今回モデル化した骨格曲線において、C 点は曲げひび割れの発生時点であり、Y 点は降伏点（最外縁の軸方向鉄筋が降伏ひずみに到達する点）を示している。また、降伏点後に最大荷重程度に到達する変位の A 点および最大荷重程度を維持する最大変位の M 点を設定した。著者らの研究³⁾より、最大荷重と同程度を維持する M 点では、断面の損傷が載荷面基部のかぶりコンクリート表層周辺程度にのみ止まり、ひび割れ注入程度の補修で供用可能な損傷レベルであることを確認している。この点をこえると、かぶりコンクリートが剥落し断面修復が必要となる。また、終局点である U 点は、荷重変位曲線の包絡線において降伏荷重の計算値 (P_{ycal}) を下回らない最大変位と定めた。なお、U 点では、部材基部に損傷が集中し、この区間のコアコンクリートが粉砕化していたが³⁾、急激な耐力低下は生じておらず、補修により耐力を回復できる損傷レベルである。

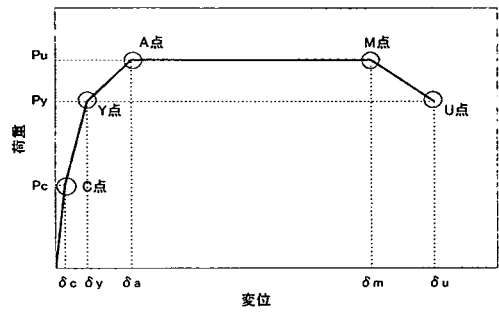


図-10 骨格曲線モデル

ここで、M 点での荷重と最大荷重との比は、文献³⁾により、97%程度となることが報告されている。このため、変形性能の評価の整理にあたっては、荷重変位曲線の包絡線において、M 点の変位を最大荷重の 97% を維持する時の変位として整理した。なお、A 点の変位量は、M 点と同様に最大荷重の 97% に到達する点として整理した結果、本実験に用いた試験体の範囲では降伏変位の 2 倍程度の変位となるものが多かった。しかし、降伏変位の 1~4 倍程度の変位となる試験体もあり、比較的ばらつきが大きかった。よって、以下では図-10 に示す Y 点、M 点、U 点それぞれにおける変位量の算定法について述べることとする。

(2) 降伏変位 (Y 点)

RC 脚柱の降伏変位は、軸方向鉄筋のフーチングからの抜出しに起因する回転変位とく体のみの変位を加えたものである。そのため以下で述べる変位の算定においては、軸方向鉄筋の抜出しによる回転変位と、く体のみによる変位に分けて考えることとする。

a) 軸方向鉄筋の抜出しによる回転変位

降伏時におけるフーチングからの鉄筋抜出し量 S は、島らの提案した式 (1)¹¹⁾ が比較的精度よく実験結果を表現しているためそのまま用いることとし⁴⁾、この鉄筋抜出し量を式 (2)⁵⁾ に代入して降伏変位時の軸方向鉄筋の抜出しによる回転変位を算出することとした。

$$S = 7.4 \alpha_y \cdot \varepsilon_y (2 + 3500 \varepsilon_y) / (f_{ck})^{2/3} \cdot \phi \quad (1)$$

ここに、 S : 鉄筋抜出し量 (cm)

α_y : 鉄筋間隔の影響¹²⁾

$$\alpha_y = 1 + 0.9e^{0.45(1 - Cs/\phi)}$$

ε_y : 鉄筋降伏時のひずみ

ϕ : 鉄筋径 (cm)

f_{ck} : フーチングのコンクリート強度 (N/mm^2)

Cs : 鉄筋間隔 (cm)

$$\delta_{ia} = S / (d-x) \quad (2)$$

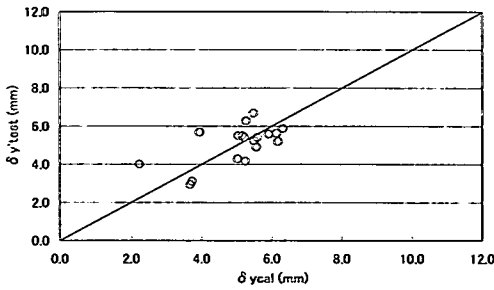


図-11 $\delta y'$ test と δy_{cal} の比較

ここに、 δ_1 : 軸方向鉄筋の拔出しによる回転変位
 a : せん断スパンまたは部材長
 S : 鉄筋拔出し量
 d : 有効高さ (終局変位時; 圧縮縁, 引張縁から圧縮鉄筋, 引張鉄筋までの距離を取り除いた断面高さ⁴⁾)
 x : 圧縮縁から中立軸までの距離 (終局変位時; 鉄筋芯かぶりを取り除いた断面での曲げ耐力時の圧縮縁から中立軸までの距離⁴⁾)

b) く体の変位

降伏変位時のく体の変位は、部材を材軸方向に分割し、それぞれの断面の曲率を積分することにより算定することとした。この際、計算上ひび割れが発生しない断面の曲率は全断面有効として計算し、計算上ひび割れが発生する断面の曲率は引張側のコンクリートを無視して算出した。ひび割れの発生は、コンクリートの縁引張応力が部材寸法を考慮した曲げ強度⁵⁾に達する時をひび割れ発生として扱った。なお、断面分割数は、100 分割とし計算を行った。

c) 降伏変位の計算値と実験値の比較

図-11 に降伏変位の計算値 ($\delta y_{cal} = \delta y_1 + \delta y_0$, ここに δy_1 : 降伏変位時の軸方向鉄筋の拔出しによる回転変位, δy_0 : 降伏変位時のく体の変位) と実験値 ($\delta y'$ test) の関係を示す。これによると、計算値は実験値を概ね妥当に評価していると考えられる。

(3) 終局変位 (U点)

終局変位 (δu) は、終局変位時の軸方向鉄筋の拔出しによる回転変位 (δu_1) と、終局変位時のく体の変位 (δu_0) を加えたものである。

a) 軸方向鉄筋の拔出しによる回転変位

軸方向鉄筋降伏以降のフーチングからの鉄筋の拔出し量 S は、著者らの研究⁴⁾により式 (3) ~ 式 (5) によって算定可能であり、これを式 (2) に代入して終局変位時の軸方向鉄筋の拔出しによる回転変位 (δu_1)

を算定することとした。

$$S = s \cdot \phi / K_{fc} \quad (3)$$

ここに、S : 鉄筋拔出し量 (cm)

s : 無次元化された鉄筋拔出し量

ϕ : 鉄筋径 (cm), $K_{fc} = (f'_{ck}/20)^{2/3}$

f'_{ck} : フーチングのコンクリート強度 (N/mm²)

①鉄筋ひずみが降伏ひずみ (ϵ_y) 時

$$s = \epsilon_y (2 + 3500 \epsilon_y) \cdot \alpha_y$$

②鉄筋ひずみがひずみ硬化域始点 (ϵ_{sh}) 時

$$s = 0.5(\epsilon_{sh} - \epsilon_y) + s(\epsilon_y)$$

③鉄筋ひずみ硬化域内で無次元すべりの勾配が変化する鉄筋ひずみ時 (ϵ_a) 時

$$s = 0.08(f_u - f_y)(\epsilon_a - \epsilon_{sh}) + s(\epsilon_{sh})$$

④鉄筋ひずみが ϵ_a より大きい場合

$$s = 0.027(f_u - f_y)(\epsilon_s - \epsilon_a) + s(\epsilon_a)$$

ここに、

ϵ_y : 鉄筋降伏時のひずみ, ϵ_{sh} : 鉄筋のひずみ硬化が開始する時のひずみ, f_u : 鉄筋引張強度 (N/mm²), f_y : 鉄筋降伏強度 (N/mm²), ϵ_s : 鉄筋ひずみ, α_y : 鉄筋間隔の影響¹²⁾ ($\alpha_y = 1 + 0.9e^{0.45(1 - Cs/\phi)}$), C_s : 鉄筋間隔 (cm), ϕ : 鉄筋径 (cm), ϵ_a : ひずみ硬化領域での無次元すべりの勾配変更点

$$\epsilon_a = \epsilon_{sh} + \{(0.132 - s(\epsilon_y)/2)/(0.13(f_u - f_y))\}$$

$s(\epsilon_y)$: 鉄筋降伏ひずみ時の無次元拔出し量,

$s(\epsilon_{sh})$: 鉄筋ひずみがひずみ硬化開始点時の無次元拔出し量,

$s(\epsilon_a)$: 鉄筋ひずみが ϵ_a 時の無次元拔出し量

$$\epsilon = 0.0031 \cdot \mu + 0.0099 \quad (5)$$

ただし、 $2 \leq \mu < 14$

$$3.55 \leq w/\phi \leq 7.69$$

ここに、 ϵ : フーチング上面位置の鉄筋ひずみ

μ : 部材塑性率

w : 鉄筋間隔 (cm)

ϕ : 鉄筋径 (cm)

b) 部材降伏以降のく体の変形性能

既往の研究¹³⁾により、正負交番荷重を受ける RC 脚柱の部材降伏以降のく体の変位は、部材基部付近のある一定領域に生じる回転に伴う変位が顕著になることが知られている。今回の著者らの実験において、部材降伏以降では図-12 に示すように部材基部付近に損傷が

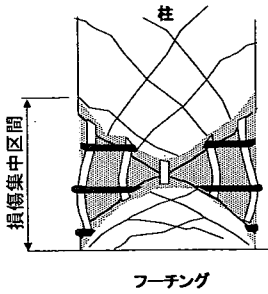


図-12 部材基部付近の損傷状況概念図

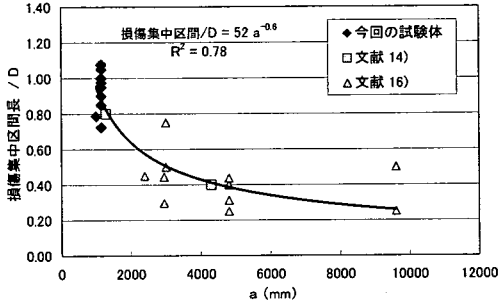
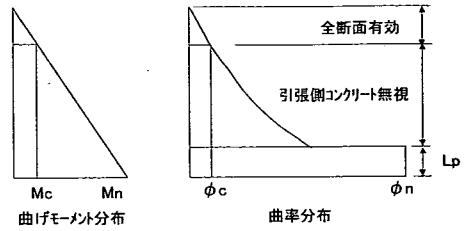


図-14 損傷集中区間/D と a の関係

集中し、この付近において斜めひび割れが交差した位置を中心とする回転に伴う変位が生じていることが確認され、く体のみの変位はほとんどがこの位置での変位であると考えられた。ここで、繰返し載荷時に部材端部のヒンジの様に回転し塑性変形性能を発揮する機構を塑性ヒンジと定義する。

部材降伏以降における RC 脚柱の各断面の曲率分布を図-13 の模式図に示すように仮定する。曲率分布は、塑性ヒンジが発生する区間において局部的に大きくなると考えられる。この区間の曲率を一定として扱うと、変位量の算定においては塑性ヒンジが発生する区間と塑性ヒンジ区間の平均曲率を定義することが必要となる。ここで、交番載荷実験での試験体の損傷状況に着目し、塑性ヒンジが発生する区間の検討を行う。

文献 14) では、大型試験体と小型試験体の実験結果から、損傷が集中する区間の長さや断面高さの比は、大型試験体の方が小さくなるが示されている。この理由としては、柱筋径や帯筋の形状寸法の影響が現れたものと考えられるとされている。また、文献 15) では、大型試験体と小型試験体の実験結果から、柱基部の曲率の塑性化が生じる範囲は、大型試験体の方が相対的に小さくなるが示されており、この理由として、軸方向鉄筋径や帯鉄筋間隔、中間帯鉄筋間隔の配置条件によって支配的に決定される軸方向鉄筋の屈屈長に相対的な差が生じたためと考えられると述べられている。しかしながら、これらには損傷が集中する区間の長さを定量的に求める



Mc: 曲げひび割れ発生曲げモーメント
Mn: M点はMu, U点はMy
phi_c: 曲げひび割れ発生時の曲率
phi_n: M点は phi_pm, U点は phi_pu
Lp: 等価塑性ヒンジ長

図-13 部材降伏以降の曲率分布模式図

方法は示されていない。

そこで、ここでは著者らのデータの他に既往の文献 14), 15), 16) のデータを加えて、損傷が集中する区間の長さの定量的な算定方法の検討を行った。図-14 は縦軸に部材降伏以降に損傷が集中する区間の部材基部からの長さや断面高さ (D) の比をとり、横軸にせん断スパンを示したものである。今回の著者らの試験体のせん断スパンの範囲では、損傷が集中する区間の長さは概ね 1.0D 付近に集中していることがわかる。また、図中に今回の著者らの実験範囲より大きいせん断スパンで実験を行っている文献 14) 16) の実験結果を示す。なお、文献 16) のデータ中には、文献 15) のデータが含まれている。図より損傷集中区間長/D は、せん断スパンの増加に伴い減少する傾向を示している。この損傷が集中する区間の長さを等価塑性ヒンジ長 Lp とすると、図-14 より式 (6) が得られる。

$$L_p = 52 \cdot a^{-0.6} \cdot D \quad (6)$$

ただし、 $L_p \leq D$

ここに、Lp: 等価塑性ヒンジ長 (mm)

a: せん断スパン (mm)

D: 断面高さ (mm)

塑性ヒンジ区間の回転に伴う変位は、回転中心を塑性ヒンジ中心とすることにより、塑性ヒンジ区間の平均曲率、等価塑性ヒンジ長およびせん断スパンを用いて式 (7) により算出する。

$$\delta p = \phi_p \cdot L_p \cdot (a - L_p/2) \quad (7)$$

ここに、delta p: 塑性ヒンジ区間の回転に伴う変位 (mm)

phi_p: 塑性ヒンジ区間の平均曲率 (1/mm)

Lp: 等価塑性ヒンジ長 (mm)

a: せん断スパン (mm)

表-4 各変位での繰返し回数の差による終局変位時の塑性ヒンジ区間の平均曲率実験値の比較

ϕ_{putest} (1/mm)		比率		
繰返し回数3回	繰返し回数1回	3回 / 1回		
R3	A1	0.000159	0.000196	0.81
A7	K1	0.000187	0.000202	0.93
R4	R1	0.000174	0.000201	0.87
平均比率 0.87				

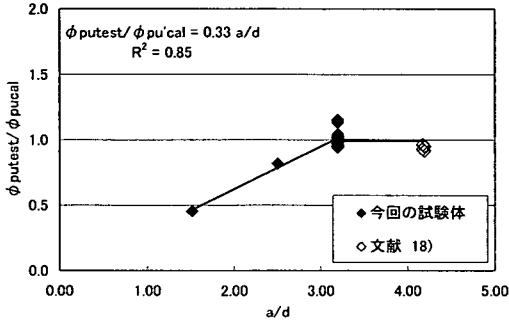


図-16 a/dの差による ϕ_{pu} の影響

なお、部材降伏以降のく体のみの変位 (δo) は、塑性ヒンジ区間の回転に伴う変位 (δp) と、塑性ヒンジ区間以外のく体の変位 (δb) を加えれば求まる。

c) 塑性ヒンジ区間以外のく体の変位

終局変位時の塑性ヒンジ区間以外のく体の変位 (δub) は、部材を材軸方向に 100 分割し、それぞれの断面の曲率を積分することにより算定することとした。ここで、降伏変位時と同様に計算上曲げひび割れが発生しない断面の曲率は全断面有効として計算し、計算上曲げひび割れが発生する断面の曲率は引張側のコンクリートを無視して算出した。ひび割れの発生は、コンクリートの縁引張応力度が部材寸法を考慮した曲げ強度⁵⁾ に達する時をひび割れ発生として扱った。

d) 塑性ヒンジ区間の回転に伴う変位

終局変位時の塑性ヒンジ区間の回転に伴う変位 (δup) は、実験から得られた終局変位実験値 ($\delta utest$) から終局変位時の塑性ヒンジ区間以外のく体の変位 (δub) と 4.(3)a) により求まる終局変位時の軸方向鉄筋の拔出しによる回転変位 (δui) を除くことにより算出した。また、終局変位時の塑性ヒンジ区間の平均曲率は、得られた δup を用いて式 (7) により逆算し、これを終局変位時の塑性ヒンジ区間の平均曲率の実験値 (ϕ_{putest}) とした。

塑性ヒンジ区間の平均曲率の算定法の検討において、まず、繰返し回数の影響を考慮する。表-4 は帯鉄筋比等すべてのパラメータを同一条件にして、各変位での交

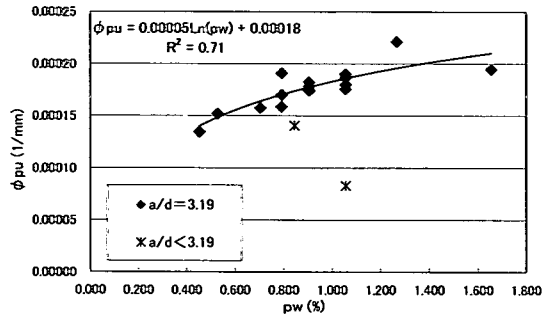


図-15 ϕ_{pu} と pw の関係

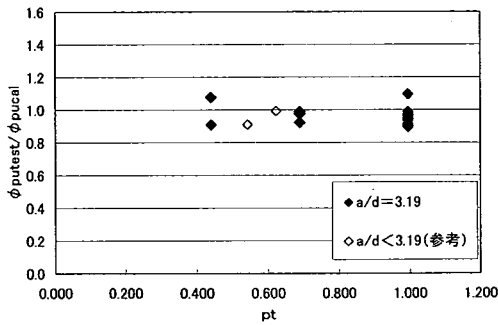
番載荷繰返し回数を 1 回 (載荷パターン B) と 3 回 (載荷パターン A) に変化した試験体の ϕ_{putest} とその比率を表したものである。この結果から、各変位での繰返し回数を 3 回とした試験体の実験結果は、各変位での繰返し回数を 1 回とした試験体の実験結果に対して平均曲率が小さくなる傾向にあり、その比率の平均値は 0.87 となる。ここで平均曲率の算定にあたっては過去の研究¹⁰⁾ にならい、基本的に各変位での繰返し回数を 3 回として考えることとし、各変位での繰返し回数が 1 回の試験体については、 ϕ_{putest} を各変位での繰返し回数 3 回の実験結果との比率 0.87 で補正することとした。なお、ここで設定した補正值については、RC 脚柱の塑性変形に関して繰返し回数の影響を検討している町田らの研究結果¹⁷⁾ と概ね一致する。

次に、終局変位時の塑性ヒンジ区間の平均曲率と帯鉄筋比 (pw) の関係を図-15 に示す。図より塑性ヒンジ区間内では帯鉄筋比が大きくなると平均曲率も増加する傾向を示しており、せん断スパン比を 3.19 とした試験体の実験結果から式 (8) が得られる。

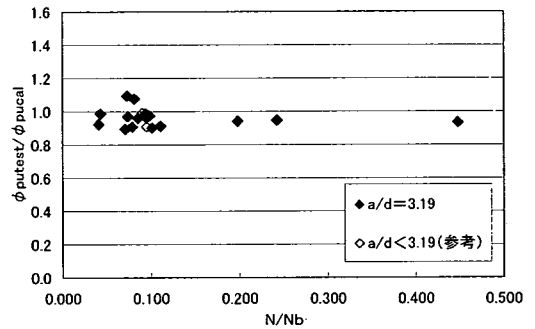
$$\phi_{pu} = 0.00005 \text{Ln}(pw) + 0.00018 \quad (8)$$

ここに、 ϕ_{pu} : 終局変位時の塑性ヒンジ区間の平均曲率 (1/mm)
 pw : 帯鉄筋比 (%)
 Ln : \log_e

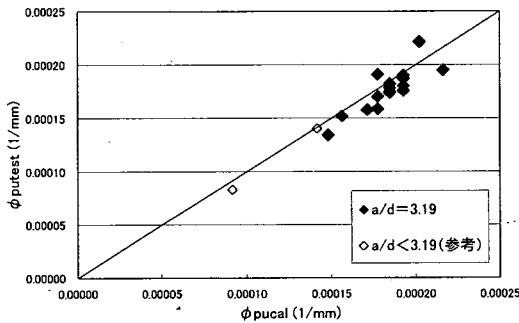
図-16 は縦軸に終局変位時の塑性ヒンジ区間の平均曲率の実験値 (ϕ_{putest}) と式 (8) より算出した計算値 (ϕ_{pucal}) の比をとり、横軸にせん断スパン比を表わしたものである。図中に今回の著者らの実験範囲より大きいせん断スパン比で実験を行っている文献 18) のデータを示す。これより、せん断スパン比が今回の実験に用いた 3.19 よりも大きな場合には、式 (8) により算出される終局変位時の塑性ヒンジ区間の平均曲率の計算値は、実験値をほぼ妥当に評価しているものと考えられる。ま



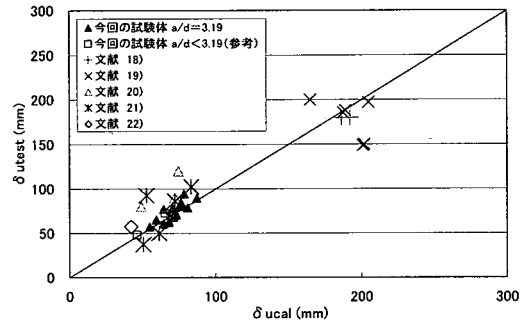
図一17 pt の差による ϕ_{pu} の影響



図一18 N/N_b の差による ϕ_{pu} の影響



図一19 ϕ_{putest} と ϕ_{pucal} の比較



図一20 δ_{uteat} と δ_{ucal} の比較

た、せん断スパン比を 3.19 とした試験体と比較して、せん断スパン比を 2.50 とした A11 試験体および 1.52 とした A10 試験体は、せん断スパン比が小さくなるに従って計算値に対する実験値の比率が小さくなる傾向にある。

せん断スパン比が 3 程度以下では、せん断スパン比が小さくなるにつれ、せん断スパン比が 3 程度以上のものの応力分布からディープビームの応力分布に近づいてくる。この応力分布の違いにより、せん断スパン比が 3 程度以下においては、圧縮力を負担するコンクリートの損傷が早まるのではないと思われる。そのため、せん断スパン比が小さくなるにつれ、終局変位および最大荷重維持最大変位等が小さくなると想定される。データより、修正式を求めると、 $0.33a/d$ が求まる。しかし、データ数が少ないため、以下の検討においては、せん断スパン比が 2.50 および 1.52 の試験体については、この修正値を図中に参考として示す。

図一17 に終局変位時の塑性ヒンジ区間の平均曲率の実験値 (ϕ_{putest}) を計算値 (ϕ_{pucal}) で除した値と引張鉄筋比 (pt) の関係を示す。図より、引張鉄筋比が 0.440 ~ 0.995% の範囲では特定の傾向は認められない。

続いて、軸方向圧縮応力度の影響を検討するため、 ϕ_{putest} を ϕ_{pucal} で除した値と釣合軸力比 (N/N_b 、ここに N : 作用軸力、 N_b : 釣合軸力=最外縁の軸方向鉄筋が引張降伏すると同時に圧縮縁コンクリートのひずみが

0.0035 に達する時の作用軸力の計算値) の関係を図一18 に示す。この結果より、今回の実験範囲 ($0.041 \leq N/N_b \leq 0.448$) では、特に傾向はみられなかった。

以上の検討結果より、RC 脚柱の終局変位時の塑性ヒンジ区間の平均曲率 (ϕ_{pu}) の算定式である式 (8) が得られる。式 (8) により算出した計算値 (ϕ_{pucal}) と実験値 (ϕ_{putest}) の比較を図一19 に示す。 ($\phi_{putest}/\phi_{pucal}$) は、平均値が 0.962、変動係数は 5.4% である。この結果より、式 (8) は比較的精度よく今回の実験結果を表わしていることがわかる。

なお、終局変位時の塑性ヒンジ区間の回転に伴う変位 (δ_{up}) は、式 (8) により得られる終局変位時の塑性ヒンジ区間の平均曲率 (ϕ_{pu}) を用いて式 (7) により求まる。

e) 終局変位の計算値と実験値の比較

図一20 に終局変位計算値 (δ_{ucal}) と実験から得られた終局変位実験値 (δ_{uteat}) の比較を示す。終局変位計算値は、4.(3)a), 4.(3)c), 4.(3)d) により求まる。終局変位時の軸方向鉄筋の拔出しによる回転変位と終局変位時の塑性ヒンジ区間の回転に伴う変位および終局変位時の塑性ヒンジ区間以外のく体の変位を加えたものである。ここで、既往の文献^{18), 19), 20), 21), 22)} から耐力比が概ね 2.0 程度のデータについて、今回設定した評価法の検証を試みた。検証結果は図一20 中に示す通りであり、概ね妥

表一五 各変位での繰返し回数の差による最大荷重維持最大変位時の塑性ヒンジ区間の平均曲率実験値の比較

ϕ_{pmtest} (1/mm)		比率		
繰返し回数3回	繰返し回数1回	3回 / 1回		
R3	0.000132	A1	0.000163	0.81
A7	0.000127	K1	0.000155	0.82
R4	0.000155	R1	0.000160	0.97
平均比率 0.87				

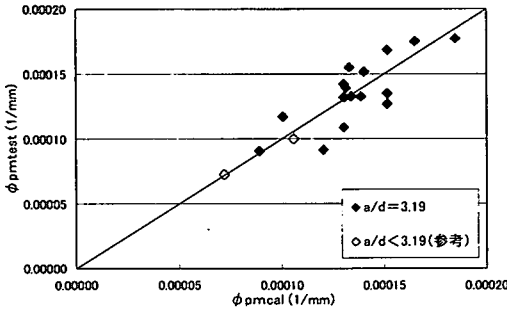


図-22 ϕ_{pmtest} と ϕ_{pmcal} の比較

当な結果を与えていることがわかる。なお、検討に用いたデータの範囲は、帯鉄筋比 0.10~1.66%，せん断スパン比 1.52~5.56，引張鉄筋比 0.29~1.07%，釣合軸力比 0~0.448 である。

(4) 最大荷重維持最大変位 (M点)

最大荷重維持最大変位 (δ_m) は、終局変位時と同様に、最大荷重維持最大変位時の軸方向鉄筋の拔出しによる回転変位 (δ_{mi}) と、最大荷重維持最大変位時のく体のみの変位 (δ_{mo}) を加えれば求まる。また、 δ_{mo} は、最大荷重維持最大変位時の塑性ヒンジ区間の回転に伴う変位 (δ_{mp}) と、最大荷重維持最大変位時の塑性ヒンジ区間以外のく体の変位 (δ_{mb}) を加えたものである。

a) 軸方向鉄筋の拔出しによる回転変位

4.(3)a)と同様に最大荷重維持最大変位時におけるフーチングからの鉄筋拔出し量は、式(3)~(5)で算定可能であり、この結果を式(2)に代入してRC脚柱の最大荷重維持最大変位時の軸方向鉄筋の拔出しによる回転変位 (δ_{mi}) を算定することができる。

b) 塑性ヒンジ区間以外のく体の変位

最大荷重維持最大変位時の塑性ヒンジ区間以外のく体の変位 (δ_{ub}) は、終局変位時と同様に、部材を材軸方向に100分割し、それぞれの断面の曲率を積分することにより算定することとした。

c) 塑性ヒンジ区間の回転に伴う変位

最大荷重維持最大変位時の塑性ヒンジ区間の回転に伴

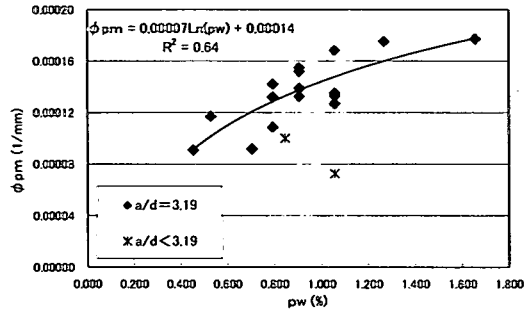


図-21 ϕ_{pm} と pw の関係

う変位 (δ_{mp}) の算定法の検討にあたり、繰返し回数の影響を調べるために、帯鉄筋比等すべてのパラメータを同一条件にし、各変位での交番荷重繰返し回数を1回(荷重パターンB)と3回(荷重パターンA)に変化させた試験体の最大荷重維持最大変位時の塑性ヒンジ区間の平均曲率の実験値 (ϕ_{pmtest}) とその比率の関係を表一五に示す。ここで、 ϕ_{pmtest} は、終局変位時と同様の手法により、実験より得られた最大荷重維持最大変位 (δ_{mtest}) から、最大荷重維持最大変位時の塑性ヒンジ区間以外のく体の変位 (δ_{mb}) と最大荷重維持最大変位時の軸方向鉄筋の拔出しによる回転変位 (δ_{mi}) を差し引き、式(7)により求めた値である。表一五より、各変位での繰返し回数の増加により平均曲率が減少する傾向が示され、各変位での繰返し回数を3回とした試験体の平均曲率と、各変位での繰返し回数を1回とした試験体の平均曲率の比率は終局変位時と同様に0.87となり、各変位での繰返し回数が1回の試験体の ϕ_{pmtest} をこの値で補正することとした。

次に、最大荷重維持最大変位時の塑性ヒンジ区間の平均曲率と帯鉄筋比 (pw) の関係を図-21に示す。図よりせん断スパン比を3.19とした試験体の実験結果から式(9)が得られる。

$$\phi_{pm} = 0.00007 \text{Ln}(pw) + 0.00014 \quad (9)$$

ここに、 ϕ_{pm} : 最大荷重維持最大変位時の塑性ヒンジ区間の平均曲率 (1/mm)
 pw : 帯鉄筋比 (%)

なお、せん断スパン比が2.50および1.52の試験体については、終局変位時と同様な傾向にあるため、同じように最大荷重維持最大変位時の塑性ヒンジ区間の平均曲率の計算値は、 $0.33a/d$ を乗じて補正し、以下の検討において図中に参考として示すこととする。

式(9)により算出した最大荷重維持最大変位時の塑性ヒンジ区間の平均曲率の計算値 (ϕ_{pmcal}) と実験値 (ϕ_{pmtest}) の関係を図-22に示す。 ($\phi_{pmtest} / \phi_{pmcal}$)

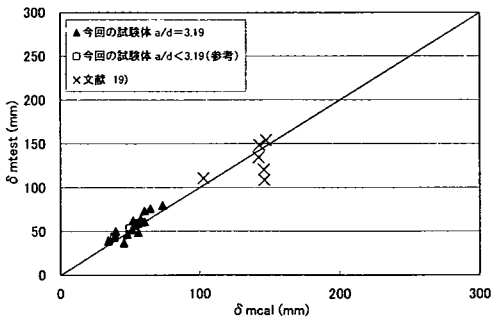


図-23 δ_{mtest} と δ_{mcal} の比較

は、平均値が0.994、変動係数は8.9%である。これより、提案式は実験値をほぼ妥当に評価しているものと考えられる。

なお、最大荷重維持最大変位時の塑性ヒンジ区間の回転に伴う変位 (δ_{mp}) は、式 (9) により求まる最大荷重維持最大変位時の塑性ヒンジ区間の平均曲率 (ϕ_{pm}) を式 (7) に代入し算出する。

d) 最大荷重維持最大変位の計算値と実験値の比較

最大荷重維持最大変位の計算値 (δ_{mcal}) と実験値 (δ_{mtest}) の比較を図-23 に示す。ここで、最大荷重維持最大変位の計算値は、4.(4)a), 4.(4)b), 4.(4)c) により求まる最大荷重維持最大変位時の軸方向鉄筋の拔出しによる回転変位と最大荷重維持最大変位時の塑性ヒンジ区間の回転に伴う変位および最大荷重維持最大変位時の塑性ヒンジ区間以外のく体の変位を加えたものである。図中に、既往の文献¹⁹⁾のデータも併記する。この図からも、ここで示す変形性能の評価法はほぼ妥当であると考えられる。

5. まとめ

部材じん性率が10程度となるような大変形領域におけるRC脚柱の変形性能の定量的評価法を確立するため、RC試験体を用いた交番載荷試験を行い、試験データおよび既往のデータを用いて検討を行なった。検討結果より得られた主な事項をまとめると以下の通りである。また、今回検討に用いたデータの範囲は、以下の通りである。

a: せん断スパン 1000~9600 mm

D: 断面高さ 320~2400 mm

pw: 帯鉄筋比 0.10~1.66 %

a/d: せん断スパン比 1.52~5.56

N/Nb: 釣合軸力比 0~0.448

pt: 引張鉄筋比 0.29~1.07 %

Vyd/Vmu: 耐力比 1.55~3.94

鉄筋径 ϕ / 断面幅 B : 0.011~0.048

なお、せん断スパン比が3.19未満の範囲については、本まとめに示す ϕ_{pu} および ϕ_{pm} の算定式の適用範囲から除いている。

(1) 荷重変位曲線の包絡線は、最大荷重程度に到達後、終局変位の8割程度の変位まで最大荷重と同程度の荷重を維持する傾向を示す。

(2) 部材降伏以降において、部材基部付近の損傷が集中する区間の長さを等価塑性ヒンジ長 L_p とし、その算定式を提案した。

$$L_p = 52 \cdot a^{-0.6} \cdot D$$

ただし、 $L_p \leq D$

ここに、 L_p : 等価塑性ヒンジ長 (mm)

a: せん断スパン (mm)

D: 断面高さ (mm)

(3) 終局変位 δ_u の算定法を示した。

$$\delta_u = \delta_{uo} + \delta_{ui} = \delta_{up} + \delta_{ub} + \delta_{ui}$$

ここに、 δ_{uo} : 終局変位時のく体の変位 (mm)

δ_{up} : 終局変位時の塑性ヒンジ区間の回転に伴う変位 (mm)

δ_{ub} : 終局変位時の塑性ヒンジ区間以外のく体の変位 (mm)

δ_{ui} : 終局変位時の軸方向鉄筋の拔出しによる回転変位 (mm)

終局変位時の塑性ヒンジ区間の回転に伴う変位 δ_{up} は、回転中心を塑性ヒンジ中心とすることにより、以下の式で算出できる。

$$\delta_{up} = \phi_{pu} \cdot L_p \cdot (a - L_p/2)$$

ここに、 δ_{up} : 終局変位時の塑性ヒンジ区間の回転に伴う変位 (mm)

ϕ_{pu} : 終局変位時の塑性ヒンジ区間の平均曲率 (1/mm)

L_p : 等価塑性ヒンジ長 (mm)

a: せん断スパン (mm)

ここで、終局変位時の等価塑性ヒンジ区間の平均曲率 ϕ_{pu} は以下の式で求まる。

$$\phi_{pu} = (0.00005 \ln(pw) + 0.00018)$$

ただし、 $0.10 \leq pw \leq 1.66$

$$a/d \geq 3.19$$

ここに、pw: 帯鉄筋比 (%)

a/d: せん断スパン比

(4) 最大荷重維持最大変位 δ_m の算定法を示した。

$$\delta_m = \delta_{mo} + \delta_{mi} = \delta_{mp} + \delta_{mb} + \delta_{mi}$$

ここに、 δ_{mo} : 最大荷重維持最大変位時のく体の変位 (mm)

δ_{mp} : 最大荷重維持最大変位時の塑性ヒンジ区間の回転に伴う変位 (mm)

δ_{mb} : 最大荷重維持最大変位時の塑性ヒンジ
区間以外のく体の変位 (mm)

δ_{mi} : 最大荷重維持最大変位時の軸方向鉄筋
の拔出しによる回転変位 (mm)

最大荷重維持最大変位時の塑性ヒンジ区間の回転に伴
う変位 δ_{mp} は、次式で求めることができる。

$$\delta_{mp} = \phi_{pm} \cdot L_p \cdot (a - L_p/2)$$

ここに、 δ_{mp} : 最大荷重維持最大変位時の塑性ヒンジ
区間の回転に伴う変位 (mm)

ϕ_{pm} : 最大荷重維持最大変位時の塑性ヒンジ
区間の平均曲率 (1/mm)

L_p : 等価塑性ヒンジ長 (mm)

a : せん断スパン (mm)

ここで、最大荷重維持最大変位時の等価塑性ヒンジ区
間の平均曲率 ϕ_{pm} は以下の式で求まる。

$$\phi_{pm} = (0.00007L_n(pw) + 0.00014)$$

ただし、 $0.10 \leq pw \leq 1.66$

$$a/d \geq 3.19$$

ここに、 pw : 帯鉄筋比 (%)

a/d : せん断スパン比

参考文献

- 1) 土木学会：コンクリート標準示方書 耐震設計編，1996年7月。
- 2) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，丸善，1999年10月。
- 3) 石橋忠良，津吉毅，小林薫，小林将志：大変形正負交番載荷を受けるRC柱の損傷状況及び補修効果に関する実験的研究，土木学会論文集，第648号/V-47，pp. 55-69，2000年5月。
- 4) 石橋忠良，小林薫，海原卓也：大変形領域の交番荷重を受けるRC橋脚のフーチングからの鉄筋拔出し量算定法に関する研究，土木学会論文集，第648号/V-47，pp. 43-54，2000年5月。
- 5) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物，丸善，1992年10月。
- 6) 二羽淳一郎，山田一字，横沢和夫，岡村甫：せん断補強鉄筋を用いないRCはりのせん断強度式の再評価，土木学会論文集，第372号/V-5，pp. 167-176，1986年8月。
- 7) 石橋忠良，松田好史，齋藤啓一：少数本のくいをういたフーチングのせん断設計について，土木学会論文集，第337号/V-5，pp. 197-204，1983年9月。
- 8) 日本コンクリート工学協会：「塑性域の繰り返し劣化性状」に関するシンポジウム委員会報告書，pp. 108，1998年8月。
- 9) 柳下文夫，田中仁史，Robert PARK：インターロッキングスパイラル鉄筋を有する鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能，土木学会論文集，第662号/V-49，pp. 91-103，2000年11月。
- 10) 石橋忠良，吉野伸一：鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形能
力に関する研究，土木学会論文集，第390号/V-8，pp. 57-66，1988年2月。
- 11) Shima, H., Chou, L. and Okamura, H.: Micro and Macro Models for Bond in Reinforced Concrete, Journal of the Faculty of Engineering, The University of Tokyo (B), Vol. XXXIX, No. 2, pp. 133~194, 1987.
- 12) 島弘，篠原賢至，森岡芳弘：フーチングに定着した鉄筋の引抜き量に及ぼす鉄筋間隔の影響，コンクリート構造物の靱性と配筋方法に関するシンポジウム論文集，pp. 109-114，1990年5月。
- 13) 土木学会：コンクリート構造物の耐震技術－現状と将来展望－，コンクリート技術シリーズNo. 20，1997年7月。
- 14) 幸左賢二，小林和夫，村山八洲雄，吉澤義男：大型RC橋脚試験体による塑性変形挙動に関する実験的研究，土木学会論文集，第538号/V-31，pp. 47-56，1996年5月。
- 15) 星隈順一，運上茂樹，長屋和宏：鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に及ぼす断面寸法の影響に関する研究，土木学会論文集，第669号/V-50，pp. 215-232，2001年2月。
- 16) 建設省土木研究所：軸方向鉄筋の座屈解析による鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長に関する研究，土木研究所資料，第3748号，2000年9月。
- 17) 町田篤彦，陸好宏史，豊田和彦：鉄筋コンクリート部材の塑性変形能定量化に関する研究，土木学会論文集，第378号/V-6，pp. 203-212，1987年2月。
- 18) 星隈順一，運上茂樹，長屋和宏，池田博之：大型模型実験に基づく曲げ破壊型鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能，第10回日本地震工学シンポジウム論文集，pp. 2123-2128，1998年11月。
- 19) 田中寿志，岡本大，瀧口将志，佐藤勉：RC柱の変形性能と損傷レベルに関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 20, No. 3, pp. 1045-1050，1998年6月。
- 20) 星隈順一，運上茂樹，川島一彦，長屋和宏：載荷繰返し特性と塑性曲率分布に着目した曲げ破壊型鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能とその評価，構造工学論文集，Vol. 44A, pp. 877-888，1998年3月。
- 21) 川島一彦，長谷川金二，長島博之，小山達彦，吉田武史：鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力照査法の開発に関する研究，土木研究所報告，第190号，1993年5月。
- 22) 池谷和之，吉川弘道，宮城敏明，服部尚道：鉄筋コンクリート柱の破壊形式の判定と靱性評価，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 20, No. 3, pp. 259-264，1998年6月。

(2001. 3. 28 受付)

STUDY ON EVALUATION OF DUCTILITY OF REINFORCED CONCRETE
COLUMNS SUBJECTED TO REVERSED CYCLIC LOADING
WITH LARGE DEFORMATIONS

Tadayoshi ISHIBASHI, Takeshi TSUYOSHI, Kaoru KOBAYASHI,
Toru YOSHIDA and Takuya UMIHARA

The damage level of a reinforced concrete member which composes a structure becomes an index to evaluate the seismic performance of the structure. Therefore, the appropriate evaluation of the relations between the plastic deformation levels and the damage level of the member becomes necessary for reasonable seismic resistant design of the structures. In addition, it is necessary to evaluate quantitatively the ductility which represents the damage level. From this point of view, we carried out reversed cyclic loading tests using RC model columns with large deformational capacities and examined the influence of main parameters on the deformational capacities of the model columns. This paper presents quantitative evaluation of the ductility of RC column members.