

逆L字型鉄筋コンクリート橋脚の 耐震性に関する実験的研究

川島一彦¹・渡邊学歩²・畑田俊輔³・早川涼二³

¹ フェロー 工博 東京工業大学教授 大学院理工学研究科土木工学専攻
(〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

Email : kawasima@cv.titech.ac.jp

² 正会員 工修 東京工業大学助手 大学院理工学研究科 土木工学専攻
(〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

Email : gappo@cv.titech.ac.jp

³ 学生会員 東京工業大学 大学院理工学研究科 土木工学専攻
(〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

Email : hatada@cv.titech.ac.jp

本文は、逆L字型鉄筋コンクリート橋脚の耐震性を繰り返し載荷実験に基づいて検討した結果を報告するものである。橋軸方向、橋軸直角方向、橋軸+橋軸直角方向の3種類の載荷に対して、曲げ耐力および変形性能を検討した。この結果、いずれの方向に載荷した場合にも、偏心死荷重により圧縮力を受ける面の圧壊が先行し、この面の方向に大きな損傷を受けること。水平2方向に載荷した場合には、1方向に載荷した場合に比較して、曲げ耐力、変形性能ともに大きく減少すること等を明らかにした。

Key Words: C-bent column, invert L-shaped column, seismic performance, bridge, ductility, seismic design

1. まえがき

1995年兵庫県南部地震では多数の単柱式鉄筋コンクリート橋脚（以下、RC橋脚と呼ぶ）に甚大な被害が生じた。これらの多くが変形性能の不足によるものであったことから、RC橋脚の変形性能の向上の重要性が強く認識された。単柱式RC橋脚の変形性能の向上に関しては、すでに各種の検討が行われてきているが、非線形履歴応答上注意を要する橋梁形式として上部構造の自重が単柱式RC橋脚の軸線と偏心した位置に作用するいわゆる逆L字型橋脚がある。こうした常時荷重によって偏心曲げモーメントが作用する橋脚では、偏心曲げモーメントの作用によって圧縮側となる面に損傷が生じやすく、さらに、橋軸方向にも地震力が偏心して作用する結果、鉛直軸まわりのねじりも生じ、複雑な履歴特性を有することが知られている。

偏心曲げを受ける単柱式RC橋脚の問題をはじめて振動台実験と繰り返し載荷実験に基づいて検討したのは川島、運上である¹⁾。川島、運上は偏心曲げモーメントを受ける8体の矩形RC橋脚模型を用い

て、偏心方向（一般に、実橋では橋軸直角方向に相当し、後述する偏心直角方向は橋軸方向に相当する）に振動台実験と繰り返し載荷実験を行い、偏心曲げモーメントによって圧縮を受ける面（以下、この面を偏心圧縮面、これとは反対に偏心曲げモーメントによって引張を受ける面を偏心引張面とそれぞれ呼ぶ）において、コンクリートの圧壊が早期に生じる結果、偏心圧縮側に大きな残留変位が生じること、偏心曲げモーメントを受けない場合に比較して偏心曲げモーメントを受ける場合には変形性能が低下すること、鉛直軸まわりのねじりが生じること等を明らかにした。従来、非線形応答系の損傷は主として応答じん性率によって表すことが多かったが、Kawashimaらによって残留変位応答スペクトルが提案²⁾された後は、応答じん性率に加えて残留変位に対する照査が行われるようになってきている。こうした観点から、偏心圧縮側への残留変位の発生は逆L字型橋脚の耐震設計上、きわめて重要である。小坂らは、偏心曲げを受けるRC橋脚の偏心直角方向（橋軸方向）にくり返し載荷実験を行い、ねじりの影響を検討した³⁾。この結果、偏心直角方向にくり返し

載荷を与えても、偏心圧縮方向に残留変位が生じることを明らかにしている。また、土屋らは小坂らの実験結果をファイバーモデルを用いた3次元解析により検討し、履歴特性や残留変位を解析するとともに、ねじりによる影響を緩和するために側方の軸方向鉄筋を橋脚の中央部に集めるという興味深い提案を行っている⁴⁾。近藤らは、偏心曲げモーメントが作用するRC橋脚を対象に、偏心直角方向に作用する地震力によって橋脚に生じるねじりが変形適合ねじりであることを指摘している⁵⁾。

また、鋼製橋脚でも同様な問題があることから、宇佐見ら、Gaoらは、くり返し載荷実験、ハイブリッド載荷実験に基づいて偏心曲げモーメントを受ける鋼製橋脚の耐震性に関して広範囲な検討を行い、損傷メカニズムや残留変位の推定法を提案している^{6), 7), 8)}。

以上のように、偏心曲げモーメントの作用は大地震を受けた場合のRC橋脚の耐震性に大きな影響を与える可能性が高いにもかかわらず、現在まで比較的少数の研究しか行われてきていない。載荷方向も偏心方向、偏心直角方向のいずれかである場合が多く、水平2方向の同時作用の影響は検討されていない。このため、本研究では、8体の偏心曲げを受けるRC橋脚模型を製作し、偏心方向、偏心直角方向、偏心+偏心直角の3種類の載荷履歴によるくり返し載荷実験を行い、破壊特性および履歴特性に関する実験的検討を行ったので、この結果について報告する。

2. 実験供試体および載荷方法

(1) 実験供試体

RC橋脚に作用する偏心曲げモーメントの大きさは、一般に次式による曲げモーメント比 r_M によって与えられる¹⁾。

$$r_M = \frac{M_E}{M_0 + M_E} \quad (1)$$

ここで、 M_0 、 M_E はそれぞれ桁および橋脚の自重 W によって橋脚基部に生じる偏心曲げモーメント、震度法による地震力によって橋脚基部に生じる曲げモーメントである。一般に、過去に建設された橋梁では式(1)による曲げモーメント比 r_M は0.4~0.9程度であることから、ここでは桁の自重 W の作用位置と橋脚の中立軸との偏心距離 e を橋脚幅 D の1/2倍とした場合と1倍とした場合について、検討することとした。この場合の曲げモーメント比 r_M はそれぞれ、

0.67, 0.5となる。また、比較のため、偏心が無い場合も検討することとした。

模型橋脚では、断面寸法を400mm×400mmの正方形とし、基部から荷重載荷点までの有効高さを1350mmとした。せん断支間比は3.75である。模型橋脚を小型の実橋脚と見なし、偏心曲げモーメントを考慮して道路橋示方書に基づく地震時保有耐力法によって配筋を定めた⁹⁾。すなわち、上部構造重量によって橋脚基部に作用する応力度を1MPa程度と見込み、これに相当する軸力160kNが橋脚頂部に作用するとした。いずれの橋脚においても固有周期を1秒と仮定して、道路橋示方書に規定される地震時保有耐力法のタイプI及びタイプII地震動に対して断面計算を行った。ここで、地盤種別はII種と仮定した。地震時保有耐力法により、以下の条件を満足するように配筋を定めた。

$$P_a > k_{he} \cdot W \quad (2)$$

$$u_r < u_{ra} \quad (3)$$

ここで、 P_a は地震時保有水平耐力で、曲げ終局(水平)耐力 P_u もしくはせん断耐力 P_s のうちいずれか小さい値(模型ではいずれの場合にもせん断耐力が曲げ終局耐力を大きく上回っていることから、 $P_a = P_u$)である。また、 k_{he} は等価水平震度で、弾性設計震度 k_{hc} を荷重低減係数 $\sqrt{2\mu_a - 1}$ で除することによって求められる。ここで、 μ_a は橋脚の許容応答じん性率である。また、 u_r 、 u_{ra} はそれぞれ橋脚に生じる残留変位、許容残留変位(1%ドリフト)である。

道路橋示方書では、偏心曲げモーメントを受ける場合には地震時保有水平耐力 P_a 、許容応答じん性率 μ_a はそれぞれ次式で求めることとなっている。

$$P_a = P_{a0} - \frac{W \cdot e}{h} \quad (4)$$

$$\mu_a = 1 + \frac{u_u - u_y}{\alpha(u_y - u_0)} \quad (5)$$

ここで、 P_{a0} ：偏心曲げモーメントが作用しない場合の地震時保有水平耐力、 h ：橋脚高さ、 u_u 、 u_y ：偏心曲げモーメントを考慮した曲げモーメント分布から求められるそれぞれ終局変位、降伏変位、 α ：地震動タイプと重要性によって与えられる安全係数である。

以上の地震時保有耐力法による設計計算は表-1の通りであり、これにより定めた断面は図-1の通りである。フーチングにはここに損傷が生じないよう

表-1 道路橋示方書による耐震設計（偏心がある場合には、偏心方向の設計）

偏心量 e		$e=0$		$e=0.5D$		$e=D$	
地震動タイプ		タイプ I	タイプ II	タイプ I	タイプ II	タイプ I	タイプ II
降伏	u_y (mm)	4.6	4.5	5.6	5.6	5.3	5.4
終局	P_y (kN)	9.828	9.816	9.704	9.689	12.536	12.590
	u_y (mm)	30.2	30.2	28.4	62.1	22.6	45.7
せん断	P_s (kN)	19.00	20.31	18.31	19.67	34.49	36.00
保有耐力	P_a (kN)	9.83	9.82	9.70	9.69	12.54	12.59
許容塑性率	μ_a	2.88	10.2	2.47	8.29	2.08	6.03
設計震度	k_{hc}	0.85	1.75	0.85	1.75	0.85	1.75
	k_{he}	0.39*	0.40	0.43	0.44	0.48	0.53
等価重量	W (kN)	16.27		16.39		16.45	
要求耐力	$k_{he} \cdot W$ (kN)	6.51	6.51	7.05	7.21	7.90	8.72
保有/要求耐力	$P_a / (k_{he} \cdot W)$	1.51	1.51	1.38	1.34	1.59	1.44
残留変位	u_r (mm)	1.3	10.1	1.6	12.0	0.4	6.8
	u_{ra} (mm)	13.5					

* 最小値規定により、0.4

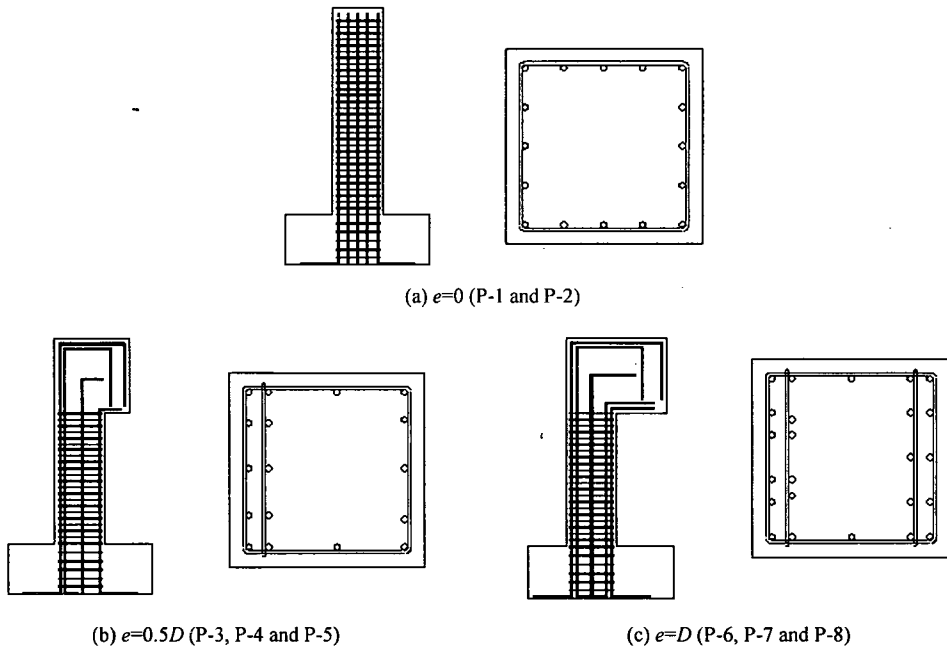


図-1 実験模型

に充分配筋しているが、これは図-1には示していない。偏心がある場合には式(2)、式(3)ともにタイプII地震動の場合の方がタイプI地震動の場合よりも厳しく、設計はこの条件で決まっている。偏心が無い場合には、偏心直角方向面に軸方向鉄筋としてD13を各5本ずつ、計16本配置する。軸方向鉄筋比は1.27%となる。帯鉄筋としてD6を50mm間隔で配置すると、帯鉄筋(体積)比 ρ_s は0.79%である。

これに対して、偏心 $e=0.5D$ の場合には、偏心引張側で軸方向鉄筋が2段必要となり、このため、帯鉄筋も2段配置となる。軸方向鉄筋比は1.35%、帯鉄筋比 ρ_s は0.99%となる。また、偏心量 $e=D$ の場合には、偏心引張側だけではなく、偏心圧縮側にも軸方向鉄筋が2段必要となる。これは、偏心圧縮側で軸方向鉄筋を1段にすると、コンクリートだけでは圧縮力に抵抗できないためである。軸方向鉄筋比

表-2 橋脚模型の特性

模型番号	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6	No.7	No.8
偏心量	0		0.5D			D		
軸方向鉄筋比(%)	1.27		1.35			1.9		
帯鉄筋体積比(%)	0.79		0.99			1.19		
コンクリート強度 (MPa)	29.7	31.3	24.3	24.3	27.1	23.8	24.9	25.5
荷重方向	偏心直 角方向	矩形 荷重	偏心 方向	偏心直 角方向	矩形 荷重	偏心 方向	偏心直 角方向	矩形 荷重

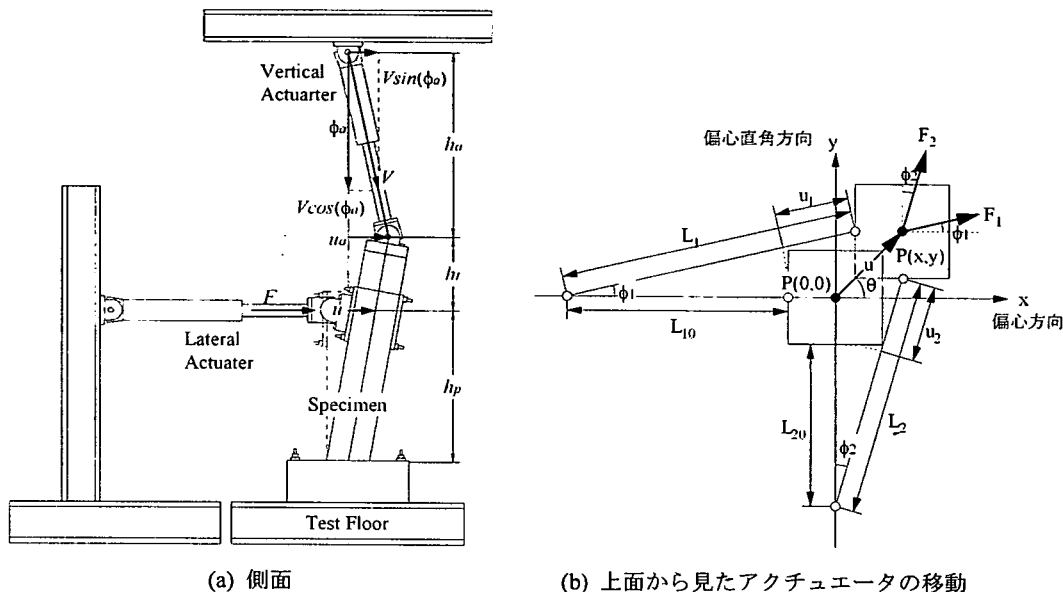


図-2 荷重システムと水平力の補正

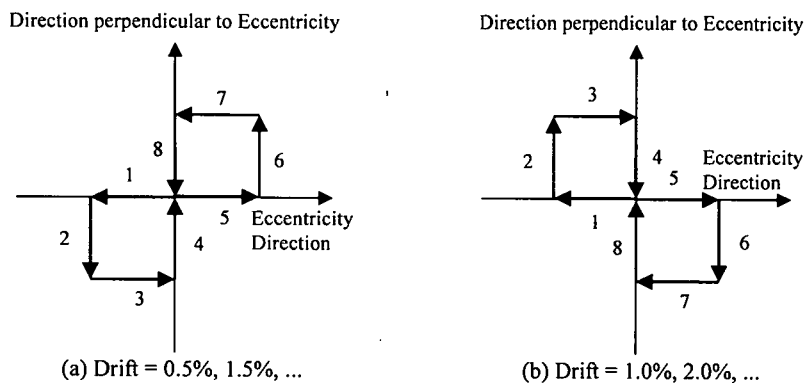


図-3 矩形荷重

は1.9%、帯鉄筋比 ρ_s は1.19%となる。

表-2は橋脚模型の特性と荷重方法の関係を示した結果である。偏心が無い橋脚は2体、偏心が0.5D及びDの橋脚はそれぞれ3体ずつ、計8体の橋脚を製作した。これは後述するように各3種類の荷重方式を用いるためである。いずれの模型にも早強セメン

トを用い、荷重実験当日に一軸圧縮を実施し、コンクリートの一軸圧縮強度を求めた。表-2に示すように、コンクリート強度は23.8MPa~31.3MPaである。

(2) 荷重方法

偏心曲げモーメントがある場合には、どのように

水平力を作用させるかが重要である。ここでは、図-2に示すように、3台の動的アクチュエータを用いて一定鉛直荷重の作用下で、偏心方向載荷、偏心直角方向、偏心+偏心直角方向の3種類の載荷を行った。

ここで、偏心+偏心直角方向の載荷では、図-3に示すように、まず、ある1方向に載荷し、この変位を保ったままこれとは直角方向に載荷し、これを反対方向に繰り返して除荷、載荷を繰り返した。なお、図-2(b)に示すように、水平面内の任意の点に変位させるためには、2台の水平アクチュエータを動かさなければならない。例えば、偏心方向に載荷する場合には、偏心方向のアクチュエータだけでなく、偏心直角方向のアクチュエータも変化させる必要がある。以下、これを矩形載荷と呼ぶ。矩形載荷は水平2方向に作用する地震力を単純化したものである。矩形載荷では、0.5%ドリフトでは第I象限と第III象限(図-3(a)参照)で載荷した後、1%ドリフトでは第II象限と第IV象限(図-3(b)参照)に載荷するというように、交互に載荷の順序を変化させた。

なお、後述するように、偏心直角方向や矩形載荷した場合には橋脚は鉛直軸まわりに回転する。このため、支承条件によっては桁も回転することになり、ここで対象としている橋脚の前後に存在する橋脚や支承条件等によっては、当該橋脚の回転を抑える働きをすることも考えられる。ただし、支承が破断した後は、当該橋脚はほぼ自由に回転できるようになる。このように橋脚の回転に関しては、前後の境界条件が関与するが、ここでは問題を簡単にするために、対象とする1基の橋脚を取り出し、これに偏心および偏心直角方向に水平力を作用させることとした。

鉛直荷重は荷重制御により与えた。水平荷重は変位制御による一定変位振幅漸増方式によりドリフト0.5%に相当する6.75mmを基準変位振幅として、その整数倍の変位振幅でそれぞれ3回ずつ与えた。ここで、ドリフトとは載荷点の水平変位を橋脚基部から載荷点高さまでの高さ(有効高さ)で除した値である。表-1に示したように、計算上の降伏変位 u_y は4.5~5.6mmであるから、ドリフト1%(=13.5mm)は、2.4~3 u_y に相当する。なお、供試体とアクチュエータ間のなじみをよくする目的で、ドリフト0.5%の載荷を行う前に、ドリフト0.25%で3回の載荷を行っている。いずれの場合にも、1回の繰り返し載荷は約30秒で行うようにした。

偏心がある場合には、鉛直荷重を加えると、偏心圧縮側に偏心 $e=0.5D$ の橋脚では0.5mm、偏心 $e=D$ の橋脚では1.9mmだけ変位する。このため、どの時

点を基準として偏心方向の載荷を行うかが重要である。実橋では、橋脚が完成し、桁が架設されて偏心圧縮側に橋脚が変位した状態から地震力を受けることになる。このため、実験では、まず鉛直荷重を与えて橋脚が偏心圧縮側に変位した位置を基準として、ここから正負に同一変位振幅でくり返し載荷を与えることとした。ただし、橋脚P-3はこの方針を固める前に実験を行ったため、鉛直荷重を作用させる前の橋脚位置を基準として、そこから正負に同一変位振幅で繰り返して載荷を与えた。この場合には、鉛直荷重を作用させて0.5mm偏心圧縮方向に橋脚が変位した後に橋脚をもとの位置に戻すために、約10kNの水平力を偏心引張側に作用させなければならない。この水平力は載荷変位を順次増加させ橋脚の損傷が進展していくとともに次第に減少していくが、後述する履歴曲線を見る際には、他の橋脚に比較して橋脚P-3では偏心引張側にこの水平力が作用した状態からくり返し載荷を行っていることに注意する必要がある。

実験では、水平力作用高さにおける偏心方向、偏心直角方向の変位を計測した。特に、偏心直角方向には橋脚の両端で変位を計測し、橋脚の鉛直軸まわりの回転を求められるようにした。このほか、軸方向鉄筋や帯鉄筋のひずみ、断面を貫通させた鋼棒の変位から曲率を測定した。載荷床に対してフーチングはごくわずかではあるが水平変位や回転を生じるため、これらを計測して、フーチング上面(=橋脚基部)に対する橋脚躯体の変位を求められるように測定変位を補正した。また、橋脚基部の最下段(橋脚基部からの高さ $h_0=25\text{mm}$)に取り付けた鋼棒からフーチング内の軸方向鉄筋の変形によって載荷点に生じる変位 u_{fd} を次式により求めた。

$$u_{fd} = \theta_{c0}(h_p - h_0) \quad (6)$$

ここで、 θ_{c0} は鋼棒の回転角である。式(6)では橋脚下端25mmの範囲に生じる曲げ変形の影響が入るため、フーチング内の軸方向鉄筋の変形によって載荷点に生じる変位 u_{fd} を過大評価することになるが、 u_{fd} を直接計測することが困難であることから、このようにしたものである。断面の小さい模型橋脚では、載荷点に生じる水平変位 u に及ぼす u_{fd} の影響は大きく、一般に u の1/2程度となる^{10), 11)}。これについては後述する。

なお、図-2に示したように、3台のアクチュエータはいずれも回転可能なスイベルヘッドによって一端は載荷フレームに、他端は供試体に固定されている。このため、橋脚模型が水平方向に変位したり回

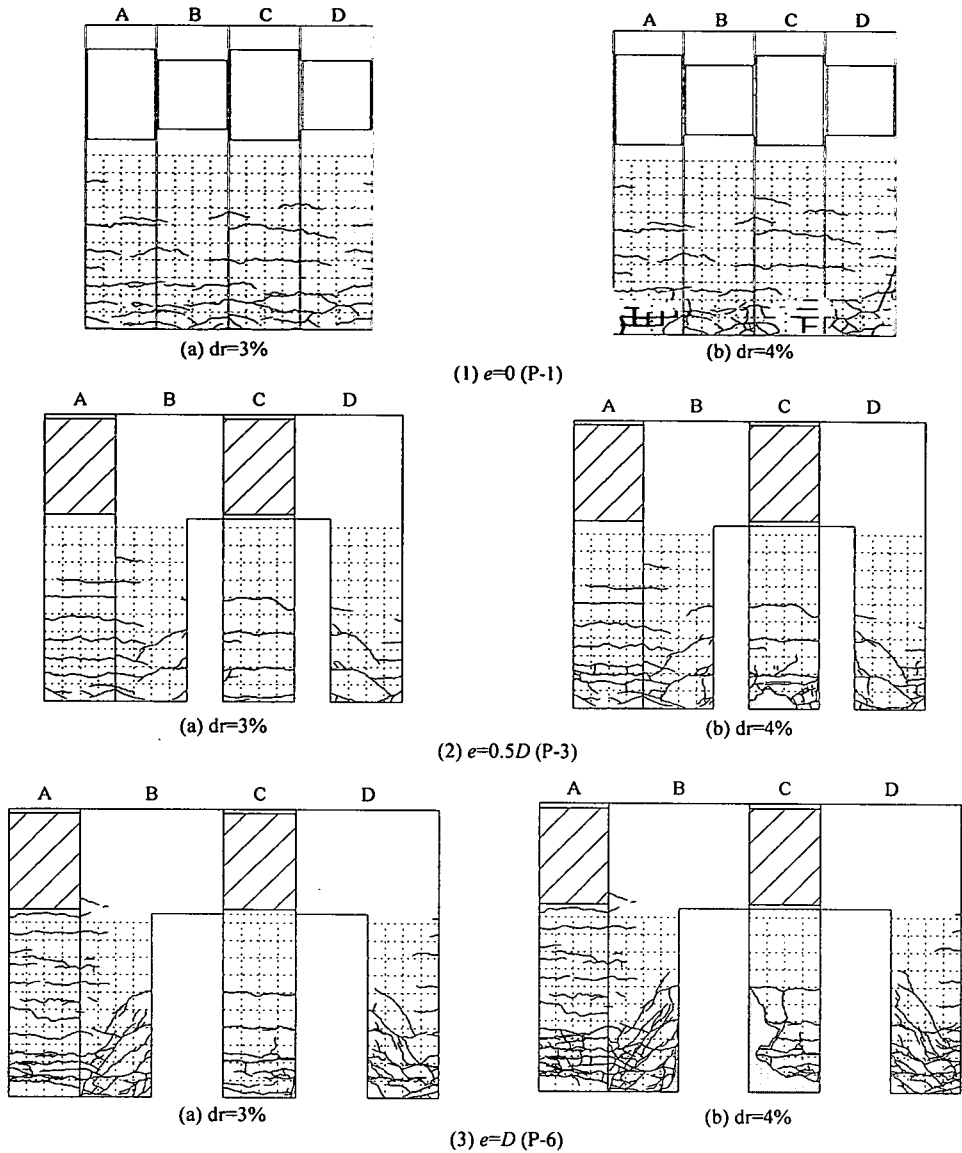


図-4 偏心方向に載荷した場合の損傷状況

転すると、アクチュエータによって作用させた荷重がそのまま橋脚に作用した荷重とはならない。すなわち、図-2 に示すように、水平アクチュエータ1, 2の初期長さをそれぞれ L_{10} , L_{20} とし、これに変位制御で変位を与えた結果、水平アクチュエータ1, 2の長さがそれぞれ L_1 , L_2 になり、このため、橋脚模型は水平2方向にそれぞれ x , y だけ変位したとすると、橋脚に作用する x , y 方向の水平力 P_x , P_y は、

$$\begin{Bmatrix} P_x \\ P_y \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos \phi_1 & \sin \phi_2 \\ \sin \phi_1 & \cos \phi_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \end{Bmatrix} + V \left\{ (1 + h_1/h_p) \sin(\phi_a) + (u_a/h_p) \cos(\phi_a) \right\} \begin{Bmatrix} \cos \theta \\ \sin \theta \end{Bmatrix} \quad (7)$$

ここで、 F_1 , F_2 : それぞれアクチュエータ1, 2の水平力, h_p , h_1 : それぞれ橋脚下端から水平力作用点までの高さ、水平力作用点から上下方向アクチュエータ下端のスィベルヘッドまでの高さ、 u_a : 上下方向アクチュエータ下端のスィベルヘッド位置にお

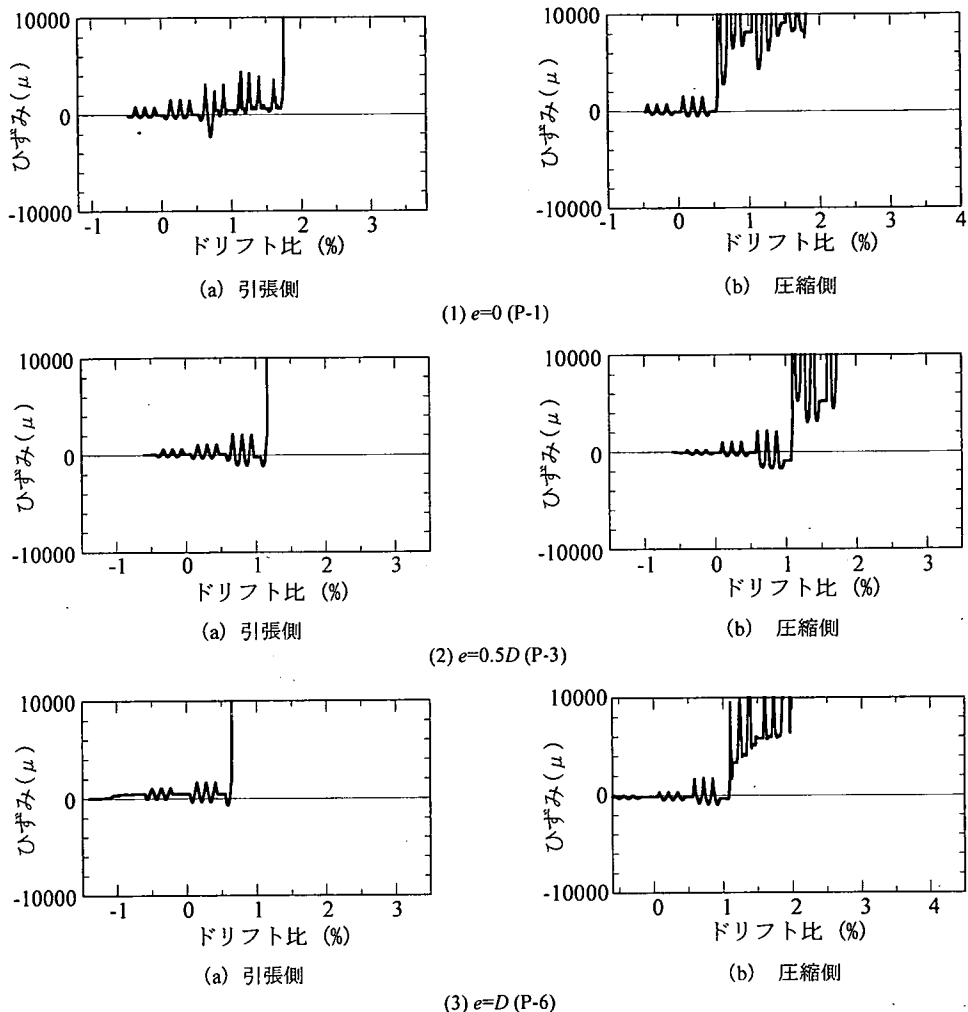


図-5 軸方向鉄筋に生じるひずみ (偏心方向に載荷した場合) (基部から25mm)

ける水平変位, ϕ_a : 上下方向アクチュエータの回転角である。また, θ は橋脚が水平2方向にそれぞれ x , y だけ変位した時の向きと x 軸のなす角度, ϕ_1 , ϕ_2 はそれぞれアクチュエータ 1, 2 の回転角であり,

$$\theta = \cos^{-1}(x/\sqrt{x^2+y^2}) \quad (8)$$

$$\phi_1 = \sin^{-1}(y/L_1), \quad \phi_2 = \sin^{-1}(x/L_2) \quad (9)$$

後述する実験結果では, 式(7)により補正した水平力を用いて履歴特性を示している。ここで, 水平アクチュエータの初期長さ L_{10} , L_{20} はそれぞれ 2745mm, 1665mm であり, 鉛直アクチュエータの初期長さ L_{30} は 1750mm である。

3. 偏心方向に載荷した場合の特性

(1) 損傷状況

偏心方向に載荷した橋脚 P-1, P-3, P-6 の損傷状況を図-4 に示す。ここでは, それぞれドリフト 3% 及び 4% 載荷終了後を例として損傷状況を比較している。まず, 偏心がない P-1 の損傷を見てみると, 載荷に伴い水平曲げひび割れが順次進展する。ドリフト 3% ではまだ曲げひび割れだけであるが, ドリフト 4% になると基部から 200mm 程度の範囲でコンクリートが剥落し, 軸方向鉄筋の座屈も生じている。当然, 損傷は載荷方向に直角な A 面および C 面で著しい。後述するように, ドリフト 4.5% になると, 最大耐力の 60% 程度にまで耐力が低下したため, 載荷をうち切った。この段階では, 軸方向鉄筋はまだ破断

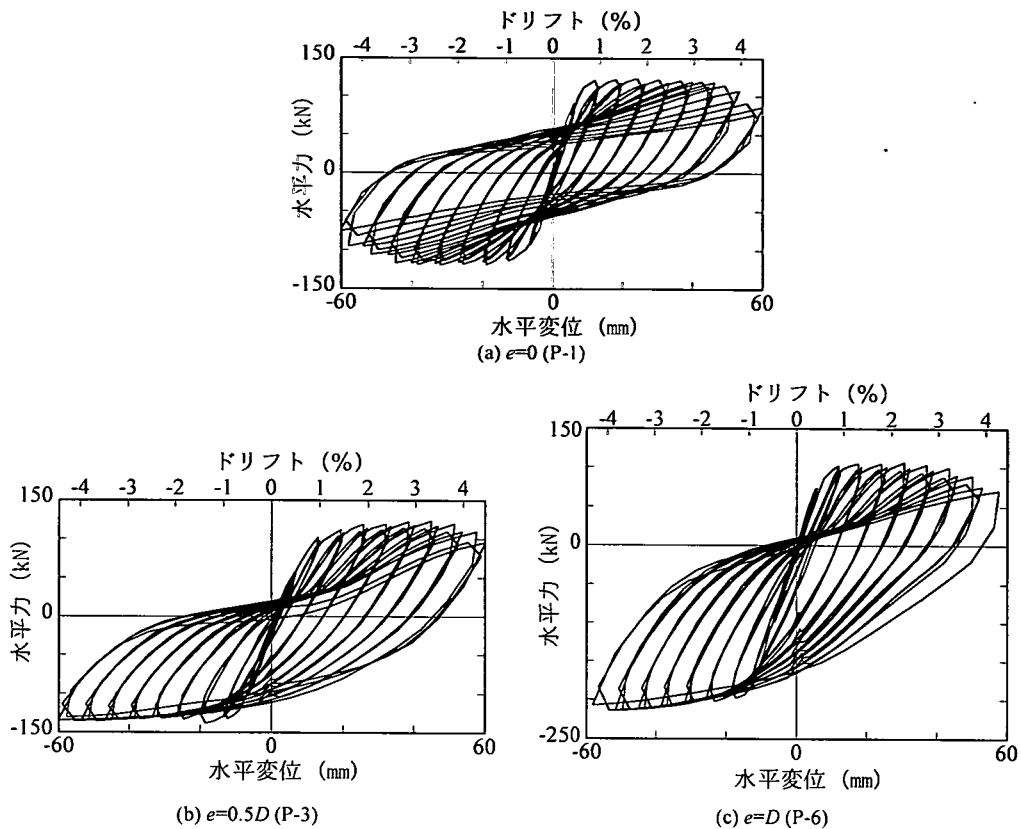


図-6 水平力～水平変位の履歴曲線（偏心方向に荷重した場合）

していない。

図-5は基部から25mm位置における軸方向鉄筋のひずみを示した結果である。比較のため、後述するP-3、P-6の結果も示している。これによれば、偏心がないP-1では、軸方向鉄筋はドリフト0.5%でおおむね降伏ひずみに達し、ドリフト1%では 3500μ を越している。ドリフト2%になると、不安定になり、ひずみは 10000μ を越えてその後は計測不能な状態になる。

偏心が $0.5D$ のP-3では、ドリフト0.5%の段階で偏心引張側(A面)において橋脚基部から200mm位置で引張クラックが入り、これが繰り返し荷重に伴って順次進展して行く。ドリフト3%になると、偏心圧縮側(C面)には、橋脚基部、基部から200mm、400mm位置にも大きな曲げクラックが生じる。偏心引張方向にも幅の狭いクラックが複数カ所に分散して生じる。ドリフト4%になると、偏心圧縮側において基部から100mm程度の範囲でコンクリートが剥落する。ドリフト4.5%になると、偏心圧縮側の損傷がさらに進展し、基部～400mm程度の範囲でコンクリートが剥落したため、荷重を終了した。図-5に示した軸方

向鉄筋のひずみによれば、ドリフト1.5%荷重段階になるとすでに計測不能な大きなひずみとなり、上述したP-1よりもドリフトで0.5%早い段階で軸方向鉄筋が大きく降伏領域に入ることを示している。

これに対して、偏心量が D のP-6では、鉛直荷重を荷重した段階で偏心引張側(A面)にひび割れが発生し、荷重の進展につれて大きくなっていく。1.5%ドリフトになるとB面やD面で斜めひび割れが発生し、3%ドリフトでは偏心圧縮側(C面)における基部から200mmの範囲でかぶりコンクリートのひび割れが密になり、3.5%ドリフトでは、かぶりコンクリートの剥落が始まる。ドリフト1.5%程度から荷重の進展とともに偏心直角方向(B面側)に橋脚が傾斜し、これが残留し始める。荷重荷重点位置におけるB面側への残留水平変位はドリフト3%、3.5%、4%においてそれぞれ3.7mm、8.9mm、24mmと急速に大きくなっていく。ドリフト4%では、偏心圧縮面において基部から高さ600mm程度まで大きくコンクリートが剥落し、荷重を終了した。図-5に示した軸方向鉄筋はすでに1%ドリフト段階で計測不能な大きさに達し、上述したP-1やP-3と比較して、P-6では

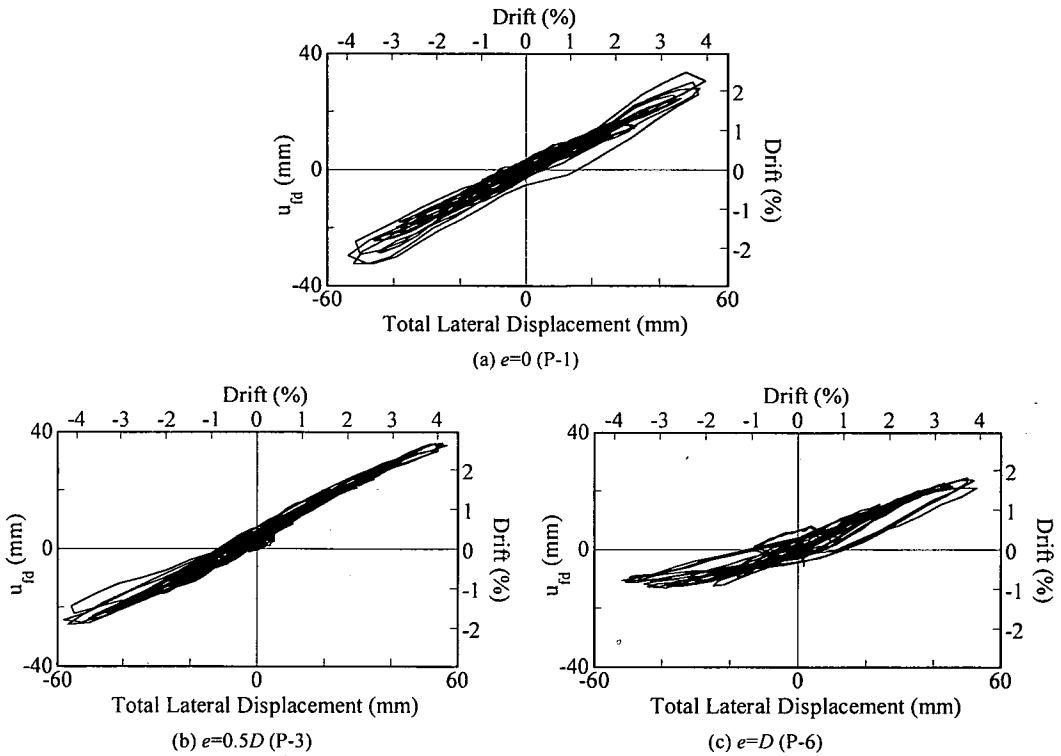


図-7 フーチング内部の軸方向鉄筋の変形によって載荷点に生じる変位 u_{fd} と載荷点変位 u の関係 (偏心方向に載荷した場合)

損傷の進展がはるかに早いことがわかる。

(2) 履歴特性

以上に示した損傷の進展状況を荷重作用点における水平力～水平変位の履歴曲線として示した結果が図-6である。ここで、偏心圧縮側、引張側に載荷する場合をそれぞれ水平変位の正側、負側としている。偏心がないP-1では水平耐力はドリフト2%で124kNと最大となり、その後ドリフト3.5%まで安定した水平耐力を保っている。これに対して、偏心がある場合には偏心量が增大するにつれて、水平耐力は偏心引張側の方が偏心圧縮側よりも増大する。これは鉛直荷重の影響である。偏心がDのP-6では、偏心圧縮側の降伏後の包絡線は勾配が負となっており、地震力を受けた場合にはこの方向に残留変位が生じやすい²⁾ことを示している。

なお、前述したように、P-3では鉛直力を作用させて橋脚が偏心圧縮側に0.5mm変位した状態で偏心引張方向に水平力を与え、橋脚をもとの位置に引き戻してからくり返し載荷した。このため、わずかではあるが、P-3では10kN程度負側に作用させた状態で載荷したことになっている。

式(6)によってフーチング内部の軸方向鉄筋の変形により、載荷点上に生じる水平変位 u_{fd} を求め、これと全水平変位 u との関係を示すと、図-7のようになる。 u_{fd} は u の0.4～0.5倍程度となっている。なお、後述する偏心直角方向に載荷した場合や矩形載荷した場合にもおおむね同様な結果となっている。ただし、矩形載荷した場合は、繰り返し載荷にともなう u_{fd} に残留変位が生じるようになる。これはフーチング内においても軸方向鉄筋が塑性化するためと考えられる。

4. 偏心直角方向に載荷した場合の特性

(1) 損傷状況

偏心がない場合には、偏心方向と偏心直角方向の違いがないため、図-4(a)に示したP-1の結果が偏心直角方向に載荷した場合の偏心がない橋脚の損傷状況とみれば良い。偏心が0.5D(P-4)とD(P-7)の場合の損傷状況を示すと、図-8のようになる。ここでは、P-7ではドリフト3%で終局に至ったため、ドリフト2.5%と3%の場合を、P-4では図-4と同じようにドリフト3%及び4%の場合の損傷を示している。

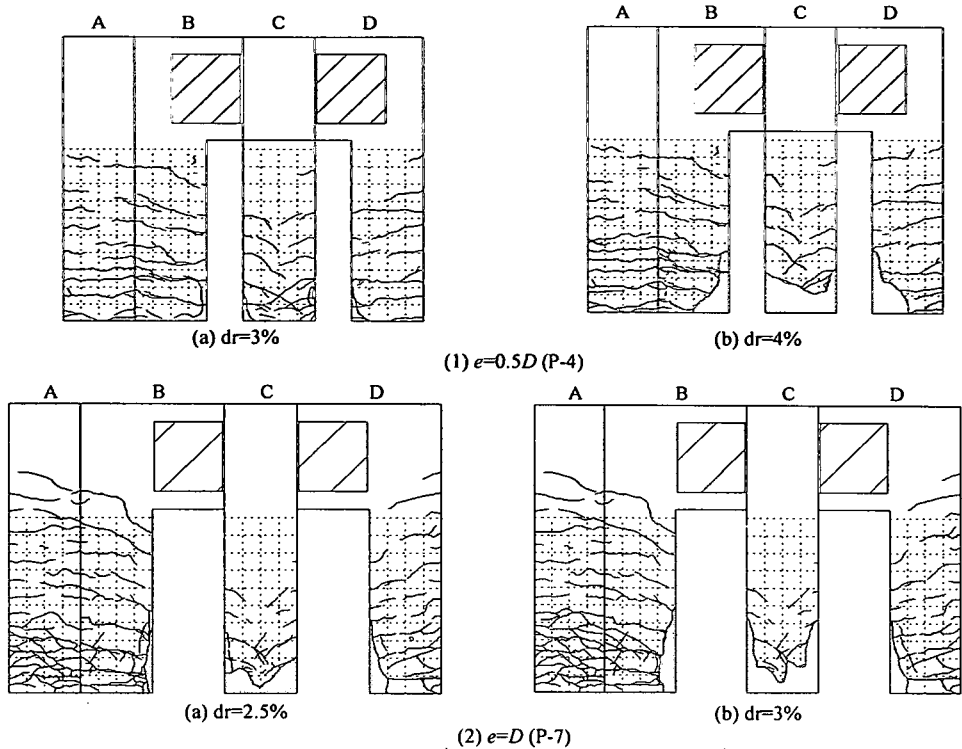


図-8 偏心直角方向に荷した場合の損傷状況

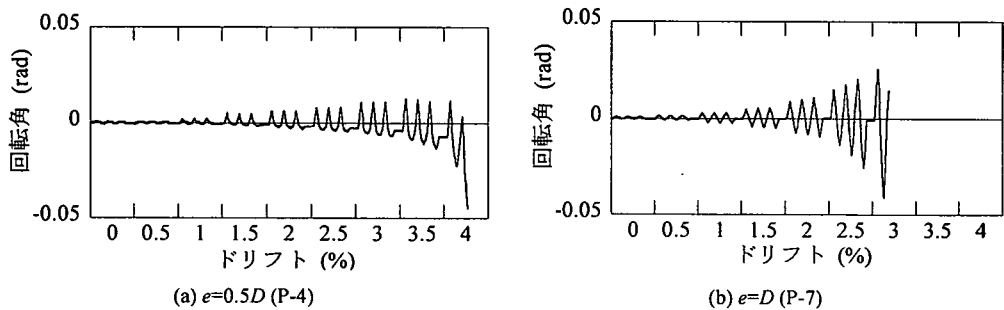


図-9 橋脚のねじれ角の進展 (偏心直角方向に荷した場合)

P-4 では、荷の初期にはB面とD面に曲げクラックが進展していき、この様子は偏心がない P-1 と大きな違いはない。ドリフト 3%程度になると、B面とC面のコーナー (以後、BC角と呼ぶ)、C面とD面のコーナー (以後、CD角と呼ぶ) において縦方向にひび割れが発生しはじめる。これは、鉛直荷重だけではなく、偏心直角方向の水平力もその作用点が橋脚中心から $0.5D$ だけ偏心しているため、偏心直角方向に荷すると橋脚が鉛直軸まわりにねじれ始めるためである。鉛直軸まわりのねじれ角が荷の進展とともにどのように増大したかを示すと、図-9 のようになる。ここには後述する P-7 の場合の結果も比較のために示している。これによれば、ドリフト 2.5%

を例にとると、P-4 では 0.01rad のねじれが生じるのに対し、P-7 では 0.025rad のねじれが生じており、偏心が大きいほど、橋脚のねじれは大きくなるのがわかる。なお、いずれの橋脚も、終局状態では 0.045rad 程度のねじれが生じる。

また、P-4 の応答で重要なことは、荷の進展に伴い偏心圧縮側に残留変位が生じ始めることである^{1), 3), 4)}。これは、偏心引張側よりも偏心圧縮側に大きな圧縮力が作用する結果、隅角部を含めて偏心圧縮側のコンクリートの損傷が激しく、このためこの方向に残留変位が生じ始めたためである。図-10 は偏心圧縮方向の変位と偏心直角方向の変位の履歴を、また、図-11 は偏心直角方向への荷荷変位の増

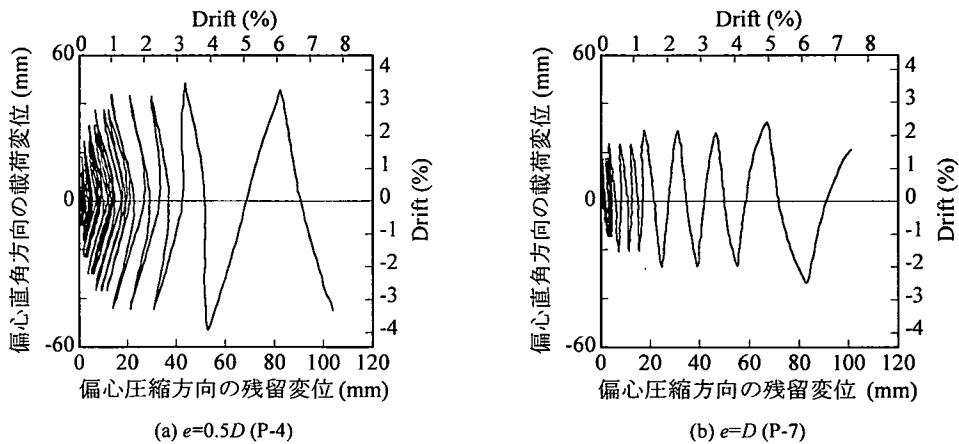


図-10 偏心圧縮方向へ生じた残留変位の履歴（偏心直角方向に荷重した場合）

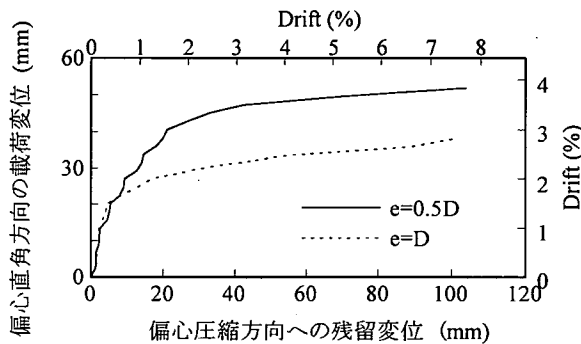


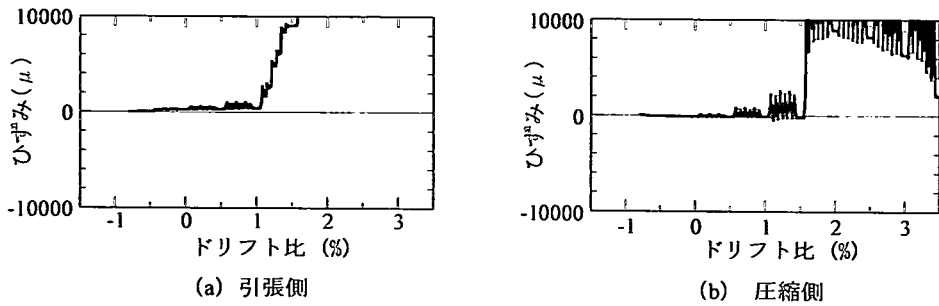
図-11 偏心直角方向への荷重に伴う偏心圧縮方向に対する残留変位の増大（偏心直角方向に荷重した場合）

大にもなって偏心圧縮側への残留変位がどのように進展するかを示した結果である。図中には、後述する P-7 の場合の結果も比較のために示している。これによれば、橋脚の回転のため偏心直角方向の変位が正負いずれの方向にも大きくなるにつれて偏心圧縮側への残留変位は多少減少するが、全体としては荷重の進展とともに残留変位は偏心圧縮側へ徐々に大きくなり始め、特に、ドリフト 3.5%に至ると、残留変位は急速に大きくなる。最終的に、P-4 では、図-8 に示したように、ドリフト 4%に達した段階で偏心圧縮側の C 面および BC 角、CD 角でコンクリートが圧壊し、偏心圧縮側への残留変位が 104mm（ドリフト 7.7%）に達したため、荷重を終了した。

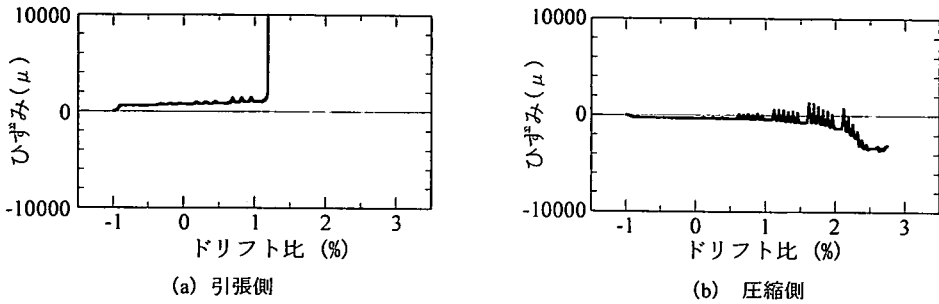
図-12 は偏心圧縮側（C 面）、偏心引張側（A 面）における軸方向鉄筋のひずみを示したものである。いずれも、基部から 25mm 高さにおけるひずみである。また、ここには後述する P-7 の結果も比較のために示している。これによれば、偏心引張側では、ドリフト 1.5%に達した時点で急速にひずみが増加し、

ドリフト 2.0%になると計測範囲を越す大きな値となった。また、偏心圧縮側では、ドリフト 2%で引張ひずみが 10000μ に達するが、その後、徐々に引張ひずみは低下し、ドリフト 4.0%になると軸方向鉄筋は圧縮を受けるまでになる。これは、偏心圧縮方向への残留変位がドリフト 2.0%から顕著に増大することに対応している。なお、実験終了後に各面の基部のかぶりコンクリートを取り除いて、軸方向鉄筋を調査した結果、C 面側の軸方向鉄筋は全て座屈していたが、他の 3 面の軸方向鉄筋にはいずれも座屈等しい損傷は認められなかった。

なお、土屋らは逆 L 字型橋脚の繰り返し荷重実験に対するファイバー要素解析から、偏心直角方向に水平力を受けると、偏心モーメントのみでは降伏しない鉄筋がほとんどすべて塑性履歴を受けることになり、これが偏心方向の断面剛性を著しく低下させることを指摘している。上記の実験結果も基本的に土屋らが指摘した点が偏心圧縮方向への残留変位の原因であることを示している。



(1) $e=0.5D$ (P-4)



(2) $e=D$ (P-7)

図-12 軸方向鉄筋に生じるひずみ (偏心直角方向に荷重した場合) (基部から25mm)

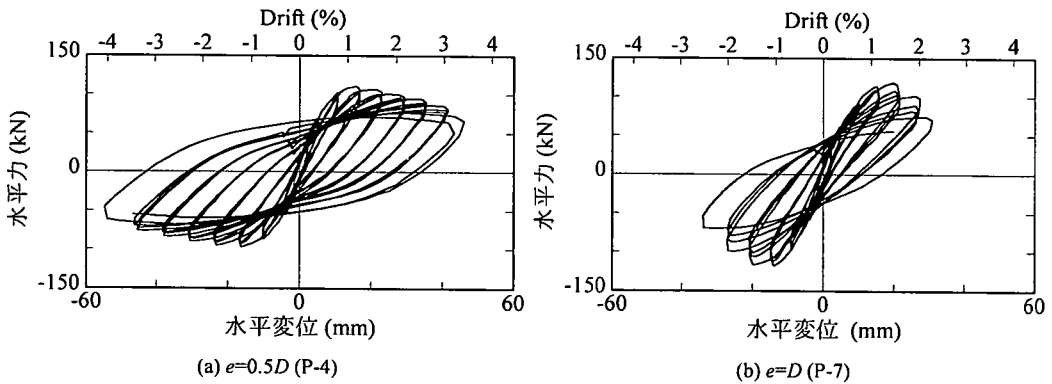


図-13 水平力～水平変位の履歴曲線 (偏心直角方向に荷重した場合)

これに対して、偏心量が D の橋脚 P-7 の場合には、ドリフト 2% で BC 角、CD 角に縦方向のクラックが生じ始め、図-8(b) に示したように、ドリフト 3% になると BC 角、CD 角では基部から高さ 400mm にまで縦方向のクラックが進展する。さらに、偏心圧縮側の C 面においても基部から高さ 200mm の範囲で全面的にコンクリートが剥落し、2 段目の軸方向鉄筋が露出するほどになる。偏心圧縮面 (C 面) では、鉛直軸まわりの橋脚のねじれのため、軸方向鉄筋がいろいろな方向に複雑に屈折している。図-9 に示した橋脚のねじれや図-11 に示した偏心圧縮側への残留変位も橋脚 P-4 の場合よりもさらに大きい。ドリフト 3% 段階になると偏心圧縮側への残留変位が

104mm (ドリフト 7.7%) に達したため、ここで荷重を終了した。図-12 に示した軸方向鉄筋のひずみは、偏心引張側ではドリフト 1.5% になると急速に増加し、計測不能なレベルに達した。また、偏心圧縮側では、ドリフト 1.5% では引張側に 2,500 μ 、圧縮側には 400 μ 程度とほぼ同程度であるが、ドリフト 2%、2.5% となるにつれて急速に圧縮側に残留するようになる。P-4 の場合と同様に、これらの現象も橋脚の偏心圧縮側への残留変位と対応している。

2) 履歴特性

水平力作用点における水平力～水平変位の履歴曲線を示すと、図-13 のようになる。図-6(a) に示した



図-14 損傷状況 (矩形載荷した場合)

P-1の結果とも比較すると、終局変位は偏心がない場合には4%ドリフトであるのに対して、偏心量が0.5D、Dの場合にはそれぞれ3%、2.5%ドリフトと、偏心量が大きくなるにつれて著しく減少する。これは、前述したように、偏心があると偏心圧縮側のコンクリートの圧壊がより早く生じ、さらに、橋脚に生じるねじりも偏心圧縮側のBC角やCD角に大きな圧壊を生じさせるためである。この結果、耐力低下が早期に生じ、さらに、偏心圧縮側への残留変位も生じるため、終局変位が小さくなる。

5. 矩形載荷した場合の特性

(1) 損傷状況

矩形載荷した場合の損傷状況をドリフト2.5%、3.5%の場合を例に図-14に示す。偏心がないP-2では、載荷初期では1方向に載荷したP-1と損傷状況には著しい違いはないが、ドリフト2%になると、AD角、BC角に縦方向のクラックが生じ始め、ドリフト3%になるとこれらの2箇所角部ではコンクリートが剥落し、他の2箇所の角部においても大きな縦方向のクラックが生じる。この段階になると、偏心はし

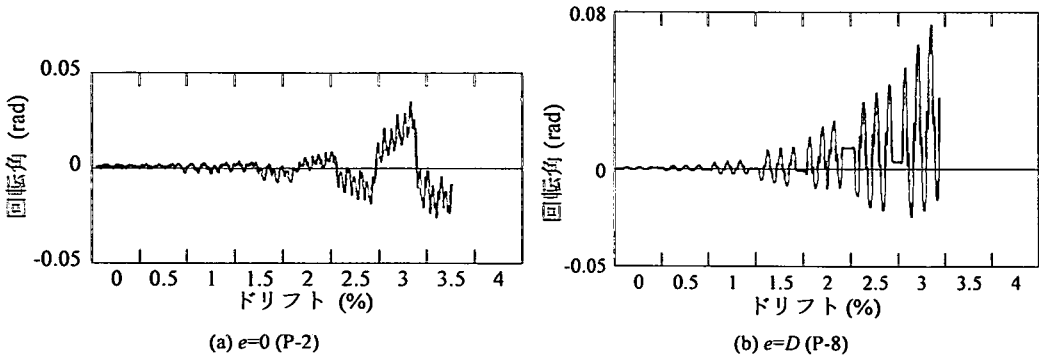


図-15 載荷に伴う橋脚のねじれ

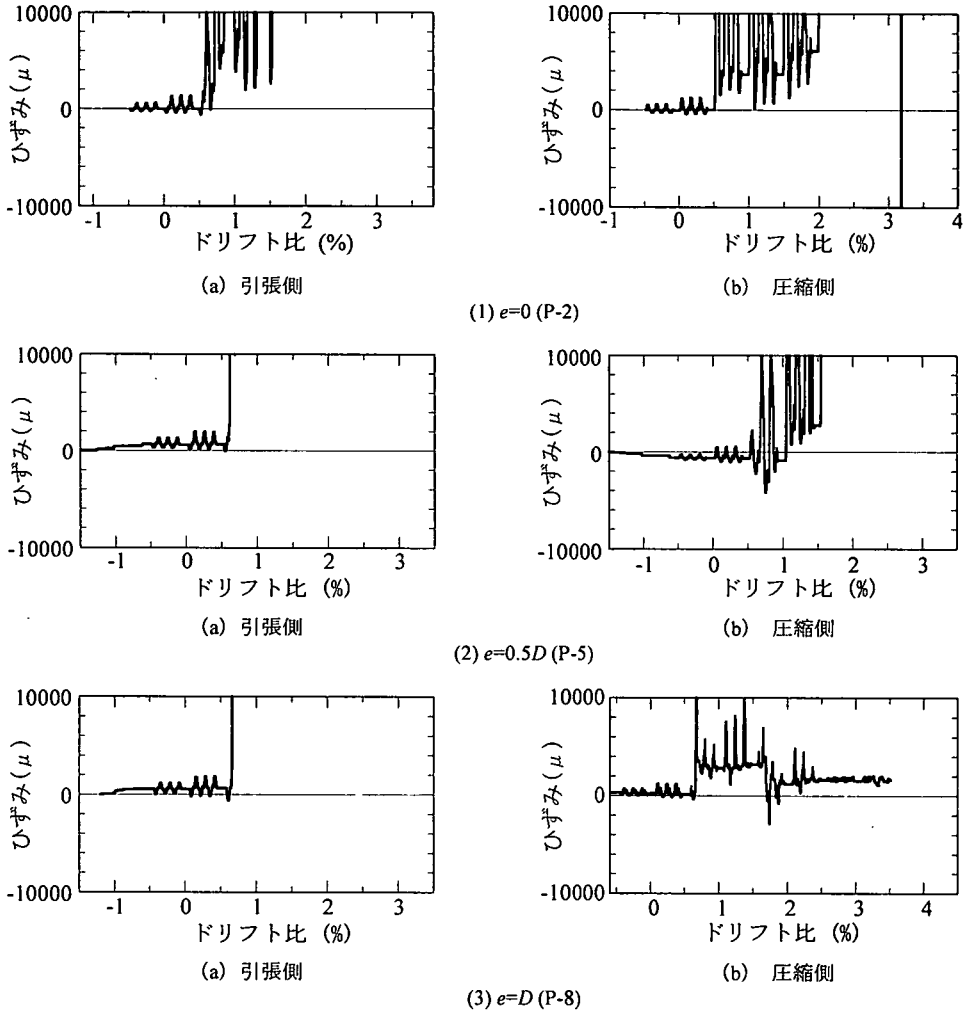


図-16 軸方向鉄筋に生じるひずみ (矩形載荷した場合) (基部から 25mm)

ていなくても載荷に伴って橋脚には鉛直軸まわりのねじれが生じるようになり、これが角部の損傷を生じさせていることがはっきりわかるようになる。

さらに、ドリフト 3.5%になると角部の軸方向鉄筋はすべて大きく座屈する。ドリフト 4%になると 4面のかぶりコンクリートはいずれも基部から 300mm～

400mm の範囲にわたって剥落し、軸方向鉄筋が露出すると同時に、コアコンクリートにも大きな損傷が生じる。1方向載荷した場合に比較すると、2方向載荷した場合にはきわめて損傷が著しい。

図-15 は鉛直軸まわりの橋脚のねじりが載荷の進展とともにどのように増大したかを示した結果である。ここには、後述する P-8 に対する結果も示している。これによれば、ドリフト 2.0% からねじれが顕著に生じるようになり、ドリフト 3.0% ではねじれは 0.037rad となる。

図-16 は、基部から 25mm の高さにおける軸方向鉄筋のひずみを偏心圧縮面 (C 面) と偏心引張面 (A 面) とで比較した結果である。なお、図中には後述する P-5、P-8 に対する結果も示している。これによれば、P-2 では A 面と C 面において特に大きな違いはなく、ドリフト 1% に入った途端に計測不能な大きなひずみが生じる。

偏心量が 0.5D の P-5 では、すでにドリフト 2% の段階で載荷に伴って鉛直軸まわりに橋脚がねじれ始め、偏心圧縮面 (C 面) では基部から 200mm 程度の範囲でコンクリートが圧壊し始める。ドリフト 2.5% になると C 面、BC 角、CD 角でコンクリートが大きく圧壊する。ドリフト 3.5% になると C 面ではコアコンクリートにも大きな損傷が生じ、ほぼすべての軸方向鉄筋が座屈する。特に、BC 角、CD 角の軸方向鉄筋はいろいろな方向に複雑にねじ曲げられて座屈している。図-16 に示した軸方向鉄筋のひずみによれば、偏心引張側では当初 500 μ 程度の引張ひずみを基準に軸方向ひずみが増加しているが、1% ドリフト載荷にはいると軸方向鉄筋は一気に引張降伏している。偏心圧縮側でも、当初は 500 μ 程度の圧縮ひずみを基準に軸方向ひずみが増加しているが、1% ドリフト載荷に入ると軸方向鉄筋は引張降伏し、その後は大きな振幅で圧縮と引張を繰り返す。

P-8 でも P-5 と同様に損傷が進展するが、損傷は P-5 よりもさらに早く生じ、かつ著しい。すなわち、ドリフト 2.5% では、偏心圧縮側 (C 面) およびこれに直角な B 面において基部から高さ 250mm 程度までの範囲でかぶりコンクリートが剥落し、軸方向鉄筋が露出する。特に BC 角、CD 角の損傷が著しい。ドリフト 3.5% に達すると、すべての面でかぶりコンクリートの剥落が生じ、特に偏心圧縮側 (C 面) では 2 段目の軸方向鉄筋が露出するまでにコアコンクリートが損傷する。実験後にコアコンクリートを調査すると、C 面では 2 段目の軸方向鉄筋のさらに内側にまで大きなコンクリートの損傷が生じていた。図-15 に示した橋脚のねじれでは、偏心直角方向載荷した場合と同様に、ドリフト 1.5% 程度からねじれが

生じ始め、ドリフト 3.0% でのねじれは 0.075rad に達した。また、図-16 に示した軸方向鉄筋のひずみは上述した橋脚 P-5 の場合とよく似た特性を示している。ドリフト 0.5% 段階では、偏心圧縮側 (C 面) においては 300 μ 程度の圧縮応力度を、また、偏心引張側 (A 面) においても同程度の引張応力度をそれぞれ基準に載荷に伴ってひずみが増加し、いずれの箇所でも 1% ドリフトに入るとまもなくひずみは急増して計測不能となる。

(2) 履歴特性

図-17 は水平力作用位置における水平力～水平変位の履歴曲線を偏心方向と偏心直角方向に分けて示した結果である。いずれの方向にも、変位が 0 の付近で履歴曲線はくびれているが、これは図-3 に示したように偏心方向と偏心直角方向に交互に荷重を加えたためである。すなわち、図-18 に示すように、P-5 を例に 1.5% ドリフトの 1 回目の載荷を示すと、最初は図-18 の点 a に示すように偏心引張側に 45kN (図中では -45kN)、偏心直角方向の正側に 17kN の水平力が作用している。この状態から偏心引張方向に 20.3mm まで変位を与え、点 b に達するようにした。この時の水平力は 123kN である。この過程では、偏心直角方向の変位は一定に保っているが、橋脚の損傷に伴って偏心直角方向の耐力は多少減少する。なお、偏心引張方向に点 a から点 b に変位させる過程で、偏心直角方向にもわずかに変位が生じるが、これは図-2(b) に示したように、偏心方向に変位させるためにはこの方向のアクチュエータだけではなく、偏心直角方向のアクチュエータも変位させなければならぬためである。次に、偏心方向の変位は一定に保ったままで、偏心直角方向 (負側) に 20.3mm の変位を与え、点 c に達するようにした。この時の水平力は 78kN であった。この過程で橋脚に生じた損傷のため、結果として偏心方向の水平力は 123kN (点 b) から 107kN (点 c) に減少した。その後、偏心方向に変位を 0 に戻し、点 d に達するようにした。この過程で生じた橋脚の損傷により、偏心直角方向の水平力は 78kN (点 c) から 48kN (点 d) に減少した。このようなプロセスを繰り返した結果、矩形載荷の場合の履歴曲線は図-18 に示すように変位が 0 となる付近でくびれた形状となる。

図-18 によれば、2方向載荷した場合には偏心方向、偏心直角方向のいずれか 1 方向に載荷した場合よりも橋脚の水平耐力の低下が著しく、また変形性能は小さい。P-2、P-5、P-8 の終局じん性率はそれぞれ 3%、2%、1.5% ドリフトである。前述したように、道路橋示方書に基づいて耐震設計されたにもかかわ

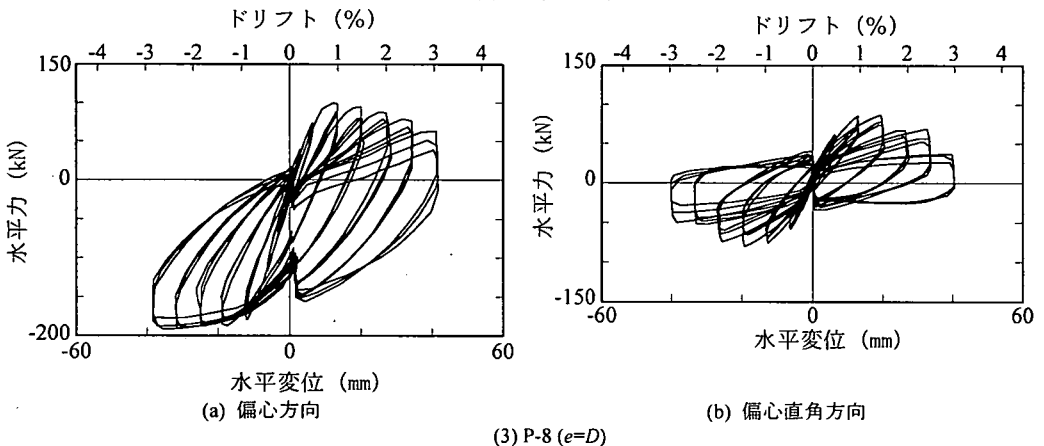
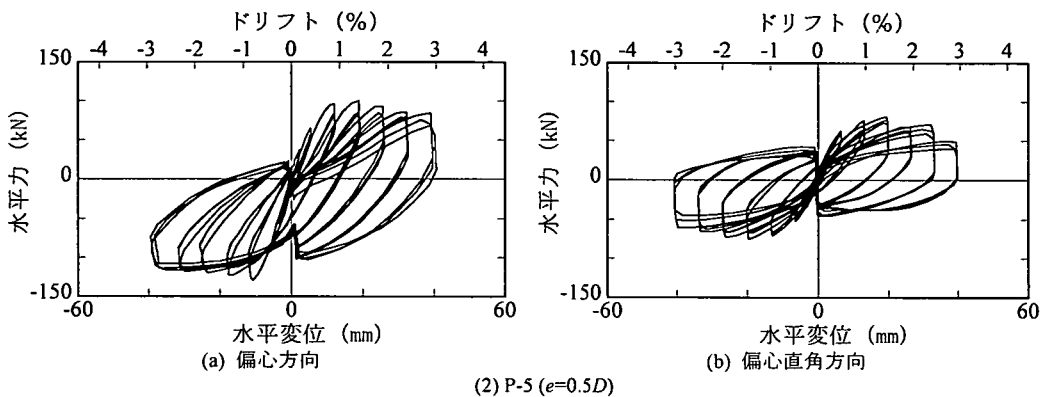
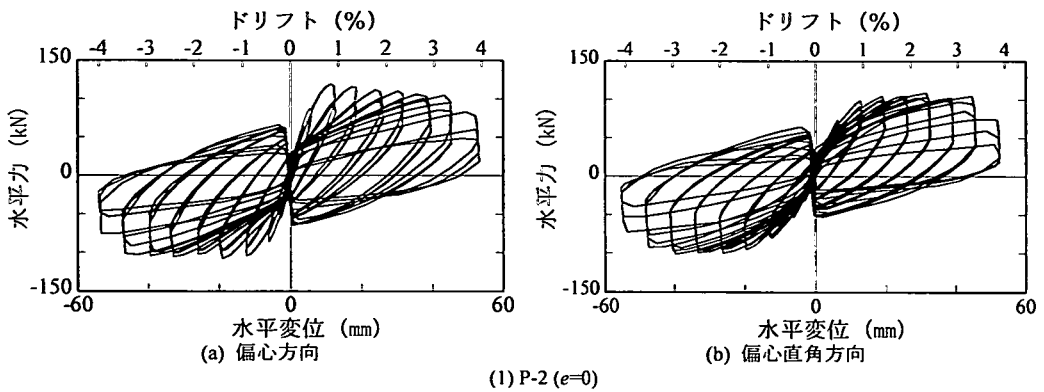


図-17 水平力～水平変位の履歴曲線（矩形載荷した場合）

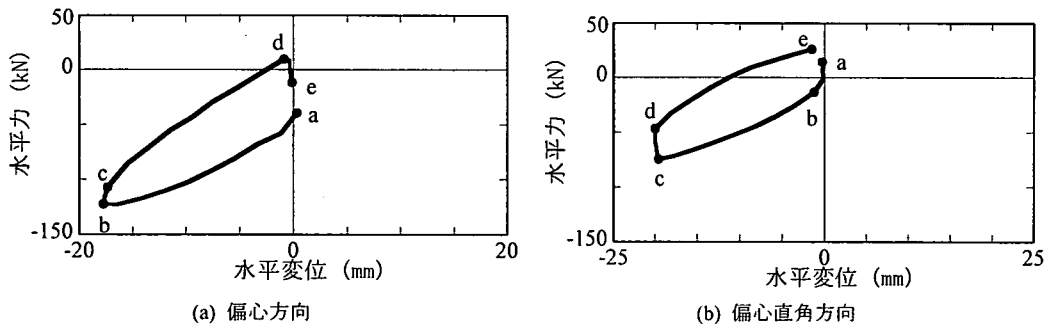


図-18 矩形載荷した場合の水平力～水平変位の履歴曲線（橋脚 P-5, 1.5%ドリフトの最初の載荷）

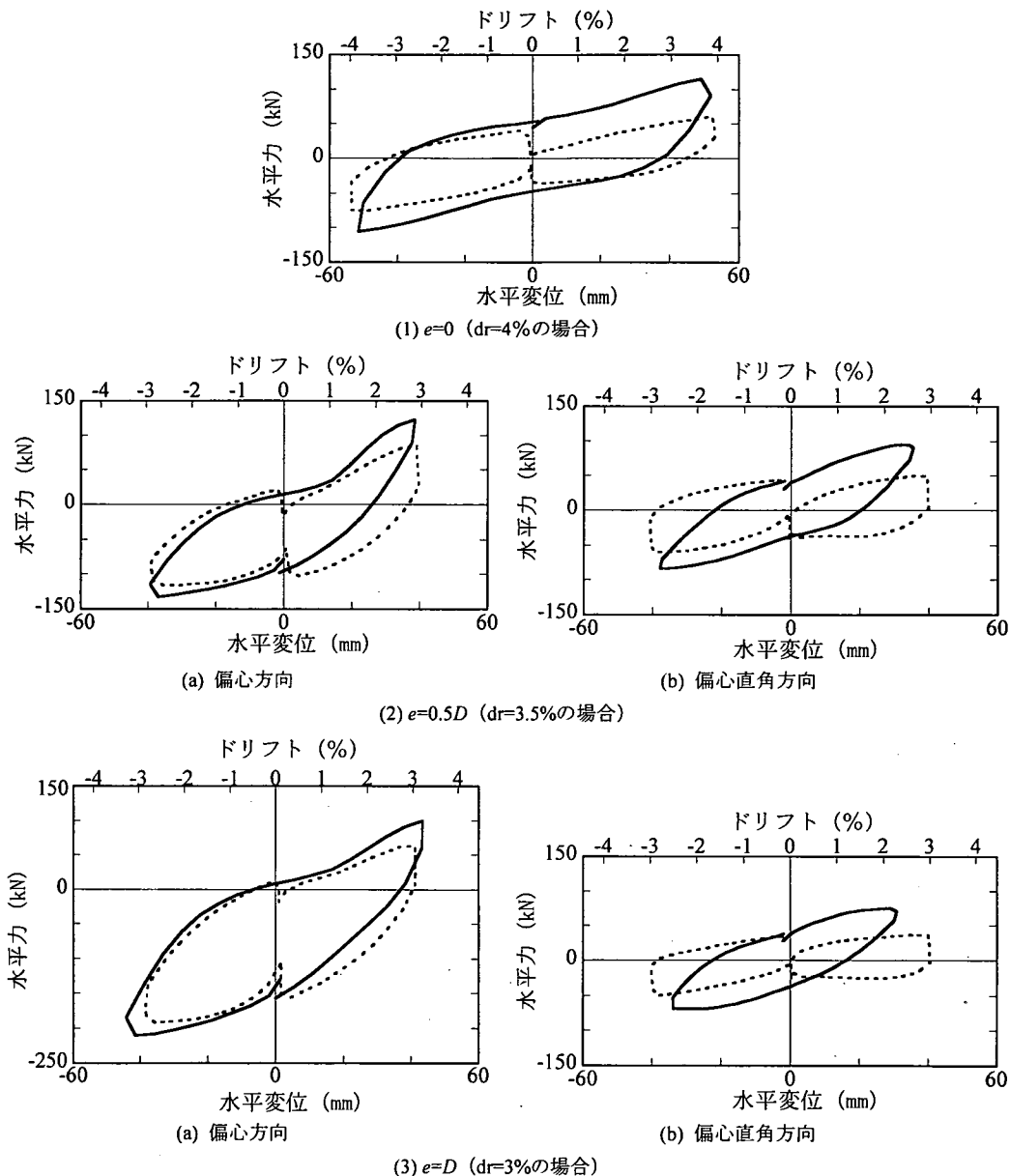


図-19 2方向に荷重した場合と1方向に荷重した場合の履歴曲線の比較

らず橋脚 P-8 では終局じん性率がきわめて小さいことが注目される。

図-19 は、矩形荷重によって得られた履歴曲線のうち偏心方向、偏心直角方向の履歴曲線をそれぞれ偏心方向、偏心直角方向に1方向荷重した場合の履歴曲線と比較した結果である。これによれば、偏心方向には矩形荷重した場合と偏心方向荷重した場合とで履歴曲線は比較的よく似ている。これに対して、偏心直角方向には、矩形荷重した場合と偏心直角方向荷重した場合とでは履歴曲線に大きな違いがあり、

矩形荷重した場合の方が偏心直角方向に荷重した場合よりも耐力低下が著しい。これは偏心曲げを有する橋脚では、偏心曲げ圧縮面の損傷が著しいため、これが直接は生じない偏心直角方向にだけ荷重した場合には、橋脚の損傷や耐力低下が少なく、結果として、矩形荷重した場合と偏心直角方向荷重した場合の履歴特性の違いが大きく現れたものである。また、図-19 の比較で重要な点は、今回の実験は変位制御の下で行われたため、偏心圧縮方向への残留変位が蓄積しない点である。残留変位にはポストピー

クの履歴の勾配が大きく影響する²⁾が、図-19 から明らかのように、降伏耐力と同時にポストピークの履歴の勾配は矩形載荷した場合の方が偏心方向載荷した場合よりも小さく、偏心圧縮方向への残留変位が大きくなりやすい特性を有している。

6. 結論

偏心曲げを受ける RC 橋脚に対する変位制御下のくり返し載荷実験から、偏心曲げが水平耐力及び変形性能に及ぼす影響を実験的に検討した。本検討から得られた結論は以下の通りである。

- 1) 偏心曲げを受ける RC 橋脚では、偏心圧縮面における曲げモーメントが大きいため、偏心圧縮方向、偏心直角方向のいずれに地震力を受けてもこの面に損傷が卓越する。当然ながら、特に偏心圧縮方向に載荷した場合に偏心圧縮面の損傷は著しい。
- 2) 鉛直荷重の作用と上記1)の結果、偏心圧縮方向にくり返し載荷した場合には、偏心引張側に押すよりも偏心圧縮側に引く方が水平耐力は小さくなる。
- 3) 偏心直角方向にくり返し載荷した場合には、載荷変位がドリフトで1~1.5%程度に達すると、橋脚は鉛直軸まわりに回転し始める。この効果と上記1)の効果により、偏心圧縮面と同時にBC角、CD角の損傷が進展するようになり、橋脚は偏心圧縮側に残留変位を生じる。
- 4) 矩形載荷した場合には、偏心方向、偏心直角方向のように1方向載荷した場合に比較して、損傷の進展が早く、かつ損傷度が著しい。矩形載荷した場合の偏心方向、偏心直角方向の履歴特性をそれぞれこの方向だけに1方向載荷した場合の履歴特性と比較すると、矩形載荷した場合の方が1方向載荷した場合よりも耐力低下が著しい。この傾向は、偏心直角方向に載荷した場合の方が偏心方向に載荷した場合よりも著しい。今回の実験では、変位制御に基づいてくり返し載荷を作用させたため、偏心圧縮側への残留変位は生じないが、矩形載荷した場合の方が1方向載荷した場合よりも降伏耐力、ポストピークの勾配が小さいため、残留変位は大きくなる可能性が高い。
- 5) 上記の特性は、いずれも偏心が大きくなるほど顕著となる。

謝辞：模型橋脚の設計は、(株)長大の矢部正明氏のご尽力を得た。模型橋脚の製作・実験に際しては、

東京工業大学大学院理工学研究科土木工学専攻の山岸陸功、植原健治、下山田英介、松川亮平、中澤宣貴氏等に絶大なご協力を得た。ここに記して厚くお礼申し上げる。

参考文献

- 1) 川島一彦, 運上茂樹: 偏心曲げを受ける RC 橋脚の地震応答特性, 第 9 回日本地震工学シンポジウム, pp. 1963-1968, 1994
- 2) Kawashima, K., MacRae, G. A., Hoshikuma, J. and Nagaya, K.: Residual Displacement Response Spectrum, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.124, No.5, pp. 523-530, 1998
- 3) 小坂寛己, 前川宏一, 小笠原政文, 津野和宏, 市川衛, 福田暁: ねじれモーメントが作用する RC 橋脚の耐震性能確認実験, 第 1 回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム, pp. 167-170, 1998
- 4) 土屋智史, 小笠原政文, 津野和宏, 市川衛, 前川宏一: 常時偏心軸力が作用する鉄筋コンクリート柱の多軸曲げ挙動と非線形解析, 土木学会論文集, No. 634/V-45, pp. 131-143, 1999
- 5) 近藤益央, 運上茂樹, 寺山徹: 偏心曲げモーメントが作用する鉄筋コンクリート橋脚のねじれに関する研究, 第 1 回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム, pp. 163-166, 1998
- 6) 宇佐見勉, 中間大介, 芳崎一也: 鉛直荷重が偏心して作用する鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験, 土木学会論文集, No. 626/I-48, pp. 197-206, 1999
- 7) Gao, S., Usami, T. and Ge, H. B.: Eccentrically loaded steel columns under in-plane loading, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.126, No.8, pp. 964-973, 2000
- 8) Gao, S., Usami, T. and Ge, H. B.: Eccentrically loaded steel columns under cyclic out-of-plane loading, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 126-8, pp. 973-981, 2000
- 9) 日本道路協会: 道路橋示方書・第 V 編耐震設計編, 丸善, 2002
- 10) 幸左賢二, 小林和夫, 村山八重男, 吉澤義男: 大型 RC 橋脚模型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, No.538/V-31, pp. 47-56, 1996
- 11) 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, No.669/V-50, pp.215-232, 2001

(2003. 1. 6 受付)

SEISMIC PERFORMANCE OF C-BENT COLUMNS BASED ON A CYCLIC LOADING TEST

Kazuhiko KAWASHIMA, Gakuho WATANABE,
Shunsuke HATADA and Ryoji HAYAKAWA

Reinforced concrete C-bent columns with longer beams in one direction than the other are subjected to eccentric loadings in the vertical and the longitudinal directions. A cyclic loading test was conducted to 8 reinforced concrete specimens with various eccentricities. It was found that failure of concrete in the plastic hinge is extensive on the face where compression is induced resulted from the eccentricity. This results in a residual drift in the eccentricity compression side and a rotation of columns around the vertical axis. It was also found that the bilateral loading results in more extensive failure in the columns with eccentricity than the unilateral loading.