

鉄筋コンクリート橋脚の塑性曲率分布と塑性ヒンジ長

Plastic Curvature Profiles and Plastic Hinge Length in Reinforced Concrete Columns under Cyclic Loading

星隈順一*, 長屋和宏**, 運上茂樹***

Jun-ichi Hoshikuma, Kazuhiro Nagaya, Shigeki Unjoh

*工博, 建設省土木研究所耐震研究室, 主任研究員 (〒305-0804 茨城県つくば市旭1)

** 建設省土木研究所耐震研究室, 研究員 (〒305-0804 茨城県つくば市旭1)

*** 工博 建設省土木研究所耐震研究室, 室長 (〒305-0804 茨城県つくば市旭1)

Flexural reinforced concrete columns were tested under cyclic loading with measurement of curvature profiles in plastic hinge region, so that the plastic hinge length for evaluation of displacement ductility was discussed in this paper. Experimental curvature profiles showed that the plastic curvature should be idealized by the triangular model other than the conventional rectangular model. The plastic hinge length was calculated from column response and the effects of longitudinal bar diameter and spacing of lateral reinforcement were examined. It is observed that the experimental plastic hinge length was almost proportional to the longitudinal bar diameter. Furthermore, the elastic buckling theory was employed for a comparison of the experimental plastic hinge length with an analytical buckling length of the longitudinal bar.

Key Words: Reinforced Concrete Columns, Plastic Curvature, Plastic Hinge Length

キーワード: 鉄筋コンクリート橋脚, 塑性曲率, 塑性ヒンジ長

1. はじめに

既往の鉄筋コンクリート橋脚に対するじん性評価式では、各研究者が降伏変位と終局変位をそれぞれ定義し、多くの実験結果もしくは数値実験結果の統計的な分析からじん性率を直接求める簡便な算定式が提案されていることが多い¹⁾²⁾³⁾⁴⁾⁵⁾。しかしながら、これらの提案式では鉄筋コンクリート断面に生じる曲率が評価されずに構築されている点に注意する必要がある。鉄筋コンクリート橋脚において塑性変形性能が発揮されるのは、主として塑性ヒンジ領域の断面で塑性曲率が発生することと軸方向鉄筋がフーチングから伸び出すためである。したがって、鉄筋コンクリート橋脚の終局変位やじん性率は、このような塑性変形発生メカニズムを踏まえ、塑性ヒンジ領域における塑性曲率をベースとして評価法を構築する方が、計算手法としては多少複雑にはなるが、より合理的でかつ適用範囲の広がる手法と考えられる。米国やヨーロッパにおける鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計では、既にこのような考え方が広く適用されている⁶⁾。

しかしながら、我が国の鉄筋コンクリート橋脚に対するこれまでの多くの正負交番載荷実験では、主として水平力-水平変位の関係とそれから算定されるじん性率に関心が集まり、塑性ヒンジ領域に生じた塑性曲率を計測し、塑性曲率分布や塑性ヒンジ長について体系的検討された研

究はまだ非常に少ない。

このような背景から、著者らは、様々な目的で実施される鉄筋コンクリート橋脚に対する正負交番載荷実験において、塑性ヒンジ領域を中心として曲率ならびにその分布の計測を実施してきている⁷⁾⁸⁾⁹⁾¹⁰⁾。そこで、本文ではこれまでに行われた16体の鉄筋コンクリート橋脚模型に対する正負交番載荷実験により得られた塑性曲率分布を整理した。そして、終局変位を算定する際に設定される塑性曲率分布のモデル化手法について検討を行うとともに、塑性ヒンジ長を定量的に算出し、塑性ヒンジ長に影響を及ぼす因子について考察を行った。

2. 正負交番載荷実験の概要

塑性ヒンジ領域において塑性曲率の計測が行われた鉄筋コンクリート橋脚模型供試体の構造諸元を表-1に示す。これらの供試体は、軸方向鉄筋径、載荷繰返し回数、せん断支間比、帯鉄筋の配筋方法が鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能に及ぼす影響を検討するために実施された実験である。断面形状としては、正方形断面が11体、長方形断面が2体、円形断面が3体であり、断面寸法としては600mmならびに1200mmである。せん断支間比としては3.0~5.0であり、ここに示した供試体は全て曲げ破壊型である。軸方向鉄筋径としては10~19mmのものをを用い

表－1 供試体の構造諸元

供試体	断面形状	載荷高 (mm)	せん断 支間比	断面寸法		軸方向鉄筋					帯鉄筋				コンクリート 強度 (N/mm ²)	実験の目的
				幅(直径) (mm)	高(直径) (mm)	径	間隔 (mm)	かぶり (mm)	鉄筋比 (%)	降伏点 (N/mm ²)	径	間隔 (mm)	降伏点 (N/mm ²)	体積比 (%)		
P1	正方形	3010	5.02	600	600	D10	43	40	0.95	368	D6	75	402	0.315	29.6	(1回)
P2	正方形	3010	5.02	600	600	D10	43	40	0.95	368	D6	75	402	0.315	30.3	繰返し回数 (3回)
P3	正方形	3010	5.02	600	600	D10	43	40	0.95	368	D6	75	402	0.315	30.8	(10回)
P4	正方形	3010	5.02	600	600	D13	74	40	0.99	373	D6	75	342	0.315	37.4	軸方向鉄筋径
P5	正方形	3010	5.02	600	600	D13	74	40	0.99	373	D6	150	342	0.157	37.4	帯鉄筋間隔
P6	正方形	3010	5.02	600	600	D10	43	40	0.95	375	D6	75	364	0.315	36.6	せん断支間比
P7	正方形	1800	3.00	600	600	D10	43	40	0.95	375	D6	75	364	0.315	37.6	
P8	円形	3010	5.02	600	600	D10	41	40	1.01	400	D6	75	364	0.315	32.0	断面形状
P9	円形	3010	5.02	600	600	D13	74	40	0.99	364	D6	75	364	0.315	37.2	軸方向鉄筋径
P10	円形	3010	5.02	600	600	D10	41	40	1.01	400	D6	75	303	0.315	33.6	スパイラル筋
P11	八角形	3010	5.02	1000	600	D10	41	40	1.03	400	D6	75	364	0.367	37.6	インターロッキングフープ
P12	長方形	3010	5.02	900	600	D10	41	40	0.95	400	D6	75	364	0.619	39.1	断面形状
P13	正方形	4800	4.00	1200	1200	D13	50	50	0.77	377	D6	120	325	0.094	38.4	断面寸法 軸方向鉄筋径
P14	正方形	4800	4.00	1200	1200	D13	50	50	0.77	377	D10	75	338	1.01	37.6	
P15	正方形	4800	4.00	1200	1200	D16	50	50	1.21	377	D10	75	338	1.01	39.8	
P16	正方形	4800	4.00	1200	1200	D19	50	50	1.75	330	D10	75	338	1.01	33.8	

ており、軸方向鉄筋比は 0.77～1.75%である。帯鉄筋としては、直径が 6mm ないしは 10mm の鉄筋を用いており、帯鉄筋体積比は 0.094～1.01%の範囲にある。

曲率の計測は、塑性ヒンジ領域とその近傍の断面において図－1 に示す手法により行った。すなわち、断面の圧縮縁ならびに引張縁におけるひずみをそれぞれ変位計により計測し、これらのひずみ値から次式により算定した。

$$\phi = \frac{\Delta_T - \Delta_C}{D_i \cdot h} \quad (1)$$

ここに、 ϕ : 曲率

Δ_T, Δ_C : 計測区間における引張側面及び圧縮側面の相対変位

D_i : 引張側面と圧縮側面に配置された変位計の距離

h : 計測区間長

なお、曲率の計測区間長としては、曲率分布を精度良く計測する目的から、できる限り短く設定することとした。すなわち、断面寸法が 600mm の供試体では計測区間長を 80mm、断面寸法が 1200mm の供試体では 150mm とした。また、ある程度の損傷が生じて曲率が計測できるようにするために、曲率計測用の細い鋼棒は内部コンクリートに定着させるとともに、かぶりコンクリートの剥離に伴う鋼棒の変形を防止するために、かぶりコンクリートと鋼棒の付着は発砲スチロールにより絶っている。さらに、変位計はコンクリート縁から数～十数 cm 程外側の位置にセットし、曲率の計測に支障が生じないように配慮を施した。

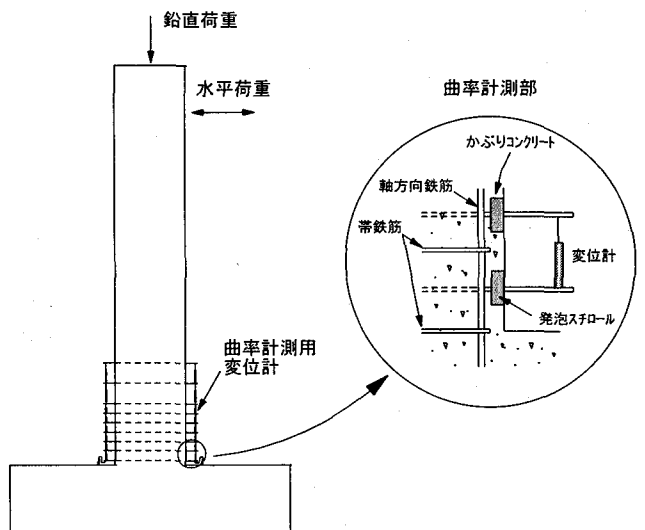
一方、橋脚の全体変位を塑性ヒンジ断面の弾塑性変形による成分と軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出しによる成分とに区別するために、各供試体とも橋脚基部での回転角を計測した。すなわち、フーチング上面からの計測長を可能な限り短く設定し(約 40mm 程度)、引張側面と圧縮側面でのその区間における相対変位から算定した。

実験は、いずれの供試体に対しても変位制御により行い、降伏変位の整数倍の変位を正負交番に載荷した。各載荷ステップにおける繰返し回数は 3 回を基本としているが、

1 回あるいは 10 回とした供試体も一部含まれている。また、軸力としては 1.0N/mm²に相当する力を作用させた。

3. 塑性曲率分布

図－2 は、各供試体に対する正負交番載荷実験により計測された塑性ヒンジ領域付近における曲率の分布を示したものである。ここでは、かぶりコンクリートが剥離し始め、軸方向鉄筋の座屈が視認された載荷ステップ時における曲率分布を示した。このような損傷が生じる時における水平力－水平変位の関係としては、水平力が最大値付近でまだ安定している状態にあるが、その次の載荷変位ステップでは履歴ループが小さくなり始め、水平力も低下してくるような段階に概ね相当している。なお、一部の供試体では、このような損傷段階に至った時に、剥離したコンクリートが変位計に接触する等により信頼性のある曲率が計測できなかったものもある。このような場合には、信頼性のある曲率が計測できた最大の載荷ステップ時における



図－1 曲率の計測方法

曲率分布を示している。

また、図中には、実際にかぶりコンクリートの剥落が生じた範囲を併記した。これは、かぶりコンクリートが剥落した範囲は、力学的には軸方向鉄筋の座屈長と密接な関係があり、塑性ヒンジ長を定性的に比較評価の上ではひとつの目安となるためである。

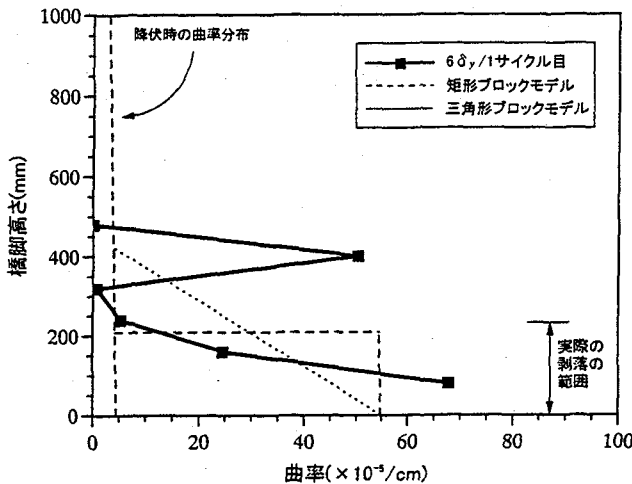
これより、いずれの供試体においても、かぶりコンクリートが剥落し始めるような段階における塑性ヒンジ領域の曲率分布は、滑らかな直線ではないものの、橋脚基部に近いほど曲率の値が大きくなる傾向が認められる。曲率分布が滑らかな直線とならずにある程度の凸凹が生じるのは、計測区間長を短くして曲率を細かく計測しているために、大きなひびわれが入った計測区間での平均的な曲率と、その前後の計測区間でひびわれが生じなかった場合における平均的な曲率とでは、計測値として大きな差異が生じるためである。したがって、曲率分布において局所的にこのような凸凹が生じるのは重要な問題ではなく、全体的な傾向として基部に近いほど曲率が大きくなっていることに着目すべきである。

米国やニュージーランドでは、鉄筋コンクリート橋脚の終局変位を塑性ヒンジ領域における曲率を基に算定しているが、この場合、塑性曲率が矩形ブロックによりモデル化する手法が広く用いられている⁹⁾。しかしながら、本実験結果からは、曲率分布は矩形ブロックよりも基部を底辺とする三角形ブロックに近い挙動と言える。

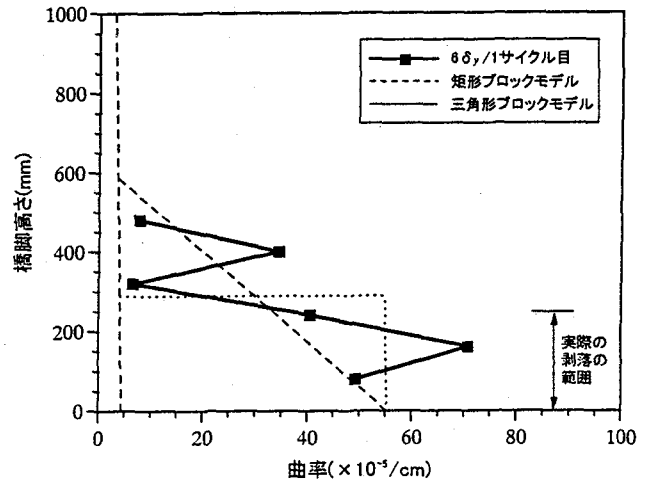
一方、曲率分布とかぶりコンクリートが実際に剥落した範囲を比較すると、いずれの供試体も曲率はかぶりコンクリートの剥落が生じた区間の中央付近の断面で最大となっていることがわかる。これは、軸方向鉄筋の座屈の腹となる断面で曲率が最も大きくなっていることを示している。また、塑性曲率が生じている範囲はかぶりコンクリートの剥落が生じた範囲よりも広がっていることもわかる。

4. 塑性ヒンジ長

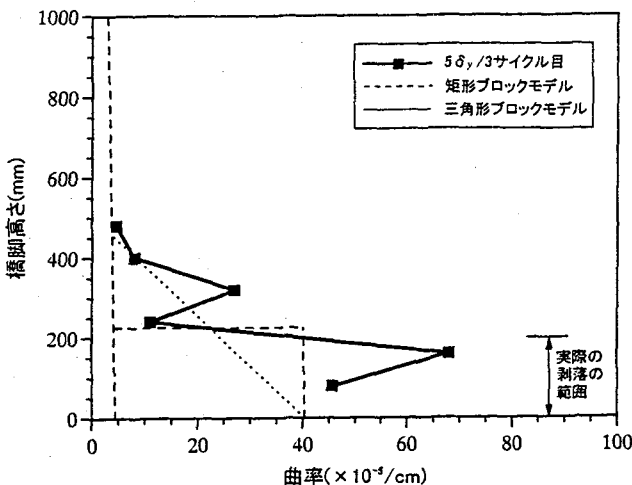
前述したように、塑性ヒンジ領域における実際の曲率分布は、三角形分布に近いような挙動であることが定性的に



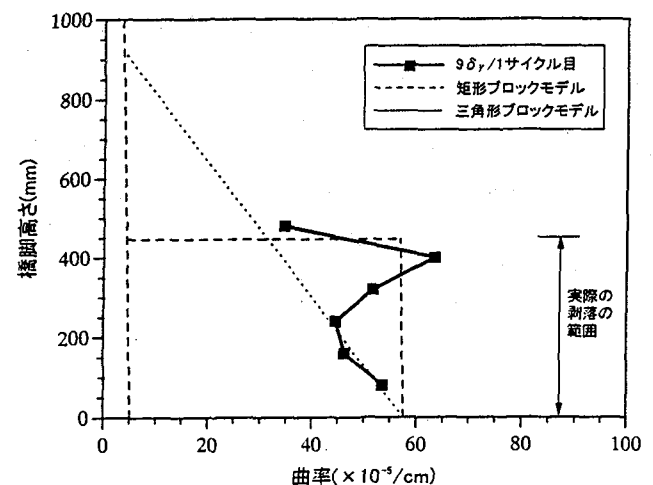
(a) P1 供試体



(b) P2 供試体

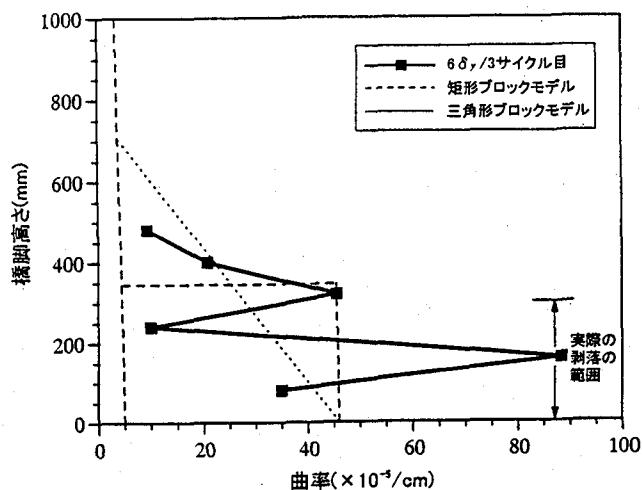


(c) P3 供試体

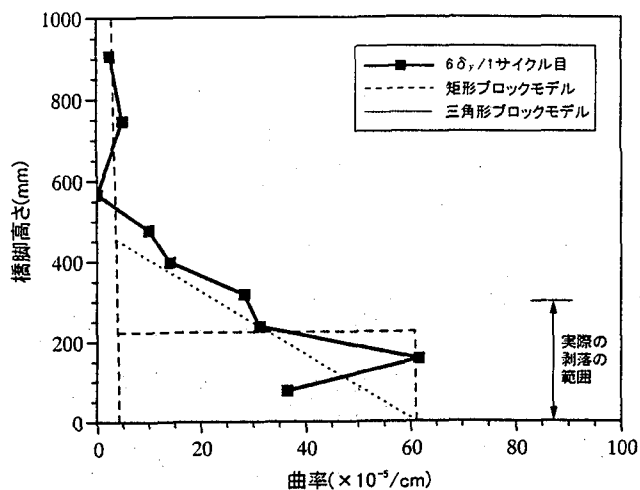


(d) P4 供試体

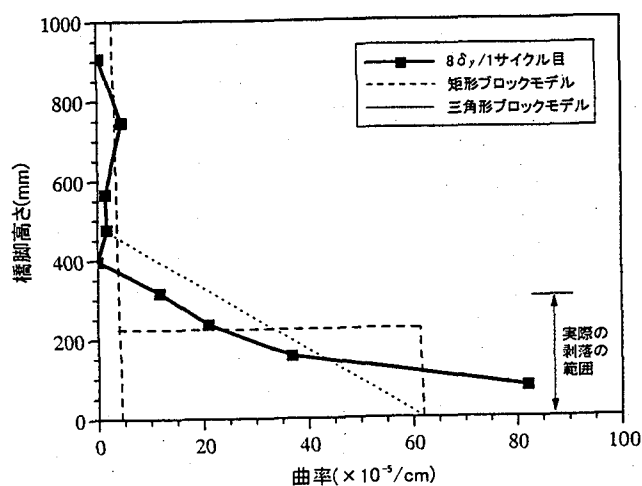
図-2 橋脚基部付近における曲率分布 (その1)



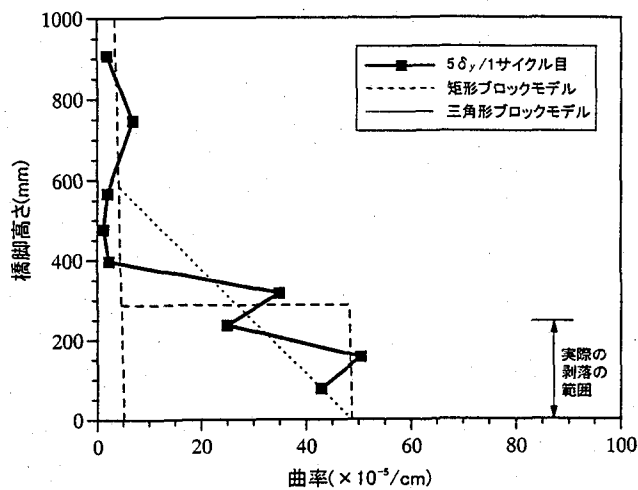
(e) P5 供試体



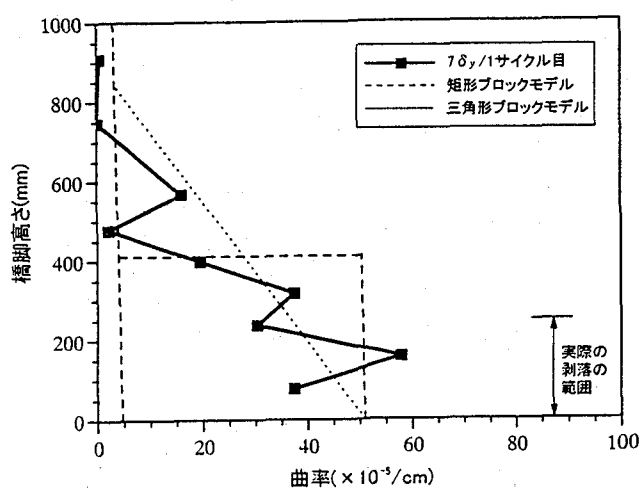
(f) P6 供試体



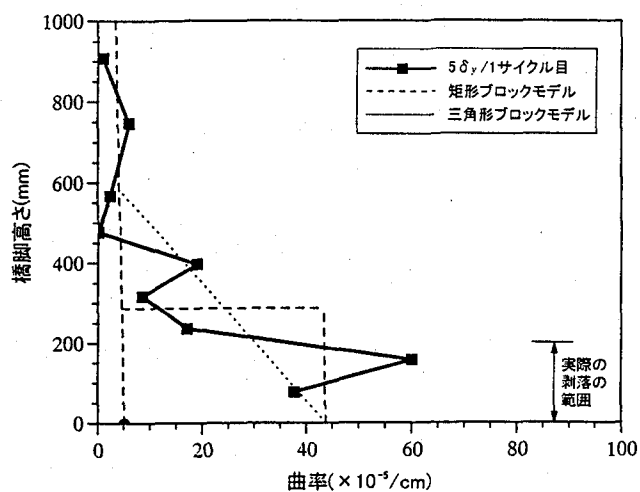
(g) P7 供試体



(h) P8 供試体

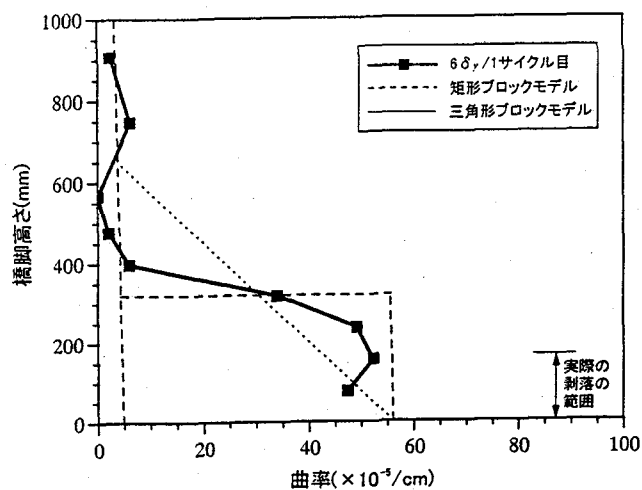


(i) P9 供試体

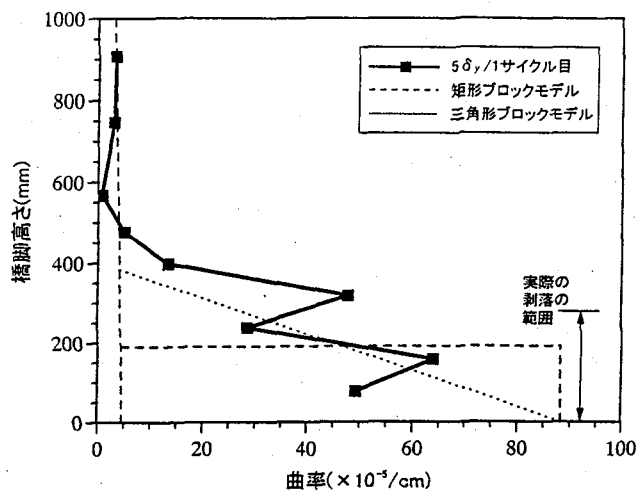


(j) P10 供試体

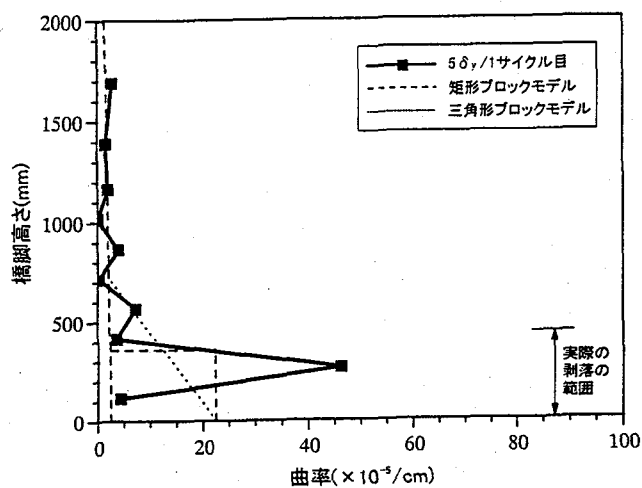
図-2 橋脚基部付近における曲率分布 (その2)



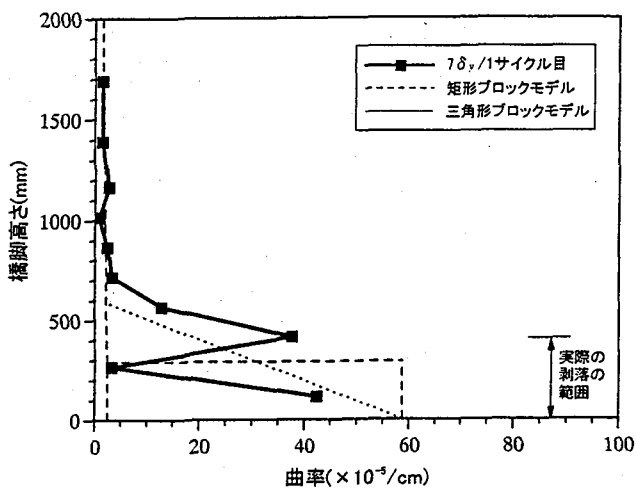
(k) P11 供試体



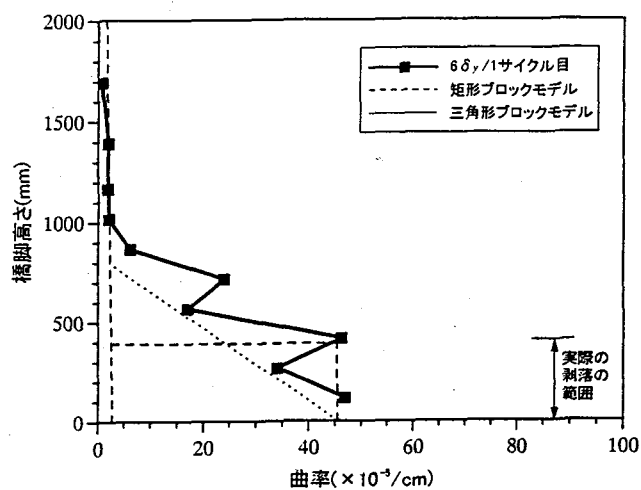
(l) P12 供試体



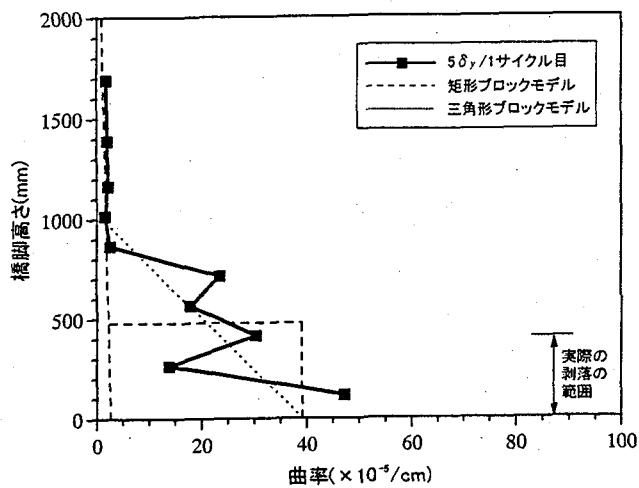
(m) P13 供試体



(n) P14 供試体

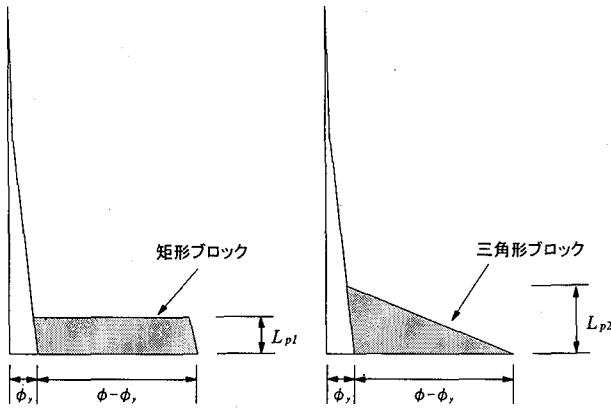


(o) P15 供試体



(p) P16 供試体

図-2 橋脚基部付近における曲率分布 (その3)



(a) 矩形ブロックモデル (b) 三角形ブロックモデル
図-3 塑性曲率分布のモデル化

明らかとなった。そこで、ここでは、本実験により得られたデータを基に、塑性曲率分布を従来モデルである矩形ブロックに加え、新たに三角形ブロックとしてモデル化した場合の塑性ヒンジ長をそれぞれ定量的に算出し、その適用性について検討する。ここに、塑性曲率分布を矩形ブロックならびに三角形ブロックとしてモデル化した場合の塑性ヒンジ長は、それぞれ図-3に示すように定義する。

塑性曲率分布を矩形ブロックとしてモデル化した場合ならびに三角形モデルとしてモデル化した場合の鉄筋コンクリート橋脚の載荷点における水平変位は、それぞれ式(2)ならびに(3)により求められる。

$$\delta = \delta_y + (\phi - \phi_y) \cdot L_{p1} \cdot \left(L - \frac{L_{p1}}{2} \right) + \delta_\theta \quad (2)$$

$$\delta = \delta_y + (\phi - \phi_y) \cdot \frac{L_{p2}}{2} \cdot \left(L - \frac{L_{p2}}{3} \right) + \delta_\theta \quad (3)$$

ここに、 δ : 載荷点における水平変位
 δ_y : 次式で算出される降伏変位

$$\delta_y = \left(\frac{P_u}{P_{yo}} \right) \delta_{yo} = \left(\frac{M_u}{M_{yo}} \right) \delta_{yo} \quad (4)$$

P_{yo}, P_u : 初降伏水平耐力ならびに終局水平耐力
 M_{yo}, M_u : 初降伏曲げモーメントならびに終局曲げモーメント

δ_{yo} : 弾性解析により求められる初降伏変位
 ϕ : 水平変位 δ の時の基部断面における曲率
 ϕ_y : 次式で算出される降伏曲率

$$\phi_y = \left(\frac{M_u}{M_{yo}} \right) \phi_{yo} \quad (5)$$

ϕ_{yo} : 弾性解析により求められる初降伏曲率
 L : 橋脚基部から載荷点までの高さ
 L_{p1} : 塑性曲率分布を矩形ブロックとした場合の塑性ヒンジ長 (図-3(a))
 L_{p2} : 塑性曲率分布を三角形ブロックとした場合の塑性ヒンジ長 (図-3(b))

表-2 塑性ヒンジ長の計算結果

供試体	着目載荷ステップ	着目載荷ステップ時における供試体の損傷状況	矩形ブロックによる塑性ヒンジ長 (mm)	三角形ブロックによる塑性ヒンジ長 (mm)
P1	6 δ_y の1サイクル目	かぶり剥離	209 (0.349D)	424 (0.706D)
P2	6 δ_y の1サイクル目	かぶり剥離	288 (0.480D)	587 (0.978D)
P3	5 δ_y の3サイクル目	かぶり剥離	225 (0.375D)	457 (0.761D)
P4	9 δ_y の1サイクル目	かぶり剥離	447 (0.744D)	921 (1.534D)
P5	6 δ_y の3サイクル目	かぶり剥離開始	345 (0.575D)	706 (1.177D)
P6	6 δ_y の1サイクル目	かぶり剥離開始	224 (0.374D)	454 (0.757D)
P7	8 δ_y の1サイクル目	かぶり剥離開始	225 (0.374D)	460 (0.767D)
P8	5 δ_y の1サイクル目	かぶり剥離	287 (0.479D)	585 (0.976D)
P9	7 δ_y の1サイクル目	かぶり剥離開始	410 (0.684D)	844 (1.406D)
P10	5 δ_y の1サイクル目	かぶり剥離	287 (0.478D)	585 (0.974D)
P11	6 δ_y の1サイクル目	かぶり剥離開始	319 (0.531D)	650 (1.084D)
P12	5 δ_y の1サイクル目	かぶり剥離開始	190 (0.316D)	384 (0.640D)
P13	5 δ_y の1サイクル目	かぶり剥離	358 (0.298D)	726 (0.605D)
P14	7 δ_y の1サイクル目	かぶり剥離開始	291 (0.243D)	589 (0.491D)
P15	6 δ_y の1サイクル目	かぶり剥離開始	391 (0.325D)	793 (0.661D)
P16	5 δ_y の1サイクル目	かぶり剥離開始	480 (0.400D)	979 (0.816D)

δ_θ : 軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出しに起因する基部の回転による載荷点の水平変位

式(2)ならびに(3)に、実験により計測されたかぶりコンクリートが剥離し始める時 (一部の供試体ではかぶりコンクリートに大きな剥離が生じた段階時) における載荷点での水平変位、ならびに軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出しによる水平変位を代入し、また、降伏変位としては式(4)により求められる解析値を適用することにより、塑性曲率分布を矩形ブロックならびに三角形ブロックとした場合の塑性ヒンジ長 L_{p1} , L_{p2} をそれぞれ求めた。なお、ここで、 ϕ の値としては、道路橋示方書 V 耐震設計編¹¹⁾ に示される手法により求められた終局曲率を用いることとした。これは、この手法によって求められる終局時とは、かぶりコンクリートが剥離し始める頃の損傷時に概ね相当していることが既往の研究により明らかになっていることから¹²⁾、かぶりコンクリートの剥離が始まる時の基部における曲率の値として道路橋示方書に基づく計算値が適用できるものと考えたためである。

塑性ヒンジ長の計算結果を表-2に示す。また、求められた塑性ヒンジ長を基に、かぶりコンクリートの剥離が始まる時における曲率分布を推定した結果を図-2中に併記し、実験値との比較を行った。その結果、実験により計測された曲率分布は、三角形ブロックにより定義した塑性ヒンジ長 L_{p2} に基づく曲率分布モデルとよく一致することがわかる。一方、塑性曲率分布を矩形ブロックとしてモデル化した場合、その塑性ヒンジ長 L_{p1} は、実際にかぶりコンクリートの剥離が生じた長さとはよく一致している。かぶりコンクリートの剥離は軸方向鉄筋の座屈に伴って生じる現象であり、その剥離の範囲は軸方向鉄筋の座屈長と概ね等しいことを踏まえると¹³⁾、塑性曲率分布を矩形ブロックとして定義される塑性ヒンジ長 L_{p1} は、軸方向鉄筋の座屈長とよい相関があるものと考えられる。

5. 塑性ヒンジ長の要因分析

表-2のように求められた塑性ヒンジ長を基に、鉄筋コンクリート橋脚の構造特性が塑性ヒンジ長に及ぼす影響について考察することにする。ここで、要因分析に用いる塑性ヒンジ長としては、矩形ブロックにより定義される値 L_{pl} を用いた。これは、塑性ヒンジ長が軸方向鉄筋の座屈長と重要な関係があり¹³⁾、本要因分析に用いる実験値としては、軸方向鉄筋の座屈長とよい相関が得られた L_{pl} を用いる方がよいと判断したためである。

5.1 軸方向鉄筋径の影響

図-4は、軸方向鉄筋径が実験パラメータとなっている供試体 (P2, P4, P8, P9, P14, P15, P16) を対象として、軸方向鉄筋径が塑性ヒンジ長に及ぼす影響を示したものである。ここで、軸方向鉄筋径ならびに塑性ヒンジ長は、いずれも断面寸法により無次元化している。これより、正方形断面、円形断面とも、軸方向鉄筋径が大きくなるにつれて塑性ヒンジ長が長くなっていることがわかる。これは、軸方向鉄筋の座屈長が鉄筋径に比例することを踏まえると、塑性ヒンジ長は軸方向鉄筋の座屈長と有意な関係があることを示していると考えられる。

5.2 帯鉄筋間隔の影響

帯鉄筋間隔がパラメータとなっている供試体 (P4, P5, P13, P14) に対して、帯鉄筋間隔が塑性ヒンジ長に及ぼす影響を示した結果が図-5である。対象となる供試体数が少ないが、断面寸法に対する帯鉄筋間隔の比 (s/D) の値が大きくなるにつれ、塑性ヒンジ長も長くなる傾向がある。ただし、P5 供試体のように s/D の値が0.25と過度に大きくなると、帯鉄筋によるコンクリートの拘束効果が低下し、逆に塑性ヒンジ長が短くなる結果となっている。

5.3 せん断支間比の影響

P6 供試体とP7 供試体は、せん断支間比のみが異なる供試体である。表-2より、両供試体の塑性ヒンジ長はよく一致していることがわかる。すなわち、せん断支間比が3.0とした場合と5.0とした場合の比較からは、曲げ破壊型の橋脚であれば、せん断支間比が塑性ヒンジ長に及ぼす影響は小さいものと考えられる。

5.4 弾性座屈理論に基づく軸方向鉄筋の座屈長との比較

前述したように、塑性ヒンジ長は軸方向鉄筋径や帯鉄筋間隔に有意であることがわかった。これらの指標はいずれも軸方向鉄筋の座屈長と密接に関連している。そこで、軸方向鉄筋の座屈長の理論解と実験により求められた塑性ヒンジ長との関係を調べた。ここで、軸方向鉄筋の座屈長は、須田らの手法に基づき、軸方向鉄筋を弾性支承上の直棒部材としてモデル化し、半波形で座屈するモードとして次式により求められる¹³⁾。

$$L_{cr} = C_2 \sqrt{E_o I_o / \beta_n} \quad (6)$$

ここで、 C_2 は定数で4.4~5.4であり、 E_o 、 I_o は軸方向鉄筋の弾性係数ならびに断面2次モーメント、また $\beta_n = k/s$ であり、 s は帯鉄筋間隔、 k は弾性支承のバネ定数で帯鉄筋の曲げ剛性 (中間帯鉄筋がある場合には中間帯鉄筋の軸剛

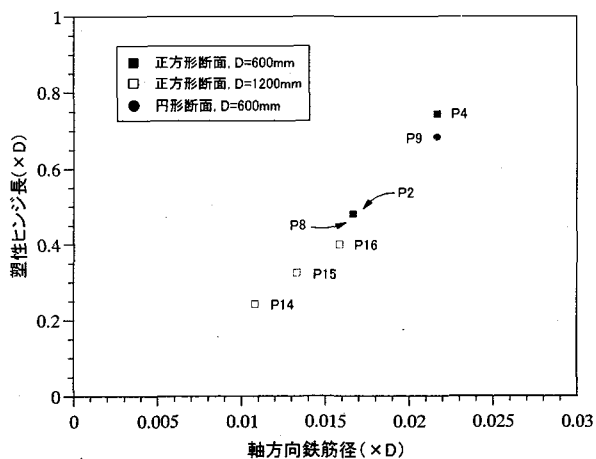


図-4 軸方向鉄筋径と塑性ヒンジ長の関係

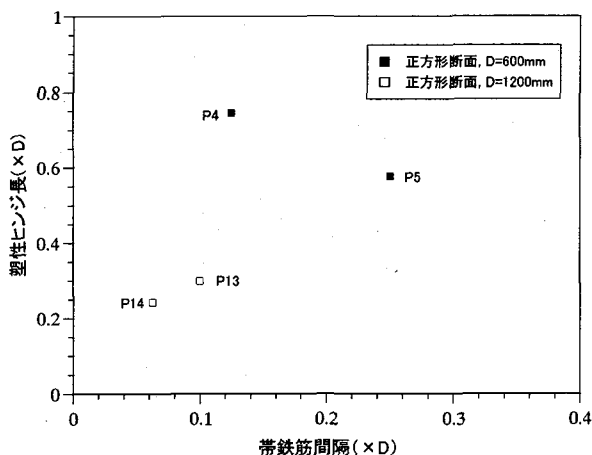


図-5 帯鉄筋間隔と塑性ヒンジ長の関係

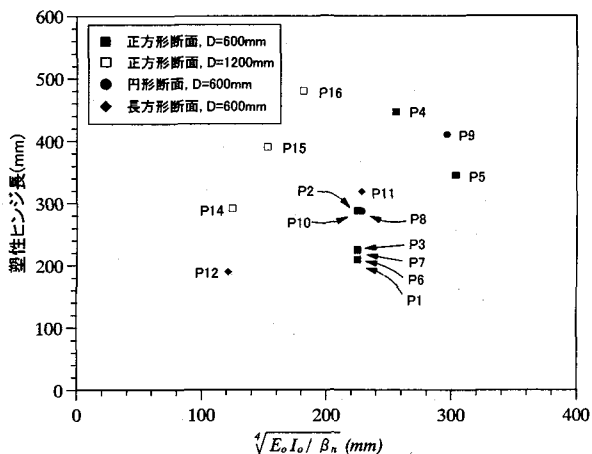


図-6 弾性座屈理論による座屈長と塑性ヒンジ長

性も含める) を考慮して評価した。

解析により求められた式(6)における $(\sqrt{E_o I_o / \beta_n})$ の値と塑性ヒンジ長の実験結果を比較した結果を図-6に示す。これより、弾性座屈理論における軸方向鉄筋の座屈長の指標となる $(\sqrt{E_o I_o / \beta_n})$ の値は、断面寸法が600mmの供試体ならびに1200mmの供試体毎に整理すれば、塑性ヒンジ長と概ね比例関係が認められる。このことは、鉄筋コンクリート橋脚における塑性ヒンジ長が、弾性座屈理論

によって求められる座屈長と有意な関係があること示している。ただし、式(6)によれば、弾性座屈理論に基づく座屈長は、 $(\sqrt[4]{E_d I_o / \beta_n})$ に対して比例係数が4.4~5.4であるのに対して、実験から求められた塑性ヒンジ長に対する比例係数は、図-6からもわかるように1.0~2.0程度であり、定量的には一致していない。これは、弾性座屈理論では軸方向鉄筋の非線形効果を考慮していないためと考えられる。

また、 $(\sqrt[4]{E_d I_o / \beta_n})$ に対する比例係数は断面寸法によって異なる傾向がある点にも注意が必要である。これは、断面寸法が2倍になっても、軸方向鉄筋径や帯鉄筋間隔等の軸方向鉄筋の座屈長に支配的なパラメータが相似則に基づいて忠実に2倍となっているわけではないことによるものと考えられる。

6. 結論

本研究では、塑性ヒンジ領域において曲率の計測を実施した16体に対する鉄筋コンクリート橋脚模型の正負交番載荷実験結果を用いて、それぞれ終局時における曲率分布を示した。そして、終局変位の算定に適用する曲率分布のモデル化手法について検討を行うとともに、塑性ヒンジ長に影響を及ぼす構造要因について考察を行った。本研究により得られた知見をまとめると、以下の通りである。

- 1) かぶりコンクリートが剥落し始める時における曲率分布は、基部に近い断面ほど大きな曲率となる形状となり、かぶりコンクリートの剥落が生じた区間のおよそ中間点付近の断面において最大となる。この断面は、軸方向鉄筋の座屈の腹となっている断面付近に相当している。また、塑性曲率は、かぶりコンクリートが剥落する範囲よりもさらに上側の断面まで進展する。
- 2) 鉄筋コンクリート橋脚の終局変位を算出するために設定される塑性曲率分布モデルは、米国やニュージーランドで用いられている矩形ブロックよりも三角形モデルの方が実際の挙動とよく一致する。ただし、矩形ブロックとしてモデル化した場合に定義される塑性ヒンジ長は、実際にかぶりコンクリートの剥落が生じた長さとは一致する。
- 3) 塑性ヒンジ長は軸方向鉄筋径に比例して長くなる。また、帯鉄筋間隔が大きくなると塑性ヒンジ長も長くなる傾向があるが、逆に過度に大きくなると拘束効果が低下するため、塑性ヒンジ長が短くなる。
- 4) 鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長に及ぼす軸方向鉄筋径や帯鉄筋間隔の影響は、軸方向鉄筋を弾性支承上の棒部材としてモデル化する弾性座屈解析により定性的に評価することができる。しかしながら、弾性座屈理論に基づく軸方向鉄筋の座屈長の理論解は、実験により求められた塑性ヒンジ長よりも定量的に大きくなった。これは、座屈長の評価において、軸方向鉄筋の非線形性の影響を考慮していないためと考えられる。

参考文献

- 1) 町田篤彦、睦好宏史、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、No.378/V-6、pp.203-212、1987年2月。
- 2) 石橋忠良、吉野伸一：鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形性能に関する研究、土木学会論文集、No.390/V-8、pp.57-66、1988年2月。
- 3) 檜貝勇：大変位の繰り返しによりせん断破壊するRC部材の変形能力、第8回コンクリート工学年次論文報告集、pp.769-772、1986年。
- 4) 中村光、二羽淳一郎、田辺忠顕：解析的研究に基づくRC部材の塑性変形能定量化、土木学会論文集、No.442/V-16、pp.127-135、1992年2月。
- 5) 阪神淡路大震災被害分析と靱性評価式、阪神大震災調査研究特別委員会WG報告、土木学会コンクリート技術シリーズ12、1996年8月。
- 6) M.J.N. Priestley, F. Seible, G.M. Calvi : Seismic Design and Retrofit of Bridges, Wiley- Interscience, 1996.
- 7) 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法、構造工学論文集、Vol.44A、pp.877-888、1998年3月。
- 8) 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、pp.2123-2128、1998年11月。
- 9) 長屋和宏、運上茂樹：インターロッキングRC橋脚の動的耐力、変形性能に関する実験的検討、第25回地震工学研究発表会、pp.709-712、1999年7月。
- 10) 長屋和宏、運上茂樹：横拘束筋にスパイラル鉄筋およびPC鋼線を用いたRC橋脚の動的耐力、変形性能に関する実験的検討、土木学会第54回年次学術講演会、第1部(B)、pp.452-453、1999年9月。
- 11) (社)日本道路協会、道路橋示方書V耐震設計編、1996年12月。
- 12) 武村浩志、川島一彦、運上茂樹、星隈順一：繰返し載荷実験に基づくRC橋脚の終局変位の評価、構造工学論文集、Vol.43A、pp.869-880、1997年3月。
- 13) 浅津直樹、運上茂樹、星隈順一、近藤益央：軸方向鉄筋の座屈長がRC橋脚の塑性ヒンジ長に与える影響、第3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.177-182、1999年12月。
- 14) 須田久美子、新保弘、増川淳二、村山八洲雄：中空断面PC柱部材の柱筋座屈特性と中間帯鉄筋の役割について、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.18、pp.725-730、1996年。

(1999年9月17日受付)