

◆ 報 文 ◆

# 円形断面鉄筋コンクリート橋脚の変形性能評価法の高度化

堺 淳一\* 運上茂樹\*\*

## 1. はじめに

鉄筋コンクリート橋脚（RC橋脚）が大規模地震に対してねばり強く抵抗するためには、軸方向鉄筋降伏後の変形性能の確保が必要である。兵庫県南部地震後に改訂された道路橋示方書<sup>1),2)</sup>では、帯鉄筋や中間帯鉄筋によるコンクリートの横拘束効果を見込んだRC橋脚の変形性能の評価法が採用されている。

橋の耐震設計においては、所定の安全性や修復性を確保することが必要とされるが、この場合には塑性化を考慮する橋脚の変形性能を精度よく推定することが重要となる。道路橋示方書では、RC橋脚の変形性能は、コンクリートおよび軸方向鉄筋の応力～ひずみ関係を用い、断面保持を仮定して、降伏時および終局時の曲率を基準に求めることとされている。終局限界は最外縁の軸方向圧縮鉄筋位置においてコアコンクリートの圧縮ひずみが終局ひずみ $\epsilon_{cu}$ に達する時点として定義されている。こうして求められるRC橋脚の終局変位は、かぶりコンクリートが剥落し始める段階に概ね一致することが報告されている<sup>3)</sup>。

一方、上述の手法では、終局ひずみを最外縁の軸方向圧縮鉄筋位置において定義しているため、この位置では終局ひずみに達しているが、円形状

に軸方向鉄筋が配置される断面の場合には、断面全体としては損傷がまだ進展していないことになる。図-1は矩形断面の場合と比較したものであるが、矩形断面の場合には辺長に相当する領域で終局ひずみに達するが、円形断面の場合には終局ひずみを超える領域は矩形断面に比較して小さくなり、断面全体としてはまだ余裕のあることになる。

こうした背景から、本研究は、円形断面RC橋脚の変形性能の評価法の高度化を目的としたものであり、本文では終局限界の判定位置に着目して変形性能評価法の精度を検討した結果を報告するものである。

## 2. 解析対象としたRC橋脚実験模型

解析対象としたのは、土木研究所で実施した7体<sup>4),5)</sup>、東京工業大学で行われた6体<sup>6),7),8)</sup>およびカリフォルニア大学バークリー校（UCB）で行われた5体<sup>9),10)</sup>の計18体の円形断面RC橋脚模型である。これらの特性は表-1に示す通りであり、例として、土木研究所で実験されたNo.3模型を図-2に示す。図中には、後述する解析における終局の判定位置もあわせて示している。実験模型は、いずれも図-2に示す断面のように軸方向鉄筋は一段配筋となっており、中間帯鉄筋は配置されていない。

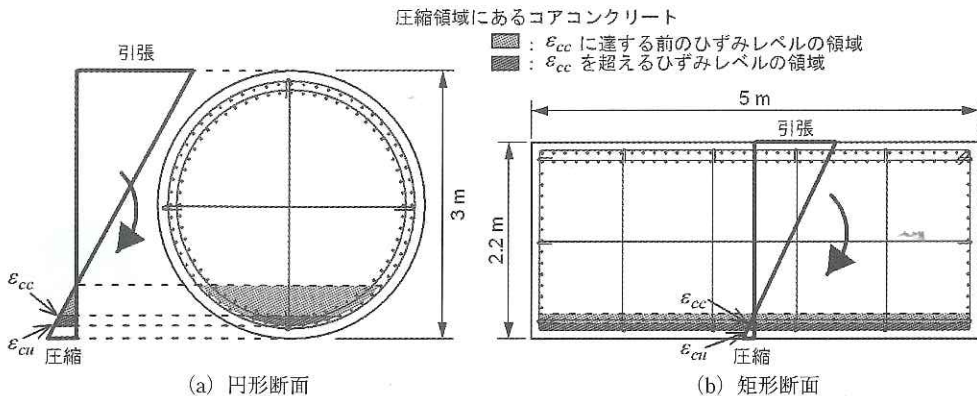


図-1 曲げを受ける円形断面と矩形断面の終局時のひずみ分布とコアコンクリートの圧縮領域

Analytical Investigations on Evaluation of Ductility Capacities of Circular Reinforced Concrete Bridge Columns

表-1 解析対象とした円形断面RC橋脚模型

実験実施機関	模型名	参考文献	$D$ (mm)	$h/D$	$f_{co}$ (MPa)	軸方向鉄筋	$\rho_l$ (%)	$s$ (mm)	$\rho_s$ (%)	軸応力 (MPa)
土木研究所	No. 3	4)	600	5.0	31.8	D10	1.01	75	0.33	1.0
土木研究所	No. 4	4)	600	5.0	36.9	D13	0.99	75	0.33	1.0
土木研究所	No. 5	4)	600	5.0	33.3	D10	1.01	75	0.33(s)	1.0
土木研究所	P-28	5)	564	4.4	39.8	D13	2.03	250	0.21	0
土木研究所	P-29	5)	564	3.1	39.8	D13	2.03	250	0.21	0
土木研究所	P-31	5)	564	4.4	39.8	D13	2.03	25	2.06(s)	0
土木研究所	P-32	5)	564	3.1	39.8	D13	2.03	25	2.06(s)	0
東京工業大	TP-021	6)	400	3.4	30.0	D16	1.89	150	0.26	1.5
東京工業大	TP-024	6)	400	3.4	30.0	D16	1.89	300	0.13	1.5
東京工業大	TP-054	7)	400	3.4	22.4	D13	2.02	50	0.75	1.5
東京工業大	TP-058	7)	400	3.4	26.2	D13	2.02	25	1.49	1.5
東京工業大	TP-060	7)	400	3.4	27.8	D13	2.02	50	0.75(s)	1.5
東京工業大	TP-061	7)	400	3.4	27.8	D13	2.02	25	1.49(s)	1.5
UCB	C415	9)	610	4.0	31.0	D16	1.49	32	0.72(s)	2.2
UCB	C815	9)	610	8.0	31.0	D16	1.49	32	0.72(s)	2.2
UCB	C1015	9)	610	10.0	31.0	D16	1.49	32	0.72(s)	2.2
UCB	C407	9)	610	4.0	31.0	D16	0.75	32	0.72(s)	2.2
UCB	C430	9)	610	4.0	31.0	D16	2.98	32	0.72(s)	2.2

注)  $\rho_s$ の列の (s) は横拘束筋にスパイラル筋が用いられていることを意味する。(それ以外は円形帯鉄筋)

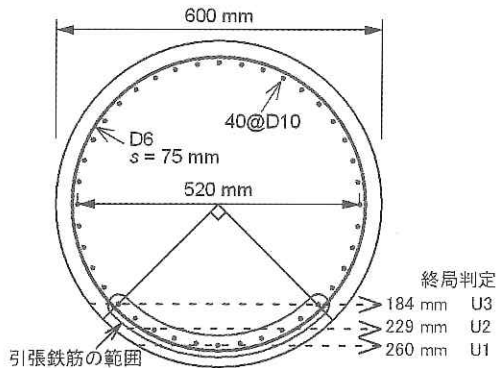


図-2 模型断面と終局の判定位置 (No.3模型)

いずれも水平変位を変位制御により漸増させながら載荷され、基部で曲げ破壊した模型である。軸方向鉄筋比  $\rho_l$ 、横拘束筋比  $\rho_s$  はそれぞれ1~2%程度、0.3~0.8%程度であり、コンクリート強度  $f_{co}$  が30MPa程度と、一般的な都市高架橋を想定した模型である。

なお、表-1に示すように、解析対象模型には横拘束筋として円形帯鉄筋が用いられた模型とスパイラル筋が用いられた模型が含まれるが、同じ横拘束筋間隔  $s$  で同じ鉄筋量を用いればこれらの横拘束効果は概ね同程度である<sup>4),7)</sup> ため、本文ではこれらの区別をしていない。

以下に、実験シリーズごとの模型の特徴を示す。

## 2.1 土木研究所における実験模型

No.3~No.5模型<sup>4)</sup> は、軸方向鉄筋径とスパイラル筋がRC橋脚の変形性能に及ぼす影響を評価するために実施された実験の模型である。断面の直径  $D$  が0.6m、載荷点高さは3.01mであり、せん断支間比  $h/D$  は5である。同一水平変位におけるくり返し回数は3回であり、軸力は基部の軸応力が1MPaとなるように作用させている。

軸方向鉄筋比  $\rho_l$  はいずれの模型も1%であるが、No.3, 5模型ではD10を40本用いているのに対し、No.4模型ではD13を22本用いている。横拘束筋比  $\rho_s$  は0.33%で一定とし、No.3, 4模型には我が国で一般によく使われる円形帯鉄筋を用い、No.5模型にはスパイラル筋を用いている。コンクリート強度  $f_{co}$  は32~37MPaの範囲にある。鉄筋には、SD295が用いられており、D10 (軸方向鉄筋)、D13 (軸方向鉄筋)、D6 (円形帯鉄筋)、D6 (スパイラル筋) の降伏強度  $f_y$  はそれぞれ397MPa、361MPa、361MPa、301MPaである。

次に、P-28, 29, 31, 32模型<sup>5)</sup> は、 $D = 0.564m$ 、 $\rho_l = 2\%$  であり、載荷点高さ  $h$  と基部の横拘束筋間隔  $s$  を変化させた模型である。同一水平変位におけるくり返し回数は10回であり、載荷装置の制約から、軸力は作用させていない。 $h$  は2.5mと1.75mとしている。 $s$  は250mmから25mmに変化させ、 $\rho_s$  を0.21%から2.06%に増



加させている。コンクリート強度  $f_{co}$  は 39.8MPa とやや高めである。鉄筋には SD295 (軸方向鉄筋)、SR235 (帯鉄筋) が用いられている。材料試験の結果がないため、後述の解析ではこれらの降伏強度は他の実験に用いられた  $f_{sy}$  を参考に、公称の降伏強度の 1.25 倍とし、軸方向鉄筋、帯鉄筋では、それぞれ 369MPa、294MPa とした。

### 2.2 東京工業大学における実験模型

文献 6)、7) を参考にここに示される TP-021、024 模型および TP-054、058、060、061 模型を解析対象とした。TP-021、024 模型は、断面の直径は  $D = 0.4\text{m}$ 、せん断支間比は  $h/D = 3.4$ 、軸方向鉄筋比は  $\rho_l = 1.89\%$  である。軸方向鉄筋には D16 が用いられており、軸方向鉄筋径が大きい模型である。同一水平変位におけるくり返し回数は 3 回であり、軸力は基部の軸応力が 1.5MPa となるように作用されている。帯鉄筋間隔を 150mm から 300mm に変化させており、横拘束筋比  $\rho_s$  は 0.26% と 0.13% である。コンクリート強度  $f_{co}$  は 30MPa である。鉄筋には、SD295 が用いられており、軸方向鉄筋、横拘束筋の降伏強度  $f_{sy}$  はそれぞれ 374MPa、363MPa である。

TP-054、058、060、061 模型は、 $D = 0.4\text{m}$ 、 $h/D = 3.4$ 、 $\rho_l = 2\%$  である。同一水平変位におけるくり返し回数は 1 回であり、軸力は基部の軸応力が 1.5 MPa となるように作用されている。TP-054、058 模型には円形帯鉄筋が、TP-60、TP-61 模型にはスパイラル筋が用いられている。横拘束筋間隔には 50mm と 25mm の 2 ケースが用いられている。コンクリート強度  $f_{co}$  は 22~28MPa の範囲にある。軸方向鉄筋、円形帯鉄筋には SD295 が、スパイラル筋には SR235 がそれぞれ用いられており、軸方向鉄筋、円形帯鉄筋、スパイラル筋の降伏強度  $f_{sy}$  はそれぞれ 377MPa、374MPa、337MPa である。

なお、TP-054、058、060、061 模型は、いずれも載荷装置の制約から、鉄筋の座屈や破断、水平力の低下という状態が生じる前に載荷を終了させている。後述の考察では、実験における終局変位を載荷終了時の変位とみなしたが、これらの模型はこれ以上の変形性能を有している可能性があることに注意する必要がある。

### 2.3 UCB における実験模型

文献 9) を参考にここに示される C415、C815、C1015、C407、C430 模型の 5 体を解析対象とした。断面の直径が 0.61m、せん断支間比  $h/D$  は 4、8、10 に変化させている。軸方向鉄筋比  $\rho_l$  は 1.5% を基準として、その 1/2 倍と 2 倍に変化させてい

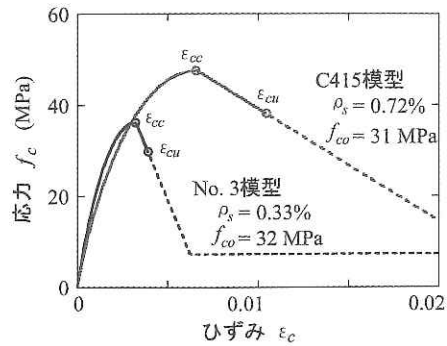


図-3 横拘束コンクリートの応力~ひずみ関係

る。横拘束筋としては、直径が 6.4mm の丸鋼のスパイラル筋を 32mm 間隔で配置している。横拘束筋比  $\rho_s$  は 0.72% である。同一水平変位におけるくり返し回数は 3 回である。米国では軸応力が相対的に大きい場合が多く、基部の軸応力は、2.2MPa と土木研究所や東京工業大学における実験よりも高めである。コンクリート強度  $f_{co}$  は 31MPa である。軸方向鉄筋、スパイラル筋にはそれぞれ Grade60 (公称の降伏強度 = 414MPa)、Grade80 (公称の降伏強度 = 552MPa) が用いられており、それぞれの降伏強度  $f_{sy}$  は 462MPa、607MPa である。

### 3. 水平力~水平変位履歴の算出

道路橋示方書<sup>2)</sup>では、降伏変位  $\delta_y$ 、終局変位  $\delta_u$  および降伏耐力  $P_y$ 、終局耐力  $P_u$  は次式より求めることとされている。

$$\delta_y = \frac{M_u}{M_{y0}} \delta_{y0} \quad (1)$$

$$\delta_u = \delta_y + (\phi_u - \phi_y) L_p (h - L_p / 2) \quad (2)$$

$$P_y = P_u = \frac{M_u}{h} \quad (3)$$

ここで、 $\delta_{y0}$  は初降伏変位、 $M_{y0}$ 、 $M_u$  はそれぞれ初降伏曲げモーメント、終局曲げモーメント、 $\phi_y$ 、 $\phi_u$  はそれぞれ降伏曲率、終局曲率であり、これらは断面保持を仮定した曲げモーメント~曲率 ( $M - \phi$ ) 解析から求められる。 $L_p$  は塑性ヒンジ長であり、 $h/D$  が 3 以上の RC 橋脚では、断面高さ (断面の直径  $D$ ) の 1/2 と仮定される。

$M - \phi$  解析では、RC 断面を 50 分割とし、コンクリートには図-3 に示す横拘束効果を見込んだコンクリートの応力~ひずみ関係<sup>11)</sup>を、軸方向鉄筋には弾完全塑性を仮定した応力~ひずみ関係を用いる。なお、道路橋示方書では、終局ひずみ  $\epsilon_{cu}$  以上のひずみレベルにおけるコンクリートの応力は 0 と仮定されるが、後述する解析ではこ



れ以降の履歴も用いたため、これを図-3中に破線で示している。

RC橋脚の水平力～水平変位は、ひび割れ、初降伏、終局の3つのイベント時の曲げモーメントと曲率をそれぞれ求め、これをもとに算定する。ひび割れ点は引張縁のかぶりコンクリートの応力が曲げ引張強度を超える点、初降伏点は引張側軸方向鉄筋の引張ひずみが増加し、初降伏ひずみを超える点、終局は最外縁の軸方向圧縮鉄筋位置においてコンクリートのひずみが終局ひずみに達する点と定義されている。なお、道路橋示方書では、地震動のタイプI、IIに応じて終局ひずみがそれぞれ定義されているが、本研究では、実験の載荷回数を考慮しタイプII地震動の終局ひずみを用いることとした。このため、載荷くり返し回数の多いP-28、29、31、32模型に対する解析では、終局変位を大きめに評価する可能性があることに注意する必要がある。

本研究において、終局限界の判定位置を変化させた場合の影響を調べるために水平力～水平変位履歴を算出する際には、基本的に道路橋示方書の手法に従うこととした。ただし、 $M-\phi$ 履歴は曲率を漸増させた解析から求め、これを基に水平力～水平変位の履歴を近似的に求めることとした。すなわち、載荷点における水平変位の算出は、式(2)を基本とし、載荷ステップ*i*の水平変位 $\delta_i$ を求めるために、次式を用いた。

$$\delta_i = \delta_{y_i} + (\phi_i - \phi_{y_0}) L_p \left( h - \frac{L_p}{2} \right) \quad (4)$$

ここで、

$$\delta_{y_i} = \delta_{y_0} \times \frac{M_i}{M_{y_0}} \quad (5)$$

である。 $\phi_i < \phi_{y_0}$ の場合は、式(4)の第2項を0とした。式(5)中の $\delta_{y_0}$ には、上述の道路橋示方書の手法から求めた値を用いた。なお、載荷ステップ*i*の水平耐力 $P_i$ は次式から求めた。

$$P_i = \frac{M_i}{h} \quad (6)$$

コンクリートには図-3に示すように $\epsilon_{cu}$ 以降の履歴を含むモデルを仮定した。コンクリートの応力が最大圧縮応力度の20%になるまでコンクリートの耐力が線形的に低下し、その後は最大圧縮応力度の20%の耐力を保持することとした。道路橋示方書と同じコンクリートモデルを用いると、後述するように $\epsilon_{cu}$ を超えると同時にコンクリートの耐力が急に0となり、道路橋示方書の定義による終局変位以降の履歴挙動が正しく評価できない

ために、こうしたモデルを仮定した。なお、軸方向鉄筋の応力～ひずみ関係には道路橋示方書の手法と同じものを用いた。

終局は、いずれもコンクリートのひずみが $\epsilon_{cu}$ に達した時点とし、その判定位置を図-2に示すように以下の3つを仮定した。

U1：最外縁の軸方向圧縮鉄筋位置

U2：断面中心からの距離が $D'/2\sqrt{2} \sim D'$ の範囲に入る鉄筋（引張鉄筋）の重心位置

U3：断面中心から $D'/2\sqrt{2}$ の位置

ここで、 $D'$ は軸方向鉄筋の配置径である。

## 4. 終局変位の評価

### 4.1 水平力～水平変位履歴

曲率漸増解析により求めた水平力～水平変位の履歴と実験結果の比較をNo.3模型とC415模型を例に示すと図-4のようになる。図中には、実験における模型の破壊の進展をあわせて示している。なお、実験結果には、軸力による $P-A$ 効果および軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出しによる回転変位が含まれるが、ここではその補正を行っていない。これに関しては、今後さらなる検討が必要である。

No.3模型に対する実験では、水平変位が0.083mの時に軸方向鉄筋が座屈してかぶりコンクリートが剥落し、0.1mの時に軸方向鉄筋が1本破断して橋脚の水平耐力が低下し始めた。

道路橋示方書の手法によれば、降伏変位は0.017mであり、ここから終局変位(=0.055m)まで109kNで耐力一定と評価される。実験において耐力が低下し始める点を終局と定義すると、道路橋示方書の手法は終局変位を45%小さめに評価し、かぶりコンクリートの剥落する点を終局とする場合には34%小さめの評価となる。

曲率漸増解析は、実験による水平力～水平変位履歴の包絡線の特徴をよく表しており、変位が0.046mで水平力が最大となった後、変位の増加に伴い水平力は緩やかに低下する。終局判定U1、U2、U3による終局変位は0.061m、0.078m、0.126mである。終局判定U1を用いた場合に道路橋示方書の手法による終局変位よりやや大きな変位を推定するのは、本手法ではコンクリートに $\epsilon_{cu}$ 以降の履歴を含むモデルを用いているためである。終局判定U2を用いると、比較的精度良くかぶりコンクリートの剥落する変位を推定する。終局判定3を用いると、耐力が低下し始める点よりも23%大きな変位を推定する。なお、終局判定U2、U3の段階では、最外縁の軸方向圧縮鉄筋位

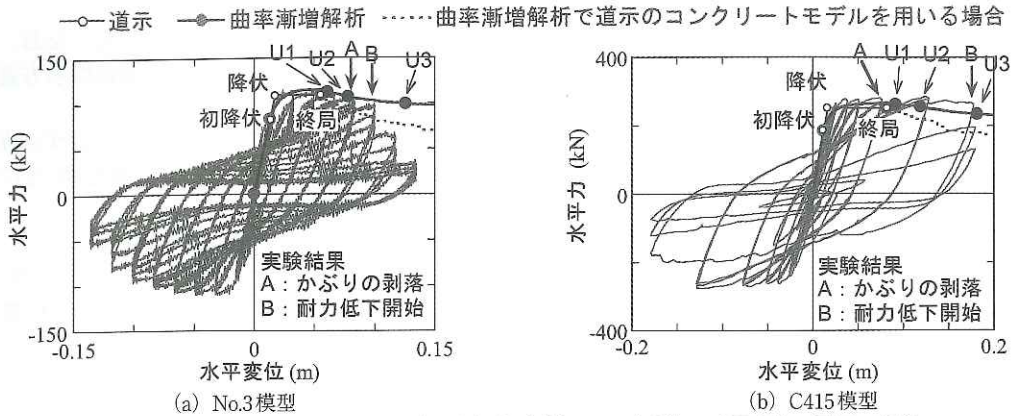


図-4 実験による水平力～水平変位の履歴と解析による水平力～水平変位の履歴の比較

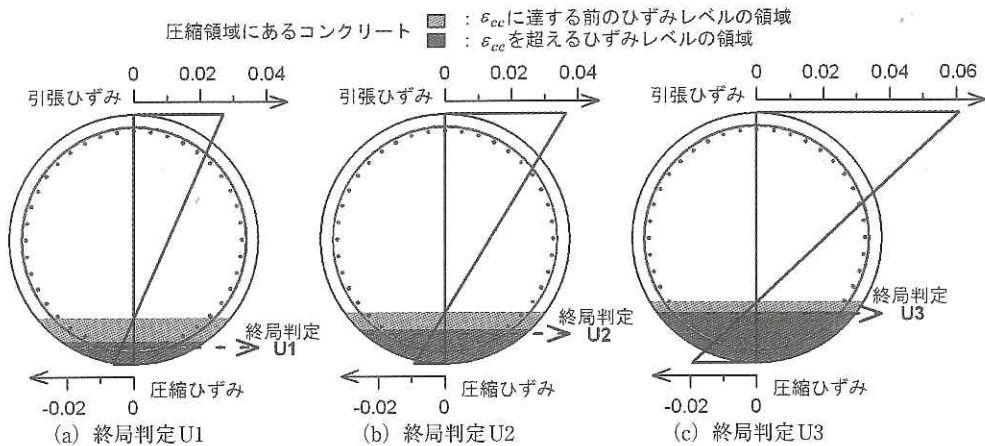


図-5 断面のひずみ分布における終局判定位置の影響 (No.3模型)

置のコンクリートの圧縮ひずみは  $\epsilon_{cu}$  の1.6倍、3.6倍となる。

曲率漸増解析において道路橋示方書のコンクリートモデルを用いる場合に求められる終局変位は、当然ではあるが、道路橋示方書の手法による終局変位とほぼ一致する。終局変位を超えると水平耐力が段階的に減少する。これは、50分割されたコンクリート要素のひずみが、圧縮縁から徐々に終局ひずみを超え、この結果、コンクリート要素の負担応力が最大圧縮応力の80%から急に0になるためである。

No.3模型よりも横拘束筋比  $\rho_s$  が2倍程度大きなC415模型では、終局判定U1を用いると、実験におけるかぶりコンクリートの剥落する変位を概ね推定し、終局判定U3を用いると、水平耐力が低下し始める段階の変位を概ね推定する。

図-5は、No.3模型を例に終局判定ケースごとの終局時のひずみ分布とコンクリートの圧縮領域を示した結果である。圧縮力を受けるコンクリートの領域のうち  $\epsilon_{cc}$  を超えるひずみが生じる領域

の面積比は、終局判定U1、U2、U3に対してそれぞれ15%、44%、73%となる。

#### 4.2 終局変位の評価

上述の解析を表-1に示した実験模型に対して行い、解析による終局変位  $\delta_{u.an}$  の推定精度を実験における終局変位  $\delta_{u.ex}$  との比較から評価した。これを示した結果が図-6である。ここでは、実験による終局変位を水平耐力が低下し始める段階の変位と定義し、解析結果をこれで除して示している。道路橋示方書の定義と同じ終局判定位置(終局判定U1)を用いる場合には、ばらつきはあるが  $\delta_{u.an}$  は  $\delta_{u.ex}$  よりも40~50%程度小さい。ただし、横拘束筋比  $\rho_s$  が2%、1.5%と大きいP-31、P-32、TP-058、TP-061模型では、コンクリートの横拘束効果による変形性能の向上を解析において大きめに評価するため、 $\delta_{u.an}$  は  $\delta_{u.ex}$  よりも大きい。また、載荷繰り返し回数が多いP-28、P-29模型や軸方向鉄筋比が小さいC407模型では載荷繰り返しによる損傷の進展や軸方向鉄筋の座屈・破断のしやすさを解析で考慮していないため、



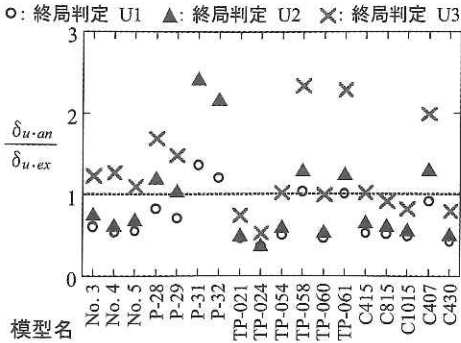


図-6 解析による終局変位の推定精度

結果として、終局判定U1による終局変位の推定精度が良い。

終局判定U2、終局判定U3を用いると、終局変位は、終局判定U1の終局変位のそれぞれ1.2~1.5倍、1.5~2倍となる。この結果、終局判定U2を用いる場合には終局変位の推定精度はやや向上し、終局判定U3を用いると上記のような特別な条件がある場合を除けば、実験による終局変位を概ねよく推定する。ただし、終局判定U3を用いると、最外縁の軸方向圧縮鉄筋位置の圧縮ひずみが  $\epsilon_{cu}$  の3倍以上と大きくなるため、実際の破壊現象との比較も含めたさらなる検討が必要である。

### 5. まとめ

本研究では、円形断面RC橋脚の変形性能の評価法の高度化を目的とし、終局ひずみの判定位置に着目して円形断面RC橋脚の変形性能評価法の精度を評価した。本研究で得られた結果をまとめると以下ようになる。

- (1) 実験による終局変位を水平耐力が低下し始める段階の変位と定義し、解析による終局変位を最外縁の軸方向圧縮鉄筋位置のひずみがコンクリートの終局ひずみに達した段階（終局判定U1）とすると、解析による変位は実験結果を40%程度小さく評価する。
- (2) 解析による終局判定位置を引張鉄筋の重心位置（終局判定U2）とすると、終局判定U1の場合よりも終局変位を20~50%大きく評価し、推定精度がやや向上する。
- (3) 解析による終局判定位置を断面中心から  $D'/2\sqrt{2}$  の位置（終局判定U3）とすると、終局判定U1の場合よりも終局変位を50~100%大きく評価し、実験による終局変位の推定精度が向上する。ただし、この場合には、最外縁の軸方向圧縮鉄筋位置の圧縮ひずみが  $\epsilon_{cu}$  の3倍以上と大きくなるため、実際の

破壊現象との比較も含めたさらなる検討が必要である。

### 参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編、1996。
- 2) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編、2002。
- 3) 武村浩志、川島一彦、運上茂樹、星隈順一：繰り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。
- 4) 運上茂樹、星隈順一、長屋和宏：鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能に関する実験的研究（その3）鉄筋コンクリート橋脚の配筋合理化の検討、土木研究所資料 Vo. 3764, 2000。
- 5) 川島一彦、長谷川金二、小山達彦、吉田武史：RC橋脚の動的耐力に関する実験的研究—（その2）断面形状、荷重載荷方向、らせん鉄筋及びせん断補強鉄筋の影響—、土木研究所資料 Vo. 2279, 1986。
- 6) 米田慶太、川島一彦、庄司 学：炭素繊維シートを用いた円形断面鉄筋コンクリート橋脚の耐震補強効果、土木学会論文集, No.682/I-56, pp. 41-56, 2001。
- 7) 松川亮平、川島一彦、堺 淳一、庄司 学：円形断面RC橋脚に対するスパイラル筋の横拘束効果、構造工学論文集, Vol. 48A, pp. 715-724, 2002。
- 8) 東京工業大学土木工学専攻川島研究室：Cyclic Loading Test Data of Reinforced Concrete Bridge Piers, < <http:// seismic.cv.titech.ac.jp/ja/titdata/titdata.html> >, (2006.7現在)
- 9) Lehman, D. E. and Moehle, J. P.: Seismic Performance of Well-Confined Concrete Bridge Columns, PEER-1998/01, Pacific Earthquake Engineering Research Center, UC Berkeley, 2000。
- 10) Pacific Earthquake Engineering Research Center: The Structural Performance Database, < <http://nisee.berkeley.edu/spd/index.html> >, (2006.7現在)
- 11) 星隈順一、川島一彦、長屋和宏：鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査に用いるコンクリートの応力-ひずみ関係、土木学会論文集, No.520/V-28, 1-11, 1995。

堺 淳一\*



独立行政法人土木研究所  
つくば中央研究所耐震研  
究グループ耐震チーム研  
究員, 工博  
Junichi SAKAI

運上茂樹\*\*



独立行政法人土木研究所  
つくば中央研究所耐震研  
究グループ耐震チーム上  
席研究員, 工博  
Shigeki UNJOH