

## 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

## EVALUATION OF THE DUCTILITY OF REINFORCED CONCRETE MEMBERS

町田篤彦\*・睦好宏史\*\*・豊田和彦\*\*\*

By Atsuhiko MACHIDA, Hiroshi MUTSUYOSHI and Kazuhiko TOYODA

Cyclic loading tests were carried out using cantilever type reinforced concrete beams, in order to obtain a reliable equation to estimate the ductility which is one of the most important properties in earthquake resistant design. The factors adopted were main reinforcement ratio, web reinforcement ratio,  $a/d$ , axial compressive stress, compressive strength of concrete, number of repetitions of loading, maximum size of coarse aggregate and so on. The effects of these factors on the ductility were investigated one by one. The results were summarized to a series of equations to estimate the ductility as a term of ductility factor. It was proved that the derived equations can essentially evaluate the effects of the factors on the ductility and can estimate the ductility factor with satisfactory accuracy, even a little modification may be needed on the effect of the maximum size of coarse aggregate and the effect of longitudinal reinforcements arranged along the side faces.

*Keywords*: reinforced concrete member, earthquake resistant design, evaluation of ductility, ductility factor

## 1. 序 論

鉄筋コンクリート構造物の耐震設計法に関しては、「生ずる可能性がある最大規模の地震に対しては、崩壊は防ぐが、ある程度の塑性変形は許容する」という設計法が合理的であることには異論がなく、現行のいずれの設計基準も、塑性変形が生ずることをなんらかの形で考慮に入れている。このような設計法の最も直接的な形式は、地震により生ずる部材断面力と耐力を比較するとともに、各部材の応答変形量と終局変形能を比較することによって安全度を検討するというものであろう。しかし、現行のいずれの設計基準でも、このような直接的な形式は採用していない。これは、正負交番荷を受ける場合の部材の塑性変形能（いわゆる靱性）を精度よく算定する方式が確立されていないからである。

正負交番荷重下の鉄筋コンクリート部材の塑性変形能を定量化しようとする試みは、もちろん、すでに何人かの研究者によってなされている。すなわち、荒川ら<sup>1)</sup>および島津<sup>2)</sup>は、建築構造物を対象として、鉄筋コンクリート部材の塑性変形能を算定する方法を提案しているし、

檜貝ら<sup>3)</sup>、石橋ら<sup>4)</sup>および著者ら<sup>5),6)</sup>は、土木構造物を対象として、同様の提案を行っている。しかし、建築構造物においては、鉄筋量、せん断スパン比、軸圧縮応力など、塑性変形能に重要な影響を及ぼす要因が土木構造物と大きく相違しているため、建築構造物を対象とした荒川らおよび島津の成果は、土木構造物に対しては適用することはできないと考えられる。また、檜貝ら、石橋ら、著者らの成果は土木構造物を対象としたものであるが、いずれも精度が十分とはいいがたく、実際に鉄筋コンクリート構造物の耐震設計に適用できる域に到達していない。この理由は、部材の終局状態を支配する部分と変位を測定する部分が同じでないという問題点、塑性変形能に及ぼす諸要因の影響を曲げ耐力に対するせん断耐力の比（以下、単に、耐力比という）という形で、包括的に捉えているという問題点などに求めることができると考えられる。これらの問題点に対してもある程度の対処が試みられてはいるが、完全に解決されるには至っていない。

本研究は、このような状況に対処するために行ったものであって、土木構造物における鉄筋コンクリート部材を対象とし、これについて、塑性変形を許容する耐震設計法で用い得るような精度を有する塑性変形能算定式を得ようとして行ったものである。すなわち、まず、塑性

\* 正会員 工博 埼玉大学教授 工学部建設工学科  
(〒338 浦和市下大久保255)

\*\* 正会員 工博 埼玉大学助手 工学部建設工学科(同上)

\*\*\* 正会員 工修 フジタ工業

変形能に影響を及ぼす要因の1つ1つを独立に変化させた供試体について正負交番荷重実験を行い、ひびわれ性状、変形性状、破壊性状等を詳細に検討した。ついで、この結果に基づき、上記のような既往の研究の問題点について検討を加え、これらの要因のおおのとおの塑性変形能の関係を定式化したうえ、これらを合わせて本研究で採用したすべての要因の影響を含む塑性変形能算定式を得た。そして、既往の実験データによってその精度を検討したのである。

2. 実験方法

(1) 供試体

図-1に示すような形状の供試体を用いて正負交番荷重実験を行った。実験要因として、引張鉄筋比 ( $p_t$ )、帯鉄筋比 ( $p_w$ )、コンクリート強度 ( $f'_c$ )、せん断スパン比 ( $a/d$ )、軸圧縮応力度 ( $\sigma_0$ )、粗骨材の最大寸法 ( $G_{max}$ )、載荷繰返し回数 ( $n$ ) の合計7個を選択した。供試体は、これらの7要因を、一般的な土木構造物で想定される範囲をカバーするように変化させて制作したのであって、 $p_t=0.59\sim 1.66\%$ 、 $p_w=0\sim 0.24\%$ 、 $a/d=2.5\sim 6.0$ 、 $\sigma_0=0\sim 30\text{ kg/cm}^2$ 、 $f'_c=128\sim 565\text{ kg/cm}^2$ 、 $G_{max}=5\sim 25\text{ mm}$ 、 $n=1\sim 30$ 回とした。実験に用いたすべての供試体の諸元を表-1に示す。また、用いた鉄筋の機械的性質を表-2に示す。

(2) 載荷方法ならびに計測方法

載荷装置および供試体の固定方法を図-2に示す。同図のように、片持ちばり型の供試体を水平にして

フーチング部を固定し、最大容量±50tのアクチュエータを用いて供試体頭部に鉛直方向の正負交番荷重を載荷した。軸力を載荷する場合には、頭部にロードセル、フーチング部に油圧ジャッキを配し、PC鋼棒4本によって、供試体に取り付けた。なお、供試体の頭部が荷重によって変位しても軸力が頭部より正しく水平方向に作用する(実際の構造物に対応させれば、頭部より鉛直下方に作用する)という条件を満足するように、載荷用とは別のアクチュエータをフーチング部に鉛直方向に配し、これによって頭部の鉛直変位量に等しく油圧ジャッキを上下させる方法を採用した。

載荷にあたっては、まず、ヤング係数比  $n$  を15とおいた弾性計算により、引張鉄筋がその実降伏点に達する荷重を求めておき、この荷重に達するまで荷重制御によって載荷して、このときの頭部の鉛直変位を計測した。この鉛直変位をその供試体の降伏変位とし、以後は、変

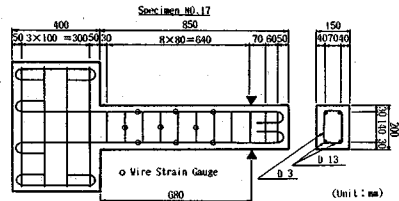


図-1 供試体の形状寸法

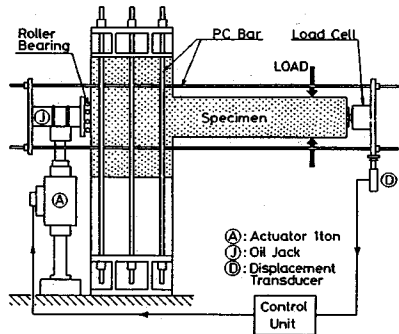


図-2 載荷装置および供試体の固定方法

表-1 供試体諸元およびひびわれパターン

No.	P <sub>t</sub> (%)	P <sub>w</sub> (%)	a/d	σ <sub>0</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	f' <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	G <sub>max</sub> (mm)	n (cycles)	M <sub>ult</sub>	V <sub>a</sub> /M (mm)	破壊パターン
5	1.06	0.12	4.00	0	203	12.5	10	5.5	1.38	2
13					279			4.7	1.43	2
4	0.59	0.12	4.00	0	406	12.5	10	7.1	2.19	2
3	0.89				357			7.1	1.71	2
9	1.66				338			3.9	1.22	2
8	1.06	0.00	4.00	0	413	12.5	10	3.6	1.18	3
7		0.08			400			4.9	1.37	2
6		0.23			318			7.5	1.76	1
2	1.06	0.12	3.00	0	309	12.5	10	3.8	1.17	2
11		5.00			389			6.5	1.75	1
12		6.00			383			4.3	2.01	2
14	1.06	0.12	4.00	10	294	12.5	10	4.0	1.31	2
15				20	301			3.4	1.21	2
1	0.89	0.12	3.00	0	330	12.5	10	6.5	1.39	2
10	0.86	5.00	0	0	376			4.2	1.47	2
16	1.06	3.00	10	0	307			3.5	1.07	3
19	0.98	0.12	4.00	10	330	12.5	10	4.5	1.41	1
17	0.99	0.12	4.00	0	308	12.5	10	5.6	1.55	1
18				5	288			5.8	1.46	1
20				20	321			4.3	1.28	1
21				30	326			4.2	1.19	3
22	0.99	0.12	4.00	10	335	5.0	10	—	1.42	2
23				25.0	254			4.0	1.36	2
24	0.99	0.12	4.00	10	565	12.5	10	4.3	1.53	1
28				140	140			5.1	1.22	2
26	0.99	0.12	4.00	10	327	12.5	1	6.0	1.41	1
27					323		3	4.9	1.41	1
25					319		30	4.3	1.41	1
29	0.99	0.12	2.50	10	337	12.5	10	4.3	1.02	3
30		5.50			348			4.6	1.82	1
31	0.99	0.24	4.00	10	128	12.5	10	5.4	1.53	1
32		0.12			128			4.4	1.21	2
33		0.06			128			3.5	1.05	2

注) P<sub>t</sub>: 引張鉄筋比、P<sub>w</sub>: 帯鉄筋比、a/d: せん断スパン比、σ<sub>0</sub>: 軸圧縮応力度、f'<sub>c</sub>: コンクリートの圧縮強度、G<sub>max</sub>: 粗骨材の最大寸法、n: くり返し回數、M<sub>ult</sub>: 初性歪、V<sub>a</sub>/M: せん断力と曲げ耐力の比、破壊パターンは図-3参照

表-2 用いた鉄筋の機械的性質

Type	ヤング率 (ton/cm <sup>2</sup> )	降伏点 (kg/cm <sup>2</sup> )	降伏ひずみ (μ)	引張強さ (kg/cm <sup>2</sup> )	
SD30.D10	1500	3650	2440	5380	
SD30.D13	A	1600	3960	2480	5470
	B	1630	3800	2330	—
	C	1830	3840	2100	—
SD30.D16	1710	3580	2050	5910	
SD30.D3	A	1350	2740	2030	5690
	B	1450	2400	1650	4160
	C	1450	2540	1750	—

注) Aは供試体NO. 1~16に用いられた、Bは供試体NO. 17~30に用いられた、Cは供試体NO. 31~33に用いられた

位制御によって、この整数倍を片振幅として所定回の正負繰返し载荷を行った。上記のようにして求めた降伏変位は、大部分の供試体において、引張鉄筋のひずみが降伏ひずみに達する直前の変位であった。ごく一部の供試体においては、上記の荷重に達する直前に引張鉄筋が降伏した。この場合においては、引張鉄筋が実際に降伏したときの変位を降伏変位とした。計算をもとにして求めた降伏変位とひずみ計測をもとにした降伏変位の差はきわめて小さく、実際上問題となることはなかった。

载荷中、供試体頭部の鉛直変位、荷重、フーチングからの主鉄筋の引き抜けおよび鉄筋のひずみを通常のひずみゲージ式変換器あるいはひずみゲージそのものを用いて測定するとともに、ひずみゲージ式間隙計を供試体側面に最多で30個配置して、供試体各部の相対的変位量を詳細に測定した<sup>7)</sup>。相対的変位量を測定したのは、測定結果を用いて、供試体の変形状況を解析しようとしたためである。

### 3. 正負交番荷重下の鉄筋コンクリート部材のひびわれ・変形性状と変位分解の靱性率定量化への適用の可能性

#### (1) ひびわれ状況

実験に用いた供試体は、一部を除いて、引張鉄筋降伏後に斜めひびわれが発生し、最終的には斜め引張破壊あるいはせん断圧縮破壊を生じて耐力を失った。斜めひびわれを発生してから耐力を失うに至る間のひびわれの進展状況は、以下のものである。まず降伏変位（以下  $\delta_y$  と略記する）程度の変位段階までは、曲げひびわれのみが発生していた。この段階では、ある程度の大きな曲げひびわれは、フーチング部との取り付け部分（以下、固定端断面という）を始めとして、正負交番荷重を受けることにより断面を貫通するに至っていた。その後、 $2\delta_y$  以上の変形時に至り、すでに発生していた曲げひびわれを初期ひびわれとして、徐々に斜めひびわれが発生し、交番荷重によって、両方向から伸びてきた斜めひびわれがX字状をなすようになった。以後のひびわれの進展状況は、図-3に示すように、3つのパターンに分類された。すなわち、X字状斜めひびわれが1組のみでそこに破壊が集中するパターン（パターン1）、2組、3組と多く

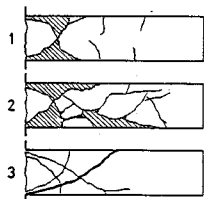


図-3 供試体のひびわれパターン

のX字状ひびわれが発生して、かぶりコンクリートの剥落などの損傷が広範囲に生ずるパターン（パターン2）および何組かのX字状ひびわれは発生するが、このうちの1組のX字状ひびわれのみが開いて破壊が進行し、かぶりコンクリートがほとんど剥落せずに終局に至るパターン（パターン3）である。おのおのの供試体における破壊パターンは、表-1に示してある。この表より、破壊パターンは作用するせん断力とせん断耐力の大小関係によって相違し、相対的に作用せん断力が大きいものほどパターン1からパターン3へ変化することがわかる。

#### (2) 塑性変形能の指標

鉄筋コンクリート部材の塑性変形能を定量的に表わす指標として、本研究では、靱性率すなわち、降伏変位に対する終局変位の比を採用した。これは、片持ちばり形式の供試体の場合、靱性率が最も直接的だからである。靱性率を求める場合、降伏変位は2.(2)に述べたようにして定めることができるが、終局変位はこれをどのように定義するかが問題となる。著者らは、すでに、正負交番荷重を受ける鉄筋コンクリート部材の終局変位に関して、外見上、著しいせん断ひびわれの発生その他の損傷が認められるとともに耐力（荷重）が急激に低下し始めるときをその部材の終局とするのが適当であるとの観点から、静的試験による場合、これを満足するものとして「荷重-変位包絡線において、荷重が降伏荷重を下回らない限界変位」を終局変位と定義するのが適当であることを公表している<sup>9)</sup>。本研究においても、最初、この定義に従って検討を進めたが、実験結果の中には、降伏変位をわずかに越える変位において降伏荷重以下の荷重となったものの、それ以上の変位段階においても、なお崩壊に至ることなくその荷重を維持したことを示すものがあった。このような場合には前述のように定義した終局変位が、部材が外見上崩壊とみなせる変位を大きく下回ることになり、不合理であるので、このような場合も包含して前述の終局状態の基準を満足する定義について検討した。この結果、「最大荷重の80%を下回らない限界変位」とするのが適当であるとの結論を得たので、以下これによって終局変位を定め、靱性率を計算した。なお、荷重-変位包絡線が上記のような特別の場合を除き、この定義による終局変位と、前述の定義による終局変位はほとんど同じ値となった。

#### (3) 変位の分解

部材の変形性状について検討し、塑性変形能を頭部の変位によって表わすことの是非の解明に資するため、以下に述べるようにして、供試体頭部の水平変位を種々の変位成分に分解した。すなわち、まず、主鉄筋の引き抜け量の測定結果を用いて供試体頭部の全水平変位量  $\delta$

を主鉄筋の引き抜けによる変位  $\delta_4$  と脚柱部分の変位  $\delta_6$  に分解した。ついで、供試体各部の相対的変形量の測定結果を用いて  $\delta_6$  を斜めひびわれを伴って著しく損傷した部分の変形  $\delta_2$ 、曲げひびわれのみの損傷が著しくない部分の変形  $\delta_1$  および固定端断面のずれ変形  $\delta_3$  に分解した。また、同じく  $\delta_6$  を曲げ変形  $\delta_f$ 、せん断変形  $\delta_s$  および  $\delta_3$  に分解した。ここでいう曲げ変形とは、部材に変位角を生じさせるような変形、せん断変形とはひびわれ間のずれ変形も含んだ、変位角を生じさせないような変形、という意味である。

(4) 変位分解の結果およびその靱性率定量化への適用の可能性

(3) に述べた各種の変位成分と全変位  $\delta$  との関係の一例を図-4 に示す。この図に示されているように、実験したすべての供試体において、 $\delta_3$  が全変形に占める割合は小さく、終局時に至っても急増することはなかった。 $\delta_3$  について着目した研究は今までになかったが、この結果より、 $\delta_3$  は部材の終局状態には大きな影響は及ぼさないと判断される。また、 $\delta_4$  は本来的に部材の終局状態には無関係である。よって、以後は  $\delta_1$  と  $\delta_2$  または  $\delta_f$  と  $\delta_s$  に着目した。

$\delta_6$  のうち部材の終局状態を支配する  $\delta_2$  に着目し、塑性変形能を定量化しようとする試みはすでにいくつかなされている<sup>4)~6)</sup>。これは  $\delta_2$  についての靱性率と耐力比の間におおむね直線関係が存在することに基づくものである。この試みは原理的には合理的であると考えられるが、必ずしも成功しているとはいえない。著者らは、この理由として、上記の試みでは  $\delta_2$  を生ずる部分の長さ  $L_2$  を一定と仮定しているが、これが正しくないことを指摘するとともに、 $L_2$  は靱性率と同じ数多くの要因によって影響を受け、耐力比とおおむね直線関係にあること、および  $L_2$  を合理的に定めれば、この方法による靱性率算定の精度を向上させ得ることが期待できることをも指摘している<sup>6)</sup>。そこで、本実験の結果より  $L_2$  と耐力比との直線式を定め、これを用いて上記の方法で靱性率を算定した。この結果、期待に反して靱性率算定の

精度はほとんど向上しないことが示された。この理由として、 $L_2$  が耐力比と直線関係にあるとの仮定が単純に過ぎることが考えられる。すなわち、表-1 および図-3 から予測されるように、 $L_2$  はきわめて多くの要因によって影響を受けるのであって、これを耐力比というように包括的に扱うことはできないと考えられるのである。したがって、 $\delta_2$  と  $L_2$  とによって靱性率を定量化しようという試みは、これを成功に導くのは容易でないといえる。

次に、全く新しい試みとして、 $\delta_f$  と  $\delta_s$  の変化状況を調べることによって、部材の終局状態を支配する変位状態を明らかにし、これによって靱性率を定量化することを検討した。図-5 は、この検討の一例として、 $\sigma_0$  のみを変化させた供試体における  $\delta_f$  と  $\delta_s$  の変化の状況を示すものである。これによれば、 $\delta_s$  は  $\sigma_0$  の大小にかかわらず、変位の増大に伴って増加するが、 $\delta_f$  の挙動は、 $\sigma_0$  の大小によって大きく異なり、 $\sigma_0$  が小さい供試体では  $\delta_f$  が減少し、 $\sigma_0$  が大きい供試体では逆に急増したことがわかる。 $\delta_s$  が変位の増大に伴って増加する現象は図-5 の場合以外でもすべての供試体で認められたから、これを定量化すれば靱性率を定量化できると考えられた。しかし、部材の終局状態は必ず  $\delta_3$  によって支配されるわけではなく、 $\delta_f$  によって支配される場合もあることが示された。それで、 $\delta_f$  あるいは  $\delta_s$  を利用して靱性率を定量化するためには、 $\delta_f$  と  $\delta_s$  のいずれが終局を支配するかをひびわれパターンあるいは要因の組合せによって特定することが必要となるのである。しかし、本実験の範囲内では、特別な関係を見出すことができなかった。したがって、この方法で部材の変形性能を評価することは困難であると判断せざるを得ない。

部材の変形性状を詳細に検討して、終局状態を支配する成分を抽出し、これによって塑性変形能を定量化しようという考えは、現象を忠実に捉えようとするもので、原理的には有望であると考えられた。しかし、以上で述べたごとく、終局状態を支配する変位成分はきわめて多くの要因によって複雑な影響を受けるため、この方法で精度のよい塑性変形能算定式を得るのは、多くを期待で

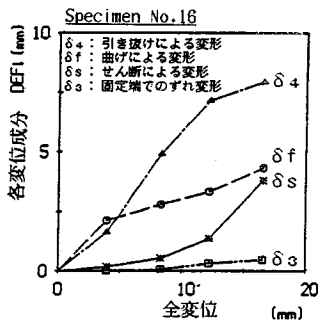
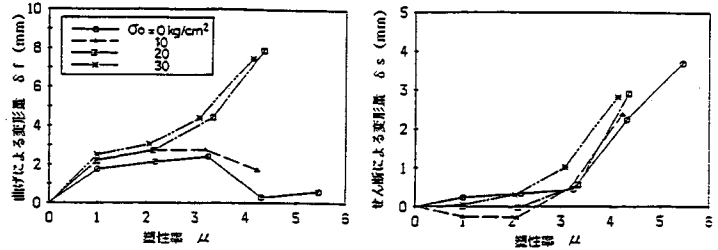


図-4 全水平変位と各変位成分との関係の一例



(1) 曲げ変形

(2) せん断変形

図-5  $\delta_f$  と  $\delta_s$  の変化の一例 ( $\sigma_0$  を変化した場合)

きないことが明らかになった。したがって、原理的には疑問点が多いが、片持ちばり形式の場合における頭部の変位のように、変位を包括的に取り扱わざるを得ないと判断される。

4. 鉄筋コンクリート部材の靱性率に及ぼす諸要因の影響およびその定式化

鉄筋コンクリート部材の靱性率に及ぼす諸要因の影響を耐力比によって総括的に表わすことの是非を検討し、必要なら新たな方法を提案することを目的として、上に述べた実験の結果を用いて、採用した各要因ごとに、これらの変化と靱性率の変化の関係について検討を加えた。この結果、結論を先に述べれば、耐力比という形で諸要因の影響を包括するのは無理があり、各要因の影響を逐一定量化する必要があることが示されたのである。それで、以下、各要因ごとに靱性率に及ぼす影響を定性的に論ずるとともに、これを定式化した結果を述べることにする。定式化にあたっては、本実験の結果のほか、太田の実験結果<sup>3)</sup>および檜貝らの実験結果<sup>3)</sup>を併せて用いた。

(1) 引張鉄筋比  $p_t$  の影響

他の要因を一定に保ち、 $p_t$ のみを変化させた実験結果より、 $p_t$ が大なるほど、靱性率が小さいことが示された。 $p_t$ が大となれば、曲げ耐力およびせん断耐力のいずれも増大するが、曲げ耐力の増大の方がはるかに大きく、作用せん断力は曲げ耐力に比例して大きくなるから、せん断耐力が相対的に低下する。このため、 $p_t$ が大のほど靱性率が低下するのである。

図-6は、 $p_t$ と靱性率との関係を定式化するために描いたもので、両者の関係を、 $p_t=1$  %のときの靱性率に対する任意の  $p_t$  のときの靱性率の比  $\mu_{rut}$  を用いて示したものである。これによれば、 $p_t \leq 1.0$  %の領域で  $\mu_{rut}$  が急増することが明瞭に認められる。 $p_t$ が減少すれば靱性率が增大することは、定性的には、従来の耐力比と靱性率との関係に合致するものであるが、図-6にみら

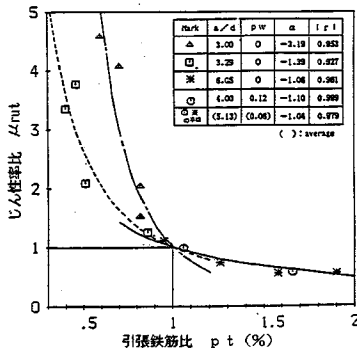


図-6  $p_t$  と靱性率比との関係

れるような急激な増加は従来の算定式では組み込まれているか否かは疑問である。図-6より、

$$\beta_t = \mu_{rut} - 1 = (p_t)^\alpha - 1 \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 $\beta_t$ は靱性率に及ぼす  $p_t$  の影響を表わす係数で、 $p_t$ が1.0のとき  $\beta_t$ は0である。また、 $\alpha$ は、 $p_w$ および  $a/d$ による定数である。 $p_w$ および  $a/d$ が変わると  $\alpha$ がどのように変化するかを最小二乗法によって検討した結果は、図-6に併記したようであって、 $p_w$ の影響は小さく無視してよいこと、 $a/d \geq 4.0$ のとき、 $\alpha$ はほとんど一定であるが、 $a/d$ が減少すると双曲線的に増大すること等が判明した。この結果に基づき、

$$\alpha = -0.146 / (a/d - 2.93) - 0.978 \dots \dots \dots (2)$$

を得た。ただし、この式の適用範囲は、用いた実験結果が  $a/d \geq 3.0$ のものであることを考慮すれば、 $a/d \geq 3.0$ とするのが妥当である。一般の土木構造物における  $a/d$ はおおむねこの範囲にあるから、この適用範囲の制限は大きな問題とはならないと思われる。

(2) 帯鉄筋比 ( $p_w$ ) の影響

他の条件が同じで  $p_w$ が増せば、靱性率は当然増加する。これを定量的に検討するために、 $p_t$ の場合と同様に、 $p_w=0.1$  %のときの靱性率に対する比 ( $\mu_{rut}$ ) を求めて検討した。この結果は図-7のようであって、両者の関係はほぼ線形であることが認められた。すなわち、

$$\beta_w = \mu_{rut} - 1 = 2.70 (p_w - 0.1) \dots \dots \dots (3)$$

ここに、 $\beta_w$ は  $p_w$ の効果を表わす係数である。 $\beta_w-p_w$ 関係には  $\sigma_0$ 、 $p_t$ 、 $a/d$ などが影響を及ぼすが、これらのうち、 $\sigma_0$ と  $p_t$ は、図-7にみられるように、その影響が小さいため無視した。また、 $a/d$ に関しては、これが4.0の場合のデータしか用いなかったため、これが  $\mu_{rut}-p_w$ あるいは  $\beta_w-p_w$ 関係に及ぼす影響は検討できていない。

(3)  $a/d$ の影響

他の条件を一定とし、 $a/d$ のみを3~5に変えた場合の荷重変位履歴曲線の包絡線(以下、単に包絡線という)より、 $a/d$ が小さいほど靱性率が小さくなることが示

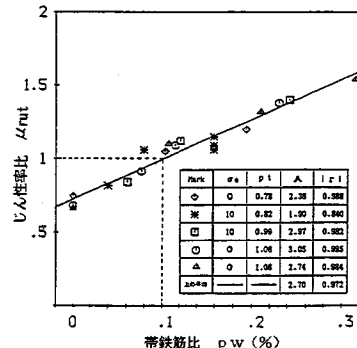


図-7  $p_w$  と靱性率比との関係

された。

一般に  $a/d$  が小さいほどせん断耐力は大きくなる。それにもかかわらず上記のような結果が得られたのは、実験した供試体のような場合においては、固定端断面における曲げモーメントが等しい場合、 $a/d$  が小さいほど作用するせん断耐力が大きくなり、これがせん断耐力の増加を上回るからであると考えられる。このことは、せん断耐力に関する既往の研究結果で認められている事実、すなわち、 $a/d$  が3以上の範囲では、 $a/d$  が小さいほど耐力比が小さくなるという事実と一致している。

靱性率に及ぼす  $a/d$  の影響を定式化するために、上記の結果に軸圧縮応力  $\sigma_0$  を  $0 \text{ kg/cm}^2$  および  $10 \text{ kg/cm}^2$  とした場合の結果より、 $a/d$  と  $a/d=4$  のときを基準として計算した  $\mu_{rut}$  との関係求めた。この結果は図-8に示すようである。これによれば、 $\mu_{rut}$  は  $a/d$  と直線関係を保って増加するが、増加の程度は  $\sigma_0$  の大きさによって異なり、 $\sigma_0$  が大きいほど増加の程度が小さいことが示されている。この理由は、塑性率と  $\delta_f$  および  $\delta_0$  との関係、ひびわれ状況などを詳細に検討した結果、以下のものであることが判明した。すなわち、 $a/d$  が小さい場合、 $\sigma_0$  が作用しなければ、斜めひびわれ間のせん断伝達能力が低下して破壊に至るが、 $\sigma_0$  が作用するとこの能力が増し、靱性率が増す。一方、 $a/d$  が大きい場合、 $\sigma_0$  が作用しなければ、固定端付近のX字状ひびわれの塑性ヒンジ的な回転が変形の大きな割合を占めるが、 $\sigma_0$  が作用する場合は、軸力による圧縮力のため、圧縮鉄筋の座屈、かぶりコンクリートの剥落などが助長されて、靱性率が大きくなり得ない。結局、 $\sigma_0$  が作用すると、 $a/d$  の変化に伴う靱性率の変化が小さくなるのである。このような事実は、耐力比によっては表わし得ないのであって、靱性率を耐力比によって表わすことが適当とはいえない顕著な例であるといえる。

上記の実験事実より、 $\sigma_0$  は  $\mu_{rut}$  と  $a/d$  の直線式においてその勾配に影響を及ぼすといえるが、定量的には、これを十分に明らかにできなかった。それで、やむを得

ず、 $\sigma_0$  の影響は直線の勾配と線形関係を保つと仮定して、これを組み込んだ。求められた関係式は、

$$\beta_a = \mu_{rut} - 1 = A(a/d - 4) \dots\dots\dots (4)$$

ここに

$$A = -0.0153 \sigma_0 + 0.175 \quad (\sigma_0 \leq 11.4 \text{ のとき}) \dots\dots (5)$$

$$A = 0 \quad (\sigma_0 > 11.4 \text{ のとき}) \dots\dots (6)$$

式(5)では、 $\sigma_0$  の影響を線形とした関係上、 $\sigma_0 > 11.4$  のとき  $A$  が負となる。これは実際の現象とは合致しないので、このときには、 $A=0$  としたのである。上式を求めるにあたり、 $p_w=0.12\%$  の実験結果しか用い得なかったため、 $p_w$  と  $a/d$  との交互作用は考慮されていない。この点は、 $\sigma_0$  の影響と合わせて、今後の検討課題である。

(4) コンクリート強度 ( $f'_c$ ) の影響

他の条件を一定とし、コンクリート強度のみを  $128 \sim 565 \text{ kg/cm}^2$  に変化させた場合の包絡線をもとに、コンクリート強度が  $300 \text{ kg/cm}^2$  の場合を基準にとって、 $\mu_{rut}$  と  $f'_c$  との関係を図示した。図-9はこの結果を示すもので、帯鉄筋が配置されている場合には、 $f'_c$  は靱性率にほとんど影響を及ぼさないことが示された。この理由は以下のものであると考えられる。すなわち、 $f'_c$  の相違は、斜めひびわれの発生時期および範囲に影響を及ぼし、 $f'_c$  が低いほど時期が早く、範囲が広がる。しかし、帯鉄筋が配置されていると、作用せん断力の相当部分が帯鉄筋によって受け持たれるため、 $f'_c$  の上記のような影響は少なくなり、靱性率に及ぼす影響も小さくなるのである。一方、帯鉄筋が配置されていない場合には、斜めひびわれの発生は、ただちに、耐力低下をもたらすから、 $f'_c$  は靱性率に影響を及ぼすのであり、このことは、図-9にも示されている。すなわち、 $f'_c$  に関しては、帯鉄筋の有無で靱性率の評価式を変える必要があり、これも耐力比で包括的に評価することの1つの限界を示している。図-9の結果より、

$$\beta_c = \mu_{rut} - 1 = A(f'_c - 300) \dots\dots\dots (7)$$

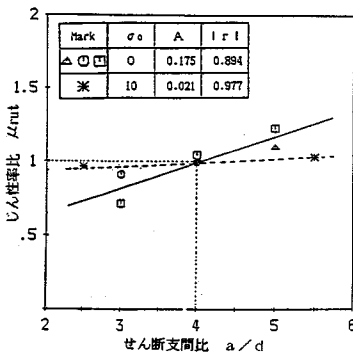


図-8  $a/d$  と靱性率比との関係

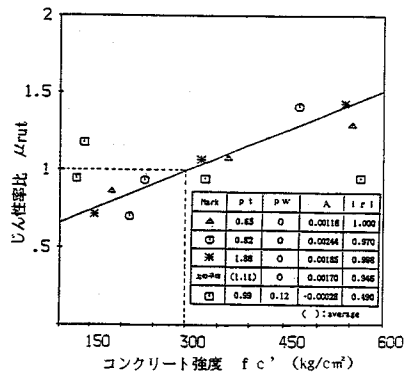


図-9  $f'_c$  と靱性率比との関係

ここに、

$$A=0.00170 \quad (p_w=0\% \text{ のとき}) \dots\dots\dots(8)$$

$$A=0 \quad (p_w \neq 0\% \text{ のとき}) \dots\dots\dots(9)$$

(5) 軸方向応力度 ( $\sigma_0$ ) の影響

$\sigma_0$  のみを 0~30 kg/cm<sup>2</sup> に変えた実験結果より、他の条件が一定なら、これが大きいほど、靱性率が小さいことが示された。そこで、 $\sigma_0=10$  kg/cm<sup>2</sup> のときを基準にとって  $\mu_{rut}$  と  $\sigma_0$  との関係を図示した (図-10)。これより、

$$\beta_N = \mu_{rut} - 1 = 2.15 (\sigma_0 + 10)^{-0.260} - 1 \dots\dots\dots(10)$$

式 (10) を導くのに用いたデータが  $a/d=4.5$ ,  $p_t=1.0\%$ ,  $p_w=0.1\%$  のものだけであったことより、式の精度が疑問であったが、島津の成果<sup>2)</sup>と比較した結果、ほとんど差が認められなかった。したがって、式 (10) の精度には大きな問題はないものと考えられる。

(6) 繰返し回数 ( $n$ ) の影響

他の条件を一定とし、 $n$  のみを 1~30 回に変化させた場合の包絡線より、 $n$  が多いほど終局変位が小さくなり、この傾向は  $n$  が小さい範囲において著しいことが示された。これの理由は、 $n$  が大きくなるほど、 $\delta_0$  が増加し始める変位が小さいことより、 $n$  が増大すると、斜めひびわれの面でずれ変形が生じる回数が増し、ひびわれ面が摩耗してこの部分で受け持たれるせん断力が減少するためと推定される。これを定量化するため、繰返し数  $n=10$  のときを基準として、 $\mu_{rut}$  と  $n$  との関係を図化した。この結果は図-11 に示すようである。この図より、両者の関係は、おおむね指数関数で表現できるものと考えられたので、 $\mu_{rut} = a (n)^{\alpha}$  と仮定し、 $a$  および  $\alpha$  を最小二乗法によって定めた。この結果、下式を得た。

$$\beta_n = 1.26 (n)^{-0.0990} - 1 \dots\dots\dots(11)$$

なお、実際の地震時には、実験におけるように、降伏変位の整数倍の変位が繰返し載荷されるような状態は生じ得ない。したがって、塑性変形能を算定する式に繰返し数  $n$  を変数として考慮することは、実際にはあまり意味がない。しかし、繰返し数が増せば、塑性変形能が低

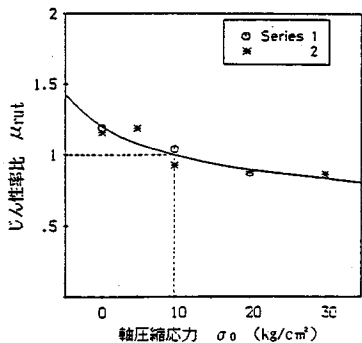


図-10  $\sigma_0$  と靱性率比との関係

下することは確かであるから、実験において、 $n>10$  の範囲では  $\beta_n$  がほとんど変化しなかったことを考慮して、設計には、 $n=10$  としておくのがよいと考えられる。

上記のほかに、粗骨材の最大寸法の影響を検討した。しかし、検討に用いたデータが比較的小型の供試体によるものであったことを考慮すると、最大寸法の影響は、次章で述べるような形で取り扱うのがよいと考えられたので、他の要因と同様の定式化は行わないこととした。

5. 塑性変形能算定式の提案

これまでに述べた各種要因が塑性変形能に及ぼす影響をまとめ、各種の要因の影響を表わす係数を合計する形として、塑性変形能算定式を提案する。すなわち、

$$\mu_u = \beta_0 (1 + \beta_t + \beta_w + \beta_c + \beta_n + \beta_a + \beta_N) \dots\dots\dots(12)$$

この式は、形式上、各種要因の主効果のみを取り上げ、交互作用は無視した形となっている。しかし、前述したとおり、おのおのの係数  $\beta$  はそれ自体他の要因との交互作用を含んでいるので、このような形を採用しても、交互作用を全く無視したことにはなっていないのである。

上式中、 $\beta_0$  は括弧内で考慮しなかった要因の影響を表わすために導入したものである。 $\beta_0$  で考慮すべき要因としては、上式では含まれていない要因、すなわち、粗骨材の最大寸法  $G_{max}$  あるいはこれと密接な関係があると思われる部材の有効高さ  $d$  が主なものであろう。これらの影響を検討するため、式 (12) に靱性率の実験値とそれぞれの要因による  $\beta_t \sim \beta_n$  を代入して  $\beta_0$  を計算し、これと  $d$  あるいは  $G_{max}$  との関係を図化した。 $d$  の

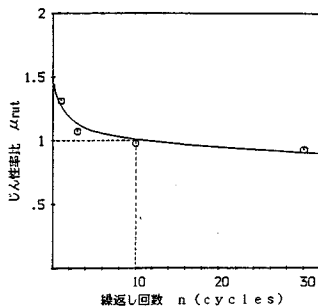


図-11  $n$  と靱性率比との関係

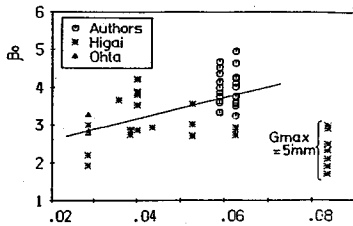


図-12  $\beta_0$  と  $1/d$  との関係

場合についての結果は、図-12のようである。図-12より、 $\beta_0$ と $1/d$ との関係は、 $G_{max}=5\text{ mm}$ の場合を除けば、おおむね線形であることがわかる。そこで、最小二乗法によって両者の関係を求めた結果、次式を得た。

$$\beta_0 = 28.4 \times 1/d + 2.03 \dots (13)$$

$G_{max}=5\text{ mm}$ の場合、 $d=12\text{ cm}$ の供試体だけでデータ数が少ないため、特に関係式を求めることはせず、 $\beta_0=2.33$ の一定値とした。実際の場合に $G_{max}=5\text{ mm}$ とすることはないので、これは大きな問題にはならないと思われる。 $\beta_0$ と $G_{max}$ の関係については、 $d$ と $G_{max}$ との相互作用を考慮して、 $\beta_0/(28.4/d+2.03)$ と $G_{max}$ との関係を検討した。その結果、両者の相関係数は $r=0.277$ となり、密接な関係があるという結論は得られなかった。このことは、 $G_{max}$ の影響は、 $d$ によってすでに考慮されているということの意味する。すなわち、 $G_{max}$ の影響は式に入れる必要はないといえるのである。なお、 $\beta_0$ は $d$ あるいは $G_{max}$ に関するデータが蓄積されれば、ほかの要因と同様、式(10)の括弧内に入れる取扱いも可能であると考えられる。

以上の結果を取りまとめると、鉄筋コンクリート部材の靱性率算定式として、次式が得られる。

$$\mu_u = \beta_0 (1 + \beta_t + \beta_w + \beta_c + \beta_n + \beta_a + \beta_n) \dots (12)$$

$$\beta_0 = 28.4/d + 2.03 \quad (G_{max} > 5\text{ mm}) \dots (13)$$

$$= 2.33 \quad (G_{max} = 5\text{ mm}) \dots (14)$$

$$\beta_t = p_t^2 - 1 \dots (15)$$

$$\alpha = (-0.146/(a/d - 2.93) - 0.978) \quad (a/d \geq 3.0) \dots (16)$$

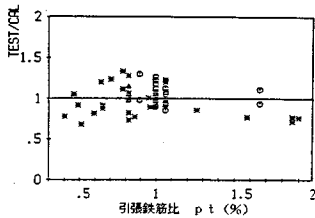


図-13 靱性率の計算値に対する実験値の比と $p_t$ との関係

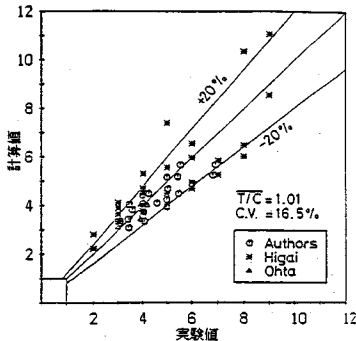


図-14 提案式の精度の検討

$$\beta_w = 2.70 (p_w - 0.1) \dots (17)$$

$$\beta_a = (0.0153 \sigma_0 + 0.175) (a/d - 4.0) \quad (\sigma_0 \leq 11.4 \text{ kg/cm}^2) \dots (18)$$

$$= 0 \quad (\sigma_0 > 11.4 \text{ kg/cm}^2) \dots (19)$$

$$\beta_n = 2.15 (\sigma_0 + 10)^{-0.260} - 1 \dots (20)$$

$$\beta_c = 0.00170 (f'_c - 300) \quad (p_w = 0\%) \dots (21)$$

$$= 0 \quad (p_w \neq 0\%) \dots (22)$$

$$\beta_n = 1.26 n^{-0.0990} - 1 \dots (23)$$

ここに、 $d$ は $\text{cm}$ 単位、 $f'_c$ は $\text{kg/cm}^2$ 単位、 $p_t$ 、 $p_w$ は%で表わしたものである。

### 6. 提案した靱性率算定式の評価

提案した靱性率算定式の精度を以下のようにして、評価した。評価にあたっては、まず、靱性率の計算値に対する実験値の比と各要因の関係について検討を加えた。図-13は、この例として、 $p_t$ の場合について示すものである。これによれば、計算値に対する実験値の比は、 $0.7 \sim 1.3$ であること、また、この比と $p_t$ の間には特別な関係は存在しないこと、等がわかる。すなわち、これにより、評価式は、靱性率に及ぼす $p_t$ の影響を的確に考慮できていると判断できる。 $p_t$ 以外の要因についても同様の検討を行った。この結果、提案した評価式は、靱性率に及ぼす諸要因の影響を、 $p_w=0\%$ の場合を例外として、適切に考慮できていることが確かめられた。 $p_w=0\%$ の場合では、計算値と実験値の比の変動が若干大きく、その影響を他の要因と同程度に考慮できているとはいいがたかった。これは、前章でも述べたように、 $p_w=0\%$ の場合、 $a/d$ との交互作用が取り入れられて

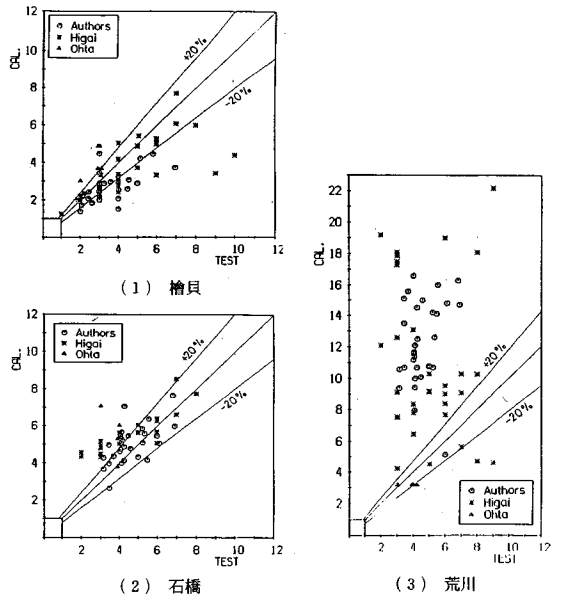


図-15 既往の提案式の精度



いないことによると考えられる。

以上に次いで、実験によって得られた靱性率と提案式によって推定した靱性率とをすべての供試体について比較した。この結果は図-14に示すようで、ほとんどの供試体に対して±20%の範囲内の精度で靱性率を推定できていること、靱性率の大小にかかわらず、算定の精度はほぼ一定であること、などがわかる。また、靱性率の推定値に対する実験値の比は平均1.01、変動係数16.5%であった。既往の提案式を用い、同じデータについて計算した結果は、図-15のようであり、本提案式は、推定の精度が相当に改善されていることが明瞭に理解されよう。

以上の検討により、提案式を導くのに用いたデータの偏りの影響は問題がないことが明らかとなった。それで、式の導出には全く用いていない実験データによって、提案式の評価を行った。用いた実験データは、建設省土木研究所によるもの<sup>9)</sup>および尾坂らによるもの<sup>10)</sup>である。これらを用いたのは、高さ $h=80\sim 40$  cmの比較的大型の供試体を用いていることおよび側方鉄筋を配した供試体を含んでいること、などによる。なお、用いたデータには、静的に載荷されたもののほか、最大で75 cm/sの載荷速度で載荷された場合の実験結果も含まれている。

図-16は、これらの実験による靱性率の実験値と本提案式による計算値を比較したものである。これによると、計算値は若干危険側ではあるが、計算値とよく一致していることがわかる。全供試体についての、計算値に対する実験値の平均値は0.91、変動係数は15.7%であって、これによっても、計算値はほぼ妥当な結果を与えていることがわかる。しかし、側方鉄筋がなく静的に載荷された3体について着目した結果、これらの供試体についての計算値に対する実験値の比は平均0.83であって、相当に小さかったことが判明した。これらの供試体は提案式の導出に用いた供試体と断面の大きさ以外は同条件のものである。したがって、この結果は、本提案式は、 $d$ の大きい場合に対しては、危険側の計算値を

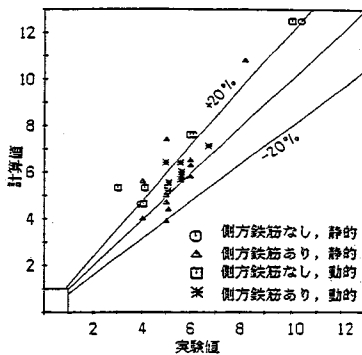


図-16 大型供試体のデータによる提案式の精度の検討

与えることを示している。また、側方鉄筋の有り無しに分けて計算値に対する実験値の比を求めた結果、有りの場合0.95であったのに対し、無しの場合、0.81であって、提案式は側方鉄筋の影響を考慮していないにもかかわらず、有りの場合の方が実験に近い値を与えた。これは、本提案式は断面の大きい場合に対しては危険側の結果を与えるが、側方鉄筋の靱性を向上させる効果によって、これが軽減されたとみるのが妥当であろう。

このように、本提案式は、断面の大きい場合に対する適用性には若干の問題があり、また、側方鉄筋の影響は考慮できていないことが示された。しかしながら、提案式の導出に用いたのと条件が大幅に異なる供試体に対し、変動係数15.7%の精度で靱性率を算定できたことは、本提案式は、鉄筋コンクリート部材の塑性変形能に及ぼす各種要因の影響を、本質的にはほぼ忠実に考慮できており、必要であれば、若干の修正を施すことによって、十分実用に耐え得る塑性変形能算定式となるものと考えられる。

## 7. 結 論

鉄筋コンクリート構造物の耐震性能を評価するにあたって重要となる部材の塑性変形能を明確にすることを目的として、研究を行った。正負交番荷重下のひびわれ性状および変形状に関して実験を行うとともに、部材の塑性変形能の指標として靱性率を採用し、既往の実験結果を含めて、靱性率算定式を作成提案したのである。研究の範囲内で、以下のことが結論される。

(1) 鉄筋コンクリート部材の塑性変形能を定量化する方法として、部材の変形を分解して、終局状態を支配するせん断ひびわれを伴う損傷が著しい部分の変形を抽出して靱性率評価式を作成しようとする方法がある。これは、考え方としては優れた方法であるが、この方法によって部材の終局変位を定量化しようすると、著しい損傷を生ずる部分の変形のほかにこの部分の範囲をも求めておく必要性が生ずる。これは、煩雑であるうえ、両者がきわめて多くの要因の影響を受けるので、精度よくこれらを求めるのは非常に困難であり、したがって、この方法によっては精度のよい靱性率評価式を得るのには期待できない。

この方法に変わるべき方法として、部材本体部分の変形を曲げ変形とせん断変形とに分離して終局状態において支配的な影響をもつ変形のみを定量化する方法が考えられる。この方法につき試験した結果、変位を曲げおよびせん断変位に分解することは、曲げ性状を解明するうえで有効であるが、終局変位を定量化するうえでは、有効でないことが判明した。それは、各変位成分がどのような状態に至ったときに終局に至るかは、要因のわず

かな変化で変わるからである。したがって、部材全体の変位を部材の終局状態を支配するであろう変位成分を含むいくつかの変位成分に分解して終局変位を定量化しようという試みには、多くを期待できないと判断される。

(2) 従来、各種の要因が部材の終局状態に及ぼす影響を曲げ耐力に対するせん断耐力の比によって包括的に表わし、これと靱性率との関係を求めて、終局変位を定量化する方法が採用される例が多い。この方法は、曲げ耐力に対するせん断耐力の比が大きいものほど靱性率が大きく、経験上両者がおおむね直線関係に近いことに基づいている。この方法で精度のよい靱性率算定式が得られるためには各種要因が耐力比に及ぼす影響の程度と靱性率に及ぼすそれとがほぼ等しいことが必要である。それで、部材の変形性状と各種要因との関係を詳細に検討した結果、必ずしもこれが満足されているとはいえないことが示された。たとえば、引張鉄筋比が小さくなると、靱性率は大きくなるが、その程度は耐力比から予測されるよりはるかに大きいこと、 $a/d$ の影響は軸方向応力度の大きさによって異なることなどである。また、コンクリート強度においても、せん断耐力は帯鉄筋の有無にかかわらずコンクリート強度が増加すれば増加するが、靱性率は帯鉄筋が配置されている場合、コンクリート強度にはほとんど影響を受けないことが示されている。これらの事実はすべて終局変位に及ぼす各種要因の影響を耐力比によって包括的に表わすことは近似的は別として、原理的には不適當であることを示している。したがって、実際の現象に基づいた精度のよい靱性率算定式を得るためには、各種要因が終局変位に及ぼす影響を逐一定量的に把握し、これに基づいて算定式を作成するのがよいといえる。

(3) (1) に述べた事項に従って片持ちばり供試体の頭部の変位を目的関数に取り、本研究における実験結果と既往の実験結果を併せて用いて、(2) に述べた事項に従って靱性率と各種要因の関係を逐一検討して数式化し、これらを組み合わせて靱性率算定式を作った。この式は、影響要因として、引張鉄筋比、帯鉄筋比、せん断スパン比、軸方向応力度、コンクリート強度、粗骨材の最大寸法および載荷繰返し回数を考慮することができるものである。式の作成に用いたデータについてこの式の精度の評価を行った結果、算定値に対する実験値の比

の平均値は1.01であり変動係数は16.5%であって、十分正しい値を与えるとともに、要因がどのように変化しても算定精度の大きな変化は認められず、満足できる精度であることが認められた。また、式の作成に用いなかった比較的大型の供試体についての実験結果を用いて提案式の精度を検討した結果、断面が大きい場合および側方鉄筋が配置されている場合など、式の提案に用いた実験結果の範囲を越える2, 3の点で、若干の修正の余地があるが、考慮した各種要因の影響は、本質的に忠実に考慮できていることが認められた。

謝 辞：なお、本研究の実施にあたり、文部省科学研究費補助金(課題番号60550343)を受けた。ここに記して謝意を表わす次第である。

#### 参 考 文 献

- 1) 荒川 卓, ほか: 鉄筋コンクリート柱の繰返し挙動と塑性変形性能の評価, 第5回コンクリート工学年次講演会論文集, 1983.
- 2) Shimazu, T.: On the ultimate values of deformation angle for reinforced concrete columns, Trans. of A. I. J. No. 312, 1982.
- 3) 檜貝 勇, ほか: 大変位の繰返しによる鉄筋コンクリート部材のせん断破壊, 第6回コンクリート工学年次講演会論文集, 1984.
- 4) 石橋忠良, ほか: 鉄筋コンクリート部材のじん性率, 構造物設計資料 No. 79, 1984.
- 5) 豊田和彦, ほか: RC部材の終局変位定量化に関する研究, 土木学会第39回年次学術講演会概要集, 1984.
- 6) 豊田和彦, ほか: RC部材の終局変位定量化に関する実験的研究, 第7回コンクリート工学年次講演会論文集, 1985.
- 7) 平石, ほか: 耐震壁のせん断変形と曲げ変形の算定方法, 日本建築学会大会概要集, 1982.
- 8) 太田 実: 単一式鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計法に関する研究, 土木研究所報告 第153号, 1980.
- 9) 建設省土木研究所地震防災部耐震研究室: RC橋脚の動的耐力に関する実験的研究, (その1) 昭和56年度~昭和58年度の検討結果, 土木研究所資料第2232号, 1985.
- 10) 尾坂芳夫: ラングムな動的荷重を受けるRC構造の諸特性と耐震設計への応用に関する研究, 昭和58年度科学研究費補助金研究成果報告書, 1984.

(1986. 6. 25・受付)