

論文 鉄筋コンクリート梁部材の変形評価法に関する実験的研究

前田 匡樹*1・有蘭 祐介*2・幸村 信行*3

要旨：本研究では、主筋の降伏強度及び横補強筋比をパラメータとした鉄筋コンクリート梁部材の繰り返し荷重実験を行い、部材の変形を曲げ変形・せん断変形・主筋の拔出しによる付加回転変形（拔出し変形）の各変形成分に分離した。実験で得られた各変形成分を用い、特に、評価法が十分に確立されていない曲げ降伏変形について、日本建築学会の RC 規準および近年提案されている既往の降伏変形評価法について検証を行った。

キーワード：降伏変形、梁部材、曲げ変形、せん断変形、拔出し変形

1. はじめに

鉄筋コンクリート梁・柱部材の復元力特性を支配する要因のひとつである各種強度については、これまでに多くの研究が行われ比較的精度の良い評価法が確立されている。一方、降伏変形・終局変形などの変形性能については、必ずしも十分な評価法が開発されていないのが現状である。特に、梁・柱部材の降伏変形はその復元力特性を決定する重要な因子のひとつであるが、現在日本建築学会の RC 規準[1]で用いられている評価法（菅野式[2]）は、高強度材料を用いた部材には適用できないなどの問題が指摘されている。近年、部材の変形を曲げ変形・せん断変形・主筋の拔出しによる付加回転変形（拔出し変形）に分離してモデル化した降伏変形評価法が提案されている[例えば 3,4]。筆者等も文献[5]において同様の試みを行った。これらの評価法により、高強度 RC 部材も含んだ RC 部材の降伏変形がある程度評価できる。しかしながら、いずれの評価法でも各変形成分のモデル化の妥当性は検証されていない。

そこで本研究では、鉄筋コンクリート梁部材の実験を行い、曲げ変形・せん断変形・拔出し変形の各変形成分を計測し、これらの各変形成分の評価法の検証を行った。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体は、試験部分を断面 $20 \times 30\text{cm}$ 、内法スパン 120cm ($M/QD=2$)とし、両側にスタブを有する梁部材である。試験体の側面図及び断面図をそれぞれ図 1、図 2 に示す。また、各試験体の一覧を表 1 に示す。各試験体のパラメータは、主筋の降伏強度 σ_y 及び横補強筋比 p_w である。引張鉄筋比 p_t と σ_y の積 $p_t \cdot \sigma_y$ がほぼ同程度となるように主筋を配筋し、試験体 M2 及び L2 は 4-D13(SD295)、試験体 M2m は 4-D10(SD490)、試験体 M2h は 3-D10(SD785)とした。横補強筋は、試験体 M2、M2m、M2h では 2-D6@75 とし、試験体 L2 は 2-D6@150 とした。材料試験により得られた鉄筋及びコンクリートの材料特性をそれぞれ表 2、表 3 に示す。コンクリートは、設計基準強度 $F_c=210\text{kgf/cm}^2$ の普通コンクリート（最大骨材寸法 10mm）を使用し、材料試験は各試験体の加力直前に実施した。

荷重は、大野式加力により試験部分に正負繰り返し逆対称曲げモーメントを加え、変位制御で部材角 $1/400$ を 1 回、 $1/200$ 、 $1/100$ 、 $1/50$ 、 $1/25$ をそれぞれ 2 回ずつ繰り返した後押し切った。

*1 横浜国立大学助手 工学部建設学科、博士（工学）（正会員）

*2 (株)大林組（正会員）

*3 横浜国立大学大学院

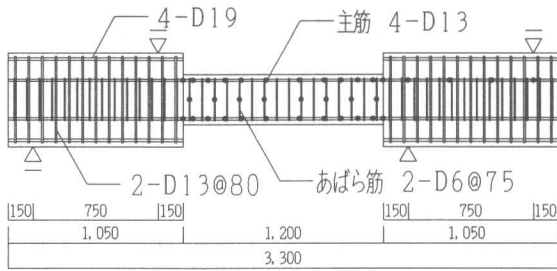


図1 試験体側面図 (単位 mm)

2.2 測定計画

梁の全体変位 (部材角) の測定は、左右のスタブに固定した治具に変位計を取り付け測定した。

また、曲げ変形成分を測定するために、図3に示すように試験体上面及び下面に100mm 間隔 (危険断面側2区間は危険断面側から20mm、80mm)

で試験体に定着したネジ棒に変位計を固定しそれぞれの区間の変位を測定した。また、せん断変形成分を測定するために、試験体側面に変位計を取り付け対角方向の変位を計測した (図3)。梁危険断面から30mm スタブ側に入った位置の最外縁主筋にネジ棒を溶接し、周囲のコンクリートと縁を切りスタブ側面に露出させ、スタブに定着したネジ棒との相対変位を測定した。主筋及び横補強筋には図1中に●で示した位置に歪ゲージを貼り歪を計測した (図3)。

3. 実験結果の概要

3.1 破壊にいたる挙動

実験により得られた荷重～変形関係を図4に示す。また、実験結果の概要を表4に示す。いずれの試験体もせん断力1～2tf程度で曲げひび割れが生じ、次いで曲げせん断ひび割れが生じた後、主筋が引張降伏した。主筋降伏時の変形角は、普通強度主筋を用いた試験体 M2 及び L2 では 1/200 程度、高強度主筋を用いた試験体 M2m 及び M2h では 1/100 前後であった。主筋降伏後、主筋に SD785 を用いた試験体 M2h は試験部分のひび割れは伸展せず、主筋のスタブからの

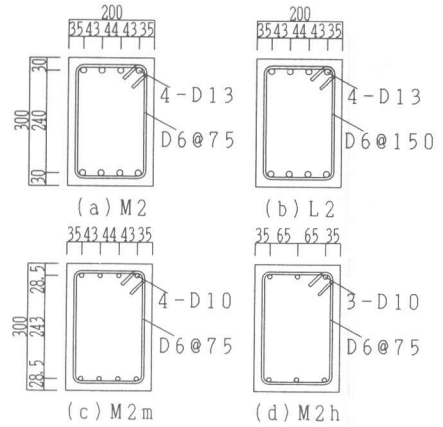


図2 試験体断面図 (単位 mm)

表1 試験体一覧

名称	B×D	L	主筋	σ_y	$P_t \cdot \sigma_y$	横補強筋	P_w (%)	σ_B
M2	20×30 (cm)	120 (cm)	4-D13	3440	32.4	2-D6@75	0.43	318
L2						2-D6@150	0.21	311
M2m	20×30 (cm)	120 (cm)	4-D10	6490	34.3	2-D6@75	0.43	310
M2h						3-D10	0.21	286

L: 内法スパン、 σ_y : 主筋降伏強度 (kgf/cm²)、 $P_t \cdot \sigma_y$: 主筋量 (kgf/cm²)、 P_w : 横補強筋比、 σ_B : コンクリート圧縮強度 (kgf/cm²)

表2 鉄筋の材料特性

呼び名	σ_y	ϵ_y	E_s	σ_u	ϵ_u
D6	3370	1940	1.74	5120	14.5
D10 (SD785)	8600	3600	2.12	10080	14.0
D10 (SD490)	6480	4070	1.80	8020	12.7
D13	3450	1890	1.81	4911	22.7

σ_y : 主筋降伏強度 (kgf/cm²)、 ϵ_y : 降伏ひずみ (μ)、 E_s : ヤング係数 (106 kgf/cm²)、 σ_u : 破断強度 (kgf/cm²)、 ϵ_u : 破断ひずみ (%)

表3 コンクリートの材料特性

試験体	σ_B	ϵ_c	E_c	F_t
M2	318	2020	2.75	27.1
L2	311	1891	2.94	25.0
M2m	310	1741	2.80	24.6
M2h	286	1734	2.83	24.7

σ_B : 圧縮強度 (kgf/cm²)、 ϵ_c : 圧縮強度時ひずみ (μ)、 E_c : $\sigma_B/3$ 割線剛性 (10⁹ kgf/cm²)、 F_t : 割裂引張強度 (kgf/cm²)

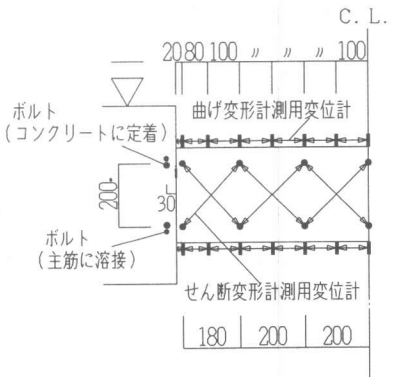


図3 変形の計測

表4 実験結果一覧

試験体	曲げひび割れ		せん断ひび割れ		曲げ降伏		最大耐力	
	Qcr (t)	δ_{cr} (mm)	Qsc (t)	δ_{sc} (mm)	Qy (t)	δ_y (mm)	Qmax (t)	δ_{max} (mm)
M2	1.41	0.34	4.54	2.68	7.00	5.42	8.03	48.01
	-1.20	-0.14	-4.79	-2.91	-7.35	-6.06	-8.12	-48.01
L2	1.40	0.43	5.64	4.28	7.35	7.06	7.71	40.05
	-1.40	-0.22	-3.19	-1.99	-6.78	-6.37	-7.66	-46.07
M2m	1.38	0.46	4.39	4.10	7.60	10.04	8.93	48.07
	-0.79	-0.44	-2.59	-1.87	-7.60	-10.51	-8.84	-46.11
M2h	1.80	1.12	2.95	3.01	7.23	14.03	7.87	24.01
	0.80	0.37	-3.28	-4.52	-6.80	13.51	-7.64	-24.02

抜出しが増大し耐力低下した。

その他の試験体は、繰り返し塑性変形に伴うヒンジ領域のせん断ひび割れ幅の拡大、コンクリートの圧壊によりせん断圧縮破壊した。せん断補強筋比 p_w が他の試験体の半分である試験体 L2 以外は横補強筋は降伏しなかった。

3.2 曲げ・せん断・抜出し変形成分

(1)曲げ変形 梁の上面及び下面に取り付けた変位計により得られた各区間の変位から平均の曲率を求めた。危険断面端部の 20mm の区間では、後述

する主筋の抜出しにより生じる曲率を除いた値を曲げによる曲率とした。曲率分布を材軸方向に沿って 2 回積分することにより、変位を求めた。本実験は、大野式加力で行われているため、荷重は逆対称となるが変位の対称性は保証されない（一方のスパンで損傷が進めば、両側のスタブの平行性が維持されず、曲率分布も対称性がなくなる）。そこで、変位の計算は、梁の左端と右端それぞれから行い、それらの平均値を変位とした。せん断力と曲げ変形との関係を図5に示す。せん断力～曲げ変形関係は、せん断力～全体変形関係（図4）と比較して、履歴面積の大きい紡錘形となる。

(2)抜出し変形成分 図3に示した危険断面近傍のスタブ内の主筋のすべり、および、危険断面位置での主筋のひずみ度 ε から、危険断面位置での主筋の抜出し量を以下の式(1),(2)で求め、危険断面に生じる回転変形を以下の式(3)で算定し抜出し変形成分 δ_j とした。

$$S_t = S_{t0} + \Delta I_t \quad (1)$$

$$S_b = S_{b0} + \Delta I_b \quad (2)$$

$$\delta_j = \frac{S_t - S_b}{j_t} L \quad (3)$$

ただし、 S_{t0} , S_{b0} : 上端、下端主筋のすべり（計測値）、 ΔI_t , ΔI_b :

危険断面からすべり測定位置の上端、下端主筋の伸び（ $= \varepsilon \times 30\text{mm}$ 、 ε : 危険断面主筋のひずみ）、 j_t : 上端・下端主筋間距離、 L : 内法スパン長さ。

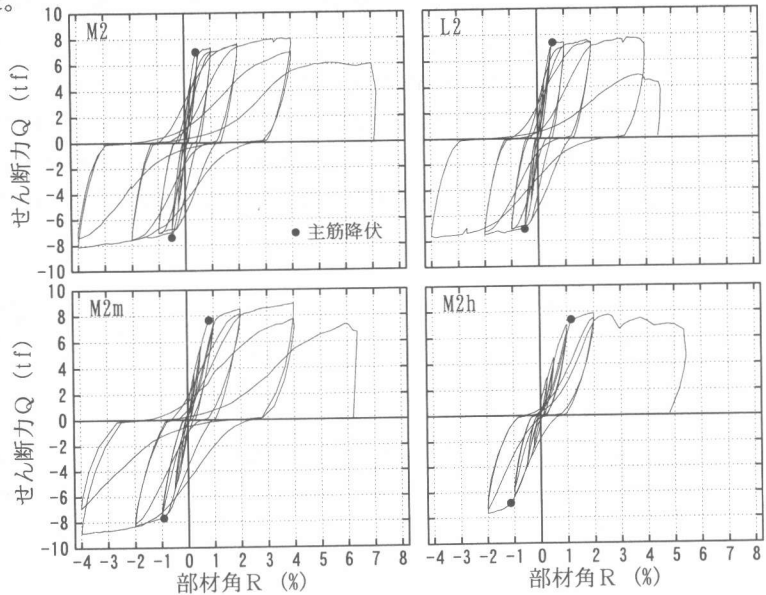


図4 荷重～変形関係

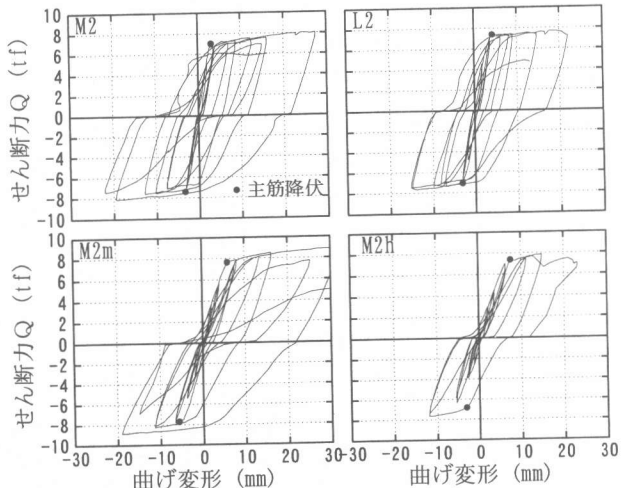


図5 せん断力～曲げ変形関係

(3)せん断変形成分 せん断変形成分は、図3に示した試験体側面の6組の対角方向の変位からそれぞれの区間のせん断変形を求め、それらの合計をせん断変形成分とした。すなわち、ある区間の変形状態を図6のように仮定(四角形 ABCD が AB'C'D' に変形)すると、幾何学的関係から、式(2)、式(3)が得られ、材軸位置での y 方向変位は式(4)である。式(2)、式(3)を式(4)に代入すると、式(5)を得る。式(5)の第2項は曲げ変形成分であるので、残りの第1項をこの区間のせん断変形成分と考える。以上からせん断変形成分 δ_s は各区間の対角方向の変位から式(6)により求め、6区間の合計を部材のせん断変形として求めた。

$$\delta_{ad} = \delta_{xd} \sin \theta + \delta_{yd} \cos \theta \quad (2)$$

$$\delta_{bc} = \delta_{xb} \sin \theta - \delta_{yb} \cos \theta + \delta_{yc} \cos \theta \quad (3)$$

$$\delta_y = \frac{\delta_{yb} + \delta_{yd}}{2} - \frac{\delta_{yc}}{2} \quad (4)$$

$$\delta_y = \frac{\delta_{ad} - \delta_{bc}}{2 \cos \theta} + \frac{\delta_{xb} - \delta_{xd}}{2} \tan \theta \quad (5)$$

$$\delta_y = \frac{\delta_{ad} - \delta_{bc}}{2 \cos \theta} \quad (6)$$

ただし、 δ_{ad} 、 δ_{bc} : それぞれ AD、BC の変位

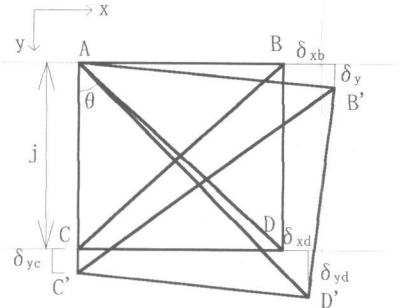


図6 せん断変形

図7にせん断力とせん断変形の関係を示す。主筋が拔出し破壊した試験体 M2h は、主筋降伏後もせん断変形の増加はなかったが、その他の試験体は主筋降伏後の繰返しによりせん断変形成分が増加し、せん断力～せん断変形関係の履歴ループは典型的なスリップ性状を示した。

(4)各変形成分と全体変形の関係 図8に(1)～(3)で求めた各変形成分と全体変形成分の関係の例を示す。各試験体ともに曲げ・せん断・拔出し変形成分の合計と全体変形は小変形から大変形時まで(最大耐力以降を除けば)比較的良好一致し、その誤差は最大でも 10%以下であった。これより、本実験で行った計測により各変形成分が比較的精度よく分離できたものと考えられる。

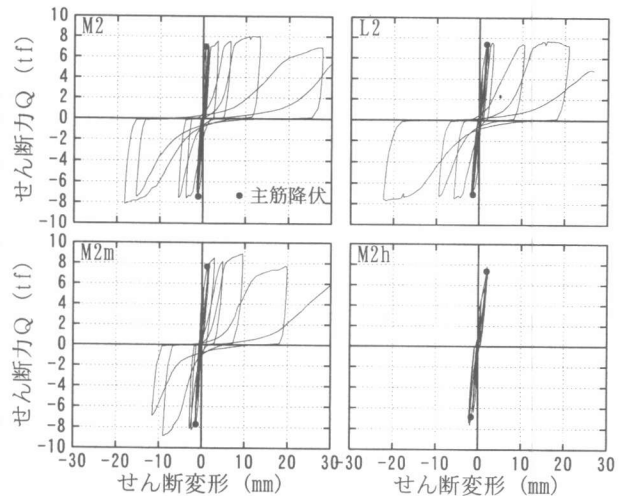


図7 せん断力～せん断変形関係

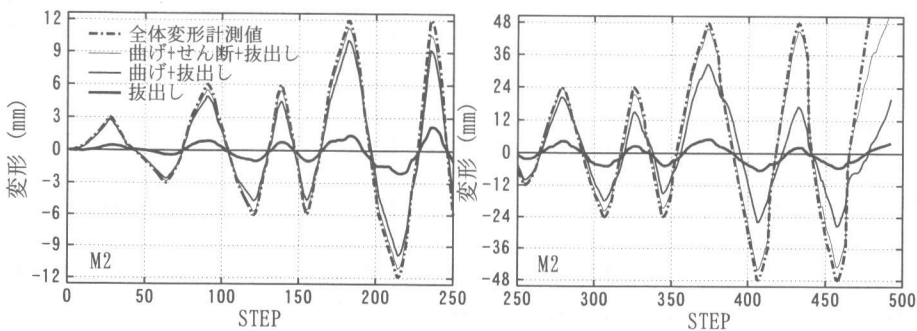


図8 実験による全体変形と各変形成分の比較 (試験体 M2)

各試験体の部材角 1/50 までの正側第 1 サイクルでの全体変形と各変形成分の比較を図 9 に示す。試験体 M2、L2、M2m では、主筋降伏後にせん断変形の割合が増大し、特に、横補強筋比 p_w が他の半分である L2 は、せん断変形の割合が高い。一方、主筋が抜出し破壊した M2h は、主筋降伏後の繰り返しにより抜出し変形が急激に増加する。

4. 曲げ降伏変形の評価法の検討

各試験体について、実験における降伏変形（全体変形）及び降伏時の各変形成分を用いて、筆者等が提案した降伏変形表価法 [5] の検証を行った。主筋の抜出しにより破壊した試験体 M2h も、曲げ降伏時には抜出し変形があまり顕著ではないので他の試験体と同様に検討に含めた。実験結果における降伏点は、荷重～変形関係曲線での部材の降伏との対応がよいことから、引張主筋の半数以上が降伏したときと定義した。降伏変形の実験値と筆者等の方法による計算値の比較を図 10 に示す。菅野式 [2] の適用範囲外である高強度主筋を用いた試験体 M2m、M2h も含め、計算値は実験値と比較的よく対応している。

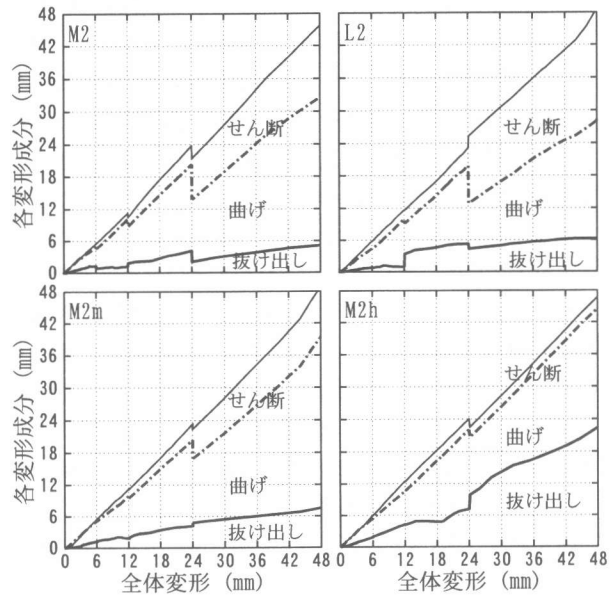


図 9 全体変形と各変形成分の比較

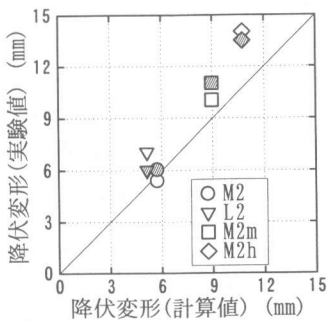


図 10 降伏変形実験値と計算値の比較

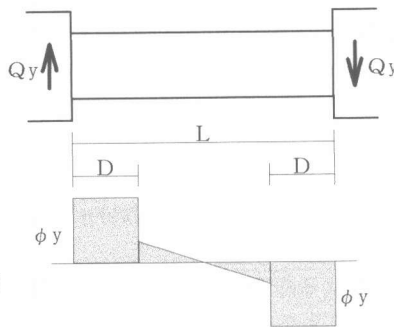


図 11 曲げ変形計算時の曲率分布の仮定

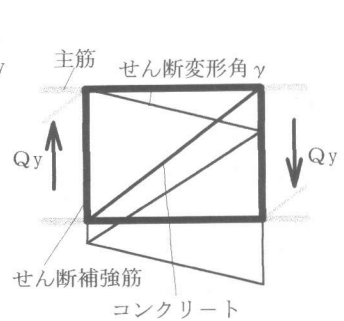


図 12 せん断変形計算時のトラスモデル

筆者等の評価法では、曲げ変形、せん断変形、抜出し変形をそれぞれ以下のような簡略なモデル化により求めている（詳細は文献 [5] を参照）。曲げ変形は曲率分布を図 11 のように降伏曲率 ϕ_y （曲げ解析による）を持つ長さ D のヒンジ領域（ D ：部材せい）と弾性部分からなると仮定して求める。せん断変形はせん断力がトラス作用のみによって伝達されると仮定し、部材を図 12 のようなトラスモデルに置換し、束材（せん断補強筋）および圧縮斜材（コンクリート）の変形から求める。抜出し変形は、スタブ内の主筋の付着応力度を $\sigma_{B/4}$ とした一様な応力勾配を仮定し、その区間の鉄筋の伸びを主筋の抜出し量として求める。

上記の方法で求めた各変形成分計算値と実験値の比較を図 13 に示す。曲げ変形の計算値は実験値を 10～40%程度過小評価する傾向がある。ここでの計算値は、曲率分布を図 11 のように仮定しているため、各試験体に対し理論的曲率分布に基づく曲げ変形よりやや大きい値であるが、実験値はそれをさらに上回る。これは、荷重～変形関係で剛性が低下する部材としての降伏点は、ここで定義したように危険断面位置で半数程度の引張主筋が降伏ひずみを超えた時点であり、危険断面位置での曲率は解析値 ϕ よりも大きいためと考えられる。抜き出し変形の計算値は、単純なモデルを用いている割には普通強度主筋の試験体 M2、L2 では比較的良好に実験値と対応する。しかしながら、高強度主筋の試験体では、実験値を過小評価し、特に、主筋に SD785 を用いた試験体 M2h では、実験値をあまりよく評価できない。せん断変形の計算値は、実験値とあまりよく対応していない。横補強筋比が異なる試験体 M2 と L2 を比較すると、実験値は横補強筋が少ない L2 がせん断変形が大きいものに対して計算値は M2 が大きく、モデル化に問題があると考えられる。すなわち、ここではせん断力の伝達機構をトラス機構のみによると仮定しアーチ機構を考慮しないため、せん断補強筋のひずみ度を過大評価し (L2 以外は降伏時には横補強筋は降伏しなかったが、計算ではすべての試験体で降伏と評価する)、せん断変形を過大評価する結果となっている。

以上のように、筆者等の方法による降伏変形計算値は、本実験の結果と比較的良好に評価できるものの、各変形成分に着目すると必ずしも実験結果と対応しておらず、各変形成分の評価法については今後更に検討する必要がある。

5. まとめ

本研究で得られた結果をまとめると以下となる。

- (1) 鉄筋コンクリート梁部材の実験を行い、曲げ・せん断・抜き出し各変形成分を分離することが出来た。
- (2) 筆者等の提案した降伏変形評価式による降伏変形計算値は、降伏変形実験値と比較的良好に対応するものの、曲げ変形を過小評価し、せん断変形を過大評価するなど、各変形成分を必ずしも適切に評価できず、各変形成分の評価法については今後さらに検討する必要がある。

6. 参考文献

- [1] 日本建築学会；「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」、1991。
- [2] 菅野俊介；「鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する研究」、東京大学学位論文、1970。
- [3] 永井、小谷、青山；「高強度材料を使用したRC梁部材の復元力特性に関する研究」、第9回日本地震工学シンポジウム、Vol. 2、pp.1549-1554、1994年。
- [4] 申範昊、壁谷澤寿海；「高強度RC柱部材の耐力および変形性能に関する研究」、構造工学論文集、Vol. 40B、pp.315-322、1994年。
- [5] 長崎充、前田匡樹；「鉄筋コンクリート梁・柱部材の降伏変形評価法」、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 18、pp.797-802、1996。

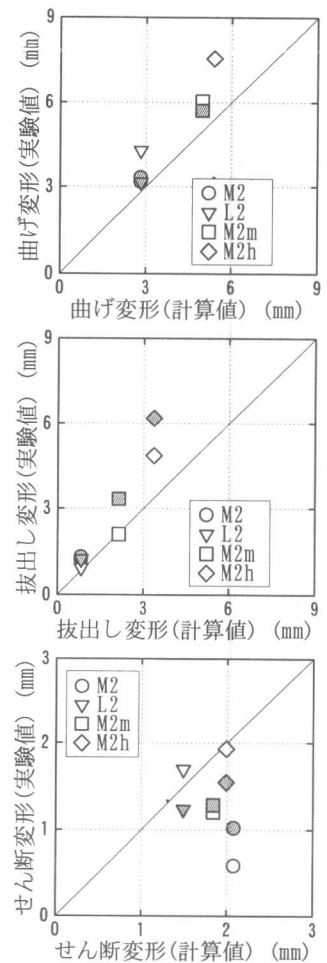


図 12 各変形成分の実験値と計算値の比較