

論文 鉄筋コンクリート梁・柱部材の降伏変形評価法

長崎 充^{*1}・渡辺達也^{*2}・前田匡樹^{*3}

要旨：鉄筋コンクリート造柱・梁部材について、曲げ変形、せん断変形、接合部及び部材内の付着劣化による主筋の抜出しによる変形の各成分を簡単な力学的モデルにより定量化し、部材の降伏変形を評価する方法を示した。また、提案した降伏変形評価法と既往の降伏変形算定法について、既往の梁、柱部材の降伏変形実験値と比較し、提案した評価法により比較的精度よく評価することができることを示した。

キーワード：柱、梁、降伏変形、曲げ変形、せん断変形、抜出し変形

1. はじめに

R C 部材の降伏変形の算定には、菅野式[1]による剛性低下率 α_y が一般的によく用いられてきた。近年、高強度コンクリートあるいは高強度鉄筋を用いた高強度 R C 部材が使用される趨勢にあるが、これらの高強度材料を用いた R C 部材に対しては、実験式である菅野式は適用範囲外であり、必ずしも精度よく降伏変形を評価できない。そのため、これらの高強度 R C 部材も含めた R C 部材の降伏変形評価法が必要とされ、永井・小谷等[2]、申・壁谷澤等[3]、寺岡等[4]により降伏変形算定式が提案されている。これらの算定式はいずれも、降伏変形を曲げ変形、せん断変形及び主筋の抜出しによる変形等の各変形成分に分離し、それぞれを力学的モデルにより定量化している。しかしながら、これらの算定式には、実験結果を統計処理して求めた実験係数が用いられていることや、モデルが複雑であるために繁雑な計算を要するといった問題点がある。そこで本研究では、R C 部材の降伏変形を既往の算定式と同様に各変形成分に分離し、それぞれを簡明な力学モデルで定式化することにより、降伏変形を定量化することを試み、実験結果及び既往の算定法との比較検討を行った。

2. 曲げ降伏変形の推定法

永井等は、既往の梁・柱部材の実験で得られた復元力特性をエネルギーが等価になる様にトリニア型型の復元力特性にモデル化する方法について検討した結果、降伏点を以下の①、②のいずれかが生じた時点と定義すれば実験結果とよく対応することを報告している [4]。

- ① 引張側主筋の降伏時。ただし、主筋が多段配筋されている梁では、内側主筋の降伏時とする。
- ② コアコンクリートの圧縮側端部の応力度が、コンクリートの圧縮強度に達した時点。

そこで本研究では、部材の曲げ降伏点を上記の様に定義として考え、検討を行った。

部材の降伏変形角 R_y は、式(1)の様に曲げ変形成分 R_f 、せん断変形成分 R_s 、柱・梁接合部か

^{*1} 横浜国立大学大学院 工学研究科計画建設学専攻 (正会員)

^{*2} 横浜国立大学 工学部建設学科

^{*3} 横浜国立大学助 手 工学部建設学科 ・ 工博 (正会員)

らの主筋の拔出しによる変形成分（接合部からの
 拔出し変形） R_p 、及び付着劣化に伴う部材からの
 主筋の拔出しによる変形成分（部材からの拔出し
 変形） R_b に分解して考える。

$$R_y = R_f + R_s + R_p + R_b \quad (1)$$

2. 1 曲げ変形成分： R_f

逆対称荷を受ける部材の降伏時の曲げ変形成
 分 R_f は、市之瀬等の研究[5]を参考に、曲率分布
 を図1のようにヒンジ領域 L_h 内では、曲げ解析に
 おける降伏時曲率 ϕ_y で一定で、それ以外の部分は
 弾性範囲内にあると仮定して、式(2)により求める。

$$R_f = 2[\phi_y \cdot \{L_h^2/2 + L_h \cdot (a - L_h)\} + Q_y \cdot (a - L_h)^3 / (3 E_c \cdot I_e)] / L \quad (2)$$

ただし、 Q_y ：降伏強度(N)、 ϕ_y ：曲げ解析における曲率、 a ：せん断スパン(m)、 L_h ：有
 効ヒンジ長さ(m)、 E_c ：コンクリートのヤング係数(MPa)、 I_e ：鉄筋の効果を考慮した等価
 有効断面2次モーメント(m⁴)、 L ：内法スパン長さ (m)。

ここで、有効ヒンジ長さ L_h は部材せい D に等しいものと仮定した。曲げ降伏強度 Q_y 及び降伏
 時曲率 ϕ_y は、平面保持を仮定した曲げ解析により求めた。曲げ解析で、鉄筋の応力-歪関係は
 完全弾塑性とし、コンクリートの応力-歪関係は、上昇域はFafitis-Shah式[6]（式(3)）、軟
 化域は雨宮・野口式[7]とし、コアコンクリートには修正Kent&Park式[8]の拘束効果の係数 K を
 使用した（式(4)）。

$$\sigma = K \cdot \sigma_B \cdot (1 - (1 - \varepsilon / (K \cdot \varepsilon_B))^{\Lambda}) \quad (\varepsilon < K \cdot \varepsilon_B) \quad (3)$$

$$= (\sigma_B - 0.102) / (K \cdot \varepsilon_B - 0.005) \cdot (\varepsilon - K \cdot \varepsilon_B) + K \cdot \sigma_B \quad (K \cdot \varepsilon_B \leq \varepsilon < 0.005)$$

$$= 0.102 \quad (\varepsilon \geq 0.005) \quad (4)$$

ここに、 $\Lambda = E_c \cdot \varepsilon_B / \sigma_B$ 、 $\varepsilon_B = 1.37 \times 10^{-4} \cdot \sigma_B + 0.00169$ 、 $K = 1 + p_w \cdot \sigma_{wy} / \sigma_B$ （コアコンクリート）
 $K = 1$ （被りコンクリート）、 σ_B ：コンクリートの
 圧縮強度 (MPa)、 ε_B ：コンクリートの降伏歪、 σ_{wy} ：
 せん断補強筋の降伏強度(MPa)、 p_w ：せん断補強
 筋比。また、コンクリートのヤング係数 E_c 及び鉄筋
 のヤング係数 E_s が不明な場合、 $E_c = 3318 \cdot \sqrt{\sigma_B} + 71.4$
 (MPa)、 $E_s = 2.06 \times 10^5$ (MPa) とした。

3章の検証で用いた既往の柱・梁部材実験結果（表1）
 について、上記のコンクリートモデルを用いて求めた

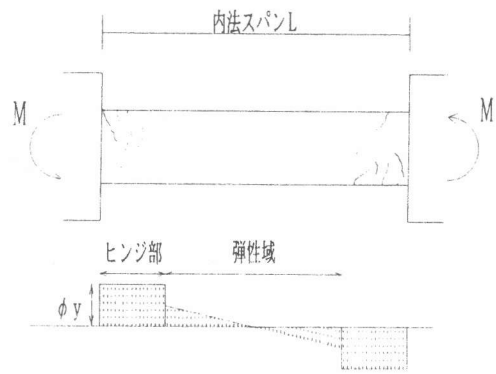


図 - 1 曲げ解析における
 曲率分布の仮定

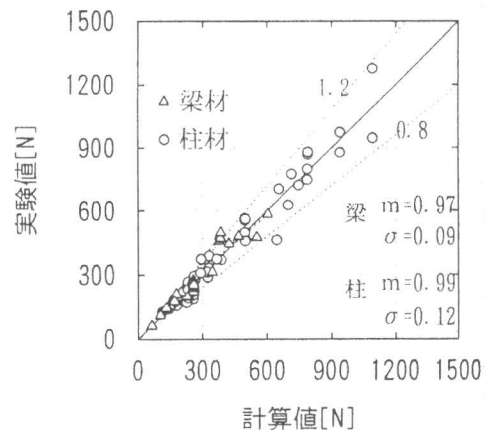


図 - 2 降伏強度の比較

曲げ降伏強度計算値と実験値との比較を図2に示す。計算値/実験値の平均値は梁部材で0.97、柱部材で0.99、標準偏差は梁部材0.09、柱部材0.12と、計算値は実験値とよく対応している。

2.2 せん断変形: R_s

せん断変形 R_s は、鉄筋コンクリート部材のせん断抵抗機構のひとつとして考えられているトラス機構[例えば9]に基き、図3の様にモデル化した。すなわち、 $j \cdot \cot \phi$ (ϕ はトラスの傾斜角) の範囲内のせん断補強筋を束材 a、コンクリートの斜め圧縮力を斜材 b、また、上端及び下端主筋をそれぞれ弦材 c、d にモデル化する。束材 a 及び斜材 b の断面積 A_w 、 A_c はそれぞれ式(5)、式(6)で与える。

$$A_w = p_w \cdot b \cdot j \cdot \cot \phi \quad (5)$$

$$A_c = b \cdot j \cdot \cos \phi \quad (6)$$

ここで、トラス傾斜角 ϕ は、せん断補強筋の応力度が降伏強度 σ_{wy} を上回らないとの条件から、式(7)を満たすものとする。

$$\cot \phi = \max \{ 1, Q / (b \cdot j \cdot p_w \cdot \sigma_{wy}) \} \quad (7)$$

弦材 c、d の変形により生じる部材角は、曲げ変形として考慮されているものとし、せん断変形を算定する際には、弦材 c、d は剛性を無限大とする。せん断力 Q が作用するときの束材 a の引張応力度 σ_w 及び斜材 b の圧縮応力度 σ_c は、力の釣り合いから式(8)、式(9)で与えられる。

$$\sigma_w = Q / A_w \quad (8)$$

$$\sigma_c = Q / (\sin \phi \cdot A_c) \quad (9)$$

束材 a 及び斜材 b の応力度 σ_w 、 σ_c から、2.1 で仮定した応力-歪関係を用いてそれぞれの歪 ϵ_w 、 ϵ_c を求める。変形の適合からせん断変形角 R_s は、以下の式(10)で与えられる。

$$R_s = (\epsilon_w + \epsilon_c / \sin^2 \phi) \cdot \tan \phi \quad (10)$$

2.3 接合部からの拔出し変形: R_p

接合部から主筋が抜け出すことより部材に生じる付加変形 R_p は、主筋の拔出し量 δ_p が部材端部に集中し回転変形が生じると仮定(図4)して、式(11)で算定した。

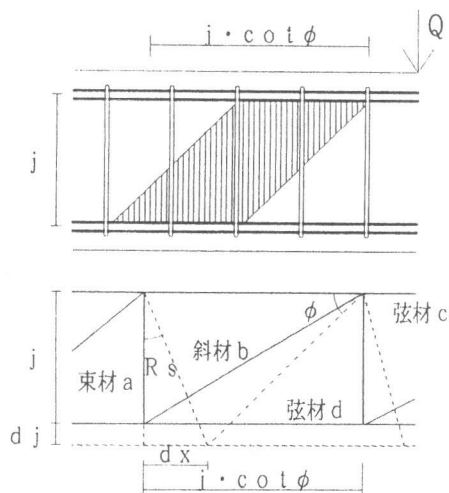


図-3 せん断変形のモデル

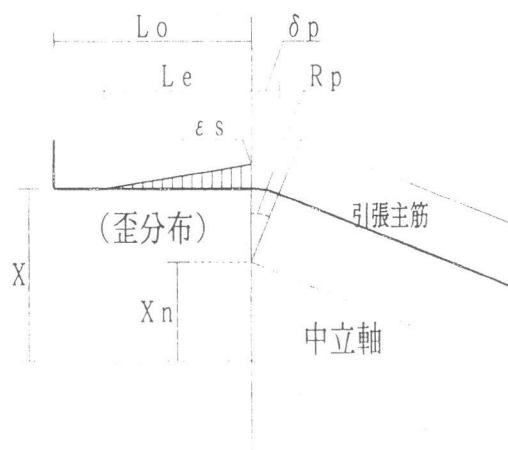


図-4 接合部からの主筋の拔出し量

$$R_p = \delta_p / (X - X_n) \quad (11)$$

ただし、 X_n ：圧縮縁から中立軸までの距離(m)、 X ：圧縮縁から対象主筋位置までの距離(m)
主筋の拔出し量 δ_p は、主筋歪分布長さ L_e 及び接合部内主筋の平均付着応力度 τ_b ($\tau_b = \sigma_b / 4$ と仮定) を用いて式(12)及び式(13)で与えるものとする。

$$\delta_p = \epsilon_s \cdot L_e / 2 \quad (12)$$

$$L_e = \epsilon_s \cdot E_s \cdot A_s / (\tau_b \cdot d_b) \quad (\text{ただし、} L_e \leq L_o) \quad (13)$$

ただし、 ϵ_s ：引張主筋最端部の歪、 E_s ：主筋のヤング係数(MPa)、 A_s ：主筋の断面積(m^2)、 d_b ：主筋径(m)、 L_o ：定着長さ(m)。

2. 4 部材からの拔出し変形： R_b

部材内の主筋の付着劣化に伴う主筋の拔出しによる変形 R_b は、2.3と同様に主筋の拔出し量 δ_b より式(14)で算定した。

$$R_b = \delta_b / (X - X_n) \quad (14)$$

図5に示す付着応力度-すべり関係を仮定し、主筋に生じる付着応力度 τ_f に対応するすべり量を主筋の拔出し量 δ_b とした。付着応力度-すべり関係の付着強度 τ_{bu} は前田等の提案式[10]により、前田等の実験結果[11]を参考に、付着強度時のすべり量は主筋径 d_b の5%、付着ひび割れ強度 τ_{co} は横補強筋比 $p_w=0$ として算定した付着強度とした。主筋の付着応力度 τ_f は、対象主筋の曲げ解析による引張側応力 σ_s 及び圧縮側応力 σ_c を用いて、応力度分布を図6の様に仮定し、式(15)で算定した。

$$\tau_f = \Delta\sigma \cdot d_b / \{4 \cdot (L - L_h)\} \quad (15)$$

ここで、 $\Delta\sigma$ ：主筋の両端部の応力差 ($= \sigma_y + \sigma_c$) (MPa)、 L ：内法スパン長さ(m)。

3. 既往の実験結果による検証

既往の梁、柱部材の実験結果を用いて、2章に示した降伏変形評価法の検証を行い、また、既往の評価法である菅野式[1]、永井等の方法[2]、申等の方法[3]と比較した。検討に用いた既往の実験の一覧を表1に示す。

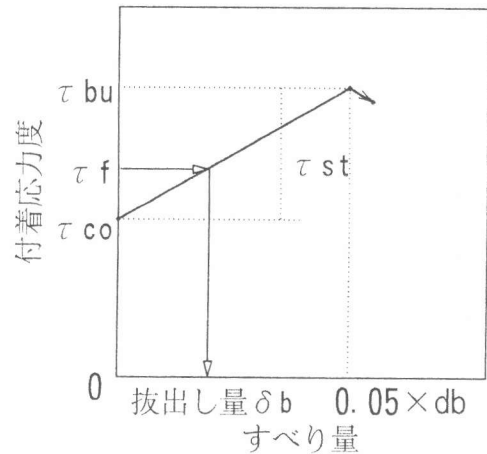


図-5 付着すべり-拔出し量関係

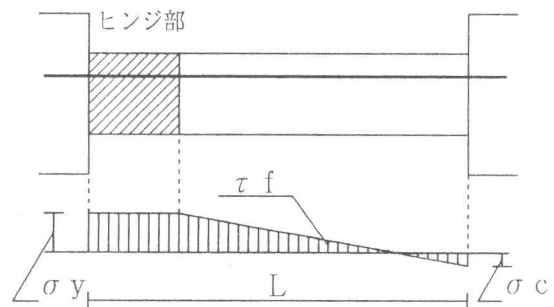


図-6 引張主筋の付着応力度 τ_f

表-1 既往の実験データ一覧

(敬称略)			a/D	σ_B (MPa)	σ_y (MPa)	pt (%)	σ_{wy} (MPa)	pw (%)	η_o
梁のデータ	代表者	出典							
建設省建築研究所		「建研報告資料」(a-1(5))	2.5	35.6	383	1.075	374	0.60	0.0
東京大学	前田他	「JCI」(中国)1990.10 p.313~314	2.0	23.0~27.8	369~370	1.383	711~726	0.39~0.86	0.0
純建建設	古川他	「AIJ」 Vol.14, No.2, 1992 p.547~552	1.5~2.0	81.3	697	0.784~2.091	878	0.39~0.62	0.0
鹿島建設	中村他	「AIJ」 Vol.14, No.2, 1992 p.529~534	2.4	36.7~61.3	522	1.819	846	0.37~0.75	0.0
関組	島田他	「JCI」(九州)1989.10 p.723~724	2.5	34.6~42.8	408	1.555~2.073	1382~1735	0.21~0.71	0.0
竹中工務店	菅野他	「AIJ」 Vol.10-3, 1988 p.227~232	1.5	40.7~82.3	402	2.322	301~1358	0.71~1.06	0.0
筑波技術短大	藤沢他	「JCI」(中国)1990.10 p.277~282	2.0	66.8~71.4	633~796	0.789~0.941	799~1668	0.20~0.80	0.0
日本国土開発	藤原他	「JCI」(関東)昭和63.10 p.505~506	2.3	33.3~40.2	425	1.155~1.539	1328	0.40~0.60	0.0
大林組	萩尾他	「大林組技術研報」 No.43 p.59~64	1.3	46.9~67.6	398~466	1.968~2.624	369	1.70~2.28	0.013~0.018
純建建設	石渡他	「AIJ」 Vol.16, No.2, 1994 p.395~401	2.0	43.3	390	1.461	1301	0.44	0.0
フジタ技術研究所	笹谷他	「AIJ」 Vol.16, No.2, 1994 p.533~538	1.5~2.0	31.3~34.6	429	1.127	358	0.64	0.0
前田建設	多賀他	「前田建設技術研報」第21-2号 p.31~55	2.47	36.7	404~407	1.729	1450	0.45	0.0
竹中工務店	山本他	「JCI」(東海)1994.9 p.855~858	1.25	56.2~57.4	369	1.327~1.592	947~1003	0.42~1.10	0.0
柱のデータ	代表者	出典	a/D	σ_B (MPa)	σ_y (MPa)	pt (%)	σ_{wy} (MPa)	pw (%)	η_o
筑波大学	越路他	「JCI」(北陸)1992.8 p.507~510	2.0	19.1~29.8	367	1.22	828	0.51~1.16	0.17~0.33
鹿島建設	張他	「AIJ」 Vol.16, No.2, 1994 p.541~546	1.5	36.1~71.8	719	1.41	808	1.2	0.25~0.33
新潟大学	加藤他	「AIJ」 Vol.14, No.2, 1992 p.541~546	1.5~2.0	65.5~79.0	349~998	0.81~1.22	760	0.64	0.21~0.27
筑波大学	金久保他	「JCI」(中国)1990.10 p.843~844	1.5	38.6~39.2	359	0.81~1.22	288~1324	0.55~1.33	0.32~0.32
竹中工務店	田村他	「JCI」(北海道)昭和61.8 p.151~152	1.3~2.5	40.5	404	1.62	308	1.02~1.22	0.31~0.67
純建建設	吉田他	「JCI」(北海道)昭和61.8 p.161~164	1.3	34.6~37.4	489	1.08	387	0.79~1.58	-0.10~0.52
関組	菅野他	「AIJ」 Vol.10-3, 1988 p.227~232	2.0	34.6~84.4	404	1.22	315~1311	0.57~1.01	0.510~0.511
竹中工務店	菅野他	「AIJ」 Vol.10-3, 1988 p.227~232	1.1	45.8~54.8	409~433	1.29~1.33	1049~1343	0.20~1.19	0.20~0.40
日本国土開発	松野他	「日本国土開発技術研報」 No.8 p.39~62	1.1	45.8~54.8	409~433	1.29~1.33	1049~1343	0.20~1.19	0.20~0.40
建設省建築研究所		「建研資料」	1.0~3.0	12.2~31.6	345~437	0.34~1.38	308~446	0.15~2.35	-0.15~0.44

註) a/D:せん断スパン比 σ_B :コンクリート強度 σ_y :鉄筋降伏強度 pt:引張鉄筋比 σ_{wy} :あばら筋降伏強度 pw:あばら筋比 η_o :軸力比
 建研報告資料:HPF研究開発プロジェクト研究報告資料, AIJ:日本建築学会大会学術講演梗概集, JCI:コンクリート工学年次論文報告集, 技術研報:技術研究所報,
 建研資料:建設省建築研究所資料

梁部材の降伏変形 R_y について、各評価法による計算値と実験結果の比較を図7に示す。図中では、各試験体の破壊モードを曲げ破壊(F)、降伏後のせん断破壊(FS)、及び降伏後の付着割裂破壊(FBo)に分類して示した。

本研究で示した評価法は、実験値と計算値の平均値 $m=1.09$ 、標準偏差 $\sigma=0.23$ と、既往の評価法と同程度以上の精度で、降伏変形の実験値を評価できる。一方、永井等の評価法による計算値は、破壊モードF及びFSについては実験値と比較的よく対応するが、部材からの拔出し変形 R_b を考慮していないため、破壊モードFBoに対しては実験値を過小評価する。また、中等の評価法は、永井等と同様に部材からの拔出し変形 R_b を考慮していないが、いずれの破壊モードに対しても本研究と同程度の精度を有する。

また、せん断スパン比 $a/D < 2.0$ の部材、あるいは、高強度材料を用いた部材に対して、菅野式は本来適用範囲外であり、高強度RC部材に対しては降伏変形を過小評価する傾向があることが指摘されている。菅野式による降伏変形計算値の精度が比較的良好なのは、ここで用いた既往の実験に、菅野式の適用範囲外の実験結果が含まれているためである。

柱部材の降伏変形 R_y について、各評価法による計算値と実験結果の比較を、梁部材と同様に破壊モ

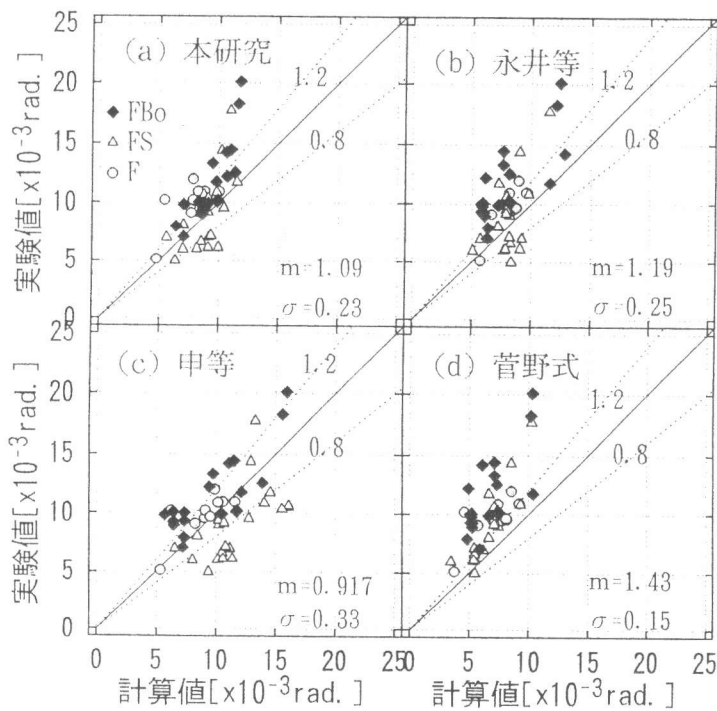


図-7 実験値と各算定法による計算値の比較(梁)

ードで分類し図8に示す。本研究で示した評価法は、実験値/計算値の平均値 $m=1.06$ 、標準偏差 $\sigma=0.31$ と梁部材の場合よりややばらつきが大きくなるものの、既往の評価法と同程度以上の精度で、降伏変形の実験値を評価できる。特に、他の評価法は破壊モードFB0に対し部材からの抜出し変形Rbを考慮していないために実験値を過小評価するが、本研究で示した評価法によりいずれの破壊モードに対しても降伏変形が比較的精度よく算定できる。

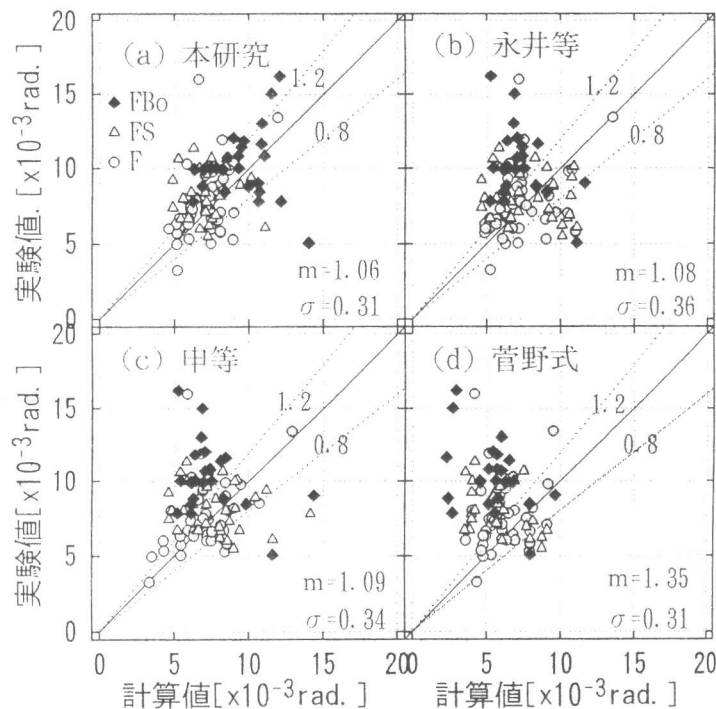


図8 実験値と各算定法による計算値の比較(柱)

4. まとめ

本研究では、鉄筋コンクリート柱梁部材の降伏変形を、曲げ変形、せん断変形、柱梁接合部からの抜出し変形、及び、部材内の主筋の付着劣化に伴う抜出し変形の各成分に分解し、それぞれ簡単な力学モデルに基づき算定する方法を提案した。提案した降伏変形評価法は、鉄筋コンクリート柱・梁部材の降伏変形を、既往の算定式と同程度以上の精度で評価することができた。しかしながら、各変形成分のモデル化の妥当性、各変形成分の比率等については、今後更に検証する必要があると思われる。

参考文献

- [1] 日本建築学会：鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料、1987.9
- [2] 永井覚他：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、pp.1549-1554、1994
- [3] 申範昊他：高強度RC柱部材の耐力及び変形性能の評価法に関する研究、構造工学論文集、Vol.40B、pp.315-322、1994.3
- [4] 永井覚他：高強度コンクリートを用いたRC部材の復元力特性に関する研究、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.15、No.2、pp.389-394、1993
- [5] 市之瀬敏勝、滝口克巳：鉄筋コンクリート柱の部材モデルに関する比較研究、日本建築学会構造系論文報告集、No.401、pp.67-76、1989
- [6] Apostolos Fafitis and Surendra P. Shah, "Lateral Reinforcement for High-Strength Concrete Columns", ACI, SP-87, pp.213-232, 1985
- [7] 雨宮篤、野口博：超高強度鉄筋コンクリート部材の有限要素解析プログラムの開発(その1：コンクリートモデルの構築)、日本建築学会大会学術講演梗概集(中国)、pp.639-640、1990.10
- [8] Park R., Priestley N. and Gill W.: Ductility of Square-Confined Concrete Columns, Proc., ASCE, Vol.108, No.ST4, April, 1982.
- [9] 日本建築学会：鉄筋コンクリート建造物の終局強度型耐震設計指針・同解説、1990.11
- [10] 前田匡樹、小谷俊介：鉄筋コンクリート部材の付着割裂強度式の提案、構造工学論文集、Vol.38B、pp.293-306、1992.3
- [11] 前田匡樹、小谷俊介：異形鉄筋とコンクリートの付着応力伝達機構に基づいた付着強度式(その2)、日本建築学会大会学術講演梗概集、C 構造II、pp.657-658、1994.9