

[2088] 曲げ破壊型鉄骨鉄筋コンクリート部材の復元力特性 に関する実験的研究

正会員 ○立花正彦（東京電機大学工学部）

森田耕次（千葉大学工 学 部）

中野清司（東京電機大学工学部）

1. まえがき

地震力等の水平力を受ける鉄骨鉄筋コンクリート（以下SRCと略称）構造の弾塑性地震応答解析を行う場合、その骨組みを構成する各部材の復元力特性を明らかにする必要がある。この復元力特性は、単調載荷及び繰返し載荷の包絡線などの概形を示すスケルトンカーブと繰返し加力によるループの形状と面積、耐力の劣化、変位振幅の増大に伴う剛性低下などの性状を示す履歴ループの性質に別けて考えることが出来る。

SRC部材は鉄骨部材と鉄筋コンクリート部材とを合成した部材であるため、復元力特性に関与する要因数が極めて多く、また、諸因子間の相互の関連性も複雑である。このことより、この復元力特性を純理論的に求め、かつ実験結果と一致させることは非常に困難なことから考えられ、SRC部材の復元力特性について定量的な検討が少ない一つの理由と考えられる。

本研究では、筆者らが行った一連の曲げ破壊先行型のSRC部材の実験資料を中心に、既往の実験資料も含めて曲げ破壊先行型のSRC部材の復元力特性を定量的に考察しようとするものである。

2. 実験資料の概要

筆者らの行った試験体及びその実験結果の特徴の概要を以下の①～⑥に示す。

① 実験計画は表1に示す通りで、実験変数は柱軸力（5水準）、帯筋の径（2水準）及び間隔（4水準）、載荷条件（2水準）及びせん断スパン比（2水準）であり、試験体は合計32体である。

② 試験体の寸法及び形状は図1に示すとおりである。加力方法は単純ばり形式で、定軸力下で単調又は繰返しせん断及び曲げモーメントを作用させた。なお、加力部のスタブには鉄骨ばり断面をいれた。

③ 各試験体とも図2に示す様に曲げひび割れ（a）（剛性は6～8割に低下）、曲げせん断ひび割れ（b）又はせん断ひび割れ（c）（剛性はさらに6.5～8割に低下）の順に発生する。その後付着ひび割れ（d）及び主筋又は鉄骨フランジにそったひび割れ（e）が発生し、主筋及びフランジの降伏、圧縮側コンクリートの

表1. 実験計画

Hoop Axial Load (kN)	9φ		6φ			
	φ50	φ100	φ150		φ200	
	3.0	3.0	2.0	3.0	3.0	3.0
M/Qd L.T.	C	C	M	C	M	C
0	-	-	1	1	1	1
490	-	1	1	1	1	3
735	1	1	1	1	-	1
980	1	1	1	1	1	2
1470	1	1	1	1	1	1

Hoop: 鉄筋径と間隔

M/Qd: せん断スパン比

L.T.: 載荷条件(C: 繰返し載荷, M: 単調載荷)

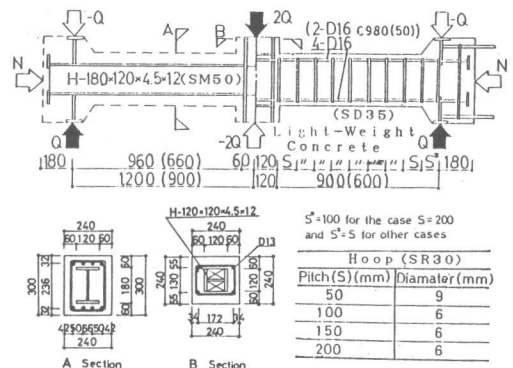


図1. 試験体の形状と寸法

圧壊が始まり、剛性は急激に低下する。この傾向は実験変数による大きな相違は認められない。しかし、同一変位振幅による繰返し载荷による新たに生じるひび割れ〔特にひび割れ（d）及び（e）〕の本数は軸力比が小さい程多くなる。

④ 最大曲げ耐力までのスケルトンカーブは単調载荷と繰返し载荷の包絡線とはほぼ等しい挙動を示し単調载荷の最大曲げ耐力時の部材角と繰返し载荷時の不安定となる部材角とは

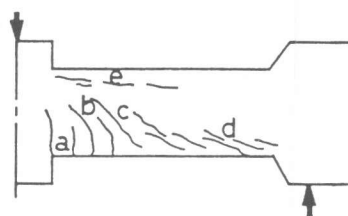


図2. ひび割れパターン

ほぼ等しい。また 最大曲げ耐力及び繰返し载荷の不安定となる時の部材角（ R_m ）は帯筋間隔 $3.2 \leq s/\phi \leq 12.5$ 又は $12.5 \leq \lambda \leq 50$ （ S ；帯筋間隔， ϕ ；主筋径， λ ；主筋の細長比）の範囲内では大幅な差異は認められない。この部材角は軸力比が大きい程小さくなる傾向を示す

⑤ 繰返し载荷の履歴曲線及び破壊性状は軸力比（ $N/bDFc$ ）より次の2形式に大別できる（a）。コンクリートの圧壊が進行し、コンクリートが徐々にはく落する。このはく落による耐力低下はほとんどなく履歴曲線は安定する。さらに変位振幅を大きくして繰返し载荷すると主筋が座屈して耐力が著しく低下する。その後 さらに変位振幅が大きくなると鉄骨フランジが局部座屈し、鉄骨フランジとウェブとのすみ肉溶接が破断して崩壊する。この形式は比較的低軸力 $N/bDFc = 0.264 \sim 0.404$ の試験体にみられた。

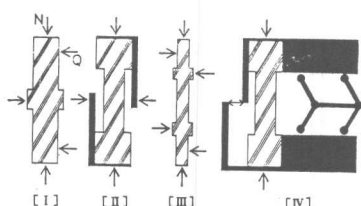
（b）。最大曲げ耐力時近辺で圧縮側コンクリートが大きく圧壊し、繰返すごとにこの圧壊が進行し、主筋の座屈をともなって耐力が低下する。さらに繰返すと鉄筋フランジの局部座屈を生じ破壊する。この形式は高軸力 $N/bDFc = 0.44 \sim 0.80$ の試験体に認められた。

⑥ SRC部材の各断面の歪値の分布より、最大曲げ耐力時点まではほぼ平面保持の仮定が成立するものとする。

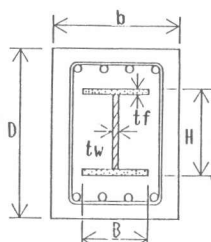
本研究で取り扱う既往の実験資料の概要は表2に示す通りである。鉄骨要素は全資料とも充復形式のH形断面（強軸方向に配置）である。^{1)～7)}

表2. 本研究で取り扱った既往の実験資料の概要

研究者	文献	試験体数	加力方法	荷形式	M/QD	$N/bDFc$	N/N_s	断面 BxD	rPt %	帯筋	F_c kg/cm ²	H mm	B mm	t_w mm	t_f mm	fPt %	wP %	b'/b	$sA \cdot s \sigma_y$ bDFc
仲他	1	32	I	C	2.0	0.000	0.000	240×300	1.11 (SD35)	6φ, 9φ @100 200 (SR30)	191 ~343 (LC)	180	120	4.5	12 (SM50)	2.00	0.98	0.500	0.505 0.943
				M	3.0	0.921	0.383												
若林他	2	9	II	C	3.0	0.000	0.000	150×150	0.64 (SD35)	4φ @150 (—)	223 ~364 (NC)	100	50	4.0	6 (SM41)	0.64	1.56	0.667	0.411 0.629
				M	3.0	0.946	0.523												
若林他	3	3	II	C	3.0	0.000	0.000	150×150	0.64 (SD35)	4φ @50 (—)	326 ~364 (NC)	100	50	4.0	6.0 (SS41)	0.64	1.56	0.667	0.385 0.430
				M	3.0	0.943	0.598												
加藤他	4	12	II	C	2.0	0.189	0.099	200×250	0.51 (SD35)	6φ @100 (SR24)	233 (NC)	150	60	3.0 9.0	16 (SS41)	1.92	2.12	0.700	0.559 0.747
				M	2.0	1.030	0.597												
加藤他	5	19	II	C	2.0	0.100	0.004	200×250	0.51 (SD35)	9φ @150 (SR24)	184 ~237 (NC)	150	60	9.0	16 (SS41)	1.92	2.12	0.700	0.882 0.890
				M	3.0	0.840	0.314												
木村他	7	3	IV	C	1.5	0.200	0.141	300×300	0.16 (SD35)	D10 @31~69 (SD35)	203 (NC)	200	75	3.0 4.5	3.2 9	0.27 0.75	0.65 0.91	0.750	0.142 0.620
				M	1.5	0.200	0.141												



加力方法



C：繰返し载荷，M：単調载荷
 M/QD ：せん断スパン比
 N ：柱軸力
 N_0 ：中心圧縮耐力
 F_c ：コンクリート強度
 P_w ：帯筋比
 $w \sigma_y$ ：帯筋の降伏応力度
 rPt ：引張鉄筋比
 fPt ：引張側鉄骨フランジ比
 $N.C$ ：普通コンクリート
 $L.C$ ：軽量コンクリート
 $sA \cdot s \sigma_y$ ：鉄骨要素の降伏軸力

3. 復元力特性のモデル化の方法

実験より得られたSRC部材のスケルトンカーブ及び履歴曲線の代表例を図3に示す。これらの図よりSRC部材のスケルトンカーブの特性は、曲げひび割れ発生点(B)、せん断ひび割れ点(S)、曲げ降伏点(Y)、曲げ最大耐力点(M)及び曲げ降伏耐力を保持している点(P)の各点を直線で結ぶ5つの折れ線にて近似することができ、また、履歴ループの特性は、同一変位振幅における繰返しによる耐力低下率(Dr)、残留変形点

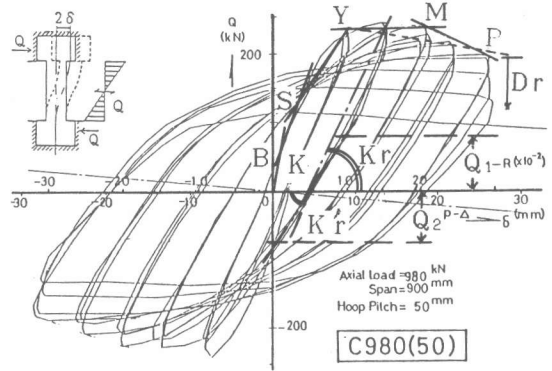


図3. 復元力特性のモデル化の方法

迄の除荷剛性(Kr)、残留変形点における接線剛性(Kr')及びこの接線剛性から大きくずれる時点の荷重(Q1及びQ2)によって近似することができるものとする。

4. スケルトンカーブの特性

SRC部材のスケルトンカーブの特性を示す各折点B、S、Y、M及びP点の耐力及び変形量は表3に示す様に求めることができる。

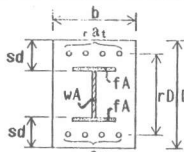
$\text{srcMc}r(B)$ は平面保持の仮定が成立するものとしてコンクリートの引張強度($c\sigma_t$)

表3. スケルトンカーブの各折点の耐力と変形量

	耐力	変形量
曲げひび割れ(B点)	$\text{srcMc}r = (c\sigma_t + \sigma_g) Z e g c \sigma_t = 2.4 \sqrt{F_c}$	$\text{src}\delta_{cr} = \left\{ \frac{L^3}{3 \cdot \text{src}(EI)} + K \frac{L}{cG(1+\beta)A_c} \right\} \cdot \frac{\text{srcMc}r}{L}$
せん断ひび割れ(S点)	$\text{srcQc}r = (1+\beta) \cdot brj \left\{ \frac{0.140kc(500+F_c)}{M/Q \cdot rd + 1.7} + 0.1 \sigma_o \right\}$ $\beta = n \cdot \frac{tw \cdot sj}{b \cdot rj}$	$\text{src}\delta_{crs} = \left\{ K1 \frac{L^3}{3 \cdot \text{src}(EI)} + K \frac{L}{cG(1+\beta)A_c} \right\} \text{srcQc}r$ $K1 = \frac{(1-\alpha_1)(1-3\beta_1^2)+2\beta_1^3}{2\alpha_1\beta_1^3}, \beta_1 = \frac{\text{srcQc}r \cdot L}{\text{srcMc}r}, K=1.2$
曲げ降伏点(Y点)	$\text{srcMy} = e_1 \cdot \text{srcMm}$ $e_1 = 0.9$	$0 \leq N/bDF_c \leq 0.4 : \text{src}\delta_y = R_y \cdot L = 0.01 \cdot L$ $0.4 \leq N/bDF_c : \text{src}\delta_y = R_y \cdot L = \{1.271 - 0.653(N/bDF_c)\} \times 10^{-3} \cdot L$
最大曲げ耐力(M点)	srcMm 下表参照	$\text{src}\delta_m = R_m \cdot L = 1.02(N/bDF_c)^{-0.766} \times 10^{-3} \cdot L$
曲げ降伏を保持する点(P点)	$\text{srcMp} = \text{srcMy}$	$\text{src}\delta_p = R_p \cdot L = 1.515(N/bDF_c)^{-0.832} \times 10^{-3} \cdot L$

最大曲げ耐力と軸方向力の特異点

	曲げ耐力	軸方向力
[1]	0	$-2fAfay \cdot wA \cdot wy \cdot a \cdot rat \cdot ay$
[2]	$fZp \cdot fay + rat \cdot rgy \cdot rd + wA \cdot say$ $+ wA \cdot say \cdot \left(\frac{0}{2} - \frac{sd \cdot N}{bFc'} \right) / 2$ $+ N' \cdot \left(\frac{0}{2} - \frac{sd \cdot c}{2dFc'} \right)$	$b \cdot sd \cdot Fc' \cdot wA \cdot wy \cdot a \cdot N' > 0$
[3]	$fZp \cdot fay + rat \cdot rgy \cdot rd + wA \cdot say$ $+ b \cdot sd \cdot Fc' \cdot \left(\frac{0}{2} + \frac{2tw \cdot wy}{N'} \right) / 2$ $+ N' \cdot \left(\frac{0}{2} - \frac{sd \cdot c}{2dFc'} \right)$	$b \cdot sd \cdot Fc' \cdot wA \cdot wy \cdot a \cdot N' < 0$
[4]	$fZp \cdot fay + wZp \cdot way + rat \cdot rgy \cdot rd + \frac{bD^2Fc'}{8}$	$\frac{bDFc'}{2}$
[4]	0	$2fAfay + wA \cdot wy \cdot a \cdot 2 \cdot rat \cdot ay + bDFc'$



ca: コンクリートの断面係数
Fc: コンクリートの圧縮強度
cg: コンクリートのせん断係数
sj: 鉄骨フランジの応力中心間距離
rj: RC要素の応力中心間距離
Kc: 断面寸法による修正係数
L: せん断スパン長
N: 軸力
tw: ウェブの板厚
Ze: 鉄骨及び鉄筋を考慮した有効断面係数
sa: 鉄骨及び鉄筋を考慮した平均軸方向応力度
cσt: コンクリートの引張強度
M/Q・rd: せん断スパン比
src(EI)及びα₁: 図8参照

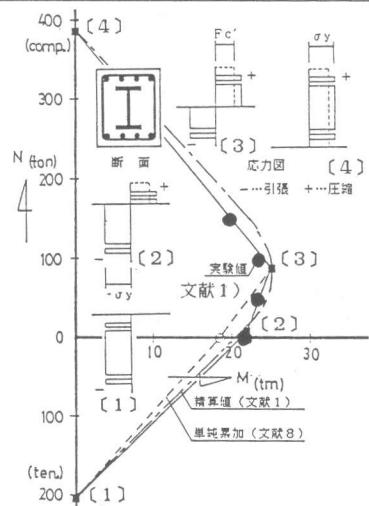


図4. 最大曲げ耐力のN-M関係

$= 2.4\sqrt{f_c}$ と鋼材を考慮した平均軸方向応力(σ_o)の影響とを考慮して求める。¹⁾また $srcQcr(S)$ は鉄筋コンクリート部材の式に鉄骨ウェブ及び鋼材を考慮した平均軸方向応力の影響とを考慮して求める。¹⁾これらの計算値と実験値との比較は表4に示す通り良く一致している。

$srcMm(M)$ は、各素材の応力～歪度関係を完全塑性とし、また、鉄骨、鉄筋に座屈等の不安定現象は生じないものとして、軸方向力と全塑性モーメントの相関関係を図4に示す様に4点の特定点を含む折れ線によって表されるものとする。本計算では鉄骨ウェブの軸方向力の考慮をしており、特に柱軸力 $N=0$ t において単純累加の曲げ耐力より大きくなる。この計算値と実験値との比較は図5に示す通りであり、本計算は安全側で比較的良好一致しているものと考えられる。なお、同図中には各素材の応力～歪度関係及び平面保持の仮定により求めた精算値を一点鎖線で示す。¹⁾

また $srcMy(Y)$ は主筋、フランジ等の降伏時点が考えられるが、各素材の材質及び断面形状などにより降伏する順序が相違し、一概に降伏点を決定することは困難である。本実験資料範囲では $srcMy$ と $srcMm$ の比はほぼ0.9程度であり、 $srcMy$ の評価値は0.9 $srcMm$ とする。

$src\delta cr \cdot b(B)$ 及び $src\delta cr \cdot s(S)$ は曲げ変形とせん断変形により求める。曲げモーメント～曲率は図6に示す精算値の挙動より、曲げひび割れ発生後の曲げ剛性は柱軸力にかかわらず同一勾配である。このことより、曲げひび割れ発生後の曲げ剛性はRC要素の曲げひび割れ発生後の剛性に鉄骨

表4. ひび割れの計算値と実験値の比較

研究者	文献	試験体	曲げひび割れ(Mcr)		せん断ひび割れ(Qcr)	
			平均値	標準偏差	平均値	標準偏差
仲他	1	32	0.939	0.121	0.997	0.103
加藤他	4~6	19	1.002	0.204	1.037	0.195
木村他	7	3	0.952	0.195	0.739	0.033
合計		54	0.991	0.172	1.002	0.158

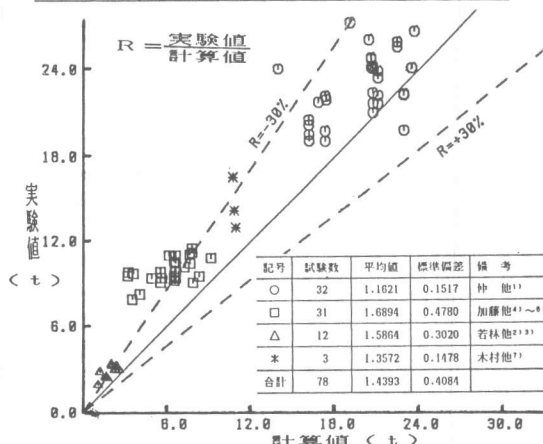


図5. 最大曲げ耐力の計算値と実験値の対比

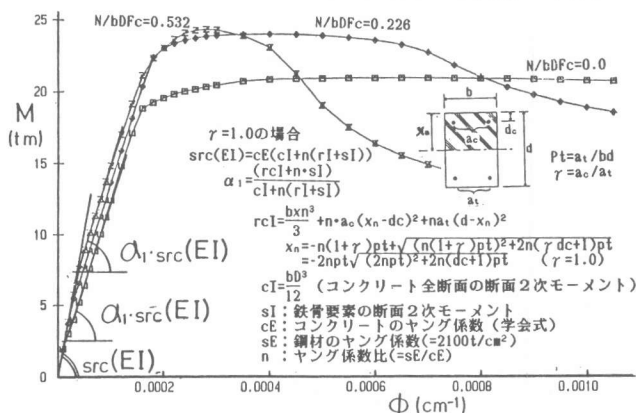


図6. SRC部材の曲げモーメントと曲率の関係

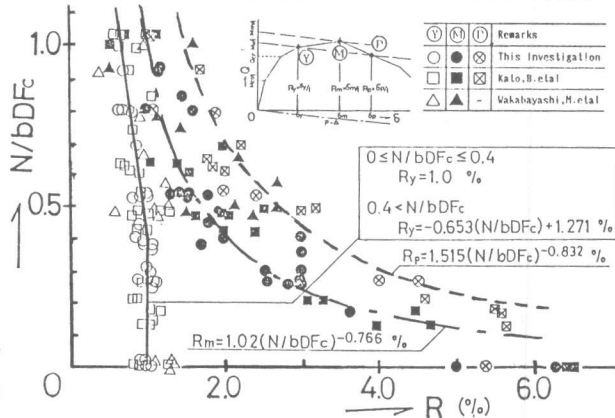


図7. Y, M及びPの各折点の変形量と軸力比

要素を考慮した略算値により求める。この時の部材の長さとしてはスタブ内のはり鉄骨の面（鉄骨のない場合ははり成の1/2）までとする。

また、Y、M及びP点の変形量は柱軸力、鋼材量、帯筋間隔及びコンクリートのせん断ひび割れ及び圧壊による剛性低下等の影響が考えられるが、現時点の資料からこれらの要因をすべて含めて理論的に評価することは難しい。柱軸力は鉄骨ウェブの影響を無視すればほぼコンクリートが負担していることになると考えられるので、それぞれの点の部材角は軸力比によるものとする。その関係は図7に示す実験式¹⁾として表される。なお、本実験資料の $sA\sigma_y/bDFc$ は0.35～0.9の範囲である。

5. 履歴ループ

①. 同一変位振幅における耐力低下状況（Dr）

同一変位振幅による耐力低下状況は、繰り返すごとに耐力低下はあるが、等比数列的にある値に収束する傾向を示す。最大曲げ耐力に達する迄の部材角における耐力低下は少なく、収束するある値はその時の耐力の約0.9倍程度である。また、最大曲げ耐力以後の部材角における耐力低下は著しく、主筋座屈及びコンクリートのはく離が生じているため、その収束する値は鉄骨要素の全塑性モーメント（sMp）とほぼ等しくなる。以上より Drは下記の実験式となる。

$$Dr = \gamma_1 + (1 - \gamma_1) (1/2)^{m-1} \quad \begin{cases} R < R_m \text{ の時} & \gamma_1 = 0.9 \\ R \geq R_m \text{ の時} & \gamma_1 = sMp / s r c M_m \end{cases}$$

m : 繰返し回数

②. 残留変形の除荷剛性（Kr）及び残留変形点における接線剛性（Kr'）

除荷剛性（Kr）はRC部材の性質と同様部材角が増大する程低下が大きくなる。また、この剛性低下は鉄骨要素（sK）と RC要素（rcK）の剛性の負担率により相違し、鉄骨要素の負担率が多くなる程、この剛性低下は小さくなるものと考えられる。Krは弾性剛性（K）との比で考え、

$$Kr = (1 - \gamma_2 R^{\gamma_3}) K$$

で表されるものとする。この式の係数 γ_2 は sK/k の比によるものとし、 $\gamma_2 = 0$ の時は純鉄骨部材の挙動を示す。本実験資料の範囲 $0.2 < sK < 0.4$ では $\gamma_2 = 0.441$ となる。よって この除荷剛性（kr）は図8に示す通り部材角で表すことができる。また

残留変形点における接線剛性も除荷剛性と同様 $\gamma_2 = 0.541$ として図9に示す様に部材角で表すことができる。

③ ループ性状に及ぼす影響係数

$$(\gamma_4 \text{ 及び } \gamma_5)$$

この影響係数は履歴ループのふくらみ方を示すもので、SRC部材においては鉄骨要素の影響が大きいものと考えられる。この影響係数は鉄骨要素のみによるものと考え、鉄骨

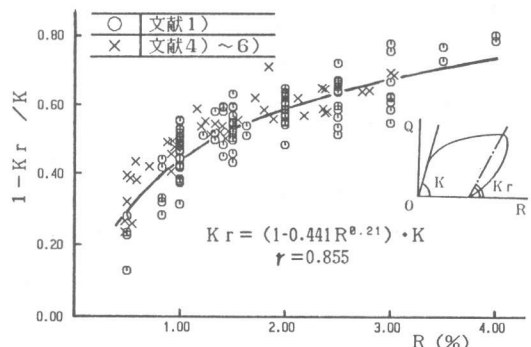


図8. 除荷剛性と部材角との関係

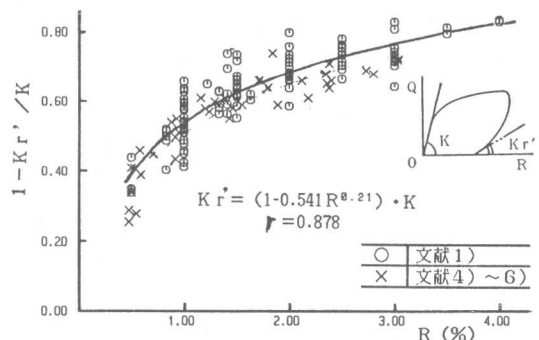


図9. 接線剛性と部材角との関係

要素の断面形状及び性能、鋼材の降伏比、パウシンガー効果及びモーメント勾配比などの影響が考えられる。ここでは、鉄骨要素の性能のみによるものとし次式で表されるものとする。

$$Q1(Q2) = \gamma_4(\gamma_5) \times \min\{sMp/L, sQy\}$$

$$\gamma_4 = 2/3, \quad \gamma_5 = 1/2$$

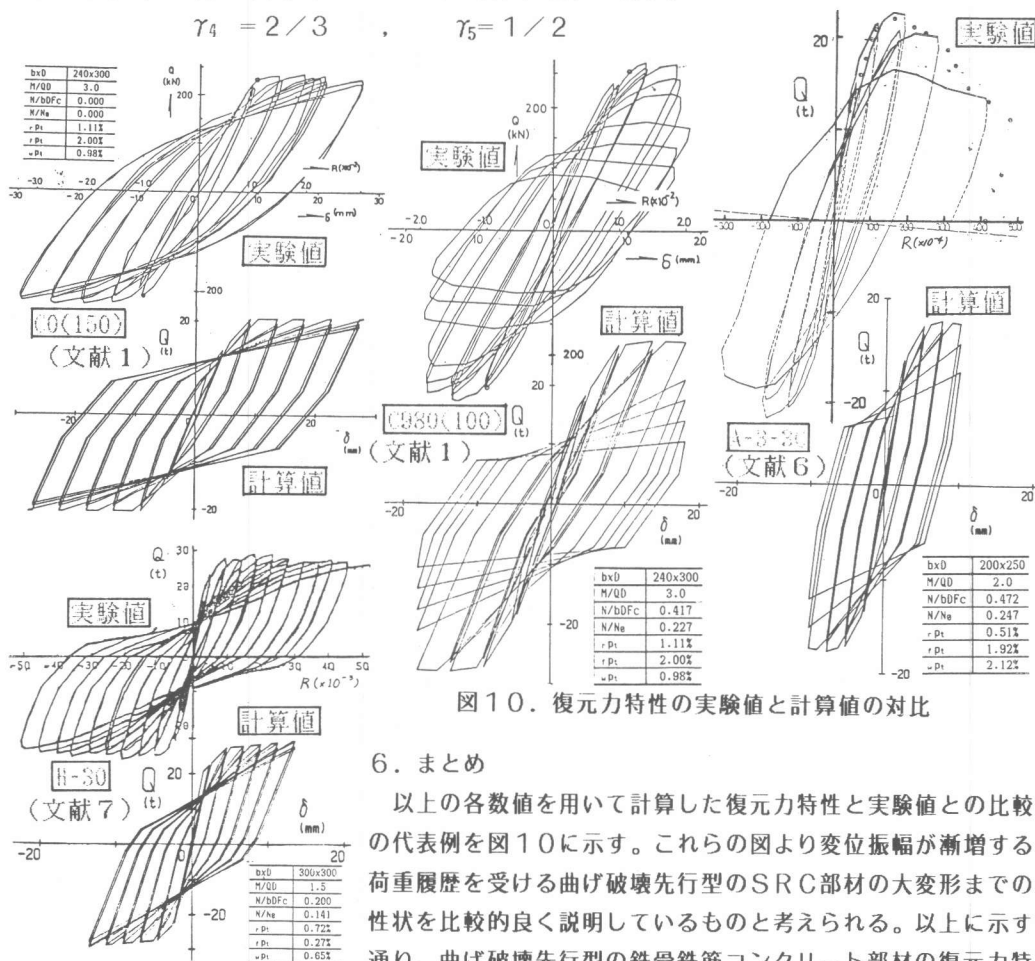


図10. 復元力特性の実験値と計算値の対比

6. まとめ

以上の各数値を用いて計算した復元力特性と実験値との比較の代表例を図10に示す。これらの図より変位振幅が漸増する荷重履歴を受ける曲げ破壊先行型のSRC部材の大変形までの性状を比較的良く説明しているものと考えられる。以上に示す通り、曲げ破壊先行型の鉄骨鉄筋コンクリート部材の復元力特性のモデル化を定量的に行うことができた。

〔参考文献〕

- 1) 仲, 森田, 立花: 鉄骨鉄筋コンクリート柱の耐力と履歴特性に関する実験的研究, 日本建築学会論文報告集第260号・昭和52年10月
- 2) 若林, 山口: 鉄骨鉄筋コンクリート部材の弾塑性性状, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 昭和46年11月
- 3) 若林, 南, 中村: 繰返し荷重を受ける鉄骨鉄筋コンクリート柱の弾塑性性状に関する実験的研究, その1, その2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 昭和47年10月
- 4) 加藤: 鉄骨量の多い鉄骨鉄筋コンクリート柱の耐震実験, 昭和48年度総合技術開発プロジェクト, 48-Ⅲ-2・(2)・建・資・2
- 5) 加藤, 秋山, 弥原, 中原: 鉄骨鉄筋コンクリート柱の曲げせん断破壊に関する研究1, 日本建築学会関東支部研究報告, 昭和50年度
- 6) 加藤, 秋山, 弥原: 鉄骨鉄筋コンクリート柱の曲げせん断破壊に関する研究2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 昭和50年10月
- 7) 木村, 沢田, 斉藤: 曲げ降伏型鉄骨鉄筋コンクリート柱の弾塑性性状, 一繰返し逆対象曲げ実験-, 日本建築学会論文報告集第306号, 昭和56年8月
- 8) 日本建築学会「建築耐震設計における保有耐力と変形性能」, 1981