

(25) 鉄骨鉄筋コンクリート柱材の構造性能評価法

Evaluation of structural performance of Steel Reinforced Concrete beam-columns

堺 純一*, 李 麗**

Junichi Sakai and Li Li

* 博士 (工学), 九州大学助教授, 大学院人間環境学研究院 (〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1)

** 博士 (工学), 熊本県立大学講師, 環境共生学部居住環境学専攻 (〒862-8502 熊本市月出三丁目1-100)

Elastic-plastic behaviors of steel reinforced concrete (SRC) beam-columns under earthquake loading were evaluated well by skelton curves consisted of the following four points: happening point of transverse tension crack of concrete, flexural yield point, maximum strength point and ultimate deformation point. Dimensions of encased steel, strength of materials, hoop ratio and axial load ratio affect the behaviors of beam-columns. In this paper, it was studied by an experimental study and a numerical analysis that quantitative difference of those parameters effects on behavior and skelton curves of SRC beam-columns encased simple H-shaped steel, and formulae of hysteresis characteristic of SRC columns under earthquake loading were proposed.

Key words: Earthquake resistant design, Elastic-plastic analysis, Experimental Data base, Skelton curves, Yield point, Maximum strength, Ultimate deformation

1. はじめに

建築構造物の構造設計は今後、仕様設計から性能設計および限界状態設計へと移行する状況にあり、特に耐震設計では、耐力設計のみならず変形性能を的確に評価する設計法を示すことで、より合理的で信頼性のある設計法になるものと考えられる。性能設計および限界状態設計では、耐震設計の考え方として、以下の2つの状態を考えている。1) 希に発生する地震動に対して、建物が損傷しない。2) 極めて希に発生する地震動に対して建物が倒壊・崩壊しない。地震時応力を受ける柱材の挙動を考えた場合、1) に対しては降伏点、2) に対しては最大耐力発揮点および限界変形点が設計の対象となるものと考えられる。

今後、合理的で信頼性のある設計に移行するためには、復元力特性の骨格曲線上の降伏点、最大耐力発揮点、

限界変形点の3つの点の耐力および変形の適切な定量的評価法を確立しておく必要があると考えられる。

鉄骨鉄筋コンクリート (以下SRCと略記) 柱材は鉄骨と鉄筋コンクリートとを合成した部材であるため、柱材の弾塑性挙動に及ぼす影響因子が複雑である。著者らは、復元力特性が骨格曲線と履歴ループで構成され、その骨格曲線が図1に示すように、曲げひび割れ発生点 (第1折点)、降伏点 (第2折点)、最大耐力発揮点 (第3折点)、限界変形点 (第4折点) で表現できるものと考え、曲げ破壊先行型の単一H形鋼を強軸曲げになるように内蔵したSRC柱材を対象とし、復元力特性の定式化を行っている。定式化については文献1) と2) に詳述しているので、本報ではその概要を報告するとともに、SRC柱材の実験データベースをもとに152体の試験体の荷重変形関係より得られた最大耐力発揮点、限界変形点などについての検討結果³⁾と本評価式との比較検討を行ったのであわせて報告する⁴⁾。

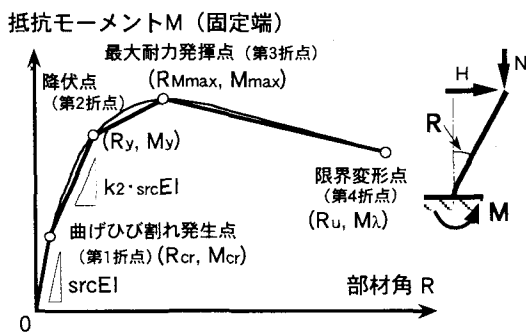


図1 復元力特性のモデル化

2. SRC柱材の載荷実験

2.1 実験計画

一定軸力と繰返し水平力を受けるSRC柱材の弾塑性挙動を調べるために、柱材のせん断スパン比 L/D ($=2, 3, 4, 5, 6$ の5種類, L : 片持柱の材長, D : 断面せい) と断面の圧縮耐力に対する作用軸力の比 (軸力比 $n=0.1, 0.3, 0.4, 0.5$) を実験変数に選び、図2に示す片持柱試験体を10体製作し、載荷実験を行った¹⁾。試験体断面は $200 \times$

200 (mm)で、内蔵鉄骨にH-125x60x6x8を用い、強軸曲げとなるように配している。せん断補強筋は4φの鉄筋を用い、4 cm 間隔で配筋している（せん断補強筋比 $\rho_w=0.31\%$ ）。使用した鋼材の機械的性質を表1に示す。コンクリート圧縮強度は27.5～30.5N/mm²であった。

実験は、柱脚固定、柱頭ピン支持の境界条件のもとで、柱頭に圧縮軸力を載荷し、その軸力を一定に保持した状態で、繰返し水平力を準静的に載荷している（図3参照）。

2.2 実験結果

図4に実験の結果得られた、水平力 H - 部材角 R 関係を実線で示す（4/100rad. までの挙動を示している）。図中、太実線および一点鎖線は塑性崩壊機構を形成するときの耐力直線であり、固定端に塑性ヒンジが形成されるとして求めている。塑性ヒンジでの抵抗モーメントは実

線が鋼材の降伏応力度 σ_y とコンクリート強度 σ_b を用いて計算した一般化累加強度 (M_{pc}) であり、一点鎖線は鋼材の降伏応力度とコンクリートの圧縮強度をSRC規準⁶⁾に基づき低減したもので計算した累加強度 (M_{pc}') である。全試験体とも一般化累加強度 M_{pc} に達しており、精度よく実験耐力を評価している。柱の最大曲げ耐力はせん断スパン比および軸力の違いにかかわらず、かぶりコンクリート部分の圧壊で決まっている。履歴挙動は全ての試験体で紡錘形の履歴性状を示しており、軸力比が0.1の試験体は抵抗モーメントの低下は認められず部材

表1 実験に用いた鋼材の機械的性質

鋼材	規格	σ_y	σ_u	降伏比	伸び	備考
H形鋼	SS400	328	464	0.71	32.2%	フランジ
		349	471	0.74	34.5%	ウェブ
D13	SD345	378	564	0.67	26.6%	主筋
4φ	SGD B	378	478	0.79	22.0%	帯筋

σ_y : 降伏強度 (N/mm²) σ_u : 引張強度 (N/mm²)

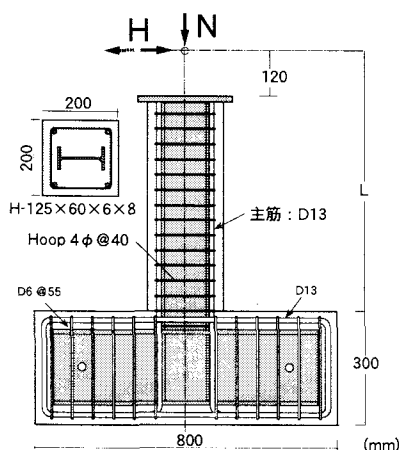


図2 試験体

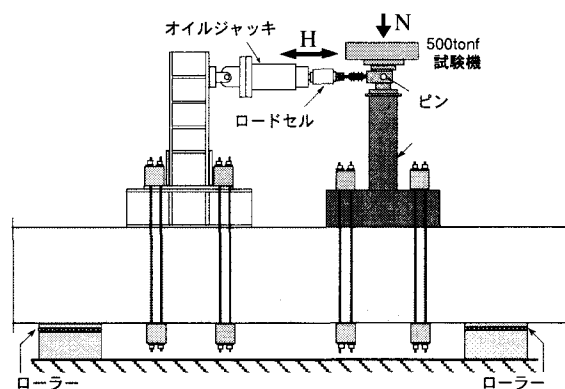
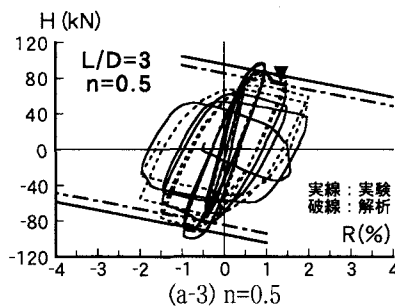
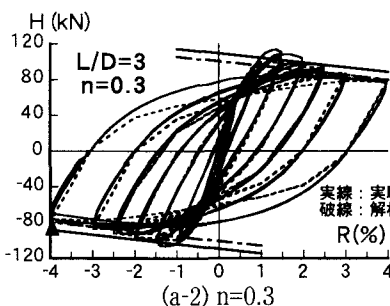
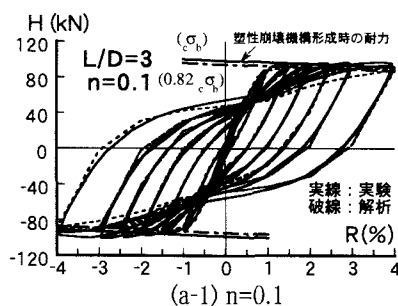
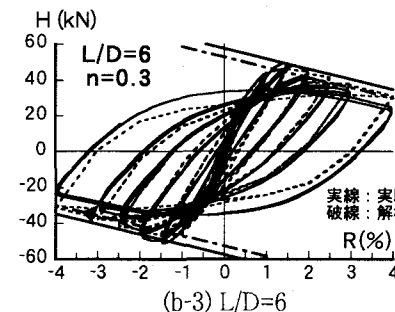
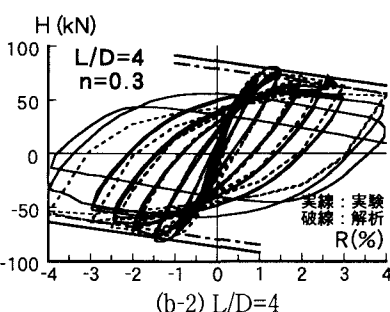
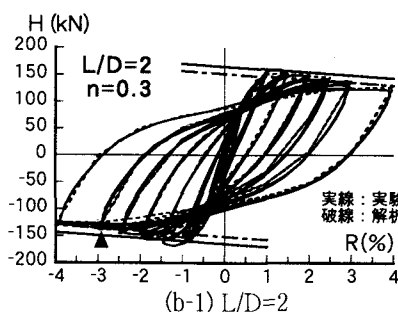


図3 加力装置



(a) 軸力比の違い（せん断スパン比 $L/D=3$ ）



(b) せん断スパン比の違い（軸力比 $n=0.3$ ）

図4 解析結果と実験挙動の比較

角 6/100rad. まで安定した挙動を示した。軸力比が 0.3 以上の試験体は最大耐力発揮以降コンクリートの圧壊および剥落により耐力が徐々に低下している。軸力比が 0.5 の試験体では最終的に水平抵抗力が無くなっているが、この時点でも軸力は保持できている。

3. SRC 柱材の弾塑性解析

3.1 解析方法

解析モデルを図 5 に示す弾塑性ヒンジ部と剛体からなるモデルと考え、柱材の変形を弾塑性ヒンジ部に集中させ、その点での断面のモーメント-曲率関係を求め、力の釣り合いを満足させることにより、柱の挙動を解析した。弾塑性ヒンジ部での断面のモーメント-曲率関係は平面保持の仮定のもとで断面区分法により求めた。材料の応力-ひずみ関係を図 6 に示す。鋼材は降伏後バウシinger 効果により軟化する現象を考慮している。コンクリートは包絡線に崎野・孫モデルを用い⁹⁾、繰返し則は渡辺らのモデルを用いた¹⁰⁾。さらに弾塑性ヒンジ部での曲率 ϕ と柱部材角 R の間に次式が成り立つと仮定している。

$$R = \alpha \cdot L \cdot \phi \quad \dots (1)$$

ここで、 L は固定端から柱頭までの片持柱の材長である。

(1) 式中、 α の値を、解析で得られた水平力-部材角関係の初期剛性と実験結果のそれが等しくなるようにしている。 α の値は軸力が無い片持柱の曲げ変形の弾性理論解では 1/3 となるが、以下のことを考え、せん断変形および鉄骨、主筋の抜け出しによる付加変形を弾塑性ヒンジ部の曲率の一部に含める形でこのような仮定を設けた。鋼構造部材では座屈等不安定現象が無ければ、材端での抵抗力の上昇に伴い塑性域 ((1) 式の α と L の積に対応する長さ) が材長方向に広がり、(1) 式の α の値は刻々変化するが、コンクリート系の部材では最大耐力発揮後コンクリートの圧壊により材端での抵抗力は減少し、それに伴い塑性域以外の部分は弾性に留まるため、塑性域は限定された区間となり、柱部材角は材端での曲率が支配的となる。柱の弾性変形および弾塑性変形にかかわらず、柱の部材角は、材端での曲率が塑性域に対応する長さ内

で一様に分布した状態での変形で表されるものと考え、解析の簡便さと実験挙動との比較の妥当性より、弾性剛性を合わせることで、弾性、弾塑性の状態にかかわらず (1) 式が成り立つものと仮定した。

3.2 解析結果

図 4 に解析結果の例を破線で示している。初期剛性を合わせることで、主筋の座屈が生じる段階までの実験挙動を本解析により追跡できているものと考えられる。解析による最大水平耐力が実験耐力に比べ小さく評価されているが、これは弾塑性解析では弾塑性ヒンジを柱脚固定端にあるとしていること、実験では危険断面が固定端よりも上に形成され、スパンが短くなることにより、水平力 H で見たときの実験耐力が上昇したためであると考えられる。

図 7(a) に上記の方法で算定した、本実験の結果より得られた α の値をプロットしている。図中の曲線は本実験データをもとにした回帰曲線であり、下式が得られた。

$$\alpha = 0.1 + 1.3 \frac{cD}{L} \quad \dots (2)$$

ここで、 cD は断面せいである。

図 7(b) に SRC 柱の既往の実験に対する結果^{7)~15)} と本近似式の比較を示す。本実験結果と同様であるが作用軸力の比が小さい場合近似曲線は小さめの値を与えること、軸力比が 0.3 程度以上となれば本評価式は概ね妥当なものであると考えられる。

4. SRC 柱材の復元力特性の定式化

4.1 評価式の定式化

図 8 に示す SRC 断面を対象とし、3. に述べた解析モデルと解析手法を用いて、表 2 に示すように、鉄骨寸法 (4 種類)、鉄骨の降伏強度 (3 種類)、コンクリートの圧縮強度 (3 種類)、軸力比 (7 種類) およびせん断補強筋量 (3 種類) を解析変数に選び、計 756 体の SRC 柱材の弾塑性解析を行った。復元力特性の骨格曲線が、曲げひび割れ点、降伏点、最大耐力発揮点、限界変形点、の 4 点で構成されるものと考え (図 1 参照)、解析変数がこれらの特異点に及ぼす影響を検討し、回帰的に骨格曲線の定式

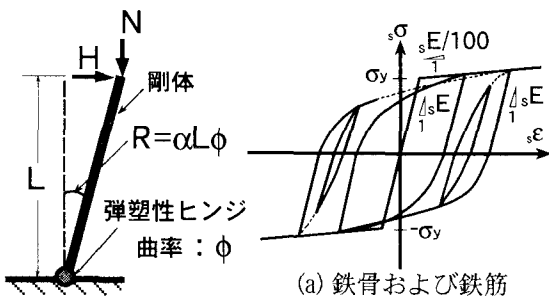


図 5 解析モデル

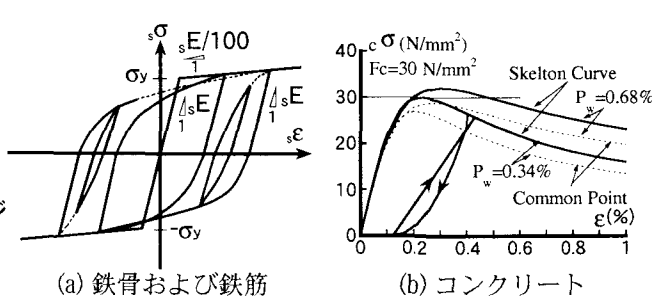


図 6 材料の応力-ひずみ関係

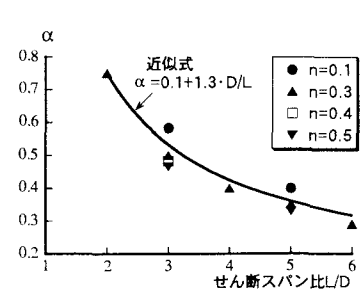


図 7 曲率と部材角を関係づける α

化を行った。

4.2 第1折点（曲げひび割れ発生点）

第1折点はコンクリートの曲げひび割れ発生点である。この点は曲率の増大に伴い、曲げ引張側コンクリートが引張歪となり $M-\phi$ 関係の剛性が低下することに対応する点であり、一定軸力の下で求めた解析の $M-\phi$ 関係と (5) 式の弾性曲げ剛性を持つ $M-\phi$ 関係の交点として求めている。柱材における第1折点の評価式を表3の (3) ～ (10) 式に示す。

4.3 第2折点（降伏点）

第2折点は柱材の降伏点に対応する点である。この点を、曲げ引張側フランジの降伏、あるいは曲げ圧縮側の最外縁コンクリートの圧壊のどちらか早期に起こる方で決まるものとして求めている。鋼材およびコンクリートに高強度材料を使用しなければ、この点は断面の圧縮耐力に対する作用軸力の比 n が0.25より小さい場合には内蔵鉄骨の降伏で決まり、これより大きい場合にはコンクリートの圧壊で決まる傾向にある。第1折点から第2折

点までの剛性は初期剛性に対する剛比 k_2 で評価している。柱材における第2折点の評価式を表3の (11) ～ (21) 式に示す。(13) 式は部材のせいと幅の寸法が異なる場合の影響を考慮した係数である⁴⁾。

4.4 第3折点（最大耐力点）

第3折点は最大耐力発揮点であり、鋼材の降伏強度 σ_y およびコンクリート圧縮強度 σ_b で計算した断面の一般化累加強度 M_{pc} に対する解析最大耐力の上昇率で整理している。ただし、軸力が小さい場合には大変形時に最大耐力を発揮する傾向にあるため、解析では初期剛性の1/100の剛性に低下した点を取っている。最大耐力はかぶりコンクリートの圧壊および剥落による影響が大きく、最大耐力を発揮するときの変形は解析変数の影響でばらつくが、評価式の簡便化を考慮し、せん断補強筋比と軸力比のみの関数で表している。柱材における第3折点の評価式を表3の (22) ～ (25) 式に示す。

4.5 第4折点（限界変形点）

文献1では最大耐力発揮後の挙動として、劣化勾配を

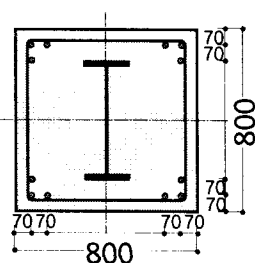
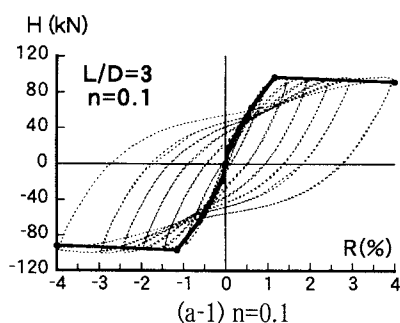


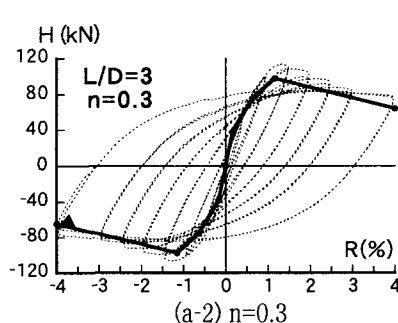
図8 解析対象断面

表2 解析変数

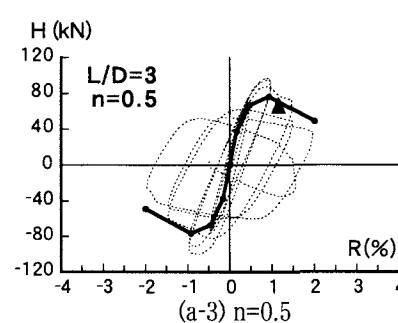
内蔵鉄骨寸法 ()内は鉄骨比	1) H-492x198x8x12 (1.3%), 3) H-518x203x13x25 (2.5%),	2) H-506x200x10x19 (1.9%) 4) H-524x204x14x28 (2.8%)
内蔵鉄骨の降伏強度	1) 235, 2) 294, 3) 353	(N/mm ²)
コンクリート圧縮強度	1) 20, 2) 30, 3) 40	(N/mm ²)
せん断補強筋比pw	1) 0.2%, 2) 0.4%, 3) 0.6%	
軸力比n	0～0.6まで0.1刻み (n = N/srcNu)	
共通事項	コンクリート断面: 800 x 800 mm 主筋12-D25 (SD345), 帯筋D13 (SD345)	



(a-1) n=0.1

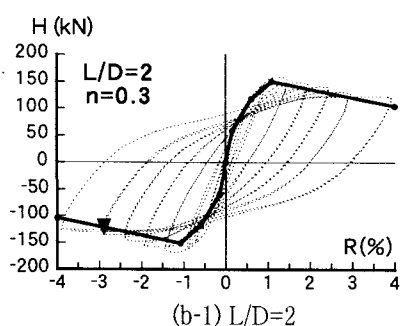


(a-2) n=0.3

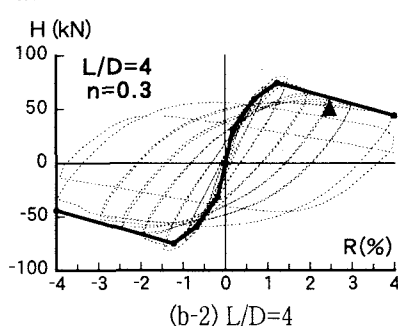


(a-3) n=0.5

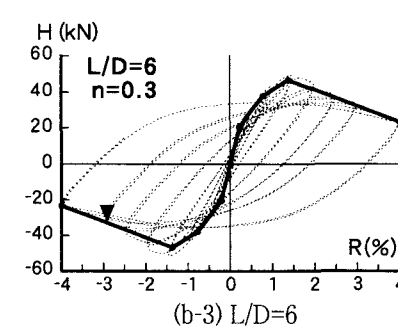
(a) 軸力比の違い（せん断スパン比 L/D=3）



(b-1) L/D=2



(b-2) L/D=4



(b-3) L/D=6

(b) せん断スパン比の違い（軸力比 n=0.3）

図9 表3の評価式と実験挙動の比較

評価する式を示しているが、文献2)～5)および本報では、最大耐力発揮後の挙動を、最大耐力発揮点と限界変形点を直線で結ぶことによって評価するものとした。限界変形の定義は文献9)に従い、最大耐力発揮後、その耐力の80%まで低下した状態での変形として、限界変形点を導出しているが²⁾、最大耐力発揮後の任意の耐力低下率に対する限界変形を与える評価式(27)式で表している。柱材における第4折点の評価式を表3の(26)～(32)式に示す。

4.6 提案式と実験結果との比較

以上の各折点を(33)式に従い水平力と部材角に変換した結果と、実験挙動との比較の例を図9に示す。

$$H = M/L - N \cdot R \quad (33)$$

最大耐力は実験結果を安全側に評価しているが、最大耐力以降の劣化勾配を含め、本解析結果は概ね実験挙動を予測できている。

表3 復元力特性の各特異点の評価式

第1折点 (曲げひび割れ発生点)	$M_{cr} = E I \cdot \phi_{p1} \quad \dots (3)$ $R_{cr} = \alpha \cdot L \cdot \phi_{p1} \quad \dots (4)$ $(\alpha \text{ は (2) 式により算出される値である})$	$_{src}EI = _sE \cdot I + _rE \cdot I + _cE \cdot I \quad \dots (5)$ $_cE = 21000 \cdot \left(\frac{\gamma}{23}\right)^{1.5} \cdot \sqrt{\frac{c\sigma_b}{20}} \quad (N/mm^2) \quad \dots (6)$ $\phi_{p1} = \frac{f_{11} + f_{12} \cdot n' + f_{13} \cdot n'^2}{_cD} \cdot 10^{-3} \quad \dots (7)$ $f_{11} = -(4.9 + 3.9 \cdot f_c)/100, \quad f_{12} = 1.65 + 2.1 \cdot f_c, \quad f_{13} = -(1.7 + 1.4 f_c) \quad \dots (8), (9), (10)$
第2折点 (降伏点)	$M_y = M_{cr} + k_{2d} \cdot _{src}EI \cdot (\phi_{p2} - \phi_{p1}) \quad \dots (11)$ $R_y = \alpha \cdot L \cdot \phi_{p2} \quad \dots (12)$ $k_{2d} = \left(1.7 - \frac{cEI}{2 \cdot _{src}EI}\right) \cdot k_2 \quad \dots (13)$	$\phi_{p2} = \min(\phi_{2s}, \phi_{2c}) \quad \dots (14), \quad d_s < 0.6 \text{ の場合, } \phi_{p2} = \phi_{2c}$ 第2折点が鉄骨の降伏で決まる場合, $\phi_{2s} = \frac{2.9f_s + (4.9 + 0.92f_s)n}{_cD} \cdot 10^{-3} \quad \dots (15)$ $k_2 = k_{2s} = 0.11(d_s - 0.46) \cdot (6.0 - f_s) \cdot (5.0 - f_c) \quad \dots (16)$ 第2折点がコンクリートの圧壊で決まる場合, $\phi_{2c} = \frac{1.6(2.5 + f_c)(1 - n)}{_cD} \cdot 10^{-3} \quad \dots (17)$ $k_2 = k_{2c} = k_{2c1} \cdot k_{2c2} \cdot k_{2c3} \quad \dots (18)$ $k_{2c1} = 1.25(f_s - 1) \cdot n - 0.25(f_s - 5), \quad k_{2c2} = 0.8 + \frac{0.2}{f_c} \quad \dots (19), (20)$ $k_{2c3} = 3.1(d_s - 0.58) + \frac{1.2(0.74 - d_s)}{1 - n} \quad \dots (21)$ ただし、 $n < 0.3$ の場合 $n = 0.3$ とし、 $d_s < 0.6$ の場合 $d_s = 0.6$ とする。
第3折点 (最大耐力発揮点)	$\frac{M_{max}}{M_{pc}} = (1.09 - 0.05f_s) - 0.32(1 - 0.25p_w)n \quad \dots (22)$ $R_{Mmax} = \alpha \cdot L \cdot \phi_{p3} \quad \dots (23)$	$n \geq 0.2: \phi_{p3} = \frac{2.2(4.4 + p_w) - 2.8(3.4 + p_w)n}{_cD} \cdot 10^{-3} \quad \dots (24)$ $n < 0.2: \phi_{p3} = \frac{7.8 - 1.6p_w}{_cD} \cdot 10^{-3} \quad \dots (25)$
第4折点 (限界変形点) $\lambda_0 = 0.80$ λ_1 : 耐力低下率	$M_{p4} = \lambda_1 M_{max} \quad \dots (26)$ $R_u = R_{ud} - \frac{\lambda_1 - \lambda_0}{1 - \lambda_0} \cdot (R_{ud} - R_{Mmax}) \quad \dots (27)$ $M_{p4d} = \lambda_0 M_{max} \quad \dots (28)$ $R_{ud} = \alpha \cdot L \cdot \phi_{p4} \quad \dots (29)$	$\phi_{p4} = \frac{f_{41} - f_{42}}{_cD} \cdot 10^{-3} \quad \dots (30)$ $f_{41} = \frac{5.7(2.1 - f_c)(1.0 + p_w)}{n} \quad \dots (31)$ $f_{42} = 4.9(1.8 - f_c)(1.0 + p_w) \quad \dots (32)$

$$d_s = \frac{sD}{_cD}, \quad n = \frac{N}{_{src}N_u}, \quad n' = \frac{N}{_cN_u}, \quad f_c = \frac{c\sigma_b}{30N/mm^2}, \quad f_s = \frac{s\sigma_y}{294N/mm^2}$$

$_{src}EI$: SRC 柱材の曲げ剛性, $_sE, _rE, _cE$: それぞれ、鉄骨、鉄筋およびコンクリートのヤング係数, $_sI, _rI, _cI$: それぞれ、鉄骨、鉄筋、コンクリートの断面二次モーメント, γ : コンクリートの気乾単位体積重量, $M_{pc}: _c\sigma_b$ と $_s\sigma_y$ で計算した一般化累加強度, L : 片持柱材長, $_cD, _sD$: コンクリート、鉄骨の断面せい, N : 作用軸力, $_{src}N_u, _cN_u$: SRC 断面、コンクリート断面の圧縮耐力, $_c\sigma_b$: コンクリートの圧縮強度(N/mm²), $_s\sigma_y$: 内蔵鉄骨の降伏強度(N/mm²), p_w : 横補強筋比。

5. 実験データベースと提案式の比較

5.1 SRC 柱材のデータベース

文献3) では曲げ破壊するSRC柱材の実験データをもとに、短期許容曲げ耐力発揮時の変形、最大耐力およびそのときの変形、さらに限界変形として最大耐力発揮後耐力が85%まで低下したときの変形を荷重変形関係より読みとり、それらについての統計量を検討している。

単軸H形鋼を内蔵させたSRC柱材のデータベースは試験体総数315体であり、そのうちの曲げ破壊した152体の試験体を対象としている。収集された試験体の材料強度、せん断スパン比および軸力比を表4に示す。

5.2 降伏点とSRC規準⁶⁾の短期許容耐力

限界状態設計指針¹⁰⁾では、希に発生する地震動に対して、建物が損傷しないように設計することを目的に、そのような地震動に対しては使用限界耐力として、構造要素が降伏耐力を発揮する状態を想定しているものと考えられる。SRC構造に対する本指針では降伏点に対応する点として、SRC規準⁴⁾の短期許容曲げ耐力が採られている。そこで、SRC柱材を対象として、表3に示している降伏点の各評価式と、実験データベースから得られた短期許容曲げ耐力 M_{short} とその耐力を発揮するときの変形について比較検討を行った。

図10に M_{short}/M_{pc} と軸力比 n の関係を示す。短期許容曲げ耐力 M_{short} は鋼材の実降伏強度 σ_y とコンクリート圧縮強度 σ_c の2/3倍を短期許容応力度として、鉄骨とRC

断面の許容耐力を累加して求めている（圧縮軸力下では、短期許容耐力は一般化累加強度と単純累加強度はほぼ一致する）。 M_{pc} は σ_y と σ_c を用いて計算した一般化累加強度である。 M_{short} の M_{pc} に対する比は軸力比 n （断面の圧縮耐力 N_u に対する作用軸力 N の比）との間に負の相関関係にある。

図11に実験データベースの各試験体の諸条件を表3の(11)式から(21)式に示す各評価式に代入することによって得られた降伏耐力 M_y を示す。降伏耐力は M_{pc} の0.6～0.85倍程度であることがわかる。

各試験体に対する M_y と M_{short} の比較を図12に示す。軸力比が0.2以下では M_{short} は M_y を上回ることがあるが、ほとんど場合、 M_y は M_{short} を下回っており、本論の降伏耐力に対してSRC規準の短期許容曲げ耐力は安全側の評価になっていることになる。建物の下層階で通常考えられる軸力比0.2～0.3の範囲では M_{short} は M_y の80%程度になっている。

表4 SRC部材の曲げ破壊試験体のデータベース

曲げ破壊試験体 (152体)	繰返し 104 (体)	単調 48 (体)
鋼材の降伏強度 σ_y (N/mm ²)	270～370 87	39
コンクリート 圧縮強度 σ_c (N/mm ²)	493～830 17	9
せん断スパン比	18.7～30 61	32
軸力	30～35 26	10
	35～43 17	6
	>3 33	4
	3 43	17
	<3 28	27
	無 9	12
	有 95	36

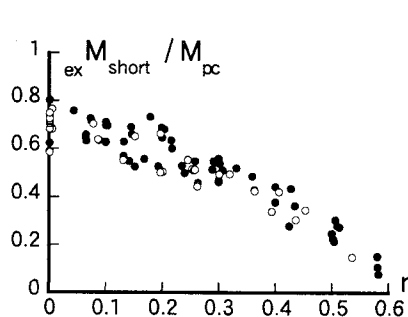


図10 短期許容曲げ耐力 M_{short}

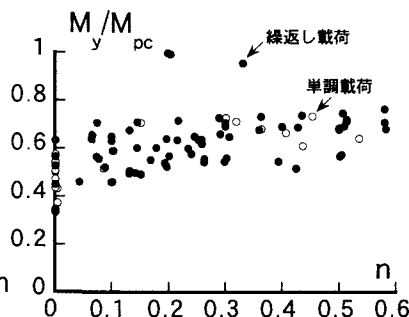


図11 降伏耐力 M_y ((11)式)

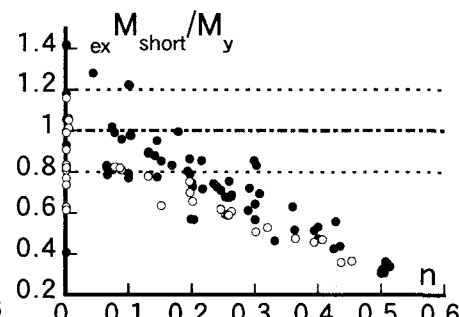
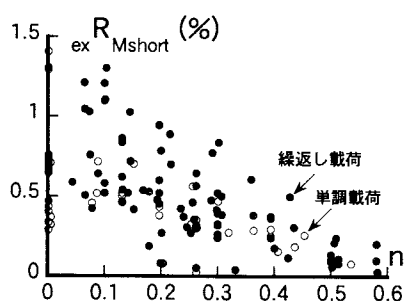
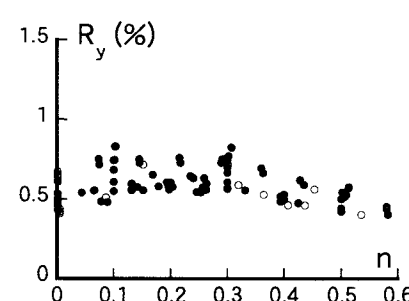


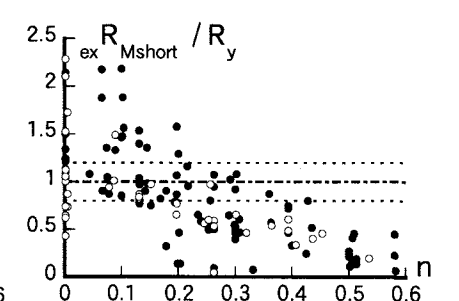
図12 短期許容曲げ耐力と降伏耐力の比較



(a) 短期許容耐力発揮時の変形(実験 DB)



(b) 降伏耐力時の変形 ((12)式)



(c) R_{Mshort} と R_y の比較

図13 短期許容曲げ耐力発揮時の変形と降伏耐力発揮時の変形評価式の比較

図13は短期許容耐力発揮時の部材角 $ex R_{Mshort}$ (実験の荷重変形関係から読みとった変形) と降伏耐力発揮点の変形 R_y (表3の(12)式で評価) について検討したものである。軸力比 n が0.2以上の場合 $ex R_{Mshort}$ は1/100rad.以下であり (図13(a)参照), R_y は0.5~0.8/100 rad.程度と評価されている (図13(b)参照)。図13(c)は $ex R_{Mshort}$ を R_y で除したものである。耐力と同様に $ex R_{Mshort}$ を R_y で評価すると過大に評価する傾向にある。

5.3 最大耐力

実験データベースの各試験体の最大耐力 $ex M_{max}$ を下式により求めている。

$$ex M_{max} = \max[Q \cdot h + N \cdot \delta] \quad \dots (34)$$

ここで, Q : 水平力, h : 部材長, N : 作用軸力, δ : 柱の水平変位, である。

$ex M_{max}$ を一般化累加強度 M_{pc} で除した値を図14(a)に示す。平均値と標準偏差は繰返し載荷で1.09と0.146であり, 単調載荷ではそれぞれ1.03, 0.124となっている。図14(b)に各試験体の諸条件を表3の(22)式に代入して得られた最大耐力の評価値 M_{max} を全塑性耐力 M_{pc} で無次元化したものを示している。この評価式では軸力比が大きくなると, 耐力を小さく評価する傾向にある。図14(c)に $ex M_{max}/M_{max}$ の値を示している。平均値と標準偏差が繰返し載荷で1.05と0.162, 単調載荷で1.01と0.110となっており, 本評価式は実験耐力を M_{pc} で評価する場合と同程度以上に評価している。

5.4 最大耐力発揮時の変形

図15(a)に各試験体の最大耐力時の部材角 $ex R_{Mmax}$ (実験結果より得られた荷重変形関係より, 最大耐力発揮時の変形を読みとった値) と軸力比 n の関係を示している。この値はばらついてはいるが, 軸力比 n と負の相関関係があ

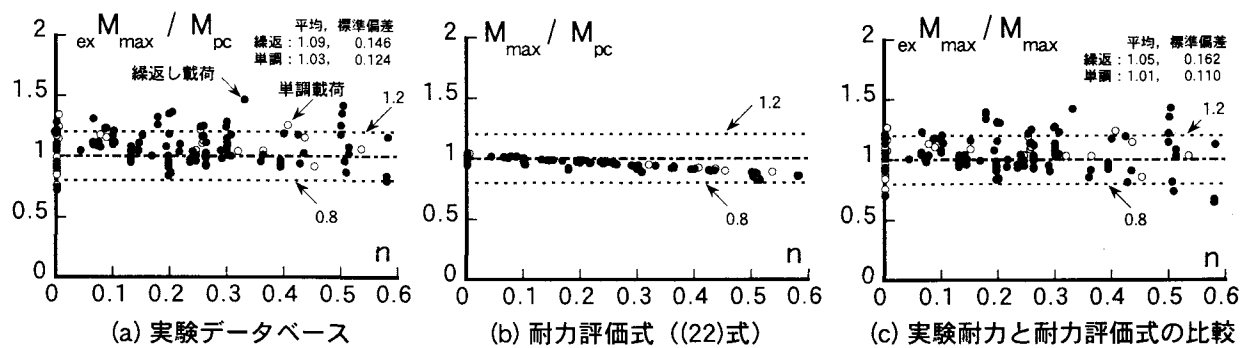


図14 最大耐力についての実験データと評価式の比較

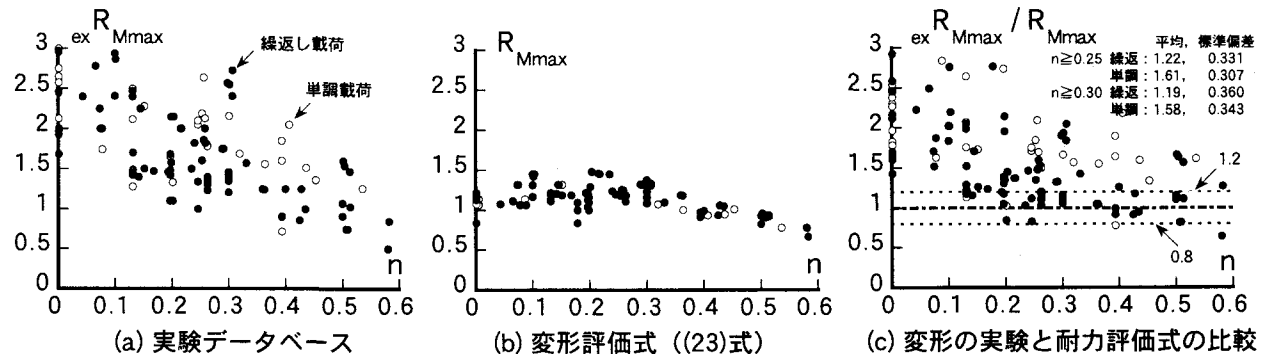


図15 最大耐力発揮時の変形についての実験データと評価式の比較

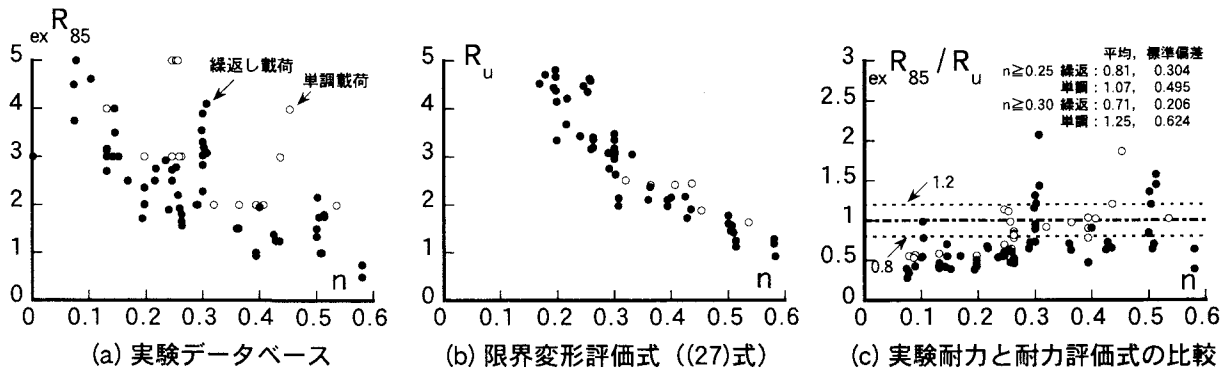


図16 限界変形についての実験データと評価式の比較

ることがわかる。図15(b)に表3の(23)式で評価した最大耐力時の変形 R_{Mmax} を示している。軸力比 n が0.2以上で実験結果と同様に n との間に負の相関関係が見られる。実験では軸力比が小さい場合、降伏後、変形の増加に対して耐力の上昇が小さいことを考慮し(23)式は小さめの値となるよう評価している。図15(c)に $_{ex}R_{Mmax}$ と R_{Mmax} の比較を示している。 R_{Mmax} は繰返し載荷の実験結果をよく評価していると考えられる。また、単調載荷の実験結果を過小評価する傾向にある。

5.5 限界変形

実験データベースでは、最大耐力発揮後、85%まで耐力が低下したときの変形角を限界変形角 $_{ex}R_{85}$ として、荷重変形関係より読みとっている。図16(a)にその結果と軸力比 n の関係を示す。この値も軸力比と負の相関関係があることがわかる。本報の4.5では最大耐力の80%まで低下したときの変形を限界変形として評価式を与えている。評価式の限界変形を $_{ex}R_{85}$ に対応させるため、最大耐力発揮後の変形の増加に対する耐力の低下率がほぼ一定であると仮定して、限界変形角 R_u を表3に示す(27)式で評価した。その結果を図15(b)に示す。この評価式は実験結果と同様に、軸力比と負の相関関係があることがわかる。図15(c)に $_{ex}R_{85}$ を R_u で評価した場合の結果を示す。本評価式は繰返し載荷時の変形を大きく評価する傾向にあるが、実験の限界変形をよく評価しているものと考えられる。

6 まとめ

- 1) 単一H形鋼を内蔵したSRC柱材の載荷実験および弾塑性解析を行い、曲げ破壊先行型のSRC柱材の復元力特性の骨格曲線の定式化を行った(表3参照)。実験の弾塑性挙動と本提案式を比較した結果、本提案式は実験挙動を概ねよく評価している。
- 2) 実験データベースで得られた実験結果と評価式を比較検討した結果、以下のことが明らかとなった。
 - 2-1) 軸力比 n が0.1より大きい作用軸力のもとでは、SRC規準の短期許容曲げ耐力は本報で提案した降伏耐力を上回ることはない。軸力比 n が0.2~0.3程度では、短期許容曲げ耐力は降伏耐力の評価式で0.6~0.8程度に評価されている(図12参照)。短期許容曲げ耐力を発揮するときの変形の実験結果を降伏耐力発揮

時の変形評価式で評価した場合、軸力比が0.1以下では大きく評価される傾向にあり、軸力比が0.2~0.3程度では小さく評価される傾向にある(図13(c)参照)。

- 2-2) 最大耐力を発揮するときの変形については、表3に示す評価式は実験結果を小さく評価する傾向にあるが、繰返し載荷の試験体に対して下限値近傍を与える評価式となっている(図15(c)参照)。
- 2-3) 限界変形については、表3に示す評価式は軸力比が0.3より小さい場合には、実験結果を大きく評価する傾向にあるが、それより大きな軸力の場合には、実験結果をよく評価しているものと考えられる。

参考文献

- 1) 堺 純一, 松井千秋: 鉄骨鉄筋コンクリート柱部材の復元力特性に関する研究-単一H形鋼を内蔵したSRC柱の骨格曲線の定式化-, 日本建築学会構造系論文集, 第534号, pp.183-190, 2000.8.
- 2) 堺 純一, 松井千秋: 鉄骨鉄筋コンクリート柱材の復元力特性, コンクリート工学, Vol. 40, No. 3, pp.28-35, 2002.3.
- 3) 李 麗, 津田恵吾, 松井千秋: 実験データベースに基づく鉄骨鉄筋コンクリート柱の構造性能, 鋼構造年次論文報告集, 第7巻, pp.263-268, 1999.11.
- 4) 堺 純一, 李 麗: 鉄骨鉄筋コンクリート柱材の構造性能評価法に関する研究, 日本建築学会九州支部研究報告, 第42号, pp.429-432, 2003年3月.
- 5) 堺 純一, 李 麗: 鉄骨鉄筋コンクリート柱材の構造性能評価法に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集C-1, 構造III, pp.1147-1148, 2003年9月.
- 6) 日本建築学会: 鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2001.1.
- 7) 崎野健治, 孫玉平: 直線型横補強材により拘束されたコンクリートの応力-歪み関係, 日本建築学会構造系論文集, 第461号, pp.95-104, 1994.7.
- 8) 鎌田圭次郎, 大住和正, 渡辺史夫, 六車 熙: 各種強度の鉄筋コンクリート使用によるRC断面曲げ性能の制御, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北)構造II, B, pp.505-506, 1991.9.
- 9) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1999.8.
- 10) 日本建築学会: 建築物の限界状態設計指針, 2002.11.