

論文 鉄筋コンクリート柱部材の等価粘性減衰定数算定式

米澤 哲尚*1・岸本 一蔵*2

要旨: 鉄筋コンクリート柱部材の等価粘性減衰定数算定法を目的として、断面解析を行い、断面諸元が履歴形状にどのように影響するかを検討した。その結果、柱断面の履歴形状を軸力の大きさに別に分けて平行四辺形を基本としたモデルで表現することを提案し、その提案を基に柱部材の等価粘性減衰定数を算定するための基本式を誘導した。同式に対して解析的、および既往の実験結果を用いた修正を行い、等価粘性減衰定数算定式を提案した。同式の算定精度は軸力比が大きいケースで減衰定数の大きい範囲では比較的 safety 側の評価を与えるが、減衰定数の小さい範囲では精度が落ちる傾向を示した。

キーワード: 等価粘性減衰定数, コンクリート柱部材, 断面解析

1. はじめに

鉄筋コンクリート部材の耐震性評価では、耐力とともに変形能が重要であるとの認識が一般的に定着している。部材の変形能を含めた耐震性能評価法としては、部材の荷重-変形関係から求まるエネルギー吸収能を基に、等価粘性減衰定数 (h_{eq}) で評価する手法が有用である。日本建築学会の鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針¹⁾では梁部材の h_{eq} 評価式が示されている。一方、柱については梁の式を流用する手法が加藤ら²⁾により提案されているものの十分研究がなされているとは言い難い。

本論文では、柱断面を対象に断面解析を行い、柱部材の h_{eq} 算定のための基本式を誘導し、同式に対し既往の実験データによる修正を行い、鉄筋コンクリート柱の等価粘性減衰定数算定式を誘導した。

2. 検討の方針

本論文では次のような手順により RC 柱の等価粘性減衰定数 (h_{eq}) 算定式を導出する。

- 1) RC 柱を対象に断面解析を行い、履歴ループの基本形状を把握する。
- 2) 1) の結果を基に、履歴ループを断面諸元から決定できるようにモデル化を行う。モデル化した履歴ループに対し h_{eq} を算定する基本式を誘導する。
- 3) 同式により求まる h_{eq} と、実験データより求まる値とを比較することにより基本式に修正を加え、等価粘性減衰定数算定式とする。

3. 解析方法

3.1 解析対象断面

解析対象断面は、図-1 に示すように断面幅 (b) × せい (D) が 260×260 (mm) の矩形断面とする。表-1 に解析で用いたパラメータおよび共通事項を示す。

3.2 解析条件

断面解析は、断面をせい方向に分割し (分割数 100)、コンクリート、鉄筋それぞれをバネに置換するファイバーモデルにより行った。各材料の履歴則は次のようである。コンクリートの応力度-ひずみ度 (S-S) 関係は応力上昇域を n 次関数、応力下降域を直線で近似するモデル³⁾を、また、鉄筋の S-S 関係は Bi-Linea 型モデルを基本とし、繰り返し応力を受ける場合の Bauschinger 効果を考慮したモデル⁴⁾を用いた (図-2)。なお、ヒンジ部での部材変形角 (R) は、等価ヒンジ領域長さ (l_{eq}) を $1.0D$ と仮定し、 $R=l_{eq} \times \phi$ (ϕ は断面曲率) で求めている。

3.3 等価粘性減衰定数の求め方

等価粘性減衰定数 (h_{eq}) は定常ループ時の値、即ち、

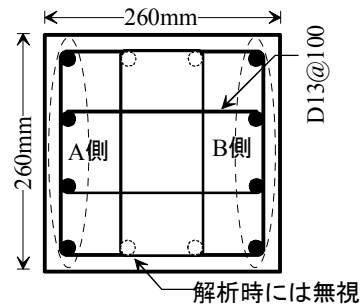


図-1 解析対象断面例

表-1 解析を用いたパラメータおよび条件

要因	記号	水準
軸力比	η	0, <u>0.1</u> , 0.4
コンクリート強度	σ_b	30, 40, 50 N/mm ²
引張鉄筋比	p_t	0.4, 0.6, <u>0.8</u> %
【共通事項】 主筋降伏強度: 345N/mm ² , サブタイ本数: 4本 ピッチ: 100mm, 補強筋強度: 345N/mm ² 圧縮鉄筋位置: 18.2mm 補強筋: D13@100 (囲型補強) ※ただし、下線の値を標準断面とした。		

*1 近畿大学大学院 総合理工学研究科環境系工学専攻 大学院生 (学生会員)

*2 近畿大学 建築学部建築学科 教授 博士 (工学) (正会員)

設定する目標変形に対し正-負-正の繰り返し解析を行い、その後、負-正で履歴が一周する場合について面積を求め、式(1)により求めた (図-3)。

$$h_{eq} = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{\Delta W}{W_e} \quad (1)$$

ΔW : 履歴ループ1サイクルの面積

W_e : 等価ポテンシャルエネルギー

4. 等価粘性減衰定数の基本式作成

コンクリート部材断面の履歴形状は、部材断面内の応力状態 (圧縮合力, 引張合力, 応力中心間距離) によって決定される。従って、それらを構成する「軸力の大きさ」, 「鉄筋による応力」, 「コンクリートによる応力」が履歴形状に大きく影響する。そこで、4.1 節では、軸力比, コンクリート強度, 引張鉄筋比を変化させモーメント-部材角 (M-R) 関係の形状がどのように影響するかを調べ、 h_{eq} 算定式に考慮すべきファクターを検討した。

4.1 断面諸元が変化する場合の M-R 関係

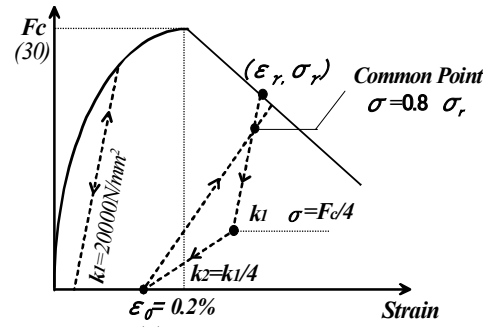
図-4 (a) に軸力比 (η) を変化した解析例 ($\eta=0, 0.1, 0.4$), 同じく (b) にコンクリート強度 (σ_B) を変化した解析例 ($\sigma_B=30, 40, 50\text{N/mm}^2$), (c) に引張鉄筋比 (p_f) を変化した解析例 ($p_f=0.4, 0.6, 0.8\%$) の結果 (M-R 関係) を示す。なお、本解析では、部材の履歴形状の特徴を明確にすることが目的であることから、主鉄筋の S-S 関係は Bi-Linea 型としている。(鉄筋のバウシinger 効果を考慮した場合の結果は後述する)。ここで、図-4 の M-R 関係上で、A 側の主筋降伏時の点を点 a, 最大部材角の点を点 b, 点 b から除荷し剛性が急変する点を点 c とする。同図より、M-R 関係の特徴は次の様である。

(1) 軸力比変化による M-R 関係の形状変化 (図-4 (a))

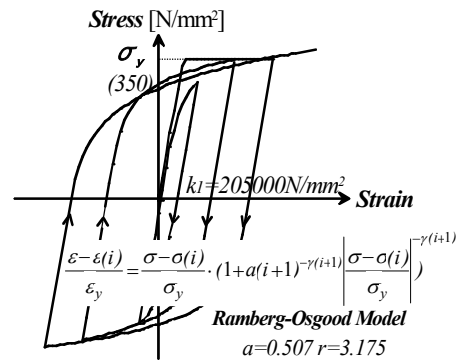
軸力比が 0 の場合 (以下 Case1) は M-R 関係の形状は平行四辺形となる。軸力比が作用する場合は、軸力比が大きくなるに従い、y 軸の左右で平行四辺形が上下にスライド (図中の原点と a 点を結ぶ傾きのラインに沿ってスライド) した形状となる。軸力比が比較的小さい場合、この平行四辺形は x 軸と交わる位置にある (Case2)。さらに、軸力比が大きくなると、左右の平行四辺形はさらに大きく上下に移動し、x 軸と交わらなくなる (Case3)。

(2) コンクリート強度変化による M-R 関係の形状変化

図-4 (b) はコンクリート強度を変化させた場合の (軸力は一定) 解析例であるが、コンクリート強度の大きさが変化しても M-R 関係の形状に変化はみられない。これは以下の理由が考えられる。コンクリート強度を変化させても主筋が降伏している状態であれば、(断面内の力の釣合より) 圧縮コンクリートの応力は変化せず、(中立軸



(a) コンクリート



(b) 普通鉄筋 (バウシinger 効果を考慮する場合)

図-2 材料の応力-ひずみ度関係

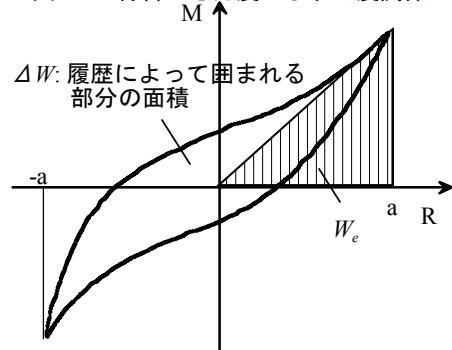


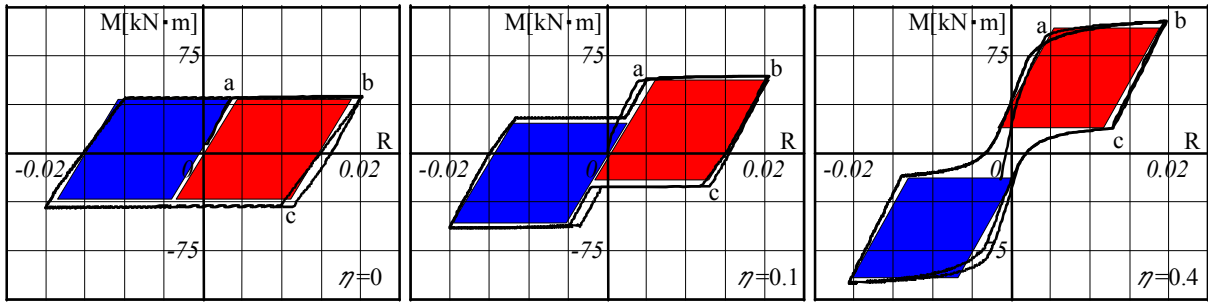
図-3 等価粘性減衰定数の算定

位置の変化が変化するので) 応力中心間距離が変化することになる。この場合、軸力が極端に大きくなければ中立軸位置の深さは小さいため、応力中心間距離の変化は小さく、曲げモーメントに対する影響は小さい。

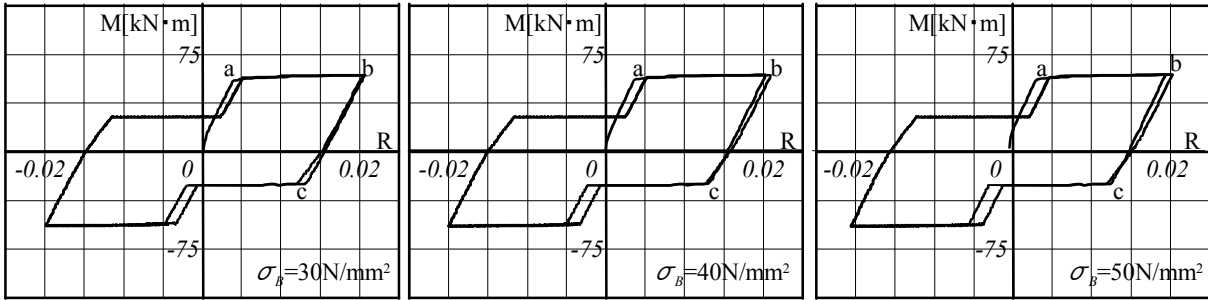
(3) 引張鉄筋比変化による M-R 関係の形状変化

図-4 (c) は軸力を一定とした場合の解析例であるが、引張鉄筋比が大きくなるに従いモーメント (耐力) は大きくなり、履歴によって囲まれる面積は大きくなる。一方、M-R 関係の形状は、引張鉄筋比の大きさに係わらず、y 軸の左右で平行四辺形が上下にずれた履歴形状となっているため、「(1) 軸力比変化による M-R 関係の形状変化」で示した関係で引張鉄筋比の変化は表現できる。

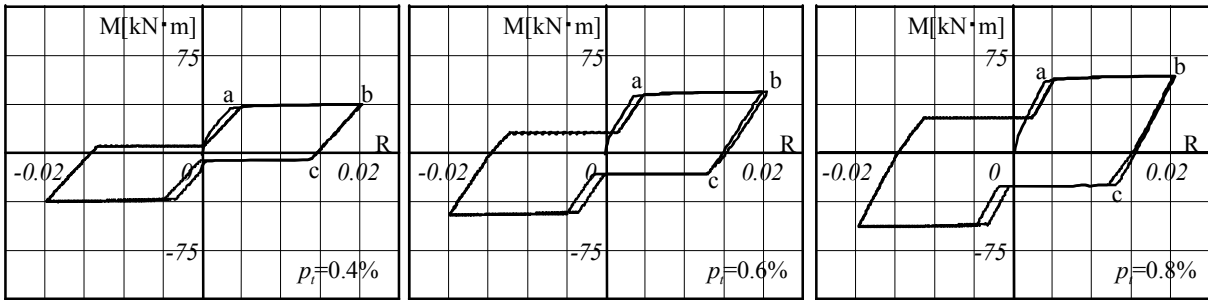
以上の結果より、コンクリート強度及び引張鉄筋比の変化による M-R 関係の形状変化による履歴形状そのものへの影響は小さく、M-R 関係のモデル化は、軸力比の大きさの違いに基づき 3 つの形状に分けて考えればよいことになる。



(a) 軸力比を変化させた解析例



(b) コンクリート強度を変化させた解析例



(c) 引張鉄筋比を変化させた解析例

図-4 各種要因を変化させたときの解析例

4.2 M-R 関係のモデル化

4.1 節の見方を基本として、履歴ループを図-5 のようにモデル化する。モデル化した履歴ループの面積を求めるためには、図-5 に示す a~c 点の M (モーメント) の値を断面諸量より計算する方法が必要となる。その手法について以下に検討する。

図-6 に図-4(a) の a~c 点に至るまでの各要素 (「圧縮主筋」、「引張主筋」、「コンクリート」、「軸力」) により発生する各モーメント (M) 一部材角 (R) 関係を示す。モーメントを計算する場合の支点は、圧縮側合力の重心位置の近似値として、圧縮縁から引張側へ $0.42x_n$ (x_n : 中立軸位置) の位置とした。なお、中立軸位置 x_n は簡便に計算できるようにするため、引張、圧縮主筋の降伏を仮定した場合の断面内の力の釣合より、 $x_n = \eta \cdot D / k_1 k_3$ ($k_1 k_3$ はストレスブロック係数で 0.83)、かつ $0.1D$ (D は断面せい) 以上としている。図-6 より、(前述のようにモーメント計算のための支点を圧縮合力の重心位置付近にとっているため) 軸力比の大きさに係わらず、圧縮鉄筋、コンクリートによるモーメントは小さく、多少の誤差はあるものの a~c 各点のモーメントは、引張鉄筋によるモ

ーメント (図中 M_S) と軸力によるモーメント (M_N) の和及び差の形で表すことができることがわかる。以上より、軸力の大きさ別に a~c 点の M を具体的に求めると以下となる。

1) Case1 ($M_N=0$)

$$a \text{ 点} : M_S, \quad b \text{ 点} : M_S, \quad c \text{ 点} : M_S$$

2) Case2 ($0 < M_N \leq M_S$)

$$a \text{ 点} : M_N + M_S, \quad b \text{ 点} : M_N + M_S, \quad c \text{ 点} : M_S - M_N$$

3) Case3 ($M_S < M_N$)

$$a \text{ 点} : M_N + M_S, \quad b \text{ 点} : M_N + M_S, \quad c \text{ 点} : M_N - M_S$$

ここで、 M_S 及び M_N は以下となる。

$$M_S = \sigma_y \cdot p_t \cdot b \cdot D \cdot (d_t - 0.42x_n) \quad (2)$$

$$M_N = \eta \cdot \sigma_B \cdot b \cdot D \cdot \left(\frac{D}{2} - 0.42x_n \right) \quad (3)$$

σ_y : 主筋降伏強度, d_t : 引張鉄筋位置

4.3 等価粘性減衰定数算定のための基本式

4.2 節でのモデル化に従い各 Case ごとに履歴ループ 1 サイクルの面積 (ΔW) を求める。

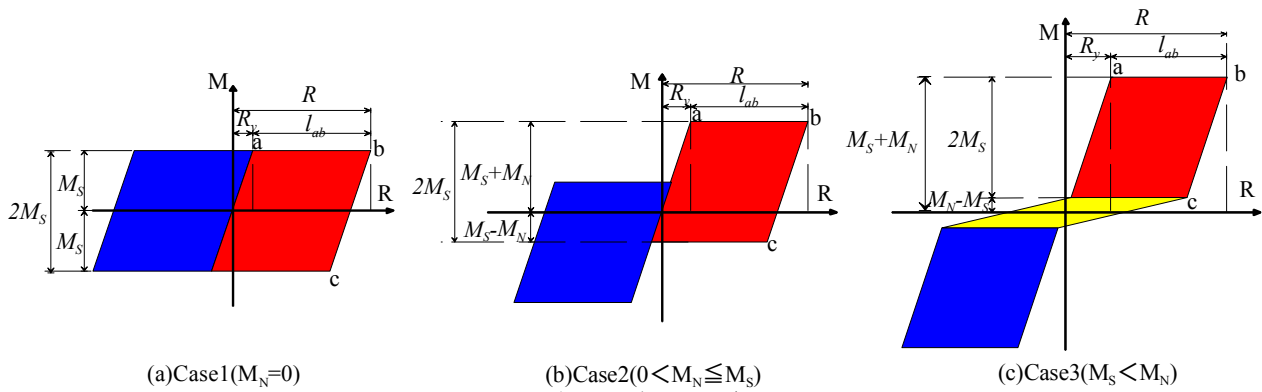


図-5 各Caseごとにモデル化 (M-R関係)

図-5 で示す点 a-b 間の長さを l_{ab} とすると

$$l_{ab} = |R - R_y| \quad (4)$$

R : 部材回転角

R_y : 引張主筋降伏時の部材回転角

このとき, R_y は以下の式で求める。

$$R_y = \frac{\delta_y}{h} \quad (5)$$

$$\delta_y = \frac{P_y}{\alpha_y S} \quad (6)$$

$$P_y = \frac{2(M_S + M_N)}{h} \quad (7)$$

$$S = \frac{12E_c I}{h^3} \quad (8)$$

δ_y : 引張鉄筋降伏時のたわみ量

h : 部材長さ

P_y : 引張鉄筋降伏時の部材に作用するせん断力 (前述の定義より $M_S + M_N$)

α_y : 剛性低下率

S : 初期剛性

E_c : コンクリートのヤング係数

I : 断面二次モーメント

また, 剛性低下率 α_y は菅野式 (式(9)) 用いた。

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64np_t + 0.043 \frac{a}{D} + 0.33\eta_0) (\frac{d}{D})^2 \quad (9)$$

n : ヤング係数比, p_t : 引張鉄筋比, a : せん断スパン, D : 柱せい, η_0 : 軸力比, d : 有効せい

以上のより, 各 Case の ΔW は以下の式で表される。

Case1 ($M_N=0$), Case2 ($0 < M_N \leq M_S$)

$$\Delta W = 4 \cdot l_{ab} \cdot M_S \quad (10)$$

Case3 ($M_S < M_N$)

$$\Delta W = 4 \cdot l_{ab} \cdot M_S + 2 \cdot l_{ab} (M_N - M_S) \quad (11)$$

5. 各種要因による算定式の修正

前章では基本式の誘導を容易にするため, 種々の仮定や簡略化を行った。本章ではそれらの影響を, 基本式で求まる h_{eq} の値と, 既往の実験(例えば⁵⁾ から求まる値 (諸元は軸力比 $\eta=0\sim 0.6$, コンクリート強度 $\sigma_B=23\sim 130\text{N/mm}^2$, 主筋強度 $\sigma_s=309\sim 997\text{N/mm}^2$, 引張鉄筋比 $p_t=0.34\sim 1.27\%$, 変形角 $R=0.01\sim 0.07$) と比較することにより検討し, 基本式に修正を加える。なお, 実験データは, 曲げ降伏したものを対象とし, コンクリート強度が高くかつ軸力比が大きいものについては, 4.1 節で示した仮定が成立しない可能性があるため検討の対象から外した (具体的には σ_B が 80N/mm^2 を超えかつ軸力比が 0.5 以上のもの)。

5.1 主筋のバウシंगाー効果に対する修正

図-7 に主筋の応力-ひずみ (S-S) 関係にバウシंगाー

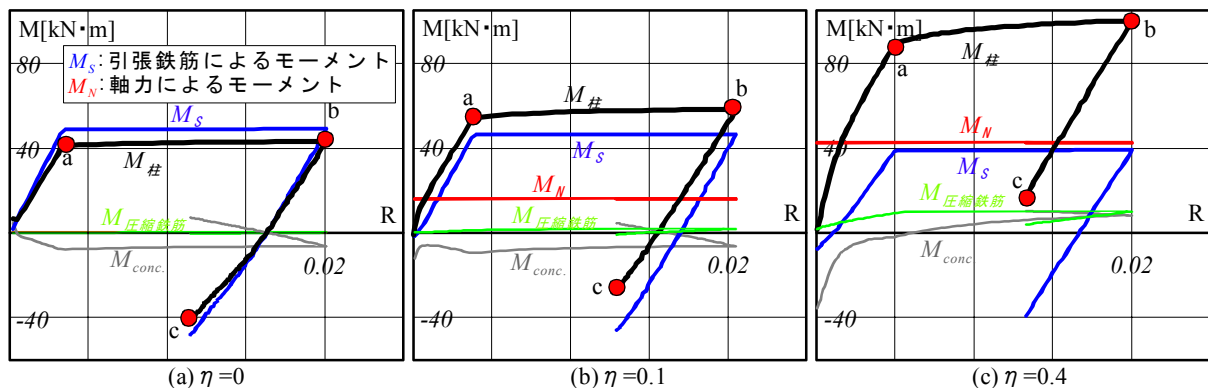


図-6 各モーメント (M) - 部材回転角 (R) 関係

一効果を考慮した場合の M-R 関係を示す。同図より、バウジンガー効果を考慮した場合の M-R 関係の面積は、考慮しない (Bi-Linea 型の S-S 関係とした) 場合に比べて面積が小さくなる事が分かる。そこで M が引張鉄筋のみで決定される場合 (軸力が作用しない (Case1) の場合) に、面積が小さくなる程度を表す係数を κ とする。よって、バウジンガー効果を考慮する場合の M-R 関係が囲む面積は基本式で求まる面積 (ΔW) に κ をかけた下記の式となる。

$$\kappa \cdot \Delta W \quad (12)$$

一方、軸力が作用する場合は、柱耐力は M_S (引張鉄筋より発生するモーメント) と M_N (軸力により発生するモーメント) の和として求まることから、バウジンガー効果による面積減少程度は軸力が大きくなるほど、つまり M_N の割合が大きくなるほど小さくなると考えられる。そこで、面積減少程度を柱モーメントに占める M_S と M_N の割合で決まると仮定し、次式で表す値とする。

$$\frac{M_N + \kappa M_S}{M_N + M_S} \quad (13)$$

よって、式(1)は次のような式となる。

$$h_{eq} = \frac{1}{4\pi} \left(\frac{M_N + \kappa M_S}{M_N + M_S} \right) \cdot \frac{\Delta W}{W_e} \quad (14)$$

κ の値を検討するために、各 Case の試験対に対して、式(14)で求まる値に $\kappa=0.35, 0.4, 0.45$ として h_{eq} を求めた

値 (以下、 h_{eq} 計算値 (κ 考慮)) と、実験結果より求めた値 (以下、 h_{eq} 実験値) とを比較した (図-8)。また同図には、各 κ 時の値に対し、最小二乗法により原点を通る直線近似式とした場合の傾きを示している。この結果より、近似式の傾きが 1 に近く、かつ安全側に評価される値として、 $\kappa=0.35$ の値を採用することとした。

5.2 Case3 ($M_S < M_N$) の場合の面積補正

図-5 で示す様に、Case3 ($M_S < M_N$) の履歴のモデル

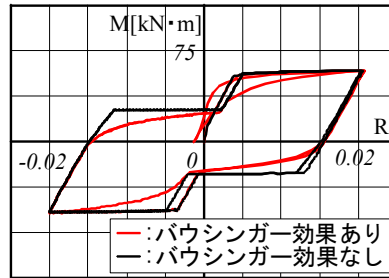


図-7 M-R関係 (バウジンガー効果について)

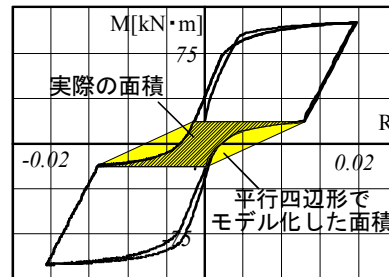


図-9 M-R関係 (モデル化による過大評価について)

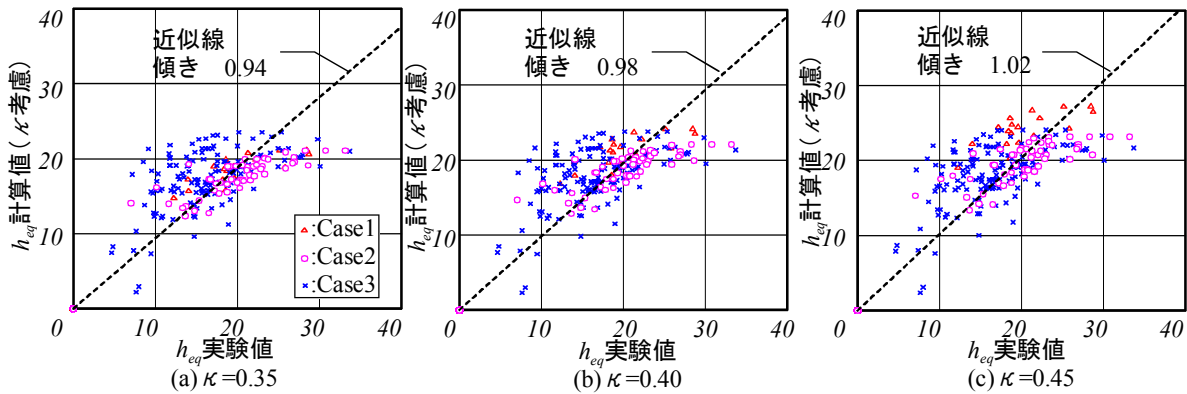


図-8 h_{eq} 計算値 (κ 考慮) - h_{eq} 実験値 ($\kappa=0.35, 0.40, 0.45$)

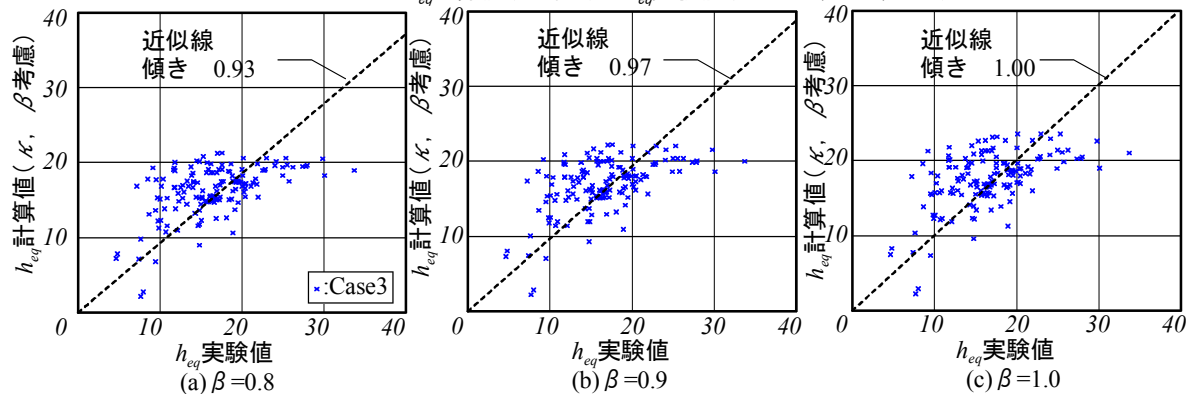


図-10 h_{eq} 計算値 (κ, β 考慮) - h_{eq} 実験値 ($\beta=0.8, 0.9, 1.0$)

化では、上下の平行四辺形の間部分は、両者を結ぶ形状とした。図-9では、モデル化した履歴と解析による履歴形状を比較しているが、上記の部分を見ると、モデル化した履歴面積は解析により得られる値よりも小さいことがわかる。そこで、この部分の面積減少率を β として補正を行う事とした。上記の部分の解析で得られた面積はモデル化を行った平行四辺形面積(式(11)より $2l_{ab}(M_N - M_S)$)の面積に β をかけた式となり、よって、Case3の ΔW の式は下記の式となる。

$$\Delta W = 4 \cdot l_{ab} \cdot M_S + 2 \cdot \beta \cdot l_{ab} (M_N - M_S) \quad (15)$$

β の値を検討するため、Case3 ($M_S < M_N$)の試験体に対して、式(15)において $\beta=0.8, 0.9, 1.0$ として h_{eq} を求めた値(以下、 h_{eq} 計算値(κ, β 考慮))と、 h_{eq} 実験値とを比較した(図-10)($\kappa=0.35$ で計算)。また同図には、各 β 時の値に対し、最小二乗法により原点を通る直線近似式とした場合の傾きを示している。この結果より、近似式の傾きが1に最も近い値は $\beta=1.0$ であるが、計算値が実験値を過大評価するものが多い。そこで全体がより安全に算定されるように β の値を0.8とした。

6. 等価粘性減衰定数算定式

以上の検討結果を基に、柱部材の等価粘性減衰定数(h_{eq})算定式を以下に示す。

$$h_{eq} = \frac{1}{4\pi} \left(\frac{M_N + \kappa M_S}{M_N + M_S} \right) \cdot \frac{\Delta W}{W_e} \quad (14)$$

適用範囲, $\sigma_B \leq 80\text{N/mm}^2, \eta \leq 0.5$

ここで

$$W_e = \frac{1}{2} R \cdot (M_S + M_N) \quad (16)$$

Case1, Case2 ($M_N=0, 0 < M_N \leq M_S$)

$$\Delta W = 4 \cdot l_{ab} \cdot M_S \quad (10)$$

Case3 ($M_S < M_N$)

$$\Delta W = 4 \cdot l_{ab} \cdot M_S + 2 \cdot \beta \cdot l_{ab} (M_N - M_S) \quad (15)$$

上記算定式による h_{eq} (以下、 h_{eq} 計算値)と h_{eq} 実験値との比較を図-11に示す。同図より、軸力の作用しないCase1(図中 \triangle 印)、或いは軸力の比較的小さいCase2(図中 \circ 印)では安全側に精度よく算定されていることがわかる。一方、軸力の大きいCase3($M_S < M_N$)の場合(図中 \times 印)、計算値が実験値を過大評価しているものが多いことが分かる。この原因として次のような事が考えられる。軸力が大きい場合、断面において圧縮側コンクリートの負担が増大するため、変形の増大に伴い耐力(曲げモーメント)の低下程度が大きくなる。そのため実験

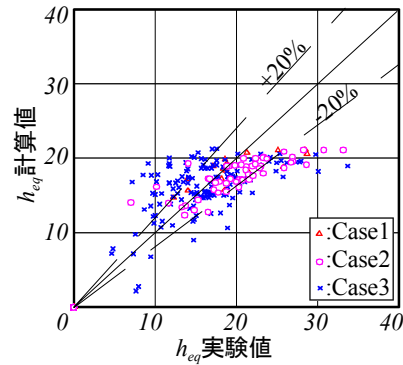


図-11 h_{eq} 計算値- h_{eq} 実験値($\kappa=0.35, \beta=0.8$)

結果の履歴面積が本モデルで仮定したような平行四辺形での面積よりも小さくなる可能性がある。また、 h_{eq} を求めるときの R (最大部材回転角)が小さい場合、履歴面積そのものが小さいため、降伏変形時と仮定する値(本論文では式(5)で求めた R_y (引張鉄筋降伏時の部材回転角))が僅かに前後するだけで h_{eq} の値が大きく変化する。これらは本算定方法が平行四辺形を基本に h_{eq} を算定することに起因する根本的な問題であり、算定精度の限界であるともいえる。

7. まとめ

柱断面を対象とした断面解析結果より、柱部材のモーメント-変形角関係の形状を平行四辺形の組合せでモデル化することを提案した。同提案を基に、断面解析および既往の実験結果に基づく検討を用いて柱部材の等価粘性減衰定数(h_{eq})の算定式を誘導した。同算定式により求まる h_{eq} は軸力の作用しない場合、或いは作用軸力が小さい領域では実験値を比較的良く算定する一方、作用軸力が高い場合には危険側に評価する場合が多くなることがわかった。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説，2004.1
- 2) 加藤大介，中村友紀子：RC造柱部材の降伏変形と等価粘性減衰の評価法，日本建築学会学術講演梗概集(北海道)，pp.323-324，2004.8
- 3) 日本建築学会構造委員会：プレストレスト(鉄筋)コンクリート構造部材の設計法—現状と将来—，日本建築学会，pp.10-13，2000
- 4) 岡田潔，六車熙編：コンクリート工学ハンドブック，朝倉書店，pp.452-464，1985
- 5) 松本智夫，西原寛，近藤修一，鈴木英之：プレキャストRC柱部材の変形性能に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.15，No.2，pp.659-664，1993