

論文 残留変形抑制機構を部材内部に内蔵する RC 梁の残留変形を抑制する条件の検証

古賀 武司*1・塩屋 晋一*2・武矢 直子*3

要旨：鉄筋コンクリート造建物を対象に大地震時に大変形を経験しても、構造体の損傷を軽微に留め、残留変形角を使用上問題にならない程度に抑制する技術の開発を目指している。梁の上端筋を高強度鉄筋にすることによる残留変形抑制機構を部材内部に内蔵する RC 梁と、その検証実験の概要について述べて、設計で必要となる二次剛性比と最大経験変形角を変数とする残留変形角の曲面および残留変形角を1/400rad.以内に抑制する条件を明らかにしている。

キーワード：鉄筋コンクリート, 梁, 残留変形角, 制震構造, 損傷抑制, 高強度鉄筋

1. はじめに

鉄筋コンクリート造(以後, RC 造)の耐震構造は, 地震時には構造体の損傷により振動エネルギーを吸収するため, 損傷や変形が残る。これらを軽減することが今後の重要課題である。

本研究は, RC 造建物を対象にし, 梁や柱および耐震壁の部材の内部に弾性抵抗要素とエネルギー吸収要素を内蔵させる。これにより, 建物の履歴特性を制震構造の履歴特性に近づけ, 地震時に大変形(層間変形角が 1/50rad. 程度)を経験しても, 構造体の損傷を軽微にとどめ, 残留する層間変形角を使用上問題にならない範囲(1/400rad. 以内)に抑制する技術と, その設計方法を開発することを目的とする。筆者らは既に残留変形抑制機構を部材内部に内蔵する RC 梁の加力実験を行い, 残留変形角を許容範囲(1/400rad. 以内)に抑制できることを立証している¹⁾。

本論文では前述の文献1)の実験結果に基づいて残留変形抑制機構を部材内部に内蔵する RC 梁の履歴特性の特徴を發揮させる抵抗機構を明らかにする。つぎに残留変形角を制御するための変数となる履歴特性の2つの剛性の評価方法を提案する。これに基づいて履歴特性の二次剛性と最大変形角を変化させた場合の残留変形角の曲面と, 残留変形を許容範囲に抑制する条件を明らかにする。

2. 本研究の残留変形抑制機構と研究の位置づけ

残留変形を抑制する構造は, 制震構造と免震構造がある。弾性抵抗要素とエネルギー吸収要素を混合した構造である。エネルギー吸収要素が変形依存型の完全弾塑性型履歴特性(図-1(a))であれば, 建物の履歴特性は弾性

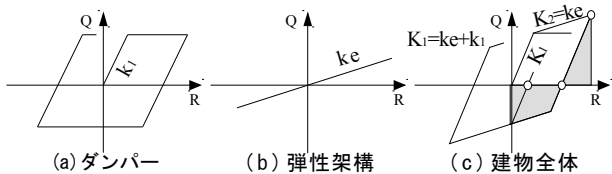


図-1 制震構造の復元力特性

抵抗要素(図-1(b))と合わせて, 図-1(c)の履歴特性となる。図-1(c)の弾性剛性 K_1 に対して, 降伏後の二次剛性 K_2 を僅かに与えるだけで, 残留変形を激的に小さくできる。これは, 最大応答変形直後に残る振動(以後, 残存振動)と, 構造体の履歴特性の相乗効果³⁾により生じる。

耐震構造でも構造体の履歴特性を図-1(c)にできると, 制震構造や免震構造と同様に残留変形を抑制できる可能性がある。本研究は部材の履歴特性を図-1(c)にして建物の履歴特性を図-1(c)に近づけ, その効果を發揮させる。

3. 残存振動と文献3)の準静的加力

最大応答変形直後の残存振動は, 残存する地動(以後, 残存地動)と自由振動の成分からなる。井上ら³⁾は, 鋼構造建物を対象に残存地動を無視して自由振動しながら, 減衰エネルギーと塑性エネルギーにより振動が減衰して決定する残留変形は, 残留変形を抑制する目的であれば安全側の推定値となるとしている。部材自体の, 残留変形を抑制する性能を検証するのであれば, 残存地動を無視して, 自由振動だけにより最終的に決定する残留変形でその抑制性能を検証することは安全側で検証することになる。文献1)の実験は, 自由振動だけを考慮した残存振動の準静的加力を行っている。

4. 残留変形抑制機構を内蔵する RC 梁の加力実験¹⁾

4.1 残留変形抑制機構と実験概要

文献1)の実験では次のような機構で残留変形を抑制できることを立証している。上端筋に高強度鉄筋を配筋して大変形まで弾性抵抗させる。一方, 下端筋には普通鉄筋を配筋して 1/200rad. 程度で降伏させ, これ以降, エネルギー吸収させて残留変形抑制機構を内蔵させる。これにより, 二次剛性を有する履歴特性にして, 残存振動により残留変形を抑制する。

図-2に梁の試験体の形状と配筋を示す。試験体の縮尺は実大の約1/4である。上端筋に高強度鉄筋を用いた試

*1 鹿児島大学大学院 理工学研究科建築学専攻 (学生会員)
 *2 鹿児島大学大学院 理工学研究科教授 博士(工学) (正会員)
 *3 東レ建設株式会社 元鹿児島大学大学院理工学研究科建築学専攻 大学院生

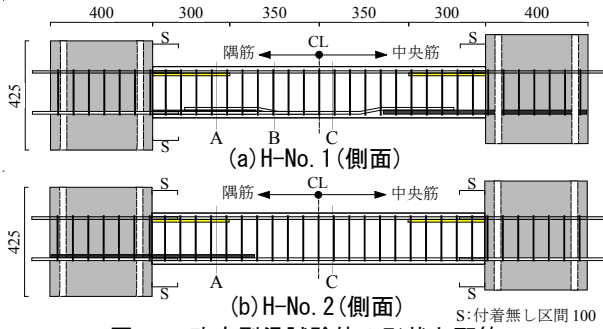


図-2 改良型梁試験体の形状と配筋

表-2 使用材料の力学的特性(単位:N/mm²)

コンクリート	試験体	$E_c(\times 10^4)$	σ_B	$c \cdot \epsilon_B(\%)$
	N-No.1, H-No.1		2.88	40.7
N-No.2, H-No.2		2.92	49.5	0.273
鉄筋	種類	$E_s(\times 10^5)$	σ_y	σ_p
	D10	1.80	383	
	D10(H)	1.87	1085	820
	D13	1.83	380	
	D16	1.81	366	
D3.5	2.05	385		

E_c : コンクリートのヤング係数, E_s : 鉄筋のヤング係数
 c : 圧縮強度時のひずみ度, σ_B : 圧縮強度, σ_y : 降伏強度
 σ_p : 比例限界

験体 H-No.1 (H- γ 05-QS), H-No.2 (H- γ 10-QS) (以後、改良型梁) と、普通強度鉄筋を用いた比較用の試験体 N-No.1 (N- γ 05-QS), N-No.2 (N- γ 10-QS) (以後、従来型梁) である。表-1 に梁の断面リストを示す。下端筋は4体とも普通強度で、N-No.1 と H-No.1 は2本、N-No.2 と H-No.2 は4本としている。詳細は文献1) を参照されたい。

改良型梁ではヒンジ領域の損傷を文献4) の方法で抑制している。表-2 に使用材料の力学的特性を示す。

図-3 に実験の加力方法とモーメント分布を示す。両スタブの回転角が等しくなるように加力している。左右の梁端の曲げ剛性は異なるため、反曲点が中央から移動する。残存振動時の加力履歴の規則は、各目標の最大変形角 R_{max} に達した後、図-4 に示すように除荷時に排出される弾性エネルギー E_e と、負側に荷重して消費される弾塑性歪みエネルギー E_s が等しくなるまで変形を進めて除荷している。除荷後もこれを繰り返して E_e が塑性エネルギーで消費されるまで繰り返し、最終的な残留変形角 r_{Re} を特定している。その後、目標を次の R_{max} へ移行させる。 R_{max} は図-5 に示すように正、負の順で目標値とした。 R_{max} を徐々に進めて各変形レベルでの残留変形の抑制効果を検証している。

4.2 梁のせん断力-変形角関係

図-6 にせん断力-変形角関係を示す。正加力側に目

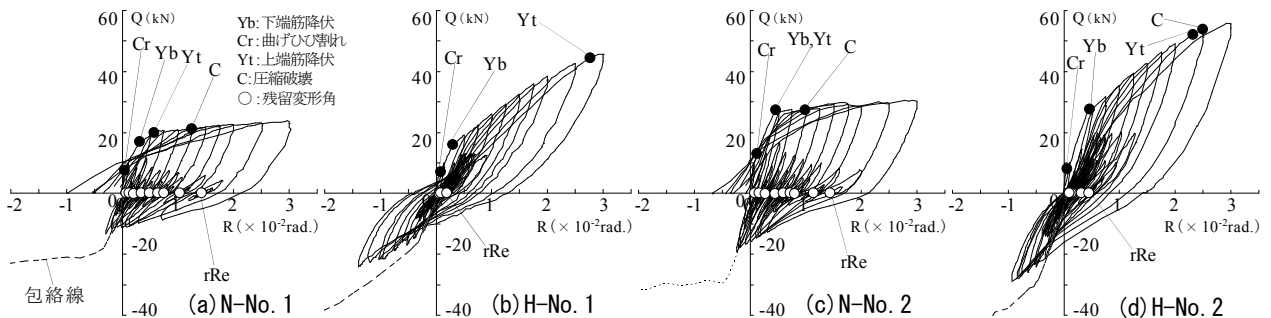


図-6 梁のせん断力-変形角関係(正加力側)

表-1 梁の断面リスト

試験体位置	N-No.1	H-No.1	H-No.2	N-No.1	N-No.2	H-No.1	H-No.2
	A	A	B	A	C	A	C
梁断面							
B×D	160×200						
上端主筋	4-D10	4-D10(H)			4-D10	4-D10(H)	
上端補助筋	4-D10						
下端主筋	2-D10	4-D10					
圧縮抵抗筋	2-D16		2-D13				
あばら筋	4-D3.5@60						

(H): 高強度鉄筋 ●: 圧縮抵抗筋

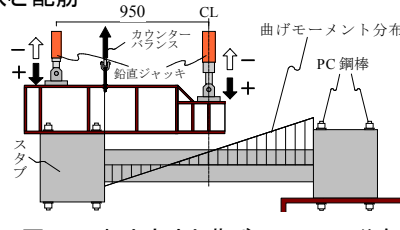


図-3 加力方法と曲げモーメント分布

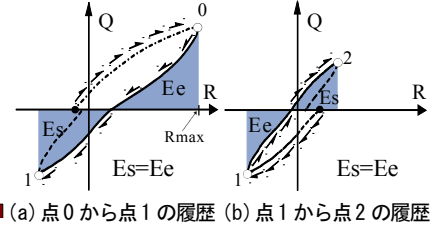


図-4 残存振動時の加力規則

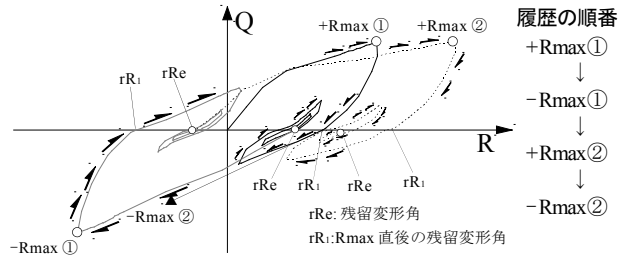
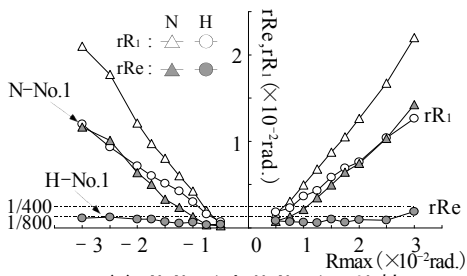


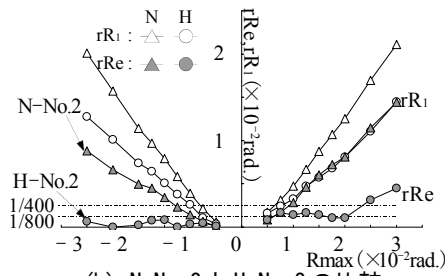
図-5 残存振動時の残留変形角を特定するための加力履歴

標の R_{max} を設定した残存振動時の履歴を示している。図中に破壊の事象が起きた時点を示している。従来型梁は、 R_{max} が大きくなると残留変形角 r_{Re} も連動して大きくなっている。しかし、改良型梁は、 R_{max} が $1/40\text{rad.}$ になっても残存振動により r_{Re} が零に近づいている。

下端筋の複筋比が 0.5 の N-No.1 と H-No.1 は、約 $1/333\text{rad.}$ で下端筋が引張降伏した。複筋比が 1.0 の N-No.2 と H-No.2 は、下端筋が約 $1/200\text{rad.}$ で引張降伏し、N-No.2 は下端筋と同時に上端筋も引張降伏した。引張降伏する鉄筋は、繰り返し加力により圧縮降伏も生じてエネルギー吸収を開始した。改良型梁は $1/40\text{rad.}$ 程度まで上端筋が弾性抵抗した。改良型梁は狙いどおり $1/200\text{rad.}$ までに普通鉄筋の下端筋が引張降伏してエネルギー吸収を開始し、高強度鉄筋の上端筋が大変形域まで弾性抵抗してほぼ直線の二次剛性を発揮した。これにより、履歴特性は高強度鉄筋が降伏する大変形までは、図1-(c)の制震構



(a) N-No. 1 と H-No. 1 の比較



(b) N-No. 2 と H-No. 2 の比較

図-7 残留変形角-最大経験変形角関係

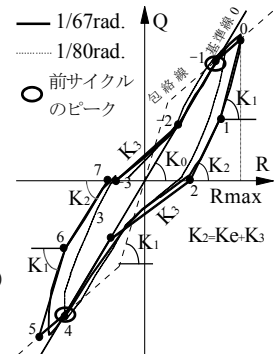


図-8 文献4)のモデル

造の履歴特性に近づいた。同梁で構成されるRCラーメンは制震構造と同様に残留変形を抑制できる可能性が確認された。図-7に最終の残留変形角 rRe と最大経験変形角 $Rmax$ の関係を示す。従来型梁(N)と改良型梁(H)を比較している。図中には最大経験変形直後にせん断力が零になった時の残留変形角 rRi の絶対値も示している。改良型梁では残存振動と二次剛性の相乗効果により、 rRe は rRi に対して激減している。

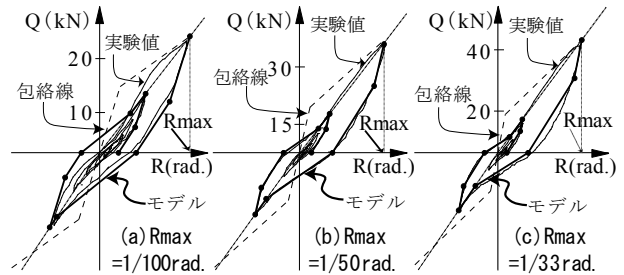


図-9 残存振動時のループとモデルと実験値

5. 改良型梁の残存振動時ループのモデル化と抵抗状態

改良型梁の残留変形の抑制は、その残存振動時のループ形状により発揮される。そのループのモデル化と、その特徴を発揮させる梁の抵抗状態について述べる。

5.1 残存振動時のループのモデル化

改良型梁の履歴ループは、実験結果に基づき、文献3)で図-8のようにモデル化している。特徴は点-3から点-2までは、剛性 K_3 でせん断力が増加し、前サイクルのピーク点-1と原点を結ぶ直線(以後、基準線0)に達した点-2から点-1までは基準線0の傾きに従う。その後は包絡線に沿い、最大経験変形時の点0以降の除荷では初期剛性 K_1 の剛性でせん断力が低下し、点1から点2までの剛性は比較的緩やかな剛性 K_2 で低下する。負加力も正加力と同様に点2から点7の経路をたどる。このモデルは正負同変形を与える加力方法によるものである。

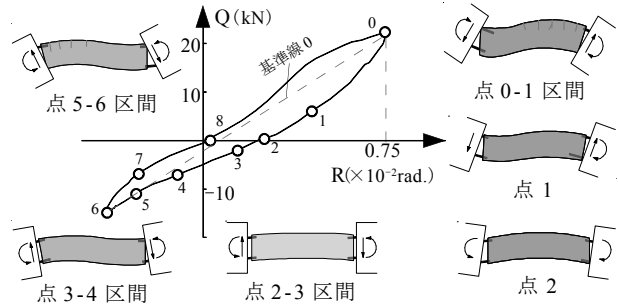


図-10 H-No. 1のせん断力-変形角関係と変形状態

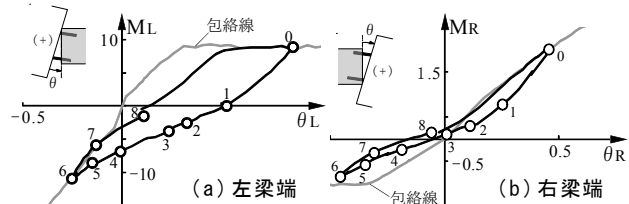


図-11 H-No. 1の梁端のモーメント回転角関係

図-9にH-No.1の残存振動時の履歴ループに対して図-8のモデルを適用したループを太実線で示す。実験のループは細実線である。モデル化によるループは、実験のループとよく適合している。

5.2 残存振動時の梁端の抵抗状態

図-10にH-No.1の最大経験変形角 $Rmax$ が正側で $1.5/200rad$ の場合の残存振動加力のせん断力-変形角関係を示す。図-11に左右の梁端のモーメント-回転角関係を示す。各経過時点を、それぞれの図において番号で示す。番号は経過順番も意味する。図-10中には図-11から判断される変形状態も模式的に示す。

図-10の点1は図-11(a)の左端のモーメントが零になる時点で、図-11(a)の除荷時の点0と点1の間の曲げ剛性に対して、点1と点5間の曲げ剛性が減少することにより生じる。左端は点1と点5間では上下の主筋だけで曲げ

抵抗する。図-10の点2はせん断力が零であるが、左右の梁端では純曲げのモーメントが存在する。これは文献2)で報告している残留モーメントである。

点2から点3に向けてせん断力の方向が反転する。右端において点3でモーメントの方向が反転して下端筋が引張抵抗する状態になる。この時、右端の上端側の曲げ圧縮域では弾性の高強度鉄筋とコンクリートが圧縮抵抗に転じる。下端筋には、それまでに降伏ひずみを超えた繰返し加力により、後述する図-19で示すように剛性低下が生じている。この影響を受け曲げ剛性も低下している。点5は左端で下端側の曲げひび割れが閉じてコンクリートが圧縮抵抗し始めて、上端の高強度鉄筋の応力も増加し始めて曲げ剛性が増加し始める点である。点5は負側の最大経験点と原点を結ぶ基準線0のほぼ近くにある。これについては現時点では説明できないが、この

現象は改良型梁では全ての残存振動の履歴で生じていた。この現象のメカニズムは、更なる検討が必要である。

6. Ke と K₃ の評価

6.1 二次剛性 Ke の評価

(1) 包絡線のモデル化

図-12に梁のせん断力-変形角関係の包絡線を模式的に示す。従来型梁では複筋比が1.0であれば、約1/200rad.で左右の梁端は同じ変形で曲げ降伏する。複筋比が0.5であれば約1/300rad.で左端の下端筋が先行して降伏する。改良型梁では上端筋が弾性を維持するため1/200rad.以降も一定の二次剛性Keを発揮し、約1/50rad.で上端筋が比例限界に達して約1/33rad.で降伏する。二次剛性Keは下記の式(1)で表される。

$$K_e = (Q_p - Q_y) / (R_p - R_y) \quad (1)$$

ここに、 $Q_p = (M_{ybo} + M_{tp}) / L_o$ 、 $Q_y = (M_{ybo} + M_{tyo}) / L_o$
 M_{ybo} ：図-10中の左端の下端筋の普通鉄筋が引張降伏する時のモーメント、 M_{tyo} ：右端の上端筋の普通鉄筋が引張降伏する時のモーメント、 M_{tp} と R_p ：改良型梁において右端の上端筋の高強度鉄筋が表-2の材料試験の比例限界応力 σ_p に達する時のモーメントと変形角、 L_o ：梁の内法長さ、 R_y ：従来型梁で上端筋が降伏する変形角(1/200rad.)

(2) M_{ybo} , M_{tyo} , M_{tp} の評価

下記の式(2)の σ に各曲げ耐力に該当する応力を代入して近似する。 a_t は引張鉄筋面積で d は有効せいである。

$$M_y = 0.9 \cdot a_t \cdot \sigma \cdot d \quad (2)$$

(3) R_y , R_p の評価

図-13(b)のように梁の曲率分布を仮定して曲げ変形成分を計算する。梁の反曲点は左右の梁端のモーメントの比によって決める。曲げひび割れモーメント M_c より小さい範囲は弾性剛性による曲率とする。曲げひび割れ時の曲率 ϕ_c と左右の梁端の曲率 ϕ_L 、 ϕ_R の間は直線的に変化するものとする。改良型梁では左右の梁端で一定区間 S の主筋の付着を無くしている。その区間 S の曲率は一定とする。従来型梁で腹筋比が1.0より小さい場合や改良型梁では、右端に対して左端の曲げ降伏が先行して

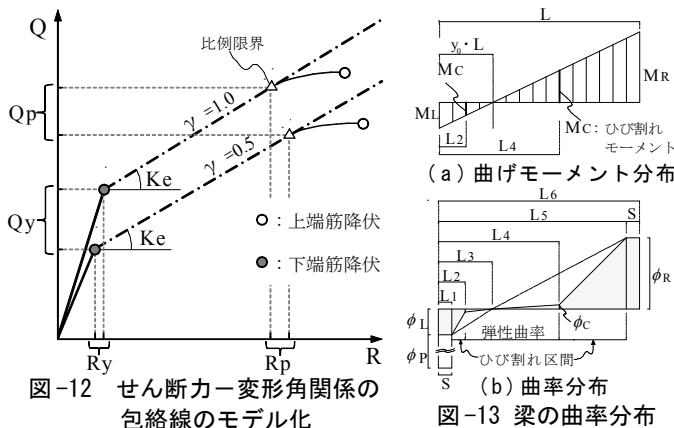


図-12 せん断力-変形角関係の包絡線のモデル化

図-13 梁の曲率分布

塑性曲率が生じる。その量を考慮して変形を評価するのは複雑になる。ここではその塑性曲率を無視し、右端を起点として左端に対してなす曲率の変形量として梁の変形を評価する。図-13中の記号を用いると曲げ変形成分は下記の式(3)で表される。

$$\delta = \sum_{i=1}^6 \delta_i \quad (3)$$

$$\delta_i = \int_{L_{i-1}}^{L_i} \{\phi_i \cdot (x - L_i) + \phi_{oi}\} \cdot x \cdot dx \quad (4)$$

$$\delta_i = \phi_i \cdot (L_i^3 - L_{i-1}^3) / 3 + (\phi_{oi} - \phi_i \cdot \phi_i \cdot L_i) \cdot (L_i^2 - L_{i-1}^2) / 2 \quad (5)$$

ここに、 ϕ_i 、 ϕ_{oi} ：曲率分布を表す直線式の係数

L_i , L_{i-1} ：図-13(b)の左端からの水平距離

これらは表-3に示すものを用いる。

梁端の曲率 ϕ_L 、 ϕ_R はモーメントに対応する曲率とする。 R_y を計算する場合は、左端の曲率 ϕ_L を普通鉄筋の下端筋が降伏する時の曲率とし、右端の曲率 ϕ_R は普通鉄筋の上端筋が降伏する時の曲率とする。 R_p を計算する場合は左端の ϕ_L は R_y と同じとし、右端の ϕ_R は高強度鉄筋の上端筋が比例限界応力に達した時の曲率とする。

(4) 梁端の曲率 ϕ_L 、 ϕ_R

図-14に示すように曲げ圧縮域のコンクリートの圧縮応力分布をストレスブロックで表す。引張側の鉄筋の真の応力に対応するひずみは、スタブからの鉄筋の抜け出し変形を含んだ見掛けの引張ひずみ ϵ_t に低減係数 F を乗じた値 $F \cdot \epsilon_t$ で表す。曲率は下記の式(6)で表される。

$$\phi_y = (\epsilon_y / F) / \{d \cdot (1 - X_{nl})\} \quad (6)$$

$$X_{nl} = 0.5 \cdot (B - \sqrt{B^2 - 4 \cdot C}) \quad (7)$$

$$B = 1 + (p_t + p_c / F) \cdot (\sigma_y / \sigma_B) / (k_1 \cdot k_2) \quad (8)$$

$$C = (p_t + p_c \cdot d_c / F) \cdot (\sigma_y / \sigma_B) / (k_1 \cdot k_2) \quad (9)$$

ここに、 ϵ_y ：引張鉄筋の降伏ひずみ、 F ：引張鉄筋のひずみの低減係数(0.7)、 d ：有効せいで、 X_{nl} ：中立軸比、 p_t ：引張鉄筋比、 p_c ：圧縮鉄筋比、 d_c ： d_c / d 、 σ_y ：鉄筋の降伏応力度、 σ_B ：コンクリートの圧縮強

表-3 式(3)における左端からの水平距離と曲率分布の係数

i	L_i	ϕ_{oi}	ϕ_i
0	0	-	-
1	S (付着無し区間)	$-\phi_L$	0
2	$L_3 \times (1 - M_c / M_L)$	$-\phi_L$	$(\phi_L - \phi_c) / (L_2 - L_1)$
3	$M_L / (M_L + M_R) \times L$	$-\phi_c$	$\phi_c / (L_3 - L_2)$
4	$(L_6 - L_3) \times (M_c / M_R) + L_3$	0	$\phi_c / (L_4 - L_3)$
5	$L_6 - S$	ϕ_c	$(\phi_R - \phi_c) / (L_5 - L_4)$
6	L	ϕ_R	0

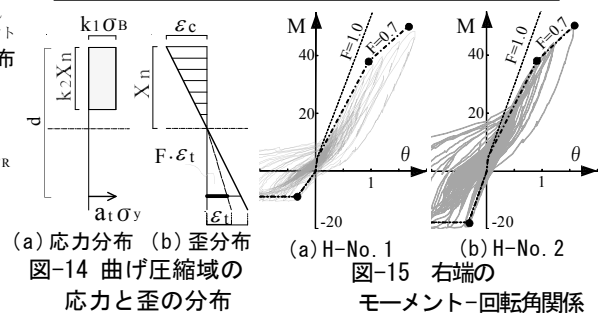


図-14 曲げ圧縮域の応力と歪の分布

図-15 右端のモーメント-回転角関係

度, k_1, k_2 : ストレスブロック係数, それぞれ0.85。

図-15にH-No.1とH-No.2の右端のモーメント-回転角関係を示す。モーメントは式(2)により求め、曲率は上記の式(6)により求めた。降伏時の時点を●で示す。原点とそれを結んだ線は、破線がFを1.0とした場合で、一点鎖線はFが0.7の場合である。下端筋が引張側となる負加力ではFを1.0と0.7に変化させても降伏剛性に変化は無いが、高強度鉄筋の上端筋が引張側になる正加力ではFを0.7にした方が降伏時の曲率を精度良く評価できる。

(5) 二次剛性の計算値と実験値の比較

図-16に式(1)による計算の勾配を破線線と一点鎖線で示す。それぞれ上記と同様にFが1.0と0.7のものである。Fを0.7とした計算値が二次剛性を精度良く評価できる。

6.2 剛性 K_3 の評価

(1) 従来型RC梁

武田モデルで代表されるように繰り返しを受けるRC梁のせん断力-変形角関係は最大経験点を指す特徴がある。図-17に従来型梁の試験体の残存振動時の履歴ループを模式的に示す。番号は通過の順番を表す。点0が正側の最大変形点とする。除荷後から加力方向が反転する点1から点2への履歴は、点1から負側の最大変形点-2を直線的に目指すことが確認できる。また点3から点4も同様である。この時の剛性 K_3 は次のように表される。

$$K_3 = Q_{yo} / \{(1+a) \cdot R_{\max} - R_y\} \quad (10)$$

$$= K_1 / \{(1+a) \cdot \mu_{\max} - 1\} \quad (11)$$

$$\alpha_3 = K_3 / K_1 = 1 / \{(1+a) \cdot \mu_{\max} - 1\} \quad (12)$$

ここに、 $K_1 = Q_{yo} / R_y$, $\mu_{\max} = R_{\max} / R_y$

Q_{yo} : 降伏せん断力, R_y : 降伏変形

a : 負側の最大経験変形角を R_{\max} で除した比

図-18(a)に式(12)の α_3 の曲線を示す。横軸を μ_{\max} としている。 a を1.0とした場合と0.75とした場合を示す。

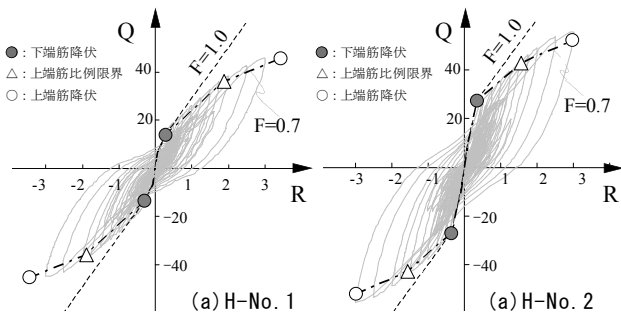


図-16 (1)式による梁の二次剛性と実験値の比較

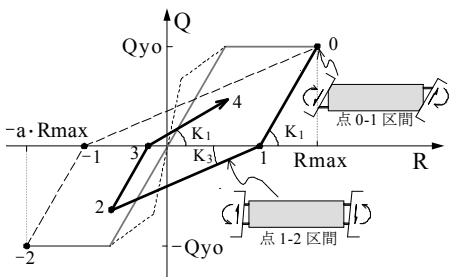
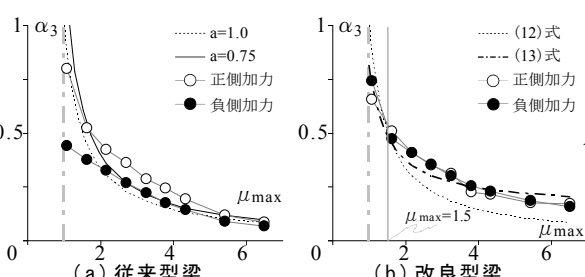


図-17 従来型梁の履歴ループの模式図と変形状態



(a) 従来型梁

(b) 改良型梁

図-18 式(12)と式(13)による値と実験値の比較

4.3節の加力履歴では、 a は正加力側で0.75~0.9になり、負加力では1.0となる。図-18(a)中には a を1.0とした場合を点線の曲線で示し、0.75とした場合を細実線の曲線で示している。 a が0.75と1.0と異なっても μ_{\max} が1.5より大きい範囲では α_3 は a の影響をあまり受けない。図中に従来型梁の実験値を示す。○の記号が正側の残存振動時で、●の記号が負側である。式(3)の曲線は μ_{\max} が1.5より大きい範囲では α_3 を概ね近似している。

(2) 改良型梁

図-17中には梁端の主筋の変形状態を示している。曲げ降伏した以降では点1の時点では左端の下端筋と右端の上端筋には引張の塑性伸びが生じる。加力が負側に転じて点2に向かうと左端は上端筋で、右端は下端筋で引張抵抗する状態になり、前述の塑性伸びが生じている鉄筋は圧縮抵抗する。この時、左右の梁端ではコンクリートは圧縮抵抗していない。鉄筋だけで曲げ抵抗している状態である。この状態は5.2節で前述した図-10の改良型梁の点2から点5の間の変形や応力の状態に近い。

異なる点は改良型梁は上端筋が高強度で大変形域まで弾性を維持するのに対して従来型梁は上端筋が普通強度で降伏することである。鉄筋は降伏後、繰り返しを受けて最大経験ひずみが増大した状態では、図-19に示すように除荷後、加力を反転した場合の剛性は、線形が失われて低下する。これに対し改良型梁の上端筋は弾性を維持するので改良型梁の α_3 は式(12)の値より大きくなる。

図-18(b)に改良型梁の α_3 の実験値と式(12)の曲線を比較し示す。その曲線は点線で示している。実験値と曲線は μ_{\max} が1.5で α_3 が0.45の点から差が生じている。普通鉄筋が降伏していてもその変形レベルではその鉄筋の剛性は弾性剛性と差が生じていないことを意味する。

μ_{\max} が1.5より大きい範囲では、上端筋の高強度鉄筋が α_3 に寄与する量は0.45の一定とする。下端筋の普通鉄筋の寄与する量は式(12)による量とする。梁は上端筋と下端筋の影響を受けるので、それらの鉄筋量の比率で影響を受けるものとして α_3 を式(13)で表す。

$$\alpha_3 = 0.45 \cdot a_h / (a_g + a_h) + \{1 - a_h / (a_g + a_h)\} / \{(1+a) \cdot \mu_{\max} - 1\} \quad (13)$$

ここに、 a_h : 片側梁端における高強度鉄筋の主筋量

a_g : 両梁端における普通鉄筋の主筋量

これによる曲線を図-18(b)中に一点鎖線で示す。上

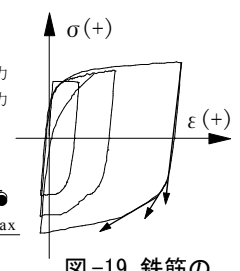


図-19 鉄筋の $\sigma - \epsilon$ 関係

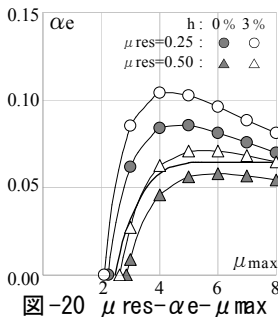


図-20 $\mu \text{ res} - \alpha e - \mu \text{ max}$ 関係

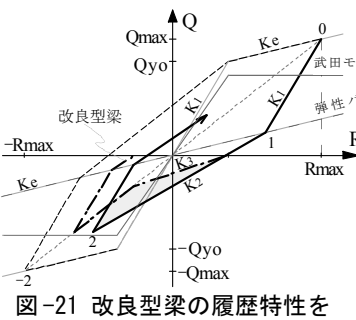


図-21 改良型梁の履歴特性を近似したモデル

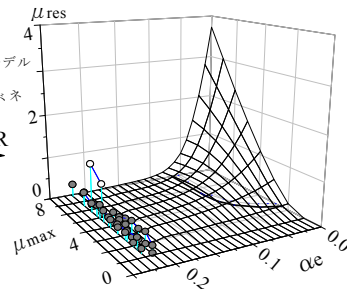


図-22 $\mu \text{ res} - \alpha e - \mu \text{ max}$ 相関曲面

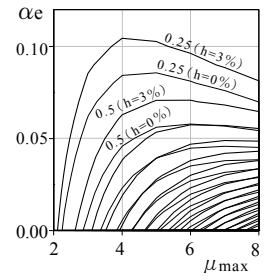


図-23 等高線図

式の曲線で実験値をほぼ近似している。

7. 改良型梁の残留変形を許容範囲に抑制する条件

7.1 残留変形角を零に抑制する条件

文献2)では図-8の残存振動時の履歴ループに基づいて改良型梁の残留変形角 rRe が零に抑制される条件を明らかにしている。その条件式を下記の式(14)に示す。

$$\alpha_3 < \left\{ (2 \cdot A + 1) \cdot \alpha_0 - \sqrt{4 \cdot A + 1} \cdot \alpha_0 \right\} / (2 \cdot A) \quad (14)$$

$$\text{ここに, } A = \frac{\alpha_0^3 \cdot \mu_{\text{max}}^2 + (\alpha_0 \cdot \mu_{\text{max}} - 1)^2 (1 - \alpha_0)}{(1 - \alpha_0)^2} \quad (15)$$

$$\alpha_0 = 1 / \mu_{\text{max}} + \alpha_e \cdot (1 - 1 / \mu_{\text{max}}) \quad (16)$$

設計では二次剛性比 α_e と想定する最大経験変形角の塑性率 μ_{max} で式(14)の抑制条件を表した方が便利である。二次剛性比 α_e とは二次剛性 Ke を初期剛性 K_1 で除したものである。式(14)の α_3 と α_0 に式(13)と式(16)をそれぞれ代入すると α_e と μ_{max} についての高次の非線形不等式になり一般式で表せない。そこで μ_{max} を1~8で変化させて、満足する α_e の境界値を数値計算で求めることにする。図-20にその境界値の曲線を太線で示す。

$\mu \text{ res}$ は残留変形を降伏変形で除した比である。境界線の α_e の値より、 α_e が大きくなるようにすると式(14)を満たす。図-16の H-No.1 と H-No.2 の α_e は0.21~0.22で、境界線の α_e の値よりかなり大きいため、十分に残留変形が零になる条件を満足することになる。

7.2 $\mu \text{ res} - \alpha e - \mu \text{ max}$ の相関曲面

図-20の太線の曲線は残留変形を零にする境界である。この境界条件の妥当性を検証する実験データは前述したように二次剛性比 α_e が0.21~0.22に限定されている。 α_e と最大経験変形の塑性率 μ_{max} を変化させた場合を検証するために、それらの変数と残留変形の相関曲面を数値計算で求めた。改良型梁では式(14)の条件を満足しない場合の履歴特性のループのモデル化が不明である。ここでは図-21に示すように最大経験点を指す RC 部材の武田モデルの履歴特性と弾性バネの履歴特性を組み合わせ、改良型の履歴特性を近似することにした。式(14)の条件を満足する範囲においては、図中の網掛け部分が改良型梁と異なる。加力の履歴は図-17中の負側の点-2で $-R_{\text{max}}$ を経験した後に正側で R_{max} を経験して、その後、自由振動するものとした。粘性定数 h は0%と3

の2種類とした。図-22に計算による $\mu \text{ res} - \alpha e - \mu \text{ max}$ の相関曲面を示す。図中の太線の曲線は式(14)の境界線である。図-23に $\mu \text{ res}$ の等高線図を示す。太線の曲線は h が3%で、細線は0%である。 $\mu \text{ res}$ が0.25の曲線は残留変形角 rRe が $1/800 \text{ rad}$ で、0.5は rRe が $1/400 \text{ rad}$ を意味する。このレベルでは h が影響を与えている。式(14)にも今後、粘性定数 h を考慮する必要がある。

図-20中に $\mu \text{ res}$ が0.25と0.5の等高線を示す。式(14)の太線の曲線は、 Δ の rRe が $1/400 \text{ rad}$ で h が3%の曲線に近い。今回の計算では地動を無視しているが、文献4)では動的時刻歴応答解析を行い、残存地動は改良型梁においては残留変形をさらに減少させることが明らかにされている。このことと、図-21の網掛けのエネルギーを残留変形の抑制に利用していないことを考慮すると、図-20の太線の曲線は残留変形角を $1/400 \text{ rad}$ 以内に抑制できる条件の境界線とできる可能性が高い。

8. まとめ

梁の上端筋を高強度鉄筋することにより残留変形抑制機構を部材内部に内蔵する RC 梁を対象にして、残留変形角を制御する変数となる履歴特性の2つの剛性の評価方法を提案し、二次剛性比と最大変形角を変化させた場合の残留変形角の曲面と、残留変形角を許容範囲に抑制する条件を検討した。以下に結果をまとめる。

- (1) 残留変形を抑制する二次剛性 Ke と剛性 K_3 の評価式を示し、これらの式は実験値を精度良く評価できた。
- (2) 設計で制御するために必要となる二次剛性比と最大変形角を変数とする残留変形角の曲面と、残留変形角を $1/400 \text{ rad}$ 以内に抑制する条件を明らかにした。

参考文献

- 1) 岡崎駿也, 塩屋晋一, 武矢直子: 残留変形抑制機構を部材内部に内蔵する RC 梁の実験的研究, 日本建築学会九州支部研究報告, pp.213-220, 2012.3
- 2) 木戸脇俊樹, 井上一郎: 大地震に対する1質点バイリニア系の残留変形に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), pp.935-936, 1999.9
- 3) 塩屋晋一, 武矢直子, 山本憲司: 高復元性と損傷抑制を有する RC 梁の曲げ降伏後の残留変形抑制に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), pp.423-424, 2011.8
- 4) 平石久廣ほか: 降伏機構分離型鉄筋コンクリート造の開発(梁の耐震実験) 日本建築学会構造系論文, 第580, pp.99-104, 2004.6