論文　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

岡崎　駿也[*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させるRC梁の概念を提案して，制震構造と同様に最大応答後の振動を利用して残留変形が抑制される効果を準静的加力実験により明らかにしている。改良される梁の履歴ループをモデル化して，残留変形が許容範囲(1/400rad.以内)に抑制する条件を明らかにした。

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[1)～5)]。

本研究は，建設現場でコンクリートを一体的に打設するRC造建物を対象にして，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。

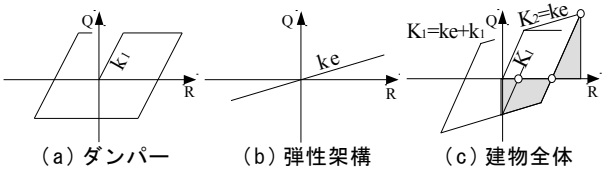
本研究では，残留変形抑制機構を部材内部に内蔵するRC梁の加力実験を行った。本論文では，残留変形の抑制機構，実験概要，残留変形の抑制効果，損傷抑制状況，残留変形を許容範囲以内に抑制する条件などを述べる。

2. 残留変形抑制機構と本研究の位置づけ

残留変形を積極的に抑制する構造は，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**図－1 (a)**に示すような変形依存型の完全弾塑性型履歴特性であれば，建物の履歴特性は**図－1 (b)**の弾性抵抗要素と合わせて，**図－1 (c)**の履歴特性となる。制震構造や免震構造では**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，建物の履歴特性の相乗効果[2)]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存振動により残留変形を抑制する効果が発揮される可能性がある。本研究は部材の履歴特性を**図－1 (c)**にすることで建物の履歴特性を



図－1　制震構造の復元力特性

図－1 (c)に近づけ，その効果を発揮させる狙いである。

本研究の耐震構造は構造体の履歴特性を制御する観点からすると，免震構造より制震構造に近いことになる。

制震構造は，地震時の変形をエネルギー吸収要素のダンパーに集約して，最大応答層間変形角を1/120rad.程度にして残留変形も抑制するが，耐震構造は変形の集約が難しい。現時点では，最大応答層間変形角が1/100rad.～1/50rad.に達することを許容し，残留変形を抑制する。

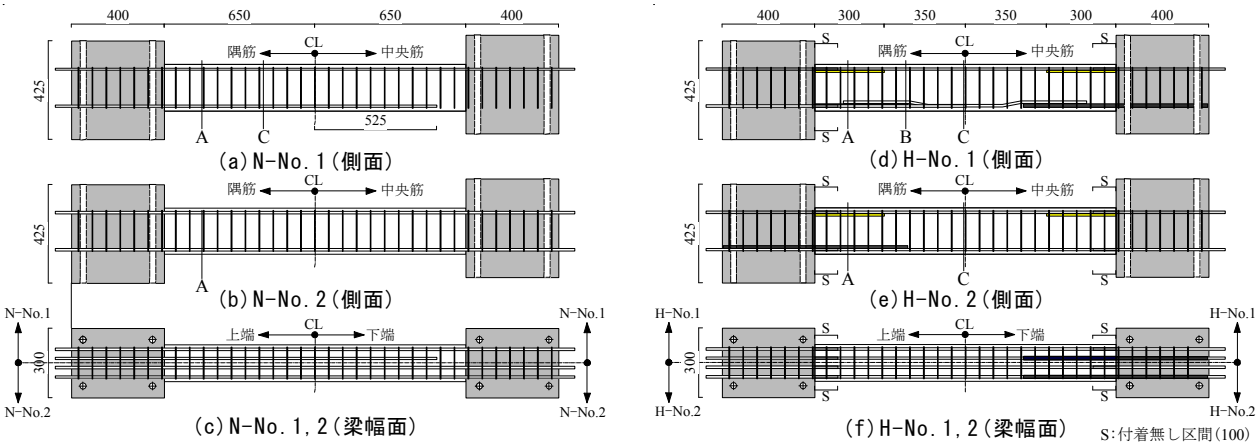
耐震構造で残留変形を抑制する研究は，鋼構造[3)]やプレストレストコンクリート構造[4)]でプレストレスを導入して行われている。しかし，プレストレスの導入作業と管理や，プレストレスの導入によりPC鋼材が弾性抵抗できる範囲が小さくなる問題がある。本研究はプレストレスを導入しない。一方，RC造の耐震構造では，残存振動を考慮して残留変形を評価する研究[1)]にとどまり，構造体自体で残留変形を積極的に抑制する研究はない。

残留変形を抑制するためには先ず損傷抑制が不可欠である。RC部材の損傷抑制はヒンジ領域の主筋の付着を無くしてコンクリートの劣化を防ぐ優れた方法[5)]が提案されている。しかし，その方法では残留変形抑制の性能を有していない。本研究は，その損傷抑制方法も利用して残留変形を抑制する機構をRC部材の内部に内蔵させる。

3. 残存振動と準静的加力方法

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**)の成分と自由振動の成分からなる。井上ら[2)]は，鋼構造建物を対象にして，残存地動を無視して自由振動して一定値に収束する残留変形は，残留変形を抑制する

*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 試験体の形状と配筋

表－１ 梁の断面リスト

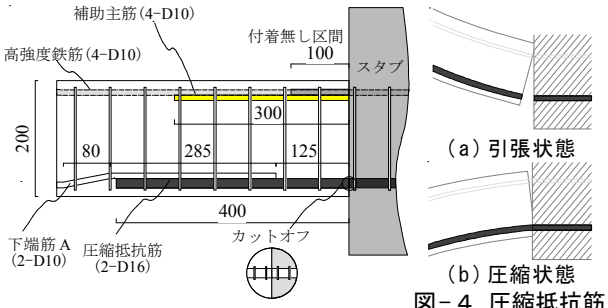
試験体	N-No.1	H-No.1		H-No.2	N-No.1	N-No.2	H-No.1	H-No.2
位置	A	A	B	A	C	A	C	C
梁断面								
B×D	160×200							
上端主筋	4-D10	4-D10(H)			4-D10		4-D10(H)	
上端補助筋	――	4-D10			――			
下端主筋	2-D10		4-D10					
圧縮抵抗筋	――	2-D16		2-D13	――			
あばら筋	4-D3.5@60							

(H)：高強度鉄筋 ●:圧縮抵抗筋

表－２ 使用材料の力学的特性(単位：N/mm²)

	試験体	Ec(×10⁴)	σ_B	$_C\varepsilon_B$(%)
コンクリート	N,H-No.1	2.88	40.7	0.246
	N,H-No.2	2.92	49.5	0.273
	種類	Es(×10⁵)	σ_y	σ_P
鉄筋	D10	1.80	383	――
	D10(H)	1.87	1085	820
	D13	1.83	380	――
	D16	1.81	366	――
	D3.5	2.05	385	――

σ_B：圧縮強度
σ_y：降伏強度
Ec：コンクリートのヤング係数
Es：鉄筋のヤング係数
$_C\sigma_B$: 圧縮強度時のひずみ度
σ_P：比例限界



図－３ 梁端部の詳細(H-No. 1)

図－４ 圧縮抵抗筋の挙動

目的であれば安全側の推定値としている。建物の全ての部材の履歴特性を同形状にすることを前提にすると，部材の復元性は建物の復元性と等価になり，部材自体の履歴特性で振動を考えられる。部材自体だけで残留変形を抑制する性能を，安全側で検証するのであれば，残存地動を無視して自由振動だけを考慮する準静的加力は有効な方法と言える。この方法を本研究の実験に利用する。

4. 残留変形抑制機構を内蔵するRC梁の加力実験

4.1 残留変形抑制機構

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。下端筋には普通鉄筋を配筋し，1/200rad.程度で降伏させ，それ以降の変形では下端筋の降伏によりエネルギーを吸収させる形で残留変形抑制機構を内蔵させる。これの履歴特性と，残存振動により残留変形を抑制する。

4.2 実験概要

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験体H-No.1(H-γ05-QS)，H-No.2(H-γ10-QS)(以後，**改良型梁**)と，普通鉄筋を用いた比較用試験体N-No.1(N-γ05-QS)，N-No.2(N-γ10-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体とも普通強度とし，N-No.1, H-No.1は2本，N-No.2, H-No.2は4本である。梁端の上端筋に対する複筋比γはN-No.1, H-No.1では0.5で，N-No.2, H-No.2では1.0である。スパン中央は長期荷重を想定し4体ともγを1.0とした。

改良型梁ではヒンジ領域のひび割れを防止するために平石[5)]の方法を採用した。梁端の主筋は全て梁せいの1/2である100mm区間の付着を無くし，補助主筋を配筋した。**図－３**にH-No.1の梁端部詳細を示す。上端筋が高強度のため，上端筋が曲げにより引張側になる状態では下端筋側のコンクリートの圧縮破壊が生じ易くなるので，そのような応力状態では，下端筋側の 補助主筋が圧縮抵抗できるようにその軸上のスタブ内に鉄筋を配筋して，それらの鉄筋同士で圧縮を伝達できるようにしている。これらの鉄筋は，引張力を受けると**図－４(a)**のように離れて，圧縮力を受けると**図－４(b)**のように接して圧縮抵抗する。本研究ではこれらの鉄筋を圧縮抵抗筋と呼ぶ。梁内に配筋される鉄筋は，前述の補助主筋の役割も兼ねる。H-No.1とH-No.2の梁端は圧縮抵抗筋を含めたγは1.9である。H-No.1は圧縮抵抗筋とスパン中央の下端筋Aが重なるため，下端筋Aは**図－３**のように折り曲げて配筋した。せん断補強筋比は全ての試験体で0.4%である。**表－２**に使用材料の力学的特性を示す。

4.3 加力方法と加力履歴

図－５に変形の測定状況を示す。変位計によって左右のスタブ間の鉛直変位およびスタブの回転角，梁の軸方

向変位を測定した。また歪ゲージによって主筋のひずみを測定した。さらに鉛直ジャッキの荷重を測定し，梁の曲げモーメント分布を推定できるようにした。

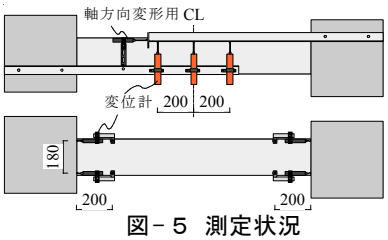
図－６に加力方法とモーメント分布を示す。左右の梁端の曲げ剛性は異なるが，両スタブの回転角が等しくなるように2台のジャッキで制御し，鉛直荷重を加力した。

残存振動時の加力履歴の規則は，目標の最大経験変形角Rmaxに達した後，**図－７**に示すように除荷時に排出される弾性エネルギーEeと，負側に載荷して消費される弾塑性歪みエネルギーEsが等しくなる変形まで進めて除荷した。この後の除荷もこれを繰り返してEe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rReを特定した。この後，次の目標のRmaxへ移行させる。Rmaxは**図－８**に示すように正，負の順で目標値とした。減衰による消費エネルギーは無視した。

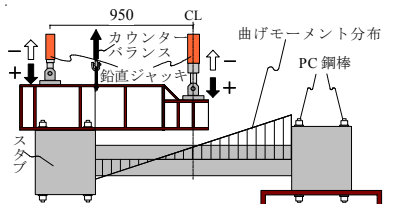
また，本実験では大地震時の本震後に相応の余震が生じると想定して，余震に対する検証も行った。余震での残留変形の抑制効果を検証するため，**図－９**に示すようにRmaxを1/50rad.から1/200rad.に戻して，1/50rad.まで再度加力を行った。この後は想定外の大地震に対してRmaxを1/33rad.へ徐々に進めて抑制効果を検証した。

4.4 梁のせん断力－変形角関係と破壊状況

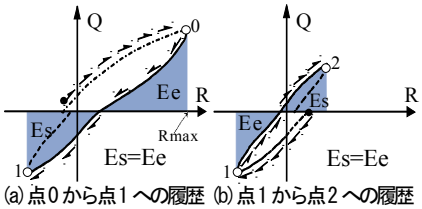
図－10にせん断力―変形角関係を示す。図中に曲げひび割れ，主筋の降伏および圧縮破壊が起きた時点を示している。上端筋を普通強度にした従来型梁は，最大経験変形角Rmaxが大きくなると残留変形角rReも連動して大



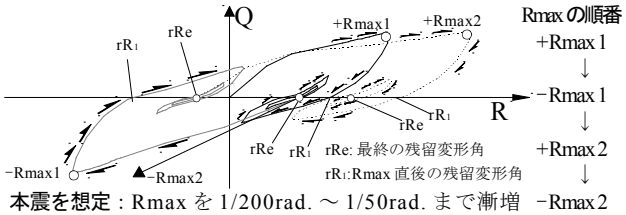
図－５　測定状況



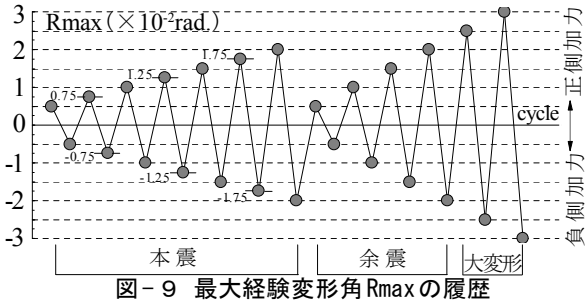
図－６　加力方法と曲げモーメント分布



(a) 点0から点1への履歴　(b) 点1から点2への履歴
図－７　残存震動時の加力規則



本震を想定：Rmax を 1/200rad. ～ 1/50rad. まで漸増
余震を想定：再度 1/200rad. まで戻り，Rmax を 1/50rad. まで漸増
想定外の大地震を想定：Rmax を 1/50rad. ～ 1/30rad. まで漸増
図－８　残留振動時の残留変形角を特定するための加力履歴



図－９　最大経験変形角Rmaxの履歴

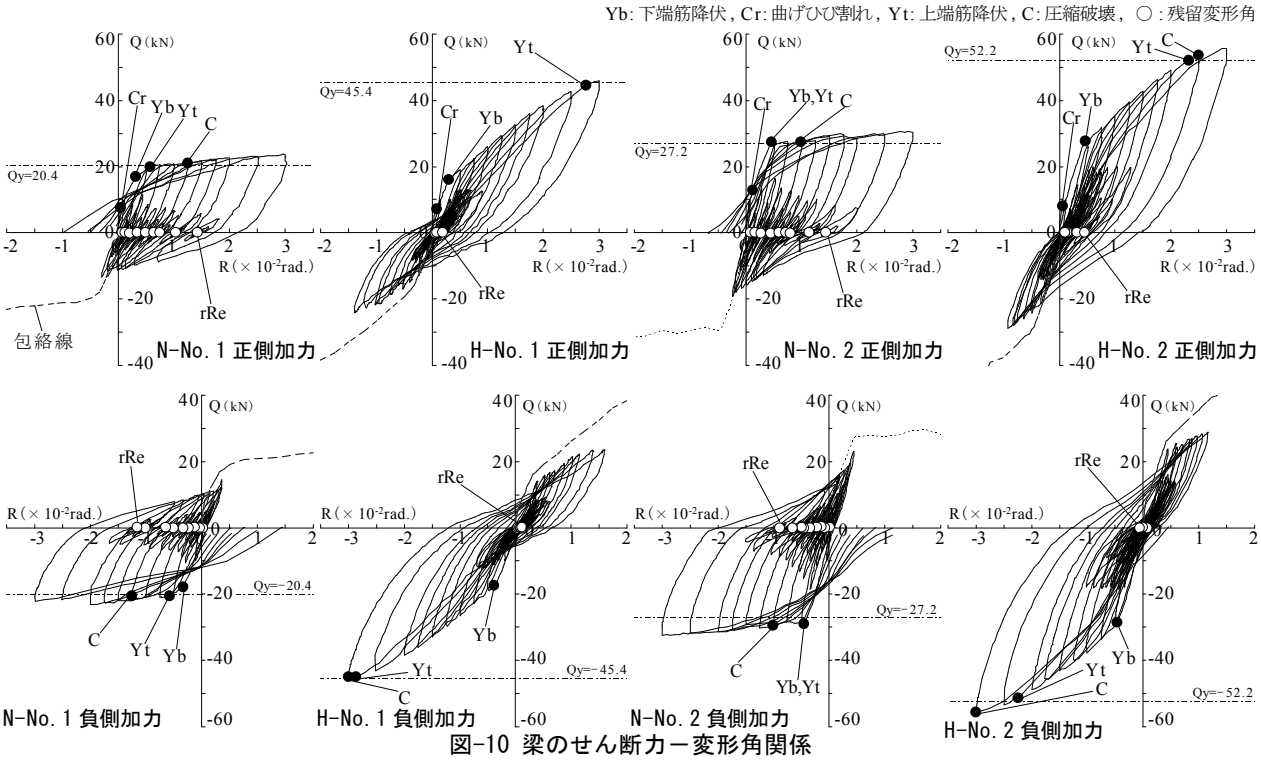


図-10 梁のせん断力－変形角関係

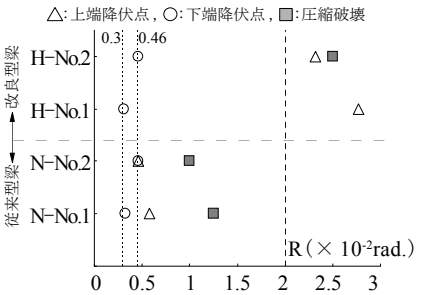


図-11 主筋の降伏・圧縮破壊発生時の変形角（正加力時）

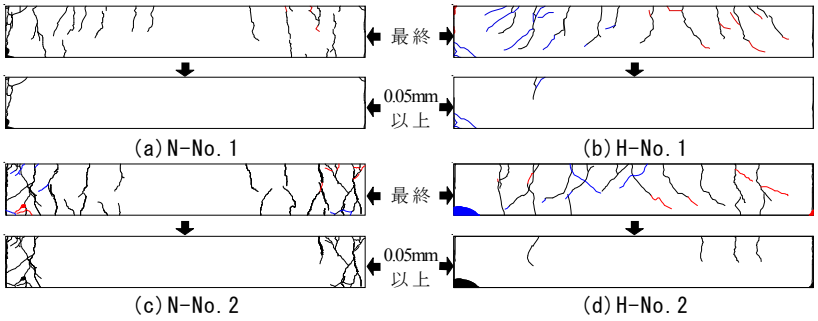


図-12 1/33rad. 経験後のひび割れ（上）と幅0.05mm以上のひび割れ（下）

きくなっている。しかし，上端筋を高強度鉄筋とした改良型梁は，Rmaxが1/50rad.になっても残存振動の効果によりrReが零に近づいた。

また図-11には正加力時の各現象の発生時の変形角を示す。下端筋の複筋比が0.5のN-No.1とH-No.1は，約1/333rad.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1/200rad.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1/40rad.程度まで上端筋が弾性抵抗した。改良型梁は狙いどおり1/200rad.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ている。これにより，梁の履歴特性は高強度鉄筋が降伏する大変形までは，図-１(c)の制震構造の履歴特性に近づいたことになる。今回の改良型梁の二次剛性は初期剛性に対する比がH-No.1では21％でH-No.2では22％であった。この程度の二次剛性比の梁で構成されるRCラーメンは制震構造と同様に残留変形を抑制できることになる。

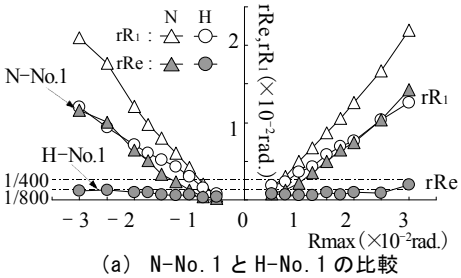
4.5 損傷抑制

図-12に1/33rad.までに確認されたひび割れ状況と，ひび割れ幅が0.05mm以上のひび割れ状況を示す。N-No.1，H-No.1は梁端で引張抵抗する下端筋が上端筋の半分であるため，下端側のひび割れが少ない。

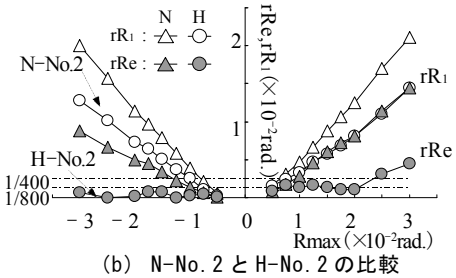
改良型梁ではヒンジ領域はひび割れが梁端に限定され，梁端のひび割れを除くと，ヒンジ領域のコンクリートに曲げひび割れとコンクリートの圧縮破壊などの損傷は生じていない。またヒンジ領域より内側の区間の梁主筋は何れも弾性範囲にあるため，除荷後，ひび割れが閉じて幅が0.05mm以上のひび割れは極めて少なくなっている。ヒンジ領域以外の損傷も抑制されている。H-No.2は左端の下端側で圧縮破壊が生じているが，これは1/40rad.の大変形で生じたものである。H-No.1は圧縮抵抗筋の断面積が大きいため，1/33rad.の負サイクルを経験するまで圧縮破壊しなかった。また改良型梁の梁端のひび割れ幅は残存振動によりかなり小さくなった。

5. 残留変形の抑制効果

図-13に各ループの最終の残留変形角rReの絶対値と最大経験変形角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。同図には，図-８で示されている

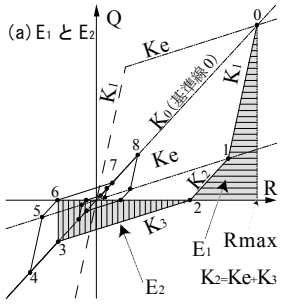


(a) N-No. 1 と H-No. 1 の比較



(b) N-No. 2 と H-No. 2 の比較

図-13 残留変形角－最大経験変形角関係



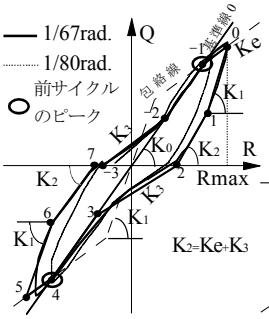


図-14 文献6)のモデル

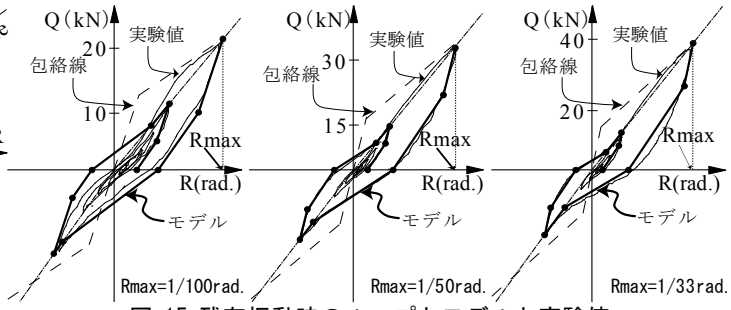


図-15 残存振動時のループとモデルと実験値

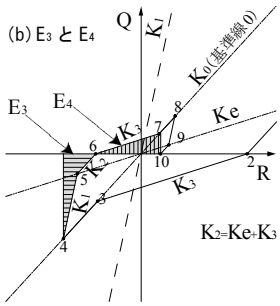


図-16 原点を中心に振動

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rR_1の絶対値も示している。rReはrR_1に対して大幅に小さくなり，残存振動と二次剛性の相乗効果により，最終の残留変形角は許容範囲（1/400rad.以内）に抑制されている。

6. 残留変形を許容範囲に抑制する条件

6.1 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6）で**図-14**のようにモデル化されている。このモデルは次の経路を辿る。点-3から点-2までは，一定の剛性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K1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K2で低下する。負加力側も正加力と同様に点2から点7の経路をたどる。

図-15に本実験のH-No.1で，最大経験変形角Rmaxが1/100, 1/50, 1/33rad.の場合の残存振動時の履歴ループに対して，**図-14**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。文献6）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が，残存振動時のループにも適用できることが確認できる。

6.2 残留変形角rReを許容範囲に抑制する条件

6.2.1 原点を中心に残存振動する場合

文献6）に**図-14**のモデル化の履歴ループで最大変形後，残存振動してrReが0に収束する条件式を示している。そこでは**図-16**に示す考え方に基づき，条件式を誘導している。**図-16(a)**に示すように点2から基準線0に達する保証があると，点0から点3までを結ぶ形状は，負側に反転して**図-16(b)**の点4から点7まで結ぶ形状と相似になる。これは，このモデルの場合，E_1がE_2より大きいこと，E_3もE_4より大きいことを保証することになる。これ以降の除荷でもE_5とE_6も同様になる。ひずみエネルギーE_1, E_3, E_5, E_7は振動しながら塑性エネルギーにより減少するため，半サイクルごとに振幅は小さくなる。この時，原点を中心に振動するので最終的には残留変形は零になる。よって点2から基準線0に到達することが，rReが零になる条件になる。この条件に基づいて誘導した有意な条件式を下記の(1)式に示す。

$$\alpha_3 < \left\{(2A+1)\alpha_0 - \sqrt{4A+1}\,\alpha_0\right\}/2A \qquad (1)$$

ただし $0 < \alpha_3$とする

ここに

$$A = \frac{\left\{\alpha_0^3 \mu\max^2 + (\alpha_0 \mu\max - 1)^2 (1-\alpha_0)\right\}}{(1-\alpha_0)^2} \qquad (2)$$

$$\alpha_0 = K_0/K_1 \qquad (3)$$

$$\alpha_3 = K_3/K_1 \qquad (4)$$

$$K_0 = Qmax/Rmax \qquad (5)$$

$$Qmax = Qy + Ke(Rmax - Ry) \qquad (6)$$

$$\mu\max = Rmax / Ry \qquad (7)$$

$$\alpha e = Ke/K_1 \qquad (8)$$

α_0を整理すると

$$\alpha_0 = 1/\mu\max + \alpha e(1 - 1/\mu\max) \qquad (9)$$

6.2.2 原点を必ず通過しながら残存振動する場合

図-17(a)のように点2から原点を通る剛性K_1の傾きの直線（以後，基準線1）に到達し，その到達点3で直ぐ，除荷に反転する場合を考える。**図-14**のループのモデルに従い，E_3とE_4が等しくなる点5で除荷に転じ，この後は点0から点3の移動と同様に，点5から基準線1上の点8に達する。点0と点5が基準線0上にあり，点5から点8までの形状が点0から点3までの形状と相似であると，点8が基準線1上にあることは保証される。

この後の振動でも，その相似性は保持され，基準線1上の原点を必ず通過しながら振動が減衰する。この振動が減衰することは，最終的なrReが零になることを意味する。すなわち，点2から基準線1に達することもrReが零になる条件になる。この条件に基づいて誘導した有意な条件式は，下記の(10)式になる。

$$\alpha_3 < \left\{(2A\alpha_0+1) - \sqrt{4A\alpha_0+1}\right\}/2A\alpha_0 \qquad (10)$$

ただし$0 < \alpha_3$とする

図-18に二次剛性比αeによって変化するα_3－α_0関係を示す。破線が(1)式の境界の曲線で，実線が(10)式の境界の曲線である。それぞれの条件を満足するα_0とα_3の領域は，各曲線よりα_3が小さい領域である。点2から基準線0に到達するエネルギーよりも，**図-17(a)の**点2から

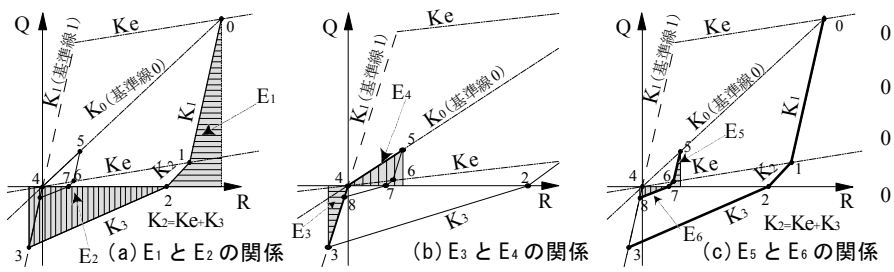


図-17 原点を必ず通過する場合

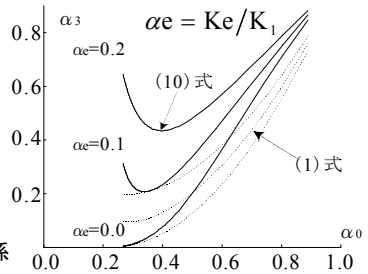


図-18 α_3－α_0関係

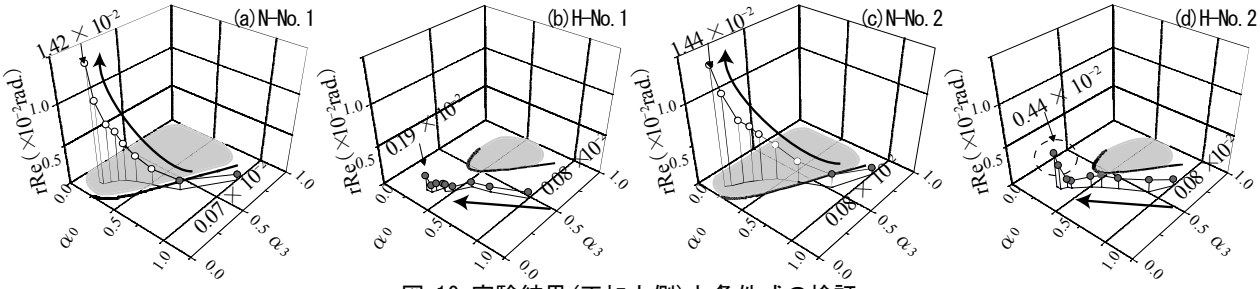


図-19 実験結果(正加力側)と条件式の検証

基準線1に到達するエネルギーの方が小さくてよい。このため, rReを零に抑制するα_0とα_3の領域は, (1)式より(10)式を満たす領域の方が広くなる。よって改良型梁では残留変形角を零に抑制する条件式は(10)式となる。α_eが0.0の曲線は従来型梁を意味する。**図-18**は従来型梁でもrReが零になる領域が存在することを示唆している。

6.3 条件式を満足する領域と実験結果の比較

図-19に(10)式を満足する領域と実験結果を比較して示す。Z軸を残留変形角rReとし, X軸をα_0, Y軸をα_3とする。●と○は実験値である。●は(10)式を満足する領域のもので, ○は満足しない領域のものである。実験値は, 正側加力でRmaxを与えて残存振動加力を行ったものである。α_0は(9)式による値とし, KeとK1はせん断力ー変形角関係の実験値を用いた。α_3もRmaxに対応する同関係の実験値K3を用いた。条件式(10)式の誘導で用いたループのモデルは近似であるため, 実験値のrReは必ずしも零にならない。**図-19(d)**の点線で囲むデータを除くと, 他の●のrReは0.6～1.9×10^{-3}rad.に抑制されており, ほぼ零に近い。点線で囲んだデータは1/40rad.でコンクリートに圧縮破壊が生じたものである。復元性が低下したことにより(10)式の対象外となり, rReが4.4×10^{-3}rad.になったと考えられる。**図-19(a)**, **(c)**の従来型梁でも(10)式を満足する領域の●は0.7～1.7×10^{-3}rad.に抑制されている。(10)式を満足しない領域では, Rmaxが大きくなるにつれて, (10)式の境界から離れたrReが増大している。

以上のことから(10)式を満足するα_0とα_3の領域はrReを1.0×10^{-3}rad.程度に抑制でき, (10)式は本研究で目標にしている「最大変形角が1/50rad.に達してもrReを許容範囲(1/400rad.以下)に抑制すること」を十分達成できる条件式と言える。

Ry, Ke, K3の評価方法は別報で報告する予定である。

7. まとめ

上端筋を高強度鉄筋にすることで残留変形抑制機構を部材内部に内蔵させたRC梁の加力実験を行った。

以下に検討した結果をまとめる。

(1) 上端筋が高強度鉄筋の改良型梁は, 1/200rad.までに普通鉄筋の下端筋が降伏してエネルギー吸収を開始して高強度鉄筋の上端筋が大変形域まで弾性抵抗して直線の二次剛性を発揮した。これにより梁の履歴特性が制震構造の履歴特性に近づき, 最大経験変形後の残存振動により残留変形が零に近づいた。

(2) 改良型梁ではヒンジ領域に平石らの損傷抑制方法を用い, それ以外では梁主筋が弾性を維持することにより梁の損傷をかなり抑制できた。また梁端の曲げひび割れの幅も残存振動により小さくなった。圧縮抵抗筋は大変形域でのヒンジ領域の圧縮破壊を抑制した。

(3) 提案した改良型梁は, 残存振動と二次剛性の相乗効果により残留変形角rReを抑制できる。二次剛性比が22%程度であれば, 最大変形角が1/50rad.を経験しても残留変形角rReを0.8× 10^{-3}rad.以下に抑制できた。

(4) 文献6)で提案している残存振動時の履歴ループのモデルは改良型梁の実験結果を精度よく近似できた。

(5) 残留変形角rReが許容範囲に抑制される条件式(10)式を誘導した。この条件を満足する場合, 実験の残留変形角rReの実験値は1/800rad.以下に抑制された。

(6) 条件式(10)式は従来型梁にも適用でき, 残留変形が零になる場合が存在することが明らかになった。条件を満足する場合, 残留変形角rReは1/800rad.以下に抑制され, 満足しない場合, Rmaxに伴ってrReが増加した。

参考文献

1) 横地未咲, 高橋典之, 中埜良昭:弾性応答スペクトルを用いたRC構造物の残留変位推定手法の検証, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)pp.95-96, 2011.8

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) 池永昌容, 長江拓也, 中島正愛ほか:残留変形低減をめざしたセルフセンタリング柱脚の開発と載荷実験, 日本建築学会構造系論文, 第612, pp.223-230, 2007.2

4) 菅田昌宏, 中塚佶:アンボンドPC圧着工法によるエネルギー吸収型高復元部材の荷重ー変形関係に関する実験的検討, 日本建築学会構造系論文第585, pp.153-159, 2004.10

5) 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

6) 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)pp423-424, 2011.8