

論文 高強度鉄筋を用いて骨格曲線と残留変形を制御した RC 梁に関する実験的研究

川添 敦也*1・塩屋 晋一*2

要旨: 普通鉄筋を用いた RC 梁の上端筋をすべて高強度鉄筋に置き換えることにより, せん断力と部材角の関係において, 下端筋が降伏後に二次剛性を発揮させることができる。二次剛性は, 大地震により大変形した RC 建物の残留変形の抑制に効果的である。このような梁に想定を超える部材角が生じると, 部材応力が増大し, その結果, 建物の層せん断力も過大になる。本研究では, 下端の普通鉄筋の断面積と上端筋の高強度鉄筋の降伏点を調整することにより, 残留変形および最大せん断力を制御した RC 梁について加力実験を行い, その有効性について明らかにした。

キーワード: 残留変形, 二次剛性, 高強度鉄筋, 骨格曲線, 履歴特性, 損傷抑制

1. はじめに

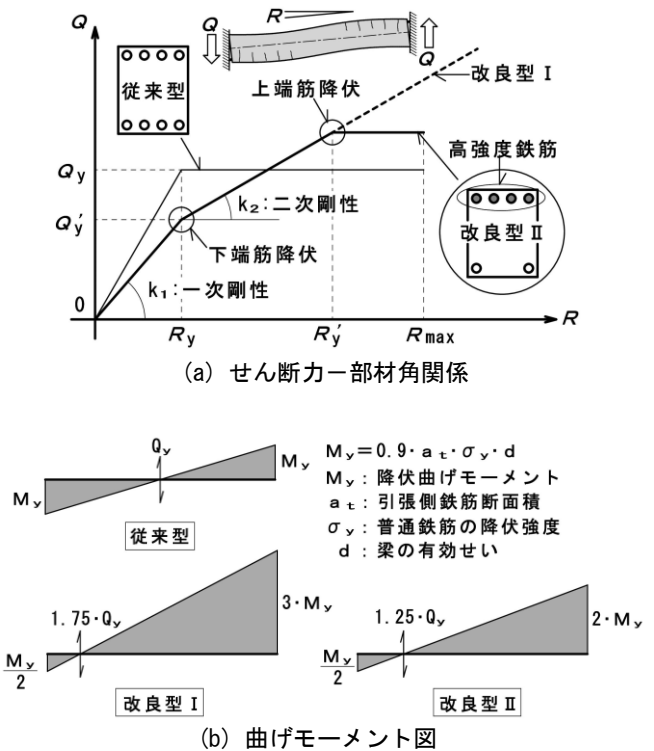
鉄筋コンクリート (以下, RC) 造建築物の設計においては, 1981 年の新耐震基準が施行されて以降, 建物の靱性を重視し, 塑性ヒンジによるエネルギー吸収能力を期待した保有水平耐力計算が行われている。これにより RC 造建物に脆性的な倒壊が発生しにくくなったが, 塑性ヒンジの変形による残留変形を抑制するための対策は十分にとられていない。建物のコストと長寿命化の観点から, 免震・制震構造に用いられる高価なデバイスを用いなくても, RC 躯体自身の性能により大変形後の残留変形を抑制し, 軽微な補修で継続使用が可能な建物が望ましい。

中低層の RC 造建物を対象に, 柱の長期軸力による復元モーメント¹⁾と, 残留変形を抑制する RC 梁^{2,3)}の相互作用により地震後の残留変形を抑制する設計方法が提案されている。RC 梁の上端筋を高強度鉄筋を用いると, 大変形時に下端の普通鉄筋が降伏した後も二次剛性を発揮する。このような梁を有する建物は, 地震時にフレームが全体崩壊形を形成した後も制震構造と同様の二次剛性を発揮し, 残留変形の抑制効果が期待できる。しかし, 建物の大変形時に, 二次剛性による梁の応力の上昇に伴い層せん断力が大きく上昇する為, 柱のせん断補強が通常の建物以上に必要になり, 柱のせん断設計が困難になる可能性がある。そこで本研究では, 想定される大変形時の残留変形を二次剛性によって抑制し, 想定外の変形に対しては, 上端筋を降伏させて部材応力の上昇を抑える RC 梁を提案する。

2. 提案する RC 梁

改良型の RC 梁 (以下, 改良型) を従来型の梁 (以下, 従来型) と比較して図-1 に示す。主筋をすべて普通鉄

筋とする従来型に対して, 改良型は上端筋を高強度鉄筋に置き換え, 下端の普通鉄筋の断面積は従来型の半分とする。せん断力 Q と部材角 R の関係においては, 改良型は従来型よりも低いせん断力 Q_y' で降伏し, それ以降は, 高強度鉄筋が弾性を保つことにより二次剛性 k_2 を発揮する。文献 2) では, 改良型 I のような履歴を示す試験体について実験を行っている。この試験体では, 普通鉄筋を大幅に上回る降伏強度を持つ高強度鉄筋を用いており, 部材角が $1/50\text{rad}$ を超える大変形時でも高強度鉄筋は弾性を保ち, 残留変形は無視できる程度に抑制するこ



*1 鹿児島工業高等専門学校 都市環境デザイン工学科教授 博士(工学) (正会員)

*2 鹿児島大学大学院 理工学研究科教授 博士(工学) (正会員)

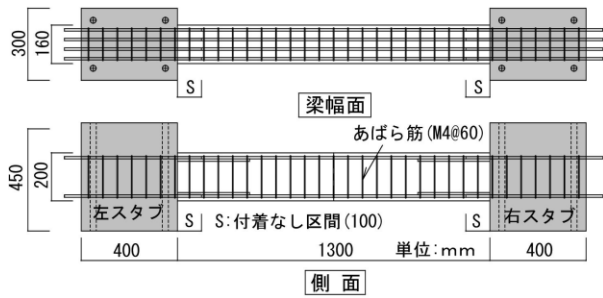
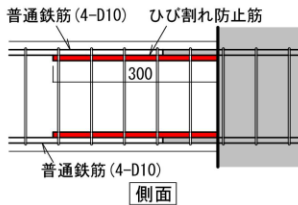
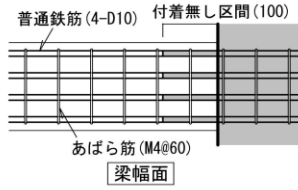


図-2 試験体の形状と配筋

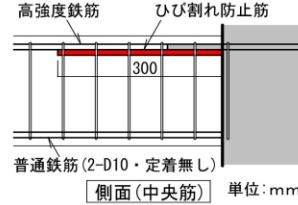
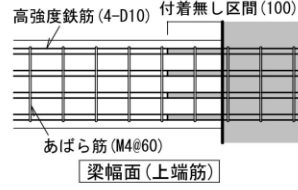
表-1 梁断面のリスト

N-345 (従来型)		H-685 (改良型Ⅱ)	
中央	端部	中央	端部
上端筋	4-D10	4-D10 (高強度)	4-D10 (高強度)
下端筋	4-D10	4-D10	2-D10 (定着あり)
あばら筋			

□ - M4 @60 (1本あたり有効断面積: 8.78mm²)



(a) N-345 (従来型)



(b) H-685 (改良型)

図-3 梁端部の詳細図

表-2 使用材料の機械的性質

コンクリート	E_c	σ_B	$c \varepsilon_B$	E_c : ヤング係数 [$\times 10^4 \text{N/mm}^2$] σ_B : 圧縮強度 [N/mm^2] $c \varepsilon_B$: 圧縮強度時のひずみ [%]	
N-345, H-685	2.21	43.2	0.292		
H-No.1	2.88	40.7	0.246		
鉄筋	E_s	σ_y	σ_p	E_s : ヤング係数 [$\times 10^5 \text{N/mm}^2$] σ_y : 降伏応力度 [N/mm^2] σ_p : 比例限界 [N/mm^2]	
N-345	D10(SD345)	1.96	395		—
	D10(SD685)	2.05	743		—
H-685	D16	1.96	357		—
	M4.0(あばら筋)	—	524		—
H-No.1	D10(SD345)	1.80	383		—
	D10(SD980相当)	1.87	1085	820	
	D16	1.81	366	—	
	D3.5(あばら筋)	2.05	385	—	

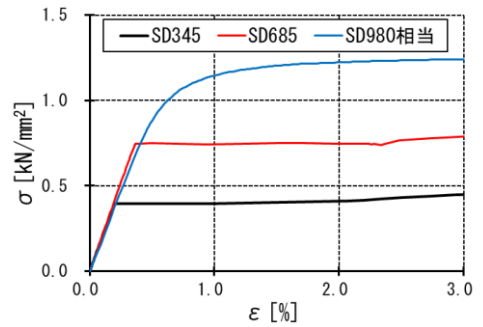


図-4 鉄筋の $\sigma - \varepsilon$ 関係

とができる。このような梁では、仮に降伏強度が普通鉄筋の3倍の高強度鉄筋を用いた場合、想定外の部材角が生じて上端筋が降伏すると、最大せん断力は従来型の約1.75倍に達する。そこで本研究では、改良型Ⅱのような履歴特性を持つ梁を提案した。この梁ではクライテリアとして設定する最大部材角 R_{max} に達する前の R_y で高強度鉄筋を降伏させることにより、せん断力の大幅な上昇を避ける。 R_{max} は $1/50\text{rad}$ 程度を想定している。仮に普通鉄筋の2倍の降伏強度を持つ高強度鉄筋を用いた場合、梁の最大せん断力は従来型の約1.25倍に留めることができる。また、 R_y に達するまでは残留変形はほとんど発生せず、 R_y に達して以降は、 R_{max} に達するまで高強度鉄筋が塑性変形することにより残留変形は増加する。最終的に R_{max} に達しても残留変形を無視できる程度の $1/400\text{rad}$ 以下に抑制することを目指す。地震後の残留層

間変形角が、 $1/200\text{rad}$ を超えると、耐力上の問題が無くても使用上あるいは視覚上の問題から継続使用が困難になる場合がある⁴⁾。施工誤差や不同沈下による影響等を考慮すると地震による残留変形は $1/400\text{rad}$ 程度に抑えることが望ましいと考えられる。

本研究では、提案する梁の有効性を明らかにするため、従来型と改良型Ⅱの梁試験体の加力実験を行い、過去に実験が行われた改良型Ⅰ(H-No.1)の試験体と合わせて比較検討を行った。

3. 実験

3.1 試験体

試験体の形状と配筋を図-2に、梁の断面を表-1に示している。主筋はすべてD10を用いている。従来型試験体N-345では、上下端筋に普通鉄筋SD345を4本ずつ

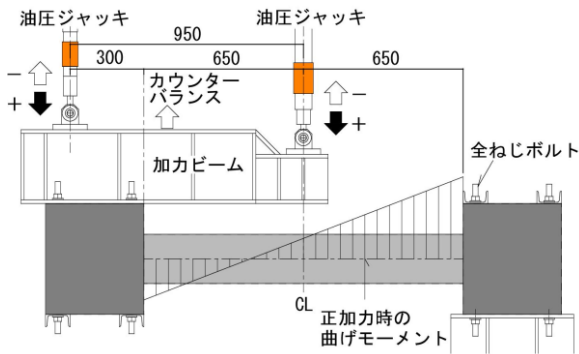


図-5 加力状況(試験体正面)

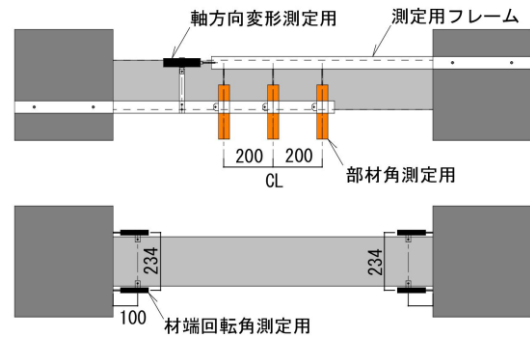


図-6 測定状況(試験体背面)

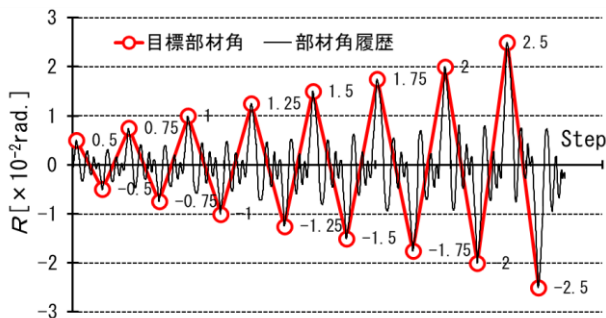


図-7 変位履歴 (H-685)

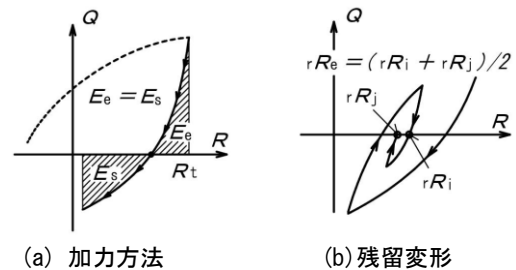


図-8 準静的加力

用いている。改良型試験体 H-685 では、上端筋に高強度鉄筋 SD685 を 4 本用いている。また、下端筋には普通鉄筋 SD345 を 4 本用いているが、その内の 2 本はスタブへの付着あり、2 本は付着無しとしている。部材端部の詳細を図-3 に示す。いずれの試験体も降伏機構分離型⁵⁾の損傷抑制の処置が施されている。一般に梁が大変形すると、柱フェイスから梁せいの半分程度の区間が塑性ヒンジ領域となり、コンクリートの損傷が生じる。従って、試験体のスタブフェイスから梁せいの半分の 100mm の区間で主筋とコンクリートとの付着を除去しており、ひび割れ防止筋を配筋している。ひび割れ防止筋は、主筋の付着無し区間における補助主筋⁶⁾の役割があり、普通鉄筋の主筋と同じく径を D10、材質を SD345 とした。改良型では、上端の高強度鉄筋が降伏した時に、下端のコンクリートの圧縮応力度が圧縮強度に対し十分に余裕があるように、圧縮抵抗筋 2-D16 で補強している。これらは、引張で抵抗しないようにスタブフェイス部でカットオフされており、ひび割れ防止筋を兼ねている。また、あばら筋として、長ボルト M4.0(有効断面積 8.78mm²)を使用している。以上の 2 体に加えて、文献 2)において、高強度鉄筋に SD980 相当を用いた試験体 H-No.1 の実験結果とも比較検討を行うが、H-No.1 の形状寸法および配筋方法は H-685 と概ね同一である。

材料の機械的性質を表-2 に、引張試験による鉄筋の応力度 σ とひずみ度 ε の関係を図-4 に示している。H-No.1 で使用された SD980 相当の鉄筋では明確な降伏点

は現れないが、本実験で使用した SD685 は、普通鉄筋と同様に明確な降伏点を有しており、降伏点と比例限界はほぼ一致する。

3.2 加力方法と測定状況

加力状況を図-5 に示す。加力は、左右のスタブを上下方向に平行に移動させるために、2 台の油圧ジャッキを用いて行う。荷重はそれぞれの油圧ジャッキに取り付けたロードセルにより測定し、それらの値を足し合わせるにより梁部分に作用するせん断力が得られる。図-6 に変位計による測定状況を、測定目的別に示している。試験体の背面にはスタブに取り付けた測定フレームを介して部材角測定用の変位計が 3 台設置されており、これらの測定値が同一になるように加力することによってスタブを平行に保つ。また、測定フレームには材軸方向の変位を測定するための変位計が取り付けられ、材端部には塑性ヒンジ領域の回転角を測定するための変位計が取り付けられている。鉄筋のひずみをひずみゲージで測定しているが、いずれもスタブのフェイスから 15mm の位置に貼付している。

H-685 の変位履歴を図-7 に示す。N-345 では部材角が $\pm 2.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ に達するまで、H-685 では部材角が $\pm 2.5 \times 10^{-2} \text{rad}$ に達するまで、目標部材角を漸増させた。さらに各目標部材角に達した後は、準静的加力^{2,3)}を行うことにより残留部材角を確定させた。図-8 に準静的加力について示す。準静的加力は、部材角がピークに達した後の自由振動を想定した加力方法であり、除荷時に放出さ

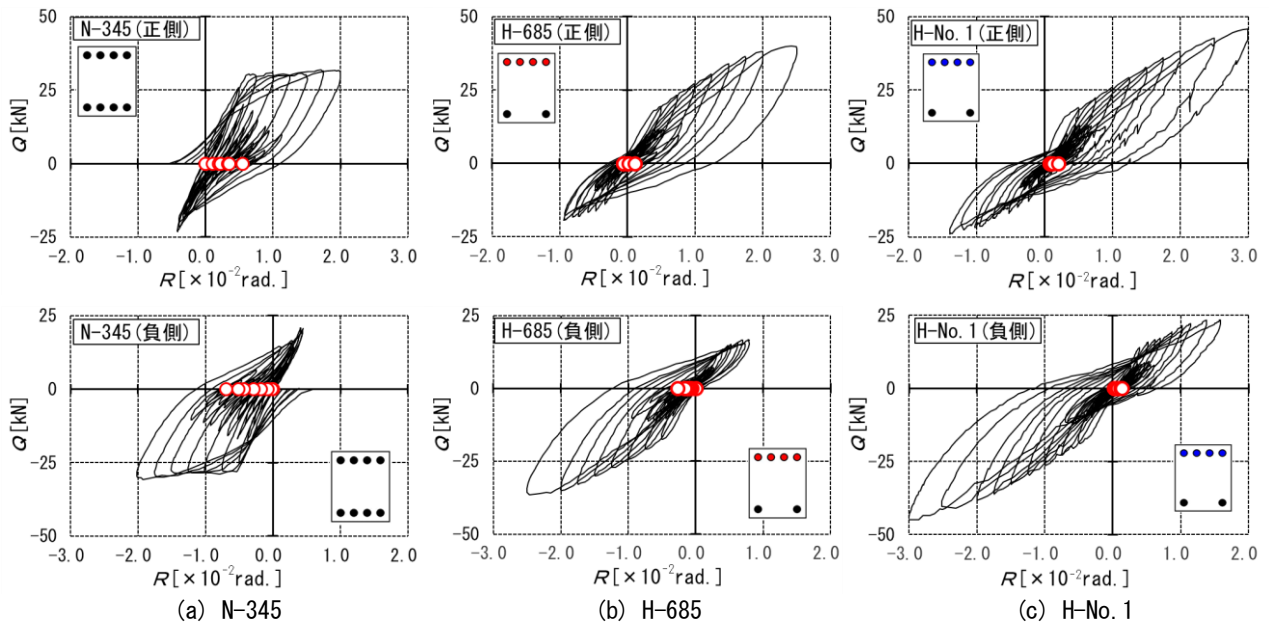


図-9 せん断力-部材角関係

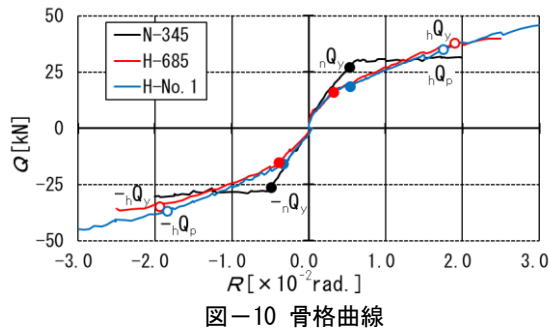


図-10 骨格曲線

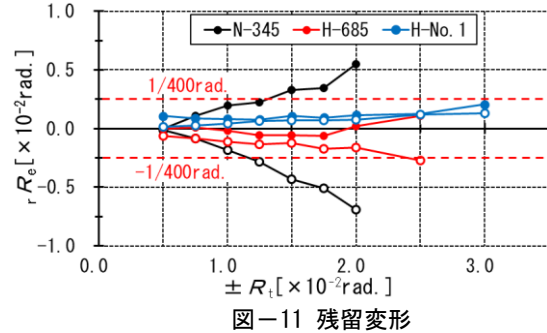


図-11 残留変形

れるエネルギー E_e と再加力時に入力するエネルギー E_s が等しくなるように加力と除荷を繰り返す(図-8(a))。十分に振幅が小さくなった時点で残留変形が得られる(図-8(b))。

4. 実験結果

4.1 せん断力と部材角の関係

せん断力 Q と部材角 R の関係を図-9に示す。試験体ごとに正側加力と負側加力に分けて示している。試験体N-345、H-685およびH-No.1では、それぞれ R が $\pm 2.0 \times 10^{-2}$ rad., $\pm 2.5 \times 10^{-2}$ rad.および $\pm 3.0 \times 10^{-2}$ rad.に達するまで加力している。図中の○印は、各目標部材角 R_t に達した後、準静的加力が終了した時点を示しており、この時の部材角は残留変形の大きさを示す。残留変形 rR_e はいずれの試験体でも R_t の増加に伴って増加するが、従来型に比べて改良型は大きく抑制されている。

図-10に骨格曲線を示している。図中の●印は普通鉄筋が降伏した時点、○印は高強度鉄筋の降伏点または比例限界に達した時点を示している。従来型試験体のN-345は、部材角 R が約 $\pm 0.5 \times 10^{-2}$ rad.で降伏し、その後、一次剛性の2~3%の二次剛性を発揮する。改良型は、下

端の鉄筋量が従来型よりも少ないため、従来型よりも早期に降伏するが、その後二次剛性を発揮することにより、 R が $\pm 1.0 \times 10^{-2}$ rad.を超えたところで従来型のせん断力を超えた。H-685では、 R が $\pm 0.4 \times 10^{-2}$ rad.程度で下端筋が降伏し、 R が $\pm 2.0 \times 10^{-2}$ rad.付近で上端筋が降伏した。H-No.1では、 R が比例限界に達する $\pm 2.0 \times 10^{-2}$ rad.付近までH-685と同様の履歴をたどるが、その後も高強度鉄筋が降伏する、 R が $\pm 3.0 \times 10^{-2}$ rad.付近まで二次剛性を発揮する。

4.2 残留変形

残留部材角 rR_e と目標部材角 $\pm R_t$ の関係を図-11に示す。図中の●印は正加力時、○印は負加力時である。N-345では、鉄筋が降伏する R_t が $\pm 0.5 \times 10^{-2}$ rad.付近に達して以降、 R_t に比例して rR_e が増加し、 R_t が $\pm 1.0 \times 10^{-2}$ rad.を超えた付近で制限値として設定している $1/400$ rad.に達する。さらに、 R_t が $\pm 2.0 \times 10^{-2}$ rad.で使用限界に近い $1/200$ rad.を超える。

改良型では、上端筋が降伏するまで、 rR_e の変動は小さいが、N-685では負側に、H-No.1では正側に偏っている。これは試験体の製作精度や加力の精度に起因したものと考えられる。H-685では、高強度鉄筋が降伏する R_t が $\pm 2.0 \times 10^{-2}$ rad.から 0.5×10^{-2} rad.増加した $R_t = \pm 2.5 \times 10^{-2}$ rad.

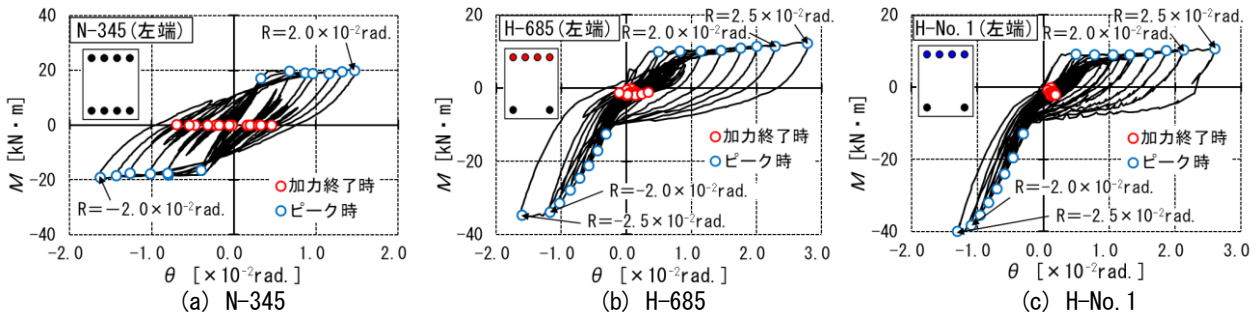


図-12 曲げモーメント-回転角関係 (左端)

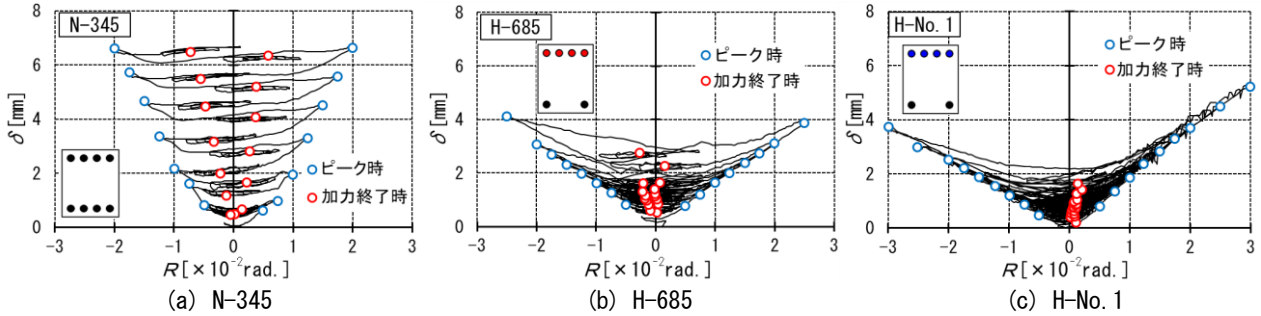


図-13 部材軸方向変位-部材角関係

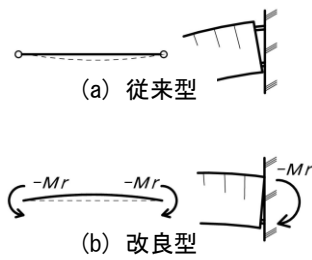


図-14 残留曲げモーメント

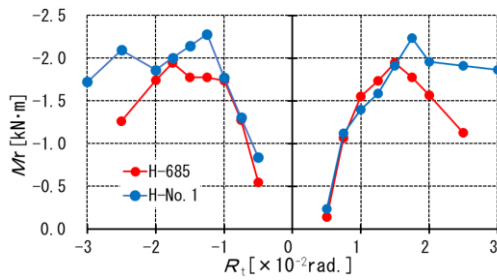


図-15 残留曲げモーメント- R_t 関係

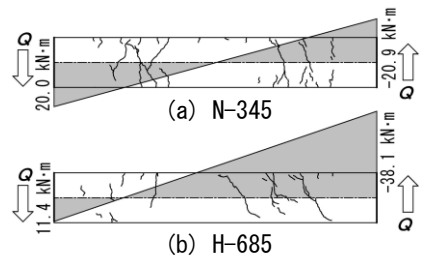


図-16 ひび割れ状況 ($R=0.02\text{rad.}$ 加力時)

にかけては、残留変形の増加がみられるが、それでも R_e の大きさは $1/400\text{rad.}$ 程度に収まる。従って、H-685で使用している高強度鉄筋よりも降伏点の低い鉄筋を使用し、仮に R_t が $\pm 1.5 \times 10^{-2}\text{rad.}$ 程度で降伏した場合でも、 R_t が $0.5 \times 10^{-2}\text{rad.}$ 増加した R_t が $\pm 2.0 \times 10^{-2}\text{rad.}$ 程度までは、残留変形を $1/400\text{rad.}$ 程度に抑制することが可能であると考えられる。

4.3 部材端部の曲げモーメントと回転角の関係

部材の左端に作用する曲げモーメント M と回転角 θ の関係を図-12に示す。 M は、2台の油圧ジャッキによる荷重とジャッキから梁端までの水平距離から、梁端周りの曲げモーメントをそれぞれ計算し、足し合わせたものである。なお、正曲げ(下端引張)の時を正側、負曲げ(上端引張)の時を負側としている。N-345では部材角 R が $\pm 2.0 \times 10^{-2}\text{rad.}$ まで、改良型の2体では、 R が $\pm 2.5 \times 10^{-2}\text{rad.}$ までをプロットしている。N-345では、複筋比が1.0で普通鉄筋だけを使用しているため、正曲げと負曲げの $M-\theta$ 関係はほぼ同形となり、 R が $\pm 2.0 \times 10^{-2}\text{rad.}$ に達した時、 θ は R よりもやや小さい約 $\pm 1.5 \times 10^{-2}\text{rad.}$ となった。

改良型の2体は、 R が $\pm 2.0 \times 10^{-2}\text{rad.}$ に達するまで同様の履歴となっている。正側の θ は部材角 R と同程度になるが、これは下端筋が早期に降伏後、正曲げとなる梁の軸方向区間が負曲げの区間よりも常に短くなり、正曲げ側の端部に回転角が集中する為である。一方で、負曲げの材軸方向区間は長く、さらに端部は弾性を保つために、負曲げ時の θ は正曲げ時に比べて小さくなる。 R が $\pm 2.0 \times 10^{-2}\text{rad.}$ を超えると、H-685では上端筋の高強度鉄筋の降伏に伴い負側の θ が急増しているが、H-No.1では、高強度鉄筋が比例限界に達しているものの降伏に至っていない為、 θ の急激な増加は観られない。

4.4 部材軸方向変位と部材角の関係

部材の軸方向変位 δ と部材角 R の関係を図-13に示す。いずれの試験体でも R の増加に伴ってピーク時の δ が増加するが、改良型の δ は従来型に比べ大きく抑制されている。N-345では、加力のピーク時と加力終了時の δ に大きな差はなく、 R が $\pm 2.0 \times 10^{-2}\text{rad.}$ の加力終了時には、 δ は 6mm を超えた。改良型では高強度鉄筋が弾性を保っている間は、加力終了時の δ の残留変形はそれぞれ

のピーク時の半分程度まで小さくなり、最大でも 2mm 未満に収まった。H-685 では、 R が $\pm 2.5 \times 10^{-2} \text{rad}$ の加力終了時の δ は、高強度鉄筋が降伏した直後に比べ急激に増加した。

4.5 残留曲げモーメント

従来の RC 梁は、大地震により繰り返し大変形が生じると、ひび割れにより部材の剛性が低下し、さらに部材両端部は固定度が低下しヒンジの状態に近づく。その結果、部材の長期荷重によるたわみが、地震前よりも大きくなる場合がある。一方、改良型梁では、大変形によって下端筋が塑性化し伸びが生じるが、上端筋が弾性を保つために大変形後は負の残留曲げモーメントが生じ、その結果たわみが抑制されることが期待できる (図-14)。図-15 に改良型梁の目標部材角 R_t と加力後の残留曲げモーメント M_r の関係を示す。 M_r は、 R_t に達した後の準静的加力が終了し、せん断力が零になった時点の梁両端の曲げモーメントの平均値である。H-No.1 では、 R_t が $\pm 1.5 \times 10^{-2} \text{rad}$ 以上で約 $-2 \text{kN}\cdot\text{m}$ の M_r が生じる。これは、従来型梁の降伏曲げモーメントの 10%程度に相当する。H-685 では、上端筋が降伏するまでは、H-No.1 と同程度の M_r が生じるが、高強度鉄筋の降伏後はピークから半分近くまで低下した。

4.6 ひび割れの状況

部材角 R が $2.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ に達した加力時の N-345 と H-685 のひび割れの状況、およびその時の曲げモーメントを図-16 に示している。いずれの試験体でも降伏機構分離型の損傷防止対策を施していることにより、ひび割れは塑性ヒンジ領域にはほとんど発生せず、スタブフェイス付近に集中して発生した。実験終了後のスタブフェイス付近のひび割れは、N-345 と H-685 で、それぞれ約 3.0mm と 1.5mm となった。これらを 2 倍すると材軸方向の残留変形に相当するため、ひび割れがこれらの箇所に集中していることが分かる。この程度の損傷であれば、スタブフェイス付近のひび割れだけをエポキシ樹脂等で補修することにより、曲げ剛性を大きく回復させることが可能である^{6,7)}。また、N-345 では、加力時でも試験体の圧縮側でひび割れが多く確認できたが、H-685 では、常に上端が引張となる区間が長くなるために、下端に比べて上端のひび割れが顕著になった。

5. まとめ

普通鉄筋を用いた従来型の梁試験体の上端筋だけを高強度鉄筋に置き換えて、かつ下端筋を半分に減らした改良型 RC 梁を提案した。改良型梁は下端の普通鉄筋を早期に降伏させ、その後上端筋が降伏するまで二次剛性を発揮させることにより、除荷後の残留変形を抑制する。さらに、上端筋の降伏点を調整することにより、大変形

時のせん断力を制御する。このような RC 梁を対象に、地震時の残存振動を想定した準静的加力試験を行った。得られた知見を下記に示す。

- (1) SD685 を使用した改良型の試験体では、部材角 R が約 $2.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ で上端筋が降伏したが、さらに R を $2.5 \times 10^{-2} \text{rad}$ まで増加させても残留部材角は $1/400 \text{rad}$ 程度に収まった。従って、改良型梁は、上端筋が降伏後、 $0.5 \times 10^{-2} \text{rad}$ 程度の部材角の増加であれば、残留部材角を無視できる程度に抑制することが可能と考えられる。
- (2) 改良型梁は、繰り返し大変形させた後に部材全体に負の曲げモーメントが生じるため、大地震後に生じる梁のたわみの抑制効果が期待できる。
- (3) 改良型梁は、従来型に比べ大変形時の材軸方向の伸びが小さくなり、ひび割れ幅の抑制に効果がある。降伏機構分離型の損傷抑制を合わせて施すことにより、被災後の補修性能の向上が期待できる。

謝辞 本研究は JSPS 科研費 JP21K04365 の助成を受けたものです。

参考文献

- 1) 濱崎哲也, 塩屋晋一, 門田基靖: 残存振動による残留変形抑制効果を発揮させる RC 柱の実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.34, No.2, pp.151-156, 2012.7
- 2) 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, コンクリート工学年次論文集, Vol.34, No.2, pp.211-216, 2012.7
- 3) 松元健人, 川添敦也, 塩屋晋一: 上端筋の一部に高強度鉄筋を使用した鉄筋コンクリート梁に関する研究 その 1 実験結果と考察, 日本建築学会九州支部研究報告, 第 58 号, pp.505-508, 2019.3
- 4) 油野 弘, 池永昌容ほか: 居住性・施工性・安全性指標に基づく建物の許容残留変形評価, 日本建築学会構造系論文集 第 624 号, pp.325-331, 2008.2
- 5) 平石久廣, 西尾浩平, 山田宗徳ほか: 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 構造系論文集, No.580, pp.99-104, 2004.6
- 6) 都祭弘幸, 平石久廣ほか: 降伏機構分離型鉄筋コンクリート造梁の補修性能に関する研究, 日本建築学会構造系論文集 第 77 巻, 第 673 号, pp.417-426, 2012.3
- 7) 外薮 侑樹, 川添 敦也, 塩屋 晋一: 上端筋の一部に高強度鉄筋を使用した鉄筋コンクリート梁に関する研究 その 3 補修後の構造性能, 日本建築学会九州支部研究報告, 第 59 号, pp.553-556, 2020.3