

論文 残留変形抑制機構を内蔵する鉄筋コンクリート造フレームの時刻歴応答解析

川添 敦也*1・塩屋 晋一*2

要旨：大地震後も損傷を軽微に留め、残留変形を抑制することにより、継続使用が可能な鉄筋コンクリート造建物の設計方法を開発している。上端筋に高強度鉄筋を用いる改良型の梁を有するフレームは、層間変形角と層せん断力の関係において制震構造と同様に降伏後の二次剛性を発揮する。柱脚では、長期軸力による復元モーメントによって残留変形が抑制される。過去の部材の実験結果を基に提案した柱、梁部材の解析モデルをフレームに適用し時刻歴応答解析を行い、改良型フレームの有効性を明らかにした。

キーワード：残留変形, 損傷抑制, 高強度鉄筋, 二次剛性, 復元モーメント, 制震構造

1. はじめに

大地震後も損傷を軽微に留め、残留層間変形角を使用上問題にならない1/400rad未満に抑制することにより、継続使用が可能な鉄筋コンクリート（以後、RC）造建物を開発している。梁端の塑性ヒンジ領域の損傷抑制には、降伏機構分離型RC梁¹⁾という優れた工法が提案されている。一方、制震構造や免震構造の様な特別な装置を用いないで、RC建物の躯体自身が地震による残留変形を抑制する技術は、未だ確立されていない。

上端筋に高強度鉄筋を用いた改良型のRC梁を建物フレームに適用することにより、大変形時に層間変形角と層せん断力の関係において、制震構造と同様に降伏後の二次剛性を発揮する²⁾。また、建物の大変形時には、柱脚に長期軸力による復元モーメントが生じる³⁾。地震時に全体崩壊形となる純ラーメンRC造の場合、フレームの二次剛性と柱脚の復元モーメントの相互作用によって、地震後の残留変形を抑制することができる。

筆者らは、実験結果に基づきそれらのRC梁とRC柱の解析モデルを提案した。塑性ヒンジをマルチスプリング（以後、MS）、柱梁接合部からの主筋の拔出しによる材端の回転を回転バネ、せん断すべりをせん断すべりバネ（以後、せん断バネ）でモデル化した。弾性要素はひび割れによる曲げ剛性の低下を考慮した。これらの解析モデルを使って、実験の加力履歴に合わせた動的解析を行い、実験結果を概ね再現している^{4),5)}。

本研究では、これらのモデルを平面フレームに適用して応答解析を行った。RCフレームの地震後の残留変形と梁のスパン中央の残留たわみについて、改良型と従来型のフレームの解析結果を比較、検討した。

解析対象のフレームを図-1に示す。フレームは4層2スパンで構造階高を4m、スパンを10mとしている。部材断面を図-2に示す。従来型のフレーム（以後、従来型）は、梁の主筋をすべて普通鉄筋、改良型のフレーム（以後、改良型）は、梁の上端の主筋だけを高強度鉄筋としている。これらの2種類のフレームについて解析を行った。質点および節点荷重を図-3に示す。梁に対する長期荷重として、各層に160kNの鉛直荷重を2.5mピッチで作用させている。質点は、柱梁接合部に設けている。仮定した材料定数を表-1に示す。

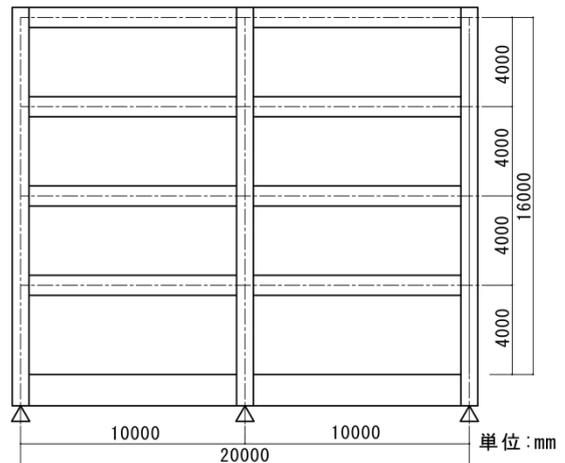


図-1 解析対象のフレーム

		部材断面			
柱		従来型梁		改良型梁	
主筋	14-D29	上端筋	6-D29	上端筋	6-D29
		下端筋	4-D29	下端筋	4-D29

単位:mm

図-2 部材断面

2. 解析対象のフレームおよび解析モデル

2.1 解析対象のフレーム

*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)

2.2 解析モデル

フレームの解析モデルを図-4に示す。梁の両端および柱脚にはMS、梁部材および1階柱にはせん断バネ、柱脚と梁両端の接合部内には鉄筋の拔出しによる変形をモデル化した回転バネを設定している。これらを除く部分は弾性要素としている。フレームは梁曲げ降伏型の全体崩壊機構に設計することを前提としている。1階以外の柱は、曲げとせん断力に対して十分に補強されており、大変形時も弾性を保つものとした。なお、大変形時のひび割れによる曲げ剛性の低下を考慮し、弾性要素の断面二次モーメントは、あらかじめ低減している^{4),5)}。

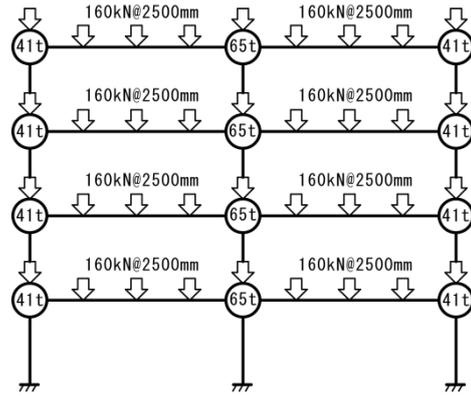


図-3 質点および節点荷重

表-1 仮定した材料定数

コンクリート			
規格	E_c	σ_B	$c \epsilon_B$
Fc24	2.27	24	0.002
鉄筋			
規格	E_s	σ_y	σ_p
普通 SD345	2.05	379	-
高強度 SD980		1078	808.5

E_c : ヤング係数 ($\times 10^4 \text{N/mm}^2$)
 σ_B : 圧縮強度 (N/mm^2)
 $c \epsilon_B$: 圧縮強度時のひずみ
 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 : 比例限界時の応力度 (N/mm^2)

3. モデル化

3.1 MS モデル

材端の塑性ヒンジはMSでモデル化した。コンクリートは50mm×50mmの断面を1本のスプリングとした。MSの長さは、部材せいの1/2とした。材料の復元力特性は、鉄筋を修正 Ramberg-Osgood 型⁶⁾(図-5(a))、コンクリートを曲線剛性低減型⁶⁾(図-5(b))としている。

3.2 回転バネおよびせん断バネの応力-変形関係

文献4)および5)の方法を使って、鉄筋の拔出しを回転バネ、せん断すべりをせん断バネでモデル化した。

鉄筋の拔出しを回転バネにモデル化するために、一旦、図-6に示すように仮定の柱(以後、仮想柱)と仮定の梁(以後、仮想梁)に置き換える。仮想柱・梁は、部材と同じ断面を持ち、鉄筋の降伏時に鉄筋の拔出し量 S_y による材端の回転角 θ と同じ回転角を材端に与えるように、MSの長さ L_v を調整している。図-7に示すように仮想柱・梁をフレームの接合部に設定した。Ai分布に基づく外力分布でフレームの増分解析を行い、得られた仮想柱・梁の応力-変形関係を使って鉄筋の拔出しを回転バネにモデル化した。増分解析は、いずれかの層間変形角が1/50radに達するまで行った。また、部材角とせん断力の関係を基にせん断すべりをせん断バネにモデル化した。

(1) 梁の解析モデル

梁の解析モデルについては、文献4)を参照されたい。図-8に示すように、接合部からの主筋の拔出しによる材端の回転を、フレームの増分解析から得られた仮想梁の応力-変形関係を使って回転バネにモデル化している。

文献4)で用いた材端の主筋が降伏した時の拔出し量 S_y の計算式は、主筋の定着長さが十分に確保されており、定着部先端の拔出しがない場合に適用できる。実際の建物の場合、梁主筋は柱に定着されるため、定着部の応力状態が異なる。また、コンクリート打設時の沈降による付着強度の違いにより、同じ引張力でも上端筋と下端筋で拔出し量が異なる。本解析ではこれらの影響を考慮し

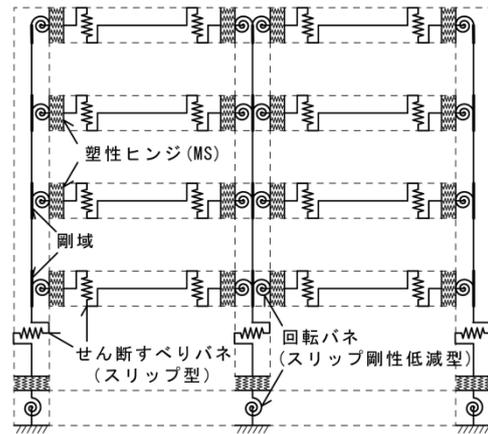
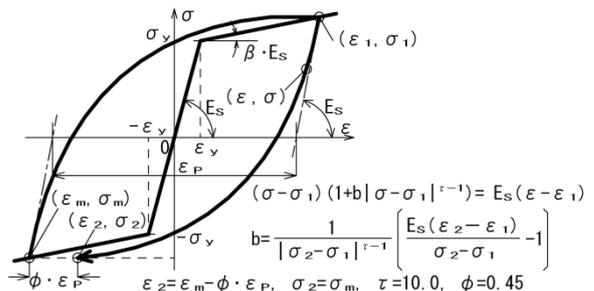
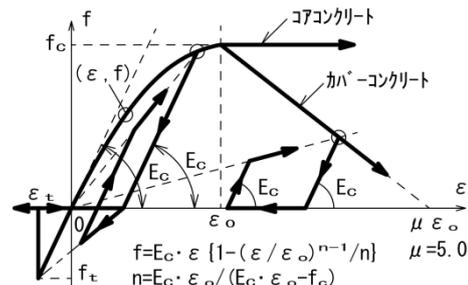


図-4 解析モデル



(a) 修正 Ramberg-Osgood 型モデル



(b) 曲線剛性低減型モデル

図-5 材料の復元力特性

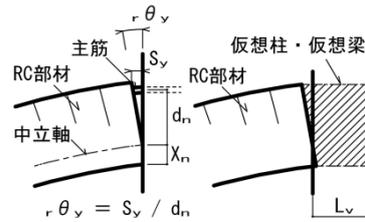


図-6 鉄筋の拔出しと仮想柱・仮想梁

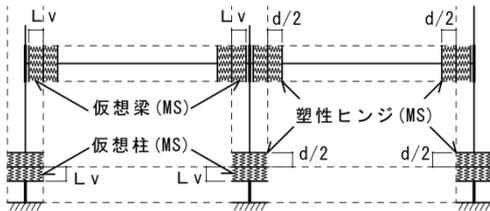
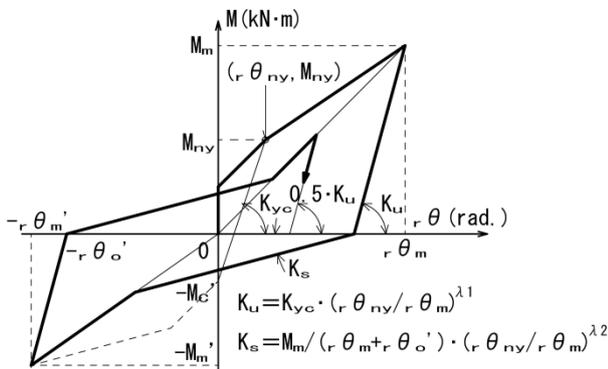
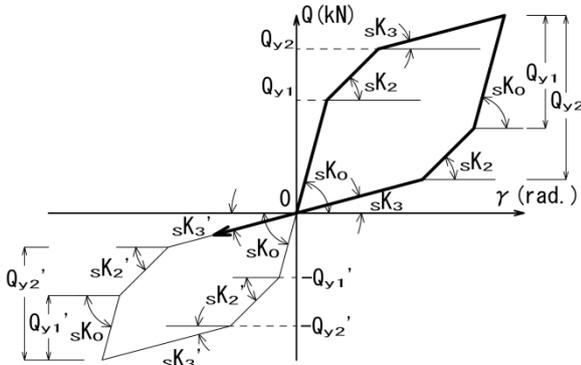


図-7 仮想柱・仮想梁の位置



(a) 回転バネ



(b) せん断バネ

図-9 パネモデルの復元力特性

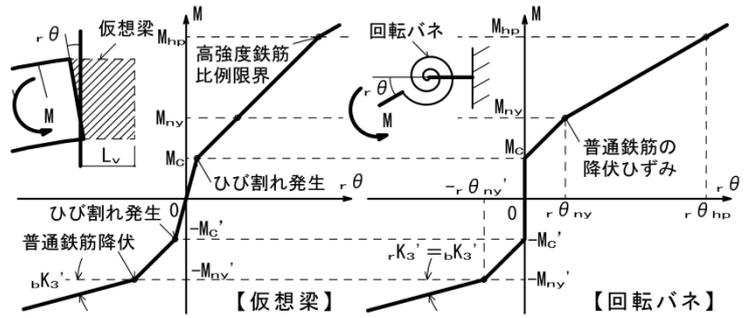
た鉄筋の拔出し量の算定式⁷⁾、式(1)および(2)を用いた。

$$S_{y,t} = (0.798 \cdot ub / \sigma_B^{2/3} + 0.733) \cdot \epsilon_y \cdot D_c / 2 \quad (1)$$

$$S_{y,b} = (0.696 \cdot ub / \sigma_B^{2/3} + 0.463) \cdot \epsilon_y \cdot D_c / 2 \quad (2)$$

ここで、 $S_{y,t}$: 上端筋降伏時の拔出し量(mm), $S_{y,b}$: 下端筋降伏時の拔出し量(mm), σ_B : コンクリートの圧縮強度(N/mm²), ϵ_y : 梁主筋の降伏ひずみ, D_c : 柱全せい(mm), ub : 柱梁接合部内の梁主筋に沿って存在し得る最大付着応力度 $ub = (1 + \gamma r) \cdot (\sigma_y \cdot db) / (4 \cdot D_c)$, γr : 梁断面の腹筋比で1以下, σ_y : 梁主筋の降伏強度(N/mm²), db : 梁主筋径(mm)

文献4)では、せん断すべりによる部材角は、降伏後の梁の曲げ変形による部材角の1/3としている。本解析で



$r\theta_{ny}$: 高强度鉄筋が普通鉄筋の降伏ひずみに達した時の拔出しによる回転角
 $r\theta_{ny}'$: 普通鉄筋降伏時の拔出しによる回転角
 $r\theta_{hp}$: 高强度鉄筋が比例限界の時の拔出しによる回転角

図-8 鉄筋の拔出しのモデル化(改良型梁)

は、梁に長期荷重を作用させているため、梁のせん断力は一定でない。せん断力が一定となる柱梁接合部からスパンの1/4の区間において、梁の降伏後に曲げによる部材角の1/3に相当するせん断ひずみが生じるように、せん断バネの剛性を設定した。また、長期荷重によるせん断力と水平力によるせん断力が打ち消しあう場合は、せん断すべりは起こらないものとした。

(2) 柱の解析モデル

柱の解析モデルについては、文献5)を参照されたい。柱梁接合部では、節点から梁フェイスまでを剛域とした。柱脚では、基礎梁内に鉄筋の拔出しをモデル化した回転バネを設けた。

解析モデルのパラメータおよびせん断すべり量を、復元モーメント比 γ を使って設定している。 γ は、塑性変形した柱脚を元に戻すために必要なモーメント sMy と柱の軸力による柱脚の復元モーメント Mn の比であり、式(3)で定義されている。 γ が1.0以上になると塑性変形した柱は静的に元の状態に戻る。

$$\gamma = Mn / sMy \quad (3)$$

1階柱のせん断すべり量は、 γ が大きくなるほど小さくなり、 γ が1.0以上では、せん断すべりは生じないものとした。側柱では軸力の変動が生じるため、せん断すべり量は低軸力時には大きく、高軸力時には小さくなる。せん断バネの降伏後の剛性 sKi は、増分解析による大変形時の軸力から求めた γ を使って、式(4)により求めた。

$$sKi = 3 / (1 - \gamma) \cdot cKi \quad (4)$$

ただし、 $\gamma < 1.0$

ここで、 cKi : 柱脚の鉄筋が降伏後の1階柱の曲げ変形による水平剛性

(3) 復元力特性

鉄筋の拔出しをモデル化した回転バネの復元力特性を図-9(a)に示す。回転バネの復元力特性はスリップ剛性低減型⁶⁾とした。

梁端の回転バネについては、図中の除荷剛性 Ku に関するパラメータ $\lambda 1$ を実験結果に基づいて0.2としてい

る。再加力時の剛性 K_s に関するパラメータ λ_2 は、実験結果を基に式(5)から求めた⁴⁾。

$$\lambda_2 = (ah/at)^2 \quad (5)$$

ここで、 ah ：高強度鉄筋の断面積

at ：主筋全体の断面積

柱脚の回転バネについては、パラメータ λ_1 は長期軸力時の復元モーメント比 γ を使って式(6)から求めた⁵⁾。 γ が大きいくほど除荷剛性 K_u が小さくなり、回転バネの変形は除荷後に原点に近づき、残留変形は小さくなる。

$$\lambda_1 = 0.2 + 1.25 \cdot \gamma \quad (6)$$

ただし、 λ_1 は、解析プログラムで $\lambda_1 \leq 0.7$ ($\gamma \leq 0.4$)に制限されている。 γ が0.4を超える場合 λ_1 は0.7となり、回転バネの残留変形を過大に評価する⁵⁾。

せん断バネの復元力特性は、原点指向のスリップ型モデル⁶⁾とした(図-9(b))。

4. 解析

4.1 解析方法

解析には、(株)構造システムの弾塑性解析プログラムSNAPを用いた。解析に用いた地震波と倍率を表-2に示す。5つの地震波を使って時刻歴応答解析を行った。従来型の層全体で最大となる最大層間変形 R_m が、

0.01rad.または0.02rad.になるように、地震波の倍率を調整した。従来型と改良型の解析結果を比較するために、改良型の解析には、従来型と同じ倍率の地震波を用いた。

建物が連続して強震を受ける場合についても、検討を行った。フレームが地震波を1回受けた場合よりも、2回目は残留変形がさらに大きくなる可能性がある。1回目と同じ倍率の地震波を使って、地震波が2回作用した場合の検討を行った。

減衰は瞬間剛性比例型とし、減衰定数は0.05とした。

4.2 解析結果

静的な増分解析の結果、改良型の各層の二次剛性比(=二次剛性/一次剛性)は、1層で13.6%、2層で25.8%、3層で32.5%、4層で38.6%となった。このフレームを質点系モデルに置き換えて解析を行う場合に、1層以外は残留変形をほぼ零にする二次剛性比である20%を超えている^{2),8)}。

1階柱の軸力比は、側柱で11.9%、中柱で19%である。柱脚の長期軸力による復元モーメント比 γ は、側柱で0.43、中柱で0.67となる。残留変形角が1/400rad.未満に抑制されるのに十分な $\gamma \geq 0.6$ の条件³⁾を、中柱は満たしているが側柱は0.17不足している。

(1) 最大層間変形角

各層の最大層間変形角 fR_m の分布を図-10に示す。従来型全体での最大層間変形角 R_m が0.01rad.の場合、従来型の地震波による fR_m の分布の差は小さい。いず

れの地震波でも2層目の fR_m が最大となる。改良型には従来型と同じ倍率の地震波を入力している。改良型全体での最大層間変形角は0.01rad.を超えるケースも観られるが、従来型と大きな差はなかった。

R_m が0.02rad.の場合、地震波による fR_m の分布の差は、 R_m が0.01rad.の場合に比べて大きくなる。従来型では、1層または2層の fR_m が0.02rad.に達し、改良型では、すべて1層の fR_m が最大になった。改良型全体での最大層間変形角は、JMA-Kobe波で0.023rad.に達した。従来型と改良型の最大層間変形角の差は地震波と層によって異なり、両者に明確な差は観られなかった。

改良型は二次剛性を有するため、静的な水平力により一定のエネルギーが入力すると、最大の変形量は従来型に比べて小さくなる。一方、改良型に動的なエネルギーが入力すると、高強度鉄筋が吸収したエネルギーは、変形が戻る際に放出されるため、従来型に比べて応答変形した後の振動は収まりにくい。また、解析中に、従来型と改良型で固有周期に差が生じるため、地震波によって応答変位量に違いが生じる。以上の理由により、地震波によって従来型と改良型の最大層間変形角の大小が異なる

表-2 入力地震波

地震波	倍率	
	$R_m=0.01\text{rad.}$	$R_m=0.02\text{rad.}$
El Centro NS	1.065	2.24
Taft EW	2.45	4.85
Hachinohe NS	1.107	2.282
JMA-Kobe NS	0.284	0.81
BCJ-L2	0.647	0.99

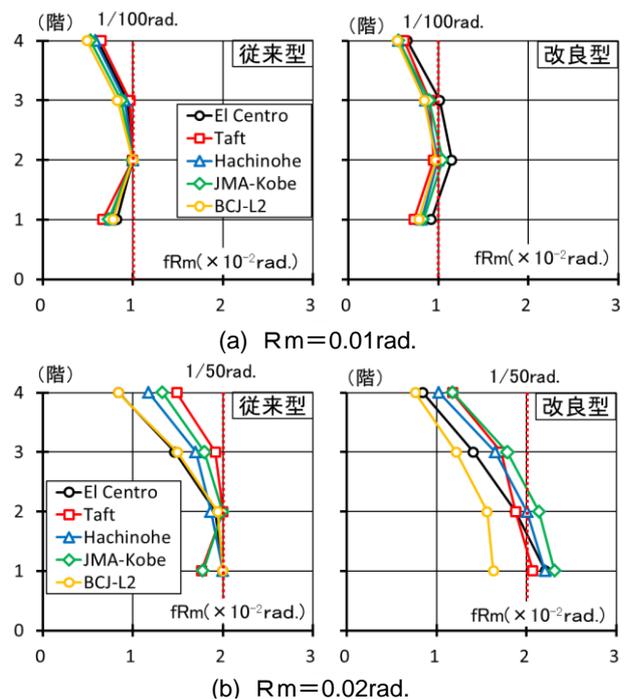


図-10 各層の最大層間変形角 fR_m

る結果になったと考えられる。

(2) 残留層間変形角

残留層間変形角 Rre の分布を図-11に示す。 Rm が $0.01rad$ の場合、従来型では、地震波によって Rre の分布が異なるが、それらの大きさはわずかである。改良型でも、地震波によって Rre の分布が異なるが、ほとんどの層で従来型の半分未満に抑制されている。

Rm が $0.02rad$ の場合、従来型では Rm が $0.01rad$ の場合よりも地震波による Rre の差が大きくなる。側柱の長期軸力による復元モーメント比 γ が、残留変形を $1/400rad$ 未満に抑制する十分な条件である $\gamma \geq 0.6$ を 0.17 下回っていたが、 Rre が最大となる Hachinohe 波の場合でも、使用上問題とならない $1/400rad$ を若干上回る程度であった。 $\gamma \geq 0.6$ の条件は1本の柱で判断する場合で、フレームでは梁の上端筋と下端筋の量に違いにより左右の梁端のヒンジの回転に差異が生じ、柱脚のヒンジ区間の回転角にも差異が生じる。そのため柱と梁の弾性区間の復元力の効果が加算されて、残留変形角が柱自体の復元性能以上に抑制された可能性がある。

(3) 最大層せん断力

最大層せん断力 Qi の分布を図-12に示す。改良型は、梁下端の普通鉄筋が降伏するまでは従来型と同じ水平剛性であるが、降伏後は各層が二次剛性を発揮することにより、従来型と同じ地震エネルギーが入力した場合でも、 Qi は従来型を上回る。

Rm が $0.01rad$ の場合、フレームのタイプごとでは、地震波による Qi の分布に大きな差は観られない。改良型のベースシアは従来型を $10\sim 15\%$ 上回った。

Rm が $0.02rad$ の場合は、 $0.01rad$ の場合よりも地震波による Qi のばらつきは若干大きくなる。 Rm が $0.01rad$ の場合よりも改良型と従来型の Qi の差は広がり、改良型のベースシアは従来型を $15\sim 27\%$ 上回った。

(4) 地震後の梁のたわみ

建物が地震により大変形すると、普通鉄筋だけの梁では、ひび割れによる曲げ剛性の低下と、図-13に示すように材端の固定度の低下が生じ、たわみが大きくなる。改良型の梁では、大変形時に下端筋は引張力により塑性変形するが、上端の高強度鉄筋は弾性を保つ。よって、建物が大変形した後は、下端筋は圧縮力、上端筋は引張力を受ける。梁端には上端引張の曲げモーメントが作用するため、梁全体が上方向に反る。このような現象により、地震後の梁のたわみが抑制されることが期待できる。

梁中央のたわみ δv の分布を図-14に示す。 δv は、各層の2本の梁の大きい方のたわみである。梁の断面二次モーメントは、初期の状態で大変形時のひび割れによる剛性低下を考慮しており、長期荷重により $5\sim 6mm$ のたわみが生じている。 Rm が $0.01rad$ では、従来型の δv

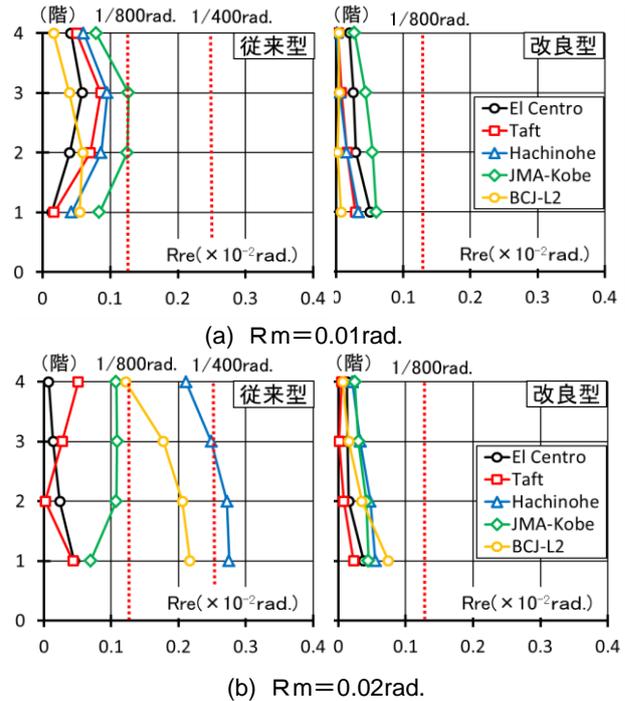


図-11 残留層間変形角 Rre

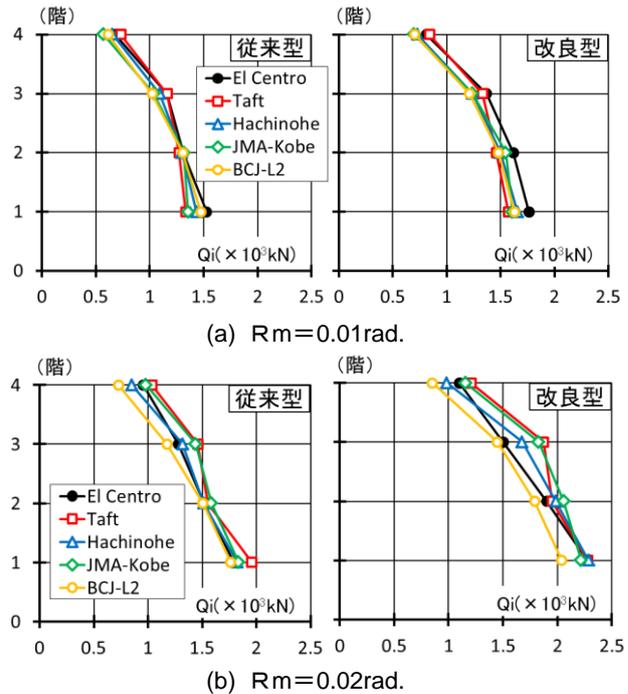


図-12 最大層せん断力 Qi

は、いずれの地震波でも3階の梁が最大となった。地震波による δv の分布の違いは小さい。改良型では、初期たわみからほとんど変化しなかった。

Rm が $0.02rad$ の場合、 $0.01rad$ の場合よりも、従来型の δv はさらに大きくなる。 δv は、2階または3階で最も大きくなっており、スパン L の $1/500$ 程度に達する。改良型では、 Rm が $0.01rad$ の場合よりも δv は $1\sim 2mm$ 程度増加するが、いずれのケースでもスパンの $1/1000$ 未満にとどまっている。 δv が大きい層で比較すると、改良型は従来型の半分程度に抑制されている。

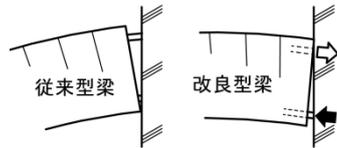
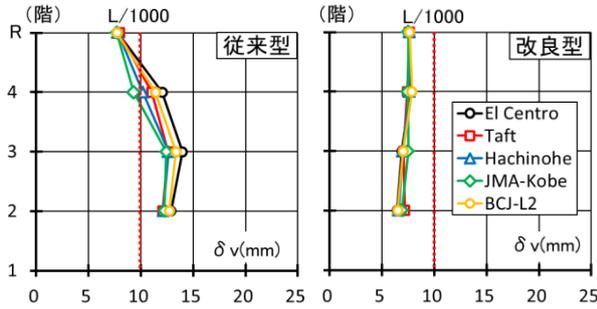
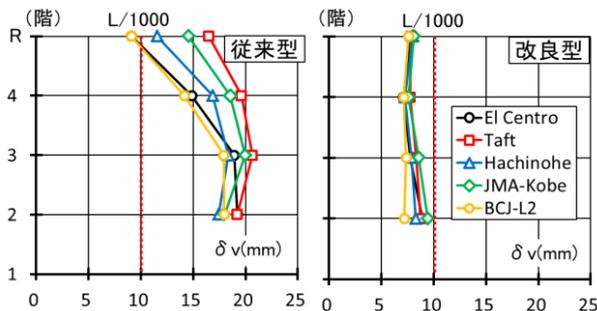


図-13 たわみの抑制



(a) $R_m=0.01rad.$



(b) $R_m=0.02rad.$

図-14 地震後の梁のたわみ δv

(5) 地震波が連続して作用する場合

地震波が連続する場合について調べるため、表-2に示した倍率 ($R_m=0.02rad.$) の5つの地震波を連続して2回与える解析を行った。改良型にも従来型と同じ地震波を入力した。

最大層間変形角 fR_m の分布を図-15に示す。すべてのケースのうち従来型での残留変形が最大となった

Hachinohe 波による結果を示している。 fR_m は、1回目の地震波よりも2回目で増加しており、1層では従来型で17.9%、改良型で13.5%増加した。

Hachinohe 波による残留層間変形角 R_{re} の分布を従来型と改良型と比較して図-16に示す。従来型では、 R_{re} は地震波が1回目に比べ2回目で30%程度増加しており、最大で1/300rad.を超えた。改良型の R_{re} は、1回目よりも2回目も2倍程度になるが、最大でも無視できる程度の1/800rad.未満に抑制された。Hachinohe 波以外の地震波では、2回目の地震波においても R_{re} は Hachinohe 波のケースほど増大しなかった。

5. まとめ

従来型のフレームと梁の上端筋に高強度鉄筋を用いた改良型のフレームについて時刻歴応答解析を行った。本研究の解析条件において、下記の知見が得られた。

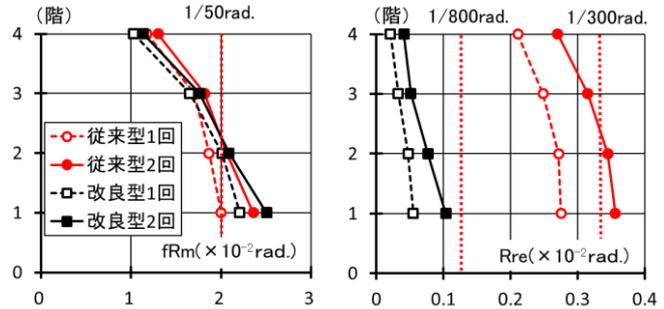


図-15 最大層間変形角 fR_m (Hachinohe 波)

図-16 残留層間変形角 R_{re} (Hachinohe 波)

- (1) 改良型では層間変形角が1/50rad.を経験しても、フレームの残留変形角を1/800rad.以下に抑制できた。しかし、従来型では1/400rad.を上回る場合も生じた。
- (2) 従来型では1/50rad.を経験すると、地震後のたわみは、長期荷重時の5~6mmから最大で20mm程度に達したが、改良型ではほとんど増大しなかった。
- (3) 地震波が連続して作用した場合、従来型では、残留変形角が1回目よりも大きくなることもあるが、改良型では、残留変形角の増大は無視できる程度に抑制された。

謝辞 本研究はJSPS 科研費 JP17K06665 の助成を受けたものです。

参考文献

- 1) 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 構造系論文集, No.580, pp.99-104, 2004.6
- 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) 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
- 4) 公文祐斗, 塩屋晋一, 川添敦也: 残留変形抑制機能に内蔵するRC梁の解析モデルに関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.38, No.2, pp.223-228, 2016.7
- 5) 川添敦也, 塩屋晋一, 公文祐斗: 残留変形角の評価を目的とするRC柱の解析モデルに関する研究, コンクリート工学年次論文集 Vol.38, pp.157-162, 2016.7
- 6) 株式会社構造システム: SNAP Ver.7 テクニカルマニュアル
- 7) 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
- 8) 川添敦也, 塩屋晋一: 残留変形抑制機構を部材に内蔵する鉄筋コンクリート造建物の時刻歴応答解析, コンクリート工学年次論文集, Vol.36, pp.31-36, 2014.7