

論文 制震性能を部材内部に内蔵する鉄筋コンクリート造梁の加力実験

公文 祐斗^{*1}・塩屋 晋一^{*2}・川添 敦也^{*3}・阿部 友樹^{*4}

要旨: 鉄筋コンクリート造建物を対象にして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、残留変形角を抑制する技術を開発している。梁の上端筋を高強度鉄筋を配筋することにより残留変形抑制機構を部材内部に内蔵させる RC 梁で、降伏後の二次剛性を低下させた場合の、残留変形の抑制状況を準静的加力実験により明らかにしている。スラブの有無の影響と、0.28/100rad. から降伏してエネルギー吸収を發揮させる減衰筋の効果、残留変形と残留ひび割れ幅の抑制効果、およびエネルギー吸収性能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, 残留ひび割れ, 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建物の耐震構造では大地震後の残留変位が問題になる。岡崎ら¹⁾は残留変形を抑制する技術の開発を行っている。梁については上端筋を高強度鉄筋にし、下端筋の普通鉄筋が降伏した以降、下端筋にエネルギー吸収をさせて、更に上端筋の高強度鉄筋により二次剛性を發揮させ、最大応答変形後の建物の振動(以後、残存振動)により残留変形を抑制できることを明らかにしている。¹⁾これは変形履歴依存型の制震構造の特性を梁部材に内蔵させる発想である。

本研究ではスラブの有無と上端筋の高強度鉄筋の量の影響、および下端筋の普通鉄筋を早期に降伏させてエネルギー吸収をさせる減衰筋の効果を明らかにする目的で梁の加力実験を行った。

本論文では、実験概要と、それらの影響と効果および残留ひび割れ幅の抑制効果について述べる。

2. 制震性能を内蔵する鉄筋コンクリート造梁

2.1 上端筋を大変形域まで弾性抵抗させるメカニズム

左右の梁端の断面は同じとする。スラブ筋の影響を無視すると、下端筋が降伏するまでは、梁の反曲点はスバ

ン中央に位置する。しかし、片側の梁端(仮に左端とする)の下端筋が降伏すると、図-1(b)に示すようにその梁端のモーメントは降伏モーメントでほぼ一定となる。しかし、もう片側の梁端(右端)は曲げ引張側の上端筋を高強度鉄筋としていると、その降伏のひずみが大いため、さらにモーメントが増大して、反曲点がスパン中央から左端に移動する。これにより梁の鉛直剛性が低下して右端の上端筋の高強度鉄筋の降伏する変形が大きくなる。この範囲では左端の下端筋が降伏した以降、高強度鉄筋により二次剛性を發揮する。

2.2 残存振動

最大応答後の建物の残存振動は、その後に残存する地動(以後、残存地動)と自由振動の成分からなる。木戸脇ら²⁾は鋼構造建物を対象に残存地動を無視し、自由振動だけを考慮して減衰エネルギーと塑性エネルギーにより振動が減衰するものとして評価される残留変形は、残留変形を抑制する目的であれば、一定の条件下では安全側の推定値となるとしている。筆者らが行った建物の時刻歴応答解析では、全て安全側で評価されるのを確認している。

2.3 制震構造の残留変形の抑制メカニズム

最大応答後、自由振動だけを考慮すると、完全弾塑性

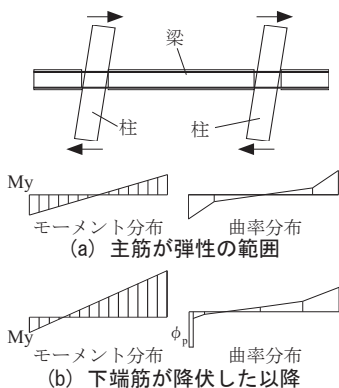


図-1 梁のモーメントと曲率

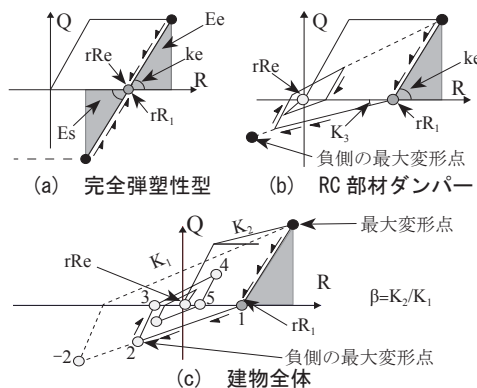


図-2 開発する RC 構造の履歴特性

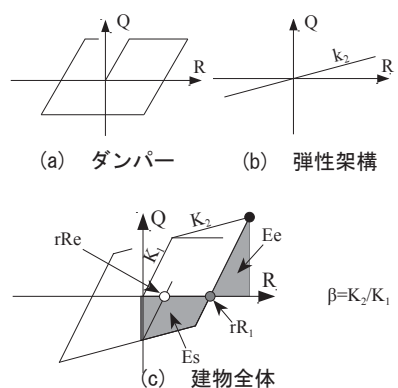


図-3 制震構造の履歴特性

*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 鹿児島大学大学院 理工学研究科物質生産科学専攻 工学修士(学生会員)

*4 株式会社 竹中工務店 元鹿児島大学大学院理工学研究科建築学専攻 大学院生

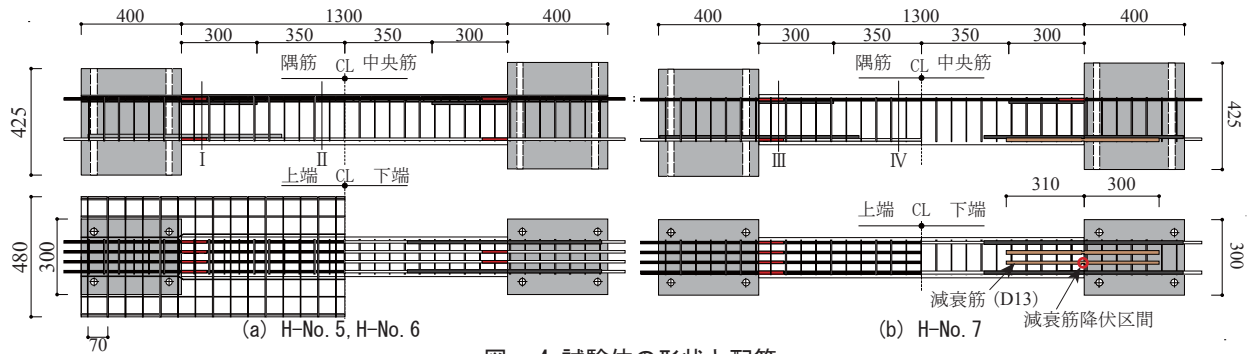


図-4 試験体の形状と配筋

表-1 梁の配筋情報

試験体	H-No.5 (H-No.6)		H-No.7	
	I	II	III	IV
上端主筋	4-D10(H) (3-D10(H), 1-D10)		4-D10(H)	
下端主筋	4-D10		2-D10	
下端主筋 (減衰筋)	—		2-D13	
上端ひび割れ防止筋	4-D10		4-D10	
下端圧縮抵抗筋	2-D13		2-D13	
あばら筋	4-D3.5@60		4-D3.5@60	
スラブ筋	12-D3.5@70		—	

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 (×10 ⁴)	σ _B c	ε _B (%)
	H-No.5	H-No.6			
	H-No.5	H-No.6	3.04	47.01	0.249
鉄筋	種類	E _s (×10 ⁵)	σ _y	σ _p	σ _u
	D10	1.81	389	—	510
	D10(H)	1.86	1060	780	1185
	D13	1.78	344	—	490
	D3.5	2.05	385	—	—
減衰筋	1.93	369	—	557	

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

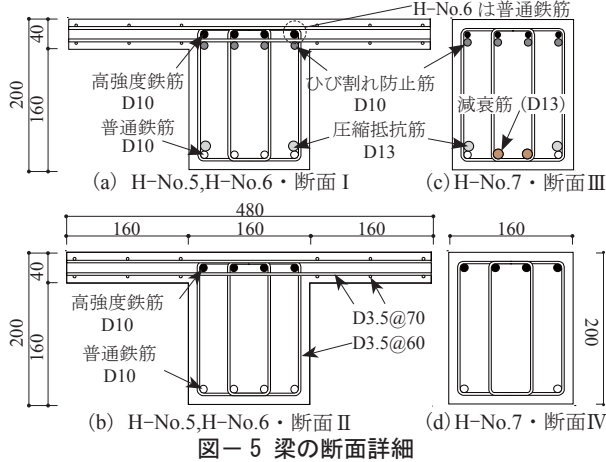


図-5 梁の断面詳細

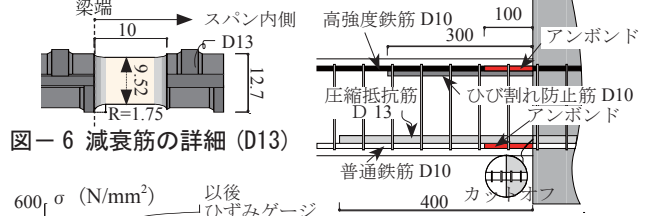


図-6 減衰筋の詳細 (D13)

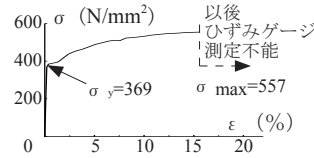


図-7 減衰筋 (降伏区間) 応力-歪み関係

図-8 梁端部の詳細

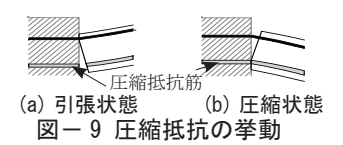


図-9 圧縮抵抗の挙動

型の履歴特性の場合は図-2(a)のように除荷時に排出される弾性エネルギー E_e と負側に載荷して消費される弾性エネルギー E_s が等しくなり, 最終残留変形角 rR_e は最初の除荷時の残留変形角 rR₁ と同じで減少しない。

変形履歴依存型の制震構造では完全弾塑性型履歴特性 (図-3(a)) のダンパーと弾性抵抗要素 (図-3(b)) と合わせて, 建物の履歴特性を図-3(c) の履歴特性にする。弾性剛性 k₁ に対して降伏後の二次剛性 k₂ を与えることにより除荷時に排出される弾性エネルギー E_e を大きくして, 残留変形 rR_e を零に近づける。

本研究は RC 造の柱と梁および耐震壁の履歴特性を図-3(c) にし, 建物全体の履歴特性を図-3(c) に近づけ, 残留変形を抑制する効果を発揮させる。特に RC 部材は図-2(b) のように負側の最大変形点を指向する。同図における k_e より負側剛性 K₃ が小さくなるため rR_e はより小さくなる。

2.4 上端筋を高強度鉄筋にする力学的効果

残留変形を抑制するほかに, 地震後の残留ひび割れ幅を抑制できること, 上端筋が降伏しないので地震後の梁端の固定度の低下はあまり生じず, 地震後の梁の長期の

モーメント分布や鉛直たわみが変わらないことなどがあげられる。

下端筋だけを降伏させるため, 梁全体のエネルギー吸収の減少が心配されるが, 反曲点が偏り, 左右の梁と柱の回転角が同じであれば, 図-1(b) のように左端に回転角が集中し, そのエネルギー吸収の減少を補う効果がある。

3. 実験概要

3.1 試験体

図-4 に試験体の形状と配筋及び寸法, 図-5 に梁の断面詳細及び寸法を示す。表-1 に梁の配筋情報, 表-2 に使用材料の力学的特性を示す。スラブ付き試験体は2体である。H-No.5 は上端筋の4本を全て高強度鉄筋とし, H-No.6 は3本を高強度鉄筋とし, 残り1本を普通鉄筋とした。H-No.7 はスラブを設けないもので上端筋はすべて高強度鉄筋で, 下端筋はすべて普通鉄筋である。しかしその下端筋のうち2本 (D13) に図-6 のように早期に降伏する区間 (降伏区間) を設けている。この鉄筋を減衰筋と呼ぶ。早期の変形からエネルギー吸収を発揮させて最大応答値を抑制する狙いがある。その降伏区

間の直径は、予備の引張試験を行い、降伏区間が破断しても降伏区間以外の範囲が降伏しないように設定した。減衰筋 (D13) の降伏区間の降伏荷重は下端主筋 (D10) の降伏荷重の 90% となった。図-7 に減衰筋の降伏区間の応力-ひずみ関係を示す。破断後のひずみは 47% となった。図-8 に梁端部の詳細を示す。いずれの試験体ともヒンジ領域には平石ら³⁾ が提案している損傷抑制方法を採用した。アンボンド区間の長さは梁成の半分とし、処理方法は蠟を薄く塗り、その上にポリエステルフィルム 0.1mm を 1 周、巻いた。このほか図-9 のように下端側には曲げによる圧縮時に抵抗する圧縮抵抗筋を配筋した。これは上端筋に高強度鉄筋を配筋することにより下端の曲げ圧縮側の圧縮力が増大し圧壊が生じるため、それを防ぐ目的で圧縮抵抗筋を配筋した。圧縮抵抗筋の量は、上端筋の降伏耐力より、下端筋の降伏耐力が大きくなる量とした。圧縮抵抗筋は配筋時にあばら筋に結束して、打設後はコンクリートに定着されている。圧縮抵抗筋の接合は軽微な圧接 (圧接時間 : 6.5 秒) により行った。引張応力で 140N/mm^2 に達すると分離して、それらの分離面も平滑性が損なわれていないことを予備実験で確認している。

3.2 加力方法

図-10 に測定状況を示す。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。ひずみゲージによって主筋のひずみを測定した。図-11 に実験の加力方法と加力時の状態を示す。左右の梁端の曲げ特性は異なるが、両スタブの回転角が等しくなるように 1 台のジャッキで回転角を調整し、2 台のジャッキの合力をせん断力として加力した。2 台の鉛直ジャッキの荷重を測定して梁のモーメント分布を測定できるようにした。残存振動加力は次の通りで

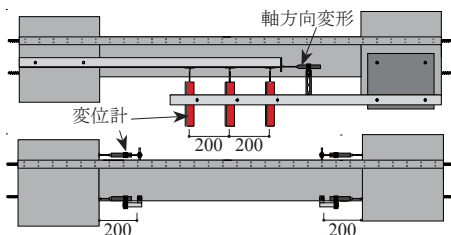


図-10 測定状況

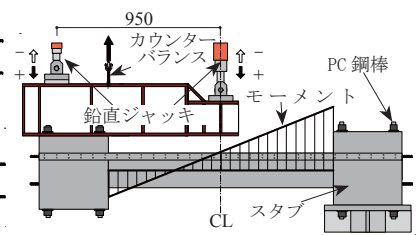


図-11 加力方法と曲げモーメント分布

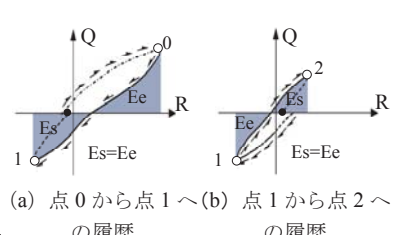


図-12 残存振動時の加力規則

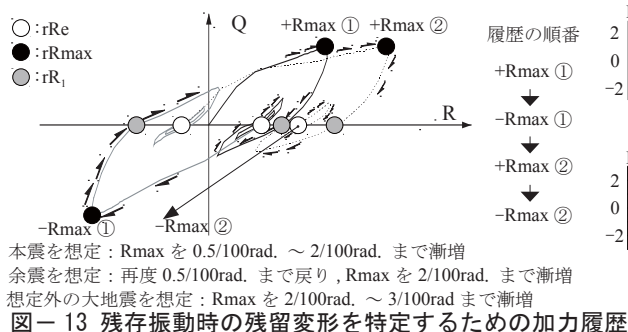


図-13 残存振動時の残留変形を特定するための加力履歴

ある。図-12 に示すように残存振動時の加力履歴の規則は、各目標の最大経験変形角 Rmax に達した後、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 が等しくなるまで進めて除荷する。この後も、除荷時にこれを繰り返して Ee が塑性エネルギーで消費されるまで繰り返し、最終残留変形角 rRe を特定する。その後、目標を次の Rmax へ移行させる。Rmax は図-13 に示すように正側、負側の順で目標値を設定した。本実験では、図-14 に示すように H-No.5 と H-No.6 は、相応の余震が生じると考え、正側だけで余震に対する検証を行った。2/100rad. から 0.5/100rad. に戻して再度、残存振動加力を行った。H-No.7 は本震後の減衰筋のエネルギー吸収量を検証するため、1.75/100rad. から 0.25/100rad. に戻して再度、正負とも同じ最大変形の 1 ループだけの加力を行った。これを 2/100rad. まで加力を行った。この後は想定外の大地震に対して Rmax を 3/100rad. へ徐々に進めて残留変形の抑制効果を検証した。H-No.5 は測定装置に問題が生じて負側の 2/100rad. 以降は中止した。

4. 実験結果

4.1 梁のせん断力-変形角関係と最終残留変形角

図-15 に梁のせん断力-変形角関係を示す。正加力側と負加力側に分けて示している。N-No.2 と H-No.2 は文献 1) の既往のスラブなしの試験体のもので N-No.2 は主筋が全て普通鉄筋、H-No.2 は H-No.5 と配筋が同じである。これらは正側だけを示している。図中の○は最終の残留変形角 rRe の実験値である。縦の一点鎖線は残留変形の視覚的許容限界値 (0.25/100rad.) を示す。H-No.5 は 2/100rad. で加力を終了したため全ての rRe が許容値以内となった。H-No.5 と H-No.2 の違いはスラブ

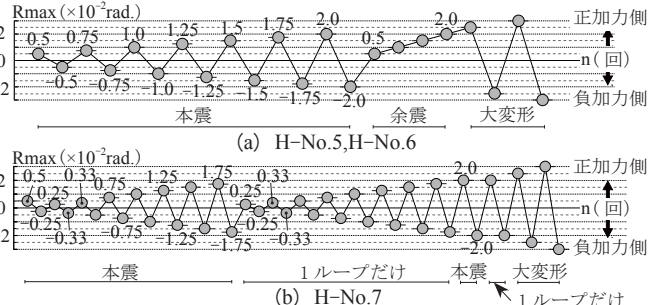


図-14 最大経験変形角 Rmax の履歴

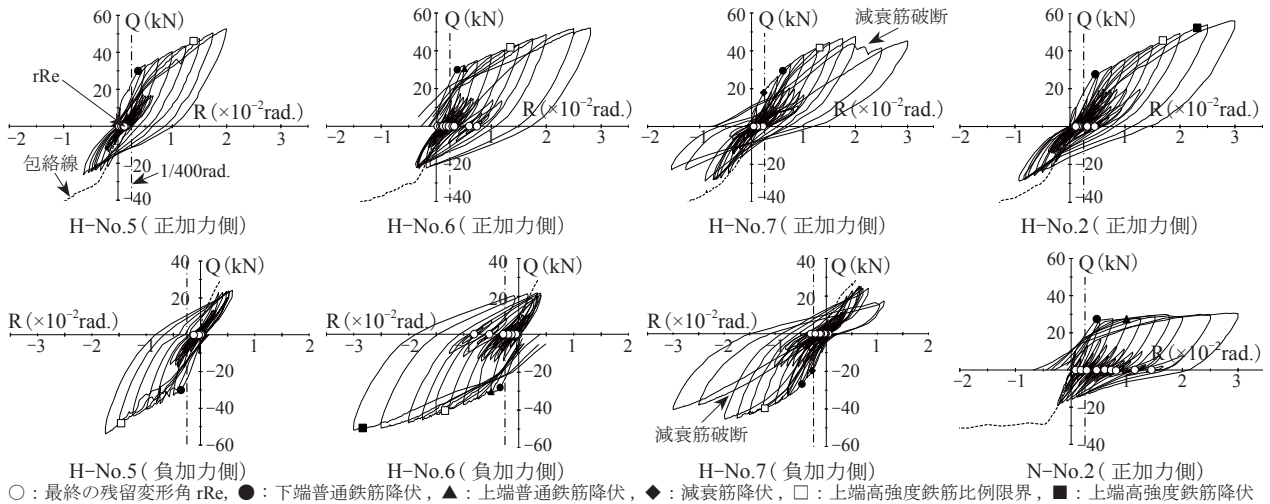


図-15 せん断力-変形角関係

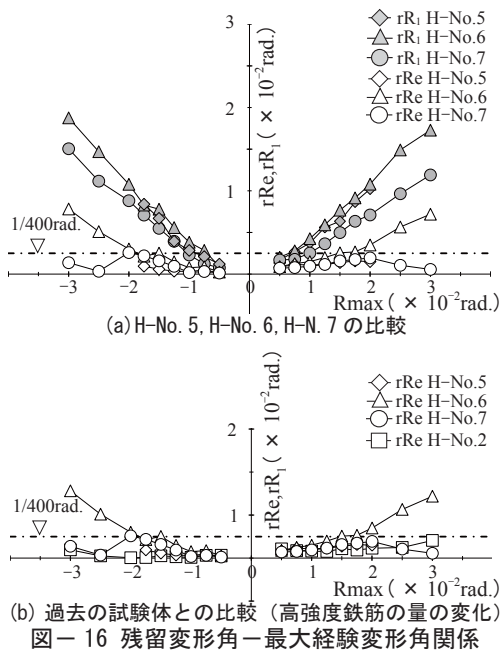


図-16 残留変形角-最大経験変形角関係

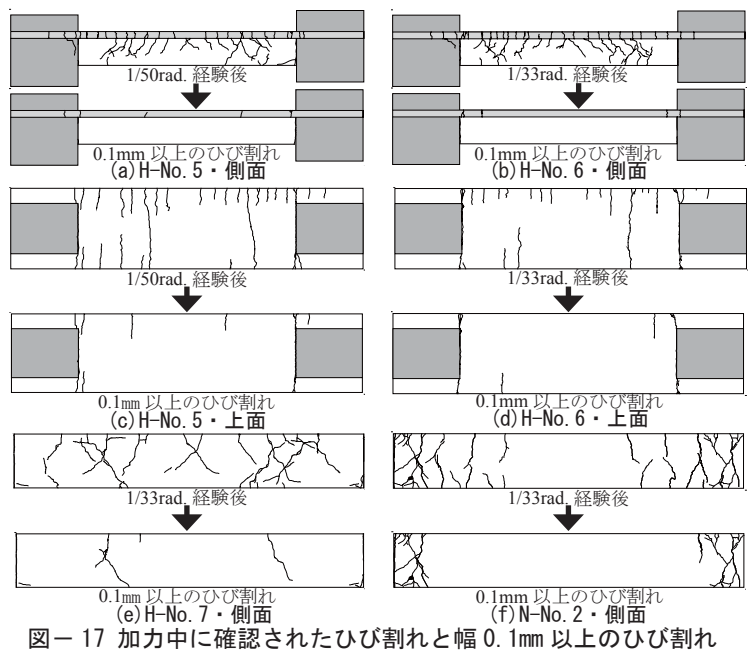


図-17 加力中に確認されたひび割れと幅0.1mm以上のひび割れ

の有無で H-No.5 の方が剛性と降伏耐力が大きくなった。

普通鉄筋降伏時点から高強度鉄筋が比例限界のひずみに達する時点までの剛性を二次剛性とする。H-No.6 は上端筋の高強度鉄筋が3本と少ないので、下端筋が降伏(図中●の時)した以降の二次剛性が H-No.5 に比べ 22% 低下した。-2.75/100rad. で高強度鉄筋が降伏した。このサイクル以降では rRe が許容値より大きくなった。下端筋に減衰筋を配筋した H-No.7 は 0.28/100rad. で減衰筋の降伏区間が降伏して、2.5/100rad. でその区間が引張破断した。下端筋の普通鉄筋は 0.5/100rad. で降伏した。これにより左右の梁端の曲げ剛性に偏りが更に生じ、反曲点の偏りが大きくなり、上端筋の高強度鉄筋が降伏する時の部材角が大きくなった。これにより高強度鉄筋は最終変形まで降伏しなかったため残留変形が抑制された。

N-No.2 は全てが普通鉄筋であるため、最大経験変形角の増大に伴って、残留変形角は増大している。

図-16 に最終の残留変形角 rRe の推移を最大経験変

形角 Rmax との関係で示す。薄塗りの記号は、最大経験変形角から除荷してせん断力が零になるときの残留変形角 rR₁ を示している。白塗りの記号は rRe である。

残存振動加力により rRe は rR₁ より小さくなることが確認できる。H-No.5 と H-No.7 は 2/100rad. を経験しても最終の残留変形角は 0.25/100rad. 以内に抑制されている。

H-No.6 は正側、負側とも 1.75/100rad. まで経験しても、rRe が許容値以内に納まったが、2/100rad. では 0.33/100rad. になった。H-No.5 と H-No.6 の残留変形の抑制状況の違いの原因は、上端筋の高強度鉄筋の量である。H-No.2 と H-No.7 および H-No.5 の上端の高強度鉄筋の鉄筋比は 0.99% で、H-No.6 は 0.74% である。2/100rad. を経験しても残留変形を 0.25/100rad. 内に抑制するためには、スラブの有無に関係なく高強度鉄筋の鉄筋比を 1.00% 程度にする必要がある。

4.2 損傷抑制

図-17 に加力中に確認されたひび割れと、最終の残

留ひび割れ幅が 0.1mm 以上のひび割れを示す。比較のために N-No.2 も示している。文献 4) では建物のひび割れ幅の制限は 0.3 ~ 0.4mm としめされおり、試験体の縮尺 1/4 を考慮すると、本試験体では 0.1mm になる。

損傷抑制もしないで、全ての主筋に普通鉄筋を用いた N-No.2 は図-19 (f) に示すように上端側と下端側の曲げひび割れが同様に生じて両梁端のヒンジ領域に多くのひび割れが生じた。これに対して H-No.5 と H-No.6 および H-No.7 では、上端側に曲げひび割れが多数生じている。これは、上端側が高強度鉄筋で曲げの引張応力が大きくなるためである。またヒンジ領域では梁端には曲げひび割れが生じたが、それ以外は生じていない。ヒンジ領域の損傷を抑制された。

図中の 0.1mm 以上のひび割れは、H-No.5 と H-No.6 では梁端の曲げ危険断面位置だけであった。地震後に問題になるひび割れは、限定されることになり、補修工事が容易になる。H-No.7 では 0.1mm 以上のひび割れがスパンの中央側にも生じている。これは下端筋の減衰筋のカットオフ位置と一致しており、これが影響している。いずれの試験体でも下端の圧縮抵抗筋によってコンクリートの圧縮破壊は抑制された。

4.3 残留ひび割れ幅の抑制

図-18 に梁右端の残留ひび割れ幅と最大変形角の関係を示す。ひび割れは梁端の曲げ危険断面位置のものである。黒塗り記号は各サイクルのピーク時のひび割れ幅 (crWmax)、薄塗りがピークから除荷直後のひび割れ幅 (crW₁)、白塗りが残存振動加力後の最終のひび割れ幅 (crWe) である。主筋の全てを普通鉄筋とした N-No.2 はピーク時のひび割れ幅、除荷直後のひび割れ幅および最終のひび割れ幅にはほとんど差が生じていない。しかし、H-No.5 は下端筋が降伏する負側では劇的に最終のひび割れ幅 (crWe) が抑制されている。また H-No.7 でも減衰筋が破断する 2/100rad. 以前では激的に抑制されている。H-No.6 は crW₁ と crWe に差が生じる傾向があり、

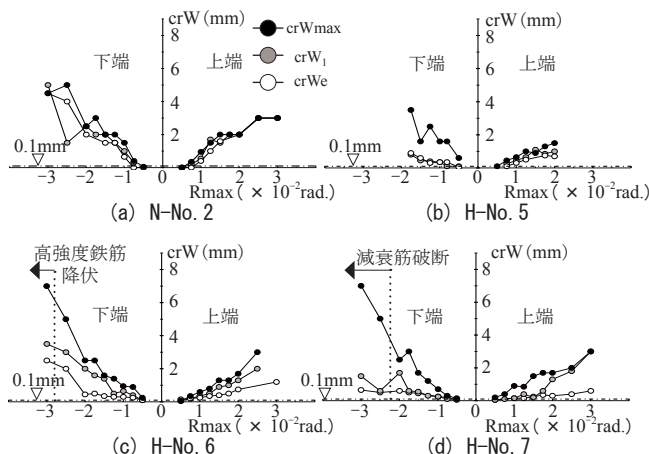


図-18 右端の残留ひび割れ幅

残留変形と同様に高強度鉄筋量が減少すると残留ひび割れ幅の抑制効果が減少している。

図中に本試験体で許容できるひび割れ幅の 0.1mm を水平の一点鎖線で示す。許容ひび割れ幅内に抑制できているのは初期変形レベルだけである。

5. 梁のエネルギー吸収量

図-20 に各変形角レベルのサイクルのエネルギー吸収量の変化を示す。図中には文献 1) の N-No.2 と H-No.2 も示している。N-No.2 は主筋全て普通鉄筋で、H-No.2 は上端筋が全て高強度鉄筋で、下端筋は全て普通鉄筋である。エネルギー吸収量は図-19 に示すように各目標変形角の載荷開始時からピークおよびピーク直後の除荷終了時までのエネルギー吸収量を算出して、正負の和とした。H-No.2 は主筋の普通鉄筋の本数が N-No.2 の 1/2 であるため、鉄筋量からするとエネルギー吸収は従来の N-No.2 の 1/2 と推測される。しかし、2.1 節で述べたように下端筋が降伏した以降では反曲点の移動に伴い、下端筋が降伏している梁端に回転角が集中するために、下端筋の伸び変形が増大してもこれによるエネルギー吸収が促進される。

このため、図-20 において H-No.2 は上端筋の高強度鉄筋が降伏する以前の 2/100rad. までは、N-No.2 のエネルギー吸収量の 70 ~ 83% になる効果が発揮されている。

H-No.5 は更にスラブ筋もエネルギーを吸収するため、H-No.2 よりも大きくなっている。従来の N-No.2 と同等のエネルギー吸収量になっている。H-No.6 は上端筋の 1 本が普通鉄筋でスラブ筋もあるため N-No.2 より大きくなっている。

図-21 にエネルギー吸収量の 1.5/100rad. までの詳細を示す。減衰筋を配筋した H-No.7 と、H-No.2 を比較すると、0.75/100 ~ 1.25/100rad. では H-No.7 の方が小さい。これは減衰筋の降伏荷重が下端主筋 (D10) の 90% と小さいことによる。しかし、図-20 の 1.5/100 ~ 2/100rad.

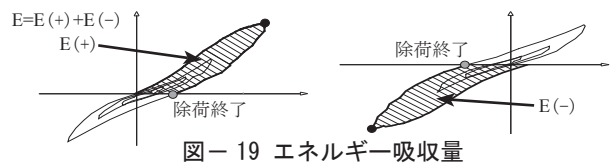


図-19 エネルギー吸収量

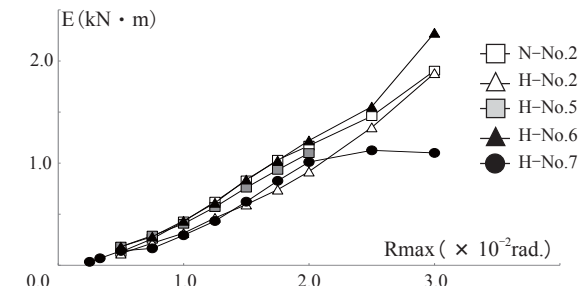


図-20 エネルギー吸収量の変化

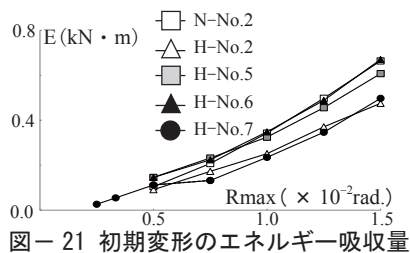


図-21 初期変形のエネルギー吸収量

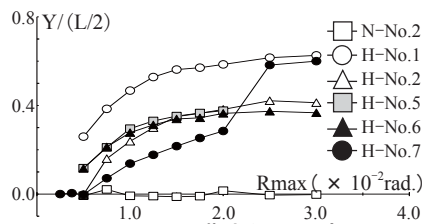


図-22 梁の反曲点位置の変化

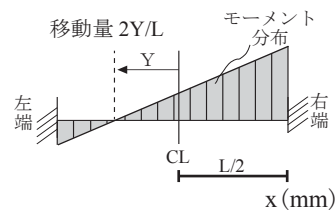


図-23 梁の反曲点の移動量

ではH-No.7の方が大きくなる。これは減衰降伏の区間がひずみ硬化域に入り引張応力が増大することによる。2/100rad.を超えるとH-No.7の方が小さくなっている。これは減衰筋の降伏区間が終局ひずみに達して破断したことによる。

図-21においてH-No.7は0.5/100rad.でN-No.2とH-No.2よりエネルギー吸収量が僅かに大きくなっている。H-No.7は0.25/100rad.のサイクルでは降伏しなかったため、そのサイクルのエネルギー吸収は殆ど生じていないが、0.28/100rad.で減衰筋が降伏して0.33/100rad.のサイクルでエネルギー吸収を開始した。H-No.7以外の試験体は0.44/100～0.57/100rad.で降伏した。減衰筋による顕著なエネルギー吸収量の増加は発揮させることはできなかった。しかし、狙いどおり減衰筋を初期変形レベルで降伏させてエネルギー吸収を発揮させることが確認できた。今後はその効果がより発揮する工夫が必要となる。

6. 反曲点の移動と高強度鉄筋の降伏変形の増大率

提案する梁は、下端筋が降伏した後、反曲点が移動して、その降伏後の二次剛性を低下させて上端筋の高強度鉄筋が降伏する変形を増大させる。

図-22に正側サイクルのピーク時の反曲点の移動を示す。図-23に示すように、反曲点の梁の内法に対する移動量の比で示している。反曲点は図-11の加力の2台の鉛直ジャッキの荷重によりモーメント分布を求めて算出した。

従来の梁のN-No.2は初期から大変形まで、反曲点はスパンの中央からほとんど移動していない。スラブを設けていないH-No.2は下端筋が降伏した0.75/100rad.以降から移動が生じている。H-No.5, H-No.6はスラブを設けたことにより初期から移動している。

H-No.7は0.28/100rad.で減衰筋が降伏するが、0.5/100rad.まではわずかに移動するだけである。明確な移動は0.75/100rad.から生じている。減衰筋の降伏荷重が下端主筋の90%と小さいので、下端主筋の降伏荷重で判断すると、H-No.2より移動すると考えられるが、その移動量はH-No.2より小さい。この原因は、前述したように降伏区間でひずみ硬化により応力が大きくなり、抵抗モーメントが増大して移動しにくくなったことによる。図中に下端筋を2本にした文献1)の

H-No.1も示している。H-No.7では減衰筋が破断した2.5/100rad.以降では下端では2本の普通鉄筋しか抵抗しないので、そのH-No.1に近づいている。このことから、減衰筋の量を多くする場合には、反曲点の移動量が少なくなり、上端筋の高強度鉄筋の降伏変形が早まることには注意が必要である。

7. まとめ

本研究では、制震性能を内部に内蔵するRC造梁の床スラブと減衰筋の影響を実験結果に基づき、明らかにした。以下に結果をまとめる。

- (1) スラブは残留変形の抑制効果に殆ど影響を与えない。
- (2) 高強度鉄筋量の鉄筋比 p_t で0.99%にし、経験角が2/100rad.であると残留変形を0.25/100rad.以内に抑制できる。 p_t を0.74%にした場合、その限界の経験角は1.75/100rad.であった。
- (3) 上端筋に高強度鉄筋を用い、ヒンジ領域に平石らの損傷抑制方法を用いることで、地震後に補修が必要となるひび割れは梁端だけに限定できる。その残留ひび割れ幅は許容ひび割れ幅に抑制できる範囲は初期変形レベルの段階だけであった。
- (4) 減衰筋のカットオフ位置に近いひび割れの幅が大きくなる。
- (5) 減衰筋は0.28/100rad.で降伏し、これ以降、変形履歴によるエネルギー吸収を発揮したが、今回の配筋量で顕著な効果は発揮できなかった。
- (6) 減衰筋は早期の変形からひずみ硬化現象を発揮するが、これに伴い反曲点の移動量が少なくなり、高強度鉄筋の降伏変形を早めることに注意が必要である。

本研究は科学研究・基礎研究(C)(代表・塩屋晋一)の助成を受けて行われている。

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, コンクリート工学年次論文集, Vol. 34, No. 2, pp211-216, 2012. 7
- 2) 木戸脇俊樹, 井上一朗: 大地震に対する1質点バイリ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(中国), pp. 935-936, 1999. 9
- 3) 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
- 4) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説2010, 第2刷, pp. 56