

# 減振機能を有する鉄筋コンクリート造梁の応用開発

富田 祐介\* 前島 克朗\*

## 要 旨

近年、建築物には大地震時においても一定の継続使用性や損傷の低減が要求されるようになってきた。そのため、制震構造や免震構造がある程度普及しているが、コスト面や意匠上の制約など問題点も多い。このような背景から、小さな変形段階より良好なエネルギー吸収能力および減衰能力を発揮し、応答低減を可能とする構造(減振構造)の開発を行ってきた。本報では、実用的な改良を行った減振構造を備える鉄筋コンクリート造梁の構造詳細について述べるとともに、エネルギー吸収能力および減衰能力を検証するために実施した構造実験の結果について報告する。結果として、梁下端のみを減振としたモデルは、上下端ともに減振としたモデルとほぼ同等の等価減衰定数の値を示した。また、短スパン梁を減振としたモデルでは、通常スパンの梁を減振としたモデルと比べ降伏変形角が4/5倍となったものの、変形角1/100radにおける等価減衰定数は同等の値を示すことがわかった。

## 1. はじめに

近年、大地震時においても建物の継続使用性や損傷の抑制が要求されつつある。このため、制震構造や免震構造がある程度普及しているが、これら構造に依存する従来の耐震設計手法では、コスト面および意匠面などにおいて配慮すべき課題が多くある。

上記の課題を解決するため、平石らは減振構造を提案している<sup>1)~3)</sup>。減振構造は部材端部における危険断面の主筋あるいは鉄筋の断面を縮小し、部材を早期降伏させることにより、小さな変形段階からエネルギー吸収能力および減衰能力を発揮し、大幅な応答低減を可能とする構造である。また、筆者らは、減振構造を採用した鉄筋コンクリート造梁の基本的性状を把握するため、梁内側に配した主筋を梁端部で非定着とした梁の構造実験を行い、変形角1/100rad~1/50radにおいて、減振構造の梁が通常の鉄筋コンクリート造梁よりも優れた減衰能力を示すことを明らかにしている<sup>3)</sup>。

しかしながら、減振構造を備える鉄筋コンクリート造梁については、基本的な力学特性や破壊性状の把握に留まっている。実用化のためには、通常の梁配筋や実際の建物への適用方法を想定した上で構造詳細を決定し、本詳細に基づく実験的・解析的な検討が望まれる。

そこで本研究では、減振構造を採用した鉄筋コンクリート造梁の構造詳細について実用的な改良を行うことを目的とし、エネルギー吸収能力および減衰能力を検証するため、構造実験を実施した。実験に際し、通常の梁配筋を想定し、下端筋の一部を非定着とする減振梁を計画した。また、実際の建物に対する減振梁の効果的な適用を想定し、建物の一部に設けた短スパン区間に減振梁を適用する場合を計画した。

## 2. 工法概要

減振構造を備える梁の応用開発にあたり、図-1に示す2つのモデルを考案した。いずれにおいても、変形を梁端部に集中させることによって、主筋の早期降伏を図っている。

### 2.1 通常スパン梁下端減振モデル

梁主筋のうち、隅筋以外の梁内側の上下筋を非定着としたモデルとして、既報<sup>4)</sup>に示す非定着減振モデルがある。ここでは、通常の鉄筋コンクリート造梁の配筋を想定し、長期荷重の影響によって梁端部の下端筋本数が上端筋よりも少なくなることを考慮して、図-1(a)に示すように梁内側の下端筋のみを非定着とした。

### 2.2 短スパン梁減振モデル

非定着減振モデル<sup>4)</sup>よりも早期に主筋の降伏を生じさせて、小さな変形段階からより良好なエネルギー吸収能力が発揮されることを期待し、ここでは非定着減振モデルのスパンを短くした。配筋は非定着減振モデルとほぼ同一である。実用化の際は、図-1(b)に示すように短スパンの減振梁の区間を建物の一部に設け、効率的なエネルギー吸収を図る。

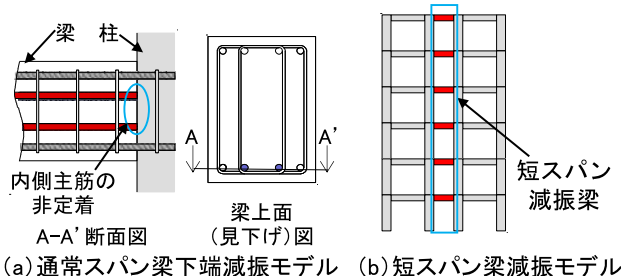


図-1 減振構造を備える梁工法概念図

\* 技術研究所 建築技術開発部

### 3. 実験概要

#### 3.1 試験体計画

試験体概要を表-1に、各試験体の梁断面図・平面図を図-2に示す。試験体は全4体であり、文献<sup>5)</sup>を参照の上、実大の1/2スケールで計画した。いずれも曲げ降伏が先行する。実験パラメータは、主筋量、減振構造(非定着筋)の有無、スパン長である。各試験体の特徴を以下に述べる。

##### (1)1/2 下端減振モデル

既報<sup>4)</sup>に示した通常1/2モデルに対し、下端内側に非定着筋2本を追加したものである。また、非定着減振モデル<sup>4)</sup>に対しては、上端内側の非定着筋2本をなくしたものに相当する。

##### (2)下端減振モデル

1/2 下端減振モデルに対して上端内側に主筋2本を追加したものである。本モデルは、梁端部の下端筋本数が上端筋よりも少なくなっており、通常の鉄筋コンクリート造梁の配筋を想定している。また、非定着減振モデルに対しては上端内側の主筋2本を定着筋としたものに相当し、通常モデル<sup>4)</sup>に対しては、下端内側の主筋2本を非定着筋としたものである。

##### (3)短スパン減振モデル

非定着減振モデルのスパンを約0.6倍したものであり、小さな変形段階からのより良好なエネルギー吸収と減衰を期待している。なお、せん断補強筋間隔は梁中央部を100mm、梁端部を50mmとしている。

##### (4)短スパン通常1/2モデル

短スパン減振モデルに対して非定着筋をなくしたものであり、短スパン減振モデルのエネルギー吸収能力および減衰能力を検証するために設定した。

図-2において、いずれの試験体も梁幅×梁せいは250mm×350mmであり、コンクリート設計基準強度を24N/mm<sup>2</sup>としている。

#### 3.2 使用材料

試験体に使用した鉄筋およびコンクリートの材料試験結果をそれぞれ表-2、表-3に示す。

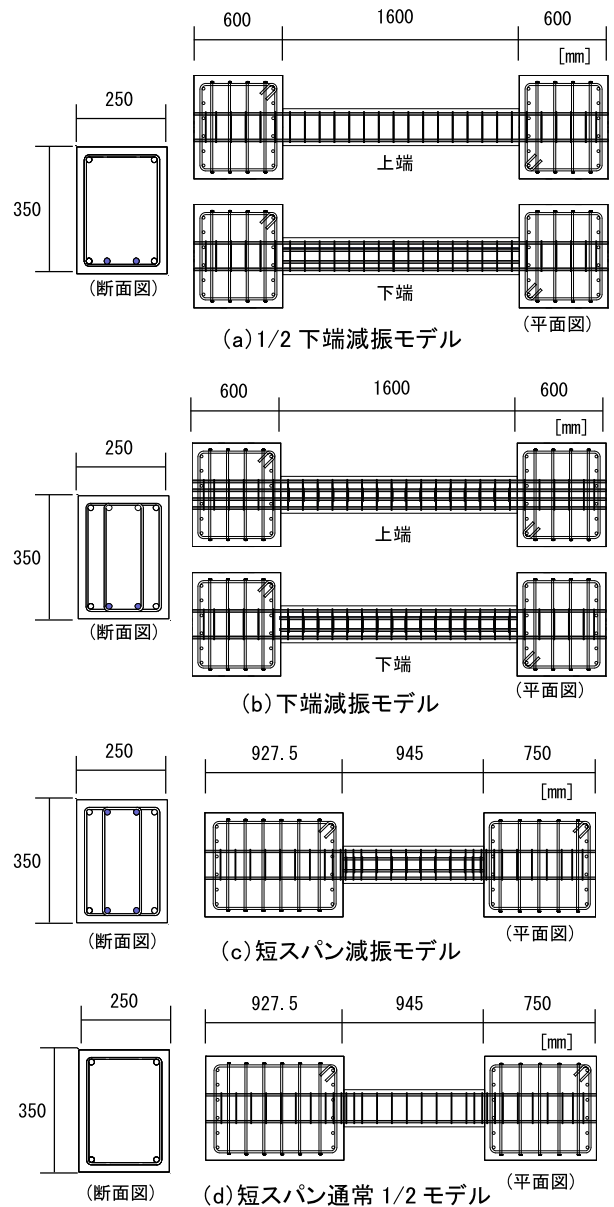


図-2 各試験体の梁断面図および平面図

表-1 試験体概要

試験体	1/2 下端減振モデル		下端減振モデル		短スパン減振モデル	短スパン通常1/2モデル
	上端	下端	上端	下端		
スパン(mm)	1600				945	
梁幅×梁成(mm)	250×350					
コンクリート強度(N/mm <sup>2</sup> )	24					
主筋(中央部)	2-D16 (SD345)	4-D16 (SD345)	4-D16 (SD345)	4-D16 (SD345)	4-D16 (SD345)	2-D16 (SD345)
主筋(端部)	2-D16 (SD345)	2-D16 (SD345)	2-D16 (SD345)	2-D16 (SD345)	2-D16 (SD345)	2-D16 (SD345)
せん断補強筋(中央部)	2-D6 (SD345)@100		4-D6 (SD345)@100		4-D6@100 (SD345)	2-D6@100 (SD345)
せん断補強筋(端部)	2-D6 (SD345)@100		4-D6 (SD345)@100		4-D6@50 (SD345)	2-D6@50 (SD345)
せん断スパン比	2.5		3.0 <sup>*1</sup>		1.5	

\*1: 上端筋降伏時 \*2: 下端筋降伏時

表-2 鉄筋引張試験結果

供試体	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	終局強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (×10 <sup>5</sup> N/mm <sup>2</sup> )	降伏歪 (%)
SD345-D6	465.72	536.91	1.94	0.45
SD345-D16	362.34	378.99	1.77	0.20

表-3 コンクリート圧縮試験結果

試験体	使用部分	養生方法	圧縮応力 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (×10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup> )
1/2 下端減振モデル	梁部材 スタブ部材	気乾	24.61	2.86
下端減振モデル			26.46	2.75
短スパン減振モデル			27.05	2.74
短スパン通常1/2モデル			26.23	2.82

### 3.3 加力方法

試験体の加力は、図-3に示す建研式逆対称加力装置を用いて行った。加力方法は部材角制御とし、水平ジャッキにより正負交番で梁にせん断力を与えた。また、正負交番荷重は表-4に示す加力プログラムに基づき実施した。なお、いずれの試験体も、鉛直ジャッキにより梁の軸力が0になるように制御している。

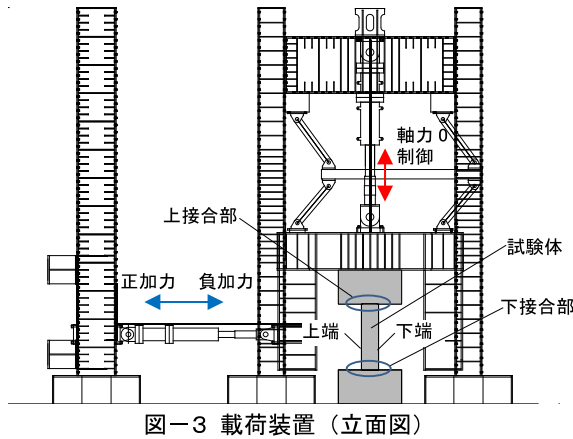


図-3 荷重装置 (立断面図)

表-4 加力プログラム

サイクル	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
変形角R (rad)	1/800	1/400		1/200		1/133 <sup>*1</sup>		1/100		1/50	

\*1: 短スパン減振モデル、短スパン通常 1/2 モデルのみ実施

## 4. 実験結果および考察

### 4.1 破壊性状

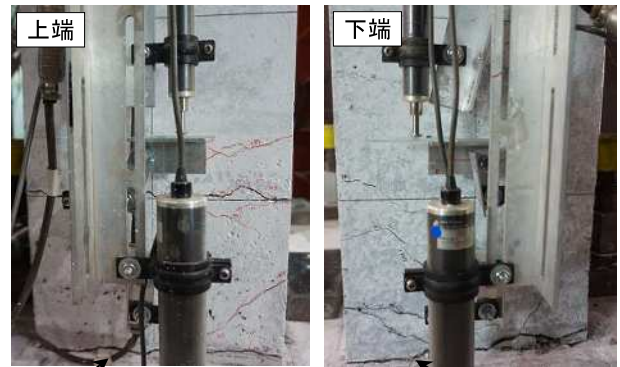
各試験体について、R=1/50 サイクルの2回目を経験後の破壊状況(下接合部における上端および下端)を写真-1に、ひび割れ状況を図-4に示す。なお、図-4の括弧内は残留ひび割れ幅を示す。

#### (1) 1/2 下端減振モデル

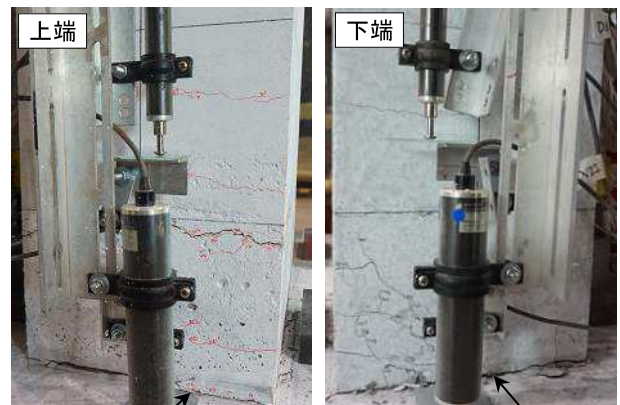
R=1/800 サイクルにおいて梁端部に曲げひび割れが発生した。R=1/400 サイクルでは梁上端(定着筋側)に曲げせん断ひび割れと主筋に沿うひび割れが発生し、R=1/100 サイクルでは、下端(非定着筋側)においても主筋に沿うひび割れが発生した。その後、写真-1に示すように R=1/50 サイクルにおいて下接合部のひび割れ幅が梁下端で最も大きくなり、変位ピーク時で4.00mm、残留時で0.70mmとなった。

#### (2) 下端減振モデル

1/2 下端減振モデルと同様の破壊性状を示したが、図-4に示すように梁上端と下端で破壊性状に差が生じた。これは、梁下端については減振構造であるため、下端に引張応力が生じたとき下接合部に变形が集中し、結果として梁軸部への損傷が低減されたものと考えられる。一方、梁上端は通常の鉄筋コンクリート造であるため、上端に引張応力が生じたとき下接合部に变形は集中せず、結果として梁軸部への損傷が



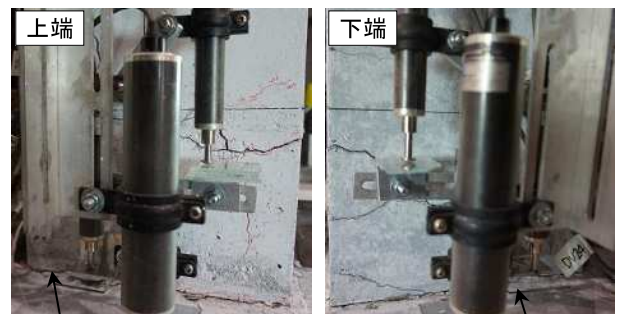
(a) 1/2 下端減振モデル



(b) 下端減振モデル



(c) 短スパン減振モデル



(d) 短スパン通常 1/2 モデル

写真-1 下接合部破壊状況(R=1/50 サイクル2回目終了時)



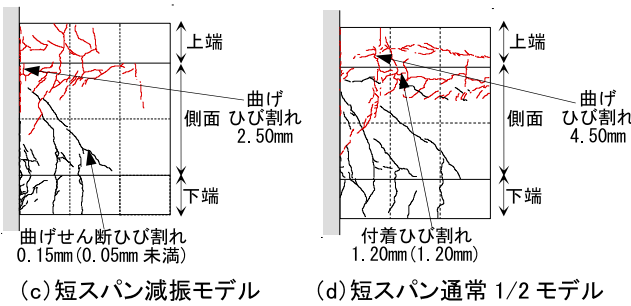
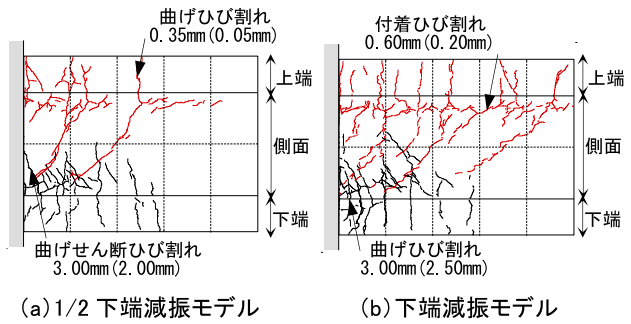


図-4 下接合部ひび割れ状況(R=1/50 サイクル 2 回目終了時)

比較的顕著になったものと考えられる。また、下接合部のひび割れ幅は、R=1/50 サイクルにおいて梁下端で最も大きくなり、変位ピーク時で 4.00mm、残留時で 3.00mm となった。

### (3) 短スパン減振モデル

R=1/800 サイクルにおいて梁端部に曲げひび割れが発生した。R=1/400 サイクルでは、梁下端側に曲げせん断ひび割れが発生し、上端側には曲げせん断ひび割れおよび主筋に沿うひび割れが発生した。その後、R=1/50 サイクルにおいて下接合部のひび割れ幅は最も大きくなり、変位ピーク時で 8.00mm、残留時で 6.00mm となった。

### (4) 短スパン通常 1/2 モデル

短スパン減振モデルと同様の破壊性状を示したが、下接合部においてひび割れが集中しなかった。また、短スパン減振モデルと比べて付着ひび割れが多く発生した。

1/2 下端減振モデルおよび下端減振モデルを比較すると、図-4 に示すように梁上端側における破壊性状に差が生じており、下端減振モデルの方が広範囲に渡ってひび割れが生じている。これは、4.5 節で後述するように、下端減振モデルの方が上端の降伏変形角が大きいため、結果として梁軸部への損傷程度が大きくなったことが一因として考えられる。

短スパン減振モデルと短スパン通常 1/2 モデルを比較すると、前者の方が下接合部においてひび割れが集中しており、梁軸部への損傷程度が小さかった。

## 4.2 曲率分布

正加力時における下端減振モデル、短スパン減振モデルおよび短スパン通常 1/2 モデルの曲率分布を図-5 に示す。同図において、梁下端に引張応力を生じさせる曲げモーメント(曲率)の向きを正としている。

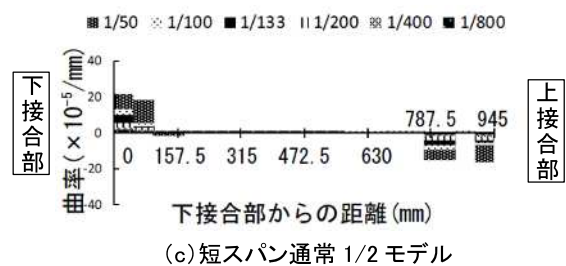
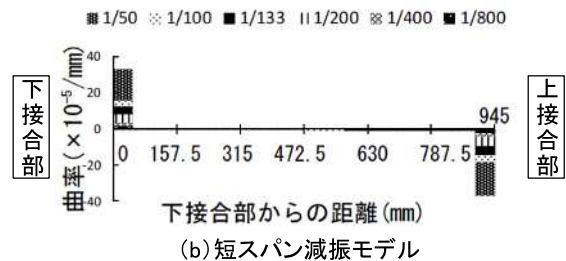
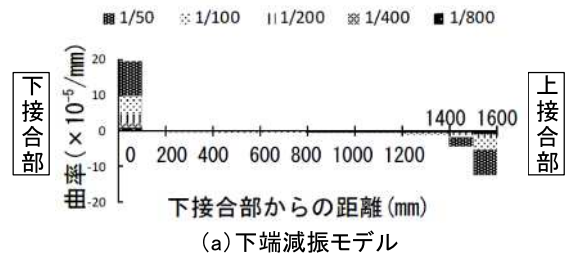


図-5 曲率分布

下端減振モデルは、小さな変形レベルから下接合部に変形が集中した。一方、上接合部においては変形が集中しなかった。これは、減振構造とした梁下端に引張応力が生じる場合にのみ、近傍の接合部に変形が集中することを示すものであり、4.1 節(2)において、下接合部のひび割れ幅が下端で最も大きくなったことと整合する。また、いずれの実験事実も、4.1 節(2)で述べた考察を裏付けるものである。なお、1/2 下端減振モデルもほぼ同一の曲率分布を示した。

短スパン減振モデルは、短スパン通常1/2モデルと比べ、小さな変形レベルから上接合部および下接合部に変形が集中した。なお、短スパン通常1/2モデルにおいて、下接合部から787.5mm付近で曲率が大きくなっている。これは、本位置に発生した曲げひび割れの幅が、変形角の増大に伴って大きくなり、本位置より上接合部側で曲げひび割れが生じなかったためである。

## 4.3 実験値と理論値

各試験体の実験値および理論値を表-5 に示す。終局曲げモーメント  $M_u$  は梁の曲げ終局強度学会略算式<sup>6)</sup>より、せん断終局強度  $Q_{su}$  は荒川 mean 式<sup>6)</sup>より算出した。また、付着信頼強度  $\tau_{bu}$  および設計用付着応力度  $\tau_f$  は、文献<sup>7)</sup>より算出し、付着余裕度が最も小さい場合について示した。なお、短スパン減振モデルでは付着破壊に対する余裕度(以下、

付着余裕度と称する。)が中央部で1を下回っている。これは、2.2節で述べたように、非定着減振モデル<sup>4)</sup>との比較のため、せん断補強筋比を中央部で同一とし、その間隔を100mmとしたためである。いずれの結果も、実験値の最大曲げモーメント $M_{max}$ が理論値の $M_u$ を上回っている。

#### 4.4 せん断力-変形角関係

1/2 下端減振モデルおよび下端減振モデルのせん断力-変形角関係を図-6に、短スパン減振モデルおよび短スパン通常1/2モデルのせん断力-変形角関係を図-7に示す。同図には、実験値の最大耐力および曲げ終局強度の学会略算値<sup>9)</sup>を併せて示している。いずれの結果も、 $R=1/50$

サイクル1回目において最大耐力を確認できた。

図-6において、1/2 下端減振モデルおよび下端減振モデルでは、 $R=1/50$ サイクル2回目の終了まで、極めて安定した履歴性状がみられた。

図-7において、短スパン減振モデルでは $R=1/50$ サイクルの2回目にスリップ型の履歴性状がみられた。短スパン通常1/2モデルでは、 $R=1/100$ サイクルの2回目にスリップ型の履歴性状がみられた。これは、表-5に示したように付着余裕度がいずれも1以下であること、および4.1節で示した試験体の破壊性状から、付着ひび割れの影響が一因として考えられる。

表-5 実験値と理論値

試験体	曲げ終局モーメント			せん断終局強度			付着余裕度	
	理論値	実験値	実験値/理論値	理論値	実験値	実験値/理論値	理論値	
	$M_u$ (kN・m)	$M_{max}$ (kN・m)	$M_{max}/M_u$	$Q_u$ (kN)	$Q_{max}$ (kN)	$Q_{max}/Q_u$	$\tau_{bu}/\tau_f$	
1/2 下端減振モデル	40.8	54.4	1.3	130.4	68.0	0.5	1.2(梁中央下端)	
下端減振モデル	上端	81.6	100.2	1.2	133.3	93.9	0.7	1.0(梁端部上端)
	下端	40.8	52.5	1.3	165.9	98.5	0.6	
短スパン減振モデル	40.8	55.8	1.4	206.0	118.1	0.6	0.7(梁中央上端)	
短スパン通常1/2モデル	40.8	53.7	1.3	203.8	113.7	0.6	1.0(梁中央上端)	

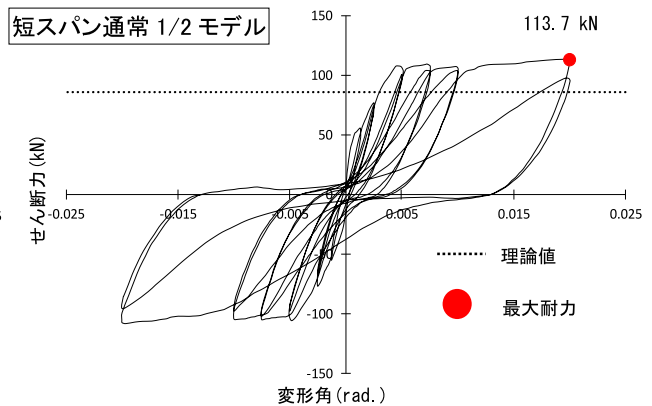
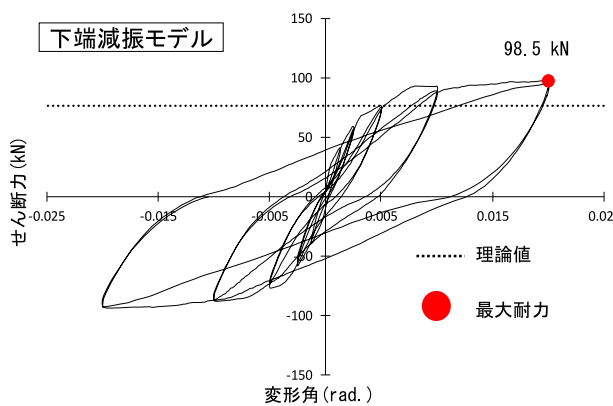
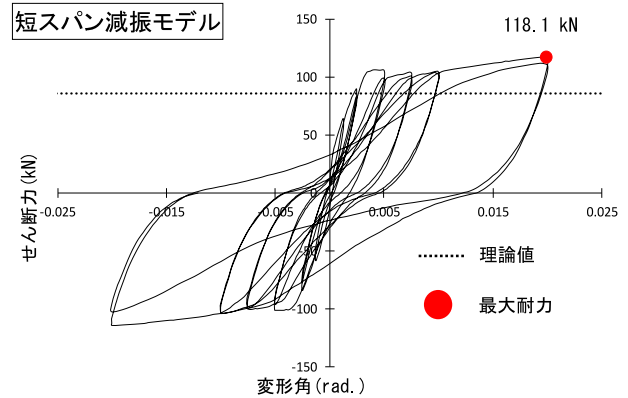
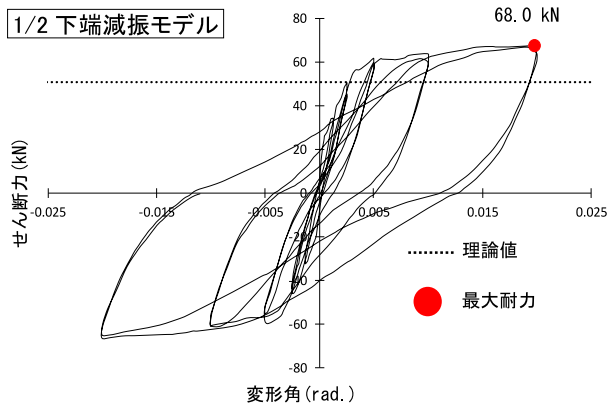


図-6 せん断力-変形角関係 (通常スパン梁下端減振モデル)

図-7 せん断力-変形角関係 (短スパン梁モデル)

#### 4.5 降伏変形角

各試験体の包絡線を図-8に示す。同図には、既報<sup>4)</sup>に示した通常モデル(黒線)、通常 1/2 モデル(破線)、非定着減振モデル(灰色線)の包絡線を併せて示している。

図-8(a)において、1/2 下端減振モデルと下端減振モデルの下端は非定着減振モデルより早期に降伏し、1/2 下端減振モデルの上端は通常 1/2 モデルと、下端減振モデルの上端は通常モデルとほぼ同じ変形角で降伏した。したがって、減振構造とした下端においてのみ、主筋の早期降伏がみられた。また、1/2 下端減振モデルと下端減振モデルを比較すると、上端の降伏変形角については、下端減振モデルの方が 1/2 下端減振モデルの 3/2 倍と大きくなっている。

図-8(b)において、短スパン減振モデルは短スパン通常 1/2モデルより早期に降伏し、その降伏変形角は短スパン通常 1/2モデルの 3/4であった。したがって、せん断スパン比を 1.5とした短スパンモデルにおいても、減振構造の採用により主筋がより早期に降伏することがわかった。

短スパン減振モデルと非定着減振モデルを比較すると、短スパン減振モデルの降伏変形角は非定着減振モデルの 4/5であった。したがって、建物の一部区間への適用を想定して減振構造の梁のスパンを短く(約0.6倍)することにより、主筋がより早期に降伏することがわかった。

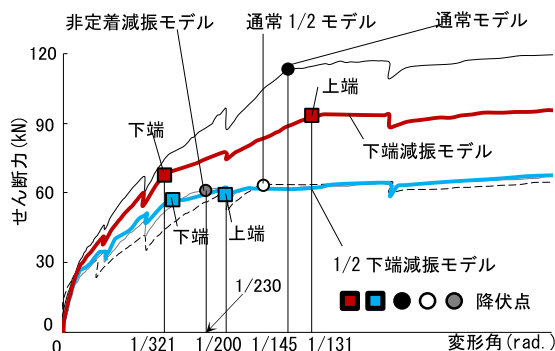
#### 4.6 減衰定数

各試験体の等価減衰定数を図-9に示す。同図には、既報<sup>4)</sup>に示した通常モデル、非定着減振モデルの等価減衰定数を併せて示している。

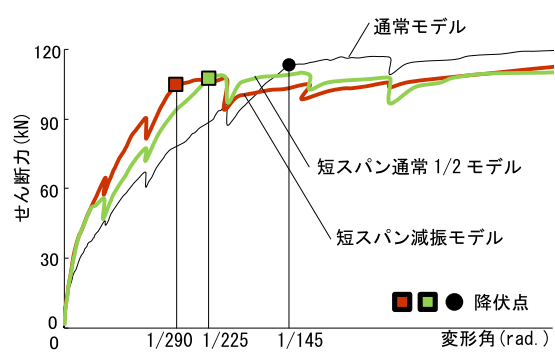
1/2 下端減振モデルは  $R=1/100\text{rad}$ 、 $1/50\text{rad}$  において、非定着減振モデルとほぼ同等の等価減衰定数の値を示した。

下端減振モデルは  $R=1/100\text{rad}$ 、 $1/50\text{rad}$  において、通常モデルと比べてかなり大きい等価減衰定数の値を示した。したがって、通常の梁配筋を想定し、下端筋のみを非定着とした減振構造の採用によっても、等価減衰定数の増加がみられることがわかった。一方、1/2 下端減振モデルに対してはやや小さい値を示した。これは、4.1 節で述べたように、下端減振モデルの方が 1/2 下端減振モデルよりも上端の降伏変形角が大きく、その結果、梁軸部の上端において広範囲にひび割れが発生したためと考えられる。

短スパン減振モデルは、 $R=1/200\text{rad}$  以降、短スパン通常 1/2 モデルの等価減衰定数の 2 倍近い値を示した。したがって、せん断スパン比を 1.5 とした短スパンモデルにおいても、減振構造の採用により等価減衰定数の増加がみられることがわかった。また、 $R=1/133\text{rad}$  では、他の減振梁よりもかなり大きい等価減衰定数の値を示した。しかし、 $R=1/100\text{rad}$  では、非定着減振モデルと同等な等価減衰定数の値を示し、 $R=1/50\text{rad}$  では非定着減振モデルの 3/4 となった。これは、4.4 節で述べたように、付着ひび割れの影響が一因として考



(a) 1/2 下端減振モデル、下端減振モデル



(b) 短スパン減振モデル、短スパン通常 1/2 モデル  
図-8 各試験体の包絡線

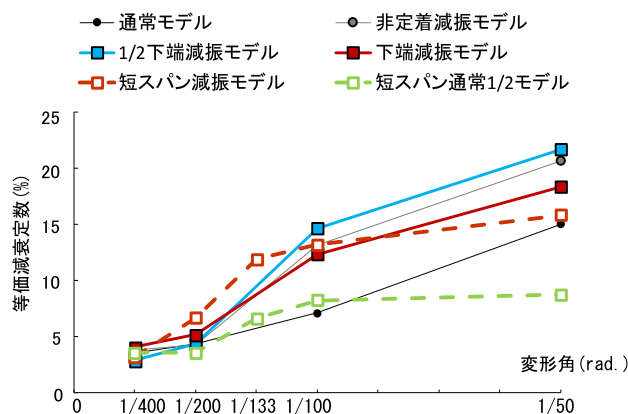


図-9 各試験体の等価減衰定数

えられる。短スパン減振モデルについては、等価減衰定数の向上のため、今後さらなる構造的な改良が必要である。

#### 4.7 エネルギー吸収能力

各試験体のエネルギー吸収能力を比較するため、せん断力-変形角関係における縦軸を最大せん断力で除して無次元化し、せん断力/最大せん断力-変形角関係を得た。 $R=1/100$  サイクルにおける各試験体のせん断力/最大せん断力-変形角関係を図-10に示す。同図には、通常モデル<sup>4)</sup>のせん断力/最大せん断力-変形角関係を併せて示した。

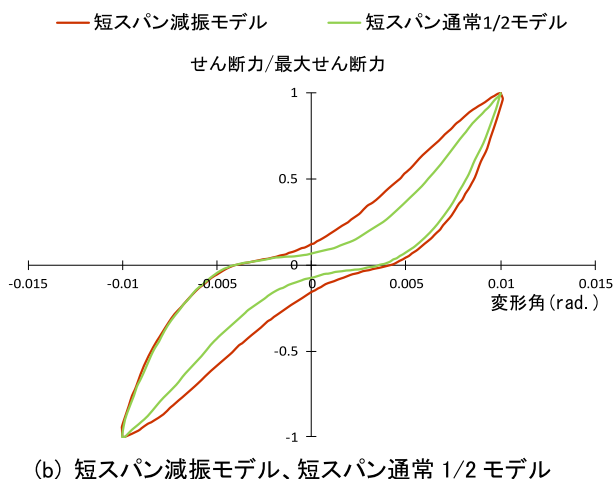
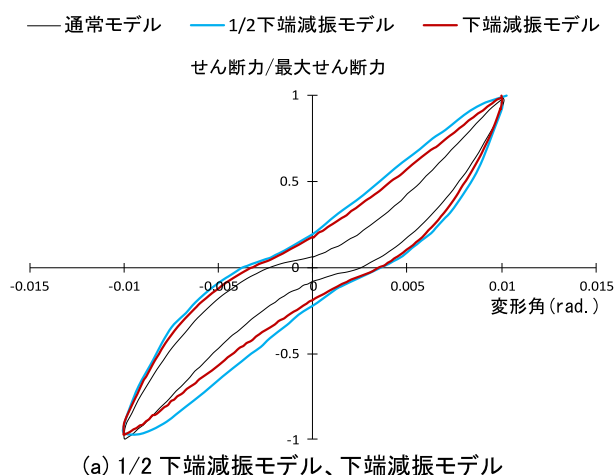


図-10 エネルギー吸収能力の比較(R=1/100 サイクル)

図-10(a)において、1/2下端減振モデルの履歴ループにおける除荷剛性は、下端減振モデルよりも若干大きくなっている。結果として、前者の履歴ループの面積は後者と比べて大きくなった。これは、前者の方が梁軸部の上端における損傷程度が小さかったためと考えられる。また、通常モデルとの比較においては、いずれのモデルも履歴ループの面積がかなり大きくなっている。これは、両モデルが優れた損傷低減効果を有することを示すものと考えられる。

図-10(b)において、短スパン減振モデルの履歴ループの面積は、短スパン通常1/2モデルよりも大きくなっている。これは、4.1節(4)で述べたように、短スパン減振モデルの方が短スパン通常1/2モデルよりも付着ひび割れの発生および梁軸部への損傷が少なかったためと考えられる。

## 5. まとめ

本研究では、減振構造を備える鉄筋コンクリート造梁の構造詳細について実用的な改良を行うことを目的とし、エネルギー

ギー吸収能力および減衰能力を検証するため、構造実験を実施した。実験に際し、通常の梁配筋を想定し、梁内側の下端筋のみを非定着としたモデル(1/2下端減振モデル、下端減振モデル)および建物の一部の区間への適用を想定した短スパン減振モデルを計画した。実験パラメータは主筋量、減振構造(非定着筋)の有無、スパン長である。結果は以下にまとめられる。

- (1) 下端減振モデルでは、梁上端と下端で破壊性状に差が生じた。これは、梁下端については減振構造であるため、下端に引張応力が生じたとき下接合部に変形が集中し、結果として梁軸部への損傷が低減されたものと考えられる。また、梁下端においてひび割れ幅が最も大きくなり、曲率分布においても、小さな変形レベルから下接合部(引張応力側)に変形が集中した。
- (2) 1/2 下端減振モデル(上端筋 2 本)および下端減振モデル(上端筋 4 本)は、上下端共に減振とした非定着減振モデル<sup>4)</sup>よりも下端が早期に降伏した。一方、上端については、両モデルとそれぞれ同等の鉄筋量を有する通常1/2モデル<sup>4)</sup>、通常モデル<sup>4)</sup>とほぼ同じ変形角で降伏した。したがって、減振構造とした下端においてのみ主筋の早期降伏がみられた。
- (3) 等価減衰定数については、 $R=1/100\text{rad}$ 、 $1/50\text{rad}$ において、1/2 下端減振モデルは非定着減振モデルとほぼ同じ値を示した。一方、下端減振モデルは、1/2 下端減振モデルに対してやや小さい値を示したものの、通常モデルと比べてかなり大きい値を示した。したがって、通常の梁配筋を想定し、下端筋のみを非定着とした減振構造の採用によっても、等価減衰定数が増加することがわかった。また、下端減振モデルの等価減衰定数が 1/2 下端減振モデルに対してやや小さい値を示したのは、前者の方が後者よりも上端の降伏変形角が大きく、その結果、梁軸部上端において広範囲にひび割れが生じたためと考えられる。
- (4) 短スパン減振モデルと非定着減振モデルを比較すると、前者の降伏変形角は後者の 4/5 であった。したがって、建物の一部の区間への適用を想定して減振構造の梁のスパンを短く(約 0.6 倍)することにより、主筋がより早期に降伏することがわかった。また、等価減衰定数は、 $R=1/133\text{rad}$  のとき、前者は後者よりもかなり大きい値を示した。しかし、 $R=1/100\text{rad}$  では非定着減振モデルと同等の値となり、 $R=1/50\text{rad}$  では 3/4 倍となった。これは、付着破壊に対する余裕度<sup>7)</sup>が 1 を下回っていたことから、付着ひび割れの影響が一因として考えられる。短スパン減振モデルについては、等価減衰定数の向上のため、今後さらなる構造的な改良が必要である。

(5) R=1/100 サイクルにおける短スパン減振モデルの無次元化せん断力-変形角関係(履歴ループ)の面積は、短スパン通常 1/2 モデルと比べてかなり大きくなった。これは、短スパン減振モデルの方が付着ひび割れの発生および梁軸部への損傷が少なかったためと考えられる。また、短スパン減振モデルは、短スパン通常 1/2 モデルと比べて小さな変形レベルから上下の接合部に変形が集中した。

#### 【謝 辞】

本実験は、明治大学理工学部建築学科 平石久廣教授との共同研究により実施したものである。平石久廣教授および建築構造第1研究室の大塚悠里氏、加賀朱音氏、小池浩香氏、木村裕太氏、沢柳佑奈氏に深く謝意を表す。

#### 【参考文献】

1) 寶部諒, 平石久廣: 顕著な応答低減を可能にする高エネルギー吸収機構構造に関する研究, pp279-280, 2016年8月

- 2) 寶部諒, 平石久廣: 減振構造建物の地震時応答評価に関する研究, pp705-708, 2017年8月
- 3) 加賀朱音, 小菅真緒, 小池浩香, 大塚悠里, 前島克朗, 富田祐介, 平石久廣: 減振機能を有する鉄筋コンクリート造梁の実験研究(その3 履歴性状), pp11-12, 2017年8月
- 4) 富田祐介, 前島克朗: 減振機能を有する鉄筋コンクリート造梁の開発, 五洋建設株式会社技術年報 vol.47, 2017年
- 5) 日本建築防災協会: 構造設計・部材断面事例集, 2007年
- 6) 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会: 建築物の構造関係技術基準解説書, 2015年
- 7) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1999年