

減振機能を有する鉄筋コンクリート造梁の開発

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普及しつつあるが、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)を備える鉄筋コンクリート造梁の開発を行った。本報では、減振機能を有する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、減振機能を有する梁においては変形角 $1/200\text{rad}$ に至る過程で主筋が早期に降伏し、梁軸部の損傷が軽減されることがわかった。また、通常の梁と比べ変形角 $1/100$ サイクル、 $1/50$ サイクルにおける減衰定数がそれぞれ約 2.0 倍、約 1.4 倍となり、減振機能を有する梁は優れた減衰能力を示すことがわかった。

1. はじめに

近年、建築物の設計において、大地震時に対しても一定の継続使用性や損傷の軽減が求められつつある。そのため、制振構造や免震構造などの構造システムが普及しつつあるが、コスト面や意匠上の制約など配慮すべき課題が多くある。このような背景から、筆者らは損傷軽減機構および良好なエネルギー吸収能力を有するとともに、コスト面に優れかつ意匠上の制約の少ない半固定型柱の開発を行った^{1)~3)}。

一方、靱性に依存した構造物の耐震設計では、梁降伏型の全体崩壊機構を形成することが望ましい⁴⁾。すなわち、地震時のエネルギー吸収はその過半が梁においてなされる。平石ら⁵⁾は鉄骨造の梁を対象とし、部材剛性を落とすことなく早期に降伏させることで、小さな変形段階から優れたエネルギー吸収能力および減衰能力をもつ構造(減振構造)の提案を行っている。また、建物応答を変形角 $1/100\sim 1/75\text{rad}$ 程度に収める場合には、本構造が極めて有効であることを示している。

そこで本研究では、減振機能を有する鉄筋コンクリート造梁の開発を目的とし、減振機能を有する具体的な梁工法を提案するとともに、構造実験によりその妥当性および基本的性状を明らかにする。

2. 工法概要

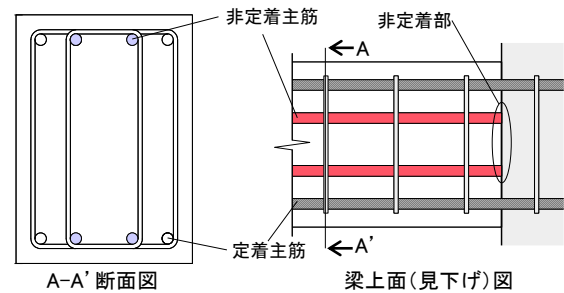
減振機能を有する梁の開発にあたり、以下に示す工法を考案した。工法概念図を図-1に示す。いずれの工法においても、梁端部のヒンジ領域における主筋量を減らすことで曲げ耐力を減少させるとともに、変形を梁端部に集中させることによって、主筋の早期降伏を図っている。

2.1 非定着減振モデル

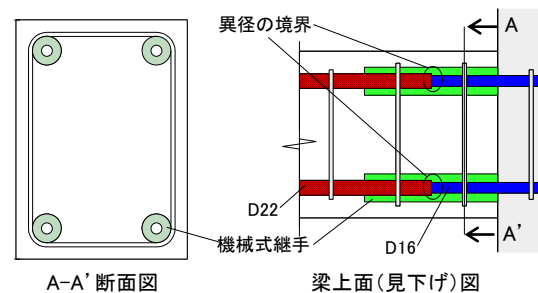
梁主筋のうち、隅筋は固定端に定着させるが、隅筋以外の梁内側における主筋を非定着とすることにより、梁端部における主筋量を梁中央部よりも小さくしている。

2.2 異径間減振モデル

梁端部では梁中央部と比べて径の小さい主筋を配置し、異径となる境界部を機械式継手で継ぐことにより、梁端部における主筋量を梁中央部よりも小さくしている。



(a) 非定着減振モデル



(b) 異径間減振モデル

図-1 減振機能を有する梁工法概念図

* 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、試験体全体図(共通)および各試験体の梁断面図・平面図をそれぞれ図-2、図-3に示す。

表-1 試験体概要(鉄筋は全てSD345)

試験体名	No.1 (通常モデル)	No.2 (通常1/2モデル)	No.3 (非定着減振モデル)	No.4 (異径間減振モデル)
有効スパン(mm)	1600			
梁幅×梁せい(mm)	250×350	250×350	250×350	250×350
せん断スパン比(M/Qd)	2.5			2.6
コンクリート設計基準強度	24			
配筋	主筋(中央部)	上下 4-D16	上下 2-D16	上下 4-D16
	主筋(端部)			上下 2-D22
	せん断補強筋	4-D6@100	2-D6@100	4-D6@100

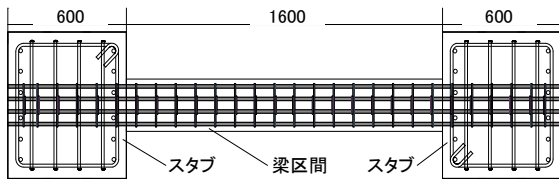
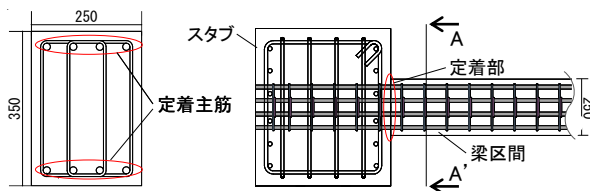
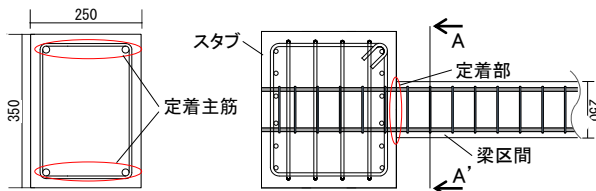


図-2 試験体全体図: 共通(梁見下げ)

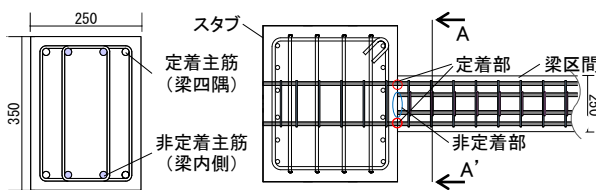
No.1(通常モデル)



No.2(通常 1/2 モデル)



No.3(非定着減振モデル)



No.4(異径間減振モデル)

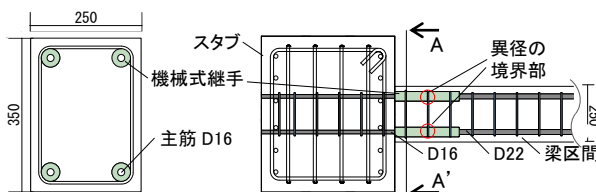


図-3 梁断面図および平面図: 試験体 No.1~No.4
(左:A-A' 断面図、右: 平面図(梁見下げ))

試験体は全4体であり、文献⁶⁾を参照の上、実大の1/2スケールで計画した。実験因子は、主筋量、減振機能の有無および減振構造の方法である。表-1において、試験体No.1は一般的な梁を想定した試験体であり、通常モデルと称する。No.2はNo.1の主筋量を半減させた試験体であり、通常1/2モデルと称する。一方、No.3は図-3に示すように梁内側の主筋を非定着とした非定着減振モデルである。No.4は、モルタル充填式の機械式継手を用いて梁端部における主筋の径を梁中央部より小さくした異径間減振モデルであり、異径となる境界部を継手区間の中央部に設けている。なお、No.2の主筋量は、No.3およびNo.4におけるスタブに定着された主筋の量と同一である。すなわち、No.1はNo.2~No.4と比べて2倍の主筋量を有している。

図-2において、いずれの試験体も有効スパン1600mm、梁幅×梁せい=250mm×350mmであり、せん断スパン比(M/Qd)を試験体No.1~No.3で2.5、No.4で2.6とした。また、いずれの試験体もコンクリート設計基準強度を24N/mm²、せん断補強筋間隔を100mm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表-2、表-3に、機械式継手およびその内部に充填したモルタルの材料試験結果を表-4、表-5に示す。

表-2 鉄筋引張試験結果

試験体	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	降伏ひずみ (%)	伸び率 (%)
D6(SD345)	482.23	572.87	182.00	0.47	12.50
D16(SD345)	402.28	411.08	185.00	0.22	17.70
D22(SD345)	394.56	426.16	183.00	0.26	16.00

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	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング率 (×10 ⁴ N/mm ²)
No.1	梁部材	気乾	23.07	2.61
No.2			24.39	2.69
No.3			24.57	2.68
No.4			24.85	2.74

表-4 機械式継手引張試験結果

試験体	母材降伏強度 (N/mm ²)	母材引張強度 (N/mm ²)	最終破壊形式
機械式継手	397.00	556.00	母材の破断

表-5 充填モルタル圧縮試験結果

試験体	材齢	破壊時の荷重 (kN)	圧縮強さ (N/mm ²)
モルタル	28日	294.40	127.10

3.3 加力方法

加力装置を図-4に示す。実験には建研式逆対称加力装置を用いた。载荷は部材角制御で行い、水平ジャッキにより正負交番で梁にせん断力を与える。また、正負交番载荷は表-6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。

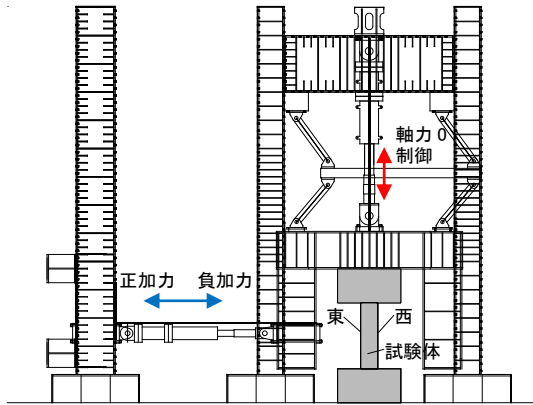


図-4 载荷装置（北立面）

表-6 加力プログラム

サイクル	1	2	3	4	5	6	7	8	9
部材角R (rad)	1/800	1/400	1/200	1/100	1/50				

4. 実験結果および考察

4.1 曲げモーメント-変形角関係

各試験体の梁端部における曲げモーメント-変形角関係を図-5に、各試験体の曲げモーメント-変形角関係より得られた包絡線の比較を図-6に示す。

(1) 試験体 No.1

$R=1/145\text{rad}$ のとき主筋が降伏し、その後 $R=1/50\text{rad}$ のとき最大曲げモーメント $M_{\max}=104\text{kN}\cdot\text{m}$ が認められた。

(2) 試験体 No.2

$R=1/163\text{rad}$ のとき主筋が降伏し、その後 $R=1/50\text{rad}$ のとき $M_{\max}=53.44\text{kN}\cdot\text{m}$ が認められた。

(3) 試験体 No.3

$R=1/230\text{rad}$ のとき主筋が降伏し、その後 $R=1/50\text{rad}$ のとき $M_{\max}=55.28\text{kN}\cdot\text{m}$ が認められた。

(4) 試験体 No.4

$R=1/230\text{rad}$ のとき主筋が降伏し、その後 $R=1/50\text{rad}$ のとき $M_{\max}=54.08\text{kN}\cdot\text{m}$ が認められた。

図-5に示したように、いずれの結果においても、 $R=1/50$ サイクル2回目の終了まで安定した履歴性状がみられた。

図-6において、減振モデルの試験体 No.3 および No.4 では、一般的な梁を想定し、かつ主筋量を同一としたNo.2と

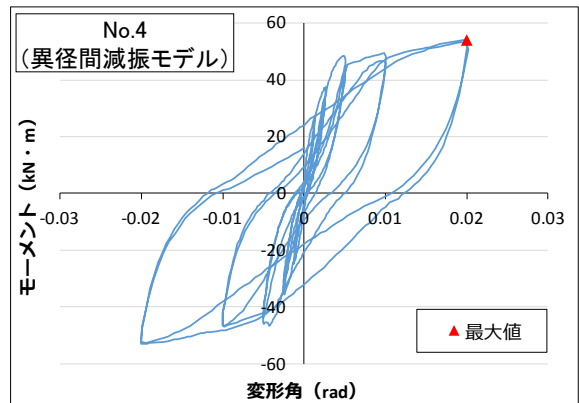
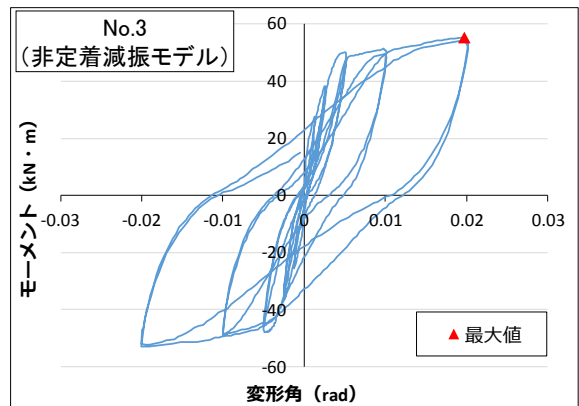
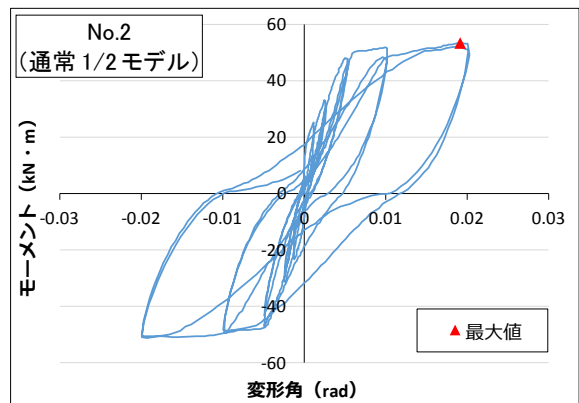
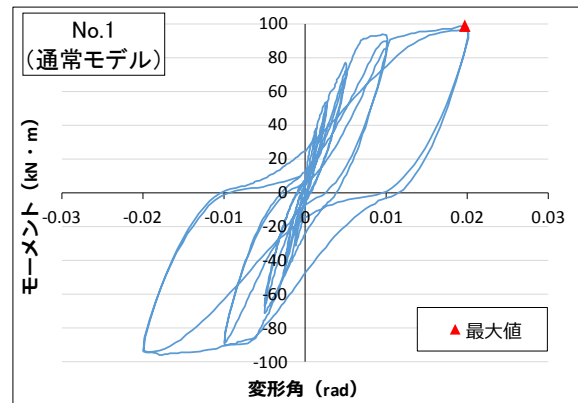


図-5 曲げモーメント-変形角関係

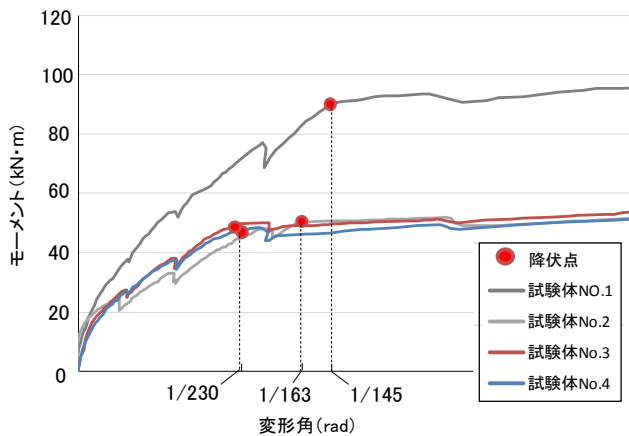


図-6 曲げモーメント-変形角関係の包絡線の比較

比べて、 $R=1/200$ radに至る過程で主筋が早期に降伏することがわかった。これは、減振モデルの梁では変形が梁端部に集中することが一因と考えられる。また、No.1とNo.2の比較においては、主筋量を半分としたNo.2のほうがNo.1と比べて主筋がやや早期に降伏している。したがって、梁の曲げ耐力の減少によっても、相対的に小さな変形レベルで主筋の降伏が発生することがわかった。

4.2 実験値と理論値

各試験体の実験値および理論値を表-7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⁷⁾により、せん断終局強度 Q_{su} は荒川 mean 式⁷⁾より算出した。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。

表-7 実験値と理論値

試験体	実験値		終局曲げモーメント		せん断終局強度	
	M_{max} (kN·m)	Q_{max} (kN)	M_u (kN·m)	M_{max}/M_u	Q_{su} (kN)	Q_{max}/Q_{su}
No.1	97.76	123.20	92.49	1.06	170.99	0.72
No.2	53.28	66.80	47.85	1.11	160.41	0.42
No.3	55.04	69.10	47.88	1.15	133.88	0.52
No.4	54.08	67.60	45.79	1.18	130.07	0.52

4.3 破壊性状

各試験体について、 $R=1/100$ サイクル 1 回目および $R=1/50$ サイクル 1 回目を経験後のひび割れ状況を図-7に示す。また、 $R=1/50$ サイクルの 1 回目終了したときの破壊状況(東面および西面の下端部)を写真-1に示す。

試験体 No.1 および No.2 は同様の破壊性状を示した。 $R=1/800$ サイクルにおいて梁とスタブの接合部分に曲げひび割れが発生した。 $R=1/400$ サイクルではせん断ひび割れが発生し、 $R=1/200$ サイクルでは曲げひび割れとともにせん断ひび割れが増加した。その後、変形角の増大に伴いひび割れが増加し、 $R=1/50$ サイクルでは、梁とスタブの接合部分におけるひび割れの幅が大きくなった。

試験体 No.3 および No.4 は同様の破壊性状を示した。

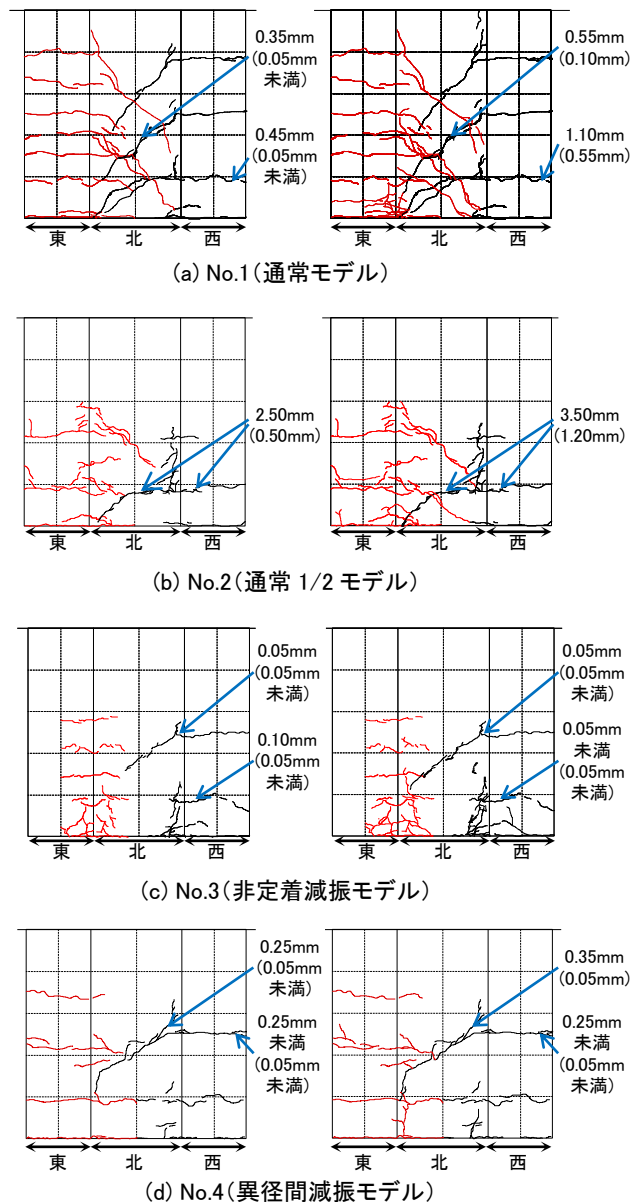


図-7 梁下端部のひび割れ状況(括弧内は残留幅を示す)
(左: $R=1/100$ サイクル、右: $R=1/50$ サイクル)

$R=1/800$ サイクルにおいて曲げひび割れが発生し、 $R=1/200$ サイクルまで増加した。 $R=1/200$ サイクルでは、せん断ひび割れが発生したが、その後の増加はみられなかった。 $R=1/100$ サイクルでは、梁とスタブの接合部分のひび割れが大きくなった。

いずれの結果においても脆性的な破壊は生じなかった。写真-1に示したように、減振モデルの試験体 No.3 および No.4 では、一般的な梁を想定した No.1 および No.2 と比べて、梁とスタブの接合部分にひび割れが集中的に発生した。これは、減振モデルの梁では変形が梁端部に集中することを示すものであり、4.1 節で述べた考察を裏付けるものである。

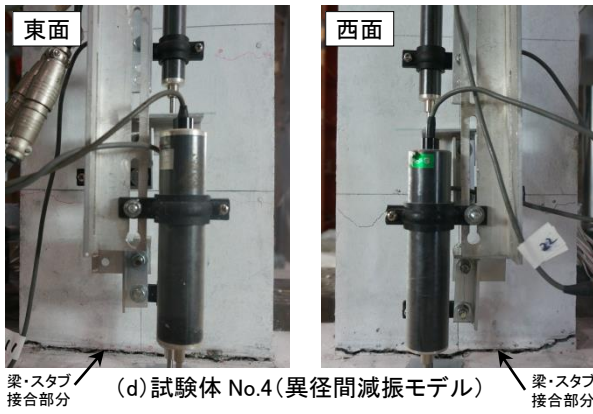
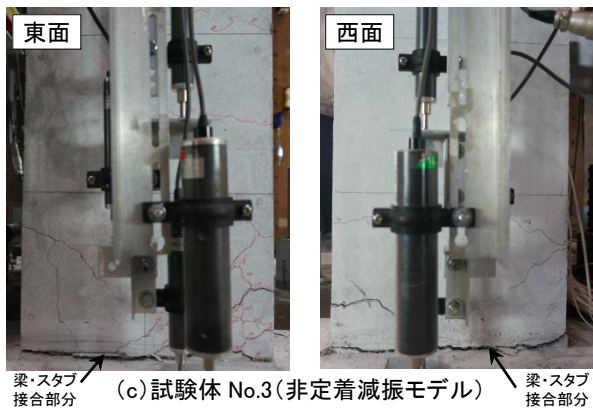
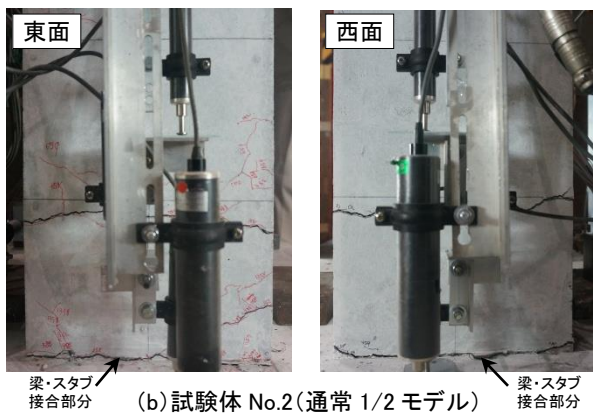
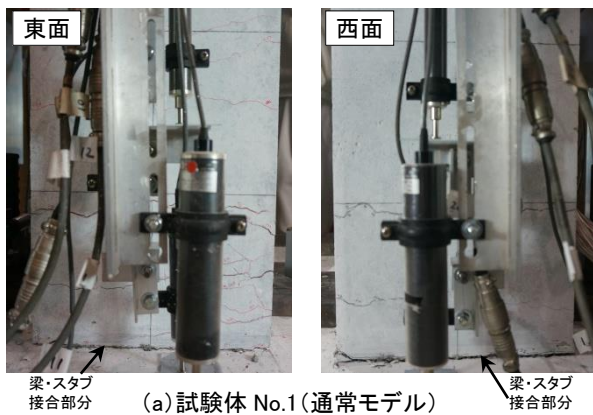
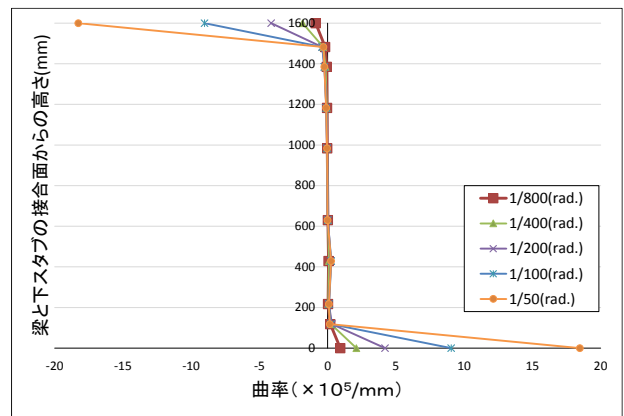


写真-1 梁下端部破壊状況 (R=1/50 サイクル 1 回目終了時)

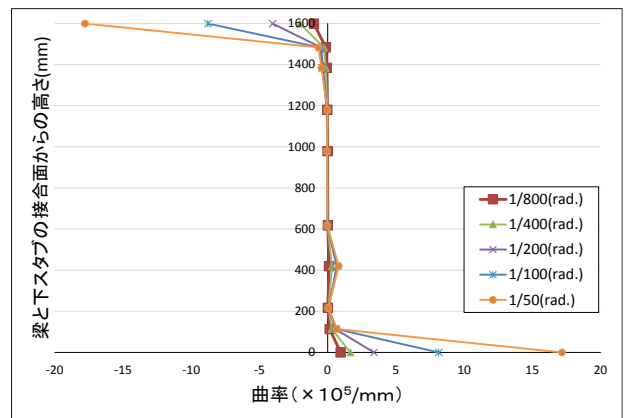
図-7においてR=1/100サイクル1回目、R=1/50サイクル1回目の場合、減振モデルの試験体No.3およびNo.4のひび割れ幅は、一般的な梁を想定したNo.1およびNo.2と比べてかなり小さくなった。また、梁とスタブの接合部分を除き、No.3およびNo.4における残留ひび割れ幅は、R=1/50サイクル1回目を経験後も0.05mm以下であった。したがって、減振モデルの梁は優れた損傷軽減効果を有することがわかった。

4. 4 曲率分布

減振モデルの試験体No.3およびNo.4の正加力時における曲率分布を図-8に示す。いずれの結果においても、小さな変形レベルから梁端部に变形が集中している。本実験事実は、写真-1(c)および(d)に示した梁とスタブの接合部分におけるひび割れの集中的な発生と同様に、4.1節で述べた考察を裏付けるものである。



(a) 試験体 No.3 (非定着減振モデル)



(b) 試験体 No.4 (異径間減振モデル)

図-8 曲率分布

4. 5 減衰定数

各サイクルにおける各試験体の減衰定数、および通常モデルに対する減振モデルの減衰定数の比を表-8に示す。なお、筆者らが提案する減振構造では、一般的な梁のヒンジ

領域における主筋量を減らし、曲げ耐力を減少させることにより、主筋の早期降伏およびこれによって得られる良好なエネルギー吸収と減衰を期待している。本節以降、一般的な梁モデルとして、減振モデルよりもヒンジ領域における主筋量を2倍とした通常モデル No.1 を取り扱うこととする。

表-8 各試験体の減衰定数と比率
(a) R=1/400 サイクル、1/200 サイクル

モデル	試験体	変形角 (rad)			
		1/400		1/200	
		減衰定数 (%)	比率	減衰定数 (%)	比率
通常	No.1	4.21	1	5.06	1
減振	No.3	4.49	1.07	4.67	0.92
	No.4	5.74	1.37	5.57	1.10

(b) R=1/100 サイクル、1/50 サイクル

モデル	試験体	変形角 (rad)			
		1/100		1/50	
		減衰定数 (%)	比率	減衰定数 (%)	比率
通常	No.1	7.73	1	14.88	1
減振	No.3	14.77	1.91	21.12	1.42
	No.4	15.20	1.97	21.44	1.44

R=1/200radにおいて、No.3およびNo.4の減衰定数がNo.1の減衰定数と概ね一致した。これは、No.3、No.4において主筋の降伏が生じたのはR=1/230radのときであり、R=1/200radにおいては主筋の降伏に伴うエネルギーの吸収が十分に発揮されないことが一因と考えられる。一方、R=1/100radおよびR=1/50radではそれぞれ、No.3とNo.4の減衰定数がNo.1と比べて約2.0倍、約1.4倍となっている。したがって、超高層建物等で大地震時の変形のクライテリアとなりつつある最大層間変形角1/100⁴を経験したとき、および変形角1/50を経験したとき、非定着減振モデルと異径間減振モデルの梁が優れた減衰能力を示すとともに、減振機能を有する梁の構造詳細として妥当であることがわかった。

4.6 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、曲げモーメント-変形角関係における縦軸を最大曲げモーメントで除して無次元化し、無次元化曲げモーメント-変形角関係を得た。通常モデルの試験体No.1と、減振モデルNo.3およびNo.4の無次元化曲げモーメント-変形角関係の比較を、各サイクルについて図-9～図-11に示す。

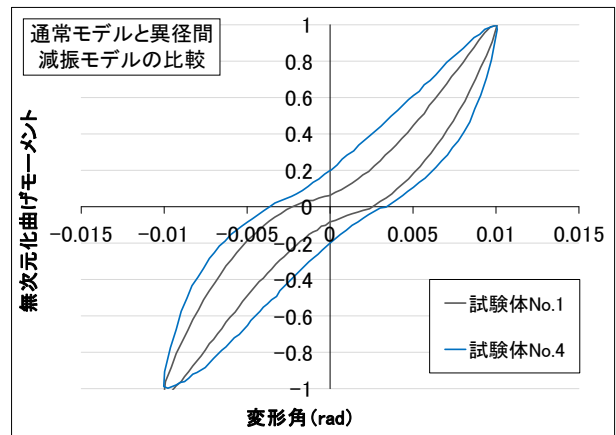
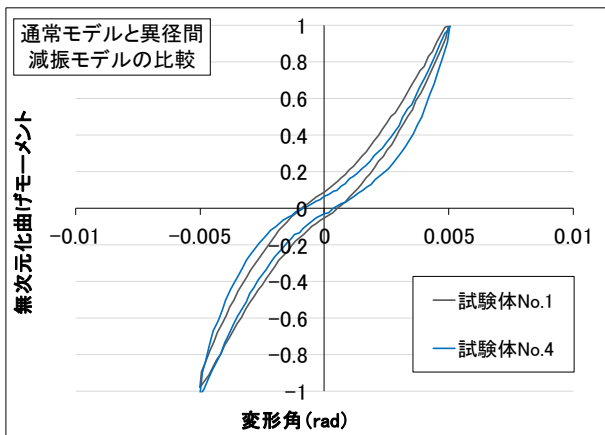
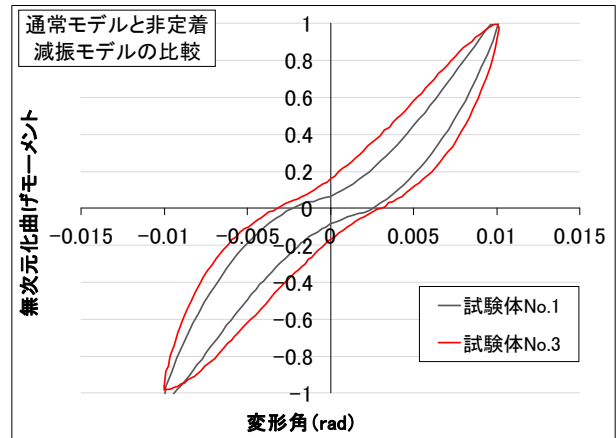
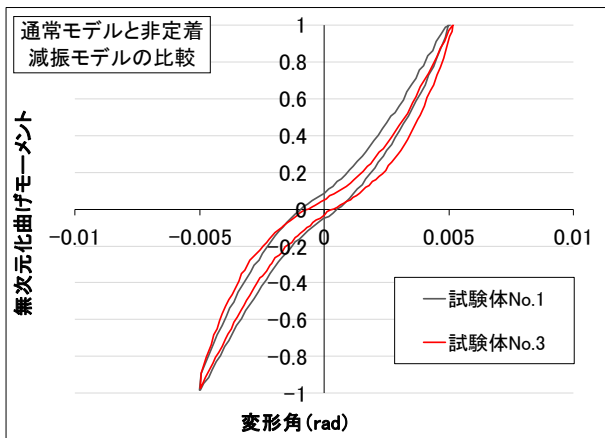


図-9 エネルギー吸収能力の比較(R=1/200rad)

図-10 エネルギー吸収能力の比較(R=1/100rad)

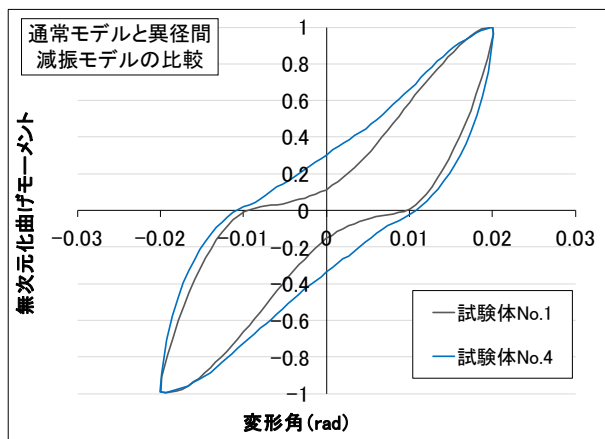
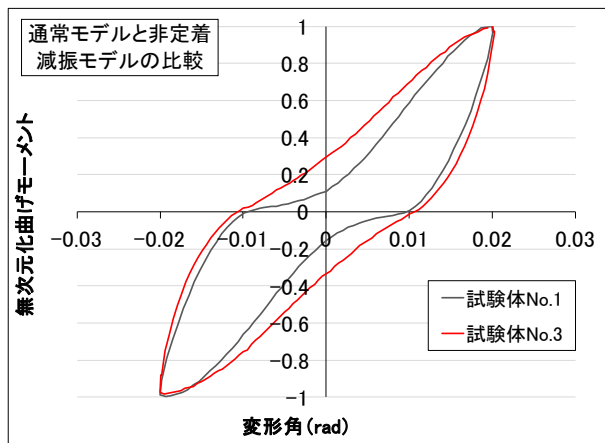


図-11 エネルギー吸収能力の比較(R=1/50rad)

R=1/200radにおいて、試験体No.3およびNo.4の履歴ループの面積はそれぞれ、No.1の面積と概ね一致している。一方、R=1/100rad、1/50radではそれぞれ、No.3およびNo.4の履歴ループにおける徐荷時の剛性がNo.1よりも大きくなっている。結果として、No.3およびNo.4の履歴ループの面積はNo.1と比べて大きくなった。これは、4.3節で述べたように、減振モデルの梁が優れた損傷軽減効果を示すためと考えられる。

5. まとめ

本研究では、減振構造(部材を早期に降伏させることで、小さな変形段階から優れた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)を具備する鉄筋コンクリート造梁の開発を目的とし、減振機能を有する具体的な梁工法を提案するとともに、構造実験によりその妥当性および基本的性状を検証した。実験に際し、主筋量、減振機能の有無および減振構造の方法を変動因子とした。結果は以下にまとめられる。

- (1) 減振機能を有する梁の構造詳細として、梁主筋のうち隅筋を固定端に定着させ、隅筋以外の梁内側における主

筋を非定着とした非定着減振モデル、および梁端部において梁中央部よりも径の小さい主筋を配置し、異径となる境界部を機械式継手で継いだ異径間減振モデルを提案した。いずれの方法も、ヒンジ領域における主筋量を減らすことで曲げ耐力を減少させるとともに、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) 減振モデルの試験体では、R=1/200rad に至る過程で梁主筋が早期に降伏することがわかった。また、主筋量を変動因子とした試験体の結果から、梁の曲げ耐力の減少によっても、相対的に小さな変形レベルで主筋の降伏が発生することがわかった。
- (3) 減振モデルの試験体では、一般的な梁を想定した試験体と比べて、梁とスタブの接合部分にひび割れが集中的に発生した。また、曲率分布においても小さな変形レベルから梁端部に変形が集中した。これらの実験事実より、梁端部における変形の集中が、主筋の早期降伏を生じさせているものと考えられる。
- (4) R=1/100 サイクル 1 回目および R=1/50 サイクル 1 回目において、減振モデルの試験体のひび割れ幅はそれぞれ、一般的な梁を想定した試験体と比べてかなり小さくなった。また、梁とスタブの接合部分を除き、残留ひび割れ幅は R=1/50 サイクル 1 回目を経験後も 0.05mm 以下であった。したがって、減振モデルの梁は優れた損傷軽減効果を有することがわかった。
- (5) R=1/100rad および R=1/50rad ではそれぞれ、非定着減振モデルと異径間減振モデルの減衰定数が、一般的な梁を想定し、かつ主筋量を 2 倍とした通常モデルの減衰定数と比べて約 2.0 倍、約 1.4 倍となった。したがって、超高層建物等で大地震時の変形のクライテリアとなりつつある最大層間変形角 1/100⁴⁾、および変形角 1/50 を経験したとき、両者の減振モデル梁が優れた減衰能力を示すとともに、その構造詳細が減振機能を有する梁として妥当であることがわかった。
- (6) R=1/100rad および R=1/50rad ではそれぞれ、減振モデルの無次元化曲げモーメント-変形角関係(履歴ループ)における徐荷時の剛性が通常モデルの試験体と比べて大きくなり、結果として履歴ループの面積が大きくなった。これは、減振モデルの梁が優れた損傷軽減効果を示すためと考えられる。

【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す。平石久廣教授ならびに建築構造第1研究室の小菅真緒氏、加賀朱音氏、新井翔太氏、小池浩香氏、大塚悠里氏、その他関係各位に深く謝意を表します。

【参考文献】

- 1) 劉詩琦, 前島克朗, 小菅真緒, 加賀朱音, 富田祐介, 平石久廣: 優れた損傷軽減機構を有する鉄筋コンクリート造半固定型柱の開発研究: その1 実験概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp55-56, 2016年8月
- 2) 加賀朱音, 前島克朗, 劉詩琦, 小菅真緒, 富田祐介, 平石久廣: 優れた損傷軽減機構を有する鉄筋コンクリート造半固定型柱の開発研究: その2 実験結果1, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp57-58, 2016年8月
- 3) 小菅真緒, 前島克朗, 劉詩琦, 加賀朱音, 富田祐介, 平石久廣: 優れた損傷軽減機構を有する鉄筋コンクリート造半固定型柱の開発研究: その3 実験結果2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp59-60, 2016年8月
- 4) 日本建築学会: 建築耐震設計における保有耐力と変形性能, 1990
- 5) 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, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp279-280, 2016年8月
- 6) 日本建築防災協会: 構造設計・部材断面事例集, 2007年
- 7) 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, 2007年版