論文 減振機能を有する鉄筋コンクリート造梁の応用開発研究

大塚 悠里*1・小池 浩香*2・加賀 朱音*3・平石 久廣*4

要旨:本論文では,通常の配筋法の梁より部材を早期降伏させることにより,小さな変形段階から良好な減 衰能力を発揮しうる減振構造の実用化に向け,減振梁の応用開発研究を行った。具体的には,梁端部におけ る下端筋の一部を非定着とした減振梁及び建物の一部に減振梁を効果的に用いることを想定した短スパン減 振梁の構造実験を行った。実験結果より,せん断スパン比 2.5 の梁の下端筋のみを減振とした下端減振梁も 通常の配筋法の梁に比べ優れた減衰能力を,また,短スパン減振梁は変形角 1/200(rad.)程度から,通常の配 筋法の短スパン梁に比べ極めて良好な減衰能力を示した。

キーワード:鉄筋コンクリート造梁,構造実験,主筋非定着,短スパン梁,エネルギー吸収,等価減衰定数

1. はじめに

近年,建築物には大地震に対しても一定の継続使用性 や損傷の抑制が要求されつつある。そのため,免震構造 や制振構造が普及しているが,これらの構造はコスト面 及び意匠面など,配慮すべき課題が多くある。

このため,平石らは上記の課題を解決しうる機能を有 する構造(減振構造)を提案している^{1),2),3)}。ここで,減振 構造とは,通常の構造が一般的に部材長において耐力が 一様な部材から構成されるのに対し,部材端部のヒンジ 部の耐力がヒンジ部以外の部分の耐力より相対的に小さ く,かつ,ヒンジ長さが短い部材からなる構造である。 結果として,減振構造は通常の構造に比べ,耐力は低下 するものの,剛性はさほど低下することなく早期に降伏 し,変形の小さな段階から良好な履歴エネルギーを発揮 しうる。具体的な例としては,鉄筋コンクリート造の場 合は部材端部におけるヒンジ領域の一部主筋の非定着な ど,また,鉄骨造の場合は梁端部のフランジ断面積を梁 中央の断面よりも相対的に小さくし,断面縮小部分の長 さを部材長に比べてかなり短くするなどの工法が考えら れる。 すでに寳部らは,鉄骨造フレームモデルを用い,ヒン ジ領域の断面縮小による建物の剛性低下を考慮した減振 構造建物の大地震動に対する時刻歴応答解析から,断面 縮小による耐力さらに剛性低下を加味しても,減振構造 は地震時の応答低減が可能であることを検証している²⁾。

一方,加賀らは減振構造を用いた鉄筋コンクリート造の基本的性状を把握するため,梁の主筋のうち内側に配した主筋を梁端部で非定着とした(後述図-1(a)参照)梁の構造実験を行い,通常の配筋法とした鉄筋コンクリート造梁に比べ,変形角 1/100(rad.)~1/50(rad.)において優れた減衰能力を有することを示している³⁾。

しかしながら,減振構造については基礎的な開発段階 に留まっており,実用化に向けては実際の建物を想定し た,より具体的な構造詳細による検討が望まれる。

本論文では、一般的に梁は鉛直荷重時の影響により、 梁端部の下端筋が上端筋より少ないことに着目し、下端 筋の一部を非定着とした減振梁及び減振構造のより有効 的な活用法と考えられる建物の一部に減振梁を効果的に 用いることを想定した短スパン梁の構造実験を行い、そ の妥当性及び構造性能の検証を行う。

※ │仕								
		試験体 -	U0.5LG0.5		U1LG0.5			
			上端	下端	上端	下端	000.5200.5-5	00.520.5-5
		試験体スパン(mm)	1600				945	
中间主体の		梁幅×梁せい(mm)	250×350					
内側土肋の		コンクリート強度(N/mm²)	24					
非正有	短スパン	主筋(中央部)	-2-D16(SD345)	4-D16(SD345)	5) 4-D16(SD345) 5)	4-D16(SD345)	4-D16(SD345)	2-D16(SD345)
(平面図)	減振梁	主筋(端部)		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(SD345)@100	2-D6(SD345)@100
(a) 内側主筋の非5	定着 (b) 短スパン減振梁	せん断補強筋(端部)					4-D6(SD345)@50	2-D6(SD345)@50
		せん断スパン比	2	.5	3.4*1	1.7*2	1.5	1.5
図ー1 モデル概念図 正加力側に下端、負加力側に上端の向きで試験体を設置 ※1 正加力時の下スタブ側の値 ※2 負加力時の下スタブ側の値								
*1 明治大学大学院博士後期課程 理工学研究科 日本学術振興会特別研究員 DC1 修士(工学) (学生会員)								

表-1 各試験体概要

*2 明治大学大学院博士前期課程 理工学研究科

*3 明治大学大学院博士前期課程 理工学研究科 (学生会員)

115

*4 明治大学教授 理工学部建築学科 工博 (国立研究開発法人建築研究所 客員研究員) (正会員)

2. 実験概要

減振機能を有する梁の応用開発にあたり,2.1節,2.2 節に示す2つのモデルを研究対象とした。

2.1 せん断スパン比 2.5(通常スパン)梁下端減振モデル

一般的に梁部材においては、せん断スパン比を2以上 とすると良好な曲げ降伏が期待しうると考え、せん断ス パン比を2.5(以下、通常スパンと呼ぶ)とし、梁端部の下 端の主筋のうち内側に配した主筋を梁端部で非定着とし たモデル(図-1(a)参照)。ただし、梁上端、下端で主筋比 が異なる試験体(U1LG0.5)では梁左右でせん断スパン比 の値が異なるため、左右のせん断スパン比の平均がこの 値となる。

2.2 せん断スパン比 1.5(短スパン)梁減振モデル

せん断スパン比を 1.5(以下,短スパンと呼ぶ)とし,主 筋のうち内側に配した主筋を梁端部で非定着とした短ス パン非定着減振のモデル。本モデルは建物全体が小さな 変形段階から良好なエネルギー吸収能力を示すことを狙 い,減振部材のより有効的な活用法と考えられる短スパ ンの梁への適用を考えている(図-1(b)参照)。

****	使用部分	盖生士法	圧縮応力	ヤング係数
武功天14		後主力法	(N/mm²)	$(\times 10^4 N/mm^2)$
U0.5LG0.5		复数	24.61	2.86
U1LG0.5	梁部材		26.46	2.75
UG0.5LG0.5-S	スタブ部材	ヌリキン	27.05	2.74
U0.5L0.5-S			26.23	2.82

鉄筋引張試験結果

表-2 コンクリート圧縮試験結果

降伏強度 終局強度 ヤング係数 供試体 降伏歪 (%) (N/mm²) (N/mm^2) $(\times 10^5 N/mm^2)$ 465.72 D6(SD345) 536.91 1.94 0.45^{*} D16(SD345) 362.34 378.99 1.77 0.20 ※0.2%オフセット

表一3







(c) UG0.5LG0.5-S

2.3 試験体概要

表-1に各試験体概要,図-2に試験体名称,図-3に 各試験体の断面及び平面の概要を示す。また,表-2,表 -3に各試験体に使用したコンクリート及び鉄筋の材料 試験結果を示す。

文献⁴の 14 階モデルを参照し,曲げ降伏が先行する梁 を想定した 4 体を実大の 1/2 スケールで設計した。共通 因子は梁断面せい 350(mm),梁断面幅 250(mm), コンク リート強度 24(N/mm²)とした。また,U0.5LG0.5 と U1LG0.5 のスパン長は 1600(mm)とし,UG0.5LG0.5-S と U0.5L0.5-S のスパン長は 945(mm)とした。以下に,各試 験体の特徴を記す。

(1) U0.5LG0.5

梁中央部の上端筋は 2-D16, 下端筋は 4-D16 とした。 また,梁端部は上端筋,下端筋共に 2-D16 とし,下端内 側に配した主筋 2 本を非定着とした。せん断補強筋は 2-D6 とし,せん断補強筋間隔は 100(mm)とした。

(2) U1LG0.5

梁中央部の上端筋,下端筋共に 4-D16 とした。また,

表-4 各試験体の目標所定部材角と水平変位

試験体名						
U0.5L	_G0.5	UG0.5LG0.5-S				
U1L	G0.5	U0.5L0.5-S				
変形角(rad.)	変位(mm)	変形角(rad.)	変位(mm)			
1/800	2.0	1/800	1.2			
1/400	4.0	1/400	2.4			
1/200	8.0	1/200	4.7			
		1/133	7.1			
1/100	16.0	1/100	9.5			
1/50	32.0	1/50	18.9			



図-2 試験体名称



(b) U1LG0.5



(d) U0.5L0.5-S

図-3 各試験体の断面及び平面概念図

梁端部の上端筋は 4-D16, 下端筋は 2-D16 とし, 下端内 側に配した主筋 2 本を非定着とした。せん断補強筋は 4-D6 とし, せん断補強筋間隔は 100(mm)とした。

(3) UG0.5LG0.5-S

梁中央部の上端筋,下端筋共に 4-D16,梁端部の上端 筋,下端筋共に 2-D16 とし,内側に配した主筋 2 本を非 定着とした。せん断補強筋は 4-D6 とし,せん断補強筋間 隔を梁中央部は 100(mm),梁端部は 50(mm)とした。

(4) U0.5L0.5-S

上端筋, 下端筋共に 2-D16 とした。せん断補強筋は 2-D6 とし, せん断補強筋間隔を梁中央部は 100(mm), 梁端部は 50(mm)とした。

2.4 載荷方法

建研式逆対称加力装置を用いた。載荷は部材角制御と し、水平アクチュエーターにより正負方向におけるせん 断力を与えた。表-4 に各試験体における加力サイクル の目標所定部材角とその水平変位を示す。なお、変形角 1/800(rad.)は正負繰り返し載荷を1回行い、それ以降は正 負繰り返し載荷を2回行った。なお、いずれの試験体も 同様なサイクルで加力を行い軸力は0となるようにした。





写真-1 最終破壊状況(変形角 1/50(rad.))(U1LG0.5)

3. 実験結果

3.1 破壊性状

図-4 に変形角 1/50(rad.)経験後における各試験体のひ び割れ状況,写真-1 に最終破壊状況における U1LG0.5 の写真を示す。なお,図-4 の括弧内は残留ひび割れ幅 を示す。

(1) U0.5LG0.5

変形角 1/800(rad.)で梁端部に曲げひび割れが発生し, 変形角 1/400(rad.)で梁上端側に曲げせん断ひび割れと主 筋に沿ったひび割れが発生した。また,変形角 1/100(rad.) で梁下端側に主筋に沿ったひび割れが発生した。変形角 1/50(rad.)において,梁スタブ接合部におけるひび割れが 最も大きくなり,ピーク時のひび割れ幅が 4.00(mm),残 留ひび割れ幅が 0.70(mm)であった。

(2) U1LG0.5

U0.5LG0.5 と同様な破壊性状を示した。また、変形角 1/50(rad.)において、梁スタブ接合部におけるひび割れが 最も大きくなり、ピーク時のひび割れ幅が 4.00(mm)、残 留ひび割れ幅が 3.00(mm)であった。変形角 1/400(rad.)以 降、梁上端と梁下端でひび割れ性状に差異が生じた(図-4(b)、写真-1参照)。これは、梁上端が通常の配筋法の 鉄筋コンクリート造であるのに対し、梁下端を減振構造 としたためと考えられる。

(3) UG0.5LG0.5-S

変形角 1/800(rad.)で梁端部に曲げひび割れが生じ,変 形角 1/400(rad.)で梁下端側に曲げせん断ひび割れが,梁 上端側に曲げせん断ひび割れと主筋に沿ったひび割れが 発生した。変形角 1/50(rad.)において,梁スタブ接合部に





図-5

各試験体の曲率分布

おけるひび割れが最も大きくなり、ピーク時のひび割れ 幅が 8.00(mm),残留ひび割れ幅が 6.00(mm)であった。

(4) U0.5L0.5-S

UG0.5LG0.5-S と同様な破壊性状を示したが、梁端部に ひび割れが集中せず付着ひび割れも多く発生した。

上記4体の破壊性状の特徴として、下端のみを減振と した U0.5LG0.5 と U1LG0.5 は梁上端と梁下端の破壊性 状に差異が生じた。また、減振とした梁下端側において 端部にひび割れが集中した。UG0.5LG0.5-S も U0.5L0.5-S に比べ、梁端部にひび割れが集中し、それに伴い、梁 スタブ接合部のひび割れが大きくなった。減振工法を用 いたモデルにおいて、梁スタブ接合部以外での損傷は文 献³⁾の主筋をスタブ端まで通した通常の配筋法の試験体 U1L1(せん断スパン比 2.5、引張鉄筋比 1.0%)より概して 小さかった。

3.2 曲率分布

図-5 に U1LG0.5, UG0.5LG0.5-S 及び U0.5L0.5-S の 正加力時における曲率分布を示す。U1LG0.5 は小さな変 形レベルから梁端部に曲率が集中した。なお, U0.5LG0.5 もほぼ同じ曲率分布を示した。また,UG0.5LG0.5-S は U0.5L0.5-S に比べ,小さな変形レベルから梁端部に曲率 が集中した。なお、U0.5L0.5-S において右端スタブの接 地面から 787.5(mm)付近で曲率が大きくなっているのは, この位置に曲げひび割れが生じ,それより右側では生じ なかっためである。

3.3 諸強度

表-5 に各試験体の理論値,実験値及び付着余裕度を 示す。終局曲げモーメント Mu の理論値は梁の曲げ終局 強度学会略算式,せん断終局強度 Qsu の理論値は荒川 mean 式⁵,付着信頼強度 tbu 及び設計用付着応力度 ty は 文献 のより算出し,付着余裕度が最も小さい場合につい て記した。なお,UG0.5LG0.5-S では付着余裕度が中央部 で1を下回ったが,文献 ³の試験体との比較のためせん 断補強筋比等は同じとした。

3.4 荷重-変形角関係

図-6に各試験体の荷重-変形角関係, せん断力の最大 値及び理論値を示す。全ての試験体において最大せん断 力は変形角 1/50(rad.)の1回目ピーク時にみられた。また,

		曲げ終局モーメント				付着余裕度		
試験体		理論値	実験値	実験値/理論値	理論値	実験値	せん断余裕度	理論値
		M _u (kN∙m)	M _{max} (kN ∙ m)	${\rm M_{max}/M_u}$	Q _{su} (kN)	Q _{max} (kN)	$\rm Q_{su}/Q_{max}$	au _{bu} / $ au$ _f
U0.5LG0.5		40.8	54.4	1.3	130.4	68.0	1.9	1.2(梁中央下端)
U1LG0.5	上端	81.6	100.2	1.2	133.3	93.9	1.4	1.0(梁端部上端)
	下端	40.8	52.5	1.3	165.9	98.5	1.7	
UG0.5LG0.5-S		40.8	55.8	1.4	206.0	118.1	1.7	0.7(梁中央上端)
U0.5L0.5-S		40.8	53.7	1.3	203.8	113.7	1.8	1.0(梁中央上端)

表-5 各試験体の理論値,実験値及び付着余裕度





(c) UG0.5LG0.5-S





変形角(rad.)



(d) U0.5L0.5-S

図-6 各試験体の荷重-変形角関係

U0.5LG0.5 と U1LG0.5 は加力終了時まで極めて安定した 履歴性状を示した。UG0.5LG0.5-S は変形角 1/50(rad.)の2 サイクル目, U0.5L0.5-S は変形角 1/100(rad.)の2 サイク ル目に付着ひび割れによるせん断力の低下がみられ,ス リップ性状を示した。さらに,全ての試験体においてせ ん断力の実験値は理論値を上回った。

3.5 降伏変形角

図-7 に各試験体の包絡線を示す。なお,図中には文献³⁾の U1L1 を黒線で,U1L1 の引張鉄筋比を 0.5%とした U0.5L0.5 を破線で,U1L1 の上下端端部の引張鉄筋比を 0.5%とし,上下端各 4 本(D16)の主筋の内,2 本を非定着とした減振モデル(UG0.5LG0.5 非定着)を灰色線で示す。また,主筋に貼付した歪より算出した降伏変形角を プロットで示す。

図-7(a)より、U0.5LG0.5 及び U1LG0.5 の初期剛性は U1L1 とほぼ同じ値を示した。また、U0.5LG0.5 と U1LG0.5の下端はUG0.5LG0.5 非定着より早期に降伏し、 U0.5LG0.5の上端はU0.5L0.5 と、U1LG0.5の上端はU1L1 とほぼ同じ変形角で降伏した。

図-7(b)より, UG0.5LG0.5-S 及び U0.5L0.5-S の初期 剛性はほぼ同じ値を示した。また, U0.5L0.5-S は U1L1 よ り早期に降伏し, その降伏変形角は U1L1 の 2/3, UG0.5LG0.5-S はさらに早期に降伏し, その降伏変形角は U0.5L0.5-Sの3/4であった。

3.6 定常ループ

図-8 に変形角 1/100(rad.)における各試験体と文献³⁾ の U1L1 の履歴サイクルを示す。なお、図の縦軸はせん 断力を最大せん断力で除し、基準化した値である。

図-8(a)より, U0.5LG0.5 及び U1LG0.5 は, U1L1 に比 ベ戻り剛性が大きく, かつ, スリップ的傾向も U1L1 に 比べて少なく, 基準化した履歴面積ではかなり大きな値 を有した。ただし, U1LG0.5 の基準化した履歴面積は, U0.5LG0.5 よりやや小さい。

図-8(b)より, UG0.5LG0.5-Sの基準化した履歴面積も, U0.5L0.5-Sに比べかなり大きい。

3.7 等価減衰定数

図-9に各試験体と文献³⁾の U1L1 及び UG0.5LG0.5 非 定着の各サイクルにおける等価減衰定数を示す。

U0.5LG0.5 は変形角 1/100(rad.), 1/50(rad.)において, UG0.5LG0.5 非定着と近い等価減衰定数の値を示した。ま た,U1LG0.5 は変形角 1/100(rad.), 1/50(rad.)において, U1L1 よりかなり大きい等価減衰定数の値を示した。た だし,U0.5LG0.5 よりやや小さい。

U0.5L0.5-S は変形角 1/400(rad.)~1/100(rad.)まで U1L1 とほぼ同じ等価減衰定数の値を示したが, UG0.5LG0.5-S は変形角 1/200(rad.)から U0.5L0.5-S の等価減衰定数の 2



倍近い値を示した。また,変形角 1/133(rad.)で他の減振 梁よりもかなり大きな等価減衰定数の値を示し,変形角 1/100(rad.)で既往のUG0.5LG0.5非定着と同等な等価減衰 定数の値を示した。なお,短スパンモデルは変形角 1/50(rad.)において付着割裂の影響があったのものの, UG0.5LG0.5-Sの等価減衰定数はU1L1とほぼ同じ値を示 した。





4. まとめ

本研究では、実用的な減振機能を有する鉄筋コンクリ ート造梁の開発を目標に、鉄筋コンクリート造梁の端部 の鉄筋比を上端と下端で変えた通常スパン梁及び建築物 の一部に用いることを想定した短スパン梁の構造実験を 行い、その性能確認を行った。

以下に,得られた知見を記す。

- (1) 下端のみを減振とした部材(U0.5LG0.5, U1LG0.5)は, 上下端共に減振としたもの(UG0.5LG0.5 非定着)より 下端が早期に降伏し,上端は同等の鉄筋比の部材と ほぼ同じ変形角で降伏した。
- (2) 端部の鉄筋比を上下端共に同じとし、下端のみを減 振とした部材(U0.5LG0.5)の等価減衰定数は、変形角 1/100(rad.)、1/50(rad.)において、上下端共に減振とし たもの(UG0.5LG0.5 非定着)と近い値を示した。
- (3) 下端端部の鉄筋比を上端の半分とし,下端のみを減 振とした部材(U1LG0.5)の等価減衰定数は,変形角 1/100(rad.), 1/50(rad.)において,主筋をスタブ端まで 通し,通常の配筋法とした部材(U1L1)よりかなり大 きい値を示した。ただし,端部の鉄筋比を上下端共に 同じとした下端減振モデル(U0.5LG0.5)よりやや小さ い。
- (4) 短スパン梁を減振とした部材(UG0.5LG0.5-S)の降伏 変形角は、通常の短スパン梁(U0.5L0.5-S)の3/4程度, また、その等価減衰定数は小さな変形角である 1/200(rad.)から、通常の短スパン梁(U0.5L0.5-S)の2倍

程度の値をとった。

- (5) 曲率分布より,通常スパン梁の下端を減振とした部 材(U0.5LG0.5,U1LG0.5)と短スパン梁の上下端共に 減振とした部材(UG0.5LG0.5-S)は,小さな変形段階か ら梁端部に曲率が集中した。
- (6) 通常スパン梁の下端を減振とした部材(U0.5LG0.5, U1LG0.5)は梁下端側において端部にひび割れの集中 がみられた。また,短スパン梁を減振とした部材 (UG0.5LG0.5-S)は,通常の短スパン梁(U0.5L0.5-S)に 比べ,ひび割れが梁端部に集中した。さらに,減振工 法を用いた部材では最大ひび割れが梁スタブ接合部 に発生し,その他の部分の損傷は概して小さかった。 以上のように,本論文で提示した減振部材は通常の配 筋法とした部材に比べ初期剛性は変わることなく早期に 降伏し,小さな変形段階から良好な履歴吸収能力を示し た。したがって,前述のように応答低減を可能とし,大 地震時の継続使用性や損傷の制御を図りうる有用な部材 といえる。

謝辞

実験の実施にあたり五洋建設(株)の関係者の皆様,明 治大学学部4年の木村裕太氏,沢柳佑奈氏には多大なご 協力を賜りました。ここに記して深く感謝の意を表しま す。なお,本研究の一部は平成29年度特別研究員奨励費 (課題番号:17J02633,研究代表者:大塚悠里)により行った。

参考文献

- (資部諒,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(九州),pp.279-280,2016.8
- (育部諒,平石久廣:減振構造建物の地震時応答評価 に関する研究,日本建築学会大会学術講演梗概集 (中国),pp.705-706,2017.8
- 3) 加賀朱音,小菅真緒,小池浩香,大塚悠里,前島克 朗,冨田祐介,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),日 本建築学会大会学術講演梗概集(中国), pp.11-12, 2017.8
- 財団法人日本建築防災協会:構造設計・部材断面事 例集,財団法人日本建築防災協会,2007
- 5) 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会:2015 年版建築物の構造関係技術基準解説書,全国官報販 売協同組合,2015
- 6) 社団法人日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の 靭性保証型耐震設計指針・同解説,社団法人日本建 築学会,1999