# 論文 梁端部でスリーブ継手補強された主筋を有する梁部材の構造性能

永井 覚\*1・丸田 誠\*2・高谷 真次\*3・山本 幸正\*4

要旨:従来より高耐力・高剛性な梁部材の実現を目的に,梁端部で主筋をスリーブ継手で補 強し,主筋降伏を柱面位置ではなく,梁部材内の継手先端位置で生じさせるようにした梁端 継手補強 RC 梁の曲げせん断実験を実施した。その結果,意図通り継手先端位置で梁主筋が 降伏し,大きな変形性能を確保できる高耐力の梁部材となることが把握された。また,この 梁部材は,スリーブ継手の無い同形状配筋の梁部材に比べて降伏時割線剛性が大きく,等価 粘性減衰も早期から増大した。各種強度や履歴性能は既往評価方法を準用できることなどが 示された。

キーワード:梁端継手補強梁,スリーブ継手,高耐力部材

# 1. はじめに

近年,超高層 RC 造建物は,高層化のため高強 度・高耐力化し,かつ,従来より建築自由度を 高めるため大空間化の傾向にある。チューブ架 構形式の超高層 RC を対象とした場合,大空間を 実現するために,従来に比べてロングスパン, かつ高耐力・高剛性の梁部材が必要となる。現 行では,梁主筋に SD490 を超える超高強度鉄筋 を採用した梁部材実験が多く報告されているが, 梁主筋に高強度鉄筋を用いるほど降伏変形が大 きくなる傾向がある。そこで,本研究では,高



図-1 梁端継手補強梁の概念

耐力で,かつ,降伏変形が小さい梁部材を得る ために,図-1に示すように,「ヒンジ・リロケ ーション」の概念<sup>例えば1)</sup>を採用し,梁端部位置に おいて主筋をスリーブ継手で補強することによ り,地震時の曲げモーメント分布に対して強度 分布を図-1下図のように分布させて,主筋降 伏を柱面位置ではなく,梁部材内の継手先端位 置で生じさせる梁部材(以下,「梁端継手補強 梁」)を考案した。そこで,本研究では,梁端継 手補強梁の構造性能を把握するために,曲げせ ん断実験を実施した。

#### 2. 実験概要

#### 2.1 試験体

表-1に試験体一覧を,図-2に形状及び配 筋例を示す。試験体は約 1/2.5 縮小で,梁端継手 補強梁試験体 3 体と,通常配筋の高耐力梁試験 体 2 体の合計 5 体である。実験因子は(1)梁端継 手補強の有無,(2)梁主筋鋼種・鋼材量,(3)横補 強筋量・配置である。

BN1 と BH1 試験体は,従来のように主筋が通 し配筋されているが,想定した実大サイズで考 えると,BN1 試験体は D41 を超える太径鉄筋を,

*1	鹿島建設	(株)	技術研究所建築構造グループ主任研究員 工修 (正会員)
*2	鹿島建設	(株)	技術研究所建築構造グループ上席研究員 博士(工学) (正会員)
*3	鹿島建設	(株)	建築設計本部構造設計統括グループチーフ 工修
*4	鹿島建設	(株)	建築設計本部構造設計統括グループグループリーダー 工修

また,BH1 試験体は D41 の SD685 鉄筋を主筋に適用した状態に相 当する。一方,梁端継手補強梁試 験体(BT1~BT3)は,梁付根位 置から梁部材内に向かって配さ れたスリーブ型継手により,当該 区間内で梁主筋の降伏が生じな いように補強された試験体であ る。ただし,加力スタブ内の主筋 は,モーメント勾配を勘案して降 伏しないよう設計した。

なお,全試験体とも概ね同じ曲 げ強度となるように主筋量を定 めており, BN1,BH1 試験体では梁 付根位置で, BT 試験体では継手 先端位置で梁主筋の降伏が先行 するよう設計した。BN1, BH1, BT1 試験体は曲げ破壊, BT2 試験 体は曲げ降伏後付着破壊, BT3 試 験体は曲げ降伏後せん断破壊を 想定して設計した。

# 2.2 加力及び計測方法

加力は,建研式加力方法に準じ て,試験体の加力スタブが常に平 行になるように逆対象モーメン

トを与えた。載荷履歴は正負交番載荷とし,原 則的に部材角 R=1.25×10<sup>-3</sup>rad.を 1 サイクル, R=2.5, 5, 10, 20, 30, 40×10<sup>-3</sup>rad.を各 2 サイクル, 最終的に R=100×10<sup>-3</sup>rad.まで載荷した。

#### 3. 実験結果

表-3に実験結果一覧を、図-3に各試験体 の荷重-変形関係を、写真-1に30×10<sup>-3</sup>rad.サ イクル終了時の損傷状況及び最終破壊状況を示 す。荷重-変形関係には、日本建築学会 RC 規準 <sup>2)</sup>の曲げ強度略算式による曲げ終局強度計算値 cQfu、日本建築学会 RC 終局指針<sup>3)</sup>のせん断終局 強度計算値 cQsu 及び付着設計法による付着指標 (付着強度/設計用付着応力度)に曲げ終局強 度計算値 cQfu を乗じた付着強度時せん断強度



表一1 試験体諸元

試験	コンクリート			引張	横補強筋				
体名	圧縮強度 σ <sub>B</sub> (N/mm²)	主筋	継手	鉄筋比 pt(%)	梁中央部	ヒンジ部	継手部		
BN1	41.7	8-D19 SD490	<i>t</i> r 1	1.61	2-D10	同左	_		
BH1	42.8	8-D16 SD685	6 U		SD785	Ш			
BT1	37.7	0 040		1.12	6000	4-D10	4-D10		
BT2	39.0	8-D16	あり		2-D10 SD785 @140	@60	SD785		
BT3	39.7	00400				同方	@60		

\*共通 断面 285×500mm, スパン 2000mm, 継手(長さ 240mm, 外径 44mm, 材質 FCAD1000)

コンクリート設計基準強度 Fc36 加カスタブ内主筋(BT1-3) D19SD590

表一2 鉄筋の機械的性質										
鋼種	降伏強度 σy(N/mm²)	ャング係数 Es(N/mm²)	引張強さ σu(N/mm²)	備考						
D10-SD785	888.0	221708	1070.1	BN,BH 横補強筋						
D16-SD685	737.6	200634	919.9	BH 梁主筋						
D19-SD490	518.2	192510	696.2	BN 梁主筋						
D10-SD785	814.0	218000	962.3	BT 梁部補強筋						
D10-SD785	833.2	217800	987.9	BT 継手部補強筋						
D16-SD490	540.4	201000	709.1	BT 梁主筋						
D19-SD590	568.8	183200	854.2	BT スタブ内主筋						

cQbu を併せて示した。なお、せん断強度 <math>cQsu 算定 時にコンクリート有効強度式は  $CEB^{4)}$ 式を用い、 スパン L は全スパンを用いた。一方、付着応力 度  $\tau_f$  算定時に、スパン L は継手先端間距離 1530mm を用いた。

#### 3.1 実験経過

各試験体とも、R=10×10<sup>-3</sup>rad.の繰り返しサイ クルまでに、曲げひび割れ、せん断ひび割れが 順次発生した。曲げひび割れは、全試験体で梁 付根位置において最初に生じたが、梁端補強梁 では、ほぼ同時に継手先端位置にも発生した。 その後、BN1 試験体及び BH1 試験体では、梁付 根位置の曲げひび割れが進展・拡大し、R=20× 10<sup>-3</sup>rad.のサイクルにおいて梁付根位置で梁主筋 が曲げ降伏した。一方、BT 試験体では、継手先

	実験値						終局強度計算値								
試 験 体	曲げ びれ Qfc (kN)	せん断 ひび 割れ Qsc (kN)	二段筋 降伏 強Qy2 (kN)	降伏強度 部材角 eRy2 (x10 <sup>-3</sup> rad.)	最大 強度 eQm (kN)	最大強度 部材角 eRm (x10 <sup>-3</sup> rad.)	曲げ cQfu (kN)	<u>eQm</u> cQfu	ビンジ 部 せん断 cQsu <sup>(Rp=0.02)</sup> (kN)	<u>eQm</u> cQsu	せん断 指標 <u>cQsu</u> cQfu	設計用 付着 応力度 <i>τ</i> f (N/mm <sup>2</sup> )	上端筋 付着割裂 強度 0.8 <i>t</i> bu (N/mm <sup>2</sup> )	付着 指標 <u>0.8 τ bu</u> τ f	破壊 形式 <sup>1)</sup>
BN1	33	144	450	11.3	479	30.1	450	1.06	631	0.76	1.40	3.12	3.72	1.19	F
BH1	33	144	450	13.5	472	20.1	444	1.06	631	0.75	1.42	3.73	4.44	1.19	F
BT1	33	141	370	6.8	478	20.1	425	1.12	764	0.63	1.80	3.89	4.17	1.07	F
BT2	33	140	379	7.8	476	20.1		1.12	781	0.61	1.84		3.69	0.95	FB
BT3	24	135	385	8.3	445	19.6		1.05	319	1.40	0.75		3.72	0.96	FS
1) 破壊形式 F:曲げ破壊,FB:曲げ降伏後付着割裂破壊,FS:曲げ降伏後せん断破壊															

表-3 実験結果一覧



端位置の曲げひび割れが進展・拡 大し, R=10×10<sup>-3</sup>rad.のサイクルで 梁主筋が曲げ降伏した。

最終的には, BN1 試験体, BH1 試験体及び BT1 試験体では, R=40 ×10<sup>-3</sup>rad.の繰り返しサイクルで 梁端部のコンクリートの圧壊が 顕著となり, 徐々に強度が低下し, 曲げ破壊の様相を呈した。一方, BT2 試験体では, R=30×10<sup>-3</sup>rad. の繰り返しサイクルで上端筋に 沿った付着割裂ひび割れが進 展・拡大し, 徐々に耐力が低下し, 曲げ降伏後の付着割裂破壊の様 相を呈した。また, BT3 試験体で は, 30×10<sup>-3</sup>rad.の繰り返しサイク







ルで, せん断ひび割れが拡大し, コンクリート が剥落し始めて耐力が低下し, 曲げ降伏後のせ ん断破壊の様相を呈した。

### 3.2 ひび割れ・変形性状

写真-1より,梁端継手補強梁では,継手先 端位置の曲げひび割れが大きく拡大するととも に、継手先端位置から 0.5D (D:梁せい) 程度の 範囲に、多数の曲げせん断ひび割れが観察され た。また、図-4に曲げ破壊した試験体につい て,各サイクルピーク時の材軸方向の曲率分布 を示す。曲率は材軸方向の区間変形(梁側面の 上下位置で計測)より求めた区間平均曲率であ る。これより、BN1 及び BH1 では梁付根位置の 曲率が突出して大きく、特に大変形時に梁付根 から 1.0D 区間の曲率が大きい。これに対し、梁 端継手補強梁の BT1 では継手先端位置の曲率が 非常に突出し、かつ、特に大変形時には継手先 端から 0.5D 区間の曲率が大きい。従って、梁端 継手補強梁では、継手先端位置から 0.5D 程度の 区間でヒンジゾーンが形成されたと考えられる。

# 3.3 荷重-変形関係

曲げ破壊した試験体について、荷重-変形関 係包絡線を図-5に示す。縦軸はせん断力を cQfu で除した基準化せん断力としている。

曲げ降伏までの剛性(以降,「降伏時剛性」) に着目すると,梁端継手補強梁 BT1 では, BN1 や BH1 試験体に比べて降伏時剛性が大きい。こ れは,ヒンジ・リロケーションにより,梁部ス パンが全スパンに比べて短くなっていること, 継手部が大きく塑性化せず,継手部曲げ剛性が 大きく低下しないためと考えられる。BH1 試験



体は、SD685 鉄筋を主筋に用いているため、降 伏時剛性が最も小さい。これは、SD685 の降伏 ひずみが相対的に大きいことに起因する。

一方, BT1 試験体の曲げ降伏後剛性は, BN1 や BH1 試験体に比べて大きい。これは, BT1 試 験体では, 比較的早期に 2 段目梁主筋が降伏し 降伏時せん断力が小さかったこと, ヒンジ・リ ロケーションによる短スパン化の影響などが考 えられるが, 詳細は今後の検討課題である。

#### 3.4 等価粘性減衰定数

図-6に曲げ破壊した試験体について,同一 振幅2サイクル目の等価粘性減衰定数の推移状 況を示す。等価粘性 減衰は部材降伏前 までは全試験体と も4%程度であるが,  $R=30 \times 10^3 rad.$ 時に は $12.5 \sim 15\%$ まで 増大する。また,早 期に部材降伏が生 じる BT1 試験体の 方が等価粘性減衰





定数は早期に増大し, R=10×10<sup>-3</sup>rad.時に 8%程度, R=20×10<sup>-3</sup>rad.時に 15%となった。一方, BH1 試験体は部材降伏が遅れたこともあり, R=20× 10<sup>-3</sup>rad.時でも 9%程度であった。

# 4. 考察

#### 4.1 最大強度

図-7に、実験時最大強度 eQm を曲げ強度計 算値 cQfu 除した値 eQm/cQfu とせん断指標(cQsu /cQfu)の関係を示す。せん断強度は塑性回転角 Rp=0.02rad.時の計算値 cQsu(Rp0.02)である。これ より、梁端継手補強梁の曲げ耐力計算値は、通 常配筋の BN1 及び BH1 試験体と同様に、実験値 を安全側に評価可能である。

# 4.2 破壊モード

図-8に、せん断指標(cQsu/cQfu)と上端筋 に対する付着指標(0.8 τ bu/τ f)の関係を示す。 これより、BT1 試験体とBT2 試験体はせん断指 標が概ね同じであるが、BT2 は付着指標が1以 下で曲げ降伏後付着破壊に至ったことから、梁 端継手補強梁においても、付着指標を1以上確 保すれば付着破壊を防止できると考えられる。 一方、BT3 試験体より、せん断指標が0.8 程度で は曲げ降伏後にせん断破壊することが確認され た。梁端継手補強梁におけるせん断抵抗機構は、 通常配筋と変わらないと判断されるので、せん 断指標を1.0 とすれば、せん断破壊を防止できる と予想される。従って、せん断指標及び付着指 標とも1.0 以上とすれば、梁端継手補強梁でも曲 げ破壊を先行させる設計が可能である。



#### 4.3 復元力特性・履歴特性

梁端継手補強梁の復元力特性評価にあたり, 継手補強による剛性増大効果を適切に評価する 必要があると考えられ, 図-9に示す復元力特 性モデルにより復元力評価を試みた。復元力特 性の算定方法は,まず,初期剛性 $K_I$ は,継手部 と梁部の曲げ剛性を直列に仮定した曲げ剛性 $K_f$ とせん断剛性 $K_s$ より求める。この際に,継手部 の長さは継手長さに等しいと仮定する。また, 継手剛性は円形鋼管の様に扱い,弾性係数は規 格値を用いた。曲げひび割れ強度は,RC規準<sup>2)</sup> に示される通常梁と同様の方法を用い,降伏時 剛性低下率は菅野式<sup>2)</sup>により算定するが,部材長 さはそれぞれの区間の値を用いた。曲げ強度は 先述した値とし,曲げ降伏後剛性 $K_3$ は初期剛性 の 1/1000 と仮定した。

上記算定方法の検証のため、図-10に、BT1 試験体の継手部及び梁部変形について実験値と 計算値の比較を示す。実験値は、材軸方向に測 定した曲率分布から継手部及び梁部の曲げ変形 を算定し、全体変形から曲げ変形を差し引いた せん断変形を区間長さ比率として算定して曲げ 変形に累加して求めた。なお、継手部の曲げ強 度は継手の規格強度を用いて算定した。これよ り、全体変形及び各部変形ともに、計算値は実 験値を概ね評価できているが、曲げ強度に近づ くに従い、剛性を高めに評価する傾向にある。 これは、せん断の非線形性や継手や梁部からの 主筋の抜け出し変形による影響が考えられる。

一方,履歴モデルとして武田モデル<sup>5)</sup>を用いた 算定結果と BT1 試験体の実験結果の関係を図ー 11に示す。これより,本研究で提案した復元 力特性算定方法は概ね実験結果の骨格曲線を捉 えており,かつ,武田モデルも適用可能である。

# 5. まとめ

梁端継手補強梁の曲げせん断実験を実施し, 以下の結論を得た。

(1) ヒンジ・リロケーションの概念を採用した梁 端継手補強梁は,想定通りに,継手先端位置 で梁主筋の降伏が生じ,適切に横補強筋を配 することにより,通し配筋と同程度の大変形 まで,優れた構造性能を実現できる。

- (2) 梁端継手補強梁では,継手先端位置の曲げひび割れが大きく拡大するとともに,継手先端位置から0.5D(D:梁せい)程度の範囲に多数の曲げせん断ひび割れが発生する。特に,大変形時は0.5D区間の曲率が大きいことから,梁端継手補強梁では,継手先端位置から0.5D程度の区間でヒンジゾーンを形成する。
- (3) 梁端継手補強梁は、同断面・形状の通常配筋 梁に比べて、降伏時剛性が増大する。それに 伴い、等価粘性減衰定数が早期に増大する。
- (4) 梁端継手補強梁の曲げ強度,付着強度は,従来の評価方法により評価可能である。また,継手部と梁部の剛性を勘案した復元力特性算定モデルを用いた方法で復元力特性を概ね評価可能であり,また,武田モデルにより履歴特性を評価できることが分かった。

謝辞

本研究では、日本 ERI 深田氏に貴重なご助言 を頂いた。また、鉄筋及びスリーブ継手は、東 京鉄鋼株式会社に御提供頂いた。ここに感謝の 意を表す。

# 参考文献

- Paulay, T. and Priestley, M. J. N.: Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, JOHN WILEY & CONS, INC., 1992
- 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規 準・同解説 許容応力度設計法,1999
- 3) 日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の終 局強度型耐震設計指針・同解説, 1990
- 4) 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
- Takeda, T., Sozen, M. A. and Nielsen, M. N. : Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.96, No.ST12, pp.2557-2573, 1970.12