

論文 多数回繰り返し変形を受ける端部固定度の異なるRC造梁部材の劣化性状

向井 智久^{*1}・高橋 俊之^{*2}・濱田 真^{*3}・菊田 繁美^{*4}

要旨: 端部が剛なスタブに固定した梁部材と、柱部材に固定した梁部材に対して多数回正負交番の繰り返し荷重実験を行った。実験結果より部材の変形を分離し、破壊モードの違いを検討した結果、固定度の違いにより異なる破壊性状であることが分かった。そこで、それぞれの試験体の多数回繰り返し変形における劣化性状を検討するために、耐力維持限界点、耐力低下率および等価粘性減衰定数、エネルギー吸収低下率を定義し、それぞれの破壊モードとそれらの劣化性状との相関性を検討した。

キーワード: 多数回繰り返し変形, 耐力低下, エネルギー吸収低下, 靱性能, 梁部材

1. はじめに

近い将来に発生するとされている東海、東南海、南海地震などの海溝型巨大地震が大都市を襲うと、数秒から十秒程度の周期で大きな揺れが数分から数十分に渡って継続する「長周期地震動」にさらされる可能性が指摘されている。大都市圏では数多くの超高層建物が建設されており、その固有周期は2~6秒と長い長周期地震動に遭遇すると、多数回の大振幅変形を受ける可能性が高い。

筆者らは、超高層RC造建物の応答評価を精緻化させる目的で、多数回繰り返し変形を受けるRC造構造部材、特に主要なエネルギー吸収要素である梁部材を対象に構造実験^{1, 2)}を行い、復元力特性モデル構築のための基礎的な技術資料の一部を得た。しかしながら実際の梁部材は、柱部材に接続されており、梁端部の固定度の違いが劣化性状に与える影響について未検討であり、既往の研究においても、多数回繰り返し変形を受ける構造部材を対象に上記の点について検討した研究は少ない。

そこで本研究では、同一梁部材の端部固定度のみを変

化させた試験体を対象に、多数回繰り返し変形を受ける梁部材の破壊モード及び劣化性状に関する検討を行った。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

図-1に試験体の配筋図、表-1に使用した鉄筋とコンクリートの材料試験結果を示す。なお、表中のJ1はJ1L試験体(以降:J1L)とJ1Nの2体について示している。試験体の検討対象建物は、高さ100m程度の超高層RC造建物の下層階を対象とした縮尺1/2の、梁端を剛なスタブに固定したB3L試験体(以後B3L)と梁端を柱部材に固定したJ1L(長周期対応荷重:L試験体)・J1N(通常対応荷重:N試験体)の合計3体である。これらの試験体の梁断面は、主筋の位置や本数、補強筋の間隔や本数、かぶり厚さやシアースパンなど全て同じである。いずれの梁部材も曲げ降伏先行形で設計しており、算定した各強度を表-2に示す。表中の曲げ終局強度(略算)・せん断強度(mean式)は文献3)を、等価ブロック法による曲げ終局強度(精算)・せん断強度(靱性A法)は文献4)に基づき算出した。なお、

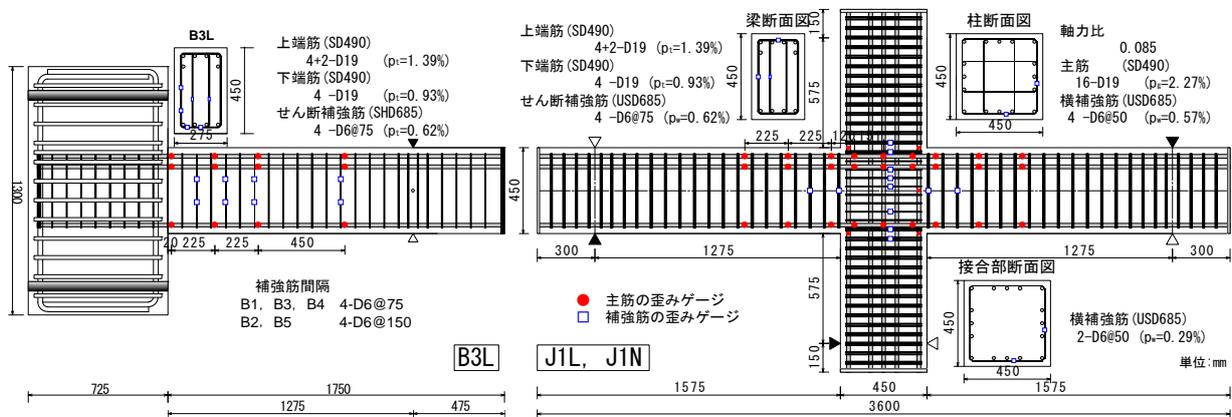


図-1 試験体配筋図

*1 独) 建築研究所 国際地震工学センター 主任研究員 博(工)(正会員)

*2 東京理科大学 理工学研究科 建築学専攻(正会員)

*3 (株)熊谷組 技術研究所 建築構造研究グループ 工修(正会員)

*4 戸田建設 技術研究所主管 工修(正会員)

せん断強度(靱性A法)は塑性ヒンジ回転角 R_p を0とした場合の算定値である。また、柱梁接合部のせん断強度は文献4)に基づき算出した。表中、 V_j の(略算)と(精算)は、それぞれ Q_{bu} の曲げ終局強度(略算)、(精算)を用いて算出している。

2.2 加力計画

載荷プログラムは、地震時のランダム応答を定振幅の振動に置き換えることで総入力エネルギーを消費する等価な繰返し数を算定⁵⁾し、その値に基づき表-3のように定めた。一般的な静的構造実験で行われる繰返し載荷は、同振幅2サイクル程度の繰返しで、合計20サイクル程度とすることが多いが、本実験は長周期地震動の繰返し特性を考慮し、1/200から1/33までの各サイクルで10回ずつ繰返して計46回の繰返し載荷を与えることが特徴である。B3Lの加力は片持ち梁形式であり、載荷位置である梁端部位置で計測される値を用いた部材角 $r = \delta / L$ (梁端変位: δ , 梁のシアスパン長さ: L)で制御した。J1Lの加力は、柱脚をピン支持、梁の支点をピンローラ支持とし、柱頭に水平力と鉛直軸力を載荷し、両梁端間で計測される変位から算定される層間変形角 R で制御した。

2.3 計測計画

変位計は、各変形成分を算定するために、B3Lは図-2、J1Lは図-3に示す通り設置し、B3Lの変形は図-2の3~20番の計測値を用いて、文献6)を参考に曲げ変形角(R_{flex})、せん断変形角(R_{shr})、主筋の抜出しによる変形角(R_{slip})に分離した。また、J1L・J1Nの変形は図-3のV1~V24の計測値を用いて、文献7)を参考に、梁変形角(R_{sb})、梁端の回転変形角(R_{seb})、接合部回転変形角(梁)(R_{spb})、柱変形角(R_{sc})、柱端の回転変形角(R_{sec})、接合部回転変形角(柱)(R_{spe})、接合部せん断変形角(R_{spc})に分離した。また、歪みゲージは、図-1に示すように、梁と柱の主筋とせん断補筋に貼付した。また柱に固定した梁部材の作用せん断力は、それぞれ梁の支持点での反力を、部材角は梁変形角と梁端の回転変形角の合計とした。

3. 破壊性状

3.1 実験経過

図-4にB3LとJ1L・J1Nの左右の梁の荷重-部材角関係を示す。図中、第一象限は全試験体ともに上端圧縮側(正側)の結果を示す。凡例の耐力維持限界点は、最大耐力に対する各部材角1サイクル目の耐力が90%を下回った部材角であり、梁部材の靱性能を表している。

梁端部を剛なスタブに固定したB3Lの正負ともに、 $R=1/400$ の1サイクル目の載荷中、梁曲げひび割れが発生し、 $R=1/100$ の1サイクル目の載荷中に1段目引張鉄筋が降伏した。 $R=1/50$ の載荷中に、負側では2段目引張鉄筋が降伏し、梁端部のコンクリートに圧縮ひび割れが見られた

表-1 材料試験結果

コンクリート			
試験体	圧縮強度 N/mm ²	ヤング係数 kN/mm ²	割裂強度 N/mm ²
B3L	54.0	37.1	4.24
J1L梁	56.6	32.8	3.83
J1L柱	47.5	32.6	3.90
J1N梁	46.6	31.9	3.81
J1N柱	54.8	31.9	3.50
B3L 鉄筋			
呼び名	降伏強度 N/mm ²	ヤング係数 kN/mm ²	引張強度 N/mm ²
D19(SD490)	545.8	191	723
UHD6(USD685)	763.3	200	1000
J1 鉄筋			
呼び名	降伏強度 N/mm ²	ヤング係数 kN/mm ²	引張強度 N/mm ²
D19(SD490)	523.9	187	698
UHD6(USD685)	694.1	181	926

表-2 部材の算定強度

			梁部材			柱梁接合部		
			B3L	J1N	J1L	B3L	J1N	J1L
Q_{bu}	(+)	曲げ終局強度(略算式)	kN	179.1	171.9	171.9		
	(-)			256.5	246.2	246.2		
Q_{bu}	(+)	曲げ終局強度(精算解)	kN	193.7	184.8	185.1		
	(-)			261.6	249.8	250.0		
Q_{su}	(+)	せん断終局強度(大野・荒川mean式)	kN	334.3	310.2	312.0		
	(-)			351.1	325.3	327.3		
Q_{su}	(+)	せん断終局強度(靱性A法 $R_p=0$)	kN	678.2	635.4	639.6		
	(-)			678.2	635.4	639.6		
α_1	(+)	せん断余裕度(靱性A法 $R_p=0$ /曲げ強度(精算))		3.50	3.44	3.46		
	(-)			2.59	2.54	2.56		
α_2	(+)	せん断余裕度(せん断mean式/曲げ強度(略算))		1.87	1.80	1.81		
	(-)			1.37	1.32	1.33		
V_j	(±)	設計用せん断力(略算)	kN		1112	1112		
V_j	(±)	設計用せん断力(精算)	kN		1096	1096		
V_{bu}	(±)	せん断強度	kN		1830	1871		
τ_j	(+)	設計用付着応力度	N/mm ²		11.1	11.1		
	(-)				9.2	9.2		
τ_u	(±)	柱梁接合部内での付着強度	N/mm ²		11.0	11.2		
V_{ju}/V_j	(±)	せん断余裕度(略算)			1.65	1.68		
V_{ju}/V_j	(±)	せん断余裕度(精算)			1.67	1.71		
τ_u/τ_j	(+)	付着余裕度			1.00	1.01		
	(-)				1.19	1.21		
τ_u/τ_i	(+)	付着余裕度(緩和)			1.24	1.27		
	(-)				1.49	1.52		

表-3 載荷プログラム

部材角R	±1/800	±1/400	±1/200	±1/100	±1/50	±1/33	±1/25	±1/20
B3L	-	2	10	10	10	10	2	2
J1L	1							
J1N	1	2	2	2	2	2	2	2

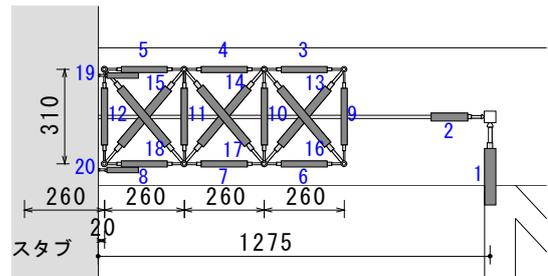


図-2 B3Lの変位計設置位置

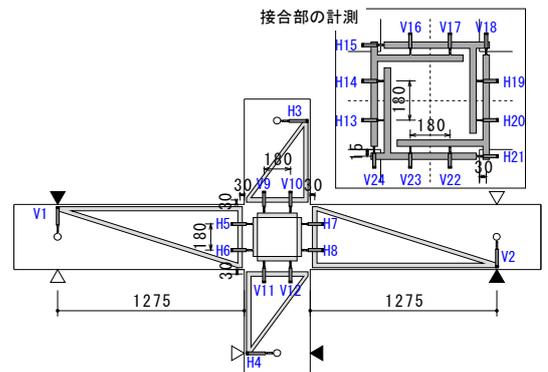


図-3 J1L・J1Nの変位計設置位置

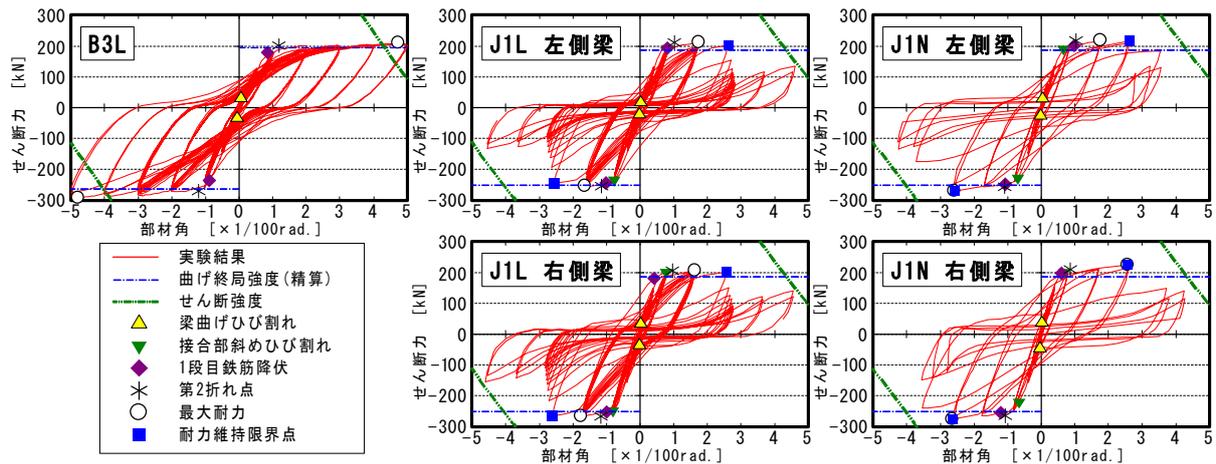


図-4 梁の負担せん断力-梁部材角関係

が、その後も靱性のある挙動を示し、 $R=1/20$ の载荷中に最大耐力に達し、顕著な耐力低下は見られなかった。

梁端部を柱部材に固定したJ1(J1L, J1Nの両試験体)は正負とも、 $R=1/800$ の载荷中に梁端に曲げひび割れが発生し、 $R=1/100$ の1サイクル目の载荷中に接合部に斜めひび割れが発生した。 $R=1/100$ 以降、引張鉄筋は1段目、2段目(負側のみ)と順に降伏し、 $R=1/50$ の1サイクル目に、梁端部のコンクリートに圧縮ひび割れが見られ最大耐力に達し、その後の耐力は徐々に低下した。B3Lと比較してエネルギー吸収性能に乏しいスリップ型の履歴性状を示した。

図-4凡例の第2折れ点の算定法について以下に示す。第1折れ点は、実験値の初期のステップの点を用いて初期剛性 K を算出し切片のない $0.8K$ の剛性を有する直線と、実験結果の包絡線との交点とする。第2折れ点の荷重は実験値の $R=1/50$ の点とし、第2折れ点の変形は、原点・第1、2折れ点・ $R=1/50$ の点を結んだ骨格曲線に囲まれた面積が、 $R=1/50$ までの包絡線に囲まれた面積と等しくなる点として決定した。なお、第2折れ点以降の骨格曲線の荷重は一定とした。

表-4に、曲げ終局強度と降伏時剛性の実験値と算定値の比較を示す。表中の算定値として、曲げ終局強度は表-2の曲げ終局強度であり、降伏時剛性は、文献3)にある菅野式を用いて算出した。なお、初期剛性は片持ち梁の曲げ変形とせん断変形を考慮して算出した。表より、降伏時剛性は、梁端を剛なスタブに固定したB3Lに比べ、柱部材に固定したJ1の値はやや大きい。また、曲げ終局強度は、略算・精算ともに実験値が計算値に対して約1.0~1.2倍程度と概ね精度良く評価した。また、降伏時剛性の実験値は計算値に対して、B3Lが0.5~0.6倍程度、J1が0.8~0.9倍程度であった。図中のせん断強度は、表-4の計算値である降伏時剛性より得た降伏点を塑性率 $\mu=1$ の点とし、文献4)に基づき塑性ヒンジ回転角 R_p の増加に

表-4 降伏時剛性と耐力の実験値と計算値の比較

		B3L	J1L左	J1L右	J1N左	J1N右
実験値	第2折れ点	/100rad.	1.15 (-) 1.20	0.88 (-) 0.93	0.73 (-) 0.88	0.87 (-) 0.90
	曲げ強度	kN	(+) 209 (-) 293	(+) 211 (-) 255	(+) 205 (-) 266	(+) 217 (-) 276
	降伏時剛性	N/mm	(+) 13710 (-) 17702	(+) 18752 (-) 21471	(+) 21927 (-) 22048	(+) 19629 (-) 22841
	23201					
算定値	曲げ終局強度(略算)	kN	(+) 179 (-) 257			172 246
	曲げ終局強度(精算)	kN	(+) 194 (-) 262	185 250	185 250	
	降伏時剛性	N/mm	(+) 25534 (-) 27740	23715 26066	23474 25863	
	25863					
実験値/算定値	曲げ終局強度(略算)	kN	(+) 1.17 (-) 1.14	1.23 1.03	1.19 1.08	1.26 1.09
	曲げ終局強度(精算)	kN	(+) 1.08 (-) 1.12	1.14 1.02	1.11 1.06	1.17 1.10
	降伏時剛性	N/mm	(+) 0.54 (-) 0.64	0.79 0.82	0.92 0.85	0.84 0.88
	1.01				0.90	

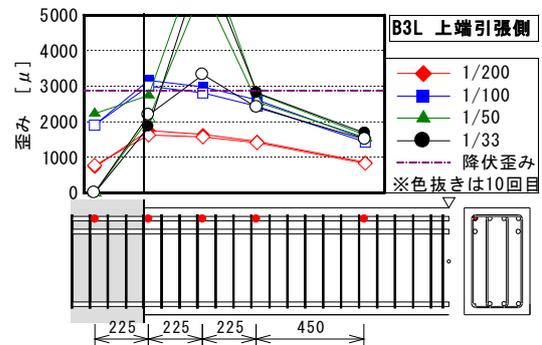


図-5 上端引張側 上端筋の歪み分布(B3L)

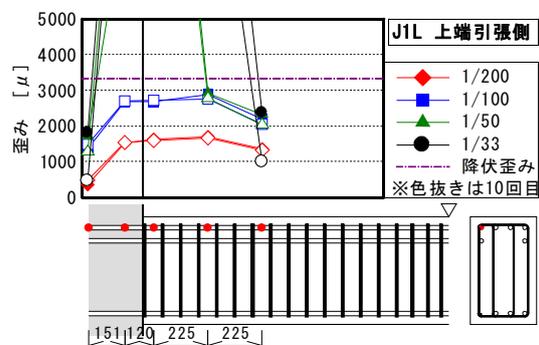


図-6 上端引張側 上端筋の歪み分布(J1L)

応じてせん断強度を低下させており、その強度と曲げ終局強度(精算)算定値の交点を曲げ降伏後のせん断破壊点とした。

3.2 主筋の歪み分布

図-5にB3L, 図-6にJ1Lの上端引張時における1サイクル目と10サイクル目の下端筋1段目の主筋の歪み分布を示す。図中色塗りを1サイクル目, 色抜きを10サイクル目とする。J1L・B3Lともに, $R=1/200$ と $R=1/100$ で1サイクル目と10サイクル目の歪みの値はほぼ同じ値を示しており, 多数回の繰り返しによって付着の劣化は進行していない。 $R=1/50$ 以降において, J1L・B3Lともに梁端のヒンジ領域で引張鉄筋が降伏して歪みが大きくなった。また, J1Lの接合部内の主筋の歪みは梁端の歪みとほぼ同じ値を示しており, 梁主筋の付着劣化が進行している事が分かる。

3.3 分離した変形

図-7は, 図-2に示す変位計の計測値から曲げ, せん断, 抜け出し変形成分について, 上端圧縮側における各層間変形角の各サイクルのピーク時における推移を, 図-8は, 図-3に示す変位計の計測値を用いて本実験で卓越した梁の変形, 梁端の回転変形, 接合部の回転変形(梁)成分について, 各層間変形角の各サイクルの正側ピーク時における推移を示す。但し, 図-8の色塗りがされたマークはJ1L, 色抜きのものはJ1Nである。

図-7より, $R=1/100$ までは多数回繰り返した場合でも各変形成分の推移に変動はなく, ほぼ一定の値である。 $R=1/50$ の繰り返しでは, 抜け出し変形の値はほぼ一定であるが, 繰り返し数の増大に伴い, 曲げ変形は減少し, せん断変形は増加した。また, $R=1/33$ では, 曲げ変形の減少とせん断変形の増加は, より顕著に見られた。

図-8より, 繰り返し数の多いJ1Lは, $R=1/100$ までは多数回繰り返した場合でも各変形成分の推移に変動はなくほぼ一定の値を示している。 $R=1/50$ では, 梁の変形は繰り返し数の増大に伴い減少するが, 梁端の回転変形, 接合部の回転変形(梁)は増加している。また, $R=1/33$ の繰り返しでは, $R=1/50$ 同様の傾向であったが, 特に, 梁端の回転変形の増加は顕著であった。

繰り返し数の異なるJ1LとJ1Nを比較すると, J1Lは $R=1/33$ の繰り返しで梁端の回転変形成分が大きく卓越するが, 繰り返し数の少ないJ1Nの梁端の回転変形は, 梁の変形よりも小さい。また, J1Nの梁端の回転変形は, $R=1/25$ 以降, 大きく卓越するが, 繰り返し数の多いJ1Lの同じ層間変形角における値より小さかった。これは, 繰り返し数の違いによって, 主筋の付着の劣化の進行度合いが異なるためと推測される。

3.4 破壊モード

3.2, 3.3の検討より, 梁端を剛なスタブに固定したB3Lの破壊モードは曲げ破壊, 梁端を柱梁接合部に固定したJ1の破壊モードは曲げ降伏後の付着破壊と推測され, それぞれ異なる梁の破壊モードであったと考えられる。

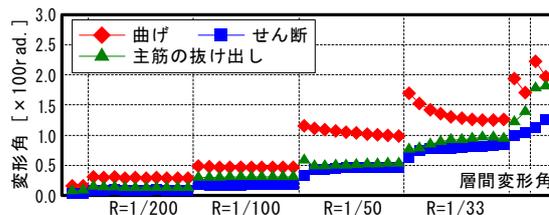


図-7 上端圧縮側 B3Lの各変形成分の推移

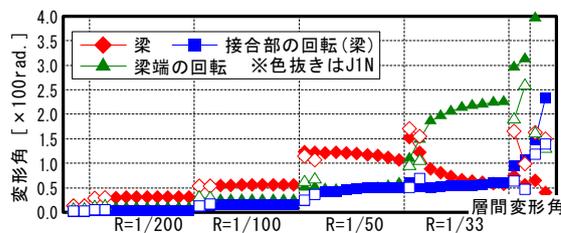


図-8 J1の各変形成分の推移

4. 各破壊モードと劣化性状

本章では, 各破壊モードの違いと耐力低下やエネルギー吸収低下との関連について検討する。

4.1 破壊モードと耐力低下

耐力低下には, 荷重変形関係の包絡線上における耐力低下と, 同一変形における各サイクル内の耐力低下(剛性低下を含む)がある。4.1.1では, 前者の耐力低下を靱性能として扱い, それと破壊モードとの関係を, 4.1.2では, 後者の耐力低下を耐力低下率と定義し, それと破壊モードとの関係をそれぞれ検討する。

4.1.1 破壊モードと靱性能

図-4で示した耐力維持限界点と曲げ降伏後低下するせん断強度の算定値を用いて靱性能に関する検討を行う。B3Lは, 正負ともに耐力維持限界点は確認されず現行の評価式⁴⁾が実験値を安全側に評価した。一方, J1は, ある程度の接合部せん断余裕度や付着余裕度は有しているものの, 梁曲げ降伏後のせん断破壊について既往の算出法⁴⁾によると, $R=1/25$ が曲げ降伏後のせん断破壊点と算定されるが, 実験値は繰り返し数によらず $R=1/33$ が耐力維持限界点である。

従って, 既往の評価法は, ヒンジ領域のせん断変形成分が卓越して耐力低下が生じる破壊を対象にしているが, 本論で示した柱梁接合部の耐力低下は, 主筋が抜け出すことに起因しているため, 既往の方法では評価できない。

4.1.2 破壊モードと耐力低下率

図-9に正側の耐力低下率(同変形角における*i*サイクル目のピーク時耐力を1サイクル目の耐力で規準化した値)の推移を示す。

まず同じ破壊モードで異なる繰り返し数が作用したJ1LとJ1Nを比較した場合, $R=1/50$ まで, 2サイクル目の耐力低下率に大きな違いは生じなかった。 $R=1/33$ の2サイクル目の耐力低下率は繰り返し数による経験の多いJ1Lの耐

力低下の割合が大きいですが、 $R=1/25$ の2サイクル目の耐力低下の割合は繰り返し載荷経験の少ないJ1Nの耐力低下の割合がやや大きい。いずれの試験体も、梁端の回転変形が大きく卓越した層間変形角のサイクルにおいて、耐力低下率は0.8以下にまで低下した。

J1LとB3Lを比較した場合、J1L・B3Lともに、 $R=1/200$ と $R=1/100$ において、2サイクル目以降耐力は低下するが、徐々に耐力低下の割合は小さくなり、耐力低下率は収束する傾向を示し、両者で違いはみられなかった。 $R=1/50$ において、B3L・J1Lの左梁ともに2サイクル目で耐力低下率は約0.92となり、その後の繰り返しでB3LよりもJ1Lの耐力低下の割合がわずかに大きい。 $R=1/33$ では、10サイクル目の耐力低下率はB3Lで約0.95、J1Lで約0.4と、B3LよりもJ1Lの耐力低下の割合が極めて大きかった。また、既往の研究⁹⁾と比較した場合でも、B3Lのせん断補強筋量を半分にした試験体(B5L)の $R=1/33$ の10サイクル目における耐力低下率も約0.85程度であり、J1Lの耐力低下の割合は極めて大きいことが分かる。

以上より、接合部のせん断余裕度が大きく($V_{ju}/V_j=1.7$ 程度)、接合部付着余裕度が(τ_w/τ_j) 1.0以上で、梁のせん断余裕度が大きい場合($\alpha_1=2.5$ 以上)、曲げ降伏後に梁主筋の付着破壊が生じ、繰り返しによる耐力低下は極めて大きくなることが確認された。このことは、梁の塑性変形と繰り返し数が、梁の付着性能に及ぼす影響を示唆している。

4.2 破壊モードとエネルギー吸収低下

エネルギー吸収性能の検討に関して、エネルギー吸収量は1サイクル目と2サイクル目以降で履歴ループの形状が異なるため、本論では、2サイクル目のエネルギー吸収量を基準として検討する。エネルギー吸収低下には、耐力低下に伴うエネルギー吸収低下と除荷時剛性の減少に伴うエネルギー吸収低下があるが、前者は4.1.2の耐力低下で扱えるため、ここでは後者のエネルギー吸収低下に着目し、4.2.1で2サイクル目のエネルギー吸収性能と4.2.2でそれ以降のサイクルのエネルギー吸収低下率について検討する。

4.2.1 破壊モードと2サイクル目のエネルギー吸収性能

エネルギー吸収性能を示す指標として等価粘性減衰定数 h_{eq} があるが、正負で異なるせん断余裕度を持つ試験体の履歴性状をそれぞれ評価するために、正側の等価粘性減衰定数を h_{eq}^+ 、荷重0時を境とした正側の半サイクルの履歴エネルギー吸収量 $half E_2^+$ 、正側の2サイクル目における最大変形量 δ_{max} 、正側の2サイクルのピーク時耐力 Q_2^+ としてそれぞれ以下の式で示す。

$$h_{eq}^+ = \frac{1}{\pi} \left(\frac{half E_2^+}{Q_2^+ \cdot \delta_{max}} \right) \quad (1)$$

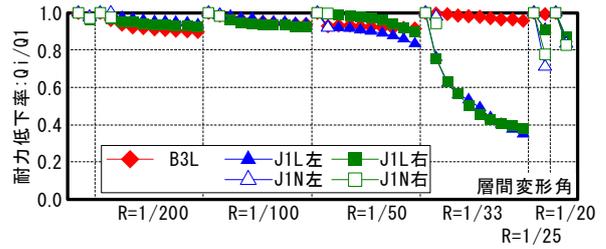


図-9 上端圧縮側 耐力低下率の推移

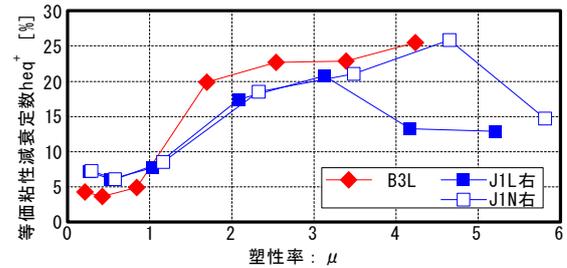


図-10 上端圧縮側 μ と2サイクル目の h_{eq}^+ の関係

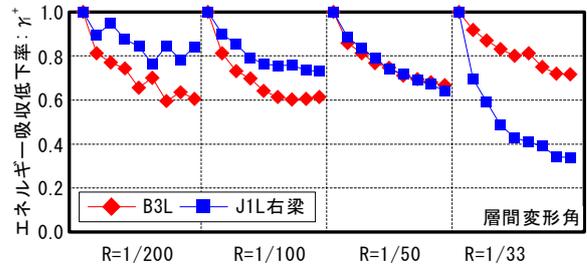


図-11 上端圧縮側 エネルギー吸収低下率の推移

なお、半サイクルにおけるエネルギー吸収性能を検討するために、等価粘性減衰定数の履歴ループの1サイクルの面積は半サイクルの面積の2倍とし、繰り返しにより耐力低下したポテンシャルエネルギーで除している。

図-10に正側のB3LとJ1の右側梁の2サイクル目における等価粘性減衰定数 h_{eq}^+ と塑性率 μ の関係を示す。また塑性率が1の点は図-4における第2折れ点とした。

B3L・J1ともに等価粘性減衰定数は $\mu=1.0$ 以降増加し、徐々に増加傾向は鈍くなる。梁端部固定度合いの違いを比較した場合、B3Lは塑性率が大きくなっても等価粘性減衰定数が減少に転じることはなく増加するが、繰り返し載荷経験の多いJ1Lは塑性率が3.0以上($R=1/25$)で、J1Nは4.0以上($R=1/20$)で等価粘性減衰定数が減少に転じた。いずれも、繰り返しによって梁端の回転変形が大きく卓越した後の層間変形角であり、曲げ降伏後に付着破壊した試験体は、梁が曲げ破壊する試験体に比べ、2サイクル目のエネルギー吸収性能に乏しいことを示している。

4.2.2 破壊モードとエネルギー吸収低下率

図-11に正側のエネルギー吸収低下率(以降 γ_i^+ :同変形角における*i*サイクル目のエネルギー吸収量を2サイクル目のそれで規準化)の推移を示す。なお、前述の通り、除荷時剛性の減少に伴うエネルギー吸収低下に着目し、

各エネルギー吸収量を各ピーク時の耐力で除したものの比率をエネルギー吸収低下率と定義し、以下の式で示す。

$$\gamma_i^+ = \left(\frac{E_i^+}{Q_i^+} \right) / \left(\frac{E_2^+}{Q_2^+} \right) \quad (2)$$

ただし、正側の*i*サイクル目のピーク時耐力を Q_i^+ とするエネルギー吸収低下率の推移からJ1LとB3Lを比較すると、J1L・B3Lともに、 $R=1/200$ と $R=1/100$ において、エネルギー吸収低下率は3サイクル目以降、徐々に緩やかになり、値は収束する。 $R=1/50$ において、B3LよりもJ1Lの左梁のエネルギー吸収低下の割合は小さくなった。 $R=1/33$ において、J1Lのエネルギー吸収低下の割合は大きく、10サイクル目のエネルギー吸収低下率はB3Lが約0.7であるのに対し、J1Lが約0.3とJ1Lのエネルギー吸収低下の割合が極めて大きい。

このことは、曲げ降伏後に付着破壊した試験体は、梁が曲げ破壊する試験体に比べ、エネルギー吸収低下の割合は極めて大きいことが確認された。

5. まとめ

本論では、端部の固定度合の異なるRC造梁部材を対象に、多数回正負交番繰り返し載荷実験を行い、部材の変形成分を分離し、両試験体の破壊モードの違いを明らかにし、各破壊モードと耐力低下及びエネルギー吸収低下との関係性について検討し、以下の知見を得た。

- (1) 梁端を剛なスタブに固定した試験体と柱部材に固定した梁部材を比較した場合、前者の梁試験体は、曲げ破壊であり、後者の梁試験体は、曲げ降伏後の付着破壊であった。いずれも層間変形角 $1/33\text{rad}$.において当該破壊を支配する変形成分が卓越した。
- (2) 曲げ降伏後の靱性能については、柱部材に固定された梁部材の靱性能を現状、安全側に評価することはできない。また、同一変形の繰り返しによる耐力低下については、 $R=1/100$ まではいずれの試験体もほぼ同じ値で小さい耐力低下である。 $R=1/50$ 以降、曲げ破壊する試験体の耐力低下率は $R=1/33$ の10サイクル目で約0.9以上を保持している。一方、曲げ降伏後付着破壊する試験体の耐力低下率は $R=1/33$ の10サイクル目で約0.3程度と大きく低下した。また、繰り返し数の多いL試験体はN試験体に比べ、より小さい変形レベルで曲げ降伏後に付着破壊し、その時点で大きく耐力が低下した。
- (3) 2サイクル目のエネルギー吸収性能については、曲げ破壊する試験体は、変形量が大きくなった場合でも等価粘性減衰定数は減少に転じることなく増加する傾向にあるが、曲げ降伏後付着破壊する試験体では等価粘性減衰定数は大きい変形時において減少に転じた。また同一変形の繰り返しによるエネルギー

吸収低下については、 $R=1/100$ まではほぼ同じ値でエネルギー吸収低下度合いは小さい。 $R=1/50$ 以降、曲げ破壊する試験体のエネルギー吸収低下率は、 $R=1/33$ の10サイクル目で約0.7程度であるが、曲げ降伏後付着破壊する試験体のエネルギー吸収低下率は $R=1/33$ の10サイクル目で約0.3程度とより大きく低下した。

参考文献：

- 1) 向井智久, 高橋俊之, 濱田真, 斉藤大樹, 福山洋, 葉研地彰, 衣笠秀行：「多数回繰り返しを受けるRC造梁部材の耐力低下に関する研究, その1 実験概要と実験結果」日本地震工学会・大会梗概集, 2009.11, pp.52-53
- 2) 高橋俊之, 向井智久, 濱田真, 斉藤大樹, 福山洋, 葉研地彰, 衣笠秀行：「多数回繰り返しを受けるRC造梁部材の耐力低下に関する研究, その2 実験結果と分析」日本地震工学会・大会梗概集, 2009.11, pp.54-55
- 3) 独立行政法人建築研究所他：2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書, 2007.8
- 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
- 5) 向井智久, 衣笠秀行, 野村設郎：地震動を受けるRC構造物の限界応答変形量を保証するに必要な耐力算出法とその精度検証, 日本建築学会構造系論文集, pp.137-143, 2000.6
- 6) 向井智久, 梶原唯史, 野村設郎：地震時におけるRC造ヒンジ部材の損傷評価のための実験的研究, 2003年度日本建築学会関東支部研究報告集, pp.131-138, 2004.2
- 7) 楠原文雄, 塩原等：接合部回転角を含むRC造柱梁接合部部分架構の変形成分と応力およびその測定法, コンクリート工学年次論文集, pp.355-360, 2006

謝辞：

本研究は、国土交通省の住宅・建築関連先端技術開発助成事業「長周期地震動を受ける既存RC造超高層建築物の構造部材性能評価・向上技術の開発」として、独立行政法人建築研究所、(株)熊谷組、佐藤工業(株)、戸田建設(株)、西松建設(株)、(株)間組、(株)フジタの7社により共同で行われた成果の一部です。また、接合部変形分離方法について東京大学楠原先生より貴重な御意見を頂きました。関係者各位に御礼申し上げます。