

論文 多数回繰返し地震荷重を受ける RC 梁部材の構造特性

永井 寛^{*1}・金子 貴司^{*2}・丸田 誠^{*3}・小鹿 紀英^{*4}

要旨：大規模余震や長周期地震動によって生じる多数回の繰返し地震外力を受ける鉄筋コンクリート超高層建物の荷重低下・剛性低下などの構造性能の把握を目的に、梁部材の多数回繰返し曲げせん断載荷実験を実施した。その結果、多数回繰返し外力を受けても、最大強度は既往の評価式により評価可能であった。また、多数回繰返し載荷による荷重低下や剛性低下は、曲げ降伏前の弾性レベルではごく僅かであったが、塑性レベルでは大変形繰返しにともない耐力低下及び荷重低下は進展し続けた。

キーワード：多数回地震荷重, 大規模余震, 長周期地震動, 荷重低下, 剛性低下

1. はじめに

2004年に発生した新潟県中越地震では、本震後に数回の大規模余震が発生した。本震によって被災した建物は、補修しない状態で、比較的大きな地震を経験した。これは、本震とそれに続く大規模余震を一つの地震動と考えると、従来より想定してきた大地震時の繰返し数がより多く作用したことになる。また、近年、長周期成分が卓越した地震動が観測されており、この種の地震の下では、比較的固有周期の長い超高層建物は、多数回の大振幅地震外力を受ける可能性がある。この様な、ここ数年の知見に対して、我が国の鉄筋コンクリート（以下、RC と略記）造建物の設計では、過去の地震観測波から、大地震であっても最大振幅となる回数は多くても数度であるとして、多数回の大振幅地震外力を想定してこなかった。そこで、多数回繰返し地震外力を受ける RC 造建物の構造性能を把握することの重要性が増大している。

過去には、RC 部材を対象として、多数回繰返し荷重を受ける場合の挙動に関する研究が、梅村ら¹⁻³⁾、松崎ら⁴⁾により報告され、正負交番繰返し実験により得られた荷重-変形関係より、繰返しによる剛性低下評価式を提案し、さらに、応答に及ぼす影響を報告している。しかし、これらの研究で対象とした RC 部材は、主に柱部材が多いことや、その多くは多数回の繰返し載荷とは言い難い。そこで、本研究では、梁降伏先行を前提とする実務設計の観点から、多数回繰返し地震荷重を受ける RC 架構の構造性能把握の一環として、多数回繰返し地震荷重を受ける梁部材の曲げせん断実験を実施した。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体一覧を表-1 に、試験体形状・配筋例を図-1 に、使用材料の機械的性質を表-2 に示す。試験体は、

高さ 160m 程度の超高層 RC 造建物を試設計し、その下層階の代表的な梁部材を対象とした縮尺 1/2.5 程度の梁 6 体である。本研究では、多数回の繰返しによる劣化原因はいくつか考えられるが、梁曲げ破壊型に焦点を絞り、全試験体とも梁曲げ降伏が先行するように設計した。実験因子は、コンクリート強度、せん断スパン比、梁主筋強度・量、横補強筋比、載荷プログラムである。なお、試験体名称の末尾の A,B,C は載荷プログラムを示す。

2.2 加力方法

加力は、図-2 に示す加力装置を用いて、建研式加力方法に準じて、試験体の加力スタブを常に平行に保ちながら逆対称モーメントを与えた。

載荷プログラムは、高さ約 160m、43 階建て純ラーメン

表-1 試験体一覧

試験体名	BE1A~C	BE2A	BE3A	BE4A
試験体断面 (幅×せい (mm))	240×360			
スパン(mm)	1800		1100	
[せん断スパン比]	[2.5]		[1.53]	
主筋 [引張鉄筋比 (%)]	8-D16 SD490 [1.8]	6-D16 SD345 [1.4]	8-D16 SD490 [1.8]	
横補強筋 [横補強筋比 (%)]	4-D6@100 SD785 [0.53]	2-D6@80 SD785 [0.33]	4-D6@110 SD785 [0.48]	4-D6@45 SD785 [1.17]
コンクリート強度 (N/mm ²)	42		70	

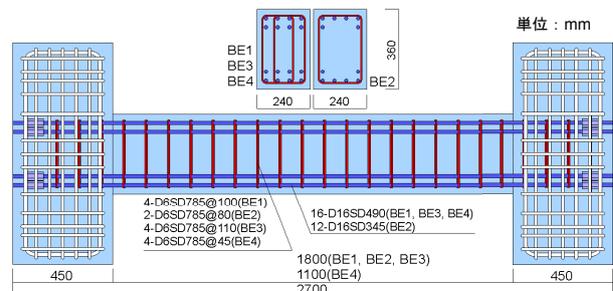


図-1 試験体形状・配筋例 (BE1 試験体)

- *1 鹿島建設 (株) 技術研究所建築構造グループ
- *2 鹿島建設 (株) 建築設計本部構造設計統括グループ
- *3 鹿島建設 (株) 技術研究所建築構造グループ
- *4 鹿島建設 (株) 小堀研究室制震構造研究グループ

- 上席研究員 工修 (正会員)
- 修士 (工学) (正会員)
- 上席研究員 博士 (工学) (正会員)
- 副室長 博士 (工学)

表-2 材料の機械的性質

鋼種	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (x10 ⁵ N/mm ²)
D16SD345	389	561	1.831
D16SD490	539	704	1.918
D6SD785	1140	1190	1.843

試験体名	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (x10 ⁴ N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
BE1A	36.2	2.580	3.2
BE1B	35.7	2.560	3.0
BE1C	38.4	2.610	3.2
BE2A	38.4	2.610	3.2
BE3A	73.0	3.280	4.5
BE4A	72.3	3.320	4.7

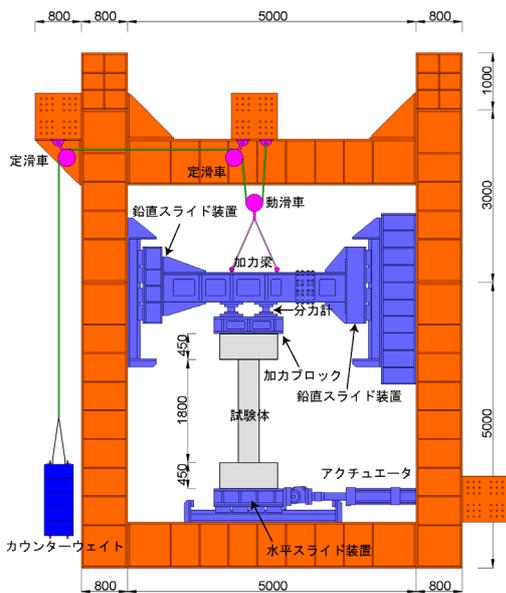


図-2 加力方法

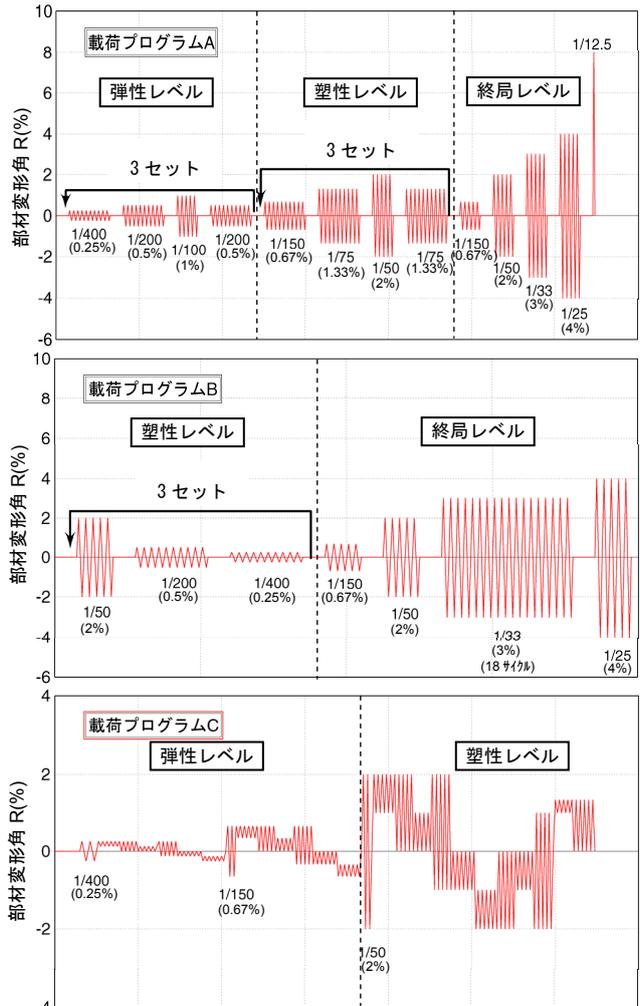


図-3 荷重プログラム

ン構造モデル建物の応答解析検討を行い、図-3に示すように定めた。応答解析検討には、超高層 RC 建物が大地震直後に大規模余震を受けることを想定して、日本建築センター模擬波 BCJ-L2⁵⁾を2波連続して合成した地震波、および、長周期地震動を受けることを想定して、継続時間が長い2種類の長周期模擬波を用いた。

荷重プログラムは、応答解析結果における代表的な梁の弾性範囲と弾性を超える範囲の振幅数を参考に、振幅が漸増する一般的な地震動を想定した「荷重プログラム A」、阪神大震災で見られた比較的大振幅の地震荷重が早期に作用する「荷重プログラム B」、そして、一方向に偏って振動する場合を想定した「荷重プログラム C」の3種類を想定した。

なお、弾性レベル振幅は、建築物の耐用年限中に少なくとも一度は遭遇する程度の地震動に対する応答を、塑性レベル振幅は、建築物の耐震安全性に対して考慮する極めて稀に発生する大地震動に対する応答を想定している。また、これら極大地震後の終局性能確認のため、大変形までの正負交番繰返し漸増荷重を設定した。

3. 実験結果

梁せん断力-部材変形角関係を図-4に、実験結果および各種終局強度計算値一覧を表-3に、塑性レベル荷重終了時および4%荷重終了時のひび割れ状況を写真-1に示す。なお、終局強度計算値は、曲げ終局強度は日本建築学会 RC 規準⁶⁾に示される曲げ終局強度略算式により、せん断及び付着強度は日本建築学会 RC 終局指針式⁷⁾により算定した。ただし、せん断強度 cQ_{su} 算定時にコンクリート有効強度式は CEB 式⁸⁾を用いた。

3.1 実験経過

荷重プログラム A の試験体では、弾性レベル荷重1セット目の $R=0.5\%$ までに、曲げひび割れ、曲げせん断ひび割れ、せん断ひび割れが順次発生し、 $R=1.0\%$ までに付着割裂ひび割れが発生した。主筋量の少ない BE2A 試験体では $R=1\%$ 程度で主筋が降伏した。その後の弾性レベル荷重 2~3 セット目では新たなひび割れは発生しなかった。塑性レベル荷重1セット目では、BE1A、BE3A、BE4A 試験体では $R=1.3\%$ 程度で主筋が降伏した。その後の繰返し荷重では、全試験体とも上端主筋に沿った付着割裂ひび割れの数が増大し、また、BE2A 試験体ではヒ

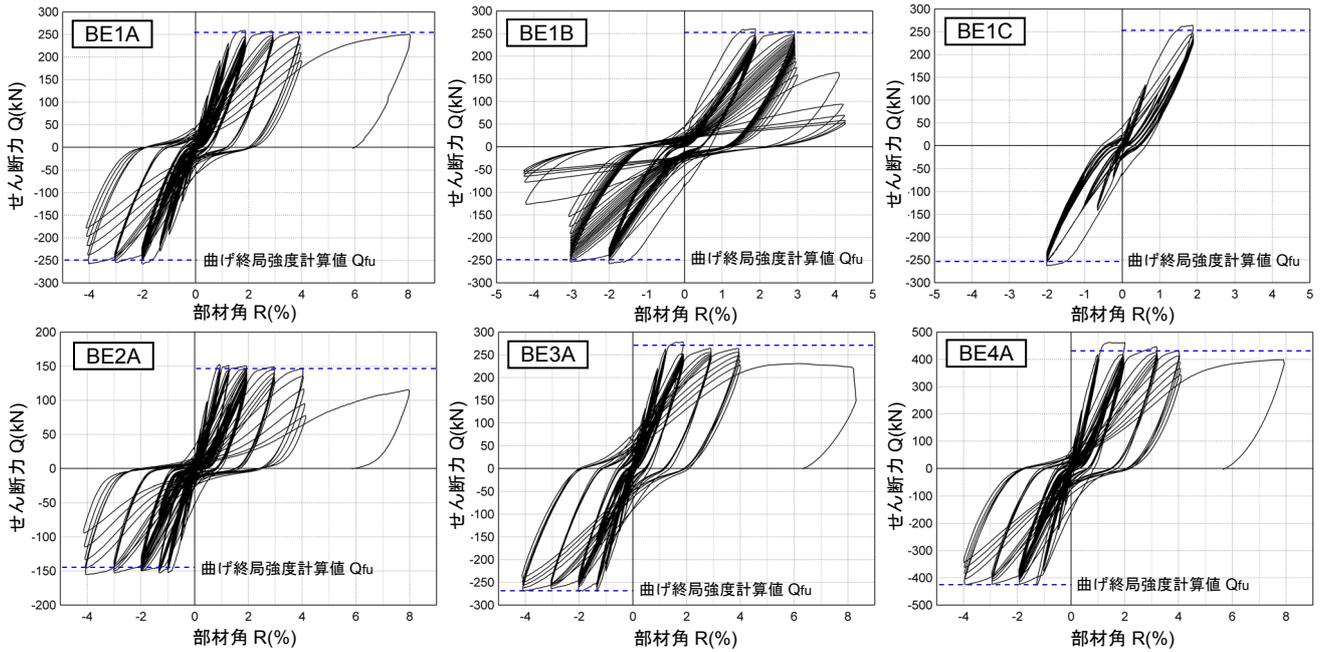


図-4 せん断力-部材変形角関係

表-3 実験結果および計算強度一覧

試験体	実験値							終局強度計算値								
	初期剛性 eKe (kN/mm)	曲げひび割れ eQfc (kN)	2段筋降伏強度 eQy (kN)	2段筋降伏強度時部材角 eRy (%)	最大強度 eQm (kN)	最大強度時部材角 eRm (%)	破壊形式 ¹⁾	曲げcQfu (kN)	eQm cQfu	ヒンジ部せん断cQsu (Rp=0.02) (kN)	eQm cQsu	せん断指標 cQsu cQfu	設計用付着応力度 τf (N/mm ²)	上端筋付着割裂強度 0.8 τbu (N/mm ²)	付着指標 0.8 τbu τf	
BE1A	31.1	12.8	258	1.76	259	1.85	F	257	1.01	278	0.93	1.08	2.87	3.15	1.10	
BE1B	30.0	11.4	259	1.53	260	1.82	F	257	1.01	278	0.94	1.08	2.87	3.13	1.09	
BE1C	29.5	13.5	262	1.68	265	1.90	F	257	1.03	278	0.95	1.08	2.87	3.25	1.13	
BE2A	29.4	14.4	150	0.85	152	0.94	FS	143	1.07	176	0.86	1.24	2.09	3.06	1.47	
BE3A	36.6	19.7	263	1.22	278	1.83	F	257	1.08	261	1.07	1.01	2.87	4.38	1.52	
BE4A	115.2	44.7	457	1.23	462	1.43	F	421	1.10	617	0.75	1.47	5.39	5.74	1.07	

1) 破壊形式(F: 曲げ破壊, FS: 曲げ降伏後せん断破壊)

ンジ領域の曲げせん断ひび割れが拡大したが、顕著な破壊は見られなかった。引き続き終局レベル载荷では、R=3.0%で危険断面近傍の圧縮縁コンクリートの破壊・剥落が激しくなった。R=4%の载荷終了までに、BE1A 試験体では付着割裂ひび割れが進展・拡大したが、顕著な耐力低下は見られなかった。BE2A 試験体ではヒンジ領域の曲げせん断およびせん断ひび割れが伸展・拡大し、耐力低下も顕著となった。また、BE3A, BE4A 試験体では曲げ圧壊が進展したが、他には顕著な破壊は観察されなかった。

一方、载荷プログラム B の BE1B 試験体では、最初から

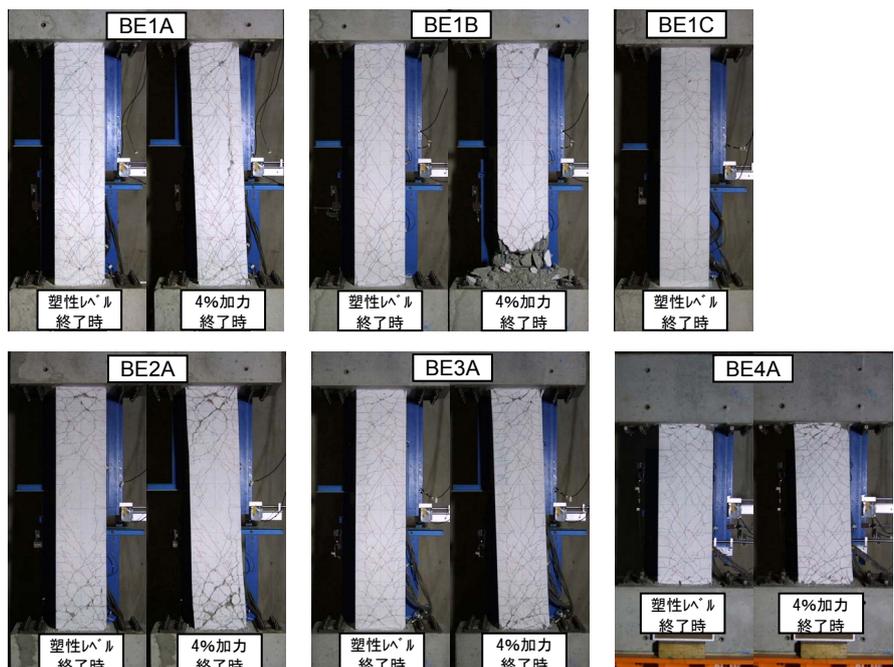


写真1 ひび割れ状況

R=2%の大変形の荷重であるため、塑性レベル1セット目で、各種ひび割れが発生し、主筋が降伏したが、その後の塑性レベル荷重2~3セット目では新たなひび割れは発生しなかった。終局レベル荷重では、R=3%の大変形で多数の繰返し荷重を行ったため、梁端部の曲げ圧壊が進展し、コンクリートの剥落も顕著となった。また、荷重プログラムCのBE1C試験体は、一方向に偏って荷重したが、各種ひび割れは順次発生し、主筋も降伏したが、最終的に明確な破壊には至らなかった。

以上より、R=4%荷重終了時（BE1C試験体は加力終了時）の破壊形式は、BE2A試験体以外で「曲げ破壊」、BE2A試験体は「梁曲げ降伏後せん断破壊」と判断した。

3.2 主筋ひずみ分布

図-5に、BE1A, BE2A, BE4A試験体について、弾性レベル荷重のR=1.0%時、塑性レベル荷重のR=2.0%時の梁主筋のひずみ分布を示す。なお、BE3A試験体の主筋ひずみはBE1A試験体とほぼ同様な傾向を示した。

いずれの試験体も、弾性レベルR=1.0%時には繰返しによって主筋ひずみ分布は殆ど変化していない。従って、弾性レベルでは多数回繰返し荷重による主筋の付着劣化は生じていないと考えられる。一方、梁主筋の降伏が生じた後の塑性レベルR=2.0%時には、特にBE2A試験体に見られるように、1セット目に比べて2セット目以降で、梁主筋の塑性化が部材内に進展しており、主筋の付着劣化が進展していることが伺える。なお、BE1B試験体の塑性レベルR=2%時の主筋ひずみ分布はBE1A試験体と同じ傾向であった。

3.3 等価粘性減衰定数の推移

図-6(a)に、BE1A, BE2A, BE3A, BE4A試験体について、弾性レベル荷重のR=1.0%時、塑性レベル荷重のR=2.0%時の等価粘性減衰定数の推移を、同図(b)にBE1A, BE1B, BE1C試験体について、塑性レベル荷重のR=2.0%時の等価粘性減衰定数の推移を示す。

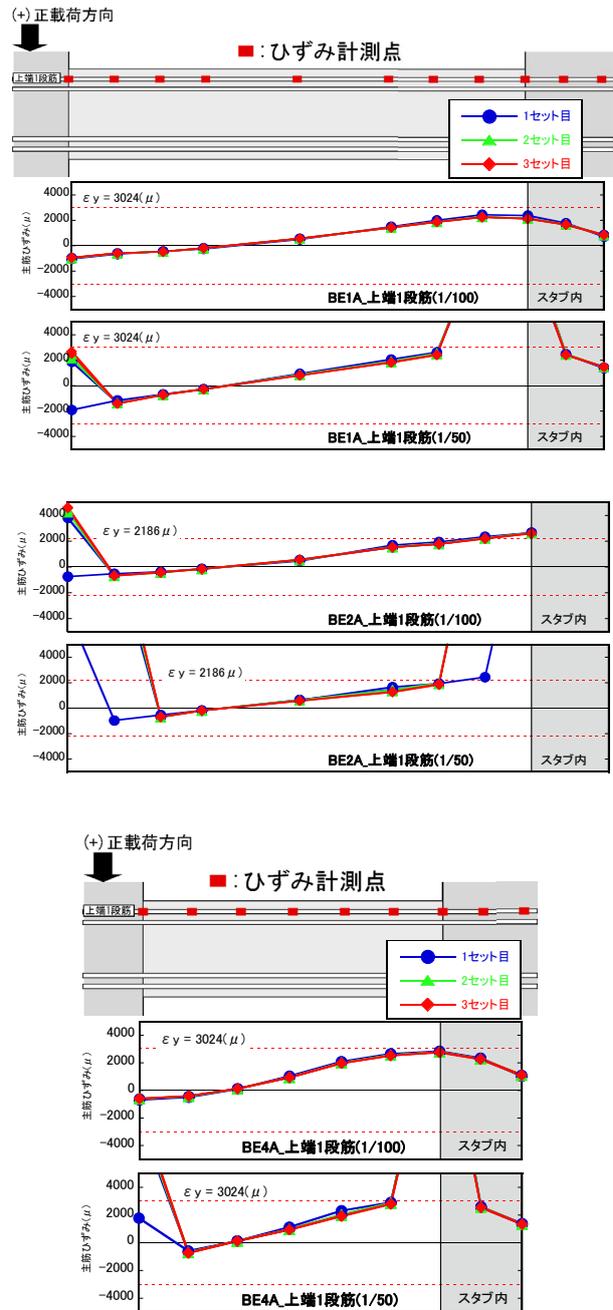
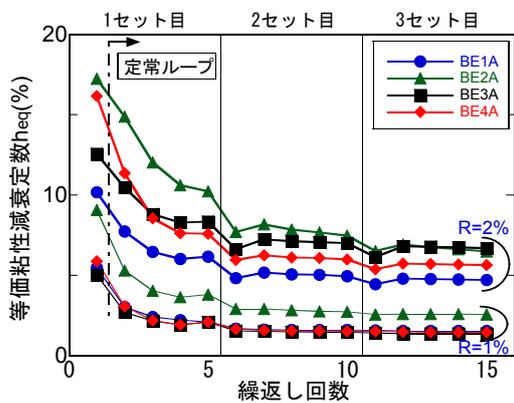
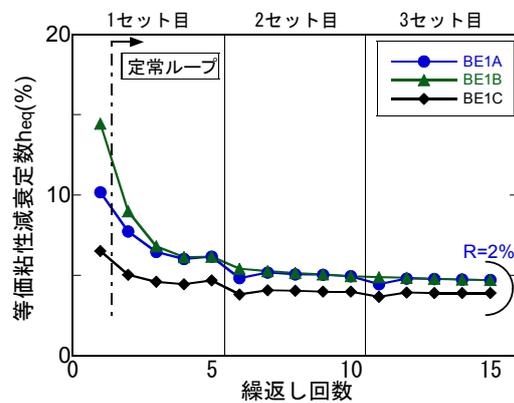


図-5 主筋ひずみ分布



(a) 荷重プログラムAシリーズ



(b) BE1試験体シリーズ

図-6 等価粘性減衰定数の推移

定常ループに着目すると、変形レベルによらず、繰返し数の増大と共に、等価粘性減衰定数は低下し、繰返し数が6程度からほぼ一定値に収束する傾向にある。同図(a)から、等価粘性減衰定数はR=1%では、梁主筋が降伏しないBE1A、BE3A、BE4A試験体では1.5%程度に、梁主筋が降伏したBE2A試験体では2.5%程度に収束している。また、R=2%では5%~7.5%程度に収束し、梁主筋量の少ない試験体の方が、また、コンクリート強度の高い試験体の方が、等価粘性

減衰定数は高い傾向にある。一方、同図(b)より、等価粘性減衰定数は、載荷プログラムAに対して、載荷プログラムBではほぼ同じ推移を示すが、載荷プログラムCでは1%程度小さい値となった。載荷プログラムCでは、各サイクルの正負の最大変形が異なるため、そのサイクルでは、吸収エネルギー量が他の試験体に比べて小さくなるためである。載荷プログラムA、Bの結果からは、載荷履歴による影響は小さいと考えられる。

4. 考察

4.1 最大耐力

表-3に示した実験結果一覧に示すように、実験時最大強度 Q_m/Q_{fu} は1程度であり、最大強度はRC規準曲げ強度略算式による曲げ強度計算値に達している。従って、曲げ強度は、本実験で実施したような多数回繰返し載荷を受けても、既往の評価式により評価可能である。ただし、一般的な静的実験で得られる最大耐力/曲げ強度計算値の値^{例えば9)}に比べると若干低い試験体もある。これは、繰返し数の少ない場合に比べて、最大荷重を示す変形直前の変形レベル繰返し時に、多数回繰返し載荷によって荷重低下が生じ、次に続く最大荷重を示す変形レベルの第一サイクルにおいて、最大荷重が低下したためと推察される。

4.2 荷重低下および剛性低下

弾性レベルのR=1%時および塑性レベルのR=2%時における荷重低下率（各振幅1サイクル目の正側ピーク荷

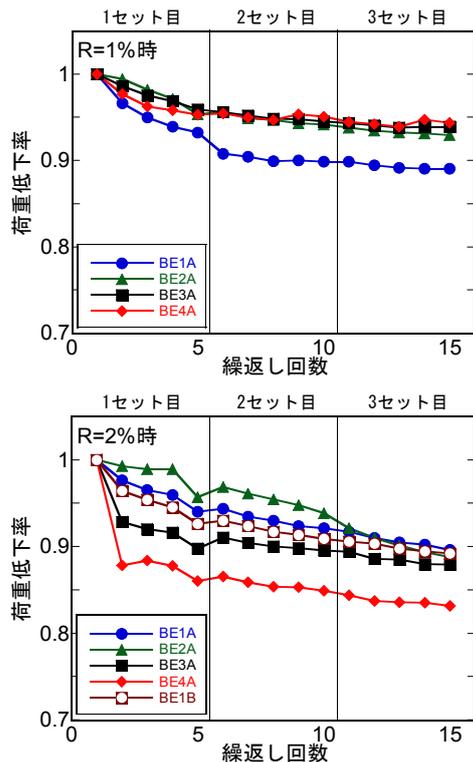


図-7 荷重低下率

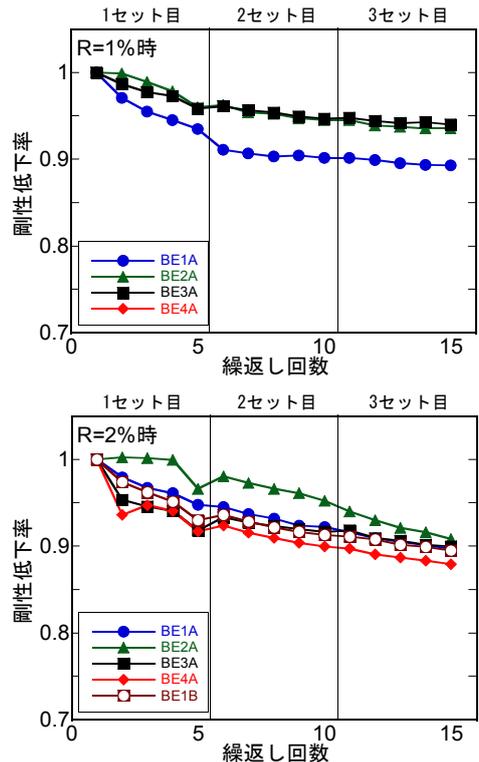


図-8 剛性低下率

重に対する各サイクル正側ピーク荷重の劣化率) および剛性低下率（各振幅1サイクル目の正負ピーク時割線剛性に対する各サイクル正負ピーク時割線剛性の低下率)の推移をそれぞれ図-7、図-8に示す。なお、BE1B試験体については2%時のみ示す。

弾性レベル R=1%時では、繰返し数の増大に伴い荷重低下および剛性低下は進展するが、両者とも低下率は収束する傾向にある。15サイクル終了時の荷重低下率及び剛性低下率は、ともに0.95程度であり、弾性レベルの範囲内であれば、多数回繰返し地震を受けても、荷重低下および剛性低下はごく僅かといえる。

塑性レベル R=2%時では、繰返しとともに荷重低下率および剛性低下率は小さくなり、15サイクル程度では収束する傾向はみられない。これは、梁端のコンクリートの圧壊が繰返しとともに進展していたためと考えられる。塑性レベルの試験体間の傾向としては、梁主筋量の少ないBE2A試験体の方が、梁主筋量の多いBE1A試験体に比べて、荷重低下率、剛性低下率ともに大きくなる。これは、曲げ応力度に対するコンクリートの余裕が大きいため、コンクリートの圧壊進展が抑制されるためと考えられる。一方、コンクリート強度の高いBE3A試験体の方が、コンクリート強度の低いBE1A試験体に比べて、両者ともに小さい。最大強度時の曲げ応力度に対するコンクリートの余裕はBE3A試験体の方が高いが、せん断補強筋量が少ないためと予想される。しかし、今後の検討課題である。なお、塑性レベル時のBE4A試験体の荷

重低下率は他の試験体に比べて小さくなっている。この原因としては短スパン梁であり、せん断応力度が高いためと予想されるが、この点も、今後、詳細な検討が必要である。また、BE1A 試験体と BE1B 試験体の傾向は同じであることから、载荷プログラムによる影響は小さいものと判断できる。

一方、梅村らにより提案されている剛性低下係数 χ について、弾性レベルの R=1% 時および塑性レベルの R=2% 時の実験値と計算値の関係を図-9 に示す。なお、実験値の読み取りは、文献3)の方法に従って行った。これより、いずれの試験体においても、

剛性低下係数 χ の計算値は実験値より過大に評価していることが分かる。これは、提案式が本実験に比べ、繰返し数の少ない実験結果を用いて評価したためであると考えられる。従って、今後は、多数回繰返し载荷に対して、耐力低下を適切に考慮できる復元力特性モデルを構築する必要がある。

5.まとめ

超高層 RC 造建物の梁部材を対象として、梁部材の多数回繰返し曲げせん断载荷実験を実施し、以下の結論を得た。

- (1) 多数回繰返し载荷を受ける梁部材の曲げ強度は、既往の評価式により評価可能である。
- (2) 梁曲げ降伏前の弾性レベルの範囲内であれば、多数回繰返し载荷を受けても、荷重低下及び剛性低下はごく僅かであった。一方、梁主筋の降伏後の塑性レベルでは、大変形繰返しにともない荷重低下及び剛性低下が進展した。
- (3) 等価粘性減衰定数は、繰返し数の増大と共に低下するが、繰返し数が 6 程度からはほぼ一定値に収束する傾向にある。収束時の値は、梁主筋量の少ない方が、また、コンクリート強度の高い方が大きい傾向にある。また、载荷履歴による影響は小さい。
- (4) 既往の剛性低下係数 χ 評価式は、実験値を過大に評価する傾向にある。今後、多数回繰返し地震荷重を受ける場合の適切な復元力特性モデルの構築が必要である。

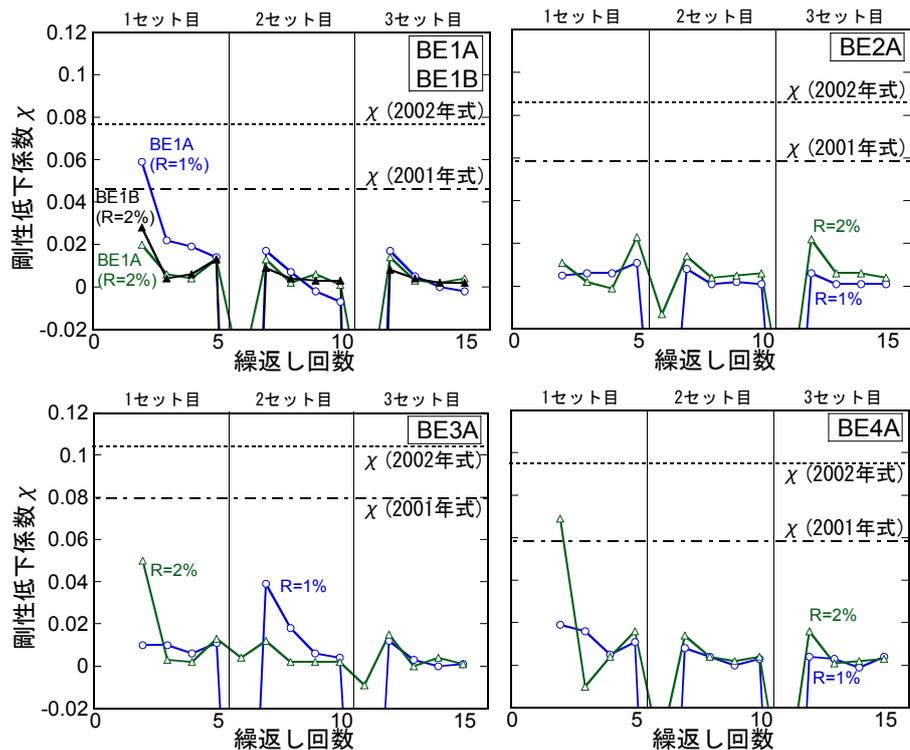


図-9 剛性低下係数 χ

参考文献

- 1) 梅村恒, 境有紀, 南忠夫, 壁谷澤寿海: 繰返しによる耐力低下を考慮した鉄筋コンクリート部材の復元力特性のモデル化, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20, No.3, pp.1015-1020, 1998
- 2) 伊吉允, 梅村恒, 市之瀬敏勝, 松澤敦行: 繰返し载荷により耐力低下する鉄筋コンクリート部材の復元力特性モデル, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.23, No.3, pp.1297-1302, 2001
- 3) 梅村恒, 市之瀬敏勝, 大橋一仁, 前川純一: 耐力低下を考慮した RC 部材の復元力特性モデルの開発, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.24, No.2, pp.1147-1152, 2002
- 4) 石飛直樹, 渡辺英義, 是永健好, 中野克彦, 松崎育弘: エネルギー吸収能力に着目した RC 梁部材の損傷評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.693-696, 2001
- 5) 建設省建築研究所, 日本建築センター: 設計用入力地震動作成手法技術指針(案) 本文解説編, 2002.3
- 6) 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
- 7) 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
- 8) 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
- 9) 日本建築学会: 建築物の限界状態設計指針, 2002