

論文 多数回繰返し地震荷重を受ける RC 部材の剛性低下挙動

高稻 宜和^{*1}・丸田 誠^{*2}・永井 覚^{*3}・鈴木 紀雄^{*4}

要旨：長周期地震動に対する超高層 RC 建物の耐震性能を地震応答解析により精度良く評価するためには、多数回繰返し地震荷重に対する部材の構造特性を明らかにし、これを復元力特性モデルに取り入れる必要がある。筆者らは、これまで、梁、柱部材の構造実験を実施してきた。その結果、多数回繰返しにより剛性低下することが明らかになったが、既往の剛性低下評価式では、剛性低下挙動を精度良く評価できなかった。そこで、本研究では、剛性低下の影響を復元力特性モデルに取り入れるため、先に実施した実験結果を基に、構造諸元、変形レベル、繰返し数が剛性低下挙動に与える影響について検討し、新たに繰返し数を変数とした剛性低下評価式を導いた。

キーワード：多数回地震荷重、超高層鉄筋コンクリート建物、長周期地震動、剛性低下

1. はじめに

我が国の鉄筋コンクリート（以下、RC と略記）建物の設計では、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いなかった。しかし、近年、長周期成分が卓越した地震動が観測されていることから、比較的固有周期の長い超高層 RC 建物は、多数回の大振幅地震外力を受ける可能性がある。したがって、長周期地震動に対する超高層 RC 建物の耐震性能を地震応答解析により精度良く評価するためには、多数回繰返し地震荷重に対する部材の構造特性を明らかにし、これを復元力特性モデルに取り入れる必要がある。

筆者らは、多数回繰返し地震荷重が超高層 RC 建物の応答性状に与える影響を把握することを最終目的とし、これまで、主筋の降伏で最大強度が決まる梁部材実験¹⁾、コンクリートの損傷で最大強度が決まる比較的高軸力下での柱部材実験^{2),3)}、及び、梁曲げ降伏先行型の柱梁架構実験⁴⁾を実施してきた。その結果、各実験において、多数回繰返し地震荷重により剛性低下することが明らかになったが、既往の剛性低下評価式^{5),6)}では、実験で得られた剛性低下挙動を精度良く評価できなかった。これは、筆者らは超高層 RC 建物の設計で想定される程度の大振幅の範囲内に関して剛性低下挙動の検討を行ったのに対して、既往の剛性低下評価式は、これを上回る振幅で、かつ繰返し回数が少ない実験結果を基に提案された式であるためと考えられる。

そこで、本研究では、復元力特性モデルに多数回繰返し地震荷重による部材の剛性低下の影響を取り入れることを目的とし、先に実施した梁部材¹⁾、柱部材^{2),3)}の実験結果を基に、構造諸元、変形レベル、繰返し回数が剛性低下挙動に与える影響について検討し、この検討結

果を基に、新たに繰返し回数を変数とした剛性低下評価式を導いた。

2. 検討対象試験体とその実験結果の概要

2.1 試験体

検討対象とした試験体一覧を表-1 に、試験体形状・配筋を図-1 に示す。試験体は、縮尺 1/2.5 程度の梁部材 4 体と、縮尺 1/3 程度の柱部材 4 体で、試験区間の両端に加力スタブを有している。梁部材、柱部材ともに、曲げ破壊型に焦点を絞り、全試験体とも曲げ降伏が先行す

表-1 試験体一覧

(a) 梁部材

試験体名	BE1A	BE2A	BE3A	BE4A
試験体断面 (幅×せい (mm))	240×360			
スパン(mm) [せん断スパン比]	1800 [2.5]		1100 [1.53]	
主筋 [主筋比 (%)]	16-D16 SD490 [3.6]	12-D16 SD345 [2.8]	16-D16 SD490 [3.6]	
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 F_c (N/mm^2)	42		70	

(b) 柱部材

試験体名	CE1	CE2	CE3	CE4
試験体断面 (幅×せい (mm))	280×280			
スパン(mm) [せん断スパン比]	1120 [2.5]			
主筋 [主筋比 (%)]	12-D13 SD490 [1.9]			
横補強筋 [横補強筋比 (%)]	4-D6@75 SD785 [0.60]	4-D6@50 SD785 [0.91]		4-D6@75 SD785 [0.60]
コンクリート強度 F_c (N/mm^2)	60			36
軸力比 η	0.3	0.4		0.3

*1 鹿島建設 (株) 技術研究所建築構造グループ 研究員 博士 (工学) (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) 技術研究所建築構造グループ 上席研究員 工修 (正会員)
 *4 鹿島建設 (株) 技術研究所 副所長 工博 (正会員)

るように設計した。梁部材の実験因子は、主筋量・強度【12-D16 SD345 : $p_g \cdot \sigma_y = 9.66 \text{ N/mm}^2$, 16-D16 SD490 : $p_g \cdot \sigma_y = 17.6 \text{ N/mm}^2$ 】(p_g : 主筋比, σ_y : 主筋降伏強度), コンクリート強度【 $F_c = 42 \text{ N/mm}^2$, 70 N/mm^2 】, せん断スパン比【 $a/D = 1.53, 2.5$ 】, 横補強筋比【 $p_w = 0.33\%, 0.48\%, 0.53\%, 1.17\%$ 】とした。また、柱部材の実験因子は、軸力比【 $\eta = 0.3, 0.4$ 】($\eta = N/cN_u$, N : 軸力, $cN_u = 0.85A_cF_c + A_g\sigma_y$, A_c : コンクリート断面積, A_g : 主筋断面積), 横補強筋比【 $p_w = 0.60\%, 0.91\%$ 】, コンクリート強度【 $F_c = 36 \text{ N/mm}^2, 60 \text{ N/mm}^2$ 】とした。なお、試験体は超高層 RC 造建物の下層階の部材を想定している。

加力は、建研式加力方法に準じて、加力スタブを常に平行に保ちながら逆対象モーメントを加えた。载荷プログラムを図-2 に示す。载荷プログラムは、RC 造 43 階

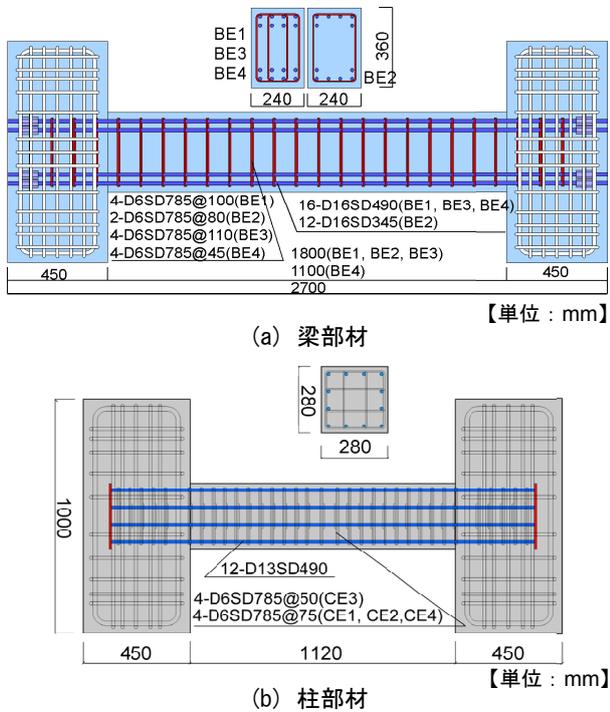
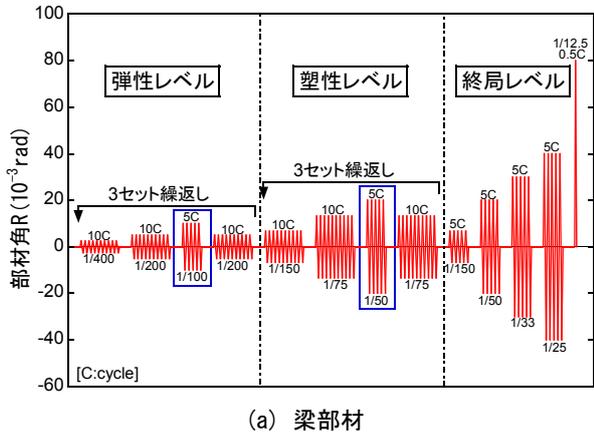


図-1 試験体形状・配筋



(a) 梁部材

試設計建物（建物高さ約 160m）の地震応答解析結果より決定した。入力地震動としては、長周期地震動を受けることを想定して長継続時間の模擬波などを用いた。振幅レベルとして、弾性レベル（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よる振幅）で 35 サイクルを 3 セット、及び、塑性レベル（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地震動による振幅）で 35 サイクルを 3 セットとした。さらに、実験では終局レベルとして、極大地震を受けた後における性状確認のため、正負交番繰返し漸増载荷を実施したが、本論では、部材の剛性低下挙動を地震応答解析に反映させることを最終目的としているので、塑性レベルまでの実験結果に着目して検討を行った。なお、梁と柱の振幅に関して、例えば、弾性レベルにおいて、最大部材角は、梁で $R=1/100$, 柱で $R=1/250$ という関係になっているが、これは試設計建物の地震応答解析で、梁の部材角が $R=1/100$ 程度のとき、柱の部材角は $R=1/250$ 程度であったことによる。このように载荷プログラムの梁と柱の振幅の関係は、地震応答解析時の両者の関係と概ね対応するように設定した。

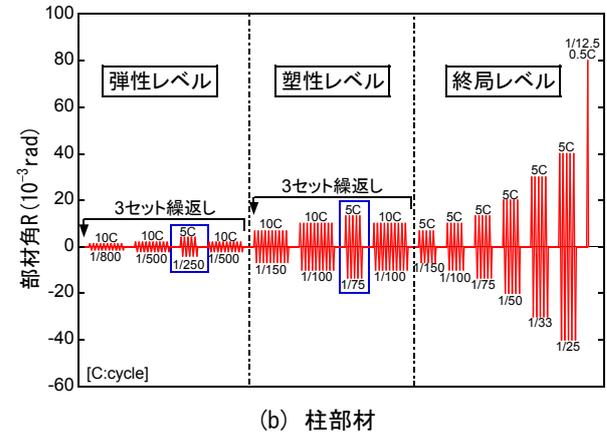
2.2 実験結果

荷重一部材角関係の例（梁 : BE3A, 柱 : CE1）を図-3 に示す。梁部材、柱部材とも、多数回繰返し荷重による損傷の進展は、曲げ降伏前の弾性レベルでは見られなかった。一方、曲げ降伏後の塑性レベルでは、多数回繰返し荷重によりヒンジ域の曲げひび割れ、曲げせん断ひび割れの進展、及び、危険断面付近のコンクリートの圧壊の進展が見られたが、顕著な破壊は見られなかった。

3. 剛性低下の評価

3.1 剛性低下係数

梅村ら^{5),6)}は、繰返し载荷による剛性低下を、図-4、及び、(1)式に示すように、指向点変位の移動という形で表している。



(b) 柱部材

図-2 载荷プログラム

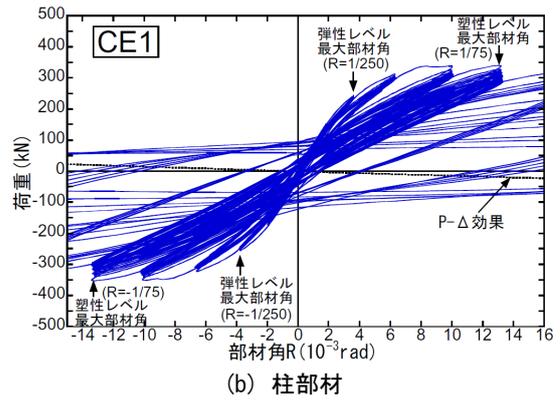
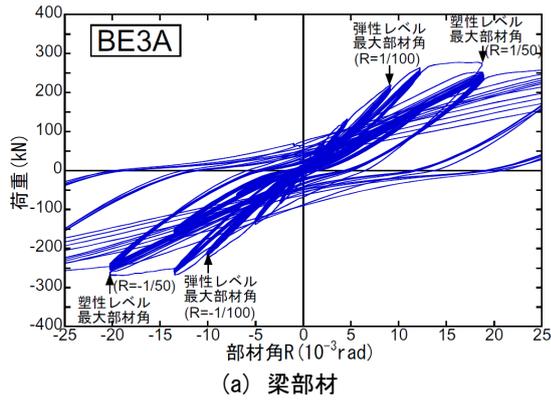


図-3 荷重一部材角関係

$$d_n = d_p + (d_{max} - d_{min}) \times \chi \quad (1)$$

ここに、

d_n : 新しい指向点変位

d_p : 前回の同方向の指向点変位

d_{max} : 前回の同方向の最大変位

d_{min} : 前回の反対方向の最大変位

χ : 剛性低下係数

指向点変位の移動量は、復元力特性モデルに容易に取り込めるように、経験した変形のみから与える式となっている。また、指向点変位の移動量（剛性低下の程度）を決定する剛性低下係数（以下、 χ と示す）は、(2)式（2001年提案式）⁵⁾、(3)式（2002年提案式）⁶⁾のように、部材の構造諸元を変数とした式となっている。

$$\chi_{2001} = 0.049 + 0.049n_0 - 0.03p_w - 0.005p_g + 8.7 \times 10^{-4}f_c \quad (2)$$

$$\chi_{2002} = 0.12 + 0.00069f_c - 0.039p_w + 0.016n_0 - 0.019\lambda \quad (3)$$

ここに、

n_0 : 軸力比 (=N/ bDF_c, b, D : 断面の幅とせい)

p_w : 横補強筋比 (%)

p_g : 主筋比 (%)

f_c : コンクリート強度 (N/mm²)

λ : シアスパン比

以下、本章では、この指向点変位の移動量を決定する χ に着目して検討する。

χ に関して、梁、柱実験より得られた弾性レベル最大部材角時（梁：R=1/100、柱：R=1/250）及び塑性レベル最大部材角時（梁：R=1/50、柱：R=1/75）の実験値と、(2)式及び(3)式による計算値の関係（5サイクル×3セット：図-2の口で囲んだサイクル）の例（梁：BE3A、柱：CE1）を図-5に示す。なお、指向点の移動量の読み取りは、文献5)の方法に従った。これによると、梁部材、柱部材ともに、 χ の計算値は実験値を過大評価している。これは、本論では、前述のように超高層RC建物の設計を想定して、塑性レベル以下の振幅の χ に関して検討を行っているのに対して、(2)式、(3)式は、これを上回る大振幅で、かつ繰返し回数の少ない実験結果を基に提案さ

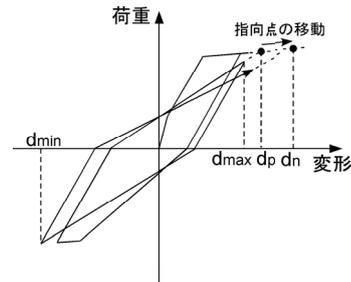
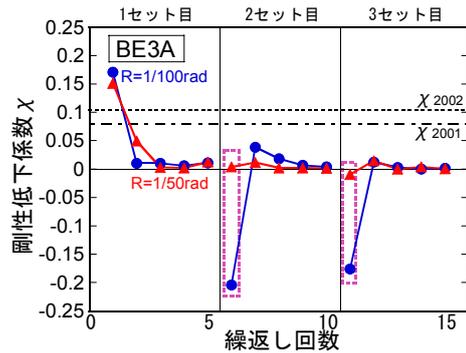
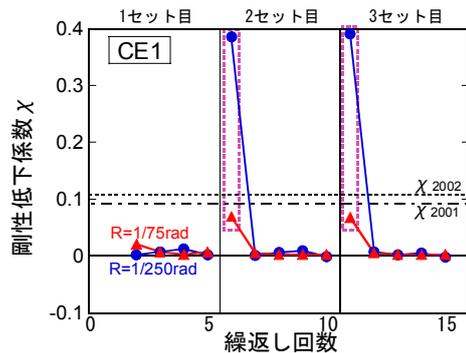


図-4 指向点の移動⁶⁾



(a) 梁部材



(b) 柱部材

図-5 剛性低下係数 χ

れた式であるためと考えられる。そこで、次節以降、部材ごとに実験因子が χ に与える影響を詳細に検討し、 χ の評価を試みる。

図-5において点線で囲んだ2セット目と3セット目の最初の χ は、前後のサイクルの χ に比べて値が大きく

変化する傾向があるが、これは小さい変形での多数回繰返しを経て再び大きな変形を目指すサイクル（例えば梁部材の弾性レベルの場合、 $R=1/100$ の繰返し後、 $R=1/200$ 、 $1/400$ 、 $1/200$ の各10サイクルの繰返しを経て、再び $R=1/100$ を目指すサイクル）で生じている。図-6に示すように、小さい変形での繰返し（子ループ）を経て、過去の最大変形点Cを目指す場合、(1)式に単純に従うと d_{1max} と d_{1min} を用いて χ を読み取ることになる。

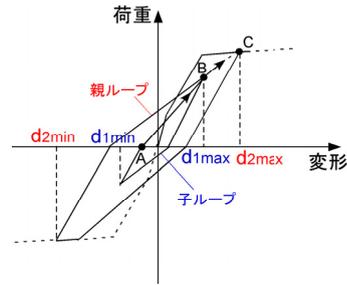


図-6 剛性低下係数 χ の読み取り (Takedaモデル)

本論では Takeda モデル⁷⁾に(1)式を組み込むことを想定している。Takeda モデルにおいて、例えば子ループのA点から親ループのC点に向かう場合、子ループの経験最大変形点Bを経て、親ループの経験最大変形点Cを指向することになる(図-6参照)。この場合、最終的に親ループの指向点Cを目指すので、 χ の読み取りは、親ループの d_{2max} と d_{2min} を用いる必要がある(例えば、検討対象試験体では、2セット目の最初の χ を読み取る場合、1セット目5サイクル時の d_{max} と d_{min} を用いる必要がある)。このようにして χ を読み取ると、2セット目と3セット目の最初の χ の変化は小さくなる。したがって、以下では、小さい変形(子ループ)での多数回繰返しを経て再び親ループの経験最大変形点を目指すサイクルの χ の実験値は上記のように読み取り、この χ を用いて検討を行なうこととした。

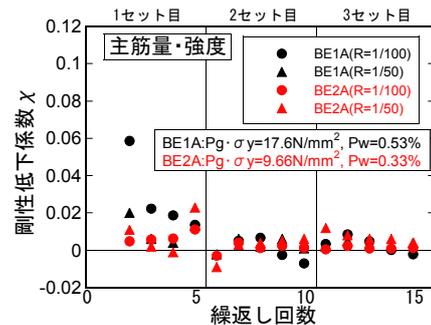


図-7 主筋量・強度の影響 (梁部材)

3.2 実験因子が梁部材の剛性低下係数に与える影響

弾性レベルの最大部材角 $R=1/100$ 時、及び塑性レベルの最大部材角 $R=1/50$ 時に着目して、梁部材の実験因子(主筋量・強度 $p_g \cdot \sigma_y$ 、コンクリート強度 F_c 、せん断スパン比 a/D 、横補強筋比 p_w)が χ に与える影響について検討する。

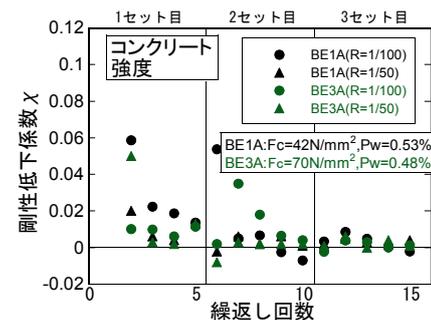


図-8 コンクリート強度の影響 (梁部材)

主筋量・強度と横補強筋比が異なるBE1AとBE2Aの χ を図-7に、コンクリート強度と横補強筋比が異なるBE1AとBE3Aの χ を図-8に、せん断スパン比と横補強筋比が異なるBE3AとBE4Aの χ を図-9に示す。これより、いずれの試験体も同サイクル時の χ は同程度で、主筋量・強度、コンクリート強度、せん断スパン比、横補強筋比は、梁部材の χ に影響を与えない。また、弾性レベルと塑性レベルで χ の差は見られないが、繰返しに伴い χ が若干小さくなる傾向が見られる。

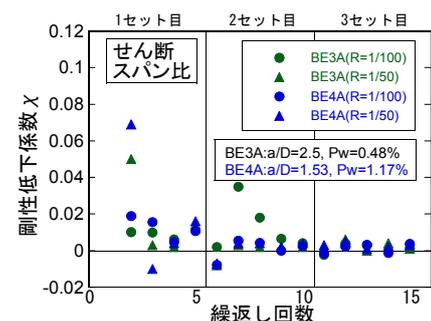


図-9 せん断スパン比の影響 (梁部材)

3.3 実験因子が柱部材の剛性低下係数に与える影響

弾性レベルの最大部材角 $R=1/250$ 時、及び塑性レベルの最大部材角 $R=1/75$ 時に着目して、柱部材の実験因子(軸力比 η 、横補強筋比 p_w 、コンクリート強度 F_c)が χ に与える影響について検討する。

軸力比のみが異なるCE1とCE2の χ を図-10に、横補強筋比のみが異なるCE2とCE3の χ を図-11に、コンクリート強度のみが異なるCE1とCE4の χ を図-12に示す。これより、いずれの試験体も同サイクル時の χ

は同程度で、軸力比、横補強筋比、コンクリート強度は、柱部材の χ に影響を与えない。また、梁部材と同様に、弾性レベルと塑性レベルで χ の差は見られないが、繰返しに伴い χ が若干小さくなる傾向が見られる。

3.4 剛性低下係数の評価

全検討対象試験体に関して、部材ごとに弾性レベル最大部材角時(梁: $R=1/100$ 、柱: $R=1/250$)、および、塑性レベル最大部材角時(梁: $R=1/50$ 、柱: $R=1/75$)の χ

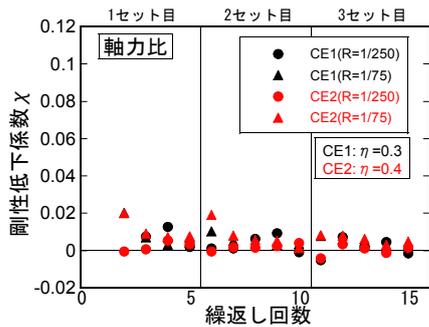


図-10 軸力比の影響（柱部材）

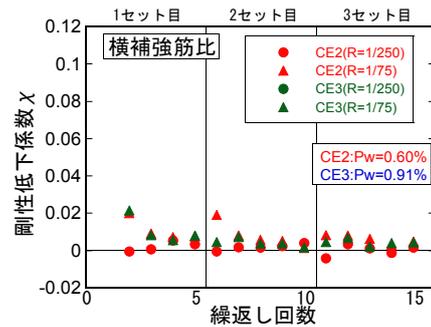


図-11 横補強筋比の影響（柱部材）

を図-13に示す。

3.2節、3.3節での検討より、主筋の降伏で最大強度が決まる梁部材においても、また、コンクリートの損傷で最大強度が決まる柱部材においても、 χ と構造諸元（軸力比、横補強筋比、主筋量・強度、コンクリート強度、せん断スパン比）、および変形レベル（弾性レベル、塑性レベル）との間に明確な相関は見られないが、繰返しに伴い χ が若干小さくなる傾向が見られたため、 χ の式は梅村らのように部材の構造諸元を変数とした式とせず、繰返し回数を変数とした式とする。

部材ごとに最小二乗法により求めた新たな剛性低下係数 $\chi_{T,B}$ （梁部材）、 $\chi_{T,C}$ （柱部材）の式を以下に示す。

$$\chi_{T,B} = 1 / (29.8 + 31.3 \cdot n) \quad (4)$$

$$\chi_{T,C} = 1 / (79.4 + 22.6 \cdot n) \quad (5)$$

ここに、

n : 繰返し回数（ただし、 $n \geq 2$ ）

なお、梁部材の検討範囲は、主筋量・強度： $p_g \cdot \sigma_y = 9.66 \sim 17.6 \text{ N/mm}^2$ 、コンクリート強度： $F_c = 42 \sim 70 \text{ N/mm}^2$ 、せん断スパン比： $a/D = 1.53 \sim 2.5$ 、横補強筋比： $p_w = 0.33 \sim 1.17\%$ である。また、柱部材の検討範囲は、軸力比： $\eta = 0.3 \sim 0.4$ 、横補強筋比： $p_w = 0.60 \sim 0.91\%$ 、コンクリート強度： $F_c = 36 \sim 60 \text{ N/mm}^2$ である。検討した実験結果の最大振幅は梁部材で $R = 1/50$ 、柱部材で $R = 1/75$ 、同振幅での最大繰返し回数 n は両部材とも15回である。

4. 剛性低下係数 $\chi_{T,B}$ 、 $\chi_{T,C}$ の式の妥当性の検証

本章では、梁、柱実験により得られた割線剛性（図-14）実験値と、 $\chi_{T,B}$ 、 $\chi_{T,C}$ を用いて求めた割線剛性計算値を用いて、多数回繰返し載荷による剛性低下挙動を再現できるか検討する。なお、検討は、梁、柱部材とも、弾性レベル最大部材角時（梁： $R = 1/100$ 、柱： $R = 1/250$ ）、および、塑性レベル最大部材角時（梁： $R = 1/50$ 、柱： $R = 1/75$ ）に着目して行った。

各振幅1サイクル目の正負ピーク時割線剛性 K_1 に対する各サイクル正負ピーク時割線剛性 K の比を剛性低下率（以下、 K/K_1 と示す）と定義し、 K/K_1 実験値と計算値の比較を行った。なお、計算値を算出するに当たり、復

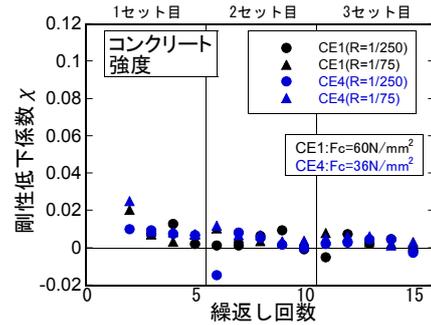
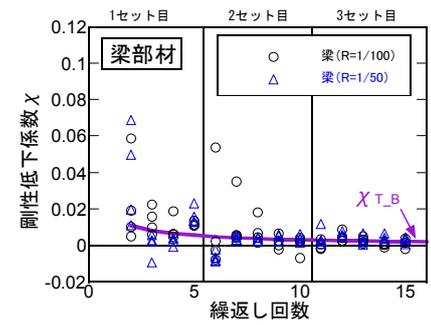
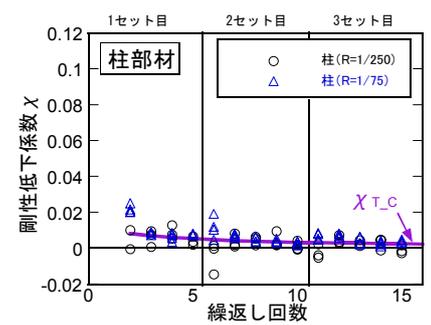


図-12 コンクリート強度の影響（柱部材）



(a) 梁部材



(b) 柱部材

図-13 剛性低下係数 χ の評価

元力特性のスケルトンカーブはAIJ・RC規準⁸⁾に従って3折れ線にモデル化した。また、第3勾配は $Ke/100$ (Ke : 初期剛性)と仮定した。

繰返し載荷に伴う K/K_1 の実験値と計算値の推移の例（梁： $BE3A$ 、柱： $CE1$ ）を図-15に示す。これより、計算値は実験値の傾向をよく再現できている。

全検討対象試験体の K/K_1 の実験値と計算値の関係を

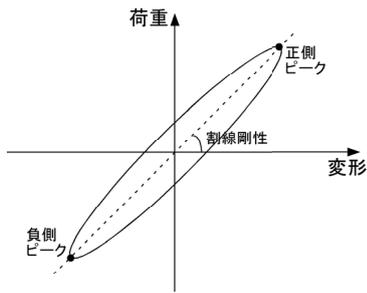


図-14 割線剛性

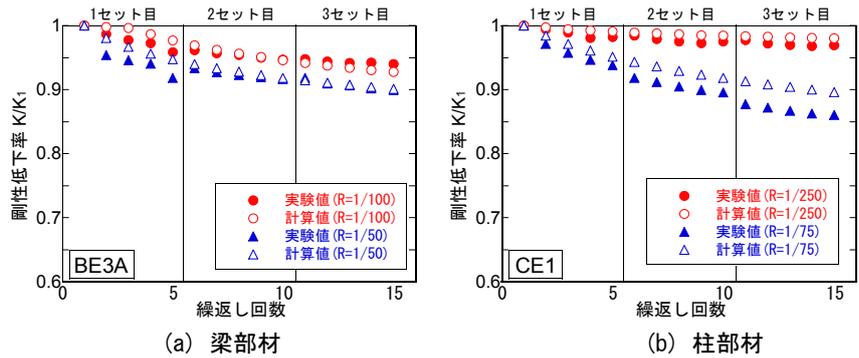


図-15 剛性低下率 K/K_1 の推移

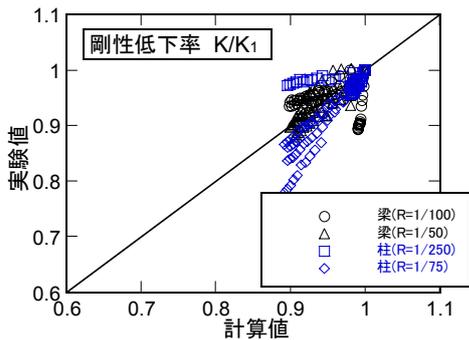


図-16 剛性低下率の実験値と計算値

図-16 に示す。梁部材の実験値／計算値の平均値は 1.00、変動係数は 3.51%、柱部材の実験値／計算値の平均値は 0.98、変動係数は 4.03% であり、梁部材、柱部材ともに実験値と計算値はよい対応を示している。したがって、 α_{T_B} 、 α_{T_C} の式は妥当と言える。

5. まとめ

主筋の降伏で最大強度が決まる梁部材と、コンクリートの損傷で最大強度が決まる柱部材の多数回繰返し地震外力による実験結果を基に、繰返し载荷による剛性低下挙動について検討し、以下の結論を得た。

- (1) 梁部材、柱部材とも、構造諸元（軸力比、横補強筋比、主筋量・強度、コンクリート強度、せん断スパン比）、変形レベル（弾性レベル、塑性レベル）は剛性低下係数 α に影響を与えなかったが、繰返しに伴い α が若干低下する傾向が見られた。
- (2) (1)の結果を基に、部材ごとに、繰返し回数のみを変数とした新たな剛性低下係数 α_{T_B} （梁部材）、 α_{T_C} （柱部材）の式を示した。
- (3) α_{T_B} と α_{T_C} の式の妥当性を検証するために、剛性低下率 K/K_1 （各振幅 1 サイクル目の正負ピーク時割線剛性 K_1 に対する各サイクル正負ピーク時割線剛性 K の比）実験値と、 α_{T_B} 、 α_{T_C} の式を用いて求めた剛性低下率計算値の比較を行った結果、各サイクルにおいて、特定の偏りやばらつきが小さく、実験結果を妥当に評価できた。

今後、得られた成果をもとに、長周期地震動に対する超高層 RC 建物の地震応答解析を実施し、多数回繰返し地震荷重による部材の剛性低下が、建物の応答性状に及ぼす影響などについて検討を試みる予定である。

参考文献

- 1) 永井覚, 金子貴司, 丸田誠, 小鹿紀英: 多数回繰返し地震荷重を受ける RC 梁部材の構造特性, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp.979-984, 2008.7
- 2) 丸田誠, 金子貴司, 永井覚, 鈴木紀雄, 兵藤陽: 多数回繰返し地震荷重をうける鉄筋コンクリート柱部材の構造特性 (その 1 実験概要), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.595-596, 2008.9
- 3) 金子貴司, 丸田誠, 永井覚, 高稻宜和, 鈴木芳隆, 小鹿紀英: 多数回繰返し地震荷重をうける鉄筋コンクリート柱部材の構造特性 (その 2 実験結果の検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, pp.597-598, 2008.9
- 4) 高稻宜和, 永井覚, 丸田誠, 鈴木紀雄: 多数回繰返し地震荷重を受ける RC 柱梁接合部の構造特性, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp.985-990, 2008.7
- 5) 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, 2001.6
- 6) 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集, Vol.24, No.2, pp.1147-1152, 2002.6
- 7) Takada, T., M.A. Sozen, and N. N. Nielsen: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 96, No.ST2, December 1970, pp.2557-2573
- 8) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 1999