

# 論文 多数繰り返し変形を受ける高強度鉄筋コンクリート柱に関する研究

菊田 繁美\*1・斉藤 大樹\*2・福山 洋\*3・向井 智久\*4

**要旨:** 長周期地震動により, 多数繰り返し変形を受ける超高層鉄筋コンクリート造建築物の高強度柱の復元力特性を把握する目的で実験を行った。軸力比と繰り返し数をパラメーターとする曲げせん断実験結果を基に多数繰り返し変形の影響について検討した。変形および軸力が大きいほど多数繰り返しによる耐力と靱性の低下が大きいことが判明した。コンクリートの圧縮劣化による, 曲げ性能の低下とともに軸変形が増大する性状を追跡可能な数学モデルを提案し, 実験の性状を説明できることを示した。

**キーワード:** 長周期地震動, 多数繰り返し, 高強度, 柱, 靱性

## 1. はじめに

長周期地震動により, 超高層建築物の構造部材はこれまで想定していた以上の多数繰り返し変形を受けることが指摘されている。長周期地震動による超高層 RC 造建築物の繰り返し変形の回数は, 通常の地震の3~4倍に達する場合が想定される。しかし, 多数繰り返し変形を受ける高強度 RC 部材の性能を評価するデータが殆どないのが現状である。本研究の目的は, 多数繰り返し変形が高強度柱に及ぼす影響を把握することである。柱の曲げせん断実験結果と提案した数学モデルを用いて, 多数繰り返し変形によるコンクリートの圧縮劣化の進行が変形性能を低下させることを説明するものである。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体概要

試験体一覧を表-1, 試験体配筋を図-1に示す。試験体は形状・材料とも同一で, 実大柱の約 1/2.5 縮尺の4体である。

試験体形状は, 柱断面 (b×D) が 400mm×400mm, 柱内法寸法 (h<sub>0</sub>) が 1200mm, せん断スパン比が 1.5 である。柱の主筋比 p<sub>g</sub> は 2.87% (16-D19・SD490), せん断補強筋比 p<sub>w</sub> は 0.8% (4-D6@40・USD685) である。全試験体ともせん断余裕度(せん断耐力/曲げ耐力)は約 1.2 である。

軸力比と繰り返し数を実験パラメーターとした。軸力比は, 設計長期軸応力度を対象とした約 0.25 (軸力

表-1 試験体一覧

試験体名	断面 b×D (mm)	内法高さ h <sub>0</sub> (mm)	h <sub>0</sub> /D	主筋比 p <sub>g</sub> (%)	せん断補強筋比 p <sub>w</sub> (%)	軸力 (kN)	軸力比	繰り返し数 (回)
C1-N	400	1200	3	2.87	0.8	2880	0.256	2
C1-L	×						0.246	10
C2-N	400					4800	0.426	2
C2-L	×						0.402	10

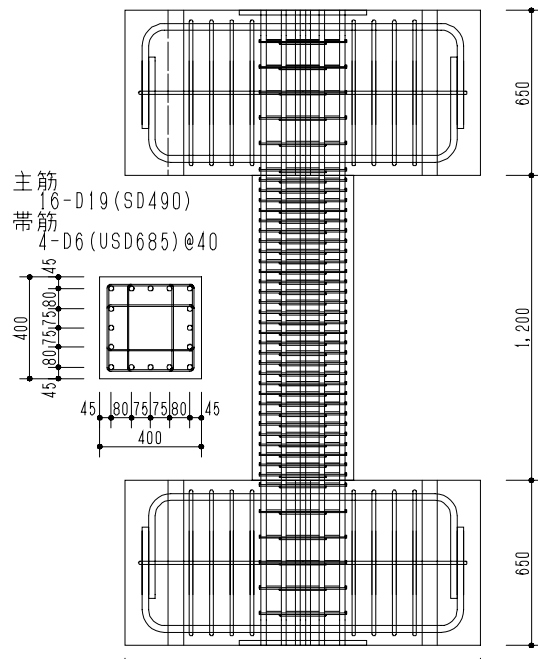


図-1 試験体形状・配筋

表-2 コンクリート材料試験結果

コンクリート	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	割裂強度 (N/mm <sup>2</sup> )
C1-N	3.59×10 <sup>4</sup>	70.4	4.3
C1-L	3.75×10 <sup>4</sup>	73.0	4.2
C2-N	3.64×10 <sup>4</sup>	70.5	4.4
C2-L	3.70×10 <sup>4</sup>	74.7	4.0

表-3 鉄筋材料試験結果

鉄筋	呼び名	材質	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	強度 (N/mm <sup>2</sup> )	
				降伏	最大
主筋	D19	SD490	1.99×10 <sup>5</sup>	543	718
帯筋	D6	USD685	1.89×10 <sup>5</sup>	747	941

帯筋(D6)の降伏強度は, 0.2%オフセット

\*1 戸田建設(株) 技術研究所主管 工修 (正会員)

\*2 (独) 建築研究所 国際地震工学センター 工博

\*3 (独) 建築研究所 構造研究グループ 工博 (正会員)

\*4 (独) 建築研究所 国際地震工学センター 工博 (正会員)



図-2 加力装置

2880kN), 転倒モーメントによる付加軸力を想定した約 0.4 (軸力 4800kN) の 2 種類である。繰り返し数は、標準地震では 2 回、長周期地震では標準地震の 5 倍の 10 回を基本として設定した。

鉄筋とコンクリートの材料試験結果を表-2, 表-3 に示す。コンクリート強度は 70~75N/mm<sup>2</sup> の範囲にあった。

## 2.2 加力方法

加力装置を図-2 に示す。柱試験体の柱脚を固定し、柱頭の門型加力治具を用いて試験体中央部が反曲点となるように正負逆対称繰り返し加力を行った。

加力スケジュールは標準地震波と長周期地震波を想定した 2 種類とした。標準波と長周期波の加力スケジュールの比較を図-3 に示す。標準波では変形角 0.001rad. を除き、それぞれの変形角において正負交番载荷を 2 回行うものとした。長周期地震動波では、変形角 0.001 rad. で 1 回、変形角 0.0025 rad. で 2 回、変形角 0.005 rad. から 0.03 rad. までは 10 回、それ以降は 2 回の正負交番载荷を行うものとした。

## 3. 実験結果

### 3.1 実験経過

耐力低下と軸変形が大きく進行した時点におけるひび割れ発生状況を図-4 に示す。C1-N,L 試験体では変形角 0.03rad., C2-N,L 試験体では変形角 0.02rad. に対応する。

全試験体の荷重-変形関係を図-5 に示す。図中には軸力と水平変形による付加モーメント (P-δ モーメント) および曲げ耐力を実線で示した。

C1-N, L とも 0.0025rad. で柱頭と柱脚に曲げひび割れが発生し、0.005rad. で曲げせん断ひび割れに進展した。せん断ひび割れの発生は、C1-N が 0.01rad., C1-L が 0.005rad. と若干異なった。両試験体とも 0.01rad. で端部コ

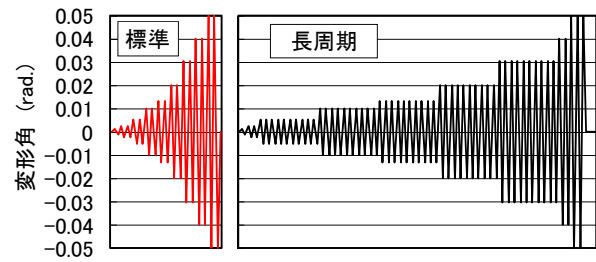


図-3 加力スケジュール

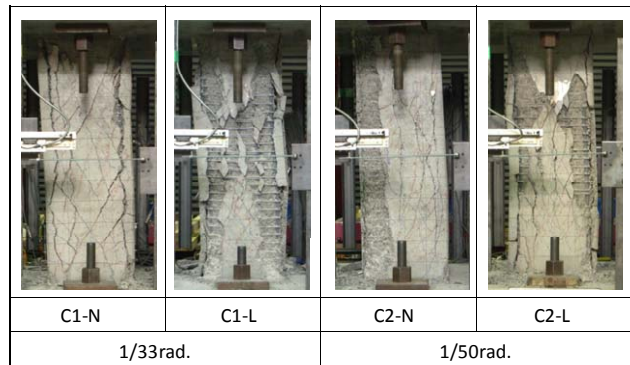


図-4 ひび割れ状況

ンクリートが圧壊し、ほぼ同時に柱主筋が圧縮降伏した後、0.013rad. で最大耐力を示した。C1-N は 0.03rad. で被りコンクリートが大きく浮きだし、0.04rad. で剥落した。C1-L は 0.02rad. で被りコンクリートが大きく浮きだし、0.03rad. で剥落した。C1-N は 0.02rad. に至っても軸力を保持したが、C1-L は 0.05rad. の 1 サイクル目で軸力を保持できなくなった。

C2-N, L とも 0.0025rad. で柱頭と柱脚に曲げひび割れが発生し、0.005rad. でせん断ひび割れと端部コンクリートの圧壊が発生した。両試験体とも 0.01rad. で柱主筋が圧縮降伏し、最大耐力を示した。両試験体とも 0.02rad. で被りコンクリートが剥落した。C2-N は 0.03rad. の 2 サイクル目で軸力を保持できなくなったが、C2-L は 0.03rad. の 1 サイクル目で軸力を保持できなくなった。

以上から、多数繰り返しの復元力特性への影響は、最大耐力に達するまではほとんど無く、最大耐力以降において繰り返しによる耐力低下と変形能力の低下をもたらすものであった。

### 3.2 諸強度

各試験体の諸強度について実験値と計算値の比較を表-4 に示す。計算値は表中に示した方法を用い、曲げに関する計算断面は柱端部位置とした。

曲げひび割れ強度とせん断ひび割れ強度については、C1-N,L では実験値が計算値を大きく上回ったが、C2-N,L では誤差 20%以内であった。主筋降伏強度、コンクリート圧壊強度、最大耐力については、断面分割法による計算値が実験値に対して誤差 10%以内でほぼ一致した。

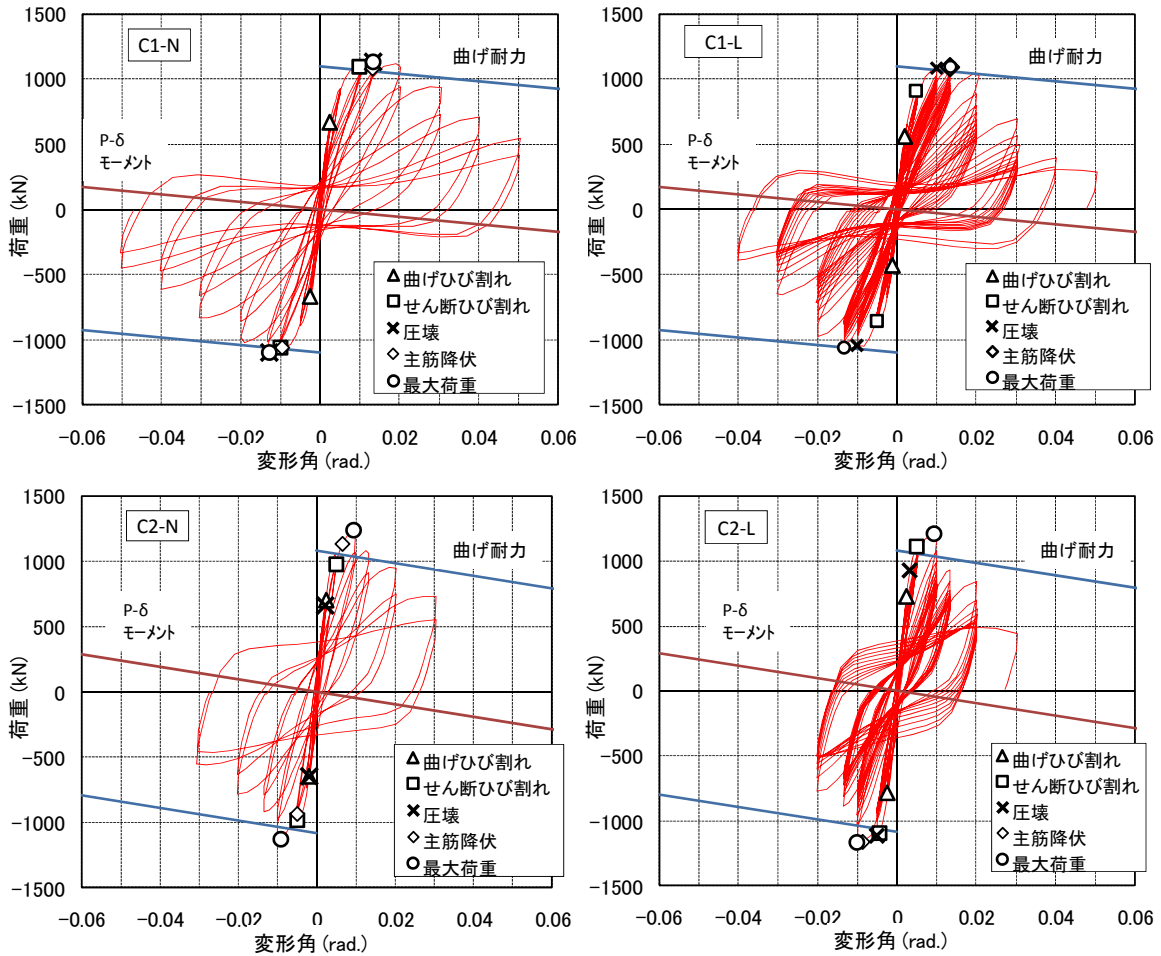


図-5 荷重-変形関係

### 3.3 軸方向変形

各試験体の軸方向変形と水平変形の間を関を図-6に示す。軸方向変形は1サイクルの中で最も大きな圧縮変形を示す水平変形0radにおける圧縮歪である。圧縮歪は圧縮変形を柱の内法高さで除した平均圧縮歪である。C1-NとC1-Lを比較すると、0.02rad.までは繰り返し数によらず同程度の軸圧縮歪を示したが、C1-Lは0.03rad.において圧縮歪が増大し、10サイクル目には1サイクル目の3倍以上の圧縮歪となった。C2-NとC2-Lにおいても同様の傾向見られ、0.013rad.までは繰り返し数によらず同程度の軸圧縮歪を示したが、0.02rad.で圧縮歪が増大し、10サイクル目には1サイクル目の3倍以上の圧縮歪となった。

### 3.4 鉄筋の負担軸力

鉄筋の応力-歪関係には、図-7に示すように骨格曲線をバイリニアールとし、履歴モデルとして Ramberg Osgood モデル<sup>3)</sup>の関数を用いた。柱端部における主筋の歪を応力に換算し、鉄筋の負担軸力を求めた。1サイクルの中で最も大きな圧縮歪となる水平変形0rad.における鉄筋の負担軸力と変形角の関係を図-8に示す。

C1-N,Lともほぼ同様な性状を示しており、変形の増大とともに負担軸力が増大し、0.03rad.では800~1000kN

表-4 諸強度の実験値と計算値の比較

		C1-N	C1-L	C2-N	C2-L
曲げひび割れ強度 Qc (kN)		668 (450)	560 (451)	703 (664)	760 (667)
	せん断ひび割れ強度 Qsc (kN)	1094 (671)	912 (684)	986 (919)	1115 (950)
主筋圧縮降伏耐力 Qy (kN)	柱頭	1082 (1083)	1094 (1123)	1136 (1085)	1173 (1133)
	柱脚	1061 (1083)	1094 (1123)	935 (1085)	1164 (1133)
圧壊強度 Qcc (kN)	柱頭	1094 (1098)	1084 (1123)	1040 (1085)	1178 (1133)
	柱脚	1094 (1098)	1044 (1123)	986 (1085)	1120 (1133)
最大耐力 Qu (kN)	Qu1	1133 (1076)	1094 (1123)	1242 (1085)	1212 (1133)
	Qu2	(987)	(1011)	(1003)	(1049)
せん断耐力 sQu(kN)		(1184)	(1205)	(1186)	(1219)

( )内は計算値  
 Qy,Qcc,Qu1:NewRC<sup>1)</sup>におけるコンファインドコンクリートの応力-歪関係を用いた断面分割法による。  
 $Qc = (0.56 \sqrt{c} \sigma_B Ze + ND/6)/(h_0/2)$   
 Qu2:AJストレスブロック<sup>2)</sup>による。(k1=0.65)  
 sQu:AJ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

と全軸力の28~35%を負担していた。C2-N,Lも同様の性状を示し、0.02rad.では1000~1200kNと全軸力の21~25%を負担していた。コンクリートの圧縮劣化の進行とともに、コンクリートから鉄筋に軸力の移動が生じていたものと考えられ、終局状態においては主筋も重要な軸力抵抗要素として作用していることが判った。

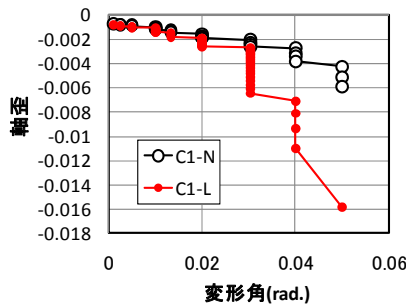


図-6 軸歪-水平変形関係

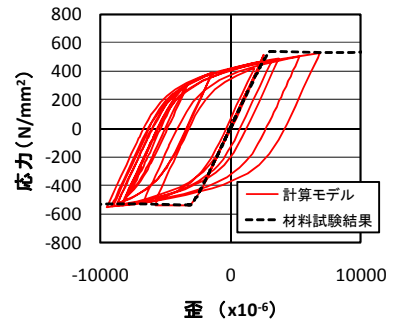
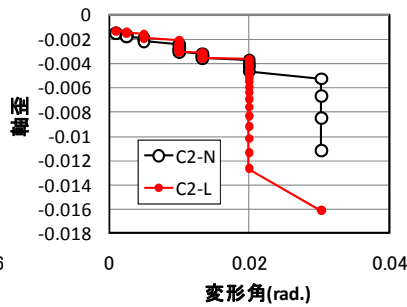


図-7 鉄筋の応力-歪関係

#### 4. 数学モデルによる検討

##### 4.1 数学モデル

柱の軸力保持能力を低下させる要因をコンクリートの圧縮劣化と考え、数学モデルには鉄筋を省いて簡略化した正方形断面のコンクリート柱を用いた。鉄筋については図-8に示した実験結果を基に考慮するものとした。コンクリートの応力-歪関係に Popovics の式<sup>4)</sup>を用いると、平面保持のもとで正方形断面柱の軸力と断面内応力の釣り合いは(1)式の様に表される。

$$N = \int_A \sigma_{\max} \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{\max}} \frac{n}{n-1 + (\varepsilon/\varepsilon_{\max})^n} \cdot dA \quad (1)$$

N: 軸力  
 $\sigma_{\max}$ : 最大強度  
 $\varepsilon_{\max}$ : 最大強度時歪  
 $n=2$

コンクリートの応力-歪関係の履歴則を図-9に示す。1度経験した歪に達するまでは応力を0とし、新規の歪領域に進むと Popovics 式の曲線に乗るものと単純化した。

繰り返し変形を受ける柱の断面中心における歪を図-10に示す代表的な3点(①, ②, ③)について数式化した。第1点目①は第1サイクルの初期ピーク点、第2点目②は第1サイクル終了時の水平変形が0の点、第3点目③は第2サイクルのピーク点である。①, ②, ③点における釣り合い式および対応する応力分布を図-11に示す。①, ②, ③点における中心歪( $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$ )は(2), (3), (4)の2次式を解くことによって順次求められる。④点以降は(3)と(4)式を繰り返すことによって求められる。①の応力分布は初期平面に曲率 $\phi$ が生じた時のものであり $\varepsilon_1$ が得られる。②は①が逆方向にも同様に $\phi$ を生じた後に曲率 $\phi$ が0となった時のものであり、 $\varepsilon_1$ を用いて $\varepsilon_2$ が得られる。応力分布の形状は、応力-歪関係の履歴則に従うと矩形となる。③は②の状態から曲率 $\phi$ を生じた状態であり、②で生じた $\varepsilon_2 - \varepsilon_1$ の圧縮歪の影響で $\varepsilon_3$ は $\varepsilon_1$ よりも圧縮歪が増加する。②の $\varepsilon_1$ の代わりに $\varepsilon_3$ を用いることにより④点の中心歪

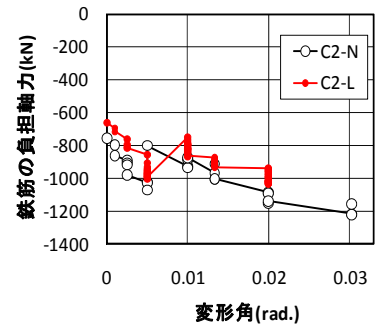
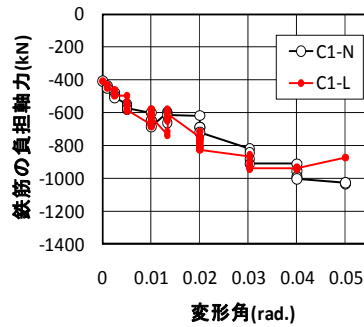


図-8 鉄筋の負担軸力

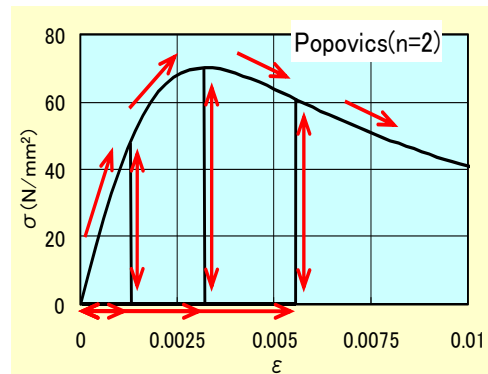


図-9 コンクリートの応力-歪関係

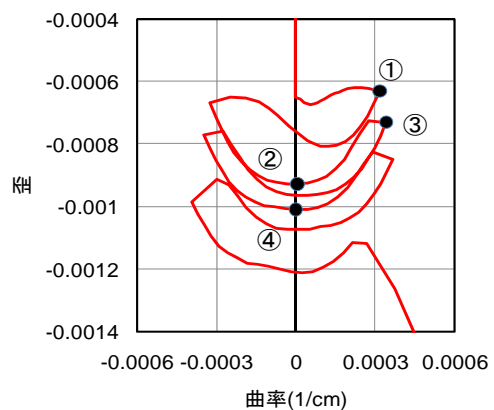


図-10 軸変形と曲率の関係

$\varepsilon_4$ が求められる。同様に、多数繰り返しは②と③を繰り返すことによって求められる。従って、本数学モデルは破壊進行モデルと言える。

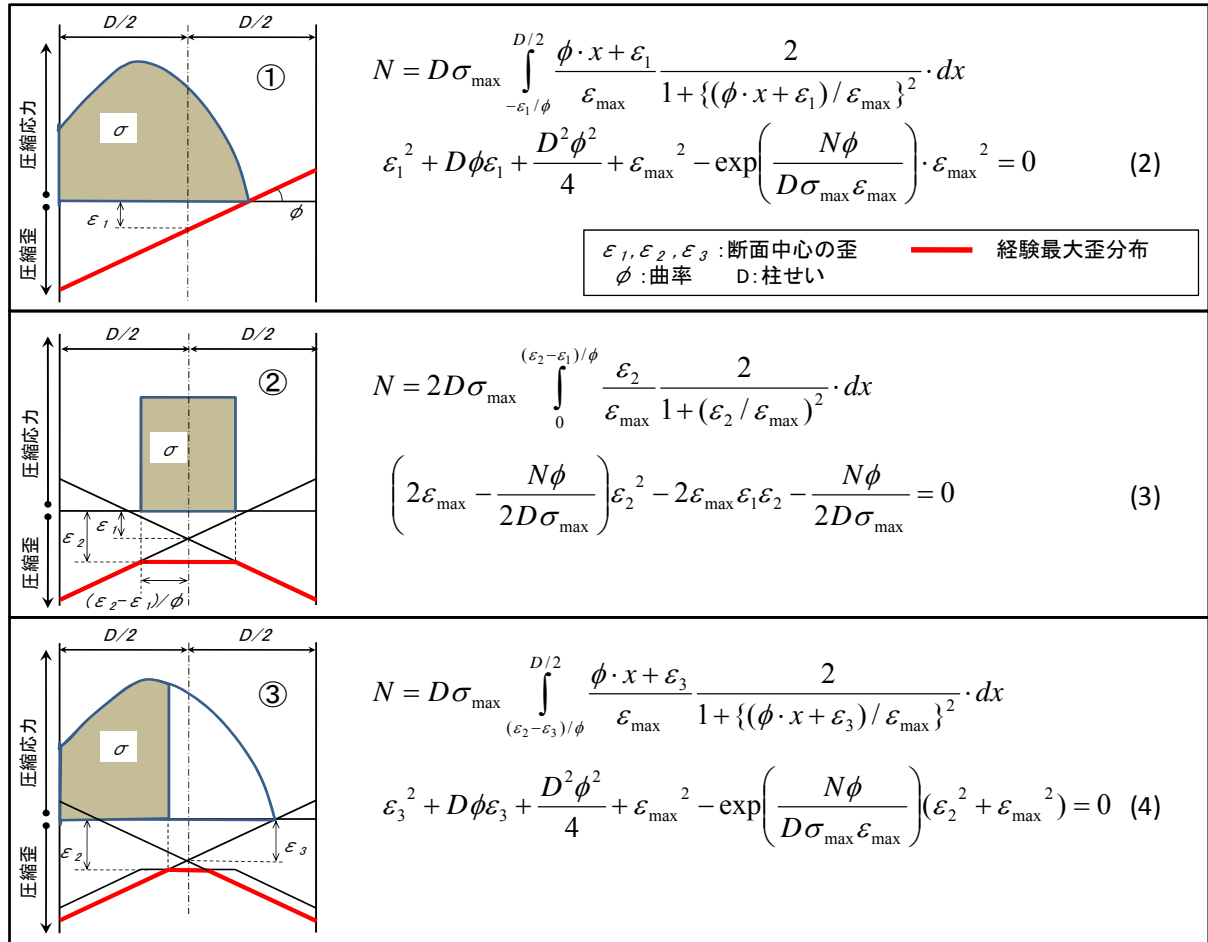


図-1.1 応力分布、歪分布および数学モデル

#### 4.2 数学モデルと実験値の比較

数学モデルによる断面中央圧縮歪と繰り返し数の関係を図-1.2に示す。コンクリートの負担軸力として、C1-N,Lでは0.03rad.およびC2-N,Lでは0.02rad.における鉄筋の負担軸力を全軸力から除き、C1-N,Lでは2000kN、C2-N,Lでは3800kNとした。

軸力2000kNの場合は曲率が0.0021cm<sup>-1</sup>以下において中心歪はほぼ一定値に収束し、曲率が0.00214cm<sup>-1</sup>と僅かな増加で繰り返しによる中心歪が急増した。同様に、軸力3800kNの場合は曲率が0.0040cm<sup>-1</sup>以下において中心

歪はほぼ一定値に収束する傾向を示したが、曲率が0.0045cm<sup>-1</sup>と僅かな増加で繰り返しによる中心歪が急増した。中心歪の急増は数回の繰り返し後に生じており、2回の繰り返しで破壊しなくても10回までに破壊に至る場合があるものと考えられる。

実験による平均軸歪と繰り返し数の関係を図-1.3に示す。軸歪は柱全長の平均軸歪である。C1-Lは0.01rad.までは軸歪がほぼ一定値に収束したが、0.013rad.以降は繰り返しとともに徐々に増加し、0.03rad.で急増した。C2-Lは0.05rad.で軸歪がほぼ一定値に収束したが、

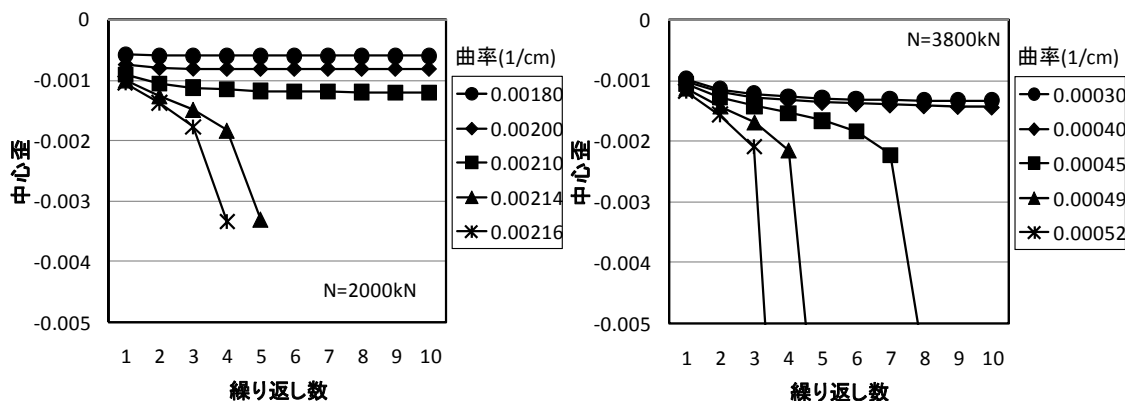
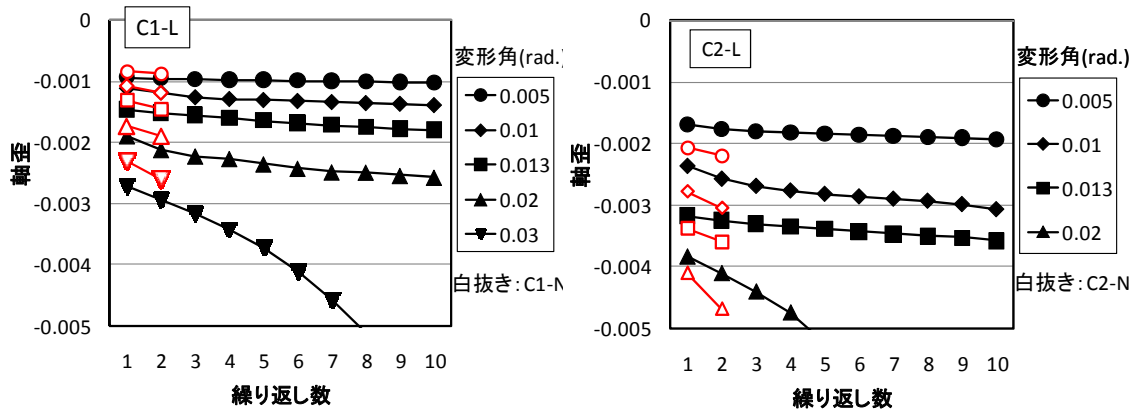


図-1.2 断面中心歪と繰り返し数の関係 (数学モデル)



図一 1 3 平均軸歪と繰り返し数の関係 (実験値)

0.01rad.以降は繰り返しとともに徐々に増加し、0.02rad.で急増した。

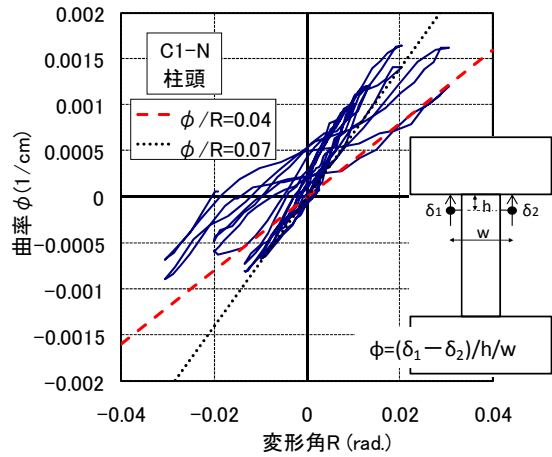
実験結果を軸歪と変形角で示したのは、柱脚と柱頭部においてコンクリートが早期に劣化してしまい曲率を正確に測定できなかったためである。最もコンクリート劣化の少なかった C1-N 試験体の柱頭における曲率と水平変形角の関係を図一 1 4 に示す。グラフの勾配 ( $\phi/R$ ) から曲率 ( $\phi$ ) が水平変形角 ( $R$ ) の 0.04~0.07 倍程度になることが解る。C1-L で軸歪が急増した変形角 0.03rad.を曲率に換算すると  $0.0012\sim 0.0021\text{cm}^{-1}$  に相当し、数学モデルにおいて曲率  $0.00214\text{ cm}^{-1}$  で中心歪が急増した現象に概ね一致した。

曲げ成分に対する数学モデルを用いることにより、曲率の増加が軸変形の増加をもたらすこと、僅かな曲率増分で軸変形が急増する曲率の分岐点が存在し、この分岐点より小さい曲率では繰り返し数の影響がほとんど無いこと、および軸変形の急増は数回の繰り返し後に生じる傾向にあることが判った。

### 5. まとめ

長周期地震動を対象とした高強度コンクリート柱の曲げせん断実験を基に以下のことが判明した。

- ・多数繰り返しの復元力特性への影響は、最大耐力に達するまではほとんど無く、最大耐力以降において繰り返しによる耐力低下と変形能力の低下が生じた。
- ・コンクリートの圧縮劣化の進行とともに、コンクリートから鉄筋に軸力の移動が生じ、終局状態においては主筋も重要な軸力抵抗要素として作用していた。
- ・曲げ成分に対して提案した数学モデルを用いることにより、曲率の増加が軸変形の増加をもたらすこと、僅かな曲率増分で軸変形が急増する曲率の分岐点が存在し、この分岐点より小さい曲率では繰り返し数の影響がほとんど無いこと、および軸変形の急増は数回の繰り返し後に生じており、多数繰り返しにより崩壊変形が小さく



図一 1 4 曲率と変形角の関係

なる傾向にあることが判った。

### 6. あとがき

本研究は、国土交通省「住宅・建築関連先端技術開発助成事業」の一部として建築研究所(飯場正紀, 森田高市),熊谷組(濱田真),佐藤工業(出水俊彦),戸田建設,西松建設(金川基),ハザマ(薬研地彰),フジタ(佐々木仁)で実施したものであり、全委員の協力によって行われたものである。

### 参考文献

- 1) (財)国土開発技術研究センター：平成4年度 New RC 研究開発概要報告書, 1993.3
- 2) (社)日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, pp.669-680, 1982
- 3) Ramberg, W., & Osgood, W. R. : Description of stress-strain curves by three parameters. Technical Note No. 902, National Advisory Committee For Aeronautics, Washington DC, 1943
- 4) Popovics S. : A numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete, cement and concrete research, vol.3, pp.583-599, 1973