

# 論文 鉄筋コンクリート造柱の軸力支持限界に対する動的効果

伊藤 士毅<sup>\*1</sup>・田才 晃<sup>\*2</sup>・中西 三和<sup>\*3</sup>・松本 惇<sup>\*4</sup>

要旨：本研究では曲げせん断破壊型及びせん断破壊型 RC 造柱を対象とし、静的及び動的載荷実験を行い、軸力支持限界へ達するまでの挙動について考察した。ここで軸力支持限界とは軸力支持能力喪失までに経験した最大変位とする。実験パラメータは破壊モードと載荷方法とした。実験により、曲げせん断破壊型及びせん断破壊型 RC 造柱ともに動的効果により最大耐力、最大耐力以降の劣化曲線に差が生じた。また、せん断破壊型 RC 造柱において軸力支持限界が静的載荷時に 2.2% だったのに対し動的載荷時には 0.9% となった。動的効果と載荷履歴の差異が軸力支持限界に影響を与えることがわかった。

キーワード：軸力支持限界，載荷速度，動的効果，破壊モード

## 1. はじめに

1995年に発生した兵庫県南部地震の被害では、鉄筋コンクリート(以下 RC)造柱が地震力による水平変形によりせん断破壊を起こし、軸力支持能力を喪失し崩壊する被害を受けた事例が見られた。

大地震により古いRC造建物が大破・倒壊するといった大きな被害を受ける可能性がある。既存RC造建物の耐震性能を耐震診断や弾塑性解析などにより精度よく評価するには、柱部材の軸力支持能力喪失時の変形や最大耐力以降崩壊に至るまでの荷重変形関係を知ることが必要となる。しかし、これらに関する研究は非常に少ないのが現状である<sup>1)</sup>。例えば、地震時の軸力支持能力や喪失時の変形挙動をリアルタイムに動的な力の作用する状態で把握した研究はこれまでに例を見ない。

そこで本研究では軸力支持限界を軸力支持能力喪失までに経験した最大変位と定義し、曲げせん断、せん断柱を対象に静的及び動的載荷実験を行い、軸力支持限界への影響を検討した。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体と実験パラメータ

試験体一覧を表-1に試験体概要を図-1に示す。本実

験で想定した試験体は中層RC造建物の最下層柱である。スケールは実大柱の約1/3とし試験体は軸力支持能力を喪失して崩壊に至るまでの状況に、破壊モード及び動的効果が及ぼす影響の把握を目的とし設計した4体である。内訳は、曲げ強度とせん断強度が拮抗し曲げ降伏後にせん断破壊を起こすBS試験体2体と、せん断余裕度が小さくせん断破壊を起こすS試験体2体である。BS、S試験体ともそれぞれ載荷速度が軸力支持限界に及ぼす影響を調べるため、動的載荷実験(D)と静的載荷実験(S)を一対とした。

コンクリートは設計基準強度  $F_c=26\text{N/mm}^2$  の普通コンクリートとした。鉄筋は主筋にSD345相当のD10(実降伏強度 $=415\text{N/mm}^2$ )、横補強筋にSD345相当のD4(実降伏強度 $=447\text{N/mm}^2$ )を用いた。引張鉄筋比は0.5%、横補強筋比は0.22%である。材料試験結果を表-2に示す

BS試験体は、内法スパン750mm(シアスパン比M/QD=1.5)である。軸力は軸力比  $=0.15$  の定軸力を目標とした。せん断余裕度は0.91であり、曲げとせん断が拮抗する。S試験体は、内法スパン500mm(シアスパン比M/QD=1.0)である。軸力は軸力比  $=0.2$  の定軸力を目標とする。せん断余裕度は0.68であり、せん断破壊が先行する。

表-1 試験体一覧

名称 <sup>*1</sup>	幅×せい b×D(mm)	内法スパン L(mm)	主筋	せん断補強筋	軸力比	載荷方法	せん断余裕度 <sup>*2</sup>
BS-S	250×250	750	8-D10 (SD345) Pt:0.51%	D4@50 (SD345) Pw:0.22%	0.15	静的	0.91
BS-D						動的	
S-S		500			0.20	静的	0.68
S-D						動的	

\*1：名称前半のBSは曲げせん断型(Bend-Shear)、Sはせん断型(Shear)を表す。

名称後半のSは静的載荷実験(Static)、Dは動的載荷実験(Dynamic)を表す。

\*2：せん断余裕度 $=Q_{su}/Q_{mu}$   $Q_{su}$ は荒川min式、 $Q_{mu}$ はRC規準曲げ略算式を表す。

\*1 横浜国立大学大学院 工学府社会空間システム学専攻 (正会員)

\*2 横浜国立大学教授 工学部建設学科 博(工) (正会員)

\*3 日本大学教授 理工学部海洋建築工学科 博(工) (正会員)

\*4 日本大学大学院 理工学研究科海洋建築工学専攻 (正会員)

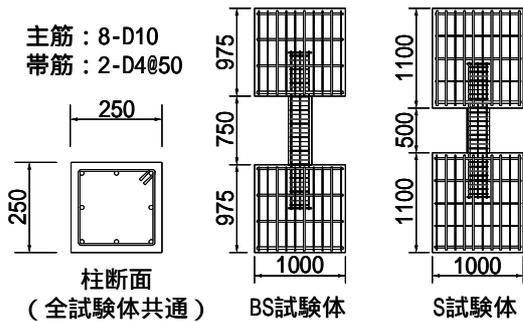


図-1 試験体概要

## 2.2 加力装置

加力装置図を図-2に示す。試験体の上下には十分に剛な加力用のスタブを設け、そのスタブを反力床に固定したベッド及び加力ビームにPC鋼棒で圧着し、鉛直及び水平方向力に追従できるようにした。水平力については、水平アクチュエータ(図中 Act3: 加振力 $\pm 400$  kN, 最大振幅 $\pm 200$ mm)を使用し、加力ビームを介し、変位制御にて試験体に正負繰り返し逆対称曲げモーメントを作用させた。軸力については上端(加力フレーム側)が固定, 下端がピンローラーの2本の鉛直アクチュエータ(図中 Act1, Act2: 加振力 $\pm 400$  kN, 最大振幅 $\pm 200$ mm)を用い、上下スタブに回転を生じさせず、かつ試験体に定軸力を荷重制御にて作用させた。また動的载荷実験の際には崩壊時に備え試験体S-Dは鉛直変形に柱高さの10%、試験体BS-Dは20%の変形に対するリミッターを設けた。軸力保持能力を喪失した際に、この鉛直変形リミッターによって実験を強制終了した。水平力は、反力壁を利用した一方のみからの引張及び押しにより行い、ねじり防止のためにパンタグラフを設けた。

## 2.3 測定方法

静的及び動的载荷ともに、荷重は水平方向及び鉛直方向のアクチュエータに組み込まれたロードセルにより試験体に作用する荷重を測定した。試験体変位の測定は、試験体に取り付けた測定治具を用い測定を行った。水平変位はレーザー変位計により上下スタブ間の相対変位を、また軸方向の伸縮量は巻取変位計により測定した。サンプリング間隔は動的载荷時では0.01(sec)として測定を行った。なお、動的载荷時のみ、载荷装置の慣性力を測定するため加力用L字ビームに加速度計を設置した。

## 2.4 加力スケジュール

各試験体の加力スケジュールを図-3に示す。BS試験体は部材角 $\pm 0.13\%$  (1mm)の増分変位を順次与えながら小振幅では2回の正負繰り返し载荷を行い、軸力保持能力が喪失するまで加力を行った。S試験体では、 $\pm 0.2\%$  (1mm)の増分変位によりBS試験体と同様の繰り返し载荷を行った。なお、層間変形角 $\pm 2\%$ 以降は1サイクルの繰り返しとした。

表-2 材料試験結果

a) 鉄筋

	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	降伏歪 ( $\mu$ )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )
D4	447.0	2167.0	$2.06 \times 10^5$
D10	415.0	2150.0	$1.93 \times 10^5$

b) コンクリート

試験体	圧縮強度 <sub>B</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )
BS-S	26.1	$2.99 \times 10^4$
S-S	26.4	$2.92 \times 10^4$
BS-D・S-D	29.1	$2.91 \times 10^4$

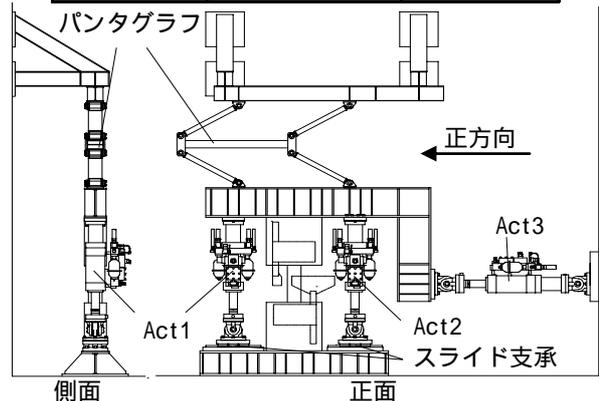


図-2 加力装置図

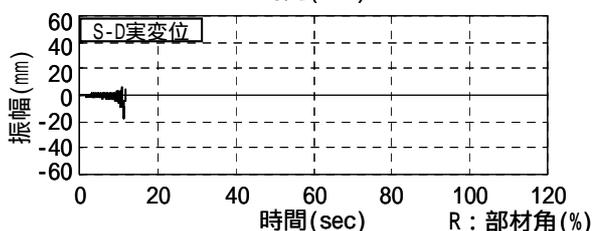
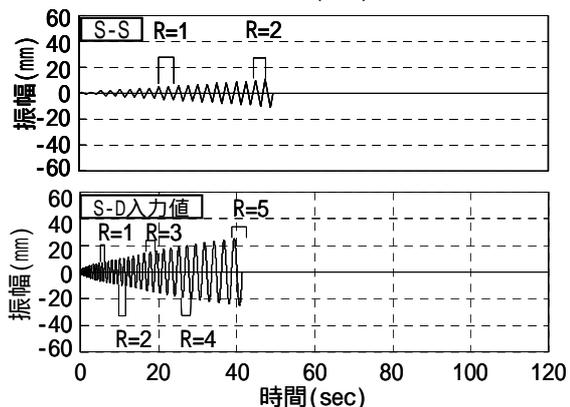
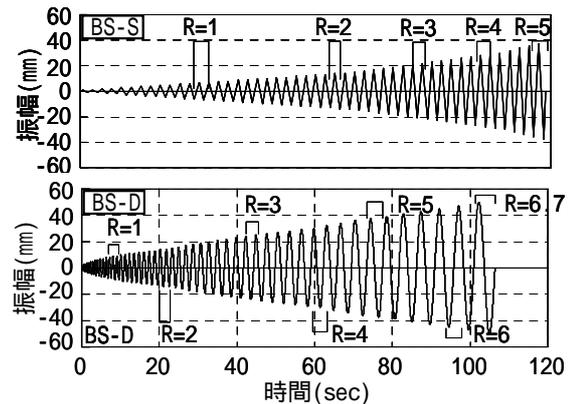


図-3 加力スケジュール

動的載荷は、静的載荷と同一の変位履歴をあらかじめ入力データとして与え、波形の入力及び制御は専用の疲労試験プログラムを用いて実施した。ただし、波形作成の際、コンクリート及び鉄筋の動的加力における耐力上昇を考慮し静的載荷の加力スケジュールに加え、BS 試験体は±6.7%、S 試験体では±5.0%の部材角までの時刻歴変位波形を作成した。この時刻歴変位波形は5階建て構造物を想定した振動解析結果を参考に、各振幅における載荷速度の最大値が5.77(cm/s)となるような正弦波とした。

試験体 BS-D については計画通りの変位振幅を生じさせることができた。しかし試験体 S-D の載荷実験においては下スタブ底面で滑りが生じた。そのため入力波の小振幅においては、試験体へ計画通りの実変位を与えることができなかった。振幅が一定の値に達すると試験体のせん断ひび割れと同時に、急激に実変位が増大した。よって±0.2%の増分変位による試験体 S-S と載荷履歴が異なる加力スケジュールとなる。

### 3 実験結果

#### 3.1 破壊過程と荷重変形関係

各試験体の荷重変形関係を図-4 に崩壊状況を写真-1 に示す。

試験体 BS-S：部材角 0.2%の時に柱脚に曲げひび割れが発生した。0.5%の時に主筋の引張降伏が起こり柱頭に曲げせん断ひび割れが発生した。その後、0.7%の時に主筋の圧縮降伏、0.9%の時に帯筋の降伏が起こり、付着割裂ひび割れが柱頭に発生した。正負ともに 1.4%の時に最大耐力が正側で 120.2kN、負側で-121.7kN に達した。最大耐力到達後は緩やかな耐力低下となり、3.0%の時に柱頭のカバーコンクリートが崩れ落ちたが軸力支持限界には至らず、最終的に 5.0%まで正負繰返し載荷を行い終了した。

試験体 BS-D：柱端部の曲げせん断ひび割れのみが発生し、終始端部に損傷が集中した。次第に柱端部においてカバーコンクリートが崩れ落ち主筋の座屈、帯筋の破断が観測できた。部材角 0.4%の時に主筋が引張降伏し、0.9%の時に帯筋が降伏した。0.5%の時に主筋が圧縮降伏を起こした。正負ともに 1.6%の時に最大耐力が正側で 130.6kN、負側で-132.0kN に達した。最大耐力到達後は緩やかな耐力低下に至った。その後、入力地震波の 6.7%の最終サイクル時に水平変位計に計測障害が起こった。そのため軸力支持限界は計測障害が生じる前までに経験した最大部材角 6.4%とした。軸縮みが進行するにつれ、部材全長にわたり主筋に沿うひび割れが発生した。その後、鉛直アクチュエータのリミッターが作動し実験を強制終了した。

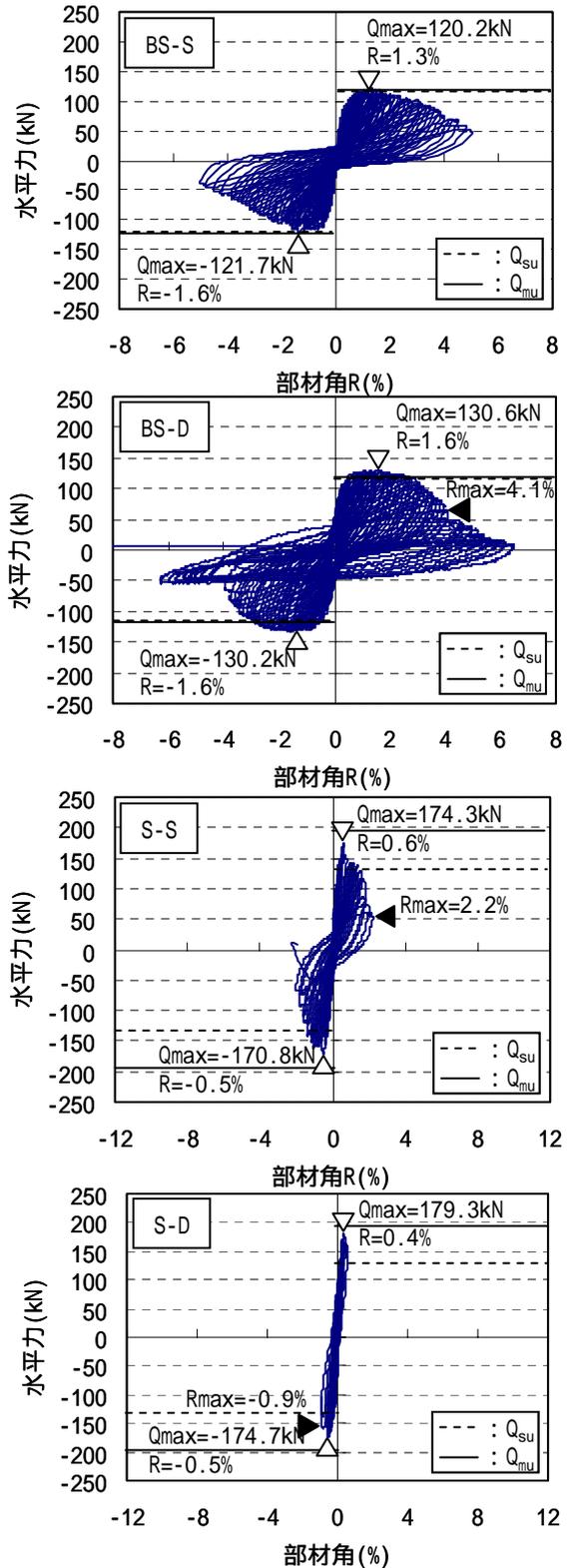


図-4 荷重変形関係

試験体 S-S：部材角 0.4%の時にそれぞれ柱脚、柱頭にせん断ひび割れが発生した。正負それぞれ 0.6%、-0.5%の時に最大耐力が正側で 174.3kN、負側で-170.8kN に達した。0.5%の時に帯筋が降伏し-0.6%、0.8%の時に部材全長に渡るせん断ひび割れが発生した。最大耐力到達後は急激な耐力低下となり、1.0%の時に主筋が圧縮降伏した。

2.0%の時にエッジのカバーコンクリートが崩れ落ちた。軸力支持限界である2.2%の後にピークへ向かう途中、急激な耐力低下と同時に軸力保持能力を喪失して、軸変形が急激に進行し、鉛直アクチュエータのリミッターが作動し実験を強制終了した。

試験体 S-D：最大耐力は正側で0.4%の時に179.3kN，負側で0.5%の時に-174.7kNに達した。0.6%の時に帯筋が降伏し、最大耐力到達後は急激な耐力低下に至った。その後0.7%の時に主筋が圧縮降伏した。0.9%の時に軸力支持限界に至り、鉛直アクチュエータのリミッターが作動し実験を強制終了した。

### 3.2 鉛直変形-水平変形関係

軸縮み-部材角関係を図-5に示す。図の縦軸の軸縮みとは試験体の鉛直変形量を柱高さで除したものである。

試験体 BS-S：軸力支持限界には至らず軸方向変位についても振幅の増大に伴う軸縮みは見られなかった。

試験体 BS-D：部材端部のヒンジ領域での損傷の増大に伴い、部材角4.1%にて急激に軸縮みが進行しはじめた。その瞬間、鉛直アクチュエータのロードセルの軸力の値に低下が見られたが、すぐに定軸力を維持しなおした。その後の繰返し载荷に伴って軸縮みは増大していき、入力地震波の6.7%の最終サイクル時に水平変位計に計測障害が起こった。そのため軸力支持限界は計測障害が生じる前までに経験した最大部材角の6.4%とし、その時の軸縮みは-7.29%であった。また軸力支持能力喪失点の水平変形は計測できず軸縮みは-9.72%であった。

試験体 S-S：水平変位の増大に伴って軸方向の縮み量が増加した。部材角1.85%で急激に軸縮みが進行していき、部材角2.2%、軸縮み-1.22%で軸力支持限界に至った。その後、部材角1.79%、軸縮み-3.19%で軸力支持能力を喪失した。

試験体 S-D：部材全長にわたるせん断ひび割れが発生した直後に水平変形、軸縮みが増大した。軸力支持限界時部材角は0.95%で軸縮みは-0.07%であった。軸力支持限界に達した直後に部材角1.01%、軸縮み-0.001%で軸力支持能力を喪失した。

### 3.3 軸圧縮試験

試験体 BS-S において部材角5%まで静的繰返し载荷を行ったが、軸力支持限界には至らなかった。そこで水平载荷終了後、残存軸耐力を確認した。試験は水平変形ゼロの状態軸力用アクチュエータにより変位制御にて軸圧縮を行った。試験体は693.7kN( $f_c = 11.1\text{N/mm}^2$ )で最大耐力を迎えた後、柱脚部分において主筋の座屈、横補強筋の破断とフックのはずれが確認できた。その後、主筋に沿う割裂ひび割れが生じ、徐々に耐力低下した。

表-3に軸圧縮試験結果、図-6に軸方向荷重-軸方向変位関係を、写真-2に軸圧縮過程を示す。

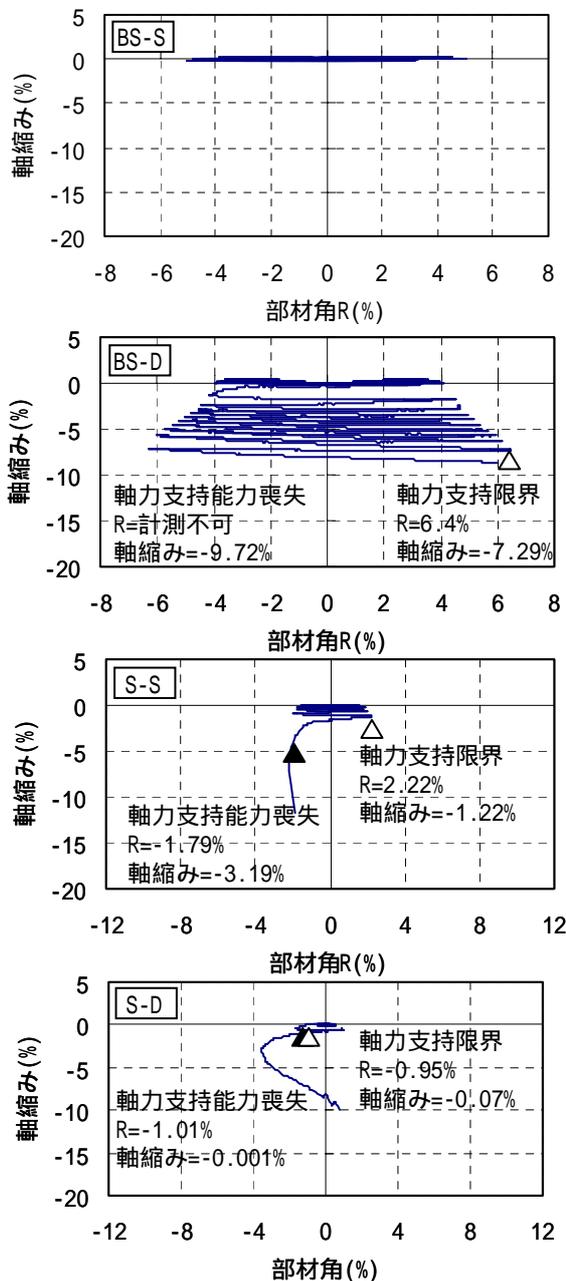
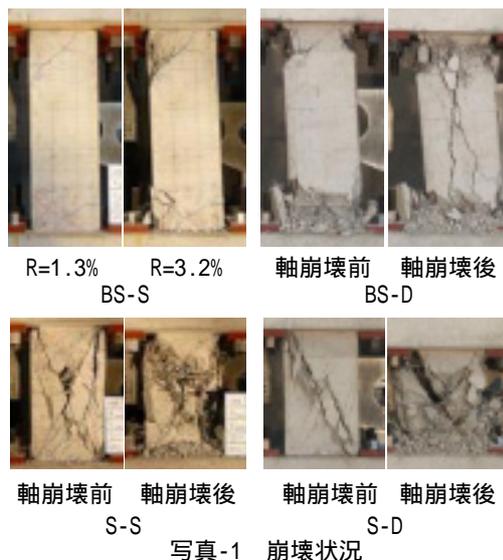


図-5 鉛直変位水平変位関係

#### 4 動的効果に関する考察

##### 4.1 破壊モード

破壊モードの違いにより軸力支持限界の推定式、崩壊メカニズムが変化する<sup>2)</sup>。既往の研究結果から荷重速度の影響によりコンクリートの圧縮強度は20%程度、鉄筋の降伏強度は10%程度の上昇が起これと考えられる<sup>3)</sup>。そのため強度上昇率の違いによりRC柱の破壊モードが変化する場合がある。

破壊モード一覧を表-4に示す。本実験では試験体BS-S、試験体BS-Dともに設計通り曲げ降伏後のせん断破壊を起こした。試験体S-S、試験体S-Dともに設計通りせん断破壊だった。

##### 4.2 最大耐力

静的荷重試験体に対し動的荷重試験体では耐力上昇がみられた。試験体BS-D、試験体S-Dについて歪速度の影響を考慮した材料強度を用いてせん断終局強度を求めた。

歪速度の影響を考慮し材料強度を上昇させた。図-7に試験体BS-Dの柱上端における歪ゲージより算出した水平力-歪速度関係を示す。歪速度は柱鉄筋に貼付した歪ゲージの測定値から計測インターバル間の変化量(

)を求め、計測インターバル( $t: 1/100$  秒)で除して算定した。なおコンクリートの歪速度はコンクリートと鉄筋が完全付着であり、圧縮鉄筋の歪速度と等しいと仮定して評価した。図よりせん断力がピークに行くにつれ歪速度は減少することがわかる。柱部材の耐力に影響するのは最大歪速度ではなく、最大耐力時の最大歪速度であると仮定し、強度上昇推定式への代入歪速度は最大耐力時の最大歪速度とした。なおコンクリートの歪速度はコンクリートと鉄筋が完全付着であり、圧縮鉄筋の歪速度と等しいと仮定して評価した。鉄筋の材料強度推定式に式(1)、コンクリートの材料強度推定式に式(2)を用いた<sup>4)</sup>。

$$\frac{d f_y}{s f_y} = 1.20 + 0.05 \log |\dot{\epsilon}| \quad (1)$$

$s f_y$ : 鉄筋の静的降伏強度

$d f_y$ : 鉄筋の動的降伏強度

: 歪速度

$$\frac{d F_y}{s F_y} = 1.38 + 0.08 \log |\dot{\epsilon}_D| \quad (2)$$

$s F_y$ : コンクリートの静的圧縮強度

$d F_y$ : コンクリートの動的圧縮強度

$\dot{\epsilon}_D$ : 歪速度

図-8に実験値と計算値の比較を示す。せん断終局強度には荒川 mean 式を用い、材料強度への歪速度の影響を考慮した場合と影響を考慮しない場合を求めた。実験値と計算値は概ねよい対応をした。

表-3 軸圧縮試験結果

試験体	$R_{max}$ (%)	軸耐力(kN)	$bD_B$ (kN)	残存軸耐力率
BS-S	5.0	693.7	1625.0	0.43

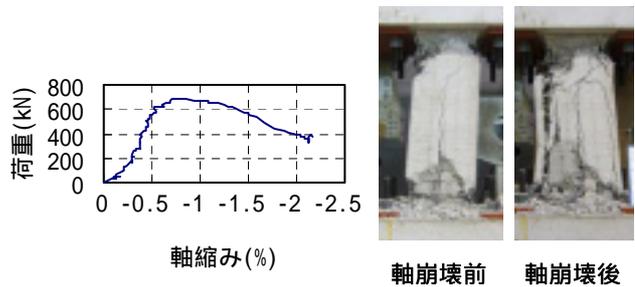


図-6 軸方向荷重-軸方向変位関係 写真-2 軸圧縮過程

表-4 破壊モード一覧

試験体	破壊モード
BS-S	曲げ降伏後せん断
BS-D	曲げ降伏後せん断
S-S	せん断
S-D	せん断

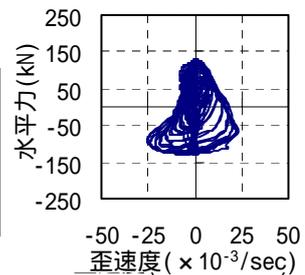


図-7 水平力-歪速度関係

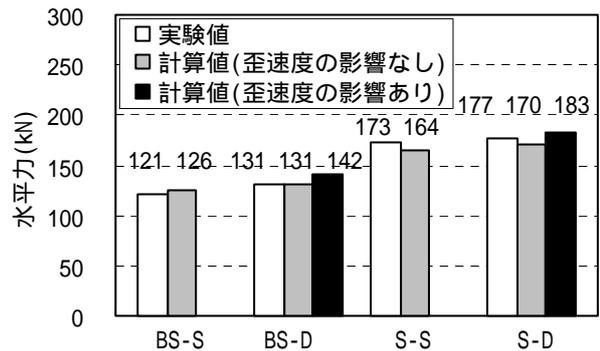


図-8 実験値-計算値耐力

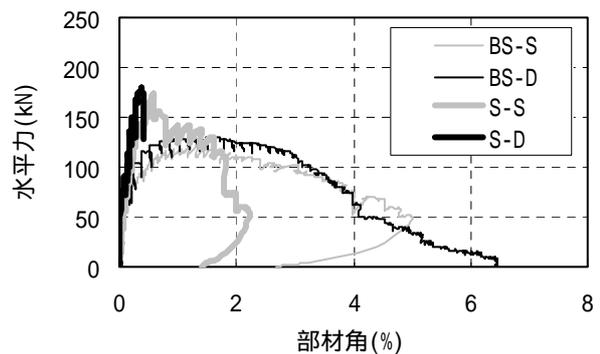


図-9 包絡図

##### 4.3 劣化曲線

図-9に各試験体の正側の包絡図を示す。静的荷重と動的荷重は最大耐力以降の劣化曲線で違いを示した。

BS試験体については最大耐力以降ほぼ直線的に劣化していく試験体BS-Sに対し、試験体BS-Dは2.5%まで大きな耐力低下を生じず2.5%を過ぎると急激に低下し始めた。

S 試験体については試験体 S-S, 試験体 S-D とともに最大耐力以降に急激な耐力低下を引き起こした。最大耐力以降, 耐力が 50kN 程度まで低下した後に崩壊した試験体 S-S に対し, 試験体 S-D では最大耐力直後に崩壊した。

動的効果によりポストピーク以降の劣化が激しくなる傾向がみられた。

#### 4.4 軸力支持限界

図-10 に各試験体の軸力保持限界時の部材角を示す。

試験体 BS-S は部材角 5% で荷重を終了したため軸力支持限界は 5% より大きい値となる。5% 時の残存軸耐力は 693.7kN であった。試験体 BS-D の限界部材角は 6.4% であり限界時水平力は 5.9kN であった。定軸力が 325kN なので 5% 時の軸耐力は 325kN より大きい。

部材角 5% で荷重を終了した試験体 BS-S について軸力支持限界を推定した。残存軸耐力低下率の推定図を図-11 に示す。曲げ柱の残存軸耐力の低下率についてはコアコンクリートの軟化が大きく影響し、最大耐力に達するまでは残存軸耐力低下率は 1.0 であり、また最大耐力以降はほぼ直線的に残存軸耐力が低下することが観測されている<sup>5)</sup>。試験体 BS-S の最大耐力時部材角は 1.3% であり、また軸圧縮試験から部材角 5% 時の残存軸耐力低下率は 0.43 であった。この 2 点から残存軸耐力低下率の下り勾配を直線と仮定し算出した。下り勾配が定軸力比  $=0.15$  に達したときを軸力支持限界とすると推定値は 6.8% となった。

試験体 S-S の軸力支持限界は 2.2% であった。それに対し試験体 S-D の軸力支持限界は 0.9% と非常に小さい値となった。

試験体 BS-S の軸力支持限界部材角は推定値であり、また試験体 S-S と試験体 S-D は荷重履歴が違うため一概には言えないが、動的荷重実験より静的荷重実験の方が軸力支持限界部材角が大きな値となる傾向が見られた。

#### 5. まとめ

本研究では曲げせん断破壊型, せん断破壊型 RC 造柱を対象とし, 静的及び動的荷重実験を行い軸力支持限界への影響に関して検討した。その結果, 以下の見解を得た。

- 1) 曲げせん断型及びせん断型 RC 造柱ともに動的効果により最大耐力が上昇した。
- 2) 曲げせん断型及びせん断型 RC 造柱ともに最大耐力以降の劣化曲線に大きな差が生じた。動的荷重実験に対し静的荷重実験の方が劣化曲線が緩やかであった。
- 3) 曲げせん断型 RC 造柱において, 軸力支持限界が静的荷重試験体の推定値が 6.8% だったのに対し, 動的荷重試験体の実験値は 6.4% であった。

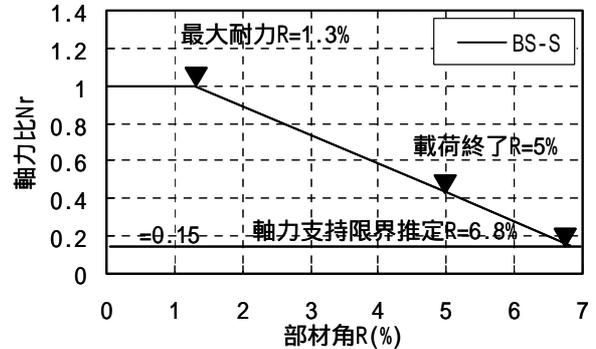
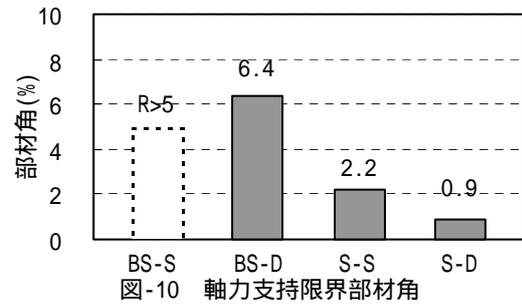


図-11 残存軸耐力低下率

4) せん断型 RC 造柱において軸力支持限界が静的荷重時に 2.2% だったのに対し動的荷重時には 0.9% となった。動的効果及び荷重履歴の差異によるものだと考えられる。

謝辞

本研究は, 文部科学省学術フロンティア推進事業 (日本大学理工学部: 継続) 研究課題「環境防災都市に関する研究」(研究代表者: 石丸辰治) の一環として実施されたものである。また, 貴重な助言と御指導を頂いた, 日本大学の安達洋教授, 横浜国立大学の楠浩一准教授に深く感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 竜泰之, 中村孝也, 芳村学: 鉄筋コンクリート柱の軸力保持限界に関する研究, 日本コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.3, pp.217-222, 2001.7
- 2) 内田保博, 上園洋右: せん断破壊を生じる SRC 柱および RC 柱の崩壊判定に関する研究 日本建築学会構造系論文集, No.566, pp177-184, 2003.4
- 3) 細矢 博, 岡田恒男, 北川良和, 中埜良昭, 隈澤文俊: 地震時の歪速度の影響による鉄筋コンクリート部材の耐力の増大と破壊モードとの関係に関する研究 日本建築学会構造系論文集, No.492, pp69-77, 1997.2
- 4) 小島陽一, 小川 勤, 渡邊則人, 中西三和, 安達 洋, 青山博之: 動的荷重時における鉄筋コンクリート造ト形柱梁接合部の力学的性状に関する研究 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp241-242, 2006
- 5) 渡辺篤史, 田才 晃: 変動軸力を受ける曲げ柱の地震後の残存軸耐力と損傷修復性, 日本コンクリート工学年次論文集, Vol.21, No.3, pp.619-624, 1999