

論文 脆性部材および剛梁からなるRC造架構の安全性評価に関する実験的研究

高橋 直紀*1・向井 智久*2・衣笠 秀行*3・福山 洋*4

要旨: 脆性部材を有するRC造架構の保有水平耐力計算における技術資料を収集するために、本論では、基本的な挙動が予想される、脆性柱、靱性柱に剛梁が接続して構成されるRC造架構の構造実験結果に基づき、特に脆性部材破壊後のRC造架構の安全性評価の際に保有水平耐力計算を用いて検討する場合を対象としている。脆性部材破壊後に脆性部材が負担していた軸力が剛梁を介して靱性部材に再配分された後の応力負担について詳細に分析し、各柱の軸方向挙動が応力再配分に与える影響や脆性部材の負担応力と変形の関係を表すモデル化について検討した。

キーワード: 脆性部材, 保有水平耐力, 軸力, 応力再配分, 軸方向変形

1. はじめに

架構の安全性は、一般に保有水平耐力計算によって評価することができる。その際、脆性部材を有する架構については、脆性部材が破壊する前後でその取り扱いとは異なり、保有水平耐力計算のための脆性破壊後の柱のモデル化については、周辺架構部材の構造性能との組み合わせが多種あるために、十分な技術資料が収集されている状況にない。

そこで本論では、基本的な挙動が予想される、脆性柱、靱性柱に剛梁が接続して構成されるRC造架構の構造実験結果に基づき、保有水平耐力の算定に影響する軸力とそれに起因する柱の変形挙動に着目し、当該軸力の算定の考え方および脆性部材のモデル化について必要な知見の収集を目的とする。

2. 実験計画

本実験は、脆性柱（せん断柱）1本と靱性柱（曲げ柱）2本および剛梁部材から構成されるRC造架構に対し静的繰り返しにより行われている。

2.1 試験体

試験体配筋を図-1に示す。試験体サイズは実大の1/2である。図中左右の柱は曲げ降伏が先行する靱性柱（図-1中の南柱、北柱）、中央は腰壁を有し、シアスパンが短くなったことでせん断破壊する脆性柱（図-1の中央柱）である。各柱の共通因子は、断面が400×400mm、主筋16-D13（SD295）、 $F_c=30\text{N/mm}^2$ である。中央柱のシアスパン比は1.0、補強筋はD6@150（SD295）一方、南柱のシアスパン比は1.75、補強筋はD6（SD295）を50mm間隔、中子筋2本を同間隔で配している。北柱のシアス

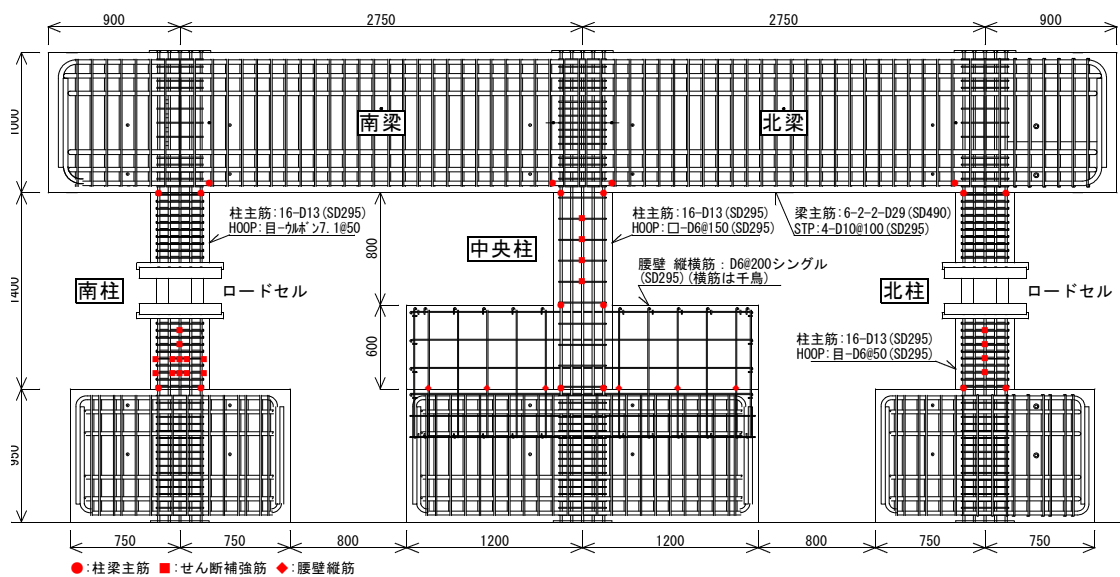


図-1 配筋図および歪みゲージ位置

*1 東京理科大学大学院 理工学研究科 建築学専攻 (正会員)

*2 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)

*3 東京理科大学 理工学部建築学科 教授 工博 (正会員)

*4 独) 建築研究所 上席研究員 工博 (正会員)

パン比も南柱同様で、補強筋は高強度せん断補強筋U7.1を50mm間隔で配している。また梁は、脆性柱がせん断破壊した後、梁主筋が降伏しないよう断面及び配筋量を決定し、中央柱が負担している鉛直軸力を南北柱に伝達できるように設計した。

各柱の耐力を、曲げ終局強度は文献²⁾の曲げ精算法に基づき曲げ終局モーメントを求め、中央柱は腰壁の存在を考慮し、反曲点高さを内法スパン800mmの中央として算定する。また、せん断終局強度は大野・荒川(mean)式を用いて算定し、有効せいを引張鉄筋2段目まで考慮している。脆性柱の軸力喪失前の柱負担軸力として、鉛直ジャッキによる軸力と梁の自重の合計値を用いて算出した各柱の耐力を表-1に、軸力喪失後の柱負担軸力を南北の靱性柱が均等に負担するとして算出した各柱の耐力を表-2に示す。また、材料強度は表-3に示した値を使用している。ここで、コンクリートの圧縮強度は、試験体をロードセル上下で別々に打設しているため、それぞれの平均値を用いる。

当該架構の設計時における保有水平耐力を文献¹⁾に基づき、せん断破壊前後で算定する。算定に用いる各部材の耐力は表-1、表-2の値を用いる。中央柱せん断破壊前では中央柱が破壊する層間変形角を文献¹⁾を参考に、1/500rad、1/250radの2パターンで算定する。なお、層間変形角は、層間変位を基礎スタブ上部から梁下端までの高さ1400mmで除することにより求める。ここで文献¹⁾の第2次診断の破壊形式による分類では、中央柱は極脆性柱、南北柱は曲げ柱(曲げ降伏層間変形角 $R_{my}=1/150$)である。従って、南北柱の強度寄与係数は $R=1/500rad$ で0.51、 $R=1/250rad$ で0.72となり、各柱の負担せん断力に累加することで得られる保有水平耐力はそれぞれ638.0kN、752.3kNである。

また、中央柱せん断破壊後は本試験体の梁の幅、せいとともに十分に大きいことから、梁は剛であると仮定し、柱降伏型の崩壊形を想定し、算定する。その場合の保有水平耐力は628.1kNである。

2.2 荷重計画

加力方法を図-2に示す。加力ジャッキを鉛直方向には各柱上部に3本、水平方向には梁の両端に2本の計5本取り付け付けた。図に示すように、中央柱上部はピン支持で固定し、南北柱上部の鉛直ジャッキは水平変形に追従するローラー支持である。長期軸力は一定で各柱において軸力比を0.10とし、その際負担している梁自重を考慮して、南北柱、中央柱ともに約530kNとし、実験終了時まで一定軸力が作用する計画とした。なお、軸力比は長期軸力(LN)、柱幅(b)、柱せい(D)、コンクリートの材料強度(σ_B)を用い、 $LN/(bD\sigma_B)$ により求める。

水平力は、梁中央に取り付けたマグネスケールにより

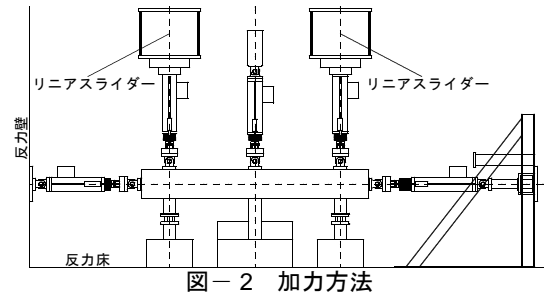


図-2 加力方法

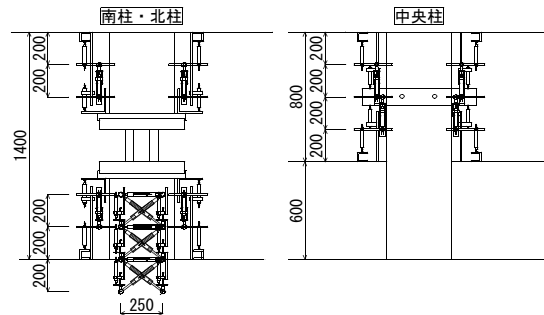


図-3 各柱に設置した変位計

表-1 軸力喪失前の各部材の耐力

	南柱	中央柱	北柱	梁
曲げ終局強度 [kN]	272.0	476.0	272.0	2496.0
せん断終局強度 [kN]	525.3	360.6	349.7	1992.8
せん断余裕度	1.93	0.76	1.29	0.80

表-2 軸力喪失後の各部材の耐力

	南柱	中央柱	北柱	梁
曲げ終局強度 [kN]	314.1	-	314.1	2496.0
せん断終局強度 [kN]	546.2	-	349.2	1992.8
せん断余裕度	1.74	-	1.11	0.80

表-3 材料強度

鉄筋		
種類	降伏強度[N/mm ²]	ヤング係数[N/mm ²]
D6(SD295)	306.3	164250
D10(SD295)	347.4	177110
D13(SD295)	353.2	159690
D29(SD295)	512.3	182230
U7.1	1460.4	166330
コンクリート		
種類	圧縮強度[N/mm ²]	
Fc30	31.6	

層間の水平変位を計測し、正負増分繰り返し載荷を行った。具体的には、層間変形角0.125/100、0.25/100radを各サイクル1回、以降は0.5/100、1.0/100、2.0/100、3.0/100、4.0/100、5.0/100radの各サイクルを3回繰り返した。

2.3 計測計画

前述した5本のジャッキの荷重及び、図-1に示すように南柱及び北柱の中央位置のロードセルにおいて両柱の負担せん断力と軸力を計測している。なお、2台のロードセルは校正試験を行っている。変位については、梁せい中央における水平変位、各柱の水平変位及び軸方向変位を計測している。また、図-3に示すように各柱の幅面に、高さ方向における曲率を算定するための変位計を取り付けている。さらに、南柱及び北柱は柱脚部においてヒンジ領域周辺の変形を計測するために図-3に示す位置に変位計を設置した。また、図-1に示すように柱及び梁の主筋の端部とせん断補強筋、腰壁縦筋の歪みを計測している。

3. 実験結果

3.1 層せん断力-層間変形角関係

図-4に層せん断力-層間変形角関係を示す。図中の縦軸の層せん断力は、中央柱では負担軸力と鉛直ジャッキにより、南北柱では負担軸力により作用するP-Δ効果を考慮した負担せん断力を考慮している。

層間変形角+0.5/100radで、最大耐力約950kNとなるが、その後+1.0/100radに向かう約+0.69/100radにおいてせん断力がやや低下し、+1.0/100radの1サイクル目では層せん断力860kNとなり、最大耐力に対して90kNほど低下した。その後、+2.0/100radの1サイクル目までは+1.0/100radの1サイクル目とほぼ同じ層せん断力を維持したものの、その後、層間変形角が大きくなるのにつれピーク時における耐力は徐々に低下し、+3.0/100radで840kN、+4.0/100radで800kN、+5.0/100radで750kNとなり、正負でほぼ同様の傾向を示した。

3.2 各柱の負担応力-部材角関係

図-5に各柱の負担せん断力-部材角関係を示す。中央柱の負担せん断力は、3.1で得られる層せん断力とロードセルで計測される南北柱の負担せん断力の差により求める。なお、各柱の部材角の算定では、水平変位を内法スパンで除し、中央柱は腰壁の存在を考慮している。また、中央柱では負担せん断力が急激に低下する状態をせん断破壊点と定義する。

南柱は、部材角+0.31/100radで柱頭部、+0.37/100radで柱脚部主筋が引張降伏した。負担せん断力は、正側では部材角+0.9/100radにおいて約280kNとなり、その後耐力は緩やかに上昇し+3.6/100radにおいて負担せん断力は約340kNで最大となる。一方負側においては、-1.0/100radにおいて負担せん断力が370kNとなり、その後耐力は緩やかに上昇し-2.1/100radにおいて約400kNで最大となるが、以降の変形ではピーク時耐力は緩やかに低下する。

北柱は、部材角+0.38/100radで柱頭部、+0.48/100radで柱脚部主筋が引張降伏した。負担せん断力は、正側では部材角+1.0/100radにおいて約350kNとなり、その後耐力は緩やかに上昇し+4.3/100radにおいて負担せん断力は約430kNで最大となる。一方負側においては、-0.9/100radにおいて負担せん断力が250kNとなり、その後耐力は緩やかに上昇し-1.8/100radにおいて約290kNで最大となるが、以降の変形ではピーク時耐力は緩やかに低下する。

中央柱は、部材角約+0.8/100radでせん断補強筋がすべて降伏し、部材角約+1.1/100radにおいて負担せん断力が約370kNから約270kNに急激に低下し、せん断破壊した。せん断破壊後も負担せん断力は低下し、この傾向は負側も同様に見られた。

図-6に各柱の負担軸力-部材角関係を示す。中央柱の負担軸力は、長期軸力の総和からロードセルで計測され

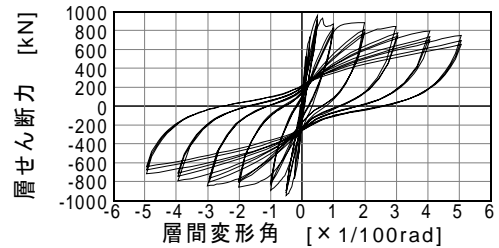


図-4 層せん断力-層間変形角関係

る南北柱の負担軸力の差によって求める。

南柱は、載荷時に水平力による変動軸力が作用し、中央柱がせん断破壊する前の+0.5/100rad程度までは負担軸力は線形に増減する。中央柱のせん断破壊後は、部材角の増大に伴い負担軸力は増加し、最大の負担軸力は正側は約830kN、負側は約1130kNで、特に負側での負担軸力が大きい。

北柱は、南柱と正負逆でほぼ同様の傾向を示し、最大の負担軸力は正側は約1200kN、負側は約830kNで、特に正側での負担軸力が大きい。

中央柱は、せん断破壊する前の+0.8/100rad程度までは部材角の増大に伴い負担軸力はやや増加する傾向にあるもののその値は小さい。部材角約+1.1/100radにおいてせん断破壊し、負担軸力が約530kNから約390kNに急激に低下し、+1.7/100radの1サイクル目のピーク時には約80kNまで減少しており、長期軸力は南北柱に再配分されている。その後、除荷から再載荷して部材角が0radに向かう際には再度圧縮軸力を負担し、部材角が0の際の負担軸力(以降 σ_N)は約430kNである。しかしながら、その後変形角の増大に伴い σ_N は減少し、最大の部材角が8.9/100radを経験した後は、 σ_N は約50kNになる。一方、ピーク時の負担軸力の値も変形角の増大に伴い、引張軸力を負担するようになり、正側で最大の負担軸力が約-430kN、負側で最大の負担軸力が約-350kNとなった。

3.3 各柱の鉛直変位-部材角関係

図-7に各柱の鉛直変位-部材角関係を示す。鉛直変位は伸び量を正としている。なお、鉛直変位計測用の変位計は、部材角-5.2/100radの除荷後は変位計を取り外している。南北柱では部材角の増大に伴い、鉛直変位が増加するが、部材角が0付近の鉛直変位はほぼ一定である。また、梁に軸方向変形が生じ、正載荷時には北柱が、負載荷時には南柱の部材角が大きくなる傾向があり、鉛直変位と水平変位を用いて、斜め方向の幾何学的な変形量を軸伸び量として算定すると、南北柱の軸伸び量は正載荷時に北柱が、負載荷時に南柱が増加する傾向がある(5章で後述)。

中央柱では、せん断破壊前は部材角の増大に伴い、鉛直変位は増加する。せん断破壊直後は鉛直変位が約0.2mm低下(縮む)するが、その後は部材角が0付近の際

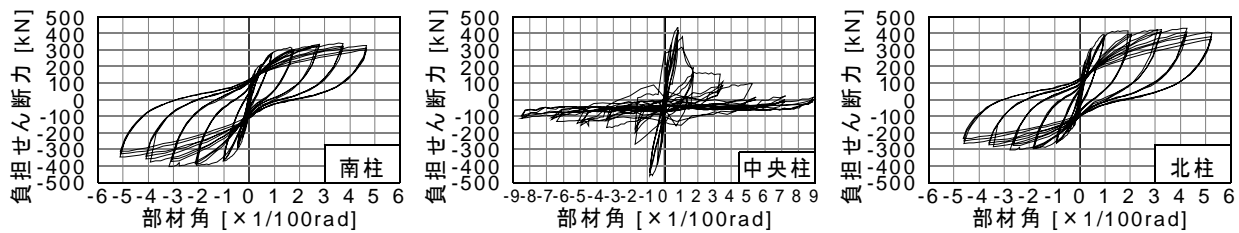


図-5 各柱の負担せん断力一部材角関係

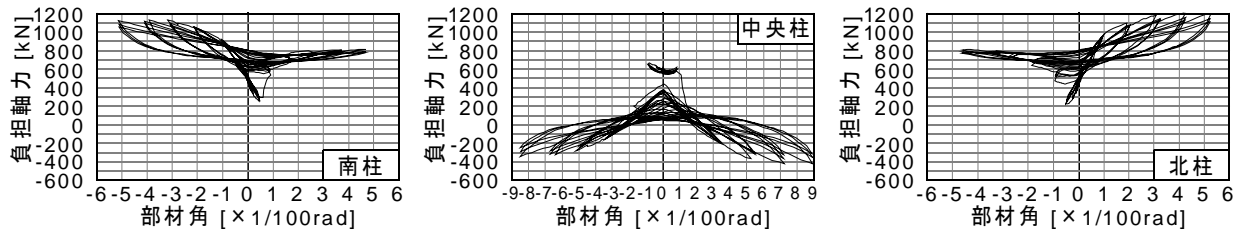


図-6 各柱の軸力一部材角関係

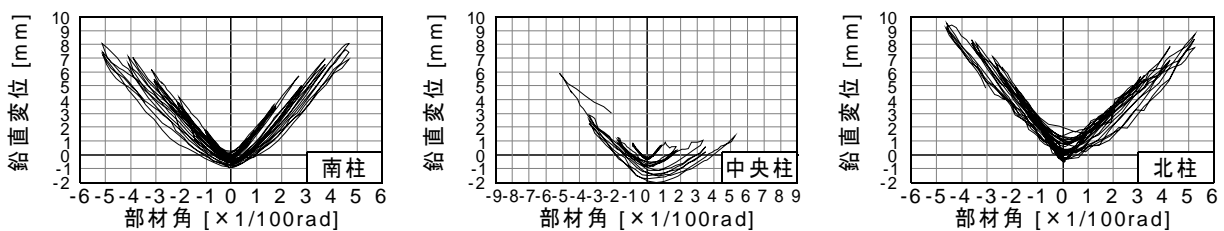


図-7 各柱の鉛直変位一部材角関係

の鉛直変位は変形角の増大に伴い低下する。また、ピーク時の鉛直変位は部材角の増大に伴い増加している。3.2で示した、中央柱のせん断破壊後に生じる引張軸力はこの鉛直変位によるものと考えられる。

3.4 層間変形角ピーク時の各梁の負担応力

図-8に南梁の負担せん断力一層間変形角関係を示す。梁の負担せん断力は、各柱が負担する変動軸力と同値として算定し、引張変動軸力を受ける場合を正とする。中央柱がせん断破壊した後、せん断力は正、負荷荷ともに約250kN負側に増加する。その後も中央柱の負担軸力の減少に伴い、南柱に再配分される軸力が増加することで、梁の負担せん断力は負側に増加する。層間変形角+3.0/100radの1サイクル目に最大負担せん断力が約650kNとなるが、表-1に示した終局強度1992.8kNを下回り、終局状態には達していない。なお、北梁でも同様の傾向を示している。

柱主筋が降伏し、梁が破壊しないことが示されており、架構は柱降伏形となり、中央柱のせん断破壊後の保有水平耐力を算定する際に想定した崩壊形と一致している。

4. 保有水平耐力

4.1 脆性部材のモデル化のための脆性度評価

文献³⁾の脆性部材の評価手法に基づき、中央柱の脆性度について評価する。図-9に文献³⁾による崩壊変形推定のスケルトンカーブと中央柱の負担せん断力一部材角関係を示す。本実験の中央柱のせん断余裕度、軸力比、主筋比がこの推定式の適用範囲外であるものの、安全側

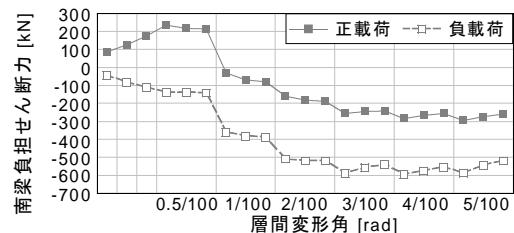


図-8 南梁の負担せん断力一層間変形角関係

に実験値を評価している。この理由として、推定式が本実験のような応力再配分が可能な条件下での実験結果によらないことが一要因として考えられるものの、前述の通り、脆性部材のせん断破壊後の挙動を定性的に捉えうる可能性を有していると思われる。なぜなら、この推定式によると、本実験の中央柱が小さい変形でせん断破壊し、その後応力の負担が困難となることを示唆していると解釈できるためである。本推定式によって、そのような情報が分かれば、解析の際に中央柱を取り除くなどして、脆性部材を有する架構の安全性評価のためのモデル化に役立つと考えられる。このように、既往の崩壊変形推定式から、脆性部材の脆性度に応じて脆性部材破壊後のモデル化を評価できる可能性が示唆されたが、一般的評価のために今後さらなる検討が必要である。

4.2 現行基準に基づく保有水平耐力

2.1で示した架構の保有水平耐力と実験で得られる層せん断力との比較を表-4に示す。中央柱のせん断破壊前では、層せん断力はRを1/250radとして算定した場合の保有水平耐力を1.3倍程度上回り、安全側に評価しているが、精度は高くない。ここで、中央柱は層間変

形角+0.69/100radでせん断破壊しているが、保有水平耐力を算定する際に中央柱がせん断破壊する層間変形角を1/250(0.4/100)radとしており、上記のせん断破壊時の層間変形角より小さな変形角を想定して保有水平耐力を算定していることから層せん断力を小さく評価している。よって、保有水平耐力を精度良く算定するには、脆性部材の破壊点を精度よく推定し、それに応じて靱性部材の強度を低減する必要がある。

中央柱のせん断破壊後は各層間変形角ピーク時で、変形が増大するにつれ、計算値に対する実験値の割合は小さくなるものの実験値が計算値を1.2~1.5倍程度上回り、安全側に評価している。これは保有水平耐力算定時に南北柱の負担軸力が適切に考慮されていないためであり、靱性部材の負担軸力について検討する必要がある。

4.3 実験値を用いた保有水平耐力計算

実験結果から得られる靱性柱の負担軸力を用いて、中央柱せん断破壊後の保有水平耐力を算定し、層せん断力との比較した結果を表-5に示す。算定に用いる南北柱の耐力は、2.1で曲げ終局強度を算定する場合の軸力に各層間変形角1サイクル目ピーク時の実験値を用いる。また、4.1の結果により脆性度が高いと考えられ、中央柱の存在を無視して算定する。2/100rad以降は、計算値に対する実験値の割合は表-4の値より小さく、計算値の精度が向上している事が分かる。一方、1/100radで表-4の計算結果より精度が低下するのは、中央柱の負担せん断力が完全に喪失しておらず、200~250kN程度負担していることによる。このことから、各柱の負担軸力および脆性部材破壊後の架構のモデル化が既知であれば、大きい変形レベルの保有水平耐力は精度よく算定可能と言える。一方で、脆性柱のせん断破壊直後の変形レベルでの保有水平耐力の精度向上には、脆性部材の破壊直後の挙動の把握がさらに必要となる。

5. 各柱の負担軸力の推移

4.3の検討から、ここで対象としている架構について保有水平耐力を精度よく推定するためには、柱の負担軸力をより適切に評価する必要がある。ここで、中央柱脆性破壊後に、中央柱が負担していた軸力が南北柱に再配分された後の各柱の負担軸力の推移について検討する。

5.1 水平力により生じる変動軸力

南北柱に水平力により生じる変動軸力 ΔN_h は以下の式(1)により示す。式中のPは水平加力、hはスタブから加

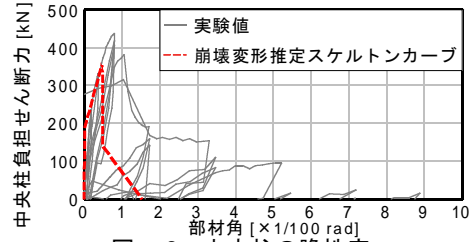


図-9 中央柱の脆性度

表-4 保有水平耐力と層せん断力の比較

層間変形角[rad]	中央柱破壊前		中央柱破壊後				
	0.5/100	1/100	2/100	3/100	4/100	5/100	
層せん断力の 実験値(a) [kN]	正側 952.3	負側 951.2	864.6	882.8	841.7	793.4	743.2
計算された 保有水平耐力(b) [kN]	R=1/500 638.0	R=1/250 752.3	628.1				
(a)/(b)	正側 1.49	負側 1.26	1.38	1.41	1.34	1.26	1.18

表-5 実験値を用いた保有水平耐力と層せん断力の比較

層間変形角[rad]	1/100		2/100		3/100		4/100		5/100	
	正側	負側	正側	負側	正側	負側	正側	負側	正側	負側
層せん断力の 実験値(a) [kN]	864.6	882.8	841.7	793.4	743.2	894.9	857.4	849.1	792.9	721.9
計算された 保有水平耐力(b)	611.7	650.2	673.1	678.5	678.5	594.8	639.4	662.6	667.6	670.2
(a)/(b)	正側 1.41	負側 1.50	1.36	1.28	1.19	1.10	1.42	1.36	1.35	1.26

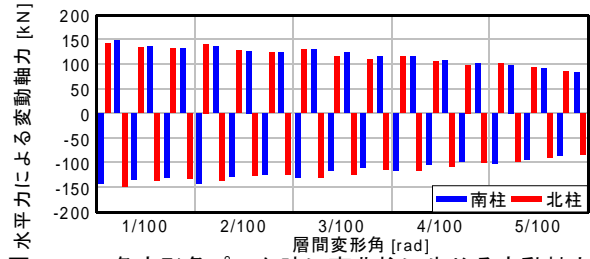


図-10 各変形角ピーク時に南北柱に生じる変動軸力

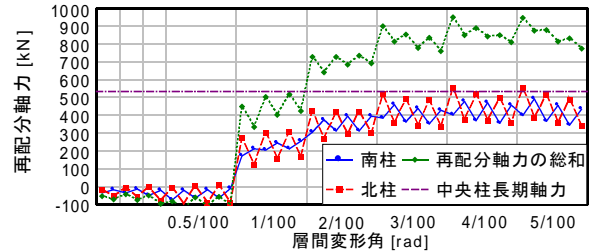


図-11 中央柱から南北柱に再配分される軸力

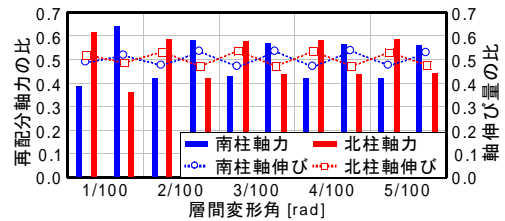


図-12 再配分軸力の比と軸伸び量の比

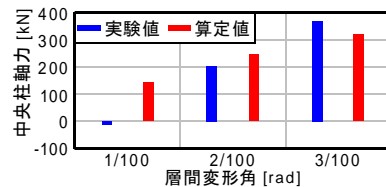


図-13 中央柱の鉛直変位により生じる軸力

力芯までの高さ(1900mm)、 M_s 、 M_c 、 M_n は各柱の柱脚部に生じるモーメント、 L は南北柱の芯々間距離(5500mm)とする。このとき、中央柱には水平力による変動軸力が生じないものと仮定している。

$$\Delta N_n = \{Ph - (M_s + M_c + M_n)\} / L \quad (1)$$

図-10に中央柱がせん断破壊した後の各層間変形角1サイクル目ピーク時に南北柱に水平力により生じる変動軸力 ΔN_n の推移を示す。層間変形角が増大し層せん断力が低下するにつれ、当該変動軸力は徐々に低下する。

5.2 南北柱に再配分される中央柱の軸力

各層間変形角ピーク時に中央柱から南北柱に再配分される軸力を図-11に示す。この軸力は3.2に示したように、 ΔN_c と ΔN_n の和であり、南北柱で(負担軸力)-(ΔN_n)-(ΔN_s , ΔN_n)により算定される。この再配分軸力の総和は中央柱のせん断破壊直後では530kNをやや下回り、わずかに軸力を負担しているものの、最大の層間変形角が+2.0/100radを経験した後から、650kNを上回り、3.2に示したように、中央柱の鉛直変位による引張軸力が発生していることが分かる。

図-11に示した、再配分軸力の比と南北柱の斜め方向の幾何学的な軸伸び量の比を軸力を棒グラフ、軸伸びを折れ線とし、各層間変形角ピーク時1サイクル目を図-12に示す。この軸伸び量は、3.3で述べた通り、正載荷時に北柱が、負載荷時に南柱が増加する傾向がある。再配分軸力の配分比率は軸伸び量が大きい柱により多く配分される傾向がある。

5.3 中央柱の変形により生じる引張軸力

3.2および3.3より、中央柱せん断破壊後、変形角の増大に伴い、中央柱には鉛直変位に伴い引張軸力が生じていると考えられることから、軸力 ΔN_c を鉄筋の負担応力と柱の軸歪みから式(2)により算定する。式中の δ_{vc} は中央柱の鉛直変位、 h_c は中央柱内法スパン、 h_w は腰壁高さ、 E_s は鉄筋のヤング係数、 A_s は主筋総断面積とする。

$$\Delta N_c = \{\delta_{vc} / (h_c + h_w)\} E_s A_s \quad (2)$$

図-13に式(2)で算定される ΔN_c (算定値)と、5.2に示した再配分軸力の総和から ΔN_c の差をとり求めた ΔN_c (実験値)の、中央柱せん断破壊後から+3/100radまで各層間変形角ピーク正加力時の最大値を示す。式(2)により算定した最大の軸力は、脆性破壊が起きた直後の1/100radでは大きめに評価するが、以降の変形レベルにおいては概ね各層間変形角ピーク時の最大値を評価している。

このように1/100radにおいて大きめに評価する理由について、中央柱はせん断破壊した直後において幾分せん断力を負担できることから、柱は主に端部の曲げ変形により鉛直方向の軸方向変形に寄与する。そのことから、式(2)の A_s を過大に評価していることが原因と思われる。一方、2/100rad以降では、中央柱の負担せん断力はかなり小さくなることから、中央柱の全主筋が、軸方向に一樣に引張られたものと思われる。

5.2および5.3で行った軸力の検討は柱の軸方向変形と密接に関係しており、それらの評価がこの種類の軸力算

定に必要である。軸方向変形は、曲げ変形と抜け出しに依存しており、それらは文献⁴⁾を参考に評価できると考えられる。一方で、剛梁ではない通常の梁と5.3で扱った軸力の関係については今後の検討課題としたい。

6. まとめ

本論では、脆性柱部材と靱性柱部材および剛梁部材から構成される基本的なRC造架構試験体を対象とする静的加力実験結果を用いて、各柱の負担軸力の推移を明らかにし、保有水平耐力計算を用いた架構の安全性を評価する観点から、以下の知見を得た。

- (1) 中央柱がせん断破壊した後、中央柱がないものとして架構をモデル化した場合、せん断破壊後において保有水平耐力は実験値を下回り、計算値は実験値を安全側に評価した。また保有水平耐力は負担軸力に実験値を用いて算定した場合、大きな変形レベルにおいて精度が高かった。
- (2) 中央柱のせん断破壊後、層間変形角の増大に伴い、中央柱の主筋の伸びにより圧縮軸力が南北柱に再配分される。従って、脆性部材がないものとして架構のモデル化を行った場合においても、大きな変形レベルにおいては当該軸力を考慮する必要がある。また当該引張軸力は、中央柱の軸伸び量を用いて算定したところ、せん断破壊直後の変形レベル(1/100rad)においては大きめに評価し、それ以降の変形角における軸力の最大値と計算値との相関性は高かった。
- (3) 中央柱のせん断破壊後、中央柱の負担していた軸力および(2)で言及した軸力は、南北柱に配分される。その配分比率は、南北柱の軸方向変形に依存しており、軸伸び量の大きい柱がより大きい軸力を負担していた。今後、曲げ柱の軸方向変形挙動の推定が必要である。
- (4) 既往の脆性部材の評価式を用いて、保有水平耐力算定に必要な脆性部材のモデル化に展開できる可能性がある。

参考文献

- 1) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説，2001
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999
- 3) 芳村学，高稲宣和：崩壊変形を含む鉄筋コンクリート柱の荷重低下域における挙動の定式化，日本建築学会構造系論文集，第587号，pp. 163-171，2005.1
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の耐震性能評価指針(案)・同解説，2004