

論文 主筋量の多いせん断破壊型鉄筋コンクリート柱の破壊性状評価

山本 郁*1・中村 孝也*2・宮嶋 恭平*3

要旨：鉄筋コンクリート（RC）柱のせん断破壊性状に影響を及ぼす因子として主筋量に着目し、主筋比を実験変数とした静的加力実験を行い、主筋比が最大耐力や荷重低下後の変形性状などの柱の構造特性に及ぼす影響を検討した。実験では過去の研究で扱われていない大きな主筋比までを対象とし、主筋比が 1.7%から 8.3%の範囲で検討を行った。実験の結果、主筋比が大きいほど最大耐力が大きく、また変形能力も向上することが明らかとなった。これにより、せん断破壊型柱であっても主筋量が多ければ大変形領域に至るまで脆性的な破壊が発生せず構造部材として期待し得る可能性を示した。

キーワード：鉄筋コンクリート柱、せん断破壊、主筋比、最大耐力、限界水平変形

1. はじめに

せん断破壊型鉄筋コンクリート（RC）柱の破壊性状には様々な因子が影響すると考えられるが、過去の実験では主筋量に対して検討が行われ、主筋比が大きいほど耐力と変形性能が高くなり、柱部材にとって致命的といえる軸力保持能力喪失が生じにくくなることが報告されている¹⁾。しかしながら、主筋比が大きい^{注1)}せん断破壊型 RC 柱を対象とした実験は行われておらず、その破壊性状の検討は不十分である。また、向井、石川らは 1975 年から 2003 年に実施されたせん断破壊型柱の実験結果をまとめ、最大耐力実験値を既往の評価式による計算値で除した値（推定精度）は主筋比の増加に伴いやや増加傾向にあるとしている²⁾。田尻らは、同様に過去の実験結果からせん断耐力に影響を及ぼす因子を分析している³⁾。ただし、いずれも主筋比がせん断破壊型柱の構造特性に及ぼす影響は検討されていない。

そこで本論では、主筋比が大きいせん断破壊型 RC 柱を対象とした静的加力実験を行い、主筋量が最大耐力や荷重低下後の変形性状などの柱の構造性能に及ぼす影響を検討する。更に新規設計の建物にせん断破壊型柱を使用することも想定する。つまり、せん断破壊型 RC 柱は現状の構造設計では使用が避けられているが、せん断破

壊が生じたとしても最大耐力が大きく、最大耐力後の荷重低下が小さければ構造設計に使用しうると考え、その可能性を探ることも目的とする。

2. 試験体概要

試験体は 1/2.5 スケールを想定した計 4 体とし、すべてせん断破壊するように設計した。試験体一覧を表-1 に示す。試験体名は、後述する主筋比 P_g の違いを表している。試験体形状を PG4.7 および PG7.0 を例として図-1 に示す。なお、PG6.4 と PG8.3 は PG4.7 に対して主筋径が異なるのみである。

共通因子は以下の通りである。外形は柱断面寸法 ($b \times D$) が 270×270 mm、内法高さ (h_0) が 540 mm であり、クリアスパン比 (h_0/D) が 2.0 の短柱である。せん断補強筋比 (P_w) は 0.53% と大きめの値としたが、これは新規設計の建物を想定したものである。軸力は一定軸力とし、一般的な中低層建物の柱の長期軸力のレベルを想定して軸力比 0.19 とした^{注2)}。

実験変数は主筋比 P_g とし、4.7%、6.4%、7.0%、8.3% の 4 種類とした。ここで、主筋比は柱断面積に対する全主筋断面積の比である。試験体の P_g は現状の設計で採用される値（法規上の下限値は 0.8%）よりも大きいと考

表-1 試験体諸元一覧

試験体名	断面 $b \times D$	柱内法高さ h_0	せん断補強筋比 $P_w(\%)$	軸力比	主筋比 $P_g(\%)$	せん断耐力 $V_{su}(kN)^{(1)}$	曲げ耐力 $V_f(kN)^{(2)}$	せん断余裕度 V_{su}/V_f	付着割裂耐力 $V_b(kN)^{(3)}$
PG4.7	270mm × 270mm	540mm	0.53 (2-D6@45)	0.19	4.7 (12-D19)	222	307	0.72	236
PG6.4					6.4 (12-D22)	229	360	0.64	236
PG7.0					7.0 (8-D29)	235	411	0.57	249
PG8.3					8.3 (12-D25)	237	425	0.56	236

(1)荒川最小式⁴⁾による値、(2)曲げ終局時略算式⁴⁾によるせん断耐力、(3)靱性指針略算式⁵⁾によるせん断耐力。

*1 新潟大学 大学院自然科学研究科大学院生（学生会員）

*2 新潟大学 工学部工学科建築学プログラム准教授 博士（工学）（正会員）

*3 新潟大学 大学院自然科学研究科大学院生

えられるが、前述の通り新規建物の構造設計に用いる可能性を探るために設定した。ここで、4つの試験体で主筋比を概ね1%ずつ変更することを意図したため、試験体PG7.0のみ断面の主筋が8本で、他の3体は12本としている。なお、実大の柱で主筋比を大きくすると主筋のあきなどの規定を満たすことが難しくなり、主筋を2段にするなどの措置が必要になると考えられるが、これについては今後の検討課題である。

使用材料はすべて普通強度のものとした。鉄筋の材料試験結果を表-2に示す。鉄筋の規格はすべてSD345で、鉄筋降伏強度は、せん断補強筋に使用したD6が424 N/mm²、主筋に対してはD19が407 N/mm²、D22が388 N/mm²、D25が383 N/mm²、D29が379 N/mm²であった。ここで、D19からD29は規格品であるがD6はそうではない。D6のヤング係数が低い値であるのはそれが影響した可能性があるが明確な理由は不明である。コンクリート強度は31.4 N/mm²であった。これは1体目加力前（コンクリート強度30.8 N/mm²）と4体目加力後（同32.0 N/mm²）の平均値として求めたものであるが、両者の差が小さいことから、それらの平均値で代表させても支障がないと判断した。なお、本実験では実験環境の都合によりコンクリート歪の計測を行っていないが、普通コンクリートを用いているため圧縮強度時歪やヤング係数は一般的な値の範囲内と想定される。

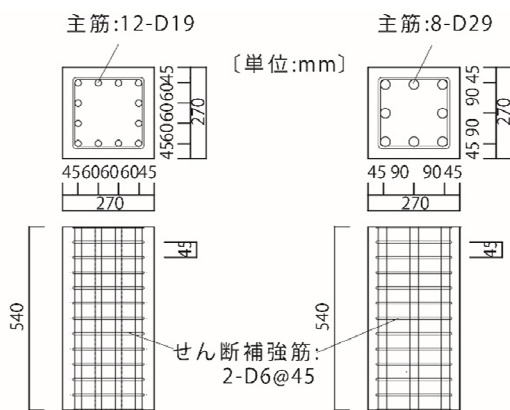


図-1 試験体形状（試験区間）

表-2 鉄筋の材料試験結果

	呼び名	降伏強度 σ_y (N/mm ²)	降伏歪 ϵ_y (%)	ヤング係数 E_s (N/mm ²)
補強筋	D6	424	0.36	1.54×10^5
主筋	D19	407	0.26	1.83×10^5
	D22	388	0.23	1.76×10^5
	D25	383	0.25	1.80×10^5
	D29	379	0.36	1.86×10^5

3. 加力概要

加力装置を図-2に示す。加力は逆対称変形を保つ形式とし、試験体に軸力を作用させた状態で水平方向加力を行った。載荷履歴は図-3に示すように、水平変形±0.5%、±1%、±2%を各サイクル加えた後、加力装置の限界まで正方向に押し切る載荷とした。ここで、本論における水平変形は柱内法高さで除した部材角で表す。

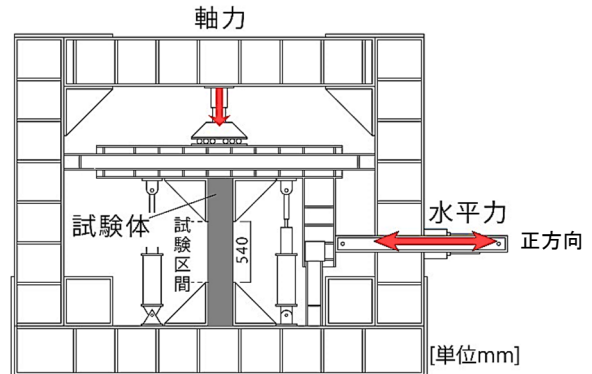


図-2 載荷装置および試験体

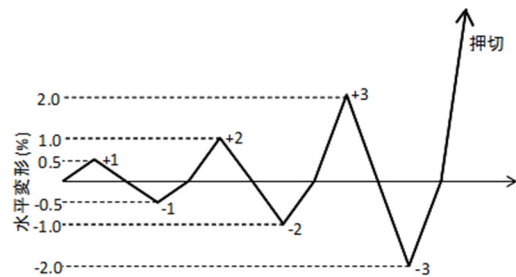


図-3 載荷履歴

4. 実験結果

4.1 破壊過程

破壊形式は全ての試験体で曲げ降伏以前のせん断破壊であった。各試験体の水平力—水平変形関係を図-4に、PG4.7とPG8.3の水平変形—鉛直変形関係を図-5にそれぞれ示す。ここで、鉛直変形は柱内法高さに対する比(%)で示す。なお、図-4中の「限界水平変形」は水平力が正方向の最大耐力の80%まで低下した時点の水平変形と定義したが、詳しくは後の5.4節で述べる。写真-1に水平変形7%時のひび割れ状況を示す。これは大変形領域の破壊性状を比較するために、4体のうち最も限界水平変形が大きいPG8.3の限界水平変形6.8%に近い水平変形7%時のひび割れ状況をそれぞれ示したものである。各試験体の破壊状況を以下に示し、比較する。

PG4.7では水平変形-0.36%で部材端部に横方向の曲げひび割れが発生した。その後、水平変形-0.76%で斜め方向のせん断ひび割れが発生し、水平変形-1.0%の時に最大耐力267kN（絶対値）に達した。ここで、全ての試験体で最大耐力が負加力時に発生しているが（図-4）、その

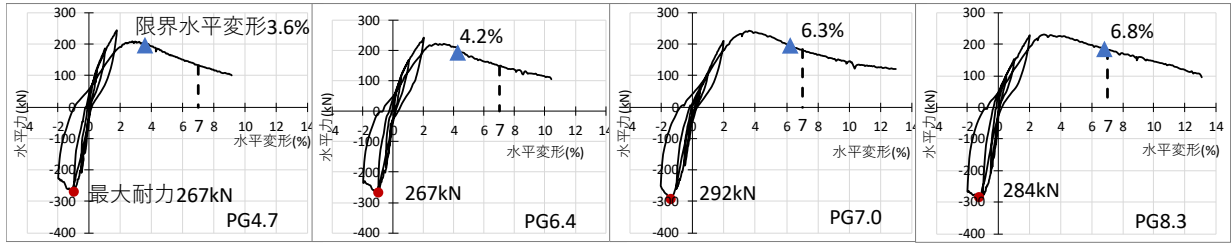


図-4 水平力-水平変形関係

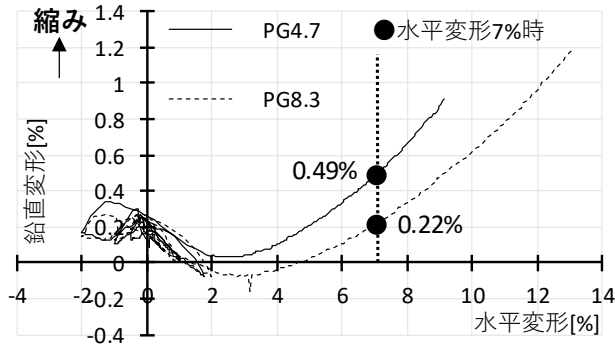


図-5 水平変形-鉛直変形関係

→加力方向(正)

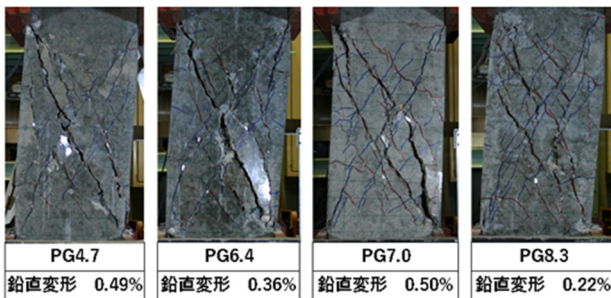


写真-1 試験体の破壊状況 (水平変形 7%時)

理由は不明である。水平変形-1.5%で前述のせん断ひび割れが柱全長に伸長した。さらに、1.5%で反対方向のせん断ひび割れが発生し、2.9%で柱全長に伸長した。その後、徐々に水平力が低下していき、加力装置の限界に達したため、水平変形 9.1%の時に加力を終了した。この時、水平力は 101kN で最大耐力の 38%残存していたことから、軸力保持能力を喪失して崩壊するまでは遠いと評価できる。つまり、文献 6)によると、残存する耐力割合が大きいほど軸力保持能力喪失時の水平変形(以下、崩壊変形)までの余裕が大きく、本試験体のように約 40%の水平耐力が残存していれば崩壊変形はそのときの変形の 2 倍以上になると推定できる。このような加力終了時の状況は他の試験体でも同様であった。最終的なせん断ひび割れは対角線上のひとつの主要なものに集中した(写真-1)。

PG6.4 では、ひび割れの過程は PG4.7 と同様であった。水平変形-1.0%の時に最大耐力 267kN に達した。

PG7.0 では、水平変形-1.4%の時に最大耐力 292kN に達

した。その後、PG4.7 のひび割れ性状に加え、水平変形 4.6%でふたつ目の大きいせん断ひび割れが柱全長に伸長した(写真-1)。

PG8.3 では、ひび割れの過程は PG7.0 と同様であった。水平変形-1.4%の時に最大耐力 284kN に達した。

4.2 主筋比による最大耐力の比較

図-4 より最大耐力を比較すると、PG4.7 と PG6.4 がともに 267 kN、PG7.0 が 292 kN、PG8.3 が 284 kN となり、概ね主筋比が大きいほど最大耐力が高くなった。ただし、PG7.0 は最大耐力が最も大きく、また水平変形+2%時の水平力は反対に最も小さく、他の試験体と傾向が異なっている。これは主筋の配筋が他の 3 体と異なることが影響を与えたためと考えられるが、明確な理由は不明である。なお、全ての試験体で最大耐力の実験値が計算値(表-1 のせん断耐力)を上回ったが、これは過去の実験結果の傾向⁴⁾と同様であり、現行の設計方針に沿っていると考えられる。

4.3 大変形領域での性状

荷重低下後の大変形領域での性状を比較するため、水平変形 7%時の破壊状況を写真-1 で見ると、PG4.7 と PG6.4 は斜め方向の大きいせん断ひび割れが各方向で一つずつ入っているのに対して、PG7.0 と PG8.3 は主要なせん断ひび割れがふたつ発生している。主筋比が大きくなるとせん断ひび割れが分散する傾向にあるといえる。なお、主筋比が大きく主筋径が太い場合には付着割裂破壊が懸念されるが、本実験では顕著な付着割裂ひび割れは見られなかった。これは本試験体が短柱であるためせん断破壊が卓越したことが要因であると考えられるが(表-1 より付着割裂耐力計算値はせん断耐力計算値よりも大きい)、クリアスパン比がより大きい柱における付着割裂破壊の影響は今後の検討課題である。

図-5 より、最大耐力後の水平変形の増大に従って鉛直変形(縮み)も増大していくことが読み取れるが、水平変形 7%時の鉛直変形を比較すると、PG4.7 が 0.49%、PG8.3 が 0.22%であり、主筋比が大きい後者のほうが鉛直変形が小さかった。図-6 に各試験体の水平変形 7%時の鉛直変形を示すが、主筋比が大きいほど鉛直変形(縮み)が小さくなる傾向が見てとれる。ただし、PG7.0 は前述のように主筋の配筋の違いが鉛直変形に影響を与え

たため傾向から外れたと考えられる。

図-7に各試験体の水平変形7%時の水平力を示す。その時の水平力はPG4.7の133kN(最大耐力の約50%)からPG8.3の183kN(同じく約64%)であったが、主筋比が大きいほど最大耐力に対する残存水平力の割合が大きくなり、4.1節で述べたように崩壊変形に至るまでの余裕が大きいとみなせる。

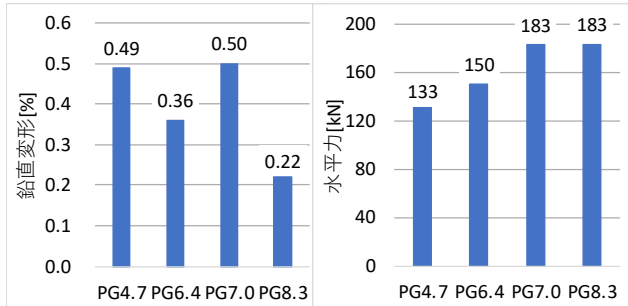


図-6 鉛直変形 (水平変形7%時)

図-7 水平力 (水平変形7%時)

4.4 主筋の歪性状の検討

主筋比が主筋の歪性状に及ぼす影響について検討する。検討対象とした歪の計測位置を図-8に示すが、これは主要なせん断ひび割れに近い位置である(写真-1参照)。水平変形-主筋歪関係を、主筋が12本と等しい試験体PG4.7, PG6.4, PG8.3に対して図-9に示す(縦軸の歪は正が縮み)。図-9より、大変形領域では水平変形の増大に伴って主筋の圧縮歪も増大していくが、その値は主筋比が最大のPG8.3が最も小さく、また主筋比が大きいほど主筋の圧縮歪が小さい傾向がみられた。主筋比が大きいほど主筋の応力度が小さくなり変形能力が向上するといえる。せん断ひび割れ周辺ではコンクリートが破壊した後には主に主筋が軸力を負担していると考えられるが、主筋比が大きいほど負担能力が向上するためであると考えられる。また、いずれの主筋歪も表-2に示した降伏歪には達しておらず、軸力支持能力にはいまだ余裕がある状態であるとみなせる。

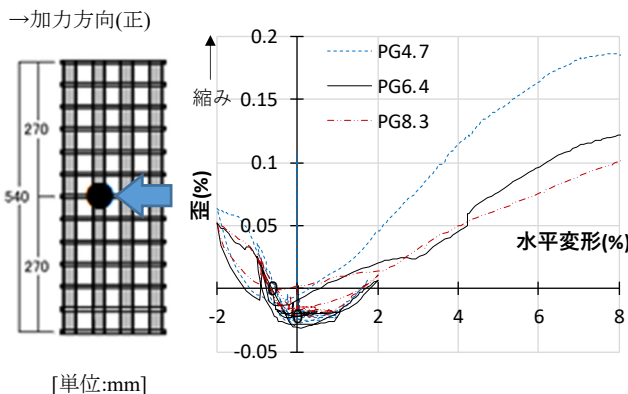


図-8 主筋歪計測位置

図-9 水平変形-主筋歪関係

5. 既往の実験を含めた比較

本章では、主筋比をパラメータとして行われた既往のせん断破壊型柱の実験を含めた検討を行う。対象とする試験体5体の主要な実験結果一覧を表-3に示す。以降、既往の実験をシリーズ1、本実験をシリーズ2と称する。いずれの試験体も逆対称荷重を与える試験装置を用いて、図-3に示した载荷履歴として加力した結果、すべて曲げ降伏に先行してせん断破壊が発生した。ここで、対象試験体はシリーズ1とシリーズ2で断面の主筋本数が12本で同一の5体とした。

5.1 既往の実験の試験体諸元

既往の試験体2体は主筋比Pgが実験変数であり、試験体PG1.7が主筋比1.7%, PG3.0が同3.0%である。コンクリート強度は25.0N/mm²である。共通因子は次の通りである。断面寸法(b×D)が450mm×450mm、柱内法高さ(ho)が900mmである。これよりクリアスパン比(ho/D)は本実験の試験体と同じく2.0である。また、せん断補強筋比(Pw)が0.53%, 軸力比が0.18であり、これらも本実験とほぼ同じである。つまり、本実験と主筋比のみが異なる試験体として比較可能である。以下では種々の実験結果と主筋比との関係を比較・検討する。

表-3 実験結果一覧

シリーズ名, 試験体名	最大耐力 (kN)	最大耐力時 水平変形 (%)	限界水平 変形 (%)	
1	PG1.7	637	0.7	1.2
	PG3.0	750	0.9	1.5
2	PG4.7	267	1.0	3.6
	PG6.4	267	1.0	4.2
	PG8.3	284	1.4	6.8

5.2 最大耐力

シリーズ1とシリーズ2について主筋比-最大耐力関係を図-10に示す。縦軸が最大耐力で、せん断応力度 $\tau = Q/(b \cdot j)$ で示す。これはシリーズ1とシリーズ2の断面面積が異なるため、応力度に変換して比較するためである。ここで、Qはせん断力、bは柱幅、jは応力中心間距離((7/8)×有効せい)である。図中の計算値は荒川平均式⁴⁾による τ であり、括弧内の値は実験値を計算値で除した値である。図-10より、シリーズ2について、PG4.7とPG6.4は共に実験値が5.0N/mm²であり同様の値となった。主筋比の最も大きいPG8.3は5.3N/mm²、主筋比の最も小さいPG1.7は4.1N/mm²となり、前者は後者の1.3倍となった。主筋比が大きいほど、最大耐力が大きくなる傾向がみられた。すべての試験体で実験値は計算値以上となった。特に、シリーズ2の大きな主筋比(Pg=4.7%~8.3%)は荒川式の適用範囲外と考えられるが、

実験値と計算値の誤差が小さく、荒川平均式で実験値を評価できると見込まれる。

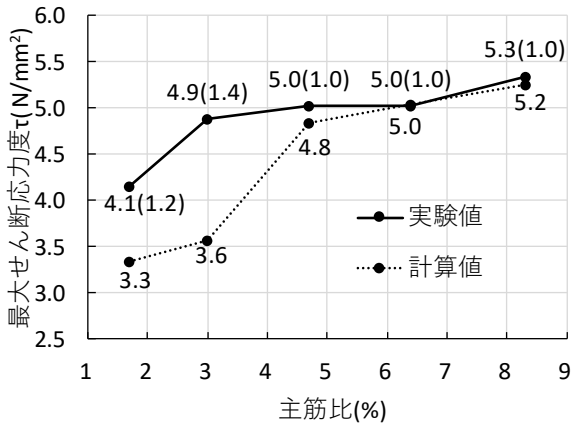


図-10 主筋比-最大耐力（せん断応力度）関係

5.3 最大耐力時水平変形

シリーズ1とシリーズ2について主筋比-最大耐力時水平変形（絶対値）関係を図-11に示す。図-11より、最大耐力時水平変形関係はPG1.7では0.7%、PG3.0では0.9%、PG4.7では1.0%、PG6.4では1.0%、PG8.3では1.4%となり、PG8.3はPG1.7の2倍となった。主筋比が大きくなるほど、最大耐力時変形が大きくなる傾向がみられた。

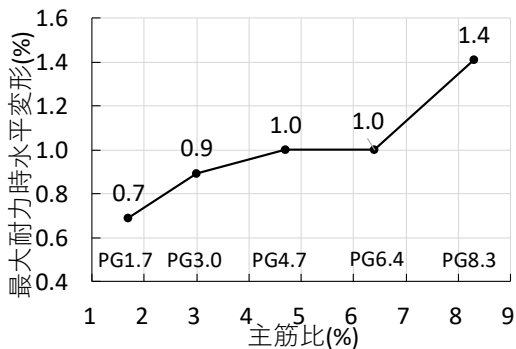


図-11 主筋比-最大耐力時水平変形関係

5.4 限界水平変形

限界水平変形は前述の通り水平力が正方向で計測された最大耐力の80%まで低下した際の水平変形とし、押切側で検討する。このような限界水平変形を検討する目的は、最大耐力後においても構造部材として期待し得る耐力をある程度維持できる変形能力を把握するためである。シリーズ1とシリーズ2について主筋比-限界水平変形関係を図-12に示す。限界水平変形は、PG1.7では1.2%、PG3.0では1.5%、PG4.7では3.6%、PG6.4では4.2%、PG8.3では6.8%となり、PG8.3はPG1.2の5.7倍となった。主筋比が大きくなるほど限界水平変形が大きくなる

傾向がみられ、最大耐力後の変形能力が優れているとみなせる。ただし、主筋比と限界水平変形の関係については過去の実験において総体的な検討が行われておらず、本論における少ない試験体の結果のみで確定させることは困難であり、今後のデータの蓄積が必要である。

ここで、限界水平変形について法規上の層間変形角上限値と比較する。上に示した限界水平変形（部材角）を、図-13のような実構造物を想定して層間変形角に換算する。シリーズ2試験体は、図-13に網掛けで示した柱可撓部分の1/2.5縮小模型であると考え、柱内法高さ1350mmと階高3600mmの関係より、層間変形角=0.375×部材角、となる（シリーズ1は実大試験体で、層間変形角=0.25×部材角）。このように変換した各試験体の層間変形角（以下、限界層間変形）を図-12の括弧内に示す。図-12より、PG1.7とPG3.0の限界層間変形は法規上の上限値1/200（0.5%）よりも小さく、実際の変形が限界層間変形を上回る恐れがある。一方、PG4.7以降の主筋比が大きい場合には限界層間変形が0.5%よりも大きく、その余裕度は主筋比が大きいほど大きくなるといえる。

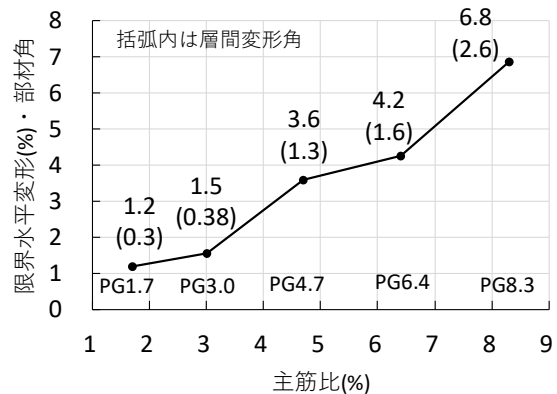


図-12 主筋比-限界水平変形関係

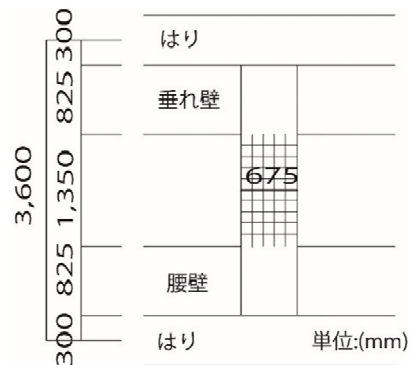


図-13 想定した実構造物（シリーズ2）

5.5 大変形領域での鉛直変形

大変形領域を検討対象として、水平変形7%時の鉛直変形を比較する。シリーズ1とシリーズ2について主筋

比-鉛直変形関係を図-14に示す(縦軸は正が縮み)。鉛直変形はPG1.7では1.0%, PG3.0では0.67%, PG4.7では0.49%, PG6.4では0.36%, PG8.3では0.22%となり, PG8.3はPG1.7の0.2倍となった。主筋比が大きくなるほど鉛直変形が小さくなる傾向がみられ, 大変形領域では主筋比が大きいほど縮みにくいといえる。この理由は4.4節で述べたように, 主筋比が大きいほど主筋の圧縮歪と圧縮応力度が小さくなるためと考えられる。

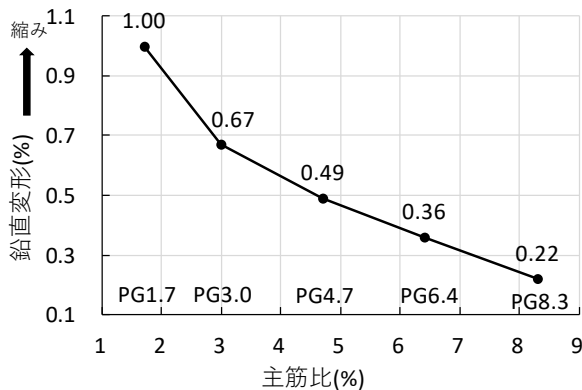


図-14 主筋比-鉛直変形(水平変形7%時)関係

6. まとめ

主筋量が多いせん断破壊型 RC 柱を対象に静的加力実験を行い, 主筋比が柱の構造特性に与える影響を検討した。実験変数の主筋比の範囲は 1.7%から 8.3%とした。本検討の範囲内で得られた結論を以下に示す。

- (1) 主筋比が大きくなるほど最大耐力が大きくなる傾向があった。主筋比が 8.3%の試験体の最大耐力(せん断応力度)は 1.7%の試験体の 1.3 倍であった。
- (2) 主筋比が大きくなるほど最大耐力時水平変形と限界水平変形(水平力が最大耐力の 80%まで低下したときの変形)が大きく, また大変形領域での鉛直変形が小さかった。
- (3) 主筋比が大きくなるほど大変形領域での主筋の圧縮歪が小さく, せん断ひび割れ幅が抑制された。

以上のことから, 主筋量が多いほどせん断破壊型 RC 柱の耐力と変形能力が高くなり構造性能が向上すると考えられる。主筋量が多ければ, 構造設計においてせん断破壊型柱を有効利用できる可能性があると考えられる。

謝辞

本実験の実施にあたり, 元新潟大学工学部学部生の伊藤恭平氏と水野由佳氏の協力を得た。本研究は, 日本学術振興会科学研究費補助金基盤研究(C)(課題番号: 17K06636)の一環として行った。ここに記して謝意を表す。

注1) 文献8)では1995年兵庫県南部地震で被災したRC学校建物における柱の主筋比がいずれも3%未満であったことが報告され, また設計慣例からも3%以上の主筋比とすることは少ないと考えられる。よって本論では主筋比3%以上を「主筋比が大きい」範囲とみなす。

注2) 文献9)では兵庫県南部地震で被災した10階建て程度のRC系建物における崩壊層の柱の軸力比が0.2程度であったことが報告されている。一方, 3階から5階建程度の建物の柱の一般的な軸力比はこれよりも小さいと考えられるが, 本論では10階建程度までの建物の柱に対する最大値を想定して軸力比0.19を設定した。

参考文献

- 1) 中村孝也, 武藤哲, 伊藤祥, 芳村学: 主筋量がせん断破壊型 RC 柱の構造性能に与える影響—せん断補強筋が比較的多い短柱の崩壊実験—, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.161-162, 2011.8
- 2) 向井智久, 石川裕次ほか: 実験データベースを用いた鉄筋コンクリート造部材の構造特性評価式の検証, 建築研究資料, No.175, 2016.11
- 3) 松本葉, 田尻清太郎, 塩原等, 向井智久: 鉄筋コンクリート造柱梁のせん断強度増加率の特性に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.87-88, 2019.9
- 4) 国土交通省ほか: 2015年版建築物の構造関係技術基準解説書 2016年追補収録版, 2016
- 5) 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
- 6) 中村孝也, 芳村学, 鹿野直樹: せん断破壊型鉄筋コンクリート柱における荷重低下領域での変形と崩壊時変形の関係, コンクリート工学年次論文集, 第33巻, 第2号, pp.193-198, 2011.7
- 7) 高稲宜和, 芳村学, 中村孝也: 鉄筋コンクリート柱の崩壊変形に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第573号, pp.153-160, 2003.11
- 8) 中村孝也, 芳村学: 鉄筋コンクリート建物における構造関係規定の変遷と被災度の関係—兵庫県南部地震における学校建築の被害を例として—, コンクリート工学年次論文集, 第32巻, 第2号, pp.97-102, 2010.7
- 9) 日本建築学会: 阪神・淡路大震災と今後のRC構造設計—特徴的被害の原因と設計への提案—, 第1編層崩壊に関する検討と提案, 1998