

論文 既往の実験結果によるせん断破壊型 RC 柱の限界変形の検討

中村 孝也*1・伊藤 悟*2

要旨：過去に実施されたせん断破壊型 RC 柱の静的加力実験を対象として、耐力低下後の大変形領域における限界変形角（水平力が最大耐力 80%まで低下したときの水平変形角）と、主筋比や軸力比などの実験変数との関係を調べた。また、限界変形角に及ぼす影響が大きいと考えられる主筋量と軸力を考慮するために主筋軸力比を定義し、更にせん断補強筋量の影響も含めたせん断補強・主筋軸力比指標を定義して検討した。その結果、限界変形角は主筋比、せん断補強筋比とある程度の相関があり、またせん断補強・主筋軸力比指標と強い相関があること、等がわかった。

キーワード：せん断破壊型 RC 柱, 限界変形角, 主筋比, せん断補強筋比, せん断補強・主筋軸力比指標

1. はじめに

せん断破壊型の鉄筋コンクリート (RC) 柱は脆性破壊する恐れから構造設計において敬遠される。ただし、その破壊性状は主筋量によって大きく異なり、主筋量が多いほど剛性、耐力、変形性能が高くなる可能性が考えられる¹⁾。

ここで、曲げ破壊型 RC 部材では終局的な靱性能を限界変形角（水平力が最大耐力の 80%まで低下したときの水平変形角）で評価することが多く、既往の実験結果を用いた限界変形角の検証が行われ^{2), 3)}など、構造設計法にも取り入れられている^{4)~6)}。

一方、せん断破壊型 RC 部材の変形性能に関しては、せん断耐力（最大耐力）時の変形を終局変形角として過去の実験結果を用いた検証が行われている^{6), 7)}。ただし、せん断破壊型 RC 部材は設計で用いられることが非常に少なく、用いられたとしても最大耐力以降の大変形領域には期待しないため、最大耐力後の耐力低下領域の変形性能を調べることは過去にほとんど行われていない。しかし、せん断破壊型 RC 部材に対して、耐力低下領域の変形性能を把握するための基礎的検討を行うことは設計資料の蓄積という観点から意味があると考えられる。そこで本論では、曲げ破壊型 RC 柱で終局的な靱性能の評価に用いられる限界変形角に着目し、せん断破壊が曲げ降伏に先行して生じる RC 柱のそれを調べる。ここで、文献⁷⁾ではせん断破壊型 RC 梁を対象として既往の実験結果から限界変形角の値が示されているが、詳細な検討は行われておらず、また、柱の限界変形角を総体的に検証した例はなく、現状ではせん断破壊型部材の限界変形角に関する知見が非常に少ないといえる。そこで、過去に実施された実験データ^{1), 8)~11)}を基にして、主筋量や軸力比等の観点から、限界変形角に関わる条件を調べていく。

2. 限界変形角の定義

せん断破壊型 RC 柱の限界変形角の例として、試験体 PG3.2-L¹⁾の静的加力実験から得られた水平力ー水平変形（部材角）関係を図-1 に示す。図-1 には限界変形角時の写真も示すが、せん断ひび割れが大きく開いた状態である。この柱のせん断補強比 p_w は 0.53%，主筋比 p_g は 3.2%，コンクリート軸力比 η （コンクリートのみを考慮した軸力比，6.1 節参照）は 0.2 である。まず、最大耐力以降の各加力サイクルのピーク時及びサイクル中に耐力が低下した点を直線補完で結び、水平力が最大耐力の 80%まで低下した時の水平変形（部材角）を限界変形角とした。ここで、部材角は柱の水平変形（単位：長さ）を柱の内法高さ（単位：長さ）で除すことにより求めた。図-1 より、本試験体の限界変形角は 4.2%となる。ここで、既往の文献^{2)~7)}などにおける曲げ破壊型柱の限界変形角は曲げ降伏時耐力と関連付けて設定されたものであるのに対して、本論で対象とするせん断破壊型柱の限界変形角は曲げ降伏時耐力とは無関係であるが、最大耐力の 80%まで水平力が低下する点という定義を同じとして、柱の変形能力を評価する指標として設定した。

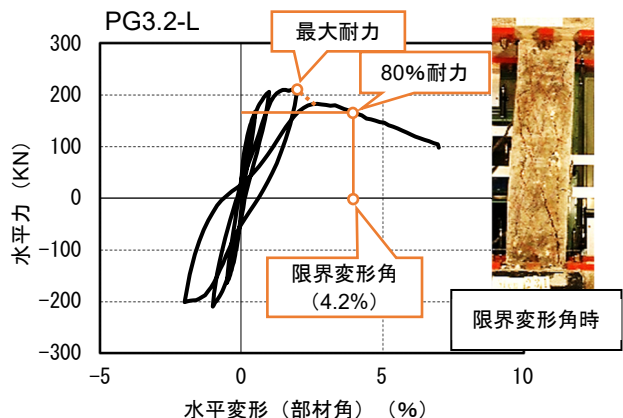


図-1 水平力ー水平変形（部材角）関係

*1 新潟大学大学院 自然科学研究科環境科学専攻教授 博士（工学）（正会員）

*2 新潟大学大学院 自然科学研究科環境科学専攻

表－1 試験体のパラメータ範囲

	コンクリート圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	主筋降伏強度 σ_y (N/mm ²)	せん断補強筋降伏強度 σ_{wy} (N/mm ²)	主筋比 ρ_g (%)	せん断補強筋比 ρ_w (%)	コンクリート軸力比 η	主筋軸力比 η_s	クリアスパン比（柱内法高さ h_0 /柱せい D ）	限界変形角 (%)
最小	11.1	329	304	0.63	0.08	0.10	0.04	1.5	0.3
最大	147.6	1423	1382	11.13	1.48	0.60	4.61	4.0	6.8
平均	36.9	500	491	2.92	0.43	0.27	0.91	2.7	1.9
限界変形角との相関係数 r	0.09	-0.04	0.04	0.60	0.47	-0.16	-0.23	-0.12	

3. 検討方法

文献 8)では 1975 年から 2017 年に発表された実験論文に掲載された各種 RC 部材の試験体をデータベース化し、実験結果の評価が行われている（ただし、前述のようにせん断破壊型 RC 柱の限界変形角の評価は行われていない）。本論では後述の条件に当てはまるせん断破壊型 RC 柱試験体を対象として、文献 8)で扱われた試験体に加えて筆者らが実験した柱試験体⁹⁾および 2020 年以前に発表された実験論文^{9)~11)}に掲載された柱試験体を選定した。対象は柱のみの試験体とし、袖壁付柱試験体、補強された試験体および特殊な試験体は除外した。条件として主筋は異形鉄筋、せん断補強筋は異形鉄筋または丸鋼、加力形式は両端固定式で軸力一定、載荷履歴は単調載荷または繰り返し載荷である試験体を選択した。また、引張軸力及び軸力ゼロの試験体は除外した。検討に用いた試験体の実験変数の範囲を表－1 に示す。表－1 のコンクリート軸力比と主筋軸力比については 6 章で後述する。以上の条件よりせん断破壊型 RC 柱全 161 体を抽出し、検討に用いた。表－1 には限界変形角の抽出結果も示すが、その値は 0.3%から 6.8%と幅が大きかった。表－1 には限界変形角と各パラメータの相関係数 r も示し、次章以降で考察する。ここで、本論では、 $|r| < 0.2$ で相関なし、 $0.2 \leq |r| < 0.4$ で弱い相関あり、 $0.4 \leq |r| < 0.7$ で中程度の相関あり、 $0.7 \leq |r| \leq 1.0$ で強い相関あり、とみなした。

4. 材料強度と限界変形角の関係

本章ではコンクリートと鉄筋の材料強度がせん断破壊型 RC 柱の限界変形角に及ぼす影響を確認する。

4.1 コンクリート圧縮強度と限界変形角との関係

表－1 より、コンクリート圧縮強度 σ_B の範囲は 11.1

N/mm² から 147.6 N/mm² で、平均値は 36.9 N/mm² である。ここで、 σ_B は材料試験による実強度である。図－2(a)に σ_B と限界変形角の関係を示す。両者の相関係数は 0.09 であり、明確な相関は見られなかった。試験体数が多い σ_B が 20 N/mm² から 30 N/mm² 程度の範囲を見ると、限界変形角が大きくばらついている。一方、文献 12) において高強度コンクリートと定義されている設計基準強度が 48 N/mm²（実強度は 60 N/mm² 相当と考える）を超える範囲では、限界変形角は 2%以下の小さな値が多い。

4.2 主筋降伏強度と限界変形角との関係

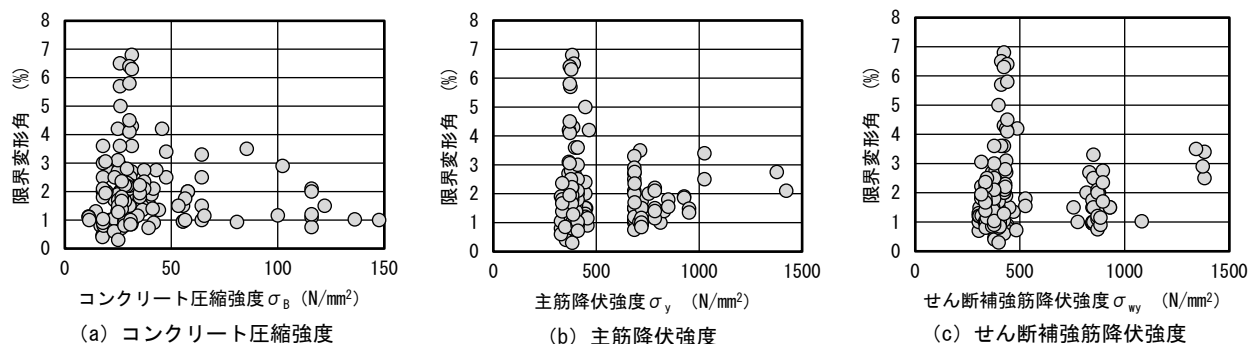
表－1 より、主筋降伏強度 σ_y の範囲は 329 N/mm² から 1423 N/mm² で、平均値は 500 N/mm² である。ここで、 σ_y は材料試験による実強度である。図－2(b)に σ_y と限界変形角の関係を示す。両者の相関係数は -0.04 であり、明確な相関は見られなかった。なお、文献 5)の適用範囲とされている主筋の材料種別が SD490 までに相当する降伏強度（構造実験時の材料試験結果）600 N/mm² 未満の試験体を見ると、限界変形角は大きくばらついている。

4.3 せん断補強筋降伏強度と限界変形角との関係

表－1 より、せん断補強筋降伏強度 σ_{wy} の範囲は、304 N/mm² から 1382 N/mm² で、平均値は 491 N/mm² である。ここで、 σ_{wy} は材料試験による実強度である。図－2(c)に σ_{wy} と限界変形角の関係を示す。両者の相関係数は 0.04 であり、明確な相関は見られなかった。試験体数が多い σ_{wy} が 300 N/mm² から 450 N/mm² 程度の範囲を見ると、限界変形角は大きくばらついている。

5. 鉄筋量と限界変形角の関係

本章では主筋とせん断補強筋の量がせん断破壊型 RC 柱の限界変形角に及ぼす影響を確認する。



図－2 材料強度－限界変形角関係

5.1 主筋比と限界変形角の関係

表-1 より、主筋比 p_g の範囲は 0.63%から 11.13%で平均値は 2.92%である。ここで、 p_g は柱断面積に対する主筋総断面積の比である。図-3 に p_g と限界変形角の関係を示す。なお、建築基準法での下限値である p_g が 0.8%未満の試験体は 1 体のみである。図-3 より、 p_g と限界変形角の相関係数は 0.60 であり、中程度の正の相関が見られた。相関が見られた理由については次章で考察する。

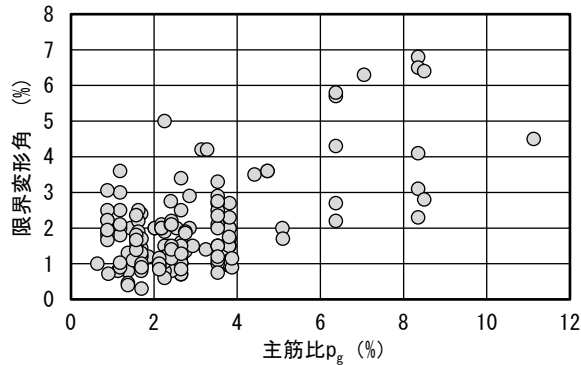


図-3 主筋比-限界変形角関係

5.2 セン断補強筋比と限界変形角の関係

表-1 より、セン断補強筋比 p_w の範囲は 0.08%から 1.48%で、平均値は 0.43%である。図-4 に p_w と限界変形角の関係を、主筋比 $p_g < 2\%$ 、 $2\% \leq p_g < 4\%$ 、 $4\% \leq p_g < 6\%$ 、 $6\% \leq p_g < 8\%$ 、 $8\% \leq p_g$ に分けて示す。図-4 より、 p_w と限界変形角の相関係数は 0.47 であり、中程度の正の相関が見られた。ここで、建築基準法での下限値である p_w が 0.2%未満の試験体は旧耐震基準による柱を想定したもので試験体数が多いが、当然ながら脆性破壊するため限界変形角はすべて 2%未満であった。また、 p_w が 0.5%強の試験体で限界変形角がばらついているが、これは前述した主筋比の影響が大きく、同じ p_w でも主筋比が大きいと限界変形角が大きい傾向が見られた。

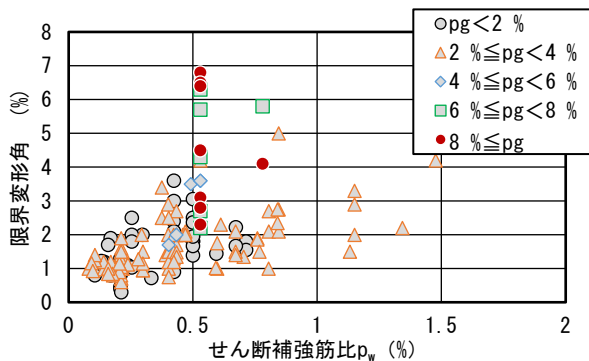


図-4 セン断補強筋比-限界変形角関係

6. 各種軸力比と限界変形角の関係

本章では各種の軸力比がセン断破壊型 RC 柱の限界変形角に及ぼす影響を確認する。

6.1 コンクリート軸力比と限界変形角の関係

表-1 より、コンクリート軸力比 η の範囲は 0.10 から 0.60 で、平均値は 0.27 である。ここで、コンクリート軸

力比 η とはコンクリートのみを考慮した、通常用いられる軸力比であり、式(1)で表す。

$$\eta = \frac{N}{bD\sigma_B} \quad (1)$$

ここで、 N :軸力 (N)、 $b \cdot D$:柱断面積 (mm²)、 σ_B :コンクリート強度 (N/mm²) とする。

図-5 に η と限界変形角の関係を、主筋比 $p_g < 2\%$ 、 $2\% \leq p_g < 4\%$ 、 $4\% \leq p_g < 6\%$ 、 $6\% \leq p_g < 8\%$ 、 $8\% \leq p_g$ に分けて示す。文献 5)より η は曲げ破壊型 RC 柱の変形性能に大きな影響を与え、 η が大きいほど限界変形角が小さくなる傾向が見られるとされている。一方、図-5 に示すセン断破壊型 RC 柱では、 η が約 0.4 以上では限界変形角がすべて 2%以下の小さな値になるものの、 η が約 0.2 から 0.3 の範囲では同じ η でも限界変形角のばらつきが大きく、相関が見られなかった。両者の相関係数は-0.16 であった。これは前述した p_g の影響が大きく、同じ η でも p_g が大きいと限界変形角が大きい傾向があるためである。

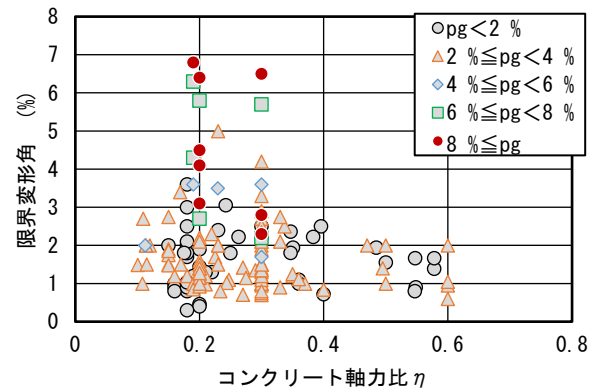


図-5 コンクリート軸力比-限界変形角関係

6.2 主筋軸力比と限界変形角の関係

表-1 より、主筋軸力比 η_s の範囲は 0.04 から 4.61 で、平均値は 0.91 である。ここで、 η_s は主筋のみを考慮した軸圧縮耐力に基づく軸力比とし、式(2)で表す。これはセン断破壊による変形が大きくなると、セン断ひび割れ面付近のコンクリート破壊が進み、軸力の大部分が主筋に支持されることから設定された指標であり、崩壊変形(軸力保持能力喪失時変形)との相関がよいとされている¹³⁾。

$$\eta_s = \frac{N}{a_g\sigma_y} \quad (2)$$

ここで、 N :軸力 (N)、 a_g :主筋総断面積 (mm²)、 σ_y :主筋降伏強度 (N/mm²) とする。

図-6 に η_s と限界変形角の関係を、セン断補強筋比 $p_w < 0.2\%$ 、 $0.2\% \leq p_w < 0.4\%$ 、 $0.4\% \leq p_w < 0.6\%$ 、 $p_w \geq 0.6\%$ に分けて示す。図-6 より、 η_s が大きくなるほど限界変形角が小さくなった。両者の相関係数は-0.23 であり、弱い負の相関が見られた。崩壊変形との相関がよいとされている η_s は、限界変形角時においても図-1 に示したようにセン断ひび割れが拡大して軸力の多くを主筋が支持していると考えられ、相関が見られたものと思われる。

ただし η_s が小さくとも限界変形角が小さいものが数多くあり、これらは前述のように p_w が0.2%未満の試験体が多いが、さらに検討する必要がある。

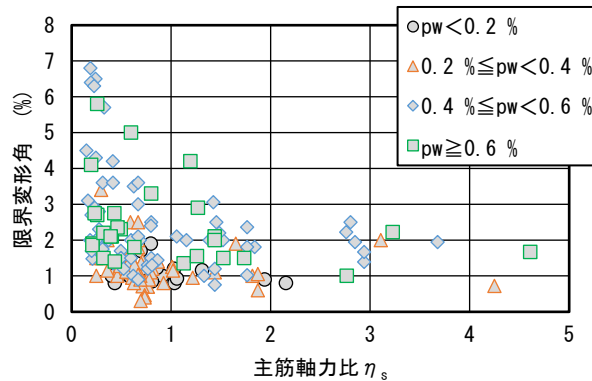


図-6 主筋軸力比—限界変形角関係

7. 鉄筋による補強量と限界変形角の関係

本章では鉄筋比と鉄筋降伏強度の積を鉄筋による補強量として、せん断破壊型 RC 柱の限界変形角との関係を検討する。

7.1 セン断補強量と限界変形角の関係

せん断補強量 $p_w\sigma_{wy}$ の範囲は0.3 N/mm²から15.8 N/mm²で、平均値は2.5 N/mm²であった。ここで、せん断補強量 $p_w\sigma_{wy}$ はせん断補強筋比 p_w とせん断補強筋降伏強度 σ_{wy} の積で、靱性指針⁴⁾におけるせん断強度式の主な因子である。図-7に $p_w\sigma_{wy}$ と限界変形角の関係を示す。両者の相関関係は0.29であり、弱い正の相関が見られた。5.2節に示したせん断補強筋比 p_w の場合と比較すると相関係数が低下したが、この理由は不明である。

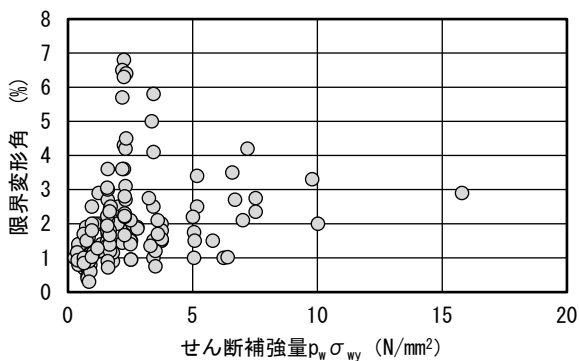


図-7 セン断補強量—限界変形角関係

7.2 主筋補強量と限界変形角の関係

主筋補強量 $p_g\sigma_y$ の範囲は2.3 N/mm²から41.4 N/mm²で、平均値は14.5 N/mm²であった。ここで、主筋補強量 $p_g\sigma_y$ は主筋比 p_g と主筋降伏強度 σ_y の積であり、前述のように主筋量が限界変形角に及ぼす影響が大きいために本論で定義した指標である。図-8に $p_g\sigma_y$ と限界変形角の関係を示す。両者の相関係数は0.43であり、中程度の正の相関が見られた。ここで、5.1節に示した主筋比 p_g の場合と比較すると相関係数が低下したが、これは図-8に丸で囲ったように、限界変形角が1%から2%程度の試験体で図-3と比べて横軸方向のばらつきが大きくなった影響

が大きい。これらの試験体は σ_y が大きい高強度鉄筋を使用したものであり、 σ_y が大きくとも限界変形角が1%から2%程度にとどまる試験体が存在するといえる。

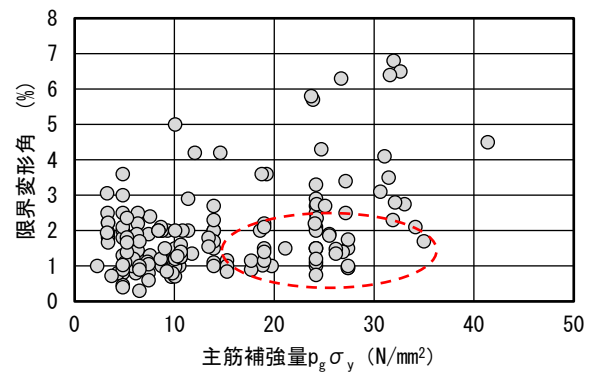


図-8 主筋補強量—限界変形角関係

8. セン断補強指標及びせん断補強・主筋軸力比指標と限界変形角の関係

8.1 セン断補強指標と限界変形角の関係

文献5)と6)では曲げ破壊型 RC 柱の多数の実験結果を分析した結果、終局的な変形性能を判断できる指標としてせん断補強指標が提示されている。ここで、せん断補強指標はせん断補強量 $p_w\sigma_{we}$ をコンクリートの有効強度 v_0F_c で除したものであり、式(3)で表す。

$$\text{せん断補強指標} = \frac{p_w\sigma_{we}}{v_0F_c} \quad (3)$$

ここで、 p_w :せん断補強筋比(小数)、 σ_{we} :せん断補強筋の有効強度(N/mm²)で、材料強度 σ_{wy} (ただし、 $\sigma_{we} \leq 85\sqrt{F_c}$ を満足するものとする)、 v_0 :コンクリートの有効強度係数($=1.7 F_c^{-0.333}$)、 F_c :コンクリートの設計基準強度(N/mm²)、である。

本節では、せん断破壊型 RC 柱でもせん断補強指標による同種の判断が可能であるか調べるために、せん断補強指標と限界変形角の関係について述べる。

図-9にせん断補強指標と限界変形角の関係を、せん断補強・主筋軸力比指標(次節で後述)が4 N/mm²以上と4 N/mm²未満に分けて示す。ここで、図-9と図-10(次節で後述)でのみ、文献5)との比較のため試験体の使用材料の条件を揃えることとして以下のように定めた。コンクリート強度は、下限値として建築基準法における最低限度である実強度 $\sigma_B=12$ N/mm²以上とした。一方、コンクリート強度の上限的な定めはないが、設計基準強度で F_{c60} に相当すると考えられる $\sigma_B=80$ N/mm²程度以下とした。主筋の材料は種別がSD490までに相当する降伏強度 σ_y (材料試験結果)600 N/mm²以下の試験体とした。結果として図-9と図-10に示した試験体は96体である。なお、図-8の丸内に示した σ_y が大きい試験体は除外されている。図-9より、せん断補強指標と限界変形角の相関係数は0.64であり、中程度の正の相関が見られた。ここで、文献5)では曲げ破壊型で限界変形角2%

以上を建築基準法における部材種別 FA と同等の変形性能を有する柱部材としている。本論で扱うせん断破壊型柱で限界変形角 2% (図-9 の縦軸の点線) 以上となるのは、せん断補強指標がおおむね 0.15 (図-9 の横軸の点線) 以上となる場合である。ただし、せん断補強指標 0.16 と 0.21 で限界変形角が 2% 未満となる試験体が各 1 体あるが、これは次節で述べるせん断補強・主筋軸力比指標が 4 N/mm² 未満では限界変形角が小さい傾向が見られたことが影響したものと考えられる。

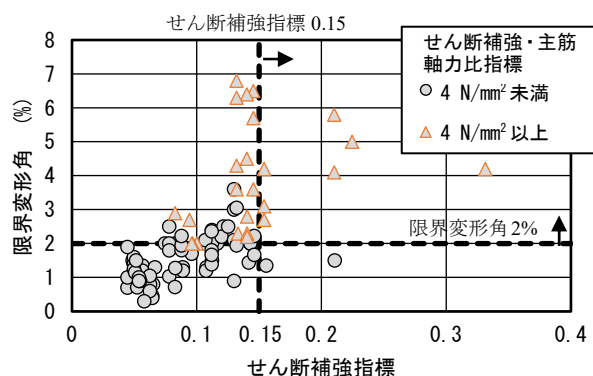


図-9 せん断補強指標-限界変形角関係

8.2 せん断補強・主筋軸力比指標と限界変形角の関係

6.2 節において主筋軸力比 η_s と限界変形角に相関があったことから、せん断補強指標 ($p_w \sigma_{we} / (v_0 F_c)$) の分母のコンクリート強度に関する部分 ($v_0 F_c$) を、コンクリートの影響を除いた指標である主筋軸力比 η_s に変更したものをせん断補強・主筋軸力比指標とし、式(4)で表す。

$$\text{せん断補強・主筋軸力比指標} = \frac{p_w \sigma_{we}}{\eta_s} \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad (4)$$

図-10 にせん断補強・主筋軸力比指標と限界変形角の関係を示す。図はコンクリート軸力比 η で分類して示す。図-10 より、両者の間には強い正の相関が見られ、相関係数は 0.72 であったが、これは本論で検討した指標のうちで最も大きな値であった (9 章において場合分けした検討を除く)。本論で扱うせん断破壊型柱で限界変形角 2% (図-10 の縦軸の点線) 以上となるのは、せん断補強・主筋軸力比指標がおおむね 4 N/mm² (図-10 の横軸の点線) 以上となる場合である。なお、この範囲の試験体はいずれも η が 0.33 以下であった。

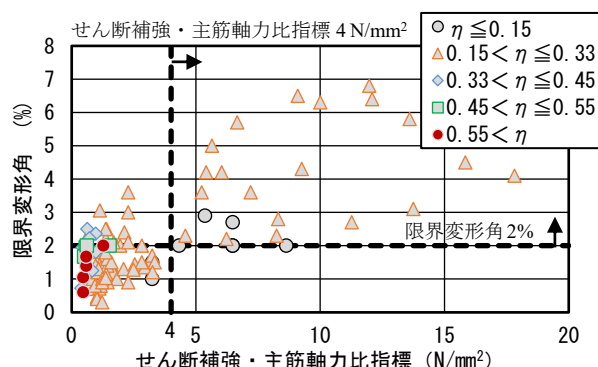


図-10 せん断補強・主筋軸力比指標-限界変形角関係

9. せん断余裕度と限界変形角の関係

本章では部材耐力に関して、せん断余裕度 (定義は後述) と限界変形角との関係を検討する。

9.1 せん断余裕度 (荒川平均値式)

文献 14) では、曲げ破壊型部材において荒川平均値式によるせん断余裕度と限界変形角の間に相関が見られることが報告されている。本節では、せん断破壊型柱における性状をみるため、図-11 にせん断余裕度と限界変形角の関係を、主筋比 $p_g < 2\%$, $2\% \leq p_g < 4\%$, $4\% \leq p_g < 6\%$, $6\% \leq p_g < 8\%$, $8\% \leq p_g$ に分けて示す。ここで、せん断余裕度 (荒川平均値式) は曲げ終局モーメント略算式¹⁵⁾ (多段配筋考慮) による曲げ終局時せん断力に対する荒川平均値式¹⁵⁾によるせん断終局強度の比とした。

図-11 より、主筋比 4% 未満の試験体において、せん断余裕度と限界変形角の相関係数は 0.39 であり、弱い正の相関が見られた。一方、主筋比 4% 以上の試験体では、両者の相関係数は -0.64 であり、中程度の負の相関が見られた。ところで、文献 16) ではせん断余裕度 (荒川最小値式による) と崩壊変形の関係が検討され、せん断破壊型柱ではせん断余裕度が小さいほど崩壊変形が大きい傾向にあることが報告されているが、本論の限界変形角に対しても同様の傾向が見られた。

9.2 せん断余裕度 (靱性指針式)

図-12 にせん断余裕度 (靱性指針式) と限界変形角の関係を、主筋比 $p_g < 2\%$, $2\% \leq p_g < 4\%$, $4\% \leq p_g < 6\%$, $6\% \leq p_g < 8\%$, $8\% \leq p_g$ に分けて示す。ここで、せん断余裕度 (靱性指針式) は曲げ終局モーメント略算式 (多

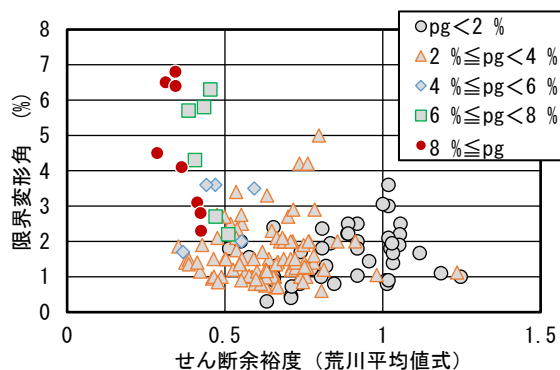


図-11 せん断余裕度 (荒川平均値式) - 限界変形角関係

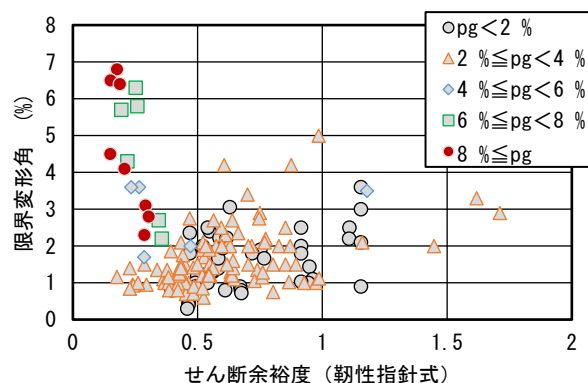


図-12 せん断余裕度 (靱性指針式) - 限界変形角関係

段配筋考慮)による曲げ終局時せん断力に対する靱性指数⁴⁾によるせん断強度の比とした。

図-12より、主筋比4%未満の試験体では、せん断余裕度と限界変形角の相関係数は0.56であり、中程度の正の相関が見られた。また、主筋比4%以上の試験体では両者の相関係数は-0.76であり、強い負の相関が見られた。

10. まとめ

せん断破壊型 RC 柱について、既往の実験結果を用いて限界変形角と各実験変数との関係を調査し、相関係数を用いて評価することで以下の知見を得た。

- (1) コンクリート圧縮強度・主筋降伏強度・せん断補強筋降伏強度と限界変形角の間には相関は見られなかった。
- (2) 主筋比およびせん断補強筋比と限界変形角の間にはそれぞれ中程度の正の相関が見られた。
- (3) コンクリート軸力比と限界変形角の間には明確な相関は見られなかった。一方、主筋の影響を考慮した主筋軸力比と限界変形角の間には弱い負の相関が見られた。
- (4) せん断補強量と限界変形角の間には弱い正の相関が見られた。また、主筋の影響を考慮した主筋補強量と限界変形角の間には中程度の正の相関が見られた。
- (5) せん断補強指標と限界変形角の間には中程度の正の相関が見られた。また、主筋とせん断補強筋および軸力の影響を考慮したせん断補強・主筋軸力比指標と限界変形角の間には強い正の相関が見られ、相関係数は0.72であったが、これは本論で検討した指標のうちで最も大きな値であった。
- (6) せん断余裕度と限界変形角の間には、主筋比0.4%以上の場合、せん断耐力を基準平均値式で求めた場合には中程度の負の相関が、靱性指数式で求めた場合には強い負の相関が見られた。

これらより、せん断破壊型柱であっても条件によっては限界変形角が2%以上の大きな値になり構造性能に期待し得る可能性を示した。ただし、近似式等による評価方法の検討は今後の課題である。

謝辞

本研究には国立研究開発法人建築研究所研究課題「鉄筋コンクリート造部材の実験データベースを利活用した構造特性評価に関する検討」において整備されたデータを用いた。また、本研究の実施にあたり東京科学大学フロンティア材料研究所共同利用研究(対応教員:東京科学大学・西村康志郎教授、河野進教授)の助成を得た。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 富田尚輝, 庄司優, 佐藤航, 中村孝也: 主筋量の多いせん断破壊型 RC 柱の変形性能に関する実験的検

- 討, コンクリート工学年次論文集, 第45巻, 第2号, pp.337-342, 2023
- 2) 芝裏, 松田壮史, 加藤大介: 変動軸力を考慮した RC 柱の最大強度以降の挙動の評価(その1: 評価手法, その2: 評価結果), 日本建築学会大会学術演梗概集, pp.195-198, 1996
- 3) 石川裕次, 木村秀樹: 高強度材料を用いた RC 柱部材の限界変形に関する研究, コンクリート工学論文集, 第16巻第1号, pp.55-66, 2005
- 4) 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
- 5) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準・同解説, 2021
- 6) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の等価線形化法に基づく耐震性能評価型設計指針・同解説, 2023
- 7) 落合等, 北山和宏: せん断破壊する RC 梁および有孔梁のせん断性能評価に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.34, No.2, pp.193-198, 2012
- 8) 向井智久, 渡邊秀和, 坂下雅信, 田才晃ほか: 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(2020版), 国立研究開発法人建築研究所建築研究資料, 2020.3
- 9) 加藤大介, 李柱振, 中村友紀子, 本多良政: 配筋詳細に着目した RC 造せん断破壊柱の軸力保持性能に関する実験, 日本建築学会構造系論文集, 第610号, pp.153-159, 2006.12
- 10) 菅野秀人, 櫻井真人, 藤井賢志, 西田哲也: 周期特性の異なる地震波を連続入力した鉄筋コンクリート造柱の擬似動の実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.41, No.2, pp.764-768, 2019
- 11) 隈部敦史, 谷昌典, 藤原光太, 向井智久: 熊本地震でせん断破壊した新耐震基準で設計された RC 造ピロティ柱を対象とした実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.42, No.2, pp.127-132, 2020
- 12) 日本建築学会: 建築工事標準仕様書・同解説 JASS5 鉄筋コンクリート工事 2022, 2022
- 13) 中村孝也, 芳村学, 大和征良: せん断破壊型コンクリート短柱の軸力保持限界に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, No.561, pp.193-199, 2002
- 14) 日本建築学会: 建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990), 1990
- 15) 国土交通省国土技術政策総合研究所, 国立研究開発法人建築研究所ほか: 2020年版建築物の構造関係技術基準解説書, 2020
- 16) 芳村学, 高稲宜和: 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70巻 第587号, pp.163-171, 2005