

せん断破壊型 RC 造柱における主筋の残存軸耐力負担分の評価

楊勇¹⁾、松川和人²⁾、崔琥³⁾、中埜良昭⁴⁾

1) 東京大学大学院、大学院生

e-mail : yangyong@iis.u-tokyo.ac.jp

2) 東京大学生産技術研究所、助教 博士 (工学)

e-mail : mtkw@iis.u-tokyo.ac.jp

3) 東京大学生産技術研究所、助教 博士 (工学)

e-mail : choiho@iis.u-tokyo.ac.jp

4) 東京大学生産技術研究所、所長・教授 工博

e-mail : iisnak@iis.u-tokyo.ac.jp

要 約

本論文では、せん断破壊した鉄筋コンクリート柱の残存軸耐力評価を目的として、露出した主筋が負担可能な軸力の、力学理論モデルによる理論的な評価式を導き、実験によりその妥当性を検討した結果を報告する。柱の軸崩壊時における主筋断面の内力と水平変形の関係及び主筋断面の N - M 全塑性相関関係に基づき主筋のみの残存軸耐力の評価式を提案した。また、コンクリートのない、主筋のみが抵抗要素となる試験体の一方向逆対称加力実験を行い、提案した主筋負担分の残存軸耐力評価式の妥当性を検証した。その結果、提案した主筋負担分の残存軸耐力評価式による算定結果が実験結果と近い結果になることが確認できた。

キーワード： せん断破壊、鉄筋コンクリート、主筋、残存軸耐力

1. はじめに

1981年以前のいわゆる新耐震基準が適用される以前に建設された鉄筋コンクリート造建物は、柱にせん断補強筋が十分に配されていない、腰壁や垂れ壁が取り付けくことで短柱化した等の理由により、せん断破壊が生じた例が多数報告されてきた。せん断破壊後の柱は、その水平変形が増加すると軸耐力が低下し軸崩壊に至る恐れがあり、せん断破壊後の残存軸耐力を正しく評価することは極めて重要であると考えられる。芳村ら¹⁾は、鉄筋コンクリート柱の実験結果の回帰分析及び破壊曲面縮小の概念に基づいて柱の残存軸耐力の評価モデルを提案した。しかし、芳村らによる残存軸耐力モデルは、残存軸耐力が作用軸力と等しくなる時の水平変形を実験結果の回帰分析より求めることとしており、その適用範囲についてはより議論を深める必要がある。本研究では、せん断破壊後の柱の残存軸耐力評価法の理論式を提案することを主目的とする。残存軸耐力評価法の理論式の構成は、柱の軸圧縮耐力の構成²⁾と同様に、主筋の残存軸耐力とコンクリートの残存軸耐力に分けてそれぞれ求める。

本論文では、その端緒として、まず、柱の軸崩壊時における主筋断面の内力と水平変形の関係及び主筋断面の N - M 全塑性相関関係に基づいて主筋が負担可能な軸力の理論的な評価式を導き、また、コンクリート

のない主筋のみが抵抗要素となる試験体の一方向逆対称加力実験を行い、提案した主筋負担分の残存軸耐力評価式の妥当性を検証した。

2. 主筋負担分の残存軸耐力の理論的な評価

柱にせん断破壊が生じると、その軸耐力は大きく低下し、作用軸力を下回った時に鉛直方向へ大きく変形し、軸崩壊が生じる場合がある。この時、柱に作用している外力は内力より大きい。従って、以下で述べる主筋の残存軸耐力評価において、柱の軸崩壊点は、柱の主筋断面に働く内力と外力の釣り合いを失う直前の状態と定義する。また、補強筋やコンクリートによる補剛が存在するために軸崩壊点に至るまで柱の主筋の座屈が発生しないと仮定する。

2.1 主筋断面の内力と水平変形との関係

軸力(N')及びせん断力(Q')が作用する柱において主筋1本の端部断面に生じる内力を図1に示す。同図では、主筋の応力分布を逆対称の応力状態と仮定しており、主筋の内力(N_s'' 、 Q_s'' 、 M_s'')と水平変形(δ)との関係を次のように求める。

柱の水平変形 δ が0から増加する過程においては、主筋の端部断面に対してモーメントの釣り合い式(式(1))が常に成立する。式(1)を変形した式(2)に示すように、主筋1本の端部断面に働くモーメント M_s'' は、軸力 N_s'' によるモーメント $0.5N_s'' \cdot \delta$ とせん断力 Q_s'' によるモーメント $0.5Q_s'' \cdot l$ の和で表わされる。

柱の水平変形 δ が軸崩壊点の水平変形($\delta_{崩壊点}$)に至るまでの主筋1本の端面断面に作用するモーメントの変化を図2に示す。軸力によるモーメント $0.5N_s'' \cdot \delta$ は、水平変形 δ に対して線形的に増加する一方、主筋の断面に作用する力の釣り合い状態を維持するためにせん断力によるモーメント $0.5Q_s'' \cdot l$ はある程度の水平変形を経験した後に徐々に減少する。水平変形 δ が更に大きくなるとせん断力によるモーメント $0.5Q_s'' \cdot l$ が0に近づく。せん断力によるモーメント $0.5Q_s'' \cdot l$ が0になると軸力によるモーメント $0.5N_s'' \cdot \delta$ は軸力 N_s'' が作用している主筋断面の抵抗モーメントの最大値と等しく、さらに水平変形が進むと主筋断面に働く内力と外力の釣り合いを失い、軸崩壊に至る。つまり、主筋1本に対しては、せん断力 Q_s'' が0になる時、主筋が力の釣り合いを失う直前の状態になり、本論文で定義した軸崩壊点になる。この時の柱の水平変形が $\delta_{崩壊点}$ であり、主筋の端部断面の内力と水平変形との関係は式(3)になる。また、柱の水平変形 δ が0から $\delta_{崩壊点}$ に至るまでのモーメントの変化(図2)に基づいて推定したせん断力 Q_s'' の変化を図3に示す。せん断力 Q_s'' は、加力初期段階において水平変形の増加とともに大きくなり、ある程度の水平変形を経験した後に水平変形の増加とともに小さくなる。

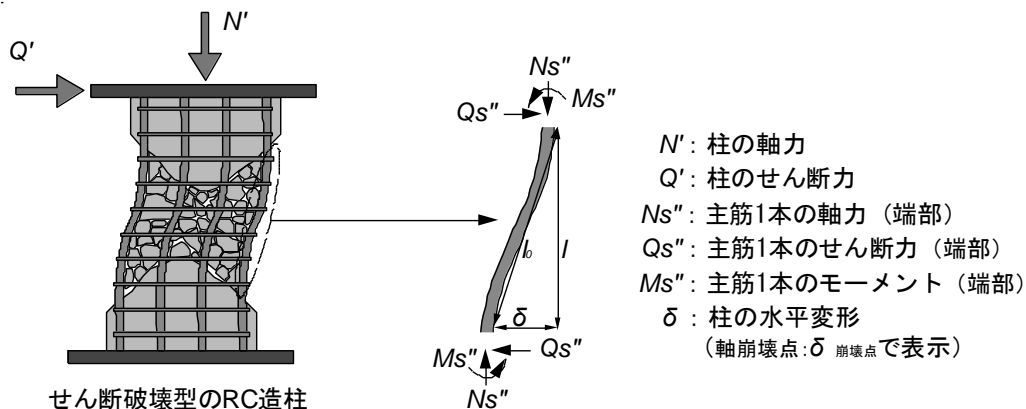


図1 柱の主筋1本に生じる内力

$$N_s'' \cdot \delta + Q_s'' \cdot l = 2M_s'' \quad (1)$$

$$M_s'' = 0.5N_s'' \cdot \delta + 0.5Q_s'' \cdot l \quad (2)$$

$$N_s'' \cdot \delta_{崩壊点} = 2M_s'' \quad (3)$$

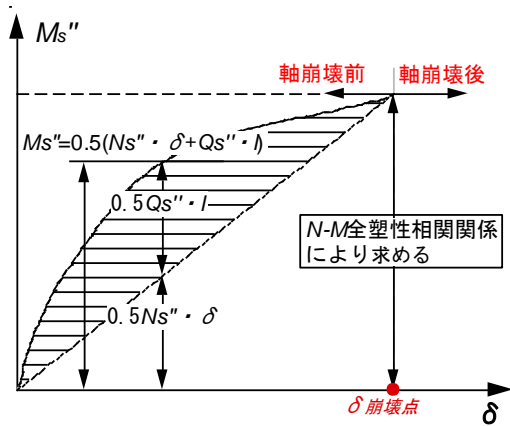


図2 主筋1本の端部断面のモーメントの変化

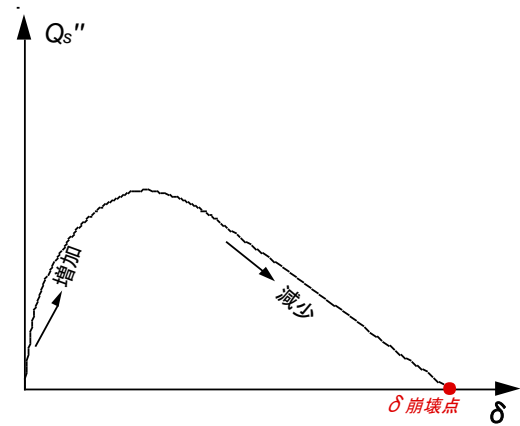


図3 主筋1本の端部断面のせん断力の変化

なお、複数の主筋を有する柱に対しては、各主筋のせん断力 Q_s'' の和とコンクリート負担せん断力との合計が0になる時に内力と外力の釣り合いを失う直前の状態、つまり、本論文で定義した軸崩壊点になる。

2.2 主筋のN-M全塑性相関関係

主筋として用いられる異形鉄筋の断面を、図4に示すようにリブや節を無視して単純な円形断面と仮定し、また、柱が軸崩壊点に至る時の主筋断面は全塑性（ただし、降伏後の歪硬化を考慮していない）の応力状態となることを想定する。この断面に働く軸力 N とモーメント M との関係（以下、 N - M 全塑性相関関係と呼ぶ）を次のように求める。

全塑性状態の断面に働く軸力 N とモーメント M はそれぞれ式(4)及び式(5)で表すことができる³⁾。式(4)と式(5)から導いた N - M 全塑性相関関係が式(6)になる。また、式(6)にある引張応力が作用している面積（中立軸より下側）の図心から中心線までの距離 h は、式(7)となる。さらに、図4における応力を積分することで主筋断面に働く軸力は、式(8)で表すことができる。式(6)～(8)より主筋断面の N - M 全塑性相関関係は式(9)（以下、理論式と呼ぶ）となる。しかし、この理論式（式(9)）は、軸力 N に関する陽な解を得ることができないため、柱の残存軸耐力評価式への展開が困難である。そこで、座標の原点($N=0$ 、 $M=0$)を中心、理論式（式(9)）の曲線が横軸や縦軸との交わる点をそれぞれ長軸及び短軸の端点とする楕円で近似した式(10)（以下、楕円近似式と呼ぶ）で式(9)の N - M 全塑性相関関係を代替する。直径D10、D13、D16及びD19の鉄筋（以下の計算結果は、いずれも降伏強度が 345N/mm^2 、呼び径を直径 d として算定した結果である。）を例として、 N - M 全塑性相関関係の理論式及び楕円近似式を図5に示す。

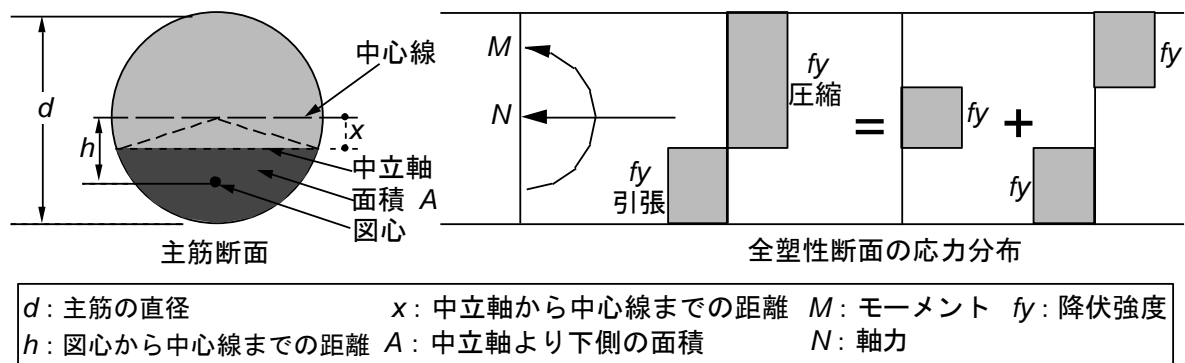


図4 主筋端部断面の全塑性応力状態

$$M = 2A \cdot f_y \cdot h \quad (4)$$

$$N = (0.25\pi d^2 - 2A) \cdot f_y \quad (5)$$

$$M = (0.25\pi d^2 \cdot f_y - N) \cdot h \quad (6)$$

$$h = \frac{\frac{2}{3}(0.25d^2 - x^2)^{\frac{3}{2}}}{0.5 \left(0.25\pi d^2 - \frac{N}{f_y} \right)} \quad (7)$$

$$N = 2 \int_0^{\arcsin\left(\frac{x}{0.5d}\right)} 0.5(0.5d)^2 d\theta + x \sqrt{(0.5d)^2 - x^2} \cdot f_y \quad (8)$$

$$0.25d^2 \times \arcsin\left(\frac{\sqrt{0.25d^2 - \left(\frac{3M}{4f_y}\right)^{\frac{2}{3}}}}{0.5d}\right) + \sqrt{0.25d^2 - \left(\frac{3M}{4f_y}\right)^{\frac{2}{3}}} \cdot \left(\frac{3M}{4f_y}\right)^{\frac{1}{3}} = \frac{N}{2f_y} \quad (9)$$

$$\frac{N^2}{(0.25\pi d^2 \cdot f_y)^2} + \frac{M^2}{\left(\frac{4}{3}(0.5d)^3 \cdot f_y\right)^2} = 1 \quad (10)$$

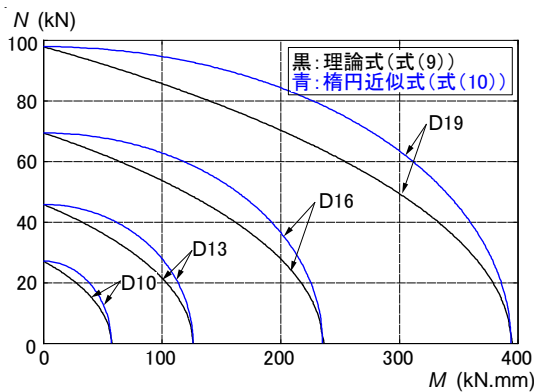


図5 N - M 全塑性相関関係

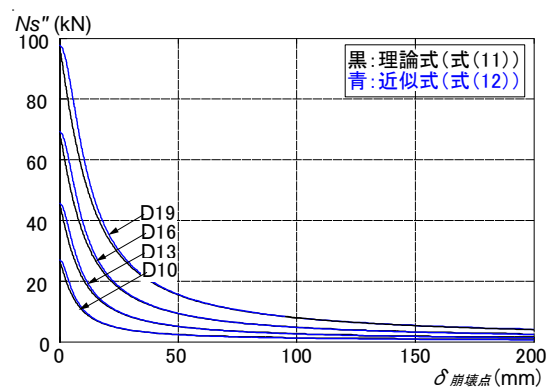


図6 軸崩壊点における主筋1本の残存軸耐力

2.3 主筋負担分の残存軸耐力評価式

式(3)を式(9)及び式(10)に代入すると主筋1本の残存軸耐力 N_s'' の評価式は式(11) (以下、理論式と呼ぶ) 及び式(12) (以下、近似式と呼ぶ) になる。直径D10、D13、D16及びD19の鉄筋 (以下の計算結果は、いずれも降伏強度が 345N/mm^2 、呼び径を直径 d として算定した結果である。) を例として、 N - M 全塑性相関関係の理論式及び楕円近似式で得られた水平変形 δ -残存軸耐力 N_s'' の曲線を図6に示す。

近似式(12)は理論式(11)と比べて式の形が簡単であり、また、近似式(12)の値は水平変形が小さい時に理論式よりやや大きくなるが、変形の増加とともに理論式(11)の値とほぼ等しくなる。せん断破壊後の柱の残存軸耐力に対しては、理論式との差が小さい近似式(12)を適用しても大きな問題にならないと考えられる。

$$0.25d^2 \times \arcsin \left(\frac{\sqrt{0.25d^2 - \left(\frac{3N_s'' \cdot \delta_{崩壊点}}{8f_y}\right)^2}}{0.5d} \right) + \sqrt{0.25d^2 - \left(\frac{3N_s'' \cdot \delta_{崩壊点}}{8f_y}\right)^2} \cdot \left(\frac{3N_s'' \cdot \delta_{崩壊点}}{8f_y}\right)^{\frac{1}{3}} = \frac{N_s''}{2f_y} \quad (11)$$

$$N_s'' = \frac{0.25\pi d^2 \cdot f_y}{\sqrt{1 + \frac{9\pi^2 \delta_{崩壊点}^2}{16d^2}}} \quad (12)$$

3. 主筋負担分の残存軸耐力評価式の検証実験

3.1 試験体概要

2.3節における主筋負担分残存軸耐力評価式を検証するために、主筋の長さをパラメータとし、コンクリートがない、主筋と補強筋のみによって構成される試験体を2体（R400-1及びR200-1）製作した。試験体の詳細を図7に示す。

試験体に使用した主筋は、呼び径D16の鉄筋コンクリート用異形棒鋼SD345である。ただし、節やリブの影響を極力減じること、また、主筋断面に作用する応力を可能な限り細かく把握するため歪ゲージを複数貼りつけることを目的として、図7に示すように主筋の上下端部（長さ30mm）及び中央部（長さ20mm）を研削加工し直径14mmとした鉄筋を用いた。また、主筋の引張試験は、試験体の上下端部と同様に長さ30mmの区間にある節やリブを研削した直径14mmの試験片で行った。引張試験の結果は表1に示す。

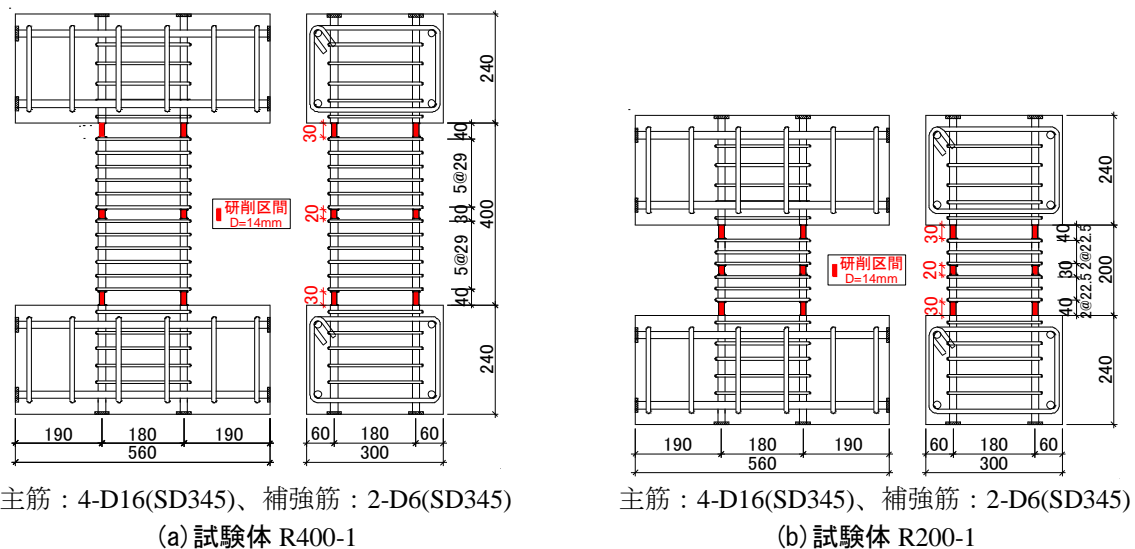


図7 試験体の詳細

表1 主筋の引張試験結果

	降伏強度(N/mm ²)	降伏歪(μ)	ヤング係数(N/mm ²)
試験片1	423	2020	2.11×10 ⁵
試験片2	430	2150	2.06×10 ⁵
試験片3	428	2080	2.08×10 ⁵
平均値	427	2080	2.08×10 ⁵

3.2 加力概要

水平方向は試験体の中央部を反曲点とするアクチュエータによる一方向加力であり、鉛直方向は軸力相当分の錘を載せ加力した（パンタグラフの自重を含む総重さは20.04kNである）。これは、軸崩壊点前後に鉛直アクチュエータが試験体の変形に追随しなくなることを防止するための措置である。また、パンタグラフによって逆対称応力分布となる。実験装置・試験体のセットアップを図8に示す。

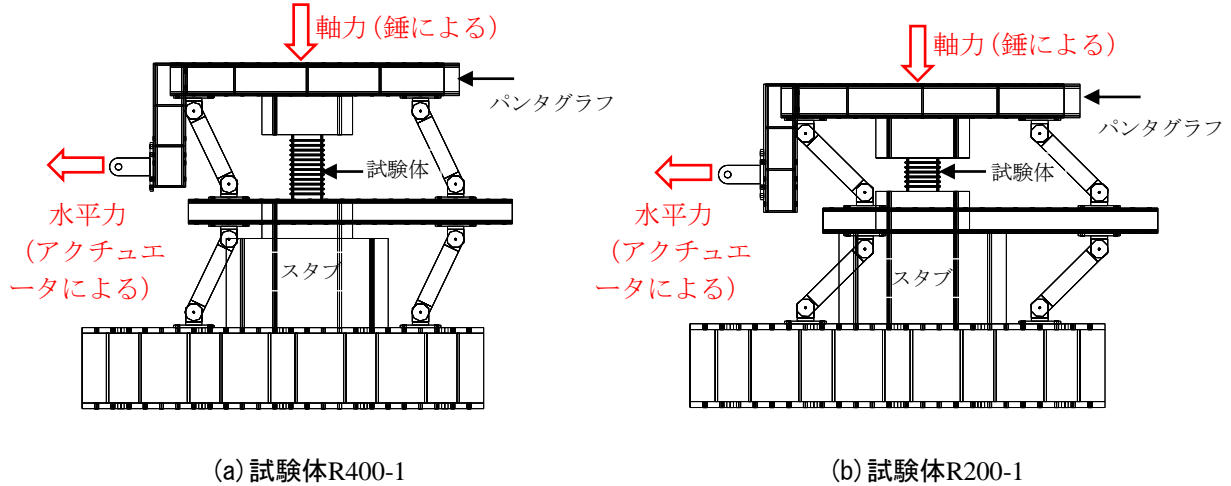


図8 加力装置

3.3 計測方法

主筋の断面内力を求めるために、主筋の上下端部及び中央部（図7に赤で示す区間）のひずみを塑性ひずみゲージ（YFLA-2-5LT）で測定する。断面応力計測の分解能や貼り付け難易度のバランスを考慮し、複数の歪ゲージの貼り付けパターンを試みた。歪ゲージの貼り付け位置は表2に示す。

表2 歪ゲージの貼り付け位置（特記がない限り、両試験体とも）

試験体	歪ゲージ分布 (軸方向) (各主筋とも)	歪ゲージ分布 (断面のまわり)			
		主筋A	主筋B	主筋C	主筋D
 R400-1			 試験体R400-1 上端 (2列とも) 下端 (2列とも)	 上端 (2列とも) 下端 (2列とも)	 上端 (2列とも) 中央 (1列) 下端 (2列とも)
			上端 (2列とも) 中央 (1列) 下端 (2列とも)		
 R200-1			 中央 (1列)		

3.4 実験結果

(1) 鉛直変形と水平変形の関係

加力実験によって得られた鉛直変形と水平変形を図9に示す。試験体R400-1は、図9(a)に示すように水平変形が約140~150mmの時に試験体の鉛直変形・水平変形が急激に増加する現象が生じたため（変形が急激に増加する前後の試験体の様子を写真①及び②に示す）加力を終了した。一方、試験体R200-1は、図9(b)より鉛直変形・水平変形が急激に増加した現象が見られないままに上下スタブがほぼ接触する状態となったため加力を終了した。なお、両試験体ともに軸崩壊点には達したものの、試験体R200-1において変形の急増加が生じなかった原因については次節で説明する。

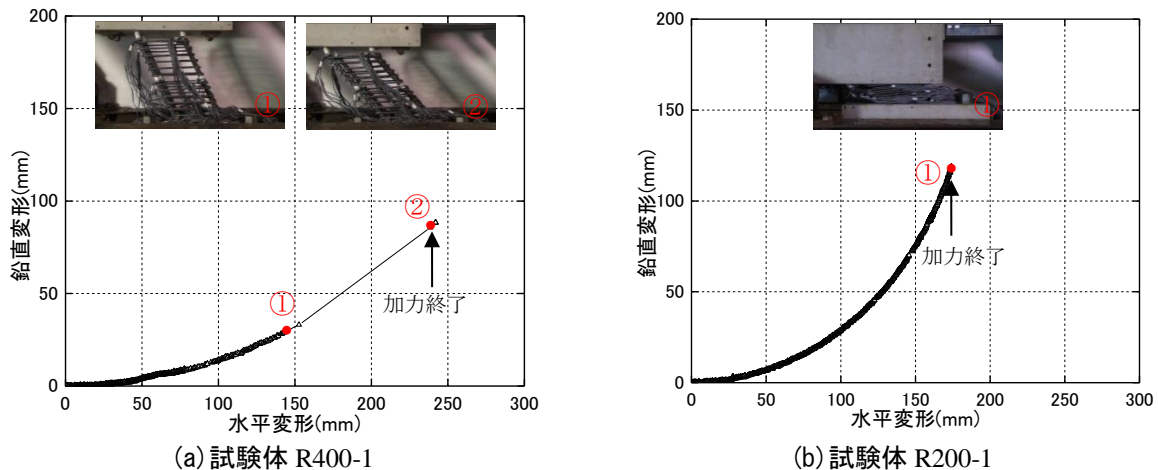


図9 鉛直変形と水平変形との関係

(2) 主筋の端部断面の内力と水平変形との関係

計測した断面の歪に基づいて算定した各主筋の端部断面の内力と水平変形との関係を図10~図12(表2に示した主筋Dを代表とする)に示す(試験体R200-1は、水平変形が150mmを超えたところで加力治具の調整を行ったために、その間のデータを取り除いたデータを示した)。作用軸力は多少のばらつきはみられるものの、全加力段階を通じて安定している一方で(図10)、2.1節において述べたように、主筋1本の端部断面のせん断力は、両試験体とも加力初期段階に水平変形の増加とともに大きくなるが、ある程度の変形を経験した後に小さくなっていることが分かる(図11)。また、2.1節において述べたように、主筋1本の端部断面のモーメントも、両試験体とも軸力によるモーメントが線形的に増加する一方で、せん断力によるモーメントは、ある程度変形を経過した後に小さくなること分かる(図12)。

さらに、せん断力が0になった時の主筋の端部断面の応力分布を各主筋についてそれぞれ算定し、表3に示す。ここで、計測した歪や引張試験の結果を用いて引張側及び圧縮側にある歪が降伏歪と等しい断面内の降伏位置をまず求め、次にこの位置での降伏応力度と歪ゲージ貼付点の歪度から求めた応力度を線形補間して鉄筋断面の応力度を求めた。各主筋の端部断面における各点の応力は、ほとんど降伏強度より大きく2.2節において記述したように全断面がほぼ全塑性になることが分かる。

続いて、歪の測定値に基づいて算定した試験体のせん断力と水平変形(図13)に、軸力と水平変形(図14)の関係を示す。図13中の青線は主筋断面応力から算定したせん断力で、両試験体ともある程度の変形を経験した後に徐々に0まで減少し本研究で定義した軸崩壊点に達していることが分かる。しかしながら、試験体R200-1では変形の急増は見られなかった。この理由を明らかにするために、以下の検討を行った。すなわち、まず、試験体の内力から求めたせん断力(図13中の青線)とロードセルで測定したせん断力(図13中の黒線)の整合性を確認するために両者を比較したところ、水平力の測定値が試験体の負担せん断力より大きい結果となった。この原因を特定するために加力システムを調べ、まず図14に示す通り両試験体における導入軸力の推移が加力終了時までほぼ一定であったことを確認した。次に、加力システムの一部であるパンタグラフの自重に起因する水平抵抗力成分を試験体のせん断力に加えた水平力の算定値(図13中の赤線)と測定値(同図黒線)を比較したところ、両者は概ね対応する結

果となり、パンタグラフの自重による水平抵抗力が試験体の変形急増を抑制したものと考えられる。そのため、試験体R400-1においてはパンタグラフの自重の影響を加味した水平力の測定値が0になった時点（145mm程度）で水平変形が急増加したが（図13(a)）、パンタグラフの自重の影響がなければ試験体のせん断力が0になる点（116mm）で水平変形が急増加したと思われる。一方、試験体R200-1においても、上下スタブがほぼ接触する状態（170mm付近、図9(b)参照）となる以前に、水平力の測定値が0となるように加力できたならば、水平変形の急増現象が観測できたものと考えられる。

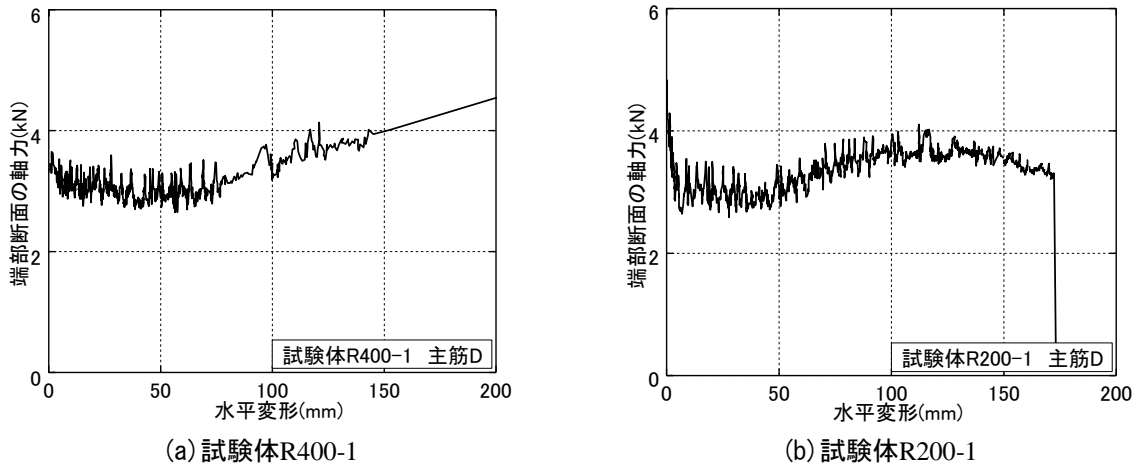


図10 軸力と水平変形の関係

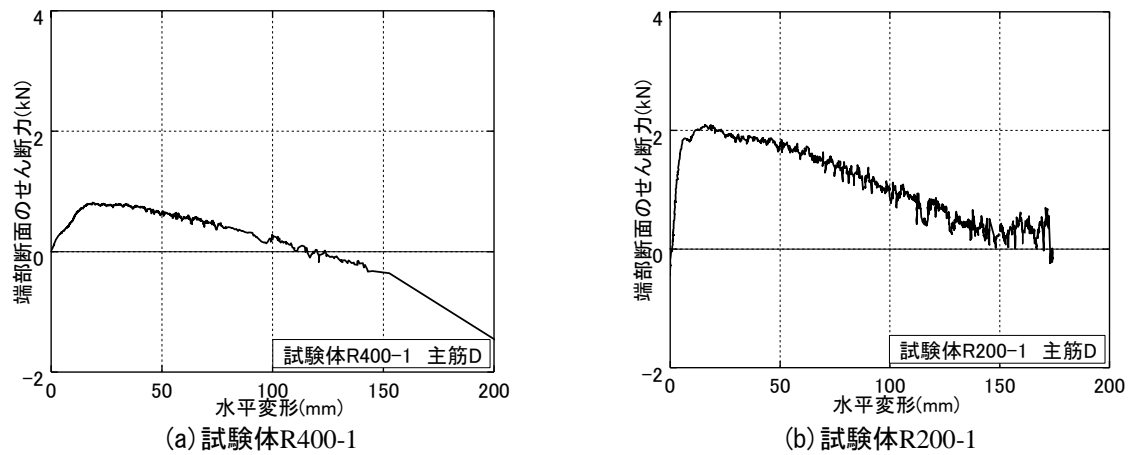


図11 せん断力と水平変形の関係

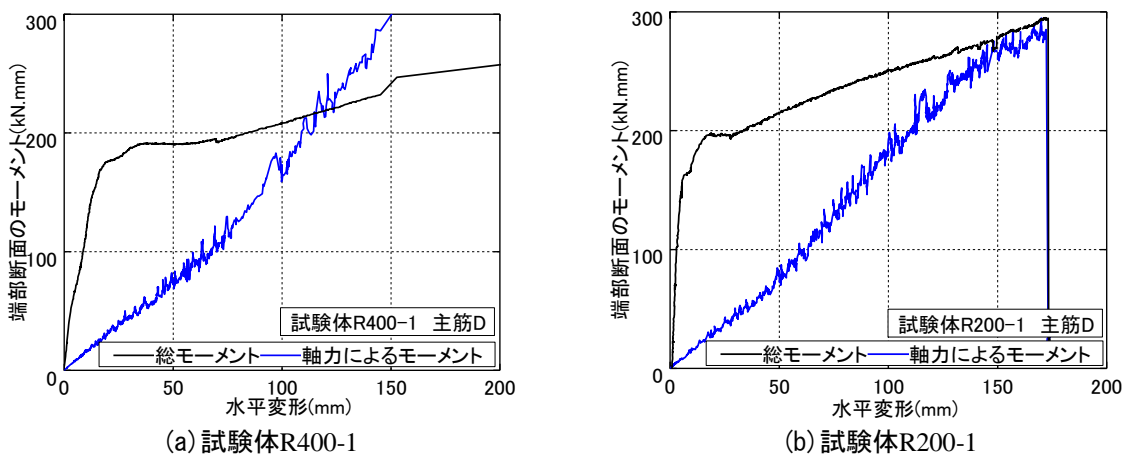
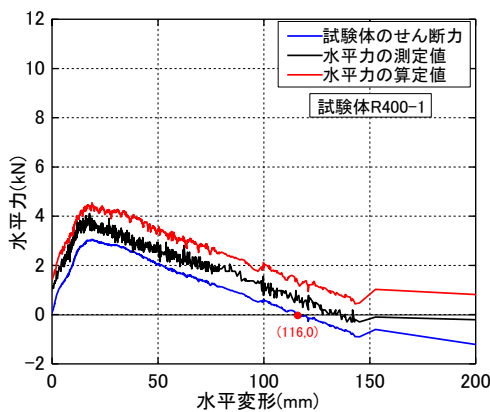


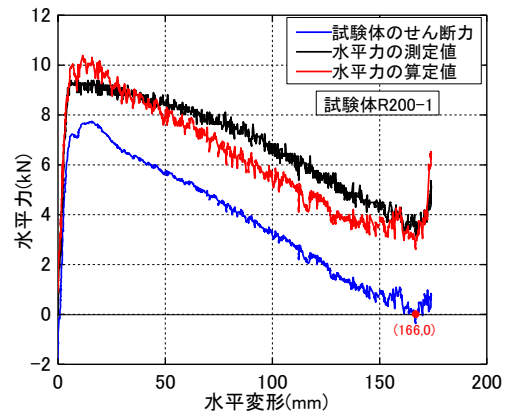
図12 モーメントと水平変形の関係

表3 主筋の端部断面の応力分布 (単位: MPa、正: 引張、負: 圧縮、降伏強度427MPa)

試験体R400-1 (●は歪計測点を表す)				試験体R200-1 (●は歪計測点を表す)			
上端(A)	上端(B)	上端(C)	上端(D)	上端(A)	上端(B)	上端(C)	上端(D)
							計測不能
下端(A)	下端(B)	下端(C)	下端(D)	下端(A)	下端(B)	下端(C)	下端(D)
			計測不能				



(a) 試験体R400-1



(b) 試験体R200-1

図13 各水平力と水平変形の関係

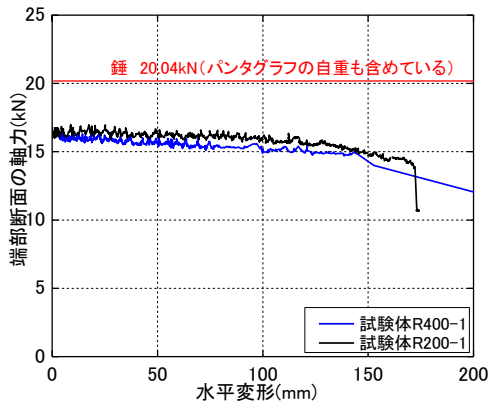


図14 主筋の端部断面の総軸力と水平変形の関係

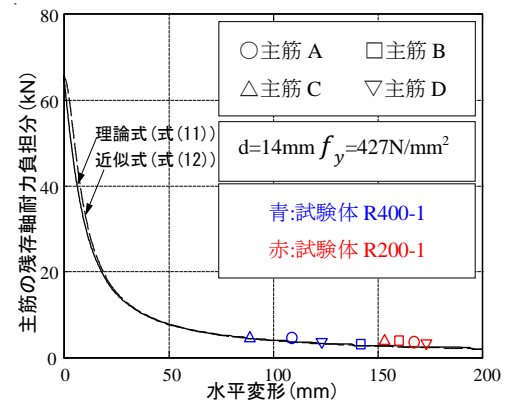


図15 主筋の残存軸耐力の計算値と実験値の比較

(3) 主筋の残存軸耐力と水平変形の関係

以上の結果に基づき、両試験体の各主筋に対するせん断力が0になる時に負担していた軸力と水平変形の間を、2.3節における残存軸耐力負担分の評価式(式(11)及び式(12))と比較し、図15に示す。その結果、各主筋のせん断力が0になる時の水平変形はばらつきが見られたものの、理論式(式(11))及び近似式(式(12))は実験結果と概ね対応していることが分かる。

4. まとめ

せん断破壊型RC造柱における主筋の残存軸耐力負担分の理論的な評価式を提案した。また、主筋と補強筋のみにより構成される試験体を対象として加力実験を行った。得られた知見を以下に示す。

- 1)水平変形が軸崩壊点に至るまでにおいては、各主筋の端部断面に働くせん断力は加力初期に水平変形の増加とともに増加するが、ある程度の変形を経験した後に減少すること、また、各主筋の端部断面に働く軸力によるモーメントが水平変形の増加に伴いに線形的に増加することが実験で確認できた。
- 2)本論文で定義した軸崩壊点では、両試験体の各主筋の端部断面の応力度が降伏強度より大きく、全塑性状態となっていることが実験で確認できた。
- 3)試験体R200-1では、軸崩壊後に急激な変形が増加する現象が見られなかったが、これは上下スタブがほぼ接触する状態となる以前に、水平力の測定値が0となっていなかった事が原因である。
- 4)本論文で提案した主筋の残存軸耐力負担分の評価式による算定値が実験値とほぼ一致したため、今回の検討の範囲では提案した評価式が妥当であったと考えられる。

参考文献

- 1) 高稲宜和、芳村学：破壊曲面縮小の概念に基づくせん断破壊型鉄筋コンクリートの定量の損傷評価、日本建築学会構造系論文集、No.618、2007年8月、pp.191-197.
- 2) 下村由佳利：Let's 構造、集文社、2002年3月、pp.190-191.
- 3) 桑村仁：建築の力学 塑性論とその応用、井上書院、2004年9月、pp.78-79.

Contribution of Longitudinal Bar of Residual Axial Capacity for a Shear RC Column

YANG Yong ¹⁾, MATSUKAWA Kazuto ²⁾ CHOI Ho ³⁾ and NAKANO Yoshiaki ⁴⁾

1) PhD Candidate, The University of Tokyo

2) Research Associate, Institute of Industrial Science, The University of Tokyo

3) Research Associate, Institute of Industrial Science, The University of Tokyo

4) Director General, Professor, Institute of Industrial Science, Dr. Eng., The University of Tokyo

ABSTRACT

In this study, in order to evaluate the residual axial load carrying capacity of a reinforced concrete column with earthquake induced shear failure, an evaluation model of residual axial capacity for longitudinal bar is proposed based on the relationship of internal force and horizontal displacement at collapse and the axial load-moment interaction diagram. The proposed evaluation model of residual axial capacity is verified by experiments in which specimens constructed only by reinforcing bars only are used. The residual axial capacity calculated according to the proposed model has a good agreement with the experiment results.

Keywords: Shear failure, Reinforced concrete, Longitudinal bar, Residual axial load carrying capacity