

平成 30 年 6 月 8 日現在

機関番号：15401

研究種目：挑戦的萌芽研究

研究期間：2016～2017

課題番号：16K14342

研究課題名(和文) 斜張力破壊する鉄筋コンクリート部材の破壊時内部応力とせん断強度評価

研究課題名(英文) Internal stress and shear strength of reinforced concrete members failing in diagonal tension

研究代表者

日比野 陽 (HIBINO, Yo)

広島大学・工学研究科・准教授

研究者番号：50456703

交付決定額(研究期間全体)：(直接経費) 2,800,000円

研究成果の概要(和文)：本研究では、せん断破壊する鉄筋コンクリート部材のせん断強度を評価するため、複数の鉄筋コンクリート部材の構造実験を実施した。せん断斜張力破壊する鉄筋コンクリート部材では、軸心力度とせん断応力度の関係により、破壊形式の推定が可能であることがわかった。さらに、高強度鉄筋を用いた縮小および実大の鉄筋コンクリート柱部材の構造実験を実施し、せん断破壊性状と現行の損傷度評価の関係について調査した。実大の試験体では、付着割裂破壊した試験体の一部において実験値が現行のせん断耐力評価式を下回った。さらに、現行の被災度区分判定基準による損傷度評価では高強度材料を用いた部材に対して課題があることを示した。

研究成果の概要(英文)：In this study, experimental tests were conducted to evaluate shear strength of reinforced concrete members. By the experimental tests, following conclusions were obtained. Shear failure mode of reinforced concrete members failing in diagonal tension can be estimated with axial and shear stresses. Shear strength of a reinforced concrete column which was constructed with real scale was underestimated by conventional strength formula, and damage evaluation method provided by JBDPA underestimated the damage of the members with high-strength materials assumed by absorbed energy during loading.

研究分野：鉄筋コンクリート構造

キーワード：せん断耐力 破壊性状 ひび割れ 高強度材料 損傷度

1. 研究開始当初の背景

現行の設計式において、斜張力破壊によりせん断強度が決定される部材のせん断強度を精度よく予測できるせん断強度式は与えられていない。斜張力破壊する可能性の高いせん断補強筋比が少なく、軸力が大きい部材のせん断強度は「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」で与えられるせん断耐力式を、最大 1.5 倍程度上回ることが指摘されている。この原因として、耐力式で仮定されるコンクリートの圧縮束材が圧壊するという破壊モードが成立していない可能性がある。また、過度に安全側に評価しており、精度も良くない。

一方、モールの応力円とクーロンの破壊規準およびコンクリートの有効引張強度との関係から部材のせん断応力度を推定し、コンクリートの応力度から理論的にせん断強度を予測する方法が提案されている<sup>1)</sup>。しかしながら、筆者<sup>2)</sup>らが実験から得たモールの応力円は破壊基準線を大きく上回り、かつせん断強度を過小評価した。これは軸力や損傷状態によって破壊基準が変化することおよび、斜張力破壊時のコンクリートがせん断すべりによるものであることを示唆している。クーロンの破壊規準からコンクリートの応力度を把握し、評価することが可能となれば、既存のせん断強度式よりも精度の高いものになると考えられる。

さらに、近年では高層の建物において、高強度コンクリートや高強度鉄筋などの高強度材料を用いた設計が多く行われるようになってきた。これらの高強度材料を用いた部材のせん断破壊性状やせん断強度評価精度についても検証しておく必要がある。

2. 研究の目的

本研究では構造実験を主体として、斜張力破壊に近いせん断破壊性状を示す鉄筋コンクリート部材のせん断抵抗メカニズムを破壊時のコンクリートの応力度から理論的に推定すること、および高強度材料を使用した鉄筋コンクリート部材のせん断破壊性状とせん断強度評価、現行の損傷評価手法の適用性について検討を行うことを目的とする。

3. 研究の方法

平成 28 年度は鉄筋コンクリート部材の構造実験を実施し、斜張力破壊する鉄筋コンクリート部材の内部のコンクリートの応力度とコンクリートのひずみを調査した。

本研究で用いた試験体の詳細を表 1 と図 1 に示す。主なパラメータをせん断補強筋量と圧縮軸力とした 5 体の試験体について実験を行う。主筋には K13 の高強度鉄筋リバーボン (KW785)、せん断補強筋には D6、D4 (SD295A) を使用した。表 1 中の  $V_u$  は靱性指針式<sup>3)</sup>、 $V_c$  はせん断ひび割れ式、 $V_{bu}$  は付着破壊の影響を考慮したせん断信頼強度、 $Q_{mean}$  は荒川 mean 式<sup>4)</sup>、 $Q_{exp}$  は実験によるせん断強度を示す。ま

た、コンクリート内部の応力状態を計測するために試験区間内部に 3 軸ゲージを貼付した ABS 樹脂片を挿入した。コンクリート強度は 80 N/mm<sup>2</sup> を目標とし、軸力は表 1 の所定の軸力比  $\eta$  となるように与えた。

試験体には大野式載荷によって図 2 に示すように逆対称曲げモーメントを作用させ、軸力を与える試験体は正載荷のみ 2 回繰り返す、軸力を与えない試験体は正負各 2 回繰り返した。部材角は変位を試験区間長さで除した  $R=1/800, 1/400, 1/200, 1/150, 1/100, 1/50$  とした。繰り返し載荷の影響を考慮するため、試験体 R2-3 については部材角  $R=1/320, 1/160, 1/80$  を各 2 回とした。

表 1 試験体詳細

	せん断補強筋	軸力比 $\eta$	$V_u$ (kN)	$V_c$ (kN)	$V_{bu}$ (kN)	$Q_{mean}$ (kN)	$Q_{exp}$ (kN)	破壊形式	
R1-0	D6@260	0	117	89	134	128	84	付着割裂	
R1-2		0.2		177				183	せん断引張
R1-3		0.3		208				せん断斜張力	
R2-0	D4@100	0	118	89	118	91	91	せん断引張	
R2-3		0.3		201				204	せん断斜張力

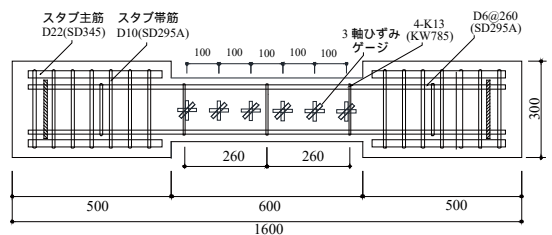


図 1 R1 シリーズ配筋図

平成 29 年度は降伏強度 785 N/mm<sup>2</sup> の高強度鉄筋をせん断補強筋に用いた鉄筋コンクリート柱部材のせん断破壊時の損傷性状を考察するため、現行の被災度区分判定基準<sup>5)</sup>における損傷度の基準を参考に、高強度材料を使用した場合の損傷度評価についてひび割れ幅や耐震性能低減係数等の観点から検証を行った。試験体概要を表 2 に示す。試験体の主なパラメータはせん断補強筋量  $p_w$ 、コンクリート強度  $F_c$ 、軸力比  $\eta$  であり、試験体形状は  $b \times D = 550 \times 550$  (mm)、部材長  $L = 1650$  (mm) の 550 角シリーズと  $b \times D = 350 \times 350$  (mm)、 $L = 1050$  (mm) の 350 角シリーズの 2 シリーズの計 9 体を製作した。550 角シリーズの配筋図を図 2 に示す。せん断スパン比は全試験体で  $M/QD=1.5$  とし、 $F_c$  は 21, 36, 60 (N/mm<sup>2</sup>) を目標とした。主筋は 550 角シリーズは D29 (SD490)、350 角シリーズは D16 ( $\sigma_y=785$  N/mm<sup>2</sup> 級) を用いた。せん断補強筋には高強度異形鉄筋 (YK785) を用い、試験体 36-6-0.25-550B には Y16、試験体 21-3-0.4-550H には Y13、350 角シリーズには Y10 を使用した。載荷は建研式逆対称載荷とし、鉛直軸力を与えながら正負交番載荷を行った。加力の前半は荷重制御とし、第 1 サ

イクルは高強度鉄筋の設計施工指針<sup>6)</sup>に用いられる長期許容せん断力 $Q_{AL}$ とし、第2サイクル以降は短期許容せん断力 $Q_{AS}$ を基準に $0.8Q_{AS}$ ,  $1.0Q_{AS}$ ,  $1.2Q_{AS}$ ,  $1.4Q_{AS}$ ,  $1.8Q_{AS}$ としたが、次サイクルの計算せん断力が「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」(以下、RC規準)に示される荒川 mean 式を超える時点で変位制御に切り替えた。切り替えた時点での変形角が $R=1/200$ より小さい場合には $1/400$ および $1/250$ サイクルを追加し、試験体耐力が最大耐力の80%に低下するまで荷重を行った。なお、クリープの影響を検討するため試験体60-95-0.32-350Bには、所定のサイクルで長期荷重 $Q_{AL}$ を26日間与え、その後荷重を行った。RC規準では、 $Q_{AS}$ に達した後の最大残留ひび割れ幅が $0.3\text{mm}$ を超えないように規定されている。550角、350角シリーズはそれぞれ縮尺 $1/2$ ,  $1/3$ としたため、ひび割れ幅を文献<sup>7)</sup>を参考に最大残留ひび割れが実大寸法の $\sqrt{1/n}$ 倍( $1/n$ :縮尺)になると仮定した。

表2 試験体概要

試験体	$\sigma_B$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	主筋	せん断補強筋	軸力比 $\eta$	
21-3-0.4-550H	19	16-	Y13@150	0.4	
36-6-0.25-550B	32	D29	Y16@120	0.25	
21-3-0.4-350B	19	16- D16	Y10@135	0.4	
36-6-0.25-350B	32		Y10@65	0.25	
60-3-0.1-350B	64		Y10@135	0.1	
60-3-0.35-350B			Y10@135	0.35	
60-3-0.35-350H			Y10@135	0.35	
60-95-0.1-350B			Y10@40	0.1	
60-95-0.32-350B			71	Y10@40	0.32

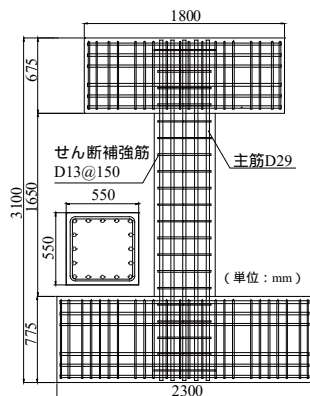


図2 試験体配筋図(550角シリーズ)

#### 4. 研究成果

平成28年度の実験の試験体の最終破壊状況を図3に示す。試験体R1-0は主筋に沿った位置のひび割れが進行し、付着割裂破壊した。試験体R1-2は初期ひび割れの影響で早期にせん断破壊し、せん断強度が荒川 mean 式を大きく下回った。試験体R1-3は部材角の増大と共にせん断力が上昇し、試験区間の対角線を結ぶせん断ひび割れの発生と同時にせん断斜張力破壊した。試験体R2-0は部材角増大に伴いせん断力が上昇し、部材角 $R=1/100$ でせん断補強筋が降伏しせん断引張破壊した。試験体R2-3は比較的早いサイクルから大きなせん断力を示し、せん断ひび割れの発生と同

時に大きな音を立ててせん断斜張力破壊した。

各試験体の荷重-変形関係の包絡線を図4に示す。軸力比 $\eta=0$ の試験体R1-0, R2-0のせん断耐力は $Q_{mean}$ と概ね等しく、高軸力の試験体R1-3, R2-3は実験値 $Q_{mean}$ を上回った。図5に試験体R2シリーズの圧縮ストラットが形成されている試験体中央部の主応力-部材角関係の推移を示す。部材角が大きくなるにつれて破線で示す試験体R2-3の最小主応力が増加し、コンクリートの圧縮強度に達した時点で耐力が低下していることが確認された。一方、実線で示す最大主応力では、高軸力の試験体R2-3の最大主応力はコンクリートの引張強度 $\sigma_t$ は超えないが、軸力を与えない試験体R2-0の最大応力度は $\sigma_t$ を上回った。実際にひび割れが発生した部材角 $R$ とその時の主応力が $\sigma_t$ に達していることから、最小主応力が $\sigma_t$ に達するとひび割れが生じることが確認された。

せん断引張破壊する試験体は比較的小さい部材角でせん断ひび割れが発生し、発生後はひび割れ直交方向のひずみが急増することからモールの応力円を描けていない。試験体R1-3及びR2シリーズの部材角 $R$ とモールの応力円の推移を図6に示す。せん断引張破壊する試験体はせん断補強筋の降伏・破断と共に最大耐力を迎え、部材のせん断強度はトラス・アーチ理論のような内部が作用していると考えられる。一方、斜張力破壊する試験体R2-3では、軸力の増大によって拘束効果が生まれ、コンクリート内部の応力は圧縮-圧縮となり、せん断ひび割れが生じにくくなる傾向が見られた。部材角の増大と共にモールの応力円は拡大し、クーロンの破壊規準に接した時点で最大耐力を迎えるという傾向が見られた。また、モールの応力円の拡大を定量的に求めることが出来れば、本手法を用いてせん断耐力の評価が出来る可能性を示した。

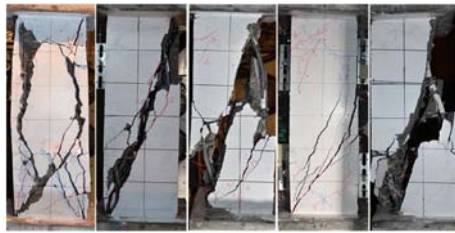
以上を踏まえて本研究では図7に示す破壊形式の判定フローを仮定した。せん断ひび割れを生じない部材ではせん断斜張力破壊を生じるとしており、モールの応力円の拡大を推定することでせん断耐力が評価可能である。一方、せん断ひび割れを生じる部材はせん断引張破壊を生じ、鉄筋が引張応力を負担することからトラス・アーチ理論に基づくせん断耐力評価が可能である。

本研究では、理論的なせん断耐力評価式構築を目的として、せん断破壊する鉄筋コンクリート部材の内部応力度と破壊性状について考察し、以下の知見を得た。

- (1) せん断斜張力破壊する鉄筋コンクリート部材は最小主応力がコンクリートの圧縮強度に達している。
- (2) 最小主応力がコンクリートの引張強度に達すると、ひび割れが生じる。
- (3) モールの応力円は部材角の増大と共に大きくなり、クーロンの破壊規準に接した時点で破壊する。

ただし、上記のように部材内部の応力度を実

験的に検討したが、せん断耐力評価法の提案には至っておらず、モールの応力円の拡大の推定やモールの応力円を用いたせん断耐力評価法の構築が課題である。



(a) R1-0 (b) R1-2 (c) R1-3 (d) R2-0 (e) R2-3  
図3 最終破壊状況

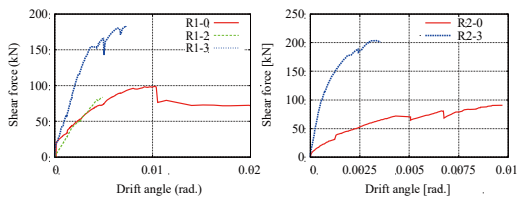


図4 荷重 - 変形関係

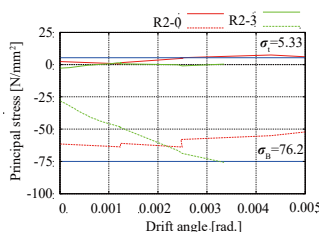


図5 主応力度 - 部材角関係 (R2 シリーズ試験体)

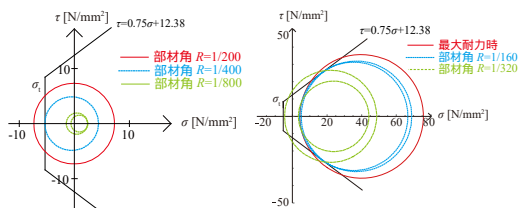


図6 モールの応力円

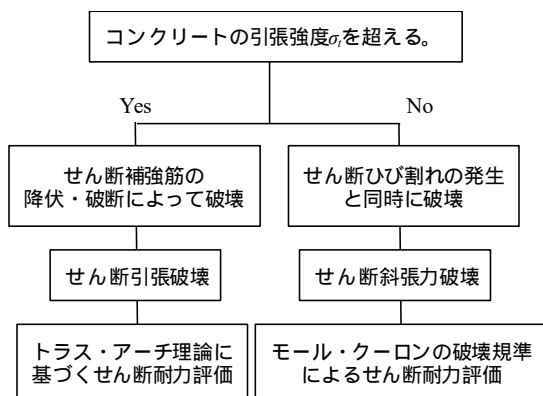


図7 破壊形式の判定フロー

平成 29 年度の実験において、試験体 21-3-

0.4-550H では、 $1.4 Q_{AS}$  時にせん断ひび割れが生じ、 $1.8 Q_{AS}$  時に大きなせん断ひび割れの発生とともに耐力が低下した。試験体 36-6-0.25-550B では、 $1.2 Q_{AS}$  時にせん断ひび割れが生じ、変形角が大きくなるとともにせん断ひび割れが増加・進行し、 $1/200$  時に最大耐力に達した。試験体 21-3-0.4-350B では、 $1.8 Q_{AS}$  時にせん断ひび割れが生じ、 $1/200$  時に最大耐力に達した。試験体 36-6-0.25-350B では  $1.2 Q_{AS}$  時に、試験体 60-3-0.1-350B では、 $1.4 Q_{AS}$  時にせん断ひび割れが生じ、いずれも  $1/100$  時に最大耐力に達した。試験体 60-3-0.35-350B、60-3-0.35-350H の各サイクルでのせん断耐力、変形量は概ね等しかった。試験体 60-95-0.1-350B では、 $Q_{AS}$  時にせん断ひび割れが生じたが、 $1/50$  時においてもせん断力が最大耐力の 80%以下に低下しなかった。試験体 60-95-0.32-350B では、 $1/250$  時にせん断ひび割れが発生後、 $1/50$  時において最大耐力の 80%以下にせん断力が低下した。いずれの試験体においても  $Q_{AL}$  時の残留ひび割れは  $0.2\text{mm}$  を超えなかった。

図 8 に試験体 21-3-0.4-550H、21-3-0.4-350B、36-6-0.25-550B の最大耐力時のひび割れ図を示す。試験体 21-3-0.4-550H では大きなせん断ひび割れが発生したが、付着割裂ひび割れは確認されなかった。試験体 36-6-0.25-550B、36-6-0.25-350B では主筋に沿った付着割裂ひび割れが発生し、他の試験体でも同様であった。

図 9 に実験値  $Q_{exp}$  と  $V_{bu}$  の関係を示す。試験体の破壊形式は、荒川 min 式  $Q_{su}$  と  $V_{bu}$  の小さい方で決定される形式としたが、全試験体において  $V_{bu}$  が  $Q_{su}$  より小さく実験値が  $V_{bu}$  を上回っていたため、付着割裂破壊と判定した。

試験体のせん断応力度 - 変形角関係を図 10 に示す。図 10(a) は寸法の異なる  $F_c=21$  の試験体の比較であり、寸法によるせん断耐力や変形性状の違いは見られなかった。図 10(b) は軸力比および補強筋形状が異なる  $F_c=60$  の試験体を比較したものであり、軸力比によるせん断耐力の上昇や変形性能の違いが確認できたが既往の知見で示される破壊性状と大きく異なるものではなかった。また、補強筋形状を  $135^\circ$  フックおよびバット溶接とした場合においても、概ね同様の挙動を示した。

実験値と荒川 min 式  $Q_{su}$  による計算値の比較を図 11 に示す。図中には  $\pm 20\%$  の誤差範囲も示した。550 角シリーズでは、試験体 21-3-0.4-550H の実験値は計算値を 1.09 倍と上回り、試験体 36-6-0.25-550B の実験値は計算結果を下回り 0.99 倍であった。350 角シリーズでは、全試験体において計算値を 1.11 ~ 1.37 倍上回る結果となった。試験体 36-6-0.25-550B のせん断耐力が  $Q_{su}$  を下回った理由は付着破壊時の強度は上回っていることから、せん断破壊時の耐力が小さかったことが考えられる。荒川式は付着割裂破壊を含むせん断耐力の推定が可能であると示されているが、本実験では荒川 min 式  $Q_{su}$  によるせん断耐力の推定はできなかった。

損傷に対する長期軸力の影響を確認するた

め、試験体 60-95-0.32-350B において所定の載荷スケジュールで短期許容せん断力  $Q_{AS}$  を載荷後、長期荷重  $Q_{AL}$  を 26 日間加力した。鉛直ひずみは日数の増加により緩やかに増加したが、期間が短かったこともあり軸ひずみは加力開始から約 33% の増加にとどまった。また、加力期間中においてひび割れの発生も確認されなかった。

図 12 に長期荷重  $Q_{AL}$  時の残留ひび割れ幅と変形角の関係を示す。残留ひび割れ幅は図 8 中に示す数値の位置のひび割れにおいて最も大きかったせん断ひび割れおよび付着割裂ひび割れの値を採用した。残留ひび割れ幅の許容値は縮尺に応じて全試験体で 0.2mm とした。図中には参考として 0.3mm の基準値も示した。いずれの試験体においても短期許容せん断力  $Q_{AS}$  時およびそれを超える  $1.2Q_{AS}$ ,  $1.4Q_{AS}$  時の残留ひび割れ幅は許容値の 0.2mm 以下となった。多くの試験体において、その後の変形角  $1/200 \sim 1/100$  時において、0.2mm 以上のひび割れ幅が確認され、高強度せん断補強筋が有効に機能していたと考えられる。さらに変形角  $1/100$  以降の付着割裂ひび割れ発生変形角以後、最大残留ひび割れが急増した。変形角  $1/200$  時の残留ひび割れ幅はコンクリート強度が  $F_c=21$  を用いた試験体よりも  $F_c=36$  や  $60$  を用いた試験体の方が大きい傾向にあった。なお、長期荷重加力によるひび割れ幅に対するクリープの影響は確認されなかった。

被災度区分判定基準に従い、各試験体において長期荷重時の残留せん断ひび割れと耐震性能低減係数  $\eta$  による損傷度の判定を行った。耐震性能低減係数  $\eta$  の算出の際の終局変形角は最大耐力が 80% に低下した時点とした。なお、変形が大きくひび割れ幅が測定できない場合においては、コンクリートの剥落の程度により損傷度の評価を行った。耐震性能低減係数  $\eta$  とひび割れ幅による損傷度評価を図 13 に示す。図の黒太線が現行基準である。図よりコンクリート強度が低い試験体 21-3-0.4-550H と 21-3-0.4-350B において、損傷度を危険側に評価した。コンクリートの引張強度が小さく、小さなひび割れが生じやすいためであると考えられる。一方、その他の試験体では、損傷度 I~III の範囲では概ね現行基準と一致したが、損傷度を過大に評価する結果となった。コンクリート強度が高い試験体では、ひび割れ本数が少ないためひび割れが大きくなったためであると考えられる。

高強度せん断補強筋を用いた鉄筋コンクリート柱部材の構造実験を行い、ひび割れ性状や損傷度の評価から以下の知見を得た。

- (1) 550 角の試験体のうち、試験体 36-6-0.25-550B の実験値が荒川 min 式を下回ったが、350 角のすべての試験体の実験値が荒川 min 式を上回った。実験値が荒川 min 式を下回った原因は付着割裂破壊のためであり、せん断補強筋ひずみや主筋の付着応力度から確認した。
- (2) 26 日間の長期荷重加力により約 33% のク

リーブによる鉛直ひずみの増加が確認された。残留ひび割れ性状には大きな影響を及ぼさなかった。

- (3) 現行の被災度区分判定基準による損傷度評価は、コンクリート強度が低いおよび高い試験体においてそれぞれ過小、過大評価する結果となった。

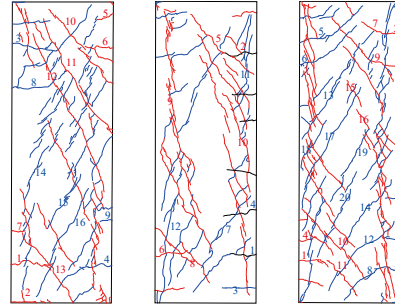


図 8 ひび割れ図 (左から試験体 21-3-0.4-550H, 21-3-0.4-350B, 36-6-0.25-550B)

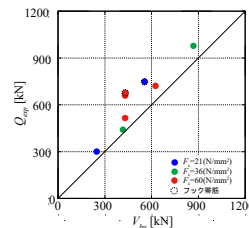
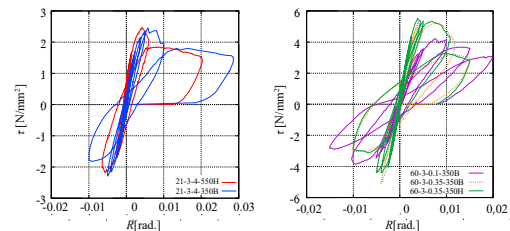


図 9 せん断強度 ( $V_{bu}$ ) の比較



(a)  $F_c=21$  (b)  $F_c=60$   
図 10 せん断応力度 - 変形角関係

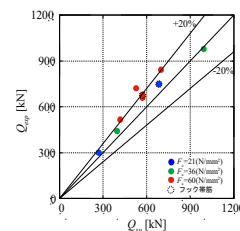


図 11 せん断強度 ( $Q_{su}$ ) の比較

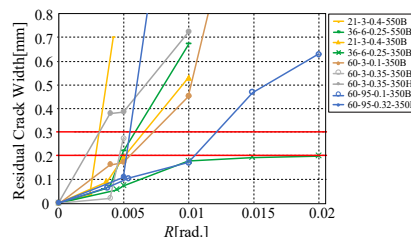


図 12 ひび割れ幅

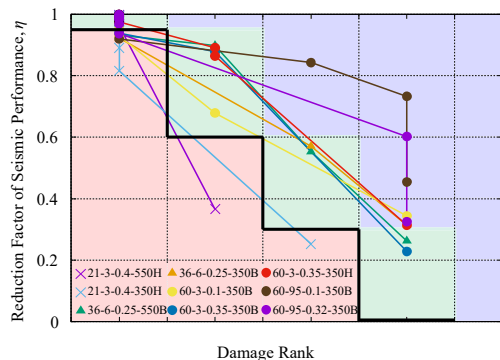


図 13 耐震性能低減係数 - 損傷度関係

< 引用文献 >

- 1) 花井伸明, 平林聖尊, 市之瀬敏勝: モールクーロンの破壊基準を用いた RC 部材のせん断挙動評価, コンクリート工学論文集, Vol.19, No1, pp.1-9, 2008.1
- 2) 石田雄太郎, 日比野陽: RC 部材の軸力の有無により内部応力状態変化とせん断終局強度, コンクリート工学年次論文集, Vol.37, No.2, pp.169-174, 2015.7
- 3) 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, 1997
- 4) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2010
- 5) 日本建築防災協会: 震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針, 2015
- 6) 東京鉄鋼(株): 鉄筋コンクリート造梁・柱に用いる高強度せん断補強筋「パワーリング 785」設計施工指針・同解説, 日本建築センター評定 BCJ 評定-RC0395-03, 2016
- 7) 真田靖士, 市之瀬敏勝, 高橋之, 飯塚桃子: RC 耐震壁の開口高さによる耐力低減率の検証, 日本建築学会構造系論文集, Vol.80, No.709, pp.481-490, 2015.3

5. 主な発表論文等

[学会発表](計6件)

- (1) 小本直弥, 村田佳介, 日比野陽, 市之瀬敏勝, 楠原文雄, 八木茂治, 宮田英樹: 785N/mm<sup>2</sup> 級高強度鉄筋をせん断補強筋に用いた鉄筋コンクリート柱部材の破壊性状と損傷度評価(その1: せん断補強筋の引抜試験時の定着性能), 日本建築学会学術講演梗概集, 構造 IV, 2018 (査読なし)
- (2) 日比野陽, 村田佳介, 小本直弥, 市之瀬敏勝, 楠原文雄, 八木茂治, 宮田英樹: 785N/mm<sup>2</sup> 級高強度鉄筋をせん断補強筋に用いた鉄筋コンクリート柱部材の破壊性状と損傷度評価(その2: 試験体概要と破壊性状), 日本建築学会学術講演梗概集, 構造 IV, 2018 (査読なし)
- (3) 村田佳介, 小本直弥, 日比野陽, 市之瀬敏勝, 楠原文雄, 八木茂治, 宮田英樹: 785N/mm<sup>2</sup> 級高強度鉄筋をせん断補強筋に用いた鉄筋コンクリート柱部材の破壊

性状と損傷度評価(その3: 耐力評価と損傷評価), 日本建築学会学術講演梗概集, 構造 IV, 2018 (査読なし)

- (4) 村田佳介, 小本直弥, 日比野陽, 市之瀬敏勝, 八木茂治, 宮田英樹: 高強度せん断補強筋を有する鉄筋コンクリート柱部材のせん断終局強度, 日本建築学会中国支部研究報告集, Vol. 41, pp.289-292, 2018(査読なし)
- (5) 小本直弥, 村田佳介, 日比野陽, 市之瀬敏勝, 八木茂治, 宮田英樹: 高強度鉄筋を使用したせん断補強筋の引抜試験時の定着性能, 日本建築学会中国支部研究報告集, pp.283-296, Vol.41, 2018 (査読なし)
- (6) 村田佳介, 山木裕介, 日比野陽: せん断破壊する鉄筋コンクリート部材の内部応力変化と破壊性状, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 IV, pp.431-432, 2017(査読なし)

6. 研究組織

(1) 研究代表者

日比野 陽 (HIBINO Yo)

広島大学・大学院工学研究科・准教授

研究者番号: 50456703