ビーム・アーチ機構に基づくRCはりのせん断抵抗メカニズムに関する一考察

岩本 拓也¹・中村 光²・Li FU³・山本 佳士⁴・三浦 泰人⁵

¹学生会員 名古屋大学大学院 工学研究科社会基盤工学専攻博士課程前期課程
(〒464-8603 愛知県名古屋市千種区不老町)
E-mail: iwamtaku@kajima.com

²フェロー会員 名古屋大学大学院教授 工学研究科社会基盤工学専攻 (同上)
E-mail: hikaru@nagoya-u.jp

³学生会員 名古屋大学大学院 工学研究科社会基盤工学専攻博士課程後期課程 (同上)
E-mail: fu.li@g.mbox.nagoya-u.co.jp

⁴正会員 名古屋大学大学院准教授 工学研究科社会基盤工学専攻 (同上)
E-mail: y.yamamoto@civil.nagoya-u.ac.jp

⁵正会員 名古屋大学大学院助教 工学研究科社会基盤工学専攻 (同上)
E-mail: t.miura@civil.nagoya-u.ac.jp

せん断破壊するRCはりの数値解析を行い、解析による詳細な応力分布に基づいたせん断抵抗メカニズムの評価を試みた。数値解析手法としては3次元剛体バネモデルを用い、まず、せん断破壊するRCはりを対象とした載荷実験と数値解析を行い、解析により可視化された局所的な応力分布の妥当性を確認した。次に、実験では測定できない応力分布を用いることで、せん断抵抗メカニズムであるビーム・アーチ機構の分離が可能であることを示した。対象とした諸元のRCはりでは、せん断耐力時のせん断抵抗メカニズムは、せん断補強筋比によらず、主にアーチ機構とトラス機構により構成されることが明らかになった。さらに、現在のせん断耐力算定式に対する考察を行い、せん断抵抗メカニズムに則したせん断耐力算定式を再構築する場合の方向性を示した。

Key Words : *shear resistant mechanism, beam action, arch action, evaluation of shear strength, three dimensional Rigid-Body-Spring Model*

1. はじめに

RCはりにはビーム機構、アーチ機構、トラス機構など様々なせん断抵抗メカニズムが存在することが知られている^{1,2}。せん断スパン比やせん断補強筋比等によってせん断破壊モードは変化するが、それぞれの挙動はこれらのせん断抵抗メカニズムの組合せにより形成される。

土木学会コンクリート標準示方書³には、せん断力を受けるスレンダービームのせん断耐荷力を、修正トラス理論に基づいて算定することが規定されている。すなわち、せん断耐荷力はせん断補強筋以外が負担するせん断力 V_c とせん断補強筋によるトラス機構の抵抗力 V_s の和として与えられている。ディープビームにおいては、斜めひび割れ発生後にアーチ的な耐荷機構を形成することが実験等により確認されており、アーチ機構に基づく耐力

算定方法が採用されている。一方で、建築分野においてはせん断抵抗メカニズムを考慮した耐力算定方法が提案されており^{4,5}、終局強度型耐震設計指針⁶ではトラス・アーチ理論によるせん断耐力理論式が採用されている。

これらの耐力算定式は、簡便さを有し、過去の豊富な実績もあることから幅広く用いられている。しかし、いくつかの疑問点を有していることも事実である。例えば、修正トラス理論による V_d は、コンクリートが負担するせん断力である斜めひび割れ発生荷重と定義されているが、これは実験事実により統計的に得られたものであり、力学的メカニズムの検討結果に立脚したものではない。また、ディープビームのせん断耐力算定式は、2007年版以前のコンクリート標準示方書⁷では、トラス理論に基づくせん断補強効果をせん断スパン比に応じて低減する手法が採用されていたが、2007年版コンクリート標準示方

書⁸⁾においては、せん断補強筋によるせん断補強効果を、アーチ機構形成に含むことで考慮する手法が採用されており、せん断抵抗メカニズムの考え方が変化している。

このような統計的な方法論や、せん断抵抗メカニズムの変化は、せん断抵抗メカニズムの詳細な検討が困難であることに起因すると考えられる。既往の耐力算定方法で考慮されているビーム機構やアーチ機構などのせん断抵抗メカニズムは、実験事実に基づいて力の流れを単純化したモデルにより仮定されたものであり、直接的に得られたものではない。すなわち、実験では応力を測定することができないため、せん断抵抗メカニズムを直接的に評価されることがなかった。そのため、多様なせん断破壊モードについて適切な挙動評価を行うとともに、より精度のよい耐力算定方法を構築するためには、せん断抵抗メカニズムを直接評価することが必要と思われる。

それに対して、近年高精度な解析手法⁹⁾が用いられるようになり、局所位置での詳細な応力の可視化が可能になってきている。したがって、数値解析的に可視化された応力を用いることで、直接的にせん断抵抗メカニズムが評価可能になると考えられる。

そこで本研究では、せん断破壊するRCはりを対象に、載荷実験と3次元剛体バネモデル (3-D RBSM)⁹⁾を用いた数値解析を行い、解析により可視化された局所的な応力分布の妥当性を確認したのちに、応力分布を用いたビーム・アーチ機構の分離やトラス機構に基づくせん断力

の算定を行い、せん断抵抗メカニズムの評価を試みた。また、せん断補強筋比がせん断抵抗メカニズムに及ぼす影響についても検討し、せん断補強筋比によるせん断抵抗メカニズムの破壊に至るまでの変化や、耐力への影響を考察した。さらに、これらの解析結果をもとに、現在のせん断耐力算定式に対する一考察を行った。

2. 解析手法

(1) コンクリートのモデル化

本研究では、ボロノイ分割 (図-1) を用いたランダムな要素形状を有する3-D RBSM⁹⁾によりコンクリートをモデル化した。3-D RBSMは様々な部材で適用性が示されており、ひび割れ進展挙動など、コンクリートの不連続面の発生から破壊に至るまで精度よく評価できることが確認されている¹⁰⁾。以下にモデルの概要を示す。

本研究で用いたRBSMでは、図-2に示すように、各要素内の任意点 (本研究では要素重心) に6自由度の3次元剛体変位を設定し、要素境界面上には、表面力の評価点として積分点を設定する。積分点には、境界面法線方向および接線方向に、垂直バネおよびせん断バネからなるバネ系を配置した (垂直バネが1個、せん断バネが2個)。

コンクリートの材料特性は、垂直バネに圧縮・引張挙動、せん断バネにせん断すべり挙動をモデル化することで表現した。

図-1 ボロノイ要素分割

図-2 剛体要素の自由度と要素境界面上の積分点

(a) 垂直バネの引張挙動

(b) 垂直バネの圧縮挙動

(c) せん断バネの挙動

(d) モーラー・クーロンの破壊基準

(e) せん断バネの破壊基準

図-3 コンクリートの構成則

表-1 コンクリートの材料パラメータ

垂直バネ							せん断バネ							
弾性係数	引張領域		圧縮領域				弾性係数	破壊基準			軟化挙動			
E (N/mm ²)	σ_t (N/mm ²)	g_f (N/mm ²)	σ_c (N/mm ²)	ε_{c2}	α_{c1}	α_{c2}	$\eta = \frac{G}{E}$	c (N/mm ²)	φ (degree)	σ_b (N/mm ²)	β_0	β_{max}	χ	κ
1.4E [*]	0.8f _t [*]	0.5G _f [*]	1.5f _c ^{′*}	-0.015	0.15	0.25	0.35	0.14f _c ^{′*}	37	f _c ^{′*}	-0.05	-0.025	-0.01	-0.3

図-4 離散鉄筋モデル

図-5 鉄筋の構成則

図-6 付着応力-すべり関係

垂直バネの引張挙動は、図-3(a)に示すように1/4モデルに従ってモデル化した。図中 E は弾性係数、 σ_t は引張強度、 g_f は破壊エネルギーを表す。垂直バネの圧縮挙動は、図-3(b)に示すような2つの2次関数を用いた逆S字曲線でモデル化し、コンクリートの静水圧圧縮載荷試験挙動を再現可能なモデルとした。図中 σ_c は圧縮応力、 ε_{c2} は圧縮ひずみを表す。せん断バネの挙動は図-3(c)に示すように、せん断強度に達するまでは線形とし、せん断応力がせん断強度に達すると、せん断ひずみの進展に応じて軟化するようにモデル化した。図中 c はせん断応力、 ϕ はせん断ひずみ、 G はせん断応力-せん断ひずみ関係の弾性係数、 β_0 はせん断バネの軟化係数を表す。せん断強度は、図-3(d)に示すモール・クーロン型の破壊基準を用いた。せん断バネの軟化係数 β は、垂直バネの応力に依存するものと仮定し、図-3(e)のようにモデル化した。

表-1に本解析で用いた図中のパラメータを示す。表中の上付き*は、標準的なコンクリート材料試験により得られる材料特性値であることを示している。構成モデルおよび材料パラメータ同定法などの詳細は、参考文献⁹⁾を参照されたい。

(2) 鉄筋のモデル化

鉄筋のモデル化には、離散鉄筋モデル¹¹⁾を用いた。図-4に示すように、離散鉄筋モデルでは、鉄筋をはり要素としてモデル化し、はり要素接点において長さ0のリンク要素でコンクリート要素とつながっている。鉄筋の応力-ひずみ関係には、図-5に示す、バイリニアモデルを用いた。鉄筋-コンクリート間の付着応力-すべり関係には、図-6に示すモデルを用いた。このモデルは、最大付着応力までは、菅ら¹²⁾が提案したモデルであり、最大付着応力以降は、CEBのモデル¹³⁾を組み合わせたものである。図中 τ_{max} は付着強度、 s_1 、 s_2 はそれぞれ0.2mm、0.4mmである。

3. ビーム・アーチ・トラス機構の分離方法

(1) ビーム・アーチ機構

鉄筋コンクリート部材のせん断抵抗メカニズムとしては、ビーム機構とアーチ機構が存在する¹⁴⁾。ここではそれぞれのせん断抵抗メカニズムの定義および分離方法の説明を行う。

せん断力を受けるRCはりの任意の断面における、材軸方向の応力分布を図-7に示す。断面に作用する曲げモーメント M は、鉄筋張力 T_s 、鉄筋圧縮力 C_s 、コンクリート圧縮力 C_c 、コンクリート引張力 T_c によって次式のように表される。

$$M = C_s \cdot j_{Cs} + T_s \cdot j_{Ts} + C_c \cdot j_{Cc} + T_c \cdot j_{Tc} \quad (1)$$

ここで、 j_{Cs} は圧縮鉄筋と材軸との距離、 j_{Ts} は引張鉄筋と材軸との距離、 j_{Cc} はコンクリート圧縮応力の重心と材軸との距離、 j_{Tc} はコンクリート引張応力の重心と材軸との距離である。式(1)を材軸方向の座標 x で微分することにより求まるせん断力 V (式(2)) から、ビーム機構 V_b (式(3)) とアーチ機構 V_a (式(4)) が以下のように求まる。

$$V = \frac{dM}{dx} = V_b + V_a \quad (2)$$

$$V_b = \frac{dC_s}{dx} \cdot j_{Cs} + \frac{dT_s}{dx} \cdot j_{Ts} + \frac{dC_c}{dx} \cdot j_{Cc} + \frac{dT_c}{dx} \cdot j_{Tc} \quad (3)$$

$$V_a = C_c \cdot \frac{dj_{Cc}}{dx} + T_c \cdot \frac{dj_{Tc}}{dx} \quad (4)$$

dx の幅の微小領域の応力状態を考えた、ビーム・アーチ機構の概念図を図-8に示す。図-8(a)に示す力のつり合い状態は、図-8(b)と図-8(c)に分解可能である。図-8(b)は式(3)に対応している。すなわち、ビーム機構は、軸方向鉄筋の引張力、圧縮力の変化と、コンクリートの引張力、圧縮力の変化によって、せん断力に抵抗するせん断抵抗メカニズムである。また、図-8(c)は式(4)に対応して

いる。すなわち、アーチ機構は、コンクリート圧縮応力の重心と材軸との距離 j_c と、コンクリート引張応力の重心と材軸との距離 j_t の変化によって、せん断力に抵抗するせん断抵抗メカニズムである。

図-9に、断面に作用する応力分布の材軸方向分布の概念図を示す。この応力分布図より、断面ごとのコンクリート圧縮応力やコンクリート圧縮応力作用点等が得られ、 dx の間隔で隣接する2つの断面間で上式を用いることで、ビーム・アーチ機構の分離が可能になる。ビーム・アーチ機構は、実験では明確に分離するのは困難であるが、解析において応力分布を適切に算定できれば、この考え方が直接適用できる。なお、本研究では $dx=50\text{mm}$ とし、ビーム・アーチ機構の分離を行った。

(2) トラス機構

せん断補強筋を配置することで発生するせん断抵抗メカニズムとして、トラス機構が存在する。トラス機構は、斜めひび割れが発生したはり部材を静定トラスでモデル化するトラス理論に基づいている。Park and Pulay¹⁾によると、せん断補強筋はビーム機構に寄与するとされており、トラス機構はビーム機構の一部となる。すなわち、ビーム機構はせん断補強筋によるトラス機構と、せん断補強筋以外のコンクリートが負担するせん断力に分離できると考えられる。

トラス機構が負担するせん断力 V_t は、既往の実験¹⁰⁾における算出方法と同様に、式(5)に示すトラス理論に基づいて算出した。斜めひび割れ進展角度は45度と仮定した。

$$V_s = \frac{A_w \cdot \sigma_w \cdot jd}{s} \quad (5)$$

ここで、 A_w :せん断補強筋1組の断面積、 σ_w :せん断補強筋の応力、 jd :モーメントアーム長 ($j=1/1.15$, d :有効高さ)、 s :せん断補強筋間隔である。なお、せん断補強筋の応力は、算定位置断面のせん断補強筋の最大応力とした。

4. せん断破壊するRCはりの局所挙動評価

(1) 実験概要

本研究では、せん断破壊するRCはりの局所挙動評価のため、2体のせん断破壊するRCはりの荷重試験を行った。供試体諸元を表-2に、供試体の寸法、断面形状および配筋状況を図-10に示す。供試体No.1はせん断スパン長 $a=800\text{mm}$ 、有効高さ $d=255\text{mm}$ 、せん断スパン比 $a/d=3.14$ 、引張鉄筋比 $\rho=3.36\%$ (2D29)であり、一方のせん断スパンにはせん断補強筋を配置せず、他方のせん断スパンにはせん断補強筋比 $\rho_w=0.70\%$ (2D6, 60mmピッチ)のせん断補強筋を配置した。供試体No.2は供試体

図-7 断面に作用する応力分布の一例

図-8 ビーム・アーチ機構の概念図

図-9 応力分布の材軸方向分布の概念図

No.1の諸元に対し、一方のせん断スパンにせん断補強筋比 $\rho_w=0.28\%$ (2D6, 150mmピッチ)のせん断補強筋が配置されたものである。荷重載荷方法はスパン中央部への単調集中荷重とし、荷重点および支点には幅80mmの支圧板を配置した。境界条件は、せん断補強筋を多量に配置したせん断スパン側がピン支持、他方のせん断スパン側がローラー支持である。

測定は、荷重点および支点位置における鉛直変位、鉄筋およびコンクリート内部のひずみについて行った。ひずみ測定箇所は、図-10中に赤線の四角で示す。後述するせん断補強筋のひずみ測定位置は部材高さ中央であり、荷重板に近いせん断補強筋からG1, G2, G3とした。また、コンクリート内部のひずみの測定は、平井ら¹⁴⁾の手法を参考にし、ひずみゲージを貼付したアクリル製の角棒 (アクリルバー) を、図-10における右側の、破壊の生じるせん断スパンに垂直方向に60mmの間隔で、材軸方向に4本埋め込んで行った。ひずみ測定位置を図-11に示す。ひずみは材軸方向に6箇所、垂直方向に4箇所の計24箇所測定し、荷重板に近い断面から断面[1], [2], ... [6]として示す。

(2) 解析概要

解析対象は本研究における実験供試体とした。図-12に解析モデルを示す。コンクリート要素はボロノイ分割により、平均要素寸法15mmとした。解析で使用した材料パラメータは、RBSMを用いた平均要素寸法15mmの円柱供試体の一軸圧縮および一軸引張解析を行い、解析

表-2 供試体諸元

供試体	a/d	軸方向鉄筋(D29)			スターラップ(D6)			圧縮強度 (MPa)	設計耐力 (kN)
		ρ (%)	f_s (MPa)	E_s (GPa)	ρ_w (%)	f_{wy} (MPa)	E_w (GPa)		
No.1	3.14	3.36	358	182	0.00	363	179	40.8	132.8
No.2					0.28				200.8

図-10 実験供試体 (単位: (mm))

図-11 アクリルバーでのひずみ測定位置 (単位: (mm))

(a) 供試体 No.1

(b) 供試体 No.2

図-12 解析モデル

で得られる応答値と実験で用いたコンクリートの材料特性値が一致するようにキャリブレーションを行い決定した。キャリブレーションの対象とした材料特性値は、ヤング係数、圧縮強度、引張強度である。なお、今回は一軸圧縮試験しか行っていないため、引張強度は圧縮強度を元に、土木学会コンクリート標準示方書³⁾に基づいて算定した。解析におけるコンクリートに作用する応力は、図-2に示す要素境界面のそれぞれバネから得られる応力テンソルをCauchyの式により応力ベクトルに変換することで算出した。

鉄筋は、軸方向鉄筋、せん断補強鉄筋共にはり要素でモデル化し、材料定数は実験値を用いた。また、コンクリート内部のひずみは、実験と同様にアクリルバーを配置して求めた。アクリルバーは、鉄筋と同様にはり要素でモデル化し、コンクリートとの付着モデルも鉄筋と同様とした。ひずみの測定検長となる要素長さは、コンクリートの平均要素寸法と同様の平均15mmである。材料定数は一般的な値として弾性係数を3000MPa、降伏強度を75MPaとした。なお配置間隔は、より詳細なひずみ分布を得るため、実験より短い20mmとした。

(3) 実験結果と解析結果の比較

a) 荷重-変位関係、ひび割れ性状

図-13に2つの供試体の実験、解析で得られた荷重-変位関係を示す。黒の点線で示す供試体No.1の実験では、変位 δ が1.67mm、荷重 P が109kNとなった時点で斜めひび割れが発生し、 δ 2.14mm、 P 121.7kNの時点で斜めひび割れが載荷点付近まで進展し、荷重が一時的に低下した。

図-13 実験値と解析値の比較

(a) 実験結果

(b) 解析結果

図-14 供試体 No.1 最大荷重時ひび割れ図 (mm)

(a) 実験結果

(b) 解析結果

図-15 供試体 No.2 最大荷重時ひび割れ図 (mm)

最終的には $\delta=4.86\text{mm}$ の時点で $P=180\text{kN}$ に達した後、急激な荷重低下を示した。黒線で示す供試体No.1の解析結果は、 $\delta=1.6\text{mm}$ 、 $P=108\text{kN}$ となった時点(b点)で斜めひび割れが発生し、最終的に $\delta=4.6\text{mm}$ の時点(d点)で $P=194.5\text{kN}$ に達した後、急激な荷重低下を示し、実験とはほぼ同様の挙動を示した。図-14に、供試体No.1のd点時における、実験、解析で得られたひび割れ図を示す。実験、解析共に、載荷点近傍のコンクリートが圧壊する様子が確認され、ひび割れ進展は同様の挙動を示した。

図-13中の赤の点線で示す供試体No.2の実験では、供試体No.1とはほぼ同変位、同荷重時に斜めひび割れが発生した。 $\delta=4.63\text{mm}$ の時点で最大荷重 $P=218.7\text{kN}$ に達した後、荷重が低下した。赤線で示す供試体No.2の解析結果は、 $\delta=1.7\text{mm}$ 、 $P=115\text{kN}$ となった時点(B点)で斜めひび割れが発生し、 $\delta=5.1\text{mm}$ の時点(D点)で最大荷重 $P=228.4\text{kN}$ に達した後、荷重が低下し、実験と同様の挙動を示した。図-15に、供試体No.2のD点時における、実験、解析で得られたひび割れ図を示す。実験、解析共に、No.1に比べて斜めひび割れが分散する傾向と、載荷点近傍のコンクリートが圧壊の様子が確認され、ひび割れ進展は同様の挙動を示した。

以上より、供試体No.1、No.2共に、解析は実験を妥当に評価していると考えられる。

b) 局所挙動の再現性の検証

ここでは、実験における局所挙動の、解析での再現性の検証のため、せん断補強筋のひずみとアクリルバーによるコンクリート内部のひずみ分布の比較を行う。

図-16に、実験、解析で得られた供試体No.2の図-10(b)に示す位置での、せん断補強筋ひずみ-変位関係を示す。図中点線は実験値、実線は解析値を示す。また荷重-変位関係を黒線で示す。実験では、斜めひび割れ発生以降ひずみが増加し、せん断補強筋位置により異なる増加量を示した。載荷板に近いG1では最大荷重時に降伏ひずみに達した。解析は、G1、G3では実験と同様の挙動を示した。G2はひずみの増加傾向は実験とやや異なるものの、最大荷重時のひずみは一致している。

図-17に、供試体No.1の図-13のa、d点における、図-11に示す各断面でのコンクリート内部の部材軸方向のひずみの、断面高さ方向分布図を示す。図中点線が実験値、実線が解析値を示し、参考のため、解析で得られるコンクリート要素に作用する部材軸方向の応力を赤色のプロットで示す。それぞれの応力は、その要素のフリーボディーを考え、要素境界面のバネの応力にボロノイ要素のフリーボディーにおける界面の面積を算出し掛け合わせ、力のつり合いにより部材軸方向の力を算出し、この荷重を切断断面積で除すことで算出した。縦軸は断面高さ、下横軸はひずみ、上横軸は応力を示す。斜めひび割れ発生前のa点($\delta=1.0\text{mm}$)では、各断面において実験で計

図-16 せん断補強筋ひずみの実験値と解析値の比較

測されたひずみは直線的に分布しており、解析も同様の挙動を示した。また、解析で得られる応力分布は、ひずみ分布の形状に従っている。最大荷重時のd点では、載荷板付近の断面では実験値は直線的な分布を示したが、載荷板からの距離が大きくなるに従い、最大ひずみの断面高さ位置が断面上部から下部へと移動し、ひずみ分布も変化した。これは、断面を横切る斜めひび割れの位置が、断面位置により変化するためと考えられる。解析も実験と同様の挙動を示し、断面内でひずみが急変する位置と、図-17(b)中の矢印で示す断面を横切る斜めひび割れの位置は各断面で一致した。解析が実験のひび割れ性状を正確に表現できているため、ひずみ分布はよい精度で一致したと考えられる。また、解析で得られる応力分布は、ひずみ分布の形状に従っている。

図-18に、供試体No.2の図-13のA、D点における、図-11に示す各断面でのコンクリート内部のひずみの、断面高さ方向分布図を示す。斜めひび割れ発生前のA点($\delta=1.0\text{mm}$)では、実験、解析共に各断面においてひずみは直線的に分布し、解析で得られる応力分布はひずみ分布の形状に従っている。これらの傾向はせん断補強筋を有さない供試体No.1と同様であり、斜めひび割れ発生前ではせん断補強筋の影響が無いことを示している。最大荷重時のD点では、実験で得られるひずみ分布は各断面により異なっている。載荷板に近い断面[1]では、ひずみは直線的に分布する。これは図-17(b)に示す供試体No.1のd点の結果と同様の傾向を示す。一方、断面[2]、[3]、[4]では、供試体No.1では最大ひずみの断面高さ位置が断面上部から下部へ移動するのに対し、供試体No.2では最大ひずみ位置は供試体最上部であり、ひずみ分布形状も異なることが確認された。解析で得られるひずみ分布は、各断面において実験の傾向を捉えられており、供試体No.1の解析結果と比較すると、実験と同様にせん断補強筋の影響でひずみ分布が変化する挙動を再現できている。また、解析で得られる応力分布は、ひずみ分布の形状に従っている。

以上より、解析は実験の局所挙動を精度よく再現できていることが確認され、後述の検討で用いる、解析で得られるせん断補強筋のひずみと、断面に作用する応力分

布は、実験におけるせん断補強筋のひずみと応力分布を再現したものと判断できる。

(a) a点(斜めひび割れ発生前, 変位 1.0mm)

(b) d点(最大荷重時, 変位 4.6mm)

図-17 供試体 No.1 アクリルバーひずみの比較

(a) A点(斜めひび割れ発生前, 変位 1.0mm)

(b) D点(最大荷重時, 変位 5.1mm)

図-18 供試体 No.2 アクリルバーひずみの比較

図-19 供試体 No.1 のビーム・アーチ機構材軸方向分布

図-20 供試体 No.1
ビーム・アーチ機構の
せん断力-変位関係

図-21 供試体 No.2 のビーム・アーチ機構材軸方向分布

図-22 供試体 No.2
ビーム・アーチ機構の
せん断力-変位関係

5. ビーム・アーチ・トラス機構の分離

(1) せん断補強筋を有さない供試体 (供試体No.1)

4章での供試体No.1を対象とし、図-17, 18に示す各断面のコンクリートに作用する応力や、これらから得られる圧縮合力作用点を用い、3章で示した手法によりビーム・アーチ機構の分離を行う。図-19に図-13中の各点におけるビーム・アーチ機構が負担するせん断力の材軸方向分布を示す。図の左端は荷重点位置、右端は支点位置を示す。ビーム・アーチ機構が負担するせん断力は、断面位置によって大きさは変化するが、ビームとアーチ機構が負担するせん断力の和により算出された全せん断力は、外力によるせん断力と平均的には等しくなっている。斜めひび割れ発生前の変位 $\delta=1.0\text{mm}$ の時点(a点)では、ビーム機構が全せん断スパンにおいて大きなせん断力を負担しており、アーチ機構が負担するせん断力は小さいことが分かる。斜めひび割れ発生後の変位 $\delta=3.0\text{mm}$ の時点(c点)ではアーチ機構が負担するせん断力がa点時より大きくなり、特に荷重点付近ではアーチ機構が支配的であることが分かる。ビーム機構が負担するせん断力はa点時より低下することが確認された。ピーク時(d点)では、アーチ機構はc点時より材軸方向に一樣に大きくなる一方、ビーム機構が負担するせん断力は大きな変化を示さなかった。

図-20にビーム・アーチ機構が負担するせん断力-変位関係を示す。それぞれのせん断力は、図-19で示した

各変位におけるビーム・アーチ機構の材軸方向分布を、全せん断スパン領域で平均化することで算出した。なお、荷重点および支点付近ではコンクリート圧縮力や鉄筋引張力の変化が大きいため、平均化の際には荷重点、支点から50mm以内の値を含めなかった。斜めひび割れ発生直後にビーム機構が負担するせん断力は急激に低下し、アーチ機構が増加する。ビーム機構の低下はc点時付近で止まり、その後一定となる。一方、アーチ機構はピークを迎えるまで増加し、最終的にはd点でアーチ機構のピークを迎えたのち、アーチ機構が負担するせん断力が低下することで荷重が低下する。また、ビーム機構とアーチ機構が負担するせん断力の和は荷重変位関係を一致していることから、ビーム・アーチ機構の分離を適切に行うことができたと考えられる。

(2) せん断補強筋を有する供試体 (供試体No.2)

図-21に図-13中の各点におけるビーム・アーチ・トラス機構が負担するせん断力の材軸方向分布を示す。斜めひび割れ発生前の変位 $\delta=1.0\text{mm}$ の時点(A点)では、供試体No.1のa点と同様に、ビーム機構が負担するせん断力が支配的であり、アーチ機構が負担するせん断力は小さいことが確認できる。トラス機構はせん断力をほとんど負担しておらず、斜めひび割れ発生以前ではせん断補強効果が表れていないことが分かる。斜めひび割れ発生後の $\delta=3.0\text{mm}$ の時点(C点)では、A点での分布と比較してビーム機構が負担するせん断力が維持されていると

図-23 各せん断補強筋比におけるせん断抵抗メカニズム

もに、アーチ機構が負担するせん断力は大きくなる事が確認できる。トラス機構が負担するせん断力も大きくなっており、一部のせん断補強筋は降伏している。ピーク時(D点)でのビーム機構が負担するせん断力は、C点時と比較すると荷重点付近で若干の低下が見られる一方、せん断スパン中央付近では増加することが確認できる。アーチ機構が負担するせん断力は、C点時と比較すると全せん断スパンで増加し、特に荷重点付近で大きな増加が確認される。トラス機構が負担するせん断力は、支点付近以外のせん断補強筋が降伏し、一定値となる事が確認された。

図-22に、図-21と同様に算出したビーム・アーチ・トラス機構が負担するせん断力-変位関係を示す。ビーム機構が負担するせん断力は、斜めひび割れ発生後に緩やかに減少するものの、ほぼ一定値を保つことが確認される。アーチ機構が負担するせん断力は、斜めひび割れ発生後一定の勾配で増加し、荷重がピークを迎えるのと同時にピークを迎える事が確認できる。トラス機構が負担するせん断力は、斜めひび割れ発生後に増加し、せん断補強筋の降伏とともに一定値となる。また、ビーム機構とアーチ機構が負担するせん断力の和は荷重変位関係と一致していることから、ビーム・アーチ機構の分離を適切に行うことができたと考えられる。

6. せん断補強筋比がせん断抵抗メカニズムに及ぼす影響評価

せん断補強筋比 ρ_v の違いが各せん断抵抗メカニズムに及ぼす影響を検討するため、 $\rho_v=0.00\%$ の供試体No.1、 $\rho_v=0.28\%$ の供試体No.2に加え、 $\rho_v=0.14\%$ 、 $\rho_v=0.42\%$ 、 $\rho_v=0.56\%$ の供試体の数値解析を行った。 ρ_v はせん断補強筋の直径を変えることにより変更している。図-23に各 ρ_v におけるそれぞれのせん断抵抗メカニズムが負担するせん断力-変位関係を示す。図中実線は各 ρ_v の各せん断抵抗メカニズム、点線は各 ρ_v の外力を示す。図-23(a)にビーム機構が負担するせん断力-変位関係を示す。斜めひび割れ発生以降、 ρ_v が大きくなるにつれて

ビーム機構の負担するせん断力 V_b は大きくなる事が確認される。図-23(b)にアーチ機構が負担するせん断力-変位関係を示す。アーチ機構が負担するせん断力 V_a は斜めひび割れ発生以降急激に増加する。増加の仕方は、 $\rho_v=0.00\%$ が他より早期に増加するが、それ以外はほぼ同様に増加していくことが分かる。 V_a の最大値は、 $\rho_v=0.00\%$ 、 $\rho_v=0.14\%$ ではほぼ一致し、 $\rho_v=0.28\%$ 以降では ρ_v が大きくなるにつれて増加することが確認できる。また、いずれの供試体も、外力がピークを迎えると同時に、 V_a もピークを迎えることが分かる。図-23(c)にトラス機構が負担するせん断力-変位関係を示す。せん断補強筋が降伏した場合の、式(5)で得られるせん断補強筋が負担するせん断力 V_{sdl} を横点線で示す。トラス機構が負担するせん断力 V_t は斜めひび割れ発生以降に増加する。 ρ_v が大きくなるにつれて最大値も増加し、ピーク後に一定値となる事が分かる。 $\rho_v=0.14\%$ 、 $\rho_v=0.28\%$ の供試体では、ピーク時にほぼすべてのせん断補強筋が降伏したため、 V_t は V_{sdl} に漸近した。 $\rho_v=0.42\%$ 、 $\rho_v=0.56\%$ の供試体では、せん断スパン内の5本のせん断補強筋のうち、2本降伏した時点でコンクリートの圧壊が生じたため、 V_t は V_{sdl} よりも小さくなったと考えられる。

3.(2)で記述したように、トラス機構はビーム機構の一部であることから、ビーム機構が負担するせん断力からトラス機構が負担するせん断力を除くことで、ビーム機構のせん断補強筋以外のコンクリートが負担するせん断力 V_k となる。そこで、ビーム機構が負担するせん断力とトラス機構が負担するせん断力との差により算出された V_k が負担するせん断力-変位関係を図-23(d)に示す。 V_k は斜めひび割れ発生後に ρ_v に関わらず同様の経路で減少し、最大耐力時にはせん断力をほぼ負担していないことが分かる。なお、今回の検討では斜めひび割れ進展角度を45度と仮定し V_k を算出したが、実際の斜めひび割れ進展角度を用いた場合でも同様に V_k はせん断力をほぼ負担していないという結果が得られ、考察に影響が無いことを確認している。

このように、せん断補強筋比は各せん断抵抗メカニズムに影響を及ぼしている事が確認できる。

7. せん断抵抗メカニズムに基づくせん断耐力算定式に対する一考察

せん断スパン比が大きい棒部材のせん断耐力算定方法は、コンクリート標準示方書³⁾において修正トラス理論を基に以下のように規定されている。

$$V_y = V_c + V_s \quad (6)$$

ここで、 V_y : 棒部材のせん断耐力、 V_c : せん断補強筋以外が受け持つせん断耐力、 V_s : せん断補強筋により受け持たれるせん断耐力である。 V_c はせん断補強筋を有さない棒部材の斜めひび割れ発生荷重に相当する。

一方で、せん断補強筋を有さないディープビームに対しては、二羽ら¹⁵⁾によって以下のせん断耐力算定式が提案されている。

$$V_{cal1} = \frac{0.24 \cdot f_c^{1/3} \cdot (1 + \sqrt{100 p_t}) \cdot (1 + 3.33 r/d)}{1 + (a/d)^2} \cdot b_w \cdot d \quad (7)$$

ここで、 V_{cal1} : せん断補強筋を有さないせん断圧縮破壊耐力、 f_c : コンクリートの圧縮強度(N/mm²)、 p_t : 引張鉄筋比、 r : 載荷板の部材軸方向長さ(mm)、 d : 有効高さ(mm)、 b_w : 部材幅(mm)、 a : せん断スパン比(mm)である。

また、ディープビームにせん断補強筋を配置した場合、トラス理論から得られるほどのせん断補強効果は無いものの、ある程度の補強効果があることが既往の研究¹⁶⁾で確認されており、せん断補強筋の効果を考慮したせん断耐力算定式が提案されてきた。2002年版コンクリート標準示方書⁷⁾においては、せん断補強効果を、トラス理論で求めたせん断耐力に係数を乗じて算定する式(8)をもとにした設計せん断耐力算定式が示された。

$$V_{cal2} = V_{cal1} + \phi \cdot V_s \quad (8)$$

$$\phi = -0.17 + 0.3 a/d + 0.33/(100 p_w)$$

ここで、 p_w : せん断補強筋比である。

2007年版コンクリート標準示方書⁸⁾においては、ディープビームのせん断補強効果により、アーチ機構の圧縮破壊領域が増大するという有限要素解析結果¹⁷⁾に基づき、式(7)を割増してせん断耐力を算定する式(9)をもとにした設計せん断耐力算定式が示され、現在の示方書でも式(9)をもとに設計せん断耐力算定式が規定されている。

$$V_{cal3} = k \cdot V_{cal1} \quad (9)$$

$$k = 1 + 7.4(100 \cdot p_w)^{1/3} \cdot (a/d - 0.75) / f_c^{1/3} \geq 1$$

以上のように、棒部材のせん断耐力は、せん断スパン比に応じてせん断補強筋の影響を考慮した耐力算定式が構築されてきている。

1.で述べた通り、現在の示方書で規定されているせん断耐力算定方法は、個々では十分な精度を有している。

しかし、せん断スパン比により異なる耐力算定式が規定され、2つの耐力算定式の間で不連続性を有する問題が存在する。この主要因としては、2つの耐力算定式の間でのせん断抵抗メカニズムの考え方が異なることが挙げられる。例えば、せん断補強筋以外が負担するせん断耐力は、せん断スパン比が大きい場合は式(6)に示すように斜めひび割れ発生時にコンクリートが負担していたせん断耐力であり、これはビーム機構に基づいている。一方で、ディープビームでは、コンクリートの負担するせん断力はアーチ機構に基づいており、2つの耐力算定式で得られる値は、算出された時のせん断抵抗メカニズムの考え方が異なっている。

本研究で対象とした諸元のRCはりでは、設計上は、式(6)でせん断耐力が算出されるはりである。そのような諸元のはりに対し、ビーム・アーチ機構を分離した結果、図-23(b)、(d)に示すように、コンクリートのせん断抵抗力は、斜めひび割れ発生後はアーチ機構が支配的になり、最大荷重時にはアーチ機構により負担されている。コンクリート標準示方書の V_c は、せん断補強筋以外が負担するせん断力と定義されており³⁾、せん断耐荷機構については言及されず、実験結果との整合性から斜めひび割れ発生荷重が V_c として便宜的に用いられている。本研究の結果が妥当であり、アーチ機構に基づくコンクリート負担分を再整理可能であるならば、その値を V_c とすることは、せん断抵抗メカニズムに則しており、より適切であると考えられる。また、アーチ機構に基づくコンクリート負担分を定式化することは、現在のコンクリート標準示方書のせん断耐力算定式で問題となっている、ディープビームとスレンダービームのせん断耐力の連続的な評価の可能性を持っている。

一方、せん断補強効果としては、トラス機構による V_s との単純和が成立することを図-23(a)、(c)、(d)の結果は示している。すなわち、せん断補強効果によりビーム機構が負担するせん断力はせん断補強筋比に応じて増加する一方で、ビーム機構のせん断補強筋以外のコンクリート負担分は、せん断補強筋比に関わらず最大耐力時にはせん断力をほぼ負担していないことから、せん断補強効果は V_s の単純和で表されると言える。ただし、せん断補強筋の効果としては、図-23(b)に示すように、アーチ機構によるコンクリート負担分を増加させることにも寄与するため、その効果についても検討する必要がある。

今回の結果は、 $a/d=3.14$ のRCはりに対するものであるが、せん断破壊モードはせん断スパン比に依存する。したがって、今後はせん断スパン比等の様々なパラメータを変更し、せん断抵抗メカニズムの再整理をする必要があると考えられる。

8. 結論

本研究では、3-D RBSMを用いてせん断破壊するRCはりの数値解析を行い、解析による詳細な応力分布に基づいたせん断抵抗メカニズムの分離を試みた。得られた知見を以下に示す。

- (1) せん断破壊するRCはりの実験を対象に数値解析を行い、アクリルバーを用いたコンクリート内部のひずみの比較を行った結果、本解析手法(3-D RBSM)は実験での局所挙動を精度よく再現し、本解析で得られる応力分布は、実験では計測できない応力分布を再現したものであることが示された。
- (2) 断面に作用する応力分布を用いることで、実験においては困難であるビーム・アーチ機構の分離が可能であることを示した。
- (3) せん断補強筋比をパラメータとした数値解析を行い、せん断抵抗メカニズムの分離を行うことで、せん断補強筋比がせん断抵抗機構の変化や、荷重増加に及ぼす影響を詳細に検討できることを示した。
- (4) 各せん断抵抗メカニズムのせん断力分担の検討より、今回対象としたRCはりでは、せん断補強筋量によらず、コンクリートが負担するせん断力は、斜めひび割れ発生時はビーム機構、最大耐力時はアーチ機構により構成されており、最大耐力時のせん断抵抗メカニズムは、主にアーチ機構とビーム機構のうちの主にトラス機構により構成されることが明らかとなった。修正トラス理論における V_d は、斜めひび割れ発生荷重すなわちビーム機構に対して得られた値であり、せん断抵抗メカニズムに則したせん断耐力算定式の再構築の必要性が示唆された。

参考文献

- 1) Park, R. and Pulay, T. : *Reinforced Concrete Structures*, John Wiley & Sons, 1975.
- 2) 南宏一：せん断を受ける鉄筋コンクリート部材の極限解析について、RC構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム、日本コンクリート工学会、pp. 1-16, 1982.
- 3) 土木学会：コンクリート標準示方書[設計編], 2012.
- 4) 若林實, 南宏一：コンクリート系構造物部材のせん断強度について、京都大学防災研究所年報, 第24号B-1, pp. 245-277, 1981.
- 5) 市ノ瀬敏勝：変形能力を考慮したRC部材のせん断設計法、日本建築学会構造系論文報告集, 第415号, pp. 53-62, 1990.
- 6) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説, 1990.
- 7) 土木学会：コンクリート標準示方書[設計編], 2002.
- 8) 土木学会：コンクリート標準示方書[設計編], 2007.
- 9) 山本佳士, 中村光, 黒田一郎, 古屋信明：3次元剛体バネモデルによるコンクリート供試体の圧縮破壊解析, 土木学会論文集 E, Vol. 64, No. 4, pp. 612-630, 2008.
- 10) Gedik, Y. H., Nakamura, H., Yamamoto, Y., Ueda, N. and Kunieda, M. : Effect of stirrup on the shear failure mechanism of deep beam, *Journal of Advanced Concrete Technology*, Vol. 10, pp. 14-30, 2012.
- 11) Saito, S. and Hikosaka, H. : Numerical analyses of reinforced concrete structures using spring networks with random geometry, *Journal of Materials, Concrete Structures and Pavements*, JSCE, No. 627/V-44, pp. 289-303, 1999.
- 12) 菅満宣, 中村光, 檜貝勇, 斉藤成彦：RCはりの力学挙動に及ぼす付着特性の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol. 23, No. 3, pp. 295-300, 2001.
- 13) Caimpi, V., Eligehausen, R., Bertero, V. V. and Popov, E. P. : Analytical model for deformed bar bond under generalized excitations, *IABSE Colloquium Delft, Report of the Working Commissions*, Vol. 34, pp. 53-67, 1981.
- 14) 平井圭, 中村光, 檜貝勇：コンクリートの圧縮破壊領域の推定に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 17, No. 2, pp. 339-344, 1995.
- 15) 二羽淳一郎：FEM解析に基づくディープビームのせん断耐力算定式, 第2回RC構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集, pp. 119-126, 1983.
- 16) 林川俊郎, 斉藤文彦, 角田史雄：せん断補強筋を有するRCディープビームの強度について, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 12, No. 2, pp. 319-324, 1990.
- 17) 谷村幸裕, 佐藤勉, 渡邊忠朋, 松岡茂：スターラップを有するディープビームのせん断耐力に関する研究, 土木学会論文集, No. 760/V-63, pp. 29-44, 2004.

(2016. 2. 1 受付)

AN INVESTIGATION ON SHEAR RESISTANT MECHANISM OF RC BEAM BASED ON BEAM ACTION AND ARCH ACTION

Takuya IWAMOTO, Hikaru NAKAMURA, Li FU, Yoshihito YAMAMOTO
and Taito MIURA

Shear resistant mechanism was evaluated by using the detailed stress distribution obtained from analysis of RC beam failed in shear. First, the validity of the local stress distributions of concrete and stirrups obtained from 3-D RBSM was confirmed by comparing the test results of RC beams failed in shear. Next, the applicability of decoupling shear resistant mechanism of beam and arch actions using the stress distributions obtained from analysis was presented. In addition, it was clarified that based on the analytical results, shear resistant mechanism at shear strength of the analyzed RC beams was composed by arch mechanism and truss mechanism in beam action independent on web reinforcement ratio. As a result, the necessity for redesigning the shear strength equation based on the shear resistant mechanism was proposed.