

論文 RC はりのせん断抵抗メカニズムの検討方法に関する基礎的研究

岩本 拓也*1・中村 光*2・山本 佳士*3・三浦 泰人*4

要旨: RC はりのせん断抵抗メカニズムを、数値解析的に可視化された応力分布に基づき検討することを試みた。可視化された主圧縮応力分布性状による検討では、同一供試体での分布性状の変化や、異なる供試体間での分布性状の相違により、ひび割れ発生前後や、せん断補強筋の有無によって、支配的なせん断抵抗メカニズムが変化することが検討できることを示した。また、断面に作用する応力分布より、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、ビーム機構、アーチ機構、トラス機構などのせん断抵抗メカニズムの発生や消失を詳細に検討できることを示した。

キーワード: せん断抵抗機構, ビーム機構, アーチ機構, トラス機構

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⁾。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。そのため、耐力算定方法もせん断抵抗メカニズムを考慮して提案されてきている²⁾。

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。しかし、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直接的に評価されることがなかった。

それに対して、近年高精度な解析手法³⁾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、3次元剛体バネモデル(以下、RBSM)を用いてせん断破壊するRC はりの数値解析を行い、解析により可視化された応力により、せん断抵抗メカニズムを検討するための方法について検討を行った。

2. 解析概要

2.1 解析手法

本研究では、ボロノイ分割を用いたランダムな要素形状を有する3次元RBSM³⁾によりコンクリートをモデル化した。構成則などの詳細は参考文献を参照して頂きたい。3次元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⁴⁾。

2.2 解析対象

本解析では、既往の斜め引張破壊するせん断補強筋を有さないRC はり、およびせん断補強筋を有するRC はりの載荷実験⁵⁾を対象とした。供試体概要を図-1に示す。またコンクリートおよび鉄筋の材料諸元を表-1、表

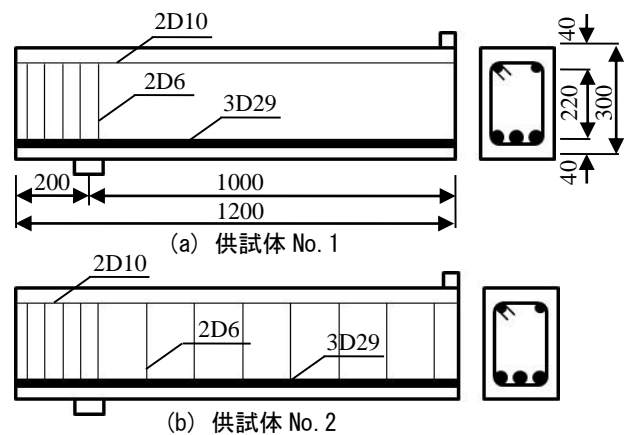


図-1 実験供試体

表-1 コンクリートの材料諸元

	圧縮強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	圧縮破壊エネルギー (GPa)	引張破壊エネルギー (MPa)
No.1	22.7	2.27	41.8	164
No.2	23.7	2.14	42.8	168

表-2 鉄筋の材料諸元

	降伏強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)
主鉄筋(D29,D10)	358	182
せん断補強筋(D6)	356	179

*1 名古屋大学大学院 工学研究科社会基盤工学専攻 (学生会員)

*2 名古屋大学大学院 工学研究科社会基盤工学専攻教授 博(工) (正会員)

*3 名古屋大学大学院 工学研究科社会基盤工学専攻准教授 博(工) (正会員)

*4 名古屋大学大学院 工学研究科社会基盤工学専攻助教 修(工) (正会員)

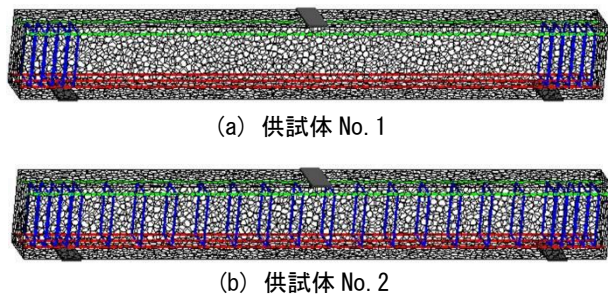


図-2 解析モデル

図-2に示す。供試体 No.1 はスパン長 $L=2000\text{mm}$ 、有効高さ $d=260\text{mm}$ 、せん断スパン比 $a/d=3.85$ 、引張鉄筋比は 3.71% である。供試体 No.2 は供試体 No.1 にせん断補強筋比 $\rho_w=0.24\%$ (2D6, 130mm ピッチ) のスターラップ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、幅 80mm の支圧板が配置された。

2.3 解析モデル

解析モデルを図-2に示す。コンクリート要素はボロノイ分割により、平均要素寸法を 20mm とした。コンクリートの材料定数は実験値を用いた。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た。解析は、荷重板要素の変位を制御し、単調荷重解析を行った。

2.4 実験結果と解析結果の比較

図-3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。

(1) 供試体 No.1

実験では、変位が 3.2mm 、荷重が 144kN となった直後に斜めひび割れが荷重点に向かい進展し、急激に荷重が低下した。しかし荷重低下以降徐々に耐力が回復し、変位 5.4mm 付近で第二のピークを迎えてから再び荷重が低下した。これは斜めひび割れ発生後に耐荷機構がアーチ機構に移行したためと考えられている⁵⁾。解析結果は、変位 2.8mm 、荷重 139kN の時点 (a 点) で第一のピークを迎え荷重が低下し、その後第2のピークを変位 4.5mm 、荷重 143kN の時点 (b 点) で、第3のピークを変位 5.7mm 、荷重 135kN の時点 (c 点) で迎えてから再び荷重が低下し、実験と同様の挙動を示した。後述するように、変形性状も実験と同様の挙動を示しており、実験を妥当に評価していると考えられる。

(2) 供試体 No.2

実験では、変位がおよそ 10.0mm となった時点で斜めひび割れが荷重点に向かって進展し、最大荷重 245kN に達した。最終的には荷重点近傍のコンクリートの圧壊を伴い破壊に至った⁵⁾。解析結果は、斜めひび割れ発生後の剛性がやや大きい、変位 9.0mm 、荷重 261kN の時点 (C 点) でピークを迎えており、実験値とほぼ一致している。また、後述するように最終的には荷重点近傍の

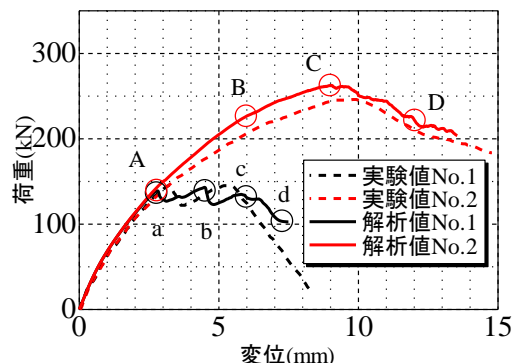


図-3 実験値と解析値の比較

コンクリートの圧壊を伴って破壊に至っていることから、実験を妥当に評価していると考えられる。

3. 応力の可視化によるせん断抵抗メカニズムの検討

RBSM の特徴は、ひび割れ進展や応力分布性状を詳細に検討できることである。そこで、2章で行った解析から得られた主圧縮応力分布性状よりせん断抵抗メカニズムの検討を試みた。

3.1 せん断補強筋を有さない供試体 (供試体 No.1)

図-4に図-3の a, b, c, d 点における変形図、主圧縮応力分布図を示す。主圧縮応力のコンター図の最大値は圧縮強度とし、変形図の変形倍率を 20 倍とした。第一ピーク時である a 点での変形図より、曲げひび割れと小さな斜めひび割れが確認され、主圧縮応力分布図より荷重板縁から水平方向への力の流れ、すなわち鉄筋の引張力、圧縮力とコンクリートの軸圧縮力の距離が軸方向で変化しない梁機構が確認された。第2ピーク時の b 点では、片側のせん断スパンにおいて荷重点に向かった斜めひび割れの進展が確認され、斜めひび割れに沿った圧縮力の流れ、すなわち鉄筋の引張力、圧縮力とコンクリートの軸圧縮力との距離が軸方向で変化していくアーチ機構が荷重点から支点に向かい形成される様子が確認される。このアーチ機構の形成によって、斜めひび割れ発生後に低下した荷重が、再び増加したと考えられる。斜めひび割れの進展した側のせん断スパンでは、荷重板縁から水平方向の圧縮力が無くなり、梁機構が減少したと考えられるが、斜めひび割れが生じていないせん断スパンでは荷重板縁の圧縮力が確認され、梁機構が維持されていることが分かる。第3ピーク時の c 点では、両せん断スパンにおいて荷重板に向って斜めひび割れが進展している様子が確認され、斜めひび割れに沿ってアーチ機構が形成される様子が確認される。ポストピーク時の d 点では、斜めひび割れが荷重板に向かって貫通し、アーチ機構が失われることで荷重が低下したことが分かる。

3.2 せん断補強筋を有する供試体 (供試体 No.2)

図-5に図-3の A, B, C, D 点における変形図、主

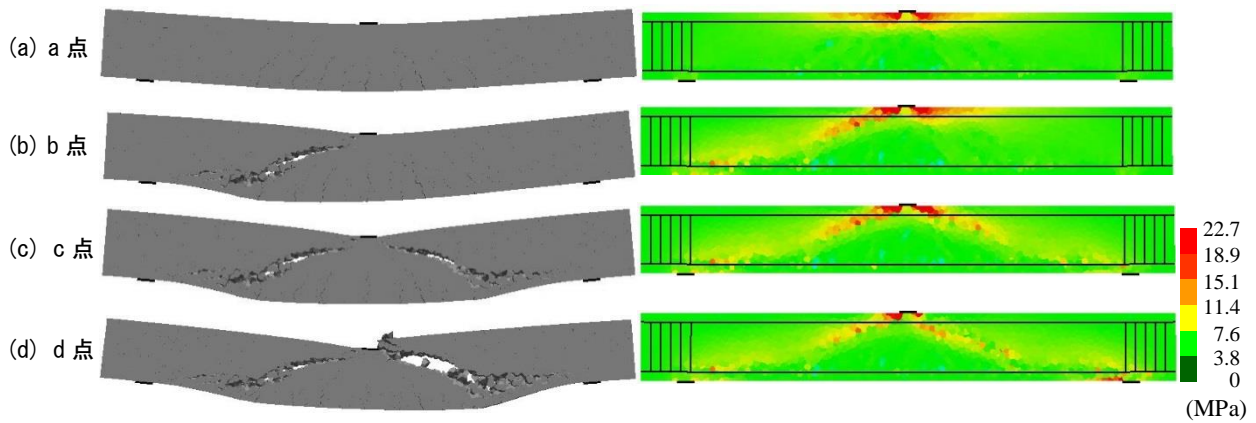


図-4 供試体 No. 1 の各点における変形図, 主圧縮応力分布図

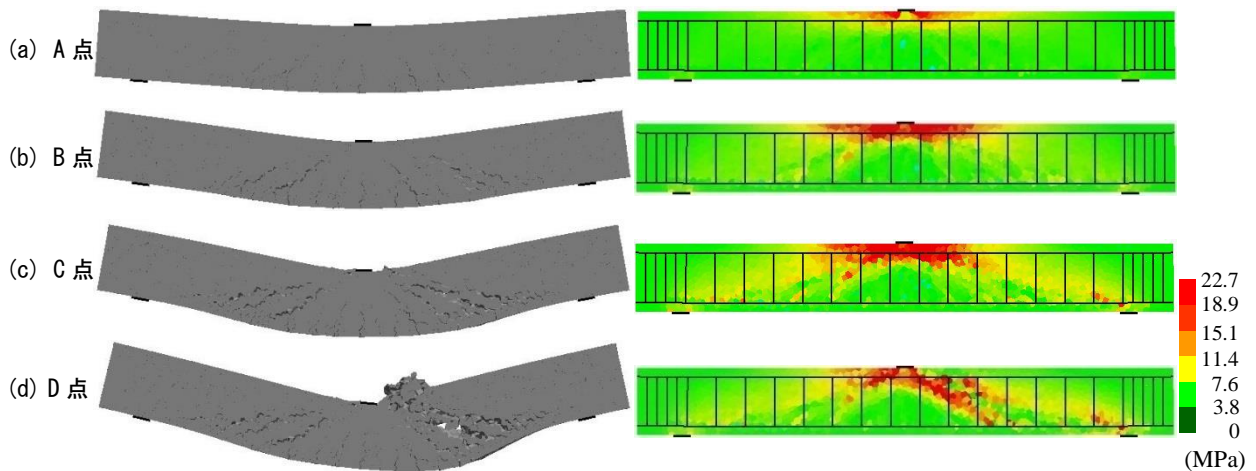


図-5 供試体 No. 2 の各点における変形図, 主圧縮応力分布図

圧縮応力分布図を示す。A 点は供試体 No.1 の第一ピーク時の a 点と同変位であり、変形図、主圧縮応力分布図共に大きな違いは見られない。B 点は供試体 No.1 の第三ピーク時の c 点と同変位である。変形図より、斜めひび割れが分散しており、せん断補強効果が表れていることが分かる。主圧縮応力分布図より、荷重板縁からの圧縮力領域が水平方向に拡大している様子が確認され、また荷重板から支点へ向かう力の流れだけでなく、水平方向に生成した圧縮領域からウェブ内を軸方向鉄筋に向かって斜め方向に向かう力の流れが確認される。これらの力の流れは供試体 No.1 では確認されておらず、せん断補強筋によるトラス機構が新たにせん断抵抗メカニズムとして形成したと考えられる。ピーク時の C 点の変形図より、多数の斜めひび割れが発生し、またひび割れ幅も拡大していることが確認される。荷重板縁のコンクリートが圧壊している様子も確認できる。主圧縮応力分布図より、荷重板縁からの水平方向の圧縮力の流れが確認されたが、領域の大きさは B 点から変化は見られない。一方で、荷重板から支点に向かう力、圧縮領域から軸方向鉄筋に向かう斜め方向の力は大きくなっている。ポストピークの D 点では、荷重板縁のコンクリートが圧壊し、荷重板から支点に向かう力の流れが失われることが確認できる。

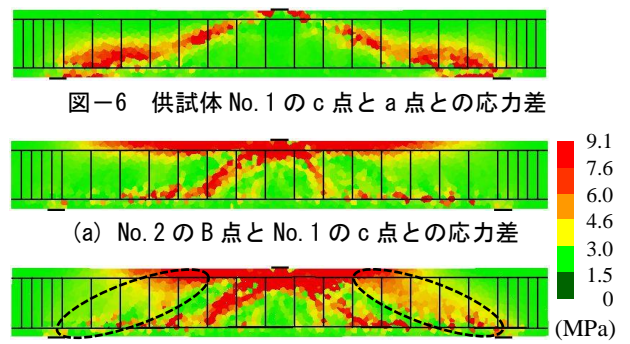


図-6 供試体 No. 1 の c 点と a 点との応力差

(a) No. 2 の B 点と No. 1 の c 点との応力差

(b) No. 2 の C 点と No. 1 の c 点との応力差

図-7 供試体 No. 2 と No. 1 との応力差分布図

3.3 応力分布差による検討

これまでの検討により、せん断補強筋の有無や荷重レベルに応じて応力分布が変化していくことが確認された。ここではせん断抵抗メカニズムの変化をより明確にするため、同一供試体での変位レベルや、異なる供試体間での主圧縮応力分布の引き算をすることで得られる応力分布の検討を試みた。なお応力分布を明確に見られるように主圧縮応力のコンター図の最大値を圧縮強度の 0.4 倍に設定した。

図-6 に、供試体 No.1 の c 点の主圧縮応力から a 点の主圧縮応力を引いた応力分布を示す。大きな主応力の流

れは、明らかに載荷点と支点を結ぶ線上に存在し、実験結果で考察されたように斜めひび割れ発生後から終局に至るまでは、アーチ的な力の流れが支配的であったと推測することが可能になる。次に、せん断補強筋の効果を力の流れから検討するため、図-7に、供試体 No.2 から供試体 No.1 の同変位における主圧縮応力を引いた応力分布 (B 点から c 点) と、それぞれのピーク時における主圧縮応力を引いた応力分布 (C 点から c 点) を示す。B 点と c 点の応力差では、載荷板から水平方向の圧縮力が大きくかつ広く分布する様子が確認され、載荷板付近から軸方向鉄筋への斜め方向の力の流れも確認された。これらはトラスの圧縮弦材と圧縮斜材に対応する力の流れと考えられる。C 点と c 点の応力差では、B 点と c 点との応力差で見られたようなトラス的な力の流れに加え、図中の点線で示す領域において、支点に向かう斜め方向の力の流れが確認された。このように、応力分布を検討することで、アーチやトラス的なメカニズムについての検討が可能になることが示された。

4. ビーム・アーチ・トラス機構の分離による検討

4.1 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

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、解析では応力分布を適切に算定できれば分離可能である。すなわち、図心軸に作用する曲げモーメント M (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_t (式(3)) とアーチ機構 V_a (式(4)) に分離することができる⁹⁾。

$$M = (T + C_s) \cdot j_s / 2 + C_c \cdot j_c \quad (1)$$

$$V = dM/dx = V_t + V_a \quad (2)$$

$$V_t = (dT/dx + dC_s/dx) \cdot j_s / 2 + dC_c/dx \cdot j_c \quad (3)$$

$$V_a = C_c \cdot dj_c/dx \quad (4)$$

ここで、 T : 鉄筋引張力、 C_s : 鉄筋圧縮力、 C_c : コンクリートの圧縮力、 j_s : 引張鉄筋と圧縮鉄筋との距離、 j_c : コンクリート圧縮応力の重心と材軸との距離である。

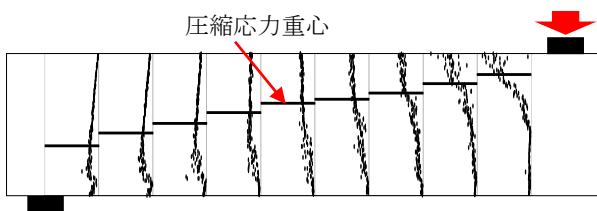


図-8 圧縮応力分布の材軸方向分布

図-8 に、解析で得られる断面に作用する応力の一例として、供試体 No.2 のピーク時に断面に作用する圧縮応力分布の、100mm 間隔ごとの材軸方向分布を示す。材軸方向で圧縮応力の分布は異なり、圧縮応力の重心位置は載荷板から支点に向かい低くなることが確認された。これらの圧縮応力分布から、 dx 間隔で隣接する 2 つの断面間で上記の式を用いてビーム・アーチ機構の分離を行った。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

トラス機構が負担するせん断力 V_s は、既往の実験⁴⁾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。斜めひび割れの進展角度は 45 度と仮定した。

$$V_s = A_w \sigma_w jd / s \quad (5)$$

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。

4.2 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)

図-9 に図-3 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。鉛直方向にのびる黒線は載荷板位置を示す。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・アーチ機構から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 a 点ではビーム機構がせん断スパン中央付近で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。載荷板に向かう斜めひび割れが片側のせん断スパンで発生した b 点では、斜めひび割れが発生した側のせん断スパンにおいて、アーチ機構が負担するせん断力が、a 点時より材軸方向に一樣に大きくなった。斜めひび割れが発生していない側のせん断スパンでは、アーチ機構が負担するせん断力に変化は見られなかった。ビーム機構が負担するせん断力は、両せん断スパンにおいて a 点時より低下することが確認された。斜めひび割れが両せん断スパンに生じた c 点では、アーチ機構が両せん断スパンにおいて支配的であり、ビーム機構が負担するせん断力は、さらに小さくなる傾向を示した。

図-10 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-10 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、圧縮力や鉄筋張力の変化が大きい載荷板付近ではビーム

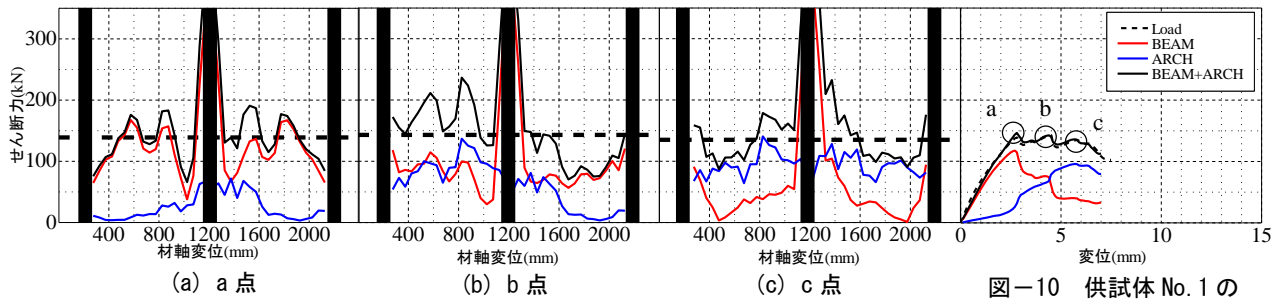


図-9 供試体 No. 1 のビーム・アーチ機構材軸方向分布

図-10 供試体 No. 1 の
ビーム・アーチ機構の
せん断力-変位関係

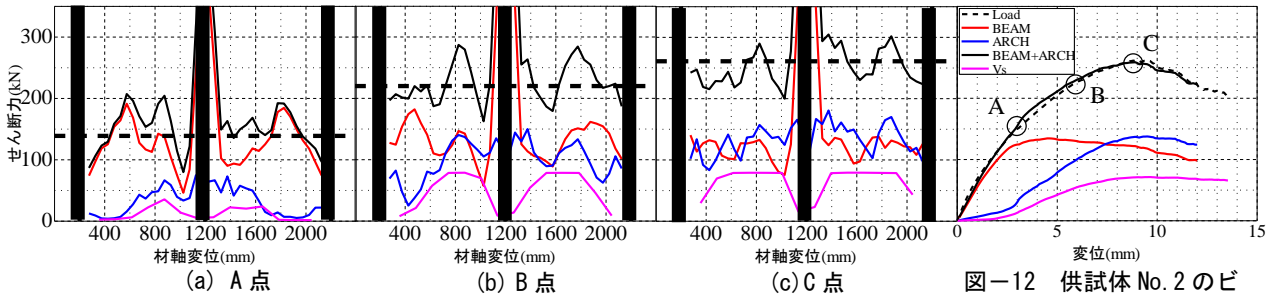


図-11 供試体 No. 2 のビーム・アーチ機構材軸方向分布

図-12 供試体 No. 2 の
ビーム・アーチ・トラス機構
のせん断力-変位関係

機構が非常に大きくなったため、平均化の際には載荷板から 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。しかし、斜めひび割れは片側にのみ発生しているため、ビーム機構の低下、アーチ機構の増加は緩やかになる。両せん断スパンで斜めひび割れが発生する b 点以降はビーム機構が負担するせん断力は再び急激に失われ、アーチ機構が負担するせん断力は再び増加する。最終的には c 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。

(2) せん断補強筋を有する供試体 (供試体 No.2)

図-11 に図-3 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。斜めひび割れ発生以前の 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大きく、アーチ機構が負担するせん断力が小さいことが確認される。トラス機構はせん断力をほぼ負担しておらず、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。B 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おり、アーチ機構が負担するせん断力は大きくなることを確認される。供試体 No.1 のような大きな斜めひび割れは発生していないが、分散された多数の斜めひび割れが発生することでアーチ機構が負担するせん断

力は増加すると考えられる。トラス機構が負担するせん断力も大きくなっており、一部は降伏強度に達している。ピーク時の C 点でのビーム機構が負担するせん断力は、全せん断スパンで一様に保たれることが確認される。またその大きさは B 点から大きく変化していない。一方、アーチ機構は全せん断スパンにおいて一様にせん断力を負担するとともに、その大きさは B 点よりも増加していることが確認される。図-12 に、図-10 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若干の増加した後に徐々に低下するものの、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低下することが確認できる。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の進行とともに一定となる。一定値に関する考察は後述する。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。

4.3 せん断補強筋比の異なるビーム・アーチ・トラス機構の比較

せん断補強筋比 ρ_w 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、 $\rho_w=0.0\%$ の供試体 No.1 および $\rho_w=0.24\%$ の供試体 No.2 に加えて $\rho_w=0.12\%$ 、 0.48% の供試体の解析を新たに行った。図-13 に各 ρ_w 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

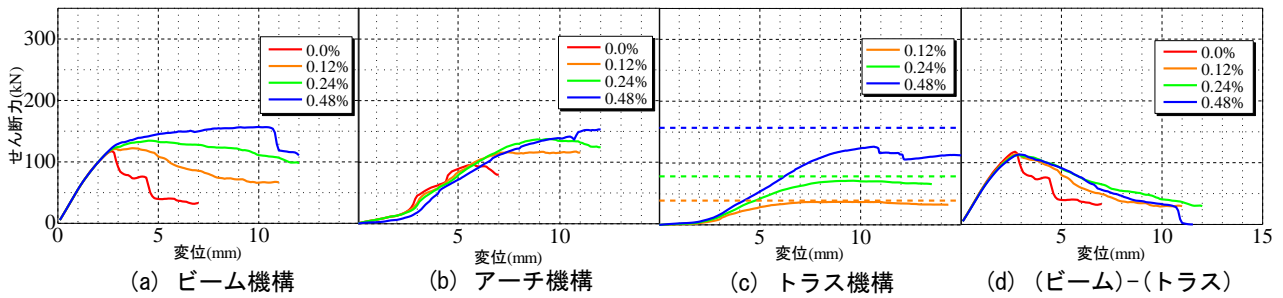


図-13 各せん断補強筋比におけるせん断抵抗メカニズム

位関係を示す。(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_w が大きくなるにつれてビーム機構の負担するせん断力が大きくなることを確認される。(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の増加率は、 ρ_w に関わらず一定であることが分かる。また、アーチ機構が負担するせん断力の最大値は ρ_w が大きくなるにつれて増加し、アーチ機構が低下する変位が大きくなることから、せん断補強筋はアーチ機構の維持にも寄与していることが分かる。(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せん断補強筋が負担するせん断力 V_s を点線で示す。 ρ_w が大きくなるにつれてせん断力が増加し、また負担するせん断力が一定値となる変位も大きくなることを確認される。 $\rho_w=0.12\%$, 0.24% の供試体では、ピーク時にはほぼ全てのせん断補強筋が降伏したため、トラス機構が負担するせん断力は V_s に漸近したと考えられる。 $\rho_w=0.48\%$ の供試体では、せん断補強筋が2本のみ降伏した時点でコンクリートの圧壊が生じたため、トラス機構が負担するせん断力は、 V_s よりも小さくなったと考えられる。

南ら¹⁾によれば、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を表すせん断補強筋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が負担するせん断力となる。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_c のせん断力-変位関係を(d)に示す。 V_c は ρ_w に関わらず一定の勾配を持ちながら減少することが確認される。このように、応力分布を用いたせん断抵抗メカニズムの分離により、せん断耐荷機構を詳細に検討できることが示された。

5. まとめ

本研究では、3次元RBSMを用いてせん断破壊するRCはりの数値解析を行い、解析により可視化された応力分布に基づきせん断抵抗メカニズムを検討するための方法

について検討を行った。得られた知見を以下に示す。

- (1) 可視化された主圧縮応力分布性状による検討では、同一供試体の応力分布性状の変化や、異なる供試体での応力分布性状の相違により、ひび割れ発生前後やせん断補強筋の有無により、支配的なせん断抵抗メカニズムが変化することが検討できることを示した。
- (2) 断面に作用する圧縮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) せん断抵抗メカニズムの分離により、せん断耐荷機構の変化や、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。

参考文献

- 1) 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
- 2) 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.
- 3) 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, Vol.64, No.4, pp.612-630, 2008
- 4) Y.H. Gedik, H.Nakamura, Y. Yamamoto, N.Ueda and M.Kunieda: Effect of Stirrups on the Shear Failure Mechanism of Deep Beams, *Journal of Advanced Concrete Technology*, JCI, Vol.10, 14-30, 2012.1
- 5) 山谷敦, 中村光, 檜貝勇:回転ひび割れモデルによるRC梁のせん断挙動解析、土木学会論文集, No.620/V-43, pp.187-199, 1999.5
- 6) 市ノ瀬敏勝, 大岸佐吉, 藪内智治, 青山博之, 渡辺史夫:鉄筋コンクリート梁柱部材のせん断設計法、日本建築学会東海支部研究報告集, pp.137-148, 1988.3