

論文 逆対称曲げ荷重を受ける円形 RC 部材のせん断耐力におよぼす帯鉄筋の影響

田所 敏弥^{*1}・谷村 幸裕^{*2}・服部 尚道^{*3}・北沢 宏和^{*4}

要旨：円形断面を有する RC 部材のせん断耐力は、断面を等積正方形に置換し矩形断面に準じて算定している。本研究では、円形断面部材のせん断耐力、および破壊メカニズムについて検討を行うため、帯鉄筋比をパラメータとした水平載荷実験を行った。また、3次元の有限要素解析を用い、コンクリート内部や帯鉄筋の応力状態を検討することによって、円形断面部材のせん断破壊は、矩形断面部材と異なり、軸方向鉄筋に沿ったひび割れに大きく支配的されることを示した。

キーワード：せん断破壊, 円形断面, 帯鉄筋, 有限要素解析

1. はじめに

土木学会コンクリート示方書（以下、示方書）等¹⁾²⁾に示されるように土木分野では、鉄筋コンクリート（以下、RC）棒部材のせん断耐力 V_y を、せん断補強鉄筋のない棒部材のせん断耐力 V_c と、せん断補強鉄筋により分担されるせん断耐力 V_s の和として算定するのが一般的である。杭や柱等の円形断面部材に関しても同様に、矩形梁の実験を基に導かれた算定式を適用することによって V_c を算定し、帯鉄筋の影響についても、換算した等積正方形にトラス理論を適用することによって V_s を算定している。

しかし、円形断面部材においては、応力場が平面応力状態でないこと、帯鉄筋の形状が円形であること、軸方向鉄筋が全周に配置されていること等、矩形断面部材と大きく異なる要因がある。既往の研究³⁾では、円形断面部材の耐力に関して数多くの検討がなされてきたが、破壊に至るメカニズムに関する研究は少ない。そこで、本研究では杭や柱等の逆対称曲げ荷重を受ける円形断面部材を対象に、せん断破壊に至るメカニズムについて、実験および解析的検討を行った。

2. 実験概要

2.1 供試体の形状および諸元

本実験では、帯鉄筋比の異なる 4 供試体を用いた。供試体形状および諸元を図-1、および表-1に示す。本実験では、逆対称の曲げ荷重を作用させるため、上下にスタブを設けた。また、軸方向鉄筋は高強度鉄筋を用いたが、付着破壊を考慮し、SD390 程度の普通強度鉄筋と仮定しても現行の設計法で、せん断破壊するように供試体の設計を行った。

2.2 載荷方法および測定項目

本実験では、変位制御により、図-1の上スタブを水平加力することによって逆対称曲げ荷重を作用させた（図-2参照）。本実験のおもな測定項目は、載荷点の荷重、変位、基部の拔出し変位、帯鉄筋のひずみ、内部コンクリートのひずみ、およびひび割れ性状である。

2.3 コンクリート内部のひずみ測定

3次元的な影響が考えられる円形断面部材のせん断耐力、および破壊に至るメカニズムを議論する上で、コンクリート内部のひずみ分布は、非常に重要な情報となる。

*1 (財) 鉄道総合技術研究所 コンクリート構造 副主任研究員 博(工) (正会員)

*2 (財) 鉄道総合技術研究所 コンクリート構造 研究室長 主任研究員 博(工) (正会員)

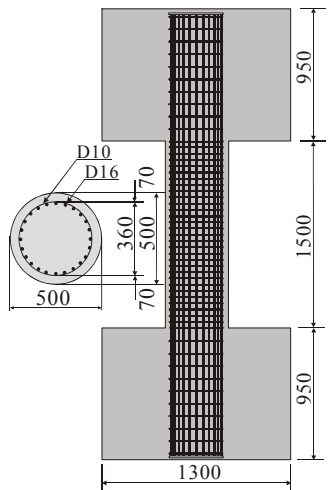
*3 (財) 鉄道総合技術研究所 コンクリート構造 副主任研究員 工修 (正会員)

*4 東急建設(株) 土木エンジニアリング部 構造グループ 博(工) (正会員)

表-1 供試体諸元

	a	D	f'_c	f_t	E_c	p_s	p_w	f_{sy}	f_{wy}	D_{max}	帯鉄筋
No.1	750	500	28.9	2.7	24.9	2.43	0.00	950	—	20	なし
No.2	750	500	31.4	2.5	25.1	2.43	0.14	950	370	20	D10ctc200mm
No.3	750	500	30.0	2.9	24.3	2.43	0.28	910	373	20	D10ctc100mm
No.4	750	500	29.3	2.9	24.3	2.43	0.56	910	373	20	D10ctc 50mm

a : せん断スパン(mm), D : 直径(mm), f'_c : コンクリートの圧縮強度(N/mm²), f_t : コンクリートの引張強度(N/mm²), E_c : コンクリートの静弾性係数(kN/mm²), p_s : 軸方向鉄筋比(%), p_w : 帯鉄筋比(%), f_{sy} : 軸方向鉄筋の降伏強度(N/mm²), f_{wy} : 帯鉄筋の降伏強度(N/mm²), D_{max} : 最大骨材寸法(mm)



帯鉄筋は載荷面にフレア溶接

図-1 供試体形状(mm)

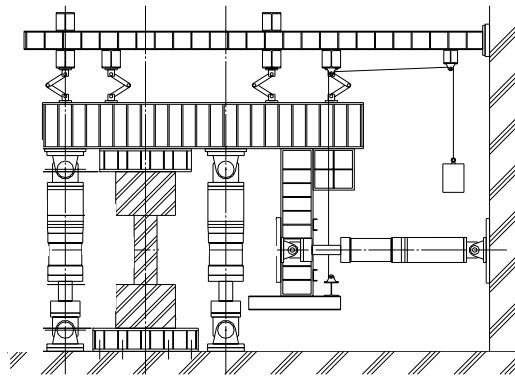


図-2 加力装置図

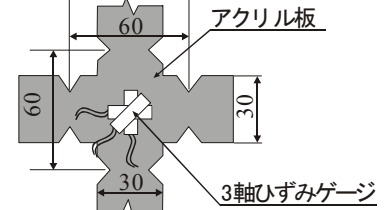


図-3 アクリル板形状(mm)

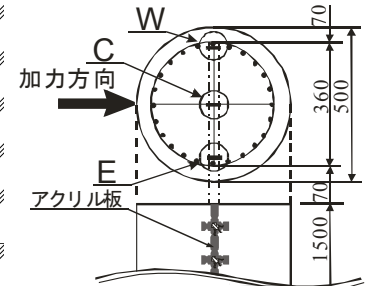


図-4 アクリル板配置(mm)

せん断破壊する RC 部材は、面内において 2 軸のひずみ場であり、また、ひび割れの発生にともなって主ひずみの方向が変化するため、内部ひずみの計測が困難であった。本研究では、3 軸ゲージを 2 軸のひずみ場に対応できる形状に加工したアクリル板の片側に貼付し、コンクリートに埋め込むことにより、ひずみの測定を行った(図-3, 図-4 参照)。また、本実験で用いたアクリル板は、厚さ 10mm, 弾性係数 3.1kN/mm²であり、供試体に対する面積比, および剛性比ともに十分小さいため、耐力および部材剛性におよぼす影響はないものと考えられる。このようなアクリル板に貼付した 3 軸ゲージにより、コンクリート内部の主ひずみの算定が可能になった。なお、アクリル板は、図-4 に示すように載荷方向と平行に断面中心および軸方向鉄筋近傍の部材軸位置に配置し、3 次元的な応力伝達について検討した。

3. 実験結果

3.1 ひび割れおよび破壊性状

(1) No.1 供試体 ($p_w=0.00\%$)

帯鉄筋のない No.1 供試体の荷重-変位関係を図-5 に示す。No.1 供試体は 172kN のとき基部から 250mm の位置に曲げひび割れが発生し、剛性が低下した。そして 351kN のとき斜めひび割れから鉛直方向ひび割れが発生し、358kN に達したときに鉛直方向ひび割れの進展にともない破壊に至った。最大荷重時のひび割れ性状を図-9(a)に示す。

(2) No.2 供試体 ($p_w=0.14\%$)

No.2 供試体の荷重-変位関係を図-6 に示す。No.2 供試体の帯鉄筋比は、示方書に規定されている最小鉄筋比にほぼ等しい 0.14% とした。No.2 供試体は 118kN のとき基部から 250mm の位置に、さらに、167kN のとき 450mm の位置に曲げひび割れが発生し、剛性が低下した。なお、いずれ

表-2 示方書によるせん断耐力の算定値と実験値

	算定値			実験値			V_{s_exp}/V_{s_cal}	p_w	帯鉄筋
	V_{c_cal}	V_{s_cal}	V_{y_cal}	V_{c_exp}	V_{s_exp}	V_{y_exp}			
No.1	118	0	118	358	0	358	—	0.00	なし
No.2	121	88	209	(358)	10	368	0.11	0.14	D10ctc200mm
No.3	119	176	295	(358)	72	430	0.40	0.28	D10ctc100mm
No.4	118	352	470	(358)	284	642	0.81	0.56	D10ctc 50mm

V_{c_cal} : 示方書にしたがったコンクリートが分担するせん断耐力(kN), V_{s_cal} : 示方書にしたがった帯鉄筋が分担するせん断耐力(kN), V_{y_cal} : 示方書にしたがったせん断耐力, コンクリート分担分 V_{c_cal} と帯鉄筋分担分 V_{s_cal} の和 (kN), V_{c_exp} : 帯鉄筋のない No.1 供試体の実験値(kN), V_{s_exp} : 帯鉄筋の効果によるせん断耐力の増分, 各供試体の実験値から帯鉄筋のない No.1 供試体の実験値を減じた値(kN), V_{y_exp} : 実験値(kN), V_{s_exp}/V_{s_cal} : 算定式による帯鉄筋の分担するせん断耐力と実験による帯鉄筋の効果の比, p_w : 帯鉄筋比(%)

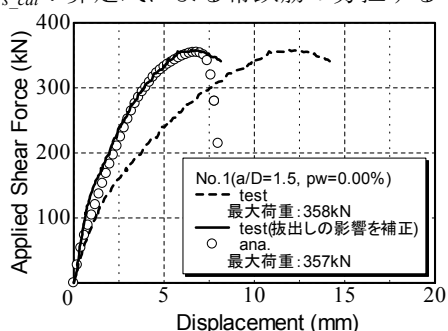


図-5 荷重-変位関係(No.1)

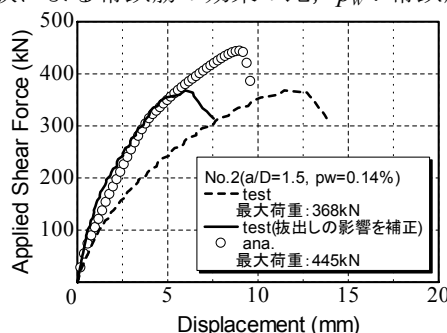


図-6 荷重-変位関係(No.2)

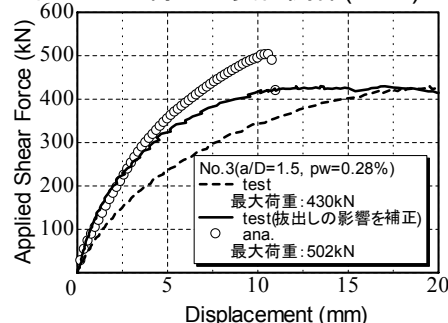


図-7 荷重-変位関係(No.3)

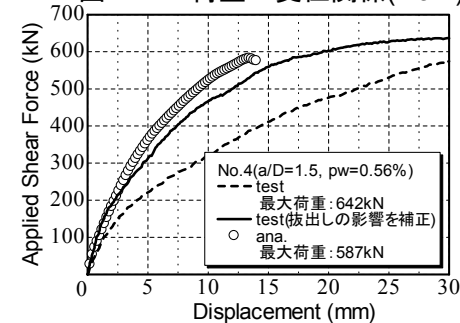


図-8 荷重-変位関係(No.4)

のひび割れも帯鉄筋の配置位置と一致していた。そして、354kN のとき斜めひび割れから鉛直方向ひび割れが発生し、368kN に達したときに鉛直方向ひび割れの進展にともなって破壊に至った。最大荷重時のひび割れ性状を図-9 (b)に示す。また、最大荷重時に上端に観察された軸方向鉄筋に沿ったひび割れを図-10 に示す。

(3) No.3 供試体 (pw=0.28%)

No.3 供試体の荷重-変位関係を図-7 に示す。No.3 供試体は、122kN のとき基部から 350mm の位置に、さらに、200kN のとき 500mm の位置に曲げひび割れが発生し、剛性が低下した。その後、300kN に達したあたりから斜めひび割れか

ら発生した鉛直方向ひび割れの進展にともなって剛性が徐々に低下した。そして、400kN に達したとき、鉛直方向ひび割れの急激な進展とも剛性が大きく低下し、430kN のときに破壊に至った。最大荷重時のひび割れ性状を図-9 (c)に示す。

(4) No.4 供試体 (pw=0.56%)

No.4 供試体の荷重-変位関係を図-8 に示す。No.4 供試体は 100kN のとき基部から 200mm の位置に、120kN のとき 250mm の位置に、さらに、180kN のとき 500mm の位置に曲げひび割れが発生した。その後、No.3 供試体と同様に、300kN に達したあたりから徐々に鉛直方向ひび割れが



(a)No.1 (b)No.2 (c)No.3 (d)No.4

図-9 最大荷重時のひび割れ性状

進展したが、No.3 供試体ほど剛性に変化はみられず、642kN に達したときに鉛直方向ひび割れの進展にともない破壊に至った。ただし、本供試体の曲げ圧縮破壊荷重が、約 640kN であること、および圧縮縁のコンクリートが圧壊の性状を呈していたことから、No.4 供試体のせん断耐力は、642kN 以上である可能性がある。最大荷重時のひび割れ性状を図-9(d)に示す。

3.2 内部ひずみの性状

帯鉄筋を有する No.2 供試体について、コンクリート内部のひずみ状況をアクリル板に貼付した 3 軸ゲージの測定値より推定した。測定は、図-4 に示した部材軸位置の 3 点 (W 点, C 点, E 点) である。ここでは、部材高さ中央の基部から 750mm 位置のひずみ状態について検討した。ここで、3 軸ゲージのひずみ値より算定した最大主ひずみを図-11 に示す。図-11 は、縦軸に荷重、横軸に最大主ひずみを示している。図-11 より、断面中心のコンクリート (C 点) では、最大主ひずみの増加がみられないのに対し、軸方向鉄筋近傍のコンクリート (W 点, E 点) では、最大主ひずみの増加がみられ、最大荷重時には、コンクリートの限界引張ひずみ約 120μ ($=f_t / E_c = 3\text{N/mm}^2 / 25\text{kN/mm}^2$) に近いレベルの最大主ひずみが発生していた。このことから、円形断面部材の破壊は、矩形梁のような平面応力状態における斜めひび割れによるもので

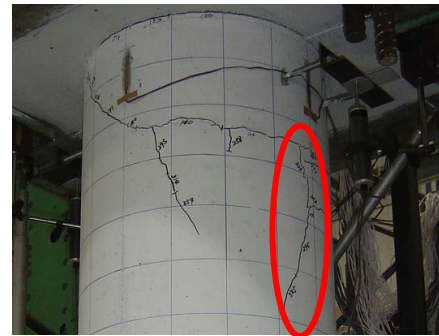


図-10 鉛直方向ひび割れ (No.2)

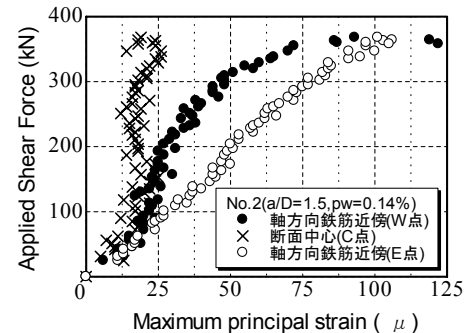


図-11 内部ひずみの分布 (実験)

はなく、軸方向鉄筋に近傍に発生する鉛直方向ひび割れに支配されている可能性が考えられる。

4. 有限要素解析による破壊メカニズムの検討

4.1 解析概要

(1) 解析モデル

本研究では、有限要素解析を用いて円形断面部材の破壊メカニズムに関する検討を行った。解析対象は、図-1 に示す上下にスタブを有する円形断面部材であり、円形断面の 3 次元挙動の考慮が不可欠なため、3 次元の汎用有限要素解析プログラム (DIANA ver.8) を用いた。また、モデル化は対称条件より 1/2 モデルとし、逆対称曲げモーメントを作用させるため、上下スタブの端部を鉛直拘束し、変位増分法により、上スタブの上端に水平変位を与えた。

スタブおよび円形断面部材のコンクリートは、ソリッド要素、鉄筋は梁要素でモデル化し、軸方向鉄筋に関しては、付着を考慮したばね要素によりソリッド要素に接合した。また、コンクリートの材料モデルは全ひずみモデルとし、圧縮側は軟化勾配を考慮した放物線モデル、引張側は、Hordijk⁴⁾ の軟化勾配を適用した tension

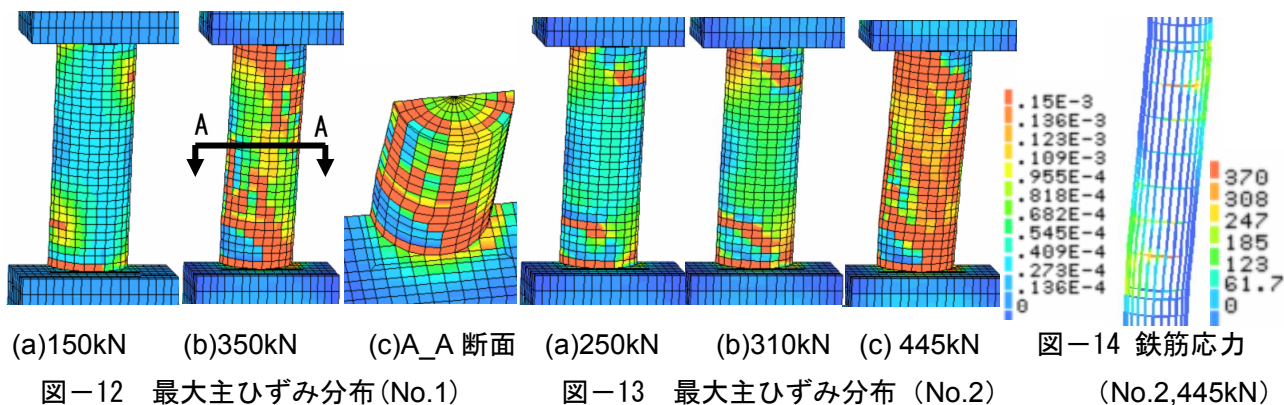


図-12 最大主ひずみ分布 (No.1) 図-13 最大主ひずみ分布 (No.2) 図-14 鉄筋応力 (No.2,445kN)

softening モデルとした。ここで圧縮側については、軟化勾配を規定する圧縮破壊エネルギーを既往の研究にしたがって 50N/mm, 引張側については、破壊エネルギーを示方書にしたがって 0.1N/mm とした。ただし、スタブについては、スタブ内の補強鉄筋をモデル化していないため、非線形性は考慮せず、コンクリートの破壊を回避することとした。また、鉄筋については、完全弾塑性モデルとし、軸方向鉄筋とコンクリートの付着特性は島らのモデル⁵⁾を適用し、ひび割れモデルについては、ひび割れ発生後の応力伝達を考慮しない回転ひび割れモデルとした。なお、解析に用いた材料特性値については、表-1に示した材料試験の結果を用いた。

(2) 抜出しの影響の考慮

本解析においては、部材接合部であるく体とスタブの境界面に接合要素を配置していない。そのため、基部に発生するひび割れ、つまりひずみの局所化を、分散ひび割れ要素であるソリッド要素では十分に表現できない。

ここで、実験と解析における荷重-変位関係を図-5～図-8に示す。荷重の増加にしたがって、実験(破線)と解析の変形量に大きな乖離がみられる。そのため、実験において測定した基部の抜出し変位から部材端の回転角をもとめ、抜出しによる水平変位の増分を算定した。なお、抜出し変位は上下基部の圧縮側、および引張側に配置した変位計より測定した。そして、実験により得られた水平変位から、抜出しによる水平変位の増分を減じた値を補正した水平変位とし、荷重-変位関係にあわせて示した(実

線)。解析結果は、抜出しによる水平変位の補正を行った実験結果と、ある荷重レベルまでではあるが、よく一致する結果となった。

4.2 解析結果

(1) 帯鉄筋がない場合の破壊形態

解析により得られた荷重-変位関係を図-5に示す。解析では、ひび割れ性状、ひび割れ発生荷重、最大荷重を精度よく再現できた。ここで、基部から 300mm の位置に曲げひび割れが発生した約 150kN, および最大荷重である約 350kN のときの最大主ひずみの分布図を図-12に示す。なお、変形量は 10 倍して表示した。図-12において、コンクリートの限界引張ひずみ約 120 μ を超えるひずみは、ひび割れの発生を意味している。最大荷重である 350kN のとき、斜めひび割れ、および軸方向鉄筋に沿った鉛直方向ひび割れが発生していることがわかる。また、部材高さ中央である基部から 750mm 位置の断面内の最大主ひずみの分布を合わせて示した。この図から、軸方向鉄筋周辺にひび割れが発生していることが確認でき、断面中心付近はひずみレベルが軸方向鉄筋周辺に比べ小さくなっていることがわかる。これは、実験で測定したひずみ分布の傾向と整合するものである。このことから、円形断面部材のせん断破壊は、矩形断面と異なり軸方向鉄筋に沿ったひび割れが支配的になると推論できる。

(2) 帯鉄筋を有する場合の破壊形態

解析により得られた荷重-変位関係を図-6～図-8に示す。また、解析結果の例として、No.2 供試体の基部から 300mm の位置に曲げひび

割れが発生した 250kN, 曲げひび割れが斜めひび割れに進展した 310kN, および最大荷重である 445kN のときのコンクリートの最大主ひずみ分布を図-13 に示す。図-13 より, 本解析手法により, ひび割れの発生および進展が表現できることを確認した。また, 最大荷重時の鉄筋の応力分布を図-14 に示す。図-14 より最大荷重時に帯鉄筋が降伏強度に達していることが確認できる。また, No.2, No.3 供試体においても解析においては, 部材軸位置の帯鉄筋が降伏することによって最大荷重に達した。

4.3 破壊メカニズムの推定

帯鉄筋比が最も小さい No.2 供試体に発生する帯鉄筋の応力の遷移を図-15 に示す。本実験では, 部材軸に貼付したひずみゲージ位置と斜めひび割れの発生位置が一致していたため解析結果との比較が可能となった。実験および解析ともに部材軸位置に斜めひび割れが進展した約 250kN 以降, ひずみの増大がみられる。その後, 両者とも同様な性状を示すが, 実験では最大荷重である 368kN に達してもひずみは降伏には至っていない。また, 解析においても, このときのひずみレベルは 1000 μ 程度であった。このことから, 実験では, 帯鉄筋が降伏する前に破壊に至ったと考えることができる。

さらに, 実験および解析により, 断面中心に対し軸方向鉄筋周辺のひずみレベルが大きいことが確認されたこと, 図-10 に示したように軸方向鉄筋に沿った鉛直方向ひび割れが観察されたことから, 円形断面部材のせん断破壊は, 軸方向鉄筋に沿ったひび割れに大きく支配される可能性があるといえる。

また, トラス理論より算定される帯鉄筋の分担するせん断耐力 (V_{s_cal}), 実験による帯鉄筋の効果による耐力増分 (V_{s_exp}) について表-2 に示した。表-2 より, 両者の比 (V_{s_exp}/V_{s_cal}) は, 帯鉄筋比に大きく影響していることがわかる。つまり, 帯鉄筋比が大きいほど, 帯鉄筋の実際の耐力増分はトラス理論による算定値に近くなるが, 帯鉄筋比が小さくなるとトラス理論によ

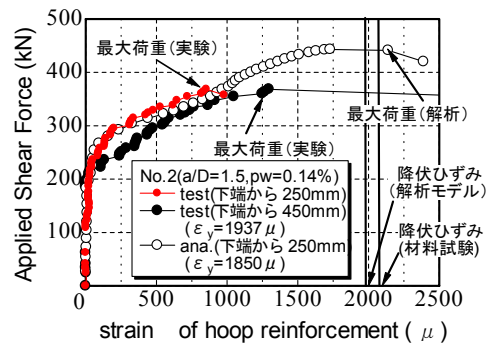


図-15 帯鉄筋ひずみの遷移(No.2)

り算定される耐力増分がほとんど期待できない。これは, 帯鉄筋比が小さいと鉛直方向ひび割れの発生を抑制する効果が小さいためと考えることができる。このように, 帯鉄筋を有する円形断面部材におけるせん断破壊の耐荷機構は, 矩形梁における耐荷機構と大きく異なるといえる。

5. まとめ

本研究の結果, 以下の知見を得ることができた。

- (1)円形断面部材のせん断破壊は, 軸方向鉄筋に沿ったひび割れに大きく支配される。
- (2)円形断面部材においては, 現行の設計で適用されているトラス理論が成り立たない。
- (3)3次元の有限要素解析により円形断面を有する RC 部材のせん断破壊挙動をある程度再現できることがわかった。

参考文献

- 1) 土木学会:コンクリート標準示方書(構造的な性能照査編), 2002.3
- 2) 鉄道総合技術研究所:鉄道構造物等設計標準・同解説(コンクリート構造物), 丸善, 2004
- 3) 林静雄, 大宮幸, 香取慶一:鉄筋コンクリート造円形断面部材のせん断終局強度式の適用性, コンクリート工学, Vol.12, No.2, pp.27-32, 2004.2
- 4) Dirk A Hordijk: Local Approach to Fatigue of Concrete, Delft University of Technology 1991.
- 5) 島弘, 周礼良, 岡村甫:マッシュなコンクリートに埋め込まれた異形鉄筋の付着応力-すべり-ひずみ関係, 土木学会論文集, No.378/V-6, pp.165-174, 1987.2