

論文 逆対称曲げ荷重を受ける RC 円形断面部材のせん断耐力におよぼすせん断スパン比の影響

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

要旨：杭や柱等の逆対称曲げ荷重を受ける部材のせん断耐力は、はり等の対称曲げ荷重を受ける部材に比べ大きくなる可能性がある。本研究では、せん断補強鉄筋のない円形断面部材の逆対称曲げ載荷実験を行った。また、コンクリートに埋め込んだ3軸ゲージよりひずみ状態を把握し、破壊のメカニズムに関する検討を行った。その結果、斜めひび割れ発生荷重は、既往の算定式によって評価できること、斜めひび割れ発生以降は、両端の斜めひび割れ面を固定端したような耐荷機構が形成され耐力が向上する可能性があることがわかった。

キーワード：せん断耐力、逆対称曲げ荷重、せん断スパン比、主ひずみ、円形断面

1. はじめに

せん断力を受ける杭や柱等の鉄筋コンクリート（以下、RC）円形断面部材の設計は、断面を等積正方形に換算し、はり部材の実験より導かれた耐力式を適用することにより行われる¹⁾。しかし、一般に杭や柱等の境界条件は、両端固定に近い場合、部材のせん断耐力を過小評価する可能性がある。既往の研究²⁾において、逆対称曲げ荷重を受ける円形断面部材に関して検討が行われているが、破壊に至るメカニズムに関する研究は少ないため、破壊のメカニズムに関する検討を本研究の着目点のひとつとした。そこで、本研究では、逆対称曲げ荷重を受ける帯鉄筋のない円形断面部材の耐力、および破壊のメカニズムについて、コンクリート内部のひずみを測定することによって考察した。

2. 実験概要

2.1 供試体の形状および諸元

本実験では、せん断補強鉄筋のないせん断スパン比の異なる3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、上下にフーチングを設けた。

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の上フーチング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。また、本実験の主な測定項目は、載荷点の荷重、変位、ひび割れ性状、およびコンクリート内部のひずみである。コンクリート内部のひずみの測定については、2.3にて詳述することにする。

表-1 供試体諸元

	供試体 1	供試体 2	供試体 3
a	500	750	1000
D	500	500	500
d	383	383	383
a/d	1.31	1.96	2.61
f'_c	31.2	28.9	32.6
E_c	25.8	24.9	26.1
軸方向鉄筋	D16×24	D16×24	D16×24
P_t	0.00702	0.00702	0.00702
D_{max}	20	20	20

a ：せん断スパン (mm), D ：直径 (mm), d ：設計上の有効高さ (mm), a/d ：せん断スパン比, f'_c ：コンクリートの圧縮強度 (N/mm²), E_c ：コンクリートの弾性係数 (kN/mm²), P_t ：引張鉄筋比, D_{max} ：最大骨材寸法 (mm)

*1 (財) 鉄道総合技術研究所 コンクリート構造 博 (工) (正会員)

*2 (財) 鉄道総合技術研究所 コンクリート構造 工修 (正会員)

*3 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)

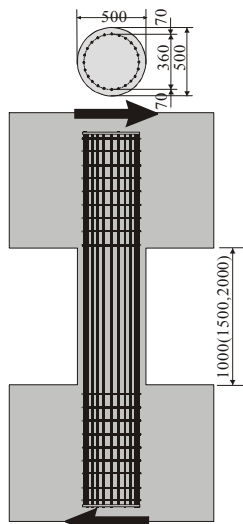


図-1 供試体形状 (mm)

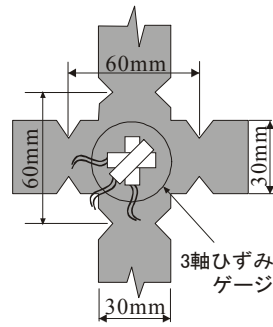


図-2 アクリル板形状 (mm)

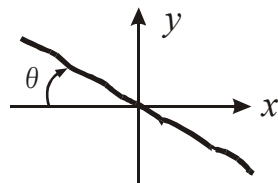


図-3 主ひずみの角度

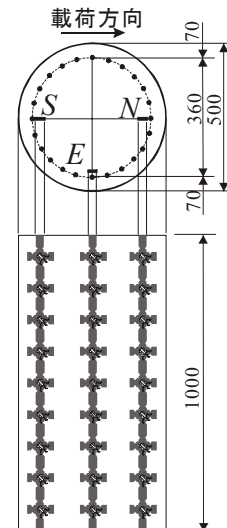


図-4 アクリル板配置 (mm)

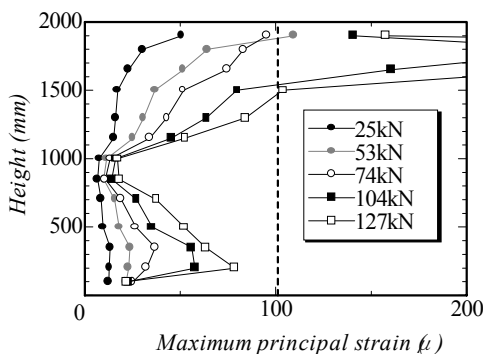


図-5 最大主ひずみ (供試体3, N点)

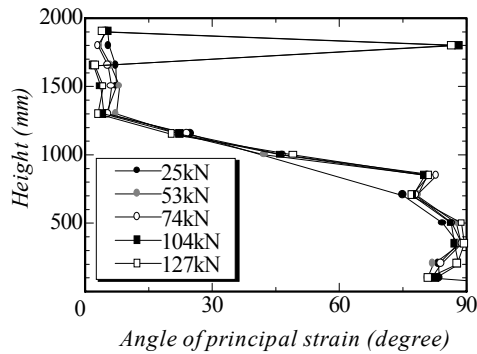


図-6 主ひずみの角度 (供試体3, N点)

2.3 コンクリート内部のひずみ測定

(1) 測定の目的

境界条件の異なる RC 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は、非常に重要な情報となる。また、有限要素法等の解析的手法は、ひび割れ面、またはひび割れ後のコンクリートのモデル化等により、それ以降の応力状態が大きく影響されるため、現状では、終局時の応力状態の精度よい把握が困難である。

(2) 測定方法

せん断破壊する RC 部材は、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、ひずみの把握が困難であった。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-2 参照)。なお、面

外方向のひずみが、破壊メカニズム、および耐力におよぼす影響は、限定的と推測されるため、面外方向のひずみ測定は行わなかった。また、本実験で用いたアクリル板は、厚さ 10mm、弾性係数 3.1kN/mm^2 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、本研究では、コンクリート内部の最大主ひずみ、最小主ひずみ、および主ひずみの角度の算定が可能になった。ただし、ひび割れ発生によりひび割れ直交方向のひずみが急増するため、主ひずみの算定が可能な範囲は、ひび割れの発生直前までである。

(3) 測定位置

アクリル板は、荷重方向と平行に軸方向鉄筋の内側に配置した。供試体 1 のアクリル板配置を図-4 に示す。供試体 2、および供試体 3 につ

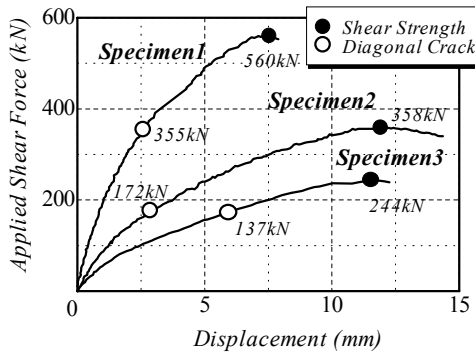


図-7 荷重-変位関係

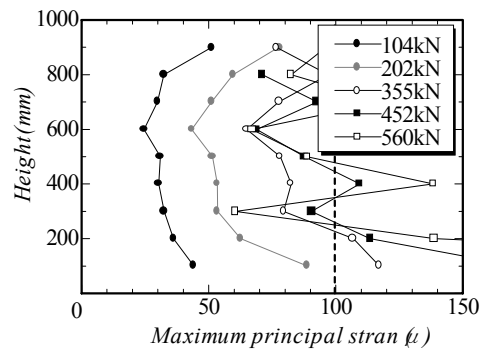


図-8 最大主ひずみ (供試体 1, E 点)

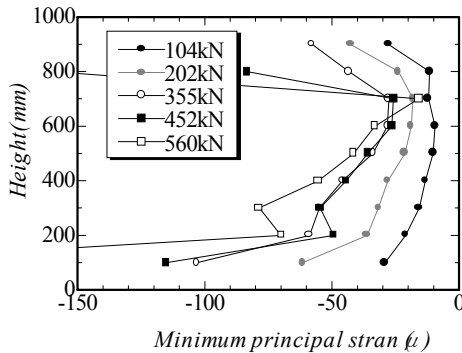


図-9 最小主ひずみ (供試体 1, E 点)

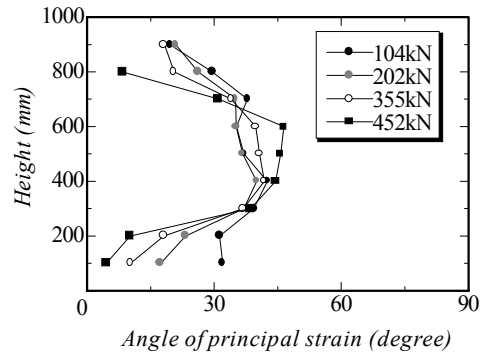


図-10 主ひずみの角度 (供試体 1, E 点)

いても同様に側面からみて端部 (S 点, N 点), および部材軸 (E 点) になるように配置した。また, 3 軸ゲージは, 供試体全体のひずみ分布が把握できるように, 供試体の下端から上端まで, 100mm, または 150mm 間隔に配置した。

(4) 測定結果の検証

ここで, アクリル板に貼付した 3 軸ゲージの測定値の検証を行う。せん断スパン比が最も大きい供試体 3 の N 点の測定値から算定した最大主ひずみ, および主ひずみの角度を検証例とし, 図-5, および図-6 に示す。ここで, 横軸は, 最大主ひずみ, または主ひずみの角度, 縦軸は部材高さである。载荷は, S 点から N 点方向に行うため, N 点の上側は引張, 下側は圧縮となる。また, 主ひずみの角度は, 図-3 に示すように水平方向から最大主ひずみ直交方向, つまり, ひび割れ方向を時計回りにとることとした。

せん断スパン比の大きい供試体 3 では, 上端から 300mm の位置で, 81kN の時に曲げひび割れが発生した。図-5 より, 74kN から 104kN のとき, 上端から 300mm の位置の最大主ひずみが, コンクリートの引張強度時のひずみ (以下, 限界引張ひずみ) 約 100 μ を超えていることがわか

る。また, 主ひずみ角度についても上端が 0 度, つまり, ひび割れ方向が水平, 下端が 90 度, つまり, ひび割れ方向が鉛直を示しており, 想定されるひび割れ性状と一致した。このように, 3 軸ゲージによりコンクリート内部のひずみが精度良く, 測定できることが確認できた。

3. 実験結果

3.1 供試体 1 ($a/d=1.31$)

供試体 1 の荷重-変位関係を図-7 に, 破壊時のひび割れ性状を図-17 に示す。せん断スパン比の最も小さい供試体 1 は, 138kN のとき下端に曲げひび割れが発生し, その後, 上端から 100mm の位置に発生した曲げひび割れが, 355kN のとき斜めひび割れに進展した。

ここで, 部材軸 (E 点) の最大主ひずみ, 最小主ひずみ, および主ひずみの角度を図-8, 図-9, および図-10 に示す。図-8 より, 最大主ひずみは, ほぼ一様に増加し, 最大荷重時の 560kN のとき, 部材高さ中央で, 限界引張ひずみを超えていることがわかる。この位置は, 下端から 400mm であり, 終局時の斜めひび割れ発生位置と一致している。また, 最小主ひずみは,

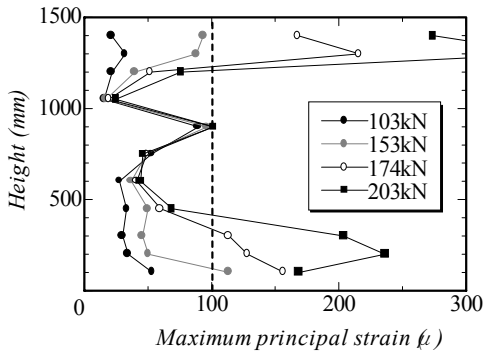


図-11 最大主ひずみ (供試体 2, E 点)

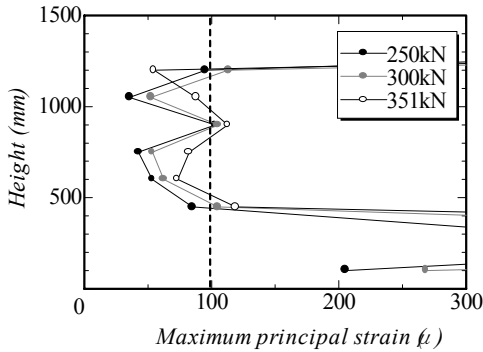


図-13 最大主ひずみ (供試体 2, E 点)

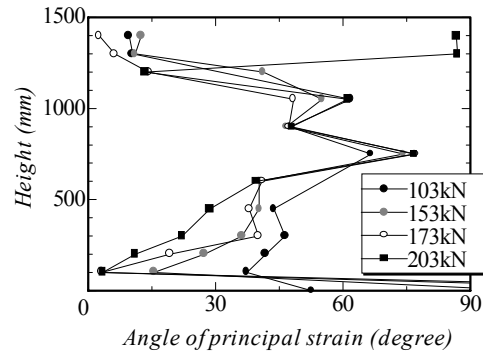


図-12 主ひずみの角度 (供試体 2, E 点)

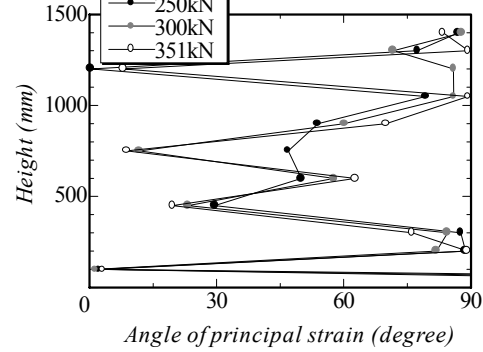


図-14 主ひずみの角度 (供試体 2, E 点)

終局時においても -100μ 程度であった。このことから、せん断スパン比が 1.3 程度であっても、引張が支配的な 2 軸のひずみ場であることがわかる。また、主ひずみの角度は、下端から 300mm の位置から 700mm の位置までの範囲で約 45 度であることから部材高さ中央では広い範囲で 45 度の様な主応力の流れが形成され、上下端では、荷重の増加に従って主ひずみの角度が水平に変化していることがわかる。

3.2 供試体 2 (a/d=1.96)

供試体 2 の荷重-変位関係を図-7 に、破壊時のひび割れ性状を図-18 に示す。せん断スパン比が 2 程度の供試体 2 は、138kN のとき下端に曲げひび割れが発生し、その後、172kN のとき、上部に発生した曲げひび割れが斜めひび割れへと進展し、358kN のとき部材高さ中央に斜めひび割れが発生し、破壊に至った。

ここで、部材軸 (E 点) の最大主ひずみ、および主ひずみの角度を図-11、および図-12 に示す。図-11 より、最大主ひずみが、153kN から 174kN のときに上下端から 300mm の位置に発生した斜めひび割れが部材軸を横切ることがわかる。これは、観察された斜めひび割れの位置、

発生荷重と一致するものであった。また、この位置の主ひずみの角度は、約 30 度であることから、図-18 (左) に示すような主応力の流れが上下端に形成されていたと推測できる。

全周に軸方向鉄筋を有し、逆対称曲げ荷重を受ける本供試体では、上下端の斜めひび割れが圧縮縁近傍に達しても荷重の低下は起こらず、斜めひび割れ発生荷重 172kN の 2 倍以上の 358kN に荷重が達したとき、部材高さ中央付近に発生した斜めひび割れにより破壊に至った。

ここで、斜めひび割れが発生した 172kN 以降の最大主ひずみを図-13、主ひずみの角度を図-14 に示す。上下端に斜めひび割れが発生して以降、徐々に部材高さ中央の最大主ひずみが増加し、下端から 900mm の位置の最大主ひずみが、コンクリートの限界引張ひずみに達したときに斜めひび割れ発生したことがわかる。このとき主ひずみの増大した位置は、観察された斜めひび割れ発生位置と一致していた (図-18 (右) 参照)。さらに、このとき主ひずみの角度は、下端から 400mm, 800mm, および 1200mm の位置では水平に近く、また、2 観察された斜めひび割れの位置である 600mm と 900mm の位置で

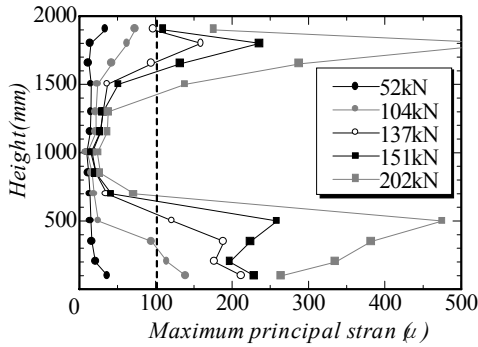


図-15 最大主ひずみ (供試体 3, E 点)

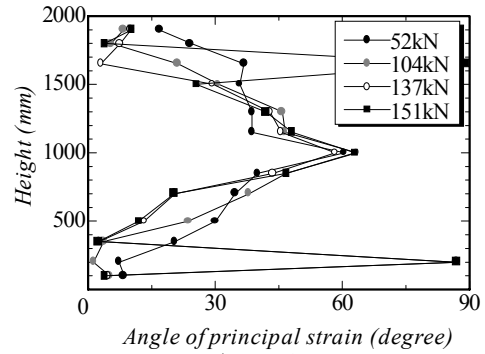


図-16 主ひずみの角度 (供試体 3, E 点)

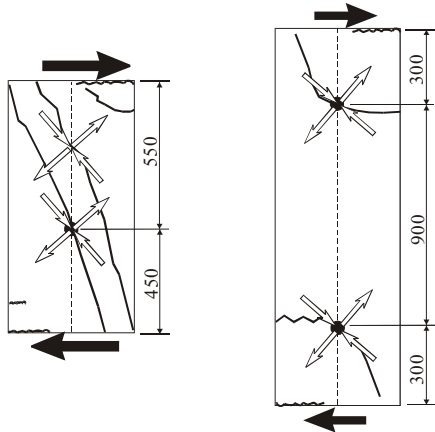


図-17 破壊性状 (第 1 段階)
(供試体 1)

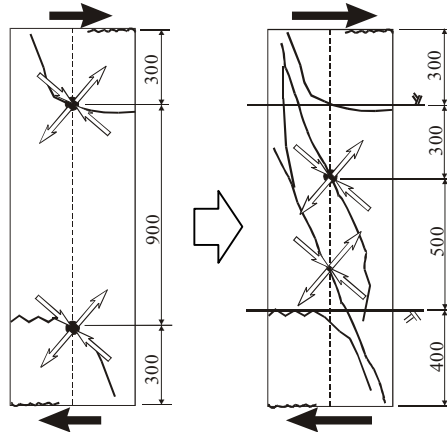


図-18 破壊性状 (供試体 2)

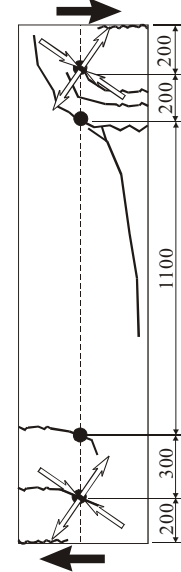


図-19 破壊性状
(供試体 3)

は、60 度に近いことが確認できる。これは、400mm と 1200mm の位置を固定端と仮定したときの主応力の流れと一致し、また、斜めひび割れの性状も供試体 1 と類似している。つまり、供試体 2 では、第 1 段階として上下端 300mm の位置に大きな主応力の流れが形成され、斜めひび割れが発生する。そして、第 2 段階として、斜めひび割れ面を固定端としたような主応力の流れが、そのさらに内側に形成されたと考えることができる。これは、逆対称曲げ荷重を受ける部材が、はり等の対称曲げ荷重を受ける部材と比較し、耐力が増加する原因となる可能性がある。

3.3 供試体 3 ($a/d=2.61$)

供試体 3 の荷重-変位関係を図-7 に、破壊時の性状を図-19 に示す。せん断スパン比が比較的大きい供試体 3 は、59kN のとき下端に曲げ

ひび割れが発生し、その後、137kN のとき、上部に発生した曲げひび割れが斜めひび割れへと進展し、236kN のとき上部の斜めひび割れから進展した軸方向鉄筋に沿う鉛直ひび割れにより破壊に至った。

ここで、部材軸 (E 点) の最大主ひずみ、および主ひずみの角度を図-15、および図-16 に示す。図-15、図-16 より主応力の流れは、部材の上下端から 20~30 度の方向に形成されたと推測される。ただし、せん断スパンが大きいと、上下端の斜めひび割れの内側に、主応力の流れが形成される前に軸方向鉄筋に沿った鉛直ひび割れが発生し、破壊に至った。帯鉄筋のない本供試体においては、軸方向鉄筋のダウエル作用に起因した鉛直ひび割れによる破壊と考えられるため、この荷重をせん断耐力とした。

4. 破壊メカニズムの検討

せん断スパン比の異なる供試体 1~3 のひび割れ性状、および内部のひずみ分布から破壊メカニズムの検討を行った。また、図-20 に斜めひび割れ発生荷重、最大荷重、および既往のせん断耐力式³⁾ (式 (1)) による算定値を示す。

$$V_c = 0.2 \cdot f_c^{1/3} \cdot (100 p_t)^{1/3} \cdot (d/1000)^{-1/4} \cdot (0.75 + 1.4/(a/d)) \cdot b \cdot d \quad (\text{kN}) \quad (1)$$

ここに、 f_c : コンクリートの圧縮強度(N/mm²)

p_t : 引張鉄筋比

d : 有効高さ (mm)

a : せん断スパン (mm)

b : 部材幅 (mm)

式 (1) は、せん断補強鉄筋のないはり部材により十分に検証された実験式であり、斜め引張破壊する矩形断面の耐力を精度よく予測する。ただし、本研究では、等積正方形を用いて円形断面の耐力を評価しているため、若干、安全側の評価をしている点も考慮する必要がある。

せん断スパン比が比較的大きい供試体 2、および 3 では、式 (1) と斜めひび割れ発生荷重がよく一致した。また、供試体 1 は、供試体 2、および 3 と異なり、図-8 に示すように上下端にあるべき主応力の流れが一体となるため、応力が緩和され、斜めひび割れ発生荷重が大きくなったと考えられる。ただし、端部の斜めひび割れ発生後、しばらくして発生した部材高さ中央の斜めひび割れによって荷重が低下するため、せん断スパン比は小さいが、破壊形式としては、斜め引張破壊に分類されると考えられる。

また、耐力に関しては、一般に、対称曲げ荷重を受けるはり部材では、斜めひび割れ発生直後に最大荷重に達するが、逆対称曲げ荷重を受ける供試体 2、および 3 では、斜めひび割れの発生後、さらに、その内側に大きな主応力の流れが形成され、主応力がコンクリートの引張強度に達するまで、荷重が増加した。また、斜めひび割れ面を固定端と仮定したせん断スパン比を用いて、式 (1) により耐力を算定すると本実験で得られた耐力に近い値となると思われる。

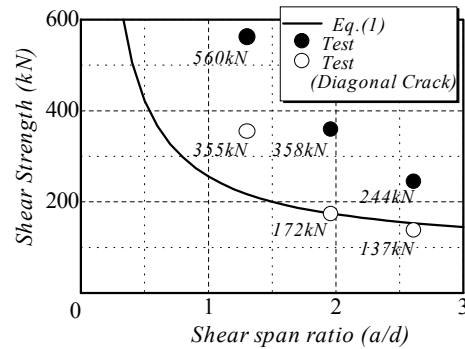


図-20 耐力とせん断スパン比の関係

5. まとめ

逆対称曲げ荷重を受ける帯鉄筋のない円形断面部材による本実験の範囲において以下の知見が得られた。

- (1) はり実験により導かれた既往の耐力式²⁾ は、逆対称曲げ荷重を受ける RC 円形断面部材の耐力を過小評価した。
- (2) せん断スパン比が 2 以上の場合、逆対称曲げ荷重を受ける部材の斜めひび割れ荷重は既往の耐力式²⁾により評価できた。
- (3) せん断スパン比が 1.5 程度の場合、両端に形成される主応力の流れが一体となるため、斜めひび割れ荷重は既往の耐力式²⁾では評価できなかった。
- (4) せん断スパン比 2 以上の部材では、既往の耐力式²⁾による算定値に達すると斜めひび割れが発生するが、発生した斜めひび割れ面のさらに内側に主応力の流れが形成される。そして、徐々に応力が増加し、引張強度を超えると、斜めひび割れが発生し、破壊に至ると推測された。

参考文献

- 1) 土木学会：コンクリート標準示方書 [構造的能照査編]，2002.3
- 2) 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強度式の適用性，コンクリート工学，Vol.42，No.2，2004.2
- 3) 二羽淳一郎，山田一字，横沢和夫，岡村甫：せん断補強鉄筋を用いない RC はりのせん断強度式の再評価，土木学会論文集，第 372 号 /V-5，pp.167-176，1986.8