

論文 逆対称曲げが作用したディープビームの破壊性状に関するせん断スパン比の影響

渡辺 健^{*1}・田所 敏弥^{*2}・谷村 幸裕^{*3}・黒川 浩嗣^{*4}

要旨：せん断スパン比の小さい鉄筋コンクリート梁（RC ディープビーム）に関して，多くの実験的・解析的検討がこれまでに報告され，せん断耐力を精度良く評価できる式が提案されている。しかし，逆対称曲げが作用する RC ディープビームに関して，これまでに研究例は少なく，土木構造物の設計では，単純支持の梁の評価式を適用しているのが現状である。本研究では，逆対称曲げを受ける RC ディープビームについて載荷試験を実施し，破壊性状，コンクリートの内部ひずみ分布およびせん断耐力に関して検討を行った。そして，支持条件が，RC ディープビームの耐荷機構に大きく影響を及ぼすことを確認した。

キーワード：逆対称曲げモーメント，RC ディープビーム，せん断スパン比，内部ひずみ

1. はじめに

鉄筋コンクリート(RC)ラーメン高架橋の横断方向の地中梁および中層梁などにおいて，地震による水平荷重が作用すると，梁の支間中央においてモーメントの正負が反転する，逆対称曲げモーメント分布が形成される。このような梁は，せん断スパン a と有効高さ d の比 a/d が比較的小さい，ディープビーム的構造となる場合も少なくない。このような土木構造物の設計に対して，現在では，単純支持条件下におけるRCディープビームのせん断耐力評価式¹⁾が適用されている。このような支持条件において，せん断補強効果²⁾や寸法効果³⁾などRCディープビームに関する多くの知見が近年までに蓄積されている。しかし，逆対称曲げモーメント分布が形成される梁においては，耐荷機構が異なると考えられることから，現行の評価式の適用は適当でない可能性がある。

本研究は，逆対称曲げを受ける RC ディープビームの破壊性状を実験的に捉え，現行のせん断耐力評価法の適用可能性を検討することを目的としている。支持条件がせん断耐力におよぼす影響を確認するため，実験では，単純支持条件下を対象と

した既往の研究²⁾の試験体諸元を参照している。これまでの RC ディープビームの研究には，形成されるタイドアーチ的耐荷機構の，圧縮ストラットを対象に検討を行っている点に特徴がある。また，逆対称曲げモーメントが作用する柱および梁を対象として定式化された，日本建築学会の靱性保証型耐震設計指針⁴⁾（以下，耐震設計指針）におけるせん断耐力算定式には，耐荷機構として，トラス機構および梁全長に形成されるアーチ機構が考慮されている。

そこで実験では，耐荷機構を議論するうえで重要な情報となる RC ディープビーム内部のコンクリートのひずみを，アクリル板を使用して計測した。そして，他の試験結果と合わせて議論することで，せん断スパン有効高さ比(a/d)およびせん断補強鉄筋比(p_w)が，逆対称曲げ作用下の RC ディープビームの挙動に及ぼす影響を議論した。

2. 実験概要

2.1 試験体および載荷概要

図 - 1 に，試験体概要を示す。試験体は，左右にフ - チング部を有する矩形断面の RC 梁であり，

*1(財)鉄道総合技術研究所 構造物技術部コンクリート構造研究室研究員 Ph.D. (正会員)

*2(財)鉄道総合技術研究所 構造物技術部コンクリート構造研究室副主任研究員 博(工) (正会員)

*3(財)鉄道総合技術研究所 構造物技術部コンクリート構造研究室長 博(工) (正会員)

*4(財)鉄道総合技術研究所 構造物技術部コンクリート構造研究室研究員 工修 (正会員)

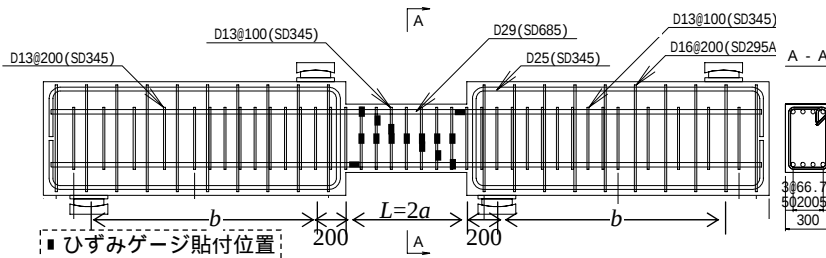


図 - 1 試験体概要 (単位: mm)

表 - 1 鋼材の材料特性

呼び名	断面積 (mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)
D29*	642	721	1.94×10^5
D16	199	383	1.94×10^5
D13	127	369	1.91×10^5
D10	71	390	1.83×10^5

*: 0.2 %オフセット値

表 - 2 試験体諸元および試験結果

試験体諸元							実験値							実験値	算定値 ⁴⁾		
No.	名称	a/d	a mm	b mm	せん断補強鉄筋		f _c N/mm ²	V _{1st} kN	V _{2nd} kN	V _{sh} kN	V _y kN	V _{max} kN	角度 ^{*1}	破壊	V _{sb} ²⁾ kN	V _u kN	V _{bu} kN
					呼び名	p _w , %							°	TYPE			
1	DB200	0.5	200	1900	-	0.00	29.9	225	391	652	-	652	40	A	853	440	508
2	DB400	1	400	1700	-	0.00	28.6	185	244	350	-	381	20	A	632	272	344
6	DB404				D10	0.48	27.3	225	240	468	468	544	30	B	750	407	362
3	DB408				D13	0.84	28.9	210	275	375	498	621	30	B	804	479	408
4	DB600	1.5	600	1500	-	0.00	30.3	145	145	235	-	250	10	A	284	189	292
7	DB604				D10	0.48	27.8	190	198	-	385	440	-	C	491	402	333
8	DB608				D13	0.84	28.9	201	201	-	479	549	-	C	570	479	392
9	DB613				D16	1.32	27.0	200	200	450	628	643	40	B	-	520	446
5	DB800	2	800	1300	-	0.00	29.3	135	-	-	-	138	-	D	-	139	253
11	DB804				D10	0.48	26.9	165	202	-	260	394	-	C	416	395	311
12	DB808				D13	0.84	29.3	150	175	-	391	519	-	C	440	482	386

*¹: $V=V_{max}$ の際、支間中央で観察された斜めひび割れを対象に、梁上端より $1/2d$ の位置を中心に高さ $1/3d$ の範囲で直線近似した角度

中央の試験区間は、長さ $L = 2a$ (a : せん断スパン) 有効高さ $d = 400$ mm および幅 $b_w = 300$ mm である。これは、実験結果を比較するために、谷村ら²⁾の試験体諸元を忠実に再現したものであり、RC ラーメン高架橋に使用される一般的な諸元となっている。使用した鋼材の材料特性を、表 - 1 に示す。引張鋼材には、異形 PC 鋼棒 (D29) を断面の上下縁に計 8 本配置した。引張鋼材比は 2.14%，軸方向鉄筋の芯かぶり は 50 mm とした。

表 - 2 に、試験体諸元を示す。 a/d およびせん断補強鉄筋比 (p_w) を変化させた試験体を、計 11 体製作した。試験体の名称には、 a および p_w が反映されている。せん断補強鉄筋には、D10、D13 および D16 である閉合形状の鉄筋を使用し、100 mm の間隔で配置した。使用したコンクリートは、水セメント比が 0.605、骨材最大寸法が 20 mm であった。

荷重は、4 点曲げ単調荷重とし、支間中央においてモーメントの正負が反転する、逆対称曲げモーメントを作用させた (図 - 2)。荷重点および支点は、拘束を取り除くためにローラー支承とし、幅 250 mm の支圧板を設置した。試験時のコンクリートの圧縮強度 (f_c) の平均値は、28.6 N/mm² であった。

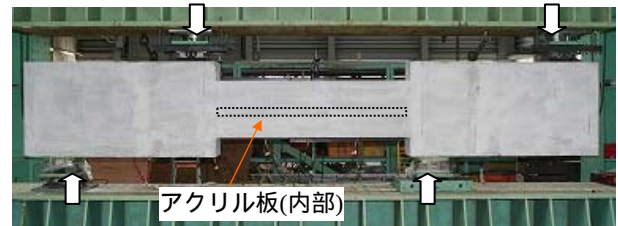


図 - 2 試験体の荷重状況



図 - 3 荷重時における変位の計測状況

2.2 測定項目

(1) ひずみ

せん断補強鉄筋の梁高さ中央および支間を対角に結ぶ直線上の位置、および軸方向鉄筋にゲージを貼付することで、ひずみを計測した (図 - 1)。

また、コンクリート内部に発生するひずみの特性を把握するために、直角 3 軸形口ゼットゲージ (測定長: 3 mm) を、100 mm 間隔で貼付したアクリ

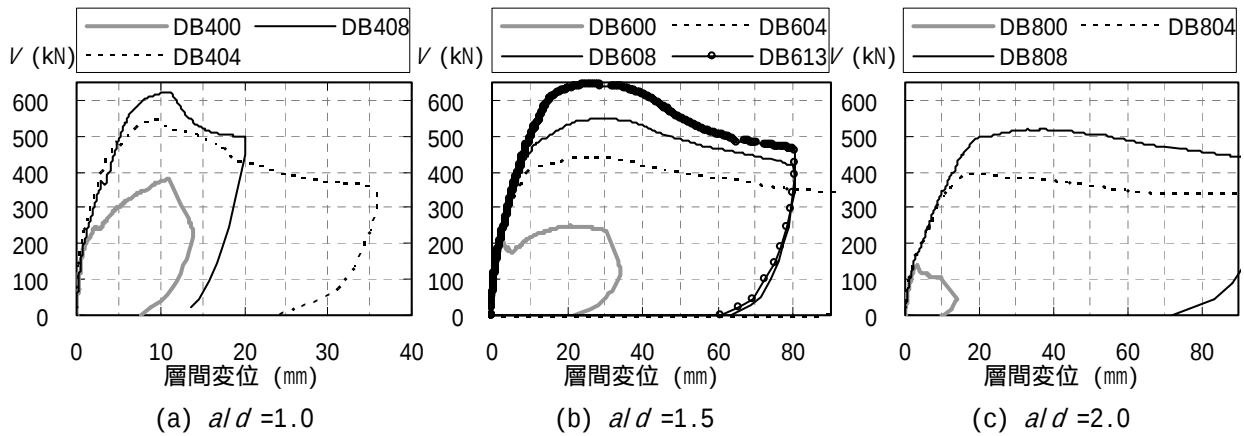


図 - 4 セン断力 - 層間変位関係

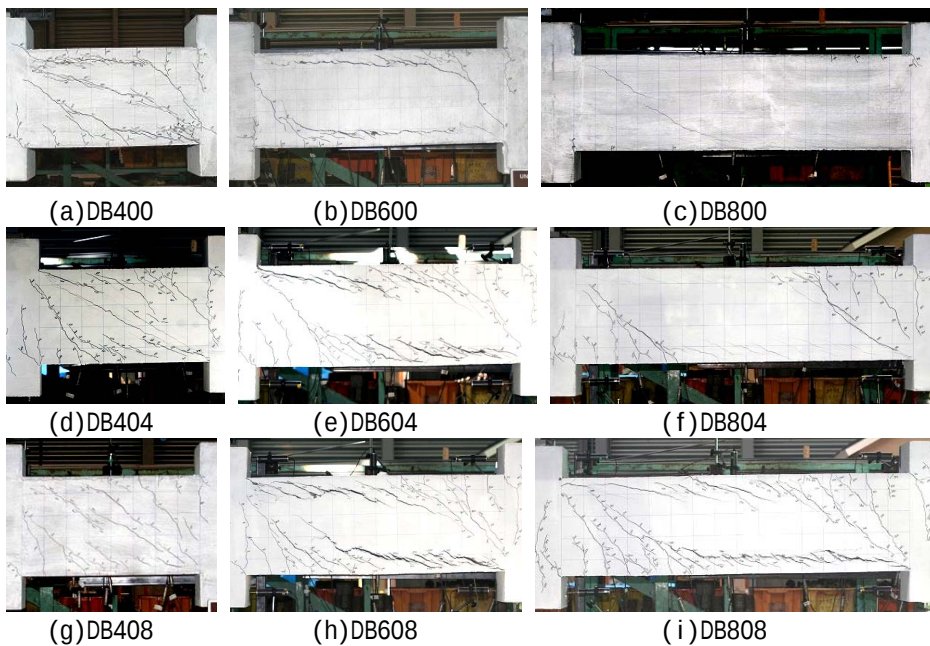


図 - 5 試験体のひび割れ状況 (せん断力= V_{max})

V_{1st} , V_{2nd} : 曲げせん断ひび割れ発生

V_{sh} : 斜めひび割れ発生

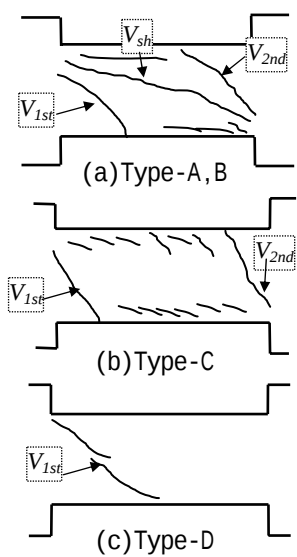


図 - 6 各 Type のひび割れ性状

ル板を、試験体内部に設置した⁵⁾。DB604 および DB608 を除く 9 体の試験体の断面中央内部に配置し (図 - 2), 得られた測定結果から, 主ひずみおよび同方向を算出した。

(2)変位および荷重

図 - 3 に, 試験体周囲に設置した変位計位置を示す。両フーチング間の変位 (以下, 層間変位) およびせん断スパンにおけるせん断変形を計測した。また, 載荷点および支点到ロードセルを設置し, 得られた値を用いてせん断力(V)を算出した。

3. 実験結果および考察

3.1 破壊形態および荷重 - 変位関係

図 - 4 にせん断力 - 層間変位関係, および図 - 5 にせん断が最大値(V_{max})に達した (以下, ピーク)

直後の試験体のひび割れ状況を示す。 V_{max} およびピーク以降のせん断力 - 層間変位関係に関して, セン断補強効果が明確に観察できた。

破壊形態を, ひび割れ発生およびせん断補強鉄筋降伏など破壊形態の違いから, Type-A ~ D に区別した。ひび割れ性状を図 - 6 に示す。実験中に試験体が生じた特徴的な力学的挙動を, 目視観察, セン断変形, 内部コンクリートおよびせん断補強鉄筋のひずみを総合的に捉えることで判断した。その際計測されたせん断力(V_{1st} , V_{2nd} , V_y , V_{sh} , V_{max}), および支間中央で観察された斜めひび割れの角度を, 表 - 2 にまとめる。

(1)Type-A (DB200, DB400, DB600)

載荷に伴い, 梁の両端部の引張縁に曲げひび割れが発生, その後曲げせん断ひび割れに発展した

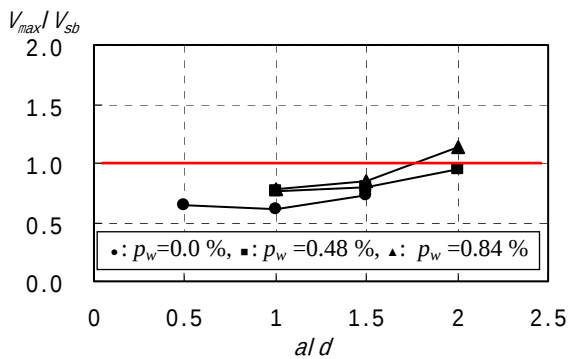


図 - 7 支持条件の違いによる影響

(せん断力: V_{1st} , V_{2nd})。そして、軸方向鉄筋に沿ったひび割れの成長が観察され、支間中央のコンクリートに斜めひび割れが発生(せん断力: V_{sh})した後、 V_{max} に達した。この支間中央に発生した斜めひび割れは、両せん断スパンを介して支間全体を対角に結ぶ直線にほぼ近似できる。この斜めひび割れの形態は、単純支持条件下の RC ディープビームにおける形態と大きく異なる点である。

(2) Type-B (DB404, DB408, DB613)

Type-A と同様に、曲げせん断ひび割れおよび支間中央に斜めひび割れが発生した後、せん断補強鉄筋が降伏(せん断力: V_y)した。Type-A と比較して、斜めひび割れが支間中央に多数確認された後も耐力を保持し、軸方向鉄筋に沿ったひび割れが観察され、 V_{max} に至った。

(3) Type-C (DB604, DB608, DB804, DB808)

$V = V_{1st}$ および V_{2nd} で試験体に曲げせん断ひび割れが発生したが、支間中央の斜めひび割れ発生は観察されなかった。試験体は、 V_y で、軸方向鉄筋付近にてせん断補強鉄筋の降伏を確認した後、 V_{max} に達した。また、本試験体では、軸方向鉄筋に沿ったひび割れが観察された。

(4) Type-D (DB800)

DB800 では、片側せん断スパンの斜めひび割れ発生(V_{1st})とほぼ同時に、ピークに達した。

3.2 せん断耐力の検討

表 - 2 に、谷村ら²⁾の RC ディープビームの単純支持荷重試験結果(V_{sb})、および靱性保証型耐震設計指針⁴⁾に基づきせん断耐力を試算した結果(V_u , V_{bu})を示す。ここで、 V_u : せん断強度、および V_{bu} : 付着破壊の影響を考慮したせん断強度、である。

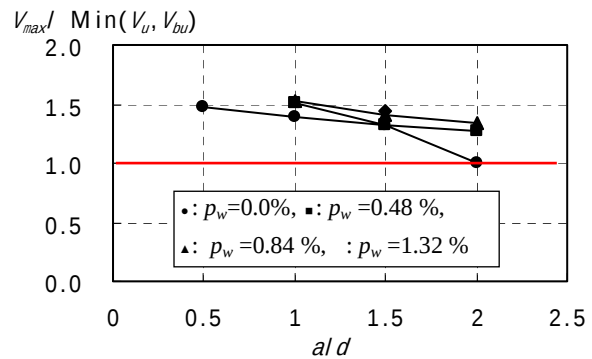


図 - 8 耐震設計指針式⁴⁾による算出値との比較

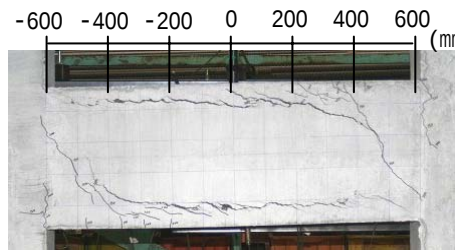
(1) 支持条件の違いによる影響 (V_{max}/V_{sb})

支持条件の違いによる RC ディープビームのせん断耐力への影響を把握するために、図 - 7 において V_{max} および V_{sb} を比較する。なお、図中の V_{max} および V_{sb} は、 f'_c の影響を考慮して、それぞれ試験時の f'_c の $2/3$ 乗で除すことで得た値を用いている。

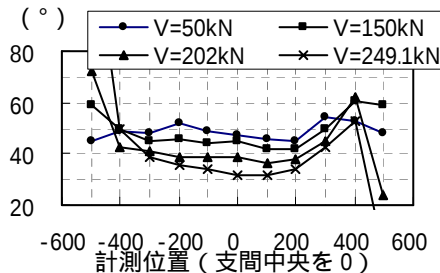
図 - 7 に示すとおり、 a/d および p_w が比較的小さい条件において、 $V_{max}/V_{sb} < 1.0$ となった。特に、 $p_w = 0.0\%$ である試験体において、 V_{max}/V_{sb} は、ほぼ $0.6 \sim 0.7$ であった。これは、単純支持条件下における RC ディープビームの破壊は、せん断スパンを対角に結ぶ圧縮ストラットの圧壊に起因して終局に至る形態が報告されている^{1), 2)}。しかし、本実験では、圧縮ストラットを推定する斜めひび割れの形態が支間を対角に結ぶ直線に近似できたこと (Type-A)、あるいは軸方向鉄筋に沿ったひび割れが卓越して発生したこと (Type-B, C) から、破壊形態が支持条件に依存して大きく異なったことによる結果であると考えられる。

したがって、単純支持条件下における実験結果に基づいて導出されている現行の評価式^{1), 2)}を、本試験体のような逆対称曲げモーメントが作用する RC ディープビームに適用する場合、耐力を過大に評価する可能性があると考えられる。

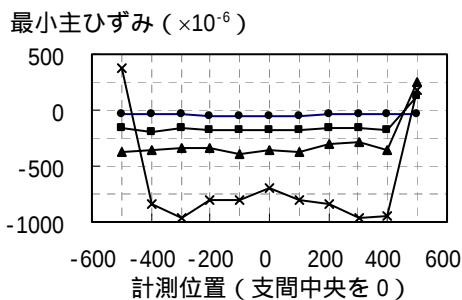
一方、図 - 7 に示すとおり、同一の a/d において V_{max}/V_{sb} を比較すると、 p_w の増加とともに V_{max}/V_{sb} が増加している。これは、単純支持条件下の RC ディープビームに対し、本実験の支持条件下の RC ディープビームにおけるせん断補強効果が高くなることを示しており、この傾向は、 a/d の増大とともに顕著となった。



(a) ひび割れ状況

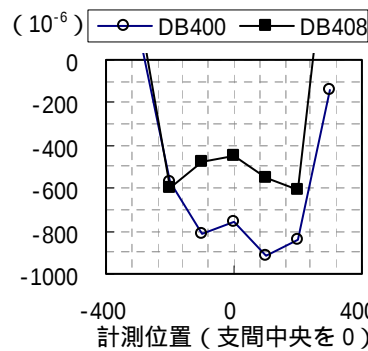


(b) 最小主ひずみ角度(時計回りを正)

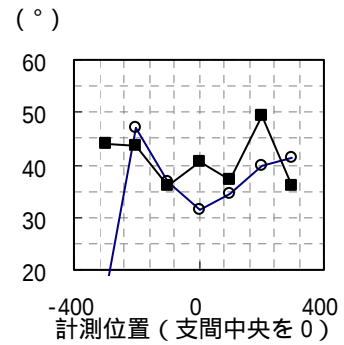


(c) 最小主ひずみ分布

図 - 9 内部ひずみ分布 (DB600)

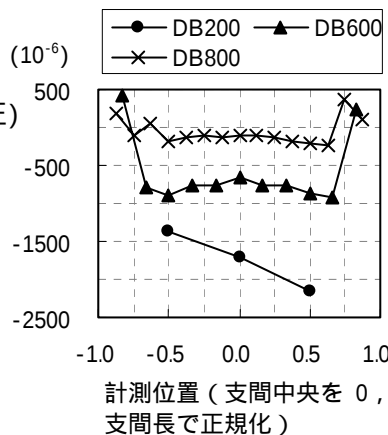


(a) 最小主ひずみ分布

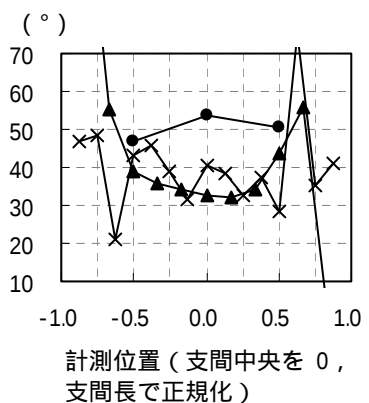


(b) 最小主ひずみ角度

図 - 10 異なる p_w における内部ひずみの比較 ($V=350$ kN)



(a) 最小主ひずみ分布



(b) 最小主ひずみ角度

図 - 11 $p_w=0\%$ における内部ひずみ分布の比較 ($V=V_{max}$)

(2)耐震設計指針式によるせん断強度との比較

V_u および V_{bu} の試算の結果, 破壊形態が Type-A であった試験体では $V_u < V_{bu}$, Type-B, C では, 付着破壊の影響を考慮したせん断強度(V_{bu})が V_u を下回る結果となった。それぞれの Type において, 支間中央の斜めひび割れ発生, あるいは軸方向鉄筋に沿った付着ひび割れ発生が確認されたことを踏まえると, 耐震設計指針式が想定している破壊形態が, それぞれ再現されたと考えられる。

図 - 8 において, V_{max} および耐震設計指針式⁴⁾による算出値 (V_u, V_{bu})の最小値($\text{Min}(V_u, V_{bu})$)を比較する。DB800 ($a/d=2.0, p_w=0.0\%$)を除くすべての試験体において, $V_{max}/\text{Min}(V_u, V_{bu})$ は, 破壊形態に依存せず 1.0 を大きく上回る結果となった。

3.3 コンクリートひずみ

コンクリート内部の梁高さ中央に配置したアクリル板より得た内部のひずみ状態を, 以下に示す

3つの観点に着目して検討をおこなった。

(1)同一試験体における経時変化 (DB600)

図 - 9 に, DB600 において, 載荷に伴い計測された最小主ひずみおよびその角度の経時変化を, 試験体のひび割れ状況と併せて示す。ただし, 角度は, 部材軸より時計回りの方向を正とした。DB600 は, $V=145$ kN 付近で両端部に曲げせん断ひび割れが発生した後, 支間中央にて斜めひび割れ発生し, 終局に至った。

図 - 9 (b) に示すとおり, 最小主ひずみ角度は, 曲げひび割れ発生が確認された $V=50$ kN では, ほぼ $45 \sim 50^\circ$ を示している。しかし, 曲げせん断ひび割れが発生した $V=145$ kN では, 両端部において計測された最小主ひずみの角度が, 約 60° に急激に増加している。この角度は, 図 - 9 (a) を参照すると, 梁の両端部において発生した曲げせん断ひび割れの角度に良く一致していることがわかる。これは,

計測値が、試験体内部の主ひずみ分布を良く再現できたことを示す結果であると考えられる。

図 - 9 に示すとおり、曲げせん断ひび割れが交差した両端部の位置を除くと、 V の増加に伴い最小主ひずみの角度が低減し、その絶対値は、計測した位置に依存せずほぼ均一に増加した。特に、ピーク付近では、 V の増加に対し卓越して増加した。解析的検討との整合が必要であるが、これらの示す結果は、本試験体の耐荷機構として、支間を対角に結ぶアーチ機構が徐々に卓越して形成されることに起因していると考えられる。

(2)せん断補強鉄筋の影響 (DB400, DB408)

図 - 10 において、同一のせん断力 ($V = 350 \text{ kN}$) が作用した DB400 および DB408 の内部ひずみ分布を比較する。DB400 に対する DB408 の結果から、支間中央では、主ひずみの角度における特徴的な差異は判断できなかったが、主ひずみの絶対値は減少した。これは、せん断補強鉄筋がせん断力を負担することで、コンクリートの貢献分が減少したことを示す結果であると考えられる。

(3) a/d の影響 (DB200, DB600, DB800)

図 - 11 に、 $p_w = 0.0 \%$ である試験体において、せん断力が V_{max} に達した際に計測された主ひずみ分布の比較を示す。異なる支間長を有する試験体を比較するため、図中の横軸は、測定位置を支間長で除した値を用いている。また、これらの試験体の破壊形態は、Type-A および Type-D であった。

図 - 11 より、最小主ひずみの絶対値およびその角度の平均値は、 a/d の減少に伴い増加した。ひび割れ発生によるひずみの計測値への影響などが考えられるため、それぞれの値の絶対値の精度に関して議論の余地があるが、図 - 11 の示す結果は、これらの試験体の耐荷機構として、 a/d の減少に伴いアーチ機構に依存する割合が増加したことを忠実に反映した結果であると考えられる。したがって、今後、結果を蓄積することで試験体諸元と内部ひずみ分布の関係に関する普遍的解釈ができれば、耐荷機構の解明にもつながり、逆対称曲げが作用した RC ディープビームのせん断耐力に関して評価の精度を高める一助になると考える。

4. 結論

- (1) 支持条件の相違が、RC ディープビームの破壊形態およびせん断耐力に影響を及ぼすことを確認した。特に、単純支持条件下における RC ディープビームのせん断耐力に対し、本試験体のせん断耐力は、 a/d およびせん断補強鉄筋比が小さい諸元において低下した。
- (2) せん断補強鉄筋による本試験体への補強効果は、単純支持条件下の RC ディープビームと比較して、高くなることを確認した。
- (3) アクリル板を使用して得たコンクリートのひずみの計測結果から、せん断力が最大値 (V_{max}) に達した際の最小主ひずみの絶対値は、 a/d の減少に伴い増加することを確認した。
- (4) 靱性保証型耐震設計指針式による試算の結果、算出値は、RC ラーメン高架橋の一般的な諸元を踏まえて製作された本試験体のせん断耐力を過小評価することを確認した。

参考文献

- 1) 二羽淳一郎：FEM 解析に基づくディープビームのせん断耐荷力算定式，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.119-126，1983.10
- 2) 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.29-44，2004.5
- 3) 幸左 賢二，脇山 知美，西岡 勉，小林 寛：せん断スパン比に着目したディープビームの破壊形態に関する実験的検討，土木学会論文集 E，Vol.62，No.4，pp.798-814，2006.11
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999
- 5) 田所敏弥，谷村幸裕，服部尚道，北沢宏和：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，コンクリート工学年次論文集，Vol.28，No.2，pp.787-792，2006.7