

論文 ディープビーム部材におけるせん断補強鉄筋の効果に関する研究

梅本 洋平^{*1}・幸左 賢二^{*2}・西岡 勉^{*3}・小林 寛^{*4}

要旨：せん断スパン比(以下, a/d)の小さいディープビーム部材における破壊のメカニズムとせん断補強鉄筋の効果を把握するため, a/d とせん断補強鉄筋比(以下, P_w)をパラメータとした載荷実験を行った。その結果, $a/d = 0.5, 1.0$ の供試体は, せん断圧縮破壊, $a/d = 1.5$ の供試体は, 曲げ耐力が相対的に小さいために, 斜めせん断ひび割れが支配的な破壊と, a/d により破壊性状が異なることが分かった。

キーワード：ディープビーム, せん断スパン比, せん断補強鉄筋, 破壊形態

1. はじめに

壁式橋脚や開削トンネル断面のような, a/d が小さいディープビーム部材では, せん断補強鉄筋の効果, 通常の鉄筋コンクリート部材と同様には評価できないことが既往の研究により明らかとなっている¹⁾。筆者らは過去の実験データを基に, 独自のコンクリートせん断耐力式²⁾を提案しているものの, 実験供試体ごとの差異が大きいこともあり, 実部材を対象とした設計法の確立には至っていない。このように, ディープビーム部材は不明確な点が多いことから, 一般の設計には通常の棒部材としてせん断耐力が算定され, せん断補強鉄筋量を大幅に増加させ, せん断耐力を確保する手法が多く採用されている。しかし, せん断補強鉄筋の効果は, 特に正負交番載荷下では, 十分発揮されない可能性が高く, 単純にせん断補強鉄筋量を増加させる現状の設計法は, 極めて危険かつ不経済な設計になっている可能性が高い。

そこで, 本研究では, ディープビーム部材の設計法を確立するために, a/d と P_w をパラメータとした載荷実験を行い, a/d がせん断補強鉄筋効果に及ぼす影響と共に, せん断抵抗メカニズムについての検討を実施した。

2. 実験概要

2.1 供試体概要

表 - 1 に実験供試体の諸元及び圧縮試験結果を示す。今回の実験では, $a/d(0.5, 1.0, 1.5)$ と $P_w(0, 0.4, 0.8\%)$ をパラメータとした。なお, $a/d = 1.0$ の供試体については, 破壊形態の差が見られたため, 同一条件で2体ずつ実験を実施したが, B-6, 7 供試体は, 下面の不陸のため, 支承版条件が異なり, 特異な圧壊となったため, 評価対象からは除外した。表 - 2 に鉄筋の材料特性, 図 - 1 に供試体形状, 配筋状況, 載荷位置, ひずみ, 変位計測位置を示す。主鉄筋は D22 の異形鉄筋を5本, 圧縮鉄筋は D10 の異形鉄筋を2本, せん断補強鉄筋は D6, 10 の異形鉄筋を 65, 75mm 間隔で配置(ただし, $P_w = 0\%$ の B-2, 6, 6R, 10 供試体は鉛直方向のひずみの測定を行うため, 4 のダミー鉄筋を配置)し, 載荷版間の損傷を防ぐために, 供試体中央部に D10 の異形鉄筋を配置した。載荷位置は2点対称載荷とし, 静的な単調増載荷を行った。載荷版および支承版は 100mm 幅の鋼板を用い, ひび割れ進展状況を確認するため, 1 ステップ 50kN 刻みとし, ステップ間は 0kN まで除荷する繰り返し載荷を行った。

*1 九州工業大学大学院 工学研究科建設社会工学専攻 (正会員)

*2 九州工業大学 工学部建設社会工学科教授 Ph.D. (正会員)

*3 阪神高速道路公団 工務部設計課 (正会員)

*4 独立行政法人土木研究所 耐震研究グループ耐震チーム (正会員)

表 - 1 供試体諸元

供試体No.	せん断スパン比 a/d	せん断スパン a(mm)	有効高さ d(mm)	部材幅 b(mm)	せん断補強鉄筋比 Pw(%)	主鉄筋比 Pt(mm)	コンクリートの圧縮強度 σ_{ck} (Mpa)
B-2	0.5	200	400	200	0.0	2.02	36.2
B-3					0.4		
B-6					0.0		
B-6R	1.0	400			0.0		31.3
B-7					0.4		36.2
B-7R					0.4		31.3
B-10	1.5	600	0.0	29.2			
B-11			0.4				
B-12			0.8		31.3		

表 - 2 材料特性

呼び名	降伏強度 σ_{sy} (Mpa)	引張強さ (Mpa)
D4	342.4	398.3
D6	356.4	527.8
D10	372.0	518.0
D22	376.0	552.0

規格:SD345

R: 同形状供試体の2体目

2.2 測定項目

主な測定項目は、供試体変位、鉄筋ひずみ(主鉄筋、帯鉄筋)、ストラット方向のひずみ、ひび割れ進展状況及びせん断変形の5項目とした。ストラット方向のひずみの計測は、二羽ら³⁾が用いた手法を参考にし、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、載荷版中央と支承版中央とを結ぶ位置に埋め込み、測定を行った。図-2にデジタルカメラの撮影位置を示す。撮影は、載荷版付近、ストラット中央、支承版付近の3箇所で行った。

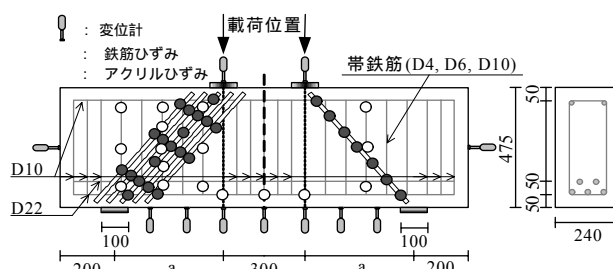


図 - 1 供試体形状とひずみ・変位計測位置

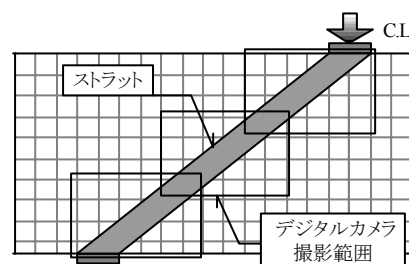


図 - 2 デジタルカメラ撮影位置

3. 実験結果

3.1 破壊モードと最大耐力

表 - 3に全供試体の実験結果を示す。a/d = 0.5, 1.0のB-2, 3, 6R, 7R 供試体は、ダミー鉄筋とせん断補強鉄筋が降伏することなく、圧縮ストラット領域にせん断ひび割れが進展し、載荷版または支承版付近のコンクリートが大きく剥離することで、せん断圧縮破壊に至った。また、B-6, 7 供試体は、支承版付近でコンクリートが非常に大きく剥離し、局所的な圧縮破壊を起こした。a/d = 1.5のB-10, 11, 12 供試体は、引張による斜めひび割れが圧縮ストラット下面に進展し、ダミー鉄筋または、せん断補強鉄筋が降伏した後破壊に至る一種のせん断引張破壊であった。図 - 3に a/d = 0.5, 1.0, 1.5の破壊例であるB-2, 6R, 10 供試体の、各計測ひずみが最も進展した箇所における荷重 - ひずみ関係を示す。B-2 供試体は最大荷重時(1550kN)に圧縮ひずみ

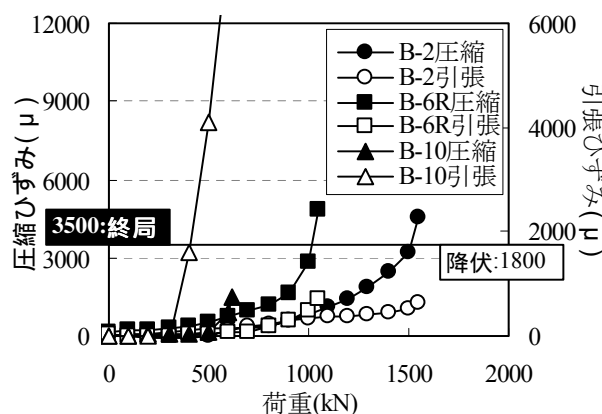


図 - 3 圧縮ひずみと引張ひずみの関係

が-3772 μ と、終局ひずみの目安値である-3500 μ を超えているが、引張ひずみは1294 μ と、鉄筋の降伏ひずみである1800 μ に至っていない。また、B-6R 供試体も同様な傾向が見られた。一方、B-10 供試体は、先に415kNでダミー鉄筋が降伏に至り、その後、圧縮ひずみは-1468 μ に達している。

表 - 3 実験結果

a/d		0.5	1.0	1.5		
P _w = 0%	供試体No.	B-2	B-6	B-6R	B-10	B-12
	最大荷重	1550(kN)	675(kN)	1050(kN)	615(kN)	1161(kN)
	破壊形態	せん断圧縮破壊	局所的な圧壊	せん断圧縮破壊	斜めせん断ひび割れ破壊 (曲げ降伏無し)	斜めせん断ひび割れ破壊 (曲げ降伏無し)
	破壊位置					
P _w = 0.4%	供試体No.	B-3	B-7	B-7R	B-11	記号の説明 破壊時に、 ●: 帯鉄筋が降伏した箇所 ○: 圧縮ひずみが3500μ を超えた箇所
	最大荷重	1536(kN)	900(kN)	1181(kN)	1025(kN)	
	破壊形態	せん断圧縮破壊	局所的な圧壊	せん断圧縮破壊	斜めせん断ひび割れ破壊 (曲げ降伏有り)	
	破壊位置					

図 - 4に全供試体の最大耐力の比較を示す。a/d = 0.5の供試体は、せん断補強鉄筋の有無による耐力の差は、ほぼ見られなかった。a/d = 1.0の供試体はP_w = 0.4%で、最大耐力が131kN増加、a/d = 1.5の供試体はP_w = 0.4%で、最大耐力が408kN増加、P_w = 0.8%で、545kN増加した。よって、a/dが小さくなるに従ってコンクリートの負担する耐力が増加し、a/dが大きくなるに従ってせん断補強鉄筋の効果が増加することが確認された。

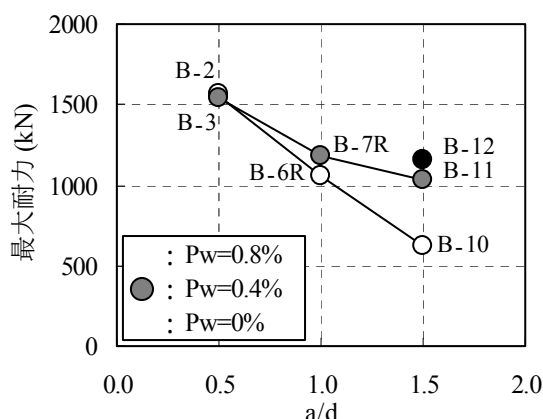


図 - 4 最大耐力の比較

3.2 提案式との比較

図 - 5 にせん断補強鉄筋を配置していない供試体(B-2, 6R, 10)の実験値と、梁部材の式(2)に、著者ら²⁾の提案した a/d の影響を考慮した係数式(3)を乗じて算定した、式(1)によるコンクリートの負担する耐力の計算値との比較を示す。

$$S_{dc} = S_c \cdot C_{dc} \quad (1)$$

$$S_c = 0.82 \cdot P_t^{1/3} \cdot (1/d)^{1/3} \cdot \sigma_{ck}^{1/3} \cdot b \cdot d \quad (2)$$

$$C_{dc} = \frac{10.3}{1+(a/d)^2} \quad (3)$$

$$S_s = A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot z/s \quad (4)$$

ここで、A_w:せん断補強鉄筋の断面積(mm²)

z = 1.15/d, s:せん断補強鉄筋の間隔(mm)

実験値/計算値はそれぞれ 0.99, 1.13, 1.10 と提案式は比較的实验値と一致している。

図 - 6 に各供試体のせん断補強鉄筋の負担する耐力の実験値と、道路橋示方書の式(4)により算出した、せん断補強鉄筋の負担するせん断耐力の計算値の比較を示す。ここで、せん断補強鉄筋の負担する耐力の実験値は、せん断補強鉄

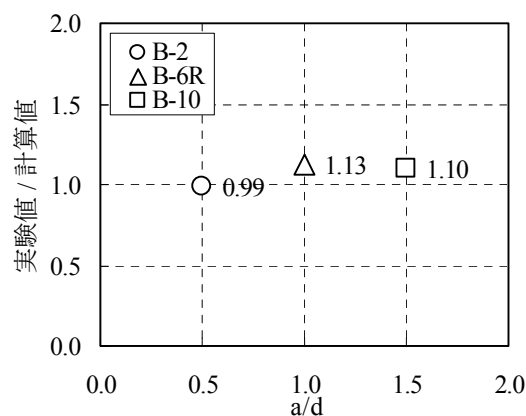


図 - 5 提案式との比較(コンクリート負担分)

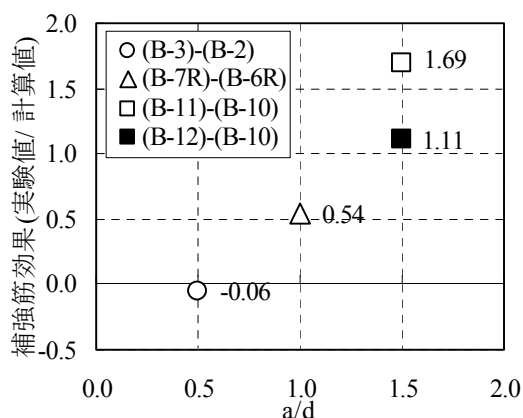


図 - 6 提案式との比較(せん断補強鉄筋負担分)

筋の配置された供試体の耐力から、配置されていない供試体の耐力を引いた値を用いている。 $a/d = 0.5$ の B-3 供試体($P_w = 0.4\%$)は-0.06 と、せん断補強鉄筋の効果は見られなかった。一方、 $a/d = 1.0$ の B-7R 供試体($P_w = 0.4\%$)は 0.54 と、計算値に対して約 5 割程度のせん断補強鉄筋の効果が見られた。一方、 $a/d = 1.5$ 供試体の B-11 供試体($P_w = 0.4\%$)は 1.69 と、計算値よりもせん断補強鉄筋の効果が大きい結果となった。しかし、B-12 供試体($P_w = 0.8\%$)は 1.11 と、ほぼ計算値と近い値を示した。以上の結果から、せん断補強鉄筋が負担する耐力は、 a/d が大きく影響し、特に $a/d = 0.5$ では効果が認められない。

4. 破壊形態の考察

4.1 $a/d = 0.5, 1.0$ の破壊形態

B-2 供試体の破壊の進展状況を以下に示す(図-7 参照)。

(a) 支承版上部からせん断ひび割れが発生し、せん断ひび割れの進展に伴い、スパン中央部に曲げひび割れが発生した。

(b) ストラット部のせん断ひび割れが繋がり、支承版直上と荷版直下には圧縮力による様々な方向へ向かう細かいひび割れが発生した。

(c) ストラット部方向のひび割れが進展し、荷版と支承版付近にコンクリートの剥離が生じ、せん断破壊に至った。

また、B-3, 6R, 7R 供試体においても同様な破壊の進展が見られた。以上のような結果をまとめ 図-8 に $a/d = 1.0$ の破壊形態の模式図を示す。 $a/d = 1.0$ の供試体は、ストラット部に作用する圧縮力が支配的となり破壊時にはストラット部にせん断破壊面を形成し、荷版と支承版付近で圧壊を起こす典型的なせん断圧縮破壊に至ることが分かった。

4.2 $a/d = 1.5$ の破壊形態

B-12 供試体の破壊の進展状況を以下に示す(図-9 参照)。また、図-9 には、ストラット中央でのせん断補強鉄筋のひずみとひび割れ幅を示す。

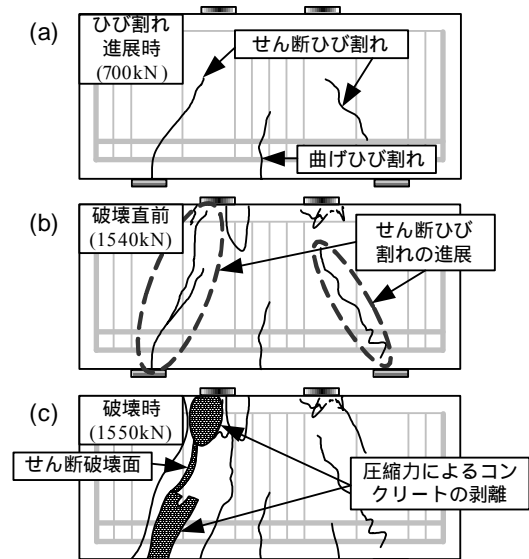


図-7 破壊の進展状況(B-2)

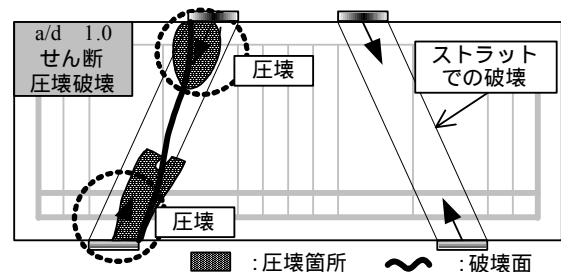


図-8 $a/d = 1.0$ の破壊形態の模式図

(a) 支承版より中央側に入った斜めひび割れが、ストラット下面に沿って荷版方向に進展した。また、せん断ひび割れが発生するまで、曲げひび割れが進展していたが、せん断ひび割れ発生後は、曲げひび割れの進展は見られなかった。

(b) 荷版方向へ向かうせん断ひび割れは、荷版の下位置まで達した後、進展が緩やかになった。

(c) 支承版内側と荷版外側を結ぶせん断ひび割れが急激に進展し、ストラット下面でせん断破壊面が形成された。また、荷版直下でコンクリートが剥離し破壊に至った。

また、B-10, 11 供試体においても同様な破壊の進展が見られた。図-10, 11 に B-11, 10 供試体のひび割れ状況、ストラット中央部でのせん断補強鉄筋ひずみ及びひび割れ幅を示す。B-10, 11, 12 供試体のせん断補強鉄筋降伏時のひび割れ幅は、それぞれ 0.40, 0.50, 0.51mm であり、このときの荷重は 415, 750, 940kN であった。その後ひび割れ幅が 1.2 ~ 2.0mm に達し、せん断破壊が発生し

た。また、 P_w が増加するとともに、せん断補強鉄筋降伏時の荷重が上昇しており、せん断補強鉄筋を配置したことによってひび割れの開きを抑制する効果があると考えられる。

図 - 12にデジタルカメラを用いた画像計測の範囲と計測点を示す。計測方法は、画像解析ソフトにより画像の曲率を除去した後、50mm四方のメッシュの各交点を基準点の座標と定め、実際の寸法と対応させて求めた。計測点は、図 - 12に示すように、a)荷重初期(100kN)からせん断補強鉄筋降伏時(940kN)、b)せん断補強鉄筋降伏時(940kN)から最大荷重時(1161kN)の2段階であり、同様な画像処理を行った。図 - 13に画像解析による座標の挙動を示す。a)より、せん断補強鉄筋の降伏までは、ひび割れ面より下側はひび割れが開く方向に動いているが、ひび割れ面より上側はほぼ動きが見られなかった。よって、ひび割れと直角方向に変形が進展することから、ひび割れ幅が広がっていくと考えられる。b)より、ひび割れ面より下側では鉛直下向きへの動きが大きくなるのが分かる。このとき、圧壊が生じることなく、ズレによる変形のみが確認されたことから、ズレによる破壊が支配的であるとされる。一方で、圧壊の生じた供試体では最大荷重時までひび割れが開く方向への挙動のみしか確認されなかった。

図 - 14 に、破壊の進展状況と画像解析結果から得られた $a/d = 1.5$ の破壊形態の模式図を示す。 $a/d = 1.5$ の供試体は、ストラット下面に作用する引張力が支配的となり、破壊時にはストラット下面にせん断破壊面を形成する。よって、ストラット下面に発生するせん断ひび割れが、破壊耐力を支配すると考えられる。

以上より、ディーブビームの破壊形態は、本実験の場合、 $a/d = 1.0$ 付近を境にして、圧縮破壊が支配的な場合と、せん断ひび割れの進展による破壊が支配的な場合の2ケースが存在すると考えられる。 $a/d = 1.0$ の実験の場合、ストラット内の載荷版と支承版付近の圧縮破壊が支配的となって終局に至り、そのため、せん断補強鉄筋

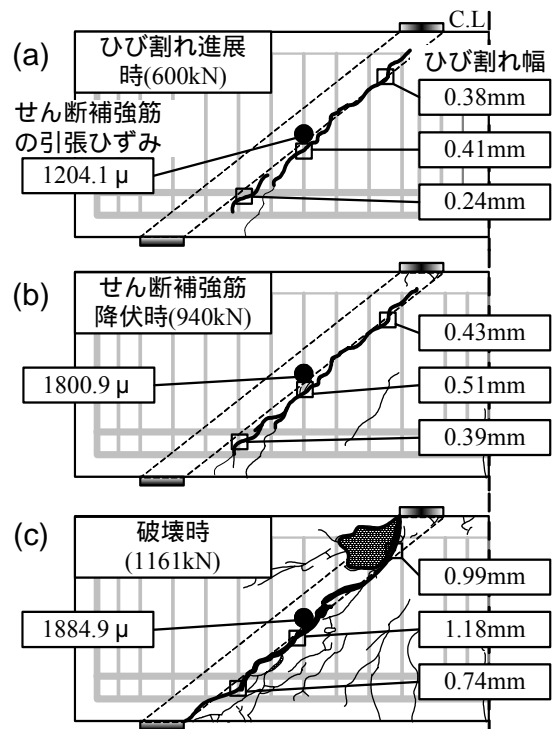


図 - 9 破壊の進展状況(B-12)

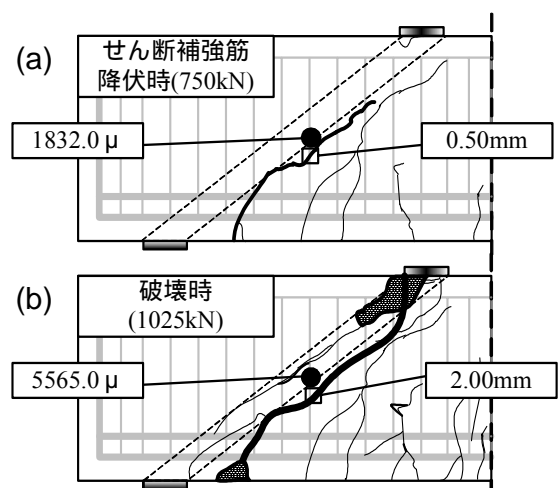


図 - 10 破壊の進展状況(B-11)

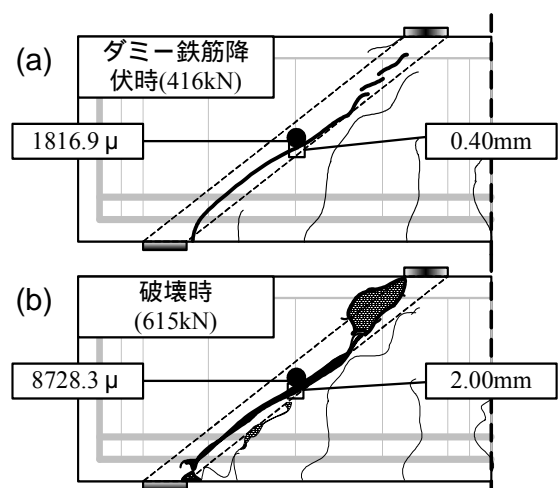


図 - 11 破壊の進展状況(B-10)

の効果が十分に発揮されない。一方、 $a/d = 1.5$ の実験の場合、曲げ耐力が小さく、せん断ひび割れが発生しやすいため、 $a/d = 0.5$ の部材に比べ、引張破壊が支配的となり終局に至る。また、せん断補強鉄筋が配置されると、斜めせん断ひび割れに対して、せん断補強鉄筋はひび割れを抑制する効果があると考えられるため、せん断耐力が上昇すると考えられる。

5. まとめ

- (1) 実験によるコンクリートせん断耐力は、提案式から算出した計算値とほぼ同様の耐力値を示し、提案式の妥当性が確認できた。
- (2) $a/d = 0.5, 1.0$ の部材は、ストラット部でのせん断圧縮破壊、 $a/d = 1.5$ の部材は、ストラット下面に発生する斜めせん断ひび割れの進展による破壊形式となり、 a/d により破壊形態が異なる結果となった。
- (3) デジタル画像処理方法を用いた分析により、 $a/d = 1.5$ の部材は、せん断補強鉄筋降伏まで、せん断ひび割れが開く方向に動き、終局時近傍ではズレ方向の変形が卓越することが確認できた。
- (4) せん断補強鉄筋の効果について、 $a/d = 1.0$ の部材は、ストラット内で圧縮破壊を起こすため十分発揮せず、 $a/d = 1.5$ 程度の部材は、せん断補強鉄筋がせん断耐力を支配する斜めせん断ひび割れの広がりを抑制する効果を持つため、十分に効果を発揮する。

参考文献

- (1) 谷村幸裕, 佐藤勉, 渡辺忠明, 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実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 23, No. 3, pp. 967-972, 2001. 7
- (2) 里道喜義, 幸左賢二, 足立幸郎, 鈴木直人: RC 梁部材のせん断耐力に及ぼすせん断スパン比 a/d の効果, コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.2, pp. 931 ~ 936, 2002. 7
- (3) Torsak LERTSRISAKULRAT, Junichiro NIWA,

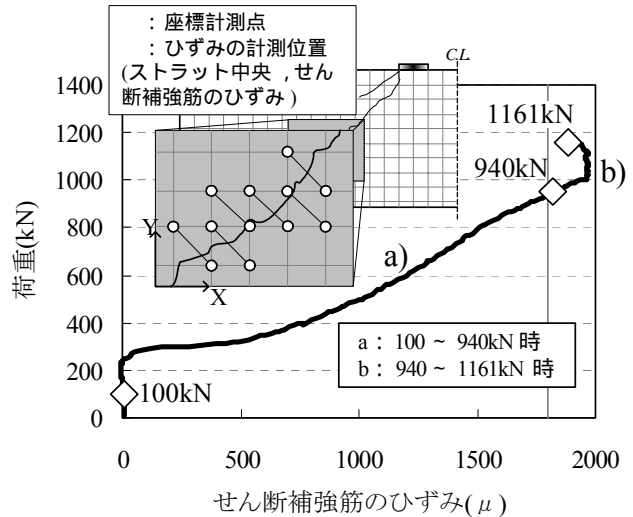


図 - 12 画像計測範囲と計測点

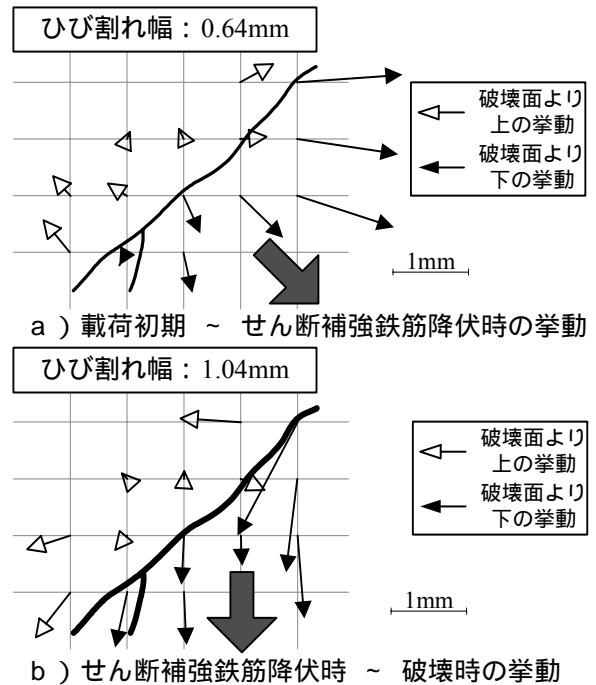


図 - 13 画像解析による挙動(B-12)

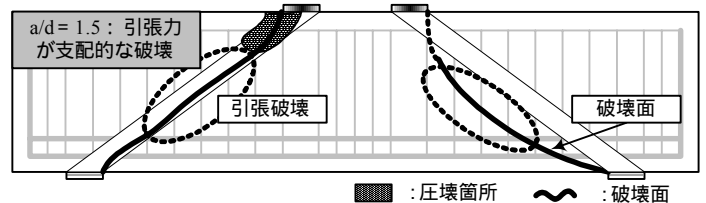


図 - 14 $a/d = 1.5 (a/d > 1.0)$ の破壊形態

Akinori YANAGAWA and Maki MATSUO : CONCEPTS OF LOCALIZED COMPRESSIVE FAILURER OF CONCRETE IN RC DEEP BEAMS , Journal. Materials, Conc. Struct. Pavements, JSCE, No.697/V-54, pp. 215-225, 2002. February