

せん断スパン比をパラメータとしたディープビームの 破壊形態に関する実験的検討

梅本洋平¹・幸左賢二²・西岡勉³・小林寛⁴

¹学生会員 九州工業大学大学院 工学部建設社会工学科（〒804-8550 福岡県北九州市戸畑区仙水町1-1）
²正会員 Ph.D. 九州工業大学教授 工学部建設社会工学科（〒804-8550 福岡県北九州市戸畑区仙水町1-1）
³正会員 阪神高速道路公団 工務部設計課（〒522-0006 大阪市中央区久太郎町4-1-3）
⁴正会員 独立行政法人土木研究所 耐震研究グループ耐震チーム（〒305-8516 茨城県つくば市南原1番地6）

1. はじめに

壁式橋脚や開削トンネル断面のような、せん断スパン比(以下a/d)が小さいディープビーム部材では、コンクリートの負担するせん断強度は通常の鉄筋コンクリート部材よりも大きく見込めるが、せん断補強鉄筋の効果については、通常の鉄筋コンクリート部材と同様の評価はできないと言われている¹⁾。筆者らは過去の実験データを基に、a/dとコンクリートのせん断抵抗、せん断補強鉄筋効果の関係に着目した分析を実施し、独自にコンクリートのせん断抵抗式²⁾を提案しているが、試験体によって破壊形式やせん断抵抗に大きな差異が発生することや、正負交番載荷状態の影響度を評価する必要もあり、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においては不明確な点が多いといった現状から、一般の設計においては通常の棒部材で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て、せん断耐力を確保する手法が多く採

用されている。しかしながら、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、単にせん断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と補強鉄筋比をパラメータとした実験により、提案しているせん断耐力式の妥当性を評価するとともに、その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

(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、表-2 に鉄筋の材料特性を示す。今回の実験では表-1 に示すように、a/d=0.5, 1.0, 1.5 とせん断補強鉄筋比Pw=0, 0.4%をパラメータとした。なお、a/d=1.0 の供試体については後述するように、破壊形態の差違

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]	圧縮強度 σck[Mpa]
B-2	0.5	200	400	200	0.0	2.02	36.2
B-3					0.4		36.2
B-6	1.0	400			0.0		36.2
B-6R					0.4		31.3
B-7							36.2
B-7R					0.0		31.3
B-10	1.5	600			0.0		29.2
B-11					0.4		29.2

R:同形状供試体の2体目

が見られたため、同一条件で2体ずつの実験を実施している。

図-1には供試体形状と併せて荷重位置、及び配筋状況を示している。ただし、せん断補強筋比(以下 P_w)が0%のB-2、B-6R、B-10 供試体には鉛直方向のひずみ測定のため、ダミー鉄筋 (D4 普通丸鋼) を配置した。また、主鉄筋としてD22の異形鉄筋を5本、圧縮鉄筋としてD10の異形鉄筋を2本、せん断補強筋としてD6の異形鉄筋を65mm 間隔で配置している。さらに、今回の実験では荷重版間で損傷を生じさせないために、供試体中央部にD10の異形鉄筋を配置している。

(2) 荷重方法

荷重位置は図-1に示すように2点対称荷重とし、静的な単調増荷荷重を行った。なお、荷重版および支承版には全て100mm 幅の鋼版を用いている。また、実験時にはひび割れ進展状況の確認のため1ステップ50kN 刻みで荷重を行い、1ステップ毎に荷重を0kN まで除荷する繰り返し荷重を行った。

(3) 測定項目

図-2に示すように、供試体変位、鉄筋ひずみ(主鉄筋、せん断補強筋)、ひび割れ進展状況、ストラット方向のひずみ、せん断変形の5項目を主な測定項目とした。特に、ディーブビームを対象供試体としているため、ストラット部に働く圧縮力が破壊メカニズムに大きな影響を与えると考えられる。そこで、二羽ら³⁾が用いた手法を参考にして、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、荷重版中央と支承版中央とを結ぶストラット部に埋め込んで測定した。

(4) デジタルカメラによる撮影

図-3にデジタルカメラ(以下カメラ)の撮影位置を示す。本実験では、図に示すようにストラットの挙動および、ひび割れの進展状況の撮影を行うために、ストラット部に3箇所カメラを設置した。使用したカメラの解像度は400万画素で、0.1mm 程度の撮影精度が必要であるため、画角は250mm×200mmとした。また、カメラの撮影は、他の測定と同様に10kN 刻みで行い、設計耐力付近では5kN 刻みで細かく挙動を追った。写真-1はストラット中央部の撮影画像を示している。

表-2 材料特性

鉄筋径	降伏強度 σ_{sy} [MPa]	引張強度 σ_{su} [MPa]
D4	342.4	398.3
D6	356.4	527.8
D10	372.0	518.0
D22	376.0	552.0

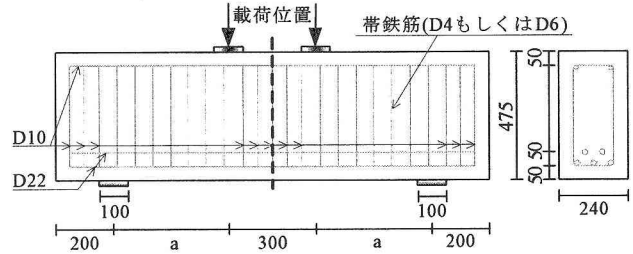


図-1 供試体形状(a:せん断スパン)

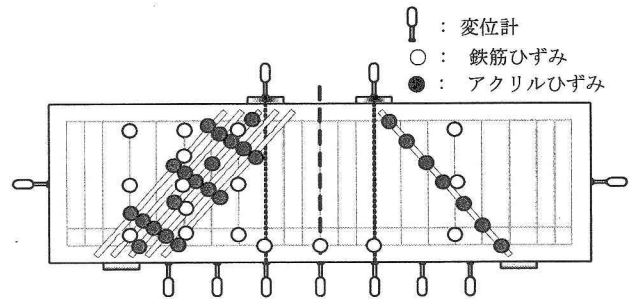


図-2 ひずみ・変位計測位置

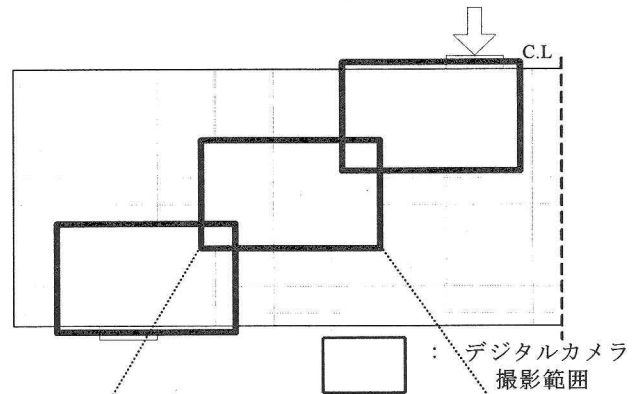


図-3 デジタルカメラ撮影位置

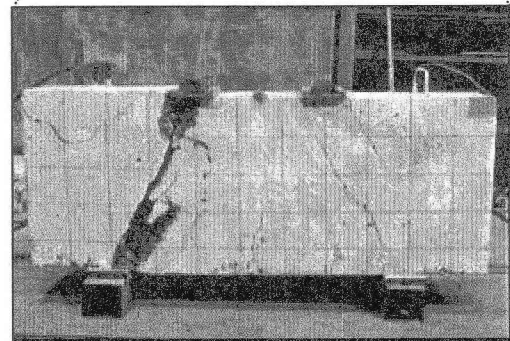


写真-1 デジタルカメラの画像

3. 実験結果の概要

(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のB-2, 3供試体とa/d=1.0のB-6R, 7R供試体は、せん断ひび割れが載荷版と支承版間で完全に繋がるのと同時に、載荷版もしくは支承版付近でコンクリートが大きく剥離し、せん断圧縮破壊を起こした。a/d=1.5のB-10, 11供試体は、帯鉄筋の降伏後せん断ひび割れが載荷版と支承版間で完全に繋がって破壊に至っている。また、a/d=1.0のB-6, 7供試体は、支承版付近での局所的な圧縮破壊を起こしており、他の供試体に共通して見られた様に、せん断ひび割れが載荷版と支承版間で繋がってせん断破壊に至る現象は見られなかった。また、コンクリートの圧縮ひずみは支承版直上部でのみ急激な進展が見られたが、他の位置では破壊に至るまでほとんど進展が見られなかった。このような特殊な破壊が起こったのは、供試体下面に締め固め不良による不陸が生じていたことが原因と考えられる。図-4にB-6供試体の下面の状況の模式図を示す。本来供試体下面と支承版は完全に密着することによって、支承版から供試体へ均一に力が伝達される。しかし、B-6, 7供試体の下面には空洞による凹凸が生じていたため、供試体と支承版の付着面積が小さくなり、その結果、付着部分の耐力負担が増したことが考えられる。そこでrが減少した場合のせん断耐力を、二羽式⁴⁾で算出した。計算の結果、付着面積が半分になるとせん断耐力がB-6供試体では約77%、B-7供試体では約81%に減少することが分かった。本実験では支承版幅の影響を考えないように、r/d=0.25に

統一しているため、B-6, 7供試体の実験結果は、他の供試体と比較検討するのに適さないと考えられるため、以下の検討対象から除外した。

図-5にa/d ≤ 1.0の代表的破壊例としてB-2, 6R供試体と、a/d > 1.0の代表的破壊例としてB-11供試体の、ひずみ進展状況を示す。図-5に示すひずみの値は、各計測ひずみが最も進展した箇所における値である。

B-2供試体は圧縮ひずみが-3772μに達しており、-3500μを超えており終局ひずみ近傍に達していることが分かる。これに対して、引張ひずみは1294μまでしか進展しておらず、降伏に至っていない。B-6R供試体も同様な傾向が見られた。以上のことからB-2, 6R供試体は、圧縮力が支配的なせん断圧縮破壊を起こしていると考えられる。

B-11供試体は終局時には圧縮ひずみが-4414μに達しており、-3500μを超えており終局近傍に達している。また引張ひずみも5565μに達しており、1800μを大きく超えて引張ひずみも降伏に至っている。

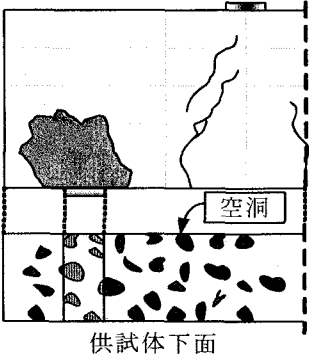


図-4 供試体下面の状況 (B-6)

表-3 実験結果

せん断スパン比 せん断補強筋比		0.5	1.0		1.5
0%	供試体No.	B-2	B-6	B-6R	B-10
	最大荷重	1550[kN]	675[kN]	1050[kN]	615[kN]
	破壊形態	圧縮破壊	局所的な圧壊	圧縮破壊	引張による破壊 (曲げ降伏無し)
	破壊位置				
0.4%	供試体No.	B-3	B-7	B-7R	B-11
	最大荷重	1536[kN]	900[kN]	1181[kN]	1025[kN]
	破壊形態	圧縮破壊	局所的な圧壊	圧縮破壊	引張による破壊 (曲げ降伏有り)
	破壊位置				

●アクリルバーの圧縮ひずみが-3500μを超えた位置
◇帯鉄筋の引張ひずみが1800μを超えた位置

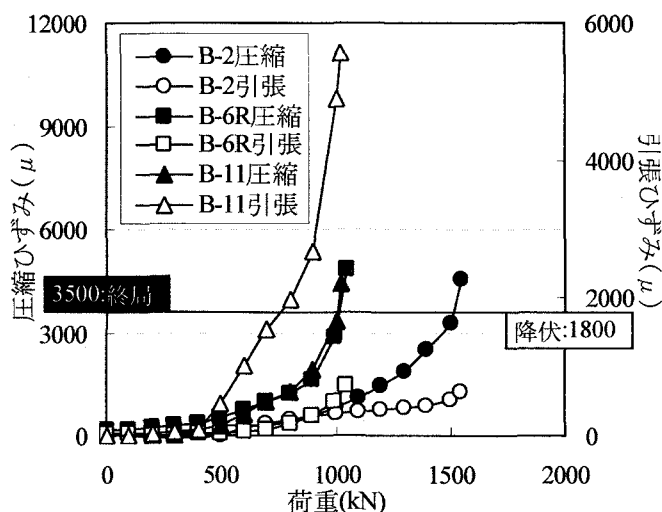


図-5 圧縮ひずみと引張ひずみの関係

圧縮ひずみと引張ひずみの進展の様子を比較すると、図より載荷荷重 751kN で引張ひずみが先に降伏に至ることが確認でき、この時の圧縮ひずみは-1245 μ である。図より、鉄筋の降伏後、圧縮ひずみが大きく進展して、終局に至っていると考えられる。

図-6 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筋の有無に関わらず、耐力に差は見られなかった。一方で、a/d=1.0, 1.5 の供試体は、せん断補強筋を配置することにより、耐力の増加が見られ、a/d が大きくなるにつれて耐力の増加量が大きくなる傾向が見られた。

(2) 提案式との比較

図-7 はせん断補強筋を配置していない供試体(B-2, 6R, 10)の実験値とコンクリートの負担する耐力の計算値 Sdc の比較を示す。ここで、計算値は(1)～(4)式に示す著者ら¹⁾の提案式を用いる。

$$S = Cdc \cdot Sc + Ss \quad (1)$$

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

$$Sc = 0.82 \cdot pt^{1/3} \cdot (1/d)^{1/3} \cdot \sigma ck^{1/3} \cdot b \cdot d \quad (3)$$

$$Ss = Aw \cdot \sigma sy \cdot z/s \quad (4)$$

$$z = d/1.15$$

S : 部材の有するせん断耐力[kN]

Sdc : コンクリート負担せん断耐力[kN]

Ss : せん断補強筋負担せん断耐力[kN]

提案式との比較をした結果、B-2 供試体は 0.99、B-6R 供試体は 1.13、B-10 供試体は 1.10 と各供試体ともほとんど計算値と近い値を示しており、提案式

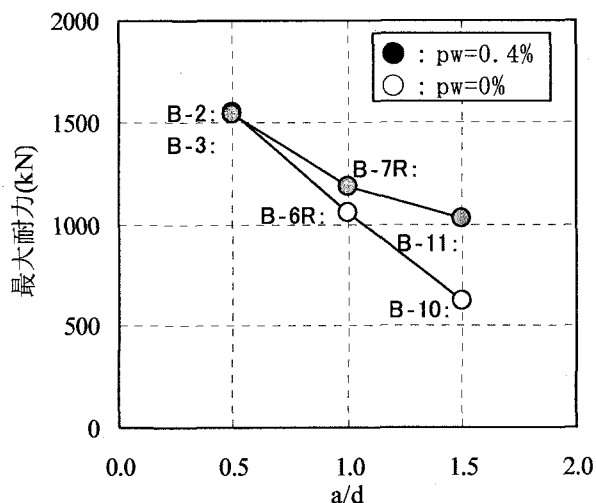


図-6 最大耐力の比較

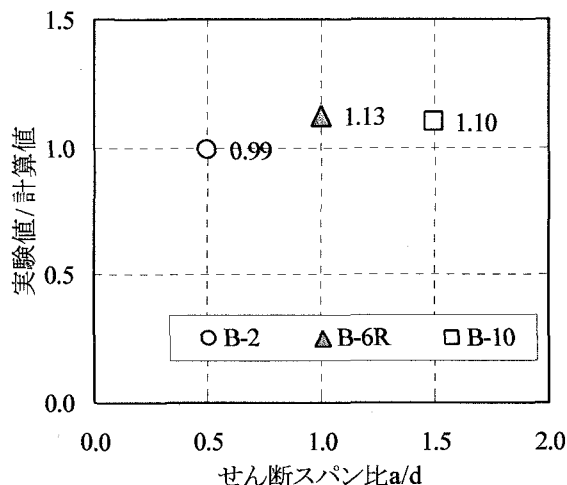


図-7 提案式との比較(コンクリート負担分)

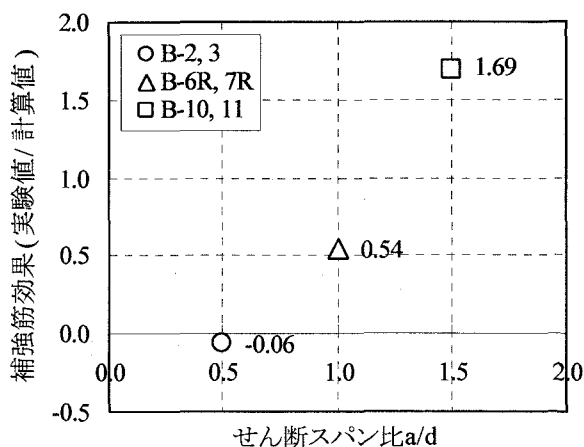


図-8 提案式との比較(帯鉄筋負担分)

の妥当性が確認できる。

図-8に、各供試体のせん断補強筋の負担する耐力の実験値に対する計算値の比と、せん断スパンの関係を示す。

ここで帯鉄筋負担分の実験値は、 a/d が同じ供試体でせん断補強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除いた値を、せん断補強筋の負担する耐力とした。 $a/d=0.5$ の供試体では、B-3 供試体 ($P_w=0.4\%$) は-0.07 と、せん断補強筋の効果は見られない。 $a/d=1.0$ 供試体では、B-7R 供試体 ($P_w=0.4\%$) は 0.54 と約 5 割程度の値となっている。 $a/d=1.5$ 供試体では、B-11 供試 ($P_w=0.4\%$) が 1.69 となり、計算値よりもせん断補強筋の効果が大きい結果となった。

4. 破壊形態の考察

(1) $a/d \leq 1.0$ の破壊形態

図-9に $a/d \leq 1.0$ の代表的な破壊が見られた、B-2 供試体の破壊の進展状況を以下に示す。

① B-2 供試体は始め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発生した。

② その後、破壊直前にストラット部のせん断ひび割れが繋がり、支承版直上と載荷版直下には圧縮力によるものと思われる他方向へ向かう細かいひび割れが発生した。

③ 破壊時にはストラット部方向のひび割れが進展しせん断破壊に至った。

荷重初期から終局時まで、主にせん断ひび割れの進展が目立ち、曲げひび割れはせん断ひび割れ発生後に入ったもののほとんど進展は見られなかった。よって、最終的にこのせん断ひび割れが終局時の支配的なひび割れであると考えられる。写真-2に B-2 供試体の最終破壊状態を示す。また、図-10に荷重-変位関係を示すが、主鉄筋の曲げひずみ量も 1200μ 程度と小さくほぼせん断変形のみによって破壊に至っている。図-11には最終破壊時のひずみ分布を示す。図より、 $a/d=0.5$ の B-2 供試体は支承版上部の圧縮ひずみが -4557μ と圧縮側の終局ひずみである -3500μ を大きく超え、その場所でコンクリートが大きく剥離していることが分かる。また、ストラット中央付近で -2000μ 前後の大きな圧縮ひずみが進展し破壊に至っており、引張ひずみは鉄筋の降伏ひずみである 1800μ を超えてはいない。図-12に $a/d \leq 1.0$ の破壊形態の模式図を示す。 $a/d \leq 1.0$ 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

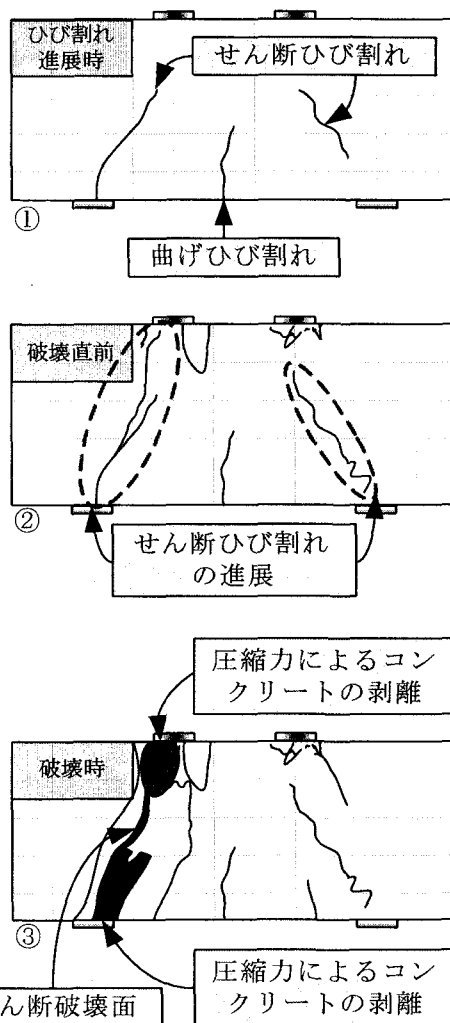


図-9 破壊の進展状況(B-2 供試体)

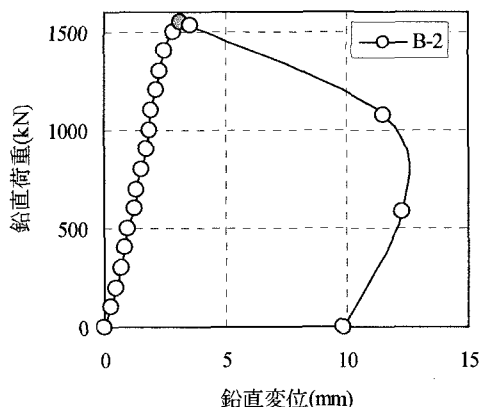


図-10 荷重-変位関係(B-2)

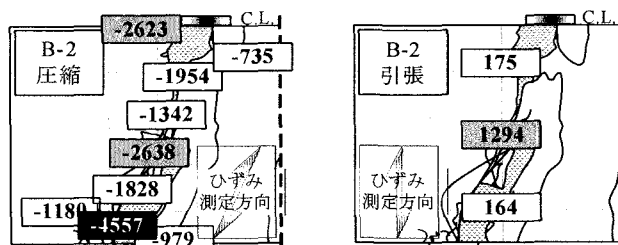


図-11 最終破壊時のひずみ分布(B-2: $a/d=0.5$)

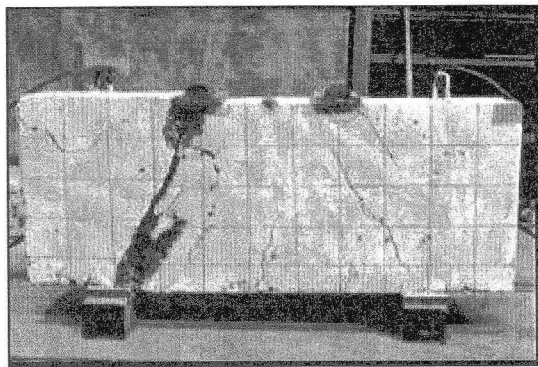


写真-2 最終破壊状態 (B-2)

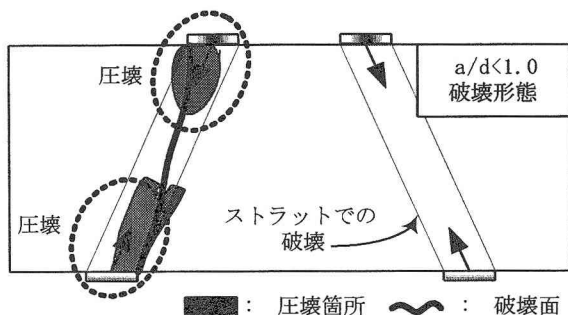


図-12 $a/d \leq 1.0$ の破壊形態の模式図 (せん断圧縮破壊)

破壊時にはストラット部にせん断破壊面を形成し、荷重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より終局に達する。このようにB-2供試体をはじめ、 $a/d \leq 1.0$ のディープビーム供試体である他のB-3, 6R, 7R供試体も同様にせん断圧縮破壊で終局に至ると考えられる。

(2) $a/d > 1.0$ の破壊形態

図-13に $a/d > 1.0$ の代表的な破壊が見られたB-11供試体の破壊の進展状況を以下に示す。

① 始めスパン中央に曲げひび割れが入り、支承版よりやや内側から入ったひび割れがストラット部分に達し、せん断ひび割れとして進展し始めた。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なかった。

② 破壊直前はせん断ひび割れのみ進展していき、荷重版間に配置したD10鉄筋の箇所でひび割れが止まった。

③ その後、破壊時には支承版内側と荷重版外側を結ぶせん断ひび割れが急激に進展し、ストラット部の下面でせん断破壊面が形成された。

④ ほぼ同時に、荷重版直下と支承版直上部でコンクリートが剥離し破壊に至った。写真-3にB-11供試体の最終破壊状態を示す。

図-14には最終破壊時のひずみ分布を示すが、 $a/d=1.5$ のB-11供試体のコンクリートの剥離面積は、

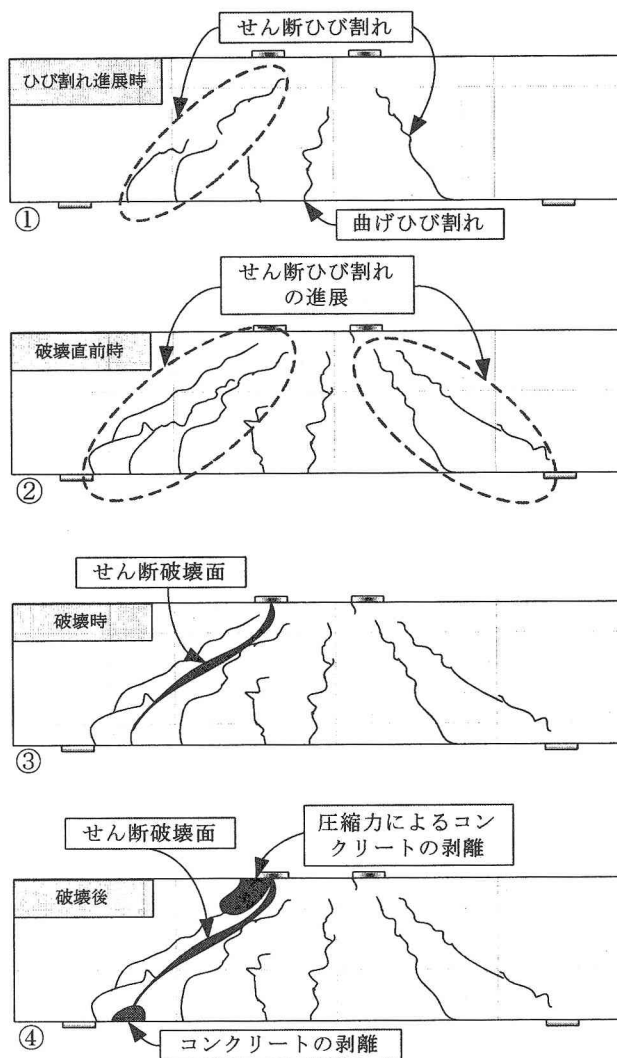


図-13 破壊の進展状況 (B-11 供試体)

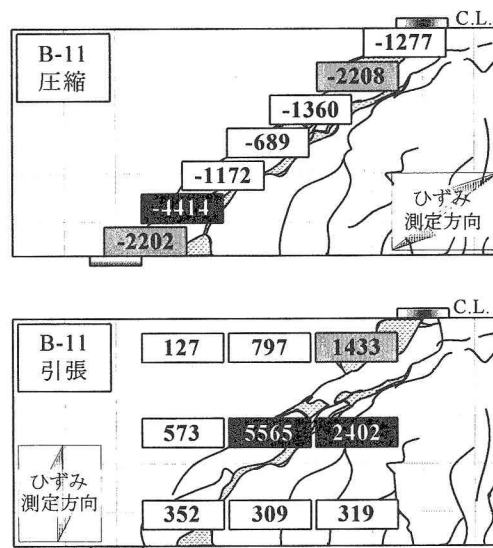


図-14 最終破壊時のひずみ分布 (B-11: $a/d=1.5$)

$a/d=0.5, 1.0$ の供試体の剥離面積と比較すると小さくなっており、特に支承版付近の剥離がほとんど見られなかった。さらに、ストラット中央での破壊時の引張りずみが 5565μ と 1800μ を大きく超えている。

図-15～17には a/d が1.5の供試体で発生した、せん断ひび割れの挙動を、デジタルカメラを用いて計測した結果を示す。計測はストラット部全体を対象として実施しているが、中央部以外の荷重版および支承版付近では、終局時近傍でコンクリートの剥離が発生し、変形量の把握が困難であった。このためここでは図-15に示すように、ストラット部中央部における測定結果を示す。画像の計測方法は、はじめに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の座標を⑦の点を基準点として実際の寸法と対応させて求めた。図-16に示すA, B, Cの3荷重時に対して、画像で同じ処理を行い、図-17(a), (b)にはそれぞれB点の座標からA点の座標を、C点の座標からB点の座標を差分することにより、100kN時を基準に相対的な値を算出したものを示している。

図-17(a)より荷重後、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ことが分かる。これに対して、ひび割れ面より上側はほとんど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、主として、引張力により変形していくと考えられる。

図-17(b)より、せん断補強鉄筋降伏後は、ひび割れ面より下側では鉛直方向下向きへの動きが大きくなることが分かる。この時も、ひび割れ面より上側ではほとんど移動は確認出来なかった。このように、鉛直下向きの方向への変形は、ひび割れ面を跨いでズレ方向の力による変形が支配的であると考えられる。

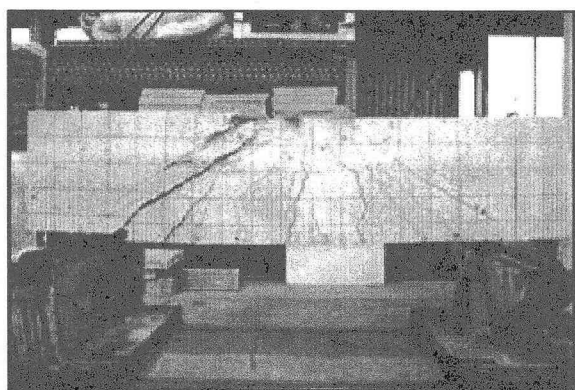


写真-3 最終破壊状況 (B-11)

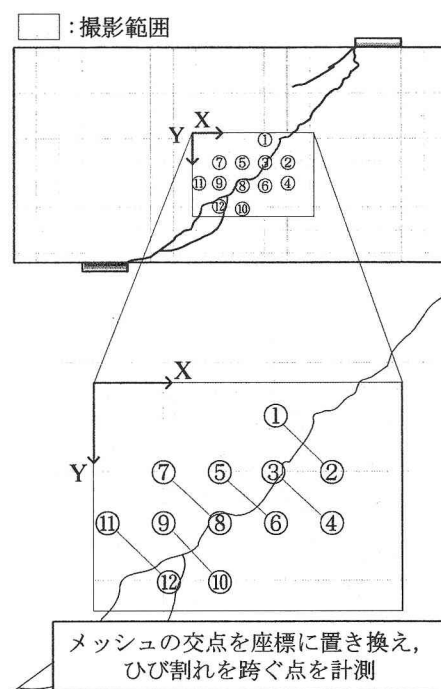


図-15 画像計測範囲

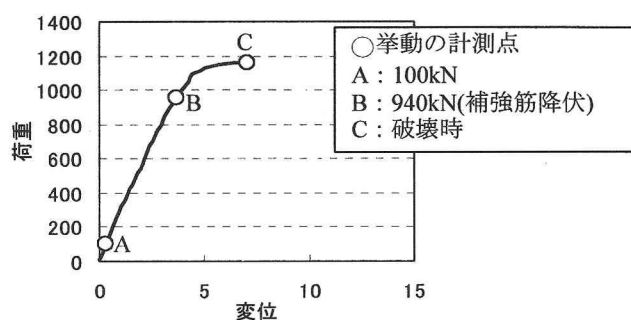


図-16 挙動の計測点

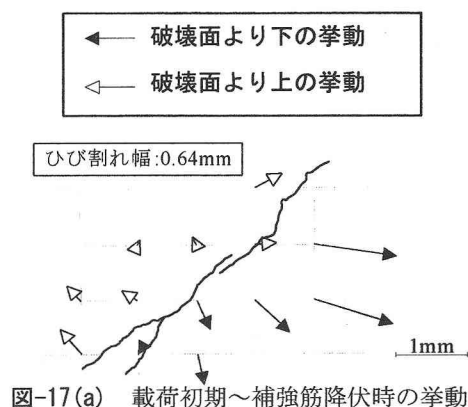


図-17(a) 荷重初期～補強筋降伏時の挙動

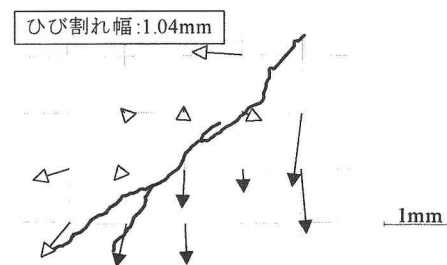


図-17(b) 補強筋降伏時～破壊時の挙動

図-17 $a/d=1.5$ の挙動

図-18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部の下面にせん断破壊面を形成したのち、荷重版付近で圧壊を起こす。よって、ストラット部下面に発生するせん断ひび割れが、破壊耐力を支配する。

図-19に a/d と破壊形式についての模式図を示す。図が示すように、せん断耐力には圧縮破壊が支配的な場合と、ストラット下面に発達するせん断ひび割れの進展による破壊が支配的な場合のせん断耐力の2ケースが存在すると考えられる。 a/d および帯鉄筋量によって、せん断耐力も異なると考えられ、本実験の場合 $a/d=1.0$ 付近を境にして、せん断耐力に差が生じている。 $a/d \leq 1.0$ では、圧縮破壊を起こす時のせん断耐力が、引張破壊を起こす時のせん断耐力を下回るため、圧縮破壊が支配的となって終局に至る。反対に、 $a/d > 1.0$ では引張破壊を起こす時のせん断耐力が、圧縮破壊を起こす時のせん断耐力を下回るため、引張破壊が支配的となって終局に至る。特にせん断補強筋が配置されると、補強筋の補強効果によって引張破壊の場合のせん断耐力が上昇し、圧縮力による影響を受け易くなることが予想される。

5. まとめ

今回、せん断スパン比をパラメータとしたディープビームの実験により以下に示す結論を得た。

- (1) a/d が 0.5, 1.0 の供試体は、圧縮ストラット部で破壊するせん断圧縮破壊であり、 a/d が 1.5 の供試体は、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 によりディープビームの破壊性状が異なる結果となった。
- (2) 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。
- (3) デジタル画像処理方法を用いた、せん断ひび割れ部近傍の分析によると、 a/d が 1.5 の供試体では、帯鉄筋降伏までは、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明らかとなった。

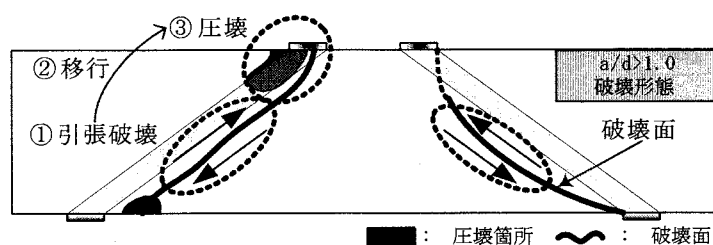


図-18 $a/d > 1.0$ の破壊形態(引張力が支配的な破壊)

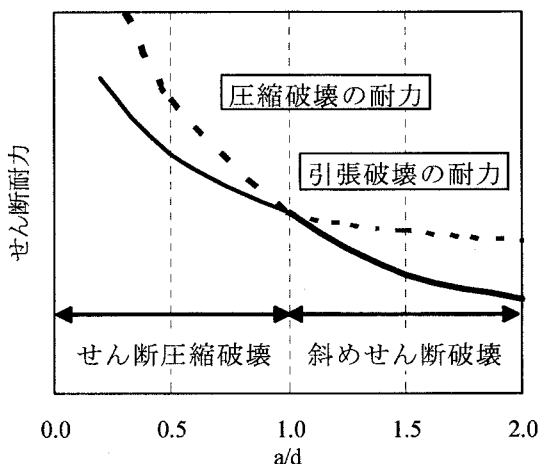


図-19 a/d と破壊形式

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
- 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
- 3) Torsak LERTSRISAKULRAT, Junichiro NIWA, Akinori YANAGAWA and Maki MATSUO: CONCEPTS OF LOCALIZED COMPRESSIVE FAILURE OF CONCRETE IN RC DEEP BEAMS, Journal. Materials, Conc. Struct. Pavements, JSCE, No. 697/V-54, pp. 215-225, 2002 February
- 4) 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. 119-128, 1983