

せん断スパン比1.5程度のディーブーム部材の
寸法効果検討

脇山知美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 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 阪神高速道路株式会社 湾岸管理部（〒552-0007 大阪府大阪市港区弁天1-2-1-1900）
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

せん断スパン比(以下、 a/d)が2.5以下のディーブーム部材は、通常の鉄筋コンクリート梁に比べ、タイドアーチが形成されるため、せん断強度の増加することが指摘されており、 a/d の影響を考慮したせん断耐力評価を行なうことが必要とされている。そこで、著者らは、これまでの検討において、式(1)に示す、ディーブームのせん断耐力式を提案している¹⁾。

$$S = Cdc \cdot 0.82pt^{1/3} \cdot (1/d)^{1/3} \cdot \sigma_{ck}^{1/3} \cdot b \cdot d + \phi Ss \tag{1}$$

ここで、 S ：部材の有するせん断耐力、 Cdc ：タイドアーチの効果に関する補正係数、 Ss ：トラス理論より算出される鉄筋の効果、 ϕ ：低減係数

本研究では、図-1の検討フローに示すように、実構造物で使用例の多い a/d が1.5付近での、1)せん断耐力式の妥当性、2)寸法効果について、の検討を行った。具体的には、提案式がタイドアーチによる補正係数を考慮していることから、鉄筋負担分をトラス理論として算出していることから、 a/d が1.5付近の破壊メカニズムを実験結果とFEM解析により明らかにし、提案式の妥当性について検討した。また、提案式中に寸法によるせん断強度低下の項が存在するため、有効高さに着目し、寸法効果の有無および、その要因について明らかにした。

2. 実験概要

2.1 供試体形状

本実験では、パラメータとして $a/d(0.5, 1.0, 1.5)$ 、せん断補強筋比 $Pw(0.0, 0.4, 0.8\%)$ 有効高さ $d(300 \sim 1400mm)$ 、をパラメータとした計25体の供試体を作成したが、ここでは実構造物で使用例が多い $a/d=1.5$ の19体に着目し考察する。表-1に実験供試体諸元および圧縮強度試験結果を示す。

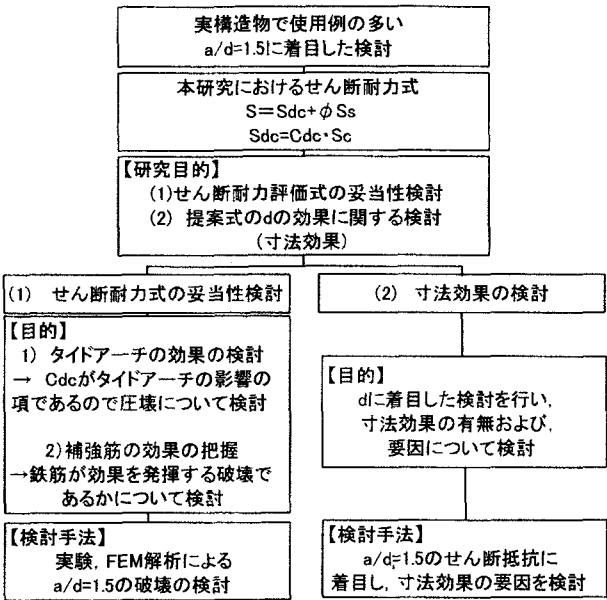
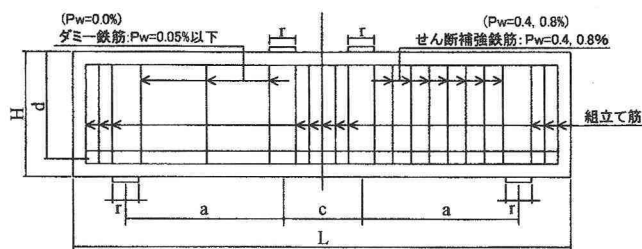


図-1 検討フロー

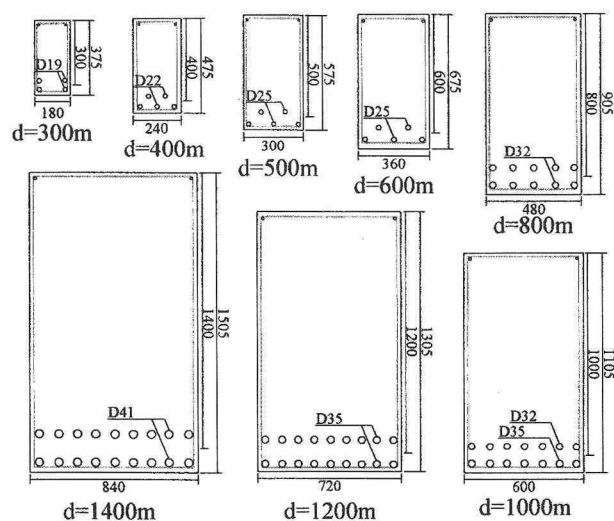
表-1 供試体諸元

供試体No.	せん断 スパン比 a/d	有効高さ d (mm)	せん断 補強鉄筋比 Pw(%)	主鉄筋比 Pt (%)	圧縮強度 f _c (N/mm ²)	最大骨材寸法 D _{max} (mm)
B-10.1	1.5	300	0.0	2.02	37.0	20
B-10.1R				2.02	42.3	
B-10				2.02	29.2	
B-10R [*]		2.02		23.0		
B-10R2		2.02		37.0		
B-10.2		2.02		37.0		
B-10.2R		2.02		42.3		
B-10.3		2.11		37.8		
B-10.3R [*]		2.11		31.2		
B-10.3R2		2.11		37.0		
B-13 [*]		2.07		31.6		
B-13R [*]		2.07		24.0		
B-14 [*]		1.99		31.0		
B-15 [*]		1.99		27.0		
B-16 [*]		2.05		27.3		
B-11		400		2.02	23.0	
B-17 [*]	1000	0.4	1.99	28.7		
B-18 [*]	1400	2.05	23.5			
B-12	400	0.8	2.02	31.3		

※：土木研究所における実験供試体



(a) 配筋例



(b) 断面形状

図-2 供試体

図-2には配筋例および断面形状を示す。図中の左側に $P_w=0.0\%$ 、右側に $P_w=0.4, 0.8\%$ の配筋状況を示している。なお、せん断補強鉄筋を配置しない $P_w=0.0\%$ では、鉛直方向のひずみ計測のため、せん断スパン内にダミー鉄筋 ($P_w=0.05\%$ 以下) を配置している。図-2(b)に示すように、本実験では断面形状を全て相似としている。主鉄筋比 (約 2.0%) と最大骨材寸法 $D_{max}(20\text{mm})$ は一定としている。

また、荷重板幅および支承板幅 r の影響がないように、 r/d は 0.25 と一定とした。

2.2 荷重方法および計測項目

荷重は土木研究所の 30000kN 荷重試験機および、九州工大の 2000kN 荷重試験機を用いて、2点対称荷重による静的な単調荷重とした。主な測定項目は、供試体変位 (下面鉛直方向、水平、荷重板位置)、鉄筋ひずみ (主鉄筋、せん断補強鉄筋、ダミー鉄筋)、アクリルひずみ、せん断変位、画像解析によるひび割れ幅測定の5項目である。

図-3にひずみゲージおよび変位計の設置例を示す。主鉄筋のひずみは曲げ変形による水平方向の引張ひずみの測定を、せん断補強鉄筋とダミー鉄筋のひずみゲージは、ストラット部を中心に鉛直方向の引張ひずみの測定を目的とし測定を行った。また、図-4に示すように、せん断変形測定のために供試体

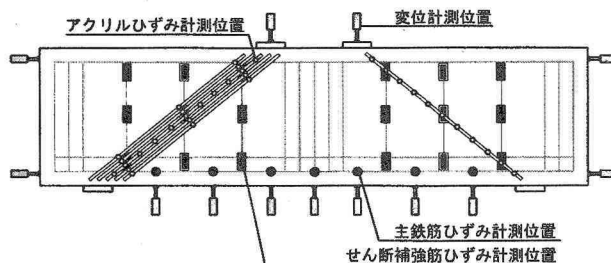


図-3 ひずみゲージ・変位計の配置例

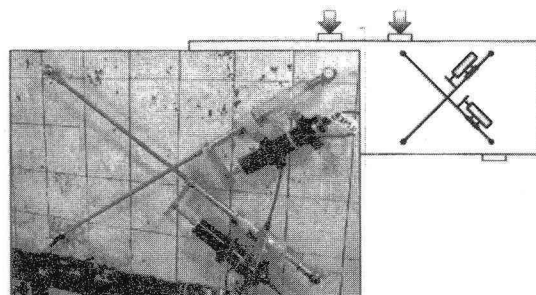
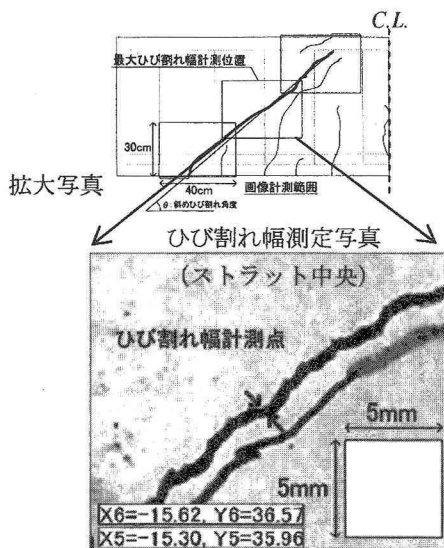


図-4 せん断変位計設置位置



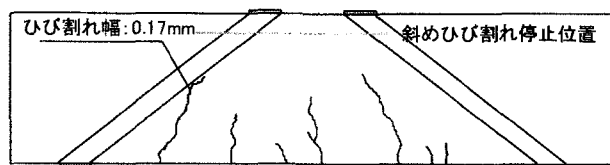
※ ひび割れ幅はひび割れが噛み合うと考えられる2点に座標をとり変形量を算出している

図-5 斜めひび割れの計測方法

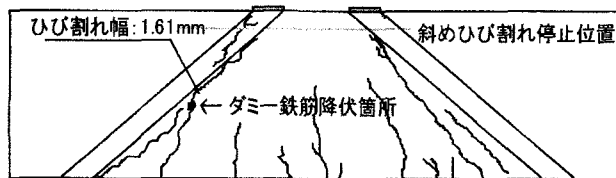
表面に2つの変位計をせん断スパン内に対角に設置した。

2.3 斜めひび割れの測定方法

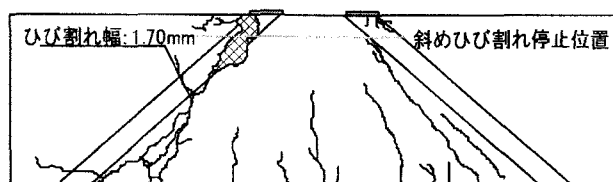
図-5に画像解析によるひび割れ幅の測定方法を示す。ひび割れ幅の計測にあたってはデジタルカメラ (600万画素) を用いて、せん断スパン内の斜めひび割れを対象に、荷重板、ストラット中央、支承板の3箇所で計測を行った。カメラ一台の計測範囲は $200\text{mm} \times 300\text{mm}$ としている。デジタルカメラの画像は、画像解析ソフトを用いて、予め供試体に貼付した $5\text{mm} \times 5\text{mm}$ の正方形を基準として、この長さを元にひび割れ幅を求めた。各供試体のひび割れ幅はひび割れ形状からひび割れが噛み合う2点を1組として、 10mm 間隔で計5箇所計測を行い、平均値をとった。



(a) 325kN(せん断ひび割れ発生時)

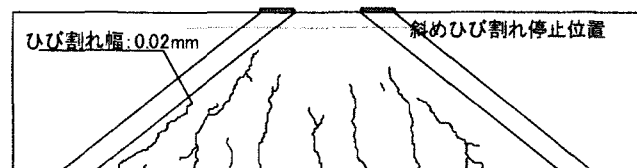


(b) 775kN(せん断補強筋降伏時)

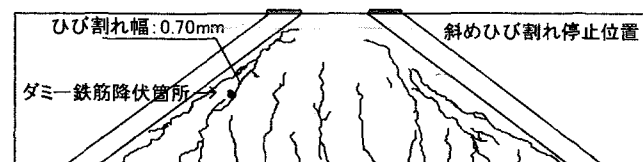


(c) 781kN(破壊時)

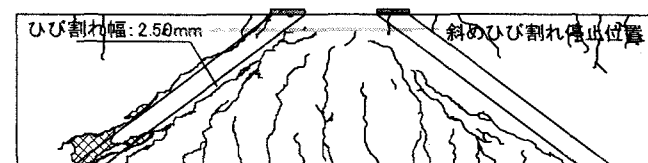
図-6 ひび割れ進展図(破壊パターン1: B-10R2)



(a) 650kN(せん断ひび割れ発生時)



(b) 1300kN(せん断補強筋降伏時)



(c) 1960kN(破壊時)

図-7 ひび割れ進展図(破壊パターン2: B-10.3)

○ アクリルバーのひずみ測定箇所

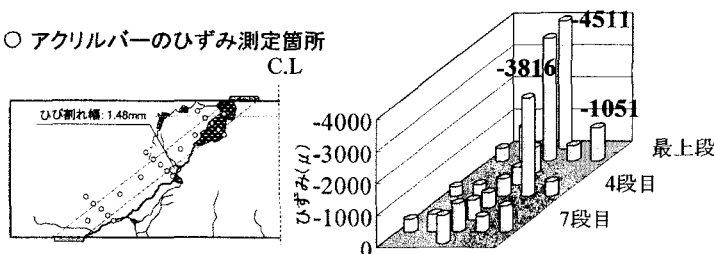


図-8 パターン1の破壊状況と

アクリルバーのひずみ分布(B-10R2 供試体)

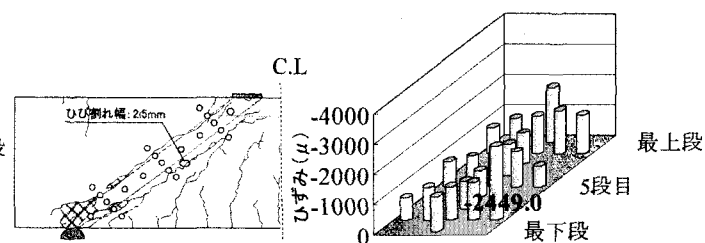


図-9 パターン2の破壊状況と

アクリルバーのひずみ分布(B-10.3 供試体)

3. 実験結果

本研究では、 $a/d=1.5$ での提案式の妥当性および、寸法効果を検討することを目的としている。そこで、以下に、 $a/d=1.5$ の破壊メカニズムの推定を行うため、詳細にひび割れ性状、ひずみの進展、せん断耐力を分析した。

3.1 ひび割れ性状

$a/d=1.5$ では、荷重初期はストラット下部に沿って斜めひび割れが進展する。最終的には、荷重板下で圧壊する供試体(パターン1)と、新たな割裂ひび割れがストラット内に入る供試体(パターン2)がみられ、破壊が以下に示す2つのパターンに分類できることが分かった。

(1) パターン1(B-10R2 供試体)

図-6にパターン1の破壊の代表例としてB-10R2供試体のひび割れ進展図を示す。B-10R2供試体では、図-6(a)に示すように、325kNでせん断ひび割れが発生し、図中に示すひび割れ停止位置までせん断ひ

び割れが進展する。その後、ひび割れ幅の拡大がみられ、775kNで図-6(b)の図中に示す位置でダミー鉄筋が降伏し、781kN時に荷重板下の局所的な圧縮破壊で破壊に至った。破壊時には、ひび割れ幅が1.70mmと大きく開き、破壊面を形成し、破壊に至った。

(2) パターン2(B-10.3 供試体)

図-7にパターン2の破壊の代表例としてB-10.3供試体のひび割れ進展図を示す。B-10.3供試体では、図-7(a)に示すように、650kNでせん断ひび割れが発生し、破壊パターン1と同様に、図中に示すひび割れ停止位置までせん断ひび割れが進展する。その後、ひび割れ幅の拡大がみられ、1300kNで図-7(b)の図中に示す位置でダミー鉄筋が降伏し、1960kN時に新たに割裂ひび割れが圧縮ストラット内に入り破壊に至った。破壊時には、ひび割れ幅が2.50mmと大きく開き、破壊に至った。

3.2 圧縮ひずみおよび圧縮応力の分布

図-8, 9に2つの破壊パターンにおけるアクリルバーのひずみ計測箇所とひずみ分布図を示す。図-8より、破壊パターン1では荷重板下で局部的にひずみが進展するのに対して、パターン2では、ひずみが一様に進展している。このことから、パターン1の方が、局部的に応力が進展したと考えられる。また、先述のように、2つのパターンともに荷重板下で破壊していることから、図-10に荷重板下の応力分布の比較を行った。図より、パターン1では局部的にコンクリートの圧縮強度である 37.0N/mm^2 に達することに対し、パターン2では、ほぼ一様に圧縮強度付近まで応力度が進展していることが分かる。

このことから、両破壊パターンともに、荷重板下で圧縮強度程度の応力の進展がみられ、荷重板下で圧壊したといえる。

3.3 $a/d=1.5$ の破壊メカニズム

以上より、 $a/d=1.5$ の破壊メカニズムを図-11に示す。 $a/d=1.5$ では、ストラット下部でひび割れが進展し(①)、圧縮領域近傍でのひび割れが停止する(②)。その後、ひび割れ幅が拡大し(③)、ダミー鉄筋の降伏(④)が生じる。

最終的には、斜めひび割れ幅の拡大に伴う圧縮応力の進展によって荷重板下の圧縮破壊またはストラット部でのひび割れ発生によって破壊に至る(⑤)と考えられる。

よって、 $a/d=1.5$ ではダミー鉄筋または、せん断補強筋の降伏が生じ、破壊の直前まで斜めひび割れが進展することから、せん断補強筋が十分に効果を発揮する破壊であるといえる。また、破壊時には圧壊が生じることから、通常の梁のせん断耐力式 Sc にタイドアーチの効果による補正係数 Cdc を考慮する提案式は妥当であるといえる。

3.4 提案式の妥当性の検討

図-12に本実験における $a/d=1.5$ の供試体の実験値と計算値の比較を示す。計算値は、(1)式に示す著者らの提案式を用いた。ここで用いた検討の対象のデータが $d=300\sim 1400\text{mm}$ となっているため、最大荷重に大きな差異がある。そのため、実験値、計算値をともに bd で除し、平均せん断応力度とすることで相対的な比較を行なった。また、図中には提案式に対する破壊時の荷重比率を示した。

図から分かるように、荷重が局部的に作用せず一様に分布した破壊パターン2の方が破壊パターン1と比較して耐力が大きくなっていることがわかる。図中の荷重比率より、パターン1の平均値は1.16であることにに対し、パターン2の平均比率は1.50と上回って

いる。これらの原因としては、先述のように、パターン1では局部的に応力が進展したため、パターン2よりも耐力が低くなり、平均値において差が生じたと考えられる。しかしながら全体としては、荷重比率の平均が1.35となっており、安全側に評価できているといえる。

4. FEM 解析による破壊形態の考察

図-11に示した $a/d=1.5$ の推定破壊メカニズムが妥当であるか検討を行うため二次元弾塑性解析を実施した。以下に解析の結果および考察を示す。

4.1 解析概要

本解析における荷重条件は、実験での荷重板設置部分に等分布荷重を荷重制御によって荷重している。

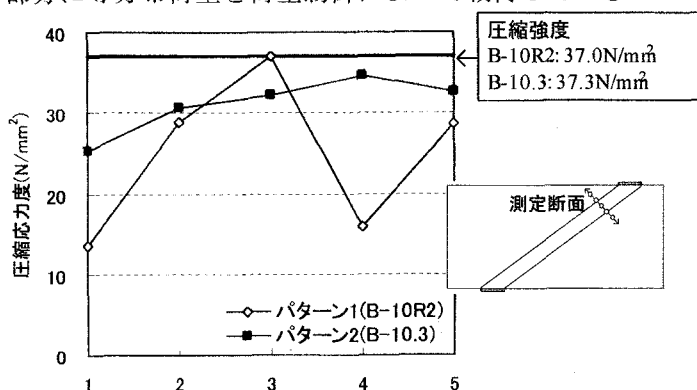


図-10 荷重板下の応力進展

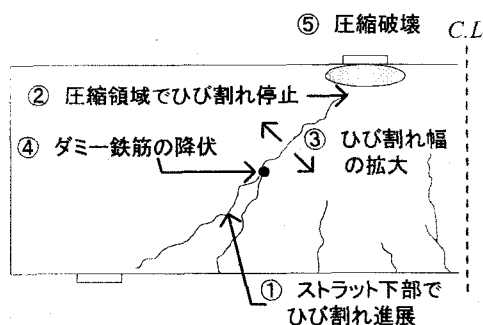


図-11 $a/d=1.5$ の破壊メカニズム

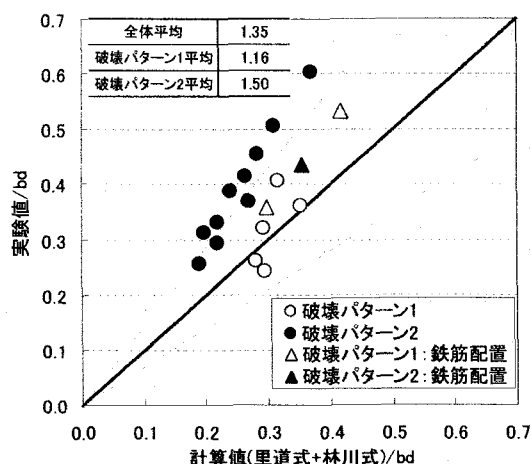


図-12 実験値と計算値の比較

境界条件は、実験における支承板設置位置を鉛直方向で固定し、左右対称の供試体であるため、中央線の位置を水平方向に固定とした。また、材料特性および供試体寸法についてはB-10 供試体を模擬し、モデル化した。解析に用いた要素特性は、コンクリートに8 接点アイソパラメトリック要素、鉄筋には埋め込み鉄筋要素を使用し、鉄筋とコンクリートは完全付着としている。

破壊基準は、コンクリートの圧縮領域で Drucker-Prager の降伏基準、引張領域で最大主応力基準、鉄筋で Von-Mises を用いた。引張-圧縮状態および二軸引張状態では、最大主応力が引張強度を超えるとひび割れが発生すると仮定し、ひび割れ発生後はせん断剛性を低減させた。また、収束計算には Newton-Raphson 法を用いた。

4.2 最大荷重の定義

次に、解析上の最大荷重の定義について説明する。圧縮力の卓越するせん断圧縮破壊では、載荷板、支承板部で大きな圧縮ひずみが確認され破壊に至っている。このことから、解析ではストラット内断面の最小主ひずみの平均値が -2000μ を超えた場合をせん断圧縮破壊とした。

一方、 $a/d=1.5$ では、載荷板下の局部圧壊によって破壊しているが、このような圧壊は斜めひび割れが進展することによって誘発されると考えられる。そのため解析では、斜めひび割れによって誘発される局部圧壊を、せん断ひび割れ直交方向の引張ひずみで評価した。

具体的には、ひび割れの進展位置のガウス点において、ひび割れ直交方向のひずみがいずれも 2000μ を超えた場合を破壊と定義した。

4.3 解析結果

図-13に $a/d=1.5$ の実験及び解析による最大荷重と、その時点のひび割れ状況を示す。最大荷重は実験が 615kN であることに對し、解析では 546kN となった。

また、破壊形態は、斜めひび割れの進展により誘発される局部圧壊であった。

4.4 破壊形態に関する考察

本解析では、実験と同様でひび割れ進展の後、圧縮応力の進展がみられた。以下にひび割れ進展と終局状態の考察を行う。

(1) ひび割れ進展に関する考察

図-14 に破壊直前の $0.95P_{\max}$ 時のひび割れと直交方向のひずみの値を示す。図より、ストラット下部でひび割れと直交方向のひずみが最大で 1400μ と大きく進展していることが分かる。この

a/d	解析	実験
1.5	供試体No.	B-10
	最大荷重	546[kN] 615[kN]
	破壊形態	斜めひび割れの進展により誘発される局部圧壊 斜めひび割れの進展により誘発される局部圧壊
	ひび割れ図	

図-13 $a/d=1.5$ の解析結果

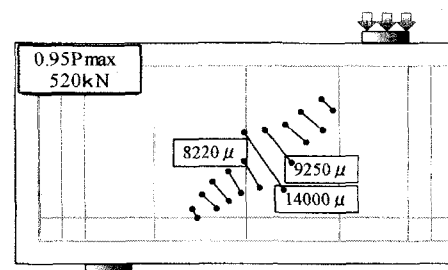


図-14 ひび割れ直交方向の引張ひずみ ($0.95P_{\max}$)

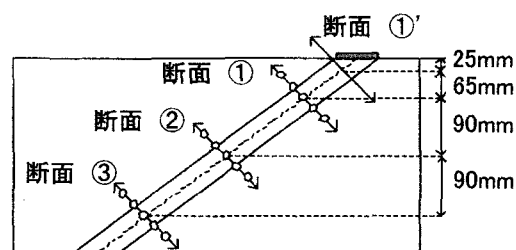


図-15 応力評価断面の位置

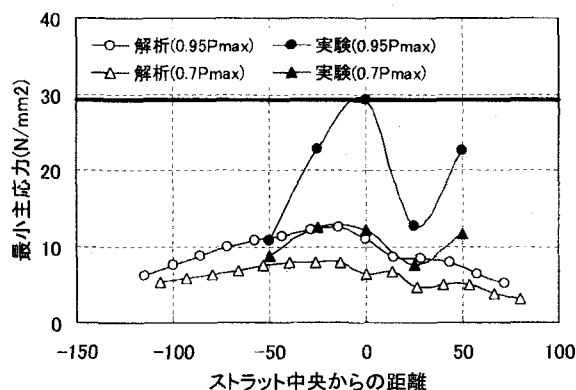


図-16 ①断面での応力分布

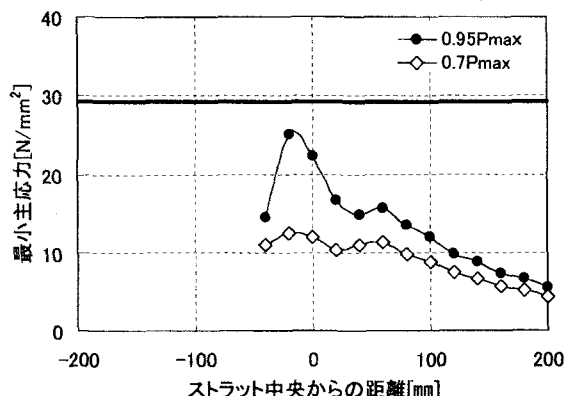


図-17 評価断面①'での応力分布

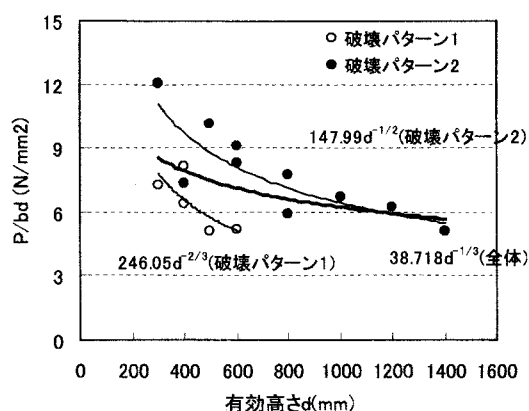
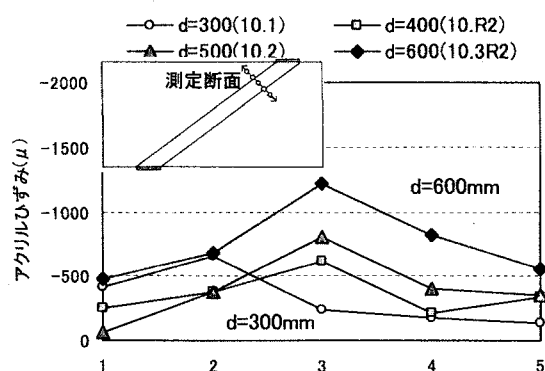


図-18 dによるせん断強度の低下



(a) 破壊パターン1

(B-10. 3R2 破壊時 : 5.12N/mm²)

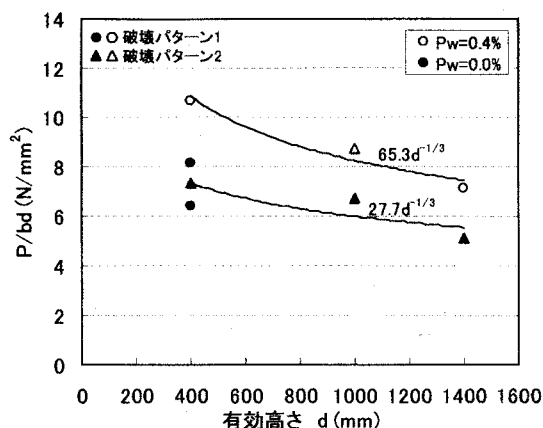
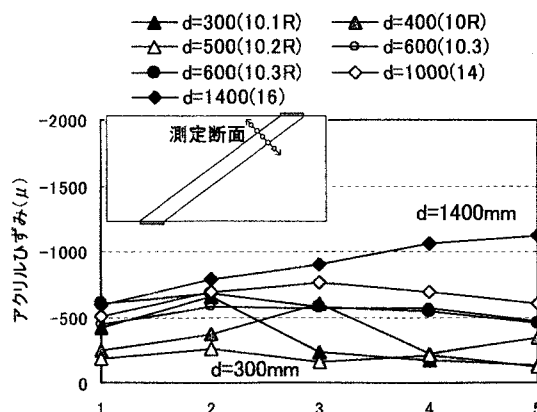


図-19 せん断補強鉄筋の効果



(b) 破壊パターン2

(B-16 破壊時 : 5.21N/mm²)

図-20 同一 P/bd 時のひずみの分布

ように、ひび割れと直交方向のひずみの進展がみられたことから、解析においても斜めひび割れが進展したと考えられる。

(2) 終局状態に関する考察

図-15にストラット内の応力評価断面の位置を示す。評価断面①～③は、実験の測定断面と同位置で評価したものである。ここでは載荷板下の評価断面①での応力分布の進展を図-16に示す。図より、実験においては0.7Pmax時まで一様に分布していた最小主応力が、終局状態の0.95Pmax時になると局所的に進展していることが分かる。それに対し解析では、破壊の終局状態において局所的な応力の進展は確認されない。この結果より、実験での測定断面と同位置である評価断面①では、最小主応力の進展は確認されなかった。

そこで、載荷板近傍の評価断面①'で、圧縮応力の評価を行った。図-17に評価断面①'での応力分布の進展を示す。図より、①'断面では0.7Pmax時まで一様に分布していた最小主応力が、終局状態の0.95Pmax時になると局所的に進展しており、最大で28.0N/mm²の最小主応力みられた。よって、解析は実験よりも載荷板に近い位置で応力の進展が生じているといえる。実験と同一の位置で応

力の進展は確認されなかったものの、載荷板近傍でコンクリートの圧縮強度程度の最小主応力の進展がみられたことから、図-11で推定したa/d=1.5の破壊メカニズムの推定は妥当であるといえる。

5. 寸法効果に関する考察

5.1 せん断強度

本研究で提案しているせん断耐力評価式では、寸法効果の影響を(1/d)^{1/3}によって考慮した式となっている。よって、寸法効果の有無の確認のため、最大荷重を部材断面 bd で除し、平均せん断応力度として相対的な比較を行った。図-18にせん断強度の比較を示す。図より、有効高さの増加に伴い、破壊パターン1では d^{1/2} で、破壊パターン2では d^{2/3} でせん断強度の低下がみられた。破壊パターンが2つみられたため、ばらつきはあるものの、全体では提案式と同様に d^{1/3} でせん断強度が低下する結果となった。

また、図-19に、Pw=0.0%と0.4%の最大耐力の比較を平均せん断応力で示す。図より、せん断補強筋をPw=0.4%配置した供試体においても d^{1/3} でせん断強度が低下する寸法効果が確認されている。よっ

て、本実験ではせん断補強鉄筋の有無に関わらず、 $a/d=1.5$ では寸法効果が存在し、せん断強度は $d^{1/3}$ で低下するといえる。

5.2 ひずみの進展

$a/d=1.5$ では、最終的に載荷板下で圧壊が生じることから、載荷板下のアクリルのひずみ分布を同一せん断応力度作用時で比較を行った。図-20 に同一せん断応力度作用時のひずみの分布を示す。着目応力度は、各破壊パターンで最も大きな有効高さの供試体である B-10.3R2 供試体と B-16 供試体の最大せん断応力度時とした。

例えば、破壊パターン 1 では $P/bd=5.12\text{N/mm}^2$ の応力度作用時に、 $d=600\text{mm}$ の供試体が最大で -1200μ のひずみが測定されていることにに対し、 $d=300\text{mm}$ の供試体においては -600μ 程度の進展となっている。また、破壊パターン 2 でも、 $P/bd=5.21\text{N/mm}^2$ の応力度作用時に、 $d=1400\text{mm}$ の供試体が最大で -1200μ 程度のひずみが測定されていることにに対し、 $d=300\text{mm}$ の供試体においては -200μ 程度の進展となっている。このことから、同一せん断応力度作用下では、大型の供試体の方がひずみの進展が早いといえる。

5.3 ストラット幅 W_p に関する考察

(1) せん断耐力への影響要因

これまでの検討において、 $a/d=1.5$ のせん断抵抗は、図-21 に示すように、圧縮コンクリート負担分(V_c)、せん断補強筋の負担分(V_s)、主鉄筋のダウエル作用(V_d)、骨材の噛み合わせ作用(V_a)で表され、最大荷重時には V_c+V_s の累加則が成り立つことが明らかとなっている¹⁾。よって、せん断補強筋を配置していない供試体は V_c のみで抵抗しているといえる。

また、ストラット断面に作用する力 P_{st} は式(2)で表され、 P_{st} の鉛直成分 P' と載荷荷重 P は同程度となることがこれまでの検討で分かっている¹⁾。つまり、 $a/d=1.5$ のせん断補強筋を配置しない供試体では V_c のみで抵抗しているので、式(3)に示すように V_c は P' で表されるといえる(図-22 参照)。

$$P_{st} = A \times b \tag{2}$$

$$V_c = P' = P_{st} \times \sin \theta \tag{3}$$

なお、 V_c の算出の際必要となるストラット幅は、破壊の終局時である $0.95P_{max}$ 時のアクリルバーの圧縮ひずみの形状より定義している¹⁾。ひずみが一樣に伸び、ストラット幅が算出できない場合は、 P' が載荷荷重 P とほぼ同程度であることから、逆算して算出した。

以上より、せん断耐力を決定する V_c は、圧縮応力

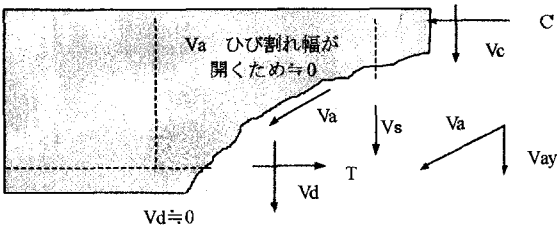


図-21 せん断抵抗モデル ($a/d=1.5$)

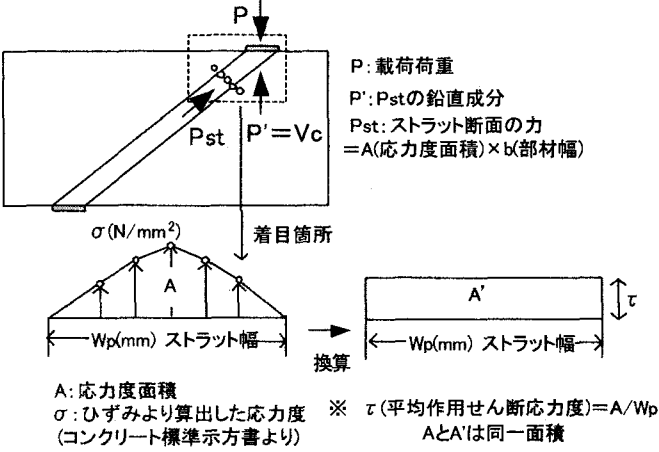


図-22 P' の算出法

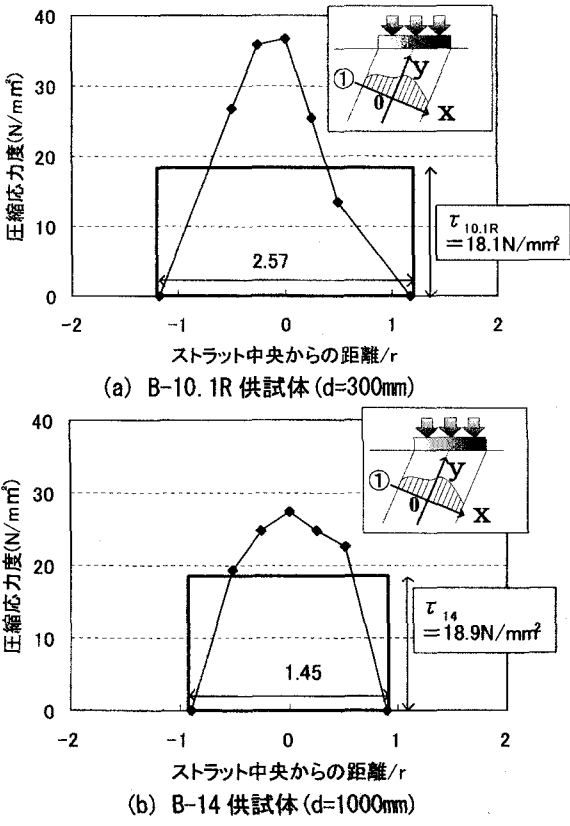


図-23 圧縮応力度分布図

度分布面積 A に影響され、 A は圧縮応力度とストラット幅 W_p によって決定することになる。このことから、作用応力度と W_p に着目した検討を以下に行った。

(2) 破壊時の応力度比較

破壊時の作用応力を比較するため、作用せん断応力度 τ を算出した。算出法としては、図-22 に示すように、応力度分布面積 A を W_p で除し、応力分布を平均化した。図-23 (a) に B-10.1R 供試体 ($d=300\text{mm}$) と図-23 (b) に B-14 供試体 ($d=1000\text{mm}$) の応力分布を示す。なお、ここでの検討では部材寸法の影響を無視するため、 W_p を載荷幅 r で除し、無次元で比較している。また、同時に τ の値も図中に示す。

図より、B-10.1R 供試体の最大作用せん断力 $\tau_{10.1R}$ が 18.1N/mm^2 であることにに対し、B-14 供試体の最大作用せん断応力度 τ_{14} は 18.9N/mm^2 であることから、ほぼ同程度の応力度で破壊に至っている。このように、破壊時には同程度の作用応力度で破壊に至っているため、寸法効果には W_p が大きく影響しているといえる。

よって、図-24 に W_p を無次元化し、相対的に比較した結果を示す。図より、有効高さが大きくなるにつれ、破壊パターン 1 では $d^{1/2}$ 、破壊パターン 2 では $d^{-2/5}$ 、全体では $d^{1/3}$ でみかけのストラット幅が減少し破壊が局所化しているといえる。

これまでの検討において、圧縮破壊のような局所化する破壊においては単位体積当たりの破壊エネルギーは、供試体寸法によらず一定である²⁾という知見が得られている。このことから圧縮破壊の局所化と破壊エネルギーは密接な関係があると考えられる。よって、本研究においても吸収エネルギーによる検討を行った。算出法としては、図-25 に示すように、荷重-変位関係を無次元化し、ピークまでの面積を吸収エネルギーとした。

図-26 にエネルギーの算出結果を示す。図より、破壊パターン 1 では $d^{4/5}$ で、破壊パターン 2 では $d^{1/2}$ でエネルギー吸収量が低下していることから、両破壊パターンともに、 d が大きな供試体ほど供試体の吸収エネルギーが小さいといえる。このことから、大型の供試体の方が抵抗面積が小さくなるため、みかけのストラット幅が減少し、破壊が局所化したと考えられる。

6. まとめ

$a/d=1.5$ に着目し検討を行った結果以下の結論が得られた。

- (1) 実験と FEM 解析より $a/d=1.5$ は斜めひび割れの進展に伴う圧壊であることがわかった。よってせん断補強筋が斜めひび割れに対して効果を発揮し、最終的には圧壊が生じるため通常の梁の耐力にタイドアーチの効果を考慮する提案式は妥当であるといえる。

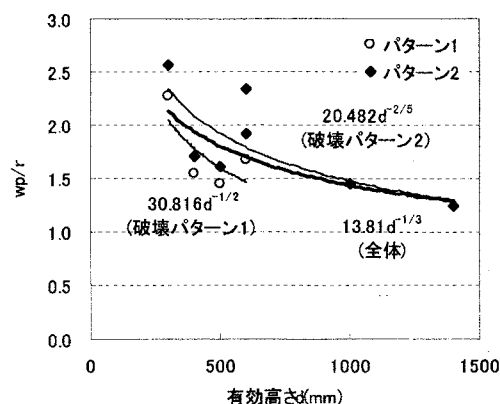


図-24 W_p の無次元化

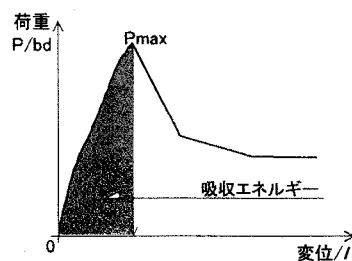


図-25 エネルギー吸収量の定義

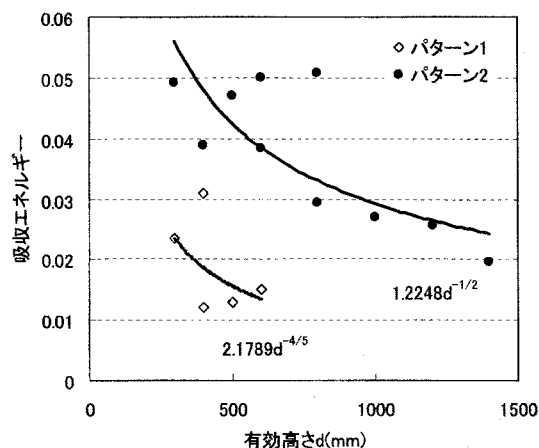


図-26 エネルギーの比較

- (2) 提案式の適用性を検討した結果、提案式はせん断耐力を安全側に評価することが分かった。
- (3) 寸法効果に関する分析を実施した結果、 $d^{1/3}$ でせん断強度が低下する寸法効果が確認され、ストラット幅 W_p が寸法効果に大きな影響を与えていることが分かった。

参考文献

- 1) 脇山知美, 幸左賢二, 西岡勉, 小林寛: ディービー梁が破壊性状に及ぼす影響評価, コンクリート工学年次論文集, Vol. 26, No. 2, pp. 1015-1020, 2005.
- 2) 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