

# 論文 低せん断スパン比鉄筋コンクリート部材における斜め圧縮破壊耐力 に対する評価方法に関する考察

松本 浩一<sup>\*1</sup>・山田 章史<sup>\*2</sup>・石橋 忠良<sup>\*3</sup>・岩田 道敏<sup>\*4</sup>

要旨：土木構造物の設計において，せん断スパン比 2.0 程度を境界としせん断耐力評価手法が変わり，その適用境界において断面諸元が著しく異なる場合があり，設計上の課題となっている。著者らは低せん断スパン比領域の鉄筋コンクリート部材を対象に載荷試験を行い，せん断スパン比に関わらずせん断破壊形態が 2 種類に大別されることを確認し，更にせん断耐力の連続性を保ったせん断耐力評価手法を提案している<sup>1)</sup>。今回，低せん断スパン比の梁部材を対象とした載荷試験結果を報告し，低せん断スパン比領域における腹部コンクリートの斜め圧縮破壊耐力式について考察を行う。

キーワード：せん断耐力，せん断スパン比，ディープビーム，斜め圧縮破壊耐力

## 1. はじめに

一般にせん断スパン比(せん断スパンと有効高さの比)の小さい鉄筋コンクリート(以下, RC という)部材はディープビームと呼ばれる。せん断力に対する耐荷機構は, せん断スパン比が比較的大きい一般的な棒部材と異なるとされており<sup>2), 3)</sup>, 破壊形態は斜めひび割れ発生後も引張鉄筋をタイとしたタイドアーチ的な性状から, アーチリブに相当するコンクリートの圧壊により生ずるせん断圧縮破壊とされている。また, 既往の研究に基づいて, いくつかのせん断耐力評価手法が提案されている。

せん断スパン比が2.0程度より小さい領域においては, コンクリートが負担するせん断耐力(以下,  $V_c$  という)が大きくなるが, せん断補強鉄筋は $V_c$ の増加に寄与するとして $V_c$ に係数を乗じる方法<sup>4)</sup>やトラス理論により求めたせん断補強鉄筋が負担するせん断耐力(以下,  $V_s$  という)に低減係数を乗じて $V_c$ に加算する方法<sup>5)</sup>が提案されている。

一方で, せん断スパン比が2.0程度以上の棒部材では, せん断補強鉄筋の効果を単独で評価し,  $V_s$ を $V_c$ に加算する評価手法によって算出される耐力と腹部コンクリートの斜め圧縮破壊耐力(以下,  $V_{wc}$  という)を比較し, いずれか小さい値をせん断耐力とする評価手法<sup>2), 3)</sup>が提案されている。

以上のように, せん断スパン比が2.0程度を境とし, せん断耐力評価手法が異なるため, 実構造物大寸法の設計では, せん断耐力の計算値に大きな乖離が生じる場合があり, 設計上の課題となっている。

一方, 著者らは, せん断スパン比が小さい  $0.95 < a/d$

2.0 (フーチング天端から載荷点までの距離を  $a$ , 有効高さを  $d$  とする) の壁式橋脚を模擬した RC 柱型試験体で水平載荷試験を行った。その結果, せん断スパン内で多数の斜めひび割れが発生して最大荷重に達する試験体と, 数本の斜めひび割れが集中して発生し, 最大荷重に達する試験体の 2 種類の破壊形態に分別されることを確認した。また, (1)式によりせん断耐力式の連続性を保ちながらせん断耐力を評価できることを提案した<sup>1)</sup>。

$$V_d = \min(V_y, V_{wc}) \quad (1)$$

$$V_y = V_{c1} + V_{s1} \quad (2)$$

$$V_{c1} = 0.7\alpha(a_1/d)^{-1.166}\sqrt[3]{f'_c \cdot \beta_d \cdot \beta_p \cdot b_w \cdot d \cdot \beta_n} \quad (3)$$

ここに,

$a_1$ : 支点前面から載荷点前面までの距離(mm)

$b_w$ : 腹部の幅(mm)

$d$ : 有効高さ(mm)

$f'_c$ : コンクリートの圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)

$$\beta_d = \sqrt[4]{1000/d}$$

ただし,  $\beta_d > 1.5$  となる場合は 1.5 とする。

$$\beta_p = \sqrt[3]{100 p_c}$$

ただし,  $\beta_p > 1.5$  となる場合は 1.5 とする。

$p_c$ : 引張鉄筋比

$$\beta_n = 1 + 2M_o/M_u \quad (N' = 0 \text{ の場合})$$

\*1 東日本旅客鉄道(株)東京工事事務所 工修(正会員)

\*2 東日本旅客鉄道(株)構造技術センター 工修(正会員)

\*3 東日本旅客鉄道(株)構造技術センター 所長 工博(正会員)

\*4 東日本旅客鉄道(株)構造技術センター 課長 工修(正会員)

ただし,  $\beta_n > 2$  となる場合は2とする。

$$\beta_n = 1 + 4M_o/M_u \quad (N' < 0 \text{ の場合})$$

ただし,  $\beta_n < 0$  となる場合は0とする。

$M_u$ : 曲げ耐力

$M_o$ : 設計曲げモーメントに対する引張縁において、  
軸方向力によって発生する応力を打ち消すの  
に必要な曲げモーメント

$N'$ : 軸方向圧縮力

$$V_{s1} = \{A_w \cdot f_{wy} (\sin \theta_s + \cos \theta_s) / s_s\} \cdot z \quad (4)$$

ここに、

$A_w$ : 区間  $s_s$  におけるせん断補強鉄筋の総断面積  
( $\text{mm}^2$ )

$f_{wy}$ : せん断補強鉄筋の引張降伏強度( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

ただし,  $400\text{N}/\text{mm}^2$  以下を原則とする。

$s_s$ : せん断補強鉄筋の配置間隔( $\text{mm}$ )

$\theta_s$ : せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

$z$ : 圧縮応力の合力位置から引張鉄筋の図心まで  
の距離で、一般に  $d/1.15$  とする。

$$V_{wc} = f_{wc} \cdot b_w \cdot d \quad (5)$$

ここに、

$$f_{wc} = 1.25 \sqrt{f'_c}$$

ただし,  $f_{wc} > 7.8\text{N}/\text{mm}^2$  となる場合は  $7.8\text{N}/\text{mm}^2$  とする。

ここで  $V_{c1}$  には、せん断スパン比が大きい時の式の連続性を考慮し、(3)式を適用する<sup>6)</sup>。また、腹部コンクリートの斜め圧縮破壊耐力式として、土木学会の設計式である(5)式を準用した。なお、(5)式はA.Placas, P.E.Reganによる鉄筋コンクリート部材の研究<sup>7)</sup>ならびにE.W.Benett, B.M.A. Balasooriyaによるプレストレストコンクリートの研究<sup>8)</sup>を基に、定められたものである<sup>9)</sup>。鉄筋コンクリ

ート部材を対象としたA.Placasの耐力の提案式をSI単位系で示すと、(6)式のとおりとなる。本論では  $V_{wc}$  として、(6)式を用いた検討を行う。

$$V_{wc} = (1.04 + 20.65 p_w) \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (6)$$

ここに、 $p_w$ : せん断補強鉄筋比

なお、(6)式から(5)式となるような  $p_w$  を逆算すると  $p_w = 0.0102$  となり、(5)式はせん断補強鉄筋比が1.02%の場合に相当する。

本論では、腹部コンクリートの斜め圧縮破壊耐力式で決定される低せん断スパン比領域の鉄筋コンクリートの梁型試験体による載荷試験を行い、破壊性状を観察した。また、得られた試験結果と既往の研究結果より(6)式の適用性について検討を行った。

## 2. 梁部材のせん断耐力試験

### 2.1 試験体概要

今回行った載荷試験の試験体は6体であり、表-1に諸元および材料試験値を示す。また、図-1に試験体の形状寸法を示す。試験体の断面形状は  $300 \times 675\text{mm}$  であり、有効高さ  $600\text{mm}$  の位置に引張側軸方向鉄筋として 32 の異型PC鋼棒を2本配置した。圧縮側鉄筋にはD13を2本配置し、U形のせん断補強鉄筋の圧縮側にフックを設け、それを圧縮鉄筋に掛けて配置している。なお、せん断スパン比について、支点前面から載荷点前面までの距離を前面間せん断スパン  $a_1$ 、載荷点と支点の中心間距離を中心間せん断スパン  $a_v$  で示す。

試験体 Type.A,B,Cは、それぞれせん断スパン比  $a_1/d = 0.25, 0.5, 0.75$  ( $a_v/d = 0.67, 0.92, 1.17$ ) とし、せん断補強鉄筋比のみをパラメータとした。

### 2.2 載荷概要

載荷方法は、2点対称載荷で変位制御による静的な一方向単調載荷により行った。なお、載荷板および支点板は、幅  $250\text{mm}$  とした。また、支承部は片側ピン、片側ローラー支承とし、載荷部はローラー構造として試験体の水平方向の移動を拘束しない構造としている。

表 - 1 試験体諸元および材料試験値

No.	type	断面幅 b(mm)	断面高さ h(mm)	有効高さ d(mm)	$a_1$ (mm)	$a_v$ (mm)	$a_1/d$	$a_v/d$	載荷板幅 r(mm)	引張鉄筋		せん断補強鉄筋			コンクリート 圧縮強度 $f'_c$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )			
										径-本数	降伏強度 $f_{sy}$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	引張 鉄筋比 $p_c$ (%)	径	降伏強度 $f_{wy}$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )		$S_s$ (mm)	せん断補 強鉄筋比 $p_w$ (%)	
1	A	300	675	600	150	400	0.25	0.67	250	D32-2本	985.9	0.88	-	-	-	0.00	19.4	
2					D19	382.9	100	1.91					21.0					
3	B				300	550	0.50	0.92					966.1	D22	396.0	100	2.58	25.1
4					D19	386.3	100	1.91					30.7					
5	C				450	700	0.75	1.17					997.7	D22	362.9	100	2.58	27.4
6					D22	362.9	100	2.58					27.4					

\* : 0.2% ひずみ時

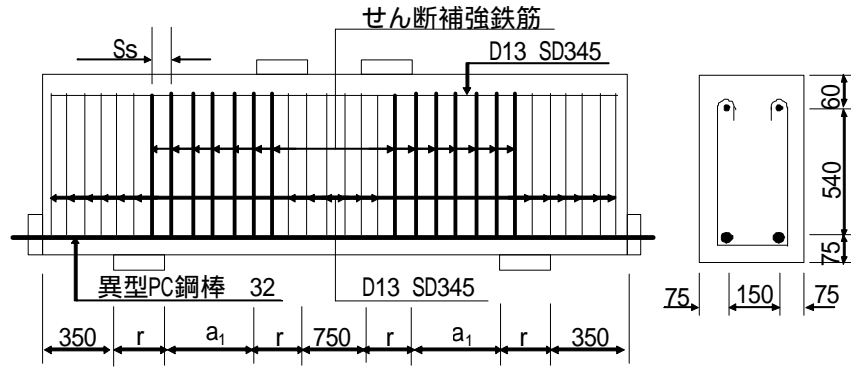


図 - 1 試験体形状寸法

### 2.3 計測概要

載荷試験時における主な計測項目は、せん断スパン内の軸方向鉄筋およびせん断補強鉄筋のひずみ、荷重および載荷点変位とした。例として、試験体Type.Cにおけるせん断補強鉄筋のひずみ計測位置を図 - 2 に示す。また、本文では、載荷点と支点を結ぶ圧縮応力が分布するおおよその範囲を圧縮ストラットと呼び、圧縮ストラットの概念図を図 - 3 に示す。

### 2.4 試験結果

#### (1) 破壊性状

全ての試験体において最大荷重付近でせん断破壊となり、その後荷重が低下した。いずれの試験体も最大荷重到達後、脆性的な破壊形態を示した。

載荷に伴うひび割れ進展状況は、いずれの試験体も同様の傾向を示し、例として試験体No.5のひび割れ発生状況を図 - 4 に示す。ひび割れの進展状況は、まず引張側にて曲げひび割れAが発生する。次に、支点前面から載荷点の中心に向かってせん断ひび割れBが発生する。その後、圧縮ストラットに平行に微細な斜めひび割れCが多数発生した。そして最大荷重に達する前後では、多数の斜めひび割れCが発生し、ひび割れに沿ってコンクリート表面が剥離していく現象が観察された。そして、最大荷重時以降に圧縮ストラット付近のかぶりコンクリートが大きく剥離した。

最大荷重直後および浮きコンクリート除去後の試験体状況を写真 - 1, 2 に示す。浮いているコンクリートはコンクリート表面からせん断補強鉄筋までと深く、浮いている範囲は圧縮ストラットのほぼ全面に広がっていた。

#### (2) せん断補強鉄筋のひずみ

最大荷重時におけるせん断補強鉄筋のひずみについて着目する。なお、せん断補強鉄筋の降伏ひずみは、同種の鋼材による材料試験により確認した。試験体No.1~4については、最大荷重時においてせん断補強鉄筋の降伏は確認されなかった。しかし、試験体No.5,6については

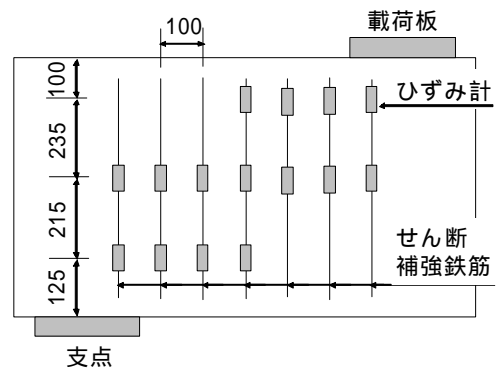


図 - 2 せん断補強鉄筋比ひずみ計測位置

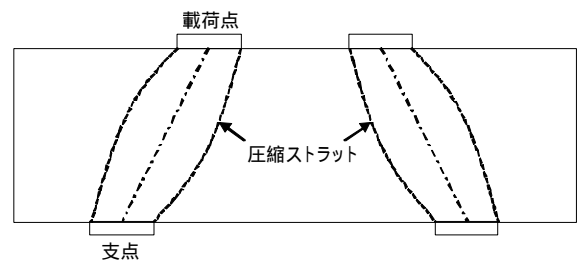


図 - 3 圧縮ストラットの概念図

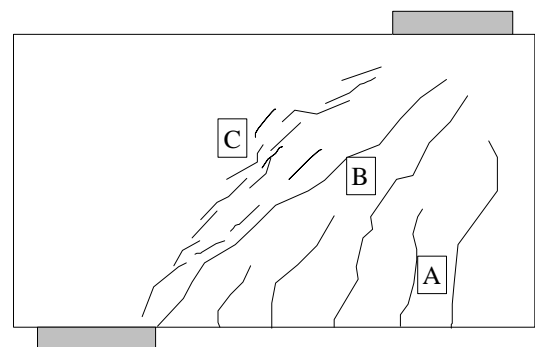


図 - 4 試験体 No.5 のひび割れ進展状況

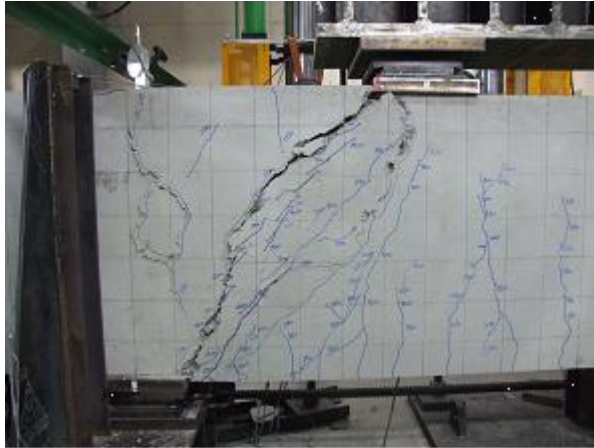


写真 - 1 試験体 No.5 破壊状況 (最大荷重時)

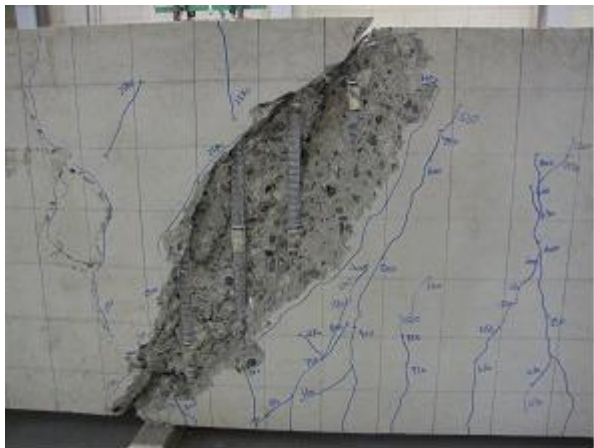


写真 - 2 試験体 No.5 浮きコンクリート除去後

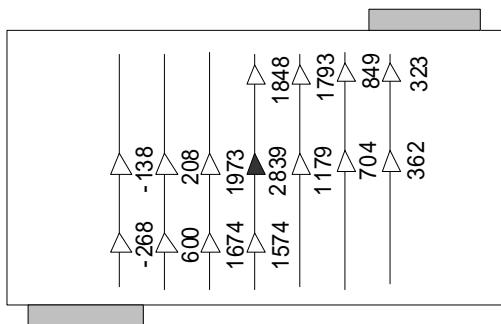


図 - 5 最大荷重時のせん断補強鉄筋のひずみ分布 (× 10<sup>-6</sup>) (試験体 No. 5)

せん断補強鉄筋の1本かつ1箇所のみ降伏ひずみに達したことを確認した。最大荷重時におけるひずみ計測結果について、試験体No.5を例に図 - 5 に示す。最大荷重時において、降伏ひずみに達した計測点を  $\blacktriangle$  で、降伏ひずみに達しなかった計測点を  $\triangle$  で表し、図中の数字はひずみの値を示す。

載荷試験の結果、最大荷重時においてせん断補強鉄筋

表 - 2 試験結果と計算結果の比較

No.	試験結果	計算結果				$V_{exp}/V_d$
	$V_{exp}$ (kN)	$V_d$ (kN)	$V_y$ (kN)	$V_{wc}$ (kN)		
1	1089.9	824.5	2015.2	> 824.5	1.322	
2	1156.3	1183.2	2398.2	> 1183.2	0.977	
3	1146.4	1278.0	1628.9	> 1278.0	0.897	
4	1259.2	1418.3	1898.3	> 1418.3	0.888	
5	1291.6	1430.6	1648.4	> 1430.6	0.903	
6	1191.0	1481.9	1892.3	> 1481.9	0.804	

の降伏が確認されなかったか、せん断補強鉄筋の降伏が確認された試験体においても、ひずみ計測点の1箇所程度であった。このことから、せん断補強鉄筋の降伏による影響より、載荷点と支点を結ぶ圧縮ストラット付近におけるコンクリートの圧壊による影響の方が、部材の最大耐力に対して支配的であったと考えられる。

### 3. 試験結果と耐力式の評価

各試験体における(1)式に基づいたせん断耐力算定結果を表 - 2 に示す。なお、表内における  $V_{wc}$  は(6)式に基づいている。表 - 2 の判定結果より、いずれの試験体においても腹部コンクリートの斜め圧縮破壊耐力式でせん断耐力が決定されている。

前章の試験結果から、最大耐力はコンクリートの圧壊による影響が支配的と考えられ、これは腹部コンクリートの斜め圧縮破壊耐力式により判定されることが妥当であるとえられる。

なお、試験体No.1は過小評価であったが、それ以外の試験体については、全て過大評価の傾向にあった。また、6体の試験結果から、(実験値)/(計算値)の平均値は0.97、変動係数は19.0%であった。

### 4. 斜め圧縮破壊耐力式に対する考察

腹部コンクリートの斜め圧縮破壊耐力式について、今回の試験結果および既往の研究による実験データと(6)式による計算値が示す傾向について考察を行った。

(6)式は、斜め圧縮破壊により破壊された鉄筋コンクリート部材の実験を対象として、せん断補強鉄筋比をパラメータとした場合の実験値に対する近似式である。しかし、実験値が少なく、またせん断補強鉄筋比が1.0~3.0%程度の範囲のみのデータで評価されていることから、今回の試験結果と既往の研究<sup>1), 4), 5), 10)</sup>による実験データを追加し検討を行った。

前述した全実験データと(6)式による計算値の関係を図 - 6 に示す。既往の研究においては、破壊形態が不明

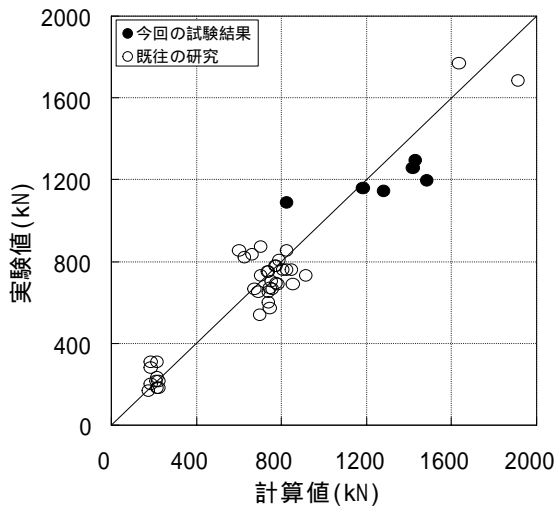


図 - 6 実験値と計算値 ((6)式) の関係

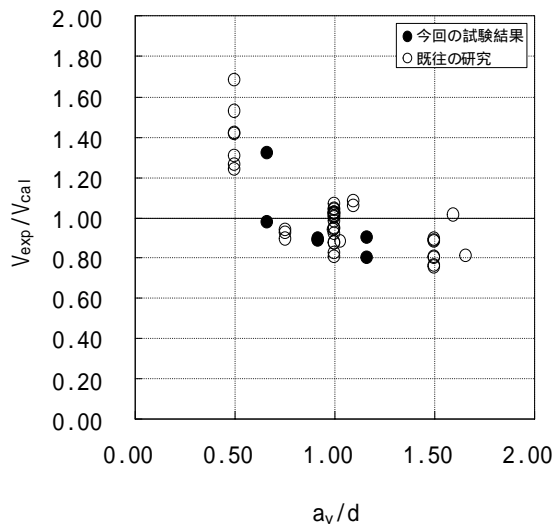


図 - 7 実験値 / 計算値 ((6)式) と  $a_v/d$  の関係

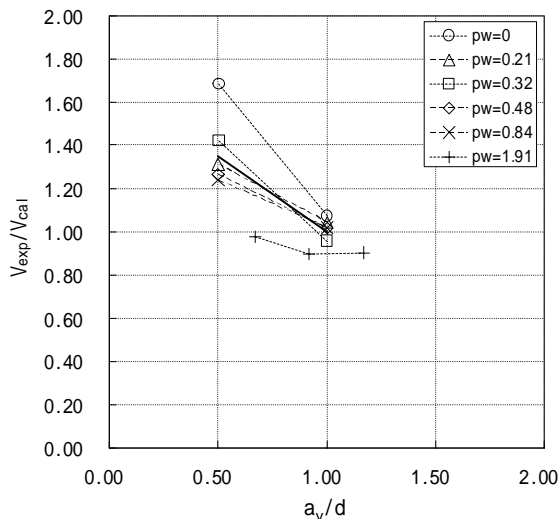


図 - 8 実験値 / 計算値 ((6)式) と  $a_v/d$  の関係  
(せん断スパン比のみ変化)  
[実線は近似直線を示す]

確なため、(1)式の判定に基づいて $V_{wc}$ で決定される試験体を腹部コンクリートの斜め圧縮破壊とした。対象となる実験データの試験体数は47体である。(実験値)/(計算値)の平均値は1.01、変動係数は20.2%であり、若干ばらつきが大きくなる結果となった。

次に、全実験データ47体の実験値と(6)式による計算値の比 $V_{exp}/V_{cal}$ と、せん断スパン比 $a_v/d$ の関係を図 - 7に示す。ここでは、コンクリートの圧縮ストラットにおける圧壊領域を考慮して、中心間せん断スパン $a_v$ で表すこととした。図 - 7より、 $a_v/d$ が小さくなるにつれて、 $V_{exp}/V_{cal}$ が大きくなる傾向が確認された。特に $a_v/d$  0.75の範囲では、 $a_v/d$ が小さくなるに従って、(6)式は実験値を過小評価している傾向がみられる。

そこで、これら全実験データのうち、 $a_v/d$ のみを変化させ、他の諸元は同様であるデータに着目し、 $a_v/d$ が(6)式の計算値に与える影響について検討を行った。図 - 8は、 $V_{exp}/V_{cal}$ と $a_v/d$ の関係を示したものである。図中の記号が同一であるものは、 $a_v/d$ のみ変化させ、他のパラメータは同一である試験体の実験データである。図 - 8より、 $a_v/d < 1.0$ の範囲において(6)式による計算値は、実験値を過少評価していることがわかる。そこで、図 - 8の関係を考慮して、(6)式を以下の(7)式のように修正することとした。

$$V_{wc} = (1.04 + 20.65p_w) \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (a_v/d \geq 1.0)$$

$$V_{wc} = (1.04 + 20.65p_w) (-0.70(a_v/d) + 1.70) \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (0.5 \leq a_v/d < 1.0) \quad (7)$$

図 - 9は、実験値を(7)式の係数 $(1.04 + 20.65p_w)$ 以外で除することで、実験値におけるせん断補強鉄筋比の影響を表したものであり、47体の全実験データに(6)式が提案された文献7)の実験データを追記した。図 - 9は単調増加の傾向があることから、腹部コンクリートの斜め圧縮破壊耐力式にせん断補強鉄筋比の効果を考慮することは妥当な評価をしていると思われる。

また、全実験データと(7)式による計算値の関係を図 - 10に示す。(実験値)/(計算値)の平均値は0.94、変動係数は12.2%であり、(6)式と比較して相関性が高くなる結果となった。

以上より、腹部コンクリートの斜め圧縮破壊耐力式である(6)式は、 $a_v/d < 1.0$ の範囲におけるせん断スパン比の影響を考慮し、(7)式により修正することが妥当と思われる。

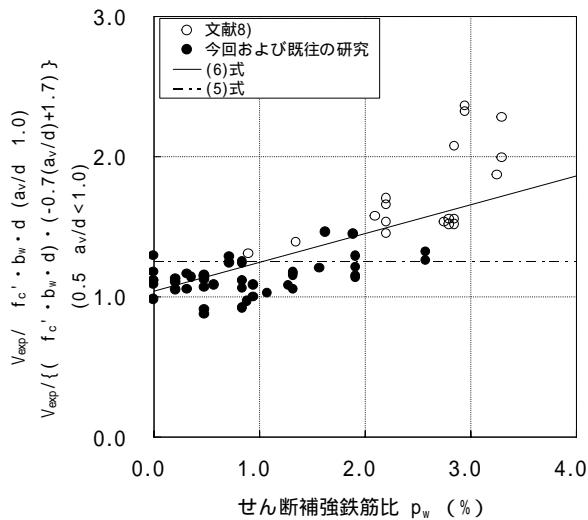


図 - 9 実験値におけるせん断補強鉄筋比の影響

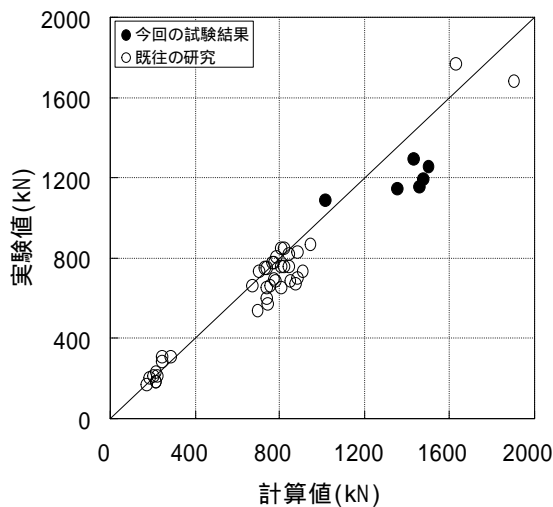


図 - 10 全実験データと計算値((7)式)の関係

## 5. まとめ

本論は、低せん断スパン比領域において、既往の研究における腹部コンクリートの斜め圧縮破壊耐力式について適用性を確認するため、梁型試験体を用いて載荷実験を行ったものである。また、さらに既往の研究における実験データを加えて斜め圧縮破壊耐力式について、せん断スパン比、せん断補強鉄筋比の影響について考察した。

今回の載荷実験と既往の研究成果における試験体のパラメータ範囲は、コンクリートの圧縮強度；15.8～32.0N/mm<sup>2</sup>、断面寸法；150×300mm～350×850mm、250×1,050mm、せん断スパン比 $a_v/d$ ；0.25～1.47 ( $a_v/d$ ；0.50～1.66)、引張鉄筋比 $p_c$ ；0.88～5.01%、せん断補強鉄筋比 $p_w$ ；0.00%～2.58%であり、得られた結果を以下に示す。

- (1) 今回の梁型試験体に対する載荷試験の結果、全て最大荷重付近でコンクリート表面が剥離する現象がみ

られ、最大荷重に至った。また、最大荷重時ににおいてせん断補強鉄筋がほとんど降伏に達していないことから、破壊形態は腹部コンクリートの斜め圧縮破壊と考えられる。

- (2) 今回の梁型試験体に対する載荷試験結果は、(1)式により全て  $V_{wc}$  で判定される。破壊時の観察結果から、破壊形態は全ての試験体で同様の傾向であり、(1)式によるせん断耐力の評価は妥当であると考えられる。
- (3) 今回の試験結果と既往の実験データを合わせた結果に対し、腹部コンクリートの斜め圧縮破壊耐力式である(6)式は、せん断スパン比の影響を考慮した(7)式に修正することが妥当であると考えられる。

## 参考文献

- 1) 石橋忠良, 松本浩一, 菅野貴浩, 築嶋大輔, 小林將志: 鉄筋コンクリート壁式橋脚のせん断耐力に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.3/Vol.65, pp.300-310, 2009.7
- 2) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物, pp.142-150, 2004
- 3) 土木学会: コンクリート標準示方書[構造的な性能照査編], pp.190-192, 2002
- 4) 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
- 5) 林川俊郎, 斉藤文彦, 角田与史雄: せん断補強鉄筋を有する RC ディープビームの強度について, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.12, No.2, pp.319-324, 1990.6
- 6) 石橋忠良, 松田好史, 斉藤啓一: 少数本のくいを用いたフーチングのせん断設計について, 土木学会論文報告集, No.337, pp.197-204, 1983.9
- 7) A.Placas and P.E.Regan, Shear Failure of Reinforced Concrete Beams, ACI Journal, pp.763-773, Oct, 1971
- 8) E.W.Bennett and B.M.A.Balasoorya, Shear Strength of Prestressed Beams With Thin Webs Failing in Inclined Compression, ACI Journal, pp.204-212, Mar, 1971
- 9) 土木学会, コンクリートライブラリー第 61 号 コンクリート標準示方書(昭和 61 年制定)改訂資料, pp.169-170, 1986
- 10) 安保知紀, 大庭光商: 低せん断スパン比となる梁のせん断耐力に関する一考察, 土木学会学術年次講演会, 5-330, pp.659-660, 2007.9