

# 論文 円形断面 RC はりに対するせん断補強鉄筋の貢献度評価

大石 峻也\*1・渡辺 健\*2・二羽 淳一郎\*3

**要旨**：円形断面を有する鉄筋コンクリート(RC)はりのせん断耐力を適切に評価することを目的に、単純支持された円形断面 RC はりの載荷実験を行った。その結果、せん断補強鉄筋のない RC はりでは、断面形状の相違がコンクリートの貢献分の算定に及ぼす影響が少ないことを明らかにした。また、円形断面 RC はりでは、矩形断面 RC はりに比べてせん断補強鉄筋の貢献が低減することを、せん断補強鉄筋の引張力の垂直成分を考慮することで説明した。さらに、形状の効果を考慮したせん断補強鉄筋の貢献分の算定方法を示し、せん断補強鉄筋のもたらすせん断抵抗力を精度良く再現できることを確認した。

**キーワード**：円形断面, RC はり, せん断耐力, 修正トラス理論, せん断補強鉄筋形状, 単純支持

## 1. はじめに

円形断面を有する鉄筋コンクリート（以下 RC）部材は、柱および杭などに多く用いられている。近年の耐震設計基準の見直しから、これらの部材に対する適切なせん断設計が重要となってきた。わが国の土木構造物の設計体系では、RC 棒部材のせん断耐力は、修正トラス理論に基づき、せん断補強鋼材を用いない棒部材の設計せん断耐力（以下、コンクリートの貢献分）とせん断補強鋼材により受け持たれる設計せん断耐力（以下、せん断補強鉄筋の貢献分）の和によって算定されている<sup>1)</sup>。とりわけ、円形断面を有する RC 棒部材では、部材の断面を等積正方形に置換した矩形部材と捉えることでせん断耐力を算定している。このとき、軸方向引張鋼材断面積  $A_s$  は、円形断面 RC はりの引張側 1/4 (90 度) の領域に配置した鋼材断面積のみを考慮し、有効高さ  $d$  は等積正方形に換算した断面の圧縮縁から  $A_s$  として考慮した鋼材の図心までの距離としてよいとしている<sup>1)</sup>。

しかし、円形断面 RC はりは、矩形断面 RC はりのせん断耐荷機構と異なる点が多い。既往の研究<sup>2),3)</sup>では、斜めひび割れがせん断補強鉄筋と交差する位置によって、せん断補強鉄筋の貢献度が変化することが指摘されている。また、杭や柱として利用される部材には、断面の全周に軸方向鉄筋が配置されていることを考慮すれば、現行の設計法で無視されている軸方向鉄筋が部材のせん断耐力に与える影響は大きいと思われる。さらに、

円形断面を有する RC 部材を用いた実験的検討<sup>4)</sup>は、杭や柱を想定した支持条件が多く、単純支持による実験的検討はあまり報告されていない。

本研究では、円形断面 RC はりに対するせん断補強鉄筋の貢献度を適切に算定することを目的としている。すなわち、従来の耐力算定式の基となった矩形断面 RC はりと支持条件を統一した、単純支持による円形断面 RC はりの載荷実験を行うことで、断面形状のみの効果を把握し、耐力算定に反映させるという点に特徴がある。

## 2. 実験概要

### 2.1 使用材料

表-1 に、本実験で用いたコンクリートの示方配合を示す。本実験で用いる試験体は配筋が過密であるため、打設時の充填性を高めるため、粗骨材最大寸法を 15mm とした高流動コンクリートを使用した。セメントには早強セメントを用い、打設から 7 日間の湿潤養生の後に載荷を行った。

### 2.2 試験体概要

本実験では、円形断面 RC はりのせん断耐力に寄与するコンクリートの貢献分およびせん断補強鉄筋の貢献分を確認するため、せん断補強鉄筋のない試験体およびせん断補強鉄筋を配置した試験体の計 4 体を作製した。図-1 および表-2 に、試験体の形状および諸元を示す。このうち 2 体は、図-1 に示すように、一般的な柱や杭

表-1 示方配合

粗骨材 最大 寸法 [mm]	水セメント比 [%]	細骨材率 [%]	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )						
			水 W	セメント C	石灰石 微粉末 L	細骨材 S	粗骨材 G	高性能 減水剤 SP	分離低減剤 V
15	60	45	165	292	249	718	857	C×1.5%	W×0.15%

\*1 東京工業大学大学院 理工学研究科土木工学専攻 (正会員)

\*2 東京工業大学大学院 理工学研究科土木工学専攻 助教 Ph.D. (正会員)

\*3 東京工業大学大学院 理工学研究科土木工学専攻 教授 工博 (正会員)

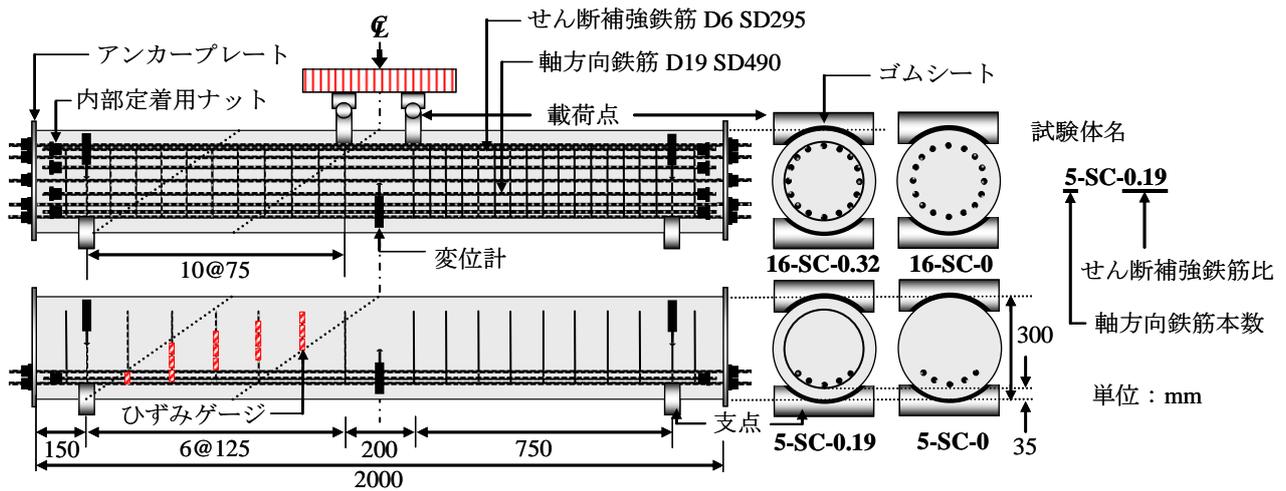


図-1 試験体概要と名称

表-2 試験体諸元

項目	記号	単位	値
断面直径	$D$	mm	300
断面幅 (置換断面)	$b_w$	mm	266
有効高さ (置換断面)	$d$	mm	223
せん断スパン	$a$	mm	750
せん断スパン 有効高さ比	$a/d$	-	3.36

表-4 試験体名と配筋概要

試験体名	軸方向鉄筋数	せん断補強鉄筋間隔 $s$ (mm)	せん断補強鉄筋比 $r_w$ (%)
5-SC-0	5 (引張側)	-	0
16-SC-0	16	-	0
5-SC-0.19	5 (引張側)	125	0.19
16-SC-0.32	16	75	0.32

表-3 鉄筋の降伏強度

項目	種類	降伏強度(N/mm <sup>2</sup> )	
せん断補強鉄筋	D6SD295	$f_{wy}$	342*
軸方向鉄筋	D19SD490	$f_y$	534*

\*0.2%オフセット値

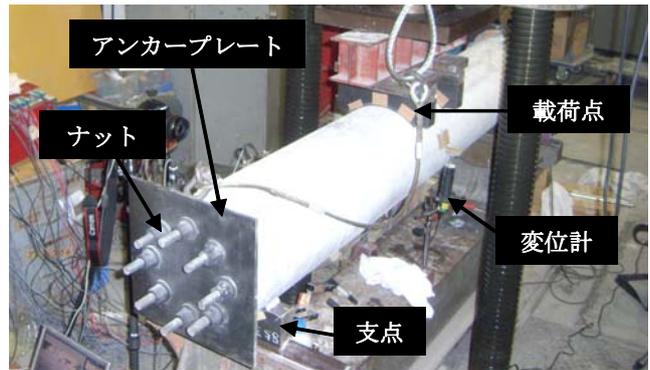


写真-1 荷重時の様子

などに使用される円形断面 RC 部材と同様に、断面の全周に 16 本の軸方向鉄筋を等間隔で配置した。

現行の円形断面 RC 棒部材では、断面を等積正方形に置換した矩形部材と捉えてせん断耐力を算定している。しかし、円形の断面に対して、等積正方形を用いてコンクリートの貢献分を算定することの妥当性は、十分に検討されていない。そこで、矩形断面部材との形状の相違が RC はりのせん断耐力に及ぼす影響に着目するために、他の 2 体には軸方向鉄筋を断面の全周には配置せず、現行のせん断耐力算定法で考慮している引張側 1/4 (90 度) の領域に 5 本配置した。

試験体は、特定のせん断スパンに破壊を集中させるために、もう一方のせん断スパンには十分な量のせん断補強鉄筋を配置している。表-3 に、試験体に用いた鉄筋の降伏強度を示す。なお、試験体名は、表-4 に示すように、配置されている軸方向鉄筋の本数とせん断補強鉄筋比に応じて、それぞれ 5-SC-0, 16-SC-0, 5-SC-0.19, 16-SC-0.32 とした。試験体のせん断耐力は、式(1)~式(3)

を用いて算定したが、全ての試験体において斜め引張破壊が先行するように設計した。

$$V_{cal} = V_{c\_cal} + V_{s\_cal} \quad (1)$$

$$V_{c\_cal} = 0.20 f_c^{1/3} p_w^{1/3} \left( \frac{1000}{d} \right)^{1/4} \left( 0.75 + \frac{1.4}{a/d} \right) b_w d \quad (2)$$

$$V_{s\_cal} = A_w f_{wy} z / s \quad (3)$$

ただし、部材幅  $b_w$  は現行の算定方法に従い円形断面を等積正方形に置換してその幅を用いた。また、引張鉄筋比  $p_w$  は、引張側 1/4 (90 度) 部分に配置した軸方向引張鋼材の断面積を  $A_s$  として算出し、有効高さ  $d$  は置換した等積正方形の圧縮縁から  $A_s$  として考慮した鋼材の図心までの距離として算定している。半数の軸方向鉄筋は、試験体から突出させ、アンカープレートおよびナットによって定着を確保した。また、他の半数は、内部定着用ナットで試験体内部に十分に定着させている。

表-4 破壊モードおよびせん断耐力の算定値と実験値の比較

試験体	コンクリートの諸元			破壊モード	算定値			実験値	実験値/算定値
	圧縮強度 [N/mm <sup>2</sup> ]	引張強度 [N/mm <sup>2</sup> ]	弾性係数 [kN/mm <sup>2</sup> ]		$V_{c-cal}$ [kN]	$V_{s-cal}$ [kN]	$V_{cal}$ [kN]		
5-SC-0	36.4	2.34	27.8	斜め引張破壊	84.1	0	84.1	85.8	1.02
16-SC-0	37.2	2.84	27.6	斜め引張破壊	84.5	0	84.5	109.9	1.30
5-SC-0.19	34.0	2.62	28.1	斜め引張破壊	82.3	34.4	116.7	140.2	1.20
16-SC-0.32	41.5	2.63	27.8	斜め引張破壊	86.8	56.3	143.1	216	1.51

$V_{c-cal}$ : コンクリートの貢献分の算定値,  $V_{s-cal}$ : せん断補強鉄筋の貢献分の算定値,  $V_{cal}$ : せん断耐力の算定値,  $V_{exp}$ : せん断耐力の実験値

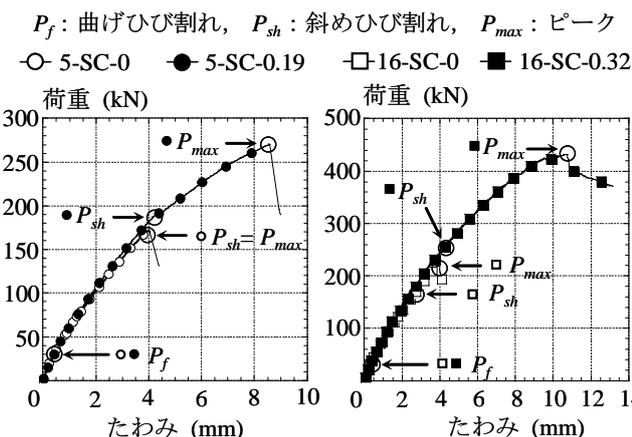


図-2 荷重-たわみ関係 (5-SC-0, 5-SC-0.19)

図-3 荷重-たわみ関係 (16-SC-0, 16-SC-0.32)

### 2.3 荷重方法および測定項目

試験体の荷重では、静的4点曲げ試験を行った。支点と荷重点は、図-1に示すように、試験体断面の円周の1/4 (90度) を支持する形状の荷重板を配置し、さらに応力集中によるコンクリートの局所破壊を防止するため、試験体と荷重板の間にゴムシートを設置した。また、水平方向の拘束を除去するため、試験体とゴムシートの間にテフロンシートを挿入して摩擦を低減させた。荷重中の主な計測項目は、荷重点での荷重、試験体中央部と支点部でのたわみ、圧縮縁のコンクリートひずみ、断面下縁の曲げひび割れ幅である。また、荷重中は、ひび割れの進展を目視により観察し、デジタルカメラによる写真の撮影を同時に行った。さらに、検討において、せん断補強鉄筋が斜めひび割れと交差する点におけるひずみは、特に重要な情報になると考えられる。そこで、図-1に示すように、斜めひび割れが進展すると予想される領域において、せん断補強鉄筋に等間隔にひずみゲージを複数枚配置して、ひずみの計測を行った。

## 3. 実験結果

### 3.1 破壊モードおよびひび割れの進展状況

図-2に、5-SC-0および5-SC-0.19の荷重-たわみ関係を、図-3に16-SC-0および16-SC-0.32の荷重-たわみ関係を示す。図-2および図-3より、全ての試験体

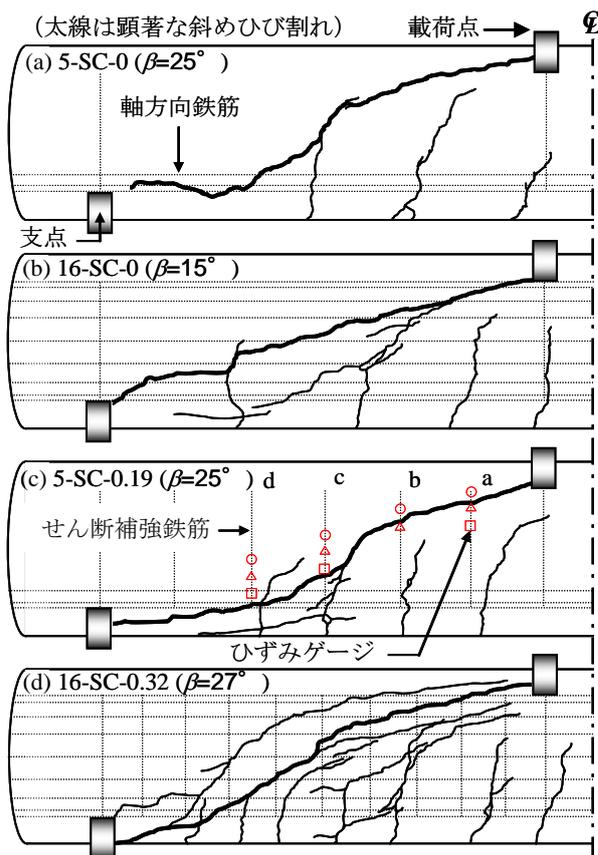


図-4 ひび割れ性状と鉄筋配置位置

では荷重が約30kNに達する際に曲げひび割れが発生し、剛性が低下することが確認できる。荷重の最大値 (以下ピーク) 時に顕著なひび割れ幅を有する斜めひび割れが確認されたこと、軸方向鉄筋は降伏していなかったことおよびピーク後の急激な荷重の低下が観察されたことから、全ての試験体は斜め引張破壊したと判断した。

図-4に、各試験体のピーク時のひび割れ性状を示す。図中の太線は、ピーク時にひび割れ幅が最も顕著であった斜めひび割れを示している。また、 $\beta$ は斜めひび割れ角度、点線は軸方向鉄筋とせん断補強鉄筋の位置をそれぞれ示している。なお、 $\beta$ は、最も下部に配置した軸方向鉄筋が斜めひび割れと交差する点と荷重点とを結ぶ直線の角度として計測した。表-4に、使用したコンクリートの諸元、せん断耐力の算定値および実験値を示す。算定値は、式(1)~式(3)により得た。

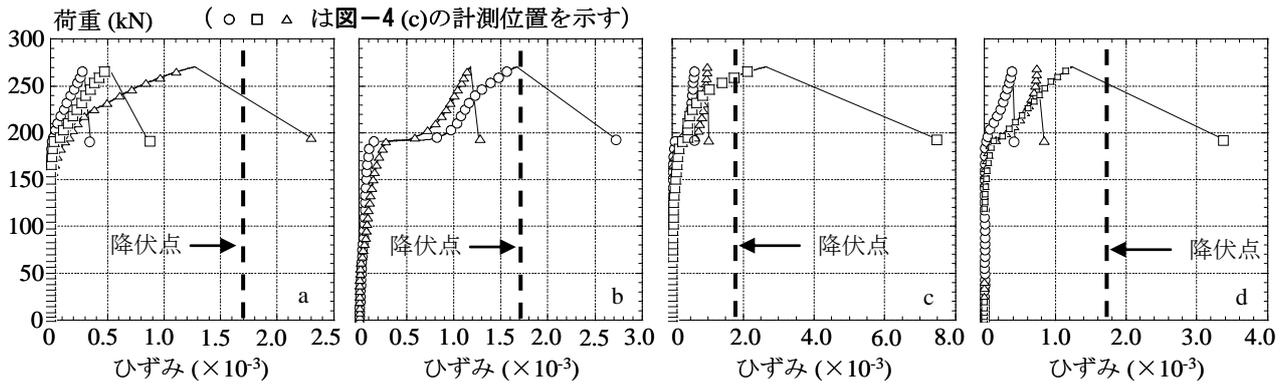


図-5 せん断補強鉄筋のひずみ(5-SC-0.19) (a~dはせん断補強鉄筋の番号)

(1) せん断補強鉄筋のないRCはり

(a) 5-SC-0

5-SC-0では、図-4(a)に示すとおり、せん断スパンの中央で発生した曲げひび割れが、荷重の増加に伴い、斜めひび割れへと発展した。斜めひび割れが、発生の直後に載荷点付近に進展することで荷重がピークに至り、その後急激に低下した。また、表-4より、現行の方法によるせん断耐力の算定値と実験値を比較すると、算定値と実験値がほぼ一致していることが確認できる。このことから、矩形と円形の断面形状の違いによるコンクリートの貢献分の算定への影響は少ないといえる。

(b) 16-SC-0

16-SC-0では、約170kNで斜めひび割れが発生した。その後、斜めひび割れは荷重の増加に伴い、載荷点へと徐々に進展した。斜めひび割れが発生した荷重から約50kN増加した後、載荷点から支点を結ぶ斜めひび割れ幅が大きく拡大してピークに至った。その結果、 $V_{exp}/V_{cal}$ は1.3となり、せん断耐力の実験値が算定値を大きく上回る結果となった。一般に、せん断補強鉄筋のないRCはりでは、5-SC-0のように、斜めひび割れの発生後、それが急激に進展して破壊に至る。しかし、本試験体は、斜めひび割れの発生後も荷重増加に耐えた後にピークに至っている。また、図-2および図-3に示すとおり、5-SC-0のせん断耐力と16-SC-0の斜めひび割れ発生荷重が、ほぼ一致していることが分かる。

5-SC-0と16-SC-0の2体の試験体を比較すると、斜めひび割れの発生荷重の一致および16-SC-0ではその後も荷重が増加して破壊に至っていることから、断面の全周に配置した、現行の方法では算定に含めない軸方向鉄筋が有効に作用したことで、せん断耐力の実験値が算定値を上回ったと考えられる。

(2) せん断補強鉄筋を有するRCはり

(a) 5-SC-0.19

5-SC-0.19では、5-SC-0と同様に、荷重が約180kNでせん断スパン中央から発生した曲げひび割れが斜めひび割れに変化し、進展した。図-2の通り、斜めひび割れ発生荷重は5-SC-0のせん断耐力とほぼ一致してお

り、軸方向鉄筋を5本配置した試験体では、斜めひび割れ発生荷重の差は小さかった。その後、載荷点付近のコンクリートの圧壊によって荷重がピークに至り、急激に低下した。また、図-4(c)に示すように、載荷点から4本(a~d)のせん断補強鉄筋が斜めひび割れと交差した。図-5に、斜めひび割れと交差したせん断補強鉄筋のひずみの変化を示す。また、図-4のひび割れ図には、対応するせん断補強鉄筋の番号と、計測に利用したひずみゲージの位置(図-5中のプロット形状に対応)を示している。

図-5より、斜めひび割れと交差した全てのせん断補強鉄筋が、ピーク時に降伏かそれに近いひずみを示していることがわかる。また、ピーク直後に荷重が低下した際には、斜めひび割れ面の近傍のひずみの値のみが、鉄筋の降伏ひずみを大きく超えていることが確認できる。すなわち、せん断補強鉄筋は、ピーク時には斜めひび割れ位置で局所的に降伏していると考えられる。表-4の、せん断耐力の算定値と実験値を比較すると、 $V_{exp}/V_{cal}$ は1.2となり、実験値が算定値を上回った。

(b) 16-SC-0.32

16-SC-0.32は、せん断スパン内に複数の曲げひび割れが発生した。最も支点側の曲げひび割れの発生後、荷重が約250kNでこのひび割れが急激に斜めひび割れに進展した。図-3より、このひび割れの発生荷重と16-SC-0のピーク荷重は、同等であることが確認できる。その後、図-4(d)に示すように、荷重が約300kNで斜めひび割れが分散して発生した。しかし、複数の斜めひび割れのうち、載荷点と支点を結ぶ直線上に発生した斜めひび割れが大きく開口することでピークに至った。また、この一つの斜めひび割れが徐々に開口するのと同時に、その他の斜めひび割れは閉口したことを目視および写真から確認している。図-4(d)に示すように、顕著な斜めひび割れは、載荷点側から2本目から7本目の6本のせん断補強鉄筋と交差しており、この6本のせん断補強鉄筋は、ピーク時にすべて降伏していることが確認された。表-4より、せん断耐力の算定値と実験値を比較すると、 $V_{exp}/V_{cal}$ が1.5となり、実験値が算定値を大きく上回った。

表-5 セン断耐力の現行の算定法による算定値と実験値の比較

試験体	現行の算定値			実験値					修正値	実験値と算定値の比			
	$V_{c-cal}$	$V_{s-cal}$	$V_{cal}$	$V_{c-exp}$	$V_{s-exp}$	$V_{exp}$	$V_{s-exp\sigma}$	$V_{s-exp\delta}$		$V'_{s-cal}$	$V_{s-exp}/V_{s-exp\sigma}$	$V_{s-exp}/V_{s-exp\delta}$	$V_{s-exp\delta}/V'_{s-cal}$
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]		[kN]			
5-SC-0	84.1	0	84.1	85.8	0	85.8	-	-	-	-	-	-	
16-SC-0	84.5	0	84.5	109.9	0	109.9	-	-	-	-	-	-	
5-SC-0.19	82.3	34.4	116.7	(85.8)	54.4	140.2	75.3	53.7	54.9	0.72	1.01	0.98	
16-SC-0.32	86.8	56.3	143.1	(109.9)	106.1	216	130.0	94.9	99.9	0.84	1.17	0.95	

$V_{c-cal}$  : コンクリートの貢献分の算定値,  $V_{s-cal}$  : セン断補強鉄筋の貢献分の算定値,  $V_{cal}$  : セン断耐力の算定値  
 $V_{c-exp}$  : コンクリート貢献分の実験値,  $V_{s-exp}$  : セン断補強鉄筋の貢献分の実験値 ( $=V_{exp}-V_{c-exp}$ ),  $V_{exp}$  : セン断耐力の実験値,  $V_{s-exp\sigma}$  : セン断補強鉄筋に作用した応力から算出した実験値,  $V_{s-exp\delta}$  :  $V_{s-exp\sigma}$  にセン断補強鉄筋の形状 (力の作用方向  $\delta_i$ ) を考慮した実験値,  $V'_{s-cal}$  : 修正したセン断補強鉄筋の貢献分の算定値

### 3.2 セン断補強鉄筋の貢献分に関する検討

#### (1) セン断補強鉄筋の貢献分の実験値

前述のように、セン断補強鉄筋を有する 5-SC-0.19 および 16-SC-0.32 では、セン断耐力の算定値が実験値を上回ることを確認した。16-SC-0.32 では、断面の側方に配置した軸方向鉄筋が RC はりのセン断耐力に対して有効に機能したことが一つの原因として考えられる。そこで、セン断補強鉄筋を有する RC はりのコンクリートの貢献分に与える軸方向鉄筋の影響と、セン断補強鉄筋の貢献分を区別し、それぞれ累加してセン断耐力を評価することを試みる。本研究では、4 体の試験体のセン断耐力をそれぞれ比較することで、特にセン断補強鉄筋の貢献分について検討する。表-5 に、セン断耐力の算定値と実験値の比較を示す。ここで、 $V_{s-exp}$  は試験体のセン断耐力をもとにセン断補強鉄筋の貢献分の実験値を算出したものである。すなわち、5-SC-0 および 16-SC-0 のセン断耐力の実験値をコンクリートの貢献分  $V_{c-exp}$  として考え、セン断補強鉄筋を配置した 5-SC-0.19 および 16-SC-0.32 のセン断耐力の実験値  $V_{exp}$  から、 $V_{c-exp}$  を差し引くことで算出した。

表-5 より、5-SC-0.19 および 16-SC-0.32 のセン断補強鉄筋の貢献分の算定値と実験値を比較すると、いずれも実験値が算定値を上回っていることがわかる。これは、現行のセン断補強鉄筋の貢献分の算定に際して、斜めひび割れの角度を 45 度と仮定して計算しているが、5-SC-0.19 および 16-SC-0.32 では、斜めひび割れの角度は 45 度よりも小さくなっている。そのため、斜めひび割れを横切るセン断補強鉄筋の本数が算定よりも多くなり、結果として  $V_{s-cal}$  が低く見積もられたと考えられる。

#### (2) 作用応力から算出したセン断抵抗力

図-6 に示すように、セン断補強鉄筋の貢献分を適切に算定するために、セン断補強鉄筋が実際にどの程度セン断力に抵抗しているかを実験で把握することとした。すなわち、図-5 に示すように、詳細に計測したセン断補強鉄筋のひずみを用いて、ピーク時にセン断補強鉄筋

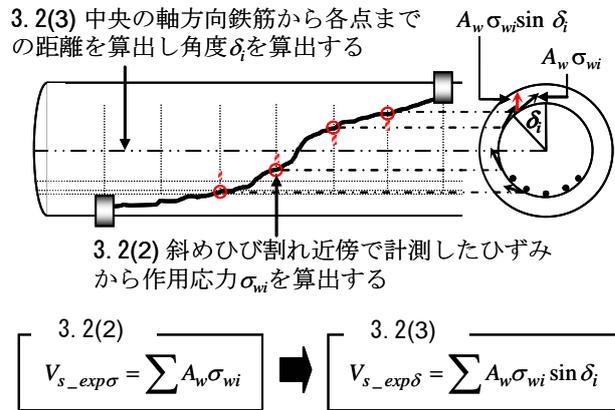


図-6  $V_{s-exp\sigma}$  および  $V_{s-exp\delta}$  の算出方法

に作用した応力  $\sigma_{wi}$  から、実験で計測されたセン断抵抗力  $V_{s-exp\sigma}$  を算出した。表-5 に、 $V_{s-exp\sigma}$  の算出の結果をそれぞれ示す。算出では、図-6 に示すように、斜めひび割れと交差したセン断補強鉄筋のみを考慮に入れている。また、3.1(2)で述べたように、ひずみは一本のセン断補強鉄筋でも部位に依存して異なる値を示すことを確認しており、算出には斜めひび割れとの交差位置で計測したセン断補強鉄筋のひずみを用いた。しかしながら、 $V_{s-exp}$  と  $V_{s-exp\sigma}$  を比較すると、5-SC-0.19 および 16-SC-0.32 の  $V_{s-exp\sigma}$  は、 $V_{s-exp}$  を大きく上回る結果となった。

#### (3) 断面形状がセン断補強鉄筋の貢献分におよぼす影響

上記に示す通り、セン断補強鉄筋に作用した応力から算出したセン断補強鉄筋のセン断抵抗力  $V_{s-exp\sigma}$  は、 $V_{s-exp}$  を大きく上回る結果となった。これは、図-6 に示すように、セン断補強鉄筋の形状が円形であるために、斜めひび割れとセン断補強鉄筋が交差する各点で、RC はり高さ方向のセン断抵抗力が異なることに由来している。そこで、セン断補強鉄筋の接線方向に作用する力の垂直成分を用いることで  $V_{s-exp\delta}$  を求めることとした。表-5 に算出の結果を示す。 $V_{s-exp\delta}$  と  $V_{s-exp}$  を比較すると、 $V_{s-exp}$  と  $V_{s-exp\delta}$  がほぼ一致していることがわかる。すなわち、セン断補強鉄筋の貢献分の算定では、形状の違いによる力の作用方向を考慮することが有効であるといえる。

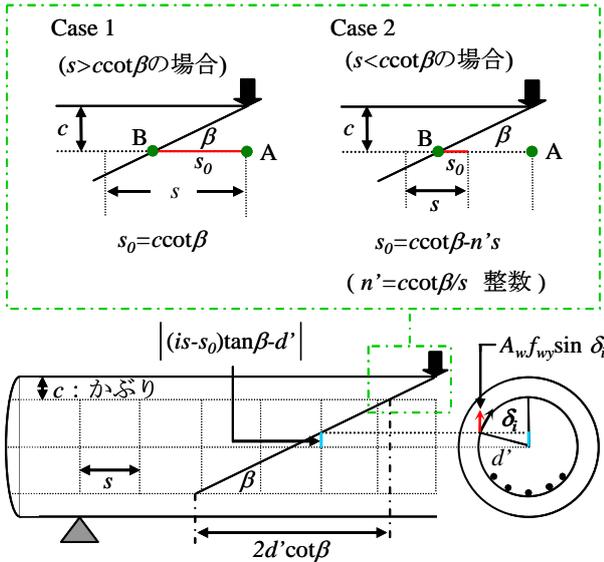


図-7  $V'_{s-cal}$  の算定方法

### 3.3 セン断補強鉄筋の貢献分の算定方法

実験結果および考察から、せん断補強鉄筋の貢献分の算定方法を検討する。図-7に、算定方法の概要を示す。 $\beta$ を最も下部に配置した軸方向鉄筋と斜めひび割れが交差する点と載荷点とを結ぶ直線の角度とし、せん断補強鉄筋の半径を $d'$ すると、斜めひび割れを横切るせん断補強鉄筋の本数 $n$ は、式(4)で示される。

$$n = (2d' \cot \beta) / s \quad (4)$$

本実験では、斜めひび割れと交差したせん断補強鉄筋のすべてが斜めひび割れ面近傍で降伏あるいはそれに近いひずみを示していた。そこで、斜めひび割れが横切るせん断補強鉄筋はすべて降伏すると仮定する。また、3.2(3)で示したように、せん断補強鉄筋の接線方向に作用する力を、 $\delta_i$ を考慮して垂直成分に変換し、それを $n$ 本分足し合わせることで、せん断補強鉄筋の貢献分は式(5)として算出できる。

$$V'_{s-cal} = A_w f_{wy} \sum_{i=1}^n \sin \delta_i \quad (5)$$

図-7より、式(5)の $\delta_i$ を算出するためには、図中の青線で示す断面の中央からせん断補強鉄筋と斜めひび割れが交差する位置までの距離を算出しなければならない。そこで、図-7の緑色の点線内に示す、載荷点から斜めひび割れを横切る最も載荷点側のせん断補強鉄筋までの領域に着目する。この領域で、点AB間にせん断補強鉄筋が配置されていないCase1と、点AB間にせん断補強鉄筋が配置されているCase2について検討する。せん断補強鉄筋間隔 $s$ あるいはかぶり $c$ によって変化する距離 $s_0$ は、Case1およびCase2のそれぞれで図-7に示す通りに算出される。この値を用いて、 $\delta_i$ は式(6)のように表すことができる。

$$\delta_i = \cos^{-1} \left\{ \frac{[(is - s_0) \tan \beta - d']}{d'} \right\} \quad (6)$$

表-5に、式(4)~(6)を用いて算定したせん断補強鉄筋の貢献分 $V'_{s-cal}$ を示す。表-5より、 $V_{s-exp} / V'_{s-cal}$ は5-SC-0.19および16-SC-0.32でそれぞれ0.98、0.95となった。すなわち、せん断補強鉄筋の形状による効果をせん断補強鉄筋の貢献分の算定に考慮したことで、実際のせん断補強鉄筋によるせん断抵抗力と考えられる $V_{s-exp}$ を、精度良く再現することができたといえる。

## 4. 結論

- (1) セン断補強鉄筋のない円形断面RCはりの実験から、断面の形状がせん断補強鋼材を用いない棒部材の設計せん断耐力に及ぼす影響は少ないことを確認した。また、円形断面の全周に配置された軸方向鉄筋は、部材のせん断耐力向上に有効に働くことを確認した。
- (2) セン断補強鉄筋を有するRCはりの実験から、せん断補強鉄筋の形状による斜めひび割れ位置での力の作用方向の違いが部材のせん断耐力に大きく影響することを、せん断補強鉄筋の引張力の垂直成分を考慮することで説明した。
- (3) セン断補強鉄筋の円形状を考慮した円形断面を有するRC部材の、せん断補強鉄筋の貢献分の算定方法を示した。また、この方法によって、実験で得たせん断補強鉄筋によるせん断抵抗力およびRCはりのせん断耐力を精度良く再現できることを確認した。

## 参考文献

- 1) 土木学会：2007年制定 コンクリート標準示方書（設計編），2007.12
- 2) Jensen, U. G. and Hoang, L. C.: Shear Design of Reinforced Concrete Elements with Circular Cross Section, Eleventh East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering & Construction (EASEC-11), Nov. 2008
- 3) Kim, J. H. and Mander, J. B.: Theoretical Shear Strength of Concrete Columns Due to Transverse Steel, Journal of Structural Engineering, Vol. 131, No.1, Jan. 2005
- 4) 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
- 5) 石橋忠良, 斉藤啓一, 寺田年夫：RCはりの腹部に配置された軸方向鉄筋のせん断耐力に及ぼす影響について, 土木学会第40回年次学術講演会講演概要集, pp.321-322, 1985