両端が固定されたせん断スパン比の小さい鉄骨鉄筋コンクリートはりのせん断耐力評価

中田 裕喜¹・渡辺 健²・田所 敏弥³・岡本 大⁴・池田 学⁵・谷村 幸裕⁶

¹正会員 公益財団法人鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)

E-mail: nakata.yuki.71@rtri.or.jp

²正会員 公益財団法人鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)

E-mail: watanabe.ken.08@rtri.or.jp

³正会員 公益財団法人鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)

E-mail: tadokoro.toshiya.07@rtri.or.jp

⁴正会員 公益財団法人鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)

E-mail: okamoto.masaru.57@rtri.or.jp

⁵正会員 公益財団法人鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)

E-mail: ikeda.manabu.14@rtri.or.jp

⁶正会員 公益財団法人鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)

E-mail: tanimura.yukihiko.04@rtri.or.jp

複合構造標準示方書に示された鉄骨鉄筋コンクリート (SRC) 棒部材のせん断耐力算定式は、単純支持されたSRCはりの実験結果より導出されたものである。この算定式をラーメン高架橋のSRCはりに適用する場合、その両端が固定されているという支持条件がせん断耐力に及ぼす影響を検討する必要がある。本研究では、支持条件の影響が大きいせん断スパン比の小さい領域を対象に、両端固定支持SRCはりの載荷実験および非線形有限要素解析を実施し、耐荷機構を明確にしてせん断耐力を評価した。スターラップの補強効果には上限があること、鉄骨腹板の諸元が同一でも鉄骨フランジ幅が小さくなるほどせん断耐力が増加することなどを明らかにし、それらを反映させたせん断耐力算定式を提案した。

Key Words : steel reinforced concrete beams, shear capacity, support condition, shear-span to effective depth ratio

1. はじめに

鉄骨鉄筋コンクリート (以下, SRC) 構造は、鉄筋コンクリート (以下, RC) 構造と比較して、鉄骨による補強効果により断面寸法を小さくできるなどの利点があることから、施工の制約や、桁高制限がある場合に多く採用されている。このSRC部材のせん断耐力について、土木学会複合構造標準示方書¹⁾ (以下、複合示方書) では、鉄骨の貢献度に、修正トラス理論²⁾に基づく単純支持されたRC棒部材としての貢献度を累加した算定式が示されている。すなわち、鉄骨およびスターラップは降伏後も負担せん断力を維持すると想定して、RC棒部材と鉄骨が負担するせん断耐力を個々に算定し、それらを累加する方式としている。しかしながら、SRCはりに対する、鉄骨やスターラップ、コンクリートなどのその他

の材料による補強効果は相互に関連しており、耐荷機構や構成する材料の貢献度を明確にしてせん断耐力を評価する必要がある。一方、既往のSRC部材のせん断耐力に関する研究の多くで、この相互作用は必ずしも明らかになっておらず、また実証も十分にはなされていない^{3), 4), 5)}。例えば、文献3)においては、鉄骨のアーチ機構や鉄骨内部のコアコンクリートの拘束効果等を考慮した算定式を提示しているが、直接的に評価したわけではない。文献4)においては、鉄骨によりRC断面が区分され、トラス機構と複数のアーチ機構を有する耐荷機構を示しているが、耐荷機構の実証について検討の余地がある。

ところで、両端が固定されたRCはりには、単純支持されたRCはりとは異なる破壊形態およびせん断耐力を示す⁶⁾。これは、はりの支間内で正負が反転する曲げモーメントが作用し、せん断スパン a と有効高さ d の比 a/d が小さい

場合には圧縮縁間を結ぶ圧縮ストラットが形成されるが、この圧縮ストラットの角度や大きさの違い、さらには軸方向鉄筋に沿ったひび割れが顕著となることなどに起因している^{9,7)}。両端固定支持SRCはりについても、単純支持SRCと異なる破壊形態およびせん断耐力を示すと想定されるが、これを明らかにした検討は少ない。なお、このような両端固定支持SRCはりに対し、日本建築学会の鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説⁸⁾（以下、SRC規準）においては複数のせん断耐力算定式が示されている。いずれの算定式も鉄骨とコンクリートの付着が小さいことに基づき、RC部分と鉄骨部分の終局せん断力を累加した強度式であるが、補強効果に関する相互作用の考慮および耐荷機構の実証には検討の余地があり、また本研究で対象とする低せん断スパン比の領域に対しては過小評価することが示されている。

実験によりせん断耐力やせん断耐荷機構の検証を行う場合、実験で得られた結果の評価に加え、経時変化に伴う付着力の低下がせん断耐力に及ぼす影響にも注意する必要がある。一般に、実験はコンクリートの強度発現直後に実施されるが、時間の経過とともに徐々に消失する鉄骨とコンクリートの粘着力や、コンクリートの収縮に伴って増減する鉄骨とコンクリートの摩擦力の変化により、構成する材料のせん断耐力に対する貢献度が時間の

経過とともに変化する可能性がある。しかしながら、粘着力や摩擦力といった付着力がSRCはりのせん断耐力に及ぼす影響を評価した研究は少ない。したがって、実験結果を用いて、想定する設計耐用のSRC構造物の性能を評価するためには、これに配慮する必要があると考えられる。

本研究は、両端が固定された充腹形鉄骨構造のSRCはりの耐荷機構の評価およびせん断耐力算定式の提案を目的としている。検討では、両端の固定度が同一であるSRCはりを対象に、せん断耐力に対して支持条件の影響が大きくなる a/d が小さい領域に焦点をあて、実験および非線形有限要素解析により検討した。また、SRC規準の考え方を参考にしつつ、従来あまり考慮されていなかった鉄骨フランジ幅や鉄骨とコンクリートの付着の影響を把握した上で、せん断耐力の評価を試みた。

2. 載荷実験に基づくせん断耐力の検討^{9),10)}

(1) 実験概要

検討に用いた供試体は17体で、SRCはり（SRC1～SRC13）が13体¹⁰⁾、RCはり（RC1～RC4）が4体⁶⁾である。RCはりには、SRC1～SRC4に対して鉄骨の有無の点のみ異

表-1 供試体諸元

供試体	b_w (mm)	a/d	f'_c (N/mm ²)	軸方向鉄筋		スターラップ			鉄骨 ^{*1}		鋼材比 ^{*5} (%)	鉄骨 鉄筋比 ^{*6}
				呼び名	鉄筋比 (%)	呼び名	間隔 (mm)	鉄筋比 p_w (%)	形状 ^{*2}	鉄骨比 k (%) ^{*4}		
SRC1	300	1.0	25.6	D29	3.81	—	—	—	244×175×7×11	4.11	7.92	1.08
SRC2			24.5			D10	100	0.48				
SRC3		1.5	27.4			—	—	—				
SRC4			28.1			D10	100	0.48				
SRC5	400	1.0	34.4	D25	2.25	D10	160	0.22	250×250×9×14	5.08	7.33	2.26
SRC6			32.6						250×113×9×14 ^{*3}	2.95	5.20	1.31
SRC7		1.5	29.0	D29	2.86				250×250×9×14	5.08	7.33	2.26
SRC8			66.4								7.93	1.78
SRC9		2.5	36.5	D25	2.25				250×50×9×14 ^{*3}	1.97	4.82	0.69
SRC10			34.9						125×250×9×16	4.37	6.63	1.94
SRC11		1.5	33.9	D25	2.25				250×250×3.2×12	3.74	5.99	1.66
SRC12		1.0	33.0									
SRC13		1.5	35.2									
RC1 ⁶⁾	300	1.0	28.6	D29	3.81	—	—	—	—	—	—	—
RC2 ⁶⁾			27.3			D10	100	0.48				
RC3 ⁶⁾		1.5	30.3			—	—	—				
RC4 ⁶⁾			27.8			D10	100	0.48				

*1：SRC1～10はロール材，SRC11～13はビルドアップ鋼，*2：鉄骨高さ×フランジ幅×腹板厚×フランジ厚(mm)，*3：試験区間+両端200mmの範囲において、250×250×9×14mmのロール材のフランジを切断，*4：SRC断面に対する鉄骨断面の割合，

*5：SRC断面に対する鋼材および軸方向鉄筋総断面の割合，*6：鉄骨断面積／軸方向鉄筋総断面積

図-1 供試体諸元例 (SRC5) と荷重方法 (単位: mm)

表-2 鋼材の材料試験結果

(a) 鉄筋

供試体	呼び名	材質	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	E_s (kN/mm ²)
SRC1~4	D10	SD345	379	528	171
	D29	SD390 ^{*1}	970 ^{*2}	1055	184
SRC5~8	D10	SD345	387	549	171
	D25	SD390 ^{*1}	968 ^{*2}	1039	191
SRC9~11	D10	SD345	392	542	168
	D25	SD390 ^{*1}	972 ^{*2}	1068	177
	D29		941 ^{*2}	1035	183
SRC12, 13	D10	SD345	353	536	182
	D25	SD390 ^{*1}	993 ^{*2}	1072	187
RC1~3	D10	SD345	390	546	183
	D29	SD685	721 ^{*2}	1010	194
RC4	D10	SD345	390	546	183
	D29	SD685	758 ^{*2}	1050	199

(b) 鉄骨

供試体	寸法 (mm)	材質	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	E_s (kN/mm ²)
SRC1~4	244×175×7×11	SS400	334	448	198
SRC5, 7, 8	250×250×9×14		332	464	197
SRC6	250×113×9×14 ^{*3}				
SRC9	250×250×9×14		323	451	180
SRC10	250×50×9×14 ^{*3}	SM400A	325	461	188
SRC11	$t_w=9$ (腹板) $t_f=16$ (フランジ)		286	412	183
SRC12, 13	$t_w=3.2$ (腹板) $t_f=12$ (フランジ)	SS400	391	482	194
			303	441	192

*1: 熱処理により高強度化, *2: 0.2%オフセット耐力, *3: 250×250×9×14mmのロール材のフランジを切断

表-3 コンクリートの示方配合

供試体	W/C	細骨材率 (%)	単位量 (kg/m ³)			
			水 W	セメント C	細骨材	粗骨材 AE 減水剤
SRC1~4	70	46.4	185	265	848	979
SRC5~7	58	44.7	185	322	791	979
SRC8	35	44.0	175	500	751	957
SRC9~11	56	43.7	190	343	761	979
SRC12, 13	61	44.8	188	309	794	979

なり, 比較検討に加えた. 主な実験パラメータは, a/d , スターラップ比 $p_w (=A_w/(b_w \cdot S_d))$, 鉄骨フランジ幅 b_f , 鉄骨の腹板厚さ t_w , 鉄骨の腹板高さ z_w , コンクリート圧縮強度 f_c , 鉄骨の有無, とした.

(2) 供試体概要

表-1および図-1に供試体諸元を, 表-2および表-3に鋼材の材料試験結果およびコンクリートの示方配合を示す. いずれも, 左右にスタブを有する矩形断面を有し, 中央の試験区間は, 全長 L が $2a$, d は400 mm, 腹部の幅 b_w は300または400 mmである. スタブは破壊しないように, 幅400mm, 高さ750mmと試験区間に対して断面高さを増加させ, 十分な量の鉄筋を配置している. 軸方向鉄筋については, 曲げ降伏しないように熱処理により高強度化した異形鉄筋を用い, 断面の上下縁に計8本配置した. 鉄骨には, SRC1~10にはロール材を, SRC11~13にはビルドアップ鋼を使用した. 材質については, SRC11はSM400A, SRC11以外のSRCはりはSS400とした. SRCはりにおいて, 供試体両端に鋼板を設置し, 軸方向鉄筋は鋼板に貫通させた上で溶接し, 鉄骨は鋼板内側から溶接することで定着を確保した. スターラップは閉合形状とし, 鉄筋径および材質はD10およびSD345とした. また, 100または160mmの間隔で配置した. コンクリートの圧

縮強度は表-1に示す通りであり, 荷重日に材料試験により測定したものである. なお, 骨材最大寸法は13mmである.

(3) 荷重方法および測定項目

図-1に示すように, 中央部の試験区間で逆対称曲げモーメントが発生するように支点および荷重点を2点ずつ設け, 荷重可能な変位まで単調に荷重した. 荷重点および支点にはローラー支承を用い, 幅100 mmの支圧板を設置した.

測定項目について, 荷重点・支点の荷重, スタブ間相対変位 (以下, 層間変位)⁹⁾, 荷重点・支点の鉛直変位, およびひずみとした. ひずみについては, 鉄骨, 鉄筋, コンクリートの表面, およびコンクリート内部のひずみを測定した. なお, コンクリート内部のひずみの測定には, あらかじめコンクリート内部に設置した, コンクリートの二軸挙動に追従できるアクリル棒のひずみを用い

た¹⁾。

また、鉄骨腹板、コンクリート表面および内部のひび割れは直角3軸型ロゼットゲージ(測定長:3mm)を用い、断面高さ中心にて測定した。

(4) 現行^{1),2)}のSRCはりのせん断耐力算定式

複合示方書では、式(1)に示すSRC棒部材の設計せん断耐力算定式が提示されている。

$$V_{sd1} = V_{cd1} + V_{sd} + V_{syd} \quad (1a)$$

$$V_{cd1} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{bc} \quad (1b)$$

$$V_{sd} = \{ A_w \cdot f_{syd} \cdot (\sin \theta_s + \cos \theta_s) / S_s \} \cdot z / \gamma_{bs} \quad (1c)$$

$$V_{syd} = f_{syd} \cdot z_w \cdot t_w / \gamma_{bsy} \quad (1d)$$

$$f_{vcd} = 0.20 \sqrt[3]{f'_{cd}} \leq 0.72 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad (1e)$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1000/d} \leq 1.5 \quad (1f)$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100 \cdot p_c} \leq 1.5 \quad (1g)$$

$$p_c = A_s / (b_w \cdot d) \quad (1h)$$

また、 a/d および鉄骨比 k の影響を考慮した SRC はりの設計せん断耐力算定式^{1),3)}として、式(2)が提示されている。

$$V_{sd2} = V_{cd2} + V_{sd} + \alpha \cdot V_{syd} \quad a/d \geq 2.0 \quad (2a)$$

$$= V_{cd} + \alpha \cdot V_{syd} \quad 0.5 \leq a/d < 2.0$$

ただし、 $0.5 \leq a/d < 1.0$ の場合には $a/d = 1.0$ とする。

$$V_{cd2} = f(a/d) \cdot f_{cd}^{1/3} \cdot \beta_d \cdot \beta_p \cdot b_w \cdot d / \gamma_{bc} \quad (2b)$$

$$f(a/d) = 0.20 (0.75 + 1.4d/a) \quad a/d \geq 2.0 \quad (2c)$$

$$V_{sd} = (\beta_d + \beta_w) \beta_p \cdot \beta_d \cdot f_{sd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{bd} \quad (2d)$$

$$f_{sd} = 0.19 \sqrt{f'_{cd}} \quad (2e)$$

$$\beta_p = (1 + \sqrt{100 p_c}) / 2 \leq 1.5 \quad (2f)$$

$$\beta_d = 5 / \{ 1 + (a/d)^2 \} \quad (2g)$$

$$\beta_w = 4.2 \sqrt[3]{100 p_w} (a/d - 0.75) / \sqrt{f'_{cd}} \geq 0 \quad (2h)$$

$$p_w = A_w / (b_w \cdot S_s) \quad (2i)$$

$$\alpha = (0.4k + 2.3) / a/d \leq 2.5 \quad (2j)$$

ただし、 $2.0 \leq k \leq 7.0$ か $1.0 \leq a/d \leq 3.5$ 、である。

本研究では、これらの算定式を用いて、せん断耐力の比較検証を実施した。

(5) 実験結果

a) ひび割れ性状

図-2 に、ひび割れ性状の例を示す。ひび割れは曲げによるひび割れと、試験区間端部での斜めひび割れ、試験区間両端の圧縮縁を結ぶ対角線上の斜めひび割れ、軸方向鉄筋または鉄骨フランジに沿った水平ひび割れに大別できる。 $a/d \neq 1.0$ である SRC はりでは、曲げによるひび割れの発生後、端部での斜めひび割れまたは圧縮縁を結ぶ斜めひび割れが発生した。さらに載荷を続けると、端部および試験区間中央で新たな斜めひび割れが発生し、

(a) SRC1 (12mm)

(b) SRC3 (40mm)

(c) SRC2 (20mm)

(d) SRC4 (27mm)

(e) SRC5 (8.3mm)

(f) SRC7 (22mm)

(g) SRC6 (15mm)

(h) SRC8 (12mm)

(i) SRC12 (10mm)

(j) SRC13 (16mm)

(k) RC1 (V_{uezp} 直後)⁶⁾

(l) RC3 (V_{uezp} 直後)⁶⁾

(m) RC2 (V_{uezp} 直後)⁶⁾

(n) RC4 (V_{uezp} 直後)⁶⁾

(o) 試験区間上面の損傷状況 (SRC4 試験終了時点)

図-2 ひび割れ性状 (括弧内の数値は層間変位)

表-4 実験結果および計算値(安全係数は1.0とし、材料強度には試験値を用いて算出)との比較

供試体	V_{crack}^{*1} (kN)	V_{hoop}^{*2} (kN)	V_{web}^{*3} (kN)	$V_{iflange}^{*4}$ (kN)	$V_{cflange}^{*5}$ (kN)	V_{exp} (kN)	V_{mu}^{*8} (kN)	V_{exp}/V_{mu}	V_{yd1}^{*9} (kN)	V_{exp}/V_{yd1}	V_{yd2}^{*10} (kN)	V_{exp}/V_{yd2}	V_{arc}^{*11} (kN)	V_{exp}/V_{arc}	$V_{yd_SRC}^{*12}$ (kN)	V_{exp}/V_{yd_SRC}
SRC1	205	—	453	(520) ^{*6}	— ^{*7}	509	2079	0.24	414	1.23	1196	0.43	462	1.10	547	0.93
SRC2	231	461	567	(618) ^{*6}	(625) ^{*6}	629	2059	0.31	601	1.05	1244	0.51	582	1.08	625	1.01
SRC3	185	—	432	366	— ^{*7}	463	1407	0.33	417	1.11	1034	0.45	415	1.12	449	1.03
SRC4	139	(501) ^{*6}	509	426	514	532	1415	0.38	606	0.88	1143	0.47	562	0.95	537	0.99
SRC5	233	621	668	(765) ^{*6}	(820) ^{*6}	747	2450	0.30	645	1.16	1605	0.47	657	1.14	764	0.98
SRC6	293	635	844	747	853	912	2112	0.43	642	1.42	1589	0.57	799	1.14	839	1.09
SRC7	185	536	648	643	(664) ^{*6}	664	1565	0.42	637	1.04	1389	0.48	631	1.05	652	1.02
SRC8	331	561	872	(894) ^{*6}	(901) ^{*6}	920	1772	0.52	679	1.35	1562	0.59	711	1.29	700	1.31
SRC9	251	451	— ^{*7}	551	(594) ^{*6}	590	1082	0.54	651	0.91	972	0.61	491	1.20	—	—
SRC10	223	434	(491) ^{*6}	(497) ^{*6}	(502) ^{*6}	493	903	0.55	648	0.76	784	0.63	360	1.37	—	—
SRC11	268	377	(425) ^{*6}	(432) ^{*6}	(411) ^{*6}	446	1225	0.36	420	1.06	852	0.52	424	1.05	452	0.99
SRC12	146	422	420	(532) ^{*6}	(541) ^{*6}	556	2281	0.24	412	1.35	1043	0.53	432	1.29	581	0.96
SRC13	114	303	402	(437) ^{*6}	— ^{*7}	463	1549	0.30	415	1.11	874	0.53	389	1.19	463	1.00
RC1 ⁽⁶⁾	185	—	—	—	—	381 ^{*13}	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
RC2 ⁽⁶⁾	225	468	—	—	—	544 ^{*13}	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
RC3 ⁽⁶⁾	145	—	—	—	—	250 ^{*13}	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
RC4 ⁽⁶⁾	190	385	—	—	—	440 ^{*13}	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

*1: 目視により観察された斜めひび割れ発生時のせん断力, *2: スターラップ初降伏時のせん断力, *3: 鉄骨腹板の初せん断降伏時のせん断力, *4: 鉄骨フランジの初引張降伏時のせん断力, *5: 鉄骨フランジの初圧縮降伏時のせん断力, *6: V_{exp} に達した後の層間変位でのせん断力, *7: 試験終了まで非降伏, *8: 曲げ耐力時のせん断力の計算値, *9: 式(1), *10: 式(2), *11: 分割アーチせん断耐力⁸⁾, *12: 式(5), *13: せん断力の最大値 V_{uexp}

本数および幅が増加した。

$a/d=1.5$ および 2.5 である SRC はりでは、曲げによるひび割れの発生後、端部での斜めひび割れが発生したが、 $a/d=1.0$ である SRC はりにみられた明確な圧縮縁を結ぶ斜めひび割れは発生しなかった。さらに載荷を続けると、新たな端部での斜めひび割れおよび軸方向鉄筋に沿ったひび割れが発生し、本数および幅が増加する傾向であった。ただし、 $f_c=66.4\text{N/mm}^2$, $a/d=1.5$ である SRC8 においては、軸方向鉄筋に沿ったひび割れの発生が少なく、試験区間の圧縮縁を結ぶ斜めひび割れの本数および幅の増加が顕著となった。これは、コンクリート強度あるいはセメント量に起因する鋼材とコンクリートの一体性の違いなどにより発生した傾向と考えられる。また、SRC はりでは、せん断力が鉄骨腹板のせん断降伏、または鉄骨フランジの降伏に達したときに、試験区間の上下面で軸方向鉄筋または鉄骨フランジの縁に沿ったひび割れが観察された (図-2(o))

RC はりと比較すると、 $p_w=0\%$ である RC1 および RC3 は軸方向鉄筋に沿ったひび割れが 1 本に連なる傾向にあるのに対し、鉄骨以外が同諸元である SRC1, SRC3 はそのような傾向はみられず、 $p_w=0.48\%$ である RC2, 4 と類似したひび割れ性状を示した¹³⁾。また、RC はりでは、図-2(o)に示すような試験区間上下面における軸方向鉄筋に沿ったひび割れは、試験終了時まで発生しなかった。

b) せん断力-層間変位関係

表-4に実験結果の一覧を、図-3にせん断力と層間変位の関係を示す。表に示すように、SRC はりにおける曲げ耐力時のせん断力の計算値 V_{mu} と後述する V_{ep} との比 V_{exp}/V_{mu} は $0.24\sim0.55$ であった。また、いずれの供試体も軸方向鉄筋は実験終了時まで降伏ひずみに達していないことから、曲げ破壊は生じていないものと考えられる。

いずれのSRC はりも、曲げひび割れまたは斜めひび割れの発生によりやや剛性が低下するが、せん断力は増加し続けた。その後、SRC11を除く、 $a/d\leq 1.5$ であるSRC はりでは、試験区間中央付近の鉄骨の腹板でせん断降伏した後に剛性が大きく低下した。なお、鉄骨腹板のせん断降伏は、鉄骨腹板の軸線位置で計測した3軸ひずみから算出した相当応力と、材料試験から得られた鉄骨腹板の降伏強度との比較により判定した。 $a/d=2.5$ であるSRC9, 10および鉄骨高さの小さいSRC11は、鉄骨フランジまたはスターラップの引張降伏後に剛性が大きく低下した。ただし、剛性が大きく低下した直後、SRC10は試験区間端部で、SRC11は試験区間中央付近で鉄骨腹板がせん断降伏し、SRC9は実験終了までせん断降伏は生じなかった。

また、剛性が大きく低下する点に達するまでに、 $p_w=0.22\%$ であるSRC はりのスターラップは降伏した。 $p_w=0.48\%$ であるSRC2, 4について、SRC2は1本のスターラップが降伏ひずみを若干超過し、SRC4では層間変位が大きく増加した後に降伏ひずみに達した。

図-3 セン断力ー層間変位関係

いずれのSRCはりも、剛性が大きく低下した後、せん断力を維持しながら変形しており、実験終了時までぜい性的な破壊は生じなかった。

なお、表-4および図-3に示したSRCはりの V_{exp} は、前述の鉄骨またはスターラップの降伏後に剛性が大きく低下した直後でのせん断力であり、3章以降の議論において用いるせん断耐力として設定した。具体的には、せん断力ー層間変位関係において、バイリニアにモデル化した場合の折れ曲がり点におけるせん断力を V_{ep} とした。これは、せん断破壊する部材を線材にモデル化した場合、曲げ降伏に達する前の剛性を用いることが一般的であり、現状では鉄骨のせん断降伏等による剛性変化は考慮されないこと、また実験において剛性が大きく低下した後も載荷終了までせん断力が微増する供試体があり、供試体間の変形量の大幅な違いによるせん断耐力への影響を排除するためである。

c) 支持条件の影響

V_{yL2} (式(2)) と24体の単純支持SRCはりの実験結果 V_{exp} の比 V_{exp}/V_{yL2} について、その平均値は1.01、変動係数は9.4%の精度を有している³⁾。そこで、両端固定支持SRCはりの実験結果 V_{ep} と V_{yL2} による算定値を比較することで、支持条件がせん断耐力に及ぼす影響を評価した。ただし、 V_{yL2} に用いる a は試験区間に生じる曲げモーメントの最大

図-4 支持条件の影響

値と0の区間である $L/2$ (L : 試験区間全長) としたが、試験区間両端の圧縮縁を結ぶ圧縮ストラットの長手方向の長さとして、 $a=L$ とした計算値 V_{yL2} についても比較を行った。なお、計算における安全係数は1.0とし、材料強度には試験値を用いて算出した。

表-4および図-4に、 V_{ep} と V_{yL2} または V_{yL2} の比較を示す。いずれの供試体も $V_{exp}/V_{yL2} < 1.0$ となった。また、 V_{exp}/V_{yL2} は a/d の増加に伴い1.0に漸近するものの、多くが $V_{exp}/V_{yL2} < 1.0$ であった。すなわち、両端固定支持SRCのせん断耐力は、同じ a の単純支持SRCはりよりも小さいことを確認した。

表-4には、 V_{yL2} およびSRC規準に示された両端固定支持

が前提のせん断耐力算定式 V_{arc} と実験結果の比較もあわせて示す。なお、SRC標準では複数のせん断耐力式が示されているが、ここでは比較的精度が良く、また鉄骨の存在に起因するSRC部材特有の破壊状況を想定した分割アーチせん断耐力算定式 V_{arc} を比較に用いた。 V_{exp}/V_{ydl} は、 a/d および p_w の増加に伴い小さくなる傾向にあった。 V_{arc} は V_{exp} の下限相当を概ね再現し、 V_{exp}/V_{arc} の平均値は1.14、変動係数は10.4%であった。

d) スターラップの影響

図-5に、スターラップによる補強効果を示す。縦軸は、スターラップの有無のみ異なるSRC1とSRC2、SRC3とSRC4の V_{exp} の差分 ΔV を、 V_{ydl} ($\gamma_{bs}=1.0$) で除したものである。RC1とRC2およびRC3とRC4の差分を ΔV として算出した $\Delta V/V_{ydl}$ も併記した。スターラップを配置すると V_{exp} は増加するが、その増分 ΔV は V_{ydl} よりも小さいことがわかる。また、RCはりと比較して、SRCはりの $\Delta V/V_{ydl}$ が小さいことから、鉄骨配置により、スターラップによる貢献度が小さくなると考えられる。

図-6に、 V_{exp} において計測されたSRC2とSRC4のスターラップのひずみ分布を示す。 V_{exp} では、いずれも降伏ひずみに達していない。 V_{ydl} は降伏を想定した算定式であるため、これが $\Delta V/V_{ydl} < 1.0$ となる一因であると考えられる。

e) 鉄骨フランジ幅の影響

図-3(c)に、鉄骨フランジ幅のみ異なるSRC5と6、またはSRC9と10のせん断力-層間変位関係を示す。SRC5は鉄骨腹板のせん断降伏 ($V=668\text{kN}$) 後に剛性が大きく変化し、層間変位が大きくなるにつれ、せん断力が増加し続けるのに対し、SRC6は鉄骨腹板のせん断降伏 ($V=844\text{kN}$) 後に剛性が大きく変化し、せん断力がやや低下しながら推移した。層間変位が30mm程度以内では、鉄骨フランジ幅の小さいSRC6の方が、同一層間変位におけるせん断力が高い。なお、SRC9と10については、鉄骨フランジ幅の小さいSRC10のほうが V_{exp} が小さい結果となったが、この理由については3. (4) b)にて述べる。

図-7に、SRC6の試験区間中央における、せん断力増加に伴う最小主ひずみの発生を示す。最小主ひずみはアクリル板に貼付した3軸ゲージによる計測値より算出したが、計測が可能であった範囲までを示している。なお、SRC6については、アクリル板は上下鉄骨フランジ間および鉄骨フランジより側面外側のコンクリート内に設置している(図-7)。その他のSRCはりについては、鉄骨フランジ側面-スターラップ間が小さいこともあり、鉄骨フランジより側面外側での計測は実施していない。

試験区間端部の斜めひび割れが発生するせん断力 ($V_{crack}=293\text{kN}$) 付近以降、同一のせん断力において、外側コンクリートで計測した最小主ひずみの絶対値が大きい。すなわち、端部の斜めひび割れ発生以降、同一の断

図-5 スターラップによる補強効果の割合 ($p_w=0.48\%$)

図-6 V_{exp} 時におけるスターラップのひずみ分布 ($p_w=0.48\%$)

図-7 コンクリート内部の最小主ひずみの位置による違い

図-8 鉄骨による補強効果の割合

面においても内側と外側で発生している最小主ひずみが異なると考えられる。これは、鉄骨フランジより外側のコンクリートのアーチ機構による荷重負担が、鉄骨フランジより内側に有するコンクリートによる荷重負担よりも大きいことを示唆しているものであり、鉄骨フランジ

幅の小さいSRC6の V_{ep} が大きくなったと考えられる。

f) 鉄骨有無または鉄骨腹板厚さの影響

図-8に鉄骨による補強効果を、図-3(a), (b), (e)に鉄骨有無または鉄骨腹板厚さのみ異なる供試体のせん断力-層間変位関係の比較を示す。図-8の縦軸は、SRC1~4の V_{ep} とRC1~4の V_{exp} の差分 ΔV を V_{sd} ($\gamma_{bsy}=1.0$) で除したものの、またはSRC5, 7とSRC12, 13の V_{ep} の差分 ΔV を、 V_{sd} ($\gamma_{bsy}=1.0$) の差分 ΔV_{sd} で除したものである。鉄骨の補強効果により V_{ep} は増加するが、 $\Delta V / V_{sd} < 1.0$ または $\Delta V / \Delta V_{sd} < 1.0$ となった。なお、 $\Delta V / V_{sd}$ は $\Delta V / \Delta V_{sd}$ よりも小さい傾向にあるが、これは $\Delta V / V_{sd}$ については鉄骨腹板だけでなく鉄骨フランジ有無の影響も含まれるため、鉄骨フランジ幅の影響が反映された結果と考えられる。また、 $p_w=0\%$ と 0.48% の供試体の $\Delta V / V_{sd}$ を比較すると、 $p_w=0.48\%$ の供試体の方が小さい。これは、図-5に示したように、SRCはりのスターラップの貢献度がRCはりのそれよりも小さいことが一因と考えられる。

図-8のSRCはりは、鉄骨腹板のせん断降伏を契機として V_{ep} に達している。したがって、 $\Delta V / V_{sd} < 1.0$ または $\Delta V / \Delta V_{sd} < 1.0$ となるのは、鉄骨を配置することで、おもに鉄骨以外が負担するせん断力が鉄骨を配置しない場合よりも低下したためと考えられる。

3. 非線形有限要素解析に基づく耐荷機構の検討¹⁰⁾

本章では、非線形有限要素解析によってSRCはりの耐荷機構やせん断耐力の検討を実施した。最初に、2章で示した実験結果を再現することで解析の妥当性を示した。そして、その解析モデルを用いてパラメータ解析を実施し、各パラメータが耐荷機構やせん断耐力に及ぼす影響を検討した。

(1) 解析概要

汎用有限要素解析コード DIANA (Ver.9.44) を用いて、

三次元非線形解析を行った。図-9に、解析に用いたモデル形状図の例を示す。供試体の奥行き方向については、対称性を考慮して1/2モデルとしている。コンクリートはソリッド要素、鉄筋は埋込み鉄筋要素、鉄骨はシェル要素を用いてモデル化した。鉄骨とコンクリートの間には界面要素を配置し、鉄骨とコンクリートの付着をモデル化した。鉄筋は完全弾塑性とした。コンクリートは全ひずみモデルとし、圧縮側には軟化勾配を考慮した放物曲線、引張側にはHordijk¹⁴⁾の軟化勾配を適用した引張軟化曲線とした。破壊エネルギーには、既往の研究¹⁵⁾および土木学会コンクリート標準示方書²⁾ (以下、コンクリート示方書) に従い算出した。また、ひび割れは回転ひび割れモデルを適用した。供試体両側のスタブにおける載荷点、支持点には載荷板を模擬した剛なシェル要素を配置するとともに、載荷板付近の要素は弾性体として、そこでの破壊を回避することとした。

(2) 実験結果の再現解析

図-10に、せん断力-層間変位関係について実験結果と比較した例を示す。解析は、鉄骨とコンクリート間の界面要素を剛にしたケース (以下、完全付着) と、界面要素のせん断方向の剛性を十分小さくしたケース (以下、付着無し) を示した。

せん断力の増加につれ、解析結果では斜めひび割れや軸方向鉄筋、鉄骨フランジに沿った水平ひび割れの発生に伴い剛性が変化するが、完全付着における剛性変化点

図-9 解析モデルの例 (1/2モデル)

図-10 セン断力-層間変位関係の実験結果との比較

表-5 解析ケース (全ての組み合わせに対して実施)

ケース	ベース 供試体	鉄骨とコンクリートの 付着	フランジ幅 (mm)	せん断スパン比 a/d			スターラップ比 p_w (%)										鉄骨腹板の厚さ t_w (mm)				
1	SRC1~4	付着無し	175	1.0	1.5	2.0	0.00	0.10	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50	3	6	9	12	15	
2		完全付着		1.0	1.5	2.0	0.00	0.10	0.20	—	—	—	0.40	—	0.50	3	6	9	—	—	
3	SRC5~8 SRC12,13	付着無し	250	1.0	1.5	—	0.00	0.05	0.09	0.19	0.23	—	—	—	—	3	6	9	—	—	
4		完全付着		1.0	1.5	—	0.00	0.05	0.09	0.19	0.23	—	—	—	—	3	6	9	—	—	
5		フーチング内完全付着 試験区間付着無し	1.0	1.5	—	0.00	0.05	0.09	0.19	0.23	—	—	—	—	3	6	9	—	—		
6		付着無し	113	1.0	—	—	0.00	0.05	0.09	0.19	—	—	—	—	—	3	6	9	—	—	
7		完全付着		1.0	—	—	0.00	0.05	0.09	0.19	—	—	—	—	—	3	6	9	—	—	
8		フーチング内完全付着 試験区間付着無し		1.0	—	—	0.00	0.05	0.09	0.19	—	—	—	—	—	3	6	9	—	—	

でのせん断力は実験結果を過大に評価した。一方、実験における斜めひび割れ発生後の剛性および解析におけるせん断力の最大値 V_{max} 時の層間変位程度までのせん断力は、完全付着と付着無しの結果の間に位置する結果となった。ただし、解析の最大せん断力以降については、いずれも解析のせん断力が実験結果を下回る結果となった。

なお、鉄骨腹板のせん断降伏は試験区間中央付近で生じることや、 $p_w=0.48\%$ である SRC2, 4 を対象とした解析におけるスターラップは降伏しないことなど、鋼材のひずみやひずみ分布の再現性についても確認している¹⁰⁾。コンクリートの内部の最小主ひずみについては、SRC6 に関する再現解析では、最大せん断力時の支間中央におけるコンクリート断面中心付近では約 $-200\sim 300\mu$ 、断面側面付近では約 $-400\sim 500\mu$ であり、実験結果(図-7)と概ね同様の傾向であることを確認した。

実験における鉄骨とコンクリートの付着力は計測できていないが、実験結果は解析の最大せん断力までは完全付着と付着無しの間に位置するため、解析の最大せん断力時までを対象に、本モデルを利用して以後のパラメータ解析を行った。なお、解析においてはいずれのケースもせん断力のピークが得られ、また実験の V_{eq} 時の層間変位と比較して大差ないことから、ピーク時のせん断力 V_{max} を用いて検討した。

(3) パラメータ解析の概要

せん断耐荷機構を検討するため、鉄骨腹板の厚さ t_w やスターラップ比 p_w 、鉄骨とコンクリート間の界面要素の特性を変化させた解析を実施した。

表-5 に、解析ケースの一覧を示す。解析は、各パラメータの全ての組み合わせに対して実施した。

軸方向鉄筋は弾性とし、 $E_s=2.0\times 10^5\text{N/mm}^2$ とした。スターラップの降伏強度 $f_{wy}=380\text{N/mm}^2$ とし、 $E_s=2.0\times 10^5\text{N/mm}^2$ とした。コンクリートの圧縮強度 $f_c=27\text{N/mm}^2$ とし、引張強度 f_t とヤング率 E_c はコンクリート示方書による算出値とした。破壊エネルギー G_F には、圧縮側 50N/mm 、引張側 0.10N/mm とした。鉄骨の降伏

図-11 コンクリートの最小主応力分布 (p_w の影響)(ケース 3 $a/d=1.0$, $t_w=3\text{mm}$)

強度 $f_y=300\text{N/mm}^2$, $E_s=2.0\times 10^5\text{N/mm}^2$ とした。ただし、本検討では主に鉄骨端部の曲げ降伏の影響が小さい場合におけるせん断耐力を対象とするため、鉄骨フランジは弾性とした。

(4) 解析結果

a) スターラップ比 p_w の影響

図-11 に、解析で得られたコンクリートの最小主応力分布の例を示す。 $p_w=0.1\%$ の解析から得られたせん断力の最大値 $V_{max}=383\text{kN}$ 付近での最小主応力分布である。また、断面幅方向の要素ごとに分割して表示した。以下、

側面から、それぞれ 1 層目、2 層目…8 層目（断面中心の鉄骨位置）という。

鉄骨フランジより側面側である 1～3 層目は、 p_w が増加すると 45° 程度の傾きを有する複数の圧縮ストラットが顕著に形成されるのに対し、それより内部側である 4～8 層目では、試験区間両端の圧縮縁を結ぶように最小主応力分布が形成され、側面と内部で最小主応力の分布の傾向が大きく異なる。

図-12 に、 $V_{耐力}$ におけるスターラップひずみの分布の例を示す。 p_w の増加に伴いスターラップのひずみは小さくなり、 $p_w=0.23\%$ では降伏しない結果となった。表-5 に示した全ケースにおいて、 $p_w=0.14\sim0.50\%$ を有するとスターラップは降伏しなかった。図-13 には、 p_w と $V_{耐力}$ の関係の例を示す。いずれのケースも、 $p_w=0.23\%$ 程度と比較的小さい領域でスターラップが降伏しなくなり、 p_w の増加に対する $V_{耐力}$ の増加割合が小さくなることがわかった。

なお、いずれのケースでも、 $V_{耐力}$ 時には試験区間両端のコンクリート圧縮縁で最小主応力が卓越する。これより、 p_w が増加するとコンクリートの損傷が先行し、スターラップが降伏に達しないため、 p_w の増加に対する $V_{耐力}$ の増加割合が小さくなるものと考えられる。

b) 鉄骨フランジ幅の影響

図-14 に、 p_w と、鉄骨フランジ幅のみ異なるケース 3 と 6 またはケース 4 と 7 の $V_{耐力}$ の比（以下、 $V_{耐力}$ の比）の関係を示す。いずれの比較に対しても、 t_w または p_w が小さい場合において、 $V_{耐力}$ の比が 1.0 以上となる傾向を示した。また、 p_w または t_w が大きくなるにつれ、 $V_{耐力}$ の比が小さくなった。

鉄骨フランジ幅が小さい場合には、 t_w または p_w が増加すると鉄骨腹板端部の曲げ降伏が先行し、鉄骨腹板のせん断降伏の領域が減少した¹⁰⁾。したがって、 t_w または p_w の増加に伴い $V_{耐力}$ の比が小さくなるのは、せん断力に占める鋼材の貢献度が増加することに加え、鉄骨フランジ幅が小さいケースにおいて鉄骨の貢献度が低下することが一因と考えられる。鉄骨端部の曲げ降伏に起因するこの傾向は、実験（図-3(c)に示した SRC9, 10 の比較）においても確認できる¹⁰⁾。

図-15 に、ケース 3（鉄骨フランジ幅大）とケース 6（鉄骨フランジ幅小）の解析から得られたせん断力の最大値 $V_{耐力}=501\text{kN}$ 付近での最小主応力分布の例を示す。なお、これらのケースは鉄骨腹板のせん断降伏が発生し、その領域は十分大きいことを確認している。鉄骨フランジ幅を小さくすることで、最小主応力の大きさや試験区間両端の圧縮縁を結ぶ最小主応力の流れる方向と垂直な方向の幅（圧縮ストラット幅）が 1～8 層で概ね一様に大きくなる。また、図-7 に示した内部コンクリートの最小主ひずみと同様に、鉄骨フランジより側面側と内部

側で最小主応力の大きさが幾分異なる傾向にあった。これより、鉄骨フランジ幅が小さくなると、鉄骨フランジより側面側のコンクリートにおいて大きな荷重を伝達するようになり、その結果、 $V_{耐力}$ が増加したものと考えられる。

c) 鉄骨とコンクリートの付着の影響

図-16 に、 t_w と、鉄骨とコンクリート間の界面要素の特性のみ異なるケース 4 と 3 またはケース 7 と 6 の $V_{耐力}$ の比の関係を示す。 t_w に対しては、 $V_{耐力}$ の比に明確な傾向はみられなかった。一方、 p_w の増加に伴い、 $V_{耐力}$ の比は低下

図-12 p_w とスターラップひずみ分布の関係（ケース 4）

図-13 p_w が $V_{耐力}$ に及ぼす影響（ケース 3, 4）

図-14 フランジ幅が $V_{耐力}$ に及ぼす影響（ケース 3, 4, 6, 7）

した. 今回のケースでは, 付着を考慮しないことで V_{ukru} が最大で84%に, 平均で93%に低下する結果となった.

図-17に, ケース1(付着無し)の解析から得られたせん断力の最大値 $V_{ukru}=483\text{kN}$ 付近での最小主応力分布を示す. 完全付着の場合は, いずれの層においてもトラス機構の形成を確認できるのに対し, 付着無しの場合は試験区間両端の圧縮縁を結ぶ圧縮ストラットの形成が顕著となる. それぞれの圧縮ストラットの幅や大きさ, 傾きについて定量的な評価には至らなかったものの, 試験区間両端の圧縮縁を結ぶ圧縮ストラットの形成時に比較して, トラス機構を形成する場合(完全付着の場合)にはスターラップの貢献度が大きいと想定されることから, p_w の増加に伴い V_{ukru} の比は低下したものと考えられる. これは, 図-13に示した付着の有無によるスターラップの補強効果の違いに反映されている.

ところで, 実験および解析は鋼材の定着と載荷を考慮して試験区間両端にスタブを設けているが, 鉄骨とコンクリートの付着が V_{ukru} に及ぼす影響はスタブの長さに依存する可能性がある. つまり, スタブからの鉄骨の伸び出し量はスタブの長さに依存するため, V_{ukru} 時のはりの

変形が異なることになり, スタブの長さが V_{ukru} に影響を及ぼすと考えられる. また, 実構造物ではこのような大きい定着長は確保されない場合が多い. そこで, 試験区間のみ鉄骨とコンクリートの付着を無しとした解析(ケース5, 8)により, 定着の影響を検討した.

図-18に, ケース4と5またはケース7と8の V_{ukru} の比を示す. スタブ部も含めて鉄骨とコンクリートの付着が無いとした解析(図-16)と比較して, p_w の増加に伴って V_{ukru} の比が低下する傾向は同様であるものの, 全体として V_{ukru} の比の低下は低減された. 今回のケースでは, 試験区間のみ付着を考慮しないことで V_{ukru} が最大で90%に低下し, 平均では99%と有意な差はなかった.

図-16 鉄骨とコンクリートの付着が V_{ukru} に及ぼす影響
(ケース3, 4, 6, 7)

図-15 コンクリートの最小主応力分布(フランジ幅の影響)
(ケース3, 6 $a/d=1.0$, $p_w=0.05\%$, $t_w=6\text{mm}$)

図-17 コンクリートの最小主応力分布(付着の影響)
(ケース1, 2 $a/d=1.0$, $p_w=0.09\%$, $t_w=6\text{mm}$)

以上、鉄骨とコンクリートの付着がせん断耐力に及ぼす影響は、今回のケースでは10%程度である。さらに、強度発現直後の鉄骨（鋼板）とコンクリートは完全付着の状態にまでは達しない¹⁶⁾ことも考慮すると、強度発現直後のSRCはりに対する、付着力の低下に起因するせん断耐力への影響はさらに小さいと考えられる。

4. 両端固定支持SRCはりのせん断耐力算定

(1) せん断耐力算定法の提案

両端固定支持 RC はりのせん断耐力算定式として、式(3)が提案されている^{17),18)}。

$$V_{sl,RC} = V_{sl,RC} + V_{sl,RC} \quad 1 \leq a/d \leq 2.0 \quad (3a)$$

$$V_{sl,RC} = \{-0.75 + 4.0(a/d)\} \cdot \beta_d \cdot \beta_p \cdot f_{vc} \cdot b_w \cdot d / \gamma_{bc} \quad (3b)$$

$$V_{sl,RC} = p_w \cdot f_{wy} \cdot b_w \cdot z \cdot \cot \theta / \gamma_{bs} \quad (3c)$$

$$\cot \theta = \{0.44 \times (a/d) - 0.35 p_w + 0.58\} \leq 1.0 \quad (3d)$$

本論文では、 a/d の小さい領域を対象に、両端固定支持 SRC はりのせん断耐力算定式を提案する。さらに、両端固定支持 RC はりとの連続性を考慮して、 $V_{sl,RC}$ に鉄骨の貢献度を累加により考慮することとした。

これまでの検討から、 $p_w=0.4 \sim 0.5\%$ 程度以上配置するとスターラップが降伏しないため、 $V_{sl,RC}$ をそのまま用いることはできない。そこで、コンクリート示方書に示された RC 棒部材のスターラップに受け持たれるせん断耐力と同様に、 $V_{sl,RC}$ で考慮できる p_w の上限を設定することとした。この p_w の上限は、はりの諸元により変化すると考えられるものの¹⁹⁾、ここでは実験でスターラップの降伏が確認できた $p_w=0.22\%$ の一定値とした。なお、実構造物の SRC はりの諸元の場合、 $V_{sl,RC}$ における $\cot \theta$ は概ね 1 となる。すなわち、 $\theta=45^\circ$ となり、SRC 規準と一致する。

実験において、 a/d が小さい場合には鉄骨腹板のせん断降伏が確認できたことから、鉄骨部分により受け持たれるせん断耐力は V_{syd} とした。なお、複合示方書では、鉄骨と鉄筋の降伏点はほぼ等しいものを組み合わせて用いることを基本としている。したがって、鉄骨フランジと軸方向鉄筋の断面高さ位置が大きく異ならない限り、軸方向鉄筋が降伏せずに鉄骨フランジが曲げ降伏することは少ないと考えられる。

図-19 に、 V_{exp} (SRC1~8, 11~13) から $V_{sl,RC}$ の p_w の上限を 0.22% とした $V_{sl,RC0.22}$ ($\gamma_{bs}=1.0$) および V_{syd} ($\gamma_{bsy}=1.0$) を減じたものと、 $V_{sl,RC}$ を比較したものを示す。なお、鉄骨フランジ幅の影響や鉄骨による補強効果の相互作用等を表わす包括的な指標として、 $V_{sl,2}$ でも用いられている鉄骨比 k (%)を選定した。図より、 k の増加に伴い、

図-18 試験区間における鉄骨とコンクリートの付着が $V_{u,RC}$ に及ぼす影響 (ケース 4, 5, 7, 8)

図-19 鋼材以外に受け持たれるせん断耐力の比較

$(V_{exp} - V_{sl,RC0.22} - V_{syd}) / V_{sl,RC}$ は低下する傾向にある。鉄骨フランジ幅の大きさによりコンクリートに受け持たれるせん断力は変化することや、修正トラス理論の考え方を参考に、鋼材以外により受け持たれるせん断耐力 $V_{sl,SRC}$ は、 $V_{sl,RC}$ に図-19 を直線回帰して得られた補正項 $(1 - 0.08k)$ を乗じた式(4)とした。ただし、 $k=0$ のときに、補正項が 1 となるように直線回帰した。なお、高強度コンクリートである SRC8 は、図-19 の関係やひび割れ性状が他の供試体とやや異なることから、回帰に含めていない。

$$V_{sl,SRC} = (1 - 0.08k) \cdot V_{sl,RC} \quad (4)$$

ただし、 $3.0 \leq k(\%) \leq 5.1$ である。

式(4)のように表現することで、鉄骨フランジ幅の影響や鉄骨による補強効果の相互作用を考慮したものである。なお、 $k < 3.0\%$ となる場合は、 $k=3.0$ とすれば安全側の評価になると考えられる。

以上より、両端固定支持 SRC はりのせん断耐力算定式 $V_{sl,SRC}$ は式(5)となる。

$$V_{sl,SRC} = V_{sl,SRC} + V_{sl,RC0.22} + V_{syd} \quad 1 \leq a/d \leq 2.0 \quad (5)$$

今回の両端固定支持 SRC はりの a は、支間中央の曲

げモーメントの反曲点から端部の最大曲げモーメントまでの距離を示している。

図-20 および表-4 に、 V_{yd_SRC} と V_{exp} の比較を示す。 V_{yd_SRC} は実験結果を精度よく評価でき、また複合示方書等で用いられている部材係数 ($\gamma_{bc}=1.3$, $\gamma_{bs}=1.1$, $\gamma_{by}=1.1$) を準用した場合、すべての実験結果を包含することを確認した。部材係数を考慮しない場合、 V_{exp}/V_{yd_SRC} の平均値は 1.00、変動係数は 4.0% (SRC8 は含まない) である。SRC8 を含まない場合の V_{arc}/V_{exp} の変動係数は 9.9% であるため、 V_{yd_SRC} は両端固定支持 SRC はりのせん断耐力をより精度よく評価できるものと考えられる。なお、図-20 に $f_c=66.4\text{N/mm}^2$ である SRC8 の結果も併記したが、 V_{yd_SRC} は V_{exp} を過小評価している。コンクリート強度および鋼材とコンクリートの付着力の違い、またはそれらに起因して破壊モードが異なることにより (図-2(h))、高強度コンクリートを用いた場合はさらなるせん断耐力向上に期待できると考えられる。なお、1 体のみの実験結果であるため今後も検討が必要であるが、 V_{yd_SRC} の f_{ud} に式(1e)と同じ上限を適用した場合には、この上限に対応する f_{ad} は 47N/mm^2 であるので、高強度コンクリートを用いた場合でも V_{yd_SRC} を適用できると考えられる。

また、鉄骨のフランジ厚さが小さくなるとせん断耐力は低下すると想定されるが³⁾、 V_{yd_SRC} は鉄骨フランジ厚さ、すなわち k が小さくなると増加することになる。したがって、本実験で用いた鉄骨形状に対し、特に鉄骨フランジ厚さが極端に小さくなる場合には、 V_{yd_SRC} は適用できないものと考えられる。

(2) 提案式 V_{yd_SRC} と解析結果の比較に基づく鉄骨とコンクリートの付着の影響の検討

V_{yd_SRC} と V_{uana} を比較することで、コンクリートの強度発現直後の鉄骨とコンクリートの付着の程度を検討する。図-21 に、 V_{yd_SRC} と V_{uana} の比較を示す。 V_{uana} は、算定式的前提である鉄骨ウェブのせん断降伏が十分に発生した解析結果のみを用いた。

コンクリートの強度発現直後の実験結果に基づき提案した V_{yd_SRC} は、付着無しにおける V_{uana} をより精度よく評価している。一方、完全付着における V_{uana} に対しては、 V_{yd_SRC} はやや過小評価している傾向にある。したがって、本実験の供試体のコンクリートの強度発現直後の鉄骨とコンクリートの付着は小さいと思われるため、図-16 または図-18 に示した付着がせん断耐力に及ぼす影響はさらに小さいと思われる。

(3) せん断スパン比に対する連続性

V_{yd_SRC} (式(5)) は a/d の小さい領域に対する算定式である。 a/d が小さい場合には、軸方向鉄筋や鉄骨フランジ

図-20 V_{yd_SRC} の精度

図-21 V_{yd_SRC} と V_{uana} の比較

$f_{ad} : 20.8\text{N/mm}^2$, $d : 1233\text{mm}$, $b_w : 900\text{mm}$
 $p_c : 0.13\%$, $f_{wyd} : 345\text{N/mm}^2$, $f_{ydl} : 173\text{N/mm}^2$

(a) 鉄骨比 $k=3.1\%$

(b) 鉄骨比 $k=5.0\%$

図-22 a/d に対する設計せん断耐力の連続性

に沿ったひび割れの影響や試験区間両端の圧縮縁を結んだ圧縮ストラットの影響が大きくなる。一方、 a/d が大きい場合には、それらの影響は小さくなると想定されるため、 a/d の影響を考慮しない V_{yd} (式(1)) で算定できると考えられる。すなわち、 V_{yd_SRC} と V_{yd} の適用に関する a/d の境界について議論の余地があるものの、コンクリート示方書の体系を踏襲すれば、 $a/d < 2.0$ では V_{yd_SRC} 、 $a/d \geq 2.0$ では V_{yd} とすることができる。しかし、このような設定とした場合、 $a/d = 2.0$ を境に算定式が不連続になる可能性がある²⁰⁾。そこで、両端固定支持条件にあるラーメン構造物のSRCはりを参考にした断面について、 a/d に対する連続性について検証した。

図-22に、一般的なラーメン高架橋の横はりを参考にして設定した断面に対し、 a/d を変化させた場合のせん断耐力の算定結果を示す。 $p_w = 0.22\%$ では V_{yd_SRC} と V_{yd} は概ね連続すること、 k の連続性への影響の程度は小さいことを確認した。一方、 $p_w = 0.50\%$ に対しては、 $a/d = 2.0$ において $V_{yd1}/V_{yd_SRC} > 1$ となり、やや値の不連続性が生じた。これは、 V_{yd_SRC} におけるスターラップの貢献度 (V_{yd_RC022}) は p_w の上限値を有しているのに対し、 V_{yd1} の V_{yd} には上限値を設けていないためである。

非線形有限要素解析では、 $a/d = 2.0$ ではあるが (表-5のケース1, 2), $p_w = 0.3 \sim 0.4\%$ で V_{uax} 時にスターラップが降伏しなくなる結果が得られている。また、スターラップによる貢献度の上限はコンクリートの圧縮損傷が先行するために生じる事象であるため¹⁹⁾、 $a/d > 2.0$ であっても上限を有するものと考えられる。したがって、 $a/d > 2.0$ でも p_w の上限を考慮すれば、 a/d に対する連続性は概ね保持されるものと考えられる。

5. 結論

- 1) 単純支持SRCはりの実験結果より導かれた算定式との比較から、両端固定支持SRCのせん断耐力は、同じせん断スパン a の単純支持SRCはりよりも小さいことがわかった。
- 2) スターラップ比 p_w が増加すると、スターラップが降伏せずにコンクリートが先行して損傷するため、せん断耐力に対するスターラップの貢献度には上限があることがわかった。また、その上限はせん断スパン比 a/d や鉄骨諸元、鉄骨とコンクリートの付着の程度等に応じて変化し、実験においては $p_w = 0.22\% \sim 0.48\%$ 、有限要素解析においては $p_w = 0.14 \sim 0.23\%$ であることを明らかにした。
- 3) 鉄骨端部の曲げ降伏の影響が小さい場合において、鉄骨フランジ幅が小さくなると、鉄骨フランジより側面のコンクリートの最小主応力や圧縮ストラット幅が増

加するため、鉄骨比が小さくなるにも関わらずせん断耐力が増加することを確認した。

- 4) SRCはりの長期供用を想定すると、鉄骨とコンクリート間の付着力の低下が懸念されたため、有限要素解析により鉄骨とコンクリート間の付着がせん断耐力に及ぼす影響を検討した。検討したケースにおいて、試験区間における鉄骨とコンクリート間の付着が無いものとしたSRCはりのせん断耐力は完全付着としたせん断耐力に対して平均99%と有意な差はみられず、付着がせん断耐力に及ぼす影響は小さいことがわかった。また、付着がせん断耐力に及ぼす影響の検討は今後も必要であるものの、コンクリートの強度発現直後の実験結果に基づき提案したせん断耐力算定式は、鉄骨とコンクリートの付着を無しとした解析結果と概ね一致したことから、本実験の供試体のコンクリートの強度発現直後の鉄骨とコンクリートの付着は小さいと思われる。すなわち、建設直後のSRCはりが経時変化により付着力が低下したとしても、せん断耐力への影響はさらに小さく、提案したせん断耐力算定式を適用してもよいと思われる。
- 5) せん断スパン比 a/d が2.0以下である、両端固定支持SRCはりのせん断耐力算定式を提案した。スターラップの貢献度に上限を設定し、また鋼材を用いない棒部材のせん断耐力の算定値が鉄骨比に依存して変化する形式とすることで、鉄骨フランジ幅の影響や鉄骨による補強効果の相互作用を考慮した。提案した算定式と実験値の比の平均値は1.00、変動係数は4.0%であった。また、一般的なラーメン高架橋の横はりを参考にして設定した断面に対し、複数の算定式を用いる土木学会コンクリート標準示方書の体系を踏襲した場合でも、 p_w が大きい場合を除いて a/d に対して算定式が概ね連続することを確認した。

謝辞： 本稿の一部は「複合構造物設計標準に関する委員会」(上田多門委員長：北海道大学教授、中島章典幹事長：宇都宮大学教授) にて審議いただいた。委員・幹事各位に対して謝意を表す。また、本研究の一部は、国土交通省からの委託を受けて実施した。

付録 使用記号一覧

a	: せん断スパン (mm)
A_s	: 引張鋼材の断面積 (mm^2)で、本研究では引張鉄筋の断面積
A_w	: 区間 S_x におけるスターラップの総断面積 (mm^2)
b_f	: 鉄骨フランジ幅 (mm)
b_w	: 腹部の幅 (mm)
d	: 有効高さ (mm)で、コンクリートの圧縮縁から

引張鉄筋の図心までの距離

E_c : コンクリートのヤング係数 (kN/mm^2)

E_s : 鉄筋および構造鋼材のヤング係数 (kN/mm^2)

f_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm^2)

f_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm^2)

f_t : コンクリートの引張強度 (N/mm^2)

f_u : 鋼材の引張強度 (N/mm^2)

f_{ydl} : 鋼材の設計せん断降伏強度 (N/mm^2)

f_{wy} : スターラップの引張降伏強度

f_{wyd} : スターラップの設計引張降伏強度で、400 N/mm^2 以下とする.

f_y : 鋼材の引張降伏強度 (N/mm^2)

G_F : コンクリートの破壊エネルギー (N/mm)

h : 断面高さ (mm)

k : 鉄骨比 (SRC断面に対する鉄骨断面の割合) (%)

L : 試験区間全長 (mm)

p_c : せん断引張鋼材比 ($=A_s/(b_w \cdot d)$)

p_w : スターラップ比 ($=A_w/(b_w \cdot S_s)$)

S_s : スターラップの配置間隔 (mm)

t_w : 鉄骨の腹板厚さ

V : せん断力 (kN)

V_{arc} : 分割アーチせん断耐力 (kN)⁹⁾

V_{cd1} : せん断補強鋼材を用いない棒部材の設計せん断耐力 (kN)¹⁾

V_{cd2} : せん断補強鋼材を用いない棒部材の設計せん断耐力 (kN)^{1),3)}

V_{cdRC} : せん断補強鋼材を用いない両端固定支持RCはりの設計せん断耐力 (kN)^{17),18)}

V_{cdSRC} : せん断補強鋼材を用いない両端固定支持SRCはりの設計せん断耐力 (kN)

V_{flange} : 鉄骨フランジの初圧縮降伏時のせん断力 (kN)

V_{crack} : 目視により観察された斜めひび割れ発生時のせん断力 (kN)

V_{exp} : 鉄骨またはスターラップの降伏後に剛性が大きく低下した時点でのせん断力 (kN)

V_{hoop} : スターラップ初降伏時のせん断力 (kN)

V_{mu} : 曲げ耐力時のせん断力の計算値 (kN)

V_{sl} : スターラップにより受け持たれる棒部材の設計せん断耐力 (kN)¹⁾

V_{slRC} : スターラップにより受け持たれる両端固定支持RCはりの設計せん断耐力 (kN)^{17),18)}

$V_{slRC022}$: p_w の上限を0.22%とした V_{slRC} (kN)

V_{syd} : 鉄骨部分により受け持たれる棒部材の設計せん断耐力 (kN)¹⁾

V_{flange} : 鉄骨フランジの初引張降伏時のせん断力 (kN)

V_u : せん断耐力 (kN)

V_{uexp} : 解析で得られたせん断力の最大値 (kN)

V_{uexp} : 実験で得られたせん断力の最大値 (kN)

V_{web} : 鉄骨腹板の初せん断降伏時のせん断力 (kN)

V_{yd1} : 棒部材の設計せん断耐力 (kN)¹⁾

V_{yd2} : 棒部材の設計せん断耐力 (kN)^{1),3)}

V_{yd2} : $a=L$ とした V_{yd2} (kN)

V_{ydRC} : 両端固定支持RCはりの設計せん断耐力 (kN)^{17),18)}

V_{ydSRC} : 両端固定支持SRCはりの設計せん断耐力 (kN)

z : 圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材図心までの距離で、 $d/1.15$ (mm)

z_w : 鉄骨の腹板高さ

γ_{bc} : V_{cd1} , V_{cd2} , V_{cdRC} で考慮される部材係数で、1.3

γ_{bd} : V_{cd} で考慮される部材係数で、1.2

γ_{bs} : V_{sl} , V_{slRC} で考慮される部材係数で、1.1

γ_{bsy} : V_{syd} で考慮される部材係数で、1.1

θ_s : スターラップが部材軸となす角度

参考文献

- 1) 土木学会：2014年制定 複合構造標準示方書，2014.5.
- 2) 土木学会：2012年制定 コンクリート標準示方書（設計編），2013.3.
- 3) 村田清満，池田学，渡邊忠朋，戸塚信弥：鉄骨鉄筋コンクリート部材のせん断耐力，土木学会論文集，No. 626/I-48，pp. 207-218，1999.7.
- 4) 若林實，南宏一：コンクリート系構造部材のせん断強度について，京大防災研究所報，第24号 B-1，pp. 245-277，1981.4.
- 5) Weng, C. C., Yen, S. I. and Chen, C. C.: Shear strength of concrete-encased composite structural members, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 127, No. 10, pp. 1190-1197, 2001.
- 6) 渡辺健，田所敏弥，谷村幸裕，黒川浩嗣：逆対称曲げが作用したディープビームの破壊性状に関するせん断スパン比の影響，コンクリート工学年次論文集，Vol. 29, No. 3, pp. 691-696, 2007.
- 7) 米花萌，渡辺健，二羽淳一郎：逆対称曲げ RC ディープビームの破壊性状に関する解析的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 32, No. 2, pp. 661-666, 2010.
- 8) 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説—許容応力度設計と保有水平耐力—，丸善，2003.5.
- 9) 中田裕喜，渡辺健，谷村幸裕，岡本大，池田学：逆対称曲げを受ける鉄骨鉄筋コンクリートのせん断耐力に関する検討，第9回複合・合成構造の活用に関するシンポジウム，pp. 347-354, 2011.
- 10) 中田裕喜，渡辺健，田所敏弥，池田学，岡本大：逆対称曲げを受ける鉄骨鉄筋コンクリートはりの応力状態と鋼材によるせん断補強効果について，第10回複合・合成構造の活用に関するシンポジウム，pp. 10-1 - 10-8, 2013.
- 11) 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.
- 12) 鉄道総合技術研究所編：SI 単位版 鉄道構造物等設計標準・同解説（鋼とコンクリートの複合構造物），

- 丸善, 2002.12.
- 13) 中田裕喜, 田所敏弥, 谷村幸裕, 池田学: 逆対称曲げを受ける鉄骨鉄筋コンクリート梁のせん断耐力に関する一考察, 土木学会第 65 回年次学術講演会概要集, CS2-045, pp.89-90, 2011.
 - 14) Hordijk, A. D. : *Local Approach to Fatigue of Concrete*, Delft University of Technology 1991.
 - 15) Nakamura, H. and Higai, T. : Compressive fracture energy and fracture zone length of concrete, seminar on post-peak behavior of RC structures subjected to seismic loads, *JCI-C51E*, Vol. 2, pp. 259-272, 1999.
 - 16) 園田恵一郎, 鬼頭宏明, 中島一男: 突起付き鋼板の付着特性に関する実験的研究, 第 3 回合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集, Vol. 3, pp. 155-160, 1995.11.
 - 17) 前田友章, 田所敏弥, 谷村幸裕, 渡辺健: せん断スパン比の小さい鉄筋コンクリート梁のせん断耐力に関する支持条件の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol. 30, No. 3, pp. 799-804, 2008.
 - 18) 前田友章, 田所敏弥, 谷村幸裕: 逆対称曲げを受ける鉄筋コンクリート梁のせん断耐力評価法, 鉄道総研報告, Vol. 22, No. 2, pp. 17-22, 2008.10.
 - 19) 坂口淳一, 土屋智史, 渡邊忠朋, 斉藤成彦, 牧剛史: せん断補強鉄筋を多量に配置した RC 梁部材のせん断破壊耐力に関する検討, 土木学会論文集 E2 (材料・コンクリート構造), Vol. 69, No. 2, pp. 192-206, 2013.
 - 20) 中田裕喜, 渡辺健, 渡邊忠朋, 谷村幸裕: せん断スパン比に対する連続性を考慮した RC 棒部材の設計せん断耐力算定法, 土木学会論文集 E2 (材料・コンクリート構造), Vol. 69, No. 4, pp. 462-477, 2013.
- (2015. 10. 26 受付)

EVALUATION OF THE SHEAR CAPACITY FOR STEEL REINFORCED CONCRETE SHORT BEAMS UNDER FIXED BOTH ENDS

Yuki NAKATA, Ken WATANABE, Toshiya TADOKORO, Masaru OKAMOTO,
Manabu IKEDA and Yukihiro TANIMURA

The experimental equations under the simply supported condition has been used as the shear capacity of steel reinforced concrete (SRC) beams in Standard Specifications for Hybrid Structures. On the other hands, the support condition of members of the rigid frame viaduct is different from the simply supported because both ends are fixed. The study has evaluated the shear mechanism and shear capacity of SRC short beams under fixed both ends based on results of experiment and finite element analysis. The results indicated that the shear capacity was affected by support condition and increased with the decrease of the flange width of steel-frame. In addition, the effect of stirrup on the shear capacity was limited. Finally, the paper proposed calculation equation of shear capacity for SRC short beams under fixed both ends.