土木学会論文集 No. 626／I-48, 207-218, 1999.7

鉄骨鉄筋コンクリート部材のせん断耐力

村田清満[1]・池田　学[2]・渡邊忠朋[3]・戸塚信弥[4]

[1]正会員　工修　(財) 鉄道総合技術研究所 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)
[2]正会員　工修　(財) 鉄道総合技術研究所 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)
[3]正会員　(株) 北武コンサルタント (〒062-0020 札幌市豊平区月寒中央通7-4-7)
[4]正会員　(株) 復建エンジニヤリング (〒104-0061東京都中央区銀座1-2-1)

鉄骨鉄筋コンクリート部材のせん断破壊に対する安全性を照査するためには，部材が保有するせん断耐力を精度よく算定する必要がある．建築学の分野では，実構造物を模擬した模型供試体を用いてせん断破壊実験が数多く行われ，これらの実験結果に基づき部材のせん断耐力の評価式が規準化されている．一方，土木工学の分野においては，鉄骨鉄筋コンクリート部材のせん断耐力に関する研究は極めて少ない．本研究では，鉄道土木構造物に使用される鉄骨鉄筋コンクリート部材への既往のせん断耐力評価式の適用性を梁の載荷実験により検証した．つぎに，鉄骨鉄筋コンクリート部材のせん断耐力を特徴づけている鉄骨のせん断耐力に着目し，鉄骨部分のせん断耐力を再評価した．

Key Words : *concrete encased steel beam, railway structure, shear strength*

1. はじめに

近年の鉄道土木工事では，営業線に近接した工事が多く，施工の安全性，省力化，工期短縮がこれまでに増して求められている．また，兵庫県南部地震以降，構造物の耐震性の向上は設計において考慮すべき重要な要素となっている．このような背景にあって，施工の省力化と耐震性の面で優れた構造として，鉄骨鉄筋コンクリート構造の鉄道土木構造物への適用例が増加している．

鉄骨鉄筋コンクリート構造は，鉄骨の周囲に鉄筋を配置しコンクリートを打設した，いわゆる埋込み式の合成部材を梁や柱部材として用いた構造システムである．従来は，格子形やラチス形の鉄骨を用いた非充腹形鉄骨構造が多かったが，現在では充腹鉄骨を用いた充腹形鉄骨構造が主流となっている．その理由としては，非充腹形鉄骨構造のせん断性状は，脆性的で変形性能が劣ること，また，H形鋼が市場に普及し，溶接技術の進歩により圧延鋼板を組立てた鉄骨が経済的に入手できるようになったことがある．鉄道構造物に用いられる鉄骨鉄筋コンクリート構造は，H形鋼を鉄筋コンクリート中に埋込んだ充腹形鉄骨構造が主体であることから，本文では，鉄骨鉄筋コンクリート構造を充腹形鉄骨構造に限定して取り扱うこととし，以下，ＳＲＣ構造とよぶ．

鉄道構造物へのＳＲＣ構造の適用例[1]が増加するに伴い，ＳＲＣ構造の特長を反映した設計法の整備が必要となった．このため，従来の鉄道におけるＳＲＣ構造物の設計法[2]の見直しを行い，限界状態設計法を適用した新しい設計標準を整備した[3]．鉄道構造物としてのＳＲＣ構造物の設計に限界状態設計法を適用するにあたり，終局耐力の算定手法について明確にする必要があった．ＳＲＣ部材の曲げ耐力の評価法としては，鉄骨部分と鉄筋コンクリート部分の耐力の和とする累加強度方式，あるいは鉄骨を鉄筋と見なし，鉄筋コンクリートとしての耐力とする鉄筋コンクリート方式（ＲＣ方式）があり，その妥当性は，実験により検証されている[4),5)]．しかし，せん断耐力の評価法については，鉄骨のせん断耐力への寄与をはじめ不明な点が多いのが現状である．

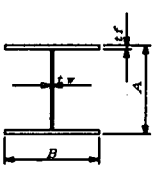
既往のＳＲＣ部材のせん断耐力の評価法としては，建築学の分野では，建築構造物で使用されるＳＲＣ部材諸元を反映した模型供試体によるせん断実験[6]に基づき，日本建築学会の規準[7]において，累加強度方式による算定法（以下，建築規準式）が示されている．また，鉄骨腹板厚の増大につれてせん断耐力が増加することが実験的に明らかにされており[8]，同規準では，鉄骨部分のせん断耐力は，鉄骨腹板の断面積に鉄骨のせん断強度を乗じて算定されている．

一方，土木工学の分野におけるＳＲＣ部材のせん断耐力の評価法は，土木学会・コンクリート標準示方書[9]，および同・複合構造物設計・施工指針

表-1　供試体諸元

No	断面幅 b_w (cm)	断面高 h (cm)	長さ l (cm)	せん断スパン a (cm)	d_l (cm)	d_u (cm)	A_{rt}	スターラップ	A × B × t_w × t_f (mm)	$\frac{A_s+A_r}{A_c}$ (%)	A_s/A_r	a/d	f'_c (N/mm²)	破壊形態
1	30	40	350	105	5	10	D16-4	無	200 × 100 × 5.5 × 8	3.05	2.49	3.0	27.3	M
2	30	40	280	70	5	10	D16-4	無	200 × 100 × 5.5 × 8	3.05	2.49	2.0	26.2	M
3	30	40	350	105	5	10	D32-3 D16-2	無	200 × 100 × 5.5 × 8	4.70	0.86	3.0	27.3	S
4	30	40	280	70	5	10	D32-3 D16-2	無	200 × 100 × 5.5 × 8	4.70	0.86	2.0	26.2	M
5	30	40	350	105	5	10	D32-5	無	200 × 100 × 5.5 × 8	5.70	0.62	3.0	26.3	S
6	30	40	280	70	5	10	D32-5	無	200 × 100 × 5.5 × 8	5.70	0.62	2.0	26.2	S
7	30	40	280	70	5	5	D32-2 D19-2	無	250 × 125 × 6.0 × 9	5.05	1.51	2.0	26.3	M
8	30	40	280	70	5	10	D16-6	無	194 × 150 × 6.0 × 9	4.33	2.60	2.0	26.3	M
9	30	40	260	60	0	10	—	無	300 × 150 × 6.5 × 9	3.99	17.89	1.5	26.3	M
10	30	40	245	52.5	0	5	—	無	300 × 150 × 6.5 × 9	3.99	17.89	1.3	26.2	M
11	30	40	350	105	5	7.4	D32-5	無	212 × 100 × 4.5 × 6	5.27	0.50	3.0	30.5	S
12	30	40	350	105	5	6.2	D32-2	無	236 × 100 × 4.5 × 18	5.28	2.44	3.0	31.5	M
13	30	40	350	105	5	6.0	D29-2	無	240 × 100 × 4.5 × 20	5.37	3.19	3.0	32.7	M
14	30	40	350	105	5	6.8	D22-3	無	224 × 100 × 4.5 × 12	3.93	2.33	3.0	33.8	M
15	30	40	350	105	5	4.9	D32-3 D10-2	無	262 × 100 × 4.5 × 31	8.23	2.56	3.0	35.2	S
16	30	40	350	105	5	7.4	D32-5	D6 @ 175	212 × 100 × 4.5 × 6	5.27	0.50	3.0	34.9	S
17	30	40	350	105	5	6.0	D32-5	D10@ 175	212 × 100 × 4.5 × 6	5.27	0.50	3.0	35.4	S
18	30	40	350	105	5	4.9	D32-3 D10-2	D6 @ 175	262 × 100 × 4.5 × 31	8.23	2.56	3.0	35.4	M
19	30	40	310	85	5	7.4	D32-5	無	212 × 100 × 4.5 × 6	5.27	0.50	2.4	31.4	S
20	30	40	310	85	5	7.4	D29-3	無	240 × 100 × 4.5 × 20	5.90	2.25	2.4	32.4	S
21	30	40	310	85	5	4.9	D32-3 D10-2	無	262 × 100 × 4.5 × 31	8.23	2.56	2.4	32.4	S
22	30	40	280	70	5	7.4	D32-5	無	212 × 100 × 4.5 × 6	5.27	0.50	2.0	33.1	S
23	30	40	280	70	5	6.0	D29-3	無	240 × 100 × 4.5 × 20	5.90	2.25	2.0	33.0	S
24	30	40	280	70	5	4.9	D32-3 D10-3	無	262 × 100 × 4.5 × 31	8.23	2.56	2.0	32.4	S
25	30	40	280	70	5	4.9	D32-3 D10-2	D6 @ 175	262 × 100 × 4.5 × 31	8.23	2.56	2.0	32.9	S
26	30	40	380	120	5	7.0	D29-3	無	220 × 200 × 4.5 × 10	5.90	2.25	3.4	28.6	S
27	30	40	300	80	5	7.0	D29-3	無	220 × 200 × 4.5 × 10	5.90	2.25	2.3	26.3	S
28	30	40	380	120	5	7.0	D29-3	無	220 × 200 × 4.5 × 10	5.90	2.25	3.4	27.6	S
29	30	40	220	40	5	7.0	D29-3	無	220 × 200 × 4.5 × 10	5.90	2.25	1.1	26.0	S
30	60	40	380	120	5	7.0	D29-6	無	220 × 400 × 9.0 × 10	5.90	2.25	3.4	23.9	S
31	60	40	380	120	5	6.1	D29-6	無	238 × 211 × 9.0 × 19	5.91	2.25	3.4	24.1	S
32	60	40	380	120	5	4.0	D29-6	無	280 × 100 × 9.0 × 40	6.65	2.66	3.4	23.9	S
33	30	100	740	300	5.9	13.5	D32-3	無	730 × 200 × 4.5 × 40	7.19	7.18	3.2	24.4	S
34	30	100	740	300	5.9	13.2	D22-3	無	736 × 200 × 4.5 × 43	7.18	14.23	3.2	25.6	S
35	30	100	740	300	5.9	13.0	D13-3	無	740 × 200 × 4.5 × 45	7.19	33.03	3.2	25.0	S

A_{rt}　：引張鉄筋量（鉄筋径－本数）
A_s　：鉄骨断面積(mm²)
A_r　：鉄筋断面積(mm²)
A_c　：コンクリート断面積(mm²)
a/d　：せん断スパン比
f'_c　：コンクリートの圧縮強度（N/mm²）
Mは曲げ破壊，Sはせん断破壊



（案）[10]において，累加強度方式による算定法（以下，土木学会式）が示されている．鉄骨のせん断耐力の寄与については，建築規準式と同様の考え方がとられている．しかし，評価法の適用性を検証するための実験的研究は極めて少ない．

本論文は，鉄道土木構造物に使用される鉄骨鉄筋コンクリート部材への既往のせん断耐力評価式の適用性を検証するために実施した一連の梁の静的載荷実験，および検証結果を踏まえ，鉄骨鉄筋コンクリート部材のせん断破壊を特徴づけている鉄骨のせん断耐力への寄与について述べたものである[11),12)]．

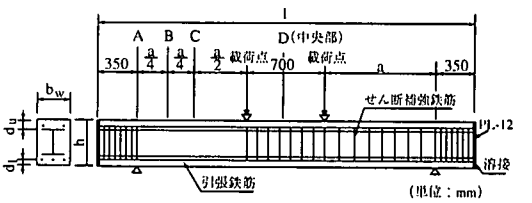


図-1　供試体の形状および配筋

2．ＳＲＣ梁の載荷実験

(1)　供試体の形状と諸元

梁供試体の形状と諸元をそれぞれ図-1，表-1に示す．供試体の断面は，幅（b_w）300mm，高さ（h）400mmの矩形断面を基本とし，鉄筋および鉄骨の配置は，既設の鉄道構造物に用いられたＳＲＣ部材の調査結果[1),2)]をもとに定めた．なお，No.33～35の供試体は，実構造物と同程度の大きさで梁高さが1.0m，せん断スパンは3.0mである．

表-2　コンクリートの配合

設計基準強度	23.5N/mm²
セメント	早強ポルトランドセメント
スランプの範囲	8±2.5cm
空気量	4.0±1.0 %
水セメント比	55 %

表-3　鉄筋の引張降伏強度(f_{ry})；N/mm²

呼び名	No.1 ～10	No.11 ～25	No.26 ～29	No.30 ～32	No.33 ～35
D6, 10	—	378.5	—	—	—
D13	387.5	385.5	379.5	377.9	402.6*
D16	341.4	—	—	—	—
D19	410.1	—	—	—	—
D22	—	383.6	—	—	416.0*
D25	401.2	—	—	—	—
D29	—	387.5	447.2*	423.6*	—
D32	383.6	376.7	—	—	445.4*

＊印はSD390, 無印はSD345

表-4　鉄骨の引張降伏強度(f_{sy})
(No1～10)

寸法 (mm)	引張降伏強度 (N/mm²)
200×100×5.5×8	283.5
194×150×6.0×9	401.2
300×150×6.5×9	332.6
250×125×6.0×9	305.1

No.16, 17, 18, 25を除く供試体の片側せん断スパン内は，せん断破壊を先行させ終局耐力を確認するため帯鉄筋を配置していない．ただし，反対側のせん断スパン内には通常の帯鉄筋を配置し，一般的なせん断補強鉄筋が配筋された場合のせん断破壊性状を観察した．

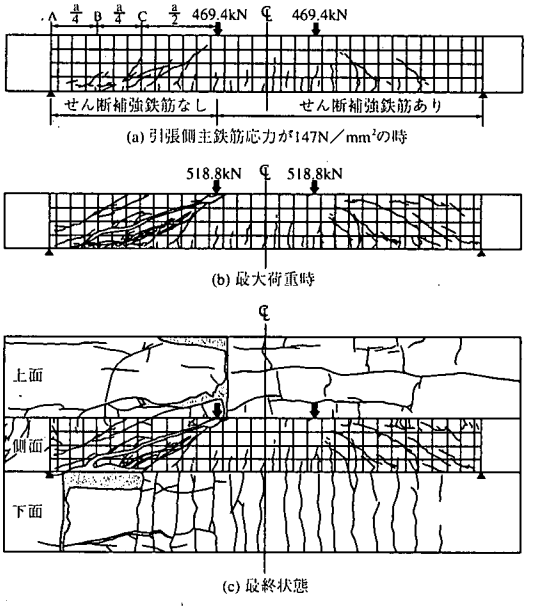
主な実験パラメータは，鋼材比（$(A_s+A_r)/A_c$，A_s：鉄骨断面積，A_r：鉄筋断面積，A_c：コンクリート断面積），鉄骨鉄筋比（A_s/A_r，A_s:鉄骨断面積，A_r：鉄筋断面積），鉄骨腹板厚（t_w），鉄骨フランジ厚（t_f），せん断スパン比（a/d，a：支点と荷重載荷点間の距離，d：有効高さで，圧縮縁から最下段の引張鋼材図心までの距離），およびせん断補強鉄筋の有無である．

(2)　載荷方法と測定項目

載荷方法を図-1に示す．載荷は２点対称載荷で単調載荷とした．測定は，鉄骨，鉄筋，およびコンクリートのひずみ，ひび割れ，および破壊性状について行った．

表-5　鉄骨の引張降伏強度(f_{sy})
(No11～35)

寸法 (mm)	材質	引張降伏強度 (N/mm²)	供試体No
t=4.5	SS400	271.6	33～35
	SM400A	287.8	29
	SM490A	381.6	11～25
	SM490A	383.4	26, 27
	Welten590	527.6	28
t=6	SM490A	351.2	11, 16, 17, 19, 21
t=9	SM400A	282.5	30～32
t=10	SM490A	318.7	26, 27, 29
	SM490A	381.7	30
	Welten590	528.0	28
t=12	SM490A	338.4	14
t=18	SM490A	349.2	12
t=19	SM490A	334.0	31
t=20	SM490A	349.2	13, 20, 23
t=31	SM490A	352.2	15, 18, 21, 24, 25
t=40	SM490A	334.0	32, 33
t=43, 45	SM490A	365.3	34, 35



(a) 引張側主鉄筋応力が147N／mm²の時

(b) 最大荷重時

(c) 最終状態

図-2　ひび割れの伸展状況（No.30供試体）

(3)　使用材料

供試体に使用した材料は，設計基準強度が23.5N/mm²のコンクリート，SD345の鉄筋，SS400の鉄骨を基本とした．コンクリートの配合を表-2に，鉄筋の引張降伏強度を表-3に，鉄骨の引張降伏強度を表-4，および表-5に示す．なお，鉄骨は，No.1～No.10供試体ではロール材を，No.11～No.35供試体

表-6　せん断耐力の実験値および計算値

No	V_{test} (kN)	V_{cal1} (kN)	$\frac{V_{test}}{V_{cal1}}$	V_{cal2} (kN)	$\frac{V_{test}}{V_{cal2}}$	V_{sv} (kN)	V_{stest} (kN)	V_{sl} (kN)	$\frac{V_{stest}}{V_{sl}}$	V_{cal3} (kN)	$\frac{V_{test}}{V_{cal3}}$
3	245.17	274.37	0.89	303.83	0.81	165.59	106.93	166.96	0.64	305.19	0.80
5	359.41	282.11	1.27	313.66	1.15	165.59	211.35	166.96	1.27	315.03	1.14
6	578.59	281.97	2.05	371.89	1.56	165.59	372.29	279.56	1.33	485.86	1.19
11	332.94	320.67	1.04	353.82	0.94	198.22	177.34	186.33	0.95	341.93	0.97
15	480.53	312.95	1.54	344.01	1.40	198.22	334.74	318.48	1.05	464.27	1.04
16	404.52	385.28	1.05	419.96	0.96	198.22	182.79	186.33	0.98	408.07	0.99
17	440.32	459.73	0.96	494.57	0.89	198.22	143.97	186.33	0.77	482.67	0.91
19	405.01	321.84	1.26	372.96	1.09	198.22	230.27	263.35	0.87	438.09	0.92
20	511.91	300.16	1.71	342.33	1.50	198.22	367.80	337.36	1.09	481.46	1.06
21	564.37	309.77	1.82	355.91	1.59	198.22	406.68	395.50	1.03	553.19	1.02
22	528.09	323.99	1.63	421.17	1.25	198.22	305.14	321.12	0.95	544.07	0.97
23	554.08	300.78	1.84	380.02	1.46	198.22	372.27	395.12	0.94	576.93	0.96
24	637.92	309.77	2.06	395.97	1.61	198.22	440.17	453.27	0.97	651.02	0.98
25	713.43	369.31	1.93	455.94	1.56	198.22	455.72	453.27	1.01	710.98	1.00
26	306.16	297.11	1.03	317.64	0.96	199.24	187.76	203.61	0.92	322.01	0.95
27	472.29	294.35	1.60	343.53	1.37	199.24	327.99	358.44	0.92	502.74	0.94
28	413.50	370.89	1.11	391.18	1.06	274.15	296.46	280.15	1.06	397.19	1.04
29	694.16	244.31	2.84	472.12	1.47	149.56	371.60	385.29	0.96	707.86	0.98
30	518.77	477.98	1.09	516.66	1.00	293.61	295.73	300.04	0.99	523.09	0.99
31	585.46	478.48	1.22	517.27	1.13	293.61	361.80	300.40	1.20	524.05	1.12
32	589.87	477.98	1.23	516.66	1.14	293.61	366.82	335.28	1.09	558.32	1.06
33	858.57	609.14	1.41	645.54	1.33	458.74	671.77	707.11	0.95	893.91	0.96
34	859.06	578.98	1.48	608.07	1.41	458.74	709.73	736.47	0.96	885.80	0.97
35	823.27	540.96	1.52	560.86	1.47	458.74	721.15	756.04	0.95	858.16	0.96

V_{test}　：ＳＲＣ部材のせん断耐力実験値
V_{cal1}　：土木学会式（コンクリート標準示方書）によるＳＲＣ部材のせん断耐力計算値
V_{cal2}　：土木学会式（複合構造物設計・施工指針案）によるＳＲＣ部材のせん断耐力計算値
V_{cal3}　：提案式によるＳＲＣ部材のせん断耐力計算値
V_{sv}　：既往算定式による鉄骨部分のせん断耐力計算値
V_{stest}　：鉄骨部分のせん断耐力実験値
V_{sl}　：提案式による鉄骨部分のせん断耐力計算値

ではビルトアップによるH形鋼を用いた．また，ビルドアップによるH形鋼の溶接サイズは6mmを基本とした．

3．実験結果および考察

(1)　ひび割れおよび破壊状況

供試体の破壊形態を表-1に，実験より得られたＳＲＣ部材のせん断耐力（最大荷重：V_{test}）を表-6に示す．表-1で破壊形態にMと付された供試体は，観測されたコンクリートのひび割れの伸展状況および鋼材のひずみから曲げ破壊と判定された供試体である．同じくSと付された供試体は，せん断破壊した供試体である．

図-2，図-3は，それぞれ，せん断破壊したNo. 30供試体のひび割れ状況，および荷重・たわみ（スパン中央点，および左右載荷点の鉛直変位）曲線を示す．せん断破壊した供試体は，まず，スパン中央付近に曲げひび割れが発生し，載荷荷重の増加とともに荷重載荷点間に曲げひび割れが多数観察された．さらに荷重を増加させると，せん断スパン内にせん断ひび割れが発生し，梁の圧縮領域に向かって伸展するが，供試体の上側まで達するひび割れは認められなかった．しかし，荷重の増加とともにせん断スパン間の支点寄りに，鉄骨上フランジに沿ってせん断ひび割れが発生し，支点から載荷点方向に向かって伸展したひび割れが卓越し破壊に至った．なお，曲げ破壊した供試体は，せん断ひび割れが拡大する前に鉄筋および鉄骨のひずみが降伏ひずみに達し，梁上側のコンクリートが圧壊した．

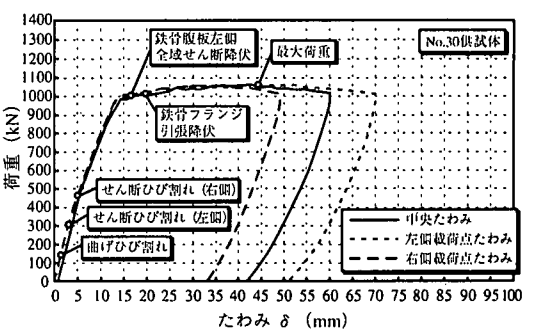


図-3　荷重—たわみ曲線（No. 30供試体）

最大荷重時の鋼材のひずみ状況については，引張側の鉄骨フランジは，降伏ひずみに達している．一方，鉄骨腹板は，せん断補強鉄筋が配置されていな

いせん断スパン内では，腹板全体にわたりせん断降伏ひずみに達しているが，せん断補強鉄筋が配置されたせん断スパン内では，せん断降伏に至っていない．ＳＲＣ部材の場合，**図-2**に示すようにせん断補強鉄筋が配置されたせん断スパン内では，斜めひび割れが梁の上側へ貫通しないこと，また，**図-3**に示すように，せん断破壊後においても急激な耐力低下は起こらないことなど，一般のＲＣ部材のせん断破壊とは異なる破壊形態を示している．

(2) 既往のせん断耐力評価式の検証

ＳＲＣ部材の既往のせん断耐力評価式は，建築規準式[7]，土木学会式[9),10)]ともに，鉄筋コンクリート部分と鉄骨部分のせん断耐力の和とする累加強度方式の考え方がとられている．鉄筋コンクリート部分のせん断耐力については，建築規準式は，せん断破壊とせん断付着破壊に対する許容値の小さい方の値を与えている．一方，土木学会式は，アーチ機構によるコンクリートの分担分とトラス機構によるせん断補強鋼材の分担分の和として表されている．鉄骨部分のせん断耐力については，建築規準式，土木学会式ともに，鉄骨の強度にミーゼスの降伏条件から定まるせん断強度を用いた同一の算定法をとっている．

このように，建築規準式と土木学会式は，鉄筋コンクリート部分の耐力評価において多少の相違はあるが，ＳＲＣ部材のせん断耐力の評価法は，ほぼ同じと考えてよい．ここでは，既往のせん断耐力算定式として，式(1)に示す土木学会式を対象とし，本式による計算値と実験値とを対比することにより，その適応性を検証することにする．

なお，No. 16, 17, 18, 25を除く供試体では，**図-1**に示すように，せん断補強鉄筋は片側のせん断スパン内だけに配置されているが，せん断破壊は，せん断補強鉄筋が配置されていないせん断スパン内で起こっている．したがって，これらの供試体から得られたせん断耐力の実験値（V_{test}）と対比するせん断耐力の計算値（V_{cal1}）は，せん断補強鉄筋の影響を含まない値である．せん断補強鉄筋を配置したNo. 16, 17, 18, 25については，対応する計算値は，せん断補強鉄筋の影響を含んでいる．

$$V_{cal1}=V_{ry}+V_{sy} \tag{1}$$

ここに，

V_{cal1}：ＳＲＣ部材のせん断耐力

V_{ry}：鉄筋コンクリート部分のせん断耐力

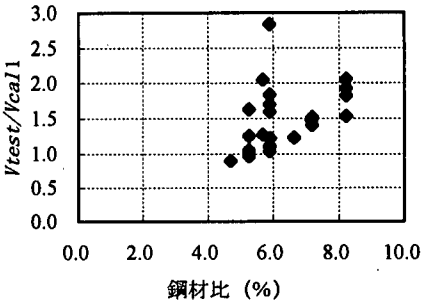


図-4 鋼材比と実験値/計算値の関係

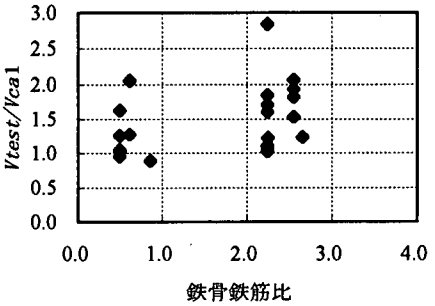


図-5 鉄骨鉄筋比と実験値/計算値の関係

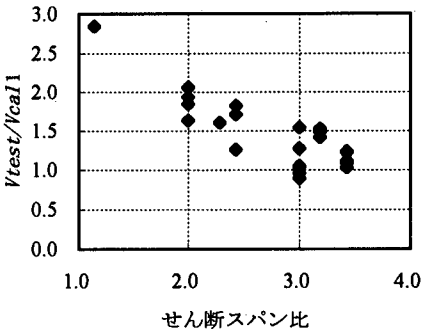


図-6 せん断スパン比と実験値/計算値の関係

$$V_{ry}=V_c+V_r \tag{2}$$

V_c：せん断補強鉄筋を用いない棒部材のせん断耐力[9)]

$$V_c=\beta_d\cdot\beta_p\cdot f_{vc}\cdot b_w\cdot d \tag{3}$$

$\beta_d=(1/d)^{1/4}$　（d：m）

ただし，$\beta_d>1.5$の時は1.5

$\beta_p=(100p_w)^{1/3}$

ただし，$\beta_p>1.5$の時は1.5

$f_{vc}=0.20f'_c{}^{1/3}$ (N/mm²)

ただし，$f_{vc}\leqq 0.72$ (N/mm²)

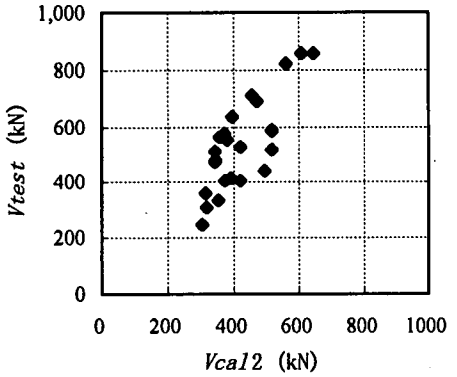


図-7　ＳＲＣ部材のせん断耐力の実験値と計算値の関係

f'_c　:コンクリートの圧縮強度

ただし,

p_w　: A_{rt} ／ ($b_w \cdot d$)

b_w　: 腹部の幅

a　: せん断スパン

d　: 有効高さ

A_{rt}　:引張側鉄筋の断面積

V_r　: せん断補強鉄筋が受持つせん断耐力[9)]

V_{sy} : 鉄骨部分のせん断耐力[9)]

$$V_{sy}=f_{wy} \cdot t_w \cdot Z_w \tag{4}$$

ここに, f_{wy} : 鉄骨のせん断降伏強度

t_w　: 鉄骨腹部の厚さ

Z_w : 鉄骨腹部の高さ

計算結果を**表-6**に, 鋼材比, 鉄骨鉄筋比, およびせん断スパン比と実験値/計算値 (V_{test} ／ V_{cal1}) の関係を**図-4～図-6**に示す. 土木学会式による計算値 (V_{cal1}) は, 実験結果をかなり過小に評価している. また, 鋼材比や鉄骨鉄筋比によるばらつきが大きく, せん断スパン比が小さくなるにしたがい, 実験値との差が顕著になる傾向が認められる.

せん断補強鉄筋を用いない棒部材のせん断耐力は, せん断スパン比が3.0以下の領域において増加することがＲＣ部材の実験において認められており, せん断スパン比の影響を考慮した式(5)が二羽らにより提案されている[13)]. 同様に, 石橋らはフーチングの実験を基に, 式(6)を提案している[14)]. なお, 式(5), および式(6)中に使用されている記号の意味は, 式(3)中のものと同様である.

$$V_c=f(a/d) \cdot f'^{1/3}_c \cdot \beta_d \cdot \beta_p \cdot b_w \cdot d \tag{5}$$
$$f(a/d)=0.2(0.75+1.4d/a) \qquad a/d \geqq 2.5$$

$$V_c=f(a/d) \cdot f'^{1/3}_c \cdot \beta_d \cdot \beta_p \cdot b_w \cdot d \tag{6}$$
$$f(a/d)=0.76(a/d)^{-1.166} \qquad 2.5>a/d \geqq 0.5$$

土木学会・複合構造物設計・施工指針（案）では, せん断補強鉄筋を用いない棒部材のせん断耐力は, 式(5), および式(6)によりせん断スパン比の影響を考慮した上で, ＳＲＣ部材のせん断耐力 (V_{cal2}) を式(7)により算定することとしている.

$$V_{cal2}=V_{ry}+V_{sy}=V_c+V_r+V_{sy} \tag{7}$$

V_c : せん断補強鉄筋を用いない棒部材のせん断耐力（式(5), 式(6)）

V_r : せん断補強鉄筋が受持つせん断耐力[9)]

V_{sy} : 鉄骨部分のせん断耐力（式(4)）

そこで, せん断補強鉄筋を用いない棒部材のせん断耐力へのせん断スパン比の影響を考慮し, 式(7) による計算値を実験値と対比する.

表-6に計算値 (V_{cal2}) を, **図-7**に実験値 (V_{test}) と計算値 (V_{cal2}) の対比を示す. 式(7)による計算値 (V_{cal2}) は, 式(1)による計算値 (V_{cal1}) に比べ, 実験値をより精度よく, また, 概ね安全側に評価している. しかし, 依然として, 実験値を過小に評価する傾向がある. すなわち, 鉄筋コンクリート部分が負担するせん断耐力に, せん断スパン比の影響を考慮するだけでは, せん断スパン比の小さい領域でのＳＲＣ部材のせん断耐力の算定精度は向上させることはできない.

(3)　鉄骨のせん断耐力への各パラメータの影響

実験でせん断破壊した供試体は, 鉄骨腹板の降伏が観察されていることから, 鉄骨部分のせん断耐力に着目し, 耐力への影響因子について検討する.

ここで, 既往のせん断耐力評価の基本となっている累加強度方式にしたがい, ＳＲＣ部材のせん断耐力は, 鉄筋コンクリート（ＲＣ）部分, および鉄骨部分のそれぞれのせん断耐力の和で表されるとする. ＲＣ部材のせん断耐力は, 式(2), およびせん断スパンの影響を考慮した式(5), 式(6)により評価できると考えられることから, 鉄骨部分のせん断耐力 (V_{stest}) は, 式(8)により得られると仮定した.

$$V_{stest}= V_{test} - V_c - V_r \tag{8}$$

V_{stest} : 鉄骨部分のせん断耐力の推定値

V_{test} : 最大荷重（実験値）

式 (8) を用いて推定される鉄骨のせん断耐力の

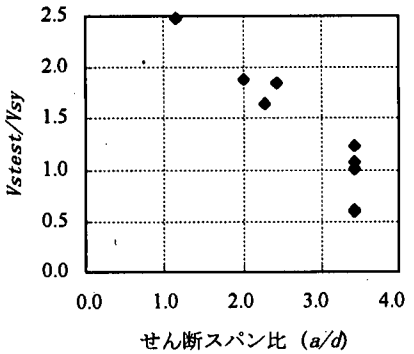


図-8　鉄骨耐力とせん断スパン比の関係

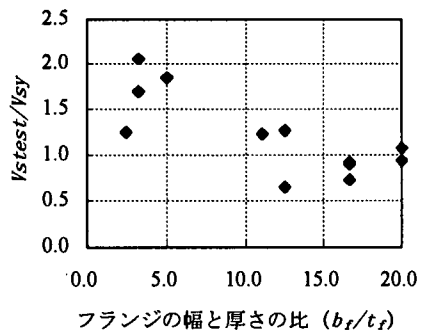


図-9　鉄骨耐力とb_f/t_fの関係

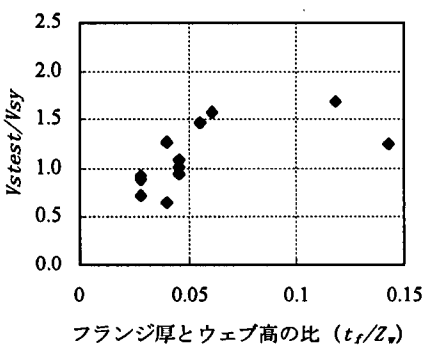


図-10　鉄骨耐力とt_f/Z_wの関係

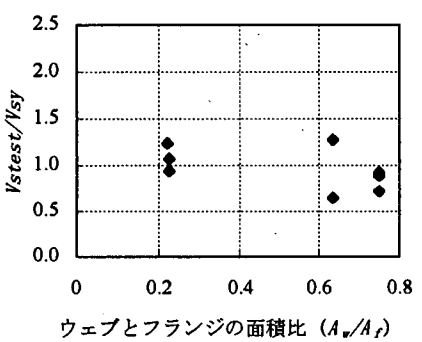


図-11　鉄骨耐力とA_w/A_fの関係

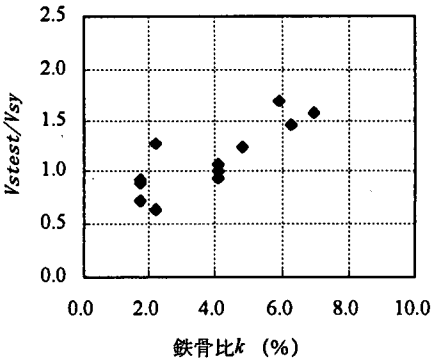


図-12　鉄骨耐力と鉄骨比の関係

実験値（V_{stest}）を表-6に示す．図-8～図-12は，鉄骨部分のせん断耐力に影響すると考えられる種々のパラメータと鉄骨部分のせん断耐力推定値と式(4)から算定される計算値との比（V_{stest} / V_{sy}）の関係を示す．なお，図-8～図-12の各図のプロットは，各パラメータの影響度を把握するために，着目するパラメータ以外のパラメータがほぼ同じ供試体のみを抽出して表示している．例えば，図-8では，せん断スパン比以外のパラメータがほぼ同一のデータのみをプロットしている．図-8より，せん断スパン比が小さくなると鉄骨が受け持つせん断耐力が増加する傾向がある．すなわち，ＲＣ部材のせん断補強鉄筋を用いない棒部材のせん断耐力と同様の傾向が，鉄骨のせん断耐力についても認められる．

鉄骨の断面形状の影響は，鉄骨フランジ幅と厚さの比（b_f / t_f），鉄骨フランジ厚と腹板高の比（t_f / Z_w），および鉄骨腹板とフランジの断面積の比（A_w / A_f）をパラメータに選び検討した．図-9より，フランジ幅と厚さの比（b_f / t_f）が小さくなると，せん断耐力の計算値は実験値を過小に評価するが，フランジ幅と厚さの比（b_f / t_f）が10.0以上の領域では，頭打ちとなる．図-10，図-11より，フランジ厚と腹板高の比（t_f / Z_w），および鉄骨腹板とフランジの断面積の比（A_w / A_f）については，特に顕著な傾向は認められない．

部材断面中の鉄骨量の割合を表す尺度である鉄骨比（部材断面積に対する鉄骨断面積の比を百分率で表した値）については，図-12に示すように，鉄骨比(k)の増加とともにせん断耐力が顕著に増加している．

4．せん断耐力評価式の検討

(1)　鉄骨が受け持つせん断耐力の再評価

図-7に示したように，鉄筋コンクリート部分が負

担するせん断耐力にせん断スパン比の影響を考慮し算定精度の向上を図っても，なお，計算値（V_{cal2}）は実験値を過小に評価する．これは，式(4)で算定される耐力の他に，アーチ機構による耐力付加により，鉄骨部分が負担する耐力は，実際には増加しているためと考えられる．すなわち，図-13に示すように，せん断補強鉄筋が配置されていないせん断スパン（左側スパン）内の鉄骨腹板の主応力分布状況から，鉄骨腹板には載荷点と支点を結ぶ斜め方向に圧縮アーチが形成され，これによりアーチ軸線に直交する方向の引張力に抵抗している様子が読みとれる．

図-13の支点付近位置（A点，B点）では，主応力分布がせん断スパン中央位置（C点）の主応力分布より小さく表れている．荷重と支点反力によって腹部に圧縮応力が発生する鉄筋コンクリート棒部材では，支点に近い部分では圧縮力が直接支点に伝達される，いわゆるアーチ的耐荷機構が卓越し，支点部付近のせん断耐力は大きくなるといわれている[15]．鉄筋コンクリート部分が負担するせん断力が，支点付近ではせん断スパン中央位置に比べて大きいため，鉄骨腹部に作用するせん断力は，せん断スパン中央位置に比べ支点付近で小さくなるものと考えられる．

南ら[16),17)]は，ＳＲＣ部材のせん断抵抗要素をＲＣ部分のトラス機構，アーチ機構，鉄骨フランジ外部のかぶりコンクリート部分のアーチ機構，鉄骨フランジ内部のコアコンクリート部分のアーチ機構，および鉄骨部分のトラス機構の５つに区分し，それぞれの強度の累加により，せん断耐力の理論解を提案している．しかし，設計式としては複雑であるため，建築規準式では理論式を簡便化した算定式を与えている．

ここでは，鉄骨部分のせん断耐力への影響因子に関する前節での検討を踏まえ，既往のＲＣ部材のせん断耐力評価式[9)]と整合を図りつつ，鉄骨部分のせん断耐力の簡便な評価式について検討した．主たる影響因子にせん断スパン比と鉄骨比を選び，式(9)により鉄骨のせん断耐力が算定できるものと仮定した．なお，フランジの幅厚比（b_f/t_f）の影響は，せん断スパン比，および鉄骨比の二つの影響因子に比べて相対的に小さく，また，影響因子間の独立性を考慮し，式（10）の説明変数から除外した．

$$V_{sl}=f(s)\cdot V_{sy} \qquad (9)$$

ここに，

V_{sl} ：鉄骨のせん断耐力

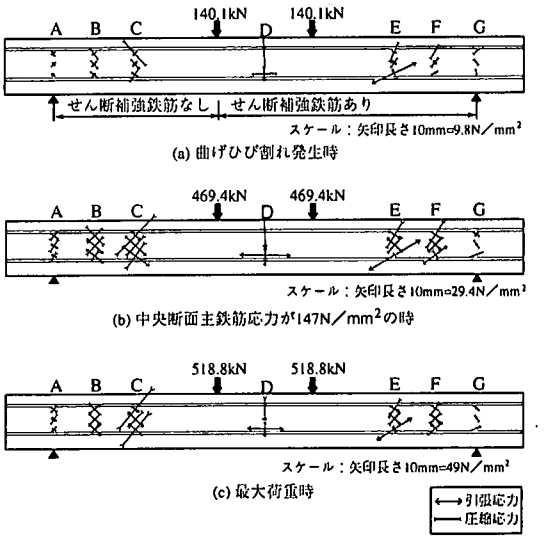


図-13　鉄骨腹板の主応力度分布（No. 30供試体）

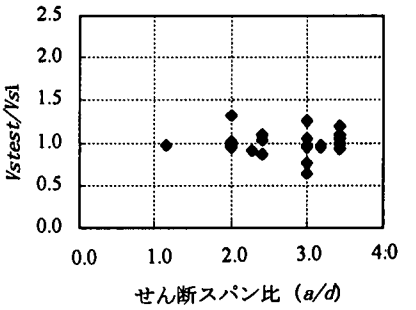


図-14　せん断スパン比（a/d）と鉄骨耐力の実験値 / 計算値

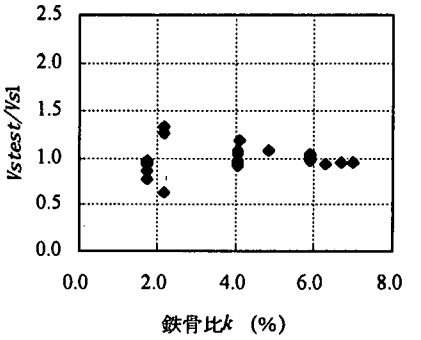


図-15　鉄骨比と鉄骨耐力の実験値/計算値

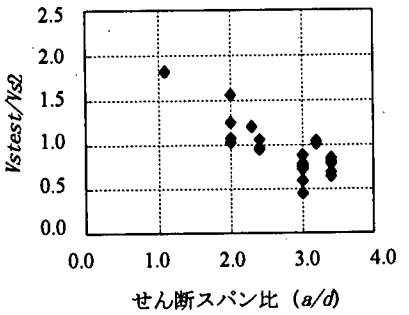


図-16　せん断スパン比と実験値/有効断面積を考慮した計算値

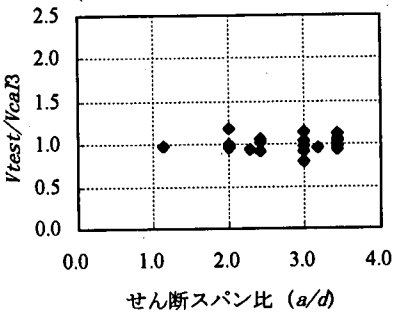


図-18　せん断スパン比と実験値/計算値

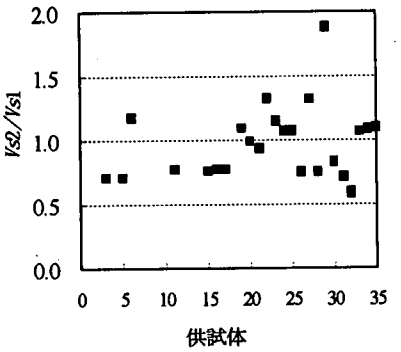


図-17　計算値(Vs2)/計算値(Vs1)

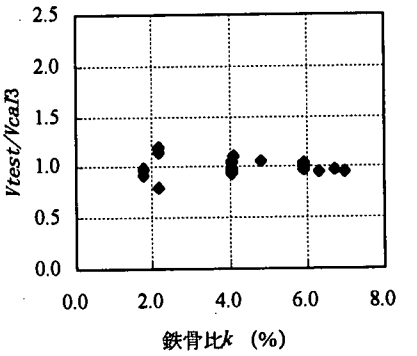


図-19　鉄骨比と実験値/計算値

$f(s)$：せん断スパン比(a/d)，鉄骨比(k)の影響を考慮した補正係数

V_{sy}：式(4)により算定される鉄骨のせん断耐力

式（8）により算定される鉄骨部分が負担すると推定されるせん断耐力（V_{stest}）と式(4)により算定される鉄骨のせん断耐力（V_{sy}）との比，すなわち，$f(s)$を目的関数に，せん断スパン比（a/d），および鉄骨比(k)を説明変数として重回帰分析を行った．その結果，式（10）を得た．

$$f(s) = 2.7 + 0.16k - 0.68(a/d) \qquad (10)$$

ただし，$0.6 \leqq f(s) \leqq 2.5$

$1.0 \leqq a/d \leqq 3.5$

$2.0 \leqq k \leqq 7.0$

相関係数R^2は0.88である．

ここで，式(10)の説明変数に用いた2つのパラメータの工学的意味について考察する．前述したように，鉄筋コンクリート部材のせん断耐力がせん断スパン比が小さくなるにしたがい増加することが一般に認められており[13),14)]，これは荷重と支持部反力により腹部に圧縮応力が生じるための効果と考えられている．鉄骨のせん断耐力がせん断スパン比が小さくなるにしたがい増加することは図-8に示したとおりであり，鉄筋コンクリート部材の場合と同様，アーチ的耐荷機構がせん断スパン比が小さくなるにしたがって卓越し，これが鉄骨のせん断耐力の増加をもたらしていると考えられる．

鉄骨比は，鉄骨フランジの幅や厚さ，あるいは腹板の高さや厚さ等，鉄骨の種々の断面諸元を包括的に表した指標であるが，図-12に示したように，鉄骨比が大きくなるにしたがい鉄骨のせん断耐力は増加する．これは，鉄骨腹板以外のフランジ部分のせん断耐力への寄与が少なからず存在するためと推察される．すなわち，鉄骨フランジの幅や厚さが大きくなると，鉄骨内部のコアコンクリートの拘束効果が大きくなり，コアコンクリートのせん断耐力，ひいては鉄筋コンクリート部分のせん断耐力を増大させる．一方，鉄筋コンクリート部分のせん断耐力の算定には，コアコンクリートのせん断耐力の増加が考慮されていない．したがって，式(8)より推定される鉄骨部分のせん断耐力（V_{stest}）を実際より大きく評価する結果となり，図-12に示すように，鉄骨比が大きくなるにしたがって，腹板のみで負担するとした鉄骨部分のせん断耐力（V_{sy}）は，鉄骨部分

のせん断耐力の推定値（V_{stest}）を小さく評価することとなる．このように，鉄骨比は，鉄骨部分が部材のせん断耐力に及ぼす影響を包括的に表すパラメータととらえることができる．

表-6に，鉄骨のせん断耐力の計算値（V_{s1}），および実験値と計算値の比を示す．**図-14**，および**図-15**は，それぞれせん断スパン比，および鉄骨比と鉄骨のせん断耐力の実験値・計算値の比（V_{stest} / V_{s1}）の関係を示す．いずれの説明変数も顕著な傾向が認められず，鉄骨のせん断耐力は，式(9)，式(10)により概ね精度よく推定できるものと考えられる．

つぎに，提案した鉄骨のせん断耐力算定法を有効断面積の考え方を取り入れた圧延H形鋼のせん断耐力の算定法[18),19)]と比較し，提案式の妥当性を検証する．文献18)，19）によれば，圧延H形鋼のせん断耐力（V_{s2}）は，式(11)で与えられる．有効断面積（A_e）は，フランジと腹板の隅角部の曲率半径（r）に相当するフランジ部分と腹板の断面積を合計したものである．

$$V_{s2} = A_e \cdot \frac{f_{sy}}{\sqrt{3}} = A_e \cdot f_{vy} \qquad (11)$$

ここに，

A_e ：有効断面積

f_{sy} ：鋼材の降伏強度

f_{vy} ：鋼材のせん断降伏強度

式(11)を用いて，**表-6**に示すせん断破壊した全供試体について，鉄骨のせん断耐力を算定する．圧延H形鋼を用いたNo.3，5，および6の供試体では，圧延H形鋼のフランジと腹板の隅角部の曲率半径（r）は11mmである．No.3，5，および6以外の供試体は，ビルドアップによるH形鋼を用いており溶接部の仕上げ加工は施されていない．したがって，これらのビルドアップによるH形鋼に対しては，式(11)は，厳密には適用範囲外と考えられるが，ここでは，圧延H形鋼の場合の曲率半径（r）をフランジと腹板のすみ肉溶接サイズで代用することにより式(11)を準用することにする．

図-16は，せん断スパン比と鉄骨のせん断耐力の実験値と有効断面積を考慮した計算値との比（V_{stest} / V_{s2}）の関係を示す．鉄骨の有効断面積を考慮した式(11)により算定される鉄骨のせん断耐力は，せん断スパン比の小さい領域で実験値を過小に，また，せん断スパン比の大きい領域で過大に評価する傾向がある．

図-17は，本文で提案した式（9）による鉄骨のせん断耐力の計算値（V_{s1}）と式(11)による鉄骨のせん断耐力の計算値（V_{s2}）の関係を示したものである．図より，供試体によりせん断耐力の評価にばらつきがある．**図-16**に示したように，鉄骨の有効断面積を考慮した計算値は，せん断スパン比により計算精度にかなりの変動があることを考え併せれば，提案式（9）による鉄骨のせん断耐力は，有効断面積を用いた既往の算定方法に照らし合わせても妥当なものであると考えられる．

(2) ＳＲＣ梁のせん断耐力の再評価

これまでの検討より，ＳＲＣ部材のせん断耐力は式(12)で得られることになる．

$$V_{calS} = V_c + V_r + V_{s1} \qquad (12)$$

せん断スパン比（a/d），鉄骨比（k）の影響を考慮したＳＲＣ部材のせん断耐力の計算値（V_{calS}）を**表-6**に示す．実験値と計算値の比（V_{test} / V_{calS}）は，供試体数24で，平均値は1.00，変動係数は7.8％である．

図-18，および**図-19**は，それぞれせん断スパン比，および鉄骨比とＳＲＣ部材のせん断耐力の実験値・計算値の比（V_{test} / V_{calS}）の関係を示す．いずれの説明変数も顕著な傾向が認められず，ＳＲＣ梁のせん断耐力は，式(11)により概ね妥当に推定できるものと考えられる．

5．結論

ＳＲＣ部材の既往のせん断耐力評価式の鉄道土木構造物に用いられるＳＲＣ部材への適用性を検証するため，部材諸元を模した梁供試体による一連の静的載荷実験を行った．静的載荷実験，および実験結果に基づく検討により得られた主な事項をまとめると以下の通りである．

（1）ＳＲＣ部材のせん断破壊は，せん断補強鉄筋が配置されたせん断スパン内では，斜めひび割れが梁の上側へ貫通しないこと，また，せん断破壊後においても急激な耐力低下は起こらないことなど，一般のＲＣ部材のせん断破壊とは異なる破壊形態を示す．

（2）「土木学会・コンクリート標準示方書（設計編）」（平成8年版）により算定されるＳＲＣ部材のせん断耐力は，実験値をかなり過小に評価する．また，せん断スパン比が小さくなるにしたがい，実験値との差が顕著になる．

（３）「土木学会・複合構造物設計・施工指針（案）」により算定されるＳＲＣ部材のせん断耐力は，実験値を過小に評価する．すなわち，鉄筋コンクリート部分が負担するせん断耐力に，せん断スパン比の影響を考慮するだけでは，ＳＲＣ部材のせん断耐力を精度よく算定するには不十分である．

（４）せん断スパン比が小さくなると，鉄骨が受持つせん断耐力は増加する．

（５）鉄骨比が大きくなると，鉄骨が受持つせん断耐力が顕著に増加する．

（６）ＳＲＣ梁のせん断耐力は，鉄骨のせん断耐力をせん断スパン比(a/d)と鉄骨比(k)をパラメータとする提案式(9)を用いることにより比較的精度良く算定できる．

謝辞：本研究は，運輸省からの委託を受けた「鉄道技術基準整備調査研究」の一環として実施したものである．また，実験にご協力をいただいた（株）熊谷組・技術研究所の堀江　啓氏をはじめとする関係各位に深く謝意を表します．

参考文献

1) 田中寿志，村田清満：既設複合構造物の部材諸元の調査，鉄道総研報告，第11巻，第12号，pp.49–52，1997.12.
2) 鉄道総合技術研究所：鉄骨鉄筋コンクリート構造物設計指針，1987.7.
3) 運輸省監修・鉄道総合技術研究所編：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，1998.7.
4) 横尾義貫，若林実，末永保美，宮村篤典：H形鋼を用いた鉄骨コンクリートに関する研究，No.1，日本建築学会論文報告集，132号，pp.7-14，1967.2.
5) 小林茂敏，古賀康之：鉄骨鉄筋コンクリート部材の特性—梁，柱部材の実験的検討，土木技術資料，18-2，pp.33-38，1976.2.
6) 横尾義貫，若林実，末永保美：H形鋼を用いた鉄骨コンクリートに関する研究，No.2，日本建築学会論文報告集，第133号，pp.1-7，1967.3.
7) 日本建築学会編：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，pp.14-18，丸善，1987.6.
8) 若林実，高田周三，斉藤光：建築構造学大系19，鉄骨鉄筋コンクリート構造，pp.81-84，彰国社，1967.10.
9) 土木学会コンクリート委員会コンクリート標準示方書改訂小委員会：コンクリート標準示方書（設計編），pp.152-155，丸善，1996.3.
10) 土木学会コンクリート委員会複合構造小委員会：複合構造物設計・施工指針（案），pp.84-132，丸善，1997.10.
11) 伊藤裕一，渡邊忠朋：鉄骨鉄筋コンクリート部材の耐力，鉄道総研報告，第9巻，第4号，pp.1-6，1995.4.
12) 戸塚信弥，渡邊忠朋：ＳＲＣ梁のせん断耐力の再評価，鉄道総研報告，第11巻，第12号，pp.11-16，1997.12.
13) 二羽淳一郎，山田一宇，横沢和夫，岡村甫：せん断補強鉄筋を用いないＲＣ梁のせん断強度式の再評価，土木学会論文集，第372号/V-5，pp.167-176，1986.8.
14) 石橋忠良，松田好史，斉藤啓一：小数本の杭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，第337号，pp.197-204，1983.9.
15) 運輸省監修・鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物），pp.87-92，丸善，1992.11.
16) 南宏一，岡本浩一，若林実：ＳＲＣ柱のせん断強度に関する理論解，第7回コンクリート工学年次講演会論文集，pp.557-560，1985.6.
17) 若林実，南宏一，谷資信，平野道勝：新建築学体系42　合成構造の設計，pp.116-125，彰国社，1982.9.
18) Roik,K. : Verbundkonstruktionen , Stahlbau Handbuch, Kap.11, S.627-672, Stahlbau-Verlags-GmbH, 1982.10.
19) ＮＣＢ研究会編：新しい合成構造と橋，pp.96-99，山海堂，1996.2.

(1998.12.4受付)

SHEAR STRENGTH OF CONCRETE ENCASED STEEL MEMBERS

Kiyomitsu MURATA, Manabu IKEDA, Tadatomo WATANABE
and Shinya TOTSUKA

The cumulative strength method is generally used to evaluate shear strength of concrete encased steel members. In this method, shear strength of concrete encased steel members is given by adding up the one of reinforced concrete part and steel beam part. However, shear strength of steel beam part which characterizes shear failure of concrete encased steel members is not enough clarified. In this paper , based on a series of experiments with concrete encased steel beam models taking steel beam area etc. into account as experimental parameters, the application of the shear strength evaluation specified in the past design standards to the railway structures was examined. As a result, shear strength calculated by the past methods evaluates much smaller than experimental results. Then shear strength evaluation of steel beam part was revised to compensate the underestimating of calculations.