

論文 鉄骨鉄筋コンクリート部材の耐力

築嶋 大輔*¹・渡辺 忠朋*²・佐藤 勉*³・谷村 幸裕*⁴

要旨：構造物の設計方法に限界状態設計法を適用する場合、その耐力算定手法に対する安全性について十分に検討しておく必要がある。

本論では、鉄骨鉄筋コンクリート梁による載荷実験を行い、既往のせん断耐力算定手法の適用性について検討した。その結果、本実験の範囲では、既往の耐力算定手法は安全側な評価を与える結果となるものの、過少評価する傾向があるため、実験結果を基に比較的精度の良い算定手法を提案した。

キーワード：鉄骨鉄筋コンクリート、せん断スパン比、せん断耐力、耐力算定手法

1. はじめに

鉄骨鉄筋コンクリート(以下、SRCという)は、鉄道構造物においては施工条件に制約がある場合や桁高制限がある場合に適用される構造であり、鉄筋コンクリート部材に比べて断面を小さくできる等の長所がある。

SRC部材のせん断耐力算定手法は、一般に、累加強度方式が適用されているが、構造物の設計方法に限界状態設計法を適用する場合、その耐力算定手法に対する安全性について検討する必要がある。しかしながら、それらについては十分に明らかにされていないのが現状である。

そこで、実構造物をモデル化したSRC梁供試体を用いて載荷試験を行い、既往の耐力算定手法の評価を行うことにした。以下に、載荷試験の概要および既往の耐力算定手法の検討結果を示す。

2. 実験概要

2. 1 供試体形状および諸元

供試体形状および諸元を、それぞれ表-1および図-1に示す。

供試体は、既往の鉄道SRC部材の調査結果[1]をもとに鉄筋および鉄骨の配置状況を定めた。主たるパラメータは、鋼材比(鋼材断面積/コンクリート断面積)、鉄骨鉄筋比(鉄骨断面積/鉄筋断面積)、せん断スパン比(a/d : d は、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とした。

2. 2 載荷方法および測定項目

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、変形(たわみ)、ひずみ(鉄筋、鉄骨およびコンクリート)ひびわれおよび破壊性状について行った。

-
- * 1 (財)鉄道総合技術研究所 構造物技術開発事業部 橋梁担当(正会員)
 - * 2 (財)鉄道総合技術研究所 構造物技術開発事業部 橋梁担当(正会員)
 - * 3 (財)鉄道総合技術研究所 構造物技術開発事業部 橋梁担当(正会員)
 - * 4 (財)鉄道総合技術研究所 構造物技術開発事業部 橋梁担当(正会員)

2.3 使用材料

コンクリートの配合を表-2に示す。

鉄筋の引張降伏強度を表-3、4に、鉄骨の引張降伏強度を表-5、6に示す。

なお、鉄骨にはNo.1~10はロール材を用い、No.11~25はビルトアップによるH形鋼を用いた。

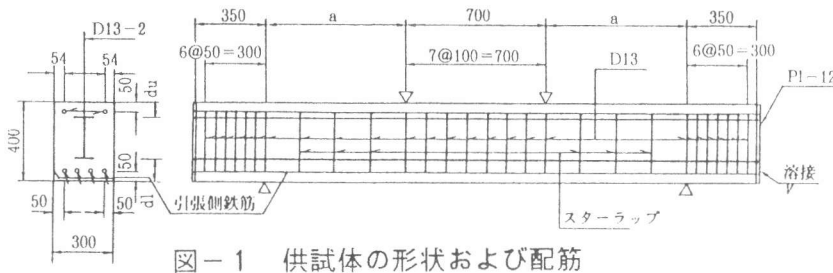


図-1 供試体の形状および配筋

表-2 コンクリートの配合

設計基準強度	23.54 N/mm ²
セメント	早強ポルトランドセメント
スランブの範囲	8 ± 2.5 cm
空気量	4.0 ± 1 %
水セメント比	55 %

表-1 供試体諸元および実験結果

No.	スパン a (cm)	d _g (cm)	d _u (cm)	A _{st}	スターラップ	A × B × t ₁ × t ₂ (mm)	f' _c (N/mm ²)	P _{max} (KN)
1	105	5	10	D16-4	無	200×100×5.5×8	27.3	159.9*
2	70	5	10	D16-4	無	200×100×5.5×8	26.2	289.4*
3	105	5	10	D32-3 D16-2	無	200×100×5.5×8	27.3	245.3
4	70	5	10	D32-3 D16-2	無	200×100×5.5×8	26.2	578.8*
5	105	5	10	D32-5	無	200×100×5.5×8	26.3	360.0
6	70	5	10	D32-5	無	200×100×5.5×8	26.2	578.8
7	70	5	5	D32-2 D19-2	無	250×125×6.0×9	26.3	573.9*
8	70	5	10	D16-6	無	194×150×6.0×9	26.3	415.0*
9	60	0	10	—	無	300×150×6.5×9	26.3	392.4*
10	52.5	0	5	—	無	300×150×6.5×9	26.2	484.6*
11	105	5	7.4	D32-5	無	212×100×4.5×6	30.5	666.1
12	105	5	6.2	D32-2	無	236×100×4.5×18	31.5	731.8*
13	105	5	6.0	D29-2	無	240×100×4.5×20	32.7	707.3*
14	105	5	6.8	D22-3	無	224×100×4.5×12	33.8	581.7*
15	105	5	4.9	D32-3 D10-2	無	262×100×4.5×31	35.2	961.4
16	105	5	7.4	D32-5	D6 @ 175	212×100×4.5×6	34.9	809.3
17	105	5	6.0	D32-5	D10 @ 175	212×100×4.5×6	35.4	880.9
18	105	5	4.9	D32-3 D10-2	D6 @ 175	262×100×4.5×3	35.4	1057.5*
19	85	5	7.4	D32-5	無	212×100×4.5×6	31.4	810.3
20	85	5	7.4	D29-3	無	240×100×4.5×20	32.4	1024.2
21	85	5	4.9	D32-3 D10-2	無	262×100×4.5×31	32.4	1129.1
22	70	5	7.4	D32-5	無	212×100×4.5×6	33.1	1056.5
23	70	5	6.0	D29-3	無	240×100×4.5×20	33.0	1108.5
24	70	5	4.9	D32-3 D10-3	無	262×100×4.5×31	32.4	1276.3
25	70	5	4.9	D32-3 D10-2	D6 @ 175	262×100×4.5×31	32.9	1427.4

注) a, d_g, d_u : 単位は, cm
A × B × t₁ × t₂ : 単位は, mm
A_{st} : 引張鉄筋量 (径一本)
f'_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)
P_{max} : 最大荷重 (KN)
* は, 曲げ破壊 その他は, せん断破壊

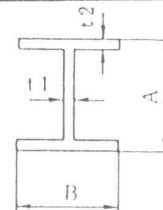


表-3 鉄筋の引張降伏強度(f_{vy})(No1~10)

呼 び 名	引張降伏強度 (N/mm ²)
D 1 3	3 8 7.5
D 1 6	3 4 1.4
D 1 9	4 1 0.1
D 2 5	4 0 1.2
D 3 2	3 8 3.6

表-4 鉄筋の引張降伏強度(f_{vy})(No11~25)

呼 び 名	降伏強度 (N/mm ²)
D 6, D 1 0	3 7 8.7
D 1 3	3 8 5.5
D 2 2	3 8 3.6
D 2 9	3 8 7.5
D 3 2	3 7 6.7

表-5 鉄骨の引張降伏強度(f_{vy})(No1~10)

寸 法 (mm)	引張降伏強度(N/mm ²)
200×100×5.5×8	2 8 3.5
194×150×6.0/9.0	4 0 1.2
300×150×6.5/9.0	3 3 2.6
250×125×6.0/9.0	3 0 5.1

表-6 鉄骨の引張降伏強度(f_{vy})(No11~25)

寸 法	降伏強度 (N/mm ²)
t = 4.5	3 8 1.6
t = 6	3 5 1.2
t = 12	3 3 8.4
t = 18	3 4 9.2
t = 20	3 4 9.2
t = 31	3 5 2.2

3. 実験結果および考察

3.1 ひびわれおよび破壊状況

実験結果を表-1に示す。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われが発生し、載荷荷重の増加とともに荷重載荷点間に曲げひびわれが多数発生した。その後、せん断スパン内にせん断ひびわれが発生し梁の圧縮領域に向かって伸展するが、供試体上側まで達するひびわれの発生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われが発生し破壊に至った。

SRC部材の場合、斜めひびわれ発生後も耐力が増加するなど、一般のRC部材のせん断破壊性状(斜め引張破壊)とは、破壊形態が異なるものと考えられる。

3.2 せん断耐力

(1) 既往の耐力算定式による実験結果の評価

既往のせん断耐力算定手法[2]を用い、せん断補強鉄筋を配置していない供試体について実験結果の評価を行った。

$$V_{ca11} = V_{sy} + V_{ry} \quad (1)$$

ここに、 V_{ca11} : SRC部材のせん断耐力

V_{sy} : 鉄骨部分のせん断耐力

$$V_{sy} = f_{vy} \cdot t_w \cdot Z_r \quad (2)$$

ここに、 f_{vy} : 鉄骨のせん断降伏強度

t_w : 鉄骨の腹部厚さ

Z_r : 鉄骨の腹部高さ

V_{ry} : 鉄筋コンクリート部分のせん断耐力

$$V_{ry} = V_c + V_s$$

ここに、 V_c : せん断補強鉄筋以外が受持つせん断耐力[2]

$$V_c = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d \quad (3)$$

$$f_{vcd} = 0.19 \cdot \sqrt[3]{f'_c} \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{100/d} \quad (\leq 1.5)$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100 p_w} \quad (\leq 1.5)$$

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

$$= 1 + 2 M_o/M_d \quad (\geq 0) \quad N'_d < 0 \text{ の場合}$$

N'_d : 軸方向圧縮力

M_d : 作用曲げモーメント

M_o : M_d 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

$$\rho_w = A_s / (b_w \cdot d)$$

b_w : 腹部の幅

d : 有効高さ

A_s : 引張側鋼材の断面積

f'_c : コンクリートの圧縮強度

V_s : トラス理論により求まるスターラップが受け持つせん断耐力[2]

鋼材比、鉄骨鉄筋比およびせん断スパン比と、実験値 (V_{test}) と計算値 (V_{calc}) の比の関係をそれぞれ図-2、3および図-4に示す。

V_{calc} は実験結果を安全側に評価しており、設計式としては十分な安全性を有していると言える。しかし、鋼材比や鉄骨鉄筋比によるばらつきが大きく、また、せん断スパン比が小さくなるに従い実験値を過少評価する傾向が認められた。そこで、鉄筋コンクリート部分のせん断耐力のせん断スパン比による影響を既往の耐力算定手法[3,4]により考慮し、SRC部材のせん断耐力を算定することとした。

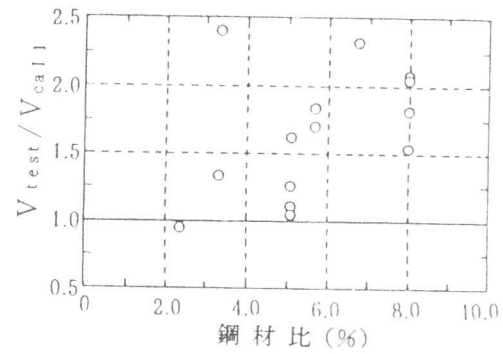


図-2 鋼材比と実験値/計算値の関係

$$V_{calc2} = V_{sy} + V_{ry} \quad (4)$$

ここに、 $V_{ry} = V_{ca} + V_s$

V_{ca} : せん断スパン比の影響を考慮したせん断補強鉄筋以外が受持つせん断耐力

$$V_{ca} = f(a/d) \cdot f'_c{}^{1/3} \cdot \beta_d \cdot \beta_p \cdot b_w \cdot d \quad (5)$$

$$f(a/d) = 0.2(0.75 + 1.4d/a) \quad a/d \geq 2.5$$

$$= 0.76(a/d)^{-1.166} \quad 2.5 \geq a/d \geq 0.5$$

a : せん断スパン

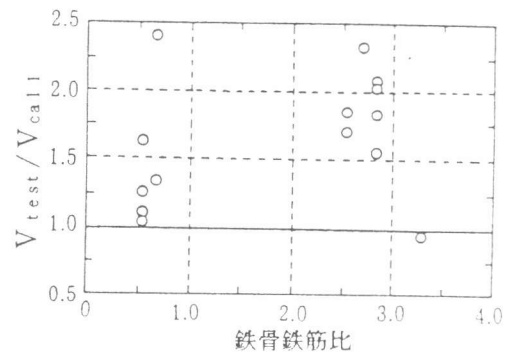


図-3 鉄骨鉄筋比と実験値/計算値の関係

また、鉄骨下フランジも引張鋼材として鉄筋と同様の効果があるものと考え(3)式の β_p 算出において下フランジの影響を(6)式により考慮することとした。

$$A_s = (A_{st} + \frac{d_{sr}}{d} \cdot A_{sr}) \quad (6)$$

ここに、 A_{st} : 引張鉄筋の断面積

A_{sr} : 鉄骨下フランジの断面積

d_{sr} : 圧縮縁から下フランジまでの距離

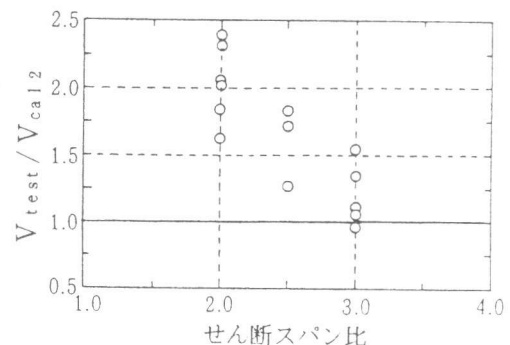


図-4 せん断スパン比と実験値/計算値の関係

計算結果を表-7に示す。また、せん断スパン比と実験値と計算値 (V_{ca12}) の比の関係を図-5に示す。 V_{ca11} に比べると、実験値と計算値の比は1.0付近に分布する結果となったが、依然として、せん断スパン比の小さい領域では実験値を過少評価する傾向にあり、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部材のせん断耐力を精度良く算定するには不十分な結果となった。

(2) せん断耐力算定手法の検討

SRC部材のせん断耐力が、鉄筋コンクリート部分および鉄骨部分のそれぞれの耐力の和で表されるとする。鉄筋コンクリート部分の耐力は、既往のせん断スパン比の影響を考慮した(5)式により評価できると考えられることから、ここでは鉄骨部分の耐力 V_{sy} の算定手法について検討することとする。

本実験でせん断破壊した供試体では、鉄骨ウェブの降伏が観測されていることから、鉄骨ウェブの降伏によるせん断破壊と考え、(2)式を基本に検討する。

表-7に示す V_{ca12} と実験値との比からわかるように、(2)式により求まる鉄骨部分のせん断耐力 V_{sy} は実験値を過少評価する傾向にある。

これは、(2)式に示す耐力以外にトラス機構、または、アーチ機構により鉄骨部分が負担する耐力が増加しているためと考えられる。

そこで、実験で鉄骨部分が負担したせん断耐力が(7)式により求まると考え、(2)式により求まる V_{sy} と比較した。

$$V_{rtest} = P_{max} - V_{ca} - V_s \quad (7)$$

ここに、 V_{rtest} : 鉄骨部分が負担したせん断耐力

P_{max} : 実験での最大荷重

鉄骨部分のせん断耐力に影響を与える種々の要因について検討した結果、本実験では、せん断スパン比およびフランジ厚さ (h_f) とウェブ高さ (Z_r) の比が最も重要な要因であることがわかった。それぞれの要因と V_{rtest} / V_{sy} の関係を図-6および7に示す。せん断スパン比が小さいほど、また、フランジ厚さ/ウェブ高さが大きくなるほど、せん断耐力が大きくなる傾向があることがわかる。そこで、 V_{rtest} / V_{sy} を目的変数、せん断スパン比と h_f / Z_r を説明変数として重回帰分析を行った結果、(8)式が得られた。寄与率 R^2 は0.965である。

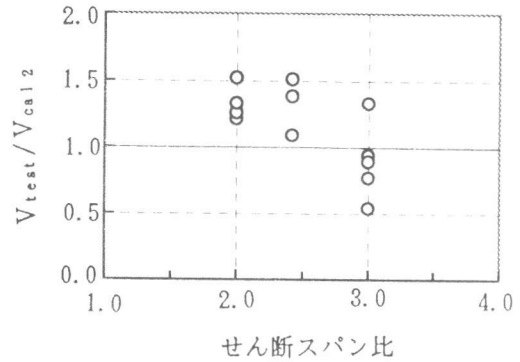


図-5 せん断スパン比と実験値/計算値の関係

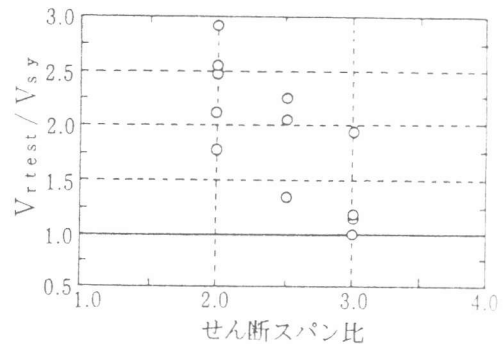


図-6 鉄骨に及ぼすせん断スパン比の影響

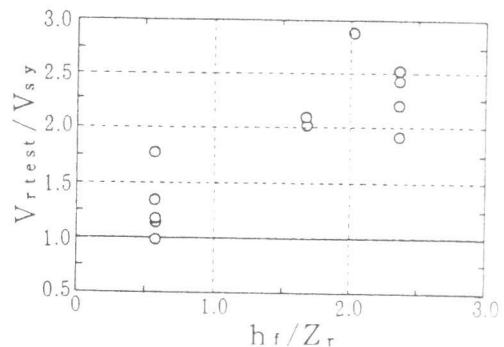


図-7 鉄骨耐力に及ぼす h_f / Z_r の影響

$$V_{r0} = \{2.0 - 0.43(a/d) + 0.04(h_f/Z_r) \times 100\} \cdot V_{sy} \quad (8)$$

ここに、 V_{r0} ：せん断スパン比およびフランジ厚さウェブ高さ比 h_f/Z_r の影響を考慮した鉄骨部分のせん断耐力

a/d ：せん断スパン比

よって、SRC部材のせん断耐力は次式で求まることになる。

$$V_{cal3} = V_{ca} + V_s + V_{r0} \quad (9)$$

(9)式で算定したせん断耐力の計算値と実験値と計算値の比を表-7に示す。

実験値と計算値の比は供試体数 $n=14$ で、平均値 $\bar{x}=1.01$ 、変動係数 $v=7.2\%$ となった。

せん断スパン比および h_f/Z_r と実験値と計算値の比の関係を図-8、9に示す。

せん断スパン比に関しては若干の傾向が見られるものの、SRC梁のせん断耐力は、(9)式で概ね推定できると考えられる。

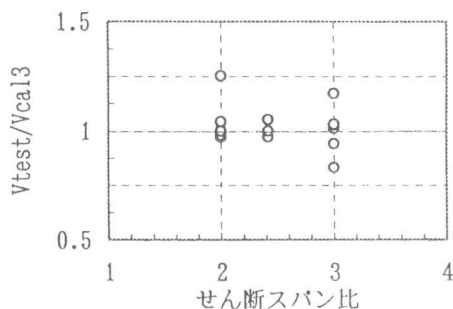


図-8 a/d と実験値/計算値

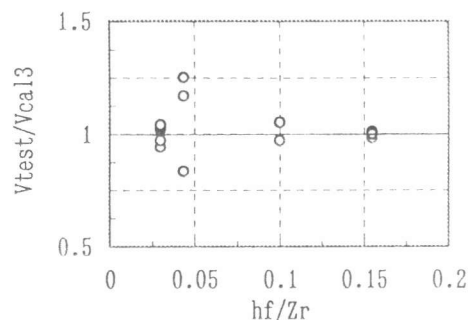


図-9 h_f/Z_r と実験値/計算値

No	V_{test} (KN)	V_{cal1} (KN)	$\frac{V_{test}}{V_{cal1}}$	V_{cal2} (KN)	$\frac{V_{test}}{V_{cal2}}$	V_{cal3} (KN)	$\frac{V_{test}}{V_{cal3}}$
3	245.25	258.00	0.95	455.58	0.54	294.20	0.83
5	359.54	268.40	1.34	467.35	0.77	306.17	1.17
6	578.79	241.23	2.40	478.73	1.21	461.36	1.25
11	333.05	320.79	1.04	353.85	0.94	327.75	1.02
15	480.69	312.84	1.54	361.50	1.33	476.47	1.01
16	404.66	368.07	1.10	455.58	0.89	393.48	1.03
17	440.47	420.95	1.05	575.06	0.77	468.04	0.94
19	405.15	321.96	1.26	372.68	1.09	418.79	0.97
20	512.08	295.87	1.73	372.39	1.38	489.22	1.05
21	564.57	309.60	1.82	374.45	1.51	564.66	1.00
22	528.27	324.02	1.63	420.85	1.26	507.18	1.04
23	554.27	300.87	1.84	418.10	1.33	572.22	0.97
24	638.14	309.60	2.06	419.48	1.52	652.37	0.98
25	713.68	351.88	2.03	536.02	1.33	712.70	1.00

4. 結論

本研究で明らかになった事項を要約して以下に示す。

- (1) 既往の耐力算定式により求めたSRC部材のせん断耐力は、実験結果を安全側に評価出来るので、実用上問題はない。ただし、せん断スパン比が小さい領域ではかなり安全側の値を与える。
- (2) SRC部材の鉄骨部分のせん断耐力には、せん断スパン比および鉄骨フランジ厚さと鉄骨ウェブ高さの比が影響を与えとされる。本実験の範囲内では、その影響は(8)式で表され、(9)式により、せん断耐力は概ね推定できると考えられる。

参考文献

- [1] 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，昭和62年7月
- [2] 土木学会；コンクリート標準示方書（平成3年版）設計編，平成3年10月
- [3] 寺田，斎藤；少数本の杭を用いたフーチングのせん断補強に関する実験的研究，鉄道総研報告，Vol.2, No.7, 1988.7.
- [4] 二羽，山田，横沢，岡村；せん断補強鉄筋を用いないRC梁のせん断強度方式の再評価，土木学会論文報告集，第372号/V-5, 1986.8.