

V-497

鉄骨鉄筋コンクリート梁のせん断耐力に関する実験的研究

鉄道総合技術研究所 正会員 伊藤裕一
 鉄道総合技術研究所 正会員 渡辺忠朋
 鉄道総合技術研究所 正会員 谷村幸裕
 東日本旅客鉄道 正会員 佐藤 収

1. はじめに 鉄骨鉄筋コンクリート（以下 SRC）部材の設計手法として、限界状態設計法を適用する場合、部材耐力等、終局限界状態に対する安全性について明らかにする必要がある。しかし SRC部材は許容応力度法により設計されているのが主流であり、部材の耐力について十分に明らかにされているとはいえない。

今回SRC部材の特にせん断耐力について検討するためにSRC部材をモデル化した梁供試体を製作し荷重実験を行ったので、以下に報告する。

2. 実験概要 供試体形状および諸元を図-1、表-1に示す。なお主に鉄骨のせん断補強効果に着目し、せん断補強鉄筋を配置しない供試体を主体とした。荷重は、2点対称で静的単調荷重とした。鉄筋・鉄骨の降伏強度を表-2に示す。

表-2 鉄筋・鉄骨の降伏強度

鉄筋／ 呼び名	降伏強度 (kgf/cm ²)	鉄骨／ 板厚	降伏強度 (kgf/cm ²)
D-6, D-10	3860	t=4.5	3890
D-13	3930	t=6	3580
D-22	3910	t=12	3450
D-29	3950	t=18	3560
D-32	3840	t=20	3560
		t=31	3590

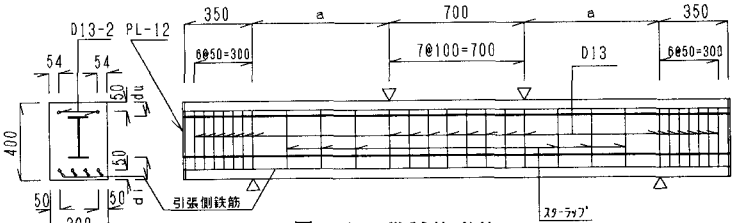


図-1 供試体形状

表-1 供試体諸元

No.	NAME	a	d1	du	Ast	スタ-ラフ*	鉄骨形状 [†]	f'c
1	S501	1050	74	114	D32-5	—	H-212*100*4.5*6	311
2	S502	1050	62	102	D32-2	—	H-236*100*4.5*18	321
3	S503	1050	60	100	D29-2	—	H-240*100*4.5*20	333
4	S504	1050	68	108	D22-3	—	H-224*100*4.5*12	345
5	S505	1050	49	89	D32-3	—	H-262*100*4.5*31	359
					D10-2			
6	S506	1050	74	114	D32-5	D6 φ175	H-212*100*4.5*6	356
7	S507	1050	74	114	D32-5	D10 φ175	H-212*100*4.5*6	361
8	S508	1050	49	89	D32-3	D6 φ175	H-262*100*4.5*31	361
					D10-2			
9	S509	850	74	114	D32-5	—	H-212*100*4.5*6	320
10	S510	850	60	100	D29-3	—	H-240*100*4.5*20	330
11	S511	850	49	89	D32-3	—	H-262*100*4.5*31	330
					D10-2			
12	S512	700	74	114	D32-5	—	H-212*100*4.5*6	337
13	S513	700	60	100	D29-3	—	H-240*100*4.5*20	336
14	S514	700	49	89	D32-3	—	H-262*100*4.5*31	330
					D10-2			
15	S515	700	49	89	D32-3	D6 φ175	H-262*100*4.5*31	335
					D10-2			

a, d1, du: 単位 mm Ast: 引張鉄筋量(径-本) f'c: コンクリート圧縮強度(kgf/cm²)
 *1: 高さ×幅×リブ厚×フラッシュ厚(mm)

3. 実験結果 各供試体の実験結果を表-3に、またせん断ひび割れの模式図を図-2に示す。供試体はまずスパン中央付近に曲げひび割れが発生した後、荷重増大に伴って荷重点と支点の中央付近にせん断ひび割れ①が発生した。その後最初に発生したせん断ひび割れの他に新たに供試体上方にせん断ひび割れ②が発生し、ひび割れ幅が拡大し破壊に至った。供試体No. 2, 3, 4および 8はせん断ひび割れは発生したもののひび割れ幅が拡大せず、荷重点間コンクリートが圧壊し曲げ破壊に至った。

供試体のコンクリートをはったところ、鉄骨フランジ間コンクリートにはせん断ひび割れが生じていたが圧壊しておらず、かなり健全な状態であった。鉄骨はフランジ間コンクリートにかなりの拘束効果が期待できると推察される。

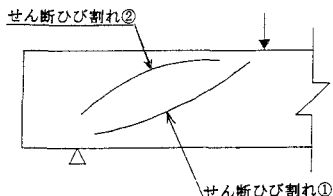


図-2 せん断ひび割れ模式図

表-3 実験結果

No.	最大荷重 (tf)	破壊モード	降伏状況		
			鉄筋	鉄骨(a)	鉄骨(b)
1	67.9	せん断	降伏	降伏	降伏
2	74.6	曲げ	降伏	降伏	降伏
3	72.1	曲げ	降伏	降伏	降伏
4	59.3	曲げ	降伏	降伏	降伏
5	98.0	せん断	—	—	—
6	82.5	せん断	—	—	—
7	89.8	せん断	—	—	—
8	107.8	曲げ	降伏	降伏	降伏
9	82.6	せん断	降伏	降伏	降伏
10	104.4	せん断	降伏	降伏	降伏
11	115.1	せん断	—	—	—
12	107.7	せん断	—	—	—
13	113.0	せん断	降伏	—	—
14	130.1	せん断	—	—	—
15	145.5	せん断	降伏	—	—

注: 降伏状況は最大荷重時に中央断面の降伏の状況を示す。

鉄筋: 引張鉄筋 鉄骨(a): 引張側フラッシュ 鉄骨(b): 引張側リブ(中央・圧縮側は降伏せず)

4. せん断補強鉄筋を配置しない供試体についての実験結果の検討 せん断補強鉄筋を配置しない供試体について、土木学会コンクリート標準示方書(平成3年版)¹⁾に用いられる累加型構造のせん断耐力算定手法により実験結果の評価を試みた。鉄骨鉄筋比・鋼材比およびせん断スパン比と実験値(V_{test})と計算値(V_{cal})の比の関係を図-3に、引張鉄筋断面積と引張側フランジ断面積の合計の内、引張側フランジ断面積のしめる割合と実験値の関係を図-4にそれぞれ示す。図中には曲げ破壊した供試体についても参考のため値を示した。なお他のパラメータが等しい試験体同士を線で結んで示した。

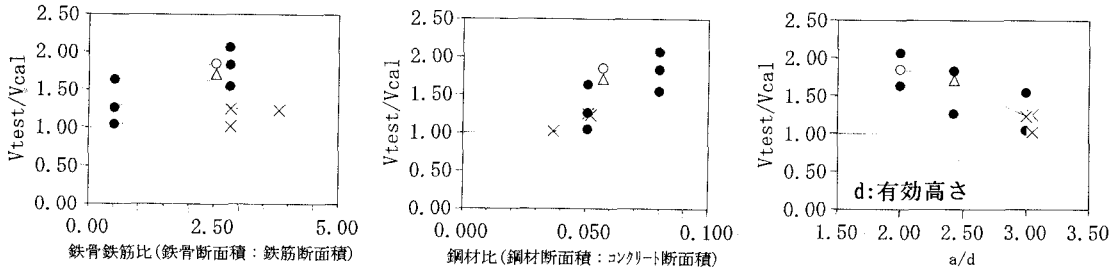


図-3 各パラメータと実験値(V_{test})/計算値(V_{cal})の関係

鉄骨鉄筋比についてみると計算値は鉄骨鉄筋比の増加(本実験では鉄骨フランジ厚の増大)にともない実験結果を過小評価する結果となる。計算値は鉄骨のフランジ厚の影響を考慮していないが、図-4に示されるように引張側フランジ断面積が引張鉄筋断面積と引張側フランジ断面積の合計の中でしめる割合が増すにつれ実験値が増加する傾向が見られることから、下フランジ形状がせん断耐力に影響すると考えられる。

鋼材比については、計算値は鋼材比の増加にともない実験結果を過小評価する傾向が伺える。

せん断スパン比については、計算値はせん断スパン比に影響されないが、実験結果はせん断スパン比の影響が見られる。特にせん断スパン比の小さな試験体ほど実験値と計算値の比が大きくなった。

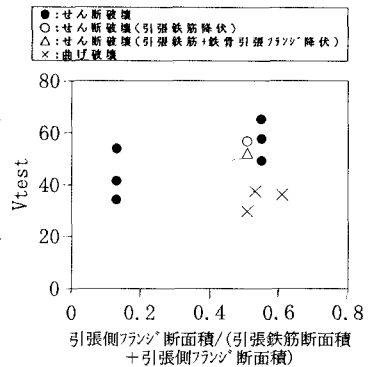


図-4 パラメータと実験値の関係

5. スターラップの影響の検討 スターラップの影響はスターラップの配置以外同一条件の試験体を用いて検討した。ここでスターラップの負担するせん断力の計算値(V_{scal})はトラス理論を用いて求めた。またスターラップの負担するせん断力の実験値(V_{stest})を以下のように定義した。

$$V_{stest} = P_{vtest} - V_{sytest}$$

P_{vtest} : スターラップを配置した供試体のせん断耐力

V_{sytest} : スターラップを配置しない供試体のせん断耐力

結果を図-5に示す。なお、図中にはスターラップを配置した供試体が曲げ破壊した供試体についても参考のため値を示した。計算値は実験値を安全側に評価する傾向にあり、特にせん断補強鉄筋比の小さな試験体でその傾向が著しい。

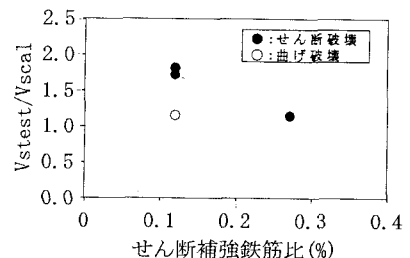


図-5 せん断補強鉄筋比と実験値/計算値の関係

6. まとめ

- (1)せん断耐力の算定については、土木学会示方書による方法で安全側に評価できる。ただし、せん断スパン比が小さい領域や、鉄骨鉄筋比・鋼材比の大きい領域では実験結果を過小評価することになる。
- (2)SRC部材のせん断耐力には、鉄骨フランジ形状が影響すると考えられる。
- (3)SRC部材のせん断補強鉄筋の影響は、トラス理論を用いることにより安全側に評価できる。

参考文献：1)土木学会 コンクリート標準示方書 設計編（平成3年度）、平成3年10月