

鉄骨コンクリートディープビームのせん断耐力に関する実験的研究

日本道路公団	正会員	垂水 祐二 ^{*1}	正会員	忽那 幸浩 ^{*1}
鹿島建設	正会員	山野辺慎一 ^{*2}	正会員	平陽 兵 ^{*2}
矢作川橋(PC・鋼複合上部工)西工事JV			正会員	山本 徹 ^{*2}

1. はじめに

充腹型の鉄骨を用いた鉄骨鉄筋コンクリート(以下, SC)は, 合理的で施工性に優れることから, 採用例が増えている. SC 部材のせん断耐力については, 累加強度式が実用的で安全側の評価として用いられているが, ディープビーム, 特に鋼殻を積極的に用いた部材の研究は, ほとんど見当たらない. 本研究は, スタッドで充腹型鉄骨とコンクリートを一体化した SC 部材を対象とし, せん断に対する基礎的な挙動の把握を目的として, せん断スパン比 a/d が 1.0 程度のディープビームの部材実験を行い, せん断耐力について考察したものである.

2. 実験の概要

表-1 に試験体の種類を, 図-1 に形状を示す. 試験体は 4 体で, 下フランジ板厚をパラメータとした. 曲げモーメントによる圧縮力は, コンクリートで負担させることが合理的であり, 圧縮側フランジは必ずしも重要ではない. 実構造物においては, 種々の制約から部分的に圧縮フランジがない場合も想定されることから, 圧縮フランジのない部材についても実験を行った. スタッドの軸径は $\phi 6$ mm で, フランジ, ウェブとも, 両面に 30 mm 間隔で溶植した.

3. 実験結果と考察

試験体は, いずれも引張フランジの降伏前にせん断破壊した. 図-2 にひび割れ図を示した. ひずみの計測値から, ウェブ鋼板の応力度を求め, 図-3 に主応力経路を, 図-4 にせん断応力分布を示した. 圧縮フランジがあるものは, ウェブは全高さに渡ってほぼ一様に降伏していたが, 圧縮フランジのないものは, ウェブ上端付近は未降伏であった. 主応力方向はほぼ 45 度方向であり, 破壊付近までほとんど変化していなかった. このように, スタッドで一体化した SC ディープビームにおいては, ウェブ鋼板の応力状態は累加強度式で仮定しているせん断状態と異なるものであった.

累加強度式によるせん断耐力を実験結果と比較した. ここで, コンクリート負担分には, せん断補強鉄筋のないディープビームの耐力式である二羽式²⁾を用いた. 表-1 の①に示したフランジがある場合の累加強度式による計算値は, 実験値のおよそ 9 割であり, ウェブは全せん断降伏よりも大きな値を負担しているものと考えられた. また, フランジの有無による耐力の差を表現できていない.

そこで, 圧縮フランジのないものはウェブ全高さでは降伏していないこと, および実際の応力状態が 1 軸

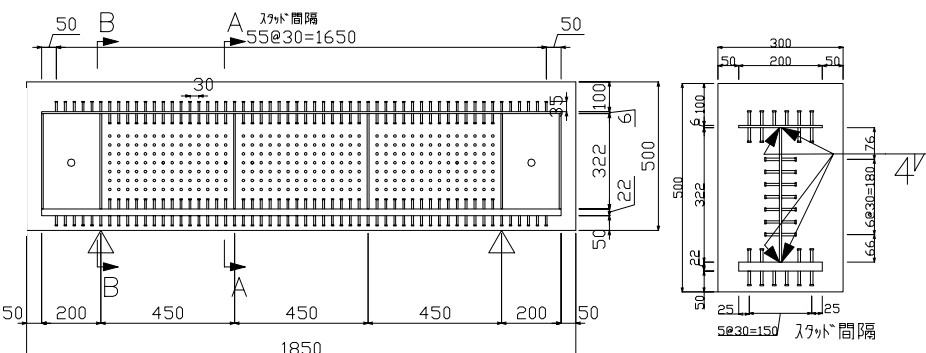


図-1 試験体形状 (No.22-1)

引張状態に近いことを考慮して, ウェブ鋼板のせん断耐力負担分を見直した. 斜めひび割れの方角を 45 度とし, 斜めひび割れに沿った断面での力の釣合いを図-5 のように考え, 次式をウェブ負担分 V_s とした.

$$V_s = f_y \cdot t_w \cdot h_w \quad (1)$$

キーワード：鉄骨コンクリート, せん断耐力, 鋼殻, ウェブ, ディープビーム

連絡先 *1 〒460-0003 愛知県名古屋市中区錦 2-18-19

TEL054-222-1699 FAX052-232-3719

*2 〒182-0036 東京都調布市飛田給 2-19-1

TEL 0424-89-7062 FAX 0424-89-7078

表-1 試験体一覧

名 称	有効高さ/ a/d	下フランジ 厚さ/降伏点	引 張 鋼材比	上フランジ の有無	ウェブ鋼板 降伏点	モルタル 強度(N/mm ²)	最大荷重 V_{max} (kN)	計算値 ① (kN)	計算値 ② (kN)
No.22-1	439 mm	$t=22$ mm	3.34 %	$t=6$ mm	382 N/mm ²	38.9	1,483	1,323	1,634
No.22-2	1.025	424 N/mm ²		なし		41.5	1,374	1,401	1,532
No.30-1	435 mm	$t=30$ mm	4.60 %	$t=6$ mm	414 N/mm ²	44.2	1,637	1,475	1,805
No.30-2	1.034	357 N/mm ²		なし		43.9	1,480	1,516	1,641

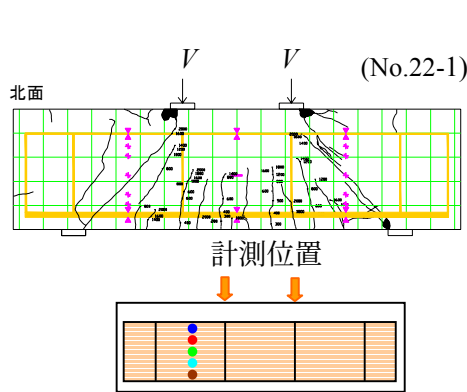


図-2 ひび割れ状況と計測位置

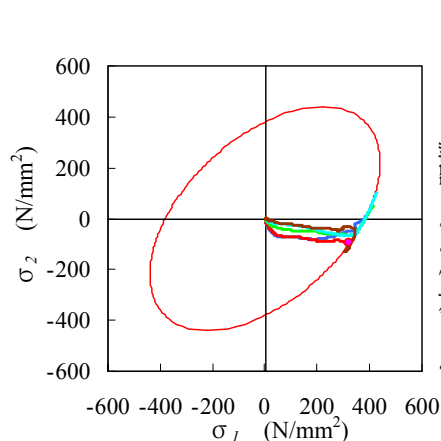


図-3 鋼ウェブの主応力経路 (No.22-1)

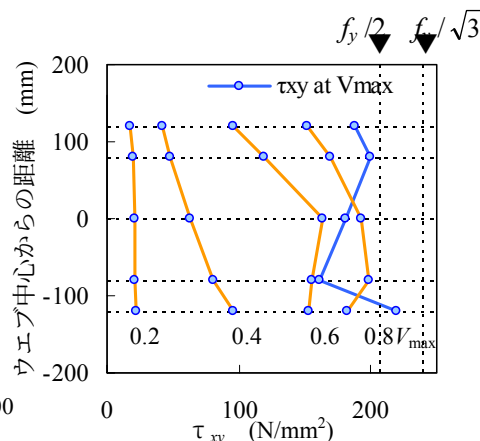


図-4 鋼ウェブのせん断耐力分布 (No.22-1)

ここで、 f_y :降伏点、 t_w :板厚、 h_w :ウェブ有効高さ(フランジ間距離)である。また、圧縮フランジのない試験体のウェブは、スタッドが溶植されているが、上縁においては降伏に相当する斜め引張力を定着することができない。そこで、圧縮フランジのない試験体の h_w の設定においては、定着域における引張力の分布が直線状であると仮定し、ウェブ鋼板の降伏を定着するのに必要な長さをスタッドのせん断降伏荷重から求め、その 1/2 をウェブ高さから控除した。

以上のようにして求めた V_s と二羽式による V_c の累加は、表-1

②に示すように、圧縮フランジの有無はよく表現できたが、全体として実験結果を 10%程度大きめに評価している。これは、図-3 から分かるように、ウェブは完全な 1 軸引張状態ではなく引張-圧縮状態となっていたため、実際のウェブ鋼板の負担分 V_s が式(1)による値よりも小さいためと考えられる。実験で見られた破壊近傍での主応力比が 1: -0.3 程度であったことから、この主応力比を仮定し Mises の降伏条件による降伏応力度から V_s を求めると、 V_s は②の 85% となり、計算値は実験値と概ね一致する。

4. まとめ

ウェブ鋼板はひび割れと直交方向に引張力を負担しており、せん断耐力に対する負担分は、せん断降伏によるものよりも大きかった。せん断耐力の評価においては、破壊付近の主応力状態が 1 軸引張に近い引張-圧縮状態であったことを考慮し、(1)式による鋼殻負担分 V_s に低減係数 0.85 を考慮すればよいと考えられた。

謝 辞: 本研究は、第二東名高速道路矢作川橋の設計・施工に関する技術検討(委員長: 横浜国大池田名誉教授)の一環として行ったものである。また、北海道大学角田教授から貴重なご指導を頂きました。関係各位に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 土木学会: 複合構造物設計・施工指針(案), コンクリートライブラリー90, 1998
- 2) 二羽: FEM 解析に基づくディープビームのせん断耐力算定式, 第2回せん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集, pp.119-126, 1983.

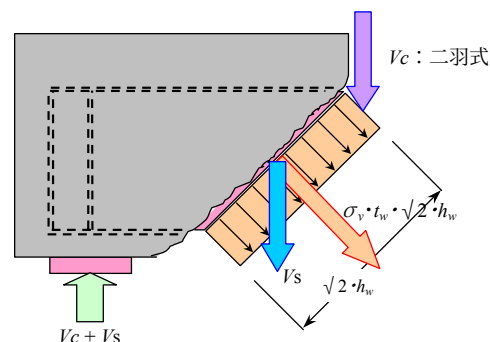


図-5 破壊時の斜めひび割れにおける力の釣り合い