

せん断スパン比の小さい鋼コンクリートサンドイッチはりのせん断耐力

銭 高 組 正会員○原田尚幸
松 尾 橋 梁 正会員 上 甲 宏
土木研究所 正会員 福井次郎
土木研究所 正会員 竹口昌弘

1. はじめに

都市内の交差点立体化工事における鋼コンクリートサンドイッチ構造のフーチング部材への適用は、工期短縮に繋がる技術として期待される。サンドイッチ構造は、配筋、型枠・支保工を削減できることや、工場製作により構造物のプレファブ化が容易になるなど、施工の省力化に寄与できる構造である。しかし、フーチングのようなせん断スパン比の小さい部材を想定した研究事例は少なく、せん断補強鋼板の効果が十分に把握されていない。

そこで、2方向に配置されたせん断補強鋼板（部材軸方向：ウェブ鋼板、部材軸直角方向：ダイアフラム）を有するせん断スパン比の小さいサンドイッチはりを対象に載荷実験を行い、せん断補強鋼板の効果について検討した。

2. 実験概要

実験は、単純ばりを用いた静的載荷実験とし、せん断補強鋼板の配置、せん断スパン比およびコンクリート強度がせん断耐力におよぼす影響について検討した。

試験体概要を図-1に、諸元を表-1に示す。試験体の引張・圧縮補強鋼板は、曲げ破壊を先行させないよう厚さ9.0mmの鋼板を用いた。ウェブ鋼板厚は、 $t_w=3.2\text{mm}$ とし、試験体断面の中央に連続的に配置した。

主な計測項目は、載荷荷重、試験体変位、鋼板ひずみ（引張・圧縮補強鋼板、ウェブ鋼板）、コンクリート表面ひずみおよびひび割れ進展状況である。

3. 実験結果および考察

各試験体のせん断力～変位関係を図-2に示す。いずれの試験体も載荷点から支点に向かってせん断ひび割れが生じ、終局状態に至った。せん断スパン比 0.76 の試験体では、ウェブ鋼板の存在によらず、ひび割れの発生、ウェブ鋼板の降伏以降もせん断力～変位関係に変化はなく大きな耐力上昇がみられた。特に、ウェブ鋼板を配置した場合(B-2b)のひび割れ発生強度、せん断耐力は、ダイアフラムのみの場合(B-1)と比較し 1.4 倍以上もの上昇がみられた。これらはダイアフラムがシアコネクタの役割を果たしコンクリートの動きを拘束したことと、ウェブ鋼板がせん断スパン比の小さい場合においてもせん断力を分担し、コンクリートの負担を軽減する効果を発揮したためと考えられる。一方、せん断スパン比 1.52 の試験体は、曲げ変形の影響を受けせん断ひび割れ発生前にウェブ鋼板が降伏し、明確なピーク値がみられないまま変形が増大した。このため、B-3 のせん断耐力は曲げ変位が急激に進展する時点として評価した。

B-2b、B-3 のウェブ鋼板のせん断力分担率を図-3に示す。分担率はせん断スパン内の断面にかかるせん断力 ($V=P/2$)

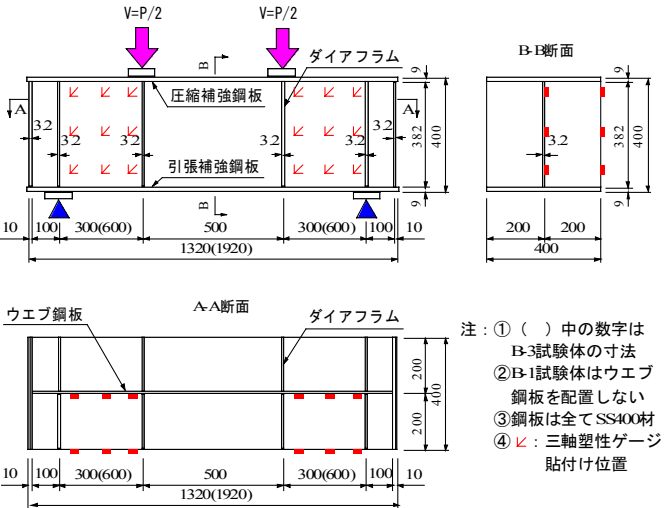


図-1 試験体概要(B-2)

表-1 試験体諸元

試験体名	せん断補強鋼板の配置	せん断スパン比 a/d	コンクリート圧縮強度 f'_c (N/mm^2)	引張補強鋼材比 ρ_t (%)	せん断補強鋼板		引張・圧縮補強鋼板	
					t_w (mm)	f_{wy} (N/mm^2)	t_s (mm)	f_{sy} (N/mm^2)
B-1	ダイアフラムのみ	0.76	30.0	2.28	3.2	375.0	9.0	285.6
B-2a	ウェブ鋼板のみ		20.0					
B-2b	ウェブ鋼板、ダイアフラム混在		30.0					
B-3		1.52						

Keywords：急速施工、鋼コンクリートサンドイッチ構造、ディープビーム、せん断耐力、せん断補強鋼板

連絡先：〒163-1024 東京都新宿区西新宿 3-7-1 新宿パークタワー24F TEL03-5323-3861 FAX03-5323- 3860

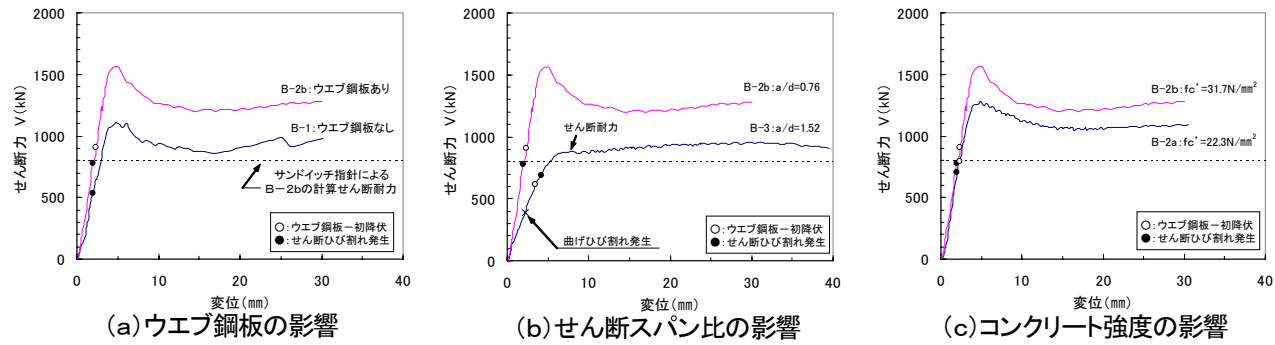


図-2 セン断力-変位関係

とウェブ鋼板が負担するせん断力との比とした。ここで、ウェブ鋼板が負担するせん断力は、3軸塑性ゲージより得られたせん断ひずみを応力換算し、高さ方向に台形積分することにより算出した。B-2bのウェブ鋼板は、ひび割れ発生時で20%程度、最大荷重時に15%程度のせん断力を分担し、B-3ではひび割れ発生時で30%程度、最大荷重時で25%程度を分担していることがわかった。また、最大荷重時でのウェブ鋼板の分担率は、負担せん断力を鋼板のせん断降伏強度とした場合と同様であるとも考えられる。そこで、サンドイッチはりのせん断耐力をコンクリート負担分とウェブ鋼板負担分の和で評価できると考えた次式により推定した。ここで、コンクリートの負担せん断力は道路橋示方書¹⁾に基づく平均せん断応力度¹⁾に、ウェブ鋼板の負担せん断力は鋼板のせん断降伏強度にそれぞれ抵抗断面積を乗じ求めた。

$$V = c_{dc} \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot \tau_c \cdot b_w \cdot d + \tau_{wy} \cdot A_w \quad \cdots \cdots (1)$$

ここに、 c_{dc} ：せん断スパン比に応じた補正係数²⁾、 $c_{dc} = 14 / (1 + (a/d)^2)$

c_e ：部材断面の有効高 d に関する補正係数¹⁾

c_{pt} ：軸方向引張鋼板比 p_t に関する補正係数¹⁾

τ_c ：コンクリートが負担できる平均せん断応力度(N/mm²)

b_w ：部材断面の幅(mm)

d ：部材断面の有効高(mm)

τ_{wy} ：ウェブ鋼板のせん断降伏強度(N/mm²)、 $\tau_{wy} = f_{wy} / \sqrt{3}$

A_w ：ウェブ鋼板の断面積(mm²)

実験により得られたせん断耐力とサンドイッチ指針³⁾および提案式により算出されるせん断耐力との比較を表-2に示す。サンドイッチ指針による計算耐力は実験値を過小評価する傾向にあり、特に、B-2a、B-2bでは2倍近い推定誤差がみられる。これはサンドイッチ指針ではウェブ鋼板の負担せん断力が考慮されず、コンクリートのみで全せん断力に抵抗すると仮定しているためである。一方、提案式はウェブ鋼板の補強効果を考慮することで、実験値を良好に評価できていると考えられる(表-3参照)。

4. まとめ

今回の実験により、ウェブ鋼板は、せん断スパン比が小さい場合においてもせん断力を分担し、せん断耐力の向上に寄与することがわかった。また、ウェブ鋼板の補強効果を考慮することで合理的なせん断耐力算定式を構築できる可能性が示された。

なお、本検討は「交差点立体化の路上工事短縮技術の開発」に関する共同研究(土木研究所、銭高組、松尾橋梁)で実施したものである。【参考文献】1) 日本道路協会：道路橋示方書IV下部構造編,2002.3. 2) 白戸,福井他：ディーブビーム・フーチングのせん断耐力算定法に関する研究,構造工学論文集,vol.47A,2001.3. 3) 土木学会：鋼コンクリートサンドイッチ構造設計指針(案),1992.7.

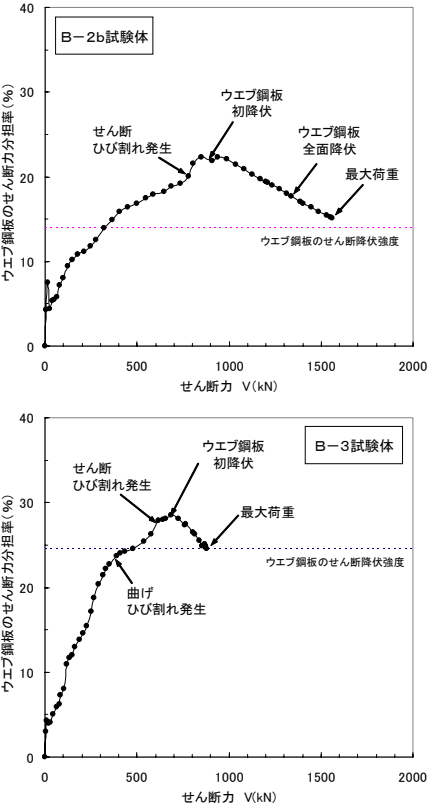


図-3 ウェブ鋼板のせん断力分担率

表-2 セン断耐力算定式の評価

試験体名	せん断耐力(kN)			実験値/計算値①	実験値/計算値②
	実験値	計算値①	計算値②		
B-1	1106	797	1047	1.39	1.06
B-2a	1279	669	1227	1.91	1.04
B-2b	1562	797	1312	1.96	1.19
B-3	879	716	792	1.23	1.11

計算値①：サンドイッチ指針によるせん断耐力
計算値②：式(1)によるせん断耐力

表-3 セン断力の分担率

試験体名	実験結果 (%)		計算結果② (%)	
	コンクリート	ウェブ鋼板	コンクリート	ウェブ鋼板
B-1	100	0	100	0
B-2a	—	—	78	22
B-2b	85	15	80	20
B-3	75	25	67	33