

ハイブリッド桁の斜張力場形成メカニズムに関する実験的研究

立命館大学大学院	学生員	○竹谷 純一
立命館大学理工学部	正会員	野阪 克義
片山ストラテック（株）	正会員	奥村 学
立命館大学理工学部	正会員	伊藤 満

1. はじめに

2004 年AASHTOはLRFD法標準示方書¹⁾の中で、ハイブリッド桁に対しても斜張力場作用を認め、Basler²⁾が提案した式を基にせん断耐荷力式を規定している。この式においては、斜張力場形成により垂直補剛材に大きな圧縮力が作用すると仮定されているが、この仮定とは異なる研究結果³⁾も報告されている。このように、斜張力場形成メカニズムにおける仮定に関してはいまだ改善の余地があると考えられる。

本研究は、ハイブリッド桁においてウェブパネルのアスペクト比の違いや外部パネルが斜張力場作用、せん断耐荷力に及ぼす影響を解明することを目的とする。

2. 実験概要

表-1 供試体実測寸法

供試体の荷重形式は、単純ばり形式の中央一点荷重とし、 α -series(α -1.0～2.0)とP-1の計4本について実験を

供試体	b	t_f	D_w	t_w	L	d_o/D_w	$\frac{b}{2t_f} \sqrt{\frac{F_{yc}}{345}}$	$\frac{D_w}{t_w} \sqrt{\frac{F_{yc}}{345}}$
	mm	mm	mm	mm	mm			
α -1.0	133.0	11.1	673.6	4.5	1351.1	1.0	7.1	177.0
α -1.5	132.9	11.0	675.3	4.5	1620.7	1.5	7.1	176.6
α -2.0	133.3	11.0	674.7	4.5	1883.0	2.0	7.1	176.9
P-1	133.5	11.0	674.5	4.5	1351.0	1.0	7.1	177.0

行った。供試体実測寸法を表-1、供試体概略図を図-1に示す。各供試体はフランジにSM570材、ウェブにSS400材を用いたハイブリッド桁である。

α -seriesは、アスペクト比(d_o/D_w)と斜張力場形成メカニズムの関係について検討するために設計した供試体であり、ウェブ高さ垂直補剛材間隔の比をそれぞれ1.0, 1.5, 2.0となるよう設計した。P-1は、テストパネルに隣接する第2パネルがせん断耐荷力に及ぼす影響を検討するために設計した供試体であり、断面寸法およびスパンを α -1.0と同じにし、テストパネルと第2パネルの座屈強度が等しくなるよう設計した。ウェブ幅厚比、フランジ換算幅厚比は全ての供試体において一定とした。供試体スパン L については、曲げ-せん断相関図において、曲げとせん断の作用する割合が等しくなるよう決定した。ウェブ内応力状態、および主応力分布を検討するため、図-1の●印に示す位置に3軸ゲージを貼り付けた。

3. 実験結果および考察

図-2はせん断力、およびモーメントをそれぞれ公称せん断強度 V_n 、公称曲げ強度 M_n で無次元化したものである。太破線は曲げモーメントとせん断力の相関がないものとした、LRFDによる予測耐荷力である。終局せん断強度に関しては、 α -2.0を除いてLRFDの予測値よりも実験値が約10～16%低く、ばらつきのある結果となった。これより、LRFDで規定されているせん断耐荷力

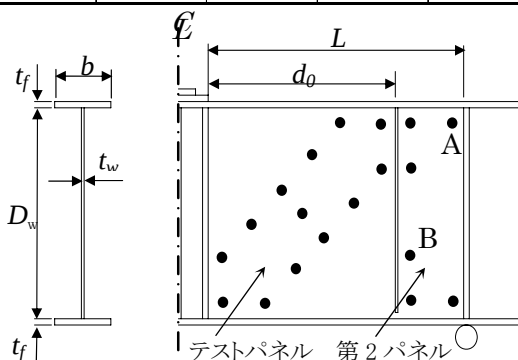


図-1 供試体概略図

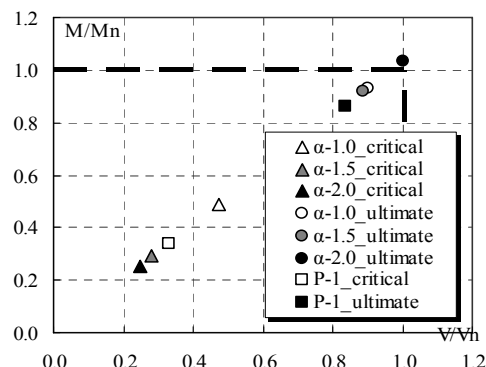


図-2 曲げ-せん断相関図

キーワード ハイブリッド桁、斜張力場作用、LRFD、せん断耐荷力、せん断座屈

連絡先 〒525-8577 滋賀県草津市野路東 1-1-1 TEL 077-561-2666 FAX 077-561-2667

式は、本実験結果においてはアスペクト比によって精度の異なる予測値を与えており、全体的に危険側の予測式であると考えられる。P-1 においては、第 2 パネルがテストパネルよりも先に座屈し、 α -1.0 よりも低い座屈荷重となった。これは、載荷前の初期たわみ計測において、第 2 パネルの変形がテストパネルの変形よりも大きかったことが原因ではないかと考えられる。

次に、図-3 に実験供試体 α -1.0 における座屈直後の主応力分布図を示す。主応力は計測点に向かう矢印が圧縮応力、外に向かう矢印が引張応力を示している。図-3 を見ると斜張力が発生すると考えられるパネル対角方向に引張応力が作用しており、斜張力場作用が確認できる。

図-4 は、 α -series 供試体において、座屈直後の面外変形が小さく斜張力が最も発達した計測位置における、引張応力の水平方向に対する傾きの変化を示す。図より、 α -1.0, 1.5 の供試体については座屈直後の引張応力はほぼパネル対角方向(α -1.0 は約 45° , α -1.5 は約 34°)で安定していることが分かる。一方、 α -2.0 の供試体については座屈直後の傾きは対角方向(約 27°)に比べ大きくなっており、終局に近づくにつれてパネル対角方向に傾きに変化していることが分かる。

座屈後から終局を迎えるまでにおける第 2 パネルの応力状態を検討するため、図-1 におけるA点およびB点に貼り付けたひずみゲージより算出したMisesの相当応力を図-5 に示す。B点について比較すると、座屈後P-1 はウェブの降伏応力($\sigma_y=302\text{N/mm}^2$)に達しているのに対し、 α -1.0 の応力は降伏応力に達していないことが分かる。これは、第 2 パネルにおける座屈、すなわち斜張力場作用の有無によるものであると考えられる。A点については、 α -1.0 は降伏応力に達した直後に終局を迎えているのに対して、P-1 は座屈後も増加は見られるものの終局時においても降伏応力に達していない。これより、 α -1.0 はテストパネルに発生した斜張力場作用の一部として、隣接する第 2 パネル上部の応力が増加し、降伏したことで終局を迎えたと考えられる。一方、P-1 は、テストパネルで発生した斜張力場作用により降伏する前に、第 2 パネルで発生した斜張力場作用の一部としての端パネル上部が、斜張力場作用による力に抵抗できなくなったことで終局を迎えたと考えられる。

4. 結論

本研究で実験を行った範囲においては、LRFD で規定されているせん断耐荷力式はアスペクト比によってばらつきがあり、危険側の予測式であることが分かった。また、斜張力場の傾きはパネル対角方向で安定する傾向にあることが分かった。斜張力場が形成されるパネルに隣接する第 2 パネルにまで斜張力場が広がっており、この第 2 パネルの一部も含めてウェブが降伏することにより終局強度に達することが分かった。

参考文献

- 1) American Association of State Highway and Transportation Officials: LRFD Bridge Design Specifications, 3rd Edition, AASHTO, Washington, D.C., 2004.
- 2) K. Basler: Strength of Plate Girders in Shear, J. Structural Division, ASCE, Vol. 87, ST7, pp.151-180, 1961.
- 3) S. C. Lee, C. H. Yoo, and D. Y. Yoon: Behavior of Intermediate Transverse Stiffeners Attached on Web Panels, J. Structural Engineering, ASCE, Vol. 128, No.3, pp.337-345, 2002.

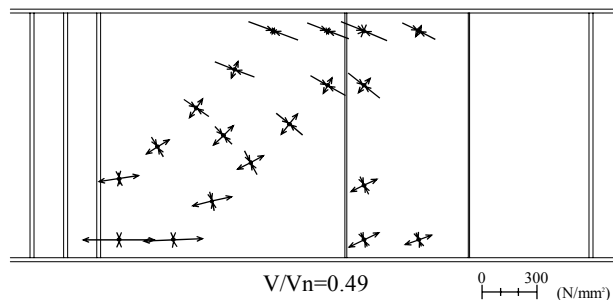


図-3 座屈直後の主応力分布図(α -1.0)

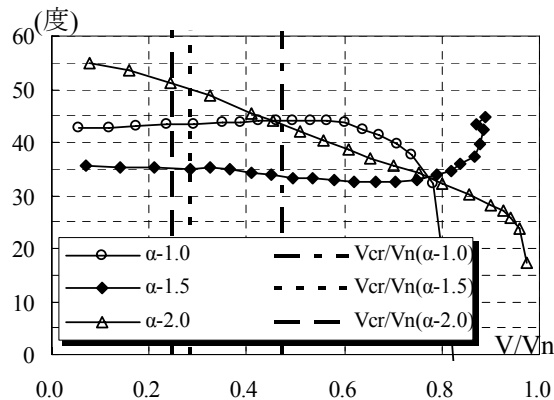


図-4 主応力(引張)方向の変化

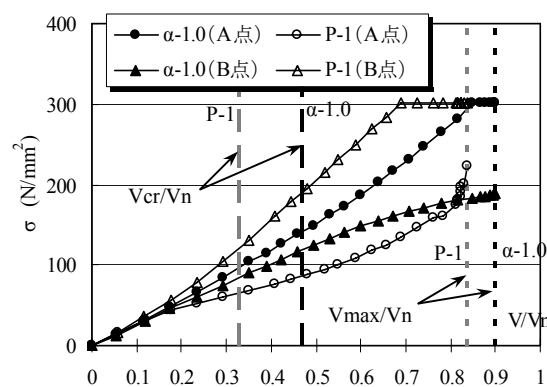


図-5 第 2 パネルの応力状態