

ハイブリッド桁の斜張力場作用を考慮したせん断耐荷力に関する研究

Study on shear strength including tension field action for hybrid plate girders

前田亮太*, 野村昌孝**, 野坂克義***, 奥村学****, 伊藤満*****

Ryota Maeda, Masataka Nomura, Katsuyoshi Nozaka, Manabu Okumura, and Mitsuru Ito

*工修, (株)大林組 (〒108-8502 東京都港区港南 2-15-2)

**工修, (株)オリエンタルコンサルタンツ (〒150-0002 東京都渋谷区渋谷 1-16-14)

***Ph. D., 立命館大学講師, 理工学部都市システム工学科 (〒525-8577 滋賀県草津市野路東 1-1-1)

****博(工), 片山ストラテック(株) 技術本部設計部 (〒551-0021 大阪府大阪市大正区南恩加島 6-2-21)

*****工博, 立命館大学教授, 理工学部都市システム工学科 (〒525-8577 滋賀県草津市野路東 1-1-1)

Hybrid girders have a potential for rational and economical design for steel girders by the use of low strength materials for their web plates. However it seems that the development of tension field action in a web panel under shear loading has not been clearly understood. In this paper, a total of ten hybrid girders were tested experimentally and analytically under static loading with various combinations of moment and shear. Development of tension field action and the collapse mechanism for web panels under shear loading were investigated in order to gain the necessary information to prepare for the design specification. Based on the test results, equations for ultimate shear strength for hybrid girders were proposed.

Key Words: LRFD, tension field action, shear strength, hybrid plate girder

キーワード: 荷重抵抗係数設計法, 斜張力場作用, せん断耐荷力, ハイブリッド桁

1. まえがき

近年, 製鋼技術の発展により, 高性能鋼材のように比較的我々の要求に近い新鋼材が開発され, 土木・建築をはじめとする各分野に広く利用されようとしている^{1),2)}. こうした中, 鋼橋においては, 全断面に同一鋼材を用いたホモジニアス桁よりも材料費の面でコスト削減が期待できるハイブリッド桁の使用が検討されてきている³⁾. ハイブリッド桁とは, 曲げに対して有効に働くフランジに高強度鋼を用い, 全断面のうち, 大部分を占めるウェブに安価な低強度鋼を用いた桁である.

ハイブリッド桁に関する米国における研究は, Haaijer⁴⁾により経済性が指摘されたのを始めに, 設計に取り入れるための強度式が提案されてきた^{5),6),7)}. そして, ウェブの降伏を無視してフランジの応力を降伏応力で制限するための係数(現行の LRFD, Load and Resistance Factor Design^{8),9)}, においてはハイブリッドファクターと呼ばれている)を提案している. また, 近年においても, ハイブリッド桁はホモジニアス桁よりも経済性に優れた設計が可能であるという研究結果もある^{10),11)}.

一方, 我が国においてもハイブリッド桁の経済性に着目した研究が進められてきたが^{12)~16)}, 現行の道路橋示方書¹⁷⁾は許容応力設計法が基本となっており, ハイブリッド桁の実橋への適用を難しくしていると考えられる. しかし, 我が国も, 最近, 性能照査型設計法の考えを取り入れるようになっており¹⁷⁾, 今

後ハイブリッド桁の適用が可能になると思われる. その際, 設計指針作りに必要となるデータ, 特にハイブリッド桁の終局強度に着目したデータは現段階では十分でないと考えられる.

桁のせん断耐荷力は, 斜張力場作用による後座屈強度を考慮した形で Basler により提案されている^{18),19)}. 一方, Basler とは異なるせん断耐荷力式も提案されており^{例えば 20),21)}, Basler の斜張力場発生メカニズムにおける垂直補剛材の役割に関して, Basler の考えに反する結果を示す実験及び解析結果も発表されている²²⁾.

我が国の示方書においては, 後座屈強度は安全率を他の場合よりも低くすることにより考慮されている. 一方, AASHTO (The American Association of State Highway and Transportation Officials) は, ハイブリッド桁のせん断耐荷力に関する研究成果²³⁾も発表されていたが, 2004 年度版 LRFD 法⁸⁾の中では, ホモジニアス桁とハイブリッド桁のせん断耐荷力に後座屈強度を考慮した同一の式を規定している.

このように, 我が国におけるハイブリッド桁に関する研究成果は少なく, 曲げとせん断の相関関係を考慮したせん断耐荷力に関しては未知の部分が多いと考えられる.

本研究は, ハイブリッド桁の静的載荷試験, および FEM 解析を行い, せん断耐荷力, および斜張力場形成メカニズムを検討し, ハイブリッド桁のせん断耐荷力式を提案することを目的としている.

表－1 供試体設計寸法

供試体	b (mm)	t _f (mm)	D _w (mm)	t _w (mm)	do (mm)	L (mm)	$\frac{b}{2t_f} \sqrt{\frac{F_{yf}}{345}}$	$\frac{D_w}{t_w} \sqrt{\frac{F_{yf}}{345}}$	do/D _w
HY-1	130.0	11.0	675.0	4.5	675.0	1940.0	7.1	180.6	1.0
HY-2	130.0	11.0	675.0	4.5	675.0	1390.0	7.1	180.6	1.0
HY-3	130.0	11.0	675.0	4.5	675.0	950.0	7.1	180.6	1.0
HY-4	122.0	11.0	635.0	4.5	635.0	2100.0	7.1	179.8	1.0
HY-5	122.0	11.0	635.0	4.5	635.0	1350.0	7.1	179.8	1.0
HY-6	122.0	11.0	635.0	4.5	635.0	950.0	7.1	179.8	1.0
HY-7	122.0	11.0	635.0	4.5	635.0	635.0	7.1	179.8	1.0
F-1	176.0	8.0	635.0	4.5	635.0	1120.0	14.0	179.8	1.0
F-2	176.0	8.0	635.0	4.5	635.0	950.0	14.0	179.8	1.0
F-3	176.0	8.0	635.0	4.5	635.0	770.0	14.0	179.8	1.0

表－2 供試体実測寸法

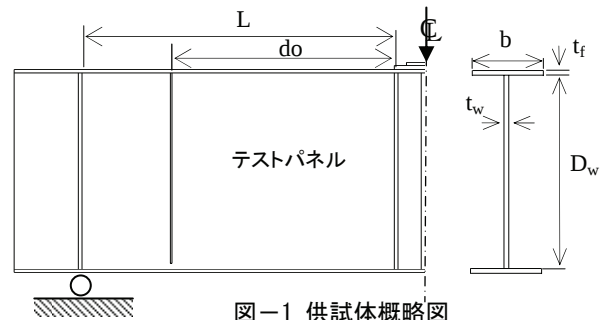
供試体	b (mm)	t _f (mm)	D _w (mm)	t _w (mm)	do (mm)	L (mm)	$\frac{b}{2t_f} \sqrt{\frac{F_{yf}}{345}}$	$\frac{D_w}{t_w} \sqrt{\frac{F_{yf}}{345}}$	do/D _w
HY-1	129.2	11.3	673.1	5.1	673.1	1937.4	6.9	159.8	1.0
HY-2	129.9	11.2	673.3	4.5	673.3	1388.2	7.0	178.9	1.0
HY-3	129.2	11.2	673.1	4.6	673.1	945.5	7.0	175.0	1.0
HY-4	123.6	11.0	633.3	4.1	635.5	2108.3	7.2	196.8	1.0
HY-5	123.5	11.2	633.3	4.2	639.4	1355.0	7.0	192.1	1.0
HY-6	123.7	11.1	635.1	4.2	634.9	950.3	7.1	192.7	1.0
HY-7	123.2	10.7	634.7	4.1	634.7	634.7	7.3	197.2	1.0
F-1	176.5	8.1	633.6	4.1	641.1	1126.3	13.9	196.9	1.0
F-2	177.0	8.3	634.7	4.3	635.7	950.2	13.6	188.1	1.0
F-3	176.6	8.6	635.2	4.2	635.7	770.2	13.1	192.7	1.0

2. 実験概要

2.1 供試体寸法

供試体は HY-series (HY-1～HY-7) と F-series (F-1～F-3) の 2 種類製作した。HY-1～HY-3 の供試体は 2003 年度、それ以外は 2004 年度に製作、実験を行った。HY-1～HY-3 の供試体はフランジに SM570、ウェブに SM400 を用い、それ以外の供試体はフランジに SM570、ウェブに SS400 を用いたハイブリッド桁である。各設計断面寸法を表－1 に、概略図を図－1 に示す。また、載荷試験前に計測した実測寸法を表－2 に示す。図－1 に示すように、テストパネルを載荷点の左右両方に設け、垂直補剛材間隔はウェブ高さと同じとした。テストパネル以外の部分では垂直補剛材間隔を狭め、予測終局荷重までせん断座屈を起こさないように設計した。

ウェブ幅厚比は LRFD に規定されている厚肉断面よりも薄肉とし、日本の道路橋示方書に規定されている水平補剛材の無いウェブの幅厚比上限値($D_w/t_w=150$)に近い値とした。フランジ幅厚比は、HY-series では LRFD 非弾性設計において規定されている超厚肉断面の幅厚比とし、F-series では HY-series のフランジ幅厚比の約 2 倍となるように設計した。さらに、両シリーズともフランジ断面積とウェブ断面積の比を 1.0 に統一した。このように、F-series は HY-series のフランジ曲げ剛性を約 55% とすることで、フランジ曲げ剛性と終局せん断強度の関係を検討するために製作した供試体である。表－1 に示すように、LRFD においては、フランジとウェブの降伏応力の影響も考慮した換算幅厚比を用いており、設計段階で予め



図－1 供試体概略図

使用鋼材の降伏強度を知る必要がある。引張試験結果は 3.1 に示す。

桁に作用する曲げとせん断の割合を調整するために、表－1 に示すように桁の長さを変化させた。HY-series では各供試体の曲げとせん断の作用する割合が同じにならないように桁の長さを調整し、F-series では曲げとせん断の作用する割合が HY-5, HY-6 とほぼ同じ、およびその中間となるよう桁の長さを調整した。

2.2 実験方法

供試体の載荷形式は、単純梁形式の中央一点載荷とした。計算降伏荷重近くまでは荷重をほぼ等間隔で増加させる荷重制御、その後は変位制御で載荷した。供試体中央下側に変位計を設置し、載荷中のたわみを測定した。また、変位計はデータロガーにより計測されるが、目視による計測も行つたためダイヤルゲージも用いて計測を行った。

表-3 引張試験結果

年度	鋼材	板厚 t (mm)	断面幅 b (mm)	降伏応力 σ_y (N/mm ²)	引張強さ σ_u (N/mm ²)	σ_y/σ_u	降伏ひずみ ϵ_y (10 ⁻⁶)	ひずみ硬化 ひずみ ϵ_{st} (10 ⁻⁶)	ϵ_{st}/ϵ_y	ポアソン比 μ	弾性係数 E (KN/mm ²)	ひずみ硬化 係数 Est (KN/mm ²)
2003	SM400	4.51	25.07	297.0	394.8	0.75	1495	29957	20.0	0.28	200.0	2.71
2003	SM570	10.84	25.14	499.7	579.2	0.86	2371	24319	10.3	0.28	211.0	3.37
2004	SS400	4.13	25.16	308.9	399.2	0.77	1420	24018	16.8	0.28	215.0	1.84
2004	SM570	8.20	40.19	562.9	646.8	0.87	2757	10012	3.6	0.27	207.5	1.96
2004	SM570	11.07	40.39	559.7	613.3	0.91	2669	31292	11.7	0.25	210.0	1.63

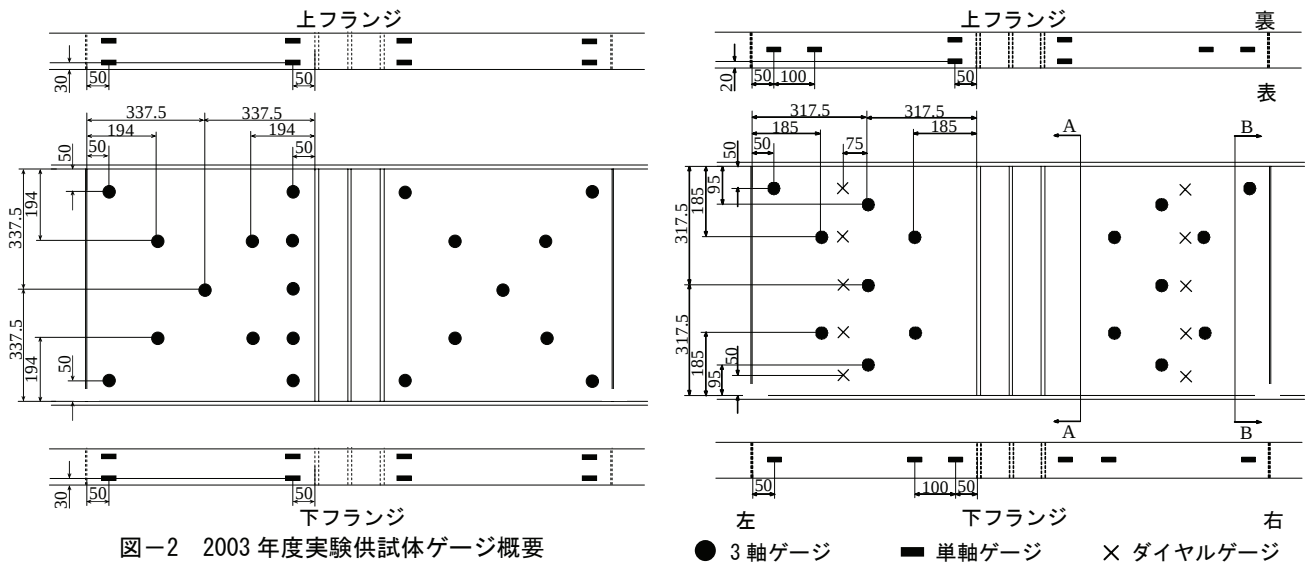


図-2 2003 年度実験供試体ゲージ概要

図-2, 3 に 2003 年度および 2004 年度供試体における、ダイヤルゲージ、ひずみゲージ位置、および凡例を示す。ウェブの面外変形を計測するため、テストパネル鉛直方向に 5 点 1 列としてダイヤルゲージを設置した。テストパネル内の応力状態および主応力分布を検討するため、3 軸ゲージを図に示すような対角線方向に貼り付けた。また、上下フランジ及び垂直補剛材には、せん断座屈後に作用する応力について調べるため、単軸ゲージを貼り付けた。図-3 に示す凡例は、2004 年度供試体における、ウェブに貼り付けられたもの以外に対応している。

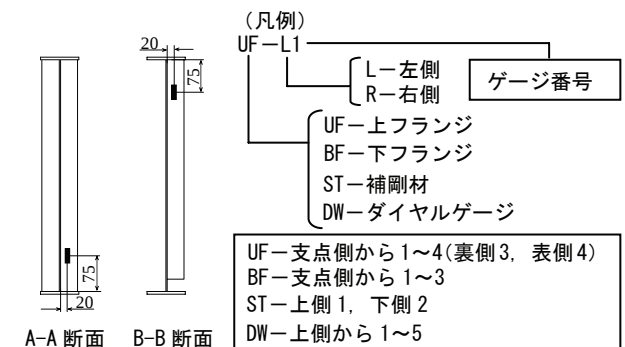


図-3 2004 年度実験供試体ゲージ概要

3. 実験結果および考察

3.1 引張試験および残留応力測定結果

供試体寸法決定に先立ち、使用鋼材の引張試験を行った。フランジ、ウェブの鋼材各々 3 体の引張試験を行った結果の平均値を表-3 に示す。

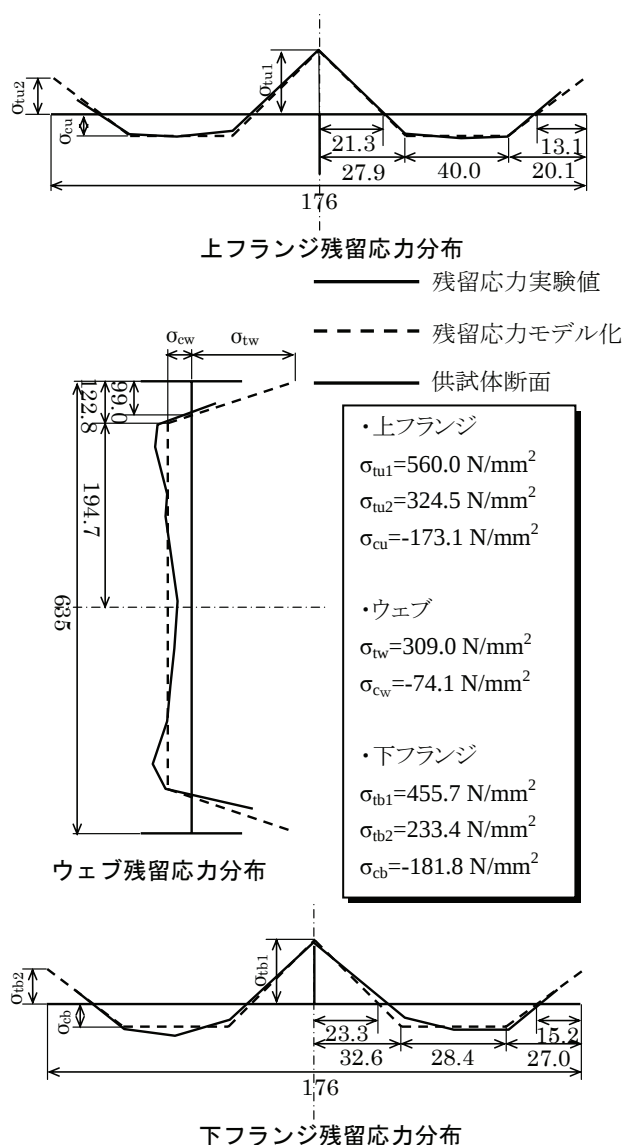
残留応力測定供試体は、供試体 F-2 を長さ 1300mm 余分に製作し、供試体製作後に切断したものである。残留応力測定方式としては、機械的分割法による応力解放方式を採用した。残留応力を測定した結果、ウェブ、上フランジ、下フランジそれぞれの部材内力が自己釣合いを保つよう修正し、モデル化したものを計測値とともに図-4 に示す。後述の FEM 解析においては、上フランジの分布をもとに残留応力分布を決定したことを注記しておく。

3.2 せん断座屈強度および終局せん断強度の比較

表-4 にウェブ座屈時および終局荷重時のせん断力、モーメントを示し、図-5 にこれらをプロットしたものを示す。表中の記号については表の下に記した通りである。図中、縦軸はモーメントを、横軸はせん断力を 1998 年度版 LRFD に規定されている曲げ強度、およびせん断強度で無次元化したものである。2003 年度供試体製作時には 2004 年度版 LRFD は参照できなかったため、ここでは LRFD において規定されている強度はすべて 1998 年度版に基づいている。さらに、各供試体の弾性せん断座屈強度と、曲げとせん断の組み合わせ荷重により、テストパネル内で最初にウェブ降伏が発生する点を結んだ曲線(web-yield line)を描いたものを図-6 に示す。図-7 には載荷試験後に撮影した、各供試体のウェブ崩壊形状を示

す。図中、テストパネルのうち、特に変形の大きい方のパネルのみを載せてある。

表－4より、座屈荷重時におけるせん断力を実験値とLRFDの予測値とで比較すると、実験値が予測値の平均約81%となっている事が分かる。ただし、ウェブの面外変形は初期不整に

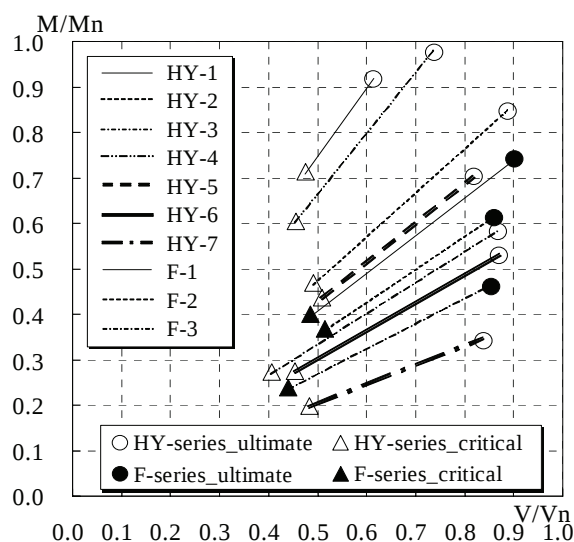


図－4 実験供試体残留応力分布図

より載荷初期より確認されており、実験値としてのせん断座屈荷重決定は、変位計により計測された面外変形が顕著になった点を採用するしかなかったことを注記しておく。

また、図－7からも分かるように、HY-1 および HY-4 においては、崩壊形式が曲げによるウェブ座屈が顕著であり、この2供試体を除く8供試体の終局時におけるせん断力の実験値とLRFDに規定されている式による予測値を比較すると、実験値が予測値の平均約86%という結果となった。この結果より、LRFDで規定されているせん断耐荷力式はこれらの桁に対しては危険側の予測式であると考えられる。LRFDのせん断耐荷力式はBasler¹⁸⁾の式が採用されており、この式に関しては過去の実験データと比較して十分な精度があるという報告もなされている²⁴⁾。しかし、中でも予測値の精度にはばらつきが認められ、本実験結果もその中に入っており、予測式に関するさらなる考察が必要であると考えられる。

終局せん断強度に関してHY-seriesとF-seriesの違いは確認できず、今回考慮したフランジ剛性の違いは終局強度に影響が無いものと考えられる。



図－5 曲げ－せん断相関図

表－4 せん断座屈時、終局時のせん断力及び曲げモーメント

供試体	$V_{cr_exp.}$ (kN)	$V_{cr_pre.}$ (kN)	$V_{cr_exp.}/V_{cr_pre.}$	V_u (kN)	V_n (kN)	$V_{cr_exp.}/V_n$	V_u/V_n	M_{cr} (kN・m)	M_u (kN・m)	M_n (kN・m)	M_{cr}/M_n	M_u/M_n
HY-1	235.0	347.8	0.68	302.3	493.6	0.48	0.61	455.3	585.7	638.9	0.71	0.92
HY-2	205.0	248.1	0.83	370.0	417.0	0.49	0.89	284.6	513.6	607.6	0.47	0.85
HY-3	175.0	264.9	0.66	373.9	430.4	0.41	0.87	165.5	353.5	610.6	0.27	0.58
HY-4	165.0	199.9	0.83	266.6	361.6	0.46	0.74	347.9	562.0	575.8	0.60	0.98
HY-5	190.0	213.5	0.89	305.8	373.3	0.51	0.82	257.5	414.3	589.1	0.44	0.70
HY-6	170.0	215.1	0.79	326.8	375.5	0.45	0.87	161.6	310.6	587.3	0.28	0.53
HY-7	175.0	200.1	0.87	303.8	362.6	0.48	0.84	111.1	192.8	563.1	0.20	0.34
F-1	175.0	198.1	0.88	324.9	360.4	0.49	0.90	197.1	365.9	493.9	0.40	0.74
F-2	200.0	230.5	0.87	333.7	388.1	0.52	0.86	190.0	317.0	517.2	0.37	0.61
F-3	165.0	214.8	0.77	320.5	375.4	0.44	0.85	127.1	246.8	535.2	0.24	0.46

$V_{cr_exp.}$: 座屈荷重時のせん断力(実験値)

V_u : 終局荷重時のせん断力(実験値)

M_{cr} : 座屈荷重時のモーメント(実験値)

$V_{cr_pre.}$: 座屈荷重時のせん断力(LRFD)

V_n : せん断耐荷力(LRFD)

M_u : 終局荷重時のモーメント(実験値)

M_n : 曲げ耐荷力(LRFD)

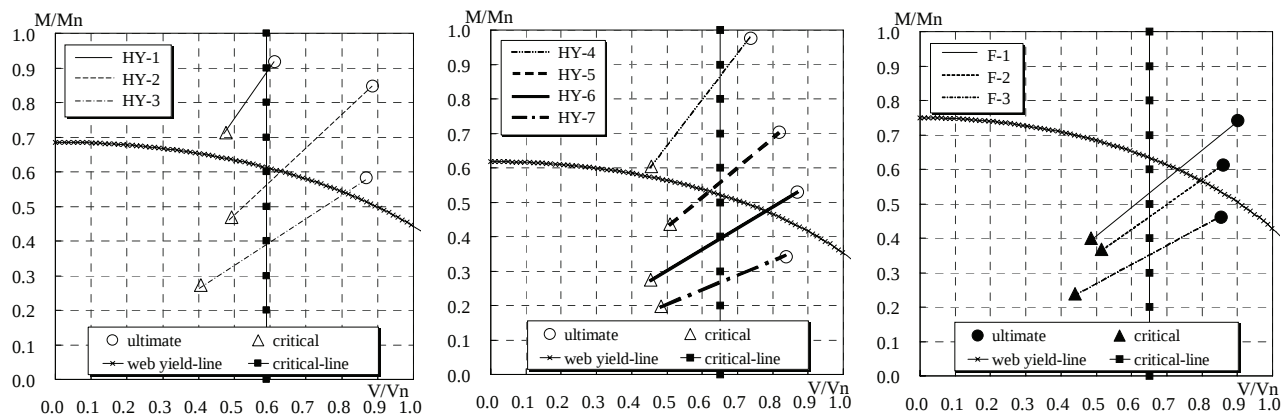


図-6 曲げ-せん断相関図と Web 降伏の関係

図-5 を見る限り、曲げ-せん断耐力に明確な相関は無いと思われる結果となった。この原因を考察するために図-6 を用いる。図-6 中、“ultimate”、“critical”、“web yield-line”、“critical-line”はそれぞれ、終局時、せん断座屈時、ウェブ降伏開始時、および理論せん断座屈時のせん断力を示す。これらの図より、設計段階においては、HY-2 および HY-5 においてはせん断座屈荷重と、ウェブ降伏とがほぼ同時に起こるように設定されているが、実際にはもっと早い段階でせん断座屈が生じている事が分かる。したがって、せん断座屈時にはウ

ェブ降伏が生じておらず、最終的な耐力に影響を及ぼさなかったのではないかと考えられる。

3.3 主応力分布と斜張力場作用の有無に関する考察

ウェブパネル内の応力状態およびせん断座屈後の斜張力場作用の発生を確認するため、ウェブに貼り付けられた3軸ゲージの値から求められる応力を用いて主応力図を描いた。図-8, 9, 10 にそれぞれ座屈直前、座屈直後と終局時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、

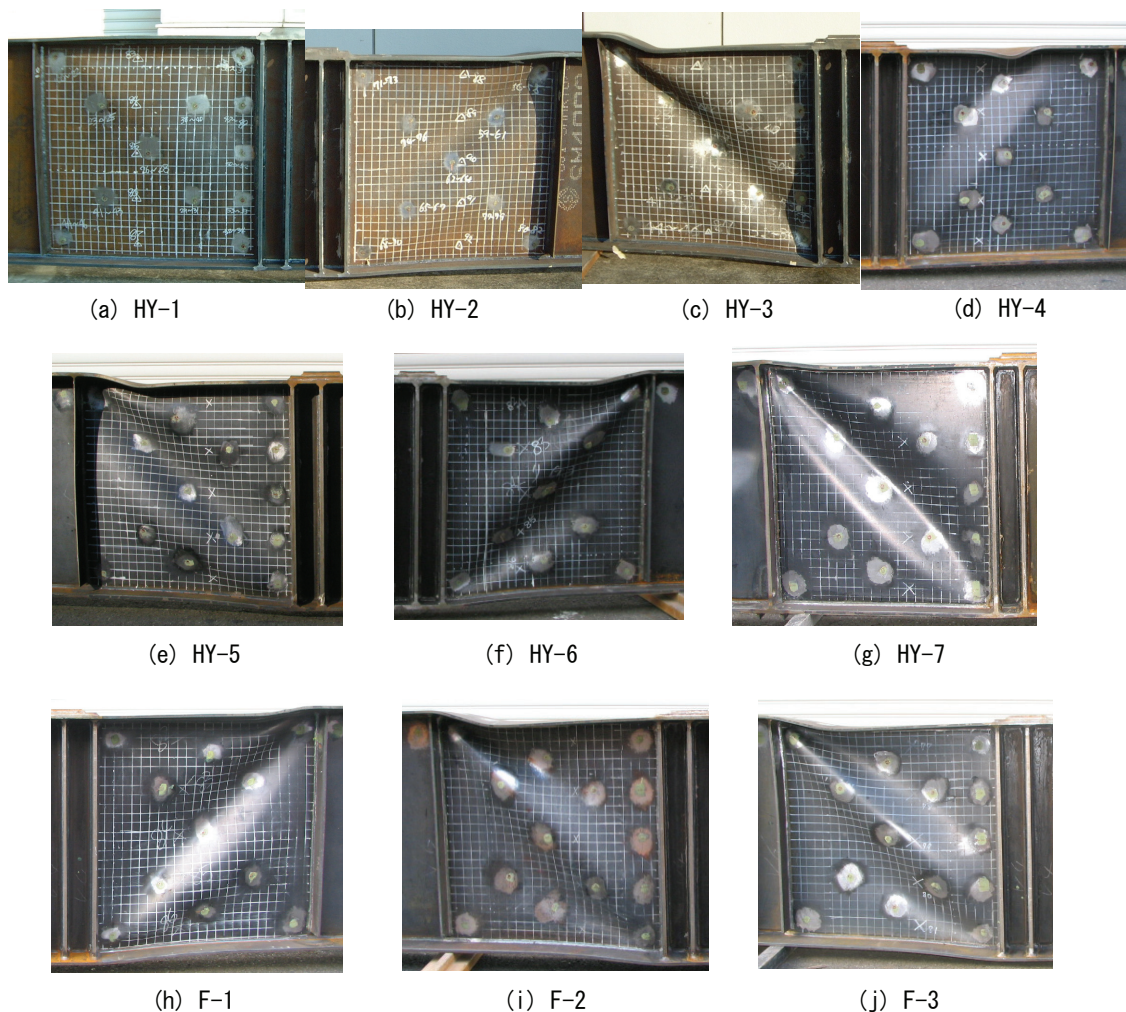


図-7 実験終了後ウェブ崩壊形状

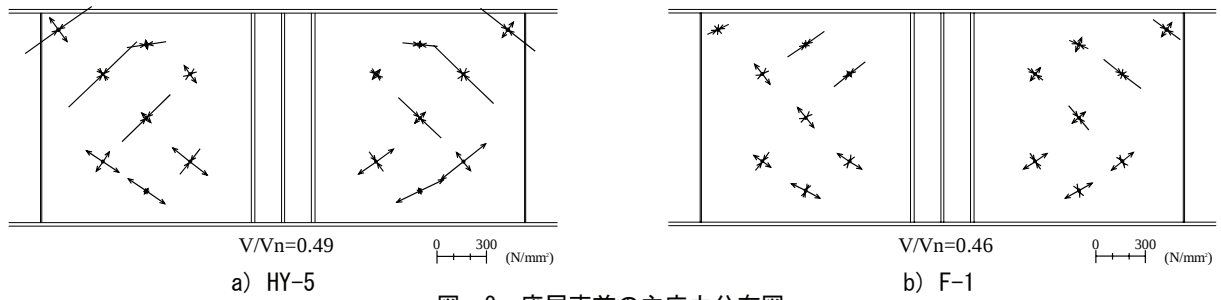


図-8 座屈直前の主応力分布図

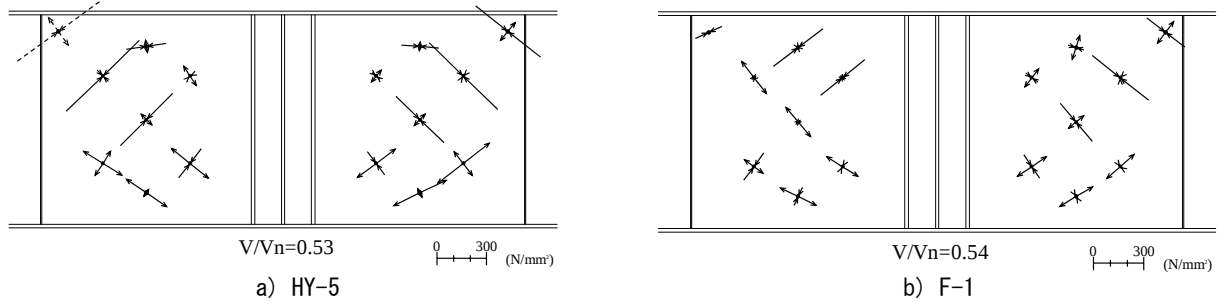


図-9 座屈直後の主応力分布図

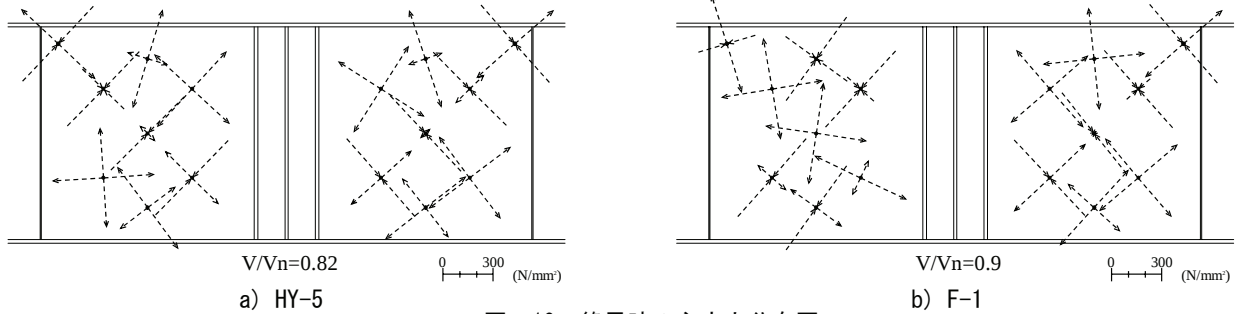


図-10 終局時の主応力分布図

外に向かう矢印が引張応力を示し、点線は von Mises の降伏条件により降伏したと判断された事を示す。

図-8, 9 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、斜張力場作用を確認することができる。また、パネル対角方向と直交する方向には、座屈発生後も圧縮応力の増加が確認できるが、载荷中の観察より、これらはウェブ面外変形によるものと考えられる。また、図-10 より主応力を測定した点のウェブはすべて降伏していることが確認できる。よって、ウェブパネルの終局状態は、斜張力場作用が発生する領域が全て降伏した状態と考えられる。

3.4 補剛材のアンカー作用

ウェブの斜張力場作用に対する補剛材のアンカー作用が存在すれば、ウェブ座屈後のひずみ変化量が座屈前と比べて異なると考えられる。そこで、各供試体の補剛材に貼り付けたひずみゲージ(図-3 参照)を用いて $V/V_n - \epsilon$ グラフを描き、ウェブ座屈後のひずみ変化に着目した。図-11, 12 に、それぞれ HY-6, F-2 に関する補剛材の $V/V_n - \epsilon$ グラフを示す。図中、縦軸が無次元化されたせん断力、横軸がひずみであり、実験により計測されたせん断座屈(点線)、および終局時(一点鎖線)のせん断力も合わせて示してある。

図より、HY-6, F-2 共にウェブ座屈前後でひずみ変化量がほぼ一定である。また、HY-6, F-2 以外の供試体についてもウェブ座屈前後のひずみ変化量はほぼ一定であった。今回の実験結果からは、補剛材のアンカー作用は確認できず、Lee and Yoo²²⁾の結論と同じ結果となった。

3.5 フランジひずみ(応力)の変化とウェブとの関係

(1) フランジひずみ(応力)の変化とアンカー作用

フランジひずみの変化を整理するため、図-13, 14 のような $\sigma_{f,inf} - V/V_n$ グラフを描いた。 $\sigma_{f,inf}$ とは、フランジのひずみデータから算出した応力 $\sigma_{f,ex}$ からひずみゲージ位置の理論応力 $\sigma_{f,th}$ を引いた応力である。理論応力は、式(1)より求まるフランジ理論ひずみ ($\epsilon_{f,th}$) から算出される。

$$\epsilon_{f,th} = \frac{M}{EI_x} y \quad (1)$$

ここで、

y : 中立軸からフランジ表面までの距離

M : その断面における曲げモーメント

I_x : I 桁断面の断面 2 次モーメント

ハイブリッド桁の場合、式(1)はウェブ降伏開始までが適用でき、それ以降はウェブ降伏の影響を考慮する必要がある。し

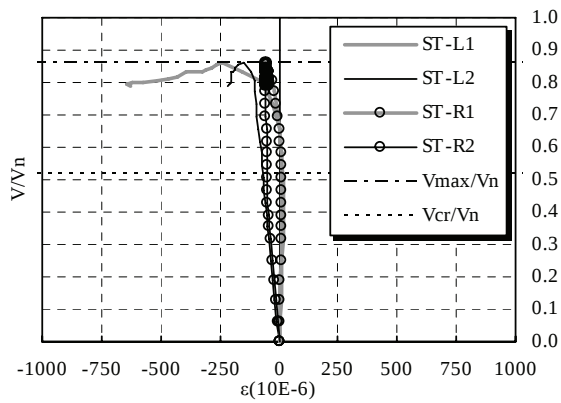


図-11 補剛材の $V/V_n - \varepsilon$ 関係 (HY-6)

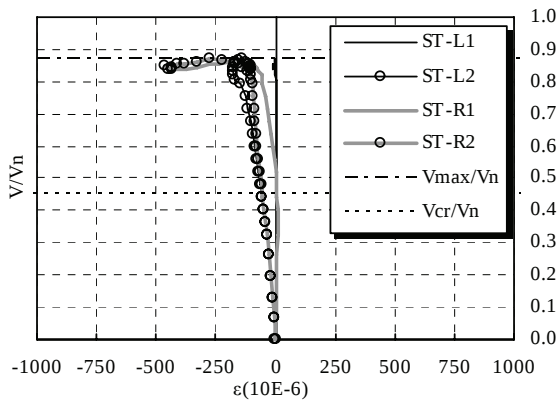


図-12 補剛材の $V/V_n - \varepsilon$ 関係 (F-2)

かしながら、フランジが降伏するまでの場合、ウェブ降伏の影響を考慮した理論式から算出した理論ひずみと式(1)より算出したひずみを比較しても、考察に影響がないと思われるため、ここでは式(1)を用いることとした。

図-13, 14において、縦軸は σ_{f_inf} 、横軸は無次元化されたせん断力を示す。参考のため、せん断座屈荷重時(点線)、および終局時(実線)のせん断力も示してある。図中、グラフが縦軸のゼロから離れるほど、理論値との差が大きくなることになり、曲げ以外の影響による変化が生じていることを示している。

図より、UF-＊2(＊はLまたはRを指す)のゲージの値が終局荷重に近づくにつれ急激な変化を示している事が分かり、この傾向はせん断よりの载荷経路をとる全ての桁において確認された。

このように、UF-＊2 位置において理論値との差が顕著 (10N/mm^2 程度)となる荷重時のせん断力 (V_{f_st}/V_n (UF-2))をまとめたものを表-5に示す。表-5中、HY-1～3については同じ位置でひずみデータを計測していなかったために記載していない。また、 d_{f_max} はテストパネルの支点側垂直補剛材位置からの上フランジ最大変形位置までの距離を表しており、後述の考察で用いる。

表-5にある V_{f_st}/V_n と V_{cr}/V_n を比較すると、HY-4, HY-5の供試体は、ほぼ同じ値となっているが、それ以外の供試体については、大きく異なる値となった。もし、フランジ応力の変化が斜張力場作用におけるフランジのアンカー作用によるものであるならば、 V_{f_st}/V_n と V_{cr}/V_n はほぼ同じ値になるはずである。したがって、本実験結果からは、明確なフランジのアンカー作

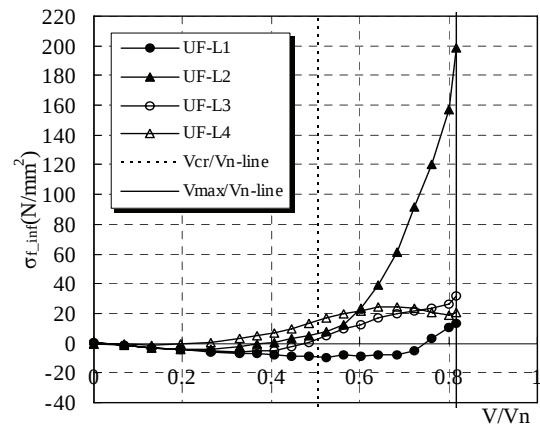


図-13 $\sigma_{f_inf} - V/V_n$ グラフ (HY-5)

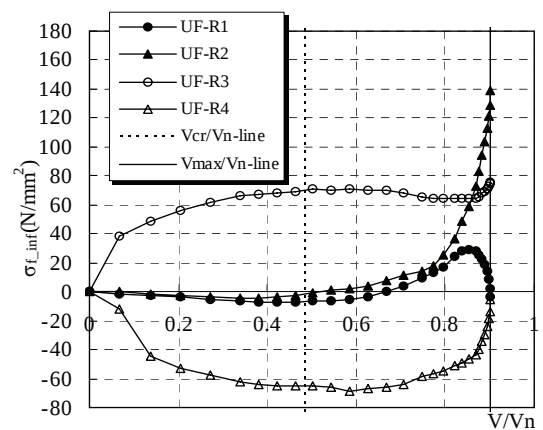


図-14 $\sigma_{f_inf} - V/V_n$ グラフ (F-1)

用は確認できなかった。

(2) フランジ応力増加の原因に関する考察

前項では、フランジ応力の変化がアンカー作用ではないと考えられる結果を示した。そこで、このフランジ応力増加の原因を考察するため、ウェブの変形、応力分布に着目した。図-15に供試体HY-5, およびF-1における V_{f_st}/V_n (UF-2) 付近の主応力図を示す。前述と同じ理由によりHY-1～3, および曲げの影響を強く受けた崩壊形状を示したHY-4を除く供試体においては同じような主応力分布であったので省略する。

図-15より、ゲージUF-＊2の下付近に位置するウェブ内のゲージ(図中○で囲んでいるあたり)が降伏している事が分かる。しかも、降伏は主に圧縮応力によるものであり、図-7に示した各供試体の崩壊形状や、载荷中の目視により座屈変形による局所的な応力変化が原因ではないかと思われる。

一方、表-5に示したフランジ最大変形位置距離 d_{f_max} を見ると、曲げの影響を強く受けたもの(HY-1, 4)と変形位置が明確ではなかったHY-2を除く7供試体のフランジ最大変形位置距離は平均で 179mm となり、ゲージUF-＊2およびウェブ降伏が確認できた位置とほぼ一致している。したがって、フランジ応力の増加は、ウェブ座屈およびそれに伴う降伏により、断面内の応力分布が変化した結果ではないかと考えられる。

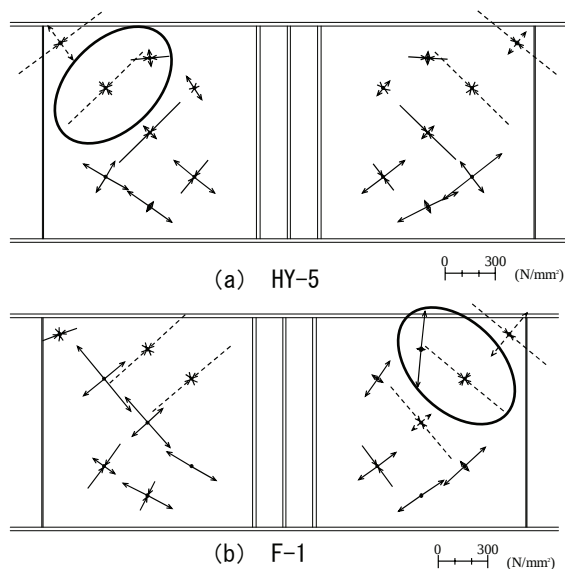


図-15 V_{fst}/V_n (UF-2) 時の主応力分布図

今回の実験において、HY-series のフランジ曲げ剛性の約 55%となる F-series について実験を行ったのは、斜張力場のアンカー作用の結果、フランジに鉛直方向の力が作用した場合、HY-series より剛性の小さい F-series ではフランジが大きく変形し、終局強度が低下すると考えたためである。しかし、今回の実験結果では、明確なアンカー作用が確認できず、HY-series と F-series の終局強度が同程度となった事の原因と考えられる、しかしながら、前述のとおり、終局強度付近ではフランジ応力の増加が見られたため、フランジの曲げ剛性よりもフランジの強度に関係があるとも考えられる。そこで、今後はフランジの断面積を小さくし、実験を行う必要があると考えられる。

4. 解析による実験再現およびホモジニアス桁との比較

ここでは、有限要素 (FEM) 解析により実験の再現を行い、実験では計測できなかったフランジやウェブ内の応力について検討した。また、ホモジニアス桁とハイブリッド桁の比較も行った。FEM 解析には、立命館大学理工学部設置されている汎用非線形構造解析プログラム MARC Mentat2001²⁵⁾を使用した。

4.1 解析モデル概要

実験供試体モデルは、HY-4～7 および F-1～3 について表-1 に示した設計寸法を基に作成した。ホモジニアス桁モデルは、実験供試体 HY-5、6 と比較するため、それぞれの載荷経路を通り、フランジとウェブに SM570 材を用いたもの (HO-series) と、フランジに SM400 材、ウェブに SS400 材を用いたもの (HO_400-series) の 2 シリーズについて、モデルを作成した。これらのホモジニアス桁モデルは、実験値の終局せん断強度がハイブリッド桁特有のものであるのかを確認するためにに行った。表-6 にホモジニアス桁の解析モデル寸法を示す。

SS400 (4.5mm) 材、SM570 (8mm, 11mm) 材の鋼材特性は、表-2 の引張試験結果を基にし、SM400 (11mm) 材に関しては、過去に立命館大学橋梁研究室で行われた引張試験結果²⁶⁾を基に、応力-ひずみ曲線を 4 直線で近似したモデルを採用した。ここで、SM570 (4.5mm) 材の鋼材特性については、SM570 (8mm) 材の鋼材特性を用いた。表-7 に鋼材特性モデルの主なパラメータを示す。

全てのモデルには、初期変形としてウェブの初期面外たわみの最大値が道路橋示方書の制限値 ($D_w/250$) の半分 $D_w/500$ となるよう、正弦波形を載荷点両脇の第一パネルに与

表-5 σ_{f_inf} に関するデータ

	HY-1	HY-2	HY-3	HY-4	HY-5	HY-6	HY-7	F-1	F-2	F-3
V_{cr}/V_n	0.48	0.49	0.41	0.46	0.51	0.45	0.48	0.49	0.52	0.44
V_{fst}/V_n (UF-2)	—	—	—	0.55	0.55	0.80	0.80	0.70	0.80	0.70
V_{max}/V_n	0.61	0.89	0.87	0.74	0.82	0.87	0.84	0.90	0.86	0.85
d_{ft_max} (mm)	260	210	185	335	185	170	175	165	185	185

表-6 解析モデル寸法

供試体	b (mm)	t_f (mm)	D_w (mm)	t_w (mm)	do (mm)	L (mm)	$\frac{b}{2t_f} \sqrt{\frac{F_{yf}}{345}}$	$\frac{D_w}{t_w} \sqrt{\frac{F_{yf}}{345}}$	do/ D_w
HO-5_ana.	122.0	11.0	635.0	4.5	635.0	950.0	7.1	179.8	1.0
HO-6_ana.	122.0	11.0	635.0	4.5	635.0	635.0	7.1	179.8	1.0
HO-5_400_ana.	178.0	11.0	635.0	4.5	635.0	1000.0	7.1	123.4	1.0
HO-6_400_ana.	178.0	11.0	635.0	4.5	635.0	635.0	7.1	123.4	1.0

表-7 鋼材特性モデル値

鋼材	板厚 t (mm)	降伏応力 σ_y (N/mm ²)	引張強さ σ_u (N/mm ²)	σ_y/σ_u	降伏ひずみ ϵ_y (10 ⁻⁶)	ひずみ硬化 ひずみ ϵ_{st} (10 ⁻⁶)	ϵ_{st}/ϵ_y	ポアソン比 μ	弾性係数 E (KN/mm ²)	ひずみ硬化 係数 E_{st} (KN/mm ²)
SS400	4.5	309.0	400.0	0.77	1400	24000	17.1	0.26	207.0	1.86
SM400	11.0	264.0	419.0	0.63	1300	21000	16.2	0.26	205.0	5.02
SM570	8.0	560.0	630.0	0.89	2700	10000	3.7	0.26	207.0	2.00
SM570	11.0	560.0	630.0	0.89	2700	31000	11.5	0.26	207.0	1.63

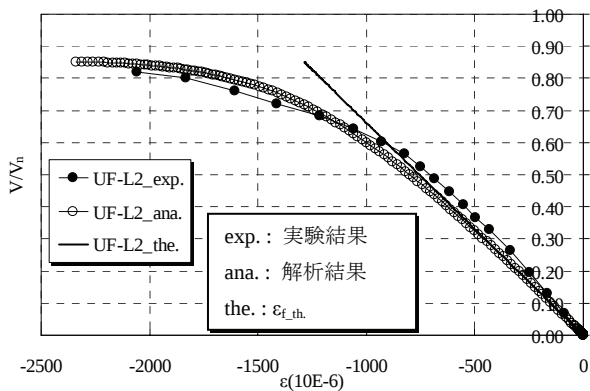


図-16 解析と実験のフランジひずみ比較 (HY-5_ana.)

えた。残留応力は、図-4 の残留応力分布図に示す、モデル化した残留応力分布を全ての解析モデルに適用した。ただし、上下フランジには図-4 中の上フランジの残留応力分布を採用している。

要素分割は、予備解析の結果、1要素が約 25mm×25mm の正方形となるように、各部材を分割した。全ての要素に 4 節点シェル要素を用い、要素厚さ方向の層数は MARC 解析マニュアルが推奨する 7 層に設定した。

本解析の境界条件は、実験で行った拘束条件と同様にするため、支点、载荷点、横補剛位置に対して 4 種類の拘束条件、および強制変位を与えた。①横補剛：横倒れを防止するため、実験供試体に設けた横補剛と同じ位置のウェブとフランジの接合節点に Y 方向拘束を与えた；②可動支点：支点位置において、すべての下フランジ節点の Z 方向変位を拘束した、③回転支点：支点位置において、すべての下フランジ節点の Z 方向及び X 方向変位を拘束した、④载荷点：ウェブとフランジの接合節点に Y 方向変位の拘束、および解析モデル中央のすべての上フランジ節点に対して Z 方向下向きの強制変位を与えた。

4.2 解析結果および考察

(1) 終局強度の実験値、予測式との比較

実験供試体モデルおよびホモジニアス桁モデルの終局強

度を、実験値、および LRFD による予測式とともにまとめたものを表-8 に示す。

実験供試体モデルの崩壊形状は、実験結果同様に HY-4_ana.のみ曲げ作用によって崩壊し、その他のモデルに関しては、せん断により崩壊した。HY-4_ana.を除く実験供試体モデルの終局せん断強度と LRFD の予測値を比較すると、解析値が予測値の平均約 85%という結果になった。また、実験供試体の解析結果と実験結果の終局せん断強度を比較するとほぼ同じ値となり、終局せん断強度に関しては、実験供試体モデルは実験の再現ができたと考えられる。

ホモジニアス桁モデルの終局せん断強度と LRFD の予測値を比較すると、解析値が予測値の平均約 85%という結果になり、ハイブリッド桁の結果とほぼ同じとなった。したがって、実験により得られたせん断終局強度はハイブリッド桁固有のものではないと考えられる。

(2) フランジ応力分布と塑性ヒンジについて

フランジ応力分布について詳しく考察する前に、フランジ応力の解析値が、実験値や理論値とどの程度一致しているかを確認するため、実験供試体モデル HY-5_ana.より得られた载荷開始から終局までのゲージ UF-L2 位置に関する $V/V_n - \epsilon$ グラフを図-16 に示す。縦軸、横軸はそれぞれ無次元化されたせん断力、およびひずみであり、解析値はゲージが貼り付けられている表面における値を用いている。図より、実験と解析のフランジひずみの変化量や終局時のひずみに多少の違いは見られるが、弾性範囲ではよく理論値と一致しており、非線形部分に関しては実験値の挙動をほぼ再現できていると考えられる。

次に、3.5(2)で行ったように、フランジ応力の解析値(積分点での値)と理論値との比較を、ここではフランジ長さ方向に整理した。その結果、フランジの表面と裏面における $\sigma_{f,inf}$ が大きく異なっている範囲が存在することが分かった。これは、フランジに曲げが発生したことが原因と考えられる。

上フランジにおいて応力差が確認できた部分は、Porter²⁰⁾ が提唱する理論において、塑性ヒンジを形成する位置付近であり、この部分に塑性ヒンジが形成している可能性も考えられ

表-8 実験・解析結果の比較

供試体	$V_{u,ana.}$ (kN)	$V_{n,ana.}$ (kN)	$V_{u,ana.}/V_{n,ana.}$	$V_{u,exp.}$ (kN)	$V_{n,exp.}$ (kN)	$V_{u,exp.}/V_{n,exp.}$	$M_{u,ana.}$ (kN・m)	$M_{n,ana.}$ (kN・m)	$M_{u,ana.}/M_{n,ana.}$
HY-4_ana.	272.8	413.9	0.66	266.6	361.6	0.74	572.9	592.4	0.97
HY-5_ana.	356.2	413.9	0.86	305.8	373.3	0.82	480.9	592.4	0.81
HY-6_ana.	360.6	413.9	0.87	326.8	375.5	0.87	342.6	592.4	0.58
HY-7_ana.	351.5	413.9	0.85	303.8	362.6	0.84	223.2	592.4	0.38
F-1_ana.	362.4	413.9	0.88	324.9	360.4	0.90	405.9	501.5	0.81
F-2_ana.	360.0	413.9	0.87	333.7	388.4	0.86	342.0	501.5	0.68
F-3_ana.	351.0	413.9	0.85	320.5	375.4	0.85	270.3	501.5	0.54
HO-5_ana.	568.4	668.7	0.85	—	—	—	540.0	684.8	0.79
HO-6_ana.	528.2	668.7	0.79	—	—	—	335.4	684.8	0.49
HO-5_400_ana.	364.3	413.9	0.88	—	—	—	364.3	438.3	0.83
HO-6_400_ana.	360.1	413.9	0.87	—	—	—	228.7	438.3	0.52

$V_{u,ana.}$: 終局時のせん断力(解析値)

$V_{u,exp.}$: 終局時のせん断力(実験値)

$M_{u,ana.}$: 終局荷重時のモーメント(解析値)

$V_{n,ana.}$: 解析モデルの終局時のせん断力(LRFD)

$V_{n,exp.}$: 実験供試体の終局時のせん断力(LRFD)

$M_{n,ana.}$: 曲げ耐力(LRFD)

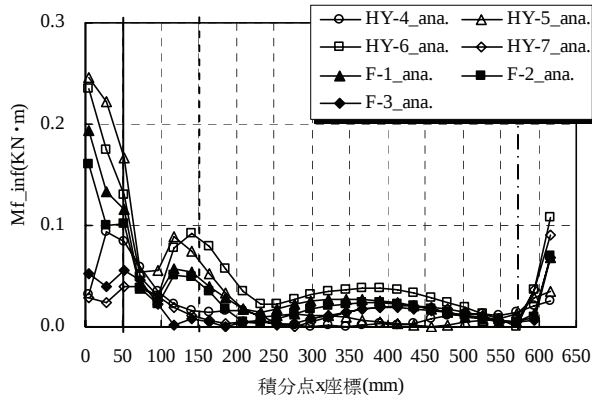


図-17 終局時の上フランジ M_{f_inf} グラフ

る。そこで、以下の式より求めたフランジの曲げ成分 (M_{f_inf}) を図-17 に示す。

$$M_{f_inf} = \frac{(\sigma_{f_sur} - \sigma_{f_ins}) I_{xf}}{2y_0} \quad (2)$$

ここで、

σ_{f_sur} : フランジ外側の面における σ_{f_inf}

σ_{f_ins} : フランジ内側の面における σ_{f_inf}

I_{xf} : フランジの断面 2 次モーメント

y_0 : フランジ中立軸からフランジ縁端距離

図の横軸はテストパネルの支点側垂直補剛材中心から各積分点までの距離である。図中縦の実線、一点鎖線、および破線は、それぞれ UF-L1, L2, および L3, 4 のゲージ位置であることを示す。

図-17 より、中間垂直補剛材付近 ($x=0$)、ゲージ UF-※2 付近 ($x=140$)、および最も荷点よりの M_{f_inf} が大きくなる傾向にあることが分かる。これは、図-7 より確認できるフランジの変形とも一致している。以上の 3 箇所において M_{f_inf} が大きい供試体は、HY-5_ana. または HY-6_ana. である。しかしながら、フランジの上下端が降伏し始める曲げモーメントは、HY-series の実験供試体モデルで 1.38 (KN·m)、F-series の実験供試体モデルで 1.06 (KN·m) であり、今回の解析結果からでは、フランジは降伏していないことになり、塑性ヒンジが形成されることは無いと考えられる。

5. セン断耐荷力式の提案および実験結果との比較

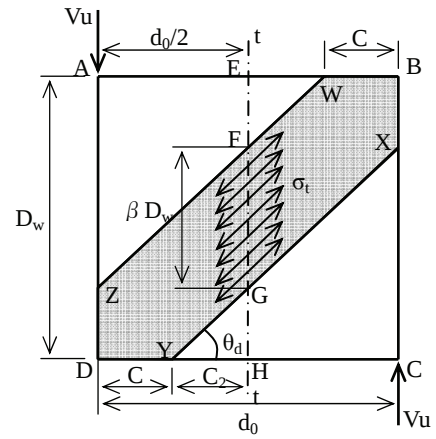
5.1 セン断耐荷力提案式

本研究で得られた実験結果及び解析結果をもとに、ハイブリッド桁のせん断耐荷力式を提案する。せん断耐荷力理論を導出するにあたり考慮した仮定は次の通りである。

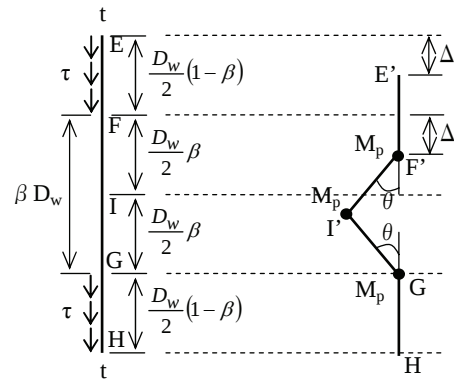
1) 垂直補剛材で補剛された内部のウェブパネルに関するせん断耐荷力理論であり、水平補剛材及び桁端部のウェブパネルに関しては考慮に入っていない。また、非対称断面に対しても考慮に入っていない。

2) 垂直補剛材については、Lee and Yoo²²⁾ が考える後座屈強度を 100% 発揮できる剛性を有する。

3) ウェブパネルの支持条件に関しては、4 辺単純支持条件と仮定する。



(a) ウェブパネル終局状態



(b) t-t 断面 (変形前) (c) t-t 断面 (変形後)

図-18 純せん断を受けるウェブパネル崩壊形式

4) このせん断耐荷力式のウェブパネルに作用する曲げとせん断の割合に関する適用範囲は、純せん断のものから M/M_n と V/V_n が 1:1 の範囲内とする。これより曲げが大きく作用するものに関しては、曲げ耐荷力式に従うものとする。

以上の仮定をもとにせん断耐荷力式を次のように提案する。まず、せん断耐荷力 V_u は、Basler¹⁸⁾ の理論と同様に、ウェブせん断座屈強度 V_{cr} と斜張力場作用によるせん断力負担分 V_t を足し合わせたもの (式(3)参照) とする。

$$V_u = V_{cr} + V_t \quad (3)$$

ここで、ウェブせん断座屈強度 V_{cr} は、Basler¹⁸⁾ のせん断座屈応力 τ_{cr} を用いて式 (4) のように表せる

$$V_{cr} = \tau_{cr} D_w t_w \quad (4)$$

また、斜張力場作用によるせん断力負担分 V_t は、終局荷重時のウェブパネル内斜張力場作用を図-18 (a) のように仮定し、力のつりあいより以下のように表される。

$$V_t = \frac{2C}{1+\alpha^2} t_w \sigma_t \quad (5)$$

ここで、C: 斜張力場領域の広がりを示す値であり、斜張力場の傾き θ_d は、対角線方向に一致するものとする。すなわち、

$$\tan \theta_d = \frac{D_w}{d_0} = \frac{1}{\alpha} \quad (\alpha = \frac{d_0}{D_w}) \text{ となる。}$$

また、終局時の斜引張応力 σ_t は、Basler¹⁸⁾の導出過程に従うが、次の式で近似することにする。

$$\sigma_t = (1 - \gamma) \sigma_{yw} \alpha^{0.7\gamma} \quad (6)$$

ここで、 $\gamma = \frac{\tau_{cr}}{\tau_{yw}}$ であり、 σ_{yw} : ウェブ降伏応力である。

式(4)、(5)、および(6)を式(3)に代入すると、せん断耐荷力 V_u は以下のように求まる。

$$V_u = \frac{2C}{1 + \alpha^2} t_w (1 - \gamma) \sigma_{yw} \alpha^{0.7\gamma} + \tau_{cr} D_w t_w \quad (7)$$

次に、式(7)中の C をウェブパネルの崩壊形状から求める。図-18(a)中のウェブパネル中央の断面、t-t 断面を取り出したものを図-18(b)、(c)に示す。

終局状態では、断面に座屈変形が生じると仮定し、図-18(b)は、座屈変形前の状態、図-18(c)は座屈変形後を示す。図-18(b)中、斜引張応力が作用している区間(FG 間)の距離を、変数 β を用いて βD_w と表す。終局状態においては斜張力場領域全域が降伏しているのだが、図-18(c)中の F' 、 I' 、 G の3ヶ所が塑性ヒンジのように回転し、座屈変形が生じるものと仮定する。また、せん断応力は断面全域に生じているが、変形により仕事を行うのは EF 区間のせん断応力のみと仮定すると、t-t 断面内の仕事 W は以下のように表される。

$$\therefore W = 4M_p \theta + \frac{D_w^2}{2} t_w \tau \beta (1 - \beta) (1 - \cos \theta) \quad (8)$$

ここで、 M_p : ウェブの単位長さあたりの全塑性モーメント

Δ : 座屈変形による E、F 点の鉛直方向変位

t-t 断面内の仕事 W が最大となる時が V_u 、すなわち V_u の最大値となると仮定し、仕事 W が最大となる時の β を求めると、 $\beta = 1/2$ となる。したがって、

$$C = \frac{1}{4} d_0 \quad 0 < C < d_0 \quad (9)$$

C を式(7)に代入することによりせん断耐荷力 V_u が求まる。

5.2 せん断耐荷力提案式と実験結果の比較

本実験で行った実験供試体 10 本に関して、Basler¹⁸⁾、Porter²⁰⁾、LRFD⁹⁾によるせん断耐荷力式及び、せん断耐荷力提案式から算出した予測値と、それぞれの実験値を比較する。表-9 に Basler、Porter、LRFD 及び本研究によるせん断耐荷力式より算出した予測値(それぞれ、 V_{u_Bas} 、 V_{u_car} 、 V_{u_AAS} 、 V_{u_pro} と称す)を、本実験結果(V_{exp})で除したものを示した。表-9 中の平均値及び標準偏差については、HY-1 及び HY-4 以外の供試体に関する値である。ここで、HY-1 及び HY-4 の供試体を平均値と標準偏差から省いたのは、ウェブパネルが

主に曲げ作用によって崩壊した供試体であり、本研究で提案した耐荷力式の仮定に反するためである。

表-9 より、すべての予測式で V_u/V_{exp} の平均値が 1.0 以上となり、危険側の値であるが、 V_{u_pro}/V_{exp} の平均値については、1.03 となり 4 つの予測値の中で最も実験値に近い値となった。また、標準偏差に関しても V_{u_pro}/V_{exp} は、4 つの予測値の中で最も小さくなり、ばらつきが小さい事がわかる。

以上より、本実験結果に関しては、Basler、Porter、LRFD によるせん断耐荷力式と比較して、本研究で提案したせん断耐荷力式はより実験値に近い値を予測できる事が確認できた。

6. あとがき

我が国においても性能照査型設計法の考えを取り入れて行く方向にあり、今後ハイブリッド桁の適用が可能になると思われる。その際、設計の指針作りに必要となるデータは、現段階では十分でないと考えられる。本研究では、載荷試験及び FEM 解析を行うことで、ハイブリッド桁のせん断耐荷力、斜張力場形成メカニズムを明確にし、ハイブリッド桁のせん断耐荷力式を提案することを目的として研究を行った。

本研究で検討した項目に関する主な結論は以下の通りである。

- ① 本実験供試体で、せん断崩壊した供試体の終局せん断強度は、LRFD で規定されているせん断耐荷力式より算出した予測値の約 86%となった。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危険側の予測式であることが分かった。
- ② HY-series と F-series の実験及び解析結果において、せん断耐荷力の明確な違いは確認できず、本研究で扱ったパラメータの範囲ではフランジ剛性の影響はない。
- ③ ハイブリッド桁の斜張力場作用は、ウェブパネルの対角方向に作用することが確認できた。また、ウェブパネルの終局状態は、斜張力場領域が全て降伏した状態である。
- ④ 補剛材の明確なアンカー作用は確認することができなかった。
- ⑤ フランジアンカー作用は確認することができなかったが、ウェブパネルが終局を迎えるまでに、フランジ応力が増加することが分かった。このフランジ応力増加は、フランジ付近のウェブが降伏することにより、フランジ及びウェブパネルにおいて応力分布が変化した結果によるものと考えられる。また、この増加分応力でフランジに塑性ヒンジが形成することは無いことが分かった。
- ⑥ 解析結果から、ハイブリッド桁とホモジニアス桁の終局せ

表-9 実験結果と各提案式による予測値の比較

	HY-2	HY-3	HY-5	HY-6	HY-7	F-1	F-2	F-3	平均値	標準偏差
V_{u_Bas}/V_{exp}	1.12	1.14	1.21	1.14	1.18	1.10	1.15	1.16	1.15	0.033
V_{u_car}/V_{exp}	1.13	1.15	1.25	1.18	1.22	1.12	1.16	1.18	1.17	0.043
V_{u_AAS}/V_{exp}	1.14	1.16	1.23	1.16	1.20	1.12	1.17	1.18	1.17	0.033
V_{u_pro}/V_{exp}	1.00	1.03	1.08	1.01	1.05	0.97	1.04	1.03	1.03	0.029

ん断強度は同程度であることが分り、せん断耐荷力式は同一のものを使用しても良いと考えられる。

- ⑦ 本研究で提案したせん断耐荷力式は、本実験供試体に関しては、Basler, Porter, LRFD の3つのせん断耐荷力提案式と比較して、最も実験値に近い予測値を算出することができる。

今後は、本研究で提案した式を過去の実験データと比較することにより検証していくとともに、提案式の適用範囲を検証する必要がある。

参考文献

- 1) 超鉄鋼を活用した高性能土木・建築構造に関する検討小委員会:超鉄鋼の構造物への利用技術についての検討, JSSC, No. 53, pp. 1-10, 2004.
- 2) 三木千壽, 市川篤司, 楠隆, 川端文丸:橋梁用高性能鋼材 (BHS500, BHS700) の提案, 土木学会論文集, No. 738, I-64, pp. 1-10, 2003.
- 3) (社)日本鉄鋼協会:限界状態設計法に基づいたハイブリッド桁の設計基準(案), 2002.
- 4) Haaijer, G. "Economy of high strength steel structural members," Journal of the Structural Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 87, No. ST8, New York, NY, pp. 1-23, 1961.
- 5) ASCE. "Design of Hybrid Steel Beams," Joint ASCE-AASHTO Subcommittee on Hybrid Beam and Girders, Journal of the Structural Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 94, No. ST6, New York, NY, pp. 1397-1426, 1968.
- 6) Schilling, C. G. "Bending Behavior of Composite Hybrid Beams," Journal of the Structural Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 94, No. ST6, New York, NY, pp. 1945-1964, 1968.
- 7) Schilling, C. G. "Behavior of Hybrid Beams Subjected to Static Loading," Journal of the Structural Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 90, No. ST3, New York, NY, pp. 55-88, 1964.
- 8) American Association of State Highway and Transportation officials: LRFD Bridge Design Specifications, 3rd Edition, AASHTO, Washington, D.C., 2004.
- 9) American Association of State Highway and Transportation officials: LRFD Bridge Design Specifications, 2nd Edition, AASHTO, Washington, D.C., 1998.
- 10) Climgenpeel, B. F. and Barth, K. E.: Design Optimization Study of a Three-Span Continuous Bridge Using HPS70W, Engineering Journal, AISC, Vol.40, No.3, pp. 149-158, 2003.
- 11) Barker, M. G. and Schrage, S. D.: High-Performance Steel Bridge Design and Cost Comparisons, Transportation Research Record Journal of the Transportation Research Board 1740, pp. 33-39, 2000.
- 12) 國広哲男, 古庄通隆: ハイブリッドゲターその力学的挙動と経済性一, 橋梁と基礎, pp.1-8, 1974 年.
- 13) 井上啓一: ハイブリッド桁, 土木技術資料, 17-7, pp.25-28, 1975 年.
- 14) 金子洋文, 木村衛, 大島基義: ハイブリッド梁の塑性変形能力について, 日本建築学会学術講演梗概集, pp. 1325-1326, 1989 年
- 15) 増田友哉, 野阪克義, 伊藤満, 鈴木正典: HT690 材の非弾性設計への適用に関する実験的研究, 鋼構造年次論文報告集, 日本鋼構造協会, 第 11 巻, pp. 393~400, 2003.
- 16) 利根川太郎, 山口隆司, 杉浦邦征, 渡邊英一: 薄肉少補剛ウェブ合成ハイブリッド箱桁の正曲げ終局強度に関する解析的研究, 土木学会論文集 A, Vol.62, No.2, pp.300-311, 2006.
- 17) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 I 共通編, II 鋼橋編, 2002.
- 18) Basler, K.: Strength of Plate Girders in Shear, J. Structural Division, ASCE, Vol. 87, ST7, pp.151-180, 1961.
- 19) Basler, K.: Strength of Plate Girders under Combined Moment and Shear, J. Structural Division, ASCE, Vol. 87, ST7, pp.181-197.1963.
- 20) Porter, D. M., Rockey, K. C., and Evans, H. R.: The Collapse Behavior of Plate Girders Loaded in Shear, The Structural Engineer, Vol. 53, No. 8, pp.313-325, 1975.
- 21) Lee, S. C. and Yoo, C. H.: Experimental Study on Ultimate Shear Strength of Web Panels, J. Structural Engineering, ASCE, Vol. 125, No.8, pp.838-846, 1999.
- 22) Lee, S. C. and Yoo, C. H., and Yoon, D. Y.: Behavior of Intermediate Transverse Stiffeners Attached on Web Panels, J. Structural Engineering, ASCE, Vol. 128, No.3, pp.337-345, 2002.
- 23) Hurst, A. M.: Tension Field Action in HPS Hybrid Plate Girders. Master's Thesis, University of Missouri -Columbia, 2000.
- 24) 玉田和也, 小野潔, 川村暁人, 西村宣男: 鋼逆 π 形箱桁橋架設系のせん断耐荷性能に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.808/I-74, pp.33-45, 2006.
- 25) MARC Analysis Research Corporation: MARC Volume B, Element Library, Version K7, 1997.
- 26) 伊藤久継, 野阪克義, 鈴木研二, 伊藤満: CFRP 板補強鋼桁の耐荷力に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol. 52A, pp.813-820, 2006.

(2006 年 9 月 11 日受付)