

合成I桁の曲げ，せん断相関強度解明に関する 実験的研究

稲葉 尚文¹・奥井 義昭²・長井 正嗣³・本間 淳史⁴・春日井 俊博⁵・野呂 直以⁵

¹正会員 中日本高速道路（株） 東京支社 沼津工事事務所（〒410-0011 静岡県沼津市岡宮焼土手1300-1）
（元 （株） 高速道路総合技術研究所 道路研究部 橋梁研究室）

E-mail:n.inaba.aa@c-nexco.co.jp

²正会員 埼玉大学教授 大学院理工学研究科（〒338-8570 埼玉県さいたま市桜区下大久保255）

E-mail:okui@mail.saitama-u.ac.jp

³正会員 長岡技術科学大学教授 環境・建設系（〒940-2188 新潟県長岡市上富岡町1603-1）

E-mail:nagai@nagaokaut.ac.jp

⁴正会員 東日本高速道路（株） 関東支社 建設事業部（〒110-0014 東京都台東区北上野1-10-14）
（元 （株） 高速道路総合技術研究所 道路研究部 橋梁研究室）

E-mail:a.homma.aa@c-nexco.co.jp

⁵正会員 （社）日本橋梁建設協会（〒104-0061 東京都中央区銀座2-2-18）

E-mail:t.kasugai@ybhd.co.jp, noro.tadayuki@nsc-eng.co.jp

我が国における鋼および合成橋梁の設計法は許容応力度をベースとしているが，世界のスタンダードは限界状態設計法である．とくに合成構造では降伏強度に比べて大きな塑性強度が期待できることから，限界状態設計法への移行によるメリットが期待できる．限界状態設計法の導入にあたっては，合成I桁の終局強度の正確な評価が重要となる．本文では，合成I桁の曲げとせん断の相関強度及びせん断強度に着目した実験を行った結果を報告する．あわせて，曲げを対象とした著者らの過去の数値計算に基づく成果を交え，曲げ，せん断強度評価法ならびに相関強度照査法の提案を行う．

Key Words : composite girder, flexure strength, shear strength, flexure-shear interaction

1. まえがき

近年，橋梁建設コストの縮減対応として，鋼系橋梁ではシンプルな横補剛システムをもつ2主I桁橋，少数I桁橋が開発され，建設数が増加する状況にある．また，連続合成桁設計は，現在でも桁橋全体の中では数%にとどまっているのが実情¹⁾とはいえ，コスト縮減に向けた対応として欠かせない取組みであり，採用数も徐々にではあるが増加する傾向にある．構造のシンプル化と少数I桁の採用によるコスト縮減に続いて，合成桁の復活によるコスト縮減が行われているが，このような状況の中，更なるコスト縮減対応には限界が見えてきたのも事実である．

さて，現行道路橋示方書²⁾(以下道示という)には，連続合成桁設計に関する規定が定められている．この規定は，周知の通り許容応力度設計法に基づくもので，終局限界状態の照査に当たり，コンクリートでは圧縮強度に対し

て，また鋼材では降伏強度に対して一定の安全率を見込む設計を行っている．つまり，鋼材については弾性限界を終局時の要求性能とする設計になっている．

一般に正曲げを受ける合成桁の終局強度は全塑性モーメントに達し，活荷重合成桁の場合，塑性モーメントは降伏モーメントの1.4～1.6倍程度となる．しかしながら，現行設計法では，この塑性モーメントは考慮できない．鋼桁単独を強度部材とする設計，つまり非合成桁設計を行う場合，降伏モーメントと塑性モーメントの差異は小さく，塑性化の影響を考慮した設計のメリットが少ないと言える．例えば，現在多く採用されている2主I桁橋では，そのウェブ高が約3000mm程度であるが，塑性モーメントに達するにはウェブの降伏後も，ウェブ座屈を防止する必要がある．薄いウェブの座屈防止には多数の水平補材を必要とするが，ウェブが薄いことから，塑性モーメントは降伏モーメントと大きく変わらないことになる．つまり，多数の水平補剛材で薄板ウェブを補剛して，

鋼材料にあわせて工数をかけても、強度上昇は小さいことになる。一方、無補剛ウェブを採用する場合、その板厚は50mm強(降伏点:355MPa対象)が必要^{3,4)}となって、実務上意味をなさない。このように、塑性強度を利用するメリットは合成桁ゆえに利用できるものの、現行の設計では、この点が考慮できない。また、ウェブそのものの強度設計についても、鋼桁単独としての強度設計を準用することになり、合成後のコンクリート床版の拘束効果が考慮できない。

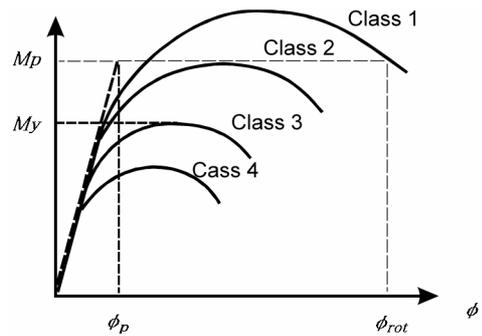
以上の説明でもわかるように、設計手法に関するパラダイムシフト(許容応力度設計法から限界状態設計法)によって更なる合理化、コスト縮減の可能性が伺える。このような設計へのシフトを考える場合、合成桁の曲げ、せん断強度評価法および曲げとせん断の関連強度評価法を確立しておく必要がある。すでにEurocode³⁾(以下ECという)やAASHTO-LRFD⁶⁾(以下AASHTOという)は20年近い歳月をかけて塑性強度を考慮できる設計法が完備され、「合成桁」「限界状態設計法」はグローバルスタンダードと言って過言ではない。一方で、国際競争時代の到来が避けられない現状では、我が国独自の評価手法、競争的な評価手法を構築しておくことは有益であると考えられる。しかしながら、我が国では、塑性強度を扱う独自の規準がなく、これまで出版された学会指針^{7,8)}においても、海外規準、主にはヨーロッパの鋼桁を対象とした規準³⁾を引用している状況である。

著者らは、以上のような状況を鑑み、「合成桁」&「限界状態設計法」をキーワードとした強度評価に関する研究に着手している^{9,11)}。また、これらの成果が文献¹²⁾に盛り込まれているが、これらの研究は解析的に基づくものである。本論文では、5体の合成桁モデルを作成し、曲げ、せん断の作用比率を変化させた実験を行い、その終局挙動や終局強度について説明するとともに、曲げ、せん断および関連強度照査法について考察を加え、設計手法の一層の洗練を計る。

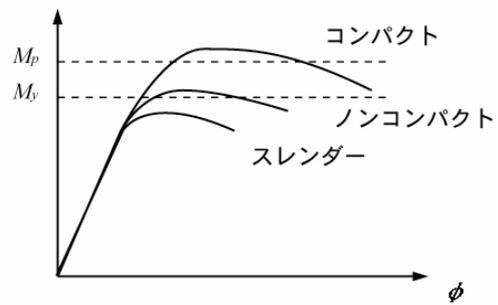
2. 曲げ、せん断および関連強度評価法の整理

(1) 曲げ強度評価

合成桁の曲げ強度(M_u)評価に関わるEC³⁾、AASHTO⁹⁾の断面区分を図-1に示す。図中、 M は作用モーメント、 ϕ は曲率、 M_p は塑性モーメント、 M_y は降伏モーメントである。なお、文献¹²⁾に両者の比較が記載されている。さて、ECとAASHTO(文献⁹⁾はAASHTOと同じ区分を採用)の区分は多少異なる。ECは断面をClass1~4に区分しており、Class1,2が塑性モーメント(M_p)に達する断面で、とくにClass1は、構造システムにメカニズムが形成されるまで断面に回転性能を要求するが、実際の構造としてはH形鋼橋梁が対応となる。AASHTOでは、これらをコン



(a) Eurocode



(b) AASHTO

図-1 断面クラスと曲げモーメント-曲率関係

パクト断面と呼んでいる。Class3は降伏モーメント(M_y)に達する断面で、Class4がそれ以外の断面である。AASHTOは、曲げ強度(M_u)が($M_p \geq M_u \geq M_y$)となる断面をノンコンパクト断面と呼んでおり、 $M_u < M_y$ となる断面をスレンダー断面と呼んでいる。

表-1, 2に区分式文献^{3),6,9)}を整理する。これらの区分式から以下のことが言える。

a)コンパクト断面に必要なウェブ厚は、文献⁹⁾の規定が最も薄い板厚を与える。

b)ECのコンパクト断面に必要なウェブ厚は、文献⁹⁾やAASHTOに比べてかなり厚くなる。この理由として、ECは鋼桁用の区分式を合成桁に適用した可能性が挙げられるが、詳細は不明である。なお、我が国の学会鋼構造設計指針PART-A⁴⁾における、鋼桁を対象とした断面区分(指針では塑性断面と呼んでいる)の判定式はEC(Class2)の規定値に近い。一方、合成桁を対象とする場合、鋼構造設計指針PART-B⁷⁾の規定、またその条項を採用している文献⁸⁾はECの引用である。

c)文献⁹⁾におけるノンコンパクト断面の定義では、鋼桁架設時に発生するモーメントが考慮されている。つまり、実情に即した2つの構造系(鋼桁と合成桁)によって荷重が受け持たれることが加味されたオリジナルな扱いを行っている。

表-1 断面区分式^{3,6)}

断面クラス	定義	判定式	
AASHTO	Compact	$M_u \geq M_p$	$2D_{cp}/t_w \leq 3.76\sqrt{E/f_y}$
	Noncompact	$M_p \geq M_u \geq M_y$	$2D_c/t_w \leq 5.7\sqrt{E/f_y}$
	Slender	$M_y \geq M_u$	上記以外
EC	Class 1	$M_u \geq M_p$	$b_w/t_w \leq \begin{cases} 36\varepsilon/\alpha & \alpha \leq 0.5 \\ 396\varepsilon/(13\alpha-1) & \alpha \geq 0.5 \end{cases}$
	Class 2	$M_u \geq M_p$	$b_w/t_w \leq \begin{cases} 41.5\varepsilon/\alpha & \alpha \leq 0.5 \\ 456\varepsilon/(13\alpha-1) & \alpha \geq 0.5 \end{cases}$
	Class 3	$M_p \geq M_u \geq M_y$	$b_w/t_w \leq \begin{cases} 42\varepsilon/(0.67+0.33\psi) & \psi \geq -1.0 \\ 62\varepsilon(1-\psi)\sqrt{-\psi} & \psi \leq -1.0 \end{cases}$
	Class 4	$M_y \geq M_u$	上記以外

注記： E ：鋼材の静弾性係数, f_y ：鋼材の降伏応力, $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$ [N/mm²]

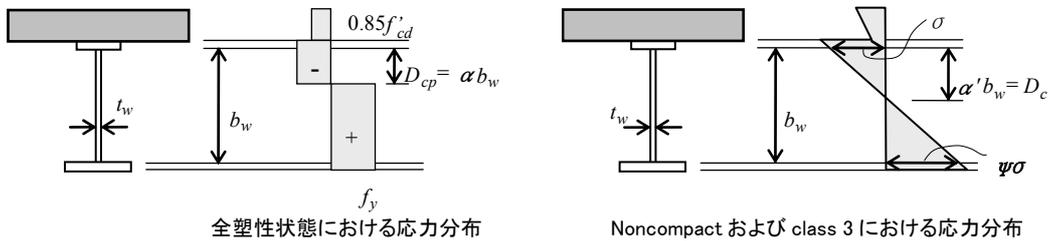


表-2 断面区分式⁹⁾

断面クラス	定義	判定式
Compact	$M_u \geq M_p$	$b_w/t_w \leq (2.0/\alpha)\sqrt{E/f_y}$
Noncompact	$M_p \geq M_u \geq M_y$	$b_w/t_w \leq \begin{cases} 1.7\Lambda/(0.67+0.33\psi) & \psi \geq -1.0 \\ 2.5\Lambda(1-\psi)\sqrt{-\psi} & \psi \leq -1.0 \end{cases}$
Slender	$M_y \geq M_u$	上記以外

注記： $\Lambda = \left[1 - 0.1 \left(\frac{M_1}{M_{ys}} \right) + 2.31 \left(\frac{M_1}{M_{ys}} \right)^2 \right]$ ただし $\frac{M_1}{M_{ys}} \leq 0.4$

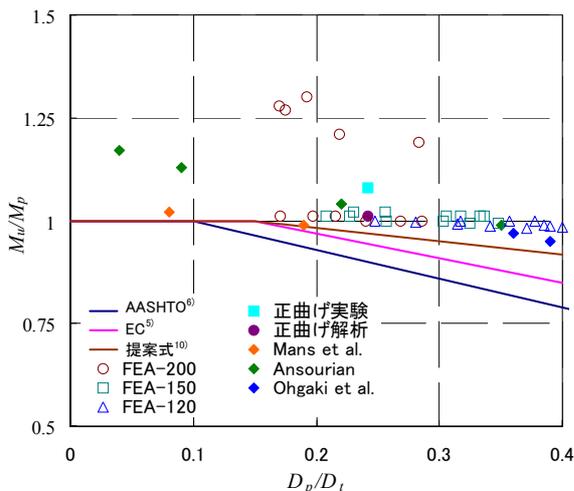


図-2 M_u/M_p と D_p/D_t の関係

次に、図-2にDuctility条件の比較を示す。図中、 D_t は合成桁のコンクリート床版を含む総高さ、 D_p はコンクリート上面と断面内の塑性中立軸の距離である。 D_p が大きくなると、コンクリートひずみが相対的に大きくなり、断面が全塑性状態になる前にコンクリートの圧壊が先行して、塑性モーメントに達しなくなる。Ductility条件は、

表-3 Ductility条件式

AASHTO ⁶⁾	$\frac{M_u}{M_p} = \begin{cases} 1.00 & \left(\frac{D_p}{D_t} \leq 0.1 \right) \\ 1.07 - 0.7 \frac{D_p}{D_t} & \left(0.1 \leq \frac{D_p}{D_t} \leq 0.42 \right) \end{cases}$
EC ⁵⁾	$\frac{M_u}{M_p} = \begin{cases} 1.00 & \left(\frac{D_p}{D_t} \leq 0.15 \right) \\ 1.09 - 0.6 \frac{D_p}{D_t} & \left(0.15 \leq \frac{D_p}{D_t} \leq 0.4 \right) \end{cases}$
提案式 ¹⁰⁾	$\frac{M_u}{M_p} = \begin{cases} 1.00 & \left(\frac{D_p}{D_t} \leq 0.15 \right) \\ 1.05 - 0.33 \frac{D_p}{D_t} & \left(0.15 \leq \frac{D_p}{D_t} \leq 0.4 \right) \end{cases}$

なると、コンクリートひずみが相対的に大きくなり、断面が全塑性状態になる前にコンクリートの圧壊が先行して、塑性モーメントに達しなくなる。Ductility条件は、

このことを考慮する低減係数で、図-2に示される。図中、EC⁹⁾では、S420, 450材が低減の対象となり、それより降伏応力が低い材料は低減の対象にしていない。また提案式¹⁰⁾は降伏強度が450N/mm²以下の鋼材を対象としている。図より、提案式¹⁰⁾の結果は実験結果に対して安全側の評価になっており、また低減率がEC(S420,450材を除く)やAASHTOに比べて小さいことがわかる。なお、表-3にそれぞれの低減評価式を示す。

(2) せん断強度評価

AASHTOでは、せん断強度(Q_u)の評価法として、式(1)に示すBaslerの強度評価式¹³⁾(以下Basler式という)が、若干の変形を行った上で採用されている。右辺第1項が座屈強度、第2項が後座屈強度(斜め張力場)を表しており、両者の和でせん断強度を評価する。Basler式は、アスペクト比(以下 α という)が小さくなると多少危険側の評価となると言われている¹⁴⁾が、かなり低い実験値を与える報告¹⁵⁾を除いて、Basler式で比較的精度よく強度評価が可能となる報告が多い^{14), 16)}。合成桁の場合、強度はBasler式より大きくなるという報告¹⁷⁾があるが、これはコンクリート床版のせん断に対する寄与が原因と考えられる。しかし、定量的な特定は困難を伴うこと、また安全側の立場から、この影響を無視して、鋼桁で計算したせん断強度評価が実橋梁の設計にも採用されている¹⁸⁾。

$$\frac{Q_u}{Q_y} = \frac{\tau_{cr}}{\tau_y} + \frac{\sqrt{3}}{2} \frac{1 - \tau_{cr}/\tau_y}{\sqrt{1 + \alpha^2}} \quad (1)$$

ここで、

$$\tau_{cr} = \begin{cases} \tau_e & (\tau_e \leq 0.8\tau_y) \\ \sqrt{0.8\tau_e\tau_y} & (\tau_e \geq 0.8\tau_y) \end{cases} \quad (2)$$

$Q_y (= \tau_y h_w t_w)$ は降伏せん断強度、 h_w はウェブ高、 t_w はウェブ厚、 τ_e は弾性せん断座屈強度、 τ_y は降伏せん断応力を表す。

一方、EC¹⁹⁾は、以下に示す評価式を提案している。

$$Q_u = (\chi_w + \chi_f) Q_y \quad (3)$$

ここで、 χ_w が座屈強度と後座屈(斜め張力場)強度の影響を考慮する係数で、 $\lambda_w (= \sqrt{\tau_y/\tau_e})$ をパラメータとして与えられ、 χ_f はフランジの影響であるが、 χ_w に比べて影響が小さいため、一般に無視される。

ECでは、 χ_w の評価にあたり、桁端部では、支点上の補剛材とは別に、桁端部のウェブ端を補剛する補剛材の有無により強度を変えている。また、 λ_w が小さい領域では、 Q_u が Q_y を超える。

道示²⁾では、せん断を受けるウェブの終局強度を考慮するため、弾性座屈強度(τ_e)に対して安全率(基準値 = 約1.7)を低減させた値(1.25)を考慮する。これは、薄肉多補剛の鋼桁単体の実験結果を整理して決定^{20), 21)}されており、少数I桁や合成桁の終局強度評価として妥当であるか不明である。

著者らは、合成桁のせん断強度はBasler式(1)で評価できると考えているが、文献¹⁷⁾の実験結果は $\alpha=3.0$ に限定されていることから、 $\alpha=1.5$ および 2.0 について実験検証を行った。

(3) 曲げとせん断の相関強度評価

(1), (2)では、曲げおよびせん断単独作用の強度評価を説明した。曲げとせん断が同時に作用する場合、特に一方の(作用/強度)比率が50%を超えると、一方の強度が単独作用時の終局強度に達しないことが報告されている。道示²⁾では、腹板の相関強度を評価する際に2乗相関則が採用されている。一方、文献^{14), 16)}では鋼I桁を対象に、4乗相関則が提案されている。

EC¹⁹⁾では、断面クラスに応じた照査式を与えている。全塑性に達する断面(Class 1,2)では、腹板の降伏強度を低減させ塑性モーメントを再定義する(このとき、塑性中立軸は低減前に得られた位置を使用)。Class3(桁の曲げ強度が降伏モーメントに達する断面)では、相当応力度の照査のみを行う。Class4(桁の曲げ強度が降伏モーメントに達しない)では、相関強度の照査式を与えている。

これに対して、2004年度版のAASHTO²²⁾では、相関強度の照査を行うこととしていたが、最新のAASHTO⁹⁾では、照査を不要としており、極めて興味深い。最近の、ウェブとフランジに強度の異なる鋼材を組み合わせたハイブリッド桁を対象とした実験結果²³⁾でも、相関が認められなかったことが報告されており、同じハイブリッド桁を対象とした文献¹⁵⁾の結果と大きく異なる。合成桁に関しては、文献²⁴⁾において解析的検討が行われ、相関による低減は見られない結果が得られているが、曲げの終局強度が降伏モーメントで整理されている。我が国では、合成桁を対象とした相関強度に関しては以上の検討²⁴⁾を除いて皆無であり、また相関を考慮すべきか否かについても我が国のこれまでの鋼桁を対象とした研究成果とAASHTOでは異なった見解が得られている。したがってこの妥当性を検証することは有益と考える。

3. 曲げとせん断の相関試験

(1) 実験概要

作用する曲げ(直線変化)とせん断の比率を変えた、すなわちスパンを変えた3つの試験体(スパン = 5.6, 7.0, 9.2m)を用いて、相関強度を検討する。载荷は3点载荷で、

着目パネルがスパン中央部に位置し、ウェブの α を1.5としている。一般に曲げ強度は α の影響を受けないことから1.5を採用した。

(2) 試験体

図-3, 4に、試験体の断面および側面形状を示す。抵抗する床版の幅と厚みは600mm, 200mm, 鋼桁は上, 下フランジが200mm×20mm, ウェブが1000mm×8.4mm(幅/高さ=119)である。スパン中央両側に $\alpha=1.5$ のパネルを設け、試験パネル以外の領域での座屈破壊などが生じないように設計している。スタッドは $\phi 22 \times 100$ を用い、1断面で3列配置とした。本数は桁が弾性状態にあるものとして、道示²⁾に準じて決定している。なお、スパンの短い桁、すなわちせん断が相対的に支配的となる桁から、それぞれケース(1), (2), (3)と呼ぶ。なお、ここではケース(1)を代表として記載した。また図中の黄色で着色した部分が

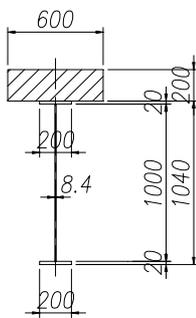


図-3 試験体断面図

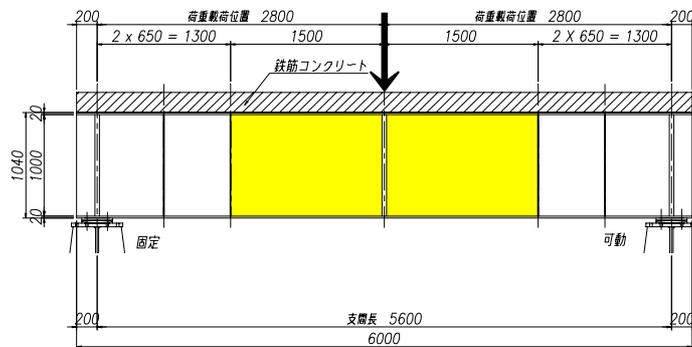


図-4 試験体側面図(ケース(1)の試験体)

(3) 材料強度と試験桁の曲げ及びせん断強度

表-4に鋼材とコンクリートの強度を示す。これらの強度を用いて桁の曲げ及びせん断強度を計算した結果を表-5に示す。計算に用いたコンクリート強度は、表-4中のコア抜き強度(40.75MPa:34日)である。各ケースで降伏モーメントや塑性モーメントにわずかな差異があるのは、材料強度の差異(表-4参照)に起因している。全塑性モーメントの計算では、コンクリート強度の85%を用い、応力ブロックを仮定して計算している(表-1中の図参照)。

いずれのケースも塑性中立軸は上フランジ内(上フランジ上縁から約7mm)にあり、 $(D_p/D_i)=0.167$ となることから、Ductility条件(塑性強度の低減)を考慮する必要がある。前述した文献⁹⁾の提案式を用いると、強度低下は0.5%のため、結果の整理にあたり、この影響は無視した。

表-4 鋼材とコンクリートの材料強度(単位: N/mm²)

		ケース(1)	ケース(2)	ケース(3)	せん断
上フランジ	降伏強度	307	307	307	307
	引張強度	441	441	441	441
ウェブ	降伏強度	314	314	329	329
	引張強度	438	438	440	440
下フランジ	降伏強度	307	305	307	307
	引張強度	441	439	441	441
コンクリート	設計基準	45	45	45	45
	現場養生	38.7(27日)	35.7(34日)	43.9(41日)	53.1(76日)
	水中養生	51.2(27日)	—	—	—
	コア抜き	40.75(34日)	39.00(41日)	40.90(46日)	50.7(83日)

表-5 断面の曲げせん断強度の計算値

	単位	ケース(1)	ケース(2)	ケース(3)
支間	m	5.6	7.0	9.2
降伏モーメント M_y	kNm	2,223	2,209	2,223
降伏時荷重 P_y	kN	1,588	1,262	967
全塑性モーメント M_p	kNm	3,061	3,033	3,127
全塑性時荷重 P_p	kN	2,186	1,733	1,360
せん断耐力 Q_u	kN	1,149	1,149	1,171
Q_u 時荷重 P_u	kN	2,298	2,298	2,343

また、せん断強度はBasler式(1)を用いて計算しており、床版が分担する効果は安全側の考えから無視している。

計算した終局強度を用い、スパン中央の作用モーメントが全塑性モーメントに達するとき($M/M_p = 1.0$)、作用せん断力と終局せん断耐力の比は、それぞれ、0.95, 0.75, 0.58となる。

(4) 載荷方法

スパン中央1点に荷重載荷する、いわゆる3点載荷を行った。載荷システムは静的ジャッキ (容量: 10000kN) を1台使用した。なお、載荷システムの制御は変位制御にて行った。

(5) 計測項目

図-5に、試験パネル内(ケース(1), (2), (3)共通)の計測ゲージの貼付け位置、ウェブ面外変位計測用の変位計の設置位置を示す。図-6は鉛直変位の計測で、ケース(1)の設置状況を示すが、他のケースも試験パネル($\alpha=1.5$ の範囲)は同様である。

(6) 結果と考察

a) 荷重と変位、ひずみ関係

図-7に、各ケースの荷重と変位の関係を示す。図中、縦軸が載荷荷重、横軸がスパン中央位置鉛直変位である。また、 P_w , P_p , P_y は、それぞれ実験で得られた最大荷重、計算上の塑性モーメントに達する荷重、降伏モーメント

に達する荷重である。また、梁理論で求まる曲げの変位量とせん断の変位量の合計値も図に記載した。

図より、 P_y に達するまでは、実験と梁理論とはほぼ一致しており、弾性範囲内での実験の妥当性を確認している。また、 P_y に達する荷重近傍から非線形性状が認められ、いずれのケースも塑性モーメントを超えて終局状態となる。これは、断面内の一箇所が全塑性状態になっても、他の領域が弾塑性状態にあることから、荷重が上昇すると考えられる。このことは鋼桁の同様の載荷試験でも認められている結果であり、鋼材のひずみ硬化の影響と考えられる。

今回の実験において、ウェブの顕著な変形は見られなかった。これは、合成桁の中立軸がウェブ上縁から約180mmの位置にあり、ウェブ内の多くの領域が引張状態となるためと考えられる。せん断が相対的に卓越するケース(1)では、多少の変形が生じているが、後述するように、せん断座屈が発生した影響と考えられる。

b) 終局状態

いずれのケースも、床版の圧壊で終局状態となった。ウェブについては、ケース(1)で、変形が認められたが、他のケースの変形は小さかった。図-8はケース(1)の終局状態で、コンクリートの圧壊に伴い、上フランジの座屈が見られた。図-9は終局時のウェブの変形で、せん断座屈、斜め張力場の発生が認められた。図-10は、変形状態を表示したものである。青線が載荷前、赤線が載荷後の変形を示している(図-23, 24も同様)。載荷前の最大変

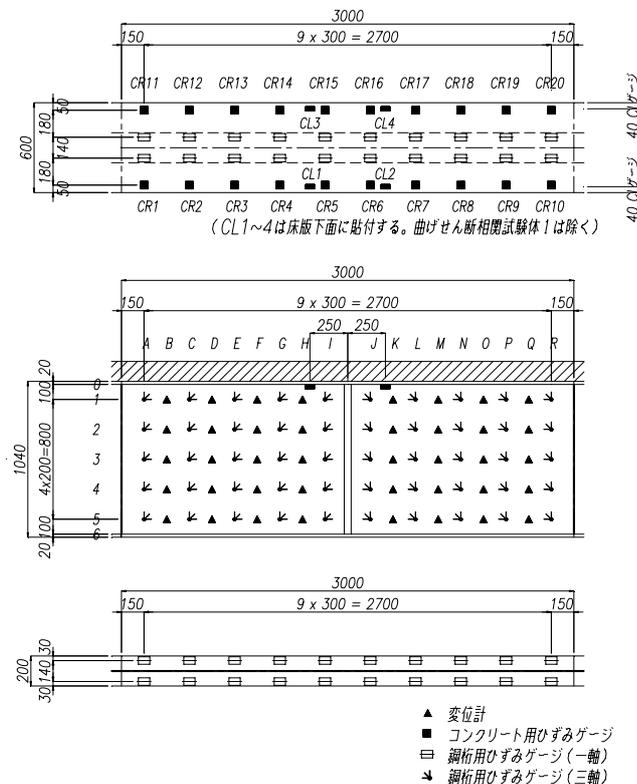


図-5 ひずみゲージと変位 (ウェブ面外) 計測位置

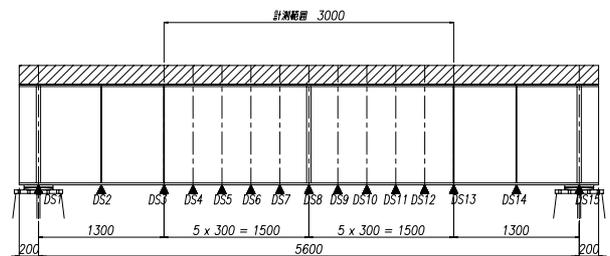


図-6 鉛直変位計測位置(▲位置が変位計位置を表す)

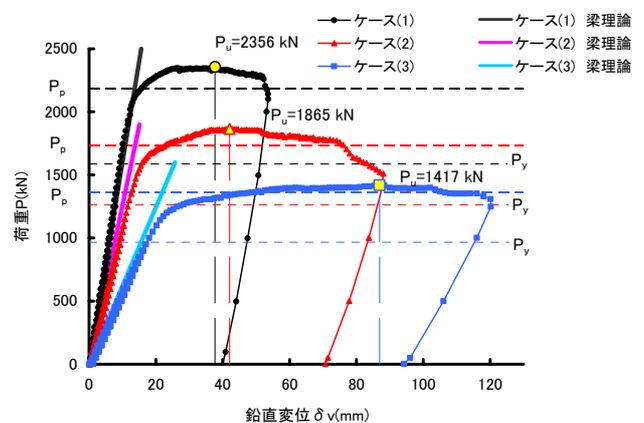


図-7 荷重-鉛直変位曲線



図-8 コンクリートの圧壊(ケース(1))



図-9 ウェブの変形(ケース(1))

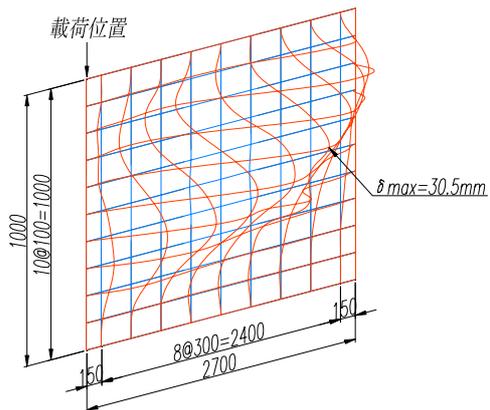


図-10 ウェブパネルの終局変形図(ケース(1))



図-11 コンクリートの圧壊と鋼桁の変形(ケース(2))



図-12 コンクリートの圧壊(ケース(3))

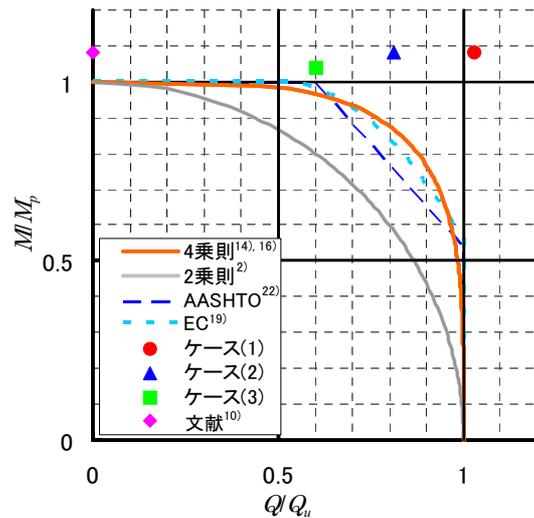


図-13 曲げせん断の相関強度

表-6 終局曲げ，せん断耐力

実験桁	実験値(終局強度)		計算値	
	M_u (kN・m)	Q_u (kN)	全塑性 M_p (kN・m)	せん断耐力 Q_{Rdsy} (kN)
ケース(1)	3298	1178	3061	1149
ケース(2)	3264	933	3033	1149
ケース(3)	3259	709	3127	1171

形量は，ケース(1)，(2)，(3)で0.5mmであり，载荷後の最大変形量は，ケース(1)で30.5mm，ケース(2)で26.0mm，ケース(3)で2.0mmであった．図-11はケース(2)の終局時

変形状態である．コンクリートの圧壊，続いて生じたフランジやウェブの座屈(板曲げ)変形が見られる．図-12はケース(3)の結果で，ケース(2)と同様であった．

c) 耐荷特性

表-6に実験結果と計算値の比較を示す。いずれのケースも、曲げ強度は断面の塑性強度(モーメント)を上廻った。また、曲げスパンが短く、せん断が卓越するほど、より大きな強度となる。この理由については先にも触れたが、試験パネル内の曲げの勾配が大きいと、一部の断面で塑性化が始まった後でも、他のケースに比べて塑性領域が相対的に小さい(弾性領域が相対的に多く存在する)ためと考えられる。

図-13に曲げとせん断の相関曲線を示す。図中には、文献¹⁰で紹介されている筆者らの実験結果(等曲げ試験)を含む。縦軸が終局時モーメントを塑性モーメントで無次元化した値、横軸がせん断力を、Basler式で計算した終局せん断力で無次元化した値である。図中の●、▲、■印が実験結果、◆印が文献¹⁰で紹介されている実験結果である。また、図中には、2乗相関式²⁾、4乗相関式^{14,15)}および、EC¹⁹⁾(点線)、AASHTO²²⁾(破線)の結果をプロットしている。なお、ECの計算では、断面がコンパクト断面のため、せん断力に応じてウェブの降伏強度を低下させた値を用いて計算している。これより、いずれの実験ケースでも、 $(M/M_p = 1.0)$ と $(Q/Q_u = 1.0)$ の枠の外に位置しており、相関が見られない結果が得られた。

4. せん断支配の試験

(1) 実験概要

既に説明したように、文献¹⁷⁾で、 $\alpha=3.0$ (鋼桁高/板厚=158)の鋼桁単独および、鋼桁にコンクリート床版を取り付けた合成桁各1体のせん断強度試験を行っている。ここでは、鋼桁のせん断強度については、Basler式から計算される強度と極めて良い一致を示すことを確認している。さらに、合成桁については、実験結果がBasler式か

ら得られる強度に対して16%程度大きくなることを確認している。この理由としては、床版のせん断分担が考えられる。しかし、強度アップの原因には、多くのパラメータが関与していると考えられ、その特定が困難と想定される。そのため安全側の考えから、合成桁についても、Basler式で評価してよいとしている。

本研究では、 $\alpha=1.5, 2.0$ を選び、2体(実際は後述の通り1体の試験体を作成)の合成桁の強度試験を行うこととし、同じくBasler式による強度との比較を行うこととした。

(2) 試験体

図-14に試験体の断面を示す。断面は基本的に「3.曲げとせん断の相関試験」と同じであるが、鋼桁下フランジ幅を400mmとし、200mm広くしている。これは、後述するように、今回の載荷方法では、せん断とともに、試験パネル内に曲げモーメントが作用し、厳密には、3.と同様の曲げとせん断の相関試験となる。試験パネル内のゼロから線形変化する最大の作用曲げモーメントが曲げ強度(合成桁の場合、塑性モーメント)の50%以下になること、あわせ試験体の必要長さを考慮して、下フランジ幅を400mmにアップした。図-15に試験体の側面形状を示す。試験体は1体製作し、両端部に、それぞれ $\alpha=1.5, 2.0$ の区間を設けた。したがって、片側の強度試験を行った後に、もう一方の側の試験を行う。鋼桁高は1000mmで、板厚が8.4mm、(桁高/板厚)比は119となる。なお、強度試験の対象外となる鋼桁区間(この区間内の作用せん断力は試験パネルの約18~23%)では、垂直補剛材を多数(800mm及び1000mmピッチ)配置して座屈を阻止している。

(3) 材料強度と試験体の曲げ及びせん断強度

鋼材の降伏強度、引張強度、また鉄筋の降伏強度は表-4中の「ケース(3)」の値と同一である。コンクリート

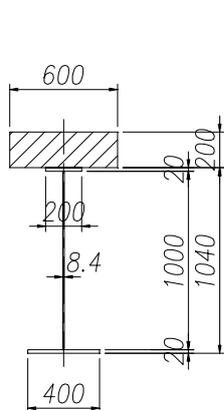


図-14 試験体断面

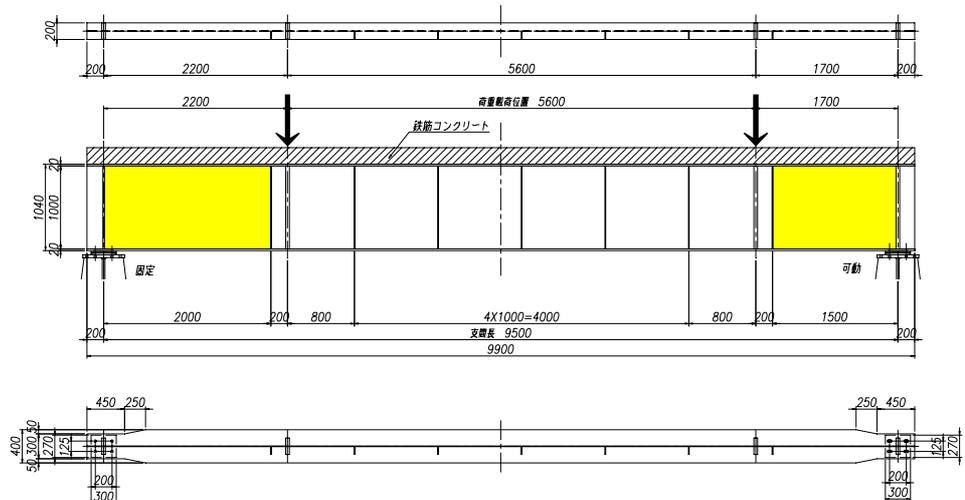


図-15 試験体側面形状(黄色で着色した部分が試験パネル)

の圧縮強度は、試験日(打設後76日)で53.1MPaである。これらの材料強度を用いて、桁の強度を計算すると、降伏強度は3487kN・m、塑性モーメントは4490kN・mとなる。また、せん断耐力はBasler式を用いて計算したが、 $\alpha=1.5$ の場合、1171kN、 $\alpha=2.0$ の場合、1043kNとなる。載荷荷重に換算すると、それぞれ、1427kN、1358kNとなる。なお、塑性モーメントの算出は、前述と同様に応力ブロックを仮定して計算している。

(4) 載荷方法

載荷方法は、各ケースにつき3点載荷で、図-15に矢印で示すように載荷した。今回の載荷では、既に説明したように、試験パネルにせん断と同時に曲げ(直線変化)が作用する。

(5) 計測項目

図-16,17のゲージの貼付け位置ならびに変位の計測位置を示す。桁軸方向に300mmピッチ(桁高方向は200mmピッチ)でひずみとウェブ面外変位を計測した。

(6) 結果と考察

a) 荷重変位関係

図-18に荷重と桁の載荷位置変位の関係を示す。橙●が $\alpha=1.5$ の結果で、緑▲が $\alpha=2.0$ の結果である。最初に $\alpha=1.5$ 側のせん断強度試験を行ったが、荷重(ピーク荷重以降は強制変位)がほぼ一定の状態を試験を終了させた。これは、同じ試験体を用いて、もう一方の側で再度試験を行うため、事前の大きな変形が一方に与える影響について不明であったためである。一方、 $\alpha=2.0$ 側では、斜め張力場が明確に生じるまで載荷した。なお、桁が降伏

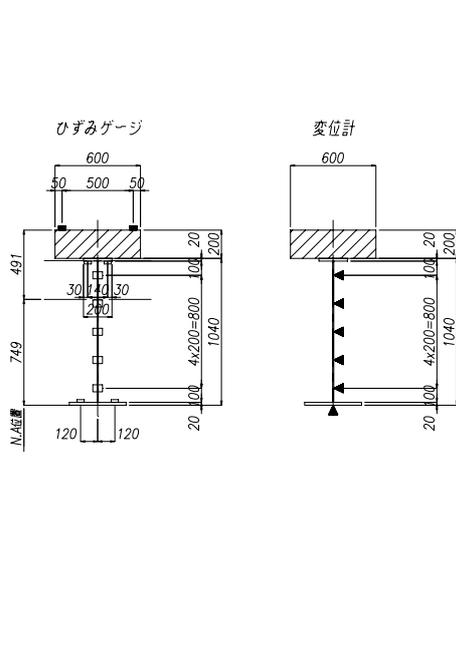


図-16 ひずみゲージと変位計の位置(断面内配置)

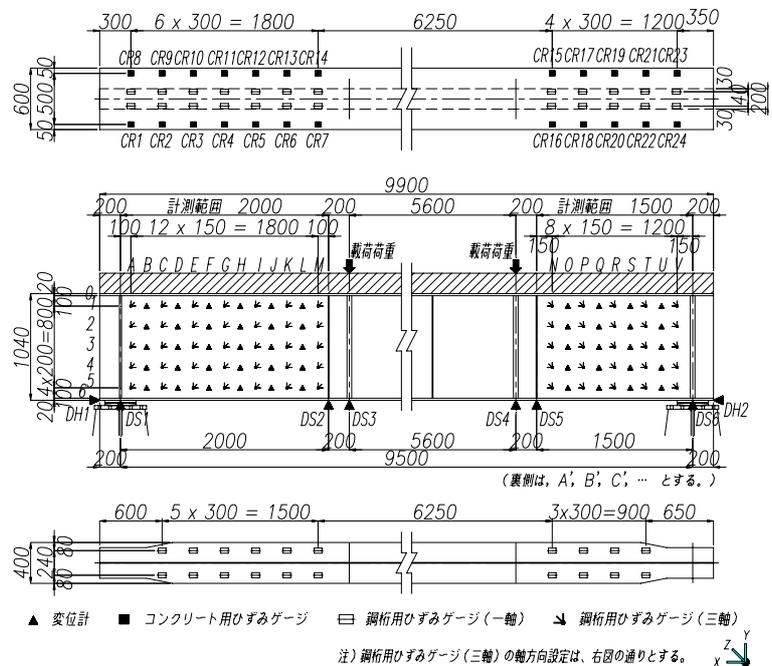


図-17 ひずみゲージと変位計の位置

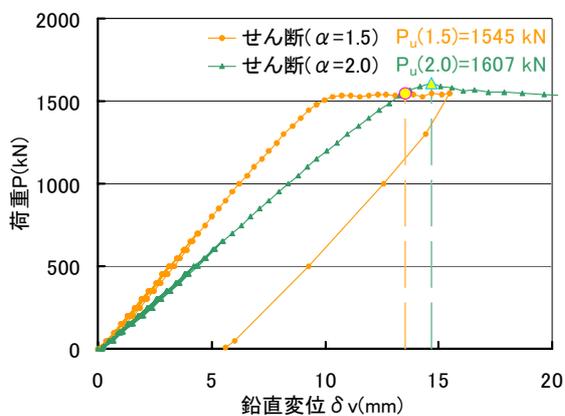


図-18 荷重-鉛直変位の関係

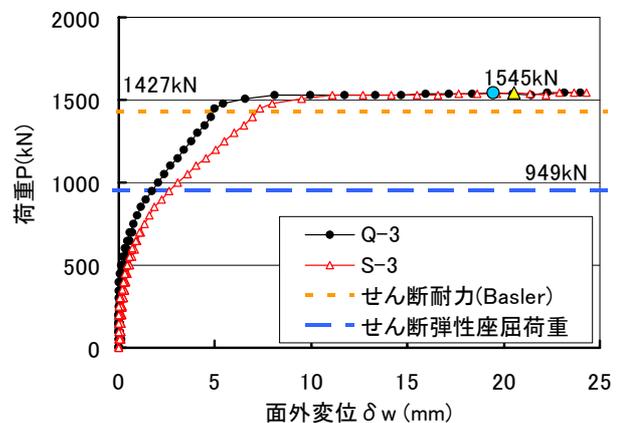


図-19 荷重-面外変位関係($\alpha=1.5$, Q, S断面)

モーメントに達する載荷荷重は、約2500kN弱のため、上記のピーク荷重の状態では、下フランジは弾性状態にある。

$\alpha=1.5$ の場合の最高荷重は1545kN、 $\alpha=2.0$ の場合の最高荷重は1607kNとなり、両者の差異は小さいとはいえ、 $\alpha=2.0$ のせん断強度が多少高くなった。Basler式で計算した強度に対しては、 $\alpha=1.5$ の場合、8%強、 $\alpha=2.0$ の場合、18%程度の高い強度が得られた。文献¹⁷⁾の $\alpha=3.0$ の実験では、16%程度実験値が高かったが、 $\alpha=1.5$ の結果が若干小さめとなるものの、Basler式より大きい値が得られることは確認できた。

図-19に、 $\alpha=1.5$ のケースの荷重とウェブの面外変位の関係を示す。図より、弾性座屈に起因する明確なウェブ変位の急増は見られず、計算した弾性座屈荷重(4辺単純支持)よりやや低い荷重から変位が大きくなり始め、Baslerのせん断強度に対応する荷重を超えたあたりで、

荷重がほぼ一定のまま変位が急増する。図-20がQ,S断面(図-17参照)のウェブの最大面外変位で、これまでに報告されている変位、変形と同様の傾向を示している。

図-21が $\alpha=2.0$ の結果である。このケースでは、荷重が1200kNを超えたあたりで変位の急増が見られるため、弾性座屈が生じたと考えられる。計算上の弾性座屈(4辺単純支持)荷重は903kNのため、計算値より約30%高い荷重で座屈が生じている。これは、ウェブ端部の支持条件の影響と考えられる。このケースの最高荷重は1,607kNで、Basler式による強度に比べて18%程度大きい値となった。弾性座屈荷重が計算値に比べて30%程度高かったが、Basler式を用いて検討すると、せん断耐力は約12%アップする。終局せん断強度は18%の上昇には床版の効果が含まれ、この効果が定量的に評価できていない。そのため、弾性座屈の向上が、終局強度の上昇にどの程度影響を与えているのかは不明である。なお、図-22がD,J

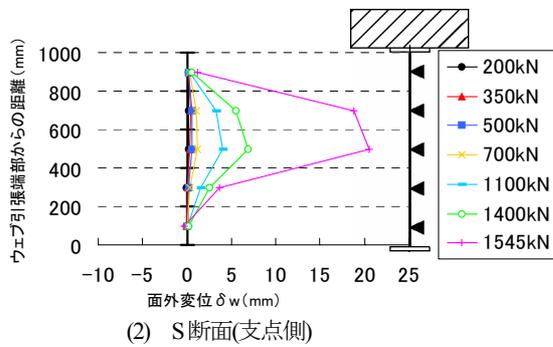
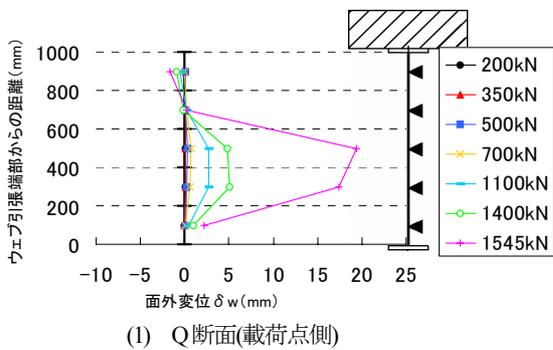


図-20 ウェブの面外変位($\alpha=1.5$, Q, S断面)

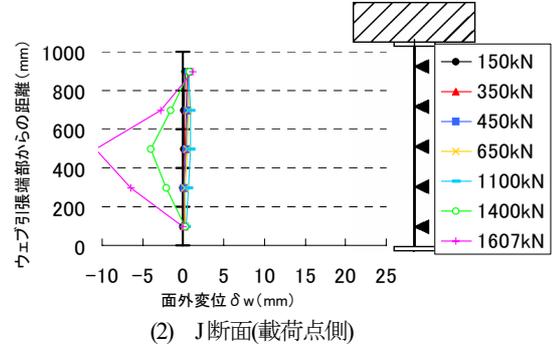
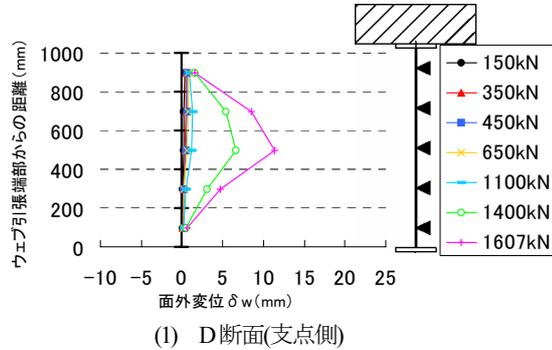


図-22 ウェブの面外変位($\alpha=2.0$, D, J断面)

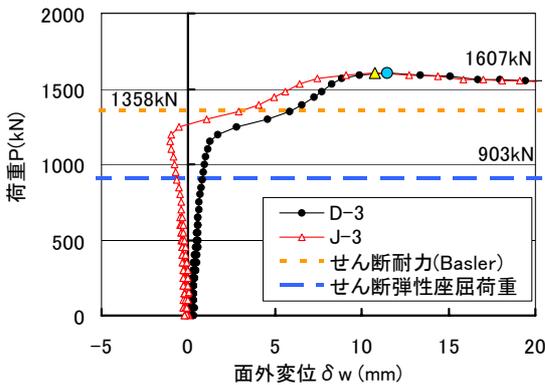


図-21 荷重-面外変位関係($\alpha=2.0$, D, J断面)

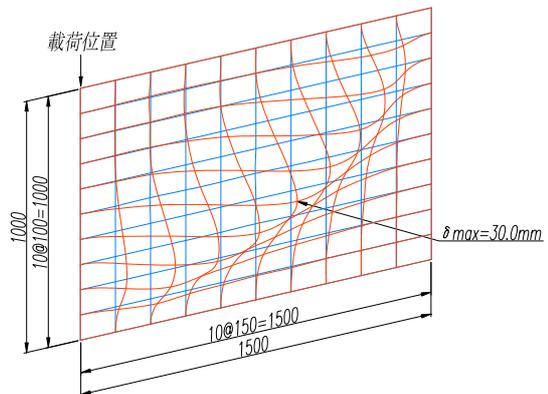


図-23 ウェブパネルの終局変形図($\alpha=1.5$)

断面(図-17参照)のウェブの最大面外変位である。

b) 終局状態

図-23に $\alpha=1.5$ のケースのパネル全体の面外変形を表す。荷重前の最大変形量は0.5mmであり、荷重後の最大変形量は30.0mmであった。この計測結果より、斜め張力場が生じていることがわかる。図-24が終局直前($P=1509\text{kN}$)の主応力分布であるが、当初弾性状態の45度から、対角線方向に主応力の方向が変化する。図-25は終局時ウェブ

の変形状況である。このケースでは、先に説明したように、斜め張力場がある程度生じた状態で試験をストップしていることから、張力場そのものは見づらい。また、斜め張力場の方向はパネルの対角線方向であった。図-26が $\alpha=2.0$ の場合の面外変形である。荷重前の最大変形量は0.5mmであり、荷重後の最大変形量は51.5mmであった。また、図-27が終局直前($P=1532\text{kN}$)の主応力分布である。図-28に終局時のウェブ変形であるが、斜め張力

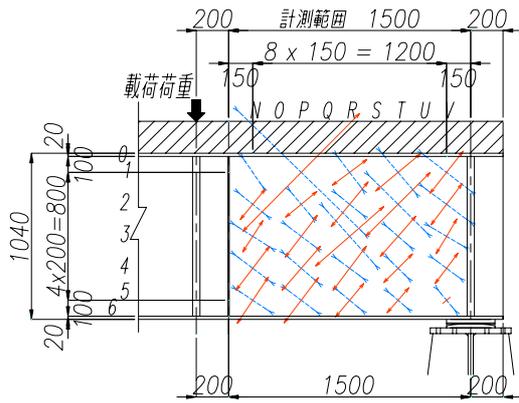


図-24 終局直前の主応力状態($\alpha=1.5$)

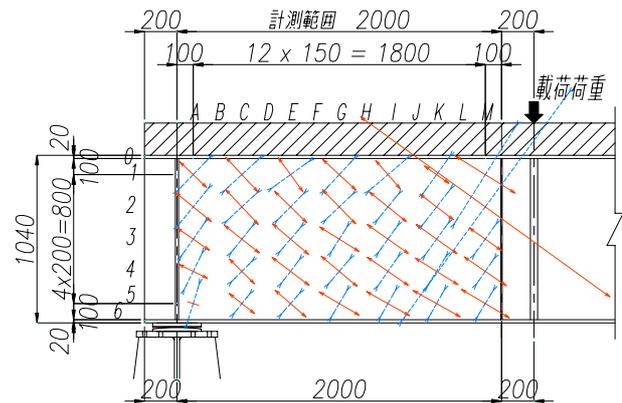


図-27 終局直前の主応力状態($\alpha=2.0$)

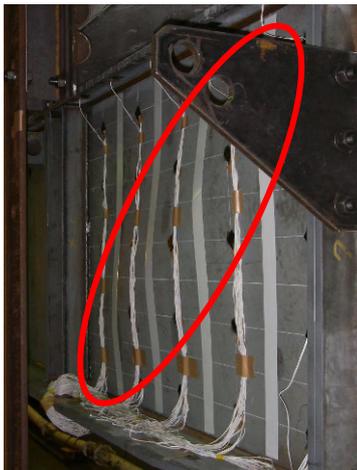


図-25 終局時ウェブパネルの斜め張力場($\alpha=1.5$)

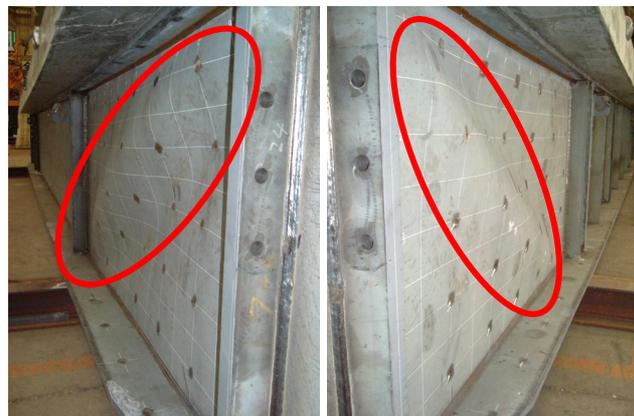


図-28 終局時ウェブパネルの斜め張力場($\alpha=2.0$)

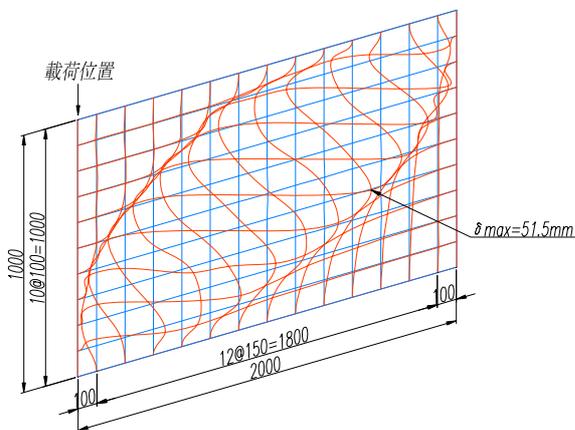


図-26 ウェブパネルの終局変形図($\alpha=2.0$)

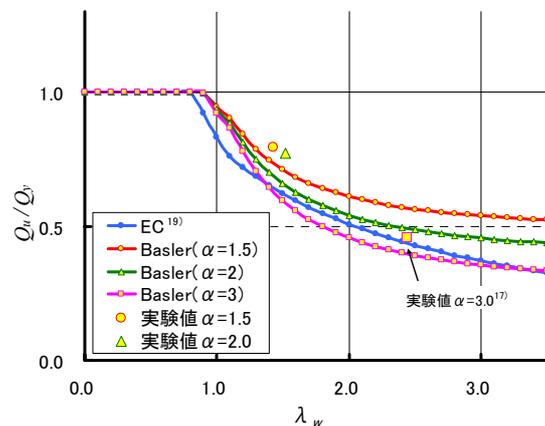


図-29 せん断強度の比較

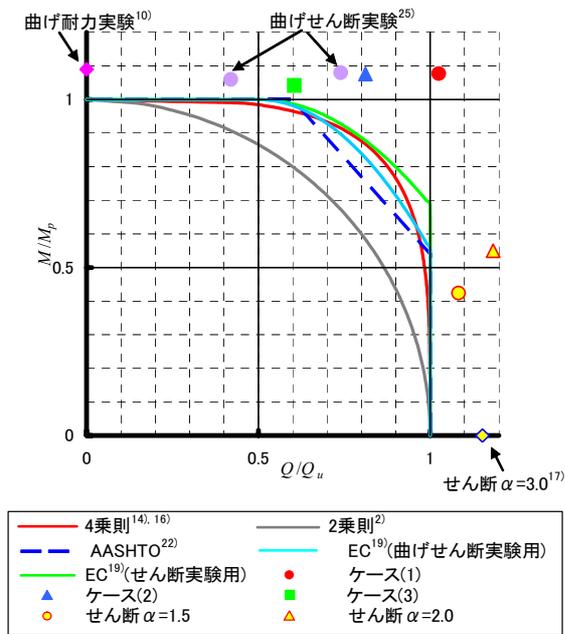


図-30 曲げせん断相関関係図(全ケース)

場の発生が明確である。この図より、このケースも、張力場は対角線方向に発生している。張力場の方向に関するこれらの結果は、文献¹⁷⁾の $\alpha=3.0$ で得られた結果と同様であった。

c) 耐荷特性

図-29に今回の実験結果をプロットする。また、 $\alpha=3.0$ ¹⁷⁾の結果もあわせプロットしている。図中の縦軸が終局せん断強度と降伏強度の比、横軸がパラメータ $\lambda_w (= \sqrt{\tau_y/\tau_e})$ である。また、図中、○、△、□印がBasler式で評価した強度で、 α に応じて3つの曲線が与えられる。青●印はECの強度式である。 $\alpha=1.5, 2.0$ の実験結果は、先にも説明したように、Basler式による強度に比べて、それぞれ8,18%程度大きい。一方、ECはBasler式に比べてさらに強度を低く評価する。 $\alpha=3.0$ の場合、Basler式に比べて16%(前出)程度大きい値となっているが、ECとは比較的近い値となっている。

以上の2ケースともに、実験値はBasler式によるせん断強度より大きい結果となった。合成桁としての終局せん断強度の特定には、まだまだ多くのパラメータを考慮した検討が必要と考えられ、今後の課題となるが、本研究の成果としては、合成桁のせん断強度として、安全側で、Basler式を適用できると言える。なお、ECは $\lambda_w=1.5$ 前後でBasler式よりさらに強度を低く評価することとなる。また、 $\lambda_w=2.5$ では、実験と近くなり、床版の効果が考慮できない可能性があると言える。これより、現時点ではBasler式の適用を推奨する。

5. まとめ

今回実施した、曲げ・せん断作用、せん断卓越の実験

結果を相関曲線で整理したのが、図-30である。図中には、今回実施した5ケースの実験結果とともに、著者が別途実施した等曲げ試験結果¹⁰⁾、せん断パネル内にはほぼ等しいプラス、マイナスの小さい値の曲げモーメント(直線変化)を発生させた試験結果¹⁷⁾、 $\alpha=3.0$ 程度の試験パネルに曲げせん断を発生させた試験結果²⁵⁾の4ケースを追加している。図より、相関強度照査を意図した3ケース、せん断が卓越する2ケースとともに、強度比1.0の正方形の枠の外にプロットされていることがわかる。少ないケースとはいえAASHTO²²⁾との対比からも、正曲げを受ける合成桁については、相関強度の照査を無視してよいと考えられる。また、 α を変化させた本実験結果から、Basler式(1)により、せん断強度を安全側に評価できるといえる。ただし、架設系を対象とした鋼桁単独(合成桁では中間支点位置で負曲げモーメントを受ける桁)に関しては、相関強度の照査を無視してよいかについては今後の課題となる。特に、文献¹⁴⁾・¹⁶⁾の結果からは4乗相関式が推奨され、文献²³⁾・²⁶⁾の結果からは相関は無しとしているため、今後も相関強度の検討を行う予定である。

以上の結果ならびに曲げ強度に関するこれまでの筆者らの検討結果を踏まえ、降伏強度が 450N/mm^2 以下の鋼材および圧縮強度 40N/mm^2 程度のコンクリートを使用した鋼少数I桁の正曲げを受ける合成桁の終局強度評価方法として以下を提案する。

- a) 曲げ強度評価：表-2に示したGuptaら⁹⁾の判定式で断面クラスを判定。合成桁では、とくに少数I桁橋では鋼桁1本あたりの床版面積が大きいことから、塑性中立軸は床版内に存在し($D_\varphi \leq 0$)、コンパクト断面と判定される。次に、同じくGuptaら¹⁰⁾のDuctility条件式から低減を検討する。
- b) せん断強度評価：式(1)より評価する。
- c) 曲げ、せん断相関強度評価：照査不要とする。

ここで提案する曲げ強度評価⁹⁾・¹⁰⁾については、EC⁹⁾、AASHTO⁹⁾に比べて、a)最も薄いウェブ厚が選べる、b)より大きな値が得られるductility条件式(低減量が小さい)を提案している、c)架設系(鋼桁単独)と完成系(合成桁)の構造系の差異に配慮している、点に優位性があると言える。一方、せん断強度や曲げ・せん断の相関強度については、より小さい断面が設計可能となるという観点からは、AASHTOと同等以上である。ECの強度式は、実務上適用例が多いアスペクト比2.0以下で強度を低く評価してしまうことと、相関強度の照査を必要としている。一般に、せん断力は、桁のうち端部と中間支点位置の限定された箇所で、断面決定にかかわっており、桁のかなりの部分は曲げで決定されることを考えると、本提案の優位性が言える。

本文が、今後、相関強度の照査をどのように行うかについての議論の一助となれば幸いである。あわせて、合

成桁の限界状態設計法構築に役立てば幸いである。

参考文献

- 1) 山口栄輝：鋼橋設計の合理化，B+F(特集号)，Vol.40，No.8，pp.40-43，2006.
- 2) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，I 共通編，II 鋼橋編，丸善，2003.
- 3) CEN：Eurocode3，*Design of steel structures*，Part 1-1：General rules and rules for buildings，2003.
- 4) (社)土木学会鋼構造委員会：鋼構造物設計指針 PART-A 一般構造物(平成9年度版)，丸善，1996.
- 5) CEN：Eurocode4，*Design of composite steel and concrete structures*，Part2，General rules and rules for bridges，2004.
- 6) AASHTO：LRFD bridge design specifications -2005 interim revisions，Washington,D.C.，2005.
- 7) (社)土木学会鋼構造委員会：鋼構造物設計指針 PART-B 合成構造物(平成9年度版)，丸善，1996.
- 8) (社)土木学会鋼・コンクリート合成構造連合小委員会：複合構造物の性能照査設計指針(案)，丸善，2002.
- 9) Gupta, V.K., Okui, Y. and Nagai, M.：Development of web slenderness limits for composite I-girders accounting for initial bending moment，土木学会論文集 A，Vol. 62，No. 4，pp.854-864，2006.
- 10) Gupta, V.K., Okui, Y., Inaba, N. and Nagai, M.：Effect of concrete crushing on flexural strength of steel-concrete girders，土木学会論文集 A，Vol. 63，No. 3，pp.475-485，2007.
- 11) (社)日本鋼構造協会：合成桁の限界状態設計法試案，JSSC テクニカルレポート，No.70，2006.
- 12) (社)土木学会鋼構造委員会：鋼・合成構造標準示方書【総則編，構造計画編，設計編】(2007年度制定)，丸善，2007.
- 13) Basler, K.：Strength of plate girders in shear，*Journal of Structural Division*，ASCE，Vol.87，No.ST7，pp.151-180，1961.
- 14) 玉田和也：鋼逆π形箱桁橋架設系の耐荷性能と立体挙動に関する研究，大阪大学学位論文，2005.
- 15) 前田亮太，野村昌孝，野坂克義，奥村学，伊藤満：ハイブリッド桁の斜め張力場を考慮したせん断耐荷力に関する研究，構造工学論文集，土木学会，Vol.53A，pp.1-12，2007.
- 16) 西村宣男，玉田和也，小野潔：鋼桁橋を対象とした強度設計の性能規定化(招待論文)，構造工学論文集，土木学会，pp.87-96，2007.
- 17) 大垣賀津雄，川口喜史，磯江暁，高橋昭一，川尻克利，長井正嗣：合成 2 主桁橋の鋼主桁補剛設計に関する実験的研究，構造工学論文集，土木学会，Vo.44A，pp.1229-1239，1998.
- 18) 中日本高速道路(株)：設計要領，第二集，橋梁建設編，2009.
- 19) CEN：Eurocode3，*Design of Steel Structures*，Part 1-5；Plated structural elements，2004.
- 20) Komatsu, S.：Ultimate Strength of Stiffened Plate Girders Subjected to Shear，*Proc. IABSE Colloquium*，London，pp.49-65，1971.
- 21) 小松定夫，西村宣男：せん断力を受けるプレートガーダーの設計基準と極限強度に対する安全について，第18回橋梁構造工学研究発表会論文集，pp.129-136，1971.
- 22) AASHTO：LRFD bridge design specifications -3rd Edition，Washington，D.C.，2004.
- 23) Azizinamini, A., Hash, J.B., Hankel, A.J. and Fairimani, R.：Shear capacity of hybrid plate girder，*Journal of Bridge Engineering*，ASCE，pp.535--543，2007.
- 24) 大垣賀津雄，安川義行，稲葉尚文，長井正嗣：正曲げモーメントを受ける合成 2 主桁無補剛腹板の弾塑性挙動に関する解析的研究，第 5 回複合構造の活用に関するシンポジウム講演論文集，土木学会鋼・コンクリート合成構造連合小委員会，pp.49-56，2003.
- 25) 長井正嗣，稲葉尚文，奥井義昭，宮下剛，平山繁幸，細見直史：合成 I 桁の正，負曲げ及び相関強度評価に関する一考察，構造工学論文集，土木学会，Vo.55A，pp.115-123，2009.
- 26) 竹谷純一，野坂克義，奥村学，伊藤満：曲げ-せん断組合せ荷重を受けるハイブリッド桁のせん断耐荷力性状に関する一考察，土木学会論文集 A，Vol. 64，No. 2，pp.530-541，2008.

(2009.12.7 受付)

EXPERIMENTAL STUDY ON COUPLED FLEXURE AND SHEAR STRENGTH OF COMPOSITE GIRDERS

Naofumi INABA, Yoshiaki OKUI, Masatsugu NAGAI, Atsushi HOMMA,
Toshihiro KASUGAI and Tadayuki NORO

In Japan, Allowable Stress Design (ASD) method has been used for more than 30 years. However, Limit State Design (LSD) method is now global standard design procedure. Since the ultimate flexure strength of composite girder can attain to the plastic moment, which is considerably higher than the yield moment, benefit from introducing LSD is apparent. On developing LSD, correct evaluation of ultimate strength is one of the important issues. In this paper, experimental results on ultimate coupled flexure and shear strength are given. Furthermore, citing our previous analytical results on the ultimate flexure strength, we proposed a method for evaluating flexure, shear and coupled strength of composite girders.