

# 2重合成I桁の曲げ及びせん断強度の評価方法 に関する実験的研究

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

<sup>1</sup>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

<sup>2</sup>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

<sup>3</sup>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

<sup>4</sup>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

<sup>5</sup>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@eng.nsc.co.jp

旧日本道路公団では、鋼橋の合理化及びコスト削減を図るため、少数I桁や連続合成I桁の取組みを行い採用してきた。また筆者らは、さらなるコスト削減のため、グローバルスタンダードと言える限界状態設計法の導入を図ることを目的として、合成桁支間部における曲げ強度の評価方法を提案した<sup>1) 2)</sup>。さらに、中間支点部においては、圧縮側鋼部材にコンクリートブロックを取付けた2重合成I桁構造を提案している。本論文は、2重合成I桁構造における曲げ強度とせん断強度について、実験により強度確認を行い、その結果、曲げ強度においては、筆者らが提案した評価式を発展させることにより評価可能であること、せん断強度においては、Baslerの強度式を発展させることにより評価可能であることを示した。

**Key Words :** *I-girder, double-composite girder bridges, ultimate flexure strength, ultimate shear strength*

## 1. はじめに

連続合成桁の負曲げモーメントが作用する中間支点位置では、コンクリート床版にひび割れが生じるため、一般に、「鋼桁+鉄筋」断面を抵抗断面として設計が行われる<sup>3)</sup>。中間支点部の圧縮側フランジに床版を設置して荷重に抵抗させる形式を2重合成構造と呼んでおり、ドイツにおいて、比較的スパンの長い合成箱桁橋や合成トラス橋に数多く採用されている<sup>4)</sup>。また、合成I桁を対象とした2重合成構造の検討も行われている<sup>5)</sup>。中間支点部の下フランジに床版を設置することで、下床版をもつ合成桁としての設計が可能となり、鋼断面の節約と曲げ剛性の増加につながるメリットが期待できる。一方で、全体重量の増加や下床版コンクリートのクリープ、乾燥収縮による圧縮力の増加と、それに伴う負曲げモーメント

の増加、不静定モーメントの導入などを考慮することによる設計の手間や、また施工の手間が増える、といった問題が挙げられる。我が国においても、2重合成構造の提案、箱桁を対象とした曲げ強度の終局強度に関する研究<sup>6) 7)</sup>が既に行われているが、強度評価方法に関して、早急な提案が望まれている。

筆者らは、この構造を用いることで橋全体の曲げ剛性が大きくできる点に着目しており、長スパン(スパン80~120m)における鋼箱桁橋やPC箱桁橋に対する競争的提案のひとつと考えている。ただし、下床版を設置して曲げ剛性が大きくできても、中立軸が断面の下方に大きく移動し、上床版側鉄筋や上フランジの断面係数が通常構造と大きく変化せず、それらに作用する応力が大きく変化しない可能性が高い。現行の許容応力度設計法では、鋼材の降伏強度が断面の曲げ強度となる。そのため、上

床版側鉄筋や上フランジの発生応力が変化しないとすれば、断面の曲げ強度が上床版側鉄筋の降伏強度に支配され、降伏曲げ強度の増加はあまり期待できないことになる<sup>8,9)</sup>。一方、限界状態設計法に移行し、2重合成構造を採用することで、鋼圧縮フランジや腹板圧縮領域がコンクリート下床版で拘束され、全長にわたりコンパクト断面(曲げ強度が全塑性モーメントに達する合成I桁断面)設計が可能となる<sup>8,9)</sup>。つまり、終局曲げ強度の大幅な増加が期待できる。

繰り返すことになるが、このような設計を行うためには、グローバルスタンダードと言える限界状態設計法の導入が欠かせない。周知の通り、我が国では許容応力度設計法が採用されており、断面の最大強度は降伏モーメントまたは座屈強度のうち小さい方の値となり、塑性モーメントは考慮できない。また、我が国における桁橋の設計は、多くが非合成設計を採用している<sup>10)</sup>。つまり、コンクリートの主桁作用に対する寄与を無視し鋼桁がすべての荷重を受けもつ設計である。この場合、鋼桁単独の塑性モーメントを考慮しても、そのメリットは小さい。理由は次の通りである。薄い腹板の降伏域での座屈防止のために複数の水平補剛材を用いると、腹板が薄いことから(塑性モーメント/降伏モーメント)の比は小さく、水平補剛材を設けるメリットは小さい。また、水平補剛材を用いない場合は、かなり厚い腹板が必要となり、経済的合理性という観点からは意味をなさない。例えば、ウェブ(3000×15mm)をもつI桁断面( $\sigma_y = 355\text{MPa}$ )を考える。水平補剛材を複数設ける場合、(塑性モーメント/降伏モーメント)の比は約1.05程度で、比較的小さい値である。一方、水平補剛材を設けない場合、腹板の板厚は50mm程度<sup>11,12)</sup>必要となる。このように、我が国の現行設計の主流である許容応力度設計法と非合成設計の組合せでは、限界状態設計の導入、鋼桁の塑性強度を終局強度として評価するメリットは小さいと言える。

一方、活荷重合成桁に着目すると、架設時の安定性をクリアすることが条件となるが、薄い腹板厚のままで塑性モーメントに達し、その強度は、現設計で最大強度とみなされている降伏モーメントの1.4~1.6倍程度となる。このように、合成桁を用いる場合は、限界状態設計、終

局限界状態での強度として塑性強度を導入することで、新たな展開、メリットが期待できる。さらに2重合成桁を採用すれば、連続桁全長にわたり終局曲げモーメントが塑性モーメントとなる。この場合、終局限界状態の照査において、作用としての収縮、クリープさらに温度応力が無視できる。これは、塑性強度が応力履歴に依存しないためである。なお、使用限界状態の照査、弾性限界を保持する照査では応力履歴を考慮する必要があるが、照査にあたり、AASHTO-LRFD(以下、AASHTOという)<sup>13)</sup>では荷重係数を小さく設定している。

これまで、シンプルな横補剛システムをもつ少数I桁の開発や合成桁の採用による建設コスト縮減を図っているが、合成少数I桁橋の構造を一層シンプル化し、さらなるコスト縮減を図るには限界があると言える。このような状況の中で、グローバルスタンダードとなっている限界状態設計法の導入、塑性設計の導入による一層のコスト縮減の可能性を探ることは極めて重要といえる。

本文では、先に述べた理由より、2重合成桁に着目し、その限界状態設計法の構築を目的とし、構築に欠かせない終局限界状態における曲げおよびせん断強度を対象に、その評価法を、実験的検討をベースとして示す。

## 2. 終局強度

### (1) 曲げ強度

AASHTO<sup>13)</sup>では、鋼合成I桁の曲げ強度に応じて断面が、コンパクト断面、ノンコンパクト断面、スレンダー断面に分類される。コンパクト断面の終局時における応力分布を図-1に示す。

コンパクト断面の強度式は、最近YakelとAziznaminiの実験や解析<sup>14)</sup>によって簡易式が提案され、AASHTOに反映された。以下にその式を示す。

$$M_n = M_p \left( 1.07 - 0.7 \frac{D_p}{D_t} \right) \left( 0.1 \leq \frac{D_p}{D_t} \leq 0.42 \right) \quad (1)$$

ここで、 $M_n$ は曲げ耐力、 $M_p$ は全塑性モーメント、 $D_p$ はコンクリート床版上面から塑性中立軸までの距離、 $D_t$ は

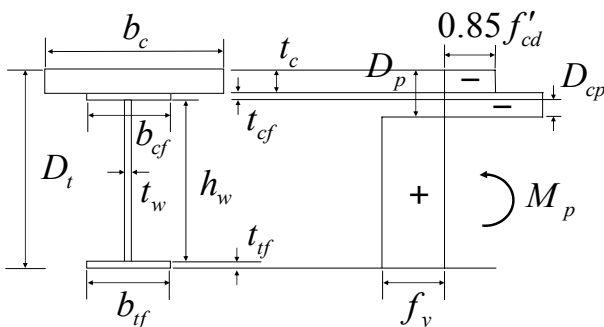


図-1 合成桁の応力分布図

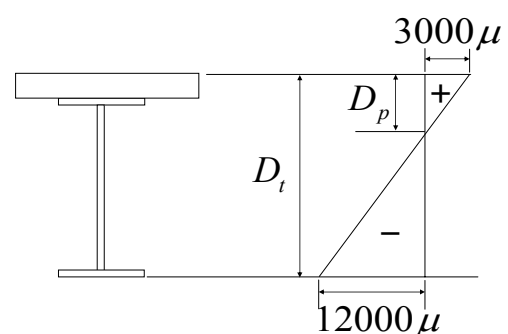


図-2 ひずみ分布

合成断面の全高,  $f'_{cd}$  はコンクリートの圧縮強度,  $f_y$  は鋼材の降伏強度を表す.

なお, RotterとAnsourianにより提案され, AASHTOでは, 上記式が成り立つための条件として, 終局強度が $M_p$ に達する場合, 図-2に示すとおり圧縮側のコンクリートひずみ $3000\mu$ と引張側の鋼材のひずみ $12000\mu$ を基準として,  $D_p$ 及び $D_t$ が設定されている<sup>15)</sup>.

さらに, EUROCODE(以下, ECという)<sup>16)</sup>では, Class 2の断面区分(塑性モーメントに達するが, 十分な回転能を有しない断面区分)が設定されている. Class 2の曲げ強度の式は以下の通りであり, AASHTOよりも大きな値となっている.

$$M_n = M_p \left( 1.09 - 0.6 \frac{D_p}{D_t} \right) \left( 0.15 \leq \frac{D_p}{D_t} \leq 0.4 \right) \quad (2)$$

上記の式より, AASHTOでは $D_p/D_t \leq 0.1$ の場合, ECでは $D_p/D_t \leq 0.15$ の場合に $M_n$ は $M_p$ に達することになる.

先に筆者らは, 支間中央部(正曲げ状態)での終局曲げ強度をFE解析と実験<sup>2)</sup>により検証し, 以下のような新たな式を提案している.

$$M_n = M_p \left( 1.05 - 0.33 \frac{D_p}{D_t} \right) \left( 0.15 \leq \frac{D_p}{D_t} \leq 0.4 \right) \quad (3)$$

## (2) せん断強度

AASHTOでは, 図-3に示すとおり, Baslerが提案した斜め張力場を考慮した以下のせん断強度式<sup>18)</sup>が採用されている.

$$\frac{Q_n}{Q_y} = \frac{\tau_{cr}}{\tau_y} + \frac{\sqrt{3}}{2} \frac{1 - \frac{\tau_{cr}}{\tau_y}}{\sqrt{1 + \alpha^2}} \quad (4)$$

ここで,

$$\tau_{cr} = \tau_e \quad (\tau_e \leq 0.8\tau_y), \quad \tau_{cr} = \sqrt{0.8\tau_e\tau_y} \quad (\tau_e \geq 0.8\tau_y)$$

$$\tau_e = k_s \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left( \frac{t_w}{h_w} \right)^2 \quad \tau_y = \frac{f_{yw}}{\sqrt{3}}$$

$$k_s = 5.34 + \frac{4.00}{\alpha^2} \quad \alpha \left( = \frac{L_0}{h_w} \right) \geq 1.0, \quad ,$$

$$k_s = 4.00 + \frac{5.34}{\alpha^2} \quad \alpha \left( = \frac{L_0}{h_w} \right) \leq 1.0$$

$Q_n$ はせん断耐力,  $Q_y$ は降伏せん断強度,  $\tau_e, \tau_{cr}$ はせん断座屈応力度,  $\tau_y$ は降伏せん断応力度,  $f_{yw}$ は腹板の降伏応力度,  $E$ は鋼材のヤング係数,  $k_s$ は座屈係数を表す.

またBaslerの論文<sup>18)</sup>及びAzizinaminiら<sup>19)</sup>の論文によると, 斜め張力場の発生角度 $\phi$ は $0 \sim 45^\circ$ となり, 最大強度を発生する角度は $45^\circ$ になるとされている. 斜め張力場の

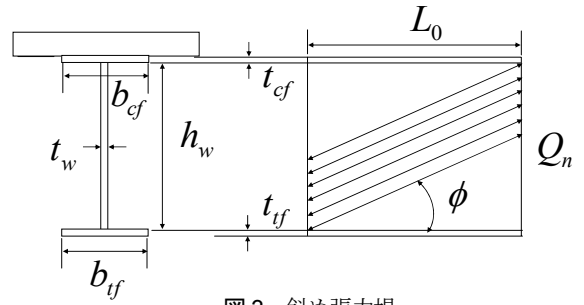


図-3 斜め張力場

式を以下に示す.

$$\tan \phi = \sqrt{1 + \alpha^2} - \alpha \quad (5)$$

## 3. 実験概要

### (1) 供試体の設計と形状

実橋の1/3程度の模型桁を作成し曲げ試験及びせん断試験を行った(図-4参照). 供試体A, Bの設計断面は, 中間支点部を対象として, 塑性中立軸の位置の違いが終局強度に与える影響をみるように設計されている. つまり腹板の幅厚比 $D_p/t_w$ が異なる2体となっている. 供試体Cは, せん断強度用の試験体であるが, 腹板の圧縮側にコンクリートブロック取り付けの影響について検証することを目的として設計した.

供試体A, Bの鋼桁は, 支間長が8.5m, 8.6m, 腹板高は1200mmある. なお, 負曲げを再現する供試体であるため, 引張側にコンクリート床版を, 圧縮側にコンクリートブロックを設置し, スタッドジベルにより合成している.

供試体Cの鋼桁は, 支間長が2.8m, 腹板高は1200mmあり, せん断が卓越した実験となる. なお, この供試体も圧縮側にコンクリートブロックを設置し, スタッドジベルにより合成している.

いずれも供試体の中央部分(図-4に黄色で着色した部分)に着目する試験パネルがあり, この試験パネルに曲げあるいはせん断力が作用させ耐力挙動を調べる.

供試体の寸法は図-4および表-1に示すとおりである. なお, 終局時に試験パネル以外の箇所では破壊が生じないように, フランジ, 腹板の断面寸法を上げ, 補剛材により十分に補強している. 各供試体の断面区分については, 以下の(2)項で述べる.

### a) 鋼桁

まず, 試験パネルの腹板厚については全供試体とも8.0mm程度, 腹板の幅厚比を150程度とした. もともとAASHTOでは, 腹板の幅厚比の制限を150以下と制限しているが, これは, 鋼桁単独の実験による結果を整理して決められている. また, これまでの少数I桁橋における解析結果や, 実橋での設計を整理すると, 支点部では

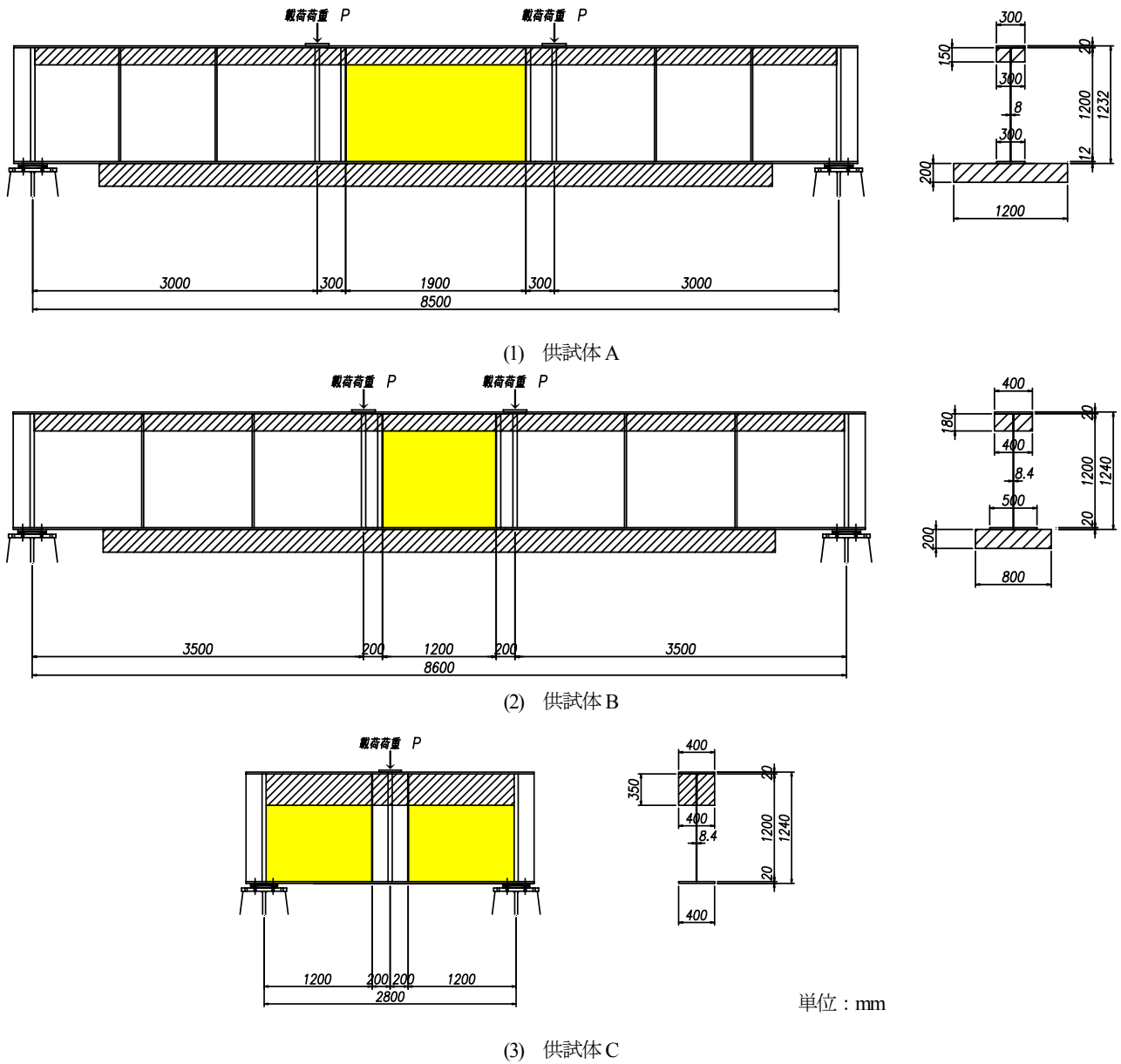


図4 供試体形状（黄色で着色した部分が試験パネル）

表-1 供試体諸元

単位：mm

供試体	引張フランジ		腹板		圧縮フランジ		長さ	
	幅	厚さ	高さ	厚さ	幅	厚さ	支間(L)	試験パネル(L <sub>0</sub> )
A	300	12	1200	8.0	300	20	8500	1900
B	500	20	1200	8.4	400	20	8600	1200
C	400	20	1200	8.4	400	20	2800	1200
供試体	圧縮側コンクリート			引張側コンクリート				
	幅	厚さ	鉄筋数量	幅	厚さ	鉄筋数量		
A	146×2	150	D16×4本(片側)	1200	240	D16×24本		
B	196×2	180	D10×4本(片側)	800	200	D16×12本		
C	196×2	350	D10×8本(片側)	—	—	—		

150 以下であり、この条件を再現するため供試体の腹板の幅厚比を上記のとおり設定した。

次に、腹板の幅と高さの比（以下、アスペクト比という）については、実橋の設計を基に設定した。支点部では、幅厚比と同様に曲げとせん断が同時に作用するため、アスペクト比を大きくとることが不経済となる場合もあることから、道路橋示方書<sup>3)</sup>を満足するように、1.0~1.5程度とした。

### b) コンクリート床版およびコンクリートブロック

コンクリートの圧縮強度の目標強度を $40\text{N/mm}^2$ となるように配合設計を行った。これは、中日本高速道路(株)での実橋のPC床版で用いられるコンクリートの設計基準強度を参考にした。ブロック強度については、施工の煩雑さを考慮して床版の強度と合わせることにした。床版およびブロックの断面寸法については、終局時に塑性中立軸の位置が異なるように決定した。

### c) ずれ止め

床版およびブロックと鋼桁を接合するずれ止めは、スタッドジベルによることとし、スタッド径は床版側を $\phi 22\text{mm}$ 、ブロック側を $\phi 19\text{mm}$ とした。

床版側は、実橋で使用するスタッド径を用い、スタッド長さは床版の厚さの半分程度を基本とし、桁直角方向は、最小中心間隔 $100\text{mm}$ 程度で配置した。また、桁軸方向には鋼構造設計指針Part B合成構造物<sup>20)</sup>に記載されているずれに対する限界強度を満足するスタッドジベル本数を決定し、配置した。

ブロック側については鉛直スタッドと水平スタッドを配置する必要があったため、ECに記載のあるKuhlmannの水平スタッド強度<sup>16), 21)</sup>を参考にスタッド径、長さ、配置本数を設定した。またブロックの寸法が小さいため、供試体Bは圧縮破壊時にスタッド、鉄筋が有効に働くよう、Kuhlmannの水平スタッド強度を参考に鉄筋の加工、配置にも注意し設計を行った。なお、供試体Aはブロックの寸法が供試体Bに比べてさらに小さくしているため、ループ筋が配置できず、U字筋を配筋した。供試体Bのブロック側のスタッドと鉄筋の配置状況を図-5に示す。

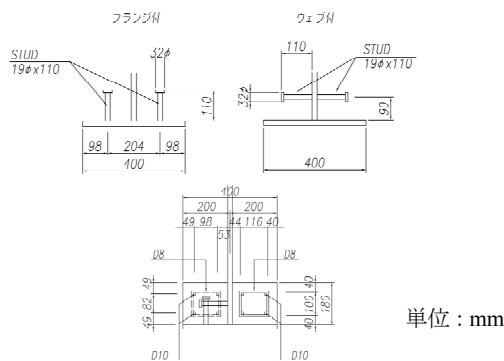


図-5 ブロック側のスタッド及び鉄筋の配置図（供試体B）

## (2) 材料強度と供試体の強度予測

表-2に鋼材の降伏、引張強度を、表-3にコンクリートの配合、品質試験及び強度を示す。圧縮強度は試験日の強度である。以上の材料強度を用いて各供試体の強度を計算した。その結果を表-4、5に示す。

表-2 鋼材の材料強度

		単位: $\text{N/mm}^2$		
		供試体A	供試体B	供試体C
降伏強度	引張フランジ	303	305	307
	腹板	303	329	329
	圧縮フランジ	292	305	307
	鉄筋	376	367	—
引張強度	引張フランジ	450	439	440
	腹板	437	440	440
	圧縮フランジ	442	439	440
	鉄筋	516	494	—

表-3 コンクリートの配合、品質試験及び強度

		供試体A	供試体B	供試体C
粗骨材の最大寸法: mm		20	20	
水セメント比: %		48.9	46.5	
細骨材率: %		41.1	46.1	
配合表 $\text{kg/m}^3$	セメント	337	345	
	水	165	160	
	細骨材	731	822	
	粗骨材	1085	981	
混和剤		3.37	3.45	
スランプ: cm		11	13	
空気量: %		4.5	3.4	
コンクリート温度: $^{\circ}\text{C}$		25.5	23	
圧縮強度(平均): $\text{N/mm}^2$		46.6	49.6	51.7
静弾性係数(平均): $\text{N/mm}^2$		3.03	2.96	—

表-4 曲げ強度（計算値）

項目	供試体A	供試体B	備考
引張鉄筋降伏モーメント	4250 (0.88)	5192 (0.82)	$\text{kN}\cdot\text{m}$ 全塑性モーメントとの比率
引張フランジ降伏モーメント	4038 (0.84)	5296 (0.84)	$\text{kN}\cdot\text{m}$ 全塑性モーメントとの比率
全塑性モーメント( $M_p$ )	4826 (1.00)	6304 (1.00)	$\text{kN}\cdot\text{m}$
全塑性状態の中立軸( $D_{ep}$ )	329	140	mm (図-18参照)
弾性状態の中立軸	223	397	mm (引張側腹板端部からの距離)
(鋼桁+ブロック+引張鉄筋)断面状態の中立軸	646	656	
全塑性状態の中立軸	721	880	

表-5 せん断強度（計算値）

項目	供試体C	備考
Baslerのせん断座屈強度( $Q_{Basler}$ )	1494 (1.00)	$\text{kN}$
せん断弾性座屈強度( $Q_{cr}$ )	852 (0.57)	$\text{kN}$ Baslerのせん断強度との比率
降伏せん断強度( $Q_v$ )	1915 (1.28)	$\text{kN}$ Baslerのせん断強度との比率

また、塑性中立軸の位置を示す値 $D_p$ および $D_{cp}$ 、AASHTO<sup>13)</sup>のコンパクト、ノンコンパクト断面区分、EC<sup>16)</sup>のClass 2、Class 3断面区分、提案式<sup>1)</sup>のコンパクト、ノンコンパクト断面区分については、それぞれ表-6に示すとおりである。各供試体ともAASHTO、提案式のコンパクト断面を満足するように圧縮側のブロック高さを決定した。また、供試体Aについては、ECの断面区分でClass 2を満足しない区分となり、AASHTO、提案式の区分と比較を行うものとした。

なお、計算に用いた $D_p$ は塑性中立軸から圧縮ウェブのフランジ端までの距離で、供試体Aでは499mm、供試体Bで340mmとなる。コンパクト断面か否かの判定に用いるウェブの圧縮幅( $D_{cp}$ )は、ブロックがウェブ座屈を拘束すると考えられるため、塑性状態でのウェブの圧縮幅からブロック高さを引いた値とした。具体的計算方法は表-7に示す。EC式を適用する上で、 $b_w$ 、 $\alpha$ を定義する必要があるが、正曲げ状態を対象とした定義が示されるだけであるため、ここでは上記の定義方法に照らし合わせ、ウェブ高さからブロック高さを差し引くこととした(表-7中に示される図を参照)。なお、上記の設定方法の検証については、4(1)で述べる。

### (3) 供試体の製作

#### a) 鋼桁

供試体の幅、高さ、長さの出来型は、 $\pm 1\text{mm}$ 以内、厚さは、フランジで $+0.6\text{mm}$ 、腹板で $+0.5\text{mm}$ 以内であった。なお、腹板の板厚の実測値は、供試体Aで $8.0 \pm 0.1\text{mm}$ 、供試体B、Cで $8.4 \pm 0.1\text{mm}$ であった。

表-6 断面区分

		供試体A	供試体B
$2 \cdot D_{cp} / t_w$		82.3	33.3
断面区分	AASHTO <sup>13)</sup>	コンパクト	コンパクト
	EC <sup>16)</sup>	Class 3	Class 2
	提案式 <sup>1)</sup>	コンパクト	コンパクト

表-7 コンパクト断面の定義

AASHTO <sup>13)</sup>	$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
EC(Class 2) <sup>16)</sup>	$\frac{b_w}{t_w} \leq \begin{cases} 41.5\varepsilon/\alpha & \alpha \leq 0.5 \\ 456\varepsilon/(13\alpha-1) & 0.5 < \alpha \end{cases}$
提案式 <sup>1)</sup>	$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 4.00 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$
$E$ : 鋼の静弾性係数 $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ $\alpha b_w = D_{cp}$	

#### b) コンクリート床版およびコンクリートブロック

コンクリート打設は、全供試体共に通常施工と同様に、床版が上に、ブロックを下になる方向で打設を行った。打設後速やかに、コンクリート表面に被膜養生剤を塗布した後、養生マット+散水+ビニルシートにて7日間養生を行った。試験開始前に、床版およびブロックに初期ひび割れを調査した結果、ひび割れの発生は認められなかった。

### (4) 実験方法

#### a) 実験装置

供試体A、Bの試験は、単純支持され、試験桁の中央に位置する試験パネルに一樣曲げが生じるように4点荷重とした。本実験は、中間支点部の曲げモーメントを再現した場合の挙動を確認することではなく、断面強度を特定することが目的であるため、等曲げ状態での実験を行うこととした。供試体Cの試験は、単純支持され試験桁の中央を1点荷重することにより、荷重点の両側に位置する試験パネルにせん断が作用するようにした。なお、全供試体とも実橋の配置とは上下反転して、ブロック側を荷重するよう供試体を設置した。また、鉛直方向および水平方向には自由に變形し、横倒れについては拘束するようにした。

試験パネルの座屈現象を確認するため、腹板とフランジにはひずみゲージと変位計を設置した。また、鋼桁の鉛直方向と水平方向の変位を確認するため、それぞれ変位計を設置した。荷重については、供試体と荷重装置との間に設置したロードセルで計測した。詳細については、後の項で説明する。

#### b) 支持条件

全供試体とも鋼桁端部を支承で支持している。供試体Aについては、テフロン板を用いたすべり支承、供試体B、Cについては、丸鋼を用いたローラー支承を用いた。なお、支承は試験条件の最大荷重まで變形に追従するように設計を行った。図-6に供試体が支承に設置された状態を示す。

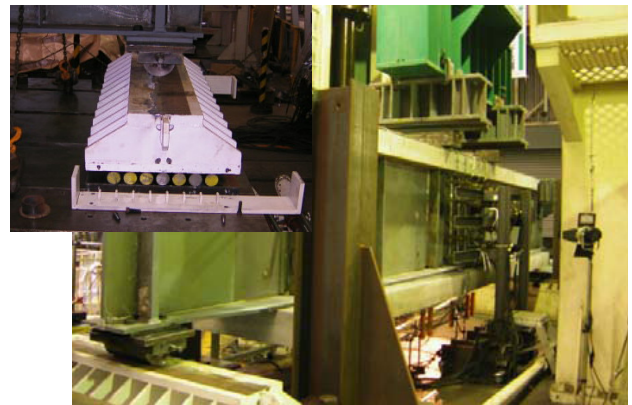
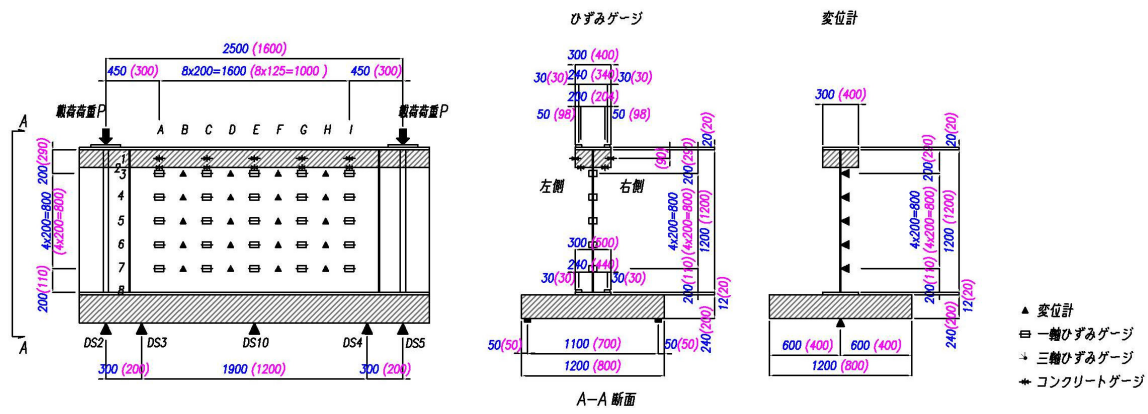
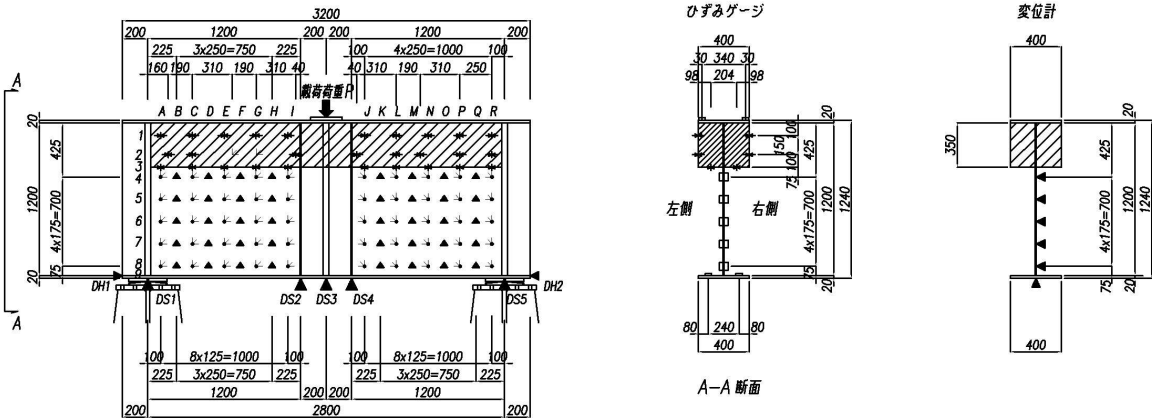


図-6 供試体設置状況 (B供試体)



a) 供試体 A (寸法：青色字)，B (寸法：桃色字)



b) 供試体 C

図-7 計測位置図

### c) 荷重システム

供試体Aは静的ジャッキ(容量：5000kN)を2台使用した。供試体Bは静的ジャッキ(容量：10000kN)を1台使用し2点荷重を行うため、ジャッキと供試体の間に荷重桁を設置した。供試体Cは静的ジャッキ(容量：10000kN)を1台使用した。なお、荷重システムの制御は、荷重と変位の関係を正確に測定する必要があることから、変位制御にて行った。

### d) 計測項目

試験桁の鉛直方向の変形は、図-7のとおり支承部と荷重点で計測し、曲げ供試体は試験対象パネルが桁方向に長いパネル中心も計測することとした。また、供試体の桁長方向への移動も、支承部で計測した。これらの変位計のデータを基に、支承部の変形の拘束の有無について確認を行いながら荷重を行った。

フランジの変形は、図-7のとおり1軸ひずみゲージを桁長方向に貼付して荷重時のひずみを計測した。腹板の変形は、1軸ひずみゲージ(供試体A、B)または3軸ひずみゲージ(供試体C)と変位計を交互に配置し計測した。なお、終局状態での腹板の変形やコンクリートブロックの破壊に伴う変位計の破損を考慮して、鉛直荷重の増加が進まなくなった状態( $M/M_p=0.95$ )で撤去している。

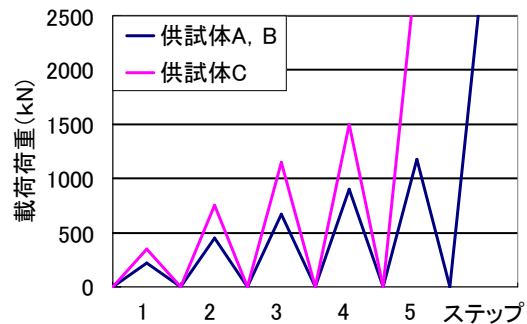


図-8 荷重ステップ

床版は引張側になりひび割れが生じるため、ひずみゲージにて引張りひずみの計測と、ひび割れた後のひび割れ状況を描写した。コンクリートブロックは、圧縮側になるため、ひずみゲージにて圧縮ひずみを計測した。

### e) 荷重手順

図-8に示すように、供試体A、Bは、引張側床版に配置された鉄筋の降伏荷重の90%以内で5段階に荷重を増加させるサイクル荷重を行った後、圧縮側のコンクリートブロックが破壊するまで荷重した。また、供試体Cは、Baslerのせん断座屈強度から求まる荷重以内で4段階に荷重を増加させるサイクル荷重を行った後、腹板が座屈荷重が増加しなくなるまで荷重した。

## 4. 実験結果および考察

### (1) 曲げ試験

#### a) 鉛直変位

供試体A, Bの荷重と試験パネル中央の鉛直変位の曲線を図-9に示す。ここで、表-4に示すとおり、引張鉄筋降伏時のモーメントと引張フランジ降伏時のモーメントがほぼ等しいため、引張鉄筋降伏時のモーメントを降伏モーメントとして図に示した。図より、両供試体ともに、鉄筋が降伏するモーメントに達する手前から非線形性状を示すが、これは残留応力の影響と考えられる。その後、荷重の上昇とともに剛性の低下が顕著となり、終局(最大荷重：コンクリートの圧壊)に達する。供試体Aで求まる終局曲げ強度 $M_{uA}$ は4609kN・m、供試体Bで求まる終局曲げ強度 $M_{uB}$ は6041kN・mであった。

両供試体とも終局曲げ強度は塑性モーメント( $M_p$ )より小さい値となっている。これは、断面が塑性モーメントに達する前に圧縮側のコンクリート床版が早期に圧壊したためであり、この影響がDuctility条件(低減係数)で処理される。なお、このDuctility条件については、i) 終局強度の項で検討する。

#### b) 腹板の変形

供試体AおよびBの腹板の中央における荷重増加に伴う面外変形を図-10に示す。なお、紙面の都合上、変形が最も大きい計測箇所の変位を代表して示した。また、変位計の損傷を考慮して荷重増加が進まなくなった時点で計測器を取り外しているため、コンクリート圧壊後の変位の急増は計測できていない。

両供試体とも荷重の増加に伴い徐々に変位が大きくなっているが、最大荷重に達するまでに変位の急増は見られなかった。

#### c) 腹板のひずみ

腹板中央における桁軸方向のひずみを図-11に示す。上記と同様に中央のひずみを代表として示した。

供試体Aでは、腹板の降伏応力が引張鉄筋に比べて小さいことから、引張鉄筋降伏以前にひずみの非線形性が顕著になるものの、腹板端部に近いゲージのひずみが大きくなっている。

供試体Bでは、腹板の降伏応力が供試体Aに比べて大きく、また計測位置が腹板端部から離れていたため、引張鉄筋降伏後に非線形性が顕著になる。 $(M/M_p=0.85)$ の手前から、腹板端部のひずみより中央部のひずみが大きくなるのは、ひずみの値が腹板片側の値で、かつ座屈の影響と考えられる(後出の図-14参照)。図-14をみればわかるように、供試体Aの場合は、座屈時の腹板変形が小さいため、腹板端部に近いひずみが大きかったと考えられる。

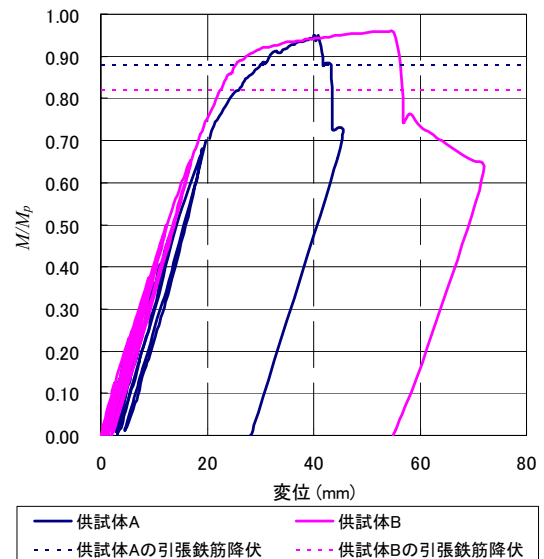


図-9 荷重-変位曲線

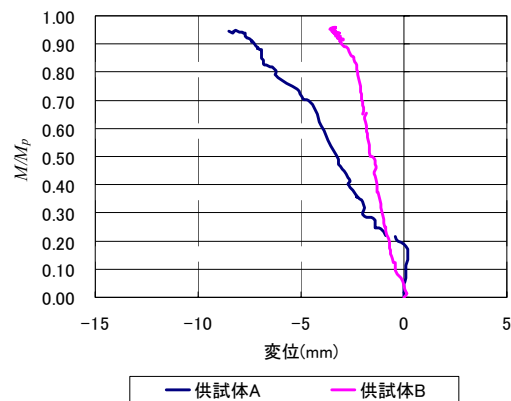
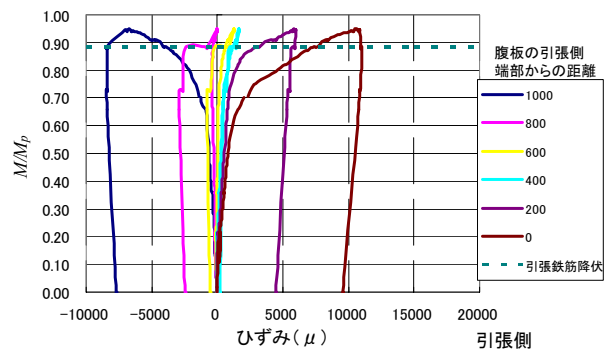
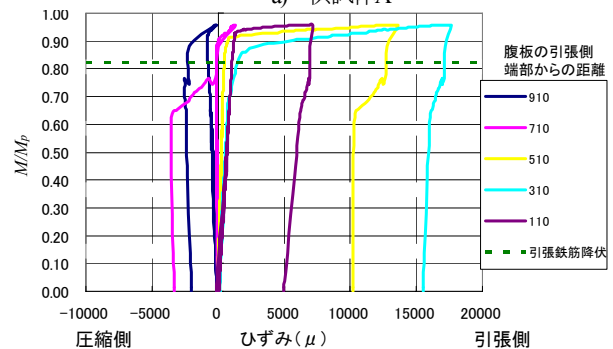


図-10 腹板の変形図



a) 供試体A



b) 供試体B

図-11 腹板の荷重-ひずみ曲線



なお、両供試体とも最大荷重に達した時には、腹板全域にわたって塑性状態にはなっていないかった。特に供試体Aは圧縮側と引張側両方が塑性状態になっており、供試体Bは引張側だけが塑性状態になっている。

#### d) フランジのひずみ

圧縮フランジのひずみおよび引張フランジのひずみを図-12に示す。ここで、AとA'、BとB'の違いは供試体軸方向に腹板を挟んで左右のひずみであり、中央のひずみを代表として示した(図-7参照)。

圧縮フランジには、両供試体とも $M/M_p=0.95$ を境に大きなひずみを生じており、腹板のひずみ分布と同様に、この箇所でも局部座屈が生じたものと考えられる。なお、降伏荷重を超えて局部座屈が発生するまで、ひずみの値は、供試体Aで $1500\mu$ 以内、供試体Bで $2000\mu$ 以内であるため、塑性状態にはなっていないことがわかる。

引張フランジは、荷重の増加と共に、ひずみも増加しており、供試体Aは終局時に $6500\mu$ 近くまで発生し、供試体Bは終局時に $18000\sim 21500\mu$ 程度発生した。これは両供試体とも塑性状態になっていることが分る。また、供試体Bは、図-2のひずみの分布 $12000\mu$ とほぼ近い値を計測したが、供試体Aは半分程度であった。

#### e) コンクリートブロックひずみ

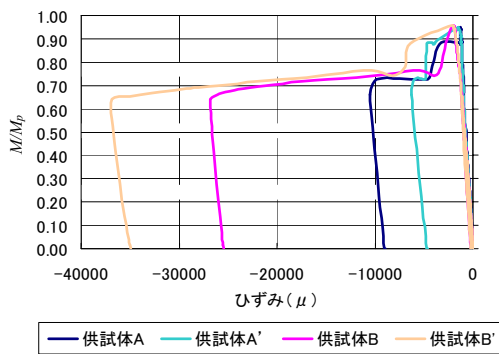
圧縮側のコンクリートブロックのひずみを図-13に示す。ここで、供試体Aは、ブロックの側面のひずみを計測しており、供試体Bはブロック側面とブロックの水平

面のひずみを計測した。供試体Aは腹板を挟んでA右、A左と、供試体Bは腹板を挟んでB右側面、B右内面、B左側面、B左内面と表記した(図-7参照)。上記同様に中央のひずみを代表として示した。

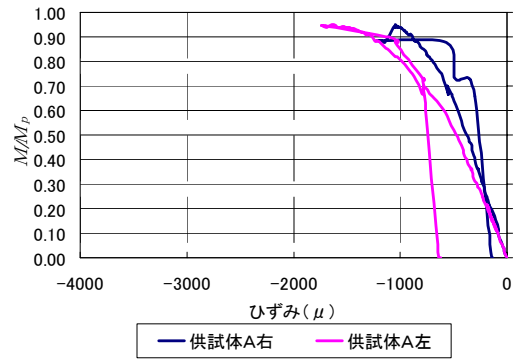
供試体Aのブロック側面のひずみは、 $M/M_p=0.95$ まで増加して、その後急激に減少している。

また供試体Bのブロック側面のひずみは、 $M/M_p=0.95$ を超えてからもひずみの増加が計測されている。ブロック内面のひずみは、 $M/M_p=0.95$ までは、ひずみは徐々に増加しているが、 $0.95$ を超えてからは、ひずみが大きく増加している。

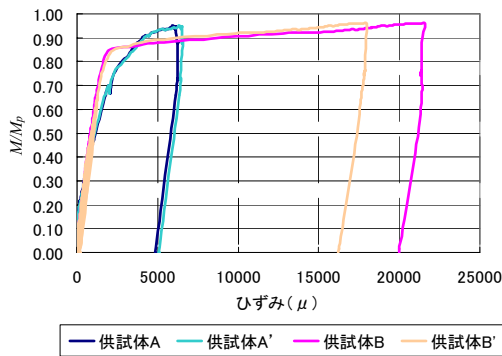
以上の結果から、供試体Aは、圧縮強度( $f_{cd}$ )とヤング係数( $E$ )から求まる最大ひずみ( $\epsilon, f_{cd}E$ )約 $1550\mu$ と同程度の $1049\sim 1700\mu$ までひずみが生じた後、ブロックの破壊が発生し、ひずみが開放されたものと考えられる。特に供試体Bでは、ひずみが大きく増加した後、圧縮破壊している。また、 $M/M_p=0.95$ で内側のひずみの伸びが鈍くなり、その後急激にひずみが増加している。このことから、 $M/M_p=0.95$ で内側が先行して圧縮破壊を起こし、側面に応力が流れたために、側面のひずみが大きく増加したのと考えられる。供試体Bの側面のひずみは、終局時で $3150\sim 3350\mu$ を計測され、図-2のひずみ分布 $3000\mu$ とほぼ近い値であった。また、道路橋示方書<sup>2)</sup>で示されているコンクリートの終局ひずみ $3500\mu$ ともほぼ近い値を計測した。後出の図-16に示す最大荷重時の腹板のひずみ分



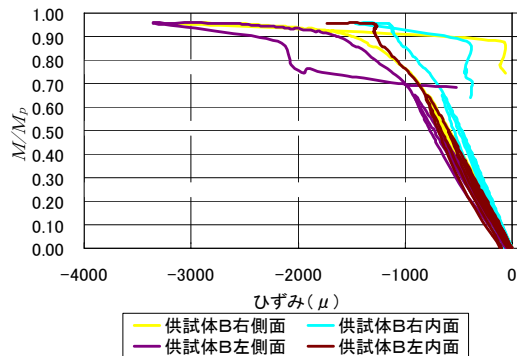
a) 圧縮フランジ



a) 供試体 A



b) 引張フランジ



b) 供試体 B

図-12 フランジの荷重-ひずみ曲線

図-13 コンクリートブロックの荷重-ひずみ曲線

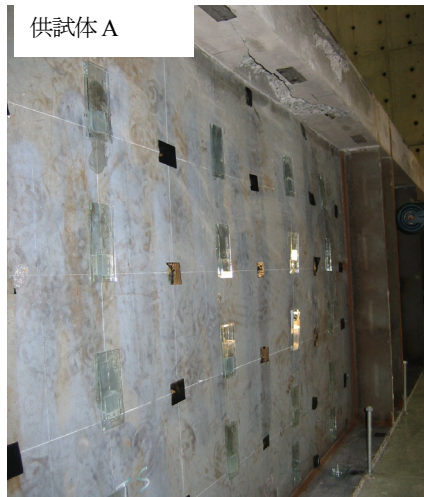


図-14 コンクリートブロック破壊状況

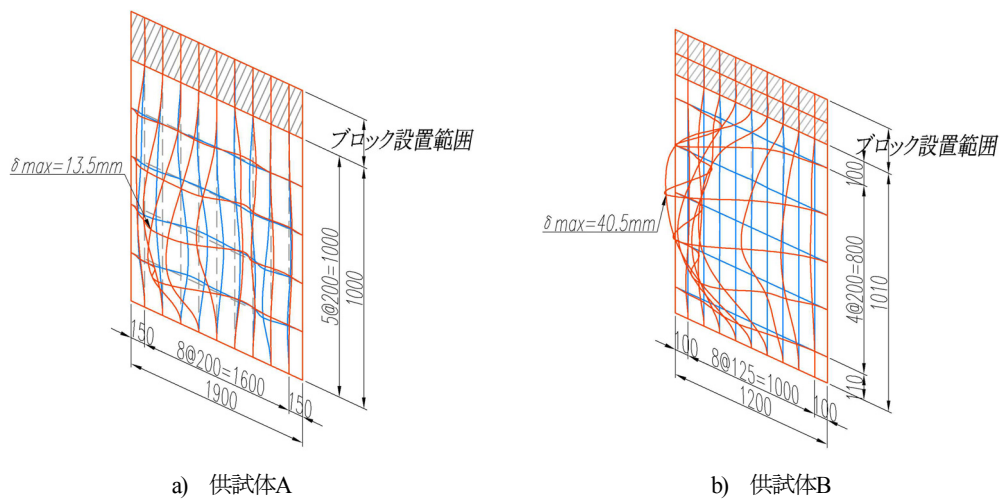


図-15 腹板の変形図

布の状況から、全塑性状態前にブロックが終局状態になったことがわかる。

#### f) コンクリートブロックの終局状態

コンクリートブロックの破壊状況を図-14に示す。両供試体ともコンクリートブロックが圧縮破壊していることがわかる。供試体Aのブロックは、割れやはく落が小さく、圧壊後の腹板やフランジの変形も小さくなっている。供試体Bはブロックの圧縮破壊とあわせて、腹板及び圧縮フランジの局部座屈が発生していることがわかる。なお、両供試体ともビデオによる破壊状況の記録を行っており、ブロックの破壊とほぼ同時に腹板の変形を確認している。

#### g) 残留変位

供試体Aと供試体Bの実験終了後の腹板に発生した残留変位の分布を図-15に示す。青線が載荷前の変位を、赤線が載荷後の変位を示している。なお、変位が判りやすいように変位方向の数字の倍率を10倍に上げている。

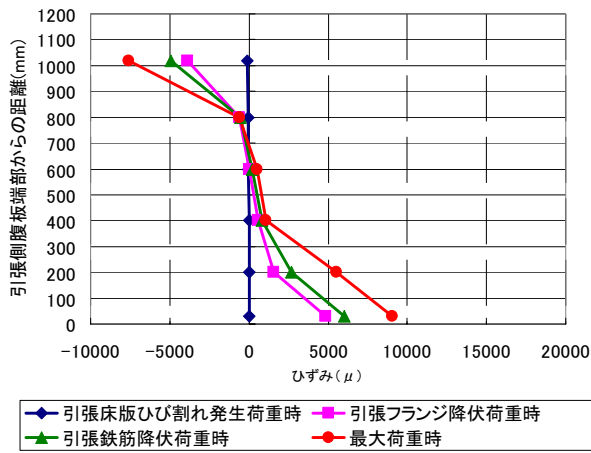
供試体Aについては、大きな変形が生じずブロックが破壊して終局を迎えた。供試体Bは圧縮側のブロックが

破壊したため、破壊箇所の圧縮側の腹板及びフランジに、明確な局部座屈が発生していることがわかる。なお、この供試体の残留変位は初期変位の影響を受けていないことが残留変位と初期変位分布を比較することによりわかる。

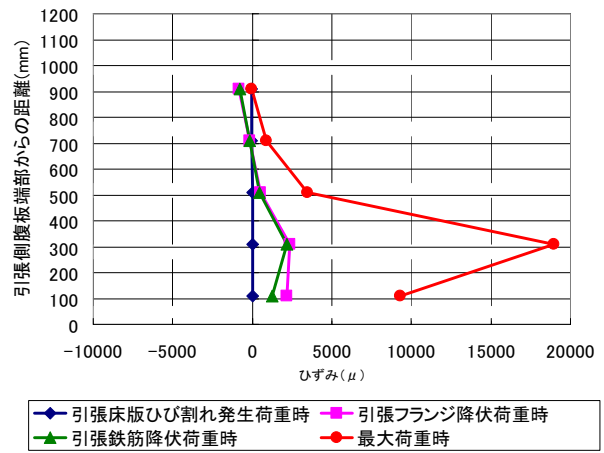
#### h) 中立軸の位置

図-16に試験パネル中央部の腹板の供試体軸方向ひずみ分布を示す。また、図-17に腹板のひずみ分布から求まる中立軸を、引張側腹板端部からの距離でプロットした結果を示す。供試体Aはコンクリートブロックが1050mm以上の位置にあり、供試体Bはコンクリートブロックが1020mm以上の位置にある。したがって、両供試体とも中立軸は全荷重状態で腹板の中に位置した。

弾性状態の中立軸、(鋼桁+ブロック+引張鉄筋)断面状態の中立軸は、断面の釣り合いから求まる中立軸位置を記載した。また全塑性状態の中立軸は、等価ブロックで求まる中立軸位置を記載した。なお、引張フランジ降伏時の中立軸と(鋼桁+ブロック+引張鉄筋)断面状態の中立軸とほぼ同じであるため、(鋼桁+ブロック+引張

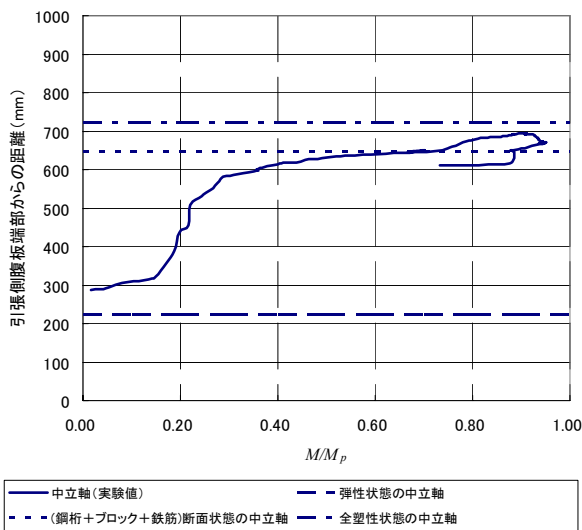


a) 供試体 A

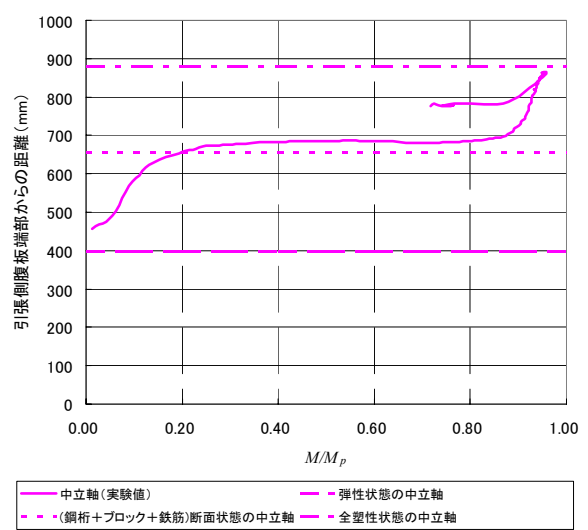


b) 供試体 B

図-16 腹板の供試体軸方向ひずみ分布



a) 供試体 A



b) 供試体 B

図-17 中立軸位置図

鉄筋)断面状態の中立軸を図に示した。ここで、実験開始時の中立軸の位置が、実験値と計算値で若干の違いが見られるが、これは、試験機や供試体設置時のなじみの影響と思われる。

実験で計測された中立軸は、床版がひび割れた後で一旦横ばいになる状態が見られたが、これは、引張側の床版のひび割れが初期ひび割れ状態から安定ひび割れ状態に移行している間に生じている現象であると考えられる。

また、供試体A、Bとも終局状態での中立軸が全塑性状態の中立軸より若干低いことから、全塑性状態に達する前に、コンクリートブロックが圧縮破壊し、終局状態になったことがわかる。

### i) 終局強度

各供試体の終局強度と全塑性強度との比 ( $M_u/M_p$ ) と中立軸 ( $D_f/D_i$ ) との関係を表-8と図-18に示す。ここで、 $M_u$ は実験値である。また、 $M_p$ は、供試体の断面諸元から全塑性状態での等価ブロックを用いて計算して求まる値である。

支間部のような正曲げモーメントが作用する断面においては、図-1に示すとおり、 $D_i$ は鋼桁と床版の高さを足した値として求める。これは図-2に示すとおり圧縮側の床版のひずみと引張側のフランジのひずみを基準としてコンクリートの圧壊の条件式を導いているためである<sup>15)</sup>。

供試体A、Bは中間支点部を想定しており、負曲げモーメントが作用する断面であるため、図-19に示すとおり  $D_i$ は鋼桁のみの高さとした。これは、終局強度がほぼ  $M_p$  に達すると想定した供試体Bにおいて、終局時に計測された引張フランジのひずみとブロックのひずみが、図-2に示すひずみ分布とほぼ近い値であったためである。また、終局状態において引張側の床版にはひび割れが発生しており、鉄筋のみが強度に抵抗する断面となっているが、鉄筋断面が全体の曲げモーメントに占める比率は10～20%程度と小さい。

以上の2点から、Ductility条件を設定する場合には、 $D_i$ の高さを鋼桁の高さとする事とした。なお、曲げ強度を算出する場合は、通常の負曲げ部の計算と同様に鉄筋

表-8 終局強度比較

	幅厚比	$D_p$	$D_t$	$D_p/D_t$	$M_p$ (kN・m)	実験値		計算値 $M_n/M_p$		
						$M_u$ (kN・m)	$M_u/M_p$	EUROCODE	AASHTO	提案式
供試体A	150	499	1232	0.41	4826	4609	0.96	0.85	0.79	0.92
供試体B	143	340	1240	0.27	6304	6041	0.96	0.93	0.88	0.96

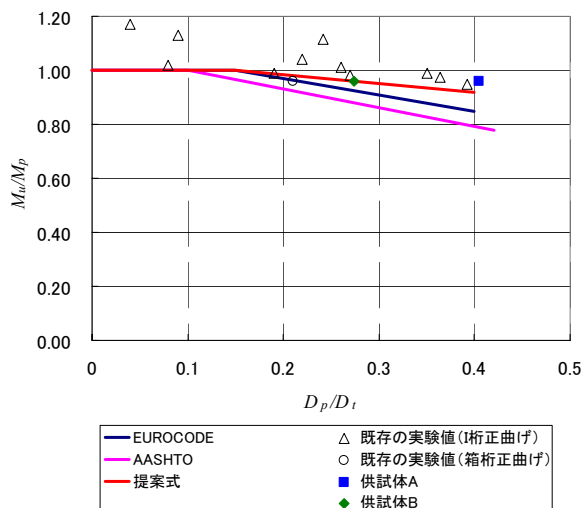


図-18 終局曲げ強度式と実験値との比較

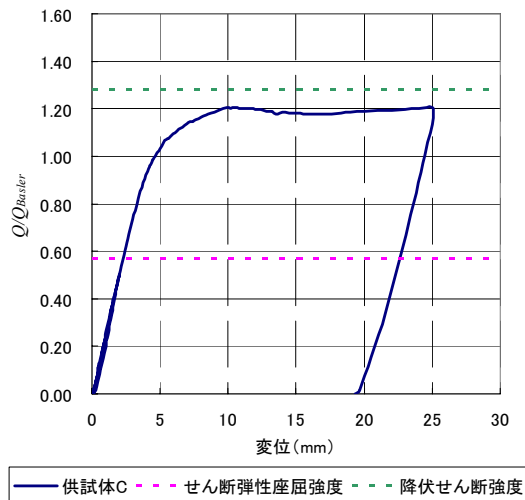


図-20 荷重-変位曲線

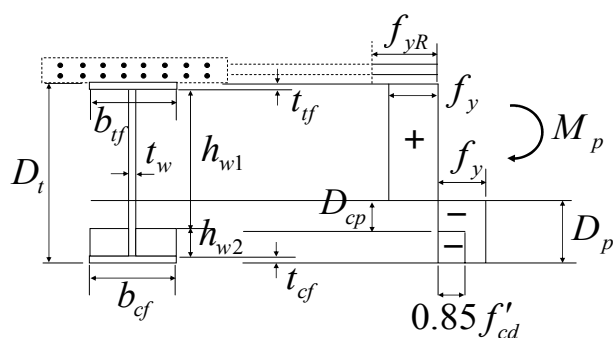


図-19 2重合成桁の応力分布

の断面も抵抗断面とする。その結果、表-8に示すとおり、 $M_u/M_p$ の値で実験値と計算値が良く一致しており、この様に評価することが妥当であると判断できる。

今回の実験値と、既存のI桁断面での実験値として、Ansourian<sup>15)</sup>、Mansら<sup>23)</sup>、大垣ら<sup>17)</sup>、岡田ら<sup>24)</sup>、箱桁断面での実験値として、利根川ら<sup>25)</sup>の論文に記載されている値を比較のため図-18に記載した。また図中には、正曲げモーメントが作用する場合のAASHTO<sup>13)</sup>、EC<sup>16)</sup>で提案されている強度式と筆者ら<sup>2)</sup>が提案した強度式を記載した。

今回の実験の結果も提案した強度式を満足しており、2重合成桁では、図-19のとおり $D_t$ 及び $D_p$ を定義することにより、曲げ耐力が算定可能であることがわかった。なお、供試体Aの実験結果では、 $D_p/D_t$ が0.41でも筆者らが提案した強度式を満足し評価可能となったが、実験結果が少ないため、安全側を考え、適用範囲 $D_p/D_t \leq 0.4$ を変更しないこととした。

## (2) せん断試験

### a) 荷重と変位の関係

図-20に荷重載荷点での鉛直変位と載荷荷重から求めたせん断力の関係を示す。なお実験で計測されたせん断強度( $Q$ )をBaslerのせん断強度( $Q_{Basler}$ )で無次元化している。図-20から実験結果がせん断弾性座屈強度を超えて強度比0.8程度までは、ほぼ線形で推移している。また、降伏せん断強度には達しなかったもののBaslerのせん断強度を超えて約1.2倍の強度が確認された。

なお、Baslerのせん断強度の算出において、腹板の高さは、コンクリートブロックで拘束されている腹板もあわせて1200mmとした。本来は、圧縮側のコンクリートブロックを設置した腹板の座屈強度を別途設定する必要があるが、ここでは、全高でBaslerのせん断座屈強度を使用することとした。なお、腹板の座屈強度の設定については、g)終局強度の項で検討した結果を述べる。

### b) 腹板の変形

図-21に腹板の水平方向に変形した変位を示す。図-7に示す計測位置においてa)はBラインとDラインの変位をプロットしたものであるが、試験パネルの腹板の桁方向の端部の変位であり、b)は、腹板の桁方向の中心の変位を示したものである。

a)では、腹板の高さ方向に、引張側と圧縮側の2つに変形が生じている。また腹板中心のb)では、腹板の高さ方向の中心に1つの変形が生じている。このことから、試験桁の軸方向にせん断変形に伴う斜め張力場が発生し

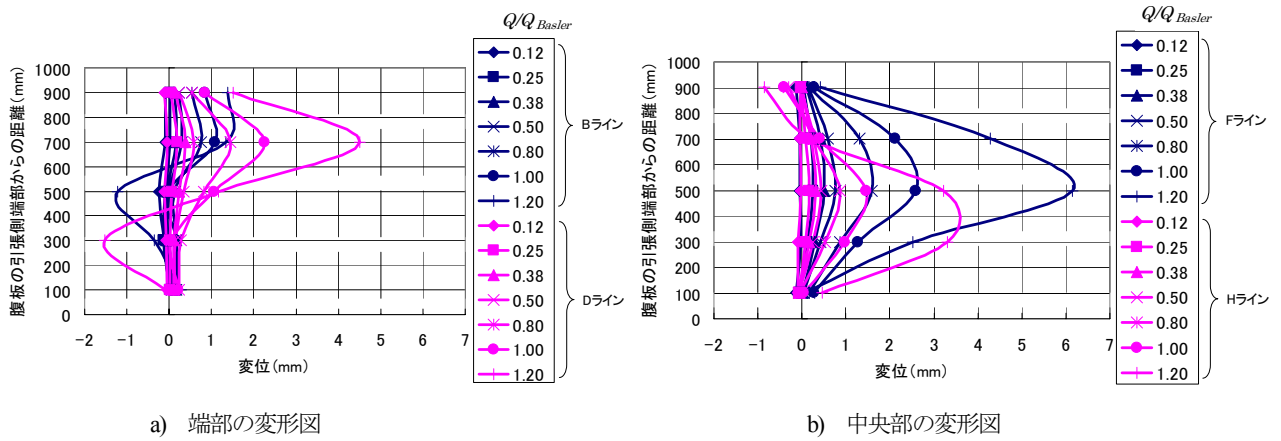


図-21 腹板の荷重-変形曲線

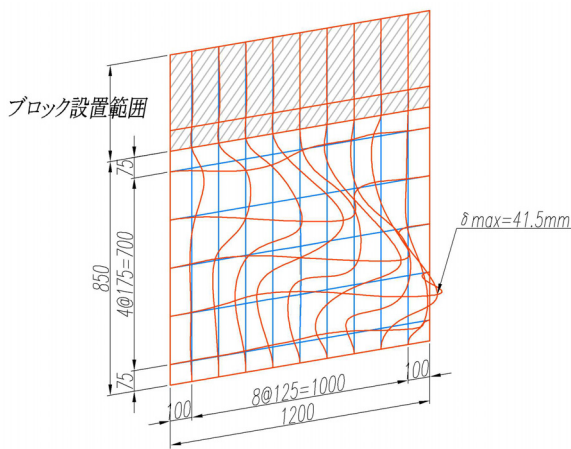


図-22 腹板の変形図

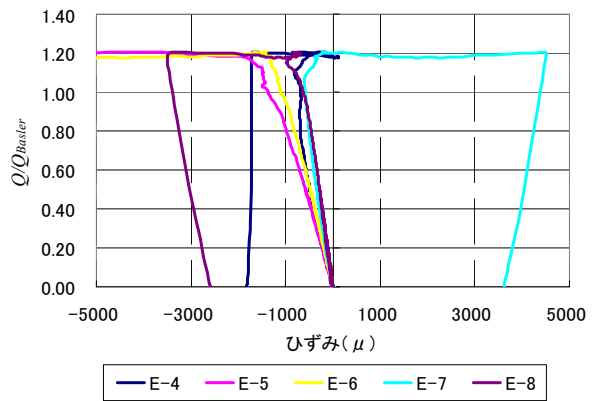


図-23 腹板の荷重-ひずみ曲線

ていることがわかる。また、図-22 に荷重前の初期変形(青線)と荷重後の残留変形(赤線)を示すが、この図から初期変形の影響は少ないと考えられる。また、最大変位は40mmを計測された。

### c) 腹板のひずみ

図-23 に腹板の中央における荷重増加に伴うひずみ曲線を示す。なお、ひずみが最も大きな中央のひずみを代表として示した。また、ひずみ値は、3軸ゲージの45°を代表とした。

せん断弾性座屈強度との比率0.57まではどの位置のひずみも荷重の増加に伴いほぼ線形で推移しており、座屈は発生していないと考えられる。また、降伏せん断強度には達しなかったもののBaslerのせん断強度を超えて約1.2倍の強度が確認された。

### d) コンクリートブロックの終局状態

図-24 に荷重除去後のコンクリートブロックの破壊状況を示す。腹板には斜め張力場が発生しており、コンクリートブロックには荷重載荷点から外側に向かってひび割れが発生していることがわかる。しかし、負曲げ試験と比較すると大きな破壊はしていないことと、ひび割れ

の発生が、試験パネルの荷重載荷側から桁軸方向に1/3 だけであるため、腹板に斜め張力場が発生してからも腹板を拘束する効果は十分あったと考えられる。

### e) コンクリートブロックのひずみ

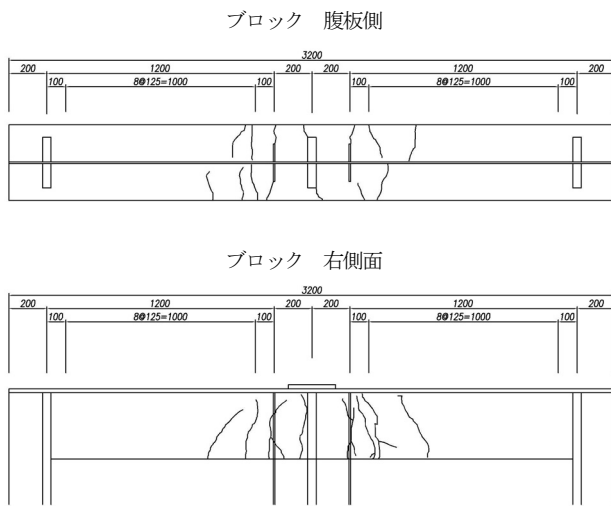
図-25 にコンクリートブロックのひずみ曲線を示す。上記ひび割れの状況を考慮して、腹板中央のE列と載荷側のI列の桁軸方向ひずみを図示した。

中央E列のブロック側面のひずみは、最大で329μであり終局ひずみ(3500μ)<sup>22)</sup>に比べて約1/10と小さいため、十分健全な状況であると考えられる。なお、ブロックの腹板側表面のひずみは、終局時に大きく増加しており、目視では確認できなかったが、微細なひび割れが生じていると考えられる。

端部I列のひずみは、荷重集中心付近であり、ブロック側面、腹板側表面とも終局時もしくは終局直前に大きく増加しており、ブロックにひび割れが発生し破壊が進行したと考えられる。

### f) 斜張力場の発生状況

腹板に貼付した3軸ひずみゲージの値をロゼット解析した結果を図-26 に示す。3軸ひずみゲージの値から求ま

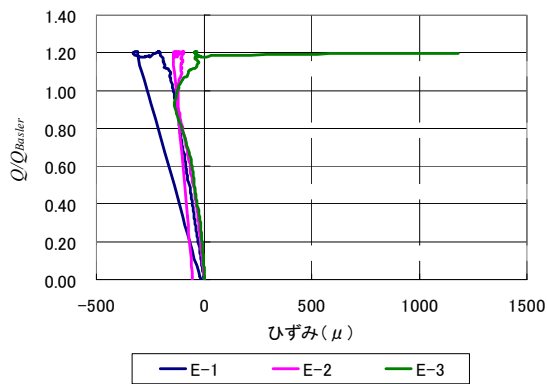


a) ひび割れ発生図

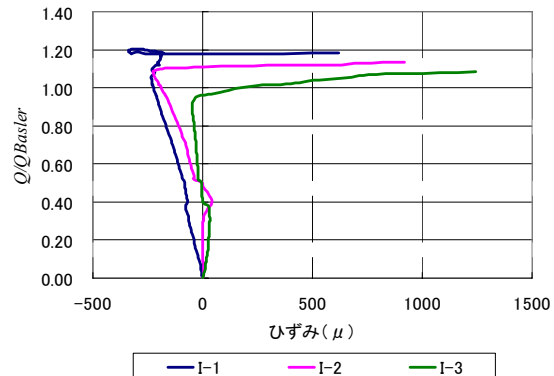


b) ひび割れ発生状況

図-24 コンクリートブロック破壊状況



a) 中央部ひずみ



b) 端部ひずみ

図-25 コンクリートブロックひずみ

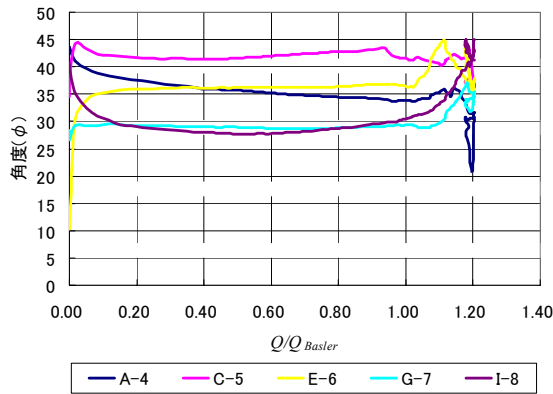


図-26 主ひずみの角度

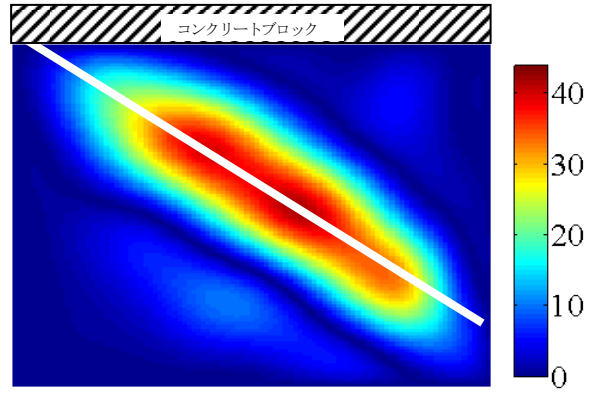


図-27 腹板の面外方向の残留変位(単位: mm)

る角度は30~45° となっている。これは、Baslerが提案した強度が最大となる斜め張力場の角度45° とほぼ同じ値であるため、せん断強度もそれにあわせてほぼ同じ強度になると思われたが、強度としては1.2倍と大きな値が計測された。従って、2重合成I桁のせん断強度を評価するには別の方法が必要と考えられる。

そこで、载荷後の残留変位を確認することとした。計測した結果を図-27 に示す。この図からわかるように、斜め張力場の発生状況は、コンクリートブロックが取り

付いていない、腹板の対角に発生していることがわかる。

### g) 終局強度

上述の実験結果を整理すると、圧縮側のコンクリートブロックを無視し、腹板の全高を考慮したBaslerのせん断強度は、実験結果より得られた終局強度より小さな値となった。また、腹板およびコンクリートブロックの終局時の挙動から、コンクリートブロックが腹板を拘束し座屈に対して強度増加に寄与していることがわかる。従って、図-28 に示すようにコンクリートブロックがない

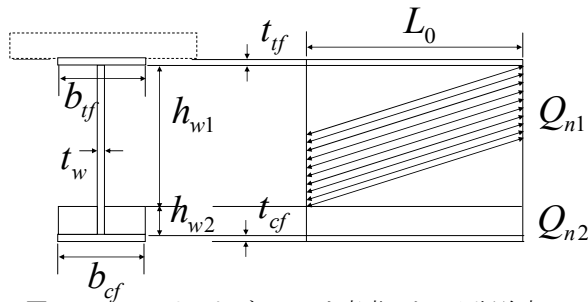


図-28 コンクリートブロックを考慮したせん断強度

表-9 せん断強度比較

アスペクト比 $\alpha$ ( $L_0/h_{w1}$ )		1.4
$\tau_y$ ( $N/mm^2$ )		190
実験値	$Q_u$ (kN)	1797
計算値	$\tau_{cr}$ ( $N/mm^2$ )	152
	$Q_{n1}$ (kN)	1153
	$Q_{n2}$ (kN)	559
$Q_u/Q_n$		1.05

部分とある部分に分けて座屈強度を求め、足し合わせることにした。

$$Q_n = Q_{n1} + Q_{n2} \quad (6)$$

ここで、 $Q_{n1}$ については、 $h_{w1}$ に対する腹板の斜め張力場を考慮（せん断座屈強度+後座屈強度）した座屈強度を表しており、 $Q_{n2}$ はコンクリートに拘束されているため、 $h_{w2}$ に対する腹板の降伏せん断強度とした。よって、 $Q_{n1}$ はBaslerのせん断強度、 $Q_{n2}$ は降伏せん断強度として以下のとおりとする。

$$\frac{Q_{n1}}{Q_{y1}} = \frac{\tau_{cr}}{\tau_y} + \frac{\sqrt{3}}{2} \frac{1 - \frac{\tau_{cr}}{\tau_y}}{\sqrt{1 + \alpha^2}} \quad (7)$$

$$Q_{n2} (= Q_{y2}) = \tau_y h_{w2} t_w \quad (8)$$

実験結果と上記計算結果との比較を表-9に示す。この様に設定することで、実験値と計算値との比が5%程度とほぼ等しくなることがわかる。

## 5. まとめ

本研究では、連続合成I桁橋の中間支点部を2重合成桁とした構造の載荷実験を行い、曲げ強度とせん断強度の終局強度に関する評価方法について検討した。以下にその結果を要約する。

1) 引張コンクリートを無視し、圧縮側のコンクリートブロックは、コンクリートの圧縮強度を85%に低減

し塑性モーメントを算出して終局曲げ強度の計算したが、計算値と実験値が良い一致を示した。したがって、終局曲げ評価としては上述の評価方法で良いと判断できる。その際、コンクリートブロックが先行して破壊する評価方法としてAASHTO、ECや筆者らが提案しているDuctilityの条件式を考慮する必要があるが、 $D_f$ の設定方法を圧縮側のブロック面から引張側鋼桁フランジ面までの高さに設定することにより、筆者らの評価式を用いることで、実験値と計算値が良く一致した。

- 2) 2重合成桁構造におけるせん断強度の評価方法として、圧縮側のコンクリートブロックが取り付けられている腹板は降伏せん断強度で、ブロックが取り付けられていない腹板はBaslerのせん断強度を採用する方法を提案し、実験結果と良い一致を示すことを確認した。
- 3) 以上のことから、中間支点部に2重合成構造を採用することにより、支間部（正曲げ区間）と同様の強度評価が可能となる。これは、連続合成I桁橋において終局状態での断面区分を支間部、支点部ともコンパクト断面で設定でき、設計の複雑さを解消できると考えられる。しかし、実験ケースが少ないこともあり、設計方法を確立するためには、さらなる検討が必要と考えられ、FE解析による整理及び曲げせん断相互作用実験による相関強度の整理を行う必要があると考えられる。

現在、我が国においても限界状態設計法の導入が再び議論されている。塑性強度の考慮、また塑性強度を終局限界状態における強度と定義するコンセプトの導入は、複合構造の適用にあたり、経済性の達成、グローバルスタンダードの観点からも欠かせないと考えられる<sup>20)</sup>。その意味でも、複合構造を対象とした限界状態設計法の構築は重要な課題と言え、今後の設計法の構築に当たり、有用な知見を示せたと考えられる。

謝辞：供試体Aの実験については、製作から実験、データの整理までを駒井鉄工(株)に協力頂いた。ここに感謝をこめて謝意を表します。

## 参考文献

- 1) 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.
- 2) Gupta, V.K., Okui, Y., Inaba, N. and Nagai, M. : Effect of concrete crushing on flexural strength of steel-concrete composite girders, 土木学会論文集 A, Vol. 63, No. 3, pp.475-485, 2007.
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編, 2002.
- 4) 大久保宣人, 梁鐘護, 大山理, 夏秋義広, 栗田章光：鋼・コンクリート二重合成桁の実績調査と考察, 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・コンクリート連合小委員会, pp.19-22, 2003.
- 5) Stroh, S. L. and Sen, R. : Steel bridges with double-composite action innovative design, *Transportation Research Record* 1696, Paper No. 5B0077, pp.299-309, 2000.
  - 6) 大山理, 大久保宣人, 夏秋義弘, 栗田章光 : ラーメン形式の鋼・コンクリート二重合成 I 桁橋の提案, 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・コンクリート連合小委員会, pp.29-32, 2003.
  - 7) 泰平詠二, 大山理, 栗田章光 : 鋼・コンクリート二重合成連続箱桁の曲げ耐荷力に関する実験的研究, 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・コンクリート連合小委員会, pp.23-28, 2003.
  - 8) 長井正嗣 : 競争時代の鋼系橋梁の設計, 土木構造・材料論文集【講演論文】, 九州橋梁・構造工学研究会, 第 21 号, pp.17-25, 2005.
  - 9) 長井正嗣 : 競争力アップの次の一手 一次世代鋼橋設計法の開発一, トピー鉄構技報【寄稿論説】, pp.3-9, No.21, 2005.
  - 10) 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.
  - 11) 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, 丸善, 1996.
  - 12) CEN : Eurocode 3, Design of steel structures, Part 1-1 : General rules and rules for buildings, 2003.
  - 13) AASHTO : LRFD bridge design specifications -2005 interim versions, 2005.
  - 14) Yakel, A.J. and Azizinamini, A. : Improved moment strength prediction of composite steel plate girders in positive bending, *Journal of Bridge Engineering*, ASCE, Vol. 10, No. 1, pp. 28-38, 2005.
  - 15) Ansourian, P. : Plastic rotation of composite beams, *Journal of Structural Division*, ASCE, Vol. 108, No. 3, pp. 643-659, 1982.
  - 16) CEN : Eurocode 4, Design of composite steel and concrete structures, General rules and rules for bridges, 2004.
  - 17) 大垣賀津雄, 川口喜歴史, 磯江暁, 高橋昭一, 川尻克利, 長井正嗣 : 合成 2 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, Vol.44A, pp.1229-1239, 1998.
  - 18) Basler, K. : Strength of plate girders in shear, *Journal of Structural Division*, ASCE, Vol.87, No.ST7, pp.151-180, 1961.
  - 19) Azizinamini, A., Hash, J.B., Yakel, A.J. and Farimani, R. : Shear Capacity of Hybrid Plate Girders, *Journal of Bridge Engineering*, ASCE, Vol. 12, No. 5, pp. 535-543, 2007.
  - 20) 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, 丸善, 1996.
  - 21) Kuhlmann, U. and Breuninger, U. : Behaviour of Horizontally Lying Stud with Longitudinal Shear Force, *Proceedings of an Engineering Foundation Conference on Composite Construction in Steel and Concrete IV*, pp. 438-449, 2002.
  - 22) 日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説 III コンクリート橋編, 2002.
  - 23) Mans, P., Yakel, A.J. and Azizinamini, A. : Full-scale testing of composite girders constructed using 485-MPa high-performance steel, *Journal of Bridge Engineering*, ASCE, Vol. 6, No. 6, pp. 598-604, 2001.
  - 24) 岡田淳, 加藤真志 : 高強度鋼を用いて塑性化を考慮した合成 I 桁の曲げ耐荷力特性の評価, 土木学会論文集 A, Vol. 65, No. 1, pp.151-164, 2009.
  - 25) 利根川太郎, 浦野友樹, 杉浦邦征, 山口隆司, 渡邊英一, 中村雅樹 : 高機能鋼材を用いた合成ハイブリッド箱桁の正曲げ耐荷特性に関する実験的研究, 土木学会論文集 A, Vol. 62, No. 3, pp.643-655, 2006.
  - 26) 長井正嗣 : 日本と世界一桁橋の設計を通して一(巻頭言), 東京鉄骨橋梁技術報, No.53, 2007.

(2009. 3. 25 受付)

## ULTIMATE FLEXURE STRENGTH AND SHEAR STRENGTH OF DOUBLE-COMPOSITE I-GIRDER UNDER HOGGING BENDING MOMENT

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

In double-composite continuous girder bridges, the lower concrete flange is installed on the lower steel flange at intermediate supports. In this paper, the ultimate hogging bending moment and shear capacities of the double-composite girders are investigated experimentally. Two double-composite specimens classified into compact sections are used in bending moment experiment to investigate the effect of concrete crushing on the bending moment capacity. One specimen with lower concrete slab is employed for a shear test.

The bending moment and shear capacities for double-composite girders are proposed on the basis of these experimental results.