

# (41) 突起付きT形鋼を利用した鋼コンクリート合成床版橋の中間支点部の負曲げ実験とその構造検討

熊野 拓志<sup>1)</sup>, 鞆 一<sup>2)</sup>, 上村 明弘<sup>3)</sup>, 田中 裕明<sup>4)</sup>

<sup>1)</sup>JFE エンジニアリング(株) 橋梁事業部 プロジェクト推進部(〒230-8611 横浜市鶴見区末広町2丁目1番地)  
E-mail: kumano-takuji@jfe-eng.co.jp

<sup>2)</sup>JFE エンジニアリング(株) 橋梁事業部 計画部(〒230-8611 横浜市鶴見区末広町2丁目1番地)  
E-mail: tomo-hajime@jfe-eng.co.jp

<sup>3)</sup>JFE エンジニアリング(株) 橋梁事業部 (〒230-8611 横浜市鶴見区末広町2丁目1番地)  
E-mail: uemura-akihiro@jfe-eng.co.jp

<sup>4)</sup>JFE エンジニアリング(株) 橋梁事業部 プロジェクト推進部(〒230-8611 横浜市鶴見区末広町2丁目1番地)  
E-mail: tanaka-hiroaki@jfe-eng.co.jp

突起付きT形鋼は、ずれ止め機能を兼用した構造用鋼材として利用が可能な高機能鋼材であり、この鋼材を使用した鋼コンクリート合成床版橋は桁高を低く抑制できるという特徴がある。同タイプの橋梁のうち連続形式への適用についてはいくつかの施工例がある中、中間支点部の構造の合理化とそれに伴う設計法の確立が検討課題となっていた。そこで、これらを検証すべく中間支点部を模擬した実物大相当の供試体による負曲げ静的載荷試験を実施した。その結果、中間支点部周辺の耐荷力機構が明らかとなるとともに、設計上十分な安全性を有していることが判明した。合わせて対象とする部位に解析的検討を加え、提案する構造の妥当性を確認することができた。

**Key Words :** *steel-concrete composite slab bridge, deformed flange T-shape, intermediate support, rationalization, load-carrying capacity*

## 1. はじめに

鋼コンクリート合成床版橋は、その構造の合理性より構造高さを低く抑制できる点が最大の特徴である<sup>1)</sup>。特に、中小支間において河川や跨線橋として桁高制限がある架橋条件においてはその優位性を発揮することができる。中でも、高機能鋼材である突起付きT形鋼をずれ止め機能のある構造部材として利用する合成床版橋<sup>2)-4)</sup>(以下、合成床版橋という)は、最も構造高さを低くすることができる橋梁形式の一つとして、昭和55年に初めて供用されて以来400橋を超える多くの施工実績があり、信頼性の高い工法として全国に普及している。

こうした中、合成床版橋は総重量約2,000kNの超重量車や大型航空機が通行する専用橋<sup>5)</sup>、また軟弱地盤上での耐震性を向上させた高性能軽量コンクリートを使用した施工例<sup>6)</sup>、さらに複合ラーメン橋による急速施工の研究開発<sup>7)-11)</sup>が進められるなど、用途の多様化が図られてきた。その一方、従来単純形式として利用されてきた合成床版橋は、その構造の優位性より最近ではより長い支間での適用例が増加しており、必然として耐震性や走行性を向上させる目的から連続形式として供用される機会が増えている。

合成床版橋の連続形式への適用に関しては、中間支点部の負曲げ領域における設計法の妥当性を実験的検証により明らかとしており、成果は文献<sup>12), 13)</sup>にて報告している。その内容は、合成床版橋としての構造上の特徴は、コンクリート床版を有するけた橋<sup>14)</sup>と同様なひび割れ制御による設計が可能とするものであり、現在までに施工されてきた連続形式の設計に適用されてきた。しかし、適用支間長が長くなるにつれて、中間支点部は従来と異なる構造の取り合いとなるため、さらなる構造の合理化や合理化に伴う構造特性の把握が技術的な課題としてクローズアップされてきた<sup>15)-19)</sup>。

こうしたことを背景として、合成床版橋の適用範囲が多様化、長支間化する傾向にある中、新たな技術的課題を解決するために負曲げ静的載荷実験を実施した。その結果、新しい構造を対象とする中間支点部の耐荷力機構が明らかとなるとともに、設計上十分な安全性を有していることが判明した。合わせて解析的検討を加え、提案する構造の妥当性を確認することができた。

本論文は、突起付きT形鋼を使用した連続形式合成床版橋の合理化の検証を目的として実施した載荷実験の概要および結果、ならびにFEM解析に基づく中間支点部の構造の評価を中心として論述するものである。

## 2. 構造概要

突起付きT形鋼を使用した合成床版橋の構造概要は図-1に示すとおりである。その構造は、底鋼板、突起付きT形鋼、横桁、側鋼板から構成され、工場でプレファブ化された鋼製部材と現場で打ち込むコンクリートを一体化させるものである。このうち、突起付きT形鋼は、工場の圧延時においてフランジの上面に横節状の突起を設けた鋼材であり、ずれ止め機能を有する構造部材として機能していることが特徴である。本橋梁形式の場合、適用支間の長支間化にともない版としての構造特性はマルチセル1箱桁の性質へと移行することとなり、連続形式が適用される支間においては一般に後者の特性に近いものと想定される。本件については、別途報告する予定である。

なお、設計上、道路橋示方書<sup>14)</sup>(以下〔道示〕鋼という)に規定の無い項目については、実証実験により要求性能を満足していることを検証のうえ、解析による評価により普遍化した技術としている。

い、より合理的な構造に改良する目的で実施したものである。対象とする橋梁は、図-2に示す中央支間長45mの3径間連続合成床版橋とし、中間支点部まわりの構造に着目してその耐荷力特性を明らかにすることに主眼を置いた。実験の内容は、図-3に示すように供試体を天地逆に設置したうえで10,000kN試験機を使用した3点支持の負曲げ载荷であり、各部位のひずみや変位を計測するとともにコンクリート床版のひび割れ状況を観察した。

### (2) 供試体

実験供試体は、図-4に示すように対象とする橋梁の主桁1本をモデル化し、断面を実物大相当として設計した。床版の配力鉄筋量(橋軸方向)を表-1に示す。対象橋梁の試設計では、D22を使用しても〔道示〕鋼の規定を満足するものの、コンクリート標準示方書<sup>20)</sup>のひび割れ照査を適用するとD25が必要であった。供試体では、鉄筋の配置から〔道示〕鋼の規定の周長比をわずかに下回るが、実験の評価としては安全側となるためD22を使用し、図-4(b)の配置とした。

主桁1本をモデル化したことにより、床版主鉄筋(橋

## 3. 静的载荷実験

### (1) 実験の概要

静的载荷実験は、連続形式合成床版橋の長支間化に伴

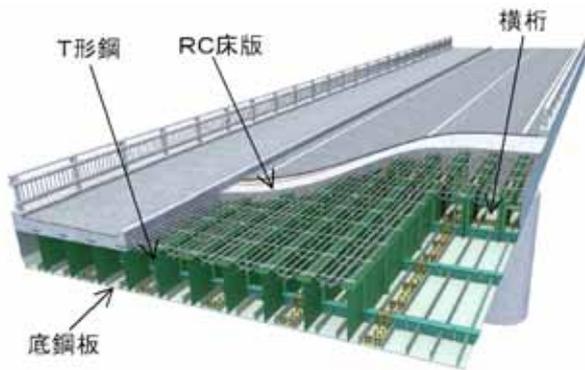
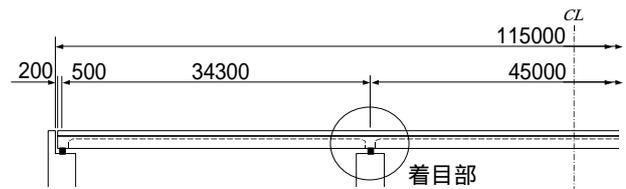
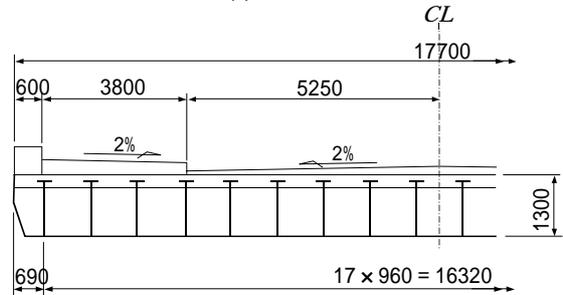


図-1 構造概要



(a)側面図



(b)断面図

図-2 対象とする橋梁

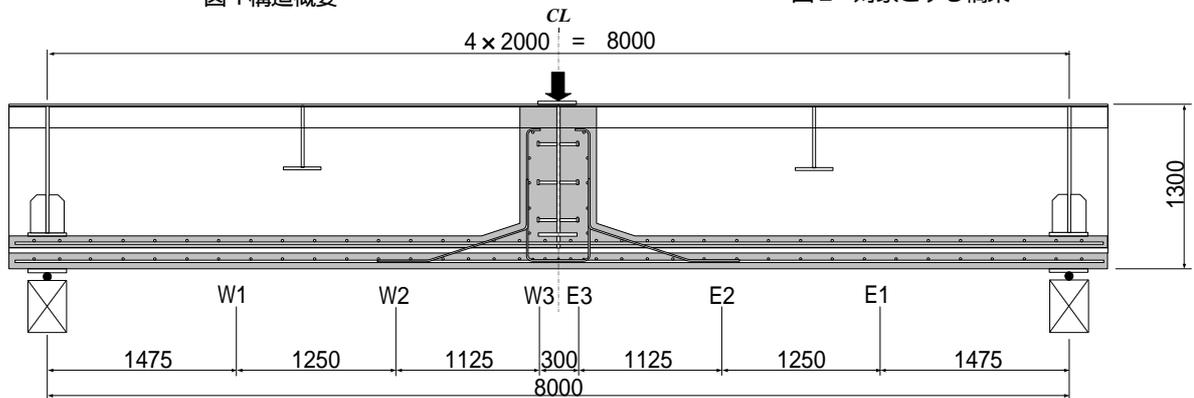
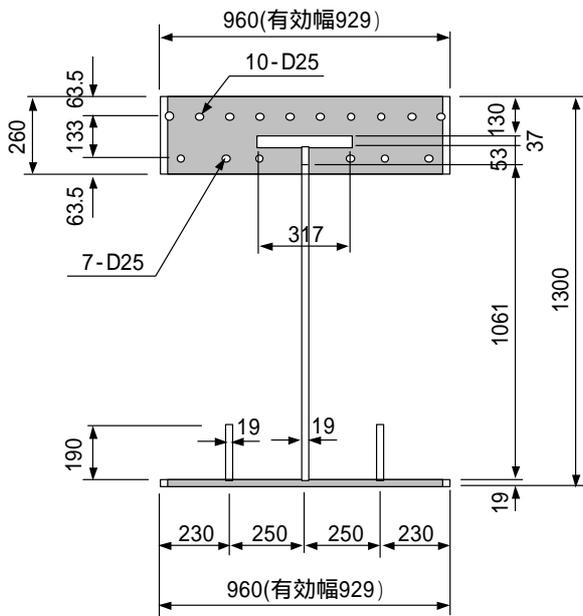
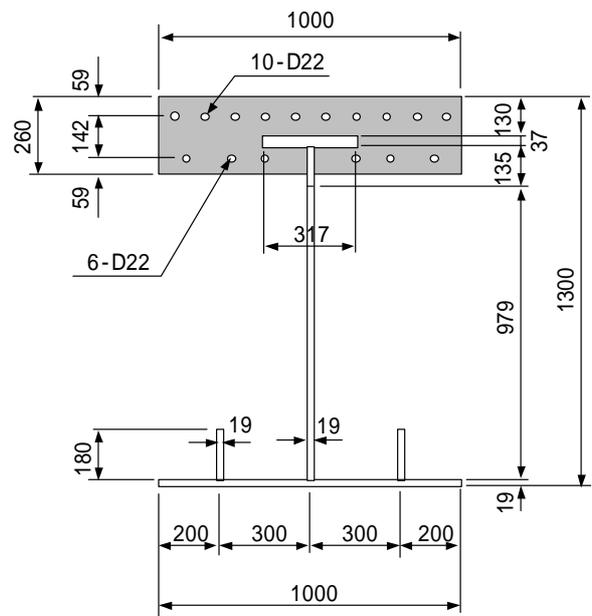


図-3 実験方法と計測位置



(a) 対象とする橋梁の中間支座位部断面



(b) 供試体断面

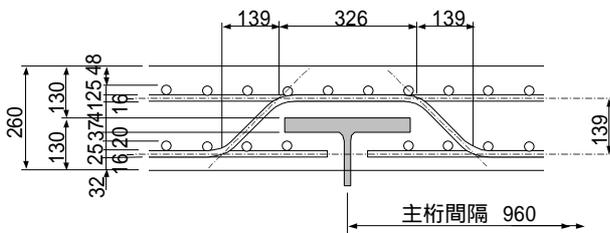
図-4 供試体断面

表-1 中間支座位部配力鉄筋量

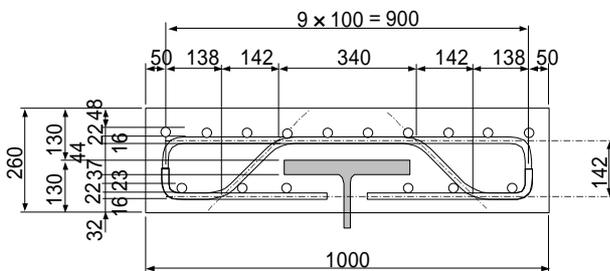
項目	試設計モデル		供試体	〔道示〕鋼 11.2.3
	ひび割れ照査	〔道示〕鋼		
床版厚(mm)	260		260	
床版幅(mm)	960		1000	
床版断面積(mm <sup>2</sup> )	249600		260000	
配力鉄筋	呼径	D25	D22	
	本数	17	17	
	断面積(mm <sup>2</sup> )	506.7	387.1	
	周長(mm)	80	70	387.1
鉄筋比(%)	3.45	2.64	2.38	2.0以上
周長比(mm/mm <sup>2</sup> )	0.00545	0.00477	0.00431	0.0045以上

表-2 供試体の断面定数と載荷荷重

項目	床版コンクリート		
	有効	無視	
断面積(mm <sup>2</sup> )	95,880	64,930	
断面二次モーメント ( $\times 10^6$ mm <sup>4</sup> )	24,700	15,850	
床版下面(実験時)から中立 軸位置(mm)	569	777	
断面定数 ( $\times 10^3$ mm <sup>3</sup> )	床版上面	43,400	
	鉄筋中心	48,414	22,090
	底鋼板下面	33,790	30,290
	突起T上面	56,250	24,510
ひび割れ	応力(N/mm <sup>2</sup> )	3.0	
	載荷荷重(kN)	400	
	鉄筋応力(N/mm <sup>2</sup> )	89	
	許容値(mm)	0.17	
設計荷重	鉄筋応力(N/mm <sup>2</sup> )	152	
	載荷荷重(kN)	1,700	
降伏想定荷重(kN)		5,000	



(a) 対象とする橋梁



(b) 供試体

図-5 主鉄筋の加工

軸直角方向)の連続性が途絶えるため、図-5に示すように主鉄筋の両側は直角フックとした。

中間支座位部のコンクリート打ち下ろし部の構造は、

図-6に示すように、対象とする橋梁と同様の支点上横桁、スタッド(22)、鉄筋(D13、D16)を配置した。なお、供試体を使用した材料は対象とする橋梁と同様とし、表-3、表-4の材料試験結果に示すとおりである。

供試体は、図-3に示すように両端はローラー支持とし、載荷点は中間支座位部の支承から伝わる反力を再現するように幅300mmの載荷板を設置した。

### (3) 載荷荷重

対象とする橋梁と供試体の支持支間長が異なるため、対象とする橋梁の中間支座位部の部材応力に着目して供試体に載荷する荷重強度を計画することにした。すなわち、対象とする橋梁の試設計において鉄筋に発生する最大応

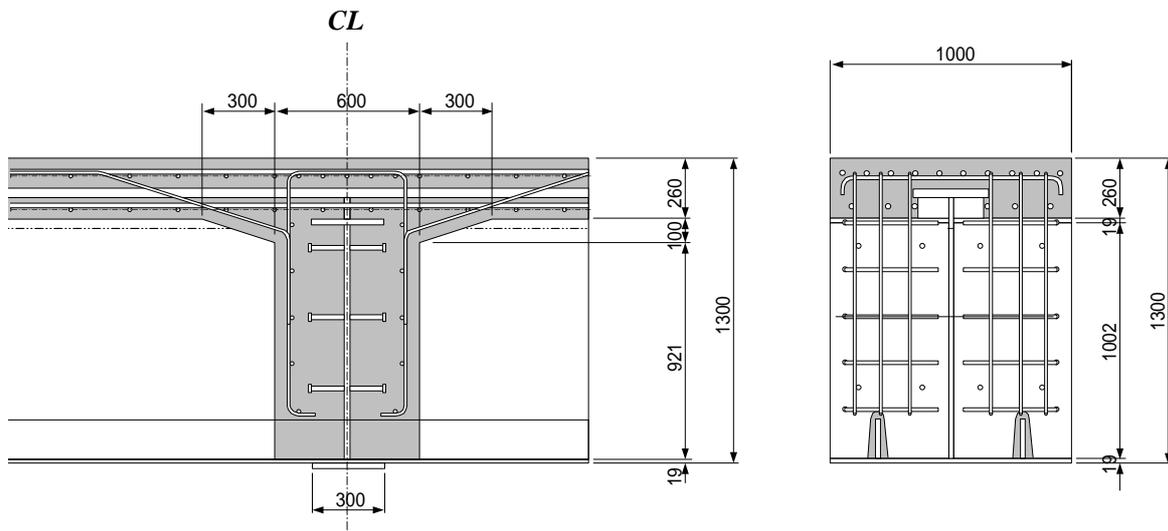


図-6 中間支点部のコンクリート打下ろし部の構造

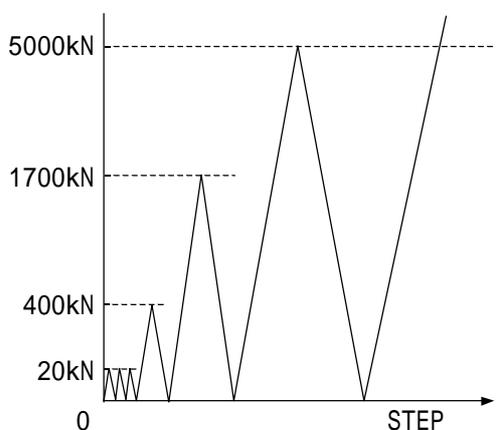


図-7 荷重手順



写真-1 実験状況

力と同じ程度の応力度が供試体に発生する荷重を設計荷重とした。床版のひび割れ発生応力は、コンクリートの引張強度を $3\text{N/mm}^2$ とし、供試体自重を考慮して推定した。

本構造は合成構造であり、弾性限界が明確に現れないと考えられたため、設計荷重の3倍程度を降伏荷重と推定した。供試体の断面定数と計画した設計荷重等を表-2に示す。

#### (4) 荷重方法

静的荷重にあたっては、図-7に示すように、まず最初に20kNによる荷重と除荷を3回繰り返して供試体と試験機との接触状況を観察のうえ異常が無いことを確認した後、4ステップからなる荷重と除荷による荷重制御によるプログラムとした。第1ステップは、コンクリートのひび割れ発生予想荷重である400kN、第2ステップは設計荷重の1,700kN、第3ステップは5,000kNを目標に荷重-変位の勾配に変化が認められるまでとした。除荷後、第4ステップとして、急激な変位の増加が鋼部材に局部座屈が生じるまで単調増加させた。実験状況を写真-1に示す。



写真-2 ゲージの設置状況

#### (5) 計測内容

##### a) ひび割れ

目視では困難なひび割れ発生荷重を検知するために、ゲージを床版下面中央に100mmピッチで19個設置した。(写真-2参照)

##### b) 変位計測

たわみ計測と異常な変形を検知するために、床版両縁の支点部と中央部には3方向に高感度変位計を設置した。

橋軸方向の変形を確認するために、図-3のE1, E2, W1, W2の位置の床版両縁に鉛直方向の変位計を設置した。

c) ひずみ計測

中間支点部の設計の妥当性と支持条件や荷重条件等の実験の妥当性を確認するために、図-3のE1～3, W1～3の6断面の鋼桁および配力鉄筋にそれぞれ14～28枚のひずみゲージを貼付けた。また、コンクリート床版と突起付きT形鋼のずれの影響を把握するために折曲げた主鉄筋に、及び打ち下ろしコンクリート部の性状を把握するためにハンチ部の鉄筋にひずみゲージを貼付けた。

4. 実験結果と考察

(1) 材料試験

鋼材とコンクリートの材料試験結果を表-3, 表-4に示す。鉄筋のヤング率が低めであることを除けば、解析との比較に大きな影響を与える要因は無いと考えられる。

(2) 供試体の製作精度

鋼桁製作の寸法誤差は±3mm以内であった。コンクリート打設後の床版の寸法及び鋼桁との相対寸法は全て±5mm以内の誤差であり、解析との比較に大きな影響を与える要因は無いと考えられる。

ひび割れ時期やひび割れ幅に影響すると考えられる中央部の配力鉄筋のかぶりを確認するために、超音波式鉄筋計を用いて計測した。若干片側に鉄筋組みが下がるように傾いていたが、設計値48mmに対して計測値平均47.6mmと良い精度であった。

(3) 変位

荷重荷重と中央部の床版端部の変位を図-8に示す。設計荷重1,700kNまでは図-7の計画通り荷重し、想定した降伏荷重5,000kNについては、荷重変位の直線勾配が変化した4,900kNでいったん荷重荷重を止め、除荷を行った。除荷後の残留変位は2mm程度であり、4,900kNは降伏荷重に極めて近い値と考えられる。

その後、ひび割れと計測データを観測しながら荷重を続け、6,200kNで保持した時に底鋼板の縦リブの横座屈と床版部分から打ち下ろしコンクリート部に進展するき裂を観測したため、実験を終了した。

図-9に、設計荷重時と降伏荷重時の橋軸方向のたわみ形状を示す。たわみ形状はほぼ2軸対象を示しており、供試体の品質及び支持方法、荷重方法が良好であったと考えられる。

(4) ひずみ

標準断面である図-3のE2, W2断面のひずみ分布と、中央の打ち下ろしコンクリート部のE3, W3断面のひずみ分布を図-10に示す。ここで、同じ高さに複数あるひずみゲージは平均値を用いた。また、ひずみゲージに異常値が見られるものは削除し、それと相対するものや対象位置のひずみゲージの値も削除して平均化した。

図-10には、荷重荷重に相当するひずみ値を表-2の断面諸元を用いて計算した設計値を直線で示す。

標準断面E2, W2では、ひび割れを生じる前の荷重荷重600kN時(図-13参照)はコンクリートを有効とした設計値とよく一致し、設計荷重1,700kNと降伏荷重4,900kNではコンクリートを無視した設計値とよく一致している。本実験では、対象とする橋梁の設計時と同等の荷重-ひずみ関係が得られていると言える。中央部断面E3, W3では、打ち下ろしコンクリートが断面に寄与して中立軸が上がり、鋼材のひずみが減少する傾向にあり、対象とする橋梁においても同様と考えられる。

この結果と図-8の荷重-変位図より、降伏荷重は設計荷重の3.3倍(設計荷重が常時+温度変化であることを考慮)、最大荷重は4.2倍(同)の安全率を有していると考えられる。

床版と中央部打ち下ろし部の断面急変部に設けたハンチ部に配した鉄筋(D13)の荷重-ひずみ関係を図-11に示す。ここで示した値は、16枚のひずみゲージの平均値である。設計荷重時で470μ程度であり、許容応力に相当するひずみ900μ以下である。最大荷重時においても1,670μであり、降伏に相当するひずみ1,725μに近い値

表-3 鋼材の材料試験結果

項目	径、板厚 (mm)	機械的性質(N/mm <sup>2</sup> )			伸び率 (%)	
		降伏点	引張強度	ヤング率		
鉄筋 (SD345)	D22	22.2	379	561	177000	19
	D16	15.9	378	520	173000	19
	D13	12.7	381	515	177000	19
t19(SM490YB)	18.7	417	551	212000	38	
t37突起付きT形鋼 (SM490YA相当)	36.8	386	564	193000	29	

表-4 コンクリートの材料試験結果

種類	普通	備考
呼び強度(N/mm <sup>2</sup> )	30	配合
最大骨材寸法(mm)	20	配合
スランプ(cm)	10.5	実測
空気量(%)	4.2	実測
水セメント比(%)	49.9	配合
温度( )	20	実測
圧縮強度(N/mm <sup>2</sup> )	36.9	供試体と同条件の養生
引張強度(N/mm <sup>2</sup> )	3.0	載荷試験当日
ヤング率(N/mm <sup>2</sup> )	31200	3個平均
ポアソン比	0.21	

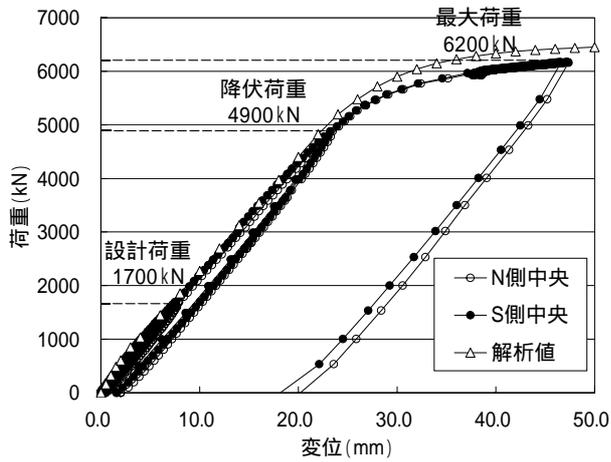


図-8 荷重-載荷点変位関係

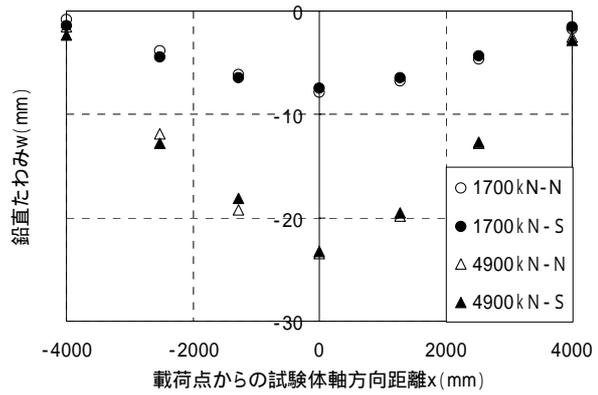
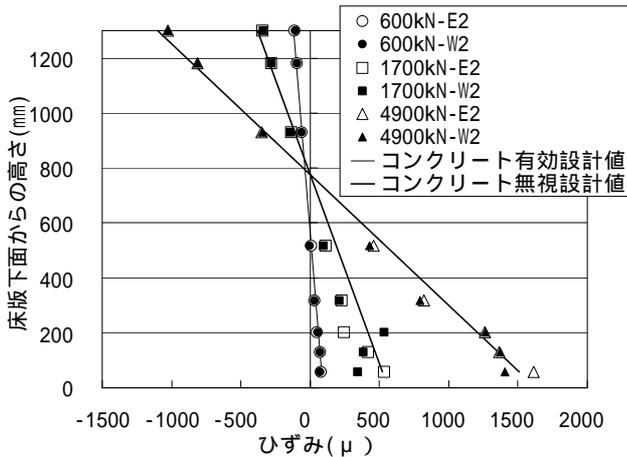
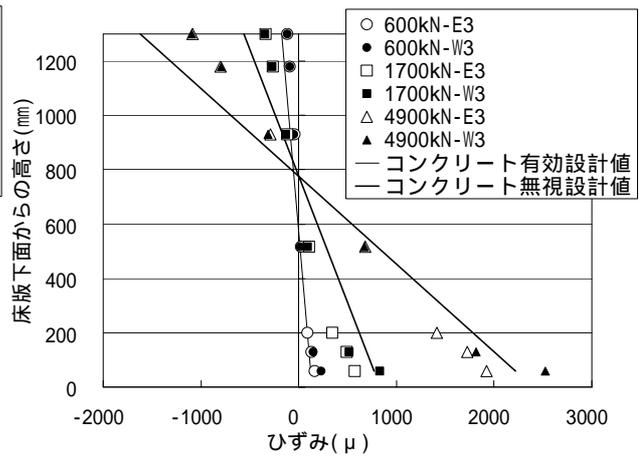


図-9 橋軸方向のたわみ形状



(a) 標準断面 E2, W2



(b) 中央部断面 E3, W3

図-10 断面のひずみ分布

であった。本供試体ではD13を約120mmピッチで配置しており、十分に補強の役割を果たしたと考えられる。

E2, W2の375mm支点側に図-5の主鉄筋の折れ曲げ部にひずみゲージを貼り付け、全8枚の平均値の最大は25  $\mu$ の結果を得た。床版コンクリートと突起付きT形鋼にずれが生じるとこの主鉄筋にひずみが生じるが、最大荷重時までほとんどひずみが生じていないことから、最大荷重時においても、全くずれが生じていないと考えられる。

#### (5) 床版のひび割れ

初めて床版のひび割れを観察したのは、載荷荷重700kNの時で、図-12の中央からそれぞれ約400mm離れた対象の位置とであった。しかし、図-13のゲージの変形から、最初のひび割れは650kN時に発生したと考えられる。また、打ち下ろしコンクリートの影響により、支間中央ではなくハンチ部から生じている。

設計荷重1,700kN時には、中央4mの間にほぼ均等に16本のひび割れが生じている。このときのひび割れ幅は、写真-3に示すように約0.1mmであった。表-2に示す対象とする橋梁のひび割れ荷重照査時の鉄筋応力は

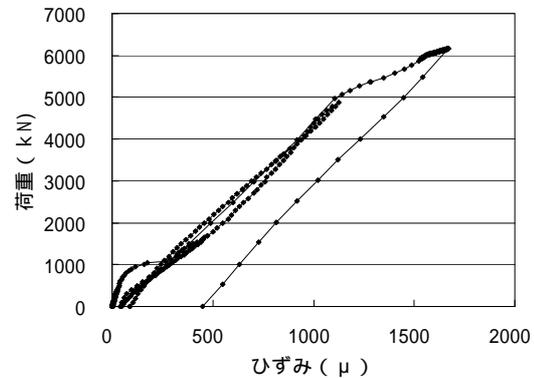


図-11 ハンチ鉄筋の荷重-ひずみ

89kN/mm<sup>2</sup>であるため、設計荷重時の応力152kN/mm<sup>2</sup>から換算すると、ひび割れ幅は0.06mm程度となる。許容ひび割れ幅0.17mmに対して、実験値は十分に小さい値であると考えられる。降伏荷重4,900kN時は、ひび割れは中央から6mの範囲に広がっているが、中央4m間では25本のひび割れがほぼ均等に生じている。

供試体の配筋鉄筋量は〔道示〕鋼の規定を若干下回るものの、ひび割れは十分に分散し、ひび割れ照査時相当の荷重時のひび割れ幅は許容値以下となることが分かった。したがって、〔道示〕鋼の規定通りの鉄筋量を確保すれ

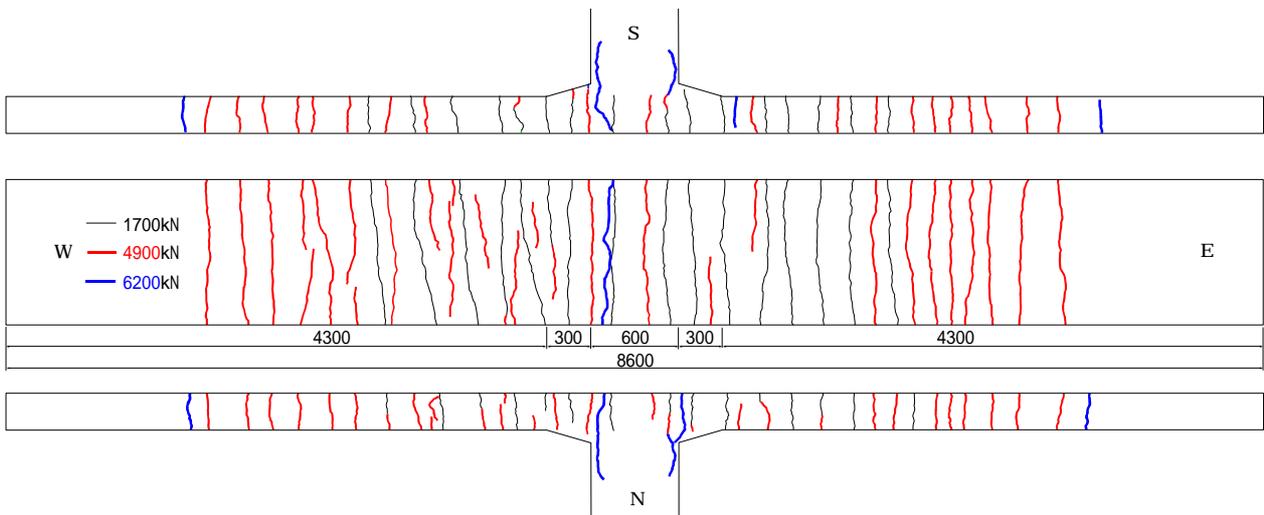


図-12 床版下面（実験時）のひび割れ状況

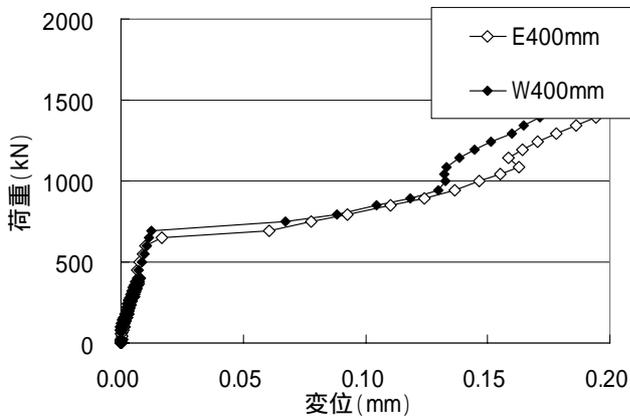


図-13 ゲージによる初期ひび割れ



写真-3 設計荷重時のひび割れ幅

ば，中間支点部の床版には有害なひび割れは生じないと考えられる。

打ち下ろしコンクリート部については，最大荷重時（6,200kN）にひび割れが生じたが，それまではひび割れの発生は無く，供試体の横桁のスタッドや帯鉄筋，ハンチ鉄筋等によって十分補強されていると考えられる。

## 5. 構造詳細の検討

### (1) 対象とする部位

構造の評価は静的載荷実験と同様に中間支点部まわりを対象として行った．まずFEM解析により実験の再現解析を行い，その結果を用いて中間支点の構造各部の妥当性を評価した．ここでは，中間支点部打ち下ろしコンクリートが構造性能に与える影響の確認や，ハンチ部付近の応力性状について以下に述べる．

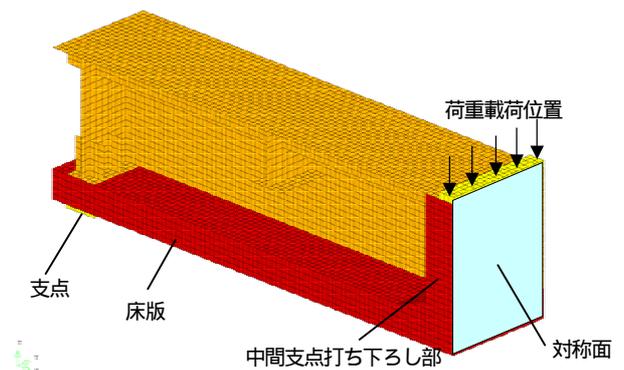


図-14 解析モデル

表-5 使用した要素

構造部位		要素タイプ
コンクリート	床版	ソリッド要素
	中間支点打ち下ろし部	ソリッド要素
鋼材	突起付きT形鋼	シェル要素
	鋼板	シェル要素
	鉄筋	埋め込み鉄筋要素

(2) 構造のモデル化

解析は図-14に示すように静的載荷実験の供試体全体の1/2対称モデルとして再現した。要素サイズは既往の解析事例を参照し<sup>9)</sup>，最大骨材寸法の2倍程度を目安として30～50mm程度となるように設定した。

(3) 解析条件

解析モデルで使用した要素は表-5に示すとおりである。突起付きT形鋼とコンクリートの接触面については、既往の研究事例<sup>21)</sup>，および今回の実験結果より本橋のような合成構造の場合、当該接触面はずれせん断破壊に対して十分に安全であると考え完全接合とし、それ以外の接触面は接触要素を用いてモデル化した。鋼材およびコンクリートの材料構成則は図-15に示すとおりとした<sup>9)</sup>。解析には汎用有限要素解析ソフトウェアDIANA (Ver.9.3)<sup>22)</sup>を用いて、弾塑性有限変位解析を実施した。

(4) 解析結果

解析結果のうち荷重 - 鉛直変位関係を実験値の図-8に、また図-16に標準断面E2,W2，図-17に中央断面E3,W3における配力鉄筋のひずみ履歴を、それぞれ実験結果および設計値と合わせて示す。両図より、各荷重レベルにおいて解析結果と実験結果は概ね一致していることが確認された。設計荷重1,700kNより約9%大きい1,853kN時におけるコンクリートの最小主応力コンターを図-18に示す。応力集中箇所となるハンチ付け根部の圧縮応力は11N/mm<sup>2</sup>となっており、許容圧縮応力度( $\sigma_c=10\text{N/mm}^2$ )と同程度の応力であると推定される。

図-19に解析上でコンクリートに最初のひび割れが発生した時点(619kN)におけるひび割れひずみコンター図を示す。ひび割れの発生荷重は実験時にひび割れが確認された荷重(650kN)とほぼ同じ値であり、発生位置も実験と同様にハンチ部であった。また、荷重増加に伴うひび割れの進展状況や分布状況は実験とよく一致する結果であった。以上のことから、解析によりある程度の精度で実験を再現できたと考えられる。

実験終了時(6,200kN)の底鋼板と縦リブの状況を写真-4に、また6,000kN載荷時における同部の変形図(解析結果)を図-20に示す。解析でも実験とほぼ同じ荷重レベルで縦リブに座屈が発生したことが確認できた。実験終了時の状態からさらに載荷を続行した場合の挙動を推測するため、変位制御により解析を行ったところ、底鋼板と縦リブの座屈変形が進行するとともに変位が増大し、徐々に荷重が低下していく結果となった。本橋の中間支点部では、大変形時においても急激に崩壊するような破壊が生じる可能性は低いと推察できる。

図-21は、6,000kN荷重時におけるコンクリートのひび

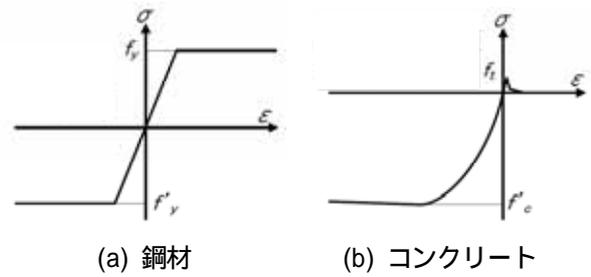


図-15 材料構成則

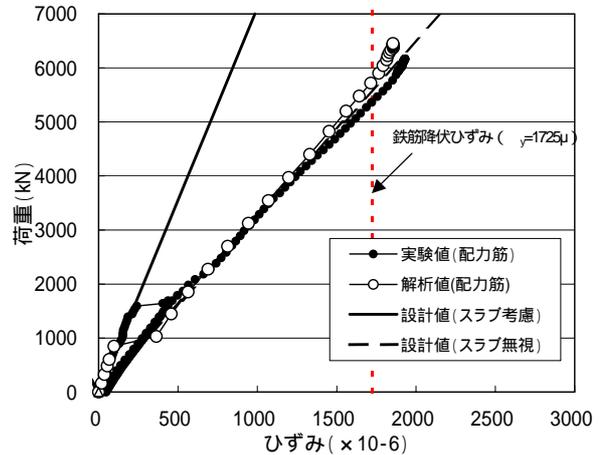


図-16 標準断面 E2,W2の配力筋ひずみ履歴

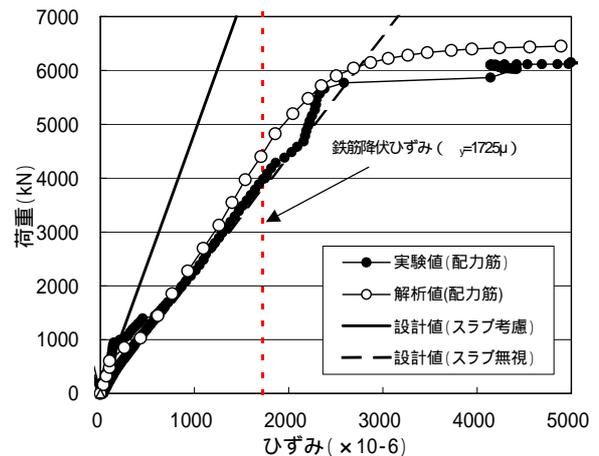


図-17 中央断面部 E3,W3の配力筋ひずみ履歴

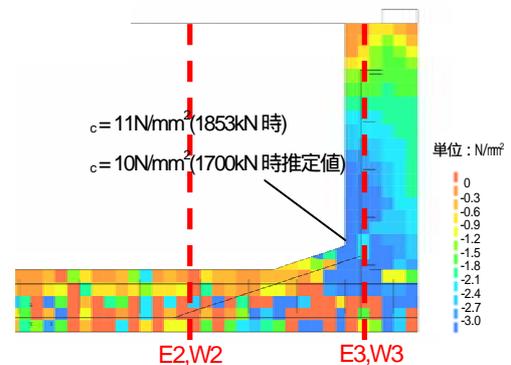


図-18 最小主応力コンター図 (荷重 1853kN)

割れひずみコンター図である。ハンチ境界部付近の打ち下ろしコンクリート部にひび割れひずみが進展しており、同部にき裂が発生した実験結果を裏付ける結果であると言える。ただ、この時点においても、打ち下ろしコンクリート以外の部分のひずみ量は相対的に小さいレベルであり、健全な状態を保持していると考えられる。また、中央断面E3,W3の配力鉄筋の発生ひずみは $2,690\mu$ （伸び率0.27%）程度であり、破断ひずみ（伸び率19%）に対して十分に余裕のある状態にあることが確認された。

これらのことより、プレストレスしない連続合成桁として設計した本構造形式の中間支点部の主桁断面については、想定される設計荷重に対して十分に安全な構造であることが確認された。また、支間長が30～50m程度の連続合成床版橋においては、中間支点付近に600～1,000mm程度の幅でコンクリートを打ち下ろす構造とすることで、設計計算で推定している応力性状や破壊性状は安全側であることが確認された。

## 6. まとめ

本研究では、突起付きT形鋼を使用した合成床版橋の連続化、長支間化にともない合理化された中間支点部の構造について、実験と解析により妥当性の検証を行った。本研究で得られた成果は以下のとおりである。

- (1) 対象とした橋梁の実物大部分模型による負曲げ静的載荷実験を行った結果、中間支点部の構造は設計荷重に対して降伏荷重が3.3倍、最大荷重が4.2倍の安全率を有していることが確認された。また、最大荷重時においても、床版コンクリートと突起付きT形鋼の間にはずれが生じていないことが確認された。床版コンクリートのひび割れについては、〔道示〕鋼の規定通りの鉄筋量を確保すれば十分に分散し、ひび割れ幅も許容値以下となり、有害なひび割れは生じないと考えられる。
- (2) 弾塑性有限変位解析と実験結果を比較した。ひび割れ荷重やひび割れ発生位置、ひび割れ分散性状は実験と同様の結果を得ることができた。縦リブの座屈発生荷重や変形状についてもある程度精度よく再現できた。中間支点付近に600～1,000mm程度の幅を有する打ち下ろしコンクリートを設置することにより、詳細設計において設定される応力値を安全側に評価できることが確認された。また、想定外の鉛直方向の荷重が作用し大きな変形が生じた場合においても、中間支点部の構造が脆性的に崩壊する可能性は極めて低いと考えられる。
- (3) 30～50m程度の支間長を有する連続合成床版橋にお

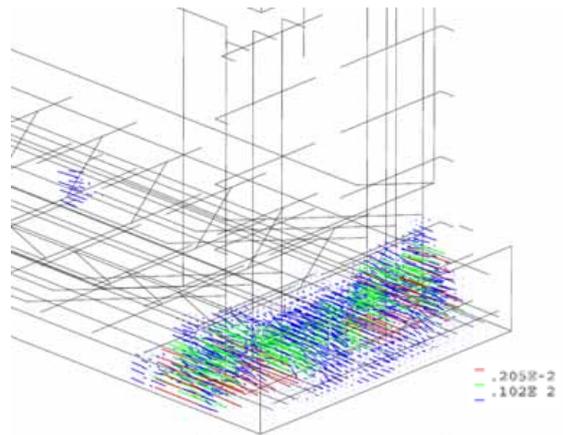


図-19 ひび割れひずみベクトル図（荷重 617kN）



写真-4 実験終了時の底鋼板および縦リブの状況

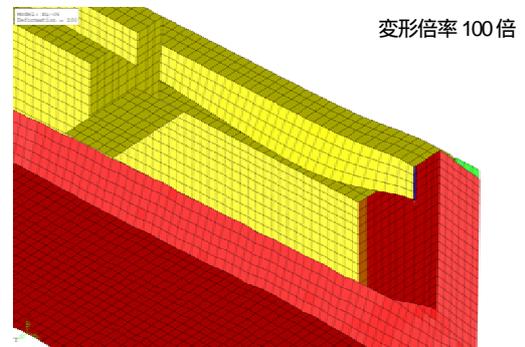


図-20 底鋼板および縦リブの変形図(6,000kN時)

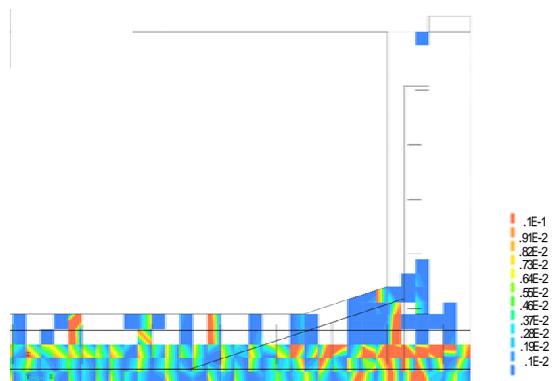


図-21 コンクリートのひび割れひずみコンター図(6,000kN時)

いて、提案する中間支点構造が、コンクリート床版を有するけた橋と同様にひび割れ制御により設計できることが検証された。また、本形式による中間支点部の構造が設計上十分な安全性を有することが確認できた。

謝辞：実験にあたってはJFEスチール㈱の中西克佳氏に協力を頂いた。また、実験供試体の設計にあたり、日本エンジニアリング㈱の佐藤孝次氏に本橋梁形式の設計に関する適切なアドバイスと協力を頂いた。ここに感謝の意を表します。

#### 参考文献

- 1) 合成床版橋研究会：合成床版橋設計・施工指針(案)，1999.8.
- 2) 佐藤政勝，石渡正夫：新しい形鋼を用いた合成床版橋の構造特性並びに終局耐荷力，第30回構造工学シンポジウム，9，1983.
- 3) 浜田敬之介，春日知男，佐藤政勝，田中祐人：新形式合成床版橋の構造特性と適用，川崎製鉄技報，18，1，1986.
- 4) 例えば，JFEカタログ：鋼・コンクリート合成床版橋リバーブリッジ，JFEエンジニアリング㈱
- 5) 山口浩平，日野伸一，友田富雄，郭勝華：大型航空機荷重に対応した鋼・コンクリート合成床版橋の誘導路への適用，土木学会第62回年次学術講演会，pp.385-386，2007.9
- 6) 船橋政司，熊野拓志，上村明弘，松本卓：高性能軽量コンクリートの合成床版橋への適用性に関する検討，第8回複合・合成構造の活用に関するシンポジウム，土木学会，pp.34-1-8，2009.11.
- 7) 横沢和夫，上村明弘，小林博之，赤坂雄司：RELIEF(リリーフ)工法で渋滞解消 - コストパフォーマンスと景観に優れたハイパーブリッジで魅力あるまちづくり - ，土木技術，59巻4号2004.
- 8) 伊藤始，熊野拓志，上村明弘，白根勇二：突起付きH形鋼と充填コンクリートにより形成された鋼殻構造の損傷メカニズムと割裂ひび割れ発生荷重，構造工学論文集，土木学会，Vol.56A，pp.1015-1026，2010.3.
- 9) 伊藤始，熊野拓志，上村明弘，白根勇二：開断面箱桁複合ラーメン橋の剛結部における構造性能と設計法に関する検討，構造工学論文集，土木学会，Vol.57A，pp.967-977，2011.3.
- 10) 先端建設技術・技術審査証明報告書「ハイパーHジョイント」，(財)先端建設技術センター，2008.
- 11) ハイパーブリッジ設計施工マニュアル(案)，前田建設工業・JFEエンジニアリング2008.
- 12) 小林博之，上村明弘，神田恭太郎，赤坂雄司，原夏生：突起付きT形鋼を用いた連続合成床版橋の負曲げ静的載荷試験，鋼構造年次論文報告集，Vol.12，No.11，pp.75-82，2004.11.
- 13) 佐藤政勝，呉紅軍，石原聡，武井博久，神田恭太郎，小林博之：新形式中空合成床版橋の実用化および合成床版橋連続化の動向，第5回複合・合成構造の活用に関するシンポジウム，土木学会，pp.279-286，2003.11.
- 14) 日本道路協会：道路示方書・同解説(鋼橋編)，2002.3.
- 15) 小島実，熊野拓志，中村聖三，岩切匠：連続中空合成床版橋の中間支点部における打下しコンクリートの影響，鋼構造年次論文報告集，第14巻，2006.11.
- 16) 小島実，熊野拓志，中村聖三，岩切匠，高橋和雄：連続合成床版橋中間支点部のコンクリート形状に関する解析的検討，鋼構造年次論文報告集，第15巻，2007.11.
- 17) 松本久幸，中村聖三，高橋和雄，熊野拓志，小島実：連続中空合成床版橋の支点部簡素化に関する解析的検討，鋼構造年次論文報告集，第16巻，2008.11.
- 18) 中村聖三，松本久幸，高橋和雄，熊野拓志，小島実：連続中空合成床版橋の支承数削減に関する解析的検討，構造工学論文集，土木学会，Vol.56A，pp.999-1006，2010.3
- 19) 小島実，熊野拓志，上村明弘：連続中空合成床版橋の性能検証と施工例，土木学会第65回年次学術講演会，pp.83-84，2010.9
- 20) 土木学会：コンクリート標準示方書・設計編，2007.3.
- 21) 高須賀丈広，上村明弘，神田恭太郎，小林博之，佐藤政勝：突起付きT形鋼の附着性能および水平せん断抵抗に関する実験研究，鋼構造年次論文報告集第12巻，pp.83-90，2005.
- 22) JIP テクノサイエンス㈱：DIANA ユーザーズマニュアル，2002.9.

## EXPERIMENTAL STUDY ON STATIC BEHAVIOR OF INTERMEDIATE SUPPORT IN CONTINUOUS STEEL-CONCRETE COMPOSITE SLAB BRIDGES USING DEFORMED FLANGE T-SHAPE

Takuji KUMANO, Hajime TOMO, Akihiro UEMURA and Hiroaki TANAKA

The feature of steel-concrete composite slab bridges using deformed flange T-shape is to be able to minimize the height of structure in various types of bridge. This type of bridge has been applied to single-span bridges mainly. Lately, the number of applications to multi-span continuous bridges is increasing and the requirement to structural rationalization is rising. In this study, we focused on the examination of structural detail around the intermediate support and the establishment of its design method. Under this background, we carried out static loading test using full-scale-model and FE analysis to verify the mechanism of load-carrying capacity at the intermediate support. This paper describes the outline of this test and results of FE analysis.