

# 桁高を低くできる合成床版橋「パワーブリッジ」の力学性状に関する実験的研究

平嶋健太郎<sup>1</sup>・谷中聡久<sup>1</sup>・春日井俊博<sup>2</sup>・三好喬<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 工修 (株)横河ブリッジ 技術本部 技術研究所 (〒273-0026 千葉県船橋市山野町27番地)

<sup>2</sup>正会員 工博 (株)横河ブリッジ 技術本部 技術研究所 (〒273-0026 千葉県船橋市山野町27番地)

<sup>3</sup>正会員 工修 (株)横河ブリッジ 橋梁営業本部 技術部 (〒273-0026 千葉県船橋市山野町27番地)

都市内の小規模橋梁では、計画高水位と取り付け道路との関係から、より低い桁高の構造形式を求められることが多い。小規模橋梁で経済的な低桁高の構造としては、鋼床版鈹桁、プレテンション方式PC桁があるが、近年ではRC床版を鋼材で補強した合成床版橋の採用実績が増加している。このような小規模橋梁に対して、筆者らは低桁高を実現できる新しい合成床版橋「パワーブリッジ」の研究開発を進めている。

本稿では、パワーブリッジの概要を述べるとともに、力学性状を確認するために実施した静的載荷実験と疲労耐久性を確認するために実施した移動輪荷重載荷実験について述べる。実験結果から、主桁および床版断面の合成作用を確認し、また、移動輪荷重に対する疲労耐久性に問題ないことを確認した。

**キーワード:** 低桁高, 合成床版橋, 合成作用, 移動輪荷重載荷実験, 孔あき鋼板

## 1. はじめに

都市内の小規模橋梁では、計画高水位と取り付け道路との関係から、より低い桁高の構造形式を求められることが多い。小規模橋梁で経済的な低桁高の構造としては、鋼床版鈹桁、RC床版合成桁、プレテンション方式PC桁、プレビーム合成桁があるが、近年ではRC床版を鋼材で補強した合成床版橋の採用実績が増加している<sup>1)</sup>。

このような小規模橋梁に対して、道路橋床版として開発し多くの実績がある合成床版「パワースラブ

2)」の合成版構造を応用し、中支間長まで適用可能で低桁高を実現できる新しい合成床版橋「パワーブリッジ」の研究開発を進めている(図-1参照)。

パワーブリッジについては、これまでに設計方法を提示して、低桁高構造に適していること、また、試設計に基づいて高い経済性を有することを論文発表している<sup>3)</sup>。

本稿では、パワーブリッジの概要を述べるとともに、力学性状を確認するために実施した静的載荷実験および移動輪荷重に対する疲労耐久性を確認するために実施した移動輪荷重載荷実験について述べる。

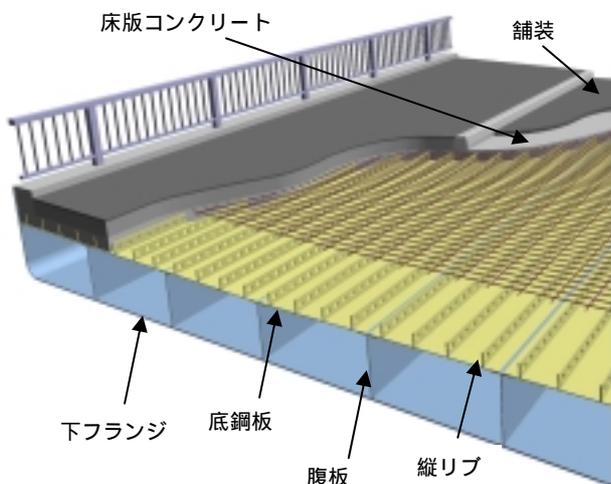


図-1 パワーブリッジ概念図(閉断面構造)

## 2. パワーブリッジの特徴

桁高を低く抑えられ、さらに経済性に優れている合成床版橋「パワーブリッジ」の床版構造は、合成床版「パワースラブ」の合成版構造を応用している。

図-2(a)にパワースラブを用いた合成桁を、図-2(b)にパワーブリッジの構造模式図を示す。パワースラブは、PC床版に代わる長支間(最大10m)床版として多くの施工実績を有し、その耐久性についても実験や実橋において実証済みの信頼性の高い床版である。底鋼板を支保工が不要な型枠として使用できるように、橋軸直角方向に縦リブを溶接してい

### 3. 合成桁の載荷実験

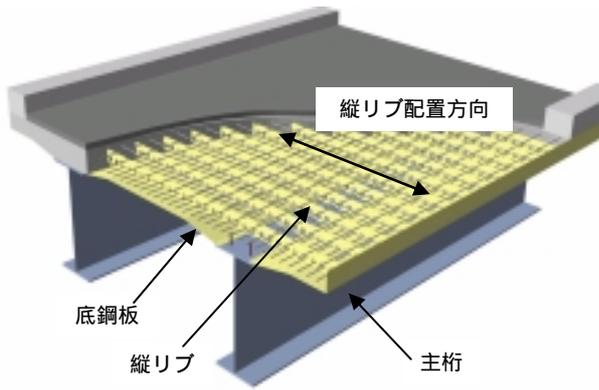
#### (1) 実験方法

パワーブリッジは、縦リブが床版と主桁とのずれ止めを兼ねており、水平せん断力は底鋼板を介して主桁に伝達している。このため、主桁断面での合成作用と耐力を確認することとした。

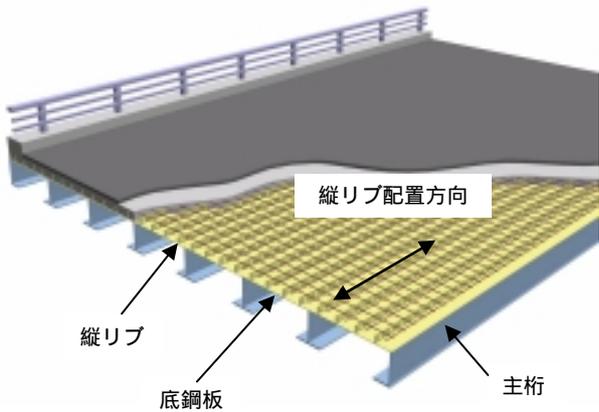
図-3に供試体図を示す。供試体はパワーブリッジのモデル橋<sup>3)</sup>（支間長40m、総幅員10.5m）の1主桁の部分を取り出した実物大の梁モデルである。合成床版および底鋼板はモデル橋の寸法どおりとし、桁高と支点間隔は実験条件に合わせて調整している。縦リブは2本配置し、鉄筋は縦リブと直交する主鉄筋（D16）と主鉄筋の下側に配置する配力鉄筋（D16）の2種類を配置した。なお、縦リブの孔内には設計方針<sup>3)</sup>に記載されているとおり主鉄筋（以下、貫通鉄筋という）を配置していない。コンクリートの圧縮強度（現場養生）は38.7N/mm<sup>2</sup>であった。

実験ケースは、底鋼板と主桁の接合形式に着目したボルト継手モデルおよび一体モデルの2ケースである。ボルト継手モデルは上フランジと底鋼板とを高力ボルトで接合（一面摩擦接合、ボルトピッチ100mm）している。また、一体モデルは上フランジを省略して底鋼板をウェブに溶接（脚長6mm隅肉溶接）している。両モデルとも供試体高は635mmと等しく、一体モデルの場合は、ボルト継手モデルの上フランジ厚に相当する10mmだけウェブ高を高くした。

写真-1に合成桁の載荷実験状況を示す。実験方法は、支間中央位置に鉛直荷重を静的に載荷する三点曲げ実験である。載荷は、油圧ジャッキを用いて載荷と除荷を繰り返し、段階的に載荷荷重を増加させ供試体が破壊に至るまで行った。計測項目は、荷重、鉛直変位および各部ひずみとした。代表的な計測位置を図-3中に示す。供試体のひずみは、支間長の1/4位置（X1断面）と支間中央近傍位置（X2断面は中央より500mm、X4断面は中央より250mm）とし、1軸ひずみゲージを貼付し全て橋軸方向のひずみを計測した。



(a) パワースラブ合成桁



(b) パワーブリッジ（開断面構造）

図-2 構造模式図

る。ここで、その縦リブを孔あき鋼板とすることでずれ止めになるため、縦リブおよび底鋼板とコンクリートとが合成断面として機能することとなる。

一方、パワーブリッジは、低桁高とするため主桁本数が多く（主桁間隔は1.5m～2m弱）、床版支間長はパワースラブと比較すると非常に小さくなる。そのため、縦リブを橋軸方向に配置した場合でも、支保工を省略することが可能である。さらに、底鋼板および縦リブを主桁断面の一部やずれ止めとして有効活用した構造のため、低桁高のみならず経済性も向上させた新形式の合成床版橋である。

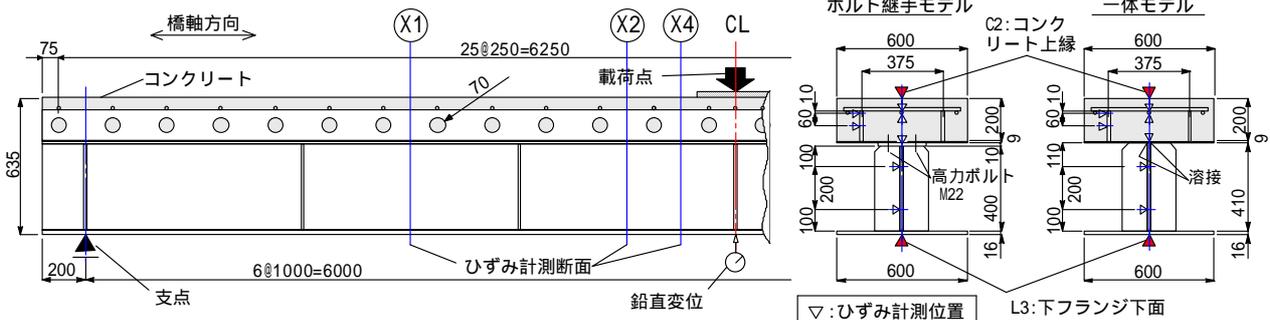


図-3 合成桁供試体図



写真-1 合成桁の載荷実験状況

## (2) 実験結果および考察

### a) 変位の実験結果

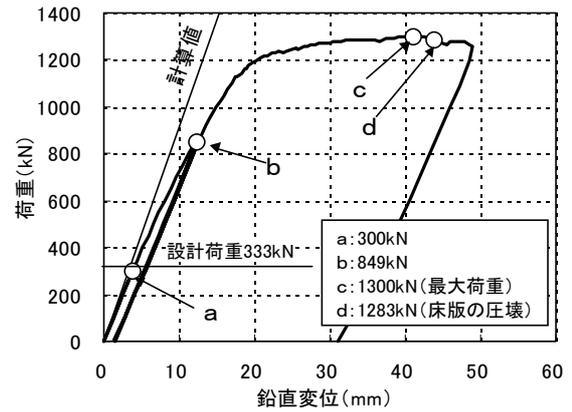
図-4に荷重と変位の関係を示す。図中に示したa点は設計荷重（床板上縁が許容応力度）程度の荷重、b点はそれぞれのモデルの床板上縁応力度が設計基準強度の0.85倍程度となる荷重である。直線は床版コンクリートを全断面有効と仮定した断面（以下、全断面有効という）の計算値（鋼とコンクリートのヤング係数比 $n=7$ で計算）を示す。

図-4 (a)より、ボルト継手モデルの剛性は、a点までの荷重初期段階では計算値と一致しているが、荷重の増加に伴い計算値よりも低下した。a点での鉛直変位は3.80mmで計算値の1.16倍であった。その後b点を越えてから荷重1200kN程度で鉛直変位が増大し、最大荷重1300kN到達後に支間中央部の床版コンクリートが圧壊した。最大荷重1300kNは、供試体の実材料強度を用いた終局荷重（曲げ耐力）の計算値1323kNと同等の結果であった。

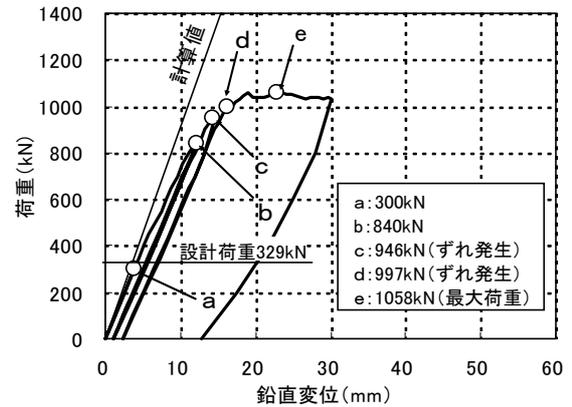
図-4 (b)より、一体モデルの剛性は、ボルト継手モデルと同様にa点までの荷重初期段階では計算値と一致しているが、荷重の増加に伴い計算値よりも低下した。a点での鉛直変位は3.87mmで計算値の1.18倍であった。その後b点を越えてから荷重1000kN前後のc、d点にて底鋼板と床版コンクリートのずれが生じて鉛直変位が増大し、最大荷重1058kN到達後の鉛直変位30mmで載荷を終了した。最大荷重1058kNは供試体の実材料強度を用いた床版と鋼桁ずれ耐力の計算値2900kNの36.5%であった。

### b) ひずみの実験結果

図-5にX1, X2断面の曲げひずみ分布を示す。同図のひずみ分布のプロットは、図-4に示した荷重300kNのa点段階での計測値を、直線は全断面有効の計算値をそれぞれ示す。図-5より両モデルともX1, X2のそれぞれの断面において、計算値に一致した結



(a) ボルト継手モデル



(b) 一体モデル

図-4 荷重と変位の関係

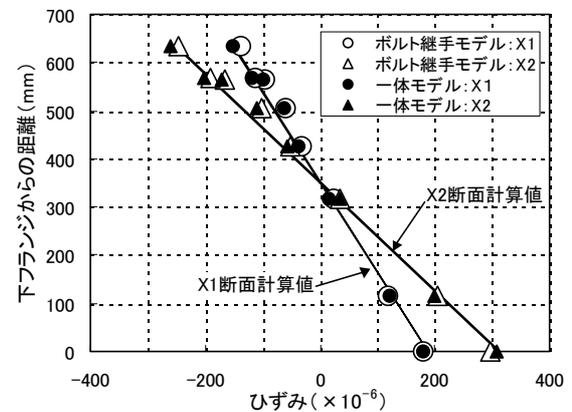


図-5 荷重 300kN 時の曲げひずみ分布 (X1, X2 断面)

果であることが分かる。

### c) 実験結果の考察

合成桁の載荷実験結果より、両モデルとも設計値どおりの合成作用を示し、設計荷重の3倍以上の耐力を有することが確認された。一体モデルにおいては曲げ破壊よりも床版のずれ破壊が先行した。実構造では縦リブが連続的に配置され、縦リブの両側には隣接の縦リブが配置されている。このため、貫通鉄筋を配置しなくても縦リブに直交する配力鉄筋と隣接の縦リブが孔内コンクリートを拘束すると考え

られる．しかし，供試体においては縦リブ本数が2本（図-3参照）であるため隣接縦リブの拘束を十分に得られなかったと予想され，ずれ止めの耐力が低下したものと考えられる．

#### 4．合成床版の載荷実験

##### (1)実験方法

パワーブリッジは，主桁本数が多く主桁間隔が小さいため，床版支間内の有効なずれ止め数（以下，有効縦リブ本数という）が1～2ヶ程度と少なくなる．このため，床版断面での合成作用と耐力を確認することとした．

図-6に供試体図を示す．供試体は前述したモデル橋の1主桁間の床版部分を取り出した実物大梁モデルである．合成床版の床版厚，底鋼板厚および縦リブ断面等はモデル橋の寸法どおりとした．縦リブ間隔はパワーアラブの標準的な間隔であり，モデル橋と同様の375mmとした．供試体幅は縦リブのずれ止め孔を3ヶ配置（2ヶ以上で中央に孔を配置できる最小数）できるように650mmとし，鉄筋は合成桁供試体と同様に主鉄筋と配力鉄筋の2種類を配置した．なお，縦リブの孔内には貫通鉄筋を配置していない．床版には合成桁供試体と同じコンクリートを使用した．コンクリートの圧縮強度（現場養生）は43.8N/mm<sup>2</sup>であった．

表-1に実験ケースを示す．実験ケースは，床版支間と載荷方法が異なる合計3ケースである．床版支間1500mmのケース（4@375モデル）では有効縦リブ本数を2本とし，床版支間1875mmのケース

（5@375(+), 5@375(-)モデル）では主桁上の負曲げ部を想定した2ケースを設定した．

写真-2に合成床版の載荷実験状況を示す．基本的な実験方法および載荷方法は，前述の合成桁の載荷実験と同様である．なお，負曲げの載荷にあたっての初期の載荷荷重は，引張力の作用する床版コンクリート部にひび割れを生じるまでとした．

計測項目は，荷重，鉛直変位および各部ひずみに加えて，縦リブ位置を基本としたひび割れ幅とした．代表的な計測位置は図-6に示したとおりである．供試体のひずみは，支間中央近傍の縦リブ間の位置（X4断面は縦リブ間隔の1/4，X5断面は縦リブ間隔の1/2）とし，1軸ひずみゲージを貼付し全て橋軸直角方向のひずみを計測した．

表-1 実験ケース

モデル名	床版支間	載荷方向
4@375	1500mm	正曲げ
5@375(+)	1875mm	
5@375(-)		



写真-2 合成床版の載荷実験状況

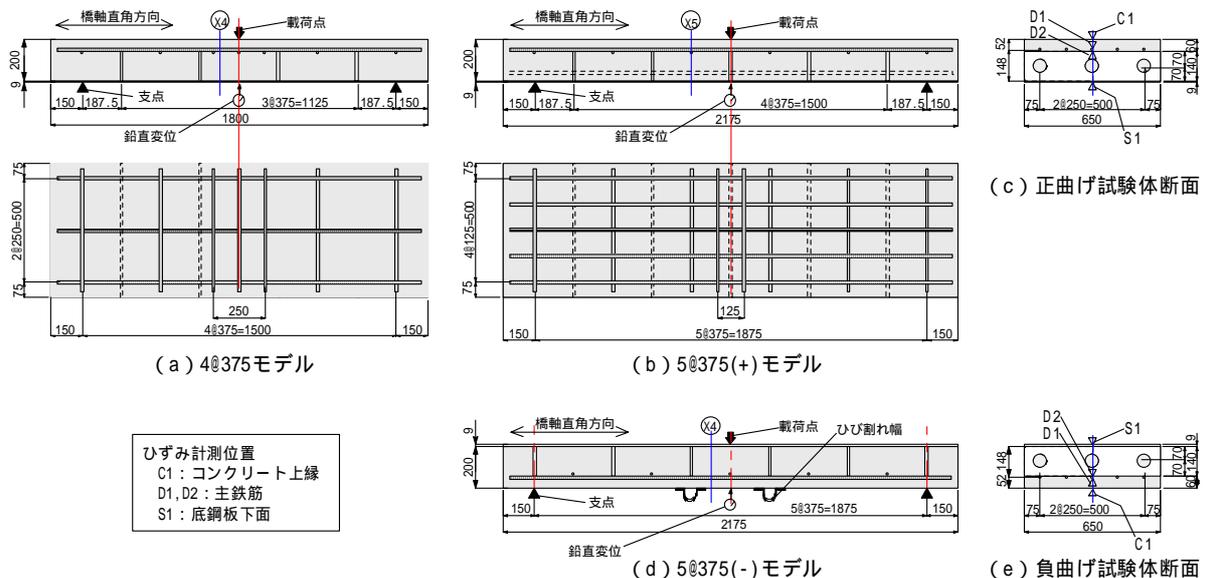


図-6 合成床版供試体図

## (2) 実験結果および考察

### a) ひび割れ進展状況

図-7に供試体のひび割れ進展状況を示す。図中のひび割れは実線で、底鋼板や縦リブとの剥離は破線でそれぞれ示した。なお、ここではひび割れと剥離を区別しているが、以降では全てひび割れとした。

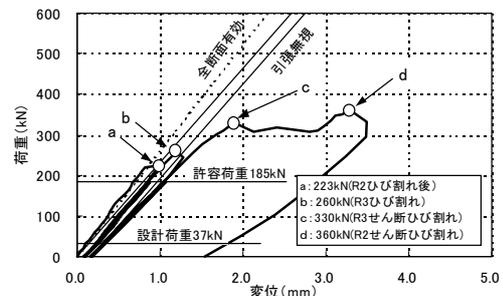
図-7(a)より、4@375モデルは、はじめにR2リブの側面および底鋼板の付着が切れて鋼板とコンクリートとが剥離した(230kN)。次にR3リブでも同様の剥離を生じた(260kN)。その後はR2, R3リブ位置でせん断破壊した。

図-7(b)より、5@375(+ )モデルは、はじめに R4リブの側面および底鋼板とコンクリートとが剥離した(270kN)。続いて 300kN までの間に R2 リブ位置でも同様の剥離を生じ、R2~R4 リブ間で曲げひび割れが発生した。その後は R2 リブ位置でせん断破壊した(375kN)。

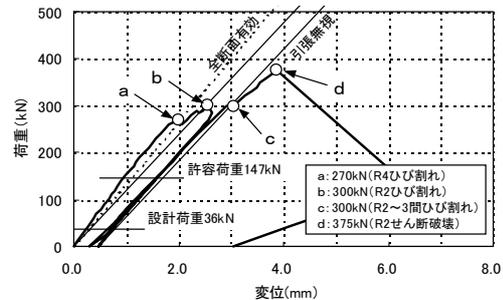
図-7(c)より、5@375(-)モデルは、はじめにR3, R4リブ位置に曲げひび割れが発生した(45~55kN)。次にR3~R4リブ間の中央に曲げひび割れが発生した(73kN)。その後はR2リブ位置で新たにひび割れが発生し、各ひび割れの長さが進展した。

### b) 支間中央変位およびひび割れ幅の実験結果

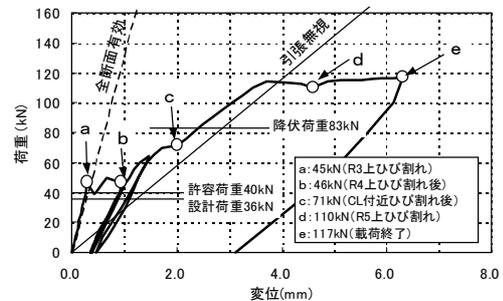
図-8 に荷重と支間中央変位の関係、図-9 に5@375(-)モデルの荷重とひび割れ幅の関係を示す。図-8 中には、鉛直変位の計算値(鋼とコンクリートのヤング係数比  $n=10$  で計算)を直線で示し、ひび割れ等の発生段階を矢印で示した。また、設計荷重とは床版設計曲げモーメント<sup>4)</sup>に対応する荷重、許容荷重とは床版上縁(5@375(-)モデルは配力鉄筋)が許容応力度となる荷重、降伏荷重とは配力鉄



(a) 4@375 モデル



(b) 5@375(+ )モデル



(c) 5@375(-)モデル

図-8 荷重と変位の関係

筋が降伏応力度となる荷重を表す。いずれのモデルも鉛直変位の計算値とよく一致した。すなわち、ひ

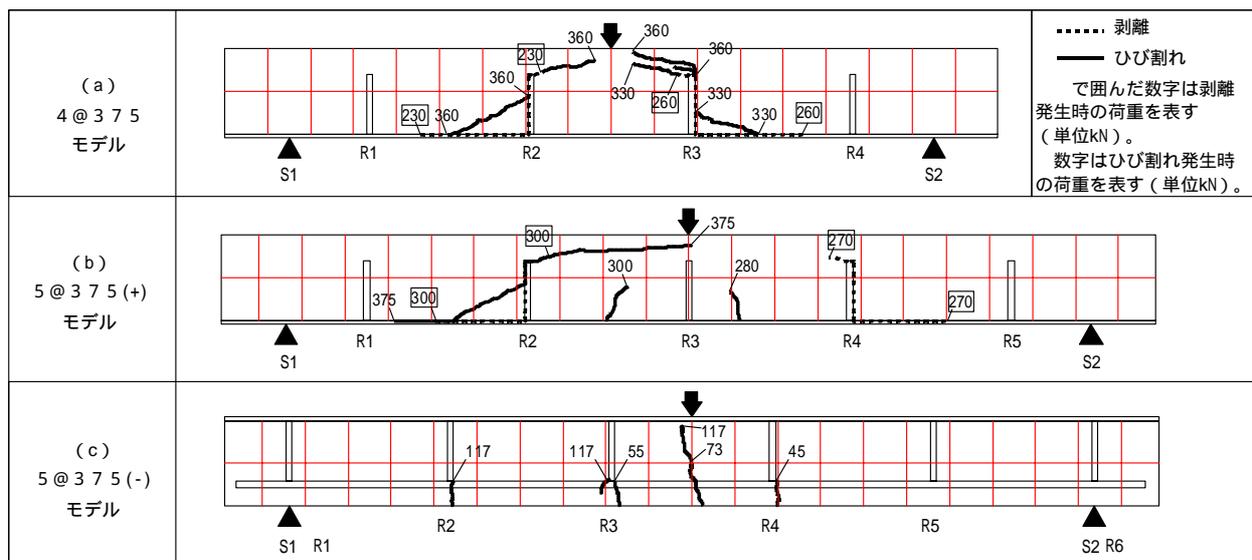


図-7 ひび割れ進展状況

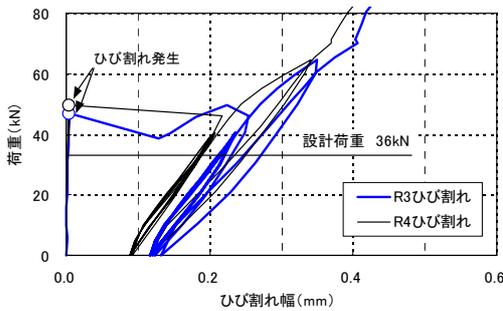


図-9 荷重とひび割れ幅の関係 (5@375(-))

ひび割れ発生前は全断面有効の計算値と、ひび割れ発生後は引張応力の作用するコンクリートを無視した断面(以下、引張無視という)の計算値とよく一致した。

正曲げ載荷のモデルの破壊形態は全て縦リブ位置のせん断破壊であった。負曲げ載荷の5@375(-)モデルは、曲げひび割れ発生後は配力鉄筋が降伏し、その後は荷重がほぼ一定のまま変位が増大し最大荷重117kNで載荷を終了した。

5@375(-)モデルのR3, R4リブ上のひび割れは、初期に発生したひび割れ(図-8(c)中のa, b点)が荷重を除荷しても0.1mm程度残留した。そのため、再載荷時のR3リブ位置のひび割れ幅は設計荷重36kNで0.219mmであり、許容ひび割れ幅 $0.005c = 0.005 \times 40\text{mm} = 0.2\text{mm}^5$ を越える結果であった。

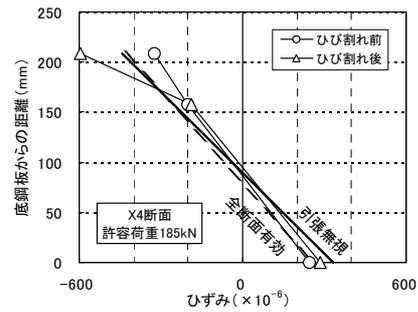
### c) ひずみの実験結果

図-10にX4, X5断面の曲げひずみ分布を示す。図中にはひずみの計算値(鋼とコンクリートのヤング係数比  $n=10$  で計算)を示した。曲げひずみ分布は、計算値と比較的一致した結果となったが、床版上面のひずみ値が計算値よりも小さな値となる傾向が見られた。また、負曲げ載荷(5@375(-)モデル)は、ひび割れ発生前は全断面有効の計算値と、ひび割れ発生後は引張無視の計算値に近い結果となった。

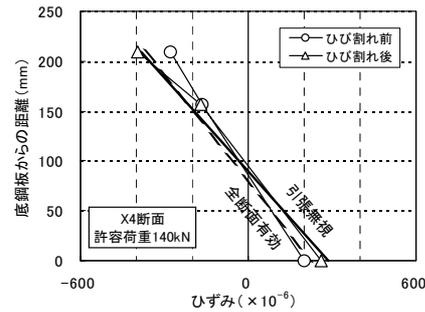
### d) 実験結果の考察

合成床版の載荷実験結果では、各モデルとも計算値どおりの合成作用を示し、正曲げ載荷のモデルで設計荷重の8倍以上、負曲げ載荷のモデルで同じく3倍以上の耐力を有することが確認された。

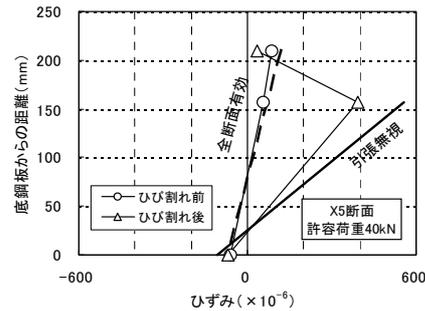
床版支間長で比較するとひび割れ性状に違いが見られた。支間長の長いモデル(5@375(+))は縦リブ間の中央に曲げひび割れを生じたが、支間長の短い4@375モデルは曲げひび割れが発生しなかった。床版の設計は曲げモーメントに対して行うが、本実験のモデル橋の場合、合成床版断面(底鋼板厚、縦リブ断面および床版厚など)は主桁系の断面力あるいは寸法上の制約にて決定しており、床版系の曲げ耐力には余裕があったと考えられる。



(a) 4@375 モデル



(b) 5@375(+) モデル



(c) 5@375(-) モデル

図-10 曲げひずみ分布

本合成床版構造は、曲げモーメントに対して所定の合成作用を有しており、せん断力に対しても十分な耐力を有している。しかし、設計は曲げモーメントに対して行うものの、曲げひび割れを生じないうちにせん断破壊に至るような性状を示した。今後は、設計方法およびパワーブリッジの特性に合った合理的な構造詳細を検討する必要があると考えられる。

負曲げ載荷のモデルは、破壊性状、変位やひずみの計測値など、設計で想定したとおりの結果となった。しかし、設計荷重程度では曲げひび割れの発生箇所が縦リブ上に限られたため、ひび割れ発生後の設計荷重載荷におけるひび割れ幅が許容ひび割れ幅を越える結果となった。今後は負の曲げモーメントの作用する主桁上に関しては、曲げひび割れの分散が期待できるような縦リブの断面寸法や配置およびひび割れ制御鉄筋の検討が必要であると考えられる。

## 5. 移動輪荷重載荷実験

### (1) 実験方法

パワーブリッジは、パワースラブに比べ縦リブが車両進行方向と平行に配置されている。これまで、このような縦リブ配置された合成床版の移動輪荷重載荷試験を行った事例がない。このため、移動輪荷重に対する疲労耐久性を確認することとした。

図-11に供試体図を示す。供試体は前述したモデル橋の2主桁形式の部分を取り出した実物大の版モデルである。供試体はモデル橋の寸法どおりとし、桁高および供試体幅は試験機の条件により調整している。床版支間長は1.875mである。縦リブは、375mm間隔で橋軸方向に7本配置した。鉄筋は合成桁供試体および合成床版供試体と同様に主鉄筋と配力鉄筋の2種類を配置した。なお、縦リブの孔内には貫通鉄筋を配置していない。また、モデル橋では、底鋼板の圧縮補剛材として橋軸直角方向に2.5m間隔で横リブを配置している。試験開始時のコンクリートの圧縮強度（現場養生）は $36.1\text{N/mm}^2$ であった。

写真-3に移動輪荷重載荷実験状況を示す。載荷位置は床版支間中央であり、縦リブの直上に輪荷重を走行させた。輪荷重の走行長は2mである。なお、供試体は主桁下面を全面支持し、輪荷重による床版系の荷重のみを載荷した。

図-12に輪荷重の載荷履歴を示す。本実験では、輪荷重 99kN にて 10 万回、157kN にて 100 万回、197kN にて 100 万回の移動輪荷重載荷を継続して実施した。なお、載荷回数 25 万回ごとに静的載荷実験（157kN）を実施した。

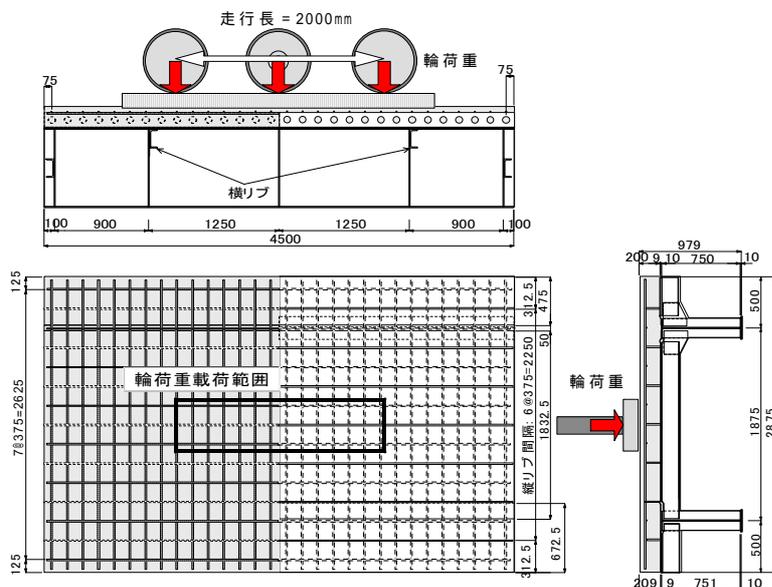


図-11 移動輪荷重供試体図

### (2) 実験結果および考察

#### a) 変位の実験結果

図-13に床版中央部のたわみと載荷回数の関係を示す。図中で残留たわみとあるのは、載荷回数 25 万回ごとに実施した静的載荷実験の直前に輪荷重を除荷した時に残留していたたわみを表し、活荷重たわみ（157kN）とあるのは、輪荷重を除荷した後に実施した静的載荷実験で輪荷重 157kN に対するたわみを表し、総たわみとあるのは、残留たわみと各輪荷重段階での輪荷重によるたわみを表している。

総たわみと残留たわみの増加量は、各輪荷重段階において載荷回数が進むごとに小さくなっていることが分かる。また、活荷重たわみは変化が見られなかった。

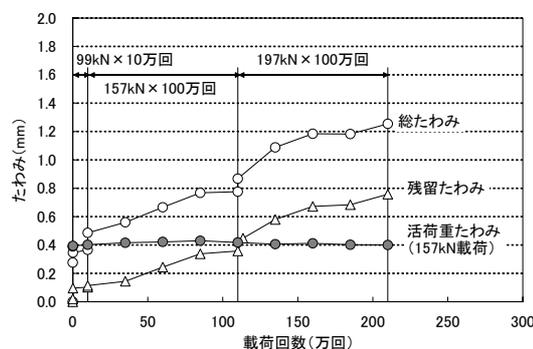


図-13 輪荷重と変位の関係

#### b) ひずみの実験結果

図-14に静的載荷実験で輪荷重 157kN が作用した時の床版中央部の曲げひずみ分布を示す。縦軸は、底鋼板から床版高さ方向の距離である。図-14中には、中立軸位置の計算値（鋼とコンクリートのヤング係数比  $n=7$  で計算）を示した。



写真-3 移動輪荷重載荷実験状況

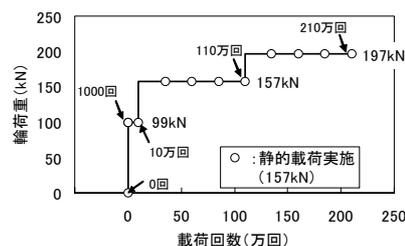
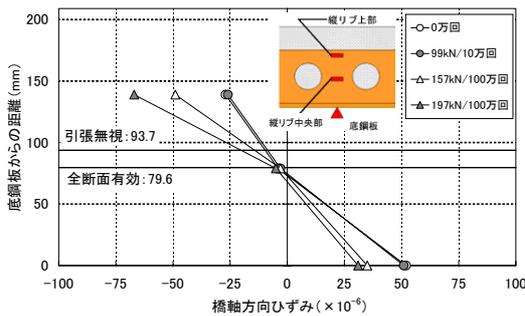


図-12 輪荷重の載荷履歴

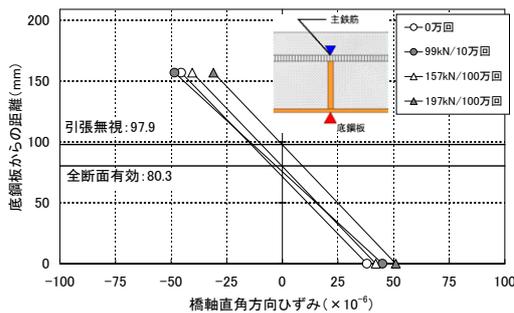
図-14 (a) より，橋軸方向ひずみの内で，縦リブ上部ひずみは載荷回数にともない増大している．これは，縦リブ上部近傍で縦リブとコンクリート間に剥離が生じたためと考えられる．

図-14 (b) より，橋軸直角方向ひずみの見かけの中立軸位置は，引張無視の計算値に近づいていることが分かる．

しかし，ひずみ性状の変化は床版中央部近傍の局部で発生していたため，版の剛性には影響を及ぼさなかったと考えられる．



(a) 縦リブ断面



(b) 主鉄筋断面

図-14 曲げひずみ分布

### c) ひび割れ状況

図-15 に床版上面のひび割れ状況を示す．所定の載荷回数終了時（載荷回数 210 万回）に床版上面のひび割れ観察を行った．その結果，床版中央部近傍の主鉄筋直上にひび割れが生じていた．ひび割れは，長さ：500mm，幅：0.04mm であった．なお，ひび割れ位置にて床版の切断を実施し，切断面の観察を実施した．その結果，床版上面のひび割れは，主鉄筋位置（深さ：44mm）まで達していたことが分かった．

### d) 実験結果の考察

移動輪荷重による載荷実験結果では，床版中央部近傍の局部で応力性状に変化は見られたが，剛性低下にともなう急激なたわみに変化は見られなかった．以上のことから，縦リブを橋軸方向に配置した場合でも，移動輪荷重に対する疲労耐久性は問題ないと

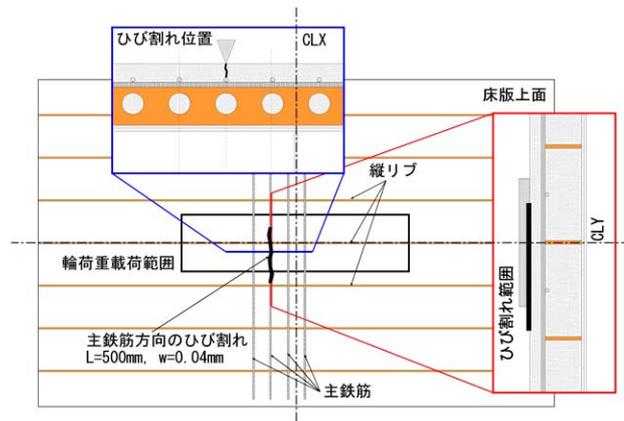


図-15 床版上面のひび割れ状況

考えられる．なお，今回の実験では縦リブの直上に輪荷重を走行させた場合の疲労耐久性を検討したが，縦リブ位置と輪荷重の走行位置が疲労耐久性に及ぼす影響についても検討する必要があると考える．

## 6. まとめ

本検討では，パワーブリッジの主桁および床版断面について梁形式の供試体を用いた静的載荷実験，および版形式の供試体を用いた移動輪荷重載荷実験を実施した．静的載荷実験結果から，主桁および床版断面について設計どおりの合成作用を示し，設計荷重の3倍以上の耐力を有することを確認した．また，移動輪荷重載荷実験結果から，移動輪荷重に対する疲労耐久性に問題ないことを確認した．

以上の実験結果から，パワーブリッジの基本的な力学性状を確認することができた．今後は，パワーブリッジの特性に合った合成床版構造の合理化検討を進めていくことが必要である．

### 参考文献

- 1) 太田，依田，利根川，上田，古室：合成床版橋の設計と施工の現状，橋梁と基礎，Vol.33，No.7，pp.19-23，1999.7
- 2) 高田，永田，清田：帯鋼ジベルを用いた鋼・コンクリート合成床版の研究開発と適用について，第4回複合構造の活用に関するシンポジウム講演論文集，pp.75-80，1999.11
- 3) 三好，廣瀬，尾下：パワースラブ型合成床版橋（パワーブリッジ）の試設計，横河ブリッジグループ技報No.33，pp.18-27，2004.1
- 4) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 鋼橋編，平成14年3月
- 5) (社)土木学会：コンクリート標準示方書 構造性能照査編 2002年制定，平成14年3月