

連続合成桁における合成床版のひび割れ性状に関する実験

Experimental study on crack behavior of composite slab in continuous composite girder bridges

木水隆夫*, 新井恵一**, 春日井俊博***, 永田淳****, 長井正嗣*****

Takao Kimizu, Keiichi Arai, Toshihiro Kasugai, Jun Nagata and Masatsugu Nagai

* 工修 日本道路公団 東北支社 建設部 構造技術課(〒980-0021 仙台市青葉区中央 3-2-1)

** 工修 独立行政法人土木研究所 構造物研究グループ(〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6)

*** 工博 (株)横河ブリッジ 技術本部研究所 技術開発課(〒273-0026 千葉県船橋市山野町 27)

**** 工修 (株)横河ブリッジ 技術本部研究所 技術開発課(〒273-0026 千葉県船橋市山野町 27)

***** 工博 長岡技術科学大学 工学部環境・建設系(〒940-2188 新潟県長岡市上富岡町 1603-1)

Objective of the present study is to confirm the validity of the design method on crack width control of steel-concrete composite slab subjected to hogging moment. The effect of steel bottom plate and perfbond strip on crack behavior has not been made clear so far. The specimen used is a scale model of an intermediate support in continuous composite girder bridge, which is subjected to the hogging moment. Strain in both concrete and reinforcing bar, and crack width are measured. The experimental results show that the formula stipulated for RC slab in Concrete Standard of JSCE is applicable to the estimation of crack width of composite slab.

Keywords: Composite slab, Continuous girder, Composite girder, Cracks, Crack width control, Omonogawa-bridge

1. はじめに

孔あきリブをずれ止めに用いた合成床版（以下リブ付合成床版と呼ぶ）は、PC 床版と同等の長支間用として開発されたものである¹⁾。この床版は、鋼パネルがコンクリート打設時の型枠を兼ねるため現場施工の省力化が得られること、および床版施工時の安全性が高く、耐久性も高いことから、経済的な床版としての評価が得られつつある。床版作用に対する耐荷力および、疲労耐久性については各種の実験的研究によりその性能が確認されている²⁾。しかし、連続合成桁への適用については、主桁作用による負曲げモーメントで引張力を受けるコンクリートのひび割れ挙動について明らかにされておらず、検討課題であった。

リブ付合成床版では、連続合成桁中間支点上付近の主桁作用に対する応力度の計算を、底鋼板および孔あき鋼板リブを無視して橋軸方向配力鉄筋とコンクリートからなる RC 断面として行っている。底鋼板を無視するのは、底鋼板の継手に橋軸方向力の伝達を期待しないためである。継手部以外の一般部では、底鋼板も合成桁の一部として機能すると考えられるので、底鋼板を無視した鋼桁の応力度照査では安全側の評価となる。しかし、床版のひび割れへの孔あき鋼板リブや底鋼板の影響は不明であ

り、単純に底鋼板を無視することが安全側の評価となるかは確認できていない。

そこで、この研究の目的は、鋼連続合成桁中間支点上付近の主桁作用に対する合成床版の力学的挙動を明らかにし、リブ付合成床版の合理的なひび割れ制御設計に必要な基礎データを提供することである。

2. 実験概要

2.1 実験供試体

供試体の基本諸元は、日本海東北自動車道 雄物川橋の設計を参考にしている。供試体は2種類あり、ひとつは、合成桁の縮尺模型で合成桁モデルと呼ぶ。もうひとつは、床版の一部を取り出した実物大の供試体で、床版単独モデルと呼ぶ。合成桁モデルでは、主桁作用を再現して合成桁の挙動を確認し、床版単独モデルでは、孔あき鋼板リブや底鋼板継手の影響について確認する。

合成桁モデルの供試体は、リブ付合成床版を用いた合成桁1体、比較構造としてPC床版を用いた合成桁1体の合計2体である。供試体寸法を表-1、図-1に示す。床版のコンクリート厚は、鉄筋やPC鋼材の配置およびコンクリート施工に問題のないよう160mm（雄物川橋では270mm）とした。鋼桁の縮尺は、床版の縮尺と同じ

表-1 実橋と合成桁モデル供試体の寸法諸元

項 目		単位	雄物川橋 ※1	供 試 体	
			P 1 支点	GS	GP
供試体の外形寸法：長さ×高さ			[m]	—	9.4 × 1.1
供試体重量		床版	[kN]	—	136
		鋼桁	[kN]	—	41
床 版	形 式		—	合成床版	合成床版
	厚 さ		[mm]	276	164.5
	全 幅		[mm]	11150	3000
	有効幅		[mm]	10270	2900 ※2
	底鋼板の板厚		[mm]	6	4.5
	孔あきリブ	間隔	[mm]	375	375
		幅×板厚	[mm]	210 × 15	120 × 15
		孔径×ピッチ	[mm]	70 × 125	60 × 125
	配力 鉄筋	上段	径×ピッチ	[mm]	D19 × 125
			かぶり	[mm]	41
		下段	径×ピッチ	[mm]	D25 × 125
			かぶり	[mm]	40
	鉄筋比		[%]	2.35	
主鉄筋：径×ピッチ		[mm]	—		
PC鋼材：径×ピッチ		[mm]	—		
鋼 桁	上フランジ	幅×板厚	[mm]	1300 × 86	
	腹板	高さ×板厚	[mm]	2951 × 30	
	下フランジ	幅×板厚	[mm]	3400 × 62	
	下フランジ	本数	—	7	
	下フランジの縦リブ	幅×板厚	[mm]	280 × 30	

雄物川橋 ※1			供 試 体		
P 1 支点			GS		
GP					
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1			9.4 × 1.1		
雄物川橋 ※1					

(注) ※1 雄物川橋の設計計算書より抜粋した。
 ※2 道路橋示方書Ⅱ鋼橋編8.3.4, 9.2.4より、単純げたとして計算した。

注：()内の値は、
 上段鉄筋から
 下フランジ下面
 までの距離に
 対する比率

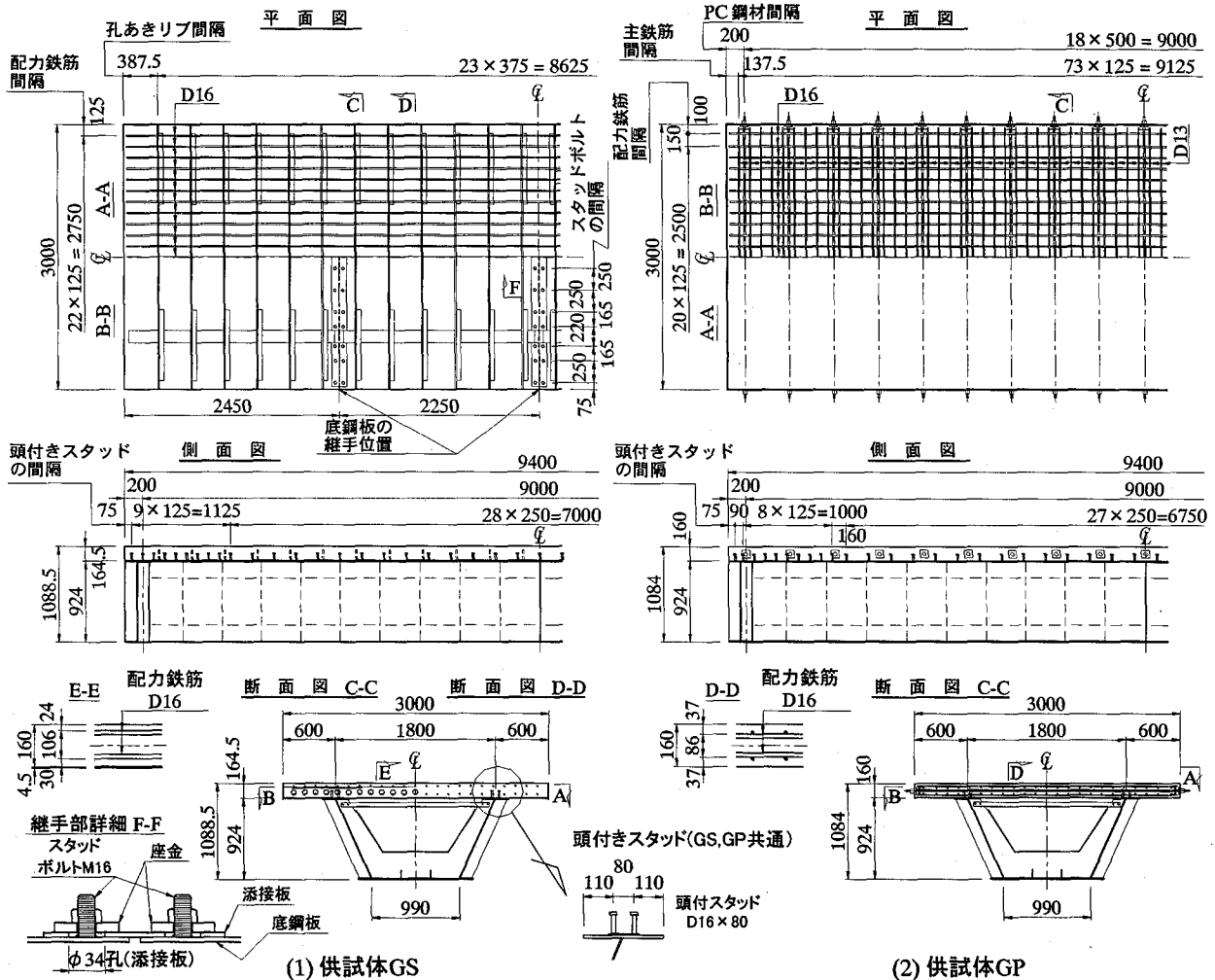


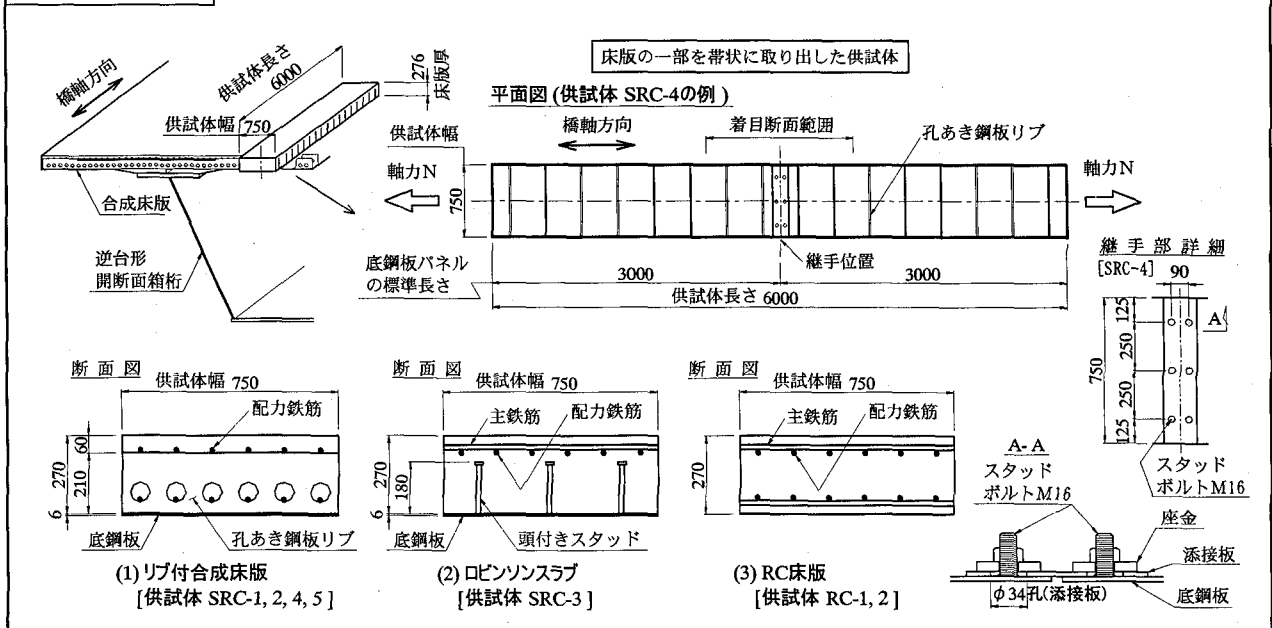
図-1 合成桁モデルの供試体寸法

表-2 床版単独モデルの供試体諸元

床版形式			供試体名	断面構成										着目パラメータ		
				コンクリート厚	底鋼板厚	配力鉄筋			主鉄筋		ずれ止め					
						径×ピッチ [mm]		上段鉄筋のかぶり	径×ピッチ [mm]	形式	サイズ	リブ孔の径×ピッチ、またはスタッドピッチ				
						上段	下段	[mm]	上段				下段	[mm]	[mm]	[%]
合成床版	リブ付合成床版	SRC-1	270	6	D19	D19	41	なし	なし	孔あき鋼板リブ、幅210 mm	板厚15	孔径70×ピッチ125	1.70	375	継手なし	
		SRC-2			D19	D19	41				板厚12					
	ロビンソンスラブ	SRC-3			D19	なし	49	D19	なし	頭付きスタッド	φ19×高さ180	1列3本×ピッチ250	0.85	—	継手なし	
	リブ付合成床版	SRC-4			D19	D19	41	なし	なし	孔あき鋼板リブ、幅210 mm	板厚15	孔径70×ピッチ125	1.70	375	雄物川橋タイプ 添接板なし	
		SRC-5			D19	D19	41									
RC床版		RC-1	—	D19	D19	49	D19	D19	—	—	—	1.70	—	—		
		RC-2	—	D22	D22	49										

実験供試体の鋼材材質 底钢板および孔あきリブ：SS400，鉄筋：SD345

基本寸法



とすると試験設備の能力を超えるため、桁高を低くして実橋の約 $1/3$ とした。床版の配力鉄筋間隔は実橋と同じ 125mm とし、リブ付合成床版では孔あき鋼板リブの間隔も実橋と同じ 375mm とした。ひび割れ発生後の挙動確認が目的であるため、鉄筋と鋼桁とを抵抗断面に仮定した合成断面で、中立軸位置の桁高に対する比率が雄物川橋の P1 支点上断面の比率 0.51 に近くなるよう、鋼桁断面の寸法を決定した。配力鉄筋比は、供試体 GS、GP とともに 1.99% とした。

床版単独モデルの供試体は、孔あき鋼板リブと底钢板の継手を着目パラメータとしたリブ付合成床版 4 体、比較構造としてロビンソンスラブタイプの合成床版 1 体、RC 床版 2 体の合計 7 体である。供試体寸法を表-2 に示す。供試体長さは、リブ付合成床版の鋼パネル長さ 3m を基準にして、供試体の橋軸方向中央に底钢板の継手構造を設けるために鋼パネル 2 枚分の長さ 6m とした。供試体の幅は、鉄筋降伏までの載荷が行えることを条件に

して、載荷装置の能力より決定した。配力鉄筋比は 1.7% を基準とした。SRC-3 は上段鉄筋のみであるので、配力鉄筋比は半分の 0.85% となり、RC-2 では配力鉄筋比の影響を調べるため RC-1 より大きい 2.29% とした。

合成床版の底钢板の継手構造は、底钢板にスタッド溶接した普通ボルト M16 で添接板を固定するものである。

2.2 載荷方法

載荷方法を図-2 に示す。合成桁モデルは、供試体の両端の支点で床から反力を取り、左右ウェブの下端位置を油圧ジャッキで押し上げて負曲げモーメントを載荷した。油圧ジャッキ 2 台の反力合計を荷重 P と呼ぶ。

床版単独モデルは、供試体の一端を反力受け架台に固定して床から水平反力を取り、反対側の端部に油圧ジャッキを取付けて水平方向の引張力を載荷した。油圧ジャッキ 2 台の反力合計を荷重 N と呼ぶ。載荷装置の能力はどちらのモデルでも 2000kN である。

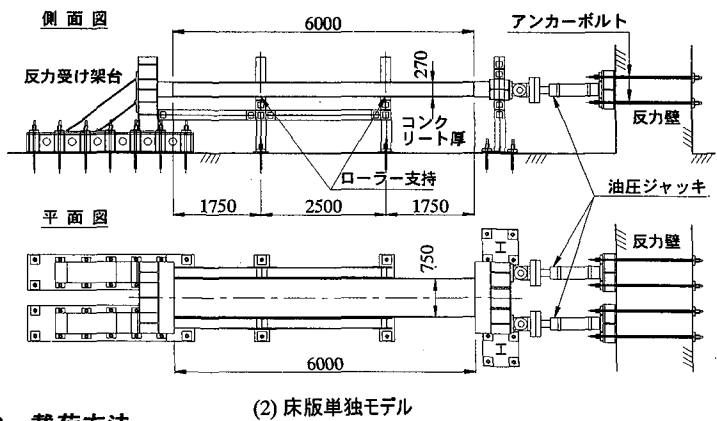
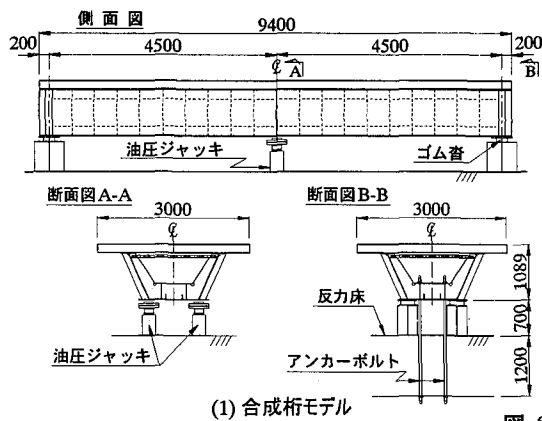


図-2 載荷方法

2. 3 コンクリートの試験結果

使用したコンクリートの配合条件、配合および材料試験結果を表-3～表-5に示す。コンクリートは4回に分けて打設した。載荷時の材令は供試体GSとGPが29日、床版単独モデルは載荷順序がRC-1、RC-2、SRC-1、SRC-2、SRC-4、SRC-3、SRC-5で、材令はそれぞれ53日、28日、36日、44日、55日、63日、72日である。

表-3 配合条件

供試体名	セメントの種類	対象構造物	σ28 圧縮強度	最大粗骨材 寸法	スランプ	空気量
全供試体	普通ポルトランド	床版	35 N/mm ²	20mm	8cm	4.5%

表-4 配合

供試体名	W/C [%]	s/a [%]	単位重量 [kg/m ³]					混和剤 AE減水剤
			水	セメント	膨張材	細骨材	粗骨材	
全供試体	43.0	41.1	167	359	30	707	1058	0.973

表-5 コンクリートの試験結果

供試体名	フレッシュコンクリートの試験結果			硬化したコンクリートの試験結果			
	スランプ	空気量	コンクリート温度	材令	圧縮強度	引張強度	静弾性係数
	[cm]	[%]	[°C]		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kN/mm ²]
RC-1	9.0	4.9	27°C	28日	40.2	3.42	32.0
				56日	44.2	3.46	33.0
GP	9.5	4.8	30°C	7日	30.2	—	—
				28日	41.0	3.13	31.7
RC-2, SRC-1, 2, 3, 4, 5	10.0	4.5	31°C	56日	45.9	3.20	34.5
				28日	40.9	3.29	30.0
GS	10.0	4.5	18°C	56日	43.9	3.12	35.6
				84日	46.9	3.57	41.2
				7日	29.8	—	—
				28日	40.5	3.71	35.1
				56日	43.9	3.77	35.3

2. 4 用語の説明

ここで用いた用語を説明する。なお、以下では特に断らない限り、鉄筋は橋軸方向の配力鉄筋を表す。

(1) 合成桁モデル

・計算値の抵抗断面：図-3、供試体GSは①～④の4種類、供試体GPは①、④の2種類。

①全断面有効：抵抗断面が、床版コンクリートおよび鋼桁のもの。

②かぶりコンクリート有効：抵抗断面が、リブ上端から床版上面までのかぶりコンクリートと鉄筋および鋼桁のもの。

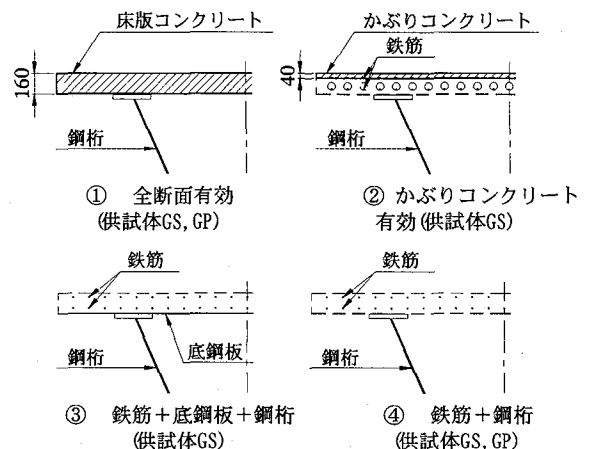
③鉄筋+底鋼板+鋼桁：抵抗断面が、鉄筋と底鋼板および鋼桁のもの。(底鋼板を考慮する場合のみ)

④鉄筋+鋼桁：抵抗断面が、鉄筋と鋼桁のもの。

・初期ひび割れ：供試体の計測範囲にはじめに発生したひび割れ。

・初期ひび割れ荷重 (Pcr)：初期ひび割れが発生した荷重。載荷後に鉄筋ひずみの変化を分析して決定した。

・設計応力度程度の荷重 (Pe)：供試体の上段鉄筋応力度が、雄物川橋 P1 支点上断面の上段鉄筋応力度 78N/mm²[後死+活荷重]とほぼ等しくなる荷重。



付表 断面定数(鋼換算)

供試体名	底鋼板の取扱い	断面定数		抵抗断面の種別			
		記号	単位	全断面有効	かぶりコンクリート有効	鉄筋+底鋼板+鋼桁	鉄筋+鋼桁
GS	考慮しない	I	[m ⁴]	0.014389	0.010560	—	0.007934
		d	[mm]	289	482	—	583
	考慮する	I	[m ⁴]	0.014539	0.012225	0.009410	—
		d	[mm]	277	408	501	—
GP	—	I	[m ⁴]	0.014259	—	—	0.007857
		d	[mm]	287	—	—	580

記号の説明 I：断面2次モーメント

d：床版上面から合成断面の重心までの距離

コンクリートの：配合強度42.0N/mm²に対して、道示I共通編表-3.3.3より、ヤング係数 E_c=30.9 kN/mm²とした(ヤング係数比6.66)

図-3 抵抗断面(合成桁モデル)

鉄筋ひずみの実験値から 541kN の荷重を P_e とした。
 ・許容応力度程度の荷重 (P_a) : 供試体の上段鉄筋応力度が, 鉄筋の許容応力度 140N/mm^2 とほぼ等しくなる荷重。鉄筋ひずみの実験値から, 供試体 GS では $P_a=919[\text{kN}]$, 供試体 GP では $P_a=899[\text{kN}]$ とした。

(2) 床版単独モデル

・計算値の抵抗断面 : リブ付合成床版は①～④の 4 種類, RC 床版は①, ④の 2 種類, SRC-3 は①, ③, ④の 3 種類で下段鉄筋なし。

①全断面有効 : 抵抗断面が, コンクリートおよび底鋼板のもの。RC 床版では, コンクリートのもの。

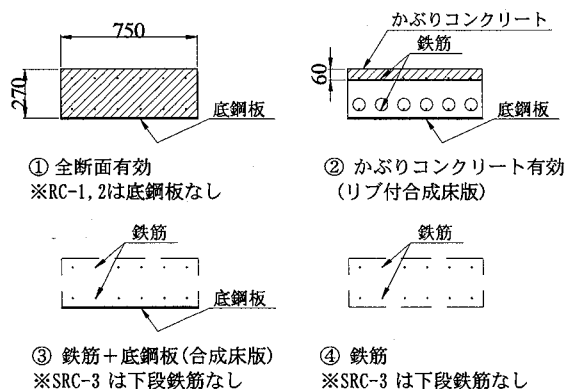
②かぶりコンクリート有効 : 抵抗断面が, 孔あき鋼板リブ上端から床版上面までのかぶりコンクリートと鉄筋および底鋼板のもの。

③鉄筋+底鋼板 : 抵抗断面が, 鉄筋と底鋼板のもの。

④鉄筋有効 : 抵抗断面が, 鉄筋のもの。

・初期ひび割れ : 供試体にはじめに発生したひび割れ。
 ・初期ひび割れ荷重 (N_{cr}) : 初期ひび割れが発生した荷重。載荷後に鉄筋ひずみの変化を分析して決定した。
 ・設計軸力 (N_e) : 雄物川橋の P1 断面で, 後死+活荷重による上下鉄筋軸力の合計値を供試体幅 750mm 当りに換算した軸力。 $N_e=350[\text{kN}]$ 。上段鉄筋応力度は 78N/mm^2 。

・許容応力度程度 (N_a) : 設計軸力の 1.79 倍の荷重で, $N_a=628[\text{kN}]$ 。1.79 倍は, 応力度比= $[\text{鉄筋の許容応力度} : 140 \text{ N/mm}^2] / [\text{設計軸力に対する応力度} : 78 \text{ N/mm}^2]=1.79$ 。



付表 断面積(鋼換算)

供試体名	断面積		抵抗断面の種類			
	記号	単位	全断面有効	かぶりコンクリート有効	鉄筋+底鋼板	鉄筋
SRC-1,2,4,5	A	[mm ²]	39387	14927	7938	3438
SRC-3	A	[mm ²]	37668	—	6219	1719
RC-1	A	[mm ²]	34887	—	—	3438
RC-2	A	[mm ²]	36094	—	—	4645
コンクリートのヤング係数 : RC-1の材令28日の値 $E_c=32.0 \text{ kN/mm}^2$ (ヤング係数比6.43)						

図-4 抵抗断面(床版単独モデル)

3. 合成桁モデルの実験結果

3. 1 荷重ケース

載荷は供試体 GS, GP とも 5 回行った。荷重ケースは以下の 4 ケースで, 各ケースの最大荷重を表-6 に示す。

①ひび割れ発生まで : 初期ひび割れ荷重を確認するための載荷である。このケースの最大荷重の決定方法は, 次のようにした。荷重と鉄筋ひずみの計測値との間に非線形性が現れ, 初期ひび割れ状態のひび割れ間隔を確認するために必要な最低 2 断面のひび割れが目視により確認できた荷重を最大荷重とした。このため, このケースの最大荷重は必ず初期ひび割れ荷重以上となる。ちなみに, 目視により確認できるひび割れ幅は $0.02\sim0.04\text{mm}$ である。

②設計応力度程度 : 実橋の設計荷重[後死+活荷重]に相当する応力状態を再現するための載荷である。このケースでは, ひび割れが発生した断面の上段配力鉄筋ひずみをモニターし, 応力度に換算して 78N/mm^2 となる荷重を最大荷重とした。このため, この最大荷重は計算値の $[P_e]$ とは必ずしも一致しない。

③許容応力度程度 : ひび割れている断面の上段鉄筋で, 供用時に許される最大のひずみ状態を再現するための載荷である。このケースでは, ひび割れている断面の上段配力鉄筋ひずみをモニターし, 応力度に換算して 140N/mm^2 となる荷重を最大荷重とした。このため, この最大荷重は計算値の $[P_a]$ とは必ずしも一致しない。

④最大荷重まで : 鋼部材の降伏が発生するか, または載荷装置の最大荷重 2000 kN まで荷重のいずれか。

表-6 荷重ケース(合成桁モデル)

供試体名	荷重ケース名	荷重 P [kN]	載荷点の曲げモーメント M [kN・m]	備考
GS	PS-1	321	722	ひび割れ発生まで
	PS-2	377	848	設計応力度程度
	PS-3-1	799	1798	許容応力度程度
	PS-3-2	804	1809	"
	PS-4	1999	4498	最大荷重
GP	PP-1	460	1035	ひび割れ発生まで
	PP-2	640	1440	設計応力度程度
	PP-3-1	823	1852	許容応力度程度
	PP-3-2	822	1850	"
	PP-4	2020	4545	最大荷重

3. 2 実験結果

(1) ひび割れ分布

ひび割れ分布を図-5 に示す。初期ひび割れの発生位置は, 供試体 GS がリブ位置 (GS3,GS5 断面), 供試体 GP が主鉄筋位置 (GP3,GP7 断面,GP4 の左) であった。この時のひび割れ間隔は, 供試体 GS が孔あき鋼板リブの間隔と同じ 375mm, 供試体 GP が主鉄筋間隔の 4 倍で 500mm であった。ひび割れ分布の図中には, 許容応力度程度の荷重を載荷後と最大荷重載荷後のひび割れを区別して示した。許容応力度程度の荷重では, ひび割れ間

隔は、供試体 GS が 375mm、供試体 GP が主鉄筋間隔よりやや広い 188mm であった。

(2) ひび割れ荷重

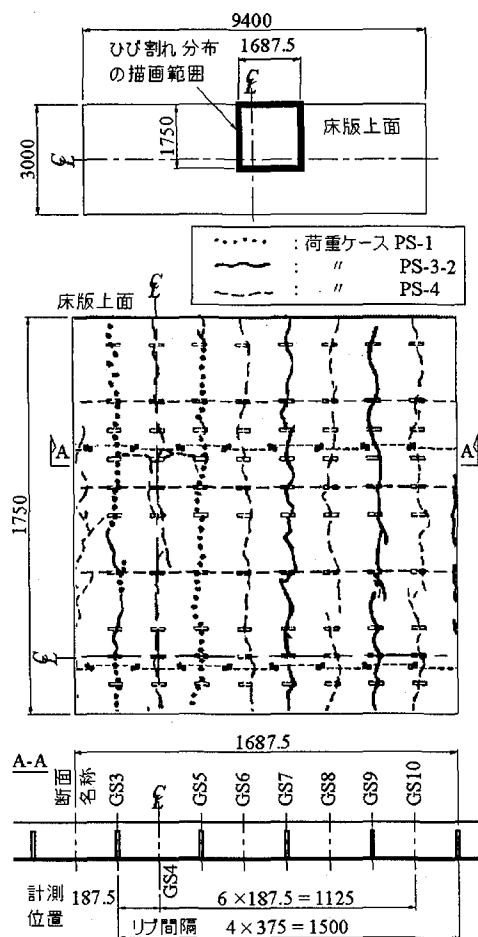
荷重と上段鉄筋ひずみとの関係を図-6 に示した。上段鉄筋ひずみは、荷重載荷点直上の GS4、GP4 断面とその隣の GS3、GP3 断面で、主桁フランジ上中央の鉄筋について示している。図示した計測値は各荷重ケースの載荷時のものであり、除荷時の関係は省いている。

供試体 GS の初期ひび割れ荷重は GS3 断面で、 $P_{cr}=236[kN]$ であった。リブ間の GS4 断面でひび割れが発生するのは、許容応力度程度の荷重であった。通常、初期ひび割れ荷重は、全断面有効の抵抗断面で床版上縁の応力度がコンクリートの引張強度に達する荷重として計算される。供試体 GS でこの仮定に基づいて計算すると初期ひび割れ荷重は $P_{cr}=525[kN]$ (材令 28 日の引張強度 $3.71N/mm^2$ 、弾性係数 $35.1kN/mm^2$) となる。リブ付合成床版では、橋軸直角方向に孔あき鋼板リブが配置されるため、橋軸方向への引張力が作用した場合にコンクリートの橋軸方向への引張力に対する有効断面積が減少する。このためコンクリート断面に応力集中が生じて全断面有効の計算値よりも実際のひび割れ発生荷重が低下したものと考えられる。かぶりコンクリート有効と仮定した初期ひび割れ荷重の計算値は、 $P_{cr}=293[kN]$ となる。この時のひび割れ幅は 0.06mm 程度であり、リブ付合成床版の場合は、この仮定で初期ひび割れ荷重を計算するのが妥当であると考えられる。

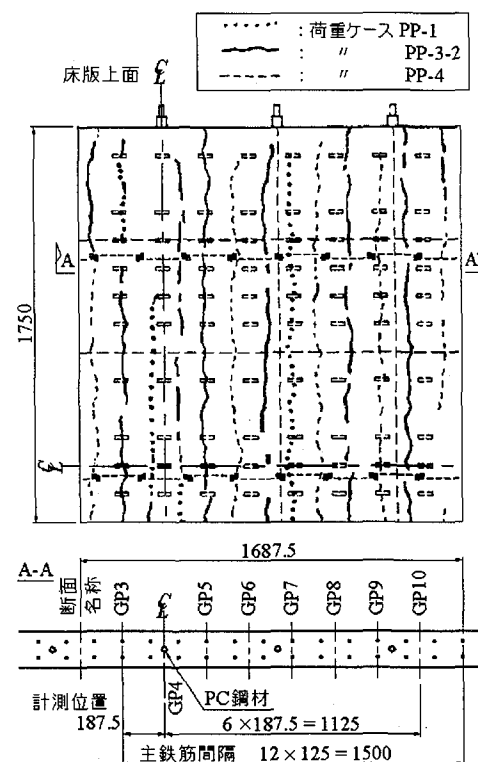
鉄筋ひずみの実験値と計算値との関係は、孔あき鋼板リブ位置の GS3 断面でみると次のようであった。実験値はひび割れ発生前では、全断面有効の計算値と一致し、ひび割れ発生後は、急激に鉄筋ひずみが増加し、許容応力度程度までの荷重では鉄筋+鋼桁の計算値よりやや大きい値となる。さらに荷重が増加すると鉄筋+鋼桁の計算値に近い値となる。許容応力度程度の荷重では、鉄筋ひずみの実験値は GS3 断面で鉄筋+鋼桁の計算値より大きく、GS4 断面では同じ計算値より小さくなる。このことから、ひび割れている断面の平均的な鉄筋ひずみは、鉄筋+鋼桁の計算値と一致していると考えられるが、GS3 断面のように局部的には計算値より大きな鉄筋ひずみが発生することがわかった。

供試体 GP の初期ひび割れ荷重は GP3 断面で、 $P_{cr}=441[kN]$ であった。全断面有効と仮定した合成断面でひび割れ発生荷重を計算すると、 $P_{cr}=469[kN]$ (材令 28 日の引張強度 $3.13N/mm^2$ 、弾性係数 $31.7kN/mm^2$) である。実験値は計算値より小さいが、その差は供試体 GS に比べればわずかであった。PC 床版の場合は、初期ひび割れ荷重の計算は全断面有効と仮定する従来の方法で問題ないと考えられる。

鉄筋ひずみの実験値と計算値との関係は、ひび割れ発生までは、実験値は全断面有効の計算値に一致し、ひび割れの発生とともに鉄筋ひずみの急激な増加が見られ、



(1) 供試体GS



(2) 供試体GP

図-5 ひび割れ分布(合成桁モデル)

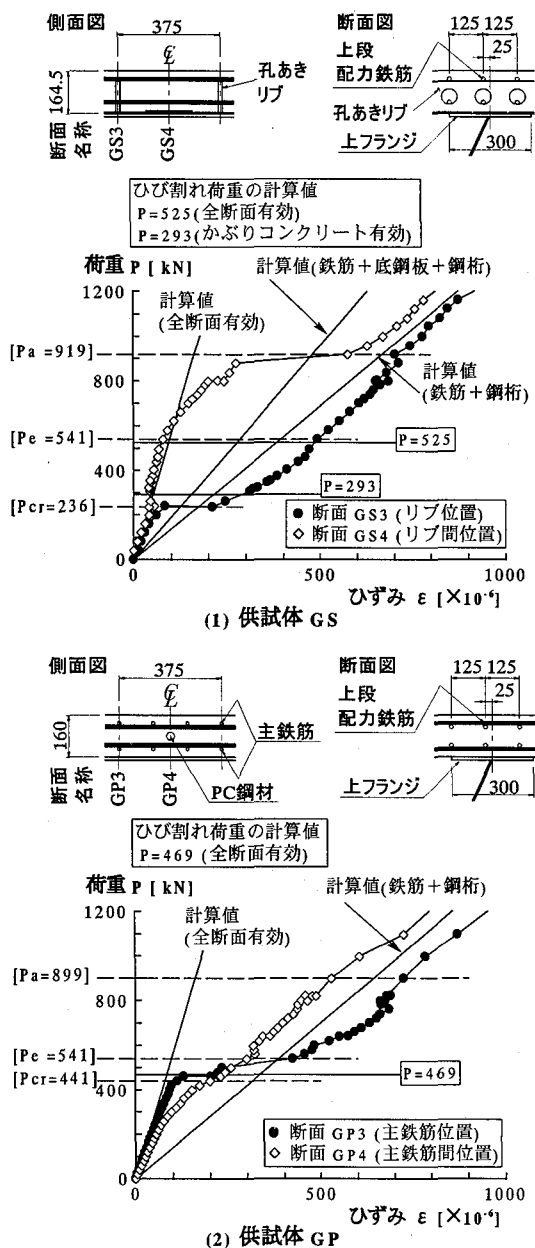


図-6 上段配力鉄筋ひずみ(合成桁モデル)

最終的には鉄筋+鋼桁の計算値に近い値となる。GP3断面の鉄筋ひずみの実験値は、鉄筋+鋼桁の計算値より大きくなるが、GP4断面では実験値は計算値より小さく、平均的な鉄筋ひずみは鉄筋+鋼桁の計算値に一致すると考えられる。

(3) たわみ

荷重とたわみの関係を図-7に示す。ひび割れ発生までの小さい荷重の範囲では、どちらの供試体も全断面有効の計算値と一致する。ひび割れ発生後から設計応力度程度までの荷重では、荷重の増加とともに、供試体 GS が鉄筋+底鋼板+鋼桁の計算値に近づき、供試体 GP が鉄筋+鋼桁の計算値に近づく。許容応力度程度の荷重で、供試体 GS が鉄筋+底鋼板+鋼桁の計算値と一致し、供試体 GP が鉄筋+鋼桁の計算値とほぼ一致する。これ以

上の荷重では、どちらの供試体もたわみが増加し、鉄筋+鋼桁の計算値よりも実験値は大きくなる。

リブ付合成床版を用いた連続合成桁の実設計では、中間支点上の抵抗断面を鉄筋+鋼桁としており、この仮定と実験結果とは相違がある。そこで、この仮定の誤差が実設計に与える影響を試算する。雄物川橋の例で計算すると、支間長 $L=95[m]$ 、中間支点上の鉄筋+鋼桁の断面長を $2 \times 0.15L=28.5[m]$ 、支間部の断面長を $0.7L=66.5[m]$ 、支間部の曲げ剛度 I 、中間支点上の曲げ剛度 $1.3I$ と仮定すると支間全長の平均剛度は $1.09I$ となる。ここで、中間支点上の曲げ剛度の評価誤差を、実験結果のたわみ誤差 $5.72/4.92=1.16$ より、2割増とすると、支間全長の平均剛度は $1.17I$ となり、誤差による剛度の変化は約7%の増加となる。

次に、後死荷重によるカンバーの誤差を計算すると、雄物川橋の例では支間中央で $45mm$ であり、中間支点上の剛度の誤差によるカンバーの変化は、 $45[mm] \times 7[\%]=3.2[mm]$ である。合成前死荷重のカンバー $346mm$ に対する誤差の比率は、 $3.2/346 \times 100=0.9[\%]$ と無視できるほど小さい。以上より実設計で中間支点上の剛度を鉄筋+鋼桁で計算することは問題ないと考える。

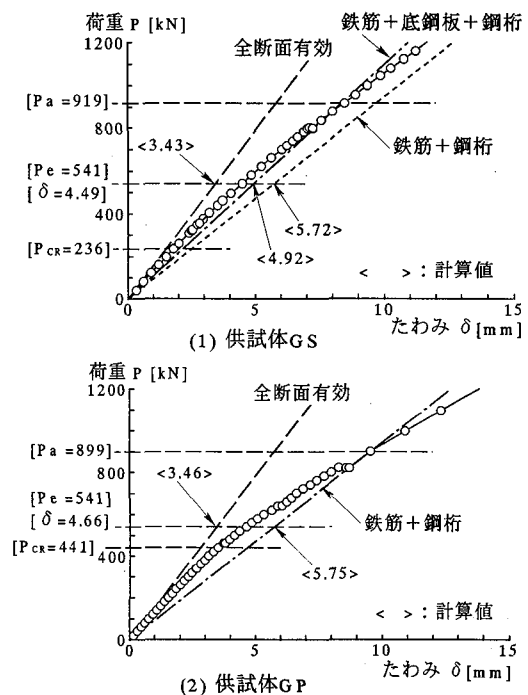


図-7 たわみ(合成桁モデル)

(4) ひずみ分布

GS3, GP3断面位置での合成桁のひずみ分布を図-8, 9に示す。ひび割れ発生前はここに示していないが、どちらの供試体も全断面有効の計算値と一致する。ひび割れ発生後の設計応力度程度の荷重では、鉄筋ひずみは鉄筋+鋼桁の計算値に近い値となるが、鋼桁のひずみは全断面有効の計算値に近い値となる。これは、床版のひび割

れ程度が低く、設計で仮定する鉄筋+鋼桁の抵抗断面となっており、床版コンクリートの大部分がまだ引張力に対して有効であることを表している。許容応力度程度の荷重になると鋼桁のひずみは、リブ付合成床版では鉄筋+底鋼板+鋼桁の計算値に近く、PC 床版では鉄筋+鋼桁の計算値に近くなる。荷重が増加して床版のひび割れ程度が設計の仮定に近づけば、鋼桁のひずみ分布はコンクリートを無視した計算値に近づくことが確認できた。

上段鉄筋のひずみは、ひび割れ位置で局部的に計算値より大きくなる。後死+活荷重の状態に相当する荷重 P_e で上段鉄筋応力度は、供試体 GS が 99.4N/mm^2 (ひずみ 483×10^{-6})、供試体 GP が 93.0N/mm^2 (ひずみ 452×10^{-6}) である。主桁作用による乾燥収縮、クリープ、温度差の影響 (実験では不明のため、雄物川橋の設計値より合計で 16.8N/mm^2) を加えても、供試体 GS の上段鉄筋応力度は 116.2N/mm^2 、供試体 GP が 109.8N/mm^2 となり、いずれも許容応力度を超えることはない。下段鉄筋のひずみは、計算値と良く一致しており、床版作用を重ね合わせた場合でも問題ないと考えられる。

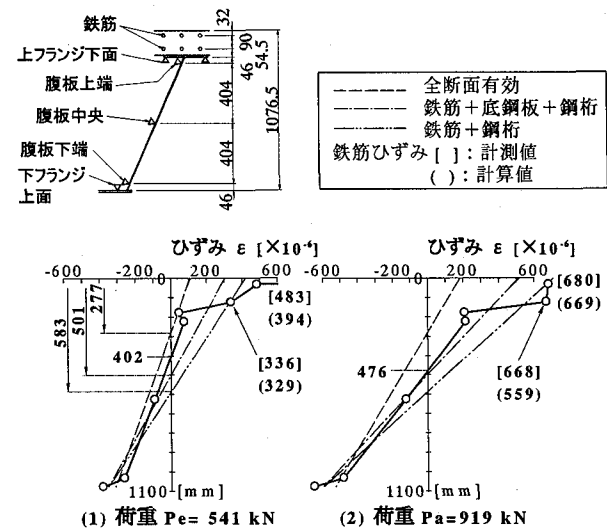


図-8 ひずみ分布 (供試体 GS)

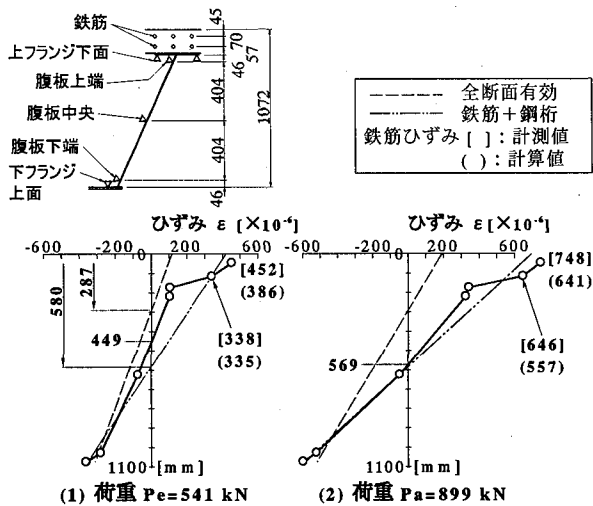
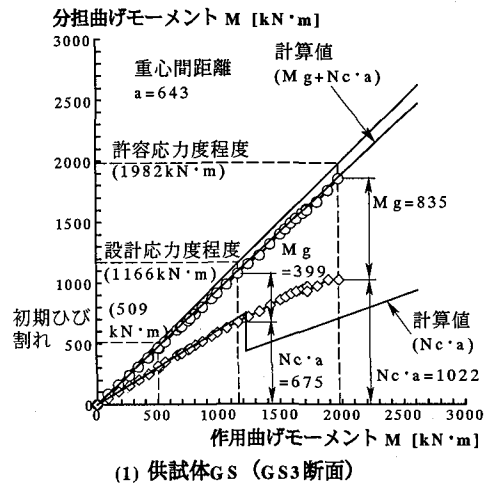
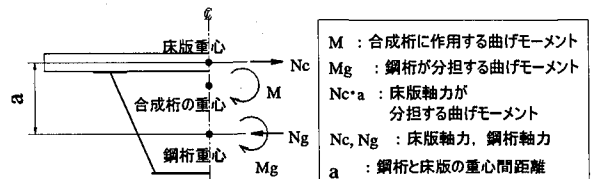


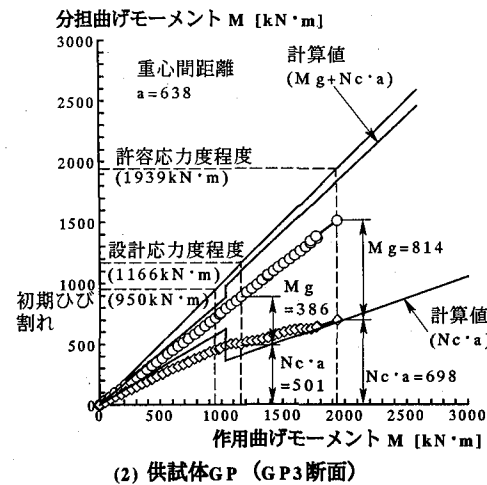
図-9 ひずみ分布 (供試体 GP)

(5) 鋼桁と床版の荷重分担

合成桁に作用する曲げモーメント M は、床版と鋼桁それぞれが分担する軸力 N_c , N_g および曲げモーメント $N_c \cdot a$, M_g の合計 $M = M_g + N_c \cdot a$ で表すことができる。ここで、床版重心軸回りの曲げモーメント M_c はひび割れた断面では値が小さいため省いている。図-10 に実験値を示す。ひび割れ発生前は供試体 GS で、全断面有効の計算値と実験値とが良く一致する。ひび割れ発生後の床版の軸力による分担曲げモーメント $N_c \cdot a$ は、供試体 GP では計算値と良く一致するが、供試体 GS では計算値 (鉄筋+鋼桁と仮定) よりも大きくなる。これは、設計で無視している底鋼板が引張力に抵抗していることによるものと考えられる。底鋼板を無視することは、ひび割れている断面の局部的な鉄筋応力度の評価には妥当であり、鋼桁については安全側の評価となることから、底鋼板を無視する現在の設計方法が妥当であると考えられる。



(1) 供試体GS (GS3断面)



(2) 供試体GP (GP3断面)

図-10 鋼桁と床版の分担曲げモーメント (合成桁モデル)

(6) 床版が分担する軸力の割合

床版が分担する軸力の内訳を図-11に示す。鋼桁軸力 $-N_g$: 圧縮力, 鉄筋軸力 N_{cs} および底鋼板軸力 N_{cb} を計測ひずみ値から計算した。床版コンクリートが分担する軸力 N_{cc} はひび割れ発生後には直接計測することができないため, 鋼桁軸力と床版軸力 $= N_{cc} + N_{cs} + N_{cb}$ とはつり合いを保つという仮定から鋼桁軸力と鉄筋および底鋼板軸力との差分が床版コンクリートの分担する軸力であると考えた。

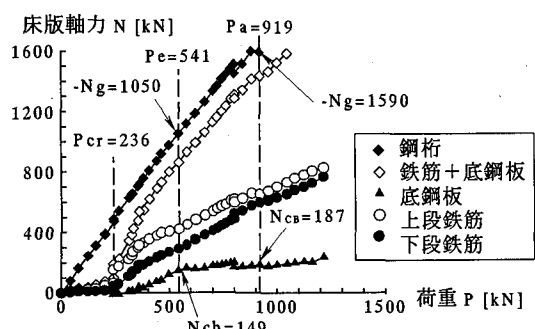


図-11 床版分担軸力の内訳(供試体 GS)

ひび割れが発生する以前は, 鉄筋および底鋼板の分担軸力は小さく, コンクリートが引張力のほとんどに抵抗する。ひび割れ発生後の軸力分担は, 上段鉄筋が大きく, 下段鉄筋, 底鋼板の順に小さくなる。また, 設計応力度程度までは, コンクリートが引張力に抵抗していることがわかる。底鋼板の軸力は設計応力度程度以上で, 軸力の増加が小さくなるが, これは, 底鋼板の継手部で添接板に滑りが生じた影響である。継手部の滑りは荷重 $P=880$ [kN] で 0.15 mm であった。底鋼板の分担軸力は, 設計応力度程度では, 149 kN ($-N_g=1050$ [kN] の 14%) であり, 継手に滑りが生じた後の許容応力度程度では 187 kN ($-N_g=1590$ [kN] の 12%) であることがわかった。

(7) ひび割れ幅

供試体 GS と供試体 GP それぞれで発生したひび割れの中で, 許容応力度以下の荷重範囲で最大値となる計測値をひび割れ幅の代表値として図-12に示した。どちらも初期ひび割れのものである。供試体 GS, GP を比較

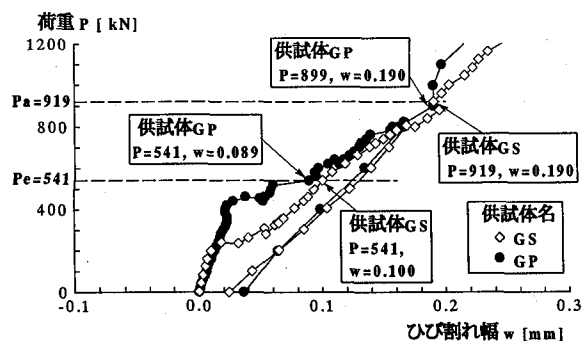


図-12 ひび割れ幅(合成桁モデル)

すると, 初期ひび割れ荷重は供試体 GS の方が低いため, 設計応力度程度までは, 供試体 GS のひび割れ幅が大きくなる。設計応力度以上で許容応力度程度までの荷重範囲では, 2つの供試体のひび割れ幅はほとんど同じになる。許容応力度程度までの, ひび割れ間隔は供試体 GS がリブピッチの 375 mm, 供試体 GP が主鉄筋間隔よりやや長い 188 mm であった。供試体 GS のひび割れ間隔が供試体 GP に比べて長いのにひび割れ幅が変わらない理由は, 供試体 GS では底鋼板も引張力を負担して, ひび割れ発生位置での鉄筋ひずみが供試体 GP に比べて小さくなるためである。

(8) ひび割れ幅の土木学会式³⁾と実験値との比較

図-12に示したひび割れ幅と計算値(土木学会式)との比較を図-13に示す。2つの供試体で共通のパラメータは, 配筋鉄筋ピッチ $C_s=125$ [mm], 鉄筋径 $\phi=16$ [mm] であり, かぶり C は供試体 GS が 24 mm, 供試体 GP が 37 mm である。

ひび割れ間隔の実験値と計算値とを比較すると, 供試体 GS が実験値 375 mm, 計算値 $L=172.3$ [mm], 供試体 GP が実験値 188 mm, 計算値 $L=224.3$ [mm] である。

供試体 GS では, 設計応力度程度の荷重範囲で, 土木学会式で乾燥収縮の影響を $\epsilon'_{cs}=-150 \times 10^{-6}$ (設計値) とした計算値に近い値となる。供試体で実測した乾燥収縮度 -59×10^{-6} を用いると荷重 $P_e=541$ [kN] に対して計算

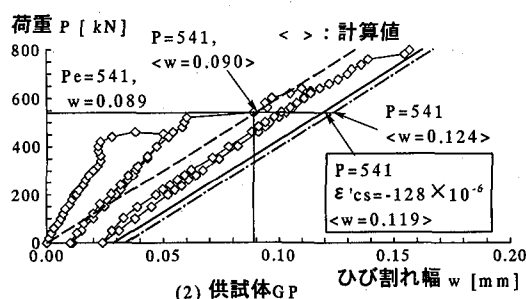
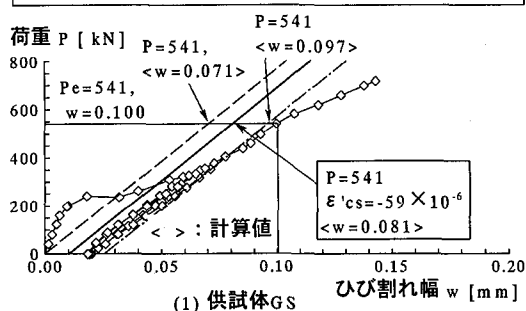
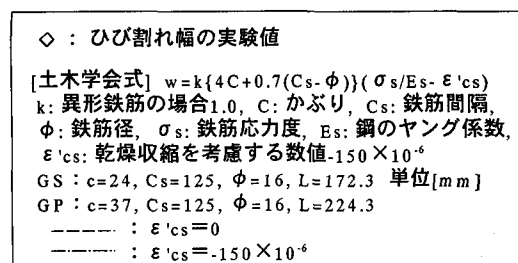


図-13 ひび割れ幅の計算値(合成桁モデル)

値は $w=0.081[\text{mm}]$ である。実験値は 0.100mm であり、土木学会式の計算値よりもわずかに大きくなるが、実用上問題ない誤差であると考える。

供試体 GP では、荷重 $P_e=541[\text{kN}]$ で、実験値 0.089mm は土木学会式で乾燥収縮の影響を $\varepsilon'_{cs}=-150\times10^{-6}$ とした計算値 0.124mm より小さい。実測した乾燥収縮度 -128×10^{-6} で計算した結果 0.119mm よりも小さくなる。供試体 GP では設計応力度程度の荷重範囲で土木学会式よりやや小さく良く一致しているといえる。

3. 3 実験結果のまとめ（合成桁モデル）

- 実験で確認できた事柄は以下の通り。
- ・初期ひび割れの発生位置は、供試体 GS が孔あきリブ位置、供試体 GP が主鉄筋位置である。
 - ・初期ひび割れ荷重の計算における抵抗断面は、供試体 GS がかぶりコンクリート有効、供試体 GP が全断面有効と仮定するのが妥当である。
 - ・中間支点上でひび割れが発生する範囲の合成断面の曲げ剛度は、供試体 GS では鉄筋+底鋼板+鋼桁の計算値に、供試体 GP では鉄筋+鋼桁の計算値にそれぞれ近くなる。
 - ・鋼桁の応力度は、鉄筋+鋼桁の計算値よりも小さくなる。底鋼板を無視する現行の設計方法は安全側である。
 - ・ひび割れ位置の上段鉄筋応力度は、鉄筋+鋼桁の計算値よりもわずかに大きくなるが、局所的なものであり荷重の組合せを考慮しても許容応力度以内であるため問題ない。
 - ・ひび割れ幅は、供試体 GS と供試体 GP で同程度である。リブ付合成床版では、リブ位置にひび割れが集中するが、PC 床版に比べてひび割れ幅が著しく大きくなることはない。
 - ・土木学会のひび割れ幅の計算式は、許容応力度程度までの荷重範囲では、供試体 GS、供試体 GP とも適用に問題がない。

4. 床版単独モデルの実験結果

4. 1 荷重ケース

載荷は以下の 3 ケースである。載荷回数は基本的には 4 回で、ひび割れ状態に変化が現れて載荷途中で特に除荷を必要とした場合は載荷回数を多くした。各ケースの最大荷重を表-7 に示す。

- ①ひび割れ発生まで：鉄筋ひずみの計測値と目視によりひび割れの存在が確認されるまで荷重を増加させ、除荷。
- ②許容応力度程度：ひび割れ発生位置の上段鉄筋の応力度が $140\text{N}/\text{mm}^2$ 程度となるまで荷重を増加させ、除荷。
- ③最大荷重まで：鋼部材の降伏が発生するか、または載荷装置の最大荷重 2000kN まで荷重を増加させ、除荷。

表-7 荷重ケース（床版単独モデル）

供試体名	荷重 N [kN]	備考	供試体名	荷重 N [kN]	備考
RC-1	260	ひび割れ発生まで	SRC-3	579	ひび割れ発生まで
	340	"		559	許容応力度程度
	430	許容応力度程度		559	"
	442	"		679	最大荷重まで
	573	最大荷重まで		879	"
	1328	"		1798	"
RC-2	500	ひび割れ発生まで	SRC-4	439	ひび割れ発生まで
	680	許容応力度程度		659	許容応力度程度
	688	"		659	"
	1888	最大荷重まで		1085	最大荷重まで
SRC-1	519	ひび割れ発生まで		1397	最大荷重まで
	760	許容応力度程度	SRC-5	259	ひび割れ発生まで
	757	"		419	"
SRC-2	1119	最大荷重まで		479	許容応力度程度
	1919	"		480	"
	320	ひび割れ発生まで		899	最大荷重まで
	819	許容応力度程度		1040	"
	823	"		1449	"
	1501	最大荷重まで			
	1905	"			

4. 2 実験結果

（1）ひび割れ荷重とひび割れ幅

荷重とひび割れ幅の関係を図-14 に示す。各供試体のひび割れ幅は、最大値であり必ずしも同一のひび割れの変化を示したものではない。ひび割れ位置は、リブ付合成床版が孔あきリブ位置、RC 床版が主鉄筋位置、ロビンソンスラブが、スタッドのある主鉄筋位置であった。ひび割れ発生位置は合成桁モデルと同様である。

リブ付合成床版でリブ間隔を変えた 2 体を比較すると、リブ間隔 300mm の SRC-2 は、リブ間隔 375mm の SRC-1 に比べて初期ひび割れ荷重はやや低下するが、ひび割れ幅は小さくなる。これは、ひび割れ間隔がリブ間隔と等しいため、リブ間隔が狭くなれば、ひび割れ間隔も同様に狭くなり、ひび割れ幅が小さくなるものと考えられる。底鋼板の継手に雄物川橋と同じ構造（表-2 参照）を用いた SRC-4 は、継手のない SRC-1 に比べてひび割れ幅が大きくなる。これは、継手の添接板に滑りが生じて、底鋼板の分担軸力が低下し、相対的に鉄筋の分担軸力が大きくなり、鉄筋ひずみが増大するためである。

RC 床版の RC-1 と RC-2 とを比較すると、鉄筋比の大きい RC-2 は、初期ひび割れ荷重が高くなり、ひび割れ幅が RC-1 の半分以下となる。鉄筋比を大きくすれば、

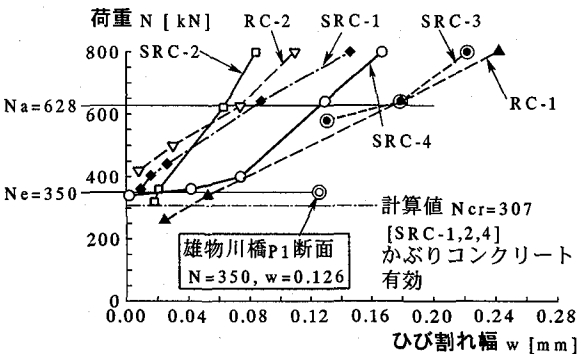


図-14 荷重とひび割れ幅（床版単独モデル）

ひび割れ分散効果が高まり、ひび割れを抑制できることが確認できた。

鉄筋比の同じ RC 床版 (RC-1) とリブ付合成床版 (SRC-1,2,4) とを比較すると、いずれの合成床版でもひび割れ幅は RC 床版に比べて小さくなる。これは、鉄筋に加えて底鋼板にもひび割れ抑制効果があることを示している。底鋼板に継手を有する SRC-4 でも継手の滑りが生じる許容応力度程度までは、底鋼板に軸力分担を期待できることがわかった。

雄物川橋と同じ継手構造の SRC-4 では、設計軸力相当の荷重 $N=359[\text{kN}]$ で、継手部の開きは 0.047mm であった。底鋼板継手部に添接板のない SRC-5 の継手部の開きは $N=356[\text{kN}]$ で 0.416mm であり、設計軸力程度では普通ボルトを用いた接合でも継手部のずれが抑えられることが確認できた。

リブ付合成床版では、全断面有効の抵抗断面でコンクリート応力度が引張強度に等しくなる初期ひび割れ荷重は $N_{cr}=811[\text{kN}]$ 、底鋼板を無視して鉄筋とコンクリートとを抵抗断面に仮定すると同様に $N_{cr}=718[\text{kN}]$ となる。実験値はこれよりかなり低い値 $N_{cr}=182\sim 239[\text{kN}]$ となった。これは、リブ位置では引張力に抵抗するコンクリートの断面積がリブ上端から床版上面までのかぶりコンクリートの部分となり、この位置でコンクリートに応力集中が発生するためと考えられる。供試体 SRC-1,2,4,5 について、かぶりコンクリートと鉄筋および底鋼板を抵抗断面に仮定して、コンクリートのひずみが引張強度相当のひずみ 100×10^{-6} となる荷重を計算すると、 $N_{cr}=307[\text{kN}]$ となる。この荷重近傍の供試体 SRC-4 のひび割れは、 $N=219[\text{kN}]$ で 0.003mm 、 $N=359[\text{kN}]$ で 0.042mm である。実験結果と計算値とは良い一致であると判断し、リブ付合成床版のひび割れ発生荷重は、かぶりコンクリート有効と仮定して計算するのが適当であると考えられる。

(2) ひび割れ幅の土木学会式と実験値との比較

ひび割れ幅を図-15 に示す。実験値は、各供試体の代表的なひび割れのものである。土木学会式を用いた計算値は表-8 に示した。RC 床版の供試体 RC-1、RC-2 では、実験値は土木学会式より小さく、勾配は計算値とほぼ一致している。リブ付き合成床版では、鉄筋ひずみを補正した計算値を併記した。鉄筋ひずみを補正した理由は、床版単独モデルの実験では、鉄筋と底鋼板の両端に直接引張力を載荷したために、底鋼板の分担軸力が合成桁モデルの結果より大きくなっており、相対的に鉄筋応力度が小さい値となっていたためである。鉄筋応力度の補正係数は、合成桁モデルの荷重と鉄筋ひずみ関係から推定して 0.8 とした。供試体 SRC-1,2,4 の図中で 2 点鎖線が鉄筋応力度を補正した計算値である。リブ付合成床版では、いずれの供試体でも、土木学会式は実験値より大きく、合成床版への適用については、問題ないと考えられる。

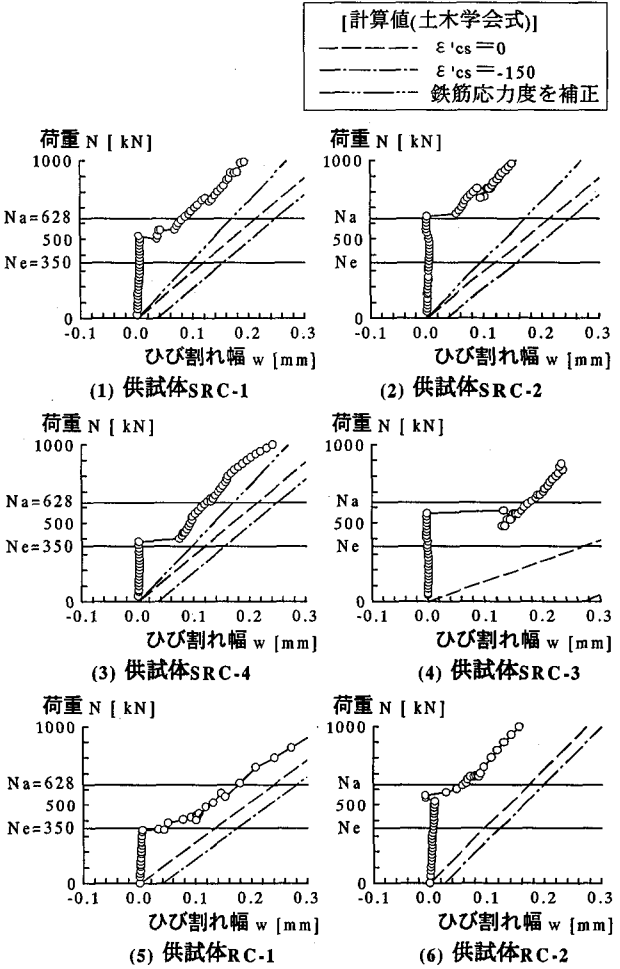


図-15 ひび割れ幅(床版単独モデル)

表-8 ひび割れ幅の計算値(土木学会式)

項目		かぶり C [mm]	鉄筋 径 φ [mm]	ひび割れ 間隔 L (注1) [mm]	鉄筋 応力度 σs (注2) [N/mm ²]	ひび割れ幅 w (注3) [mm]		許容 値 wa (注5) [mm]
						ε'cs (注4)		
						0	-150	
供試体名	SRC-1,2,4	41.0	19.0	238.2	101.8	0.118	0.154	0.144
					81.4	0.094	0.130	
					78.0	0.090	0.126	
	SRC-3	49.0	19.0	270.2	203.6	0.267	0.308	0.172
					78.0	0.102	0.143	
	RC-1	49.0	19.0	270.2	101.8	0.134	0.174	0.172
					78.0	0.102	0.143	
	RC-2	47.5	22.0	262.1	75.3	0.096	0.135	0.166
78.0					0.099	0.139		
78.0					0.089	0.124	0.140	
共通項目:		鋼材の中心間隔 Cs = 125 mm 鋼のヤング係数 Es = 205800 N/mm ²						
(注1): 計算式 L = 4C+0.7(Cs-φ)								
(注2): 応力度の上段, 中段, 下段はそれぞれ以下のもの 上段: 設計軸力 Ne=350kN (後死+活荷重) に対する 応力度の計算値 (抵抗断面は, 鉄筋のみと仮定) 中段: (SRC-1,2,4) 上段の応力度の0.8倍 (補正係数) (=0.8×101.8=81.4 N/mm ²) 下段: 鉄筋の設計応力度 78N/mm ² (雄物川橋P1支点上断面)								
(注3): 計算式 w = k・L・(σc/Es-ε'cs), k=1.0 (異形鉄筋)								
(注4): 乾燥収縮を考慮する数値 (×10 ⁻⁶)								
(注5): ひび割れ幅の許容値 (=0.0035C)								

4. 3 実験結果のまとめ (床版単独モデル)

実験で確認できた事柄は以下の通り。

- 初期ひび割れの発生位置は、リブ付合成床版が孔あき

表-9 実験結果の評価と実設計への適用（リブ付き合成床版を用いた複合箱桁）

番号	項目	実験結果	参照図	評価	実設計への適用	設計例(雄物川橋)
1	ひび割れの発生位置と荷重	ひび割れは、孔あきリブ位置で発生する。ひび割れ発生荷重は、現行設計法で用いている全断面有効の計算値よりも小さくなる。	図-5 図-6 図-14	主桁作用によるひび割れの発生を許容しない場合は、ひび割れ発生荷重の計算方法を変える必要がある。ひび割れ発生を許容して、ひび割れ制御設計を行う場合は、問題ない。	ひび割れ発生荷重は、リブ位置の断面で計算する。引張力に抵抗するコンクリートの有効断面積は、(床版の有効幅)×(リブ上端から床版上面までの高さ)として算出する。	ひび割れ発生を許容して、ひび割れ制御設計を行っており、問題ない。
2	合成桁のたわみおよび曲げ剛度	設計応力度程度の荷重では、鉄筋+底鋼板+鋼桁の計算値に近くなる。実際の合成後の曲げ剛度は鉄筋+鋼桁の剛度の2割増となる。	図-7	中間支点上で曲げ剛度を、鉄筋+鋼桁の2割増とすると、支間中央のたわみはわずかに減少する。後死に対するキャンパーの誤差は、全キャンパーの1%未満であり、影響は小さい。	中間支点上を鉄筋+鋼桁と仮定した主桁の断面力算出に用いた骨組みを利用して、たわみを計算してさしかえない。現行の設計方法で問題ない。	中間支点上の曲げ剛性は、鋼桁+鉄筋で算出している。合成後死荷重に対するキャンパーの誤差は、3.2mmで合成前死荷重キャンパー346mmの0.9%と小さく、問題ない。
3	鋼桁の曲げモーメント分担および鋼桁応力度	ひび割れ発生前は、全断面有効の計算値と一致する。ひび割れ発生後の鋼桁応力度は、鉄筋+鋼桁の計算値よりも小さくなる。	図-8 図-9 図-10	底鋼板を無視して、ひび割れ発生後は鉄筋と鋼桁とを抵抗断面とする照査方法は、鋼桁には安全側となる。	設計例(雄物川橋)の設計方法で問題ない。	合成桁の応力度の照査に用いる抵抗断面は、底鋼板を無視して、鉄筋+鋼桁。
4	床版の曲げモーメント分担(軸力)および鉄筋応力度	ひび割れ発生前は、全断面有効の計算値と一致する。ひび割れ発生後の応力度を鉄筋+鋼桁の計算値と比較すると、上段鉄筋は、計算値よりも大きく、下段鉄筋は計算値に一致する。	図-8 図-9 図-10	上段鉄筋応力度は、主桁作用に対しては許容応力度以下で、床版作用を組み合わせた場合は、応力度が小さくなるので問題ない。下段鉄筋は計算値と一致しており、問題ない。	設計例(雄物川橋)の設計方法で問題ない。	合成桁の応力度の照査に用いる抵抗断面は、底鋼板を無視して、鉄筋+鋼桁。
5	ひび割れ間隔およびひび割れ幅	ひび割れ間隔は孔あきリブのピッチと一致するためPC床版に比べて長くなる。ひび割れ幅は、RC床版やPC床版と比べて著しく大きくなることはない。	図-5 図-12 図-13 図-14 図-15	土木学会式は、許容応力度程度までの範囲では、適用に問題ない。	設計例(雄物川橋)の設計方法で問題ない。	土木学会式で計算。

リブ位置、RC床版が主鉄筋位置、ロビンソンスラブが、スタッドと主鉄筋とが重なる位置である。

- ・リブ付合成床版の初期ひび割れ荷重の計算では、抵抗断面としてかぶりコンクリートと鉄筋を仮定するのが妥当である。
- ・供試体 RC-1 と RC-2 との比較から、鉄筋比を大きくすればひび割れ分散効果が高まることが確認できた。
- ・土木学会のひび割れ幅の計算式は、RC床版、リブ付合成床版とも適用に問題がない。

5. 結果のまとめ

合成桁モデルおよび床版単独モデルの実験から確認できたこと、およびその評価と実設計への適用について表-9にまとめた。得られた結論は次のとおりである。

- ・主桁作用によるひび割れの発生を許さない床版の設計を採用する場合には、リブ付合成床版ではひび割れ発生荷重の計算方法を現行の方法から、ここで提案した計算方法に変更する必要がある。PC床版およびRC床版では、初期ひび割れ荷重の計算は全断面有効とする従来の方法で問題ない。
- ・ひび割れ幅の評価には、土木学会式を用いて良い。
- ・その他、この実験により確認できた項目については、設計例(雄物川橋)の設計方法で問題ない。

6. 今後の課題

リブ付合成床版の主桁作用によるひび割れ挙動については、明らかにできた。今後は移動輪荷重試験機を用いた繰り返し載荷実験を行い、主桁作用と床版作用との重ね合わせ応力状態での疲労耐久性について検討する予定である。

【謝辞】 本研究を実施するにあたり、「鋼箱桁の合理的な設計・施工に関する技術検討委員会（高速道路技術センター）」の委員の方々には貴重なご助言を賜りました。ここに記して感謝いたします。

参考文献

- 1) 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.
- 2) 永田、高田：帯鋼ジベルを用いた鋼・コンクリート合成床版の疲労耐久性、第二回道路橋床版シンポジウム講演論文集、pp.225-230, 2000.
- 3) 土木学会：コンクリート標準示方書〔平成8年度制定〕設計編

(2001年9月14日受付)