合成床版を有する連続合成桁の中間支点部に関する実験

Experimental study on continuous composite girder bridges with composite slab

水越秀和*,春日井俊博**,坪内佐織***,結城洋一*** Hidekazu Mizukoshi, Toshihiro Kasugai, Saori Tsubouchi, Yoichi Yuki

*修士(工学),(株)ワイ・シー・イー (〒273-0026 千葉県船橋市山野町 27) **博士(工学),(株)横河ブリッジホールディングス 総合技術研究所 (同上) ***修士(工学),(株)横河ブリッジホールディングス 総合技術研究所研究課 (同上)

In this study, static loading tests are carried out, in order to inspect behavior of improved composite slab on continuous composite girder bridges subjected to hogging moment. Main objectives of this study are to investigate crack behavior of the composite slab and to confirm the influence of the bottom plate on the resistance section of composite girder bridges. The specimens used are scale models of a continuous composite girder bridge near an intermediate support, which is subjected to hogging moment. The summaries of the experimental result are as follows; 1)The formula stipulated for RC slab in Concrete Standard of JSCE is applicable to the estimation of crack width of the composite slab. 2)The bottom plate influence should be considered using equivalent thickness proposed.

Key Words: composite slab, composite girder, continuous girder, cracks キーワード: 合成床版, 合成桁, 連続桁, ひび割れ

1. はじめに

鋼・コンクリート合成床版は、少数 I 桁橋や開断面箱 桁橋、細幅箱桁橋といった合理化橋梁に求められる長支 間床版として開発されたもので、ずれ止めや補剛材の構 造が異なる各種の形式がある¹⁾. ここで研究対象とする のは、孔あきリブ(以下、リブと呼ぶ)をずれ止めに用い たものである^{2,3)}. この鋼・コンクリート合成床版(以下、 合成床版と呼ぶ)は、底鋼板にリブを溶接した鋼板パネル に配筋しコンクリートを打設することで、ずれ止め孔に コンクリートが充填され合成構造となる. 鋼板パネルが コンクリート打設時の型枠を兼ねるため現場施工の省 力化がはかられる、床版施工時の安全性が高い、耐久性 が高いといった特徴もあることから、近年採用実績が増 加している^{4~7}.

合成床版の連続合成桁への適用については,連続合成 桁の中間支点部に着目した静的載荷実験⁸⁰と移動輪荷重 載荷実験⁹⁰で検討し,ひび割れ性状や耐久性に問題がな いことを確認している.文献 8),9)で対象とした合成床 版はリブが底鋼板上に 375mm 間隔で配置されたもので ある.現在筆者らは合成床版の合理性をさらに追求し, リブ間隔を 500mm とした合成床版を提案している³. リ ブ間隔を 375mm から 500mm に変更したことが合成床版 のひび割れ性状に与える影響は不明である.

また合成床版を連続合成桁に適用する場合には、底鋼 板の抵抗断面への算入方法が課題となる.ここでは、換 算板厚分の底鋼板を中間支点部の抵抗断面に見込むこ とを提案する.鋼床版桁のデッキプレートとは異なり、 合成床版では、鋼桁と底鋼板は直接的に連結されていな い.そのため鋼桁から底鋼板への力の伝達は、鋼桁、鋼 桁上のスタッドジベル、床版コンクリート、底鋼板に溶 接されたリブ、底鋼板の順で間接的に行われる.したが って底鋼板の断面を抵抗断面に算入した設計を行う際 に、鋼床版のデッキプレートやPC 床版, RC 床版の鉄筋 と同様の扱いをして良いか明らかでない.

本実験の目的は,連続合成桁中間支点部の主桁作用に よる合成床版(リブ間隔 500mm)のひび割れ性状の確認と, 合成床版 Type-H の底鋼板の合成桁断面への寄与の程度 を確認し,抵抗断面の計算に用いる換算板厚の算出方法 を提案することである.



図-1 コンクリート打設前の合成床版(Type-H)

2. 合成床版の概要

2.1 合成床版のタイプ

コンクリート打設前の合成床版を図-1に示す.ここ で検討対象とする合成床版にはType-H, Type-S と呼ばれ る2つのタイプがあり,両者は底鋼板の橋軸方向継手の 構造が異なっている. Type-H と Type-S の継手構造を表 -1に示す. Type-H では,突き合わせた底鋼板を添接板 と高力ボルトによる1面摩擦接合で連結し,力の伝達を 期待する.床版作用による断面力に対しては「圧縮側コ ンクリート+上段配力鉄筋+底鋼板」で抵抗する設計とす る.ずれ止め孔内に配筋される鉄筋はずれ止め補強鉄筋 と呼ばれ,ずれ止め孔に充填されるコンクリートを補強 するための鉄筋であり,連続桁の中間支点部付近以外で は配筋されない.ずれ止め補強鉄筋は D16 を 250mm 間 隔で配置することを標準としている. Type-S では,底鋼 板の力の伝達を下段配力鉄筋で行う鉄筋継手としてお り、底鋼板に溶接されたスタッドボルトと添接板には力 の伝達を期待しない.床版作用による断面力に対しては 「圧縮側コンクリート+上段配力鉄筋+下段配力鉄筋」で 抵抗する設計とする.

主桁作用による負曲げモーメントで床版が引張力を 受ける連続合成桁の中間支点部の設計における抵抗断 面の考え方も,継手構造が異なることでType-HとType-S で異なっている.中間支点部における抵抗断面の考え方 の違いを表-2に示す.Type-Hではずれ止め孔内に配筋 されるずれ止め補強鉄筋は無視して,「上段配力鉄筋+底 鋼板(換算板厚)+鋼桁」を抵抗断面として考えている.こ こで底鋼板(換算板厚)は,換算板厚とした底鋼板の意で あり,換算板厚については次節で説明する.Type-Sでは スタッドボルトで連結されている底鋼板は無視して, 「上段配力鉄筋+下段配力鉄筋+鋼桁」を抵抗断面として 考えている.

2.2 底鋼板の換算板厚

連続合成桁の抵抗断面に底鋼板を算入する場合の考 え方として、ここでは底鋼板の継手部の耐力で決まる限 界状態を基にして底鋼板の有効断面を換算板厚として 扱う方法を提案する. Type-H の底鋼板継手は、床版下面 での作業を軽減するため底鋼板下側の添接板を省略し た一面摩擦接合としている. このため、Type-H の底鋼板 継手の設計において、必要ボルト本数は底鋼板の全強に 対しては、ボルト配置が困難となるため、底鋼板に作用 する設計計算上の応力度に基づいて決定している. すな わちこのボルト継手の耐力によって底鋼板が分担でき る力の上限は決定される. 継手部を含めた底鋼板は許容 応力度 140N/mm²(材質が SM400 または SS400 の場合)に 相当する許容力(140N/mm²×底鋼板の断面積)を有してお



表-1 底鋼板の継手構造

らず、底鋼板の応力度が 140N/mm²に達する前に継手が 1 面摩擦接合の許容力に達する.この全強に満たない強 度の継手を含む底鋼板について、底鋼板の許容応力度を 140N/mm² と考えようとすると、あたかも継手の許容力 で決定される板厚(実際の板厚より小さい)の底鋼板が配 置されていると考えることができる.この継手の許容力 で決まる底鋼板板厚を換算板厚と呼ぶ.底鋼板の継手が 耐力に達するまでは底鋼板の全厚が抵抗断面として有 効であると考えられるが、応力度照査に用いる断面とし て安全側の評価となるように換算板厚の考え方を取り 入れた.換算板厚は式(1)で表される.

$$t_{eq} = \frac{\rho_a n}{\sigma_a B} \tag{1}$$

ここで、 t_{eq} :底鋼板の換算板厚[mm] ρ_a :ボルト1本あたりの許容力[N] n:継手のボルト本数[本] σ_a :底鋼板の許容応力度[N/mm²] B:底鋼板の幅[mm]

3. 実験供試体および載荷方法

3.1 実験供試体

実験供試体は合成床版を有する連続合成桁の縮小模型とし、連続合成桁の中間支点部を模して負曲げ荷重を載荷することとした.実験の目的および実験設備の能力を勘案し、合成床版は実物大、鋼桁は鋼桁高約1/3の縮小モデルとした.実験供試体の設計に先立ち合成床版を有する連続合成桁の試設計を行った.試設計は2橋行い、それぞれ合成床版のタイプをType-H(モデル橋 H)、Type-S(モデル橋 S)とした.合成床版のタイプが異なる以

外の設計条件は2橋で共通とした. 試設計を行った2橋の設計条件を表-3に示す.

試設計したモデル橋の中間支点部断面を参考に実験 供試体を設計した.モデル橋Hを参考に設計した Type-H を有する実験供試体を供試体 GH, モデル橋 S を参考に 設計した Type-S を有する実験供試体を供試体 GS と呼ぶ. 実験供試体の鋼桁断面の寸法は、床版と鋼桁からなる合 成桁断面で、中立軸位置の桁高に対する比率をモデル橋 の中間支点部断面と実験供試体でほぼ等しくなるよう に決定した. ただし、鋼桁高さを供試体ではモデル橋よ り低くしたため、床版内部の応力勾配は、両者で異なっ ている.供試体 GH の中立軸位置の計算は、抵抗断面を 「上段配力鉄筋+底鋼板+ハンチプレート+鋼桁」として 行った.供試体 GS については、抵抗断面を「上段配力 鉄筋+下段配力鉄筋+鋼桁」として中立軸位置の計算を行 った. モデル橋の中間支点部断面と実験供試体の寸法諸 元を表-4に示す。モデル橋HとSの鉄筋量と鋼桁断面 を比較すると、底鋼板を抵抗断面に算入しないモデル橋 S(Type-S)に比べて, モデル橋 H(Type-H)では底鋼板を抵 抗断面に算入することで、下段配力鉄筋(D25×125)がな くなり、上フランジ断面も小さくなっている(700×52 か ら 600×36)ことがわかる.実験供試体の寸法を図-2に,

表-3 モデル橋の設計条件

	e / 1143 F	S 46 1 2 1 4 1 1
モデル橋名	Н	S
橋梁形式	合成床版 3径間連続	₹を有する 合成2主Ⅰ桁
床版のタイプ	Туре-Н	Type-S
床版支間	2.400m + 6.00	00m + 2.400m
橋長	156	.4m
支間長	48.0m + 60.	.0m + 48.0m
有効幅員	9.9	10m
平面線形	R =	- 00
斜角	90	0°
桁高	2900mn	n(一定)
荷重	B活	荷重

衣-4	モアル間と実験供訊体の引法諸元	

4 エニュレタンタン

				用序	モデル橋(中間支点)	実験的	供試体
				中亚	Н	S	GH	GS
供試体の外形寸法:長さ×幅×高さ			[m]	-	-	11.5×1.	64×1.45	
	世社体の言	f 旦	床 版	[kN]	-	-	159.4	163.3
	供訊(件の)	且里	鋼 桁	[kN]	-	-	37.5	37.5
		合成同	末版のタイプ	-	Туре-Н	Type-S	Туре-Н	Type-S
	コ	ンクリート	の設計基準強度	[N/mm ²]		3	5	
			厚 さ	[mm]	20	50	20	50
			全幅	[mm]	108	300	16	40
		有効幅	(1主桁あたり)	[mm]	4319	4366	1640 💥	1640 💥
	孔あき	リブ	間隔	[mm]	50	00	50	00
	(孔あき	鋼板	高さ×板厚	[mm]	190×19	190×19	190×19	190×19
床	ジベ	ル)	孔径×間隔	[mm]	φ 70×250	φ 70×125	φ 70×250	φ 70×125
版		上印	径×間隔	[mm]	D22×125	D22×125	D22×125	D22×125
ner	而力绊钩	ΤŧΧ	かぶり(床版上面から)	[mm]	40	40	40	40
	日山ノノルへ用力	下卧	径×間隔	[mm]	-	D25×125	-	D25×125
		1 +2	かぶり(底鋼板上面から)	[mm]	-	40	-	40
	ずれ止めネ	甫強鉄筋	径×間隔	[mm]	D16×250	-	D16×250	-
		底錚	剛板の板厚	[mm]	8	3	5	3
	主鉄	筋	径×間隔	[mm]	D22×125	D22×125	D22×125	D22×125
	いいチーー高さ		[mm]	9	0	9	0	
	× .5	/	幅	[mm]	27	70	27	70
細	上フラ	ンジ	幅×板厚	[mm]	600×36	700×52	400×25	400×28
啊标	ウエ	ブ	高さ×板厚	[mm]	2863×16	2848×16	1050×16	1050×16
.111	下フラ	ンジ	幅×板厚	[mm]	850×57	850×56	400×25	400×22

※実験供試体は単純支持で載荷するため、床版の有効幅は道路橋示方書Ⅱ鋼橋編100 10.3.5, 11.2.4により単純桁として計算した







図-3 モデル橋と実験供試体の中立軸位置

モデル橋と実験供試体の中立軸位置を図-3 にそれぞれ 示す.使用鋼材は、鉄筋が SD345,底鋼板および孔あき リブが SS400,鋼桁が SM490Y である.

3.2 計測項目

計測項目は以下の通りである.

- ・ 載荷荷重(油圧ジャッキの反力)
- ・鋼桁の鉛直変位
- ・鋼桁のひずみ
- ・ 合成床版のひずみ(コンクリート上面ひずみ,鉄筋ひずみ,底鋼板ひずみ)
- ・コンクリート上面のひび割れ幅、ひび割れ分布
- ・底鋼板継手の開き量

鉄筋ひずみについては,鉄筋の上下にひずみゲージを取 付け,上下のひずみゲージの出力値の平均を計測位置の



鉄筋ひずみとした.

3.3 載荷方法

載荷方法を図-4 に示す.実験供試体の両端支点の床 版上面で門型の載荷フレームから反力をとり、支間中央 2 点の鋼桁下端を油圧ジャッキで鉛直上向きに押し上げ て負曲げモーメントを載荷した.油圧ジャッキ1台あた りの反力を荷重Pと呼ぶ.載荷状況を写真-1に示す. 荷重ケースは以下の4ケースとした.

- ひび割れ発生まで(1回):床版コンクリート上面の計 測範囲に1本目のひび割れが発生し、2本目に発生し たひび割れが目視で確認できた荷重を最大荷重とし た.通常目視で確認できる最小のひび割れ幅は 0.04mm程度である。
- 2) 設計応力度発生まで(3回):計測している上段配力鉄 筋ひずみの最大値が、それぞれの実験供試体のモデル 橋の中間支点部断面の設計応力度(後死荷重+活荷重)



写真-1 載荷状況

表-5 コンクリートの配合条件

セメントの種類	材齢28日 圧縮強度	スランプ	粗骨材の 最大寸法	空気量
普通ポルト ランドセメント	35N/mm^2	12cm	20cm	4.5%

表-6 コンクリートの配合

	水結合材	細骨		単位重量[kg/m ³]					
	比	材率	-	セメ	膨張	細骨	粗骨	混和	
	W/(C+B)	s/a		ント	材	材	材	剤※	
	[%]	[%]	VV	С	В	S	G	А	
	44.5	39.9	173	369	20	684	1065	1.556	
1	沙泪和如け	・ヘロ学校-	レコー						

※混和剤はAE 減水剤

に相当するひずみ値となった荷重を最大荷重とした. 供試体 GH では上段配力鉄筋ひずみの最大値が 425×10⁶(応力度 85N/mm²に相当)程度となった荷重を 最大荷重とした.供試体 GS では上段配力鉄筋ひずみ の最大値が 330×10⁶(応力度 66N/mm²に相当)程度とな った荷重を最大荷重とした.モデル橋 H と S で上段 配力鉄筋の設計応力度が異なっている理由は以下の 通りである.合成床版の継手構造の違いにより,床版 作用に対する下段配力鉄筋(Type-H では底鋼板)の応 力度が異なり, Type-S では Type-H に比べて大きくな る(モデル橋 H: 65.4N/mm², モデル橋 S:95.1N/mm²). そのため主桁作用との重ね合わせ照査を考慮すると,

Type-S では主桁作用による配力鉄筋の応力度を Type-H よりも小さくする必要がある.このためモデ ル橋HとSでは上段配力鉄筋の設計応力度(後死荷重+ 活荷重)が異なっている.

- 許容応力度発生まで(2回):計測している上段配力鉄 筋ひずみの最大値が,鉄筋の許容応力度140N/mm²に 相当する700×10⁻⁶程度となった荷重を最大荷重とし た.
- 4) 最大荷重まで(1回):上段配力鉄筋,鋼部材が降伏し, 荷重が上昇しなくなるまで荷重を増加させた. 供試体GHでは荷重ケース1)から4)まで合計7回の載

荷を行った.供試体 GS では1)ひび割れ発生までの載荷 において,上段配力鉄筋のひずみの最大値が330×10⁶に 達したことより荷重ケース1)の載荷を2)の1回目と兼ね たため,6回の載荷となった.

3.4 材料の試験結果

使用したコンクリートの配合条件を表-5 に、配合お よび材料試験結果を表-6、表-7 にそれぞれ示す.配合 条件および配合は供試体 GH, GS で共通である.コンク リートはポンプ圧送して打込みを行うためスランプを 12cm とした.テストピースの養生方法は標準養生とし た.鋼材の試験結果を表-8、表-9 に示す.

4. 実験結果

4.1抵抗断面および荷重の計算値

(1) 抵抗断面

実験結果と比較する計算値を求めるにあたって想定 した抵抗断面は以下の A~D である.ここで用いる抵抗 断面は次のように考えて選定した.Aはコンクリートに ひび割れが発生していない状態のいわゆるコンクリー ト全断面有効としたもの,Bはコンクリートのひび割れ 発生荷重を求めるのにリブ位置のコンクリートの応力 集中を抵抗断面で考慮したもの,C,Dはコンクリート がひび割れた使用限界状態を想定して応力度照査の抵 抗断面として用いるもので,CがType-Hのもの,Dが Type-Sのものである.実際の挙動はここで想定した抵抗 断面とは異なることが考えられるが,設計で用いる仮定 と実験値との比較を目的としているのでこのような選 定とした.それぞれの抵抗断面で計算した実験供試体の 断面定数を表-10に示す.

A. コンクリート+鋼桁:抵抗断面を, コンクリート(床版, ハンチ)および鋼桁としたもの. コンクリートの静弾

	フレ	(ッシュコ)	ノクリートの試験約	課	石	結果	載荷実験		
供試体名	スランプ	空気量	コンクリート温度	気温	試験	圧縮強度	引張強度	静弹性係数	実施日の
	[cm]	[%]	[°C]	[°C]	材齢	$[N/mm^2]$	$[N/mm^2]$	[kN/mm ²]	材齢
					7日	34.0	_	-	
供試体GH	12.0	4.5	18.0	11.0	28日	42.9	2.99	32.9	30日
					34日	44.0	2.79	32.7	
					7日	34.6	-	-	
供試体GS	12.5	4.7	16.5	12.5	28日	47.8	2.89	38.3	55,56日
					57日	53.2	3.57	37.7	

表-7 コンクリートの試験結果

表-8 鋼板の試験結果 (材質: SM490Y)

		上フランジ	下フランジ	ウェブ
供試体	板厚 [mm]	25	25	16
GH	降伏応力 [N/mm ²]	407	407	378
供試体	板厚 [mm]	28	22	16
GS	降伏応力 [N/mm ²]	380	413	378

表-9 鉄筋の試験結果 (材質: SD345)

		上段配力鉄筋	下段配力鉄筋
供試体	鉄筋径 [mm]	D22	D16
GH	降伏応力 [N/mm ²]	396	379
供試体	鉄筋径 [mm]	D22	D25
GS	降伏応力 [N/mm ²]	400	395

供封休夕	E/E	断面		抵抗断面					
快訊件名	L_s/L_c	定数	А	В	С	D	Е		
供試休GH	6.08	$I[m^4]$	0.022098	0.019021	0.013087	0.011681	0.011021		
DATE OF OT	0.00	d [mm]	388.2	496.3	683.0	744.4	778.1		
供試休GS	5 31	$I[m^4]$	0.021523	0.018793	0.013300	I	0.011787		
D. P. P. OD	5.51	<i>d</i> [mm]	357.0	453.0	627.3	-	701.9		

表-10 実験供試体の断面定数(鋼換算)

E_s/E_c:鋼とコンクリートのヤング係数比, I:断面2次モーメント, d:床版上面から中立軸までの距離

性係数は,供試体 GH は材齢 28 日の試験結果から 32.9kN/mm²,供試体 GS は材齢 57 日の試験結果から 37.7kN/mm²とした.

- B. かぶり、ハンチコンクリート+上下鉄筋+底鋼板+鋼 桁:抵抗断面を、リブ上端からコンクリート上面まで のかぶりコンクリート、ハンチコンクリート、上下段 の配力鉄筋、底鋼板(ハンチプレートを含む)および鋼 桁としたもので、リブ位置の応力集中を抵抗断面で考 慮するために考えたものである. コンクリートのうち、 リブで分断されるコンクリート以外のコンクリート が引張力に抵抗する状態を想定したものである. コン クリートの静弾性係数はAと同じとした. 供試体 GH のずれ止め補強鉄筋は、ここでは下段配力鉄筋として 抵抗断面に含めて計算している.
- C. 上鉄筋+底鋼板(換算板厚)+鋼桁:供試体 GH のみで用 いる. 抵抗断面を上段配力鉄筋,換算板厚とした底鋼 板(ハンチプレート含む)および鋼桁としたもの. 床版 を合成床版 Type-H とした連続合成桁の中間支点部の 設計において想定する抵抗断面である. 供試体 GH の 換算板厚は,式(1)に ρ_a =48000N(M22, S10T), n=14本, σ_a =140N/mm², B=1269mm(底鋼板とハンチプレートの 幅)を代入して, t_{eq} =3.78mm となる.
- D. 上下鉄筋+鋼桁:供試体 GS のみで用いる. 抵抗断面 を上下段の配力鉄筋および鋼桁としたもの. 床版を合 成床版 Type-S とした連続合成桁の中間支点部の設計 において想定する抵抗断面である.

(2) 荷重の計算値

実験の載荷荷重(ジャッキ反力)と鉄筋応力度の計算値 との関係について説明する.以下の説明で,応力度を計 算する断面は実験供試体の支間中央部の断面(2台のジャ ッキ間)である.

- ・設計応力度相当の荷重(Pe):実験供試体の上段配力鉄 筋応力度の計算値が,実験供試体それぞれのモデル橋 の中間支点部断面の設計応力度(後死荷重+活荷重)と 等しくなる荷重の計算値.供試体 GH では抵抗断面を Cとして,上段配力鉄筋の応力度が 85 N/mm²となる 荷重の計算値で,Pe=297kN である.供試体 GS では 抵抗断面を D として,上段配力鉄筋の応力度が 66N/mm²となる荷重の計算値で,Pe=248kN である.
- ・設計最大応力度相当の荷重(Pd):実験供試体の上段配 力鉄筋応力度の計算値が,実橋の設計における最大程 度の応力度100 N/mm²と等しくなる荷重の計算値.供

試体 GH では抵抗断面を C とした荷重の計算値で, Pd=348kN である.供試体 GS では抵抗断面を D とし た荷重の計算値で, Pd=374kN である.

 許容応力度相当の荷重(Pa):実験供試体の上段配力鉄 筋応力度の計算値が,鉄筋の許容応力度 140 N/mm² と等しくなる荷重の計算値.供試体 GH では抵抗断面 を C とした荷重の計算値で, Pa=486kN である.供試 体 GS では抵抗断面を D とした荷重の計算値で, Pa=522kN である.



表-11 荷重の計算値



4.2 たわみ

図-5に荷重と支間中央のたわみの関係を示す.たわ みは支間中央の変位から、支点の変位をさしひいたもの である.図-5中の直線 A~Dは4.1(1)項で述べた各抵 抗断面を用いて計算したたわみである.ひひ割れ発生ま での小さい荷重では、どちらの供試体も「A.コンクリー ト+鋼桁」の計算値から「B.かぶり、ハンチコンクリー ト+上下鉄筋+底鋼板+鋼桁」の計算値の間の勾配となる. 荷重の増加とともに、供試体 GH は「C.上鉄筋+底鋼板

(換算板厚)+鋼桁」の計算値に近づき,荷重 Pa では, 「C.上鉄筋+底鋼板(換算板厚)+鋼桁」の計算値と勾配 が近くなった.供試体 GS は「D.上下鉄筋+鋼桁」の計算 値に近づき,荷重 Pa では,「D.上下鉄筋+鋼桁」の計算 値と勾配が近くなった.それぞれの供試体の最大荷重は, 供試体 GH が P=1612kN,供試体 GS が P=1463kN であっ た.最大荷重載荷後の除荷時の勾配は,供試体 GH では 抵抗断面 C に近く供試体 GS では抵抗断面 D に近くなっ た.

4.3 ひび割れ性状

ひび割れ分布

ひび割れ分布を図-6 に示す. 図-6 では、ひひ割れ 発生までの載荷で発生したひび割れ、許容応力度発生ま での載荷で発生したひび割れ、最大荷重までの載荷で発 生したひび割れを区別して表示してある.供試体 GH, GS ともに、ひび割れはまずリブ位置の断面に発生し、 その後リブ間にも発生した.許容応力度発生までの載荷 ではリブ位置にのみひび割れは発生し、それ以上の荷重 を載荷することでリブ間にもひび割れが発生した.

図-7 に荷重とひび割れ密度の関係を示す.ひひ割れ 密度は5 断面から13 断面の範囲のひび割れスケッチを 用いて計算した.図-7の横軸は荷重Pをそれぞれの供 試体のPaで無次元化してある.供試体GHでは P/Pa=0.329で初期ひび割れが発生し、荷重の増加にとも なってひび割れ密度が増加し最大荷重で7.52m/m²まで 増加した.供試体GSではP/Pa=0.345で初期ひび割れが 発生し、最大荷重で7.71m/m²まで増加した.供試体GH, GSを比較するとひび割れ発生から最大荷重までほぼ同 様の傾向でひひ割れ密度が増加している.また最大荷重 でのひび割れ密度も近い値となっている.

図-8 に荷重と平均ひび割れ間隔の関係を示す.平均 ひび割れ間隔は5 断面から13 断面の範囲を対象とし, その荷重で発生しているひび割れ間の距離の平均値と した.ひび割れが発生した荷重は,ひび割れ幅を計測し たパイ型変位計の計測結果より判断した.ひび割れ間の 距離はウェブ直上の位置でひび割れスケッチから計測 した.図-8の横軸も図-7と同様にPaで無次元化して ある.供試体 GH では最初に10 断面と8 断面でひび割 れが発生したため平均ひび割れ間隔の初期値は 500mm 程度であり,その後もリブ位置にひび割れが発生し



P/Pa=1.0 までは 500mm 程度のまま変化しない. P/Pa=1.0 を超える荷重ではリブ間にもひび割れが発生し、荷重の 増加にともない平均ひび割れ間隔は小さくなっていく. P/Pa=2.43 で 162mm まで小さくなり、最大荷重まで変化 しなかった.供試体GSでは最初に10断面と5断面にひ び割れが発生したため、平均ひび割れ間隔の初期値は 1000mm 程度となったが、少しの荷重増加で 8,13 断面 にもひび割れが発生し P/Pa=0.50 で供試体 GH と同様の 500mm 程度になった. 供試体 GS でも P/Pa=1.0 を超える とリブ間にもひび割れが発生し、P/Pa=2.47 で 152mm ま で小さくなり最大荷重まで変化しなかった.供試体GH, GS を比較すると、初期値に違いがあるもののどちらも 早期に 5, 8, 10, 13 断面のすべてのリブ位置にひび割 れが発生し、P/Pa=1.0 まではリブ間隔と等しい 500mm 程 度となっている.設計で想定される荷重レベル 0.5<P/Pa<1.0 ではひび割れ間隔はリブ間隔と等しい 500mm になると考えられる. また P/Pa=1.0 を超えた荷 重でも供試体 GH と GS はほぼ同様の傾向で平均ひび割 れ間隔は変化しており、最終的な値も近い値となってい る.

(2) ひび割れ発生荷重と上段配力鉄筋ひずみ

荷重と上段配力鉄筋ひずみの関係を図-9 に示す.図 -9 に示した上段配力鉄筋ひずみはリブ位置の断面の計 測値であり、ウェブ直上の鉄筋で計測された値である. 荷重増加時の計測値のみ図示してあり、直線 A~D は 4.1(1)項で述べた各抵抗断面を用いて計算した鉄筋ひ ずみである.

供試体 GH で1本目のひび割れが発生したのは、リブ 位置の10 断面であり、ひび割れ発生荷重は P=160kN で あった.抵抗断面を全断面有効の「A.コンクリート+鋼 桁」として計算した床版上面の応力度がコンクリートの 引張強度に達する荷重は P=216kN(材齢28日の材料試験 結果、引張強度2.99N/mm²を用いた)であり、実験値と比 較して35%大きくなった.合成床版では橋軸直角方向に リブが配置されるため、リブ位置でコンクリートが分断 される.そのため床版に橋軸方向の引張力が作用すると、 リブ上端から床版上面までのかぶりコンクリートに応 力が集中し、全断面有効の計算値よりも実験でのひび割



抵告	供	試体GH		供試体GS			
抵抗	実験値	計算値	誤差	実験値	計算値	誤差	
的国	[kN]	[kN]	[%]	[kN]	[kN]	[%]	
А	160	160 216 35.0 180		238	32.2		
В	100	147	8.1	180	165	8.3	

れ発生荷重が小さくなったと考えられる⁸. リブで分断 されるコンクリートを無視した「B.かぶり, ハンチコン クリート+上下鉄筋+底鋼板+鋼桁」の抵抗断面で計算す ると P=147kN で実験値に近い値となり,実験値と比較し て 8%の差であった.

供試体 GS で1本目のひび割れが発生したのは、リブ 位置の10断面であり、ひび割れ発生荷重は P=180kN で あった.実験値と計算値の関係は供試体 GS と同様の傾 向であった.実験値と計算値を比較したものを表-12 に 示す.表-12 中の抵抗断面の記号は 4.1(1)項での説明 に対応している.

合成床版のひび割れ発生荷重の計算は、全断面有効の 「A.コンクリート+鋼桁」で計算するのではなく、「B.か ぶり、ハンチコンクリート+上下鉄筋+底鋼板+鋼桁」で 計算するのが妥当であると考えられる.

なお、プレストレスしない連続合成桁では、通常はひ び割れ発生荷重を照査する必要はない.ここで示したひ び割れ発生荷重の計算は、床版の施工が長期間となるな



ど施工中のひび割れ発生を防止する必要がある場合に 用いればよい.

供試体 GH の上段配力鉄筋ひずみは、ひび割れ発生までは「A.コンクリート+鋼桁」の計算値と一致し、ひび割れ発生後は急激にひずみが増加する.増加したひずみは「C.上鉄筋+底鋼板(換算板厚)+鋼桁」の計算値に近くなり、8、13 断面では「C.上鉄筋+底鋼板(換算板厚)+鋼桁」より大きい値、5、10 断面ではやや小さい値となった.荷重が Pa を超えてリブ間にもひび割れが発生しひび割れ本数が増加すると実験値は減少し、「C.上鉄筋+底鋼板(換算板厚)+鋼桁」の計算値よりも小さくなる.ひび割れ本数が増加すると上段配力鉄筋ひずみが減少するのは、このとき床版はひび割れ本数が増加する初期ひび割れ状態であるため、それまで床版に作用する引張力に抵抗していたコンクリートがひび割れることで、床版に作用する引張力が減少するためと考えられる.

供試体 GS の上段配力鉄筋ひずみは、供試体 GH と同様にひび割れ発生までは「A.コンクリート+鋼桁」の計算値と一致し、ひび割れ発生後は急激にひずみが増加する、増加したひずみ値は「D.上下鉄筋+鋼桁」の計算値に近くなり、8、10、13 断面では「D.上下鉄筋+鋼桁」の計算によりもやや大きくなる、荷重が Pa を超えてリブ

表-13 ひび割れ幅の実験値と土木学会式による計算値

供試体	宝殿値と計管値の反八		ひひ	割れ幅	[mm]
名	天厥恒	20月 异 恒 9 色 月	Pe	Pd	Pa
供試体		実験値	0.106	0.140	0.233
GH	土木	ε' _{csd} =0	0.103	0.120	0.168
(5断面)	学会式	ε' _{csd} =150×10 ⁻⁶	0.139	0.156	0.204
供試体		実験値	0.090	0.135	0.206
GS	土木	ε' _{csd} =0	0.078	0.117	0.164
(10断面)	学会式	ε' _{csd} =150×10 ⁻⁶	0.113	0.152	0.199

間にひび割れが発生しひひ割れ本数が増加すると、供試体 GH と同様に実験値は減少し、「D.上下鉄筋+鋼桁」の計算値よりも小さくなる.

(3) ひび割れ幅

Pd, Pa程度の荷重でひび割れ幅が最大となったひび割 れについて、図-10 に荷重とひび割れ幅の関係を示す。 供試体 GH は5 断面のひび割れ,供試体 GS は10 断面の ひび割れを図示している. 図-10 には土木学会式 1)で計 算したひび割れ幅もあわせて示す. 土木学会式における パラメータは、鋼材表面形状の係数 k_l=1.0, 引張鋼材の 段数の影響を表す係数 k3=1.0, かぶり c=40mm, 鋼材の 中心間隔 c=125mm, 鋼材径 #22 が供試体 GH, GS で共 通であり、コンクリートの圧縮強度は供試体 GH が f'=42.9N/mm²(材齢28日),供試体GSがf'=53.2N/mm²(材 齢 57 日)である. コンクリートの収縮の影響を考慮する ための数値 \mathcal{E}_{col} については、 $\mathcal{E}_{col}=0$ と $\mathcal{E}_{col}=150\times10^{-6}$ とし て計算した値を示してある. 土木学会式で用いる鉄筋応 力度は、供試体 GH は「C.上鉄筋+底鋼板(換算板厚)+鋼 桁」,供試体 GS は 「D.上下鉄筋+鋼桁」をそれぞれ抵抗 断面として計算した. 土木学会式で計算されるひび割れ 間隔は供試体 GH, GS ともに 232.1mm であり、実験で のひび割れ間隔は前述の通り 500mm(Pa までの荷重範 囲)であった.

供試体 GH, GS ともに、Pe よりも低い荷重と Pd と Pa の中間程度の荷重でそれぞれ載荷・除荷を繰り返したが、 ひび割れ幅が増加することはなかった。Pe 程度までは、 実験値が増加する勾配は土木学会式に近く、実験値は土 木学会式で $\mathcal{E}_{cxf}=0$ とした計算値よりやや大きい値となっ た.荷重が Pe を超えて Pd に近づくと実験値の勾配が小 さくなり、 $\mathcal{E}_{cxf}=0$ の計算値との差が大きくなるが、 $\mathcal{E}_{cxf}=150\times10^6$ の計算値よりは小さい値となる。したがっ て Pd までの荷重範囲では、 $\mathcal{E}_{cxf}=150\times10^6$ とすれば土木学 会式の適用は問題ないと考えられる。Pd を超えた Pa ま での荷重範囲では実験値が $\mathcal{E}_{cxf}=150\times10^6$ とした土木学会 式の計算値よりも大きくなる。

(4) ひび割れ幅の推定式

合成床版のひび割れ幅の推定に土木学会式を使用す ることは実用上問題ないと考えるが、ひび割れ間隔が実 験値と異なること、また鉄筋応力度が 100N/mm²を超え る範囲では実験値と土木学会式とは相違があることが わかっている.本研究で検討対象としている合成床版で は、ひひ割れ間隔がリブ間隔とほぼ等しくなる特徴を有 していることを考慮して、新たなひび割れ幅の推定式の 提案を以下で試みる.

ひび割れ幅は一般に式(2)に示すように、ひび割れ間隔 と鉄筋とコンクリートの平均ひずみの差の積で表され る¹².

$$w = L\left(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}\right) \tag{2}$$

ここで, w:ひび割れ幅[mm]

L:ひび割れ間隔[mm]

Em:鉄筋の平均ひずみ

Emi:コンクリートの平均ひずみ

安全側として *ε*_m を無視するとひび割れ幅は式(3)に示す ように、ひび割れ間隔と鉄筋の平均ひずみの積となる.

 $w = L \cdot \mathcal{E}_{sm} \tag{3}$

土木学会式も基本的にこの形式となっている(ただし,鉄筋ひずみには最大ひずみを用いている). Pa までの荷重範囲では土木学会式で計算されるひび割れ間隔は232.1mm で合成床版のひび割れ間隔 500mm(=リブ間隔)とは大きく異なっている.また土木学会式は基本的に安定ひび割れ状態に適用されるものと考えられるが, Paまでの荷重範囲の合成床版は Pa を超えた荷重でひび割れ 本数が増加するため安定ひび割れ状態でない.図-11 に



供試体 GH の5 断面のひひ割れについて、ひび割れ間隔 (L=500mm)とひひ割れ位置の上段配力鉄筋ひずみ&の積 および計測したひび割れ幅の比較を示す.図-11より、 ひび割れ発生後のひび割れ幅が増加する勾配の変化と L・&の変化は似ているが、値は大きく異なっている. またひび割れ幅とL・&の差は荷重が増加すると大きく なっている.そこでL・&に係数をかけることでひび割 れ幅を推定する式(4)を提案する.

 $w = K \cdot L \cdot \varepsilon_{s} \tag{4}$

ここで、K:合成床版の構造や鉄筋の付着切れなどが ひび割れ幅に与える影響を考慮する係数

$$K = \frac{W}{L \cdot \varepsilon_s} \tag{5}$$

式(5)で示される Kは、L・&に対するひび割れ幅の比率 を表しており、式(3)を考慮すると Kは鉄筋の平均ひずみ とひび割れ位置の鉄筋ひずみの比(&sm/&)を表していると 考えられる.式(5)にある荷重での w、L、&の実験値を 代入するとその荷重での Kが求められる.図-12に供試 体 GH の 5、8、10、13 断面のひび割れの Kの変化を示 す.図-12 より、ひび割れにより Kの値は異なるが Pe から Pa の範囲では、荷重の増加にともない概ね K も増 加している.Pa以下の合成床版は安定ひび割れ状態では なく初期ひび割れ状態であるため、荷重の増加にともな い鉄筋ひずみが増加すると、ひび割れ断面(リブ位置)か ら鉄筋とコンクリートが一体化している断面までの距 離(付着切れの長さ)が増加し、それによりひび割れ位置 の鉄筋ひずみに対する平均ひずみの比が増加すると考 えられ、Kの増加はこれを表していると考えられる.

供試体 GH に加えて,供試体 GS,文献 8)に示される 合成床版のひび割れについても Pe から Pa の範囲での K を調べた.安全側を考え,各供試体の K の最大値を調べ ると表-14 のようになる.Pd までよりも荷重レベルが 大きい Pa までの方が K の最大値は大きく,各供試体で 値が異なっている.ひび割れ幅に影響する要因には,ひ び割れ間隔,鉄筋ひずみ以外に,鉄筋比,鉄筋径,かぶ り,コンクリート強度などが考えられるが,ここでは最 も影響が大きいと考えた鉄筋比に着目し鉄筋比ρ。と K の 関係を図示すると図-13 のようになる.鉄筋比の計算に はハンチ部分のコンクリートは考慮せず,供試体 GH の ずれ止め補強鉄筋は鉄筋の断面積に含めている.図-13 より,鉄筋比が大きいと K が小さくなる傾向がある.図 -13 には一次関数による近似式(式(6), (7))も示してある.

 $K = -9.6245\rho_s + 0.7849$ (Pdまで) (6)

 $K = -13.049\rho_s + 0.9513$ (Paまで) (7)

供試体GH 供試体GS 文献8) Pdま 0.625 0.506 0.611 Kの最大値 Paまで 0.715 0.563 0.745 鉄筋比 ρ 0.01544 0.02837 0.01986 式(6), (7)から Pdま 0.636 0.512 0.594 求めたK Paま 0.750 0.581 0.692 1.0 0.9 文献8) 式(7) 0.8 0.7 Wの最大値 8.0 9.4 供試体GH 式(6) 供試体GS 0.3 0.2 ■ Pdまで 0.1 ▲ Paまで 0.0 0.005 0.01 0.015 0.02 0.025 0.03 0 鉄筋比ρ, 図-13 鉄筋比p。とKの最大値

表-14 Kの最大値と鉄筋比および近似式による K

式(6),(7)とそれぞれの供試体の鉄筋比から求めた *K* を表-14 に示す.

Pd までの荷重範囲を対象とした式(6)で計算した Kを 用いて式(4)で計算したひび割れ幅と土木学会式(ビーの) による計算値および実験値の比較を図-14に示す.式(4) および土木学会式によるひび割れ幅の算出に必要な上 段配力鉄筋ひずみの計算における抵抗断面は、供試体 GH では「C.上鉄筋+底鋼板(換算板厚)+鋼桁」,供試体 GS では「D.上下鉄筋+鋼桁」とした. 図-14 より式(4)によ る計算値は土木学会式の計算値よりも大きくなること がわかる.式(4)により計算したひび割れ幅と実験値(各 供試体の最大値)を比較したものを表-15 に示す.荷重 Pd までの計算値は式(4)と式(6)、荷重 Pa までの計算値は 式(4)と式(7)により計算した. 表-15 より, 式(4)による 計算は、最大のひび割れ幅に対して-6%~14%(計算値が 大きい場合を正)程度の誤差で推定できている.しかし, ひび割れ幅に影響を与える要因にはかぶり、コンクリー ト強度なども考えられるが、前述したように式(4)、(6)、 (7)によるひび割れ幅の推定ではこれらの影響は考慮で きていない. また供試体数も少ないことから、さらに実 験結果を増やして検討することを今後の研究課題とし たい.

なお、合成床版のひび割れ幅の推定式については、ず れ止めに頭つきスタッドを用いた合成床版を対象に、ひ び割れ間隔の評価についての研究¹³も行われている.文 献 13)で提案されているひび割れ幅の推定式と本論文の 推定式とを比較すると、ひび割れ間隔を横リブ間隔(本 論文では孔あきリブ間隔)と関連付ける点で両者は共通 しているが、文献 13)の推定式ではひび割れ間隔が鉄筋



図-14 ひび割れ幅の計算値と実験値(Pdまで)

表-15 ひび割れ幅の実験値と式(4)による計算値

	Pd利	呈度	Pa程度		
	供試体GH	供試体GS	供試体GH	供試体GS	
実験値 (最大値)	0.140	0.135	0.233	0.206	
式(4)による 計算値	0.159	0.127	0.263	0.203	
実験値と 計算値の差	0.019	-0.008	0.030	-0.003	

比によって大きく変化する点に特徴があり、この部分で 本論文の推定式とは相違がある.合成床版のひび割れ幅 にはずれ止めや補剛リブの構造の影響が大きく関与し ていると考えられ、汎用的なひび割れ幅の推定式の提案 を行うためには、さらに検討が必要であり今後の実験デ ータの蓄積が期待されているところである.

4.4 合成桁断面のひずみ分布

荷重 Pe における合成桁断面のひずみ分布を図-15 に 示す.高さの原点は下フランジ下面としている.供試体 GH, GS ともに初期ひび割れの発生した 10 断面のひず み分布である.図-15 には各抵抗断面での計算値も示し てある.

供試体 GH では、上段配力鉄筋とずれ止め補強鉄筋の ひずみは「C.上鉄筋+底鋼板(換算板厚)+鋼桁」の計算値 と近くなっている. 底鋼板、ハンチプレート、鋼桁のひ



ずみ分布は「B.かぶり、ハンチコンクリート+上下鉄筋+ 底鋼板+鋼桁|の計算値とほぼ一致しており、底鋼板お よびハンチプレートは鋼桁と一体となって挙動してい ると考えられる. 設計で想定されるコンクリートを無視 した抵抗断面は、コンクリートが完全にひひ割れ、断面 剛性にまったく寄与しなくなった終局状態に相当する ものと考えられる.しかし実際はコンクリートにひび割 れが発生しても、荷重 Pe ではコンクリート断面も一部 合成桁断面の剛性に寄与している状態であると考えら れる. これに対して鉄筋ひずみは、まさにコンクリート がひび割れているその位置のひずみとなっているため、 ひび割れが生じた時点でコンクリートを無視した計算 値に近くなっていると考えられる.供試体 GH では、応 力度の計算における抵抗断面を鉄筋ひずみの最大値と 近く、鋼桁に対して安全側となる「C.上鉄筋+底鋼板(換 算板厚)+鋼桁」として計算を行えば問題ないと考えられ る.

供試体 GS では、上段配力鉄筋ひずみは「D.上下鉄筋+ 鋼桁」の計算値と近いが、計算値よりも大きくなってい る.後死荷重+活荷重の状態に相当する Pe での上段配力 鉄筋応力度は 77.4N/mm²(ひずみ 387×10⁶)であった.これ に主桁作用によるクリープ、乾燥収縮、温度差の影響(モ



デル橋 S の設計値より)を加えても 141.5N/mm²であり, 許容応力度(140N/mm²×1.15=161N/mm²)以下であった.下 段配力鉄筋ひずみは「D.上下鉄筋+鋼桁」の計算値より も小さく問題ない. 底鋼板と鋼桁のひずみ分布は,供試 体 GS でも「B.かぶり,ハンチコンクリート+上下鉄筋+ 底鋼板+鋼桁」の計算値とほぼ一致している.供試体 GS では,応力度の計算における抵抗断面を「D.上下鉄筋+ 鋼桁」として計算を行えば問題ないと考えられる.

4.5 底鋼板継手(供試体 GH)の耐力

供試体 GH の底鋼板継手位置である 3 断面(図-2(a)参照)の継手開き量と荷重の関係を図-16 に、荷重と添接板ひずみの関係を図-17 に示す.図-16,図-17 には、荷重が Pe, Pd, Pa の時に供試体の支間中央に作用する曲げモーメントと同等の曲げモーメントが、底鋼板継手位置の 3 断面に作用する荷重の計算値(Pej, Pdj, Paj)も示してある.

P=600kN 程度で継手開き量が増加しているが、このとき添接板ひずみも増加している.これは継手のすべりではなく、継手近傍でコンクリートにひび割れが発生したことにより、継手への作用力が増したため、継手開き量が増加したものである.3 断面近傍に目視でひび割れ発生を確認したのは P=620kN である.その後 P=1230kN で

継手開き量が急増し、同時に添接板ひずみが急激に減少 しているため、ここで底鋼板継手のすべりが発生してい ることがわかる.

供試体 GH の底鋼板の換算板厚 3.78mm と許容応力度 140N/mm² を考慮すると,継手の許容力は単位幅あたり で 3.78mm×140N/mm²=529N/mm である.継手のすべり 耐力は,すべりが発生した直前の添接板(板厚 9mm)のひ ずみ 554×10⁶,ヤング係数 2.0×10⁵N/mm² から計算して 9mm×2.0×10⁵N/mm²×554×10⁶=997N/mm である.継手の 耐力は許容力の約 1.9 倍となっており底鋼板継手は十分 な耐力を有していると考えられる.

5. まとめ

孔あきリブをずれ止めに用いた合成床版を有する連 続合成桁について中間支点部付近の負曲げ載荷実験を 行った.本実験から得られた結果を以下にまとめる.

- 初期ひび割れの発生位置は供試体 GH, GS ともにリ ブ位置であり、許容応力度程度の荷重(Pa)まではリブ 位置のみにひび割れが発生する. Pa を超えた荷重で は、リブ間にもひび割れが発生する.
- 2) ひび割れ密度の変化,平均ひび割れ間隔の変化とも に供試体 GH, GS でほぼ同様であり,ひび割れ発生 の傾向は同じである.
- 3) ひび割れ発生荷重の計算は、供試体 GH, GS ともに 「かぶり、ハンチコンクリート+上下鉄筋+底鋼板+ 鋼桁」を抵抗断面として計算するのが妥当である.
- 4) 設計最大応力度相当の荷重(Pd)までの荷重範囲で、ひび割れ幅の計算に土木学会式を適用することは問題ない。
- 5) 設計最大応力度相当の荷重(Pd)を超えたところで使用できる合成床版用のひび割れ幅の推定式を提案した.ただし、検討に用いた供試体数が少ないため、精度を上げるためにはさらに実験結果を増やして検討する必要があると思われる.
- 6) 応力度の計算における抵抗断面は、供試体 GH では 「上鉄筋+底鋼板(換算板厚)+鋼桁」、供試体 GS では 「上下鉄筋+鋼桁」で計算を行えばよい.この方法で 計算を行えば、底鋼板、ハンチプレート、鋼桁の応 力度は計算値よりも小さくなる.
- 7)供試体GHの底鋼板継手の耐力は許容力の約1.9倍で あった.

6. おわりに

連続合成桁中間支点部の主桁作用による合成床版の ひび割れ性状を確認し、リブ間隔 500mm とした合成床 版でも配力鉄筋によりひび割れ制御設計が可能である ことを確認した.また合成床版 Type-H の底鋼板の合成 断面への寄与の程度を確認し、抵抗断面の計算には提案 した換算板厚を用いれば良いことを確認した.

参考文献

- 橘吉宏,横山仁規,上村明弘,高田和彦,数藤久幸, 佐藤徹:鋼・コンクリート合成床版の施工と維持管理 について,第五回道路橋床版シンポジウム講演論文集, pp.205-210,2006.7
- 2) 永田淳,高田和彦: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.225-230,2000.10
- 3) 春日井俊博,永田淳,高田和彦,井上武:帯鋼ジベル を用いた新しい合成床版の疲労耐久性と破壊性状,土 木学会第60回年次学術講演会, pp.349-350, 2005.9
- 4) 横山誠二,加地敦志,野村宗弘,原田利彦,下田晃伸: 雄物川橋工事報告-合成床版を有する開断面箱桁橋の 設計,製作と架設について-,横河ブリッジグループ 技報,No.32, pp.82-93, 2003.1
- 5) 小林一雄, 平峯圭治, 春日井俊博:第二東名高速道路 上倉橋の設計, 横河ブリッジグループ技報, No.32, pp.72-81, 2003.1
- 6)下田晃伸、谷脇好徳、岩本芳和、黄慶生、原村忠雄: 第二名神高速道路信楽第二橋工事報告-合成床版を有 する開断面2箱桁橋の設計・施工について-、横河ブ リッジグループ技報、No.35、pp.56-65、2006.1
- 7) 青木大輔、山本哲、城下知之、平野俊秀:つくば高架 橋上部その7工事工事報告-合成床版を有する複合ラ ーメン橋の設計・施工について-、横河ブリッジグル ープ技報, No.36, pp.72-79, 2007.4
- 8) 木水隆夫,新井恵一,春日井俊博,永田淳,長井正嗣: 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,構造工学論文集, Vol.48A, pp.1417-1428, 2002.3
- 9)春日井俊博,水越秀和,村上修司,井上武:連続合成 桁中間支点上の合成床版疲労実験,土木学会第59回 年次学術講演会,pp.1465-1466,2004.9

10)日本道路協会:道路橋示方書·同解説,II鋼橋編, 2002.3

- 11)土木学会:2002 年制定 コンクリート標準示方書[構 造性能照査編], pp.100-102, 2002.3
- 12)長井正嗣,奥井義昭,岩崎英治:連続合成桁の各種ひ び割れ幅算定方法とその相違に関する一考察,土木学 会論文集,No.710/1-60, pp.427-437, 2002.7
- 13)街道浩,渡辺滉,橘吉宏,松井繁之,栗田章光:鋼・ コンクリート合成床版を適用したプレストレスしな い連続合成げたの中間支点部の静的載荷試験,構造工 学論文集,Vol.49A,pp.1115-1126,2003.3

(2008年9月18日受付)