

実物大モデルを用いた鋼連続合成桁橋中間支点部の PC 床版疲労実験

Fatigue test using a full-scale model of PC slab at a part of intermediate support
for steel-concrete continuous composite girders

紫桃孝一郎*, 上東 泰*, 長谷俊彦*, 春日井俊博**, 佐々木保隆***

Koichiro Shito, Yasushi Kamihigashi, Toshihiko Nagatani, Toshihiro Kasugai and Yasutaka Sasaki

* 日本道路公団 試験研究所 道路研究部 橋梁研究室(〒194-8508 東京都町田市忠生 1-4-1)

** 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)

Objective of the present investigation was to confirm the durability of the prestressed concrete slabs, regard to crack width control. The specimen was a full-scale model of an intermediate support region of a continuous composite two-girder bridge, submitted to a negative bending moment and repetitive loads. The specimen was subjected to static loading test and fatigue test using a fatigue testing machine which simulate actual vehicle running. Strain both concrete and reinforcement, crack distribution and development were measured. The following could be concluded from the present investigation: 1) Cracks under negative bending moment could be control with longitudinal reinforcement. 2) According to the design method of crack width control, concrete slabs were free from the occurrence of harmful damage.

Keywords: Bridge superstructure, Continuous girder, Composite girder, Prestressed concrete slab, Cracks, Crack width control, Fatigue test

1. はじめに

鋼連続合成桁では、負曲げモーメントにより引張力の作用する中間支点部付近の床版の耐久性確保が重要な課題のひとつである。床版が健全であるためには、有害なひび割れの発生が適切に防止されることが必要となる。鋼連続合成桁の橋軸方向引張力に対する床版の設計方法は、ひび割れの発生を許容するか否かで2つに区分できる。ひとつは、橋軸方向プレストレスの導入により、床版の応力度をひび割れが発生しない許容引張応力度以下とするもの、もうひとつはひび割れの発生は許容するが、ひび割れ幅を許容値以下に制限する（以下、ひび割れ制御と呼ぶ）ものである。欧州では、ひび割れ制御による設計法¹⁾が整備され鋼連続合成2主桁橋などの床版に多くの適用実績がある。我が国でも少数主桁橋を対象として、橋軸方向プレストレスを導入しない鋼連続合成桁について新しい設計指針²⁾の作成が進められ、ひび割れ制御の考え方が試験的に導入されている。

日本道路公団では、少数主桁橋への鋼連続合成桁の適用を目的として橋軸方向プレストレスの導入方法ならび

にひび割れ制御について、種々の設計的検討および実験を行ってきた。床版のひび割れ制御に関しては、設計法の確立を目的とした縮尺模型実験³⁾を実施している。実験は2種類あり、ひとつは、RC床版の部分模型合成桁を用いた静的負曲げ載荷実験で、橋軸方向鉄筋比とひび割れ特性の関係を調べ、ひび割れ制御理論⁴⁾の妥当性を確認している。もうひとつは、2主桁部分模型を用いたプレストレストコンクリート床版(以下PC床版と記述)の移動輪荷重載荷実験で、主桁作用の負曲げモーメントによるひび割れは橋軸方向鉄筋で制御でき、鉄筋比を適切に設定することで床版の耐久性が確保されることを確認している。

以上の模型実験に引き続いて、著者らは、鋼連続合成2主桁中間支点部の実物大模型を用いて、ひび割れ制御で設計したPC床版に供用時の応力状態を再現する実験を行った。この実験の目的は、ひび割れ制御に基づく現行の設計法^{1), 2)}によれば、中間支点部付近の床版耐力に問題のないことを確認することである。本論文は、この実験結果を報告し、鋼連続合成桁橋の設計手法確立に有用な資料を提供するものである。

2. 実験内容

2. 1 実験対象と実験項目

図-1 に実験対象部位を示す。P C床版を有する2主桁橋として我が国で初めて連続合成桁設計を行った千鳥の沢川橋⁵⁾を対象橋梁とし、P 2 支点付近の床版を実験対象とした。

実験項目は、次のとおり。

- ① 供用時の応力状態に相当する負曲げモーメントを静的載荷し、主桁作用による床版・鉄筋・鋼桁の応力計測および床版のひび割れ性状の確認を行う。
- ② 桁に導入した負曲げモーメントを保持した状態で、移動輪荷重の繰返し載荷を行い、主桁作用と床版作用との組合せを再現する。また、移動輪荷重載荷の途中で輪荷重を定点載荷し、床版・鉄筋・鋼桁の応力計測および床版のひび割れ性状の確認を行う。

2. 2 実験供試体

実験供試体は、P C床版と2主桁とから構成される中間支点付近を取り出した実物大模型とした。図-2 に供試体寸法を示す。供試体は、千鳥の沢川橋と同一を基本としたが、試験設備の制限から主桁高を 2.0m に、床版

全幅を 6.7m にそれぞれ変更した。供試体長さは 12m である。床版厚は、千鳥の沢川橋では道路橋示方書に示される最小全厚を 5 % 割り増して 32cm としたが、供試体では最小全厚の 31cm とした。鋼桁は、上フランジとずれ止め配置を千鳥の沢川橋と同一とし、ウェブと下フランジの断面は桁全高に対する中立軸位置の比率が千鳥の沢川橋と同じ（図-3 参照）になるように決定した。

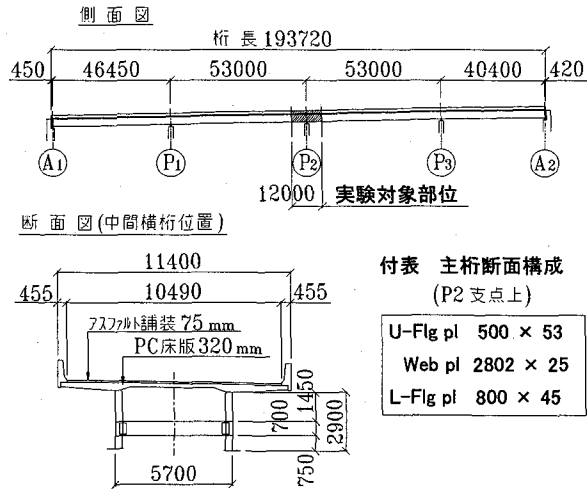


図-1 実験対象部位(千鳥の沢川橋)

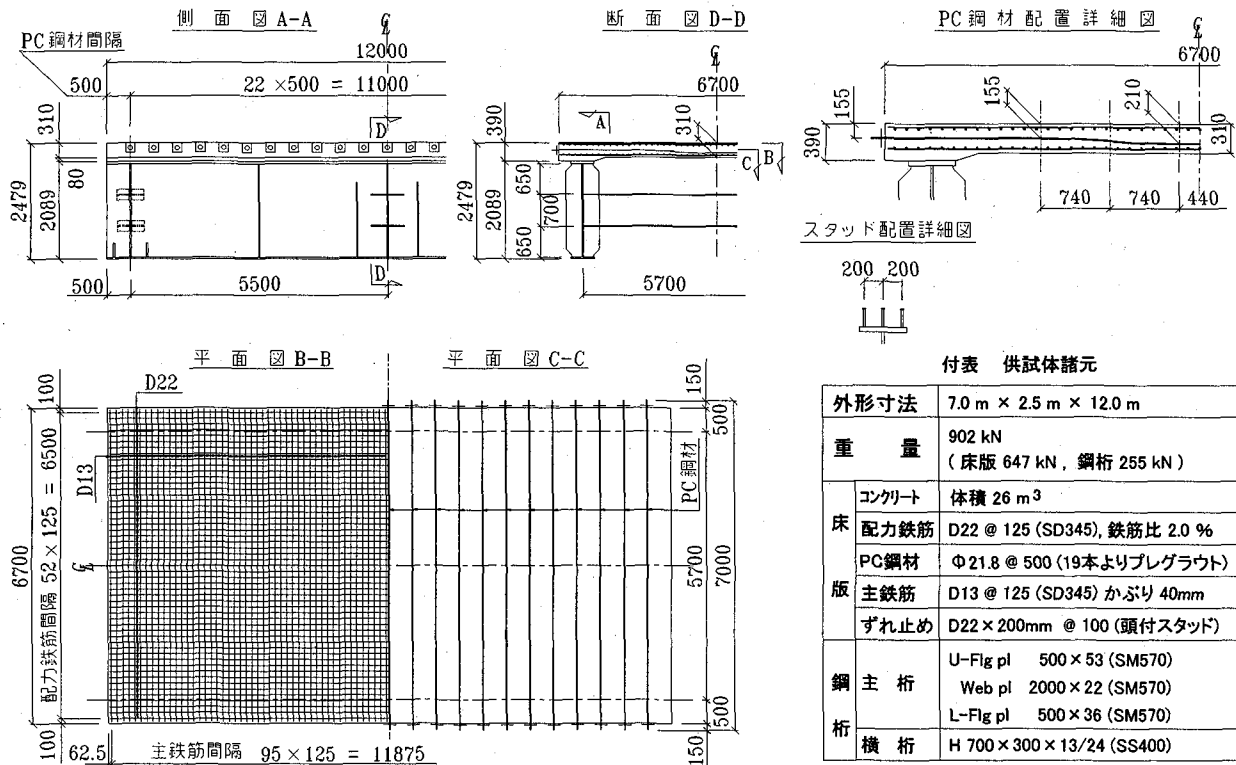
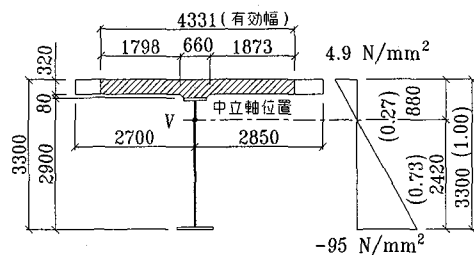
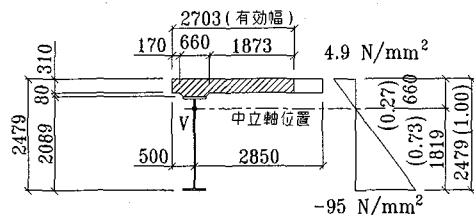


図-2 供試体寸法



(1) 千鳥の沢川橋



(2) 供試体

図-3 合成断面の中立軸位置

床版はプレグラウトPC鋼材により橋軸直角方向にボーステン方式でプレストレスを導入したPC床版である。PC鋼材および鉄筋は、使用材料と配置間隔を千鳥の沢川橋と同じにした。橋軸方向鉄筋比はひび割れ制御の検討から決定した2.0%である。床版の設計応力度を表-1に示す。死荷重断面力は、中間横桁の影響を考慮⁶⁾して主桁位置で固定支持した梁モデルを用いて算出した。活荷重断面力は道示T荷重の設計曲げモーメント式で計算した。供試体の床版厚と張出部の形状が千鳥の沢川橋と異なるため、両者の発生応力度には若干の差がある。供試体のPC鋼材一本当たりの張力は423kNで、床版支間中央下面での有効プレストレスは4.5N/mm²である。

表-1 床版の設計応力度

(単位: N/mm²)

荷重の組合わせ		実験供試体		千鳥の沢川橋	
		上面	下面	上面	下面
床版自重	D1	0.6	-0.6	0.5	-0.5
舗装	D2	—	—	0.1	-0.1
死荷重合計	D1+D2	0.6	-0.6	0.7	-0.7
活荷重	L	5.5	-5.5	5.2	-5.2
鉄筋拘束力	S	0.0	-0.4	-0.1	-0.5
導入プレストレス	Ppt	-0.2	4.9	0.2	4.7
有効プレストレス	Ppe	-0.1	4.5	0.1	4.2
プレストレス導入直後	D1+Ppt	0.4	4.3	0.7	4.2
死荷重時	D1+D2+S+Ppe	0.4	3.5	0.7	3.0
活荷重時	D1+D2+S+L+Ppe	5.9	-2.0	5.8	-2.1

供試体の使用材料は次のとおりとした。

①鋼材：SM570, SM400, SS400

②コンクリート：早強ポルトランドセメント(膨張材使用)。

表-2 参照。

③鉄筋：SD345(D22, D13)

④PC鋼材：Φ21.8, 500mm ピッチ(19本よりプレグラウトPC鋼材, 3ヵ月硬化タイプ)

⑤ずれ止め：D22×200mm, 橋軸方向ピッチ100mm, 橋軸直角方向ピッチ200mm(1列3本, 頭付きスタッド)

表-2 床版コンクリートの仕様

28日強度	スランプ	最大粗骨材寸法	空気量	塩化物含有量
40N/mm ²	8 cm	20 mm	4.5 %	0.30 kg/m ³ 以下

2.4 荷重方法

(1) 負曲げ荷重荷重方法

荷重方法を図-4に示す。桁の両端支点で反力架台により鉛直方向の変位を拘束し、中間支点をジャッキアップして負曲げモーメントの導入を行った。荷重の目的は、設計荷重に相当する応力度を供試体に発生させることである。着目点は、床版上面の引張り応力度であり、千鳥の沢川橋では、表-3中に示すような荷重の組合せで、応力度は4.9N/mm²である。床版コンクリートを有効と仮定した合成断面で、コンクリートがひび割れないとして計算すると、供試体の床版上面で目標の応力度が発生する曲げモーメントの値はM=-6963kN・mとなる。これを試験断面力とする。

試験断面力を導入するのに必要なジャッキアップ力は次のように計算した。図-5に示すように、桁の両端支点は水平方向には単純支持と考え、ジャッキ4台(1主桁当り2台)で中間支点を押し上げていく。自重とジャッキ反力がつり合った状態では、自重による曲げモーメントMdのみが導入される。さらに中間支点を押し上げると、両端支점에負反力が発生し、桁には、自重による曲げモーメントと集中荷重による曲げモーメントが導入される。試験断面力M=-6963kN・mとなる1台当たりのジャッキ反力は次式で計算した。

$$P = (Md - M) / b + Pd$$

$$= (-538 + 6963) / 4.85 + 226$$

$$= 1550 \text{ kN} \quad (1)$$

ここで、bは端支点からジャッキ作用点までの距離、Pdは供試体の自重とつり合う1台当たりのジャッキ反力で、供試体の自重をw=902kNとして計算した。ジャッキ力Pを負曲げ荷重と呼ぶ。

(2) 移動輪荷重荷重方法

移動輪荷重荷重時の負曲げモーメントは、設計活荷重の発生頻度を考慮⁷⁾して設計活荷重の6割相当の負曲げモーメントM=-4795kN・m(負曲げ荷重P=1108kN)に低減した。負曲げ荷重はジャッキストロークを固定して保持した。移動輪荷重は一軸荷重Wを床版支間中央に載荷した。荷重パターンを図-6に示す。輪荷重は196kN、

Figure 1 is a schematic diagram of the test vehicle. It shows a cross-section of the vehicle chassis. At the top, a loading range for a moving wheel load is indicated, with a width of 1500mm on either side of a central single axle wheel load W . Below this, a loading plate is shown. The chassis is supported by reaction frame stands at the ends. The bottom of the diagram shows the negative bending load P applied to the chassis. Dimensions are given in mm: 500, 4850, 1300, 4850, and 500, with a total length of 12000mm.

断面 B-B

断面 C-C

一軸輪荷重 W

6700

$\frac{W}{2}$

Al

$\frac{W}{2}$

1750

反力架台

負曲げ荷重 P

5700

Figure 1 consists of two diagrams illustrating load distribution on a beam. The left diagram, titled '中央載荷' (Central Load), shows a beam with a single load W applied at the center. The beam is divided into two sections of 1500 and 4000 units. Cross-sections ④ and ② are marked. The right diagram, titled '端載荷' (End Load), shows a beam with a single load W applied at one end. The beam is divided into two sections of 1500 and 4000 units. Cross-sections ④ and ② are marked.

表-3 負曲げモーメントと床版応力度との関係 (1主桁当たり)

— 1538 —

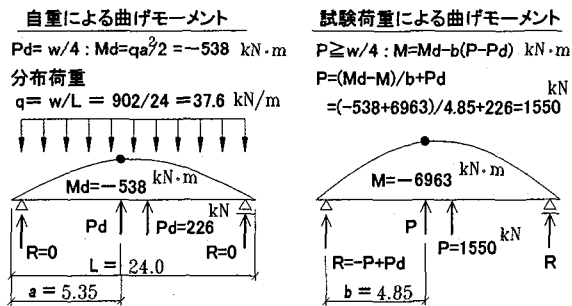
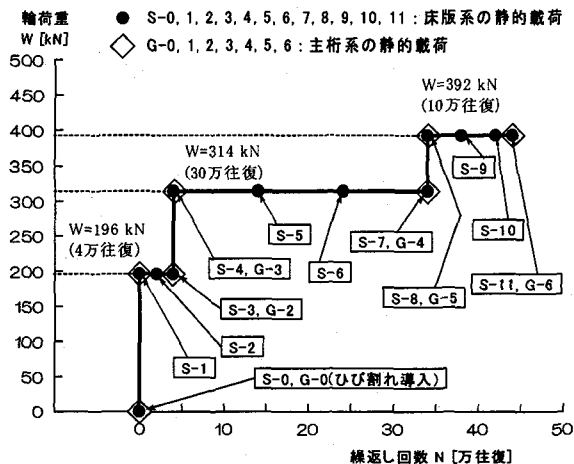


図-5 試験荷重の計算(1主桁当たり)



付表 静的載荷荷重

載荷番号	移動載荷回数(往復)	床版系		主桁系		備考
		ケース名	軸荷重 W (kN)	ケース名	負曲げ荷重 P (kN)	
1	0	S-0	0 → 196	-	0	損傷なし
2	1	-	0	G-0	0 → 1550 → 1108	ひび割れ導入 1550 kN, 負曲げ保持 1108 kN
3	2	S-1	0 → 196	-	1108	負曲げ保持 1108 kN, 移動載荷 196 kN
4	1,000	-	0	G-1	1108 → 1550	
5	20,000	S-2	0 → 196	-	1108	
6	40,001	S-3	0 → 196	-	1108	負曲げ保持 1108 kN, 移動載荷 314 kN
7	40,002	-	0	G-2	1108 → 1550	
8	40,003	S-4	0 → 314	-	1108	
9	41,000	-	0	G-3	1108 → 1550	負曲げ保持 1108 kN, 移動載荷 392 kN
10	140,000	S-5	0 → 314	-	1108	
11	240,000	S-6	0 → 314	-	1108	
12	340,000	S-7	0 → 314	-	1108	負曲げ保持 1108 kN, 移動載荷 392 kN
13	340,001	-	0	G-4	1108 → 1550	
14	340,002	S-8	0 → 392	-	1108	
15	341,000	-	0	G-5	1108 → 1550	負曲げ保持 1108 kN, 移動載荷 392 kN
16	380,000	S-9	0 → 392	-	1108	
17	420,000	S-10	0 → 392	-	1108	
18	440,000	S-11	0 → 392	-	1108	載荷終了
19	440,000	-	0	G-6	1108 → 1550 → 0	

[荷重表記] 例1) 0 → 196 : 開始 0 kN, 最大 196 kN, 終了 0 kN

例2) 0 → 1550 → 1108 : 開始 0 kN, 最大 1550 kN, 終了 1108 kN

図-6 移動輪荷重の載荷パターン

314kN, 392kN の3段階とし、各々の載荷回数は4万往復, 30万往復, 10万往復とした。この載荷荷重は、ひとつの試算⁸⁾では、一軸 294kN 換算で交通量が約3万台/日・レーンの道路で約50年分の通過軸重に相当する。

(3) 静的載荷方法

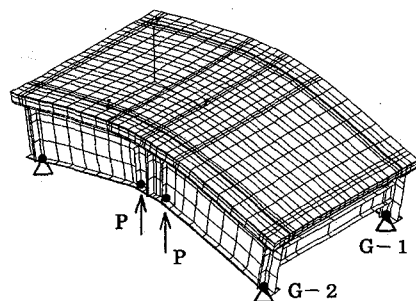
床版の損傷度は、移動載荷の途中に行う静的載荷により調べた。静的載荷は、主桁系の負曲げ荷重載荷と、床版系の輪荷重点載荷である。静的載荷時の着目断面は、移動輪荷重の載荷範囲の中央位置(断面④)と端位置(断面②)である(図-4参照)。図-6に、静的載荷の時期と荷重とを示す。主桁系の静的載荷は載荷ケース G-0 (ひび割れ導入) から G-6 まで、7回行った。床版系の静的載荷は荷重ケース S-0 から S-11 まで、断面④位置の載荷(中央載荷と呼ぶ)、断面②位置の載荷(端載荷と呼ぶ)の順に行い、2箇所×12ケース=24回行った。主桁系の負曲げモーメントによる影響が異なる断面④と断面②とで、床版の損傷度を比較するためにこのような載荷方法とした。

2.5 FEM 解析

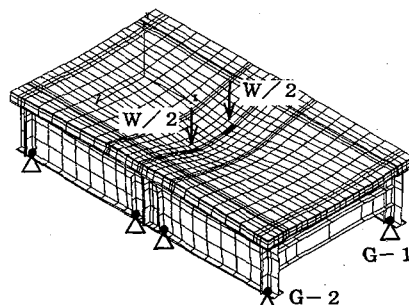
実験結果と比較するため、静的載荷に対応する FEM 解析を行った。鋼部材はシェル要素、床版コンクリートはソリッド要素とした。コンクリートのヤング係数は

表-4 FEM 解析結果

負曲げ荷重載荷					輪荷重定点載荷				
荷 重 P		kN	1550	荷 重 W		kN	196		
変 位	桁支間中央	mm	4.4	変 位	床版支間中央	mm	0.73		
橋軸 方向 床版 応力度	主桁上の 上面	N /mm ²	8.5	橋軸 直角 方向 床版 応力度	床版支間 中央の上面	N /mm ²	-1.2		
	床版支間 中央の上面	N /mm ²	3.5		床版支間 中央の下面	N /mm ²	1.1		



(1) 負曲げ荷重載荷 P=1550 kN



(2) 輪荷重点載荷 W=196 kN

図-7 静的載荷時の変形形状

30kN/mm²で、ひび割れの発生はモデル化していない。鋼桁の上フランジと床版とは剛結とした。計算結果を表-4に、変形形状を図-7にそれぞれ示す。

2.6 計測項目

計測は、床版の経時変化を観察する長期計測と載荷時計測の2種類を行った。主な計測項目を以下に示す。

- (1) 長期計測
 - ① 床版のひずみ、温度
 - ② 主桁のひずみ、温度
- (2) 載荷時計測
 - ① 床版のたわみ、ひずみ、ひび割れ密度、ひび割れ幅
 - ② 主桁のたわみ、ひずみ、中間支点反力
 - ③ 鉄筋のひずみ

3. 実験結果

3.1 材料試験結果

コンクリートの材料試験結果を表-5に示す。材齢7日で呼び強度を超える43.5N/mm²が発生し、載荷試験前には、72.7N/mm²の高強度となった。予定した強度よりも高い値となったため、載荷試験終了後に実験供試体からコアを採取し、再度コンクリートの強度を確認した。その結果では、圧縮強度は52.7N/mm²であり、設計基準強度40N/mm²の34%増となった。なお、コア採取の強度は補正なしの値である。

表-5 コンクリートの材料試験結果

材料試験の供試体	材齢	圧縮強度 [N/mm ²]	引張強度 [N/mm ²]	静弾性係数 [kN/mm ²]
標準	3日	33.3	2.80	—
	7日	43.5	3.28	—
	28日	48.7	3.53	—
	載荷前(243日)	72.7	4.63	33.0
	載荷後(306日)	70.6	4.74	34.9
コアボーリング	載荷後(310日)	52.7	2.92	29.0

3.2 長期計測結果

長期計測は、床版コンクリートの打設直後から開始し、供試体を実験棟内に運搬、設置する直前まで行った。

床版コンクリートのひずみを埋め込み型ひずみ計で計測した結果を図-8に示す。膨張材を使用した影響で、いずれの方向のひずみもコンクリート打設後からプラス側に変化し、橋軸直角方向には約400×10⁻⁶、橋軸方向には約250×10⁻⁶まで増加した。材齢4日目のPC鋼材

緊張により橋軸直角方向には、113×10⁻⁶の圧縮ひずみが導入された。プレストレスによるひずみの計算値は、ε=83×10⁻⁶であり、計測値はこれに近い値となっている。橋軸直角方向のひずみは、乾燥収縮とプレストレスによるクリープで様にひずみが低下し、PC鋼材緊張後のひずみの減少は材齢224日で290×10⁻⁶となった。橋軸方向のひずみの変化は乾燥収縮によるもので、PC鋼材緊張後から材齢224日までのひずみの減少は120×10⁻⁶であった。

温度計測の結果は、一日の温度差は床版に比べて鋼桁で大きく最大20℃であり、鋼桁と床版との温度差は鋼桁を基準として-10℃～+15℃程度であった。

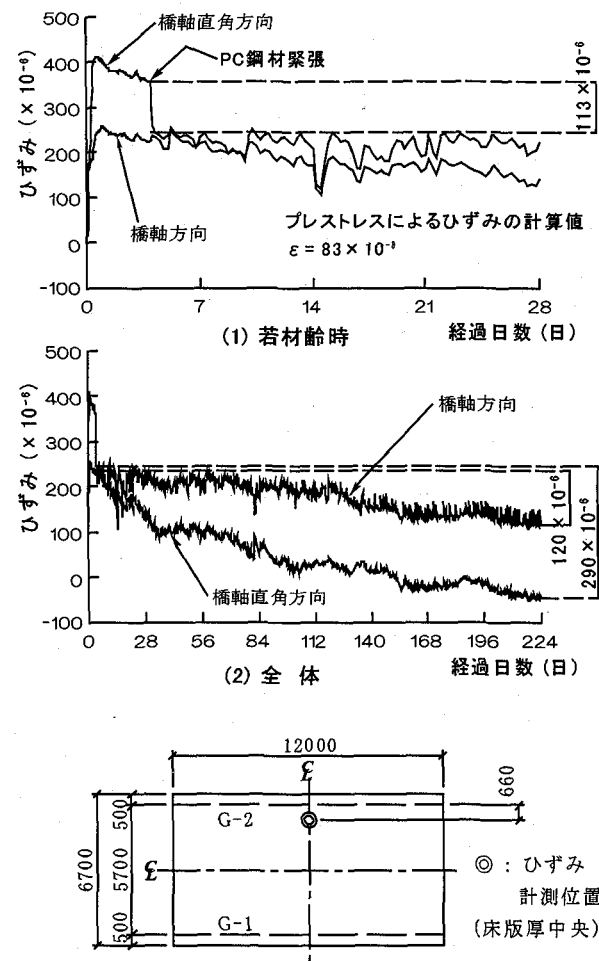


図-8 床版ひずみの長期計測結果

3.3 負曲げ荷重載荷試験結果

載荷試験は、始めに床版系の輪荷重静的載荷(載荷ケース S-0, 最大荷重W=196kN)を行い床版に損傷の無い状態での計測を行った。次に、ひび割れ導入を目的とした負曲げ荷重載荷(載荷ケース G-0, 最大荷重P=1550kN)を実施した。載荷順序と逆になるが、ここではまず負曲げ荷重載荷試験について述べる。

床版の引張りひずみが最大となる断面④の主桁上での計測値を図-9に示す。G-1主桁、G-2主桁とも負曲げ荷重 $P=784\text{kN}$ で、床版上面のひずみに非線形性が現れ、この時点でひび割れが発生していることがわかる。G-1主桁とG-2主桁は断面構成が同一であるが、ひび割れ発生位置の違いによりひずみ分布には相違が現れた。G-2主桁では荷重の増加に伴い、配力鉄筋の上段、下段、床版下面の順に荷重とひずみの関係が非線形となる。ひずみが引張り側に大きく増加したことから計測位置にひび割れが発生していると判断できる。これに対してG-1主桁では、床版上面のひずみが開放されていることと、これ以外の計測点ではひずみの急激な変化がないことから、ひび割れは計測点の近傍であることがわかる。G-2主桁の床版上面ひずみの計測値から応力度を計算すると、 $P=588\text{kN}$ でのひずみ 86×10^{-6} およびコアポーリングの強度試験結果(弾性係数 29.0kN/mm^2 、引張り強度 2.92N/mm^2)より、ひび割れ直前で $\sigma=86\times 29.0=2.5\text{N/mm}^2$ となる。この応力度は引張り強度よりやや低い。載荷荷重の増分を 196kN としていたため、正確なひび割れ荷重は求められなかった。

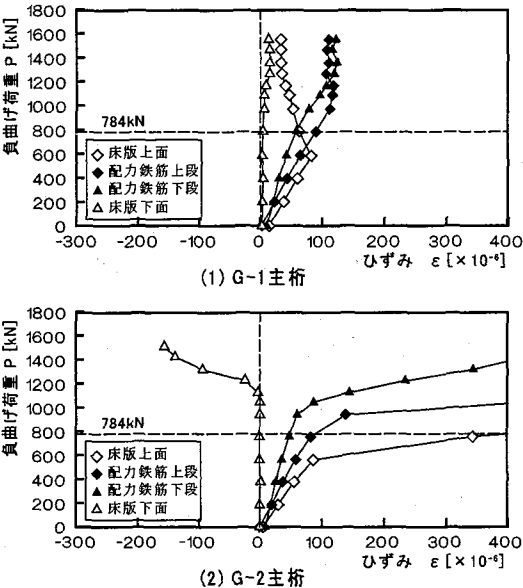


図-9 床版のひずみ(載荷 G-0, 断面④)

断面②の主桁上でのひずみを図-10に示す。ここでは、G-2主桁の床版上面でひずみに非線形性が現れているが、鉄筋ひずみの増加はない。目視による確認では、断面②から断面④方向に30cm離れた位置にひび割れがあり、このひび割れにひずみゲージが反応したと考えられる。断面②は、支間中央から橋軸方向に1500mm離れており、負曲げモーメントが小さくなるため断面④とひび割れ状態に違いが現れた。

断面④の主桁下フランジ位置で計測した鋼桁鉛直変位を図-11に示す。図中には床版を有効とした合成断面(床版+鋼桁と表示)と鉄筋のみ有効とした合成断面(鉄

筋+鋼桁と表示)の計算値を示した。計算値はいずれも桁のせん断変形の影響を考慮したものである。荷重と変位の関係は、ひび割れ発生以前には「床版+鋼桁」の計算値に近く、ひび割れ発生後には「鉄筋+鋼桁」の計算値に近づく。負曲げ荷重が小さい範囲では、荷重-変位曲線の勾配が「床版+鋼桁」の計算値よりも若干大きい。これは鋼桁の端支点で水平方向の変位が拘束されていた影響と思われる。負曲げ荷重 $P=588\text{kN}$ で端支点の水平方向の滑りを確認しており、これ以後は支点拘束の

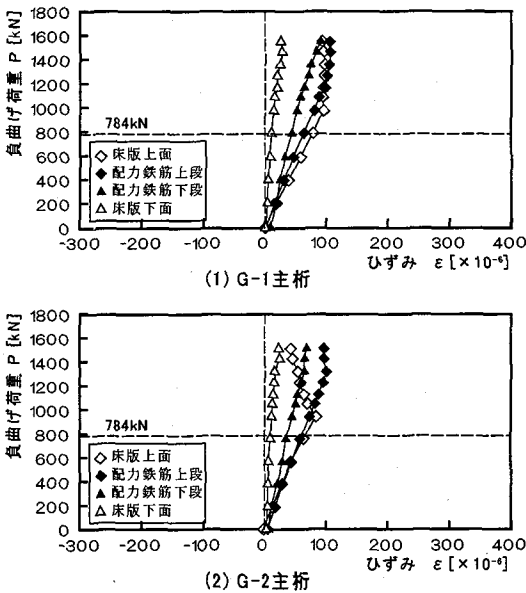


図-10 床版のひずみ(載荷 G-0, 断面②)

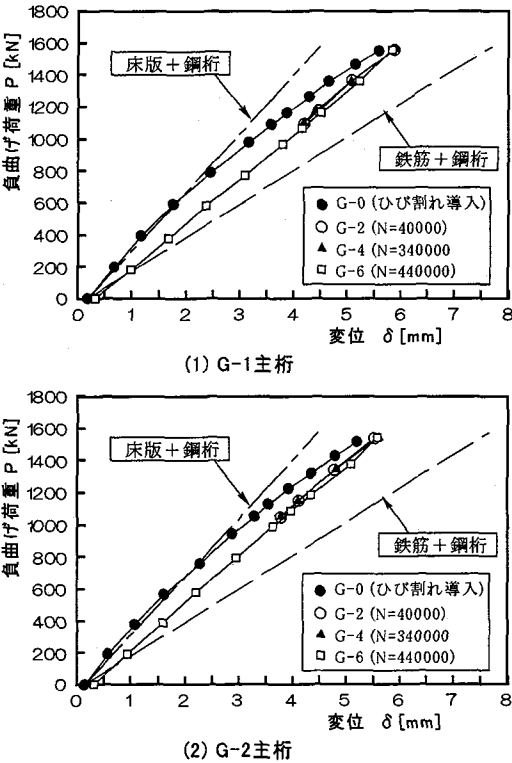


図-11 鋼桁変位曲線(断面④)

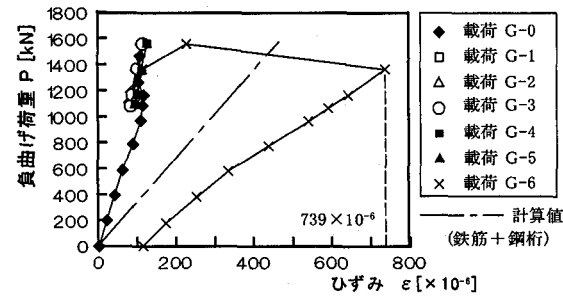
影響は解消されている。この試験結果から、設計曲げモーメントに相当する負曲げ荷重 $P=1550\text{kN}$ では、桁の曲げ剛性は「床版+鋼桁」と「鉄筋+鋼桁」との間になる。桁の曲げ剛性の比率は、計算値の「床版+鋼桁」を 1.0 とすると「鉄筋+鋼桁」が 0.6、ひび割れ発生後の供試体では 0.8 である。図-11 には、移動輪荷重載荷終了後の結果(載荷 G-6)も示したが、荷重-変位曲線に変化は見られない。ここで実施した移動輪荷重載荷 44 万往復と設計曲げモーメントに相当する負曲げ荷重載荷 6 回の範囲では、ひび割れ発生後の桁剛性はほとんど変化しないことがわかった。

図-12 に主桁系のひずみ分布を示す。G-2 主桁では、床版内のひずみが乱れているが鋼桁のひずみ分布は G-1 主桁と同様にほぼ線形であり、床版を有効とした合成断面の計算値に近い。載荷 G-0 での鋼桁下フランジのひずみは約 -500×10^{-6} (応力度 -103N/mm^2) が発生しており、目標とした設計曲げモーメントに対する応力度 -95N/mm^2 (表-3 参照) に近いことから、この試験の負曲げ荷重載荷方法は、連続合成桁中間支点部の設計断面力が再現できる妥当なものと確認できた。

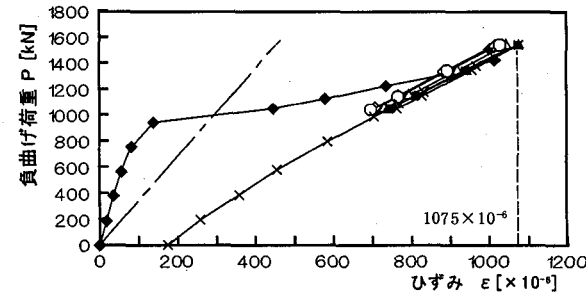
中立軸位置は、載荷 G-0 の G-1 主桁では、床版上面から下方に 761mm であった。移動輪荷重載荷が進むにつれて中立軸位置は下方へ移行し、載荷 G-6 では、G-1 主桁で 916mm となった。中立軸位置の計算値は、「床版+鋼桁」の合成断面が 660mm、「鉄筋+床版」の合成断面が 1095mm である。中立軸位置は、「床版+鋼桁」の合成断面から「鉄筋+鋼桁」の合成断面へと近づく。

上段配力鉄筋ひずみを図-13 に示す。G-1 主桁では、載荷 G-0 で計測位置にひび割れは発生せず、ひずみ値は 100×10^{-6} 程度の小さい値となった。最終の G-6 載荷で

ひずみが 739×10^{-6} まで増加しており、この際にひび割れの進展があったと考えられる。G-2 主桁では、載荷 G-0 で計測位置にひび割れが発生し、ひずみは 1075×10^{-6} まで増加した。その後は、荷重とひずみは線形関係にありひずみの増加は見られない。ひずみの最大値は、「鉄筋+鋼桁」の合成断面の計算値より大きい。いずれの配力鉄筋も負曲げ荷重除荷後のひずみは小さいものであった。配力鉄筋が載荷終了まで弾性範囲内にあることから、床版の損傷度は低いと判断できる。



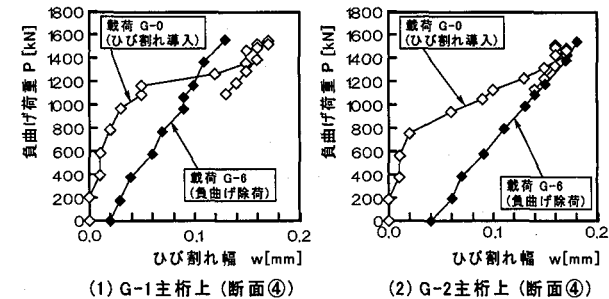
(1) G-1主桁



(2) G-2主桁

図-13 上段配力鉄筋ひずみ(断面④)

パイ型変位計によりひび割れ幅を計測した結果を図-14 に示す。パイ型変位計は、負曲げ荷重載荷前に各主桁上の床版上面にそれぞれ 17 箇所配置しておいた。このうち、パイ型変位計の標点間にひび割れが入って有効な計測ができたものは G-1 主桁側 6 箇所、G-2 主桁側 6 箇所であった。ひび割れ幅は、G-1 主桁、G-2 主桁とも断面④位置で最大となり、最大値はそれぞれ 0.17mm、0.16mm であった。ひび割れ幅は除荷とともに減少し、残留ひび割れ幅は 0.02~0.04mm 程度の小さいものであることがわかった。



(1) G-1主桁上(断面④) (2) G-2主桁上(断面④)

図-14 パイ型変位計の計測値

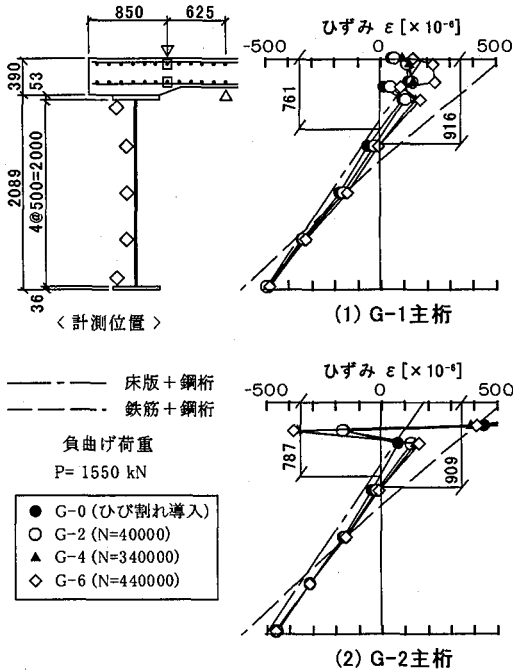


図-12 主桁系ひずみ分布(断面④)

ひび割れ幅を有効に計測できたパイ型変位計 12 個所の計測値と Hanswille の計算値⁹⁾とを比較して、図-15 に示した。計算で用いる乾燥収縮度およびコンクリートの圧縮強度は、実測値（それぞれ図-8、表-3 参照）とした。初期ひび割れ荷重の計算値は $P_r=1069\text{kN}$ で、実験値の 784kN に比べやや大きいが、初期ひび割れ幅の計算値は $w_r=0.10\text{mm}$ で、計測したひび割れ幅の平均値と良く一致している。Hanswille の理論により、ひび割れ幅を精度良く推定できることが実物大の供試体で確認できた。図中には土木学会の曲げひび割れ幅算定式⁹⁾の値も示した。土木学会の式は計測したひび割れ幅の最大値とほぼ一致し、Hanswille の式よりやや安全側の評価となることがわかった。

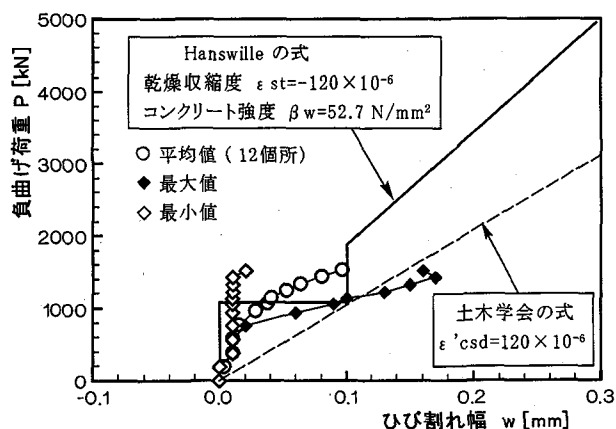


図-15 初期ひび割れ幅の計算値との比較

移動輪荷重載荷の間に保持した負曲げ荷重の変化を図-16 に示した。ストロークを固定したジャッキ反力をロードセルで計測した。負曲げ荷重保持状態の主桁鉛直変位は、支間中央で 4.0mm である。試験中の反力の減少は約 2 % で変化は小さい。中途の反力の変化は温度の影響と考えられる。この図から、負曲げ荷重によるひび割れ発生後は主桁の曲げ剛性にほとんど変化が無く、移動輪荷重の繰返し載荷における負曲げモーメント保持の試験条件が一定であったことが確認できた。

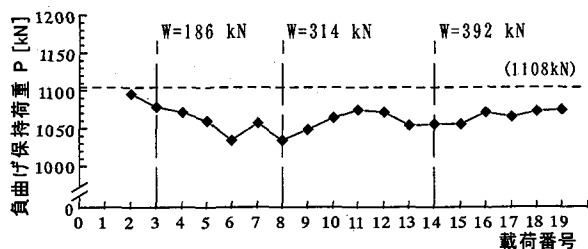


図-16 負曲げ保持荷重(ジャッキ4台の平均値)

3.4 移動輪荷重載荷試験結果

静的載荷時のたわみ分布を図-17 に示す。支間中央のたわみは、載荷 S-0 で 0.63mm 、載荷 S-1 では 0.73mm であった。負曲げ荷重載荷 G-0 で発生したひび割れの影響でたわみが増加した。FEM 解析の値(0.73mm)は、計測値に近い。移動輪荷重載荷による床版たわみの増加はわずかで、最終のたわみは 0.78mm であった。負曲げ荷重載荷によるひび割れ発生の影響に比べて、輪荷重載荷によるたわみの変化は小さい。

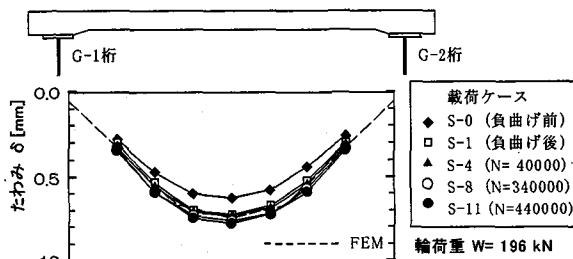
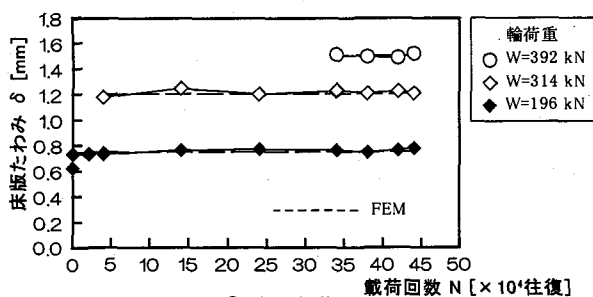
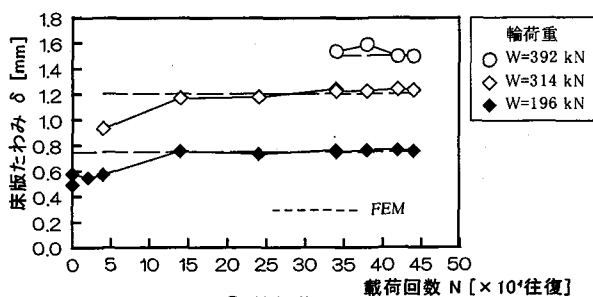


図-17 床版たわみ分布(中央載荷、断面④)

断面④と断面②の床版たわみを比較して図-18 に示す。載荷回数 1 回の値は、負曲げ荷重載荷前(載荷 S-0)のたわみで、載荷回数 2 回の値は、負曲げ荷重載荷後(載荷 S-1)の値である。図中には、各荷重に対応した FEM 解析の結果も示した。断面④では、負曲げ荷重載荷によるひび割れ発生以後のたわみの変化が小さい。断面②では、試験開始時のたわみが断面④より小さく、輪荷重



(1) 断面④(中央載荷)



(2) 断面②(端載荷)

図-18 床版たわみ

W=314kNの繰り返し載荷 N=10 万往復の間に床版たわみが増加し、最終的には断面④とほぼ等しいたわみになった。たわみの計測値は、FEM 解析の結果とよく一致した。負曲げ荷重載荷前に断面④と断面②とでたわみの差が現れた理由は不明である。負曲げモーメントの影響が異なる2つの断面を比較して床版剛性に差がない結果が得られた。これより、ひび割れ制御された床版では、負曲げモーメントによる引張り力作用下にあっても橋軸方向鉄筋量が適切に確保されていれば、床版耐力の低下はほとんどないことが確認できた。千鳥の沢川橋の場合では、ひび割れ制御に必要な橋軸方向鉄筋比は1.94%である。また、RC 床版の実験で見られるような載荷回数に比例したたわみの増加¹⁰⁾は発生せず、この供試体では床版の損傷度がきわめて低いことがわかった。

ひび割れ密度を図-19に示す。床版上面では、負曲げ荷重載荷 G-0 以後は、ひび割れの進展や新たなひび割れ発生はほとんど無かった。このため、ひび割れ密度の変化は小さい。床版下面では、移動輪荷重の繰り返し載荷 N=14 万往復までは載荷回数に比例してひび割れが増加するが、それ以降の変化は小さい。この供試体では、載荷終了まで橋軸直角方向のプレストレスが有効であり、橋軸方向には全くひび割れが発生しなかった。また、他の実験の例¹¹⁾では、床版たわみの急激な増加はひび割れ密度が8 m/m² 程度以上で発生しており、この供試体のひび割れ密度はこれに比べてかなり小さい。これらの結果から、この供試体の床版は健全であり残存耐力も十分であると判定できる。

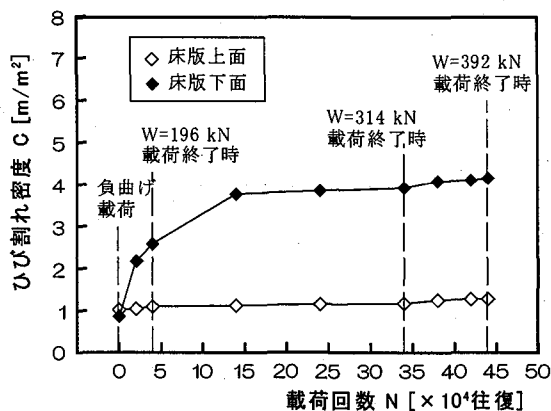


図-19 ひび割れ密度

ひび割れ幅の変化を図-20に示す。床版上面および床版下面からそれぞれ代表的なひび割れを選んだ。ひび割れ幅の値は、主桁系載荷(載荷 G-0~G-6)および床版系載荷(載荷 S-1~S-11)の全ての計測値をプロットしたものである。主桁系載荷は載荷番号を枠で囲って床版系載荷と区別している。床版上面のひび割れは主桁系の載荷に反応し、床版下面のひび割れは床版系の載荷に反応することがわかる。床版上面のひび割れ幅は、負曲げ荷重載

荷 G-0 (載荷番号 2)では最大0.17mmとなったが、負曲げ荷重を低減するとひび割れ幅も減少し0.13mm程度となる。その後の負曲げ荷重載荷でも、負曲げ荷重 P=1550kNに対してひび割れ幅は0.16~0.18mm程度、負曲げ荷重保持の状態 (P=1108kN) では0.13mm程度で載荷ケースごとの変化は少ない。床版下面のひび割れ幅は、載荷 G-0 後の目視による計測で0.06mmであった。載荷 S-0 (載荷番号 3)からの計測値は、若干の変動はあるものの0.04~0.12mm程度であり問題はない。移動輪荷重の繰り返し載荷回数に比例するようなひび割れ幅の増大は無く、主桁系および床版系のいずれの静的載荷でもひび割れ幅は許容値0.2mm⁹⁾を超えなかった。

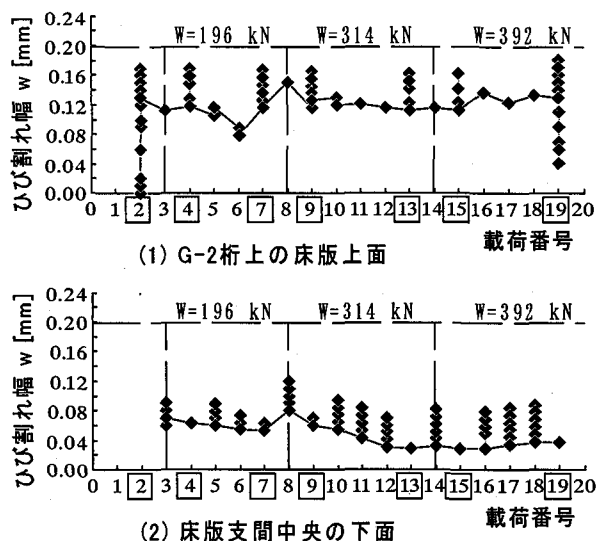


図-20 ひび割れ幅

3.5 ひび割れ状況

ひび割れ観察範囲を図-21に、ひび割れ分布を図-22に示す。目視で確認できたひび割れをスケッチした。観察範囲の柵目寸法は500mm×500mmである。負曲げ荷

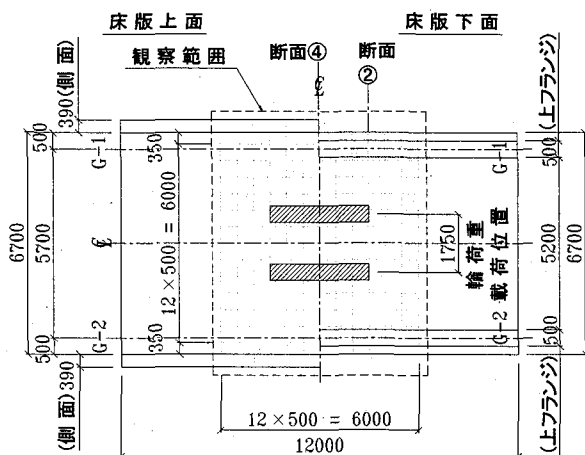
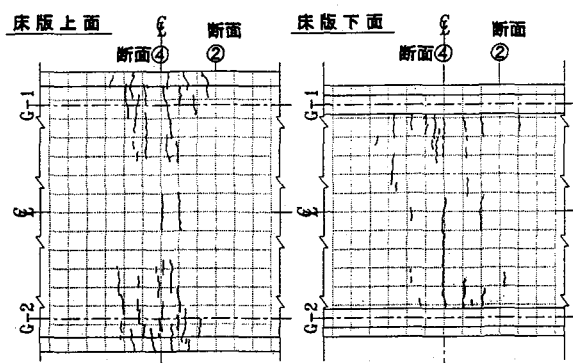
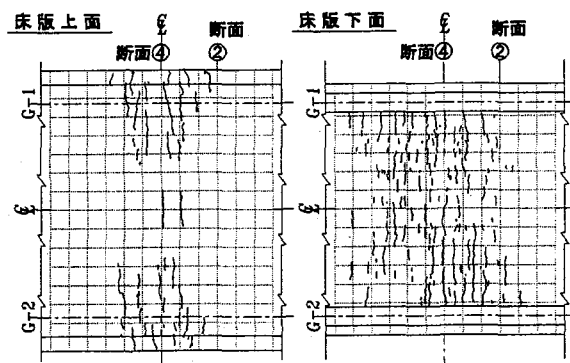


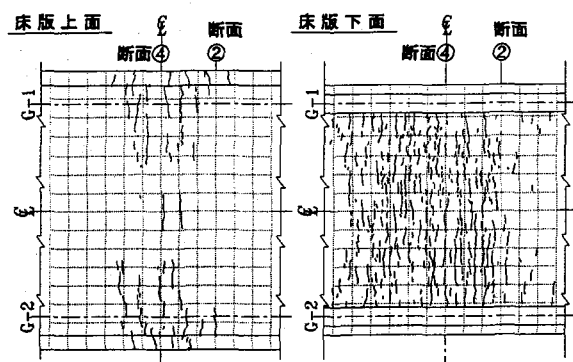
図-21 ひび割れ観察範囲



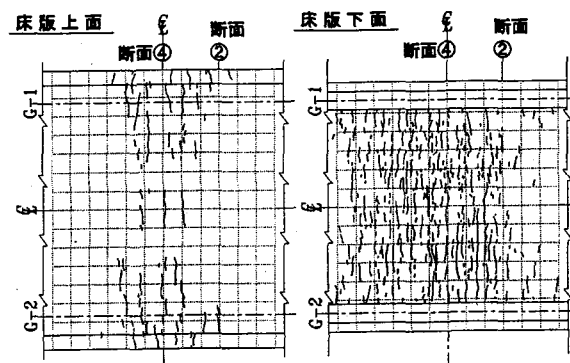
(1) 負曲げ荷重載荷後



(2) 移動輪荷重 196 kN×4万往復終了後



(3) 移動輪荷重 314 kN×30万往復終了後



(4) 移動輪荷重 392 kN×10万往復終了後

図-22 ひび割れ分布

重載荷では床版上面の主桁付近でひび割れが多く発生し、ひび割れ間隔は両主桁上の平均で 33cm である。移動輪荷重載荷では床版下面に橋軸直角方向のひび割れが一樣に分布した。輪荷重の載荷回数に比例して橋軸直角方向のひび割れが増加した。主鉄筋断面の床版下面応力度は、載荷試験終了まで許容引張り応力度以下であったため橋軸方向のひび割れは発生しなかった。

3. 6 載荷試験結果のまとめ

今回の載荷試験で得られた結果をまとめる。

負曲げ荷重載荷からは、以下の事柄が確認できた。

- ① 設計曲げモーメントに相当する負曲げ荷重載荷で、床版には橋軸直角方向のひび割れが発生する。パイ型変位計の計測結果より、ひび割れ幅の平均値は 0.1mm であった。
- ② 桁の曲げ剛性は、ひび割れ発生前には、床版を有効とする合成断面の曲げ剛性に一致し、初期ひび割れ発生後は、床版を有効とする合成断面と鉄筋のみを有効とする合成断面との中間の曲げ剛性となる。ひび割れ発生による曲げ剛性の低下は 2 割である。
- ③ 供用 50 年間の通過軸重に相当する移動輪荷重の繰返し載荷と設計曲げモーメントに相当する 6 回の

負曲げモーメントを載荷しても、合成桁の曲げ剛性は変化しない。

- ④ 主桁断面のひずみ分布は、床版を有効とする合成断面と鉄筋のみを有効とする合成断面との中間のひずみ分布となる。
 - ⑤ Hanswille の計算式は、ひび割れ幅を精度良く推定できる。また、土木学会の曲げひび割れ幅算定式は Hanswille の式よりやや安全側の評価となる。
 - ⑥ 床版上面のひび割れは負曲げ荷重に比例して幅が増減する。ひび割れ幅の最大値は 0.17mm で許容ひび割れ幅 0.2mm 以下であり、除荷後に残留するひび割れ幅は 0.04mm 程度と小さい。
- 移動輪荷重載荷からは、以下の事柄が確認できた。
- ⑦ 負曲げモーメントにより発生した床版上面のひび割れは、移動輪荷重の繰返し載荷ではほとんど進展しない。
 - ⑧ 床版下面では、移動輪荷重の繰返し載荷によりひび割れが発生し、進展するがこの試験で行った荷重レベルでは床版剛性の低下は生じない。
 - ⑨ 初期ひび割れの有る床版と初期ひび割れの無い床版とを比較したが、ひび割れ進展の速さや剛性の変化に有意な差はなかった。
 - ⑩ 床版上面ならびに床版下面にひび割れは発生した

が、ひび割れ幅の急激な増加は見られず、許容値ひび割れ幅 0.2mm を超えるものは無かった。

- ⑪ 発生したひび割れの方法は、橋軸直角方向のみで橋軸方向のひび割れは全く発生しない。

4. まとめと今後の課題

4.1 まとめ

この試験検討で得られた結論は、以下の通りである。

- ① 連続合成桁の中間支点上床版では、負曲げモーメントによる初期ひび割れの発生ならびにその伝播を橋軸方向鉄筋で制御できる。
- ② ひび割れ制御により設計された床版では、初期ひび割れを有し橋軸方向の引張り応力作用下にあっても有害な損傷は発生せず、合成桁としての機能は低下しない。
- ③ 上記2項目は既往の模型実験から得られた知見と同じであり、模型実験の妥当性が実物大供試体により確認できた。
- ④ 2主桁形式の連続合成桁については、現行のひび割れ制御による設計法は妥当であり、床版耐力に問題はない。

4.2 今後の課題

今後の検討課題としては次のような項目が挙げられる。ひび割れ発生を許容するひび割れ制御による設計では、床版上面の防水工が不可欠であり、十分な耐久性と経済性を有した防水工の開発が必要である。また、ひび割れ制御の設計ではコンクリートのクリープおよび乾燥収縮の影響を大きく受けるため、これらの評価手法の精度向上と高品質のコンクリート施工が常に安定して行えるように品質管理を慎重に行うことが重要である。

[謝辞] 本研究を実施するにあたり、「近畿自動車道 PC 床版鋼 2 主桁橋の連続合成桁化に関する技術検討委員会

(高速道路技術センター)」の委員長伊藤學先生(拓殖大学教授)はじめ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) K. Roik, R. Bergmann, J. Haensel, G. Hanswille : Verbundkonstruktionen, Bemessung auf der Grundlage des Eurocode 4, Beton-Kalender, 1993
- 2) 日本橋梁建設協会: PC 床版を有するプレストレスしない連続合成桁設計要領(案), 1996.3
- 3) 緒方, 中須, 岩立, 春日井, 大野: 鋼連続合成桁橋中間支点部の PC 床版疲労実験, 構造工学論文集 Vol.43A, pp.1277-1284, 1997.3
- 4) G. Hanswille : Zur Rißbreitenbeschränkung bei Verbundträgern, Januar 1986
- 5) 田村, 川尻, 大垣, 作川: PC 床版連続合成 2 主桁橋「千鳥の沢川橋」の設計, 橋梁と基礎, pp.18-22, 1998.9
- 6) 作川, 八部, 大垣, 高橋, 高畑, 川尻: 横桁の影響を考慮した 2 主桁橋床版の死荷重曲げモーメントに関する一提案, 土木学会代 52 回年次学術講演会, I-A260, pp.518-519, 1997.9
- 7) 日本道路公団試験研究所橋梁研究室: 本線軸重計データを用いた交通荷重実態調査・解析, 1998.3
- 8) 日本道路公団試験研究所橋梁研究室: 鋼少数主桁橋長支間 PC 床版の移動載荷疲労試験報告書, 1998.9
- 9) 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
- 10) 松井, 前田: 道路橋 RC 床版の劣化度判定法の一提案, 土木学会論文集, 第 374 号 / I-6, pp.419-426, 1986.10
- 11) 佐々木, 八部, 太田, 内田, 宮崎, 西川: RC ループ継手を有するプレキャスト PC 床版の輪荷重載荷実験, 第 1 回鋼橋床版シンポジウム講演論文集, 土木学会鋼構造委員会, pp.155-160, 1998.11

(1999 年 9 月 17 日受付)