

鋼箱桁橋における場所打ち PC 床版の応力性状に関する研究

Study on stress condition of cast-in-place PC slab on box girder bridges

本間淳史*, 長谷俊彦**, 黒岩 正***, 亀川博文****, 春日井俊博*****, 北村明彦*****

Atsushi Homma, Toshihiko Nagatani, Tadashi Kuroiwa, Hirofumi Kamegawa,
Toshihiro Kasugai and Akihiko Kitamura

* 工修 日本道路公団 静岡建設局 静岡工事事務所 (〒420-0804 静岡県静岡市竜南 1-26-20)

** 日本道路公団 静岡建設局 (〒420-0857 静岡県静岡市御幸町 11-30 エクセルワード静岡ビル)

*** 日本道路公団 関西支社 建設第一部 (〒530-0003 大阪市北区堂島 1-6-20 堂島アバンサ)

**** (株)横河ブリッジ 橋梁生産本部 設計第一部 (〒273-0026 千葉県船橋市山野町 27)

***** 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)

***** 工修 (株)横河ブリッジ 橋梁本部 安全技術部 (〒273-0026 千葉県船橋市山野町 27)

Box girders would prevent inducing the transverse prestressing to cast-in-place PC slab because of the high out-of-plane stiffness. In this paper, stress conditions and losses of the effective prestress in cast-in-place PC slab on box girders are evaluated by finite element analysis and experimental methods. The results indicate that cast-in-place PC slab is sufficiently applicable to box girder bridge.

Keywords: Cast-in-place, PC slab, stress conditions, prestress loss, FEM analysis, design method, experimental study, Ooigawa-bridge

キーワード: 場所打ち, PC床版, 応力性状, FEM解析, プレストレス損失, 設計法, 実験検討, 大井川橋

1. はじめに

本研究で検討対象とした第二東名高速道路・大井川橋は、場所打ち PC 床版を有する 6 径間連続合成箱桁橋である。鋼桁は桁高の変化する箱桁構造である。鋼箱桁に場所打ち PC 床版を組み合わせた橋梁の事例はほとんどなく、海外ではドイツで 1 例¹⁾があり、我が国でも 1 例である。支間長 6 m の PC 床版を鋼箱桁と合成させた連続桁橋は、我が国では大井川橋が初めての事例である。

場所打ち PC 床版のプレストレス導入に際して、鋼桁が抵抗する影響については、2 主 I 桁の橋梁^{2)~5)}や狭小箱桁橋⁶⁾で検討されている。大井川橋では、鋼桁が I 桁に比べて面外剛性やねじり剛性の高い箱断面であるため、床版のプレストレスに及ぼす鋼桁の影響が I 桁に比べて大きくなることが予想された。床版のプレストレス導入時に鋼桁の面外剛性が床版全体の変形を拘束することと、鋼桁上では上フランジが床版のプレストレスに直接抵抗することから、本橋の床版設計では、有効プレストレスの低下が必要緊張力の決定条件となるかが問題であった。

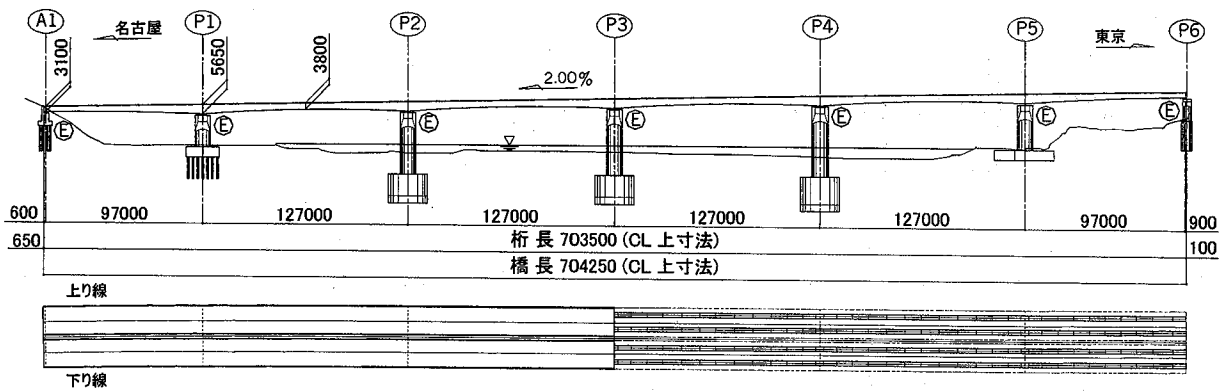
この問題点に対して、大井川橋の設計では実橋の一部を取り出した鋼桁付きの PC 床版モデルを用いて FEM 解析を行い、鋼桁が有効プレストレスへ与える影響を直接考慮し、PC 床版の断面構成に問題のないことを確認した。また、縮小模型を用いたプレストレス導入実験を実施して、実験結果と FEM 解析結果とを比較することで FEM

解析におけるモデル化の妥当性の確認を行った。さらに、鋼桁の抵抗によるプレストレスの損失を確認した。

本論文では、FEM 解析および実験による検討結果から、鋼箱桁橋における場所打ち PC 床版の応力性状を明らかにし、PC 床版の設計に必要な資料を提供する。

2. 対象橋梁

第二東名高速道路・大井川橋(図-1)は 1 級河川大井川の河口より約 18.7 km 上流に位置する橋長 704m、最大支間長 127m の橋梁で、同路線では富士川橋⁷⁾(鋼・コンクリート複合アーチ橋、橋長 365m(上り線))や天竜川橋⁸⁾(PC23 径間連続箱桁橋、橋長 1585.5m)などと並ぶ長大橋梁である。上部工の構造形式は、河川内の地盤特性や橋脚による河川阻害率および経済性を検討した結果、下部構造の重量負担が小さくなる鋼 6 径間連続箱桁形式を採用した。主桁の断面構成(図-2)は、RC 床版を用いた従来構造(床版支間中央に縦桁を配置し、張出し部はブラケットで床版を支持する構造)と長支間 PC 床版を用いた合理化構造の 2 種類について比較検討し、経済性から合理化構造を採用した。横桁は床版のプレストレス導入への抵抗が小さくなるよう中段配置とした。鋼桁の架設は、河川敷の使用に制限が多いことから川の流れの影響を受けない送出し架設工法とした。



道路規格：第1種 第1級 A規格	斜 角：90度
荷 重：B活荷重	縦断勾配：2.0%直線
構造形式：鋼6径間連続合成箱桁	横断勾配：-2.5%~2.5%
橋 長：704.250m	床 版：場所打ちPC床版
支間割り：97.000+4@127.000+97.000m	床版支間長：6.000m
有効幅員：16.500m(上り線)+16.500m(下り線)	
平面線形：R=-5,700m~R=∞~A=8,500m	

図-1 大井川橋の一般図

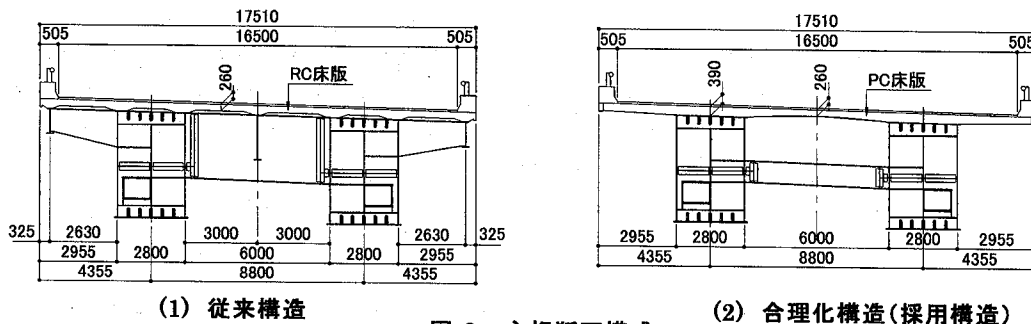


図-2 主桁断面構成

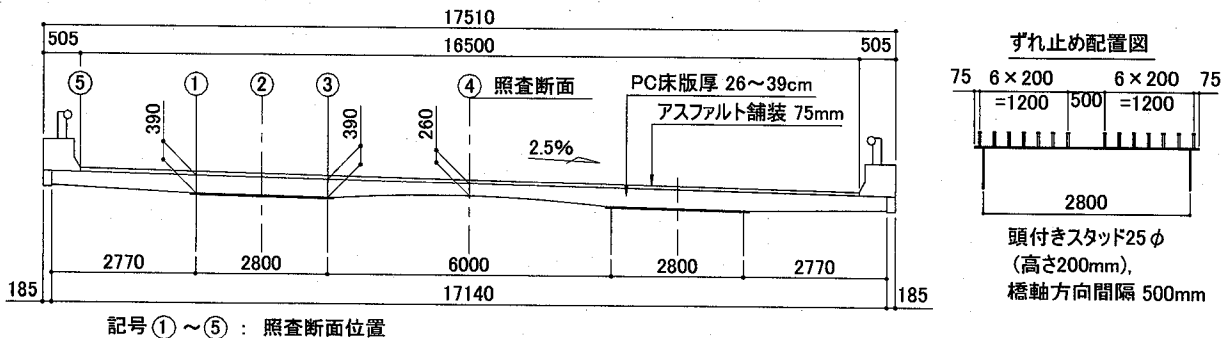


図-3 PC床版の基本寸法と照査断面位置

3. 床版の設計

3.1 設計条件

(1) 設計方法

ここで紹介する設計例は、FEM 解析により直接床版応力度を算出⁵⁾して PC 床版の必要緊張力を決定する方法である。活荷重は、FEM 解析で載荷計算を行う。

(2) 基本寸法

床版の基本寸法を図-3 に示す。床版厚 d は道路橋示方書Ⅲ⁹⁾の次式より支間中央で 26cm とした。

$$d = (3L + 11) \times 0.9 = (3 \times 6 + 11) \times 0.9 = 26 \text{ [cm]} \quad (1)$$

ここで、 L ：床版支間長 [m]

鋼桁上の床版支点部では、ARS (ドイツ連邦運輸省：「道路建設に関する回覧」)¹⁰⁾を参考に支間部床版厚の 1.5 倍で 39cm とした。張出し部先端では、遮音壁に対する風荷重の載荷を考慮して床版厚を 30cm とした。床版下面の形状は、支間部では放物線とし、張出し部では直線とした。以後で述べる検討で用いた床版の全幅は、PC 鋼材の定着位置を端部とする 17.14m である。

床版応力度の照査断面は図-3 に示す①～⑤断面である。①は張出し部の支点となる外ウェブ上、②は鋼桁中心、③は中央支間の支点となる内ウェブ上、④は支間中央、⑤は遮音壁を含む壁高欄の支持点となる張出し部先端である。PC鋼材の配置は図-4 に示すとおりである。

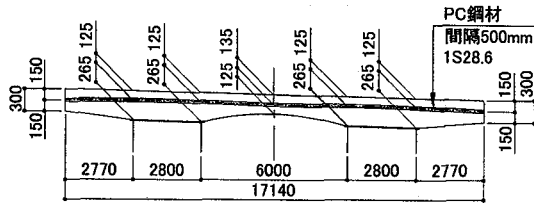


図-4 PC鋼材の配置

(3) 使用材料

使用した材料を表-1 に示す。

表-1 使用材料

コンクリート	早強ポルトランドセメント 設計基準強度 $\sigma_{ck}=40$ [N/mm ²]
PC鋼材	1S28.6(プレグラウト) 断面積: $A_p=532.4$ [mm ²] 降伏強度: $\sigma_{py}=1515$ [N/mm ²] 引張強度: $\sigma_{pu}=1780$ [N/mm ²]
鉄筋	SD345

(4) 荷重

この検討で用いる荷重は、死荷重 D (床版、舗装、壁高欄、遮音壁) とプレストレス P_s 、および活荷重 L (B 活荷重の T 荷重) である。風荷重は、遮音壁のタイプで設計曲げモーメントが大きく異なる。床版張出し部の支点では風荷重で必要緊張力が決定する可能性があるが、ここでは論旨からはずれるので風荷重の影響については記述を省略する。荷重の組合せを表-2 に示す。

表-2 荷重の組合せ

荷重の組合せ	記号
主荷重	D+ P_s
	D+ P_s +L

有効プレストレスは道路橋示方書 I 2.1.5 より算出した。死荷重強度および活荷重の載荷位置を図-5 に示す。活荷重は T 荷重の組合せで、載荷位置 L1~L5 はそれぞれ次の曲げモーメントが最大となるものである。すなわち、L1: 着目断面①の負曲げモーメント、L2: 着目断面②の負曲げモーメント、L3: 着目断面③の負曲げモーメント、L4: 着目断面④の正曲げモーメント、L5: 着目断面⑤の正曲げモーメント、である。

3.2 FEM 解析モデル

実橋の床版設計では、応力性状を調べるために各種の FEM 解析を実施した。ここで紹介する解析モデルは、床版の基本的な断面決定の検討に用いたものである。モ

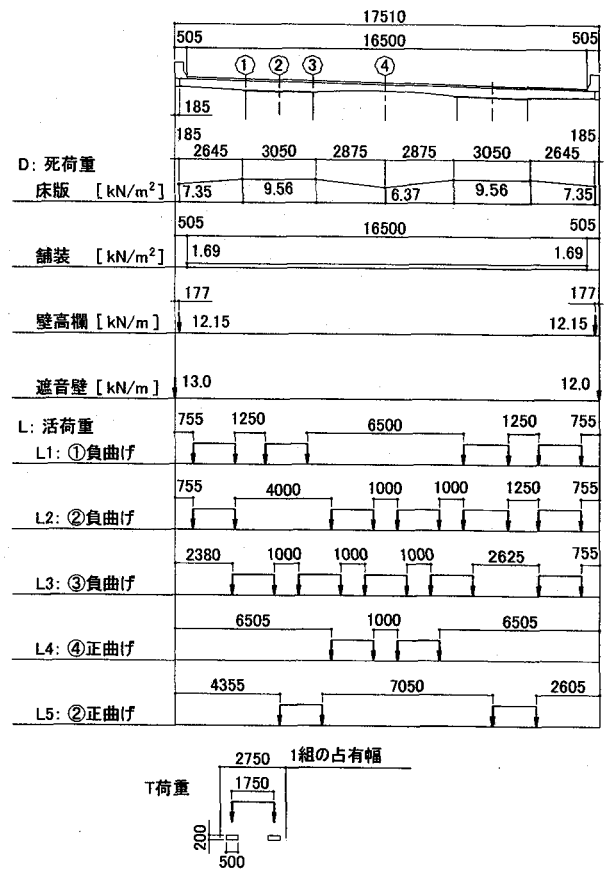


図-5 死荷重強度および活荷重載荷位置

デル化の範囲は、図-6 に示すように P2-P3 橋脚間で、合成桁の正曲げモーメントが最大となる支間中央付近を忠実にモデル化した。そのモデル長については着目横断面の応力度に境界条件の影響が生じない長さを確保するため、総幅員 17.510m に対して約 3 倍の 49m (横桁間 5 パネル分) とした。図-7 に実橋の FEM 解析モデルを示す。鋼桁のプレストレスへの抵抗度が異なる一般部およびダイヤフラム部の 2 種類の鋼桁断面位置で床版応力度に着目した。境界条件は、床版もモデル化した橋梁全体の立体骨組解析を別途行い、床版にプレストレスを載荷した骨組モデルの変形形状と FEM 解析モデルの境界変位とが一致するように決定した。

解析において緊張力を外力として与えると PC 鋼材の偏心配置効果が正しく把握できないため、PC 鋼材を棒要素として定義し、その棒要素に有効緊張力と等価となる温度変化を与えることで、コンクリート要素にプレストレスが伝達できるようにした。PC 鋼材の初期緊張力は 675kN である。初期緊張力から緊張直後の張力減少 (シースとの摩擦, 定着具のセット量) と経時的減少 (クリープ, 乾燥収縮および鋼材のリラクセーション) を差し引いたものを有効緊張力として FEM 解析の荷重とした。コンクリートの弾性変形による張力減少は解析で考慮される。PC 鋼材の有効緊張力は 556.4kN であり、PC 鋼材要素に与える温度変化は次式で計算した。

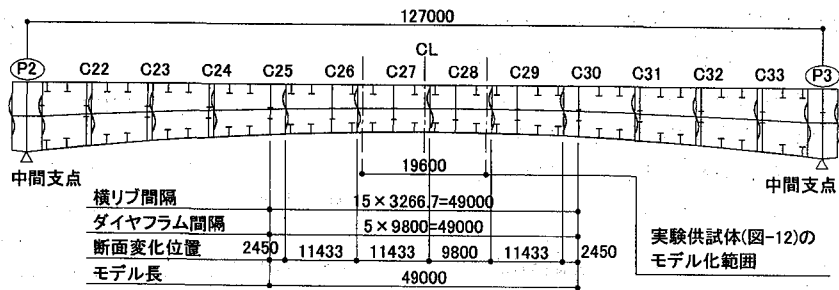
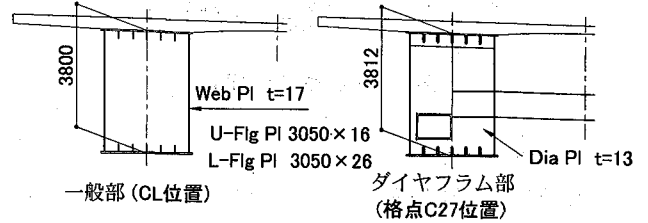
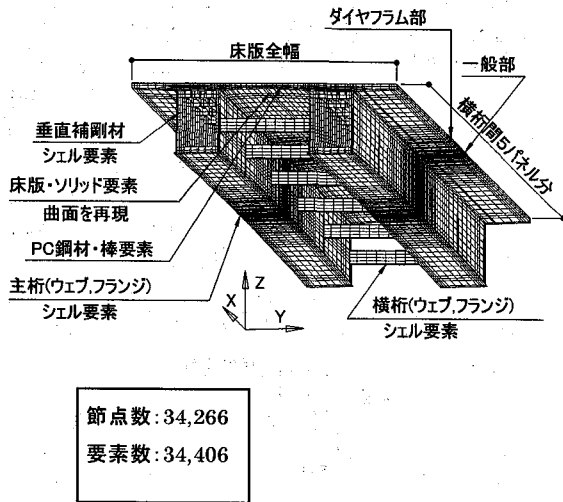


図-6 FEM 解析におけるモデル化の範囲



付表 部材の要素種別

部 材	モデル化	要素種別	備 考
床版 (コンクリート)	○	Solid	$E=2.6 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$
" (PC鋼材)	○	Beam	$E=2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$
" (鉄筋)	しない	—	
主 桁	○	Shell	$E=2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$
横 桁	○	Shell	$E=2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$
垂直補剛材	○	Shell	$E=2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$
頭付きスタッド	しない	—	※1

※1: 頭付きスタッドおよび床版コンクリートと上フランジとの付着によってせん断力が伝達されると考え、コンクリート要素と上フランジ上面との接合条件は両者の節点を共有とした。

図-7 実橋の FEM 解析モデル

$$\Delta t = P / (\alpha \times E \times A) \quad (2)$$

ここで、 $P = -556.4 \text{ [kN]}$

α : PC 鋼材の線膨張係数 ($12 \times 10^{-6} \text{ [1/}^\circ\text{C]}$)

E : PC 鋼材のヤング係数 ($2.0 \times 10^5 \text{ [N/mm}^2]$)

A : PC 鋼材の断面積 ($532.4 \text{ [mm}^2]$)

よって、 $\Delta t = -435 \text{ [}^\circ\text{C]}$

床版コンクリートと主桁との結合条件は、頭付きスタッドの配置 (図-3) を上フランジ全面としたことから、頭付きスタッドおよびコンクリートと鋼の付着とでせん断力が伝達されると考え、主桁上フランジ上面の要素と床版下面要素とを節点共有とした。設計基準強度 $\sigma_{ck} = 40 \text{ [N/mm}^2]$ に対する床版コンクリートのヤング係数は、道路橋示方書 I では $E_c = 3.1 \times 10^4 \text{ [N/mm}^2]$ であるが、実橋のプレストレス導入時期が床版打設後から 4 日~7 日と若材令であることから、解析では $E_c = 2.6 \times 10^4 \text{ [N/mm}^2]$ とした。解析ソフトは、汎用有限要素解析プログラム MSC/Nastran Ver.V70.0 を使用した。解析結果で示す床版応力度は、要素表面の節点応力度である。

3.3 FEM 解析結果

(1) プレストレスによる応力度分布

プレストレスによる応力度分布を図-8 に示す。プレストレスの効果を期待するのは①~③断面の床版上面と④

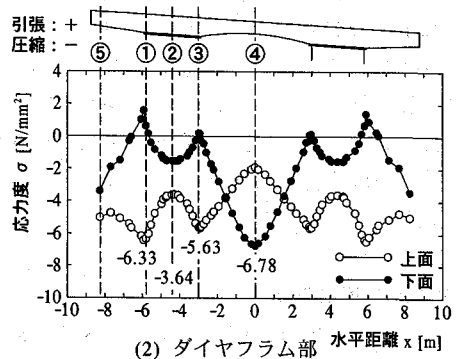
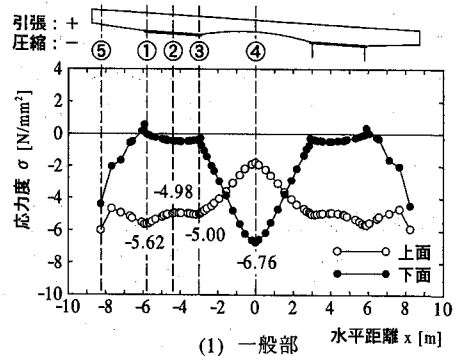


図-8 プレストレスによる床版応力度 (実橋 FEM 解析)

断面の床版下面で、それぞれ図中に応力度の値を示した。鋼桁上の①～③断面では、鋼桁上フランジが緊張力に抵抗するため床版上面の圧縮応力度は低下する。また、床版上下面の応力度差も①断面から③断面に向けて小さくなることから、床版断面に作用する曲げモーメントの値も小さくなるのがわかる。一般部とダイヤフラム部とで応力度分布を比較すると、②断面で両者に違いが見られる。ダイヤフラム部では特に②断面の床版上面の圧縮応力度が一般部に比べて小さくなるのがわかった。④断面では、一般部とダイヤフラム部とで応力度分布に大きな違いはなく、プレストレスの導入程度も良好である。

(2) 鋼桁の抵抗によるプレストレスの損失

鋼桁の抵抗によるプレストレスの損失(以下、鋼桁による張力ロス)は次のように計算した。緊張力による床版上下面の応力度の平均値に PC 鋼材 1 本当りの床版断面積をかけてプレストレスによる断面力 N_p とする。PC 鋼材 1 本当りの有効緊張力 P_e は、実橋 FEM では 556.4kN である。鋼桁による張力ロス δ_{gp} を次式で定義する。

$$\delta_{gp} = (1 - N_p / P_e) \times 100 \quad [\%] \quad (3)$$

図-9 に実橋の FEM 解析結果を示す。一般部の②断面では 4.3%、ダイヤフラム部の②断面では 8.6%であった。ダイヤフラム部で一般部よりも張力ロスが大きくなるのは、ダイヤフラム(板厚 13mm)が抵抗する影響である。

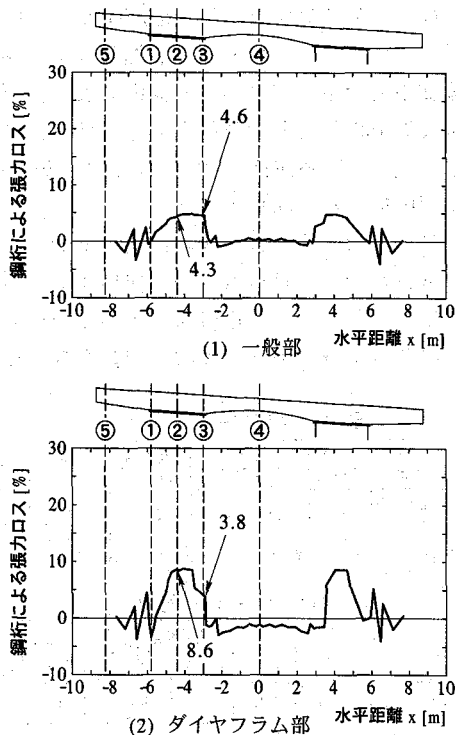


図-9 鋼桁による張力ロス(実橋 FEM 解析)

④断面では、一般部、ダイヤフラム部とも鋼桁による張力ロスは小さい値であり、鋼桁による張力ロスは無視してもよいと考えられる。

(3) 死荷重とプレストレスによる床版応力度

荷重の組合せ D+Ps の応力度分布を図-10 に示す。一般部、ダイヤフラム部とも、全ての照査断面位置で応力度は圧縮となっており、導入プレストレスに問題はない。一般部とダイヤフラム部とを比較すると、②断面でダイヤフラム部の圧縮応力度が一般部に比べて 0.8N/mm^2 小さいが、図-8 に示した②断面の一般部とダイヤフラム部との応力度差は 1.34N/mm^2 で、D+Ps では両断面の応力度差が小さくなるのがわかる。これは、ダイヤフラム部では、鋼桁を含めた床版の曲げ剛性が一般部より大きく、死荷重に対する発生応力度が一般部より小さくなるためである。D+Ps の状態では、一般部とダイヤフラム部との間で応力度分布に大きな違いはなくなる。

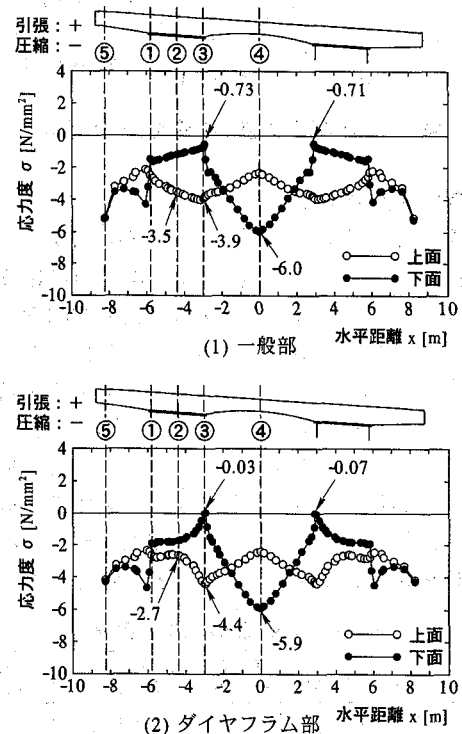
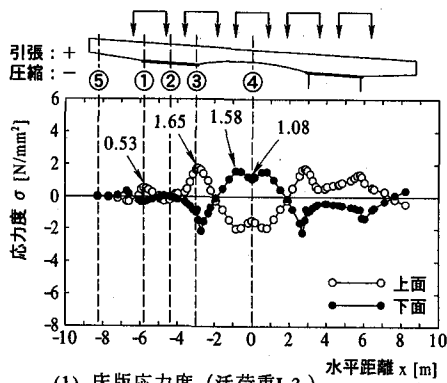


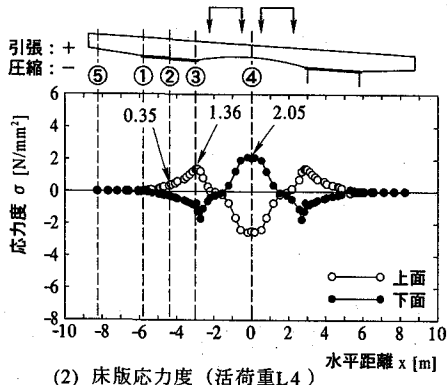
図-10 床版応力度(実橋 FEM 解析, D+Ps)

(4) 活荷重による床版応力度

一般部の活荷重(図-5の載荷位置 L3, L4)による応力度分布を図-11 に示す。ダイヤフラム部の応力度分布は、一般部と同様であったのでここでは省略した。引張応力度に着目すると、③断面の上面は 1.65N/mm^2 、④断面の下面は 2.05N/mm^2 がそれぞれの断面で発生する最大引張応力度である。ここで紹介した支間長 6 m の箱桁の床版では、床版支間中央の引張応力度が、支持点の応力度より大きくなるのがわかった。



(1) 床版応力度 (活荷重L3)



(2) 床版応力度 (活荷重L4)

図-11 床版応力度(活荷重、一般部)

3.4 応力度照査結果

活荷重はT荷重の組合せとして載荷計算を行った。応力度の照査では、衝撃の影響、TT43荷重の影響、床版の異方性(橋軸直角方向PC床版、橋軸方向RC床版)の影響、および安全率を活荷重の割増し係数としてまとめて考慮した(表-3)。ここで用いた活荷重の割増し係数は、長支間PC床版の検討結果¹⁾を参考にした。

応力度の照査結果を表-4に示す。①断面で引張応力度が発生しており、③断面もわずかに圧縮側である。この2つの断面位置(外ウェブ上および内ウェブ上)で曲げひび割れを発生させない条件で必要緊張力を決定した。

表-3 活荷重の割増し係数

着目断面	活荷重の決定ケース	衝撃係数	活荷重の運行、偏載	床版の異方性	安全率	割増し係数
		1+I	K1	K2	K3	(1+I) × K1 × K2 × K3
①	T荷重(4組)	1.383	1.000	1.330	1.100	2.024
②	TT43(20台)	1.000	1.740	1.220	1.100	2.335
③	T荷重(5組)	1.357	1.000	1.420	1.100	2.120
④	T荷重(2組)	1.357	1.000	1.180	1.100	1.762

表-4 応力度照査結果(一般部)

着目断面	箇所	σ [N/mm ²]			合計 $\Sigma \sigma$ [N/mm ²]
		σ_D	σ_{Ps}	$\sigma_{(L+K)}$	
①	上面	3.13	-5.62	2.88 (1.42)	0.40
②	上面	1.49	-4.98	2.01 (0.86)	-1.49
③	上面	1.09	-5.00	3.49 (1.65)	-0.42
④	下面	0.89	-6.76	3.62 (2.05)	-2.26

σ_D : 死荷重による応力度
 σ_{Ps} : プレストレスによる応力度
 $\sigma_{(L+K)}$: (活荷重による応力度) × (設計割増し係数), (表-3)
 σ_L : 活荷重による応力度

床版支間中央の④断面とプレストレスの低下が懸念された鋼桁中心の②断面では、応力度は十分圧縮域にあり問題ない。

4. プレストレス導入実験

4.1 実験概要

(1) 実験目的

この実験の目的は、大井川橋の実構造をモデル化した供試体でPC床版のプレストレス導入を行い、鋼桁の抵抗によるプレストレスの損失を確認することである。得られた実験結果は、実験供試体をモデル化したFEM解析結果と比較して、FEM解析の妥当性も検討する。

(2) 実験供試体

大井川橋の実橋 FEM 解析のモデル化範囲と同じP2-P3橋脚間の支間中央付近(図-6参照)を縮尺2/3でモデル化した実験供試体を図-12に示す。供試体は、床版の外形寸法およびPC鋼材の間隔を実橋の2/3として、導入するプレストレスによる床版応力度が実橋と同じとなるようPC鋼材の断面積および張力を決定した。供試体の支点は、プレストレス導入に対する変形形状が実橋の支間部(図-6参照)における変形形状と同様となるゴム支承とした。鉄筋は主鉄筋、配力鉄筋とも実橋と鉄筋比が同じとなるように、径と間隔を決定した。鋼桁は、部材構成、外形寸法、各部材の断面積のいずれも実橋の2/3とした。鋼桁の材質は、実験における鋼桁の発生応力度は小さいことから実橋の材質 SM570 から SM400 へと変更した。

実験における着目断面は、鋼桁の支間中央の一般部(X1断面)とダイヤフラム部(X3断面)である。X2断面は横リブ位置で、この断面の計測値はPC鋼材張力のみ本文中で使用している。断面内の着目箇所は、実橋の床版設計での照査断面位置とおなじ外ウェブ上(①断面)、鋼桁中心(②断面)、内ウェブ上(③断面)、および床版支間中央(④断面)である。

コンクリートの配合条件と現場配合をそれぞれ表-5、表-6に示す。なお、粗骨材は実橋で使用する川砂利と同じものを使用した。また、細骨材は実橋で使用する川砂の粗粒率に合うように山砂と砕砂の割合を調整した。

表-5 配合条件

種別	セメントの種類	対象構造物	σ_{28} 圧縮強度	最大粗骨材寸法	スラブ ※	空気量
P4-2	早強ポルトランド	床版	40 N/mm ²	25mm	12.5 ±2.5cm	4.5 ±1.5%

※打込み場所の値(繰り上り時:16.0cm, 荷卸し時14.5cm)

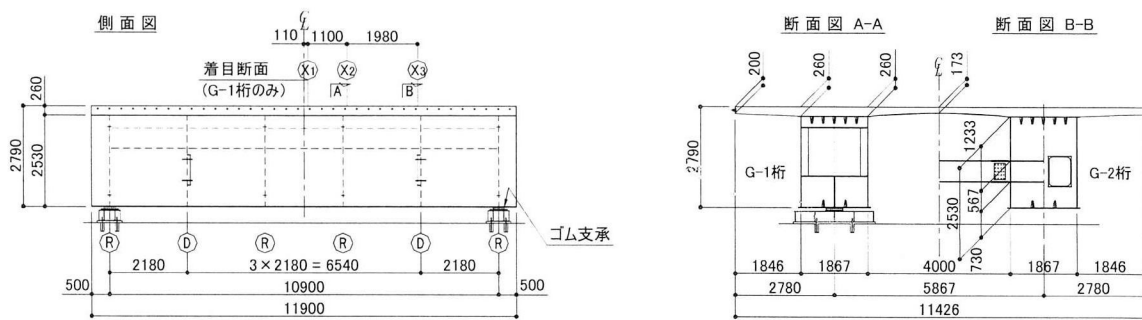
表-6 コンクリートの配合

種別	水結合材比 [%]	s/a [%]	単位重量 [kg/m ³]					高性能 AE減水剤	
			水	セメント	膨張材	細骨材			粗骨材
						S1	S2		
P4-2	40.0	43.0	160	370	30	485	265	1008	4.000
							750		

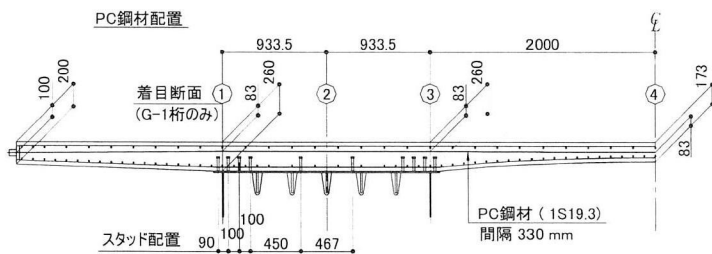
※膨張材は、小野田エクспанを使用

(乾燥収縮を補償し、ひび割れ低減を目的として標準使用量30kg/m³を用いた)

※高性能AE減水剤は、ポゾリス レオビルドSP-8S(標準型)を使用



Ⓓ : ダイヤフラム
Ⓔ : 横リブ



付表 供試体諸元

外形寸法	11.5m × 2.8m × 11.9m
重量	1110kN (床版 790 kN, 鋼桁 320 kN)
コンクリート	体積 32 m ³ , σ _{ck} = 40 N/mm ²
PC鋼材	1S19.3 (19本よりプレグラウト), 間隔 330mm
床版	主鉄筋 D13 (SD345), かぶり30mm, 間隔 110mm
配力鉄筋	D16 (SD345), 間隔 100mm
ずれ止め	頭付きスタッド 19φ (高さ130mm), 間隔 330mm
鋼桁	主桁 U-Flg pl 2033 × 12 (SM400A) Web pl 2502 × 12 (SM400A) L-Flg pl 2033 × 16 (SM400A)
	横桁 Flg pl 300 × 16 (SM400A) Web pl 567 × 9 (SM400A)
	ダイヤフラム 板厚 9mm (SM400A)
ゴム支承	せん断弾性係数 G = 1.0 N/mm ²

図-12 実験供試体

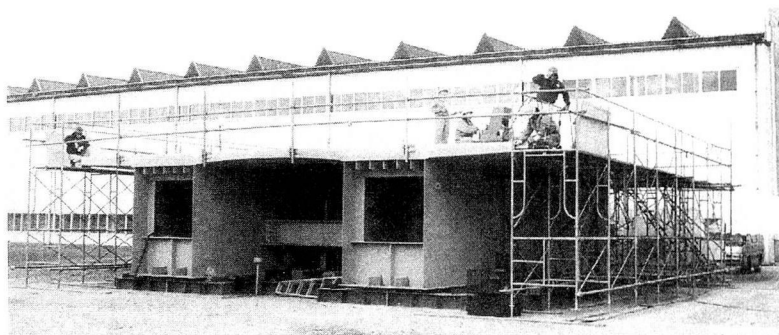


写真-1 実験供試体(プレストレス導入中)

(3) 計測項目

計測ケースを A, B の 2 種類に区分して, それぞれ表-7 に示す内容の計測を行った.

表-7 計測項目

計測ケース	計測時期	経過日数	計測項目																		
			温度		ひずみ				応力度		張力		変位								
			気温	床版内部	床版内部	床版表面	鉄筋	頭付きスタッド	床版内部	鉄筋	PC鋼材	床版	鋼桁								
A	コンクリート打設後から養生中	1~9	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
B	プレストレス導入時	9~13	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○

4.2 材料試験結果

標準養生の試験結果を表-8 に示す. 材令 28 日の圧縮強度は, 49.9N/mm²となった. 配合設計での目標強度は 45.5N/mm²と設定しており, 強度の発現は目標強度以上で誤差が目標強度の 10%以内 (45.5 < σ₂₈ = 49.9 < 45.5 × 1.1 = 50.1) の良好な結果であった. 拘束膨張率は

材令 7 日で膨張コンクリートの規定値 (150 × 10⁻⁶ 以上 250 × 10⁻⁶ 以下) を満足した. プレストレス導入実験当日 (材令 9 日) の静弾性係数は, 次式¹²⁾で推定した.

$$E_c = 4500 \times \rho^{1.5} \times \sqrt{F_c} \quad (4)$$

ここで, ρ : コンクリートの気乾比重,

$$\text{重量 } 3.707\text{kg より } \rho = 2.36$$

$$F_c : \text{圧縮強度 [kgf/cm}^2\text{]},$$

$$\sigma_9 = 45.4 \text{ N/mm}^2 \text{ より } F_c = 463 [\text{kgf/cm}^2]$$

よって,

$$E_c = 4500 \times 2.36^{1.5} \times \sqrt{463} = 351052 [\text{kgf/cm}^2] = 3.44 \times 10^4 [\text{N/mm}^2]$$

表-8 硬化コンクリートの試験結果

種別	項目	単位	材令					
			3日	5日	7日	9日	14日	28日
P4-2	重量	[kg]	3.694	—	3.725	3.707	—	3.722
	圧縮強度	[N/mm ²]	34.8	—	42.2	45.4	—	49.9
	静弾性係数	[N/mm ²]	2.93 × 10 ⁴	—	3.31 × 10 ⁴	—	—	3.51 × 10 ⁴
	拘束膨張率	× 10 ⁻⁶	57	171	190	—	192	—

4.3 計測結果

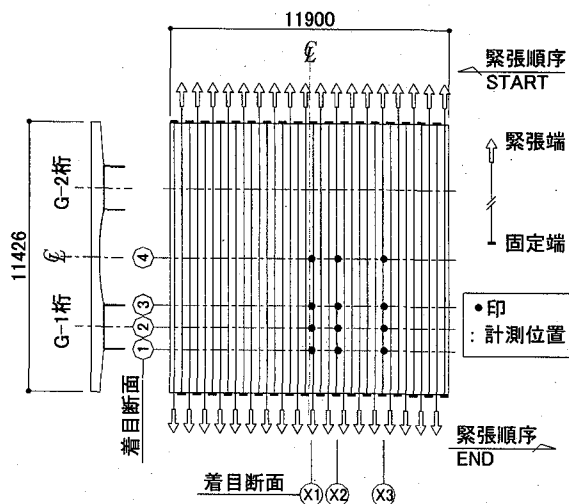
(1) 計測ケース A

コンクリート温度は、打設時が温度 16℃、打設終了後約 10 時間で最高温度 43.1℃ (気温 2.5℃) に達した。コンクリート温度が気温と同じになったのは打設後 4 日目であった。

(2) 計測ケース B (プレストレス導入時)

PC 鋼材の緊張順序を図-13 に示す。PC 鋼材は実橋と同様に緊張端と固定端とを千鳥配置にした。緊張は G-2 桁側の右端から開始し、左端に到達した後 G-1 桁側の左端から右端へ向かう順序で行った。緊張力は 300kN とし、圧力計の示度 42.8MPa を目標値とした。

ケーブル張力の計測結果を表-9 に示す。張力はケーブルの緊張端および固定端の両方に荷重計を設置して計測した。導入張力は 265.8kN であった。



付表 導入緊張力

項目	管理値
緊張力	300 kN
計算伸び量	72.5 mm

図-13 PC鋼材の緊張順序

表-9 ケーブル張力(計測ケース B)

項目		緊張時の張力 [kN]	導入張力 [kN]
単位		[kN]	[kN]
断面位置	X 1	緊張端 298.9	272.3
		固定端 284.6	274.9
		平均値 291.8	273.6
X 2	緊張端	287.9	259.7
	固定端	278.6	265.4
	平均値	283.3	262.6
X 3	緊張端	285.6	260.5
	固定端	274.8	262.0
	平均値	280.2	261.3
平均値		285.1	265.8

プレストレス導入直後の床版のひずみ分布を図-14 に示す。ひずみの計測位置は、④断面が床版上面、上段主鉄筋、下段主鉄筋、床版下面の4箇所。鋼桁上の①、②、③断面では直接計測できない床版下面に替えて上フランジ下面を計測した。ひずみは、各計測位置に配置したひずみゲージにより計測した。ひずみ分布は各断面で上記4箇所の計測値から最小二乗法で直線近似した値である。

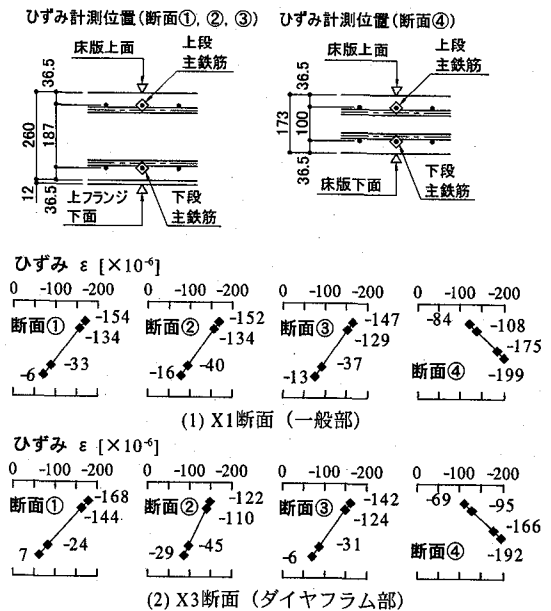


図-14 床版ひずみ分布(プレストレス導入直後)

4.4 実験結果とFEM解析結果との比較

(1) 実験供試体の FEM 解析

実験供試体の FEM 解析モデルに用いた要素種別は、実橋の床版設計で用いた FEM 解析モデルのもの(図-7)と同様とした。ただし、モデル化の範囲は、供試体の構造および支点条件が橋軸方向、橋軸直角方向とも面対称であることから、死荷重およびプレストレスとも対称性があることから供試体の 1/4 とした(図-15)。FEM 解析の支点は、供試体の支点に使用したゴム支承の弾性係数を用いた弾性支持とした。

FEM 解析における導入プレストレスは、表-9 に示したケーブル張力の値 (265.8 kN) とした。また、コンクリートのヤング係数は、実験供試体の材料試験結果(表-8)から推定した材令 9 日の値(式(4)): $3.44 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ とした。

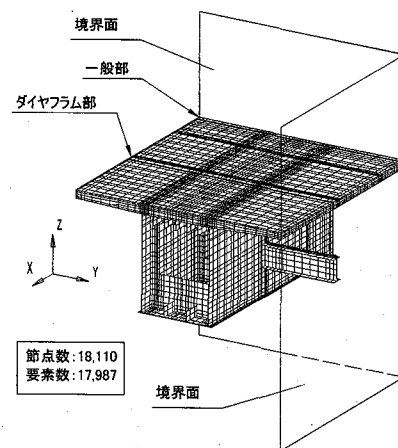


図-15 実験供試体の FEM 解析モデル

(2) 実験結果とFEM解析結果との比較

プレストレス導入直後の応力度分布を図-16に、応力度の比較を表-10にそれぞれ示す。着目断面である①～③断面上面と④断面下面で、実験値はFEM解析値より応力度の絶対値が若干小さいが両者の差は1N/mm²程度であり、応力度の分布形状はよく一致している。

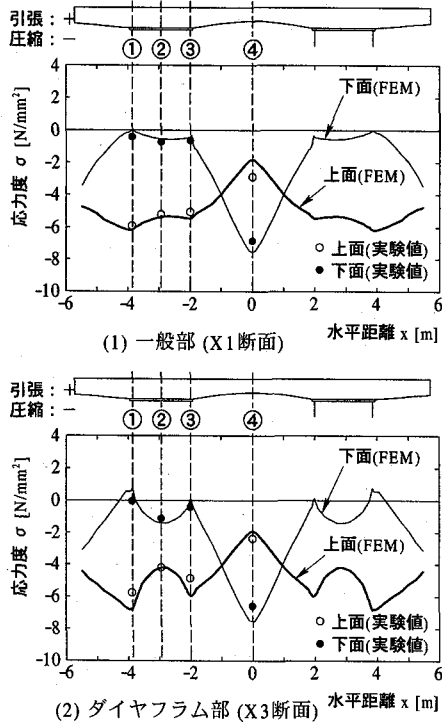


図-16 実験値とFEM解析結果との比較（床版応力度）

表-10 実験値とFEM解析結果との比較（床版応力度）

着目位置	実験値		FEM解析結果		$\sigma_a - \sigma_b$ [N/mm ²]	
	ひずみ	応力度	ひずみ	応力度		
	ϵ [$\times 10^{-4}$]	σ_a [N/mm ²]	ϵ [$\times 10^{-4}$]	σ_b [N/mm ²]		
一般部	床版上面	①	-154	-5.30	-6.17	0.87
		②	-152	-5.23	-5.37	0.14
		③	-147	-5.06	-5.46	0.40
		④	-84	-2.89	-1.82	-1.07
	床版下面	①	-13	-0.45	-0.04	-0.41
		②	-22	-0.76	-0.57	-0.19
		③	-19	-0.65	-0.43	-0.22
		④	-199	-6.85	-7.55	0.70
ダイヤフラム部	床版上面	①	-188	-5.78	-6.84	1.06
		②	-122	-4.20	-4.21	0.01
		③	-142	-4.88	-5.97	1.08
		④	-69	-2.37	-1.92	-0.45
	床版下面	①	-1	-0.03	0.76	-0.80
		②	-33	-1.14	-1.41	0.28
		③	-12	-0.41	0.11	-0.52
		④	-192	-6.60	-7.55	0.94

(注) ・コンクリートの弾性係数 $E_c=3.44 \times 10^4$ [N/mm²]
 ・着目点①～③の床版下面ひずみは、下段鉄筋と上フランジ下面の計測ひずみ値(図-14)から補間して求めた値。

プレストレス導入直後の変形形状を図-17に、変位の比較を表-11にそれぞれ示す。実験結果は断面全体がわずかに着目点側(図中の左方向)に水平変位した。実験の変位量および変形形状は張出し部先端および床版支間中央ともFEM解析結果とよく一致している。

応力度分布および変形形状ともFEM解析結果は実験結果とよく一致しており、FEM解析の妥当性が確認できた。

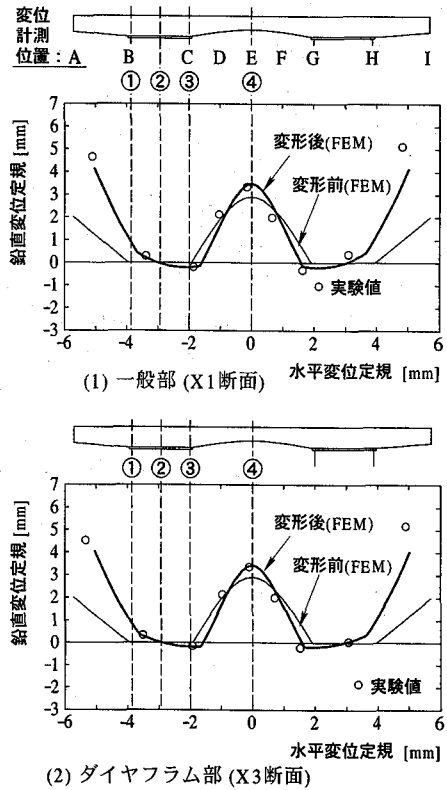


図-17 実験値とFEM解析結果との比較（床版下面変位）

表-11 実験値とFEM解析結果との比較（床版下面変位）

着目位置		実験値		FEM解析結果		[実験]-[FEM]		
		水平 [mm]	鉛直 [mm]	水平 [mm]	鉛直 [mm]	水平 [mm]	鉛直 [mm]	
一般部	床版下面	A 張出し部先端	0.81	2.85	0.46	2.81	0.16	-0.16
		B 外ウェブ	0.50	0.29	0.30	0.43	0.20	-0.15
		C 内ウェブ	0.14	-0.19	0.27	-0.16	-0.13	-0.02
		D 支間1/4点	-0.03	0.20	0.19	0.24	-0.22	-0.04
		E 支間中央	-0.14	0.43	0.00	0.59	-0.14	-0.16
		F 支間1/4点	-0.33	0.07	-0.19	0.24	-0.15	-0.18
		G 内ウェブ	-0.36	-0.33	-0.27	-0.16	-0.08	-0.16
		H 外ウェブ	-0.76	0.37	-0.30	0.43	-0.46	-0.06
		I 張出し部先端	-0.87	3.11	-0.46	2.81	-0.42	0.29
ダイヤフラム部	床版下面	A 張出し部先端	0.39	2.52	0.46	2.71	-0.07	-0.19
		B 外ウェブ	0.36	0.33	0.32	0.32	0.05	0.01
		C 内ウェブ	0.08	-0.16	0.26	-0.18	-0.19	0.03
		D 支間1/4点	0.06	0.21	0.19	0.19	-0.12	0.03
		E 支間中央	-0.09	0.45	0.00	0.53	-0.09	-0.08
		F 支間1/4点	-0.28	0.07	-0.19	0.19	-0.09	-0.12
		G 内ウェブ	-0.47	-0.22	-0.26	-0.18	-0.20	-0.04
		H 外ウェブ	-0.80	0.06	-0.32	0.32	-0.49	-0.26
		I 張出し部先端	-0.80	3.17	-0.46	2.71	-0.35	0.46

(注) ・コンクリートの弾性係数 $E_c=3.44 \times 10^4$ [N/mm²]

(3) 鋼桁の抵抗によるプレストレスの損失

実験供試体における緊張直後の張力減少を除いた緊張力は265.8kN(表-9)である。実験供試体における鋼桁の抵抗によるプレストレスの損失(鋼桁による張力ロス)を図-18に示す。一般部とダイヤフラム部とを比較すると、②断面で鋼桁による張力ロスに差が現れている。一般部は③断面で、ロスは最大となり8.2%(実験値)である。ダイヤフラム部では③断面で、ロスは最大となり15.0%(実験値)である。床版支間中央の④断面ではロスは小さい。張力ロスの実験値はFEM解析値と傾向が一致しない部分があるが、これは張力ロスを床版表面のひずみ値を用いて算出しているためわずかなひずみ値の計測誤差が結果に影響しているためである。特に鋼桁

のウェブ位置の①, ③断面では, 床版と鋼桁との接合部の境界にあたり応力が急変する部位であるため, 実験値の誤差が大きくなったものと考えられる。

鋼箱桁に場所打ち PC 床版を組み合わせる場合は, 鋼桁が抵抗することによる PC 緊張力の損失が発生するが, その値はダイヤフラム部の鋼桁上で大きく, FEM 解析では緊張力の 9.3%, 実験結果では 15.0%であった。実橋の FEM 解析モデルの結果 (図-9) では, 張力ロスの最大値はダイヤフラム部の②断面で 8.6%であり, 実験供試体の FEM 解析結果とほぼ一致している。床版と鋼桁断面の比率が本論文で検討した床版と同程度の橋梁では, 鋼桁が抵抗することによる PC 緊張力の損失は, ①~③断面で 15%考慮し, ④断面では損失を考慮する必要はないと考える。

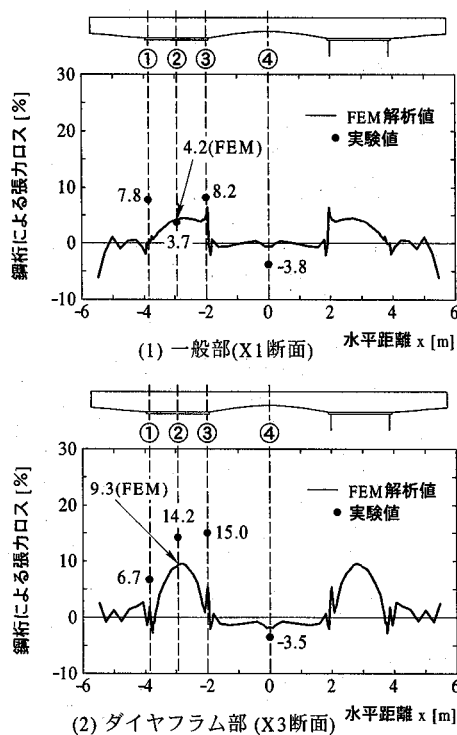


図-18 鋼桁による張力ロス(実験供試体)

5. まとめ

場所打ち PC 床版を鋼箱桁と組み合わせた場合の床版応力性状について検討を行った。得られた知見は以下の通りである。

- ① FEM 解析を用いた床版設計から, PC 床版の必要緊張力を決定する断面位置は, 鋼箱桁の外ウェブ上および内ウェブ上位置であることがわかった。
- ② 縮小模型を用いた実験結果は, FEM 解析結果とよい一致を示した。実橋の床版設計では FEM 解析によってプレストレスの評価が可能である。
- ③ 床版支間中央の断面では有効プレストレスの低下はなく, 鋼箱桁の面外剛性が床版のプレストレス導入に与

える影響は小さい。床版支間中央の断面では有効緊張力の損失を考慮する必要はない。

- ④ 鋼箱桁上の床版断面では, 鋼桁の上フランジおよびダイヤフラムが床版のプレストレスに直接抵抗するため有効プレストレスが低下する。設計において有効緊張力の損失を詳細に検討しない場合には, この断面では鋼桁の抵抗による有効緊張力の損失を, 道路橋示方書で求めた有効緊張力に対して 15%とするのが良い。

6. あとがき

鋼箱桁に場所打ち PC 床版を組み合わせた場合の床版応力性状について基本的な事項を明らかにした。筆者らは, ここで述べた以外に, 鋼桁の構造パラメータの影響検討およびクリープ, 乾燥収縮による経時変化の影響検討を行っている。また, 大井川橋の実橋においてプレストレス導入に関する実験を実施中である。これらの検討結果については, 別の機会に発表する予定である。

参考文献

- 1) 高速道路技術センター: 長支間場所打ち PC 床版の設計施工に関する技術検討, 平成 14 年 3 月
- 2) 高橋昭一, 橋吉宏, 志村勉, 小西哲司: PC 床版 2 主桁橋「ホロナイ川橋」の設計および解析・試験検討, 橋梁と基礎, pp.23-30, 1996.2
- 3) 田村陽司, 大垣賀津雄, 川尻克利, 作川孝一: 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
- 4) 猪熊康夫, 本間淳史, 杉崎幸樹, 丸山勝: 場所打ち PC 床版鋼 2 主桁橋(藁科川橋)の計画, 土木学会第 54 回年次学術講演会講演概要集, pp.284-285, 1999.
- 5) 猪熊康夫, 本間淳史, 河西龍彦, 松井鋭一: 支間 11m の場所打ち PC 床版(藁科川橋)の設計, 土木学会第 54 回年次学術講演会講演概要集, pp.286-287, 1999.
- 6) 志村勉・辻角学・依田照彦: 中間横桁を省略した狭小箱桁橋の 3 次元変形挙動の解析的検討, 土木学会論文集, No.654/I-52, pp.121-130, 2000.7
- 7) 高橋昭一・貞光誠人・笠倉和義・市橋俊夫: 第二東名富士川橋の計画と設計, 橋梁と基礎, pp.9-18, 2002.1
- 8) 寺田典生・福永靖雄・渡辺将之・才木雅俊・石井祐二: 全外ケーブル PC 箱桁橋の設計と模型実験, 橋梁と基礎, pp.2-9, 2000.10
- 9) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編, pp.203, 平成 8 年 12 月
- 10) 道路建設に関する回覧 (ARS), Verkehrsblatt-Dokument Nr.B5255-Vers.1994.11
- 11) 日本道路公団: 設計要領第二集橋梁建設編, 第 8 章 pp.12, 平成 10 年 7 月
- 12) 日本コンクリート工学協会: コンクリート技術の要点 (2002年9月13日受付)