

参考資料 1： 初回点検橋梁の詳細分析（腹圧力の影響）

- 1.1 橋梁 No. 6
- 1.2 橋梁 No. 9
- 1.3 橋梁 No. 14
- 1.4 橋梁 No. 19



# 1. 初回点検橋梁の詳細分析（腹圧力の影響）

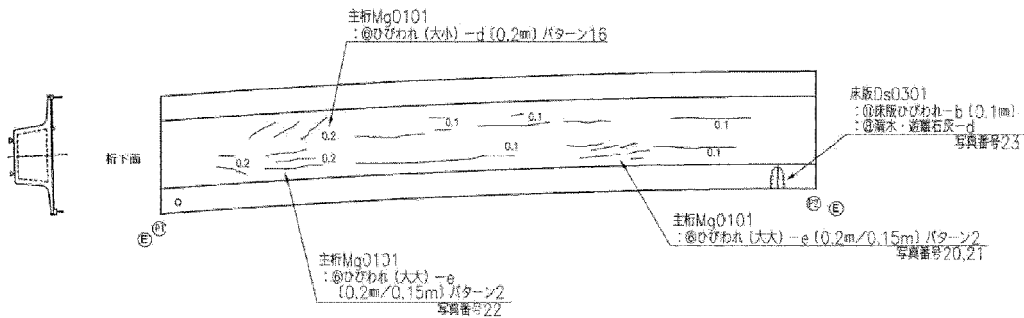
## 1.1 橋梁 No. 6

### (1) 橋梁概要・調査概要

- ・ 橋梁形式 PC4 径間連続箱桁橋
- ・ 橋長 240m
- ・ 支間割 49.9m + 68.9m + 66.0m + 52.8m
- ・ 架設工法 片持ち張出し架設工法

### (2) ひび割れの発生状況（顕著なひび割れ）

#### ① 主桁下面の橋軸方向ひび割れ



参図-1.1.1 損傷図（主桁下面）



参写真-1.1.1 下床版橋軸方向ひび割れ  
(写真番号 20)

参表-1.1.1 ひび割れ発生状況

径間	第1径間	第2径間	第3径間	第4径間
	A1-P1	P1-P2	P2-P3	P3-A2
ひび割れ発生箇所数	1箇所	23箇所	30箇所	18箇所
ひび割れ幅	0.2mm	0.1mm～ 0.2mm	0.05mm～ 0.25mm	0.05mm～ 0.1mm



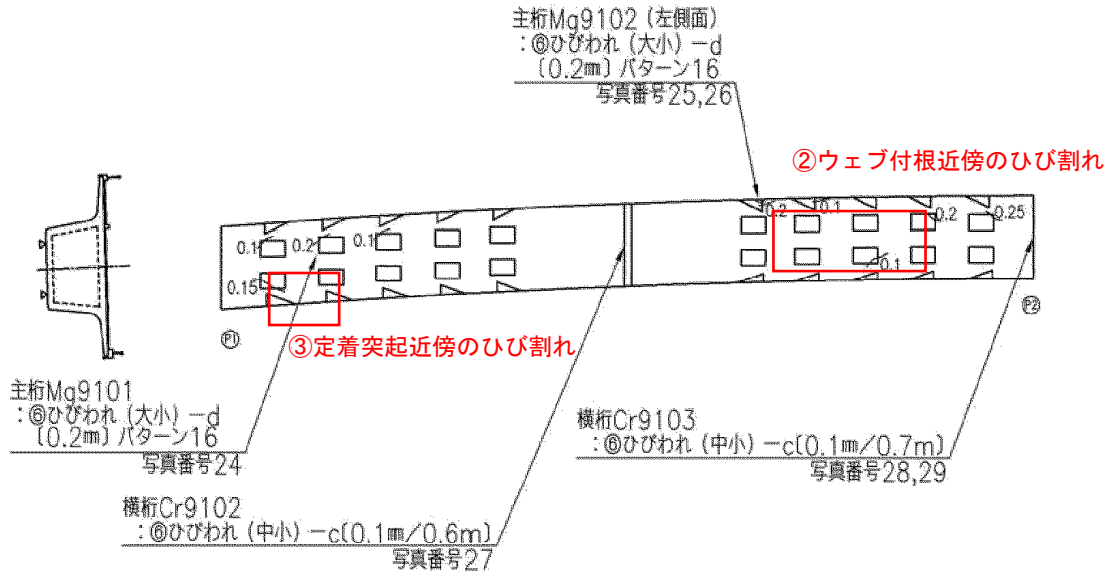
参写真-1.1.2 下床版橋軸方向ひび割れ  
(写真番号 21)



参写真-1.1.3 下床版橋軸方向ひび割れ 3  
(写真番号 22)

②下床版上面（箱桁内）のウェブ付根近傍のひび割れ

③下床版上面（箱桁内）の定着突起近傍のひび割れ



参図-1.1.2 損傷図（下床版上面）

- ・ 第1径間、第2径間、第3径間、第4径間の定着突起部近傍に発生
- ・ ひび割れ幅は0.05mm～0.2mm



参写真-1.1.4 ウェブ付根近傍のひび割れ  
(写真番号 25)



参写真-1.1.5 下床版定着突起近傍のひび割れ  
(写真番号 24)

### (3) ひび割れ発生要因

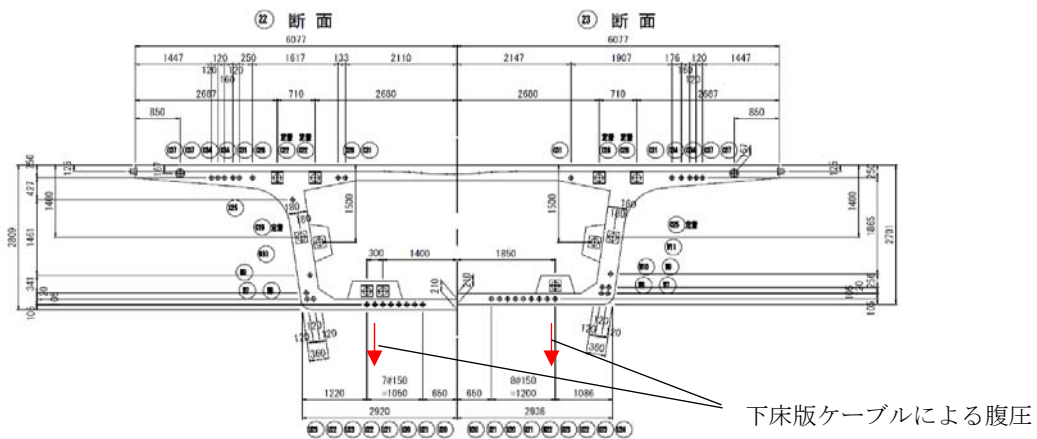
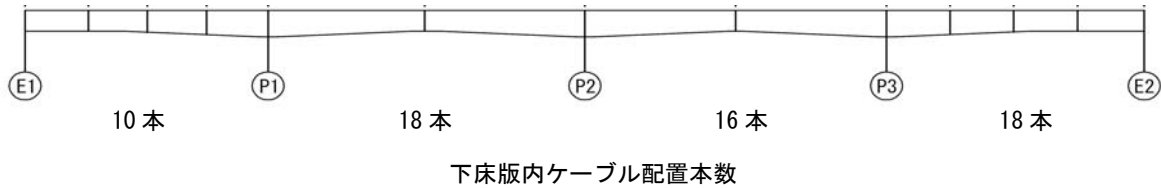
- ①床版下面の橋軸方向ひび割れ (参写真-1.1.1)
- ②床版上面の橋軸方向ひび割れ (参写真-1.1.4)

#### 【主な要因】

##### 1) 下床版内に配置されているPCケーブルによる腹圧

- ・ 支間ケーブルを内ケーブル、外ケーブルとした場合の経済性比較を行い、経済性で優位な下床版内ケーブルを配置する案を採用している。

- ひび割れが多く発生している第2径間、第3径間、第4径間には、16本～18本の多くの下床版内ケーブルが配置されている。さらに内ケーブルは、下床版支間の中央寄りに配置されており腹圧力により大きな曲げモーメントが生じる配置となっている。
- 計算書では床版下面の必要鉄筋量は D13@125 であるが、実配置鉄筋量は D16@125 となっている。腹圧の検討によりランクアップしている可能性もあるが、計算書には腹圧に対する検討が無く根拠は不明。
- 腹圧力の計算がなされていない場合、腹圧力がひび割れの要因となっている可能性がある。



参図-1.1.3 PC鋼材配置

配置されている鋼材による腹圧力及び下床版鉄筋応力度について算出する。（計算書で算出されている主桁断面位置での断面力(曲げモーメント)に、腹圧力による影響を加え、配置鉄筋面積で除すことにより検討断面位置での鉄筋応力度を算出。）

腹圧力及び鉄筋応力度は、以下の①～③により算出する。

①断面力算出位置の前後の打設ブロック長  $L$  とその区間における桁高差  $H$  より桁高変化の円弧半径  $R$  を算出。 $R^2 = (R-H)^2 + L^2$

②下床版配置のPC鋼材のプレ導入直後の設計緊張力  $P$  と本数  $N$  を用いて腹圧力  $W$  を算出。 $W = P \times N / R (kN)$

③下床版を、PC鋼材が下床版に均等に配置されて腹圧力が等分布に作用する両端固定梁(支間長： $L$ )と仮定して、下床版中央断面の曲げモーメント  $M$  と鉄筋応力度  $\sigma_s$  を算出。

曲げモーメント： $M = (W/L) \times L^2 / 24 + M'$  ( $M'$ ：設計計算書の曲げモーメント)

鉄筋応力度： $\sigma_s = M / (7/8 \times d \times A_s)$  (有効高： $d$ 、鉄筋量： $A_s$ )

参表-1.1.2 鉄筋応力度

【1】腹圧力による曲げモーメントの算出

	単位	第一径間			第二径間			第三径間	第四径間	備考
		A1 支点	支間 中央	P1 支点	P1 支点	支間 中央	P2 支点	支間 中央	支間 中央	
ケーブル張力（プレストレス直後）	kN	1295	1295	1295	1295	1295	1295	1295	1295	設計図書
ケーブル本数：N	本	10	10	4	4	18	4	16	18	設計図書
桁高変化：H	m	0.025	0.169	0.611	0.611	0.101	0.611	0.101	0.101	設計図書
変化区間：L	m	8	7.5	7.5	7.5	8	7.5	8	8	設計図書
下床版支間長：l	m	5.543	5.543	5.543	5.543	5.543	5.543	5.543	5.543	設計図書
下床版厚	mm	210	210	400	400	210	400	210	210	設計図書
下床鉄筋の径：D	mm	16	16	16	16	16	16	16	16	設計図書
下床版鉄筋の断面積：A	mm <sup>2</sup>	198.6	198.6	198.6	198.6	198.6	198.6	198.6	198.6	設計図書
下床版鉄筋の配置間隔	mm	125	125	125	125	125	125	125	125	設計図書
有効幅内（1.0m）の配置鉄筋本数	本	8	8	8	8	8	8	8	8	
下床版鉄筋のかぶり：α	mm	38.5	38.5	38.5	38.5	38.5	38.5	38.5	38.5	設計図書
円弧半径：R	m	1280	167	46	46	317	46	317	317	$R^2=(R-H)^2+L^2$
腹圧力	kN/m	10.1	77.5	112.6	112.6	73.5	112.6	65.4	73.5	$1295 \text{ k} \cdot \text{N} / \text{R}$
下床版分布荷重（腹圧力）	kN/m	1.8	13.98	20.31	20.31	13.26	20.31	11.8	13.26	等分布と仮定
① 腹圧力による曲げモーメント	kN・m	2.3	17.9	26	26	16.98	26	15.11	16.98	両端固定と仮定

【2】死荷重時の鉄筋応力度（腹圧力を考慮）

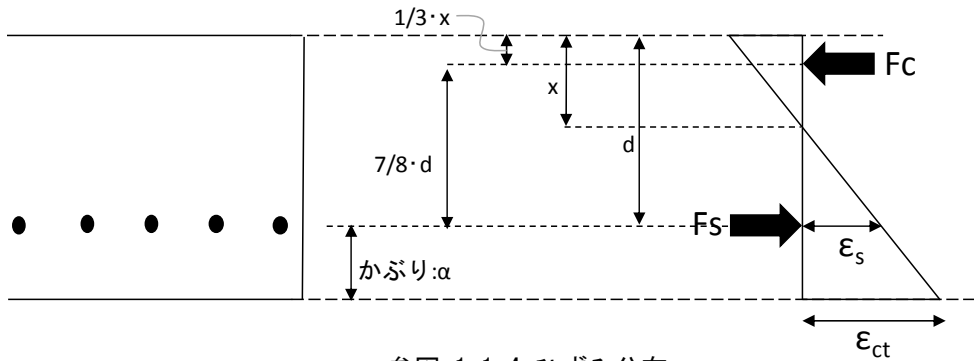
②	死荷重による曲げモーメント	kN・m	7.85	7.85	19.03	19.03	7.85	19.03	7.85	7.85	設計図書
① + ②	合計曲げモーメント（死荷重+腹圧力）：M	kN・m	10.15	25.75	45.03	45.03	24.83	45.03	22.96	24.83	
	有効高：d	mm	163.5	163.5	353.5	353.5	163.5	353.5	163.5	163.5	
	鉄筋量：A <sub>s</sub>	mm <sup>2</sup>	1588.8	1588.8	1588.8	1588.8	1588.8	1588.8	1588.8	1588.8	
	鉄筋応力度（死荷重+腹圧力）	N/mm <sup>2</sup>	44.7	113.3	91.6	91.6	109.2	91.6	101	109.2	$\sigma_s=M/(7/8*d*A_s)$

【3】設計荷重時の鉄筋応力度（腹圧力を考慮）

③	設計荷重による曲げモーメント	kN・m	9.69	9.69	33.19	33.19	9.69	33.19	9.69	9.69	設計図書
① + ③	合計曲げモーメント（設計荷重+腹圧力）：M	kN・m	11.99	27.59	59.19	59.19	26.67	59.19	24.8	26.67	
③	鉄筋応力度（設計荷重+腹圧力）	N/mm <sup>2</sup>	52.8	121.4	120.4	120.4	117.3	120.4	109.1	117.3	$\sigma_s=M/(7/8*d*A_s)$

●標準かぶり(35mm)の場合の応力度換算

かぶり(α mm)位置でのひずみ(ε<sub>ct</sub>)と標準かぶり(35mm)位置でのひずみ(ε<sub>35</sub>)の比率を用いて、鉄筋応力度を換算



参図-1.1.4 ひずみ分布

$$\frac{7}{8} \cdot d = d - \frac{1}{3} \cdot x$$

$$\Rightarrow x = \frac{3}{8} \cdot d$$

$$\therefore \epsilon_{ct} = \frac{\left(\frac{5}{8} \cdot d + \alpha\right)}{\frac{5}{8} \cdot d} \cdot \epsilon_s \quad \epsilon_{35} = \frac{\left(\frac{5}{8} \cdot d + 35\right)}{\frac{5}{8} \cdot d} \cdot \epsilon_s$$

よって、換算比率は

$$\frac{\epsilon_{\alpha}}{\epsilon_{35}} = \frac{\frac{\frac{5}{8} \cdot d + \alpha}{\frac{5}{8} \cdot d} \cdot \epsilon_s}{\frac{\frac{5}{8} \cdot d + 35}{\frac{5}{8} \cdot d} \cdot \epsilon_s} = \frac{\frac{5}{8} \cdot d + \alpha}{\frac{5}{8} \cdot d + 35}$$

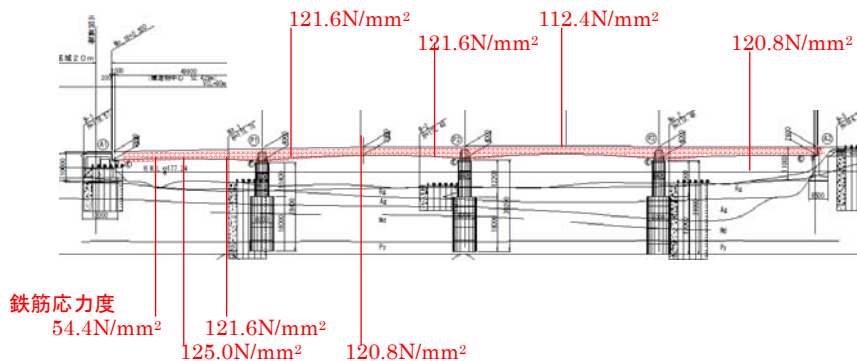
参表-1.1.3 鉄筋応力度

【4】標準かぶり位置での死荷重時の鉄筋応力度(腹圧力を考慮)

	単位	第一径間			第二径間			第三径間	第四径間	備考
		A1 支点	支間 中央	P1 支点	P1 支点	支間 中央	P2 支点	支間 中央	支間 中央	
換算比率: ε <sub>α</sub> /ε <sub>35</sub>	-	1.03	1.03	1.01	1.01	1.03	1.01	1.03	1.03	
換算後の鉄筋応力度 (死荷重+腹圧力)	N/mm <sup>2</sup>	46	116.7	92.5	92.5	112.5	92.5	104	112.5	

【5】標準かぶり位置での設計荷重時の鉄筋応力度(腹圧力を考慮)

鉄筋応力度 (設計荷重+腹圧力)	N/mm <sup>2</sup>	54.4	125	121.6	121.6	120.8	121.6	112.4	120.8	
---------------------	-------------------	------	-----	-------	-------	-------	-------	-------	-------	--



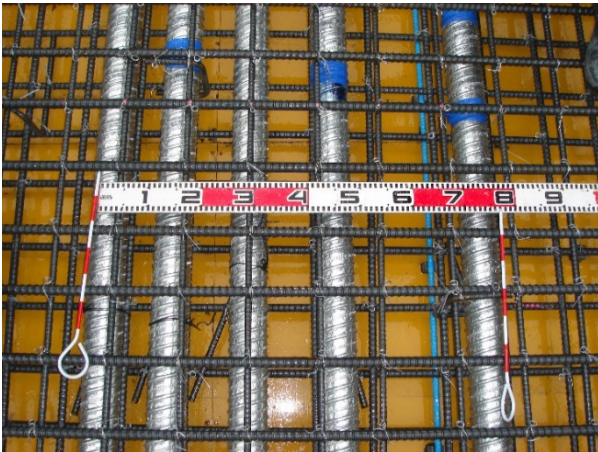
参図-1.1.5 断面位置

## 2) 施工ブロック新旧打継目のひび割れ

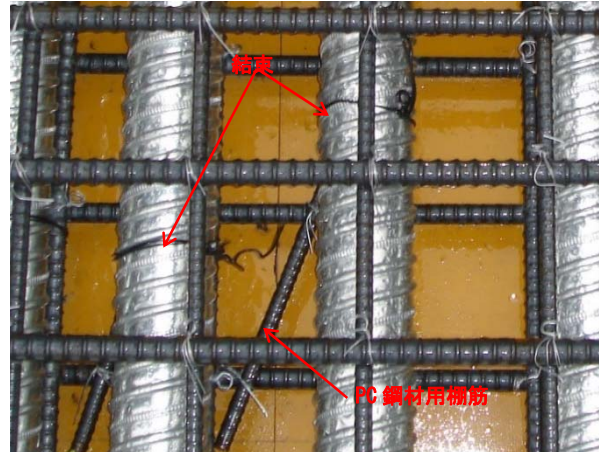
- ・新ブロック側の収縮が旧ブロックに拘束されることにより、ひび割れが発生する。
- ・ひび割れ図からは、ひび割れの発生位置と打継目との関連性は確認できないが、(1)と同様の方向のひび割れが生じることから、外部拘束による引張応力がひび割れ発生を助長している可能性がある。
- ・図面を見ると打継目から 50cm の配置では 110mm～120mm 間隔程度で配筋されており、鉄筋量を増やす配慮はされている。

## 3) シースのかぶり不足

- ・施工時期の古い橋梁ではしばしばあったが、最近の施工管理状況を鑑みると直接的要因の可能性は低い。工事記録写真を確認するとシースは棚筋に固定されていることが確認できる。



参写真-1.1.6 下床版内ケーブル配置状況



参写真-1.1.7 下床版内ケーブル配置状況  
(拡大)

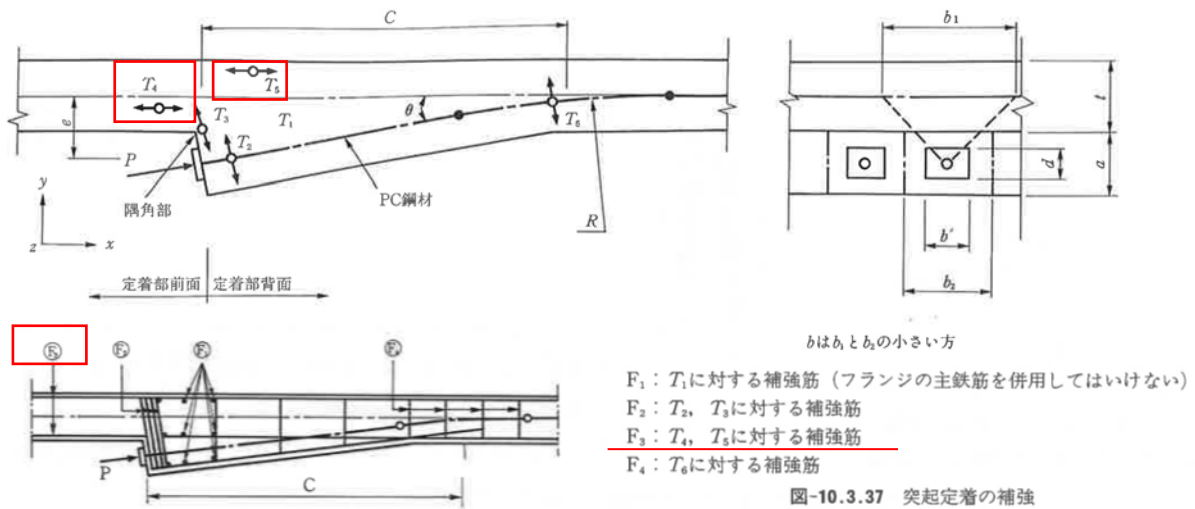


③下床版上面（箱桁内）の定着突起近傍のひび割れ

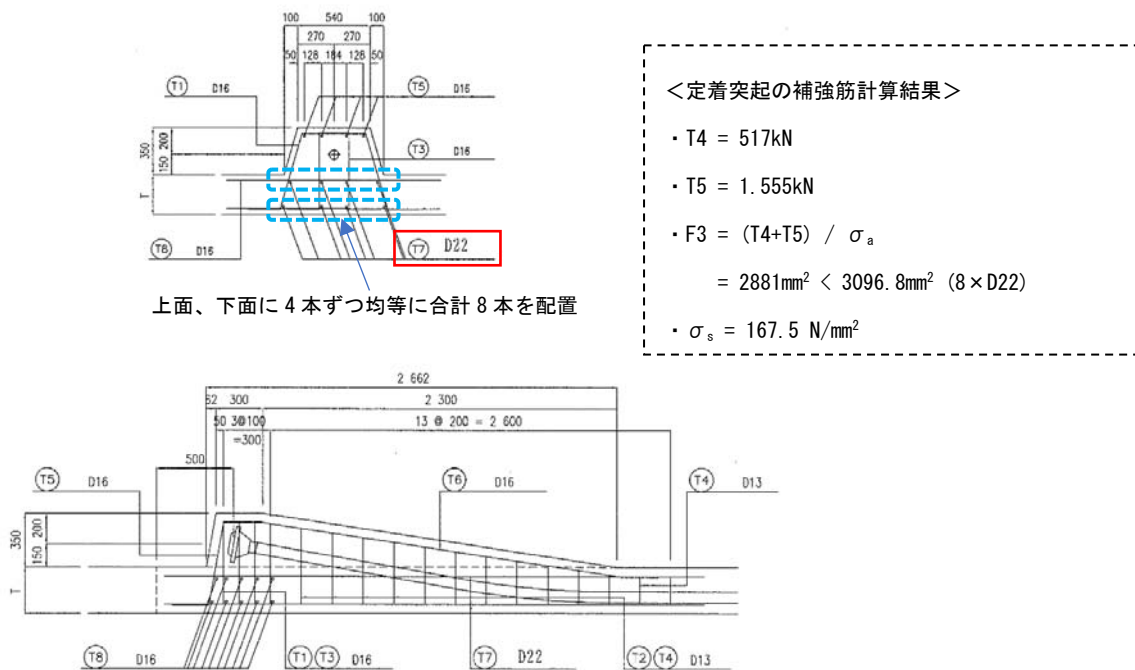
【主な要因】

1) 定着突起部におけるPCケーブル緊張による引張

・コンクリート道路橋設計便覧<sup>1)</sup>に記載された補強筋の算出方法により、定着部前面に生じる引張力 (T4) とプレストレスによる曲げモーメントによって生じる引張力 (T5) の合計値に対して補強鉄筋量 (D22-8本) を配置している。合計の引張力の内訳は、下床版上面付近に発生する T4=517kNの方が下床版下面付近に発生する T5=2kNに対して大部分を占めているが、配置鉄筋は上面、下面に均等に配置されており、上面付近の補強鉄筋量が不足している可能性がある。



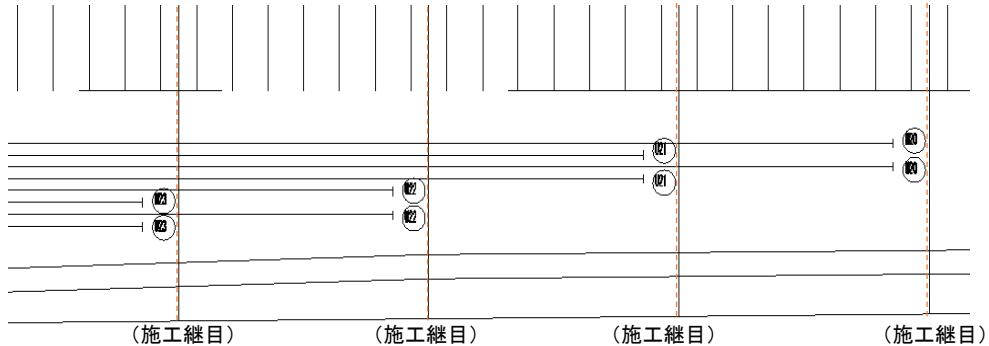
参図-1.1.6 突起定着部の緊張力(コンクリート道路橋設計便覧)



参図-1.1.7 配筋要領図 (設計計算書より)

## 2) 施工ブロック新旧打継目のひび割れ

- ・新ブロック側の収縮が旧ブロックに拘束されることにより、ひび割れが発生する。
- ・定着突起背面の近くに施工ブロックの新旧打継目があり、収縮の拘束による引張が生じておりひび割れの発端となっていると考えられる。



参図-1.1.8 打継目位置

## 3) 下床版内に配置されているPCケーブルによる腹圧

②の下床版内ケーブルの腹圧によってウェブ付根近傍に発生する直角方向の引張力が、定着突起近傍の背面引張と合成され斜め方向にひび割れが発生したと考えられる。



参写真-1.1.8 下床版定着突起近傍のひび割れ  
(写真番号 24)

## 4) 過密配筋による可能性

施工記録を確認したところ、ひび割れ発生部は過密な配筋となっておらず、補強鉄筋も必要本数配置されている。



参写真-1.1.9 下床版定着配筋写真



参写真-1.1.10 下床版定着配筋写真（拡大）

#### (4) まとめ

上述のように下床版下面のひび割れの主な要因は、下床版内ケーブルの配置本数が多いこと、下床版中央部に配置されていることから、腹圧力により下床版に大きな曲げモーメントが作用していることが要因のひとつであると考えられる。鉄筋応力を抑えることで、ひび割れを少なくすること、あるいは幅を現状より小さくすることは可能と考える。

下床版上面の定着突起近傍のひび割れは、1)下床版内ケーブルの腹圧によるもの、2)定着力に対する補強鉄筋の配置位置に関する配慮不足、3)打継目の拘束応力によるものと考えられる。2)については定着突起補強筋の配置位置は基準に明記されていないことから、上面の引張が大きいにも関わらず、上面・下面に均等に補強筋が配置されていたことが要因の一つであると考えられる。施工時対応は可能であるが、鉄筋の配置位置を変更する必要があるため、設計時に上面と下面の引張力の大きさに応じて鉄筋を配置する対策が効果的である可能性がある。

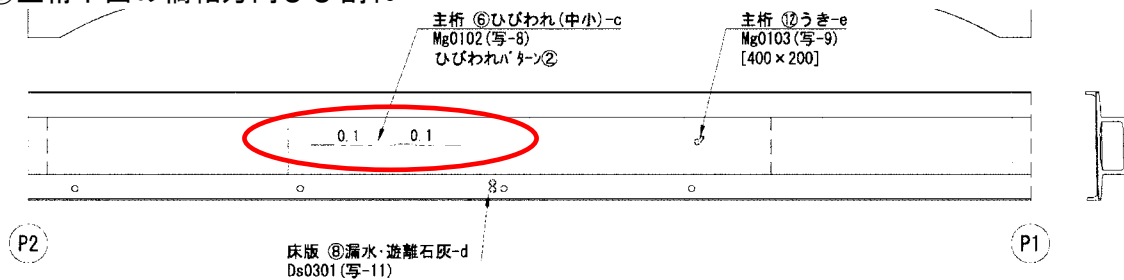
## 1.2 橋梁 No. 9

### (1) 橋梁概要・調査概要

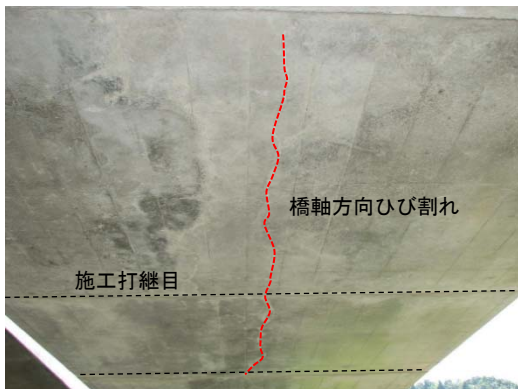
- ・ 橋梁形式 P C 3 径間連続箱桁橋
- ・ 橋長 218m
- ・ 支間割 60.5m + 94.0m + 60.5m
- ・ 架設工法 片持ち張出し架設工法

### (2) ひび割れの発生状況(顕著なひび割れ)

#### ①主桁下面の橋軸方向ひび割れ



参図-1.2.1 損傷図(主桁下面)



参写真-1.2.1 橋軸方向ひび割れ

(写-8)

- ・ 橋軸方向ひび割れは、第2径間に1箇所発生

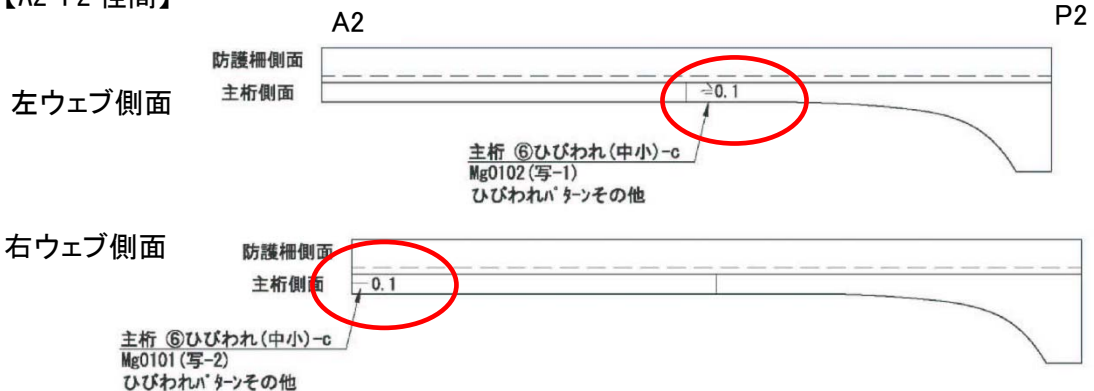
第1径間、第3径間は発生無し、

- ・ ひび割れ幅は0.1mm

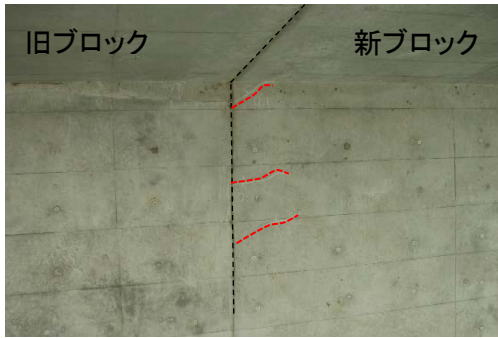
(ひび割れ幅：中、間隔：小、区分：

#### ②主桁側面の橋軸方向ひび割れ

##### 【A2-P2 径間】



参図-1.2.2 A2-P2 径間損傷図(主桁側面)

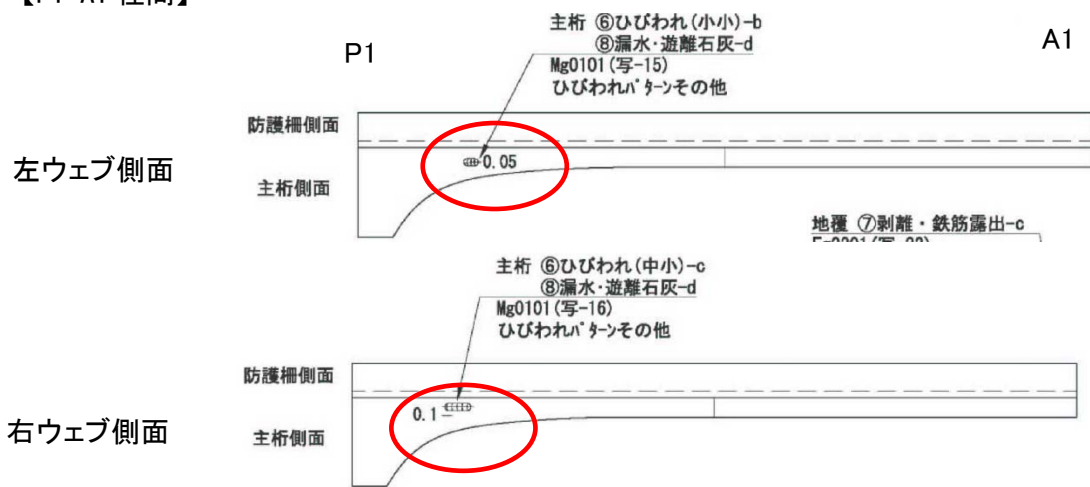


参写真-1.2.2 施工打継目のひび割れ  
(写-1)

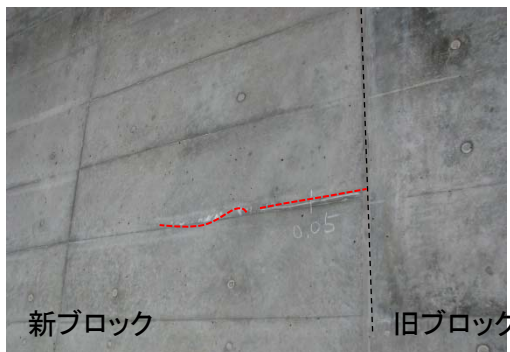


参写真-1.2.3 桁端部のひび割れ  
(写-2)

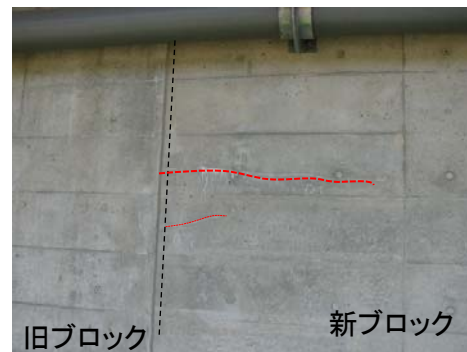
【P1-A1 径間】



参図-1.2.3 P1-A1 径間損傷図 (主桁側面)



参写真-1.2.4 施工打継目のひび割れ、  
漏水・遊離石灰(写-15)



参写真-1.2.5 施工打継目のひび割れ、  
漏水・遊離石灰(写-16)

(3) ひび割れの発生要因

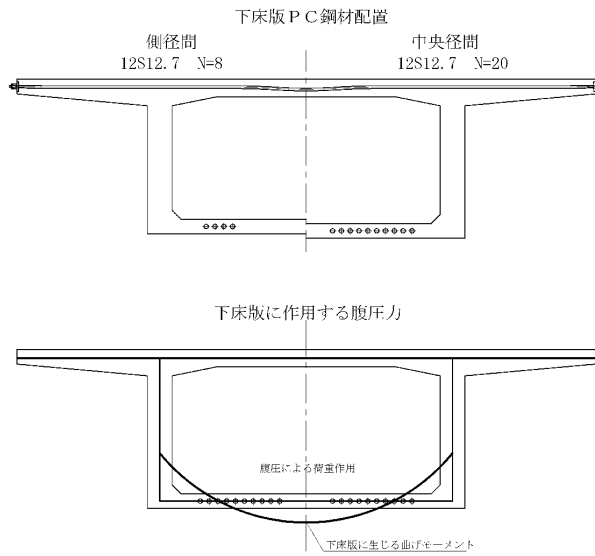
①主桁下面の橋軸方向ひび割れ (参写真-1.2.1)

【主な要因】

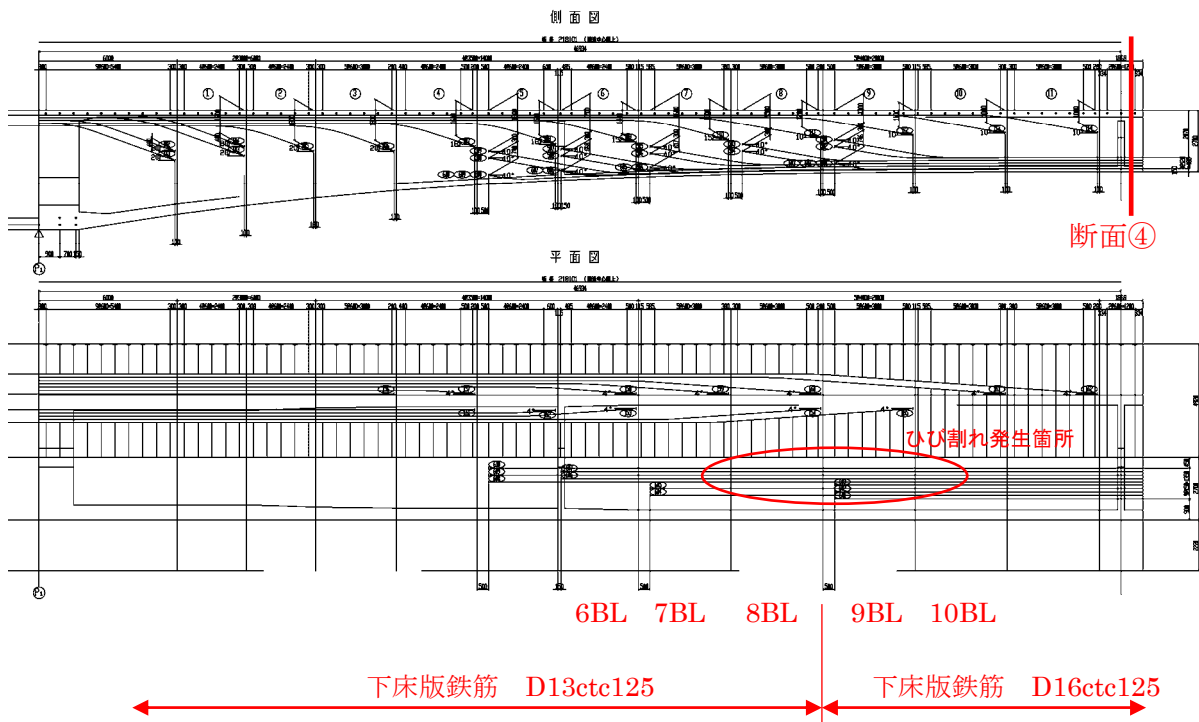
1) 下床版内に配置されているP Cケーブルによる腹圧

- ・橋軸方向ひび割れの発生している範囲は、横桁位置等から推測すると、張出し⑦～⑨ブロック周辺と判断される。

- 中央支間の橋軸方向ひび割れが発生した付近は、下床版に 20 本の支間ケーブルが配置されており、側径間の 8 本に比べ腹圧が大きく作用する。



参図-1.2.4 腹圧力による曲げモーメント



参図-1.2.5 PC 鋼材と鉄筋の配置

- ・設計計算書では、腹圧も考慮し以下のような検討結果となっている。

参表-1.2.1 横方向の検討断面④ 設計断面力 (kN・m)

		下床版付け根	下床版中央
横方向のみの 検討	死荷重時	-3.185	10.764
	設計荷重時	-17.732	13.164
腹圧		-10.676	7.699
横方向+腹圧 の検討	死荷重時	-13.861	18.463
	設計荷重時	-28.408	20.863

参表-1.2.2 下床版付け根部の検討

		断面力 (kN・m)	鉄筋配置	曲げ応力 (N/mm <sup>2</sup> )	許容値 (N/mm <sup>2</sup> )
横方向のみの 検討	死荷重時	-3.185	D13ctc125	$\sigma_c=0.7$ $\sigma_s=21.0$	$\sigma_{ca}=14$ $\sigma_{sa}=100$
	設計荷重時	-17.732	D13ctc125	$\sigma_c=3.9$ $\sigma_s=114.6$	$\sigma_{ca}=14$ $\sigma_{sa}=180$
横方向+腹圧 の検討	死荷重時	-13.861	D16ctc125	$\sigma_c=2.7$ $\sigma_s=59.0$	$\sigma_{ca}=14$ $\sigma_{sa}=100$
	設計荷重時	-28.408	D16ctc125	$\sigma_c=5.5$ $\sigma_s=120.6$	$\sigma_{ca}=14$ $\sigma_{sa}=180$

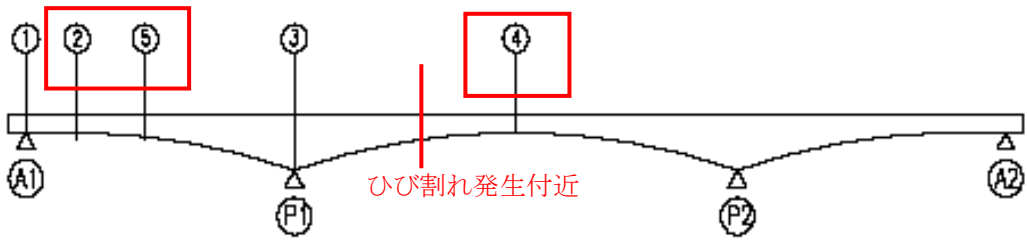
参表-1.2.3 下床版中央部の検討

		断面力 (kN・m)	鉄筋配置	曲げ応力 (N/mm <sup>2</sup> )	許容値 (N/mm <sup>2</sup> )
横方向のみの 検討	死荷重時	10.764	D13ctc125	$\sigma_c=2.4$ $\sigma_s=69.4$	$\sigma_{ca}=14$ $\sigma_{sa}=100$
	設計荷重時	13.164	D13ctc125	$\sigma_c=2.9$ $\sigma_s=84.8$	$\sigma_{ca}=14$ $\sigma_{sa}=180$
横方向+腹圧 の検討	死荷重時	18.463	D16ctc125	$\sigma_c=3.6$ $\sigma_s=78.2$	$\sigma_{ca}=14$ $\sigma_{sa}=100$
	設計荷重時	20.863	D16ctc125	$\sigma_c=4.0$ $\sigma_s=88.4$	$\sigma_{ca}=14$ $\sigma_{sa}=180$

下床版ケーブルが 20 本配置され、ひび割れが生じている付近では、上記の検討結果に示すように腹圧も考慮した設計とし、鉄筋引張応力度は許容値内となっている。また、その値は大きくなく、ひび割れが発生するレベルの鉄筋引張応力度とは言い難い。

しかし、下床版ケーブルが 20 本から 14 本に低減された 7BL、8BL 付近では、その腹圧による補強筋が配置されておらず下床版鉄筋は D13ctc125 となっている。したがって原因として腹圧に対する補強筋の設置範囲が適切でなかったことが考えられる。また、後述する打継目の拘束の影響もあったと推測される。

鉄筋量の低減が原因であるかを考察するため、他の断面の横方向の検討結果を示す。設計検討断面は、設計計算書に示す支間部の以下の 3 断面とする。

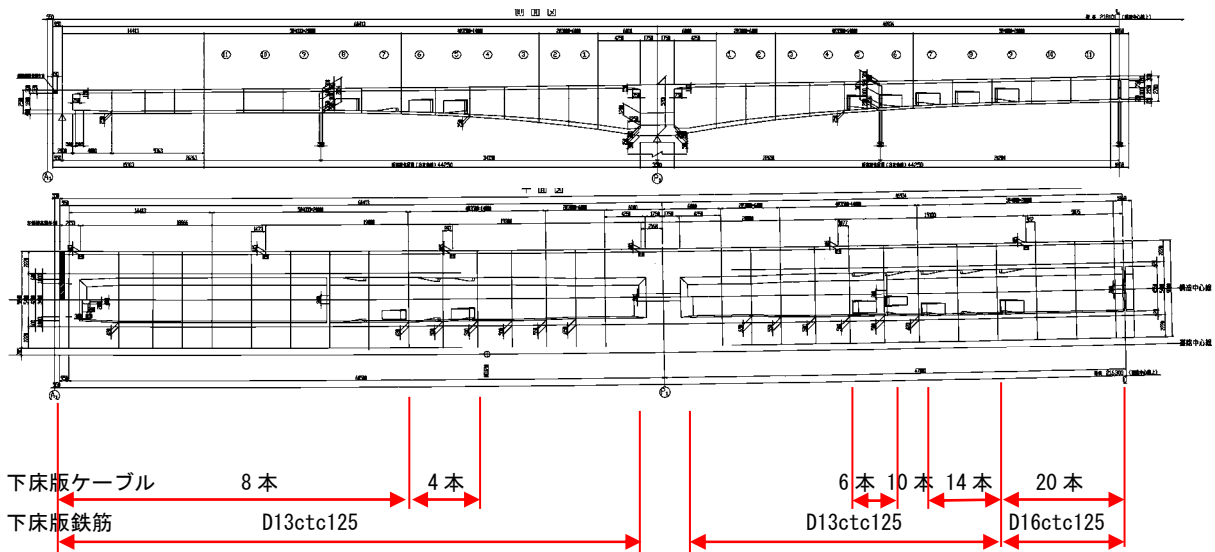


参図-1.2.6 検討断面

参表-1.2.4 検討断面の部材寸法 (mm)

断面	桁高	上床版厚	ウェブ厚	下床版厚	備考
②	2500	300	420	250	側径間：等桁高標準部
④	2700	300	420	250	中央径間：支間中央部
⑤	2904	300	500	250	側径間：5ブロック先端断面

腹圧が作用する下床版ケーブルと下床版鉄筋の配置を以下に示す。



参図-1.2.7 PC 鋼材と鉄筋の配置

ひび割れが生じた⑥断面の 7BL、8BL 付近は、⑤断面に相当する主桁形状であり、下床版鉄筋 D13ctc125 となっている。



下床版ケーブルによる腹圧力は、支間中央付近の形状で下床版ケーブル 20 本配置の場合に以下の値となっている。他のケーブル本数の計算は行われていないため、この値を基本とし簡易的に本数割合で腹圧力を算出する。

参表-1.2.5 腹圧力による曲げモーメント

ケーブル本数	支点断面力 (KN・m)	支間断面力 (KN・m)	備考
20 本	-10.676	7.699	設計計算書より
14 本	-7.473	5.389	
10 本	-5.338	3.850	
8 本	-4.270	3.080	
6 本	-3.203	2.310	

また、下床版の鉄筋応力度について算出する。（計算書で算出されている死荷重時及び設計荷重時の断面力(曲げモーメント)に、腹圧力による影響を加え、配置鉄筋面積で除すことにより検討断面位置での鉄筋応力度を算出。）

腹圧力及び鉄筋応力度は、以下の①～③により算出する。

①断面力算出位置の前後の打設ブロック長  $L$  とその区間における桁高差  $H$  より桁高変化の円弧半径  $R$  を算出。 $R^2=(R-H)^2+L^2$

②下床版配置の P C 鋼材のプレ導入直後の設計緊張力  $P$  と本数  $N$  を用いて腹圧力  $W$  を算出。 $W=P \times N / R(kN)$

③下床版を、P C 鋼材が下床版に均等に配置されて腹圧力が等分布に作用する両端固定梁(支間長： $L$ )と仮定して、下床版中央断面の曲げモーメント  $M$  と鉄筋応力度  $\sigma_s$  を算出。

曲げモーメント： $M=(W/L) \times L^2 / 24 + M'$  ( $M'$ ：設計計算書の曲げモーメント)

鉄筋応力度： $\sigma_s=M / (7/8 \times d \times A_s)$  (有効高： $d$ 、鉄筋量： $A_s$ )

参表-1.2.6 鉄筋応力度

【1】腹圧力による曲げモーメントの算出

	単位	第一径間		第二径間				備考
		支間 1/4	支間 中央	P1 支点	P1 支点	支間 中央	P2 支点	
ケーブル張力(プレ ストレス直 後)	kN	1295	1295	1295	1295	1295	1295	設計図書
ケーブル本数：N	本	—	4	6	10	14	20	設計図書
下床版厚	mm	250	250	250	250	250	250	設計図書
下床鉄筋の径：D	mm	13	13	13	13	13	16	設計図書
下床版鉄筋の断面 積：A	mm <sup>2</sup>	126.7	126.7	126.7	126.7	126.7	198.6	設計図書
下床版鉄筋の配置間 隔	mm	125	125	125	125	125	125	設計図書
有効幅内(1.0m)の 配置鉄筋本数	本	8	8	8	8	8	8	
下床版鉄筋のかぶり： $\alpha$	mm	70	70	70	70	70	70	設計図書
① 腹圧力による曲げモー メント	kN・m	0	1.54	2.31	3.85	5.389	7.699	設計図書(赤字は ケーブル配置本数 割合から算出)

【2】死荷重時の鉄筋応力度(腹圧力を考慮)

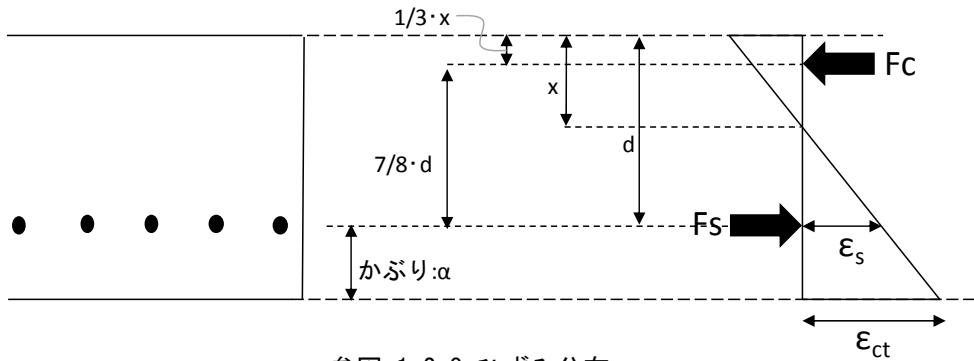
② 死荷重による 曲げモーメント	kN・m	11.031	9.864	9.864	9.864	9.864	10.764	設計図書
① + ② 合計曲げモーメント (死荷重+腹圧 力)：M	kN・m	11.031	11.404	12.174	13.714	15.253	18.463	
有効高：d	mm	173.5	173.5	173.5	173.5	173.5	172	
鉄筋量： $A_s$	mm <sup>2</sup>	1013.6	1013.6	1013.6	1013.6	1013.6	1588.8	
鉄筋応力度 (死荷重+腹圧力)	N/mm <sup>2</sup>	71.7	74.1	79.1	89.1	99.1	77.2	$\sigma_s=M / (7/8 * d * A_s)$

【3】設計荷重時の鉄筋応力度(腹圧力を考慮)

③ 設計荷重による 曲げモーメント	kN・m	13.229	13.164	13.164	13.164	13.164	12.435	設計図書
① + ③ 合計曲げモーメント (設計荷重+腹圧 力)：M	kN・m	13.229	14.704	15.474	17.014	18.553	20.134	
鉄筋応力度(設計荷 重+腹圧力)	N/mm <sup>2</sup>	86	95.6	100.6	110.6	120.6	84.2	

●標準かぶり(35mm)の場合の応力度換算

かぶり(α mm)位置でのひずみ(ε<sub>ct</sub>)と標準かぶり(35mm)位置でのひずみ(ε<sub>35</sub>)の比率を用いて、鉄筋応力度を換算



参図-1.2.8 ひずみ分布

$$\frac{7}{8} \cdot d = d - \frac{1}{3} \cdot x$$

$$\Rightarrow x = \frac{3}{8} \cdot d$$

$$\therefore \epsilon_{ct} = \frac{\left(\frac{5}{8} \cdot d + \alpha\right)}{\frac{5}{8} \cdot d} \cdot \epsilon_s \quad \epsilon_{35} = \frac{\left(\frac{5}{8} \cdot d + 35\right)}{\frac{5}{8} \cdot d} \cdot \epsilon_s$$

よって、換算比率は

$$\frac{\epsilon_{\alpha}}{\epsilon_{35}} = \frac{\frac{\frac{5}{8} \cdot d + \alpha}{\frac{5}{8} \cdot d} \cdot \epsilon_s}{\frac{\frac{5}{8} \cdot d + 35}{\frac{5}{8} \cdot d} \cdot \epsilon_s} = \frac{\frac{5}{8} \cdot d + \alpha}{\frac{5}{8} \cdot d + 35}$$

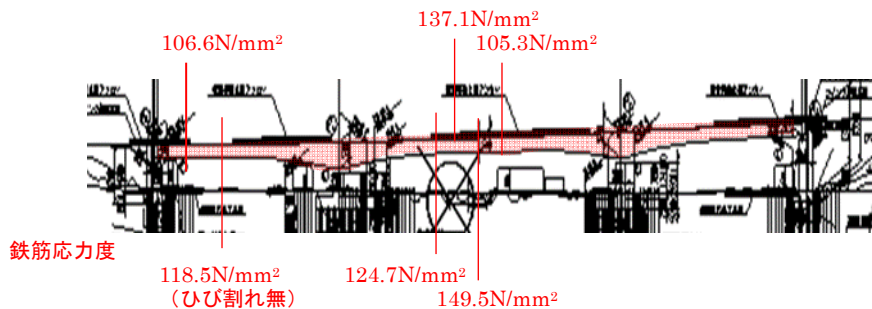
参表-1.2.7 鉄筋応力度

【4】標準かぶり位置での死荷重時の鉄筋応力度(腹圧力を考慮)

	単位	第一径間		第二径間				備考
		支間 1/4	支間 中央	P1 支点	P1 支点	支間 中央	P2 支点	
換算比率: ε <sub>α</sub> /ε <sub>35</sub>	-	1.24	1.24	1.24	1.24	1.24	1.25	
換算後の鉄筋応力度 (死荷重+腹圧力)	N/mm <sup>2</sup>	88.9	91.9	98.1	110.5	122.9	96.5	

【5】標準かぶり位置での設計荷重時の鉄筋応力度(腹圧力を考慮)

鉄筋応力度(設計荷重+腹圧力)	N/mm <sup>2</sup>	106.6	118.5	124.7	137.1	149.5	105.3	
-----------------	-------------------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	--



参図-1.2.9 検討断面

設計計算書では、腹圧の検討されている箇所（支間中央部：下床版 PC 鋼材配置 20 本）は、鉄筋径を D13 から D16 にアップさせることで、腹圧の作用していない箇所とほぼ同程度の応力度に抑えている。

しかし、PC 鋼材本数が低減される箇所でも、同じように腹圧を考慮した設計を行なった場合、配置鉄筋が D13ctc125 となることから、鉄筋応力度は許容値を満たすものの、PC 鋼材 14 本配置位置で、下縁引張  $\sigma_s = 120.6 \text{ N/mm}^2$  と高い値となる。この値は、ひび割れが生じてもおかしくない応力度と言える。

(参考)

参考に、下縁引張が生じていた 7BL 付近の位置では、以下のひび割れ幅となる。

(下床版 PC 鋼材 14 本、鉄筋 D13ctc125)

コンクリート標準示方書<sup>2)</sup>に示すひび割れ幅算出式を用い、鉄筋曲げ応力度、配置鉄筋量から推定すると以下の値となる。

$$W = 1.1 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot \{4c + 0.7(C_s - \varphi)\} (\sigma_{se} / E_s + \varepsilon'_{csd})$$

$k_1$  : 鋼材表面係数 (異形鉄筋=1.0)

$k_2$  : 圧縮強度による係数 ( $0.95 = \{15 / (\sigma_c + 20)\} + 0.7$ ) ,  $\sigma_c = 40 \text{ N/mm}^2$ )

$k_3$  : 鉄筋配置段数による係数 ( $1.0 = \{5(n+2)\} / \{7n+8\}$ ,  $n=1$  (段数) )

$c$  : かぶり (=70mm)

$C_s$  : 鉄筋配置間隔 (ctc125mm)

$\varphi$  : 鉄筋径 (D13mm)

$\sigma_{se}$  : 鉄筋応力度の増加量 (120.6 N/mm<sup>2</sup>)

$E_s$  : 鉄筋弾性係数 (=2.0×10<sup>5</sup> N/mm<sup>2</sup>)

$\varepsilon'_{csd}$  : 収縮およびクリープの影響考慮する数値 (鋼材腐食に対する照査: 150×10<sup>-6</sup>)

$$W = 1.1 \times 1.0 \times 0.95 \times 1.0 \times \{4 \times 70 + 0.7(125 - 13)\} [120.6 / 2 \times 10^5 + 150 \times 10^{-6}] \\ = 0.282 \text{ mm}$$

この算出式を用いた場合、鉄筋応力度の値に関係なく必ずひび割れ幅は発生する結果となり、適応範囲を定める必要があるが、計算上、大きなひび割れ幅となった原因として、塩害区域で純かぶりを 70mm に設定している影響が考えられる。

ちなみに同じ鉄筋応力度でかぶり 35mm であれば、 $W=0.171 \text{ mm}$  程度となる。

## 2) 施工ブロック新旧打継目のひび割れ

・新ブロック側の収縮が旧ブロックに拘束されることにより、ひび割れが発生しやすくなる。特に新旧ブロックの材令差が大きく断面厚の影響でマスコンとなる柱頭部、新旧ブロック材令差が大きく二面拘束される中央閉合部、新旧拘束面が大きくなる桁高の高い箇所、広幅員に生じやすいと言われている。

- ・本発生位置は、上記の条件に一致しないが、打継目は(1)と同様の方向のひび割れが生じやすく、打継目から伸びているようにも捉えられるため、ひび割れ発生原因の1つと考えられる。

- ・図面では、通常区間は下床版の横方向に D16ctc125 を配置しているが、打継ぎ付近はコンクリート道路橋設計便覧<sup>1)</sup>10.3.14(2)に従い、打継目から 50cm の範囲で ctc100 と鉄筋量を増やしている。設計時の配慮はなされているが、この対策だけではひび割れを防げるものではない。

- ・施工計画書によれば、打継目は、打継目処理用のシートを用い、目荒らし処理を行うと共に、気温の変位により適切な養生計画としていた。

### 3) シースのかぶり不足

- ・施工時期の古い橋梁ではしばしばあったが、本橋は純かぶり 70mm であること、最近の施工管理状況を鑑みると直接的要因の可能性は低い。

### 4) 段取り筋の配置によるもの

- ・橋軸方向に段取り鉄筋（被覆鋼材）をかぶり内に配置させることがあり、かぶりが薄いことから、コンクリートが充填しづらく鉄筋に沿ってひび割れが生じるケースがある。しかし、本橋は純かぶり 70mm 確保しており、鉄筋のかぶり不足が直接的要因になる可能性は低い。

### 5) コールドジョイントの可能性

- ・張出し施工の箱桁の下床版コンクリート打込み方法は、ウェブの上面から下床版に打ち込む方法、ポンプの筒先を下床版に直接つけてコンクリート打ち込む方法もあるが、基本的に前者である程度進め、その後、後者の方法で打ち込みするケースが用いられている。そのため下床版中央部にコールドジョイントが出来るケースは低いと考えられる。

## ②主桁側面の橋軸方向ひび割れ（参写真-1.2.2、参写真-1.2.4、参写真-1.2.5）

### 【主な要因】

#### 1) 施工ブロック新旧打継目のひび割れ

- ・新ブロック側の収縮が旧ブロックに拘束されることにより、ひび割れが発生する。ひび割れの発生位置、ひび割れ方向から判断すれば新旧打継目の拘束ひび割れと判断される。

- ・図面をみると、通常区間のスターラップは D19～D25 を ctc125 で配置しているが、打継ぎ付近は、コンクリート道路橋設計便覧<sup>1)</sup>10.3.14(2)に従い、打継目から 50cm の範囲で ctc100 と鉄筋量を増やしている。

- ・スターラップの鉄筋量が多く配置されていることから、ひび割れ幅は 0.1mm 程度で制御できたとも推測される。

### ③桁端部に生じた橋軸方向ひび割れ（参写真-1.2.3）

#### 【主な要因】

#### 1) 温度ひび割れ

- ・桁端部の支点横桁付近は、早強コンクリートで施工し、断面も大きくマスコンクリート状態となり、温度ひび割れが発生しやすい。
- ・施工計画書によれば、以下のコンクリート配合としており、セメント量も多くなく、 $W/C=38.5$  も少なく、適切な配合と思われる。

主 桁

設計基準強度 N/mm <sup>2</sup>	スミス導入時強度 N/mm <sup>2</sup>	粗骨材最大寸法 mm	スランブ cm	セトの種類	混和剤	塩化物量の限度
40	27	25	12±2.5	早強	高性能AE減水剤	0.3kgf/m <sup>3</sup>

標準配合の決定

打設箇所	セト早強 kg	水 kg	水セト比 %	細骨材率 %	細骨材 kg	粗骨材 kg	混和剤 g	備考
主桁	377	145	38.5	42.0	751	1,048	3,770	H

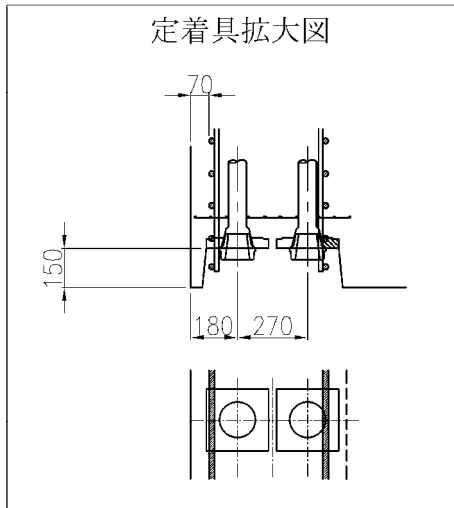
試験練りの結果

スランブ cm	空気量 %	圧縮強度 $\sigma_3$ N/mm <sup>2</sup>	圧縮強度 $\sigma_7$ N/mm <sup>2</sup>	備考
12.5	4.8	36.8	46.6	H

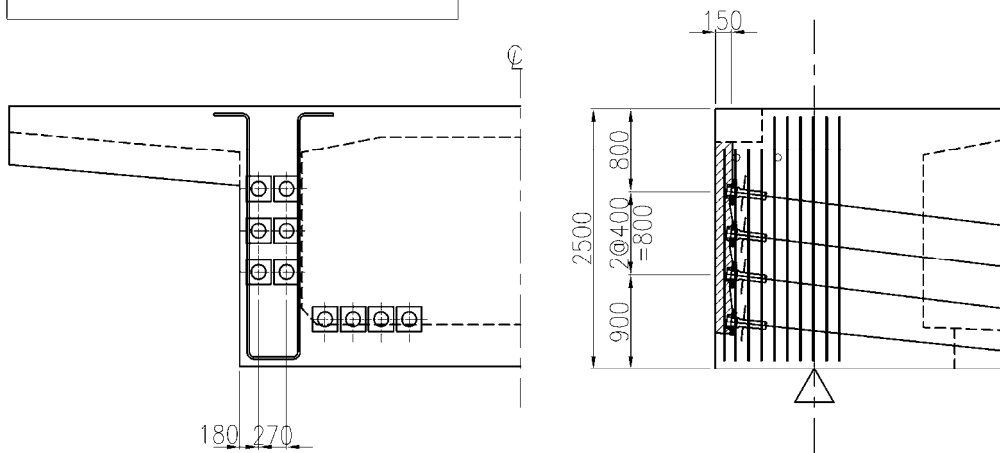
参図-1.2.10 コンクリート配合

#### 2) 定着具付近の局部応力の影響

- ・桁端部はP C鋼材を集中的に定着するため、定着部付近にP C鋼材に沿ったひび割れが発生しやすい。
- ・図面で確認した結果、定着部の縁端距離が180mmとなっている。当該橋梁で使用されている定着工法の当時の施工基準ではグリッド筋を用いた場合、12S12.7mmでは180mm以上確保することとされていたが、現在は、補強筋等の配置上の関係もあり203mmとして縁端距離を大きくした値に変更されている。
- ・本橋は、塩害区分で鋼材純かぶりを70mmにしているにもかかわらず、定着具の縁端距離を通常の場合と同じく180mmとしており、スターラップ内に適切に定着具や補強鉄筋が配置できない状況にある。設計時の配慮に欠けた一面もあると考えられる。



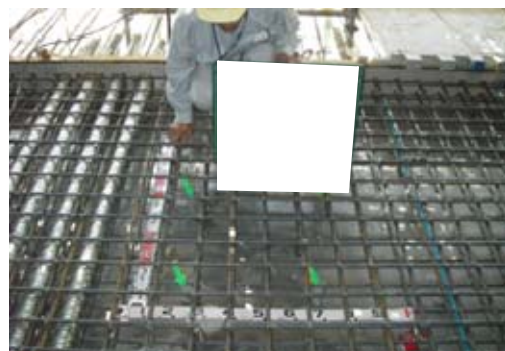
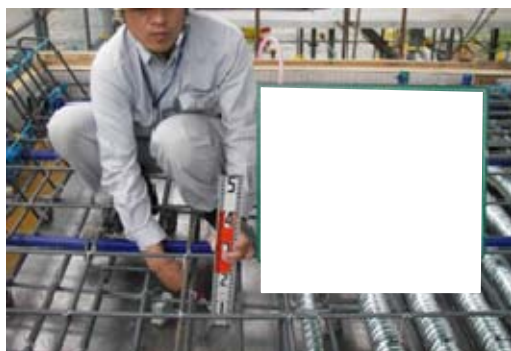
- ・定着部切欠き側面は薄くひび割れが生じやすい。
- ・定着具付近にはグリット筋が適切に配置できない。また、スターラップも切欠き内配置となっており、設計時の配慮にかける



参図-1.2.11 定着部の配筋状況

#### (4) 施工におけるひび割れ防止のための配慮

竣工図書を確認した結果、配筋検査や緊張検査などの工程検査に加え、寒中コンクリートに対する給熱養生など、品質確保のために適切な施工がなされていたと考えられる。



参写真-1.2.6 かぶりの確保（かぶり計測、スペーサー配置確認）



参写真-1.2.7 適切なプレストレスカの確保（PC 鋼材配置確認、緊張管理）



参写真-1.2.8 コンクリートの品質確保（湿布養生、冬季の給熱養生）



## (5) まとめ

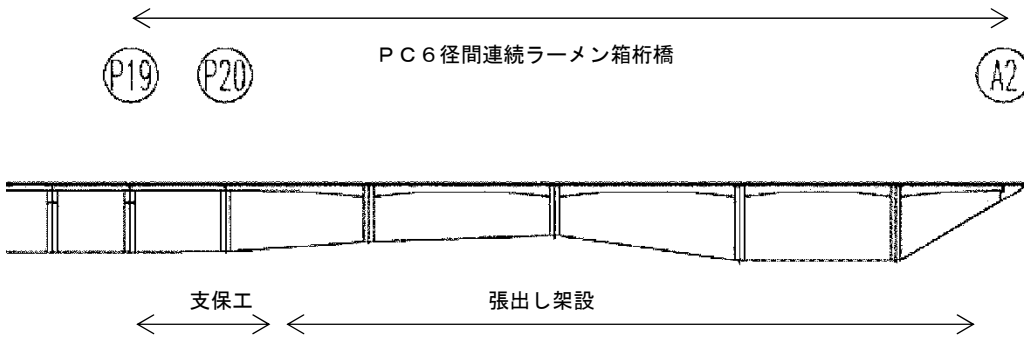
上述のように下床版下面のひび割れの主な要因は、1)下床版ケーブルの腹圧力に対する補強筋の設置範囲が適切でなかったこと、2)新旧打継目に拘束応力が生じていたことと考えられる。これらに対しては、鉄筋応力度を抑えることで、ひび割れを少なくすること、あるいは発生するひび割れの幅を小さくすることは可能と考えられる。

桁端部に生じた橋軸方向ひび割れの主な要因は、1)マスコンクリートの温度応力、2)定着具付近の局部応力などが考えられる。これらに対しては、鉄筋の応力度を抑えること及び定着具の縁端距離を確保することでひび割れの影響を低減できるものと考えられる。

### 1.3 橋梁 No. 14

#### (1) 橋梁概要・調査概要

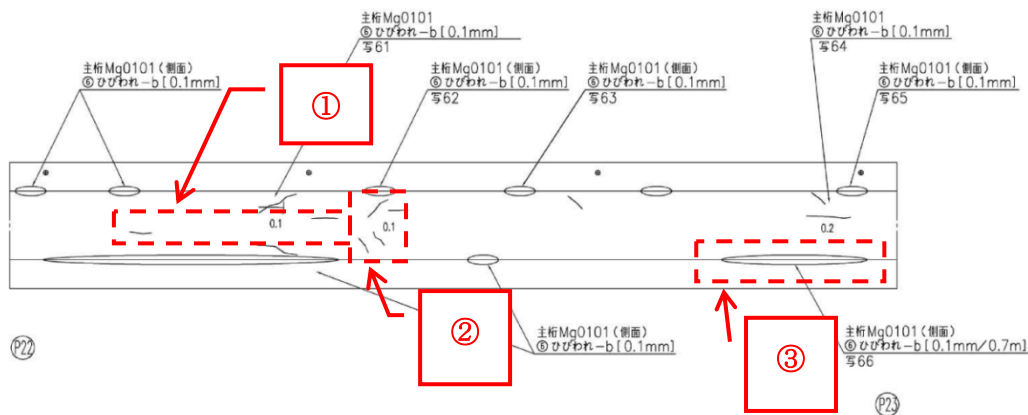
- ・橋梁形式：P C 6 径間連続ラーメン箱桁橋（P19～A2 径間）
- ・橋 長：365m
- ・支 間 割：39.2m+60.0m+77.5m+77.5m+65.0m+44.2m
- ・架設工法：片持ち張出し架設工法（起点側 1.5 径間は固定支保工架設工法）



参図-1.3.1 全体側面図

#### (2) ひび割れの発生状況（顕著なひび割れ）

顕著なひび割れ事例を第4径間（P22～P23）で示す。



参図-1.3.2 損傷図（主桁下面、側面）

##### ① 下床版下面の橋軸方向ひび割れ

- ・張出し施工部のほぼ全域（第2径間後半から第5径間）に散見
- ・ひび割れ幅は概ね 0.1mm（第4径間に 0.2mm あり）

##### ② 下床版下面の 45° 方向ひび割れ

- ・第2・4径間の下床版突起配置箇所に発生
- ・ひび割れ幅は 0.1mm


##### ③ ウェブ側面の橋軸方向ひび割れ

- ・張出し施工の第2～6径間の張出し付根部やウェブ側面部に発生
- ・ひび割れ幅は 0.1mm

①下床版下面の橋軸方向ひび割れ

写真番号	58	径間番号	22	撮影年月日	2005.02.21
部材名	主桁	要素番号	0101	メモ	
損傷の種類	ひびわれ	損傷程度	b		
					

②下床版下面の45°方向ひび割れ


写真番号	61	径間番号	23	撮影年月日	2005.02.21
部材名	主桁	要素番号	0101	メモ	
損傷の種類	ひびわれ	損傷程度	b	ひびわれ [0.1mm]	
					

③ウェブ側面の橋軸方向ひび割れ

・張出し付根（サークルハンチ）部

写真番号	59	径間番号	22	撮影年月日	2005.02.21
部材名	主桁	要素番号	0101	メモ	
損傷の種類	ひびわれ	損傷程度	b	主桁側面のひびわれ [0.1mm]	
					

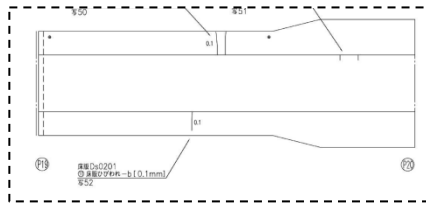
・ウェブ側面（図心付近）部

写真番号	54	径間番号	21	撮影年月日	2005.02.21
部材名	主桁	要素番号	0101	メモ	
損傷の種類	ひびわれ	損傷程度	b	主桁側面のひびわれ [0.1mm]	
					

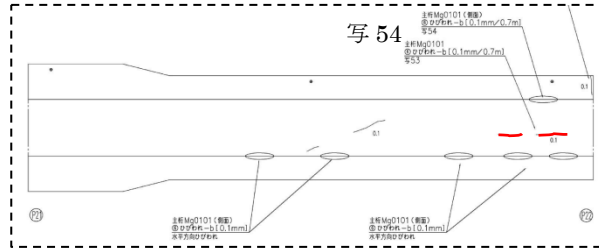
参図-1.3.3 損傷状況

下床版下面のひび割れ調書は以下のとおりで、「①下床版下面の橋軸方向ひび割れ」を赤線で示す。

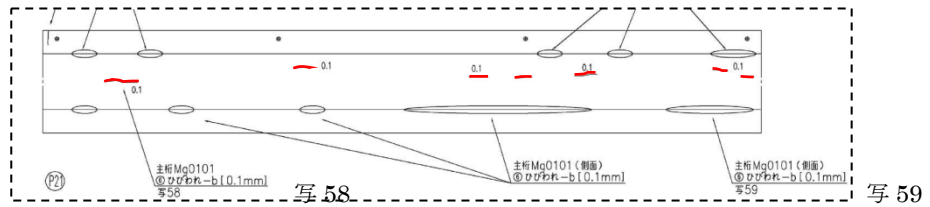
第1径間



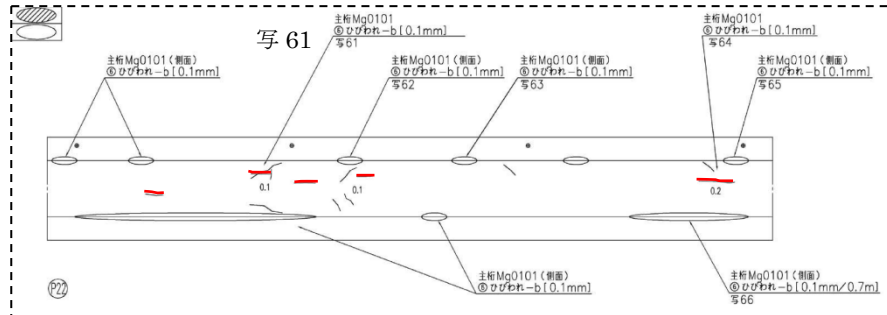
第2径間



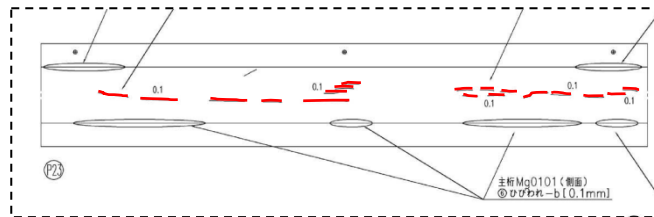
第3径間



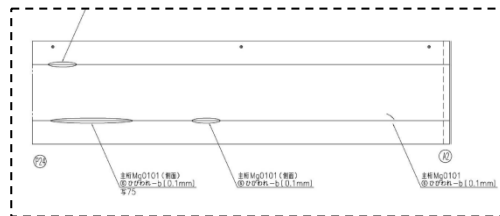
第4径間



第5径間



第6径間



参図-1.3.4 下床版下面のひび割れ調書

### (3) ひび割れの発生要因

#### ①下床版下面の橋軸方向ひび割れ

##### 1) 横方向のRC部材としての曲げ

- ・箱桁は上床版・ウェブ・下床版からなるBOXラーメン構造として挙動するため、自重や上床版に作用する活荷重によって下床版に曲げモーメントが発生し、ひび割れが発生する可能性がある。

→設計計算書より、下床版中央の下縁側には D13ctc250 の鉄筋が配置されているが、その応力度は設計荷重時で  $122\sim 133\text{N/mm}^2$  (死荷重時は  $103\sim 110\text{N/mm}^2$ ) であり、ヘアークラック程度のひび割れが発生する可能性がある。(ただし、設計書では腹圧力の影響について検討された記述はない)

##### 2) 施工済みの旧ブロックによる拘束

- ・新ブロック側の収縮が旧ブロックに拘束されることによって、新ブロックの橋軸直角方向に引張が発生し、打継目から伸展するようなひび割れが発生する可能性がある。

→下床版直角方向筋の配筋要領は基本的に D13ctc250mm であるが、打継目の新ブロック側は  $5@100\text{mm}$  と密に配置されている。

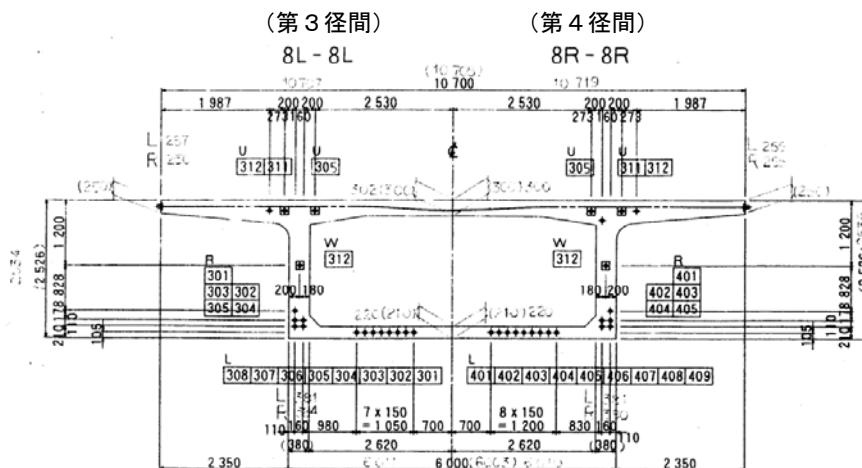
→ひび割れが打継目から伸展しており、養生条件や気象条件等の影響が重なって、一部のブロックにひび割れが発生したと考えられる。

##### 3) 下床版内に配置されているPC鋼材による腹圧力

- ・桁高が変化していると、下床版配置のPC鋼材緊張力で下向き分力(腹圧力)が生じて下床版に曲げモーメントが発生し、ひび割れが発生する可能性がある。

→下床版配置のPC鋼材(12S12.7)が第1～5径間には10～18本(第6径間は2本)配置されており、そのうち桁高変化のある第2～5径間にひび割れが発生しており、腹圧力とひび割れ発生に関連性が考えられる。

→設計計算では、腹圧力の影響を見込んでいないので、次頁以降で腹圧力の影響で発生する鉄筋応力度を試算する。鉄筋応力度が同程度でも、その他の要因の複合度合いの違いでひび割れの程度に差異が生じたと推察される。



参図-1.3.5 PC鋼材配置図

下床版の直角方向鉄筋応力度についてウェブ厚の変化点等の5ケースについて検討している。ただし、設計計算書において、腹圧力の影響は考慮されていない。

参表-1.3.1 横方向の検討断面（設計計算書より抜粋）

ケース	1	2	3	4	5
桁高 (m)	2.200	2.200	4.500	3.358	2.878
上床版厚 (m)	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300
ウェブ厚 (m)	0.700	0.380	0.550	0.550	0.470
下床版厚 (m)	0.210	0.210	0.500	0.347	0.262
床版支間 (m)	4.600	5.240	4.900	4.900	5.060
備考	端支点	支間1/2	中間支点	支間1/8	支間1/4

支間の1/2・1/4・1/8に該当するケース2・5・4の下床版の設計結果は、下表のとおりである。なお、死荷重時の鉄筋応力度は、設計計算書に記載がないため、設計時と死荷重時の曲げモーメントとの比率で算出したもので、103~110N/mm<sup>2</sup>である。

参表-1.3.2 下床版の設計結果（設計計算書より抜粋）

検討断面		支間1/2	支間1/4	支間1/8	
下床版 諸元	版厚 (mm)	210	262	347	
	床版支間 (m)	5.240	5.060	4.900	L
	有効高 (mm)	168	220	305	d
	配筋要領 鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	D13ctc250 =506.8	D13ctc250 =506.8	D13ctc250 =506.8	A <sub>s</sub>
死荷重時	曲げ (kN・m)	8.20	10.58	15.81	
	鉄筋応力 (N/mm <sup>2</sup> )	105	103	110	←比率計算
設計荷重時	曲げ (kN・m)	9.54	12.55	19.16	
	鉄筋応力 (N/mm <sup>2</sup> )	122	122	133	

また、第1～6径間について、桁高変化の円弧半径Rを算出し、下床版に配置されているPC鋼材本数Nを用いて腹圧力及び下床版鉄筋応力度について算出する。（設計計算書で算出されている主桁断面位置での断面力(曲げモーメント)に、腹圧力による影響を加え、配置鉄筋面積で除すことにより検討断面位置での鉄筋応力度を算出。）

腹圧力及び鉄筋応力度は、以下の①～③により算出する。

- ①断面力算出位置の前後の打設ブロック長Lとその区間における桁高差Hより桁高変化の円弧半径Rを算出。 $R^2=(R-H)^2+L^2$
- ②下床版配置のPC鋼材のプレ導入直後の設計緊張力Pと本数Nを用いて腹圧力Wを算出。 $W=P \times N / R(kN)$
- ③下床版を、PC鋼材が下床版に均等に配置されて腹圧力が等分布に作用する両端固定梁(支間長:L)と仮定して、下床版中央断面の曲げモーメントMと鉄筋応力度 $\sigma_s$ を算出。

曲げモーメント： $M=(W/L) \times L^2/24+M'$ （M'：設計計算書の曲げモーメント）

鉄筋応力度： $\sigma_s=M/(7/8 \times d \times A_s)$ （有効高：d、鉄筋量：A<sub>s</sub>）

参表-1.3.3 鉄筋応力度

【1】 腹圧力による曲げモーメントの算出

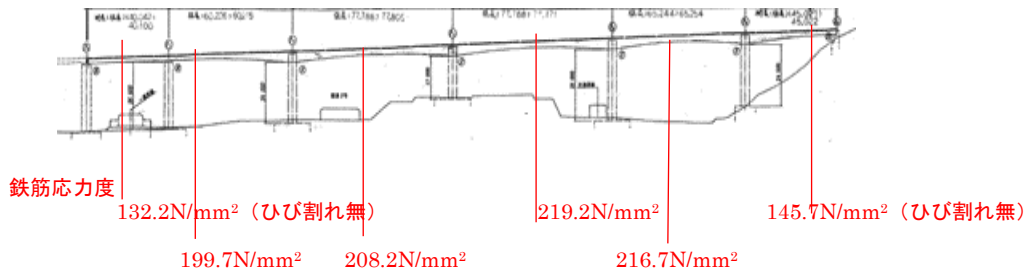
	単位	第一 径間	第二 径間	第三 径間	第四 径間	第五 径間	第六 径間	備考
		支間 中央	8BL (最大 張出)	支間 中央	支間 中央	支間 中央	8BL (最大 張出)	
ケーブル張力 (プレストレス直後)	kN	1330	1330	1330	1330	1330	1330	設計図書
ケーブル本数 : N	本	10	6	16	18	12	2	設計図書
桁高変化 : H	m	0.1	0.12	0.026	0.026	0.029	0.12	設計図書
変化区間 : L	m	39.2	8	5.9	5.9	5.12	8	設計図書
下床版支間長 : l	m	5.24	5.24	5.24	5.24	5.24	5.24	設計図書
下床版厚	mm	210	223	220	220	221	223	設計図書
下床鉄筋の径 : D	mm	13	13	13	13	13	13	設計図書
下床版鉄筋の断面積 : A	mm <sup>2</sup>	126.7	126.7	126.7	126.7	126.7	126.7	設計図書
下床版鉄筋の配置間隔	mm	250	250	250	250	250	250	設計図書
有効幅内 (1.0m) の 配置鉄筋本数	本	4	4	4	4	4	4	
下床版鉄筋のかぶり	mm	35	35	35	35	35	35	設計図書
円弧半径 : R	m	7683	267	669	669	452	267	$R^2 = (R-H)^2 + L^2$
腹圧力	kN/m	1.7	29.9	31.8	35.8	35.3	10	1330 kN*N/R
下床版分布荷重 (腹圧力)	kN/m	0.3	5.71	6.07	6.83	6.74	1.91	等分布と仮定
腹圧力による曲げモーメント	kN・m	0.34	6.53	6.94	7.81	7.71	2.19	両端固定と仮定

【2】 死荷重時の鉄筋応力度 (腹圧力を考慮)

死荷重による曲げモーメント	kN・m	8.2	8.2	8.2	8.2	8.2	8.2	設計図書
合計曲げモーメント (死荷重+腹圧力) : M	kN・m	8.54	14.73	15.14	16.01	15.91	10.39	
有効高 : d	mm	168.5	181.5	178.5	178.5	179.5	181.5	
鉄筋量 : A <sub>s</sub>	mm <sup>2</sup>	506.8	506.8	506.8	506.8	506.8	506.8	
鉄筋応力度 (死荷重+腹圧力)	N/mm <sup>2</sup>	114.3	183	191.3	202.3	199.9	129.1	$\sigma_s = M / (7/8 * d * A_s)$

【3】 設計荷重時の鉄筋応力度 (腹圧力を考慮)

設計荷重による 曲げモーメント	kN・m	9.54	9.54	9.54	9.54	9.54	9.54	設計図書
合計曲げモーメント (設計荷重+腹圧力)	kN・m	9.88	16.07	16.48	17.35	17.25	11.73	
鉄筋応力度 (死荷重+腹圧力)	N/mm <sup>2</sup>	132.2	199.7	208.2	219.2	216.7	145.7	



参図-1.3.6 検討断面

第4径間と第5径間は、ひび割れの発生本数に違いがあるが、腹圧力の影響で発生する鉄筋応力度は同程度である。また、第4径間終点側と第5径間起点側はP 4張出し施工ブロックとして同じ日に打設しており、コンクリート材料や養生状況にも差異はないものと考えられる。

ひび割れ本数と腹圧力を径間ごとにまとめると下表のとおりで、第1・6径間で、ひび割れが発生していないことと腹圧力の影響が僅かなこととの関係性は肯ける。第2～5径間に関しては、ひび割れ本数と腹圧力に正比例の関係性はあまり強くなく、腹圧力がひび割れの誘因となり、その他の要因の複合度合いの違いでひび割れの程度に差異が生じたものと推察される。

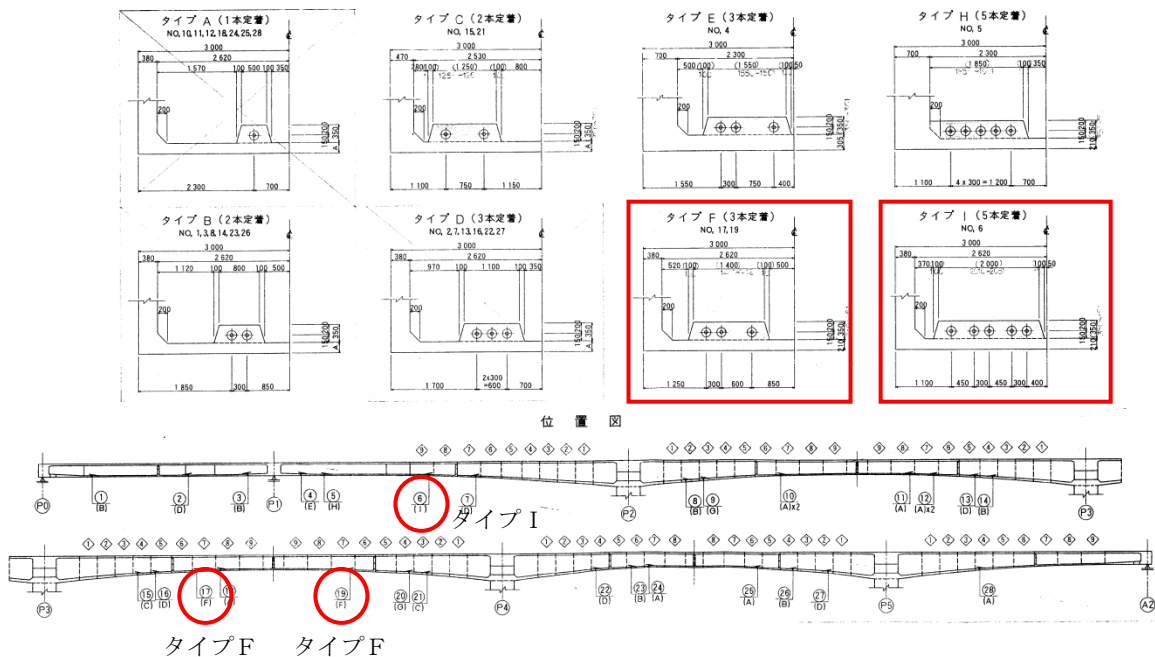
参表-1.3.4 径間ごとのひび割れ本数と腹圧力を考慮した鉄筋応力度の比較

		第1 径間	第2 径間	第3 径間	第4 径間	第5 径間	第6 径間		
ひび割れ本数 (本)		0	2	7	5	18	0	径間全体	
腹圧力 W (kN/m)		—	40	52	59	57	7	径間中央部	
鉄筋 応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	死荷重時	腹圧無視	105	105	105	105	105	105	〃
		腹圧考慮	114	183	191	202	200	129	〃
	設計荷重 時	腹圧無視	122	122	122	122	122	122	〃
		腹圧考慮	132	200	208	219	217	146	〃

## ②下床版下面の45°方向ひび割れ

### 1) 定着突起部におけるPC鋼材緊張力による背面引張

- ・主方向PC鋼材を下床版突起で定着すると、定着突起の背面側に局所的な引張応力が発生するので、ひび割れが発生する場合があります。
- 第2径間のひび割れ部には5本定着突起（タイプH）が、第4径間のひび割れ部には3本定着突起（タイプF）が配置されている。
- 下床版PC鋼材の定着突起は、ウェブに接合させた形状が望ましいが、本橋は独立した突起形状のために大きめの局部応力が生じ、それがひび割れを誘因したと考えられる。



参図-1.3.7 PC鋼材配置図



### ③ウェブ側面の橋軸方向ひび割れ

#### 1) 横方向のRC部材としての曲げ

・箱桁は上床版・ウェブ・下床版からなるBOXラーメン構造として挙動するため、自重や上床版に作用する活荷重によってウェブに曲げモーメントが発生し、ひび割れが発生する可能性がある。

→ウェブ上端の外側にはD16ctc125の鉄筋が配置されているが、その応力度は活荷重時で $90\text{N/mm}^2$ （死荷重時は圧縮状態）であり、ヘアークラック程度のひび割れが発生する懸念がある。

#### 2) 施工済みの旧ブロックによる拘束

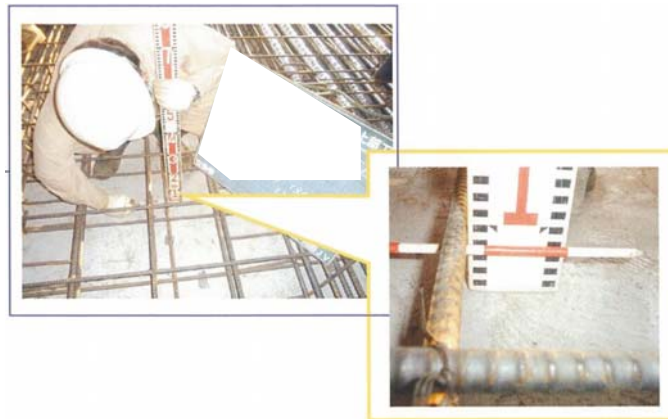
・新ブロック側の収縮が旧ブロックに拘束されることによって、新ブロックの橋軸直角方向に引張が発生し、打継目から伸展するようなひび割れが発生する場合がある。

→スターラップの配筋要領はD16～D19ctc125mmであるが、打継ぎ部の新ブロック側は5@100mmと密に配置されている。

→ひび割れが打継目から伸展しており、養生条件や気象条件等の影響が重なって、一部のブロックにひび割れが発生したと考えられる。

#### (4) 施工におけるひび割れ防止のための配慮

施工管理は、以下に示すように各施工段階で適切に行われていたと考えられる。



参写真-1.3.1 配筋管理状況



参写真-1.3.2 打設管理状況



参写真-1.3.3 養生管理状況



参写真-1.3.4 打継ぎ処理状況



参写真-1.3.5 緊張管理状況

#### (5) まとめ

上述のように施工的には適切に管理が行われていたと考えられ、設計面において、腹圧力の影響を考慮した死荷重時または設計荷重時の鉄筋応力度を制限することで、ひび割れ本数を少なくしたりひび割れ幅を小さくすることは可能と考える。

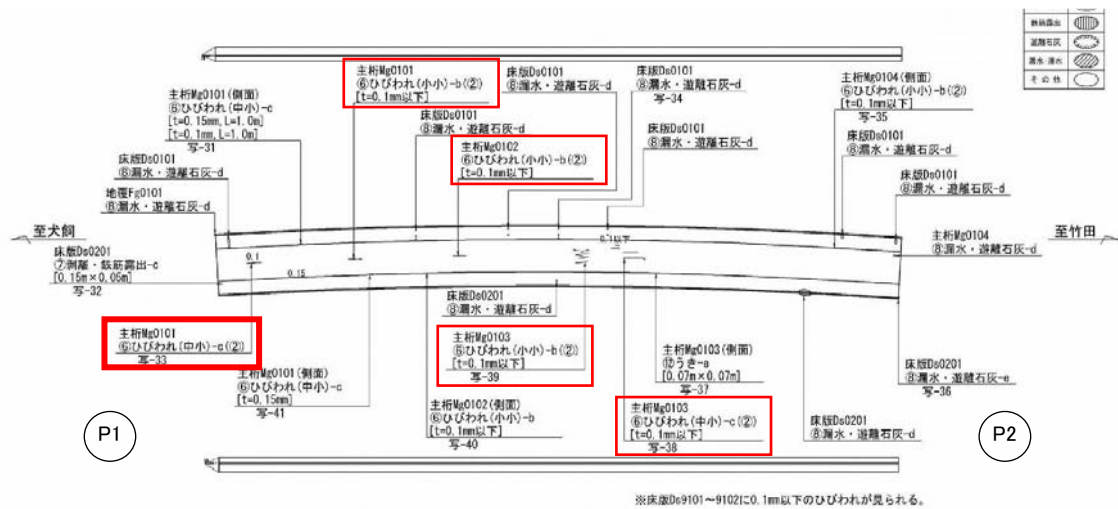
## 1.4 橋梁 No. 19

### (1) 橋梁概要・調査概要

- ・ 橋梁形式 PC 3 径間連続ラーメン箱桁橋
- ・ 橋長 255m
- ・ 支間割 66.75m+120.00m+66.75m
- ・ 架設工法 片持ち張出し架設工法

### (2) ひび割れの発生状況（顕著なひび割れ）

#### ①主桁下面の橋軸方向ひび割れ



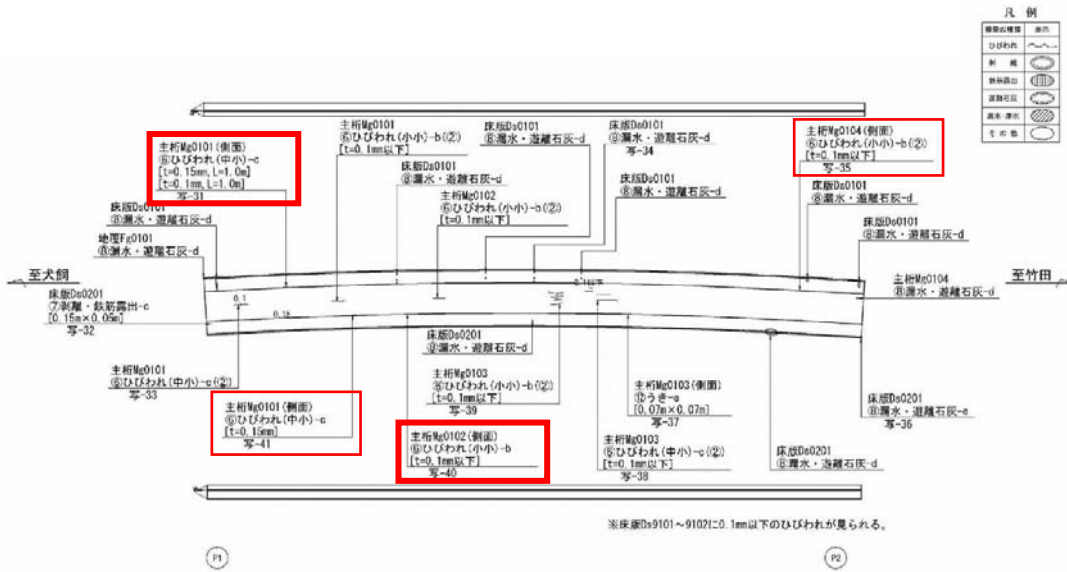
参図-1.4.1 損傷図（第2径間主桁下面）

- ・ 第1径間、第2径間に発生
- ・ ひび割れ幅は0.1mm以下～0.15mm

写真番号	33	径間番号	2	撮影年月日	2010.01.13
部材名	主桁	要素番号	0101	メモ	
損傷の種類	ひびわれ	損傷程度	c	(中小) 損傷パターン(2)	

参図-1.4.2 点検調査抜粋（第2径間 下床版橋軸方向ひび割れ状況）

②主桁側面（外側）の橋軸方向ひび割れ



参図-1.4.3 損傷図（第2径間主桁側面）

- ・第2径間に発生
- ・ひび割れ幅は0.1mm以下～0.15mm

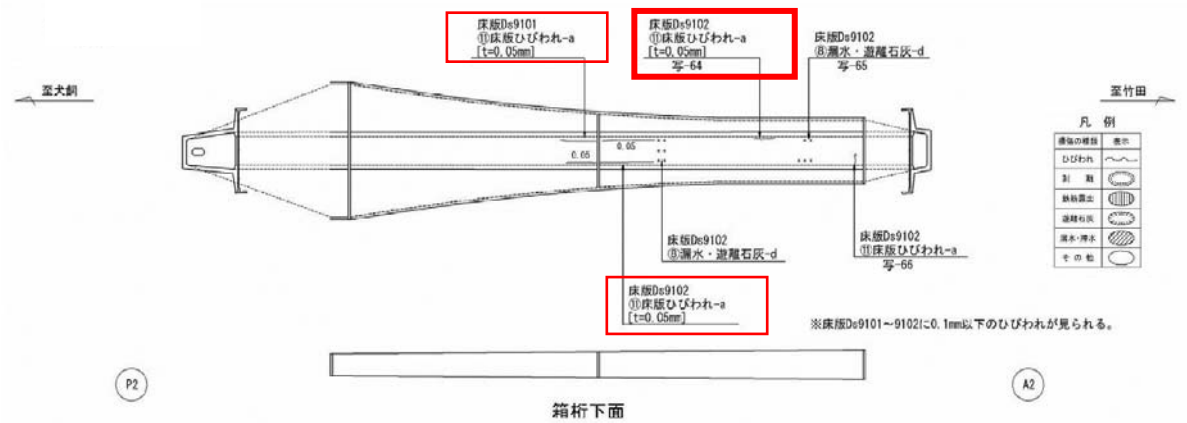
写真番号	31	径間番号	2	撮影年月日	2010.01.14
部材名	主桁	要素番号	0101	メモ	
損傷の種類	ひびわれ	損傷程度	c	(側面) (中小) [t=0.15mm, L=1.0m] [t=0.1mm, L=1.0m]	
			<p>..... : ひび割れ - - - : 施工目地</p>		

参図-1.4.4 点検調査抜粋（第2径間 桁側面橋軸方向ひび割れ）

写真番号	40	径間番号	2	撮影年月日	2010.01.13
部材名	主桁	要素番号	0102	メモ	
損傷の種類	ひびわれ	損傷程度	b	(側面) (小小) [t=0.1mm以下]	
			<p>..... : ひび割れ - - - : 施工目地</p>		

参図-1.4.5 点検調査抜粋（第2径間 桁側面橋軸方向ひび割れ状況）

### ③上床版下面の橋軸方向ひび割れ



参図-1.4.6 損傷図（第3径間上床版下面）

- ・第1径間、第3径間に発生
- ・ひび割れ幅は0.05mm～0.1mm

写真番号	64	径間番号	3	撮影年月日	2010.01.13
部材名	床版	要素番号	9102	メモ	
損傷の種類	床版ひびわれ	損傷程度	a	[t=0.05mm]	
				<p>..... : ひび割れ - - - : 施工目地</p>	

参図-1.4.7 点検調書抜粋（第3径間 上床版橋軸方向ひび割れ状況）

### (3) ひび割れの発生要因

#### ①主桁下面の橋軸方向ひび割れ

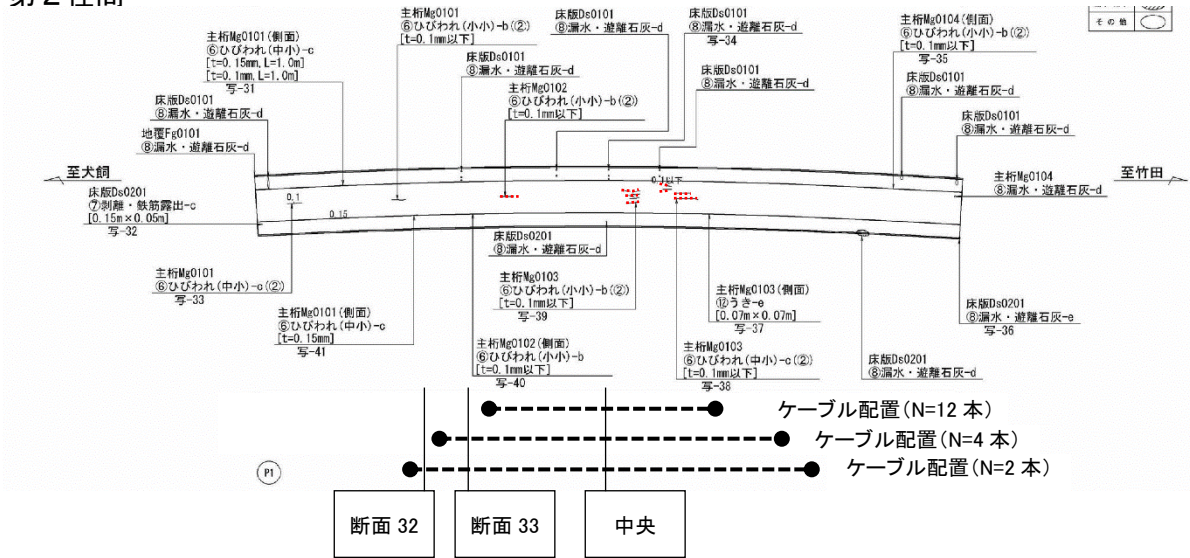
##### 【主な要因】

##### 1) 下床版内に配置されているPCケーブルによる腹圧

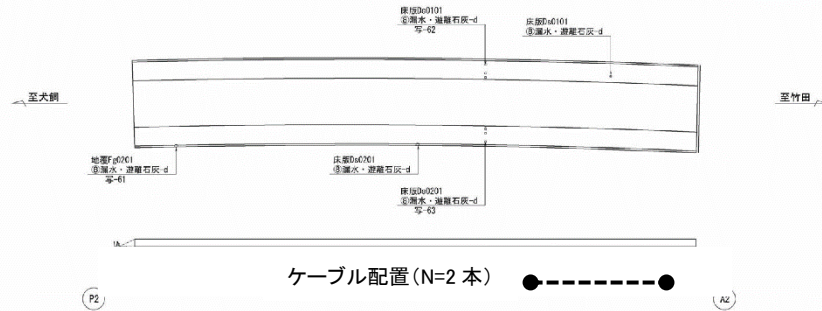
- ・下床版には配置されたPCケーブルは12S12.7Bであり、配置本数は第1径間で4本、第2径間で18本、第3径間で2本となっている。
- ・PCケーブルが下床版中央に配置されており、腹圧力が大きくなる。
- ・本橋の適用示方書は平成8年道路橋示方書であり、桁高変化による偏向力の検討が一般的な検討項目になっていない。本橋も腹圧の影響に着目した検討は行われていない。



## 第2径間



## 第3径間

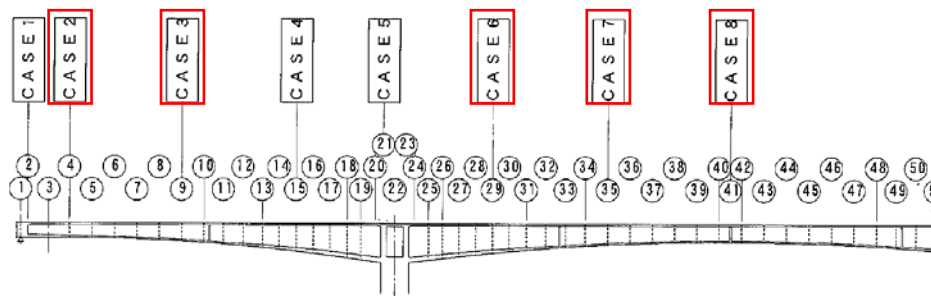


参図-1.4.10 下床版 PC ケーブルの配置とひび割れ箇所（第2径間、第3径間）

### 2) 横方向検討結果の確認（計算書の確認）

下床版の設計は、鉄筋の許容応力度（死荷重時： $100\text{N/mm}^2$ 、設計荷重時： $180\text{N/mm}^2$ ）をもとに必要鉄筋量を算出している。実際の鉄筋量は、前述の結果および動的解析の結果を踏まえて、必要鉄筋量を満足するように計画されている。（ただし、計算書では腹圧力の影響について検討された記述はない）

計算結果で示される必要鉄筋量と実際の配置鉄筋量の差を考慮して、補正した鉄筋応力度の計算結果を以下に示す。



参図-1.4.11 着目断面位置図

参表-1.4.1 着目断面構造寸法

断面	CASE2	CASE3	CASE6	CASE7	CASE8
桁高 (m)	2.600	3.171	5.224	3.693	3.200
上床版厚 (m)	0.300	0.300	0.300	0.300	0.300
ウェブ厚 (m)	0.400	0.400	0.600	0.400	0.400
下床版厚 (m)	0.250	0.250	0.575	0.250	0.250
下床版支間 (m)	4.616	4.484	3.810	4.364	4.477
備考	第1径間 端部	第1径間 支間 1/2	第2径間 支間 1/8	第2径間 支間 1/4	第2径間 支間 1/2

参表-1.4.2 下床版下筋の引張応力度 (設計計算書より算出)

検討断面		CASE2	CASE3	CASE6	CASE7	CASE8
下床版 諸元	版厚 (mm)	250	250	575	250	250
	床版支間 (m)	4.616	4.484	3.810	4.364	4.477
	有効高 (mm)	215	215	540	215	215
	配置 鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )	D13 ctc250 =506.8	D13 ctc250 =506.8	D16 Ctc250 =794.4	D13 ctc250 =506.8	D13 ctc250 =506.8
死荷重時 (補正後)	曲げ (kN・m)	7.21	7.11	24.85	7.03	7.10
	鉄筋応力 (N/mm <sup>2</sup> )	71	70	61	69	70
設計荷重時 (補正後)	曲げ (kN・m)	9.60	10.19	40.63	10.68	10.22
	鉄筋応力 (N/mm <sup>2</sup> )	95	100	100	105	101

### 3) 腹圧力の影響による増加応力度の考慮

下床版の下側鉄筋に着目して計算を行う。腹圧力を算出し、死荷重および設計荷重時の鉄筋引張応力度との足合せ結果を以下の表に示す。桁高変化の円弧半径Rを算出し、下床版に配置されているPC鋼材本数Nを用いて腹圧力及び下床版鉄筋応力度について算出する。(計算書で算出されている主桁断面位置での断面力(曲げモーメント)に、腹圧力による影響を加え、配置鉄筋面積で除すことにより検討断面位置での鉄筋応力度を算出。)

腹圧力及び鉄筋応力度は、以下の①～③により算出する。

- ①断面力算出位置の前後の打設ブロック長Lとその区間における桁高差Hより桁高変化の円弧半径Rを算出。 $R^2=(R-H)^2+L^2$
- ②下床版配置のPC鋼材のプレ導入直後の設計緊張力Pと本数Nを用いて腹圧力Wを算出。 $W=P \times N / R(kN)$
- ③下床版を、PC鋼材が下床版に均等に配置されて腹圧力が等分布に作用する両端固定梁(支間長:L)と仮定して、下床版中央断面の曲げモーメントMと鉄筋応力度 $\sigma_s$ を算出。



曲げモーメント： $M=(W/L)\times L^2/24+M'$ （ $M'$ ：設計計算書の曲げモーメント）

鉄筋応力度： $\sigma_s=M/(7/8\times d\times A_s)$ （有効高： $d$ 、鉄筋量： $A_s$ ）

参表-1.4.3 鉄筋応力度

【1】 腹圧力による曲げモーメントの算出

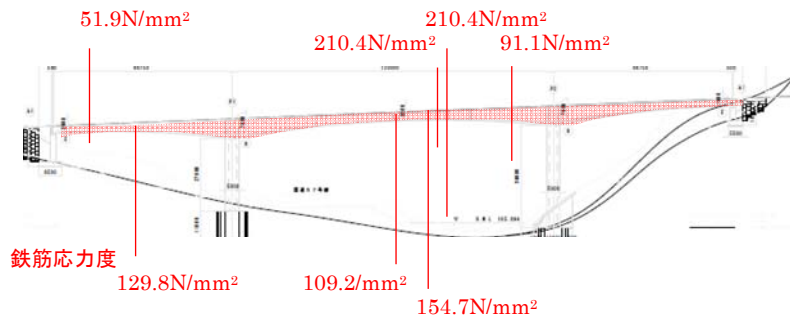
	単位	第一径間		第二径間					備考
		端部 (断面 4)	支間中 央(断 面 9)	支間 1/8	支間 1/4(断 面 49)	支間 1/4(断 面 46)	支間 1/4(断 面 45)	支間中 央(断 面 41)	
ケーブル張力(プレストレッシング直後)	kN	1295	1295	1295	1295	1295	1295	1295	設計図書
ケーブル本数：N	本	0	4	2	6	12	18	18	設計図書
桁高変化：H	m	0.023	0.457	0.643	0.475	0.315	0.237	0.156	設計図書
変化区間：L	m	4	8	6	7	8	8	8	設計図書
下床版支間長：l	m	4.616	4.484	3.81	4.364	4.364	4.364	4.477	設計図書
下床版厚	mm	250	250	650	250	250	250	250	設計図書
下床鉄筋の径：D	mm	13	13	19	16	13	16	16	設計図書
下床版鉄筋の断面積：A	mm <sup>2</sup>	126.7	126.7	286.5	198.6	126.7	198.6	198.6	設計図書
下床版鉄筋の配置間隔	mm	125	125	250	200	125	125	125	設計図書
有効幅内(1.0m)の配置鉄筋本数	本	8	8	4	5	8	8	8	
下床版鉄筋のかぶり	mm	35	35	35	35	36	37	35	設計図書
円弧半径：R	m	348	70	28	52	102	135	205	$R^2=(R-H)^2+L^2$
腹圧力	kN/m	0	74	92.5	149.4	152.4	172.7	113.7	1295 kN*N/R
下床版分布荷重(腹圧力)	kN/m	0	16.5	24.28	34.23	34.92	39.57	25.4	等分布と仮定
① 腹圧力による ② 曲げモーメント	kN・m	0	13.82	14.69	27.16	27.71	31.4	21.21	① ② 両端固定と仮定

【2】 死荷重時の鉄筋応力度(腹圧力を考慮)

② 死荷重による ① 曲げモーメント	kN・m	7.21	7.11	24.85	7.03	8.03	9.03	7.1	設計図書
① + ② 合計曲げモーメント (死荷重+腹圧力)：M	kN・m	7.21	20.93	39.54	34.19	35.74	40.43	28.31	
有効高：d	mm	208.5	208.5	605.5	207	207.5	205	207	
鉄筋量：A <sub>s</sub>	mm <sup>2</sup>	1013.6	1013.6	1146	993	1013.6	1588.8	1588.8	
鉄筋応力度 (死荷重+腹圧力)	N/mm <sup>2</sup>	39	113.2	65.1	190.1	194.2	141.9	98.4	$\sigma_s=M/(7/8*d*A_s)$

【3】 設計荷重時の鉄筋応力度(腹圧力を考慮)

③ 設計荷重による ① + ② 合計曲げモーメント	kN・m	9.6	10.19	40.63	10.68	11.68	12.68	10.22	設計図書
① + ② 合計曲げモーメント (設計荷重+腹圧力)	kN・m	9.6	24.01	55.32	37.84	39.39	44.08	31.43	
鉄筋応力度 (設計荷重+腹圧力)	N/mm <sup>2</sup>	51.9	129.8	91.1	210.4	214	154.7	109.2	



参図-1.4.12 検討断面

第2径間支間中央部は、腹圧力を考慮することで設計荷重時の引張応力度が約210N/mm<sup>2</sup>になり、ひび割れ幅が発生する可能性がある。一方、第1径間は、腹圧力を考慮しても、引張応力度がさほど小さくなく、設計荷重時でも130N/mm<sup>2</sup>にとどまった。腹圧力の影響に加えて、新旧打継ぎによる外部拘束の影響などが重複した可能性が考えられる。

#### 4) 施工ブロック新旧打継目のひび割れ

- ・下床版ケーブルが配置されていない箇所において、長さ1m程度のひび割れが下床版中心部に発生している。
- ・ひび割れが、打継目を境に発生しており、外部拘束により生じたひび割れの可能が考えられる。

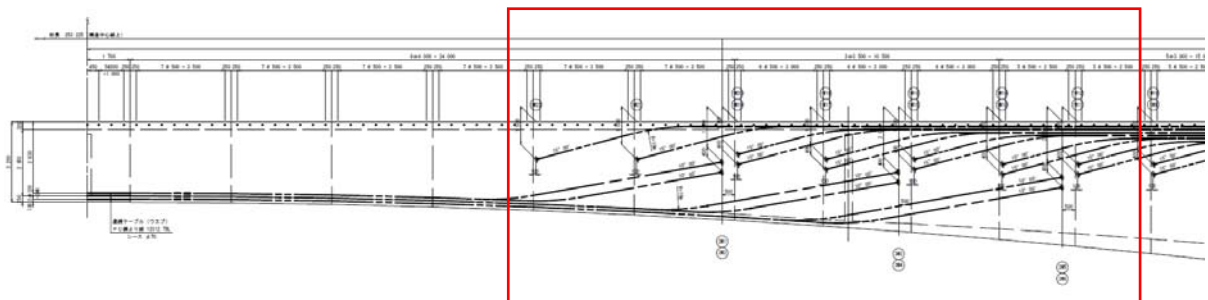
### ②主桁側面（外側）の橋軸方向ひび割れ

#### 1) 施工ブロック新旧打継目のひび割れ

- ・中間支点到比較的近い桁高が高くウェブ厚が厚いブロックにひび割れが発生しており、発生位置は桁高1/2程度となっている。
- ・ひび割れが、打継目を境に発生しており、外部拘束により生じたひび割れの可能性が高い。

#### 2) 主ケーブル緊張による局部応力

- ・第2径間の支間長1/4付近の上床版に近いウェブ側面にひび割れが発生しており、ひび割れの方法は打継目から少し斜め上に向かっている。
- ・架設ケーブル定着部のすぐ上方に次ブロックの架設ケーブル用シースが配置されており、そのシースは、架設ケーブル緊張時に内部が空洞となっている。
- ・ひび割れが発生している支間長1/4付近には、スパンケーブルを定着するためのウェブ突起や下床版突起が配置されており、架設ケーブルとスパンケーブルの定着によって、ウェブの応力分布が複雑になっていると考えられる。



参図-1.4.13 主ケーブル配置形状（主桁側面図）

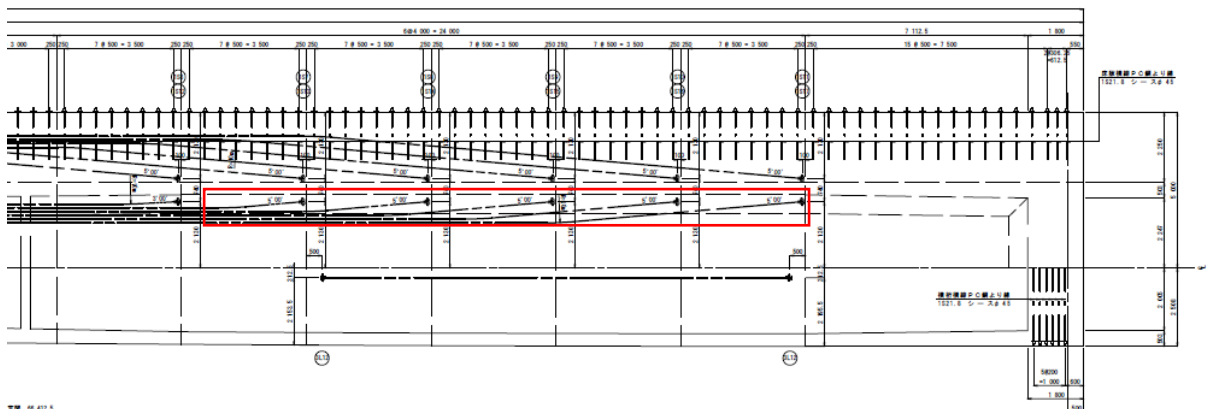
### ③上床版下面の橋軸方向ひび割れ

#### 1) 施工ブロック新旧打継目のひび割れ

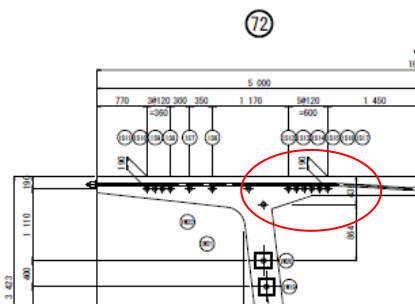
- ・ひび割れ発生位置は、収縮ひずみによる応力集中が起これやすい場所であることに加えて架設ケーブルが配置されている。
- ・ひび割れは、打継目を境に発生しており、外部拘束により生じたひび割れの可能性が考えられる。
- ・ひび割れが橋軸方向につながって発生している箇所もある。ブロック長が短い場合は外部拘束の影響がブロック全体に影響するため、ひび割れにつながったように発生している可能性がある。

#### 2) 架設ケーブルの平面曲げによる腹圧の影響

- ・架設ケーブルはウェブ付近で定着を行うが、配置本数が多いため、架設ケーブルを平面的に曲げた配置となる。特に、中間床版側の架設ケーブルは、ケーブル間隔が狭いうえ、曲線配置部分が比較的集中したケーブル配置になっている。
- ・中間床版側は、床版ハンチ長さが 600mm と比較的の短いため、架設ケーブルが床版ハンチ内に納まっておらず、床版厚が最も薄い部分で曲げた配置になっている。
- ・上記の条件のもと、架設ケーブルの平面曲げによる腹圧の影響により、ひび割れが発生した可能性が考えられる。



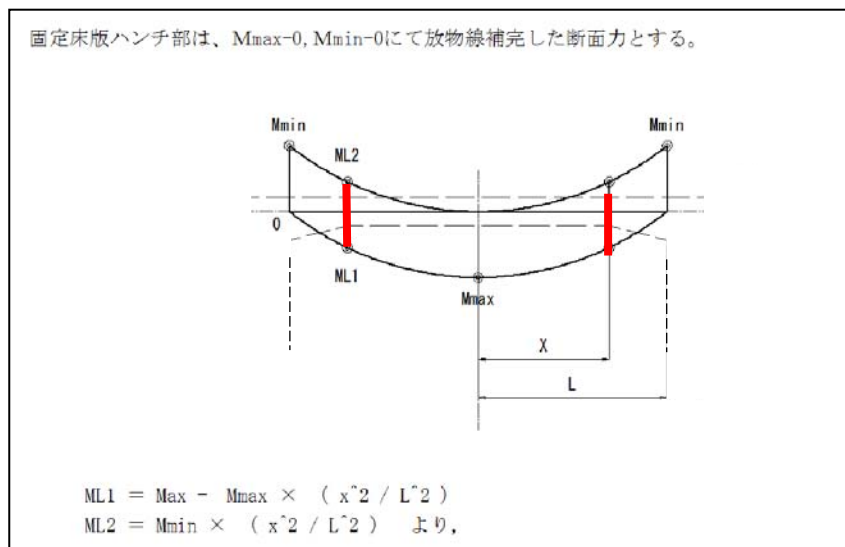
参図-1.4.14 架設ケーブル配置形状（平面図）



参図-1.4.15 上床版ハンチ形状と架設ケーブル配置位置（断面図）

### 3) 上床版厚変化点における応力照査

- 中間床版側のハンチは長さが 600mm と比較的に短いため負の曲げモーメントの影響が大きくなる。さらに床版の支点付近（ウェブ付近）は、横締ケーブルが架設ケーブルの上に配置されるため、横締鋼材の偏心モーメントの影響も加わり、床版下面に引張応力が発生するおそれがある。
- 上床版の検討は、支点部と支間中央部の断面に着目して行われるが、床版厚変化点の断面も応力状態が厳しい場合がある。この断面を検討する場合、道示の「T荷重による床版単位幅あたりの設計曲げモーメント」に示される式を補間して曲げモーメントを算出するが、検討断面として扱うことが明確になっていないため、検討されていないケースがあり、その結果、ひび割れが発生した可能性も考えられる。



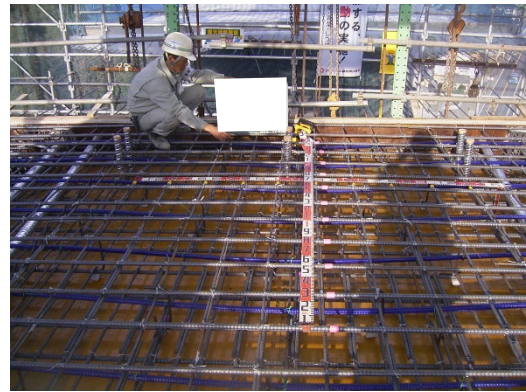
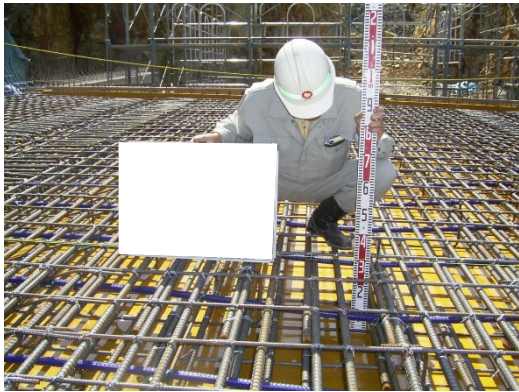
参図-1.4.16 上床版ハンチ部断面力算出例

### (4) 施工対応でのひび割れ防止対策（考え得る対策と実現の可能性）

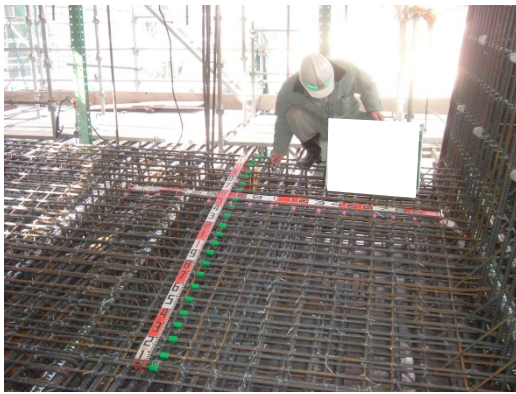
竣工図書を確認した結果、型枠、配筋、緊張作業などの段階検査が実施されており、適切に施工が実施されている。



参写真-1.4.1 棲枠検査状況



参写真-1.4.2 上床版配筋型枠検査状況



参写真-1.4.3 下床版ウェブ配筋検査状況



参写真-1.4.4 主ケーブル緊張検査状況

#### (5) まとめ

計画段階において、①ケーブルの配置位置を見直して偏向力の低減を図る、②突起定着の位置を見直して複雑な応力状態を避ける、③架設ケーブル配置部を包括するようなハンチ形状、④検討断面の追加、などの配慮が必要と考えられる。

**【参考文献】**

- 1) コンクリート道路橋設計便覧 平成6年2月，社団法人日本道路協会，1994
- 2) 2012年制定 コンクリート標準示方書[設計編]，公益社団法人土木学会，2012