

## 低ライズPCランガー橋の設計・施工

東日本旅客鉄道株式会社

○鈴木 隆裕

同 上

日下 郁夫

同 上

中野 泰伸

鉄建建設株式会社

正会員

鈴木 秀明

### 1. はじめに

福島県が進めている河川改修事業において、大森川の河川幅を約 20m から約 40m に拡幅する。これに伴い鉄道との交差部分である荒川橋梁の改築を要する。

鉄道橋において、レールレベルが制限される条件下での橋梁改築は、下路桁形式が一般的であるが、周辺環境との調和が課題であった。今回、種々の構造形式を検討した結果、経済性および景観を配慮し、ライズ比 1/9 の低ライズ PC ランガー橋を採用した (図-1、2)。また、桁自重は、下路桁に比べて約 20% の減少となり、これに伴う下部工の縮小も可能となった。

通常の PC ランガー橋は、ライズ比が 1/6 ~ 1/7 程度であるのに対し、今回、PC ランガー橋の、アーチライズ比 1/6、~1/12 についてコストの比較検討を行った結果、ライズ比を 1/9 (アーチライズ比は、補剛桁の図心軸よりアーチ材図心までの高さとの比) を採用した。

本稿では、低ライズ PC ランガー橋の設計・施工概要について報告する。

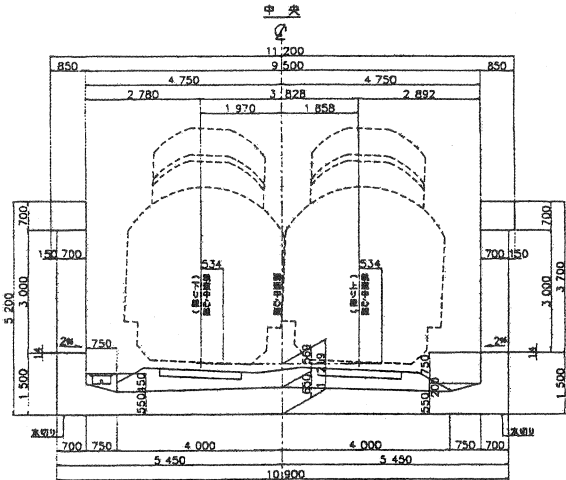


図-1 断面図

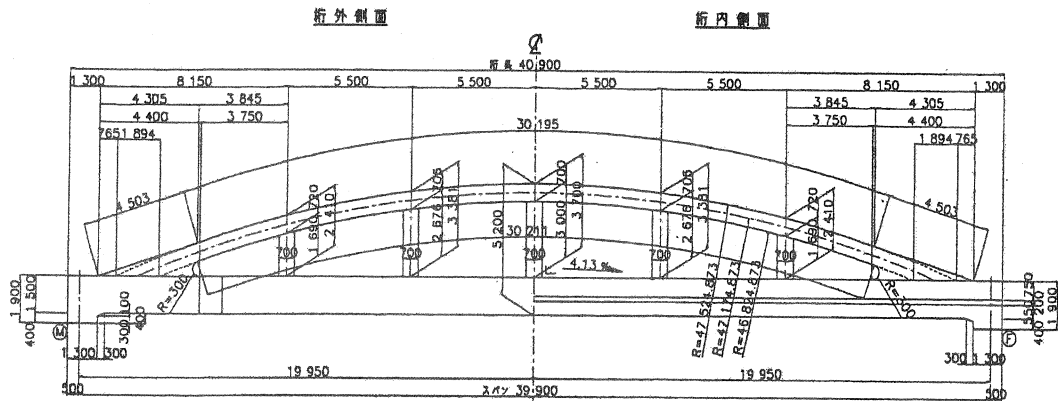


図-2 側面図

2. 設計概要

(1) 設計条件

設計条件を、表-1 に、応力総括を表-2 に示す。

本橋梁は、限界状態設計法を用いており、補剛桁主方向および横方向は PC 構造、アーチ材は RC 構造とした。また、鉛直材は、軸引張力相当分のプレストレスを導入し、曲げに対しては PRC 構造としている。なお、アーチ材はライズ比が小さくなることにより、軸圧縮力が大きくなるため 60N/mm<sup>2</sup> の高強度コンクリートを用いた。

(2) 設計検討

アーチリブの形状に関して、その形状から各部位に与える影響を検討した。2次曲線、ハイパボリック曲線、円曲線について2次元 FEM 解析を行い、補剛桁、アーチリブおよび鉛直材

表-1 設計条件

構造形式	ポストテンション方式複線 PC ランガーアーチ橋				
桁長 (支間)	40.9m (39.9m)				
傾角	75°				
列車荷重	EA-17				
設計速度	V=130km/h				
衝撃係数	I=0.593(終局限界状態, 単線載荷時)				
設計水平震度	線路平行	Kh=0.200			
	線路直角	Kh=0.200			
設計耐用期間	100年				
鉄筋のかぶり	スラブ, 梁 40mm				
コンクリート	部材の種類	補剛桁	アーチ材	鉛直材	
	セメント種類	早強ポルトランドセメント			
	設計基準強度	40N/mm <sup>2</sup>	60N/mm <sup>2</sup>	50N/mm <sup>2</sup>	
	プレストレス導入時の強度	34 N/mm <sup>2</sup>	—	42.5N/mm <sup>2</sup>	
	最大水セメント比	55%			
	粗骨材の最大寸法	25mm			
	クリープ係数	2.0	—	2.6	
	乾燥収縮ひずみ	180×10 <sup>-4</sup>	150×10 <sup>-4</sup>	500×10 <sup>-4</sup>	
	鋼材	鋼材の種類	主方向 PC 鋼より線 12T15.2	横方向 PC 鋼より線 12T12.7	鉄筋 PC 鋼棒 (φ32)
		鋼材の材質	SWPR7B	SD345	SBPR930/1080
引張強度		19N/mm <sup>2</sup>	500N/mm <sup>2</sup>	11N/mm <sup>2</sup>	
引張降伏強度		16N/mm <sup>2</sup>	350N/mm <sup>2</sup>	9.5N/mm <sup>2</sup>	
リラクゼーション		1.5%	—	3%	

表-2 応力総括表

限界状態	部材	項目	単位	補剛桁 (PC)		底版部 (PC)		鉛直材 (PRC)			アーチリブ (PC)				
				諸値	制限値	制限値		制限値	制限値		制限値				
						支点	中央		面内	面外	面内	面外			
終局限界状態	構造物係数	—	1.2	—	1.2	—	—	1.2	—	—	1.2	—			
	部材係数	—	1.15 (1.3)	—	1.15 (1.3)	—	—	1.15 (1.3)	—	—	1.15 (1.3)	—			
	曲げモーメント	設計曲げモーメント	kN·m	114.93	—	-10.52	21.04	—	-8.17	-0.74	—	17.38	1.35		
		設計軸力	kN	-231.94	—	—	—	—	-10.15	-11.91	—	121.85	121.8		
	せん断耐力	設計せん断耐力	kN	208.34	—	-22.5	37.29	—	-9.93	10.0	—	23.73	27.96		
		安全性	—	0.66	1.0	0.56	0.68	1.0	0.99	0.09	1.0	0.88	0.06	1.0	
	斜め圧縮耐力	設計せん断力	kN	18.93	—	4.11	—	—	7.93	0.21	—	8.55	0.19		
		設計せん断耐力	kN	28.19	—	8.71	—	—	9.94	11.26	—	12.24	8.92		
	斜め圧縮耐力	安全性	—	0.81	1.0	0.57	—	1.0	0.96	0.02	1.0	0.84	0.03	1.0	
		設計斜め圧縮耐力	kN	110.16	—	72.21	—	—	26.87	26.87	—	35.45	36.14		
斜め圧縮耐力	安全性	—	0.21	1.0	0.07	—	1.0	0.35	0.01	1.0	0.29	0.01	1.0		
	コンクリート	プレストレスing直後	線圧縮応力度	N/mm <sup>2</sup>	6.42	—	4.97	8.17	—	—	—	-3.6 ≤ e ≤ 25	—	—	
線引張応力度			N/mm <sup>2</sup>	2.73	-2.4 ≤ e ≤ 20	0.59	-0.76	-3.2 ≤ e ≤ 20	—	—	—	—	—		
永久荷重作用時		線圧縮応力度	N/mm <sup>2</sup>	7.11	—	4.86	5.64	—	11.91	5.21	—	—	—		
		線引張応力度	N/mm <sup>2</sup>	1.38	0 ≤ e ≤ 16	0.07	1.18	0 ≤ e ≤ 16	-2.11	2.34	—	0 ≤ e ≤ 16	23.59	11.74	≤ 24.0
PC 鋼材	変動荷重作用時	線圧縮応力度	N/mm <sup>2</sup>	10.4	—	6.32	9.28	—	17.68	5.27	-3.1 ≤ e ≤	—	—		
		線引張応力度	N/mm <sup>2</sup>	-0.74	-1.4 ≤ e ≤	-1.39	-1.52	-1.9 ≤ e ≤	-9.8	1.23	≤ 20	—	—		
鋼材応力度	変動荷重作用時の引張応力度	鉄筋	N/mm <sup>2</sup>	11.51	≤ 13.3	11.55	11.91	≤ 13.3	11.55	11.91	≤ 13.3	—	—		
		PC 鋼材	N/mm <sup>2</sup>	10.93	≤ 13.3	10.28	10.83	≤ 13.3	10.28	10.83	≤ 13.3	—	—		
使用限界状態	曲げモーメント	設計曲げモーメント	kN·m	—	—	—	—	—	—	—	—	14.78	—		
		設計軸力	kN	—	—	—	—	—	—	—	—	105.72	—		
	曲げひびわれ	コンクリート	①全断面有効の線引張応力度	N/mm <sup>2</sup>	—	—	—	—	—	—	—	-4.92	14.94		
			②部材寸法考慮の設計曲げ強度	N/mm <sup>2</sup>	—	—	—	—	—	—	—	—	-4.54	4.26	①>②
	変動荷重作用時	ひび割れ巾	鉄筋引張応力度	N/mm <sup>2</sup>	—	—	—	—	—	—	—	0	0	≤ 140	
			耐久性	mm	—	—	—	—	—	0.08	—	—	≤ 0.28	0.04	—
	せん断力	コンクリート	外観	mm	—	—	—	—	—	0.1	—	—	≤ 0.30	0.04	—
			変動荷重作用時	斜め引張応力度	N/mm <sup>2</sup>	-1.2	≥ -1.9	-0.32	—	≥ -1.9	-0.78	0	≥ -2.4	—	—
	たわみ度	列車荷重によるたわみ度	設計せん断力	kN	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
			設計せん断耐力	kN	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
変動荷重作用時	列車荷重	せん断補強鉄筋の応力度	N/mm <sup>2</sup>	—	—	—	—	—	110.4	—	—	≤ 120	—		
		列車荷重	mm	7.65	—	—	—	—	—	—	—	—	—		
変動荷重作用時	構造物係数	構造物係数	—	1/5216	1/800	—	—	—	—	—	—	—	—		
		部材係数	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		
終局限界状態	鉄筋	設計変動応力度	N/mm <sup>2</sup>	—	—	—	—	—	92.4	—	—	2.7	—		
		設計疲労強度	N/mm <sup>2</sup>	—	—	—	—	—	180.7	—	—	191.8	—		
		安全性	—	—	—	—	—	—	0.51	—	1.0	0.01	—	1.0	
		設計変動応力度	N/mm <sup>2</sup>	—	—	—	—	—	69.6	—	—	—	—		
PC 鋼材	設計疲労強度	設計疲労強度	N/mm <sup>2</sup>	—	—	—	—	—	87.4	—	—	—	—		
		安全性	—	—	—	—	—	—	0.8	—	1.0	—	—		

に作用する断面力について比較検討した。その結果を表-3に示す。値の差異については少しだが、設計上クリティカルとなる補剛桁の曲げモーメントおよびアーチリブの曲げモーメントに着目すると、円曲線が有利であったため、本橋梁のアーチリブ形状はR=300mの円曲線としている。

また、アーチ端部の取付け位置についても同様に検討を行っており、取付け位置 CASE1=0m、CASE2=約1.7m、CASE3=約2.8m (補剛桁上面でのアーチ材図心と補剛桁支点との

距離)の3パターンについて検討した。その結果を表-4に示す。端部取付け位置が0になるにつれ曲げモーメントが大きくなり、軸引張(圧縮)力が小さくなることがわかった。アーチ形状と同様に曲げモーメントに注目すると、端部取付け位置が大きいほど有利となる。このことから、アーチ端部取付け位置は約2.8mとしている。

アーチリブ高さが高いと断面力が小さくなることからアーチ部材の高さは700mm以下で抑えることとした。その際、幅は850mm必要となる。また、これによりライズ比を1/9とした。

本橋梁では、アーチライズ比を1/9としたため、アーチ部材のクラウン部に横梁を設けず、主桁毎に独立したアーチ構造となった。このため、アーチ部材の面外座屈挙動を明確にする必要があった。これについてライズ比が面外方向の座屈挙動に与える影響を、材料非線形性および幾何学的非線形性を考慮した荷重増分法により静的弾塑性解析を行い安全性を確認した。<sup>1)</sup>

参考として、本橋梁主桁の曲げモーメント図および軸力図を図-3、図-4に示す。

表-3 アーチリブ形状の断面力の比較

部材	断面力の種類	断面力の大小
補剛桁	曲げモーメントの最大値	2次曲線>ハイボリック曲線>円曲線
	軸引張力の最大値	円曲線>ハイボリック曲線>2次曲線
アーチリブ	曲げモーメントの最大値	2次曲線>ハイボリック曲線>円曲線
	軸引張力の最大値	円曲線>ハイボリック曲線>2次曲線
鉛直材	曲げモーメントの最大値	円曲線>ハイボリック曲線>2次曲線
	軸引張力の最大値	円曲線>ハイボリック曲線>2次曲線

表-4 アーチ取付け位置による断面力の比較

部材	断面力の種類	断面力の大小
補剛桁	曲げモーメントの最大値	CASE1>CASE2>CASE3
	軸引張力の最大値	CASE3>CASE2>CASE1
アーチリブ	曲げモーメントの最大値	CASE1>CASE2>CASE3
	軸引張力の最大値	CASE3>CASE2>CASE1
鉛直材	曲げモーメントの最大値	CASE1>CASE2>CASE3
	軸引張力の最大値	CASE3>CASE2>CASE1

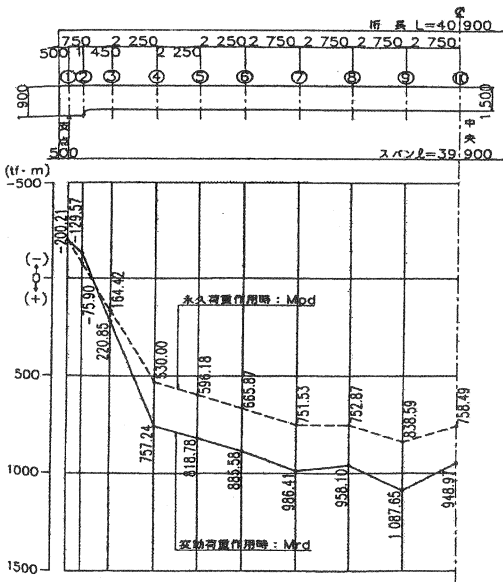


図-3 主桁曲げモーメント図

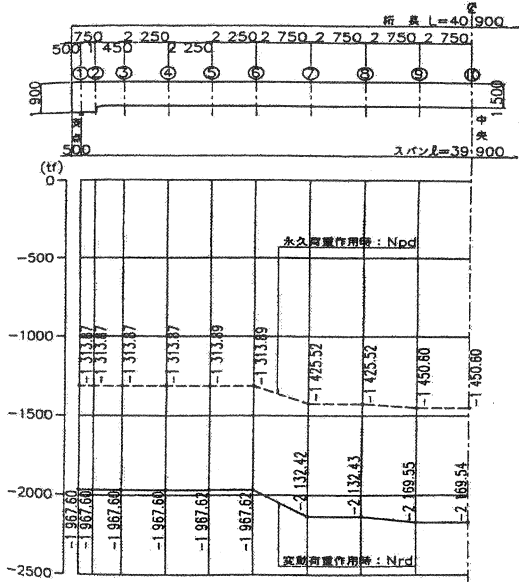


図-4 主桁軸力図

## 2. 施工

### (1) 施工順序

本橋梁の施工順序を、**図-5**に示す。下部工施工後、橋梁の支保工を組み立てる。補剛桁のコンクリートを打設した後、主ケーブルの一部を緊張し、鉛直材コンクリートを打設する。アーチリブ施工のための支保工を組立、アーチリブの施工を行い、最終緊張を行い完成となる。

コンクリート打設は、補剛桁、鉛直材、アーチ材の順に行われ、補剛桁、鉛直材の緊張はアーチリブコンクリートが所要の強度に達した時点で行うこととし、普通コンクリートを用いた。アーチリブのコンクリートも工程上影響が少ないため、温度ひび割れ防止に有利な普通コンクリートを用いることとした。

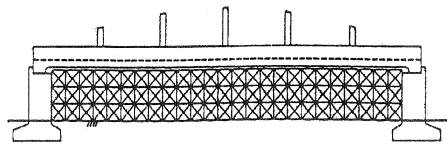
### (2) ひび割れ対策

本橋梁は、コンクリートの棒部材で構成され分割施工となる。このため、コンクリートの水和熱、乾燥収縮による体積変化によりひび割れの発生しやすい構造である。ひび割れは、打ち継ぎ目付近に発生する可能性が高いため、ウェブと床版の付け根、補剛桁とアーチ材との付け根、鉛直材の下端及びアーチリブコンクリートとそれぞれが拘束を受ける箇所に発生する可能性が高い。このひび割れ対策として、補剛桁とアーチリブとの結合部は、同時に施工することとした。この際のコンクリート強度はアーチリブのコンクリート強度  $60\text{N/mm}^2$  とした。補剛桁については、打設後から、緊張までに約3カ月の期間を要するため、主ケーブルの一部を補剛桁コンクリート打設後に緊張することによりひび割れ対策とした。アーチリブコンクリートは体積変化を少なくするため膨張剤を加えたコンクリートを用い、打設後早い時期に鉛直材の一部を緊張することとした。

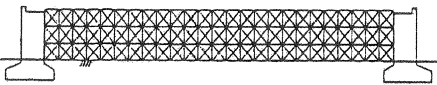
1. 下部工の施工



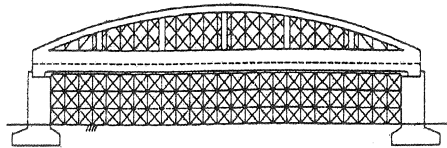
4. 鉛直材コンクリート打設



2. 橋梁支保工組立

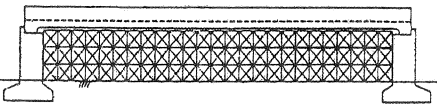


5. アーチリブ支保工組立・コンクリート打設



3. 補剛桁コンクリート打設

補剛桁一部プレストレス



6. 補剛桁・鉛直材プレストレス

支保工解体 鏡面工施工

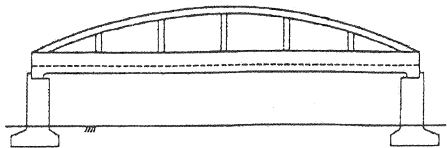


図-5 施工順序図

(3) クリープ変形に伴う上げ越し量の検討

本橋梁は、構造体としての剛性が比較的大きなアーチ構造であり、自重およびプレストレスによる変形量は比較的小さい。しかし、高軸圧縮荷重下におけるアーチリブのクリープ変形に伴う変形量は大きい。クリープ変形量の多い橋梁での上げ越し量の決定は、クリープ変形量の不確実性、軌道敷設時の平坦性の確保など考慮する必要がある。一般にクリープによる変形量は計算値より少ない傾向にあるので、本橋梁の施工では、軌道敷設直後(橋面工完成時)に橋面が設計値となるよう上げ越し量を決定している。図-6に補剛桁上げ越し量を示す。

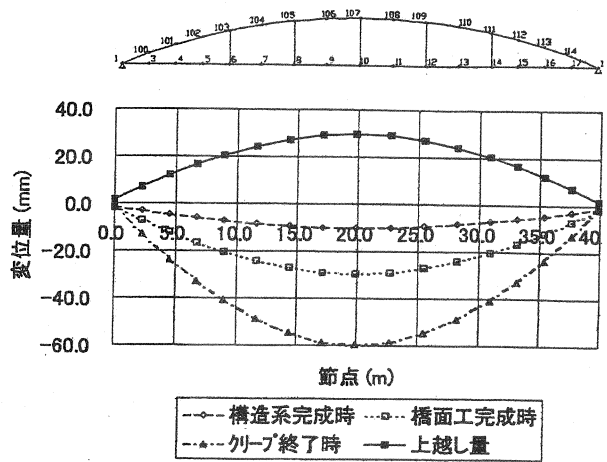


図-6 上げ越し量

(4) 緊張順序の検討

下路桁のPC緊張順序を、前述したひび割れ対策も考慮にいれ検討し、PCの緊張は以下の順序で行うものとした。

- ① 補剛桁コンクリート打設後、主ケーブルの一部緊張 (22本中2本)、全緊張力は最終緊張力とし、所要の強度が発現してからの緊張
- ② アーチリブコンクリート打設後、鉛直材および取付け部補強PC鋼棒の緊張 (各鉛直材のPC鋼棒の内1本残して残りを緊張)
- ③ 横桁部および床版横締めの一部緊張 (36本中8本)
- ④ 主ケーブルの一部緊張 (自重分) (22本中6本)
- ⑤ 横締めの一部緊張 (36本中7本)
- ⑥ 残りの主ケーブルの緊張
- ⑦ 残りの横締めの緊張
- ⑧ 残りの鉛直締めの緊張

③~⑧についての詳細な緊張順序は図-7による。

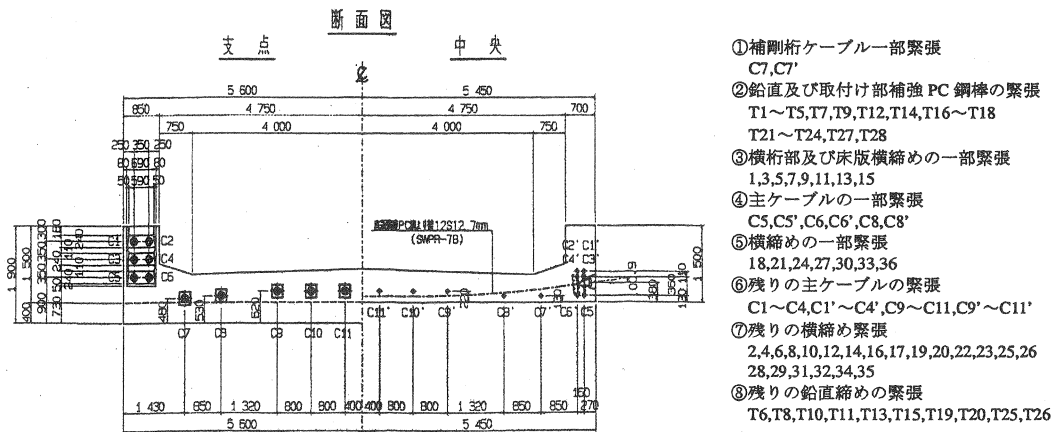


図-7 PC鋼材配置断面図および詳細緊張順序

### 3. おわりに

本橋梁は、現在、写真-1 のようにほぼ完成した状態となっている。

低ライズ PC ランガー橋では、桁高の縮小とストラット材を不要とし、下部工の縮小等により、その適用範囲が大きくなった。ライズ比が小さくなることによりアーチ材の軸圧縮力が増加するため、スパンが長くなるほどアーチ材の形状が大きくなってくる。このため、中規模スパンの橋梁において、従来の PC 下路桁に代わる構造形式と考えている。

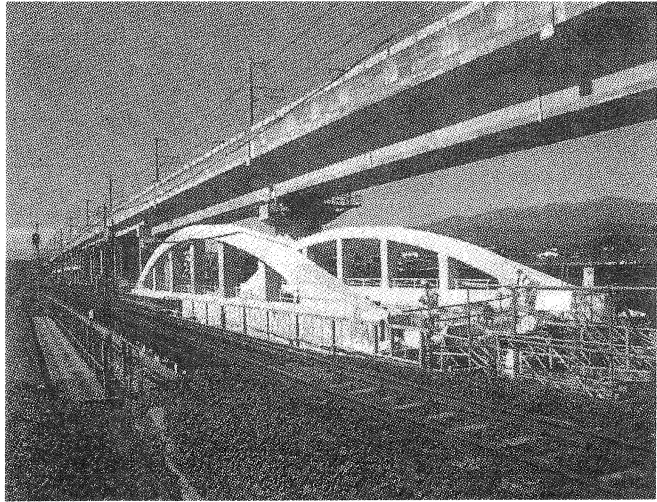


写真-1 荒川橋梁

#### 参考文献

- 1) 海原 卓也 小林 薫：低ライズ PC ランガー橋の面外座屈挙動に関する研究，PC 技術協会，第 9 回シンポジウム論文集，1999. 11