

## 新東名高速道路 豊田巴川橋の計画と設計

八千代エンジニアリング株式会社 正会員 横田 敏広  
 中日本高速道路株式会社 畔柳 昌己  
 中日本高速道路株式会社 矢田 浩規  
 八千代エンジニアリング株式会社 正会員 上杉 泰右

### 1. はじめに

新東名高速道路豊田巴川橋は、伊勢湾岸自動車道，新東名高速道路，東海環状自動車道が分岐する豊田東 JCT 部に位置し，東海環状自動車道からの東京側 ON,OFF ノーズを含む橋梁である。このため，本橋は3車線の本線にランプノーズを有することから，標準幅員に対して上り線で8.7m，下り線で10.2mの幅員変化を要し，標準幅員とランプを含んだ拡幅幅員のアンバランスを解消するために，ランプ分岐部の1径間を連続一体化した構造としている。また，橋梁中央部の径間に一級河川巴川を跨ぐため，橋梁規模は最大支間 164.0m，最大有効幅員 25.285mとなっている。

本稿では，大規模・長支間・広幅員・分岐構造への対応を図った橋梁計画，並びに上部工基本設計，下部工詳細設計の概要を報告するものである。

### 2. 橋梁概要

本橋の諸元及び主桁断面図，橋梁一般図を表-1, 図-1, 2 に示す。本橋のランプ線形は，中間支間に接続するため標準幅員から幅員変化しており，アンバランスモーメントの解消のため分岐桁の1径間を取り込み豊田東 JCT・D ランプ橋に接続される。なお，本線の上部工は張出し架設工法により施工する計画である。

表-1：橋梁諸元

橋 梁 名	豊田巴川橋
道 路 規 格	第1種第2級
構 造 形 式	(上り線)PC6径間連続波形鋼板ウェブ箱桁橋 (下り線)PC5径間連続波形鋼板ウェブ箱桁橋
橋 長	(上り線)657.0m (下り線)640.0m
有 効 幅 員	(上り線)15.010m ~ 23.721m (下り線)15.010m ~ 25.285m

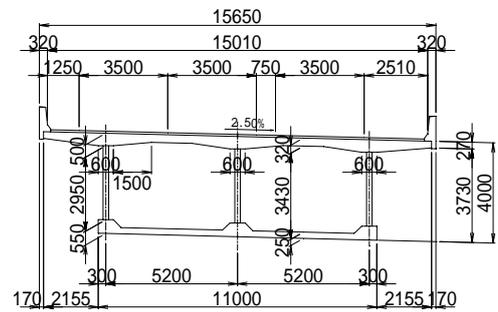


図-1：主桁断面図（標準部）

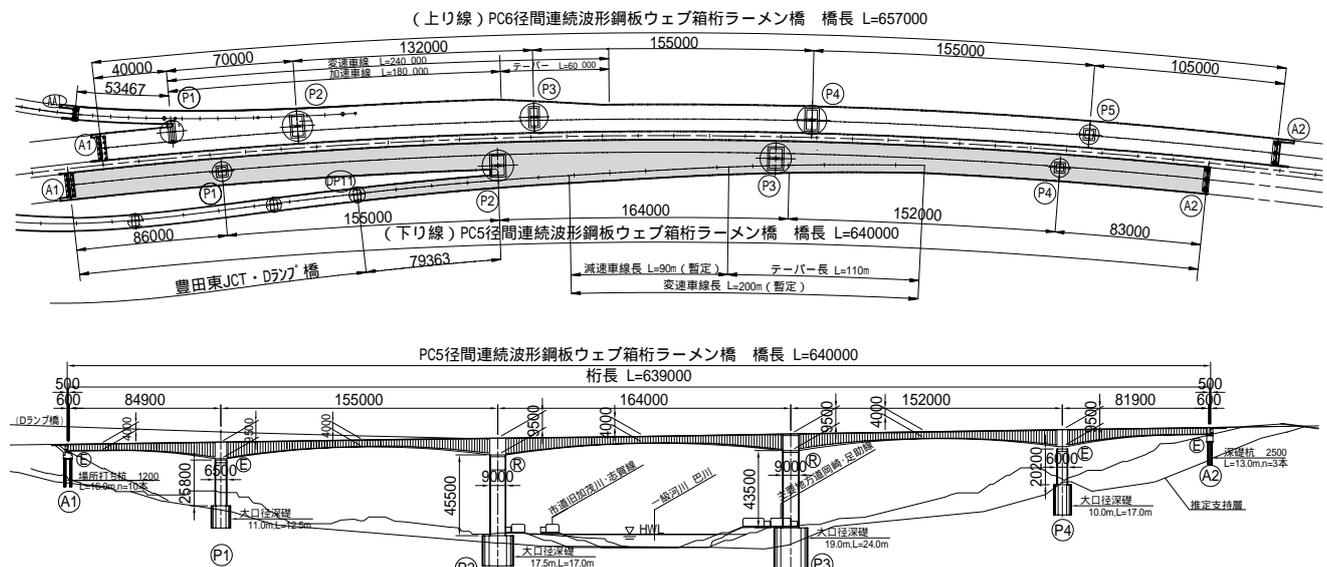


図-2：橋梁一般図（側面図 下り線）

### 3. 橋梁計画

#### 3.1 計画概要

##### (1) 橋梁形式

本橋の交差条件である一級河川巴川および県道・市道により決定される最大支間長は164.0mである。この支間長は、エクストラード橋や斜張橋など吊構造の適用支間でもあるが、幅員変化と分岐への対応および将来拡幅に対して有利となる桁橋構造を基本として、形式比較検討を実施した。採用した5径間連続波形鋼板ウェブ箱桁橋(下り線)は、コンクリートウェブ形式に対して自重軽減効果が大きく、下部基礎工の断面寸法の縮小が可能であり、構造性と経済性の観点から合理的な橋梁形式となる。本橋は、波形鋼板ウェブを用いた桁橋構造としてはこれまでの実績を超える支間長となるため、波形鋼板ウェブの構造性と製作性について留意した計画とした。

##### (2) 分岐構造

本線部の幅員差が大きい P2 橋脚の張出し架設については、広幅員である終点側自重が重いことからアンバランスモーメントが生じる。そのため、豊田東 JCT・D ランプ橋との掛違いとなる DP11 橋脚は、ランプ桁の張出し施工長を最大とした位置で決定し、本線部と同時期に張出し施工を行うことで上記のアンバランスモーメントを改善させている。また、架設時にアンバランスモーメントが生じる剛結橋脚においては橋脚上端のひび割れ発生が主桁の上げ越し管理精度を低下させる懸念がある。よって、架設時の橋脚上端の縁応力度をコンクリートの曲げひび割れ強度以下に抑える設計を行うものとした。

##### (3) 主桁断面構成

本橋は幅員変化量大きい箱桁橋であることから、主桁ウェブ数を変化させる必要があった。径間部においてウェブ数を変化させた場合には、ウェブ軸線の変化に対して上床版内の架設鋼材配置が煩雑となる。また、主桁構造の変化部でのせん断力伝達に対しては、剛な横桁を配置することが力学的に明快で望ましい。よって、主桁ウェブ数の変化は中間支点上の横桁を介して行うものとし、本線橋は拡幅量の大きい中央の P2～P3 径間を1主3室構造(ウェブ支間 4.322m～6.899m)、その他の径間には1主2室構造(ウェブ支間 5.200m～6.466m)を採用した。なお、ランプ桁は1主1室構造である。

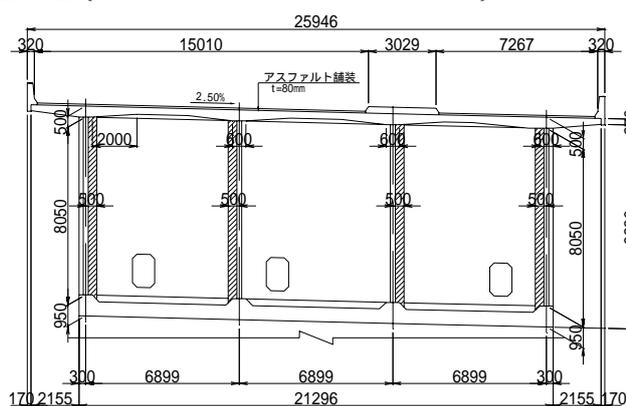


図-3：P2 橋脚終点側断面 (最大幅員部)

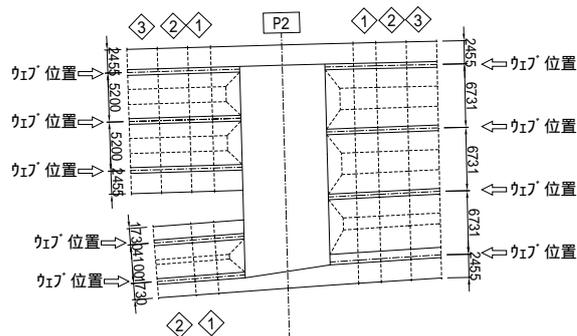


図-4：P2 橋脚分岐部平面図

##### (4) 支持構造

支持構造の選定にあたっては、維持管理性と経済性の向上を目的に剛構造を基本とした。ただし、本橋の橋脚高は、端部 P1・P4 橋脚が 20m～26m 程度と中間 P2・P3 橋脚に比べて低いことから、全橋脚を剛構造とした場合には、死荷重時の不静定力および地震時慣性力が端部橋脚に過大に集中する傾向となる。よって、本橋は端部 P1・P4 橋脚に支承構造、P2、P3 橋脚に剛構造を採用した。なお、P2、P3 橋脚剛構造の採用に向けた取組みは事項に詳述する。

### 3.2 剛構造の課題と対策

#### (1) 剛構造の課題

一般にラーメン橋では、固定支間長と橋脚高さの関係が剛結橋脚の構造成立性に大きく影響する。本橋は固定支間長に対して橋脚高さが比較的低く、長支間と広幅員への対応により主桁に導入されるプレストレス量が多いことから、以下の課題が生じた。

主桁のクリープ・乾燥収縮やプレストレス二次力の影響が大きく、橋脚に過大な拘束断面力が生じる。その結果、死荷重時において橋脚主鉄筋の許容応力度 ( $\sigma_{sa} = 100 \text{ N/mm}^2$ ) を満足する事が困難となる。

非常に大きな上部工地震時慣性力の大部分を、剛結された P2・P3 橋脚が負担する構造となる。レベル 1 地震時においては、上記の拘束断面力の影響も加わり、従来材料 (コンクリート  $\sigma_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ , 鉄筋 SD345) での構造成立が困難となる。

#### (2) 剛構造成立に向けた対策

上記の課題に対して、死荷重時 (常時) および地震時の安全性を確保するためには、橋脚の断面抵抗の向上だけでなく、断面寸法の縮小による拘束断面力の低減が有効である。そこで、本橋では以下の対策を行うものとした。

橋脚には高強度材料としてコンクリート  $\sigma_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$ 、主鉄筋 SD490 を採用し、断面寸法の縮小を図った。また、更なる拘束断面力の低減を目的として、橋脚の断面形状は橋軸方向寸法の小さい長方形断面 (橋軸 9m × 直角 13m の中空断面) を採用した。一般的に、大口径深礎杭を有する橋脚の場合には、橋脚の断面形状を正方形に近づけることにより脚断面寸法から決定される杭径が縮小されるが、本橋の場合には、長方形断面とすることにより拘束断面力および応力度が改善され、杭径の縮小を含めた合理的設計が可能となった。

の対策により、死荷重時の照査 ( $\sigma_{sa} = 100 \text{ N/mm}^2$ ) は満足するものの、依然としてレベル 1 地震時の照査を満足することが出来なかった。よって、P2～P3 径間に反力調整を採用した。

本工法は、図-5 に示すとおり、閉合後に生じる拘束断面力とは逆の力を閉合前の主桁から導入することで、橋脚断面力の改善を図るものである。水平加圧力はレベル 1 地震時の鉄筋応力照査における超過応力度を解消するのに必要となる 5,000kN とした。なお、水平加圧時には橋脚断面力に対して有利となる移動作業車をカウンターウェイトとして存置し、水平加圧力を低減している。

一般的な対称張出し架設では水平加圧により橋脚にひび割れが生じ、加圧ジャッキの制御に対して橋脚剛性の低下 (非線形性) が課題となる場合がある。一方、本橋の場合には架設時アンバランスモーメントが水平加圧の作用と逆方向にあらかじめ生じていることから、水平加圧力による橋脚のひび割れは生じないものと考えられる。

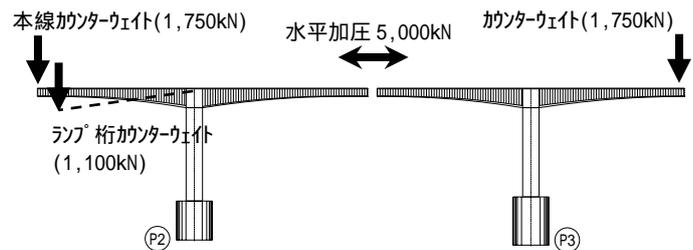


図-5: 反力調整工概要

表-2: 反力調整工による橋脚基部の曲げ性状改善

			反力調整工無し		反力調整工有り		
			P2橋脚	P3橋脚	P2橋脚	P3橋脚	
死荷重時	M	kN・m	971,403	948,172	713,732	686,236	
	S	kN	14,718	15,510	9,955	9,952	
	N	kN	205,327	162,568	203,445	162,507	
	c	ca	N/mm <sup>2</sup>	9.5 13.3	8.9 13.3	7.7 13.3	7.0 13.3
	s	sa	N/mm <sup>2</sup>	72 100	98 100	20 100	39 100
レベル1地震時	M	kN・m	2,260,864	2,289,336	2,003,220	2,027,425	
	S	kN	54,748	55,914	49,985	50,357	
	N	kN	203,216	159,724	201,343	159,663	
	c	ca	N/mm <sup>2</sup>	18.7 20.0	18.3 20.0	16.9 20.0	16.5 20.0
	s	sa	N/mm <sup>2</sup>	390 > 375	427 > 375	327 375	370 375

#### 4. 設計概要

設計概要として動的解析結果について述べる。本橋の複雑な挙動をより正確に把握する目的から、レベル2地震時においては3次元骨組みモデルによる非線形動的応答解析を実施した。図-6に固有値解析結果(橋軸方向1次モード図)、図-7に主桁の応答曲げモーメント図を示す。

橋軸方向の振動特性は図-6のとおり、P2、P3を剛結橋脚としていることで第3径間の主桁変形が比較的小さくなる一方で、P1、P4橋脚の支承構造で主桁の回転拘束が無いいため、剛結橋脚および第3径間の応答変位に追従して第2、第4径間の主桁変形が卓越する傾向となる。

これに対して、第2、第4径間の中央閉合部では上床版内の架設鋼材が配置されていないことから、主桁の負曲げに対する耐力確保が必要となり、上床版の橋軸方向鉄筋にSD490を用いた補強を行った。また、両側径間は正曲げに対する補強として下床版にSD490を用いた補強を行った。

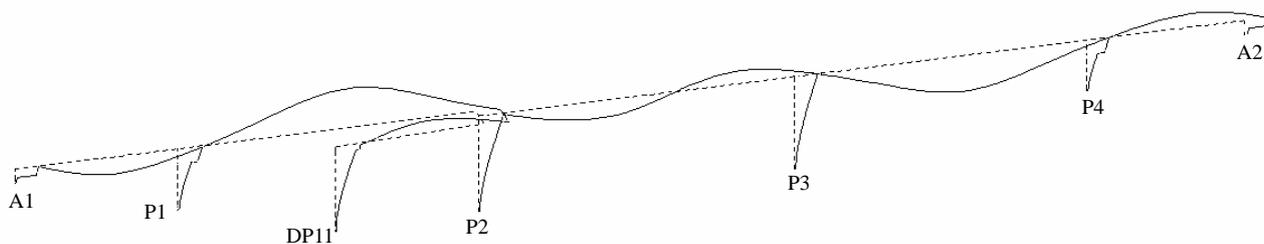


図-6：固有値解析結果(橋軸方向-1次モード)

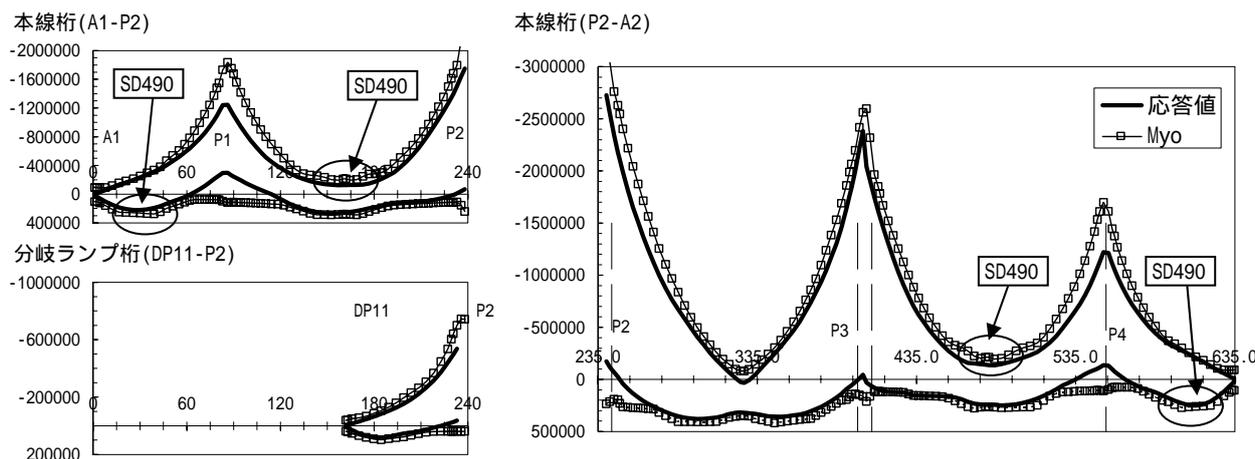


図-7：レベル2地震時応答曲げモーメント(TYPE2)

#### 6. おわりに

本稿は、波形鋼板ウェブ箱桁橋として最長支間となる新東名高速道路豊田巴川橋において、広幅員・幅員変化、分岐桁を有する複雑な構造変化の基本詳細設計について報告した。現地では下部工が施工段階であり、上部工は詳細設計を実施しており、高品質・高耐久性と環境・安全に十分配慮した施工に取り組み、早期完成による事業の促進を目指しているところである。

最後に、豊田巴川橋が波形鋼板ウェブ橋として適用支間の拡大を実現したことに対し、PC橋の新技術・新工法に取り組んできた諸先輩方々に深く感謝の意を表すとともに、本報告が今後の同種橋梁の設計の一助となれば幸いである。