

最大支間長 143m を有する曲線トラス橋の耐震補強(高知自動車道 曾我部川橋)

Report on Seismic Retrofitting Work of curved truss bridge with a maximum span of 143 meter

宮定 龍司* , 宮田 弘和**
Ryoji MIYASADA and Hirokazu MIYATA

ABSTRACT The Sogabe River Bridge is 3+4 Span continuous truss bridge with a maximum span of 143 meter. In this work, seismic retrofitting of this bridge was carried out. In the superstructure, replacement of existing steel bearing to seismic isolation bearing and reinforcement of truss members were performed. In the substructure, aramid fiber sheet reinforcement and concrete jacketing method were performed. This paper reports seismic retrofitting work of the Sogabe River Bridge.

KEYWORDS : 耐震補強, 支承取替

seismic retrofitting, replacement of bearing

1. はじめに

高速道路では、大規模地震の発生確率等を踏まえ、落橋防止対策、路面の段差防止対策、支承の補強や取替等を行う耐震補強対策が進められている。その中でも、四国の8の字ネットワークを構成する「命の道」の一部である高知自動車道においては、南海トラフ地震への備えとして、平成31年から順次、耐震補強工事を着手している。曾我部川橋(写真-1)は、この高知自動車道の大豊IC~南国IC間に位置し、橋長705m・最大支間143m、橋梁の約6割がR=400mの曲線部を有する鋼3+4径間連続トラス橋であり、設計反力が最大で20,000kNを超える支承を有する特殊橋梁である¹⁾。



写真-1 曾我部川橋 全景

本稿では、高知自動車道 大豊IC~南国IC間に位置する曾我部川橋(以下、本橋と略す)の耐震補強設計及び工事のうち、耐震補強設計では既設橋の耐震性能照査、それを踏まえた支承取替工、主桁断面補強工の設計・架設計画について述べる。また、耐震補強工事では、供用中のジャッキアップ作業における安全対策や荷重、変位の管理要領について述べる。

* (株)横河ブリッジ 設計本部 大阪設計第二部設計課(〒592-8331 大阪府堺市西区築港新町2-3)

** 西日本高速道路(株) 技術環境部 構造技術課

(〒530-0003 大阪府大阪市北区堂島1-6-20 堂島アバンザ18階)

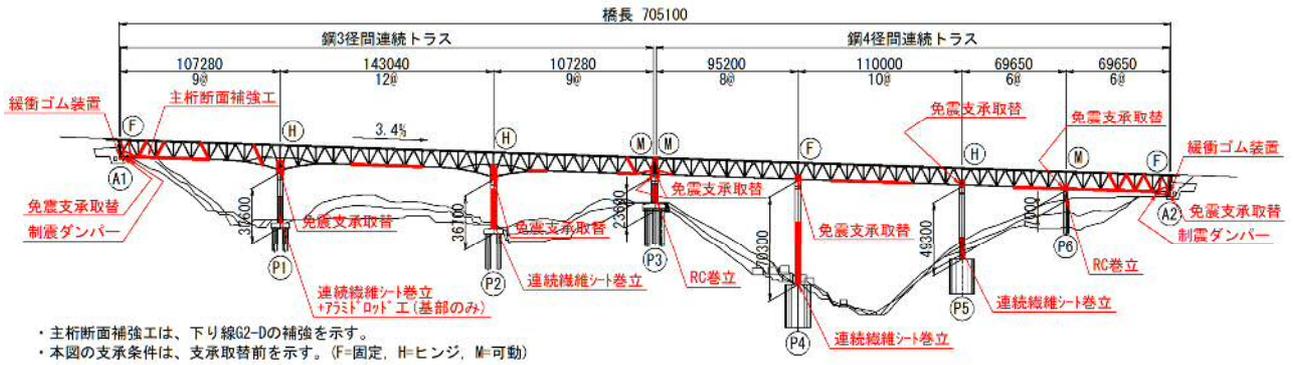


図-1 耐震補強一般図

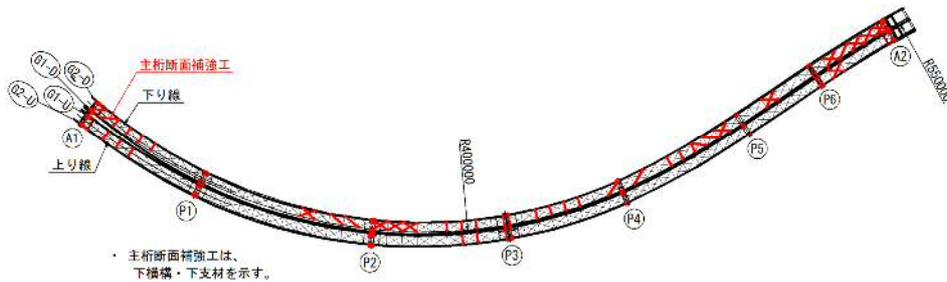


図-2 平面図

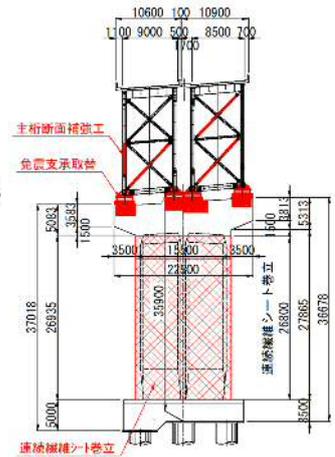


図-3 断面図 (P2 橋脚)

2. 工事概要

工事名：高知自動車道

大豊 IC～南国 IC 間耐震補強 I 工事

路線名：四国横断自動車道 阿南四万十線

工事箇所：高知県 香美市 土佐山田町

工期：平成 31 年 1 月 30 日～

令和 4 年 1 月 13 日

本橋の耐震補強工事の概要を図-1 に示す。工事着手にあたり、動的解析による耐震性能照査を実施し、耐震補強対策を決定した。上部工では、全支点において、既設鋼製支承から免震支承への支承取替(以下、支承取替工と略す)、地震時に耐力不足となる既設トラス部材への断面補強(以下、主桁断面補強工と略す)、桁端部 A1, A2 橋台への制震ダンパーおよび緩衝ゴム装置の設置を行った。下部工では、連続繊維シート巻立て工、RC 巻立て工、アラミドロッド工を行った。平面図を図-2 に、断面図(代表として P2 橋脚)を図-3 に示す。主桁断面補強工については、図-1 に示した下弦材、斜材、垂直材の他に、下横構・下支材・対傾構に実施した。

耐震補強部材を既設部材に接合するにあたり、

表-1 数量総括表

工種		項目	単位	合計
上部工	支承取替工	支承	免震支承(E)	基 36
		支承補強材	ジャッキアップ補強材	t 245
			鋼製台座	t 89
			下部エブラケット (P1~P3)	t 66
			小計	t 400
	主桁断面補強工	補強部材	下弦材	部材 59
			斜材	部材 31
			垂直材	部材 6
			対傾構	部材 29
			下横構	部材 31
下支材			部材 19	
小計(部材数)			部材 175	
小計(重量)	t 204			
制震ダンパー設置	ダンパー	2000kN±300mm	基 16	
	ダンパー補強材	t 63		
緩衝ゴム設置	クロロプレングム	箇所 8		
下部工	高力ボルト	TCB, HTB	本 38274	
		片面施工高力ボルト	ワンサイドボルト 本 49860	
	コンクリート	既設撤去	既設支承等	t 253
		連続繊維シート巻立て工	RC巻立て	m ³ 402
			中詰めコンクリート	m ³ 376
			235g/m ²	m ² 2464
			525g/m ²	m ² 1116
	アラミドロッド工	700g/m ²	m ² 747	
		830g/m ²	m ² 6228	
		6-7.4φ L=5.2m	本 48	
付属物工	検査路改良工	新設	t 28	
	排水装置改良工	撤去	t 4	
		新設	m 315	
	撤去	m 268		

トルシア形高力ボルト、もしくはワンサイドボルトを用いて接合した。また、既設の附属物工(上下部排水装置、検査路)と耐震補強部材が干渉する箇所については、附属物の改良工を行った。

本工事における施工数量を表-1に示す。支承取替工における支承補強材の鋼重については、ジャッキアップ補強材、鋼製台座、下部工ブラケットの鋼重を合算したものである。それぞれの構造概要については、次章の耐震補強設計にて後述する。

3. 耐震補強設計について

3.1 動的解析

3.1.1 概要

本橋は、A1橋台からP4橋脚付近までの450mの区間(全体の約6割)がR=400mの曲線部となっておりまた、急峻な谷に位置することから、橋脚高さが14m~70mと不揃いであった。そのため、特異な地震時挙動を示す可能性が高いため、図-4に示すような上下線、下部工を一体とした三次元立体骨組モデルを用いた動的解析にて耐震性能照査を行った。動的解析における解析条件を表-2に示す。上部工は、鋼部材の塑性化を考慮しないことから、材料線形はり要素としてモデル化している。なお、耐震性能照査にあたっては、建設時は昭和55年道路橋示方書(以下、道示と略す)が適用されていたが、本設計では平成24年道示を適用した。

耐震性能照査のフローを図-5に示す。はじめに、建設時の支承条件での耐震性能照査結果では、特に固定沓であるA1、A2橋台近傍の上部工部材・下部工の応力超過があったことから、既設鋼製支承から免震支承への支承取替により荷重分散を行うこととした。次に、支承取替により地震時変位が大きくなったことから、桁端部に制震ダンパーを設置して変位制御を行うこととした。このように耐震デバイスを決定したのち、動的解析を実施し、上部工、下部工補強の耐震性能照査を繰り返し行った。

3.1.2 上部工の耐震性能照査

上部工の耐震性能評価は、動的解析により得られた最大応答値を安全率1.7にて割戻し、道示II「4.3軸方向力と曲げモーメントを受ける部材」に基づく照査²⁾を行った。ここで、最大応答値については、同時性(①軸力、②面内曲げ、③面外曲げ、④面内せん断、⑤面外せん断が最大、最小となる全10ケース)を考慮したものとした。レベル

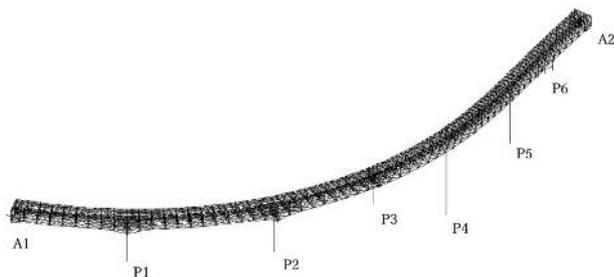


図-4 3次元立体骨組モデル

表-2 動的解析 解析条件

解析方法	時刻歴応答解析
固有値解析	サブスペース法
積分手法	Newmark β 法($\beta=0.25$)
減衰の評価方法	Rayleigh 減衰
積分時間間隔	0.001sec
収束計算	行わない
不釣り合い力の処理	次のステップに持ち越す
要素条件	上部工 線形はり要素
	RC床板 線形はり要素
	橋脚 非線形はり要素
	免震支承 非線形バネ要素
	粘性ダンパー 非線形バネ要素
	緩衝材 非線形バネ要素
	基礎 非線形バネ要素

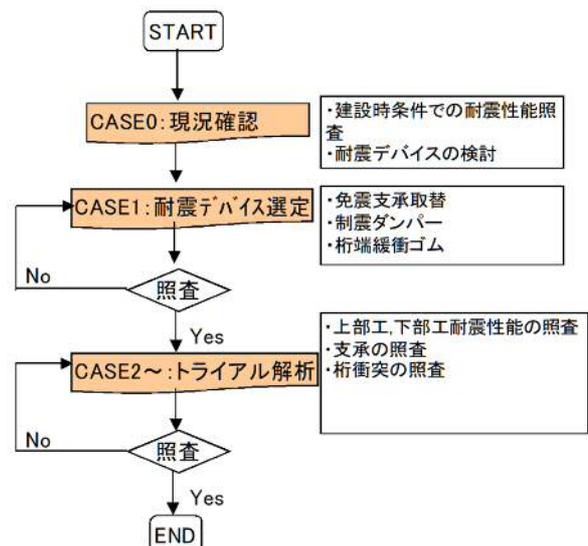


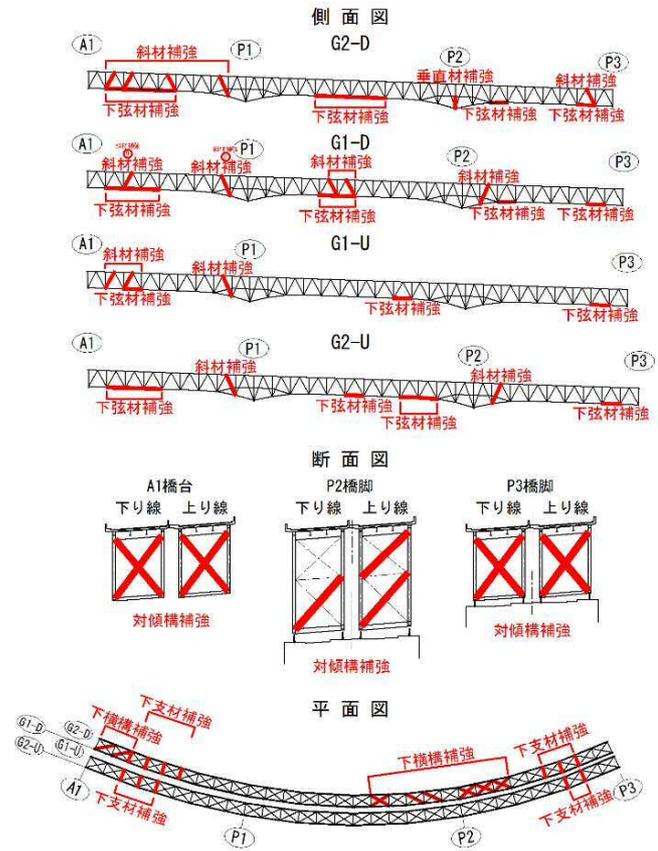
図-5 耐震性能照査フロー

2 地震動の橋軸方向加振時の A1～P3 間の応力超過分布を図－6 に示す。図中の赤系着色部材は許容応力度を超過した部材であり、固定端である橋台部、支間中央部に応力超過箇所が生じていることが分かる。照査結果の傾向としては、建設年次の古い下り線の方が応力超過部材の数が多くなっていることが分かる。

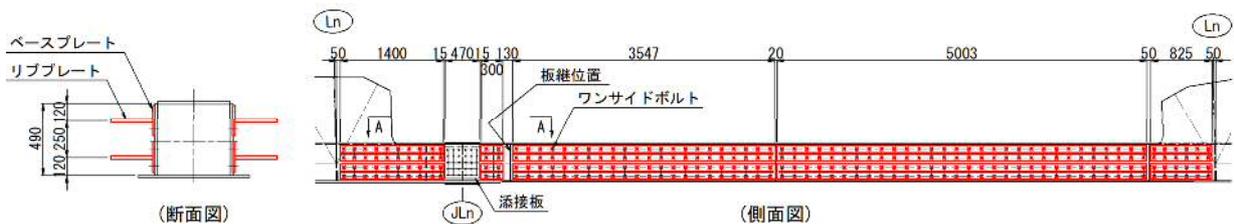
応力照査にて許容応力度を超過した部材について、主桁断面補強を行った。主桁断面補強部材については、断面剛性の増加を目的とする部材と、パラメータ改善(局部座屈に対する許容応力度を大きくする)を目的とする部材で考え方を分類している。

図－7 は断面剛性の増加を目的とした補強部材の例である。補強部材はベースプレートにリブプレート溶接した T 型部材とし、補強部材と既設部材とをワンサイドボルトにて接合する構造とした。なお、補強部材の有効断面として考慮しているのは、リブプレートのみであり、ベースプレートは考慮していない。これは、部材を連続化させるにあたり、既設部材の添接板を跨ぐ位置について、リブプレート同士を図－8 に示すようなバイパス材にて連続しているが、ベースプレートについては、既設添接板の他に、既設の板継位置で連続していないためである。

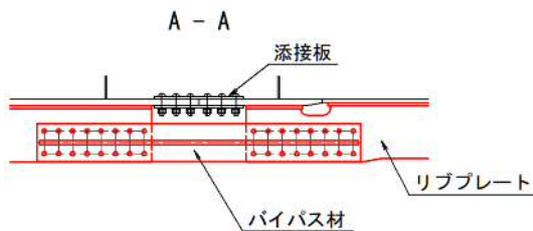
図－9 については、パラメータ改善を目的とした補強部材の例である。下支材・下横構部材は、ウェブの板厚が小さく、局部座屈に対する許容応力が小さくなっていた。ここに、L 型の補強部材を設置することで、局部座屈に対する許容応力度を大きくした。補強部材はパラメータ改善を目的とした補剛材としての扱いとしており、解析上有効断面には見込んでいない。



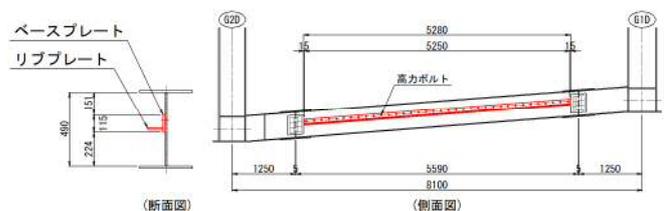
図－6 橋軸方向加震時の応力超過分布



図－7 補強部材（下弦材）



図－8 バイパス材



図－9 パラメータ改善部材（下支材）

3.1.3 下部工の耐震性能照査

下部工では、最大応答曲率の照査、せん断耐力の照査、鉄筋段落とし部曲げ耐力の照査を行い、耐震補強対策を決定した。照査結果を受けて、図-1で示したように、橋脚高の低いP3,P6橋脚ではRC巻立て工法、その他の脚高の高い橋脚では連続繊維シート巻立て工法による補強を行うこととした。

P1橋脚では、照査結果にて橋脚基部の最大応答曲率が超過したことから、じん性の向上を目的とした補強工法を検討することとなった。その際、P1橋脚にて適用可能な鋼板巻立て工法とアラミドロッド工法(以下、AWS工法と略す)を比較し、発錆せず高強度であり維持管理性や経済性で優位となるAWS工法を採用した。AWS工法は図-10に示す補強概要図の通り、壁式橋脚の中間拘束材としてPC鋼棒に代わりアラミドFRPロッドを用い、壁厚方向にプレストレスを与えることにより軸方向鉄筋のはらみ出しを防止し、内部コンクリートの拘束効果を高めて、じん性の向上を図るものである。また、設計においては文献3)に基づき、有効プレストレスを中間拘束筋断面積の増加として評価した。

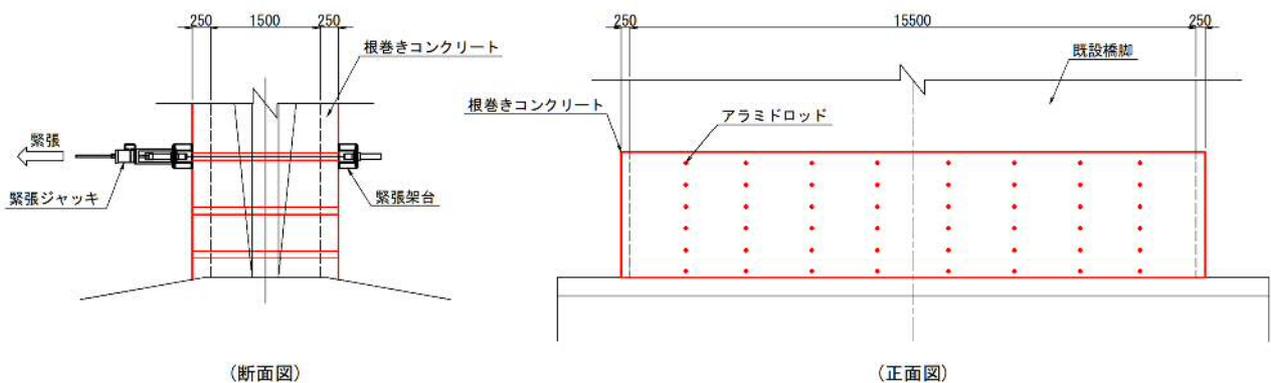


図-10 AWS工法 (P1橋脚)

3.2 支承受替工

支承受替にあたり、橋体の荷重をジャッキに受け替えるために、ジャッキ設置位置の上部工側にはジャッキアップ補強部材、下部工側には下部工ブラケットを設置し、既設部材の補強・改良を行った。また、取替えた支承部には、主構から免震支承への反力伝達を確実にを行うために、主構と支承の間に鋼製台座を設置した。支承受替工の要領図(代表としてP2橋脚)を図-11に示す。本項では、この支承受替工における各構造の設計検討項目や、部材の実測反映要領、部材の取込設備等について述べる。

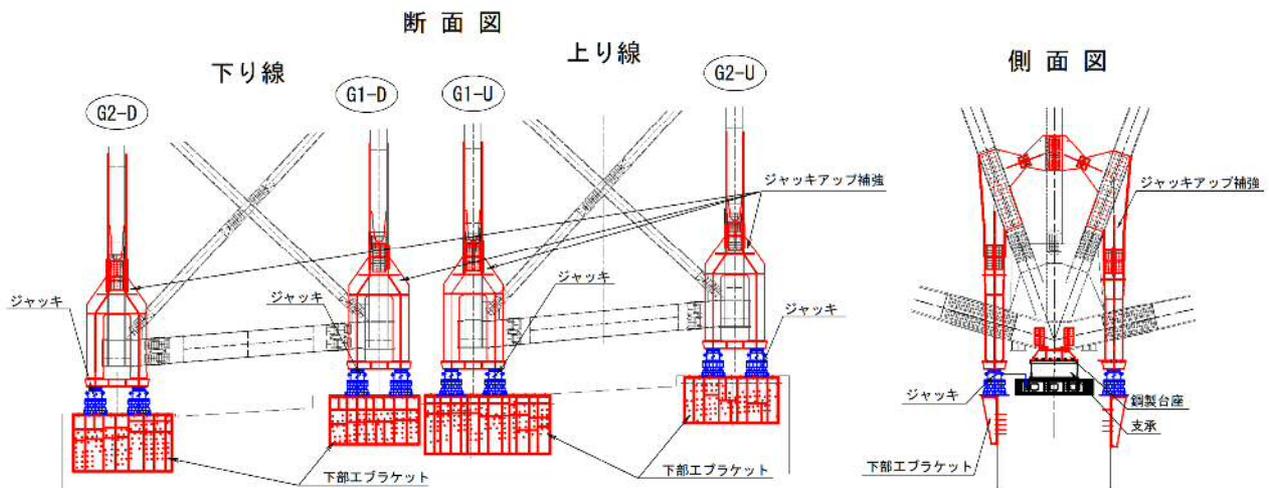


図-11 支承受替工 要領図

3.2.1 ジャッキアップ補強

ジャッキアップを行うにあたり、適切なジャッキアップ補強方法の選定及びジャッキアップ作業の安全性確保が求められた。本橋では、ジャッキアップ補強方法として、拡幅ガセット方式と追加部材方式を適用した。表-3にジャッキアップ補強方法の比較表を示す。例えば中間支点 P2 橋脚では、拡幅ガセット方式を採用した場合、ガセットとジャッキ受け点の離隔が大きく、拡幅ガセットが大きくなることで、接続する斜材に常時荷重による二次応力が発生する。そのため、拡幅ガセット方式を適用が困難であると考え、追加部材方式を採用することとした。

追加部材方式では、追加部材を設置する斜材の剛性が低いことで、ジャッキアップ時の応力・変形が大きくなる懸念があった。そのため FEM 解析を実施し、死荷重+活荷重のケース(最大反力時)で許容応力が超過しないかの確認を行った。図-12 に最大反力時における応力コンター図(von mises)を示す。また、ジャッキアップ時の変形量についても把握を行い、後述するジャッキアップ時の施工にも反映した。

表-3 ジャッキアップ補強方法

	拡幅ガセット方式	追加部材方式
特徴	既設ガセットを補強・拡幅することで格点部でのジャッキアップを実現する。	部材を追加し、格点部以外でのジャッキアップを実現する。
長所	コンパクトであり、ガセットに接続される部材の応力状態が変化しない。	支点から離れた位置でのジャッキアップが可能になり、支取替時の作業スペースを確保できる。
短所	補強によりガセットが大きくなると、接続される部材に二次応力が作用する。ガセットをあまり大きくすることができず、支取替時の作業スペースが制約される。	追加部材により既設部材の応力性状が変化する。トラス部材は剛性が低いことから、ジャッキアップ時の変形が大きくなるため、変形量に留意したジャッキアップ計画が必要となる。
本工事適用	端支点：— 中間支点：P4～P6	端支点：A1, P3, A2 中間支点：P1, P2

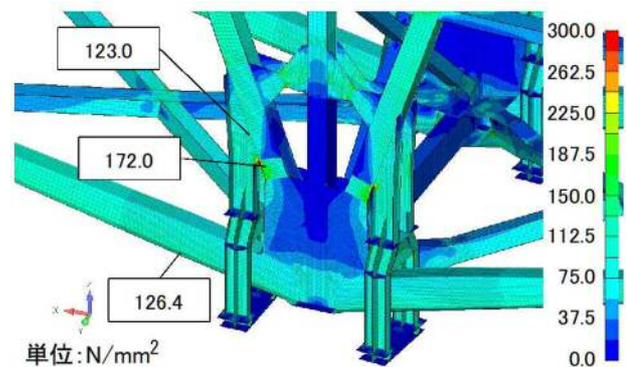
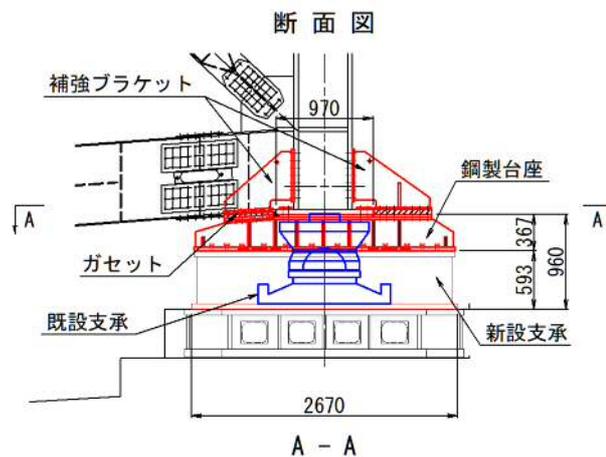


図-12 応力コンター図(von mises)

3.2.2 鋼製台座

支承部の概要図を図-13 に示す。既設支承から免震支承への支取替により、幅 970mm の下弦材から幅 2670mm の免震支承に、高さ 350mm 程度の鋼製台座で 20,000kN の反力を円滑に伝達させる必要があった。これに対して、鋼製台座の支圧のみでは反力伝達が不十分のため、下弦材ウェブに設けた補強ブラケットのせん断により、鋼製台座に反力を伝達できる構造に改良した。



3.2.3 下部工ブラケット

P2 橋脚では、支取替時の作業スペースを確保するために、橋脚前面に下部工ブラケットを設置し、支承から離れた位置でジャッキアップを行う計画とした。ジャッキアップ荷重が大きいため、下部工ブラケットのアンカーボルト本数については、ブラケット 1 箇所あたり最大で 110 本となった。

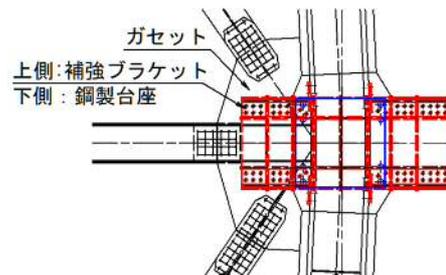


図-13 支承部 概要図

3.2.4 部材の実測反映要領

(1) ジャッキアップ補強

既設トラス橋は、主構高が 11m と大きく、特に P1, P2 支点部は変断面のため主構高さが橋軸方向に変化する構造であった。また、曲線トラスのため、弦材は平面的に格点で折れ曲がった複雑な構造となっていた。そのため、如何に既設トラス橋の形状を正確に実測し、それを補強部材の製作に精度良く反映させるかが課題となった。そこで、支取代替の部材取付けを精度よく行うため、3次元レーザースキャナー(以下 3DLS と略す)により、既設桁の形状を計測した。3DLS により得られた支点部の点群データを図-14 に示す。ジャッキアップ補強については、全支点にて点群データを得た後、設計図との誤差量を確認したうえで、部材の製作、施工に反映した。

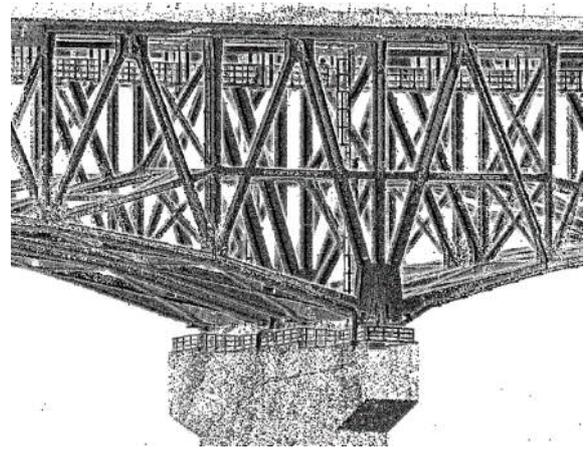


図-14 3DLS による点群データ

(2) 鋼製台座

鋼製台座との接触面となる下弦材下面とガセットには、曲線トラスのため図面に表記のない縦横断勾配や折れ線により、3次元的なねじれが生じていたことから、如何にその形状を把握し、鋼製台座を精度よく密着させるかが課題となった。そこで、鋼製台座との接触面となる下弦材下面とガセットについて、ジャッキアップ補強と同様に、3DLS による計測を行い、ねじれを含めた平面形状を把握した。さらに、図-15 に示すように、鋼製台座の 3次元モデルと既設桁 3次元モデルを重ね合わせ、部材どうしの密着性をモデル上で確認したうえで製作、施工を行った。

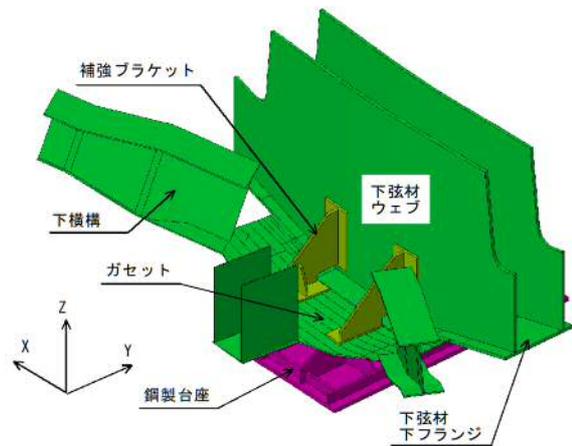


図-15 3次元モデルによる取り合い確認

(3) 下部工ブラケット

アンカーボルト位置を精度よく下部工ブラケットに反映するにあたり、アンカーボルト位置の実測にはデジタルカメラによる 3次元計測ができる VFORM (NETIS 登録番号:KT-140108-VE) を用いることとした。VFORM とは、写真-2 に示すように、下部工に施工済みのアンカーボルトの先端にターゲットを貼り付けて撮影することで、図-16 に示すアンカーボルト位置の CAD 図面を自動生成できるシステムである。これにより、実測作業を効率化でき、かつアンカーボルト位置の実測反映を精度よく行うことができた。



写真-2 アンカーボルト位置の計測状況

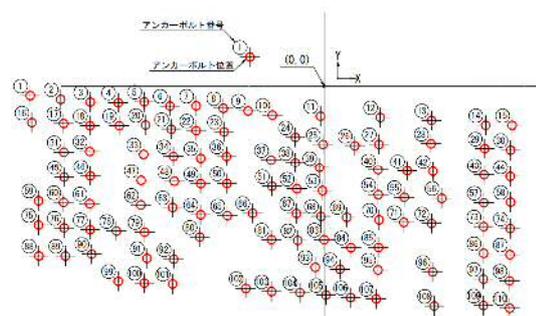


図-16 VFORM による CAD データ出力

3.2.5 部材取込み設備

支承や補強部材の取込みや、撤去した既設支承の荷上げは、橋面上から実施した。部材取込み設備図を図-17に示す。部材取込みは、供用中に行うことから、車線規制を実施した。その際、車両通行方向が下り勾配3.4%となっており、車両速度が出やすい下り線側の規制を行うと、上り勾配となる上り線と比べて、車両事故のリスクが高くなる。また、下り線の直前にはトンネルがあるため、規制延長が長くなることから、規制は極力上り線側で行い、部材取込みを行うように計画した。

上り線から部材を橋脚上に取込み、下り線へ部材移動させる方法を検討するにあたり、特に支承の重量が最大で10tを超えることから、吊り替えによる部材移動が困難だった。そのため、橋脚の前面に支持ブラケットを設置し、ブラケット上に軌条足場を配置した上で、上り線より取込んだ部材を下り線の所定の位置まで軌条足場上の台車設備で移動させた(写真-3)。台車設備を使用することで、重量物の部材を安全かつ効率よく移動させることができた。

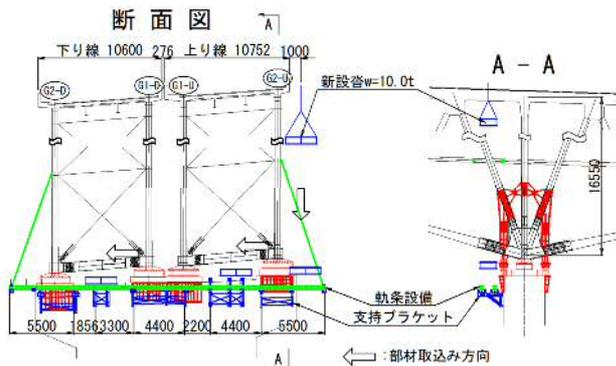


図-17 部材取込み設備図



写真-3 支承取込み要領

3.3 付属物工

付属物の復旧にあたっては、主部材の耐久性や維持管理性を考慮した。中間支点の排水装置系統図を図-18に示す。既設の排水系統では、排水管が支承周りを通る系統となっており、漏水が排水管を伝って既設支承を腐食させている状況だった。そのため、支承取替作業のため撤去していた排水管を復旧する際には、支承等の重要部材からなるべく離れた位置に排水管を移設することとした。また、排水装置の支持金具について、一般的には主構に削孔して普通ボルトによる接合となるが、トラス桁の場合は片面施工可能なワンサイドボルトによる接合となる。今後、支持金具の取替が必要となった際に、ワンサイドボルトを使用していると、ボルトの撤去ができない等により、取替が困難となる。そこで、図-19に示すような支持金具が主構を囲む形状のブラケット構造を検討し、主構への削孔およびワンサイドボルトの使用を回避した。

また、本工事で設置した、下部工ブラケットのアンカーボルトの状態や、免震支承のゴムの変状について、今後にわたり点検できる経路を計画し、検査路の設置を行った。

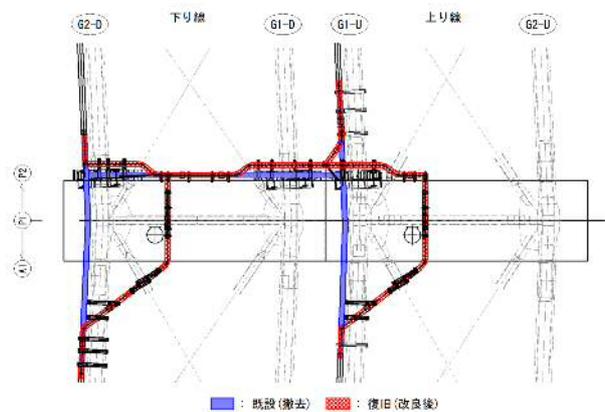


図-18 排水装置系統

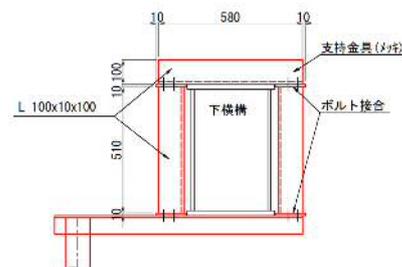


図-19 排水装置支持金具

4. 耐震補強工事について

本項では、支承取替によるジャッキアップ計画および施工結果について概説する。

4.1 支承取替中の安全対策について

支承取替は、一般交通を供用しながら橋体をジャッキアップする必要があったが、フレキシブルなハイピアに支持された上路曲線トラス構造のため、支承取替が確実かつ安全に行えるように下記を考慮した。

(1) 上部工の安定性の確保

新設支承はペデスタルフレームに現場溶接とするため、ジャッキアップ中は水平力に抵抗できない状況となる。また、上部工は、A1・A2 橋台の固定支承以外はフレキシブルなハイピアに支持された構造である。そのため、ジャッキアップ中は上部工と橋脚の相対変位が生じやすく、支承の取替順序によっては、上部工が橋軸方向に固定されていない不安定な状態となるリスクがあった。

そこで、上部工の安全性を確保するため、橋梁単位での支承取替順序は下記のとおりとした。

(A1-P3 橋梁) P2→P3※→P1→A1

(P3-A2 橋梁) P3※→P5→P4→P6→A2

※P3 支点部では2 橋梁同時施工とした。

まず、ジャッキアップ時に上部工に作用する水平力をなるべく均等に橋脚に負担させるため、隣り合う橋脚どうしがジャッキアップ状態とならないような取替順序とした。また、1 橋梁単位で支承取替順序を考えた際に、必ずどこかの支点で上部工が橋軸方向に固定されている状態とするため、A1-P3 橋梁および P3-A2 橋梁ともに A1・A2 橋台部（固定支承）の支承取替を最後に行うこととした。さらに、2 橋梁の掛け違い部となる P3 支点部については、2 橋梁同時施工として供用中である橋面の段差が生じないように配慮した。

(2) 1 支承線内での水平力の確保

1 支承線あたり（計4 支承）の支承取替は、概ね2 カ月の期間を有することから、その期間中に作用すると考えられる水平力に対して、安全性を確保する必要があった。ここで、支承取替中に確保する水平力としては、「鋼道路橋施工便覧（道路協会）」や「鋼構造架設計施工指針（土木学会）」および同種工事の実績を参考に、L1 地震動の1/2 とした。

1 支承線単位の施工ステップを図-20 に示す。各施工ステップで安全性に配慮した事項は下記のとおりである。

【ステップ1 (7)】ジャッキアップ(ダウン)は両主構を同時に行い、橋体のねじれなどの影響を最小限に抑えた。

ステップ2~6】既設支承の撤去や新設支承の設置は片主構ずつ行い、取替対象と反対側の支承で支承取替中に考慮する水平力(L1 地震動の1/2)を確保した。先行して取替を行う新設支承は、上記水平力を考慮した仮固定(溶接)を行ってから、反対側の既設支承を撤去した。上記のような施工ステップとすることで、支承取替中の水平力に対する安全性を確保した。

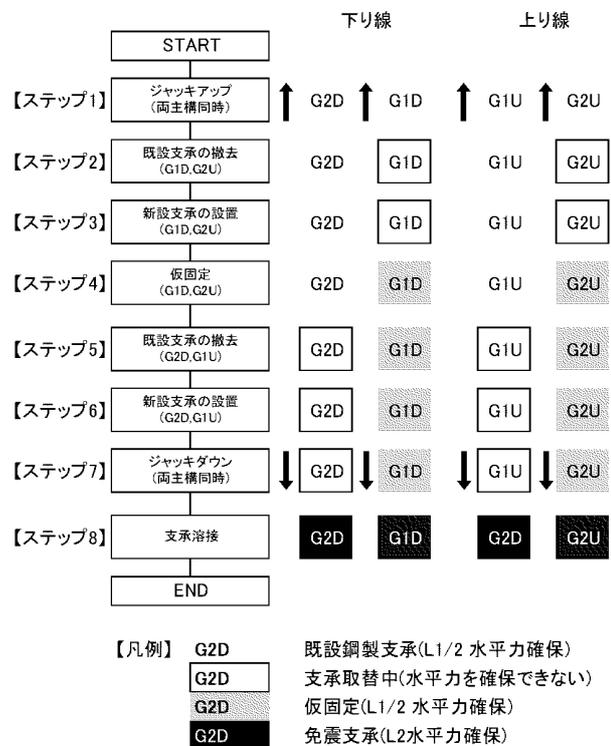


図-20 支承取替 施工ステップ

4.2 ジャッキアップ設備

まず、ジャッキアップの要領図(代表として P2 橋脚)を図-21 に、ジャッキアップ反力表を表-4 に示す。G1 桁と G2 桁の支承反力に 2 倍程度の差があることから、各支承部での荷重状態を調整するために、ジャッキの油圧系統を支承毎に分割した。また、ジャッキにおいて反力異常が発生すると、許容値以上の応力が桁本体や下部工に発生するリスクがあることから、ジャッキ本体、上部工耐力、下部工耐力を比較し、荷重限界値を設定した。

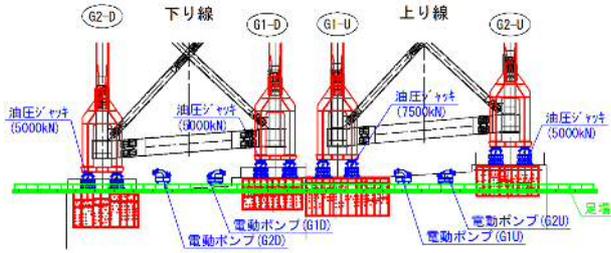


図-21 ジャッキアップ要領図

表-4 ジャッキアップ反力表

項目	番号等	単位	G2桁(外側)	G1桁(内側)
死荷重	① D	kN	8,520	15,998
活荷重	② L	kN	2,584	2,980
不均等荷重	③ (D+L)x0.1	kN	1,110	1,898
設計反力	④ ①+②+③	kN	12,214	20,876
ジャッキ台数	⑤ 支承1基当り	台	4	4
ジャッキ反力	⑥ ④/⑤	kN/台	3,054	5,219
使用ジャッキ能力	⑦	kN/台	5,000	7,500
ジャッキ耐力	⑧ ⑤x⑦	kN	20,000	30,000
上部工降伏耐力	⑨ FEM解析より	kN	16,372	31,748
下部工ブラケット耐力	⑩ アンカーせん断	kN	16,000	22,076
荷重限界値	⑪ min(⑧⑨⑩)	kN	16,000	22,076

4.3 ジャッキアップ管理

ジャッキアップ作業フローを図-22 に示す。支承反力が支承からジャッキへ移行する(以下、支承の反力切りと略す)までは、ジャッキ荷重が荷重限界値を超過しないこと、および各部材における異常の有無を段階的に確認しながらジャッキを操作する計画とした。支承の反力切り後は、支承部と主構の隙間が目標値 3mm 確保できるまで、変位制御に切り替えてジャッキ操作を行った。

表-5 には、実際のジャッキアップ反力の計測結果を示す。まず反力の小さい G2 桁の支承部において、死荷重反力の 80%相当を加圧した時点で支承の反力切りが生じた。次に、G2 桁の支承部の荷重状態を維持したまま、G1 桁の支承部の加圧を続けた結果、G2 桁と同様に死荷重反力の 80%相当の加圧時に支承の反力切りが生じた。支承の反力切り後は、変位制御に切り替えて所要の隙間を確保し、ジャッキアップ作業を終了した。

参考として、上下線の P2 支点における実施工程を表-6 に示す。なお、ジャッキアップ点と支承中心位置が離れているため鉛直変位には差が生じることから、支承中心位置での鉛直変位を得るために必要となるジャッキアップ量を FEM 解析により算出した。FEM 解析値が G2 桁 5.9mm, G1 桁 7.9mm に対し、実測値

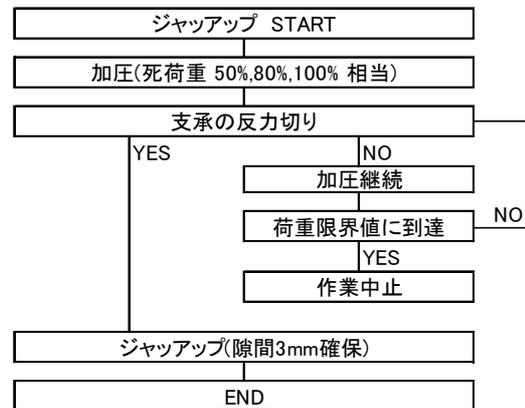


図-22 ジャッキアップ作業フロー

表-5 ジャッキアップ反力計測結果

作業状況	G2桁(外側)		G1桁(内側)		支承部の状態
	荷重 (kN)	隙間 (mm)	荷重 (kN)	隙間 (mm)	
死荷重(G2桁側) 50%相当の加圧時	4,172	0	4,196	0	
死荷重(G2桁側) 80%相当の加圧時	6,661	0.9	6,698	0	G2側支承の反力切り
死荷重(G2桁側) 100%相当の加圧時	6,725	1.0	8,005	0	
死荷重(G1桁側) 80%相当の加圧時	6,725	1.1	12,865	0.5	G1側支承の反力切り
ジャッキアップ(隙間3mm確保)完了時	8,344	4.8	15,959	6.6	
(参考)除荷後のジャッキロック完了時	(0)	4.6	(0)	6.1	なじみの0.5mm程度

表-6 ジャッキアップ工程

(日数)	10	20	30	40	50	60	70	80	90	備考
ジャッキアップ準備	■									■: 全支承 4基
ジャッキアップ		■								■: 支承 2基 (上りG2桁、下りG1桁)
既設支承撤去			■	■	■	■	■	■	■	■: 支承 2基 (上りG1桁、下りG2桁)
免震支承設置				■	■	■	■	■	■	
ジャッキダウン					■	■	■	■	■	
支承部溶接						■	■	■	■	

※ ジャッキアップ準備には既設部材の補強・改良は含まない

が G2 桁 9.3mm, G1 桁 11.0mm と大きくなったが、傾向は概ね一致することが確認できた。また、本工事では、写真-4 に示すようなポータルモニター機器を用いて、ジャッキの荷重値と計測変位の一元管理を行う仕組みを構築することで、作業指揮者とジャッキ操作者等の間で密に連携が図ることができ、着実な施工に繋がった。

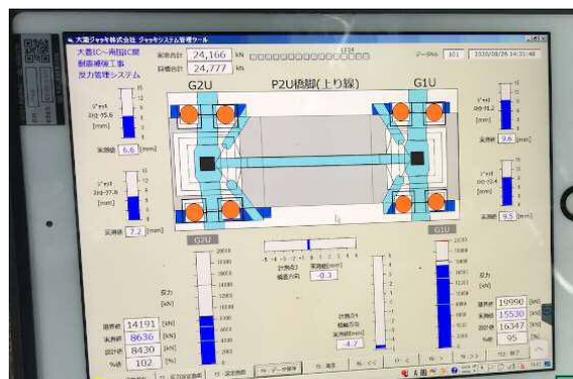


写真-4 ポータルモニターによる計測管理

5. おわりに

本工事は、特に支取替工における設計から実測反映、製作、部材搬入、ジャッキアップ作業までの一連の設計・計画・施工検討に注力した。また、ジャッキアップ作業は車両を供用しながら行うにあたり、ジャッキアップ時の部材の変位や応力についてモニタリングを行い、ジャッキアップが確実かつ安全に行えるように配慮した。

支取替 36 基を含む難易度の高い工事だったが、無事故無災害で工事を終えることができた。今後、本工事のような特徴を持つ耐震補強工事の一助となれば幸いである。

最後に、本工事に多大なるご指導を頂きました、西日本高速道路株式会社の皆様方に厚くお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 宮田・伊藤・後藤・藤島・宮定：高知自動車道 曾我部川橋耐震補強工事の設計と施工，橋梁と基礎，Vol. 56，pp. 39-44，2022. 6
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，I 共通編・II 鋼橋編，丸善株式会社，平成 24 年 3 月
- 3) 日本道路公団東京第一建設局：プレストレスを導入した壁式橋脚耐震補強工の設計・施工事例（案），1998 年 3 月