

# 余部橋りょうの設計・施工

金子 雅\*1・佐伯 奈都美\*2・前田 利光\*3・錦織 礼二\*4

余部橋りょうはJR山陰本線銜・餘部間に位置する橋長310m、高さ約40mの5径間連続PC箱桁エクストラード橋である。旧余部鉄橋は献身的な維持管理により約100年間冬季の日本海の厳しい自然条件に耐え続けたが、風速規制により頻繁に発生する列車の遅延、運行休止が沿線地域の通勤、通学や経済活動に大きな影響を及ぼしていた。

このような状況のもと、列車運転の安全性向上と定時性確保を目的に余部橋りょうは架け替えられた。本稿では余部橋りょう架替え工事に関する設計・施工について報告する。

キーワード：エクストラードPC橋、自然環境対策、営業線近接施工、桁の移動・回転

## 1. はじめに

1912年3月に建設された旧余部橋りょう（以下、旧橋）は当時東洋一の規模を誇った鋼トレススル橋であった。しかし建設地が冬場強風の吹き荒れる山陰海岸近く（約70m）に位置していたため、腐食環境が厳しく鉄橋の維持管理に多大な努力が続けられてきた（写真-1）。また、1986年冬に起きたこの地特有の突風による列車転落事故を契機に、1988年には列車運行規制がそれまでの風速25m/sから20m/sに強化されたため、列車の遅延あるいは運休が激増した。これを受け、1991年から沿線市町などで構成する「余部鉄橋対策協議会」が発足し、列車運行の抑止問題解消と定時性確保に向けた調査・検討が行われた。そして今後の「安全輸送の確保」、「現実的な維持管理」の観点から2002年に新余部橋りょう（以下、新橋）への架替えが決定され、2007年3月に工事着手し、2010年8月に新橋が供用開始された。



写真-1 余部橋量（旧橋）全景

本稿では、設計や施工に関して行われた塩害や強風等の自然環境対策や線路切換えの際の列車運行休止期間の短縮

を目的に行ったさまざまな検討・対策について報告する。

## 2. 工事概要

表-1 工事概要および橋梁諸元

工事名	山陰線銜・餘部間余部橋りょう改築他工事
工事場所	兵庫県美方郡香美町香住区余部地先
発注者	西日本旅客鉄道(株) 大阪工事事務所
設計者	ジェイアール西日本コンサルタンツ(株)
施工者	清水建設・銭高組特定建設工事共同企業体
工期	平成19年3月8日～平成23年2月24日
構造形式	5径間連続PC箱桁エクストラード橋
列車荷重	EA-17
橋長	310.6m
支間長	50.1 + 82.5 + 82.5 + 55.0 + 34.1m
設計速度	110km/h
耐震性能	L1地震 耐震性能Ⅰ、L2地震 耐震性能Ⅱ
地盤種別	G0(A1)、G2(P1、P4、A2)、G3(P2、P3)
上部工	桁高3.5m、幅員7.25m、主塔高5.0m
下部工	橋脚・橋台 RC構造 基礎 場所打ち杭(P1～P3)、深礎杭(P4)

表-2 主要工事数量

項目	単位	数量	仕様
コンクリート	主桁、主塔	m <sup>3</sup>	3 686 $f_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$
	地覆	m <sup>3</sup>	414 $f_{ck} = 27 \text{ N/mm}^2$
	橋脚	m <sup>3</sup>	2 019 $f_{ck} = 24 \text{ N/mm}^2, 30 \text{ N/mm}^2$
	橋台	m <sup>3</sup>	308 $f_{ck} = 24 \text{ N/mm}^2$
鉄筋	上部工	t	490 SD345
	下部工	t	573 SD345, SD490
PC鋼材	主ケーブル	kg	128 788 SWPR7BL 12S12.7
	斜材	kg	23 068 SWPR7BL 19S15.2

## 3. 設計

### 3.1 構造検討

#### (1) 基本条件

新橋は旧橋横に新たに計画し、旧橋梁を供用しながら施工する計画とした。新橋の計画位置は周辺家屋への影響を

\*1 Masaru KANEKO：西日本旅客鉄道(株) 大阪工事事務所 福知山工事事務所 所長

\*2 Natsumi SAIKI：ジェイアール西日本コンサルタンツ(株) 土木設計部 特殊設計室

\*3 Toshimitsu MAEDA：清水建設(株) 土木技術本部 設計第一部 構造設計グループ

\*4 Reiji NISHIKORI：(株) 銭高組 大阪支社 土木統轄部 土木部 土木課

少なくするためにできるだけ旧橋側に近接させることとし、上部工施工時の移動作業車幅を考慮して新橋軌道中心を旧橋軌道中心から7m南側とした(図-1)。新橋の線形は鳥取側(餘部駅側)から約220mは直線とした。京都側では橋梁のすぐ手前にトンネルが存在することから、S字曲線により既設線路と接続させた。支間割は新橋が旧橋供用中の施工となるため、橋脚が旧橋脚基礎に支障しない位置とし、国道178号線と長谷川を渡る交差条件から、当該区間を最大支間長(82.5m)とした。他の支間については上部工の張出し施工のバランスを考慮して決定した。

本橋は橋脚高が約40mと高く、鉄道橋としては橋梁規模も大きいため、地震時に損傷が大きい場合は復旧作業が困難となることが危惧された。このため、上部工と基礎工についてはL2地震時に損傷を生じさせないこととし、鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計<sup>1)</sup>(以下、耐震標準)に示される一般的な構造物より厳しい制限値を設定(L2地震に対して部材損傷レベル2から1へ変更)した。

前述の「余部鉄橋対策協議会」は、2003年に「余部鉄橋定時性確保対策のための新橋梁検討会」(座長 松本勝 京都大学教授)の提言<sup>2)</sup>を受け橋梁のデザイン検討を行った。その結果、数ある橋梁形式の中から旧橋の直線でシンプルなイメージを継承する橋をデザインコンセプトとしたPCエクストラードスドラーメン橋を採用した。上部工の桁高はデザインコンセプト案を踏襲し、3.5mの等桁高とした。また、一般的なエクストラードスドラーメン橋の主塔の高さは $H/L = 1/8 \sim 1/15$  ( $H$ : 塔高,  $L$ : 支間長)程度の関係にあり、本橋の場合10.3~5.5mとなる。本橋では地元要望と、防風壁との景観の連続性や維持管理性を考慮して5.0mとして設定された。

上部工各部材の構造種別は、主桁主方向に対してPC構造、主桁横方向および主塔はRC構造とした。

主桁のPC鋼材は、PC鋼より線12S15.2(SWPR7BL)を使用し内ケーブル方式とした(図-2)。斜材ケーブルは厳しい自然環境下にさらされることから防錆に配慮し、二重防錆仕様の被覆PC鋼より線19S15.2(SWPR7BL)とした。なお、斜材ケーブルの引張応力度の制限値は、内ケーブルと比較して厳しい環境下にあることから安全側の設定として $0.4 \sigma_{pu}$  ( $\sigma_{pu}$ : PC鋼材の引張強度)を採用した。

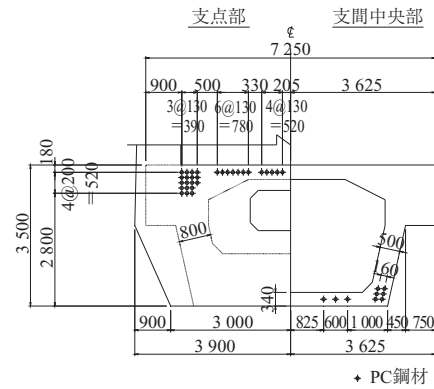


図-2 PC鋼材配置図

(2) 構造形式の検討

張出し施工を行うPC連続箱桁橋の設計では、通常支間中央から橋脚付近まで桁高を変化させ、かつラーメン構造とすることにより、構造的に合理的かつ経済的なものとなる。しかしながら、本橋では上部工の桁高を低く抑えたとともに等桁高とすることを条件とした場合、ラーメン構造では桁と橋脚の剛結部付近において所要の損傷レベル(L2地震動)を満足できなかった。このため、構造形式は桁式構造で見直すこととなった。

桁式構造では支承条件を比較検討した結果、地震荷重の

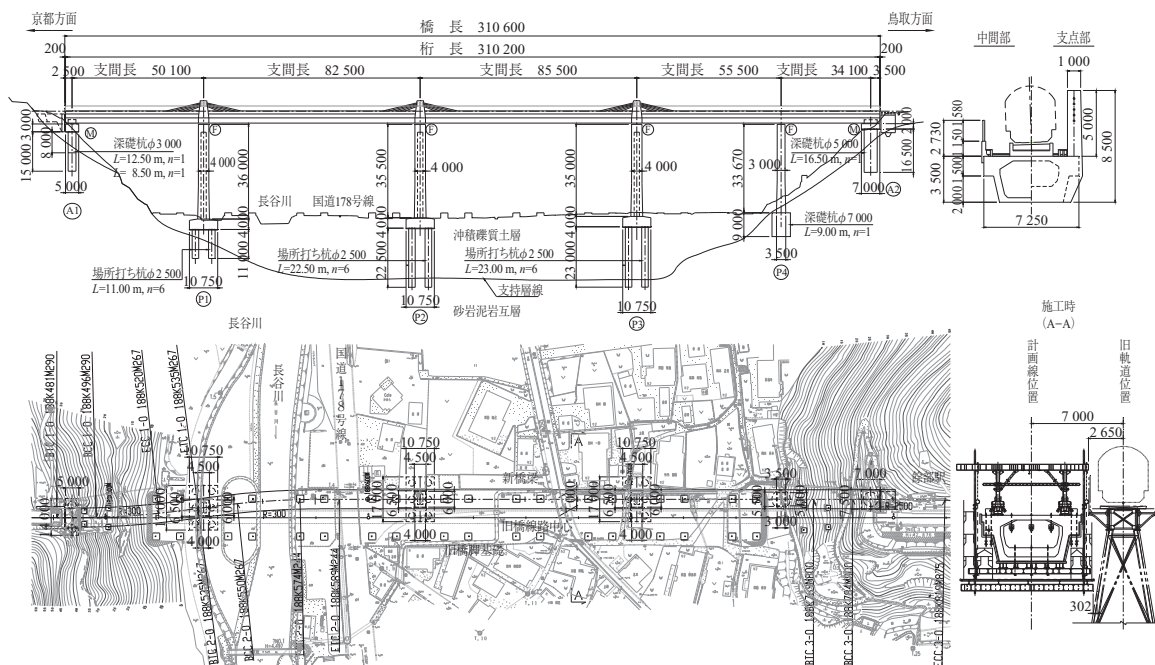


図-1 橋梁概要図

○ 工事報告 ○

分散化を図る目的で橋脚部を多点固定形式とし、橋台部には移動制限機能を付加した。多点固定形式の採用は、橋脚の高さが約 40 m と高く、温度伸縮による桁の変形が橋脚の変形により吸収され、柱断面を決定する支配的要因にならないという利点もあった。

なお、P2～P4 橋脚の支承条件を固定とする構造には、上部工側に突起を設けた RC ストッパーを採用した。ただし、P1 橋脚については移動回転架設（後述）後のセットとなるため、施工性を考慮して鋼製ストッパーとした。

橋台部の移動制限機能は桁に過度の変位が生じることを抑えるため、移動制限量（桁遊間の長さ）を 400 mm に設定した。これは、L1 地震時水平変位量に緩衝材の設置スペースを考慮した長さである。移動制限の構造は、背面に存在する岩盤を利用して上部工変位を制限する反力壁とした。一般に橋台にはパラペットを設けるが、本橋では桁衝突時に橋台へ大きな作用力が生じることを避けるため、パラペットを設けず反力壁は橋台と分離した構造とした（図 - 3）。

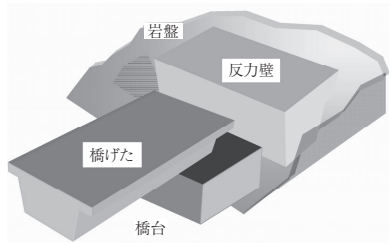


図 - 3 反力壁構造図

(3) 主塔部、定着部の検討

主塔部の斜材定着構造は貫通固定方式（サドル定着）を採用した。これは、橋梁供用期間中の斜材の交換を前提としたためである。

サドル部、主桁側の斜材定着部はいずれも構造系全体の安全性に大きな影響を与える部位であることから、3次元 FEM 解析を行って塔の形状寸法、主桁の形状や斜材の配置方法等に関する設計の妥当性を確認した。主桁側定着部の解析結果では、定着部周辺に発生した引張応力に対して補強鉄筋を配置した。また、図 - 4 に示す変位ベクトル図により、定着部周辺で上方に引き上げられるような変形が確認されたことから、併せてウェブの付根を固定端とする片持ち梁で曲げ、せん断に対する照査を実施し、その安全性を確認した。

一方、斜材の交換を想定し主桁コンクリートの合成応力度および斜材応力度の安全性を確認した。このとき P1～P3 の斜材は個別に交換を行い、左右主塔の最上段ケーブルを各 1 本ずつ同時に外した場合について検討を行った。なお、検討は施工時として扱い、主桁は PRC 構造、斜材の制限値は  $0.6 \sigma_{pu}$  とした。いずれのケースについても斜材応力度とコンクリート応力度は制限値内に収まっており、一時的な斜材定着本数の減少に対して安全であることを確認した。

3.2 自然環境対策

(1) 塩害対策

余部橋りょうは日本海沿岸に面しており、飛来塩分量が

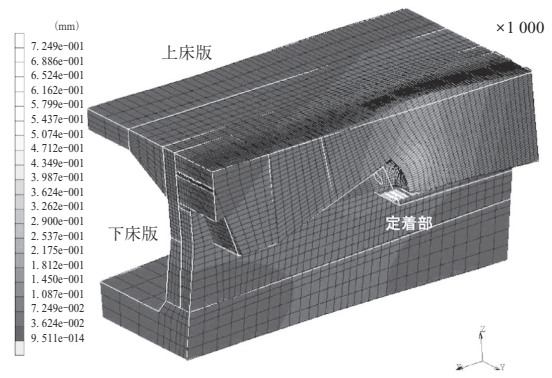


図 - 4 定着部変位ベクトル図

多い環境にある。本橋の設計においては塩害対策として、かぶり厚の増加および水セメント比の抑制による対策を行った。

かぶりは既往の調査結果より、飛来塩分量の分布図（図 - 5）（調査期間 1989～1993）および同時期に調査を行った暴露試験片腐食減量の分布図（図 - 6）を確認し、「鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物<sup>3)</sup>」に示される塩化物イオンの検討から定まる設計かぶりを適用した（表 - 3）。このとき、沿岸からの距離や高さによって飛来塩分量および腐食の程度が異なることに着目して、橋脚位置および部材毎の細分化を行い、塩害の影響度の大きさに応じて適切なかぶりを設定した。すなわち、上部工では下部工側と比較して飛来塩分量が半分程度と少なく、腐食の程度も小さい。このため、土木学会「コンクリート標準示方書（構造性能照査編）<sup>4)</sup>」により高さ補正を行って、海岸線からの距離を見かけ上 500 m とした。また点検用開口部等からの塩化物イオンの侵入、点検時の塩化物イオンの持込みを考慮して、桁内外のかぶりを 80 mm とした。

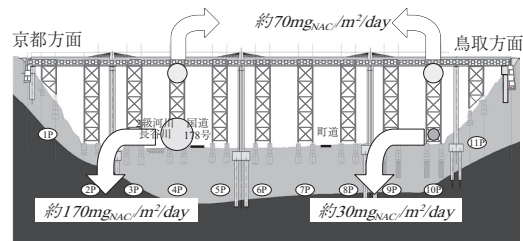
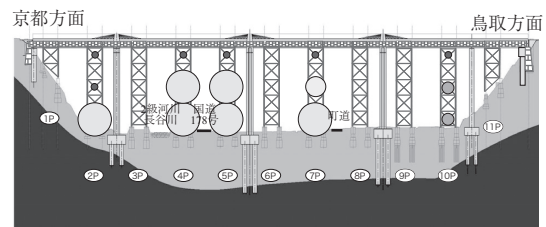


図 - 5 飛来塩分量の分布



- [凡例]
- : 50mg/dm<sup>2</sup>・day以上
  - : 30mg/dm<sup>2</sup>・day以上
  - : 10mg/dm<sup>2</sup>・day以上
  - : 5mg/dm<sup>2</sup>・day以上 (田圃環境相当)

図 - 6 暴露試験片腐食減量の分布図

表 - 3 かぶり一覧表

部位	水セメント比		
	40 %	45 %	55 %
桁	80 mm	-	-
橋脚く体	P1・P2	-	200 mm
	P3・P4	-	130 mm
フーチング	P1・P2	-	230 mm
	P3・P4	-	150 mm

また、橋脚は上部工に比べて温度応力や乾燥収縮による初期ひび割れが懸念された。このため、配合設計においては単位セメント量を低減したほか、低発熱セメントや高性能 AE 減水剤を用いて、標準的配合に比べ  $W/C$  を 10 % 程度小さく設定した。

(2) 強風対策

旧橋では強風により列車運行の定時性確保が困難な状況にあった。そのため、新橋では列車運行規制風速を 20 m/s から 30 m/s に向上することを目的とし、防風壁を設置した。

設置高さの設定にあたっては、鉄道総合技術研究所の米原大型低騒音風洞にて風洞実験を実施した (写真 - 2)。実験では縮尺 1/40 の橋梁と車両のモデルを作成し、防風壁の高さを変化させるとともに、風向と風速を変えて転覆限界風速を推定した。この推定結果と列車が新橋に進入する運転速度から、防風壁の高さを  $RL + 1.7 \text{ m}$  に決定した。具体的には、列車が新橋に進入した直後に規制風速に達した場合でも、風の立上り速度や列車の運転速度を考慮して安全に通過ができるように設定をしている。

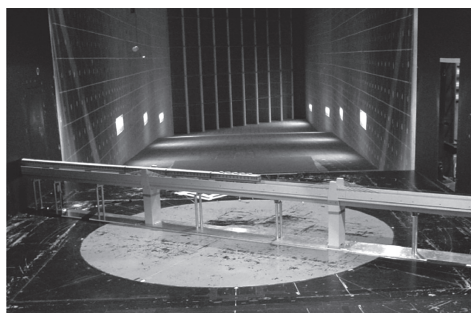


写真 - 2 風洞実験

3.3 耐震設計

(1) 設計上の課題と設計方針

耐震標準に示される弾性応答スペクトルは、1 自由度系の振動モードを想定したものであり、その適用範囲は構造物の等価固有周期が 2 秒程度以下である。本橋のような長周期構造物は、高次モードの影響を無視できない。したがって、耐震設計は L1, L2 地震動ともに多質点系モデルによる 3 次元非線形時刻歴応答解析を実施した。

また、当該地盤はオボレ谷形状を呈しており、このような地盤では基盤に入力された地震波がその上層地盤内で干渉し合い、局所的に増幅することが知られている<sup>1)</sup>。加えて各基礎構造物位置での地盤種別が異なっていることから、各橋台、橋脚位置における地震波を想定する必要があると考えた。地震波は 2 次元 FEM 時刻歴応答解析を用い

て地形をモデル化し、下部構造物位置毎の地表面応答地震波を作成した。橋梁全体の時刻歴応答解析は、上下部の構造物のみを 3 次元モデル化し、各下部工基礎部分に作成した地震波を入力することにより実施した。

(2) 非線形時刻歴応答解析

本橋は平面形状の一部に S 字曲線を有していることから地震時に複雑な挙動を示すと考えられたことや、S 字形部分に配置される斜材に対して、桁のねじりがもたらす張力差を把握するために 3 次元骨組解析モデル (図 - 7) を用いた解析を行った。なお斜材の張力は、P2 部の斜材が最大となった。これは、P2 橋脚位置における地表面応答地震波が他橋脚に比べて大きくなったためと考えられる。

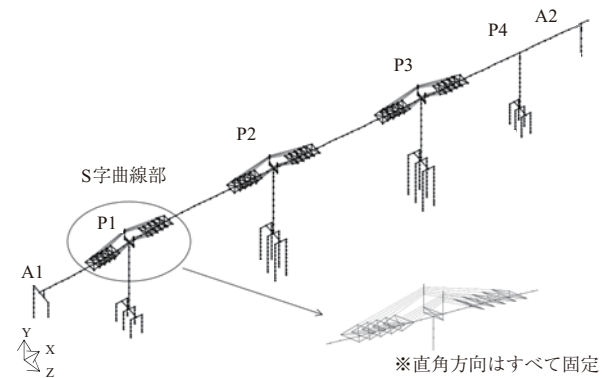


図 - 7 非線形時刻歴応答解析モデル

3 次元非線形時刻歴応答解析の結果、L1, L2 地震動ともに所要の損傷レベルを満足した。また、本設計の安全性の判定においては、橋梁全体の地震時耐力が過度に小さくならないように、耐震標準の L1 地震動に対する弾性加速度応答スペクトル (G3 地盤) を構造物全体に適用した照査も合わせて行った。

4. 下部工の施工

4.1 概要

下部工の施工に際しては、旧橋橋脚への影響軽減を目的として P4 橋脚基礎形式および土留め工法の変更を行った。また、かぶりがとくに大きい P1, P2 橋脚コンクリートには合成短繊維を混入し、補強した。

4.2 基礎工

P4 橋脚基礎は P1 ~ P3 橋脚の基礎形式と同様に場所打ち杭 + フーチングであったが、急勾配斜面上のため、大量の地山の掘削が必要となることや土留め変位量が最大 50 mm 以上となることから、隣接する旧橋の橋脚基礎への影響が懸念された。そこで急勾配斜面上での施工に適した竹割り土留め工法 (写真 - 3) と、土留め範囲をより小さくできる大口径深礎杭への変更を行い、安全に施工を完了させた。

4.3 橋脚工

P1, P2 橋脚の設計かぶり 200 mm に対して、施工実績や既往の研究がないことから、橋脚のコンクリートをひび割れ抑制を目的として合成短繊維混入による繊維補強コン

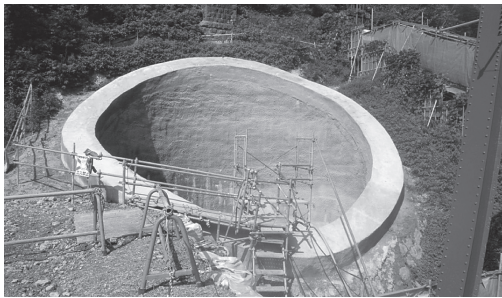


写真 - 3 P4 橋脚の竹割り土留め工法

クリートとした。合成短繊維には再生 PET 短繊維を使用し、混入率 1.0 vol.% と 0.6 vol.% の 2 ケースにて事前に実証実験を行い、双方のひび割れ状況に大きな差がないことを確認し混入率を 0.6 vol.% に決定した。

合成短繊維コンクリートは粘性が高いことから、コンクリートの打設に際しては、締固めに筒先のほか後追いのバイブレーター係を配置し、十分なエア抜きに努めた。

#### 4.4 仮橋台・仮橋脚工

京都側の新橋 S 字形部分は旧橋と干渉するため、旧橋を撤去して新橋の桁を回転・移動するまでは仮の位置で構築しておく必要があった。そこで、図 - 8, 9 に示すように A1 橋台および P1 橋脚に隣接して仮橋台および仮橋脚のコンクリート梁を構築し、そのうえで上部工の施工を行った。仮橋台および仮橋脚の梁は、PC 鋼樑（仮橋台：φ 32 mm × 32 本、仮橋脚：φ 36 mm × 78 本）に緊張力を導入し本設躯体との一体化を図った。仮橋脚については上部工反力が大きいため、橋脚フーチング上に PHC 杭（φ 1.0 m × 4 本）による仮設柱を構築した。PHC 杭内部には鉛直方向の剛性向上を目的として、中詰めコンクリートを充てんした。

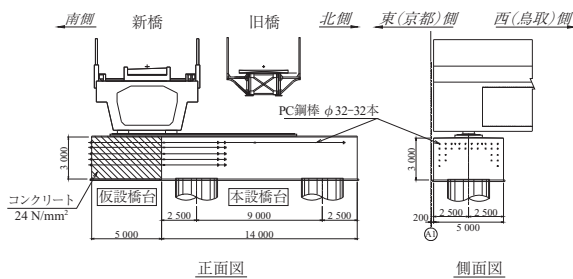


図 - 8 A1 仮橋台構造図

## 5. 上部工の施工

### 5.1 施工ステップ

上部工の施工ステップを図 - 10 に示す。上部工の施工は、P1 ~ P4 柱頭部をブラケット支保工にて構築後、P1 ~ P3 は張出し施工を行った。P2-P3 中央閉合部は P3 の張出し施工終了後、引続き移動作業車を使用して施工した。P1-P2 中央閉合部は列車運行休止期間内に桁の移動・回転架設を行った後の施工となるため、吊支保工による施工とした。そのほか A1 側径間、P3-P4 閉合部は吊支保工、A2

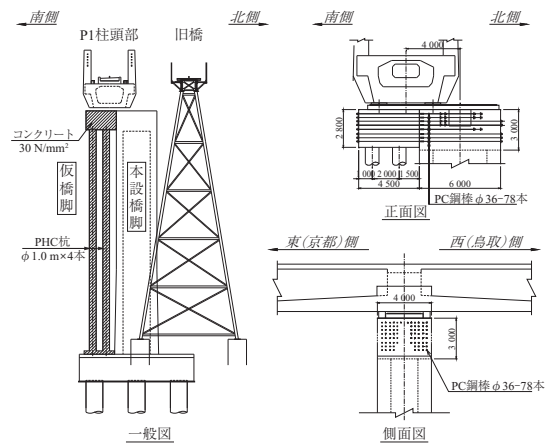
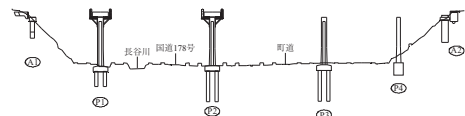
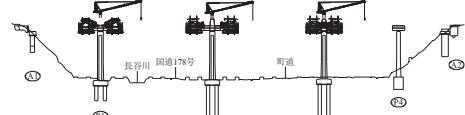


図 - 9 P1 仮橋脚構造図

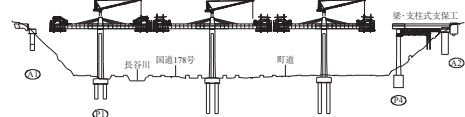
#### STEP-1 下部工・柱頭部施工



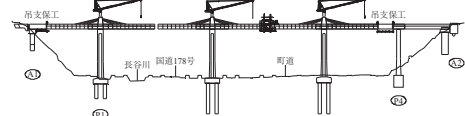
#### STEP-2 張出し施工・主塔部施工



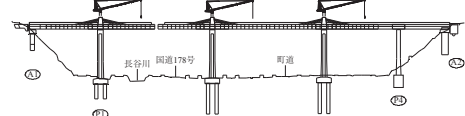
#### STEP-3 張出し施工・斜材ケーブル工・A2側径間施工



#### STEP-4 A1側径間・P2-P3中央閉合部・P3-P4閉合部施工



#### STEP-5 橋面工施工 (P1-P2中央閉合部以外)



#### STEP-6 移動・回転工・P1-P2中央閉合部施工 (橋面工含む)

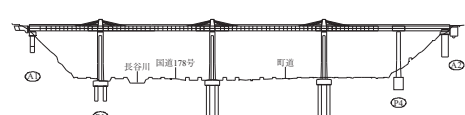


図 - 10 上部工施工ステップ図

側径間は総地上支保工による施工が困難であるため中間に 1 箇所鋼製ベントを設け、トラス梁材等による梁・支柱式支保工による施工とした。

主桁、主塔および地覆コンクリートのかぶりは 80 mm であったため、はく落防止対策として合成短繊維（混入率 0.05 vol.%）を添加した。施工に際して、所要のはく落防止効果（打撃試験）および分散性のほか、スランプの変

化、ポンプ圧送性を試験練りで確認した。

## 5.2 張出し施工

柱頭部の施工完了後、移動作業車の組立てを行った。工程上の理由から移動作業車6基を使用しての同時張出し施工とした。新橋と旧橋は軌道中心で7mしか離れていないため、張出し施工中は移動作業車と旧橋との離隔が最小で約30cmしかない近接施工であった。冬季張出し施工時に強風による移動作業車と旧橋橋脚との接触が懸念されたため、事前に移動作業車に対する耐風安定性について検討を行った。設計風速は着工時に旧橋に設置した風向風速計データ2年間分と過去40年以上の香住、鳥取气象台データとの相関から推定して、最大瞬間風速58m/sとした。その結果、強風対策は①強風時の移動作業車の移動作業を中止し、②移動作業車に作用する風力低減を目的として落下物防止ネットの目合いを15mm以上とした。

斜材ケーブルは5段あり、主桁張出しブロックの第2～6ブロックに1段ずつ定着される。そのため、緊張作業は斜材定着ブロックの2つ前方のブロックのコンクリート打設前に移動作業車の後方足場を利用して行った。

## 6. 桁の移動・回転架設

### 6.1 概要

桁の移動・回転架設は2010年7月17日～8月11日の計26日間列車運行休止期間を設けて行った。図-11に示すように移動する桁と干渉する範囲の旧橋を撤去した後、地上約40mの高さでS字形の桁を鉄橋側に4m水平移動し、P1柱頭部を軸にして反時計回りに5.2度回転させた(写真-4)。

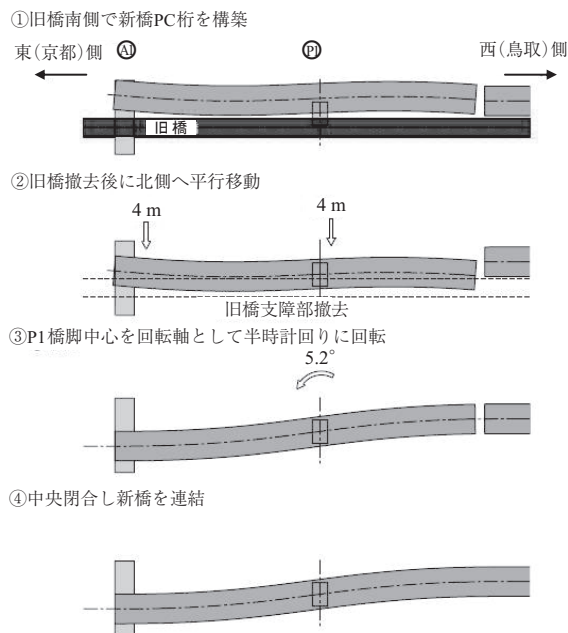


図-11 移動・回転工の概要

移動・回転した桁の範囲は京都側のトンネル摺り付け部の桁約93mで総重量は約38200kN、A1反力は4900kN、P1反力は33300kNであった。なお橋桁は、本設のA1橋

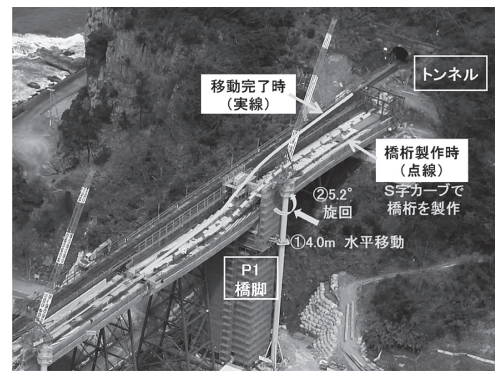


写真-4 移動・回転工対象範囲

台とP1橋脚それぞれに隣接した位置に構築した仮橋台と仮橋脚上にて製作した。仮橋台は存置し、仮橋脚は移動・回転架設後に解体撤去した。

移動・回転には本設の支承をすべり沓として採用すること、鋼製ストッパーを回転軸に利用することで工程短縮を図った。すべり沓は上沓(ゴム支承)の下面にテフロン板、下沓は移動・回転後も残す部分はステンレス板、移動・回転後に撤去する仮設部分はテフロンコートをした鋼板(SS材)とした。移動・回転設備の各仕様の決定には、テフロンとステンレスの摩擦係数を0.13として設計した。すべり沓の設置から桁の移動・回転架設までA1橋台は約半年、P1橋脚に至っては1年半以上の長期間になるため、一般的な摩擦係数0.1を安全率30%で割り増した。

### 6.2 移動工

移動時のA1橋台、P1橋脚における設計水平反力は、摩擦係数0.13より、それぞれ約640kN、4330kNである。桁の移動時のA1橋台、P1橋脚付近の設備を図-12、13に示す。A1橋台側は橋台上に鋼製反力架台を設置し、1500kNダブルツイングジャッキ1台とPC鋼より線1S28.6mm×2本を用いた。P1橋脚側は橋脚側面に鋼製反力架台を設置し、1500kNダブルツイングジャッキ4台とPC鋼より線1S28.6mmを8本用いた。移動時にはA1側とP1側のポンプユニットを連動させ、同時にダブルツイングジャッキ側にて桁を4.0m移動させた。

また移動時の桁の橋軸方向のずれ量制御用に、ガイドを設置した。P1柱頭部の桁下に鋼製ブラケットを取付け、これをP1橋脚の橋軸直角方向側面に設置した溝形鋼に押当てながら移動できる構造とした。また、この鋼製ブラケットを利用して移動後の橋軸方向の微調整ができるように、A1側には500kN油圧ジャッキ×2台、P1側には2000kN油圧ジャッキ×8台(片側4台)を準備した。

さらに、移動後の橋軸直角方向の微調整を行うため、A1側には1000kN油圧ジャッキ×1台、P1側には2000kN油圧ジャッキ×4台を反力架台に設置した。

桁の移動がA1橋台側とP1橋脚側でほぼ同時に進むように両者の移動量の差がつねに10mm以内となるよう制御した。制御にはA1橋台およびP1橋脚の上沓に取り付けたデジタル変位計(エンコーダ)を使用し、片側が10mmを超えて先行した時点でダブルツイングジャッキを

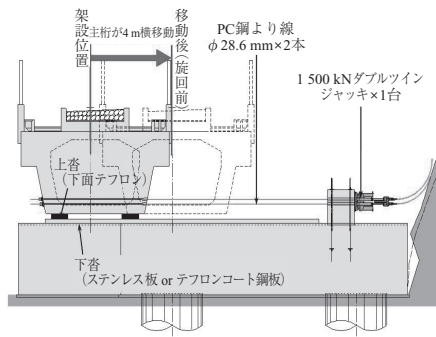


図 - 12 A1 橋台移動設備

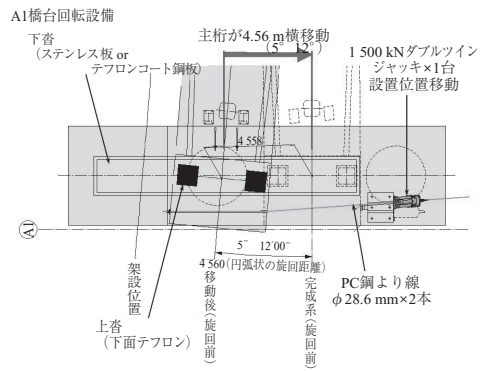


図 - 14 A1 橋台回転設備

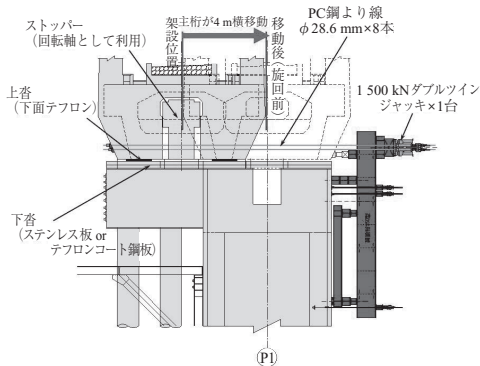


図 - 13 P1 橋脚移動設備

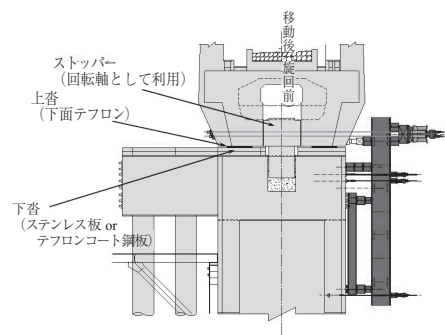


図 - 15 P1 橋脚回転設備

一時的に停止させるシステムとした。移動速度はダブルツインジャッキの最小動作速度の関係から 30 cm/min とした。

### 6.3 回転工

4.0 m の桁の移動後、あらかじめ P1 柱頭部に仮置きしておいた鋼製ストッパーを脚頭部の箱抜き部分に落とし込み、無収縮モルタルにて所定の高さに固定することで、円筒形である鋼製ストッパー上部を回転軸とした。桁の回転時には A1 橋台側の 1500 kN ダブルツインジャッキの設置位置を回転方向に盛り替えた後、桁を約 4.6 m 移動させた (図 - 14, 15)。

また桁の移動および回転の開始時に、上沓のテフロン板と下沓のテフロンコート鋼板との縁が切れない等の不測の事態に備え、桁をジャッキアップするための油圧ジャッキを A1 橋台と P1 橋脚に必要な数準備した。

### 6.4 実証実験と数値解析

今回の移動・回転架設の特徴は、① 桁が長さ約 93 m、総重量 38 200 kN と巨大であること、② 桁の支持は A1 橋台と P1 橋脚の 2 点支持であるが片側だけ P2 橋脚側に 40 m 張り出したアンバランスな状態 (A1 反力と P1 反力の比は約 1 : 7) であること、③ 地上約 40 m の高さでの施工となること、④ 回転軸となる鋼製ストッパーを設置するため、高い精度の移動管理が必要となること等である。前例がない工事のため、移動・回転時の桁の挙動を事前に把握することが、施工の確実性、安全性を確保するうえで重要であった。そこで、模型を使った実証実験と数値解析を実施し、得られた知見を前述の施工計画に反映した。

### 6.5 実験概要と実験結果

実験は、実橋の A1 ~ P1 支間長を 1/10 にモデル化した模型 (角形鋼管 □ 500 × 500 mm) を試験体として行った (写真 - 5)。すべり支承は面積が実橋の 1/10 のテフロン板を試験体の上下面に設置した。ダブルツインジャッキや PC 鋼より線、さらに移動量制御に使用するデジタル変位計は実際に使用するものと同機構とし、桁の挙動および制御システムを確認した。実験ケースは支承の鉛直面圧や滑り面の状態 (グリース塗布の有無等) を変化させ、ジャッキ荷重と試験体の移動量、ひずみを計測した。

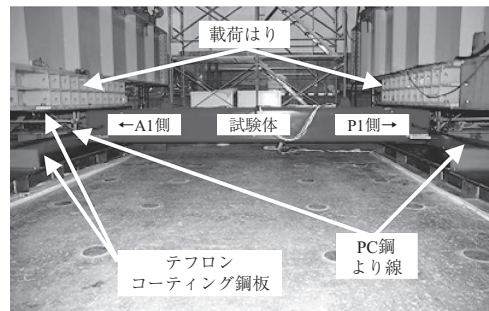


写真 - 5 桁移動の実験状況

その結果、移動実験からは鉛直面圧が 1 ~ 10 MPa の範囲で滑り面に砂粒等がない状態であれば、摩擦係数の設計値 0.13 は安全側であること、桁はほぼ平行を保持したまま移動することが確認できた。回転実験からは、回転軸を設置しない場合、P1 支承の中心が 10 mm 程度偏心するた

め、回転軸が必要であることが確認された。

### 6.6 解析概要と解析結果

桁の移動時の橋軸方向移動量把握、移動および回転時の桁の健全性確認等を目的に図 - 16 に示すモデルにて3次元 FEM 解析を行った。

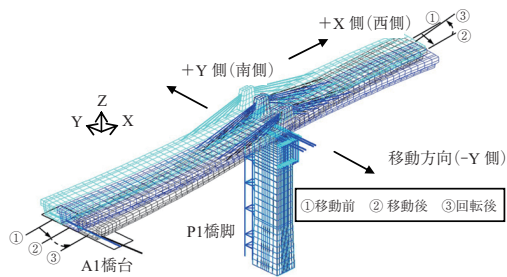


図 - 16 3次元 FEM 解析モデル

解析の結果、摩擦係数を 0.01 ~ 0.2 まで変化させた場合、① 桁は西側へ移動する (1 ~ 20 mm) 傾向があり、摩擦係数が大きいほど移動量は小さくなる、② 移動量に対して P1 側の摩擦係数が支配的であることが確認できた (表 - 4)。また移動・回転時に桁に生じる付加応力は僅かであり、桁の健全性は確保されることが確認できた。

表 - 4 回転時の回転軸移動量

ケース	摩擦係数			回転軸異動量	
	A1 側	P1 側(南)	P1 側(北)	X 方向 (mm)	Y 方向 (mm)
1	0.10	0.01		-31.5	-9.9
2	0.20	0.05		-33.7	-10.9
3	0.13	0.10		20.6	3.0
4	0.01	0.13		35.1	-11.4
5	0.10	0.10	0.20	-107.5	-21.0
6	0.10	0.20	0.01	92.5	5.5

### 6.7 試験施工と実施工計測結果

新橋と旧橋との間には 1.0 m 程度の間隔が空いていたため、列車運行休止期間の約 2 週間前に桁の移動量 4.0 m の内 0.5 m 分を試験的に移動させ桁の挙動を確認した。その結果、懸念していた摩擦係数は小さく、橋軸方向へのずれもまったく生じないことが確認された。

列車運行休止期間に行った桁の移動および回転時における A1 橋台側および P1 橋脚側のジャッキ荷重と桁移動量の関係を図 - 17 に示す。摩擦係数の最大値は、移動時には A1 側 0.06、P1 側 0.05、回転時には A1 側で 0.05 となり、実証実験による最大値とほぼ同等であった。

桁の移動・回転後の P1 柱頭部桁中心位置 (橋面上) における測量結果を表 - 5 に示す。回転完了後に桁の計画位置からのずれは 10 mm 以内に収まり高精度で管理することができた。

## 7. おわりに

余部橋りょうは事業関係者各位および地域住民や多くの観光客の方々が見守るなか、100 年後の土木遺産を目指し、平成 22 年 8 月 12 日に新橋に生まれ変わった。旧橋と同様、今後長きにわたり愛され親しまれ続けることを切に

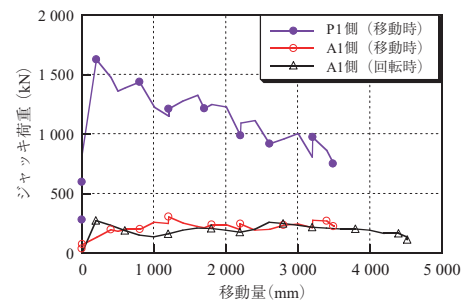


図 - 17 移動・回転時のジャッキ荷重

表 - 5 移動・回転後の回転軸の位置

計測時期	計測項目	P1 回転軸	
		X 方向 (mm)	Y 方向 (mm)
平行移動完了後	初期位置からの移動量	12	-4 003
	計画位置からのずれ量	3	-1
回転完了後	計画位置からのずれ量	4	-8

(注) 図 - 16 と同様に、+X 方向は西側、+Y 方向は南側



写真 - 6 余部橋りょう (新橋) 全景

願う。

本報告が今後の類似した工事の設計施工の参考になれば幸いです。

最後に、余部橋りょう架替え事業に関わってこられたすべての関係者の方々に深く感謝する次第である。

### 参考文献

- 1) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説耐震設計，1999.10
- 2) 兵庫県土木整備部：余部鉄橋定時性確保対策のための新橋梁検討会報告書，2004.3
- 3) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説コンクリート構造物，2004.4
- 4) 土木学会：コンクリート標準示方書 構造性能照査編，2002.3
- 5) 金子雅，堤内裕，西田寿生，仁山康史：橋梁と基礎，Vol.43，No.12，pp.13 ~ 18，建設図書，2009.12
- 6) 谷口康一，金子雅，仲西克衛，中原俊之，崎山郁夫，前田利光：橋梁と基礎，Vol.45，No.1，pp.11 ~ 17，建設図書，2011.1
- 7) 金子雅：セメント・コンクリート，No.766，pp.11 ~ 17，セメント協会，2010.12
- 8) 金子雅，中原俊之，崎山郁夫，前田利光，大野浩：土木施工，Vol.51，No.9，pp.73 ~ 80，オフィス・スペース，2010.9

【2010 年 11 月 2 日受付】