

ロッキング橋脚を有する橋梁の大規模地震対策

一名神高速道路 追分橋耐震補強工事

技術委員会 架設小委員会

青山 智明 志熊 隆

1. はじめに

追分橋は、我が国初の高速道路である名神高速道路の一部として昭和37年に建設、同38年に供用開始された鋼3径間連続非合成箱桁橋である。架橋位置は、滋賀県西部で、国道1号並びに京阪電鉄京津線と立体交差している。

橋梁の概要を図-1及び写真-1に示す。

供用開始後に行われた主な補強は、交通量の増加や車両の大型化に伴う老朽化対策として、平成7年に鋼板接着と縦桁増設によるRC床版補強、さらに下横構の取替が実施されている。また、耐震対策として平成8年度に「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準拠に関する参考資料(案)¹⁾に準拠した耐震検討が行われ、支承機能を補完する装置として両橋台に落橋防止装置が設



写真-1 追分橋（施工前）

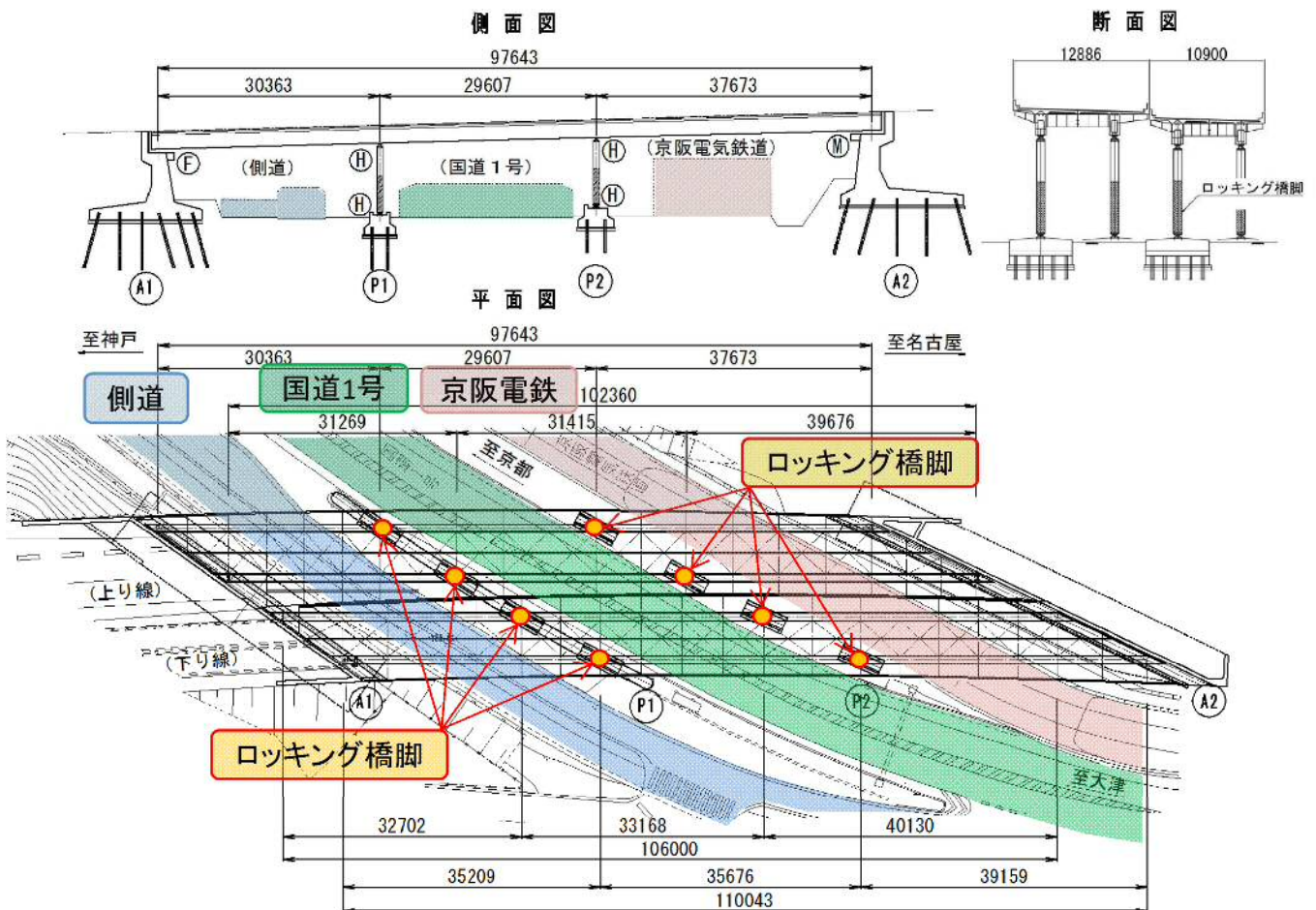


図-1 追分橋（上下）対策前一般図

けられたが、抜本的な耐震対策は行われず、現在に至っている。

本橋は独立した上下線 2 橋からなり、両端部支点は RC 逆 T 式橋台により、中間支点は鋼製のロッキング橋脚（橋脚柱の上端及び下端それぞれがピボット支承によるヒンジ構造）により支持されている。

本橋及び本工事の特徴を下記に列記する。

中間橋脚は橋脚単独では自立出来ないロッキング橋脚で、鉛直荷重のみを支持し、水平荷重は支持できない構造である。

- ① 橋軸方向水平荷重は A1 橋台のみで支持し、橋軸直角方向水平荷重は A1 及び A2 橋台で支持する。斜角は A1 橋台で約 36 度、A2 橋台で 28 度の極端な斜橋である。
- ② P1 橋脚は国道 1 号とその側道の分離帯に位置し、P2 橋脚は京阪電鉄と国道 1 号に隣接した狭隘な用地内に位置する為、施工ヤードが極端に狭い。
- ③ 基礎構造および下部構造の補強工事は名神高速道路直下での施工となる為、上方空間制約を受ける。
- ④ 名神高速道路、国道 1 号及び京阪電鉄を供用させながら施工を行う必要がある。

本工事では大規模地震対策として、ロッキング橋脚を水平力が負担できる新設の鋼コンクリート複合構造橋脚に改築し、既存支承を免震支承に取り替え、上部構造の慣性力を各下部構造に分散させるとともに、長周期化とエネルギー吸収による減衰の向上により、大規模地震に対応できる免震構造に改良した（写真-2）。

2. 橋梁諸元および工事概要

工 事 名：名神高速道路 追分橋他 1 橋耐震補強工事

工事場所：滋賀県大津市追分町

工 期：平成 24 年 6 月 28 日～平成 28 年 7 月 6 日

発 注 者：西日本高速道路株式会社 関西支社

請 負 者：三井造船鉄構エンジニアリング株式会社

橋 長：(上) 101.734m (下) 111.394m

支 間 長：(上) 30.363m+29.607m+37.673m

(下) 32.702m+33.168m+40.130m

3. 設計方針

3.1 目標とする耐震性能

本橋は関西地区と中部地区を結ぶ名神高速道路を構成する橋梁であり、高速道路および国道 1 号は緊急輸送路ネットワークを構成する最重要道路であることから、大規模地震による被害を最小限に抑えることが求められている。



写真-2 追分橋（施工後）

大規模地震動に対しての本橋の目標とする耐震性能は、「道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編 平成 24 年 3 月」²⁾（以下、道示Ⅴ）に準じて、地震による損傷が限定的なものに留まり、橋としての機能の回復が速やかに行い得る性能とした（表-1）。

表-1 目標とする耐震性能

設計地震動	A 種の橋	B 種の橋
レベル1地震動	地震によって橋としての健全性を損なわない性能（耐震性能1）	
レベル2地震動	タイプⅠの地震動（プレート境界型の大規模な地震）	地震による損傷が橋として致命的とならない性能（耐震性能3）
	タイプⅡの地震動（兵庫県南部地震のような内陸直下型地震）	
		地震による損傷が限定的なものに留まり、橋としての機能の回復が速やかに行い得る性能（耐震性能2）

3.2 構造部材の限界状態と照査法

耐震性能の照査は、表-2 に示すとおり構造部材別に目標とする限界状態を設定し、各構造部材の応答値と比較して照査を行った。

表-2 限界状態と照査法

構造部材	目標とする限界状態	照 査 法
上部構造	鋼部材	弾性域を超えない 弾性域を超えない
	支 承	
ロッキングピア（鋼部材）	弾性域を超えない	応答ひずみによる照査 変位及び断面力による照査
橋 台	堅 壁	弾性域を超えない 弾性域を超えない
	基 礎	
		断面力を用いて耐力比較による照査

4. 現橋の耐震性能照査

4.1 解析方法および解析モデル

(1) 解析手法

本橋は、上下線 2 連の上部構造が並行しており、斜角が非常に小さく、中間橋脚はロッキング橋脚という特殊な構造上の特徴を有している。このため、地震時の橋梁全体の挙動が複雑になることが予想されたので、解析手法は幾何学的非線形と材料的非線形を考慮した複合非線形時刻歴応答解析とし、解

析モデルは上下線 2 連の上部構造及び下部構造（橋台および中間橋脚）を含めた 3 次元モデルとした。

(2) 使用プログラム

解析プログラムは、上記の解析手法に対応する複合非線形 FEM 解析ソフトウェアである SeanFEM を使用した。

その概要を表-3 に示す。

表-3 解析ソフト概要

解析ソフト	SeanFEM ver1.2.2
要素	FEM梁要素 (テイモシェンコ梁理論)
材料非線形性	ファイバーモデル, シェルモデル
幾何学非線形の種類	微小ひずみ, 有限変位, 有限回転
幾何学非線形の計算法	updated Lagrange法
時間積分法	直接積分法 (ニューマックβ法)
反復計算	Newton-Raphson法

(3) 解析モデル

各部材の諸元は、竣工時、その後の補修・補強施工時および平成 8 年の耐震検討時の各設計図面、報告書に基づいて算定した。各部材のモデル要素一覧を表-4 に、解析モデル概要図を図-2 に示す。

表-4 モデル要素一覧 (現橋照査)

部位		モデル要素
上部構造	主桁	ファイバー要素
	横桁	
	縦桁	
	横構	
	RC床版	非線形シェル要素
支承		線形ばね要素
下部構造	橋台	線形梁要素
	ロッキングピア	ファイバー要素
基礎	橋台	線形ばね要素 (S-Rばね)
	ロッキングピア	固定

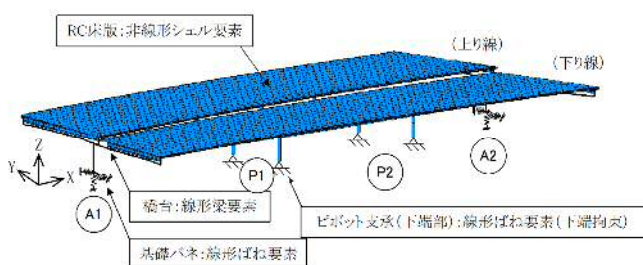


図-2 解析モデル概要図

(4) 設計地震動および死荷重

設計地震動は、「道示 V」に示される I 種地盤に対するレベル 2 地震動の加速度波形 (以下、道示波) を用いた。地震動の入力方向は、橋軸方向と橋軸直角方向の 2 方向とした。

死荷重は当初の死荷重に加え、過去に実施された補修・補強工事による増加死荷重も考慮して設定した。

4.2 プッシュオーバー解析

既設橋の地震時における限界状態と損傷過程を把握するため、プッシュオーバー解析を行った。解析モデルは、前述の動的解析に用いる 3 次元モデルとした。

橋軸方向について解析結果の P-δ 曲線図を図-3 に示す。

本解析結果では、端部の支承が早期に損傷し、仮に支承機能を補強したとしても橋台の躯体及び基礎構造が降伏に到ることが予測された。

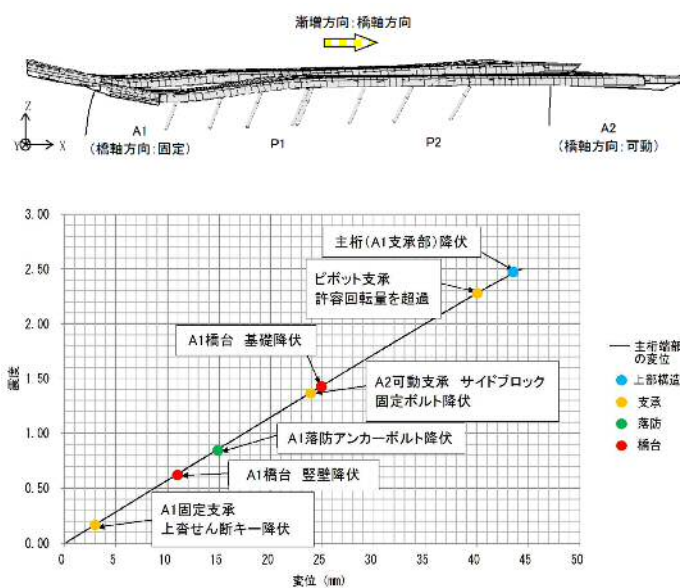


図-3 プッシュオーバー解析結果 (橋軸方向)

4.3 動的解析結果

現橋の動的解析による照査の結果、上部構造全体に大きな曲げ変形及び振れ変形が生じ (図-4)、主要部材である主桁や横桁が広範囲に渡って塑性化することがわかった。支承には許容値を大きく上回る水平力が発生しており、支承を補強しても橋台に作用する応答値が橋台の耐力を超過して橋台が損傷する結果となった。ロッキング橋脚では、表-5 に示すように橋軸直角方向地震時の変位が上下端のピボット支承位置での許容変位 (許容回転量から設定) を大幅に超過し、橋脚の倒壊が懸念される結果となった。

また、橋軸直角方向地震時では、上り線と下り線の上部構造どうしの衝突が生じる結果となった。

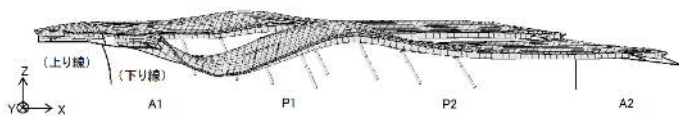


図-4 現橋の動的解析変形図

表-5 P1・P2 ピボット支承の変位照査

		単位		橋軸方向加振		直角方向加振	
				最大応答値	許容値	最大応答値	許容値
P1	上り線	G1	mm	35.3	54.5	118.2	54.5
		G2	mm	36.7	53.3	161.6	53.3
	下り線	G1	mm	28.8	44.4	217.7	44.4
		G2	mm	32.3	42.9	269.8	42.9
P2	上り線	G1	mm	44.0	53.3	199.6	53.3
		G2	mm	44.8	52.0	177.3	52.0
	下り線	G1	mm	41.1	41.5	271.4	41.5
		G2	mm	42.3	39.7	190.5	39.7

5. 耐震性能向上対策

5.1 耐震性向上の方針

前項で述べた現橋の耐震性能の照査結果から、耐震性能を著しく向上させる必要があり、耐震デバイスの追加や部材の直接補強ではなく、下記項目に示す抜本的な対策を講じることとした。

- ① 上部構造の地震時慣性力を各下部構造に分散させる。
- ② 長周期化により地震時加速度の低減を図る。
- ③ エネルギー吸収による減衰の向上を図る。
- ④ 斜角による地震時の挙動を考慮して全方向に減衰を向上させる。

これらの方針を満足する工法として、免震支承への取替、水平力を分担できる中間橋脚への取替、上部構造の部分補強を採用した。

5.2 免震支承

以下の理由により、免震支承は高減衰ゴム支承とし、設置位置は既設支承と同じく主桁位置に設置し、移動方向は橋軸方向、橋軸直角方向とした。

- ① 主桁直下付近の橋台天端は空間が狭いため、機能分離型支承の設置は困難である。
- ② 斜角が小さいため、端横桁の支間長が 10m 程度と長く、既設の床組補強部材が広範囲に設置されているため、支承設置が困難である。
- ③ 鉛プラグ入ゴム支承よりも経済性に優れる。

5.3 中間橋脚

(1) 上部構造の支持位置

用地制限により、ベント等の仮受け設備が設置できないため、完成後の新設橋脚に鉛直反力を盛替えるまでは、既設のロッキング橋脚で上部構造を支持

する必要がある。

支間長の変更による既設上部構造への影響が生じないように、新設の支承位置は変更しない。

(2) 基礎構造の形式

当該地での基礎構造形式は、杭基礎及びフーチングが一般的であるが、以下に示す現地条件を満足するため、大口径深礎杭（単杭）を採用した。

- ① 上空制限下での施工であるため、杭打ち機等の大型重機、建設機械の使用が困難である。
- ② 国道 1 号及び京阪電鉄に囲まれた狭隘な用地内での施工となる。
- ③ 供用中の京阪鉄道、国道 1 号及び既設ロッキング橋脚間での隣接施工となり、施工中の振動を低減する必要がある。
- ④ 最小限の交通規制とし、速やかな工事完了が望まれる。

(3) 橋脚の形式

以下の理由により、円形断面の RC 柱と鋼製梁からなる複合構造橋脚を採用した。

- ① 免震橋として、エネルギー吸収を免震支承で行えるように下部構造の剛性を確保する。
- ② 下部構造の死荷重低減を図る。
- ③ 各下部構造の斜角が異なり橋梁中心線方向と一致しないため、柱断面は方向性の無い円形が望ましい。

5.4 上部構造の部分補強

免震構造化後の動的解析による照査結果では、上部構造の内、主桁は全て弾性域に収まり、横桁もほぼ弾性域に収まったが、支点付近の横桁は一部で塑性化が見受けられた。

また、現況照査時に見受けられた橋梁全体の曲げ変形及び、捩れ変形の抑止を目的として、支点近傍の横桁を鋼部材による補強を行った（補強箇所は図-5）。

側縦桁の一部においても塑性化が見受けられたが、その範囲は限定的であり、また側縦桁の直上には地覆、壁高欄が設置されており、緊急車両の通行に影響は無いと判断し、側縦桁の補強は行わなかった。

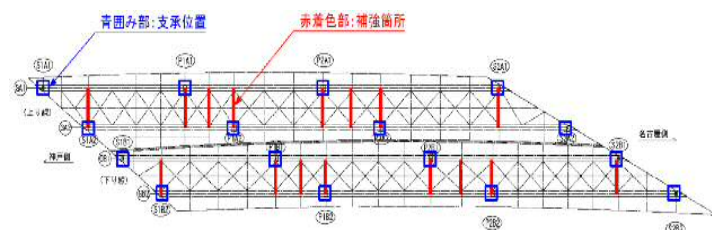


図-5 横桁補強位置

6. 対策後の耐震性能照査

6. 1 解析方針及び解析モデル

解析手法及び使用プログラムは、現橋の耐震性能照査と同じとし、解析モデルは耐震性能向上対策（免震支承、中間橋脚及び横桁補強）に対応するモデルとして、表-6 に示すモデル要素一覧とした。

設計地震動は道示波であるタイプⅠの各3波及びタイプⅡの各3波の計6波とした。

上部構造に支配的な地震波の入力方向は橋軸方向と橋軸直角方向であり、各下部構造に支配的な地震波の入力方向は各下部構造の斜角方向と斜角直交方向であるため、入力方向は図-6 に示す橋軸、橋軸直角、各斜角及び各斜角直交方向の合計8方向とした。

表-6 モデル要素一覧表（対策後照査）

部 位		モデル要素	
上部構造	主 桁	ファイバー要素	
	横桁（補強部含む）		
	縦 桁		
	横 構		
	RC床版		
免震支承		非線形シェル要素	
橋 台	堅 壁	線形梁要素	
	基 礎	線形ばね要素（S-Rばね）	
	鋼製梁	線形梁要素	
中間橋脚	隅角部	線形梁要素（剛部材）	
	RC柱	柱 部	非線形梁要素（M-φ）
		基 部	非線形梁要素（M-θ）
	基 礎	線形ばね要素（S-Rばね）	

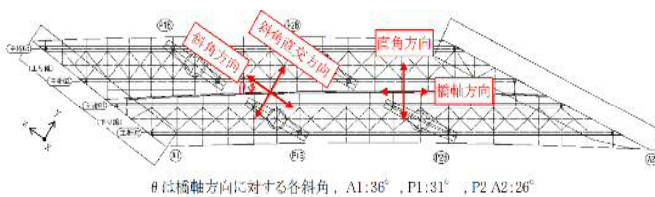


図-6 地震波入力方向

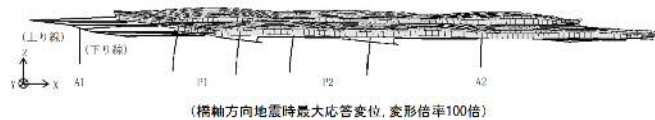


図-7 対策後の動的解析変形図

6. 2 動的解析結果

(1) 全体系の挙動

免震化によって上部構造全体が地震波入力方向に滑らかに移動しており、対策前に発生していた上部構造全体にわたる曲げ変形が生じていない（図-7）。また、地震時の上部構造慣性力の合計が対策前の約21%（9,300kN/43,800kN）に低減されており、

免震支承による長周期化と減衰の効果が著しいことがわかる。

(2) 上部構造

主桁及び横桁（横桁補強部も含む）は弾性域に収まっているが、補強をしない一部の側縦桁は部分的に塑性化する。

(3) 支承

最大応答変位は、許容変位（250%せん断ひずみ）以下に収まっている。

(4) 下部構造及び基礎構造

橋台、中間橋脚ともに弾性域に留まっており、耐震性能の向上が確認できた。

(5) 遊間量

最大応答変位は、桁端部の桁遊間量及び上下線間の遊間量に収まり、衝突の危惧は無くなった。

7. 橋脚取替えの施工

7. 1 施工ヤードの確保

前述した通り、P1 橋脚は国道1号とその側道の分離帯に位置し、P2 橋脚は京阪電鉄と国道1号に隣接した狭隘な用地内に位置するため、作業ヤードが無い。また、名神高速道路本線と国道1号を合わせ約12万台/日の車両が通行する重要路線であることから、交通規制などによる社会的影響を最小限に留める必要があった。

そこで、側道を国道1号本線として使用できるよう改良し供用させることで、常時、国道1号上下線を確保し、一般交通の遮断を回避した。残りの1車線分を終日占用帯として規制し、作業ヤードとした。又、施工場所に応じて終日占用帯を切り替える事で、P1及びP2橋脚の施工に対応した（写真-3及び4）。

結果、本工事では国道1号の通行止め規制は行っていない。



写真-3 P1 橋脚施工時状況



写真-4 P2 橋脚施工時状況

7. 2 施工中の上部構造支持方法

本工事では以下の理由により、下部構造施工中の上部構造の支持は、ベント等の仮設構造物を用いず、既設の橋脚での支持状態から完成後の新設橋脚に反力を盛替えた。

- ① 施工ヤードが狭隘である。
- ② 供用中の高速道路での橋脚取替であり、国道 1 号及び京阪電鉄との隣接施工となることから、より安全性の高い工法が求められた。

既設のロッキング橋脚で上部構造を支持した状態で新設橋脚を建設するため、新設橋脚の鋼製梁部材は暫定的にロッキング橋脚の柱が貫通する構造とした。貫通部は、ロッキング橋脚の撤去後に、梁の上フランジ側は支承台座で、下フランジ側はカバープレートにて閉塞した。

7. 3 狭隘な桁下空間での橋脚建設

低空間かつ狭隘な施工ヤード内で橋脚の建設を行うため、図-8 に示す施工ステップを立案して施工を行った。

Step-1：基礎及び RC 柱 1 次施工

深礎杭基礎及び RC 柱の最下部を先行して施工した（写真-5）。

Step-2-1：貫通ブロック（鋼製梁先端部）架設

既設橋脚柱を挟み込む形に分割した鋼製梁の先端部の小ブロックを小型クレーンを用いて架設した（写真-6）。上空制限のある中での架設となるため、所定位置より低い位置での架設完了となる。

Step-2-2：鋼製梁部材地組み・横取り・縦取り

鋼製梁先端部以外のブロックは、上空制限の無い位置で大型重機を用いて地組立てし、軌条設備及び油圧ジャッキを用いた横取り・縦取り工法にて所定位置まで移動した（写真-7 及び 8）。

Step-3：鋼製梁一体化とジャッキアップ

前述の Step-2-1 で架設したブロックを油圧ジャッキ及び総ネジの PC 鋼棒を用いて吊り上げ（写真-9）、梁全体を連結した。その後、梁の下にジャッキを設置し、梁上の吊り上げ設備解体後に所定の高さまで嵩上げを行った（写真-10）。

Step-4：RC 柱 2 次施工と剛結部施工

先行して施工した RC 柱基部と鋼製梁間の RC 柱を構築した後、鋼製梁と RC 柱との剛結部を施工して新設橋脚を完成させた（写真-11）。剛結部には高流動コンクリートを使用し、鋼製梁隅角部内にも充填を行った。

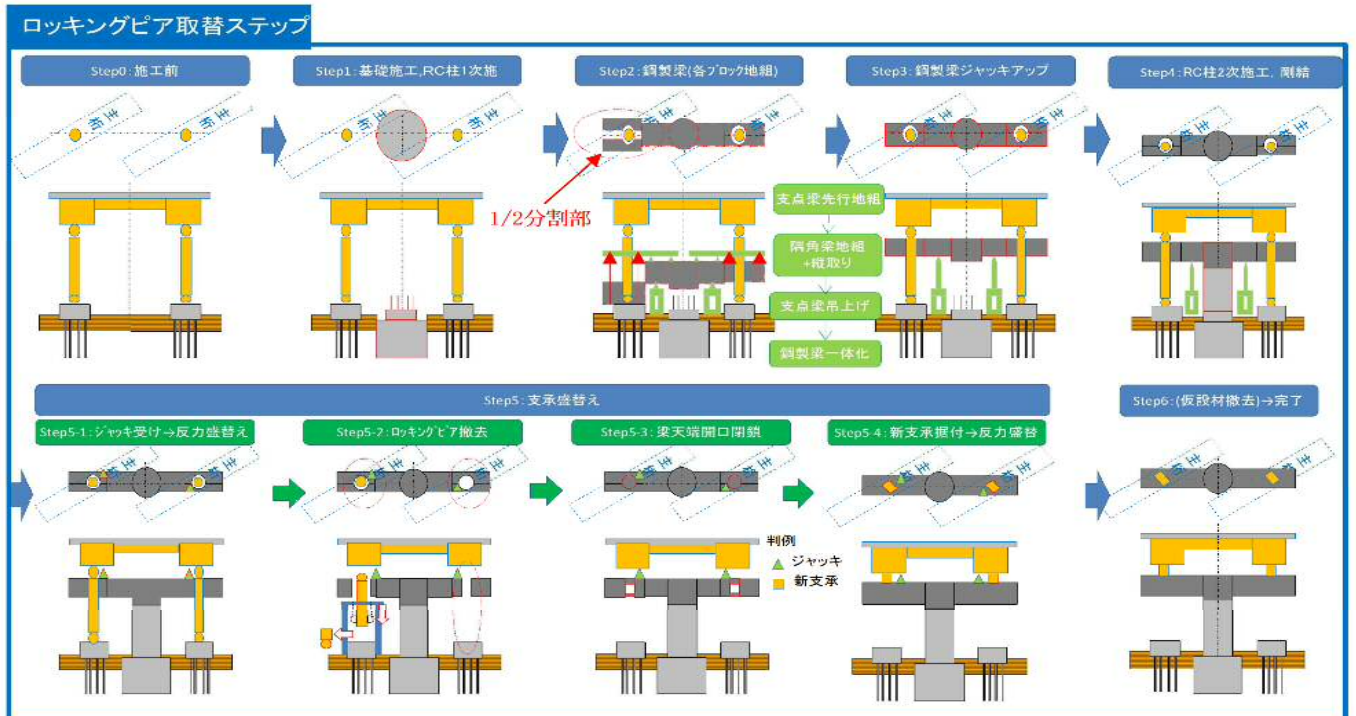


図-8 施工ステップ



写真-5 基礎工及びRC柱1次施工完了



写真-9 鋼製梁一体化・吊上げ



写真-6 貫通ブロック（鋼製梁先端部）架設



写真-10 鋼製梁ジャッキアップ



写真-7 鋼製梁部材（移動前）



写真-11 新設橋脚完成



写真-8 鋼製梁部材（移動後）

7. 4 既設ロッキング橋脚の撤去

Step-5 : 反力盛替えとロッキング橋脚撤去

既設橋脚撤去に先立ち、上部構造の反力を新設橋脚上に設置した仮受けジャッキに移行した。

仮受けジャッキは、活荷重を考慮し、能力 700t のロック機構付きジャッキを使用した。

上空制限があるため、既設橋脚の撤去には大型重機が使用できないこと、柱が新設橋脚の梁内部を貫通している状態で上下方向しか自由度がないことを勘案し、既設橋脚を撤去設備で周囲から支持して下部から順次輪切りブロックに切断して撤去する

「ダルマ落とし方式」を考案した（写真-12）。
なお、撤去設備は既設橋脚の重量を支持すると共に、撤去中に柱が不安定とならないような転倒防止機能も兼ね備えている。

既設橋脚の支持は、橋脚側に吊り金具を溶接にて取り付け、チェーンブロックを介して撤去設備に吊り下げ支持させる構造とした（写真-13）。

既設橋脚内には中詰めコンクリートが充填されていたため、外側の鋼管部分はガス切断で、内部のコンクリート部分は湿式のワイヤーソー工法で切断した。



写真-12 既設ロッキング橋脚の撤去



写真-13 既設ロッキング橋脚の支持

8. その他の部分補強

8. 1 横桁補強

動的解析により塑性化が見受けられた支点付近の横桁について、下フランジ側に鋼部材を高力ボルトにて取り付け、補強を行った（写真-14）。

8. 2 端支点支承取り替え

橋梁全体を免震化するため、端支点部の支承を免震支承に取り替えた（写真-15 及び 16）。

支承高の変化は、台座コンクリートを増設し、対応した。



写真-14 横桁補強



写真-15 端支点支承取り替え前



写真-16 端支点支承取り替え後

9. おわりに

ロッキング橋脚を有する橋梁は、建設スペースが限られた高速道路の跨道橋などで構造の合理性から多く建設されたが、近年その耐震補強方法が課題となっている。本報告が同種橋梁の一例、狭隘な作業スペースでの施工方法の参考になれば幸いである。

最後となりましたが、工事の計画・施工にあたりご指導頂きました西日本高速道路株式会社の関係各署の方々、工事に携わった皆様に厚く御礼申し上げます。

〔参考文献〕

- 1) 日本道路協会：「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料（案）（1995.6）
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編（2012.3）
- 3) 六車晋也他：ロッキング橋脚を有する特殊橋梁の大規模地震対策（追分橋耐震補強工事）、橋梁と基礎 2017年3月号, P14