

コンクリートアーチ橋の切断撤去に関する 施工方法および計測管理について

山田得義¹・森吉修¹・伊藤剛¹・坂元健一郎²・
板垣浩一³・三瀬博敬⁴・山本修三⁴

¹株式会社フジタ 広島支店土木部（〒730-0037 広島県広島市中区中町8-6）

²株式会社フジタ 土木本部土木技術統括部（〒151-8570 東京都渋谷区千駄ヶ谷4-25-2）

³丸磯建設株式会社 大阪支店土木部（〒530-0001 大阪府大阪市北区梅田2-1-24）

⁴西日本高速道路株式会社 中国支社 尾道工事事務所（〒722-0014 広島県尾道市新浜1-9-22）

本論文は、建設事業中の尾道自動車道が山陽自動車道に接続する尾道ジャンクションの建設工事のうち、本線上に架かる既設橋梁（コンクリートアーチ橋：山方跨道橋）の撤去工について、その施工方法及び計測管理方法を報告するものである。

橋梁の撤去は、本線上に仮設支保工を設置した後に、ワイヤーソーで橋梁を13ブロックに切断し、1200t級の超大型クレーン他で吊り上げて行った。コンクリートの切断は、供用中の山陽自動車道上での作業であり、一般車両を巻き込む重大災害を未然に防ぐため、計測工を行いリスク管理に努めた。ここでは、計測工の結果と考察についても報告する。

キーワード：コンクリートアーチ橋、橋梁撤去、仮設支保工、計測管理

1. 工事概要

(1) 山方跨道橋

山方跨道橋は、山陽自動車道に架かる橋長83.1m、アーチ支間長56.1m、全幅5.0mのRC固定アーチ橋である。（写真-1）

この橋は床版（中空）、支柱およびアーチリブで構成されており、撤去した上部工の総重量は1,498tになる。

(2) 撤去工の概要

山方跨道橋の撤去では、ワイヤーソーで床版を5ブロック、支柱を4ブロック、アーチリブを4ブロックに切断し、超大型クレーンを用いて本線の両外側から各ブロックを一つずつ撤去した。各ブロックの重量を表-1に示す。

山陽道の路肩端部から俯角75度より外の作業は、本線の通行止めを行わず、日中の作業において床版および支柱の切断・撤去を行った。

本線上空については、可能な限り山陽道の通行を確保するため、切断については昼間の作業、撤去については夜間通行止めによる作業とした。床版およ



写真-1 山方跨道橋全景

び支柱については切断後もアーチリブで保持できるが、アーチリブの切断後はアーチリブを保持するための支保工が必要であった。仮に、アーチリブを一括撤去するとしたならば、約700tの吊り能力を有するクレーンが必要であるが、現在、国内においては1200t級クレーンが最大規模であり、今回の作業半径50mでは最大吊り荷重が357tとなり一括撤去は不可能であった。従って、橋梁下にアーチリブ切断後

の保持を担う仮設支保工を設置した。この仮設支保工は本線上での切断作業における落下物防止を兼ねており、橋梁下をデッキプレート、橋梁側面を防護パネルで養生した。

切断したコンクリートブロックの撤去は、夜間通行止め作業において、本線の両外側から1200tおよび750t級クレーンで行った。1200t級クレーンは日本に4台しかないという超大型クレーンで、クレーン自身の搬入にトレーラーが70台、組み立てに360t級のクレーンが2台必要であった。

夜間通行止めによる作業は最小限の3回とし、1回目に仮設支保工の架設、2回目に床版および支柱の撤去、3回目にアーチリブおよび仮設支保工の撤去を行った。

表-1 各ブロックの重量

番号	部材名	重量(t)
①	床版	73.0
②	床版	80.0
③	床版	135.8
④	床版	224.2
⑤	床版	71.7
⑥	支柱	37.8
⑦	支柱	35.6
⑧	支柱	72.0
⑨	支柱	68.4
⑩	床版・アーチリブ	285.0
⑪	アーチリブ	102.8
⑫	アーチリブ	208.2
⑬	アーチリブ	103.2
合 計		1,497.7

2. 施工方法

(1) 施工フロー

山方跨道橋撤去の流れを図-1のフローで示す。

a) 端部床版撤去

端部床版①②については、床版近傍に550tおよび360t級クレーンを据え、ブロックの撤去を行った。

(写真-2)

b) 仮設支保工の架設（1回目夜間通行止め工事）

1回目の夜間通行止めにて、仮設支保工の架設を行った。仮設支保工は鋼製トラス構造で、本体重量が約260t、その他設備を含めると吊り重量としては約310tとなった。この仮設支保工を本線横の組立ヤード内（図-1 b）を参照）において組み立てた後、1200tクレーンを用いて一括架設した。

仮設支保工は山方跨道橋の真下に設置しなければならないため、あらかじめアーチリブの根元付近に

横取り設備を設けておき、1200t級クレーンで山方橋の真横へ仮置きした後、電動チルホールとチルタンクで横取りをした。横取り完了後は、外してあった片側面の防護パネルを3分割して取り付け、1回目の通行止め作業を終了した。写真-3に仮設支保工の架設状況を示す。

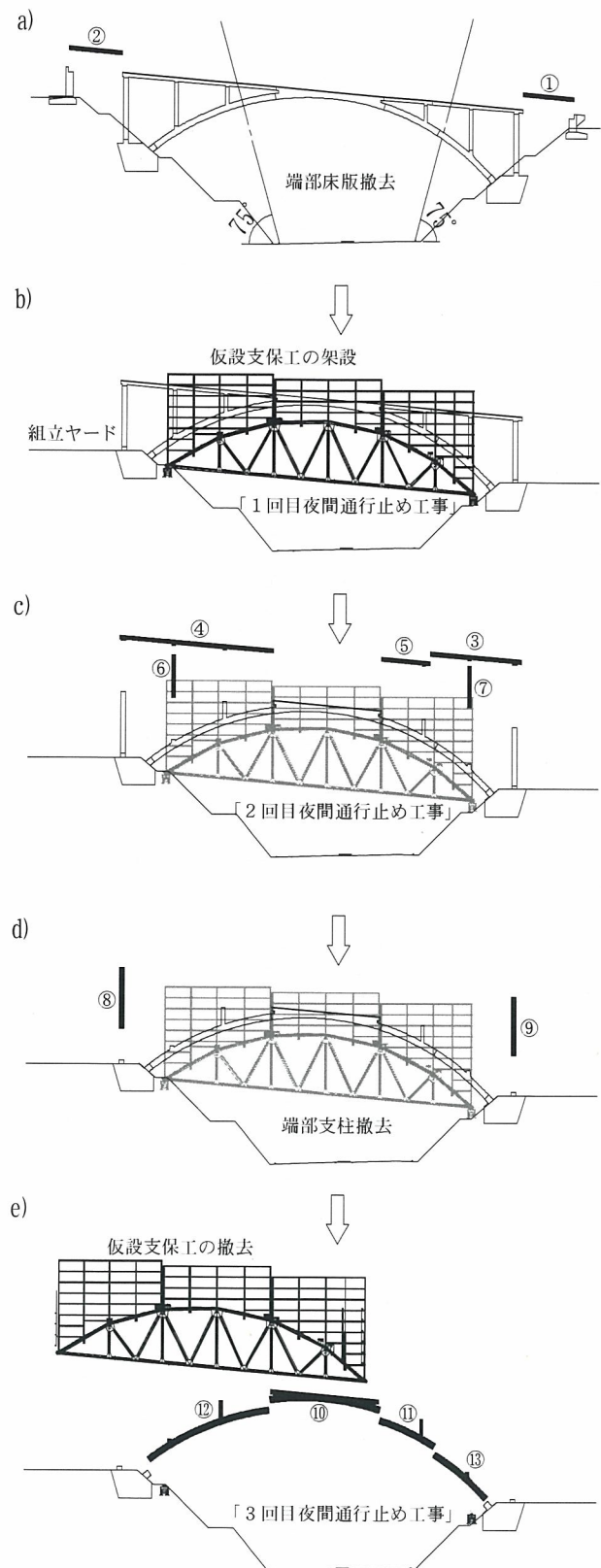


図-1 施工フロー



写真-2 端部床版撤去状況



写真-3 仮設支保工の架設状況

c) 床版および支柱の撤去(2回目夜間通行止め工事)

仮設支保工の設置により、床版および支柱の切断作業は日中に本線を供用させた状態で行った。切断機材にはワイヤーソーを使用した。切断面の中央をコアカッターで削孔し、その穴にワイヤーを通して半断面ずつ切断した。床版を切断すると、構造的に不安定な状態になるため、支持金具を設置して安定を確保した。支柱についても、上部切断箇所にも水平方向のずれを防止する金具を取り付けた。

2回目の夜間通行止めによる作業では、床版および支柱の撤去を行った。上り線側(ブロック④⑥)を1200t級クレーン、下り線側(ブロック③⑤⑦)を750t級クレーンで行った。写真-4に床版④の撤去状況を示す。

d) 端部支柱撤去

端部支柱については本線の路肩端部から俯角75度より外であったため、日中の作業時間帯において、それぞれの支柱を1200tおよび750t級クレーンで吊り上げた状態にして切断し、切断完了と同時にその

まま吊り上げて撤去した。



写真-4 床版④撤去状況

e) アーチリブおよび仮設支保工の撤去(3回目夜間通行止め工事)

アーチリブの切断に当たっては、作用している軸圧縮力を小さくする必要があったことから(3章に詳述)、あらかじめ仮設支保工上に設置しておいた14個(7断面)のジャッキを加圧し(以下、ジャッキアップ)、アーチリブを仮設支保工で支える作業を行った。この作業は切断時の安全を確保する目的があり、計測管理を実施しながら慎重に行った。ジャッキアップが計画通り完了したことを確認し、その後、アーチリブの切断作業を開始した。アーチリブの切断は、アーチ根元から中央に向かって左右交互に順次行った。

3回目の夜間通行止め作業は、750t級クレーンでブロック⑪⑬を撤去し、1200t級クレーンでブロック⑩⑫および仮設支保工を撤去した。

写真-5に仮設支保工の撤去状況を示す。



写真-5 仮設支保工の撤去状況

仮設支保工の撤去時には両面に防護パネルがついているため総重量が約340tとなり、今回の撤去作業における最大重量となった。

3. 計測管理

(1) ジャッキアップ

アーチリブ切断時は床版および支柱とも撤去された状態となっているが、自重によりアーチリブには軸圧縮力が作用している。フレーム解析の結果では、この軸圧縮力は約6,600kNで、圧縮応力度は $1.7\text{N}/\text{mm}^2$ である。軸圧縮力が作用しているコンクリート部材をワイヤーソーで切断する場合、切断が進むにつれてクリアランスが縮まり、高速回転するワイヤーが切断および飛散する可能性がある。また、軸力が解放されるときにアーチリブが不測の挙動を起こし、想定外の災害を引き起こすことも考えられる。

そのため、本工事ではアーチリブと仮設支保工の間に油圧ジャッキを14個（7断面）設置し、アーチリブ下方より所定の反力を与えることで、アーチリブに作用する軸力を限りなくゼロに近づける計画とした。ジャッキの設置位置を図-2に、ジャッキ反力を表-2に示す。

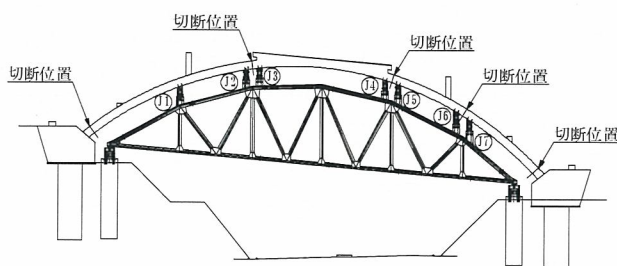


図-2 ジャッキ設置位置図

表-2 ジャッキ反力

ジャッキ位置番号	ジャッキ反力 (kN)
J 1	1,200
J 2	1,100
J 3	1,100
J 4	1,100
J 5	1,100
J 6	600
J 7	600

(2) 計測管理項目

アーチリブのジャッキアップおよび切断作業を安全に行うために、以下に示す3つの計測管理を行った。

た。

a) 鉄筋ひずみ計による軸力測定

ジャッキアップによりアーチリブの軸圧縮力をゼロに近づける計画であるが、実施工に当たってはそれを確認することが非常に重要である。そこで、アーチリブ切断位置近傍に鉄筋ひずみ計を設置し、ジャッキアップ時のひずみ変化量よりアーチリブに生じる軸力を推定した。そして、フレーム解析の計算値と比較することにより切断作業が安全にできるかどうかの判断を行った。

図-3および図-4に、鉄筋ひずみ計設置位置および設置断面を示す。鉄筋ひずみ計の設置場所は、各切断面より1m上方の断面とし、上下主筋の両外側4箇所とした。

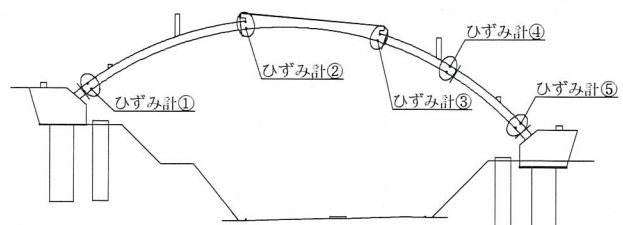


図-3 鉄筋ひずみ計設置位置図



○・・・鉄筋ひずみ計設置場所（iはひずみ計番号）

図-4 鉄筋ひずみ計設置断面図

b) ジャッキストローク長の測定

各ジャッキにストローク計を設置し、ジャッキアップ時のストローク長管理を行った。実測値をフレーム解析値より計画した設計ストローク長と比較することで、ジャッキアップ過程における安全状態を確認した。

c) 仮設支保工の鉛直変位の測定

図-5に仮設支保工の鉛直変位量測定位置図を示す。仮設支保工の下弦材部分（T1～T5）に光波測距儀のターゲット（ミラー）を貼り付け、ジャッキアップ時に基準点との高低差を測定することで、仮設支保工の鉛直変位を求めた。そして、実際の鉛直変位をフレーム解析で得られた設計変位量と比較するとともに、変位量が管理基準値（仮設支保工が降伏強度に達するときの変位量の70%に設定）内に収まっているかを確認した。

また、アーチリブの切断は図-5中に示す切断①から切断⑤の順番に行ったが、各断面の切断直後につ

いてもT1からT5の鉛直変位を計測し、設計値との比較を行った。

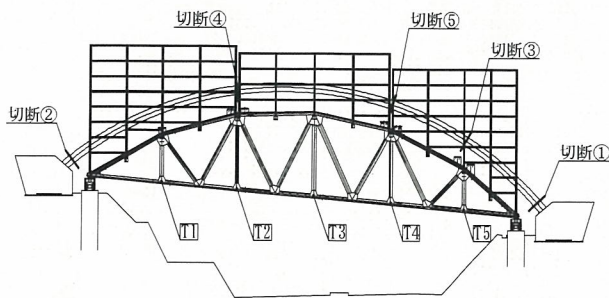


図-5 仮設支保工の鉛直変位量測定位置図

(3) 計測結果

以下に計測管理を行った結果と考察を記す。

a) 鉄筋ひずみ計による軸力の測定結果

ジャッキアップは、表-2のジャッキ反力を50%、80%、100%と3段階で加圧した。

ジャッキアップに伴うひずみ計①（図-3参照）のひずみ変化を図-6に示す。図-6はジャッキアップ直前を初期値にしており、ジャッキアップに伴いひずみが急変していることが明瞭に認められる。

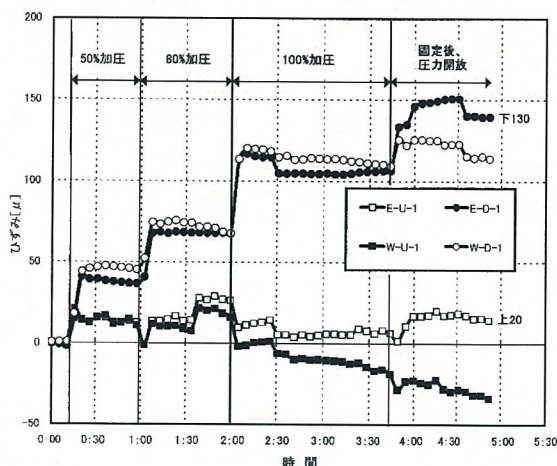


図-6 ジャッキアップに伴うひずみ変化

各ひずみ計の測定値と設計値の比較を表-3に示す。ひずみ計②、③、④は、測定値が設計値と大きく異なる結果となった。アーチリブは切断が進むにつれてアーチ構造から連続梁を経て単純梁の集合体に変化するが、この過程で曲げが卓越する箇所ではクラックが発生し、断面の剛性が低下する。一方、設計においては部材を全長にわたり全断面有効として取り扱い、剛性低下の影響を考慮していない。このことが相違した原因と考えられる。事実、中央付

近の部材下部には、約20cmピッチで無数のクラックが発生し、また、ジャッキ位置の上側にもクラックが散見された。

一方、アーチ端部に設置したひずみ計①とひずみ計⑤では、平均ひずみが測定値と設計値とでおおむね一致していることから、ジャッキアップによって軸力が目標通りに減少したことを確認できた。

表-3 測定値と設計値の比較

	測定値		設計値		$\varepsilon = (\text{上} + \text{下}) / 2$	
	上側	下側	上側	下側	測定	設計
ひずみ計①	20	130	60	105	75	83
ひずみ計②	420	-60	1130	-137	180	497
ひずみ計③	200	-20	771	-60	90	356
ひずみ計④	-40	80	307	96	20	202
ひずみ計⑤	190	40	62	138	115	100

（単位：μ）

b) ジャッキストローク長の測定結果

100%加圧完了時のジャッキストローク長と、設計ストローク長を表-4に併記する。設計ストローク長は、フレーム解析で得られたジャッキ設置位置でのアーチリブ上方変位量と仮設支保工の下方変位量を加えたものとした。

フレーム解析で得られた設計値と測定値を比較すると、J1側（図-2参照）の方がJ7側に比べストローク長が大きくなる結果となった。これは、前述のコンクリートのクラックの影響などにより、フレーム解析とは若干異なった力が作用し、J1側のストローク長が多少大きく出たものとする。J1側で設計より8mm程度ストロークが大きくなり、J7側で5mm程度小さくなる結果が得られた。

表-4 ジャッキストローク長測定結果

場 所	ストローク長(mm)		
	設計値	実測値	差
J1 受点	31.8	40.0	8.2
J2 受点	46.3	53.0	6.7
J3 受点	46.5	54.5	8.0
J4 受点	33.5	28.0	-5.5
J5 受点	31.4	25.5	-5.9
J6 受点	17.7	14.0	-3.7
J7 受点	13.3	9.0	-4.3

c) 仮設支保工の鉛直変位の測定結果

表-5にジャッキアップ前の仮設支保工の鉛直変位量を示す。これは、仮設支保工の自重のみで変位した状態である。フレーム解析による設計値と比較すると、T4（図-5参照）は若干大きな値（大きい沈下量）を示したが、その他の計測位置は設計値に非常

に近い値であった。

表-5 ジャッキアップ前

計測位置	仮設支保工の鉛直変位量 (mm)		
	設計値	実測値	差
T1	-9.2	-8.5	0.7
T2	-12.6	-13.5	-0.9
T3	-13.2	-15.0	-1.8
T4	-11.7	-15.0	-3.3
T5	-7.4	-8.5	-1.1

ジャッキアップ前の鉛直変位量は設計値に近い値を示したものの若干のばらつきがあったため、ジャッキアップ完了時の鉛直変位量については、ジャッキアップ前を初期値とした相対変位量で示した。

表-6にジャッキアップ完了時の鉛直変位量を示す。表中には設計値および実測値、管理基準値を記す。T1の実測値は設計よりも3mmほど大きい沈下量を示したが、管理基準値内には十分収まった。また、T2～T5については、実測値と設計値の差が2mm以下であり、ほぼ設計通りの挙動を示した。

表-6 ジャッキアップ完了時

計測位置	仮設支保工の鉛直変位量 (mm)			
	管理値	設計値	実測値	差
T1	-32	-23.5	-26.5	-3.0
T2	-43	-32.6	-33.5	-0.9
T3	-44	-32.6	-31.5	1.1
T4	-40	-30.0	-32.0	-2.0
T5	-25	-18.5	-20.0	-1.5

アーチリブの切断後には、仮設支保工に直接コンクリート重量が加わる。そこで、所定の順序で切断を行い、切断直後の仮設支保工の変位を計測することで、切断後における異常の有無を確認した。表-7に各断面切断後のそれぞれの計測位置における設計値と実測値の差を記す。その結果、いずれの計測位置においても、切断作業が進むにつれて実測値と設計値との差が増加する傾向が見られた。T1では3.6mmの差が生じたが、切断①から切断⑤までの推移は1mm程度であり、光波測距儀の測定精度から考えても問題の無い差であると判断できた。

表-7 アーチリブ切断時

計測	設計値と実測値の差 (mm)				
	切断①	切断②	切断③	切断④	切断⑤
T1	-2.5	-2.5	-2.2	-2.8	-3.6
T2	0.1	-0.9	-1.6	-2.6	-3.3
T3	1.6	0.1	-0.6	-0.5	-1.2
T4	-1.5	-2.4	-2.6	-2.0	-2.7
T5	-1.5	-1.4	-1.9	-2.0	-2.2

d) 測定結果についての考察

鉄筋ひずみ計による計測では、アーチ端部における測定値が設計値と近い結果が得られ、ジャッキアップによる軸力の減少を確認することができた。ジャッキストローク長については、設計値と実測値で最大で8mmの差を生じたが、ジャッキアップ完了時の仮設支保工の鉛直変位量の計測では、ほとんどの計測位置で設計値と実測値の差が2mm以下となり、管理値以内に収まった。

ジャッキアップ荷重の100%加圧完了、ひずみ計による計測値、ジャッキストローク長の測定値、仮設支保工の鉛直変位量、これらの結果を総合的に検討し、アーチリブの切断可能の判断を行うことができた。

4. まとめ

本工事は、供用中の高速道路上にある巨大なコンクリートアーチ橋の撤去作業を行うというもので、一つの小さな判断ミスが大きな災害をもたらす可能性があり、リスク管理に重点を置いて作業を進めなければならなかった。従って、撤去に関する綿密な作業工程と安全対策を実施するだけでなく、事前に各施工段階におけるフレーム解析や応力照査を行い、危険な応力状態の把握に努めた。そして、危険度が高いと想定されるコンクリートの切断については、計測管理を行い、測定値と解析された応力や変位量とを比較することにより、その時点における安全性を確認した。

その結果、ほとんどすべての計測において設計値と実測値が近い値を示し、作業時の安全性を確認することができ、無事、工程通りにコンクリートアーチ橋の撤去作業を終えることができた。