

舞鶴一号橋(小原橋)の施工

大槻 喜久*1・広瀬 毅*2・立山 晃*3・河野 信介*4

1. はじめに

京都縦貫自動車道は京都市と宮津市を結ぶ高規格幹線道路であり、一般国道478号線の自動車専用道路として整備されるものである。その一部を構成する綾部宮津道路は綾部市と宮津市を結ぶ延長25kmの道路であり、京都府北部地域と京阪神都市圏との連絡強化、京都府中・北部地域の活性化、地域振興プロジェクトの支援等に大きな役割が期待されている。(図-1)

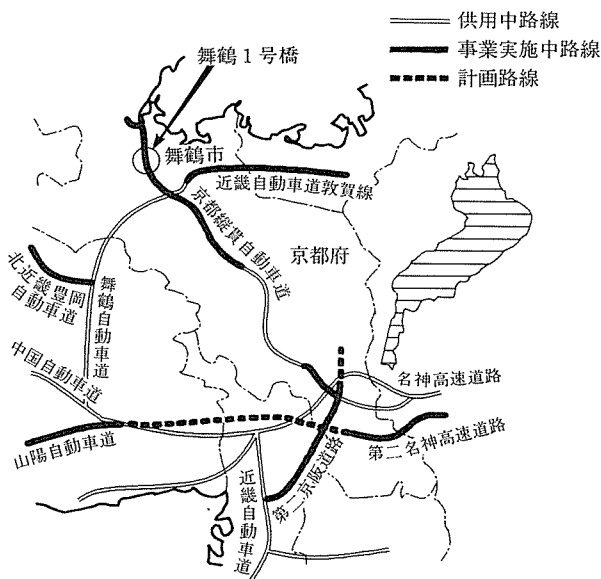


図-1 橋梁位置図

本工事は舞鶴市字小原地区内に施工中の市道原口市原線と小原川を跨ぐPC3径間連続ラーメン橋とPC3径間連続方杖ラーメン橋の橋梁部およびトンネル部と土工部で構成された、総延長715mを施工するものである。工事概要を以下に示す。

工事名：京都縦貫自動車道(綾部宮津道路)道路

新設工事(補助)小原工区

発注者：京都府道路公社

工事場所：京都府舞鶴市字小原地内

工期：平成6年2月1日～平成9年3月10日

施工内容：

橋梁部 PC3径間連続ラーメン橋108m

PC3径間方杖ラーメン橋160m

橋台2基、橋脚5基

トンネル部 内空断面69m²、掘削パターンD断面
L=187m

土工部他 切盛土量(V=35700m³)

函渠工5.5×5.5 L=61m

仮設工 インクライン2基、仮栈橋2箇所

本工事で施工されたPC3径間連続方杖ラーメン橋は、本形式での高規格道路としては橋長、支間長ともに国内最大規模である。本稿は以下でこの舞鶴1号橋(小原橋)の方杖ラーメン橋部の施工について報告するものである。(写真-1、図-2参照)

2. 設計条件

2.1 構造形式の選定

本橋の構造形式選定に際しては次の3点が留意された。

- 1) 平面線形が直線であること。
- 2) 桁下空間が50mで地形が急峻であること。
- 3) 工事資材の搬入単位がコンパクトとなる架設方法が可能であること。

以上よりこの谷間部の構造形式を次の3案として、

- 1) PC3径間連続ラーメン橋
- 2) PC3径間連続方杖ラーメン橋
- 3) 鋼2径間連続桁橋

比較検討の結果、経済性、景観性に優れ、工期短縮の図れるPC3径間連続方杖ラーメン橋を選定した。

*1 Yoshihisa OTSUKI：京都府道路公社 建設事務所 建設第二課 係長

*2 Takeshi HIROSE：フジタ・住友・ケイコン共同企業体 工事主任

*3 Akira TATEYAMA：(株)フジタ 土木本部 生産技術部 設計主任

*4 Shinsuke KAWANO：住友建設(株) 大阪支店 土木部 設計主任

◇工事報告◇

2.2 設計条件

- 橋種：プレストレストコンクリート道路橋
- 形式：PC 3径間連続方杖ラーメン橋
- 道路規格：第1種，第3級（80km/h）
- 橋長： $L=160\text{m}$
- 支間長： $45.400+68.000+45.400\text{m}$
- 幅員： $B=10.0\text{m}$ （有効幅員）
- 平面線形： $R=\infty$ ，斜角 90°
- 縦断勾配： $\searrow 2.5\sim 3.0\%$ （VCL=100.0m）
- 横断勾配： $\searrow 2.0\%$
- 雪荷重： $w=100\text{kgf/m}^2$
- 設計震度： $kh=0.20$
- 温度変化： $\pm 15^\circ\text{C}$
- 床版温度差： 5°C
- コンクリートの設計基準強度
 - 主桁 $\sigma_{ck}=400\text{kgf/cm}^2$
 - 方杖橋脚 $\sigma_{ck}=300\text{kgf/cm}^2$

間，トンネル区間の先行施工により確保し，急峻な斜面上にはダム工事等に利用されるインクライン設備を設けることで資材を搬入し，橋梁部の施工を行った。（写真-2，図-3参照）



写真-2 P4側インクライン

3. インクライン

橋梁の架設地点は溪谷で橋面から約50mの深さがある。また，生活道路である市道は狭く屈曲し，民家も道路沿いに軒を並べており，工事用道路としての利用は不可能であった。そのため資材の搬入は本線部の土工区

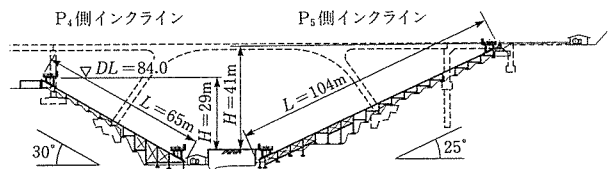


図-3 インクライン設置図



写真-1 舞鶴1号橋(方杖ラーメン橋部)

3.1 設備仕様

インクラインの仕様を表-1に示す。

(1) 最大積載重量

80tfクローラクレーンの組立解体およびA1～P3上部工の支保工架設として使用する45tfクレーンの車体重量より最大35tfとした。

(2) 最大台車寸法

栈橋桁材，橋梁架設支保工等の運搬車輛として10tfトラックを設定し，5m×12mとした。

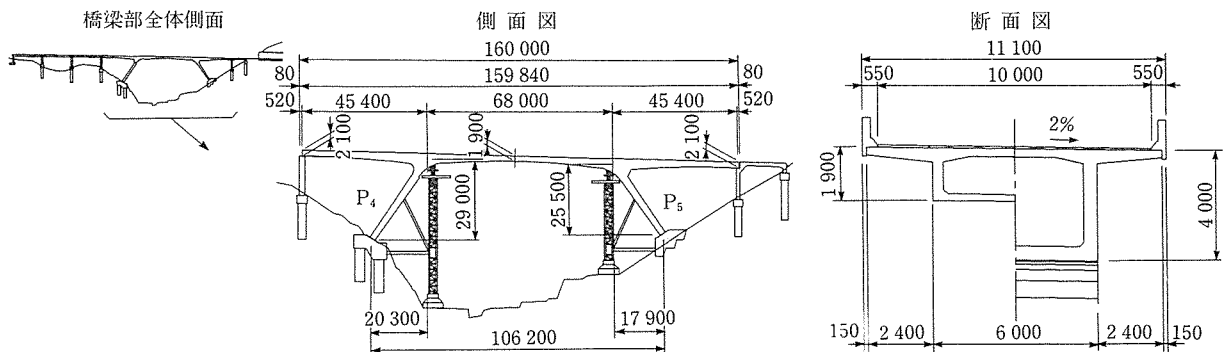


図-2 方杖ラーメン橋部全体一般図

表-1 インクラインの仕様

項目	P4側	P5側
傾斜勾配	30°	25°
高低差	29 m	41 m
レール延長	65 m	104 m
レール幅	6 m	
台車寸法	5 m×12 m	
台車重量	28 t	
ワイヤー径	φ37.5 mm	
巻上げ機出力	160 KW	
巻上げ速度	80 m/分	
走行速度	20 m/分	
許容積載荷重	35 t	

3.2 使用状況

表-2にインクライン使用時のサイクルタイムと実稼働時間を示す。昇降の往復時間は約15分となるため、コンクリートの打設は時間あたり4台(20m³)が限度であった。

実稼働時間から合計約19 000回使用されたこととなるが、操作方法の自動化、安全対策の充実により大きなトラブルもなく効率的に使用できた。

表-2 サイクルタイムと稼働時間

項目	P4側	P5側
乗込(sec)	40	40
加速(sec)	25	25
走行(sec)	300	180
減速(sec)	25	25
降車(sec)	40	40
合計(sec)	430	310
稼働時間(hr)	724.0	1 103.6

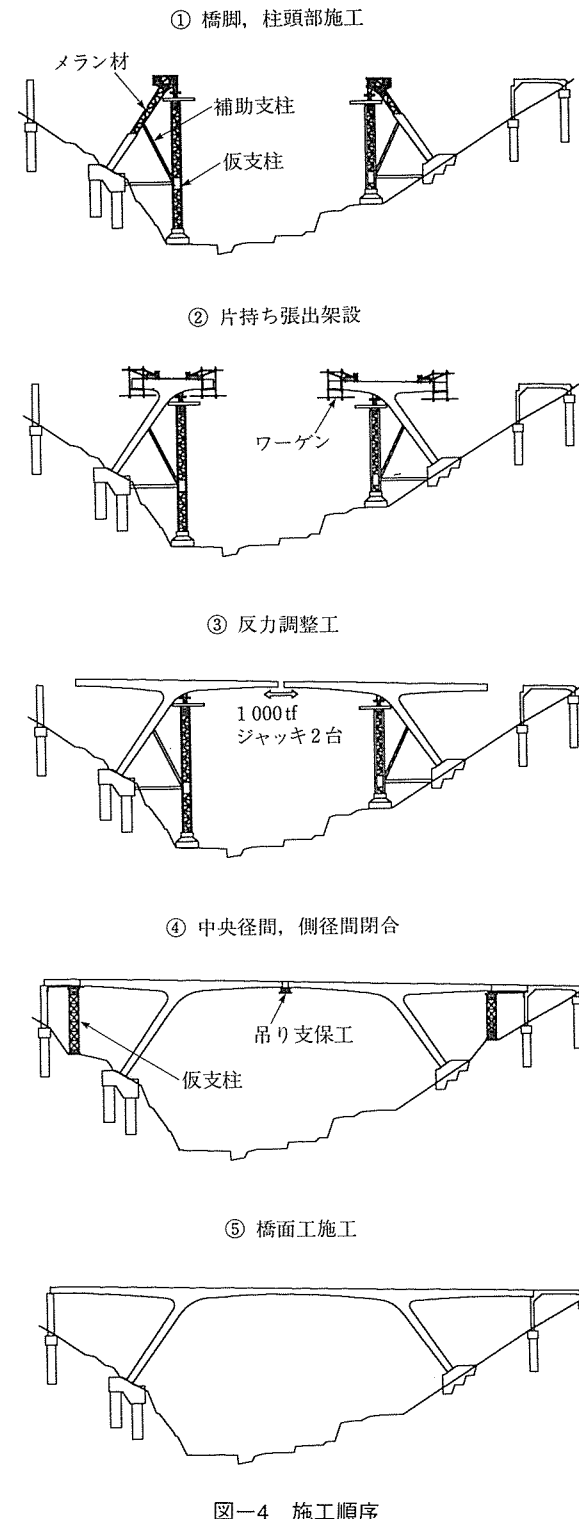
4. 施工概要(図-4)

(1) メラン材を利用した方杖橋脚の施工

方杖橋脚の施工は工場で分割加工した仮支柱材およびメラン材を現地で組み立てたのち、鉄筋・型枠組立、コンクリート打設を橋脚付け根より順次行った。橋脚第5ブロック施工終了後に補助支柱を設置し、それ以降の施工で発生する断面力を負担した。橋脚施工完了後、仮支柱と橋脚を利用して柱頭部支保工を組立て、柱頭部の施工を行った。

(2) 張出し架設による主桁の施工

主桁の施工は仮支柱併用の張出し架設工法により行い、PC鋼材は縦締め鋼材としてPC鋼より線(SWPR7A 12T12.4)を使用し、横締め、鉛直締め鋼材としてPC鋼棒(SBPR 930/1180 φ32)を使用した。(写真-3参照)



(3) 中央連結部水平ジャッキによる橋脚基部反力調整
主桁の張出し架設終了後に中央連結部にジャッキを設置し、水平力を与える手法で橋体を橋軸方向に押し広げる反力調整工を実施し、仮支柱、補助支柱の順に反力を開放して橋脚基部の断面力改善を行った。

この反力調整工によって橋脚基部に生じる曲げモーメントを改善し、死荷重作用時に0に近い状態にすることで、



写真-3 張出し架設状況

形状を細くスレンダーなものとする事が可能となる。

(4) 中央連結部の施工と連結部反力開放

反力調整による橋脚基部の断面力改善終了後に中央連結部の施工と反力調整時のジャッキ反力の開放を行い、仮支柱の解体、側径間の施工を行った。

5. 橋脚基部反力調整工

5.1 概要

本橋は仮支柱を併用した張出し架設工法を採用しており、この支柱部材と方杖橋脚との構造系から施工時に生じる断面力、変位ともに完成系のものとは大きく異なっている。そのため中央連結部でジャッキによる水平力を与えることで脚部の断面力の改善を図ることができる反力調整工が必要となる。

5.2 反力調整方法

反力調整は張出し最終ブロック前面に図-5のような突起台座を設けて、台座間に配置した1000tf油圧ジャッキ2台により行った。このジャッキによって橋体を左右に押し広げることで仮支柱、補助支柱の順に反力を開放した。そして支柱部材と橋脚が離れたのち、さらに押し広げ、P4、P5橋脚の断面力を改善して反力調整作業を終了した。

5.3 サンドジャッキによる盛替えとジャッキ反力の開放

反力調整の進捗に伴い、ジャッキストロークの限界から盛替え作業を行ったが、この盛替え台座にはシムプレートと図-6に示すサンドジャッキを用いた。これは以下の理由からである。

- 1) 反力調整時における主桁の水平、鉛直変位および角度変化に対応できること。
- 2) ジャッキ反力の開放は中央連結部コンクリート打設完了後に行われるため、この反力が長期間保持できる構造であること。
- 3) ジャッキ反力の開放が容易に行われること。

このサンドジャッキは、鋼板の枠内に通称「ナスサンド」と呼ばれるニッケル粒鉄を製造する際に発生するス

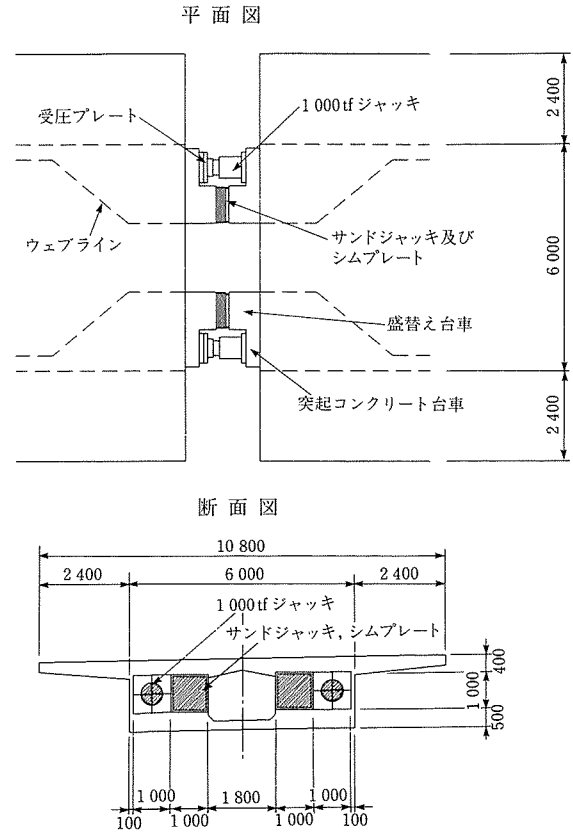


図-5 突起台座図

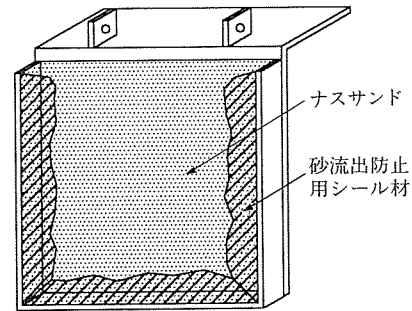


図-6 サンドジャッキ

ラグを充填しており、盛替え時に前面の蓋となるシムプレートによって締め固められる構造となっている。

ジャッキ反力の開放においては、当初1000tf油圧ジャッキ本体によって行うことも考えられたが、反力調整終了から中央連結部コンクリート打設まで数日間の保持を考えた場合、油圧のリーク等の不測の事態が懸念され、サンドジャッキを用いることがより安全であると判断した。

サンドジャッキを用いるにあたり、事前に実験モデルを製作して反力調整時の最大圧力の2.5倍までアムスラーによる載荷試験を行い、砂自身の破壊や側圧による

サンドボックスの破壊、加圧終了後の圧密沈下のないことを確認した。

6. 施工時の計測

6.1 計測概要

本橋は特殊な架設方法を採用しているため、計測の手法、システム、さらに管理項目が橋脚および主桁の施工段階ごとに対応できるとともに、その継続性、信頼性を満足することが重要であった。計測の主目的は以下の2項目とした。

1) 架設時の安全性の確認

架設構造系の支点となる仮支柱および橋脚基部に計算外の沈下がないこと。そして仮支柱の反力値が設計値に対して妥当であることを確認する。

2) 反力調整時の脚基部応力の把握

各施工段階での橋脚基部鉄筋応力の計測を鉄筋計を用いて行い、計測値の精度と補正係数を考慮し、設計値との整合性を確認する。(図-7計測項目を示す)

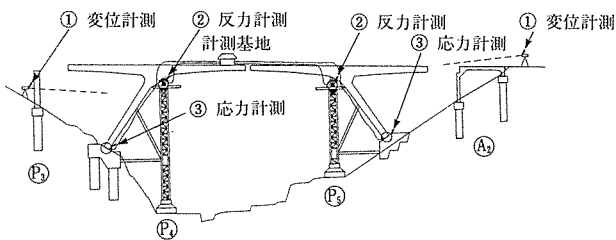


図-7 計測項目

6.2 変位計測

(1) 計測概要

橋脚基部、仮支柱基部、柱頭部頂部の3点に着目して施工時の構造系変位計測は三次元座標管理を行った。計測場所の地形が急峻で高低差も50mあることから、一般的な測量では計測精度の信頼性に欠ける。よって、変位計測にはトンネルの内空変位管理に使用されるプリズム式の光波測定器を用いた。この測定器は2箇所の基準点があれば設置位置が変化しても視準点は毎回同じ座標で表示されるため、座標変換時の誤差がなく計測値も持続性のあるものとして取扱うことができた。

(2) 計測結果

橋脚基部および仮支柱基部の変位は、施工時の安全に支障をきたすため許容変位量(仮支柱沈下に対して10mm等)を設定して管理を行ったが変位は認められず、安全を確認しながら施工は進められた。

柱頭部については張出し施工の進捗に伴い、鉛直方向、橋軸方向ともに最大約25mmの変位が生じる設計値に對

して、計測値は5~10mmの差が生じた。この差は温度変化の影響を考慮するとほぼ設計値と同様の挙動を示しており、設計、施工、計測の整合性が確認できた。

6.3 仮支柱反力計測

(1) 計測概要

図-8に示すようにP4、P5の各仮支柱頭部に300tf油圧ジャッキを4台×3箇所12台を設置して反力計測を行った。3箇所12台のジャッキシステムの構成と容量は、施工時に最大で約1700tfの反力が作用することに対して、支保工の構造から左右、中心の反力バランスが不明確であること、不測の事態にジャッキアップ等の対応を考慮して決定した。

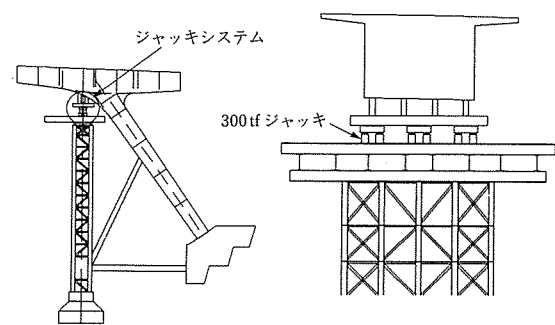


図-8 仮支柱頭部詳細図

(2) 計測結果

図-9に施工時の仮支柱反力計測結果を示す。P4、P5両仮支柱ともに設計値とほぼ一致し、設計値との整合性と施工時の安全性が確認された。

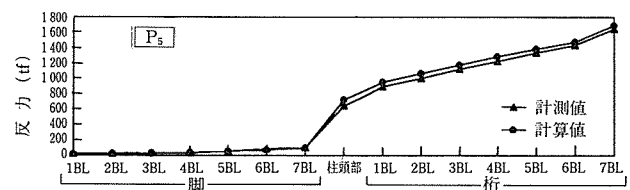


図-9 仮支柱反力の推移

6.4 応力計測

(1) 計測概要

D19の鉄筋計を橋脚の上下面の左右・中心に合計6本配置して各施工段階の応力測定を行った。

計測値の信頼性の確認は設計値と鉄筋計の計測値を比較することで行うが、次の2点に留意した。

1) 各施工段階ごとの応力増減量と設計値の比較。

2) 温度変化による応力増減

各施工段階の計測値は温度変化による影響と施工時のクリープ等の塑性変形が複合された数値が出力される。このうち塑性変形の影響は以下の3点から考慮しなかった。

◇工事報告◇

- 1) 反力調整工は短期施工であるため塑性変形影響がほとんどないこと。
- 2) 塑性変形量の計測は複雑で明確さに欠けること。
- 3) 温度変化による影響との判別が難しい。

温度変化による影響は10時間の連続計測によって応力の変動幅が $\pm 50\text{kgf/cm}^2$ 程度確認されたが、反力調整工における設計値と計測値比較を行ううえでは反力調整工の実施時期や所要時間から、特に問題となるオーダーではなかった。

(3) 応力計測時の着目区分

反力調整工という特殊な工法により構造系が段階的に変化することで鉄筋応力計測の目的が変わるため、構造系を以下の3段階に分けて評価した。

- 1) 第一構造系：張出し施工時
- 2) 第二構造系：仮支柱の縁切れ
- 3) 第三構造系：補助支柱の縁切れ

各構造系への推移と計測目的を図-10に示す。

(4) 第一構造系での応力計測

第一構造系での計測評価の目的は施工時の脚支点応力の安全確認を行うことであり、そのためには計測値を設計値と比較する補正係数の算出とその手法の信頼性を確認することが重要となる。

その手法は、鉄筋、メラン材の鉄骨を換算した全断面有効で応力計算したものを設計値とし、これに対して計測値の補正係数 α とRC計算による応力の補正係数 β を算出し、これらの関係から許容値に対する余裕量を認識してそれ以降の予測をすることで施工中の安全確認を行った。図-11に補正後の計測値と設計値の鉄筋応力比較を示す。

(5) 第二構造系までの応力計測

第二構造系では反力調整工によって仮支柱との縁が切れ、補助支柱で支えた状態の構造系となる。ここでの計測評価の目的は張出し施工時に累積した断面力の改善量と鉄筋応力計の感度の確認、そして設計値との整合性を確認することにある。

反力調整工は短期間で行われるため、クリープの影響はほとんどなく、温度変化の影響も小さいことから初期補正值を設定して調整力 $P = 600\text{tf}$ までの試験反力調整を行い設計値との整合性を確認した。

(6) 第三構造系までの応力計測

第三構造系では反力調整工によって補助支柱との縁切れとともに完成構造系へ移行し、橋脚基部の曲げモーメントの絶対量が小さくなる。補助支柱と縁が切れ、最終反力調整時までは単位調整力あたりの断面力の改善が非常に著しいため、計測頻度を高めて応力の最終目標値を目指した。

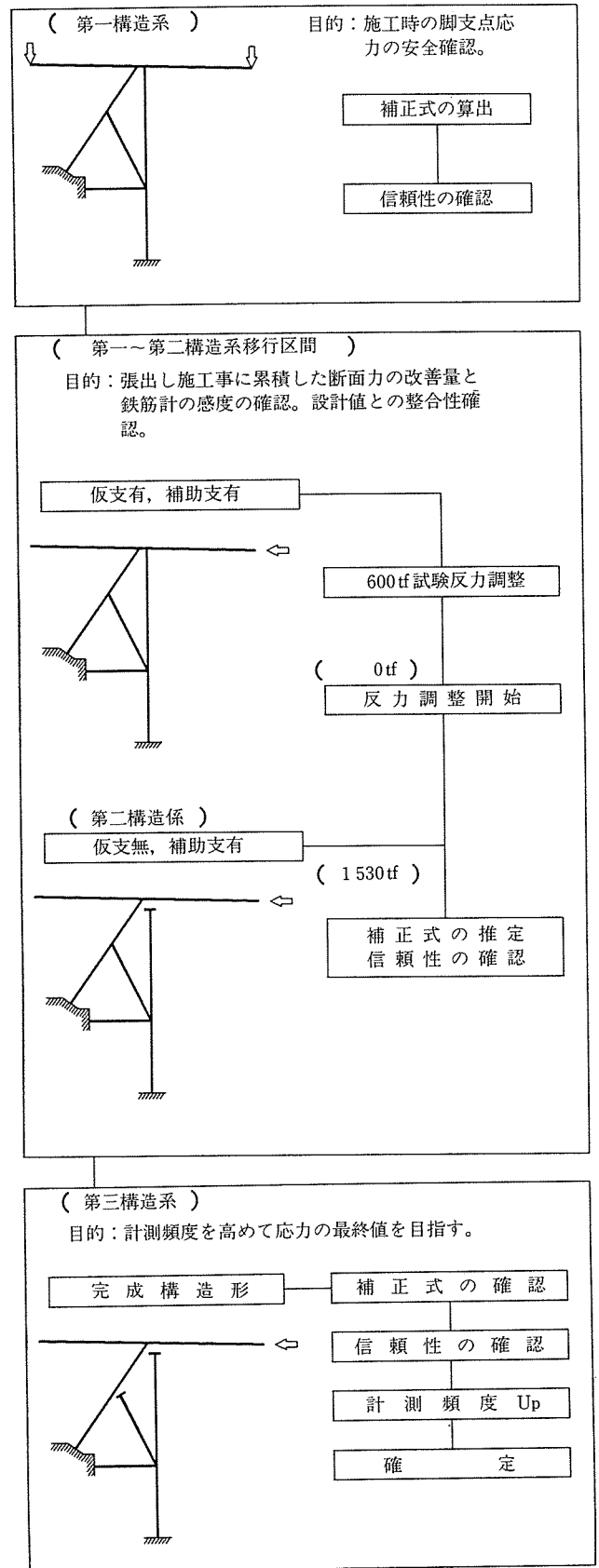


図-10 構造系の推移と計測目的

7. 反力調整工の管理

7.1 概要

反力調整工の目的は以下の2点に集約される。

- 1) 張出し施工時に発生した方杖脚上面（側径間側）引張りの断面力を改善し、完成系死荷重時に曲げモーメントを0に近い状態とする。→ 設計目的
- 2) 主桁の縦断線形を管理する。→ 出来形管理

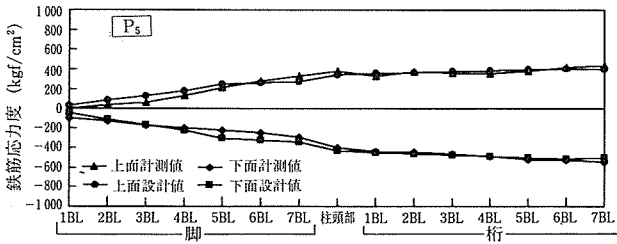


図-11 補正後の応力比較

この反力調整工は短期間に継続して行われるため、瞬時に構造物の安全性、反力調整作業の進捗性と信頼性の判断が必要となる。よって図-12のように各計測項目を集中管理した。

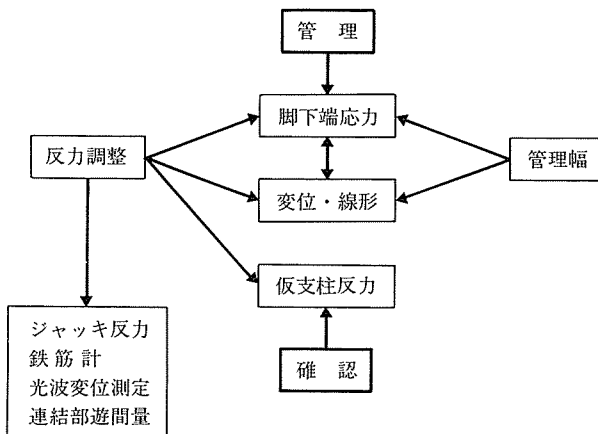


図-12 反力調整工の計測管理項目

ジャッキ導入の管理では、反力調整工最終段階では5tf以下の読取りが必要となるため圧力変換式のデジタル表示器を使用して精度を高めた。

7.2 強制変位

本橋のP4、P5橋脚は非対称であるため、両方杖脚の剛性の相違から反力調整による設計上の主桁鉛直変位は左右で異なる。

反力調整中は設置した2台の1000tfジャッキ反力による摩擦抵抗から左右に異なる変位を発生させることが難しい。よって、反力調整前に図-13に示すように橋面に

設置したジャッキとP4側の仮支柱ジャッキアップにて初期強制変位を与えた。

7.3 反力調整時の各項目管理結果

(1) 支柱反力

図-14に反力調整時の仮支柱反力の推移、表-3に仮支柱と縁が切れた時点の反力調整量（ジャッキ反力）を示す。仮支柱反力0（縁切れ）となる反力調整量は設計値と全く一致しており、力の持替えが確認された。

また、補助支柱反力は表-4に示すように設計値に比べて早い段階で縁が切れた。これは設計値に比べて、方杖脚の側径間側への変位（反り）が大きいために考えられる。

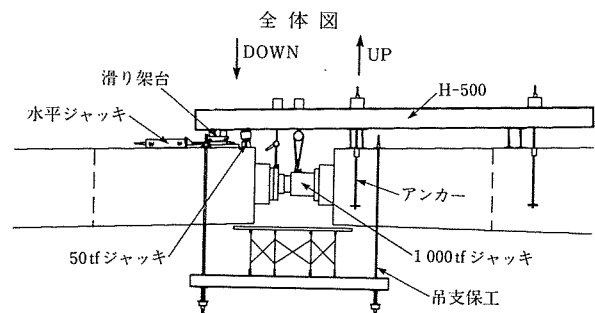


図-13 橋面強制変位

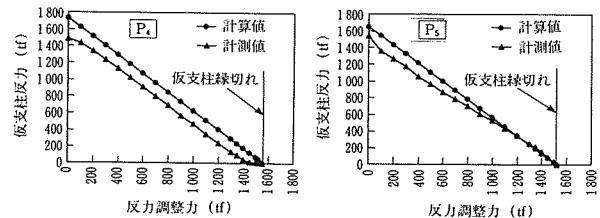


図-14 反力調整時の仮支柱反力の推移

表-3 仮支柱縁切れ時のジャッキ反力

	計測値	比較	設計値
P4側	1550	=	1550
P5側	1520	=	1521

表-4 補助支柱縁切れ時のジャッキ反力

	計測値	比較	設計値
P4側(tf)	1600~1630	<	1660
P5側(tf)	1570~1600	<	1632

(2) 脚下端応力度

図-15に反力調整時の鉄筋応力変化経過を示す。両橋脚ともに完成系地震時および反力調整工以降の工程で発生する断面力からの逆算によって決まる設計上の管理幅内に位置している。設計上の反力調整量よりも小さい段階（P=1722tf）で、反力調整最終値とした判断根拠

◇工事報告◇

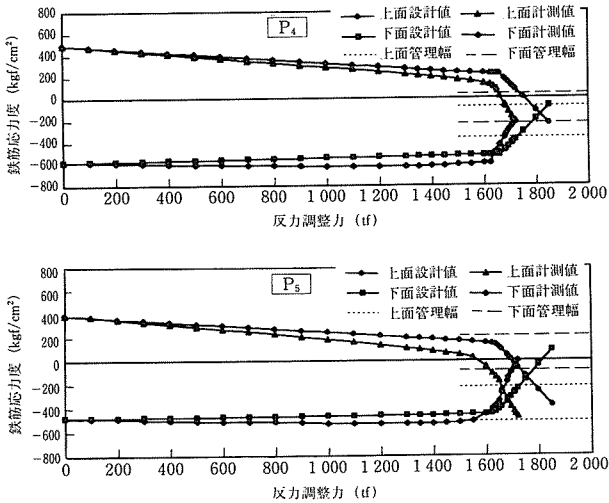


図-15 反力調整時の鉄筋応力の推移

を以下に示す。

- 鉄筋応力が設計上の管理幅内に計測値が位置した。計測値の傾向として設計値に比べて応力増減の傾向が負の方向（圧縮側）に移行しているが、この計測値から断面力を逆算すると橋脚軸力成分が卓越したこととなる。しかし、この構造系と反力調整による外力の方向から軸力が卓越することは考えにくい。
また、設計値と同一調整量で縁が切れた第二構造系までの応力を設計値側にシフトさせてもこの計測値は管理幅内に位置する。
- 主桁の鉛直変位の傾向もこの応力変化傾向と一致して設計値よりも早い段階で補助支柱と縁切れた時点から変化勾配が急変しており、変位量が管理限界に達した。
- 表-5および図-16に示すように反力調整工のうち、各構造系で発生する単位調整力あたりの断面力発現量から、支柱部材と縁が切れるまでは支柱とジャッキの力の持替えと考え、これ以降を方杖脚の断面力改善と考えると補助支柱縁切れから最終値までの反力調整量は設計値とほぼ一致している。

表-5 ジャッキ100tfあたりの脚下端曲げモーメント

	仮支柱縁切れ迄	最終構造系
P4 橋脚 (tf・m)	116	2 682
P5 橋脚 (tf・m)	91	2 770
改善度	微小	大

(3) 主桁変位

中央連結部での主桁鉛直変位経過を図-17に示す。主桁鉛直変位の傾向としては設計値に比べて発現量が多い。また、鉄筋応力と同様に最終の構造系にて変化勾配が急変している。

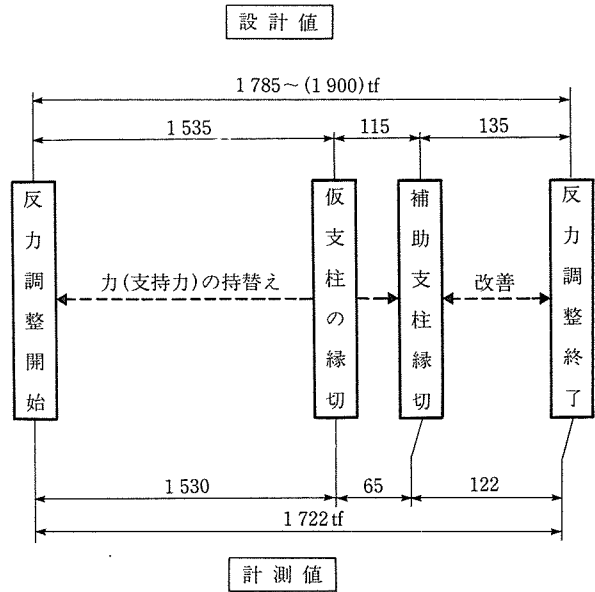


図-16 反力調整時の鉄筋応力の評価

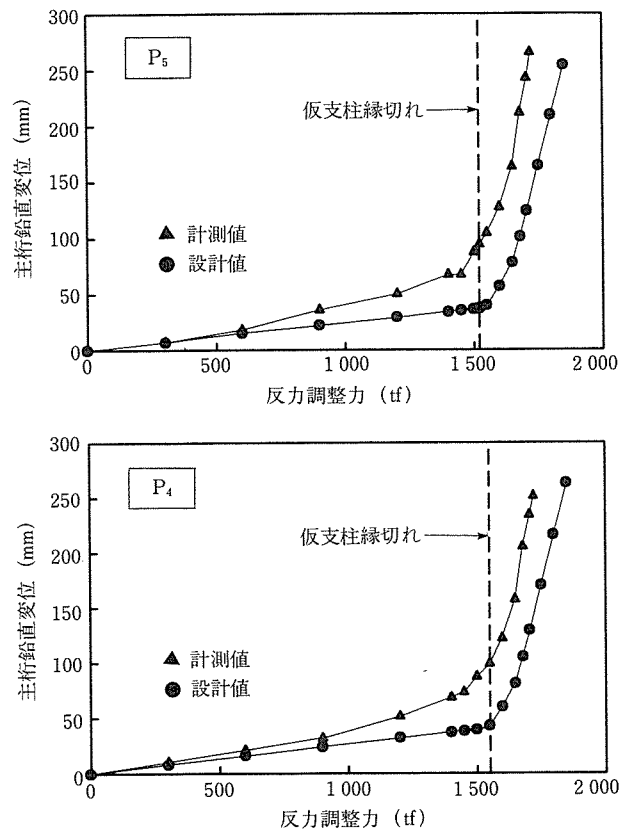


図-17 主桁の鉛直変位

この変位の状況も反力調整量の最終値を決定する要因とした。

また、設計値に比べて実変位が多いのは、全体の剛性が設計値に比べて小さいと思われることと、剛性の違いから想定以上に方杖脚の変形が生じたことが要因と

考える。

(4) 反力調整量の保持

反力調整終了時から中央連結部の一次コンクリート打設・硬化までサンドジャッキにて反力の保持を行ったが連結部遊間量の測定から砂の圧密沈下によるロスを確認されず開放時までの反力を維持することができた。

また、連結部のコンクリート打設後にサンドジャッキを水洗いすることで容易に砂の排除ができ、ジャッキ反力の開放も確実に行われた。

8. おわりに

本工事は日本海に面する積雪地帯ということもあり、冬期は厳しい環境の中での施工となったが、十分な品質管理、工程管理が行われた。また、インクラインや仮支柱等の特殊仮設構造物、近接した民家によってかなり繁雑とした状況の中で無事故・無災害で工事を完了し

た。本工事の代表的な工種である反力調整工においては、縦断線形の管理という点では目標値と若干の差違はあったものの主目的である橋脚の断面力改善については設計・施工上の成果が得られた。

本工事区を含めてこの京都縦貫自動車道の全線開通は、京阪地区への走行時間短縮を可能とし、地域内の生活圏拡大、地域産業の活性化および過疎化の防止に大きく貢献するものと考ええる。

最後に本橋の施工にご指導、ご協力をいただいた関係者に心から感謝するとともに、本工事が今後の類似工事の参考となることを願ひむすびとする。

参 考 文 献

- 1) 得能ほか:祖山橋の設計と施工,プレストレストコンクリート, Vol.32, No.1(1990.1.2)

【1997年2月26日受付】