

# RC 固定アーチ橋の施工における施工時応力と上げ越し管理 Residual Stress and Camber Control of Arch-bridge at the Construction Stage

持増 政明\*                    勢田 篤史\*  
Masaaki Mochimasu      Atsushi Seta  
千葉 了\*                      浜田 透\*\*  
Satoru Chiba                Toru Hamada  
粕川 正弘\*\*\*  
Masahiro Kasukawa

## 要 約

本工事は、東北横断自動車道いわき新潟線（磐越自動車道）拡幅工事であり、2橋のRC固定アーチ橋を含んでいる。工程の短縮をはかるため等の理由により、アーチリブコンクリートの打設を下部スプリング部から行うこととした。そのため、支保工のたわみにより発生するアーチリブコンクリートの残留応力が大きくなる。また、アーチ橋の施工において、完成後に所定のアーチ作用を得るために設計上のアーチ軸線および床版線形を確保することが重要であり、そのため精度の高い上げ越し管理が必要となる。そこで、施工時に発生するアーチリブコンクリートの残留応力の検討および上げ越し量の予測計算を行った。検討の結果、残留応力については設計図書通りの配筋で安全性が確保できることが確認できた。また、上げ越し量については、沈下量の予測値と同程度の沈下量が実測され、設計の妥当性が確認できた。

## 目 次

- § 1. はじめに
- § 2. 概要
- § 3. アーチ橋の施工計画
- § 4. 残留応力の検討
- § 5. 上げ越し管理
- § 6. まとめ

### § 1. はじめに

本工事は、東北横断自動車道いわき新潟線（磐越自動車道）工事のうち、福島県田村郡船引町～小野町までの約5,400m区間（図-1参照）において、現在供用中の一期線の南側に2車線を拡幅し、4車線化する工事である。そのうち、橋梁延長約1,100m区間（5橋構築）にRC固定アーチ橋2橋が含まれている。アーチ橋は、完成時には非常に安定した構造系となるが、アーチリブ閉合まではアーチ作用が得られず、他の構造形式と比較し

\* 東北（支）郡山東（出）

\*\* シンガポール（営）地下鉄823（出）

\*\*\* 土木設計部設計課



図-1 施工位置図

て不安定な構造となる。本文では、①下部スプリング部から打設することにより生ずるアーチリブコンクリートの残留応力、②アーチ軸線・床版線形の確保を目的とした上げ越し量の2点について報告する。

### § 2. 概 要

#### 2-1 工事概要

工事件名 磐越自動車道 船引工事  
発注者 日本道路公団東北支社  
工事場所 福島県田村郡船引町遠山沢～小野町吉野辺  
工 期 平成12年3月24日～平成15年3月8日

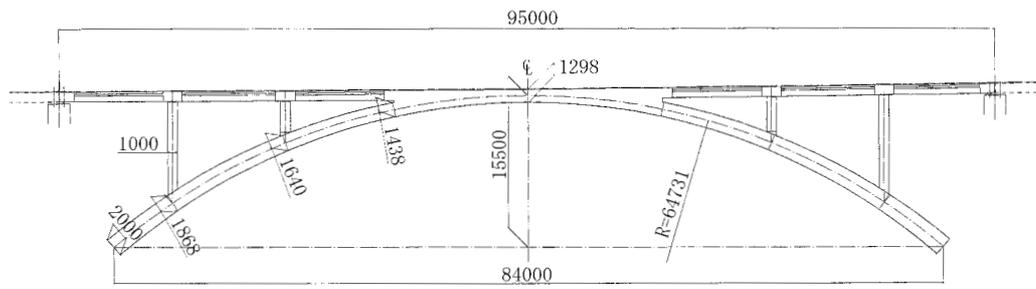


図-2 橋梁一般図 (河川横断面)

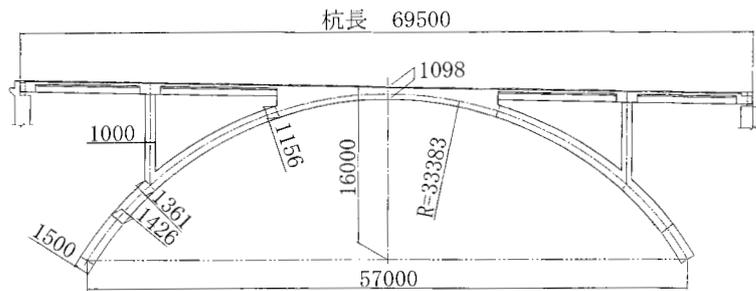


図-3 橋梁一般図 (県道横断面)

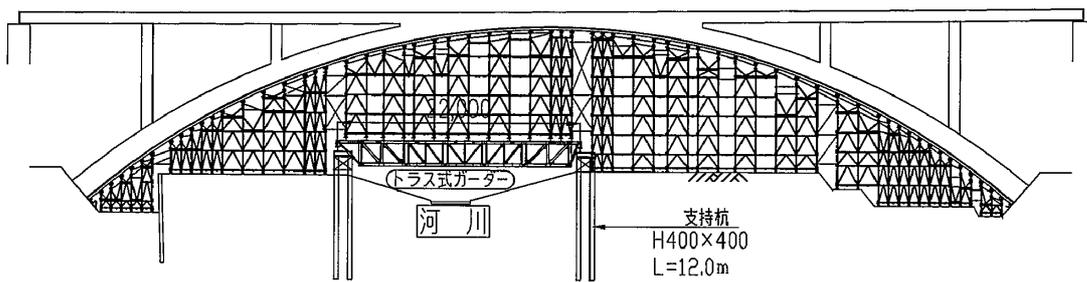


図-4 支保工計画図 (河川横断面)

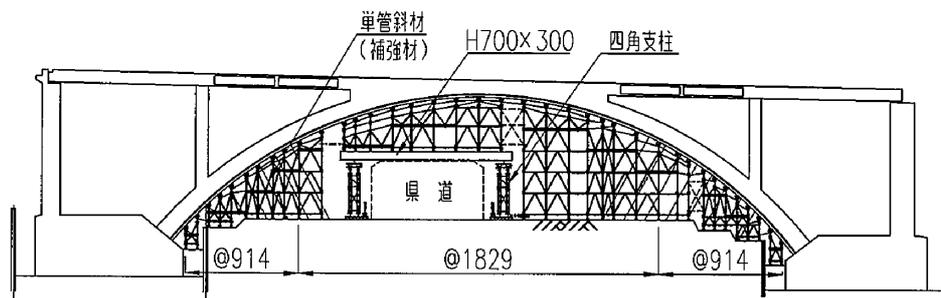


図-5 支保工計画図 (県道横断面)

表-1 RC 固定アーチ橋構造形式

施工箇所	堀越橋県道横断面部	堀越橋河川横断面部
桁 長	69.4m	95.0m
アーチ支間	52.0m	84.0m
アーチ幅員	8.5m	8.5m
アーチ厚	1.1~1.4m	1.3~2.0m

表-2 パイプ支柱の材料特性

製造業者	山陽産業(株)
製品名称	SS-11
支柱重量	17.2kg (L=1.7m)
許容荷重	1本あたり 11t
接合方式	ピンロック方式

工事数量 切土盛土工 約 95,000m<sup>3</sup>  
 のり面および用・排水工 1 式  
 函 渠 工 4 箇所  
 橋梁下部工 3 橋(橋台 6 基, 橋脚 11 基)  
 橋梁上・下部工 2 橋(橋台 4 基, 橋脚 28 基)  
 RC 固定アーチ橋 図-2, 図-3 および表-1  
 に示す。

表-3 地盤改良の仕様

使用材料	セメント系固化材
改良面積	1,300m <sup>2</sup>
改良厚さ	2.0m
目標改良強さ	0.15N/mm <sup>2</sup> (1.5kgf/m <sup>2</sup> )
固化材添加量	100kg/m <sup>3</sup>

2-2 地形・地質概要

当工事区間は, 阿武隈山地の標高 500m~700m の丘陵性山地内に位置しており, 周辺は比高 100m 以下の小起伏地形が広がっている。

また, 当工事区間付近では, 新期花崗岩に属する花崗閃緑岩が広く分布しており, 多くが中~粗粒である。新鮮な花崗閃緑岩は, 極めて堅硬質な状態にあるが, 風化に対して弱く, 深部まで風化されてマサ土化することも多い。当該地周辺においても, 深部まで風化されており, マサ土化している箇所が多い。

§ 3. アーチ橋の施工計画

3-1 支保工形式

アーチ橋の支保工形式として, 一般部は直接基礎による支柱式支保工で計画した。また, 直接支保工を設置できない県道横断部は, 四角支柱を建込み H 形鋼 (H 700 × 300) を支保梁として採用し, 河川横断部は河川両岸に支持杭を打設し, トラス形式の支保梁 (ガーター橋) を採用した。パイプ支柱の材料特性を表-2 に, 支保工計画を図-4 および図-5 に示す。

3-2 基礎地盤の改良

当該箇所の地盤は地表面から 2.0m 程度まで盛土層であり, その下部は比較的緩い砂質土層となっているため, 直接支保工を支持させるには支持力が不足することが懸念された。そこで, 支持力の検討を行ない, 支持力不足を補うため, 表-3 に示す地盤改良を行った。

3-3 施工条件および施工数量

本工事は, II 期線工事であるため, 構築する橋の片側には供用中の橋梁が隣接している。また, アーチ橋の中央部は県道および河川が横断していることにより, 限定された狭小な作業ヤードでの施工となった。アーチ橋の施工数量を表-4 に示す。

3-4 アーチコンクリートの打設順序

アーチコンクリートの打設順序について過去の実績等を調査した結果, クラウン部(最上部)から打設する方法とスプリング部(フーチングとの接合部)から打設する方法が取られている。表-5 に各方法による長所と短所の比較を示す。

表-4 アーチ橋施工数量

	県道部	河川部	備考
コンクリート	740m <sup>3</sup>	1,370m <sup>3</sup>	配合: 35-12-25 高性能 AE 減水剤
型 枠	1,050m <sup>2</sup>	1,550m <sup>2</sup>	
鉄 筋	220t	350t	主鉄筋: D 51 (2 段) 継手: ガス圧接

表-5 打設順序による比較表

初期打設箇所	スプリング部	クラウン部
打設順序	①スプリング部 ②中間部 ③クラウン部	①クラウン部 ②スプリング部 ③中間部
長 所	・スプリング部を打設(養生)している段階でも, クラウン部の施工(型枠, 鉄筋組立)が可能であり, 工程上有利となる。	・クラウン部を最初に打設することで, 初期段階において予想される沈下量を生じさせるため, 浮上り等予想外の変形の発生が少ない。
短 所	・スプリング部打設後, 支保工に偏荷重が作用し, 荷重の作用していないクラウン部では水平力により浮上りを生じる可能性がある。そのため, 上げ越し量の設定が難しい。 ・施工時に発生する断面応力が構造上問題となる場合がある。	・型枠支保工, 鉄筋を全て組立てなければ, コンクリートの打設が不可能である。 ・クラウン部打設後の養生期間工程に空きができる。 ・クラウン部打設後の構造が非常に不安定となる。

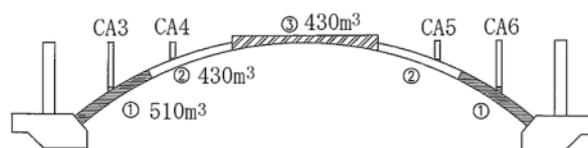


図-6 コンクリート打設順序図

表-5 に示す通り, 支保工およびアーチコンクリートの出来形への影響を考慮した場合, クラウン部から打設の方が有利となる。しかしながら, 冬季休止期間前にコンクリート打設を完了させるため, 工程を最重要項目と捉え, スプリング部から打設を行うこととした。図-6 にコンクリート打設順序図(河川部)を示す。

## § 4. 残留応力の検討

本工事では、スプリング部を最初に打設するため、2リフト目を打設する段階では、1リフト目のコンクリートは硬化し剛性を有している。そのため、硬化した1リフト目のコンクリートは、2リフト目打設時の支保工変位に抵抗して応力を生じる。図-7に残留応力の発生メカニズムを示す。このように各施工段階で発生する残留応力に対し、本章では、設計図書に示された配筋で構造物の安全性が確保出来るかどうかの検討を行った。

### (1) 検討ケース

アーチリブに発生する施工時応力を検討するケースを、表-6に示す。

### (2) 断面力

設計図書に示されている完成系での断面力と施工時に発生する断面力を重ね合わせ、アーチリブ端部および施工時に発生する断面力が最大となる中間部において、常時、常時+温度、地震時の3ケースについて断面力を算出した。

表-7に最も大きな応力が発生する時の各部断面力の算出結果を示す。

### (3) 応力度照査

算出した断面力をもとに応力度照査を行った結果、表-8(最も大きな応力が発生したケース)に示すとおりとなり、設計図書に示す配筋構造でアーチリブコンクリートの安全性が確保されていることが確認できた。

## § 5. 上げ越し管理

アーチ橋の施工において、完成時に所定のアーチ作用を得るために、設計上のアーチ軸線形状および床版線形を確保する必要がある。そのため、高い精度での上げ越し量管理が必要である。

本章では、上げ越し量の設定と管理方法(計測)について報告する。

### 5-1 上げ越し量の設定

以下の項目に対して、上げ越し量の設定を行った。

- ①アーチリブコンクリート自重による支保工変形量およびアーチリブの変形量
- ②アーチリブのクリープ変形量
- ③アーチリブの乾燥収縮による変形量

#### (1) 支保工変形量

支保工変形量として、変形に寄与する要因は、

- a) 基礎の沈下量(地盤沈下量)
- b) 支保梁のたわみ量(県道部, 河川部)
- c) 支柱の変形量
- d) コンクリートの段階的な打設(偏荷重)

である。この要因を考慮するため支保工の全ての部材を2次元フレームにモデル化(図-8参照)し、平面骨組

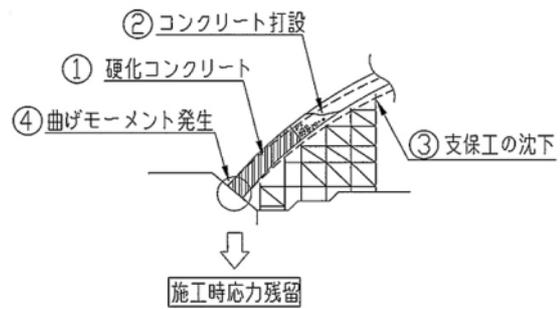


図-7 残留応力の発生メカニズム

表-6 施工時応力の検討ケース

ケース番号	施工段階	支保工の有無
1	アーチリブ2回目打設	有
2	クラウン部打設	有
3	支保工撤去	無
4	鉛直材(CA4, CA5)構築	無
5	鉛直材(CA3, CA6)構築	無
6	橋桁構築	無

表-7 断面力 (考慮幅=0.914m)

	県道部	河川部
発生箇所	アーチ端部	アーチ中間部
決定荷重ケース	常時+温度	常時+温度
M(kN・m)	1,869	5,730
S(kN)	20	762
N(kN)	2,453	4,200

表-8 応力度照査結果

		県道部	河川部
曲げモーメント	M(kN・m)	1,869	5,730
コンクリート圧縮応力度	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	6.6	7.6
鉄筋引張応力度	$\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	59.0	82.0
許容圧縮応力度	$\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	11.5	13.8
許容引張応力度	$\sigma_{sa}$ (N/mm <sup>2</sup> )	207	207

解析を行った。本工事では、地盤改良土直上に直接載せる支柱と支保梁上に載せる支柱と2種類の支持条件があるため、各々の鉛直ばね値を算出し、支点条件はばね支持とした。また、この解析の各施工ステップ毎に支保工に作用する応力を照査し、支保工の安全性についても併せて検討した。

解析の結果を図-9および表-9(河川部主要節点のみ)に示す。この結果が示すように、支保梁を支持する杭直上にある支柱と隣接する支柱とでは沈下量が大きく異なる。これは、杭が支持層まで到達しており、杭のバネが地盤バネと比較して大きいことに起因する。そのため、支柱上に荷重が作用していないにもかかわらず、斜材等を介して1リフト目コンクリート打設時点から、支

持杭直上の支柱が荷重を負担する構造となっていた。よって、最終的には支持杭直上にある支柱が過大な軸力を負担することになり、支保工の安全性が満足できないことが判明した。そこで、支持杭に近接する支柱の間隔を細かくし、支柱の本数を増やすと共に、支柱の中間に水平つなぎを設け座屈長を短くする補強を行った。

(2) 構造物自重による弾性変形量

表-10 に示す施工ステップにて解析を行った。自重による弾性変形であるので、アーチリブをモデル化した平面骨組モデルに自重分の荷重を作用させ解析を行った。解析の結果を表-11 に示す。

(3) 構造物自重によるクリープ変形量

クリープ変形量は、荷重を載荷する材令によって変形量が異なる。そこで、下式に従い各施工段階での有効材令を算出した。なお、支保工撤去時から竣工時までを算定期間とした。

$$\text{有効材令 } t_0 = \alpha \frac{\sum(T + 10) \cdot \Delta t}{30} \quad (1)$$

ここに、 $\alpha$ ：コンクリートの硬化速度に関する係数  
(普通セメント  $\alpha=1.0$ )

T：気温 (°C)

$\Delta t$ ：温度が T°C である期間 (日)

表-12 および表-13 により算出した有効材令を用いて、各施工段階でのクリープ係数を算出し、クリープ変形量を算出した。このとき、相対変位はアーチ端部から中心に向かって求めた。

計算の結果を表-14 に示す。

(4) 乾燥収縮による変形量

以下に示す部材に竣工時まで生じる乾燥収縮ひずみを算出し、そのひずみを温度変化に換算する。

- a) アーチリブ部、クラウン部
- b) 鉛直材 CA4, CA5
- c) 鉛直材 CA3, CA6
- d) 上部工版桁部
- e) 上部工横桁部

換算した温度変化を温度荷重として、図-10 に示す解析モデルに与え、乾燥収縮による変形量を算出した。

解析結果を表-15 に示す。

(5) まとめ

今回は竣工時に所定のアーチ軸線および床版変形の確保が目的であり、着目点における各項目毎の変形量全てを足し合わせ、アーチ支保工の上げ越し量として設定した。表-16 に沈下量解析結果一覧表を示す。

5-2 変位計測

沈下量の管理に関しては、各施工段階での設計沈下量と実施工沈下量を比較するため、打設前から竣工時まで

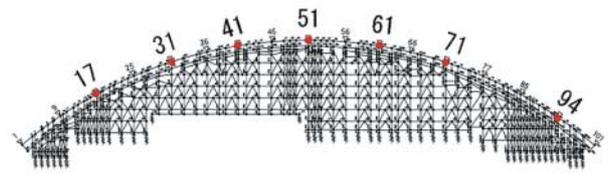


図-8 支保工変形量計算モデル (河川部)

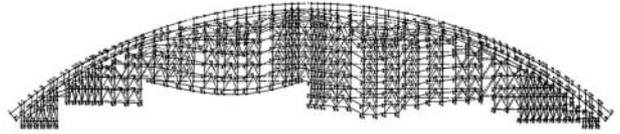


図-9 解析結果 (河川部, クラウン部打設終了)

表-9 支保工変形量 (単位: mm)

節点 No.	Step-1	Step-2	Step-3	合計
17	-13.1	-2.2	-0.5	-15.8
31	0.9	-7.9	-6.9	-13.9
41	1.5	-7.5	-21.0	-27.0
51	0.5	-0.4	-10.2	-10.1
61	1.2	-3.4	-25.6	-27.8
71	-0.4	-21.2	-4.1	-25.7
94	-18.2	-1.0	0.0	-19.2

ここで、Step-1: 1 リフト目打設  
Step-2: 2 リフト目打設  
Step-3: クラウン部打設

表-10 弾性変形量を考慮する施工ステップ

	施工段階	
	河川横断部	県道横断部
Step-4	支保工撤去時	支保工撤去時
Step-5	CA4, CA5 鉛直材自重作用時	鉛直材自重作用時
Step-6	CA3, CA6 鉛直材自重作用時	上部, 橋面荷重作用時
Step-7	上部, 橋面荷重作用時	—

表-11 弾性変形量計算結果

	河川横断部	県道横断部
発生箇所	アーチ中央 (節点 61)	アーチ中央
沈下量 (mm)	11.4 (-9.8)	6.9

表-12 各施工段階における有効材令 (河川部)

施工段階	$\Delta t$ (日)	T(°C)	$t_0$ (日)	備考
アーチ自重作用時	14	13.9	11.2	10月
鉛直材 CA4, CA5 自重作用時	140	5.2	70.9	10~3月
鉛直材 CA3, CA6 自重作用時	180	5.9	95.4	10~4月
上部工自重作用時	250	9.8	165.0	10~7月
アーチ自重作用時から竣工時まで	420	11.9	306.6	年平均

定期的に支保工および地盤の変位測定を行った。

(1) 定期的な変位測定

シールミラーをアーチ形状に沿って設置し、光波測距儀

(マンモス)による座標測定を行い変位を測定した。まず、アーチ部施工時はシールミラーを支保工最上部の曲線加工鋼材(H形鋼)に設置し、アーチ部施工完了後は躯体に直接設置し、その後の施工段階での変位を測定した。測定位置を図-11に示す。

(2) コンクリート打設中の変位計測

コンクリート打設中の変位測定については、支保工沈下、支保工水平変位および地盤沈下について実施した。支保工変位については、支保工上部の大引き材から下げ振りを垂らしレベルおよび目視により変位測定を行った。地盤沈下については、敷き鉄板にマーキングしレベルにより沈下測定を行った。また、常時監視出来るようにメモリシールと水系を使用し、目視による変位測定が出来るようにした。

なお、打設計画では、各変位測定に対し、設計値を基に許容変位量を設定し、万が一許容値を超えた場合は打設中止等の処置を講ずるように計画した。

5-3 計算値と実測値の比較

計算値と実測値との累計沈下量の比較を表-17に示す。浮上り量については、計算値と実測値で若干の乖離があるものの概ね沈下量は設計値どおりとなった。

§ 6. まとめ

本文は、施工計画に基づき以下の点に対する検討結果の報告である。

- ①スプリング部の残留応力
- ②支保工の安全性
- ③上げ越し量の算定

検討の結果、

- ①残留応力については、設計図書どおりの配筋で躯体の安全性が確保できることが確認できた。
- ②支保工については、支持条件の違いにより一部の支柱について安全性を確保できないものが出てきたため、当該支柱についてはクラウン部コンクリート打設前にジャッキをゆるめ、負担している軸力の開放を行うこととした。
- ③上げ越し量については、計算結果と実測結果を比較すると、1リフト打設後の浮上り量には若干乖離があるものの、以降の沈下量は概ね近い値であり、設計の妥当性が証明できた。

以上のように、今回は懸念事項に対し工夫することで安全性が確保できた。しかしながら、今後アーチ橋構築工事を行う場合、アーチの形状打設計画によってはスプリング部の応力が大きくなるケースも考えられ、また、上げ越し量についても設定を行う必要があるため、橋梁ごと個別に検討する必要がある。

表-13 各施工段階における有効材令(県道部)

施工段階	Δt(H)	T(℃)	t <sub>0</sub> (日)	備考
アーチ自重作用時	14	19.8	13.9	9月
鉛直材自重作用時	200	7.3	115.2	9~3月
上部工自重作用時	240	8.5	148.0	9~5月
アーチ自重作用時から竣工まで	460	11.9	335.3	年平均

表-14 クリープ変形量(中心)

	河川横断部(節点61)	県道横断部
変形量(mm)	12.1(-9.4)	6.7



図-10 乾燥収縮量計算モデル(河川部)

表-15 乾燥収縮変形量(単位:mm)

	河川横断部(節点61)	県道横断部
乾燥収縮変形量	2.2(-1.9)	0.9

表-16 沈下量解析結果

項目	沈下量(mm)	
	河川部	県道部
支保工変形量	27.8	26.5
弾性変形量	9.8	6.9
クリープ変形量	9.4	6.7
乾燥収縮変形量	1.9	0.9
合計	48.9	41.0

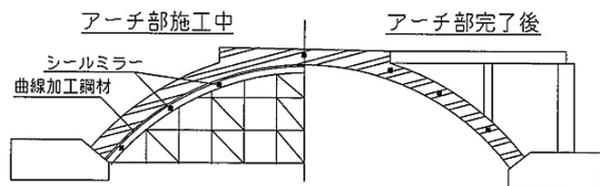


図-11 変位測定位置図

表-17 累計沈下量(計算値と実測値の比較)(単位:mm)

施工段階	県道横断部		河川横断部	
	計算値	実測値	計算値	実測値
打設前	0	0	0	0
1リフト打設完了時	+4	+14	+1	+6
2リフト打設完了時	-27	-21	-2	+2
3リフト打設完了時	—	—	-28	-22
支保工解体完了時	-41	-37	-39	-54
支柱打設完了時	-40	-36	-37	-49
補剛桁打設完了時	-40	-36	-37	-46
竣工時	-41	—	-49	—

注)“-”は沈下，“+”は浮上りを表す。