

24.7%急勾配施工を含む岩盤を対象とした 大深度泥水式シールドの施工報告

The report of the deep tunnel construction including 24.7% slope by the slurry shield method for the rock

吉川 康次*	鈴木 孝英**
Kouji Yoshikawa	Takahide Suzuki
千田 翔吾***	中川 真吾****
Shougo Senda	Shingo Nakagawa
坪井 広美*****	
Hiromi Tsuboi	

要 約

本工事は、安倍川の右岸側に深さ 63.97 m、内径 10.5 m の発進立坑を設置し、ここを起点として延長 2,556 m、仕上がり内径 3,000 mm の洞道を泥水式シールド工法にて築造するものである。掘削対象地盤は珪質泥岩や泥岩が主体であるが、泥岩と砂岩の互層を呈する。岩盤は亀裂があり、水圧は最大で 0.8 MPa 程度となる。さらに、到達前の延長約 700 m は、24.7% に及ぶ急勾配施工がある。本稿では、岩盤泥水式シールド掘進の施工管理、急勾配施工、ローラーカッタ摩耗予測と結果及びセグメント計測結果等について報告する。

目 次

- § 1. はじめに
- § 2. 工事概要
- § 3. 急勾配施工の課題と対策
- § 4. ローラーカッタの摩耗と岩盤強度推定
- § 5. RCセグメントの計測
- § 6. 終わりに

な砂岩などが分布する。さらに、岩盤は亀裂があり、水圧は最大水圧 0.8 MPa 程度作用する。

このため、急勾配の安全対策、ローラーカッタの適切な摩耗予測が重要である。また、高水圧下でのセグメントの挙動を把握することは今後の大深度におけるシールドトンネルの設計に役立つものと考えられる。本報文では、これら施工実績を報告する。

§ 1. はじめに

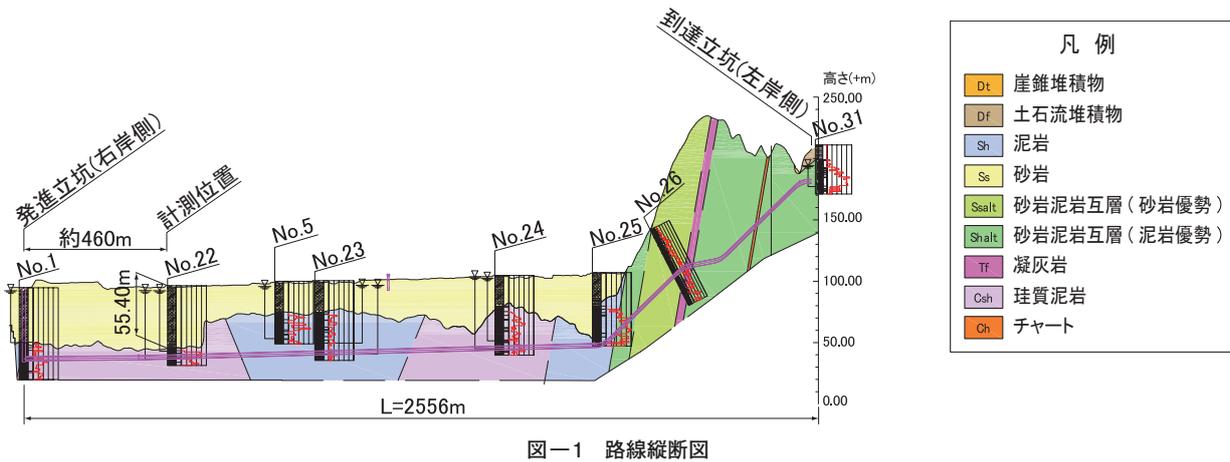
安倍川横断洞道工事は、写真一1に示すとおり、一級河川安倍川の右岸に、深さ約 64 m となる大深度発進立坑を構築し、安倍川の地下約 50~60 m の岩盤内を対岸の到達立坑まで、延長約 2.6 km、内径 3.0 m の電力洞道を泥水式シールド工法で構築するものである。

発進立坑と到達立坑の比高差が約 100 m あることから、左岸山地内では縦断勾配が長距離にわたって急勾配 ($i=24.7\%$) であり、かつ、上り勾配となる。また、掘削対象地盤は珪質泥岩や泥岩が主体であるが、一部に硬質



写真一1 洞道のルート概要

* 北日本 (支) 陸前高田 (出)
 ** 西日本 (支) 田野トンネル (出)
 *** 西日本 (支) 中村東 (支)
 **** 西日本 (支) 福波 (出)
 ***** 関東土木 (支) 土木計画部



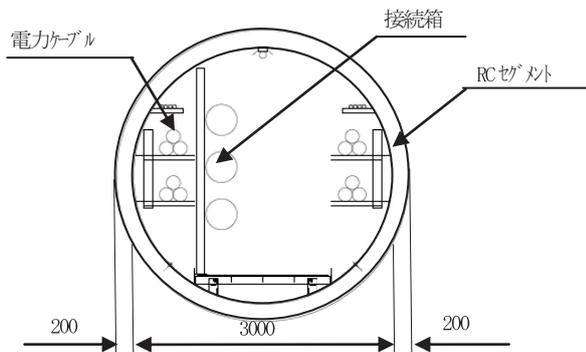
図一 路線縦断面図

§2. 工事概要

2-1 工事内容

工 事 名：駿河東清水線新設の内安倍川横断隧道工事
 発 注 者：中部電力株式会社
 工事 場 所：静岡県静岡市葵区
 工 期：2008年4月14日～2014年3月31日
 シールド：φ3.55 m 泥水式シールド (写真一2)
 平面線形：最小曲率半径 R=200 m
 縦断線形：上り 0.200～247.19 %
 施工延長：2556 m
 土 か ぶり：12.09～117.54 m
 セグメント：RCセグメント，Do=外径φ3.4 m，
 幅 1.2 m

図一に路線概要図，図二に断面図を示す。



図二 トンネル断面図



写真一 シールド機

2-2 地質概要

地質は，南北に走る糸魚川-静岡構造線西側の瀬戸川帯（西南日本外帯）東部に位置する宇津ノ谷衝上体と大井川衝上体の境界部となる。瀬戸川帯は，堆積岩類からなり，主として砂岩，泥岩，砂岩と泥岩との互層，チャート層等が存在する。これらの地層は，走向と直交方向に繰り返し出現し，西上位で60～80°程度の傾斜で層状に分布している。

ボーリング調査と物理探査の結果を図一に示す。河川内は，φ100～600 mm 程度の玉石が全体に混入する砂礫層が河床下30～60 mの厚さで堆積し，それ以深に起伏に富んだ基盤岩が存在し，主として泥岩と珪質泥岩が層状に分布している。山地部は，砂泥互層（泥岩優勢）を主体とし，凝灰岩を挟んで砂岩優勢層が分布する。

隧道ルートは岩盤強度は，18～24 MN/m² 程度であり，珪質泥岩と砂岩の一部に100 MN/m²以上の硬質なものも分布しているが，いずれも比較的亀裂が発達し，岩級はCL～CM級に区分される。

§3. 急勾配施工の対策

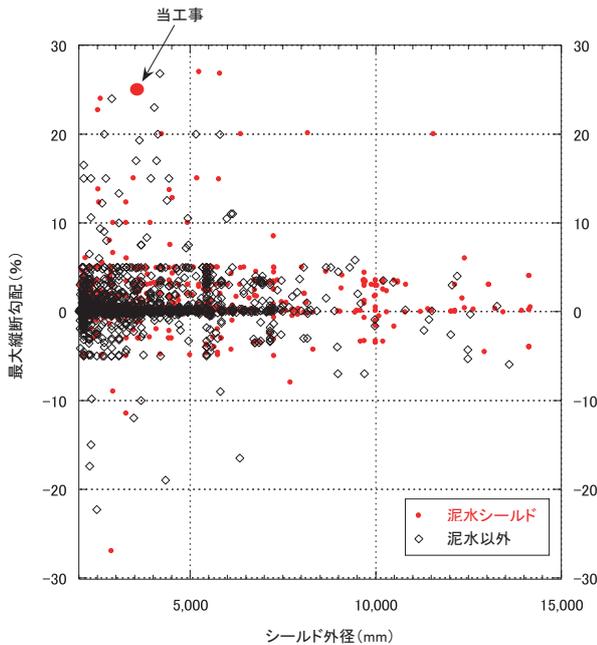
3-1 本工事の急勾配施工

図三に平成22年度までの最大縦断勾配実績を示すが，縦断勾配の最大は上り下りとも27%である。±20%を超える実績は9例であるが，いずれも勾配区間長は200 m未満である。当工事の最大勾配は24.7%ではあるものの，その区間長は704 mと長い。また，発進基地よりも切羽が上部（最大85 m）となるなど類のない施工条件である。

3-2 長距離急勾配施工の対策

(1) 物流設備

セグメント等資材運搬のための物流設備は，過去の実績から「ラック・ピニオン方式」の12tバッテリー機関車を使用した（写真三）。なお，平坦部は4tバッテリー機関車（チョッパー制御）を使用し，急勾配手前に入れ替えることで施工した。



図一三 シールド工事の最大勾配実績

(2) 流体輸送設備

- ① 切羽圧力の確保：当工事の掘削対象地盤は泥岩主体であるが、亀裂が多いことから地下水圧相当が切羽へ作用するため、急勾配部における切羽圧力を 600 kPa と想定した。しかし、これを地上 P1 送泥ポンプのみで確保すると最深部立坑下の配管内圧力が 1,000 kPa 以上となり、耐圧上問題となる。そこで、坑内送泥補助ポンプ 3 台 (PS1~PS3) と P3 排泥ポンプを送泥ポンプとして使用する計画とした。
- ② 排泥ポンプ：排泥ポンプの配置は、坑内切羽側から P2~P7 及び立坑部 P8, PE の計 9 台とし、急勾配前まで掘進する。そして、急勾配部では P3~P5 を順次未使用にする計画とした。
- ③ 中間バイパスバルブ：流体輸送設備の始動時の機器負荷を低減するため、急勾配の前と急勾配部中間位置にそれぞれ中間バイパスバルブを配置する。また、バイパスバルブには無停電電源装置を付加しバルブを開閉することで突発的な停電時などのウォータハンマーを緩和することとした。
- ④ ホースドラム：ホースドラムの可動部の自重は約 1 t であるため、急勾配部での逸走が予想される。そこで、可動部をウエイトにより常に切羽側にテンションが掛る装置を追加した。

(3) 安全設備

急勾配部での作業員の安全確保は、施工設備の逸送による挟まれ接触災害が最も大きなりスクとなる。そこで、機関車の多重制動装置と軌条部逸走防止装置、シールド~後方台車間の二重の連結装置や各台車のラチェット式逸走防止装置、枕木の浮き上り防止装置、枕木下の落下防止ネットなど考えられる全ての安全対策を実施した。



写真一三 12tバッテリー機関車

3-3 長距離急勾配施工の実績

(1) 物流設備

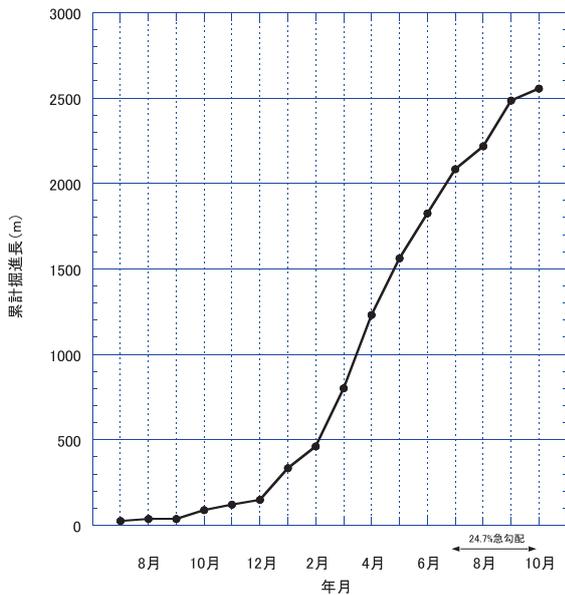
12 t バッテリー機関車の急勾配部での最大牽引能力は 4 t (セグメント台車 1 台分) であり、その走行速度は 3 km/h の仕様である。しかし、急勾配部中間地点を過ぎたあたりからピニオンモータに過大な負荷がかかるようになり走行速度を 1 km/h に減速することを余儀なくされた。これはピンラックピッチの精度に起因するものであった。

(2) 流体輸送設備

- ① 切羽圧力の確保：急勾配部施工となる砂岩泥岩互層区間に入ると徐々に自然水圧が下がり切羽圧力は 400 kPa 程度となった。結果、P3 排泥ポンプを送泥ポンプとして使用することなく、坑内補助送泥ポンプ 3 台で配管内圧力の既定値以内で所定の切羽圧力を保持することができた。
- ② 排泥ポンプ：急勾配部では P3~P5 を順次未使用にする計画であったが、未使用にできたのは P3 ポンプのみであった。これは、配管延長時中間バイパス運転に戻した際、想定した勾配分の押し込み圧がかからなかったためである。また、流体輸送制御においては排泥側可変速ポンプの回転数の試行錯誤を繰り返した。

- ③ 中間バイパスバルブ：流体輸送設備の停止再稼働時の各機器への負荷も安定しており設備計画の有効性を確認できた。また、施工中2度の突発停電があったが、配管破裂等に対する安全装置としての機能も確認した。
 - ④ ホースドラム：ホースドラム本体へのウエイトによりドラムの逸走や切羽側の浮き上りは発生しなかった。
- (3) 施工進捗

施工進捗結果を図一4に示す。24.7%急勾配部の延長704mを歴日3か月で施工することができた。また、シールド掘進を含め坑内作業全工期において無事故無災害で完了することができた。



図一4 施工進捗結果

§4. ローラーカッタの摩耗と岩盤強度推定

4-1 リアルタイム岩盤強度算出システム

本工事は硬質岩盤を掘進することから、岩盤の強度や崩落性、亀裂の影響といった岩盤特有の挙動を念頭においた掘進管理が重要となる。TBMでは掘進時の推力、ト

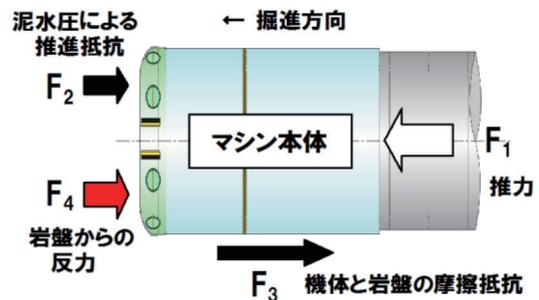
ルク、カッタ貫入量等から求めた指標により岩盤強度や崩落性を評価する管理手法が広く認知されている。

今回、TBMで実績のあるリアルタイムに岩盤強度を把握するシステムを泥水シールド掘進工事に導入し、掘削岩盤の性状評価を試みた。

本検討では、シールド掘進時の岩盤強度算出に福井らが提案¹⁾した(1)式を用いた。

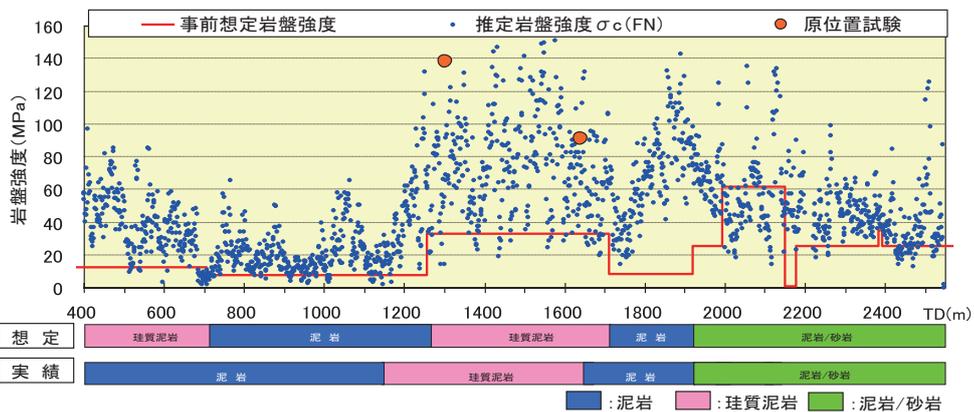
$$\sigma_c(Fn,Tr) = F / (C_1 \times p) = Tr / (C_2 \times p^{1.5}) \quad (1)$$

ここに、
 $\sigma_c(Fn,Tr)$ ：推力またはトルクからの推定岩盤強度(MPa)、
 F ：カッタから岩盤に作用する荷重 (MN)、
 Tr ：カッタトルク (MN-m)、
 p ：カッタ貫入量(m)、
 C_1, C_2 ：TBMの諸元より求めた定数



図一5 掘進時の推力と抵抗力の関係

ここで、上式のカッタから岩盤に作用する荷重(F)は図一5に示す“岩盤からの反力(F4)”に相当し、その見積りの正確さが強度算出の精度に大きく影響する。一般に、泥水シールド機はTBMに比べて機体が長くなるため、Fの算定にあたり機体と岩盤の摩擦抵抗(F3)の影響は無視できない。また、泥水圧による推進抵抗(F2)も考慮に入れる必要がある。そこで本検討では、推力(F1)から上述の抵抗力を差引いた値をF4とし、F2およびF3の算出については掘削断面積と掘進時の泥水圧、機体重量と岩盤と機体の摩擦係数からそれぞれ求めた。



図一6 掘削データから求めた岩盤強度

4-2 リアルタイム岩盤強度算出システムの適用結果

(1) 岩盤強度

(1)式の推力からの算出式を用いて、掘進時にリアルタイムで求めた岩盤強度および事前調査の想定地質と出現地質の実績を比較したものを図-6にまとめる。このように、掘削データから得られた岩盤強度は、事前調査により想定された値（図中の赤線）を全体的に上回る傾向が認められ、とくにTD1300~TD1650 m付近の珪質泥岩区間では想定を大きく上回る強度となった。ここで、掘削データから求めた岩盤強度の妥当性を確認するため、TD1300 m付近およびTD1600 m付近において原位置強度試験（ポイントロード試験，ロックシュミットハンマー試験）を実施した。図-6に示すように、試験データとその周辺の掘削データによる岩盤強度分布とは概ね一致しており、泥水シールドにおける今回の岩盤強度算出手法の妥当性を確認することができた。

(2) カッタ摩耗の評価

河床下の泥岩および珪質泥岩区間（TD400~TD1645 m区間）において、特に摩耗の多い外周カッタ（No.25）を用いて摩耗量を評価した。実績および検討結果を表-1および図-7に示す。

表-1 摩耗ライフ（想定・実績・計算値）

岩種（実績）	泥岩	珪質泥岩	珪質泥岩（硬）
TD(m)	400-1150	1150-1303	1303-1645
区間長(m)	750	153	342
石英含有量 (%)	当初想定	30	30
	実績	32	32
岩盤強度 (MPa)	当初想定	7.8	32.5
	掘削データ	27.9	48.6
カッタ掘進距離ライフ (m) (摩耗限界15mmまでの掘進長)	当初想定	10,420	931
	実績値	1,705	177
	計算値	2,050	598

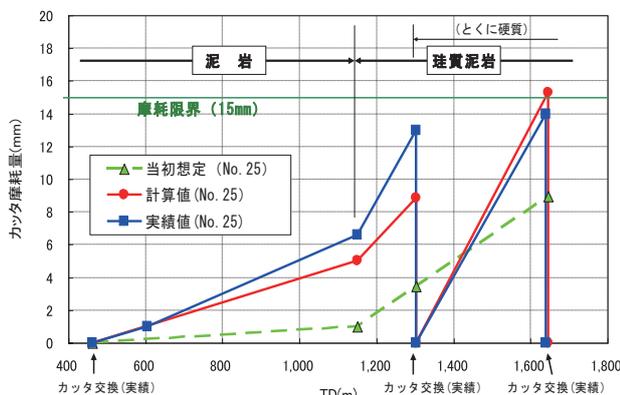


図-7 外周カッタの摩耗量（想定・実績・計算値）

図-7に示した摩耗量のうち、「当初想定」および「計算値」とした摩耗量は、表-1に示した実績の地質区間長において岩盤強度のみの条件を変えて算出したものである。ここで、「当初想定」および「計算値」の摩耗量算

出に用いた岩盤強度については、事前調査ボーリングに基づく想定値、掘進データから得られた岩盤強度の区間平均値をそれぞれ用いた。

当該区間における当初想定は摩耗限界の15mmを大きく下回る約9mmとなるが、当該区間の掘削実績では合計2回のカッタ交換を要している。それに対し、実績と同一地点のカッタ交換条件で求めた計算値は、実績の摩耗量と比較的調和的な傾向を示しており、とくにTD1303 m以降のより硬質な珪質泥岩区間では実績と計算値がほぼ一致する結果が得られた。

§ 5. セグメント計測

(1) セグメント形状

5分割・幅1.2mとし、トンネル軸方向の継手はエレクタで押し込むだけで組立ができるワンパス型継手（セグメント継手：フック継手，リング継手：TS継手）を採用した。なお、高水圧下のため、Kセグメントの拔出し対策として、Kセグメントの形状を抜け出しにくい形状にした（図-8）。

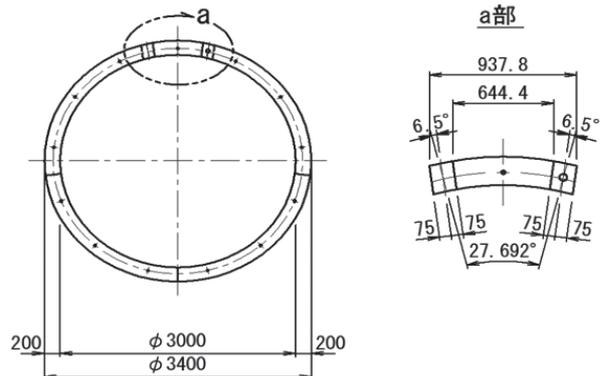


図-8 セグメント形状

(2) 土水圧計測結果

土水圧をセグメント組み立て直後から計測した。計測は図-1に示す位置で行った。

裏込め注入圧力は、水圧+0.9MPa程度のピーク値を示したE-1を除き、概ね“水圧（約0.5MPa）+0.3MPa”を示し、「裏込め注入圧=水圧+0.5~1.0MPa」の範囲で施工ができた。土圧計の値は押切り後2日程度で安定した。水圧計の計測は組み立て後3日後から始め（図-9）、当初から安定した計測値を示した。

計測値が安定した後の土圧計計測値は、E-1を除き、水圧と同程度である。礫層（N \geq 50）および泥岩層（一軸強度21.4MN/m 2 ）の“ゆるみ土圧”が非常に小さいためと考えられる。E-1の土圧計測値は“水圧+0.1MPa”程度となったが、これは裏込め注入圧の残留圧と考えている。

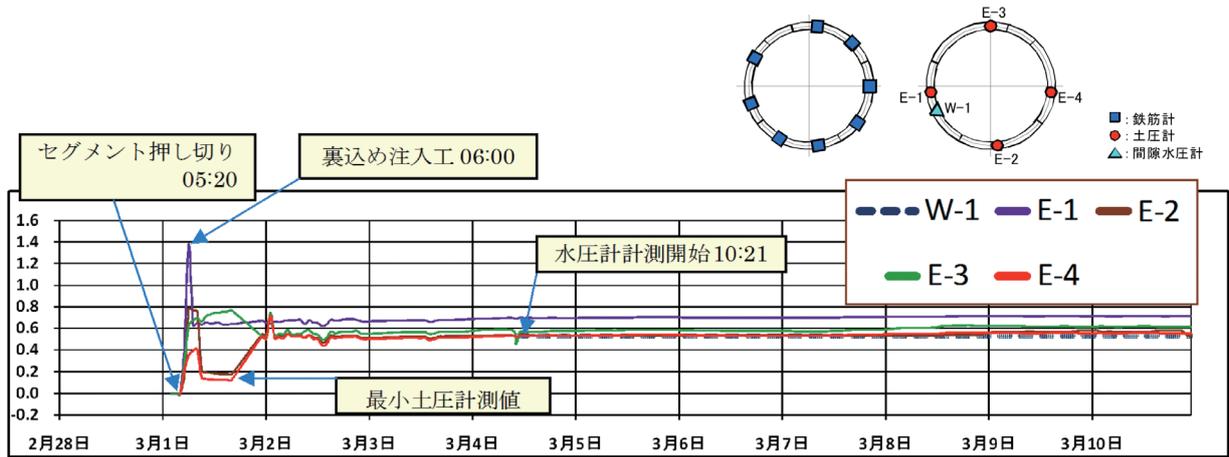


図-9 土水圧計測結果 (MPa)

(3) 断面力計測結果

断面力の計測結果を図-10に示す。側部で裏込め注入圧が高かったことからセグメントリングの上下に負の曲げモーメントが発生しており、曲げモーメントのモードが設計断面力と異なる。さらに、設計断面力に比して大きめの値を示している。

表-2 断面力計測結果のまとめ

		裏込め注入工施工時	収束後(3/10 24:00)
Mmin	kN・m/R	-45.3	-57.8
N	kN/R	1690	1930
σ_{ci}	N/mm ²	12.2	14.7
σ_{si} (注)	N/mm ²	-53.9	-64.1
σ_{co}	N/mm ²	1.4	0.9

注) 鉄筋の負値は圧縮を示す。

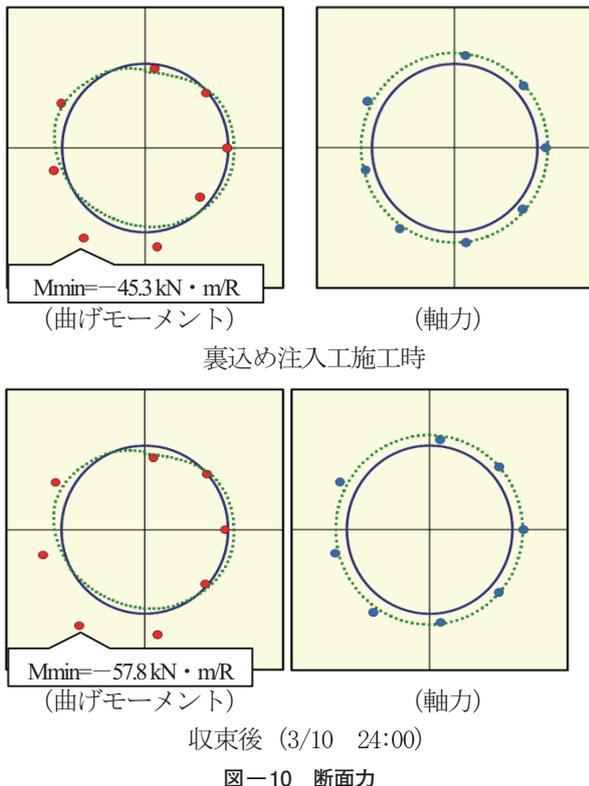


図-10 断面力

しかし、断面力は計測開始直後から軸力が卓越することを示した。図-10に示す最大の負曲げモーメント箇所鉄筋およびコンクリートは、いずれも許容応力度内にあった(表-2)ことから、セグメントの健全性を確認することができた。また、セグメントに目視可能なクラックは発生していない。

§6. おわりに

本工事は、河床下の高水圧岩盤シールドトンネルであり、併せて過去に実績のない急勾配長距離施工であったが、無事故・無災害で施工できた。今回の工事では、急勾配施工における安全、品質・工程管理、硬質地盤のビット摩耗予測、大深度における荷重など多くの知見を得ることができた。今後の同種工事の一助となれば幸いである。

最後に、本工事を施工するにあたり貴重な指導助言をいただいた各位に深く感謝の意を表す。



写真-4 洞道内急勾配部

参考文献

- 1) 福井・大久保：TBMの掘削抵抗を利用した岩盤物性の把握，トンネルと地下，vol. 29, pp. 123-131, 1997