

# 火力発電所取水路における近接施工

## The approaching building at the Steam Power Plant Intake Culvert

三井 功如\*                      山本 享司\*\*  
Noriyuki Mitsui                Koji Yamamoto

### 要 約

苫東厚真発電所4号機増設工事において、取水路を開削工法にて施工した。本取水路は、内空4m×4～11.6mのボックスカルバートで、掘削深さはGL-18～20mである。掘削対象地盤は、軟弱なシルト層（N値1～3）および細砂層（N値3～15）の互層で構成され、帯水砂層は被圧されている。また、施工位置は、運転稼働中の既設取放水路が近接および交差する。取水路掘削時に、被圧水頭による盤ぶくれおよび地盤変状により既設構造物に影響を与える危険性があった。このため、FEM解析による予測解析をもとに、管理基準値を設定し、異常事態の早期把握およびリアルタイムな施工管理を目的とし、情報化施工を行った。この結果、掘削深さ（h=8.5m）にて、掘削底盤の安定が確保できない状況となったが、地盤条件の再検討および薬液注入工による遮水壁の造成を行うことにより、既設構造物に影響を与えることなく無事施工を完了した。

### 目 次

- § 1. はじめに
- § 2. 施工内容
- § 3. 計測管理
- § 4. 対策工
- § 5. おわりに

- ③運転稼働中の既設取放水路が近接する。掘削による地盤変状により影響を与える危険性がある。
- ④施工位置は既設取放水路が交差するため、土留欠損部が生じる。

本報告は、施工内容、計測管理および対策工について述べるものである。

### § 1. はじめに

本工事は、近接および交差する既設取放水路への影響および施工性・経済性について比較検討（トンネル案、開削案）を行った結果、開削工法を採用した。また、施工時は、異常事態の早期把握および施工管理を目的に、リアルタイム計測システムを採用し、情報化施工を実施した。本施工に当たり特に考慮した点を以下に示す。

- ①最大掘削深さ20mの大規模掘削工事である。
- ②掘削地盤は、軟弱シルト層（N値1～3）および細砂層（N値3～15）の互層で構成され、帯水砂層は被圧されている。また、地下水位はGL-2.8mに位置する。掘削時は、盤ぶくれの発生が予想される。

### § 2. 施工内容

#### 2-1 工事概要

##### (1) 全体工事概要

工事件名：苫東厚真発電所4号機増設工事のうち土木  
本工事 第1工区

発注者：北海道電力株式会社

施工場所：北海道苫小牧市

工 期：自 平成11年3月15日

至 平成13年6月20日

工事内容：取水路（内空4.0m×4.0～11.6m、延長  
52.0m）

循環水ポンプ室（短辺15.1～20.2m、  
長辺40.2m、高さ20.2m）

循環水管路（送水管）（φ2200～3300鋼  
管、延長134m）

\* 札幌（支）広尾（出）

\*\* 札幌（支）土木部土木課

(2) 取水路概要

4号機の復水器冷却用水は、苫小牧港東港の南護岸より約50m沖合の既設3・4号機共用取水口から最大28.0m<sup>3</sup>/sを深層取水し、3・4号機取水路を約1,020m流下後、4号機取水路に至る。

取水路は、GL-18~20mに構築する内高4.0m、内幅4.0m~11.6mのボックスカルバートである。基礎形式は、PHC杭（杭径800mm、杭長33~37m）を用いた杭基礎構造物である。延長は、3・4号機取水路接続部から4号機循環水ポンプ室までの約52mである。

平面位置は、1号機取水路および2号機放水路を交差し、3・4号機共用放水路と平行に施工される。取水路構造図を図-1に示す。

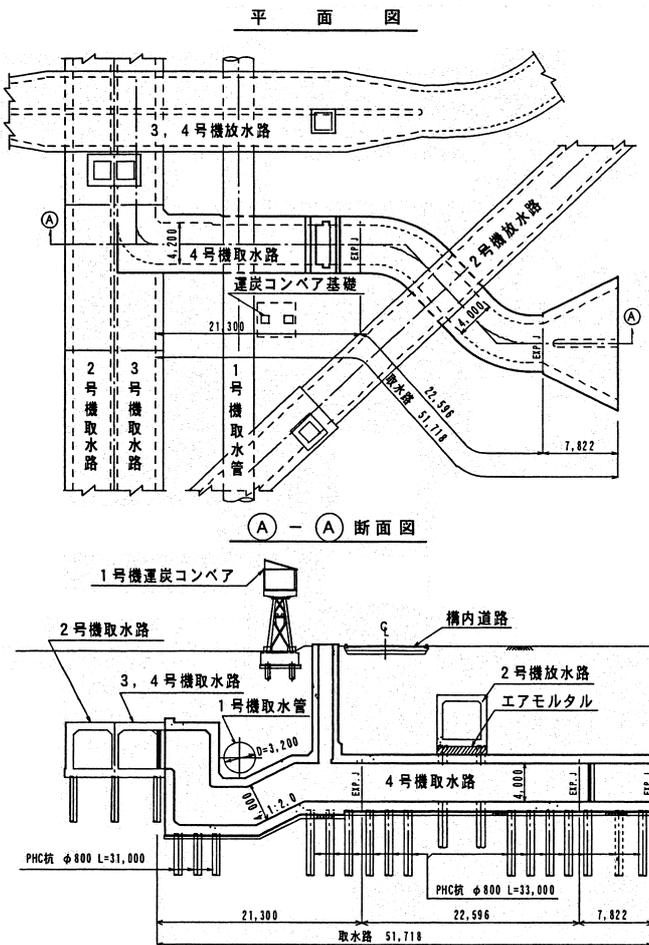


図-1 取水路構造図

(3) 地質概要

施工地点は埋立地で、GL-50m以浅の地質は、第四紀沖積層の氾濫源堆積物と海成堆積物からなる。土層構成は礫、砂および粘性土が錯綜した状態にある。それ以深は、第四紀洪積層のN値50以上の砂礫層が分布する。

掘削部の地質はGL-6mまでが浚渫土砂による埋立層Bu（N値6~23）、GL-10mまでが細砂層A<sub>1S</sub>（N値5~15）、GL-16mまでがシルト層A<sub>1C</sub>（N値1~

3）、最終床付高までが細砂層A<sub>1VS</sub>（N値3~10）である。地下水位はGL-2.8mに位置し、帯水砂層は被圧されている。

2-2 取水路施工概要

施工基盤は、GL-5.0mまで盤下げを行い、TP-0.7mに設定した。地下水は、ウェルポイント工法を用いてTP+1.5mからTP-1.7mまで低下させた。

土留壁は、先行地中梁併用の柱列式中連続壁工法（φ650、@450、L=32.5m）を採用した。芯材長は、先行地中梁下端+1.0mまでとし、それ以深はソイルセメント壁のみとした。盤ぶくれに対する掘削底盤の安定を確保するため、土留壁の下端をGL-37mの不透水層に根入れし、遮水構造とした。

柱列式中連続壁のうち、一般部は、リーダー長33mの標準機械、1号機運炭コンベア下部の空頭制限部（盤下げ後、高さ8m）については、リーダー長7.5mの低空頭型機械により施工した。

先行地中梁（改良厚2m）は、PHC杭および柱列式中連続壁の施工終了後、高圧噴射攪拌工法（CJG工法）により施工した。土留工標準断面図を図-2に示す。

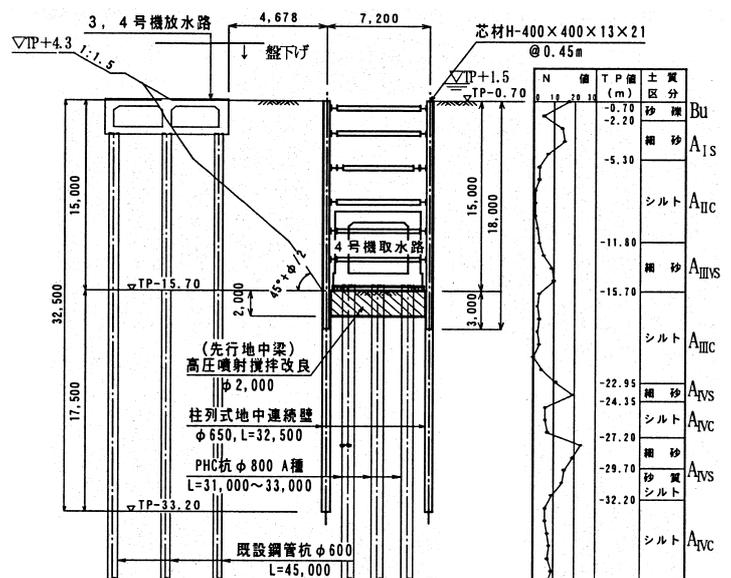


図-2 土留工標準断面図

土留欠損部は、高圧噴射攪拌工法による欠損部補強およびパイプウォール工によるアンダーピニングを採用した。

高圧噴射攪拌工法のうち、3・4号機取水路接続部は多孔管方式・揺動型（MJS工法）、その他は三重管方式（CJG工法、RJP工法）で施工した。

取水路工事は、平成11年3月に着工し、実働20ヶ月を要し、平成12年11月に終了した。土留工平面図を図-3に示す。

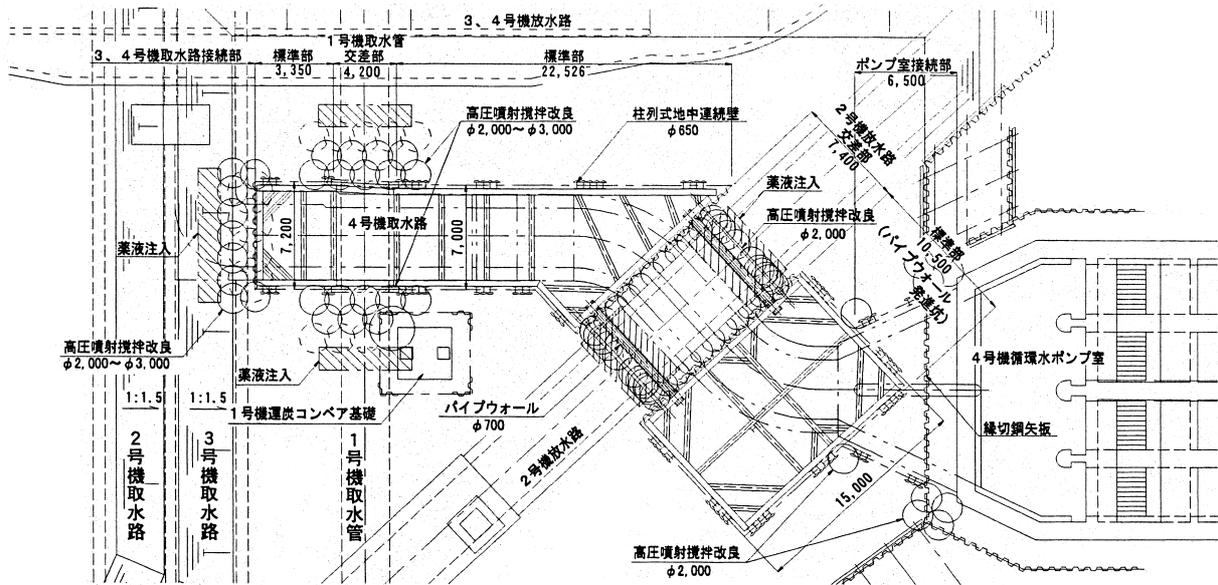


図-3 土留工平面図

2-3 施工

(1) 2号機放水路交差部

2号機放水路は、内幅4.0m、内高4.0mの鋼管杭(杭径500mm)で支持された2連ボックスカルバートである。

2号機放水路交差部土留工は、パイプウォールによるアンダーピニングおよび高圧噴射攪拌工法(CJG工法)による遮水壁を採用した。また、パイプウォール推進部の鏡壁は、鋼矢板土留工(SP-IV)を採用した。

パイプウォールの推進(写真-1)は、2号機放水路をはさんで下流側にパイプウォール推進用立坑を設置し、上流側に向かって推進を行った。推進時の止水対策として、水平施工による薬液注入(二重管ストレーナ(複相式)工法)をパイプウォール鋼管周辺に実施した。また、放水路下部の鏡切時の土砂崩壊対策として鏡壁背面に高圧噴射攪拌工(CJG工法)による地山補強を行った。施工は、暦日52日、実働39日で完了した。日平均施工量は、9m/日であった。パイプウォール施工数量を表-1に、2号機放水路交差部土留工断面図を図-4に示す。

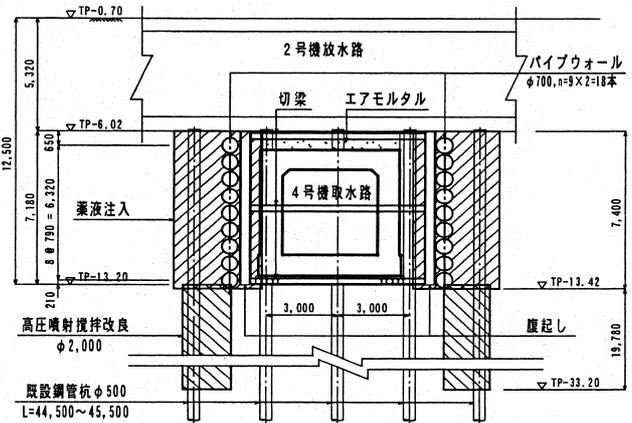


図-4 2号機放水路交差部土留工断面図

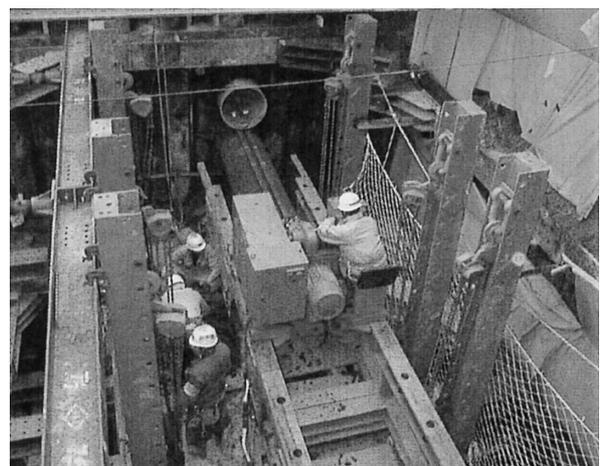


写真-1 パイプウォール推進状況

表-1 パイプウォール施工数量

鋼管番号	施工数量					
	本数	仕様			推進長(m)	
		径(mm)	厚さ(mm)	鋼管長(mm)	1本当り	延長
1~6 10~15	12	φ711.2	12.0	3.0+6	9.0	108.0
7~9, 16	4		16.0	3.0+6	9.0	36.0
8, 9	2		16.0	1.5+6	9.0	18.0
合計	18		44.0			162.0

(2) 3・4号機取水路接続部

3・4号機取水路は、内幅4.0m、内高4.0mの2連ボックスカルバートであり、鋼管杭(杭径700mm)で支持された杭基礎構造物である。3・4号機取水路接続部は、既設取水路の側壁を取壊し、4号機取水路を接続する区間である。

3・4号機取水路下部の地山解放面に対し、高圧噴射攪拌工法(MJS工法)による地盤補強を採用した。しかし、施工計画時において、MJS工法の信頼性等の調査を行った結果、以下に示す課題のあることが判明した。

- ① 高水圧下での施工実績(0.1N/mm<sup>2</sup>)に対し、施工時における最大水圧は約0.15N/mm<sup>2</sup>(ヘッド差約15m)となる(多孔管排土口の逆止弁の強度は、0.3N/mm<sup>2</sup>に安全率を考慮して判断される値である)。
- ② 強制排土に不都合が生じた場合、既設の3・4号機取水路に対して隆起等の影響を与える危険性がある(特にシルト層)。
- ③ 当初計画による土留配置ではMJSの施工空間が確保できない。

検討の結果、3・4号機取水路接続部下部の地山解放面に対し、粘性土部分に薬液注入工法+土留支保工、砂質土部分にMJS工法(斜め施工)による地盤改良を行う計画に変更した。

土留工の施工手順を以下に示す。

- ① 3・4号機取水路外壁から0.5m離れた位置に仮土留壁(鋼矢板(Ⅲ型、長さ18m))を施工する。
- ② 土留欠損部0.5m区間および仮土留工背面および下部に高圧噴射攪拌工法(CJG, RJP工法)による遮水壁を造成する。
- ③ 土留壁内の掘削を4段目支保工架設まで行う。
- ④ 3・4号機取水路下部の砂質土層に対し、MJS工法による地盤補強を行う。
- ⑤ MJS改良体と取水路下端の粘性土層の止水補強として二重管ストレーナー(複相)工法による水平注入を行う。
- ⑥ 最終掘削完了後、仮土留壁を下部より切断し、既設取水路側壁まで掘削を行う。同時に3,4号機取水路下部に、H型钢による土留壁を設置し、背面をモルタル充填する。

3・4号機取水路下部の掘削時に、改良体の鏡面および側部から大量の湧水が発生した。対策として、掘削高さ(鋼矢板切断高さ)の制限および薬液注入による止水を併用しながら掘削を完了した。3・4号機取水路接続部土留工断面図を図-5に、MJSの施工状況を写真-2に示す。

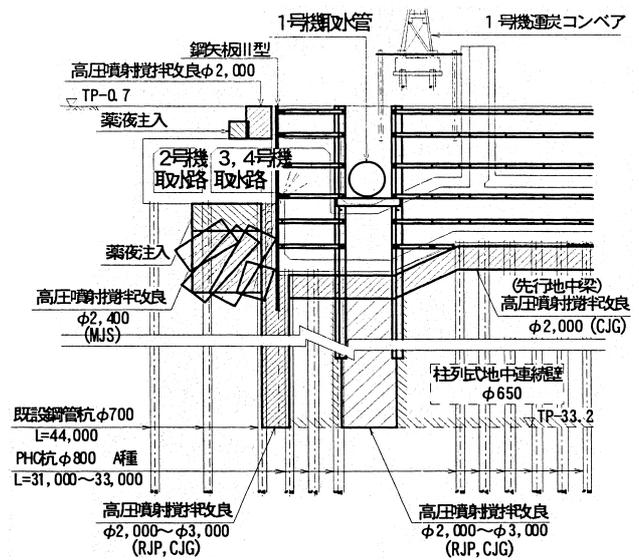


図-5 3・4号機取水路接続部土留工断面図

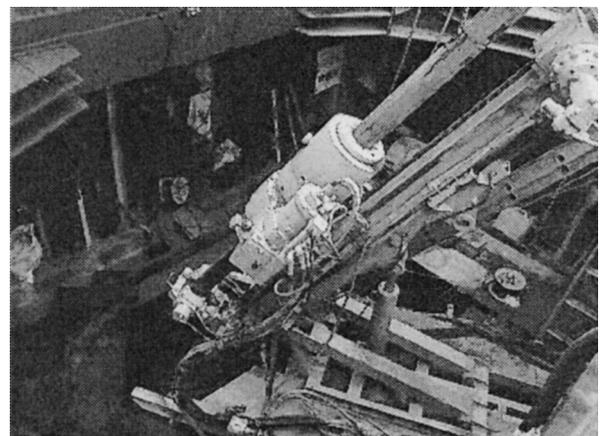


写真-2 MJS工法施工状況

§ 3 計測管理

3-1 計測概要

本計測は、取水路周辺全体の挙動を迅速に把握し、必要に応じて逆解析を行い、土留工の挙動予測精度を向上し、次段階施工の安全性および妥当性を確認するものである。計測は、手動計測と自動計測に分けて行った。土留工事では掘削段階において進行が速いため、土留壁の挙動は急速に変化することが予測される。したがって、挙動変化を早期に把握し、異常事態には原因究明および対策工の早期実施が必要となる。このため、計測システムは、計測データの連続取り込みが可能なりリアルタイム計測システムを採用し、かつ管理値超過時の警報システムを備えた設備を採用した。

計測データの管理は、計測管理室にて計測データをパソコンで集中管理し、画像表示とデジタルデータの両方でアウトプットできるシステムを取り入れた。また、計測データは、ハードディスクにファイル保存し経時変化

表-2 計測項目・計器

項目	機器	測点
土留壁水平変位	地中傾斜計(自動)	2断面
土留壁切梁軸力	切梁軸力計(自動)	2断面
掘削底盤安定	間隙水圧計(自動)	2断面
3・4号機共用放水路水平変位	地中傾斜計(自動)	2断面
既設構造物鉛直・水平変位	レベル・トランシット(手動)	5構造物

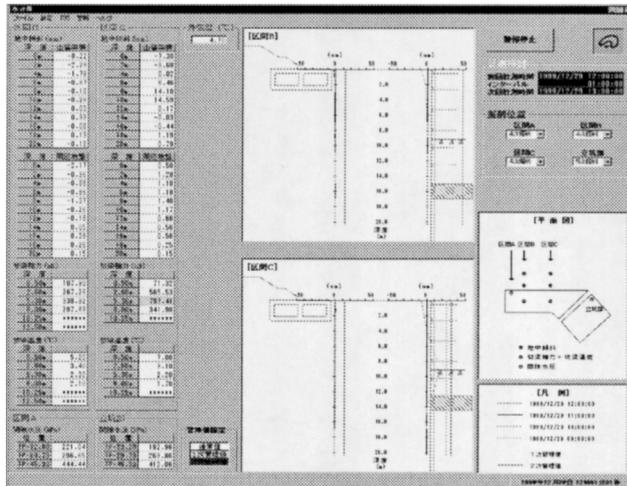


写真-3 計測モニター

に関する情報源とした。計測項目・計器を表-2に示す。

3-2 計測結果

(1) 土留壁

土留壁の変位は、掘削深さ15m (A・B) 区間で最大7mm (1次管理値46mm, 2次管理値37mm), 掘削深さ13m (C) 区間で最大13mm (1次管理値46mm, 2次管理値37mm)であった。また、既設構造物の変位は、いずれも小さく管理基準値以下であった。

切梁プレロード、掘削深さの制限等の施工管理および土留欠損部における地盤改良による補強効果が変位を最

小限に抑えた要因であると考える。

(2) 掘削底盤の安定

盤ぶくれに対する掘削底盤の安定対策は、土留壁をTP-32.2m以深(AIVc層)のシルトに1m根入れする設計としていた。

土留壁の施工に先行して間隙水圧計の設置ボーリングにより地質を確認した。立坑部の遮水壁の根入れ部は当初設計とほぼ同様の砂質シルト、上流部の遮水壁の根入れ部はシルト混じり細砂で、上流部においては完全な止水が出来ないことが予想された。この時点において、遮水壁長の長さを延長することも考えられたが、当地点の地質が複雑、施工費用の増分、SMW壁の延長においては施工限界に近いことおよび間隙水圧を監視しながらの情報化施工が可能であること等を総合的に判断し、盤ぶくれに対する安定を確保できない状況になった場合は、その時点において対策工を施工することとした。

掘削底盤の帯水層には、遮水効果の確認のため間隙水圧計を2箇所設置し、被圧水頭を監視しながら掘削を進めた。間隙水圧は掘削が進行しても低下せず、掘削開始時からほぼ一定の値を示した。上流区間は切梁4段目、下流区間は切梁5段目以深の掘削を進めると掘削底盤の安定が確保できない状況となった。

原因は、残留水圧により間隙水圧が低下しないことおよびほぼ同一深さに設置した上流区間(A区間)と下流区間(立坑)間隙水圧計の値に約30KPaの違いが見られることから、土留壁根入れ部の地質の相違によるものと判断した。管理基準を表-3に、間隙水圧の経時変化を図-6に示す。

表-3 間隙水圧計管理基準

管理値	盤ぶくれ抵抗荷重	管理体制
1次管理値	土砂重量	要注意
2次管理値	土砂重量+地中梁の付着力(付着力 $F_s=4$ )	嚴重注意 対策検討
3次管理値	土砂重量+地中梁の付着力(付着力 $F_s=2$ )	施工中止、注水、 対策工

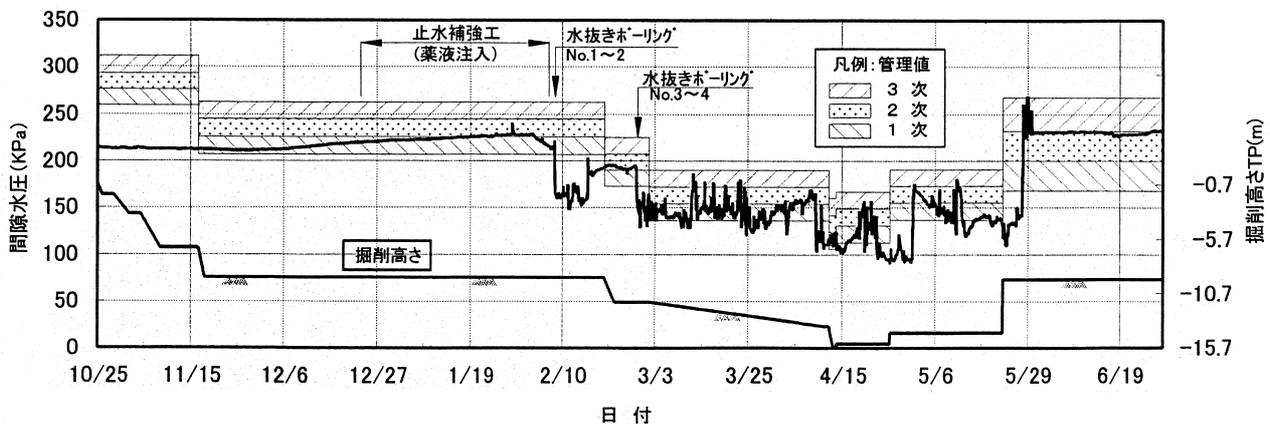


図-6 間隙水圧計経時変化

§ 4. 対策工

盤ぶくれ対策は、止水工法と排水工法について比較検討を行った。比較選定表を表-4に示す。排水工法を採用した場合、約10mの間隙水圧の低下が必要であり、周辺地盤の圧密沈下および既設構造物に影響を与える危険性があることから、止水工法を採用した。止水は、二重管ダブルパッカーによる薬液注入を実施した。

注入による改良幅は2m、深度はGL-35mを改良天端(既設遮水壁と2mラップ)とし、改良長は5.5~8.5mの範囲とした。平面配置は、1mピッチの2列千鳥とした。

§ 5. おわりに

本工事は、大規模山留掘削、掘削底盤の安定確保および運転稼働中の発電設備との近接施工等、厳しい施工条件があった。施工時は、盤ぶくれに対する安定を確保で

きず、掘削の一時停止を余儀なくされたが、リアルタイム計測システムを用いた情報化施工により、対策工を講じ、既設構造物に影響を及ぼすことなく、取水路の機能上の要求精度を満足し施工を完了した。本設計・施工にあたって、ご指導、ご尽力を頂いた北海道電力(株)、土木設計部はじめ関係者各位に深く感謝の意を申し上げる。



写真-4 取水路工事全景

表-4 比較選定表

工法	排水工法(ディープウェル工法)	止水工法(薬液注入工法)
概要図		
工法概要	<ul style="list-style-type: none"> <li>山留め壁の内部に揚水井戸を設置し、ポンプアップにより間隙水圧を低下させ、盤ぶくれに対する安定を確保する。</li> <li>施工数量 削孔 径φ600 長24.3m</li> <li>ケーシング 径φ400 長32.8m</li> <li>ストレーナー 径φ400 長10.0m</li> <li>本数 3本</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>一次切取盤(TP-0.7)よりSMW壁の外側に薬液注入を行う。削孔はロータリーパーカッションクローラー型にて施工し、薬液注入は二重管ダブルパッカー工法(注入率40%)により幅2.0m 平均長7.6mの遮水壁を延長する。</li> <li>施工数量 削孔長 平均削孔長 38.1m×126本=4,801m</li> <li>注入量 384,000ℓ</li> </ul>
施工性	<ul style="list-style-type: none"> <li>地下水位低下の確認を行いながら掘削を行うことが可能。</li> <li>地下水位を下げるにより周辺構造物に沈下等の影響を与える可能性が大きい。(影響半径R=206m)</li> <li>濁水処理設備を新たに設ける必要がある。また躯体内に揚水井戸が設置されるため後処理が必要となる。</li> <li>旧苫東開発(株)との確認事項に反するため、排水工法の採用は、難しい。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>一次切取盤よりロータリーパーカッションクローラー型にて削孔のため施工効率が良い。</li> <li>改良を不透水層まで施すことにより地下水位の遮断が可能。</li> <li>不透水層の連続性の確認を行った後に施工する必要がある。</li> </ul>
経済性	30百万円(+護岸・港管理道路補修 15百万円)	63百万円
工期	20日	40日
総合評価	周辺構造物に影響を与える可能性があるため不相当である。 ×	周辺構造物に影響を与えない工法のため採用する。 ○