

軟弱地盤の大規模掘削時における地盤変状計測および考察

Soft Ground Movement Induced by Large-scale Excavation

伊藤 昇*
Noboru Ito

藤附 昇**
Noboru Fujitsuku

丹内 正利***
Masatoshi Tannai

小宮 喜一****
Yoshikazu Komiya

石橋 貢*****
Mitsugu Ishibashi

要 約

本工事の掘削量は20万 m^3 に及ぶ大規模なものであり、加えて、軟弱地盤での施工、近接構造物に対する防護などきわめて困難な条件下での工事である。このため、動態観測を行い、慎重に施工を進めていたが、掘削中、一部の近接構造物に工事の影響によると見られる変状が観測された。本報告では、動態観測結果について総括するとともに、変状のメカニズムに対する考察、近接構造物の安全性の評価、および対策工事についても述べる。

予想以上の変状が発生した原因のひとつとして、被圧滞水層を土留壁で遮断したために壁下流側で地下水位が低下し、これに伴って地盤沈下が生じたと考えられる。

目 次

- §1. はじめに
- §2. 全体工事概要
- §3. 地形および土質条件
- §4. 掘削工事の概要
- §5. 地盤変状に関する動態観測結果
- §6. 地盤および近接構造物の安全性評価とその対策
- §7. 滞水層の遮断による地下水障害について
- §8. おわりに

§1. はじめに

霞ヶ浦導水事業は、那珂川下流部、霞ヶ浦および利根川下流部を導水路によって連結し、霞ヶ浦の水質浄化を図るとともに、渇水時の用水および新規都市用水を確保

しようとする建設省直轄の大型プロジェクトである。

本工事はこのプロジェクトの一環として、那珂川下流部に新設される霞ヶ浦導水第1機場のうち沈砂池を築造する工事である。掘削量は約20万 m^3 で、原地盤面から深さ6mまでをのり切りオープンカット工法により掘削し、それ以深の約12mをグラウンドアンカー式鋼矢板土留工法により施工する。地盤は非常に軟弱なシルト層になっており、また、近接してダム導水ポンプ場、枝内浄水場などの重要構造物があり、さらに工事区域内には水道管が埋設されている。このため、十分な計測管理体制のもとに施工を進めた。

しかし、工事中、一部近接構造物に掘削の影響によると見られる変状が発生した。本文では動態観測結果について報告するとともに、その原因についての考察、近接構造物への影響度の評価方法および対策工事について述べる。

§2. 全体工事概要

工 事 名：霞ヶ浦導水第1機場沈砂池新設工事
工事場所：茨城県水戸市渡里町

*東関東(支)那珂導水(出)所長
**東関東(支)那珂導水(出)副所長
***土木設計部設計課長
****土木設計部設計課副課長
*****土木設計部設計課

発注先：建設省関東地方建設局

工期：平成元年10月7日～平成4年3月25日

Fig. 1 に全体平面図を示す。重要構造物として右岸側にダム導水ポンプ場および枝内浄水場があり、また、切廻し水道管(φ600mmダクタイル鋳鉄管)が右岸側、取付水路部、左岸側ののり肩に沿って埋設されている。

§ 3. 地形および土質条件

3-1 地形

工事地点は那珂川下流部右岸に広がる沖積低地に位置し、標高は T.P.+10.0m 前後である。取付水路側は東方に流下する那珂川に面しており、機場側は比高約20mの水戸台地に連なっている。

3-2 土質条件

Fig. 2 に示すように T.P.-5.0m までは非常に軟弱なシルト層が堆積しており、その下位に層厚1.0~2.0mの洪積砂礫層を挟んで、基盤である凝灰質泥岩が分布している。洪積砂礫層は被圧滞水層となっており、被圧水頭は約13mである。

Table 1 にシルト層の工学的特性を示す。

§ 4. 掘削工事の概要

4-1 土留工

土留工の標準断面図を Fig. 3 に示す。以下、本文においては、T.P.+4.0m までののり切りオープンカット工法による掘削を一次掘削と呼び、それ以深の鋼矢板土留

工法による掘削を二次掘削と呼ぶことにする。

4-2 地盤改良工

本工事では、生石灰パイルによる地盤改良を実施している¹⁾。改良範囲は Fig. 3 に示すように T.P.+2.0m (二次掘削範囲については T.P.-4.5m) までである。

4-3 水道管切廻し工

既設水道管が掘削予定箇所を横断しているため、掘削工事に先立ち水道管をのり肩位置に移設した (Fig. 1 参照)。ただし、左岸の切廻し終点部付近については水道管がのり面内を通るため、特殊区間としてタイロッド式鋼矢板土留工法による水道管防護工を施工した。

4-4 計測工

本工事では計測管理を目的として計測工を実施した。Table 2 に計測内容、Fig. 1 に主な測定計器の配置を示す。

§ 5. 地盤変状に関する動態観測結果

工事中に比較的大きな変状が観測されたのは、右岸のダム導水ポンプ場付近と左岸の水道管切廻し終点部付近の2箇所である。ダム導水ポンプ場では場内道路にクラックが発生し、のり面崩壊およびそれに伴うポンプ場建屋、場内埋設水道管に対する影響が懸念された。一方、左岸の水道管切廻し終点部では水道管からの漏水があった。本章ではこの2箇所での動態観測結果を中心に報告する。

5-1 ダム導水ポンプ場付近の地盤挙動

(1) クラックの発生と地盤沈下

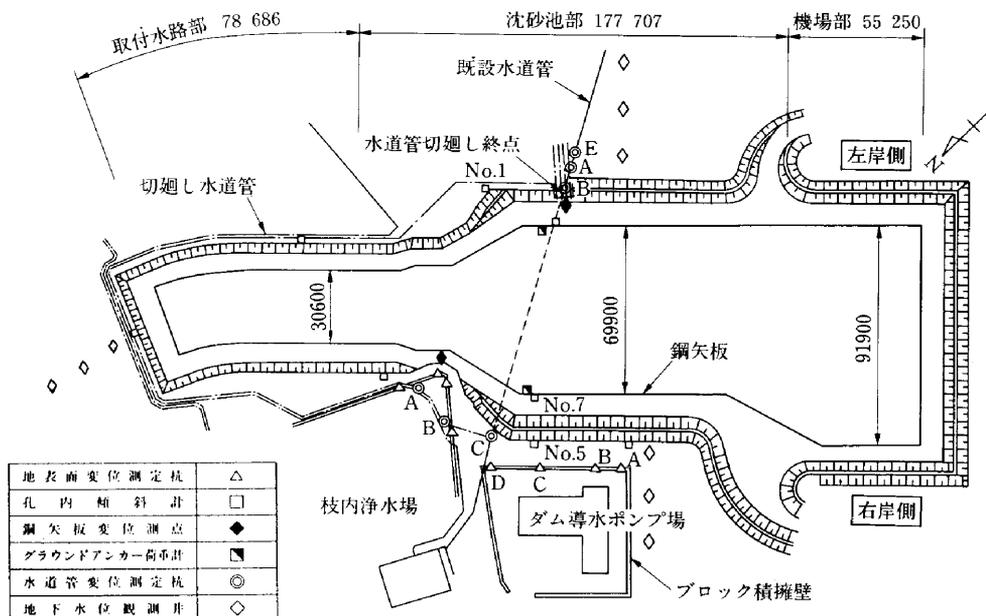


Fig.1 全体平面図

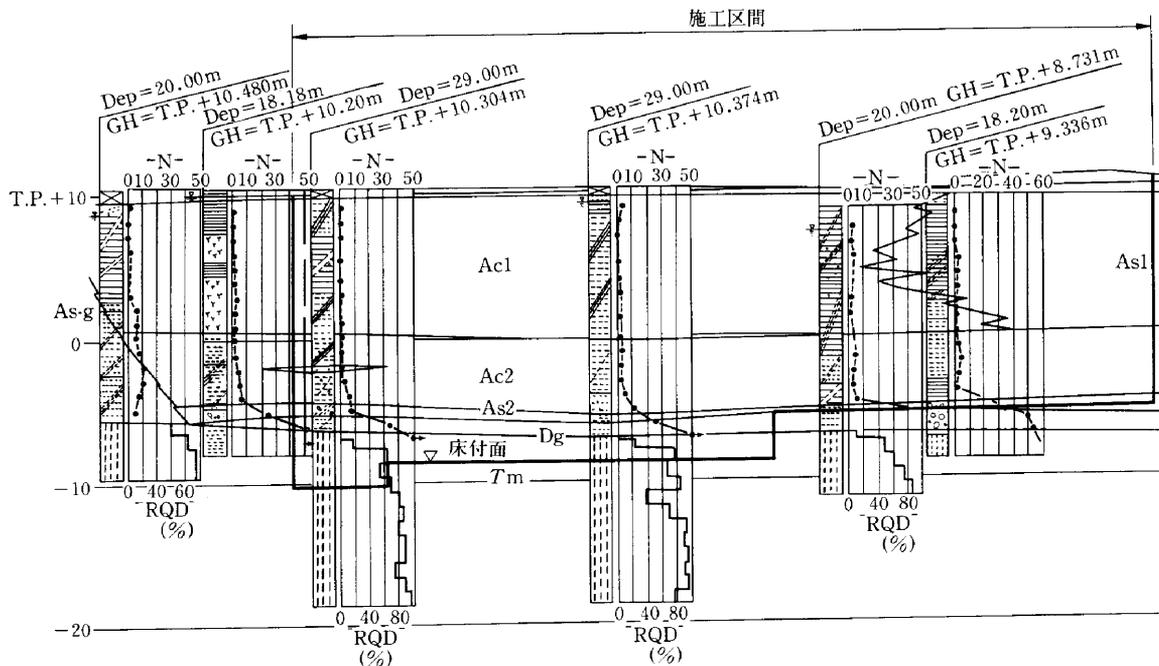


Fig.2 土質縦断面

二次掘削の3段階目アンカー設置時点(平成2年10月17日)においてダム導水ポンプ場内の道路面にクラックが発見された。クラックの発生位置はポンプ場敷地内の南

側隅部で、土留壁からの距離は約35mの地点であった。クラックは土留壁と平行な方向に6本発生しており、最大長は3m、最大幅は10mmである。また、クラックの発生位置付近には地盤沈下が生じており、Photo 1 に示すように地盤と建屋の境界部に約100mmの段差が現れた。

Table 1 シルト層の工学的特性

深 度 (m)	GL-4.0	GL-8.0
単位体積重量 γ_t (tf/m ³)	1.55	1.60
土粒子の比重 G_s	2.5	2.6
非排水せん断強さ C_u (tf/m ²)	2.0	2.5
自然含水比 w_n (%)	49.5	56.6
液性限界 w_L (%)	44.8	54.4
塑性限界 w_P (%)	31.3	40.2
液性指数	1.35	1.15
圧密降伏応力 P_c (tf/m ²)	3.2	5.5
圧縮指数 C_c	0.4	0.55

(2) ポンプ場敷地廻りのブロック積擁壁の挙動

Fig. 4 にポンプ場敷地廻りのブロック積擁壁 ($h=2$ m)の変位の経時変化を示す。水平変位量は掘削側への変

Table 2 計測内容一覧表

計 測 項 目	測定計器	数 量
地盤の変形	地表面鉛直変位	変位杭 38
	地表面水平変位	変位杭 28
	地中鉛直変位	沈下板 8
	地中水平変位	孔内傾斜計 6
土留壁の挙動	鋼矢板水平変位	標点視準 15
	"	孔内傾斜計 2
	グラウンドアンカー荷重	ロードセル 8
水道管の変位	鉛直変位	沈下板 10
	鉛直・水平変位	変位杭 8
地下水水位	水位計	9 (他工区分含む)

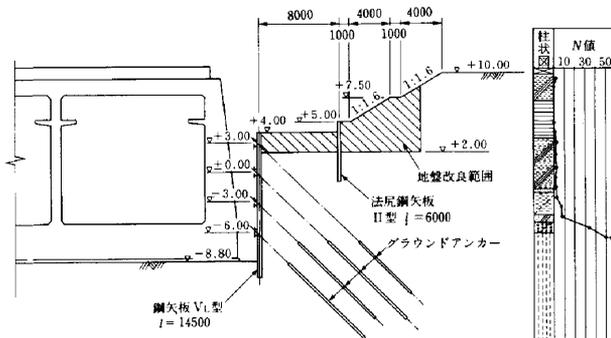


Fig.3 土留工断面図

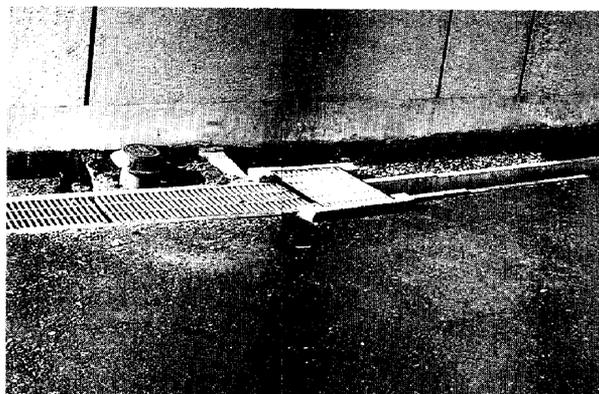


Photo 1 ダム導水ポンプ場付近の変状

位を正としている。Fig. 4 より、沈下量は測定位置によってかなり異なり、南西側の測点 A, B で大きく、北東側の測点 C, D で小さいという不同沈下を示している。上述のクラックや地盤沈下の発生位置は測点 A, B に近接しており、この付近に集中的な変状が生じている。また、クラックが発見された3段目アンカー設置前後に測点 A, B で沈下量が急増しており、水平変位についても増加傾向が認められる。

(3) 地中変位の状況

Fig. 5 は比較的クラック発生位置に近い箇所に設置されている No.5 傾斜計から得られた地盤内の水平変位分布を示したものである。この傾斜計は一次掘削ののり肩に設置されているため、一次掘削に伴う変位が顕著に現れている。また、Fig. 5 において各測点間の相対変位（これを測点間距離で除した値は測点間の平均的なせ

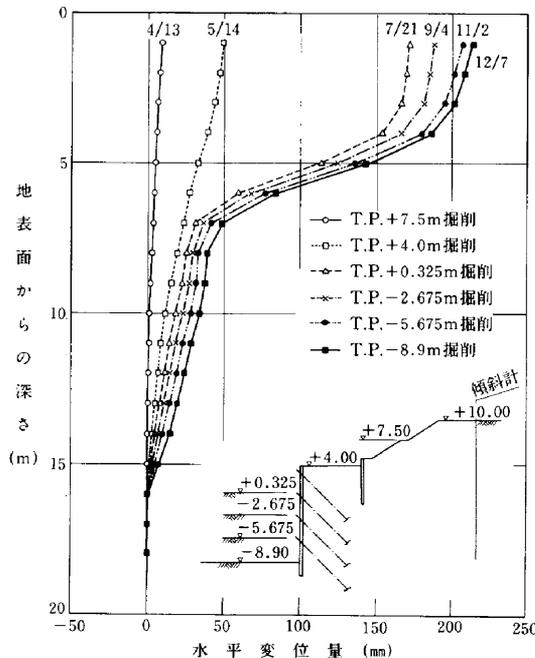


Fig.5 地中変位分布図 (No.5 傾斜計)

ん断ひずみを表す) に着目すると、最大値はGL-5.0~6.0mの区間にあり、この位置にすべり面が形成される可能性があると考えられる。しかしながら、二次掘削中においてひずみの累積傾向は認められないことから、顕在的なすべり面にはなっていないと判断される。なお、No.5 傾斜計による水平変位データとブロック積擁壁の水平変位データ (Fig. 4) とを比較すると、必ずしも両地点の挙動は一致していない。このことは、両地点を含む土塊が一体に挙動しているのではないことを

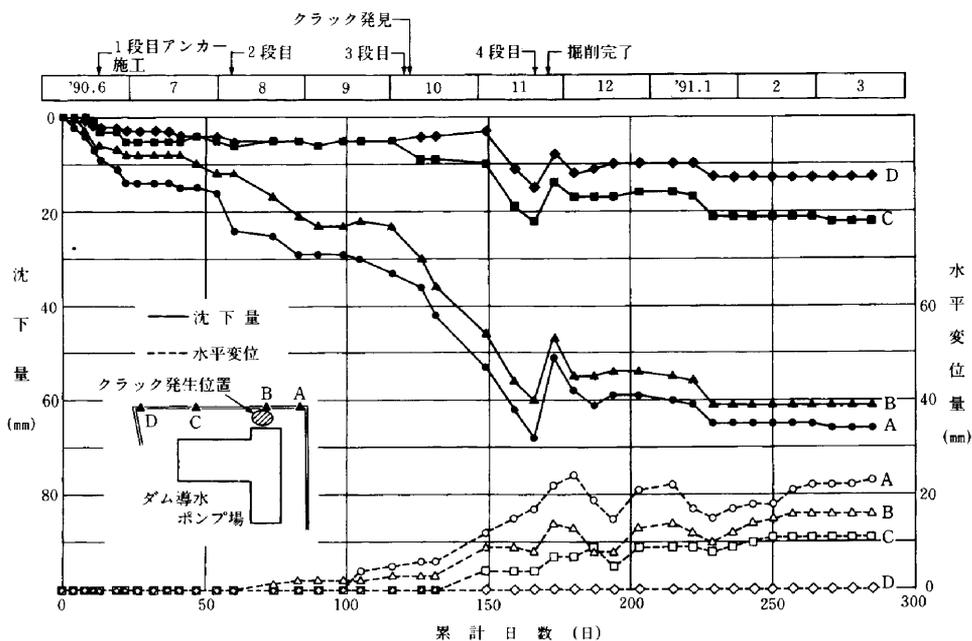


Fig.4 ポンプ場廻りブロック積擁壁の変位量経時変化

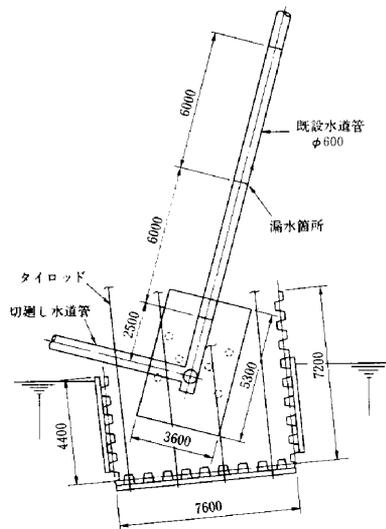


Fig.6 左岸水道管の漏水箇所平面図

示唆している。

5-2 左岸水道管切廻し終点部付近の地盤挙動

(1) 水道管からの漏水の発生

最下段のグラウンドアンカー施工時点の平成2年11月14日に、左岸側土留壁より異常な湧水が認められた。調査の結果、水道管の継手部離脱による漏水であることが判明した。漏水の発生箇所は Fig. 6 に示すように切廻し終点部から背面地山側に8.5mの位置である。

(2) 水道管の変位状況

Fig. 7 に水道管変位の経時変化を示す。ここで、水平変位は掘削側への変位を正としている。この位置では漏水発生後に計測を開始したが、測点Aと測点Bでは沈下量に大きな差異があり、管に不同沈下を生じていること

がわかる。切廻し終点部にあたる測点Bの変位が小さいのは、既設管との接続部が杭支持されていることによるものである。

計測を開始した平成3年11月末から掘削完了後の平成3年3月末までの測点A～B間の相対変位量を Table 3 に示す。なお、比較のため枝内浄水場付近での水道管変位測定結果も合わせて示している。Table 3 より左岸側の方が測定期間が短いにもかかわらず大きな相対沈下を生じており、この位置での変位が大きいたことが確認される。

(3) 地中水平変位

左岸側のり肩に設置された No.1 傾斜計による地中の水平変位分布を Fig. 8 に示す。変位分布の形状ははらみ型に近く、Fig. 5 に示した右岸側の No.5 傾斜計の地盤変位分布と対照的である。また、変位量も No.5 傾斜計の計測結果に比べて小さく、1/4程度となっている。

§ 6 . 地盤および近接構造物の安全性評価とその対策

6-1 変位の発生原因の推定

Table 4 は切土工事および開削工事を対象とした場合、一般的に考えられる変位要因をまとめたものである²⁾。実際の現象では、これらの要因が複合していることが多く、そのメカニズムはかなり複雑である。しかし、動態観測などから得られた情報を用いて地盤の変位メカニズムを推定しておくことは、地盤の安定性や近接構造物に対する影響を評価したり、あるいはより効果的な対

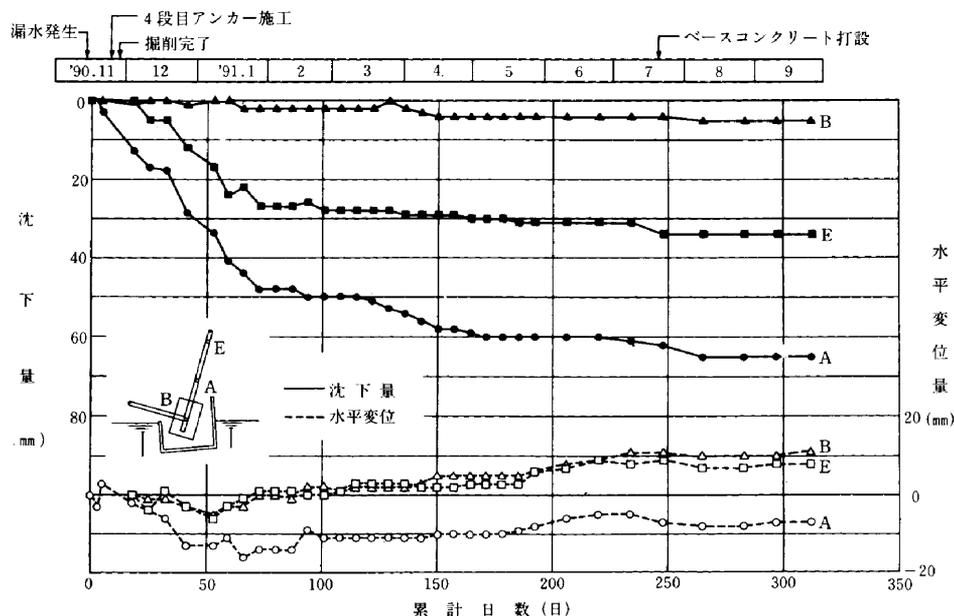


Fig.7 左岸水道管変位の経時変化

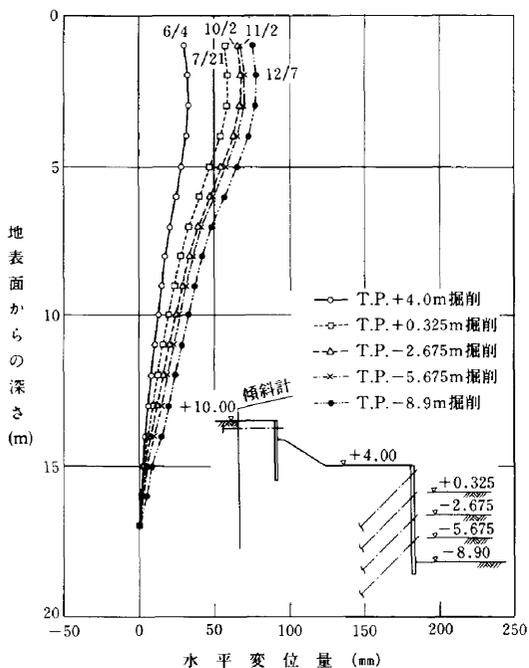


Fig.8 地中変位分布図 (No.1傾斜計)

Table 3 水道管の相対変位量

測定位置	測点間距離 (m)	測定期間	相対変位量 (mm)		
			水平方向	鉛直方向	管軸方向
左岸切廻し部終点	8.6	'90.12.4~'91.3.25	5	39	9
右岸枝内浄水場	8.4	'90.6.20~'90.11.16	14	15	10

いずれも測点 A-B 間の相対変位を示す。

Table 4 地盤変状の要因

切土工事	のり面のすべり崩壊 応力解放による変形 地下水位変動によるもの
開削工事	土留壁の変形によるもの ボーリング、ヒービング 地下水位変動によるもの

策工を行う上で重要である。本節では動態観測結果をもとに、変状を生じた原因について考察する。

(1) 地下水位変動と地盤沈下

§3. に示したように当該地は、T.P. -5.0m 付近までは軟弱なシルト層となっており、その下位に層厚 1~2 m の砂礫層を挟んで基盤に至る。砂礫層は被圧滞水層となっているため、掘削工事の影響によって被圧水頭が低下すると上位のシルト層は圧密を生じることになり、地表面の地盤沈下を引き起こす。

工事に伴う地下水位変動を監視するために右岸側、左岸側および取付水路側にそれぞれ 3 本の観測井を設置した (Fig. 1 参照)。Fig. 9 は、掘削工事着手前から掘削

完了に至るまでの期間の地下水位低下量を示したものである。観測井の構造上、ここに示した数値がそのまま被圧滞水層の地下水頭を表しているとは言い難いが、およその傾向として①土留壁に近いほど地下水位の低下量は大きい、②右岸に比べて左岸の方が低下量が大きく、かつ低下範囲も広い、という特徴が読み取れる。①は場内への湧水によると考えられる。地下水位の経時変化でも掘削盤が砂礫層のレベルに達して以降、急激に水位が低下しており、場内ではグラウンドアンカー孔や鋼矢板の継手からの湧水が見られた。また、②は鋼矢板により滞水層を遮断したことによると考えられる。Fig. 10 に示すように、遮水性の高い土留壁によって伏流水のある滞水層を遮断した場合、上流側では水位が上昇し、下流側では逆に低下することが考えられる。取水路部に隣接して那珂川が東方に流下しており、当該地の砂礫層にも豊富な伏流水が存在していることは十分考えられる。地下水の流向が那珂川の流下方向に一致していると、工事区域の右岸側、左岸側はそれぞれ上流、下流にあたり、観測結果を説明できる。

次に、掘削周辺地盤での沈下量分布について考察する。Fig. 11 は周辺地盤の各測点で得られた沈下量をもとに地盤の等沈下曲線を描いたものである。図中の数値は 1 ヶ月あたりの平均沈下量を示している。ここに示したコ

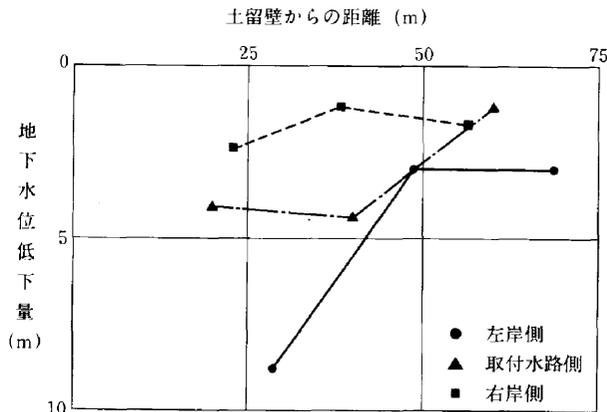


Fig.9 掘削期間中の地下水位低下量

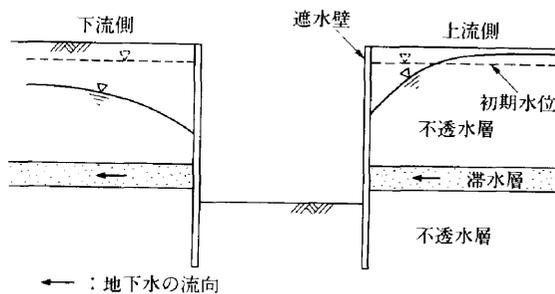


Fig.10 滞水層遮断の概念モデル

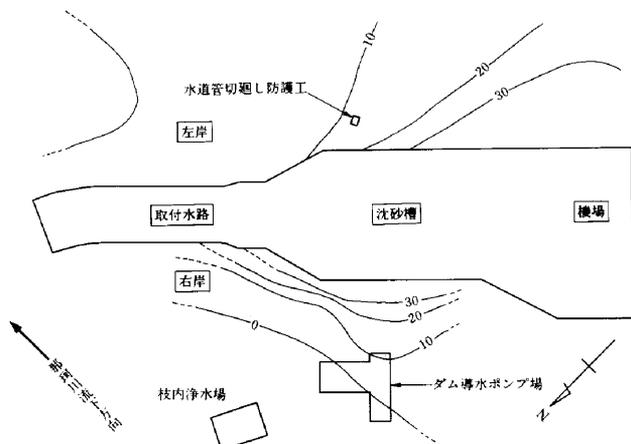


Fig.11 掘削周辺地盤の等沈下曲線

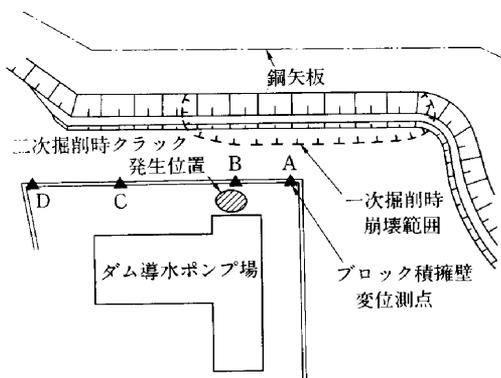


Fig.12 一次掘削時ののり面崩壊位置

ンターは高精度のものではないまでも、およその傾向が指摘できる。すなわち、左岸では機場側ほど沈下量が大きく、また沈下範囲も広範囲に及んでいる。一方、右岸では土留壁から離れるにしたがって急速に沈下量は減少しており、ダム導水ポンプ場の北側(工事区域の反対側)では逆にわずかな隆起が観測されている。以上の特徴は、Fig. 10 に示した地下水位低下の傾向と非常に良く一致していることから、本工事に伴う地盤変状の支配的な要因は地下水位の低下に起因するものであると判断される。

左岸水道管での漏水の発生もこのような地盤沈下現象のひとつの結果と考えられる。特に切廻し管と既設管の接続部が杭支持されているため、管に過大な相対沈下が生じ、継手の離脱に至ったものと推定される。

一方、ダム導水ポンプ場での変状については、地下水位低下による地盤沈下だけでは現象を十分に説明できない面がある。すなわち、①滞水層遮断の観点から考察すれば、右岸側の地下水位はむしろ上昇の傾向にあり、また、Fig. 9 から水位低下による沈下量は小さいものと考えられること、②傾斜計による測定結果から、右岸側では地中の水平変位も卓越していること、などが挙げら

れる。これについては次項で考察する。

(2) 一次掘削時におけるのり面崩壊との関係

本工事では生石灰パイルによる地盤改良を行ったうえで掘削工事に着手したが、一次掘削中に Fig. 12 に示す位置において集中豪雨によるのり面崩壊を生じたため、のり面勾配を変更した経緯がある。ポンプ場周辺で大きな変位が観測されている箇所は、のり面崩壊を生じた箇所にきわめて近接していることから、崩壊に伴う周辺地山のゆるみや擾乱などの局所的な地盤の乱れが、この位置での地盤変状の一因になっているものと推測される。

6-2 地盤および近接構造物の安定性の評価

情報化施工においては、施工中に得られた動態観測結果を評価し、速やかに次ステップ以降の施工に反映させていく必要がある。本節では、本工事において特に問題となったのり面安定性の評価方法および水道管に対する影響評価の考え方について述べる。

(1) のり面の安定性

6-1(2)に述べたようにダム導水ポンプ場付近については一次掘削のり面の変形が地盤変状の主因と考えられるため、のり面の安定性に関する評価が重要となる。

一般的に、切土のり面では地盤変位に着目した動態観測が行われており、変位の管理基準値としては FEM などの数値解析結果を利用している例も多い。しかし、切土のり面を対象とした場合、数値計算による予測精度は必ずしも高くないうえ、解析コストの面でも問題がある。したがって、今回は定量的な評価は困難であるものの、地盤の変位速度に着目して安定性を評価することとした。これは、主として地すべりの活動度の判定⁹⁾や崩壊時期の予測⁴⁾に用いられている考え方であり、斜面がクリープ破壊に至る過程では、地盤の変位速度は経時的に急激な増加傾向を示すことに基づいている。

Fig. 13 に No.5 傾斜計の各深度点における水平変位速度の経時変化を示す。変位速度は今回計測値と前回計測値の差を計測日間の日数で除した値として定義した。一次掘削中には GL-3.0m の位置で最大 8mm/日という大きな変位速度を示したが、ポンプ場の場内道路にクラックが発見された時点では既に変位速度は漸減傾向にあり、それ以後についても増加の徴候は見られない。したがって、のり面の安定性は確保されているものと判断された。また、右岸側の鋼矢板背面に設置した No.7 傾斜計による計測変位も設計計算による土留壁変位量を下回っており、同様に安定であることが確認された。

(2) 水道管への影響評価

掘削域周辺部の地盤沈下によって、水道管にも不同沈下が発生し、大きな影響を受けるものと考えられる。し

たがって、この点に着目した安全性の評価を行う必要がある。

水道管の許容変位量について定めた基準はないが、ダクタイル鉄管協会においてφ600mm K型ダクタイル管の許容曲げ角度を2°50′(6m管1本当たりの許容変位量は290mm)とした基準がある⁵⁾。本工事においては、この値を一応の管理基準値と考え採用した。

枝内浄水場付近の水道管についての計測結果から、3測点間の最大相対変位量は管1本当たりに換算して10mm程度であり、上記の管理基準値と比較しても十分小さく、管の維持管理上の問題はほとんどないものと判断された。

一方、左岸水道管切廻し終点部付近については漏水発生以前に管変位の計測を実施していなかったため、事前に漏水の危険を評価できなかった。漏水発生後に動態観測を開始したが、底板コンクリート打設時点ではほぼ変位は収束しており、問題はないと判断される(Fig. 7)。

6-3 変状対策工事

(1) ダム導水ポンプ場付近

ダム導水ポンプ場付近の変状は局所的なものであるため、安定性評価に際して動態観測結果が、この領域の挙動を十分反映した判断資料であるかどうかについては多少の疑問が残る。既存のデータから判断する限り、緊急の対策工事の必要性は認められないが、より正確に地盤挙動を把握するために、新規に孔内傾斜計、のり面変位測定杭、水道管沈下板等の測点を追加し、観測体制を強化した。

(2) 左岸水道管切廻し終点部付近

左岸水道管の漏水箇所については、漏水を生じた継手部を切断したうえで継輪を施工し、隣接する継手部にも

カバージョイントを取り付けることによって、ある程度の変位(軸方向変位で約150mm)にも耐え得る構造とした。また、左岸側での地下水位の低下が水道管に変位を生じた直接的な原因と考えられることから、場内への湧水量を減少させるために湧水箇所の止水を行った。さらに、水道管防護工についてもグラウンドアンカーによる補強を実施し、防護工のはらみに伴う背面地盤の沈下を抑制するようにした。

§7. 滞水層の遮断による地下水障害について

掘削工事に伴う地下水障害として滞水層遮断による問題はそれほど一般的ではない。このため、事前に十分な評価が行われていないのが現状である。ここでは、今回の経験を踏まえてこの問題を総括する。

まず、この種の問題が発生する地盤条件としては、豊富な伏流水を有する滞水層の存在が必要である。さらに、このような場所において、伏流水の流向に直交する方向に遮水性の高い大規模な土留壁を築造した場合、滞水層遮断による地下水障害が発生する可能性がある。土留壁で滞水層を遮断した場合、土留壁の上流側と下流側では全く逆の現象を生じることになる。それぞれの位置で発生する可能性のある問題としてはTable 5のようなものが考えられる。この他にも、土留工が切梁等によって一体化されている場合には、上下流での側圧のアンバランスにより土留工に偏圧が作用する可能性もある。ただし、以上のような現象は土留壁の遮水性によるところが大きく、遮水性が十分でない場合には、特に上流側での現象は顕著に現れないこともあると考えられる。

事前に滞水層遮断による障害が予測される場合は、数

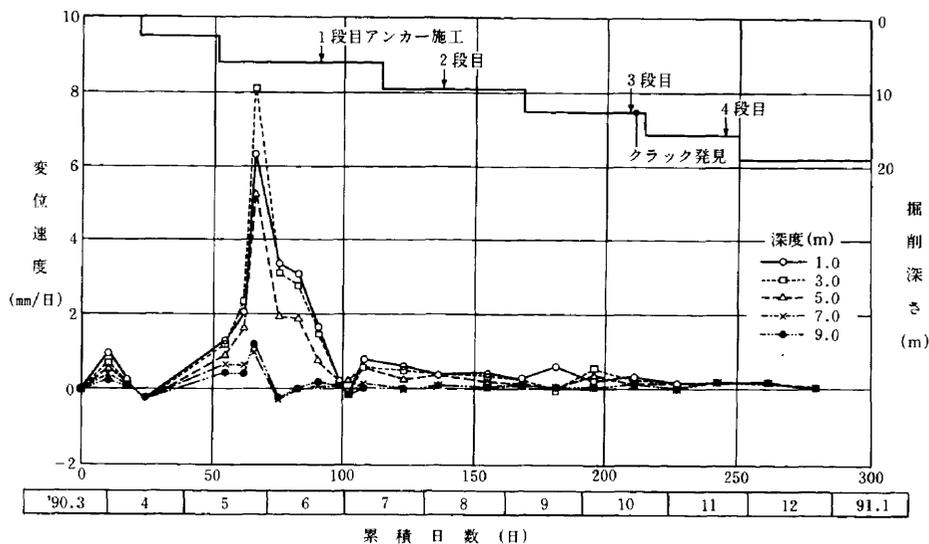


Fig.13 地盤の水平変位速度の経時変化(No.5傾斜計)

Table 5 滞水層遮断による地下水障害

位置	地下水位	問題となる現象
土留壁の上流側	上昇	<ul style="list-style-type: none"> ・地盤の湿潤化 ・土留壁に作用する水圧の上昇
土留壁の下流側	低下	<ul style="list-style-type: none"> ・広範囲の地下水位低下およびそれに伴う圧密沈下 ・水源、井戸などの枯渇

値解析手法を用いることにより、地下水位変動量を定量的に予測することも可能である。この場合の解析手法として平面流を仮定した準三次元解析があるが、土留壁の透水性の評価が問題になるものと思われる。

地下水位低下対策工法としてはリチャージ工法が有効であると考えられるが、土留壁の根入れ部で滞水層を遮断している場合には、土留壁を部分的に通水可能な構造とすることで遮断による影響を低減することも可能であろう。ただし、この場合には被圧水に対する掘削底盤の安定性の検討を行わなければならない。

以上、滞水層遮断による地下水障害について述べたが、掘削工事に限らず構造物が大規模になれば、それだけより広域の地下水挙動に影響を及ぼすことになる。地質調査においても広域地下水については十分把握されていないことがあるため、特に大規模工事においては注意が必要である。

§ 8. おわりに

本工事は十分な地盤変状対策を講じて工事に着手したが、結果的には一部の近接構造物に対して影響を及ぼす結果となった。この原因のひとつとして、滞水層遮断による地下水位低下が挙げられる。その他、周辺地盤や近接構造物の変位に対する管理基準値の考え方などが今後に残された重要な課題と言えよう。

最後に、本掘削工事の施工にあたりご指導頂いた建設省霞ヶ浦導水工事事務所、水戸市水道局はじめ関係各位に対し、深甚の謝意を表する次第である。

参考文献

- 1) 小宮喜一, 藤附昇, 丹内正利, 伊藤昇: 大規模掘削工事における地盤改良工の施工, 西松建設技報, VOL. 14, 1991.
- 2) 土質工学会編: 土質基礎工学ライブラリー34, 近接施工, pp.32~35, 1989.
- 3) 日本道路公団: 設計要領第一集, 1983. 4.
- 4) 鹿島出版会: 土質工学基礎叢書 9, 斜面安定, pp. 47~53, 1975.
- 5) 日本ダクタイル鉄管協会: 便覧 (第6版), 1981.