

# 東京千代田区内幸町および霞が関付近建設3現場の被圧地下水処理と若干の考察

高橋 賢之助  
三宅 紀治  
藤沢 勝  
天利 実

## § 1. はじめに

東京千代田区内幸町および霞が関において、現在、第一勧業銀行本店、富国生命本社ビル、警視庁本部庁舎（それぞれ、Dビル・Fビル・Kビルとする）の建設中である。これら3現場は図-1に示すように比較的近接しており、Kビルは淀橋台（洪積台地）から東京低地（沖積低地）への移行部に位置するが、他の2現場は沖積低地に位置する。

地表から-50m付近までの地質概要は、上位から、埋土層、その下、Kビルの台地部では、洪積層で砂・粘土からなる上部東京層（東京層<sup>1)</sup>）、Kビルの低地部では、主としてシルトからなる沖積層（有楽町層）、続いて上部東京層、他の2現場では、上部東京層がなく主としてシルトからなる有楽町層、それ以下は、3現場とも洪積層であり、砂礫で構成される東京礫層、よく締った砂を主

とする下部東京層（江戸川層<sup>1)</sup>）と続く。

従来から東京都によって観測されている江東地区～城北地区の沖積低地における深層地下水は、近年、揚水規制によって上昇しており<sup>1),2)</sup>、現場の位置する千代田区も規制対象地区に属していて、現場付近の深層地下水も同様に上昇傾向にあるものと予想された。一方、現場の根切りや基礎などの地下工事は、3現場とも東京礫層を掘り抜き、いずれも下部東京層の中まで行なわれることになっていて、過去の周辺での工事例に比較して掘削深さが深くなっている。したがって、地下工事に必要な地下水処理については、当初から十分な注意が払われたことはいままでのない。

本稿は、これら3現場での地下水調査、採用した地下水処理工法、掘削工事に判明した地下水および地質についての問題点（地下水処理から見た）など、若干の考察を加えながらまとめたものである。



図-1 現場位置図

## § 2. 実施場所の概要

各現場の敷地平面を図-2に示す。図-2(a)はDビル、図-2(b)はFビル、図-2(c)はKビルについてのものである。図中の番号は、ディープウエル、ボーリング、観測井のそれを示し、頭初にそれぞれDW、B、Kの記号を付している。敷地面積は、Dビルが13,484㎡、Fビルが7,453㎡、Kビルが19,552㎡、また設計G Lは、DビルがTP+2.957m、FビルがTP+3.070m、KビルがTP+6.866mである。

### 2.1 地質

1) Dビル 図-3(a)は、図-2(a)に示した位置におけるボーリングによる地質柱状図の例（Fビル・Kビルについても同様）である。ボーリング結果からいえる60m（現場の設計G Lからの深さ、以後同様）までのおおよその地質状況は、3.5m付近までが瓦礫を混入する

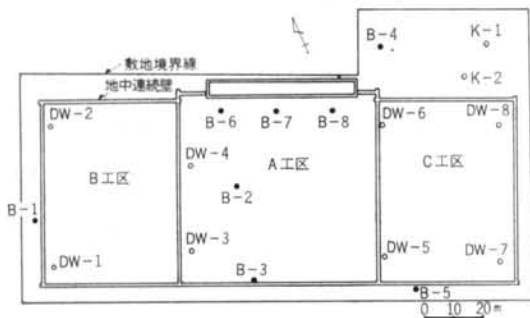


図-2(a) Dビル敷地平面図

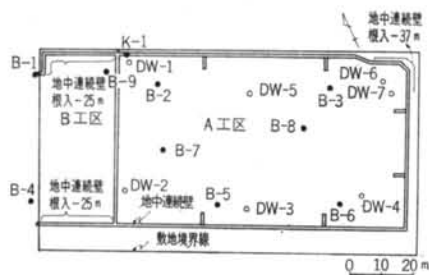


図-2(b) Fビル敷地平面図

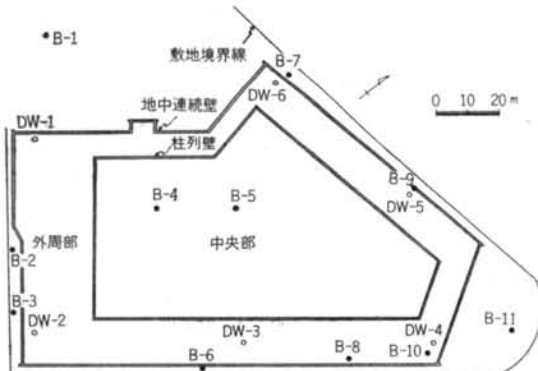


図-2(c) Kビル敷地平面図

埋土, 21~23.5m付近までがシルトおよび粘土質土からなる有楽町層 (N値0~7), 続いて厚さ0.3~1mの砂礫層 (東京礫層), さらに非常によく締った (N値おおむね50以上) 細砂層 (下部東京層と判断される) となっている。

2) Fビル 図-3(b)によると, 地質状況はDビルの場合とほぼ同様であり, 地表付近が瓦礫混り埋土層, 21~22.5mまでがシルト・粘土・砂質土からなる有楽町層 (N値0~12), その下位には厚さ0.3~2mの砂礫層 (東京礫層), さらに約50mまでは細砂層からなる下部東京層 (N値50以上) である。

3) Kビル 本現場は, 台地から低地への移行部に位置するために, 敷地の南西側と北東側とはやや異なる

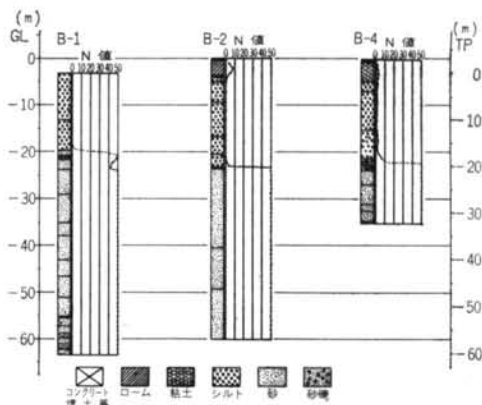


図-3(a) Dビルにおける地質柱状図の一例

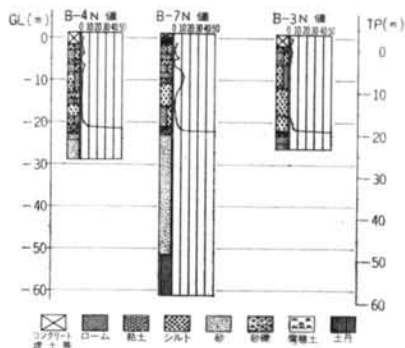


図-3(b) Fビルにおける地質柱状図の一例

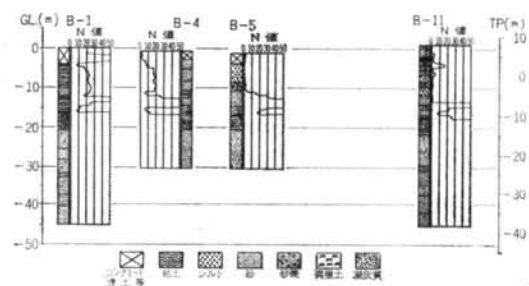


図-3(c) Kビルにおける地質柱状図の一例

った地質になっている (図-3(c)参照). 南西側の地質を上位から記すと, 1.5~4mまでが埋土層, 16.5~18.5mまでが砂・粘土からなる上部東京層 (N値6~50以上), その下位に厚さ2~7mの砂礫層 (東京礫層), さらに約45mまでが砂からなる下部東京層 (N値50以上) が分布する. 一方, 北東側は2.4~4mまでが埋土層, 8~15m付近まではシルト・粘土・砂質土からなる有楽町層 (N値0~16), 17~18m付近までは砂・粘土からなる上部東京層, その下位に厚さ3~4mの砂礫層 (東京礫層), 続いて砂からなる下部東京層であ

る。

なお、本現場では、2本のボーリング地点（B-1, 11）で標準貫入試験により採取した試料全部についての粒度試験を実施しており、 $D_{20}$ （20%粒径）の値を用いて Creagerら<sup>3)</sup>の提示した表により主として下部東京層の透水係数を推定し、透水量係数  $T$  を推定した。その結果は、B-1 において  $T=1.44 \times 10^{-1} \text{ m}^2/\text{min}$ （20~40 mを対象）、B-11 について  $T=2.17 \times 10^{-1} \text{ m}^2/\text{min}$ （23~46mを対象）である。

## 2.2 地下工事

1) Dビル Dビルにおける地下工事は、A・B・Cの3工区に分けて行なっている。根切り深さは、A工区で24.9m、B・C工区で23.9m、根切り面積は、A工区で約4,000㎡、B工区で約2,500㎡、C工区で約2,600㎡であり、基礎はベタ基礎であるが、逆打ちの関係からA工区が木田式深礎（計画28.0m、28.5m）、B・C工区はベント工法による柱礎（深さ27.0m、27.6m、28.0m）である。また、山止め（各工区間隔壁を含む）はSSS工法による地中連続壁（厚さ1m）であり、その根入れ深さは27.85mで下部東京層（細砂層）に達する。地下工事における掘削深さ・地質・被圧水頭などの関係を概念的に示したのが図-4(a)である。

2) Fビル Fビルにおける地下工事は、A・Bの2工区に分けて行なっている。根切り深さは、A工区で26.0m、B工区は隣接するプレスセンタービルとの関係から17.2m、根切り面積は、A工区で約4,700㎡、B工区で約1,100㎡である。A工区はベタ基礎であるが、逆打ちの関係から木田式深礎（計画28.1m、29.4m、29.9m）、B工区がリバースサーキュレーション工法による柱礎（深さ25.0m、27.0m）である。山止め（隔壁を含む）は、Dビルの場合と同様にSSS工法による地中連続壁（厚さ1m、大部分の根入れ深さ28.7m、図-2(b)参照）である（図-4(b)）。

3) Kビル Kビルにおける根切り工事は、中央部と外周部に分け、中央部を先に、外周部を後に行なうことになっている。根切り面積は、中央部が約5,500㎡、外周部は約4,500㎡、根切り深さは、中央部で24.05m、外周部で大部分が16.875mである。なお、基礎は、前記2現場の場合と異なり、ベタ基礎である。山止めは、外周がSSS工法による地中連続壁（厚さ60cm、根入れ深さ23~25m）であり、中央部と外周部との間は、PIP-D工法による柱列山止め壁（径60cm、根入れ深さ27m）である（図-4(c)）。

## § 3. 地下水調査・その1

### 3.1 Fビル敷地における被圧水頭の観測

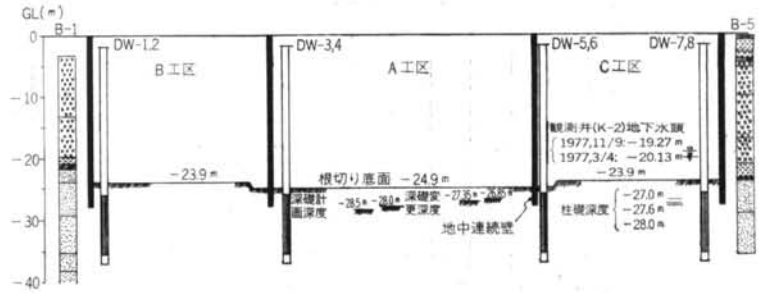


図-4(a) Dビルの根切り深さと地質、地下水、ディープウェルなどを示す概念図

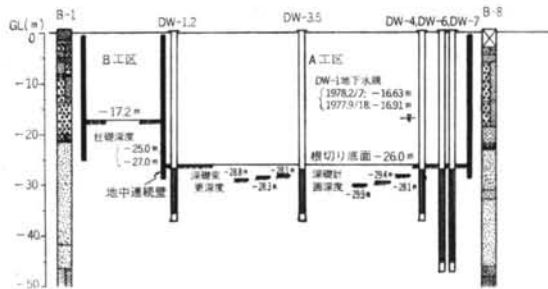


図-4(b) Fビルの根切り深さと地質、地下水、ディープウェルなどを示す概念図

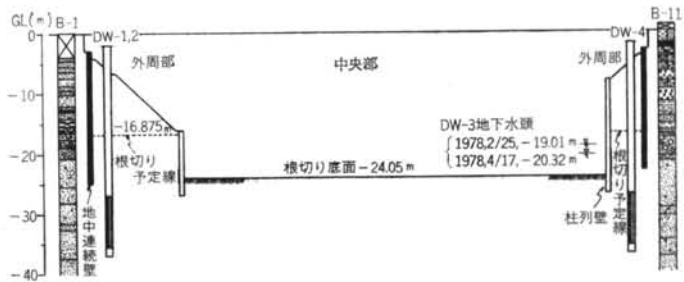
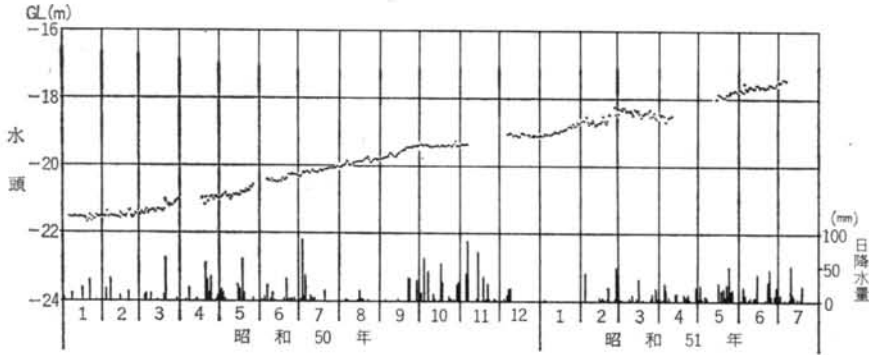


図-4(c) Kビルの根切り深さと地質、地下水、ディープウェルなどを示す概念図



図一5 Fビル, K-1水頭変化測定結果(毎日9時)

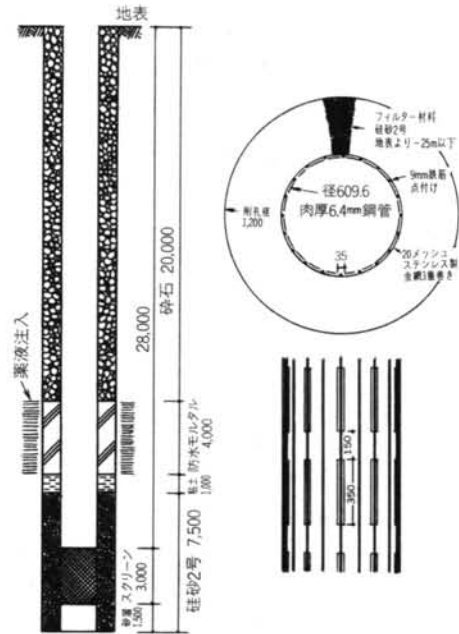
図一5は, Fビルの観測井 K-1 (東京礫層から下部東京層にかけてスクリーンを設けてある)で観測した昭和50年1月から翌51年7月までの毎日9時における孔内水位(水位は東京礫層より上部にあり, したがって被圧水頭)の変化と, 千代田区大手町気象庁における日降水量を示したものである。

これによると, 昭和50年1月から同年12月までの1年間に約2.7m, 翌51年7月までの1年7カ月間に約4.2mと, ほぼ直線的に上昇しており, 詳細に観察すると, 小さな上昇と下降とを繰り返しながら徐々に上昇していることがわかる。なお, 降水量との関係で観察すると, 特に関係は認められない。

### 3.2 Dビル敷地における観測井の設置と若干の調査

Fビルにおける観測の結果, 被圧地下水の存在がほぼ明らかになり, しかも上昇を続けていることから, Dビル敷地においても被圧地下水の存在が予想され, 昭和51年12月に観測井 K-1 (スクリーンはFビルの場合とほぼ同じ)を設置した。その結果, 被圧水頭はFビルと比較して約3m低かったが, いずれにしても被圧地下水のあることが確認された。しかしこの被圧地下水は, 東京礫層中のものか, それとも下部東京層を含めて存在するものかが不明であった。すなわち, 東京礫層だけに帯水しているものとすれば, 地中連続壁に囲まれた砂礫層中の地下水のみを処理すればよいが, 下部東京層(細砂層)にも帯水しているものとすれば, その処理が大きな問題であり, 処理を誤まれば根切り底面や深礎底面においてボーリングを生じ, 支持地盤をゆるめるばかりでなく, 山止め壁前面における受働抵抗も不足して, 重大事故につながる危険性があるからである。

これらのことから, 昭和52年2月, 図一6に示す大口径の観測井 K-2 を設置し, 細砂層中にも被圧地下水が存在するものかどうか, 存在する場合にはその水頭はどの位か, また, この細砂層の透水性はおおよそどの位か



図一6 Dビル, 観測井(K-2)の構造(単位:mm)

などを調査することにし, これらの調査終了後は, 地下工事期間中における被圧水頭変動の状況を観測するのにも用いることにした。

本観測井設置後の昭和52年2月21日13時39分における孔内水位は 20.12m で, 細砂層中にも被圧地下水の存在が明らかになった。次に, このK-2を揚水井, K-1を観測井(若干問題があると思うが)として揚水試験(21日13時39分から翌22日13時30分まで)を, さらに23日9時30分まで回復試験を行なった。この試験における水頭変化の測定には, 揚水井 K-2 で水研62早送り型(縮率 1/5, 送り速度 6 mm/min), 観測井 K-1 では TS-71 型(縮率 1/10, 送り速度 10 mm/hr)の2種の自記水位計(中浅測器製)を用い, 揚水量の測定は直角三角ノッチ(以後, 単に三角ノッチという)によった。揚水試験時

の揚水量は  $Q=170\text{ l/min}$  である。また、回復試験終了後に水中モーターポンプのフル運転を4時間行なった。その結果、運転停止直前における揚水量は  $Q\approx 0.3\text{ m}^3/\text{min}$ 、揚水井内の水位は約31mであった。

Theisの標準曲線法<sup>4)</sup>のうち揚水継続時間の拡大に伴う水位降下からの解析(Theis法変数 $t$ による解析)の結果は、揚水井で、透水量係数  $T=4.2\times 10^{-2}\text{ m}^2/\text{min}$ 、貯留係数  $S=5.6\times 10^{-3}$ 、観測井で、 $T=4.8\times 10^{-2}\text{ m}^2/\text{min}$ 、 $S=6.1\times 10^{-3}$ 、回復法<sup>4)</sup>による解析結果は、揚水井で、 $T=5.9\times 10^{-2}\text{ m}^2/\text{min}$ 、観測井で、 $T=5.4\times 10^{-2}\text{ m}^2/\text{min}$ 、 $S=5.0\times 10^{-4}$ であった。

その後、揚水井K-2にTS-71型自記水位計を設置して被圧水頭の観測を現在も継続しているが、根切り開始前における最高水頭は昭和52年11月9日0時の19.27mである。これらの観測結果については後に述べる。

### 3.3 Kビル敷地における被圧水頭測定

Dビル・Fビルともに東京礫層・下部東京層に被圧地下水があったことから、地質調査のためのボーリングに際し、B-1およびB-11地点においてボーリング孔を利用した被圧水頭の測定を行なった。その結果は、昭和52年7月末にほぼ15.9mであった。なお、お壕の水位は約4m(53.5.18測定)であり、この被圧地下水とは全く関係がないものと判断した。

## § 4. 地下水処理の概略計画

### 4.1 地下水処理工法の決定

前記のように、3現場とも東京礫層・下部東京層に地下水が帯水しており、そのうち東京礫層の被圧地下水は、一応地中連続壁によって遮断されているとはいうものの、下部東京層(砂層)の透水性が比較的大きい(DビルのK-2における揚水試験結果、およびKビルにおける粒度試験結果)こと、また、地下工事の深さが被圧水頭より大分深いことから、3現場ともディープウエル工法を採用することにした。

### 4.2 ディープウエルの設置概要と概略本数の算定

1) Dビル 削孔には径1mのベノト機を用い、削孔深さは、本現場より先に設置されたFビルにおける削孔深さを参考に37mとした。そう入したストレーナは径55cm、肉厚6.4mmの鋼管、スクリーンの位置は根切り深さが25mであることから26.0~35.5m、開孔率は約19%として短冊型のスリット(幅3.5cm、長さ40cm)を切り、

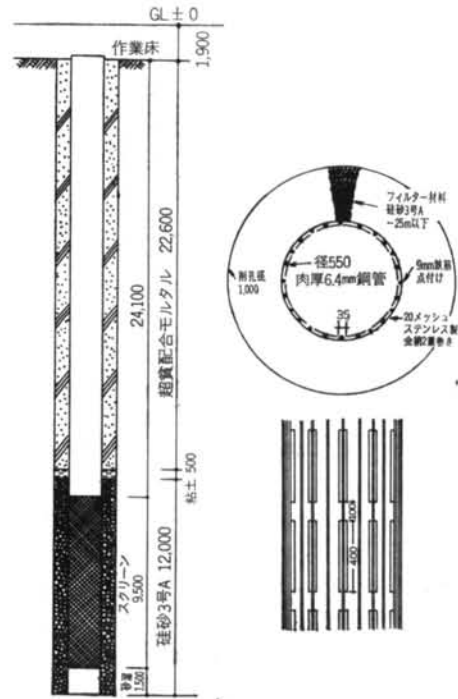


図-7 Dビルに設置したディープウエルの構造(単位: mm)  
その外側に径9mmの鉄筋を点付けにし、さらに20メッシュのステンレス製金網を2重巻きにした。フィルター材料は、鹿島産硅砂3号Aを掘削孔底から25mまで充てんし、その上0.5m間には鋭敏比の低い粘土の突き固めを行ない、それ以下はすべて超貧配合のモルタルで充てんした。また削孔に際しては、約20m以深において清水を満たし、ストレーナ底部(スクリーン下位に長さ1.5mの砂溜りがあり、その底部)には底ぶたを設けてある(図-7)。

ディープウエルの概略本数は、K-2における揚水試験結果( $T$ および $S$ )を用い、被圧水頭の上昇、深礎などの掘削深さ、根切り面積および根切り深さなどを考慮し、掘削に支障を生じない水頭降下を得るための必要排水量を算定(Theisの式を用いた)し、次にディープウエル1本あたりの揚水量を算定し、8~11本と推定された。なお、ディープウエル1本あたりの揚水量算定に際しては、井戸損失と井戸相互干渉(群井干渉)を考慮して井戸効率を36.5%<sup>9)</sup>とした。

2) Fビル 本現場では3現場中最も先にディープウエルの設置が行なわれた。当初の計画では、径1mのベノト機を用い深さ35mまで削孔する予定であったが、実際に削孔してみると37mまで比較的楽に削孔できることがわかり、37mに変更した。このように、ベノト機を

用いたディープウエルは、Dビルの場合とほぼ同じであるが、異なる点は、スクリーンの位置を27.0~35.5mとしたことである。また、本敷地の東側隅部が、近接して施工されるシールド工事の立坑になることから、ディープウエルの削孔深さを47mと深くする必要があり、パークッション式削孔機を用いて削孔しなければならなかった。このディープウエル(図-2(b)のDW-6, 7)の削孔径は60cm, そろ入したストレーナは径35cm, スクリーンの位置は27~45mで、スパイラルスクリーンを用いたほか、ペノト機で削孔した場合とほぼ同じである。

概略本数は、DビルのK-2における揚水試験結果を用い、Dビルの場合と同様な計算を行なったところ、8~9本と推定された。

3) Kビル 本現場におけるディープウエルは、スクリーンの位置を27.0~35.5m, フィルター材料は鹿島産産砂2号とし、37~26mに充てんした後、約16mまで3分砂利を充てんし、その上の厚さ1m間は粘土による突き固めを行ない、それ以下は3分砂利で充てんした。その他はDビルの場合と同様である。

概略本数の推定は、粒度試験結果から推定された $T$ と、Dビル・Fビルで実施した揚水試験(後述する)結果の $T$ および $S$ を用い、Dビルの場合と同様な計算によったが、いずれの場合も6本と推定された。

## § 5. 地下水調査・その2(揚水試験)とディープウエル本数の決定

前記のように、概略のディープウエル本数は、Dビルで8~11本、Fビルで8~9本、Kビルで6本と推定された。しかし、その設置には多額の費用を必要とすることから、そのうちの数本のディープウエルを設置した段階でディープウエルを試験井とした揚水試験を行ない、その結果からディープウエルの本数を決定することにした。

### 5.1 Fビル

図-2(b)に示したディープウエルのうち、DW-1, 2, 4の3本が設置された段階で、DW-2を揚水井、DW-1, 4を観測井として揚水試験を実施した。試験は昭和52年9月18日9時から翌19日9時までの24時間、DW-2における揚水量は $Q=420$  l/min, 水頭変化の測定は、揚水井でTS-71型、観測井では水研62早送り型により、揚水量の測定は三角ノッチによった。

この揚水試験は、観測井が2本と少なく、しかもうち1本(DW-4)では、DW-2で揚水していたにもかかわらず、

水頭が若干上昇するといった現象も認められ、不満足なものであったが一応解析してみた。DW-1のTheis法変数 $t$ による解析結果は、 $T=8.35 \times 10^{-2} \text{ m}^2/\text{min}$ ,  $S=7.48 \times 10^{-3}$ , また、DW-1とDW-4とのThiemの解析法<sup>6),7)</sup>による解析結果は、 $T=3.43 \times 10^{-2} \text{ m}^2/\text{min}$ ,  $S=1.83 \times 10^{-2}$ であった。

これらの解析結果からディープウエル本数を求めると、7~9本となるが、当現場がDビルに非常に近いことと揚水予定期間がDビルより短いことから、7本と決定した。

なお、揚水試験開始直前における各ディープウエル内水頭は、DW-1で16.91m, DW-2で16.75m, DW-4で17.93mであり、敷地内では東側が低くなっていた。

### 5.2 Dビル

図-2(a)に示したディープウエルのうち、DW-2, 3, 5, 6, 8の5本が設置された時点で、DW-3を揚水井、他の4本を観測井として揚水試験を実施した。試験時間は昭和52年11月20日9時から11月22日9時までの48時間、揚水量は $Q=460$  l/minであり、水頭変化の測定には、揚水井ではTS-71型、観測井で水研62早送り型を用い、揚水量の測定は三角ノッチによった。

Theisの標準曲線法のうち井戸の配列による解析(Theis法変数 $r$ による解析)結果は、 $T=6.86 \times 10^{-2} \text{ m}^2/\text{min}$ ,  $S=3.81 \times 10^{-2}$ , Thiemの解析法では、 $T=1.08 \times 10^{-1} \text{ m}^2/\text{min}$ ,  $S=3.19 \times 10^{-2}$ となり、個々の井戸についてのTheis法変数 $t$ では、揚水井で、 $T=4.74 \times 10^{-2} \text{ m}^2/\text{min}$ ,  $S=7.75 \times 10^{-2}$ , 観測井では、 $T=(1.00 \sim 1.22) \times 10^{-1} \text{ m}^2/\text{min}$ ,  $S=(2.62 \sim 3.36) \times 10^{-2}$ であった。

本現場で採用することにした水理定数は、井戸の配列によって解析した前二者の平均値で、 $T=8.83 \times 10^{-2} \text{ m}^2/\text{min}$ ,  $S=3.50 \times 10^{-2}$ である。この水理定数を用いてディープウエルの本数を求めると8~9本となり、8本と決定した。

なお、揚水試験開始直前における各ディープウエル内水頭は、DW-2で18.66m, DW-3で18.41m, DW-5で19.10m, DW-6で19.17m, DW-8で19.50mであり、本現場においても東側のディープウエルの水頭が低くなっている。

### 5.3 Kビル

本現場の場合は工程などの関係から、ディープウエルを3~4本設置した段階での揚水試験ができず、概略算定した6本のディープウエルを設置した後に、6本のデ

イーブウエルでよかったかどうかを判断するために、DW-6を揚水井、他の5本を観測井として、昭和53年2月25日9時から2月27日12時までの51時間揚水試験を実施し、2月28日9時までの21時間回復試験を実施した。揚水量は $Q=1,390\text{ l/min}$ 、水頭変化の測定は、揚水井DW-6と観測井DW-4においてTS-71型、他の4本の観測井では水研62早送り型、揚水量の測定は三角ノッチによった。

Theis法変数 $r$ による解析結果は、 $T=4.76 \times 10^{-1} \text{ m}^2/\text{min}$ 、 $S=2.54 \times 10^{-2}$ 、Thiem法では、 $T=4.30 \times 10^{-1} \text{ m}^2/\text{min}$ 、 $S=2.89 \times 10^{-2}$ 、個々の観測井についてのTheis法変数 $t$ では、 $T=(2.57 \sim 3.96) \times 10^{-1} \text{ m}^2/\text{min}$ 、 $S=(2.74 \sim 5.61) \times 10^{-2}$ であった。揚水井については、HantushとJacob<sup>9)</sup>の漏水系井戸関数にもとづく解析<sup>9)</sup>を行ない、 $T=1.44 \times 10^{-1} \text{ m}^2/\text{min}$ を得た。また、回復試験結果は、各観測井とも回復が悪く解析ができなかったが、揚水井については、 $T=4.39 \times 10^{-1} \text{ m}^2/\text{min}$ が得られた。

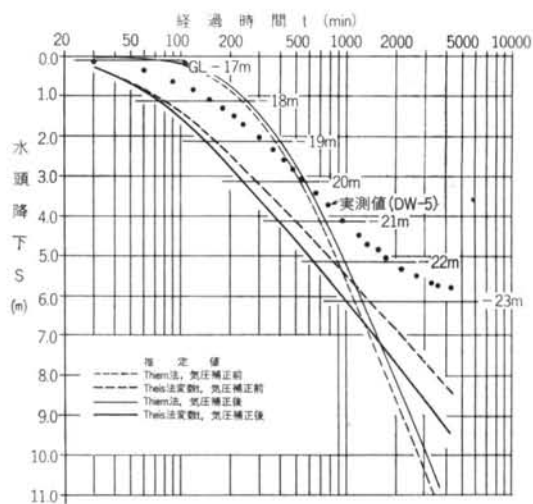
以上の結果から、井戸の配列によって解析した前二者の平均値を求めると、 $T=4.53 \times 10^{-1} \text{ m}^2/\text{min}$ 、 $S=2.72 \times 10^{-2}$ となり、漏水系解析結果を除く全部の平均値を求めると、 $T=3.60 \times 10^{-1} \text{ m}^2/\text{min}$ 、 $S=3.79 \times 10^{-2}$ となる。これらの値を用いてディーブウエルの必要本数を計算すると、いずれの場合も6本でよいことになる。

なお、揚水試験開始直前における各ディーブウエル内水頭は、DW-1で18.71m、DW-2で16.62m（ディーブウエルの設置に若干問題があったものと思われる）、DW-3で19.01m、DW-4で19.18m、DW-5で19.17m、DW-6で18.99mで、これもわずかではあるが東側が低くなっている。

## § 6. 地下水調査・その3（水頭降下確認試験）と地下工事経過

根切り工事がある程度進んだ時期（揚水を開始する時期）に、各現場とも1本のディーブウエルを観測井として残し、他のディーブウエルを稼働させ、どの程度の水頭降下が得られるかの試験（水頭降下確認試験）を行ない、引続いて観測井として残していたディーブウエルも稼働させて、地下工事を進めた。

その結果、水頭降下に予想を上回る時間を要したり、地盤調査では発見できなかった薄い不透水層のために充分な水頭降下がみられない現場もあった。ここでは、水



図一 8(b) Fビル、水頭降下確認試験結果

頭降下確認試験や地下工事の進行に伴って露見した地下水処理上の問題点、および、施した対策の概要について述べる。

### 6.1 Fビル

水頭降下確認試験は、DW-5を観測井、残り6本のディーブウエルを揚水井とし、昭和53年2月7日10時50分から2月10日10時50分まで3日間行なった。観測井DW-5における水頭降下の測定にはTS-71型、揚水量の測定には三角ノッチを用いた。試験期間中の6本による合計揚水量はほぼ $\Sigma Q=2,220\text{ l/min}$ である。また、この確認試験開始直前における各ディーブウエル内水頭は、DW-1で16.63m、DW-2で16.56m、DW-3で16.73m、DW-4で17.76m、DW-5で16.92m、DW-6で18.21m、DW-7で18.22mであり、先に述べた揚水試験時に比較して17~28cm上昇していた。

図一 8(b)には、本確認試験における観測井DW-5での水頭降下の実測値と推定値（点線で示す。揚水試験結果の $T$ および $S$ をTheisの式に適用し、重ね合わせの原理によって推定。Dビル・Kビルについても同様）を示す。これによると、試験開始後約200分から約2,000分（約1日半、18mから22mの範囲）にかけては片対数用紙上でほぼ直線的降下がみられるが、その後は降下の程度がやや漸減しているし、推定値より水頭降下が思わしくないこともわかる。なお、本現場では深礎の掘削深さが29.9mにもなるため、水頭を30.5m程度まで降下させねばならない。

このため試験後は、観測井DW-5でも揚水し、別に数本の観測井を設置（ウェルポイントを観測用に打設）

して水頭を観測しながら掘削を進めたが、同年4月14日までの結果では、おおむね25~29m（観測井の位置により差異がある）以下には降下しなかった。

このように水頭降下が思わしくなかった原因を探るために揚水中のディープウエル内部を観察してみると、29m付近で地下水の湧出がみられ、したがって、この深さ付近に不透水層の薄層が存在し、水頭が十分に降下しないものと推定された。このため、改めて図-2(b)に示すB-9の位置において35.15mまでのボーリングを行なった結果、それまではほぼ均一と考えられていた細砂層（下部東京層）の約29.7mから31.6mまでの間が、固結した粘土と砂との互層になっており、それ以深においても若干粘土質の薄層が存在することも明らかになった。すなわち、水頭降下の思わしくない原因は、30m付近にある固結粘土と砂との互層上に、地下水が宙水的に採り残されているためであることはほぼ確実である。

このように、ディープウエルだけによる地下水処理では十分な水頭降下が得られず、深礎の掘削が不可能になった。そのため、深礎の掘削がある程度進んだ時点（地下水の湧出する深さ、あるいはそれより若干浅い時点）で深礎内にウエルポイントを設置して揚水することにした。しかし、全深礎にウエルポイントを設置することは、工程上の問題ばかりでなく支持地盤をゆるめることになることから、ウエルポイントの設置を極力少なくし、さらに、深礎の削孔深さや削孔径を変更（若干深さを浅くし、径を大きく）するなどして、何とか施工することができた。

## 6.2 Dビル

水頭降下の確認試験は、DW-3を観測井、残りの7本を揚水井とし、昭和53年2月20日8時から3月2日8時までの10日間行なった。測定方法はFビルの場合と同様で、その合計揚水量はほぼ $\Sigma Q=2,650\text{ l/min}$ である。また、本確認試験開始直前における各ディープウエル内水頭は、DW-1で21.97m、DW-2で21.38m、DW-3で21.28m、DW-4で21.22m、DW-5で20.99m、DW-6で20.84m、DW-7で20.95m、DW-8で20.94mであり、先の揚水試験時に比較して1.44~3.90m降下しており、しかも逆に西側が低くなっていて、Fビルでの揚水の影響と推定された。

図-8(a)には、この試験における観測井DW-3での水頭降下の実測値と推定値を示す。これによると、試験開始約300分後からは片対数用紙上でほぼ直線的降下を示し、10日後には約26mに達したことがわかるし、推定値より水頭降下が思わしくないこともわかる。なお、本

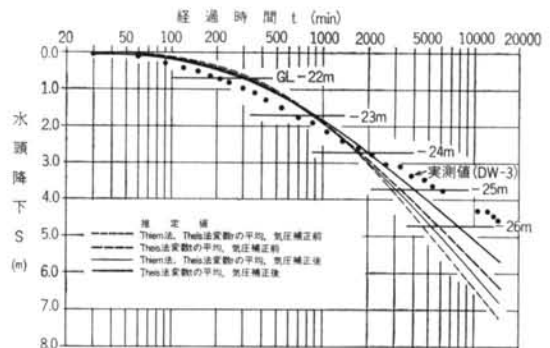


図-8(a) Dビル、水頭降下確認試験結果

現場での深礎の掘削深さは28.5mにもなることから、29m程度まで降下させねばならない。

このように、水頭降下が思わしくなかったことから、Fビルに近い本現場においても下部東京層（細砂層）中に粘土の薄層が存在するものと予想され、図-2(a)に示すB-6~8においてボーリングを実施（その後は観測井として利用）した。その結果、やはり30m付近で固結粘土の薄層が発見され、深礎の掘削深さを当初の計画よりやや浅く変更し、ウエルポイントを打設することなく施工することができた。

## 6.3 Kビル

当現場においては、DW-3を観測井、残りの5本を揚水井とし、昭和53年4月17日11時5分から4月27日11時5分までの10日間行なった。測定方法はDビル・Fビルの場合と同様であり、合計揚水量はほぼ $\Sigma Q=4,900\text{ l/min}$ であるが、途中の20日17時から21日13時までの20時間、DW-5とDW-6の揚水を一時停止（下水道に問題があり）している。また、この確認試験開始直前における各ディープウエル内水頭は、DW-1で19.95m、DW-2で20.02m、DW-3で20.34m、DW-4で20.38m、DW-5で20.38m、DW-6で20.20mであり、先に述べた揚水試験時に比較して1.20~1.33m（DW-2を除く）降下しており、これもDビル・Fビルにおける揚水の影響ではないかと思われる。

図-8(c)には、本試験における観測井DW-3での水頭降下の実測値と推定値を示す。これによると、試験開始後約200分から約2,200分にかけてとそれ以降とは、片対数用紙上で前者が緩勾配、後者が急勾配と水頭降下の傾向が異なる。試験開始約2,200分後のDW-3での水頭は約21.9mであり、地盤調査結果から判断すると、この深さは東京礫層と下部東京層（砂層）との境界になるようである。なお、Dビル・Fビルについてもこのような観点で観察したが、東京礫層の層厚が薄いためか顕



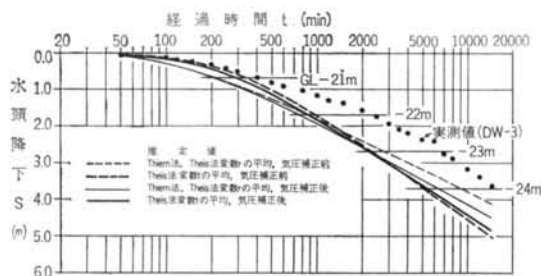


図-8(c) Kビル、水頭降下確認試験結果

著な現象はみあたらない。

本現場における根切り深さは中央部で24.05mであり、約25mまで降下させることにしていたが、図-8(c)からわかるように、試験開始10日後には観測井 DW-3 内の水頭がほぼ24mに降下したことから、全く問題なく根切りすることができた。

## § 7. Dビルの K-2 における水頭変化測定結果と若干の考察

### 7.1 水頭変化測定結果

先に述べたように、Dビル敷地内に設けた K-2 観測井において、水頭変化の観測 (TS-71 型を用い) を現在も継続しており、そのうち昭和52年3月から53年9月までの結果 (毎日9時の) を示したのが図-9である。

これによると、52年11月まで若干の上昇 (約90cm) があり、その後、Fビルでの水頭降下確認試験開始 (53年2月7日) まではほぼ安定またはやや降下して約19.8mになり、53年2月20日まではそれ以前に比較して水頭降下が著しく約21mに達し、それ以後は、さらに大きく降下して53年3月2日には約25.1m、また、53年9月8日に約27.4mに達している。

52年11月までの若干の上昇は、図-5 に示したFビルでの水頭上昇現象 (地下水の揚水規制によるものと推定される) の延長であろうと思われる。53年2月7日から2月20日までの降下は、Fビルにおける揚水 (水頭降下確認試験を

含む) の影響、それ以後はDビルでの揚水も加わって、さらに大きく降下したことは明らかであり、場合によっては、Kビルにおける揚水 (53年4月17日以降) の影響もあるのかも知れない。この図には日降水量 (気象庁) も示したが、これとの関係は特にみあたらない。

図-10には、昭和52年11月における K-2 での水頭変化と、千代田区大手町気象庁における換算海面気圧を3時間ごとに示した。なお、相関をわかりやすくするために気圧は上側を低く、下側を高く示してある。

これによると、被圧水頭と海面気圧とがよく対応しており、水頭変動原因のほとんどが、気圧変化によることがわかる。したがって、被圧地下水を対象にした揚水試験にあたっては、気圧変化による補正を行なわなければならないことがあるといえる。なお、14日から23日頃までは、ディーブワエル設置作業と揚水試験の影響を受けたものである。

### 7.2 若干の考察

1) 気圧効率について 図-10において被圧水頭と海面気圧とがよく対応していることから、被圧水頭が比較的安定し、ほぼ気圧の影響のみによって変動していると思われる昭和52年7月について、4つの期間を選びだし、縦軸に被圧水頭、横軸に海面気圧 (ともに3時間ご

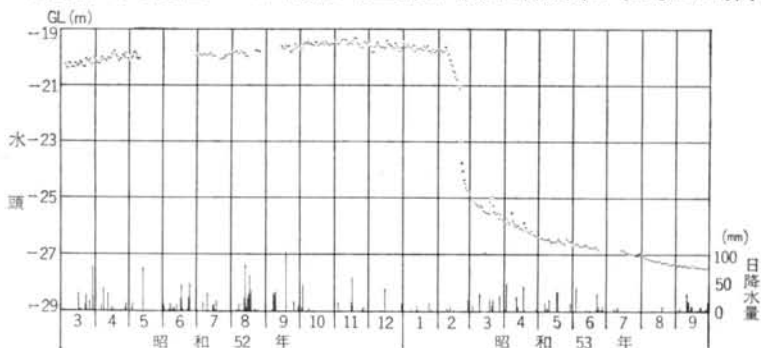


図-9 Dビル、K-2水頭変化測定結果 (毎日9時)

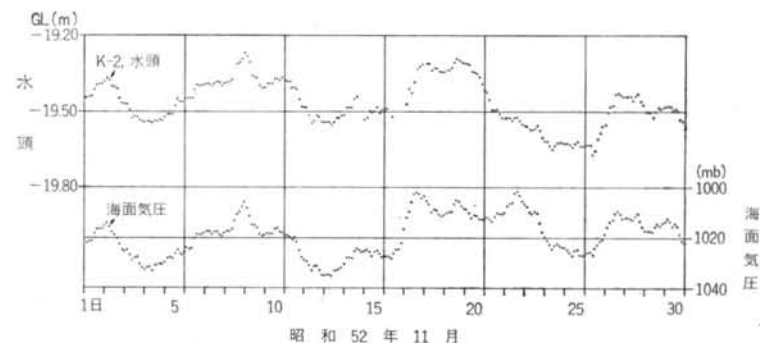


図-10 水頭 (K-2) と海面気圧 (気象庁) の変化

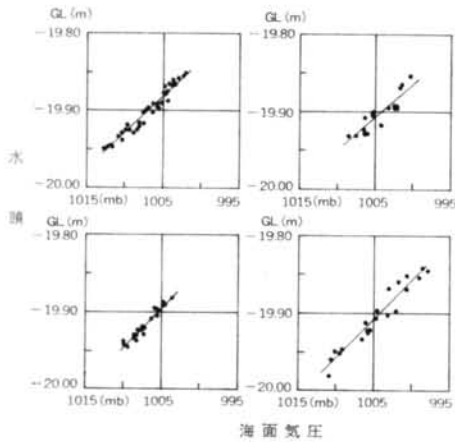


図-11 水頭(K-2)と海面気圧(気象庁)の関係

と)をとって示したのが図-11である。これによると、ともに直線近似し、その傾きから平均の気圧効率を求めると0.96になる。

2) 揚水試験結果の補正について このように気圧効率率が96%と大きいことから、揚水試験で測定された水頭を揚水試験時における海面気圧から補正し、改めて $T$ と $S$ を算出した。その結果、Dビルにおいては、Theis法変数 $r$ によっては、 $T=9.25 \times 10^{-2} \text{ m}^2/\text{min}$ 、 $S=3.70 \times 10^{-2}$ 、Thiem法では、 $T=1.08 \times 10^{-1} \text{ m}^2/\text{min}$ 、 $S=2.73 \times 10^{-2}$ 、個々の観測井についてのTheis法変数 $t$ では、 $T=(1.21 \sim 1.52) \times 10^{-1} \text{ m}^2/\text{min}$ 、 $S=(2.60 \sim 3.38) \times 10^{-2}$ 、Fビルにおいては観測井DW-1のTheis法変数 $t$ で $T=7.57 \times 10^{-2} \text{ m}^2/\text{min}$ 、 $S=7.15 \times 10^{-3}$ 、Thiem法では、 $T=3.43 \times 10^{-2} \text{ m}^2/\text{min}$ 、 $S=2.03 \times 10^{-2}$ であった。Kビルについては、東京礫層の中で地下水面を形成し、不圧状態にあったものとも思われるが、一応補正を行ない算出してみると、Theis法変数 $r$ によっては、 $T=3.90 \times 10^{-1} \text{ m}^2/\text{min}$ 、 $S=3.01 \times 10^{-2}$ 、Thiem法では、 $T=4.30 \times 10^{-1} \text{ m}^2/\text{min}$ 、 $S=2.28 \times 10^{-2}$ 、個々の観測井についてのTheis法変数 $t$ では、 $T=(2.71 \sim 3.92) \times 10^{-1} \text{ m}^2/\text{min}$ 、 $S=(2.63 \sim 4.78) \times 10^{-2}$ であった。

3) 水頭降下確認試験の実測値と推定値 3現場とも、気圧補正を行なって得た $T$ および $S$ を用い、再度水頭降下の推定計算を行ない、その結果も図-8に実線で示しておいた。ここではそのうち、主としてDビルについて考察を加えてみることにする。

図-8(a)には4つの推定値を示してあるが、そのうち実測値に最も近いのは、補正後のうち個々の観測井についてのTheis法変数 $t$ で求めた値の平均値を用いた場合であり、また、井戸の配列によって解析した2つ(Thiem法とTheis法変数 $r$ )の平均を用いた場合も、補正後

の方が近い。なお、これらの推定計算に当っては、他現場(Dビルの場合はFビル)での揚水については考慮していない(Kビルについても同様)。しかし実際には、Fビルにおいて約2週間前から揚水しており、若干その影響を受けていることは確かである。したがって、水頭降下確認試験開始当初において、実測値が推定値の下にくることは理解できる。しかし、1,500~2,000分後を境に逆の結果となっていることは一般には理解しがたいが、これは先に述べたように、30m付近に挟在する固結粘土の影響によるものと思われる。

すなわち、揚水試験によって得られた $T$ および $S$ は、複合された帯水層の水理定数を示すものと考えられ、必ずしも単一帯水層の性質を表わすものではないと思われる。一方、水頭降下確認試験を含むディープウエルでの揚水中は、ディープウエル内での水頭降下が大きい(群井干渉などで)ことから、上下帯水層中の地下水が別々に揚水されたことになる。このようなことから、1,500~2,000分以降において実測値が推定値の上にくる第1の要因は、約30mにある固結粘土層(Fビルにおいてもほぼ同じ深さで確認されており、比較的広範囲にあるものと思われる)上に宙水的に残った地下水の影響によるものと推定される。

その他の要因としては、推定計算にあたって採用したTheisの式、および重ね合わせの原理の当現場への適用の妥当性などが考えられる。

Fビルの場合は、図-8(b)にみられるように実測値と推定値とは大きく異なるが、これはDビルについて考察した要因のほかに、揚水試験が充分なものではなかった(揚水継続時間がDビルなどに比較して短かく、観測井の数も少ない)ことによるものと思われる。

Kビルについては、推定値がいずれも実測値の下にあるが(図-8(c))、これはDビルについて考察した要因のほかに、東京礫層がDビルやFビルに比較して厚いことと、揚水試験開始前にすでに不圧状態にあったことなどが考えられるが、明らかでない。

## § 8. おわりに

以上、比較的接近し、ほぼ同じ時期に施工されている3現場について、根切りや基礎などの地下工事に伴う地下水調査、採用された地下水処理工法、地下掘削中に判明した地下水および地質についての問題点、ならびにその対策などについて、若干の考察を加えながら述べてきた。この経験から、今後特に注意が必要であると思われる

る諸点についてまとめてみると、次のようになる。

①東京千代田区内幸町および霞が関においては、近年における揚水規制の影響を受け、東京礫層および下部東京層（砂層）中の地下水が上昇している、Fビルでの観測結果では、昭和50年1月から翌51年7月までの間に約4.2mも上昇している。この現象は千代田区に限ったことではなく、揚水規制が実施されている他の地域についてもあるはずであり、十分な注意が必要であろう。

②一様な砂層あるいは砂礫層と思われても、その中に

は薄い不透水性土層が挟在している可能性がある。しかし、現在の地盤調査技術では、この薄層を完全に把握することがむずかしいように思われ、したがって、このような場合における地下工事の施工法と薄層の把握方法とが今後の研究課題となろう。

③これまで、被圧帯水層の気圧効率は20%から75%の範囲にある<sup>10)</sup>といわれていた。しかし、Dビルでの観測結果では約96%と非常に大きく、しかもただの1例であったことから、これも今後の研究課題になろう。

#### ＜参考文献＞

- 1) 東京都土木技術研究所編著：“東京都総合地盤図Ⅰ（東京都地質図集3）” 技報堂（1977）
- 2) 石井、遠藤、小笠原、川合：“揚水量と地下水位変動の関係について—被圧地下水の流動に関する研究(3)—” 昭和51年度東京都土木技術研究所年報 pp.309~319
- 3) W.P. Creager, J.D. Justin & J. Hinds: “Engineering for Dams, Vol. III: Earth, Rock-fill, Steel and Timber Dams” John Wiley (1944) p. 649
- 4) C.V. Theis: “The Relation between the Lowering of the Piezometric Surface and the Rate and Duration of Discharge of a Well Using Ground-water Storage” Trans. Amer. Geophys. Union, Vol.16 (1935) pp.519~524
- 5) 土質工学会編：“掘削のポイント—第1回改訂版—（土質基礎工学ライブラリー3）” 土質工学会（1975）p.331
- 6) L.K. Wenzel: “Recent Investigations of Thiem's Method for Determining Permeability of Water-bearing Materials” Trans. Amer. Geophys. Union (1932) pp.313~317
- 7) L.K. Wenzel: “The Thiem Method for Determining Permeability of Water-bearing Materials” U.S. Geological Survey Water-Supply Paper 679-A (1936) pp.1~57
- 8) M.S. Hantush & C.E. Jacob: “Steady Three-dimensional Flow to a Well in a Two-layered Aquifer” Trans. Amer. Geophys. Union, Vol.36, No.2 (1955) pp.286~292
- 9) M.S. Hantush: “Analysis of Data from Pumping Tests in Leaky Aquifers” Trans. Amer. Geophys. Union, Vol.37, No.6 (1956) pp.702~714
- 10) D.K. Todd: “Ground Water Hydrology” John Wiley (1959) p.159

