

迂回浸透工法による流況阻害の防止工法に関する研究

佐藤 常雄* , 西垣 誠**

Research on Prevention of Groundwater Flow Blockage by the Detour Permeation Method

Tsuneo SATOH* and Makoto NISHIGAKI**

(Received October 29, 1996)

With the increase of underground construction in metropolitan areas in recent years, the problem of associated earth retaining works cutting off the natural flow of groundwater has increased in both scale and extent.

The authors are proposing a new diaphragm wall method that does not inhibit the flow of groundwater. This paper describes the verification of the detour permeation achieved by the new diaphragm wall method and the experimental results related to the blockage of this groundwater flow.

1. 緒言

近年、都市部において地下鉄や鉄道、道路の地下化がますます盛んになってきている。ところが、大規模地下利用が進むにつれて、地下の掘削工事の際に施工される山留め壁による地下水系の遮断や流路の変更による影響が大きな社会問題化してきている[1]。山留め壁による地下水流の遮断や地下ダム化により、上流側の地下水位が上昇し、下流側では地下水位が低下する。著者等は、本来遮水のため施工されるRC地中連続壁を対象にした、地下水環境保全のための山留め工法を開発するための研究を進めてきた。上流側の地下水を下流側に迂回浸透させる機能を山留め壁に持たせることで地下水障害発生防止を図ろうとするものである。本研究は、地下水の迂回浸透機能の確認と迂回させた地下水が下流側で浸透する際に発生する目詰まりによる流況阻害に関する実験結果について報告するものである。

2. 通水連壁工法の概要

2.1 地下水流の遮断による影響

連続地中壁などの山留め壁によって、地下水流を遮断したり閉塞した場合は、地下水の流路系に変化をきたすことになる。マクロ的に見れば、上流側では地下水位が上昇し、下流側では地下水涵養源が絶たれるために地下水位の低下が起こる。地下水系遮断による障害に関する概念図[2]を図-1に示す。

以下に主な影響について述べる。

① 地下ダム化

地下水流路の遮断や閉塞のために、上流側では地下ダムの様に地下水位が上昇する。その結果、近隣の既存地下階での漏水障害などが発生することがある。

② 地下水の涵養源の遮断

* (株) 銭高組 土木本部 ** 岡山大学 環境理工学部

下流側では、地下水の涵養源としての流路が遮断されるために、地下水位が低下することになる。

③ 下流側での地盤沈下

下流側で地下水位が低下した場合、沖積層の粘性土層は有効応力が増加することで、圧密沈下が発生し地盤沈下を引き起こすことになる。その結果、家屋の沈下や傾斜などの障害発生の原因となる。

④ 井戸の水位低下、取水量の低減

地下水位の低下や地下水流量が低減するため井戸の水位低下や浅い井戸では取水量の低下や枯渇するようになる。

⑤ 地上への湧水量の低下

地下水を主な涵養源とする湧水地点では湧水量の減少や枯渇するようになる。また湧水を涵養源とする池や沼は水位低下をきたすことになる。

以上、主な影響をあげたが、これらの影響は山留め壁の施工後から徐々に進行し、かなり広域的に発生する。地下水障害の発生に対して、事後対策として原因となった遮断した地下水流路を確保した例も見られるが、多くは家屋の復旧や深井戸の設置等の対策で終わることが多かった。近年、地下の利用が進むにつれて、地下水障害の発生が大規模化・広域化し大きな社会問題となるようになってきたため、事前に地下水障害の発生を避けるために対策が採られる事例が見られるようになってきた。

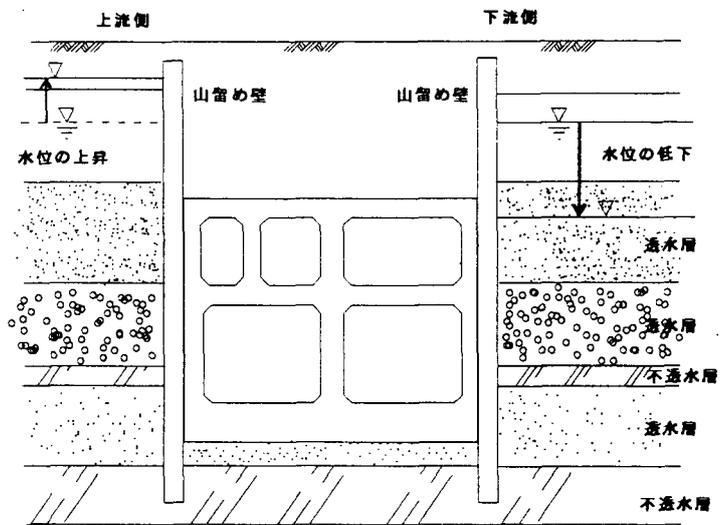


Fig.1 Groundwater cut-off schematic

2. 2 地下水障害の対策事例

地下構造物の構築によって地下水の流路を遮断したり、あるいは流況を阻害することが予想される場合に山留め壁に通水性を確保した例をいくつか紹介する。

図-2 にドイツでの地下鉄工事の事例[3]を示す。

山留め壁を不連続に施工しておき、掘削および構造物の建設中の土圧や水圧に抵抗させるために補助工法として、凍結工法によって不連続部を補強している。構造物の完成後はこの凍結部を融解させて、地下水の通水部としている。施工期間が長期にわたる場合の維持管理やコストの面での課題が多いが、事前に地下水系に与える影響を考慮してその対策を実施した例として注目すべき事例と言える。

海外での事例としては他にもミュンヘン空港での事例[4]が報告されている。凍結防止のために空港敷地内の地下水を低下させ、その代わりに上流側、および下流側にトレンチを設置しこの間を通水管で連結している。上流側トレンチで集水し下流側で復水することで、敷地外の地下水を保全し周辺の自然環境を保護している。面積的にも広域の地下水保全を対象としている点で注目すべき事例と言える。

図-3 は山留め壁の施工後に対策がとられた我が国における事例[2]の一つである。山留め壁の内側から集水管および復水管を透水層に設置して、構造物内に導水管を設けて地下水の流路を確保した例である。構造物と透水層との関係や導水管の設置スペースなどを上手く利用した例であるが、山留め壁の内側からの集水管および復水管の施工となること、集水管と復水管の長さや設置間隔などに課題が残る。なお、

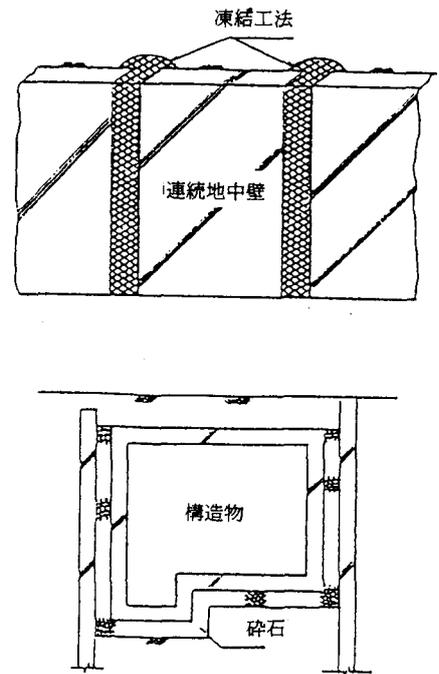


Fig.2 German subway case study[3]

この事例は事前の計画によって実施したものでなく、地下水障害の発生に伴い事後対策として実施された例である。

図-4～-6は地下水障害に対して予め計画して実施された我が国における本格的な対策事例であり、いずれも上流側の地下水を下流側に迂回浸透させている。

図-4は段丘地帯での高速道路建設に際して採用された例で、我が国での初めての本格的な対策事例[5]である。山留め壁の外側に集水、復水の井戸を設置し迂回浸透させている。復水側に大きな特長があり、トレンチとグラベルドレーンを配置して目詰まりの発生を防止し地下水の浸透を助けている。

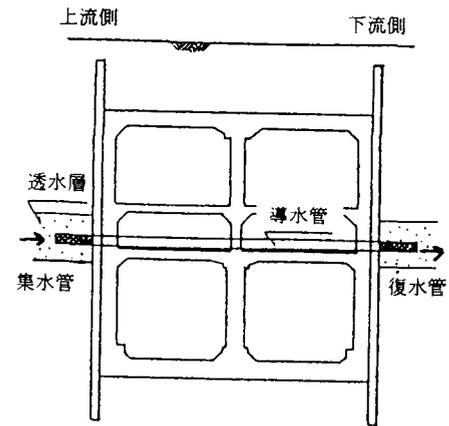


Fig.3 Countermeasures after construction[2]

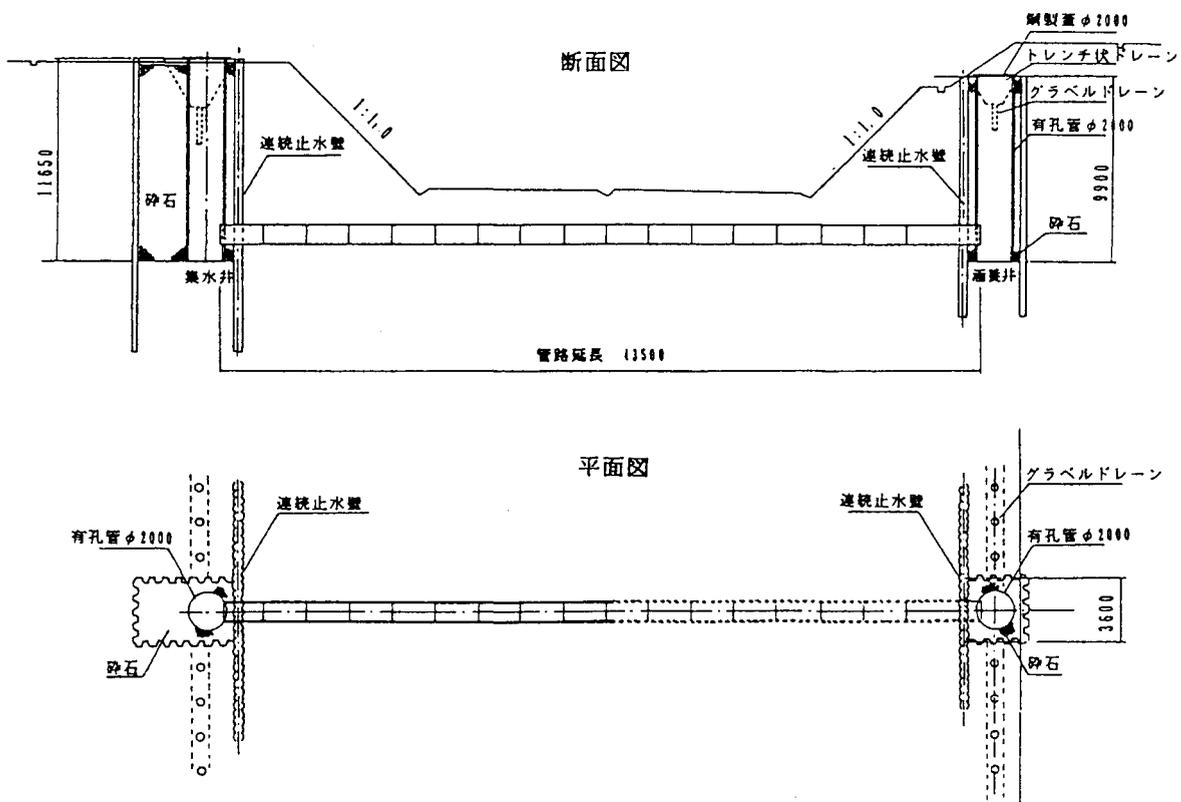


Fig.4 Countermeasures for a depressed road in a terraced region[5]

図-5は都市部における高速道路の建設に際して対策が採られた事例[6]である。

工事の施工中は、山留め壁の外側に設置した井戸を利用して集水・復水を行い、構造物の完成後は、SMW山留め壁のソイルモルタル部を地上から掘削機によって撤去し、透水性材料として砂を充填し構造物の側部および底部に設置した透水盤と連続させることで山留め壁に通水性を確保している。工事期間中も対策を採った事例である。

図-6は都市部における鉄道の地下化の際に対策が採られた事例[7]で、帯水層の深度と構造物との関係によって、透水層のSMW壁を撤去したり、SMW壁に開口部を設置したりしている事例である。

これらの他に、当初計画では山留め壁による施工方法であったが、地下水障害の発生が予測されたために、シールド工法に変更することで地下水障害を避けた事例[8]や、比較的構造物が小型で深度

が浅い場合の対策事例[9]が報告されている。

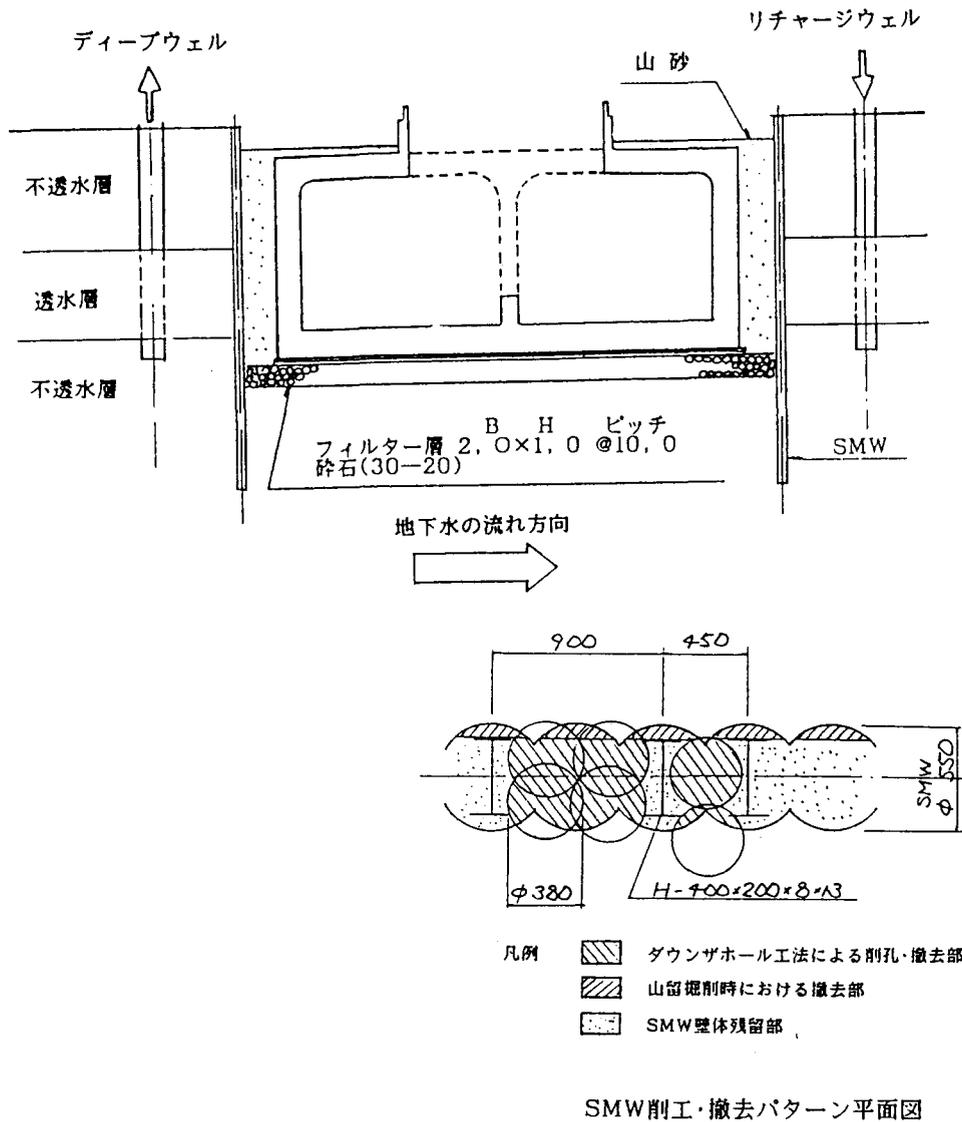


Fig.5 Countermeasures for a metropolitan depressed road[6]
 a) Groundwater cut-off countermeasures during construction (upper)
 b) Removal of SMW wall after completion of structure(right)

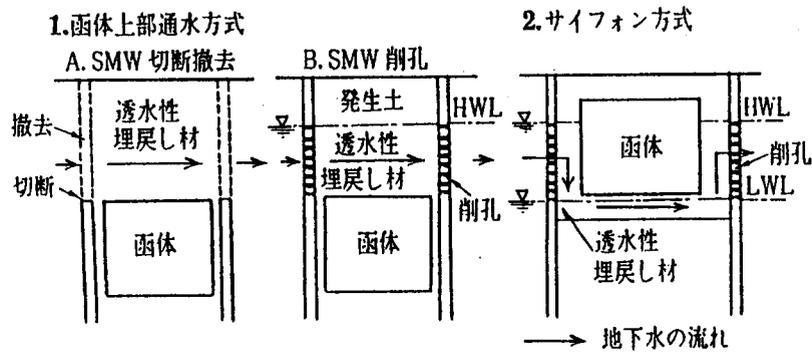


Fig.6 Countermeasures for a city railway re-routed underground[7]

これらの事例は比較的帯水層の深度が浅かったり、山留め壁の撤去が容易な場合であるが、RC山留め壁や対象とする帯水層の位置が深い場合の採用は難しい。また都市部においては用地制限や近隣構造物との関係で採用が困難なことが多い。

著者等が提案している流況阻害の防止工法はRC山留め壁を対象とし、帯水層が深かったり、あるいは複数の帯水層にも対応可能で、用地制限を受けないで施工が可能な山留め壁である。

2. 3 通水連壁工法の概要

提案している通水性を確保した山留め工法の構造物完成後の概念図を図-7に示す。(著者等は当工法を「通水連壁工法」と称している)

RC連続地中壁内に適切な間隔で井戸を設置し、この井戸を利用して上流側で集水し下流側で復水を行う。上・下流側の井戸間は構造物の上部あるいは下部に設置した連結管で連結する。この井戸には予め集水および復水のための開口部を設け、スクリーンを設置している。山留め壁の内部に設ける井戸構造例[2]を図-8に示す。

この工法の特長を以下に述べる。

- ① ポンプ等の機械的な設備を必要としない。自然の地下水の流路形態を利用した上げ越し、あるいは伏せ越しによって流路を変更した通水工法である。
- ② 施工中の止水性の確保は井戸と連結管との接続部にはバルブを配置し、止水性を確保する。通水を回復させるときは、上流、下流の井戸間を連結管で連結させ、バルブの開放で通水させる。この際、配管の工夫によって井戸内の逆洗浄も可能である。
- ③ 建設時は不透水性の山留め壁として機能する井戸に構造的な剛性を持たせることが可能。

井戸としての開口部(幅1500mm、奥行250mm程度)を鋼製ボックス構造としており、井戸部分が山留め壁の構造的な弱点になることはなく、本体壁としての利用も可能である。

- ④ 透水層の深度(浅い、深い)や層厚に制限されることがなく集水および復水が可能。対象とする地盤の透水層の深度や層厚に対応して、集水井戸や復水井戸に自由にスクリーンを設けることが可能であり、地盤の地層構成や構造物との深さ関係に左右されない。
- ⑤ 構造物の形態(上部の埋戻し層の有、無)、形状によらず採用が可能である。

2. 4 通水連壁工法の課題

地下水障害対策工法は集水機能と復水機能が長期的に安定していることが必要である。通水連壁工

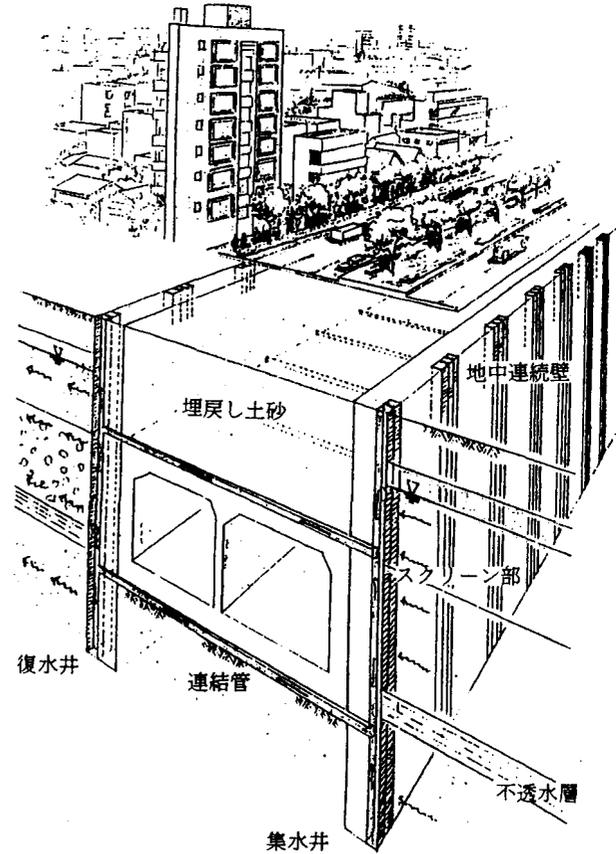


Fig.7 General schematic of the proposed permeable diaphragm wall



Fig.8 Well structure installed RC diaphragm wall

法での集水および復水機能は一般的な集水井戸や復水井戸とその機能が類似している。大きな違いは集水井戸ではポンプ等による強制的な取水であり、復水井戸では周辺地下水よりも高い水位設定や加圧などによって強制的に復水を行うが、本工法ではあくまでも自然の地下水の流路形態を利用した上げ越し、あるいは伏せ越しによって流路を変更している点にある。このため、本来の地下水環境が持っている系を乱すことが少ない。

しかしながら上流の集水側では地下水流の流路の絞り込み (図-9 (a)) および下流の復水側では地下水流の流路面積の拡大 (図-9 (b)) が行われることになり、土粒子の移動が起こる可能性がある。このため、集水側では微小土粒子の移動に始まり、それに伴って土粒子間の間隙が大きくなり、ついには細砂、中砂などの移動を引き起し、スクリーン部での目詰まりや、連結管内での閉塞などの可能性が考えられる。なお土粒子の通水井戸内への流出は地山内の空隙形成を助長することになるため、目詰まりが発生しない場合でも好ましいことではない。また復水側では、急激な地下水流路面積の拡大に伴い、水の流

れに乗って移動してきた土粒子がその流速の低下に伴って地盤内に滞留して目詰まりが発生する可能性が考えられる。浸透流による土粒子の移動[10, 11]に関しては限界動水勾配や限界流速などに基づく検討が行われる。また、復水井戸での目詰まりに関する研究[12, 13]によれば、井戸近傍の動水勾配がある程度以上に大きくなると目詰まりが発生して復水能力が低下し始めることが報告されている。西垣他は川砂や成田砂での実験で、目詰まりが発生する動水勾配(最小動水勾配)が0.05程度であることを報告[13]しており、復水工法での最小動水勾配はかなり小さいものと考えられている。

土粒子の移動による目詰まりの発生が本工法でも起こるとすれば、通水施設の設計面での配慮や対策が必要となる。そこで本研究では、通水連壁工法における、通水機能としての迂回浸透機能の確認と、土粒子の移動による目詰まりの発生に関して実験的に確認することにした。

目詰まりを起こす要因には土粒子の移動の他に、復水する水の水質に関する要因も指摘されている[14]が、迂回浸透工法では上流側で集水した水をそのまま下流側で復水するために大きな水質の変化は発生しないことが想定されている。

3. 実験

3.1 対象とする透水層について

東京地区の台地部での地下水障害に関して影響が大きいと考えられる層には、武蔵野礫層や東京礫層などの礫層と上部および下部東京層や江戸川層の砂層がある。これら各層の深度分布や層厚、重なり状態などはかなり複雑で、地下水位の分布も各地点で各層が異なる水頭を持っていることもある。その場合は、山留め壁による地下水障害を発生させないためには、上流側各層の地下水を下流側のそれぞれの層に戻す必要が生じる。

実験で多層系で水位分布の複雑な状況を再現することは困難であること、地層状況や地下水状況が複雑な場合はそれぞれを対象にした集水と復水対策が必要であることから、実験は単一層を対象としたモデルで実施することにした。透水層としての地盤材は礫、砂の2種類とし、検討の対象となっている礫および砂層と同様の地盤材料を用いることにした。使用した礫および砂の粒度分布を図-10に

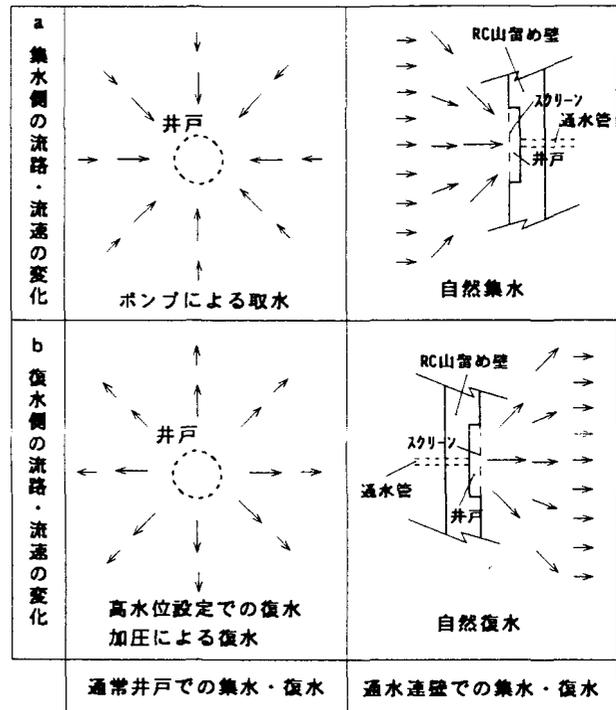


Fig.9 Schematic of stream line and flow velocity variation

示す。使用した地盤材は20mm以上の礫分を除去している。各層のサンプリング試料による粒度分布はかなりばらついており、類似材料と言えよう。

モデル地盤の作製に当たっては、原位置での湿潤密度を礫、および砂層で $\rho=2.0$ 、 1.8g/cm^3 と想定し、モデル地盤の飽和後の密度がこの値になるように締固めて作製した。

3.2 3次元モデル実験 (実験その1)

(1) 実験土槽

図-11に通水連壁工法での水の流入、流出形態を示す。通水施設の設置間隔を L 、集水井および復水井の開口部スクリーン幅を W とすると、水の流入および流出は集水側では、幅 L の流れが幅 W の集水井に収束して流れ込み、復水側では、幅 W の復水井から幅 L に広がって流れることになる。

この状態をモデル化した実験土槽を図-12に示す。モデル地盤の幅を600mm 地盤長は3000mmである。上流側および下流側のモデル地盤長はそれぞれ1000mm、中央部の1000mm区間に山留め壁モデルを設置している。透水層の厚さは150mmである。モデル地盤の長さ決定するに当たっては、端部が境界条件となるため、モデル地盤の幅、開口部の設置条件などを考慮する必要がある。このため、2次元浸透流解析を行い実験土槽長を決定した。

山留め壁モデルの片側 (あるいは両側) に幅50mm高さ150mm (透水地盤の厚さ相当) の開口部を設けスクリーンを設置している。使用したスクリーン構造の模式図を図-13に示す。当実験で使用したスクリーンはスロットサイズ (目開き) 0.5mm、開口率 17.5% (記号 S0.5mm-17.5%) である。

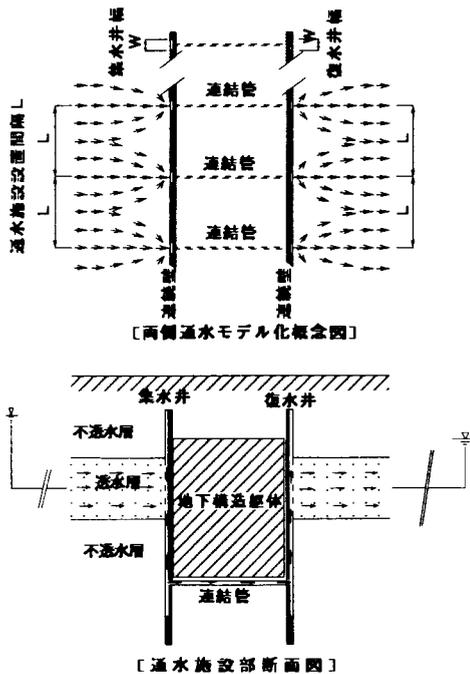


Fig.11 Water flow model

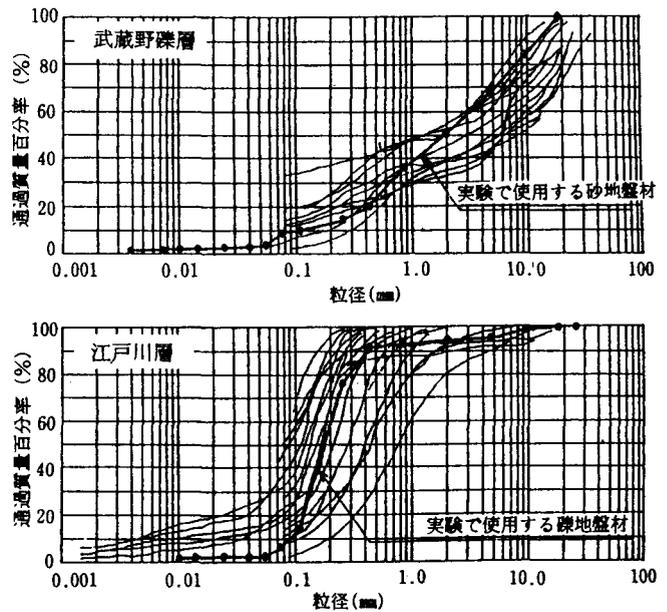


Fig.10 Grain size distribution of sand and gravel used in the experiments

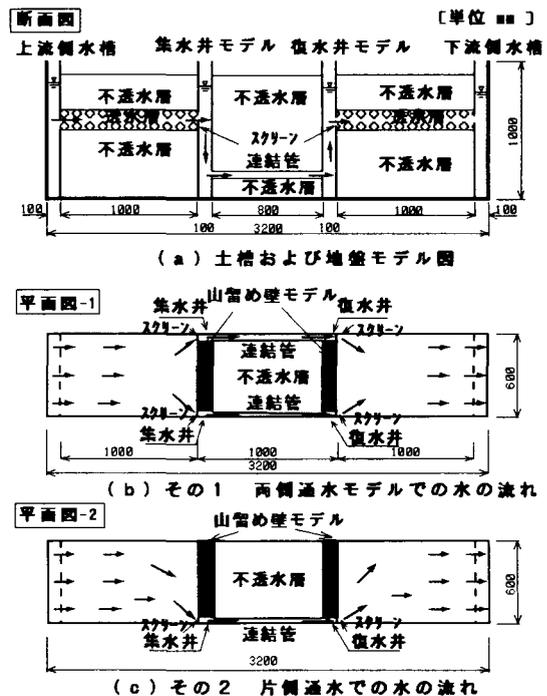


Fig.12 Experimental apparatus

(2) 実験方法

実験状況を図-14に、実験フローを図-15に示す。実験はモデル地盤を作製後、徐々に水位を上昇させて透水層を飽和させた後、上流側的水槽から水位を一定に保ちながら水を供給し、流下してきた水を下流側的水槽から水位を一定に保ちながら排出させる。

使用した水は水道水であり、実験に使用した砂を強制通過させて簡易脱気させている。

水位を一定に保つために、上流側および下流側ではオーバーフロー機能を備えた、定水位水供給装置を利用した。下流側的水槽からは一定水位以上の水は流量計に流下し、流量が計測されるようになっている。

所定期間の計測が終了後、全体の水位をゆっくり透水層の上面まで低下させ、地盤全体の水位を平衡させた後、上流側水位高さが次の所定動水勾配になるように定水位水供給装置の高さをセットし、次の実験に移る。

1段階の計測期間は、5日間である。

流況阻害の発生時期や程度、またどの部分で目詰まりが発生しているかなどを把握するために、透水地盤や井戸の各所にマンメータを配置し、水位変化を計測している。図-16にマンメータによる水位測定概要を示す。

動水勾配の設定方法を図-17に示す。

動水勾配は $i = 1/100, 2/100, 3/100$ の3種類に変化させている。

測定項目は経過時間毎の下流側水槽からの排出量、透水地盤内の水位および水温である。

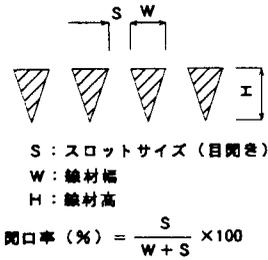


Fig.13 Diagrammatic representation of used screen

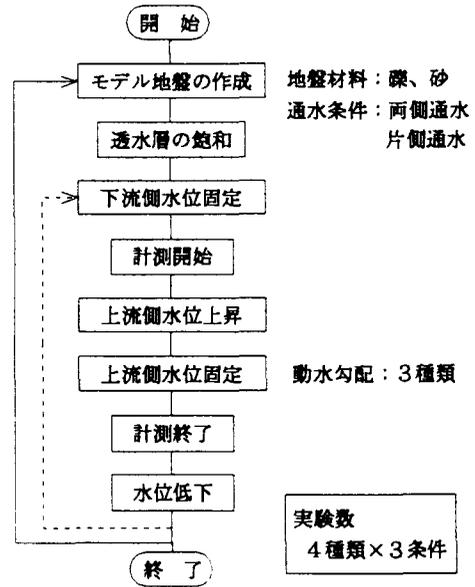
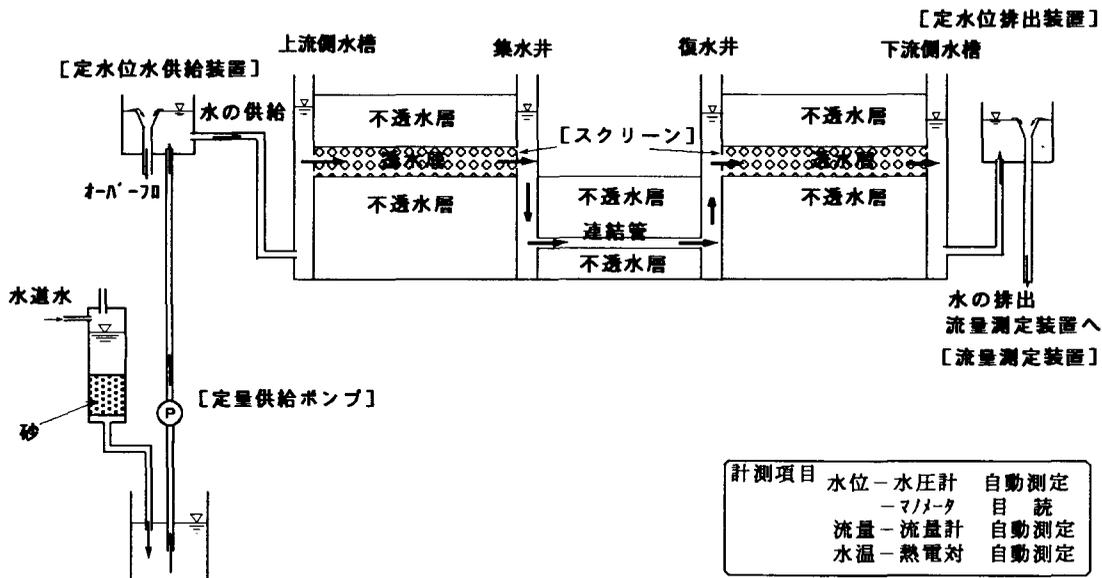


Fig.15 3-dimensional model experiment procedure



【脱気水製作装置】 【装置全体概要図】

Fig.14 Experimental set-up (3-dimensional model experiment)

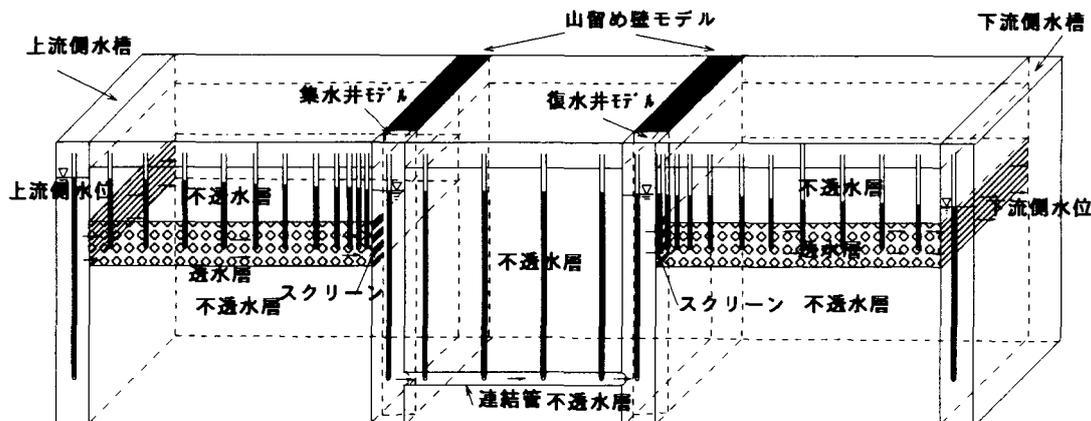


Fig.16 Water level measurement using manometers (3-dimensional model experiment)

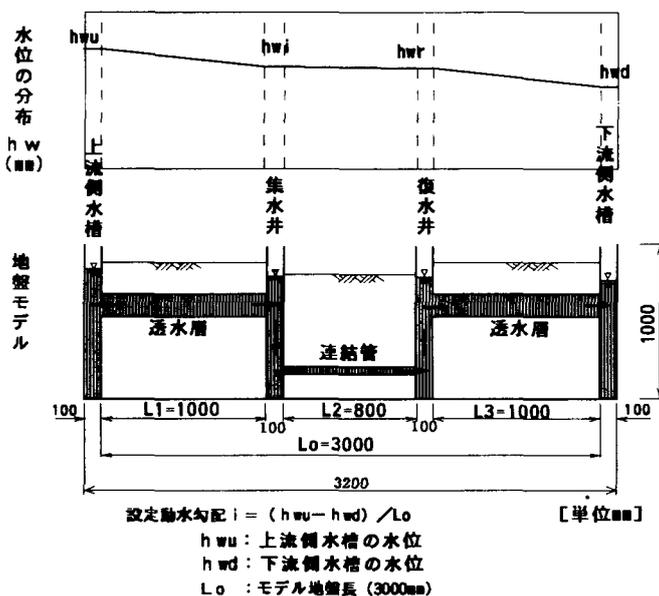


Fig.17 Method of setting the hydraulic gradient (3-dimensional model experiment)

(3) 実験の種類

表-1 に実験の種類を示す。透水層としての地盤材料は礫、砂の2種類である。

通水条件は通水施設の設置間隔が変化したときをモデル化して山留め壁モデルの片側および両側にスクリーンを設置した状態の2種類で行う。山留め壁の片側だけにスクリーンを設置した場合を「片側通水」、両側に設置した場合を「両側通水」と呼ぶことにする。

Table 1 Experimental cases (3-dimensional model experiments)

条件 材料	スクリーンの種類	動水勾配	計
礫	2	3	6
砂	2	3	6

3. 3 復水側元モデル実験 (その2)

当実験は目詰まり条件を明確にするために計画したもので、図-11に示した通水連壁工法での復水側をモデル化した実験である。

(1) 実験土槽

実験装置の概要を図-18に示す。使用したスクリーンは、礫地盤ではスロットサイズ1.5mm、開口率が27.3%と40%の2種類(記号 S1.5mm-27.3%、S1.5mm-40%)、砂地盤では、スロットサイズ0.5mm(開口率11.1%、S0.5mm-11.1%)と1.0mm(開口率30%、S1.0mm-30%)の2種類である。

(2) 実験方法

実験フローを図-19に示す。実験方法は「実験その1」と同様であり、使用した地盤材料も同じである。動水勾配の設定は「実験その1」との対応を図るために、3次元モデル実験では山留め壁モデル区間(中央部100mmの集水井-連結管-復水井のモデル区間)では水頭損失がないことを考慮して、 $i=1/100$ 、 $1.5 \times (2/100)$ 、 $1.5 \times (3/100)$ としている。

実験の種類を表-2に示す。

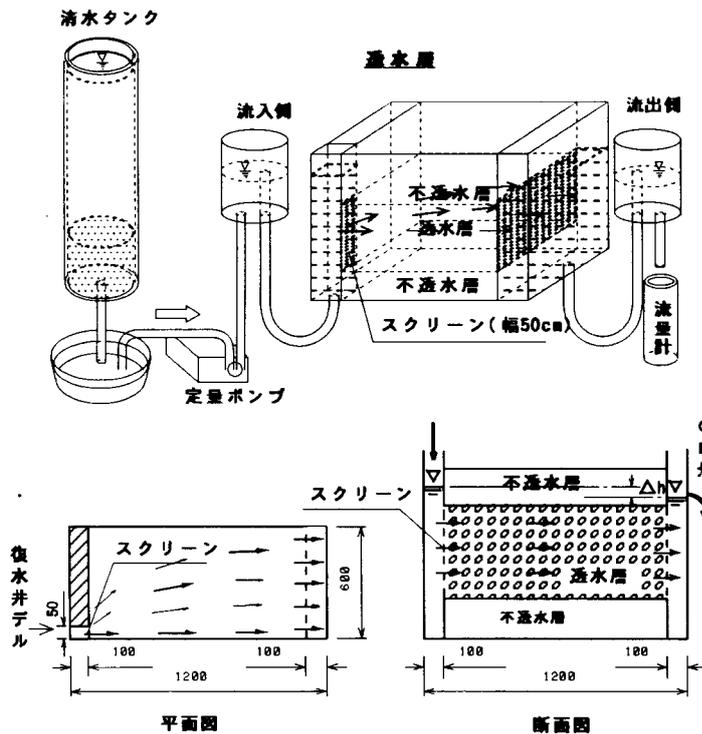


Fig.18 Experimental apparatus (recharge side model experiment)

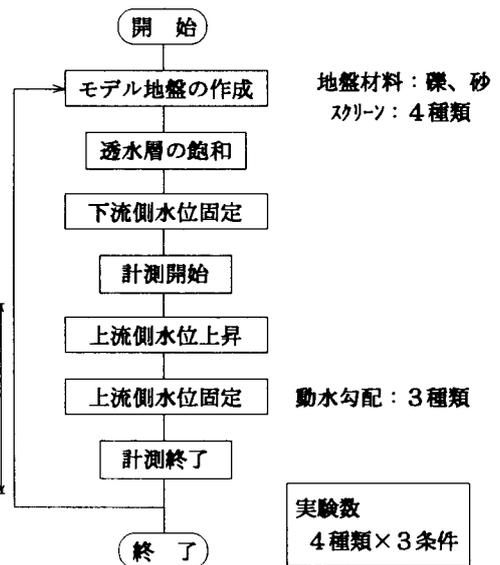


Fig.19 Recharge side model experiment procedure

Table 2 Experimental cases (recharge side model experiments)

条件 材料	スクリーンの種類	動水勾配	計
礫	2	3	6
砂	2	3	6

4 実験結果

4.1 3次元モデル実験結果

3次元モデル実験での目詰まりの発生による流量阻害の判定結果を表-3に示す。目詰まり発生の判定は、流量の変化状況、復水井付近の水位分布の変化状況から判定した。

(1) 礫の実験の検討

1) 両側通水の実験

(礫-両側通水-全体)

両側通水条件で実施した3種類の動水勾配での (Q/i) の測定結果を比較したものを図-20に示す。縦軸の (Q/i) は計測流量 Q をそのときの動水勾配 i で除して求めている。これは設定水位の変動などを考慮するためである。同図において○数字で示した測定ポイントにおける水位分布例を図-21に示す。図-20により、設定動水勾配 $i=1/100$ と $i=2/100$ の実験では $i=1/100$ の実験の初期の (Q/i) が若干大きくなっているが、その後の $i=2/100$ の終了まで、(Q/i) の低下傾向は認められない。

$i=3/100$ の実験では (Q/i) が大きな値を示し、変動も大きい結果となっている。これは、 $i=2/100$ の実験までに上流側水槽付近での水位変化が拡大する傾向にあったため、上流側水槽付近の地盤の一部入れ替え作業を実施したこと、流量が大きく、簡易脱気水の供給が間に合わなく水位保持が一定でなかったことによるものである。

図-21の水位分布の変化を見れば、「両側通水」全体で復水井付近での水位差が拡大するなどの目詰まり的な現象は認められないことがわかる。

2) 片側通水の実験

(礫-片側-全体)

片側通水条件で実施した3種類の動水勾配での (Q/i)

の結果を比較したものを図-22に示す。同図において○数字で示した測定ポイントにおける水位分布

Table 3 Table of 3-dimensional model results
screen used : S0.5mm - 17.5%

symbol ○ - no blockage

× - cases where blockage has occurred

透水層材料	通水条件	設定動水勾配			
		1/200	1/100	2/100	3/100
礫材料	両側通水	—	○	○	○
	片側通水	—	○	×	×
砂材料	両側通水	—	×	×	×
	片側通水	×	×	×	×

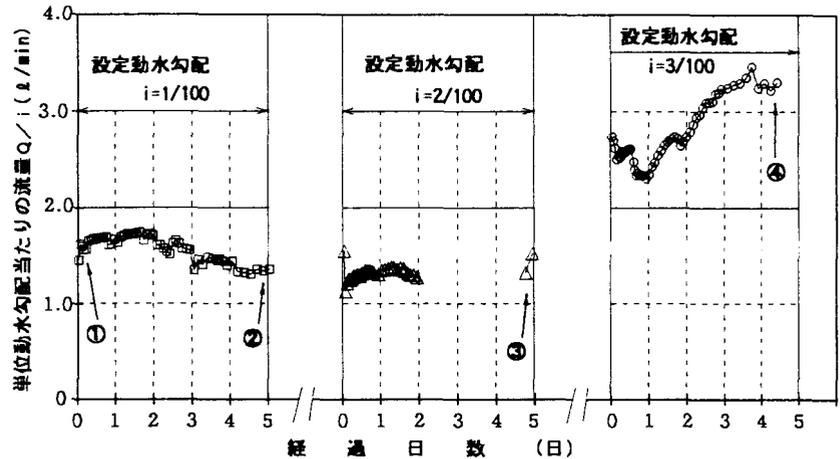


Fig.20 Variation of flow rate with time (3D model)
"gravel, both sides permeabl"

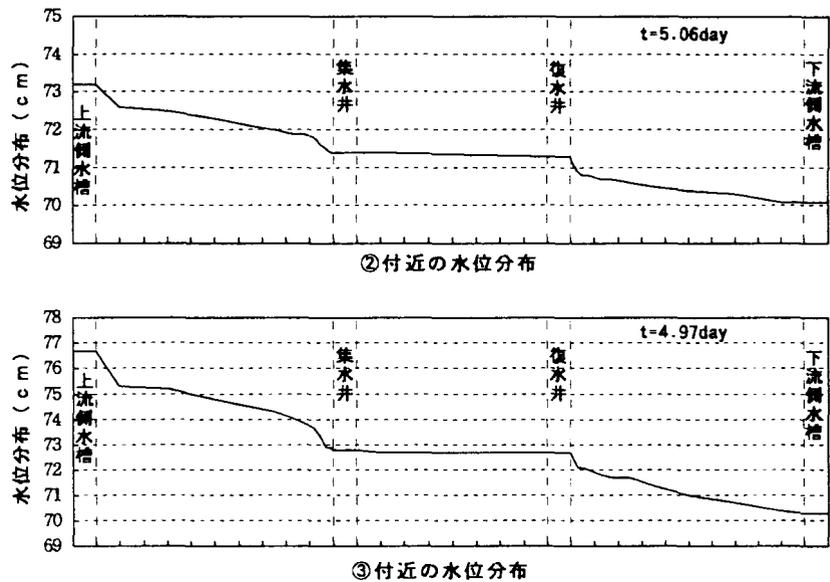


Fig.21 Example of water level distribution measurement
(3D model) "gravel, both sides permeable"

を図-23に示す。図-22によれば、 (Q/i) は $i=2/100$ の初期には $i=1/100$ 条件と同じ傾向を示しているが、その後急激に2割程度低下し、回復状況を見せながらも徐々に低下した。 (Q/i) の低下傾向は $i=3/100$ の条件下でさらに継続的に進行していく。

図-23の水位分布の変化を見ると、この (Q/i) の低下は復水井付近の地盤 (10~30m 区間) での水位差拡大傾向と一致していることがわかる。これらの現象は西垣ら[15]の目詰まり発生判定に利用した現象と同じである。明らかに目詰まりが発生し、その後、目詰まり程度が進展していったことがわかる。一方、この現象に伴って上流側地盤内の水位差は小さくなってきている。

図-24に $i=2/100$ の実験における復水井付近水位の経時変化を示す。表示した測定ポイントは復水井の水位および復水井からの離れ +10mm、+30mm、+50mm、+80mm、+130mmの各点 (いずれも壁面から地盤内 +5mmの点に設置したマンメータによる測定) である。同図により、復水井の水位は (Q/i) が低下し始める時期と一致して上昇を始めている。+10mm点も同様の傾向を示す。逆に、+30mm点以降の測点は (Q/i) が低下し始める時期に一致して低下し、この間で水位差が拡大する。このことから、+10mm点と+30mm点の間で目詰まりが進行していることがわかる。

流量の変化で見ると、復水井付近の地盤で目詰まりが発生、進行し、 (Q/i) は50~60%程度の低減となっている。これは、下流側では、「目詰まりの発生→復水部での水位差の拡大→復水部での動水勾配の上昇」、という状態が発生し、一方上流側では、「復

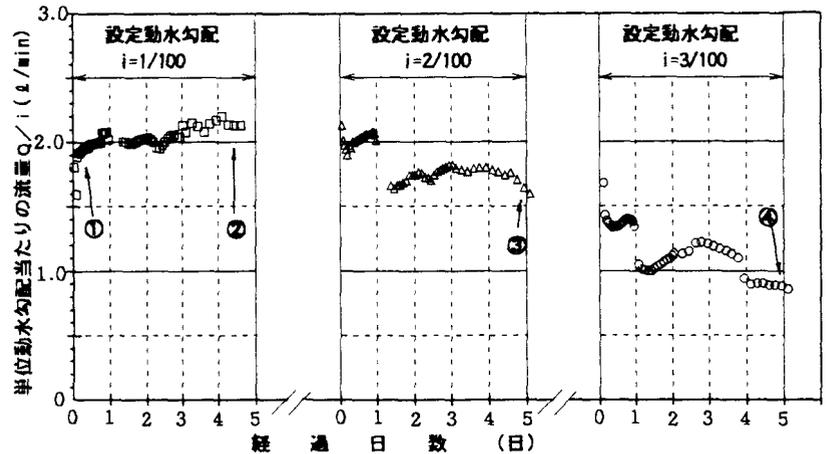


Fig.22 Variation of flow rate with time (3D model) "gravel, one side permeable"

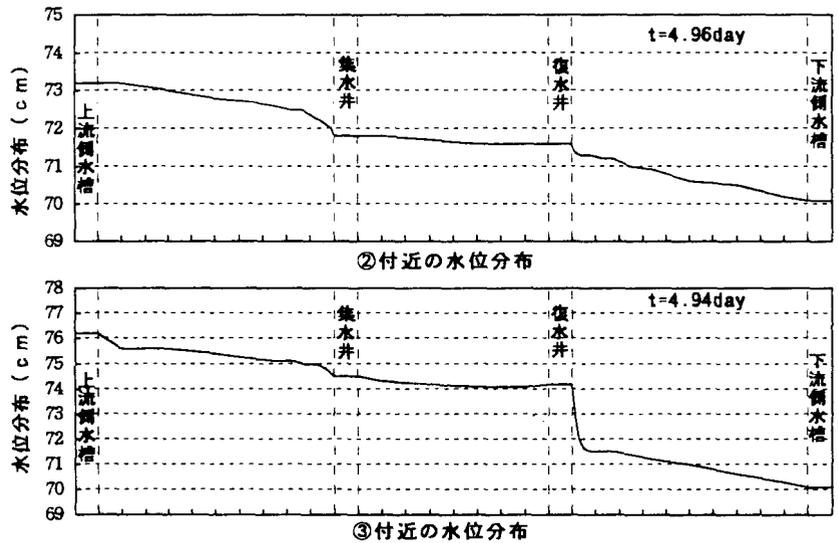


Fig.23 Example of water level distribution measurement (3D model) "gravel, one side permeable"

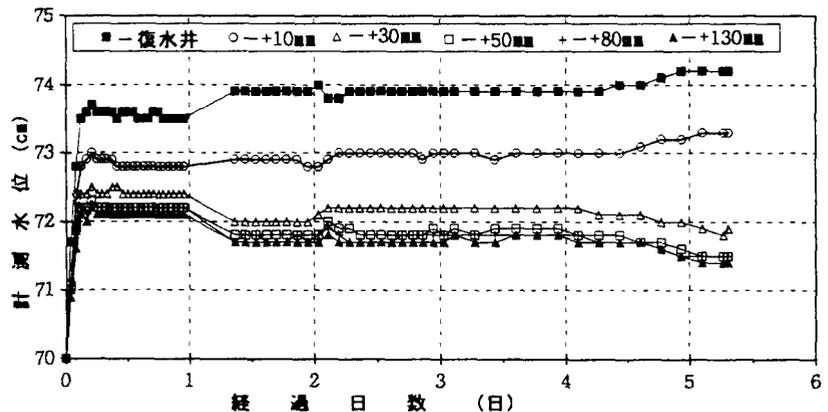


Fig.24 Variation of water level with time near the recharge well (3D model) "gravel, one side permeable, $i=2/100$ "

水部で目詰まりの発生→集水井と復水井の水位差の縮小→上流側水槽と集水井間の地盤の水位差低下→集水井への流量低下」という現象となり、見かけ上 (Q/i) の低減が50~60%程度になっているものと思われる。

以上述べたように、片側通水、 $i=2/100$ 条件下では (Q/i) が15~20%程度低下し、下流側の水位分布は特定の区間(復水井からの離れ+10mm点と+30mm点の区間)の水位差が拡大するという現象が発生していることから、当条件下では明らかに復水井側の地盤で目詰まりが発生し、流量阻害をおこしていると言える。 $i=3/100$ の場合は目詰まりがさらに進行し、流量阻害が大きくなっている。

(2) 砂の実験の検討

表-3に示したように、砂の場合は「両側通水」、「片側通水」とともに目詰まりが発生し、流量も大きく低下した。水位分布の測定結果の例を図-25に示す。また、復水井付近の水位の経時変化の測定例を図-26に示す。礫の実験では目詰まりの発生区間は復水井からの離れが+10mmから+30mm区間であったが、砂の実験では復水井と+10mmとの間で発生している。これはいずれの条件でも同じであった。

一方、図-27、-28に「片側通水、 $i=3/100$ 」の場合の流量経時変化、および復水井付近の水位の経時変化例を示す。このケースで特長的事は、計測当初から目詰まりが発生し流量も少ないのに、その後2日目付近で若干ではあるが、流量が回復しある程度の流れを維持していることである。

図-27によると、流量が回復した時期には水位分布状況も変化し、復水井と周辺地盤

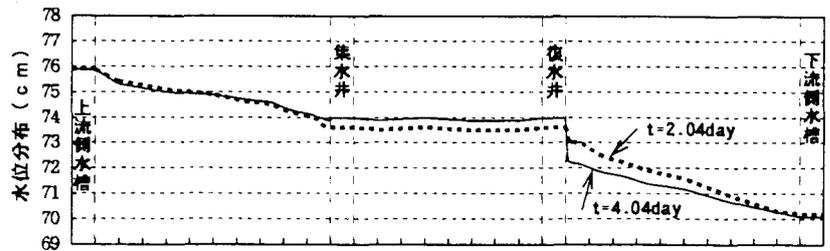


Fig.25 Example of variation in water level distribution (3D model) "sand, both sides permeable, $i=2/100$ "

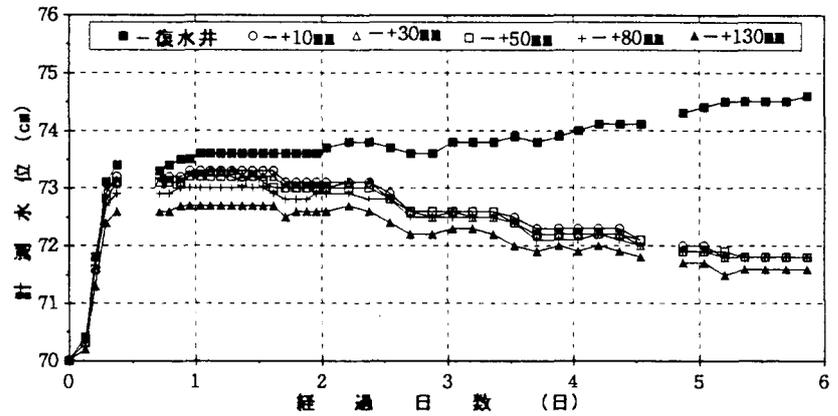


Fig.26 Variation of water level near the recharge well (3D model) "sand, both sides permeable, $i=2/100$ "

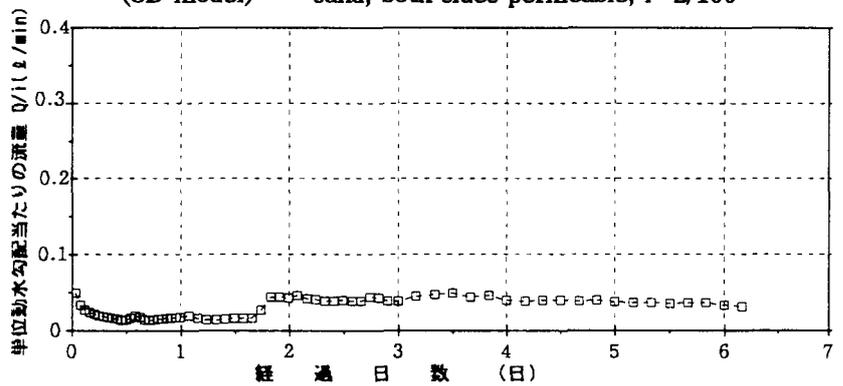


Fig.27 Variation of flow rate with time (3D model) "sand, one side permeable, $i=3/100$ "

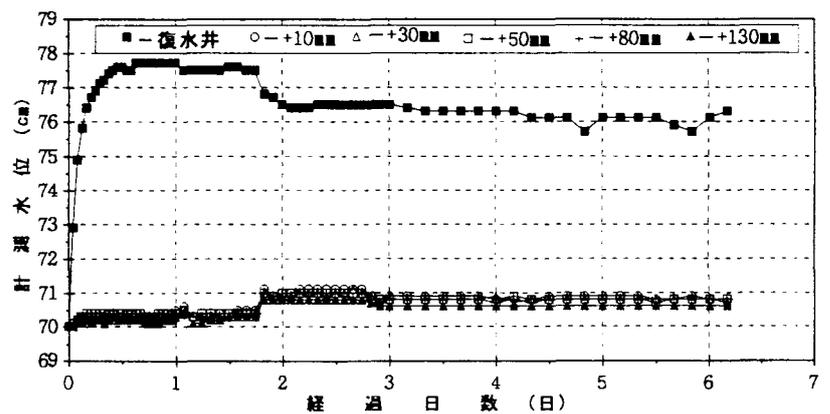


Fig.28 Variation of water level near the recharge Well (3D model) "sand, one side permeable, $i=3/100$ "

との水位差が縮小するという、先に示した目詰まりが発生した時の状況と逆の現象を示していることが分かる。これは目詰まり領域の一部のみずみちが形成され、局部的な流れとは考えられるが一定の流路が形成されたためと考えられる。地盤内の局所的なみずみちを的確に捉えることはかなり困難なことであるが、文献[5]ではトレンチとグラベルドレーンを配置して地盤内のみずみちを捕らえる工夫を凝らしている。室内実験のレベルではあるが、みずみちが確保されると確実な復水量が期待できることから、広い面からの復水は有効な対策と言えよう。

4. 2 復水側モデル実験結果

表-4に復水側モデル実験での目詰まり発生による流量阻害の判定結果を示す。

復水側モデル実験ではスクリーンの種類を変えているが、使用したスクリーンとの関係でみると、スクリーンの開口率の小さいものが目詰まりが発生しやすいような傾向を示している。

礫地盤でスロットサイズ1.5mm、開口率27.3% (S1.5mm-27.3%)のスクリーンを使用したケースの流量の経時変化、水位分布の測定例を図-29、-30に示す。設定動水勾配は*i*=4.5/100条件である。

復水側モデル実験で特長なことは、目詰まり発生が認められる条件でも、流量の変化が小さいことである。これは、目詰まりの発生によって流量が減少するものの、復水井の水位が一定のため、目詰まりが大きく進行しないためと思われる。また、目詰まりの発生が復水井のごく近傍で発生しているために、目詰まりが進行しにくい条件にあるためと思われる。一方、3次元モデル実験では目詰まりの発生とともに復水井の水位が上昇するために、目詰まりが進行するという現象が認められている。使用したスクリーンの条件と目詰まりの発生条件に関する検討は次章で行う。

Table 4 Table of recharge side model results permeability conditions: one side permeable symbol ○ - no blockage × - cases where blockage has occurred

透水層材料	使用スクリーン スロットサイズ-開口率	設定動水勾配		
		1/100	3/100	4.5/100
礫材料	S 1.5mm-40%	○	○	○
	S 1.5mm-27.3%	○	×	×
砂材料	S 1.0mm-30%	○	×	×
	S 0.5mm-11.1%	×	×	×

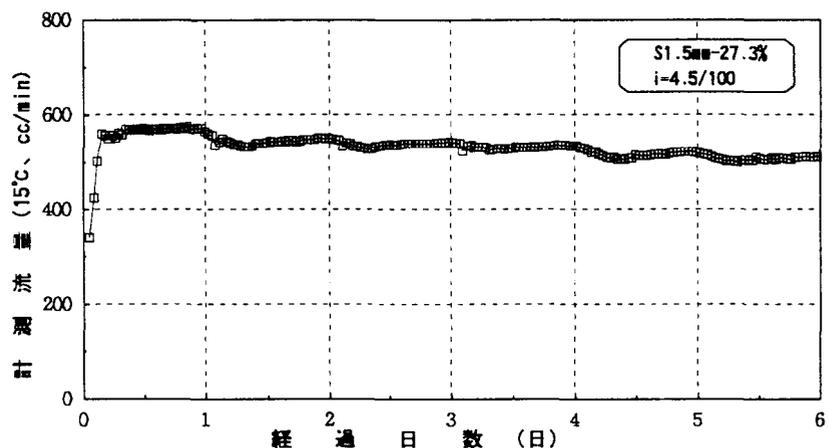


Fig.29 Example of measurement of variation of flow rate with time (recharge side model) "gravel, *i*=4.5/100"

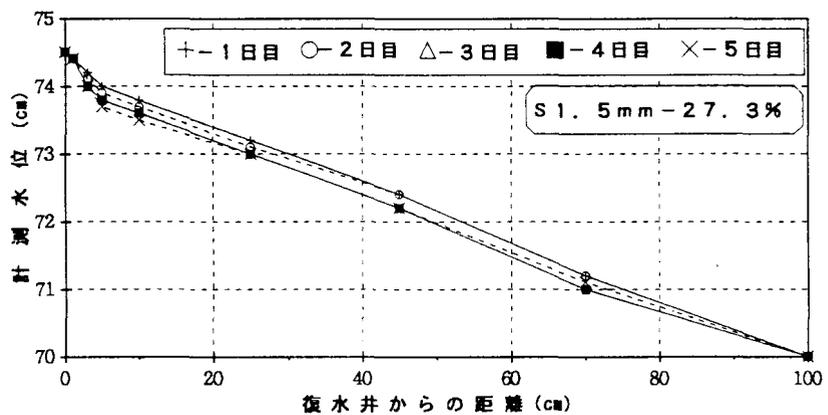


Fig.30 Example of measurement of variation of water level (recharge side model) "gravel, *i*=4.5/100"

5. 流量阻害に関する検討

5. 1 目詰まりに発生に関する検討

土粒子の移動に関しては先に述べたように、流速あるいは動水勾配に着目した整理が行われることが多い。前者は土粒子の移動を浸透圧で説明しようとするもので、後者は水の流速エネルギーと関係付けようとするものと言える。また、流速については地盤の平均的な流速を表すダルシー流速と、地盤の間隙を考慮した実流速がある。実流速を地盤の間隙内を実際に流れる水の流速と考えると、地盤内の細粒土粒子の移動を説明しやすいと言える。一般的には、ダルシー流速を V_d 、有効間隙率を β とすると実流速 $V_r = V_d / \beta$ で求められる。

しかしながら、実際に水の流れる流路としての間隙の大きさや連続性、分布状況などについては未知であり、地盤内間隙を流れる平均的な流速としての評価とも言える。

図-31に土粒子の粒径と土粒子が移動する限界実流速との関係[10, 11]を示す。

一方、流速 V と動水勾配 i については $V = k \cdot i$ の関係にあり、土粒子の移動が動水勾配 i と関係するとすると、透水係数 k が同じとすれば流速で評価しても同様の結果となるものと思われる。ところが、間隙の分布が均一でなければ、透水係数にも同じことが言えるため、必ずしも土粒子の移動に関して同一評価となっていないものと考えられる。実験結果の整理に当たって、ここでは復水井の開口部のごく近傍で目詰まりが発生していること、地盤状況を原位置状況と類似させていること、有効間隙を求めることが困難であることなどを考慮して、ダルシー流速と目詰まりの関係で整理することにした。この際に、スクリーンによる影響を考慮するため2種類の流速での評価を試みた。

ここに、 V_{s1} : 復水流量 Q をスクリーンの設置面積で評価した流速 (cm/s)

V_{s2} : 復水流量 Q をスクリーンの開口率面積で評価した流速 (cm/s)

V_{s1} はスクリーンとその背面の透水材料とを一つの透水層と見なした考え方であり、スクリーンと透水地盤を一体として評価したものである。 V_{s2} はスクリーンによる影響としてスロットサイズ(目開き)の開口面積を考慮しているために、背面の透水地盤に浸透する水の流れによる影響を見ることができる(図-32)。

3次元室内モデル実験と復水側モデル実験の結果を、目詰まり発生による流量阻害状況と流速 V_{s1} 、 V_{s2} との関係で整理した結果が図-33、-34である。

なお、流量阻害(目詰まり)の指標として、流量比(=単位動水勾配当たりの流量の変化 $(Q/i)_t / (Q/i)_{init}$)を縦軸に採用した。

ここに、 $(Q/i)_{init}$: 初期安定時の単位動水勾配当たりの流量 (ℓ/min)

$(Q/i)_5$: 5日経過後の単位動水勾配当たりの流量 (ℓ/min)

なお、実施した2種類の実験を比較する際、以下に述べる点に注意する必要がある。

① 3次元室内モデル実験では目詰まりが発生すると、復水井の水位が上昇する。このため目詰まりが発生すると、復水側地盤の動水勾配が大きくなり目詰まりはさらに進行する。

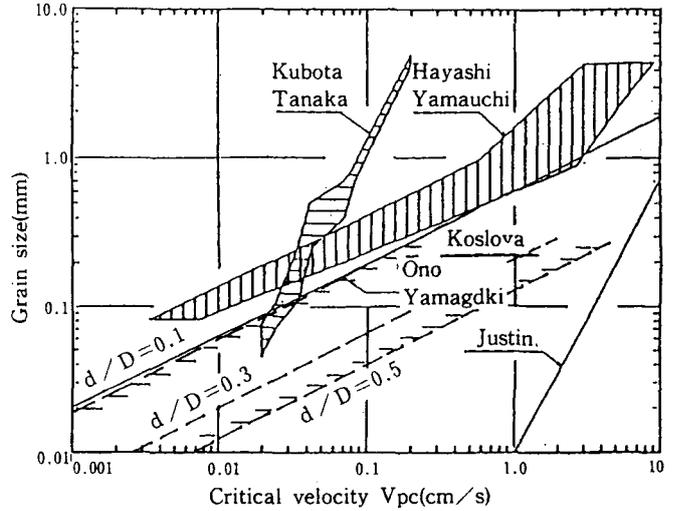


Fig.31 Relation between grain size and critical velocity [10], [11] (Koslova's proposed equation[10] has been added to the figure from reference [11])

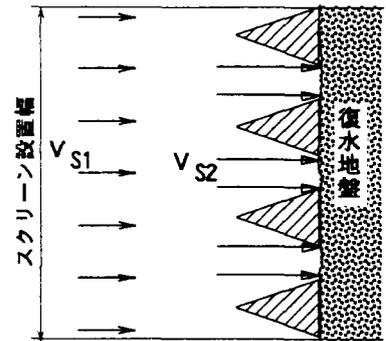


Fig.32 Flow velocity diagram

- ② 復水側モデル実験では復水井の水位固定であるために、実験中で動水勾配の変化はほとんどない。
- ③ ①、②のため、目詰まりを評価する指標として流量比を採用しているが、3次元室内モデル実験については、表示された流速における目詰まり発生程度の絶対的な評価値ではない。

(1) 礫材料

図-33(a)は V_{s1} と流量比の関係、図-33(b)は V_{s2} と流量比の関係である。この図より、礫材料の場合は開口率を考慮した流速 V_{s2} で整理した結果が、目詰まりの発生によく対応していることがわかる。使用したスクリーンの違いは開口率を考慮した流速で整理することで同じ評価が出来ることが分かる。

目詰まり発生後の流量比の低下程度(目詰まりによる流量の低減程度)が両方の実験で異なるのは、実験方法の違いによるものであろう。概して、復水側モデル実験のケースが目詰まりによる低減程度が小さくなっている。これは復水側モデル実験のケースでは目詰まりの発生後も復水井での水位変動(水位上昇)がないためであり、3次元室内モデル実験では目詰まりにより復水井の水位上昇が発生し、

目詰まりを促進させるためと考えられる。流速と目詰まりの関係を評価すると、最小流速 V_{min} は

$$V_{s1} \text{で評価すると、} (V_{s1})_{min} = (13 \sim 14) \times 10^{-3} \text{ (cm/s)}$$

$$V_{s2} \text{で評価すると、} (V_{s2})_{min} = 70 \times 10^{-3} \text{ (cm/s)}$$

程度の流速で目詰まりが発生すると言えよう。

ただし、この値は、締固めて作製した透水層での値であり、原位置での礫層は自然堆積状況下で経年履歴を受けていることを考慮すると、もっと大きな値になるものと思われる。

(2) 砂材料

図-34(a)に V_{s1} と流量比の関係、図-34(b)に V_{s2} と流量比の関係を示す。この図より、砂材料の場合は V_{s1} あるいは V_{s2} のいずれの方法で整理した結果も、目詰まりの発生と流速の関係は対応が悪い。小さな流速で目詰まりが発生しているところに砂材料での実験の特長がある。目詰まり後の流量比の低減程度が大きくばらついていること、低減程度に両方の実験で差が見られるのは先に述べたように実験方法の違いによるものであろう。

流速と目詰まりの関係を評価すると、

$$V_{s1} \text{は} (0.15) \times 10^{-3} \text{ (cm/s) 以上、}$$

$$V_{s2} \text{は} (0.84) \times 10^{-3} \text{ (cm/s) 以上、}$$

でいずれも目詰まりが発生しており、最小流速 V_{min} は明確でない。これらの値は礫に比べていずれも小さな値、礫材料の約1/100となっており、目詰まりしやすい材料であるとも言える。

この室内実験で得られた値は、礫材料でも述べたように、締固めて作製した透水層での値である。

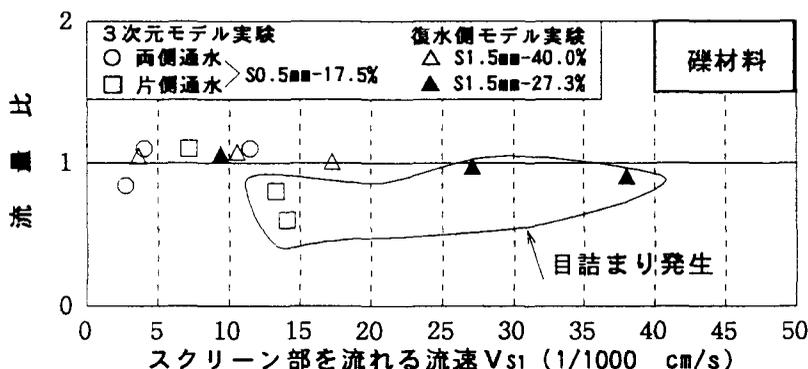


Fig.33 (a) Relation between flow ratio and flow velocity V_{s1} (gravel)

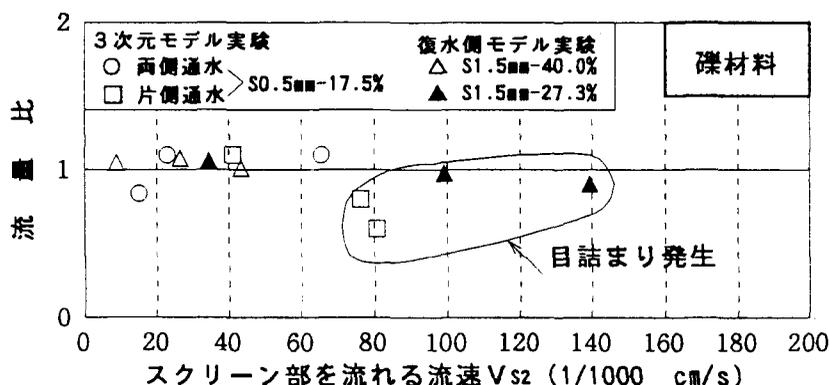


Fig.33 (b) Relation between flow ratio and flow velocity V_{s2} (gravel)

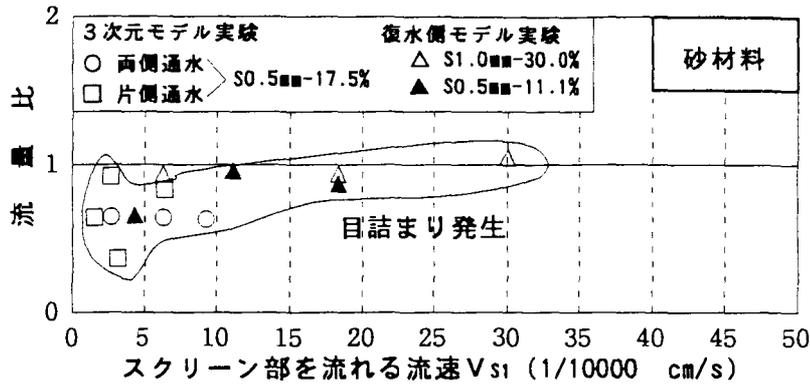


Fig.34 (a) Relation between flow ratio and flow velocity V_{s1} (sand)

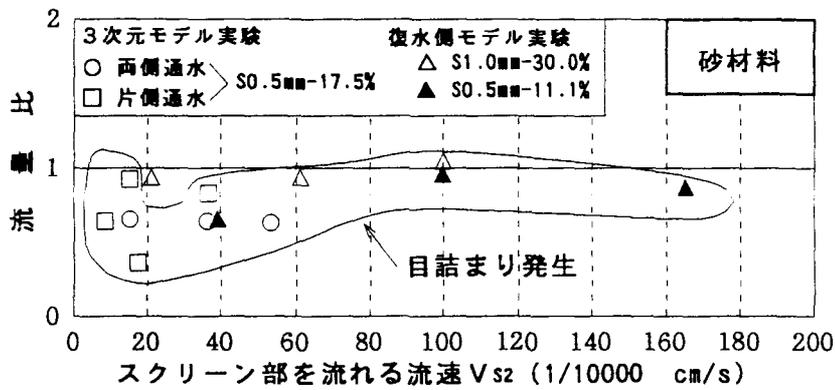


Fig.34 (b) Relation between flow ratio and flow velocity V_{s2} (sand)

原位置での砂層は経年履歴や地下水が水脈やみずみち的な流れもあり、室内モデル地盤よりは復水しやすい条件下にあるものと思われ、この結果から原位置での復水が不可能と判定することは現実的ではない。原位置での復水試験によって、確認することが重要であると言える。

5. 2 復水施設の設計に関する検討

(1) 通水施設の検討フロー

図-35に、3次元室内モデル実験および復水側モデル実験結果を踏まえた通水施設の設計の考え方を示す。通水施設の設計においては、限界流速 V_p を基本とすることを提案している。この限界流速は対象とする地盤によって異なるものと思われるが、目詰まり発生 の最小流速 V_{min} を目安にして設定されることになる。例えば、

$$V_p = \min(V_{min,1}, V_{min,2})$$

とし、 $V_{min,1}$: 室内試験などで求めら

れた最小流速、 $V_{min,2}$: 原位置での復水試験などで求められた最小流速とし、いずれか小さい流速を限界流速とする。一般的には $V_{min,1} \leq V_{min,2}$ と考えられる。

一方、設計流速 V_d は通水施設の設置間隔、開口部の面積 (スクリーンの全面積) や使用するスクリーンの開口率などから決定され、 V_d が V_p 以下になるようにする。この際に、限界流速に対する余裕度係数 f (仮称) を取り入れることを提案している。これは地下水障害対策は恒久的な対策であ

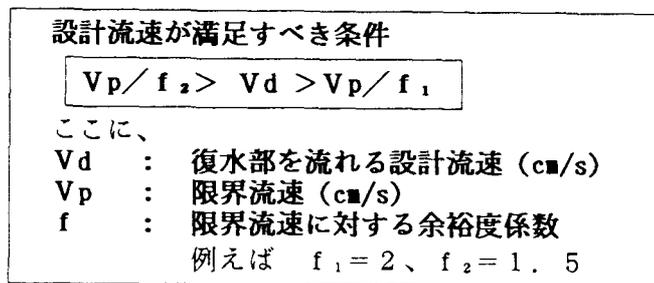


Fig.35 Design condition for permeable facilities

り、通水機能が継続されていくためには、目詰まりによる流量阻害を避け、地下水環境の季節的な変動や将来的な変化（流速、水位、方向など）に対して余裕を持った設計が望ましいと考えるからである。余裕度係数の値をいくつにするかについては、これまでの対策事例の効果などをふまえる必要があり、今後の課題と言える。また礫材料については目詰まりが発生する最小流速が確認できたが、砂材料については確認されていない。また原位置における礫や砂層の最小流速を確認することも合理的な通水施設の設計のために必要と考えている。

6. 総括

通水機能を有する山留め壁として提案している通水連壁工法を採用した場合の迂回浸透機能の確認と流量阻害に関する検討をするために、3次元モデル実験と復水側モデル実験を実施した結果を以下にまとめる。

使用した地盤材料は東京地区の代表的な礫および砂層と類似の材料を使用し、密度を合わせるようにしている。

- (1) 復水側で目詰まりが発生すると、復水井および集水井の水位が上昇し、集水・復水する流量が減少する。その結果、上流側では水位が上昇し、下流側では水位が低下する。目詰まりが発生しないような条件で通水施設の配置などを設計をする必要がある。
- (2) 実験によると、復水側の目詰まりの発生は、復水井のごく近傍で発生し、礫材料では30mm～50mm、砂材料では10mm以内であった。
- (3) 目詰まりの発生と復水井でのダルシー流速との関係で整理すると、スクリーンの開口率を考慮した方が目詰まりをよく評価できる。
- (4) 目詰まりが発生するときの流速を最小流速とすると、実験に使用した礫材料では 70×10^{-3} (cm/s)程度であった。砂材料はほとんどのケースで目詰まりが発生し、最小流速は明確にできなかった。目詰まりが発生しやすい地盤材料といえる。
- (5) 原位置地盤の目詰まり特性は室内実験の結果と異なることが考えられ、原位置で最小流速を確認し、設計に反映させていく必要がある。

引用文献

- 1) 例えば、朝日新聞大阪版夕刊記事1993.12.11「お騒がせ 京都の地下鉄工事」
- 2) 崎高組社内資料：通水連壁工法の開発,1991.
- 3) A. Weiler :The duisburg method of metro-construction, a successful application of the gap-freezing- method, The 2nd Int. Symp. on Ground Freezing, The Norwegian Institute of Technology, pp.916-927,1980.
- 4) 日経コンストラクション:450ha もの土地をバイオープ化,日経コンストラクション,pp.54-58,1992年7月10日号.
- 5) 宇野尚雄・西垣 誠・永井 宏・柳田三徳：地下水環境保全のための復水工法の設計,第38回土質工学会シンポジウム,pp.153-158,1993年.
- 6) 住之江 勝・上野秀裕・戸田博文・佐藤昭男・堀 幸夫：掘削式自動車道における地下水流遮断防止対策,土木学会中部支部平成5年度研究発表会講演概要集,pp.617-618,1994.
- 7) 生田雄康・松本岸雄・古山章一・大野賢二：仙石線地下化工事における地下水保全対策,土と基礎,Vol.43,No.4,pp.41-42,1995.
- 8) 助川 禎・小野重剛・西垣 誠・千葉幸治：地下鉄建設に伴う地下水流影響解析と自然保護,第38回土質工学会シンポジウム,pp.183-190,1993.
- 9) 西垣 誠：建設工事に伴う地下水災害とその考え方,地下水学会誌,第30巻,第2号,pp.59-70,1988.
- 10) 電力土木技術協会編：最新フィルダム工学,(社)電力土木技術協会,pp.99-103,1981.
- 11) 大野陸夫・山崎 弥・トランデュックフィオアン：砂のバイピング特性に関する実験的研究,間組研究年報,pp.27-36,1981.
- 12) 建設省土木研究所：地下空間建設における地下水環境の保全技術マニュアル(案),pp.29-48,1993.
- 13) 西垣 誠・田中卓也・苗村正三・森嶋 章：復水工法の目詰まり特性に関する研究,土木学会第45回年次学術講演会,第Ⅲ部,pp.826-827,1990.
- 14) 地下水ハンドブック編集委員会編：地下水ハンドブック,pp.1293-1301,建設産業調査会,1979
- 15) 西垣 誠・森脇和司・岸 靖：復水工法における目詰まり特性,第24回土質工学研究発表会講演集,pp.1682-1683,1989.