

Ⅲ．二次元数値解析による湧水処理工法の検討

Ⅲ－１．解析条件と解析方法

(1) 解析条件

カマ状の湧水を想定したFig.Ⅲ-1のような解析領域を設定し、上述の吉田らの解析法⁸⁰⁾によって二次元FEM定常流解析を行った。解析は、上述した暗渠に水平遮断層を組み合わせた遮断層工法について検討した。

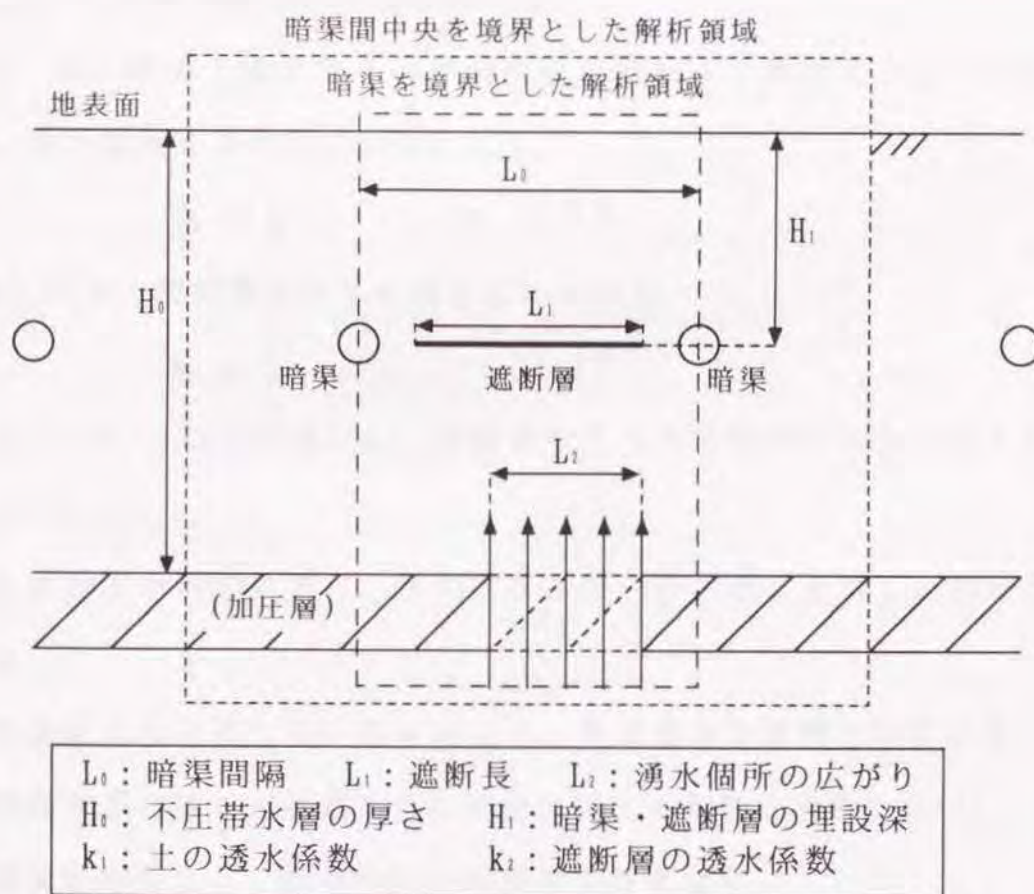


Fig.Ⅲ-1 解析領域の模式図

基礎方程式と境界条件は、次のとおりである。

$$k_x \frac{\partial^2 H}{\partial x^2} + k_z \frac{\partial^2 H}{\partial z^2} = 0 \quad - \quad (1)$$

ここで x, z : 直交座標

H : 全ポテンシャル ($= P + h$)

P : 圧力ポテンシャル

h : 位置ポテンシャル

k_x, k_z : 水平, 鉛直方向の透水係数

(1)式の境界条件は次のとおりとした。

(a) 湧水個所 : 被圧地下水が加圧層の間隙より湧出するものとする。
湧水個所を基準高 ($h=0$) として

$$H = P \quad - \quad (2)$$

(b) 暗渠 : 暗渠管は大気に通じているので

$$H = h \quad - \quad (3)$$

また、(2), (3)式のほかに、解析を行ううえでの条件は以下のとおりとした。

- ①自由地下水面の位置は、圧力エネルギーが大気圧と等しい部分とする。
- ②地表排水は完備しているものとし、地表湛水や再浸入は生じない。
- ③降雨や蒸発散など地表からの浸出入による影響は考慮しない。
- ④地盤は均質とし、異方性による影響は考えない。

上述の①～④の条件について、解析上次のように定めた。

まず、①の条件は、計算終了後のポテンシャル分布をもとに、 $H = h$ を満たす面を自由地下水面とした。②については、地表面にあたる節点のポテンシャル値が位置エネルギーを上回り、湛水を生じた場合 ($H > H_0$) には、 $H = H_0$ を境界条件として代入し再計算した。③は、湧水に関する境界条件についてのみを与え、降雨や蒸発散にあたる条件を加えなかった。④は、各要素内での透水係数を一定値とし、 $k_x = k_z$ とした。

また、本研究で行った解析は、ダルシー則が成り立つ浸透場での定常流解析である。そのため、透水係数とポテンシャルエネルギーは独立した関係にある。したがって、透水係数の値は、ポテンシャル分布、つまり自由地下水面の形状には関係せず、透水係数の比が影響を及ぼすことになる。ここでは、透水性に関するパラメータとして不圧帯水層の透水係数 (k_1) に対する遮断層の透水係数 (k_2) の比 (k_1/k_2) を透水係数比 (K) とした。

暗渠間の中央を境界とした場合における、遮断層の有無やその透水性による自由地下水面への影響をFig. III-2に示した。図中の水位は、不圧帯水層の厚さにより無次元表示した。遮断層の条件の違いによる影響は、暗渠の外側領域 (Fig. III-2右側の水位) には及ばず、解析領域にこの部分を含めることは無意味である。

本研究の解析領域は、Fig. III-1に破線で表した暗渠を境界とした領域を設定した。解析には、三角形要素を用い、領域を節点数231、三角形要素数400に分割した。要素分割図をFig. III-3に示した。

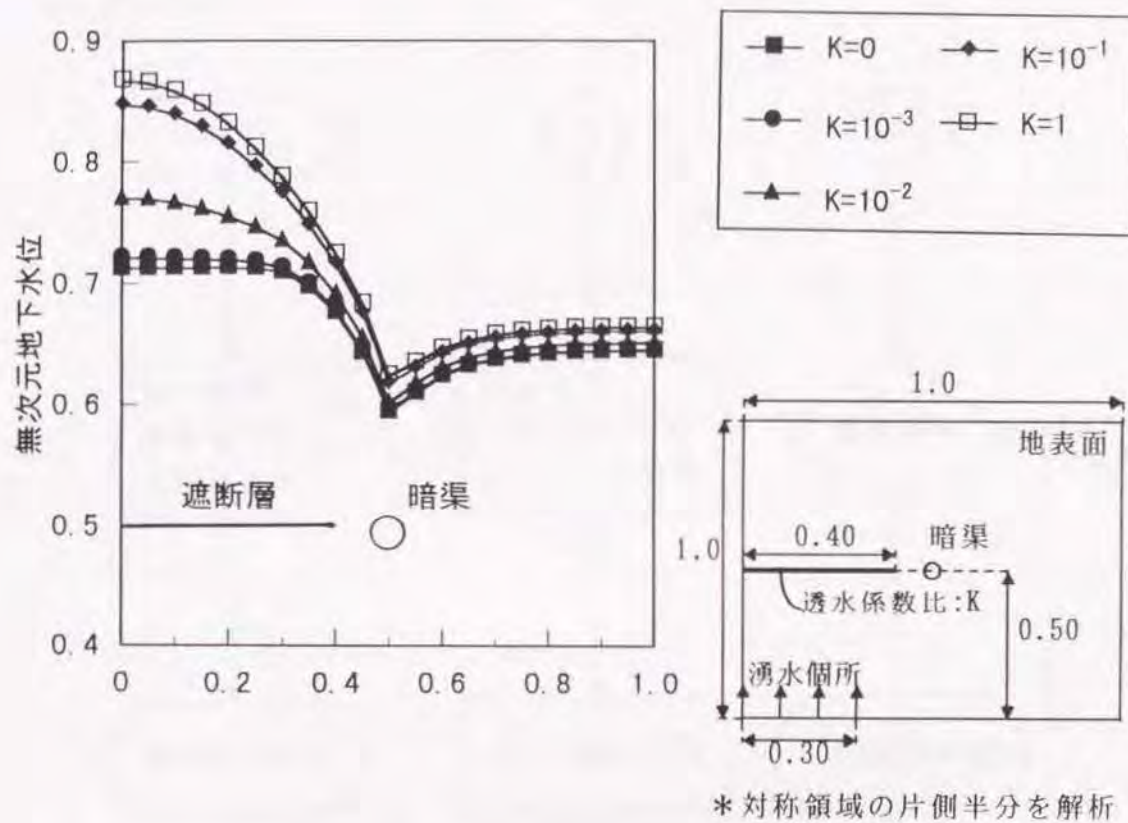


Fig. III-2 遮断層の透水性が暗渠外側部分の水位に及ぼす影響

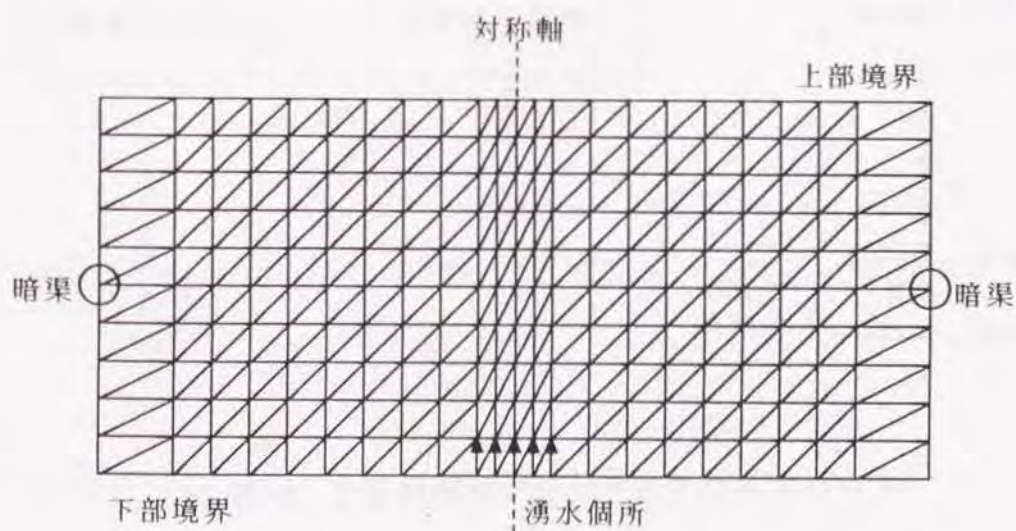


Fig. III-3 解析領域の要素分割図

以上の考え方にに基づき、上述の(1)式を解くFEM定常浸透流解析プログラムを作成した。プログラムのフローチャートをFig. III-4に示した。

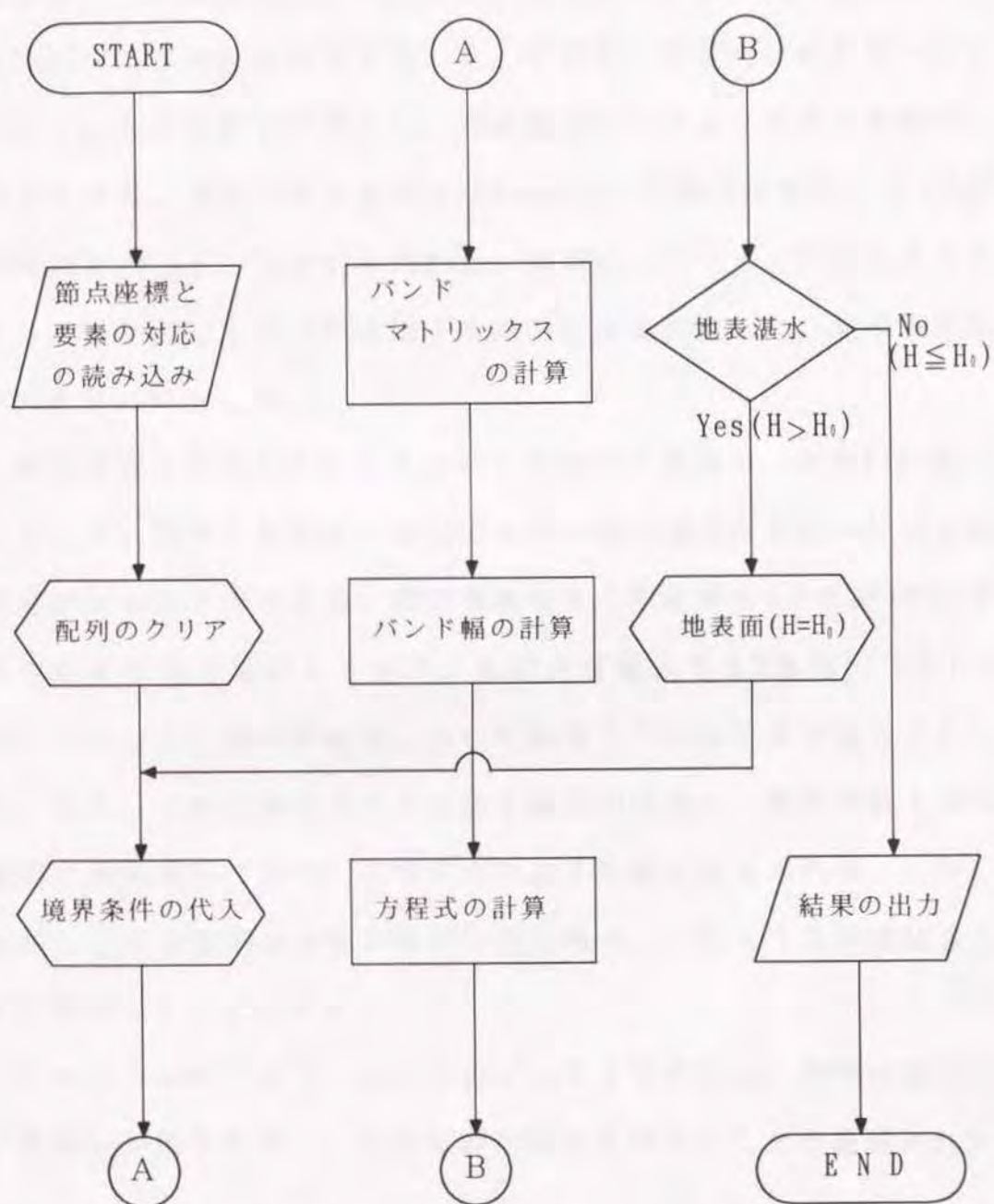


Fig. III-4 FEM解析プログラムフローチャート

(2) 数値解析の精度

F E M解析を進めるにあたり、前述の吉田らの方法¹¹⁾を用いることの有効性を示すため、サンドモデル実験により、解析精度の確認を行った。実験装置は、Fig. III-5のような奥行き15cm×幅85cm×深さ55cmの二次元浸透模型を用いた。実験は、装置内に砂を均一に充てんしたものを模型圃場とし、模型底部の一点より湧水を定常的に発生させた。湧水の水頭値は $H=55\text{cm}$ とし、実験用試料は、川砂(透水係数 $k=4.2\times 10^{-1}\text{cm/s}$)を用いた。測定は、マノメータ法によりポテンシャル分布を求め自由地下水面の位置を決定した。測点配置図をFig. III-6に示した。

模型実験と数値解析により求めた自由地下水面の一例をFig. III-7に示した。図中の水位は、測定値を不圧帯水層の厚さ55cmにより無次元表示したものである。模型実験結果と数値解析(F E M)の結果はきわめて良く近似しており、水位差は最大でも5%程度(約1.8cm)であった。各実験結果において暗渠上での水位差が最も大きくなったが、これは測定方法を含めた誤差の問題と、数値解析上での暗渠の境界条件($H=h$)の与え方による影響と考えられる。しかしながら、自由地下水面を全体的に見た場合、このような誤差はきわめて微小なものといえる。

このような結果から、以下に掲げるF E M解析は、実際の自由地下水面の挙動に近似し、必要な解析精度を有することが証明された。

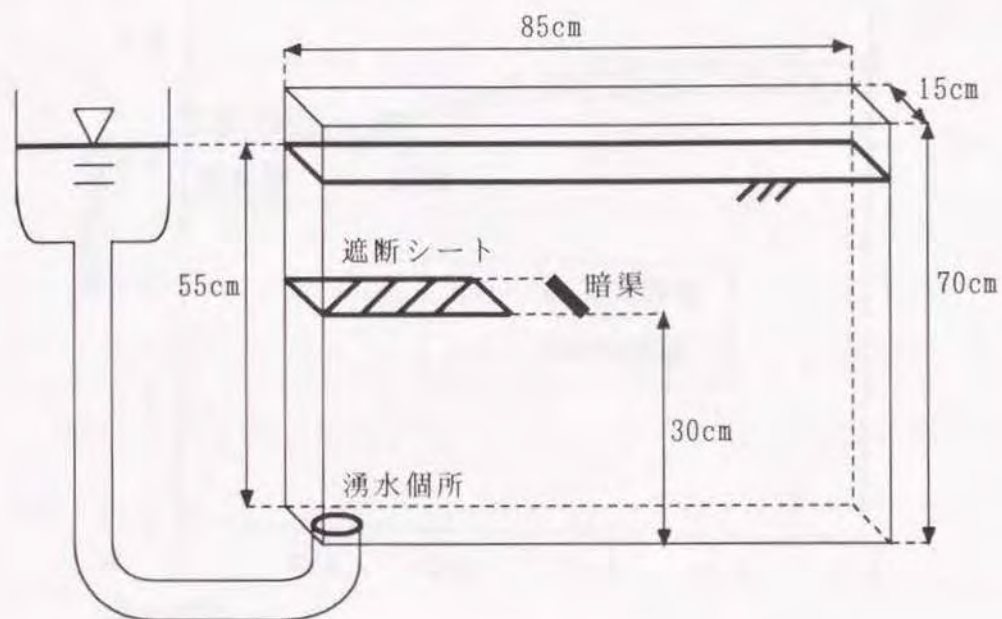


Fig. III-5 二次元浸透模型装置図

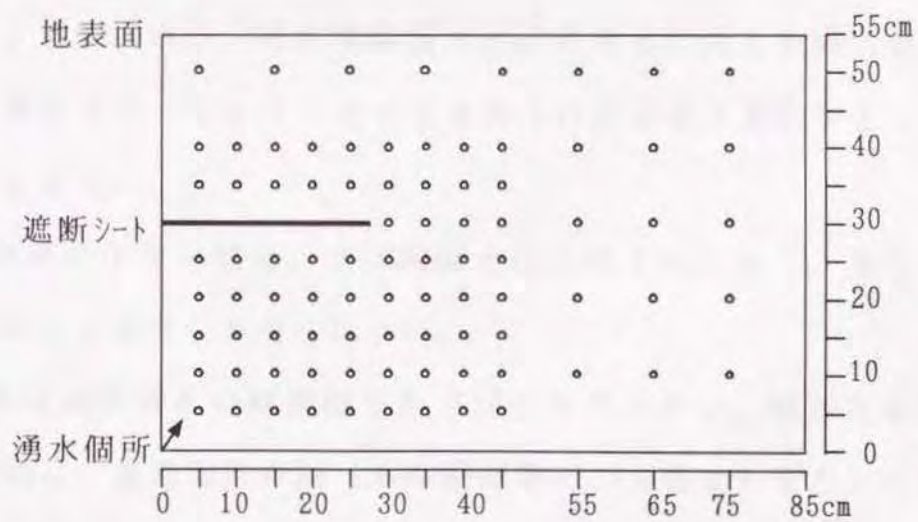


Fig. III-6 マノメータの測点配置図

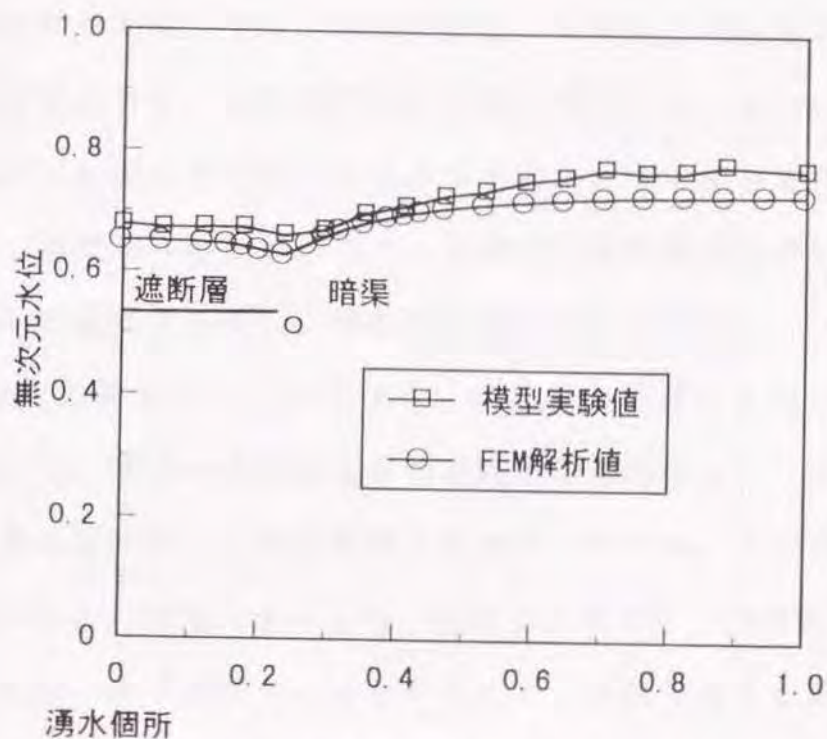


Fig. III-7 模型実験値とF E M解析値の比較

III-2. 遮断層工法の基礎特性と本章での解析内容

暗渠と遮断層の組み合わせによる湧水処理工法については、著者ら¹¹⁾がすでに提示し、その基礎特性と点状湧水に対する排水効果について解析を行っている。その結果得られた特徴を要約すると以下のようになる。

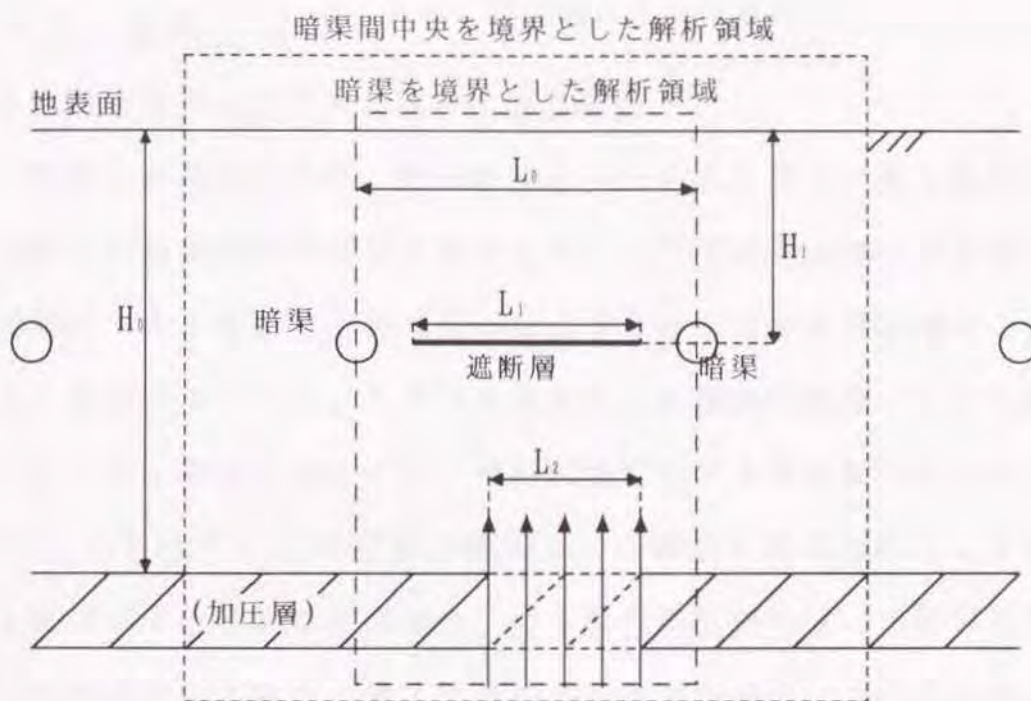
- ① 遮断率が小さい場合、全体的な水位の低下は小さく、地下水面を平均化する効果しか得られない。
- ② 暗渠は遮断層と分離埋設した方が効果が大きい。暗渠と遮断層末端の間に、最適埋設間隔（本暗渠間隔の10%程度）をおいた場合に地下水位は最も低下する。
- ③ 遮断層が透水性を有した場合、透水係数比（ K ）が、限界透水係数比（ K_c ）よりも小さければ、完全遮水（ $K=0$ ）の場合とほぼ同

等の効果が期待できる。具体的には、周辺の土の透水係数の1%程度が目安となる。遮断層が有する透水性が小さい場合には、層の下面に沿った流れが生じ、湧水を暗渠方向に導く働きをする。それにより、暗渠排水の効果が増す。遮断層の透水性が大きい場合には、層からの漏水量が増し、湧水処理効果が低下する。

④ 湧水を排水するだけでなく、湧水圧を利用して地下水環境を調整できる。暗渠を遮断層端から最適埋設間隔をおいて埋設した場合に、湧水箇所直上と周辺の地下水位が一致する。この位置に暗渠を埋設することで地下水位を均一に低下させることが可能となる。

上記は、湧水箇所が広がりをもたず、点状と考えた場合の特徴である。また、遮断層中心が湧水箇所の直上となるように対称配置した場合を検討したものである。しかし、湧水の性質として、発生箇所が広範囲に点在していたり、場所を特定することが困難であるなど、遮断層設置に伴う任意性が本工法の問題点として残されている。この解決のため、本章では、湧水箇所の形状や暗渠、遮断層の配置を変化させ、湧水処理効果についてより詳細な検討を行った。

解析領域はFig. III-1に前掲したが、ここで解析に関する主な物理諸元 (Table III-1) と併せてFig. III-8に再掲する。地下水位に関するパラメータ (最大水位 h_{max} と平均水位 h_i) は、不圧帯水層の厚さ (H_i) との比により無次元表示した。湧水箇所のポテンシャル値も同様に H_i により無次元表示し、地下水面が地表面近傍に現れるか、または若干の湛水を生じる状態を想定し、 $\Phi=0.9\sim1.1$ の範囲で検討した。



L_0 : 暗渠間隔 L_1 : 遮断長 L_2 : 湧水個所の広がり
 H_0 : 不圧帯水層の厚さ H_1 : 暗渠・遮断層の埋設深
 k_1 : 土の透水係数 k_2 : 遮断層の透水係数

Fig. III-8 FEM解析領域模式図

Table III-1 FEM解析に関する物理諸元

解析領域	$L_0/H_0 = 4.0$
暗渠・遮断層埋設深	$H_1/H_0 = 0.5$
湧水個所の大きさ	$L_2 = L_1/L_0$
遮断率	$L_3 = L_1/L_0$
暗渠間中央からの距離	$L_4 = x(\text{実距離}) / (L_0/2)$
遮断層透水係数比	$K = (\text{遮断層 } k_2) / (\text{周辺土 } k_1)$
湧水ポテンシャル	$\Phi = \phi(\text{実ポテンシャル}) / H_0$
全ポテンシャル	$H = P(\text{圧力}) + h(\text{位置})$
無次元水位	$h(\text{実水位}) / H_0$
平均水位 (飽和率)	$S(\text{飽和領域}) / (L_0 \times H_0)$
最大水位	h_{max} / H_0

III-3. 結果と考察

(1) 湧水個所の広がり と 地下水位 の 関係

これまでの解析²²⁾では、湧水個所を一つの点と考え、排水条件が最も厳しい暗渠間の中央部に設定した。ここでは湧水個所の位置は暗渠間の中央のままで、湧水個所に広がりをもたせた面状湧水の影響と、湧水のポテンシャル分布を変化させた場合の影響について検討した。湧水個所の広がり、暗渠間隔に対する湧水個所の大きさの比(L_r)を示す。 $L_r=0$ は要素網の中の1節点を湧水個所とした場合を意味する。井戸などの場合、点水源の取り扱い、一般に要素幅の20%程度の大きさと考えて良いとされている²³⁾。このことから、 $L_r=0$ の場合には、暗渠間隔に対して1%程度の広がりをもった湧水個所を意味している。

湧水個所のポテンシャル値は一様として、その大きさを点状から広がりを持たせた場合の平均水位(h_a)と最大水位(h_m)の変化をFig. III-9に示した。ポテンシャルの値(Φ)は、湧水個所の全ポテンシャル値を不圧帯水層の厚さ(H_0)により無次元化したものである。図のように平均水位(h_a)は、湧水個所の広がり(L_r)が増すにつれて放物線的に増大する。湧水個所が点状の場合($L_r=0$)で、 $L_r=0.3$ の場合には、平均地下水位(h_a)は10~15%上昇する。この時の水位上昇の割合は、湧水のポテンシャル(Φ)が高いほど大きく、 $\Phi=1.1$ の場合には $\Phi=0.9$ の場合の1.5倍程度の水位上昇を示す。この時の最大水位(h_m)の変化は、 h_a に比べて L_r の影響を受けやすく、 $L_r=0.3$ で比較すると h_a の約1.2倍の割合で上昇する。このことから、湧水個所の広がり、最大水位(この場合、暗渠間中央の水位)に対して大きな影響を及ぼすといえる。

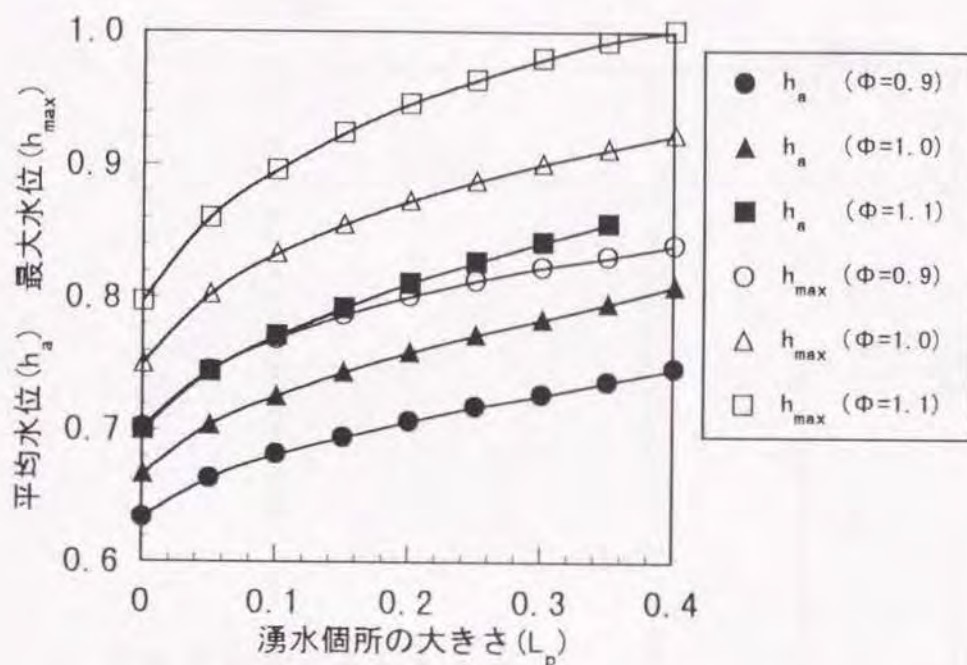
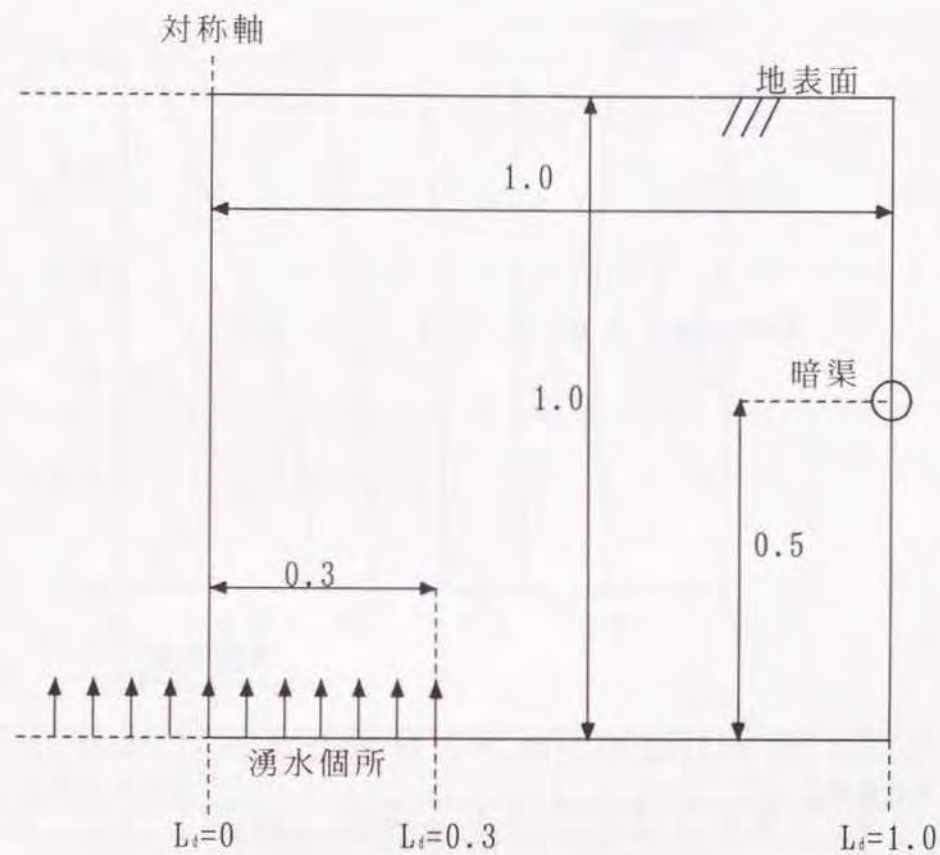


Fig. III-9 湧水個所の大きさ (L_p) と地下水位 (h_a , h_{max}) の関係

間隙を通じて生じる湧水は、湧水個所中心部分でのポテンシャル値が最も大きく、中心を離れるにつれて値は小さくなると考えられる。ここでは、湧水個所のポテンシャル分布をTable III-2に掲げる4ケースとし、湧水個所の大きさが $L_p=0.3$ で一定とした場合について考察を加えた。解析領域は、湧水個所中央を対称軸とする場合とした。

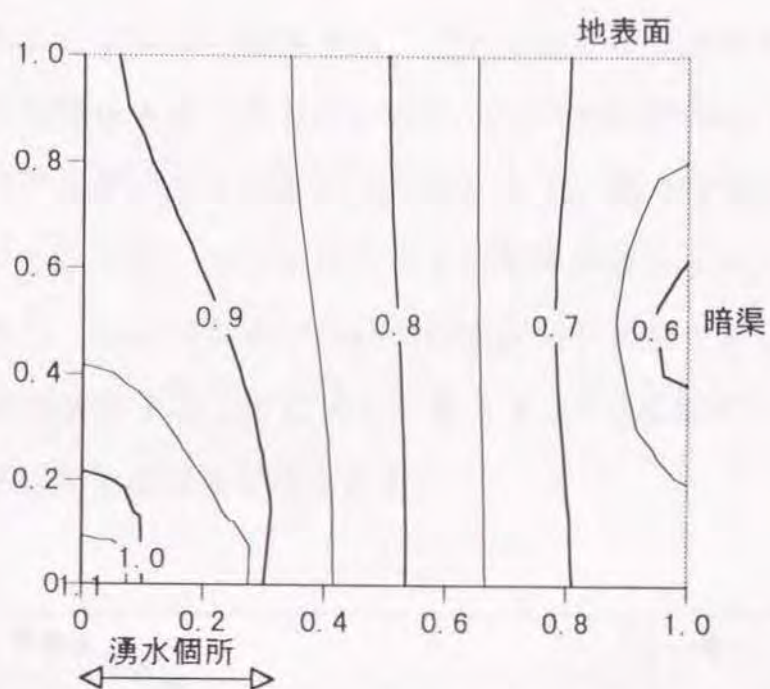
Fig. III-10にCase-2, 4の等ポテンシャル線図を示した。 $H=0.9$ の等ポテンシャル線に着目すると、Case-2では湧水個所中央を原点とした場合、 $x=0.5$ の近傍に見られるのに対し、Case-4では $x=0.7$ の近傍で見られる。このように、湧水個所の広がり (L_p) はポテンシャル分布に対して大きな影響を及ぼす。



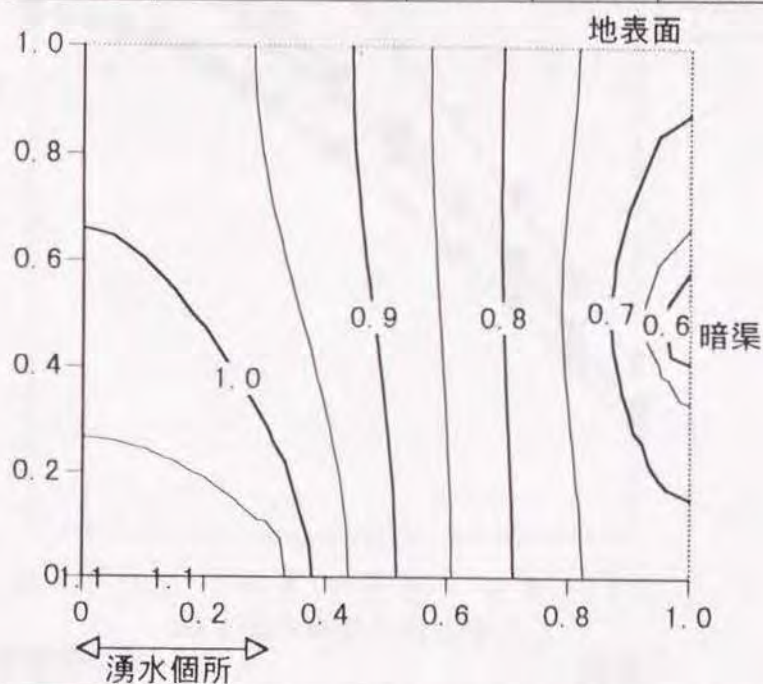
* 対称領域の片側半分について計算

TableIII-2 湧水箇所の境界条件（ポテンシャル（ Φ ）の分布）

	$L_t=0$ 湧水中心	$L_t=0.05$	$L_t=0.10$	$L_t=0.15$	$L_t=0.20$	$L_t=0.25$	$L_t=0.30$ 湧水末端
Case-1	1.1	1.0	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
Case-2	1.1	1.1	1.0	1.0	1.0	1.0	0.9
Case-3	1.1	1.1	1.1	1.1	1.0	1.0	0.9
Case-4	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1



	$L_t=0$ 湧水中心	$L_t=0.05$	$L_t=0.10$	$L_t=0.15$	$L_t=0.20$	$L_t=0.25$	$L_t=0.30$ 湧水末端
Case-2	1.1	1.1	1.0	1.0	1.0	1.0	0.9



	$L_t=0$ 湧水中心	$L_t=0.05$	$L_t=0.10$	$L_t=0.15$	$L_t=0.20$	$L_t=0.25$	$L_t=0.30$ 湧水末端
Case-4	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1

Fig. III-10 湧水箇所の条件ポテンシャル分布に及ぼす影響

各ケースにおける水面形を表すとFig. III-11のような形になる。なお、領域を対称としたため、水面形は片側半分のみを示した。湧水個所の広さが等しい場合でも、ポテンシャルの分布形態の違いにより、水面形は大きく異なる。特にCase-1およびCase-4の間では、最大水位で比較すると10%以上の差があり、湧水個所の広さが同じであっても、ポテンシャル分布による影響が著しく大きいことが分かる。また、Case-3およびCase-4の水面形を比較すると、 $\Phi=1.1$ の範囲が50%減少することにより、最大水位で6%程度の低下があり、水面形状に大きな相違が見られる。

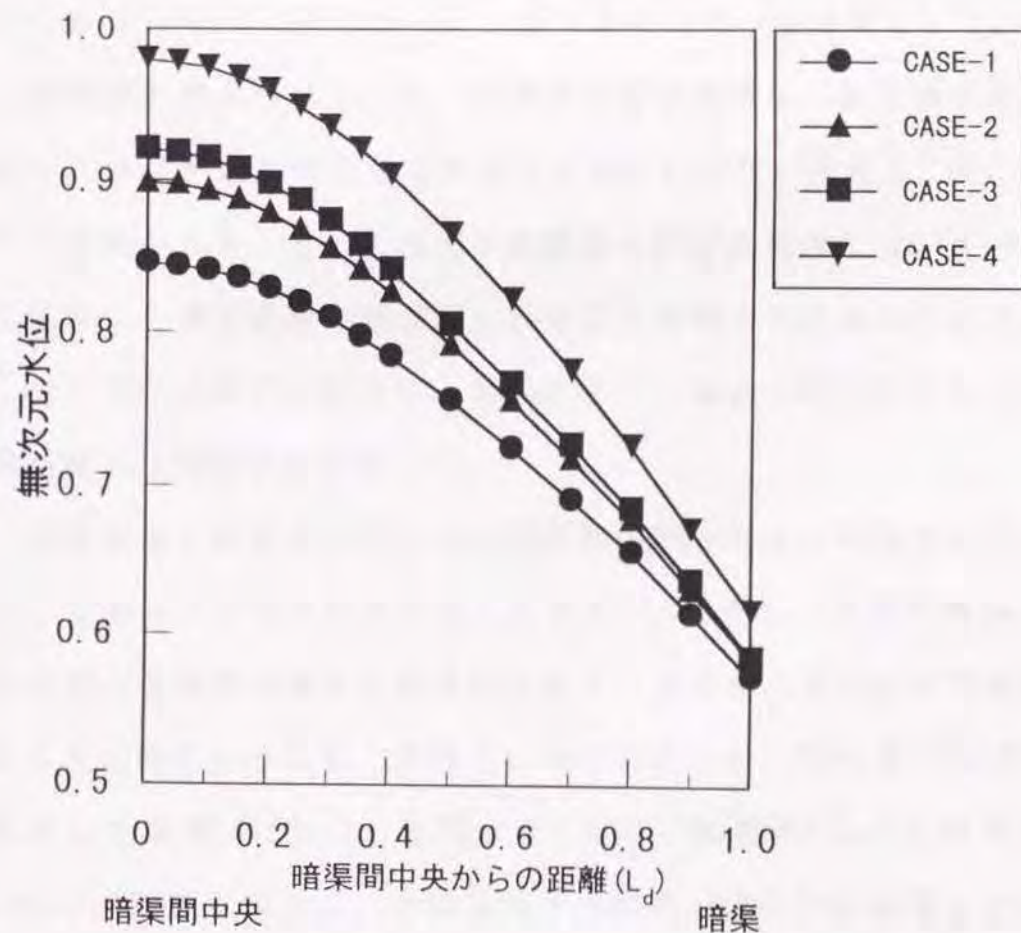


Fig. III-11 湧水個所の条件が自由地下水面に及ぼす影響

この結果は、湧水個所のポテンシャル分布のうち、中央部分の Φ 値の最も大きい部分が占める広さが自由地下水面の形状を支配することを示唆している。

(2) 遮断率と地下水位の関係

点状の湧水に対して遮断層が有効であることは、すでに明らかにした²²⁾。ここでは、遮断率(L_s)と平均水位(h_a)、最大水位(h_{max})の関係をもとに、面状湧水に対する遮断層の効果について検討した。条件として、解析領域は対称とし、湧水個所は暗渠間中央に想定した。また、湧水個所の大きさを $L_r=0.2$ と $L_r=0.3$ とし、ポテンシャル分布はTable III-2のCase-4、つまり $\Phi=1.1$ の一様分布とした。

遮断層の透水性について、成層間の透水係数に二桁程度の差があれば、ほぼ不透水層と見なせるとされている¹⁹⁾。著者ら²²⁾のこれまでの研究からも、 $K=10^{-3}$ 程度の遮断層を設けた場合には、 $K=0$ の層に近似した湧水処理効果が得られることが明らかになっている。そこで、 $K=0$ の場合に加えて、 $K=10^{-3}$ とした場合の面状湧水に対する遮断層工法の効果を考察した。

遮断層端と暗渠との間に本暗渠間隔の10%程度の間隔をとることで、自由地下水面は均等な低下を示す²²⁾。しかし、実際の圃場では、広範囲の遮断層設置は非経済的であり、必要最小限の広さの遮断層により、所要の水位低下を行うことが望ましい。Fig. III-12とIII-13に示した遮断率(L_s)と平均水位(h_a)、遮断率(L_s)と最大水位(h_{max})の関係をもとに、十分な地下水位低下のために必要とされる最小限度の遮断率を求める。

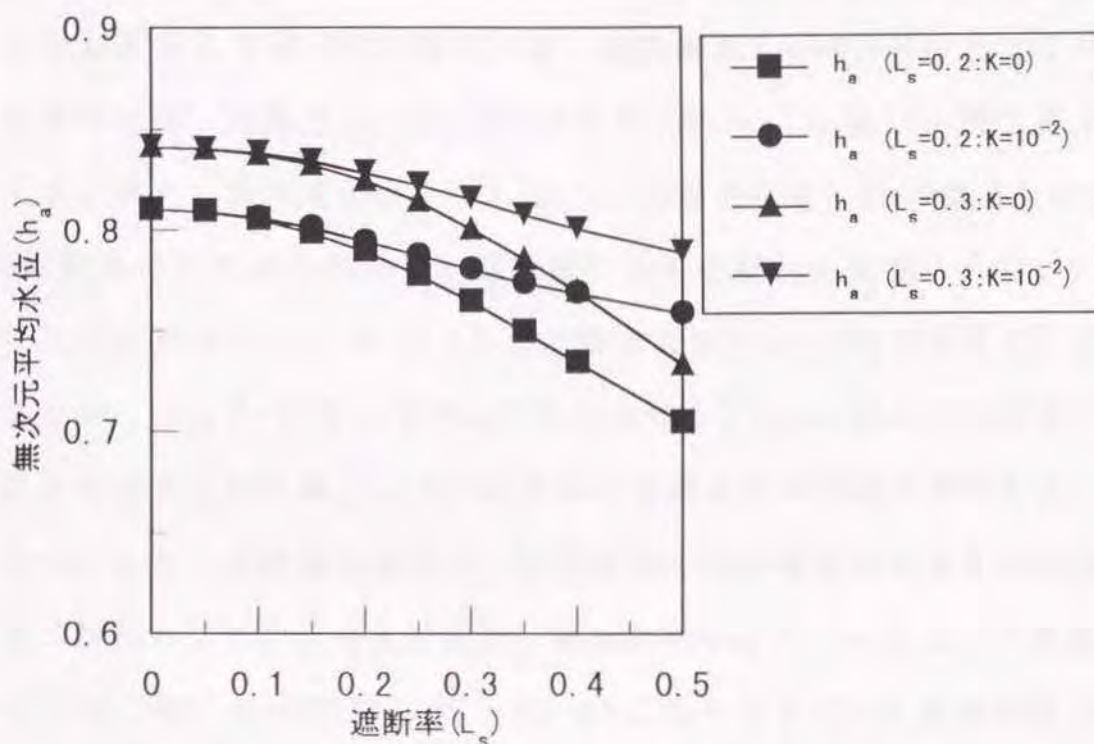


Fig. III-12 遮断率 (L_s) と平均水位 (h_a) の関係

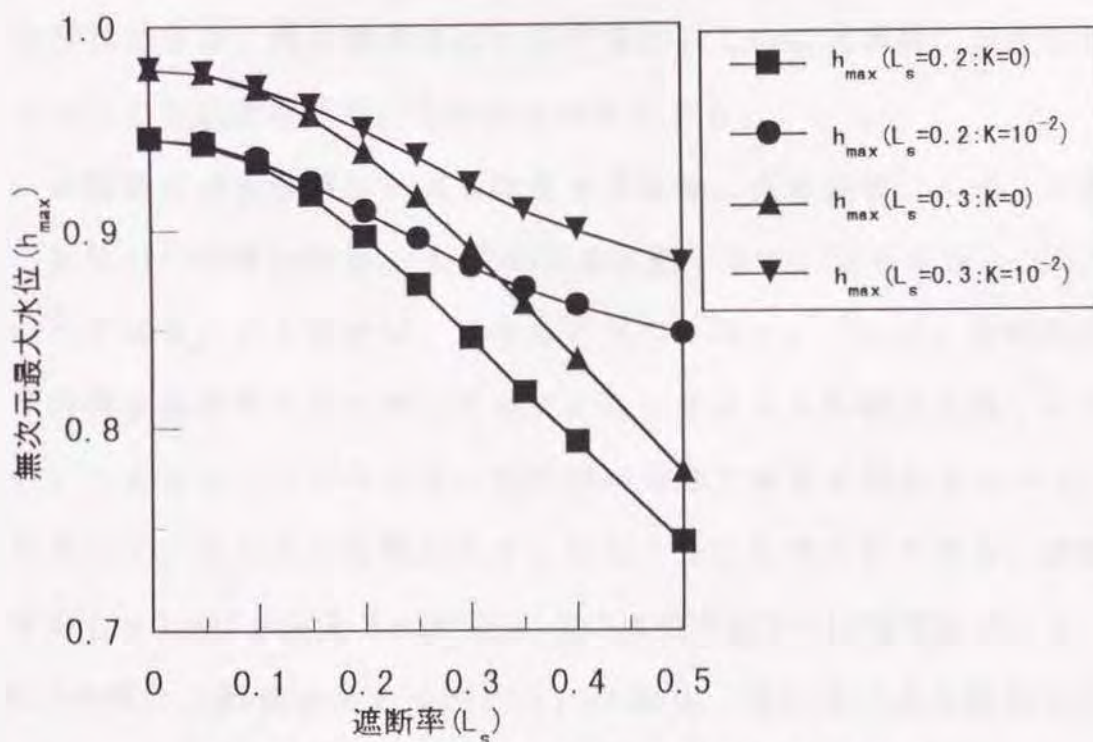


Fig. III-13 遮断率 (L_s) と最大水位 (h_{max}) の関係

Fig. III-12を見ると h_i が L_i の増加に伴って低下する傾向は、すべての L_i に対して同様に現れている。遮断層を $L_i=0.5$ 程度まで広げた場合には、遮断なし($L_i=0$)のときに比べ、 h_i は10~20%低下する。また、遮断率が小さく $L_i \leq 0.1$ の場合には、 h_i の低下は2~5%程度ときわめて小さく、遮断層の効果はほとんど見られない。

これに対して、 $L_i \doteq 0.2$ とした場合には、 h_i の低下はわずかであるが、Fig. III-13の L_i と h_{su} の関係を見ると h_{su} の値は10%程度の低下を示す。その後、 $L_i > 0.2$ において顕著な水位低下が生じる。これにより、遮断層の効果は、暗渠間隔の20%程度の大きさから顕著に現れることが分かる。また、湧水個所の広さ(L_i)による影響については、 h_i の値は L_i が小さいほど低くなるという結果が得られた。

しかしながら、遮断層を設けることにより得られた h_i の低下割合は、 $L_i=0.5$ で比較すると、 $L_i=0.2$ で10%なのに対して、 $L_i=0.3$ では20%となり、湧水個所が広いほど高い。このことから、面状の湧水に対する遮断層活用の有効性は明確である。

遮断層の透水係数比による影響を考える。完全遮断($K=0$)の場合と $K=10^{-1}$ の場合の h_i と L_i の関係を比較すると、遮断率が $L_i \leq 0.2$ のときは K による影響は、ほとんど見られない。これは、遮断層自体の湧水処理効果が小さいために、 K の差による影響が発現しにくいことによる。この理由は、遮断層の効果が顕著に現れる $L_i > 0.2$ において、 K による影響が大きくなることから明らかである。遮断率が $L_i=0.5$ における $K=10^{-1}$ と $K=0$ の水位差は5~10%程度で、 $L_i=0.3$ の場合に影響が大きく現れる。つまり、遮断層の透水係数比 K の影響は、湧水個所の広がり大きいほど顕著に現れる。しかし、

遮断層が $K = 10^{-2}$ 程度の透水性を有する場合でも自由地下水面への影響は10%未満で、遮断層の材質として透水性の小さい土の活用も十分可能と判断される。

前述のように湧水処理を考える場合には、自由地下水面のピークが重要である。Fig. III-13に示される h_{m1} と L_1 の関係で、 h_{m1} は h_1 の1.1~1.2倍になっているが、その変化傾向は h_1 の場合にほぼ等しい。

面状湧水に対する遮断層の効果について以下の結論が得られた。

- ① 暗渠間隔の20%以上の大きさの遮断層を設けるときに、遮断なしの場合に比べ、水位低下の効果が顕著に現れる。
- ② 湧水個所が広い(L_1 が大きい)ほど、遮断層を設けることで得られる水位低下が大きく、面状湧水に対して遮断層の設置がきわめて有効である。
- ③ 点状湧水の場合に遮断層の透水性の一応の目安とした $K = 10^{-2}$ 程度までであれば、面状湧水の場合も同様に、影響は10%以下に抑えられる。
- ④ 遮断率(L_1)が大きくなれば、 K の影響も増すため、自由地下水面低下の目標値との兼ね合いで K 値を決める必要がある。

(3) 湧水個所の偏りと地下水位の関係

これまでの解析では、湧水個所の位置を暗渠間の中心とし、排水が最も困難な場合を想定した。前述のとおり、湧水個所を特定することは困難で、通常、遮断層は若干の任意性のもとに設置される。ここでは、遮断層を暗渠間中央に対称に設けたときに、湧水個所が暗渠間の任意の位置(L_1)に存在する場合の影響について考察した。

(i) 点状湧水の場合

湧水個所を一つの点($L_s=0$)とした場合について考えた。湧水個所の偏りを暗渠間中央からの位置(L_d)により表し、 L_d と平均水位(h_a)、最大水位(h_{max})の関係を求めたものをFig. III-14に示した。ここでは、湧水個所のポテンシャル値を $\Phi=1.1$ とし、 $L_s=0$ で遮断なしの場合と遮断率が $L_s=0.2$ と $L_s=0.4$ の場合を考えた。

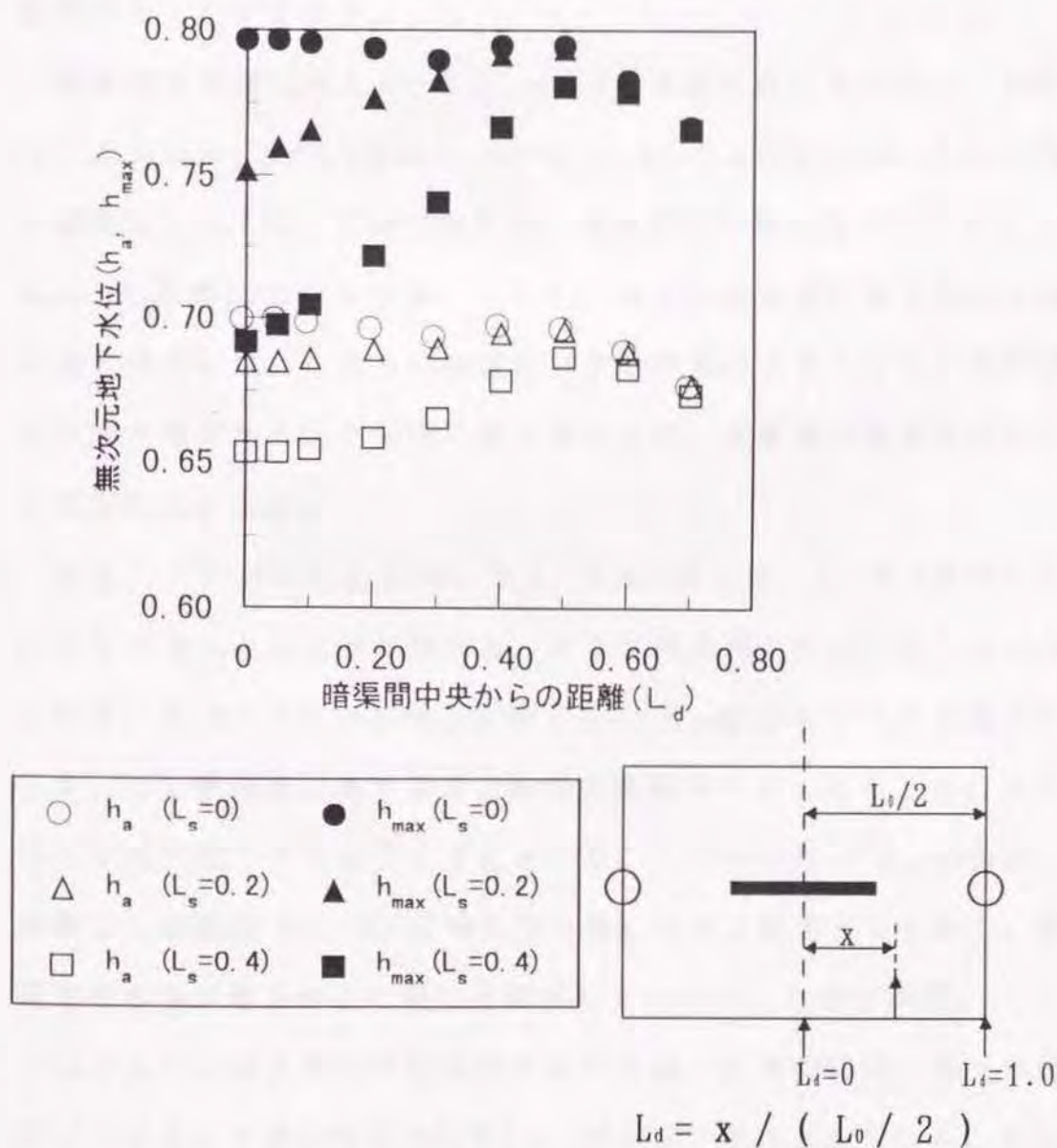


Fig. III-14 湧水個所の位置(L_d)と地下水位(h_a, h_{max})の関係
(点状湧水の場合)

遮断なし($L_1=0$)の場合、 $L_1=0\sim 0.5$ での h_1 と h_{max} の値は、若干の変動は見られるものの、その変動幅は1%程度ときわめて小さい。したがって、この範囲では湧水個所の偏りによる非対称性の影響は、特に大きく現れない。この結果は、地下水位が湧水個所の位置によらず常に高い水位を保ち、排水不良の状態にあることを示している。この場合の最大水位(h_{max})は非常に高い値となり、排水不良状態を確認することができる。

遮断層を設置した $L_1=0.2$ と $L_1=0.4$ の場合には、それぞれ、遮断長の半分以上内($L_1=0.2$ では $L_1=0\sim 0.1$ 、 $L_1=0.4$ では $L_1=0\sim 0.2$)に湧水個所をとらえることができれば、湧水個所位置の偏りによる h_1 と h_{max} への影響は少なくなる。しかし、湧水個所が遮断層末端の近傍にある場合には、これらの水位に対する影響は大きくなる。遮断層から湧水個所が外れた位置にある場合には、遮断層の効果はほとんど見られなくなる。

また、ここで示した $L_1=0, 0.2, 0.4$ の例では、 $L_1=0.5$ 近傍において h_1 と h_{max} の最大値が現れる。さらに湧水個所位置の偏りが大きくなり、 $L_1\geq 0.5$ となる場合には、 h_1 と h_{max} はともに大きな低下を示す。この原因は、湧水個所と暗渠の距離が小さくなることにより、地下水位が低下するものと考えられる。この時の h_1 と h_{max} の値が、遮断なしの場合($L_1=0$)に得られる値にほぼ近似することから、遮断層の有無が地下水位に対して関係していないことが分かる。

以上より、湧水個所が暗渠間中央から偏った場合には、地下水位がピークを示す湧水個所の位置(L_1)が存在することが分かる。また、湧水個所がこの位置よりも暗渠側の場合には、遮断層の効果は及ばないため、暗渠間中央部に遮断層を設けることは無意味となる。

(ii) 面状湧水の場合

広がりをもった面状の湧水として、湧水個所の大きさを $L_s=0.3$ とし、ポテンシャル値が $\Phi=1.1$ の一様な分布とした場合について考察した。 h_a と L_d 、 h_{max} と L_d の関係を示すとFig. III-15のとおりである。ここでの L_d は、暗渠間中央からの湧水個所中心の偏りとした。

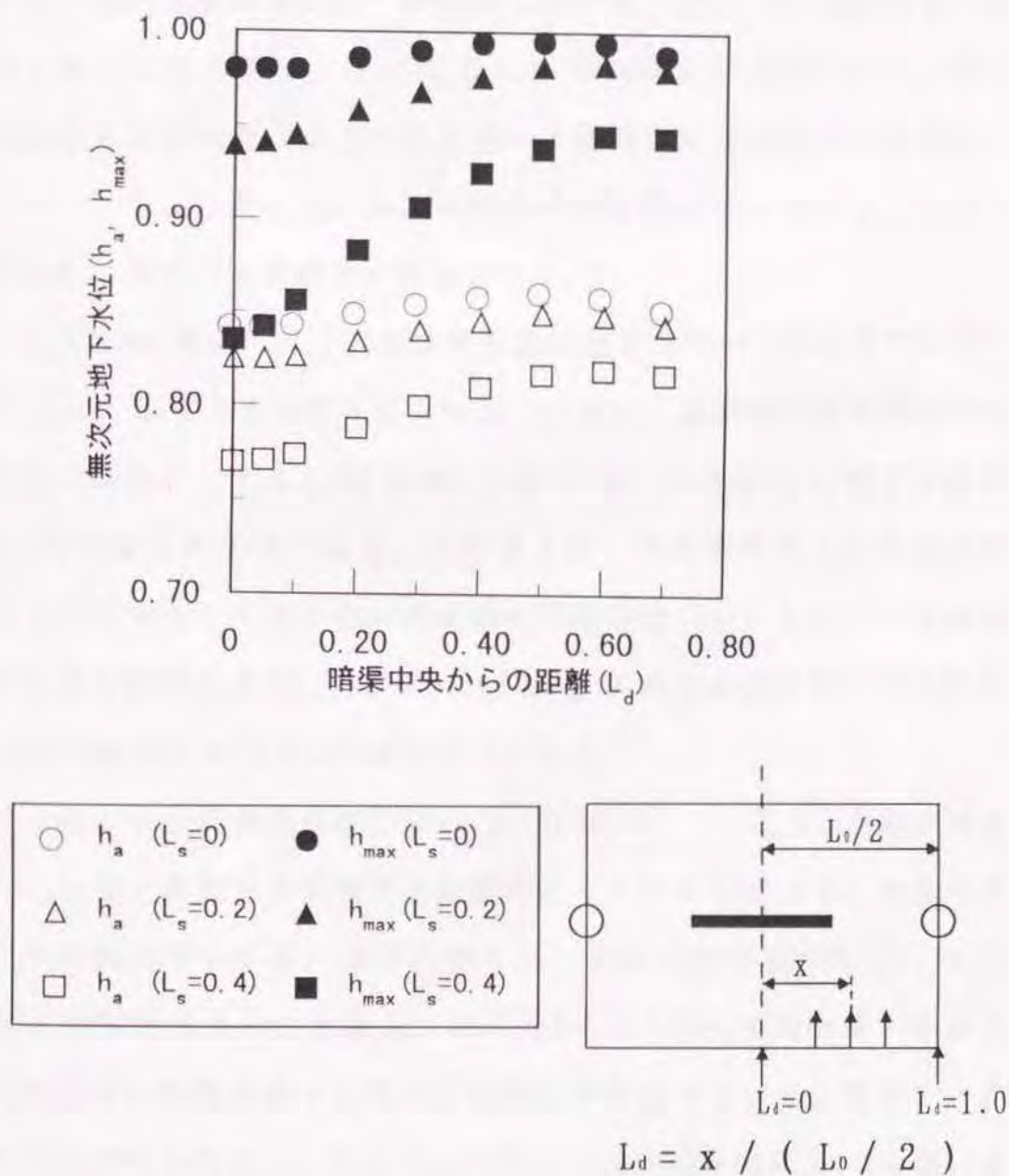


Fig. III-15 湧水個所の位置 (L_d) と地下水位 (h_a, h_{max}) の関係
(面状湧水の場合)

遮断なし($L_s=0$)の場合、 L_d による h_i と h_{m1} への影響は、 $L_d=0 \sim 0.5$ の範囲では、若干の変化は見られる。しかし、点状湧水の場合と同様、その変動幅はきわめて小さく、影響はほとんど見られない。しかし、この場合も点状湧水の場合と同様、元の湧水処理効果が小さいために、その影響が現れにくくなっているにすぎない。

遮断率が $L_s=0.2$ で湧水個所の広さ($L_d=0.3$)よりも小さい場合には、遮断層の設置により得られる水位低下は2~3%程度ときわめて小さい。このため、 L_d による h_i の変動幅は非常に小さく、湧水個所の位置の偏りによる平均水位への顕著な影響は認められない。しかし、 h_{m1} の変化は、湧水個所中心が遮断層から外れる $L_d > 0.2$ において水位の上昇傾向が顕著になる。

$L_s=0.4$ の場合には、湧水全体を遮断層でカバーするとき($L_d=0 \sim 0.1$)は、 L_d による影響は見られない。また、遮断層が湧水個所の半分以上をカバーするとき($L_d=0.1 \sim 0.4$)も、 h_i と h_{m1} に対する影響は3%程度とわずかである。このように、湧水個所を半分程度遮断するだけでも、かなり高い湧水処理効果が現れる。しかし、遮断層から湧水個所の半分以上が外れる($L_d \geq 0.4$)と水位は徐々に上昇し、 $L_d=0.5$ 近傍で h_i と h_{m1} の値は最大となる。

前述した点状湧水の場合(Fig. III-14)には、 h_i と h_{m1} が最大値を示した後、暗渠と湧水個所の距離が小さくなるに伴って、水位は低下する傾向を示した。これに対して、面状湧水の場合には、 h_i と h_{m1} が最大値を示した後も、 $L_d > 0.5$ では水位は変化せず、暗渠と湧水個所の距離が狭小になっても高い値を保っている。さらに、点状湧水の場合のように h_i と h_{m1} の値が、最大値を境に $L_s=0$ の値にほぼ一致するような傾向は見られない。このように、湧水個所が暗渠

側に大きく偏った場合に、面状湧水と点状湧水は異なった性状を呈する。

湧水個所が暗渠側に大きく偏った場合の h_1 と h_{max} の値は、遮断層を設置した場合に低い値を示す。さらに、 L_1 が大きいほど自由地下水面は低下する傾向は点状湧水の場合と共通である。これにより、面状湧水に対する遮断層設置の有効性が明確となった。

湧水個所の位置 (L_1) が暗渠間中央から偏ることで、自由地下水面に及ぼす影響をまとめると次のようになる。

- ① 湧水個所が暗渠間中央から偏った特定の位置 (本論文の例では $L_1=0.5$) に存在する場合、 h_1 、 h_{max} は最大値を示し、 L_1 による影響が最大となる。
- ② 湧水個所を遮断層中心から遮断長の50%程度の範囲でとらえれば、 L_1 による影響はほとんど認められない。面状湧水の場合には、湧水個所の半分以上を遮断層でカバーできれば、 h_1 、 h_{max} の値に対する影響は2~3%程度に抑えられる。
- ③ 湧水個所の位置 (L_1) が暗渠側に大きく偏ると、 h_1 、 h_{max} の変化傾向が点状湧水と面状湧水で異なる。この時、点状湧水では遮断層設置の有効性が失われるが、面状湧水では効果は維持される。

(4) 効果的な遮断層の設置方法

前項では、遮断層を暗渠間中央に配置したときに、湧水個所が不特定の位置に存在する場合の影響を検討した。それにより、 h_1 と h_{max} が最大値を有する湧水個所の位置 (L_1) が存在することが明らかとなった。

このような場合には、暗渠間中央に遮断層を設けただけでは不十

分であり、湧水個所の位置に応じた対応が必要となる。その方策として、(3)で示した例の最大水位の発生個所 ($L_s=0.5$) に湧水 ($\Phi=1.1$) がある場合の遮断層の配置方法について以下で考察した。

最初に、遮断層の設置状況を表すパラメータとして、湧水個所を中央とする、左側の遮断長 (L_{s-left}) と右側の遮断長 ($L_{s-right}$) の比 ($L_{s-left}/L_{s-right}$) を遮断層の設置率 (L_R) として定義する。したがって、 $L_R=1$ の場合は、遮断層の中心を湧水個所の直上に設け、対称に配置したことを意味する。

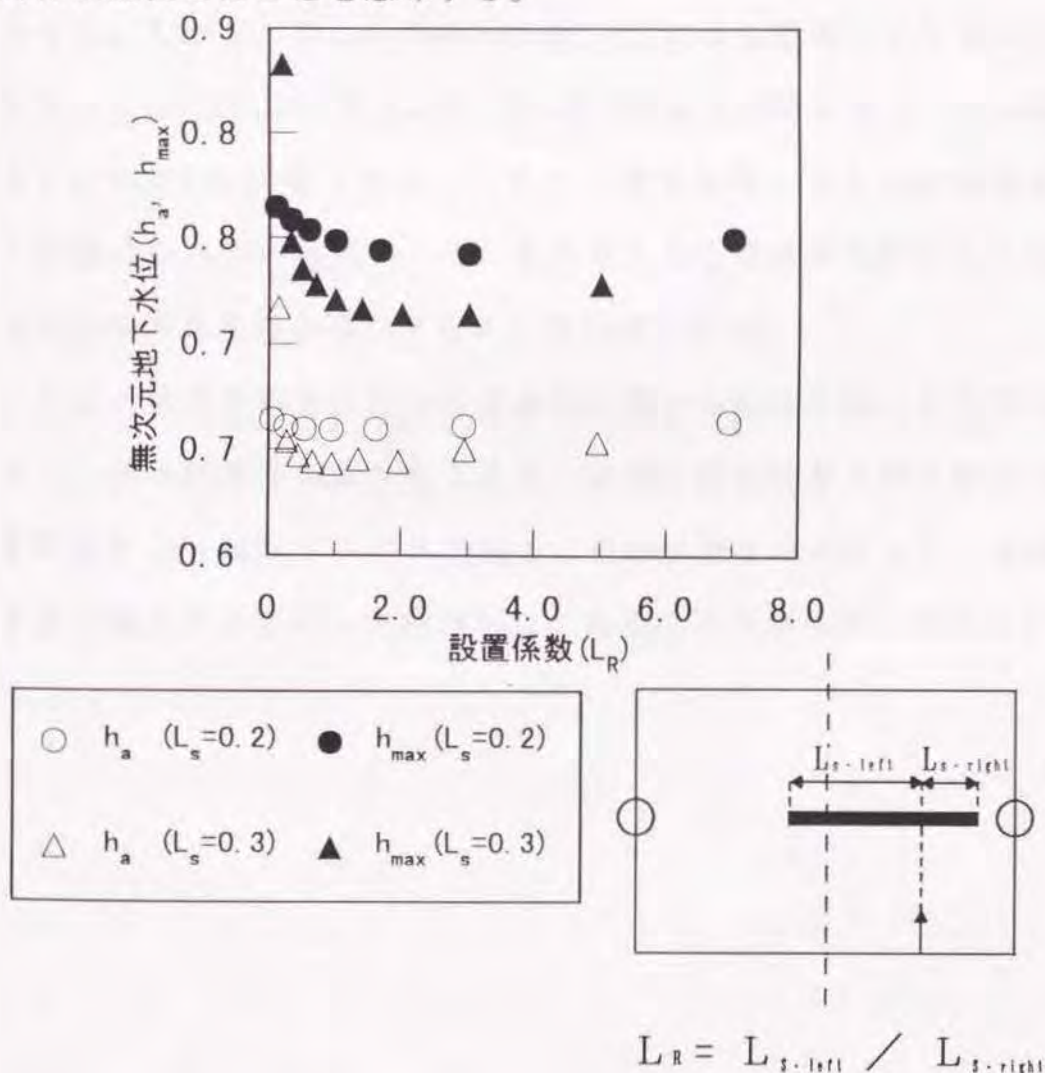


Fig. III-16 遮断層の設置係数 (L_R) と地下水位 (h_a, h_{max}) の関係 ($\Phi=1.1$ の場合)

湧水個所の位置が、 $L_s=0.5$ の場合における L_s と平均水位(h_s)、最大水位(h_{max})の関係を示すとFig. III-16のようになる。ここでは、遮断率が $L_s=0.2$ と $L_s=0.3$ の場合を示した。

前述のとおり L_s の増加にともない h_s が低下し湧水処理効果が高まる。しかし、同一の遮断率でも、湧水個所直上に遮断層中央を設けて対称配置($L_s=1$)の場合と、偏って配置した場合($L_s \neq 1$)とでは、水位に相違が生じる。

h_s は $L_s=1.0 \sim 2.0$ の範囲で最小値を示すものの全体的な差異は小さい。しかし、 h_{max} との関係では、 L_s による影響がより明らかになる。 $L_s=0.3$ における h_{max} は、 $L_s=2.0$ の場合が最も低く、この傾向は $L_s=0.2$ でも同様である。つまり、湧水個所から左右の暗渠までの距離の比(この場合2:1)をもとにして遮断層を設けることで、湧水処理効果を最も高くすることが可能となる。

上述の結果を現場において具体的に用いる場合には、まず暗渠を施工し排水効果を判断したうえで、暗渠の埋設位置と湧水個所の位置関係を十分検討するべきである。その結果をもとにして、遮断層を追加施工するといった段階的な対応をとる方が有効と判断される。

III-4. 二次元解析のまとめ

本章は、遮断層を用いた湧水処理工法について、FEMによる二次元定常解析を中心として進めた。具体的には、面状湧水に対する効果、及び遮断層を湧水個所に設置する場合の設置の任意性の問題に関して検討を加えた。解析を行ううえで湧水個所のポテンシャル値は、湧水処理工法を施さない場合に、地下水位が地表面近傍に現れる $\Phi=0.9\sim 1.1$ の場合を取り上げた。得られた結果をまとめると次のようになる。

- ① 湧水個所の広さ(L_s)の増大にともない、自由地下水面の平均水位(h_a)と最大水位(h_{max})は放物線的に増大する。また、湧水個所のポテンシャル分布による影響は、湧水個所中央のポテンシャルが最大の部分が、自由地下水面の形状を支配する。
- ② 面状湧水に対して遮断層を設置する場合、遮断率(L_s)が暗渠間隔の20%以上になると遮断層の設置効果が明確になる。また、同一の L_s では、湧水個所の広がり(L_s)が大きいほど水位の低下率は大きく、面状湧水に対する遮断層の効果は大きい。
- ③ 遮断層の透水係数比は $K \leq 10^{-4}$ 程度であれば、不透水層を用いた場合と同等の湧水処理効果が認められ、透水性の低い土を利用することも可能である。
- ④ 遮断層を暗渠間中央に対称に設けたとき、湧水個所の位置が、遮断層中央から遮断長の50%の範囲に収まっていれば、湧水個所の偏りによる影響は現れない。また、湧水個所の半分以上が、遮断層に覆われているだけでも自由地下水面に対する影響はきわめて小さい。

⑤湧水個所が、暗渠間のある特定の位置にあった場合に、 h_1 と h_{max} が最大値を示し、自由地下水面への影響は最大となる。この場合には、湧水個所中心から左右の暗渠までの距離の比に近い設置係数(L_1)に基づき遮断層を設けることで、最大の湧水処理効果が現れる。

このように、遮断層を用いた湧水処理工法は、カマ状の湧水に対してきわめて有効であり、湧水個所が不明瞭な場合には、概略的な位置をとらえるだけで、十分に大きな湧水処理効果が得られる。したがって、暗渠埋設後に十分な排水効果が得られない場合には、想定される湧水個所上に客土を施し、透水性の低い層をつくることで、地下水位を平均的に低下させ、均衡のとれた地下水環境を形成することが可能となる。

IV. 三次元模型実験による湧水処理工法の検討

IV-1. 三次元解析の必要性

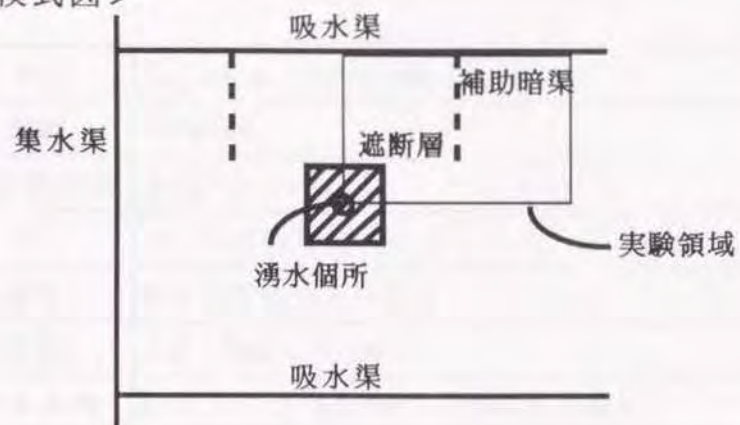
前章では、二次元解析により遮断層工法による湧水処理の有効性を明らかにした。しかしながら、実際の土壌中の流れは三次元的であり、湧水などの局所的な排水不良を検討する場合、二次元解析から得られる結果は近似的なものを示すにとどまると見られる。このような観点に基づき、この章では二次元解析の結果を発展させ、暗渠排水や遮断層工法による湧水処理効果について三次元サンドモデルによる検討を行った。

IV-2. 実験装置と方法

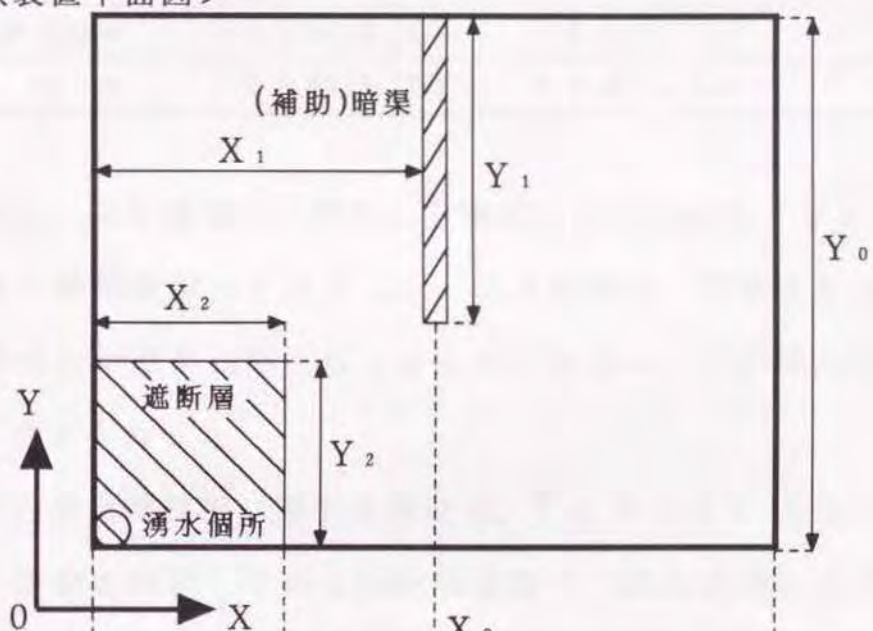
実験は、圃場のうち、湧水個所を中心とした局所的な領域を取り上げた。実験領域は、湧水個所を中心としX軸、Y軸を境界とする範囲を考え、Fig. IV-1のように設定した。実験装置図(X=120cm: Y=100cm: H=50cm)の模式をFig. IV-1に示した。

実験では、装置内に川砂(粒径 $d \leq 1.2\text{mm}$: 飽和透水係数 $k = 4.2 \times 10^{-3}\text{cm/sec}$)を均一に充てんしたものを模型圃場とした。湧水は、貯水槽に湛水し一定水頭とした後に、装置底部の一カ所より定常的に発生させた。実験に関する主な諸元をTable IV-1に示した。X, Y, Zの各方向の座標は、 X_0, Y_0, H_0 により無次元表示した。地下水位および湧水ポテンシャルについては、不圧帯水層の厚さ H_0 により無次元表示した。

<実験領域模式図>



<実験装置平面図>



<断面図>

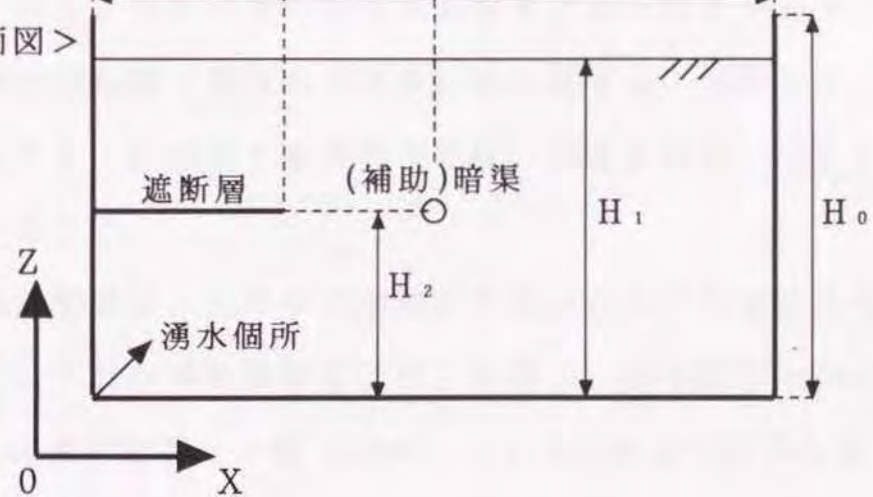


Fig.IV-1 実験装置模式図

TableIV-1 実験に関する主な諸元

実験装置寸法	$X_0=120\text{cm}$ $Y_0=100\text{cm}$ $H_0=50\text{cm}$
不圧帯水層厚	$H_1=45\text{cm}$
遮断層・暗渠埋設深	$H_2/H_1=0.50$
暗渠径	$D=2\text{cm}$ (塩ビ管(スリット有))
遮断層透水性	$k=0$ (ビニルシート)
実験試料粒径	$d \leq 1.2\text{mm}$ (川砂)
実験試料透水係数	$k=4.2 \times 10^{-2}\text{cm/sec}$ (飽和透水係数)
湧水ポテンシャル	ϕ (水頭値)/ $H_1=0.75, 0.90, 1.20, 1.40, 1.60$
暗渠埋設率	X方向(X_1/X_0) Y方向(Y_1/Y_0)
遮断率	X方向(X_2/X_0) Y方向(Y_2/Y_0)

実験は、模型圃場内に埋設した暗渠管($D=25\text{mm}$:スリット有)からの流量を時間をおって測定した。排水流量が一定値となった時点で、圃場内が定常状態となったものとみなし、この時の自由地下水面の測定を行った。

模型内が定常状態に達する時間は、Fig. IV-2のT-Qカーブを見ると、実験を開始してから24時間程度で、排水流量はほぼ一定となっている。他の実験でも同様の結果となったことから、実験開始後24時間程度で模型内が定常状態に達すると判断した。この結果をふまえ、自由地下水面の測定は、実験を開始してから約24時間後に行った。

測点の配置は、大きな自由地下水面の変化が予想される部分に細かく、それ以外の部分には粗く配置し、各実験とも70~80個所とした。測点配置の一例(Case II-C)をFig. IV-3に示した。

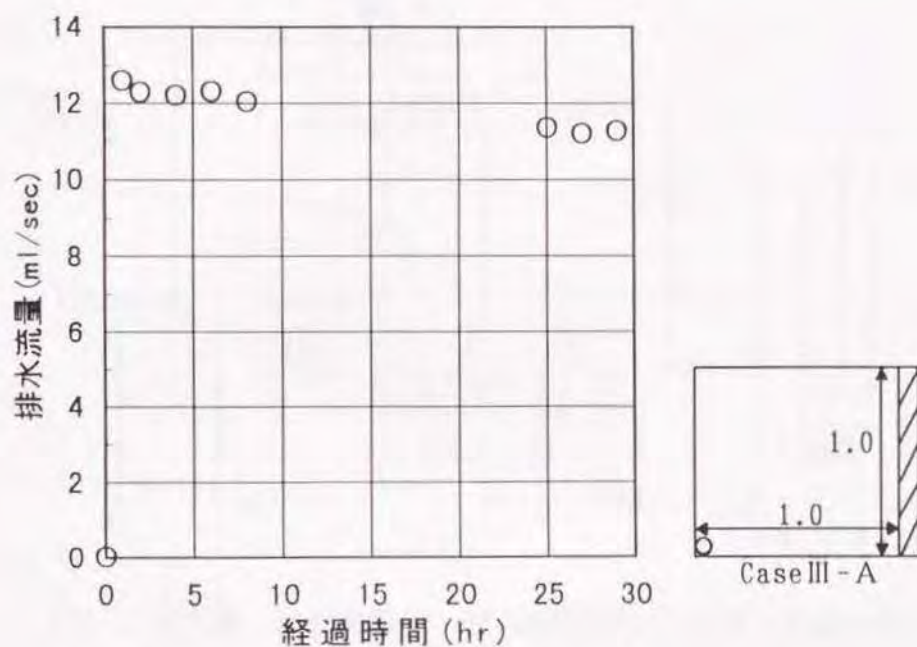
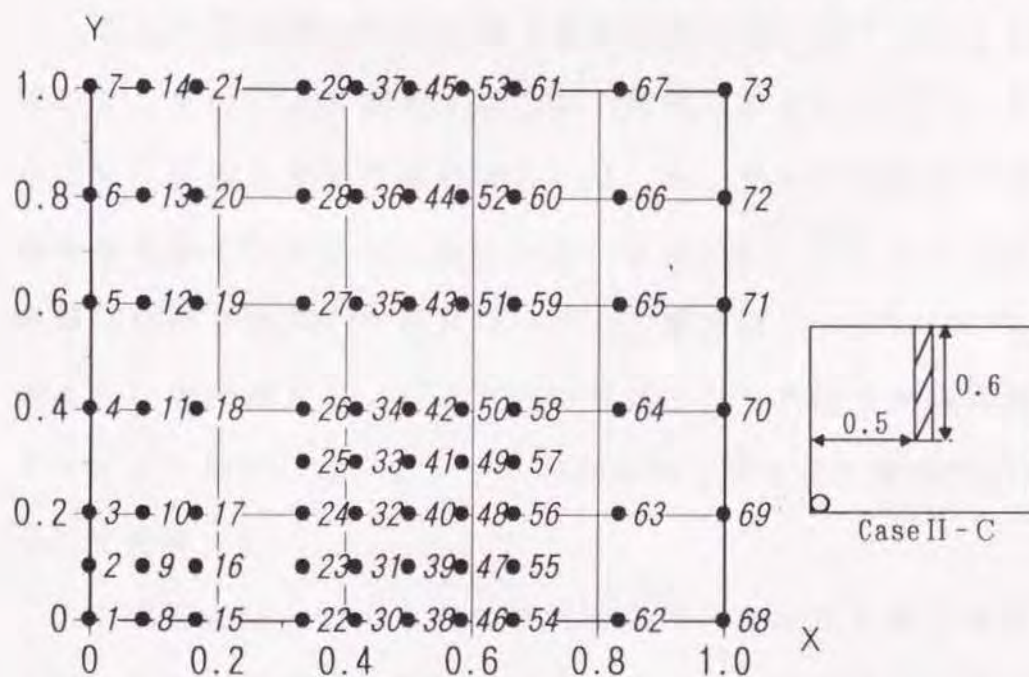


Fig. IV-2 T-Qカーブ (暗渠排水流量の変化: Case III-A)



* 斜字体は測点番号

Fig. IV-3 測点配置図 (Case II-Cの場合)

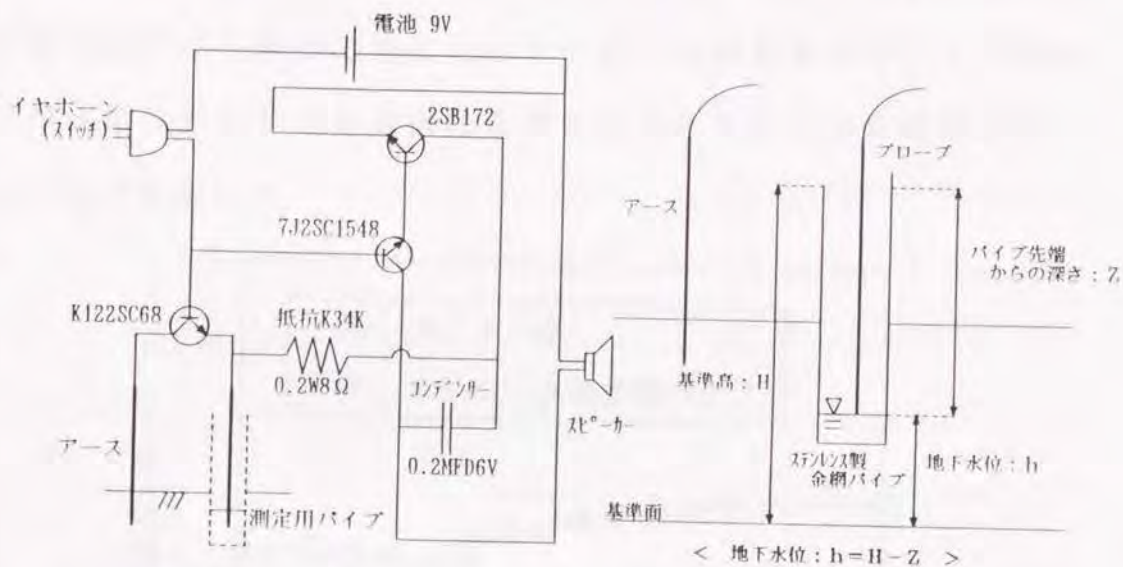


Fig. II-2再掲 水面接触センサー回路図と自由地下水面の測定法

三次元模型実験での自由地下水面の測定は、ポテンシャル感知型のセンサーにより測定するのが一般的である。しかし、今回のような小規模な模型実験の場合には、センサー自体が自由地下水面を乱すおそれがあり、適切とはいえない。このため本実験では、金網(JIS呼寸法149)で筒状に作成した測定用パイプ(有底)を地表面より一定深挿入し、パイプ内に形成された水面を水面接触センサーにより測定した。センサーの回路図と測定法の模式図(Fig. II-2)を再掲した。

この測定法は、鉛直方向の平均的なポテンシャル値を測定するため、不飽和領域の影響を受ける。そこで、測定精度の適否を判断するため、III章に示した二次元浸透模型を用い、マノメータ法

により求めた自由地下水面との比較を行った。実験結果の一例を Fig. IV-4 に示した。二つの測定法により求めた水位の差は、暗渠近傍の流線の急変部で最大5%程度（約1cm）の差が生じたものの、全体では2~3%程度の差にとどまった。この結果から、この測定法がポテンシャル値の近似的な測定法としては十分な精度を有していると判断した。

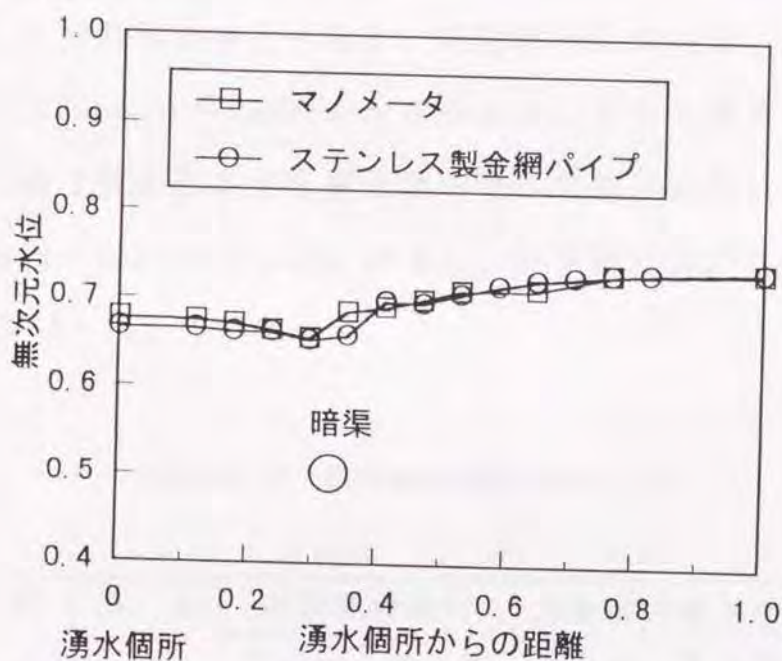


Fig. IV-4 ステンレス製金網パイプとマノメータにより求めた自由地下水面の比較

この他、実験を行うにあたり、次の条件を定めた。

- (1) 模型圃場内は均一土層とする。
- (2) 模型圃場内の流れはダルシー則に基づく。したがって、実験は定常状態について想定しているので、透水係数はポテンシャルと独立しており、自由地下水面に影響しない。
- (3) 地表面での蒸発、再浸入は考慮しない。したがって、地表浸出が生じた場合には、地表面からの再浸入が生じるので、このデータは除くこととする。

IV-3. 実験の種類

実験は、Case I ~ Case V の 5 ケースについて実施した。このうち Case-I ~ Case III では遮断層を設けず暗渠のみを配置した場合の湧水処理工法について行い、Case-IV ~ Case V では遮断層を設置した場合の湧水処理工法について行った。これらは、湧水個所と暗渠の距離（以下、X 方向埋設率とする）と暗渠の奥行き方向長さ（以下、Y 方向埋設率とする）、遮断層の条件（X，Y 方向遮断率）により Case-A ~ Case-D と区分した。さらに湧水個所のポテンシャル値（湧水圧を不圧帯水層の厚さで無次元化したもの）により Case-1 ~ Case-5 とした。以下に、各実験の条件とその模式図を Table IV-2, Fig. IV-5 に示す。

Table IV-2 各Caseの実験条件（1）

実験 Case名	湧水 ポテンシャル	暗渠埋設条件		遮断層設置条件		参考
		X 方向 埋設率	Y 方向 埋設率	X 方向 遮断率	Y 方向 遮断率	
I-A-1	0.75	0	1.00	0	0	
I-A-2	0.90	0	1.00	0	0	
I-A-3	1.20	0	1.00	0	0	
I-A-4	1.40	0	1.00	0	0	
I-A-5	1.60	0	1.00	0	0	
I-B-1	0.75	0	0.80	0	0	
I-B-2	0.90	0	0.80	0	0	
I-B-3	1.20	0	0.80	0	0	
I-B-4	1.40	0	0.80	0	0	陥没
I-B-5	1.60	0	0.80	0	0	陥没

TableIV-2 各Caseの実験条件 (2)

実 験 Case名	湧 水 ポテンシャル	暗渠埋設条件		遮断層設置条件		参 考
		X 方向 埋設率	Y 方向 埋設率	X 方向 遮断率	Y 方向 遮断率	
I -C-1	0.75	0	0.60	0	0	
I -C-2	0.90	0	0.60	0	0	
I -C-3	1.20	0	0.60	0	0	
I -C-4	1.40	0	0.60	0	0	陥 没
I -C-5	1.60	0	0.60	0	0	陥 没
I -D-1	0.75	0	0.40	0	0	
I -D-2	0.90	0	0.40	0	0	
I -D-3	1.20	0	0.40	0	0	
I -D-4	1.40	0	0.40	0	0	陥 没
I -D-5	1.60	0	0.40	0	0	陥 没
II -A-1	0.75	0.50	1.00	0	0	
II -A-2	0.90	0.50	1.00	0	0	
II -A-3	1.20	0.50	1.00	0	0	
II -A-4	1.40	0.50	1.00	0	0	
II -A-5	1.60	0.50	1.00	0	0	
II -B-1	0.75	0.50	0.80	0	0	
II -B-2	0.90	0.50	0.80	0	0	
II -B-3	1.20	0.50	0.80	0	0	
II -B-4	1.40	0.50	0.80	0	0	陥 没
II -B-5	1.60	0.50	0.80	0	0	陥 没
II -C-1	0.75	0.50	0.60	0	0	
II -C-2	0.90	0.50	0.60	0	0	
II -C-3	1.20	0.50	0.60	0	0	
II -C-4	1.40	0.50	0.60	0	0	陥 没
II -C-5	1.60	0.50	0.60	0	0	陥 没

TableIV-2 各Caseの実験条件 (3)

実 験 Case名	湧 水 ポテンシャル	暗渠埋設条件		遮断層設置条件		参 考
		X方向 埋設率	Y方向 埋設率	X方向 遮断率	Y方向 遮断率	
II-D-1	0.75	0.50	0.40	0	0	
II-D-2	0.90	0.50	0.40	0	0	
II-D-3	1.20	0.50	0.40	0	0	
II-D-4	1.40	0.50	0.40	0	0	陥 没
II-D-5	1.60	0.50	0.40	0	0	陥 没
III-A-1	0.75	1.00	1.00	0	0	
III-A-2	0.90	1.00	1.00	0	0	
III-A-3	1.20	1.00	1.00	0	0	
III-A-4	1.40	1.00	1.00	0	0	地表浸出
III-A-5	1.60	1.00	1.00	0	0	地表浸出
III-B-1	0.75	1.00	0.80	0	0	
III-B-2	0.90	1.00	0.80	0	0	
III-B-3	1.20	1.00	0.80	0	0	
III-B-4	1.40	1.00	0.80	0	0	地表浸出
III-B-5	1.60	1.00	0.80	0	0	地表浸出
III-C-1	0.75	1.00	0.60	0	0	
III-C-2	0.90	1.00	0.60	0	0	
III-C-3	1.20	1.00	0.60	0	0	
III-C-4	1.40	1.00	0.60	0	0	地表浸出
III-C-5	1.60	1.00	0.60	0	0	地表浸出
III-D-1	0.75	1.00	0.40	0	0	
III-D-2	0.90	1.00	0.40	0	0	
III-D-3	1.20	1.00	0.40	0	0	
III-D-4	1.40	1.00	0.40	0	0	地表浸出
III-D-5	1.60	1.00	0.40	0	0	地表浸出

TableIV-2 各Caseの実験条件 (4)

実験 Case名	湧水 ポテンシャル	暗渠埋設条件		遮断層設置条件		参 考
		X方向 埋設率	Y方向 埋設率	X方向 遮断率	Y方向 遮断率	
IV-A-1	0.75	0.50	1.00	0.30	0.17	
IV-A-2	0.90	0.50	1.00	0.30	0.17	
IV-A-3	1.20	0.50	1.00	0.30	0.17	
IV-A-4	1.40	0.50	1.00	0.30	0.17	
IV-A-5	1.60	0.50	1.00	0.30	0.17	
IV-B-1	0.75	1.00	1.00	0.30	0.25	
IV-B-2	0.90	1.00	1.00	0.30	0.25	
IV-B-3	1.20	1.00	1.00	0.30	0.25	
IV-B-4	1.40	1.00	1.00	0.30	0.25	
IV-B-5	1.60	1.00	1.00	0.30	0.25	
IV-C-1	0.75	1.00	1.00	0.30	0.33	
IV-C-2	0.90	1.00	1.00	0.30	0.33	
IV-C-3	1.20	1.00	1.00	0.30	0.33	
IV-C-4	1.40	1.00	1.00	0.30	0.33	
IV-C-5	1.60	1.00	1.00	0.30	0.33	
IV-D-1	0.75	1.00	1.00	0.30	0.50	
IV-D-2	0.90	1.00	1.00	0.30	0.50	
IV-D-3	1.20	1.00	1.00	0.30	0.50	
IV-D-4	1.40	1.00	1.00	0.30	0.50	
IV-D-5	1.60	1.00	1.00	0.30	0.50	
V-A-1	0.75	1.00	1.00	0.20	0.33	
V-A-2	0.90	1.00	1.00	0.20	0.33	
V-A-3	1.20	1.00	1.00	0.20	0.33	
V-A-4	1.40	1.00	1.00	0.20	0.33	
V-A-5	1.60	1.00	1.00	0.20	0.33	

TableIV-2 各Caseの実験条件 (5)

実 験 Case名	湧 水 ポテンシャル	暗渠埋設条件		遮断層設置条件		参 考
		X 方向 埋設率	Y 方向 埋設率	X 方向 遮断率	Y 方向 遮断率	
V-B-1	0.75	0.50	1.00	0.40	0.33	
V-B-2	0.90	0.50	1.00	0.40	0.33	
V-B-3	1.20	0.50	1.00	0.40	0.33	
V-B-4	1.40	0.50	1.00	0.40	0.33	
V-B-5	1.60	0.50	1.00	0.40	0.33	
V-C-1	0.75	1.00	1.00	0.50	0.33	
V-C-2	0.90	1.00	1.00	0.50	0.33	
V-C-3	1.20	1.00	1.00	0.50	0.33	
V-C-4	1.40	1.00	1.00	0.50	0.33	
V-C-5	1.60	1.00	1.00	0.50	0.33	
V-D-1	0.75	1.00	1.00	0.60	0.33	
V-D-2	0.90	1.00	1.00	0.60	0.33	
V-D-3	1.20	1.00	1.00	0.60	0.33	
V-D-4	1.40	1.00	1.00	0.60	0.33	
V-D-5	1.60	1.00	1.00	0.60	0.33	

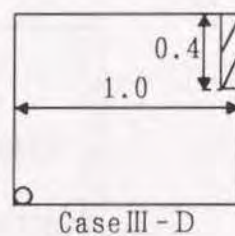
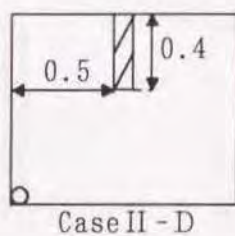
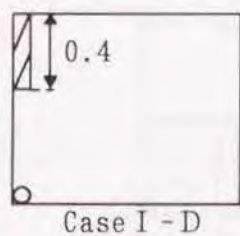
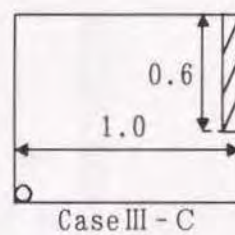
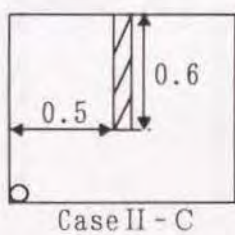
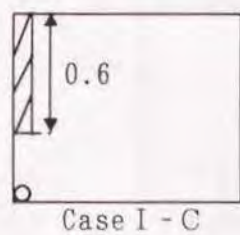
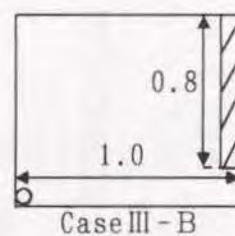
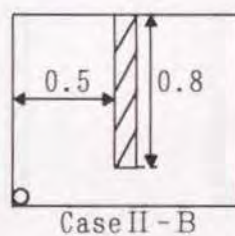
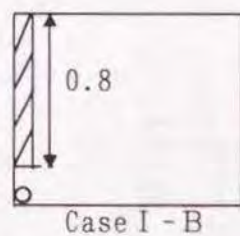
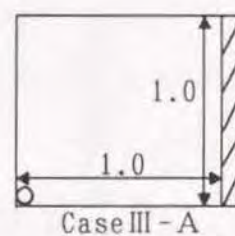
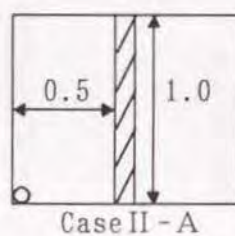
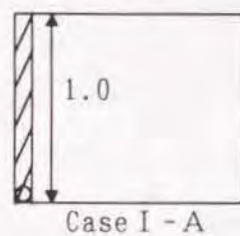
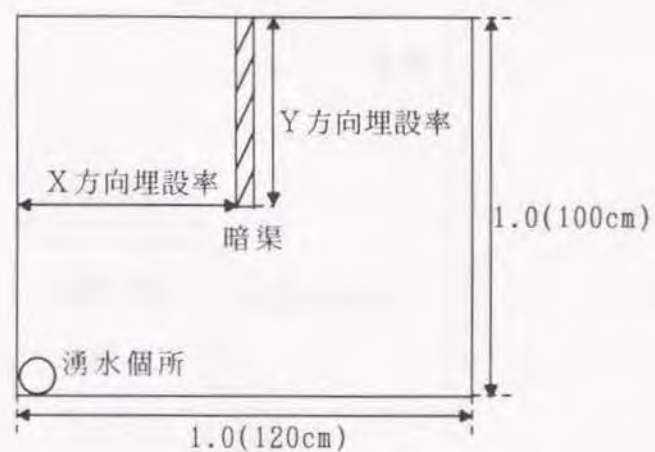
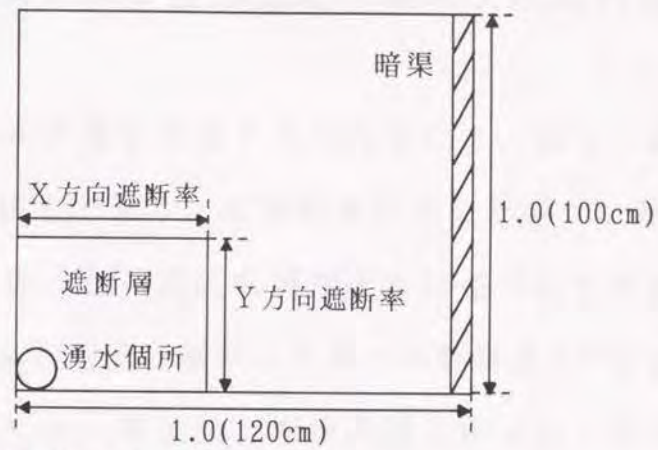
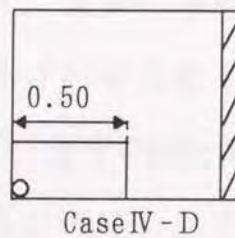
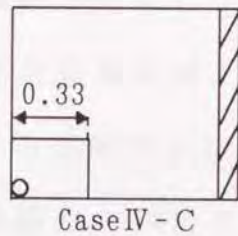
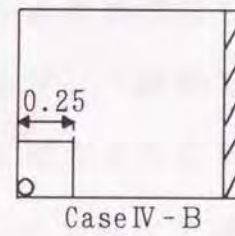
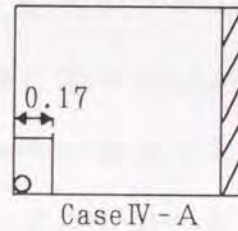


Fig. IV-5 各Caseの実験条件模式図(Case I ~ III)



Case IV : Y 方向遮断率 = 0.30(一定)



Case V : X 方向遮断率 = 0.33(一定)

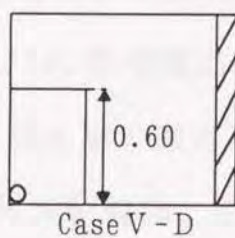
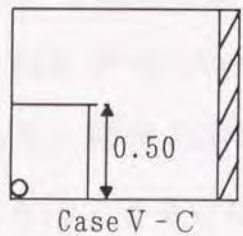
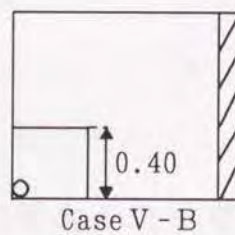
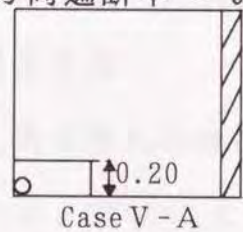


Fig. IV-5 つづき 各Caseの実験条件模式図(Case IV ~ V)

IV-4. 暗渠排水による湧水処理工法の三次元的な検討

(1) 実験条件

農地における排水不良を改善する手段として、最も一般的に用いられるのが暗渠排水である。暗渠排水に関して様々な研究^{33) 34)}が見られるが、その多くが二次元断面モデルに基づいて行われたものである。土地改良計画設計基準<計画-暗渠排水>⁴⁵⁾においても、暗渠の施工については、埋設深や埋設間隔といった二次元的な指標に基づいて記されている。このうち湧水処理については、「特殊排水」の項に若干の記述は見られるが、一般的な表現が多く、三次元的な特性は無視されている。上述のように湧水個所などの局所的な排水不良対策の解析には、二次元解析では不十分であり、三次元的な検討が必要となる。つまり、従来の暗渠間隔、埋設深といった二次元要素に加えて、奥行き方向の変化を加えた三次元特性を検討する必要がある。そこで、まずCase-I~IIIの場合、つまり、暗渠排水のみによる湧水処理工法について三次元サンドモデルにより、実験的に検討を加えた。

(2) . 結果と考察

(i) 三次元的な流れの存在

上述のように、湧水のような局所的排水不良を考える場合には、三次元的な流れを検討する必要性が生じる。このことを具体的に示すために、Fig. IV-6にCase II-D-3(Fig. IV-2模式図参照)の等水位線図を示した。図中の水位は、不圧帯水層の厚さ(H_1)により無次元表示したものである。以下に示す等水位線図、三次元水面形図の水位は、すべて H_1 により無次元化して表示した。

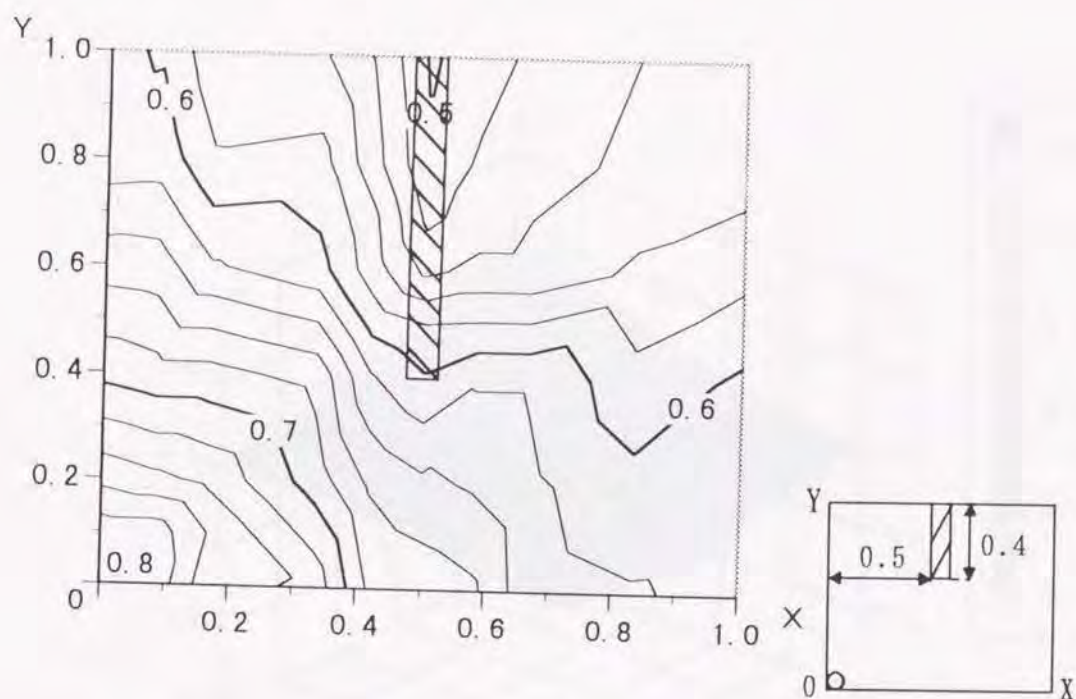


Fig. IV-6 等水位線図(Case II-D-3)

図から明らかなように、湧水個所から暗渠方向に直接向かう流れのほかに、暗渠が埋設されていない部分をとおり湧水個所のない暗渠の反対側に回り込む流れが存在する。この図を立体表示したものをFig. IV-7に示した。中央部にある暗渠近傍がくぼんだ三次元的な形状となっている。暗渠の埋設条件が異なるCase I-C-3の水面をFig. IV-8に示した。この場合の水面は湧水個所の直上で最も高くなっており暗渠近傍で急激に低下している。両者とも三次元的に示された水面は、二次元解析で得られる水面とは明らかに異なる。

このような三次元的流れの存在は当然のことであるが、その特性について、実態としてほとんど明らかにされていない。本章は、このような流れをとらえ、地下水を面的に把握することを試みた。

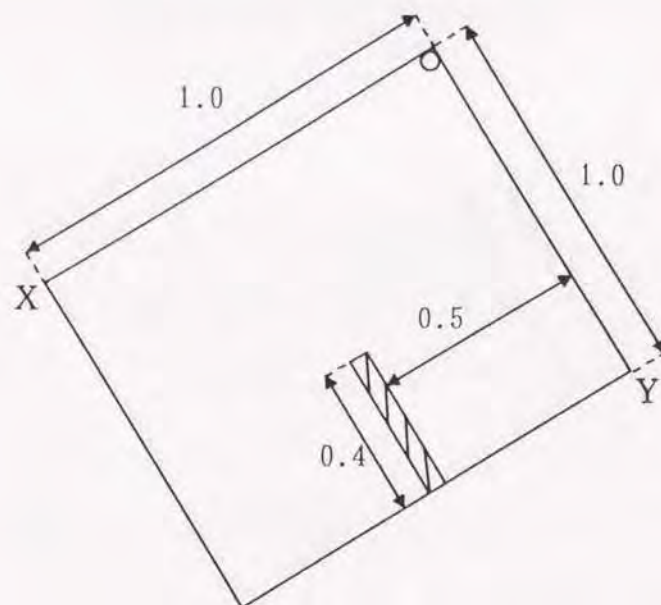
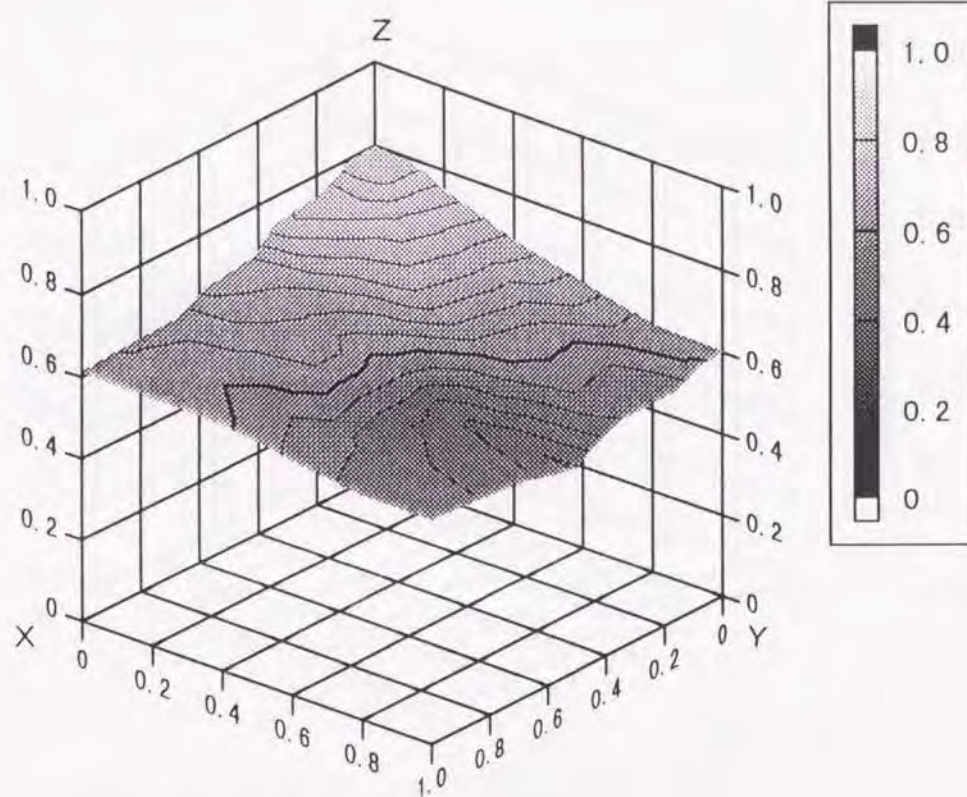


Fig. IV-7 三次元水面形図(Case II-D-3)

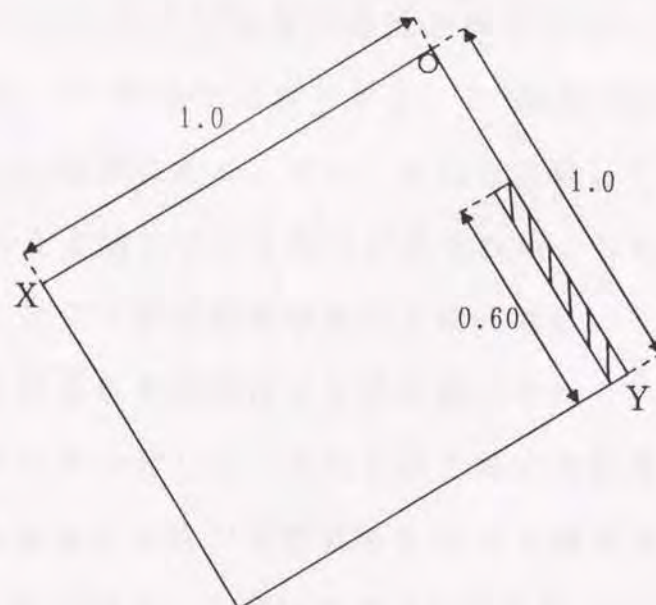
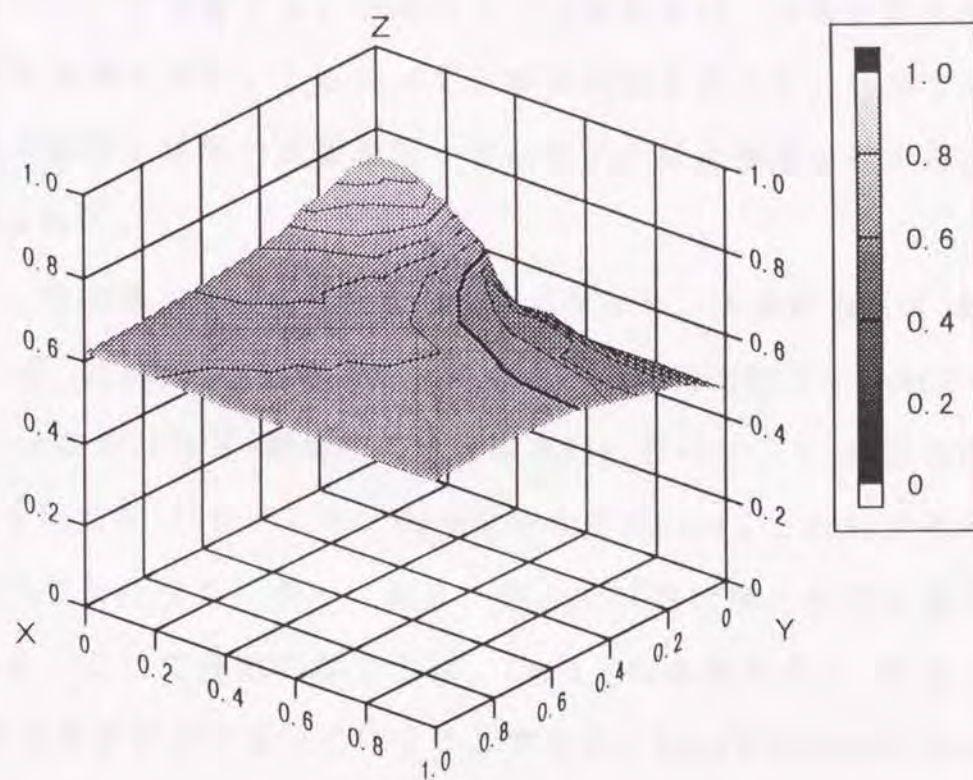


Fig. IV-8 三次元水面形図(Case I - C-3)