4．地下水位上昇対策の基本的評価

4.1　地下水位上昇対策全体像の展望

4.1.1　地下水位上昇問題の背景

4.1.2　地下水上昇対策の基本的戦略

4.1.3　ＡＳＣＯ恒久対策についての所見

4.1.4　鉛直注入工法についての知見

4.2　地下水排水工法とその応用

4.2.1　地下水排水工の分類

4.2.2　地下水マウンドからの排水工法

4.2.3　低地部での排水工法

4.2.4　排水工法まとめ

4.3　地下水涵養量軽減対策

4.3.1　節　水

4.3.2　雨水の浸透抑止対策

4.3.3　上水管からの漏水量低減対策

4.3.4　下水の浸透量低減対策

4.3.5　過剰かんがいの防止

4.3.6　地下水涵養量対策の比較

4.4　被害地区に対する緊急対策

4.4.1　緊急対策の性格

4.4.2　緊急対策採択の判断基準

4.4.3　排水に伴う既設建物基礎への影響

4. 地下水位上昇対策の基本的評価

4.1 地下水位上昇対策全体像の展望

4.1.1 地下水位上昇問題の背景

(1) 地下水位上昇問題の起源

地下水位上昇問題は1970年代に農業分野で発生し，Water Logging と呼ばれている。半乾燥地域の農業においては，作物の生育に障害がでないように，土壌水の塩分濃度のコントロールを行う必要があり，このため，多量のかんがい水を使って土壌中に集積された塩類を洗い流す手法が取られていた。このように地表面から地下へ多量の水が涵養されるとこれまでの地下水の水収支がくずれ，地下水位が上昇してくる。元来の地下水は塩分濃度の高い汽水が多く，このような地下水が地表面近くまで上昇してくると作物の生育，収量に影響がでてくる。更に，地下水が上昇して地表面に出てくると停滞水域が生じ，マラリア蚊の発生源となるばかりか，太陽熱により塩分が固結して不毛の地と化してしまう。

このように初期の農業開発ではかんがい計画が重視されていたが，今日では，かんがい施設と同様に耕作地の地下水位と土壌水の塩分濃度をコントロールするための排水施設の重要性が認識されるに至っている。

ドーハ市は年間降水量が75mm程度で，天然の水資源には恵まれていない。かっては，水を求めて数多くの井戸が低地部に掘られ，つい最近まで農業活動が営まれていた。代表的な井戸型式は横10m，縦10m，深さ5mの素掘りの井戸である。井戸の一部に新たに機械掘りで掘りたし，ポンプが据え付けられていた。このような井戸の掘りたしの経緯は農業活動が活発であった1970年代は過剰揚水で地下水位が低下していたことを物語っている。

一方，石油収入が潤沢になった1974年以降は，ドーハ市の水供給および農場活動の面で大きく変化してくる。淡水化プラントが建設され，良質で多量の水が海水より生産され，しかも，無料でカタール人に供給されるようになり，塩分濃度の高い地下水の利用価値が下がった。都市のインフラ建設が盛んになり，多くの農場労働者が建設現場に流れ，収益的にメリットの少ない農業は営まれなくなった。Dring道路の外側には数多くの廃農地が点在している。

これらの水利用上の変化は，これまでの地下水の水収支に対して，次のように作用した。

① 淡水化水は配水管からの漏水，汚水槽，浄化槽からの漏水，過剰かんがい等によって地下への涵養水量が増大した。

② 農業活動が衰退し，地下水の揚水量が減少した。

地下への涵養水量が増大し，揚水量が減少したことは，地下水位を上昇させる要因となった。量的には，淡水化水起源の涵養水量の増加量が大きなウェイトを占める。

このようにドーハ市における地下水上昇問題は海水の淡水化により多量の水が生産されるようになり，この淡水化水の一部が地下に浸透することにより地下水位が上昇してきたものであり，まさに，農業で現れた公害事象の都市版と言える。また，この問題は淡水化水を利用しているアラブ湾岸諸国の都市に共通した問題でもある。

(2) 地下水位上昇メカニズム

地下水位の変動は地下水の流入と流出のバランスがくずれることによって生じる。地下水位が上昇する場合は，地下水の流入量が増大してくる場合と，地下水の流出量が減少してくる場合とが考えられる。これまでの調査結果によれば，地下水位の上昇は地下水の流入量の増加によるもので，近年の急速な水需要の伸びに呼応して，上水管からの漏水，下水の地下浸透および過剰かんがいが地下水への涵養量を増大したと結論づけている。

一般的に見れば，降雨も地下水の涵養量に大きな影響を及ぼすのであるが，今回行った地下水位観測井での地下水位の経年変化の解析は次のとおりであった。

① 降雨によって地下水位が上昇する井戸は極めて限られた井戸で，降雨によってもたらされる地下水位上昇は降雨後，数ヶ月のうちに元に戻る。

② 近3ヶ年で地下水位が上昇してきている井戸の大多数は緩やかな上昇曲線であり，季節変動も少ない。

地下水位経年変化の解析結果からも，地下水位の上昇は降雨によるものではなく，急速な水需要によって引き起こされたものであることが判明した。

水需要の増大により，地下水への涵養の形態は次の３つに大別され，図－4.1.1は模式的に示したものである。

① 上水管からの漏水

② 下水の地下浸透

③ 過剰かんがい（Over Irrigation）

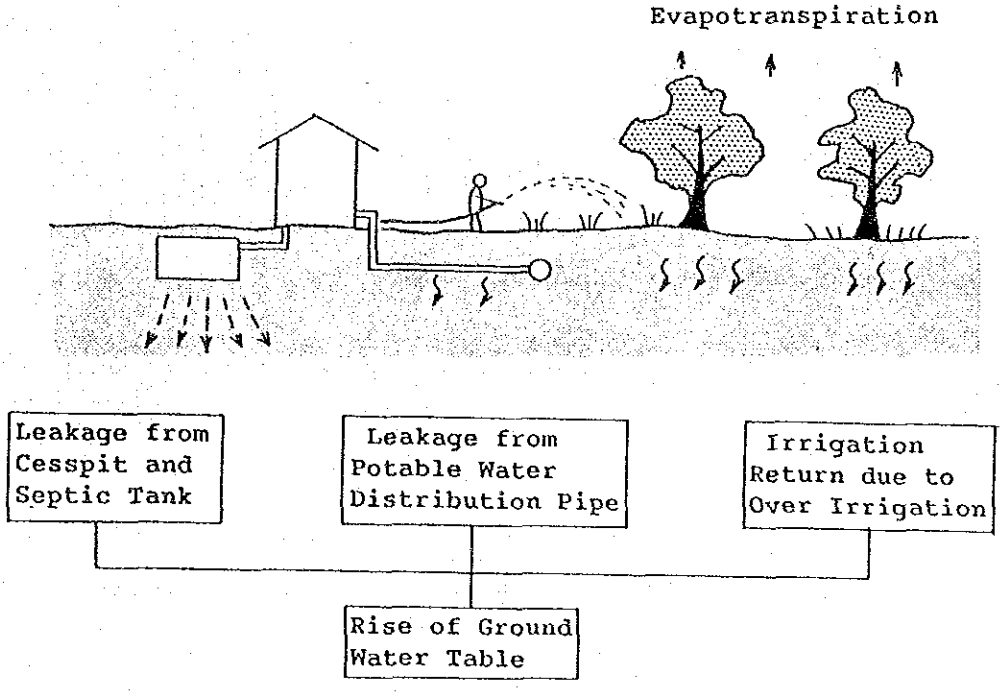


Fig. 4.1.1 Schematic Representation of Groundwater Recharge Increase Patterns

(3) 水需要の動向

近10ヶ年の造水プラントによる生産量は図－4.1.2に示すように依然として高い伸びを示している。ドーハ市に供給される水量は全体の95%である。

現在，一部地域では，時間供水を実施しており，需要の方が供給能力を上回っている。

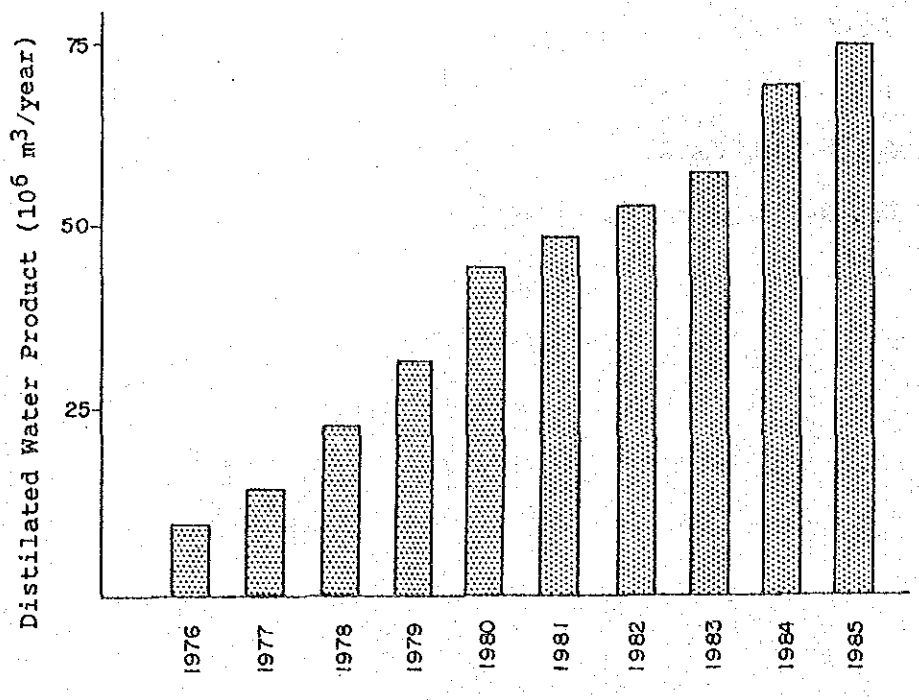


Fig. 4.1.2 Distilled Water Production in the Last Decade

水需要量は分野別に見れば，都市用水，工業用水とかんがい用水に大別され，今後の水需要を予測する上では，経済，産業の将来見通しが重要な指標となる。

ここでは，ドーハ市の水消費量の大部分は都市用水であると考えることとする。この場合，水消費量は人口と大きく関連しており，次式のように表わされる。

$$W_C = C_P \times A_P \times P_P + C_T \times A_T \times P_T$$

ここで，　W_D ：ドーハ市の水消費量

C_P ：給水サービス地域の１人当りの消費量

A_P ：給水サービス地域の面積

P_P ：給水サービス地域の単位面積当りの人口

C_T ：タンカー給水地域の１人当りの消費量

A_T ：タンカー給水地域の面積

P_T ：タンカー給水地域の単位面積当りの人口

水需要が増加している理由として，次のようなことが考えられる。

① 人口の増大

② 1人当りの水消費量の増大

③ 新規の給水サービス地域の加入によるサービス地域の拡大

1986年3月に実施された人口統計調査の結果は水需要の動向を占う上で大変重要な指標となるが，最終結果はまだ公開されていない。聞込み調査の結果では，人口は横ばいではないかと言う意見が多かった。

人口に増減がなかったと仮定すると，郊外での一戸建の高級住宅の建設が進んでいることから，近年の水需要の伸びは，高級住宅地区での1人当りの水消費量が高いことと，新規給水サービス地域が加わったことと解釈できる。

石油価値の下落した今日では，これまでのような急速な都市の発展はないものの，今後とも郊外の一戸建て高級住宅が建設されたり，ニュー ディストリクト地区の整備が進むことを考えると，現在の水消費形態では水需要は伸びることとなる。

(4) 地下水への涵養形態

(ｉ)上水からの地下水への涵養

上水から地下水への水の流れは図－4.1.3のように示される。主な涵養形態は次の3つである。

① 上水供水管からの漏水

② 貯水槽からの漏水

③ タンカー供水施設からの漏水

上水供水幹線および貯水槽からの漏水は Telemetric Centerで毎日の受水流量，送水流量を管理しているので，大規模な漏水は早期に検知され，しかるべき処置が取られている。幹線から各戸に配水される取込み管はトラックのような重車両によって損傷したり，高塩分の地下水によって腐蝕したり，地中の温度変化により外装のコーティングがヒビ割れたりする。特に取込み管の総延長は長く，小さい穴の場合にはなかなか検知されないことが多い。地表面に水がでてきて水たまりができた場合は，補修がすみやかに実施されている。

地下水位の浅い所では，漏水した水が地表面にでやすいけれども，地下水位の深い所では，なかなか検知されない。

また，地表面に水が溢れていて上水ではないかと，電水省に苦情が来るが，調べてみると下水管が溢れていることも少なくない。

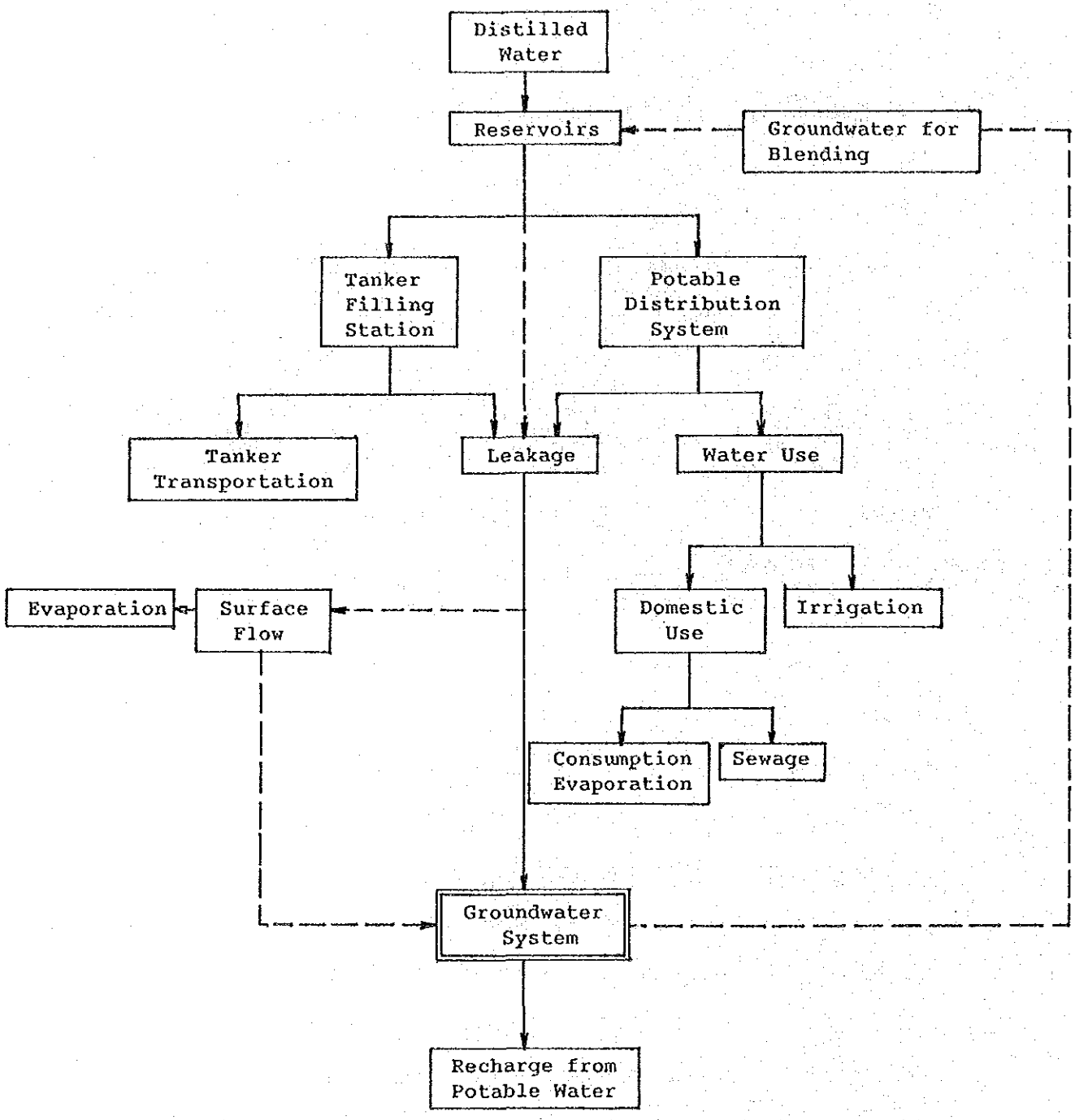


Fig. 4.1.3 Groundwater Recharge from Potable Water

（ii）下水からの地下水への涵養

下水からの地下水への水の流れは図－4.1.4のように示される。主な涵養形態は次のとおりである。

① 汚水槽，浄化水槽からの漏水

② 下水管からの漏水および逸水

③ ＴＳＥ配水管からの漏水

汚水槽，浄化水槽は下水整備事業が進められているので，暫少なくなる。下水管の接続部からの漏水および下水管が汚物で詰ったりして通水能力が低下すると囲りに溢れ出す。ＴＳＥ配水管からの漏水は総量的には少ない。

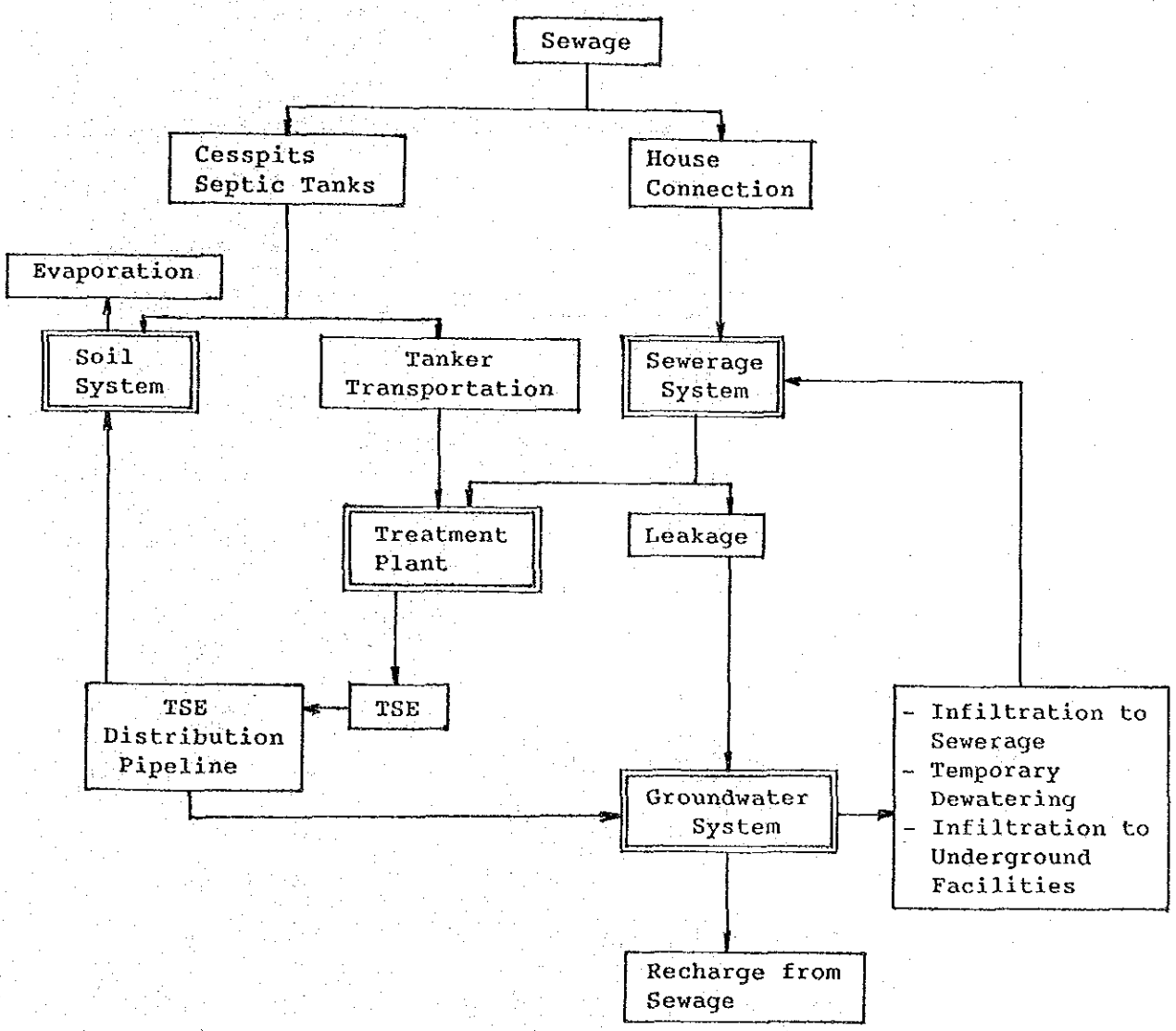


Fig. 4.1.4 Groundwater Recharge from Sewage

一方，下水管が地下水面下となっている所では，囲りの地下水が下水管に流入してきていて，下水処理量の30%程度は地下水だと言われている。特に，ニューディストリクトからの下水には海水の混入が認められる。

(iii) かんがい水からの地下水への涵養

かんがい水からの地下水への水の流れは図－4.1.5のように示される。かんがい水の一部は一旦土壌システムに入り，土壌粒子の空隙内で保水され，植生根によって吸収され，蒸発散によって大気中に失われる。残りの水は土壌空隙を自由落下し，地下水と合流する。

土壌中に保水される水量は限界があるので，過剰かんがいのように多量に水をまくと，土壌システムを通過して直接地下へ浸透する量が増える。

かんがい水の一部は地下水が使用されているので，地下に涵養される地下水の一部は再びかんがい水として利用されるので，かんがい水から地下水への涵養量はこの分を差引いて考えるべきである。

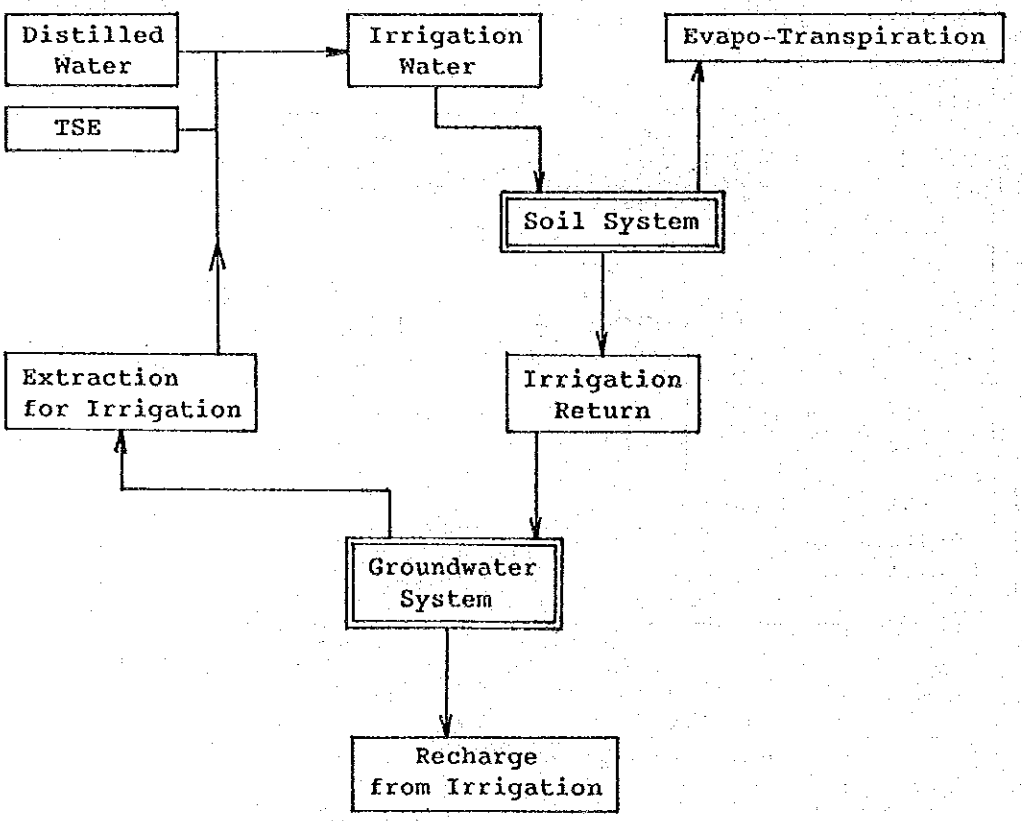


Fig. 4.1.5 Groundwater Recharge from Irrigation Water

4.1.2 地下水上昇対策の基本的戦略

(1) 地下水上昇被害対策の展開

地表面にできた水たまりを見ても，上水管や下水管からの逸水による局所的な水たまりもあれば，ラヤンの停滞水のように広域なものとがある。したがって，原因に応じて対策を企てることが基本となる。

地下水上昇による被害に対して適切な処置をほどこすためには，調査段階の各ステップにおける目標は次のとおりである。

① 被害の現況把握

② 被害の発生・原因の究明

③ 被害拡大の可能性の判定

④ 対策の立案

⑤ フィジビリティの検証および効果の判定

⑥ 事業化

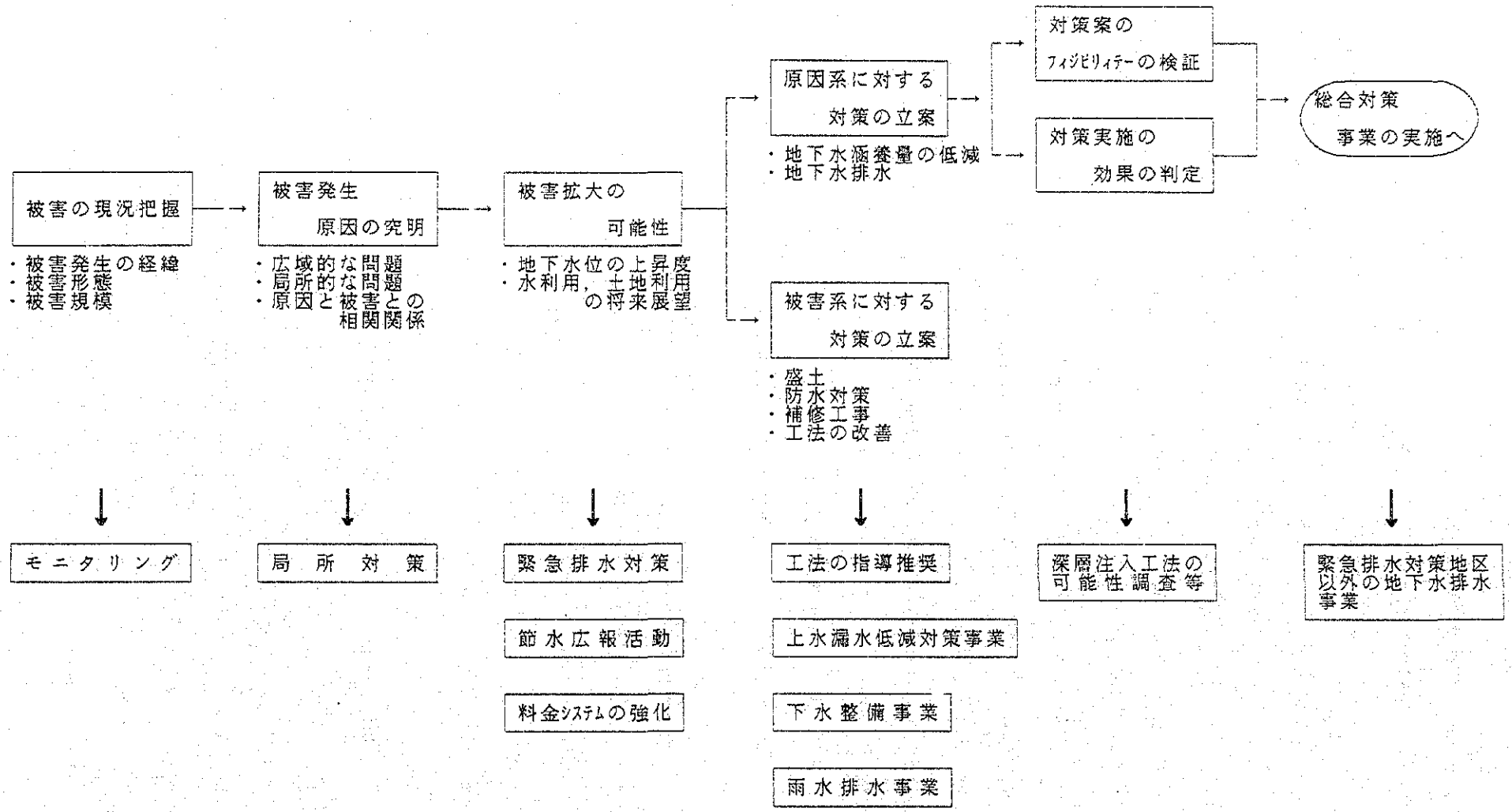
各調査段階での成果と対策活動との関係は図－4.1.6に示すとおりである。既往調査では，①から④までの成果が得られ，下水整備事業，雨水配水事業等が実施されている。

地下水対策事業としても包括的に体系的に対策を組立てることは立派な施策の方針である。しかしながら，地下の現象は目でみることができないので，幾らボーリングや横坑を掘っても完全に把握されることは先ずない。全望を把握した上で対策を実施しようとすればする程，緊急対策の実施が遅れてしまうというパラゾックスに陥ってしまう。

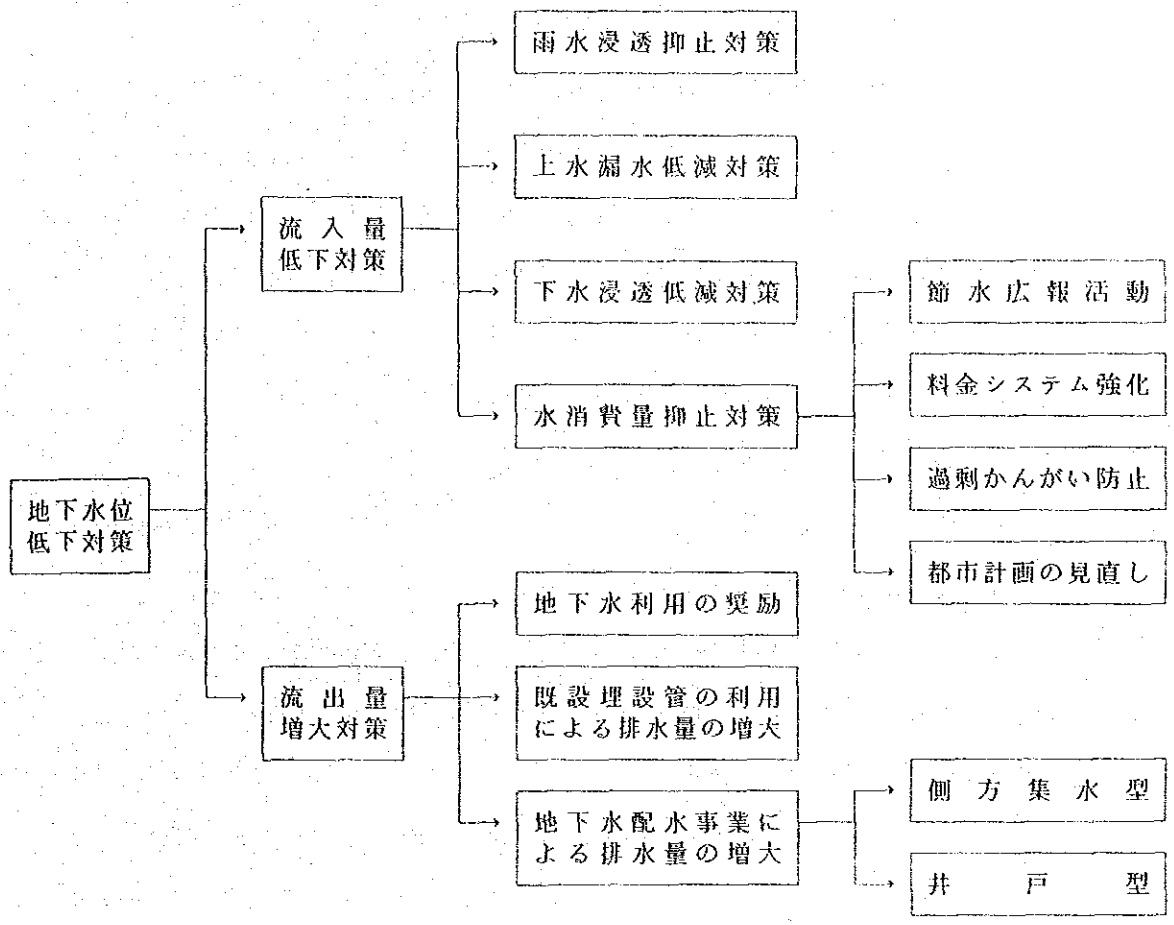
このようなことから，被害対策の必要性および緊急性を重視して先ず，地下水排水対策事業に着手することの方が重要であり，対策事業を通じて得られた成果を今後被害の拡大してくる地区に反映させることが今一番望まれていることである。

(2) 地下水水収支から見た対策の分類

地下水位の上昇を抑止する対策は流入量を低下される方法と流出量を増大させる方法の2系統に大別され，種々提案されている対策を体系化すると図－4.1.7に示すことができる。



図－4.1.6　地下水上昇被害対策の展開



図－4.1.7　水収支から見た対策の分類

流入量を低減する対策は降雨時の地表面の停滞水を排水することにより降雨の地下浸透を抑止すること，上水管漏水箇所を補修，管理することにより漏水量を削減すること，汚水層，浄化水槽を下水管につなぐことにより下水の地下浸透を抑止すること，また，上水利用者各自が節水することにより過剰かんがいの防止や下水の発生量の低減することを目的としている。

一方，流出量を増大させる対策は，地下水を汲上げたり，排水することによって地下水位を制御することを目的としている。

前者の対策は地下水位を制御するためには間接的な対策であり，後者の方が直接的な対策と言える。特に，地下水位の上昇が顕著で被害が急速に拡大していて対策を早急に実施する必要性がある場合には，対策の即効性が重要であり，地下水排水事業による地下水の強制排水が最も優れた対策である。他の対策は各々重要であるが，対策の効果がでてくるまでに時間がかかることもあり，各々の対策が総合的にリンクして始めて効果がでてくる。

(3) 総合的な対策の展開

ドーハ市の地下水上昇の問題が今後どのようになるのか，また，どのような対策をとることになるのかについて，総合的に調査・計画することは重要である。

地下水上昇問題が今後どのようになるかということについての予測は基本計画の前提条件となり，次のような事項を調査することにより明らかにされる。

① 国家総合開発計画に基づくドーハ市の産業，都市計画

② ドーハ市の水需要予測

③ 地下水涵養量の予測

④ 地下水上昇の予測

⑤ 被害の予測

石油価値の安定化とドーハ市の産業，都市計画とは密接につながっており，現時点では成長の速度は緩やかになり，急激な都市部の拡大や産業の立地は進まないと言った見方をする人が多い。

水需要については，人口の急激な増加がないと考えると，都市内での人口移動，つまり，市街中心部から郊外にでて，高級住宅に住むと言った形態が一段落するまで，水需要は今後ある一定期間伸び続けることとなる。

地下水涵養量の観点から見れば，新たな住宅地区が出現することによって新しい地下水の涵養源が加わると解釈され，旧来の地区の涵養については，水利用形態が大きく変わる訳ではないので，あまり変化しないと見ることができる。

地下水位の予測は地下水位観測結果，地質調査結果に基づいて地下水シミュレーションモデルを利用して行なえる。地表の状態に応じて地下水涵養量と地下水位の初期条件，地層毎の水理常数，層厚等を入力すると計算できる。

地下水位の予測値と地表面との関係から地下水位の上昇による被害の発生してくる地区が予測される。土地利用の状況を考慮すると大まかな被害形態が予知される。

予測される被害に対して対策をとるべきかどうかということは，対策事業を実施する上での重要な判断基準となる。地下水位上昇問題のような非生産系の事業に対する経済効果は次のような考え方で計測される。

ⓐ 対策事業により除去される被害軽減額

ⓑ 元の地下水位の状態に戻すために必要な建設費（身替り建設費）

一般的に言うと，被害形態の中には間接被害とが潜在被害が含まれ，計量化できない項目が沢山あるし，計測化できそうな項目もかなり大胆な仮定条件を必要とする。地下埋設施設に限れば，電話，電気ケーブルは元々水に弱い施設であるので，地下水位が上昇すると被害が大きく出てくる傾向にある。

身替り建設費は被害の生じていなかった元の地下水位に戻すために必要な地下水排水事業の建設費のことで，被害軽減額の算定のしにくさに較べるとこの方法の方がはるかに明解である。

したがって，地下水排水事業費が将来を見通した上で適正規模であることが，財政負担の面から要請される事項である。

これまでに提案されている対策には地下水の流入を削減する方法と流出量を増大する方法があることについて述べた。これらの対策を総合的に展開して，社会的ニーズに合った経済的で効果的な事業を進めることが重要である。

先ず，社会的ニーズの観点からは，地下水上昇の被害が認識され，その被害が急速に増大しつつあり，被害のでてきた特定の地区については緊急に対策を講じなければならない背景がある。

経済的な観点からは，地下水排水事業費と地下水排水によるデメリットの低減効果である。目標とする地下水位と必要とする排水量によって地下水位上昇による被害が顕在化しないための地下水排水事業費が決まる。望ましい地下水位については§3.1の被害調査の中で 1.5m程度と設定した。対象地区の地下水位を全域について確実に 1.5m下げようとすれば，透水性が場所的に変わることから，幹線集導水路の他に支線集導水路も必要になり施設規模も大きくなる。透水性の差異により局所的に 1.5mに下げられなくても，塩類集積が起きない範囲と想定できれば，幹線集導水路の整備だけを事業として取り上げればよいこととなる。本調査では後者の方が経済的で，場所毎の透水性をすべて調べあげた上で事業を行うより合理的であると判断する。事業の効果については次のことが言える。

① 地下水位を直接制御するためには地下水を排水する方法が効果的であり，地下水事業の基軸となる。排水方法については§4.2で詳しく述べる。

② 地下水涵養量を削減する対策は地下水位を直接的に制御することができないが，側面的に地下水排水量を低下させる効果が期待できる。詳しくは§4.3でのべる。

(4) 具体的対策の展開

地下水の公害事象は地下の状況が目に見えないこともあって，被害が認識されてから調査に着手するため，対策を立案する段階で基礎資料が不充分な事例が多い。また，地下調査の難点は，いくら調査をしたからといっても調査段階での成果と事業実施段階での結果との間に多少の差が出てくることもよく知られている。特に石灰岩の場合には，石灰岩に溶脱するカルスト化現象が生じ，地層の透水性が異方性を示すばかりでなく，一般的な地下水流の理論から偏たることも知られている。

具体的対策を展開していく上では，広域的に対策を立案した上で緊急対策を実施する方法と，緊急対策を実施しながら環境保全上のモニタリングを行うことによって得られた成果を他地区に反映させる方法とがある。本調査では次のような理由から，後者の方法を採用している。

① 対策の緊急性から未だ対策としての実現性が検証されていない対策案を含めて総合評価することは現時点では不適当である。

② 緊急対策の実施により得られるデータは調査段階のものよりはるかに現実の現象に近いものである。

③ 地下水調査はボーリング調査にしろ一部のことしか判らないので，調査費の割には全体像に推論を多く残す。

したがって，緊急地下水排水事業の具体例として本調査では現在の地下水位問題が顕著な地区の中から次の3ヶ所について検討した。

- ワジ　ムシリブ地区　　：ワジ型
- ラヤン地区　　：内陸低地型
- ニュー　ディストリクト地区　：海岸低地型

上記3地区は地形的にワジ，内陸低地，海岸低地と異なる特性を持ち，今後の他地区での地下水排水事業の基礎資料として有効に利用しうると確信する。

4.1.3　ＡＳＣＯ恒久対策についての所見

ＡＳＣＯの恒久対策の中で，ＪＩＣＡ調査団との所見に大きな差異のあるものについて述べる。

(1)　総合排水計画

ａ）要　　旨

ドーハ市内にある二つの地下水位のマウンドを直接ポンプで揚水して低下されることで，全体として地下水の低下効果が及ぶとしている。

ｂ）コメント

既往の井戸の分布例から見ると，内陸低地部に数多く掘られている。その理由は，地下水は低地部に集まることと，地下水までの掘削深が少ないことによる。地下水位のマウンドのある所は地形的に高台であり，雨が集まって地層の風化が進むような環境にないので，水文地質的には低地部に較べて，高台での透水性にはかなりバラつくことや地下水の集まりにくい構造になっている可能性がある。

§4.2では，高台での排水方法としてトンネル案と立坑案について検討しているので参照されたい。

(2)　地下水の汲上げによる再利用

ａ）要　　旨

地下水位を低下させる補助事業として，地下水をかんがい揚水，飲料水として利用する。

ｂ）コメント

Ｄリング道路の内，外に点在する廃農地がある。植物は特に樹木の生育には年月を要するし，かなりの奨励事業費を見込まなければ，農地の修復は難しい。地下水の塩分濃度にもよるが，かんがい用水として地下水を利用し続けると塩水化していく。これは廃農になった一つの原因でもある。

Ｂリング内の地下水の下水による汚染度の判定も異なる。飲料水として利用する場合の処理はＡＳＣＯの予想より簡単な水処理でよい。

4.1.4 鉛直注水工法についての知見

ＡＳＣＯレポートの Phase 1 で上部ダンマム層の地下水を下位のＵＥＲ層の帯水層へ圧水することによってドーハの地下水問題を解決する方法が提案されている。この提案の実現性について，ＪＩＣＡ調査団の知見を述べることとするが，これ等の内容は石油開発や水溶性天然ガスの開発にさいして日本で行われている坑水圧における経験事例をとりまとめたものである。

(1) 鉛直注水工法の適用にさいしての問題点

ＵＥＲ層への注水は，深層地下水の汚染に連がる問題と，キャップロックを破壊して上部の上部ダンマム層への圧入水が廻りこみ，これが涵養源となって同層内の地下水位が再上昇する懸念がある。

したがって，本構想の推進にさいしては，この懸念に関連する下記の事項について十分な調査を行ない，問題点を明らかにした上で，その対策についての見通しを得ることが必要である。

１）水質：汚染の問題があるので，本質的には本来もっている個有の水質の相違によってインパクトを与える問題である。注水のために抽出される地下水マウンドの水と，圧入されるＵＥＲ層の帯水層（圧入層）の水の両方について詳細な水質分析を行なう。

２）水理地質：

① 地下水位：上部ダンマム層内の地下水位については，すでに地下水位コンター図で示されているが，地下水位は同一帯水層の中でも，その分布状況が必ずしも一様でないと思われるので，ＲＵＳ層及びＵＥＲ層の帯水層を明確にし，ある程度，広い範囲でそれぞれの帯水層ごとに水位また水圧を測定しておく。

② 圧入層（ＵＥＲ層）の許容圧入水量：これは圧入テストを行って圧入指数（Injectivity Index, ＩＩ）を求めないとわからない。

理論的には圧入量は有効間隙率や透水係数などと相互に関連しているが，ＩＩは理論よりもテストによって求めるべきとされている。

また，圧入水が帯水層中でどの範囲まで影響するのか，圧入が連続して行なわれたとき帯水層の中の限定された領域内で起こる増圧圏の形成とそれがどのように減衰していくのかなどの問題がある。

なお，抽出層である上部ダンマム層に対しては，水をどれだけのレートで抽出できるのかの問題があるので，これについては抽出層の産出指数（Productivity Index, ＰＩ）を求めておく。

③ キャプロック：上部ダンマム層内の帯水層内の地下水の，下部への垂直浸透を阻止しているとされている下部ダンマム層（ミドラ頁岩層）がキャプロックの役割を果たさねばならない。キャプロックについては，圧入にさいして破壊と漏洩に関してどれだけ信頼できるか，安全性の問題がある。

とくにdepression地域で問題があると思われるので，Lower Dammam層の垂直分布，厚さ，と透水および破壊性状について調査する必要がある。

3）圧入井計画

圧入井の機能：地層強度を調査し，地層を破壊することなくできる圧入方法（注入圧力，圧入水量）と有効範囲をきめる。

群井：相互干渉を考慮しながら本数及び配置をきめる。

テストウェル ─┐
　　　　　　　　├─ 圧入フィールドとヤードの設定
圧入システム ─┘

4）メンテナンス関係：主にバクテリアによる目詰まりが懸念されている。バクテリアには好気性と嫌気性の２種類があるが，これらについては，圧入水の前処理が必要となるので，バクテリアについて，その種類と性向について分析調査する。

5）鉛直注水システム

上記１）～４）の要素を考慮したトータルシステムを開発する。

6）圧入期待について：我国の新潟県における水溶性天然ガスの企業化実験の結果，とくに注意すべきこととして指摘されたのは，圧入層の産出指数（ＰＩ）に対する圧入指数（ＩＩ）の関係で示される圧入期待ということであった。これは事前に期待された圧入水量と実際の圧入量とには差異があるということである。

同一帯水層についていうならば，圧入量は産出量と同等であるとする期待感をもって圧入計画が進められるのは当然であるかも知れない。しかし実際の圧入量は，ＩＩとＰＩとの関係では，ＩＩ＝ＰＩではなく，ＩＩ≒１／５ＰＩ程度であるというのである。

このことを考えないで圧入量の増加策を実施すると坑底破壊を起す。その回復に

は時間と多くの費用が必要となる。

なお，新潟ガス田における圧入量の実績の最大は 4,000kℓ／日／1井である。

(2) 鉛直注水の方法

1) 鉛直注入の形式

次の3つのタイプが考えられる。図－4.1.8に示すように，いずれの場合でも注水される帯水層にとっては本来の水頭より高い圧力のもとで注水される。このことから注入の方法については圧入の表現を用いている。

① 直接落しこみ方式： 重力圧入＋無処理

② 前処理無圧方式 ： 重力圧入＋前処理

③ 前処理加圧方式 ： 負荷圧入＋前処理

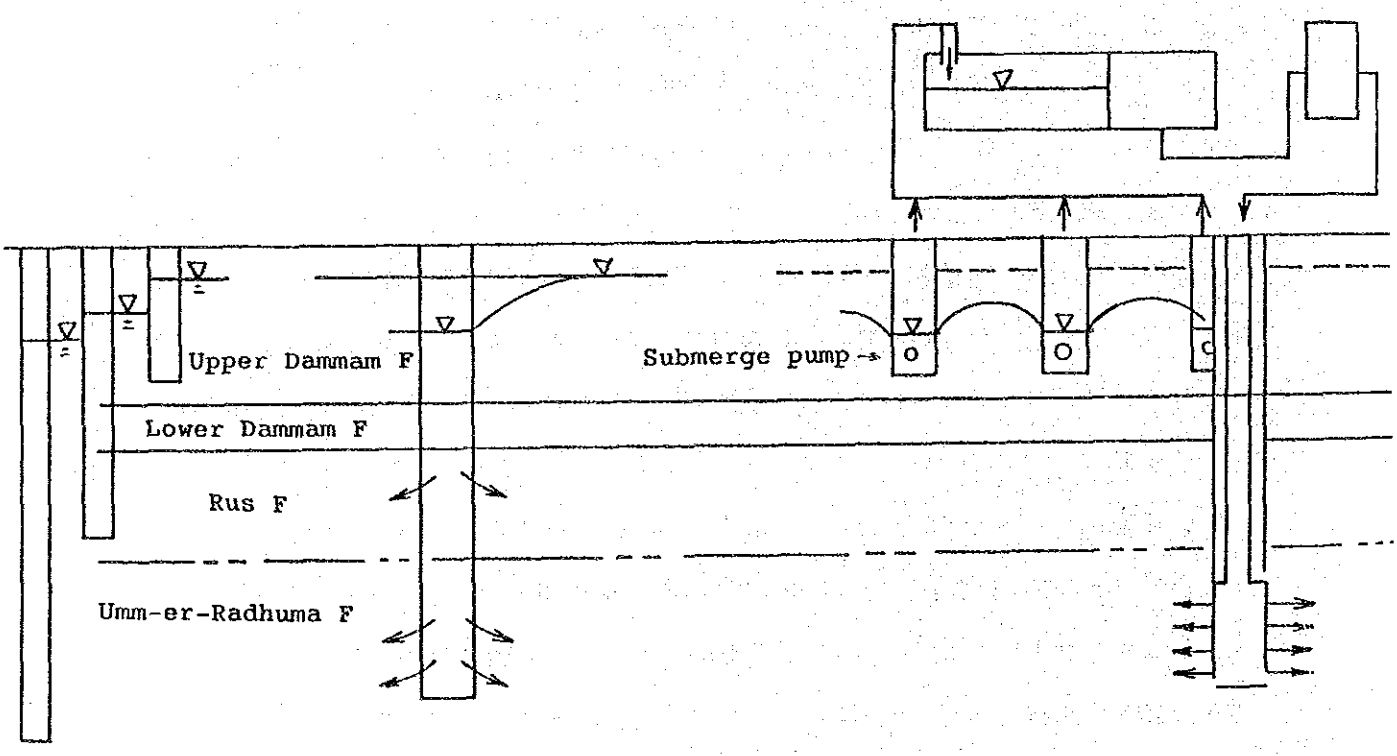


Fig. 4.1.8 Conceptual Diagram of Vertical Injection Methods

① 直接落しこみ方式

この方式は単純であるが，水質汚染の問題を除外しても，抽出層からの砂粒の持ちこみ，浮遊物質やバクテリア（好気性と嫌気性がある）の繁殖による注入層の性能劣化の問題がある。水頭差が少々あっても早くダメになることが多い。

注入層の条件が余程よい場合でないと，もちろん，ストレーナはつけるとしても，早期目詰まりを起こして，早い段階から所要の目的に適合しなくなるといわれている。

② 前処理方式

圧入層の目詰まり対策のために前処理が必要となる。前処理は設備が相当な規模となり，コストが高くなるので失敗しないよう十分な調査が必要である。圧入システムについては運転と管理について細心の注意が必要となる。石油開発で採用されている前処理方式の構成要素の例を図4.1.9に示す。

前処理は地上に相当容量のプールを備え，これに抽出層から揚水された水を貯留して行われる。そこで付与される主な処置は砂粒の沈澱とバクテリアに対する滅菌処置や脱酸素処置などである。

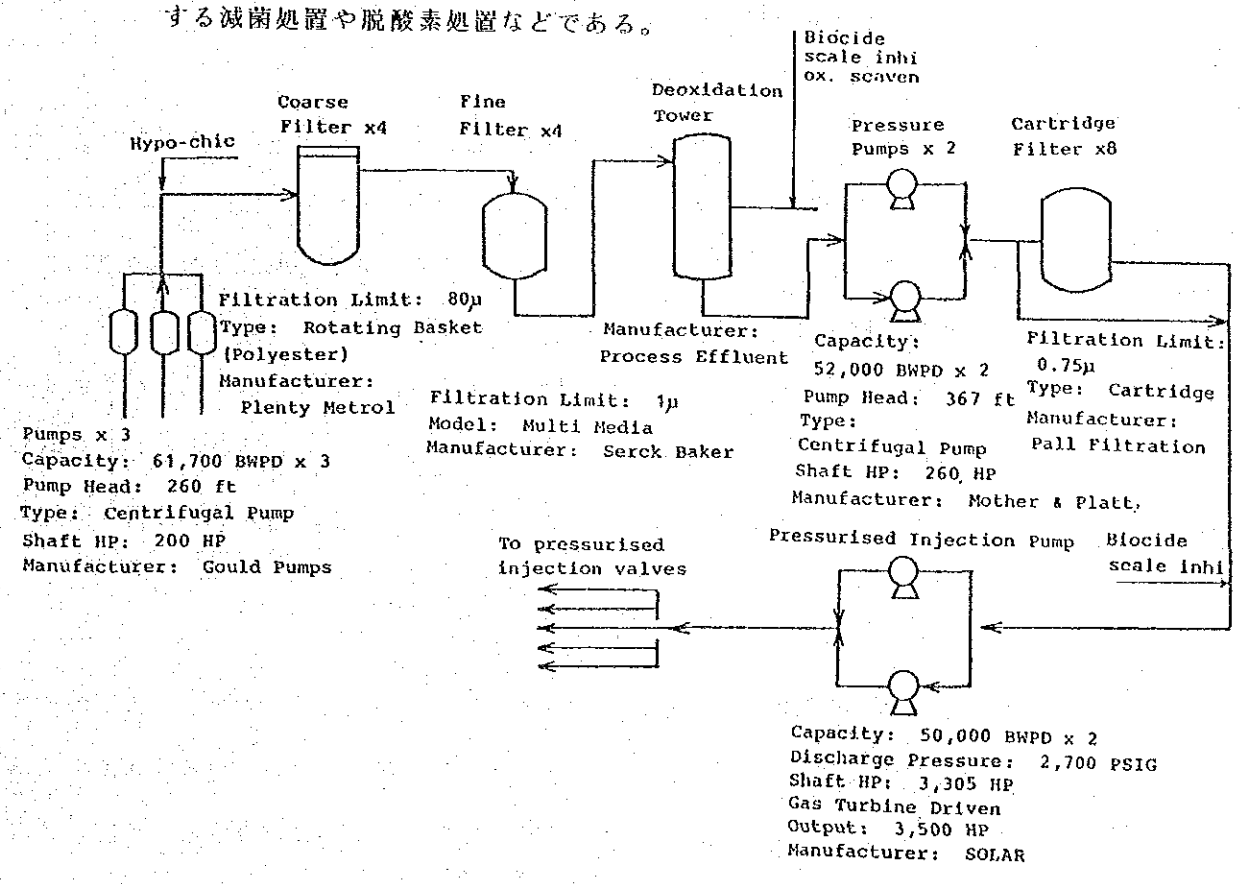


Fig. 4.1.9 Pretreatment Process for Injection

2）留　意　点

抽出層からの揚水は水中ポンプが用いられようが，ユニからパイプが使われる。パイプはプールから圧入井への配水口までの間でも使われる。嫌気性バクテリア対策も含めて，実績から次のような多くの留意点が示されている。

○　パイプ類には錆の原因となるスチール製は使わないで，諸種の強化塩ビパイプを用いる。とくに強度を必要な場合はのようなものがある。

○　抽出層に挿入される水中ポンプは oil-less がよい。多くの場合，相当の注意を払っても油分の混入が避けられない状況である。

○　水中ポンプの運転時は十分な水位管理を行い，水位が下がり過ぎて空運転するようなことがあれば，モーターが焼ける。

○　前処理を行った場合でも，バクテリヤ対策としては十分でないことが多いので，圧入井と圧入層の中で水が停滞・滞留すると，たちまちバクテリヤが繁殖してしばしば，目詰まりを起こすので，坑井内で水の停滞を起こさないための対策として予備の発電機を常備する考慮が必要である。これは，好気性と嫌気性の両方について共通である。

○　砂粒の混入は，注入層の目詰まりを生ずるだけでなく，ポンプをこわす。

3）新潟のガス田における非排水方式

日本では未固結の洪積層や沖積層の帯水層とからなる水溶性天然ガスが採取されているが，大量の地下水（ガス溶存水）を抽出するため，広い地域にわたる地盤沈下の発生する問題があり，これに対して天然ガスを分離したあとの残りの水を帯水層に戻す方法で地盤沈下を防止している。

図－4.1.10は新潟のガス田の開発にさいして，地盤沈下を阻止しながら天然ガスを採取することの企業化実験に供された圧入井の構造を概念的に示したものである。（新潟県，非排水方式による水溶性天然ガス企業化実験，第2回中間報告書，昭和50年6月）

(3)　圧入指数について

圧入井を通して深層の圧入層に水を圧入する場合，圧入井における圧入水の坑底圧は，その圧入層の水圧より高い水圧が必要であるが，これは単位時間（本例では日）あたりの圧入水量との関係できまる圧入指数（ＩＩ）に依存する。一方，圧入

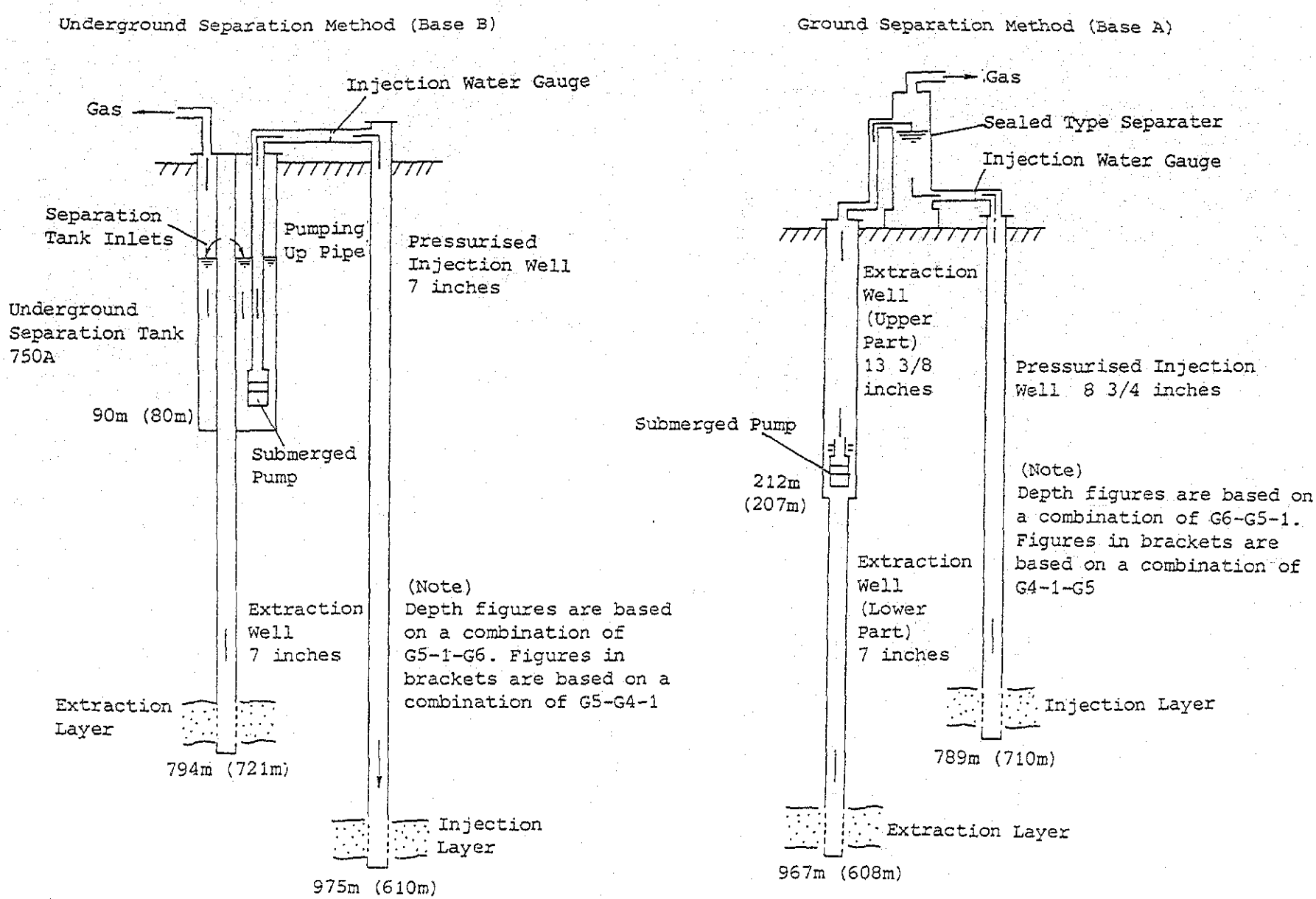


Fig. 4.1.10 Schema of Experimental Injection Wells in Niigata Gas Field

水の水源となる井戸の抽出量は産出指数（ＰＩ）に依存する。

これらの指数は試錐調査により十分に調査する必要がある。圧入層についてのＰＩが求められている場合には，ＰＩとＩＩとの関係が圧入についての指標となりうる。

１）圧入層について

圧入のために用いられる方法は，理論的方法と実績による方法があるが，理論通りにはいかないので普通で，実際には後者によっている。

① 実績による方法

$$II = \frac{q_{sc}}{P_w - P_e} \quad (bbl/day/psi)$$

ここで，q_{sc}＝圧入量（bbl/day）：　$q_{sc} = P \cdot II$（bbl/day）

P_w＝坑底圧（psi）　：　注入圧力に相当する

P_e＝圧入層水圧（psi）　：　圧入層のもっている水圧

$P_i = P_w - P_e$　：　圧入差圧

② 理論的方法

理論的方法はダルシーの法則より求められる。

$$q = \frac{7.08Kh(P_e - P_w)}{\mu B_o \ln(r_e/r_w)}$$

$$II = \frac{7.08Kh}{\mu B_o \ln(r_e/r_w)}$$

ここで，K：浸透率（ダルシー）

h：層厚（ft）

μ：粘性（cp）

B_o：フォーメーションボリュームファクター

r_e：注水半径（f_t）：影響半径

r_w：坑井半径（f_t）

③ 比圧入指数（ＳＩＩ）

坑井間の比較のため，ＩＩを層厚で除したＳＩＩが用いられる。

$$SII = \frac{II}{h} = \frac{q_{sc}}{h(P_w - P_e)}$$

④　圧入水量

$q_{sc} = (P_w - P_o)\ II$

最初に注入層の水圧もしくは水頭を求めておき，圧入井の深さについて圧入圧力と圧入水量の関係からＩＩを求める。ＩＩによっては，水は圧入層内で動かなくなる。

２）抽出層について

一方，抽出層に対しては産出指数（ＰＩ）を求めておく。ＰＩは１本の抽出井（または生産井）の産出能力を表す指数で，油層圧（抽出層の水圧）を１kg／cm²低下させた時産出する油量（水量）をkℓ／day で表したものである。必要とする範囲内で抽出層内の地下水面を望ましい状態まで下げるために，あるいは下げておくために必要な井戸の本数と配置をきめるために必要である。

（なお，圧入層についても，同様にして，１本の圧入井が受容できる水量から必要な井戸の本数は配置がきめられる。）

$$PI = \frac{q_o}{P_{ws} - P_{wf}}$$

ここで，q_o ＝産出油量（kℓ／day)。ただし，地上タンクで計量された油量

P_{ws} ＝密閉抵抗圧力（kg／cm²）

P_{wf} ＝自噴坑底圧力（kg／cm²）

$P_{ws} - P_{wf} = P_i$ ＝差圧

4.2　地下水排水工法とその応用

地下水を排除する場合には，施設の基本構成は集水施設，送水施設，末端施設等からなる。詳しくは§6.1を参照されたい。本項では，地下水位を低下させる直接的な排水工法について検討する。排水工の適用性の判定基準は原則として次の事項について検討した。

① 排水工の施工の実現可能性

② 排水工の集水効率

③ 水質（海水の侵入の防止）

④ 土地利用上の制約

⑤ 排水工の施工性

⑥ コスト

4.2.1　地下水排水工の分類

地下水排水工法は地下水の集水部分の設置方向により鉛直型と水平型に大別される。集水部分の面積が拡い程，集水効果が高くなるので種々の工夫がなされる。主な工法の分類系統図は図－4.2.1に，また，各工法の概念図は図－4.2.2に示すとおりである。

4.2.2.　地下水マウンドからの配水工法

(1)　トンネル型

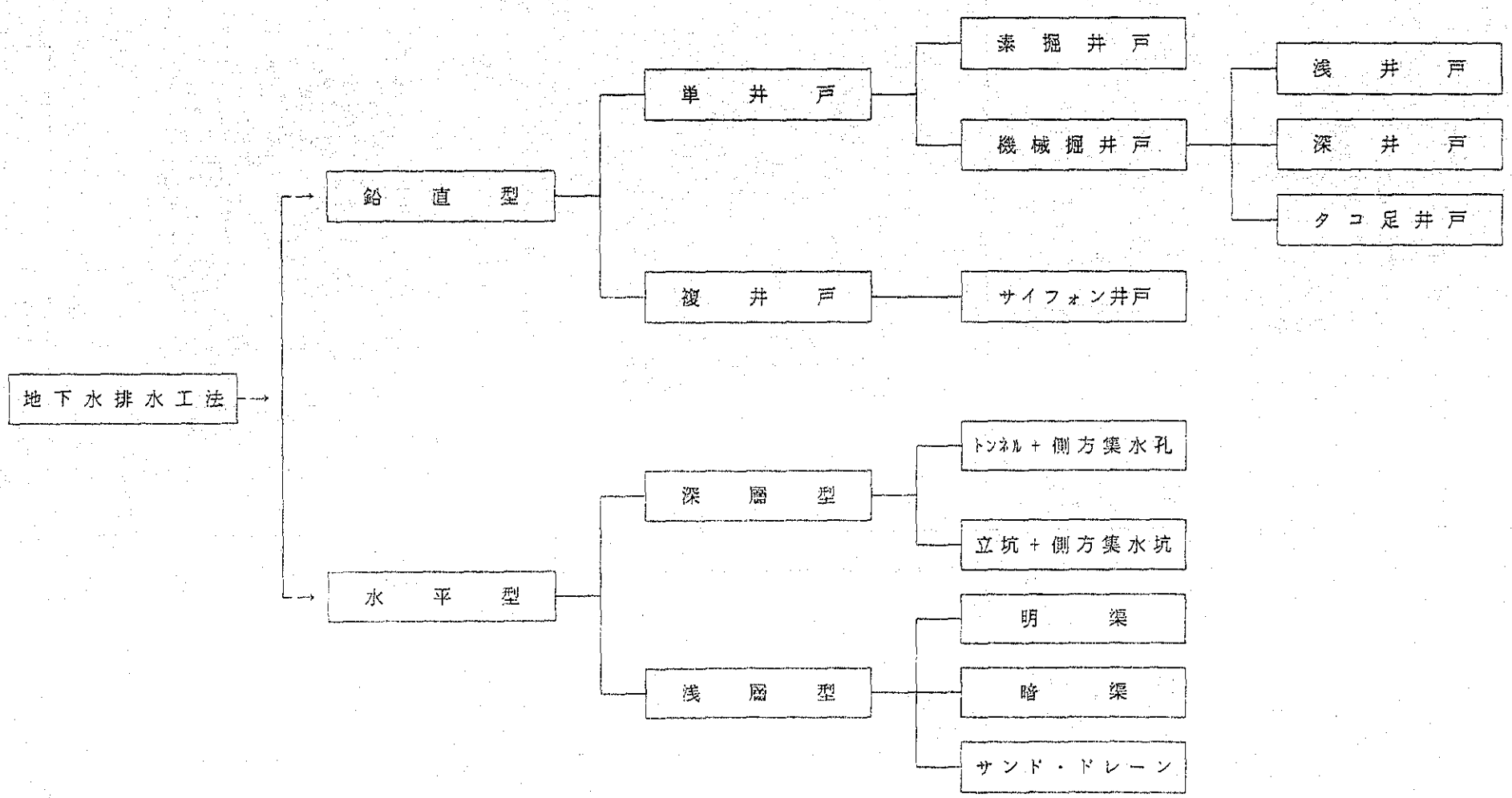
トンネル型は調査着手段階から有力な代替案の候補であった。トンネル内に側方の集水孔を設けることにより，地下水はトンネル内に集まり自然流下により排水される。

ｉ）実現可能性

現地調査及び地質資料から判断して，工事中に落盤しないためにはトンネルの土被りは20ｍ以上必要である。具体的に検討するためには地質調査が必要である。

ii）集水効率

地下水マウンドの地区での透水性に異方性や変動があっても，地下水との接触面積と施設長が十分あるので，地下水のマウンドを広域的，組織的に排水できる。



図－4.2.1　地下水排水工法の分類，系統図

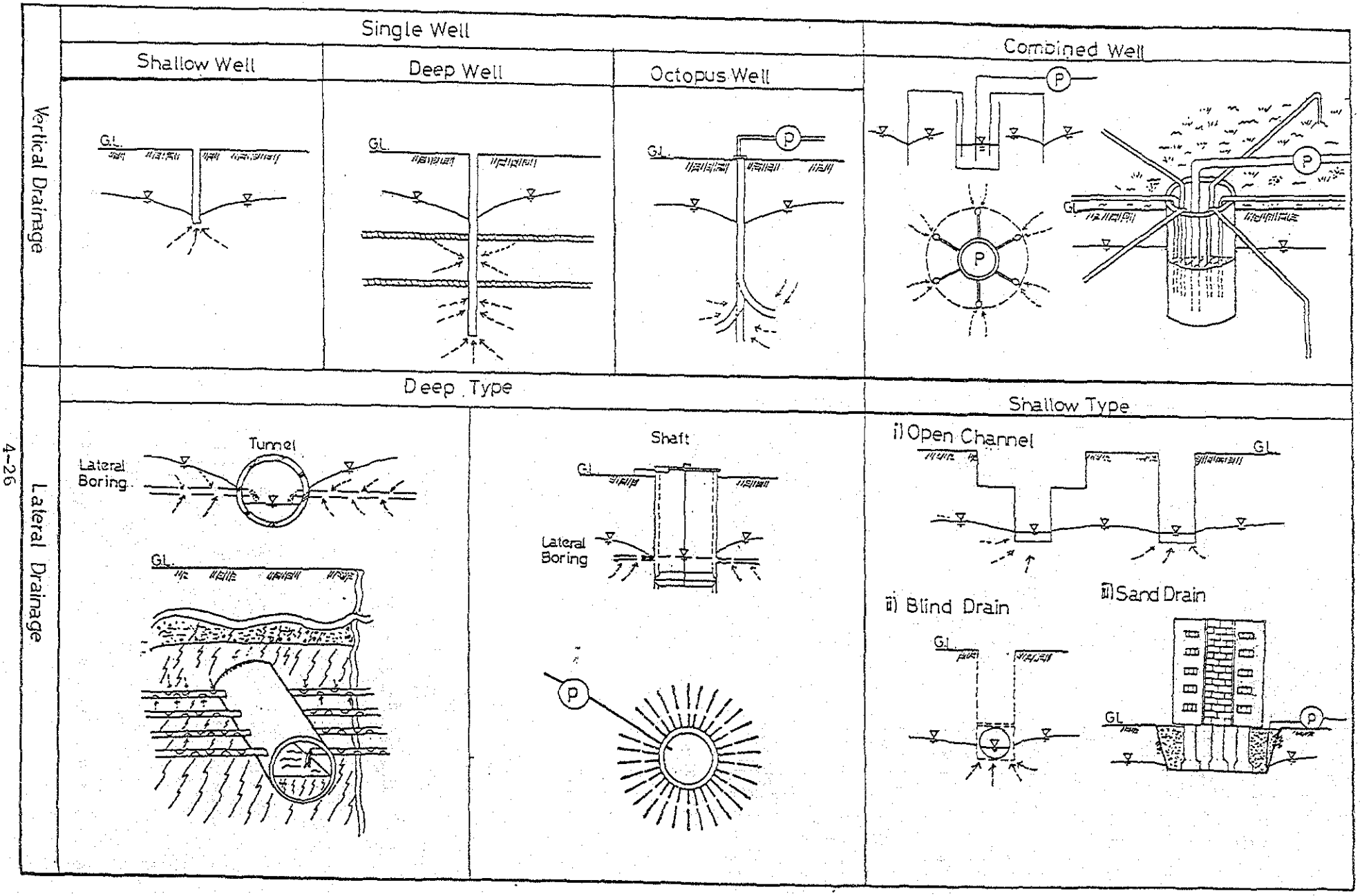


Fig. 4.2.2 Sketch of Drainage Methods

iii）水　　質

トンネル土被りの関係で掘削深度が深くなるので，水質的には悪くなり，また，トンネルによる集水は海水の侵入を招くおそれがある。

iv）土地利用

トンネル施工による土地利用上の制約はほとんどない。

v）施工性

発破掘削となるので，施工中の発破により振動が発生する。地下水面下の施工となり排水が必要である。

vi）コスト

トンネル長15km，単価 200万円／mの条件では建設コストは 320億円（約8億カタールリアル）である。想定される対策の中で最も高い。

(2) 立坑型

立坑型は立坑を掘って集水域を拡大するため，放射状に側方の集水孔を20～30m程度掘る。地下水は集中孔を通じて立坑に流れ込む。立坑に集まった水はタンカーまたは送水路で運ばれる。

i）実現可能性

地下水マウンドの地区の透水性が一様でないので，立坑型でうまく集水できそうな適地を選定することが先決である。

ii）集水効率

立坑の適地がどの程度見つかるのにもよるが，本立坑案は基本的に局所対策である。維持管理の面では，側方集水孔が目づまりして集水量が少なくなっても，また新たに側方の集水孔を掘削することで対処できる。立坑からの地下水の運搬手段がタンカーの場合には，タンカーによる運搬量に限度があるので，地下水に対するインパクトも極わずかである。

iii）水　　質

地下水マウンドでの水質と同じ

iv）土地利用

立坑自体の施工性は用地も少なくてすむが，タンカー輸送の場合，タンカー給油施設と駐車場の用地を必要とする。

v) 施工性

特に問題はない。

vi) コスト

立坑（10m×径×15m）	1200m³	18,000 千円
側方集水孔（30m×30本）		54,000
タンカーステーション（一式）		24,000
計		96,000 千円

(3) 井戸型

地下水マウンドで集水効率の高い井戸を広域にわたり掘り当てることは難しいので，検討から除外した。

(4) 明渠および暗渠

地下水マウンドの地域では，地表面から地下水面までの深さが低地部より深くなるので，建設コストが高くなり，この地域では地下水障害が発生しないので検討から除外した。

4.2.3 低地部での排水工法

(1) トンネル型

低地部は高台に較べて風化層が厚く，土被り厚から見たトンネル設置深度が海水準下15m以深になるので，海水を集める可能性もあり，この工法は低地部では不利と判断される。

(2) 立坑型

低地部での立坑型は円形交差点，公有地の一部を利用して設置でき，施設の構成は§4.2.2で述べた通りで，地下水の局所排水に向いている。

(3) 井戸型

井戸型には，既設の素掘り井戸，機械掘り井戸を活用する方法と新規に地下水除去のためにさく井する方法とがある。低地部の広域にわたって地下水位を低下させるためには多量の揚水が必要である。各井戸から揚水された地下水の処理方法は次の2つに大別される。

① 井戸 → 支線送水管 → 送水ポンプ場 → 幹線送水管

② 井戸 → 支線送水管 → 注入のための水処理 → 深層注入井

i) 実現可能性

井戸による地下水位低下現象は良く知られる所であり，実現の可能性は高い。

ii) 集水効率

石灰岩地帯であるため，裂れ目，がまの発達よりできた地下水の水みちに井戸があたる確率が問題となる。地下水の流動形態から，井戸の場合は明渠や暗渠に較べて，井戸での地下水低下量を大きくしないと地下水低下の影響半径が小さくなる。このため，井戸を深くするため，地下水を低下させようとする対象地区以外からの水を汲上げることもあり，一般的に排水量は多くなる。

iii) 水　　質

井戸は深くなるため，水質は悪くなると考えられる。

iv) 土地利用

特に問題にならないが，広域の場合は民間の協力が必要である。

v) 施工性

井戸さく井の実績も多くある。

vi) コスト

建設コストは代替案の中でも最も安いが，井戸の数が多くなるため維持管理費が高くなる。注入方法の場合は現在ラヤンでの調査結果が出てから判断されるべきである。

(4) 明　　渠

明渠を掘削して地下水を側方から流入させ，明渠を自然流下させる。内陸低地の場合はポンプ場を設けて，集水された地下水を送水する必要がある。また，深層注入については上述のとおりである。

i) 実現可能性

石灰岩地下水の農業分野での排水実績がある。地下水を低下させようとする地域が広い場合にも，狭い場合にも水路網の規模を変えることにより対応できる。

ii) 集水効率

明渠放置長から見ると，石灰岩の中に走っている裂れ目の間隔が10m程度であるので，透水性の偏りによる集水効率への影響は少ない。明渠は集水状況の点検

もしやすく，維持管理も容易である。浅層の地下水を主に集められるので，深層部からの余分な排水による排水量の増大は極力さけることができる。

iii) 水　　質

浅層地下水の水質で，一般には浅い方の地下水の方が比重の関係で水質的によいことが多い。

iv) 土地利用

明渠設置の用地の確保が必要であり，明渠であるため土地利用上の支障がでる。ゴミの投込み等で景観を損ねることもある。

v) 施工性

実績もあり，施工性は高い。

vi) コスト

明渠と暗渠との比較では明渠の方が建設費，維持管理費とも安い。

(5) 暗　　渠

明渠の場合，土地利用上の制約を受けるため，明渠を掘って透水材で充填する方法が暗渠である。暗渠での実現可能性，集水効率，水質，施工性は明渠とほとんど変わりない。土地利用の面で暗渠は大きなメリットがあるが，コストの面では明渠より不利である。しかしながら，都市部での対策では土地の利用価値の方がコストより優先するので，暗渠の方が明渠より優れる。

4.2.4　排水工法まとめ

地下水位上昇を抑止するために広域に効果が及ぶ，排水工法の適用の比較は表－4.2.1のように取りまとめられる。土地利用上の制約がなければ，明渠による排水工法が最も優れていて農業分野で広く応用され，実績も多く，信頼性も高い。ドーハ市のように都市部の排水の場合は集水施設の設置場所が限定されるので，土地利用の面で優れる暗渠による排水工法を採用するのがよい。

井戸案も有力であるが，地下水上昇に直接かかわっている浅層の地下水を効果的に下げることが難しい。また，地下水位を低下させるために井戸を沢山配置しなければならず，井戸毎にポンプを施置するため，維持管理が煩雑で費用もかかる。トンネル案は地下水マウンドを直接下げる場合の最有力案であるが，建設費の面で見劣るばか

りでなく，海水の侵入の危険性も高い。

地下水を局所的に下げたり，地下水の再利用を目的とする場合には，立坑＋横集水孔方式，サイフォン井戸，建築構造物のサンドドレーン方式等を適用することができる。立坑やサイフォンの親井戸は貯水槽としての働きも兼ねるので，地下水の再利用の場合，適用の可能性が高くなる。

表－4.2.1　排水工法比較表

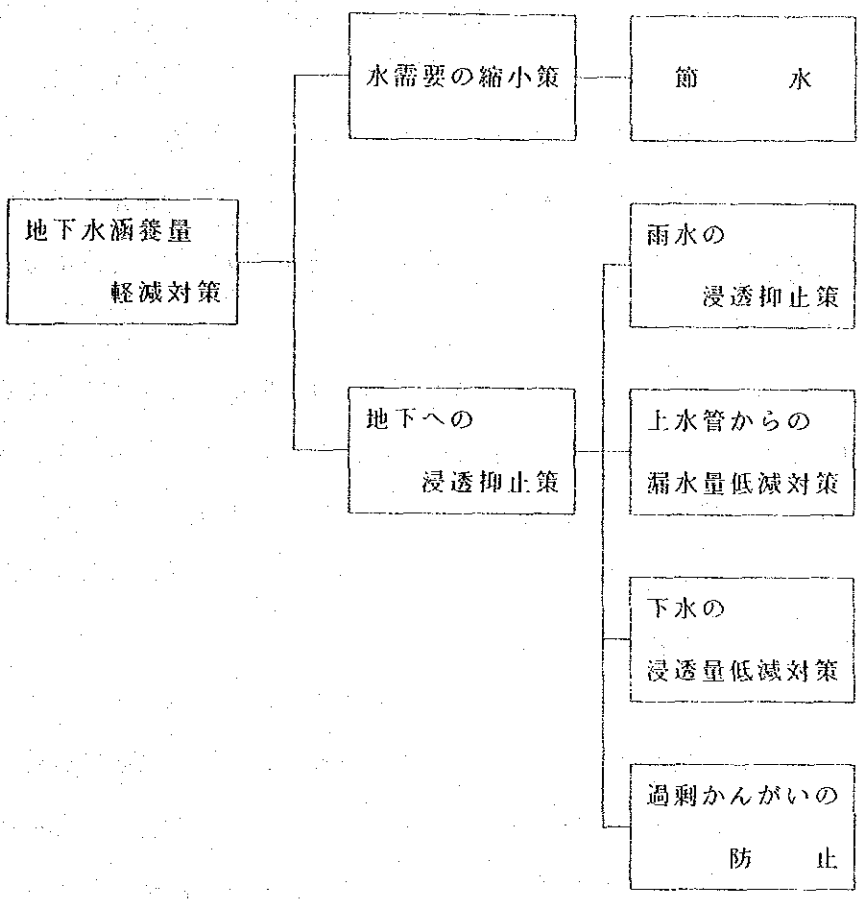
	トンネル	井戸	明渠／暗渠
施工地区	地下水マウンド	低地部	低地部
集水方法	トンネル内の横集水孔	井戸ストレーナー部	側面及び底面
集水形式	自然流下	ポンプ揚水	自然流下
実現可能性	地質調査の要アリ	可能	実績アリ
集水効率	海水の侵入の危険大	浅槽の地下水に対する排水効率み見劣る。	浅槽地下水を効果的に集水できる。
水質	悪い	やや悪い	可
土地利用	問題ナシ	民間の協力が必要	暗渠：問題ナシ 明渠：問題
施工性	施工時の振動，排水，落盤の危険アリ	実績アリ	暗渠を道路下に入れる場合は，道路の一時閉鎖が必要となる。
コスト	最も高い	沢山の井戸を必要とするので，維持管理費がかさむ。	暗渠より明渠の方が安い。

Table 4.2.1 Comparison of Drainage Methods

	Tunnel	Well	Open Channel/ Blind Trench
Application Area	Groundwater mound	Lowland	Lowland
Collection Method	Lateral drain inside tunnel	Strainer section of well	Sides and bottom
Collection Style	Gravity flow	Pumping up	Gravity flow
Feasibility	Geological survey required	Possible	Previously used
Collection Efficiency	High risk of sea-water infiltration	Inferior collection efficiency of shallow layer groundwater	Efficient collection of shallow layer groundwater
Water Quality	Poor	Not so good	Passable
Land Use	No problems	Cooperation of private sector required	Blind trench: no problems Open channel: problems exist
Workability	Vibrations during work, drainage	Previously used	If blind trenches are constructed under existing roads, the temporary closure of these roads is necessary
Cost	Highest	As many wells are required, the maintenance cost is high	Open channels are cheaper than blind trenches

4.3 地下水涵養量軽減対策

地下水涵養量軽減対策は，現在発生している地下水上昇域に対して直接下げる効果はないけれども，今後の地下水位の上昇を抑止する間接的な効果がある。地下水涵養量軽減対策は図－4.3.1のように分類される。



図－4.3.1　地下水涵養量軽減対策

4.3.1 節　水

節水の効果は，地下水涵養量の軽減に対して次のような効果がある。

① 水需要が少なくなれば，上水管を通しての供給量も少なくなり漏水量も少なくなる。

② 水の使用量が少なくなれば，発生する下水も少なくなり，汚水槽，浄化槽から浸透量も少なくなる。

③ 過剰かんがいについても，市民の関心が高まり，かんがい水による不必要な地下への浸透も少なくなる。

節水を実施するためには，地下水位上昇の問題がいかに深刻であり，水使用者の理解を得ると共に，どのようにすれば，節水することができるかという広報活動と学校，職場を通じた教育活動とが必要である。元々，水を沢山使用できることは大変な満足感を人々に与えている訳であるから，節水すると言うことは大変苦痛に感じられるかも知れない。特に，ドーハ市の人口は言葉も違う人達によって構成されており，色々の言葉で根気よく，また，わかり易い説明を心掛けて活動を展開する必要がある。

節水の広報活動が節水の基本であるが，水道料金を高くする方法もある。現在，カタール人に対しては無料で供給されているので，料金システムを適用すれば水の使用量に対する関心は高くなるが，一方では，経済的に困る人達もでてくるので，充分な配慮がなされなければならない。

我国の例での節水活動の効果は水需要量の10％程度が限度である。現在もドーハ市の水需要量が増え続けていることを考慮すると節水活動がうまく行っても，水需要は現状かもしくはやや伸びると予測される。

4.3.2　雨水の浸透抑止対策

地下水の涵養量に対する雨水の比率は，上水起源のものに較べると小さい。したがって雨水の浸透抑止対策は単独の事業として成立たない。ドーハ市が現在行っている雨水排水事業は降雨後，円形交差点（Round about)に滞水して，道路の交通渋滞が大きいとの観点から道路に雨水がたまらないようにすることを目的に実施された。現在までに，Arab Bank 交差点からCable and Wireless交差点までの整備が進み，今後，ワジ　ムシリブダム直下まで延長される見込みである。この雨水幹線排水路は乾燥地区での暴風雨時の降雨特性に合わせているので非常に大きな通水能力を持っているので，地下水排水の送水路としても利用することができる。

4.3.3　上水管からの漏水量低減対策

上水管からの漏水量低減対策の目的は，1つには貴重な水の有効活用であり，もう1つは，上水管からの漏水箇所を修理することによって地下への浸透を低減することである。施設は年月を経ると老旧化するので，一部修理してもまた新たな所が痛む。東京都の場合も漏水対策，施設の維持管理を毎年実施しているが漏水率は15％程度あ

る。既往調査では配水システムからの漏水率は20%あるので，漏水率を改善できる余地は多くて5～10%程度である。

4.3.4 下水の浸透量低減対策

下水による地下水への涵養形態は汚水槽，浄化槽からの下水の浸透と，地下水面より高い位置に設置されている下水管からの漏水である。下水の浸透低減対策は前者に対して実施する方が後者に対してよりも効力的である。

現行の下水集水能力は，対象人口16万人に対して下水発生量0.27m³／日／人で設計されている。今後の拡張計画では，21万人に対応できるよう計画されている。特に，地下水位が上昇してくると汚水槽から地下への浸透が少なくなり，下水が道路などに溢れ出すような事態が発生している。

4.3.5 過剰かんがいの防止

植生の緑は景観を美しくするばかりでなく，生活にうるおいとやすらぎを与えてくれる。このように大切な緑を維持していく上では，かんがいは必要不可欠である。ドーハ市のように夏季高温で乾燥している環境では，かんがい水が蒸発散によって水分が大気中に失われるため，土壌中に浸透した水の塩分濃度が高くなり易く，かんがい水を多く必要とする。

過剰かんがいは植物が必要とする量に必要以上に多く水をまくために，土壌中に浸透した水が植物根によって吸収されずに，地下へ浸透させてしまうことである。

過剰かんがいを防止すると言う概念は理解しやすいが，実際どのようにすれば，どのような地下水涵養量への低減効果があるのか，植生の生育は大丈夫かと言ったような問題がある。ドーハ市の場合はこの分野での基本調査も浅く，今後系統的に調査する必要がある。

主な調査項目を列挙すると次のとおりである。

① かんがい水量の実態把握

② かんがい方法の改善

③ 植物の耐塩性の品種改良

④ 使用水質別の土壌塩分コントロール方法

⑤　過剰かんがいによる地下浸透の実測

⑥　植生毎の適正かんがい水量の設定

このように過剰かんがいを防止するためには，その必要性を説得すると共に，防止方法を確立する必要がある。

4.3.6　地下水涵養量低減対策の比較

地下水涵養量低減対策は複合する目的を持っているので，これらの対策が総合的に実施されることによって，ドーハ市の長期的全域的な地下水上昇問題の解消に寄与するものと考えられる。

§4.3で述べた各対策の特徴は表－4.3.1のように要約される。上水の漏水防止対策は施設の特性から半永久的に整備事業を維持する必要があるものもあれば，節水広報活動，過剰かんがい防止の技術指導といったソフトな対策もある。但し，予算の関係から節水はほとんど予算のかからない対策と既断するのは危険で，広報活動用のビデオの作成，節水広報推進室の運営など，それなりの専門家が必要となることを明記しておく。

表－4.3.1　地下水涵養量軽減対策の比較

対策	節水	雨水排水	上水漏水防止	下水浸透防止	過剰かんがい防止
主な目的	水の利用	降雨の交通渋滞の解消	水の有効利用	生活基盤の整備（公衆衛生の改善）	水の有効利用
地下水涵養量低減効果	水需要の伸びを抑えることができ，現状維持	道路部の排水のみで裸地からの浸透は防止できない。	供給量の5～10％程度であるが，水需要が伸びていて効果は相殺される。	下水普及率の低い地区の下水分のみ	現段階では現況把握をする必要があり，効果の算定は難しい。
効果の発揮するまでに要する時間	節水の広報活動が浸透するまで時間がかかる。	施設が完成するまで長年月を要する。	補修箇所と破損箇所とのバランスで効果が決まるが，最も時間がかかる可能性が高い。	施工性が高く安価であるので実施されやすい。	基礎調査に時間がかかる。
対策費用	施設を必要としないので最も安価	施設が大規模なので最も高価	施設整備事業は水を使う限り半永久的に続く。	安価	調査費と施設の一部改善で比較的安価

4.4 被害地区に対する緊急対策

4.4.1 緊急対策の性格

対策の実施が長びけば長びく程，被害は進行してしまう。緊急対策の性格は地下水位の上昇をくい止めて，被害の進行を早急に防ぐことである。このためには，被害地区の地下水位を直接制御することが必要であり，緊急対策が備えるべき性格は次の3つである。

① 対策の必要性

② 実績（信頼性）

③ 安全性

対策が立策されてからその効果を発揮するまでには設計，施工，試運転の工程を踏むので，2～3年の時間が必要となる。対策の立案のための調査のために，年月をかけると言うことは緊急対策の本来の効果を失ってしまう。地表面に塩がたまったり，滞水状態が続くことによって，マラリア蚊の発生が生じて，社会的な不安を引起こしてしまった段階で，対策に早期に着手すべきであったと悔いても取返しがつかない。

このように，緊急対策は現時点で最も確実な排水工法を基軸とする対策でなければならず，将来の広域対策とも十分整合を保たなければならない。§4.2.4で述べたように，都市部での排水工法は暗渠排水が最も優れている。

4.4.2 緊急対策採択の判断基準

緊急対策を実施すべきかどうかの判断基準には，次のような判定方法もある。

① 被害地を放棄して新しい所に移った方が経済的かどうか。

② 盛度や局所的な地下水揚水のような暫定対策でしばらく対処できるかどうか。

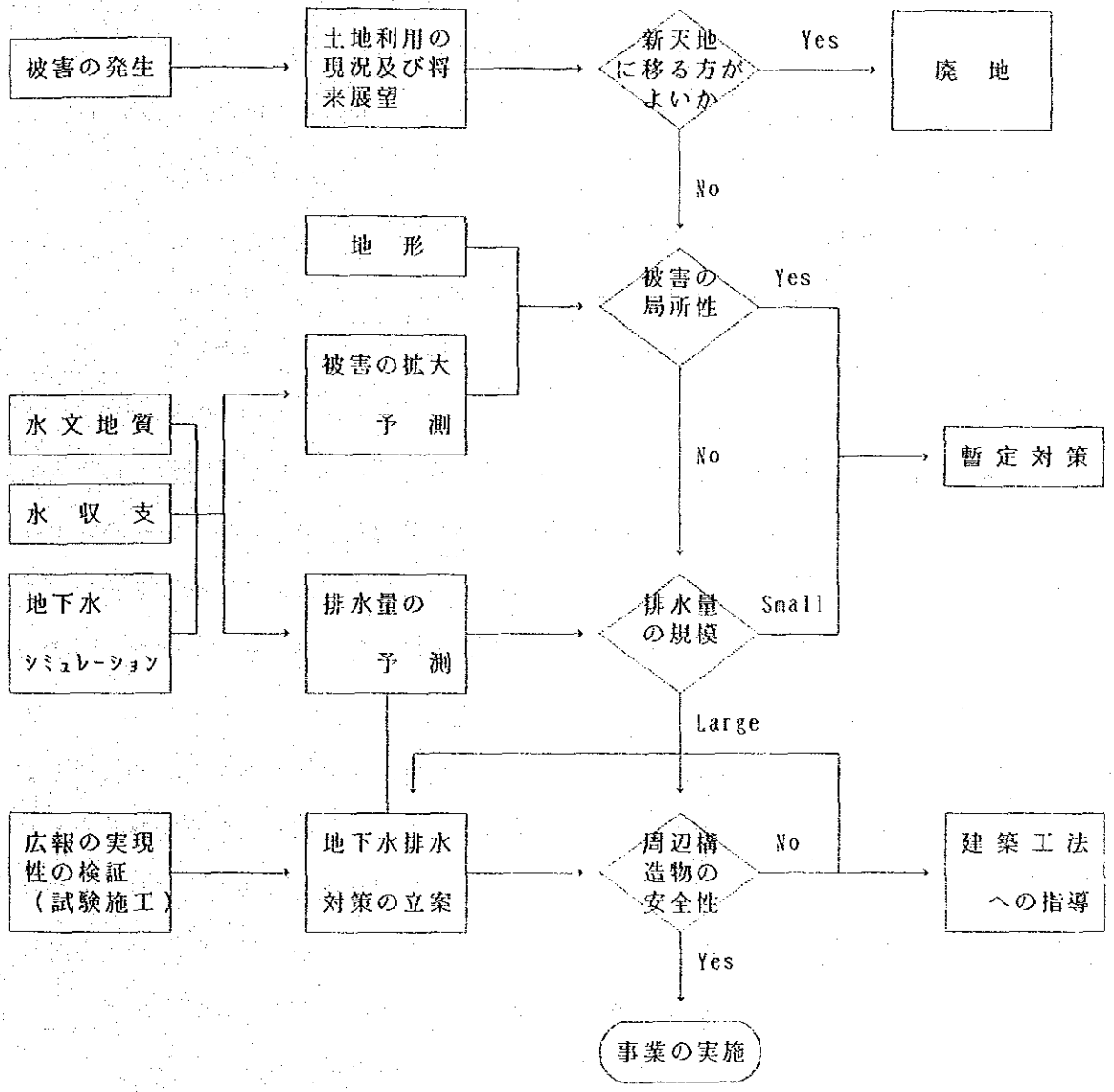
③ 地下水排水施設を建設しなければならない程の排水量かどうか。

④ 地下水を下げても周辺の構造物に対して影響はないかどうか。

これらの設問の①～③は緊急対策事業実施の候補地区の選定基準でもある。①については，土地利用の形態にもよるが，資本投下のされた都市部を移り変えることは難しく，郊外の土地利用の水準が低い立場には放棄されることもありうる。②の暫定対策は一時的な応急の対策であり，被害の根本的な対策とはなりえないが被害の進行を後らせることができる。被害が狭い範囲に留まる場合は有効である。③の排水量は，

水収支計算や地下水シュミレーションによって，求めることが出来る。排水量に見合った処置を考えることによって，緊急対策の実施の判断が下せる。

以上のことから，緊急対策実施の判断基準の流れは図－4.4.1のように表わされる。



図－4.4.1　緊急対策事業化までの流れ

4.4.3 排水に伴う既設建物基礎への影響

(1) 石灰岩の溶解

石灰岩は主として，溶解により，割れ目の拡大，石灰洞の形成発達が行われる。この溶解（溶食）を一般的に次のように4段階に分けて考えられる。

まず割れ目を通る水に，石灰岩中の$CaCO_3$が溶ける。

$$CaCO_3 \longleftrightarrow Ca^{+2} + Ca_3^{-2} \quad \cdots\cdots (1)$$

$CaCO_3$の溶解積〔Ca^{+2}〕〔CO_3^{-2}〕＝ 1.2×10^{-8}（室温）で，かなり難溶性の塩である。いま，$CaCO_3$の飽和溶液となっている水中に，空気中のCO_2が溶け水に溶解すると次のように解離して酸性を示す。

$$H_2O + CO_2 \longleftrightarrow H_2CO_3 \quad \cdots\cdots (2)$$

$$H_2CO_3 \longleftrightarrow H^+ + H_2CO_3 \quad \cdots\cdots (3)$$

$$H_2CO_3 \longleftrightarrow H^+ + CO_3^{-2} \quad \cdots\cdots (4)$$

(4)の電離定数はきわめて小さい値であるため，反応(1)の$CaCO_3$の解離によって生ずるCO_3^{-2}は共通イオンの影響により，(4)の逆反応をおこしH^+と結合してHCO_3^-となる。その結晶，反応(1)の平衡がやぶれ，〔CO_3^{-2}〕の減少をおぎなった溶解積を一定に保つように〔Ca^{+2}〕が増大する方向に平衡が移動する。すなわち$CaCO_3$が溶けることになる。

また，この逆に，溶液からH^+がとりさられる場合には，$CaCO_3$が沈澱することになる。$CaCO_3$を溶解させるのに温度がもっとも大きな影響を与え，温度の低い方が$CaCO_3$の溶解が大きい。したがってpHが低くなり$CaCO_3$の溶解作用は大きくなる。圧力の増大は$CaCO_3$の溶解をうながし，$CaCO_3$の溶解を促進するが実際には大きな影響はおよぼさないと思われる。

(2) 溶解の温度

溶解（溶脱）速度を理論的に取扱うにはこれに介在する因子が多すぎて，推測が困難なようであるが，多くの研究例があるので2，3紹介する。

Corbel(1959)は石灰岩地域における溶解によって取り除かれた1000年あたりの石灰岩のミリメートル量を表わす式を求めた。またGroom とWilliams(1965)によっても溶解の方程式が求められた。Groom とWilliamsは南 Walesの一地域における低下速度が，15.77mm／1000年であることを自分の式で求めた。しかし，同じ資料で，

Corbelの式によると，平均40mm／1000年と求められた。

M.M.Sweeting(1966)は北イングランドでの溶脱速度の研究を行い，Corbelの式を適用して低下量 0.083mm／年の結果を得た。

以上求められた溶解速度も，土木地質的な観点から見れば問題ない。

(3) 試験施工地での沈下モニタリング

ラヤンとムシュリブの各試験施工地点で揚水試験の始まる前と終わった後即ち86年4月と86年12月の2回にわたり全水位観測孔の標高を計測した。その結果ではいくつかの観測孔が上述の期間の間に車軸により破壊され，測定が不能になったものもあるが，それらを除くと，全ての測定点に関し，一般の土木水準測量の誤差範囲内（±5mm）に入っており，変位は認められない。

なお，詳細な測量結果はサポーティングレポート“E”にまとめられている。

(4) 骨材試験

ラヤン及びワジ ムシリブの各試験施工地点で地下水中に貫かれた骨材が揚水試験の流れにより重量が変化するのかどうかを見るために試験が行われた。

材料としては，公共事業省の土木材料試験所のGrade-Ⅱ，呼び径20mmのコンクリート用骨材が選ばれ，それぞれ約5kgが揚水期間中の86年7月始より，86年10月まで水中に露された後の重量は変化が測定された。

結論的には4ヶ月間の期間では変化はなかった。（サポーティングレポート“E”を参照のこと）

(5) 結　論

以上のことから，ドーハ市の基盤を構成している石灰岩の層については基本的に問題はなく，したがって，それを支持層とする建築物には影響はないと考えられる。ただし，当然のことながら，強風化層，粘土・砂を含む層あるいは埋め戻し部に支持層を持つような場合，局部的なパイピング現象が起こることは充分考えられる。とくに，ムシュリブ地区のような市街地で上水のモレと排水が直結するようなことが起った場合，流速・流量が予想外なることもあり得る。したがって，暗渠部壁面よりの細粒土砂の流出をさける工法を土木シート，ジオテキスタイルの採用とともに，施工時の揚水，本格的な排水開始後のカン視は必要となる。なお，これらについては，サポーティングレポート“E”において述べられている。

5．試験施工

5.1　試験施工の準備

5.2　ワジ　ムシリブ下流域での揚水試験

5.2.1　連続揚水試験

5.2.2　回復試験

5.2.3　水　質

5.3　オールド　ラヤン地区での揚水試験

5.3.1　連続揚水試験

5.3.2　回復試験

5.3.3　水　質

5.4　地下水位低下量シミュレーションのための数値解析

5.4.1　数学モデル

5.4.2　地下水位低下量シミュレーション

5．試験施工

5.1　試験施工準備作業

(1)　試験目的

試験施工による揚水試験の目的は，トレンチ形式の排水による地下水位低下の効果及び抽出地下水の再利用に関して，より詳細な情報を得ることにあった。

地下水位低下の効果は揚水試験を通じての地下水位及び抽出地下水量の観測により，評価された。

水質に関して，帯水層は塩分の成層構造から一般に浅い部分が低塩分濃度となっているので，試験施工ではその低塩分濃度の地下水の集水を狙った。また地下水再利用の可能性と水処理の必要性は水質分析結果をもとに検討した。

以上の目的のため，次の２つの試験用施設を準備した。

－幅１ｍ，深さ４～５ｍで長さ約 100ｍの試験溝

－試験溝まわりの観測孔

－地質情報入手のためのコアボーリング

(2)　試験施工地点の選定

地下水上昇問題に関する本調査の最初の時点から，この試験施工は緊急地域での実際的な水位低下工法の実証実験として考えられており，既往調査の検討及び予備現地踏査の実施後，ワジムシリブ低地およびオールドラヤン地域が，試験施工地点として選定された。これらの地域ではいくつかの低地部で地下水位は，既に地表面近くまで来ているか，あるいは冠水している状態であった。

このような大規模な試験の用地は非常に限られていた。とくに，ムシリブ低地では市街地内で確保が困難であったが，ドーハ市役所の尽力により，次の二地点が用意された。

－ムシリブ低地のS.E.D.（電水省・電力局）ビルの北側に隣接する空地

－オールドラヤン地区のシェークカーリッド農園跡地

(3)　試験施工施設の工事分担

試験施工施設の建設にあたり，カタール国側とJICA側で次のような分担とした。

（ｉ）ＪＩＣＡ

－試験溝建設（観測小屋及び地上置貯水槽を含む）

－試験用機器（ポンプ，流量計等）

－測候機器　（気温，湿度，蒸発，風，雨量）

（ii）カタール国政府

－観測孔さく井

－電源供給　（ディーゼル発電機を含む）

－ラヤン試験地用水輸送タンクローリー車およびムシリブ試験地用下水道受け入れ

－水位自動記録計

(4)　試験施工の工程

各試験施工地点での試験施設建設および試験の実施工程は表－5.1.1に，また，設備の配置図が図－5.1.1および図－5.1.2にそれぞれ示される。主な工程は以下のとおりである。

－試験地選定	61年1月
－試験施工計画・仕様書	61年1月
－試験機器購送	61年2月－4月
－試験溝建設	61年3月－6月
－観測孔さく井	61年4月，5月
－試験機器据付	61年5月，6月
－電源工事	61年5月－7月
－排水準備	61年6月－8月
－揚水試験	61年7月－10月
－原状復旧工事	61年11月

(5)　試験機材の供与

試験の終了時点においてJICA側で準備した全ての試験機材は，カタール国側のカウンターパートである電水省（M.E.W)に供与された。

1）水中ポンプ（制御盤，及び流量計を含む）

2）エンジン付ポンプ

3）測候機器

－気温，気圧，湿度記録計

－風向風速記録計

－雨量計

－蒸発皿

4）水質分析器

－ＨＡＣＨ

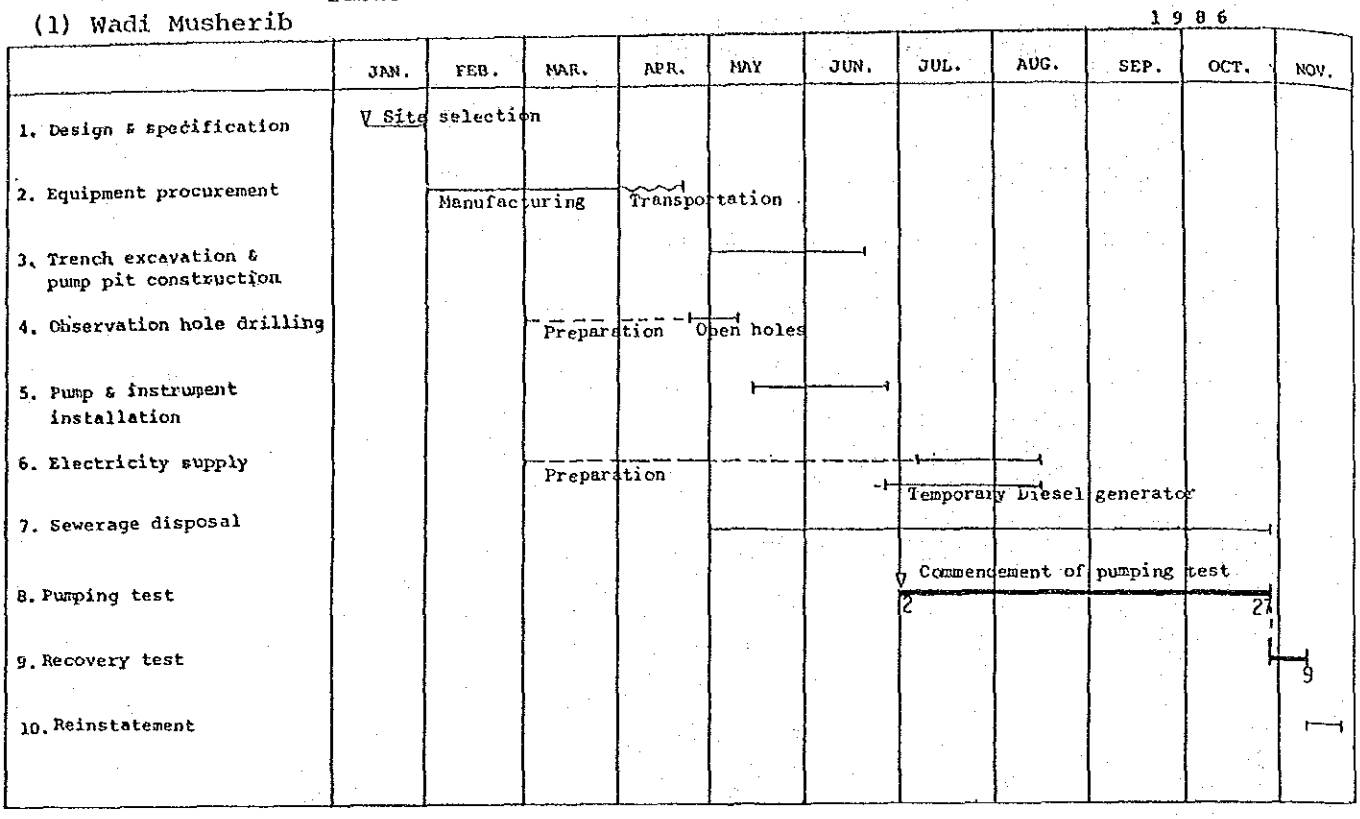
－ＣＯＤメーター

5） 5,000英ガロン　ファイバーグラス貯水槽

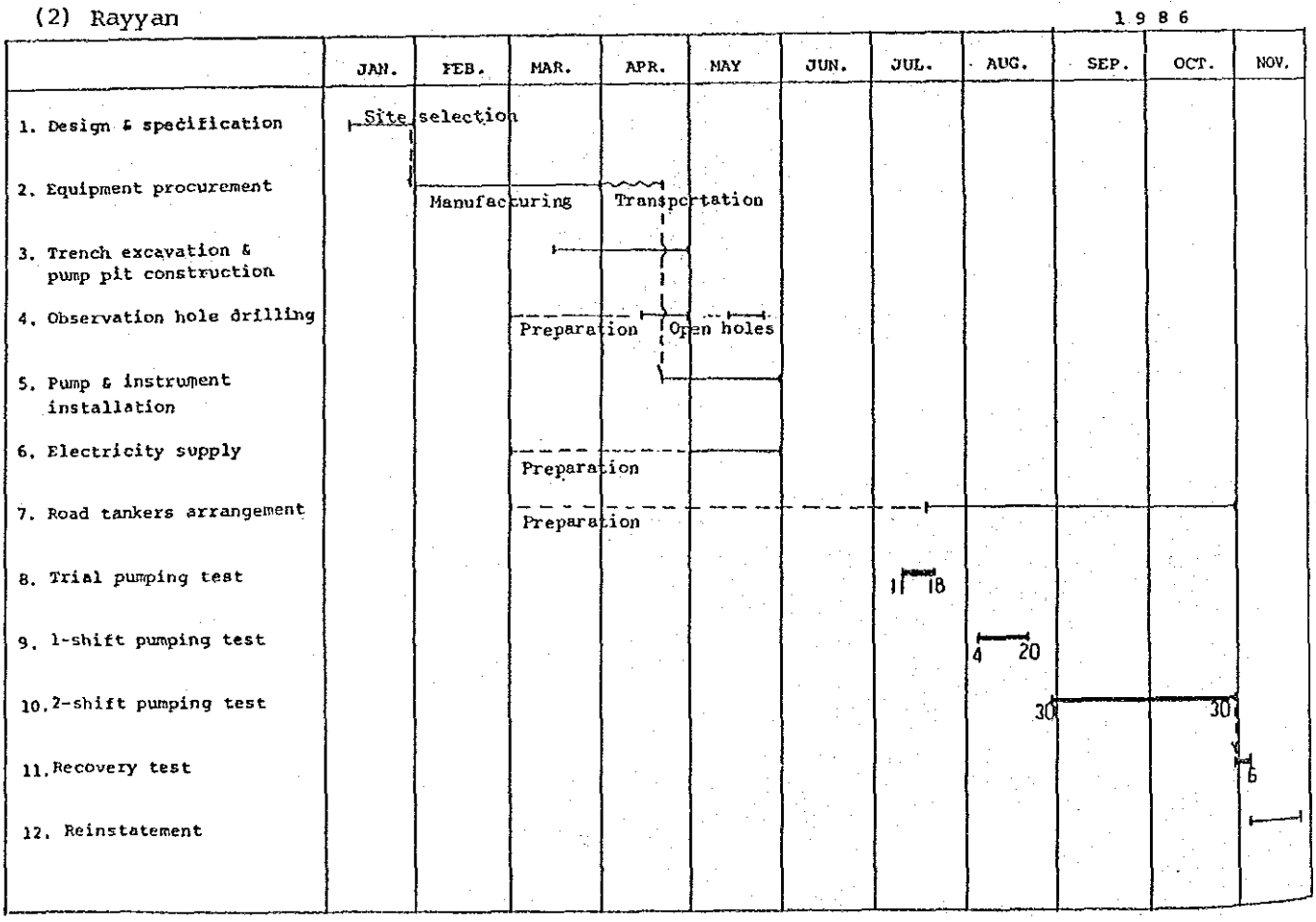
6）エアコン

Table 5.1.1 Construciton and Pumping Test Schedule

(1) Wadi Musherib



(2) Rayyan



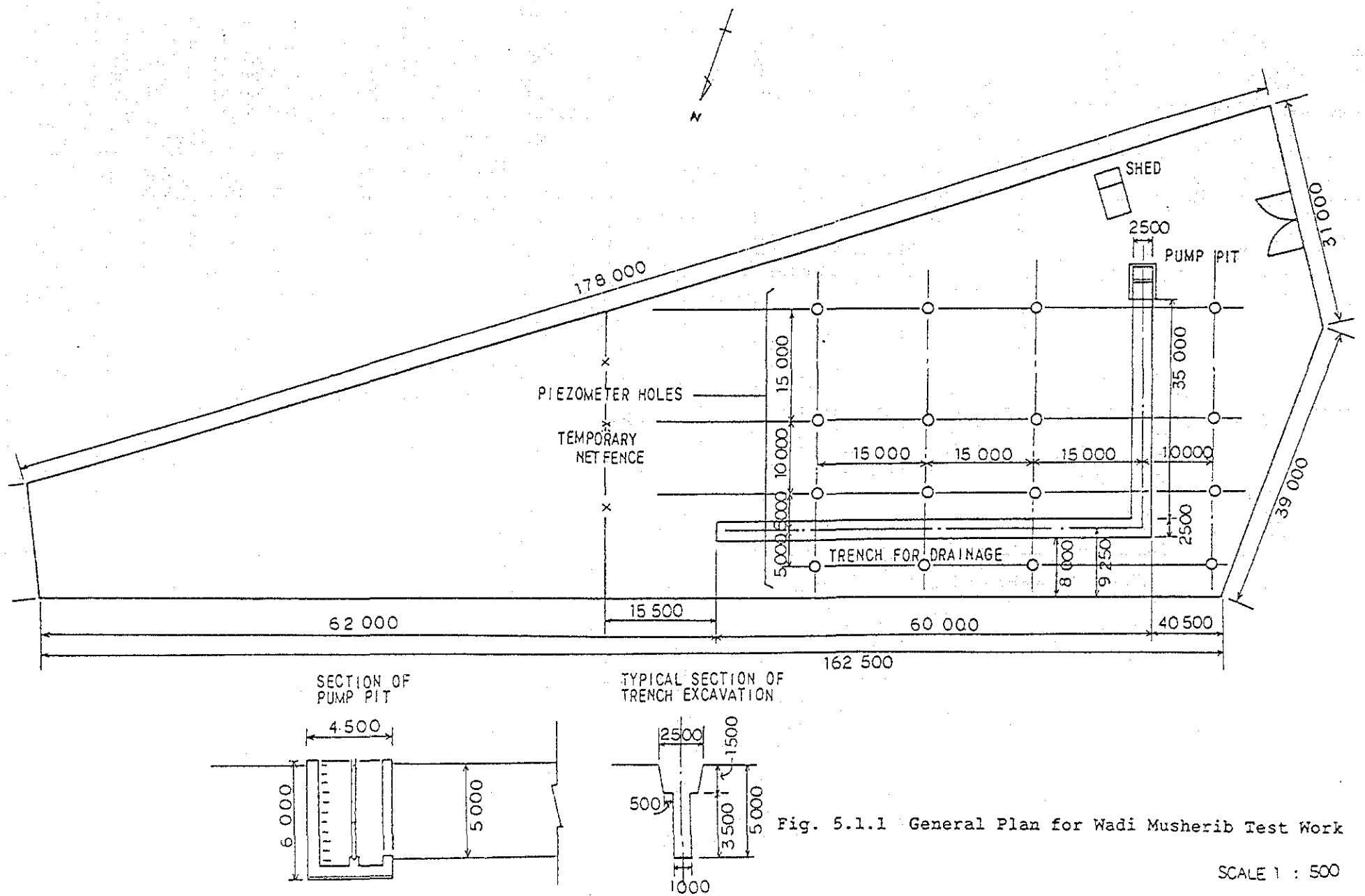


Fig. 5.1.1 General Plan for Wadi Musherib Test Work

SCALE 1 : 500

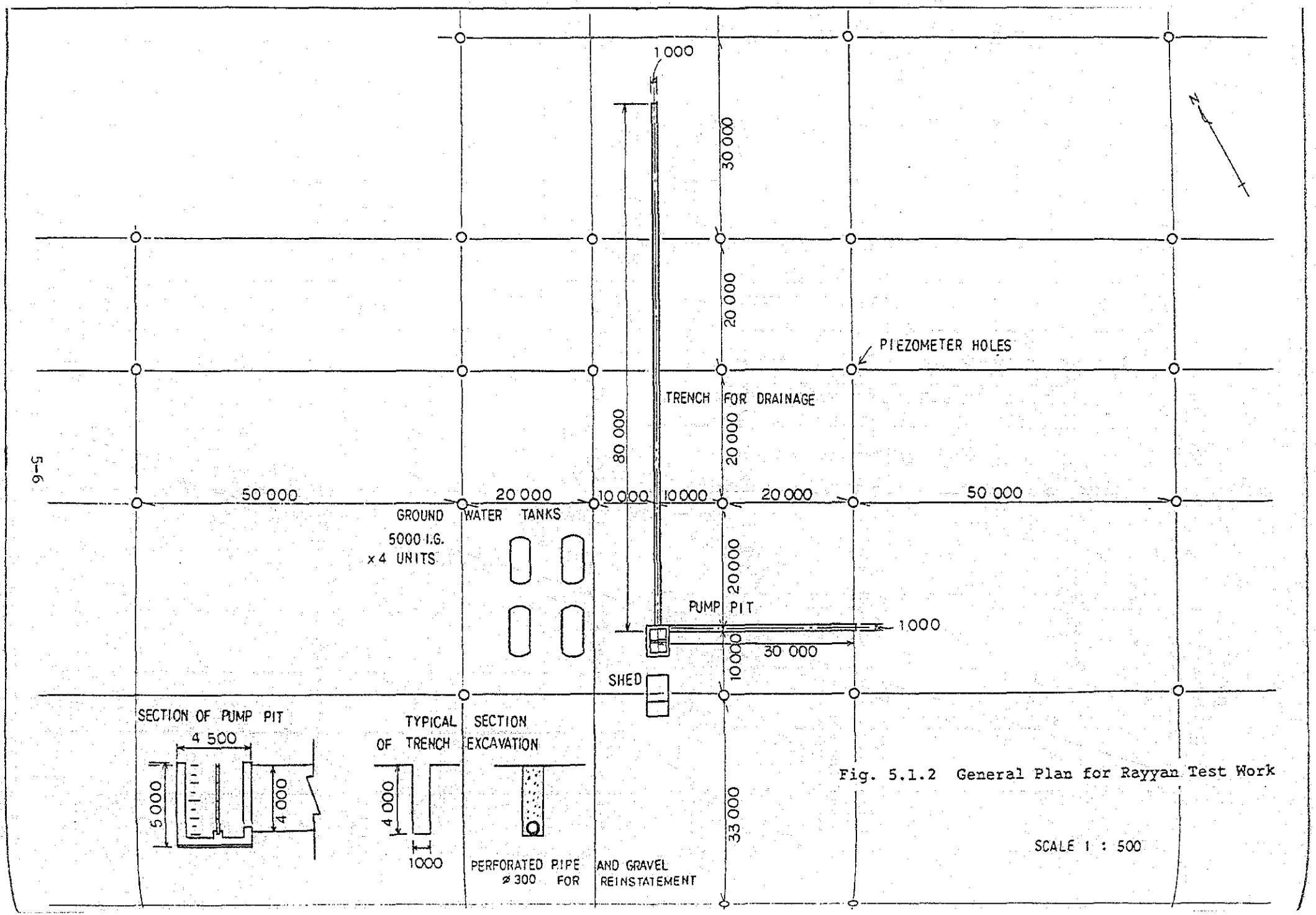


Fig. 5.1.2 General Plan for Rayyan Test Work

5.2　ワジ　ムシリブ下流域での揚水試験

5.2.1　連続揚水試験

(1)　実施状況

ワジ　ムシリブ下流域での揚水試験は1986年7月2日より同年10月27日まで中断することなく実施した。7月16日に，揚水された水の投棄先である下水管の通水能力に異常が生じたので，それ以後は下水マンホールから水が溢れ出さないように排水量を調節した。10月中頃に下水の通水能力が回復したので，揚水試験開始と同じような排水を行なった。

(2)　トレンチ内への地下水流入形態

長い方のトレンチの末端で，地下水の湧水箇所がある以外，水脈流のような流入箇所はなかった。しかしながら，層理面や不規則な粘土脈を伝っての緩やかな地下水の浸出が認められた。

(3)　揚水量

トレンチの水位と揚水量との関係は次のように要約できる。

- トレンチの水位がトレンチ底に近い水位（1.05～1.20m　in QND)に維持された時には，図－5.2.1に示すように，揚水量は 300－ 400m³／日（0.21－0.28m³／分）の範囲である。
- 7月16日から10月中旬までの揚水量が制限されていた期間中は，トレンチの水位は2.30－2.60m　in QND であり，それに対応する揚水量は 230－ 260m³／日（0.16－0.18m³／分）である。

(4)　地下水位低下量

揚水試験の概要は次のとおりである。

a．揚水試験を開始してから95時間後に，トレンチの水位は底面に達した。水位低下量は 3.3mである。

b．経過時間95時間から 320時間までは，トレンチの水位は底面に達した定常状態で維持された。

c．経過時間 320時間の時に，下水管への受入れ能力が目詰りで急激に減少した。

トレンチ周辺での地下水低下量の分布およびその断面形状はそれぞれ図－5.2.2および図－5.2.3に示すとおりである。

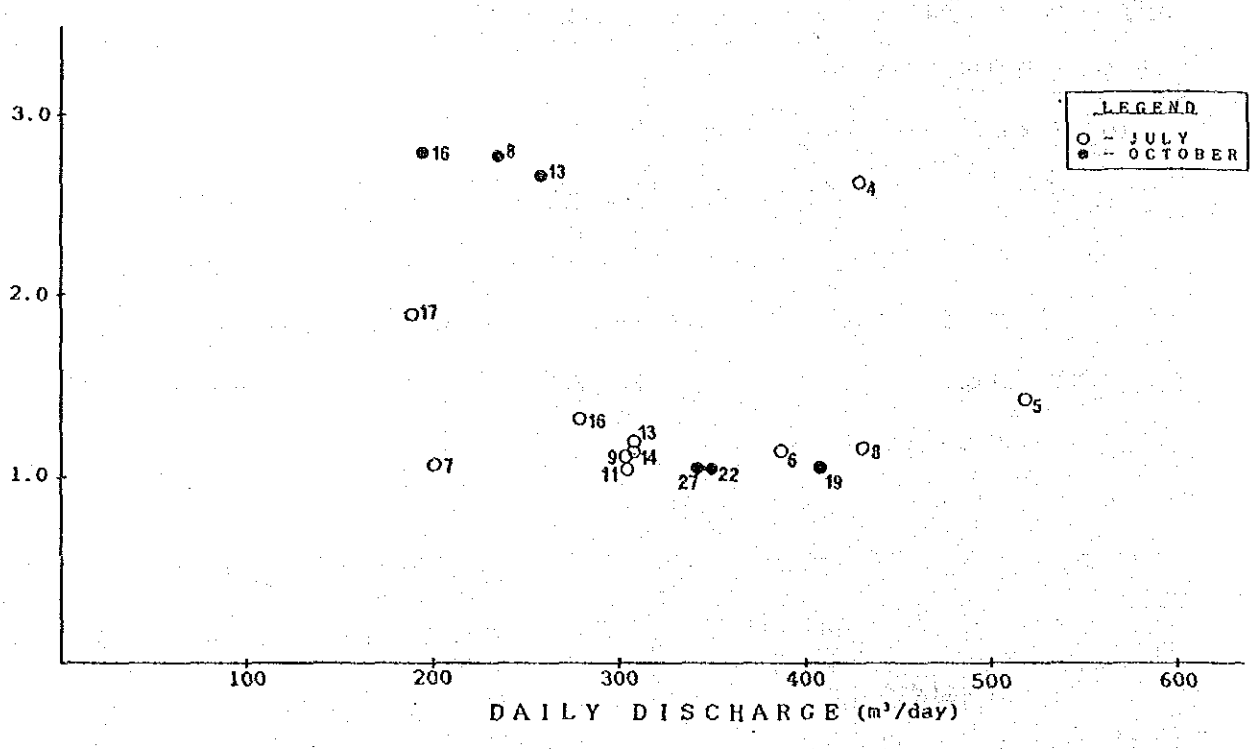


Fig. 5.2.1 Daily Discharge Amount at Wadi Musherib

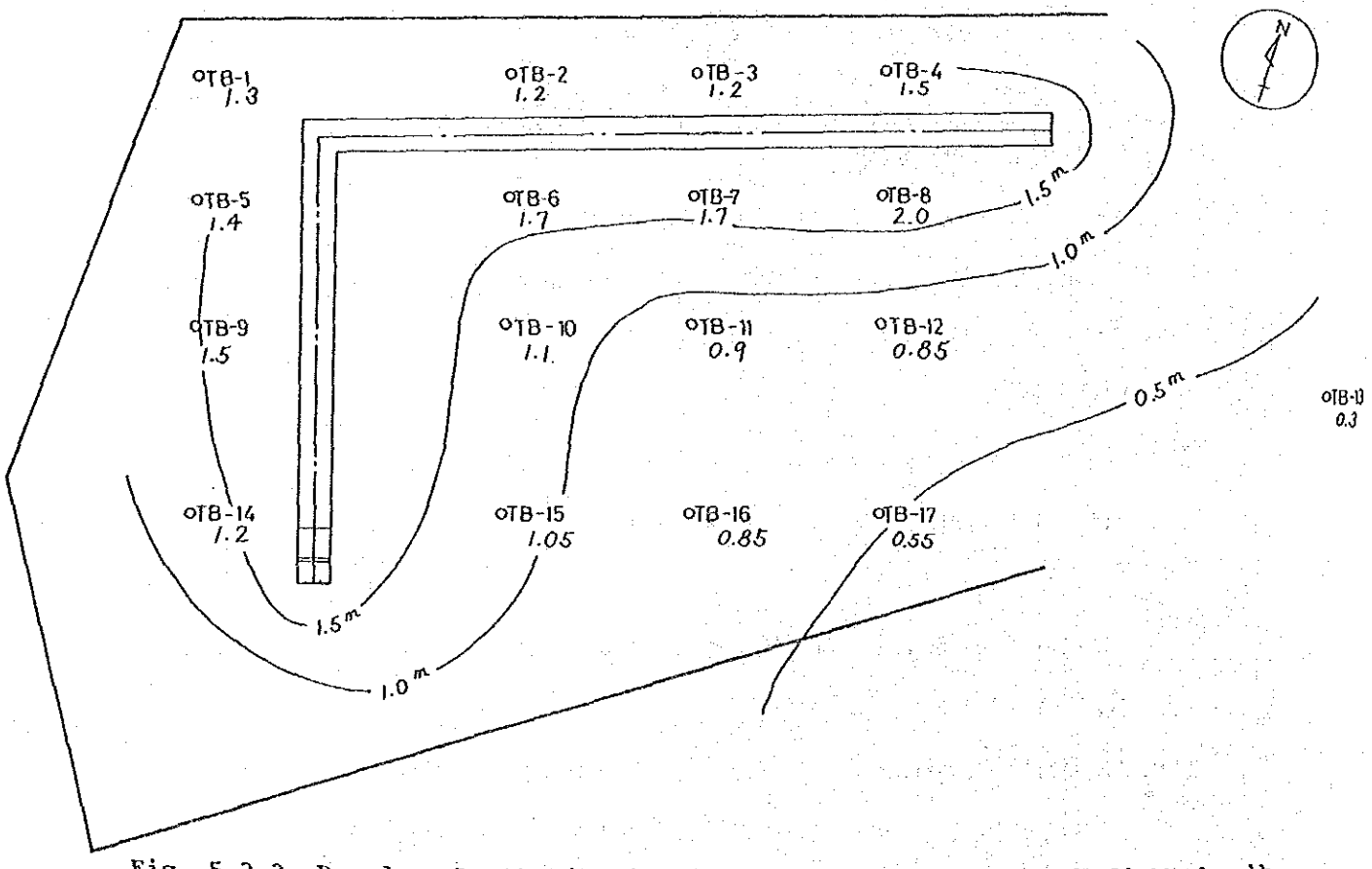


Fig. 5.2.2 Drawdown Depth Distribution around the Trench of Wadi Musherib

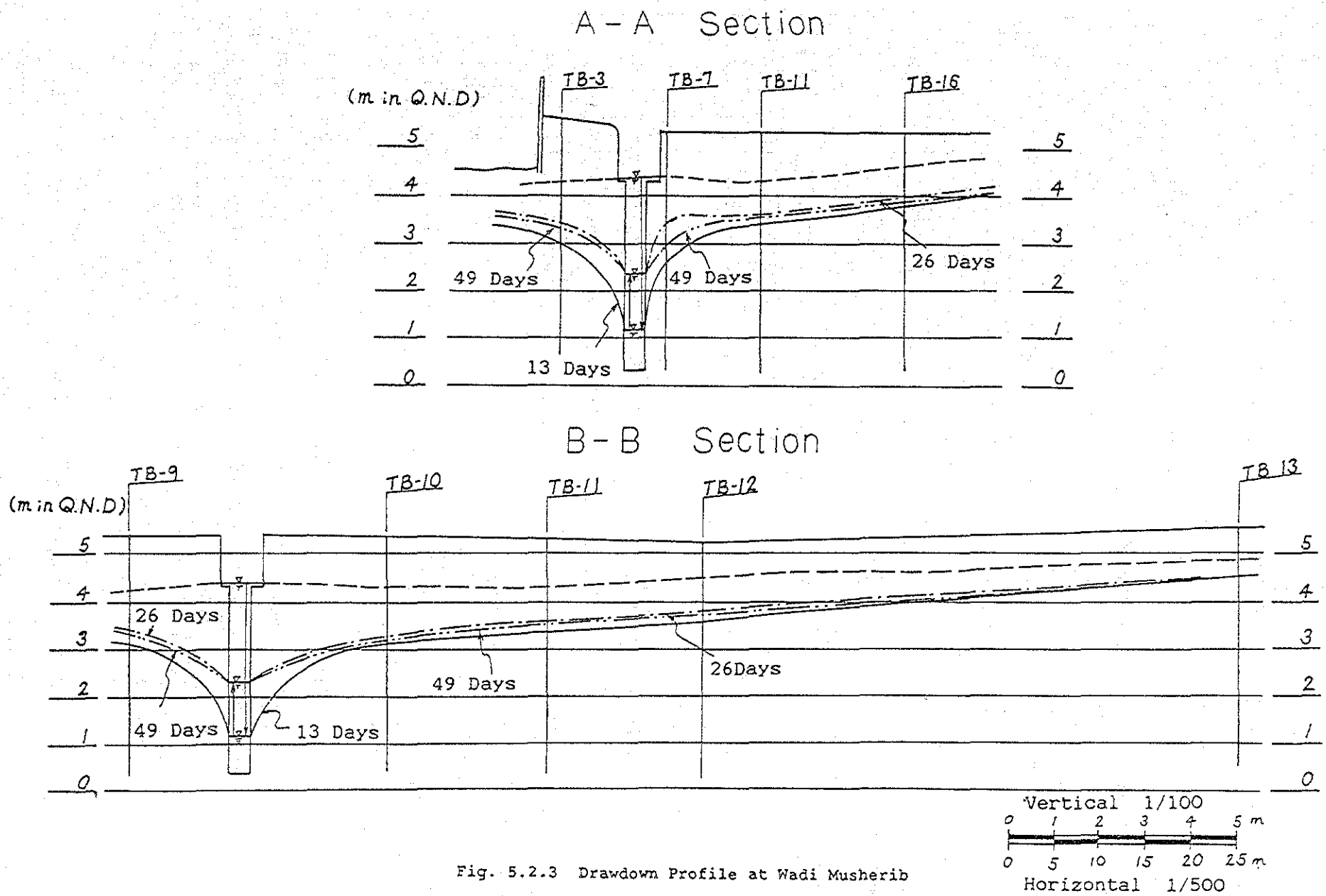


Fig. 5.2.3 Drawdown Profile at Wadi Musherib

5.2.2 回復試験

(1) 試験期間

回復試験は一週間で計画したけれども，ワジ　ムシリブで観測された水位回復率はかなり遅かったので，試験は水位回復率が1cm／日以下になるまで延長した。したがって，試験期間は1986年10月27日から11月9日まで延長した。

(2) 水位回復高

トレンチでの水位回復高は 3.4mであり，観測井での水位回復高は図－5.2.4に示すようにトレンチからの距離が遠くなるにつれて小さくなる。水位回復高とトレンチからの距離との大まかな関係は次のとおりである。

トレンチからの距離	水位回復高
5m	2.0－ 2.5m
10m	1.3－ 1.8m
15m	1.1－ 1.2m
30m	0.7－ 1.0m

(3) 水位回復率

47時間（約2日）および 119時間（約5日）後のトレンチでの水位回復率は67％と87％である。これに対応する観測井での回復率はトレンチよりも小さい。特に，観測井TB－10の47時間後の水位回復率は非常に小さく，この観測井の近くは透水性が悪い可能性が高い。

5.2.3 水　質

(1) 採　水

トレンチへ排水される地下水の水質は地下水の再利用，水処理および投棄先を決定する上で重要な項目である。したがって，採水はトレンチからと周辺の4つの観測井から定期的に行なった。採水された水は，ドーハ南部下水処理場の実験室の協力の下に分析された。

分析項目は下記のとおりである。

○ pH

○ 電気伝導度（EC）

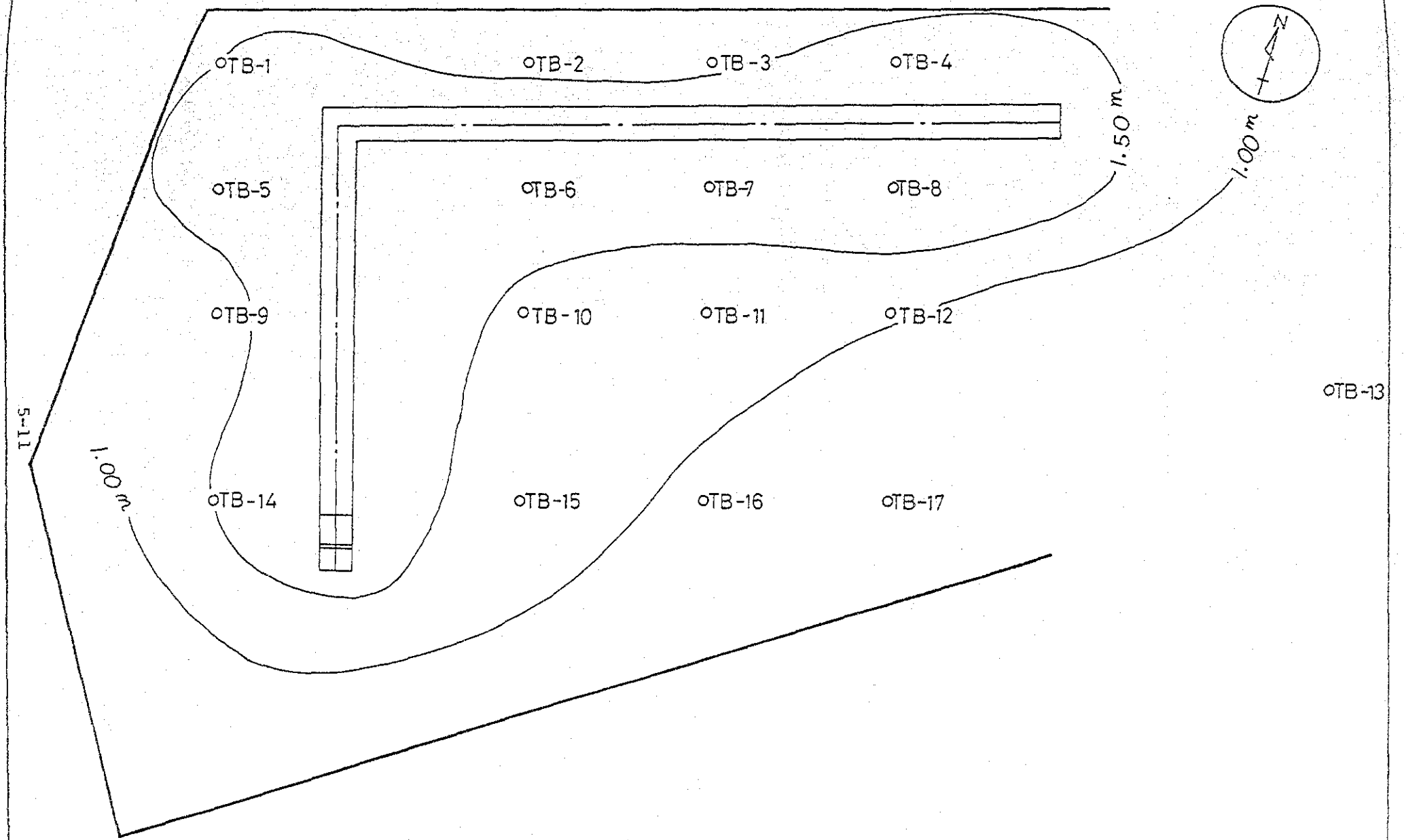


Fig. 5.2.4 Recovery Height Distribution around the Trench of Wadi Musherib

○ 化学的酸素要求量（ＣＯＤ）

○ 塩素イオン

○ 硫酸イオン

○ カルシウムイオン （岩酸カルシウム換算値）

○ マグネシウムイオン（ 〃 ）

○ ナトリウムイオン

○ カリウムイオン

(2) 分析結果

分析結果は図－5.2.5に示すとおりであり，各採水試料の特性は次のように取りまとめることができる。

1）トレンチでの水質

トレンチの水質は良質で最も安定している。揚水開始してからの最初の数日は水質的に多少変化したが，その後は安定している。試験期間中の水質の代表値は次のとおりである。

○ ＥＣ : 4,000－ 5,000 micro mhos／cm

○ ＣＯＤ : 1－ 3 mg／ℓ

○ Ca : 900－ 1,200 mg／ℓ

○ Na : 200－ 500 mg／ℓ

○ SO_4 : 1,200－ 1,400 mg／ℓ

○ Cℓ : 600－ 750 mg／ℓ

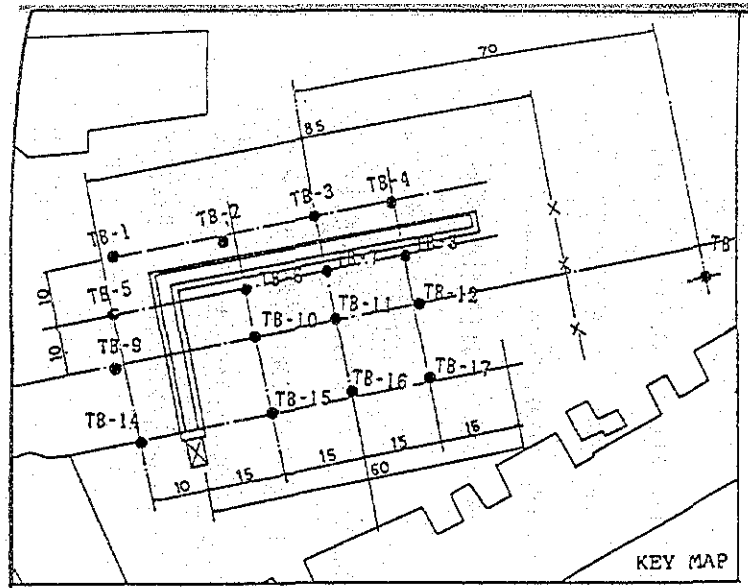
2）観測井TB－1での水質（北西角）

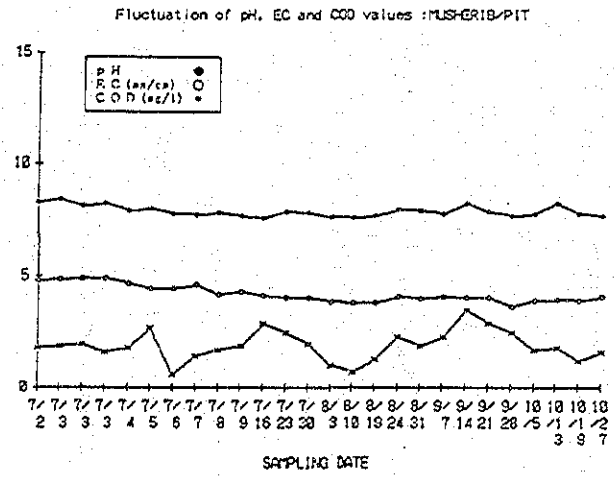
TB－1の水質はpHとEC値についてはほとんど変化がない。

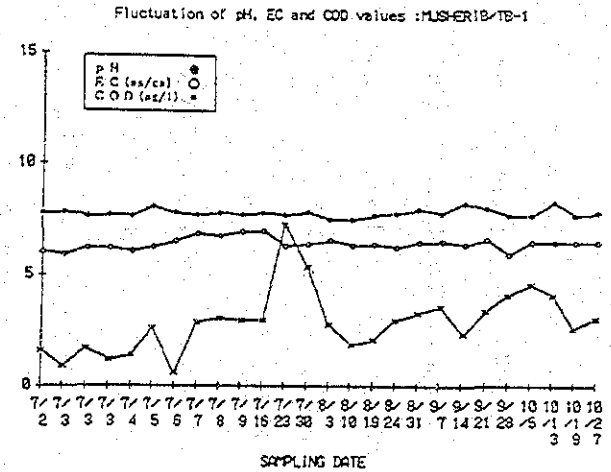
COD 値については変化する。7月16日以前のCOD 値は 0.7－2.7 mg／ℓであり，7月23日に7.3 mg／ℓに達し，それ以降徐々に低下し，10月27日には3.1 mg／ℓである。

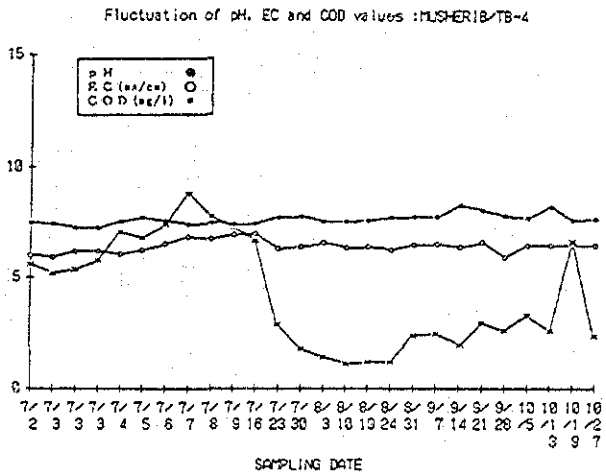
3）観測井TB－4での水質（北東角）

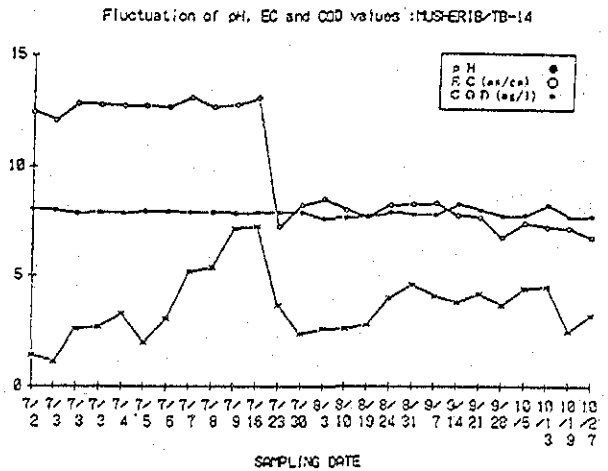
7月16日を境にして観測井TB－4の水質は大きく変化する。7月16日以前では，ECおよびCOD 値はそれぞれ 6,500－8,370 micro mhos／cmと 5.2－8.8 mg／ℓと高かった。しかしながら，この日以降，EC値は 4,300－4,970 micro mhos／cmに











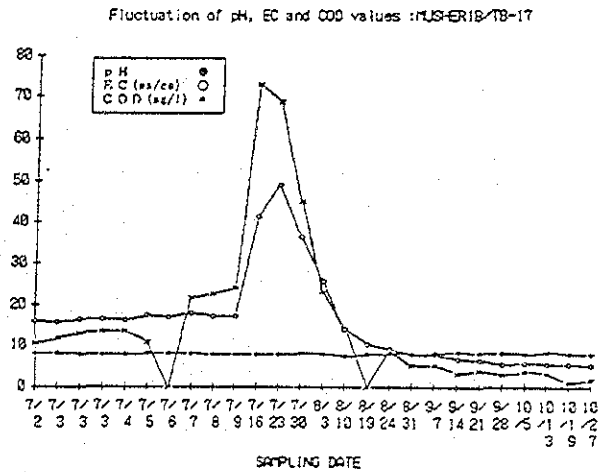


Fig. 5.2.5 Water Quality Fluctuation at Wadi Musherib

低下し，COD 値は8月10日の1.1 mg／ℓまで徐々に低下し，10月19日に6.7 mg／ℓに再び上昇するが，揚水試験終了時には2.4 mg／ℓに低下している。Cℓ値は7月16日までが 1,300から900 mg／ℓの範囲であるが，その後590 mg／ℓで安定し，試験終了時では630 mg／ℓである。

4）観測井TB－14での水質（南西角）

TB－14でのEC値は7月16日以前で12,040から 13,050 micro mhos／cmであり，7月23日以降は 6,760から 8,510 micro mhos／cmに低下した。

COD 値は採水開始から7月16日まで1.1 mg／ℓから7.3 mg／ℓまで増大し，7月23日以降 2.4－4.6 mg／ℓに低下した。初期のCℓ値は7月2日の1,750 mg／ℓであり，8月31日に2,450 mg／ℓのピークに達し，10月27日には743 mg／ℓに低下した。

5）観測井TB－17での水質（南東角）

TB－17の水質は他の採水地点の水質に較べると最も悪い。7月9日までのEC値は 16,700 micro mhos／cmと比較的安定しているが，7月16日に一気に49,040 micro mhos／cmまで上昇した。その後，急速に低下し，10月27日には 5,040 micro mhos／cmとなっている。7月2日の初期のCOD 値は 10 mg／ℓであり，7月16日には 72.7 mg／ℓのピークに達し，試験終了時には1.8 mg／ℓまで低下している。また，7月2日，7月23日および10月27日のCℓ値はそれぞれ 4,050，17,000および458 mg／ℓである。

(3) 水質評価

観測井全部のEC値は初期と最終段階の2回測定した。各観測井での値は2つの段階で多少変化を示すが，試験施工地内のEC値の分布は似かよった傾向を示す。TB－10は2回とも最も高く（EC18,220と 20,200 micro mhos／cm）であり，続いてTB－6（EC13,640と 16,670 micro mhos／cm）である。トレンチの水は試験期間を通じて，すべての点で最も低い値であった。

水質分析のための採水が実施されたトレンチおよび4つの観測井についてはある変動期間を過ぎてからは，トレンチとTB－17を除く観測井の水質は安定化し，それぞれの特性水準に至る。TB－17の場合は，南側のビルディングから汚水が孔内に入ったために，7月中頃にEC，COD およびCℓ値が非常に高くなる。これらの値は8月10日頃までに急速に低下している。

5.3 オールドラヤン地区での揚水試験

5.3.1 連続揚水試験

(1) 実施状況

揚水された地下水の輸送手段の準備と投棄先決定の遅れから，揚水試験を開始するために多くの困難があり，次の３つの計画が打出された。

① 予備試験

８月開始予定の本格揚水試験に先立って，予備試験が７月11日から７月18日まで実施された。この試験は計測機器およびポンプの作動確認と試験地の水文地質条件を概略的に把握するものであった。

② １シフト輸送体制での揚水試験

揚水試験は1986年８月５日に開始され，８月20日まで実施された。試験は午前７時から午前11時までの１日４時間の揚水で実施した。揚水量が少な過ぎたので，トレンチでの水位は 1.2ｍしか低下せず，12時間以内にほとんど元の水位まで回復した。少量の揚水量と排水の中断のために，地下水位を定常状態に達することはないと思われた。

③ ２シフト輸送体制での揚水試験

公共事業省の絶大な協力の下に，１日14時間のより長い揚水試験が1986年８月30日より再開され，信頼のできる結果が得られるようになった。この試験は10月30日まで継続された。

(2) トレンチへの地下水流入量

トレンチでの湧水箇所は数多く認められた。湧水形態は２つあり，その１つは層理面に沿うものであり，他の１つは裂れ目に沿うものである。多量の湧水は裂れ目に沿うものであり，特に短い方のトレンチ（30ｍ）の方であった。層理面沿いの湧水の場合は裂れ目に向かって湧水率が増大している。

(3) 揚水量

トレンチでの水位と揚水量との関係は次のように要約できる。

① 揚水は１日14時間で金曜日は休日である。木曜日朝６時のトレンチのOND 水位とその週の揚水量の関係を図－5.3.1に示す。第２週から第４週まで週揚水量が減少しているが，トレンチの水位は50cm程低下している。第５週から第８週では

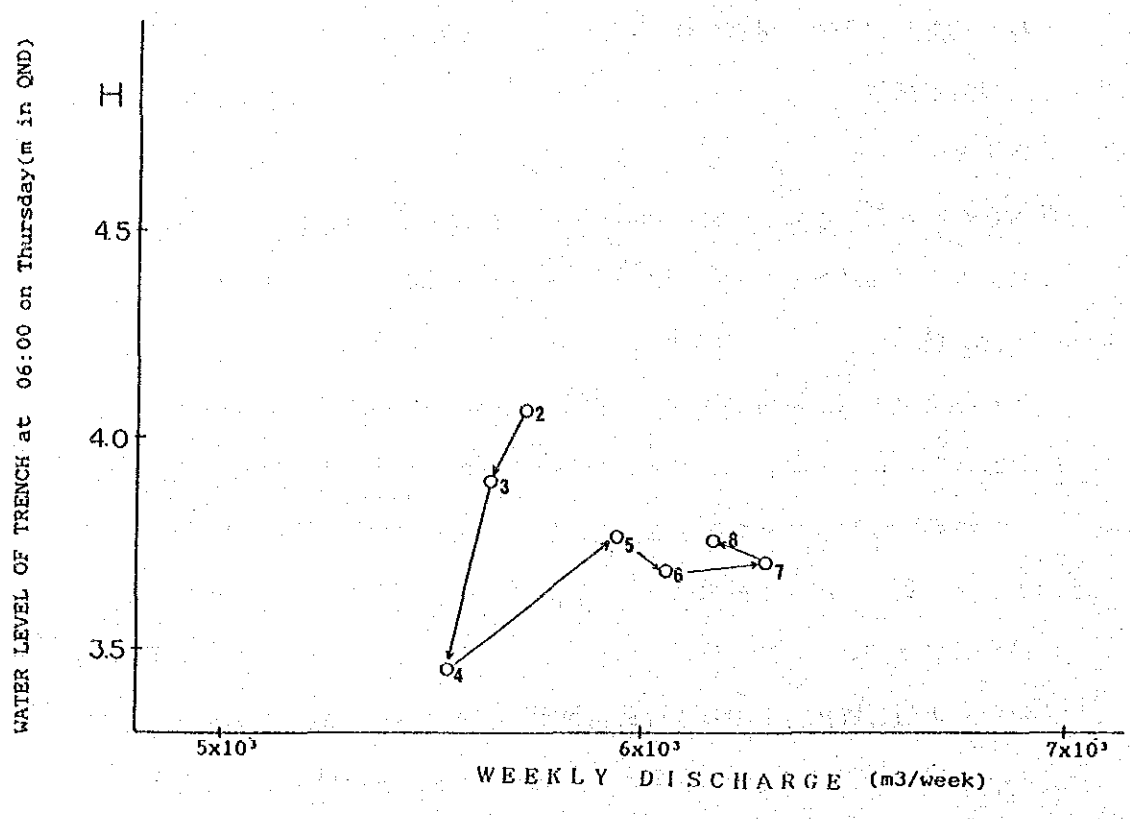


Fig. 5.3.1 Weekly Discharge Amount with 2 Shifts Transportation at Rayyan

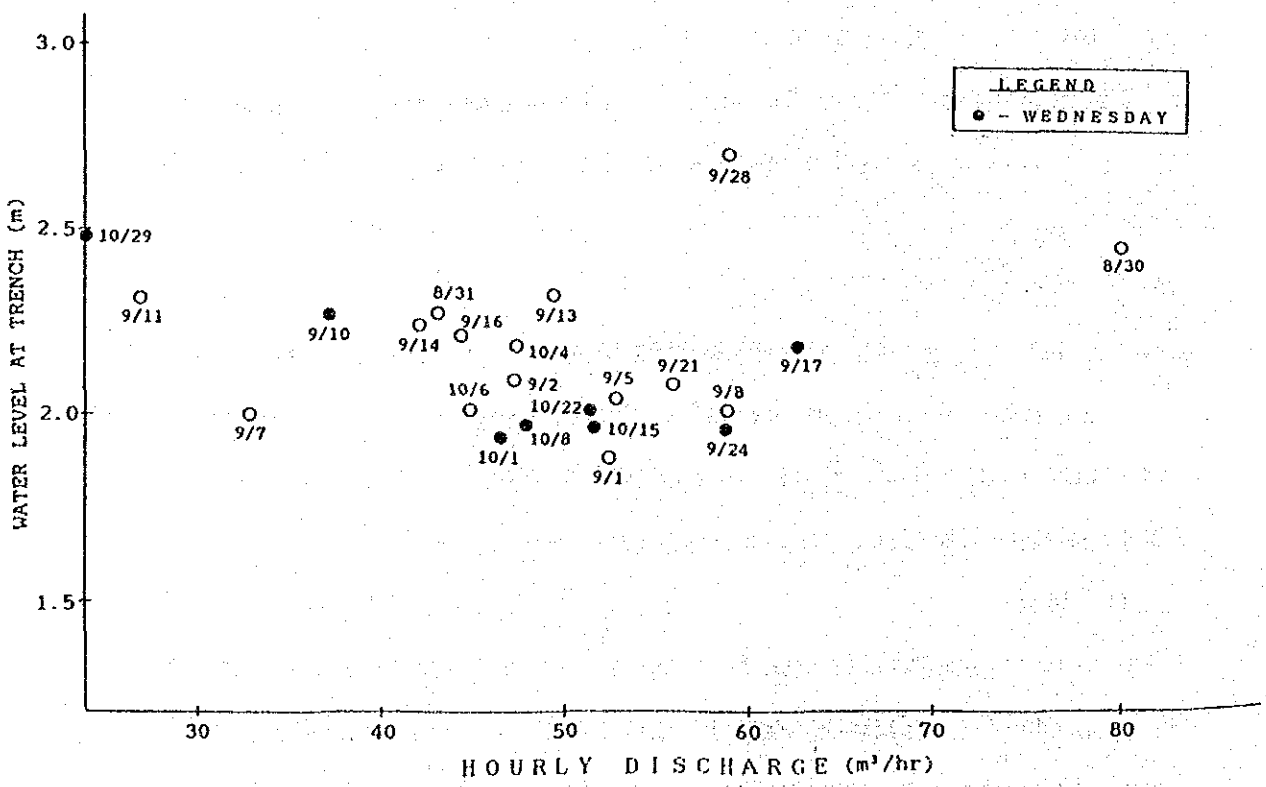


Fig. 5.3.2 Hourly Discharge Amount with Bottom Water Level of Trench at Rayyan

トレンチの水位は10cm以内での変動であるが，揚水量は 5,900m³／週から 6,200 m³／週へと増加気味である。

② 図－5.3.2は時間揚水量とトレンチの水位との関係を示す。トレンチの水位が底に近い状態，OND 水位で 2.0mから 2.2mの範囲にある20時に測定された時間揚水量は，9月13日から10月末の数日前までの期間では45－60m³／時（0.75－1.0m³／分）である。

(4) 地下水位低下量

揚水試験の概要は次のとおりである。

7月に実施した予備揚水試験から次のような結果を得た。

(a) 揚水試験を開始してから18時間後にトレンチ内の水位は底面に達した。この時の地下水低下量は 2.9mである。

(b) 観測井での地下水位は18時間から24時間で定常状態に達し，トレンチから30m離れた所以内では，初期地下水位からの低下量は概そ 1.0mであった。

1日14時間揚水での2シフト輸送体制では，夜に回復してくるトレンチ内の水位は7－8時間で排水され，その後6－7時間トレンチ底の水位で排水された。トレンチから30mおよび90m離れた所での地下水位はそれぞれ 0.5－ 0.7mと 0.1－0.2m低下した。トレンチ周辺の地下水位低下量の分布および断面形状はそれぞれ図－5.3.3および図－5.3.4に示す。

5.3.2 回復試験

回復試験は10月30日から11月6日まで実施された。観測井およびトレンチでの観測結果は次のように要約される。

(1) 水位回復高

トレンチでの水位回復高は2.48mであり，観測井での水位回復高は図－5.3.5に示すように，トレンチからの距離が遠ざかるにしたがって小さくなる。水位回復高とトレンチからの距離との関係は概そ次のようになる。

トレンチからの距離	水位回復高
10m	0.9－ 1.7m
30m	0.5－ 0.8m
90m	0.2－ 0.5m

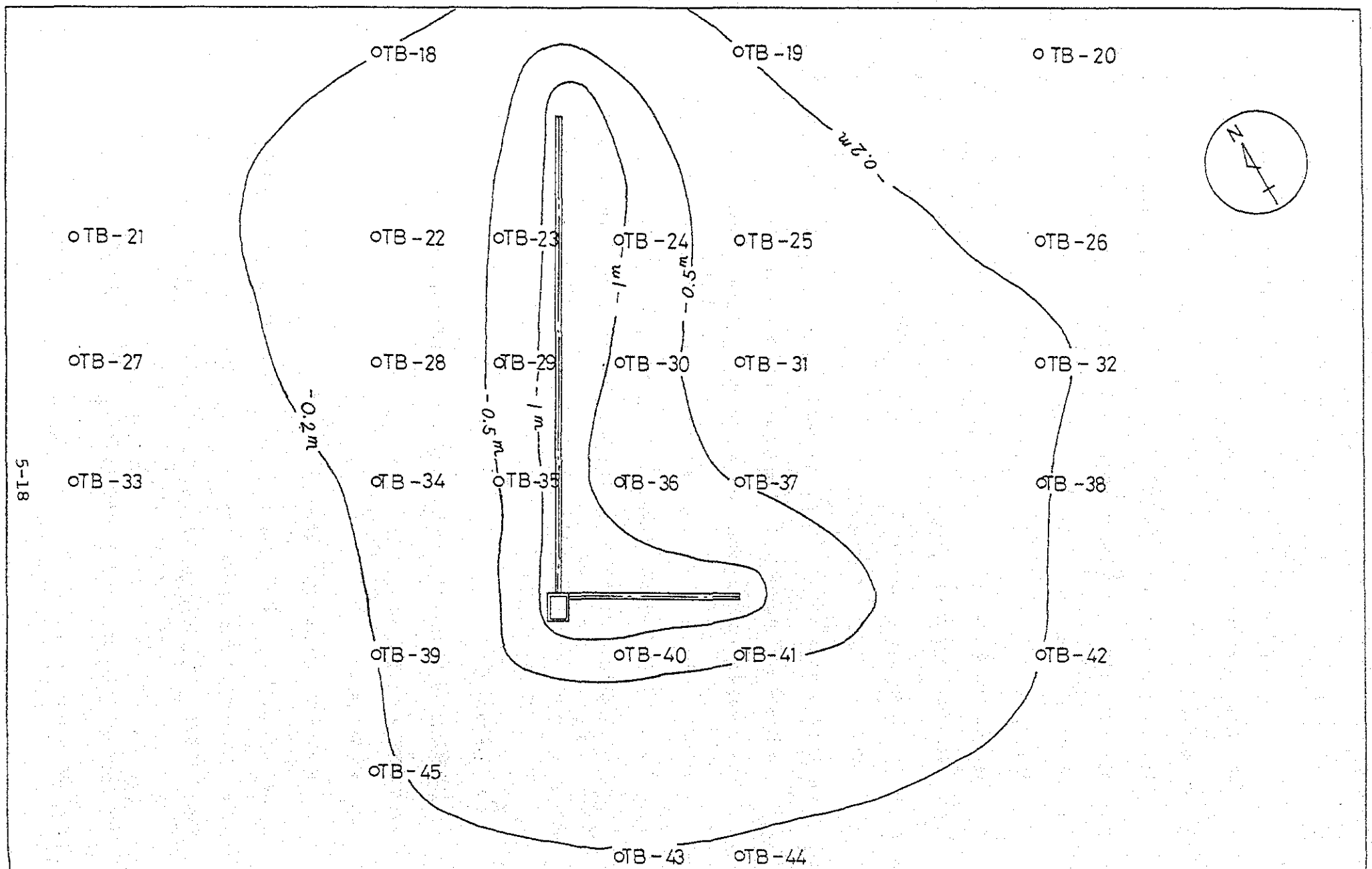
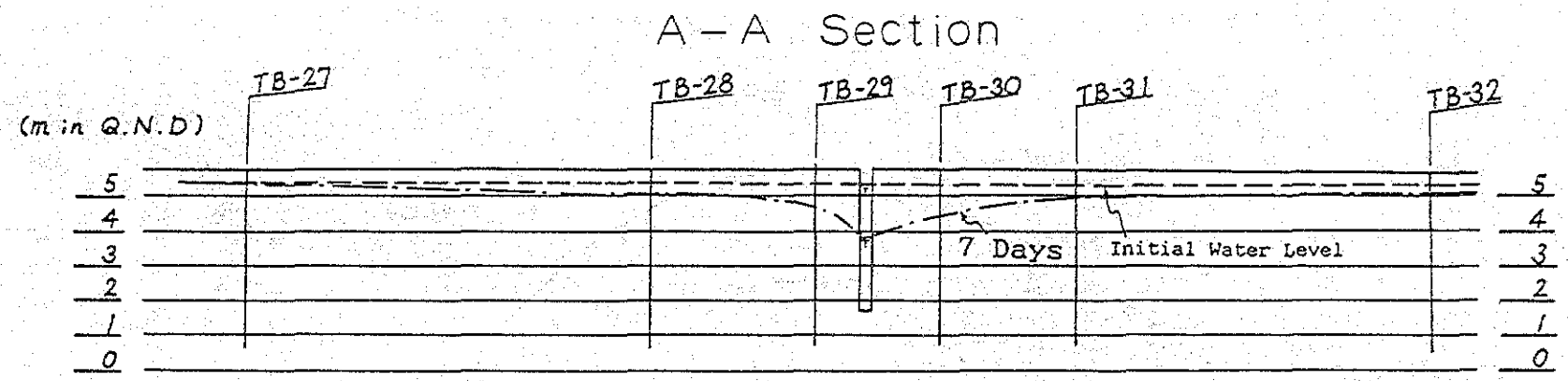
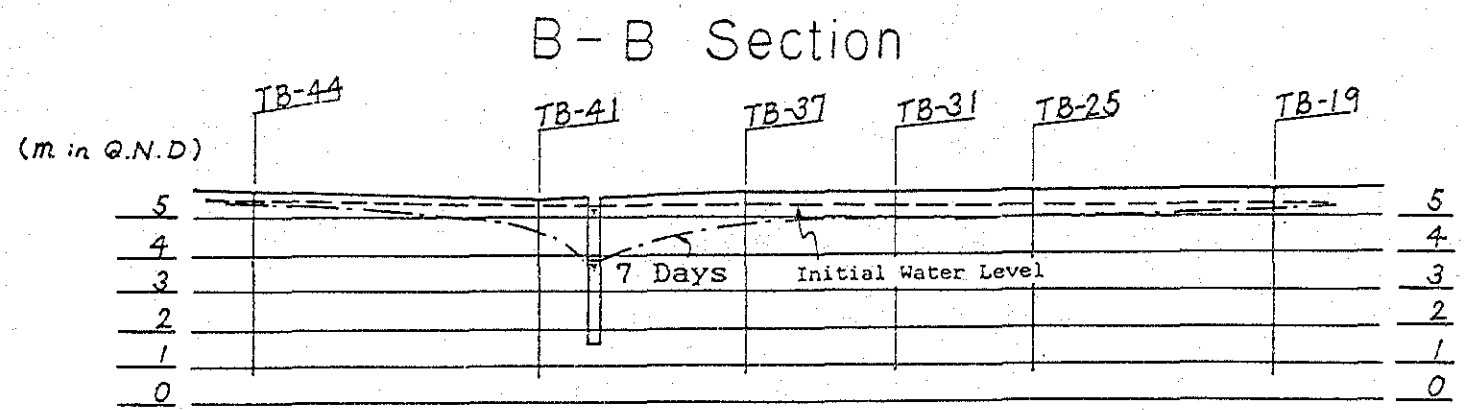


Fig. 5.3.3 Drawdown Depth Distribution around the Trench of Rayyan





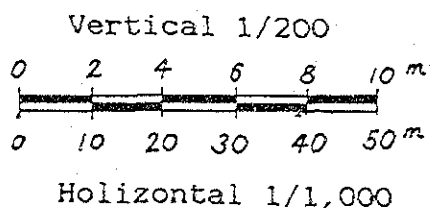


Fig. 5.3.4 Drawdown Profile at Rayyan

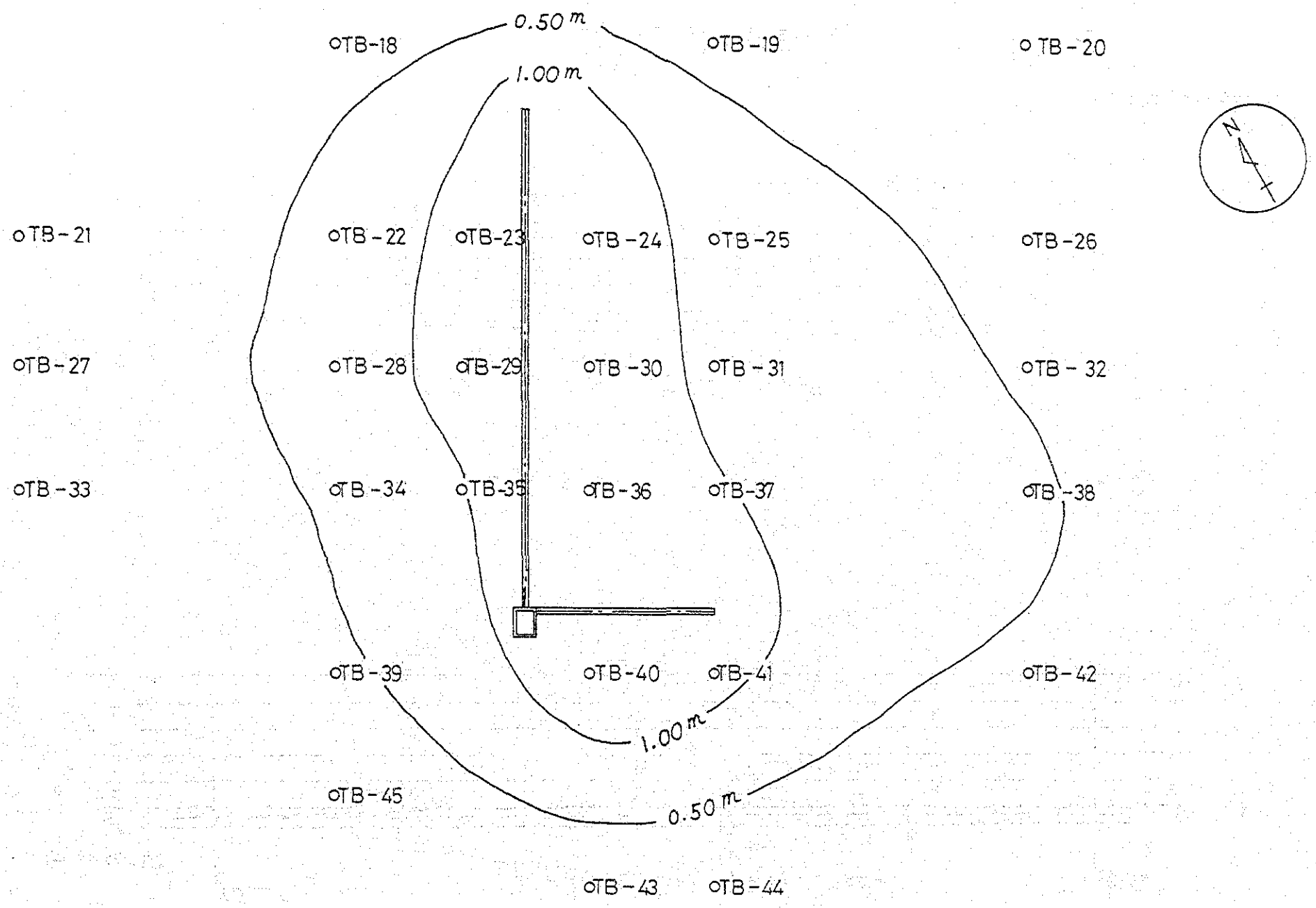


Fig. 5.3.5 Recovery Height Distribution around the Trench of Rayyan

水位回復高の等高線が示すように，揚水による地下水位低下はトレンチ西側よりも東側の方で大きくなっている。

(2) 水位回復率

25時間（約1日）および49時間（約2日）後のトレンチでの水位回復率は，それぞれ85％と93％であり，観測井での水位回復率はトレンチから遠ざかるにしたがって小さくなる。

5.3.3 水 質

(1) サンプリング

ラヤンではトレンチから揚水される水の輸送手段が最終的に確立されるまでに試験体制が色々取られたので，揚水試験の状況に応じて採水計画を変更した。表－5.3.1に示すように，採水計画は不規則になっている。

表－5.3.1 ラヤン試験施工地でのサンプリング

期　　間	採　水　地　点	揚水試験の形式
7月11日－7月18日	ピット，TB－23，TB－39	輸送なしでの揚水試験
8月5日－10月30日	ピット，TB－21，TB－25 TB－42，TB－45	輸送による揚水試験

7月の揚水試験はトレンチから揚水された地下水をトレンチ東側にぶちまけることで実施した。揚水される水量はサンプリングに十分であったけれども，この方法はぶちまけられた水が還流してくる恐れがあり好ましくなかった。

ロードタンカーによる輸送は8月になってから開始されたが，1シフトでの1ヶ月近くは揚水量が小さかった。2シフトでの本格揚水試験は8月30日からである。

水質分析項目はムシリブと同様で次の項目である。

○ pH，EC，COD

○ Cl^-，SO_4^{--}

○ Ca^{++}, Mg^{++}, K^{+}, Na^{+}

(2) 分析結果

分析結果は図－5.3.6に示す。

1）トレンチでの水質

EC値は7月11日から10月30日までの期間13,150から 17,810 micro mhos／cmの間で変動している。COD 値は 3.9から 14.8 mg／ℓの間で変動し，10月14日に最大値となり，試験終了時には9.4 mg／ℓと低下してきている。

2）観測井TB－21での水質（北西角）

初期と最終のEC値は9,400 micro mhos／cmで，平均値の9,700 micro mhos／cmより僅かながら低い。COD 値は11.7から6.0 mg／ℓの範囲にある。Cℓ，SO_4 およびCa については，初期と最終値との間で僅かに変化している。

3）観測井TB－25での水質（北東角）

初期と最終のEC値は18,960と 19,440 micro mhos／cmである。9月8日から10月13日までの期間では，EC値は平均で 23,800 micro mhos／cmで，9月8日に24,840 micro mhos ／cmのピーク値を持ち，この値はラヤンで観測された最高値である。COD 値は初期値6.4 mg／ℓと最終値 14.7 mg／ℓとの間で概ね変動しているが，10月13日には 30 mg／ℓのピーク値を記録している。Cℓ，SO_4，Ca およびMg については初期と最終値との差異は僅かである。

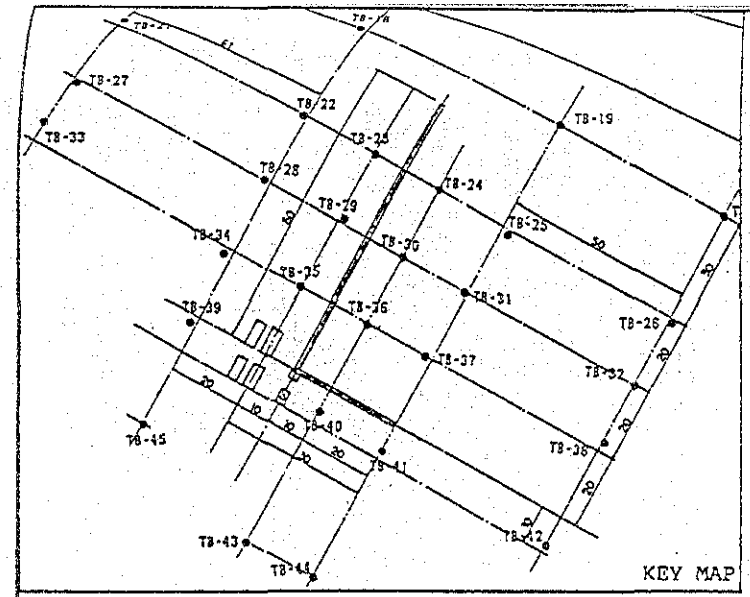
4）観測井TB－42での水質（南東角）

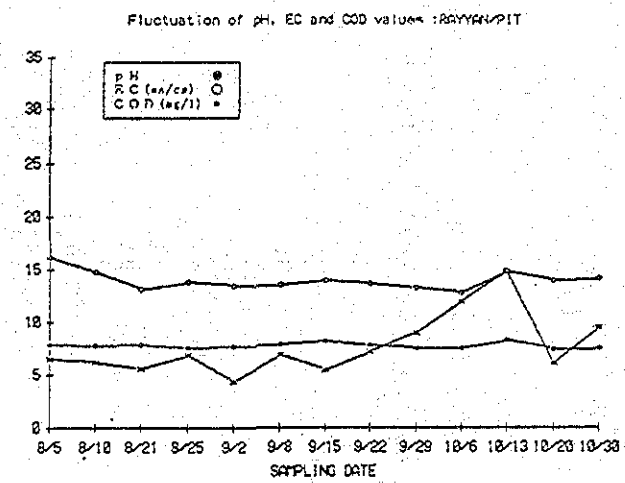
21,340 micro mhos／cmのECの最高値が8月8日に生じたがその後，徐々に低下し，10月20日には最低値の 13,120 micro mhos／cmとなる。COD 値は 5.0から13.8mg／ℓの間で変動している。Cℓ値は8月の平均が7,000 mg／ℓであるが9月，10月では大小変動を伴うが 4,600 mg／ℓである。

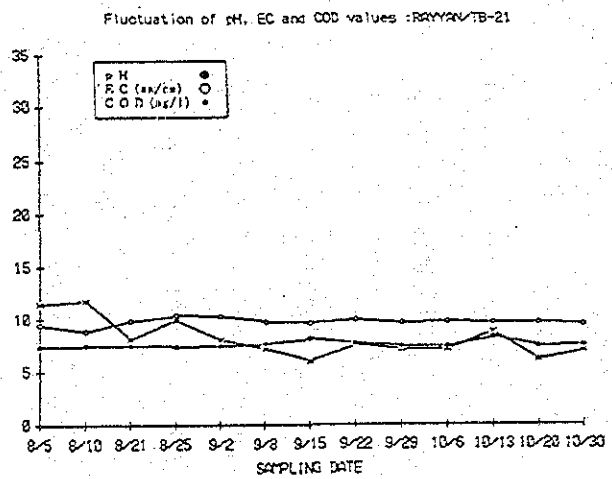
5）観測井TB－45での水質（南西角）

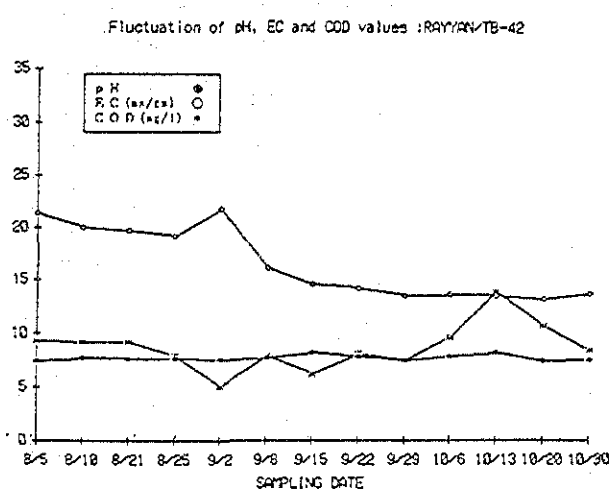
EC値は 7,690から6,640 micro mhos／cmの範囲であまり変化しない。

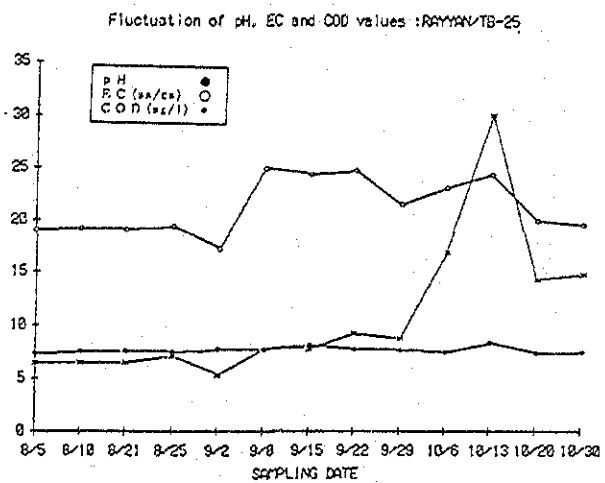
COD の初期と最終値はそれぞれ2.2 mg／ℓと2.5 mg／ℓで，10月6日にピーク値5.3 mg／ℓをもつ。Cℓ，SO_4 およびCa の最終値は揚水試験を開始してから多少低下している。











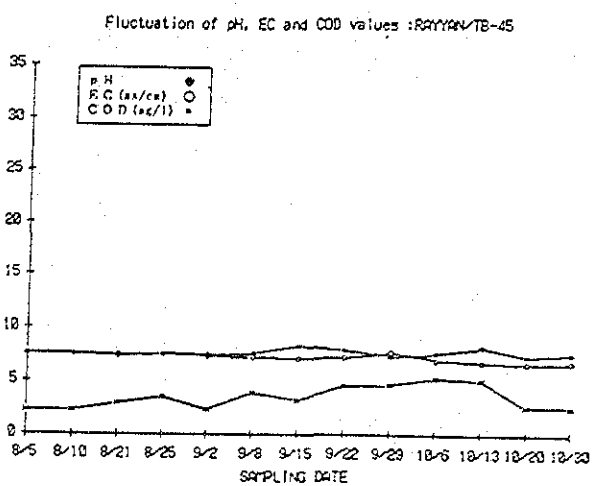


Fig. 5.3.6 Water Quality Fluctuation at Rayyan

(3) 水質評価

トレンチから地下水の連続揚水が開始されてからは，トレンチ，観測井TB－21およびTB－45でのEC値はトレンチの西側で安定していると考えられる。

ラヤンの場合，Ca およびSO_4の値はNa-Cℓの値よりも安定している。これは恐らく，Na-Cℓの溶解度が高いのに対して，Ca-SO_4の溶解度が低いことによると考えられる。トレンチより東側の観測井での水質はトレンチの西側および南西側に較べてECでより高い塩度濃度をもつ傾向を常に示す。

トレンチの水質は表－5.3.2に示すように4つの観測井の平均値に近いと考えられる。表に示す数値は8月5日から10月27日までの23の試料の平均値である。このことから，地下条件の透水性は四方八方からの地下水が均等にトレンチに集まりやすい等質の構造に近いと考えられる。

Table 5.3.2 Water Quality from Test Trench and Four Observation Wells on Rayyan Test Work Site

Analytical Items	Test Trench	Average values of four obs. wells
EC (micro mhos/cm)	13,985	13,657
Cl (mg/l)	4,261	4,802
SO_4 "	2,659	2,621
Ca "	2,382	2,477
Mg "	1,517	1,486
K "	98	91
Na "	1,762	1,582
COD "	7.8	7.8

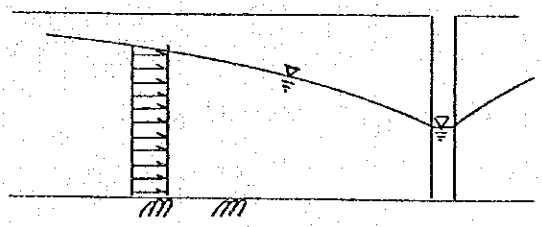
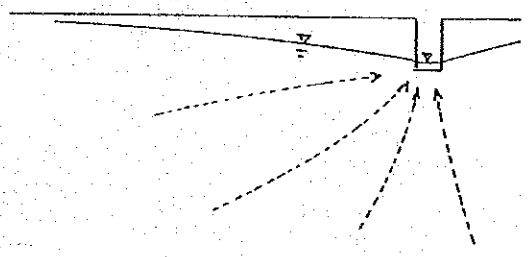
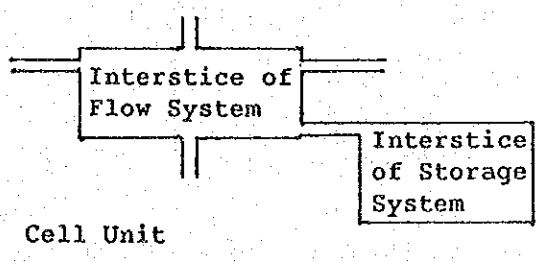
5.4 地下水位低下量シミュレーションのための数値解析

5.4.1 数学モデル

地下水位低下量シミュレーションの目的は水理常数を決定することと排水システムの地下水位低下効果を評価することである。

表－5.4.1に主なシミュレーション モデルを示す。トレンチの長さがトレンチ幅に較べて十分長い場合には，トレンチの長さ方向と直交する鉛直断面が計算領域として採用されるのが一般的である。

Table 5.4.1 Mathematical Methods for Drawdown Simulation

Model	Required Dimension(s) and Calculation Method
Horizontal Model  Base Rock	o One Dimensional Analysis o Finite Difference Method
Vertical Plane Model 	o Two Dimensional Analysis o Finite Element Method
Rock Infiltration Model  Cell Unit	o Two Dimensional Analysis o Finite Difference Method

揚水試験結果から，数学モデルの選定にあたり次のことが配慮された。

a．トレンチは帯水層に部分的に貫入しているだけなので，トレンチの底面付近では鉛直方向の流動成分が卓越する。

b．裂れ目が浅い部分に存在すると仮定すれば，排水量は急激に減少する筈である。しかしながら，実際の排水量はトレンチの水位が底についてから数日で安定する。このことから，裂れ目は水平方向ばかりでなく鉛直方向にも発達しているものと考えられる。

水平モデルは仮定した水平一様流からの偏りが大きくなるので適当でない。

それに較べて，鉛直断面モデルは土木工学の分野でも幅広く使われており，また，鉛直方向の流動成分も表現できる。岩盤浸透流モデルは時々学会で発表されている程度で　適用事例が少ない。

一般的に言うと，石灰岩の帯水層は多孔質体としては強い異方性を示し，その透水性は確率事象として取扱うべきである。この種のアプローチは解析のための情報量も大きいし，また，それに要する時間もかかる。ここで選定したモデルは異方性領域での透水性の確立分布に対応する透水性の平均値を求めることを目的とする。

この調査では，断面２次元モデルを採用することとする。支配方程式は次式のように書き表される。

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} = \mathrm{div}\,(K\ \mathrm{grad}\ \psi)$$

ここで，　ρ　：　多孔質体の質量

K　：　透水係数

ψ　：　全水頭

div　：　発　散

grad：　勾　配

数値解析には有限要素法を用いた。初期条件および境界条件は解析の目的に応じて設定した。

5.4.2 地下水位低下量シミュレーション

(1) 計算領域

計算領域はトレンチ揚水試験と密接な関連のある次の3層が含まれる。

① 第1層 ： 上部ダンマム層の強風化層

② 第2層 ： 上部ダンマム層の強風化層

③ 第3層 ： 下部ダンマム層

トレンチから 100mの地点での地下水位低下量は無視できると考えることができるので，この距離で境界条件を設定してよい。

ワジ ムシリブおよびラヤン地区での地下水位低下量シミュレーションの計算領域は図－5.4.1および図－5.4.2に示す要素図で示される。

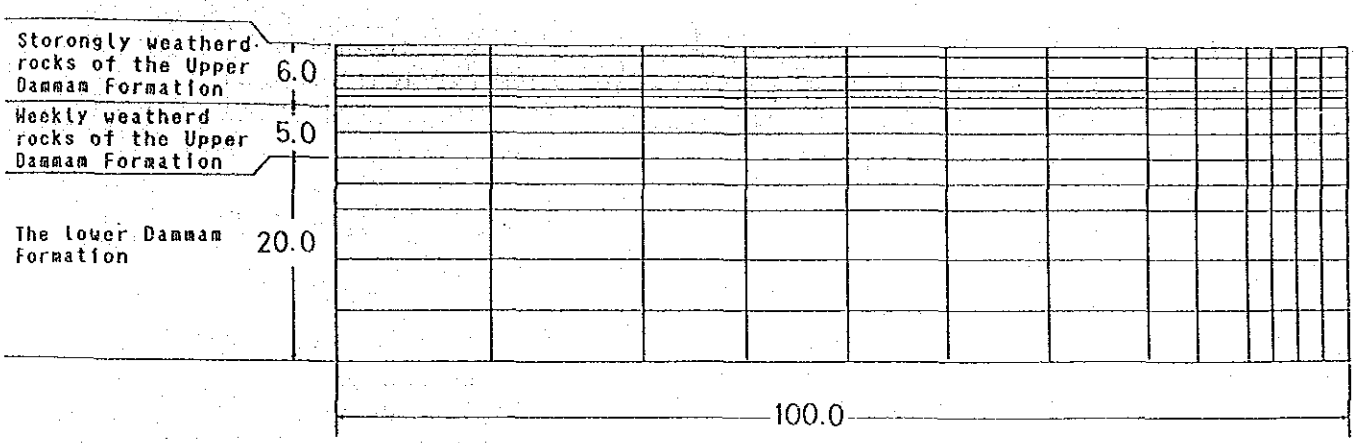


Fig. 5.4.1 Grid System of Drawdown Simulation for Wadi Musherib

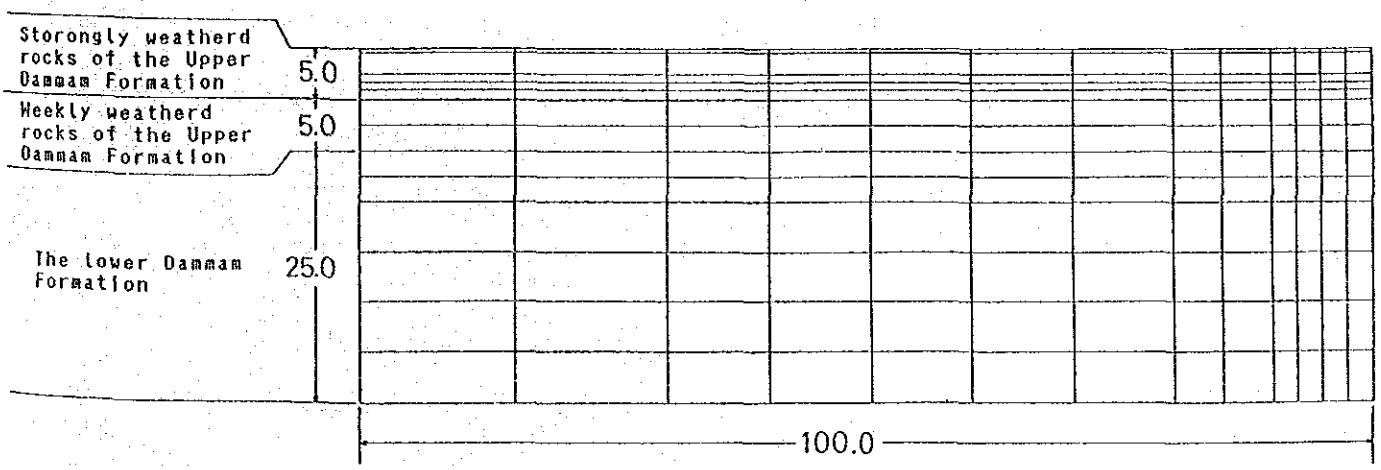


Fig. 5.4.2 Grid System of Drawdown Simulation for Rayyan

(2) 計算手順

－ルジオン試験で得られたルジオン値の平均値より各層の仮の透水試験を設定する。

－判定条件はトレンチからの距離で表現される地下水位低下曲線の整合度である。

－最終解は試行錯誤法で求めた。

－計算手順は図－5.4.3に示すとおりである。

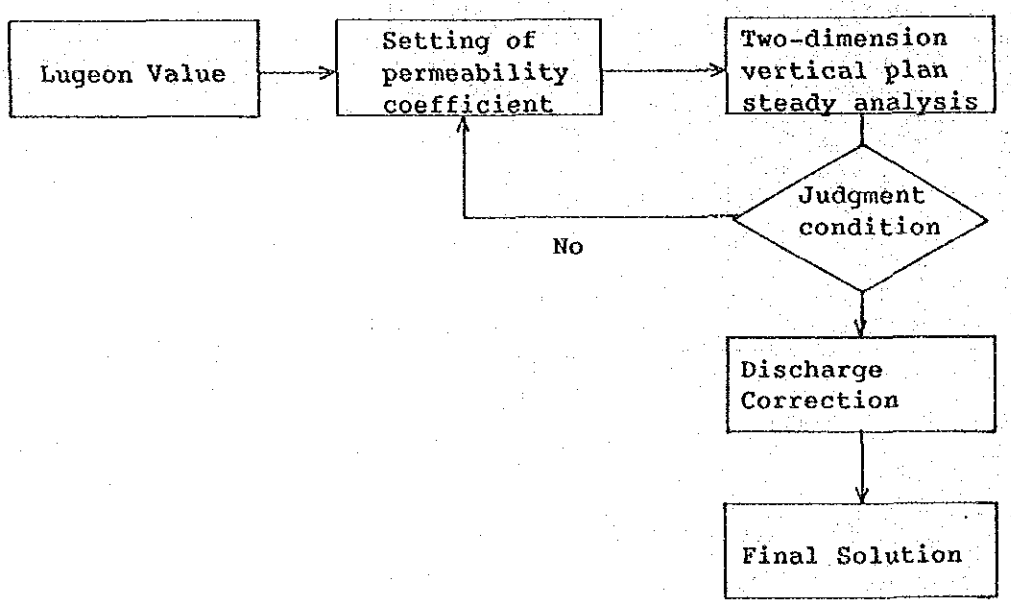


Fig. 5.4.3 Identification Procedure of Permeability Coefficient

(3) ワジ ムシリブ地区の計算結果

コアボーリングの実施が遅れている間に，鉛直断面モデルの基本的生活を調べるため，境界条件，計算領域等を変えて20ケースの検討を行なった。

ルジオン値とコア観察記録に基づいて，表－5.4.2に示す8ケースの計算を行なった。

Table 5.4.2 List of Test Runs for Premeability Coefficient Identification: Wadi Musherib

	Permeability Coefficient (m/sec)		
	1st Layer	2nd Layer	3rd Layer
Case 1	4.52×10^{-4}	1.31×10^{-4}	5.99×10^{-5}
Case 2	4.04×10^{-4}	1.18×10^{-4}	5.36×10^{-4}
Case 3	2.25×10^{-4}	6.54×10^{-4}	2.98×10^{-4}
Case 4	4.17×10^{-5}	1.20×10^{-5}	5.51×10^{-5}
Case 5	4.17×10^{-5}	3.00×10^{-5}	1.90×10^{-6}
Case 6	4.17×10^{-5}	6.00×10^{-4}	3.10×10^{-6}
Case 7	4.17×10^{-5}	2.00×10^{-5}	1.50×10^{-5}
Case 8	2.71×10^{-5}	1.30×10^{-5}	9.74×10^{-6}

最終解から得られた各層の透水係数は次のとおりである。

－第1層（強風化層）　：　2.71×10^{-5} m／s

－第2層（強風化層）　：　1.30×10^{-5} m／s

－第3層（下部ダンマム層）：　9.74×10^{-6} m／s

最終解での地下水位低下量は次のとおりである。

トレンチからの距離	地下水位低下量
5 m	2.34m
10m	1.98m
30m	1.12m

(4) ラヤン地区での計算結果

表－5.4.3に示す8ケースの計算を行なった。

Table 5.4.3 List of Test Runs for Premeability Coefficient Identification: Rayyan

	Permeability Coefficient (m/sec)		
	1st Layer	2nd Layer	3rd Layer
Case 1	2.62×10^{-4}	2.44×10^{-4}	8.11×10^{-5}
Case 2	5.28×10^{-4}	4.93×10^{-4}	1.64×10^{-4}
Case 3	3.95×10^{-4}	3.69×10^{-4}	1.23×10^{-4}
Case 4	9.17×10^{-5}	8.54×10^{-5}	2.84×10^{-5}
Case 5	9.14×10^{-5}	8.54×10^{-5}	4.00×10^{-6}
Case 6	9.14×10^{-5}	8.54×10^{-4}	8.50×10^{-6}
Case 7	9.17×10^{-5}	8.54×10^{-5}	3.60×10^{-5}
Case 8	8.36×10^{-5}	7.79×10^{-5}	3.28×10^{-5}

最終解から得られた各層の透水係数は次のとおりである。

－第1層（強風化層）　：　8.36×10^{-5} m／s

－第2層（強風化層）　：　7.79×10^{-5} m／s

－第3層（下部ダンマム層）：　3.48×10^{-5} m／s

最終解での地下水位低下量は次のとおりである。

トレンチからの距離	地下水位低下量
10m	1.56m
30m	0.75m
70m	0.17m

6. 緊急排水計画の基本構想

6.1　プロフジェクトエリアの選定

6.2　排水計画の基本フレーム

6.2.1　排水施設の基本構成

6.2.2　排水計画条件の設定

6.3　ワジ　ムシリブ地区排水計画基本方針

6.3.1　排水施設計画の基本フレーム

6.3.2　集水溝の検討

6.3.3　排水量の検討

6.4　ラヤン地区排水計画基本方針

6.4.1　排水施設計画の基本フレーム

6.4.2　集水溝の検討

6.4.3　排水量の検討

6.5　ニュー　ディストリクト地区排水計画基本方針

6.5.1　地域特性

6.5.2　海岸型の排水計画立案の方向

6.6　水処理および再利用

6.6.1　地下水の再利用

6.6.2　水処理

6.6.3　ワジ　ムシリブ地区の水処理

6．緊急排水計画の基本構想

地下水上昇問題を根本的に解決するためには，地下水かん養の源を抑制することが最も望ましい対策ではあるが，これらの対策の実現までには長年月を必要とする。一方，その間にも低地部には地下水面の地表面への出現や毛管湿潤地帯の塩類集積現象が発生し，被害が進行して行くことも事実であり，このような被害を防止するためには緊急対策が必要となる。

ASCO調査の時から，ドーハ市域のムシリブ地区およびモンタザ地区の低地部に対しては緊急排水対策の必要性が勧告されている。

緊急排水対策が具備すべき基本的な性格については4.4節に述べたとおりであるが，本章ではその具体的な排水施設を計画するに当って勘案すべき諸条件とそれらの整合性について述べることとする。

6.1　プロジェクトエリアの選定

JICA調査の対象地域の中で，地下水位が浅く，直接的な被害が進行している地区を，緊急排水対策事業の候補地として次の地区を選定した。

① ワジ　ムシリブ地区で地下水位が 1.5m以浅の区域（約 130ha，ワジ型）

② ラヤン地区で地下水が 1.5m以浅の区域（約65ha，内陸低地型）

③ ニュー　ディストリクト地区で構造物や植生に塩害がおよぶと予想される区域（不特定域，海岸低地型）

6.2　排水施設の基本構成

6.2.1　排水施設の基本構成

排水施設の構成は対象地域の地形，地質，地下水の水質，排水規模，地下水の再利用先ならびに投棄先の制約等の種々の条件によって異なるが，大別すると図－6.2.1に示すように，地下水集水施設，送水施設および終末排水施設の3つからなる。

(1) 地下水集水施設

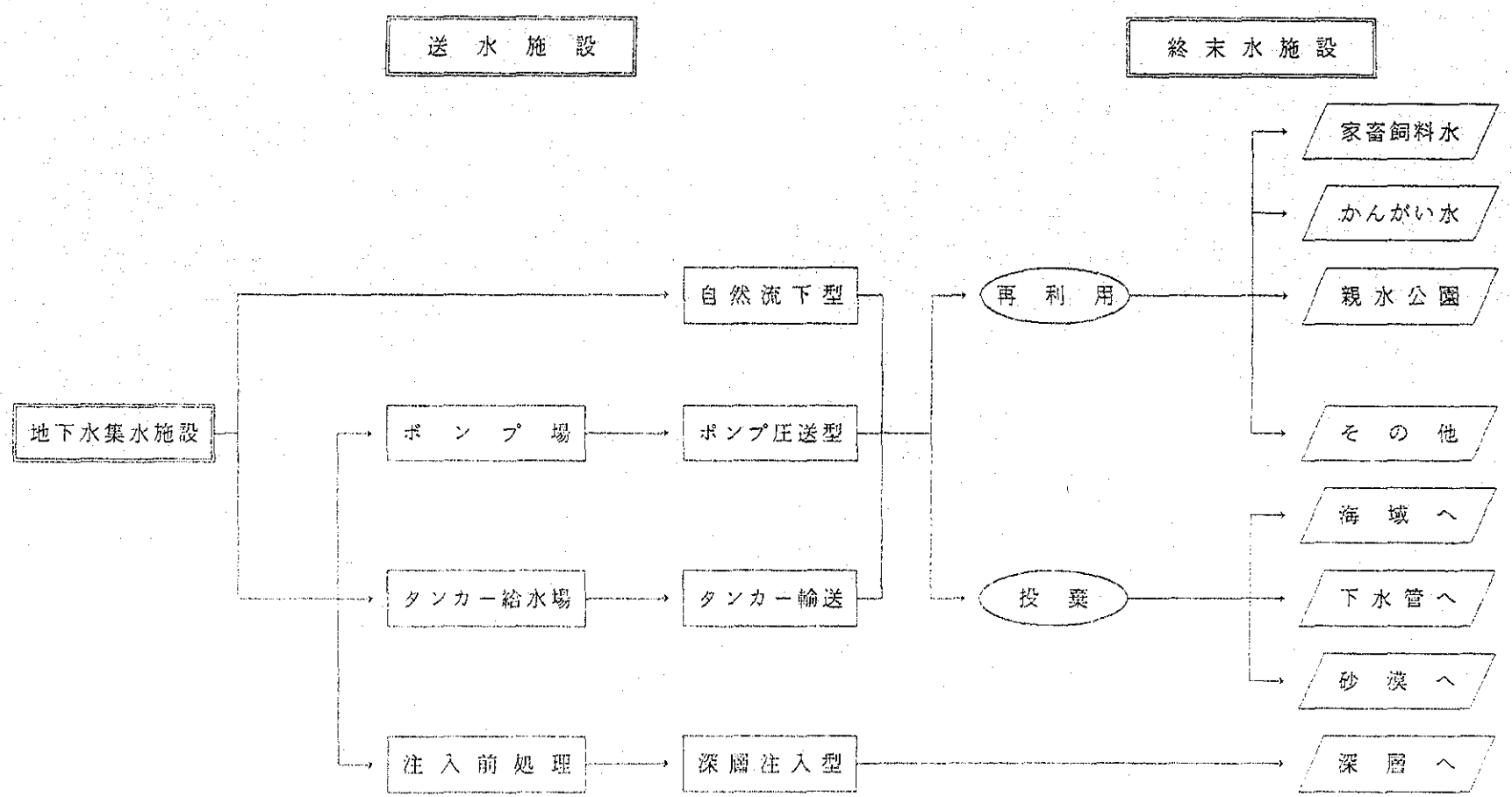
集水施設の形式としては，緊急排水対象地域が低地部であること，工法の信頼性，これまでの実績等を総合すると明渠ないしは暗渠方式が推奨される。（4.2節参照のこと）

(2) 送水施設

表－6.2.1に送水形式の比較を示してあるように，自然流下型が経済的に最も優れているが，排水対象地域の地形が内陸低地であり排水量が大きくなる場合には，ポンプ圧送型を採用する。終末排水施設の地形条件によるが，一部区間の自然流下型の施設をできるだけ取入れる。

(3) 終末排水施設

終末排水施設は，汲上げた地下水をできるだけ利用するという前提のもとに計画する。しかしながら，地下水の再利用に当っては，集水した地下水の水質ならびに供給と需要のバランス等色々な条件を勘案の上選択すべきである。地下水の再利用について，その用途別に概要をまとめると表－6.2.2のように示すことができる。終末投棄先としては，4.1.4項にも述べたようにUmm-er-Radumah層への注入には，今後検討すべき課題が多すぎるので除外し，海域放流と砂漠投棄の2つが考えられる。砂漠投棄は搬送距離が長くなり，明らかに不利である。一方，海域放流については3.5節に述べたように，海域への環境保全に与えるインパクトも低いので有利と判断される。海域放流の場合，直接投棄とドーハ市雨水幹線網を経由して放流する場合の2案が考えられる。



図－6.2.1　排水施設の組合せ

表－6.2.1　送水形式比較

	自然流下	ポンプ圧送	タンカー輸送	深層注入
地形	動水勾配が確保できるルート	内陸低地 平坦な海岸平地	どこでも	注入適地
送水能力	大	大	小	注入圧力および注入層の透水性に支配される
コスト	強制排水より有利	ポンプ圧送による運転費がかかる	運搬費がかかる	注入による目づまりの問題があり維持管理費がかかる
実績	多い	多　い	一般的にいって応急対策	石油産業廃水の分野
問題点	海水面までの距離によって勾配に制限有	な　し	車両および運転手の配属で大規模輸送には制約を受ける	技術的実現可能性の検証が不可欠

表－6.2.2　地下水の再利用先

	家畜飼育水	かんがい水	親水公園	その他
用途	家畜の飲料水	緑化および農業用水	市民のリクレーション地域の拡大	・道路，造成地の締固め用水 ・緊急時の補給用水 ・トイレ用水 ・消火用水
所要設置	送水管および貯水槽	送水管およびかんがい施設またはＴＳＥ管への接続	池，水路などからなる公園の造成	タンカー輸送設備，貯水槽および付属設備
水質条件	低塩分濃度	低塩分濃度	ＣＯＤ，ＢＯＤによる規制を満たすこと	用途別に条件が異なる。
需要予測	市街化予定地をはなれた遠隔地に限定される。	地域緑化計画および農業開発計画に関連して決まる。	親水公園の水は，流水の方が好ましいのでいくらでも受入れられる。	受入れ先が限定されることもあり，消費量は多くない。

6.2.2 排水計画条件の設定

排水計画を行なうためには，①計画地下水位，②計画排水量および③水質条件を決定しておく必要がある。

(1) 計画地下水位

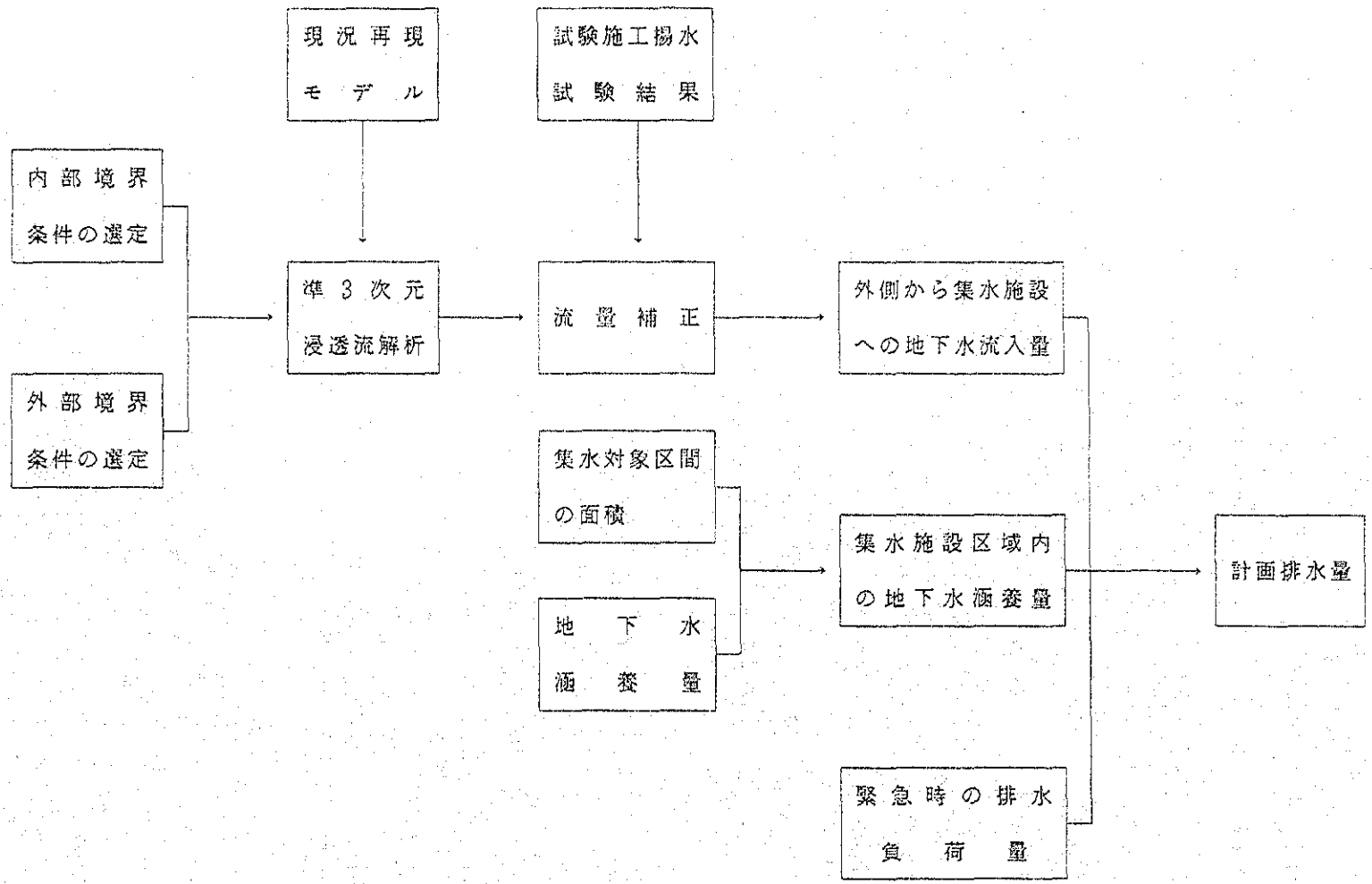
地下水低下の計画水位は，被害対象地域における停滞水の出現を防止し，更に毛管上昇による塩類集積を発生させる毛管湿潤域を解消させるに望ましい地下水位，即ち地表面下 1.0～ 1.5mの深さに設定する。

(2) 計画排水量

計画排水量は，水収支計算や地下水位等高線から求める方法もあるが，本計画では図－6.2.1に示すような解析フローにしたがって，試験施工での実測データと現地調査結果から求めた数学モデルによるシミュレーション解析に基づいて計画排水量を設定する。

シミュレーション解析の基本方針は次のとおりである。

- ○ 集水溝による地下水位低下効果は試験施工の測定結果に基づいて評価する。
- ○ 1983－1986年までの地下水位上昇の過程モデルでの水理常数は，試験施工の調査結果を加味して同定する。



図－6.2.2　計画排水量設定のための解析フロー

6.3 ワジ ムシリブ地区排水計画基本方針

6.3.1 排水施設計画の基本フレーム

(1) ワジ型の排水施設

ワジ ムシリブは石灰岩の溶脱により陥没できた西から東に向ってゆるやかな傾斜のワジ構造を有している。

この自然の地形勾配を利用して，集水施設は送水施設の機能を同時に兼ねることができることが，ワジ型の排水計画の特徴である。

終末先は現在，公共事業省により建設が進められている雨水幹線水路とする。

排水施設の基本型は次のとおりである。

① 集水施設 ： 暗渠方式

② 送水施設 ： 自然流下方式

③ 終末先 ： 雨水幹線水路

なお，試験施工地の用水試験中の水質分析結果から排水される地下水はかんがい水として再利用できるので，再利用施設の併設を考慮するものとする。

(2) 計画地下水位

この地区の地表面からの地下水位までの深さの分布は，表6.3.1に示すようになる。Cリング道路より下流側のワジ ムシリブ地区はほとんど市街地であり，Cリング道路より上流側のワジ ムシリブ地区では，部分的に耕作地が存在しているが，将来は市街地化の方向に進むであろう。

この地区は1983年のASCO調査でも緊急排水事業の対象地区として取上げられた地区であり，望ましい地下水位としては1983年当時の地下水位に維持することを提案している。

この地区での被害形態は単に地表面近くで起る地下水の蒸発現象による塩水化，塩類集積の他に，地下埋設物，構造物基礎への影響が大きいので，地下施設への被害をできるだけ軽減できるように配慮することとする。

水を嫌い，また，比較的浅い所に設置されている電力および電話ケーブルのような地下埋設施設への被害は，地下水位を地表面から 1.5m下げることにより，大幅に減少する。このことより，計画地下水位は地表面下 1.5mとする。

表－6.3.1　地表面からの地下水位の深度分布

	LOWER WADI MUSHERIB			UPPER WADI MUSHERIB		
Ground Water Depth From Ground Surface (m)	0～1	1～2	2～3	0～1	1～2	2～3
Area (ha)	45.0	92.0	48.0	30.0	46.0	110.0
Built up Area (ha)	41.0	77.0	38.0	10.0	22.7	34.7
Cultivated Area (ha)			〃	5.0	1.9	0.3
Standing Water Area (ha)	0			0.2		

Note：表中の面積は1986年測定水位による。
UPPER WADI MUSHERIB はＣリング道路より上流
LOWER WADI MUSHERIB はＣリング道路より下流

6.3.2　集水溝の検討

(1)　集水溝の設置深さ

集水溝の設置深さは次の事項を配慮して試験施工の掘削深度５ｍを標準とする。

①　下流端の集水溝の設置深さは海水の侵入を防止するため，海水面以上とする。

②　下流端の設置標高から自然流下のために必要な動水勾配を取り，順次上流側の設置深度を定める。

(2)　集水溝の配置間隔

集水溝の配置間隔は図－6.3.1に示す２つの平行な集水溝が配置された場合にその中間点での地下水位低下量が地表面下 1.5m以深になる集水溝の配置間隔を採用する。

地下水位低下量は次のような仮定に基づき，図－6.3.2に示す解析領域での，断面２次元浸透流解析の定常解で評価する。

①　２つの集水溝の中心線上で，地下水面の形状は左右対象となる。解析は右半分または左半分の地下水面形状を対象とする。

②　中心線上では地下水面の勾配は水平となる。

③　集水溝から中心線までの地下水面形状は，地下水涵養量により定まる。

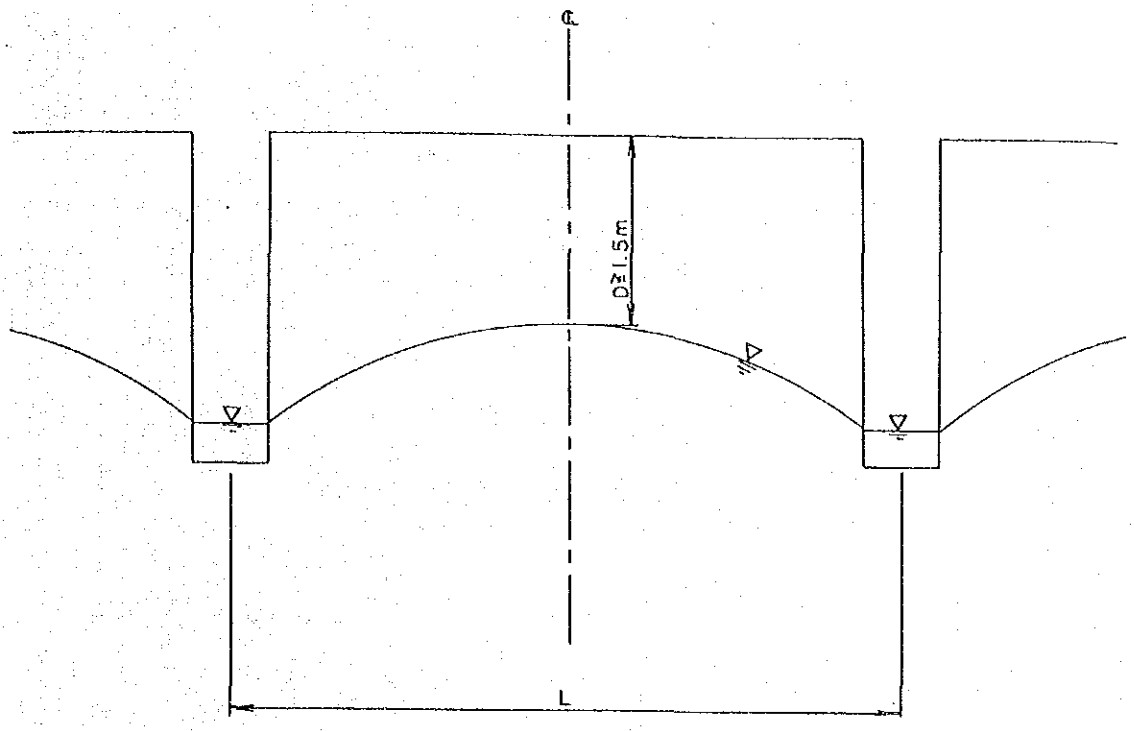


Fig. 6.3.1 Pitch of Collection Trench

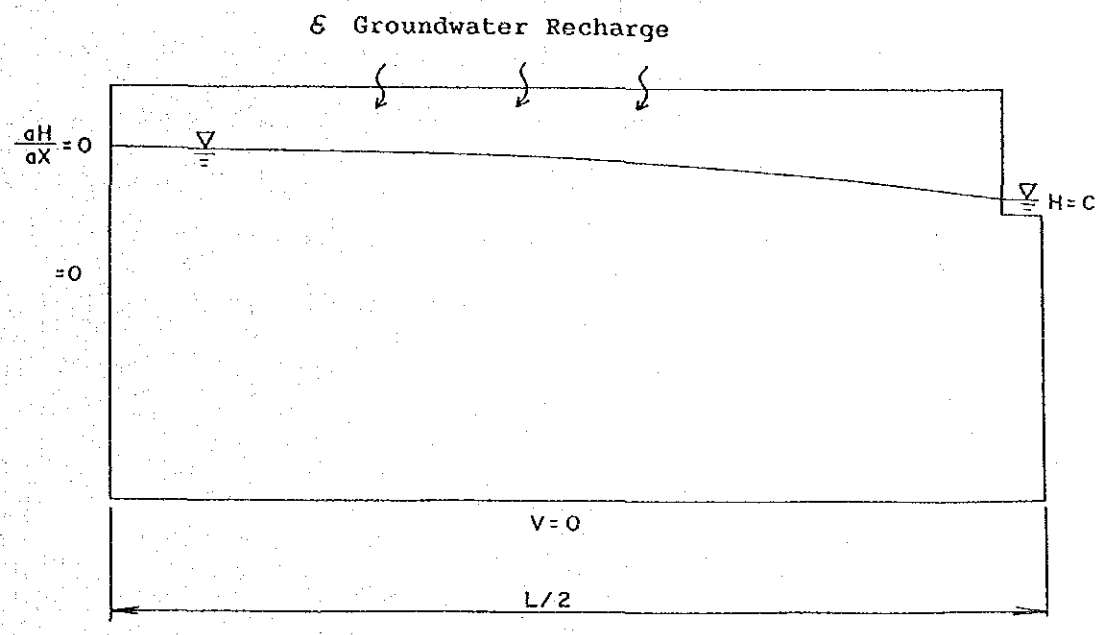


Fig. 6.3.2 Analytical Domain for Drowdown Effect Evaluation around the Collection Trench

④　底面部からの上向き方向の漏水量は地下水涵養量に含まれるものとし，底面は不透水層として取扱う。

⑤　透水係数は試験施工の揚水試験の数値解析結果を用いる。

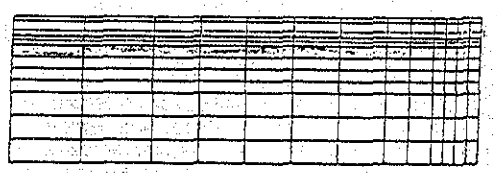
計算条件は，集水溝から中心線までの距離（L／2）および地下水涵養量の組み合わせにより表－6.3.2に示す9ケースである。

表－6.3.2　計算条件

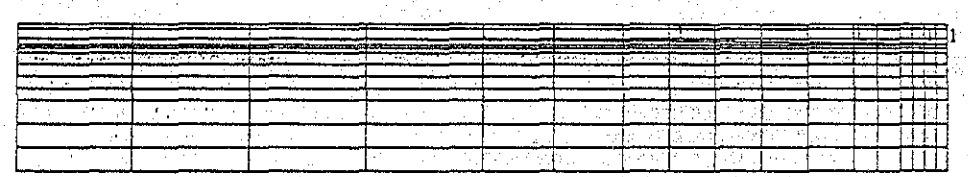
地下水涵養量	集水溝から中心線までの距離（1／2）		
	100m	200m	300m
1,000mm／年	Case 1	Case 2	Case 3
700mm／年	Case 4	Case 5	Case 6
400mm／年	Case 7	Case 8	Case 9

計算結果は図－6.3.3に示すとおりである。また，トレンチからの距離と地下水位低下量との関係は表－6.3.3に示すとおりである。

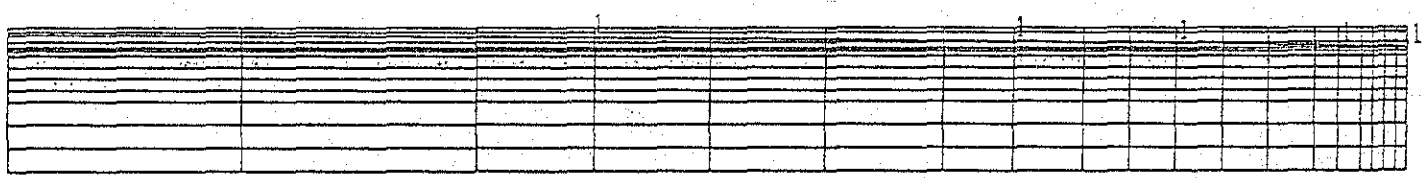
2つの集水溝の中心線上での地下水位低下量と集水溝間隔との関係は図－6.3.4に示すとおりである。初期の地下水面が深い場合には集水溝間隔は広くなるが，反対に浅い場合は間隔が狭くなる。計画上，地下水位が地表面より0～1mの分布域で集水による地下水位低下量が効果的に働くことを考慮に入れて，想定地表面は地下水位より 0.5m上と仮定する。この場合の集水溝の間隔は，地下水涵養量 1,000mm／年に対して 460m，また 700mm／年に対しては 560mに取ることができる。以上の計算結果より，集水溝の間隔は 500m程度でよい。



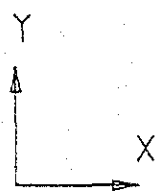
(1) 100m Model



(2) 200m Model



(3) 300m Model



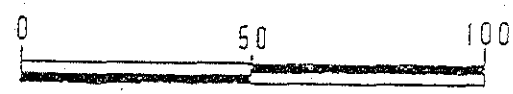
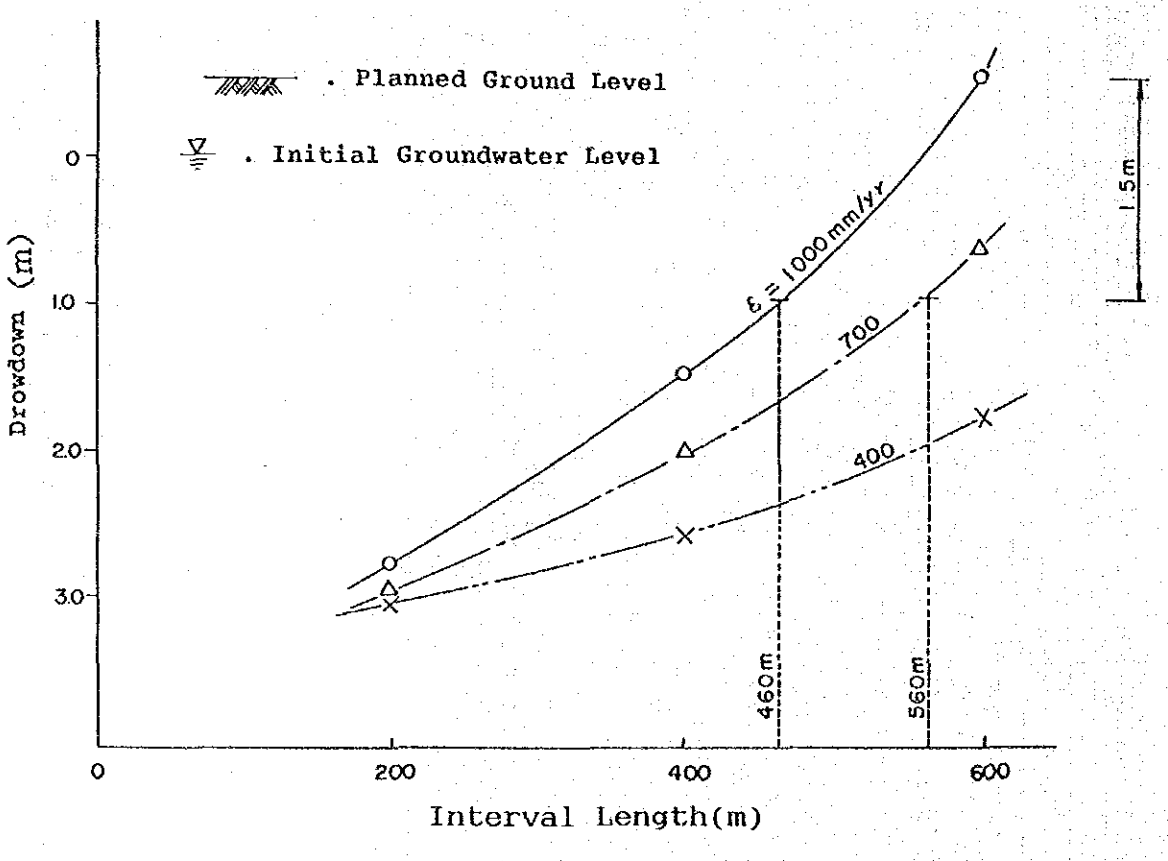


Fig. 6.3.3 Calculation Results on the Drawdown Effect around the Collection Trench using Two Dimension Profile Model: Wadi Musherib

表－6.3.3　地下水涵養量一定の場合の地下水位低下量トレンチからの距離

ケース	涵養量 mm／年	5 m	10m	30m	100m	200m	300m
1	1,000	3,168	3,113	2,969	2,781	—	—
2	〃	3,034	2,922	2,603	1,885	1,510	—
3	〃	2,900	2,731	2,236	0,987	-0,141	-0,518
4	700	3,208	3,170	3,069	2,938	—	—
5	〃	3,114	3,036	2,813	2,311	2,049	—
6	〃	3,020	2,902	2,556	1,682	0,894	0,691
7	400	3,248	3,226	3,169	3,094	—	—
8	〃	3,194	3,150	3,023	2,737	2,587	—
9	〃	3,141	3,073	2,876	2,377	1,927	1,775



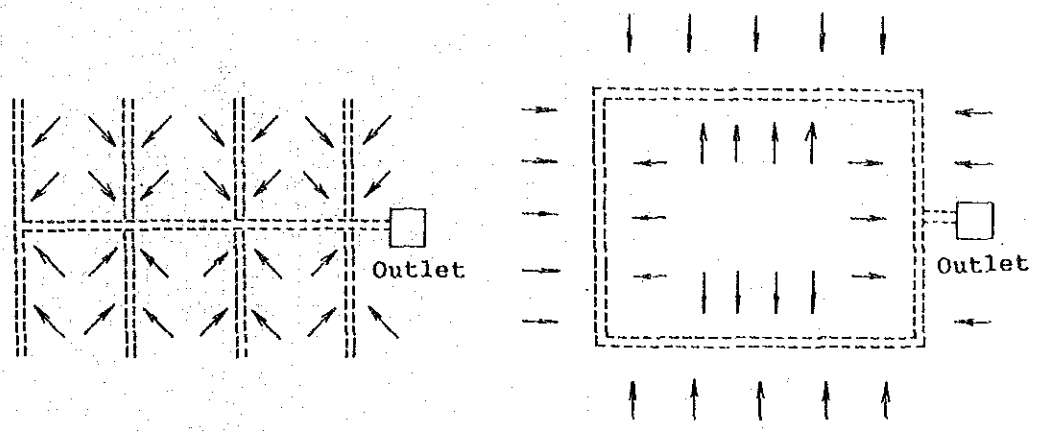
図－6.3.4　集水溝配置間隔と計画地下水面との関係

(3)　集水溝の配置システム

集水溝の配置システムは次の2つであり，模式図を図－6.3.5に示す。

①　開システム　：　櫛型配置

②　閉システム　：　対象地区を囲む配置



① 開システム　　② 閉システム

図－6.3.5　集水溝配置システム

6.3.3　排水量の検討

(1)　地下水流入量

集水施設の外側からの地下水流入量は次の計算条件の下に準3次元浸透流解析を用いて感度分析を行なった。

① 内部境界条件（集水溝による見かけの地下水位低下量）

：0.5m，1.0m，2.0mの3ケース

② 計算領域外周の地下水位　：　1986年2月の水位

③ 試験施工地での流量で水理常数を同定する。

計算結果は表－6.3.4に示す。

表－6.3.4　ワジ　ムシリブ集水施設への地下水流入量

Case	内部境界条件	推定地下水流入量
1	0.25m	1.05百万m³／年
2	0.5	1.17
3	1.0	1.45

3ケースのシミュレーション計算結果から，強い感度を示す区域は図－6.3.6に示すA－A′断面とB－B′断面に挟まれた区域で，カィール地下水マウンドからワジ　ムシリブへの地下水流速が速くなっている。集水施設の南側では流速は小さい。

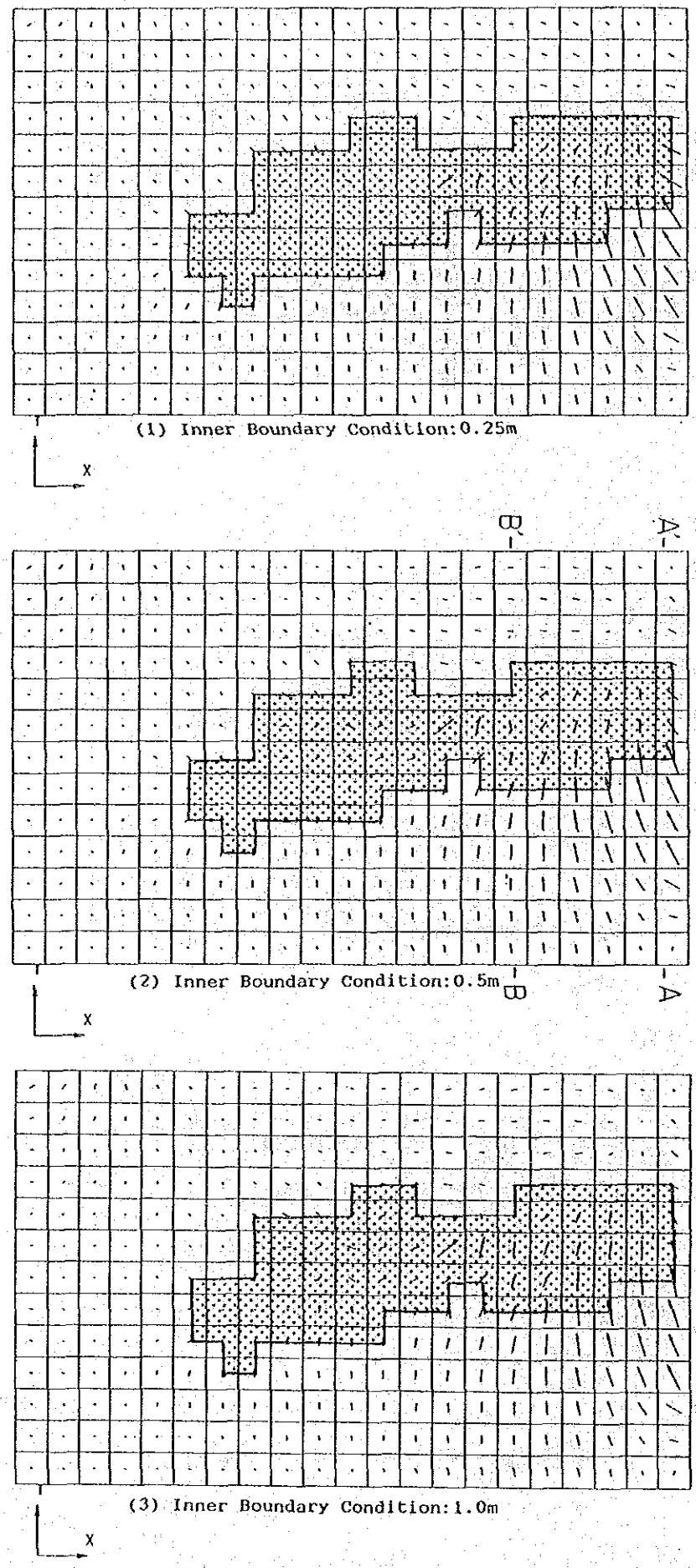


Fig. 6.3.6 Groundwater Flow Vector Map of Sensibility Analysis for Wadi Musherib

ケース1およびケース2での推定流入量はそれぞれ1.05×10^6 m³／年と1.17×10^6 m³／年である。ケース3は上述の高感度の区域で大きな流入量が発生し，外部境界条件への影響が強く出る。このため，ケース3の解は不適当と判断される。本計画では，計画排水量での流入量（Q1）は1.17×10^6 m³／年を採用する。

(2) 集水施設設置区域内の流量

集水施設設置区域内の流量は次式で算出する。

$$Q2 = A \cdot \varepsilon$$

$$= 130\,(\mathrm{ha}) \times 100\,(\mathrm{mm}/年)$$

$$= 1.3\times10^5\ \mathrm{m}^3/年$$

ここで，Q2　：　集水施設設置区域内の流量

A　：　排水施設設置区域の面積

ε　：　地下水涵養量

(3) 計画排水量

上述の地下水流入量1.17×10^6 m³／年と区域内の流量 1.3×10^5 m³／年との和1.3×10^6 m³／年が通常時の排水量である。これに余裕を見込んだ 1.5×10^6 m³／年を計画排水量とする。

現段階で，がま，裂れ目，カルスト水脈等により形成される水脈流の流量を性格に把握することは難しい。もし，集水溝が予想もしない水脈流による多量の湧水に出会った場合には，集水システムの雨水幹線水路へのバイパス水路を設けることによって補強できる。

6.4　ラヤン地区排水計画基本方針

6.4.1　排水施設計画の基本フレーム

(1)　内陸低地型の排水施設

ラヤン地区は石灰岩の溶脱でできた緩やかな盆状地形である。このような内陸低地の場合は，集水施設で集められた地下水は送水施設によって終末先まで送水する手段が必要となる。排水施設の基本型は次のとおりである。

① 集水施設　：　暗渠方式

② 送水施設　：　ポンプ圧送方式

③ 終末先　　：　－マングローブ親水公園

－雨水幹線水路

地下水再利用先としては，マングローブ親水公園また，投棄先として，雨水幹線水路が有力な代替案である。

ラヤンの地下水は塩分濃度が高いので，かんがい用水として再利用する場合，耐塩性の高い植物がよく，特に，マングローブの場合は，水生植物であるので，塩類集積の問題がない。一方，公共事業省が実施している雨水幹線水路はワジ　ムシリブ　ダム直下流地点まで延長されることになっていて，投棄先としては最も距離的に有利である。

(2)　計画地下水位

現況の地下水位および土地利用の状況は表－6.4.1に示すように，ほとんどが農地であった。現在，その多くは廃農地であるが，オールド　ラヤンの住宅地が隣接しており，今後，住宅地，農園，競争馬飼育地等への用途が見込まれる。11.2haの停滞水域が出現して，地下水の塩水化が促進され，停滞水域の囲りの土壌に塩類が集積することは誠に好ましいことではなく，地下水位低下対策が強く望まれる。

表－6.4.1　地下水位と土地利用との関係

		RAYYAN		
Ground Water Depth from Ground Surface (m)		0～1	1～2	2～3
Area (ha)	83		48.0	110.0
	86	43.0	86.0	95.0
Built up Area (ha)	83			
	86	0	2.0	13.0
Cultivated Area (ha)	83			
	86	3.9	10.5	3.2
Standing Water Area (ha)	83	0		
	86	11.2		

この地区はASCOの緊急対策候補地としては取上げられていないが，1983年から1986年までの地下水位の上昇が大きく，ドーハ市の中で最も被害の進行している地区である。

計画地下水位は次の理由により地表面下 1.3mとする。

① 太陽熱による土壌中の土壌水分移動は，地下水位を 1.0m下げれば，その影響はほとんどない。計画値は余裕を見込んで， 1.3mとした。

② 植物への養分を供給する土壌微生物の活動の場である土壌中の不飽和帯が重要である。

6.4.2　集水溝の検討

(1) 集水溝の設置深さ

集水溝の設置深さは試験施工の揚水試験の結果から透水性のよいことが確められているので試験施工と同じ掘削深度 4 mを標準とする。

(2) 集水溝の配置間隔

集水溝の配置間隔は表－6.4.2に示す12ケースの断面2次元浸透流解析の結果に基づき算定した。

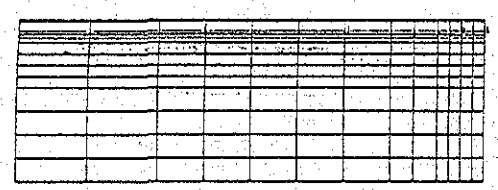
表－6.4.2　計算条件

地下水涵養量	集水溝から中心線までの距離（L／2）		
	100m	200m	300m
2,000mm／年	Case 1	Case 2	Case 3
1,500mm／年	Case 4	Case 5	Case 6
1,000mm／年	Case 7	Case 8	Case 9
700mm／年	Case10	Case11	Case12

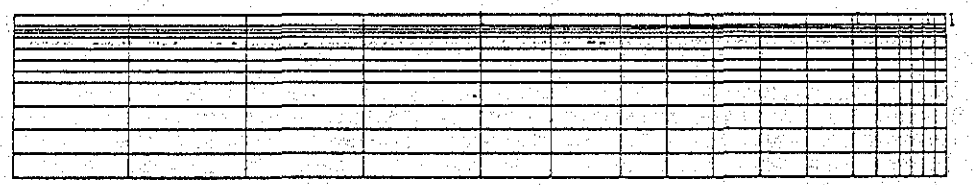
計算結果は図－6.4.1に示すとおりである。また，トレンチからの距離と地下水位低下量との関係は表－6.4.3に示すとおりである。

2つの集水溝の中心線上での地下水位低下量と集水溝間隔との関係は図－6.3.2に示すとおりである。

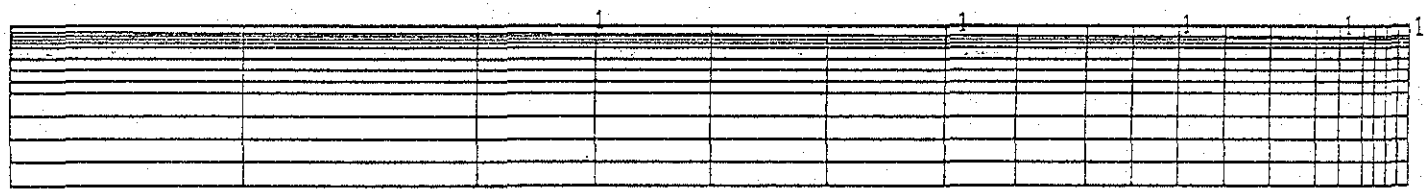
現在，停滞水が存在していることから，想定地表面は地下水面と同じとする。停滞水面からの蒸発量にほぼ匹敵する量 1,500m～ 2,000mm／年が地下水涵養量である。図－6.4.2に示すように，排水溝の間隔は 520mから 615mである。



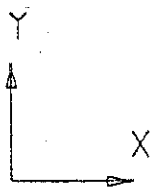
(1) 100m Model



(2) 200m Model



(3) 300m Model



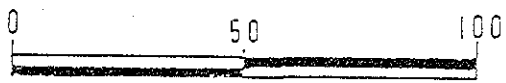


Fig. 6.4.1 Calculation Results on the Drawdown Effect around the Collection Trench using Two Dimension Profile Model: Rayyan

Table 6.4.3 Degree of Groundwater Level Lowering given Constant Groundwater Recharge Volume

Case	Recharge Volume (mm/year)	Distance from Trench 20	100	200	300(m)
1	2,000	2,707	2,609	-	-
2	"	2,496	2,222	1,926	-
3	"	2,286	1,635	1,054	0,859
4	1,500	2,756	2,682	-	-
5	"	2,597	2,317	2,271	-
6	"	2,440	1,954	1,518	1,374
7	1,000	2,804	2,755	-	-
8	"	2,699	2,512	2,415	-
9	"	2,595	2,272	1,983	1,887
10	700	2,833	2,799	-	-
11	"	2,759	2,629	2,561	-
12	"	2,687	2,463	2,262	2,196

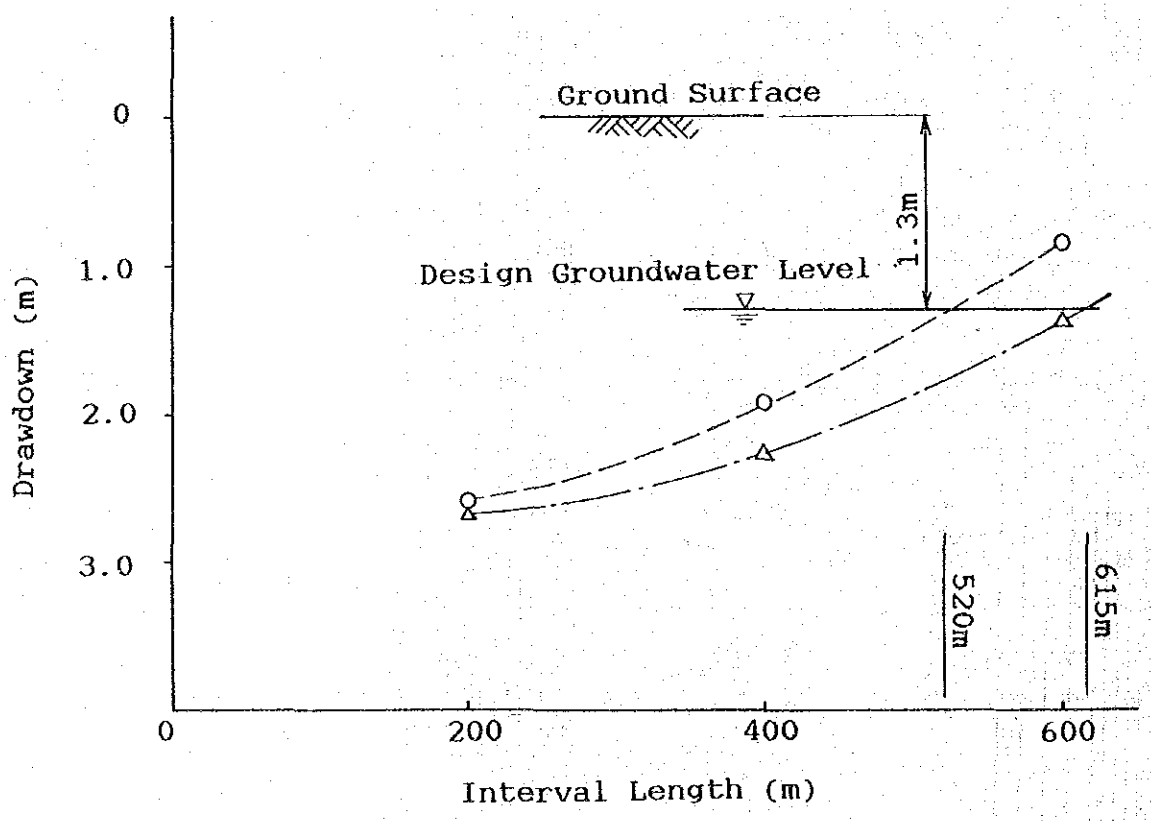


Fig. 6.4.2 Relationship between Trench Installation Pitch and Drawdown: Rayyan

6.4.3 排水量の検討

(1) 地下水流入量

集水施設の外側からの地下水流入量はワジ　ムシリブと同様の計算手法を適用した。内部境界条件の影響度を評価するために，見かけの地下水位低下量を 0.5m，1.0mおよび 2.0mの3ケースの感度分析を行なった。

表－6.4.4　ラヤンでの排水施設への地下水流入量

Case	内部境界条件	推定地下水流入量
1	0.5m	0.87百万m³／年
2	1.0	1.26
3	2.0	1.99

1983年から1986年までの地下水位の現況再現のシミュレーション結果から，計算領域の外側からの地下水流入量は 4.0×10^5 m³／年から 5.0×10^5 m³／年の範囲であり，集水施設予定地区内への流入量は 7.6×10^5 m³／年であった。

ケース1での流入量は現況の流入量の1.14倍であるので不十分である。それに反して，ケース3では，外部境界条件への影響が強く出過ぎる。したがって，均一等質の仮想多孔質体の観点から観て，ケース2での流入量を採用するのが適切と判断される。

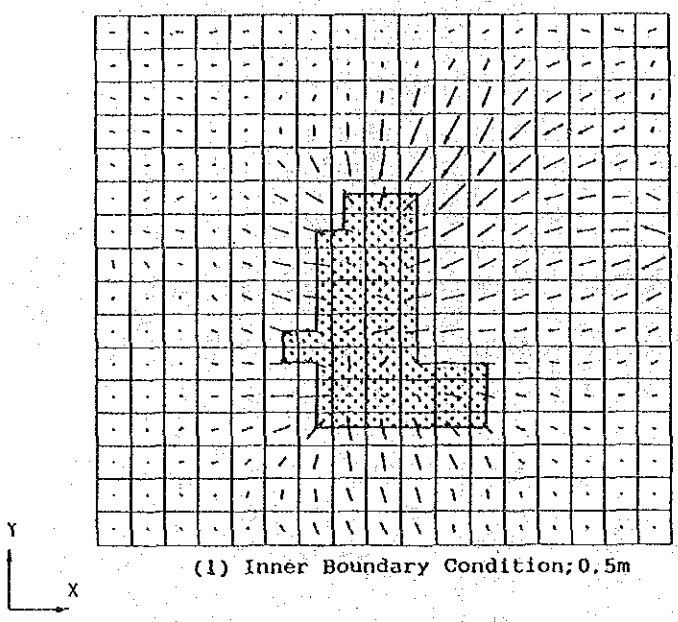
(2) 集水施設設置区域

地下水位の現況再現のシミュレーション結果から，集水施設設置区域内では，湧出し項の中の蒸発量が非常に大きなウェイトを占めることがわかった。この大きな蒸発量に相当する水量は，均一等質の多孔質体では求めにくい下層からの漏水ないしは水脈流によって供給されていると考えられる。このようなことを考慮して，集水施設設置区域内の流量を次式で算出した。

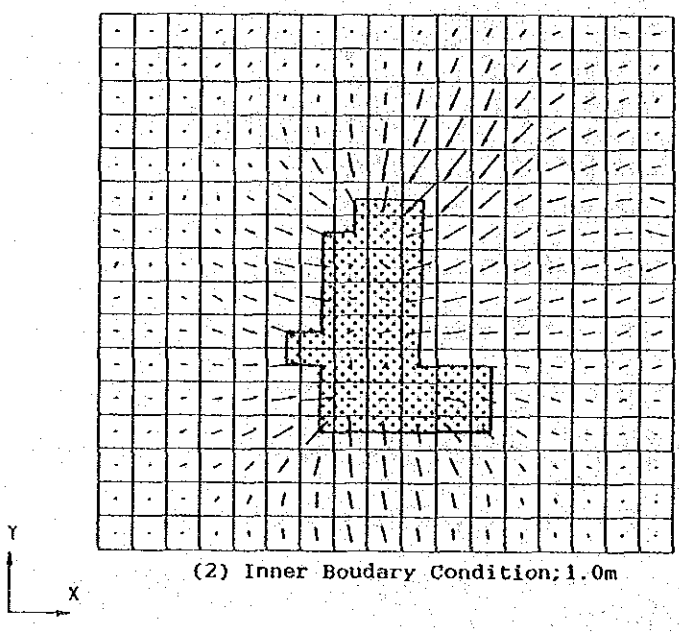
$$Q = A \cdot \varepsilon$$

$$= 65\ (\mathrm{ha}) \times 1.850\ (\mathrm{mm}/年)$$

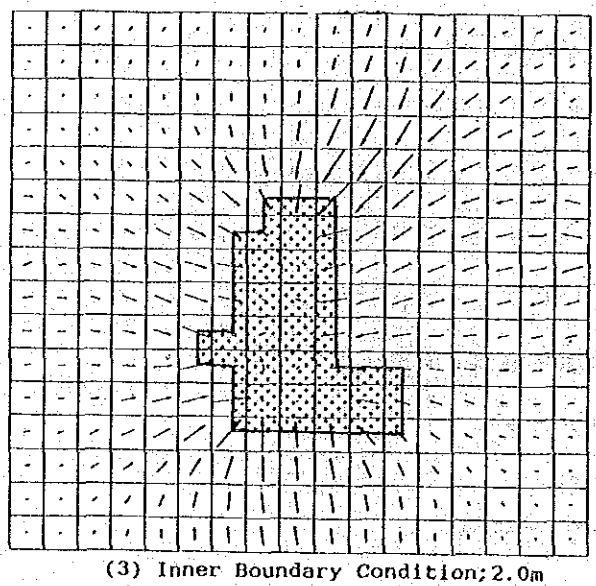
$$= 1.20\times10^6\ \mathrm{m}^3/年$$



(1) Inner Boundary Condition; 0.5m



(2) Inner Boudary Condition; 1.0m



(3) Inner Boundary Condition; 2.0m

Fig. 6.4.3 Groundwater Flow Vector Map of Sensibility Analysis for Rayyan

ここで，Q2　：　集水施設設置区域内の流量

A　：　排水施設設置区域の面積

ε　：　上方への想定漏水量

(3)　計画排水量

上述の地下水流入量1.26×10⁶ m³／年と区域内の流量1.20×10⁶ m³／年との和が通常時の排水量である。これに緊急排水時の余裕を見込んで 3.0×10⁶ m³／年を計画排水量とする。

6.5　ニュー　ディストリクト地区排水計画基本方針

6.5.1　地域特性

ニュー　ディストリクト地区は海岸部に造成された平坦地であり，旧海岸線の両側には比高差10m程度の急崖がある。

この地区は新しい都市計画に基づいて，ブロック毎に大使館街，低密度住居地区，高密度住居地区，公共用地等の区分けがなされていて，現在，建設中である。

ここでの地下水位は浅く，海水準と同じであり，潮位変化の影響を受けると考えられる。既設の地下水位観測井がないため，今回の調査で図－6.5.1に示す3本のボーリング孔が地質調査を兼ねて新設された。

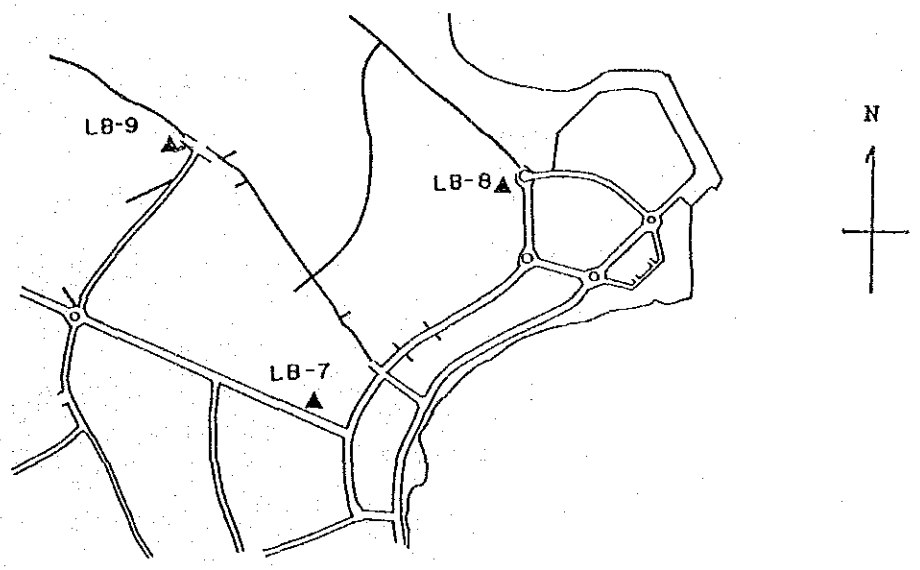


Fig. 6.5.1　Monitoring Well Arrangement at New District

今までの所，被害としては基礎工事のための排水・防水工の必要性から建設費が高くなること，また，地下水位が浅いことによる植生への影響が心配される程度であり，地下水位上昇によると判断できる被害事例は発生していない。

6.5.2 海岸型の排水計画立案の方向

ニュー ディストリクト地区では地下水上昇問題として緊急に地下水排水対策を立案する状況にはない。ここでは、今後，地下水位が上昇してきた場合の海岸型の排水計画について検討する。

(1) 海岸型の地下水上昇対策は次の3つに区分けされる。

① 被害未然防止対策

地表面からの地下水深度が元々浅く，潮位の影響を受ける場合には，地下水の水質も悪い。このような条件の下でも適合する構造物，植生を選び，被害を未然に防止することが重要であり，次のような対策がある。

－耐塩性，防水性に関する技術の普及

－植生の栽培方法の指導

② 地下水涵養量低減対策

基本的には4.3節で述べた対策である。特に，地下水の塩分濃度が高くなることが予想されるので，耐塩性の配管材料を用いるべきである。

③ 地下水位低下対策

停滞水が発生したり，地表面に塩類が集積する場合には，地下水位低下のための対策工が必要となる。

(2) 原因の究明

被害の原因が明確に把握できないと適切な対策が立案できない。原因としては，次のような事象が考えられる。

① 地区外からの地下水流入量が増え地下水位が上昇した場合

② 地区内の水需要が大幅に延びて地下水涵養量が増大した場合

例えば，内陸からの地下水の流入が多くなっている場合には，内陸側に排水路を設ける必要があり，地区内の場合は，その原因に応じて対策を立案する必要がある。

(3) 地下水位低下対策工法の紹介

地下水位の上昇の原因が広範囲で地区内全体として対策を立案する必要が生じた

場合の対策を紹介する。

A案　：　各戸で発生する余剰かんがい水，除塩水を排水する地下水投棄の専用水路網を設ける。

B案　：　地区の周辺に開水路を設けて，開水路内の水位を海水面より下げて地区内の地下水位を制御する。地区内の地下水への海水の侵入を防ぐためには，水路外周の海側に堤防をつくり，地下水を浸透させることにより，海水が侵入しないように水理的な平衡を保つ方法もある。

C案　：　被害の発生した場所に排水工（暗渠または明渠）を設け，地下水位を低下させる。

6.6　水処理および再利用

6.6.1　地下水の再利用

地下水の再利用については，6.2節で述べたように，家畜飼育水，かんがい用水，レクリエーション用水，その他消火用水，緊急時の飲料水等の用途が考えられる。再利用の目的別の水質基準は表－6.6.1のように示すことができる。

1）家畜飼育水

家畜は地下水を用いて飼養できる。しかし，地下水は家畜の正常な成育と人の健康を守るために，危険な病源菌，毒物を含んでいてはならない。塩分を多少含んだ水の家畜に与える影響は少ないと思われるが，その含有量の制御について注意を払わなければならない。

2）かんがい用水

一般的に言って，植物は正常な成長のために淡水を必要としている。塩分を含んだ水の植物や農作物等に与える影響については表－6.6.2を参照されたい。

なお，マングローブは，海水の塩分に対しても顕著な耐塩性を持っているが，その生長率は海水より淡水の方がより大きい。

3）レクリエーション用水

地下水の最も簡易な利用法の一つは，船遊びや魚釣りの池または公園のようなレクリエーション施設用水としての利用である。これらの水は見た目が清潔であり，かつ，衛生的に安全でなければならない。

4）魚介類養殖用水

環境変化に対し高い順応性を持つある種の淡水魚や海水魚類は，地下水を用いて養殖できる。しかし，地下水の溶存酸素量を高めるため接触酸化法等を用いて処理することが好ましい。さらに，有機窒素や硫化物等の含有量の制御についても注意を払わなければならない。

また，養殖の実現可能性の確認と，また，地下水汚染物質の含有度を把握する目的で，魚類を地下水で飼育してみることを推薦する。

Table 6.6.1 Water Quality Assessment for Reuse

Purpose of Water Reuse (Example)	Possibility for Reuse	Water Quality Requirement			Necessary Treatment
		EC	COD	Major ion Composition	
1) Recreational Uses	High	No	(a)	No	Filtration and/or chlorination
2) Irrigation	Moderate	Depends on crops	(a)	(b)	Partial demineralization and desulphation
3) Fish Culture	Moderate	Accilimatization	(a)	(b)	Partial desulphation and aeration
4) Water Uses for Emergency					
o Fire hydrant	High	No	(c)	No	
o City water for drinking	Low	Must satisfy drinking water standard			Complete treatment

Note: (a): The water is to be aesthetically clean and safe, free from harmful bacteria and also free from toxic materials.

(b): Prior to the direct use, major ions have to be reduced with the consideration of the permissible limit of each special use, and partial demineralization or desulphation should be done if necessary.

(c): The water can be reused without any problem.

Table 6.6.2 Salt Tolerance of Plants (after FAO)

Crop	ECe X 10^3 (mmho/cm)				
	0%	10%	25%	50%	100%
Field Crops					
Barley (Hordeum vulgare)	8.0	10.0	13.0	18.0	28.0
Cotton (Gossypium hirsutum)	7.7	9.6	13.0	17.0	27.0
Sugarbeet (Beta vulgaris)	7.0	8.7	11.0	15.0	24.0
Wheat (Triticum aestivum)	6.0	7.4	9.5	13.0	20.0
Safflower (Carthamnus tinctorius)	5.3	6.2	7.6	9.9	14.5
Soybean (Glycine max)	5.0	5.5	6.2	7.5	10.0
Sorghum (Sorghum bicolor)	4.0	5.1	7.2	11.0	18.0
Groundnut (Arachis hypogaea)	3.2	3.5	4.1	4.9	6.5
Rice (paddy) (Ozyza sativa)	3.0	3.8	5.1	7.2	11.5
Sesbania (Sesbania macrocarpa)	2.3	3.7	5.9	9.4	16.5
Corn (Zea mays)	1.7	2.5	3.8	5.9	10.0
Flax (Linum usitatissimum)	1.7	2.5	3.8	5.9	10.0
Broad bean (Vicia faba)	1.6	2.6	4.2	6.8	12.0
Cow pea (Vigna sinensis)	1.3	2.0	3.1	4.9	8.5
Beans (Phaseolus vulgaris)	1.0	1.5	2.3	3.6	6.5
Fruit Crops					
Date palm (Phoenix dactylifera)	4.0	6.8	10.9	17.9	32.0
Fig (Ficus carica)					
Olive (Olea europaea)	2.7	3.8	5.5	8.4	14.0
Pomegranate (Puncia granatum)					
Grapefruit (Citrus pardisi)	1.8	2.4	3.4	4.9	8.0
Orange (Citrus sinensis)	1.7	2.3	3.2	4.8	8.0
Lemon (Citrus limonea)	1.7	2.3	3.3	4.8	8.0
Apple (Pyrus malus)	1.7	2.3	3.3	4.8	8.0
Pear (Pyrus communis)					
Walnut (Juglans regia)	1.7	2.3	3.3	4.8	8.0
Peach (Prunus persica)	1.7	2.2	2.9	4.1	6.5
Apricot (Pyrus armeniaca)	1.6	2.0	2.6	3.7	6.0
Grape (Vitis ssp.)	1.5	2.5	4.1	6.7	12.0
Almond (Prunus amygdalus)	1.5	2.0	2.8	4.1	7.0
Plum (Prunus domestica)	1.5	2.1	2.9	4.3	7.0
Blackberry (Rubus spp.)	1.5	2.0	2.6	3.8	6.0
Boysenberry (Rubus spp.)	1.5	2.0	2.6	3.8	6.0
Avocado (Persea americana)	1.3	1.8	2.5	3.7	6.0
Raspberry (Rubus idaeus)	1.0	1.4	2.1	3.2	5.5
Strawberry (Fraggaria spp.)	1.0	1.3	1.8	2.5	4.0
Vegetable Crops					
Beets (Beta vulgaris)	4.0	5.1	6.8	9.6	15.0
Broccoli (Brassica italica)	2.8	3.9	5.5	8.2	13.5
Tomato (Lycopersicon esculentum)	2.5	3.5	5.0	7.6	12.5
Cucumber (Cucumis sativus)	2.5	3.3	4.4	6.3	10.0
Cantaloupe (Cucumis melo)	2.2	3.6	5.7	9.1	16.0
Spinach (Spinacia oleracea)	2.0	3.3	5.3	8.6	15.0
Cabbage (Brassica oleracea)	1.8	2.8	4.4	7.0	12.0
Potato (Solanum tuberosum)	1.7	2.5	3.8	5.9	10.0
Sweet corn (Zea mays)	1.7	2.5	3.8	5.9	10.0
Sweet potato (Ipomoea batatas)	1.5	2.4	3.8	6.0	10.5
Papper (Capsicum frutescens)	1.0	2.2	3.3	5.1	8.5
Lettuce (Lactuca sativa)	1.3	2.1	3.2	5.2	9.0
Radish (Raphanus sativas)	1.2	2.0	3.1	5.0	9.0
Onion (Allium cepa)	1.2	1.8	2.8	4.3	7.5
Carrot (Daucus carota)	1.0	1.7	2.8	4.6	8.0
Beans (Phaseolus vulgaris)	1.0	1.5	2.3	3.6	6.5
Forage Crops					
Tall wheat grass (Agropyron elongatum)	7.5	9.9	13.3	19.4	31.5
Wheat grass (fairway) (Agropyron elongatum)	7.5	9.0	11.0	15.0	22.0
Bermuda grass (Cynodon dactylon)	6.9	8.5	10.8	14.7	22.5
Barley (hay) (Hordeum vulgare)	6.0	7.4	9.5	13.0	20.0
Perennial rye grass (Lolium perenne)	5.6	6.9	8.9	12.2	19.0
Trefoil, birdsfoot narrow leaf (L. corniculatus tenuifolius)	5.0	6.0	7.5	10.0	15.0
Harding grass (Phalaris tuberosa)	4.6	5.9	7.9	11.1	18.0
Tall fescue (Festuca elatior)	3.9	5.8	8.6	13.3	23.0
Crested wheat grass (Agropyron desertorum)	3.5	6.0	9.8	16.0	28.5
Vetch (Vicia sativa)	3.0	3.9	5.3	7.6	12.0
Sudan grass (Sorghum sudanense)	2.8	5.1	8.6	14.4	26.0
Wildrye, beardless (Elymus triticoides)	2.7	4.4	6.9	11.0	19.5
Trefoil, big (Lotus uliginosis)	2.3	2.8	3.6	4.9	7.5
Alfalfa (Medicago sative)	2.0	3.4	5.4	8.8	15.5
Lovegrass (Eragrostis spp.)	2.0	3.2	5.0	8.0	14.0
Corn (forage) (Zea mays)	1.8	3.2	5.2	8.6	15.5
Clover, berseem (Tritolium alexandrinum)	1.5	3.2	5.9	10.3	19.0
Orchard grass (Dactylis glomerata)	1.5	3.1	5.5	9.6	17.5
Meadow foxtail (Alpecurus pratensis)	1.5	2.5	4.1	6.7	12.0
Clover, alsike, ladino, red, strawberry (Trifolium spp.)	1.5	2.3	3.6	5.7	10.0

5）その他緊急用水

i）消火用水

地下水は消火用水として使用できる。浮遊物（SS）が多い場合には，簡易な砂ろ過設備を設ける必要がある。

ii）飲料水

ドーハ市近くのRas Abu Aboud およびRas Fontasに2つ海水淡水化施設があって，所要給水量の約90％以上の飲料水がこの2つの施設で生産されている。この既設海水淡水化設備が何等かの不可抗力によって供給が中断するような緊急時の飲料水として，地下水の利用が考えられる。しかしながら，小規模で，かつ，予備施設のため運転効率が悪く，造水コストが割高になる。

6.6.2 水処理

水処理のプロセスは一般に簡易処理と完全処理に大別することができる。簡易処理は単独の簡易処理工程かまたは簡易処理工程を組合せたものから構成される。一方，良質な水を得るためには完全処理が必要であり，この処理には，複雑で高度な技術を必要とする。

1）簡易処理

簡易処理には，ろ過処理，脱塩処理あるいは微生物や植物を利用した生物処理などがある。これらの処理工程は，処理水に高い水質が求められていない場合に採用され，若干汚染された水（通常BOD が20ppm 以下またはCOD が30ppm 以下）から少量の浮遊物を除去するのによく用いられる。

6.6.1項で述べたように，地下水をレクリエーション施設に使用しようとする場合，処理水は透明，無色，無臭でかつ危険な病菌と毒物がほとんどいないように除去することが望まれる。また，農業用水に利用するためには，作物または植物の品種によって地下水に含まれている塩分を減らさなければならない。もし，再利用に使われる地下水の塩分が高く，硫酸基を多く含む場合（たとえば，EC値が 5,000以上，SO_4 値が 1,000以上），少なくても部分的な脱塩処理によって処理することが望ましい。

このような脱塩処理には，状況に応じて接触酸化，重力式砂ろ過，逆浸透膜法等

の簡単な処理法の1つまたはいくつかの組合せが考えられる。

2）完全処理

完全処理は通常飲料水の生産や特殊な用途（例えば電子工業の洗浄水など）のために採用されている。地下水から飲料水を生産するために必要なプロセスの組合せは次のとおりである。

i）砂の分離

地下水に砂分が含まれる場合に適用される。

ii）接触酸化

通常，地下水には，十分な溶存酸素が含まれておらず，しばしば臭気と少量の富栄養性有機物質（窒素化合物，リン化合物）が含まれている場合に適用される。

iii）重量式砂ろ過

水が浮遊物質，細菌類，藻類などを含む場合に，水を清澄にするためにろ過が必要となる。

iv）脱硫処理

ドーハおよびラヤン地区の地下水は一般に脱塩および脱硫工程で重大なスケール事故を引き起す硫酸基をかなり含んでいる。このような水を処理する場合に適用される。

v）脱塩処理

飲料水の水質基準値を満すために，TDS は 500mg／ℓ以下に下げなければならない。このような必要性がある場合適用される。

市場に出回っている推薦設備は，次のとおりである。

イ）沈澱／沈降タンクまたはサイクロンタイプの機械的砂分離装置

ロ）微細フィルタータイプ（砕石積めコンクリート槽）またはパックタワータイプ，プラスティック材積め，接触曝気

ハ）重量式砂ろ過，コンクリート水槽タイプまたは鋼製タンクタイプはどちらも設計，工事が容易である。

ニ）脱硫処理；硫酸基を多く地下水の脱塩処理の前処理として，弱陰イオン交換プロセスが用いられる。

カタール国の工事技術院（IDTC）がすでにイタリアとの技術協力でイオン交

換脱硫法を開発し，更にRO装置のスケール事故を避けるために，前処理工程の使用に成功している。しかし，イオン交換軟化処理は同じ目的のために役立つが，カタールでは運転費，建設費の面で高価なものになる。

ホ）脱塩処理

RO法は，脱硫と組合わせて小規模な脱塩に対して，有用かつ最も簡便で容易な方法である。

大規模容量の場合，蒸留法が経済的に最も適切である。RO法は地下水の塩分を低下させるための部分的な脱塩処理に対しても有効である。

しかしながら，地下水の完全処理に対する必要性は低いと判断されるので，これらの施設の処理システムおよび建設コスト等については省略する。

6.6.3 ワジ ムシリブ地区の水処理

ムシリブ地区の地下水の水質問題は硫酸基を多く含む点だけである。地下水利用の諸用途に対してCOD はさほど高くないが，衛生面から，必要に応じて塩素処理が有効である。もし，将来 CODあるいは BODが増加するようであれば，脱塩処理のほかに簡易な接触酸化を組込んだ処理が効果的であろう。

かんがい用水として使用する場合には，ある種の作物に対しては無処理でほぼ十分（EC 5,000micro mhos／cm）なこともあるが，もし，ECを 2,000micro mhos／cm程度まで低下させる必要があるならば，簡易脱塩プロセスが適用しうる。

(1) 簡易脱塩プロセス

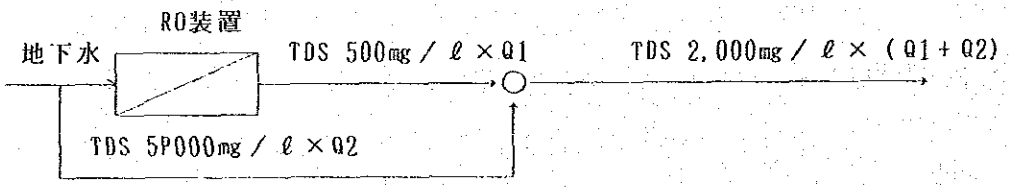
地下水をかんがい用水として利用する場合，ある農作物には，このまま無処理で利用出来るものもあるが，生産量の低下を10％以下におさえるためには，例えば，豆，玉ネギ，ニンジン，イチゴのように， 2,000micro mhos／cm以下の電導度の水が要求される。そのような場合には，全溶解固形物（TDS)を除去する脱塩装置の設置が必要となる。

脱塩装置としては蒸留法，逆浸透法などがあるが，海水のような高塩分濃度（TDS, 30,000～40,000mg／ℓ）でしかも多量の水を脱塩する場合には蒸発法が経済的に有利であり，本地下水のように全溶解固形物が約 5,000mg／ℓ（ECで約 6,500～ 7,000micro mhos／cm）程度の水を少量（ 1,000～ 5,000m³／日）製造す

る場合には，逆浸透法が経済的に有利とされている。

RO装置では，TDS の除去率が高い（約90％以上）逆浸透膜を用いるので，例えば，TDS が 5,000mg／ℓの地下水を脱塩した場合 500mg／ℓ程度のTDS の製造水が得られる。（日本国における飲料水の許容TDS は 500mg／ℓである。）

したがって，かんがい用水としてTDS が 2,000mg／ℓ（電導度にして約 2,500～3,300 micro mhos／cm）でよい場合には，RO装置で得られた製造水（TDS 500 mg／ℓ）に，原地下水を混合させて 2,000mg／ℓの水を得ることができ，その分だけ逆浸透装置の処理容量を少なくすることができる。そのフローの概要は下図に示す。



このような地下水を対象とした場合の簡易脱塩処理施設の概算建設費および運営経費は以下のとおりとする。

(2) 概算建設費

ここで，TDS が 500mg／ℓの水を 1,000m³／日製造する場合の概算建設費は以下のとおりである。

概算建設費はQ.R.6,300,000（約 280,000千円）と推算され，その内訳は次のとおりである。

機械電気設備費	QR	4,500,000
土 木 工 事 費	QR	1,800,000
計	QR	6,300,000

主な設備概要は次のとおりである。

水中ポンプ；約 1.3m³／分× 8.0m× 5.5KW×２台（うち，１台予備）

地下水受槽（コンクリート製）；約 100m³×１基

脱硫酸装置送水ポンプ；約 1.3m³／分×25m× 5.5KW×２台

（うち，１台予備）

脱硫酸イオン交換装置；内径 2.4m×高さ 3.0m×２基

脱硫酸貯水槽；約40m³×1基

RO装置送水ポンプ；約 1.4m³／分×30m×11KW×2台（うち，1台予備）

カートリッジフィルタ；10μm×2基

RO装置高圧ポンプ；約 1.4m³／分× 230m×75KW×1台

RO装置ユニット；圧力55m（中圧），浸透膜PCS

塩素注入装置；1式

製造水（飲料水）貯槽；内径 3.4m×高さ 4.5m×1基

電気設備；モータ盤，制御盤等1式

RO装置建屋（事務室も含む）；長さ約18.4m×幅約 6.0m×高さ 3.5m

(3) 概算運営経費

概算運営経費は減価償却費，運転要員給料，電気代および薬品・消耗品代等を含め，年間QR 793,500（約36,000千円）と推定され，製造水1m³当りのコストは，QR 2.65（約 120円）と想定される。

なお，その内訳は下記のとおりとする。

a）減価償却費：QR 1,050／日

プラント耐用年数は20年とし，均等額で償却〔建設費÷（20年×12ヶ月×25日）〕するものと設定する。

b）運転費：

・ 運転要員給料：QR 480／日（QR 1,200／月）

内 訳

運転員（1名）：QR 200／日（QR 5,000／月）

補助運転員（1名）：QR 160／日（QR 4,000／月）

作業員（1名）：QR 120／日（QR 3,000／月）

・電気代：QR 150／日

〔 2,500KWh ／日×QR 0.06／KWH 〕

・薬品代：QR 515／日

内 訳

次亜鉛素酸ソーダ：QR 20／日（単価：QR 1 ／kg）

塩 酸：QR 190／日（単価：QR 12.7／kg）

ヘキサメタリン酸ソーダ：QR 120／日（単価：QR 0.7／kg）

苛性ソーダ：QR 185／日（単価：QR 1 ／kg）

・消耗品，予備品代：QR 450／日

年間の消耗品，予備品代は，機械電気設備費の３％とし，年間稼動日数を300日として算定した。

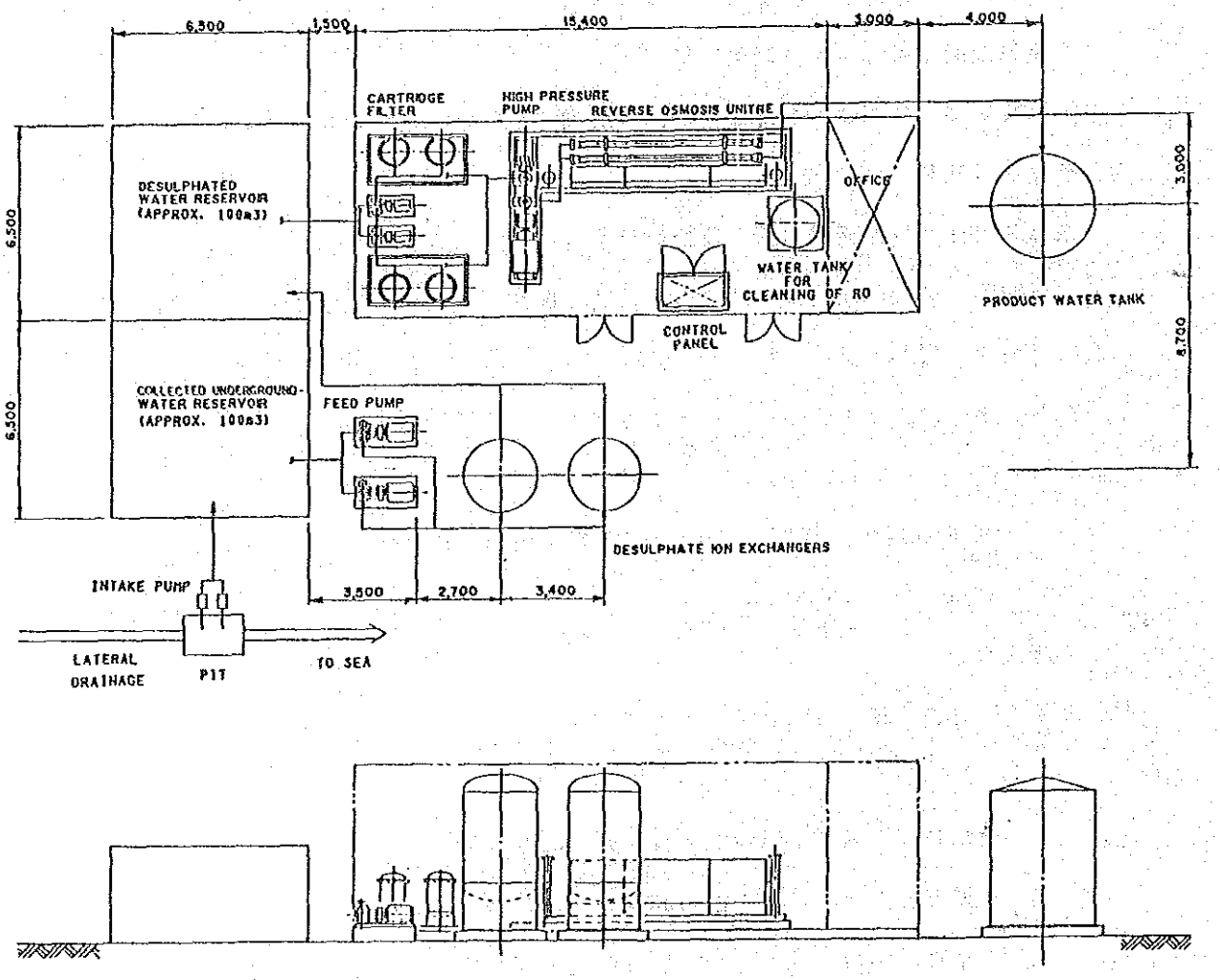


Fig. 6.6.1 SIMPLE TREATMENT FOR GROUND WATER
1,000m3/d PRODUCT WATER
GENERAL PLAN