

掘削敷付中における底盤異状水噴きだしについて

稲 葉 伸 夫*

菊 田 昌 良**

要 約

名古屋市に建設中の地下鉄工事中において、掘削敷付中（GL-27m 付近）における底盤異状水噴きだしについて、その原因を調査した結果、土留工である連続地中壁根入部（GL-30m）不透水層（厚さ約4m）の下部にある滞水層が被圧をもっており、その地下水が地中壁根入部の不透水層を破壊して噴きだしたことが判明した。本稿は、不透水層を破壊した被圧滞水層の水圧の低下、透水係数を低下させ流量及び流速を減じさせるため、ディープウエル及び掘削敷付する周囲に遮水注入を実施した施工内容とその結果について概略を述べたものである。

目 次

- § 1. まえがき
- § 2. 調査概要
- § 3. 対策概要
- § 4. 施工結果
- § 5. あとがき

§ 1. まえがき

名古屋市地下鉄 3 号線六句町工区において立坑掘削中、底盤より異常出水が発生した。

本工事は名古屋市を東北に横断する地下鉄 3 号線の延長工事で、総延長 20.7km のうち 15.0km はすでに営業している（図-1 参照）。六句町工区は、開削区間 114m、シールド区間 940.5m（土圧バランス式シールド工法、シールド機外径 $\phi 7,450\text{mm}$ 、上り線 966m 下り線 915m 延 1,881m、圧気併用 $0.5\text{kg f/cm}^2 = 49\text{kPa}$ ）で、当社と O 社の共同企業体で施工中である。

本工事中においてシールド発進用の 2 番立坑を掘削中、突然西側地中壁沿より毎分 1.43t の異状出水が発生した。直ちに出水ヶ所の周囲を土のうにて積重ねるとともに、地中壁の外部に地下水位低下用のディープウエル（GL-20～30m）により揚水した水を、被圧水圧に対抗する高さまで、坑内水位を上昇させるために注水した。

本稿は、異状出水に対し、ボーリング調査及びその対策法

- ① 出水の噴出口の閉鎖。
- ② 滞水層の被圧水圧の低下。

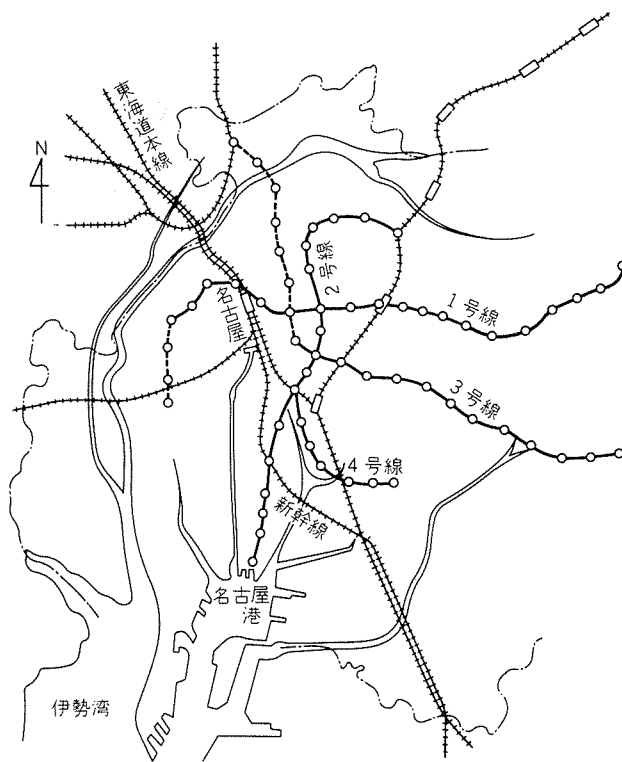


図-1 名古屋市高速鉄道路線図

- ③ 滞水層の透水係数を低下させ、流量及び流速を減じさせる。

とその施工結果の概略を述べたものである。

なお、異状出水が発生した 2 番立坑と 1 番立坑とは、地質条件が同じであったため、1 番、2 番立坑とも同じ条件で対策工を実施した。

* 中部支店六句町(出)副所長

** 中部支店六句町(出)所長

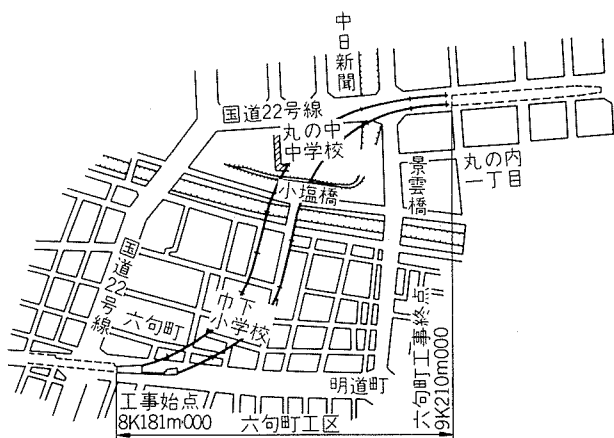


図-2 六区町工区平面図

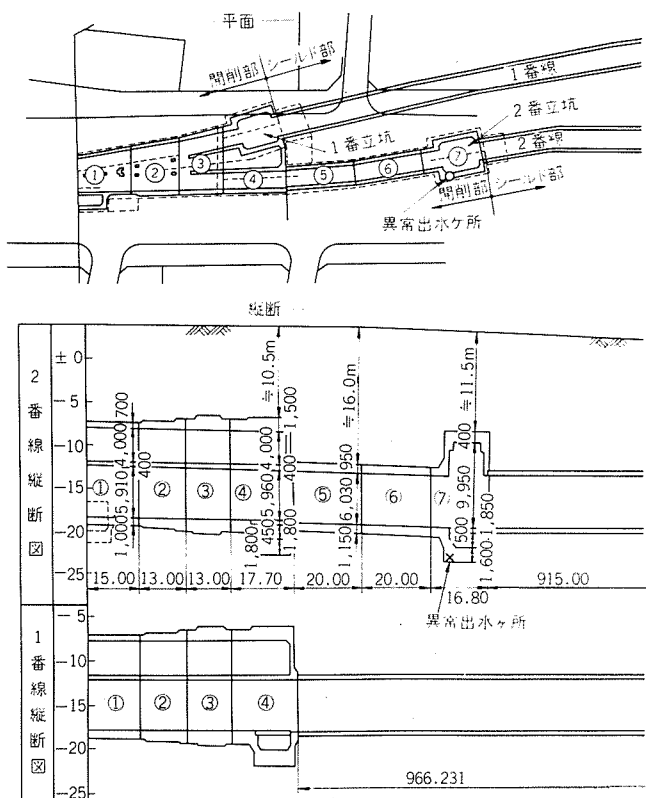


図-3 発進立坑付近計画図

§ 2. 調査概要

ボーリング調査として、異状出水が発生した2番立坑部に2ヶ所、1番立坑に1ヶ所、坑内掘削底 (GL-27m) よりGL-40mまで実施し、土質の層厚の測定、貫入試験、被圧水の測定、水質試験、坑内外の水のつながりの調査をした。

なお、2番立坑及び一般ずい道部の敷付高に於けるボーリング現象に対する検討を行った。

2-1 土質調査

企業先で計画時調査した深度は、地中壁底のGL-30mであった。企業体でも独自に調査したが、交通局と同じ

深度迄であったため、GL-27m迄は、掘削時に土質は眼で確認されているので、それ以下の土質を調査検討しながらGL-40m迄調査した。

(1) 土質調査

表-1、表-2 参照

(2) 被圧水調査

滞水層の透水係数を低下させるため、滞水層に薬液注入をするが、地下水が被圧をもつていたり、流れがある場合、注入材は、稀釈されたり所定の位置でゲル化しない。したがって、注入効果をより高めるために、注入対象地盤の被圧水の調査をした (表-1、2)。

調査の結果、被圧水と同等の圧力をもつように、坑内に注水を追加した。この時、必要以上に坑内の水位があがらないように、フロートレス液面リール付ポンプを使用した。

(3) 坑内外の水のつながりの調査

坑内出水ヶ所の地中壁外壁より60cm離れた所にボーリング機械にて削孔し、GL-29mの所で色粉を注入したが、坑内には変化は見られなかった。次に地中壁底より約1m下りの箇所 (GL-31m) で、再度色粉を注入したところ、立坑内に色粉を確認した。また、坑内出水ヶ所、坑内貯水面水、ボーリングした近くの深井戸 (深さ20m) の水との関連を知るため、水質試験をした結果、同一系統の水と判断された。

また、No. B ボーリング箇所で、GL-35.5m地点の被圧水測定のため、ボーリングケーシング内をエアにて洗浄中坑内にエアブローを確認した。この事実により、GL-33.1~36.2mの砂礫層の被圧水が坑内に噴きだしたことが判明した。

2-2 ボーリングの検討

2番立坑掘削時に於けるボーリング現象に対する検討を下記に行ってみた。

(1) 設計条件

(イ) 安全率

ボーリングに対する安全率 $F_s \geq 1.2$

(ロ) 単位体積重量

湿潤単位体積重量

シルト及び粘土 $\gamma = 1.6 \text{ t/m}^3$

砂及び砂礫 $\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$

(ハ) 透水係数

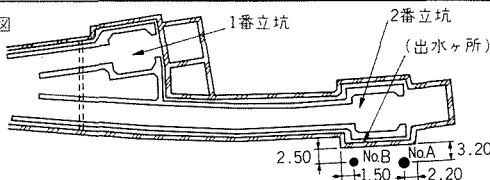
第4次及び第5次滞水層

$k = 5.0 \times 10^{-2} \text{ cm/s}$

第4次滞水層薬注範囲 $k = 5.0 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$

(ニ) その他

表-1 土質および被圧水調査結果(A、B)

調査名	GL-27m以下地質調査及被圧水調査				ボーリング位置図 	
所在地	名古屋市西区六句町地内2番立坑西側					
調査年月日	NoA昭和53年11月22日～昭和53年11月27日					
調査年月日	NoB昭和53年11月28日～昭和53年11月30日					
基準	NoA KP+3,946 NoB KP+3,906					
ボーリング工法	ロータリー式					
実施者名		責任者				

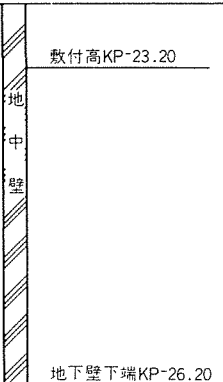
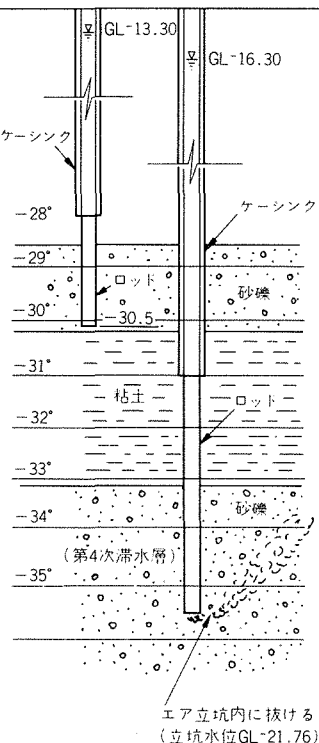
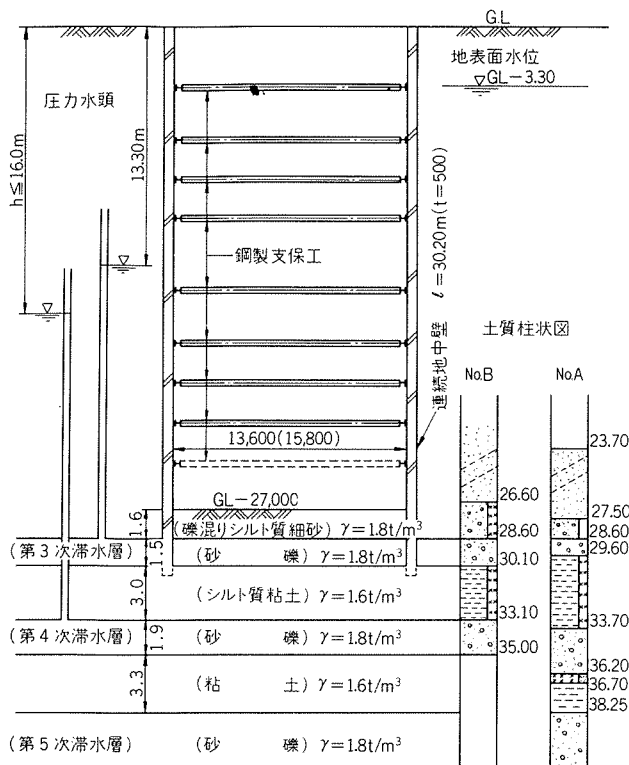
標尺 (m)		ボーリング番号 NoA					ボーリング番号 NoB					
		N値	相対密度 およびコン システンス	記事	土質 (色調) 名	土質 記号	標尺 (m)	土質 記号	土質 (色調) 名	記事	対密度 コンシステ ンスおよび相	N値
27		11					27	x	砂礫 （暗青色） シルト質細砂	礫径50～70mmを少量含む 粘土性なし中位		13
28		6		池いり中位	礫まじり シルト質細砂 （暗青色）	28.6	28	x	砂礫 （暗青色） シルト質細砂			
29		44		締まっている	含水中位礫径 10mm最大 量のシルトを 含む	29.6	29	x	砂礫 （暗青色）	13.3m含む （被圧水頭GL -33.1に少量の シルト礫径20～30 mm最大10mm 含水中位	締まっている	
30		19		硬い	下部シルト分増加 粘土あり GL-33.1に細中砂を シーム状にはさむ	シルト質粘土 （黄灰色） （暗青色）	30	x	シルト質粘土 （黄灰色） （暗青色）	下部シルト分増加 粘土あり	硬い	
30	16		31				x	シルト質粘土 （黄灰色） （暗青色）				
30	10		32				x	シルト質粘土 （黄灰色） （暗青色）				
30	50/7		33				x	砂礫 （暗青色）	第4次滞水層			
		16		硬い	上部腐植物混り 下部砂及礫若干含む 含水中位	36.2	37	x	粘土 （暗青色）		50/14	
		15			36.7	38	x	砂礫 （暗青色）				
					38.25	39	x	砂礫 （暗青色）				
												

表-2 土質および被圧水調査結果

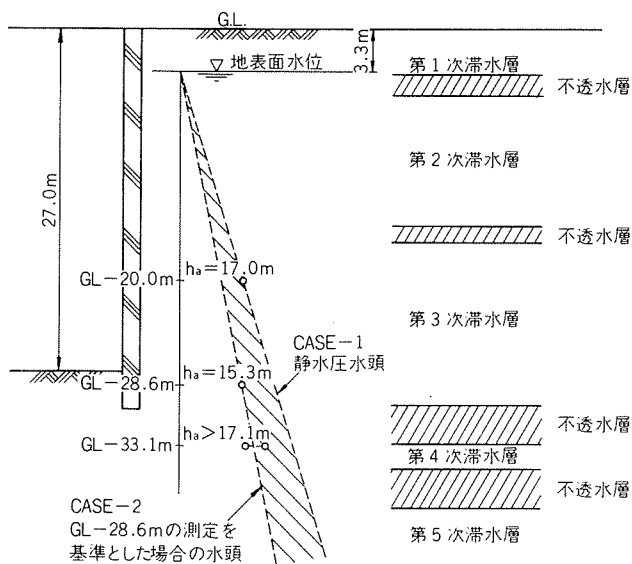
[illegible]

土質条件図－４参照
(2) 形状寸法及び土質条件



図－４ ポイリング検討における形状および土質条件

(3) 砂礫層に於ける準被圧水頭の検討

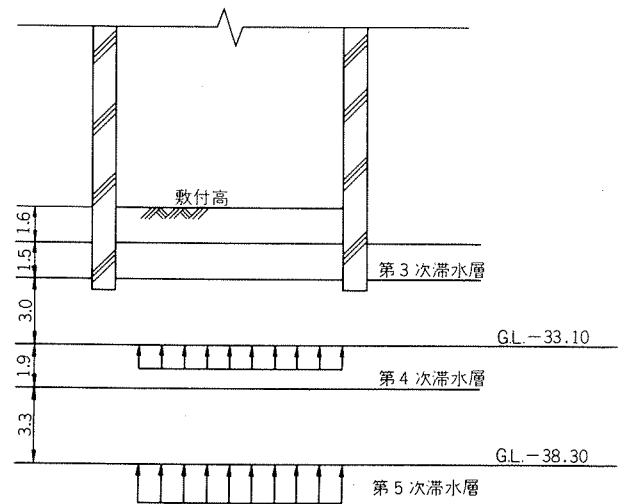


図－５ 砂礫層における準被圧水頭

図－５より、各滞水層の圧力水頭は概ね斜線内の範囲にあると考えられる。従って、(4)のポイリングの検討では、圧力水頭の分布を静水圧分布 (CASE-1) と最小値 (CASE-2) の2通りで検討を行う。

(4) 現況におけるポイリングの検討

(i) 形状



図－６ 現況におけるポイリング検討

(ii) ポイリングに対する安全率

(イ) CASE-1 (静水圧水頭)

(a) 第4次滞水層

$$F_s = \frac{\gamma \cdot L_d}{\gamma_w \cdot h_a}$$

γ : 土の単位体積重量 (t/m^3)

γ_w : 水の単位体積重量 ($1.0t/m^3$)

L_d : 掘削面より滞水層までの距離 (m)

h_a : 圧力水頭 (m)

$$h_a = 33.10 - 3.3 = 29.8m$$

$$\therefore F_s = \frac{1.8 \times (1.6 + 1.5) + 1.6 \times 3.0}{1.0 \times 29.8} = 0.34$$

(b) 第5次滞水層

$$h_a = 38.3 - 3.3 = 35.0m$$

$$\therefore F_s =$$

$$\frac{1.8 \times (1.6 + 1.5) + 1.6 \times 3.0 + 1.8 \times 1.9 + 1.6 \times 3.3}{1.0 \times 35.0} = 0.54$$

(ロ) CASE-2 (圧力水頭を最も低く想定した場合)

(9) 第4次滞水層

$$h_a = \frac{15.3}{28.6 - 3.3} \times (33.1 - 3.3) = 18.0m$$

$$\therefore F_s = \frac{10.38}{18.0} = 0.57$$

(b) 第5次滞水層

$$h_a = \frac{15.3}{28.6 - 3.3} \times (38.3 - 3.3) = 21.2m$$

$$\therefore F_s = \frac{19.08}{21.2} = 0.90$$

(iii) ずい道部でのボーリングに対する安全率

ずい道部での掘削面は、GL-23.3m で、2 番立坑部部の掘削面 (GL-27m) より 3.7m 程高い、従って当該断面での安全率は、(ii) の各計算の分子に下記の値を加算する。

$$\gamma \cdot h_1 = 1.8 \times 3.7 = 6.7 \text{ t/m}^2$$

(イ) CASE-1 (静水圧水頭)

(a) 第 4 次滞水層

$$F_s = \frac{10.38 + 6.7}{29.8} = 0.57$$

(b) 第 5 次滞水層

$$F_s = \frac{19.08 + 6.7}{35.0} = 0.73$$

(ロ) CASE-2 (圧力水頭を最も低く想定した場合)

(a) 第 4 次滞水層

$$F_s = \frac{10.38 + 6.7}{18.0} = 0.94$$

(b) 第 5 次滞水層

$$F_s = \frac{19.08 + 6.7}{21.2} = 1.21$$

以上の計算で、ずい道部の CASE-2 の第 5 次滞水層を除き、他はすべてボーリングに対して危険であると言う結果となった。

§ 3. 対策概要

調査概要でも述べたように、2 番立坑掘削の最終段階である敷付作業中 (GL-27m 付近)、GL-33.7~36.2m 間の N 値 15 程度で層厚 3~4m のシルト質粘土層を破壊して、掘削中の GL-27m 付近に被圧水を噴出したものである。この災害に対する対策としては、今後発生する事故を予測し、その対策を十分に施さなければ、工事完遂することができないと考えられた。そこで次の各種対策工法を検討した (表-3)。

表-3 に記述した内の②耐圧版設置工法、③アースアンカー工法、⑤ケーソン工法は、⑤ケーソン工法はいづれも確実性の問題、現場の実状等から直ぐに実施できない点又はその工法を行う迄の過程に問題があって採用しなかった。

そこで①のディープウェル工法と④の薬注工法の併用策で対処することにした。企業先とも協議の結果、全面薬注工法は工費の面から周囲のみに限定し、薬注工法をディープウェル工法の補助工法とすることに決定した。

すなわち、噴発の直接原因となった第 4 次滞水層の被圧を下げるために深井戸 (揚水は第 4 次、第 5 次滞水層のみとし上部層の揚水は、地盤沈下及び地域の井戸の湧水の不安を防ぐため、第 4 次滞水層の上部を図-10 のようにシールする構造とした。)と立坑周囲の第 4 次滞水層に薬液注入を施工することにした。注入法は限定した層

表-3 対策工法の比較

	①ディープウェル工法	②耐圧版設置工法	③アースアンカー工法	④薬注工法	⑤ケーソン工法
特 徴	揚水圧を直接低減させる	揚水圧を地下壁重量及び周面ま さつ抵抗で持たせる。	揚水圧をアンカーの引張抵抗で 押える。	揚水圧を薬注部のせん断抵抗で 押える。	ニューマチックケーソンの重量 と圧気でボーリングの安全率が 得られる。
問 題 点	● 深層の土質調査が必要 ● 滞水層と粘土層の互層状態がさらに繰り返されている様な層構造ならディープウェルは相当深所までボーリングを行なわなければならない。 ● 揚水量が多量になる恐れがある。 ● 周辺の地盤沈下、湧水の恐れがある。 ● 停電及び水中ポンプの故障の恐れがある。	耐圧版の厚さは、1.5m 程度となり、(2-D32φ125)ドライ施工が必要である。 従ってドライにするためのボーリングに対する対策が別途必要である。 ● フラケット構造が問題となる ● 壁背面の薬注が必要である	● 定着部の設計のために深層の土質調査が必要。 ● 耐圧版は、鉄筋コンクリートが考えられる (t≒40cm) ● 水中施工も可能	● 計算上せん断抵抗が十分得られれば所要安全率 (Fs=1.2) が取れると考えられる。 ● 効果の不確実性が高い。 ● 湧水箇所は J.S.P の様な特殊処理が必要。	● 立坑内のクリアランスが十分でなくなる可能性がある。 ● 埋戻土を良質の砂質土にするか、あるいは薬注改良が必要

厚に注入効果を確実にするスリーブ管注入工法を採用し、坑内底盤への透水性を低下させることを目的にした。

施工順序は

① 出水の噴出口の薬液注入工

噴出口の注入工は、出水ヶ所周辺の補修注入工(ダブルストレーナー工法)に先だち、その効果を高めるためボーリングヶ所の水みち、土砂のゆるみ及び空洞等の充填を目的として施工した。

② 出水ヶ所補修注入工

③ 遮水注入工

ボーリング現象の原因となる地下水の掘削面下部の地盤への流入を防止するために立坑周囲の第4次滞水層に注入をした。

④ ディープウエル工

ボーリングの原因となった第4次、第5次滞水層の被圧地下水を揚水して、被圧を下げることを目的として施工した。

⑤ 自噴井戸工

ディープウエル工の補助工及び地下水位観測用とする目的として施工した。

なお④⑤の施工時期については、注入工の影響を受けない時点より施工した。

上記の各対策工法を下記に順次述べる。

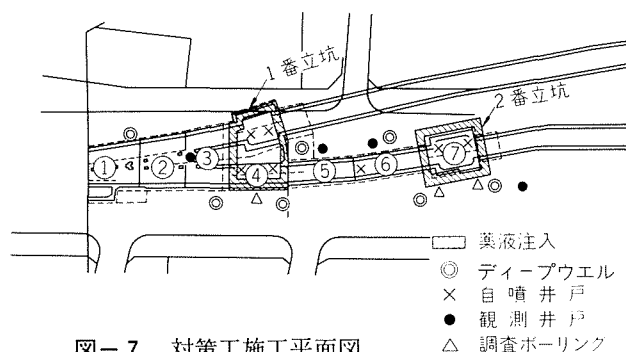


図-7 対策工施工平面図

3-1 出水の噴出口の薬液注入工

(イ) 注入材の選定

注入材としては強度のある LW 材を使用した。

(ロ) 注入量の算定

注入量は、圧力管理を原則としたが施工時の注入量の目安として下記のとおりとした。注入範囲は、図-8 のとおりで出水ヶ所補修注入工②(図-10)と同じとする。

注入対象土量

$$V = (6.70 \times 1.50 \times 7.75) + (6.70 \times 0.50 \times 4.75) = 93.80 \text{ m}^3$$

注入率 $\lambda = 50\%$

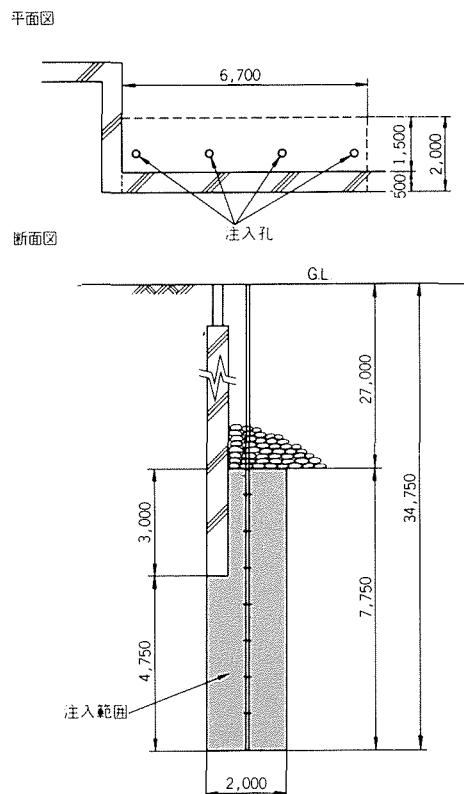


図-8 出水ヶ所注入工

$$\text{注入量 } Q = 93.8 \times 0.5 \times 10^3 = 46,900 \text{ l}$$

1 ステップ当り注入量

(ステップ長 1m)

$$q_0 = \frac{46,900}{8 \times 4} = 1,460 \text{ l}$$

(ハ) 注入方法

(a) 施工方法

LW ロッド注入で1.5ショット方法

(b) ゲルタイム

LW 60秒前後

(c) 注入圧力

注入範囲が空洞的な要素があるので注入量は圧力管理で施工し、注入完了時の圧力としては、注入開始時の圧力より $1 \sim 2 \text{ kgf/cm}^2$ ($98 \sim 196 \text{ kPa}$) 以上の上昇を目安とした。

(d) 注入材の配合

表-4 LW 材標準配合 (400ℓ 当り)

A 液	水ガラス	100 ℓ	200 ℓ	400 ℓ
	水	100 ℓ		
B 液	セメント	80～120kg	200 ℓ	
	水	175～162 ℓ		

3-2 出水ヶ所補修注入工

2番立坑のボーリング発生箇所の補修のために図-9、10の④⑤のように坑内は敷付天端より第4次滞水層の中間迄、坑外は第3次滞水層に注入をした。

注入方法は、ダブルストレーナー工法で施工し、その他は遮水注入工と同様である。

3-3 遮水用薬液注入工

(イ) 注入対象範囲

注入対象範囲は図-9～12④のとおりでである。

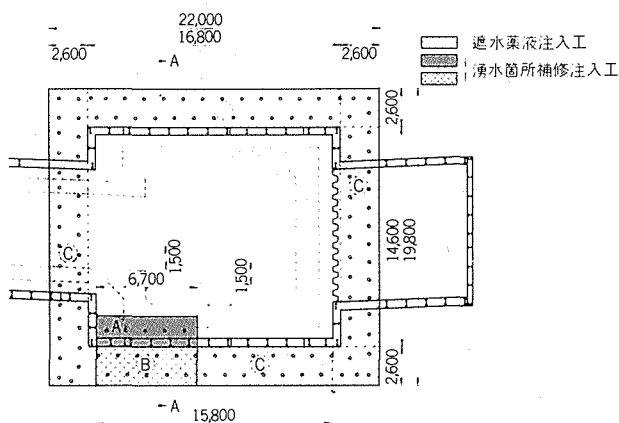


図-9 2番立坑薬液注入工平面図

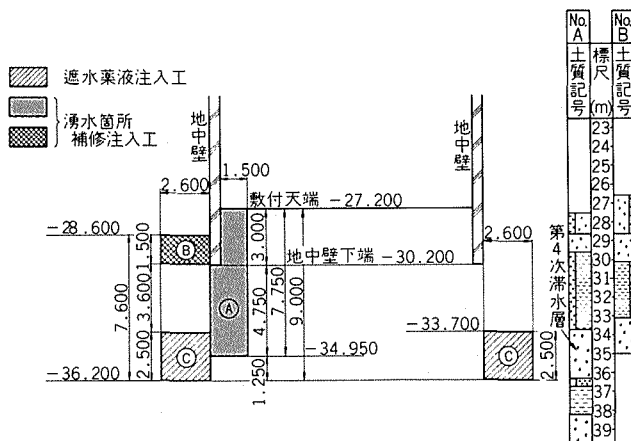


図-10 ④—④断面図

(ロ) 注入工法の選定

注入工法としては、所定の対象地盤に最も良く注入できるダブルストレーナー工法を採用した。

この工法の特長は、

(a) 注入と穿孔を切りはなし、専用の固定注入管を埋設するので、管のまわりのパッカー効果が優れ

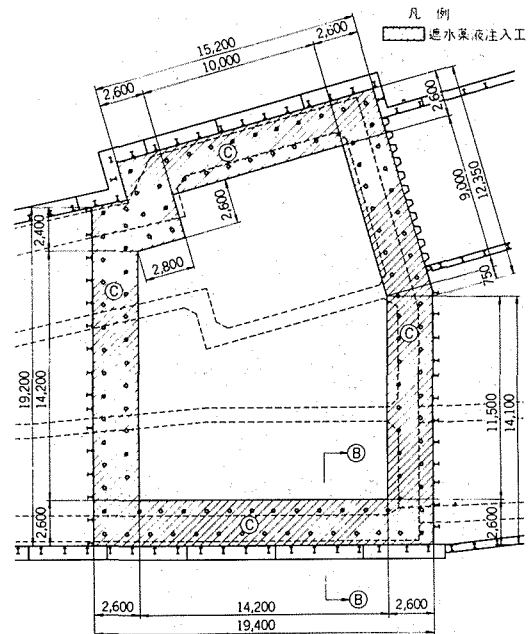


図-11 1番立坑薬液注入工平面図

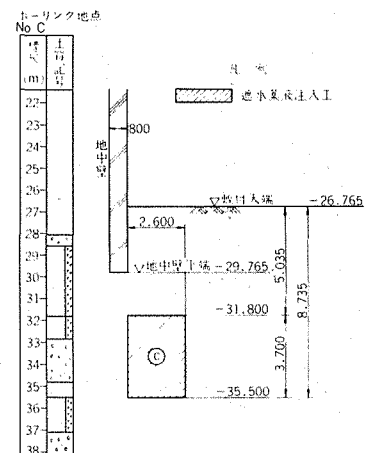


図-12 ④—④断面図

地上部への溢出がない。

(b) 注入液は、多孔管（ストレーナーパイプ）の多数の小孔から水平方向に排出されるので所定の地盤へ注入液が浸透しやすい。

(イ) 注入材の選定と配合

注入の目的は、砂礫層の透水係数を低下させることであるから、止水性のすぐれた注入材を選定しなければならないため、水ガラス溶液型であるアロンSKを使用した。

この注入材の特長は、次のとおりである。

- (a) 生成するゲルは、緻密で均質である。
- (b) 1日 で最高強度が得られる。 $(\sigma = 5.7\text{kgf/cm}^2 = 0.56\text{MPa})$
- (c) 優れた不透水性を示す。 $(k = 3 \times 10^{-7}\text{cm/s})$
- (d) 毒劇物は含まない最も毒性の低い種類のケミカルグラウトである。
- (e) 0.02mm のシルトまで注入が可能である。

また、砂礫層の空隙が粗い部分には、第1次注入としてCB（セメントベントナイト）を注入した。

アロンSR、CBの標準配合は、表-5、6のとおりである。

表-5 アロンSR標準配合

A	3号ケイ酸ソーダ	100 ℓ	200 ℓ	400 ℓ
液	水	100 ℓ		
B	アロンSR-B ₂ （硬化剤） 12kg アロンSR-B（急結剤） 9.6kg	178.1 ℓ	200 ℓ	
液	水			

表-6 CB標準配合

セメント	40 kg
ベントナイト	10.8kg
水	133 ℓ
計	150 ℓ

(二) 注入量の算定

注入対象地盤は、砂礫層であるので注入率（ λ ）は、下記のように決定した。

$$\lambda = n \times \alpha \times (1 + \beta) \\ = 0.5 \times 0.8 \times (1 + 0.1) \\ = 0.44$$

n ：間隙率

α ：充填率

β ：損失加数

第一次、二次の注入率は

第一次注入（CB）…………… $\lambda_1 = 5\%$

第二次注入（アロンSR）…………… $\lambda_2 = 39\%$

$$\lambda = 44\%$$

総注入量及びステップ毎の注入量は、表-7のとおりである。

(ホ) 穿孔

穿孔は図-13のように標準1,300×1,300間隔で千鳥配列とした。

(ヘ) 注入方法

表-7 ①②番立坑薬液注入量

②	湧水箇所補修			注入率	注 入 量 (ℓ)		
		㊶	一次注入	5%	$93.80 \times 0.05 \times 1,000 = 4,690$		
			二次注入	39%	$93.80 \times 0.39 \times 1,000 = 36,582$		
		計 41,272					
		㊷	一次注入	5%	$26.13 \times 0.05 \times 1,000 = 1,306$		
			二次注入	39%	$26.13 \times 0.39 \times 1,000 = 10,191$		
	計 11,497						
	修注入	注入対象地山土量					
		㊶ $6.70 \times 1.50 \times 7.75 = 77.888$ $6.70 \times 0.50 \times 4.75 = 15.912$ 計 93.800m ³ ㊷ $6.70 \times 2.60 \times 1.50 = 26.13\text{m}^3$					
	立坑	遮水注入			注入率	注 入 量 (ℓ)	
㊸			一次注入	5%	$475.80 \times 0.05 \times 1,000 = 23,790$		
			二次注入	39%	$475.80 \times 0.39 \times 1,000 = 185,562$		
計 209,352							
注入対象地山土量							
㊸ $22.00 \times 2.60 \times 2.50 \times 2 = 286.00$ $14.60 \times 2.60 \times 2.50 \times 2 = 189.80$ 計 475.80							
②番立坑注入量合計 262,121 ℓ							
①	遮水注入			注入率	注 入 量 (ℓ)		
		㊹	一次注入	5%	$719.11 \times 0.05 \times 1,000 = 35,955$		
			二次注入	39%	$719.11 \times 0.39 \times 1,000 = 280,453$		
		計 316,408					
		注入対象地山土量					
		㊹ $2.60 \times (14.20 + 19.40 + 12.60 + 11.50) \times 3.70 = 555.07$ $2.60 \times (9.00 + 9.75) \times 1/2 \times 3.70 = 90.19$ $2.60 \times 5.20 \times 3.70 = 50.02$ $2.40 \times (2.60 + 2.10) \times 1/2 \times 3.70 = 20.87$ $3.00 \times 0.20 \times 1/2 \times 3.70 = 1.11$ $2.00 \times 0.50 \times 1/2 \times 3.70 = 1.85$ 計 719.11m ³					
		標準1ステップ当り注入量					
		ステップ長 50m					
		注入速度 15~20 ℓ/min					
		注入区間長 3.70m					
1ステップ当りの注入量							
一次注入 $1.3 \times 1.3 \times 0.5 \times 0.05 \times 1,000 = 42 \ell$							
二次注入 $1.3 \times 1.3 \times 0.5 \times 0.39 \times 1,000 = 330 \ell$							
計 372 ℓ							

0.2

0.37m=37

8

7

6

5

4

3

2

1

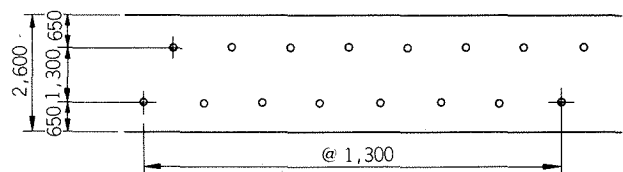


図-13 遮水用注入工標準穿孔孔図

注入ステップは50cmとし、注入速度は15~20ℓ/minの範囲内とし、注入圧力については初期圧力1

～2kgf/cm² (98～196kPa), 最終圧力 5kgf/cm² (490kPa)に規制した。ゲルタイムは3分を標準とした。

(ト) 注入管理

注入圧、注入量及び注入時間を自動的にチャートに記録できる自記記録装置を使用し、記録を判読しながら注入状況の管理を行った。

(チ) 使用機械は表-8のとおりである。

表-8 使用機械一覧表

外管設置工				
穿孔機				
MCD-7	三菱重工	75馬力	2台	
L-28	ロングイヤー	11kW	1台	
送水及グラウトポンプ				
BG-15	東邦地下工機	11kW	1台	
BG-10	"	7.5kW	2台	
MG-15h	鉦研試錐	15kW	1台	
グラウトミキサー				
MPM-10	東邦地下工機	2.2kW	1台	
MV-190	ヤマトボーリング	2.2kW	1台	
注 入 工				
グラウトポンプ				
YGW	山口機械	3.7kW	2台	
グラウトミキサー				
YM-200VL	山口機械	2.2kW	1台	
グラウトFPセット				
CMS-100	東都電機工業		2台	
ギヤーポンプ				
	山口機械	1.0kW	1台	
ロッド注入口				
穿孔機				
D2-G	東邦地下工機	5.5kW	2台	

(ヌ) 水質管理

地下水の管理のために、観測井戸を4本注入箇所から10m以内に設置した。

その構造は図-14のとおりである。

3-4 デープウェル設置工

ボーリングの原因となった第4次滞水層と第5次滞水層の被圧地下水を揚水して、被圧をボーリングが生じない水位まで下げることが目的とする。

(イ) ボーリングに対する安全率 ($F_s=1.2$) を得るために要する低減水頭

本項では2番立坑における土質柱状図 No. B 断面で検討を行ない、1番立坑は本項に準じた。

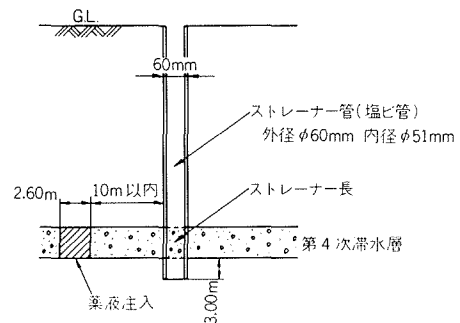


図-14 地下水の水質管理用観測井戸

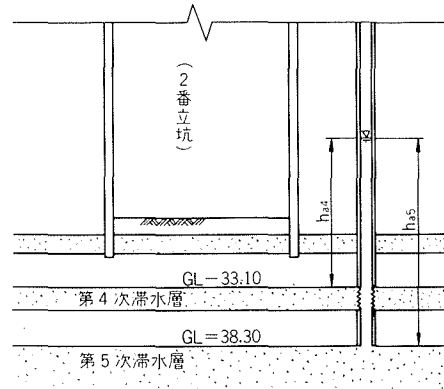


図-15 第4、5次滞水層の水頭

(a) 第4次滞水層

$$\text{土塊重量 } \Sigma \gamma \cdot L_d = 1.6 \times 1.8 + 1.5 \times 1.8 + 3.0 \times 1.6 = 10.38 \text{ t/m}^2$$

(2-2 ボーリングの検討の項参照)

また

$$F_s = \frac{\gamma \cdot L_d}{\gamma_w \cdot h_a} \text{ より } h_a = \frac{\gamma \cdot L_d}{\gamma_w \cdot F_s}$$

但し $\gamma_w = 1.0 \text{ t/m}^3$
 $F_s = 1.2$

従って

$$h_{a4} = \frac{10.38}{1.0 \times 1.2} = 8.65 \text{ m}$$

→ GL-24.5m

(b) 第5次滞水層

$$h_{a5} = \frac{19.08}{1.0 \times 1.2} = 15.9 \text{ m} \rightarrow \text{GL-22.4m}$$

従って(a), (b)を勘案し管理水頭を

GL-24.5m

とする。

(ロ) 揚水量

1番立坑及び2番立坑の各ブロックにおける必要揚水量の計算を行う。

揚水量 Q (m³/min) は次式で算定する。

$$Q = \frac{2\pi k \cdot D(H - h_a)}{2.3 \cdot \log_{10} \frac{R}{r_o}}$$

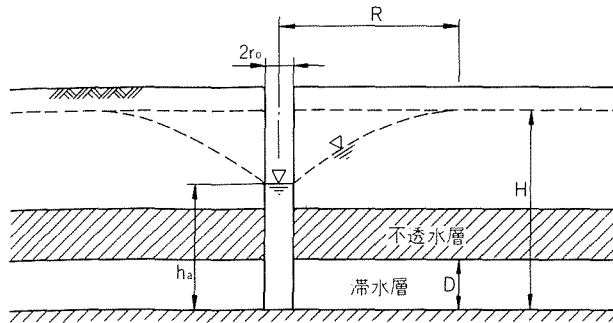


図-16 揚水量の計算モデル

但し

r_o : 井戸の半径(m)

h_a : 井戸の水位(m)

H : 滞水層の圧力水頭(m)

D : 滞水層厚(m)

R : 影響圏半径(km)=10km と仮定

k : 透水係数(m/min)

$k = 5.0 \times 10^{-2}$ cm/sec

⇓

$k = 3.0 \times 10^{-2}$ m/min

(a) 2 番立坑における揚水量

ディープウェルで囲まれた範囲を仮想井戸(図-17)として揚水量の算定を行う。

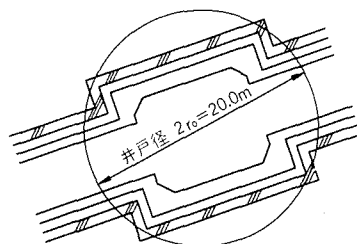


図-17

$r_o = 10.0$ m

$R = 10$ km

$$\therefore \frac{R}{r_o} = 1,000$$

また、計算上滞水層厚 D は第5次滞水層の層厚が第4次滞水層と同程度であると想定して、 $D = 2.0$ m とする。

第4次滞水層 (2-2(2)参照)

$D = 1.9$ m

$H = 29.8$ m (安全をみて静水圧水頭とする)

$h_a = 33.1 - 24.5 = 8.6$ m

$$\therefore Q_4 = \frac{2\pi \times 3.0 \times 10^{-2} \times 1.9 \times (29.8 - 8.6)}{2.3 \times \log_{10}(1,000)} = 1.10 \text{ m}^3/\text{min}$$

第5次滞水層

$D = 2.0$ m

$H = 35.0$ m

$h_a = 38.3 - 24.5 = 13.8$ m

$$\therefore Q_5 = \frac{2\pi \times 3.0 \times 10^{-2} \times 2.0 \times (35.0 - 13.8)}{2.3 \times \log_{10}(1,000)} = 1.16 \text{ m}^3/\text{min}$$

従って

$$Q = Q_4 + Q_5 = 1.10 + 1.16 = 2.26 \text{ m}^3/\text{min}$$

(b) 1 番立坑における揚水量

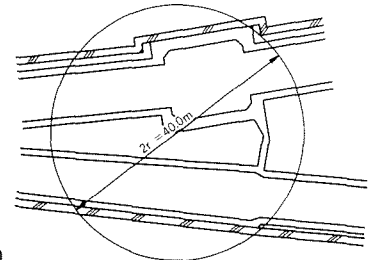


図-18

$r_o = 20.0$ m

$R = 10$ km

$$\therefore \frac{R}{r_o} = 500$$

第4次滞水層

$D = 1.9$ m (1 番立坑と同一層厚とする)

$H = 29.8$ m $h_a = 8.6$ m

$$\therefore Q_4 = \frac{2\pi \times 3.0 \times 10^{-2} \times 1.9 \times (29.8 - 8.6)}{2.3 \times \log_{10}(500)} = 1.3 \text{ m}^3/\text{min}$$

第5次滞水層

$D = 2.0$ m $H = 35.0$ m $h_a = 13.8$ m

$$\therefore Q_5 = \frac{2\pi \times 3.0 \times 10^{-2} \times 2.0 \times (35.0 - 13.8)}{2.3 \times \log_{10}(500)} = 1.3 \text{ m}^3/\text{min}$$

$$\therefore Q = 1.3 + 1.3 = 2.6 \text{ m}^3/\text{min}$$

(c) ディープウェルの必要数

ディープウェルに使用するポンプの仕様は、次のとおりである。

使用ポンプ

型式 WP-1015

口径 100mm (4 吋)

出力 11kW

電圧 3 相 220V

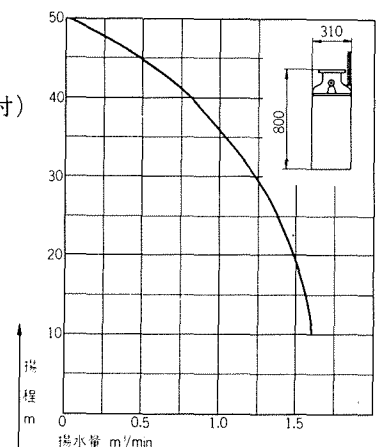


図-19 揚水ポンプWP-1015の性能曲線

1 番立坑ディープウエル本数 (N_1)

$$N_1 = \frac{2.6\text{m}^3/\text{min}}{0.8 \times 1.0\text{m}^3/\text{min}} = 3.25 \div 4 \text{ 本}$$

2 番立坑ディープウエル本数 (N_2)

$$N_2 = \frac{2.26\text{m}^3/\text{min}}{0.8 \times 1.0\text{m}^3/\text{min}} = 2.825 \div 3 \text{ 本}$$

(d) 設置位置

ディープウエル設置は(図-7)のとおりである。

(e) 構造

ディープウエルは、掘削径 $\phi 1000\text{mm}$ ストレーナー径 $\phi 600\text{mm}$ である。第4、5次の滞水層のみを揚水するので、スリット加工は(図-20)のように施工し、上部はシールする。掘削方法は、ベント工法で施工した。

3-5 坑内自噴井戸設置工

ディープウエル及び薬注改良(遮水効果)によって低減された水頭を、坑内でさらに自噴井戸を設けることにより、ディープウエルによる低下水頭を確実に維持しようと

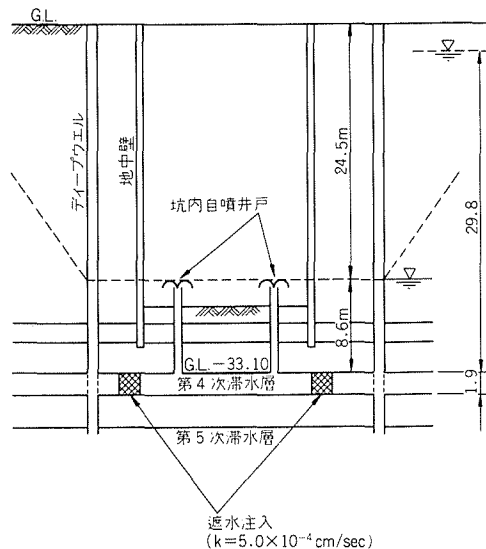


図-21 自噴井戸

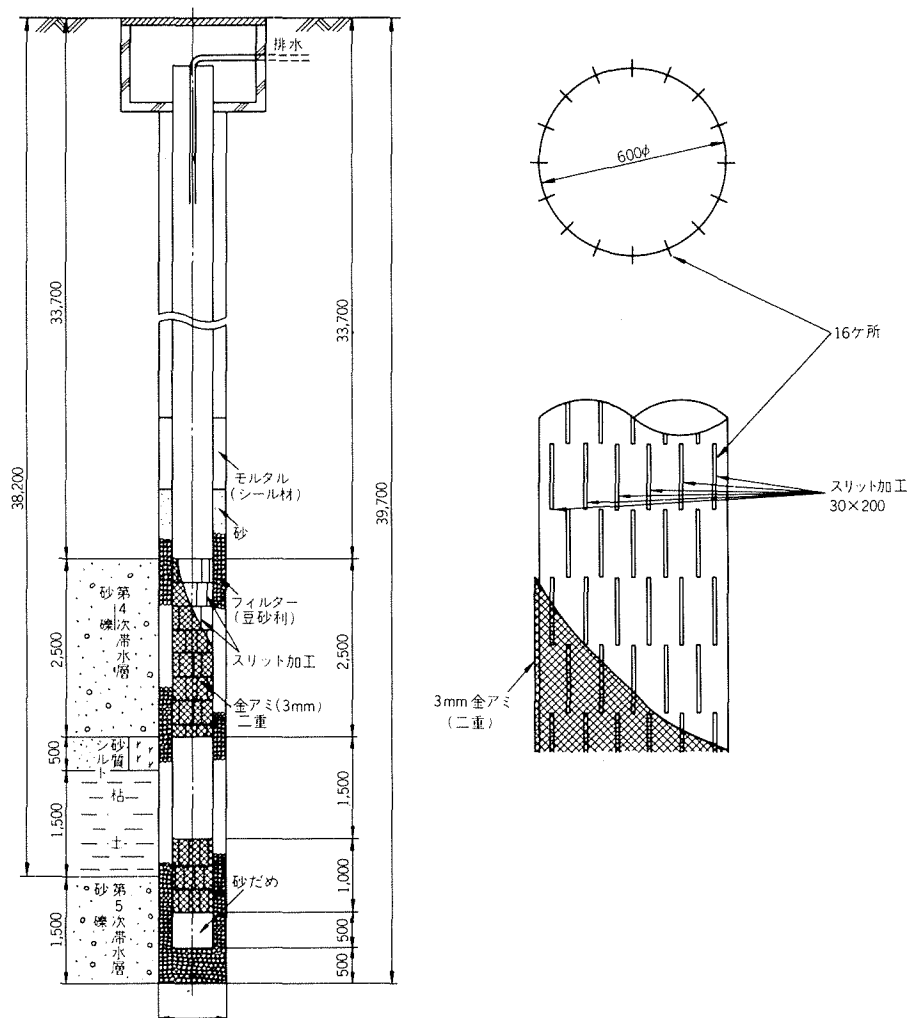


図-20 ディープウェル一般図

する補助工法として坑内自噴井戸を設置した。

(イ) 揚水量の算定

ディープウェルによる水位低下が得られなかった状態を想定して揚水量を算定する。

なお、計算は、1番立坑について行ない、2番立坑は同一揚水量とし計算は省略する。

$$Q = \frac{2\pi k \cdot D(H - h_a)}{2.3 \cdot \log_{10} \frac{R}{r_o}}$$

$$D = 1.9\text{m}$$

$$H = 29.8\text{m}$$

$$h_a = 8.6\text{m}$$

$$k = 5.0 \times 10^{-4} \text{cm/sec}$$

↓

$$k = 3.0 \times 10^{-4} \text{m/sec}$$

$$\frac{R}{r_o} = 500$$

$$\therefore Q = \frac{2\pi \times 3.0 \times 10^{-4} \times 1.9 \times (29.8 - 8.6)}{2.3 \log_{10}(500)} \\ = 0.02 \text{m}^3/\text{min}$$

(ロ) 設置位置及び本数

揚水量 $Q = 20\text{l/min}$ であるが、

1番立坑 4ヶ所

ずい道部 1 "

2番立坑 2 "

計7ヶ所設置した(図-7)。

(ハ) 施工方法

覆工板上よりボーリングマシン(ロングイヤー L-28, 11kW)にてガイドパイプφ150mm ガス管(覆工板下-25m~27m迄掘削してあるため、非穿孔部分が長くなりロッドが座屈するのでそれを防止するために設置)の中をφ100mmのケーシングにて第4次滞水層の上部の不透水層まで穿孔し30cm程度モンケンで打込み、ケーシングと不透水層のシールをする。そのケーシングの中をφ60mmのロッドで第4次滞水層の中央部付近まで穿孔する。

(ニ) 構造

自噴井戸の構造は図-22のとおりである。

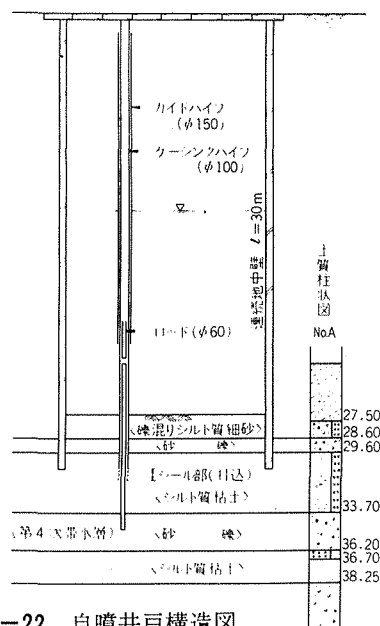


図-22 自噴井戸構造図

$$k = \frac{d^2}{8l} \times \ln \frac{2l}{D} \times \frac{\ln h_1/h_2}{t_2 - t_1} \text{ (cm/sec)}$$

注入前透水係数(表-9より)

$$k = \frac{8^2}{8 \times 250} \times \ln \frac{2 \times 250}{4} \times \frac{\ln 998/19}{90 - 30} \\ = 1.02 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$$

注入後透水係数(表-9より)

$$k = \frac{7^2}{8 \times 325} \times \ln \frac{2 \times 325}{6} \times \frac{\ln 662/526}{210 - 30} \\ = 1.15 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$$

なお、2番立坑の出水ヶ所の注入状況は数付時に図-24、写真-1、2で分るように効果が確認された。

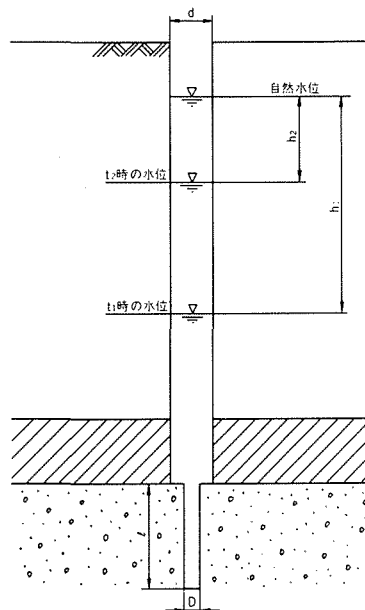


図-23

§4. 施工結果

4-1 遮水用注入工

注入完了後注入の効果を調査するために注入対象地盤の透水係数を測定し、注入前との値と比較して、下記のように効果があった。

測定方法は、穿孔穴に水を注入し、一定時間に於ける地下水の低下を観測して次に示す計算式で透水係数 k を求めた。

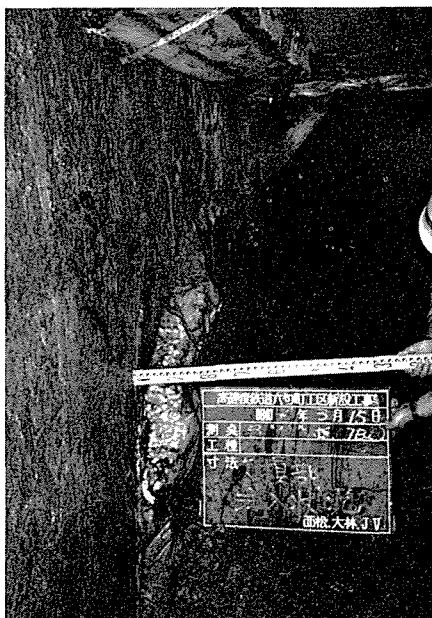


写真-1 欠損部注入状況 (A)

表-9 透水試験記録

薬液注入前		薬液注入後	
自然水位 GL-10.20m		自然水位 GL-12.80m	
経過時間 (sec)	水位 (G.L.) (cm)	経過時間 (sec)	水位 (G.L.) (cm)
0	2,641	0	1,999
30	2,018	30	1,942
60	1,584	60	1,904
90	1,039	90	1,885
120	1,036	120	1,860
150	1,035	150	1,839
180	1,035	180	1,823
210	1,034	210	1,806
240	1,032	240	1,791
270	1,030	270	1,779
300	1,030	300	1,771
360	1,029	360	1,756
420	1,028	420	1,744
480	1,028	480	1,736
540	1,028	540	1,729
600	1,028	600	1,724
720	1,028	720	1,715
840	1,028	840	1,711
960	1,028	960	1,707
1,080	1,028	1,080	1,706
1,200	1,028	1,200	1,704
1,500	1,028	1,500	1,703
1,800	1,028	1,800	1,703

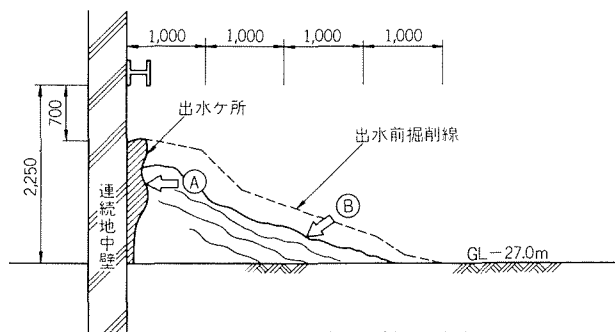


図-24 出水ヶ所注入状況

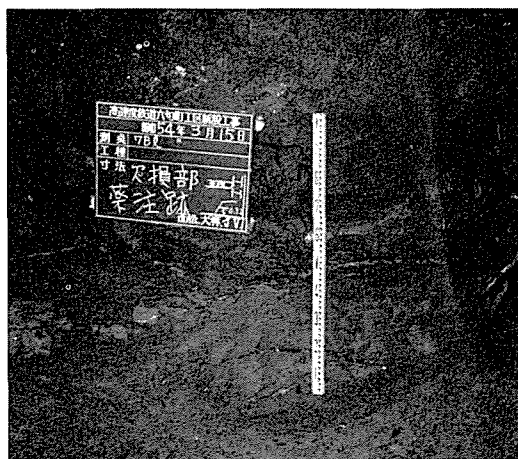


写真-2 欠損部注入跡 (B)

4-2 ディープウエル及び自噴井戸

注入の影響を受けないように注入完了ヶ所よりディープウエル、自噴井戸の施工に着手し、ディープウエルは順次運転したが、計画の4吋水中ポンプでは揚水が不足の箇所は6吋水中ポンプに入替えた。図-25のようにディープウエルA～Gとも計算によるボイリングが生じない水位 (GL-24.5m) 以下に低下した。

自噴井戸については、遮水注入で囲まれた (自噴井戸 (ホ)のみ遮水注入の囲み外) 第4次滞水層の被圧は、図-25のようにディープウエルの水位低下と共に下がっているの、ディープウエルの揚水が、ボイリングが生じない被圧に下がったものと確認できた。

4-3 坑内揚水

ディープウエルの一部運転を開始してから坑内の15,000m³の湛水を6吋高揚程水中ポンプ1台にて昼間のみ揚水を開始した。

揚水にともない、ディープウエルの揚水状況、自噴井戸の水位、土留工 (特に土留矢板部) に十分留意しながら揚水した。また、GL-20mより坑内水位が下がる迄には、計画のディープウエル、自噴井戸共施工は完了し、ディープウエルは、GL-24.5m以下に水位は下がった。

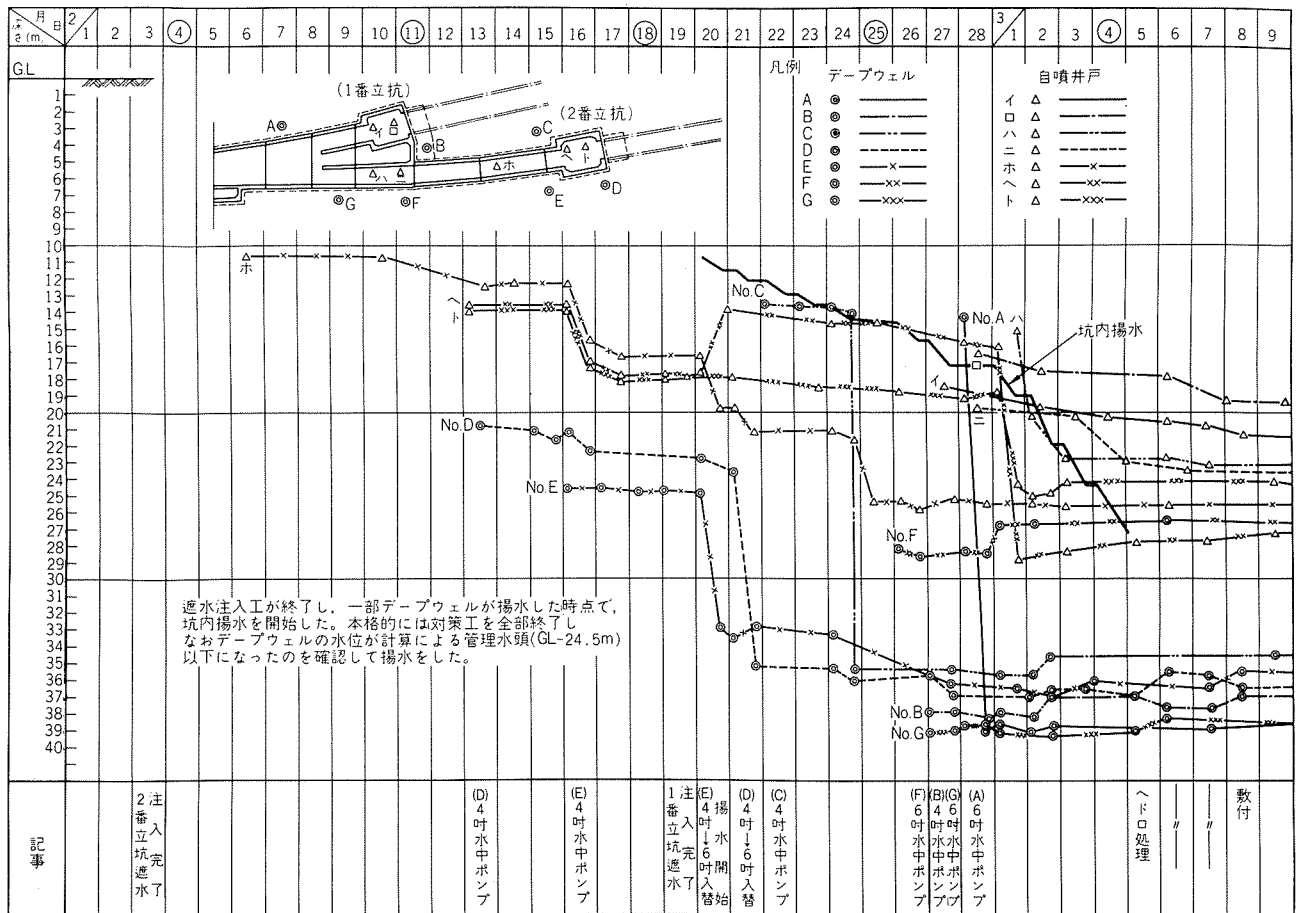


図-25

表-10 対策工の当初予想と施工結果の比較

	遮水注入工	ディープウェル工	自噴井戸工
予 想	○立坑周囲の第4次滞水層に薬液注入をし、透水係数を低下させると共に流量及び流速を減じさせる。	○第4次、5次滞水層の地下水を揚水して、揚水圧を直接低減させる。(計算により管理水頭をGL-24.5mとする)	○ディープウェルの補助工及び地下水位観測用とし設置。
結 果	○注入効果測定の結果透水係数は、 注入前 $1.02 \times 10^{-2} \text{ cm/sec}$ 注入後 $1.15 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$ となった。	○1番立坑周囲のディープウェルA、B、G、Fは地下水量が多く、水中ポンプを4吋→6吋に変更(自噴井戸に依る水位GL-21~24m) ○2番立坑周囲のディープウェルC、D、Eの内D、Eは4吋→6吋に変更(自噴井戸に依る水位GL-24~27m)	○停電時、ディープウェルの揚水が不能になったさい、自噴井戸より第4次滞水層の被圧水がオーバーフローした。 ○ディープウェルの水位低下とともに、自噴井戸の水位も低下している。
問 題 点	○小範囲の立坑周囲の注入であるため、注入機2~3台で接近して注入した時、相乗効果が地盤が持ち上がる恐れがある。(できるだけ離して注入し、注入圧に注意する)	○第4次滞水層上部のシールを完全に施工しないと、上部の第1~3次滞水層の水まで揚水しなければならず、ポンプ能力が不可。なお付近の井戸枯の原因となる。	○構築内に設置してあるため、復旧撤去時に完全な閉鎖処理をする(自噴井戸パイプ内にトレミー式でモルタルを填充し、パイプ上をフタを溶接し、下床版コンクリート内に埋め込む。

§ 5. あとがき

都市道路面下 GL-27m 付近でボイリングと云う異常出水（毎分 1.43t）が発生したことに對して、若しこの事故による土留支保工の崩壊があれば、道路、沿道家屋に重大な損害を与え、また人命にもかかわり、社会的な問題として取りあげられその責任は重大なものとなったであろう。したがってこの事故の復旧対策について企業先と十分検討調査し、この対策工を計画し鋭意施工をし目

的を達成することができた。現在異常出水のあった 2 番立坑より大断面（7.45m ϕ ）土圧バランス式シールド機により初期掘進（50m）をすませ圧気設備の段取をしている。

最後に、ご指導ご鞭撻をいただいた本社土木設計部及び中部支店の関係各位に感謝する。

★岩盤内石油備蓄の紹介（パンフレット「西松建設のエネルギー備蓄②」より）★

地下に石油を蓄える。我国がこれから向おうとしているエネルギー備蓄方法のひとつの姿です。我国にとっては未経験の領域ですが、北欧諸国では 80% 近くがこの地下備蓄方式を採用しています。その理由は——①高い安全性、②土地の有効利用と環境保全、③容易な維持、管理、④施設建造費のコストダウン。以上の利点は、海外の施工例で効果が実証されています。西松建設はこの利点を活かしながら、さらに周辺環境保全を目的としたソフトウェアを充実。それぞれの要素を合理的に組み合わせる総合的なシステムを完成しました。

岩盤内備蓄方式の特徴

- 一部の地上施設以外は、全て地下に構築されるため、地形および地上の各種環境による制約を最も受けにくい方式です。
- 地震などの災害に対しては最も安全な備蓄方式です。
- 岩質によっては他方式以上の大規模備蓄が可能です。
- 火災に対して安全です。

岩盤内備蓄方式

- 豊富な岩盤掘削技術、海外の技術導入により完成された大規模岩盤内備蓄システムです。騒音、振動を最小限にとどめるよう配慮された総合機械システムで施工します。
- あらゆるタイプの岩盤内備蓄システムを開発中です。適

地の選定、複雑な地質への対応など各種の問題にも十二分にお応え出来ます。

パンフレット御希望の方は、技術研究部土木技術課まで御請求下さい。

