

も実際値より小さく出る様になつてゐるので何れも補正が必要である。

最後に一言附加して置きたいと思うことは、今の如く総てが speed の時代に於て橋梁など兎角 over loading になり勝である。しかもその安危は一般公衆の安否に関するものであるから、少くも数年に一回位の撓度検測を行つてその強剛度を檢査することを怠つてはならないと云うことである。それにも拘らず架設後は維持修理を怠り老朽腐蝕のまゝに放任し撓ミ檢測など一切お構ひなく成行に任してそのまゝになつてゐるものが多いのは心なきことである。而していざ災害奇禍の突発した場合は唯その表面上に表われた直接の原因と見られるもののみを挙げて如何にも不可抗力であつたかの如く或は責任を他に轉嫁するが如き評議を

してゐる様な場合がありはしないかと案じられるものがある。斯る場合の眞の責務は果して誰が負うべきものであろうか。その局に當るもの特に技術者の熟慮三省すべきではあるまいか。唯新しい構造物を築設さえすれば能事終れりと云う様なものではあるまい。総て構造物はそうであるが特に公共のものは之に出来る丈の維持修理を施して有効に而も永く活用することがその主目的であり且それが國家社会的にも經濟的となり資材を有効に使用する道である。而して之が吾々技術者の心懸くべきことであり又なすべき仕事の一部であると思つてゐるものである。万一にも橋梁の強剛度判斷を誤つて不慮の災害を惹起するが如きことのない様々に撓ミ記録の誤差について注意を喚起し危害を未遂に防止せんとするものである。

二重濾過法の設計について

正員 安田卓治*

ON THE DESIGN OF DOUBLE FILTRATION

(JSCE May 1950)

Takuji Yasuda, C.E. Member

Synopsis In Kyoto city, 1950 F.Y., double filter of Matsugasaki purification plant are constructed. Therefore, this paper reports a study of economical comparison between single and double filtration.

I 松ガ崎浄水場の擴張計画と浄水方式の問題

京都市の東北、高野河畔にある松ガ崎浄水場は蹴上浄水場に次いで古く昭. 2. の創設であつて、琵琶湖を水源として第二疏水隧道末端の蹴上から分水路に沿つて若王子取入口に至り、そこから延長 4 380m の導水管（その計画取水量 156 000t/d、目下水源保護を目的として取入口の改良及び φ1 350mm 導水管整備工事を施行中である）により原水を導く。浄水方式は蹴上で本邦最初の急速濾過法を採用したのに対しこゝでは緩速濾過法に依つて処理し塩素消毒を施した後、京都市の北西部を給水区域とする松ガ崎高区及び最高区各配水池にポンプで圧送（揚程 45m 及び 68m）される。

緩速濾過池は創設以來再度の増設が行われ現在單位有効面積 1 775m² のもの総て 11 池あつて、正常な運営（濾過速度 6.1m/d）に於ては 97 400t/d の濾過能力を持つ。しかし實際は現下の水不足に対応する非常措置によりその施設能力以上の加重負荷（約 110 000t/d、濾過速度 7m/d）を與えてをり、送水設備も既に限界能力に達しているので相当無理な操作をよぎな

くされている。來する年度に予定本浄水場の張は濾過能力を 150 300 t/d に、即ち水源の取水能力の限定まで増強せんとする計画であつて、之に附帶して必要な構内配管、消毒及び送水設備の増補改良を含むものである。

浄水方式の問題で、松ガ崎浄水場に於ては何故緩速濾過法が選ばれたかの理由の一つは敷地の関係であつて、蹴上の場合とは全く反対に広大な施工基面が得られた代りに落差があまりとれなかつたこと、他の一つは元來低

表一 第二疎水取入口附近に於ける原水の水質試験成績（昭. 23 調査）

Table 1. Report of water test at the inlet of No.2 water tunnel.

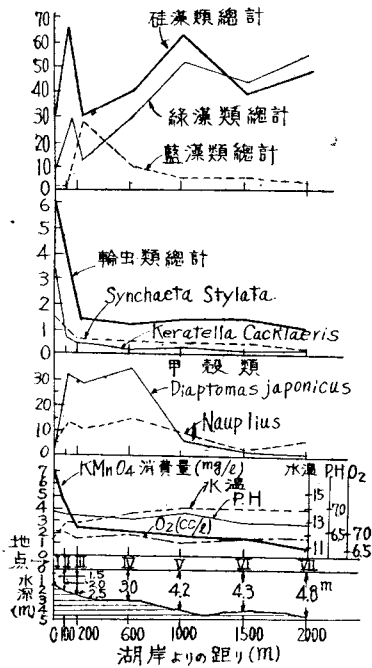
検査種類	最高	最低	平均
氣温	29.5	8.5	19.5
水温	28.8	8.7	18.7
浊度	3.5	1.2	2.6
色度	4.9	1.3	2.4
臭味			川瀬臭甚明
反応	依弱アルカリ性	中性	微酸性
PH	7.5	7.0	7.2
アルカリ度	26.2	20.0	23.4
酸度	4.2	0.3	2.1
遊離炭酸	1.8	0.1	0.9
塩素イオン	5.6	4.9	5.3
硫酸イオン	19.0	5.0	10.6
硝酸性窒素	0.06	0	0.01
亜硝酸性窒素	0	0	0
アンモニア性窒素	0.01	0	0
溶存酸素量	12.5	2.7	4.7
石灰度	13	1.0	1.1
カルシウム	5.2	4.0	4.7
一般細菌	660	7	111.5
遊離性細菌	14	3	2.1
カス発生量	45	3	2.7
ろ過残渣	(+)	(+)	(+)
ろ過試験	(+)	(+)	(+)

* 京都市水道局工事課

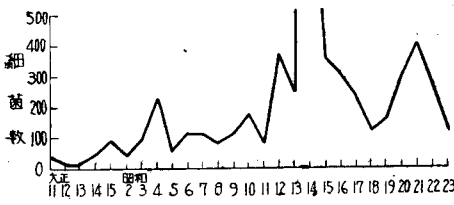
アルカリ度(表一参照)の原水に対して急速濾過法を適用するときは凝集剤の使用によつて更にアルカリ分が奪われ一層PH値の低下を生ずる傾向があり、そのために濾過水に再びアルカリの添加を必要とするような無駄を避けることにあつた。即ち浄水場の地理的條件と原水の性状から結局之を適当と認めたものである。

既存浄水施設はまた沈澱池のような前処理設備を欠き原水は濾過池に直結している。それは巨大な琵琶湖の自然沈澱を受けた原水であることを理由としてである。然し湖岸都市の膨脹と産業の発達は年々水源汚染の度を深め、また戦時の水源林濫伐の影響は最近漸く降雨のたびに濁濁を加える著しい結果として現われ浄水作業を脅威するに至つた。而して風光優れ碧水を湛える琵琶湖も一面淡水生物にとつては増殖に好適な温床となるから急流の自然河川に比して夥しいプランク

圖一 琵琶湖の理化學的性状と浮游生物の分布 (I中の個体数, 京大臨湖実験所調査)
Fig. 1. Physical and chemical properties of water of Lake Biwa, and distribution of plankton.



圖二 水源汚染の傾向 (1cc中の細菌數)
Fig. 2. Tendency of stain of water source.

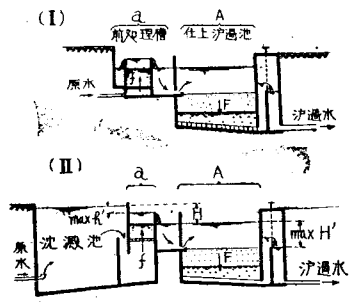


トンを含み(圖一,2 参照)濾過池に於ける濾床梗塞を早めたり濾過膜破壊の危険を結果するのである。かかる水源事情に対処して浄水管理上何等かの前処理を講ずべき必要を今日では切実に感じてきたのである。

一般に前処理は浄水効率の向上、濾過持続期間の延長及び凝集剤の節約等による経済効果を目的とし既に行われている方法としては、沈澱法、二重濾過法、曝氣法、前塩素法、等を挙げ得るが、これらは単独法としてよりも適当な組合せによる混用法として採用される場合が多い。

前塩素法は施設が最も簡易で原水の殺菌、藻類の直接駆除に有効であつて緩速濾過の場合にも春秋の生物増殖期に之を適用すればその制御効果を期待し得べきであるが、塩素適量の調節が実用上面倒な問題となるであろう。故に前塩素法はむしろ濾過膜の生成に生物の仲介を必要としない急速濾過の場合に、その凝集沈澱法と併用して眞價を發揮すべきものと思う。これに関しては現在蹴上浄水場に適用し試験中である。緩速濾過の前処理について既往調査の結果によれば二重濾過法を最も適当とし、若し原水の濁質により沈澱効果を期待するならば、沈澱法との混用型が理想的であつて、その型式は概ね圖一3に示す様である。二重濾過はまたその構造上曝氣法を伴うのが普通である。

圖一3 二重濾過法の型式
Fig. 3. Style of double filtration.



勿論原水の性状により一律には論ぜられないが、琵琶湖を水源とする松ガ崎浄水場に於ては二重濾過法の実施によつて、水源汚染に対する浄水方式の問題を一応解決し得るものと確信されるのである。

II 二重濾過法の實驗と設計基準

京都市は松ガ崎浄水場の創設に際して將來前処理の必要性を認め大.14.2~昭.2.2に亙り、蹴上浄水場構内の試験濾過池に於て二重濾過法に関する實驗的研究を行つた。而してこの研究の結果は既に昭.6.2安田靖一が氏によつて「重複濾過に依る浄水の研究」と題し土木学会誌上(同誌17卷2号)に発表されたのである。当時助手としてその實驗に従事した縁故をもつ筆者は

今回はからずも再び二重濾過法の実施設計を担当することになったのに際し、その実験に基づく設計基準の算式化についてここに駄足を試みる機会を得た次第である。

実験に用いた二重濾過の構造は圖-3.(I)型に示す様式とし前処理池の濾床材は厚サ 90cm の砂利層で粒度 6~15mm のものを選んだ。之と比較対象となる單式緩速濾過池の濾床構造は仕上濾過池と同様に上部砂層厚サ 90cm (粒度 0.3~0.9mm) 及び下部砂利層厚サ 75cm (粒度 9~24mm) を以て成層されていた。本試験は第1次及び第2次に分け、仕上濾過池の面積を変えることにより面積比、従つて速度比を異にする2種の場合(表-2 参照)について各々6回に互り比較研究を遂げたのである。

表-2 試験の条件
Table 2. Condition of test.

試験種別	試験期間	濾過水量 $\alpha_f \cdot A_f = \alpha_o \cdot F_o$ $= Q$ (公升/日)	面積比 $\frac{\alpha_f \cdot A_f}{\alpha_o \cdot F_o}$	最終濾過速度 $\frac{F_f - F_o}{F_o}$	前処理面積係数 $C = \frac{\alpha}{\alpha_o - \alpha}$
第1次	12.14.2 ~12.15.2 約1年	12,300,168,214 = 100x20,3600	1.00	0.027	1.00
第2次	12.15.2 ~12.22 約1年	12,300,132,273 = 100x20,3600	0.80	0.364	0.25

表-2 の試験条件の下になされた実験の結果から二重濾過法のもつ著しい特長として知り得たことは概ね次の3点に要約される。即ち (i) 浄水効率が優れていること, (ii) 濾過持続期間の延長, (iii) 濾過面積の縮少

表-3 水質試験成績の比較

Table 3. Comparison table of water test.

検水種類	第一次試験			第二次試験		
	原水	前処理水	濾過水	原水	前処理水	濾過水
色度	6.88 9.60 3.20 2.40	6.29 1.80	無色 透明	9.80 8.00 2.10	1.80 0.50	無色 透明
臭気	なし	なし	なし	なし	なし	なし
臭度	微弱アルカリ性	微弱アルカリ性	微弱アルカリ性	微弱アルカリ性	微弱アルカリ性	微弱アルカリ性
硫酸	痕跡	痕跡	痕跡	痕跡	痕跡	痕跡
硝酸	検出せず	検出せず	検出せず	検出せず	検出せず	検出せず
亜硝酸
アンモニア
クロール	4.98 4.99 3.68 3.74	4.98	4.98	5.05 5.04 4.17	5.05 3.36	5.05 2.24
過マンガン酸	59.31	58.34	48.31	56.93	51.46	44.94
遊離酸素	59.50	1.23	1.18	47.55	57.02	43.16
硬度	1.24	.	.	1.18	1.15	1.16
細菌数	57.00 52.20	42.00	7.70	66.00 85.00	66.00	10.00

1. 浄水効果

水質試験成績(表-3 参照)を浄水方式別に比較するに濾過水の理化学的及び細菌学的試験の範囲では、当時の原水そのものが清浄であつた故か、あまり著大な優劣を示していない。然し生物學的には、前処理池に一種の生物濾過としての機能を期待し得ることがほぼ確実なもの如く観察された。本試験では精密な生物検査が省かれ、之を究明できなかったのは遺憾であ

る。二重濾過法によれば原水中の魚類、水棲昆虫類、粗大な夾雑物などが前処理法の濾床に阻止され、又それを媒体として腐植質や浮游物の相当量が消化除去されるので、仕上濾過池の生物相が單式緩速濾過池のそれとは著しい相違を現わして来る。即ち仕上濾過池の濾床面に生育し蕃殖する緑藻群落は比較的丈が低く均等な分布をなしその増殖を抑制する事実がよく観察された。また水棲動物による濾過膜の破壊や剥脱の危険がなく、試験期間中屢々單式緩速濾過池の方でみられたように、濾過水頭の逆上現象が全く認められなかつた(それにも拘わらず細菌学的試験ではかかる明らかな濾床汚染を示すに鋭敏でなかつた)。このように前処理池の機能は單なる機械的濾過作用のみでなく、その濾材中に渣泥と共に附着し棲息する原虫類が原水中の細菌などを食餌として捕え滅じてゆくところの、生物を仲介とする好気性作用の存在を否定できない。以上の状況観察により二重濾過法は生物汚染に対し安全であり、より優れた浄水機能をもつものと判定されるのである。

2. 濾過持続期間の延長

二重濾過法の前処理は仕上濾過池に於ける濾床梗塞を遅滞せしめる効果をとめない、單一濾過法の場合に比して濾過持続期間に相当の延長をもたらすことを実験の結果(表-4 参照)が示している。

前処理池は各試験の初めと途中で1回夏期に濾床の汚れの状態をみるために洗滌を行つた。濾材は渣泥(その中に棲息する夥しい昆虫類を認めた)に被覆され汚れているにもかかわらず180日位の期間ではその梗塞による濾過不能の事実を認めなかつた。

第2次試験に於て両方の平均濾過持続日数が偶然相一致した結果を示している。この期間中は屢々魚類(鮒が15cm 大に生長した)が單式緩速濾過池の方に侵入してさかんに濾過水頭の逆上現象を惹起せしめたので若干の異常延長が含まれているであろう。

二重濾過法による濾過持続期間の延長率を求めるために表-4 の結果から次の様な実験式を與えることが出来る。

表-4 濾過持続日数
Table 4. Date of filtration.

試験種別	濾過回数	濾過持続日数		延長率 $\theta = \frac{T_2 - T_1}{T_1}$
		二重濾過法 前処理池(上) 仕上濾過池(T)	單一濾過法 緩速濾過池(T ₀)	
第1次	6	180以上 48~132 平均79	35~84 平均59	0.34
第2次	6	180以上 29~65 平均54	28~74 平均54	0
最大濾過水頭		Max H=50cm	Max H=90cm	Max H=90cm

$$\theta = \frac{T-T_0}{T_0} = \frac{4c-1}{9} \dots\dots\dots(1)$$

ここに θ : 仕上濾過池の濾過持続期間延長率

T : " 平均濾過持続日数

T_0 : 単式緩速濾過池の "

C : 前処理面積係数, その値は $C =$

0.25~1.0 の範囲で選び得る。

$c = 0.25 \quad 0.50 \quad 0.75 \quad 1.00$

100 $\theta = 0\% \quad 11.1\% \quad 22.2\% \quad 33.3\%$

3. 濾過面積の縮少

二重濾過法によれば僅少面積の前処理池を附設することにより仕上濾過池の増速を可能ならしめ, それだけ濾過能力を増大し得る。云い換えれば単一濾過法に比してある程度濾過面積を縮少しても浄水効率は決して低下しない。然しその縮少の程度には限界がある。実験の結果によれば最終濾過増速率 α が大体 50% 以内で前処理面積係数 c が 0.25~1 の範囲に於ては, 所要濾過面積を求めるために次のような算式をあたえ得る。

前処理池の所要濾過面積

$$a = \frac{Q}{f} = c\alpha A \quad \text{又は} \quad c(A_0 - A) \dots\dots\dots(2)$$

仕上濾過池の所要濾過面積

$$A = \frac{Q}{F'} = \frac{A_0}{1+\alpha} \dots\dots\dots(3)$$

ここに Q : 濾過水量, f : 二重濾過法の前処理池の濾過速度, A_0 : 単一濾過法の緩速濾過池の濾過面積

$c = 0.25 \sim 1$ (前処理面積係数), $\alpha \leq 0.5$ (最終濾過増速率)

而して単一濾過法を対象とする面積の縮少率を β で表わせば式 (2) 及び (3) から次式を得る。

$$\beta = 1 - \frac{a+A}{A_0} = 1 - \frac{1+c\alpha}{1+\alpha} \dots\dots\dots(4)$$

今試みに単一濾過法と等しい濾過持続期間をもつ場合, 即ち $\theta = 0$ 従つて $c = 0.25$ となる場合について二重濾過法の各所要濾過面積を計算し表示すれば表-5 の通りである。表-5 に於て例えば二重濾過法を採用して 30% の増速を行わんとすれば, 単一濾過法と同じ濾過能力を保たせるものとして尙 17.22% だけ面積を縮少することが可能であつて, 而も浄水効率はむ

表-5 二重濾過の所要濾過面積及び縮少率

単一濾過の $A_0 = 100 \text{ m}^2$ 且 $\theta = 0, C = 0.25$ の場合	最終濾過増速率 (100 $\alpha = 100(F-F_0)/F_0$) %				
	$\alpha = 10\%$	20%	30%	40%	50%
前処理池 $A = \frac{100 \cdot c\alpha}{1+\alpha}$	2.28 m^2	4.17 m^2	5.76 m^2	7.15 m^2	8.33 m^2
仕上濾過池 $A = \frac{100}{1+\alpha}$	91.00 m^2	83.30 m^2	77.00 m^2	71.50 m^2	66.70 m^2
計 $a+A$	93.28 m^2	87.47 m^2	82.76 m^2	78.65 m^2	75.03 m^2
面積縮少率 100 $\beta = 100 - (a+A)$	6.72%	12.53%	17.22%	21.35%	24.97%

しろ優れていることを示すものである。以上実験に現われた二重濾過法の著しい傾向について概説したが, 尙これに関しては精査解決すべき多くの問題が残されて居り, 特に前処理の濾床構造はその浄水効果を支配する重要な事柄であるべく未解決の生物化学的究明と共に今後に期待される研究課題であらう。実験に使つた濾材の粒度は半年以上も濾過に耐えて梗塞を起さなかつたことからみて稍々粗大に過ぎたかの憾みがある。流速と粒径の関係から次式の様な形をとるものとして補正を期したい。

$$d = x \sqrt{\frac{f}{F_0}} \dots\dots\dots(5)$$

F_0 : 単一濾過法の緩速濾過池の正常濾過速度 (琵琶湖は $F_0 = 20$ 尺/日)

ここに d : 前処理濾材の有効径 (mm), x : 補正係数 ($x = 1 \sim 1.8$, 実験の濾材では 1.8 に近い)

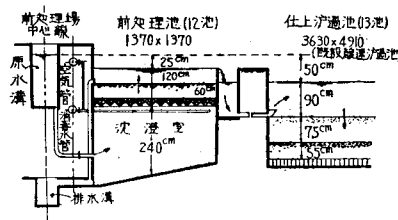
二重濾過法は元來汚染度の高い原水に対して欧米に発達した浄水方式であつた。しかし本研究はたとえ小規模短期の実験に基づくものとはいえ, 琵琶湖のような清澄な原水に対しても亦適用し得るばかりでなく, 尙優れた浄水効率と経済効果をもたらすべきことを明らかにしたものと思ふ。

■ 設計の概要

松ガ崎浄水場の拡張計画は前処理を必要とする水源事情及び在來の単一濾過法では拡張に稍々施工基面の狹隘を感じるために二重濾過法を実施し, 水質の改善に万全を期すると共に設備費及び浄水経費の節約を計らんとするものである。

圖-4 二重濾過實施設計の様式

Fig. 4 Style of design of double filter.



本計画の所要濾過水量は $Q = 150,300 \text{ t/d}$ であつて現有施設能力に対し 55% の増強を目標とする。主な工事施設は, 前処理場の新設と仕上濾過池の増設である。既設の濾過池はそのまま仕上濾過池に充当されるが単一濾過の正常速度 $F_0 = 6.1 \text{ m/d}$ を $F' = 7.7 \text{ m/d}$ まで増速するものとして不足分を拡張するのである。故に最終濾過増速率は式 (1) から $\alpha = 26\%$ となり前処理面積係数は幾分安全をみて $c = 0.37$ と與える。

尚洗滌予備池に対する余裕は 20% を標準として実施設計を行つた結果は表-6 に示す通りである。

表-6 濾過設備増補改良実施設計内容比較表
Table 6. Design comparison of enlargement of filter.

二重濾過法	単一濾過法
仕上濾過池(増設)	緩速濾過池(増設)
濾過速度 $F = 7.7\% / \text{分}$	$F_0 = 6.1\% / \text{分}$
所要濾過面積 $A = 19,500 \text{ m}^2$	$A_0 = 24,850 \text{ m}^2$
所要池数 13池(併用2池)	17池(併用2池)
単位濾過面積 $A/A_0 = 1.775 \text{ m}^2$	$A_0/A = 1.775 \text{ m}^2$
増設池数 13-11=2池	17-11=6池
濾過水深 $H = 4 \sim 90 \text{ cm}$	$H = 4 \sim 90 \text{ cm}$
前処理場(新設)	
濾過速度 $f = 80.1\% / \text{分}$	
所要濾過面積 $Q = 1877 \text{ m}^2$	
所要池数 12池(併用2池)	
単位濾過面積 $Q/A_0 = 1877 \text{ m}^2$	
単位沈澱容量 $420 \text{ m}^3 / \text{池} / \text{日}$	
濾過水深 $0.5 \sim 12.5 \text{ cm}$	
拡張工事費	濾過池増設(用地費2倍)
仕上濾過池増設 55,000,000 円	148,000,000 円
前処理場新設 60,000,000 円	
計 115,000,000 円	

注 消費濾過水量 $Q = 150,300 \text{ m}^3 / \text{日}$
最終濾過速度 $\alpha = 26\%$
前処理面積係数 $C = 0.37$

新設の前処理場は正方形の 12 池から成り各池は圖-4 にみる如く開放式重力型急速濾過池に近似した構造で、その洗滌時に於ける状態に平常は上向流を與えて濾過し、表面の溢流を導水溝に集めて仕上濾過池に導き最終濾過処理を遂げしめる機構である。原水溝と仕上濾過池常水面との落差は 50cm を必要とする。而して各池は概ね 1 時間分の容積とし上部 1/3 を濾過室に下部 2/3 を洗滌室にあてる。濾床は粒度 3~15 mm の小砂利を用い厚サ 60cm とし底部を逆 V 字型の格子に支持せしめ、之に散氣及び消毒液注入の装置を施す(圖-5. A. B 参照)。

別の拡張計画案として単一濾過法による場合の比較設計を試み、その結果を表-6 に併記して参考に供した。この場合は現構内では 2 池以上の濾過池増設が困難であるため残部 4 池分の拡張に対する約 10,000 m^2 の用地買収を必要とする。

IV 二重濾過法の經濟効果

最後に二重濾過法の經濟効果について検討を進めてみたい。

二重濾過法は単一濾過法に比して濾過面積を縮小し得ること又濾過持続期間の延長によつて洗滌頻度を減じ得ることの 2 つは、その著しい特長であつて建設費及び浄水經費節減の根元をなす。

濾過面積の縮少率は式(5)から

$$\beta = 1 - \frac{1 + \alpha a}{1 + \alpha} = 1 - \frac{1 + 0.37 \times 0.26}{1 + 0.26} = 0.13$$

洗滌頻度の減少率は式(2)から

$$\theta = \frac{4c - 1}{9} = \frac{4 \times 0.37 - 1}{9} = 0.053$$

となり β は建設費の節減に又 $\beta + \theta = 0.183$ は浄水經費のそれに関与すべきものである。

先づ拡張工事費に就て実施設計(表-6)の結果をみるに二重濾過法の採用によつて 33,400,000 円の節約となりその節減率 22.5% ($= 1.73\beta$) を示す。然しながら之を全く新規に建設する場合に就て吟味するに、今 Σa , ΣA 及び ΣA_0 等が予備池を含む全濾過面積を表わし、 a の A 又は A_0 に対する建設單價の倍率を m ($= 1.87$) で表わせば次の様な結果を得る。

新規建設費の節減率

$$1 - \frac{m \Sigma a + \Sigma A}{\Sigma A_0} = 1 - \frac{1.87 \times 2.252 + 23.075}{30.175} = 1 - 0.91 = 0.09 \dots \dots 9\%$$

圖-5 A 二重濾過前處理構造圖 $= 0.69\beta$

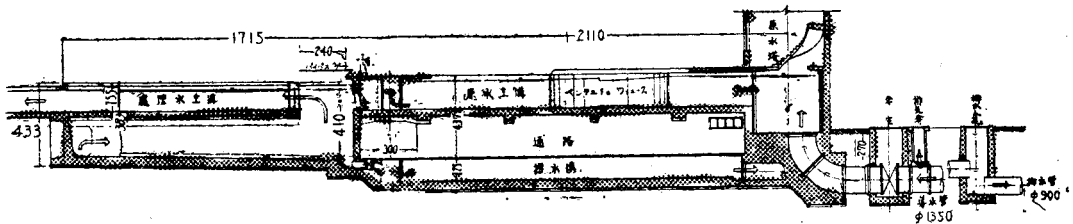
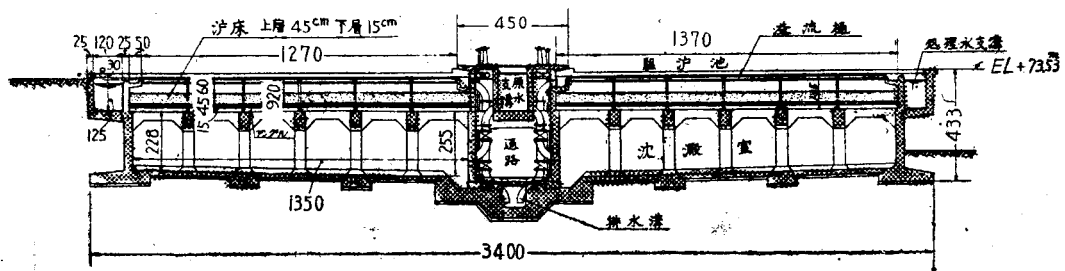


圖-5 B 同上



次に浄水経費の面では、今日の非常運営の状態から増補改良後の正常な運営に復帰した将来の状態を推定することは困難であるが、既往の実績と適当な仮定のもとに毎日の浄水作業費を見積つて表-7を得た。之によれば洗滌費に於ては大体 $(\beta + \theta) \approx 18\%$ 、総経費に於ては $0.54(\beta + \theta) = 10\%$ の節減率を示し、金額にして毎日 6 110 円の節約となり浄水原價に於て 1m^3 当り 4 銭の低落を示すものである。

表-7 毎日の浄水経費比較
Table 7. Economical comparison of daily purification cost.

種別	単一濾過法		二重濾過法	節減額
	現在	抗殊後		
事務費	14 290 ^円	16 330 ^円	16 330 ^円	0 ^円
洗滌費	17 800	24 210	19 780	4 430
消毒費	9 600	13 060	13 060	0
補修費	5 300	7 210	5 530	1 680
雑費	700	810	810	0
計	47 600	61 620	55 510	6 110
濾過水量	110 000 ^ℓ	150 300 ^ℓ	150 300 ^ℓ	
浄水原價 (1m^3 当り)	43 ^銭	41 ^銭	37 ^銭	4 ^銭

今後のセメント注入の理論的傾向

正員 釘 宮 健 二*

ABOUT THE THEORETICAL INCLINATION OF FUTURE CEMENT GROUTING.

(JSCE May 1950)

Kenji Kugimiya, C.E. Member

Synopsis As an engineer of cement grouting work of new inclined shaft at Oyubari coal mine of Mitsubishi Mining company Ltd., I have summarized what I have felt and thought during the work on the subject "the theoretical inclination of cement grouting" getting hint from two opposite contradictory undercurrent thoughts on cement grouting, I have explained the difference of working method and thought etc which resulted from difference of purposes, classifying the cement grouting of stratum improvement and cement grouting as the waterproof method. Furthermore, as the point of progress of cement grouting, I have described about what I thought during the grouting work, and finally I have mentioned questions on work and basic data which are desirable.

要旨 三菱鉱業株式会社大夕張鉱業所新斜坑セメント注入工事の現場責任者として、工事担当中感じ又考えた事を今後のセメント注入の理論的傾向と題してまとめあげた。即ちセメント注入技術には主として運輸省指導者と鉱山界指導者との間に、大きく底に流れて居る2つの考え方の正逆があることから出発して、セメント注入技術の量より最大値を論ずるもの、即ち地質改良のセメント注入と、量より最小値を論ずるもの、即ち止水工法としてのセメント注入とに大別して、その施工目的から起る施工法、考え方の違い等に就いて記述した。更にセメント注入技術の進歩発展を希望する見地から注入中の難感として断片的に、注入ポンプの理想型、注入圧力-時間曲線の考察、湧水圧力、湧水量と注入圧力、注入容量との関係等、一切羽單位にセメント注入を考えた時の考え方に就いて記述し、最後に結言としてセメント注入の現場第一線だけでなく第二線で研究してほしい基礎研究に就いてその必要な理由を述べるつもりで言及した。

I 緒言

土木学会誌 35 巻 4 号に発表した「大夕張鉱業所新斜坑セメント注入工事」は、現場のセメント注入のデータを基礎として、努めて客観的に記述したが、本文では現場担当の責任技術者としての立場から主観的に見たところを記述した。前記載の分と合せて判読して載きたい。

II 目的に依る2種類のセメント注入

セメント注入は、崩壊性土砂のために掘進出来ない地山にセメント溶液を圧入し、地山に圧縮力を与える地質改良の場合と、湧水多量の際の止水工法として用いる時とで、その考え方、工法は全く異なる。但し通常施工されるセメント注入はこの両目的に用いられる場合が多い。この異なる点は地質改良の目的の注入ではセメント溶液は地山に依り濾過作用を受ける度合いが大きいので、これに適合した特性をセメント溶液に附與することが必要であり、止水目的のセメント注入では、セメント溶液は地山に対する滲透作用を大にすることが必要である。セメント注入工法は大ざかみに

* 日本建機株式会社