

抄 録

水路巻立てに土を使用して 工費を節減した例

“Low-cost compacted earth lining shows
low seepage losses Friant-Kern Canal”

by J.J. Waddell

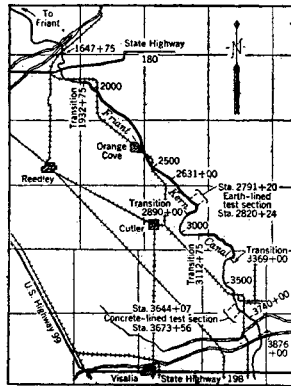
Civil Engineering Oct. 1953

p. 48~51 及び p. 98

Friant-Kern 水路は California の Central Valley 計画の一環として Bureau of Reclamation の手によつて作られた San Joaquin 河の Friant Dam から Kern 河に至る延長 160 mil の水路であるが、この水路中

図-1 に示す太い線の間はコンクリート巻立てを行わず、土を輾圧することによつてコンクリートとほとんど同程度の水密性を得るとともに、工費をいちじるしく減少することができた。コンクリートと土をそれぞれ使用した

図-1 Friant-Kern 水路の平面図



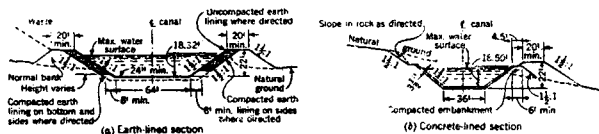
場合の標準横断面は図-2 に示すとおりである。

この附近は地下水がかなり低く、地形上水路は相当長く直線にすることが可能であり、地盤は大体一様であり、しかも不良部分を改良する粘土は附近に相当あるので、土を使用することは非常に有利と考えられた。すなわち、このあたりは花崗岩の丘が幾つかあり、その表面 0.6~1.8 m は粘土質ロームで、丘の間は入り込んでいて砂及び砂質ロームであるが、丘の麓の附近にはかなりの粘土の堆積が見られた。この区域の地質調査は 1945 年に始められたが、種々行つた試験中、最も力を入れたのは突固めと透水試験である。

突固めは実験室で決定した最適含水比の場合の最大

図-2 コンクリートと土を使用した場合の標準横断面図

FIG. 2. Friant-Kern Canal cross sections differed considerably in dimensions for earth and concrete linings.



密度の 98% 以上であることを仕様書に規定したが、突固めた巻立て土から取つた 733 個の試料の平均値は 101.1% という良好な結果を示した。粘土の輾圧、まき出しはキャリオール、輾圧はシーブス フート ローラーを使用した。他の構造物のすぐ近くは手動タンパーを用いた。側壁の水平巾は 8' (2.4 m) であるが、機械施工の最小可能巾 11' (3.3 m) を輾圧した後に余分の中だけを切り取つた。地盤が透水層をなしている箇所は底部は仕上げ面より 2' (0.6 m) 低く切り取り、その後粘土をまき出し輾圧した。しかし、大部分の良好な地盤では底部の仕上げ面まで掘削した後、その下 1' (0.3 m) を攪拌し水を加えてから輾圧を行つた。

施工を開始するに先立つて粘土とコンクリートを使用した試験用水路をそれぞれ 2904' (886 m), 2949' (900 m) 施工した後に、その水路おのおのに湛水して池を作り、その各池に水位の低下を測定するフックゲージ、蒸発皿、最高最低寒暖計各 1 個、及び粘土を用いた池にはその他に 10 個の Friant permeameter, 13 個の seepage meter, 10 個の well permeameter を水路の底に設置した。

この試験の結果、粘土コンクリート両者とも漏水は少なかった。すなわち、粘土の水路よりの全損失水量は 29 日間で 15.7 acre-ft (19 400 m³), コンクリートのそれは 24 日で 10.1 acre-ft (12 500 m³) であつた。これを換算すれば粘土 0.98 acre-ft/哩/日 (1 210 m³/哩/日), コンクリート 0.75 acre-ft/哩/日 (925 m³/哩/日) である。この両者の比較を行う場合、頭に置いておかねばならないことは、この両者の断面の大きさが異なることである。説明を簡単にするために次の記号を用いる。

R: 透水係数 (ft/日)

S: 全透水量 (ft³/日)

h: フックゲージのよみに表われた値 (他の方法によつたものと多少値が異なるが、フックゲージによる場合を標準とする)

試験の結果、両者は R_h で 9% 異なり (コンクリート 0.0054, 粘土 0.0059), S_h において 64% 粘土の方が多くなる。しかし、この両者の数字は水路流量 5,000 cfs (142 m³/sec) という値から見れば全く問題にならないものである。

図-3

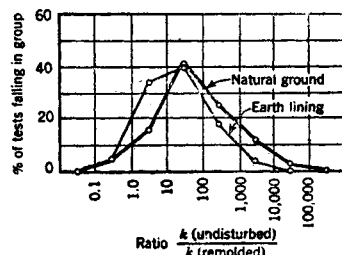


図-3 は自然に堆積したままの土と水路巻立て用として輾圧した現場の土のそれぞれの透水係数と実験室で突固めた土のそれとの比をプロットしたものであるが、後者は前者よりもはるかに優れていることは2つの山がよく示している。

次の表は Bureau of Reclamation によつて最近施工された水路で、粘土コンクリート両者を用いた場合のそれぞれの工費を対照したものであるが、粘土を使用した方がはるかに廉価でできていることは一目して明らかである。

Project 水路	水路容量 (m ³ /sec)	平均巻立厚 (cm)	平均単価 (\$/yd ²)
無筋コンクリート	142~71	8.9	2.20
輾圧粘土	142	底面 61.0 側面 91.5	0.46
Delta-Mendota 水路			
無筋コンクリート	130~94	10.1	2.42
輾圧粘土	94~91	底面 61.0 側面 91.5	0.42
Wellton-Mohawk 水路			
無筋コンクリート	34	8.9	2.53
輾圧粘土	37	61.0	1.31

(建設技術研究所 梅田昌郎)

帯水層試験の資料を分析する方法

“Selected Procedures for Analyzing Aquifer Test Data.”

By Russell H. Brown

Journal American Water Works Association, vol. 45, No. 8, pp. 844~866, 1953,

地下水資源の評価・開発には帯水層の水理学的特性——伝達係数 (Coefficient of transmissibility) や貯水係数 (Coefficient of storage)——を知ることが必要である。これ等の特性の決定に使われる多くの方法のうちの幾つかをここに紹介する。便宜上議論を鑽井区域に限定し、帯水層は均質、等方性、かつ無限の拡がりを持ち、また試験に使われる井戸は帯水層完全に貫通しているものとする。

[A] 水面降下 (Drawdown) 法 ある井戸をポンプで汲上げ、その近くにある2本の井戸の水位の変化を観測する。ポンプで汲上げている際の観測井の水位とポンプを働かせていないときに留つておるべき水位との差を水面降下とよぶことにする。水面降下の資料を分析して帯水層の特性を決定するのに2つの解法が利用できる。

a) 典型曲線 (Type curve) 解法 この論文で扱われるすべての分析法の基礎になっている Theis 公式は次のとおりである。

$$s = \frac{Q}{4\pi T} \int_{\frac{r^2 S}{4Tt}}^{\infty} \frac{e^{-u}}{u} du \dots\dots\dots(1)$$

ここに $u = \frac{r^2 S}{4Tt}$

s: 観測井における水面降下, Q: 井戸の汲上率, T: 帯水層の伝達係数, S: 帯水層の貯水係数,

r: 汲上井から観測井までの距離, t: 汲上げ開始後の経過時間, e: 自然対数の底 s を呎, Q をガロン/分, T をガロン/日/呎, r を呎, t を日で表わすと (1) は次のように書ける。

$$s = \frac{114.6 Q}{T} \int_{\frac{1.87 r^2 S}{4Tt}}^{\infty} \frac{e^{-u}}{u} du \dots\dots\dots(2)$$

ここに $u = \frac{1.87 r^2 S}{4Tt}$

(2) の積分項を W(u) で表わす。W(u) は井戸函数 (Well function) とよばれている。

$$s = \frac{114.6 Q}{T} W(u)$$

書換えて

$$W(u) = \left[\frac{T}{114.6 Q} \right] s \dots\dots\dots(3)$$

$$\frac{1}{u} = \left[\frac{T}{1.87 S} \right] \frac{t}{r^2} \dots\dots\dots(4)$$

(4) と (5) の両辺の対数をとると

$$\log W(u) = \log \left[\frac{T}{114.6 Q} \right] + \log s \dots\dots\dots(5)$$

$$\log \frac{1}{u} = \log \left[\frac{T}{1.87 S} \right] + \log \frac{t}{r^2} \dots\dots\dots(6)$$

(5) と (6) の括弧内の項は恒量であるから、W(u) と $\frac{1}{u}$ との関係を示す典型曲線 (図-1 参照) と、s と $\frac{t}{r^2}$ との関係を示す直線 (図-2 参照) とを対数紙

図-1

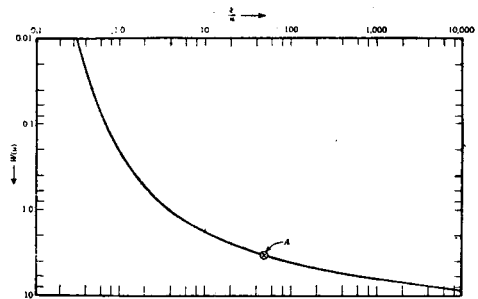


Fig. 6. Theis Type Curve (Drawdown Data Analysis)

図-2

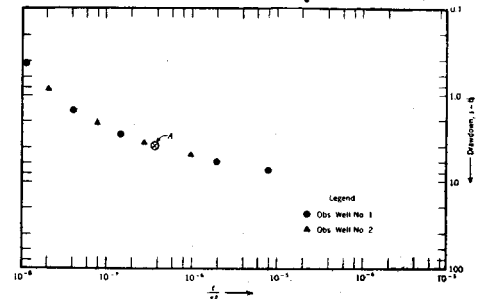


Fig. 7. Plot of Drawdown Test Data (Type Curve Solution)

上に画くとこれ等の曲線はその形が同一となるはずである。別に発表されている $W(u)$ の数値表と2本の観測井で集められる水面降下の資料とを利用してこれ等の曲線に対数紙上に求める。次に図-3に示すごとく、良好な一致点 (match point) がえられるまで、

図-3

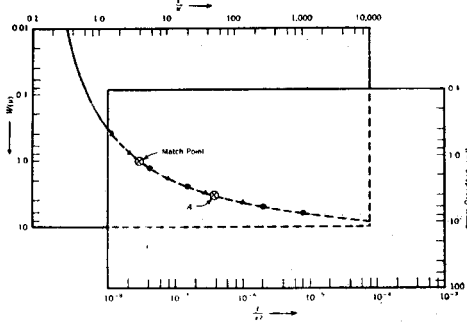


Fig. 3 Drawdown Test Data Superposed on Their Type Curve

座標軸を平行に保つてこれ等の曲線を重ね合わせる。一致点が見つかったらそれに対応する $W(u)$, $\frac{1}{u}$, s , $\frac{t}{r^2}$ の値を読みとり、これ等の値を (3) と (4) に代入して T と S を求める。このようにして所望の伝達係数や貯水係数がえられる。

b) 直線解法 これは a) の近似解法である。井戸函数を級数展開すると

$$W(u) = \left(-0.5772 - \log_e u + u - \frac{u^2}{2 \times 2!} + \frac{u^3}{3 \times 3!} \dots \right)$$

$\frac{1}{u} > 50$ の場合にこの級数は最初の2項で近似される。この近似値と $u = \frac{r^2 S}{4 T t}$ とを (1) 式に代入すると

$$\begin{aligned} s &= \frac{Q}{4 \pi T} (-0.5772 - \log_e u) \\ &= \frac{Q}{4 \pi T} \left(\log_e \frac{1}{u} - \log_e e^{-0.5772} \right) \\ &= \frac{Q}{4 \pi T} \left(\log_e \frac{4 T t}{r^2 S e^{0.5772}} \right) \\ &= \frac{Q}{4 \pi T} \log_e \frac{2.25 T t}{r^2 S} \end{aligned}$$

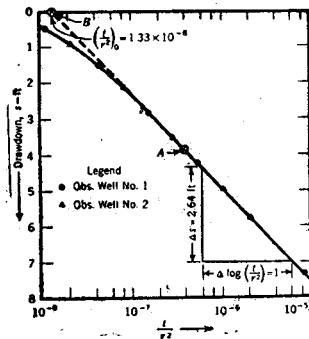
10 の対数になおすと

$$s = \frac{2.303 Q}{4 \pi T} \left(\log_{10} \frac{t}{r^2} - \log_{10} \frac{S}{225 T} \right) \dots (7)$$

図-4に示すごとく片対数紙上に s と $\log \frac{t}{r^2}$ との関係を示す直線を引くと、この直線の勾配が (7) の括弧の前の恒量を表わし、またこの直線と水面降下が零の座標軸との交点が (7) の括弧内の第2項を表わすことがわかる。この関係を使つて T と S , すなわち帯水層の伝達係数や貯水係数が求められる。

[B] 水位回復 (Recovery) 法 汲上げ中の井戸のポンプの運転を停止する際に2本の観測井の水位の回復上昇を観測する。このようにしてえられる水位回復

図-4



の資料は水面降下の資料の逆であり、従つて水位回復試験がいわば負の水面降下試験と考えられる。そこで前述の典型曲線解法と直線解法がこの場合にも利用できる。

最後に帯水層の境界の影響について考察してみる。帯水層が非透水性の地層で切断されている場合には、観測井の水面降下率はそうでない場合より大であり、帯水層が河川に接触している場合には、河水流入の影響をうけて観測井の水面降下率がそうでない場合より小となる。いずれの場合においても、観測井の水面降下の資料を利用して帯水層の境界の存在と性質だけでなく汲上げに対する位置もまた決定できると著者は紹介している。

(国立公衆衛生院 松本順一郎)

地下式発電所の掘さく方式について

“Complex Excavation Pattern Cuts Out Underground Powerhouse”

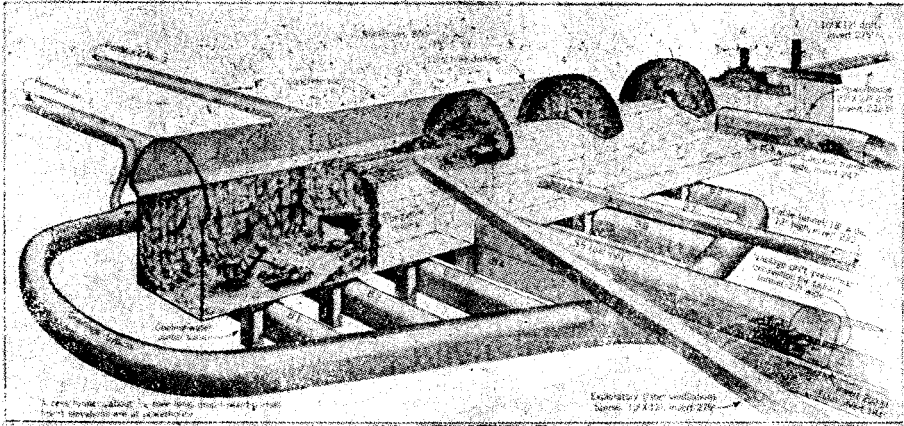
W.G. Huber

Civil Engineering, vol 23, No. 6, June 1953, pp. 52~57

カナダ、British-Columbia 州の Kemano 発電所 (自家用) は現在工事中で、1954 年半ばに完成の予定であるが、地下式発電所としてはおそらく世界最大のものであろう (その貯水池を形成する Kenney ダムについては 38 巻 11 号に抄録した)。堅型衝動タービン (140 000 hp.) 及び発電機 (106 000 kVa) 16 基を納める発電機室は長さ 348 m, 巾 25 m で、高さは放水路底から天井アーチの頂部まで 42 m に及び、優に 10 階建のビルに相当する。第 1 期工事としては北部 8 基の発電機を設置するための長さ 213 m の部分を施工し (この掘さく量 200 000 m³), さしあたり 3 基の発電機を据えつけることになっている。

発電所位置は骨材採取場と広い戸外の作業場とが得られる Kemano 川の河原に近く、しかも放水路がなるべく短かくてすむような位置に選ばれた。長さ 460 m の地質探査坑 (El. 275', これは将来換気坑となる) を掘つて調査を行い、地表面下 244 m の箇所良好

図-1



な岩質の石英閃緑岩の岩層を得て、ここに川と平行の方向に発電所を掘さくすることに決定した。

掘さく方式は次のとおりである。まず 8×8 m の礮搬出導坑 (El.202.5', 長さ 473 m, これは将来 El.184' まで掘り下げて放水路隧道とする) 及び 1号通路隧道 (El.247', 長さ 409 m) をほとんど素掘りて掘さくする。放水路隧道の末端からこれに直角すなわち発電所の長手の方向に 8×8 m² の底設導坑 (El.202.5') を掘る。これから 36 m おきに竪坑を掘り上げ、これにもとづいて El.275' (発電所天井アーチ起拱点のレベル) に 3×3.5 m の頂設導坑を掘る。掘さくの順序は先にアーチ部の掘さくを北端から南へと向って行い、しかる後底部へと掘りひろげる。アーチ部を掘さくするには 36 m 間隔に 7ヶ所に頂設導坑から扇形 (巾 3 m) の部分を掘りぬき、これからアーチ内壁にそつて 1.35 m おきに水平方向に長さ 17 m の孔 141 個を diamond drill を用いて穿つ。こうしておいてから、頂設導坑より半径方向にアーチ内壁の方へと順次岩を爆破し去り、礮は竪坑によつて底設導坑へ導き放水路隧道から搬出する。この部分の掘さくがかなり進んでから、折畳み式移動アーチ型枠 (長さ 9 m) を用い、pumpcrete machine により天井アーチ部を 23 部分にわけてコンクリートを打設する (コンクリート量 $16,000 \text{ m}^3$)。圧縮強度 140 kg/cm^2 に達してから型枠を除き、約 3 週間の養生の後アーチコンクリートと岩盤との間にグラウト注入を行う。

こうしてアーチ部の完成した部分から、順次引続いて発電所本体 (25×23 m) の掘さくにとりかかる。これは前と同様の方式 (long-hole drilling method) によりアーチ起拱点から側壁にそつて長さ 23 m の孔を 1.7 m 間隔に鉛直に穿ち、しかる後にハッパをかける。側壁は素掘りのままで、柱や梁はこの岩の壁面にアンカーする。

以上の発電所建物の掘さくに続いて、同様のやり方で圧力管及びヴァルヴ室の掘さくが行われる。1号ペ

ンストックは 4 本に分岐し、ヴァルヴ室を経て直径 1.5 m の圧力管によつて 1号ないし 4号の水車に給水する。2号ペンストックも同様に分岐して 5号ないし 8号の水車に至るが、この方は第 2 期工事として将来行う予定である。

参考までに発電所内各部の大体のレベルを放水路隧道底面を基準として示せば、圧力管軸、水車 8 m, 発電機室、ケーブル隧道 14 m, 変圧器室、通路隧道 19 m, 225 t クレーン・レール、換気坑、天井アーチ起拱点 28 m, 天井アーチ頂部 42 m, である。

(電力中央研究所 千秋信一)

一定の引張荷重を受ける棒の局部収縮と破損

“The Necking and the Rupture of Rods Subjected to Constant Tensile Loads”

by N.J. Hoff

Polytechnic Institute of Brooklyn, N.Y.
Journal of Applied Mechanics, March,
1953 p. 105~p. 108

普通の引張試験を受ける棒の局部収縮及び破損についての理論的あるいは実験的研究は主に応力-ひずみ曲線から局部収縮を予言したり、棒の局部収縮の起つた附近の応力分布の解析であつた。Ilyushin は最初に粘性の影響を解析に導入した人である。

本論文では材料が完全に粘弾性であると仮定して、簡単な 1次元の解析を行つた。計算の基礎になるひずみ速度と応力との関係は金属のクリープ試験から得た非線形のものである。理論から求めた破損の時間及び局部収縮附近の断面の形は Dorn, Tietz の実験とかなりよく一致していた。

均一に分布した引張応力を完全に円筒形状の棒に作用させると、応力状態は 1次元で、棒の変形はまた同様である。この変形は弾性変形とクリープ変形の 2つから成立っているものと仮定する。

一定の引張荷重を載せると、棒は最初急激に変形するが、間もなく定常状態のクリープ速度の変形に移行する。ここでは第1段階の変形は省略する。ある温度で起るクリープ変形はクリープ法則によつて

$$\epsilon = \frac{d\epsilon}{dt} = f(\sigma) \dots\dots\dots(1)$$

で与えられる。 σ の函数の形は実験から決めなくてはならない。

定常状態のクリープ速度は棒の伸びにともなう局部収縮に原因する応力増加とともに増加することはよく知られたことである。それで式(1)の実験公式を変更して、その式中の応力、ひずみのある瞬間のそれ等の値と置換えることは理論的に正しい。

体積は不変であると考えると、ある瞬間の応力 σ は

$$\sigma = \sigma_0(1 + \epsilon) \dots\dots\dots(2)$$

となる。ひずみの瞬間の値を自然ひずみ、あるいは真のひずみと呼んでいるが、その ϵ_n は

$$\epsilon_n = \lg(1 + \epsilon) \dots\dots\dots(3)$$

である。 $R = (1 + \epsilon)$ なる記号を導入すると、式(1)のクリープ式は次のごとくなる。

$$\frac{d}{dt}(\lg R) = \left(\frac{\dot{R}}{R}\right) = f(\sigma_0 R) \dots\dots\dots(4)$$

弾性ひずみ ϵ_e は $\epsilon_e = \sigma/E$ であるから、全体の変形を支配している法則は

$$\frac{\dot{R}}{R} = \left(\frac{\sigma_0}{E}\right) \dot{R} + f(\sigma_0 R) \dots\dots\dots(5)$$

であらわされる。この方程式の解は

$$t = \int \frac{1}{f(\sigma_0 R)} \left(\frac{1}{R} - \frac{\sigma_0}{E}\right) dR + C \dots\dots\dots(6)$$

ここに C は積分常数で、次の初期条件からきまる。

$$t = 0 \text{ で } \epsilon = \left(\frac{\sigma_0}{E}\right) = \epsilon_0, R = 1 + \epsilon_0 = R_0 \dots\dots(6a)$$

クリープ試験の結果は普通応力の対数と、定常状態

のクリープ速度の対数とで表わされる。このようにしてあらわされる線は直線であることが多い。この場合は式(1)の σ の形は

$$f(\sigma) = \left(\frac{\sigma}{\lambda}\right)^n \dots\dots\dots(7)$$

あるいは

$$f(\sigma_0 R) = \left(\frac{\sigma_0 R}{\lambda}\right)^n \dots\dots\dots(8)$$

である。これ等の値を式(6)に代入し、初期条件も入れると、

$$t = \left(\frac{\lambda}{\sigma_0}\right)^n \left[\frac{R_0^{-n} - R^{-n}}{n} - \frac{\sigma_0}{E} \frac{R_0^{-(n-1)} - R^{-(n-1)}}{n-1} \right] \dots\dots\dots(9)$$

ただし $n > 1$

もしもこの式で弾性変形の項が無視されると

$$t = \left(\frac{\lambda}{\sigma_0}\right)^n \frac{1}{n} (1 - R^{-n}) \dots\dots\dots(10)$$

ϵ が無限大に近づいてゆくと、 R もまた無限大に近づいてゆき、断面積は 0 になる。破損が起る時間を t_{cr} とすると、

$$t_{cr} = \frac{1}{n} \left(\frac{\lambda}{\sigma_0}\right)^n \dots\dots\dots(11)$$

で与えられる。式(11)により式(10)は簡単化され、

$$t = t_{cr}(1 - R^{-n}) \dots\dots\dots(12)$$

となる。半径方向の変位を Δr で表わすと、体積不変の法則から Δr は

$$\frac{\Delta r}{r} = 1 - \frac{1}{\sqrt{R}} \dots\dots\dots(13)$$

で求められるから、局部収縮した個所附近の断面の形も明らかにすることができる。

(原論文は以上述べた理論のほか、Al-合金について、他の人の実験結果と比較している)

(東京大学 久保慶三郎)

(35 ページより続く)

約5億円となつている。附近は水深 3~7m 程度であり、基礎土質は干潮面下 15~25m の第3紀層の上に礫層、砂層、沈泥層等が互層をなし、軟弱ではないが相当複雑な様相を呈している。近き将来着工すべき第2バース(水深 12m)の建設も考慮に入れて、現在鋭意基礎土質調査に力を注いでいるが、現在までの資料より考えられる構造物の型式としては棚式岸壁等である。この種の構造の設計計算を実施中であつて、基礎調査の結果と相まつて設計が決定し、再び誌面より会員諸兄に設計及び施工について御報告できることを望んでこの記事を終る。

(運輸省京浜港工事事務所長 三上 恒)

ダム文献について

会員各位の御希望により複写印刷したサベージ博士寄贈のダムに関する文献 15 点は、非常な好評を得ていよいよ在庫がなくなりました。次の 3 点がまだ多少残つておりますので御希望の方は学会あて至急御問合せ下さい。

- Trial-Load Analysis of Stress Condition in Ross Dam Raised to a Top Elevation.

頒価 75 円 (〒 10 円)

- Foundation Bearing Test at Davis Dam.

頒価 55 円 (〒 10 円)

- { Treatise on Dams, 1, Compendium.
Treatise on Dams, Chapter 4, Basic Consideration.

本書は殆どありません 頒価 370 円 (〒 35 円)