

文献調査委員会

ターガス河橋上部構造の概要

Civil Engineering/高崎 一郎

生コンクリートの解析的考察

Cement, Lime and Gravel/田沢 栄一

Svee ブロックの安定性について

P.I.A.N.C./鈴木 穰実

レナ河の水力開発

Гидротехническое Строительство (水力建設)

/中村 宏

系統式信号制御の系統速度を変えたときの交通流

Public Roads/藤田 大二

最後沈殿池の泥濃度の現場測定

Proc. of A.S.C.E., SA/宇井 純

ターガス河橋上部構造の概要

“Tagus River Bridge for Highway and Railway Traffic”

Boynton, R.M.

Civil Engineering, Vol. 36, No. 2,

pp. 34~40, February (1966)

本年中程に予定されているリスボンのターガス河橋が完成すると、またいくつかの記録が生れることになる。中央径間1013mは、アメリカ以外での最大径間であり、世界第5位であるが、道路・鉄道併用橋の Spann としては世界最大である。またその補剛トラスは連続トラス構造として、南側主脚の水中高さ約80mは、橋脚の水中基礎としてそれぞれ世界最大である。

この記録的な橋が初めて計画されたのは、遠く1876年のことであったが、その建設に当っては、全面的な高張力鋼の使用を始め、幾多の新材料・新技術の開発を待たねばならず、技術的、経済的に建設の可能性が打ち出されたのは1953年、さらにその設計が国際競争となっ

たのは1960年のことである。

1013mの中央スパン、2@484mのサイドスパン、さらにバックスティスパン3径間を加えて橋長約2280mの橋は、機能的、構造的に二つの段階に分けて考えられる。第一期の工事は、上路の道路橋としての完成であり、第二期の工事は、補剛トラスの中に鉄道を通す、道路・鉄道併用橋としての最終的完成である。

1) 補剛トラスとケーブル 第2の段階は将来のことであるので、まず第一期工事の建設費を最小にとどめ、しかも追加工事のにおりに既存の部材の補強を行なわないですますという条件を満足させるために、図-1に示すごとき構造系が採用された。道路橋としての第一段階では片側1本の主ケーブルのみを有し、将来の鉄道橋としての剛性保持等の意味から、補剛トラスはバックスティスパンをふくめて全橋長にわたって連続構造とされた。この構造系は、主として道路橋としての荷重で設計され、鉄道橋としての荷重は、そのごく一部を負担するに過ぎない。第二期工事での死荷重の全部と活荷重の一部は、新たに追加される片側2本の補助ケーブルと4本の斜つりケーブルが負担する。追加される補助ケーブルの水平反力はすべて鉄道橋部分の縦桁で吸収され、既設の補剛トラスにはなんら付加応力が導入されない。このため、縦桁は圧縮材として軸力に抗すべくその面内に水平トラスが組まれている。縦桁は高さ90cmの溶接I型桁で、材質は構造用合金鋼T-1である。主ケーブルは、径5mmの心線304本よりなるストランド37本で構成され、径約60cmある。斜つりケーブルは、補剛トラスと鉄道用縦桁との橋軸方向の水平変位を吸収すべく、その末端に設けられたロッカーを通じて縦桁の水平トラスと連結されている(図-2)。補剛トラスの高さは約10.700mで中央径間長の1/95、断面は560mm×430mmであり、その腹板厚は実に90mmに達する。材質はT-1である。第一、第二段階のそれぞれに対したわみ度理論で解析され、さらに偏心载荷によるねじりの影響、風荷重に対する空気力学的安定性などは、主構と横構の共同作用を考慮して検討され、十分な抵抗力が確認され

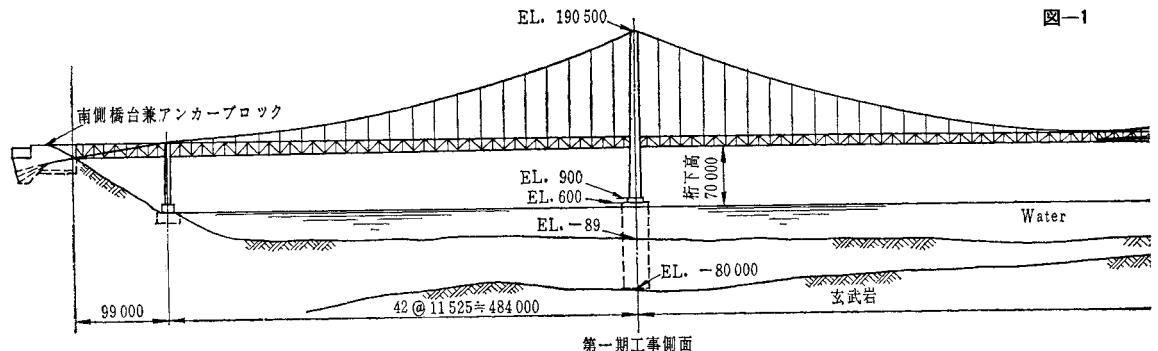
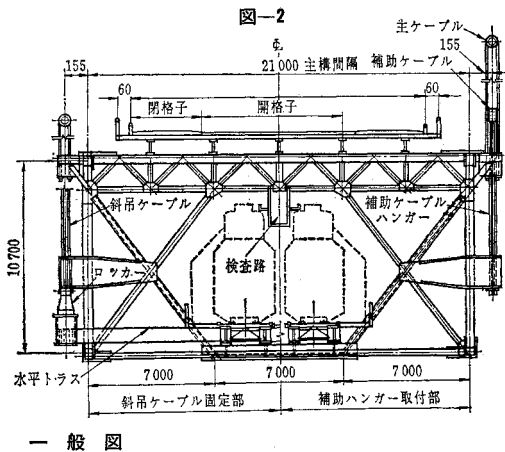


図-1

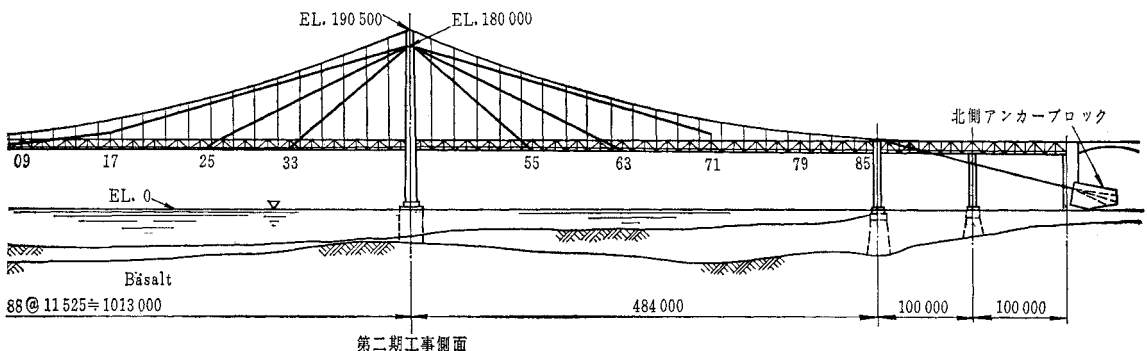
た。風洞を用いた模型実験がなされたことはもちろんであり、試験時の風速は、実寸換算で約 65 m/sec である。

2) 主塔 道路橋としての主ケーブルより主塔に作用する垂直反力は 21 000 t、追加ケーブルよりの反力は約 8 000 t で、第一期工事においてこの双方の反力に対して設計された。材料は ASTM-A 36 でリベット構造とし、脚内部は通常の設計のごとく多室に分割することをせず、十分厚い鋼板 (75 mm) と大きな補剛材を用い、内部に広いスペースを確保し、あとの保守点検を便ならしめた。また、最近のつり橋主塔は、その外観の優美なることからラーメン構造が多く採用される傾向にあるが、本橋においては、主として経済的な理由から対傾構を組んだトラス構造が採用された。塔の高さは橋脚上約 185 m、脚部を固定端とする可撓性主塔であり、補剛トラスは塔に固定されずにその内部を通過させている。

3) その他 道路橋の設計に用いられた活荷重は、主構に対して 300 kg/m<sup>2</sup> の等分布荷重と 5 t/m の線荷重であり、床組等部分的な部材に対しては 60 t トラックである。路面は図-2 に示すごとく 4 車線よりなり、うち 2 車線は開格子床である。緊急時以外の徒歩通行は許されていない。本橋の補剛トラスは 2 km 以上にわたって連続しており、かつ主塔に固定されていないので、温度変化等によるトラス端部の橋軸方向移動量は 1.5 m



一般図



第二期工事側面

にも達する。そのため、橋端部の伸縮継手は大型の櫛型継手の表面に橋軸直角方向の鋼角棒 (50 mm × 50 mm) をならべた特殊な「すだれ構造」とし、さらに地震等に起因するトラスの橋軸方向の振動を吸収すべくダンパーを設けた。

本橋の構造部材は、すべてアメリカ ニューオーリンズにおいて工場製作され、リスボンに運ばれた。

(委員 高崎 一郎)

## 生コンクリートの解析的考察

“Some Analytical Aspects of Fresh Concrete”

Powers, T.C.

Cement, Lime and Gravel, Vol. 41, No. 2, 3

Feb., Mar. (1966)

この文献は、生コンクリートのレオロジー的研究から出発し、配合との関係を調査して、練り上った生コンクリートのミクロな構成要素の分析を行ない、配合設計の一つの考え方にまで発展させたものである。

1) ペーストやコンクリートのコンシステンシー セメントペーストやコンクリートの粘性は、レオロジカルな状態を二つに分けて考えなければならない。一つはプラスチックな状態であり、他は流動状態 (fluidized state) である。

プラスチックな状態では、例えば図-1 に示すように、せん断弾性係数と降伏応力が問題になり、流動状態

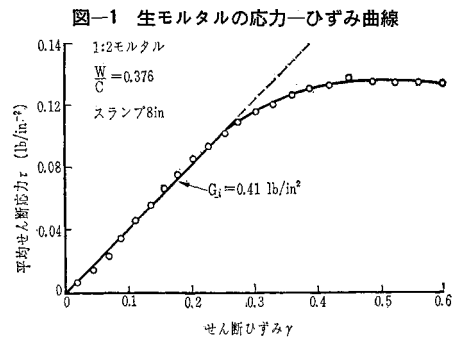
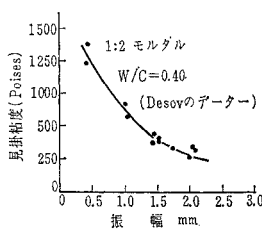


図-1 生モルタルの応力-ひずみ曲線

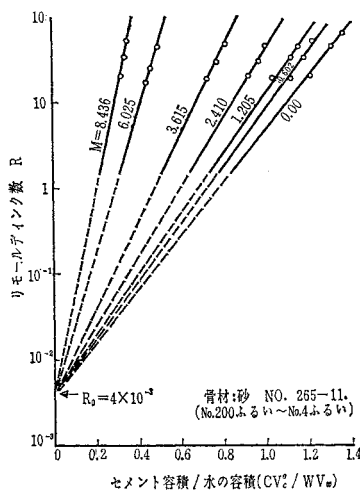
では主に塑性粘度 (plastic viscosity) がコンシステンシーを表わす。これは例えば図-2に示すように、同じ配合のモルタルの見掛粘度が振幅の異なる振動状態で異なることから予想される。しかも、状態のいかんを問わず、せん断弾性係数、塑性粘度、降伏応力は水に対する固体材料比の指数関数になることが、実験的に見出され、固体材料比0の外そう点は水の粘性に一致する。

図-2 振幅の異なる振動を加えた生コンクリートの見掛粘度



したがって、この二つの状態を適当に組み合わせた従来の試験方法、例えばリモールディング試験、スランブ試験についても

図-3 リモールディング数 R と C/W 容積比との関係



実験の結果は同じ関係が成立することを示している。図-3はリモールディング試験について実測値をプロットしたものである。

もちろん、水に対する固体材料比という考え方は、セメント骨材比が一定の場合について個々にいえることなので、この図

$$R = (4 \times 10^{-3}) \times e^{K_R'(M)} \times (CV_c^0 / WV_w)$$

.....リモールディング試験

$$S = 10^6 \times e^{K_S'(M)} \times (CV_c^0 / WV_w)$$

.....スランブ試験

ここに

R: リモールディング数, S: スランブ

C, W: セメント, 水の重量

$V_c^0, V_w$ : セメント, 水の比容積

$K_R', K_S'$ : 試験器の特性もふくむ材料定数でMの関数

M: セメント容積に対する骨材容積比

となる。

2) W-R 係数とその変化 以上の関係はある試験法による測定値を Y とすると

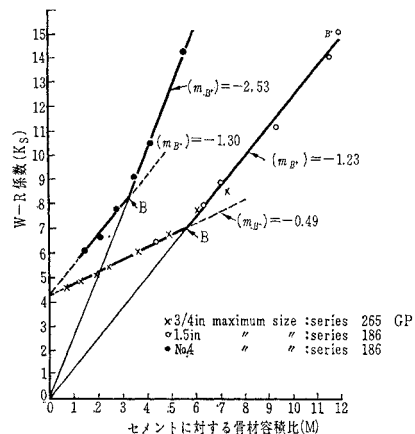
$$Y = Y_0 e^{K_Y(M)} \times (CV_c^0 / WV_w)$$

と一般化することができる。Y<sub>0</sub>はその試験法による水の見掛コンシステンシーで、流動状態の試験では水の粘性となる。

上式の K は材料と試験法の特値で、水の必要量を示すので W-R 係数 (Water-Requirement Factor) と名付ける。

この K とセメントに対する骨材容積比 M とをプロットすると、図-4となる。これはスランブ試験の場合であるが、リモールディング試験についても同様の関係が得られる。

図-4 W-R 係数と M との関係 (スランブ試験による)



この実測値は折線となり、Mがある限界を越えると原点をとる直線となる。縦軸を切る点はニートセメントペーストの W-R 係数と考えられ K<sub>c</sub> と名付ける。

骨材添加量が少ない間は W-R 係数の増加は、骨材量に比例したある量が K<sub>c</sub> に加わる。しかし限界点 B を越えると K<sub>c</sub> に無関係に W-R 係数の増加が大きくなる。骨材量が B 点以下の B<sup>-</sup> 領域では、骨材とセメント両方が水量に影響するが、B<sup>+</sup> 領域では骨材だけによって定まる。

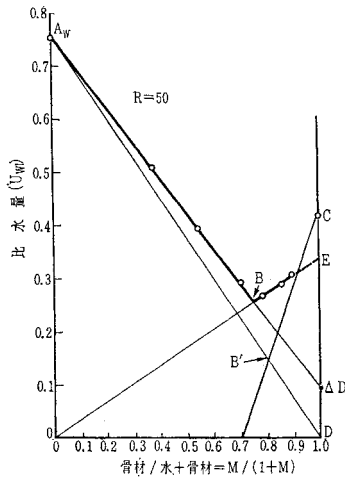
他の特徴は空気量についてである。B<sup>-</sup> 領域では Non AE の場合、あるコンシステンシーに対応する空気量は水量に対して一定であるが、B<sup>+</sup> 領域ではこの比が M が大きくなるほどすなわちセメントが少なくなるほど高くなる。事実 B<sup>+</sup> 領域では、気泡が変形した状態で存在し、プラスチックの欠除をある程度補っている。

W-R 係数は、骨材の比表面積と単純な関係で結びつけることはできないが、細骨材、粗骨材が定まるとセメント量、コンシステンシーを与えて使用水量を最小にする砂量が存在する。つまり骨材の比表面積を小さくし過ぎて W-R 係数が増加することを意味し、最適砂量の場合でもセメント程度の鉱物質微粉末で比表面積を上げ

ると有利といわ  
れている。

図-5 は比水  
量図と名付ける  
グラフである  
が、縦軸は固体  
材料に対する水  
の容積比  $U_w$  で  
比水量 (Speci-  
fic water conten-  
t) と定義する。  
横軸は固体容  
積に対する骨材  
の容積比  $x$  で  
 $M/(1+M)$  に等  
しい。この図は

図-5 比水量図



$W/C$  を一定にして骨材を加えた場合である。 $x=1$  に対し  $\Delta D$  だけで縦軸をきる。この  $\Delta D$  は与えられたコンシステンシーに対し、骨材に必要な水量を示す指標と考えられる。 $U_w = -1$  から骨材だけを締め固めた値  $C$  とを結ぶ線は、締め固め得る限界線と考えられるが、実際には  $A_w, B, E$  を結ぶ折線上に実測値がある。 $A_w$  から  $B$  までは 図-4 の  $B^-$  領域が、 $B$  から  $E$  までは  $B^+$  領域の点がおのおの対応する。

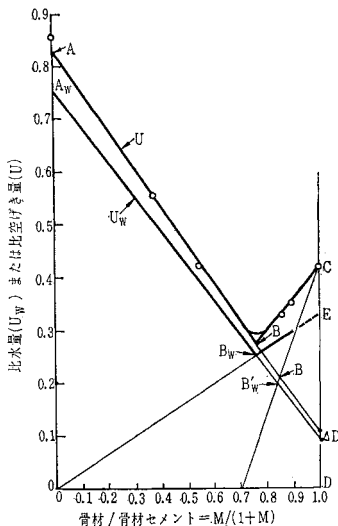
$A_w, \Delta D, E$ , と  $W-R$  係数の関係は、

$$A_w = \frac{K_c}{\log(Y/Y_0)}$$

$$\Delta D = \frac{m_{B^-}}{\log(Y/Y_0)}$$

$$E = \frac{m_{B^+}}{\log(Y/Y_0)} \text{ で示される。}$$

図-6 比水量図とそれから求めた比空げき量図



ここに

$m_{B^-}$ : 図-3,4 の  $B^-$  領域の直線の傾斜

$m_{B^+}$ : "  $B^+$  領域 "

また比空げき量 (specific void content) についても、同様な関係が得られる (図-6)。 $B^-$  領域では比水量図を単純に  $(1+Z)$  倍すればよいが ( $Z$  は水に対する空気の容積比),  $B^+$  領域では  $B$  点から  $C$  に至る直線となる。ここに  $A$  は比水量  $A_w$  のペーストの比空げき量である。

コンクリートに要求される種々の性質から考えて、このような図の  $B$  点近傍に最適配合が存在すると予想される。この折線の形状はもちろん使用材料のいかんで大きく変化するが、実験的に求めてみると、 $W-R$  係数は最大粒形や粒度分布と必ずしも単純な結びつきがあるとはいえない。この方法で求めた最適配合点  $B$  は、例えば骨材の形状、表面活性等、すべての影響をふくんだものとなる。

(委員 田沢 栄一)

## Svee ブロックの安定性について

"The Stability Properties on the Svee-block"

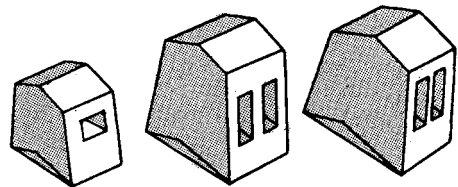
Svee, R., Tretteberg, A. and Tørum, A.

P.I.A.N.C SII-1 pp. 133~162 (1965)

テトラポッドを始めとして、各種の消波用異形ブロックが考案され、その特性、機能に関する研究が捨石構造物の研究とあわせて実施されている。

Svee (1960) は、捨石堤の被覆石の安定性がのり面に垂直に作用する外力により左右されるという仮定のもとに、被覆石の重量算定公式を提案しこの考え方にもとづき、図-1 に外観を示す Svee ブロックを考案した。このブロックは、のり面に垂直に作用する外力をできるだけ小さく、抗力を大きくするように設計されている。

図-1 模型実験に使用された Svee ブロックの外観



本報の第1部では、捨石堤の被覆石に作用する外力について、引き波による外力と遡上波による外力に分けて若干の理論的考察をし、それぞれが被覆石の破壊に対して異なる限界を与えることを明らかにした。従来捨石堤の被覆石重量算定のために使用されている諸公式では、主にブロックの重量のみが対象となっているが、のり面を遡上する碎波については、堤の天端高および天端スラ

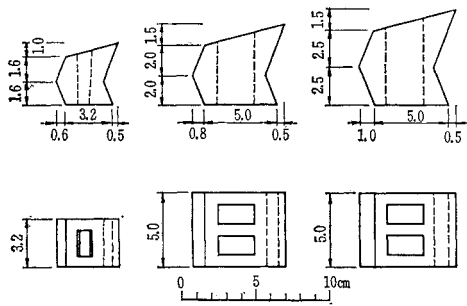
ブの重量が重要な要因となることを明らかにし、砕波が作用する場合には、のり面を遡上する砕波に対して、被覆石が安定な天端高および天端スラブ重量を算定した後、引き波に対して安定な被覆石重量  $Q_{min}$  を次式により求めることを提案している。

$$Q_{min} = \frac{K r_s H^3}{(r_s/rW - 1)^3 \cos^3 \alpha}$$

ここに、 $K$ : 定数、 $r_s$ : ブロックの比重、 $rW$ : 海水の比重、 $\alpha$ : のり勾配、 $H$ : 波高

上記の諸点を、規則波および不規則波を用いたつぎの実験により検討している。実験に使用されたブロックの寸法および重量は図-2のとおりである。

図-2 模型実験に使用された Svee ブロックの寸法重量

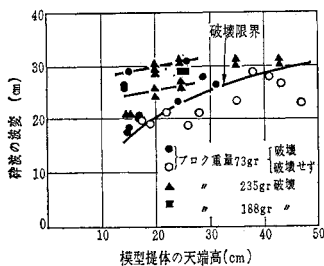


### 1) 規則波による模型実験

1) 二次元の模型堤に越波、砕波の生じない波が作用する場合; 73gのブロックを使用し、周期1.8秒の波を15分間作用させる12回の実験を行なった中で、4回は波長25cmで一部破壊した。

2) 二次元の模型堤に砕波が作用する場合; 前面の海底勾配を1/10とし、勾配上端部から $\lambda$ 離れた水平な部分に模型を設置し、① 砕波して遡上する波に対して天端高の関数としての被覆石の安定性および② 砕波の波形が被覆石の安定性におよぼす影響を検討し、図-3, 4の結果が得られた。

図-3 遡上する砕波に対する破壊



134 cm について実験を行なったところ、破壊は堤の先端部の円形になっている部分と直になる部分との遷移点に生じた。

3) 防波堤先端部の三次元模型に砕波が作用する場合; 水深35cm、天端高25cm、波の周期2.1秒、ブロック重量73gおよび235g、1/10勾配上端部から模型前面までの距離

図-4 ストークスの砕波曲線と堤に破壊が生ずるときの遡上する砕波の波高との比較

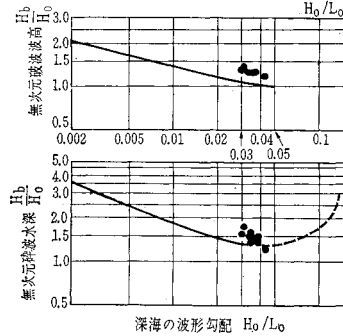
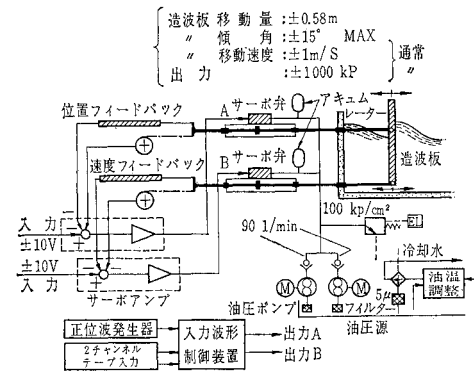
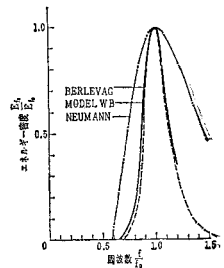


図-5 造波板駆動機構



せる造波板が備えられている。模型はAと同じ諸元のものを使用し、波はノル웨이北部 Berlevåg 港の港口で実測された波のエネルギー スペクトルと等価なスペクトルをもつ波を用いた。図-6 は実験に使用された波、Berlevåg およびノイマンのスペクトルを正規化して比較したものである。模型縮尺は、規則波を用いた実験から1/25に設定した。

図-6 正規化されたエネルギースペクトルの比較



規則波による結果と比較するためには堤前面の砕波に対する結果を比較しなければならないが、不規則波の場合は砕波は必ずしも堤前面で生じないので、水深70cmにおける規則波の砕波波高を水深1.0mの波高に換算して比較した。

この結果、不規則波といわれる有義波を求めて比較している不十分さはあるが、引き波による破壊に対しては規則波よりも不規則波が作用する場合の方が安定であることが明らかとなった。

結論として、1) 模型実験の全般的結果から Svee ブロックの安定性は、それが適当に配置されればきわめて

良いといえる、2) 捨石堤の被覆石の崩壊の機構の一部を明らかにした、3) Svee ブロックを用いたのり面の設計法を提案した、等々を述べている。

(委員 鈴木 禮実)

## レナ河の水力開発

—北極圏に建設される出力 1400 万kW~2400 万kW のニージュネ・レンスク発電所—

“Схема комплексного Ипользования водных ресурсов р. Лены”

Ярош, В. Ф.

水力建設 (Гидротехническое Строительство)

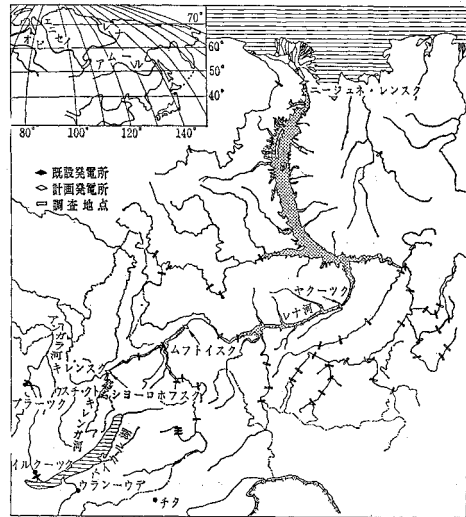
Vol. 36, No. 1, pp. 1~8, янв. (1966)

1) レナ河流域の概要 レナ河は、流路延長 4300

表-1 発電所計画概要

発電所名	上流部		中流部		下流部	
	キレン スク	シヨロ ホフスク	ムフト イスク	ヤクー ツク	ニージュネ・ レンスク	
貯水池容量 (満水時) (km <sup>3</sup> )	6.6	21.7	96.9	145.1	—	1908
貯水池面積 (1000 ha)	26	62	244	294	—	5028
落差 (m)	33	83	85	66	—	89
ダムの高さ (最大) (m)	52	90	104	82	—	118
発電所最大出力 (1000 kW)	225	750	4600	4700	14100	20200
発生電力量 (10億 kWh/年)	1.0	3.7	23	28.4	95.2	98.5
工事費 (100 万ルーブル)	157	174	801	736	1372	1689
送電線建設費 (100万ルーブル)	9	18	270	190	854	1389
発電原価 (送電線建設費をのぞく)						
(ルーブル/kWh)	285	233	174	177	97	63
(カペイカ/kWh)	6.6	4.7	2.0	2.5	1.4	1.7

図-1 レナ河開発計画

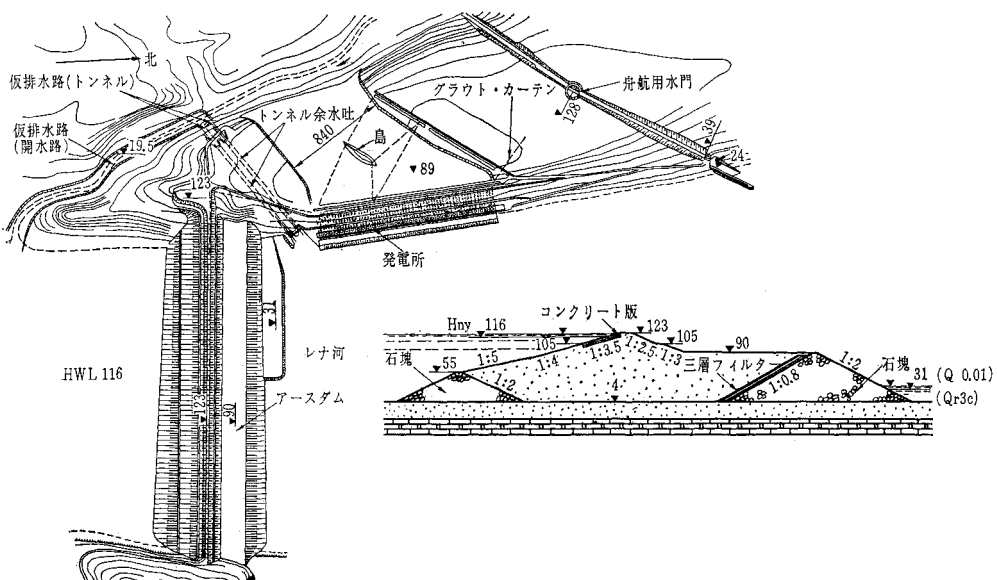


km, 流域面積 244 万 km<sup>2</sup> で、エニセイ河につぐ連第二の河川である。

レナ河の年間の平均結氷日数は、上流で 175 日、河口で 233 日であって、氷厚は河口で 1.2 ~ 2.5 m である。解氷期には流水が堆積して水位が上昇するが、これは上流では 6 m、下流では 27 m になる。

レナ河の上流部は、急勾配の山地河川であるが、ヤクーツク市の下流で中央ヤクーツク低地に入る。ここでは河川幅は最大 27 km であって、解氷期のはらん区域は幅 100 km に達する。下流部では、河川はベルホヤンスク山脈支

図-2 ニージュネ・レンスク発電所アースダム概要図



脈の狭さく部を通過するが、ここでは河川幅は 2~2.5 km である。

レナ河流域（人口 70 万人）の輸送は、この河川に頼っているが、輸送路としては基本的な欠点があり、かつ水期には水深が 1~1.5 m になる区間がある。この流域では、最近石油および天然ガスが開発され、上流地方には木材加工工場の建設が進められている。また鉱石運搬のための港も作られている。このような流域の開発にとともに、河川輸送を進展せしめ、かつ河川流量を調整して水力エネルギーを有効に利用するため開発計画が立てられた（図-1、表-1）。

2) 上流部の開発 ウスチ・クトからキレンスク市までの 310 km の区間を上流レナとよぶ。この区間ではレナ河本流にキレンスク発電所（出力 22 万 kW）、支流のキレンガ河にショーロホフスク発電所（出力 75 万 kW）が設けられる。キレンスク発電所ダムが完成すればレナ河上流の河川輸送はいちじるしく改善される。

3) 中流部の開発 キレンスク市からヤクーツク市までの 1510 km の区間を中流レナとよぶ。年平均流量はキレンスク市で 1 120 m<sup>3</sup>/sec、ヤクーツク市で 6 760 m<sup>3</sup>/sec である。この区間ではヤクーツク発電所（出力 470 万 kW）、ムフトイスク発電所（出力 460 万 kW）が設けられる。これらの発電所の電力はヤクート自治共和国国内での利用、および 60 万 V 送電線により中央シベリヤまたは極東への送電が予定されている。

4) 下流部のニージュネ・レンスク発電所 ヤクーツク市から河口までの 1 746 km の区間を下流レナとよぶ。河口の年平均流量は 15 600 m<sup>3</sup>/sec である。河口に近い狭さく部「レンスカヤ・トルーバ」は、発電所建設には絶好の場所である。予定されているダム地点では、水深がかつ水期に約 25 m、洪水期に約 50 m であって、河川にコンクリート構造物を設けるのは困難である。このため高さ 120 m、堤頂長 3 km のアースダムを設ける計画である。このダムによって容量 1 900 km<sup>3</sup> の貯水池が作られる。これを満水せしめるには、4~5 年を要する。発電所の使用水量は 20 100 m<sup>3</sup>/sec、または 28 830 m<sup>3</sup>/sec、最大出力は 1 410 万 kW または 2 023 万 kW で、このいずれをとるかは未定である（図-2）。

工事中の河川の流れは、一部を貯水池内に貯留し、他を左岸に設けられる 22 m×20 m の二本の仮排水路によって排水する。仮排水路の最大許容流量は 15 600 m<sup>3</sup>/sec である。発電所とダムが完成した後はその入口は閉塞され、下流部は洪水吐に転用される。ダム下流左岸の地下に設けられる発電所には、出力 100 万 kW のユニット 20 基または出力 60 万 kW のユニット 33 基が配置される予定である。発電所建設のための設備、資材は 250 万 t 以上になるが、これらは主として北氷洋航路で輸送

され、冬期には砕氷船を利用しなければならない。なお工用電力は出力約 20 万 kW の仮設火力発電所から供給する。

ニージュネ・レンスク発電所の電力は、全長 3 500 km の送電線により、近い将来局地的電源の利用しつつされるウラル地方へ送電される。

## 系統式信号制御の系統速度を 変えたときの交通流

Traffic Flow Responses to Unannounced Increases  
in Progression Speeds of Signal Systems'

Desrosiers, R.D., Leighty, C.H.

Public Roads, Vol. 34, No. 1,

pp. 1~4, 13~15, April (1966)

優先式の系統信号制御を行なう場合、運転手が設計された系統速度で走らなければ、十分な効果が得られないが、交通量に応じて系統速度を変える方式をとる場合に、実際の交通流が系統速度の変化に順応するのに要する時間が問題になる。この論文はワシントンで行なった実験の結果を記したものである。

1) 実験場所 ワシントン 13 番通りの 4 車線道路約 800 m の区間で、7~9.30 am と 4~6.30 pm の間は一方通行になっており、従来この間にある 7 つの信号に対して、27 mile/h の系統速度で優先式系統制御が行なわれていた。車種構成は乗用車 98% 強、バス 1%、トラック 1~2% である。

2) 実験方法 実験は一方通行の時間に行ない、従来の 27 mile の系統速度のもとで必要な観測を行なったのち、33 mile/h の系統速度に変えて 46 日間、つぎに 40 mile/h の系統速度にして 36 日間観測を行なった。この際、系統速度の変更を運転手に知らせる手段はとらなかった。

### 3) 結 果

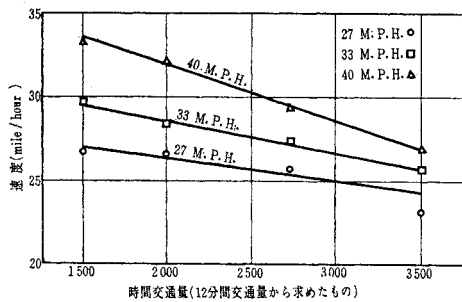
a) 交通量の変化：ピーク時の交通量は 27 mile/h のときに 3.358 台/h、33 mile/h のとき、3.451 台/h、40 mile/h のとき、3.512 台/h で若干増加したが、これが偶然によるものか、系統速度の変化によるものかははっきりしない。

b) 速度の変化：各系統速度について実験の最終日に中間点で速度を測定した結果を表-1 に示す。これによると速度の増加は 27 mile から 33 mile に変えたときの方が大きく、33 mile/h から 40 mile/h に変化したときはわずかしこ増加しない。つぎに交通量と速度の関係について図-1 のような結果が得られた。これによると交通量の増加とともに速度が低下するのはそれぞれ同じであるが、交通量の増加にしたがって各曲線が近づくこ

表-1 各系統速度における平均速度, 標準偏差と 85 パーセント速度

系統速度 m.p.h.	平均速度	標準偏差	85パーセン タイル速度
<b>第1車線(右端)</b>			
27.....	23.0	4.74	27.5
33.....	26.3	4.35	30.8
40.....	26.7	5.01	29.8
<b>第2車線</b>			
27.....	24.6	5.25	29.0
33.....	27.5	3.24	32.5
40.....	29.2	5.39	32.7
<b>第3車線</b>			
27.....	24.0	5.01	28.2
33.....	26.0	4.53	30.5
40.....	27.0	5.40	31.0
<b>第4車線</b>			
27.....	24.5	5.67	29.3
33.....	26.1	5.49	31.5
40.....	26.5	5.30	30.5

図-1 各系統速度における交通量と速度の関係

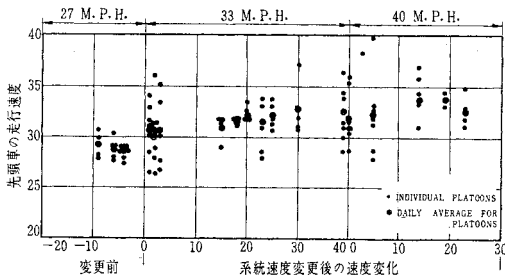


とは、系統速度に対する順応は交通量が少ないときに行なわれやすく、交通量が多いと、順応し難いことを示している。

c) 時間経過と速度変化: 試験区間の始端で、信号が青のときに到着した車群の先頭車の走行速度を、無線装置を持った監視車で追ひ、走行時間から走行速度を求めた。この結果を 8.45 am~9.30 am の交通量が、約 2000 台/h と考えられる時間帯について、日数の経過との関係を調べたものを図-2 に示す。これから、運転手が系統速度の変更を知らない場合、これに順応するのに

図-2 系統速度を変更した後の車群先頭車の速度の時系列変化(日)

(ただし 8.45~9.30 am の間約 2000台/h の交通量に対して)



2 ヶ月程度を要することがわかる。また交通量約 3300 台/h のときについても同様の調査を行なったが、明らかな速度の増加は検出されなかった。このことは、交通量が増すと運転手の速度選択が限定されることを示す。

d) 停止車の変化: 図-3 各系統速度における交通量と信号停止した車の百分率を調べると 図-3

の結果が得られた。これから 2000台/h までほどの速度でも大差はないこと。27 mile/h の系統速度では 2500 台まではよく順応することがわかる。

e) 経済比較, 7.18 ~9.30 am の交通について走行費用と走行

所要時間をまとめたものが表-2である。走行時間は予想とおり系統速度の増加にしたがって減少するが、意外に停止時間が増し、合計では 2, 3 時間の増となっていることが注目される。

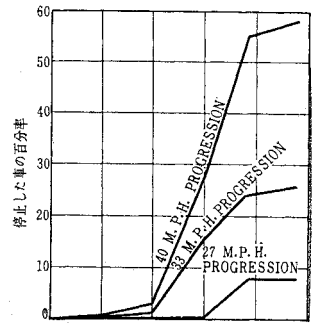


表-2 経済比較

費用項目	系統速度 (m.p.h.)		
	27	33	40
走行費用	\$111.09	\$109.49	\$109.59
停止によるエンジン空転の費用	2.30	10.16	21.94
合計	\$114.11	\$126.19	\$138.07
走行時間(時間)	114.944	107.389	105.222
速度変化所要時間(時間)	0.630	2.789	5.698
停止時間(時間)	0.917	4.056	7.892
合計	116.491	114.234	118.812

上記 a)~e) のほか、速度分布、車頭間隔の変化、測定方法に関する考察が記されている。

(委員 藤田 大二)

### 最後沈殿池の泥濃度の現場測定

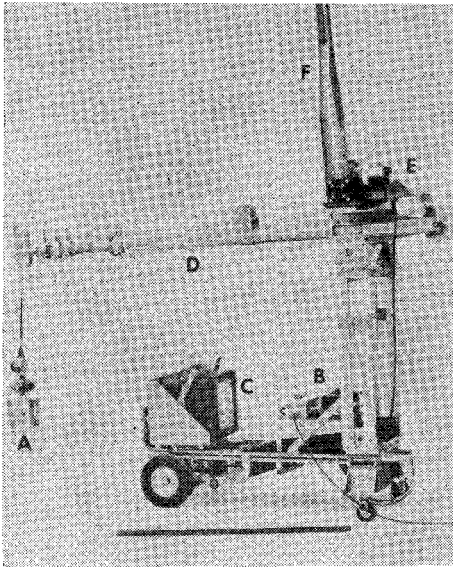
"In Situ Measurement of Solids in Final Clarifiers"  
Albrecht, A.E., Wullschlegler, R.E., Kasz, W.J.  
Proc. of A.S.C.E., SA, Vol. 92, No. 1,  
pp. 183~198 February (1966)

最後沈殿池の二つの機能、処理水からの活性汚泥の分離と、その十分な濃縮が果たされているかどうかを、実際の沈殿池について診断することはきわめて重要である。沈殿池に入る泥の量は、流入水中の相当の比率を占めるから、その沈積状況は池の機能を大きく左右し、これは池中の流れのパターン、集泥機の性能、泥の物性に



よってきまる。模型実験や水理計算だけではこの機構の把握はむずかしく、実際の泥についての測定が必要になる。この目的のために、振動子を用いた泥の密度測定機を作った。

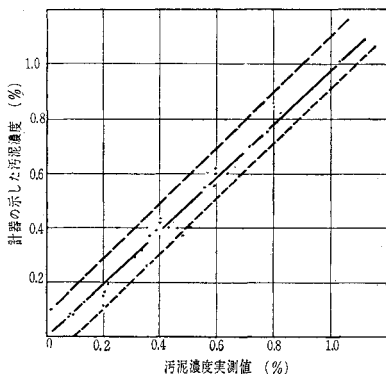
図一 汚泥測定機の全体図



図一は、その全体を示す。Aはバッフルで保護された振動子で、2本の棒で支えられた板に、一定周波数の強制振動を与え、その振幅を電気的信号に変換し、Bで増幅してCの記録計に伝える。Dは50ft(15m)まで伸縮できる腕で、柱下に支えられる。振動子は腕の先端から任意の深さまで、モーターEによって等速で沈められる。

水中の振動子の振幅は、流体の密度に比例して減少する。種々の濃度の汚泥について、全固形分の測定値と、振幅の変化によって測定される値とを比較したものが図二で、相関係数0.98のよい一致を示す。さらに実際の沈殿池についても、採水器を用いて種々の深さの泥濃度を実測した値と、本装置の記録計読みを比較して、

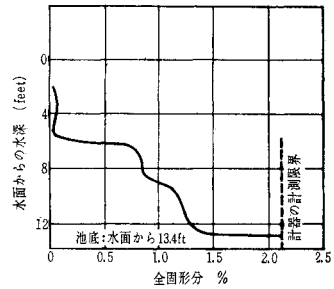
図二 測定値の再現性



同様な一致を得た。

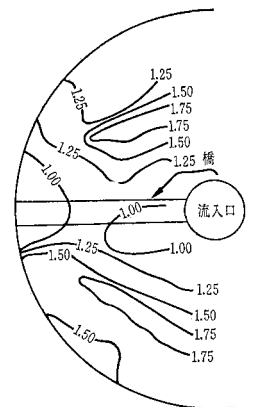
この装置を用いて、実際の池における各深さの泥濃度を実測した一例を図三に示す。この池では、水深6ftのところ、明らかに汚泥のブランケットの存在が認められたが、実測値もそれを証明している。深さとともに泥の濃度が増加し、底近くには濃厚な汚泥がたまっていることから、この池が順調に働いていることがわかる。さらに、この図で得られる各深さにおける泥の濃度の測定値を、深さについて積分すると、池のその地点に沈積している泥の全量を知ることができる。もし沈殿池に偏りや不均一な泥の分布が起っていれば、池の各点にお

図三 測定カーブの一例



いて測った沈積量の変化の状態を、池の平面図に対して等高線の形で表現することもできるし、また排泥レーキの働き具合をこの値から知ることも可能である。図四で測った同じ円形沈殿池について、細かく測定を分配して池の各部における沈積量をあらわしたものが、図四である。ここでは、池の各点の沈積量の等しい点を結んだ等高線の形で結果を表現した。単位は底面 ft<sup>2</sup> 当りの乾泥重量をポンドであらわした。この図では、流入口の近くでは泥の量はかえって少なく、池の半径の1/2よりやや外側に、泥がもっとも多くなることが認められる。これはこの測定を行なったとき、実際の流量が沈殿池の設計値の60%程度であったためであろうと思われる。流入口付近の沈殿量が少ないのは、流入口の構造に問題があることも判明した。

図四 泥沈積量の円形池における変動の一例



図は省略したが、前段のばっ気槽での空気吹込みが不十分なために、沈殿池において汚泥の十分な濃縮が行なわれない場合があることも、この測定で判明した。このように、汚泥量の測定は、実際の処理設備の診断、改善に多くの効果がある。

(委員 宇井 純)