

世界長大の橋 : Narrows Bridge

"Everything about the Narrows Bridge is Big, Bigger, or Biggest.," ENR Vol. 166, No. 26 (1961. 6. 29).

ニューヨーク市で建設されている長径間吊橋である本橋は 1965 年開通予定であるが、あらゆる点でその規模の大きいことも例をみない。図-1 に一般図を、図-2 に完成後の想像図を示す。

取り付け橋梁をふくむ橋長は 2-1/2 mile (4023 m) 以上となる。アンカー 定着間距離は 6 690 ft (2039 m)、中央径間は 4 260 ft (1 298 m) で、これは金門橋にくらべても 60 ft (18 m) 長い。ちなみに現在世界第 2 位の Mackinac Bridge は 3 800 ft (1 158 m)、第 3 位の George Washington Bridge は 3 500 ft (1 067 m) である。左右側径間は 1 215 ft (370 m) となっている。

横断図は 図-3 に示すとおりである。二層の床を支

持する 4 本の主ケーブルは、直径 35-7/8 in (91 cm) で、その長さは 7 205 ft (2 196 m)、26 108 本のワイヤーよりなっている。このワイヤーの総延長は 142 500 mile (229 325 km) で地球の赤道を 5 周し、なおニューヨークから東京までにあまるくらいの長さである。

塔は水面上 690 ft (210 m) で、その基礎面は Staten Island 側で 105 ft (32 m)、Brooklyn 側で 170 ft (52 m) となっており、東方 (Brooklyn 側) の塔の基礎から塔頂までの高さはエッフェル塔より、少し低くだけである。

本橋はまた、かつて建造せられた単一構造物の中で、最も工費の高いものの一つであり、3 億 2 500 万ドルで金門橋の約 10 倍にも達する。

本橋が最初に計画されてから、工事が開始されるまでの期間の長いこともまたいぢるしい。最初公式に計画されたのは 1888 年であり、それ以来約 3/4 世紀の時日の経過するうちに大構造物の建造について、数えきれぬ多くの人が熱心に議論してきた。最終立法は 1956 年

図-1 一般図

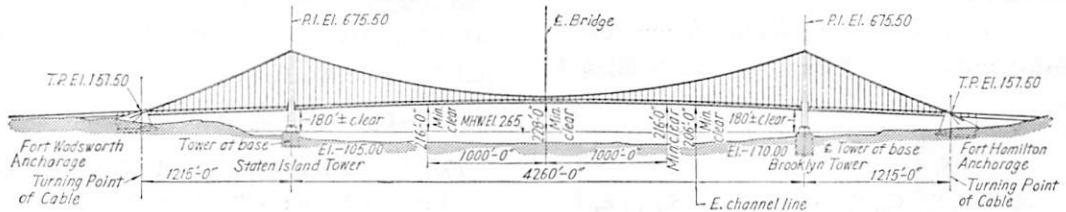


図-2 完成予想図

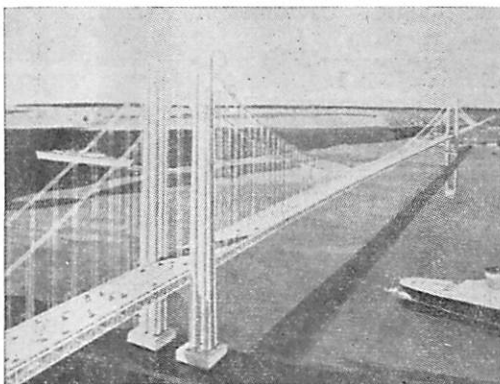


図-3 横断図

に通過し、1959 年第 1 回の入札が行なわれ、現在まで契約額は 2 億ドル以上となっている。完成までに建設に約 6 億ドルが必要と思われる。Narrows Bridge は、ニューヨーク都市圏の 10 億ドル幹線道路計画の一部として着工されたものである。この計画中には 1 億 7 300 万ドルのマンハッタン〜ニュージャージー間の George Washington 橋と Queens と Bronx 独立区を結ぶ 1 億ドルの Throgs Neck 橋とがふくまれている。

本橋の目的は次の二点にある。すなわち、飽和しているマンハッタン道路をとらなくても南や西の諸州から北東部への交通を行なわしめる道路計画網の重要な結び目となることと、Staten 島とニューヨークの 4 独立区とを連絡するということである。現在、工事は鋭意進められており、塔ピヤは近く完成予定である。アンカー定着部は掘削中であり、一部はすでにコンクリート打ちの準備が行なわれている。(土居 威男)

不静定構造物の解法

"Analysis of Structures by Combining Redundants.," Gills P.P. and Gerstle K.H., Proc. of ASCE Vol. 87, No. ST 1, January (1961).

多元連立方程式を解かないで弾性構造物を解く方法を

示す。この方法はどのような形成の高次の不確定構造物でも適用され、特別の場合には周知の弾性重心法と一致する。まず解法を示しその利用方法を例で説明し、物理的意義を論じ、最後に弾性重心法との関係を示す。

いま  $m$  次の不確定構造物を考える。この構造物に外力  $P$  が作用したときの任意の部材応力を  $S$ 、ひずみを  $\delta$  とし、 $x_1, x_2, \dots, x_m$  なる不確定量を考慮して、これを取去った静定構造物において外力  $P$  が作用したときの部材応力を  $S_0, x_i=1$  なる力が作用したときの応力を  $s_i$  とすると、

$$S = x_1 s_1 + x_2 s_2 + \dots + x_m s_m + S_0 \dots \dots \dots (1)$$

となり、また部材長を  $L$ 、断面積を  $A$  とし  $\alpha = L/AE$  とすると

$$\Delta L = \alpha S = \alpha(x_1 s_1 + x_2 s_2 + \dots + x_m s_m + S_0) \dots \dots \dots (2)$$

となる。ここで仮想仕事の定理を用いると連立方程式ができるが次のような方法によると簡単になる。不確定量として  $X_1, X_2, \dots, X_m$  を  $s_i$  のみ、 $s_1$  と  $s_2, \dots, s_{i-1}, s_{i+1}, s_m$  の  $m$  個の組に分けた  $S_1, S_2, \dots, S_m$  の係数になるように定める。

$$S = X_1 S_1 + X_2 S_2 + \dots + X_m S_m + S_0 \dots \dots \dots (3)$$

$s_1, s_2, \dots, s_m$  と  $S_1, S_2, \dots, S_m$  とは次の関係がある。

$$\left. \begin{aligned} S_1 &= s_1 \\ S_2 &= C_{21} S_1 + s_2 \\ S_m &= C_{m1} S_1 + C_{m2} S_2 + \dots + C_{m(m-1)} S_{m-1} + s_m \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (4)$$

ここに  $S_j$  の係数  $C_{ij}$  は

$$C_{ij} = - \frac{\int \alpha S_j s_i dV}{\int \alpha S_j^2 dV} \quad i > j \dots \dots \dots (5)$$

積分は構造物全体について行なう。すると次のようになる。

$$\int \alpha S_i S_j dV = 0 \quad i \neq j \dots \dots \dots (6)$$

$$\delta = \alpha S + \delta_t = \alpha(X_1 S_1 + X_2 S_2 + \dots + X_m S_m + S_0) + \delta_t \dots \dots \dots (7)$$

ただし  $\delta_t$  は温度変化によるひずみである。支点の移動量を考え仮想仕事の定理を用いると  $X_1, X_2, \dots, X_m$  は求められる。

$$\left. \begin{aligned} X_1 \int \alpha S_1^2 dV + \int \alpha S_0 S_1 dV + \int \delta_t S_1 dV + \sum R_{1p} \Delta p &= 0 \\ X_2 \int \alpha S_2^2 dV + \int \alpha S_0 S_2 dV + \int \delta_t S_2 dV + \sum R_{2p} \Delta p &= 0 \\ X_m \int \alpha S_m^2 dV + \int \alpha S_0 S_m dV + \int \delta_t S_m dV \\ &+ \sum R_{mp} \Delta p = 0 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (8)$$

上式の最後の項は  $P$  番目の支点の移動量  $\Delta p$  による

仕事量である。支点  $P$  の  $s_n$  による反力を  $r_{np}, S_n$  による反力を  $R_{np}$  とすると  $r_n$  と  $R_{np}$  との間には  $s_n$  と  $S_n$  との関係と同じように次のような関係式が成立する。

$$R_{np} = C_{n1} R_{1p} + C_{n2} R_{2p} + C_{n3} R_{3p} + \dots \dots \dots + C_{n(n-1)} R_{(n-1)p} + r_{np} \dots \dots \dots (9)$$

ただし

$$C_{ni} = 0 \quad n \leq i \dots \dots \dots (10)$$

かくして (8) 式より  $X$  を求め、その  $X$  を (3) 式に代入して部材応力  $S$  を求める。

(政木 房次, 松原 駿士)

## 海中に孤立した灯標基礎の模型実験

"Model Study of An Isolated Lighthouse Platform at Sea (Prince Shoal, Quebec) in Canada.," Sixth International Technical Conference on Lighthouses and Aids to Navigation.

### 1. 理論的考察

波力を受ける物体の実験は今までにいろいろ行なわれ、いろいろの公式が誘導されてきた。それらの公式では物体の形状が一番大きな要素となっている。

a) 完全に流体中に沈んでいて、外力を受ける小さい固定していない物体の抵抗力は

$$F_D = C_D \cdot A \cdot \rho \frac{u^2}{2} \dots \dots \dots (1)$$

$F_D$ : 抵抗力,  $C_D$ : 抵抗係数,  $A$ : 物体の投影面積,  $\rho$ : 水の質量,  $u$ : 速度の水平成分

b) 底が固定され、自由水面上に突き出して波を受ける円柱の単位長さの力の切断成分  $f_x$  は

$$f_x = C_D \cdot \frac{\rho}{2g} \cdot D \cdot V_x^2 + C_m \cdot \frac{\rho}{g} \cdot \frac{D^2}{4} \cdot a_x \dots \dots (2)$$

$C_m$ : 質量係数,  $D$ : 杭径,  $V_x$ : 速度の水平成分,  $a_x$ : 加速度の水平成分

海に孤立した構造物は一端を固定した縦の円型のはりのように水平分力を受ける作用をする。おそらく、理想的構造物は、波の波長にくらべ、比較的小さい直径の円筒型となるだろうが、断面係数が小さいので、深い水深に用いるには不安定である。よって、十分重心が低い、角錐型、あるいは円錐型基礎はこのような理由により望ましいかたちとして出現した。角錐構造物は、類似の大きさの円錐型より、よけい波は散乱する。

### 2. 模型実験

Quebec 州, Prince Shoal 灯標の基礎として用いられる脚柱 (水深は 7.5 m, 脚柱の全高 19.5 m) の模型実験を行なった。なお、波は水路の中で発生され、最大波高 4.8 m, 周期 5~11 sec に変化する。満潮時の (+4.5 m) の実験では、あらゆる周期に対し散乱の程度はかなり大きいことを示している。波の遡上は、構造物前面の砕波の合成によりひきおこされ時には四角いプラット

図-1

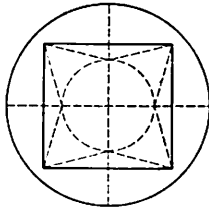
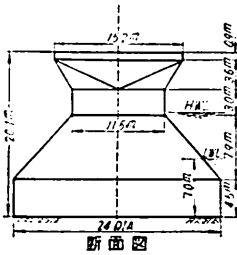
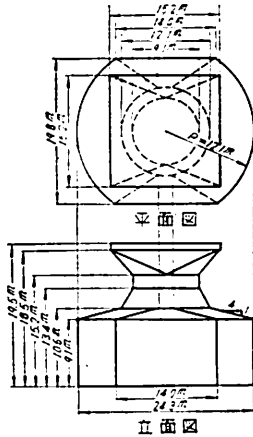


図-2



フォーム上 6m にも達する。一連のテスト完了後、当初計画の型(図-1)は、波の遡上を考慮すると不完全である。よって、構造物の強度を落さないという条件で当初の型にゆるい傾斜をつけ(図-2)再度実験を行なった。その結果

(a) プラットフォーム下側の円筒壁のところにくる前に波のみだれが増す。

(b) 波の部分は、円筒壁の後方で破壊した。

(c) 残留エネルギーは強烈なうずのじゅんかんを円筒のまわりで発生させ、構造物の後で消散した。

(d) 円筒壁によって反射されたエネルギーはプラットフォームの変曲部分によって阻止され、まわり一面の水は入射波と反対の方向に反射されることが観測された。連続した変曲面をもつ剛体の障害物の周囲の運動はかなり複雑である。ある程度はなれたところに生ずるよどみの点から始まる境界の層の流れは、乱れるようになる。そして構造物からはなれたところで碎波する。乱れた流れ(この場合、この流れは部分的に振動する)の研究は非常にむずかしい。圧力分布の検討だけはじゅんかんの型からある程度の判断をすることができた。

### 3. 氷の条件

プラットフォームの下の円形部分は、流水により生ずる 400 lb/ft<sup>2</sup> のせん断力に抵抗するように計算されているせん断抵抗の計算値は十分であった。低潮時における停滞した氷は採用された傾斜により自然に移動をうながされる。

### 4. バラストを入れた場合の曳航条件

この曳航特性は 1/30 の模型で実験された。側面の安定は卓越していることがわかり、偏走運動は中心線の両側で合計の振巾が 100 ft をこえなかった。約 2400 t のバラストは 7.2 m に相当する吃水を生じた。側面安定

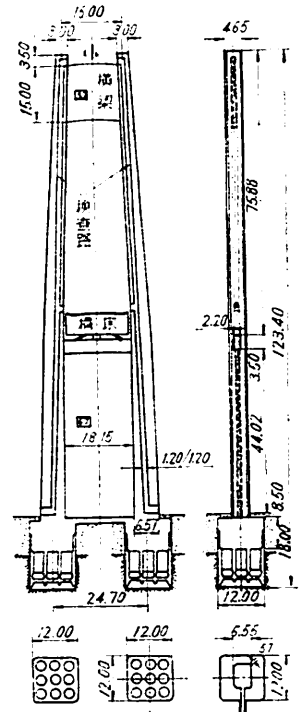
と偏走の見地から最良の速さは 4.9 kt であることがわかった。(長崎 作治)

## 鉄筋コンクリートで作った吊橋の塔\*

"Pylones en Béton Armé.," Esquillan, M.N., Annales de I.T.B.T., No. 157, Janvier (1961).

タンカルビル橋の塔は、鉄筋コンクリートで作られ、スマートな外観を呈している。塔の高さは、右岸では、123.40 m、左岸では 121.90 m である。柱の断面は矩形で、その一辺は 4.65 m、他の一辺は塔頂において 3 m、底部において 6.57 m

図-1 塔の寸法



である(図-1 参照)。柱の中心間隔は塔頂において 16 m、底部においては 24.72 m である。柱の四隅にはそれぞれ 57 cm の面取りを施して重量を軽減している。柱の内部には一辺 1.20 m の正方形断面の検査路がもうけられていて、そこには警報装置がそなえつけられており、塔の変位が大きくなると警報が出るようになっている。2本の柱は、橋床の下側において、巾 18.15 m、厚さ 0.60 m の仕切壁によって連結されている。この仕切壁は高さ 3.50 m、巾 2.20 m の上・下弦材によって補強されている。塔頂から 3.50 m さがったところには、高さ 15 m、厚さ 0.80 m の横ばりを配置し、塔の剛性を高めている。

塔の軸方向鉄筋は  $\phi 50$  mm の丸鋼棒であり、横断方向の鉄筋は  $\phi 20$  mm である。荷重・サーチャージ・クリープ・収縮などの影響によりコンクリートはかなり短縮される結果、軸方向鉄筋の応力は大きくなるので、破壊強度 65/75 kg/mm<sup>2</sup>、弾性限度約 38 kg/mm<sup>2</sup> の硬鋼を使用する必要があった。鉄筋はソケットを用いて突き合わせ継手とした。軸方向鉄筋の鉄筋比は最小 0.5%、平均 0.7% であり、横方向鉄筋の鉄筋比は平均 0.85% である。

死荷重・サーチャージ・および温度変化をうけるときの塔および基礎の応力は次のとおりである。コンクリート—125 kg/cm<sup>2</sup>; 鉄筋—軟鋼 Ac 42: 13 kg/mm<sup>2</sup>, 硬鋼 Ac 65/75: 18 kg/mm<sup>2</sup>, 冷鍛加工鋼: 21 kg/mm<sup>2</sup>。

上記の荷重以外の荷重が作用するときには、この応力は8~30%ほど割り増しされる。破壊時においては、鉄筋は弾性限度に達し、コンクリートは破壊強度（立方体圧縮強度）の80%に達するものとする。コンクリートの見かけの弾性係数は、荷重の作用する期間の長短に従って $1 \times 10^8 \sim 4 \times 10^8 \text{ t/m}^2$ とした。しかし鉄筋とコンクリートのヤング率比はつねに10とした。

塔の細長比は、塔頂自由の場合には180、塔頂をケーブルで支持した場合には90であるが、バックリングに対する安全率は3以上である。

設計に使用した風荷重の大きさは $250 \text{ kg/m}^2$ である（橋軸方向および橋軸直角方向に作用する）。

塔にケーブルが張られる前の塔の振動周期は4~6秒である。しかるに風速 $20 \text{ m/sec}$ の風が吹くと、横ばり（一辺 $15 \text{ m}$ の正方形板でできている）は周期5秒の振動をおこしやすいので、共振をさけるために、塔の架設中はこの横ばりを格子状としておき、のちほど橋床の架設期間中に、コンクリートでつつんだ。

温度荷重としては、温度が平均温度より $\pm 27^\circ$ だけ変化する場合を考えた。また直射日光をうける大きな面の温度は $50^\circ$ 、日陰部分は $30^\circ$ とした。

コンクリートの型わくは厚いベニヤ板2枚を用いて作製した。コンクリートの1ロットの打ちあげ高さは $2.50 \text{ m}$ である。（高岡 宣善）

注：タンカルビル橋については、すでに本誌第46巻第5号（一般）、第7号（吊材アンカー）にも抄録されている【編集部】

### 短かいボアパイルの長期載荷試験

“Long-Term Loading of Short Bored Piles.,” *Green H. Geotechnique, Vol. 10, No. 1, March (1961).*

ボアパイルを粘土地盤中に打ち込むとき、粘土は生コンクリートのために軟化し、せん断抵抗力が減少する。この論文はそのさいの粘土の軟化の影響をしらべるために行なったボアパイルの長期載荷試験について述べたものである。

試験地の土質は典型的なロンドン粘土であり、粘着力は平均して $1.06 \text{ kg/cm}^2$ であった。

試験は長期間の載荷試験とそれに先立って行なわれた短期間の予備載荷試験とからなっている。試験杭は予備試験においては径 $35.6 \text{ cm}$ のもの2本（No. 1, 2）、本試験では径 $30.5 \text{ cm}$ のもの3本（No. 3, 5, 7）および径 $35.6 \text{ cm}$ のもの3本（No. 4, 6, 8）からなり、長さはいずれも $3.05 \text{ m}$ であった。

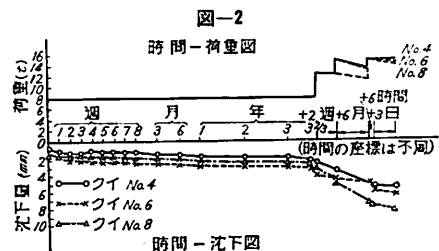
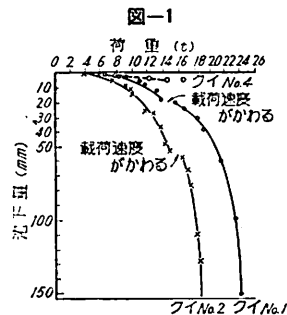
載荷は一端にヒンジ、他端に載荷用のバネを取りつけた鋼製の装置を介して行なわれ、試験杭はヒンジとバネの midpoint から載荷された。バネの安全張力は1本について $1 \text{ t}$ で計8本用いられた。載荷による反力はほかの杭か

ら取った。杭の沈下量は、試験杭と基準杭にそれぞれ固定された鋼尺（目盛 $1/100 \text{ in} \approx 0.0254 \text{ mm}$ ）を光学マイクロメーターのついた精密なレベルで測定することによって求められた。

本試験の載荷重は予備試験の結果にしたがって、径 $30.5 \text{ cm}$ の杭には $6-1/2 \text{ t}$ 、径 $35.6 \text{ cm}$ の杭には $8 \text{ t}$ と決められた。これは $12.7 \text{ mm}$ の沈下に対する荷重の大きさの $1/2$ を設計荷重とするという方法にしたがったものである。

予備試験においてはコンクリート打設後8週間後および3週間後に載荷試験が行なわれた。本試験では1年後に載荷が行なわれ、径 $35.6 \text{ cm}$ の試験杭では $8 \text{ t}$ を3年8ヵ月載荷後 $12.6 \text{ t}$ に、さらに $15 \text{ t}$ まで増大された。

図-1は径 $35.6 \text{ cm}$ の杭に関する長期間および短期間の載荷試験のさいの荷重-沈下図を示す。また図-2は長期載荷試験のさいの時間-荷重図および時間-沈下図を示す。



以上の試験結果の結論は次のとおりである。すなわち、打設後1年後に載荷されたボアパイルは、設計荷重のもとで数年間沈下を継続する。しかし最初の3ヵ月以後の沈下の割合は小さい。また3ヵ月後と3年8ヵ月後との間の沈下量は $1.27 \text{ mm}$ 以下であった。沈下に対する抵抗力はコンクリートの打設後時間の経過にしたがって増大する。（駒田 敬一）

### 河口における塩水濃度の影響

“Salinity Effects in Estuaries.,” *Abbott, M.R., Jour. of Marine Reserch, Vol. 18, No. 2, Oct. (1960).*

著者はテームズ河の河口では、その流れの状態、特に境界層に関しては密度勾配を無視しても近似解が可能であることを同じ号中の論文において示している。

いま、密度勾配も考慮に入れる場合、通常の運動方程式および密度勾配のふくまれる圧力の条件式

$$\frac{\partial p}{\partial x} = g\rho \frac{\partial \eta}{\partial x} + g \int_y^{\eta} \frac{\partial \rho}{\partial x} dy \dots (1)$$

より

$$\rho \left( \frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} \right) + g\rho \frac{\partial \eta}{\partial x} + g(\eta - y) \frac{\partial \rho}{\partial x} = \frac{\partial \bar{\tau}_{xy}}{\partial y} \dots (2)$$

を導いた。ここで、 $x$ は河の流れの方向、 $y$ は鉛直方向、 $z$ は $x$ 軸、 $y$ 軸に直角にとり、 $\rho$ は密度、 $\eta$ は水面と水底間の距離、その他の記号は特別なものはないから説明は省略する。

テムズ河について各項のオーダーを検討してみると、結局、(2)式中で卓越したものは加速度の項、水面勾配の項、およびせん断力の項であって密度勾配の項は小さいものであった。著者は密度勾配の影響が大であるかどうかは無次元量  $D = C \left| \frac{\partial \rho}{\partial x} \right| / \omega U_0^2 \rho$  によって定まるとしている。ただし、 $C = \sqrt{gh}$ 、 $h$ は潮汐を考慮した平均水深、 $2\pi/\omega$ ：潮汐の周期、 $U_0$ は  $u = U_0 \cos \left\{ \omega \left( t - \frac{x}{C} \right) \right\}$  と仮定した場合の振幅  $U_0$  である。ちなみに観測された  $D$  の項は、テムズ河で 0.8、マーセイ河で 7、ジェームス河で 12 であって、テムズ河では密度勾配の影響を考えなくてよい一つの理由になっている。

次に著者は漂砂の方向と密度勾配の関係について述べている。速度成分を変動部分と定常部分にわけ、

$$u = a + U_0 \cos(\omega t - \epsilon) + u', \quad v = \bar{v} + v', \quad w = w' \dots (3)$$

とおき運動方程式に代入して時間的に平均をとると、

$$a \frac{\partial a}{\partial x} + \bar{v} \frac{\partial a}{\partial y} + U_0 \frac{\partial U_0}{\partial x} + g \frac{ds}{dx} + g \frac{(s-y)}{\rho} \frac{\partial \rho}{\partial x} = \frac{1}{\rho} \frac{\partial \bar{\tau}_{xy}}{\partial y} \dots (4)$$

をうる。ただし、 $s$ は河口における平均水位である。

近似的に  $D$  の大きい河では、速度に関する各項が無視できるとすれば、前式は  $y$  に関して積分され

$$\bar{\tau}_{xy} = g\rho y \frac{ds}{dx} + g \left( sy - \frac{1}{2}y^2 \right) \frac{\partial \rho}{\partial x} + f(x) \dots (5)$$

$f(x)$  は水面において  $\bar{\tau}_{xy} = 0$  とおくと定められる。結局  $y=0$ ; すなわち海底における  $\bar{\tau}_{xy}$  は

$$\bar{\tau}_{xy} = gh \left\{ \frac{1}{2}h \left( -\frac{\partial \rho}{\partial x} \right) - \rho \frac{ds}{dx} \right\} \dots (6)$$

他方、 $\bar{\tau}_{xy}$  を乱流タイプと考え、 $\bar{\tau}_{xy} = k\rho u|u|$  と仮定し、(3)の  $u$  を用いて多少の計算を行なうと、

$$\bar{\tau}_{xy} = Aa \dots (7)$$

をうる。ここで  $A$  は常に正のある常数である。(7)と(6)の2式から漂砂は

$$\frac{1}{2}h \left( -\frac{\partial \rho}{\partial x} \right) \geq \rho \frac{ds}{dx} \dots (8)$$

にしたがって沖より海岸方向、または海岸より沖の方向へ向かって移動することを示している。テムズ河における実測の結果は表-1のとおりである。

表-1

$x$ (ロンドン船より の距離、マイル)	$\frac{1}{2}h \left( -\frac{\partial \rho}{\partial x} \right)$ lb/ft <sup>3</sup> × 10 <sup>4</sup>	$\rho \frac{ds}{dx}$ lb/ft <sup>3</sup> × 10 <sup>4</sup>
-40	0.3	1.3
-35	0.6	1.3
-30	0.9	1.3
-25	1.4	3.0
-20	1.2	3.0
-15	1.0	3.0
-10	1.2	3.0
-5	0.8	3.0

漂砂の運動が0になる密度勾配を考慮に入れた理論的限界はここではあらわれず、すべて沖の方向に流れることになる。しかし、Abbottの密度勾配を無視した理論、および、実測によるといずれも  $x > -15$  で初めて漂砂が沖の方向に流されることを示しており、この場合には、密度勾配を考慮に入れない方の理論がよく実際と合う。

次にマーセイ河における例は表-2のとおりである。

表-2

場 所	グラッドスト ンドック の距離 (マイル)	$\frac{1}{2}h \left( -\frac{\partial \rho}{\partial x} \right)$ (lb/ft <sup>3</sup> × 10 <sup>5</sup> )	$\rho \frac{ds}{dx}$ (lb/ft <sup>3</sup> × 10 <sup>5</sup> )
グラッドスト ンドック	0	7.6	0
プリンスピア	3	8.8	0
イースタム ヘイルヘッド	9	71.0	77
	16	4.4	920

この場合にはドックより 12 マイルの所で初めて漂砂が沖に向い、理論とかなりよく一致している。

漂砂に関して密度勾配を考慮に入れた研究はあまり例がないようであり、わが国においても応用できる場合があるのではないと思われる。また、塩水くサビとの関係も考えてみる必要がある。(椎貝 博美)

### 流れに浮ぶ物体の速度について

一丸太や鉛の流下速度は流速より大きい一

"A Further Note on the Speed of Floating Bodies in a Stream.," Francis J.R.D., Journal of Fluid Mechanics, Vol. 10, Part 1, Feb. (1961).

筆者は 1956 年に、長くて巾の広い水路で、水深一定の流れの上層に浮ぶ小物体の速度に関する論文を発表した。流水中に物体が浮んでいる場合、流れの上層部の乱流交換は、物体に妨げられる。このため浮体の速度は表面流速よりわずかに速く、また小さい浮体より大きい浮体の速度の方が大きいことを示した。しかし実験では、

すべての浮体の速度は同一であり、流れの上層分の平均流速に等しかった。

その後、急勾配の流れに浮ぶ丸太の速度が流速より大きいことが実際に確かめられたため、再び実験を行ない、浮体の速度が流速より大きくなる場合の条件を調べた。

実験は、底面に大きい粗度をつけ、水面勾配が十分大きくなるようにした、巾 76 cm の水路で行なった。実験用浮体は、円筒状で吃水は 2.5 cm とし、浮体の大きさを変えて行なった実験結果は表一に示される。水路内の乱れの運動量交換機構の大きさより、浮体の大きさが大きい場合に、浮体の速度は流速より早くなる。

表一

浮体の直径 (cm)	30.6	6.3	1.9
3.86 m 流下する平均時間 (sec)	8.01	8.82	8.89
平均偏差 (sec)	±0.07	±0.16	±0.23
平均速度 (m/sec)	0.482	0.438	0.435

水路勾配: 1/161, 流量: 10.1 l/sec, 水深: 3.8 cm

直径 30.4 cm の浮体の速度は、流れの上層部平均流速より 4 cm/sec 程度大きかった。

つぎに、浮体が流れの運動量交換を阻止した場合と、自由に行なえるようにした場合について行なった実験結果は表二に示される。

表二

浮体の直径 (cm)	30.9	30.9	2.5	2.5
運動量交換	阻止	自由	阻止	自由
2.40 m 流下する平均時間 (sec)	3.84	4.51	4.47	4.46
平均速度 (m/sec)	0.625	0.532	0.538	0.537

水路勾配: 1/182, 流量: 17.1 l/sec, 水深: 5.2 cm

以上の実験より、浮体の速度が流速より大きくなる条件は、浮体の大きさが乱れの運動量交換を阻止しうる程度に大きい場合である。実際の流水中で、丸太、いかだ、船などが表面流速より速く流れるのはこのような場合である。

(服部昌太郎)

### ヘズン・ウィリアムス公式の適用限界

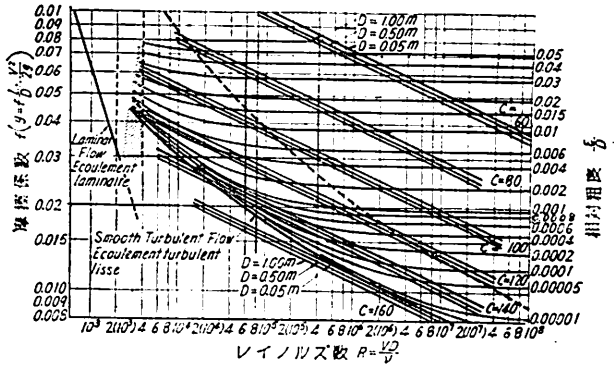
"The Limits of Applicability of the Hazen-Williams Formula." *Diskin, M.H.*, La Houille Blanche, No. 6 Nov. (1960).

管路とくに、水道管の設計計算には、しばしばヘズン・ウィリアムス公式が用いられるが、時にはその適用限界を越えて適用されることも多いので、ここでは乱流理論から、その適用限界を明らかにしている。

一般に、摩擦による損失水頭  $y$  は

$$y = f \cdot \left(\frac{L}{D}\right) \cdot \frac{V^2}{2g} \dots \dots \dots (1)$$

図一



表一 ヘズン・ウィリアムス公式の適用限界

$\epsilon/D$	$R_{min}$	$R_{max}$	C の略値
$2 \times 10^{-2}$	$2 \times 10^3$	$5 \times 10^3$	100
$1.5 \times 10^{-2}$	$2 \times 10^3$	$7.5 \times 10^3$	110
$10^{-2}$	$2 \times 10^3$	$1 \times 10^4$	110
$6 \times 10^{-3}$	$4 \times 10^3$	$2 \times 10^4$	120
$4 \times 10^{-3}$	$8 \times 10^3$	$2.5 \times 10^4$	120
$2 \times 10^{-3}$	$1 \times 10^4$	$4 \times 10^4$	130
$10^{-3}$	$2 \times 10^4$	$1 \times 10^5$	130
$6 \times 10^{-4}$	$3 \times 10^4$	$1.5 \times 10^5$	140
$4 \times 10^{-4}$	$4 \times 10^4$	$2 \times 10^5$	140
$2 \times 10^{-4}$	$6 \times 10^4$	$4 \times 10^5$	140
$10^{-4}$	$8 \times 10^4$	$8 \times 10^5$	150
$5 \times 10^{-5}$	$1 \times 10^5$	$1 \times 10^6$	150
$10^{-5}$	$4 \times 10^5$	$4 \times 10^6$	160
$5 \times 10^{-6}$	$6 \times 10^6$	$2 \times 10^7$	160

と表わされる ( $f$ : 損失水頭係数,  $L$ : 管長,  $D$ : 管径,  $V$ : 平均流速)。  $f$  は、レイノルズ数  $R = VD/\nu$  と相対粗度  $\epsilon/D$  に関係し、ニクラーズ (砂張り管について) やムディ (一般市販管について) によって図表として与えられている。

他方、ヘズン・ウィリアムス公式は、m単位で  $V = 0.354 C J^{0.54} D^{0.48} \dots \dots \dots (2)$

で表わされるが、  $J = y/L$  であるから、(2) を (1) の形に変形すれば、次のようになる。

$$y = \frac{133.77}{C^{1.852} D^{0.167} V^{0.148}} \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} \dots \dots \dots (3)$$

したがって、摩擦係数  $f$  は

$$f = 0.2004 \frac{(100/C)^{1.852}}{D^{0.019}} \cdot \frac{1}{\left(\frac{VD}{\nu}\right)^{0.148}} \dots \dots \dots (4)$$

と表わされる。管径 0.05 ~ 1.00 m,  $C = 60 \sim 160$  の範囲で、(4) をムディ図表上に記入すれば図一のごとくでヘズン・ウィリアムス公式の適用限界つまり (4) 式とムディ図表の  $\epsilon/D = \text{一定}$  の曲線とが一致する範囲が明確に示される。これを表にすれば、表一 のようである。

(日野 幹雄)