文　献　抄　録

文献調査委員会

新工法とＰＳの応用による安価な橋梁

"Ingenuity and Prestressing Make a Low-Cost Bridge"
Engineering News-Record pp. 30～32, April 1, (1965)

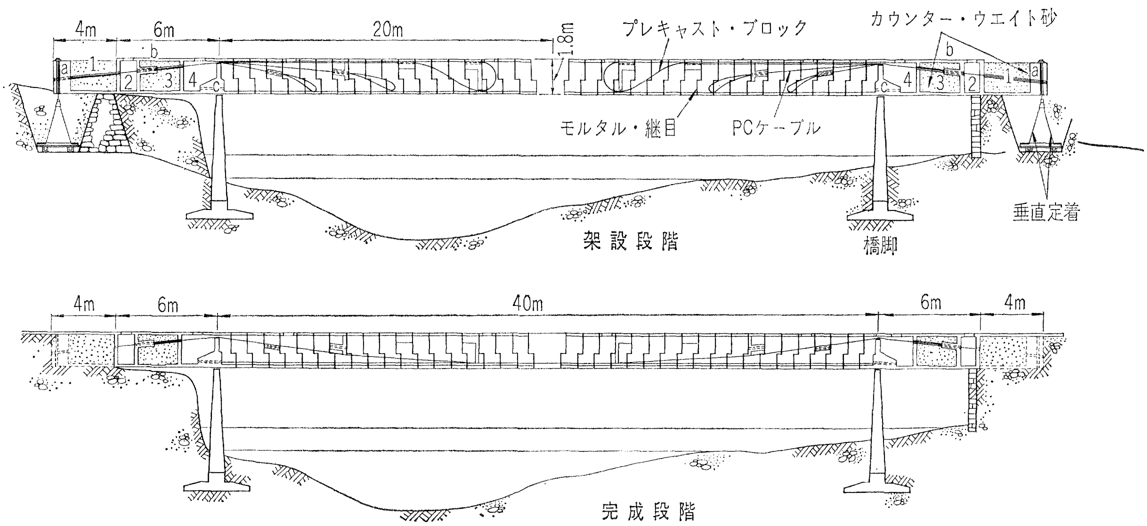
メキシコ山中にこの橋を架設することになった設計施工技術者は，現地での機材，熟練した労働者，資金，および工期の不足に対処するために以下のような方法を案出した。橋は中央径間約 40 m 幅員 4.6 m で砂糖キビ運搬用のトラックを通す目的であり，総工費 11 520 000 円 (32 000 米ドル) のＰＳコンクリート橋である。

工事は大きくつぎの三段階に分けられる。

1)　プレキャストブロックの製作および現場打ちコンクリート三組の型わくによって架設地点のそばで 38 個のプレキャストブロックを製作した。ブロックは中空の箱であって底面の幅 2 m あまり，内面での高さ約 1.8 m，長さ 1 m ほどで壁面の厚さは 15 cm あり，床版となる上面はそれよりもやや厚くなっている。ブロックのうち数個はケーブルアンカーを取付けた横桁を有している。橋脚より外側の部分は一連の中空室を持ち，現場打ちコンクリートによって製作され，図―1 の 1, 3 は砂がつめられ中にケーブルを通すシースが埋め込まれている。a，b，c はケーブルアンカーを持ち，c の上部にはさらにケーブルをすべらす金属のベッドが取付けられている。またaは垂直アンカーを有している。

2)　架設段階：製作された第 1 のプレキャストブロックは，河川上に張られたケーブルによってブロック c の所定の位置に置かれ，両者にあらかじめ取付けられている鉄筋を溶接することによって，c のアゴ上に仮固定される。同様の操作によって第 2，第 3 のブロックを固定し，第 4 ブロック固定と同時にその横桁をアンカーとして第一段階のプレストレス導入を行なう。これは端部のアンカーブロック a より行なわれる。ケーブルは 7 mm 径 32 本を用い，緊張前に各ブロック接触面間はモルタル注入される。以下ブロック 4 個ごとに同様の操作をくり返えしケーブルはそのたびごとに 38, 46, 50 本と追加されてゆく。19 番目のブロックを取付ければ，20 m ほどの片持ばりが完成され，架設段階を終了する。なお両側の片持ばりは同時に同様の方法で架設される。この段階でのケーブルは，ブロックの自重と架設作業にともなう衝撃に対してのみ設計されており，端部ブロック a の垂直アンカーは，第 13 番目のブロックが取付けられた

図―1



とき初めてアンカーとして働くことになるのである。

3)　完成段階：二つの片持ばり間は現場打ちコンクリートによって接続され，同時に桁の下縁をとおるケーブルが配置される。架設段階に用いられたＰＳケーブルは少しずつ緩められて単純桁としての機能を持つように配置を変えられ,結局つぎの２種類のケーブル配置となる。

すなわち

ⓐ　b ブロックより出発し橋脚上の c ブロックの上を通過した後桁の下縁に向って放物線状をなすもの。このケーブルは，主として橋脚上のモーメントに抵抗する。

ⓑ　c ブロックに固定され桁の下縁にそう直線状のもの。これは中央径間の曲げモーメントに抵抗する。なお，架設段階で用いるケーブルは，後の転用を考えて長いものを用い，アンカーの間を往復させてあるためケーブルの継手は一切不用である。

以上の作業の後にケーブルは防錆塗料を塗られ，アスファルトを注入した麻布で被覆される。

この工事に使用されたコンクリートの強度は 280 kg/cm²，ＰＳケーブルに導入された応力度は約 10 000 kg/cm² である。

（委員　高崎　一郎）

タイヤつき建設機械で施工可能な粘土盛土の支持特性

"Ability of Clay Fill to Support Construction Plant"

Rodin, S.

Civil Engineering and Public Works Review, Vol. 60, No. 703, pp. 197～202, February(1965)
Civil Engineering and Public Works Review, Vol. 60, No. 704, pp. 343～345, March (1965).

土工作業の設計に当っては，土質材料の物理的・力学的特性とあわせて建設機械の形式や建設費など考慮すべき多くの要素がある。

本論文は，イギリスの盛土工事において数多く遭遇する含水比の高い粘性土を施工対象とする場合，タイヤをもった建設機械の接地圧と粘性土のせん断強度との関係を塑性指数との関連において解明し，最適含水比—最大乾燥密度に基礎をおいた設計方法の改良の一助にしようと試みている。従来イギリスにおいては盛土の締固めを行なう場合盛土材料の自然含水比は最適含水比よりもかなり高く，最適含水比による締め固めが行なわれ難いために，締固め密度を規定する方法として締固め盛土の空気体積率を 5% とか 10% とかに規定して行なう傾向にある。このような土に対しては，施工機械要素と湿潤材料に対するせん断強度との関連が明らかにされる必要があり，設計を行なう際にも簡単に測定できる一般的な量の間の関係として表わされている方が便利である。一定含水比の土に対して乾燥密度が大きくなるにつれてせん断強度も増加することはよく知られているが，現場で実際に工事にたずさわる技術者にとっても，塑性限界の異なる土に対してせん断強度—含水比—塑性限界の関係が一目でわかるような図表があることが望ましい。

まず塑性限界 w_L とせん断強度 C との関係が示されている。Black の研究によると，イギリスの粘性土は塑性図上では，

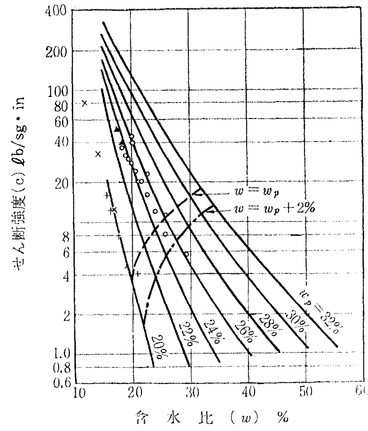
$$I_p=0.838\,w_L-14.2 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(2)$$

なる関係があり，さらに粘性土の円形フーチングに対する支持力 q_u として

$$\mathrm{CBR}=q_u/10=6.2\,C/10 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(3)$$

がえられており，コンシステンシー指数 $I_c(=w_L-w/I_p)$ と CBR との値との関係が図表で示されている。筆者はこの関係から図—1 に示すような塑性限界 w_p の異なる土に対する含水比 w とせん断強度 C の関係を一定空気体積率に対して得ている。

図—1　空気体積率５％の場合の塑性限界に対するせん断強度と含水比の関係



つぎに，土工機械で施工を行なう場合に土のもつべき強度について論じている。今日のように建設機械が大型化してくると，それを支持すべき盛土材料の強度が問題になる。ここで強度というのは，機械の重量がタイヤで地盤に伝達されるときに地盤に過度の応力が生じたり過度の塑性変形が生じたりして，土自体がねり返されて支持力が減じない限界のせん断力をさしている。そこで建設機械が走行する場合の最大沈下量を２インチとして論を進めている。

建設機械が静止状態においてタイヤを通じて地盤に伝える接地圧を p_c'，タイヤの内圧を p_i とすると

$$p_c'=0.9\cdot p_i \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(8)$$

いま $\pi C<p_c'<6.2\,C$ の平均値として

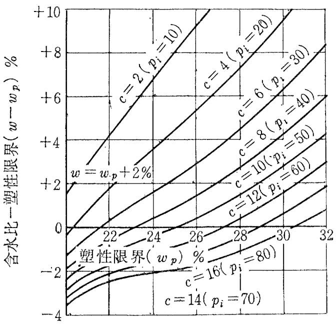
$$p_c'=4.5\,C \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(11)$$

とすると $p_i'=5\,C$ となり，タイヤの接地圧に対して 1/5 のせん断強度を要することになる。ただし，この場合タ

イヤの寸法効果に対する考慮はなされていない。

建設機械が走行している動的な場合の土のもつべきせん断強度についても当然考慮が払われるべきであるが，筆者は走行荷重に対しての土は静的な場合にくらべて動的な場合の方が安定であるという判断から，静荷重に対する式を動的な場合に適用しても支障はないとしている。つまりタイヤの許容内圧を $5C$ と考えてよいわけである。この結論から，塑性限界 w_p，タイヤの内圧 $p_i=5C$，施工含水比 w との関係を表わしたのが図—2である。このように，物理的な量である塑性限界 w_p をせん断強度 C と結びつけることができれば設計においてもかなりの有用性をもつことになる。しかし現在のところ，まだ全面的にこの図表を使用することはできないが，土の物理的性質と力学的性質との関連を知る上での一つの目安となることは確かである。

図—2 空気体積率5%の場合のせん断強度に対する含水比と塑性限界の関係



（委員　松井　家孝）

軟弱粘土の現場強度特性

"In-situ Strength Characteristics of Soft Clays"

Noorary, I. and Seed, H. B.

Proc. of A.S.C.E. SM, Vol. 91, No. 2, pp. 49～80, March (1965)

(1) まえがき

試料採取技術が発達し完全に乱さない試料が採取できるようになっても，地中から試料を取り出したことによる試料内の有効応力の変化を防ぐことはできない。Skempton と Sowa (1963) はこの考えにもとずいた実験的研究を行なっているが，この論文はこの点に注目し，Hvorslev (1937) の内部摩擦角，真の粘着力と Skempton (1954) の間げき水圧係数の考えを使って，飽和軟弱粘土の地中における強度と非圧密非排水試験による強度とについて理論的実験的考察を行なったものである。

(2) 理論的考察

地中のある土要素の静止時における有効鉛直応力 σ_v' と有効水平応力 σ_h' は

$$\sigma_v'=\sigma_v-u_0=p_0'$$

$$\sigma_h'=\sigma_h-u_0=K_0p_0'$$

である。ただし，σ_v は全鉛直応力，σ_h は全水平応力，u_0 は間げき水圧，p_0' は有効上載圧，K_0 は静止時の土圧係数である。この土要素を地中から乱さずに取り出したときに生ずる間げき水圧の変化を $\varDelta u$ とすると，そのときの有効応力 σ_0' は，全応力が0でなければならないから，等方性になり，

$$\sigma_0'=\varDelta u-u_0$$

となる。そして，このときの全応力変化は σ_v,σ_h であるから，$\varDelta u$ は Skempton の式から

$$\varDelta u=\sigma_h+\bar{A}_0(\sigma_v-\sigma_h)$$

$$=p_0'[K_0+\bar{A}_0(1-K_0)]+u_0$$

となる。ただし，$\bar{A}_0$ は試料採取のときの間げき水圧の変化に対する間げき水圧係数である。

ゆえに

$$\sigma_0'=p_0'[K_0+\bar{A}_0(1-K_0)] \quad\cdots\cdots(1)$$

となる。

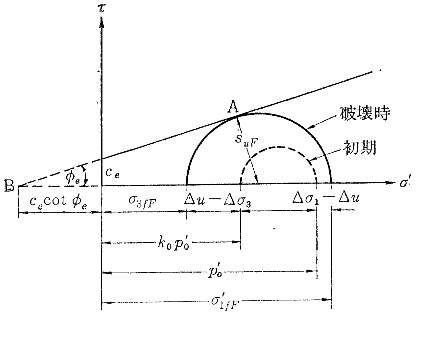
土の強度を表わす Hvorslev の式は

$$\tau_{ff}=C_e+\sigma_{ff}'\tan\phi_e \quad\cdots\cdots(2)$$

である。ただし，τ_{ff} は破壊面における破壊時のせん断応力，σ_{ff}' は破壊面における破壊時の有効垂直応力であり，C_e は真の粘着力，ϕ_e は内部摩擦角といわれるものでともに含水比，間げき比の関数であると考えられている。乱さずに飽和した試料を採取した場合，地中応力からの解放によって試料が変形しても，水の出入りがなければ含水比，間げき比に変化はないのだから，現場における C_e, ϕ_e と，非圧密非排水の試料の C_e, ϕ_e とは同じであると仮定できる。

地中の初期における応力状態と破壊時の応力状態についてのモールの円は図—1のようになる。地中の初期の状態から破壊時の状態への間げき水圧の変化 $\varDelta u$ は

図—1 地中における初期と破壊時の応力状態



Skempton の式から

$$\varDelta u=\varDelta\sigma_3+\bar{A}_{fF}(\varDelta\sigma_1-\varDelta\sigma_3)$$

である。ただし，$\bar{A}_{fF}$ は地中の静止時から破壊時への間げき水圧係数である。図—**1** から

$$S_{uF}=\frac{\sigma_{3fF}'\sin\phi_e+C_e\cos\phi_e}{1-\sin\phi_e}$$

$$\sigma_{3fF}'=K_0p_0'+\varDelta\sigma_3-\varDelta u$$
$$=K_0p_0'-\overline{A_{fF}}(\varDelta\sigma_1-\varDelta\sigma_3)$$

$$S_{uF}=\frac{1}{2}(\sigma_{1fF}'-\sigma_{3fF}')$$
$$=\frac{1}{2}[p_0'(1-K_0)+(\varDelta\sigma_1-\varDelta\sigma_3)]$$

であり，以上の3式から

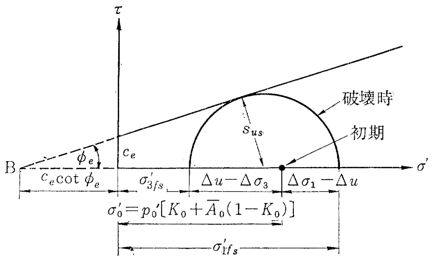
$$S_{uF}=\frac{p_0'\sin\phi_e[K_0+\overline{A_{fF}}(1-K_0)]+C_e\cos\phi_e}{1+(2\overline{A_{fF}}-1)\sin\phi_e}\quad\cdots\cdots\cdots\cdots(3)$$

となる。ただし，S_{uF} は地中の土の圧縮強度の半分である。

非圧密非排水試料の初期における応力状態と破壊時の応力状態についてのモールの円は図—**2** のようである。

非圧密非排水試料の初期の状態から破壊時の状態への間げき水圧の変化 $\varDelta u$ は Skempton の式から

図—2 非圧密非排水試料における初期と破壊時の応力状態



$$\varDelta u=\varDelta\sigma_3+\overline{A_{fs}}(\varDelta\sigma_1-\varDelta\sigma_3)$$

である。ただし，$\overline{A_{fs}}$ は非圧密非排水試料の初期の状態から破壊時への間げき水圧の変化に対する間げき水圧係数である。図—**2** から

$$S_{us}=\frac{\sigma_{3fs}'\sin\phi_e+C_e\cos\phi_e}{1-\sin\phi_e}$$

$$\sigma_{3fs}'=\sigma_0'+\varDelta\sigma_3-\varDelta u$$
$$=p_0'[K_0+\bar{A}_0(1-K_0)]-\overline{A_{fs}}(\varDelta\sigma_1-\varDelta\sigma_3)$$

$$S_{us}=\frac{1}{2}(\sigma_{1fs}'-\sigma_{3fs}')$$
$$=\frac{1}{2}(\varDelta\sigma_1-\varDelta\sigma_3)$$

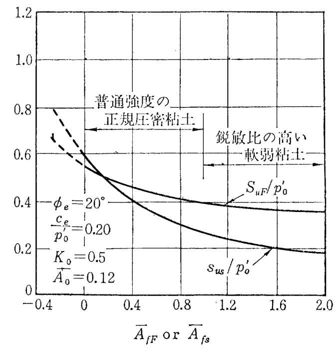
となり，以上の3式から

$$S_{us}=\frac{p_0'\sin\phi_e[K_0+\bar{A}_0(1-K_0)]+C_e\cos\phi_e}{1+(2\overline{A_{fs}}-1)\sin\phi_e}\quad\cdots\cdots\cdots\cdots(4)$$

となる。ただし，S_{us} は非圧密非排水試料の圧縮強度の半分である。

式(3),(4)からわかるように，地中の土の強度と非圧密非排水試料の強度との違いは $\bar{A}_0$, $\overline{A_{fs}}$, $\overline{A_{fF}}$ の違いによる。一般に，載荷と除荷による土の体積変化を比べた場合，載荷による圧縮に比べて，除荷による膨張は小さく，したがってその場合の間げき水圧変化も同じような関係にある。すなわち，$\overline{A_{fs}}$, $\overline{A_{fF}}$ に比べて $\bar{A}_0$ は小さく，大体 0.1〜0.3 ぐらいである。さらに，後に述べるように，$\overline{A_{fs}}$ は $\overline{A_{fF}}$ に比べて小さいようである。いま，$\phi_e=20°$, $C_e/p_0'=0.20$, $K_0=0.5$, $\bar{A}_0=0.12$ とした場合の S_u/p_0' と $\overline{A_{fF}}$, $\overline{A_{fs}}$ の関係を式(3),(4)から計算すると図—**3** のようになる。この図から，$\overline{A_{fF}}$ と $\overline{A_{fs}}$ が同一の値のとき S_{us} は S_{uF} の安全側の値になり，$\overline{A_{fs}}$ が $\overline{A_{fF}}$ よりわずかに小さいときはさらに合理的な値が求められることになる。

図—3 $\overline{A_{fF}}$, $\overline{A_{fs}}$ と $\dfrac{S_{uF}}{p_0'}$, $\dfrac{S_{us}}{p_0'}$ との関係



(3) 実験的考察

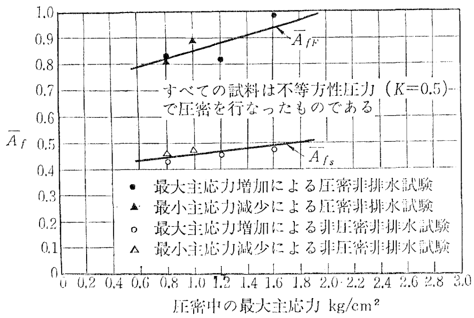
以上の理論を確かめるために実験を行なった。すなわち，2つの同じ試料を常に $K_0=\sigma_3'/\sigma_1'=0.5$ を満足するようにして，σ_1, σ_3 を少しずつ増加しながら圧密し，ある σ_1, σ_3 における圧密が完了した後，片一方の試料はそのまま非排水せん断し，もう一方の試料は一度 σ_1, σ_3 を除荷した後あらためて非排水せん断を行なった。前者は地中の土を想定したものであり，後者は非圧密非排水試料を想定したものである。

試験は圧密荷重の組み合わせを変えた5種類の試料について行なったが，全試験の強度測定値は表—**1** のようになった。この表を見ると S_{uF} が S_{us} に比べてだいた

表—1 試験結果

有効圧密最小主応力 (kg/cm²)	破壊の方法	地中状態の破壊時の偏差応力 S_{uF}(kg/cm²)	非圧密非排水状態の破壊時の偏差応力 S_{us}(kg/cm²)	比 $\frac{S_{uF}}{S_{us}}$
0.4	軸応力増加	0.64	0.59	1.08
0.6	軸応力増加	0.92	0.87	1.06
0.8	軸応力増加	1.18	1.13	1.04
0.4	周応力減少	0.65	0.615	1.06
0.5	周応力減少	0.77	0.72	1.07

図―4　地中状態と非圧密非排水状態の間げき水圧係数

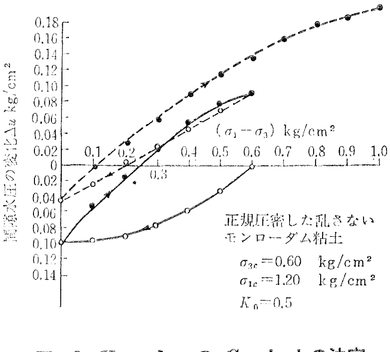


い6%ほど大きいことがわかり理論的考察がほぼ正しいものと思われるが，以下にその問題点について述べる。

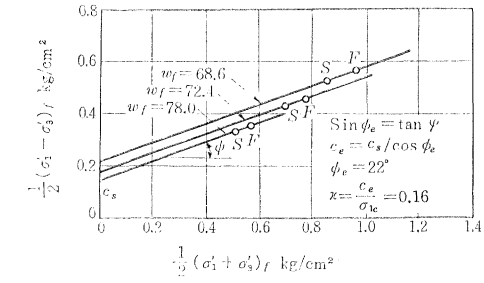
まず，$\overline{A}_0$ の測定値は0.16から0.24までで，その平均は0.2であった。また，5つの試験において $\overline{A_{fF}}$ と $\overline{A_{fs}}$ の測定結果は図―4のようであった。ゆえに，$\overline{A}_0$ は $\overline{A_{fF}}, \overline{A_{fs}}$ に比べて非常に小さく，また $\overline{A_{fs}}$ は $\overline{A_{fF}}$ に比べて小さいことがわかる。

ところで，もし土の変形が可逆性であれば間げき水圧の変化も可逆性になり，そのときには，当然 S_{us} と S_{uF} はまったく同じ値になるはずである。すなわち，S_{us} と S_{uF} が違った値を示すのは間げき水圧の変化が非可逆性であることによる。この点を調べるために，圧密が完了した試料を非排水状態にし，偏差応力の除荷，載荷をくり返したところ間げき水圧の変化は図―5のようになり，明らかな非可逆性を示した。

図―5　載荷除荷をくり返したときの間げき水圧の変化



図―6　Hoorslevの C_e, ϕ_e との決定
―サンフランシスコ粘土―



式(3),(4)に使用した C_e, ϕ_e が両式を通じて等しいという仮定を行なったが，つぎにこの点について調べてみた。すなわち，同一含水比における想定地中試料と想定非圧密非排水試料について，$1/2(\sigma_1'+\sigma_3')_f$ と $1/2(\sigma_1'-\sigma_3')_f$ の関係をプロットしたところ図―6のようになった。この図から，同一含水比における地中試料と非圧密非排水試料が同じ C_e, ϕ_e を持つことがわかる。

（委員　竹下　周成）

掃　流　砂　量

"Total Bed Material Transport"
Bishop, A.A., Siemons, D.B. and Richardson, E.V.
Proc. of A.S.C.E. HY, Vol. 91, No. 2, pp. 175～191, March (1965)

Einsteinの流砂量公式は次式で与えられる。

$$\int_{-B_*\phi_*-1/\eta_0}^{B_*\phi_*-1/\eta_0} e^{-t^2}dt=\frac{A_*\phi_*}{1-A_*\phi_*}\quad\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(1)$$

ここで $\phi_*=\dfrac{q_B}{S_sg}\left(\dfrac{S_f}{S_s-S_f}\right)^{1/2}\left(\dfrac{1}{gD^3}\right)^{1/2}$

$$\psi=\left(\frac{S_s-S_f}{S_f}\right)\frac{D}{R_b'S_e}$$

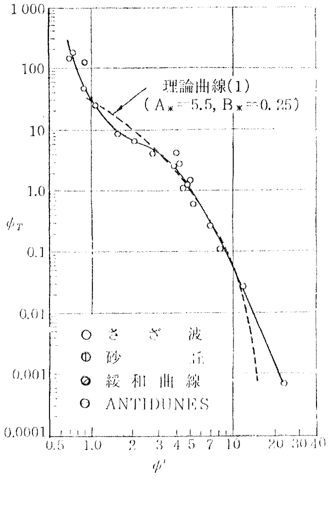
q_B：流砂量　　D：粒　径
S_f：流体密度　　R_b'：径深(側壁の影響を除去)
S_s：砂密度　　S_e：エネルギー勾配

式(1)中の A_*, B_* は普遍定数として $A_*=43.5$, $B_*=0.143$ と定められている。

しかし著者が行なった178 caseの水路実験（$D=0.93$ mm, 0.47 mm, 0.27 mm, 0.19 mm）および24 setsの現地資料（運河，Niobrara川，カンサス川流域河川，Loup川，リオグランデ）を計算値と比較してみるとつぎのような一般的な傾向が見られる。

河床状況
Ripple(F_r数の低い範囲)
　計算値＜実測値
Transition
　計算値＞実測値
Antidune
　計算値＜実測値

図―1　0.27 mm砂の ϕ_T-ψ' 曲線

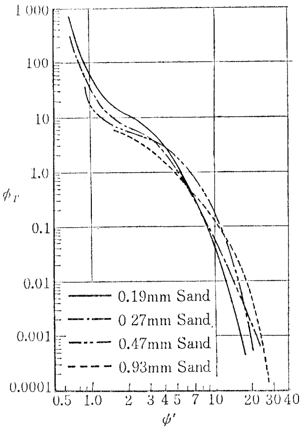


図―1はその一例であるが，この図からわかるように ψ-ϕ

曲線は河床状況に応じて3つの部分にわかれている。

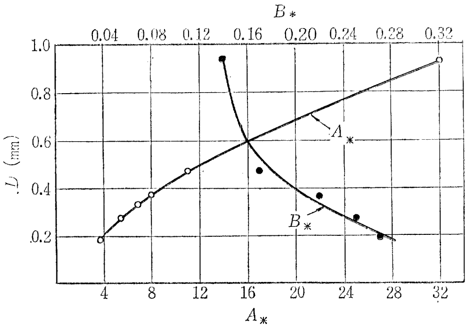
すなわち lower flow regime（砂漣，dune）の範囲では ψ-ϕ 曲線は急勾配をなしているが transition に至って曲線の勾配は緩やかになり，upper flow regime antidune に至って再び急勾配となる。これは図—2 からわかるように，各粒径をつうじて見られる現象である。

図—2　いろいろな粒径についての ϕ_T-ψ' 曲線の比較

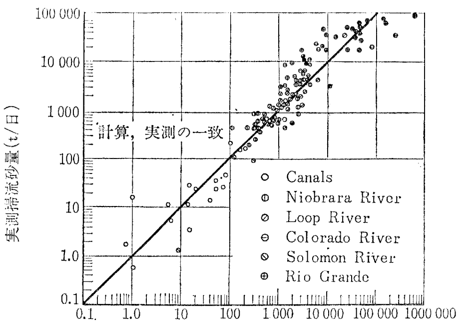


なお，実験によって得られた ψ-ϕ 曲線から trial に A_*, B_* を求めて見ると，それは Einstein のいうように必ずしも一定ではなく，図—3 のように粒径によって変化するものと考える方が正確である。

図—3　実験により求めた A_*, B_* の値



図—4　A_*, B_* 実験値による計算と実測との比較



このように A_*, B_* を粒径の関数と考えて現地資料を解析すると図—4 のごとく良い結果が得られる。

（委員　石崎　勝義）

傾斜堤被覆材として使用される異形ブロック

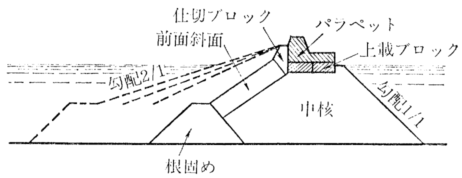
"Systematic Research Concerning New Shapes of Prefaviridated Concrete Protection Blocks for Sloping Face of Breakwaters"

Gallarretto, E.

Bulletin of PIANC, Vol. 3, No. 13, pp. 45～60 (1964)

最近大型のケーソンを用いて直立堤を築造することはケーソンの製作上，曳航上の制約から困難となってきたため，傾斜堤が築造されることが多くなってきた。傾斜

図—1　傾　斜　堤



堤は図—1 に示すような断面を有する構造物であり，斜面上の被覆工が消波機能をもつ。斜面の被覆工の機能をいま少し詳細にみれば，

1）入射波の衝撃を減殺する

2）有害な流れや波の屈折を避ける

3）構造物の空げき内で波のエネルギーを消散させる

4）砕波を促進する

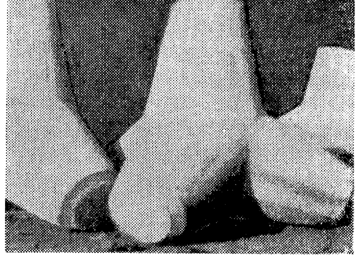
が考えられる。

しかし被覆工の材料として従来使われてきた，波力に対し十分な重量をもち，安定を保つことのできる自然石を多量に求めることが困難となってきた。このため自然石に代るものとして人工ブロック（異形ブロック）が考案され，これについての研究も盛んに行なわれて，実用に供されているものも多数ある。筆者は既存の異形ブロックと今後開発される可能性をもつ異形ブロックについて，消波機能に重点をおきつつ形状の考察を行なった。

（1）　現在知られている異形ブロック

a）Tetrapod

写写—1　Tetrapod

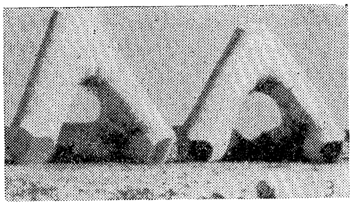


1953 年 Larras によって紹介されて以来まだ十年余にしかならないが，世界の多数の国で利用されている。これは4本の円錐斜切頭からなる脚

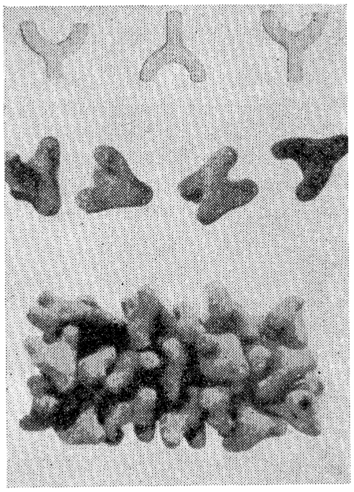
をもち脚の中心線の交点に重心をもっている。第二次大戦中上陸阻止の柵に使用された四面体の変形したものと考えられる。多くの国で利用され成功を収めているが，何らかの原因でブロック相互のかみ合せが悪くなり基礎の不安定を招く恐れが残る。

b) Stabit 1962 年 Acrow 会社によって紹介された新しい型の異形ブロックである。**写真—2** にみられるようにこれも四面体を変形したものである。かみ合わせ特性と空げき率に関しては Tetrapod とほぼ同様な効力を持ち，安定性に関しては他のブロックより優れていると考えられる。

写真—2 Stabit



写真—3 Artiglio

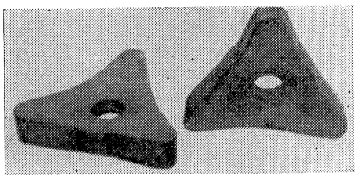


c) Artiglio イタリヤで開発された新しい型のブロックである。**写真—3** にみられるように半円が2個互に直角をなす面内で連絡されたもので，模型実験の結果では相互のかみ合わせが良好で，被覆斜面の均一性がえられ満足できることが分った。

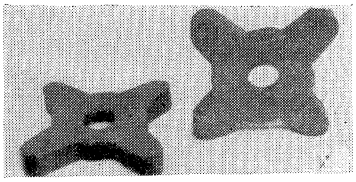
(2) 防波堤斜面に使用される新しい異形ブロックの研究

防波堤斜面の被覆工の材料としてのブロックを考えるとき，大寸法の自然石とおき代えてみると分りやすい。異形ブロックは所要寸法の自然石を求めることが困難となってきたために考案されたものであり，それがそれ自身の機能を発揮することが分れば乱積施工によって目的を達成できる。

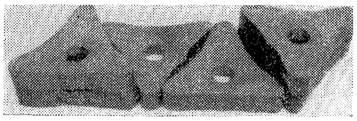
写真—4



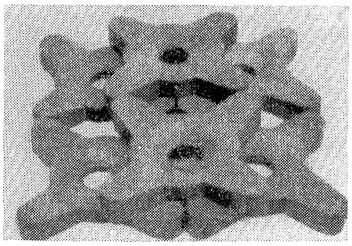
写真—5



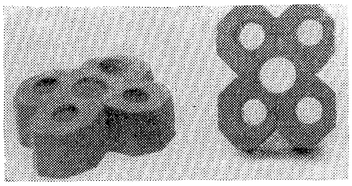
写真—6



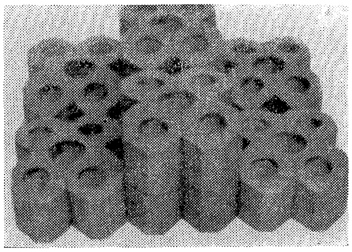
写真—7



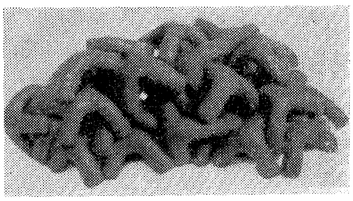
写真—8



写真—9



写真—10



さて，ブロックの形については幅広く選択できるが，実際の使用に耐えるためには，安価で大量生産できるものであることも必要である。このように考えてくればこれら異形ブロックにつきものの特許については，型の特性にのみ考慮を払うべきであると考えられる。

ここで考えられる数種のブロックを掲げる。

写真—4,5 に示したブロックについては詳細には模型実験を行なって検討しなければならないが空げきも十分あり，層状にならべるのも容易であると考えられる。したがって水の通過が可能で揚圧力の危険性は十分取りのぞくことができる。

写真—6,7 に示したものはこれらのブロックを2層に積んだものである。また，**写真—8,9** はそれぞれ平行六面体を変形したブロックの単体と2層に積んだものを示している。

写真—10 は前述の Artiglio からえられたもので Tetrapod とできるだけ異なったものとして考えられたり，互に 120° の角度をなす平面内に三本の脚をもつブロックである。

（浅田　忠則）

人口と水使用量の関係について

"Relationship Between Water Use and Population in the Embarras River Basin, Illinois"
Csallany, S.C.
Jour. of A.W.W.A., Vol. 57, No. 3, pp. 391～396, March (1965)

この論文の目的は，人口一人当りの水の消費量に影響を与える要素について，特にその地域社会の大きさとの関係について，イリノイ州エムバラス河流域地区における中小都市のデータを解析し，その様子を調べてみようとするものである。

この地区はイリノイ州の南東に位置し，44の独立した市街地と12の村落からなっており，1960年には全人口は合衆国全体の1.1%にあたる117 000人程度であり，その66%が市街地に住んでいることになる。

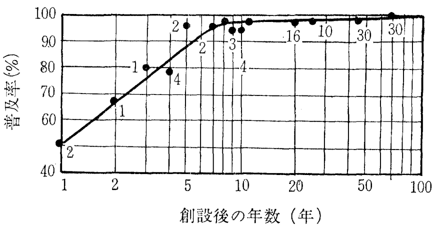
全体的にみてよく似た社会・経済的状態にあり，気候的な条件もほとんど同じと考えられる。解析に使ったデータは1959～60年の水使用量と60年の人口統計である。一番古い水道施設は，1876年に創設されたものである。

以上のデータから，創設後の年数と普及率の関係，および，人口と水使用量の関係をそれぞれプロットしたものが，**図—1** および **図—2** である。

図—2 からつぎのようなことが考えられる。

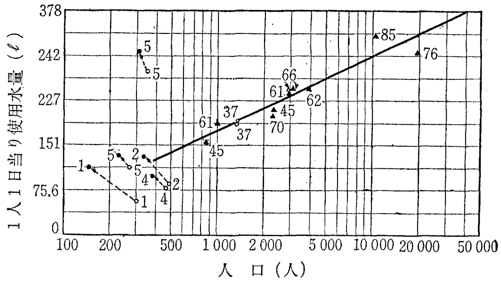
1) 5年以上たったような施設に対しては，かなり強

図—1 水道創設後の年数と普及率の関係



注：図中の小数字は施設の件数を示す

図—2 人口と一人一日当り使用水量の関係



○ 全人口で給水量を割った値
● 普及率を考えて上の値を補正した量
▲ 補正する必要のなかったもの（普及率が100%に近いもの）
数字は創設後の年数を示す

い相関が認められる。

2) 人口には関係なく，一人一日当り114 *l* 程度は少なくとも必要である。

3) 360人以上の人口を持つような施設に対しては，水使用量 [$C(l)$] と人口 [P(人)] の間には，$C=128\log P/40$，といった関係式が成立すると思われる。

4) この関係から水量を逆算してみると，各水道局が報告した水量より18%ほど小さくなっている。

5) 一般に各個計量していないところはしているところより使用量は大きくなっている。

結論的にいって，中小都市における水使用量（家庭用水，公共用水，商業用水，工業用水，ろう水などをふくめて）と人口の間には，ある種の強い関係があることが認められ，数値的には，人口1 000人に対しては一人一日当り178 *l*，10 000人に対しては303 *l* といったところがこの地区の代表的な値として求められる。

このような人口と水使用量の関係は，他の地区についても同様の傾向として求められる。しかし，大都市の場合には，その構成要素も複雑になってきて，その予測の手段としての効果には問題がでてくるであろう。

（委員　**松尾　友矩**）

コンクリート標準示方書土木学会規準ご希望の方へ

土木学会ではコンクリート標準示方書を制定し関係各位にご利用いただいておりますが，現在の示方書は，昭和33年に制定されたため，現状に合わない点が多くなりましたので，明年3月を目標に大改訂を行なうべく委員会で作業をすすめております。この間ご不便をおかけすると思いますので関連JIS等60点を収録した土木学会規準のみを別冊として取りあえず刊行しましたのでご希望の方は学会へお申込み下さい。

体　裁：B 6判 234ページ　　**内　容**：コンクリート関係 JIS 等 60 点を収録
定　価：200円　　**送　料**：70円