

プラスチック材料の超音波による測定

“Ultrasonic Evaluation of Reinforced Plastics”, *Dietsz*,  
A. G. H. Proc. of A.S.C.E., EM Vol. 87 No. 3, June(1961)

ガラスせんいを混入して補強したプラスチック材料は今日、重要な工学材料になりつつある。このような材料では、強度の大部分はガラスせんいで受けもたれ、ポリエステル、エポキシなどのレジン (Resin) は、ガラスせんいを結合する役目を果たしているにすぎない。したがって、かかる混合材料の物理的性質は、せんいとレジンの混合割合、仕上げ方法、含有空気量などに支配されるものである。このような物理的性質を非破壊的方法で判定するには、供試体に超音波を通過させ、その波速、減衰を測定する方法が最も有望視されている。ガラスせんい中をとる超音波の速度は、レジンの中を通過する波速よりはるかに大きく、したがってガラスせんいの量の多い混合材料は、それだけ速い波の伝播速度を有することになる。

また空気泡の多い材料中を音波がとおると、泡の中で波が分散し、全体的にみて、波のエネルギーが散逸してしまうため、空気泡の多い材料は、空気泡のない材料にくらべて、波の減衰がいちじるしいことになる。このようなわけで、波速と減衰を測定することにより、その材料の混合成分の割合、および空げき率などの諸量を推定できることになる。

本論文では 1.5~2.1 メガサイクルの超音波を 1/2 ~ 1 インチ厚さのテストピースに加えて、上記の物理量の間の関係を実験的に求めている。なお、テストピースと超音波の伝達板との間の連結には 2 種類の方法を用いている。第 1 期のテストでは、テストピースを伝達板の間にシリコン油を入れて薄膜を作り、スムーズな連結を行なった。第 2 期のテストでは、テストピースと伝達板を 1/2 インチ離して水中に浸し、水を媒介として、超音波がテストピースに伝わるような方法を採用した。なお、第 1 期のテストでは、テストピースを水中につけて wet にした状態と、乾燥させた状態との 2 つの場合につき、実験を行なった。

まず、ガラスせんいの含有量による、速度と減衰の変化を調べるため、ガラスせんいを 25 層 (ply) (ply はガラスせんいの量を表わす単位) から 45 層に変えてテストを行なった。その結果が図-1, 2 に示されている。図-1 で ply の数が 0 の時の速度は、ガラスせんいを含まない、ポリエステルのテストピースを用いた結果である。図より 30 plies から 45 plies までの範囲では、速

図-1 ガラスせんいの含有量による速度の変化

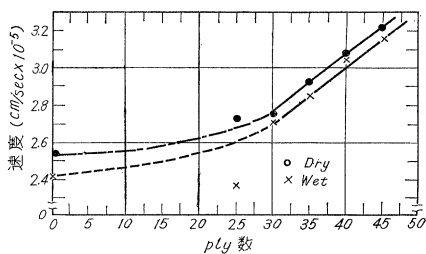
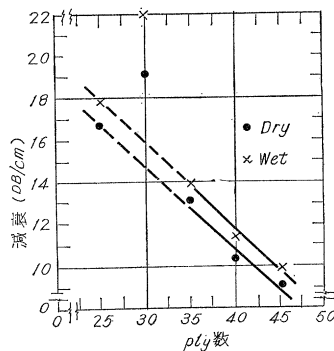


図-2 ガラスせんいの含有量による減衰の変化



度が linear に変わることがわかる。波力の減衰は、図-2 から明かなように、35 plies から 45 plies までの範囲では、linear に減少している。また、ガラスせんいが無い時の減衰は、ある場合の減衰より小さいから、減衰は ply 数とともに一たん増大し、最大点を通して、再び減少するものと考えられる。図-2 では減少の時のようすが、詳細に表われている。

次に、ガラスせんいの含有量を一定にして、空気量を 3 段階に変化させてテストを行なった。その結果、減衰は空気量とともに増加するが、速度はほぼ一定であることが判明した。

また仕上げ方法を変えてテストピースを作り、テストを行なったが、仕上げ方法の影響に関しては確かな結論はえられなかった。

次に、テストピースと超音波の伝達板を水中に浸して同様な実験をくり返したが、この連結方法がシリコン油を用いる連結方法よりすぐれていることがわかった。

最後に超音波の振動数が、速度または減衰におよぼす影響について調べた。その結果が図-3, 4 に示してある。図-3, 4 より明かなように速度は振動数によってあまり変わらないが、減衰は振動数とともに増加することがわかる。以上は、定性的な傾向を知る予備的実験の結果であり、非破壊試験の指示書を作るには、さらに数多くの実験を行なって検討する必要がある。

図-3 振動数による速度の変化

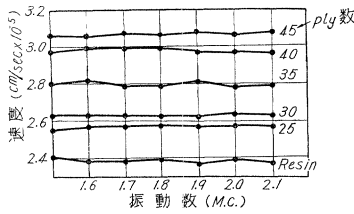
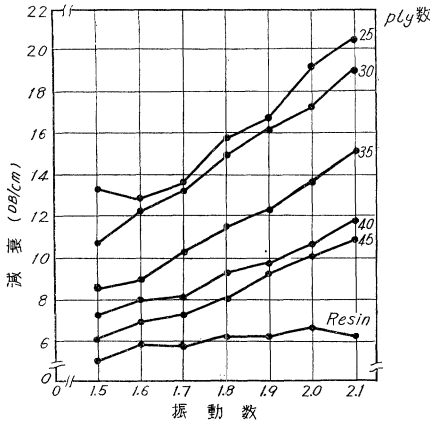


図-4 振動数による減衰の変化



(石原 研而)

### 粘土地盤の間げき水圧

“Pore Pressure in a Foundation Clay”, *Lambe, T.W.*  
Proc. of A.S.C.E., SM, Vol. 88 No. 2, April (1962)

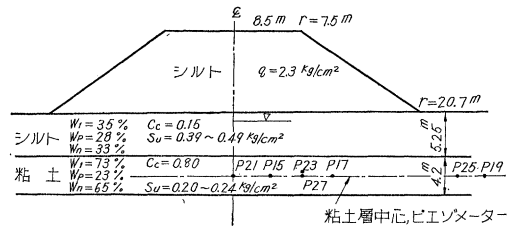
構造物の沈下や安定の解析に有効応力の考え方が次第に用いられるようになってきた。有効応力を決定するには、まず上載荷量の増加によって生ずる過剰間げき水圧を求めなければならない。Terzaghi は、荷重増加によって生ずる間げき水圧の増分は、荷重の増分と等しいとしたが、しかしこれは荷重の広がりやの小さい実際の構造物に適用することはできない。実状にそくした過剰間げき水圧を推定し、これにもとづいた有効応力による安定解析、特に長期にわたる安定問題の解析の重要性は、戦後 Skempton や Bjerrum などの研究によって指摘されたものである。

この論文は、ベネゼラのマラカイボ湖東岸のラングニラスにおける大型石油タンクの建設にさいして採用された盛土による先行載荷、そのさいに生ずる過剰間げき水圧の理論値と実測値との比較、および理論値を求めるための間げき水圧定数に関する室内実験の結果について述べたものである。

地盤は軟弱なシルトおよび粘土層からなり、非排水三軸圧縮試験の結果を用いてタンクの安定計算を行なったところ、安全率は0.6であった。タンクの基礎処理に先行載荷の方法が採られたのは、杭基礎などによるより経

済的なためである。図-1 は地盤および盛土の概要を示す。

図-1 盛土および基礎



過剰間げき水圧の推定は、次の式によった。

$$\Delta u = B \{ \Delta \sigma_3 + A (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \}$$

ここで、 $\Delta u$  : 過剰間げき水圧、 $\Delta \sigma_1, \Delta \sigma_3$  : 最大、最小主応力の増分、 $A, B$  : 間げき水圧定数、である。

$A$  は非排水三軸圧縮試験の結果から、 $A = \frac{\Delta u}{\sigma_1 - \sigma_3}$  によって求められる。ここで  $A$  は、試験のさいのひずみ、ひずみ速度、試料の応力履歴、試料の乱れ、そのほか試験の状態によって異なった値をとり、一定でないことに注意しなければならない。すなわち、ひずみに関しては、ひずみの増加にしたがって  $A$  は増加する。多くの文献に紹介されている  $A$  の値は、破壊時に対するものであることが多い。したがって沈下の問題の解析にはこのような値でなく、より小さいひずみに対する  $A$  の値を用いなければならないことになる。ひずみの速度では、ひずみ速度の増加にしたがって  $A$  は大きな値をとる。

応力の履歴に関しては、初期圧密荷重が増加するとき、またくり返し荷重をうけたとき、 $A$  は増加し、逆に過圧密されたときには  $A$  は減少する。一度せん断破壊を生じさせたのち、もとの圧密荷重で等方圧密をし、再びせん断試験を行なうとき、 $A$  はわずかに減少する。試験方法の差では、圧密非排水試験より非圧密非排水試験から求めた方が  $A$  は小さくなり、等方圧密より異方圧密を行なった方が  $A$  は大きくなる。

そのほか、試料の圧縮、伸長、間げき流の性質、温度などで  $A$  の値は異なり、三軸圧縮試験より、平面ひずみせん断試験によった方が  $A$  は大きい。

ラングニラス粘土では、試験の結果、 $A$  は0.85とした。 $B$  は、非排水三軸圧縮試験の結果から  $\Delta u / \Delta \sigma$  によって求められる。飽和粘土では  $B=1$  であり、当該粘土では0.98以上であった。

主応力の増分 ( $\Delta \sigma_1, \Delta \sigma_3$ ) の計算は、Jürgenson の方程式により、盛土を等値な円筒で近似した場合と、薄い円板を積み重ねて近似した場合について行なった。

図-2 は8通りの異なった方法(表-1 参照)によって求めた間げき水圧の値をプロットしたものである。これらの結果 No. 5 の曲線が実測値と最もよく一致した。

図-2 計算値と実測値の比較

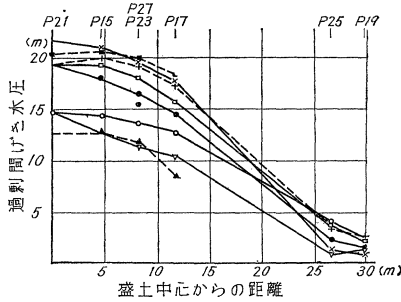


表-1

付号	数	記述 (単位 $\text{kg/cm}^2$ )
●	1	現場実測
×	2	$\Delta P_v$
■	3	$(\Delta\sigma_1 - 0.489) + 0.85(0.489)$
+	4	$\Delta\sigma_1 + 0.85(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$ , $\Delta\sigma_1, \Delta\sigma_3$ は等価な円筒から計算
□	5	$\Delta\sigma_1 + 0.85(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$ , $\Delta\sigma_1, \Delta\sigma_3$ は法し円板の積み重ねから計算, $Z$ は表面から
○	6	$\Delta\sigma_1 + 0.85(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$ , $\Delta\sigma_1, \Delta\sigma_3$ は法し円板の積み重ねから計算, $Z$ は各円板から
◇	7	$\Delta\sigma_1 + 0.85(0.489)$
▽	8	$q = 1.22 \text{ kg/cm}^2$ における $\Delta u$ から外挿する

先行載荷の盛土が終る前に行なわれた沈下と安定の計算に、No. 5 の曲線から得られた過剰間げき水圧の値を用いたところ、安全率はわずかに1以下であった。したがって盛土の最終段階では、実測の間げき水圧の値が No. 5 の曲線を越えることのないよう特に慎重に盛土が行なわれた。また盛土ののり尻の下付近における間げき水圧 (P 19と P 25) は、かなり大きいものと予想されたが、しかし実際には小さく、実測と推定の値もきわめてよく一致した。

(駒田 敬一)

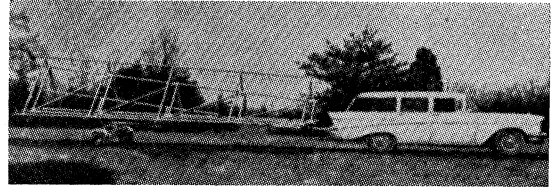
### 可搬式測量塔

“Portable Triangular Surveying Tower”, Whitmore, G.D., Civil Engineering, April (1962)

軽量可搬式の測量式タワーが標準測量用としてアメリカの地質測量部地形課の一技師によって発明された。このタワーは断面が三角形でアルミニウムパイプでつくられ、外側、内側の2つのタワーからなりたつ。各タワーの自重は大体 5 lb/ft (1.5 kg/m) で、高さは 10 ft (3 m) から 76 ft (22.8 m) まで変えられるが長さは 6 ft (1.8 m) ずつ変化する。この複式タワーはヘリコプター、または車輪をつけてトレーラー形式で運ぶことができる。

外側タワーの3個の足は 6 ft (1.8 m) 間隔でたがいに水平部材で連結され、タワーの各断面は2本の足と2本の水平部材で形成されて引張られた、空中ケーブル (径が 1/8 in (3.2 mm)) で連結されている。デザインは最大応力-重量比を生ずるようになされ、また、同じ断面の内側のタワーは引張力と圧縮力とを受ける部材として設計されたプレーシングで結ばれ、このプレーシングは内側のタワーに必要な安定性と剛度をもたせる。なお軽いアルミニウム製のハシゴが外側タワーの一支柱にそってつ

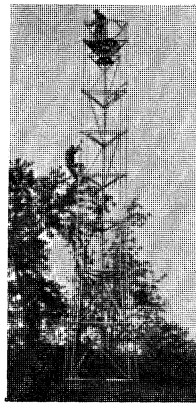
写真-1 トレーラーにしてあらかじめつけた車輪によって運ばれるところ



ている。

トレーラー形にして運ばれるときには、塔自体がトレーラーとなり、外側のタワーにくっつけている車輪がタワーがたてられたときには、その場所にそのままくっついていようになり、移動距離が短いときには、道路が許せば内側の塔が外側の塔に内蔵した形で運んでたてなおすることができる。普通二人一組となって1時間で組立式 52 ft (15.6 m) のものをたてることができ、たてるには外側タワーは地上 45 ft (13.5 m) の点から4方向に支え綱を張りわたし、このうち2本は組立点の軸に一致するようにアンカーされる。塔は小さいハンドをもったウインチと 16 ft (4.8 m) の組立てブームでもってたてられる。また、安全のために地上 30 ft (9 m) の点に相当するタワーの位置に別の3本のケーブルで結合される。一方、長い区間を移動するときには 24 ft (7.2 m) トレーラーになってひかれるが、完全に解体されてトラックで運ばれる。

写真-2 運搬用車輪をつけたままで 52 ft (15.6 m) タワーが1時間で作業員2人で組立てられる



ヘリコプターで運ぶにはタワーから車輪をとり、つりさげ綱がとりつけられるが、この綱は内側タワーの中心をとって外側タワーの周囲にまかれるようになっており、このループ綱は地上で人間がタワーをヘリコプターの吊りあげケーブルに結びつけるようになっている。目的の地点に到着するやヘリコプターがタワーを落下させて、地上のパーティが一時的に支え綱で固定され、52 ft (15.6 m) のタワーの照準点位置が決まると3本の安全綱がタワーの地上 30 m のところに結びつけられて固定される。

タワーの足は高さの調整ができるようになっており、アルミニウムの基礎板の上に固定されるので、コンクリートのフーチングが不要である。タワー自体は堅固で、セオドライト、信号光、電子距離測量機などを用いる広範囲な測量に十分利用できる。しかし、三角測量ではかなりの精度が要請されるので、塔の高さと風速によるたわみを決めるための実験が近く実施される予定である。

(竹下 貞雄)

## Kiewa 水力発電計画

“Kiewa Hydro-Electric Scheme”, Fullard, S.F., Water Power, June (1962)

これはオーストラリアのビクトリア州電力局の水力発電計画のうち、特に第一開発計画、および McKay Creek 発電所の概要である。

アルプスのオーストラリア側にあるビクトリア州北東で行なわれている Kiewa 水力発電計画の開発は、すでに第一として知られている McKay Creek 発電所 (96 000 kW) が最近完成されたことによっていっそう押し進められている。1945 年には第三の Clover 発電所 (26 000 kW) が完成し、1956 年には第四といわれた West Kiewa 発電所 (62 000 kW) が完成した。これら発電所の総出力は 184 000 kW で、年平均出力は 3.4 億 kWh である。これらは比較的低い 21% の負荷率で運転され、尖頭負荷電力としてビクトリアの送電系統に供給されている。第二は McKay Creek 発電所と Junction 貯水池間の有効落差 414 m を利用しよう計画されているが、経済的理由でこの発電所の建設はビクトリア系統における尖頭負荷の要求が増大するまで延期され着手されないであろう。Kiewa 計画は、Kiewa 河と隣接の流域 300 km<sup>2</sup> の水を利用する。これら流域のうち 57.5 km<sup>2</sup> の面積は標高 1 500 m 以上で、総落差 520 m をえ、McKay Creek 発電所に利用される。標高が高いために年間降水量は 2 050 mm と大きくその大部分は雪である。この地方は一年のうち 4、5 カ月は雪でおおわれているため、トンネル掘削には一年中行なうことのできる実際的な建設工法を採用している。

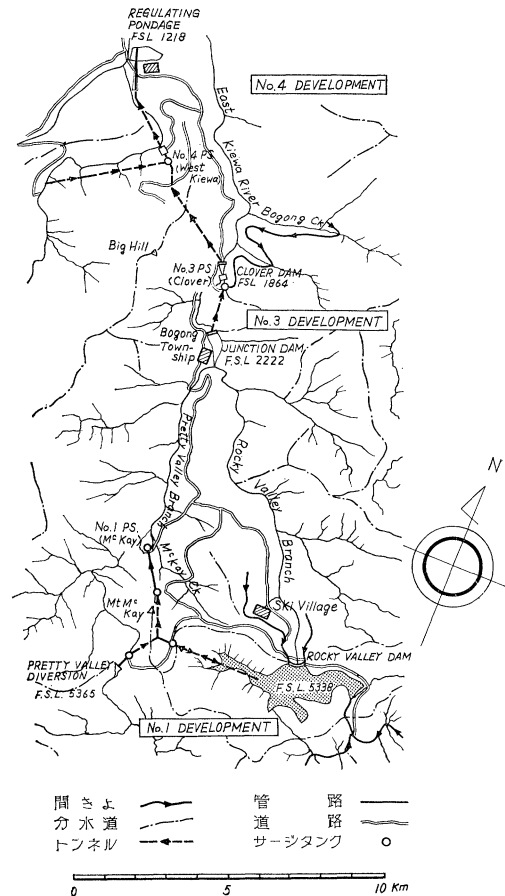
流域の大部分をなす Bogong 高原は牧草地で、Rocky 峡谷、Pretty 峡谷として知られている。両側および浅い峡谷は大貯水池として理想的な地点である。今まで Rocky 峡谷のみで  $2.8 \times 10^7 \text{ m}^3$  の貯水池が建設されている。Pretty 峡谷は大貯水池として適しており、最初この地点で約 2 億 m<sup>3</sup> の貯水量を貯えるように計画されていたが Snowy 計画と New South Wales 系統との連けいによって Snowy 計画の Eucumbene 大貯水池が Kiewa の季節的な大貯水池としての必要を補なっている。Rocky Valley 貯水池に入る自然流域からの水量は付近の流域変更によって増加している。Pretty 峡谷からの水は導水路で Rocky Valley 貯水池に導かれる。

Kiewa 水力発電開発の概要は次のとおりである (図一参照)。

(a) ほとんど素掘りの開水路で Rocky, Pretty 峡谷に導水し、その全長は 32 km に達する。

(b) Rocky Valley ダム (貯水量  $2.8 \times 10^7 \text{ m}^3$ ) はアースロック フィル構造で高さ 30 m、長さ 525 m である。

図一 Kiewa 開発計画図



(c) 導水路は巾 3.9 m、高さ 4.02 m、長さ 4 500 m である。さらに Pretty 峡谷まで 900 m 分岐している。

(d) 水圧鉄管は 1 600 m 以上におよびその直径は 3.3 ~ 2.1 m で、分岐管、各水車入口の主弁の直径は 0.85 m である。

(e) McKay Creek 発電所は水車発電機 6 基を設け、有効落差 500 m でその総出力は 96 000 kW である。放水路はコンクリートで巻立てられ長さ 230 m である。短い射水路によって Pretty 峡谷に放流される。将来この地点に第 2 発電所 (100 000 kW) の貯水池としてダムが造られるであろう。

(f) Junction ダムはバットレス ダムで高さ 25.5 m、長さ 114 m である。貯水量は  $1.3 \times 10^7 \text{ m}^3$  で Clover 発電所に給水する。

(g) Junction 貯水池から Clover 発電所までのトンネルの断面積は 18 m<sup>2</sup> で長さは 1 600 m である。そのうち 330 m は覆工されている。サージタンクは Junction 貯水池から約 1 300 m のところに設けられている。

(h) Clover 発電所は縦軸フランシス水車 2 基を有

し、有効落差 108 m で 13 000 kW を発電し、河川に直接放流する。

(i) Clover ダムはバットレス ダムで高さ 20 m, 長さ 69 m であり East Kiewa 河に建設されている。貯水量は  $2.9 \times 10^6 \text{ m}^3$  である。この貯水池は West Kiewa 発電所の貯水である。

(j) West Kiewa 発電所までの導水路はほとんど素掘りで、長さ 3 800 m, 断面積  $18 \text{ m}^2$  である。トンネルの最大流量は  $40 \text{ m}^3/\text{sec}$  である。サージタンクは越流式で深さ 60 m あり、圧力トンネル傾斜部頂上付近のトンネル下流端に設けられている。Lower West 河から分派した水はサージタンク基部付近の導水路に合流している。その分水路は素掘りで長さ 3 600 m, 断面積  $5.6 \text{ m}^2$  であり West Kiewa 河から West Kiewa 発電所への給水量の増加は最大  $10 \text{ m}^3/\text{sec}$  である。

(k) West Kiewa 発電所は 135 m の地下にあって 4 基の立軸フランシス水車と出力各 15 400 kW の発電機を有し、総落差は 200 m である。

(l) West Kiewa 発電所放水路は、長さ 2 000 m でその 30% はコンクリート巻立てである。素掘りのトンネル断面積は  $30 \text{ m}^2$  で巻立て部分の断面積は  $25 \text{ m}^2$  であり、放水路調圧水槽が設けられている。放水路は West Kiewa 河の下 (河床より最小 36 m 地下) を 2 カ所通過している。

(m) 放水路の終端からは 1 100 m の開水路が続き、Mt. Beauty 貯水池に放流される。この貯水池は West Kiewa 発電所の流量変化を調整し Kiewa 河本川の流量をできるだけ一定に保つためである。

(n) 貯水池の近くに開閉所が建設され、West Kiewa, McKay Creek 発電所からは 220 kV, Clover 発電所からは 66 kV で送電される。そこから 220 kV で Thomastown を経てメルボルンの近くの Brunswick 終端変電所まで 250 km, または Dederang 開閉所まで 37 km 送電されるのであるが、Dederang 開閉所には、New South Wales の Snowy Mountains 水力から 330 kV で送電されてくる。この送電系統は Thomastown で、Latrobe Valley 炭田地帯にある火力発電所と連けいされる。(石橋 毅)

### 摩擦を考慮した水撃圧の解法

“Water-Hammer Analysis in Cluding Fluid Friction.”, *Chintu, V.L.*, Proc. of A.S.C.E., HY Vol. 88 No, 3 May (1962).

摩擦損失を含んだ水撃圧の問題は、その現象が摩擦による影響が少ないため摩擦を省略される場合が多かった。しかし閉鎖弁をゆっくり遮断する場合や、管路が非常に長い場合、また特に摩擦が大きい場合には、この影

響を無視することができない。従来にもこの摩擦を考慮した水撃圧を取り扱った計算方法はあるが概算を見積るための近似計算であったり、階段状に摩擦を近似する図計算で精度を上げるためには計算が複雑になるものであった。この論文は水撃圧の基本方程式に、非線形においた摩擦の項をそう入して電子計算機にかけるとに最適な特性方程式になおし、差分方程式に変換して計算のプログラムを作った。そしての二、三の例題についてこの方法を使って解いた。また複合管や、分岐管の水理実験を行ない理論解と実験結果がよく一致することを示し、この理論の妥当性を立証した。まず水撃圧の運動方程式は、

$$\frac{\partial H}{\partial x} + f \frac{V^2}{2gD} = -\frac{1}{g} \left( \frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial x} \right) \dots\dots\dots (1)$$

連続方程式は

$$\frac{\partial H}{\partial t} + V \frac{\partial H}{\partial x} = -a^2 \frac{\partial V}{\partial x} \dots\dots\dots (2)$$

ただし、 $H$ : 圧力,  $V$ : 流速,  $a$ : 波速,  $f$ : 抵抗係数,  $D$ : 管径とする。いま式 (1), (2) を Lister の方法によって特性方程式になおす。しかして  $(x, t)$  平面に  $C_+$ ,  $C_-$  という 2 つの曲線群を考えると、特性曲線  $C_+$  上では、

$$dt - dx/V + a = 0, \quad dV + g/a dH + f/2 D V^2 dt = 0 \dots\dots\dots (3)$$

が満足され、また特性曲線  $C_-$  上では

$$dt - dx/V - a = 0, \quad dV - g/a dH + f/2 D V^2 dt = 0 \dots\dots\dots (4)$$

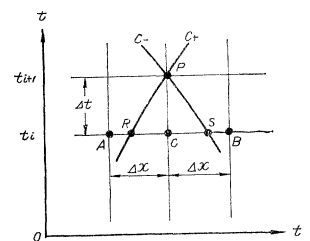
が満足される。この式 (3), (4) を差分方程式に変換する。特性曲線  $C_+$  と  $C_-$  が R と S 点をとおり P 点で交わるとする (図-1 参照)。式 (3), (4) は次のように書きかえられる。ただし添字の  $P, R, S$  は  $P, R, S$  点の値を示す。

$$\left. \begin{aligned} (t_P - t_R) - (1/V + a)_R (x_P - x_R) &= 0 \\ (V_P - V_R) + g/a_R (H_P - H_R) + (f/2 D V^2)_R & \\ (t_P - t_R) &= 0 \\ (t_P - t_S) - (1/V - a)_S (x_P - x_S) &= 0 \\ (V_P - V_S) - g/a_S (H_P - H_S) + (f/2 D V^2)_S & \\ (t_P - t_R) &= 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots (5)$$

この式 (5) は、R, S 点の  $H, V$  の値がわかれば P 点の  $H, V$  が求まることを示し、この操作をくり返すこと

によって計算を進めていくことができる。しかし、これを電子計算機によって計算する場合は、 $x, t$  平面を格子状にくざりその間隔をあらかじめきめておき、この格子の各点の  $H, V$  の値を求めていく方法をとる (図一

図-1  $x, t$  平面計算方法



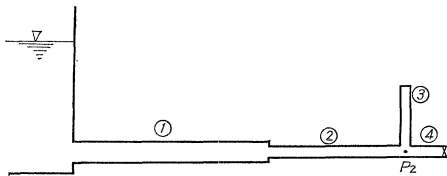
1 A, B, C, P の点)。いま、図-1 の A, B, C 点の  $H, V$  値がわかっていて P 点の  $H, V$  を求めるとする。 $4t, 4x$  は、微小間隔の格子であるので A, C 点の  $H, V$  から直線的比例配分により R 点の  $H, V$  を求め、また B, C 点の  $H, V$  から S 点の  $H, V$  を求めて、次式より P 点の  $H, V$  の値を計算する。

$$V_P = 1/2(V_R + V_S) + g/2 a_C(H_R - H_S) - (f/2 D V^2)_C(t_P - t_C) \dots \dots \dots (6)$$

$$H_P = a_C/2 g(V_R - V_S) + 1/2(H_R - H_S) \dots \dots (7)$$

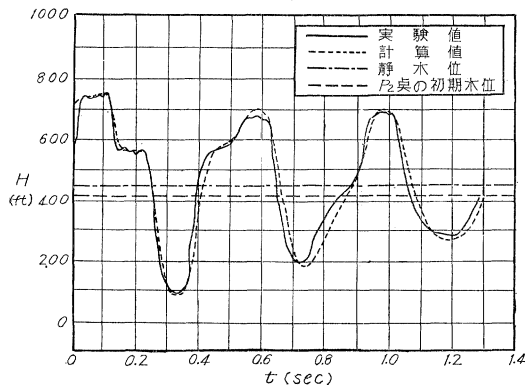
これを電子計算機で実際に計算する場合は、抵抗係数  $f$  の値を点と点の間の平均値をとるため試算法を使って計算する。はじめに時隔を  $24t$  にとって  $H, V$  の計算を行ない、ついで時隔を  $4t$  にして同じように  $H, V$  の計算をくり返し精度を上げる。この計算に貯水池側と閉鎖弁側にそれぞれ境界条件をおり込むことができる。そのため複合管や分岐管および閉鎖弁の動きの境界条件をそれぞれ用意する。これらの境界条件は計算機のプログラムを多少修正して同じように計算することができる。これについて二、三の例題の計算結果を示している。また複合管と分岐管についての水理実験を行なった。実験は外径 1 cm と 1.25 cm の 2 種類とともに長さ約 90 m, 厚さ約 0.8 mm の銅パイプを使って実験した。いま 図-

図-2 管路の接続状況



2 のような接続管に対して実験結果を 図-3 に示し計算結果と比較する。実験結果と計算結果はよく一致している。これによってこの理論の妥当性を証明することができる。ただ非常に管内流速が遅い場合の実験結果は計算結果と一致しなかったが、それは、管内の流速分布が一

図-3 P<sub>2</sub> 点の水撃圧-時間曲線



様であると仮定したためと思われる。また摩擦を考慮した場合はもちろん波の減衰は早い摩擦を考慮しない場合とくらべてはじめての波の大きさは、それほど違いはない。しかし、この方法によればいかなる条件の水撃圧も迅速に、そして確実に実際の現象を知ることができる。

(秋元 保)

## 円柱におよぼす浅水波の作用

“Shallow-Water Wave Action on a Vertical Cylinder”, Priest, M.S. Proc. of A.S.C.E., WW Vol. 88 No. 2 May (1962)

この研究は、浅水波にさらされた大直径の垂直円柱構造物の設計データを得るために行なわれた。このような海中構造物においては、その周辺で波の作用を弱める手段を講じないと支持円柱が大きな被害を受ける恐れがある。

設計上の必要から、今まで種々の研究がなされてきたが、これらは波によって試験円柱に働く力またはモーメントの測定を目的としており結果もまちまちである。試験装置の支持方法が困難なためと思われる。

筆者の知る限りでは、まだこの問題の満足すべき解は得られていない。最も普通な解析方法は、波の作用で円柱に働く力が一様な抗力と慣性力の和として表わされるという関係を用いるものであるが、この方法では、2 個の不明な係数を実験で定めなければならない。

この論文は大直径の垂直な円柱におよぼす浅水波の作用を簡単に知る方法を求めるためになされたが、円柱に作用する力を直接測定するのは困難なので、円柱を固定させ、規定の場所での圧力を測ることとした。実験結果は適確な物理量からなる無次元パラメータで表わされていて不明確な係数は使われていない。

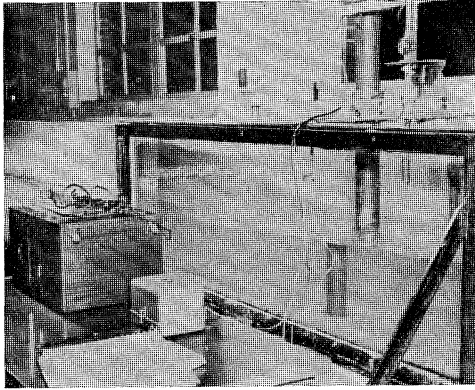
研究は 2 部にわかれており、1 部は規則的な滑らかな波について、2 部は崩れ砕波に関してである。

実験装置は写真-1 に示すもので、長さ 44 ft (13.2 m)、巾 2 ft (0.6 m)、深さ 2 ft (0.6 m) の水槽で、試験設備の付近はガラス壁となっている。造波装置は垂直平滑な水平プランジャー型である。波周波数は変速駆動装置によって制御され、波高はクラウクの腕を操作して制御される。

試験円柱は直径 3 in (7.5 cm) のしんちゅうの管で、水の入らないように底がついている。電気的圧力伝達装置は円柱の内側表面にとりつけられている。試験円柱は造波装置から 24 ft (7.2 m) の距離にあり、上下させることもできるし、回転させることもできる。

時間測定のために、電気ポイントゲージが円柱と水槽壁の間に取りつけられている。静水深と波高を測るために、円柱と観測窓の間に普通ポイントゲージが取り

写真-1 実験装置



つけられている。

滑らかな波の場合は、5カ所の異なる水深を対象に実験した。波高は滑らかな規則型を保てる最大のものとした。最大水深に対しては、相対波高の効果を解明するために、より小さな波高で2回追加実験を行なった。

崩れ砕波の場合も、5個の異なる水深で実験が行なわれた。

この研究で、なんらかの意義があると考えられ、測定された物理量は、静水深 ( $D$ )、波高 ( $H$ )、水槽底から圧力伝達装置中央までの高さ ( $h$ )、圧力伝達装置に記録された圧力強度 ( $p$ )、または圧力水頭 ( $p/r$ )、砕波開始点から試験円柱までの距離 ( $L$ )、試験円柱の直径 ( $d$ )。

圧力は、円柱の規定の高さの、前面、側面、背面で測定され、それぞれの場合にわけて解析された。

図-1 滑らかな波の作用を受ける円柱の受ける圧力

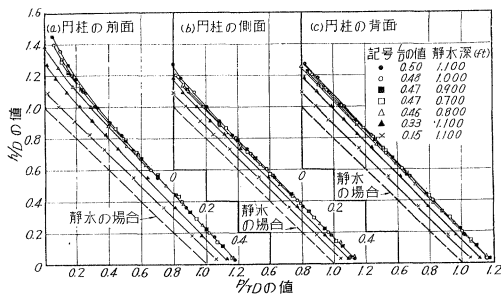
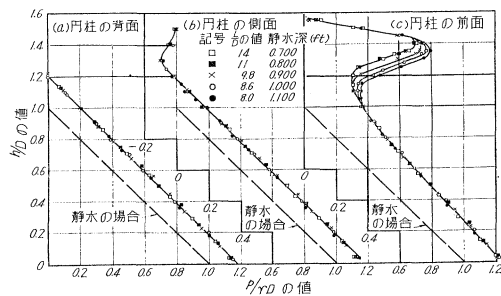


図-2 崩れ砕波の作用を受ける円柱の受ける圧力



滑らかな波の場合は、次のような関数の無次元化されたパラメータで図示されている。

$$\phi\left(h/D, \frac{p}{rD}, \frac{H}{D}\right) = 0$$

砕波の場合は、

$$\psi\left(\frac{h}{D}, \frac{p}{rD}, \frac{H}{D}\right) = 0$$

試験円柱の直径  $d$  は一定であったが  $d/D$  は変化した。 $p/r$  は前面においては記録された最大値であり、側面および背面においては、その地点における最大値ではなく、前面で最大値を示したときの値である。

崩れ砕波の場合、 $H/D$  は 0.60 と 0.62 の間であったが、図-2 (c) の曲線は安定性を持った共通の曲線は、 $L/D=11$  と 14 のときにのみ得られることを示している。 $h/D$  が 0.90 から 1.45 の領域では、それぞれの実験に別々の曲線を当てなければならぬことを示している。図-2 (a),(b) に対しては、 $L/D$  の変化の効果は認められないので共通の曲線で十分であると見なされる。

(島崎 武雄)

### 砕岩工事機械

“The Operation of Rock Breaking Plant.”, Szarwernowski, P., Bulletin of P.I.A.N.C. (1961)

P. I. A. N. C. とは常設国際航路会議協会 (Permanent International Association of Navigation Congress) の略称である。P. I. A. N. C. は、内陸および海洋航路の発達を助成することを目的として、1885年設立され、国際航路会議の開催、論文、議事録、その他種々の出版物を刊行している。その取り扱う内容は、航路発達の基本施設としての運河および港湾施設の維持、改良、建設などの技術に関するもので、この種の問題を取り扱う国際的組織として唯一のものである。会誌は毎年度 (本年度から4回) 刊行され、協会の活動報告、研究論文などが記載されている。

最近、船舶の吃水が深くなり、20年以前は天然の良港であったものが、大規模なしゅんせつを行なうことが必要となった。またこれらの大部分の港の海底は硬い地盤である。現在のしゅんせつ船は硬い地盤でもしゅんせつできるが、普通はあらかじめ硬い地盤を粉砕し、そのあとでしゅんせつをするのが経済的である。最近大規模のしゅんせつ機械が発達したが、砕岩機械についての問題は解決されていない。

従来の砕岩法は、爆破による方法と機械的方法があった。爆破による方法は主として米国で行なわれ、ディッパーしゅんせつ船でくいだいた岩をしゅんせつする方法である。この方法は大きな岩を取ることができるが、余掘りが多くなる。ヨーロッパでは一般に機械的な方法で砕岩

し、バケットしゅんせつ船でしゅんせつする方法がとられる。この方法は海底を一様な深さにでき、したがって余掘りの量は爆破による方法にくらべてずっと少ない。

著者は第1部として“重錐式砕岩船”についてその機構、各部材の強度、性能について述べ、第2部では“空気ハンマー砕岩船”について、重錐式砕岩船と比較できるように述べている。第3部で、両者の性能を比較している。

重錐式では落錐の重量は作業位置によって異なる。深いところでは落錐は長いものが必要となり、重量は大きくなる。空気ハンマー式では作動部分の重量は一定である。打撃回数については、重錐式では落錐の重量と落下高、地形的条件および作業員の能力と熟練度に関係してくるが空気ハンマー式では前の2つが一定であり、後の2つは

重錐式と同じである。この特性から、単位時間当たり、単位面積当りの岩石に作用する運動エネルギーは空気ハンマー式の方が5割程度多くなる。例として表-1に両者を比較してある。

著者の意見としては空気ハンマー式が重錐式より有効なもののように思われる。1m<sup>3</sup>の岩を砕くに吸収される運動エネルギーを表-2に比較してある。空気ハンマー式では同じ種類の岩石に対し、運動エネルギーは重錐式にくらべて、運動エネルギーは11.5%、Bonc港港口の石炭岩に1m<sup>3</sup>については平均エネルギーで4%の相違を示している。空気ハンマー式では18tの落錐で1m<sup>3</sup>の石炭岩を砕くに要するエネルギーの22%しかいらな

表-1 水中における砕岩能力の比較

特 性	重 錐 式	空気ハンマー式
落錐重量	26 500 kg	2 600 kg
打撃回数	2~3 回/分	100 回/分
ストロークの高さ	6~4 m	0.483 m
発生運動エネルギー	318 000 kg・m	181 500 kg・m
錐の断面積	2 820 cm <sup>2</sup>	1 110 cm <sup>2</sup>
作用運動エネルギー	112.5 km・m/分m <sup>2</sup>	163 kg・m/分m <sup>2</sup>

表-2

No	形 式	落錐重量 (t)	スの高さ (m)	実打撃回数 1時間当り	実発生エネルギー 1時間当り	実働の砕岩間量 (m <sup>3</sup> )	地 盤	適 要
1	重 錐	18	6	120	12 960	7.1	硬 粘 土	Marseill 港
2	”	”	”	”	”	7.42	礫 混 石炭岩	”
3	”	”	8	”	17 280	2.5	”	Bouc 港港口
4	”	22.0	9	”	18 500	2.58	珪岩脈入り石炭岩	”
5	”	26.5	8	”	25 500	4.82	”	”
6	空気ハンマー	2.6	0.483	6 000	最大 10 890 最小 1 455	最大 7.5 最小 1.0	”	”

いことになる。空気ハンマー砕岩船による新しい砕岩法は次のようである。短かいストロークによって打撃回数を増加させ、地盤の小さい面積の上に運動エネルギーを集中させる。このことにより、岩石が小さく砕くことができる。すなわちハンマーの移動が正確に行なわれるので落錐をぐくわずかに動かすことができるからである。この特性によって、地盤を砕いたあとを一様にするのができ、したがって余掘量がさらに少なくなるので、しゅんせつ後の所要水深に達するまでの砕岩量を少なくすることができる。また、台船の移動に要する時間、維持修理に要する時間は、落錐重量が重錐式にくらべて1/10であるのでずっと少なくなっている。(柴田 信重)

書 評

国土開発縦貫自動車道中央自動車道地質調査報告書 建設省土木研究所刊

いわゆる中央道の設計に必要な地質の基礎資料をうるため、予想計画線を中心に左右巾1kmの範囲を実地踏査により、また左右巾8~10kmの範囲を既存資料により調査した結果の報告書である。

調査範囲は国土地理院の1/50 000地形図でいっても、東京西南部、青梅、八王子、五日市、上野原、秦野、丹波、都留、山中湖、甲府、富士山、身延、南部、赤石岳、井川、飯田、時又、満島、妻籠、中津川、付知、岩村、明知、美濃太田、瀬戸、岐阜、名古屋北部の27枚におよぶというぼう大なものである。

これらの地区と8地区に分類して、地形、地質、地下

水位、崩壊等に関して報告され、また土木地質の注意事項も述べられている。付図として6枚の色刷りの地質図が1/50 000地形図に示されている。これらの資料は非常に大規模な調査により、始めて得られる貴重なものであると考えられる。

関係地区ではかの土木工事を計画する際の資料として、活用されることが望まれるものである。

体 裁：B 5判・本文 121 ページ・写真 22 ページ・付図 6 枚  
非売品 1962.3. 刊

注：本文、付図とも学会図書室に備付があります。

【東京大学 渡辺・記】