

第 4 回

土木研究所研究発表会
資 料

昭和42年10月3日

建設省土木研究所

目 次

交通工学に関する最近の諸問題	(千葉支所長 伊吹山 四郎)	3
吊橋の耐風安定性について	(構造研究室長 大久保 忠良)	15
消波ブロックの水理的特性	(海岸研究室 橋本 宏)	31
東京湾における軟岩の地盤調査例	(地質研究室 小島 圭二)	53
簡易舗装の供用実績結果について	(舗装研究室 菅野 美津男)	71
土の含水比の迅速測定について	(土質研究室 佐々木 康)	99
横方向地盤係数に対する載荷幅の補正	(基礎研究室 吉中 竜之進)	115

特別講演『交通工学に関する最近の諸問題』

千葉支所長 工博 伊吹山 四 郎

1 交通工学の定義

交通工学に関する最近の諸問題と題して述べる前に、交通工学の定義を明らかにしなければならない。

交通工学は、正しくは道路交通工学と称すべきであつて、その内容を一言にして言えば、

- (1) 道路の計画
- (2) 道路の幾何構造
- (3) 道路交通の運用

を取扱う工学である。

つまり、道路工学の中、道路の建設の面(土工、舗装、構造物)を除いたものと考えれば、よいのである。

また、一方、その目的とするところから、

- (1) 道路の混雑防止
- (2) 道路交通の安全

を取扱う工学と解釈することもできる。

以下、前述の分類に従つて最近の諸問題について述べる。

2 道路計画における諸問題

道路の将来交通量を正確に予想し、それに沿つた計画を立てることが必要であることは言うまでもない。

しかし、このことは、国家あるいは世界の経済予測が困難であると同様に、あるいは、それらが困難であるがゆえに、複雑な問題なのである。

なぜならば、交通量というものは、結局経済活動の現われに外ならない。

従つて、経済予測がどうあるかは経済学の問題であるにしても交通工学で取扱う分野は、国民総生産、地域的な工業生産高、商品売上高、第一次生産品の売上高、あるいは人口などの経済的指標と交通量とがどのように結び付いているかの問題を明らかにすることにある。

その基本とするところは、現在交通量と、その変動の実態を明らかにするところであり、この交通調査においても問題点がないわけではないが、いま、経済指標と交通量との関係に焦点をしばつて論ずることとしよう。

一般的に用いられている方式は、

$$Q = k \frac{M_1 \cdot M_2}{L_2}$$

たゞし、 Q ：交通量

k ：常 数

M_1, M_2 ：道路の両端の都市の経済指標

L ：両都市間の距離

で表われ、その式の形が重力の式と同じであるから、重力公式と呼ばれる。

道路研究室の枝村研究員をはじめ、この式そのもの、あるいはその変形を用いて、各地において、各機関により、数多くその適用性を検討され、妥当性が今までのところ証明されている。

分子の経済指標は、その地域に従つて変化すべきものであり、第一次産業の地域であれば、第一次産業出品であり、工業地帯であれば、工業生産額となることは言うまでもない。

しかしながら、分母の距離 (L) はどうであろうか。実際問題として、道路を利用してある場所から他の場所に出掛けるのは、歩いて行くか鉄道を利用するかという他の方法に比べて、戸口から戸口への輸送全体から見て、便利であるあるいは安価であると半断してあるにちがいない。

便利であるというのは、簡単に言えば時間がかからないということである。安価であるという中には、やはり時間価値も含めて考えるであろう。

そして、道路が整備され、舗装されて、道路を利用しても早く行けるということになつて、誰もが道路を利用したがるので、交通量が増えて来るのである。

少くとも、距離 (L) といつた固定したものではなく、道路の整備の状況によつて変化するものである。そして、その最も簡便な要素として、時間を考えることが妥当であると思われる。

従つて、上式は、

$$Q = \frac{M_1 \cdot M_2}{L^2}$$

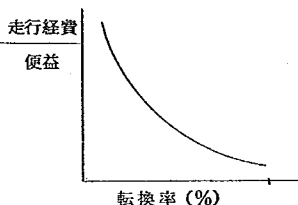
の形とする方が妥当であり、また、こうすることによつて道路整備による輸送時間の短縮に基づく道路交通量の増加、ひいては、経済指標の増進、開発効果それにとまらな交通量の配分の変化というような波及効果も説明しうる。

また、交通容量一杯になると、そこで平均速度はさがり、交通量は頭打ちになり、新しく道路が整備されると、抑制された交通量が爆発的に発現するという現象は、距離ではなくて、この時間の概念を導入することにより初めて可能である。

このことは、裏返して言えば、時間価値の再評価に他らない。そして、今後の問題であ

ることを、京都の直轄技術研究発表会でも指図しておいた。

同じことは、新しく道路が整備された場合に、在来道路の交通の何％が転換されるかを示す転換率半曲線についても言えることである。



昨年の近畿地建の一日土研でも説明したように、便益と転換率とは左図のような関係にある。

つまり、走行による便益が経費に対して高ければ転換率は高く、逆に低ければ転換率が低いことは、明らかである。

そして、実際においてドライバーは、あるいは輸送を要求する原因者は、ガソリンがいくら、タイヤのがいくらという詳細な損益勘定の代わりに、これをはるかに簡便な時間という物指ではかり、予猶時間の再利益への転用を考えていると言える。

従つて、この転換率曲線の総軸分母の便益も、走行時間の短縮に絞つて考えても不合理は起らないものと思われる。

交差点を立体交差に変更すべきかの計画についても、同様なことが言える。英国の道路研究所の試算によれば、立体交差することによる経済的便益は、交通事故の減少によるものより、遅延すなわち時間損失をとりもどすことによるものの方が、はるかに大きいことを明らかにしている。

すなわち、事故による年間損失の減少は、立体交差建設費の1％にすぎない。一方主要道路に流入し、流出するための速度低下、割り込み待ち、再加速のための時間損失は、交通量に比例して増加し、主要道路で日交通量3,000台、流入道路に1,000台の交通量がある場合で、6％に達する。

この値は、十分立体交差を妥当とする値である。そして、こゝでも、時間価値が支配的である。

以上、道路計画の中で、今後時間価値の再評価が問題点となるであろうことに絞つて述べた。

そして、高速道路網計画というものが、十分是認されうものと考ええるものである。

今や、わが国のモータリゼーションも急速に進みつつある。自動車は、日常の道具となりつつある。一方道路の整備も進んで、悪路であるが故に自動車を使えないという時代も

すぎ去りつゝある。

そうしてみると、今後は、より速く、より効率的に自動車を利用しう道路へと、交通は集中する。逆に言えば、道路の計画において、時間価値の占める位置が支配的となり、時間価値の客観的評価というものを、あるいは統計的に、あるいは生産評価的に求めることが、問題点となるものと思われる。

その他に、藤井研究員の土地利用との関連における交通量の予測も別の見方であり、また将来の経済指標の変動による交通量配分方法の各種の予測方法を比較して、フレーター法が最も収斂が早く誤差が少ないことを明らかにした技村研究員の研究も、それぞれ基本的研究として大いに価値があるが、いまだ実証的な体系として確立されたとは言えない。

もとより、交通予測と経済指標との結び付きは、地域性と同時に国全体の経済動向とも関連あるものであるから、これらを併せ考える必要があり、時間価値もこの枠の中に含れることは言うまでもない。

3. 道路の幾何構造における問題点

現在、道路協会の幾何構造小委員会で作業を進めている道路構造令の改正は、わが国の道路の幾何構造に大変革をもたらすものと言つてよいであろう。

この改革は、幾何構造の各分野にわたっているが、その根本をなす思想は車線主義の採用である。

在来の車道幅が、設計速度に対する車両のすれちがい幅を基本とする最小幅を取つていたのに対し、自動車の走行に必要な幅をまず規定し、車道幅は、これを単位として、その偶数単位で構成するという考え方である。

従つて、車線幅を3 mとするならば、車道幅は6 mあるいは12 mといつたものになり、在来の9 mといつた、広幅2車線道路はもはや存在しなくなるのである。

このことは、道路交通と道路幅員に大幅な秩序をもたらすものと考えられる。

次に、路肩の大幅な拡大と、中央分離帯の活用、平面交差点の構造、インターチェンジないしは単純立体交差の採用基準ないしは構造、安全施設、バスベイ、歩道、自転車道の積極的設置などの多くの新しい事項を強調している。

一言にして言えば、この新しい道路幾何構造要綱は、交通工学的見地から、在来の道路の幾何構造を再検討し、少なくとも現時点における交通工学的情報ないしは経験を、可能な限り織り込んだものと考えられている。

最小曲線半径にしても、在来設計速度に対し計算されて万事足れりとしていたが、運転手

はその設計速度を知っているわけではなく、その形状により判断して運転し、往々にしてより高速にて走行し、危険に陥ることとなる。

従つて、一段高い設計速度で走行しても過心加速度の多少の増加はあるも、危険にならざる程度に抑えるよう考慮したことなどである。

しかしながら、この要綱に取り入れられたすべての事項が定量的に明らかにされているわけではなく、こゝに今後検討すべき多くの問題点を含んでいるのである。

例えば、路面のすべりに関する土研の前後7年にわたる研究は、最近の市原部長の取りまとめによつて、温度と混合組成すなわちアスファルト量と碎石量との混合割合による公式を導くことに成功した。

すなわち、すべりまさつ係数の推定が舗装の混合組成から可能となつたのである。そして、舗装の有すべりまさつ係数として、設計速度60 Km/h、表面温度35°C、リブタイヤ、湿潤路面に対して、重要な部分すなわち、こう配、曲線、交差点接続部において0.45以上、その他の部分において0.4以上とすべきことを提案した。

これは、速度の補正をほどせば、英国の提案している値とよく一致している。

しかしながら、曲線部における荷重およびブレーキの不均衡による事故の発生および道路交通の高速化によつて発生したハイドロブレーニング現象は、なお問題点として残されているところである。

次に、道路の線形全体として、均衡のとれ、なめらかであることの必要性は、いまや衆知のものとなり、この道路幾何構造要綱でも特に強調しているところであるが、これの客観的基準については、いまだすべてが明らかとなつてはいない。

例えば、Sカーブの場合、連続するカーブの半径 R_1 および R_2 の関係は、

$$\text{緩和曲線(クロソイド)のパラメーターが等しい場合, } \frac{R_1}{R_2} < 3$$

$$\text{緩和曲線(クロソイド)のパラメーターが等しくない場合, } \frac{R_1}{R_2} < 4.5$$

であるべきことを西独の示様書は規定している。

すなわち、 R_1 は R_2 との対比から地形上取りうる半径よりも小さくつた方が、交通安全上かえつて有効であることを主張している。

同じように、あまりにも長い直線は望ましくないとし、制限長を設け、あるいは全く直線部分を含まない線形等を實際に設置している。

しかしながら、これらの規定された数値は、多分に主観的であつて、客観的に妥当である

かどうかについては問題のあるところである。

また同じく西独においては、平面線形と縦断線形との組み合わせにおいては、その両者の変曲点を重ね合わせることをすすめている。

このことは、理解できることであるが、平面線形と縦断線形の組み合わせには無数の場合がおこりうる。

そのいろいろの場合に、道路の線形がどうあるべきかを明らかにするためには、その平面図と縦断面図とから、実際に運転手の眼に映ずると同じ透視図を描いてみることの必要性は、在来より主張されて来た。

しかし、その作図があまりにも手間と時間を要するという難点を含んでいたが、藤田研究員と小池技官の研究は、電子計算機と結び付けることにより0.25秒という短時間にブラウン管上、すなわちテレビの映像に写し出ることに成功した。これは、文献上から調べた限りでは、世界に例を見ない。

さらに、模擬運転装置（ジミュレーター）と結び付けることにより、たとえば、模擬運転装置のハンドルを回転すれば、その回転角に応じてその方向の画面が投影される図解にも成功している。

現在の計画は、この投影の連続自動化と、その投影の客観的評価を行なう基準を確立することである。あるいは人間工学的評価を必要とするかも知れない。いずれにせよ、客観的評価の確立こそ、大きな問題点である。

同じように、主観的な状況にあるものとして、景観工学が上げられる。道路効用と安全とは、単に車道の構造のみではなく、路肩、自転車道、歩道の完備も含め、路側の環境が著しく影響することが知られている。

その意味で景観工学の比重は増しつつあるが、なお、Engineering と art との中間にあると言っても過言ではないであろう。従つて、より多くの客観性が要求される。

また、平面交差の形状についても、現在のわが国の交差点は、左右折車線もなく、歩行者のための安全島もなく、分離帯もなく、交通の安全と効率に対する配慮が全く欠けていることから、新要綱においては、詳細に指示を与えている。

さらに、立体交差（単純立体交差とインターチェンジ）の選択基準、形状種別各々の得失を述べている。

しかしながら、これらの点については、依然として、art の域を脱していない。工学的すなわち系統的な基準、客観的、定量的なルール の確立が、こゝでも問題であろう。

なお、交通事故防止の見地から、この新要綱は、歩行者と自転車の自動車からの分離を目標として、在来の歩道の他に歩行者専用道路、自転車道、歩行者自転車通行帯を新設し、道路の設置に応じ、その設置を義務づけている。

これらについての細則の妥当性についても、今後の問題点があるものと思われる。

4. 道路の運用における諸問題

特に、都市における街路の効用と安全とは、その構造の他に多分にその運用によつて影響される。

交通信号は、安全のために必要であるが、同時に交通を停端させる原因であり、路像系統式、あるいは交通感应式、また押ボタン式歩行者用信号が考えられたのも、このためである。

しかし、さらに交通感应を電子計算機に結び付けて、多数の交通信号を操作する効率的な広域交通管制を図る段階に来ている。

その基礎として、単一交差点における最小時間損失の研究も、土研において実施された。

最近の電子工学の発展により、現在の三位式の交通信号にかわつて、あるいは交通状況に応じ交通速度を自動的に監視規制する管理方式、道路を誘導する方式、自動追突防止方式、あるいは都心部の混雑を自動的に管理する方式が現われるかも知れない。このような交通の安全な効率的な運用、管理は、現在の都市交通の混乱に対処するために解釈しなければならない問題点であろう。

次に、道路標識の問題、特に案内標識の不備は、諸外国に比較するまでもなく再々指摘されたところであり、名神高速道路の開通に際して、技研研究員の行なつた一連の実験的研究は、わが国における道路標識に対する最初の基本的研究であり、始めて漢字標識の視認性を明らかにし、標式令改正に際し、取り入れられたところである。

しかしながら、なおヨーロッパ式の図式標識についての研究において、あるいは、重要分岐点の予告において若干の問題が残つていると思われる。

数多くの安全施設の中、防護柵は現在世界的に最も問題とされているものである。すなわち、強支柱、弱帯鋼型の現在の形式が、実際の事故に際し、不十分であることが指摘され、逆に、弱支柱、強帯型に変わる変革期にある。

一昨年度より開始した柴田研究員の一連のガードレール実験は、最も妥当と考える新形式を目ざすもので、道路交通の高速化にともない、新たな開発を必要とされているものである。

同じく安全施設としてその照明の効果も、認識が深まりつつあり、その国際的基準の設立も問題とされているところであるが、照度、まぶしさおよび光源の問題も、まだ議論のあるところである。

立体歩道橋は、最近盛んに設置されているが、これを都市改造と結び付けて、立体歩道専用空間のアイデアも考えられる。

なお、交通公害としての煤煙および騒音の問題も、検討を要する事項である。これらは、ともすれば、自動車の規制の問題と考えられるが、道路の構造ないしは、防護対策として十分対象となるものである。

自動車の煤煙は、その量としては、他の原因に比べて一般道路上においては問題とはならない。しかし、トンネル、あるいは地下道のような閉じ込められた空間においてのみ問題になる。

従つて、土研においては、トンネル研究室の伊達、今田研究員がこのトンネルの換気の面においての実験的研究をまとめている。煤煙に対するこの種の研究が、他国に見られないことから、来る11月の国際道路会議にも問題となるであろう。

騒音は、自動車のエンジンの音と、タイヤと舗装との間の音とに分れる。タイヤと舗装との間の音は、結局路面の函数であり、凹凸の減少によりある程度減少しうるものである。一方、植樹、防犯壁、防護盛土の設置、あるいは都市高速道路を半地下式とし、両壁上にカンチレバーを張り出すことが有効だとされている。

都市の過密化とモータリゼーションの進展は、これらを大きな問題としてとり上げねばならぬ時代が来るであろうし、都市交通の研究というも、前述の交差点および立体交差の構造、交通信号、歩行者保護と駐車との煤煙と騒音の問題を、都市計画からの都市改造の研究と合せ遂行しなければ、効果がないであろう。

なぜならば、いかに都市計画を立派に建てても、早晚都心部ないしは副都心の交通の過密化はまぬがれないからである。この対策として、都心部の駐車料金を高くするか、都市内は走行料金をとつて、都心程高くしようとの案があるが、その効果はあまり期待されないであろう。

5. 結 び

以上、ごくあらましを述べたに過ぎない。わが国の道路は、かなり整備されたけれども、極言すれば砂利道が大分舗装されたにすぎないと言えるかも知れない。交通の安全も含めての交通工学的検討は漸く、その緒についた所であると言つても過言ではないであろう。

従つて、問題点は無数にあると言つて良い。

一方、自働操縦道路といった未来の道路にも眼を向ける必要がある。バスとか定期トラック便といったものには利用される可能性があり、これが、また道路の様相を一変させるかも知れないからである。

吊橋の耐風安定性について

構造研究室長 大久保 忠 良

1 ま え が き

最近の構造物に目立つことは、構造理論と構造材料の長足の進歩に伴なつて、構造物の長大化と軽量化が進められていることである。鋼構造物の場合にはさらに、溶接工法の大幅な採用による減衰性の低下を加えることができよう。このような傾向の当然の結果として、最近の構造物は一般に可撓性に富むとともに振動しやすくなり従来の剛性の大きな構造物にくらべると、各種の荷重に対する挙動、特に動的応答特性が相当に変化してきている。このため剛性の高い従来の構造物に慣用されてきた設計方法を再検討する必要を生ずる場合も多く、長径間吊橋、超高層建物などでは耐風設計上新しい考慮を要求されるに至っている。

ところで、構造物の設計方法は、構造物の破壊の事故によつて飛躍的に発展することが多い。1879年のTay 橋(スコットランド)、1940年のTacoma Narrows 橋(アメリカ合衆国)の二つの落橋事故は、風による事故として橋梁史上代表的なものであるが、この両者は橋に対する風の影響の重要性を如実に物語るとともに、前者は橋は勿論のこと、塔、建物など構造物に対する風圧力研究の端緒をなし、後者は吊橋など可撓性に富む構造物に対する動的な風の作用の研究の発端となつた事故であつて、ともに構造物の耐風設計方法を進展させる大きな導因をなしたものである。

これら2つの落橋事故からも明かなように、構造物に対する風の作用は、静的なものと同動的なものとの区分することが出来る。静的な作用とは、風が構造物におよぼす作用とこれに対する構造物の応答が時間的に変化しないか、または多少の時間的な変化があつてもこれを無視して平均的に取扱つてよいものであつて、抗力、揚力、横力、各種の空力モーメントなどの作用であらわすことができる。動的な作用とは、風の乱れ、構造物の後流中に生ずる交番渦、構造物断面形の空気力学的特性などによつて構造物に生ずる限定振動あるいは発散振動のように、風がおよぼす作用と、これに対する構造物の応答が時間的に変動するものを意味する。

風の静的な作用は、いわゆる風荷重であらわすことができる。図-1に示すように、風速 V なる一様な気流中におかれた構造物には、一般に抗力、揚力および空力モーメントが作用する。これらは次式で表わされるので、風荷重を求めるためには、

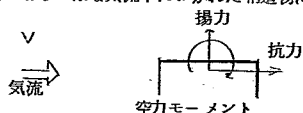


図-1 静的空気力

強風時の空気密度、風速、空力係数の値を定めることが必要になる。

$$F = \frac{1}{2} \rho V^2 \cdot C \cdot A$$

風荷重の求め方と、これに対する設計方法については他にも詳しく述べてある（土木技術資料 8 巻 10 号および 9 巻 4 号）ので、ここには次節においてその問題点の概要を紹介するにとどめる。

動的な風の作用と、これに対する構造体の応答は非常に複雑な問題であり、また可撓性に富む構造物の耐風安定性に関する中心課題となるものであるので、本講においては、第 3 節以下にやや詳しく紹介することとしたい。

2. 静的な風の作用に関する問題点

静的な風の作用は風荷重の形で表わしうることは前にものべた通りであるが、風荷重の算定に最も大きな影響を与える設計風速と空気力係数について簡単な説明を加える。

2.1 設計風速

設計風速の大きさに影響する要素として、構造物の耐用年数、構造物の高度および構造物の長さまたは高さの三つをあげることができる。構造物の耐用年数と重要度の増加にともなうて考慮すべき風速の再現期間については再現期待値は増大する。また、地表附近の風速は地表粗度等の影響を受け、高さとともに増加するので構造物の高度が増すにつれて考慮すべき風速は増加する。さらに、風速は時間的にも空間的にも絶えず変動しているため、構造物の全長が長くなれば、その全長にわたつての平均風速は小さくなる。これら諸要素の影響を独立に評価して設計風速を求めようにするために、既往の風速観測資料などから統計的に求め得る基本風速を考える。

基本風速とは、構造物の設置地点の地上または海面上 10 m の高さにおける、所定の再現期間に対する 10 分間平均風速の最大期待値をいう。

長年月にわたる観測資料がある地点においては問題が少ないが、任意地点における基本風速の値は、推定方法によつてかなり変動するので、推計学的な検討を必要とする。

比較的平坦で連続した地形・地物の場所においては、風速の鉛直分布は対数法則、べき法則に従うことが知られている。前者は乱流境界層内の流速分布則として理論的に求められたもので、地表上 10 m 程度までの高さで適合する。後者は観測結果から実用的に求められたもので、高さ 10 m 以上 300 m 程度までの範囲に適合す

る。高さ10m, Zmにおける風速をそれぞれ V_{10} , V_z とするとき, べき法則は次の形で与えられる。

$$V_z = V_{10} \left(\frac{Z}{10} \right)^\alpha$$

べき指数 α の値は地表の状況により定まるとされている。しかしながら既往の観測結果からみると, α の値は風速・風向によりかなり影響されるほか, 比較的遠方の地況の影響も受けるようである。

風は一定の風速で吹くものではなく, 任意の一点を通過する風速は時々刻々に変化している。同様に空間内に特定の大きさの広がりやを想定すれば, 任意の時点における風速は場所により変化している。したがって橋げたように水平に長い構造物上に分布する風速の平均値の最大期待値は, 構造物の長さが長くなればなる程小さくなる。この最大期待値と構造物の長さとの関係には, 風速の空間相関が影響するが, これに関する観測はまだ歴史が浅く, 十分な情報を提供するに至っていない。今後の研究がまつた問題である。

2.2 空気力係数

空気力係数の値は構造物の形状, レイノズ数, 構造物の相対的位置, 風の迎角などによつて変化するので, 同一形状のものでも単一部材としての場合と, トラスなどのように複合部材として用いられる場合とでは値が異なる。また一般に橋げたに用いられる部材は非流線型断面であるためそれぞれの場合について風洞模型実験により空気力係数を求めることが必要である。ただし, 抗力係数に関しては, 各種の断面形状の橋げたに対する既往の実験資料がかなり豊富にそろっているので, 予備的な設計段階においては, これらを参照して設計を進めても大きな誤差は生じない。ただし, 1944年に米国でおきたChester 橋の落橋事故の原因は, 風による揚力が上部構造と支台間のまさつ抵抗を減少させたためと推定されているだけに, けた高の高い構造物の場合, 揚力係数と空力モーメント係数を風洞実験で確かめることが必要である。

3. 動的な風の作用と風による振動

3.1 概説

鋼製煙突・鉄塔・アンテナ・超高層ビルなど可とう性に富む構造物は動力学的な

風の作用を強くうけるが、中でも吊橋の場合により致命的な影響をうける。1940年11月7日、当時世界第3位の支間長と軽快な橋梁美とを誇っていた Tacoma Narrows 橋が僅か 19 m/s の風で激しい振動をおこし、無惨にも崩壊してしまつた事故は、今なお橋梁技術者の記憶に新しい所であるが、この落橋事故を契機として行なわれた広汎な調査により、19世紀以来10指に余る吊橋が風により重大な被害をうけ、あるいは落橋に至つてゐることが明らかとなつた。

風によつて励起される構造物の振動は、空気力、弾性力および慣性力が関係し合つて生ずる複雑な現象であつて、空力弾性学 (Aeroelasticity) の重要な分野をなすものである。もともと空力弾性学は、航空機の翼のフラッター現象の解析を主として発達したものであり、気流剝離の少ない流線形構造物の場合には、ポテンシャル流理論にもとづいた空力弾性学的解析をかなり広く適用することができるが、吊橋補剛げたのように低風速領域から気流が剝離する構造物の場合には、理論的解析だけでは現象を説明することは難かしく、風洞模型実験による空力弾性学的挙動の検証を欠くことができない。

最近、構造工学の進歩に伴つて構造物の長大化、軽量化がはかられると同時に、溶接工法の全面的採用などにより構造物の振動減衰性がかなり低下していることを考慮すると空力弾性学的な検討と模型実験による検証の重要性はますます大きくなつてゐる。

3.2 構造物の風による振動の種類と自励振動の限界風速

風によつて励起される構造物の振動現象を次のように大別することができる。

- (1) 風琴振動 (Aeolian Oscillation) 構造物の後流中に周期的に発生離脱する渦によつて構造物が励振されるために生ずる振動であつて、強制振動と類似の現象であり、有限な振巾の定常振動となる。吊橋の補剛げたの場合にはこの種の振動としてたわみ振動あるいはねじり振動を生じ、振動数はそれぞれ携みおよびねじりの固有振動数に等しい。また剛性と減衰性が低い場合には、工事中の独立主塔においても、たわみの風琴振動を生ずることがある。この振動は構造物の振動を増加させることより著しく低減または消滅させることができる。
- (2) バフエッティング (Buffeting) この振動はもともと航空機主翼などの後流中におかれた尾翼が、主翼などによつて作られた気流の乱れによつて励振される現象をさすものであるが、橋梁の場合にはこれを拡張して、風の乱れによる

構造物の振動を総称させることとしたものである。この振動は風速の変動に伴う強制不規則振動であつて、振巾が発散することはない。吊橋補剛げたの場合には、鉛直および水平方向のたわみ振動ならびにねじり振動のいずれも発現する可能性があるが、従来主として水平たわみ振動の解析が行なわれている。この振動は不規則振動であるため、振動数は多くの成分からなるが、中でも、減衰が小さい場合には、変動風速のエネルギースペクトルの極値付近の振動数と構造物の固有振動数が卓越する。

- (3) 跳躍振動 (Gallop ing) 構造物の形状によつては揚力が迎角の増加に伴つて減少し負の揚力勾配を生ずる。この場合揚力の負勾配の値によつては、構造物の振動に伴つて作用する空気力が負減衰効果を及ぼし、振巾が著しく増大するに至る。この振動を跳躍振動は風向直角方向のたわみ振動として生じ、振動数はたわみの固有振動数を一致する。振巾は有限値にとどまることもあり、発散することもある。
- (4) 失速フラッター (Stall Flutter) 航空機の場合、翼の失速角附近において、剝離流の離着が振動に対して位相差をもつことにより、翼が気流からエネルギーを供給されて負減衰効果を生じ、激しくねじり振動をおこすことがある。これを失速フラッターと呼ぶ。吊橋の補剛げたにおいても航空機の翼と同様の失速フラッター現象をおこすことがある。失速フラッターは構造物のねじりの固有振動数で生じ振巾は有限値にとどまることもあり発散することもある。
- (5) 曲げねじりフラッター (Classical Flutter) 曲げとねじりの2自由度を有する構造物にある値以上の風速が作用すると、曲げ振動とねじり振動が連成して激しい振動をおこす。これを曲げねじりフラッターという。曲げねじりフラッターは、構造物の曲げ振動とねじり振動の固有振動数の中間の振動数で生じ、振巾は急激に発達して発散する。

以上のうち、跳躍振動以下の振動は自励振動と呼ばれるものであり、それらの発現する風速を自励振動の限界風速と呼ぶ。自励振動は風による吊橋の振動のうち最も警戒すべきものであり、耐風安定性上限界風速の下限値を定めておくことが必要である。

3.3 補剛げたの形状と風による振動の種類

Tacoma Narrows 橋の落橋以来、吊橋の耐風安定性に関しては数多くの研究が行なわれ、定性的な傾向は次第に明らかにされつつあるが、具体的には個々の

設計案について風洞模型実験でその耐風安定性を検証しているのが実情である。

従来の研究で求められた概略の傾向を示すと

- (1) 風による吊橋の振動は、振巾の有限な限定振動と振巾が無限に大きくなる破壊振動に区分される。前者の代表的な例は風琴振動であり、後者の例は自励振動である。
- (2) 限定振動の発振風速および振巾は減衰率の影響を大きく受けるが破壊振動に対する減衰の影響は小さい。
- (3) プレートガーダー構造あるいは充実率の大きいトラス構造の補剛げた場合には跳躍振動または失速フラッター形式の不安定振動を生ずる。
- (4) 平板構造、けた高の低いプレートガーダー構造充実率の小さいトラス構造または流線型増げた構造の補剛けた場合には迎角が小さければ曲げねじりフラッター形式、迎角が大きければ失速フラッター形式の不安定振動を生ずる。
- (5) これらの不安定振動は橋床を開床構造とすることにより防止できる場合が多い。

4. 風洞模型実験

前にも述べたように橋特にトラス補剛の吊橋のような複雑な構造物では、作用する静的及び動的空気力の大きさ、あるいはこのような空気力の作用下における挙動の純理論的解析は非常に困難である。耐風設計を静的設計と動的解析の2つに大別して考えると、静的設計に用いる静的空気力のうち抗力については過去の実験の結果から推測できるが、揚力および空力モーメントならびに動的空力不安定現象に対応する動的空気力は構造物の形状や振動性状に左右されることが多く、過去に同種の形状の模型に関して風洞実験が行なわれていない場合には風洞模型実験で確かめなければならない。従つて、長大吊橋のように、その安全性上空気力が非常に重要な位置をしめる場合には、耐風安定性を確かめ得る最も信頼できる手段である風洞模型実験は設計に際して不可欠のものといふことができる。

風洞模型実験は、使用する模型によつて部分模型実験と全橋模型実験に、実験の対象とする現象によつて静的実験と動的実験に大別でき、また測定する量によつてさらに分類できる。その概要は表一に示すとおりである。

模型実験における相似則、即ち模型実験結果と実物の挙動との間に成立する関係は次元解析法によつて決定出来る。定常流中におかれた構造物の挙動と空力的特性とは以下

の8ヶの物理量で規定される。

(弾性係数 E) , (空気密度 ρ) , (風速 V) , (構造物の代表長 B) ,
 (空気の粘性係数 μ) , (重力の加速度 g) , (構造材料の密度 σ) ,
 (構造減衰 δ)

これらの物理量から次元解析によつて次の5ヶの無次元量が導かれる。

1. 弾性パラメーター $E/\rho V^2$ 構造物の弾性力/空気の慣性力
2. 重力パラメーター $g B/V^2$ 構造物の重力/空気の慣性力
3. 慣性パラメーター σ/ρ 構造物の慣性力/空気の慣性力
4. 粘性パラメーター $\rho V B/\mu$ 空気の慣性力/空気の粘性力
5. 減衰パラメーター δ_s 1%の間の散逸エネルギー/振動中の全エネルギー

普通、風洞模型実験でこの五つの無次元量を全て満足させることは実際上不可能である。

なぜなら個々のパラメーターから要求される条件は仲々両立しないものであるし、一般に模型に用いる材料は相似則が要求する物理的条件を満足しないものが多い。従つて、実際には相似条件の一部を省略する必要がある。

各模型実験で満足すべき相似パラメーターは表-2の通りである。(○印が相似すべきパラメーターである。

表 - 1

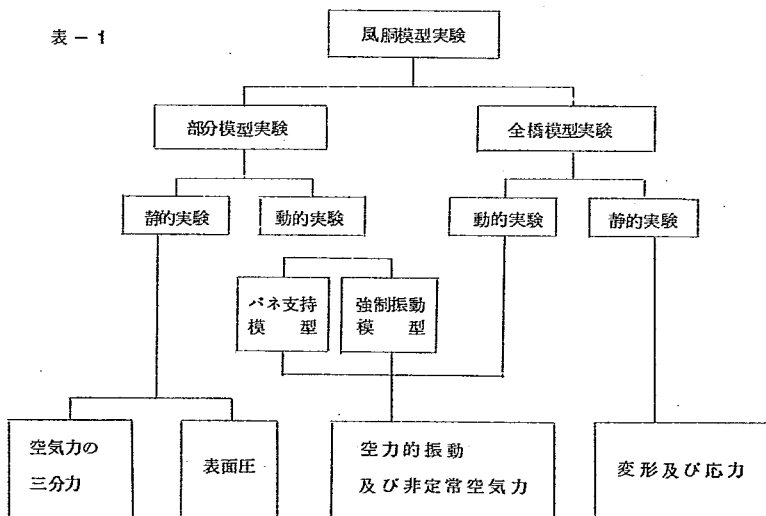


表-2

模型実験	無次元パラメーター	$E/\rho V^2$	σ/ρ	gR/V^2	$\rho VB/D$	δ_s
静的部分模型実験		X	X	X	X	X
パネ支持模型実験		X	O	O	X	O
強制振動模型実験		X	O	O	X	X
動的全橋模型実験		O	O	O	X	O
静的全橋模型実験		O	X	O	X	X

粘性パラメーターは相似の必要がないのではなく一般に低圧風洞では満足できない相似因子である。また以上の力学的相似条件の他に幾何学的相似条件が満足されなければならないのもちろんである。

5. 模型実験結果の紹介

以上吊橋または可撓性に富む構造物の耐風安定性に関する一般的な説明を述べてきたが、構造研究室が千葉支所に設けられた風洞を用いて行っている模型実験結果および東大橋梁研究室に委託して行つた模型実験結果の若干を紹介し、各種の因子が吊橋の耐風性に及ぼす影響を説明しよう。使用した模型は、本州四国連絡橋のうち、中央支間1500mのトラス補剛3径間吊橋の部分模型である。

5.1 床組

補剛げたの路面と主構を結ぶ床組には、縦げたから横げたを通じ主構に連結するものと、横げたから縦げたを通じ主構に連結する形式の2種類がある。いま便宜上前者をT式、後者をY式と呼ぶことにする。一般に吊橋の場合真横から吹く風に対して最も揺れやすくなるが、Y式ではこの風に対し、路面と主構の間に風を通す隙間ができるが、T式ではこの隙間がない。両者の模型を図-2に示す。模型実験の結果ではT式床組の場合の最低の限界風速は迎角+3度の際の3.5 m/s ($\delta = 0.03$ に対しては迎角0度で4.7 m/s)であるのに対し、Y式床組の場合のそれは、迎角+6度の際の6.5 m/s ($\delta = -0.03$ に対しては迎角+6度で18.5 m/s)となり、Y式の方がT式よりはるかに高い耐風安定性を示した。

図-2 (T式, Y式の模型) 説明図

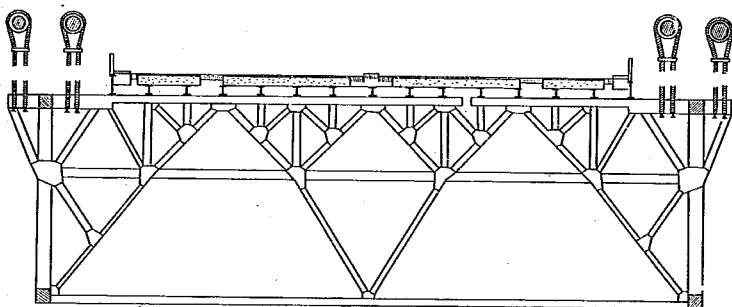
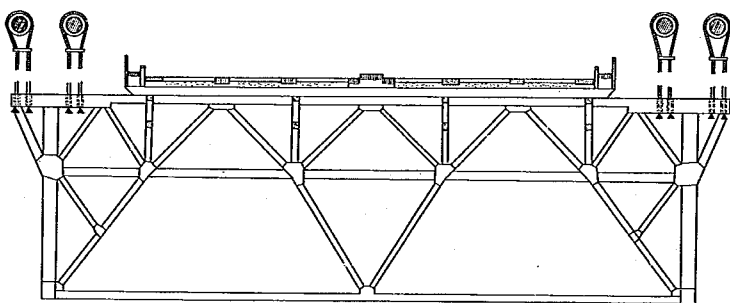


図-3 T式の風速振巾図

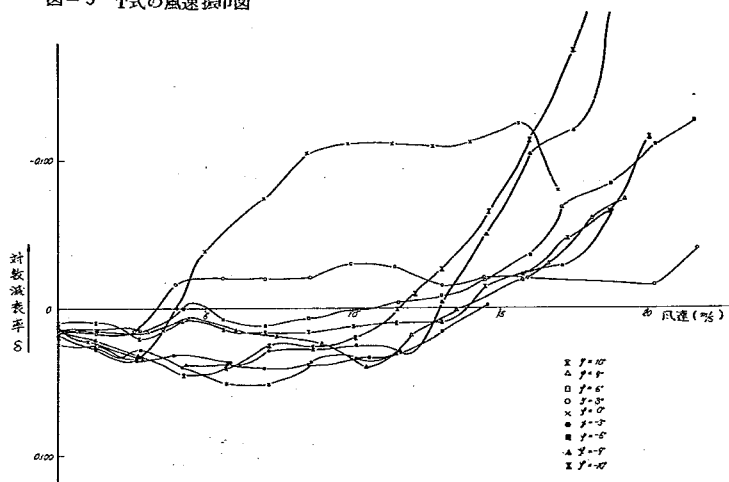
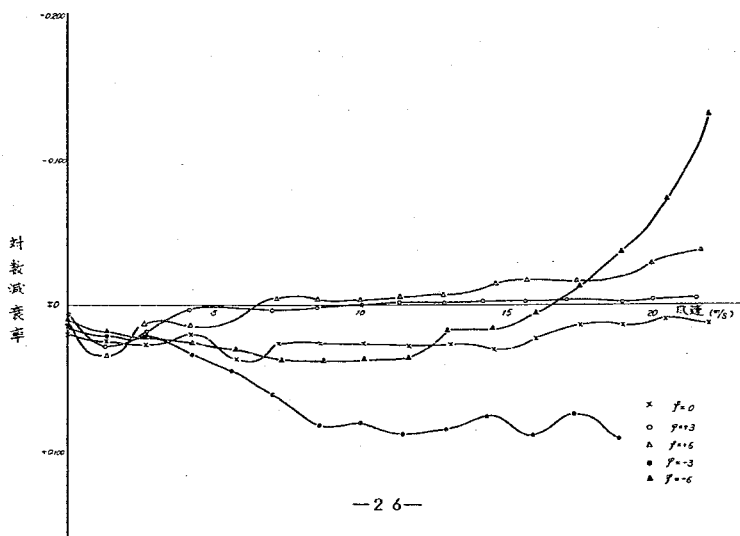


図-4 Y式の風速振巾図



5.2 グレーチング

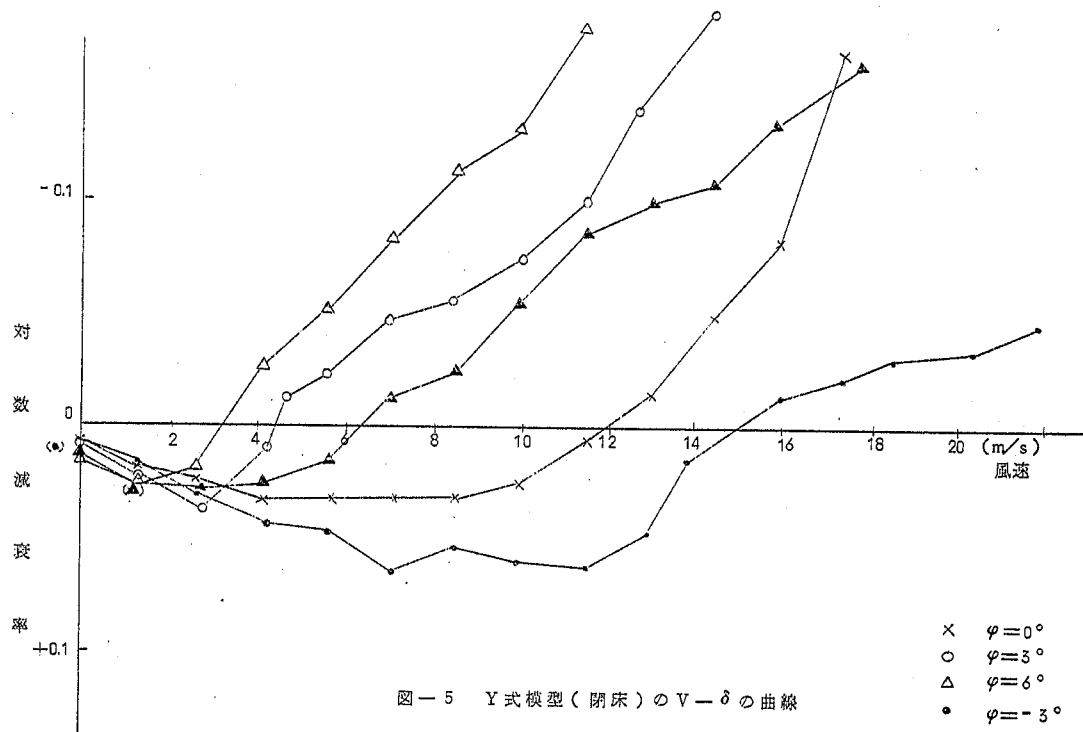
グレーチングは床版の上下面間の圧力差を小さくするために床版の一部に設ける格子のことである。床版面積に占めるグレーチングの面積の割合を開床率と呼んでいる。一般にトラス補剛の吊橋であつてもグレーチングのない場合（閉床と言う）には不安定振動を起しやすいが床版にグレーチングを設けると（開床という）発振風速を高めたり、不安定振動を誘発する迎角をかなり限定することができる。たとえば、先に例をあげたY式床組の床版を閉床にすれば、限界風速は迎角 16° で 3.5 m/s ($\delta = -0.03$ に対しては迎角 16° で 4.7 m/s) となり閉床が開床に比べて不安定となる。又、開床率が大きいほど耐風性の向上に効果があるが、グレーチングの位置及びその最適開床率については未だはつきり断言できない。

5.3 地 覆

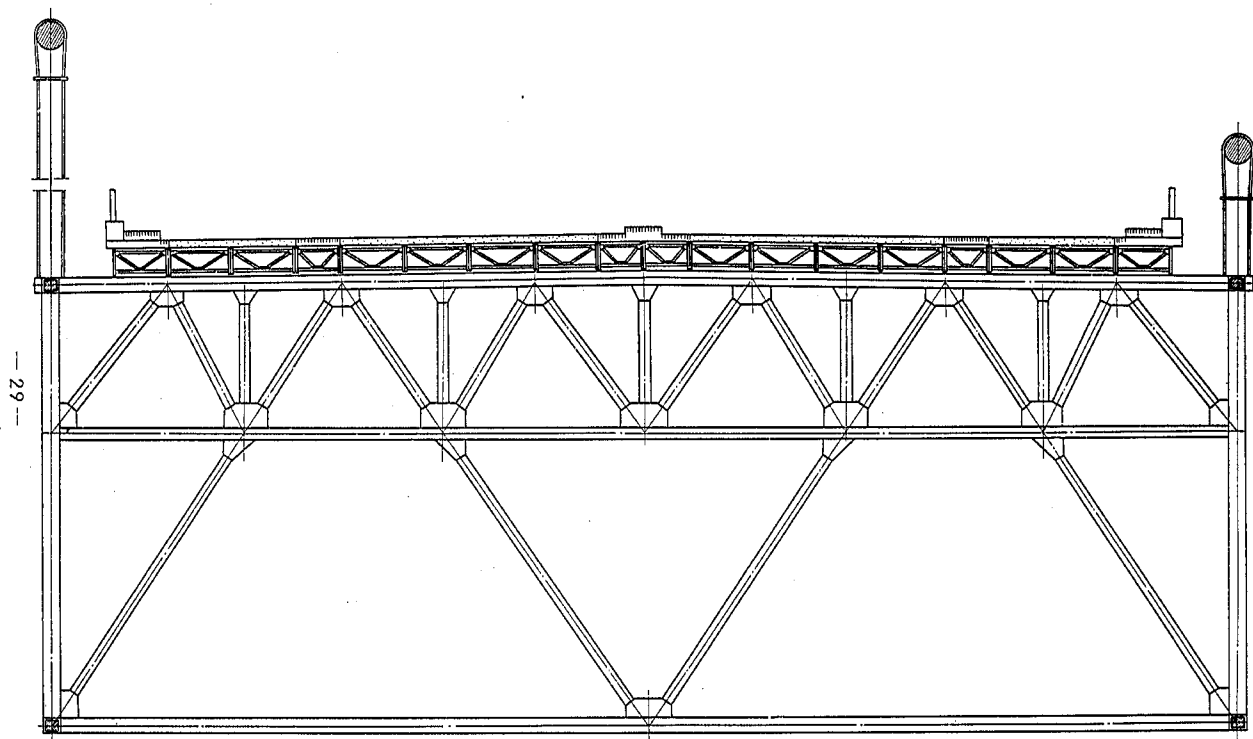
一般に風の流れに大きな擾乱を与えないと考えられる構造物ほど耐風安定性が秀れているといえることができる。その意味で床版上に突出している地覆は床版にそつて流れる気流を乱し不安定振動の要因となる。東大で行なつた全橋模型実験においては図-6のように高い地覆を有する断面では $-1^\circ \sim +5^\circ$ の迎角に対して限定振動が現れられたが、地覆の高さを小さくした断面については振動が全くあらわれなかつたとの報告をうけている。

5.4 支 間

吊橋の耐風安定性を論ずる場合、発振風速に影響を与える因子としては幾何学的形状の他に Ⅰ質量、Ⅱ振動数、Ⅲ構造減衰 等が挙げられる。支間は吊橋の設計条件のうち最も主要なものの一つであるから、その大きさは当然単位長さ当りの重量や極慣性モーメントにも多少影響を与えるが振動数にはより大きな影響を与える。風洞実験に関する相似則からも明らかに同一模型に対しては振動数と発振風速は比例する。一般に支間長が大きくなれば吊橋の振動数は小さくなり、従つて発振風速も減少する。長大吊橋の耐風設計を困難にするのは実にこの因子であつて、これを克服するために我々はより秀れた断面型をさがし求めている。



図—5 Y式模型(閉床)の $V-\delta$ の曲線



消波ブロックの水理的特性

海岸研究室 橋 本 宏

1. ま え が き

海浜防護施設においては消波の目的で各種のブロックが使用されている。これらの消波ブロックはブロック内の空隙によつて波のエネルギー損失が各種ブロックについてどの程度となるか、またそれはどのような量によつて支配されているかについて調べたので、この結果について報告する。ブロックによるエネルギー損失を統一的に説明することができれば消波ブロックを使用する構造物、例えば防波堤、消波堤、渚堤などの設計に際してもエネルギーの消費効果を知ることができると考えられる。

模範実験は定常流中に置かれた場合とU字型をした管によつて発生する振動流中に置かれた場合について行なわれた。

2. 実 験 方 法

定常流についての実験は幅50cm、長さ20m、高さ50cmの傾斜水路を使用して行なわれた。水路中にブロックを積んで、ブロックの前後の水深を測ることによつて損失水頭の測定を行なつた。使用したブロックはテトラポッド、中空三角ブロック、六脚ブロックの三種類であり、それぞれ1000g、500g、250g、125gのものを使用した。ブロックの積み方は二層三列で一組とし、一組および二組の場合について実験を行なつた。配列の概略を図-1に示す。

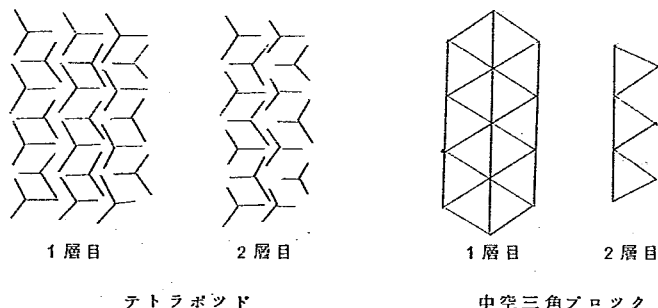
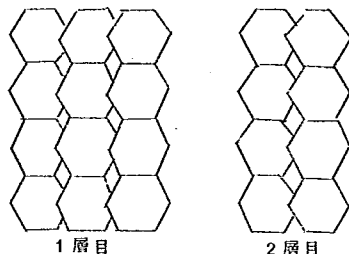


図-1 ブロックの積み方

六角ブロック



振動流については図-2に示すようなU字管を使用して行なつた。これは30cm×30cmの矩形断面で水平部の長さを変えることができるようになってゐる。中央部はガラス張りであり、ここにブロックを置いて実験を行なつた。管の一端は閉じられており、初めに真空ポンプによつて水位を上げておき、バルブを開くことによつて振動する流れが発生する。水位は開いた部分に電気抵抗式水位計を取付けて測定し、オシログラフに自記させた。ブロックは管断面を満すように積んだ。ブロックの高さと管の高さは整数倍になつていないために空隙ができるが、ここにはブロックを打ち欠いたもの填めた。側壁との間も同様である。また上部のブロックが崩れないように紐によつて固定した。なお図-2に示す装置では空気流入用のバルブおよびこれに接続するパイプによる損失があるためにブロックを置かない場合でも相当振動は減衰する。これらについては現在改造して実験中である。

定常流および振動流についての実験条件はそれぞれ表-1, 2の通りである。

3. 実験結果

ブロックによるエネルギー損失は空隙を通過する水の方向の変化、断面積の変化などによるものと摩擦によるものがある。ブロックにおいては摩擦よりも形の抵抗によるものが多いと考えられる。このために損失に影響する量としてはブロックの空隙の平均的な大きさのみならず空隙の大きさの分布、配列状態によつても異なる。空隙の大きさの分布、配列についてはブロックが決まれば特に変わった積み方をしない限りは同じであると考えられる。ここでは空隙の平均的な大きさと損失の関係について検討を行なつた。

ブロックによる損失を次のように表わす。

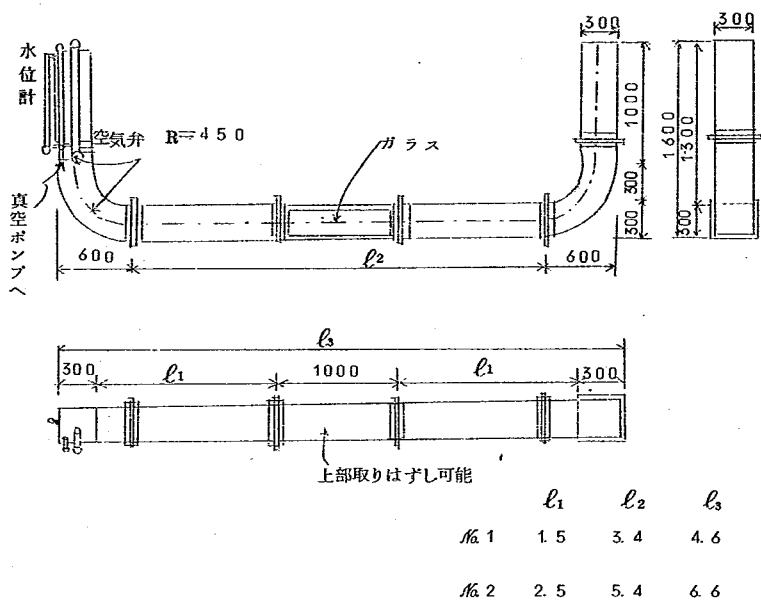


図-2 振動流発生装置

表-1 定常流の実験条件

ブロック名称	テトラポッド				中空三角ブロック				六脚ブロック		
ブロック重量 (g)	1000	500	250	125	1000	500	250	125	1000	500	250
高さ (cm)	15.9	12.6	10.0	8.1	12.1	9.6	7.6	6.0	15.8	12.5	9.9
幅 (cm)	44.0	47.8	45.0	49.0	46.2	49.0	49.0	49.0	45.5	43.5	49.0
長さ (cm)	39.0	27.5	23.0	18.5	28.0	22.5	18.0	14.0	33.0	24.8	20.6
流量	0.5 ~ 5.5 l/sec										
水路勾配	0										

注： 高さ，幅，長さはブロックを2層3列に積んだ場合の値であり，これを2組並べれば長さは約2倍となる。

表-2 振動流の実験条件

ブロック名称	ブロック重量 g	ℓ_{CH}	L_{CH}	E	R_{CH}
テトラポッド	1000	585.7	37.0	0.638	2.15
	500	"	29.0	0.643	1.47
	250	"	24.0	0.637	1.28
	1000	785.7	37.0	0.638	2.15
	500		29.0	0.643	1.47
	250		24.0	0.637	1.28
中空三角ブロック	1000	585.7	54.4	0.645	1.61
	500	"	56.2	0.683	1.37
	250	"	35.0	0.645	1.02
六脚ブロック	1000	585.7	30.2	0.653	1.69
	500	"	25.6	0.682	1.55
	250	"	20.8	0.693	1.21
中空三脚ブロック	1000	585.7	34.5	0.623	1.32
初期水位	10, 20, 30 cm				

$$h\ell = f \cdot \frac{L}{R} \cdot \frac{v^2}{2g} \quad (1)$$

ここで $h\ell$: 損失水頭, L : ブロックの長さ, f : 抵抗係数, R : ブロックの空隙の代表径, v : 流速, g : 重力の加速度である。ここで問題となるのは R として何を採るかということであるがここでは径深に相当するものをとる。

すなわち空隙の断面積を空隙をかこむ長さで割つたものである。空隙を平均値で代表せればブロックの空隙率を E とすると次のようになる

$$R = \frac{E \cdot V}{A'}$$

ただし V は長さ L のブロックを含む体積, A' : ブロック表面積である。

1個のブロックの表面積は各高さごとに図-3のように示される。これは全体の表面積と高さに対するそれぞれの高さにおける表面積の比で表わしており, 計算および実測によつて求めたものである。空隙率および R についてはブロックの積み方, 水深などによつて異なるために実験と同じ条件における空隙率の測定を各水深ごとに行ない, それぞれの R を求めた。500gテトラポッドについて定常流での測定値を示すと図-4のようになる。

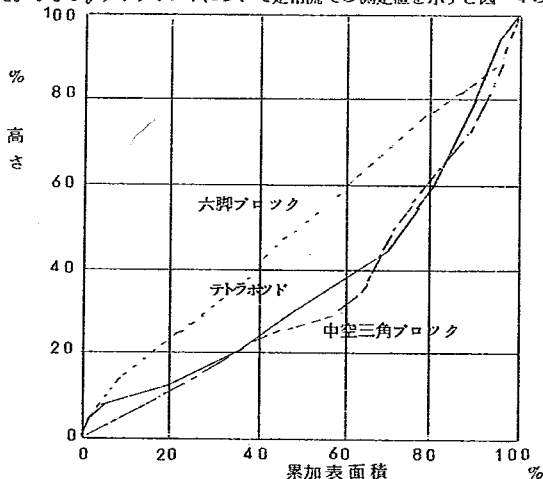
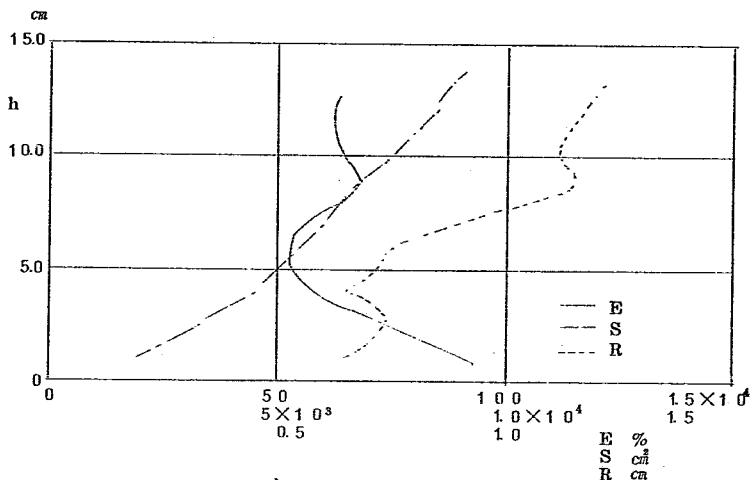


図-3 ブロック表面積

図-4 空隙率 表面積 径深 (テトラポッド500g)



3-1 定常流における損失¹⁾

定常流中のブロックによる損失は(1)式で表わされると考える。また流速を空隙断面積を通過する値とすると次のようになる

$$v = \frac{Q}{Bh E^{2/3}} \quad (3)$$

ここでQ:流量, B:水路幅, h:平均水深 ($= (h_1 + h_2)/2$)

h_1, h_2 = ブロック前面および後の水深

実験結果は図-5(a)~(f)のように示される。これは f/R と R の関係を示したものである。また図-6(a)~6(b)には f と $Re = \frac{Rv}{L}$ で定義される Reynolds 数の関係を示す。テトラポッドと中空三角ブロックはほぼ同じ結果となり、六脚ブロックは異なっている。これは図-3の表面積の関係でも同じ傾向が表われている。テトラポッド、中空三角ブロックは上下対称ではなく、空隙の配置が異なるためと考えられる。六脚ブロックについては f は Reynolds 数の関数ではなく定数となるようであるが実験の範囲がせまいために明らかではない。

テトラポット (2 層 1 列)

● 1000g
○ 500g
× 250g
△ 125g

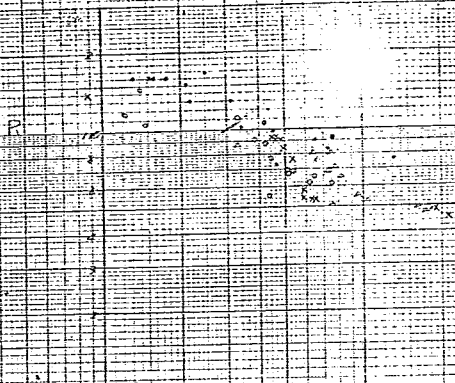


図 - 5 (a)

中空三角 (2 層 1 列)

● 1000g
○ 500g
× 250g
△ 125g

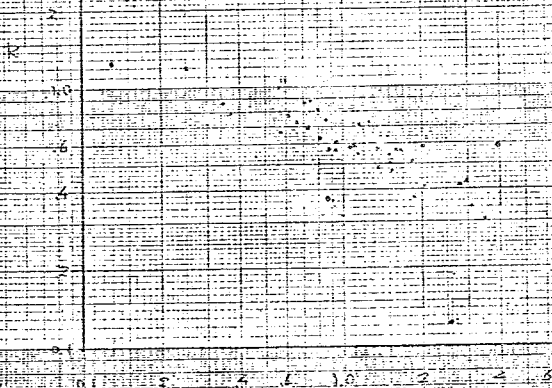


図 - 5 (b)

テトラポット (2 層 2 列)

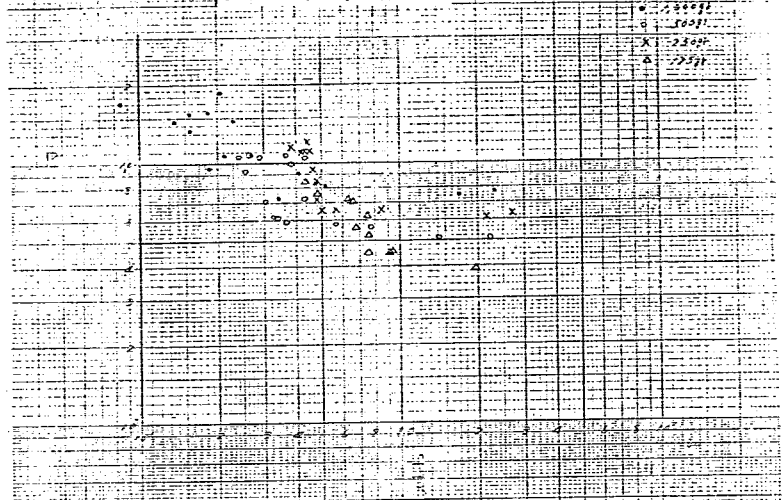


図-5 (d)

六脚 (2 層 1 列)

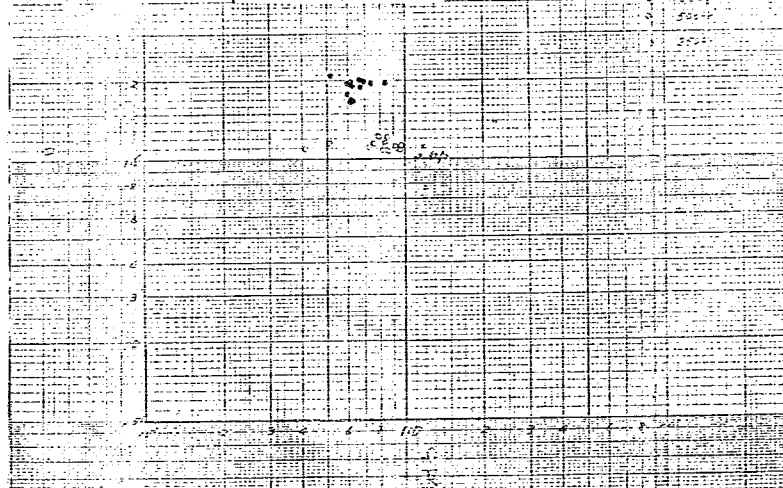


図-5 (c)

六 脚 (2 层 2 列)

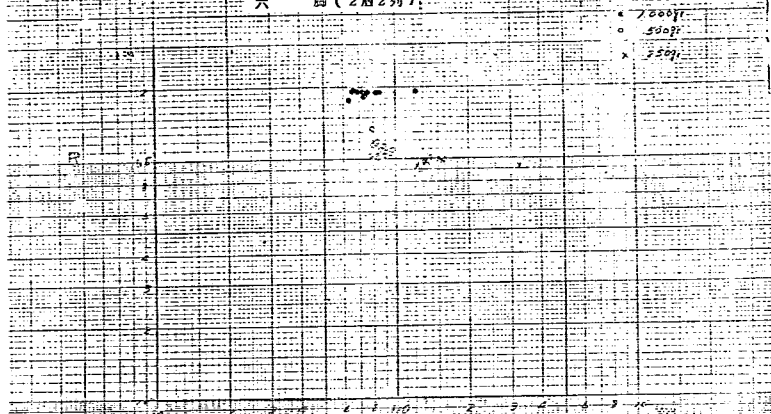


图 - 5 (e)

中空三角 (2 层 2 列)

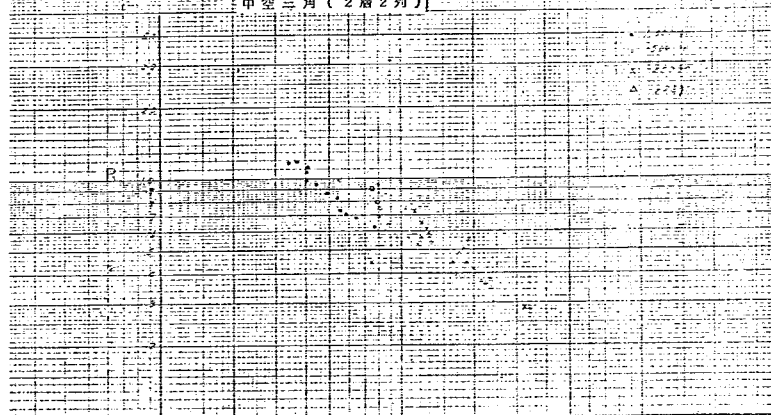


图 - 5 (f)

テトラポット (2層1列)

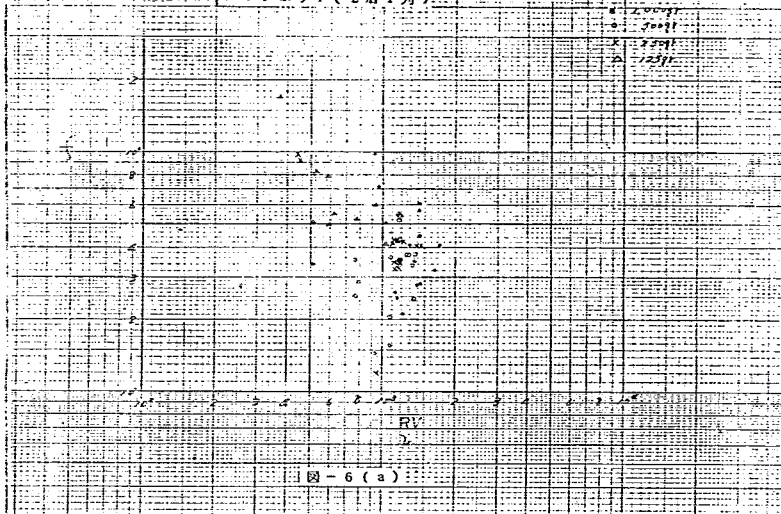


図-6(a)

中空三角 (2層1列)

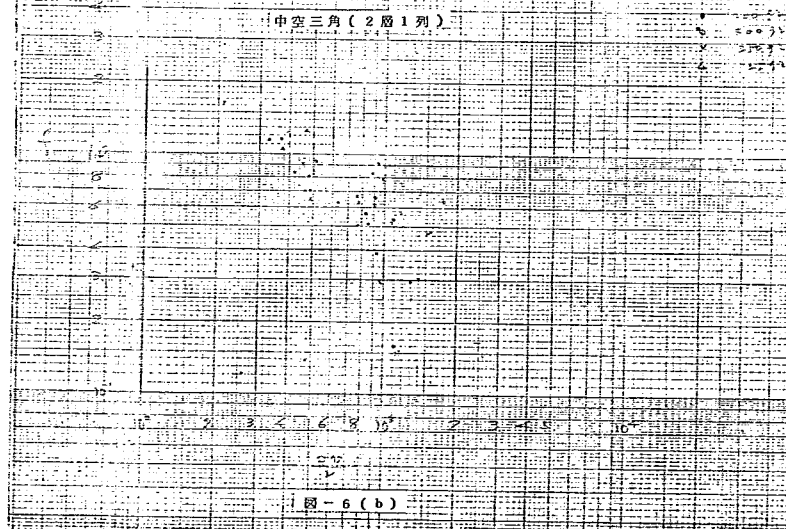


図-6(b)

六 樹 (2 層 1 列)

● 7.0009
○ 50030
× 25091
△ 25091

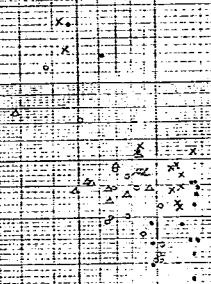


PL
↓

図 - 6 (c)

テトラポット (2 層 2 列)

● 7.0009
○ 50030
× 25091
△ 25091



PL
↓

図 - 6 (d)

中空三角 (2層2列)

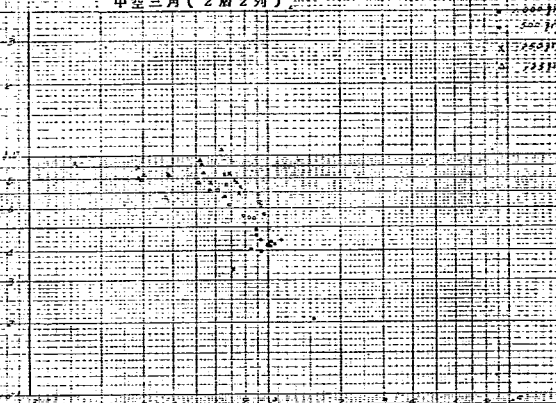


図-6 (e)

六脚 (2層2列)

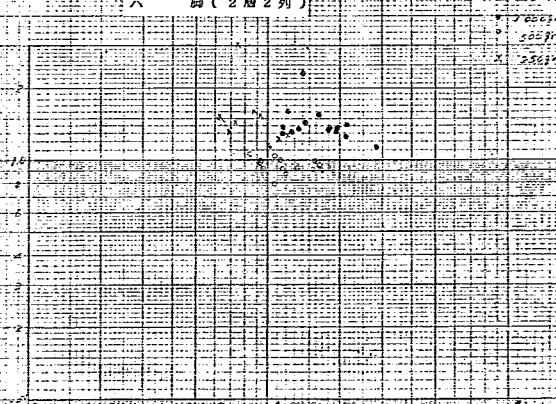


図-6 (f)

3-2 振動流中の損失

波のように非定常状態における損失が定常流における損失と同じものであるか、また違うとすればどのように異なるかなどについて振動流中にブロックを置いて調べた。

図-2に示すようなU字管の運動の式は次のように表わされる。

$$\frac{\ell}{g} \frac{dz}{dt} + 2z + h\ell = 0 \quad (4)$$

ここで ℓ : 管の長さ, z : 平均水面からの高さ, $h\ell$: 損失水頭, また連続の式は

$$\frac{dz}{dt} = -v \quad (5)$$

ブロックを置かない場合の損失水頭を次のように表わす。

$$h\ell = f_1 \cdot \frac{v^2}{2g} \quad (6)$$

f は主に空気流出入管のバルブおよび曲りによるものであり管の側壁の摩擦はほとんど影響しないと考えられる

またブロックのある場合は

$$h\ell = f \frac{v^2}{2g} + f \frac{L}{R} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

であり $Av = av_2$ より

$$h\ell = f_1 \frac{v^2}{2g} + f_2 \frac{L}{R} \cdot \left(\frac{A}{a}\right)^2 \cdot \frac{v^2}{2g} \quad (7)$$

となる。ただし L : ブロックの長さ, A : 管断面積, a : 空隙断面積である。

以上の関係を(4)式に代入し, (5)式を用いると

$$\frac{d^2z}{dt^2} + \frac{f_1}{\ell} + f_2 \cdot \frac{1}{R} \cdot \frac{L}{\ell} \left(\frac{A}{a}\right)^2 \frac{dz}{dt} + \frac{2g}{\ell} z = 0 \quad (8)$$

となる。符号は $dz/dt \geq 0$ のとき-, $dz/dt < 0$ のとき+をとる。

$$\text{ここで } m = \frac{2f_1}{\ell} + \frac{2f_2}{D} \cdot \frac{L}{\ell} \left(\frac{A}{a}\right)^2, \quad v^2 = \frac{2g}{\ell} \quad (9)$$

$$m_1 = \frac{2f_1}{\ell}$$

とおくと(8)式は次のようになる

$$\frac{d^2 z}{dt^2} + \frac{m}{2} \left(\frac{dz}{dt} \right)^2 + v^2 z = 0 \quad (10)$$

これは近似的に解けて²⁾ 次のようになる。

$$z = a \cos \varphi$$

$$a = \frac{a_0}{1 + \frac{4v}{3\pi} \frac{m}{2} a_0 t} \quad (11)$$

$$\varphi = vt + \frac{3ma_0 C}{2\pi} \cdot \frac{1}{1 + \frac{2nm}{3\pi} a_0 t}$$

a_0 は $t=0$ における振幅, $C=0.0407$ である。

またピーク値については(10)式は解けて, それぞれのピーク値の間には次の関係式が成立する。

$$\log_e (1 + Y_i) - Y_i = \log_e (1 - Y_{i+1}) + Y_{i+1} \quad (12)$$

ここで $Y_i = m Z_i$, Z_i ピーク値である。

ブロックを置かない場合におけるピークの値の関係を図-7に示す。 $\ell = 585.7 \text{ cm}$, 785.7 cm について m の値を求めると表-3 のようになり, f_1 は ℓ によらないと考えられる。

表 - 3

ℓ cm	m_1 1/cm	f_1
585.7	0.090	26.3
785.7	0.065	25.5

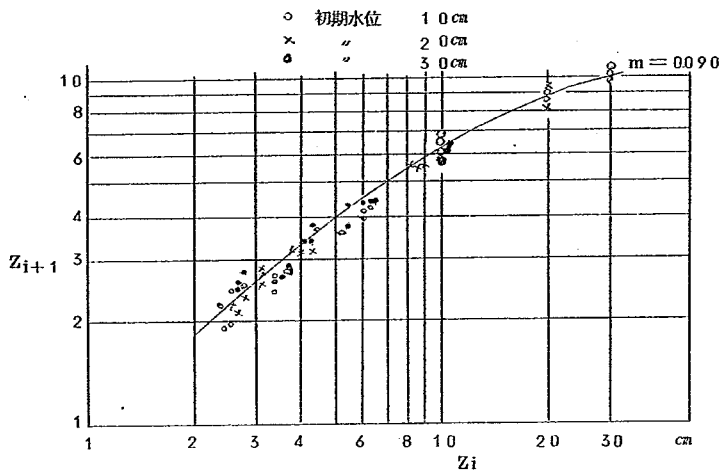


図-7 振動の振幅 (ブロックなし, $\ell = 58.5.7$ m)

各ブロックについての m の値をピーク値から求め(9)式より f_2 / R を求める。この際 $(A/a)^2 = R^2$ として計算を行なつた。なお一例としてテトラポッドの場合についてピーク値を示したものが図-8である。

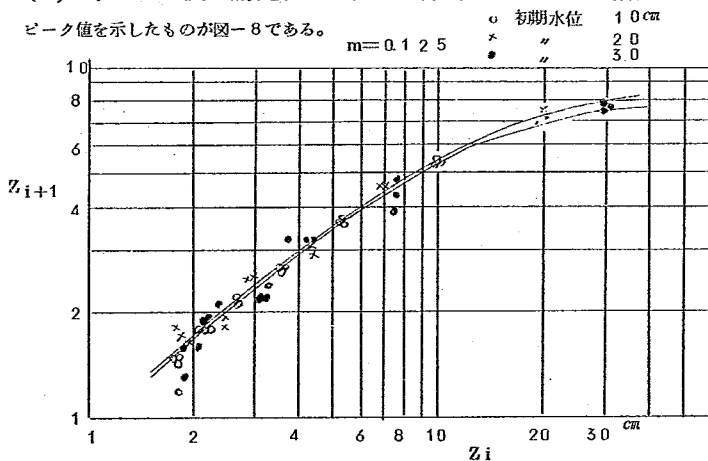


図-8 振動の振幅 (テトラポッド1000g, $\ell = 58.5.7$ cm)

図-9に f/R と R の関係を示す。これには定常な場合の結果も合せて示してある。振動流での f は定常流の場合に比較して少し大きめになっている。これが振動によるためか又はブロックの積み方が幾分異なるためによるものかは明らかでなく、さらに検討を必要とすると考えられる。

抵抗係数 f の値が実験の範囲で流速、すなわち Reynolds 数によつて変化するものであるかどうかを振動の波形から検討を行なつてみる。波形 z の時間的变化から dz/dt , d^2z/dt^2 を求める。またピーク値から m を求めてこれとさきに求めた dz/dt より $\frac{m}{2} \left(\frac{dz}{dt} \right)^2 - v^2 z$ を計算し、 d^2z/dt^2 と比較したものが図-10である。 d^2z/dt^2 の実線が dz/dt と z から求めた値であり黒円が dz/dt の時間的变化から求めた値である。この結果によれば計算値はばらついており、あまり明らかではないが f はほぼ v に比例すると考えてもよいと思われる。なお図-10は $\ell = 11.86\text{ m}$ で中空三角ブロックを使用して行なつた結果である。

振動の周期については0式第1近似 $\omega = \frac{2\pi}{T}$ より得られた結果にはほとんど一致していて第2項の補正は最大でも4%程度である。周期の値は $\ell = 58.5.7\text{ cm}$, $78.5.7\text{ cm}$ に対して 3.43 sec , 3.98 sec である。

4. 結 び

ブロックのエネルギー損失について模型実験を行なつたところ次の結果が得られた。

定常流中での抵抗係数 f の値は0.2~2.0程度であり、テトラポッドと中空三角ブロックはほぼ同じ値を示すが六脚ブロックは異なっている。

振動流中での結果は定常流の場合と抵抗係数は同じ傾向を示すが、値は幾分大きくなっている。損失水頭は速度の2乗にほぼ比例すると考えてもよいと思ふがこの点については実験の精度を上げてさらに検討する必要がある。また波のように自由表面を持つ場合にはどのように考えるべきかは残された問題である。

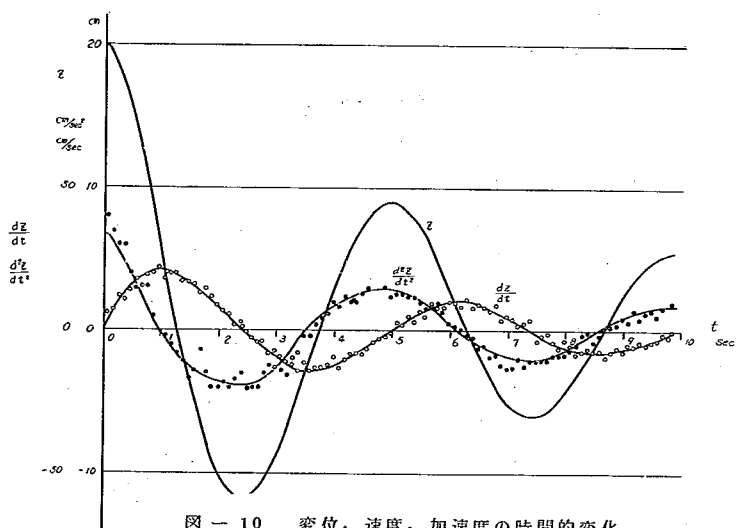
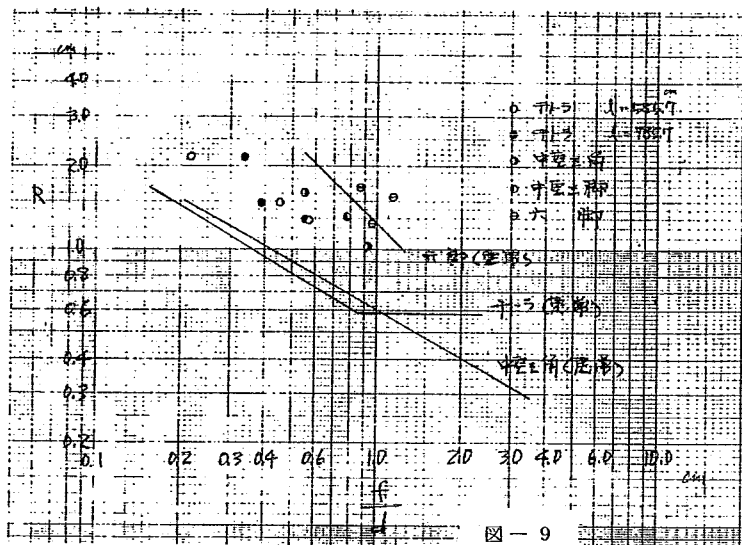


図 - 10 変位, 速度, 加速度の時間的変化

参 考 文 献

- 1) 首藤伸夫：海岸堤防の根固工に関する模型実験報告書，土木研究所資料第187号
・建設省土木研究所，昭418，
- 2) エヌ・エヌ・ボゴリユーポフ，ユー・ア・ミトロポリスキー：非線型振動論，
共立出版 昭36，

東京湾における軟岩の地盤調査例

土質研究室 小 島 圭 二

東京湾における軟岩の地盤調査例

地質研究室 小 島 圭 二

I 軟岩地盤とは

関東平野、大阪平野などの大きな平野の周縁には、なだらかな起伏をもつた丘陵地形が、広く分布していることが多い。一般に、これらの丘陵は、洪積世～新第三紀に属する堆積岩から成り立っている。この地質時代に属する堆積岩は、堆積後の経過時間が短いため^{*}、まだ充分固結しておらず、土ともつかず、岩でもない、いわばその中間的な性質をもっている。そして通称軟岩と呼ばれ、土木構造物の基礎地盤という観点から、土および岩（硬岩）と比較してみると、表-1のような概念が得られる。

軟質な岩には、この他、風化変質および断層などにより、局部的に軟化したものも存在するが、軟岩の大勢は、前者にあると考えられるので、ここでは除外してある。

II 調査の方法

東京湾口およびその周辺は、この軟岩が典型的に分布する地域である。そしてこの地域に横断道路が計画され、関東地建および土木研究所の手で調査が進められている。ここでは、その一環として実施されている地盤調査を例に、大規模な橋梁などのための路線計画、概略設計の段階での地盤調査を扱うことにする。この段階の地盤調査では、地盤強度などの地盤の工学的諸性質の概略を、広域にわたって、一様に求めることが要求される。

軟岩地域では、岩相および地層の堆積順序などの地質条件と、地盤強度などの工学的性質とが、密接な関係にあると考えられる。それ故、広域にわたる工学的性質の分布を求めするためには、地層の連続性の追跡（地層の対比）を行い、同時に、ボーリング調査などによつて得られた、各地点の地盤の工学的性質を把握し、両者を組合せた上で、総合判断を行うことが望ましい。そして特に、前者（地層の対比）に関しては、地層の連続性は認められるが、褶曲、不整合、断層などの地質構造および岩相の変化などが関与するために、同一層の追跡がむずかしくなる。また後者（地盤の工学的性）に関しては、この段階の調査では、室内試験値から、地盤の諸性質を推定するのが簡便であり、また実際に、試料の室内試験値と、ボーリング孔内などで実施した、現位置試験値とが良く対応する反面、試料（特に砂質軟岩）採取および整形がむずかしい難点がある。

軟岩地盤調査の方法は、結局この両者の特徴をどの様に扱うか、ということに要約される。

* 地質学的な尺度で考えた場合で、 $10^6 \sim 10^7$ 年

表-2は、東京湾口における軟岩の地盤調査を例に、その方法の概略を説明したもので、その結果得られた資料の例を、図-1~5に示し、表中にもその結果がどの方法から得られたかを明記した。

ま と め

東京湾口における軟岩地盤調査（概略の地盤強度分布を求める段階の）の方法を大別すると、地層の連続性の追求（地層の対比）と、或る地点での工学的性質の把握とになる。前者には、精密な地質柱状図の作成を含む地表地質調査、音波探査などの物理探査、およびボーリング孔での物理検層などが有効である。特に東京湾のような海底地質調査では海底部の地盤の工学的性を、陸上の類似層から推定する必要も生じるため、周辺の地表調査も重要となる。また後者に関しては、一軸および三軸圧縮試験値が、地盤強度のindexとして用いられる。前者は、岩相によつて強度が著しく異なることを考慮すれば、試験が簡単で、多数の試料を必要としないため、各地点間の比較を同じような精度で行える利点がある。後者は（C、 ϕ ）の他に、封圧下の地盤強度に近い状態で、強度を求められるため現位置試験値との比較、検討にも便利である。最近サンドサンプラーなどのサンプリング方法により、かなり採取率が向上したため、多数の供試体を使いけれど、この試験方法もまた有効な手段である。またコア試料が得にくい砂質軟岩については、地表露頭試料による一面剪断試験などが可能である。その他、プレッショメーターなどを用いたボーリング孔内の現位置試験も、多少の問題点はあるものの、N値にかわる役割を果せるものと考えられる。

そして、両者の結果の対応性を求め、地盤強度の分布を求めるに当つては、物理検層などの物理量が、その仲介として有効である。

表 一 1 軟岩地盤の一般的

比較事項	a 硬 岩	
地質の特徴 生成時代及岩相	b, c 以外の堆積岩, 火成岩, 変成岩	-
固結状況	固 結	
地質の連続性	連続～不連続, 断層割目などにより力学的には不連続となる。	
風化, 変質の影響	著しい劣化を伴う	↑↓
不連続面の性質 断 層	調査の重点は位置, 破碎による劣化, 粘土化, 透水性の増加などが問題となる。	
割 目	岩盤の強度および変形特性は岩質の他に割目の性状, 多寡に大きく支配される。	
層理面	強度および変形特性に異方性, 不均一性を生じ, 割目に準じて扱える場合が多い。	
強度および変形特性 供試体の圧縮試験	応力歪曲線にはつきりした破壊点を持つ	
現位置 載荷試験	供試体の室内試験値との相関が悪い。	↑↓
繰返し載荷試験	押かため効果が割目沿いのスベリの集合による割目のつまりによつておこる。	
剪 断 試 験	割目, 層理面などの不連続面沿の剪断が加わるためそれらの多寡, 方向などが剪断強度にきいてくる。	-
圧密及クリープ試験	クリープ量は一般に小	
不攪乱試料のサンプリング	不連続面, 割目を含むサンプリングはむずかしいが岩質試験用のサンプリングは容易	-

性 質 に 関 す る 概 念

b 軟 岩	c 土
新第三紀～洪積世の堆積岩	洪積世～沖積世の砂泥堆積物
地層毎の固結度の差が大、半固結砂層と低固結泥層主体	未固結砂泥
成層構造をなし、連続するが、褶曲、断層などでやや複雑	成層構造、岩相変化がはげしいが、水平に堆積、比較的連続
地中に或は温泉変質による劣化の他はあまり大規模なものはない。	強度を左右する劣化はほとんどない。
層位的に下位層では問題となるが、破碎規模は小さい、またによる岩相変化の力が強度に及ぼす影響大	ほとんど存在しない。
一般に割目は少ない。多少存在してもあまり影響なく、岩質そのものの性質が強く現われる。	割目はなくもつばら岩質（土質）に支配される。
異方性を示すが軟質になるにつれ弱くなることが見出される。又層理面の存在は岩質の極端に異なる地層の積層であり細互層、急傾斜の場合に不均一性が問題になる。	あまり問題にならない。 従つて採取された不攪乱試料のつき固め整形による試験が可能である。
硬岩に類似するが降伏点以後に歪量が急激に増してから破壊に至る。	はつきりした破壊点をもたないで変形が続く。
供試体の室内試験値と可成良い相関を示す。従つて室内試験値から地盤の工率分布を推定しうる。	左に同じ
岩の構成粒子そのものの転移によつておこると考えられる。	左に同じ
構成物質自体の剪断が大部分をしめるため供試体試験値と良く一致する。	左に同じ。但し砂のダイヤタシ、間隙水圧の変化などの影響が大になる。
クリープ量が大、一次圧密はほとんど起らない。	
特に砂質層のサンプリングがむずかしい。	泥はThin wall sampler 使用、砂はむずかしいが攪乱試料を採取し実際と同じ状態につきかためてから試験

表 一 2 軟 岩 地 盤

調 査 項 目	試 験 内 容	目 的	
① 地質資料蒐集	地表露頭調査(地質図)	ボーリング地質選定など調査計画	
	ボーリング調査資料など	ボーリング調査計画, 及び地盤調査資料の一部	
② 海底地質図作成	既存測量資料編集		
③ 地表地質調査	i) 地表地質踏査	露頭観察および岩相分布図作成地質柱状図作成	
	ii) 露頭試料採取	室内試験用ブロック採取 粒度分析, 有孔虫, 重鉱物分析用	
	iii) 試料の室内試験	コアサンプリングが難しい地層の工学的地質と工学的性の分布追求	
	a, 一面剪断試験他は⑤に同じ	C, ϕ 測定, コア試験値との比較	
	iv) 現位置岩盤試験	地層の積層, 傾斜などの不均一性と強度, 変形性, 載荷面積などの関係を求める	
④ 物 理 探 査	音 波 探 査 スーパー(海底探部探査) ソノブローブ(浅部軟弱層探査)	地層の連続性(対比), 地質構造の究明, 埋没地形調査, 試験地点選定等の調査計画	
⑤ 海底部ドレッジ	新野式採泥器によるドレッジ	海底露岩の採取, 観察	
⑥ ボーリング調査	i) コアサンプリング	特に不攪乱砂質試料の採取	
	ii) コアの岩相観察記載	層序区分, 各地点間の岩相对比, 岩相と強度の比較	

の 地 質 調 査 例

試験方法，内容説明，適用条件，注意事項など	参考資料
調査地域の岩相，層序，地質構造などの概略を知つて後述する諸調査の計画を立てる。	
調査精度に適した縮尺の地形図の作成 1/25000, 1/10000 など	
層序区分，他の地域（特に海底の④⑤⑥の結果）との岩相対比，岩相変化の傾向および地質構造把握，現位置試験の位置選定など。地質柱状図はボーリング結果との比較上縮尺 1/100～1/500 の精度が必要で⑥-Ⅱと同様の観察を要する。 また作成地点を岩相分布図上に明記しなければならない。	図-1a, 1b
ボーリング試料が得にくい砂質軟岩の強度推定。新鮮な湿潤状態のサンプリングが必要ボーリング資料（攪乱試料含）および該地点間の岩相対比（粒度）鑑層がない場合の層位の推定（有孔虫，重鉱物等）。	
露頭からブロックを切出し整形して⑥-Ⅲと同様の試験を行う他ブロックの剪断試験を実施。一般に整形がやりにくい上時間がかかる。 軟岩用一面剪断試験機で切出したブロック（ $\phi 30\text{cm} \times 10 \sim 20\text{cm}$ ）を整形せずそのまま剪断。層理面などによる異方性の影響なども試験しやすい。	図 - 2
平板載荷，ブロック剪断試験など。海底下，沖積層下の地盤の推定には③-Ⅰに基づき試験位置選定，概略の強度分布を推定する現段階の調査では実施していない。 海面又は海中で音波を発生させ，地層による音波の反射特性から海底下の地層の堆積状態を調べる。ボーリング地質調査と組合せて地層の空間分布を求めるためには不可欠陸上での調査には不適。礫層，厚い軟弱泥層下の記録は得にくい。	図 - 3
探泥器でかきとつた露岩の肉眼観察，音波探査で得られた反射面と実際の岩質との比較，海底の地質分布を知るための資料を得る。採取位置の認定が不正確である。 砂質軟岩はN値 >100 で固有の粒子のFrameworkを形成していると考えられるため強度推定には不攪乱試料が必要。デニソンサンブラーを改良したサンドサンブラーが開発されサンプリングの見通しがついてきたが，相当の難題である。	図 - 4
記載事項は岩石名，粒度組成の他貝化石，植物片などの化石，浮石，岩サイなどの火砕物質，雲母片，砂鉄などの鉱物といつた含有物の記載，硬さ，色，含水状況など。硬さについてはポケットコンペンネトメーター（先端面 30° ）を使用すると良い。	図 - 4

表 一 2 軟 岩 地 盤

調 査 項 目	試 験 内 容	目 的	
	Ⅲ) コア室内試験	力学試験, 物理試験による地盤の工学的性の把握⑥-Ⅱ, Ⅳ, Ⅴ, Ⅵとの比較	
	a, 一軸圧縮試験	各地層毎の一軸圧縮強度, 静弾性係数測定 ⑥-Ⅳとの比較	
	b, 三軸圧縮試験	C, ϕ 測定封圧下の圧縮強度, 静弾性係数測定⑥-Ⅳ, Ⅵとの比較間隙水圧, 体積割等の測定	○
	c, 物 理 試 験	力学試験条件のチェック, ⑥-Ⅳとの比較	
	Ⅳ) 物理検層 (*)	層序区分及地層対比, 工学的性の推定, ④の反射面と地質の対比の仲介	
	a, 電 気 検 層	岩相, 成層状態の把握と岩相対比, 間隙率, 透水性の算出, 硬さ等の工学的性の推定, 地層区分	
	b, 音 波 検 層 (速度検層)	地層の音波伝播速度, 動弾性係数測定, 地層の硬さの推定, 音波探査④の解析, 地層区分	
	c, γ 線密度検層	地層の相対密度測定, 地層区分	○
	Ⅴ) 孔内観察	岩相, 成層状態, 断層割目等の観察による上記各事項との比較検討, 地層の方向性の決定	
	Ⅵ) 孔内現位置試験	地層の異方性, 不均一性, 封圧等を考慮した力学性, 透水性の把握	
	a, 標準貫入試験	サンプリング困難な砂質層の強度推定, サンブラー打込による砂質試料採取	
	b, 孔内変形性試験	地層の変形係数及び破壊強度の測定	
	c, 湧水圧測定	基礎構造物の浮力, Boiling 等の考察	

* 土木技術資料 vol 18—no 1 Q11(1966)土木研誌

地 質 調 査 例

試験方法，内容説明，適用条件，注意事項など	参考資料
不攪乱試料を円筒形に整形（一般に直径：高さ1：2）各種試験を行う。水分の逸散，運搬によるコアの破損などに注意。砂質試料が得にくい泥質層の試験値が強調される点に留意する必要がある。 試験が簡単なため，広域にわたる地盤強度分布の Index として便利である。砂質層と泥質層の強度差が大きい。 測定試料が多数必要のためサンプリングが先決，砂質層についてはサンドサンブラー等で得られた試料の凍結整形が用いられる。 含水状況（含水比，間隙率，孔隙率など），密度，粒度，超音波伝播速度などの測定，軟岩試料の力学性は含水状況により変化するためそのチェック。電気換層（間隙率），速度換層（超音波速度）密度換層（密度），圧縮試験，換層（粒度）等の比較。	図 - 4, 5
ボーリング孔内に測定器を挿入して孔壁の地質を電気比抵抗等の物理量等に変換して求める方法 自然電位および電気比抵抗（二極法）を同時に測定，電気換層は特に岩相変化を良く表現するため曲線形態によるボーリング孔間の岩相対比，粒度組成と力学性，成層状態と④の反射パターンの対応性を求める仲介等に用いられる。 孔内で電気放電により発生させた音波の伝播速度測定。圧縮強度との相関が見出されるため，IV）-a と組合せて地層の岩層と硬さの目安がつけられる。④だけでは得られない地層の厚さの絶対値算出，各地層の反射面の成因の推定。 孔内にγ線源を降し，地層によるγ線の背面強度を測定，カリブレーションによつて絶対密度を求め得る。地層の密度区分及びその間の平均密度を求める。孔壁崩壊，泥水の濃度の不均一，掘削時の孔内条件に左右されやすい。	図 - 4
Bo rehole TV による孔壁観察。泥水を使用した孔内では使用不可。従つて砂質軟岩が主体の孔では使えない。 ボーリング孔内に測定器を押入して孔底又は孔壁の力学性，透水性を測定する。孔壁の崩壊に注意しなければならない。 $N > 50$，深度 50 m 以下では力学値の算出は不可，従つて一般に $N > 100$ で 100 m 程度までの工学性を知る目的には向かない。不攪乱資料による岩相観察に使用。軟岩とそれを覆う軟弱層（一般に $N < 50$）との境界把握。 ゴムチューブをガス圧でふくらませて孔壁の水平方向の力学性を把握する。 孔内の一部にゴムチューブのパッカーをして地層の湧水量，湧水圧等を測る	図 - 5

図-1a 三船山～竹岡露頭位置図A

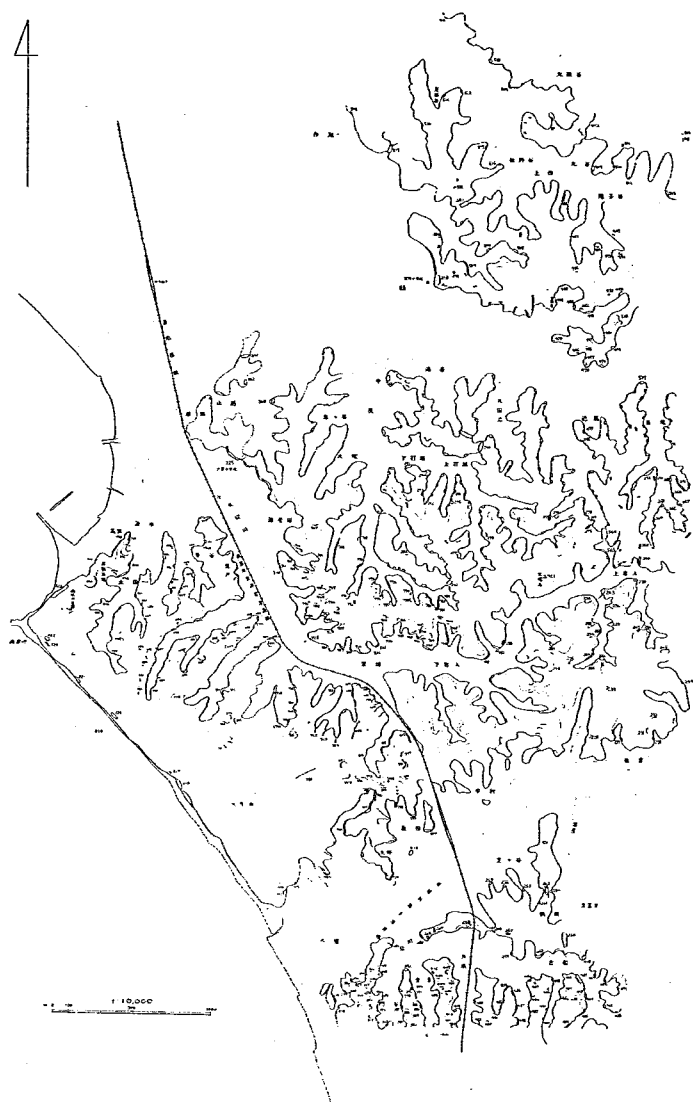
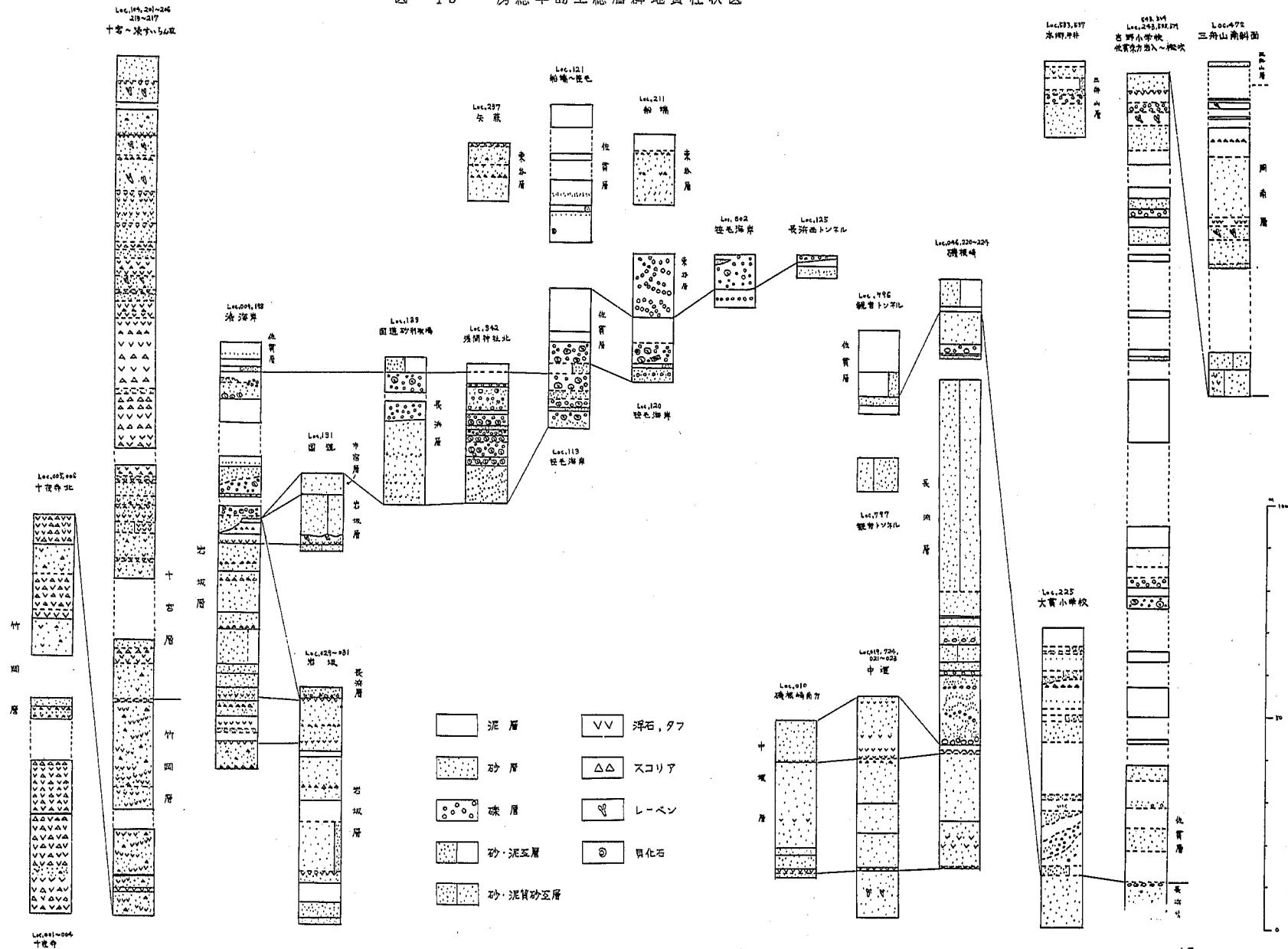


図 - 1 b 房総半島上総層群地質柱状図



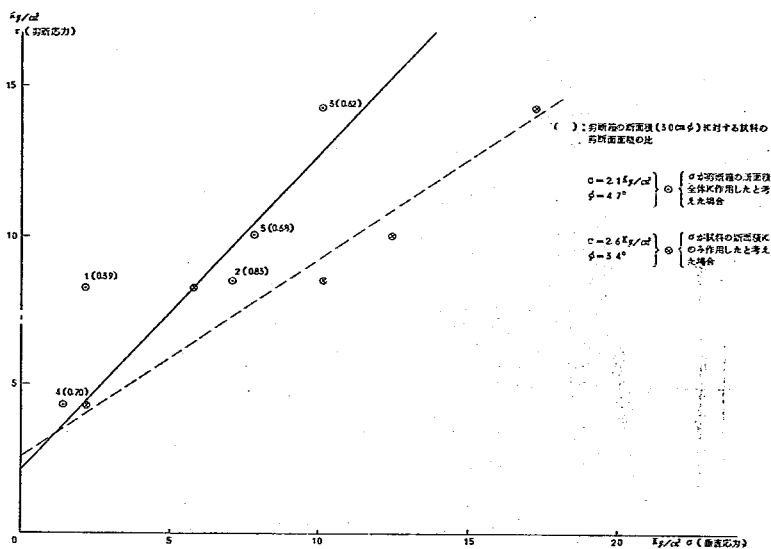


図 — 2 a

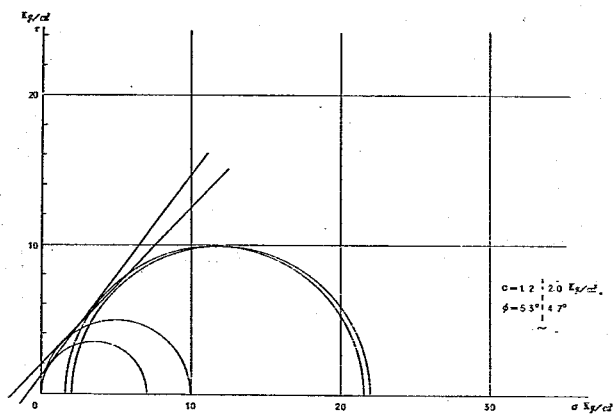


図 -- 2 b 地表露頭試料による三軸圧縮試験 (図一 4 a と同一地点)

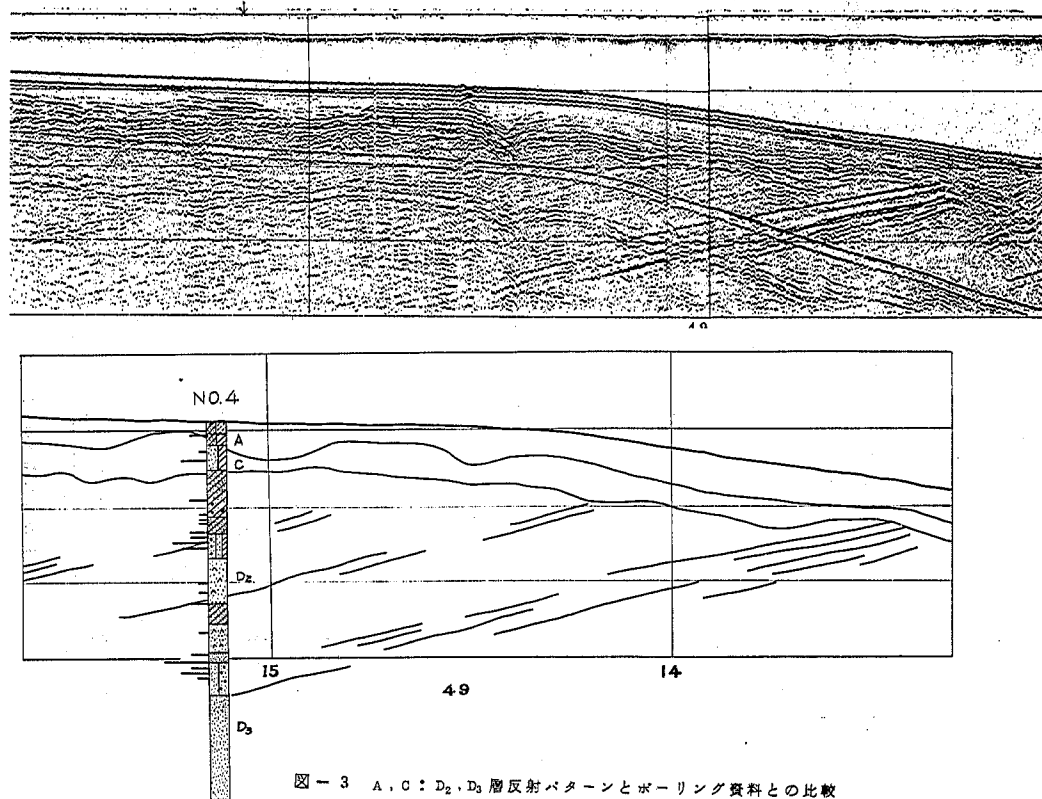


図-3 A, C : D₂, D₃ 層反射パターンとボーリング資料との比較

☒ - 4

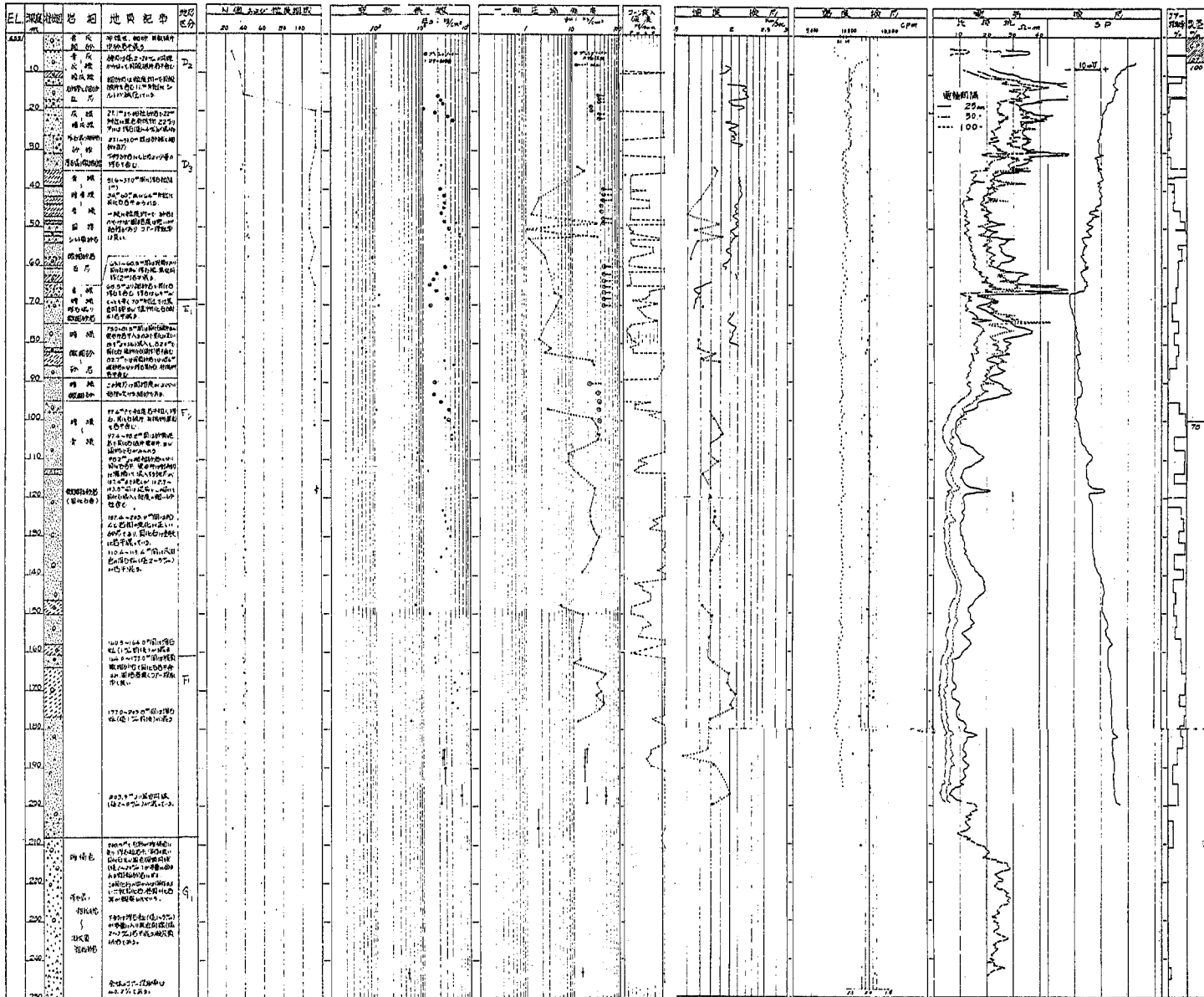
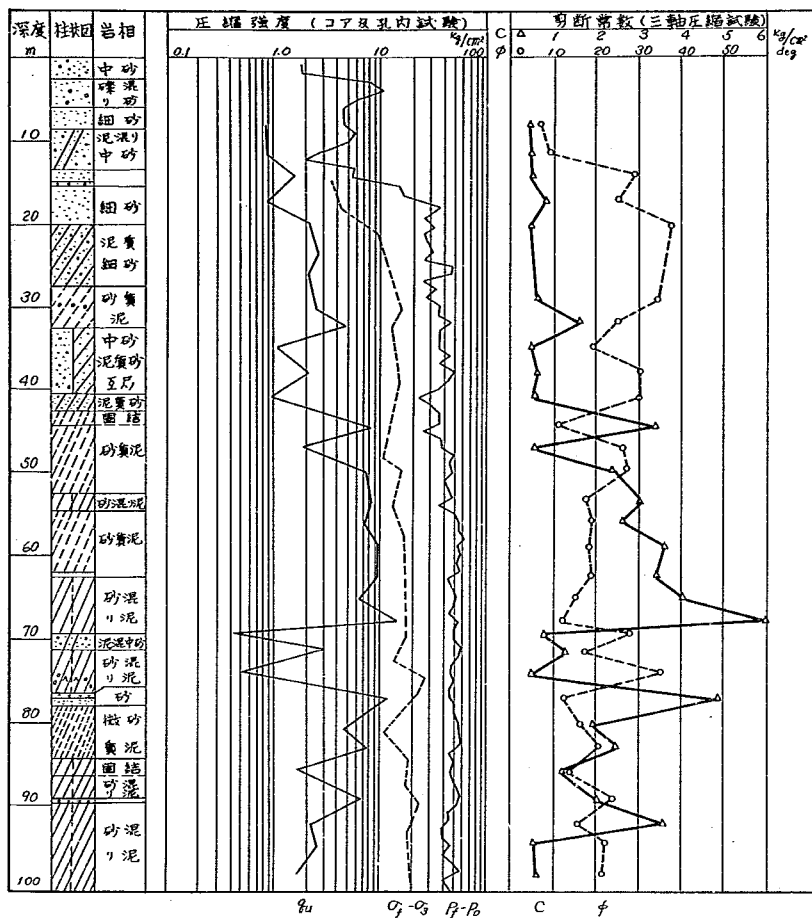


図 5 岩相と圧縮強度の関係例 (q_u , 封圧下の強度, (C, ϕ) について)



簡易舗装の供用実績の調査結果について

舗装研究室 菅 野 美津雄

簡易舗装の供用実績の調査結果について

舗装研究室 菅野美津雄

交通量の急激な増加にともない、砂利道の舗装を促進せよとする要望が高まってきたが、これに応じて国は昭和39年度から補助事業としての特改4種舗装（簡易舗装）を実施した。この簡易舗装とは、従来の道路構造令、アスファルト舗装要綱によらない簡易な構造のもので、簡易舗装要綱によれば、路盤と3～4cmの表層とからなっている。簡易舗装要綱は、昭和39年3月に日本道路協会から発行されているが、簡易舗装の設計、施工上においてなお多くの問題点が残されている。これら問題点の解決をはかることを目的として千葉市宮野木において試験舗装、ならびに全国の特改4種舗装の調査を実施した。

本文ではそれらの結果の概略を紹介する。

1. 簡易舗装とはどのようなものか。

(1) 厚さのきめ方

簡易舗装要綱によれば、簡易舗装は表層、上層路盤、下層路盤とからなり舗装合計厚は、路床の設計CBRを求めて決定する。（表-1・1）在来砂利層は、下層路盤の一部として

表-1・1 設 計 厚

設計CBR	1	1.6	2.1	2.6	3.1	5.1	8.1	10.1	20.1	45以上
	～1.5	～2.0	～2.5	～3.0	～5.0	～8.0	～10.0	～20.0	～45.0	
合計厚 (cm)	55	45	40	35	30	25	20	15	10	3～4 表層のみ

利用する。凍結作用を受ける地域は、凍結深さの80%と表1・1から求めた厚さを比較して大きい方を採用する。

(2) 使用材料と施工法

下層路盤には安価に得られる切込砂利も、切込碎石が、上層路盤では、碎石、スラグ、切込砂利、切込碎石が用いられる。上層路盤の工法として粒度調整工法、マカダム工法、安定処理工法が挙げられる。粒度調整工法は、適当な粒度の路盤材料を締め固めてつくるものであり、マカダム工法は、一層の仕上げ厚にやや等しい大きさの主骨材を一様に敷きならべて転圧し、更に散布した目潰し材を主骨材のすき間に圧入して仕上げる。路盤材料に添加材を加えて路盤の安定性や耐久性などを増加させるのが安定処理工法で、セメント・瀝青材が添加材として使用される。表層工には、浸透式工法、常温混合式工法、および加熱混合式工法があり、瀝青材料としてストレートアスファルト、アスファルト乳剤、カットバックアスファルト、舗装タールなどが使用される。浸透式工法は、先ず路盤にプライムコートを施し、

主骨材を撒布、転圧後、瀝青材料を撒布し次いで目潰し骨材の撒布、転圧を行ない、シーロートを施工して仕上げるものである。骨材の数均しは手まき、あるいはスプレッダーによる。瀝青材料の撒布は、加圧式のスプレーまたはデストリビューターによる。転圧には、8～10 tのマカダムローラーおよびタイヤローラーが使用される。

常温混合式工法は、常温でも流動性のある混合用アスファルト乳剤、カットバックアスファルト、舗装タールなどを使い混合物を現地路上でまたはプラントでつくる。路上混合のときは、横軸式スタビライザーなどが使用される。加熱混合式工法は、通常ストレータアスファルトを使用しプラントで混合物をつくりアスファルトフィニッシャーで敷きローラーで転圧、仕上げる。

2. 表層工種に関する試験舗装

表層は舗装の最上層にあつて直接目にふれ評価されるばかりでなく、交通や気象の作用を受けやすく特に念入りに施工される部分である。簡易舗装要綱では表層に対して種々の瀝青材料と工法を示しているが、実施に当たつての材料と工法の各々の特徴を理解した選択はかなりむずかしい問題点として残されている。簡易舗装の表層に各種の瀝青材料を各工法に用いたとき施工中、または供用時に示されるそれぞれの特徴を明らかにするために千葉市宮野木地内を通る一般地方道実須停車場穴川線に昭和39年、巾員5.5 mで延長約1.5 Kmの試験舗装を次のように実施した。

(I) 試験舗装の概要

(i) 現道の状態

路床土は赤褐色、または黒褐色のローム質土で、乱した試料によるCBRは平均4.5%、乱さない試料によるCBRは平均16.5%であつた。簡易舗装要綱によれば舗装合計厚は前者では25～45 cm、後者では10～15 cmとなる。在来砂利層はローム混りの粒度の悪いものが平均10 cm以下であつた。

(ii) 舗装の構造

路盤は、在来砂利層の上に高炉スラグ、40～20 mm、20～5 mm、5 mm以下を使用して仕上げ厚5 cmと20 cmとに施工した。表層は3 cmの厚さを採用した。

(iii) 表層工の組合わせと施工

瀝青材料と工法の組合わせによる合計23の工種を路盤厚5 cm(路盤Ⅰ)と路盤厚20 cm(路盤Ⅱ)に単位区間30 mとしてランダムに配置し施工した。(表-2・1)施工は浸透式の瀝青材料の撒布にエンジンスプレー、転圧にはマカダムローラーを、混合式の場合は、20 t/hrのアスファルトプラント、アスファルトフィニッシャーおよび10 tのマカダムローラーを使用した。

表-2・1 表層の工種とその組合せ

瀝 青 材 料		工 法	粒度またはシールコートの有無
ストリートアスファルト	SA	浸透式P	シールコートなし O
アスファルト乳剤 その1	AE ₁		シールコートあり S
アスファルト乳剤 その2	AE ₂		
カットバックアスファルトその1	CA ₁	混合式M	粗 粒 度 C
カットバックアスファルトその2	CA ₂		細 粒 度 F
舗装タール加熱用	ST		
舗装タール加熱用	CT		

SA	P M	O S C F	CA ₂	P M	O — C —
AE ₁	P M	O S C F	ST	P M	O S C F
AE ₂	P M	O S C F	CT	M	C F
CA ₁	P M	O S C —			

(iv) 施工後の調査

試験舗装供用期間中は次のような調査をほぼ4ヶ月毎に行なうこととしたが、昭和42年4月現在供用期間約2年半の間に調査項目によっても異なるが6～8回の調査が行なわれた。

- ひびわれ面積、パッチング面積、シールコートの回数およびフラツシュの処置の有無。
- ベンケルマンビームによる表面沈下量の測定
- 舗装面の縦横断凹凸の測定
- 交通量調査

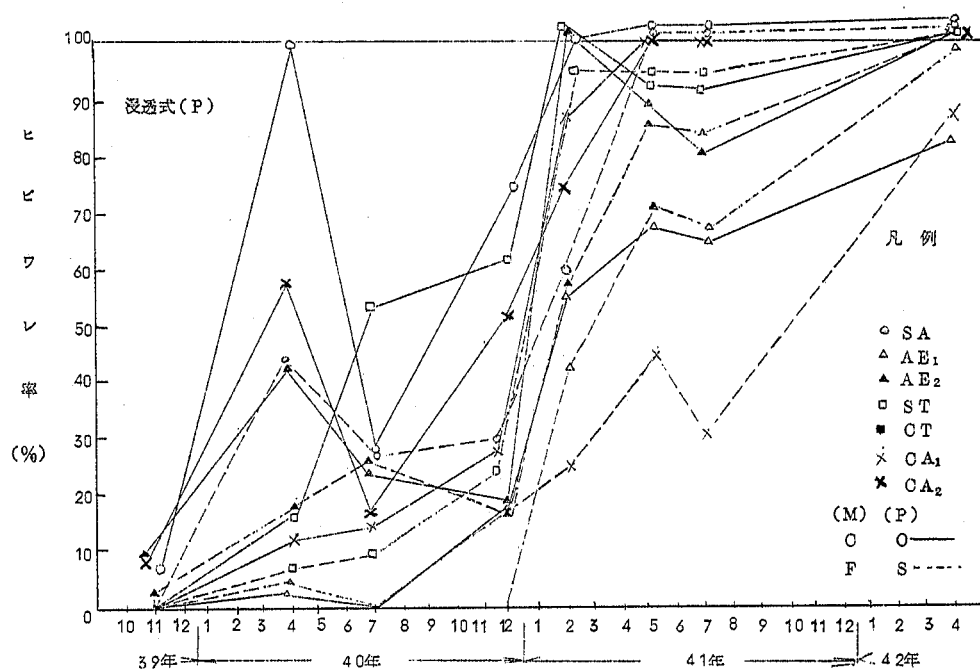
ひび割れ面積は、肉眼でみえるクラックを矩形に囲んだ面積とし、次式で計算したひびわれ率で表わす。

$$\text{ひびわれ率 } \% = \frac{\text{ひびわれの面積}}{\text{単位区間の面積}} \times 100$$

表面沈下量は、4.1tの輪荷重、タイヤサイズ90-20、空気圧100ポンドの複輪タイヤ中央での復元沈下量をベンケルマンビームにより測定した。舗装面の縦断方向凹凸量はN式プロファイルメーターで測定した。

図-2.1(a) 各区間のひびわれ率の変化

路盤〔I〕 (5 cm 厚)



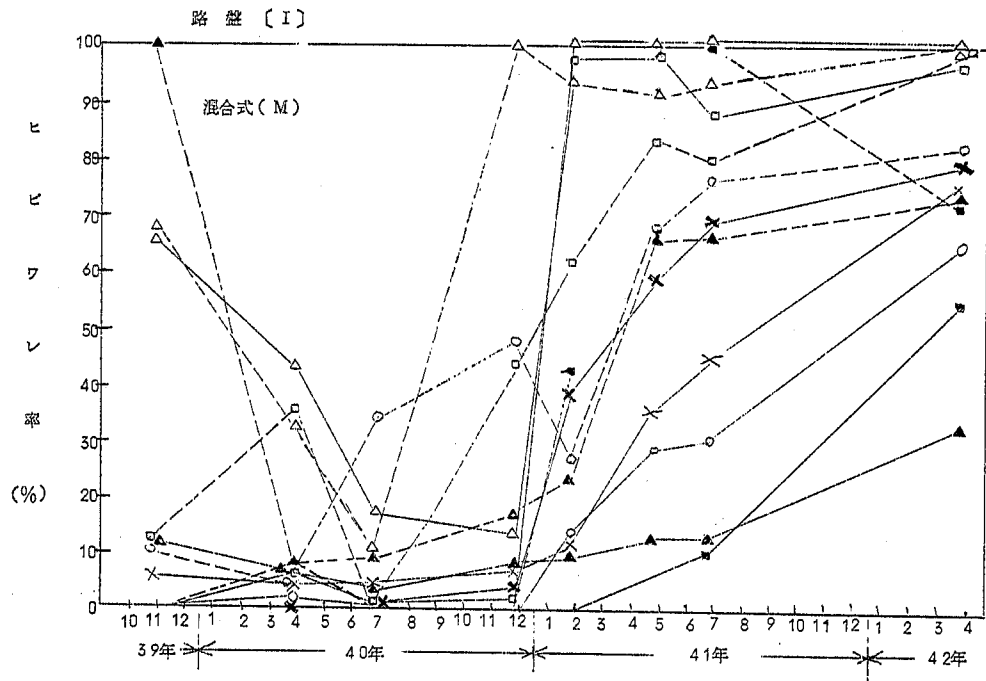
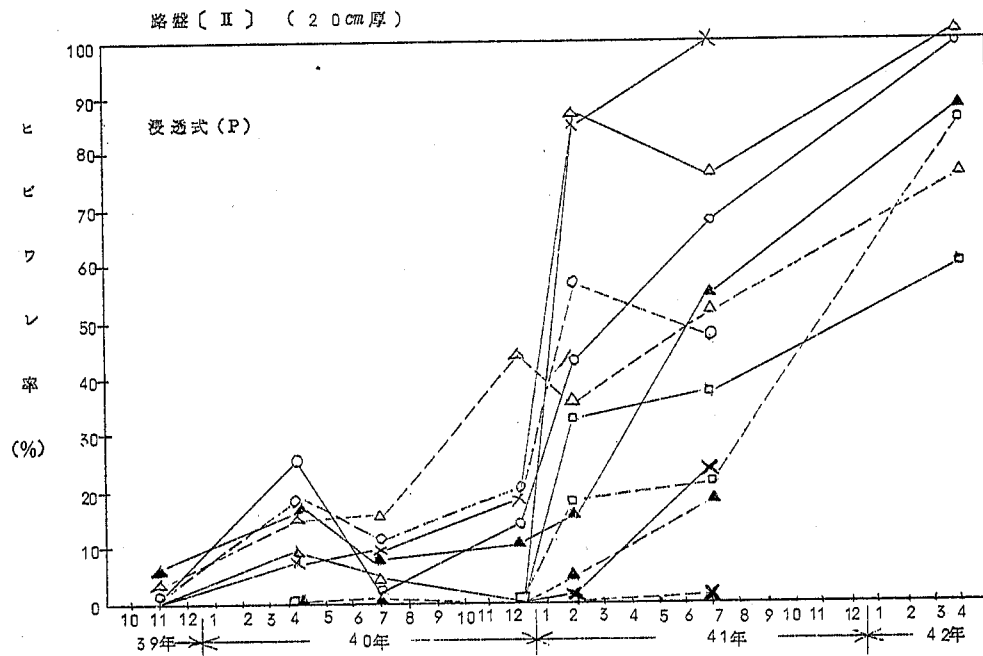
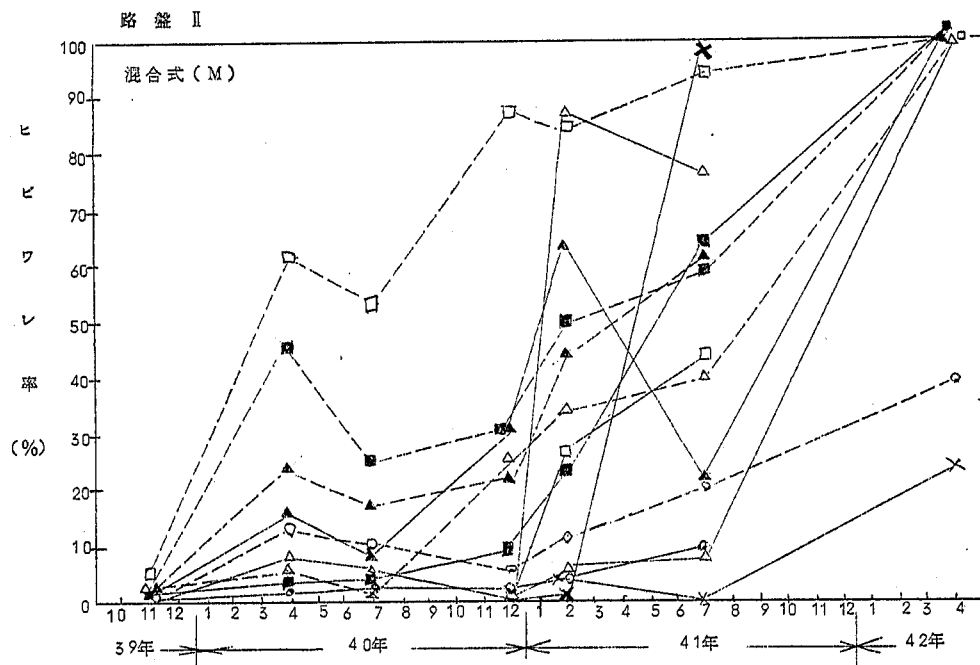


図-2.1 (b) 各区間のひび割れ率の変化





(2) ひび割れ率におよぼす表層工種、路盤などの影響

試験舗装の評価をひび割れ率のみで行なうこととし、調査結果のうちひび割れ率のみを取上げて表層工種、瀝青材料などの各々の比較を行なつた。図-2・1には供用期間中のひび割れ率の変化を路盤と表層工法別に示した。また図-2.2には各測定時ごとの平均没下量とひび割れ率をプロットしたが、路盤ⅠとⅡとを結んだ線を仮りに各時期における没下量とひび割れ率との関係と考え、これから各区間における41年2月測定の日び割れ率を没下量によつて修正した、その結果を図-2・3に示した。

図-2・2 たわみ量とひび割れ率

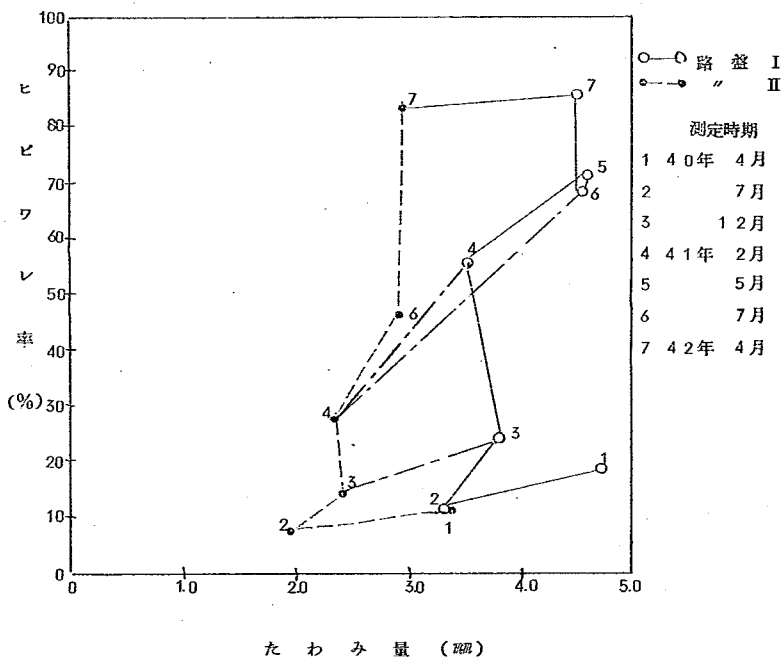
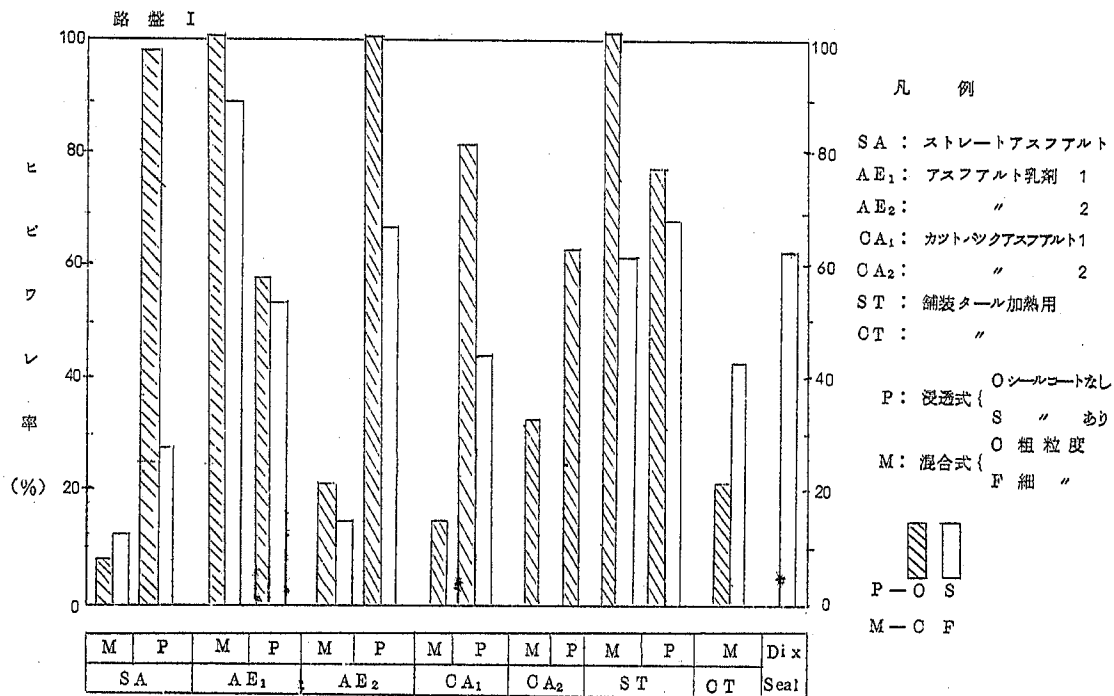
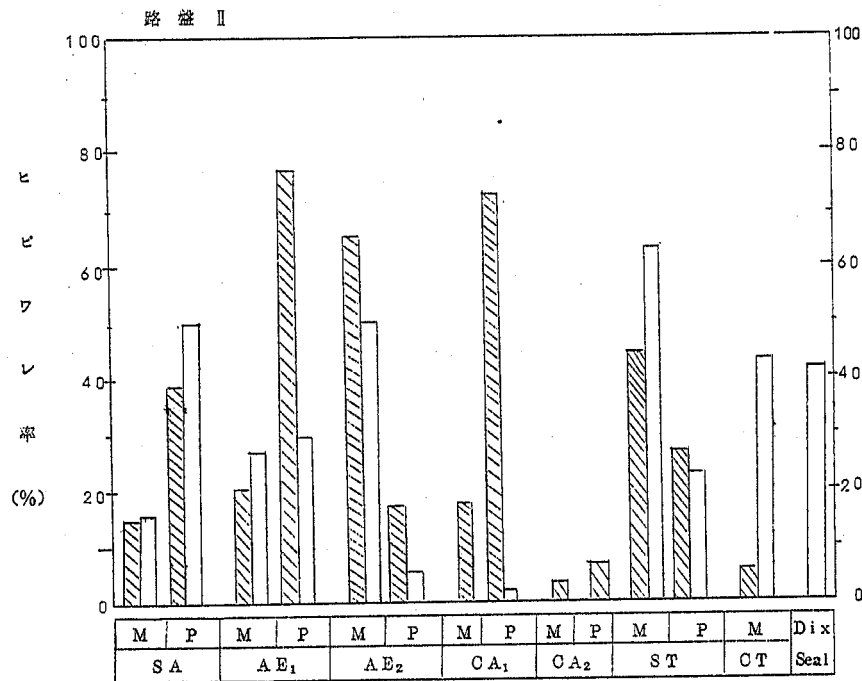


図-2・3 各工種のひび割れ率

〔S41年2月測定〕





(i) 路 盤 厚

表層が薄い簡易舗装では路盤の影響は早期に現われやすい。路盤厚の影響は浸透式工法の場合に顕著であり、41年4月に至り、路盤Ⅰではほとんどすべての区間でひび割れ率60%以上を示した。また混合式工法では簡易舗装でしばしば現われやすい施工後のない頃の欠陥が路盤工では一部の材料について現われている。

(ii) 瀝 青 材 料

ストレータスファルトを使用した浸透式は、路盤Ⅰ、Ⅱともひび割れの発生が大きく、加熱混合式は比較的小さい値を示した。ストレータスファルトによる浸透式では施工時季とアスファルト針入度が適当でなかつたなど施工上の問題に原因があつたようである。アスファルト乳剤を使用した浸透式と混合式ではひび割れの発生に一致した傾向がなく、施工の良否によつてきまると考えられるが、他の材料に比較してひび割れ率が特に大きい区間がある。タールは常温用が加熱用に比べてひび割れ率は小さいようだが、加熱用は浸透式、混合式、いずれもひび割れ率が大きく、常温用では夏期にフラッシュ、流動がみられた。カットバックアスファルトでは路盤Ⅰの浸透式工法がいずれの場合もひび割れ率が大きいのが他の材料に比べて平均的にはひび割れが小さく、特に混合式工法は良好な結果をえやすいだろう。

(iii) 表 層 工 種

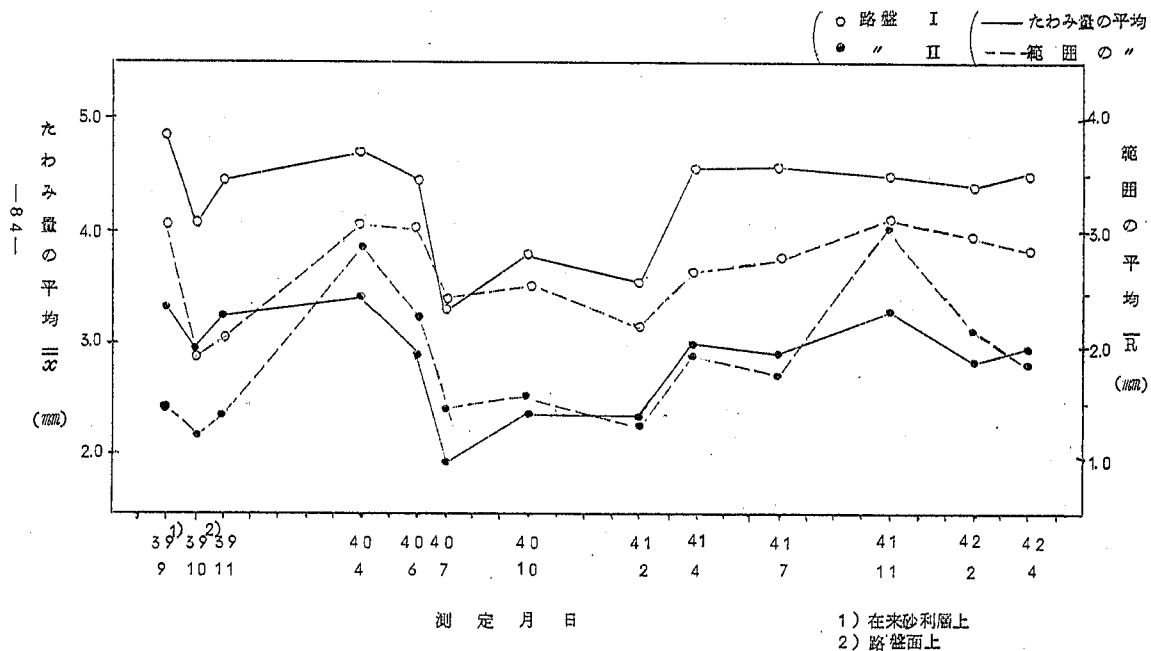
路盤Ⅰにおける浸透式は41年2月に至つて急速にひび割れを増したが、混合式には一部を除いて特にそのような傾向はない、図-2・3によれば浸透式工法でシーラコートを実施したものは、シーラコートのないものと比べてひび割れは少ない。混合式工法における粒度の粗粒、細粒の影響は瀝青材料の種類によつて異なるようである。カットバックしたオイル分を含む瀝青材料に対しては粗粒式のものが、またアスファルト乳剤のようにアスファルト分の少なくなりやすい材料には細粒のものが効果的であるように考えられる。

(iv) 表面沈下量

表面沈下量(たわみ量という)は、ひび割れに大きな影響をもつていると思われる。

路盤Ⅰ、Ⅱのたわみ量の観測期間中の変化を示したのが図-2・4である。たわみ量は春季に大きく夏期から冬期に亘り小さくなる傾向にある。図-2・2に示したようにひび割れ率の変化とたわみ量の平均値の変化からは直接の関係は見出せないが、図-2・1において40年7月より40年12月の間のひび割れ率が小さいことからたわみ量とひび割れ率には何等かの相関関係があると考えられる。

図-2・4 路盤〔Ⅰ〕、〔Ⅱ〕のたわみ量平均値の変化



(4) 交通 量

当初1000台/日に満たなかつた交通量が、40年8月に1200台/12時間、40年11月には2900台/12時間、となり更に41年8月には4100台/12時間と急激に増加し、そのうちには大型車は約12%含まれる。この交通量は簡易舗装に計画される路線に対しては過大であり、試験舗装はこのような交通量の急激な増加と、季節的要因が重なり40年末から41年の春にかけてひび割れの発生が促進されたと考えられる。

(3) 簡易舗装の平坦性

舗装表面は、表層のひび割れ、流動、路盤の不等沈下などによつて平坦性がそこなわれる。しかし凹凸量の測定結果によれば、ひび割れの発生が平坦性に及ぼす直接的な影響は小さいようであることがわかる。平坦性の評価を表-2・2のように行なうとすれば浸透式は竣工時大部分Dであり約2年後も同様にDと評価されるが、混合式は竣工時大部分がCであり、約2年後にDと評価される区間が路盤Iにみられる。

表-2・2 平坦性の評価

	評価の基準値 (mm)	
A	0~1.00	昼間ではA、Bの区別困難
B	1.01~1.50	夜間自動車のヘッドライトをあててみるとBの方がいづらか悪くみえる。
C	1.51~2.30	昼間みてもA、Bに比べ少し悪く、車に凹凸による振動を弱く与える。
D	2.31 以上	見た目にも明らかに悪く、車に凹凸による振動をはつつきり与える。

3. 簡易舗装の実施状況の調査

特改4種舗装は国の補助事業として昭和39年度から実施され着々と地方道整備の役割を果たしている。この状況を把握して実施に当つて問題となる厚さの設計、材料ならびに工法の選定、維持修繕の工法などに関する資料をうるため全国のすべての工事における施工内容とその後の状況とをパンチカードによつて集約した。昭和39年度の施工は431例、40年度分は750例であつた。

(1) パンチカードの記入項目

施工断面、施工業者などが同一の区間で延長300m以上を選び調査区間として各都道府県が調査記入し、一部を保管し、一部を送付するよう指示した。パンチカードには、道路種別、施工時季、路床の設計CBR、在来砂利層、総厚、延長、巾員、縦横断勾配、路側条件、下層路盤の厚さおよび材料、上層路盤の厚さ・工法・支持力係数(K30値)・材料

の修正CBR、表層の厚さ・工法・瀝青材料、地下水位、シーラコートの有無について記入される。また、表層面のベンケルマンピームによるたわみ量、交通量、ひびわれ率、はがれ・ポットホール率、パッチング率、シーラコート率、流動率などについても調査記入される。

(2) 調査の結果

(i) 簡易舗装の実施状況

40年度は39年度に比べ約70%の工事件数増であり、約半数が一般地方道である。平均巾員は4.5～5.4mが半数であり、路側条件では土羽構造が半数でコンクリート側溝が次いで多い。施工は県内の舗装業者および土木業者によって大部分が行なわれる。施工延長は1000m以上が半数強を占めており、500m以下も約10%ある。

縦断勾配は、半数以上が2%以下、横断勾配は2～4%が大部分を占める。路床土の設計CBRは一般に西日本が東日本に比べて大きい値を示しているが全体の半数が2～4%となつている。凍結害防止のため雪寒地域では在来砂利層が一般に厚く、舗装合計厚も北海道では51cm以上、東北では31～50cmのものが多く、中国では11～30cm、九州では21～30cmと減ずる。在来砂利層は、下層路盤として利用されるが0.074m以下が10%以下となるような良質のものが少なく、厚さも20cm以下が多い。在来砂利層の上に直接上層路盤を施工する例が半数近くあり、下層路盤には切込砂利がもつとも多く、次いでクラツシャーランが多く使われるが厚さは20cm以下が大部分である。上層路盤には、マカダム工法が半数近く施工されているが、安定処理工法は全体で約10%と少なくなる。上層路盤の厚さは5.1～10cmが多く、10cm以上は少ない。表層工は、加熱混合式が多く、40年度は39年度に比べて大巾に増加している。タイヤチェーンによる摩耗作用に強い加熱混合式による表層は、雪寒地域で広く用いられ、11月頃迄に施工終了する例が多い。他の地域では、12月以降にも表層の施工が行なわれる。浸透式工法、常溫式工法では常溫で使えるカチオン系乳剤が多く用いられ、加熱混合式ではストレートアスファルトが大部分の例で使用されている。表層厚は、3.1～4cmがもつとも多く次いで浸透式では3cm、加熱混合式では4.1～5cmが多い。浸透式ではシーラコートを実施している例が多いが加熱混合式では少数例があるのみである。1m以上の地下水位の箇所が多い。調査区間の交通量は200～800台/12時間に大部分が入るが、1000台/12時間以上の箇所も約20%ある。また大型車交通量は半数以上で150台/12時間を数えるが250台/12時間以上の箇所も約20%ある。

(ii) 簡易舗装の供用状況

舗装の供用状況の評価は表層面のひび割れ面積の測定によつた。ひび割れ面積は、舗装の破損程度を示し、維持修繕の実施のための参考となる。アスファルト舗装に関する調査結果(第18回建設省技術研究発表会、アスファルト舗装の破損に関する研究について、昭和39年11月)によれば、ひび割れ率5%以下ではなんらの処置をも要しないが、5

～20%では全面シーラコートあるいは局部的パッチングを要し、20%をこえる場合はオーバーレーを要すると判断されている。表-3・1によれば簡易舗装のひび割れは早期に発生し維持補修を早く実施しなければならない理由が理解されよう。

表-3・1

簡易舗装と一般のアスファルト舗装のひびわれ率の比較

簡易舗装	ひびわれ率(%)		0	0.1~5	5.1~10	10.1~15	15.1~20	20以上	計
	39年度		196	130	31	26	9	35	427
供用期間	個数	施工	(45.9)	(30.4)	(7.3)	(6.1)	(2.1)	(8.2)	(100.0)
		同上	135	147	47	24	21	53	427
		注(1)	(31.6)	(34.5)	(11.0)	(5.6)	(4.9)	(12.4)	(100.0)
6ヶ月～ 1年5ヶ月	%	40年度	465	207	21	18	19	20	750
		施工	(62.0)	(27.6)	(2.8)	(2.4)	(2.5)	(2.7)	(100.0)
アスファルト 舗装供用 期間	ひび割れ率		0 ~ 5		5~10	10 ~ 20		20以上	計
	個数		123 (78.8)		16(10.3)	11 (7.1)		6(3.8)	156(100.0)

注(1) 供用期間が1年6ヶ月～2年5ヶ月になつたときの値

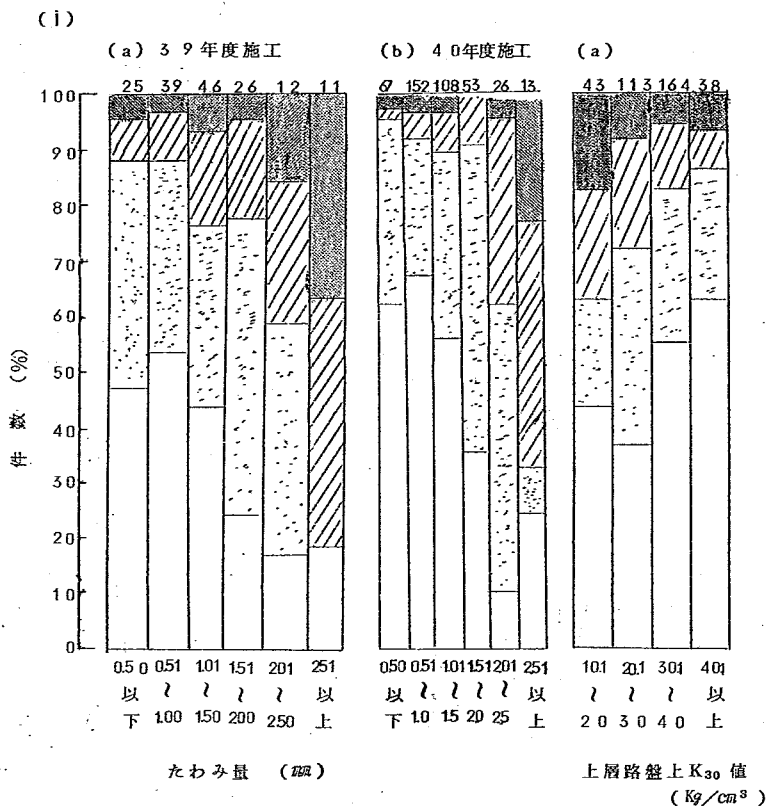
施工後は1年で5%以下の面積のパッチングを実施した例が約20%あり、パッチングの未実施は39年度施工分で約60%、40年度施工分では60%である。シーラコートは約40%で実施され、全面シーラコートの実施例が10%強もある。

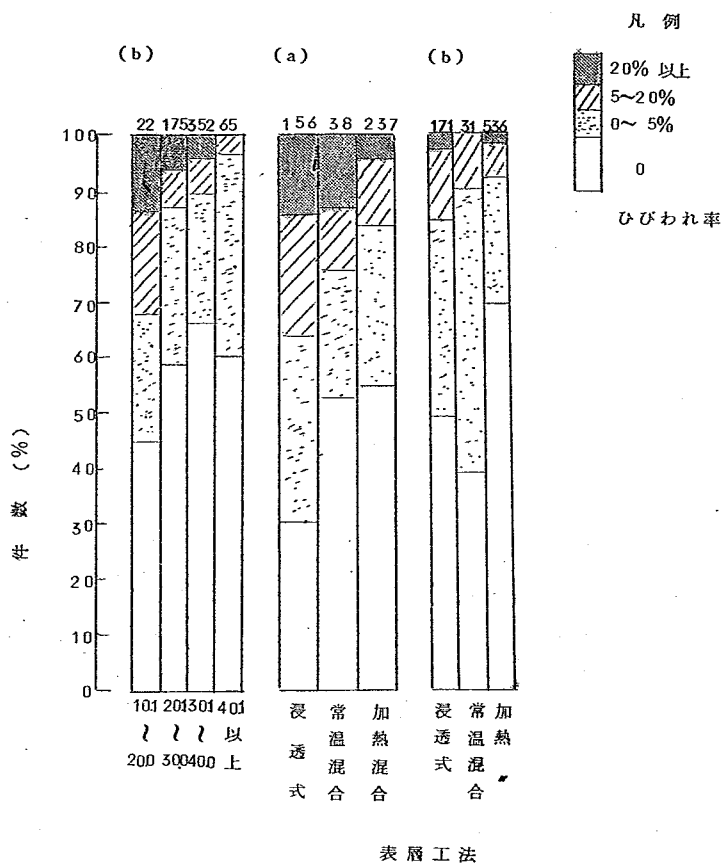
(iii) ひび割れの発生に影響する因子

ひび割れの発生原因を明らかにすることは舗装の耐久性を高める結果ともなり今後の設計、施工上において極めて重要な問題である。記入項目の中からひび割れの発生に影響ありそうな因子として、たわみ量、上層路盤上 K_s 値、表層工法、地下水位、シーラコートの有無、交通量などが挙げられる。(図-3・1参照)

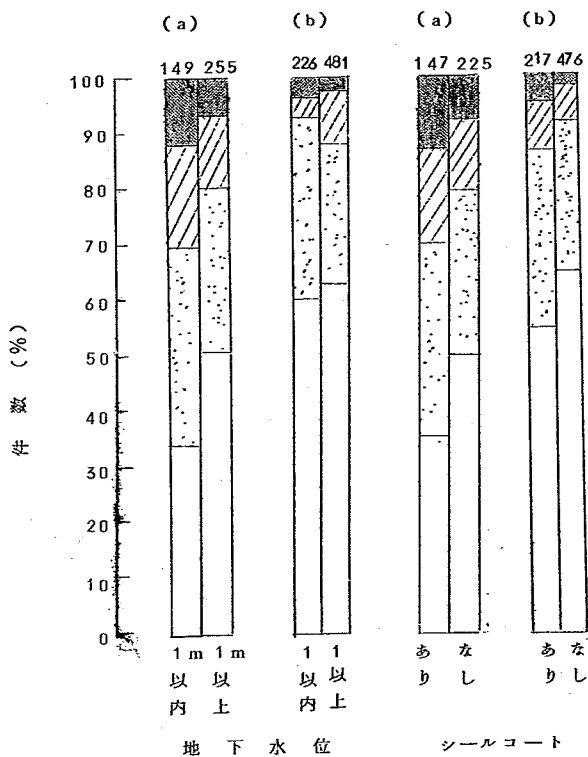
図-3・1

各因子ごとのひび割れ率

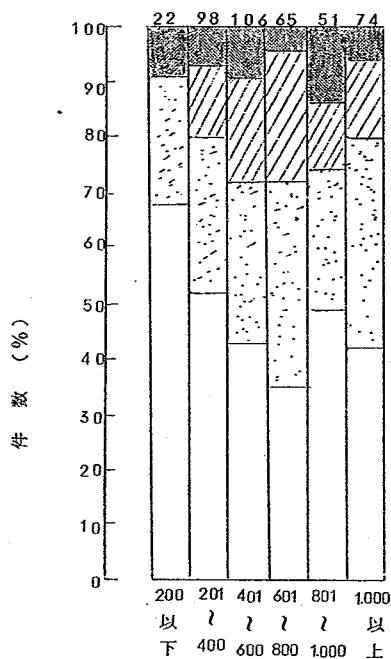




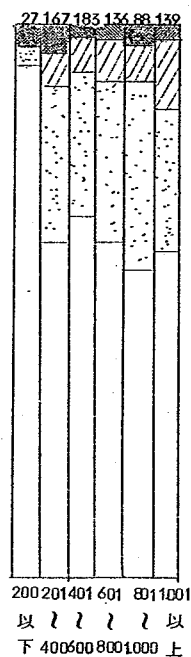
(ii)



(a)



(b)



交通量

(台/12時間)

a) 上層路盤とひびわれ率

上層路盤工法の中で粒度調整工法が他の工法に比べてひび割れが大きいように見られた。また、40年度施工分ではクラッシャーランを使用した上層路盤では非常に小さい結果を得ている。図-3・2は上層路盤上 K_{30} 値の供用後の変化を考慮しないで比較したものである。加熱混合式が K_{30} 値の大きい路盤に多く施工され、浸透式が比較的小さい方に施工されているということを考えても、 K_{30} 値が供用後の状況に大きく影響していると思われる。

d) 表層工法とひび割れ率

ひび割れの発生に表層工法が大きな影響をもっていることは、宮野木試験舗装の結果からも考えられる。上層路盤上 K_{30} 値、地下水位などの影響を除いても図-3・3に見られるような表層工法の影響が明らかに認められる。表層厚の影響は特に浸透式工法において明かで、厚さを増せばひび割れが減る傾向がある。また、浸透式工法における材料ではストレートアスファルトよりもアスファルト乳剤を使用した場合がひび割れ率が高い。

シーラコートの有無はひび割れへの影響は小さい。

10～12月施工された浸透式、常温混合式はひび割れ率が他の時季に施工したものに比べ大きく、加熱混合式では季節的影響をあまり受けないようである。

c) 表層面のたわみ量とひび割れ率

供用後のベンケルマンビームによつて測定した表層面のたわみ量をひび割れ率に対し表層工種ごとに図-3・4のようにプロットした。浸透式と加熱混合式の間には明確な差がみられる。39年度と40年度では、施工に傾けがあつて特に浸透式工法におけるひび割れ率が著しく低下している。しかし、工種による違いは、39年度、40年度いずれにおいても明確である。これらより同一たわみ量におけるひび割れ率の相異から、同一交通条件におけるひび割れ率を一定におさえるための限界沈下量を推定することができるだろう。

図-3・2

ひびわれ率に対する上層路盤上 K_{30} と交通量の影響

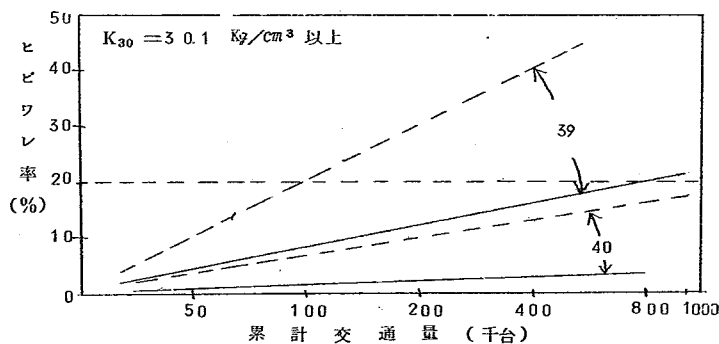
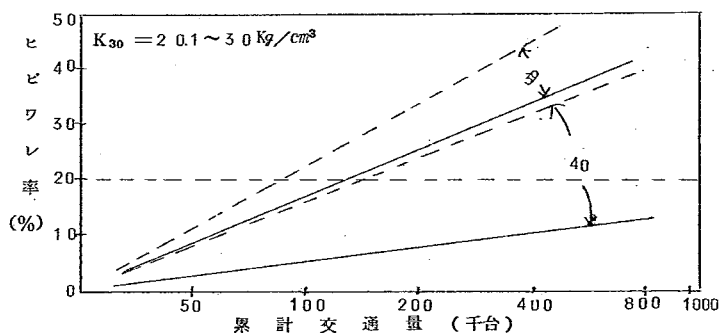
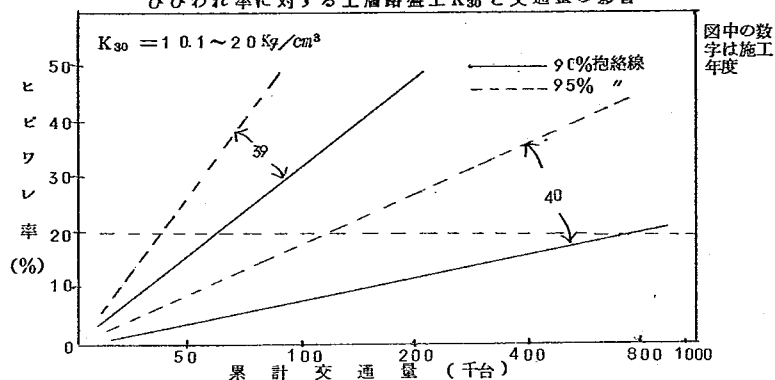
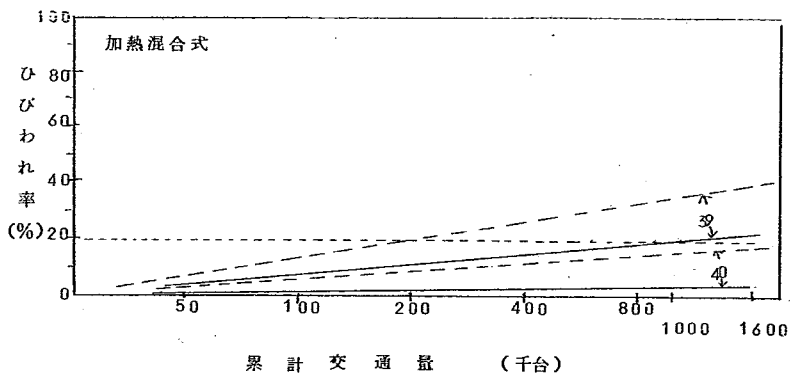
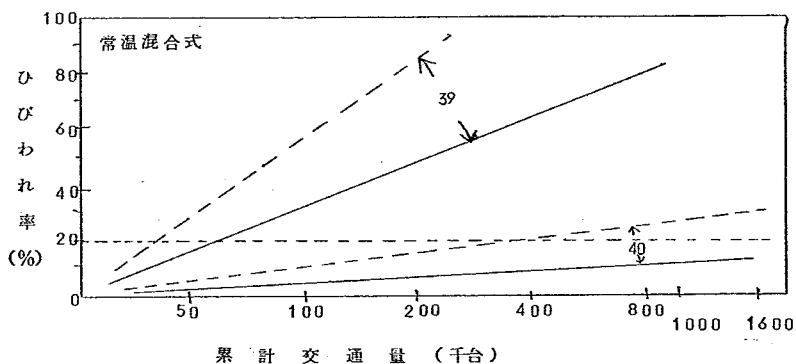
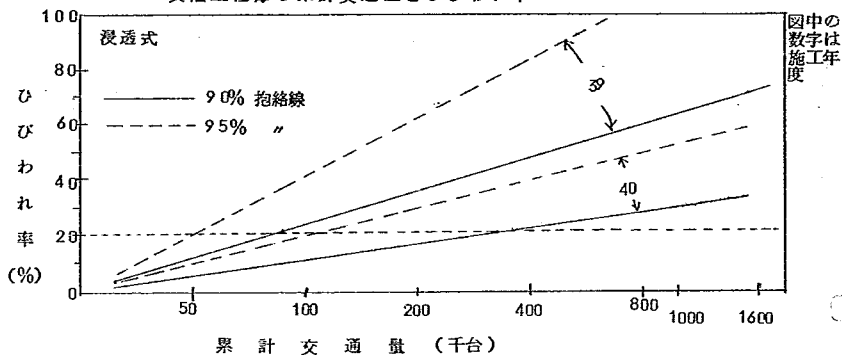


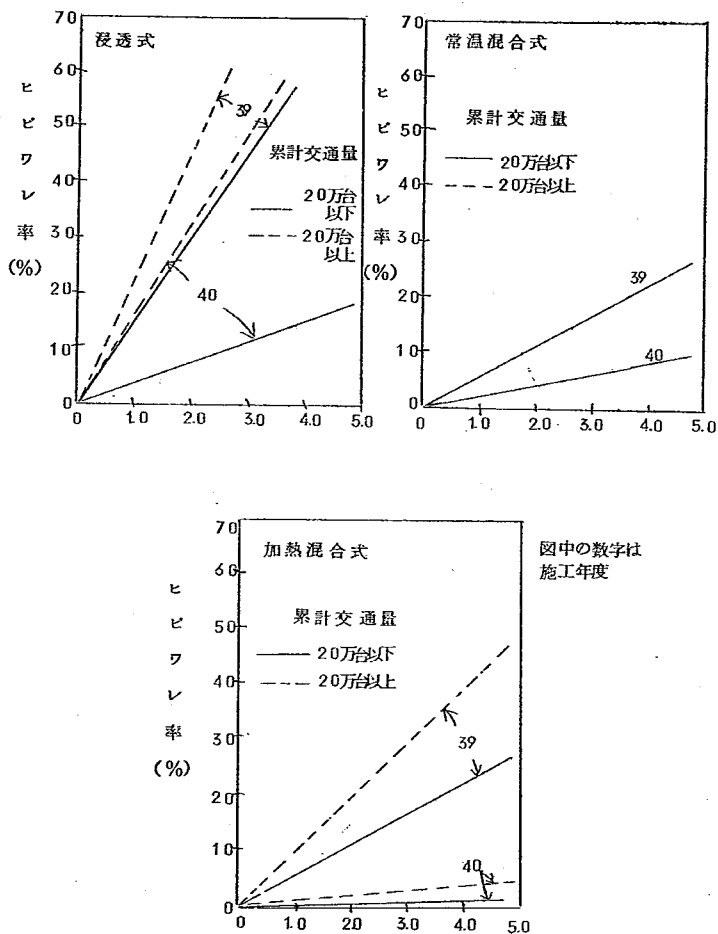
図-3・3

表層工種毎の累計交通量とひびわれ率



図一 3 . 4

表層工種ごとのたわみ量とひびわれ率との関係



d) 舗装厚比とひび割れ率

簡易舗装要綱から求められる舗装厚と実際の舗装厚との比を次式のように計算して舗装厚比としたがひび割れの発生には影響が小さいようである。

$$\text{舗装厚比(\%)} = \frac{\text{実際の舗装厚}}{\text{路床土の設計CBRに対応する舗装厚}} \times 100$$

舗装の全体の厚さよりも表層あるいは上層路盤の工種の影響が顕著である結果によるだろう。

e) 地下水位とひび割れ率

地下水位は舗装の支持力に大きく影響し、ひび割れの発生につながりを持つ。表層工法によつて多少の差はあるが地下水位が1m以内の個所では、舗装厚比が小さい場合にひび割れの発生が大きいようである。

f) 交通量とひび割れ率

供用後の累計交通量(12時間交通量×供用日数)とひび割れ率とを図-3・2、図-3・3のようにプロットした。図からわかるように累計交通量とひび割れ率との関係は表層工種または上層路盤 K_{30} 値によつて異なり、 K_{30} 値が大きくなるほど、また加熱混合式であるほどひび割れの発生は低くなる。ひび割れ率20%をサーコートの一応の目安とすれば、浸透式が39年度施工では約8万台(1000台/12時間として80日間)、40年度では約26万台(1000台/12時間として290日間)までしか耐えないのに対し、加熱混合式では、100万台(1000台/12時間として1000日)以上の供用後においてもその90%はサーコートなどの処置をとらなくてもよいと考えることができるだろう。

4. 結 論

- 1) 路床土の設計CBRは関東ロームのような土の場合、乱さない試料と乱した試料によるときは大きな違いがあり、もし乱さない試料によるときは舗装完成後の交通量、維持修繕などについて考慮を払わなければならないが、乱した試料によるときは、要綱に示された交通量に比べて過大なまでの交通量に耐えることができるようだ。
- 2) 地下水位の高い個所(1m以内)では舗装厚は標準値よりも大きくとるなど支持力を高める処置、あるいは地下水位を低くするなどの処置が必要である。
- 3) 側溝はできるだけ堅固な構造のものとし、排水を良好にし、また路側部の補強をかねさせる。
- 4) 上層路盤材料として切込砂利を使用するときは粒度や締め固めなど施工に十分注意し、できれば安定処理を施すことがよい。
- 5) 上層路盤上 K_{30} 値は、 30 kg/cm^2 以上あるときは表層の施工上の欠陥は現われにくくひび

割れの発生は少ない。十年間1回のシールコートで維持を行なうためには、 K_{30} 値は少なくとも 20 kg/cm 以上あることが望ましい。

- 6) 表層の厚さは厚い方がひび割れの発生が少なく、特に浸透式工法によるときは 4 cm 未満の厚さの採用は望ましくない。
- 7) 浸透式工法による表層は、加熱混合式による場合よりもひび割れが発生しやすい。ひび割れの発生を同じ程度におさえるためには、上層路盤上における支持力を高める必要がある。
- 8) 浸透式工法には、瀝青材料としてストレートアスファルトとアスファルト乳剤を用いることが多い。一般にストレートアスファルトを使用した方がひび割れの発生は少ないが、施工時季、針入度などの選定に注意を要する。
- 9) 浸透式工法では、最上層としてシールコートの層を設けることがよい。
- 10) 浸透式工法による路面の平坦性は、フィニッシャーを使用した混合式工法による場合に比べて劣る。
- 11) 混合式工法における骨材粒度は、施工時季、瀝青材料の粒度などを考慮してきめなければならないが、揮発分を含む場合は細骨材の少ない粒度を、アスファルト乳剤では細骨材の多い粒度がよいようである。
- 12) 表層の施工はいかなる場合も寒冷な時季をさけなければならないが、特に浸透式工法では、寒冷期の施工のものにひび割れの発生が多い。
- 13) 簡易舗装の施工では路盤の締め固めが不十分であつたり、表層に使用した瀝青材料の分解、揮発分の蒸散などが十分でないなどの原因により施工後3ヶ月ないし6ヶ月以内の時期に何らかの欠陥が現われやすい。従つて施工直後の維持修繕に特に考慮を払わなければならない。

土の含水比の迅速測定について

土質研究室 佐々木 康

1) ま え が き

土の含水量は土質工学の分野では土の状態を、またときには土の性質を表わす非常に重要な値の1つである。土は図-1に模式的に示したように、土粒子よりなる骨組とこれらの間の空隙に存在する水および気体とから構成されている。

土の種々な性質の多くはこの構成の変化に伴って変化する。例えば土の締め固め特性は土の含水量によつて微妙に変化し、「雨降つて地固まる」という諺どおり非常に乾燥した状態よりはる程度水を含んだ状態の方が良く締め固るということは良く知られた事実である。

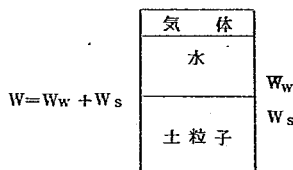


図-1 土の模式図

また自然状態にある土の含水量は、地下水位の状態、気候などによつても変化するが、土の種類によつても大きく異なるもので砂などで、20~30%程度、有機質土では20%からはなほだしいものでは50%以上の高い自然含水比を有するものもある。)

このような土の状態や土の種類を判定するのに役立つ他、土に関する多くの物理的常数の算出にも土の含水量が必要とされる。

土の含水量試験はJIS規格に恒温乾燥炉を用いる方法が定められているが後述するようにこの方法は現場測定には必ずしも適当でない。特に土工現場で施工条件を知る目的で土の含水量が必要とされるときには試験結果が早急に得られることが望ましい。このため現場測定用に恒温乾燥炉を用いない簡便法が種々考案され用いられている。

ここでは土の含水量試験の結果がどのように用いられているか、またその試験法にはどのような簡便法があるかということを簡単に述べ、さらにそのうちの1つであるカルシウムカーバイド法による試験について恒温乾燥炉による方法と比較しながら述べてみたい。

2) 土の含水量

普通の土の構成は図-1に示したような3つの部分からなっている。それで土の含水量を表示するのに土粒子重量に対する水の百分率、あるいは(土粒子+水)の重量に対する水の重量の百分率の2つの方法がある。前者が含水比、後者が含水率と称される値である。

土質工学の分野では土の含水量を表わすのに含水比を用いるのが普通であるが、このような値が何時頃から用いられ始めたかは定かではない。しかし恐らく土の含水量が最初に定量的に

1) 例えば、土質学会「土質試験法」P35

問題とされたのは、土のコンシステンシーを表わす値としてのアッターベルグ限界が提唱された頃がその最初ではないかと考えられる。^{※1} アッターベルグ限界は土が塑性体としての挙動を示す最高、最小の両限界の含水比であるがこの値は細粒土の判別、分類に利用される。

この値を土の判別分類に用いようとするときに利用されるのが図-2に示した土の塑性図である。土のアッターベルグ限界によつて定まるこの図の中の位置からその土の指標的性質を知つて土を分類するのである。

一般に土の力学的性質を左右するのは土粒子の大きさ、形状、密度、とくに粘性土では含水比、飽和度、土の構造、粘土鉱物などであるが、粒径が小さく比表面積の大きい粘性土の場合には含水量がその力学的性質に対する1つの指標となり得る。

それで、ある特別の一定条件を満たすときの含水比——アッターベルグ限界——を土の判別分類のための指標として用いることができるのである。

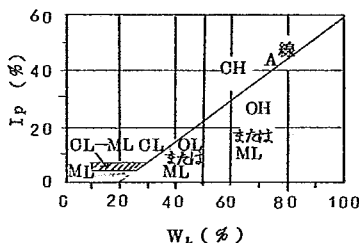


図-2 統一分類法に用いられる塑性図

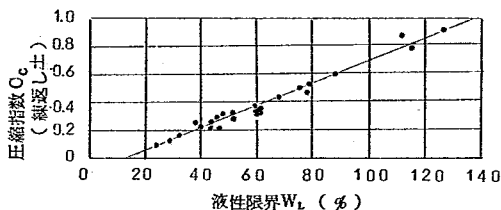


図-3 圧縮指数と液性限界

(Skemptonによる)

なおアッターベルグ限界のうち上記の含水比すなわち液性限界は鋭敏性の低い粘土の圧縮指数の推定に用いられることがSkemptonによつて提案された。

図-3はSkemptonの求めた圧縮指数と液性限界との関係である。^{※2}

アッターベルグ限界

^{※1} 窯業の方ではこれより古くから土の塑性度を、陶器に用いる粘土の分類に利用していたといふことである。

^{※2} 粘土鉱物の組成の異なる土では多少異つた関係式が得られる。例えば、土質試験法(前出) P 89参照。

は特定の条件を満足するときに示す1つの土については特定の含水比であるが、1つの土が含水比の変化に伴って表わす顕著な力学的性質の1つに土の締固め特性が挙げられる。

図-4

は土を一定のエネルギーで突き固めた室内試験結果の乾燥密度と含水比の関係を示したものである。土を同一の方法で同じエネルギーを加えて

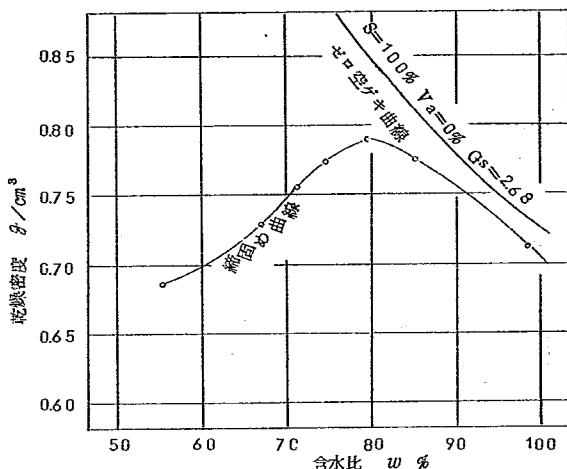


図-4 土の締固め特性

締固めると一般にこの図のようにある含水比のときにもっとも大きな密度となる。この含水比を最適含水比と称し、このときの乾燥密度を最大乾燥密度という。²⁾ 最適含水比は1つの土について単一に定つたものではなく、締固めエネルギーの変化、試料の乾燥処理状態、装置などによつて異なるものではあるが、最適含水量で最大乾燥密度に締固めた土は、水の浸入に対して軟化を起すことが少く、透水係数も小さく、膨張も少なく、土粒子の配列も均等で、したがって土工構造物としては最も安定した状態であるといえる。それで土工構造物の施工に当つては土の締固め度を規定するために最大乾燥密度、最適含水比が利用されている。

土の締固め度、施工含水比の規定法にはいくつかの種類があつて例えば締固め度の規定には先述の最大乾燥密度の他、湿潤密度、空気間隙率、強度特性、施工方法なども利用される。締固め規定の一例として日本道路公団の高速自動車国道設計要領における路床、路体の規定を示

2) 締固め含水量の変化に伴う土の性状の変化については、例えば、「土の締固め」久野信郎 著 P 50 参照。

分 類	締 固 め 度	施 工 含 水 比	層 厚
上部路床	OBR試験の供試体作製に用いる突固め方法によって定まる γ_{dmax} の95%	左と同じ試験の w_{opt}	20cm以下
下部路床	同上の γ_{dmax} の90%	$w_{opt} \leq w \leq w_{90\%}$	20cm以下
上部路体	突固め試験によって定まる γ_{dmax} の90%または $85\% \leq S_r \leq 95\%$ または $3\% \leq V_a \leq 10\%$	左の規定に従って締固めた土の水浸OBR値が2.5以上となる含水比	30cm以下
下部路体	上に同じ	自然含水比	30cm以下

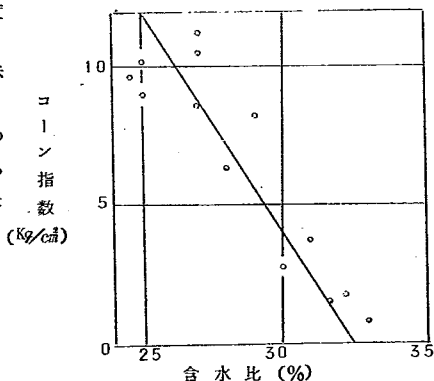
表一 締固め度 規定の例（道路公団による）

すと表一のようである。

このような規定を運用するために一般には土工量の一定量ごとに土の含水比測定を行なうよう指示されているのが普通である。

締固めのためばかりでなく土工機械のトラフィカビリティーを支配する要因の1つである土の含水量は施工現場においては重要である。トラフィカビリティーを表現するものとして一般に用いられるコーン指数は繰返しの程度によつても変化するが同時に含水量によつても変化する。図一5はこの関係を示したものである。

それゆゑ施工現場においては常に土の含水量を求め、施工機械の選択、変化する施工条件に対処する資料とせねばならない。



図一5 コーン指数と含水比（四国地表による）

3) 土の含水量試験

土の含水量試験法は JIS A1203 に規定されている方法が一般にもつとも良く用いられている。この方法は温度を一定にコントロールした炉の中で適当量の土を時計皿のような容器に入れて乾燥させるもので、炉の温度は110℃、乾燥時間は土の重量が一定になるまでと規定している。

このような方法で土の含水量を求めるときに、乾燥温度、乾燥時間などによって得られる結果が異ってくる。乾燥温度が高くなると一般に得られる含水比は大きくなる傾向があり、砂などではそれ程でもないが粘性土では殊に顕著である。図-6 はランベが測定したものであるがこの様子を示したものである。

先に図-1 で模式

的に土の構成を説明したが実際の土ではこのように明白に土粒子と水とは分離されていない。土粒子が小さくなるとその表面に電気化学的な作用によって吸着せられた水が存在する。110℃程度まではこの吸着水は蒸発しないと考えられてい

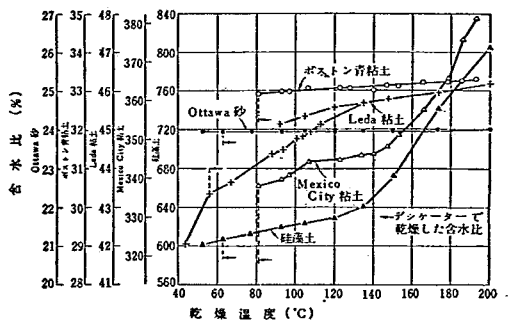


図-6 乾燥温度の差による含水比の相違 (T. W. Lambe による)

るが乾燥温度が高くなるとこの部分の水も失われ、求められた含水比は大きくなるわけである。

この他有機質土では乾燥温度が高くなると有機分の焼失が起る恐れがあるなどの理由によって炉の温度が110℃に規定されている。

土を110℃で一定量になるまで乾燥するに要する時間は土の種類、炉に入れる試料の量、炉の容量などによって異なる。砂質土などで早い場合には2時間程度で一定重量になることもあるが粘性土では大体18時間以上を要する場合が多いので乾燥時間は18時間以上とするのが普通である。

4) T.W. Lambe: Soil Testing for Engineers

規 格	乾燥温度	乾燥時間	備 考
J I S A 1 2 0 3	110°C	一定重量になるまで	$T \geq 18 \text{ hr}$ 300g $> W > 20 \text{ g}$
B S 1 3 7 7 察	105~110°C	"	24hr $\geq T \geq 16 \text{ hr}$, 3% $> W > 30 \text{ g}$
D I N 1 8 1 2 1 - B 1	105°C (70°C) 水	"	12 hr $\geq T \geq 6 \text{ hr}$
ASTM D 6 9 8 - 5 7 T	110°C $\pm 5^\circ \text{C}$	$T > 12 \text{ hr}$	締固め試験の規定より

T : 乾燥時間 W : 試料重量

察他に野外試験の規格がある。 水有機質土の場合

表一 2 各国規格における乾燥温度と時間

J I S のみならず他の規格でも土の含水量試験は炉乾燥法を標準法としているが乾燥温度、乾燥時間の規定については表一 2 にみるように何れもほとんど差異はない。ただイギリス規格においては炉乾燥法は室内の標準試験法としこれ以外に野外試験法としてサンドパス法ならびにアルコール燃焼法が規格化されている。

炉乾燥法による土の含水量試験法は一方では一度にたくさん土を乾燥し得ること、室内試験であるため管理が行き届くことなどのため標準法としてこのように各国規格に採用されているが、他方では乾燥炉の電源が必要なこと、乾燥に要する時間が長いことなどの欠点を有している。このため土工現場などで施工条件を知るために早急に土の含水量を知りたいときにはこの方法は使い難くイギリス規格に用いられているような簡便法が種々考案されている。

簡便法には土を急速に乾燥させる方法や土を乾燥させないで間接的に土の含水量を求める方法などがある。次に順を追ってこれらのうち比較的良好に用いられるものについて述べていく。^{5), 6)}

サンドパス法

金属性の容器に入れた土の試料を砂(サンドパス)の上に置き、試料をかきまぜながらこの砂を炎であつめて乾燥させる方法である。1種類の土を度々計測するときには乾燥に要する最小時間を予め調べておくといふ。

土の種類によつて異なる乾燥時間は20分~1時間くらいで良いが、有機成分や粘土分が多いと測定結果は過大になる傾向がある。

5) "Soil Mechanics for Road Engineers" Road Research Lab., 1952

6) 浅川美利: "土の乾燥機構と含水量測定と比較実験"
土と基礎 Vol. 6, No. 6, 1958

フライパン法

サンドパス法と同様であるが試料を砂を介さないでフライパンなどの上で直接加熱する点異なる。

アルコール燃焼法

試料を蒸発皿に入れアルコールを満してかきまぜながらこれを燃焼させ水分を蒸発させる方法である。砂質土でもアルコールの燃焼は2〜3回くり返すことが必要で所要時間は10〜15分である。サンドパス法と同様の欠点を有する。

高周波加熱法

電気的不良導体に高周波電界を印加すると電気的不良導体はその誘電率に比例して内部発熱する。水の誘電率は高いのでこの原理を用いて試料に高周波電界を印加して水を発熱蒸発させ土を乾燥させる方法である。乾燥時間は土によって異なるが30分〜1時間程度である。

赤外線乾燥法

赤外線ランプを試料に照射して急速に乾燥させる方法である。乾燥時間は土によって異なるが10〜30分である。

ピクノメーター法

土粒子の比重を予め求めておき、試料の容積と重量から含水量を求める方法で次式によって含水比を計算する。

$$w = \frac{W_1 + W_2 (G_s - 1 / G_s) - W_3}{W_3 - W_1} \times 100 \quad (\%) \quad \cdots (1)$$

ここに w : 含水比, W_1 : 土粒子と水とピクノメーターの重量, W_2 : 試料の重量, W_3 : 水とピクノメーターの重量, G_s : 土粒子の比重である。ただし水の比重は1とする。この方法はピクノメーターに気泡が残らないようにすることが大切で、また土の真比重を必要のため1種の土の含水量を幾度も測定する場合に向いている。なお土の真比重を正確に求めておけば精度の良い結果が得られる。所要時間は5分くらいである。

中性子水分計による方法

速中性子が水素原子に衝突した場合熱中性子になる割合が非常に大きいという性質を利用したもので速中性子源と熱中性子のみを検出する検出器を用いて単位時間当りに検出される熱中性子数から土の中の水素原子の密度を知って含水量に換算する方法である。予めこの計数値と含水量の関係を調べておく必要がある。測定に要する時間は1〜3分程度である。

カーバイド法

土に含まれる水とカーバイドが化学反応を起してアセチレンガスを発生する現象を利用したもので、一定の容器の中で充分な量のカーバイドと試料とを反応させ発生するアセチレンガスの圧力を測定して予め用意しておいた校正曲線によって含水量を求める方法である。粘性土ではカーバイドとの反応を促進させるための工夫が必要である。

測定に要する時間は5〜15分程度である。

その他の方法

これまで述べてきた方法の他に一定電極間にある水分と抵抗との関係を用いた電気抵抗法、土の力学的性質と含水量との関係を利用したドロップ試験、土中水分と添加した溶液（規定のアルコールや砂糖溶液）濃度との関係を利用した濃度計法など種々の方法がある。

土の含水量試験にこれまで述べてきたような簡便法を用いるときには予め各現場の代表的な試料をえらび J I S 規格に定められた方法によつて求めた含水量との関係を求めておかなければならない。

良い試験結果を得るためには適切な方法をえらんで適切な試験を行なうことが必要である。

4) カーバイド法について⁷⁾

カーバイド法は従来コンクリート骨材の含水量の測定などに利用されていたものでその原理は先に述べたとおりである。この方法の長所は測定が迅速に行えること、装置が簡単で手軽にどこへでも持ち運びできること、J I S 法のように電源が必要でないことなどである。

以下に図-7のような装置を用いて表-3のような試料について行なつた含水量試験について述べてみよう。

図-7の反応容器B部に試料を、反応容器A部に粉末カーバイドを入れ容器全体を倒立、正立をくりかえしつつ軽い衝撃を加えながら振蕩して両者を混合して化学反応を起させ、発生するアセチレンガスの圧力を読みとつた。圧力計は容器底部にとりつけられたブルドン型圧力計でその容量は4%、最小目盛0.05%である。

試料は1度炉乾燥したのち2mmフルイを通過したものゝ水を加えて含水量を調整したものである。

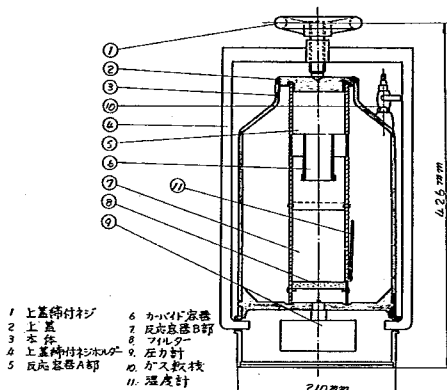


図-7 実験装置

7) 佐々木他：「カルシウムカーバイド法による含水比測定」，土木技術資料 投稿中

ローム、粘土などの粘着性の土ではこのようにして調整された試料がよくほぐれて反応が完全に行なわれるように炉乾燥した硅砂と乳鉢の中で混合する操作を行つた。

1回の測定に用いた試料重量は30～150gで併行して行なつた

JIS法によつて同一試料についての炉乾燥含水比を同時に求めた。

試料	統一分類	比重	WL	Wp
豊浦標準砂	SP	2.65	—	—
硅砂	SP	2.65	—	—
関東ローム	MH	2.68	118.3%	77.2%
粘土	MH	2.69	115.4%	50.3%
マサ土	SM	2.70	—	—

表-3 試料

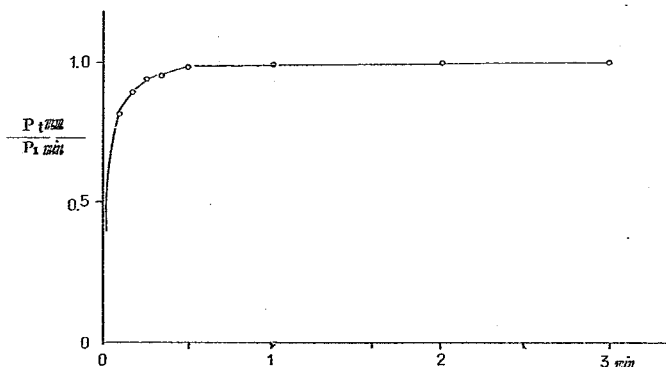


図-8 圧力の時間的变化

カーバイドと試料を反応させるとき容器内に発生するガス圧の変動を図-8に示した。

この曲線は反応開始後1分経過したときの圧力に対する比の平均値で示してある。

これによると1分経たないうちに圧力はほとんど最高値に達し、これ以後はほぼ一定値である。したがつて試験では1分後の圧力を基準値とすることにした。

カーバイドと反応した水の量とガス圧との関係は図-9、10のようである。水の量は併行して行なつたJIS法から得られた試料の含水比 w と反応試料の重量 W とから次式によつて算出したものである。

$$W_w = W \cdot \frac{w_o}{100 + w_o} \quad (9) \quad \dots \dots (2)$$

ここに W_w : 含水量である。

これらの図は関東ロームと標準砂について得られた結果であるが試料重量、砂砂混合比のちがひによる影響は見られないで1つの直線に沿つて測定値が分布している。

各測定点のこの直線からの偏差は試料重量や、含水量に關係なく正規分布をなすと仮定して95%信頼区間を求めると図中の破線にはさまれる領域になる

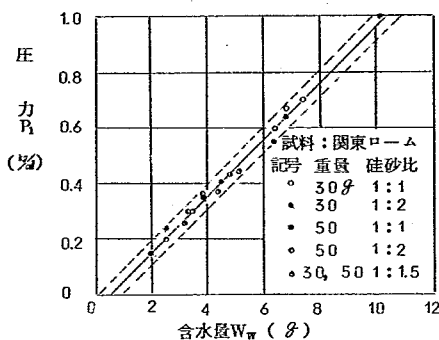


図-9 含水量と圧力との関係

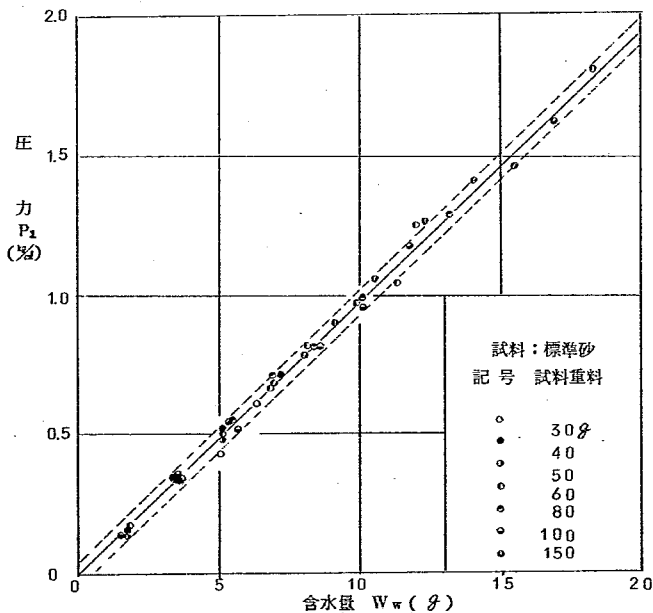


図-10 含水量と圧力との関係

その他の試料についても同様で、このような直線

$$P = a_0 + a_1 W_w \quad (kg/cm^2) \dots\dots (3)$$

係数 a_0 , a_1 および 95% 信頼区間を表-4 に示した。

図-9, 10 における直線をくらべてみると標準砂の測定値はほぼ原点を通る直線の周りに分布しているが関東ロームではこの直線は原点を通らない。

その原因として考えられるのは関東ロームの場合には土の中に含まれる水分のうち炉乾燥によつて取除かれる量が、カーバイドと反応する量よりも大きいということである。このときは、炉乾燥で蒸発する含水量が全部カーバイドと反応するとき圧力-含水量関係を表わす直線が原点を通つても、この直線は下方に移動し、勾配は急になる。

試料	a_0	a_1	ΔP
豊浦標準砂	-0.01%	0.097%/g	0.04%
珪砂	-0.01	0.093	0.07
関東ローム	-0.05	0.102	0.04
粘土	-0.03	0.104	0.05
マサ土	-0.03	0.101	0.03

a_0 , a_1 は回帰線 $P = a_0 + a_1 W_w$ の係数, ΔP は各測定値の 95% 信頼区間を表わす幅

表-4 回帰線の方程式

この理由として関東ロームの試料に化学反応をしにくい吸着水の存在していることを予想させるがはっきりした量的なことはわからない。

このことを考慮するとカーバイド法で含水比を求めようとするときには土の種類によつては、用いる校正曲線を変えなければならないようである。

表-4 から (3) 式に用いる係数を
 $a_0 = -0.05$ (%)
 $a_1 = 0.1 (kg/cm^2/g)$
 として

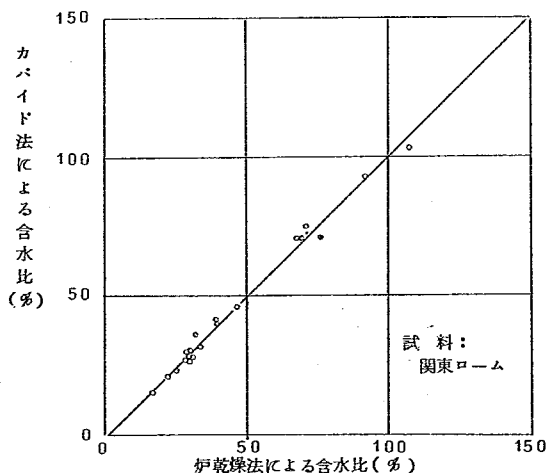


図-11 標準法との比較

$$W_w = \frac{P_1 + 0.05}{0.1} \quad (g) \dots\dots (4)$$

から含水量 W の求め次式

$$w = \frac{W_w}{W - W_w} \times 100 \quad (g) \dots\dots (5)$$

によつて含水比を求めてプロットしたが図-11である。

ここに W は試料重料である。

ところで(3)式を変形して(5)式に代入すると

$$w = \frac{W_w}{W - W_w} = \frac{\frac{P_1 - a_0}{a_1}}{W - \frac{P_1 - a_0}{a_1}} \times 100 \quad (g) \dots\dots (6)$$

となる。 a_1, a_0 は土によつて個々の値であり W の測定に誤差がないとすれば(6)式によつて得られる含水比の値に生ずる誤差は P_1 に起因するものである。 P_1 のばらつきの程度を表わすものとして先に(3)式からの測定値の95%信頼区間を現わす幅 ΔP を求めておいた。いま圧力の値に誤差として、この ΔP を含んでいるとして(6)式によつて求まる含水比の誤差 Δw を求めてみると Δw は次式で表わされる。

$$\Delta w = \frac{W a_1}{1 + \frac{w_0^2}{100}} \frac{1}{1 + \frac{w_0}{100}} \times 100 \quad (g) \dots\dots (7)$$

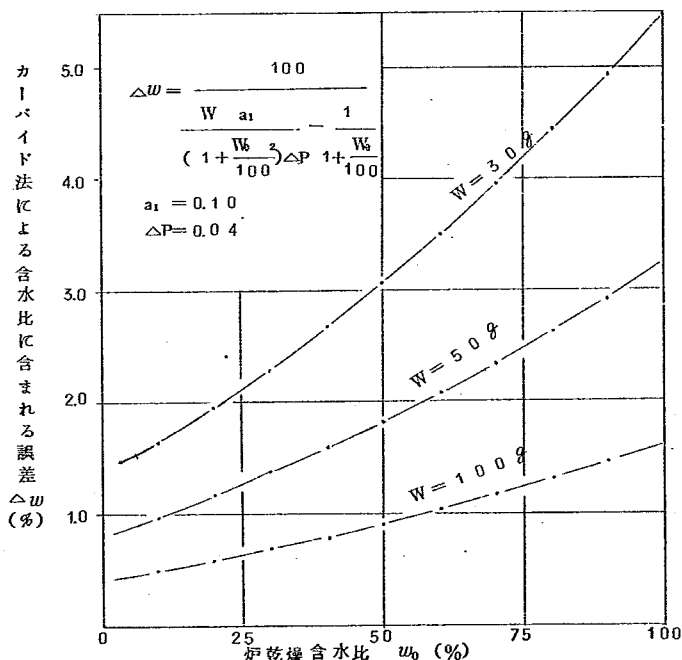


図-12 カーバイド法における誤差

ここに w_0 は試料の炉乾燥含水比である。

表-4に基いて、 $a_1 = 0.1$ 、 $\Delta P = 0.04$ として(7)式より Δw_0 を算出し炉乾燥含水比に対して試料重量 W をパラメーターとしてプロットしたのが図-12である。

これによると Δw_0 を2%以下にするためには供試体重量を多くとることが必要であるが、 $W = 30g$ でも $w_0 < 20\%$ の試料では含水比の誤差は $\Delta w < 2\%$ におさえられることがわかる。

おわりにこの装置による含水比試験の標準的方法を次のように提案したい。

- A) 装置に圧力漏れのないことを確かめ圧力計の検定を行なう。検定圧力の大きさは3%程度が望ましい。
- B) 測定しようとする土質について5段階程度含水比を変えて以下の方法で試験を行ない圧力含水比曲線を作製する。
- C) 試料の最大径は2mmとする。細粒土^{※1}ではすべて同量の陸砂と乳鉢で手早く混合することとを原則とする。
試料重量は50gを目安とし含水比の大小により加減する。
カーバイド量は70g程度とする。
- D) 容器全体を正立、倒立をくりかえしつつ振蕩する。圧力計の読みは反応後1分目の値をとることを原則とする。
- E) 含水比を求めるには先に作成した校正曲線または(6)式を用いる。またはノモグラム^{※2}を用いてもよい。
- F) カーバイド、混合する陸砂は湿らないよう気をつけて保存する必要がある。またアセチレンガスは可燃性であるから火気に気をつけることが大切である。

5) あとがき

これまで土の含水量測定について概説してきたことをとりまとめると次のようである。

- i) 土の含水量は土の判別分類の資料に用いられ、また土工の施工条件を知るために用いられる。
- ii) JIS規格の含水量試験は長時間を要し所要電源の得られない現場測定用には不向きである。
- iii) 含水量試験の簡便法には種々のものが考案され用いられている。
このうちカーバイド法については
- iv) 細粒土では反応を促進させる工夫が必要である。

※1) 74μフルイ通過量が50%以上の土。

※2) 前出7)・カルシウムカーバイド法による含水比測定参照

- V) 土によつては炉乾燥で失なわれる含有水よりもカーバイドと反応する水の量の方が小さい場合がある。
- VI) カーバイド法で得られる含水比の誤差は土の含水比、試料重量によつて異なるが、2%以下におさえることができるようである。

なお、このカーバイド法による含水量試験に用いた装置は加納、榎本両氏の御好意により拝借したものでここに記して感謝の意を表する次第である。

横方向地盤係数に対する載荷幅の補正

基礎研究室 吉 中 竜之進

横方向地盤係数に対する載荷幅の補正

基礎研究室 吉 中 龍之進

1 まえがき

くい基礎やケーソン基礎などの地中構造物を土の弾性を考慮して横方向安定解析をする場合に、地盤の横方向抵抗性、すなわち横方向地盤反力係数の算定が必要となる。

地盤反力係数は地盤の性質である変形係数のみならず構造物の横方向載荷面の形状、寸法、剛性の関数である。ここでさらに関係を複雑にするのは地盤の深さ方向の非均一性、とくに非弾性的性質である。したがって地盤反力係数は変形量、載荷速度にも支配されることにもなり、現実の問題として設計用地盤反力係数をどの様に評価するかは極めて困難な問題となっている。例えば載荷幅の影響に関する研究は従来も多数の研究者によっておこなわれて来たが、未だ定説が確立されていない現状である。

本文は原位置試験としての地盤反力係数の測定法とその結果の構造物への適用を計るために載荷幅が変化する場合の修正の問題について、人工的に締め固めた湿潤砂地盤と自然堆積状態にある関東ローム層（粘性土地盤）をもちいて一連の基礎的実験を実施し、横方向地盤反力係数の算定に関する実験式を求めた。ついで直単ぐいの水平載荷試験例について本実験結果との関連について検討をおこなった。すなわち本文の狙いは理論的裏付けをおこなう以前の段階としての実験的事実の積上げにあるといえる。

なお本研究を遂行するに際しては終始基礎研究室の吉田肇研究室長の指導をうけ、また実験および資料の整理にあたっては同研究室志賀博技官および高水尙英技官の協力をえた。

ここに厚くお礼を申し上げる。

2. 基礎的実験資料

2.1 概 要

原位置試験としての地盤の横方向変形特性を求める方法にはボーリング孔内で横方向に載荷試験を行なうもの、原地盤にテストピットを掘削し平板などをもちて水平方向に載荷試験をするもの、小寸法試験ぐいをもちて水平載荷試験をするもの、その他、乱さない土質試料の一軸、三軸試験から圧縮変形係数をもとめるもの、各種のサウンディングから推定するものなど多くの種類がある。云うまでもなく地盤が弾性体であれば、いずれの方法をもちても地盤の変形係数は一定の値を与え、地盤反力係数は Bous-sinesq の沈下計算式からも明らかなごとく載荷幅に反比例するはずである。しかし、現実には地盤の非弾性的性質のためこの仮定は成り立たず各々の測定法から求められる変形係数は互にことなるのが普通である。そこで基礎的実験として同一条件の地盤において以下のべるボーリング孔内横方向載荷試験、および同一深度において平板による水平方向載荷試験をおこない試験結果の差異を検討するとともに、水平方向の平板試験では各種の載荷幅の試験を実施し変形係数、地盤反力係数への載荷幅による影響を求めた。

ついでボーリング・コア試験による変形係数、標準貫入試験のN値と変形係数の相関性、などについて検討し地盤の変形係数推定のための資料とした。表-1は実施した試験の種類と個数を示す。

表-1 試験の種類と個数

試験項目 地盤の種類	土質試験 (含水比, 単位体積重量)	ボーリング孔内横 方向載荷試験 (フレンチメーター)	平板による水平方向載荷試験						
			円 形				長 方 形		
			φ 30cm	φ 60cm	φ 90cm	φ 120cm	30× 30cm	30× 60cm	30× 120cm
砂 地 盤	各 5 点	合計 19 点	4 ヶ所	1	2	2	1	1	1
関東ロー ム 地 盤	各 12 点	合計 17 点	4 ヶ所	1	2	2	1	1	1

2.2 試験地盤と、その物理的性質

試験地盤の選定は、地盤が均一であることと砂質土と粘性土を代表させると云うことで砂質土には土木研究所基礎研究室の実験土槽(深さ4m, 長さ8m×5m)に砂を均一に締め固めたものを使用した。後者には千葉支所構内の地盤として分布している自然堆積の関東ローム層を利用した。

各々の物理定数の1例を表-2に示す。

表-2 物理試験結果一覧表

砂地盤

	第 1 溝	第 2 溝			第 3 溝
深 度 m	$\overset{m}{1.80}$	$\overset{m}{2.10}$	$\overset{m}{2.40}$	$\overset{m}{2.70}$	$\overset{m}{1.80}$
湿潤密度 ρ / cm^3	1.600	1.542	1.536	1.869	1.530
含 水 比 %	12.8	8.1	9.7	27.0	8.7
乾燥密度 ρ / cm^3	1.420	1.420	1.400	1.470	1.410

関東ローム地盤

第 2 溝

深 度 m	$\overset{m}{2.10}$	$\overset{m}{2.40}$	$\overset{m}{2.70}$	$\overset{m}{2.40}$		
湿潤密度 ρ / cm^3	1.258	1.300	1.351	1.225	1.261	1.279
含 水 比 %	126.0	135.0	121.0	134.4	118.0	127.2
乾燥密度 ρ / cm^3	0.566	0.554	0.612	0.522	0.580	0.563

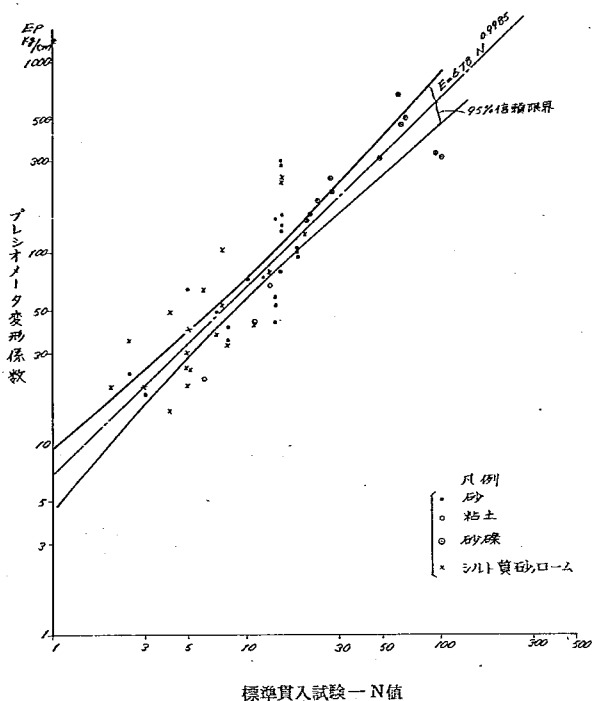
2.3 水平方向平板載荷試験

図-1の如きテストピットを作成し水平方向平板載荷試験を行なり。載荷板は直径30cm, 60cm, 90cm, 120cmの剛性円板と30cm×30cm, 30×60cm, 30cm×120cmの長方形剛板である。前者の円形板は載荷幅にともなり変形係数, 地盤反力係数の影響を調べるもので載荷幅比は1:2:3:4である。後者は幅と長さの比($\frac{L}{B}$)の変化に伴い地盤反力係数, 変形特性を求めためのもので $\frac{L}{B}$ が1:2:4になるよう考慮した。

載荷板の配置は図-1に示すごとく第1, 第2, 第3溝に分けた。第1溝は載荷板中心深度が約1.8mすなわち載荷幅寸法に比較して半径の3~12倍の深さにある。この深度では載荷面を半無限体と解釈しうるのは疑問であつたが, 直径120cmの平板試験中, 載荷面側壁の上方の変位量を観測した結果, 地表面附近では確認しう程の変位がなく半無限体としてよいことが判つた。第2溝は中心深度が2.4mであるから最大寸法載荷板半径の4倍の深さになり, 第1溝の結果から考えて半無限と見なした。

第3溝は長方形載荷板のテストピットである。載荷板は水平方向に長辺をおき地盤の深さ方向の強度の変化を避けるよう考慮した。

(1)' によつてN値からプレシオメーターなどのボーリング孔内載荷試験による変形係数の算出をおこなうが、この変換には粘土がほとんど含まれていないこと、またはN値で粘土地盤の強度特性を規定することは、その粘弾性性質から判断しても適當ではないので(1)' は粘土以外の土に適用したい。



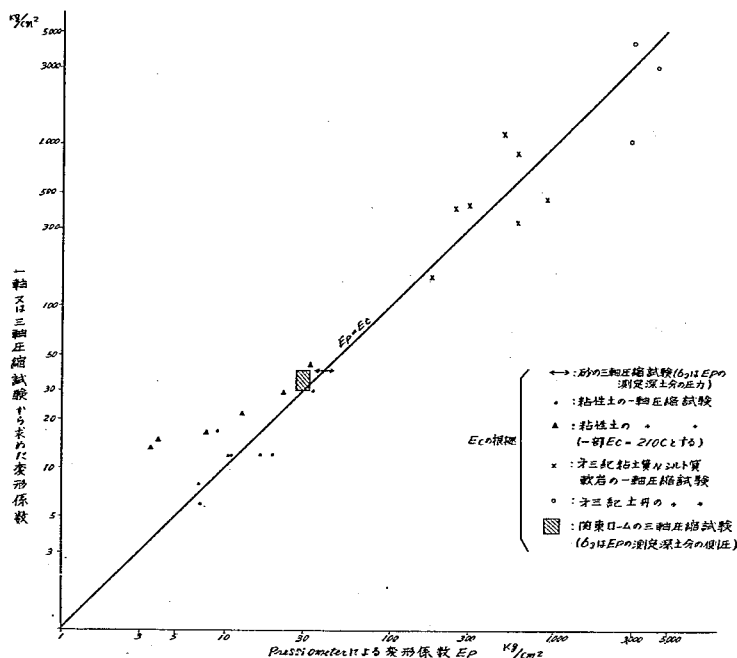
図二 標準貫入試験N値とプレシオメーター変形係数の相関図

2.5(2)

サンプリング試料の室内三軸および一軸圧縮試験における応力 p -ひずみ ϵ 曲線から、その直線的変化部分の $\frac{p}{\epsilon}$ をとつて試料の変形係数 E_c ないし弾性係数をもとめることが出来る。図-3に、このようにして求めた E_c と、同一地点で測定したプレ

シオメーターの E_p との関係を示した。図から明らかなように粘土から第三紀層の土までは次の関係が認められる。

$$E_p (K_g/cm^2) = E_c (K_g/cm^2) \dots\dots\dots (2)$$



図一三 室内土質試験より求めた変形係数とプレシオメーター変形係数の関係

3. 地盤の横方向変形特性に関する実験結果の検討

3.1 載荷幅と地盤反力係数および変形係数

直径 $D = 30 \text{ cm}$ における K_h を K_{30} とし他の直径における K_h を K_h' としてその比をとると表一三、図一四がえられる。

表-3 載荷幅に伴う地盤係数の変化 ($\frac{Kh'}{K_{s0}}$)

地盤 円型載 荷板直径 深 度	湿潤砂地盤		関東ローム地盤		備 考
	1.8 m	2.4 m	1.8 m	2.4 m	
D = 30 cm	1 ($K_{s0}=10.8$ (kg/cm^2))	1 ($K_{s0}=12.7$)	1 ($K_{s0}=5.5$)	1 ($K_{s0}=6.3$)	砂の K_{s0} は 3 点平均値 ロームは 2 点平均値
D = 60	—	0.67 ($KH=8.0$)	—	0.60 ($KH=3.8$)	1.8 m は測点なし
D = 90	0.45 ($KH=4.8$)	0.46 ($KH=5.8$)	0.45 ($KH=2.5$)	0.48 ($KH=3.0$)	
D = 120	0.36 ($KH=3.3$)	0.34 ($KH=4.3$)	0.33 ($KH=1.8$)	0.38 ($KH=2.4$)	

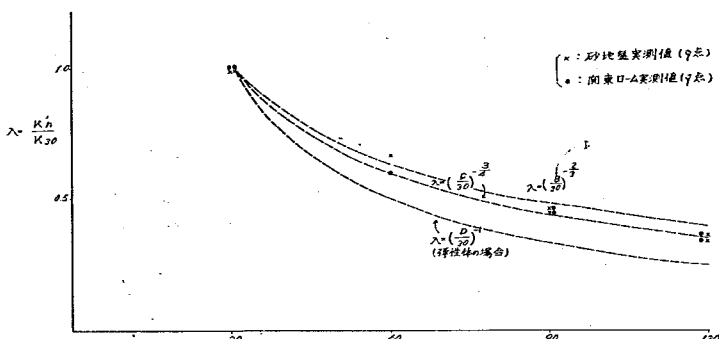


図-4 載荷幅と地盤反力係数(λ値)

図-4 によつて載荷幅に伴う $\frac{Kh'}{K_{s0}}$ の変化は砂地盤, ローム地盤による差異および深さ方向による差異ほとんどなく, 測点間の関係は(3)式で表現することができる。

$$\frac{Kh'}{K_{s0}} = \frac{D - \frac{3}{4}}{30} \dots\dots\dots (3)$$

ここに D : 載荷板直径 (cm), 但し $D \geq 30$ cm である。

30 : 基準寸法 $D = 30$ cm

K_h' : Dにおける横方向地盤反力係数 (K_0/cm^2)

K_{30} : D=30cmにおける横方向地盤反力係数

つぎに変形係数 E_h との関係をつけるために Boussinesq の注下係
計算式を(3)式に入れると(4)' 式をうる。

$$K_h' = \frac{E_{30}}{2.34(1-\mu^2) \cdot I_p' \cdot D^{\frac{3}{4}}} \dots\dots\dots (4)'$$

また(4)' 式の I_p' を任意形状の I_p とかけば、任意形状、寸法における
 K_h は

$$K_h = \frac{E_{30}}{2.34(1-\mu^2) \cdot I_p \cdot B^{\frac{3}{4}}} \dots\dots\dots (4)$$

ここに E_{30} : (3)式における $B=30\text{cm}$ の変形係数

B : 最小載荷幅 (cm), $B \geq 30\text{cm}$

μ : 地盤のポアソン比

I_p : 載荷板の形状係数

(4)式は地盤の非弾性的性質を考慮した任意載荷幅に対する地盤反力係数の実験
式である。また任意載荷幅における変形係数の修正式は(4)式より次式に代入し
て(5)式で与えられる。

$$\begin{aligned} E_h &= I_p (1-\mu^2) \cdot B \cdot K_h \\ &= \left[0.43 \cdot B^{\frac{1}{4}} \right] \times E_{30} \dots\dots\dots (5) \end{aligned}$$

(5)式における $\left[0.43 B^{\frac{1}{4}} \right]$ は直径30cm載荷板の変形係数に対する任意載荷
幅Bの修正係数となる。

3.2 ポーリング孔内変形係数と平板載荷による変形係数

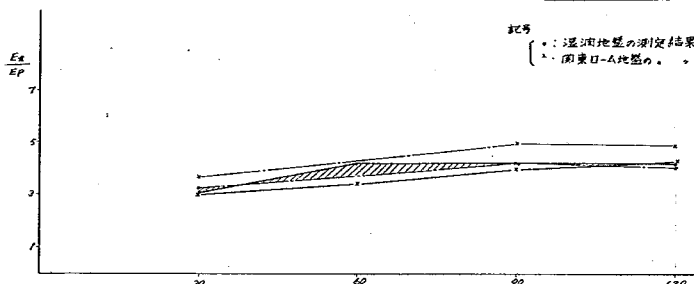
φ56mmのプレシオメーター測定管から求めた変形係数と平板載荷試験から求めた変
形係数を比較して図-5に示した。

同図によつて E_p と E_h の比は D の増加にとまねい増すことが判るが、いま
D=30cmを基準とすると砂、ロームの種類に関係なく E_{30}/E_p は近似的に(6)式で示
されよう。

$$E_{30} = 3 E_p \dots\dots\dots (6)$$

プレキャスト-コンクリート変形係数

	EP	Kh/cm
1.8"	2.4"	
EP	2.1	2.8
2.4"	2.2	2.9



平板の载荷幅 (D cm)

図-5 ポーリング孔内変形係数 E_p と水平方向平板载荷による E_h との比較

したがって(6)式と前出の(5)式より、任意载荷幅 B に対する横方向変形係数 E_h は(7)式によって求めることができる。

$$E_h = 1.3 B^{\frac{1}{4}} E_p \quad \dots\dots\dots (7)$$

3.3 地盤の変形特性と载荷幅-長さ比の関係

ひずみ率 ϵ ($= \frac{\text{変位量}}{B} \times 100$) と地盤反力係数 K_h 値の関係で $\frac{L}{B}$ をパラメーター

にとり図-6に示した。 K_h の変化は荷重変位曲線がほぼ直線域(降伏荷重に達する以前)の K_h を K_e とし、任意の変位における K_h との比として表示している。

図-6によつて明らかなくと砂、ロームの場合とも同様の傾向を有し $\frac{L}{B} = 1$ (円形板 $\phi = 30 \sim 120 \text{ cm}$ も含む) では $\epsilon_1 \div 0.5\%$ で K_h 値の低下が始まるが、 $\frac{L}{B} = 2$ では $\epsilon_2 \div 0.8\%$ 、また $\frac{L}{B} = 4$ では $\epsilon_3 = 1\%$ となり、したがつてこの関係は(8)式で表現できる。

$$\epsilon_n = \epsilon_1 \times \sqrt{\frac{L}{B}} \quad \dots\dots\dots (8)$$

ここに ϵ_n : ϵ_1 における K_h と等価の K_h を与える

$\frac{L}{B} = n$ のときのひずみ

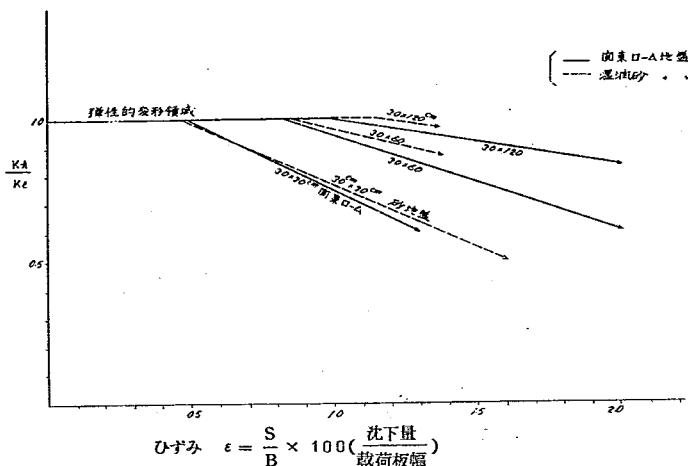


図-6 ひずみ量と地盤係数の模式的関係

$$\epsilon_1 : \frac{L}{B} = 1 \text{ (円も含める) における } K_h \text{ を与えるひずみ}$$

4. 実験式の応用

4.1 くいの設計K値との関連

すでに示した地盤係数の実験式をくいのK値計算へ適用することの可能性が考えられる。この場合、地盤面とくい軸直角方向接触面の形状が曲面を有すること、くい軸方向の地盤の抵抗性の変化、およびくいの剛性が附加された接地圧の分布形などの問題がからんでくる。そこで軸直角方向の載荷幅Bをくい直径の投影としてBで処理するものとし、地盤の深さ方向の変化を一括した地盤係数で評価するものとするれば前記実験式との関連が求められる。入手した資料のうち地盤条件が明らかで単くいの水平載荷試験がおこなわれた例につき次のような検討をおこなった。

- a. くいの水平荷重に対する地盤の水平抵抗Pは次式で示されるものとし、 K_r はそのくいに対して一括評価された地盤反力係数とする。

$$P = K_r \cdot B \cdot y$$

ここに K_r : 地盤反力係数 (kg/cm^3)

B : くいの直径 (cm)

y : くいの水平変位 (cm)

したがってこれは弾性基礎上の梁として取り扱かう Y. L. Chan の解に従かう。

- b. 単くいの水平载荷試験の結果から次に示す Chan の解により上記 Kr を逆算する。

この場合、くいの地表面変位を 10mm 程度とする。

くい頭が地上に突出し、かつくい頭が自由のくいの場合、くいの地表面以上の部分におけるくい軸直角方向変位 y_1 は

$$y_1 = \frac{H}{6EI\beta^3} \{ \beta^3 x^3 + 3\beta^2 h x^2 - 3\beta(1+2\beta h)x + 3(1+\beta h) \}$$

で与えられる。

ここに EI : くいの曲げ剛性 ($Kg \cdot cm^2$)

H : くい軸直角方向の荷重 (Kg)

$$\beta : 4 \sqrt{\frac{Kr \cdot B}{4EI}} \quad (cm^{-1})$$

x : 地表面を原点としたくい軸方向の距離 (cm)

h : H の加わるくいの地上高 (cm)

- c. 地盤反力係数 K_h は次式によつて算出されるものとし、実験式中の α が実験式をくいの K 値に結びつける係数であるとする。前出(4)式から

$$K_h = \frac{E_{30} \text{ (又は } 3E_p \text{)}}{2.34(1-\mu^2) \cdot \alpha \cdot B^{\frac{3}{4}}} \quad (9)$$

- d. くいの水平抵抗に主として影響する地盤の深さは地表面からくいの第 1 不動点までとし、その間の地盤変形係数の評価を、①地表から第 1 不動点までの平均値、②くいの最大曲げモーメント附近の値、③地表と最大曲げモーメントの生ずる深さまでの平均値に分けて考える。各々の深度は

$$\text{第 1 不動点深さ} \quad \ell = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1+\beta h}{\beta h}$$

$$\text{最大曲げモーメントが生ずる深さ} \quad \ell_m = \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1}{1+2\beta h}$$

- e. (9)式より

$$\alpha = \left(\frac{1}{K_h} \right) \frac{E_{30} \text{ (又は } 3E_p \text{)}}{2.34(1-\mu^2) \cdot B^{\frac{3}{4}}}$$

とし、 K_h に b で求めた Kr を、また E_{30} (又は $3E_p$) に d で定めた地盤変形係数をあてはめる。

以上 a ~ e の作業から求めた α が一定値に取れんすればその値がくいに使用する係数と

となる。 α は形状係数の要素を有するものであるから一般の弾性論よりすると、幅長さ比がくいにおける様に(L を地表と第1不動点までの長さとしたとき) $\frac{L}{B}=5\sim 10$, ではたわみ性, 剛性板の場合に, 1.6~2.0程度と予想される。また取れんした α 値には横方向の半無限地盤としてえた(4)式を, くいの場合における上方が開放された地盤条件と関連づける意味も含まれるものと考えられる。

これらの一連の作業から表-4の結果をえた。

表 - 4

資 料 名	くいの種類	地盤	変形係数 算出方法	資料数	α 値
第19回建設省技術研究会資料(1965)	$\phi 20\sim 90$ mmの P.C., 鋼管, 鋼H.	砂~ 砂質土	N値より換算	13	平均 1.72
基礎地盤コンサルタンツ 社内技報 10	$\phi 35\sim 1,000$ mmのP.C. 鋼管, 場所打等	砂~粘土	プレシオメーター 及び一部N値	10	平均 1.64
六角川基礎調査資料	$\phi 1,000\sim 1,500$ mm 鋼管くい	軟弱粘土	プレシオメーター	2	1.5~1.8

また α 値が最も一定値に収れんする地盤条件の評価法は, 地盤の変形係数の代表値をくいの最大曲げモーメント附近とした場合であることが判つた。

したがつて(9)式を $\alpha=1.7$ とし, $\mu=0.3$ と仮定するとK値はくい頭変位が10mm程度において(但しくい径が大きくなると3.3にのべた様に変位量もさらに拡大して考えてもよいが)近似的に次式(10)で示されよう。すなわち(10)式がくいのK値を与える実験式である。

$$K_h = \frac{E_{s0}}{2.34(1-0.3^2) \cdot 1.7 \cdot B^{3/4}}$$

$$= \frac{E_{s0}}{5.6 B^{3/4}} \dots\dots\dots 10(a)$$

又は

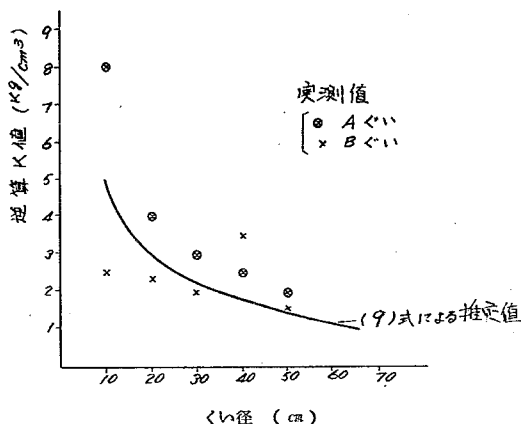
$$K_h = \frac{E_p}{1.2 B^{3/4}} \dots\dots\dots 10(b)$$

- ここに K_h : くいの横方向K値 (Kg/cm^3)
 B : くいの直径 (cm)
 E_{s0} : 基準変形係数 (Kg/cm^2)
 ($E_{s0}=\phi 30$ cmの載荷試験から求まる変形係数)
 E_p : プレシオメーター等ボーリング孔内変形係数
 ($E_p \div 7N$ としても概算できる)

さいごに(10)式をもちて実例に適用してみる。

図一七は40m×40m程度の敷地内に径100mm～500mmの鋼ぐいを計10本打込み、水平載荷試験をおこなった(吉田、駒田、「土と基礎」March 1965)例である。地表下約6mまでの地盤は関東ローム層で地盤の変形係数の測定はボーリング孔内載荷試験、テストピット内での直径30cm平板による水平載荷試験がおこなわれている。

ぐいの最大曲げモーメントの生ずる深さ約1mでの変形係数はプレシオメーター $E_p = 3.0 \text{ Kg/cm}^2$ 、平板試験から3点平均 $E_{30} = 10.0 \text{ Kg/cm}^2$ ($\epsilon = 0.7\%$)である。いずれも弾性的変形に近い領域の値である。



図一七 関東ローム地盤における単ぐいの水平載荷試験結果

5. あとがき

以上に述べた内容によつて、水平方向地盤反力係数の性質を実験的に明らかにすることができた。また実験から導いた実験式とぐいの水平載荷試験例との検討によりぐいのK値に関する実験式も導いた。

しかし、これらの内容は砂と関東ローム地盤のみの実験結果から帰納的に結論したものであるから、今後さらに多くの実験を通して確認をおこないより一般性のあるものに導かなければならない。今後検討を続けるつもりである。

参 考 資 料

土木研究所資料(第229):地盤反力係数と、その載荷幅による補正, 1967.