

土木研究所資料第277の1号

土木研究所研究発表会

多目的ダム設計技術に関する最近の諸問題

石 井 文 雄



昭和42年4月18日

建設省土木研究所

1. まえがき

- a) 大規模ダムが欠陥するとその被害は甚大であるので、ダムは絶対安全でなければならない。過去に於ける数少ないダム災害の大部分はダム基礎の欠陥によるもので、堤体についてはフィルタイプダムの堤頂溢流を除いては殆んどその例を見ない。

ダム本体や付属構造物は我々が設計し施工するもので、その安全性を確保することは比較的容易である。しかしダム基礎はあたえられたもので、我々が作り出すことは不可能である。「基礎は掘つて見なければわからない」とよく言われる。しかし掘つてもその表面は知り得ても、基礎内部の目に見えない部分がどうなっているかはよくわからない。

- b) 従つて最近ではダム本体と基礎を不可分のものとし、基礎は本体の一部の重要部分であると考え、基礎に合わせて本体を設計するという考え方になつている。工学的安全率についての考え方は、我々の基礎強度に対する評価の不確実さに対して、設計上どういう態度をとるかが最も重要となる。

その他ダム設計技術面の最近の諸問題について、土研ダム部が扱っている多目的ダムを中心に、そのテーマと現状を紹介したい。

2. ダム基礎の力学的性質

- a) ダム基礎は一般に岩盤であるが、それは断層や亀裂またはシームなど、基礎の連続性を乱す不連続面が数多く存在し、決して等方等質の均一弾性体ではない。従つて基礎を解析的に取扱うために必要な岩盤内部応力分布と、之に抵抗する岩盤内部各点の抵抗強度を求めることが極めて困難である。

最近の学問体系である岩盤力学はトンネルに始まつたが、最近では特にアーチダムの基礎を中心として、土質力学から分化発展して不連続体としての力学体系を確立すべく、世界的な努力がなされている。

- b) ダム基礎について検討する場合、実際的には地質学的調査から得られる基礎内部の地質構造的性状を、如何にして岩盤の力学的性質と関連付けるかが先づ問題となる。そのために分層面その他を含んだまゝの岩盤を、岩質、割れ目間隔や割れ目の状態などの要素によつて岩盤区分を実施する努力がなされ、良好岩から不良岩盤までを5クラス程度に区分出来るようになった。これには調査模

坑内の観察およびボーリングコアの観察によっている。

- c) こうした岩盤区分に従って基礎の力学的性質即ち、力の伝達機構、変形特性や強度特性、破壊機構を調査検討するのが一般である。この場合力の伝達機構と変形特性を求める方法としてジャッキテストが広く用いられている。その試験方法に等分布載荷法と等変位載荷法があり、前者がすぐれていることがわかった。また不連続面の発達した岩盤では力のかけ方即ち平版載荷か契状載荷かによっても力学的性質がちがうことがわかつている。

また一般に基礎の支持力と安定性の検討には、岩盤の剪断強度を必要とする場合が多いので、基礎の強度特性と破壊機構を求める方法として、剪断強度測定試験が多く用いられている。またこれらの試験方法は統一され標準化されている。

- d) 層状岩について現地剪断試験および、石膏模型による室内試験の結果では、テストブロックの垂直方向変位は初めは沈下するが、途中から逆に浮き上りを示す変形をすること。剪断方向変位及結合力は層理面と載荷の方向によつて変形及び結合力の大きさがちがうことがわかつた。またこれらの結果から層状岩の破壊機構を一部説明することができた。

また特異点としての浮上り点とクリープの特性、繰返し荷重に対する特性との関係についても今後検討せねばならない。

さらに不連続面が岩盤強度に及ぼす影響についても説明すべき点がある。

- e) 基礎が外力によつて破壊する時の逐次破壊の機構が複雑であることや、局部破壊した時の応力の再配分過程が實際上把握できないため、力学的な取扱いが殆んど不可能であるので、これらについて将来何らかの手がかりを得ることが岩盤力学での急務となつている。

3. 基礎の安定性検討の解析方法

- a) 従来の方法として、主としてすべり面法や支持力理論などの土質力学的な取扱いが行なわれていた。しかしその基本假定は岩盤とはかなりかけ離れたものとなつている。即ち材料の破壊強度と不均質性や非等方性、およびすべり面の形状や力学的性質が岩盤のそれらを支配しているからである。

Klaus W. John の提案は示唆に富んでいるが実用的でないので、模型実験による方法が実用的である。しかし模型にきつて体を再現することが困難なた

め、断層を再現した連続体的な破壊実験による方法が川俣、湯田、黒四でとられた。この場合模型材料に関する相似律の問題など今後明らかにすべき点が多い。

- b) 岩盤内応力を合理的に求めることは非常に困難である。即ち地形地質の複雑さや不連続面の存在によつて、連続体としての弾性理論では取り扱い得ない現象を伴うからである。

従つてやむを得ず模型実験によつて応力測定が行なわれている。これでは地形地質の変化をかなり詳しく取入れることができるが、模型材料が普通は弾性性質を示すので、不連続性を詳細に再現して非弾性的性質を加味することが困難である。

- c) ダム基盤とくにアーチダムのそれには外力が3次元的に作用しており、その破壊現象は当然3次元である。こうした基盤の安定性を検討する場合に、あくまで3次元的なマスとして取扱う場合と、2次元化した面で取扱う場合の2つがある。

前者には、断層や層理面などで予め破壊岩の形をきめて、その平衡を検討する場合と、簡単な面例えば斜面を適用する場合がある。

断層節理などの面から岩塊をきめて検討する方法としては、ロツキーピラーによる方法、W. Wittke, Pierre などの方法がある。しかし常にこのようなロツキーピラーや四面体が想定出来るとは限らず、また破壊面の一部にしかそのような不連続面が影響しないこともあつて、必ずしも当を得ていない。

- d) 2次元化された面で検討する方法は、最も簡単に水平2次元面のみによる場合と、水平2次元面と鉛直2次元面との組合せによる場合、さらにL. Müllerによる傾斜2次元面の場合などがある。これは丁度アーチダムの応力解析の発展過程に類似している。
- e) これらはいづれも実用的な近似解法であつて、最終的には岩盤内3次元応力を求め、3次元的な破壊に対する安定性を検討することができるよう、今後もさらに研究を進めねばならない。

4. ダム基礎改良処理

- a) 基礎の安定性が十分確保しがたい場合や、力学的性質の劣つた基盤部分や、堀削のゆゑみに対しては、基盤を改良処理して、その安定性を十分確保せねばならない。

カーテングラクトは浸透水をさえぎるための処理工法であるが、止水効果は完全

でなく均質な透水状態に近づけ得るだけのことが多い。その幅や深さの決定にも確たる規準はない。

掘削のゆるみを補ない岩盤を強化するためのコンソリデーショングラウトについては、とくに変形係数と抵抗強度を改良強化し得るような効果的なグラウトを注入するための、注入材料や機械や施工法などについて、さらに調査実測研究を強力に実施する必要がある。

- b) 岩盤内の地下水位はできるだけ下げることが望ましく、そのために排水孔を適正に配置する必要がある。この場合水源近くに排水孔を設けると、過大な動水勾配のためにパイピングをおこすと言われるが、こうした問題を定量的に取扱い厳密な方法を明らかにせねばならない。
- c) その他の改良工法としては、断層や軟弱部をコンクリートで置換えたり、断層沿いのすべり安全率の改善や、内部応力の分布改善のためにダウエリングが用いられる他、PS工法やロックボルトによる締付けや、断層その他を貫いてスラストを深部の堅岩に伝達するための、コンクリート伝達壁などがある。さらにアバットメント補助構造物として、フイレット・スラストブロック・重力アバットメント・サドル・プラグ・ウイングダムなどを用いることが多い。
- d) こうした断層や軟弱層の処理について、従来はこの部分の変形が大きくなり局部応力を生ずるのをきらつて、コンクリート置換え深さをきめる例が多かつたが、断層などの存在によつて基盤の安定性が確保できないことが多いことが我々の実験から明らかにされた。とくに重力ダムの下流端近くに断層が上流に傾いて存在する時、その部分の弾性係数が小さい時は致命的な影響があることがわかり、その置換え深さについて断層の規模・位置・方向との関係などを研究しつつある。
- e) 断層や軟弱層の改良処理を対策面から見ると、これらを個々に処理する方法、ある範囲内のすべての欠陥を効果的な工法で処理する方法に分けられる。また力学的な面から見ると、これらに作用する剪断力を低下させる方法、およびその剪断強度を増加させる方法に分けられる。

いづれをとるかは現地の個々の状況によるが、これらをさらに厳密に力学的設計が行ない得るよう、今後さらに研究を進めねばならない。

5. 基盤内渗透水

- a) 岩盤内の地下水の挙動は砂層内でのものとは異なり、極めて複雑多岐な亀裂やジョイントなどの割れ目、或いは断層破砕帯などの形状や規模によつて支配され、さらに地下水が種々の状態で存在するので、単にDarcyの法則を適用して、揚圧力、浸潤面、湧水量、止水壁や水抜孔の効果などを定量的に把握することは極めて困難である。

従つて調査された地質及び岩盤状態に最も適した岩盤の力学的モデルを考え、それに対して既知の透水理論を適用して解析や実験を進めているのが実状である。即ち浸透流を均質な媒質内の流れと見なしたり、異方性媒質として扱つたり、透水層としての破砕帯の形状や規模などの境界条件に基いて検討したりしている。

- b) 基礎岩盤の安定性に影響を及ぼすジョイント内の間隙水圧や岩石の間隙水圧、およびそれらの場所的ないしは時間的経過を決定する岩盤内の透水性および貯水能力は、当然地山の地質工学的な性状によつて左右される。この関係をMüllerはモデルでわかり易く説明した。
- c) 卓越した方向の割れ目群をもつ岩盤に対する透水性を、略は理想化した割れ目を考え、単位長さ当りの割れ目の本数に対して割れ目の間隙と透水係数の関係を求めた。
- d) 浸透性ダム基盤に対して設けられる止水壁（カーテングラクト）や水抜孔の効果についても、中間層をもつ透水層のモデルを考えて、浸透水の流線長が長くなると、中間層が完全なものに近くならない限り、止水効果は大きくならないことがわかつている。
- また水抜孔の方がカーテングラクトによる止水壁より効果的であることもわかつている。
- e) 水が岩盤に及ぼす影響は、地質学的分界面に起因して現われる力学的性質の劣化が大きい。岩石に及ぼす影響としては、特に軟岩や風化岩の強度低下や容積変化として現われてくる。岩盤内の地下水のパターンによつて岩盤の安定性を左右する揚圧力やジョイント間隙水圧の状態、ジョイント物質の強度減少およびジョイントのまさつ抵抗の低下などが、どのように影響をうけるかを明らかにする必要がある。

6. 堤体及び岩盤の挙動の実測解析

- a) ダムには各種の計器が埋設または設置され、施工管理・安全管理や研究目的に使用されている。

ダムの安全管理上重要な漏水量、揚圧力の測定は可成りよく行なわれているが、詳細については問題点がまだ残されている。

構造作用面での安全管理としては、歪が個々の部分の現象を示し回転は部分の総合現象を示し、たわみは構造物全体の総合現象を示す意味から、たわみの測定が最も適しているといえる。

我々はこうした観点から、ダム全体の安全性をたわみの測定からいかにして判定するかに主眼をおいて解析している。この場合たわみの測定値を設計値と比較する方法は適当ではない。最も確実には過去の測定値から将来のダムの挙動を推定し、これにより現在が安定した状態にあるか否かを判断することである。

- b) 実際のダムは水圧荷重の外に温度変化、コンクリート及び岩盤のクリープの影響をうけて極めて複雑な動きをしている。従つて実際のダムのたわみ、応力を解析しても、各因子によるたわみ応力を分離し得なければ、ダムの安全性の判定や設計計算との対比ができない。そこで実測値の重回帰分析による解析方法を研究し、4つのアーチダムのたわみを解析し、その結果を使つてダムの安全管理の方法について検討した。

- c) 重力ダムのたわみについては本体のそれは判然としなが、岩盤のたわみについては興味ある結果を得たものもある。これらをさらに発展させて重力ダムのたわみによる安全管理の検討ができるようにしたい。

- d) ひずみ解析については測定値にかなりのバラツキがあり、実測値による解析は理論的にもかなり困難であるが、さらに研究を進める必要がある。これは現在主として局部応力その他の局所的な現象の解明に役立っている。

7. 堤体の設計

- a) 重力ダムは理論が簡単で設計もすつきりしており、岩着部付近の堤体内応力の多少のみだれの他は大して問題はない。

- b) アーチダムは中央断面の形状や断面変化の状態によつて重力型、定半径型、定角型、ドーム型などに分類されている。アーチダムの応力計算は普通荷重分割法

を用いて行なわれるが、最近では莫大な計算を電子計算機で短時間に処理出来るようになった。

こうした一心円弧のアーチダムに対し、アーチスラストを山側へ向ける必要から、堤体応力を悪くしないで中心角を小さくすることが必要になった。

そのため三心その他の多心アーチや放物線アーチを設計することが多くなったが、之らの変半径アーチの中三心アーチと変半径アーチの解析プログラムと型枠計算プログラムが完成した。

このため地形、地質条件に最も適合したダム形状を設計し得るようになり、アーチダム堤体の設計に労力を要しなくなった。

- c) 中空重力ダムについては、底面の剪断力がかなり均等に分布するので、重力ダムに最も必要な剪断まさつ安全率が信頼し得る値となることがわかった。ダイヤモンドヘッドの設計についてはまだ検討すべき点が多い。
- d) フィルタイプダムののり面の安定性検討は、一般にフエレニウスの円弧法によつて行なわれるが、堤体材料の粘着力及び内部まさつ角は材料と施工の関数である。またこの崩壊面の想定にも可成り不確定なものが多い。
- e) 一般に計算と模型実験値と実測値の3者の間にはかなりの差がある。これは計器の誤差を含むほか、使用する理論式が実際とかなりちがっていることも考えられ、これらについてはさらに詳細な研究を必要とする。

8. 放水設備の水利機能

a) 余水吐の水利機能；

洪水調節では流量が厳密でなければならないので、これまでに数多くの個々のダムについて水利模型実験が行なわれ、その資料によつて理論的統計的に説明を進め、越流部や放水管などの流出特性については、ゲート全開時の放流量推定法が確立された。

ゲート操作時の流出特性はゲートの形状要素が複雑に影響し、まだ正確な一般的表示が出来ないので調査研究を進めている。

b) 全水吐の減勢工；

アーチダムの自由落下余水吐の合理的減勢工法確立のためには、落下水脈の空気連行機構、噴流拡散機構による水母池の効果、落下による衝撃変動圧力と破壊

侵蝕の関係などを明らかにし、実際設計に適用しなければならない。

これに関して我々は川俣ダム水罅池で落水脈の圧力測定を行ない、水罅池の減勢機能を実際に調査し、また水理模型実験と対比して、相似律の検討を行なっている。

9. 空気連行流

- a) 高速流の空気連行機構は、空中放出の水脈が連行空気によりきわめて減勢効果があるので減勢工に利用できる。反面連行空気量に相当する量丈流積を増加し、さらに減勢効果による速度の減少に伴い流積を増すので、その分だけ導流壁を高くしたり、あるいは半管路放水管の開水路断面を大きくするなど、構造物に余裕を設ける必要がある。

空気連行現象は半管路放水管のゲート半開操作時に、ゲート下流の開水路部で特に顕著に認められ、多量の管内空気を水脈中に連行しながら流出する結果、空洞現象を生じて破壊の原因となり、また不安定な圧力変動を生じてゲートその他の構造物の振動を誘発する。

これが対策としては連行に必要な給気を行なつて圧力を安定させる必要がある。このように空気連行は高速流の重要な水理現象であるが、いまだその機構は十分に解明されず、したがって空中放出噴流の減勢効果、高速流水路断面積の割増し、給気量などを正確に知ることは困難である。

- b) 土木研究所では、とくに放水管開水路部における放出噴流の空気含有量を実験的に測定し、給気量の合理的決定法、さらには減勢効果などの空気連行機構の解明を試みている。

即ち幅10cm高さ60cm長さ30mの開水路を使つて、噴出最大流速25m/sの高速流発生装置と、高速流の空気含有量をアイソトープを利用して測定している。また噴出孔にゲートを取付け、また閉水路に給気孔を設け、空気連行と必要給気量および流速分布などの関係を明らかにしようとしている。

さらに二瀬ダム余水吐の越流部シュート上において、アイソトープを用いて流下する高速流の連行空気量を実測し、設計上の資料を得ようとして実施中である。

1.0. 高 圧 放 水 管

- a) 貯水容量が小さい貯水池を利用して洪水調節を行なう場合、利用水源が深くなるので放水管を設ける必要があるが、調節を効果的にするためには洪水初期及び末期の小流量をそのまま放流することが必要な場合がある。この時には低い水位で大量の水を放流するのに高圧放水管は利用度が高い。
- b) 高圧放水管は管内流況が全長にわたって管路流をなすⅠ型放水管と、ゲートから上流が管路で下流が断面を拡大して開水路流れとなるⅡ型放水管（半管路）に分けられる。この両者には夫々長所と短所をもち、各種条件によつていづれかが選ばれている。
- c) 全管路放水管の一般的水理設計法については、空中を自由落下させるか、堤体下流面に放流水を沿はせ、水じよく池又は跳水波勢の方法で処理している。放水管の水理設計法は一応確立されたものがあり、管内負圧を生じないで効率的に大量の水を流下させることが出来る。
- d) 管断面形はグード部分で角型が一般で、他は円形または角型が使用され、特に呑口のペルマウス形状についての研究も終つている。角型の場合には応力集中をさけるため隅取りを設けている。

また半管路型の開水路部分の断面設計と給気孔設計、特に後者の問題が重要で、高速流が空気を連行する現象及び給気量については更に検討を要するものと考えられる。

- e) 次に放水管の構造設計の問題については、現在の設計方針では放水管は鉄管内張りすることが多く、この場合堤体内の孔あき部分は鉄管を無視して周辺を補強し、鉄管設計では補強鉄筋を無視して内圧及び 4 Kg/cm^2 程度の外圧のいづれに対処できるように、板厚及び補剛部材を設計している。

このため実際には管体から $0.6 \sim 0.8 \text{ m}$ 程度の高さのステイフナーが周囲にとびだし、その外側に三重に補強筋がとりまかれ、管体周囲のコンクリート打設が極めて困難で品質の低下も甚だしい状態である。

こうした孔あき部の構造設計については、荷重の重複の問題もあり、ステイフナーが孔あき部周辺の引張に対して抵抗することも考えられ、残余の引張力を鉄筋補強するなど、更にこの問題については検討を必要とするものと思う。

従つて全管路型の理想的な断面は上流から、角型、円型、角型であることが好

ましく、一部のダムではそうした設計を用いている。

1.1 高圧ゲート

- a) ダムで使用する各種のゲートは次第に大型化し、高圧化する傾向にある。これはダムからの放流量が多量となり、これを精密に調節軽減するために最も重要な構造物となるからである。

クレストゲートの高さは15mに近づき、水深の大きい高圧ゲートの深さは70mを越えるようになった。これらは主として材料の進歩、新型部品の採用、工作法の発展、油圧式開閉装置の採用、偏心軸圧着方式などによる水密保持の確実性などの進歩により可能となった。特に多目的ダムで用いられる高圧ゲートは、テンター型式、ローラー型式、スライド型式が大部分で、リングシールゲートやハウエルバンガーバルブ、ホロージェットバルブが稀に用いられる。

- b) 大型放水管の半開操作可能な高圧ゲートとしては、テンターゲートとローラーゲートが多く用いられる。この場合の水理的問題点は主として空洞現象と振動の発生であり、その原因としてリップ形状、戸薄形状、水密機構、ゲート底部の潜水、ゲート下流の流水面の不整などが考えられる。またその設置場所によつて空洞現象や振動に対する安全性が左右される。

こうしたゲートの構造と水理に関する問題は数多くの実績が示すように、可成り合理的に設計され運用されているが、さらにこれらを合理的に経済的にするための調査研究を強力に進める必要がある。

- c) 特に最近問題となつているのは、本ゲートが半開操作中何らかの事故で上下しなくなつた時、予備ゲートで流水を遮断する必要を生ずることが考えられる。この場合本ゲートの流量と予備ゲートで貯水の放流量をほぼつてこれに近づけた付近で予備ゲートと本ゲートの間の管路流れに、Pipe flowとfree flowの遷移領域があらわれて水理的に好ましくない現象がおこることが考えられる。

こうした現象は管路内部に負圧や衝撃圧を及ぼしたり、ゲートにdown pull force をあたえたりするものと予想される。この点に関して急速に究明してこの対策を樹立する必要がある。

1.2 貯水池内の土砂堆積

ダム堆砂は、貯水池の耐用年数や放水設備の設置標高などの計画面で重要な問題であるとともに、完成後このため有効貯水量が減少して効率の低下をきたし、また上流の河道上昇と下流の河床低下をもたらす、公害をあたえる面でも緊急の問題である。

この問題は将来堆砂量の推定と、この堆砂の貯水池内堆積形状の推定と、これらによる貯水池の埋没防止対策の3つに大別できる。

- b) 先づ堆砂量の推定については、一般に既設ダムの累加堆砂量を経年数で除して求めるが、貯水池の規模によつては下流への流出もあり、捕捉率を考慮せずに比堆砂量を求めて大貯水池の堆砂量を推定することは、将来堆砂量を過小に見積ることになり危険である。

またこれを一般式にあらわして提案された例も多いが、いづれも適切さを欠くので、全国の大小各種の貯水池の堆砂実績資料を解析することによつて、従来よりも合理的に堆砂量を推定する公式を我々は提案した。その妥当性については将来の検討にまたねばならないし、捕捉率についても精力的な調査が必要と考える。

- c) 次に貯水池内の堆砂分布形状については、実績資料を解析して貯水池の規模と形状、水位の変動、湛水長などと堆砂形状との関係について調査研究を進めている。

また矩形水路を用いた2次元実験により可成り定量的な関係を求めることが出来たが、更に検討を加える必要がある。

さらに堆砂形状を最も厳密に推定する方法として、流砂量を媒介とした河床変動解析がある。この場合浮遊砂の拡散沈殿を考慮に入れることが複雑なため、掃流土砂の堆積状況についてしか適用出来ない。しかし貯水池上流端の河段丘付近については、これで十分であることがわかっているので可成り高い近似度で推定できるものと考えられる。

この方法による解析では、流量時系列を求めて任意時間内の平均流量を使用し、貯水位と河道形状をあたえて不等流の運動方程式によつて背水計算を行ない、次にこの水理量によつて規定される掃流砂量を求める。各断面の流砂量を用いて任意の相隣れる2点間につき、流砂の連続式から、その間の堆積または洗掘量を求める。この量を各粒径毎に求めて累加し、これを下流側地点のその時点までの河床変動量に加えることによつて河床高を求める。この手順を繰返すことによつて

貯水池内堆砂形状を求めることができる。

この解析過程に浮遊土砂の堆積を併せ考えることが更に必要である。

1.3. ダム管理状況実態調査

- a) 多目的ダムは戦後約75ダムが完成して運転に入っているが、これらのダム管理については府県管理が大部分で、直轄管理は15ダムとなっている。

その主目的である洪水調節機能を全うするためには、水文観測設備、ゲートその他の放流設備、通信設備その他が合理的に配置運営できる必要がある。こうした諸設備の保守維持についても可成り問題があるようである。

特に問題が大きいのは、洪水時の水文情報の入手と洪水調節計画の立案ならびにゲート操作の問題である。

- b) 次にダムの安全管理に関する問題として、ダム本体および取付部岩盤、余水吐の安全性確認と、貯水池内の安全管理に関する問題として、周辺地すべりと、堆砂問題がある。

{ 一般にダムでは安全管理のための計器類を設備して常時観測を行なっているが、ダム管理のために整備すべき資料としては、水文観測設備に関する図表、洪水予報やゲート操作並びに洪水調節の実績に関する資料、ゲートの保守状況に関する資料、ダム基礎岩盤地質図、グラウトの施工実績、観測計器の図表、漏水量や揚圧力その他の測定値、余水吐の設計資料と完成後の状況、崩壊地調査、堆砂の計画資料と堆積状況などがある。

- c) 一般にダムは建設時には技術者も多いが、管理に入ると技術水準の量と質が落ちる例が多く、可成り問題点も多いのでこれらの管理状況の実態を調査し、保守改善を重点的に実施してより合理的にダム機能を発揮させるとともに、これらの実績を将来のダム計画や設計面に feed back せねばならない。

土木研究所資料第277の2号

土木研究所研究発表会

●
松代地震における地すべりについて

藤 田 寿 雄

●
昭和42年4月18日

建設省土木研究所

1. はじめに

激しい地震活動が山岳地帯の崩壊、地すべり等の被害をもたらすことは、信州、北陸において、古くは宝暦1年4月(1751, 5月)に起つた、俗に云う高田大地震による新潟県西頸城地方の名立崩れを代表とする越後越中の災害、又弘化4年3月(1847, 5月)のものは善光寺大地震として知られているが、信濃、越後を中心に大きな被害を齎り、特に犀川右岸の岩倉山の崩壊は犀川を堰き止め、この決壊によつて被害は拡大し、一方では篠ノ井市茶臼山にも亀裂を生じて、現在の茶臼山地すべりの発端になつたといわれている。最近では、昭和39年6月16日の新潟大地震による山崩れが小さいものを含めて約500箇所が生じたことは記憶に新しい。

このように山体に影響を及ぼす震動は激震時に多いことは常識的に理解できるとしても、昭和40年8月3日より始まつた松代町附近の頻発地震による連続した微動が地すべり地帯の斜面にいかような影響を与えるかについては不明な点が多い。

ともかく、この地域は信濃川地震帯と称せられ、前述のような大地震による山地災害の経歴を数多く有していることから、微小地震によるエネルギーの発散状態が急変して、大地震の発生の可能性も充分想定されるところである。

このため地すべり研究室では、連続微小振動下における地すべりの挙動、もし地すべりが起るとすれば、その発生経過、微震による地すべり変動状態の推移等、主として山地災害の発生に關しての調査を行なつた。これには、既に群発地震地区における土木構造物の挙動について調査を行なつてきた、構造、土質研究室等から助言を得たので、紙上をかりて御礼申しあげる。

2. 経緯

地震の影響範囲(新潟地震による山地の崩壊数は震央から30Km以内の地域で75%を占める)に分布する地すべり地帯については41年4月より長野県土木部砂防課の協力を得て多くの地すべり地を踏査検討してきたが、七二会村近辺の泥岩及びその風化層からなる比較的急斜面、薄層の地すべりが発生する地帯では主として地すべりの予知について、又茶臼山を中心とする、やや緩斜面の慢性型地すべりについては、地震動によるクリープ現象の促進がどのような程度であられるか、地すべり観測計器の設置によつて観測を実施した。

この中で特に、犀川右岸、国道19号線に直面する秋古地すべりの挙動は、現在も道路の押し出しによる影響があつて、交通確保の上からも注目する必要がある、地震と地すべりの関連について調査する計画をたて、41年7月に約1ヶ月の予備的な観測を実施したが、本観測に入る直前の9月16日～17日にかけて、松代町皆神山の東方、牧内部落で崖崩れ堆積物からなる西向き斜面で地すべりが発生し、隣接部落内にも長い亀裂があつて、湧水激しく、更に地すべりとなる危険があつたので、本観測に準備してきた計画をすべてここに移し、ボーリング地質調査を10月より行ない、計測器を設置して12月より観測を開始し、42年3月いっぱいまで記録を蒐集してきた。

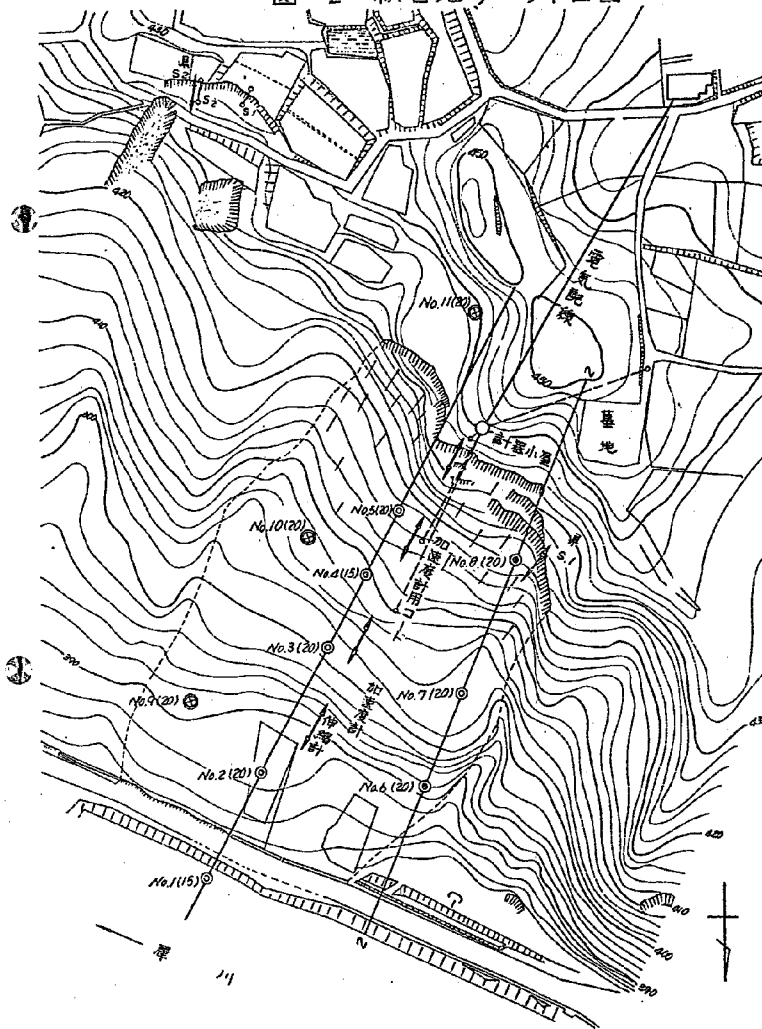
ここでは、今までに得られた2～3の結果について考察し、発生した地すべりの地震との関連、特色などについて触れてみたい。

3. 秋古地すべり

震源回数の多い皆神山の北西約12kmの犀川右岸にあつて、深度6～8m附近の泥岩の風化層中にすべり面をもつ地すべりで、上部には凝灰質角礫岩、河岸段丘礫層がついている。昭和40年の融雪期に活動が始まり、現在では滑落は4～5mに達し、下部の押し出しは道路を犀川寄りに2m程曲折させている。しかしすべり面は末端部で道路面下1m程度と考えられ、擁壁は末端の盛り上り現象によつて破壊している。



図-2 秋古地すべり平面図



激しい移動地域は図-2に示したが、更に左方に拡大する恐れがあつて、移動がはつきりしない地点においても地すべり記録器を置いて監視している。

予備的な観測として図-2に示したように、地すべり変動の調査には伸縮計を主測線に4連とし、地震動による加速度が地すべり内外でどのような違いをみせるかを調査するために地すべり地内2ヶ所（地すべり頭部、中部）地すべり地外、滑落崖上の不安定地、やゝ離れた不動地の2ヶ所に夫々、水平2成分、垂直1成分の加速度計を置き約1ヶ月間の測定を行なつた。

得られた加速度の比較的大きいものの数例を表-1にまとめたが、加速度計、記録器の不調から欠測が多かつた。

最大の加速度は8月3日の震度Ⅴによつて記録されたもので約180 gal に達したが、地すべり内外ではのはつきりした差は認められない。しかし、第4項震度Ⅲによるものでは地すべり地内の震動がやゝ大きいことを示している。観測期間中は地震詳究の第2期と第3期の中間に当り、比較的安定した時期であつたため、震度Ⅲ程度の記録が大部分であるが、およそ加速度の最大は地すべり地内で20~60 gal である。気象庁の震度階によれば、震度Ⅳの相当加速度が25~80 gal とされているので、若干大きな震動を受けることが考えられる。

従つて震度がⅤ以上になつて、これが連続すれば、加速度250~400 gal（烈震に相当する）の外力をうけると山腹斜面の土質強度の低下が考えられ、地すべり山崩れ発生の可能性が生ずる。

振動中の砂のせん断強度の実験結果の図-4から判るように加速度が300 gal を越えると剪断強度の低下があつて、約1 Gで強度は $\frac{1}{6}$ に減少している。地震による加速度がこのように大きな値に達しないとしても、地下水を含んだ地すべり地では瞬間的な間隙水圧の増加があつて土質強度の低下は免れない。

松代地震では震動の継続時間が短かく、3~5秒の場合が多いので、間隙水圧の変化は砂層による室内実験から得られた図-5のaに示した振動継続時間の3~5秒のような変化が参考になる。

このほか土質強度に及ぼす振動の影響は繰返しの荷重に相当するという点であり、図-6に示した実験の繰返しの荷重による三軸圧縮試験では周期0.5秒（2 G/S）の繰返し載荷でひずみの増加が著しいことがわかる。

しかし地すべり地での加速度の周期は0.1~0.3秒であり、継続時間が3秒として30~

表一 秋古地すべり地での松代地震強震測定記録による加速度と周期の概要

測 定 位 置	成 分 方 向	7月21日(05h45)				7月22日(14h16)				7/27~7/30、14h10の間				7/30 14h10~8/3 12h30の間				8月3日 (03h48)			
		最大加 速 度 (gal)	周 期 (sec)			最大加 速 度 (gal)	周 期 (sec)			最大加 速 度 (gal)	周 期 (sec)			最大加 速 度 (gal)	周 期 (sec)			最大加 速 度 (gal)	周 期 (sec)		
			極 値	極 値 附 近	その後…		極 値	極 値 附 近	その後…		極 値	極 値 附 近	その後…		極 値	極 値 附 近	その後…		極 値	極 値 附 近	その後…
地すべり地内中腹部	地すべり方				+2.0				+5.5				+6.5				+18.7				
	向に直角	微 少			-1.0	0.15	0.12	0.09 0.21	-4.0	0.12	0.15	0.15	-5.5	0.15	0.18	0.12	-17.5	0.36	0.18	0.15 0.33	
	地すべり	+3.1			+4.3				+5.0				+2.5								
	方 向	-2.1	0.09	0.12	0.12	-4.3	0.15	0.09	0.09 0.12	-5.0	0.12	0.12	0.12	-5.0	0.18	0.12	0.12				
地すべり地内上部	地すべり方	+2.0			+3.2				+ 8				+2.5								
	向に直角	-2.0	0.21	0.15	0.18	-3.2	0.15	0.12	0.18 0.15	-3.5				-3.5							
	地すべり	+1.3			+6.0				+2.5				+7.5								
	方 向	-1.3	0.12	0.09		-5.0	0.09	0.09	0.18	-3.8	0.12			-7.5	0.12	0.12	0.15				
滑 落 崖 上 部		+3.6			+3.6				+3.5				+3.6								
	鉛 直	-2.5	0.09	0.09	0.15 0.09	-4.7	0.06	0.12	0.09 0.09	-3.5	0.12			-1.0	0.12	0.10	0.12				
	鉛 直																				
	地すべり																				
地すべり地外	地すべり方																				
	向に直角												+6.5				+14.0				
													-2.5	0.15	0.09	0.20 0.16	-10.2	0.39	0.33	0.36 0.15	
	斜面に対し												+2.0				+ 9.5				
地すべり地外	並 行												-2.0	0.12	0.12	0.12 0.17	-12.0	0.36	0.51	0.54	
	鉛 直												+2.0				+18.2				
													-1.5	0.12	0.11	0.15 0.17	-18.2	0.36	0.18	0.12 0.27	

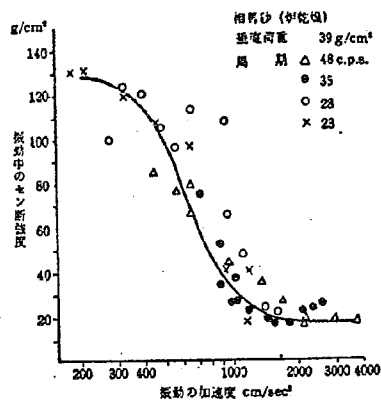


図 - 4 振動中の砂のせん断強度
(最上)

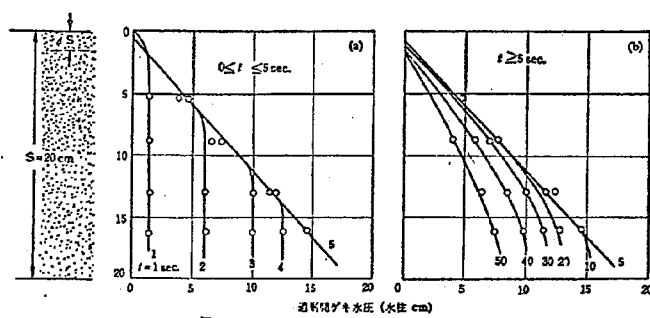


図 - 5 振動中の砂層の間ゲキ水圧 (Florin)

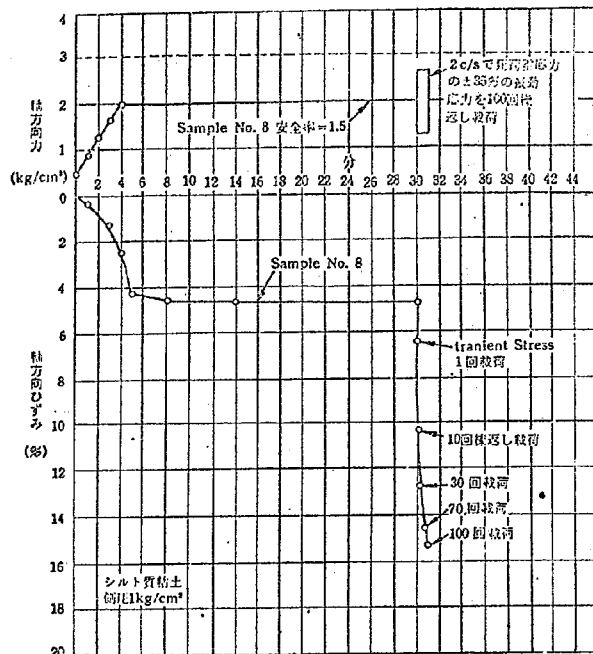


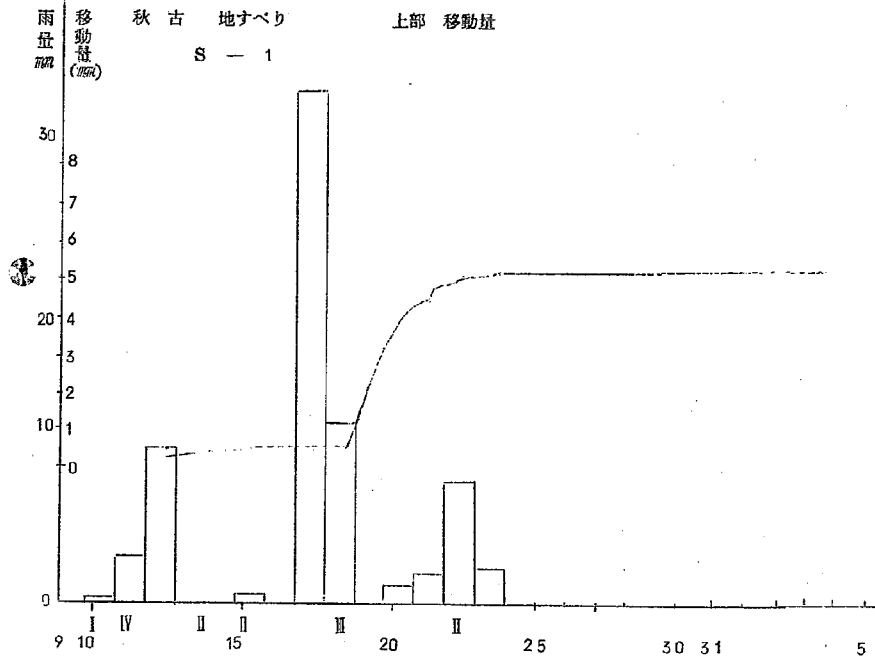
図 - 6 擬似地震応力をうけた土のヒズミ (H. B. Seed)

10回の繰返し載荷ということができようが、加速度は主要動を除いては小さく、震度の大きい連続した地震の場合でなければ、このように極端なひずみの増加はないものと思われる。

一方地すべり移動は最も動きの激しい頭部で図-3のような変化がみられた。しかしこの動きは7月18日から23日までの約5mmの伸びが主であつて、地震の記録に対して顕著な変動が同時期に生じたことはない。これは17~18日にかけて約45mmの降雨に影響を受けたと考える方が妥当であり、地震による影響があつたととしても、この降雨による慢性地すべり変動のオーダーに較べて非常に小さいもので、計測器等の問題もあるが、測定範囲にからなかつたと考えられる。

従つて地すべりについての計測も地震と同精度に行なう必要があり、本観測では当初の

図一 3



予定通り、地すべり変動が最も早く、微少量が検知できる地中ひずみ計の測定を加えることにした。

4. 牧内地すべり

秋古における本観測の準備をしている矢先に、9月16日から17日にかけて、局部的な被圧地下水を主誘因とする地すべりが牧内部落で発生し、隣接の瀬岡、菅間部落でも、かなり長い亀裂が数条入って湧水多く、地すべり発生に至ることが心配されたので、地震による地すべりの予知という問題を主体にして本観測を瀬岡に移して研究することになった。

牧内地すべりの特色は震源に近いこともあつて地震の直接的影響がまず考えられたのは当然であるが、地すべりの発生機構としては次のように推察された。

地震に伴う地下構造の変化によつて皆神山周辺には断層状の亀裂が多く発生したこと、この弱線に沿つた深層地下水流路の変化によつてこの区域に多量の湧水をもたらしたことが考えられる。

地すべり発生数日前より井戸水位の急激な上昇、山腹斜面での多量湧水現象があつて被圧地下水の存在を示し亀裂がこの附近より馬蹄型に伸び、急速度の地すべりとなつた。地下水は地すべり直後ほとんど両側亀裂より流出し、地すべり土塊に含まれることなく、末端部の泥流化は避けられた。

結局、地すべり地内に発生した亀裂に断層などを通つてきた地下水が浸入し、流出路が地盤などで閉塞していたため被圧地下水となつて斜面地下で局部的に上方圧力を加え、斜面の安定を失なわしめたと考えられる。

5. 瀬関における調査

瀬関部落には2本の長い亀裂が50mの間隔で平行に東北—西南に走つて、異質地下水(CO_2 ガスを含む)がこの上方から湧出しており、斜面は牧内にくらべて緩であるが条件としては同様であると思われ、この地域の地すべり危険性について検討することになった。

調査はまず地質調査ボーリングより始めた。この結果では瀬関地区全般に厚い扇状堆積物に覆われ、過去の山腹崩壊による土石流の経歴も認められたが、基岩となるべき花崗肉緑岩は地下80mでも確認できなかった。

ボーリング孔中にビニールパイプにストレインゲージを貼布した歪計を2m毎に1ヶ所の割で挿入し、地下水位計を設置した。その他の地すべり記録器としては伸縮計3基、地盤傾斜計3基を設けた。

地震の測定器として容量2Gの加速度計3方向を2ヶ所のボーリング点に設置し、スターターを附置して自記記録器に接続し、一方地中歪計の一部(地下の亀裂面に近いと考えられる部分)を同記録器にて変化を同時に測定した。

測定期間がまだ短かいので傾斜計などの歪の集積はその傾向がはつきりしない。地震についても漸次減少の時期にあつて大きな地震による記録は得られていないが、表-2にその主なものを示した。

最大加速度が100galを越えたものはなく、地中歪計にまではつきりした影響を示したものは数回であつた。歪計の変化周期は、挿入パイプの歪の間接測定であるためかな

り長い、この振動による歪の集積は現在のところ観測されていない。

これまでの結果からでは群発微小地震が斜面に及ぼす影響ははつきりしないが、振動時間の短い、しかも100 gal にみえない地震よりも、これに伴った地下構造、地下水状態の因子の方がこの地すべりに対する発生機構としては主要であることが考えられる。

室内実験については振動台を用いた、ローム、粘土の強度変化、間隙水圧変化などの基礎実験によるデータを得る必要を認める。

表-2 地震動による最大加速度と周期及び地中歪計

測 定 結 果

No. 1						No. 1						No. 1						No. 2									
日付	成分	最大加速度 gal	周 期 秒			歪 計	日付	成分	最大加速度 gal	周 期 秒			歪 計	日付	成分	最大加速度 gal	周 期 秒			歪 計	日付	成分	最大加速度 gal	周 期 秒			歪 計
	方 向		極 値	極 値 附 近	その後				極 値	極 値 附 近	その後					極 値	極 値 附 近	その後				極 値	極 値 附 近	その後			
41.12.12	E-W	+47.5 -44.5	0.124	0.093	0.093	13m 15m 21m 各程度の歪 周期0.8sec で3.5sec	41.12.20	E-W	+ 3.9 - 3.9	0.068	微 少	変化なし	42.1.4	E-W	+13.0 -10.0	0.124	0.149	0.099	変化なし	同 左	E-W	+20.0 -19.0	0.155	0.031	0.065	微小変化	
12.12.1h	N-S	+49.0 -49.0	0.140	0.031	0.062		16h	N-S	+ 5.0 - 4.0	0.109	0.068		0.037	3h	N-S	+10.0 -20.0	0.047	0.047			0.050	N-S	+12.0 -15.3	0.248	0.056		0.058
11'	V	+15.0 -16.5	0.037	0.050			17'	V	+ 3.0 - 4.0	0.047	0.025		0.025	1'	V	+13.0 -10.0	0.047	0.047			0.047	V	+31.2 -28.0	0.056	0.047		0.056
41.12.12	E-W	+10.0 -10.0	0.078	0.093	0.037	2μ 程度の歪	41.12.20	E-W	+ 2.4 - 2.0	0.037	0.136	0.037	変化なし	42.1.7	E-W	+10.0 - 7.0	0.217	0.140	微小	同 左	E-W	不 明 不 明				13m 15m 17μ ±17μ 周 期 0.620 0.589 0.682	
5h	N-S	+23.5 -17.0	0.124	0.217	0.093		17h	N-S	+ 2.4 - 2.4	微 小				20h	N-S	微 小 微 小	微 小	微 小			N-S	+ 4.0 -12.0	0.093	0.186	0.093		
13	V	+16.5 -15.5	0.037	0.031			22'	V	+ 3.0 - 3.0	0.031	0.031	0.022		48'	V	+ 8.0 - 5.0	微 小					V	微 小 微 小				
41.12.12	E-W	+ 3.0 - 3.0	0.062	0.062	0.093	変化なし	41.12.20	E-W	+17.0 -14.0	0.043	0.025	0.140	2μ	42.1.12	E-W	+18.0 - 8.0	0.105	0.229	0.192	微小	同 左	E-W	+13.0 -17.0	0.155	0.155	0.047	13m 15m 17μ ±17μ 周 期 0.685 0.658 0.775
11h	N-S	+ 6.8 - 6.8	0.124	0.062			21h	N-S	+20.0 -20.0	0.062	0.115	0.037		21h	N-S	+15.0 - 3.0	0.099	0.099	0.124			N-S	+12.0 -18.0	0.202	0.202	0.112	
3.7'	V	+ 4.0 - 2.5	0.025	0.062	0.031		3.9'	V	+10.0 - 9.0	0.047	0.047	0.062		1.9'	V	+ 8.0 - 8.0	0.124	0.096	0.078			V	+ 7.0 - 6.0	微 小			
41.12.14	E-W	+ 9.8 -14.2	0.062	0.109	0.109	4μ 程度 周期0.8秒								42.1.16	E-W	+22.0 -38.0	0.527	0.186	0.186	微小	同 左	E-W	+27.0 -17.0	0.186	0.171	0.078	13m 14.8μ ±7.3 周 期 0.651 0.713 0.620
17h	N-S	+20.0 -23.5	0.047	0.065	0.059									12h	N-S	+20.0 -27.0	0.217	0.217	0.171			N-S	+38.0 -31.5	0.386	0.171	0.465	
15	V	+ 8.0 - 8.0	0.046	0.065	0.062									3.2'	V	+ 7.0 - 7.0	0.202	0.140	0.102			V	+14.0 -10.0	0.056	0.078	0.078	

土木研究所資料第277の3号

土木研究所研究発表会

● 隅田川の汚濁の現状と将来

村上 健

昭和42年4月18日

建設省土木研究所

1. 隅田川の汚濁の現状

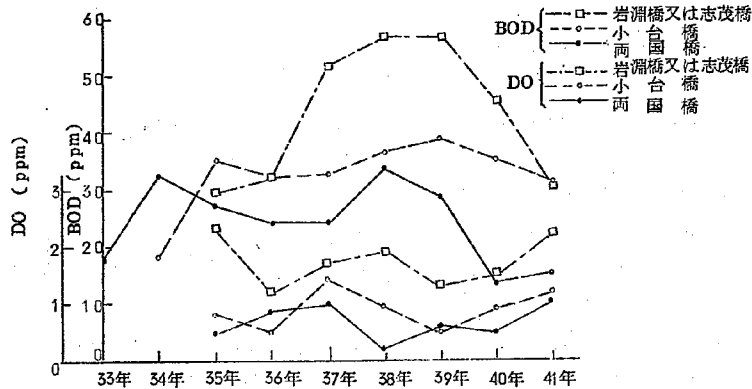
終戦後暫くの間清浄であつた隅田川も、その後急激に水質が悪化し始め、現在では日本で最も汚濁した河川の1になつてゐる。隅田川の汚濁の原因は云うまでもなく、数多くの工場からの工場廃水および家庭下水が、一部分しか処理されなく、直接放流されていることにあるが、隅田川の利水状況が、多少舟運に利用されているのみで、その他の利水が殆んどないため、水質汚濁による直接の被害があまり顕在化せず、生活環境の悪化といつた非常に評価し難いものであつたため、対策がやゝ遅れがちであつたともいえる。

図-1に隅田川の両国橋、小台橋、岩淵橋または志茂橋の水質(BODおよびDO)の経年変化を示すが、昭和25年頃まではBOD10ppm程度であつたものが、33,34年には20~30PPm、38年頃は30~60ppmへと悪化し、最近になつて浄化用水の導入などにより若干改善されて来てはいるが、非常に汚濁した状態にあることは変りない。汚濁の距離的な分布は、流量によつても異なるものではあるが、通常は図-3に示す様なBOD分布を示している。隅田川の上流の新河岸川は、浮間地区の工場廃水によつて非常に汚染された状態で下流して隅田川となり、岩淵水門から流入する荒川本川の清浄な水はよつて若干希釈されるが、またすぐ汚濁はひどくなり、小台橋~白ひげ橋の間が最も汚濁されている。それより下流になると海水による希釈の影響で徐々にきれいになり海に至る。

隅田川の流域には、食品、紙パルプ、鉄鋼、伸銅、メッキ、醸造、皮革等々、殆んどどの業種の工場があり、その数も極めて多い。経済企画庁の調査によれば、37年に於て隅田川の流域には、従業員30人以上の工場が約1,700工場あり、工場廃水量4.7万 m^3 /日、BOD負荷1.54 Kg /秒を排出している。また家庭下水については、同じ調査によれば、流域内人口526万人で、家庭下水の流量は150万 m^3 /日である。家庭下水のあるものは直接隅田川あるいはその支川に放流され、あるものは小台、三河島などの下水処理場で処理された後放流される。また中には、砂町、芝浦の処理場へ送られ、隅田川の流域から変更されて直接東京湾へ放流されるものもある。この様な整理を行なうと、隅田川に放流される家庭下水は約94万 m^3 /日で、そのBOD負荷は0.72 Kg /秒である。工場廃水量と家庭下水を合計すると廃水量は141万 m^3 /日(16.3 m^3 /秒)、BOD負荷は2.26 Kg /秒で、汚濁負荷の68%が工場廃水、32%が家庭下水によるものである。

また、別の調査によれば、昭和39年において、隅田川に放流されている工場廃水は141万 m^3 /日、BOD負荷4.09 Kg /秒、家庭下水は126万 m^3 /日、BOD負荷1.43 Kg /秒、合計すると廃水量267万 m^3 /日(30.9 m^3 /秒)、BOD負荷5.5 Kg /秒である。たゞし、この調査結果で

図一1 隅田川水質の経年変化



図一2 隅田川水系距離図 (KM)

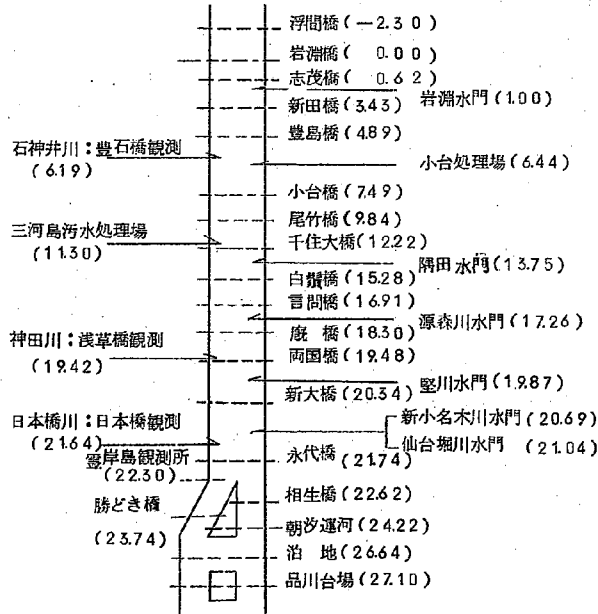
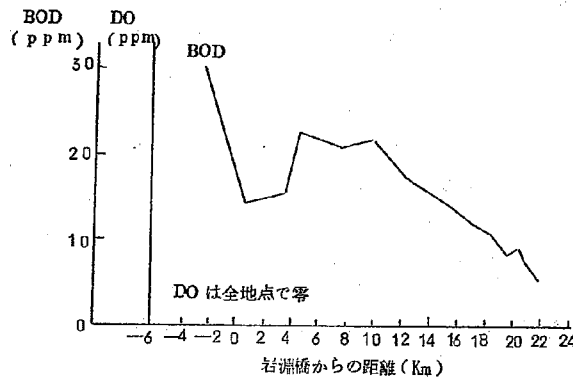


図-3 隅田川水質の距離的变化



は家庭下水のうち公共下水道に流入しているものは、下水処理場で処理されて放流されるとしているが、工場廃水は全て無処理のまま放流されたと考えてある。工場廃水の1部は公共下水道に取り入れられて処理されていると考えられるので、工場廃水のBOD負荷量は4.09kg/秒よりいくらか少いかも知れない。

以上の調査によれば、いづれの調査によつても、隅田川の汚濁は工場廃水によるものが主体であり、汚濁負荷の少なくとも2/3は工場廃水によるものと考えられる。

2 現在までに実施された汚濁防止対策

図1に示した水質の経年変化からわかる様に、39～40年から隅田川の汚濁も少しづつではあるが、改善されてきている。これは直接には、建設省の隅田川汚濁対策事業による浄化用水の導入によることが大きいと思われるが、その他にも、水質基準の設定、公共下水道の整備の進捗、底泥の処分等々、色々の方向から汚濁防止対策が行われて来た。以下、各事業の概要を述べる。

1) 建設省の隅田川汚濁防止対策

現在迄に行なわれた事業は、秋ヶ瀬導水路を建設し、荒川または利根川から清浄な水を新河岸川に導き新河岸川および隅田川の水を稀釈するものである。この浄化用水路の機能には次の2つがある。

(イ) 荒川の豊水時の流量を新河岸川に分派して、隅田川の浄化を行なう。

(ロ) 利根川に余剰水があり、かつ利根川と荒川との連絡水路（武蔵水路）の容量に余裕がある間は、荒川に放流された利根川の余剰水を新河岸川に流して稀释し、隅田川の浄化をはかる。

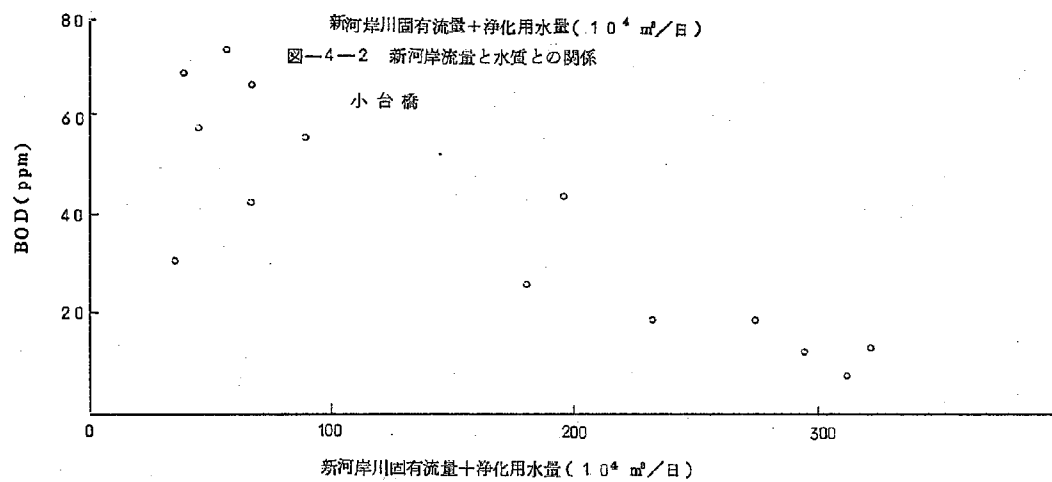
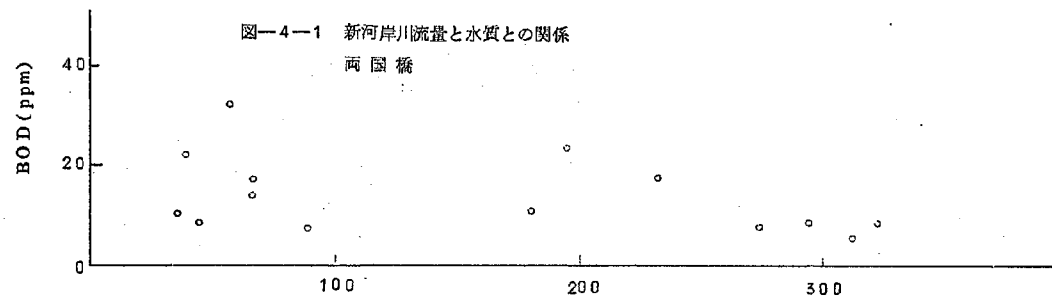
39年に完成した秋ヶ瀬水路によつて、39年9、10月に試験通水を行ない、40年5月以降は、荒川本川の流量に余裕がある場合に限り、常時浄化用水を新河岸川に導入しているが、浄化用水の効果はかなり顕著で、図-4-1、4-2、4-3に示した如く下流の両国橋の場合を除けば、新河岸川の流量（固有流量+浄化用水量）と水質の間にはかなりはつきりした相関がある。浄化用水を20m³/秒流した場合、志茂橋または小台橋のBODは大体1/2～1/3に減少すると考えて良い、両国橋の場合は、潮汐の影響が強いため、採水時刻によつて水質が非常に変化し、1日1回採水では、代表的な水質にならなかったで相関がはつきり現れないものと思われる。

（なお、図-4に用いた新河岸川の流量は水質調査日を含めた前3日間の平均流量である）現在は荒川本川の水のみを浄化用水としているが、43年度からは利根川の余剰水も利用できる様になるので、暫くの間は浄化用水量としてある程度の流量が確保できるが、今後、上水の需要が増々多くなり、利根川の余剰水が全て上水、工業用水に使われる様になる可能性もあり、また、荒川本川の汚濁が進行し、現在程浄化用水を分流できなくなることも考えられるので、浄化用水を確保するために、荒川放水路から岩岡水門を通じて比較的きれいな海水を導入する計画も検討されている。

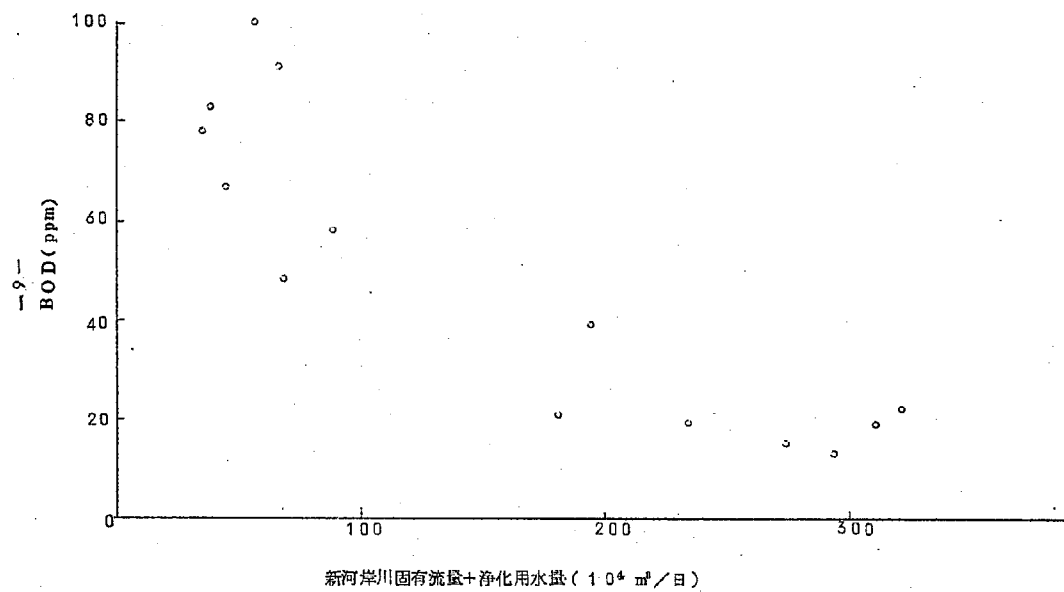
Ⅱ）水質基準の設定

隅田川の水質の悪化に伴ない、各方面から水質基準の設定が望まれてきたが、39年8月に至つて経済企画庁より水質保全法に基づく水質基準が告示された。内容の詳細は省略する概略は次の通りである。

現に（水質基準の告示当時）下水道のできている区域（甲地域）では、BOD日平均20ppm以下という水質基準であるが、その他の地域には下水道ができる迄暫定水質基準が適用され、41年度末までに下水道ができる区域（乙地域）ではBOD300ppm以下、浮遊物質300ppm以下（現在は乙地域はなくなり甲地域に変更されている）その他の地域（丙地域および丁地域）ではBOD+20ppm以下、浮遊物質150ppm以下である。甲地域以外の地域は、甲地域に順次編入され、最終的には、全ての地域で公共下水道の終末処理場の



図—4—3 新河岸川流量と水質との関係
志 茂 橋



放流水に対する基準と同じくBOD20 ppm以下、浮遊物質70DDm以下という基準が適用されることになる。

この水質基準の適用によつてかなりの工場廃水が公共下水道に取り入れられ、あるいは工場内で処理して放流される様になつたと推定される。

Ⅲ) 公共下水道の整備

東京都の下水道の整備は諸外国に較べるとかなり遅れており、区部においても、昭和38年度末で普及率は人口比で32.5%、面積比で24%に過ぎず、40年度では人口比で35%、面積比で27%、41年度末においても人口比で35%、面積比で27%、41年度末においても人口比で高々40%程度に過ぎない。しかし、この数年間の下水道事業費の伸びは非常に大きく、毎年30%程度増加しており、隅田川流域の下水道も着々と整備されつつある。特に、41年7月より運転を開始した浮間処理場により、浮間地区の工場廃水による汚濁負荷はかなり軽減されたといえる。現在の計画では、下水道の普及率は、45年度において、人口比で約86%、面積比で80%に、48年度には100%になる予定であるが、水質汚濁の根本的な解決は下水道の整備以外にはないので、計画の1日も早い達成が望まれる。

Ⅳ) 河床堆積物のしゅんせつ

河川水中の浮遊物質の一部分は流下して行く間に河床に沈積して行くので、河川水の水質の面から考えれば、水中の汚濁物質が除去されるので汚濁負荷の軽減となるのであるが、他方、沈積した物質には腐り易い有機物がかなり含まれているので(隅田川の底泥の場合は10%前後)河川水中に溶存酸素が存在しないと、嫌気性分解によつて生じた硫化水素等のガスが空気中に発散され悪臭、金属の腐敗などの原因となる。このため、底泥のしゅんせつを行なつて腐敗し易いヘドロを取り除くことが望ましい。隅田川のしゅんせつは航路維持をも兼ねて33年度より開始し、一応39年度に完了したが、40年度から再び実施されている。40年度のしゅんせつ土量は隅田川で365,000m³、新河岸川で12,000m³である。

3. 隅田川の水質の将来

Ⅰ) 感潮河川における汚濁計算法

感潮河川では、乱流拡散による混合よりも、潮汐による混合が大きく影響するので、混

合の機構を解析的に表わすことが困難なため、非感潮部の汚濁計算に較べるとかなり面倒である。

感潮河川の混合機構を表わす方法として、現在では大別すると2つの方法がある。1つは、潮汐による混合を乱流拡散と同様に取扱ひ、拡散方程式によつて表わす方法であり、他は、混合の現象をマクロにとらえて、河川のある1点に投入された物質が、1潮時の間に混合されて拡がる範囲を定め、半理論的に物質保存の式によつて表わす方法である。

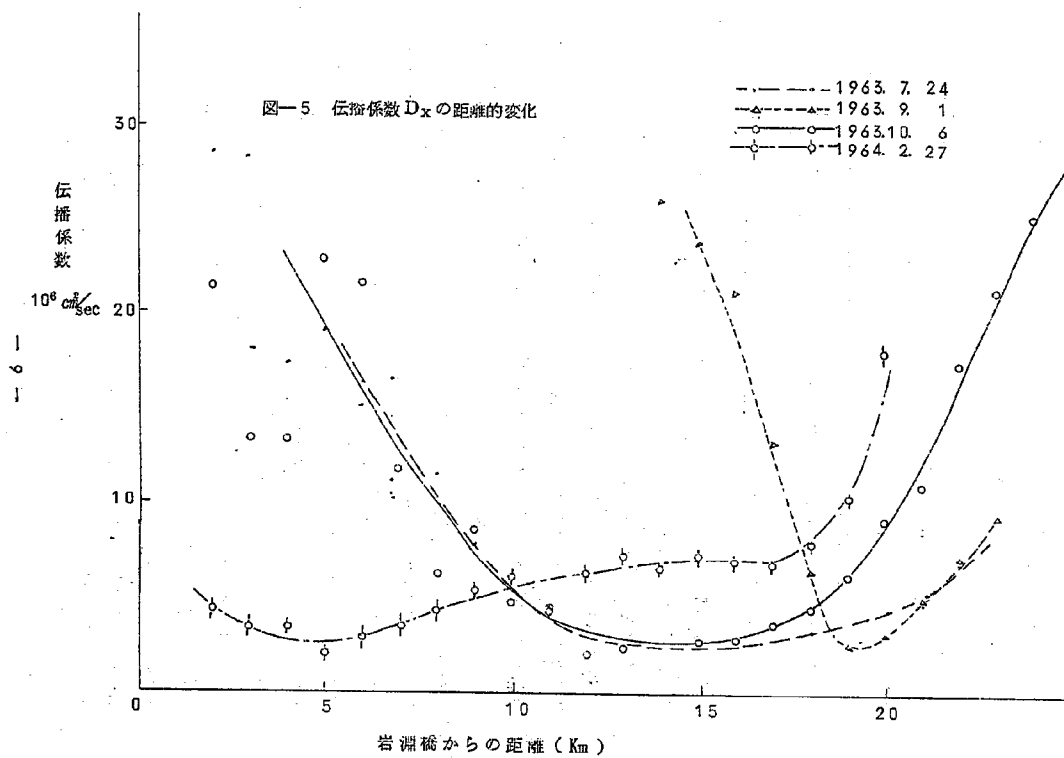
先づ拡散方程式による方法について述べれば、例えば強混合型の感潮河川で、流下方向の混合のみを考えて良い場合には、物質保存の式より次の様に表わされる

$$\frac{\partial C}{\partial t} + U \frac{\partial C}{\partial x} = \frac{1}{A} \frac{\partial}{\partial x} \left(A D_x \frac{\partial C}{\partial x} \right) - KC \dots\dots\dots (1)$$

ここでC;濃度、U;流速、A;河積、x;流下方向の距離、t;時間、D_x;流下方向伝播係数、K;物質が一次反応で減衰する場合の減衰係数でBODの場合には脱酸素係数等

(1)式における、AおよびD_xは一般にはxの複雑な関数であり、解析的に解くことは困難なもので、微分を差分に直して数値解を求めるのであるが、D_xが水理条件、例えば流量によつて大きく変化するので、D_xの値を予測するのは非常に困難である。1例として、隅田川について塩素イオン濃度の分布より計算した伝播係数の距離的变化を図-5に示すが、測定した月日によつて大きく変化している。(尤も図-5では下流から上流に行くに従つて一旦小さくなつてゐるが、これは誤りで、増加せず、上流の非感潮部の値へと単調に減少する筈である)この様に、伝播係数の値は流量に対して非常に敏感で、種々の流量に対する値を予知することは、模型実験でも行なわれない限り不可能に近い。更に、より根本的な問題として、強混合型の感潮河川においても、例えば塩素イオンの横断方向の分布を測定した場合、流心部と岸よりの部分では濃度に差があることが多い。これは、流心部と岸よりの部分の流速に差があるために起る現象であり、物質輸送を考える場合、濃度の1次微分に比例するとして高次の微分を無視することには問題が残る。

物質の混合をマクロにみて半理論的に表わす方法にはKetchumによる修正タイダルプリズム法とテームズ方式とがある。Ketchumの方法では感潮部をいくつかの区間にわけ、各区間では完全に混合され濃度は一様であると考え、各区間の長さは潮汐による移動距離に等しくなる様にとる。但しここでいう移動距離とは最干時より最満時の間に水塊が移動する平均距離と定義する。この様に区分すれば、ある区間で最満時に含まれている



「水質は、その区間より1つ下流の区間に、最干時に含まれている」水量に等しくなる。最上流の区間は、固有流とタイダルプリズム、即ち最満時の水量と最干時の水量との差、とが等しくなる様に定める。この様にすれば、 V をある区間の最干時の水量、 P をタイダルプリズム、 R を固有流量として

$$V_1 = V_0 + R$$

$$V_2 = V_1 + P_1 = V_0 + R + P_1$$

⋮

$$V_n = V_0 + R + \sum_{i=1}^{n-1} P_i$$

n 番目の区間において、引き潮の間に下流に移動する割合 r_n は

$$r_n = \frac{P_n}{P_n + V_n} \quad \text{.....(2)}$$

固有流量が一定の場合、何潮時もの間混合された後を考えれば、ある区分間に蓄積された淡水の量は、最満時において

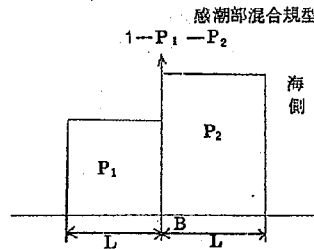
$$Q_n = \frac{R}{r_n} \quad \text{.....(3)}$$

以上は河川の淡水の混合について考えたのであるが流量に濃度をかけることによつて、任意の物質の濃度分を計算するのに使用できる。

Ketchum の方法では各区分において完全混合であるとしているが、実際の感潮部では濃度勾配が無視できるかどうかは疑問である。従つてKetchumの方法は固有流量がタイダルプリズムに比較して非常に小さく、しかも数多くの区間に区分できる様な感潮部または河口部では適用できる可能性があるが、隅田川に適用するのは困難であると考えられる。

以上、2つの方法についてその適用性を検討したが、いずれも隅田川に適用するのは難しいという結論を得た。次にのべるのはテムズ川の汚濁計算に用いられたテムズ方式であるが、この方法では、諸係数が水理条件の変化に対してあまり変らないという利点があり、精度も比較的高いと考えられるので、この方法を用いて汚濁予測計算をすることとした。以下にテムズ方式の概略を述べる。

考えている河口部は、完全混合であると仮定し、ある地点Bから流入した物質は、潮汐による混合(Tidal Mixing)によつて右図の示すように投入地点の上下流に分散する。今時間単位を1潮時にとり、B点に投入



された物質が1潮時後分散する割合を P_1 , P_2 とし、原点Bに残る部分は $1-P_1-P_2$ となる。拡散距離はLでこれは一潮時の水分子の移動する距離にほぼ等しい。

この計算においては、固有流による物質の移動と、汐による混合とに分けて計算を実施すると、Freddyによれば水理条件のかんりの範囲内でL、 P_1 、 P_2 の値がかわらないことをテーマズ川でみいだした。

この値は、水質指標として塩分分布を用いて求めるのは、他の感潮部の混合特性の計算の場合と同じである。さらにこの計算の基本式は、水と塩分の保存条件をもとにして求める。すなわち

(i) ある期間、ある点を通つて上流に運ばれた塩分は、この期間のおわりに上流にある塩分量とこの期間河口に流出した塩分量をさし引いたものに等しい。

(ii) この地点に入る水の量も(i)と同じ条件を満している。すなわち混合のみによつて水塊の移動はない。この二つの条件から次の式がえられる。ただしn潮時の平均を考える。

$$\frac{1}{n} \left[\int_0^L \frac{L-x}{L} C A P_2 dx + \int_0^{-L} \frac{-L-x}{L} C A P_1 dx \right] = \frac{1}{n} (RC + S) \quad \dots\dots\dots(4)$$

$$\int_0^L A P_2 \frac{L-x}{L} dx + \int_0^{-L} A P_1 \frac{L+x}{L} dx = 0 \quad \dots\dots\dots(5)$$

ここに、L; 混合距離、 P_1 ; 混合係数(上流側)、 P_2 ; 混合係数(下流側)、C; 塩素イオン濃度又は塩分濃度A; 半潮時の流積R; T期間の固有流量S; T期間増減した塩分濃度である。

ここで $A P_1 = X$, $A P_2 = Y$, $\frac{1}{n} \int_0^L C = \bar{C}$, $\frac{1}{n} \int_0^{-L} RC = RC$, $\frac{1}{n} \int_0^L S = 0$ とおき、XおよびYは混合距離Lの範囲内ではxの一次函数、Cは $-L \leq x \leq L$ の範囲内で $C = \alpha x + \beta$ で近似できるとすれば、計算地点をLの間隔にとると次式をうる。

$$X_0 + Y_0 + X_{-L} + Y_L = \frac{12 RC}{\alpha L^2} \quad 2 Y_0 - 2 X_0 + Y_{+L} - X_{-L} = 0 \quad \dots\dots(6)$$

$$\text{但し } \alpha = (C_{+L} - C_{-L}) / 2 L$$

実例の塩分濃度分布および水理量と、(5)および(6)式から順次X、Y、L、を求めることができる。しかし、隅田川の場合には感潮部の長さに対するLの割合がかなり大きいので、計算地点をL間隔にすると2地点程度しか値が求まらなくなる。従つて実際の計算では

1km間隔に計算地点をとつた。

BOD分布の予測

X, Y, L, の値が上にのべた方法で定まると、この値を用いてBOD分布を(1)固有流による移送および(2)混合とに分けて予測することができる。計算式は次式で表わされる。

$$B' = B e^{-KT} + \int_0^T I e^{-K(T-t)} dt \quad (7)$$

$$B'' = \frac{1}{A} \left[\int_0^L \frac{B'Y}{L} dx + \int_{-L}^0 \frac{B'X}{L} dx + B'(A-X-Y) \right] \quad (8)$$

ここでB; ある期間TのはじめのBOD, B'; 一朝時移送後のBOD(△x離れた地点のBOD) B*; 混合後のBOD K; 河水中の脱酸素係数 t; 初期地点より負荷流入地点に要する時間

実際の計算には(7)式において t=0 すなわち△x間のBOD負荷は全量初期地点に流入するものとし、(8)式を和分に直すと次のようになる。

$$B' = e^{-KT} \left(B + \sum_{i=1}^L I_i T \right) \quad (9)$$

$$B'' = \frac{1}{A} \left[\left(\frac{\Delta x}{L} \right) \left(\frac{B_i Y}{2} + \sum_{i=1}^{L-1} B_i' Y_i + \frac{B_o' Y_o}{2} \right) + \left(\frac{\Delta x}{L} \right) \left(\frac{B_o' X_o}{2} + \sum_{i=0}^{L-1} \right. \right.$$

$$\left. B_i' X_i + \frac{B_i' X_i}{2} \right) + B_o' (A_o - X_o - Y_o) \right] \quad (10)$$

D O 分布

溶存酸素分布は、BOD分布と同様に移送と混合とに分けて計算を行なう。計算式は次のようである。

$$D' = D e^{-\int_0^T \frac{G}{H} dt} + \int_0^T K B e^{-\int_0^T \frac{G}{H} dt} dt \quad (11)$$

$$D'' = \frac{1}{A} \left[\int_0^L \frac{D'Y}{L} dx + \int_{-L}^0 \frac{D'X}{L} dx + D'(A-X-Y) \right] \quad (12)$$

ここに、D；期間Tのはじめの河水中のDO不足量、D'；T期後移送中脱酸素および再ばつ氣を受けた後の酸素不足量、Dⁿ；混合後の酸素不足量、K；脱酸素係数、G；酸素交換係数、H；平均水深、B；BOD値である。

演算にあつては(11)式におけるKGHBが時間的に変動しないものとし、かつ(12)式を和分に直すとつぎのようになる。

$$D' = D e^{-\frac{G}{H} 24 T} + K B T e^{-\frac{G}{H} 24 T} \dots\dots\dots (13)$$

$$D'' = \frac{1}{A} \left[\frac{\Delta x}{L} \left(\frac{D' Y_L}{2} + \sum_{i=1}^{L-1} D' Y_i + \frac{D_o Y_o}{2} \right) + \frac{\Delta x}{L} \left(\frac{D_o' X_o}{2} + \sum_{i=1}^{L-1} D' X_i + \frac{D' X_L}{2} \right) + D_o' (A_o - X_o - Y_o) \right] \dots\dots\dots (14)$$

II) 隅田川の水質の予測

前節で述べたテーマズ方式によつて隅田川の水質の予測計算をした結果を図-16~111に示す。計算の条件は、流入BOD負荷として1潮時当り104.8 ton、水温は夏期平均の27℃、脱酸素係数は18.1℃の場合を底として0.239を27℃に温度補正した値、酸素交換係数は8cm/hr、混合距離は1.4 Km、P、P及びX、Yは図-12に示した如き値である。計算ケースは次の如くである。

浄化用水量 計算ケース一覧表

記号	0	5	10	15	20
浄化用水量 (m ³ /秒)	0	5.0	10.0	15.0	20.0

流入BOD負荷量

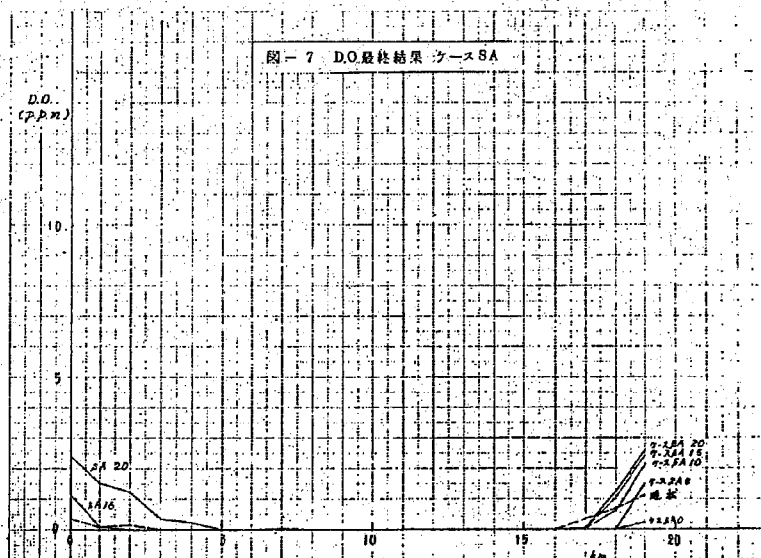
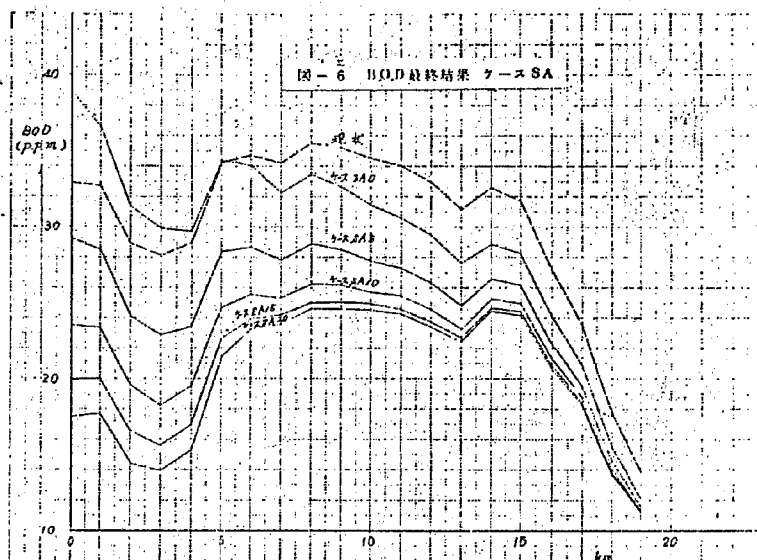
記号	流入BOD負荷量	備考
SA	現状	108.4 ton/1潮時
SB	現状 × $\frac{5.79}{100}$	昭和42年度末における処理場による除去率を乗じたもの
SC	現状 × $\frac{30.6}{100}$	昭和45年度末における処理場による除去率を乗じたもの

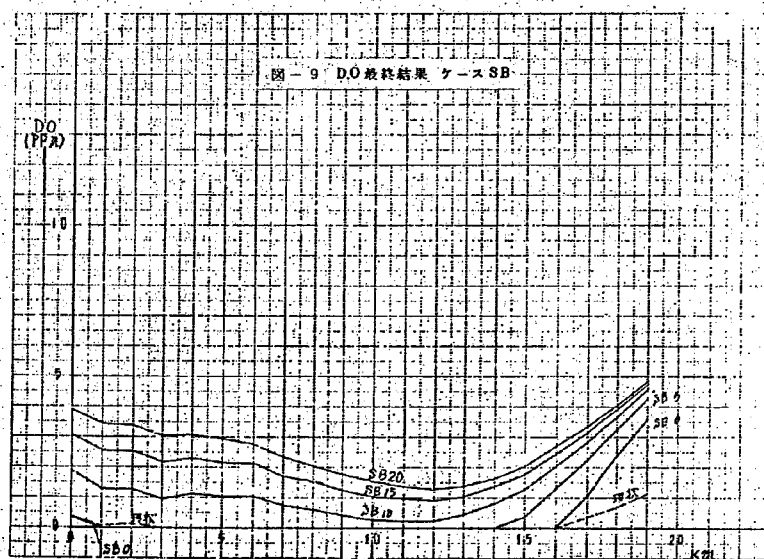
記号の意味する所は、例えばS A Oは、流入負荷量は現状で、浄化用水量 $0 \text{ m}^3/\text{秒}$ の場合という意味である。

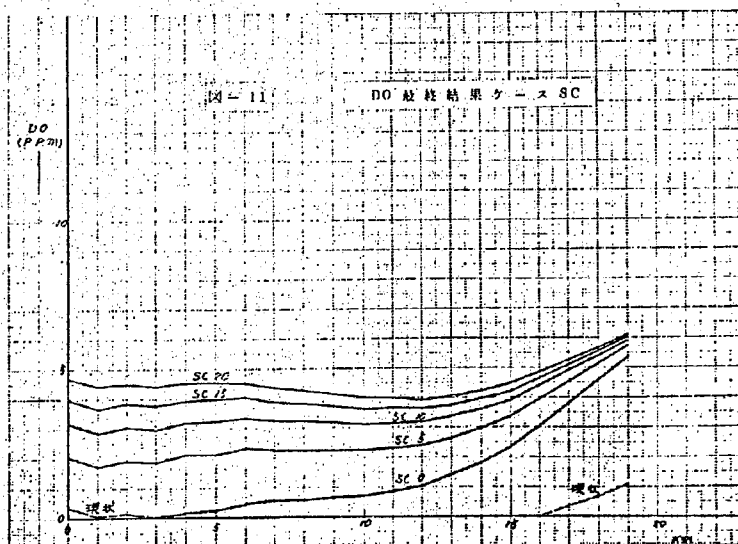
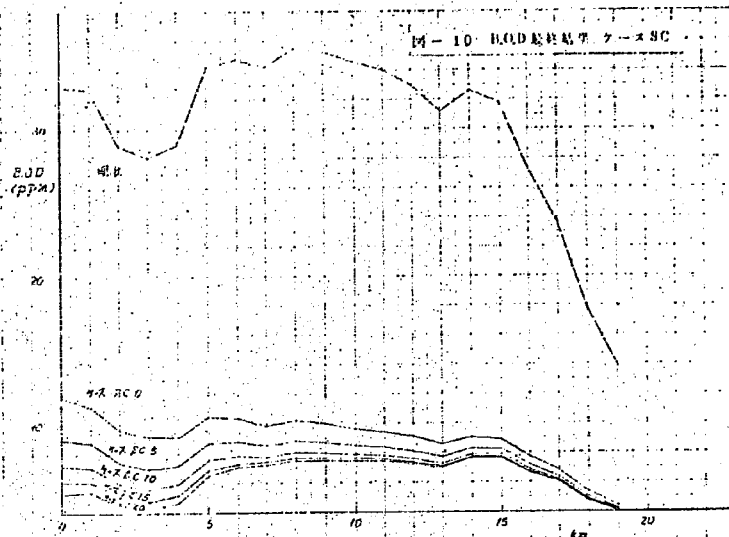
以上の計算の結果B O D負荷が現状の場合では $20 \text{ m}^3/\text{秒}$ の浄化用水を用いても、全川を好性に保つことは難しく、42年度では、 $10 \text{ m}^3/\text{秒}$ 、45年度では $5 \text{ m}^3/\text{秒}$ 浄化用水が必要であることがわかった。

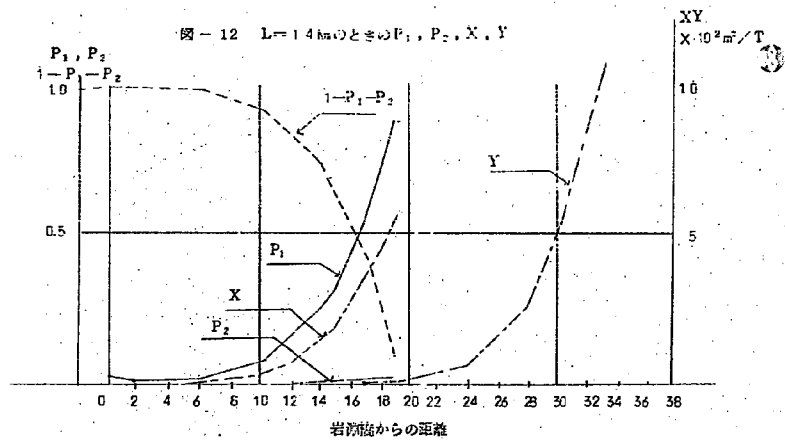
本計算は多くの関係因子によつて支配され、かつ実測値もかなり変動しており、従つて予測精度もかなりこれらのことに影響されている。更に予測計算の基礎になつて将来のB O D負荷の見積りも下水道の普及率について楽観的すぎる可能性もあり、又、この地区の工場の立地、人口動態はかなり流動的であるから、常に汚濁負荷量について修正して行く努力が必要となると思われる。

例えば、ある調査によれば、下水道が100%整備された昭和50年度においても、汚濁負荷はそれ程減少せず、工場排水が90% B O D負荷を除去されて放流されたとしても、1潮時当り約81 ton のB O D負荷があるという調査結果になつている。これは現状の汚濁負荷、1潮時当り108.4 ton の25%減にしか相当しない。従つて今後、汚濁負荷のより精密な予測をして行く努力が必要である。









土木研究所資料第277の4号

土木研究所研究発表会

● アスファルトの粘度と感温性に関する実験

鈴木 稔

●
昭和42年4月18日

建設省土木研究所

1. はじめに

工法・施工作業上ばかりでなく 構築されたアスファルト混合物材料の均等性、安定性、耐久性などに直接、間接的にアスファルトのコンシステンシーが寄与するところ少なくなく、アスファルトのコンシステンシーを物質定数として表わされる粘度を用いて明確化して取扱おうとする動きがあり、また舗装用アスファルトの分類表示に粘度測定を基準とした新方法による規格試案が提示されるに至っている。

そこでこの機会にアスファルトの粘度とその温度による変化すなわち感温性について化学研究室でえられた実験的事実の一部を紹介する。

2.1 ニュートン流動と非ニュートン流動

アスファルトは一般的に高温でニュートン流動を、常温附近で非ニュートン流動を示す。応力 τ (dyne/cm²) と変形速度 D (sec⁻¹) に比例関係の成立する流体がニュートン流動を示しその比例定数 η (poise) が粘度 (または粘性率) である。すなわち三者に $\tau = \eta D$ の関係が成立する。一方非ニュートン流動を示す物質では τ (または D) により η は変化し、定数を η' 、 m とすれば $\tau = \eta' D^m$ で表わすことができる。ニュートン流動と非ニュートン流動の D - τ 曲線 (流動曲線という) の例を図-1 に示す。

試料の流動性がニュートン的であるか非ニュートン的であるかの判別法は流動曲線から判断されるが、針入度試験からも決定される。針入度の時間変化を測定し対数座標に針入度と時間の関係をプロットしその直線の勾配 g が $1/2$ であればニュートン流動であり、 $g \neq 1/2$ であれば非ニュートン流動となる。また $g = 1/(m+1)$ から m が求まり、流動曲線の非ニュートン性の程度がわかる。

2.2 押出し短管粘度計による粘度の測定法

針入度法は容易にかたさからアスファルトのコンシステンシーを工業的意味合いで分類できるので、多くの人々によつて粘度を針入度から換算する試みが行なわれた。

しかしこの試みには理論的に補正しきれぬ限界があり筆者は粘度はやはり粘度計で実際に求める手順をふむのが順等であるとの立場をとり、装置・操作が簡単でずり速度、温度を大巾に変えて測定できる押出し短管粘度計 (原理図は図-2 に示す) を使用して粘度を測定した。その測定方法は所定温度に保たれた 1~2 グラムのアスファルトをブランジ

図-1 ニュートン流動と広義な非ニュートン流動の流動曲線の例

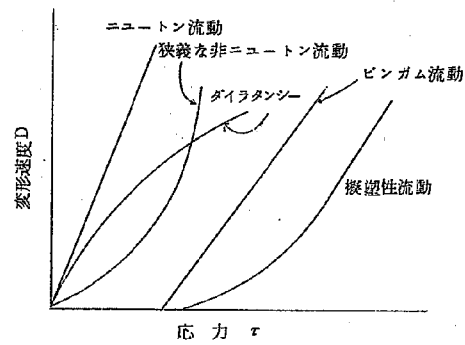
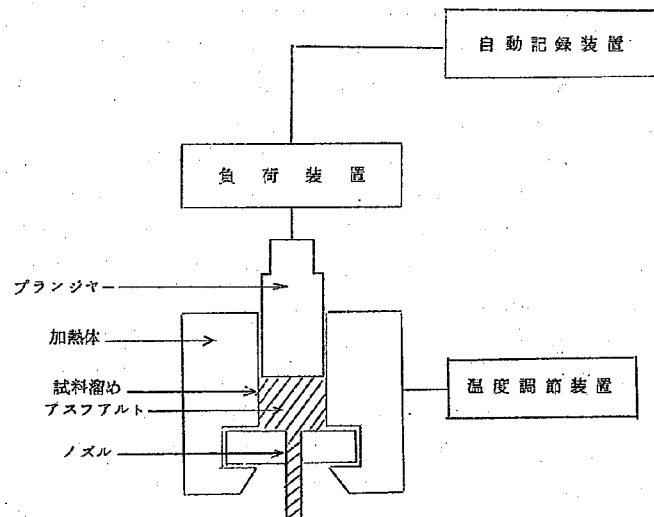


図-2 押出短管粘度計の原理図



—を介して載荷 (P dyne/cm²) し試料溜めから管長 L と管径 $2R$ の比の異なる数種のノズルから押出し、その際試料の単位時間当りの流出量 Q (cm³/sec) を実測する。求めた Q から管壁上でのずり速度 D (sec⁻¹) は

$$D = \frac{D_0}{4} \left\{ 5 + \frac{d \log D_0}{d \log \tau} \right\} \quad (1)$$

$$D_0 = \frac{4Q}{\pi R^2} \quad (2)$$

管壁上でのずり応力 τ (dyne/cm²) は

$$P = 2\tau \frac{L}{R} + A \quad (3)$$

の関係から求められる。式(3)の P 、 L/R は一次式の関係にあり一定の D_0 のもとで P と L/R をプロットしてえた直線の勾配から τ が求められる。決定された D 、 τ から粘度 η は

$$\eta = \frac{\tau}{D} \quad (4)$$

で計算される。

2.3 粘度決定の実例

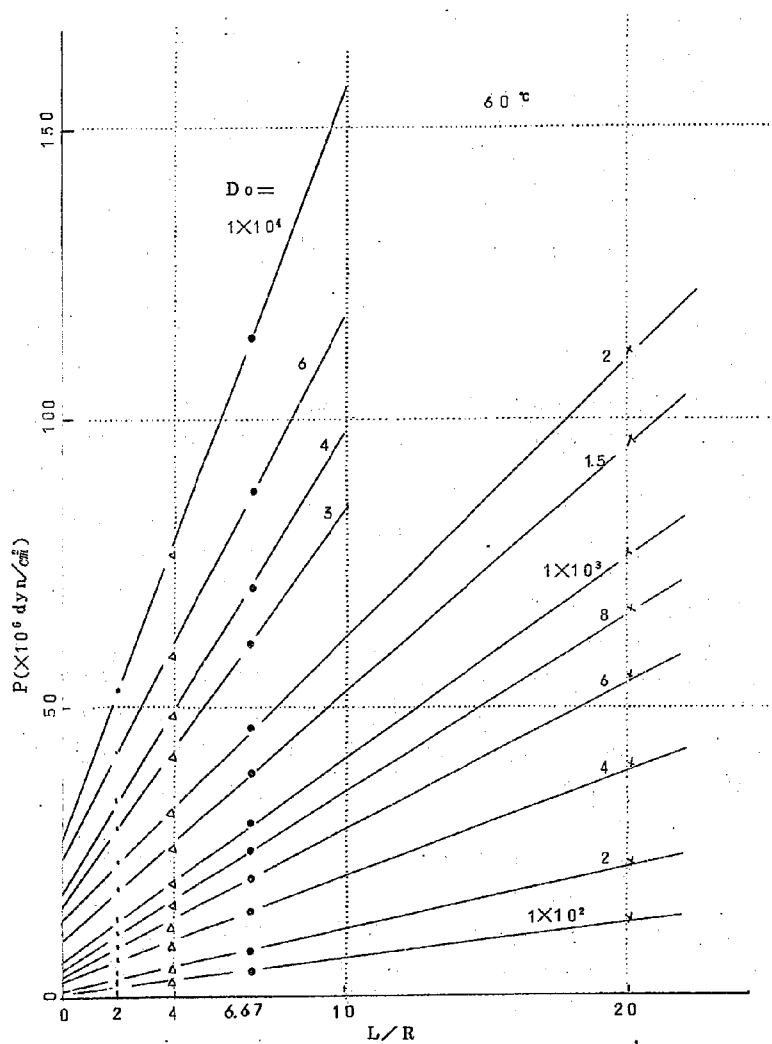
60°Cにおける式(3)の関係の一例を図-3に示す。この直線の勾配からずり応力を求め、式(2)で計算される見かけのずり速度に対してプロットされた見かけの流動曲線を図-4に示す。この関係から得られる真の流動曲線はずり応力 $1 \sim 2 \times 10^6$ dyne/cm² の範囲の前後で対数座標上で直線関係となり

$$D = \eta' \tau^m \quad (5)$$

で表わされる。ただし η' 、 m は定数であり。試料は指数関数流動を示し、 $m \neq 1$ となり非ニュートン流体であることがわかる。

この任意の温度の見かけの流動曲線を $\log D_0$ 軸に平行に上下に $\log a_T$ の距離だけ移動すると他の温度の流動曲線に重ね合わせることができる。これを時間-温度換算則といい、 a_T は移動因子と呼ばれている。この移動距離 $\log a_T$ と温度 T の関係は

図-3 見かけのずり速度をパラメーターとした押出圧力と短管の管長と半径の比の関係



見かけの流動曲線



WLF式

$$\log a_T = \frac{-8.86 (T - T_g)}{101.6 + T - T_g} \quad (6)$$

または

$$\log a_T = - \frac{17.44 (T - T_g)}{51.6 + T - T_g} \quad (7)$$

に一致する。 T_g は標準温度、 T_g はガラス転移点(温度)と言い、式(6)、(7)は $T = T_g \pm 50^\circ\text{C}$ 、 $T_g + 100 > T > T_g$ の範囲で一般に成立する。移動因子を用いるとWLF式が成立する温度範囲で式(5)で示される流動曲線は

$$D(T) \cdot a_T = \eta'(T_g) \cdot \tau^m \quad (8)$$

$$D(T) \cdot a_T = \eta'(T_g) \cdot \tau^m \quad (8')$$

によつて求められる。ただし $D(T)$ は T における D 、 $\eta'(T_g)$ 、 $\eta'(T_g)$ は T_g 、 T_g における η' である。

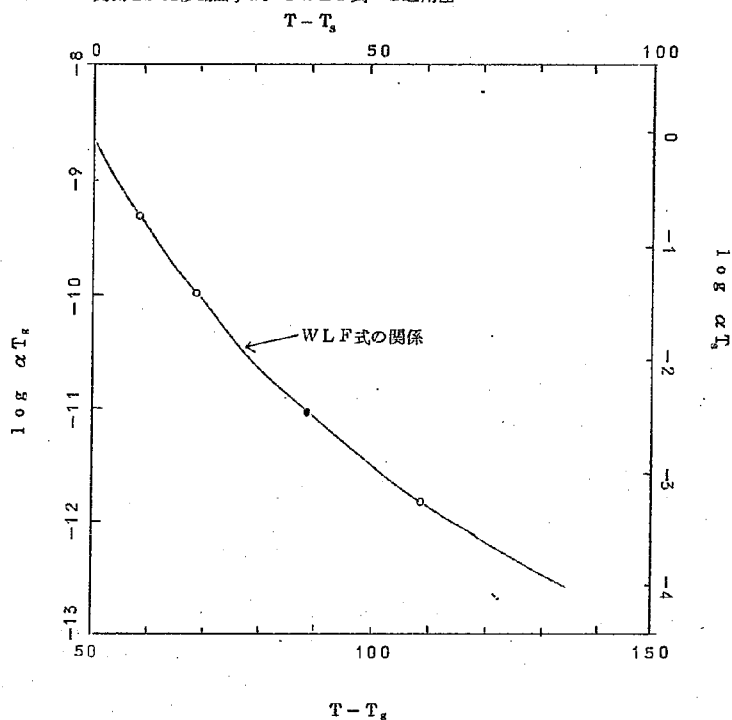
実測された $\log a_T$ と T の関係のWLF式への適応性を図-5に示す。 $T = 120^\circ\text{C}$ でWLF式からはずれ、 $T_g = 41^\circ\text{C}$ 、 $T_g = -9^\circ\text{C}$ となつている。

図-4の関係から見かけの粘度($\eta_a = \tau/D\dot{\gamma}$)と真の粘度(式4)を求め、ずり速度に対してプロットすると図-6となる。この関係も $\log D$ 軸に、次に $\log \eta$ 軸に平行に $\log a_T$ の距離だけ移動すると時間-温度換算則が適用される。標準温度($T_g = 41^\circ\text{C}$)に換算した結果を図-6に合せて示す。したがつてWLF式が成立する温度範囲で図-6の関係は

$$\eta = \eta'(T_g) \frac{1}{D(T_g)^m} \frac{1}{a_T} = \eta'(T_g) \frac{1}{D(T_g)^m} \exp \frac{-23.03 \times 8.86 (T - T_g)}{m(101.6 + T - T_g)} \quad (9)$$

で与えられる。^{*} ちなみに試料の軟化点(51°C)と針入度を測定した 25°C での粘度を式(9)から求めてみると 3.5×10^4 と 2.3×10^6 ポアズをえた。図-6または式(9)の関係は明らかにずり速度 $\dot{\gamma}$ に依存している。したがつてたとえばアスファルトと骨材を加熱混合する場合骨材の配合粒度を変化させない程度にミキサーの回転速度を早めることが
^{*} m と $n = d \log \eta / d \log D$ の間に $n = \frac{1}{m} - 1$ の関係がある。

図-5 実測された移動因子 a_T のWLF式への適用性



有利である。(回転速度を早めることは温度を高める効果に相当する)。また舗装体においても受ける振動数[※]によりアスファルトの粘度は変化することが予想される。

以上非ニュートン流体のアスファルトの流動的性質についてふれたが、ニュートン流体のアスファルトについて記すと流動曲線は

$$D_o = (1/\eta) \tau \quad (5)'$$

となり、温度 T_1 における粘度 $\eta(T_1)$ が実測されていれば移動因子に

$$a_T = \frac{\eta}{\eta(T_g)} \quad (6)$$

振動数と振動数の間に相関性が見い出されている。

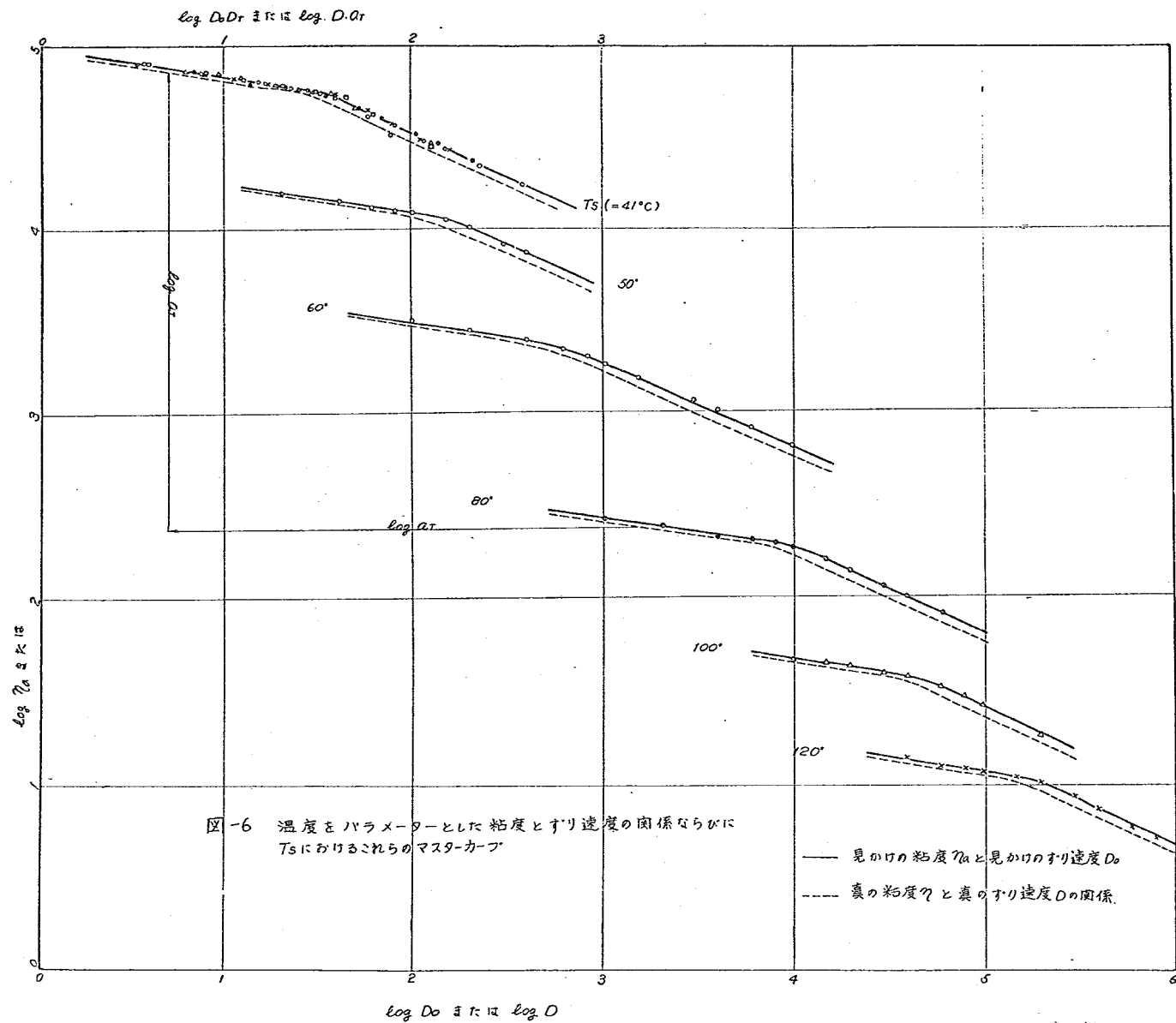


図-6 温度をパラメーターとした粘度とすり速度の関係ならびに T_s におけるこれらのマスターカーブ

$$a_T = \frac{\eta}{\eta(T_g)} \quad (10')$$

$\eta(T_g)$, $\eta(T_g)$ は T_g , T_g における粘度

の関係があるので, WLF式が成立する温度範囲で温度 T における粘度 η は WLF式より

$$\log \eta = \log \eta(T_1) + \frac{8.86(T_1 - T_g)}{101.6 + T_1 - T_g} - \frac{8.86(T - T_g)}{101.6 + T - T_g} \quad (11)$$

または

$$\log \eta = \log \eta(T_1) + \frac{17.44(T_1 - T_g)}{51.6 + T_1 - T_g} - \frac{17.44(T - T_g)}{51.6 + T - T_g} \quad (12)$$

で求められる。

2.4 感温性

アスファルトの感温性は工学的な重要性からいかに適確に表示するかについて多くの人の関心が払われ、針入度測定を中心とする表示法と粘度測定を中心とした表示法が多数提出されている。しかし各々欠点をもち、アスファルトは温度の変化とともにコロイド的、レオロジー的性質を変化させるので広い温度領域で正確に感温性を表現することは困難である。たとえば針入度指数 (P. I) から算出される対数針入度の感温性は図-7^案に示すように軟化点における針入度 800 との仮定の妥当性は疑わしいし、コンシステンシーが異つても同一の P. I を示す試料では感温性は同一になつてしまう。また弾性をもつアスファルトの針入度は見かけ上大きな針入度を示す場合もある。さらに針入度試験においてはすり速度、すり応力が不明で針入度を比較する基準が曖昧である。

粘度の温度による変化を示す関係の直線の勾配すなわち粘度の対数温度係数を用いて感温性を表わす方法も図-8に示すとうり必ずしも直線とはならずまたすり速度に依存して複雑な変化を示す。

しかし近年高分子物質などのレオロジー的性質に関してえられている諸原理がアスファ

ル対数針入度と温度の関係は、力学的損失正接 ($\tan \delta$) の温度分散の關係に類似している。 $\tan \delta$ は動的状態で一サイクルの間に蓄積されるエネルギーに対する散逸されるエネルギーの比に比例する。

図-7 針入度の温度による変化(針数針入度の感温性)
と力学的損失正接

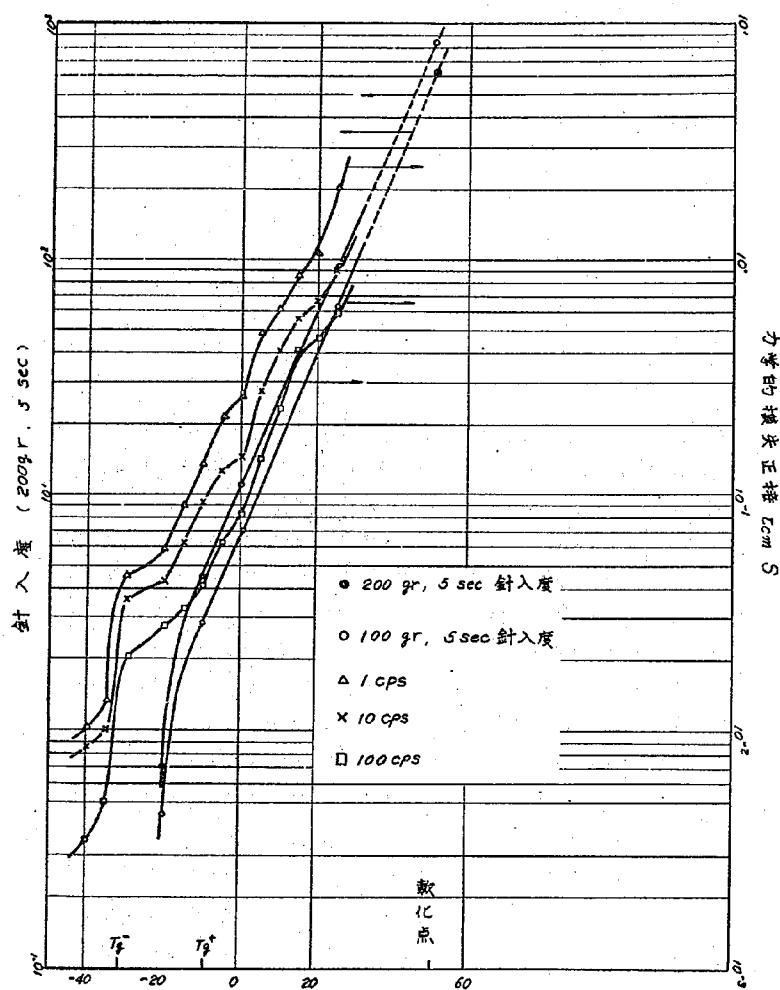
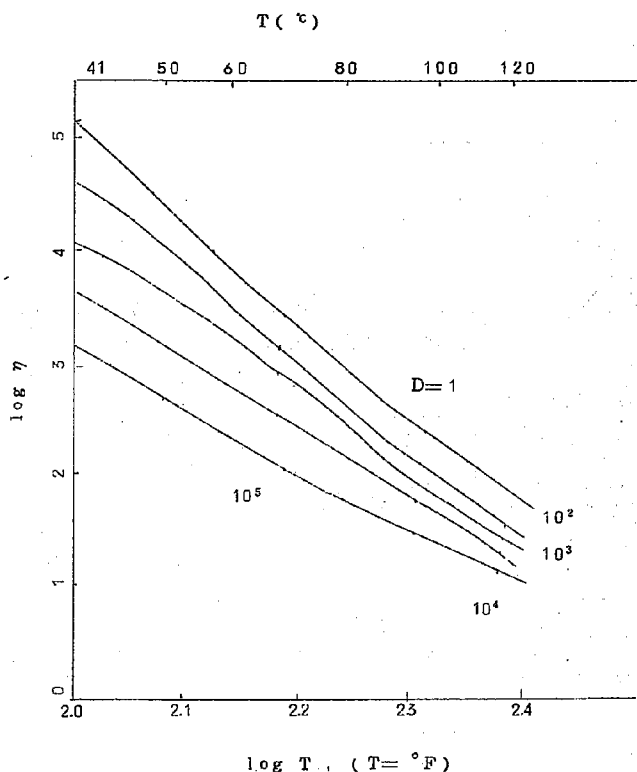


図-8 粘度の対数温度係数を得る関係



ルトにおいても適用されることが判明し、ガラス転移点からその上100℃までの粘度と温度の関係はWLF式で与えられる。したがって温度による粘度の変化を感温性と定義すれば、式(6)、(10)からニュートン流動を示すアスファルトの感温性は[※]

$$\frac{d\eta}{dT} = - \frac{2073\eta}{(101.6 + T - T_g)^2} \quad (13)$$

※以下の各式で標準温度 T_g に換えてガラス転移温度 T_g を用いれば定数101.6は51.6に換えねばならない。

$$\frac{d \log \eta}{d T} = - \frac{900.1}{(101.6 + T - T_g)^2} \quad (14)$$

または

$$\frac{d \eta}{d (1/T)} = \frac{2073 \eta T^2}{(101.6 + T - T_g)^2} \quad (15)$$

$$\frac{d \log \eta}{d (1/T)} = \frac{900.1 T^2}{(101.6 + T - T_g)^2} \quad (16)$$

で示され、温度 T における粘度 η は式(11)により求められる。また指数関数流動を示す非ニュートン流体のアスファルトで時間-温度換算則が適用されれば、式(9)よりその感温性は

$$\frac{d \eta}{d T} = - \frac{2073 \eta}{m (101.6 + T - T_g)^2} \quad (17)$$

$$\frac{d \log \eta}{d T} = - \frac{900.1}{m (101.6 + T - T_g)^2} \quad (18)$$

または

$$\frac{d \eta}{d (1/T)} = \frac{2073 \eta T^2}{m (101.6 + T - T_g)^2} \quad (19)$$

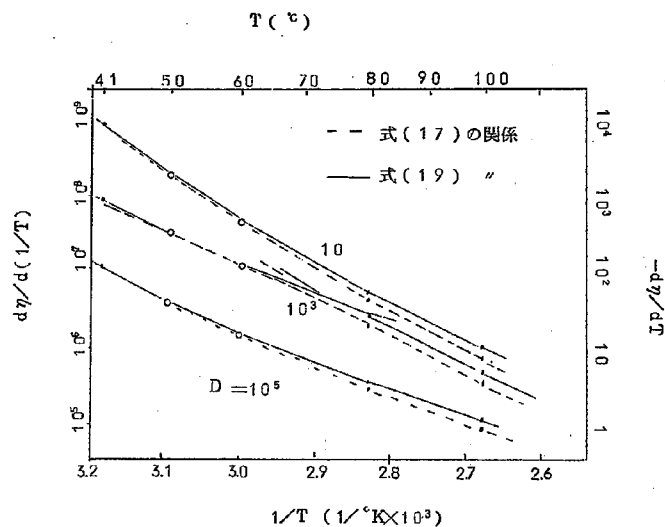
$$\frac{d \log \eta}{d (1/T)} = \frac{900.1 T^2}{m (101.6 + T - T_g)^2} \quad (20)$$

で示され、 T における η は式(9)によつて求められる。図-9に式(17), (18)から計算した非ニュートン流動を示すアスファルトの感温性を示す。

式(16), (20)から見かけの粘性流動の活性化エネルギー ΔH_a (kcal/deg, mol)[※]を求めることができる。すなわちニュートン流動を示すアスファルトで

※流動の活性化エネルギーは液体中の分子が周囲の分子に対して移動するために必要とするエネルギーで、これは、分子構造と密接な関係にあり流動の活性化エネルギーから分子構造の特徴をつかむことができる。

図-9 ゼリ速度とパラメーターとした感温性の温度による変化



$$\Delta H_a = \frac{4.12 T^2}{(101.6 + T - T_g)^2} \quad (21)$$

非ニュートン流体で

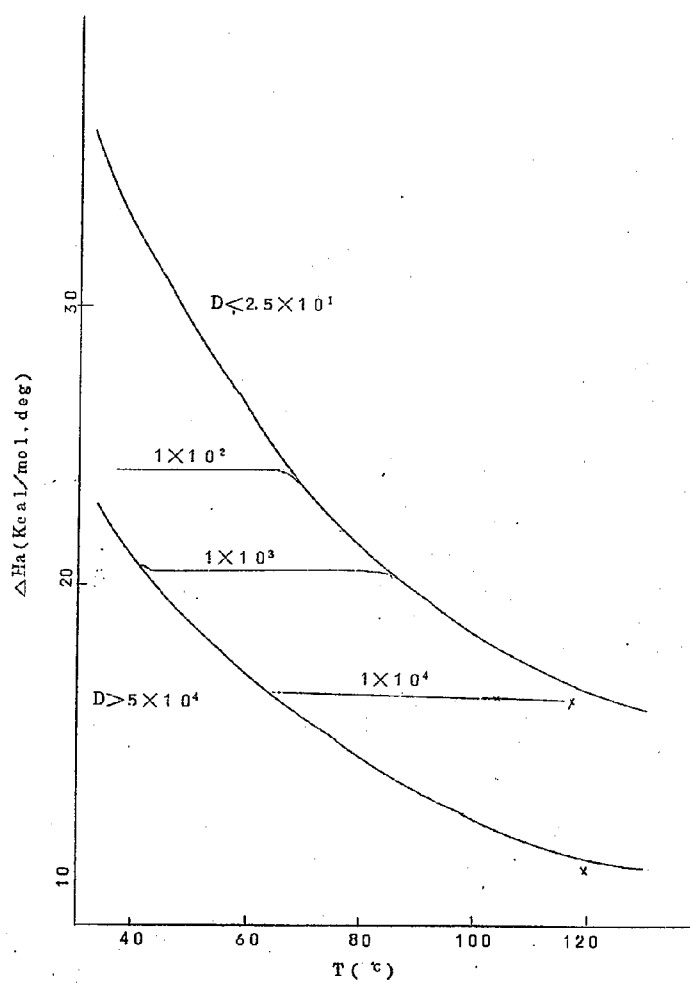
$$\Delta H_a = \frac{4.12 T^2}{m (101.6 + T - T_g)^2} \quad (22)$$

で与えられる。

この ΔH_a をもつて感温性を表現する尺度としても矛盾がなく、しかもアスファルトの構造ないしはその変化と関連づけられる意義がある。

非ニュートン流動を示すアスファルトの見かけの流動の活性化エネルギーを式(22)から求めて温度、ゼリ速度に対してプロットし、感温性の温度、ゼリ速度による変化の尺度として用いた場合の一例を図-10に示す。明らかに非ニュートン流体の感温性(ならびに

図-10 見かけの流動の活性化エネルギー ΔH_a の温度およびびり速度による変化
(ΔH_a を感温性の尺度として用いた場合の一例)



$\Delta H a$) はずり速度に依存し一義的に表示しうるものでないことが判断される。

3. おわりに

アスファルトの粘度とその温度依存性(感温性)の一端についてアスファルトの流動的性質の品質判定としての立場から眺めてみたが、今後はアスファルト構造物の具体的な事象と関連して究明することが以後に残された課題となるう。

土木研究所資料第277の5号

土木研究所研究発表会

舗装の竣工時の平坦性について

河 野 宏

昭和42年4月18日

建設省土木研究所

1. はじめに

今回の調査研究は竣工時の舗装の平坦性の検査基準を決めることを目的として行なった。現在我国においては、舗装の平坦性の測定方法、表示方法はまだ確立されておらず、その平坦度はいろいろな測定器で測り、いろいろな整理方法で整理され、いろいろな表示方法であらわされているのが現状である。

この稿では、最初に現在行なわれている種々の測定方法・表示方法についてまとめ、次に昭和41年6月～9月に東京周辺で竣工した舗装の平坦性を調査した結果より、種々の測定方法、表示方法の相関性および現在の施工技術のレベルについて考察し、最後にこれらの資料より、竣工時の舗装の検査基準を作成した。

2. 平坦性の測定方法、表示方法

2.1 測定原理

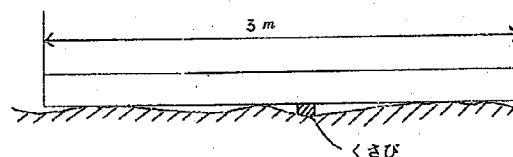
現在用いられている平坦性測定器の測定原理を大別すると次の通りである。

- a) 一定区間内（普通は3m）の舗装面の最高点と最低点の差をよみとり、この数値の大小によつて平坦度をあらわす。
- b) 基準線（計画線）と実際の舗装面上の点との高低差をよみとり、この数値の大小によつて平坦度をあらわすもの。
- c) 舗装面の接線と基準線との交角の大きさを測定し、この大小により平坦度をあらわすもの。

2.2 測定器

- a) 足無し直読式凹凸測定器（図-1）

図-1 足無し直読式凹凸計

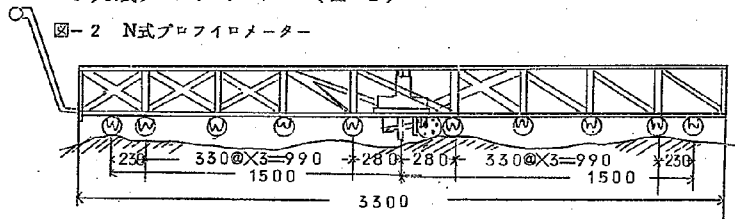


これは底面の平坦な3mの直線定規である。これを舗装表面にのせ、定規と舗装表面と

のすきまが最大になる所を測定する。測定原理は(a)に属し、この場合最高点の高さの代りに最高点と次最高に最高点と次最高点を結ぶ線を用いている。

b) N式プロフィロメーター (図-2)

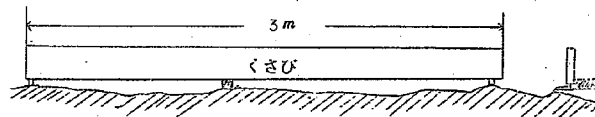
図-2 N式プロフィロメーター



これは舗装研究室の南島技官の考察になるものである。測定輪の前後にそれぞれ5輪の固定輪をつけ、測定器の軸が常に前後それぞれ最高点につた輪を結ぶ線と平行になるようにしたものである。測定原理としては(a)、(b)折衷したもので、前後5輪の最高輪を結ぶ直線を区間の最高点の高さの代りに用いているとも考えられるし、またその直線を基準線の代りに用いているとも考えられる。

c) 足付き直統式凹凸測定器 (図-3)

図-3 足付き直統式凹凸計

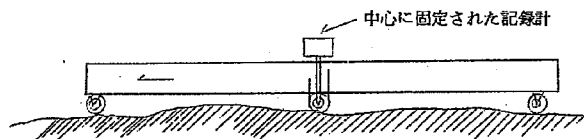


これは(a)の3m定規の両端に高さ10mmの足をつけたものである。定規を舗装表面にのせ、定規底面と舗装表面との間にすきまの大きさをはかる。測定原理としては(b)に属し、基準線の代りに両端の足のつた点を結ぶ線を用いている。

d) e式プロフィロメーター (図-4)

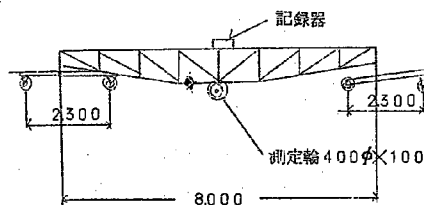
これは(c)の足付き直統式凹凸測定器の足の代りに固定輪をつけ、中央には舗装表面に沿って自由に上下する可能輪をつけ、この輪の動きを連続的に記録するようにしたものである。この測定原理は(b)に属し、基準線の代りに両端の固定輪を結ぶ線を代用している。

図-4 C式プロフィロメーター



e) 公団式プロフィロメーター (図-5)

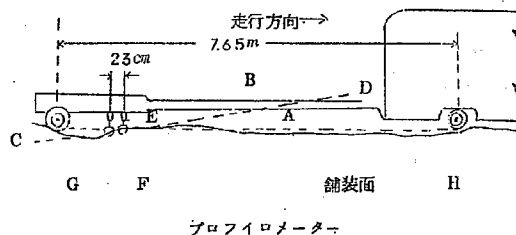
図-5 公団式プロフィロメーター



これはe式プロフィロメーターと本質的には同じものであるが、測定器の軸と基準線との近似をよくするために軸長を8mと長くし、また同じ目的で固定輪の数を多くした所が改良点である。測定原理は(b)に属する。

f) AASHO式プロフィロメーター (図-6)

図-6 AASHO式プロフィロメーター



これは舗装面の接線と基準線との交角の大きさにより凸凹を測定しようとするものである。測定原理は(c)に属する。接線をごく接近した2つの測定輪を結ぶ線で、また基準線を

両端の固定輪を結ぶ線で代用している。

なお上にあげた測定器以外にも、走行している自動車の振動を固有振動数（12%）をもつた振動計の速度振幅より割り乗心地係数を求める乗心地計、あるいは自動車車輪とフレームの間に生じる変位量から間接的に路面の凹凸を評価するうちラフオメーター等の測定器もあるが、これらの測定器を全国の現場に設置して竣工時の検査に用いることは経済的にも実際的にも無理であると判断し今回の調査からは除外した。

2.3 表示方法

前項にあげられた各測定器により記録されたデータを整理し平坦性を表示する場合、連続的に記録されたデータをそのまま使う方法と、適当な間隔で数値を読みとりこれら不連続なデータを用いるものがある。

連続的に記録されたものに対する平坦性の表示方法としては次のような方法が現在広く行なわれている。

a) ± 5 mmの範囲内の百分率

プロファイロメーターで記録された波の中央に ± 5 mmの幅の帯を設け、この帯の内にはいる区間の延長の合計を全測定距離で除してあらわす。単位は%で示す。現在の技術基準によれば平坦度はこの表示方法であらわすことになっている。

b) Pr I (Profile Index)

プロファイロメーターで記録された凹凸の波の中央に ± 3 mmの帯を設け、この帯の外にはみだす部分の波の高さを加算し、その総加を測定距離で除したもので、cm/Kmであらわす。

c) TCR (Total Cumulative Roughness)

プロファイロメーターの測定輪の上下の変動量をカウンターで加算記録し、その総加を測定距離で除したもので、cm/Kmであらわす。

d) RI (Roughness Index)

プロファイロメーターの測定輪の上下いずれか1方向の変動量をカウンターで加算記録し、その総加を測定距離で除したもので、cm/Kmであらわす。

適当な間隔で読みとつたデータに対する平坦性の表示方法としては次のようなものがある。

a) ± 5 mmの幅の内にはいる個数の百分率

読みとつた数値の平均値を求め、この平均値より ± 5 mm以内にあるものの数を全数に対

する百分率であらわす。

これは連続的なものの(a)の場合と同様に技術基準の表示方法に従ったものである。

b) バラッキ

読みとつた数値のバラッキ(標準偏差)を求めこの大小により平坦度をあらわす。

c) 平均値

足無し直読式凹凸測定器に対してのみ適用されるものであり、読みとつた数値の平均値を求め、この大小により平坦度をあらわすものである。

2.4 測定方法、表示方法の総括

いままでのべてきた測定方法、測定器、表示方法についてまとめると表-1のようになる。

このうちでバラッキで平坦度をあらわす方法は統計的にみても原則的な方法であり最も無難なものと考ええる。

連続的にとつたデータをそのまま使用せずに一定の間隔で読みとつて用いる点が気懸りではあるが、そのサンプリング方法さえ適当であれば全体の平坦度を正確に推定できるはずであり、今回はこの方法を中心として進めていくことにした。求め方については2.5で説明する。

連続的なデータ全部を使用する方法のうち、 $\pm 5\text{mm}$ の内にはいる区間の延長を求めるものは、たしかにデータ全部を使用しているか、帯の内か外かを問題にしているだけであつて、バラッキによる方法にくらべて特にすぐれているとは考えられない。このことはPRIについても同様である。

① カウンターを用いて求めるTCR、RIについては、測定区間全体のデータを使用して得られるものであり、また現地ですぐに結果のわかるものでもあるので非常によい方法であろう。しかし現在ではまだ直読式の測定器が多く用いられており、プロファイルメーターのうちでもカウンターをつけているものも少く、カウンターの精度にも問題があるので、今回は補助的に取り扱つた。

2.5 バラッキ(標準偏差)の求め方

a) 測定間隔

測定間隔はサンプリングが誤差を最小にするように求められねばならない。また測定間隔を大きくすればする程、作業能率はよくなるので、サンプリング誤差が同程度である限りは測定間隔を大きくとりたい。

表-1 平坦性の各種の測定方法

測定原理	測定器	平坦性の表示方法
一定区間内の最高点	足無し直読式凹凸測定器	平均値
と最低点の差	N式プロファイロメーター	バラツキ, ±5mmの範囲内の百分率 (個数, 区間長), Pr I, R I
基準線と舗装面との	足付き直読式凹凸測定器	バラツキ, ±5mmの範囲内の百分率 (個数)
高低差	C式プロファイロメーター	バラツキ, ±5mmの範囲内の百分率 (個数, 区間長), Pr I
	公別式プロファイロメーター	バラツキ, ±5mmの範囲内の百分率 (個数, 区間長), Pr I, TCR
基準面と舗装面の接 線との交角	AASHO式プロファイロ メーター	バラツキ

表-2 バラツキのくり返し性と測定間隔の違いの影響との比較

測定器	読み取り 間隔 (m)	アスファルト舗装			コンクリート舗装			備考
		A	B	C	A	B	C	
足付き直読式	0.3	1.98	1.93	1.78	2.43	2.51	2.40	
	0.9	1.69	1.86	1.87	2.42	2.49	2.66	
	1.5	1.85	1.88	1.88	2.55	2.57	2.51	
C式 プロファイロメーター	0.3	2.52	2.47	2.42	3.11	3.00	2.89	
	0.9	2.43	2.52	1.58	3.11	3.15	3.19	
	1.5	2.27	2.50	2.20	3.12	3.25	2.68	
N式 プロファイロメーター	0.3	1.51	0.91	1.02	1.12	0.78	0.86	
	0.9	1.28	0.94	0.99	1.08	0.98	0.90	
	1.5	1.34	1.05	1.09	1.08	1.02	0.83	

表-3 測定間隔がバラツキにおよぼす影響の検定

		アスファルト舗装	コンクリート舗装	備 考
分散の違いの 検定 (F o)	足付き直読式	5.5 秒	1.65	
	C 式	9.48	7.4	
	N 式	4.12	1.85	
平均値の差の 検定 (T o)	足付き直読式	0.50	2.56	
	C 式	1.57	0.07	
	N 式	0.06	0.18	

ただし

$$F(2.2, 0.05) = 19.0 \quad F(2.2, 0.01) = 9.9$$

$$T(4.0, 0.05) = 2.78 \quad T(4.0, 0.01) = 4.60$$

表-2は土木研究所管内の舗装上で行なつた試験結果である。この試験はアスファルト舗装とコンクリート舗装上で同一箇所(延長100m)を3回測定し、測定間隔を3段階(0.3m, 0.9m, 1.5m)にかえて、それぞれのバラツキを求めたものである。この表から測定間隔の相違は得られるバラツキに影響を与えないことが推定される。

表-3は測定間隔0.3mのバラツキと測定間隔1.5mのバラツキについて、F分布を利用して分散の違いの検定を大分布を利用して平均値の差の検定を行なつたものである。これより測定間隔0.3mと1.5mとの間には有意差のないことがわかる。

以上のことよりバラツキを求める場合の測定間隔は1.5mとした。

b) バラツキの算出方法

バラツキを求める方法は3通りの方法がある。1つは正式に分散を計算する方法であり、他は平均偏差、範囲よりバラツキを求める方法である。

1) 分散を計算により求める方法

測定値を $x_1, x_2, \dots, x_N$ とすると

$$\text{平均値 } \bar{x} = \frac{\sum x}{N}$$

$$\text{分散 } S = \sum (x - \bar{x})^2 = \sum x^2 - N \bar{x}^2 = \sum x^2 - \frac{(\sum x)^2}{N}$$

$$\text{バラツキ } \sigma = \frac{S}{N-1} \times \frac{1}{C_2}$$

ただし C_2 は N による定数

ii) 平均偏差-偏差の絶対値の平均-による方法

$$\text{バラツキ } \sigma = \frac{\pi}{2} \frac{N}{N-1} - \frac{\sum |x - \bar{x}|}{N}$$

この場合次のような便法がある。

$$\begin{aligned} \sum |x - \bar{x}| &= \sum_{x > \bar{x}} (x - \bar{x}) + \sum_{x < \bar{x}} (\bar{x} - x) = 2 \sum_{x > \bar{x}} (x - \bar{x}) \\ &= 2 [(\bar{x} \text{より大きい } x \text{ の和}) - (\bar{x} \text{より大きい } x \text{ の個数}) \times \bar{x}] \end{aligned}$$

iii) 範囲による方法

測定値 $x_1, x_2, \dots, x_N$ を n 個ずつ k 組のグループに分け、各組の範囲 $R = x_{\text{最大}} - x_{\text{最小}}$ を $R_1, R_2, \dots, R_k$ とすると

$$\text{範囲の平均値 } \bar{R} = \frac{\sum R}{k}$$

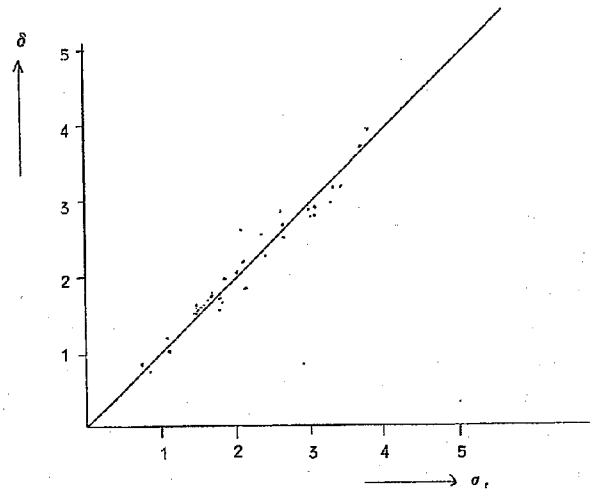
$$\text{バラツキ } \sigma = \frac{\bar{R}}{d_2}$$

ただし d_2 は n によつて決まる定数

上記の3通りの方法を比較すると、正確さでは i) ii) iii) の順であり、簡単さでは iii) ii) i) の順である。iii) の範囲を利用してバラツキを求めた場合の所要時間は i) の $1/6 \sim 1/10$ である。図-7 は i) と iii) の方法によつて求められるバラツキを比較してみたものである。これによると i) iii) の間にはたいした差がなく範囲による方法でも十分代用のきくことがわかる。

よつてバラツキを求める方法としては iii) の方法を採用することにした。この場合グループ内の数 (n) は 6~10 個にするのが有効であることが知られているので、全測定数 N とにらみ合せて n は 6~10 の間の適当な数をとればよい。今回は測定距離が 100 m で N の数が比較的少なかったため $n=6$ とした。

図-7 計算によるバラツキ(σ)と範囲によるバラツキ(σ_r)の相関



3. 平坦性調査結果

いろいろな測定方法・表示方法で平坦度を求めた場合の相関性を調べ、また実際の舗装の竣工時の平坦性の技術レベルを知る目的で、東京近辺の昭和41年6月～9月に竣工した舗装について平坦性調査を行なった。

3.1 測定器、表示方法

今回の平坦性調査に用いた測定器、測定方法は次の通りである。

a) 足付き直視式凹凸測定器

- ・バラツキ
- ・±5mm以内の百分率(個数)

b) C式プロファイルメーター

- ・バラツキ
- ・±5mm以内の百分率(個数、区間)
- ・Pr I

c) N式プロファイロメーター

- ・バラツキ
- ・ $\pm 5\text{mm}$ 以内の百分率(個数, 区間)
- ・Pr I
- ・R I

d) 公団式プロファイロメーター

- ・バラツキ
- ・ $\pm 5\text{mm}$ 以内の百分率(個数, 区間)
- ・Pr I

3.2 測定器間の相関性

バラツキによつて平坦度をあらわした場合の各測定器間の相関を図-8 ~ 13に示す。これによると直読式, C式, N式の3者の間の相関はきわめて強く, いずれも高度に有意(危険率1%以下)である。注)

公団式と他の測定器の相関を図-(10, 12, 13)に示す。これによると公団式と直読式N式は相関々係が有意(危険率5%)である。前記の3つの測定器間の相関にくらべると, 公団式との相関は大分見劣りがする。

測定器の経適性機動性からいうと, 高価で大きく運搬や測定時の取り扱いのむずかしい公団式プロファイロメーターの代りに他の測定器が使用できれば非常に有難い。

しかし現在の所では, これらの相関図からもわかるように, 軸の長さが8mの公団式プロファイロメーターの代りに, 軸の長さが3mの他の測定器を用いることは問題であろう。どちらを使用した方が好ましいかは, どちらがよく舗装の供用成績をあらわすかによつて決まる。平坦性と供用成績との関係について最も信頼のおけるデータはAASHOのデータであり, 今後シミュレーション等によりAASHOの凹凸計と日別の凹凸計の比較を行ない, この問題について結論を出したいと考えている。(参考図-1, 2, 3, 4)

前述の如く, 軸の長さが3mの測定器については相関関係も非常に強くどの測定器を用いても実用上問題はなさそうである。最後にこれら3種の測定器間の関係を式であらわしたものをあげる。

注) 危険率1%以下で相関関係が有意な場合, その相関係数に捺印をつけ, また危険率5%以下で有意な場合捺印をつけてあらわす。

図-8 直読式とC式の相関

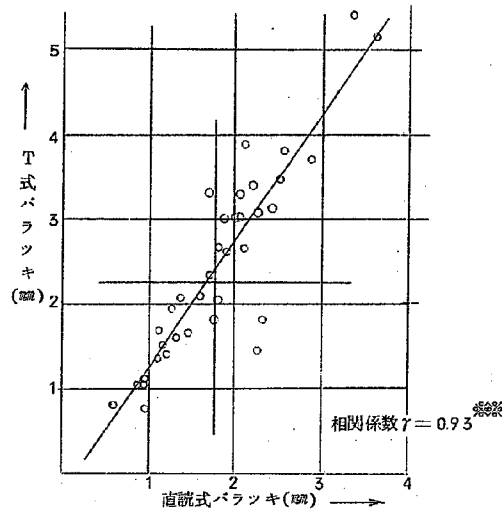


図-9 直読式とN式の相関

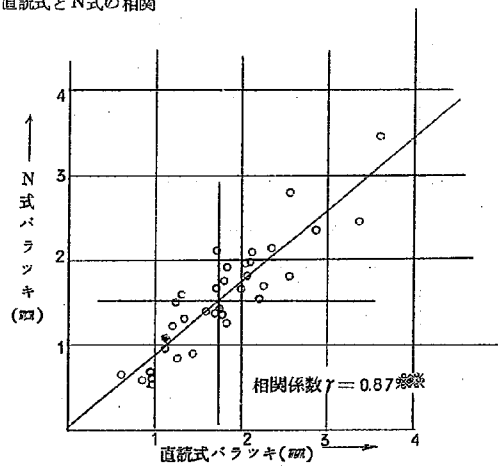


図-10 直読式と公団式の相関

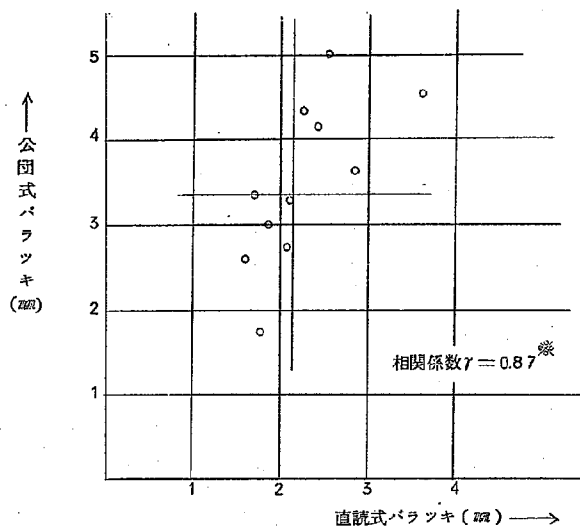


図-11 C式とN式の相関

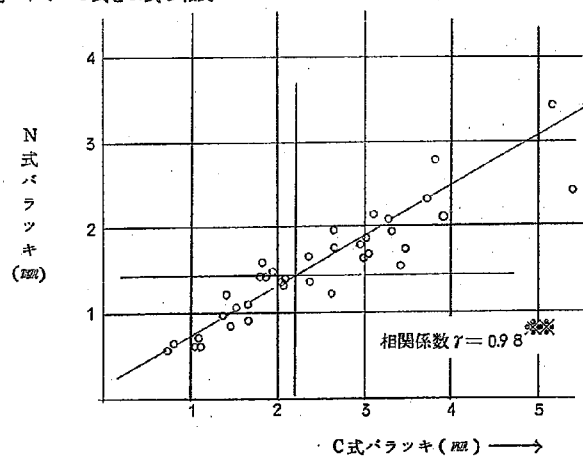


図-12 C式と公団式の相関

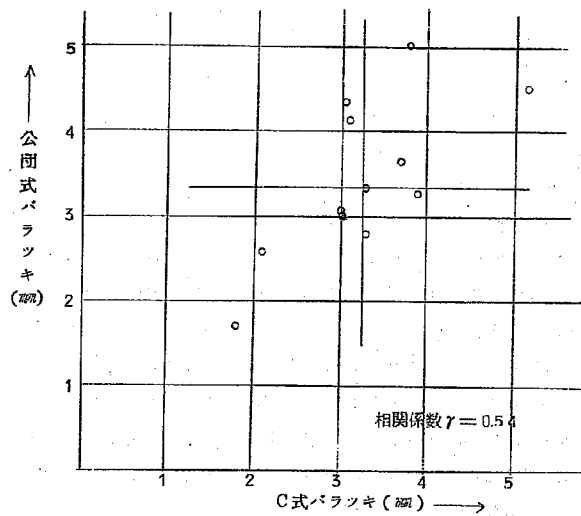
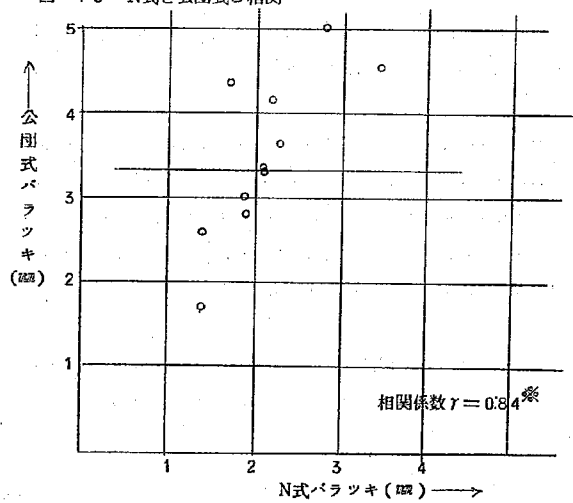


図-13 N式と公団式の相関



直読式のバラツキ σ_D ，C式のバラツキ σ_C ，N式のバラツキ σ_N とすると，

I) 直読式とT式

$$\sigma_T = 1.50 \sigma_D - 0.25$$

II) 直読式とN式

$$\sigma_N = 0.86 \sigma_D$$

III) T式とN式

$$\sigma_N = 0.57 \sigma_T + 0.14$$

3.3 表示方法間の相関性

同一測定器より得られたデータを整理し，平坦度をいろいろな表示方法であらわした時の相関図を図14～21に示す。各輪表示方法の特長を簡単にのべると次のようである。

a) ± 5 mmの範囲内の百分率

図からもわかるように，バラツキとの相関はよい。しかし平坦度がある程度以上になると全て100%となつてしまい，その内での良否は感知できなくなってしまう。

またこの方法のもう1つの問題点は中心線の求め方である。今回は全測定値の平均値を求め中心線を引いたが，平均値を求める作業は素外手数のかかる仕事であり，簡単な中心線の引き方を考える必要があろう。

b) PRI

バラツキとの相関は極めてよい。しかし(a)の場合と同様にある程度以上平坦性がよくなると ± 3 mmの帯から外に出る部分がなくなり感知できなくなる。

c) カウンター

N式のバラツキとカウンターにより得られたRIとの関係を示したものが図-21である。両者間の相関関係は高度に有意であるが，その関係を直線式であらわすのは少し無理であろう。この原因は今回使用したカウンターに問題があり，歯車の遊びも大きく感度が悪かつたためと考えられる。もしよいカウンター（安価で，丈夫で，正確な）が開発されれば，カウンターによる測定方法も有力なものとなるであろう。

3.4 平坦性の評価

各測定器ごとにバラツキで平坦度をあらわした場合のヒストグラムを図22～24に示す。これによればアスファルト舗装とコンクリート舗装とでは後者の方が1ランク平坦度が落ちるようである。

次に測定した38ヶ所のバラツキの分布よりバラツキの小さい方から20%以内のものを

図-14 直読式のバラッキと±5mm以内の個数との相関

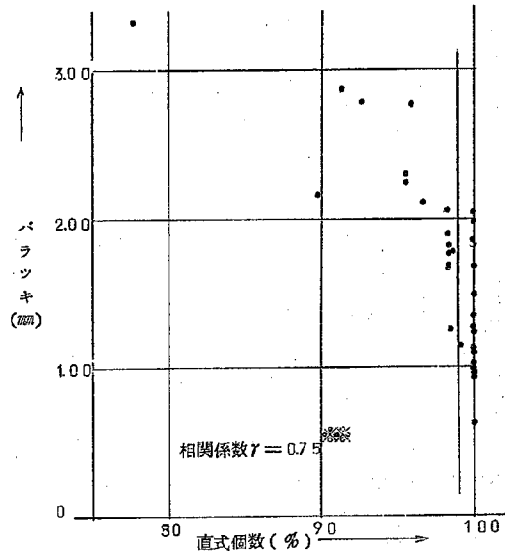


図-15 C式のバラッキと±5mm以内の個数との相関

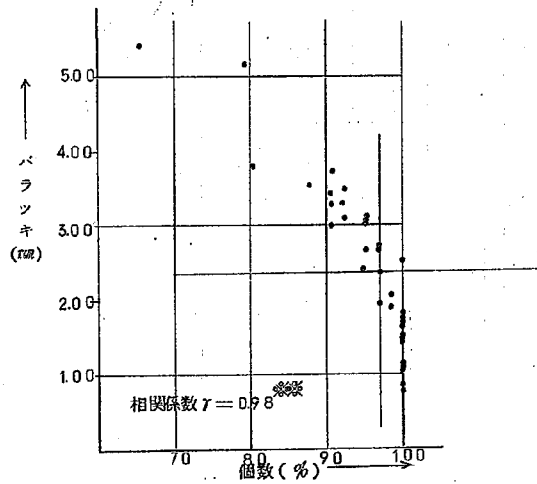


図-16 C式のバラツキと±5%以内の区間長との相関

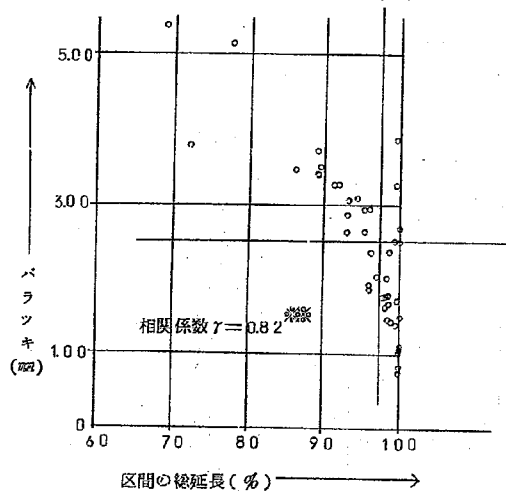


図-17 C式のバラツキと $P_r I$ との相関

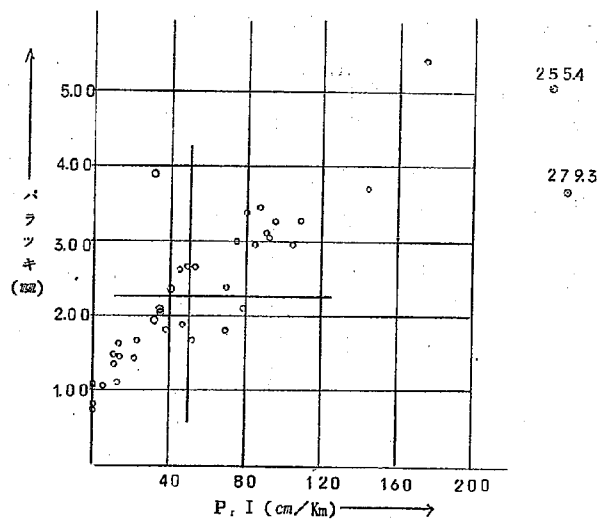


図-18 N式のバラツキと±5以内の個数との相関

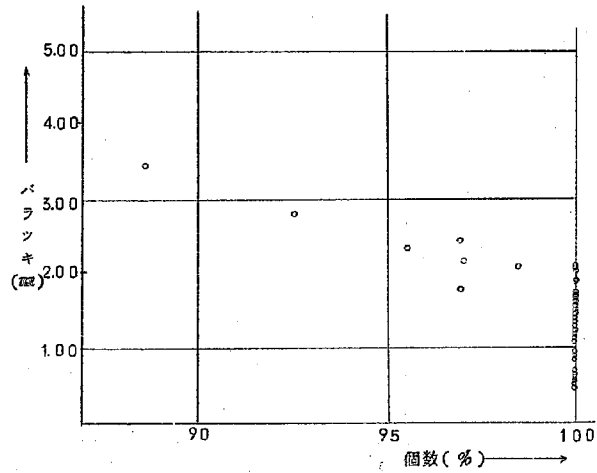


図-19 N式のバラツキと±5以内の区間長との相関

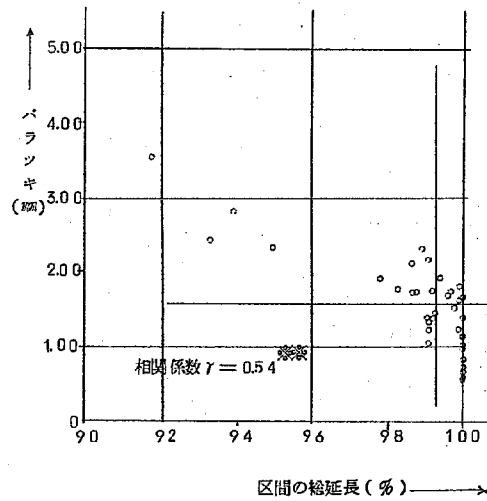


図-20 N式のパラッキとP, Iとの相関

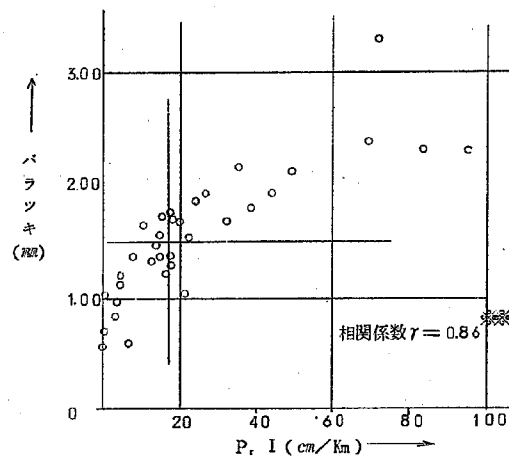


図-21 N式のパラッキとRIとの相関

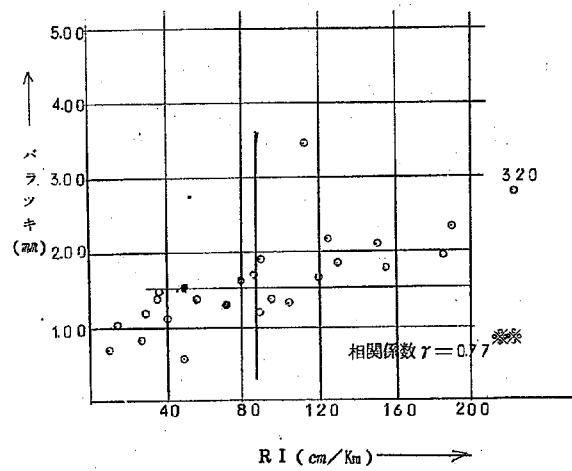


図-22 直説式のバラツキの度数分布図

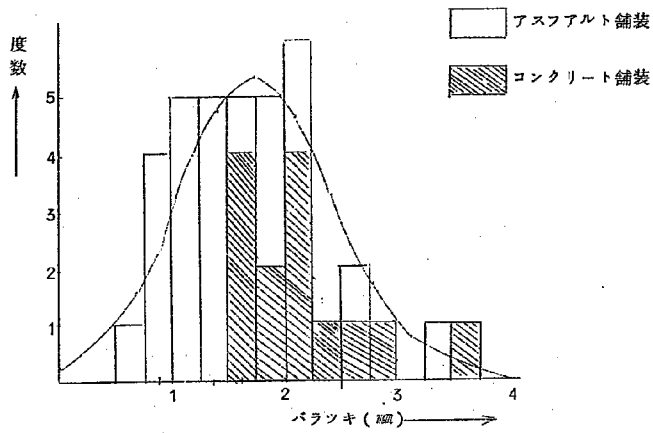


図-23 C式のバラツキの度数分布図

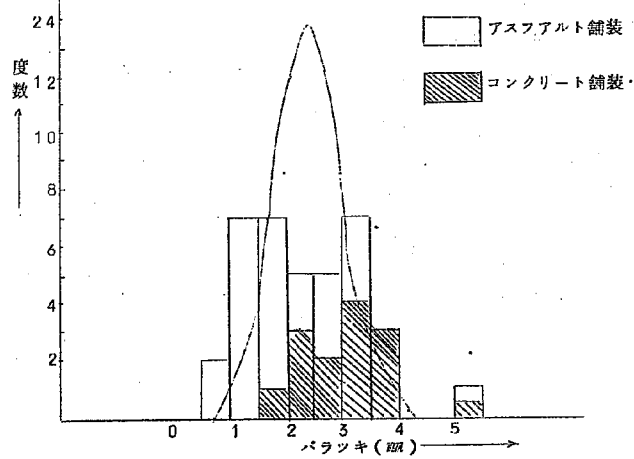


図-24 N式のパラッキの度数分布図

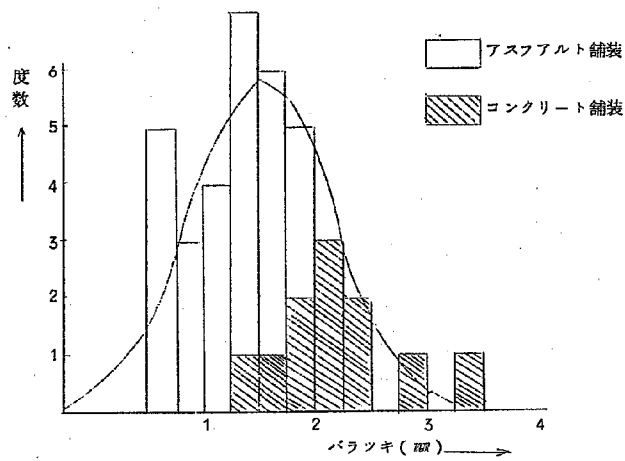
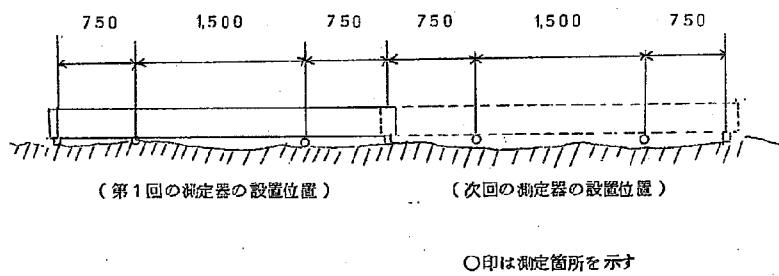
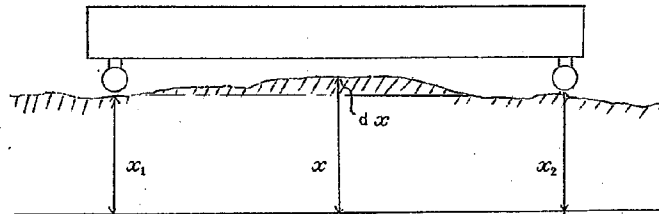


図-25 直読式の測定方法



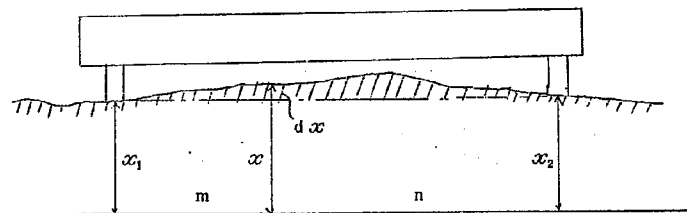
参考図-1 C式プロフィロメーター

$$dx = x - \frac{1}{2} (x_1 + x_2)$$



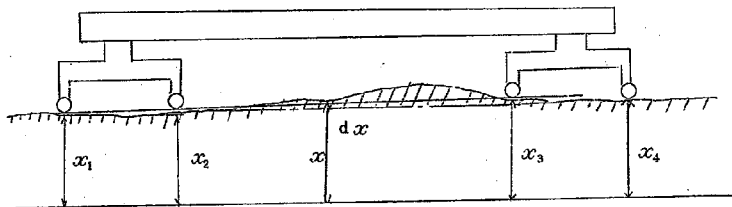
参考図-2 直読式凹凸測定器

$$dx = x - \frac{n x_1 + m x_2}{m + n}$$



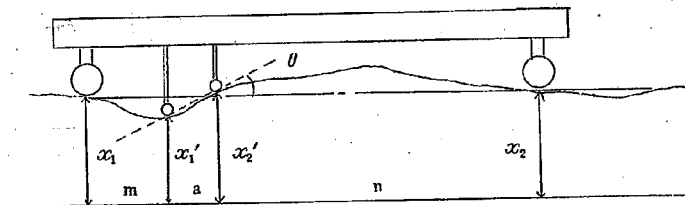
参考図-3 公団式プロファイルメーター

$$dx = x - \frac{1}{4} (x_1 + x_2 + x_3 + x_4)$$



参考図-4 AASHO式プロファイルメーター

$$\theta = \frac{x'_1 - x'_2}{a} - \frac{x_1 - x_2}{m+n+a}$$



ものをA, 20~50%のものをB, 50~90%のものをC, 最も悪いもの10%をD
として, 舗装の平坦性の評価を行ない(表-4), 3測定器の評価より総合評価を求め,
これを舗装工種別道路種類別にわけてまとめたものが表-5である。

表-4 平坦性の評価一覧表

調査地点	評 価				調査地点	評 価			
番 号	直読式	C 式	N 式	総合評価	番 号	直読式	C 式	N 式	総合評価
1	C	C	C	C	23	B	B	B	B
2	C	C	C	C	24	A	A	A	A
3	B	A	A	A	25	A	A	A	A
4	C	C	B	C	26				
5	C	C	C	C	27				
6	D	D	D	D	28	C	C	C	C
7	A	B	B	B	29	B	C	C	C
8	B	B	B	B	30	C	C	C	C
9	B	B	B	B	31	D	D	D	D
10	A	A	A	A	32	B	A	B	B
11	B	B	B	B	33		B	B	B
12	B	B	B	B	34	C	C	C	C
13	B	B		B	35	C	B	B	B
14	A	A	A	A	36	B	B	C	B
15	A	A	A	A	37				
16	A	A	A	A	38	B	B	A	B
17	C	C	C	C	39	B	B	C	B
18	C	C	C	C	40				
19	C	C	C	C	41	B	B	B	B
20	C	C	C	C	42	C	D	C	C
21	D	D	D	D					
22	D	C	C	C					

注) 評価の基準値は次の通りである。

バランキ(%) 測定器	A	B	C	D
直読式	0 ~ 115	116 ~ 175	176 ~ 240	241 ~
C式	0 ~ 150	151 ~ 240	241 ~ 370	371 ~
N式	0 ~ 100	101 ~ 150	151 ~ 230	231 ~

表-5 工種別種類評価とりまとめ表

		A	B	C	D	備 考
アスファルト 舗 装	国 道	6	8	0	0	土研構内 の試験舗 装はのぞ く
	県 道	1	0	5	0	
	市 道	0	0	1	1	
コンクリート 舗 装	国 道	0	2	4	1	
	県 道	0	1	3	1	

これによると、国道についてはアスファルト舗装ではB以上、コンクリート舗装ではC以上、地方道(県道、市道)ではアスファルト舗装、コンクリート舗装ともにC以上の平坦度は確保すべきであろう。高速道路では国道よりも1クラス上ということで、アスファルト舗装ではA以上、コンクリート舗装ではB以上ということになる。しかしコンクリート舗装のB以上という値は普通の所では入念な施工を行なえば確保できる値であるが、トンネルなどの条件の悪い所では少し難かしいかも知れない。

A, B, C, Dの4つの評価について、目で見ただけ、車で通った時の乗心地おおよその所をいえば次のようである。

A, B……………昼間ではA, Bの区別は困難である。ともに平坦性は良好に感じられる。

ただし夜間自動車のヘッドライトをあててみれば、Bの方がいくらか悪く感じられる。

C……………昼間見ても、A, Bにくらべて少し平坦性が悪いように見える。車で通ればかすかながら凹凸による振動が感じられる。

D……………見た目にもあきらかに平坦性の悪さわかる。車が通れば凹凸による車

の振動がはつきりと感じられる。

4. 平坦性の検査基準案

a) 本検査基準は竣工時の舗装の平坦性を検査するのに用いる。

b) 測定器は足付き直読式凹凸測定器（いわゆる足付き3m定規）あるいはC式プロファイロメーターを用いる。

c) 測定は1車線につき1測線行ない、測線ごとに合格不合格を判定する。測線は舗装区間の始点から終点まで連続させ、車輪が最も多く通過すると考えられる所、即ち車線縁から内側へ80～100cmの付近を中心線に沿って平行にとる。

d) 測定間隔は1.5mとする。直読式の場合は図-25のように測定器を移動させながら1.5m間隔に測定する。C式プロファイロメーターでは記録用紙に記録された波形より1.5m間隔で基準線からの波高を読みとる。

d) 測線全線の測定値を得たら、範囲を利用してバラッキ（標準偏差）を求める。バラッキの求め方は、まず全測定値を最初から6～10個づつのグループに分け、各グループ内の最大値と最小値の差即ち範囲（R）を計算する。全てのグループの範囲を求めたら、それを加え、グループ数で除して範囲の平均値を計算する。範囲の平均値を $\bar{R}$ 、求めるバラッキを σ とすると、 σ は次式より計算される。

$$\sigma = \frac{\bar{R}}{d_2}$$

ここに d_2 は1グループ内の測定値の数によって決まる定数であり、表-6の通りである。

表-6 d_2 を求める表

グループの大きさ (n)	d_2
6	2.53
7	2.70
8	2.85
9	2.97
10	3.08

注) 測定値はmm単位であらわし小数点以下1位まで読み取る。σは4捨5入により小数点以下1位まで求める。

f) バラツキを求めたら表-7の検査基準値により合格不合格を判定する。

表-7 平坦性検査基準値

道路区分	舗装工種	検査基準値 (mm)		備考
		足付き直読式凹凸測定器 のバラツキ	C式プロファイロメーター のバラツキ	
高速道路	アスファルト	1.15以下	1.50以下	
	コンクリート	1.75以下	2.40以下	
一般国道	アスファルト	1.75以下	2.40以下	
	コンクリート	2.60以下	3.70以下	
地方道	アスファルト	2.60以下	3.70以下	
	コンクリート	2.60以下	3.70以下	

土木研究所資料第277の6号

土木研究所研究発表会

● 軟 弱 地 盤 上 の 堤 防 盛 土

稲 葉 誠 一

昭和42年4月18日

建設省土木研究所

1 ま え が き

茨城県小野川の下流部江戸崎町引舟地先より下流約2kmは、霞ヶ浦周辺にある代表的な軟弱地盤地帯である。

本報告は、この地区で土質調査と試験を行ない、河川改修計画における堤防の安定と沈下について検討を加えたものである。

2 小野川改修計画と地盤調査

小野川は図-1に示すように現在、引舟地先より下流は沼となり、江戸崎町中心部東側を流れているが、この沼地部分を干拓水田化する必要から、小野川をこの沼地右岸側に低水路を掘削し、左右岸築堤を施工し、計画洪水を疏通させるものである。したがって低水路を掘削し、築堤を施工しようとしている地盤は、現在の小野川、あるいは小野川の流れる沼の右岸で、水生植物が密生したり、ハス田として利用されたり、すでに一部水田化されている低湿地帯の軟弱地盤である。

地盤調査は図-2に示すように、引舟地先より下流約2kmの左岸堤計画地点に沿い次のように実施した。全延長にわたりスウェーデン式サウンディングを約100m間隔で20ヶ所、およびボーリングとシンワオールチューブによるサンプリングを4ヶ所、およびフォイルサンプラーによるサンプリングを2ヶ所で行なった。

3 基礎地盤の概要

この地盤は図-2に示すように大別して、表層の有機質土層と中間の粘性土層および下層の洪積層と思われる砂層又はレキ層に分けられる。

表層の有機質土層は層厚1.1m~4.6mで、植物性有機物を含み、含水比100%以上あり、流心部に近い程厚さも厚く、場所により、厚さ10mぐらいの砂層を中間にはさんでいる。粘性土は砂質シルト、粘土質シルトで、大部分スウェーデン式サウンディングでは100kg以下の荷重で貫入し、特にS-7からS-12の部分では50kg以下で貫入する層が深度-19m付近まで続いている。

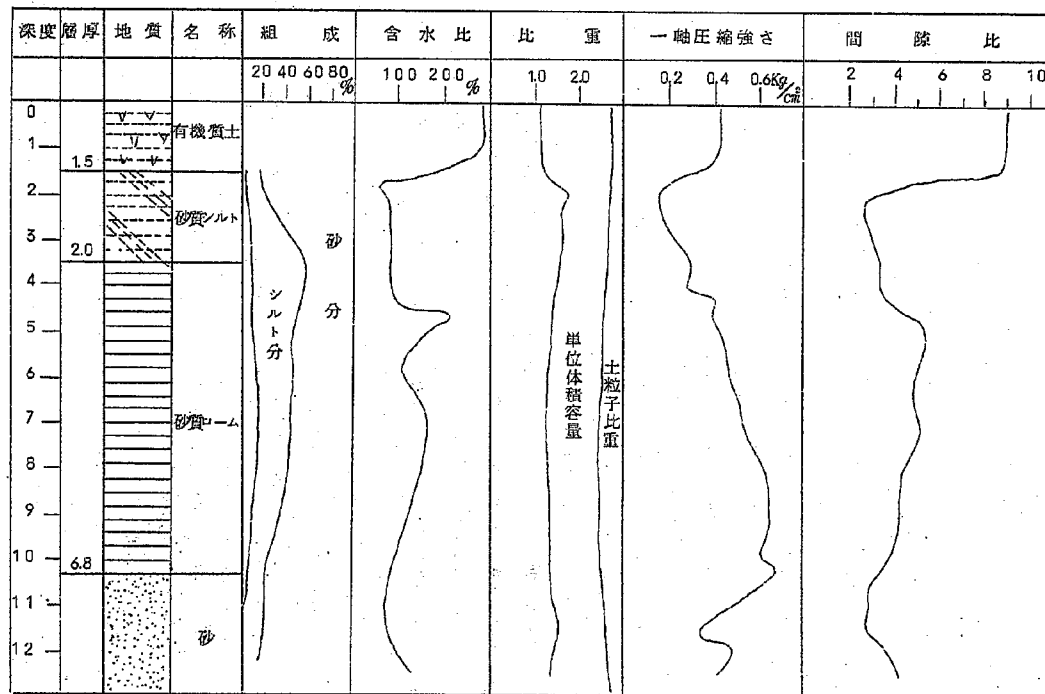
洪積層と見られる砂層およびレキ層はN値で30~40であるが、その位置は場所によりことなり、S-4~S-6の部分が深度-8m付近にあり、右岸側台地に近いほど、この砂層、レキ層は浅くなっている。

圖-1 小野川平面圖 1/50,000



版1

図-3 土質試験結果一覧図



4. 土質試験による地盤の性質

a. フォイルサンプリング1 (A1)

土質試験結果は図-3に示す通りである。深度1.50mまでは有機質土層、その下の厚さ2.0mは砂質シルト、その下深度1.03mまでは粘土層で、その下は砂層が続いている。一軸圧縮強さは有機質土で 0.4 Kg/cm^2 、砂質シルト層、粘土層は 0.15 Kg/cm^2 から深さと共に増加し、深さ1.0m付近で 0.6 Kg/cm^2 となっている。

b. フォイルサンプリング2 (A2)

図-4に示すように、一軸圧縮強さは $0.2 \sim 0.34 \text{ Kg/cm}^2$ である。

c. ボーリング1 (B-1)

有機質土層4.6m、粘土質シルト4.55mが主たる軟弱層で、深度9.15m以下はシルト質細砂1.15m、中砂1.15m、砂レキ層3.15mで、N値で10~50位の不均一な砂層となっている。一軸圧縮強さは有機質土、粘土質シルトを通じて $0.4 \sim 0.7 \text{ Kg/cm}^2$ である。単位体積重量は $1.25 \sim 1.45 \text{ g/cm}^3$ である。

d. ボーリング2 (B-2)

有機質土層2.6mで、その下は粘土質シルト14.90mである。その下は厚さ2.10mの細砂層があり、その下は砂レキ層となっている。一軸圧縮強さは有機質土で $0.25 \sim 0.35 \text{ Kg/cm}^2$ 、粘土質シルト層では $0.4 \sim 0.75 \text{ Kg/cm}^2$ である。含水比は有機質土で190%、粘土質シルトは150%の値となっている。単位体積重量は有機質土で 1.25 g/cm^3 、粘土質シルトでは $1.25 \sim 1.35 \text{ g/cm}^3$ である。

e. ボーリング3 (B-3)

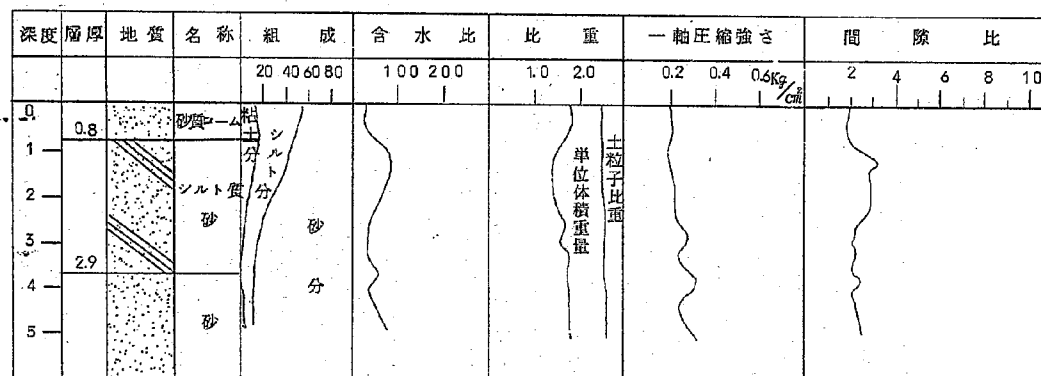
有機質土1.30m、その下は厚さ2.70mのシルト質粘土その下は粘土質シルト10.25mある。その下にN値で30~40の厚さ2.25mの砂層その下に3mの粘土質シルト、その下はN値10~40の砂層である。軟弱層と考えられるのは、深度14.25mまでの有機質土、粘土質シルトである。一軸圧縮強さは有機質土、シルト質粘土は 0.4 Kg/cm^2 である。粘土質シルトは $0.3 \sim 0.42 \text{ Kg/cm}^2$ の範囲にある。単位体積重量はシルト質粘土で 1.6 g/cm^3 、粘土質シルトは 1.3 g/cm^3 である。

f. ボーリング4 (B-4)

有機質土厚さ4.5m、粘土質シルト厚さ14.1m、その下は、N値4のシルト質砂が1.15mあり、N値50の砂レキ層となっている。一軸圧縮強さは $0.2 \sim 0.4 \text{ Kg/cm}^2$ である。含水比は、軟弱層2.06mを通じて120%~180%である。単位体積重量は $1.25 \sim 1.4 \text{ g/cm}^3$ である。

図-4 土質試験結果一覧図

表2



5. 堤防基礎地盤の沈下

圧密試験は有機質土も含めて JIS A 1217 により 24 時間載荷で行なった。e-logP 曲線の例をフオイルサンプリング板 1 について示すと図-5 のようになる。

堤防盛土による圧密沈下量は次のように計算した。

堤防盛土による地盤応力の増加 ΔP はオスターバーク (Osterberg) の帯状台形荷重に対する図表を用いて、堤防計画断面について、盛土部分の土の単位体積重量を 1.60 t/m^3 として図-6 のように計算した。

圧密沈下量は沈下する層として有機質土層、粘土質シルト層を考え、各地層での体積圧縮係数 m_v 、圧密係数 C_v を土質試験結果からさだめ、沈下量は $S = \sum H_i \cdot m_{vi} \cdot \Delta P_i$ で計算した。沈下量と時間の関係は各層間にかい在する砂層による排水を考慮し、各層の沈下量時間の関係を計算し、合計して全体の沈下量と時間の関係を定めた。結果は図-7 のようになる。この沈下量は計画の盛土高 2.30 m に対するもので、盛土荷重が一時に載荷されるものとして計算してある。

B-1 では有機質土層が厚く 4.6 m、粘土質シルトも 4.55 m で、有機質土の沈下量が大部分で、盛土後 400 日で、沈下量は 4.2 cm、全体で 54.5 cm である。

板 2 は、有機質土層が大部分砂層の下にあつて、すでに圧密されていること、シルト層がわずかで、すぐ砂層になっていることから盛土後約 200 日で沈下は終了し、沈下量は 15.7 cm である。

B-2 では有機質土層は厚さ 2.6 m であるが、粘土質シルト層が 1.19 m で、沈下は長期間に継続して行なわれ、全体で 121.4 cm であるが、盛土後 400 日で 4.2 cm である。

B-3 は全体の沈下量は 43.1 cm、盛土後 400 日での沈下量は 3.1 cm である。

B-4 は全体沈下量は 103.8 cm で、有機質土の沈下は急速に終了するが、粘土質シルトでは長期にわたつて継続する。盛土後 400 日の沈下量は 4.9 cm である。

板 1 では有機質土層の厚さ 3.5 m であるが、すでに一回行なわれた盛土で一応圧密を完了していること、粘土質シルト層の厚さが 6.8 m であることで沈下量は 20.3 m であり、盛土後 400 日で、1.8 cm である。

このように各地点で土質構成が相異し、沈下の状態もかなりことなつており、この区間全体を代表する数値で定めることはかなり無理であるが、B-1、B-2、B-3、B-4 の土質試験結果から体積圧縮係数 m_v と圧密係数 C_v を有機質土、粘土質シルトについて

図-5 e-log P 曲線 フォイルサンプリング瓶1

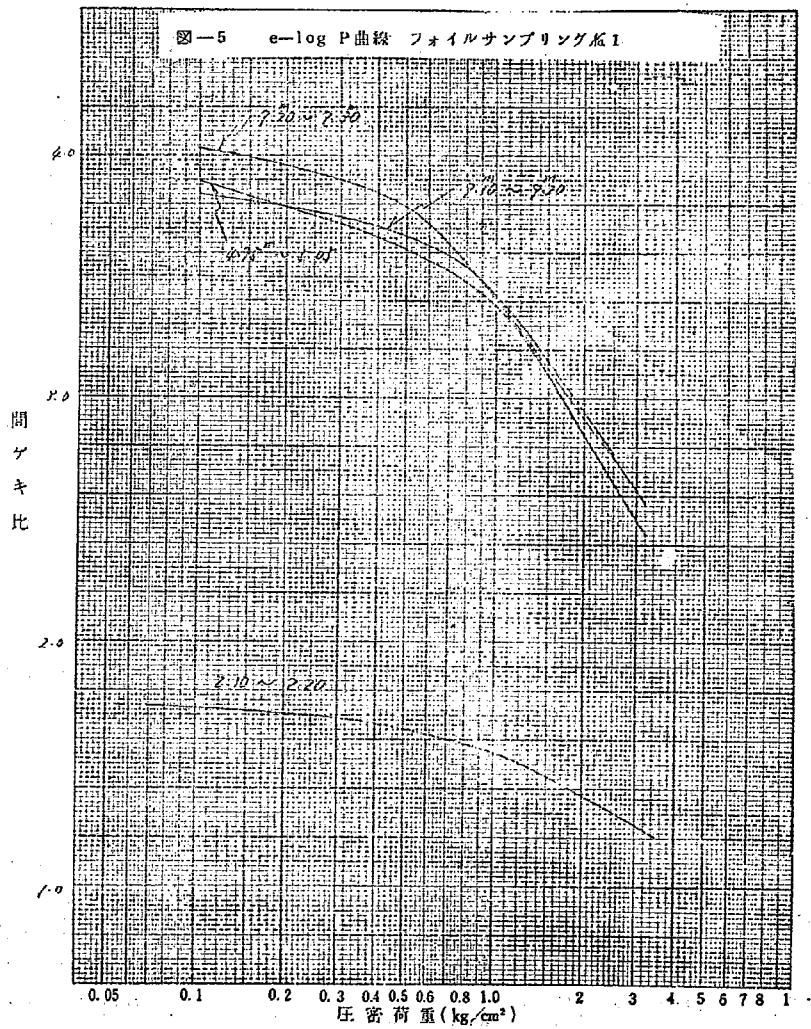


図-6 堤防盛土による地中増加応力 t/m^2

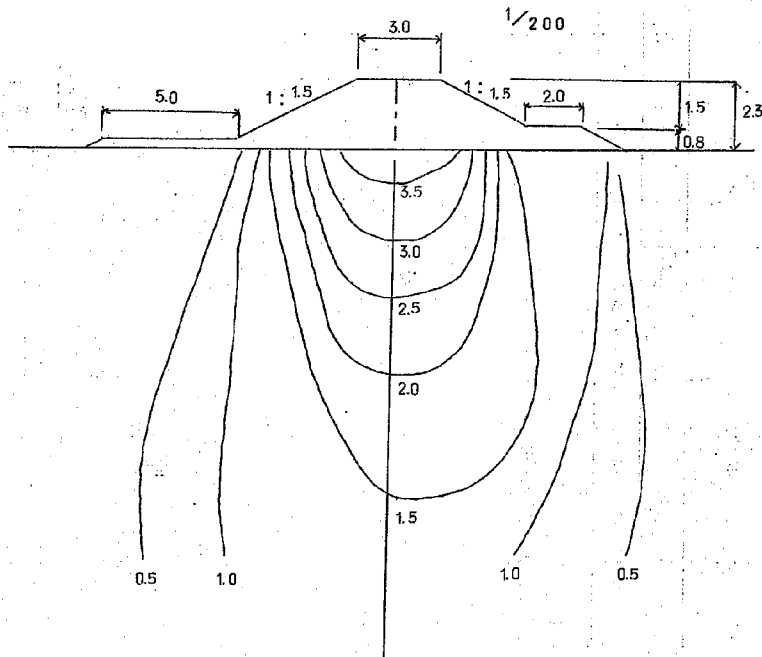


表-1のように定め、有機質土の層厚が0, 1, 2, 3, 5m, 粘土質シルトの層厚が5mの場合の沈下量と時間の関係を求めると図-8のようになる。

粘土質シルト層の厚さが増加しても、盛土後1000日の範囲では5mの場合と殆んどかわらない値を示す。

したがって有機質土が4m以上、粘土質シルト層が5m以上ある地盤のところでは高さ2.30mの盛土で、盛土終了後400日で、約40~50cmの沈下量が考えられる。

この沈下量は塑性沈下量のようなものは含まれていない。24時間の載荷による圧密試験結果だけでは、塑性沈下、二次圧密沈下のようなものについて、はつきりした傾向がつかめないこと、これらの量が、時間の対数に比例することを利用すると、盛土高2.30mで荷重強度は0.4Kg/cm²であり非常に小さい値であることが予想されること、こ

図-7 高さ2.30mの盛土による地盤の沈下量と時間の関係、

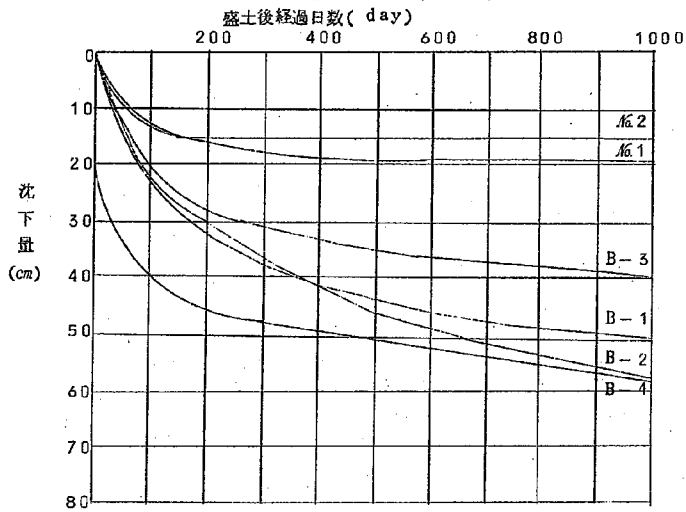


表-1 圧密計算における数値

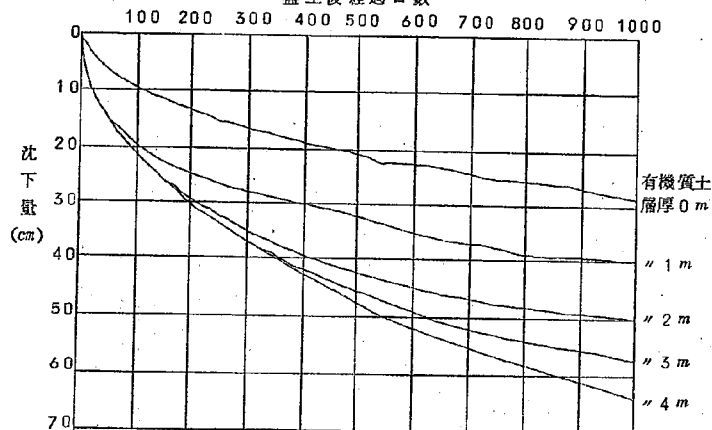
有機質土

層厚	m_v	C_v	ΔP
1 m	$3.2 \times 10^{-1} \text{ cm}^2/\text{Kg}$	$2.6 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{sec}$	0.36 Kg/cm^2
2	"	"	0.34
3	"	"	0.33
4	$2.3 \times 10^{-1} \text{ cm}^2/\text{Kg}$	$7.6 \times 10^{-5} \text{ cm}^2/\text{sec}$	0.31
5	"	"	0.30

粘土質シルト

層厚	m_v	C_v	ΔP
5 m	$2.8 \times 10^{-1} \text{ cm}^2/\text{Kg}$	$4.1 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{sec}$	0.25 Kg/cm^2
7	"	"	0.23
9	"	"	0.21
11	$2.7 \times 10^{-1} \text{ cm}^2/\text{Kg}$	$2.5 \times 10^{-5} \text{ cm}^2/\text{sec}$	0.20
13	"	"	0.18

図-8 高さ2.30mの盛土による地盤の沈下量と時間の関係
盛土後経過日数



の地盤では粘土質シルト層の圧密（一次圧密）が長期間継続して行なわれることから、考慮しないこととした。沈下量の最終的な値は、試験盛土のようなもので、沈下量の測定を行ない、沈下量の計算結果と比較し、最終的な沈下量の推定と、盛土そのものの施工管理の基準を作ることが必要である。

6. 堤防盛土の安定

安定計算のための基礎地盤の性質を表わす数値を図-9のように定めた。B-2, B-4の土質試験結果から定めたもので、原地盤標高1.70mとして深度2.50mまで $C=0.75 \text{ t/m}^2$ 、それ以下を $C=1.50 \text{ t/m}^2$ 、 $C=2.00 \text{ t/m}^2$ とした。盛土は単位体積重量を 1.60 t/m^3 とし、盛土材料としては河床掘削土又は周辺台地から得られる関東ロームのような土が考えられるが、一定していないこと、盛土の高さが小さいことから堤体の粘着力は無視することとした。安定計算は盛土高1.3m, 1.6m, 2.3mの3つについて行ない、工事実施方法として、河道掘削を行なうのに、掘削部を排水して行なうか、水中掘削とするかの2つについて行なった。

圖-9 安定計算結果

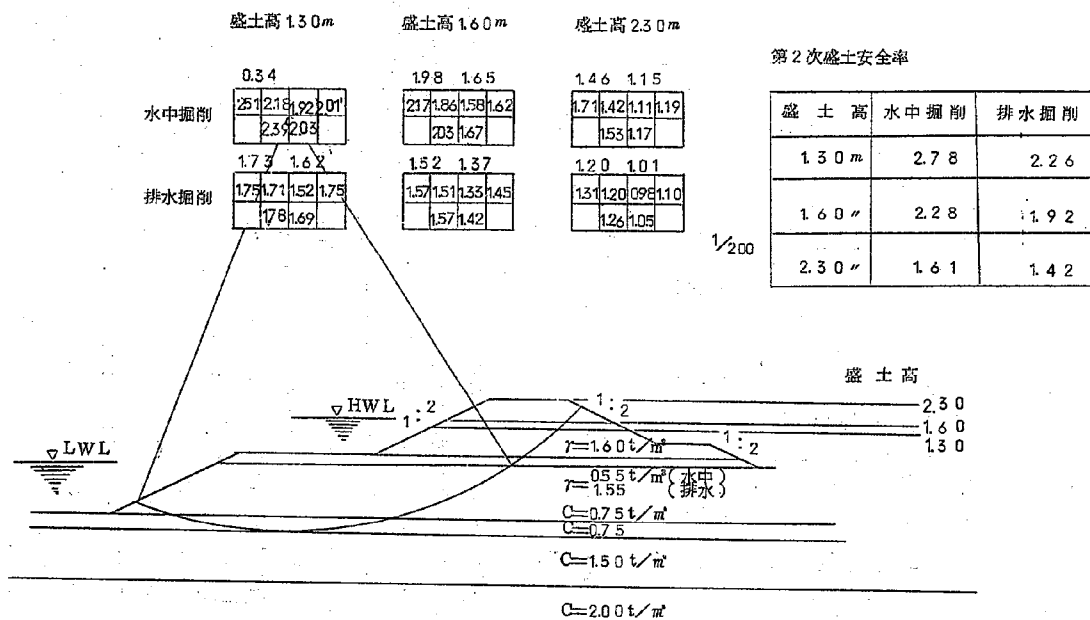
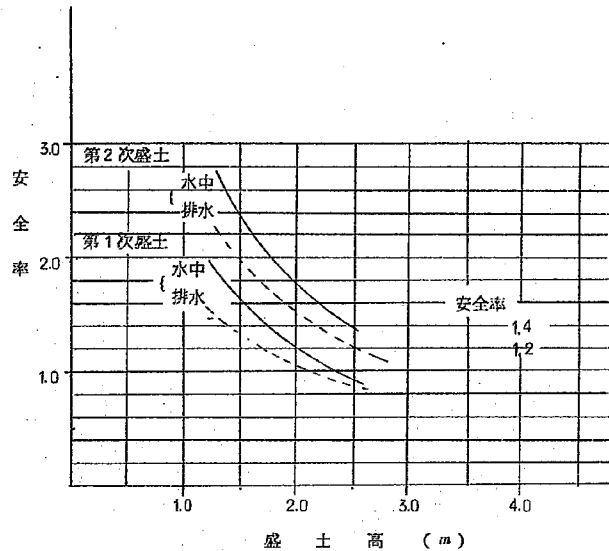


図-10 盛土の安全率と盛土高



計算結果は図-9の通りで、排水掘削により施工する場合、盛土高1.60mで安全率1.33で、このような堤防盛土に要求される安全率1.20を上まわる値が得られる。

二次盛土として、最初の一次盛土後一年間放置後、堤防下の地盤は圧密度40%程度になり、粘着力Cは1.3 t/m²となることが予想される。

これにより、安定計算を行なうと結果は図-9に示したようになる。

一次、二次堤防盛土の盛土高さと安全率の関係は図-10のようになる。

したがって実際の施工では、河道掘削を排水して行ない、安全率1.20になるよう高さ1.80mまで築堤し、一年間放置後の盛土は、排水して行なう場合2.30mまで行なっても、盛土に要求される最終的な安全率1.40を満足し、排水して掘削を行なわず、盛土のみかさ上げて行なう場合、盛土高2.70mまで可能である。

盛土の安定と沈下は、各地点で土質構成がことなるが、地盤も軟弱で、沈下量も大きいB-2、B-4を対象に行なっているのので、このような施工法をとれば、少なくとも堤防のすべり破壊を生じるようなことはない。

ただ現在の河道部や水路を横断して築堤を行なうところでは、盛土高さも高くなるので、さらによく検討する必要があるが、その部分も一般の計画築堤断面に合わせて表法側も巾2mの小段の下にさらに1段巾3mの小段を設けるようなことをすれば安全である。

以上茨城県小野川の堤防基礎地盤の調査と堤防盛土の沈下と安定について報告したが、本報告は昭和40年度茨城県河川課の委託によつて行なつたもので、調査、試験、解析、計算を土質研究室中川蔵太、坂西捷平、尾林一宇の各技官が行なつたものである。

以 上

土木研究所資料第277の7号

土木研究所研究発表会

● 高力ボルト接合に関する2・3の実験について

山 木 崇 史

昭和42年4月18日

建設省土木研究所

1 はじめに

高力ボルト接合とは通常ハイテンボルトと云われる高強度なボルトで部材を添接する接合方法であり、近年新しい現場接合法として、橋梁、構造関係で注目され広く採用されるようになってきた。

橋梁、構造関係におけるボルトの使用は衆知のように仮締めボルトなどに古くから使用されているし、また永久構造部の一部としてもかなり古くから使用されていたようである。しかし、部材接合材（フラスナー）として、長く主流をしめていたのはリベットで現在でも、ほとんどの国が現場接合としてリベットを使用している状況である。このようなかで、1934年頃、英国において60Kg/cm²級の高力ボルトリベットに代るべきフラスナーとして誕生した。

その後、米国を中心に、高力ボルト継手の研究が行なわれ、また、ドイツにおいてもKarlsruhe工科大学などが中心になり研究し、主として、摩擦接合法が高力ボルトの接合法として最も広く使用されるに至った。

我国では、1954年高山線に発電所建設工事用鉄道トラス橋が架設されたのが始まりであつたが、その後、橋梁、建築ともに、活発に研究され、多くの橋梁、建築に採用されるようになった。高力ボルト摩擦接合で架設された道路橋で有名な例としては、城ヶ島大橋、若戸大橋主塔の一部、ガス橋、琵琶湖大橋、阪神高速道路公園の橋架橋、大阪市新十三大橋、天草天門橋などがあげられよう。また、京葉道路の花輪橋は、高梁研究室が数々の新しい試みを行なつたうちの1つとして、130Kg/cm²級ボルトの実用性を確めるために、種々の観察を行なつた橋として知られている。

ここに報告する高力ボルト接合に関する実験は、橋梁研究室が本州四国連絡架橋調査材料構造調査の一環として行なつた部材接合調査の一部である。

高力ボルトの調査は、まず、摩擦接合を主とし、ボルトはF13T、部材は80キロ鋼を中心に出発し、次の段階として支圧接合を対象とした。

2. 高力ボルト接合の形式と特色

高力ボルト継手は、次のように分類できる。

- | | |
|-----------|----------|
| (1) 摩擦接合 | } セン断型継手 |
| (2) 支圧型接合 | |
| (3) 引張接合 | 引張継手 |

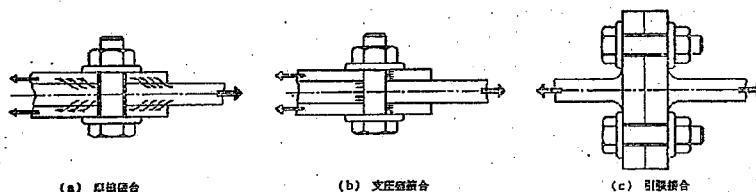


図-2-1 高力ボルトの継手型式

これら三つの形式の応力伝達の様式は図-2・1に示すように、摩擦接合は、鋼板と鋼板の間に生ずる摩擦力によつて、応力の伝達を行なうものであり、ボルト孔の側面およびボルト軸部にはなんらの支圧せん断による伝達も期待しない接合法である。

支圧型接合は、原理的にはリベット接合とほぼ同じであり、ボルト軸のせん断強さと鋼板の支圧強さによつて応力の伝達をはかるものである。(1)および(2)は本質的には非常に似かよつたせん断型の継手で、(1)に大きな変化が生じ、ボルトと孔径のクリアランスがゼロになれば自然に(2)と同一の接合形式をとることになる。

引張接合は(1)、(2)とは全く性質を異にするもので、伝達すべき力は、全てボルトの軸方向の引張強さによつて行なわれたものである。

リベットに較べてこれらの形式の共通の特色は、(1)火工がない (2)熟練工が不用 (3)ボルトの品質の安定などがあげられる。個々については表-2・1に示すような特色を持つている。

	長 所	短 所
摩 擦 接 合	1. 孔周辺の応力集中が小さい 2. ボルトの破断に対する安全率が大 きい。 3. 継手の剛性が大きい。 4. 疲労強度が大きい。 5. 断面除率率小さくとれる可能性 がある。	1. ボルトの強度を20%程度しか利 用できない。 2. 締付検査方法に精度が得られない 3. すべり耐力の変動が大きい。 4. 高い引張応力が常に軸部に入つて いる。

	長 所	短 所
支 圧 型 接 合	1. 締付、打込作業に測定がともなわず簡単である。 2. ボルト当り許容耐力が大きくとれる。 3. あまり高強度のボルトは必要ない。 4. ある程度の摩擦も期待できる。 5. すべりのような大きな変形はない	1. 孔周辺の鋼板に傷がつき応力集中も大きくなる。 2. 孔の加工精度が打込能率に大きく左右する。 3. 端部ボルトにunbuttoning effectが生じることもある。 4. 疲労強度が摩擦接合よりはやや小さい。
引 張 接 合	1. Split Tie Type Jointでは外力の付加によっても軸力の変動は少ない。 2. ボルトの強さを有効に利用できる。	1. ボルトの引張疲労限が大きくない。 2. Prying actionがある。 3. ボルト軸には常に高い応力が導入されている。

3. 高力ボルト

摩擦接合に用いる高力ボルトは、JIS B 1186「摩擦接合用高力六角ボルト六角ナット平座金のセット」として1964年に制定された。

このJISは、つぎに述べるような特色をもっている。まづ外觀、形状寸法は、JIS B 1186「六角ボルト」に示されている規定に準じ、加工程度を「黒」または「中」とし、ネジ精度を、メートルネジは2級、ウィットネジは3級と規定されている。これらのボルトの外觀形状は図3・1に外國の例を示すがいずれもほぼ同じ形状である。

これらのボルトは円筒部とねじの外径が等しいために、ボルト全体としての伸び能力が小さくなっている。また、首下形状も図3・2に示すような他の形式に比較すると応力集中が最も大きい形であり必ずしも最良の形状とは云いがたい。

JISのボルトの機械的性質は、表3・2に示すようにF7T, F9T, F11T, F13Tの4種類になっているが、橋梁では実用的な意味でF9T以上が使用されている。ボルトの強度を外國の規格と比較するとF11T, F13Tなどはかなり高強度であることがわかる。

表 3・1 高力ボルトの寸法形状表

国 名	規 格	DIMENSIONS OF HEXAGON HEAD BOLTS													DIMENSIONS OF HEXAGON NUTS							
		d	d j		H		B		C	D	r		s	h	H		B		C	D	A	
			max in	min in	max in	min in	max in	min in	max in	max min	max in	min in		max	max in	max in	max in	min in	max in		max in	min in
イ ギ リ ス	B・S 3139	5/8	0.655	0.619	0.403	0.378	0.9375	0.9125	1.083	0.901 0.891	0.045	0.020			0.631	0.587	1.0625	1.0375	1.227		1.019	1.009
		3/4	0.780	0.744	0.483	0.455	1.1250	1.1000	1.299	1.085 1.075	0.045	0.020			0.758	0.710	1.2500	1.2250	1.443		1.205	1.188
		7/8	0.905	0.867	0.563	0.533	1.3125	1.2825	1.516	1.267 1.257	0.045	0.020			0.885	0.833	1.4375	1.4075	1.660		1.380	1.365
		1	1.030	0.992	0.627	0.597	1.5000	1.4700	1.732	1.455 1.440	0.045	0.020			1.012	0.956	1.6250	1.5950	1.876		1.559	1.544
ア メ リ カ	ASTM A325	5/8			25/64		1 1/16						1 1/4		39/64		1 1/16					
		3/4			15/32		1 1/4						1 3/8		47/64		1 1/4					
		7/8			35/64		1 3/16						1 1/2		55/64		1 3/16					
		1			39/64		1 5/8						1 3/4		64/64		1 5/8					
フ ラ ン ス		18			12 (mm)		27 (mm)		31.2 (mm)				(1)28 (mm) (2)33	0.4 (mm)	15 (mm)		27 (mm)		31.2 (mm)			
		20			13		30		34.6				(1)29 (2)34	0.4	16		30		34.6			
		22			14		32		36.9				(1)31 (2)36	0.4	18		32		36.9			
		24			15		36		41.6				(1)32 (2)37	0.5	19		36		41.6			
ド イ ッ チ	DIN 6914	16			10		27		31.2		1.6		(1)26 (2)28		13		27		31.2			
		20			13		32		36.9		2		(1)31 (2)33		16		32		36.9			
		22			14		36		41.6		2		(1)32 (2)34		18		36		41.6			
		24			15		41		47.3		2		(1)34 (2)37		19		41		47.3			
日 本	JIS B 1186	d	基本寸法	許容差	基本寸法	許容差	基本寸法	許容差	基本寸法	許容差			基本寸法	許容差	約	基本寸法	許容差	基本寸法	許容差	約	約	
		5/8	15.88	+0.95 -0.15	11		26	0 -0.8	30	25			30	+5		16	±0.35	26	0 -0.8	30	25	
		3/4	19.05		13		32		37	31	12 ~ 20		35			19		32		37	31	
		7/8	22.22	+0.95	15		35	0	40.4	33			40	+6	0.4	21	±0.4	35	0	40.4	33	
		1	25.4	-0.35	18	±0.9	41	-1	47.3	39	16 ~ 24		45	0		25		41	-1	47.3	39	

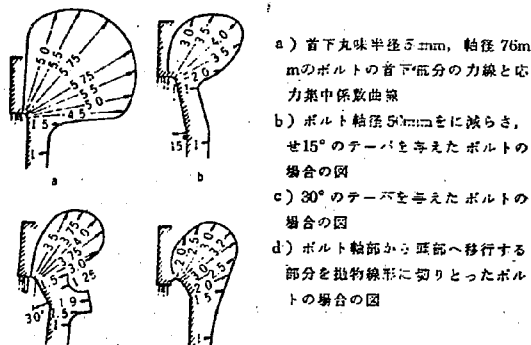


図 3.2 ボルト軸部から頭部へ移行する部分の形状とボルト首下の応力集中係数との関係（平面の試験片を開いた光弾性実験法による）

我国におけるこれらの高力ボルトの使用経験年数は、まだそれほど長くはないが、すでに7～8年の施工実績があり、特にアクシデンタルな事故を除いては、ほとんど問題ないようである。しかしながらF13Tボルトは現在遅れ破壊が生じた鋼種もあり、その解明が終了していないためにその後はほとんど使用されていない状態である。遅れ破壊についての詳細は、別の機会に報告するとして、ここでは破壊状態および破面を示すにとどめる。

ボルト用材質に関する規定は、材種、製法ともにJISには規定されていないが、現在までに使用実績をもっている代表的な鋼種の例をあげれば、表-3.3のようになる。F13T用材は現在SMK22およびSCM22があるが、前者については、遅れ破壊が生じており、後者については使用実績が少ないので遅れ破壊の感受性に関しては今後の問題として残されていることになる。参考として外国の化学成分の規格の一例を表-3.4で示す。

なお、JIS B1186の1968改正ではISOの規準にならない。8T、10T（11T）と規定され12Tの規格化は保留される見込みである。

高力ボルトのもう一つの種類として、打込型支圧ボルトがある。これは写真3.3に示すように、軸部に突起をつけ、板を削り或いは、自ら摩擦してリーマボルトの如く挿

表-3・2 各国の高力ボルト規格の比較

種 別		降伏点*1 (Kg/mm ²)	保証応力 (Kg/mm ²)	引張強さ (Kg/mm ²)	伸び*2 (Kg/mm ²)
旧 国 鉄	1 種	65	—	80	16
	2 種	95	—	110	12
旧 建 築 学 会	I 種	56	—	72	17
	II 種	70	—	90	14
建 築 の 一 例		80	—	95	14
J I B B 1180	7T	50	—	70	15
	8T	65	—	80	15
	10T	90	—	100	15
J I S B 1186 -1964	F7T	50	—	70	17
	F9T	70	—	90	14
	F11T	95	—	110	14
	F13T	110	—	130	14
J I S B 1186 -1968(案)	F8T	64	—	80~100	16
	F10T	90	—	100~120	14
	F11T	95	—	110~130	14
A325	1/4~3/4	61.9	59.8	84.4	—
	7/8~1	57.0	54.8	80.9	—
	1 1/8~1 1/2	54.1	52.0	73.8	14
	1 3/4~3	38.7	38.7	63.3	14
A490	1/2~2 1/2	87.9	84.4	105.5	14
	2 5/8~4	80.9	73.8	98.4	14
B. S. 3139	1/2~3/4	—	59.8	84.4	14
	7/8~1	—	54.8	80.9	14
	1 1/8~1 1/2	—	52.0	73.8	14
セパン橋など		81.9	—	102.2	16
DIN267	8G	64	—	80~100	12
	10K	90	—	100~120	8
	12K	108	—	120~140	8
フランス 国 鉄	1	90	—	100	8
	2	64	—	80	12
	3	48	—	60	8

注 *1 降伏点または0.2%耐力

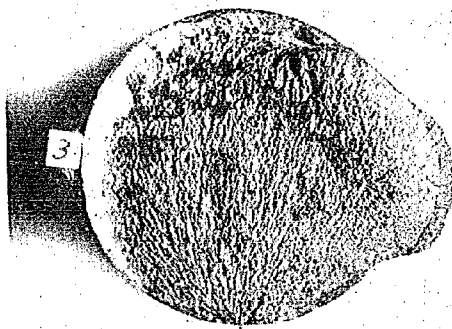
*2 伸び測定の際点間距離は、日本、アメリカ、

絞り	か た さ	
	ブリネル	ロックウエルC
40	—	21~30
35	—	33~42
45	—	17~23
35	—	26~32
35	—	28~35
—	201~277	—
—	229~321	—
—	293~352	—
45	—	B95~C30
35	—	26~35
35	—	33~40
35	—	(参考) 36~45
45	—	18~31
40	—	27~38
40	—	30~40
—	241~302	23~32
—	235~302	22~32
35	223~285	19~30
35	183~235	—
40	302~352	32~38
40	285~341	30~36
35	246~310	ダイヤモンド
35	240~310	ピラミッド
35	228~295	(B. S. 427)
—	293~341	—
—	230	—
—	285	—
—	340	—
—	285	—
—	230	—
—	170	—

イギリスは50叩きは3.542D, ドイツ, フランスは5Dである。

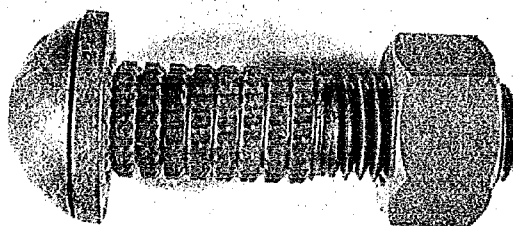


写真—3.1 遅れ破壊による折損ボルト (F13TW%)



写真—3.2 遅れ破壊の破面

入されるボルトで9T、11T相当のものがあリ、2.3の使用実績もでてきている。



写真—3.3 支圧接合用打込ボルト

4. 摩擦接合

4.1 設計すべり耐力

摩擦接合は、ボルトを締付ることによつて生ずる鋼板間の圧縮力と板の表面の摩擦係数（とくに静止摩擦係数）の積が継手の基本であるすべり耐力となる。

このように、すべり耐力を決定するための大きな要素となるボルト軸力（ N ）は、つぎのようにして決定されている。

$$N = \frac{0.9}{1.14 \sim 1.22} A_e \sigma_{0.2} \approx 0.75 A_e \sigma_{0.2}$$

ここで、 A_e はボルトの有効断面積、 $\sigma_{0.2}$ は0.2%耐力を表わしている。0.9は降伏点に対する軸力の安全率であり、1.14～1.22は、ボルトにトルクを与えて締めつけるために、軸部に生ずる単純引張応力 σ とねじりによつて生ずるせん断応力 τ が存在する。この2つの力を最大せん断歪エネルギー説により弾性破壊に到らない範囲におさめ、設計上便利のようにせん断力に相当する応力をあらかじめ割りきってしまう係

数である。そして我国ではこの2つを合せて $0.75\sigma_{0.2}Ae$ として求めている。

軸力(N)に対して、設計すべり耐力(Ta)は次式により求められている。

$$Ta = \frac{1}{\nu} \cdot \mu \cdot N$$

ここで、 ν :安全率(1.6) μ :すべり係数(0.4)

で()内の数値は、道路協会の設計指針に採用されているもの。

4.2 荷重変形曲線

摩擦接合では応力の伝達が、銅板の支圧又は軸のせん断力で定まらず銅板間の摩擦で行なわれるために、かならず、母板と添接板の共働作用が生じている。従つて、試験片の純断面積の大きさが明瞭でないため、銅材の応力-歪曲線に相当するものとして荷重変形曲線を用いている。80キロ銅板とF13Tボルトによる引張試験片の荷重変位曲線の例を図-41に示す。ここでは銅材の降伏に似た現象で、摩擦がきれるすべり現象がある。設計に用いるのは、この曲線のうち設計許容耐力であり、すべり

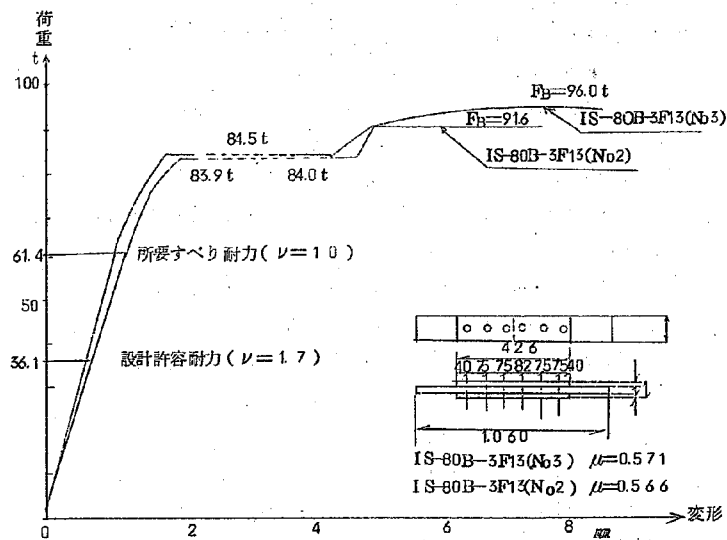


図4-1 80キロ銅の荷重変形曲線(F13TBolt)

係数を0.4としているため実際のすべり係数係数がこの試験体のように0.56~0.57もある場合は不経済といえる。即ち摩擦接合では、このすべり荷重を基準とするために強度的に真にバランスされた設計は難しい。

4.3 すべり荷重(耐力)

すべり耐力は、すでに述べたようにすべり係数 μ と軸力 N によつて決まり、ともに、施工による変動は大きい。このために、設計の基準として取り得るすべり係数を求めるために供試体総数が78本に及ぶ大規模な実験を行なつた。これらの供試体は従来ほとんど資料のなかつた80キロ鋼板とF13Tボルトの組合せとし、応力方向に2本、4本、7本、10本のボルトが並ぶ継手を作成した。供試体の形状・寸法は、図4.2に示す。また、この実験には、摩擦接合面の処理方法についても表4.1に示すように各種について試験したが、中でも、最も基本的なものとして、サンドブラスト直後の状態と赤錆を発生させたものについては、供試体の数を多くし試験した。試験の結果は図4.3に示すようになりかなり大きな変動があるが、一応赤錆を発生させたものが、0.45を越えている。A型のサンドブラスト直後のものは、塗膜による悪影響のためか0.3程度に低下している。化学薬品でウオツシブライマーを除去する方法はいづれも極端なすべり係数の低下があり、好ましくない。すべり係数を安定させ、かつ大きくし、防食にも有効な方法として考えられるZn、Al、Zn-Al、ステンレス18-8などのメタリコン処理結果は、Znメタリコンが0.369、Alメタリコンではほとんどすべり現象は見られなかつた。Zn-Alメタリコンは、平均0.569ですべり係数も大きくまた値も非常に安定している。これは一般にメタリコンの中でも防食効果が最も優れているといわれており実用性が高いように思われる。この他にステンレス18-8メタリコン0.613、Zn-Ni-Crメタリコンが0.454と一応ほとんどのメタリコンが0.4以上であるが、これらの中では価格の点からみてもZn-Al合金のメタリコンがすべり係数を高め安定させ、さらに防食性からみても静的な試験結果ではかなり優れていることを示した。

4.4 すべりによる板の表面状態の変化

鋼板の表面が、均等に板全面に亘つて密着し、全体として作用するのが摩擦接合の建前としては望ましい。しかし、実際には締付力は、ボルト周辺によつて与えられるためにボルト座金周辺に大きな圧力が作用することになる。また鋼板製造上の板厚の微少な変化。凹凸などの

表4・1 摩擦面処理の種類

試験体 No.	製鉄メーカーの処理	工場製作後の処理	現場の処理	接合作業時
A型	ショットブラスト をかけてウオッシュ プライマー処理	サンドブラスト (SP グリット) 後ビニール 系樹脂塗膜	露天放置 (海浜 地帯雨天含む)	塗膜の剝離直後に締めつけ
B型	"	サンドブラスト (SP グリット)	"	ワイヤーブラッシ、ウエス により浮錆除去
C型	"	なし	室内放置	ガスバーナーでプライマー を焼き (600℃5min) ワイヤーブラッシかけ
D型	"	プライマー剝離剤を3 回塗りにより除去	"	ワイヤーブラッシかけ
E型	"	プライマー剝離剤を1 回塗りにより除去	"	"
F型	"	なし	"	サンドブラスト (SPグリット)
G型	"	"	"	処理なし
H型	"	サンドブラスト後亜鉛 メタリコン厚さ約80 μmをスプライスのみに ほどこす	"	"
I型	"	サンドブラスト後 Al-メタリコン	"	"
J型	"	サンドブラスト後 Zn, Al-メタリコン	"	"
K型	"	サンドブラスト後 マンレス18.8メタリコン	"	"
L型	"	サンドブラスト後 Zn1号Ni+Crメタリコン	"	"

- 1) サンドブラスト : SPグリットを使用、グリットの主成分FeO5.45%, SiO₂ 28.8%
Al₂O₃ 9.0%, 吹付け圧力6kg/cm², ノズル口径8mm
グリットの粒径約100~400μm
- 2) ウオッシュプライマー : 亜鉛マストゴム系溶剤 (東亜ペイント)
- 3) 剝離剤 : 主成分メチレンクロライド (江戸川合成K)
- 4) ビニール系樹脂塗膜 : 主成分塩化ビニール、アクリル系溶剤 (大阪フエス)
- 5) 表面アラサ : サンドブラスト直後では約20S

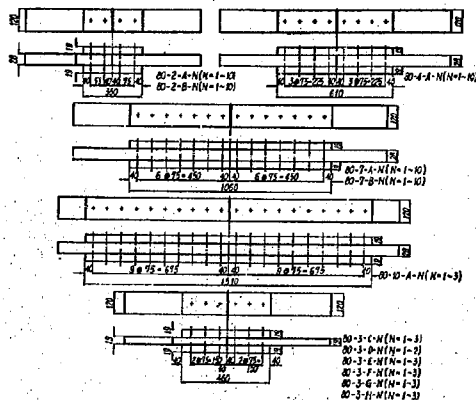


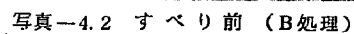
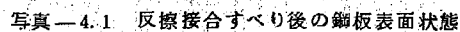
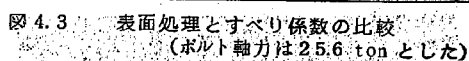
図 4.2 試験体の形状寸法

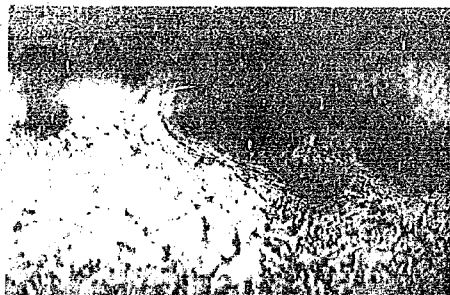
ために、密着する面積は著しく小さくなっている。従つて引張試験後金属の表面では表層に局部的な引かき傷をうけている。この面積を測定してみると、継手の全摩擦面積の約 10 % 前後に過ぎない。この事から摩擦係数の大きさは微少な金属表面の局部的なみ合いから部材の表面の破壊力が主要な抵抗力の一つになっているようである。すべり試験によつて生じた傷面をさらに金属顕微鏡で観察すると、まず平面的には写真 4・1 に示すように無数のむしろが見られる。また、板厚方向に切断した切断面の写真 4・2 では表層に塑性変形している部分が見える。この点を表面処理がサンドブラスト後赤錆を発生させたものとサンドブラスト直後のものを比較してみると表層の塑性変形状態が幾分異なっていることがうかがえる。

4.5 応力分布

応力方向の応力分布は、国鉄田島氏によつてつぎのように解かれている

$$P_1 = \frac{P}{t_1 + t_2} \left[\frac{t_2 \sinh ax - t_1 \sinh a(L-X)}{\sinh aL} + t_1 \right]$$

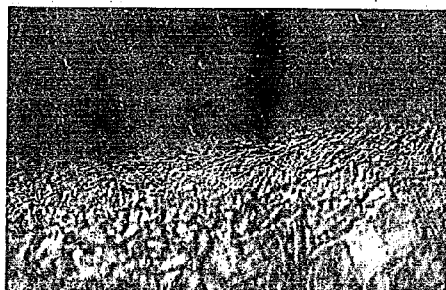




写真—4.3 すべり後 (B処理)



写真—4.5 すべり前 (A処理)



写真—4.6 すべり後 (A処理)

$$P_2 = \frac{P}{t_1 + t_2} \left(\frac{-t_2 \sinh ax + t_1 \sinh a(L-x)}{\sinh aL} + t_2 \right)$$

$$\tau = \frac{aP}{(t_1 + t_2) \sinh aL} (t_2 \sinh ax + t_1 \cosh a(L-x))$$

ここで P_1 はスプライスに働く引張力、 P_2 は母材に働く引張力を表わし、
 τ は、摩擦面のせん断力の分布を示している。 a は実験値 求まる定数である。こ
 れらの式の数値計算した結果を図示すると、図-4.4 に示すようになる。

継手の摩擦面のせん断力によるずれ量の大きさの測定結果の例を図4.5に示すが
 測定がダイヤルゲージにより板のずれ量を計測したものであるため、せん断を直接捕
 えたものではないので実験値と計算値の定量的な比較は難しい。しかしながら継手
 内の応力の分布の傾向は十分知ることができる。

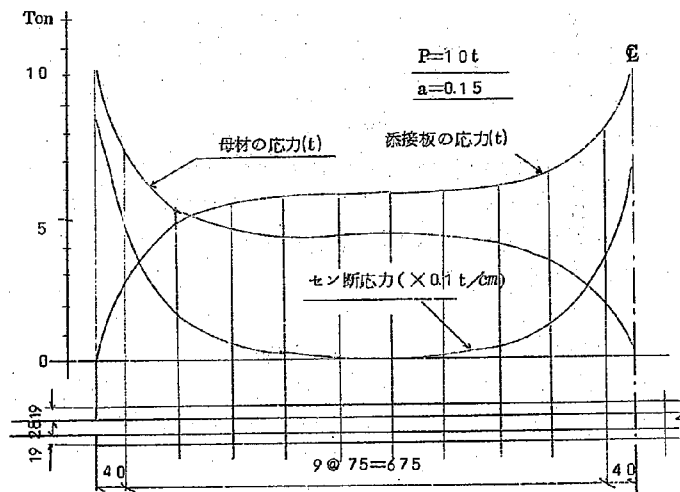


図-4.4 応力の分布

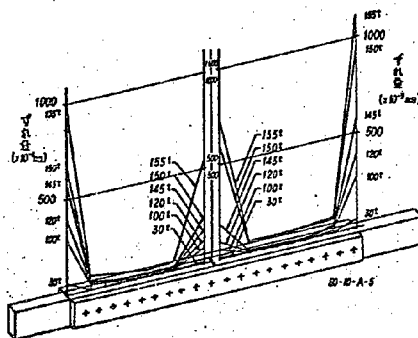


図 4.5 継手各部のずれ量

4.6 長い継手の耐力

応力方向にボルトが多く並んだ場合継手の端部は応力集中が多くなり、端部ボルトのすべり耐力が低下していくことが考えられる。通常設計では均等な応力分布を仮定して計算されるため、この仮定がどの程度まで成立するかを確かめねばならない。

図４・２に示すように実験はボルトの本数を２本、４本、７本、１０本と順次増加して各々１０個の試験体の耐力の平均値を結んだものである。これらの試験体の表面処理はサンドブラスト直後（Ａ型）と赤錆を表面につけた（Ｂ型）の２種類である。この試験の結果は図４・６に示すようにいずれの場合も、すべり係数の著しい低下はみられなかった。同様に実験結果は、３本、６本、９本の試験体について行なつた加藤・吉本の実験および田島の実験でも得られているので、摩擦接合では応力方向に１０本までボルトが並ぶ継手では、とくに耐力の低下による設計上の配慮は必要ないといふことができる。

4.7 多行多例継手の実験

実際の構造物では、主構造の継手の規模は実験供試体のような小規模な場合は少く、多行多列ボルト継手のように平面的な大きな継手になることが多い。大型継手の耐力変形状は小試験体により得られた結果とほとんど同じと考えられるが、最終的には大型継手試験による設計耐力の確認、穴引き計算による菱形継手の耐力・unbuttoning

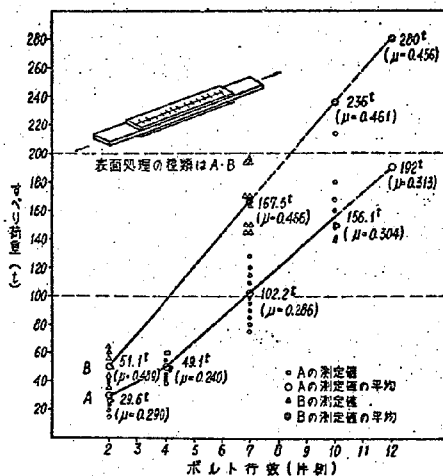


図 4.6. ボルト行数とすべり耐力

現象などを確認しなければならない。このために以下に記すような大型継手の供試体を製作し、引張試験を行なった。

4.7.1 供試体

供試材は表-4・2に示すような80キロ鋼板(PZ80)をF11T相当ボルトをもつて締付けたもので、供試体の形状寸法は図-4・6に示すような3種としさらにボルト破断、板破断の2種類とした。全ての試験片の片側ボルトは20本に統一されている。表面処理方法は、サンドブラスト処理を行なったもので赤錆も一面に生じている程ではない、またすべり耐力の基本値をうるために小型試験片を板厚毎に製作し引張試験を行なった。

4.7.2 試験

引張試験は、東京大学工学部大型構造物2000TON試験機を用いて、荷重変位曲線ボルト軸力の変動、Wire Strain Gaugeによる応力測定を行なった。基本試験片は橋梁研究室200tアムスレー試験機を用いてすべり荷重を測定した。

4.7.3 結果と考察

表 4-2 供試材の機械的性質及化学成分

用 途	名 称	板 厚 mm	JIS TPNO	引 張 試 験			曲 げ 試 験	2V-15 O ₂ 試験 kg·m	化 学 成 分 %									
				降伏点 kg/mm ²	引張強さ kg/mm ²	伸 び %			C ×100	Si ×100	Mn ×100	P ×1,000	S ×1,000	Mo ×1,000	Nb ×1,000	B ×1,000	V	
治 具 材	FTW60	27	A61	56.0	68.0	16.0	良好	21.3	16.0	24.0	126.0	14.0	8.0				70.0	
供 試 体 用 母 材	PZ-80	40	A65	80.0	86.0	40.0	"	13.8	14.0	24.0	147.0	20.0	4.0	710.0	52.0	2.0		
		56	"	81.2	86.8	41.0	"	16.6	13.0	34.0	138.0	18.0	5.0	590.0	50.0	3.0		
		28	"	76.6	82.8	41.0	"	21.3	"	"	"	"	"	"	"	"		
		26	"	79.6	82.9	38.0	"	21.0	"	"	"	"	"	"	"	"		
		19	"	78.0	81.8	34.0	"	20.1	"	"	"	"	"	"	"	"		
ボ ル ト	SAE 1041	W ⁷ / ₈		104.1	114.0	17.0												

图 4.7 大型離手機試驗形狀寸法

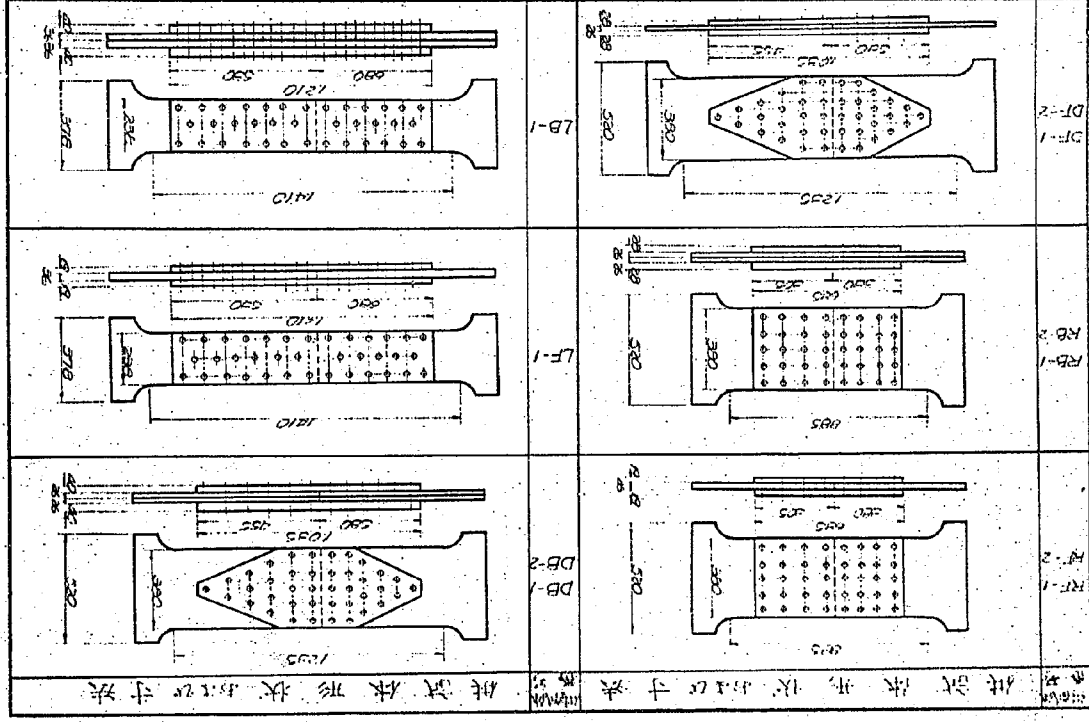


表4・3 大型榫手引張試験結果

供試体番号	基本T. Pによる すべり係数	引 張 試 験 結 果						
		すべり 荷 重	σ_n^* σ_y	すべり 係 数	破壊 荷重	ボルトセ ン断応 力	純断面 応 力	破壊形式
RF-1 { P=75 100	0.385	430t —	0.78 —	0.512 —	664t	Kg/mm ² 42.9	Kg/mm ² 96.4	p=75側の 母 材
RF-2 { 75 100	0.385	437 —	0.80 —	0.520 —	654	42.2	95.8	p=75側の母材
RB-1 { 75 100	0.327	348 375	0.31 0.34	0.414 0.447	1110	71.7	80.6	p=75側の ボルトセン断
RB-2 { 75 100	0.327	428 446	0.39 0.41	0.510 0.531	1116	72.1	81.8	p=100側の ボルトセン断
平 均				0.489				
DF-1 { P=75 100	0.385	366t 445	0.52 0.64	0.436 0.530	788t	Kg/mm ² 51.2	Kg/mm ² 90.7	p=100側の 母 材
DF-2 { 75 100	0.385	346 394	0.50 0.57	0.412 0.469	780	50.4	90.1	p=100側の 母 材
DB-1 { 75 100	0.327	370 425	0.26 0.30	0.441 0.506	1110	71.7	63.9	p=100側の ボルトセン断
DB-2 { 75 100	0.327	272 —	0.20 —	0.324 —	1100	71.0	63.5	p=100側の ボルトセン断
平 均				0.445				
LF-1 { P=75 100	0.386	294t 294	0.53 0.53	0.350 0.350	500t	Kg/mm ² 32.3	Kg/mm ² 72.7	p=75側の 添 接 板
LB-1 { 75 100	—	240 276	0.22 0.25	0.286 0.328	1096	70.8	79.7	p=75側の ボルトセン断
平 均				0.329				

注) * σ_n = すべり荷重/純断面積, σ_y = 鋼材の降伏点

- (1) すべり耐力は、表-4・3に示すようにR型、D型とも基本試験片よりすべり耐力は大きい、しかし、L型は15列に相当する長い継手の影響か耐力はかなり低下している。

R型とD型を比較すると、すべり耐力はR型が平均で2割程度大きい。

ボルトピッチは、 $P=75$ より $P=100$ の方がすべり係数は大きくなる。

- (2) 破壊状況 継手の設計は通常・純断面で考えられるが、実際には、ボルト孔周辺にはかならず大きな応力集中がある。これをDF型・RF型について考えると、D型の破壊荷重はR型より約20%大きい。しかしD型の被断位置の純断面積はR型に較べ約35%大きいので、結果的には、これらの差の15%が継手の形状などによる応力集中によつて費やされることになり純断面積のみの計算でD型の設計を行なうことは安全率を低下させることになる。

(3) 変形性状

RF、DFの荷重変形曲線を、図-4・8、4・9に示す。設計荷重に相当する領域では除荷しても残留変形は生じない。すべり後は、ボルト軸力に10%程度の変化がみられるが、継手全体の比例限の勾配はほとんど変化がないので、すべり后でも継手の剛性は大きく、十分に機能を果たし得ると考えられる。すべり時に生ずる変形量はD型が約0.2~0.4%、F型が0.3~0.5%程度で、一般に継手が長くなるほどすべり変形の標点間距離に対する変形の割合は小さくなる。継手全体として、破断近傍までの伸びの大きさはDF型は2.3%、RF型は1.3%に過ぎない。

DB、RB、LB、LFはボルトが破壊したがunbuttoning現象はなかった。しかし、DF-2の試験では $P=100$ mm側の端部ボルトが変形に耐えられず、まず1本破壊した。板が降伏し始めると応力集中の大きい継手端部に局部的な伸び変形が生じるので、端ボルトはかならず大きなせん断力をうけることになりunbuttoningを起したものと思われる。

4.7.3 結 論

以上のことから、大型継手については、つぎのようなことを知ることができた。

- (1) 多行多列継手のすべり耐力は、基準試験片のすべり耐力の整数倍をとる従来の設計法でよい。
- (2) すべり耐力は短形継手が菱形継手より大きい。

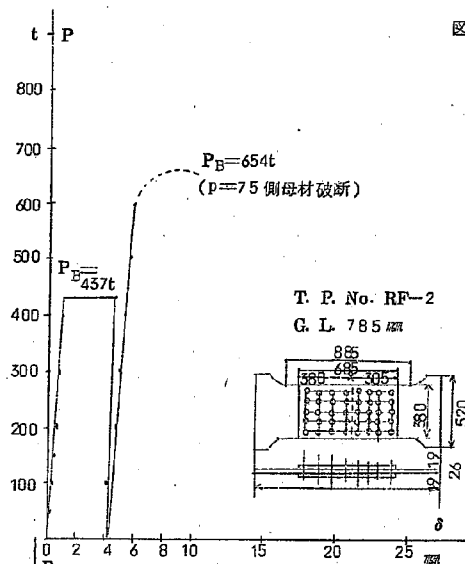


図4・8 荷重変形曲線

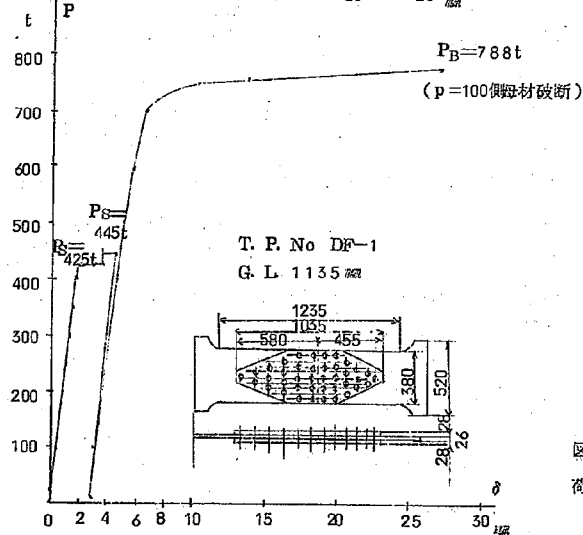


図4・9
荷重変形曲線

(3) 菱形の摩擦継手では、孔あき控除を純断面積のみで考えることは危険で、応力集中の大きさを考慮すべきである。

(4) 継手の剛性は、すべつた後でもほとんど劣化していない。

(5) 継手の変形の大きさは小さい。

(6) unbuttoning 現象は、応力方向のボルト数がそれほど大きくなくとも、配列によつては応力集中が大きい場合は生ずる可能性がある。

5. 支圧型 接合

支圧形接合の原理は、ボルト軸のせん断強さあるいは板の支圧強さにより応力を伝達するもので、決して目新しいものではない。むしろ、高強度鋼のリベットに施工上の困難があり、おのずから限界があることから、これを高力ボルトに置き換えたものと考えることができる。支圧形接合には、摩擦接合用ボルトを使用する場合と打込み形のボルトを使用する場合とがあるが、現在わが国では、前者の研究はまだほとんど行なわれていないが、後者の打込みボルトの開発が、ようやく実用段階に入りつつある状態といえる。

これらのことから、長大橋りょうの現継手としての可能性を知る資料を得るために、打込みボルトを使用した支圧型継手の試験体を製作し、最も初歩的な耐力、荷重変位曲線等を測定し、リベットおよび摩擦接合と比較した。

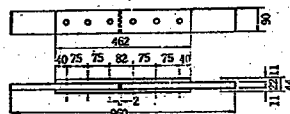
5.1 供試 体は、HT50/60の鋼板と、F13T、F11Tの摩擦接合用ボルトおよびB11T、B9T(Bは打ち込みボルトの略号)の打込みボルトを用いた。ボルトの機械的性質を表5・1に示す。

表-5・1 供試体の機械的性質

機械的性質 ボルトの種類	降伏点 (Kg/mm^2)	引張強さ (Kg/mm^2)	伸 び (%)	絞 り (%)	かたさ (HRG)	引張荷重 (t)
摩擦接合用F11T	114.7	121.1	18.8	62.0	34.6	35.83
" F13T	129.5	137.5	15.3	54.0	38.2	39.67
打込みボルトB11T	117.8	125.8	18.2	60.0	37.0	36.30
" B9T	90.5	96.0	17.5	48.5	31.0	31.10

Figure 1: A schematic diagram of a multi-layered structure. It shows a central horizontal layer with a grid of points labeled 40, 75, 312, 82, 75, 40. Above this layer is a row of four circles. To the right is a vertical column labeled 'B' with values 90, 100, 120. Below the central layer is a horizontal bar with a grid of points labeled 1, 1, 2, 1, 1. At the bottom is a horizontal bar with a grid of points labeled 1, 1, 2, 1, 1. The entire structure is enclosed in a rectangular frame.

(b)



2. リベット接合試験片 Rhei: SV41 Zzamp
(A) 孔径: 23.5mm

引張試験は、200t 万能アムスラー試験機を用い、測定はダイヤルゲージ 1/100mm をスプライス端部近傍にセットし観測した。

支圧接合に使用したB1・1T（外径 23.75 ± 0.1 ）、B9T（ 24.1 ± 0.1 ）の外径と孔径との差は 0.25 mm および 0.30 mm でほぼ 0.3 mm 孔径が小さい。打込作業は、1ポンドハンマーでボルト頭部をたたいたが、B1・1T・B9Tとも10回程度、トルクで $15 \sim 20 \text{ kg-m}$ が入った。しかし、 0.05 mm 程度の差をもたせて打込作業を行なうと、いちじるしく打ち込みエネルギーが増大し、トルクも $60 \sim 70 \text{ kg-m}$ を必要とするなど、工場工作精度が作業能率に大きく影響することがわかった。数少ないこれらの試験体製作経験から、 0.3 mm までが施工上適当であろうと推定された。ただし、鋼種が異なる場合はこの数値も多少変わるであろう。

— 28 —

表5・2 引張試験結果

試験体記号	No.	すべり荷重 t	最大荷重 t	破断位置
VIS-60B-3R-(75)	1	(66.5)	90.9	リベット
	2	(55.0)	82.0	リベット
VIS-60B-2F11- ⁹⁰ (75)	1	42.1 54.5	103.4	母材
	2	42.6 44.4	102.3	母材
VIS-60B-2B11- ⁹⁰ (75)	1	—	104.3	母材
	2	—	103.2	母材
VIS-60B-2B9- ⁹⁰ (15)	1	—	102.2	ボルト
	2	—	102.5	ボルト
VIS-60B-2F11- ¹²⁰ (75)	1	55.0 43.0	109.0	ボルト
	2	50.0 47.0	113.3	ボルト
VIS-60B-2B11- ¹²⁰ (75)	1	—	117.4	ボルト
	2	—	117.1	ボルト
VIS-60B-2B9- ¹⁰⁰ (75)	1	—	102.3	ボルト
	2	—	102.2	ボルト

試験結果の中から、リベット(SV41 3行継手)、摩擦接合(F11T, 2行継手)、支圧形接合(B11T, B9Tの2行継手)をとり出し、荷重-変位曲線を図5・2にまとめて示す。フラスナーの数は、リベットが3本で他はすべて2本ずつである。

これらの曲線から、支圧形接合をリベットあるいは摩擦接合と比較するとつぎのことがいえよう。最大荷重に対しては、リベットよりはるかに大きな力をもつている。すなわち2面せん断フラスナー当たりの耐力は、リベットSV41 22mmφで28.8t, B9Tで51.3t, B11Tで58.8tと7~10割増となる。現在リベットの最大の強度はSV41で27~30t位であることから、打ち込みボルトを使用すれば、単純な最大荷重の比較ではあるが、画期的な耐力の増大といえよう。

また設計の基準を鋼板にない0.2%の永久変位を想定して考えても6割近く耐

力が大きく取ることができる。

支圧接合はすべり現象が見られないし変形曲線の勾配は、摩擦接合ほどではないがリベットよりは急であり剛性が大きいといえる。これはボルトの締付力がリベットのそれより大きいことによるもので、継手としては残留変形が小さいことで有利である。

また、打ち込みボルトの形状あるいは材質の選択により弾性域のこう配は、さらにある程度改良することも可能であろう。

5.3 結 論

試験は、ごく初歩的なものであるため、さらに種々の調査が必要であろうが、この試験の結果つぎのことがいえよう。

- 1) 支圧形接合の耐力は、リベット接合、摩擦接合よりかなり大きく取ることができよう。
- 2) 打ち込みボルトの施工性は、HT 50/60の場合、軸外径と孔の差が0.3mm程度までが適当であろう。
- 3) 最大荷重は、リベットに比べ安定していると思われる。

以上、少ない試験体の引張試験から推定して結論づけてみたが、今後支圧形接合については、ボルト孔の精度、ボルトの塑性変形能力、疲労強度に関する検討が必要であり、これらの調査が進めば、支圧形接合の利用は大きくなるとと思われる。

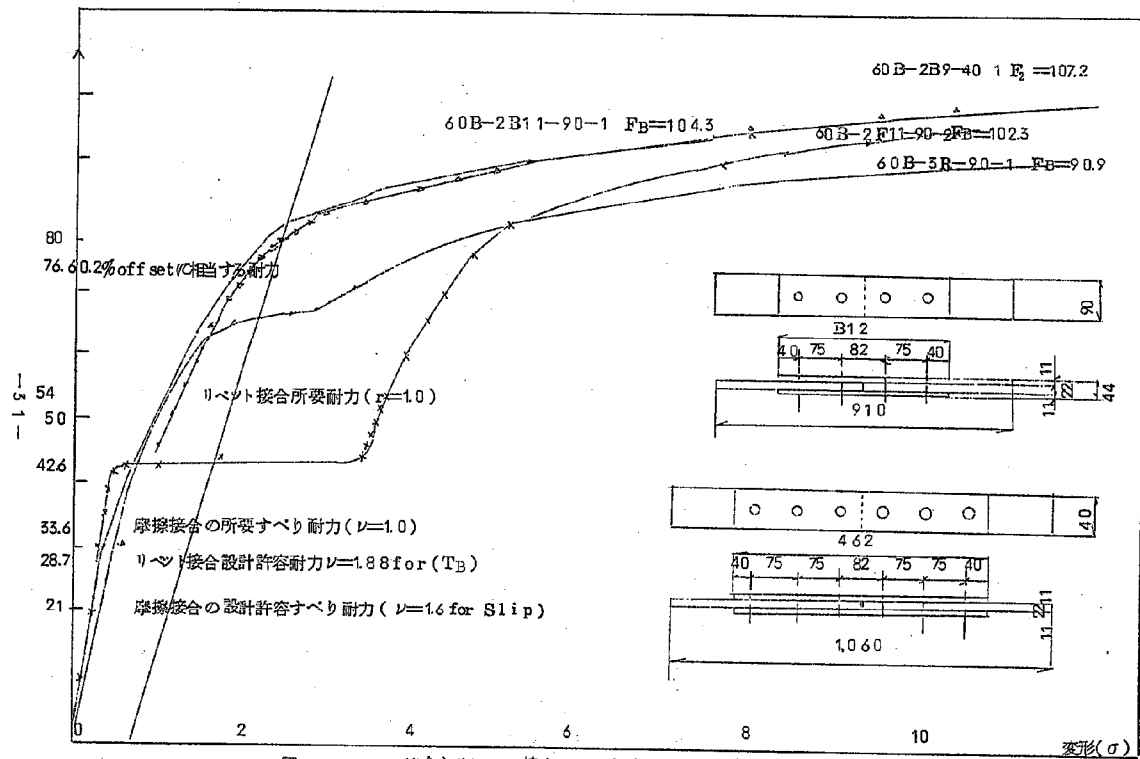


図 5・2 支圧接合とリベット接合、摩接合の荷重変形曲線比較