



土木研究所資料 第967号

第 13 回

土木研究所研究発表会資料

昭和⁵⁰~~49~~年³~~11~~月⁷~~15~~日

建設省土木研究所

目 次

1. コンピューターネットワークシステムの提案	システム課	北 浦 良 国 ... 1
2. クレストテンターゲート脚柱の設計法	ダム構造研究室	斎 藤 孝 三 ... 5
3. 道路橋の主構の設計自動車荷重に関する研究	橋梁研究室	朝 倉 肇 ... 13
4. 重金属前処理装置の開発とその実用例	下水道研究室	岡 沢 邦 明 ... 21
5. 水質自動監視装置の性能と実用性	水質研究室	松 元 賢 市 ... 27
6. 道路用遮音壁の現場実測調査	交通環境研究室	野 中 宏 ... 31
7. トンネル騒音の特性について	トンネル研究室	堀 内 浩三郎 ... 39
8. トンネル掘削断面のゆるみの測定	地質研究室	武 井 修 ... 43
9. 北海道函館市周辺におけるがけ崩れ災害の現地調査結果	急傾斜地崩壊研究室	金 内 剛 ... 49
10. 雨量計の配置計画に関する研究	水文研究室	佐 藤 一 郎 ... 55
11. 雪氷路面のすべり摩擦に関する基礎的研究	新潟試験所	石 平 貞 夫 ... 59
12. 高速走行時のすべり摩擦係数について	交通安全研究室	田 官 隆 夫 ... 65
13. 海中におけるコンクリート構造物中の鉄筋の腐食挙動	化学研究室	片 脇 清 ... 71
14. 海中鉄構に作用する潮流力	河川研究室	島 貫 徹 ... 77
15. 最上川河口における密度流特性	鹿島試験所	高 橋 晃 ... 83
16. 放流管内の高速流の流況に関する研究について	篠崎試験所	中 沢 顕 司 ... 89
17. 動水こう配を制御した圧密試験について	土質研究室	久 楽 勝 行 ... 95
18. 振動台による砂層の液状化実験	動土質研究室	古 賀 泰 行 ... 99
19. ロータリーフォイルサンプラーを用いた土質調査	基礎研究室	森 山 清 治 ... 105

1. コンピューターネットワーク システムの提案

システム課 北 浦 良 国

1. コンピューターネットワークシステムの提案

システム課 北 浦 良 国

1 はじめに

組織活動にとって重要なものの一つは、その組織のもつ情報処理機能であろう。

最近の情報処理は、電子計算機システムを利用して行われることが多く、事務処理の機械化・省力化などという低レベルでの利用から、分析・予測・シミュレーションなどによる高度な意思決定の手段としての利用など、その形態は多様である。

一方、情報化社会における必然性の一つに、情報サービスの広域化があり、建設行政の分野では、例えば、特殊車輛許認可業務、河川情報交換業務、また、事業予算執行管理業務等のシステム化計画をあげることができる。

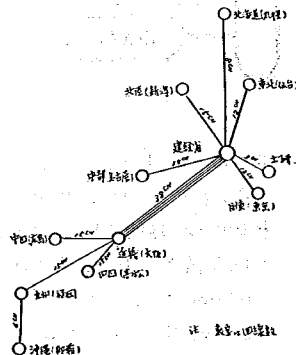
これらの業務は、いずれも情報の円滑なる疎通と、適確な処理によって達成できるものであり、データの収集、蓄積、配分等、情報処理のシステム化、ネットワーク化によって実現していかなければならなく考える。KOS (Kensetsusyo Compotser-network System) はその対応策として提案されるネットワークシステムである。

2 KOSの構成要素

一般にネットワークシステムは、(1)情報処理要素と (2)情報伝達要素の結合によって構成されるものであるが、KOSにおいてはそれぞれ既存の要素、すなわち、前者は各機関の電子計画機システム、後者は専用マイクロ回線システムであり、これを結合して構成するものである。

建設省における電子計算機システムと専用マイクロ回線システム

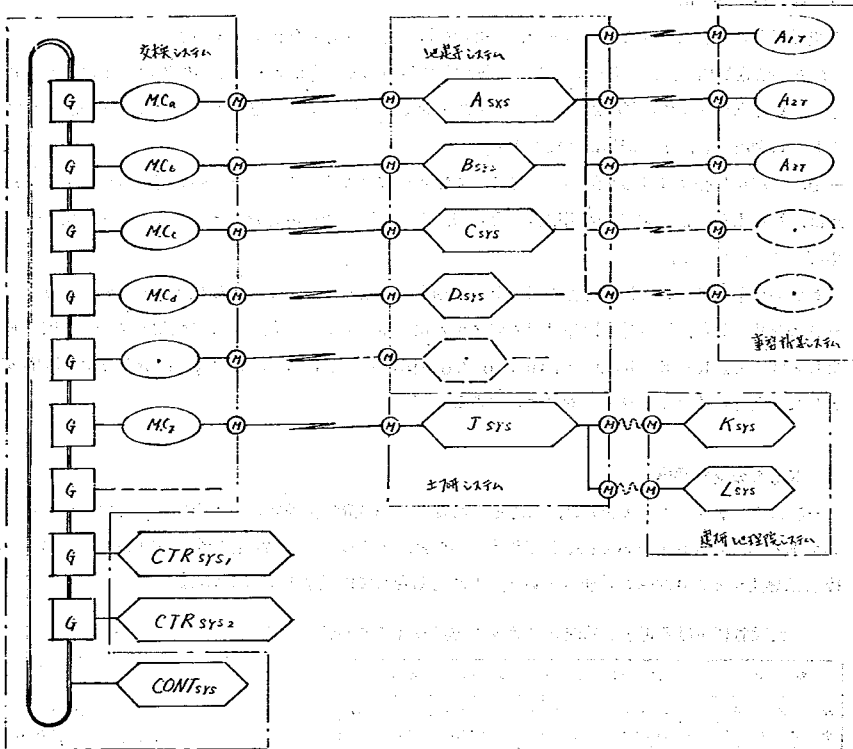
機 関 名	設 置 機 種	主記憶容量	導 入 年 月
建 設 本 省	TOSBAC-3400-51	65KW	47年 9月
土 木 研 究 所	TOSBAC-3400-51	81KW	43年 4月
土木研究所 (千葉支所)	TOSBAC-3400-51	98KW	46年 12月
建 築 研 究 所	TOSBAC-3400-30	16KW	42年 2月
国 土 地 理 院	NEAC - 2200-500	262KO	48年 10月
東 北 地 方 建 設 局	FACOM - 230-35	65KB	46年 3月
関 東 地 方 建 設 局	TOSBAC-3400-51	128KW	47年 9月
北 陸 地 方 建 設 局	TOSBAC-3400-51	98KW	47年 9月
中 部 地 方 建 設 局	TOSBAC-3400-51	98KW	46年 12月
近 畿 地 方 建 設 局	FACOM - 230-35	96KB	44年 8月
中 国 地 方 建 設 局	TOSBAC-3400-51	98KW	46年 12月
四 国 地 方 建 設 局	NEAC - 2200-500	262KO	47年 4月



それぞれのシステムは、それぞれの成長過程とそれぞれの得失を有し、今日に至っており、情報処理の一般的な動向に対して必ずしも最適な順応性を持つとはいえないが、それぞれのシステムに対するネットワーク化のための投資を最少限にとどめながら、今後の動向に沿って改変し、初期の目的を達成しようとするものであり、この点はKOSの特異性といえることができる。

3 KCSの概要

3-1 ネットワーク構成



3-2 ネットワークの型態

ネットワークの基本的な型態には、(1)集中形、(2)分散形があり、前者は中央計算機を中心に放射状のデータ回線を介して、端末を接続したものであり、後者は複数個所に計算機を分散設置し、その相互間をデータ回線で結んだものである。

集中形の場合は、その中心となる計算機の機態により、処理形態、システムの拡張性等が左右されるので、特定プログラムによる特定処理向きであり、銀行システム、座席予約システム等で用いられることが多く、分散形は各々のシステムの自由度が高く、拡張性にも富み、汎用処理に向いているが、システム相互間の情報交換に整合が必要であり、システム構造が複雑になる。

この他にも、計算機相互間または端末との接続方法や機能分担等による複合形の形態もあるが、KCSでは、既設電算機システム群をそのまま使用するので、形態としては分散形である。

3-3 データ通信路

データ伝送路として使用する建設省専用マイクロ回線は、主にマイクロ波帯を用いており、電々公社回線規格相当の回線品質であり、本省を中心として付属機関、地方建設局間、地方建設局を中枢として各工事事務所、管理所間等々と、行政機構に対応した回線系統をもつ、中央集中形の回線構成である。各機関の地理的配置条件とこの回線構造との対応は、分散形のネットワーク形態の構成上、必ずしも最適ではないが、システム間の整合及び交換には適していると考えられる。

比較項目	情報処理システム	
	集中形	分散形
計算機の規模	中、大型	中小形、ミニコン
運用形態	汎用	専用
適用性	固定的なシステム向	柔軟性のあるシステム向
信頼性 (ダウン)	システム全体に波及	危険分散可
システム設備	初期設備大	段階的設備可
計算機負荷	大	小 (分散化による)
応答速度	汎用的速度	システム毎に可変

比較項目	情報伝達システム	
	集中型	分散型
回線形態	樹構造	網構造
維持保守性	容易	複雑
適用性	縦構造システム向	横構造システム向
信頼性 (回線断)	中央施設の高信頼性要	危険分散可
回線利用効率	劣	優
交換施設の対応	容易	複雑
回線設備	段階的設備可	初期設備大

3-4 整合方式

独自性、拡張性等において、自由度の高いシステムをネットワーク化するためには、システム相互間の整合が必要であり、分散形のネットワークの最も重要な点である。整合の方式としては、(1)集中整合方式、(2)個別整合方式があり、前者は特定個所に整合機関を設けて、各システムはそれを介することによって、他システムとの整合が得られるよう機能構成したものであり、後者は各システム毎に、他のシステムに対する整合機能を持つ方式である。

また、システム相互間の情報交換には、システム間の整合のほかに交換機能を必要とし、整合と交換機能が効率的に連系されることによって、ネットワークとしての機能が実現し、情報処理し、交換の効果が期待できる。

集中方式では、各システムが、他システムへの整合のための要素として、一つの端末を持ち、システムを代表して専らその機能を分担させるもので、その障害等による他動的な影響は少ない。分散方式では、適用業務の処理内容にもよるが、システムの負荷量の中に占める整合または交換のための割合は高く、システムに対してかなりの投資を必要とする。

KCSでは、データ伝送路との関連により集中方式とし、特定個所に各システムの整合および、交換要素としての端末を集合設置し、各システムの機能的共通エリアとして、この端末群制御により、その機能を得るものとしている。この端末には各システムと同一ファミリー機種によるミニコンを用いる。

3-5 情報交換方式

情報交換（転送）方式は大別して、(1)直接方式、(2)間接方式の2つがある。前者はミニコン対ミニコンの記憶装置相互間で情報交換（転送）をするものであり、後者は両者の間に共有の記憶装置をおき、これを介して交換（転送）するものである。

両者は転送速度、ダウン対策、待ち制御等において、それぞれ得失があるが、KCSでは多種多様なミニコンが複数利用されることなどから、後者の間接方式を採用することとしている。

間接方式の情報交換（転送）方式にも各種あり、各システムのミニコン端末をバスラインを設けて統制用ミニコンに接続する(1)統制ミニコン方式、各システムのミニコン端末をバスループとゲートにより接続する(2)ループゲート方式、また各システムのミニコン端末をマトリックス状に配列して行及び、列方向をリンク状に接続する(3)マトリックス方式等がある。

KCSとしては、システムダウンの影響範囲の最も少ないループゲート方式を用いる。

3-6 伝送制御手順

ネットワークシステムはデータの伝達機能に負うところが多く、希望する相手に正確に情報を伝達することが基本条件であるが、このためには付帯的な制御を必要とする。例えば、情報の伝送に先立ち、送受端末相互間に回線リンクを設定する制御や、また伝送中における同期性の維持、伝送終了後における回線の初期化などの制御である。これらの制御は一般に伝送制御と呼ばれ、その手順として、ISO（国際標準化機構）において標準化作業をすすめているが、KCSにおいてもこれに準拠したオペレーションコードを採用する。

4 KCSの利用計画

KCSの当面の利用計画として、具体化がすすめられているものは、つぎのとおりであるが、ネットワークシステムの適用性は極めて広範であり、すべての業務に対して前述の案が最適構成のシステム案とはいえないが、今後、個々の業務の電算化計画の具体化とともに、建設省の情報システムとしての最適化を指向して段階的に改変、拡張していかねばならないであろう。

特に、ネットワーク利用の業務拡大にともない端末機器等はその汎用化が必要となるが、マンマシンインターフェースに関する技術的な可能性を期待するとともに各適用業務の開発にあたっては、その標準化に留意してその具体化をすすめる必要がある。

ほう大な情報をもとにすすめられている、あるいはすすめなければならない現実の行政の姿に問題なしとはしないが、KCSの概成とともに、どちらかといえば実務管理形の電算システム利用から脱皮し、建設行政を支え、また、先導する役割を担うべき情報システムとして成長させていかねばならないと考える。

- (1) 特殊車輛許可システム
- (2) 河川情報交換システム
- (3) 建設事業予算執行管理システム
- (4) 情報（文献）検索システム

2. クレストテンターゲート 脚柱の設計法

ダム構造 研究 室 齊 藤 孝 三

2. クレストテンターゲート脚柱の設計法

ダム構造研究室 齊藤孝三

1 ま え が き

テンターゲートは、ダムの建設と相俟って数多く造られており、最近の材料、溶接等の技術的進歩によって、部材断面の薄肉化等の経済的設計がなされつつある。テンターゲートの一般的構造は、側面が扇形で、その重要な部分である脚柱は、2段形式が多く、高さの高いゲートの場合に3段脚柱が用いられることがある。平面的には、脚柱と主桁は π 形のラーメンを形成する。このラーメンの脚を主桁の中央よりに寄せることにより、脚に作用する曲げモーメントを減少させ、脚の断面を減らし、経済的に設計を行なうことができる。

一方、テンターゲートは、破壊した例が幾つかあり、そのうちの大部分は、脚柱部に何らかの欠陥があり、荷重に耐えられなくなって、座屈を起こしたものである。テンターゲートの慣行の設計法はゲートの各部を単独にとり出し、2次元構造物とみなして行なわれており、従って、ゲート全体としての立体的挙動が把握されていないのが現状である。最近のようにゲートが巨大化し、さらに部材が薄肉化するにつれ、ゲート全体としての立体的な剛性が、果たして十分な安全性を持つものなのかどうか、吟味、検討されて然るべきであろう。

本報告は、事故を起こして破壊したあるテンターゲートの例をモデルにとり、ゲート全体を立体構造物として取扱った三次元解析によって脚柱の設計法を研究したものである。

2 応力解析法

テンダーゲートは、直接に水圧を受けるスキンプレート、それを受ける格子構造、補強トラス、横主桁および脚柱と極めて複雑な立体構造物となっている。最近、電算機による骨組構造物の解析プログラムが開発され容易に三次元計算が出来るようになったため、テンターゲートを後述するいくつかの条件に基づき立体剛結トラスに置換えて三次元解析を行なった。

解析法は、立体構造物を弾性域で静的に解析するもので、スティフネス・マトリックスによって「部材力」と「変位」の関係を解いて部材に関する端力および端モーメントを求めるものである。

部材 ij を考えたとき、 i 点における断面力は次式で示される。

$$f_x^i = \frac{E \cdot A}{\ell_{ij}} (d_x^i - d_x^j) - f_0^i$$

$$f_y^i = \frac{1}{\left(\frac{\rho^2 i j}{12 E I_z} + \frac{\ell_{ij}}{G \cdot A}\right)} (d_y^i - d_y^j) - \frac{1}{\left(\frac{\rho^2 i j}{6 E I_z} + \frac{2}{G \cdot A}\right)} (\theta_z^i + \theta_z^j) - f_0^i$$

$$f_z^i = \frac{1}{\left(\frac{\rho^2 i j}{12 E I_y} + \frac{\ell_{ij}}{G \cdot A}\right)} (d_x^i - d_x^j) - \frac{1}{\left(\frac{\rho^2 i j}{6 E I_y} + \frac{2}{G \cdot A}\right)} (\theta_y^i + \theta_y^j) - f_0^i$$

$$M_x^i = \frac{G \cdot I_x}{\ell_{ij}} (\theta_x^i - \theta_x^j) - M_0^i$$

$$M_y^i = \left(\frac{\ell^2 i j}{6EI_y} + \frac{2}{GA} \right) (d_z^i - d_z^j) + \frac{2EI_y}{\ell i j (GA\ell^2 i j + 12EI_y)} \{ 2(GA\ell^2 i j + 3EI_y) \theta_y^i + (GA\ell^2 i j - 6EI_y) \theta_y^j \} - M_0^j$$

$$M_z^i = \left(\frac{\ell^2 i j}{6EI_z} + \frac{2}{GA} \right) (d_y^i - d_y^j) + \frac{2EI_y}{\ell i j (GA\ell^2 i j + 12EI_y)} \{ 2(GA\ell^2 i j + 3EI_z) \theta_z^i + (GA\ell^2 i j - 6EI_z) \theta_z^j \} - M_0^j$$

したがって、一般の節点方程式を $M_{AB} = \frac{EI}{\ell} (2\alpha\theta_A + \beta\theta_B - \gamma\frac{\delta}{\ell}) + C_{AB}$ とすれば

$$\alpha = \frac{GA\ell^2 + 3EI}{GA\ell^2 + 12EI} \quad \beta = \frac{GA\ell^2 - 6EI}{GA\ell^2 + 12EI} \quad \gamma = \frac{2GA\ell^2}{GA\ell^2 + 12EI}$$

として計算できる。

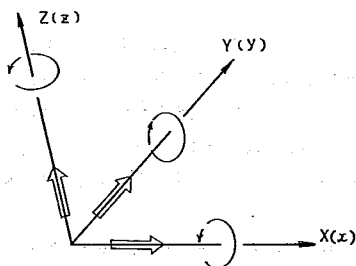


図-1 座標軸の方向と断面力の正方向

なお断面力を示す式中の記号は次のとおりである。

- f_x, f_y, f_z : x, y, z 軸方向の力
- M_x, M_y, M_z : x, y, z 軸のまわりのモーメント
- d_x, d_y, d_z : x, y, z 軸方向の変位
- $\theta_x, \theta_y, \theta_z$: x, y, z 軸方向の回転角
- A : 部材 ij の断面積
- ℓ_{ij} : 部材 ij の長さ
- E : 弾性係数
- G : せん断弾性係数
- I_x : x 軸に関する断面極モーメント
- I_y, I_z : y, z 軸に関する断面二次モーメント

計算に用いる座標係は、絶対座標係と、部材に沿って x 軸をとる部材座標係を設け、算出される力およびモーメントの正の方向は次の図-1に示すとおりである。

テンターデットを骨組構造におきかえて応力解析するには、次のような条件に基づいて行なった。

- ① 主桁、主桁の桁高が大きい場合にはこれをトラスにおきかえる。その場合、骨組の関係で I 形主桁の桁高と、おきかえたトラス上下弦材の距離をそろえることができないので、I 形主桁の断面二

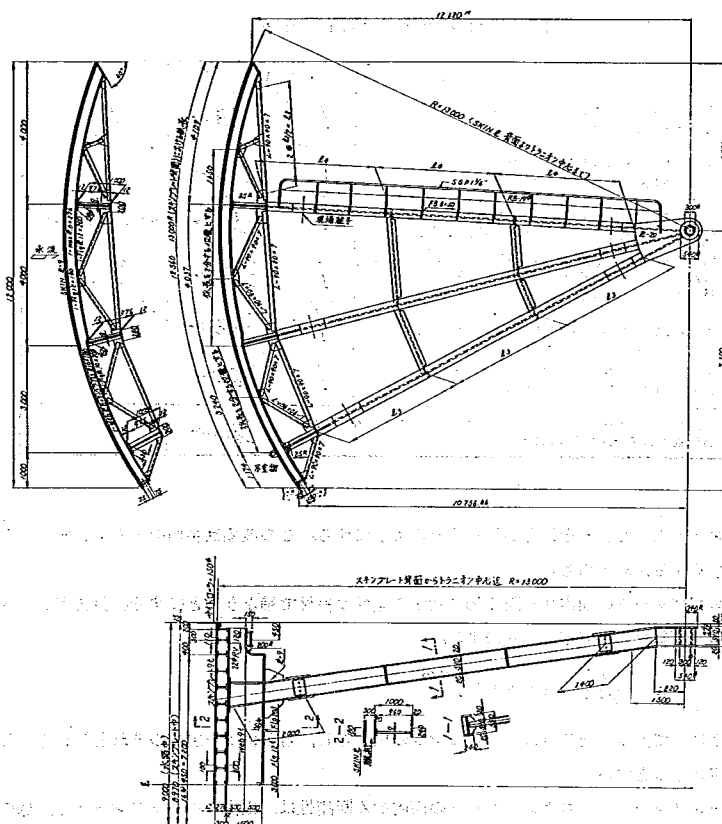


図-2 テンターゲート扉体断面図および平面図

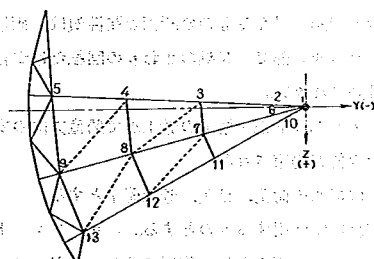


図-3 脚柱の節点番号

表-1 解析ゲートの構造一覧表

ケース	構 造	脚柱略形状	中間支持材
1	旧部材断面そのままのものを用い脚柱中間支持材の取付部をヒンジとする。		$0.8 \frac{170}{0.8} \times 200$
2	ケース1と同様な部材断面で脚柱中間支持材の取付部を剛結としたもの。		同 上
3	ケース2のラーメン構造で中間支持材の断面2次元モーメント (I_y 面内) を脚柱と等しくしたもの。端部は剛結とする。		脚柱 I_y と同じ断面部材
4	脚柱中間支持材の部材を極めて細い 90×90×7 の等辺山形鋼に替え、中間脚柱と下脚脚柱間にスリットを入れる。端部はヒンジとする。		等辺山形鋼 90×90×7
5	ケース4の中間支持材端部を剛結としたもの。		同 上
6	ケース4について脚柱の水平面上トラニオンピンから820mmの位置にある折曲りも除去したもの。		同 上
7	ケース5について脚柱の水平面上トラニオンピンから820mmの位置にある折曲りも除去したもの。		同 上

次モーメントと上下弦材のそれとが等しくなるようにする。この関係は主桁中央の下流側へのたわみをほぼ等しくするためである。

次にウェブプレートの面内せん断変形に対する剛性は斜材で補なうことにする。長方形 $a \times b$ 、厚さ t の板の等価斜材の断面積は次式による。

$$A = \frac{G}{Eab} (a^2 + b^2)^{3/2}$$

このようにして計算した斜材は、両端ヒンジの円柱とし、自重は I 形主桁のそれと等しくなるよう比重を小さいものとする。

② スキンプレート スキンプレートの面内せん断剛性は、主桁のウェブプレートと同様の等価斜材で補なう。

③ ジョイント この報告では部材の両端のジョイントは表-1 に示したとおりとする。ただし前述の主桁ウェブおよびスキンプレートをおきかえた斜材はピン接合とする。

④ 変断面部材 部材の両端が異なるものの断面の諸性質は、両端の平均値とする。

⑤ ゲートの支持 トラニオン部では X 軸のまわりの回転だけが自由で、他軸のまわりの回転および直交 3 軸方向の変位は許されない。

特定の場合を除き、ゲート前部は下部主桁上の巻上点で鉛直方向の支持をされる。側部はサイドルーラーの位置で X 軸方向の変位が拘束される。

⑥ 荷重 荷重の種類は静水圧荷重、自重、巻上荷重とする。

静水圧荷重は原則として縦桁に作用するものとする。スキンプレート上の荷重の配分は単純桁とみなす。自重は各部に下向きの等分布荷重として作用させる。ただしスキンプレートは縦桁に作用させ

る。巻上力は原則として絶体座標系の3方向の分力を作用点にかける。トラニオンピンのまわりの摩擦力は2次元計算で分配された上下脚柱のスラストに比例して作用するものとして取扱う。

⑦ E, G, $E = 2,100,000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ $G = 81,000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ とする。

3 解析ゲートの構造

解析を行なったゲートは、図-2のとおりで、4門のうちの1門が、不幸にして破壊を起こしたものである。当時、種々の調査がなされ、破壊の原因として、脚柱全体の鉛直面内の剛性が水圧に対して十分でなく、水圧を受けてゲート全体が安定な平衡を保ち得なくなって座屈したと報告されている。したがって、上中下の脚柱3本を含む立体的な解析を行なうことを主眼とし、このゲートの脚柱の断面特性、継手条件について約10ケース計算を行なったが、その代表的なものを表-1に示す。

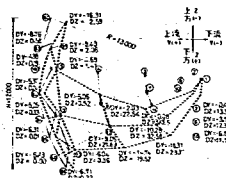


図-3.1 ケース1 脚柱たわみ図 (単位: mm)

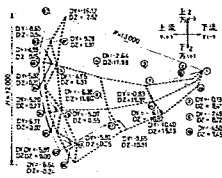


図-3.2 ケース2 脚柱たわみ図 (単位: mm)

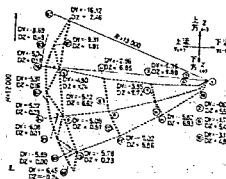


図-3.3 ケース3 脚柱たわみ図 (単位: mm)

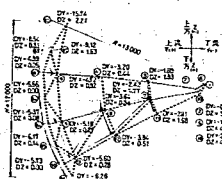


図-3.4 ケース4 脚柱たわみ図 (単位: mm)

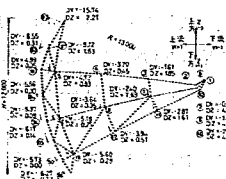


図-3.5 ケース5 脚柱たわみ図 (単位: mm)

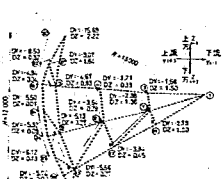


図-3.6 ケース6 脚柱たわみ図 (単位: mm)

4. 解析結果

(1) たわみ

テンタゲートの設計において、たわみを計算するように規定されているのは、主桁だけであるが、実際には、脚柱の鉛直方向のたわみは、直接脚柱の剛性を表わしており、設計上重要な意味をもつものである。計算された脚柱の鉛直面でのたわみの代表的なケースを図-3に示す。これによると脚柱のラーメン形状をしているケース1およびケース2が、著しく下方にたわむことが示されている。中間支持材の断面を脚柱なみに太くしたケース3では、かなり減少しているが、下段と中段の間に斜材を入れてトラスを形成させたものでは、著しく改良され、脚柱ピン付近での平面的な折れ曲がりもなくしたものは、ほとんどたわんでいない。

(2) 応力

脚柱の断面力、断面特性および応力について、トラニオンピン付近のものについてケース1、ケース4、ケース6の例を表-2に示す。

この表によるとトラニオン付近の平面的な折れ曲がり点②、⑥、⑩に、脚柱鉛直面内の曲げモーメント (M_y) が大きく生じている。さらに、トラニオンピンの位置①については、鉛直面外の曲げモーメント (M_z) も大きく生じており、いずれも大きな応力となっている。ケース6および7のこの平面的な折れ曲がりもなくしたものについては、同種の曲げモーメントの大きなものは見られないことから、トラニオン付近での折れ曲げはさけるべきであろう。

脚柱の中間支持材を含む鉛直構造は、実際はそうではないが、いまピン結合と仮定すると、トラスの部材数 $m=15$ 、格点数 $j=10$ 、静定反力数 $r=3$ に対して

$$m+r=18 < zj=20$$

となりこのトラス組は不安定となる。静定であるためには、部材を2本補なわなければならない。この点に注目して応力状態の動向をみるため、脚柱についての軸力 F_x による軸方向圧縮応力、曲げモーメント M_y および M_z による曲げ圧縮応力を合計してみると表-3のようになる。これによると静条件の部材数が少ないケース1~2では応力のバラツキが大きい。中間支持材の断面を大きくしたケース3でも鉛直面内の曲げモーメント M_y が大きいので、応力の減少は見られない。斜材を2本補なったケース4~5では、トラニオン付近の折れ曲がり部分を除けば、著しく応力が減少していることが示されている。ケース6~7に至っては、脚柱全長に涉って応力状態が最もバラツキが少なく、かつ小さい値を示している。このことにより、脚柱と中間支持材の取り付け部が、たとえばピン結合であったとしても、もし斜材が入っていて静的トラス系となっている場合は、脚柱自体の応力状態は極めて良好であることを物語っている。

一方、中間支持材に生ずる軸応力と、曲げモーメント M_y および M_z による曲げ応力を合計してみると表-4のようになるが、静定条件の部材数が少ないケース1~2の間では、応力状態が非常に不安定で、ケース3では部材断面が大きいのでかなり改良されている。また、斜材の入った静定構造のケース4~7では、問題となるような応力値は生じていない。なお、ケース4~7では、斜材に生ずる応力が圧縮となる様に配置しているが、図-3とは反対の結び方をすると、斜材には引張応力が生ずる

表-2 脚柱の断面力と断面特性および応力

ケース	位置	部材	節点	F_x			F_y			F_z			M_y			M_z			M_x		
				F_x			F_y			F_z			M_y			M_z			M_x		
				軸力	A	軸力	せん断力	A _y	せん断力	せん断力	A _z	せん断力	曲げモーメント	I _y	曲げ応力	曲げモーメント	I _y	曲げ応力	ねじりモーメント	I _x	せん断力
1	上脚	1-2	1	114,920	141.9	810	16,331	45.9	356	-11	96.0	-0	55,285	4,610	152	1,118,500	77,350	393	36,395	140	30
			2	-114,920	141.9	-810	-16,331	45.9	-356	-80	96.0	-1	-311,500	4,610	-811	220,970	77,350	-79	-36,395	140	-30
		2-3	3	116,070	141.9	818	-265	45.9	-6	63	96.0	-1	-311,780	4,610	-812	-223,370	77,350	-79	-8,629	140	-7
	中脚	1-6	1	127,390	157.9	807	18,342	45.9	400	-154	112.0	-1	-17,971	7,310	-34	1,467,700	88,550	456	49,901	162	36
			6	-127,420	157.9	-807	-18,342	45.9	-400	56	112.0	1	427,610	7,310	819	36,049	88,550	11	-49,897	162	-36
		6-7	7	128,730	157.9	815	-67	45.9	-2	-96	112.0	-1	-431,300	7,310	-826	-19,894	88,550	-6	-11,760	162	-9
	下脚	1-10	1	147,220	171.0	861	21,157	51.0	415	-306	120.0	-3	-40,313	9,004	-67	1,814,700	95,300	524	58,705	177	38
			10	-147,280	171.0	-861	-21,157	51.0	-415	205	120.0	3	502,060	9,004	836	-79,693	95,300	-23	-58,700	177	-38
		10-11	10	148,790	171.0	870	-124	51.0	-2	-91	120.0	-1	-497,410	9,004	-829	119,390	95,300	34	13,740	177	-9
			11	-149,030	171.0	-872	124	51.0	2	-144	120.0	1	460,740	9,004	751	-165,460	95,300	-48	13,733	177	9
4	上脚	1-2	1	114,720	141.9	808	16,340	45.9	356	623	96.0	7	69,832	4,610	182	1,146,900	77,350	408	69,832	140	24
			2	-114,710	141.9	-808	-16,340	45.9	-356	-723	96.0	-8	247,160	4,610	643	193,300	77,350	69	247,160	140	-24
		2-3	3	115,870	141.9	817	-233	45.9	-5	706	96.0	7	-247,310	4,610	-644	-195,210	77,350	-63	-247,310	140	-5
	中脚	1-6	1	140,280	157.9	889	20,097	45.9	438	-1,019	112.0	9	-27,596	7,310	-53	1,469,100	88,550	456	-27,596	162	29
			6	-140,280	157.9	-888	-20,097	45.9	-438	1,117	112.0	-10	341,030	7,310	653	178,510	88,550	55	341,030	162	-29
		6-7	7	141,810	157.9	897	-122	45.9	-3	1,087	112.0	10	-349,720	7,310	-670	-165,320	88,550	-51	-349,720	162	-7
	下脚	1-10	1	134,320	171.0	785	19,006	51.0	373	-1,092	120.0	9	-42,285	9,004	-70	1,347,400	95,300	389	-42,285	177	30
			10	-134,370	171.0	-786	-19,006	51.0	-373	1,187	120.0	-10	389,920	9,004	650	211,180	95,300	61	389,920	177	-30
		10-11	10	135,710	171.0	794	-298	51.0	-6	1,310	120.0	11	-408,000	9,004	-680	-179,490	95,300	-52	-408,000	177	-6
			11	-135,950	171.0	-795	298	51.0	6	-1,745	120.0	-15	157,060	9,004	-262	69,114	95,300	20	-157,060	177	6
6	上脚	1-3	1	115,700	141.9	815	-66	45.9	-1	494	96	5	100,070	4,610	260	-51,952	77,350	-18	48,986	140	40
			2																		
			3	-115,680	141.9	-815	66	45.9	1	-995	96	-10	-67,625	4,610	-176	24,721	77,350	9	610	140	9
	中脚	1-7	1	140,770	157.9	892	127	45.9	3	913	112	8	-31,868	7,310	-61	19,429	88,550	15	53,247	162	39
			6																		
			7	-140,910	157.9	-892	-127	45.9	-3	-1,455	112	-13	-106,300	7,310	-204	-5,984	88,550	-2	135	162	2
	下脚	1-11	1	136,370	171.0	797	-157	51.0	3	1,150	120	10	-80,753	9,004	-135	97,686	95,300	28	38,622	177	38
			11	-136,660	171.0	-799	157	51.0	-3	-1,682	120	-14	-123,560	9,004	-206	-58,913	95,300	-17	97	177	1

表-3 脚柱最大圧縮応力 (kg/cm^2)

位置	部材	1ケース	2ケース	3ケース	4ケース	5ケース	6ケース	7ケース
主桁脚部	上①	1350	1040	1150	1020	1020	11000	1000
	中②	930	1360	—	850	850	820	820
	下③	1800	1420	1340	920	930	900	920
主桁側 支脚取付部	上④	1070	1040	1170	910	910	920	930
	中⑤	540	1200	1430	850	1080	860	860
	下⑥	1260	1300	1400	860	880	890	890
トラニオン側 支脚取付部	上⑦	1420	1300	1320	1090	1110	1010	1030
	中⑧	1350	1490	1410	1190	1220	1110	1140
	下⑨	1670	1340	1210	1080	1090	1040	1030
トラニオン部	上⑩	1380	1420	1450	1400	1400	1100	1100
	中⑪	1300	1330	1320	1400	1400	980	980
	下⑫	1450	1120	1160	1240	890	970	970
脚柱断面部	上⑬	1710	1600	1540	1530	1530	—	—
	中⑭	1650	1580	1530	1620	1620	—	—
	下⑮	1780	1550	1490	1530	1520	—	—

表-4 中間支持材最大応力 (kg/cm^2)

部材	部材	1ケース	2ケース	3ケース	4ケース	5ケース	6ケース	7ケース
主桁支脚	3-7	-30	-2450	-160	-430	-1230	-190	-810
	7-11	-40	+3140	+1080	+660	+1360	+210	+800
	4-8	+10	-1670	-470	-60	-80	-60	-80
	8-12	-20	-2240	-180	+230	+330	+270	+310
斜材	3-8	—	—	—	-980	-1050	-900	-1000
	7-12	—	—	—	—	—	—	—
	4-9	—	—	—	—	—	—	—
	8-13	—	—	—	-510	-580	-530	-600

(+) 引張応力 (-) 圧縮応力

ことが他の計算ケースで明らかとなっているので、斜材は引張材となる様配置することが有利である。
 水門鉄管基準によればゲートの中間支持材（二次部材として）の細長比を圧縮材では150以下、引張材では240以下となっている。ケース4～7で用いた等辺山形鋼90×90×7では、垂直材で40～90、斜材で145～175であってかなり細いが十分満足すべき応力状態となっている。したがって、実際には基準の150以下になる様な部材断面を採用すれば、大きな問題は生じないものと考えられる。

5. ま と め

テンダーデット脚柱部の設計にあたって、本報告から述べられることは、

- (1) 脚柱鉛直構造は静定トラス系となる様斜材を入れるべきである。斜材の脚柱全体に与える補剛効果はきわめて大きく、斜材は引張材となる様、配置すると有利である。
- (2) 脚柱のトラニオン付近での平面的な折り曲げは、その付近に鉛直面内、面外の曲げモーメントを生じさせ、合成応力値をかなり大きくするので避けなければならない。
- (3) このような設計法が遵守されるならば、脚柱断面の決定の方法は、従来の二次元的計算法によって定める方法で十分安全である。

3. 道路橋の主構の設計自動車荷重 に関する研究

橋梁研究室 朝 倉 肇

3. 道路橋の主構の設計自動車荷重に関する研究

橋梁研究室 朝 倉 肇

道路橋の主構の断面力は、図-1に示すような自動車列で決まり、自動車列によって生じる断面力は、自動車の重量およびその間隔によって支配される。主構の断面力に大きな影響を与える大型車の位置および台数は、経済の成長にしたがって一般に増大するものである。また、交通流におけるその混入率は、時間的に、一年のうちでは季節的に、一月のうちでは上旬か下旬か等によって、一週間のうちではウィークディかウィークエンドかによって、一日のうちでは昼か夜か等によって大きく変化するものである。また、地域的にも、市街地か山村部か、商業地域か工業地域か等によって大きく異なるものである。車両間隔も前後数10mに車両がなく事実上一台走行と考えられる場合から、事故や信号等によって車両間隔が詰まった場合まで、非常に変化するものである。

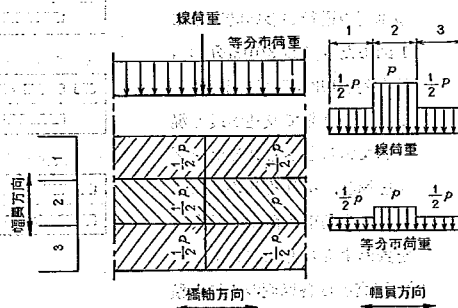
したがって、主構に作用している荷重の実態を把握することは非常に困難な作業であり、これまで、自動車列荷重に関する研究はあまり行なわれていない。

そこで、橋梁研究室においては、昭和45年度から自動車列荷重に関する一連の調査、研究を行なってきたことに簡単に紹介する。

昭和45年度および昭和46年度には、昭和31年以来用いられている主構の設



図-1 自動車配列状態



橋の等級	荷重	主載荷重 (幅 5.5m)		従載荷重 主載荷重の50%
		線荷重 $P(\text{kg/m})$	等分布荷重 $p(\text{kg/m}^2)$ $L \leq 80$: 350 $L > 80$: $\frac{430-L}{2}$ (ただし300以上とする)	
1等橋	L-20	5,000		
2等橋	L-14		1等橋の70%	

L: 支間(m)

図-2 L 荷 重

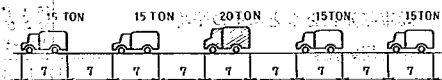


図-3 L荷重において想定した自動車荷重列

計自動車荷重であるL荷重（L荷重は図-2に示す通りの荷重であり、一等橋の主載荷重は図-3に示すような自動車列を想定したものである）が実際の自動車荷重に比べどの程度の水準にあるかを知るとともに、まだ数多く残っている現行示方書の設計荷重より小さい荷重で設計された古い橋の安全性および供用荷重を検討するための資料を作成するために、建設省技術研究会の指定課題としてとりあげ、各地方建設局および北海道開発庁の協力を得て全国的な自動車荷重実態調査を行なった。

この調査の手順は以下の通りである。

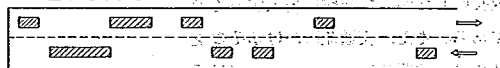
- 1) 全国各地から、2車線道路25地点、4車線道路40地点、6車線道路8地点の合計73地点の調査地点を選んだ。これらは主要国道上で、交通量が多く交通が渋滞しがちで、かつ大型車の混入率の比較的高い地点である。

- 2) これらの地点において、大型車両の通行が多い時間帯に1回あたり延長300m分の自動車列を10回写真に記録し、これらのうちで交通が最も混雑していると思われるサンプルを選び、それぞれの地点における自動車列荷重の最大値を表わすものと仮定した。

- 3) 写真から各車両の車種と積荷の有無を判別して、図-4(a)のような写真に記録されたままの自動車列を作成した。これを、交通が普通に流れている通常の走行状態と考えることとし、これを通常走行状態と呼ぶこととする。車種の分類は表-1に示す通りであり、自動車の寸法、重量は自動車諸元表をもとにその平均値を用いた。

- 4) 通常走行状態の自動車列をもとに、図-4(b)に示すような一方の車線が渋滞し、反対側車線が流れている状態の自動車列を作成し、これを、

(a) 通常走行状態



(b) 通常渋滞状態



(c) 完全渋滞状態

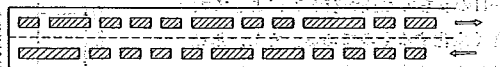


図-4 車両配列状態

表-1 車種分類表

車 種	占有面積	重 量		電算入力記号	
		空車	満載車	空車	満載車
軽自動車	1.5×3.0	—	1.0	1	1
乗用車	1.5×4.0	—	1.0	2	2
バス	小	2.0×6.0	—	4.0	3
	大	2.5×10.0	—	10.0	4
トラック	2t積相当以下	2.0×5.0	2.0	4.0	5E
	4t積相当	2.0×6.0	3.5	7.5	6E
	6t積相当	2.5×7.0	5.0	11.0	7E
	8t積相当	2.5×7.5	6.0	14.5	8E
	10t積相当	2.5×9.0	8.0	18.0	9E
	および3軸車	2.5×9.0	8.0	18.0	9E
トレーラー連結車	2.5×15.0	11.0	27.0	10E	10L

注：1) 上記の占有面積および重量は「自動車諸元表」を参照してそれぞれの車種についての平均値とした。

2) トラックの荷重は、積荷の状態により「空車」または「満載」のいずれかに判別する。ホロで覆われたトラックなど積荷状態を写真から判別しがたいものは得られる結果が安全側となるように「満載」として扱うものとする。

3) トラックの積別はその形状、大きさ等から何トン積相当かを適宜判別することとする。

信号待ち、事故等で起る通常の渋滞状態と考えることとし、これを通常渋滞状態と呼ぶこととする。

さらに、通常走行状態の自動車列をもとに図-4(c)に示すような上下方向車線とも完全に渋滞した状態の自動車列を作成し、これを、通常は起らないが、まれには起る可能性のある最も厳しい渋滞状態と考えることとし、これを完全渋滞状態と呼ぶこととする。

5) 各々の走行状態について、これらの载荷状態で支間20~300mの単純げたに生ずる最大曲げモーメント M_o および最大せん断力 S_o を計算した。

6) 5)で求めた実測曲げモーメント M_D と設計L荷重によるせん断力 S_D とを比較し、

態調査から得ら

れた M_o および

S_o と、L荷重

による曲げモー

メント M_D およ

び S_D との比

M_o/M_D および

S_o/S_D を求めた。

このようにし

て得られた M_o/M_D

および S_o/S_D の

値を車線別に集

計し、各支間長

ごとにこれらの比

を調べたところ、

ほぼ正規分布と

みなしうること

がわかった。そ

こで M_o/M_D お

よび S_o/S_D につ

いて車線数別、

支間長別に平均

値“ m ”と標準偏

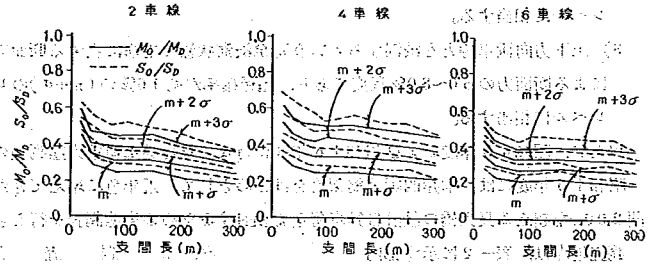
差“ σ ”を求め、

各々の走行状態

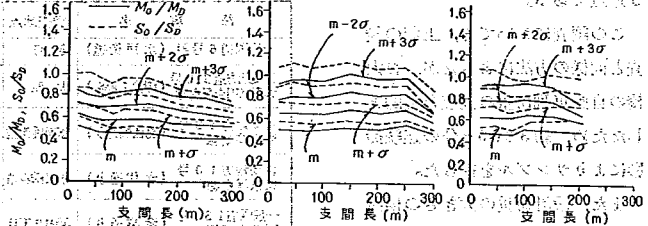
における荷重レ

ベルの実態、お

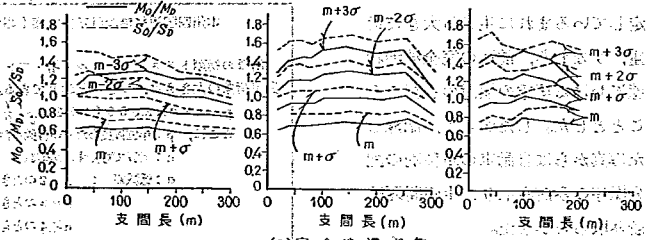
よび現行の設計



(a) 通常走行状態



(b) 通常渋滞状態



(c) 完全渋滞状態

ここで M_o : 実測曲げモーメント S_D : 設計L荷重によるせん断力
 S_o : 実測せん断力 m : 各調査地点における M_o/M_D , S_o/S_D の最大値の平均
 M_D : 設計L荷重による曲げモーメント σ : 各調査地点における M_o/M_D , S_o/S_D の標準偏差

図-5 自動車荷重実態調査結果

荷重相当の荷重が生じる可能性および確率について検討してみた。

図-5 は、このようにして得られた調査結果である。

図-5 より以下のようなことがわかる。

- 1) 通常の走行状態における自動車荷重は設計荷重に比して非常に小さく、主構の断面力の平均値は、車線数や支間長にかかわらず設計荷重による断面力の30%以下であり、超過確率が0.014%の $(m+3\sigma)$ のレベルにおいてさえ、設計荷重による断面力の60%以下にすぎない。
- 2) 片側車線が渋滞し、反対側車線が流れている通常起っている渋滞状態において主構に生ずる断面力の平均値は設計荷重による断面力の40~60%であり、 $(m+3\sigma)$ のレベルがほぼ設計荷重のレベルに相当する。
- 3) 上下方向両車線とも渋滞するという完全渋滞状態で主構に生ずる断面力の平均値は、設計荷重による断面力の60~80%程度であり、超過確率が約16%の $(m+\sigma)$ のレベルがほぼ設計荷重のレベルに相当する。

以上が、昭和45年度および昭和46年度に行なった自動車荷重実態調査の概要である。

昭和46年度には、本州四国連絡架橋をはじめとして、近年急に増えてきた道路橋示方書の適用支間200mを超える長大橋の設計自動車荷重を検討するための実態調査を行なった。

調査地点は、表-2に示す都内

表-2 調 査 地 点

5地点である。

この調査においても、上記の調査と同様の方法によったが、長大橋の自動車列荷重の調査を目的としたため、約3000m分の連続撮影によりサンプルを採った。

また、設計荷重の大きさの検討を目的としたので、設計荷重が想定しているまれに生じる大きな荷重、すなわち、前述の完全渋滞状態における荷重の検討のみ行なうこととした。したがって、記録した写真からは自動車の車種別の配列順序のみ読み取り、車両間隔は読み取らなかった。

図-6はこの調査結果であるが車線荷重で与えられている本州四

国連絡の設計荷重案(土木学会本州四国連絡橋技術調査委員会「本州四国連絡橋技術調査報告書」昭和47年7月)との比較のために、一車線あたりの換算等分布荷重強度で表わした。

この調査はわずか5地点における結果ではあるが、支間500m程度以下では本四案の荷重強度式は

路 線 名	調査地点	車線数 (片側)	調査日
一般国道6号線(水戸街道)	金 町	2	46/12/21
主要地方道310号(環状7号線) 大森高円寺長島線	大 原	3	#
主要地方10号 東京清安線(葛西橋通り)	葛西橋西詰	2	46/12/22
主要地方10号 東京清安線(永代通り)	永代橋西詰	3	#
一般国道131号 国際空港線	羽田2丁目	2	#

本州四国連絡橋設計示方書案(昭和42年)

吊橋の補剛トラス・ケーブル・塔・アンカーの設計に用いる自動車荷重の大きさは、つぎのとおりである。

$$p = n \times a \times 2000 \left(0.32 + \frac{170}{200 + l} \right)$$

ここに、 p : 単位橋長あたりの自動車荷重 (kg/m)

n : 計算で考慮する車線数

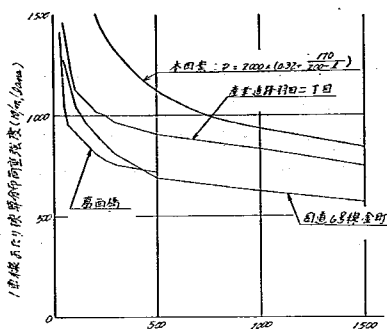
a : 低減率 : $n=2$ のとき $a=1.0$

$n=3$ のとき $a=0.9$

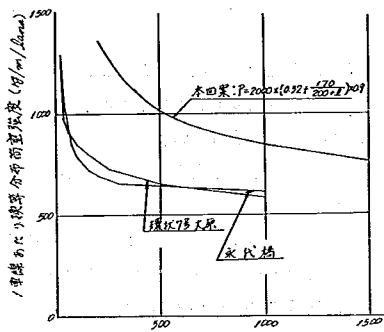
$n \geq 4$ のとき $a=0.8$

l : 中央径間長 (m)

p は対象とする部材に最大応力を生ずる位置に載荷する。



片側2車線



片側3車線

図-6 都内5地点における完全渋滞時の荷重強度

過大な値を与えていると考えられ、前述の調査結果とも合わせて考えると、荷重強度はL荷重程度を上限とすれば良いのではないかと考えられた。(現在の本四案の荷重は、本調査結果を取り入れ改められている)

昭和48年度には、夜間における自動車荷重の実態調査を行なった。

これは、最近の交通事情の悪化および交通量の増大により、万一、乗用車等の軽車両の交通量が減り、大型車の割合が増大する夜間において、先に述べたような上下両車線とも渋滞するような状態が生じた場合に、橋梁の安全が保証されるかどうか検討するために行なったものである。

調査は、夜間、大型貨物の定期便の通行が多い表-3に示す5地点について行なった。

また、調査は4車線道路については片側2車線、2車線道路については対向2車線について行なった。

調査方法は、前述の調査と同様であるが、写真撮影による自動車列の記録は不可能なので、イベントオシロにより各車線ごとに自動車配列順序を記録した。また、観測は夜10時から翌朝6時まで行なった

表-3 調査地点

路線名	調査地点	車線数	調査日
国道15号線	太田区大森西	4	48.2.15
環状7号線	世田谷区大原	4	48.2.16
国道6号線	我孫子市街地	2	48.2.19
" 4 "	宇都宮市街地	2	48.2.21
" 1 "	清水市街地	2	48.2.23

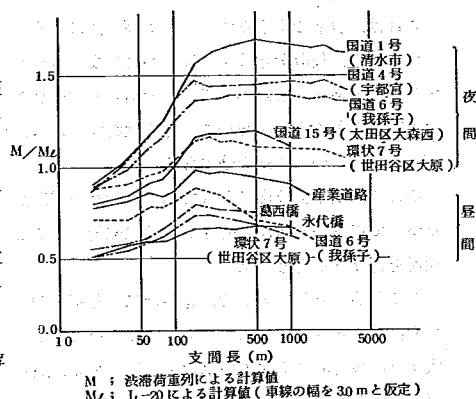


図-7 夜間自動車列荷重実態調査結果 (L荷重との比)

図一7は、前述の完全渋滞状態について設計L荷重と比較した結果である。(ただし、支間200m以上についても支間200mの荷重強度を用いて計算した)この図から、夜間、信号待ち、事故等により上下車線とも渋滞するという状態が生じた場合、前述の昼間に行なった調査の結果に比べはるかに大きな自動車列荷重が発生することがわかる。(図一7には参考のために前述の都内5地点における昼間の調査結果も示してある)

すなわち、支間約30m以上では、設計L荷重より大きな荷重となり、支間200m程度以上では、50%前後もオーバーする可能性があることがわかる。

しかし、一般の支間50m程度までの橋では、その超過率はわずかであること、支間の大きい橋では活荷重に比して死荷重の割合が大きく実際の応力の超過率はこれらの比よりはずっと小さいこと、一般に支間50m以上の橋梁は連続構造形式であり渋滞車列は断面力を減じる影響線の反対符号の部分にも載ること(図-8参照)等を考えれば、現在、ここで想定したような非常に厳しい載荷状態が生じたとしても、橋の

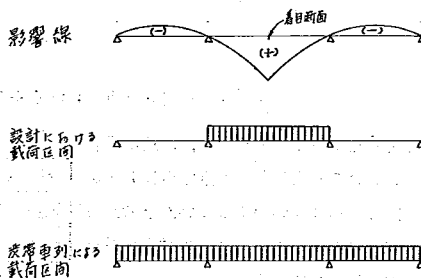


図-8 渋滞時の載荷状態

主構の崩壊あるいは損傷といった事故の起る可能性は極めて小さいことが確認されたと考えられる。

また、これまで述べた調査、研究と並行して、多大な経費と日時を要する実態調査にかかわるものとして、電子計算機によるシミュレーションプログラムの開発を行ってきた。

これは、以下のような考え方および手法によるものである。

すなわち、設計荷重はまれにしか生じない載荷状態であり、これは先に述べた完全渋滞状態に相当するものである。したがって、設計荷重の検討を行なうには、完全渋滞状態についての検討を行なえばよいこととなる。完全渋滞状態を検討するには、車両の間隔に関するデータは必要なく、車両の配列順序のみがわかれば十分である。

そこで、電子計算機によって発生させた一様乱数の値をあらかじめ与えた任意の車種別混入率にしたがって車両の分類に対応させ、順次配列することによって自動車列を作ることにより自動車荷重の検討を行なうこととした。

この場合、車種別の速度、追越能力、運転者の判断等によって大きく影響される車両の配列を、車種別混入率をもとに一様乱数で正しく再現できるかということが問題となる。特に、自動車列荷重に大きな影響をおよぼす大型車両が、速度および追越能力が小さいために連行しやすいといった現象を再現できるかという点である。

この点を調べるために、実態調査結果と同じ車種別混入率を入力し、その結果を実測値と比較してみた。

図-9はその比較結果の一例を示したものである。この図から、本シミュレーションプログラムに

よる結果と実態調査の結果とがかなりよく一致することがわかる。

これは、一様乱数とはいえ局部的にはかたよった値が発生し、大型車の連行といった現象をうまく再現するためと考えられる。(さいころを何回もふると、各々の目が出る回数は平均化してくるが、たまには同じ数が続けて出る現象と同じ)

本プログラムを用いれば、交通量調査、将来予測等によって得られた車種別混入率さえ与えれば、容易に自動車列荷重の推定が行えることとなり、今後、主構の設計自動車荷重の検討に大いに活用できるものと考えられる。

以上、橋梁研究室でこれまで行なって来た道路橋の主構の設計自動車荷重について簡単に紹介した。

現在、これらの土木研究所における調査研究をもとに、道路協会の活荷重検討小委員会においては道路橋の主構の設計自動車荷重の再検討を行なっている。

参 考 文 献

- 1) 国広哲男, 太田 実:「交通荷重の実態と道路橋への影響に関する一研究」, 土木研究所資料第626号, 昭和45年10月
- 2) 国広哲男, 朝倉 肇, 井上啓一:「設計活荷重に関する研究—交通荷重の橋梁設計への適用—」土木研究所資料第701号, 昭和46年11月
- 3) 建設省土木研究所:「本州四国連絡橋の設計施工に関する研究報告, 2.1 道路部設計活荷重」土木研究所資料第816号, 昭和48年3月 第738号, 昭和47年3月
- 4) 国広哲男, 朝倉 肇, 伊藤 満:「設計活荷重に関する研究, 一夜間自動車列荷重実態調査およびシュミレーションプログラムによる設計自動車列荷重の検討—」土木研究所資料第936号, 昭和49年3月

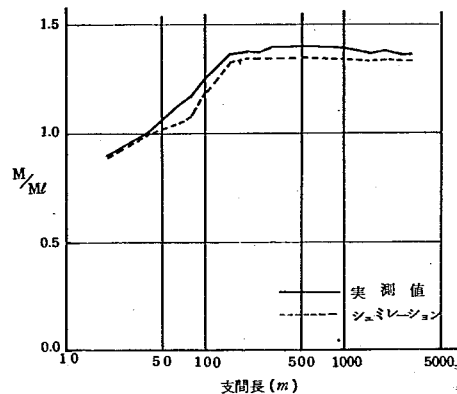


図-9 実態調査結果とシュミレーションプログラムによる計算結果との比較

4. 重金属前処理装置の開発と その実用例

下水道研究室 岡 沢 邦 明

4. 重金属前処理装置の開発とその実用例

下水道研究室 岡 沢 邦 明

1 はじめに

美しい環境、きれいな水を取り戻そうという努力が、「水質汚濁に係る環境基準」として公共用水域における維持、達成の目標水質を得るという形で結実していることは周知のとおりである。「環境基準」は「人の健康に係る」とも「生活環境に係る」とも2つの面で構成されているが、特に後者は重金属等の有害物質による汚染を防止することを主目的としたものであり、鉛、クロムなど5種類の重金属の測定、監視が義務づけられている。一方、水質汚濁防止の主役である下水処理場においても、工場排水の受け入れに関連して、流入水、処理水中の重金属濃度のほか、工場排水（除害施設の処理水）中の重金属濃度の測定は、日常の分析業務として欠かせないものとなっている。ちなみに、下水道法施行令では、除害施設の設置に関して21の水質項目をあげているが、このうち9項目は重金属に関するものである。

このように、水中の重金属の日常的な分析業務の必要性は、河川管理者、下水道管理者ともに課せられているわけであるが、水質分析者の側では、これが大きな負担になっていることも事実である。これは、一般に、排水（下水を含む）および河川水中の分析にあたって、

(1) 一般に、対象とする水中の重金属濃度が極めて低く、「分析限界」に近いところにあること

(2) 分析上の妨害となる物質が存在していることが多いこと

などのために、いわゆる前処理と呼ばれる、分析の前段操作がほとんどの場合必要であり、これに時間と人手を要してしまうためである。下水道研究室の経験では、重金属の濃度によって異なるが、下水の流入水の場合、短かい場合で3時間、長い場合で2日程度を必要とし、しかもかなり熟練した技術者がかかりきりになるという結果となっている。これは他の分析機関も同様であろう。このため、前処理の省力化、自動化を望む声は極めて強い。下水道研究室では、このような情勢に鑑みて、建設技術研究補助金のもとに、強酸による湿式酸化、溶媒による抽出を主体とした自動前処理装置の試作を行なった。本報告は、試作装置、手分析との比較、問題点、適用性などの概要をのべるものである。

2 重金属分析のための前処理について

分析における前処理とは、分析に妨害となる不純物を除去すること、および求める成分の濃度を調節することであって、一般に、河川水、下水、汚泥などの重金属の測定の場合には、不純物としての有機物の除去と重金属が測定範囲に入るように濃縮することである。したがって、本報告の目的から前処理として、必要な操作は、有機物除去と、濃縮操作の2点となる。

2-1 有機物除去

有機物除去に関しては、各種の試験方法に示されているように酸分解法、灰化法、アルカリ分解法等があるが、酸分解が最も一般的であり、現在酸分解を実施していることから、酸分解を採用した。酸分解には、①硝酸と硫酸、②硝酸と過塩素酸、③硝酸と塩酸（王水）、④塩酸等による方法

が用いられている。現在まで原子吸光度法(AAS)により重金属の分析を行ってきた結果、手分析による前処理としては、硝酸と過塩素酸がよいことがわかった。硝酸を用いる分析ではAAS法による場合、硫酸イオンが妨害となるので、硫酸を除く操作が必要になる。

2-2 濃縮操作

濃縮操作には大別して、水分を蒸発させて行う場合と有機溶媒などにより目的成分を抽出して行う場合がある。前者は酸分解による有機物除去と同時に行うもので、後者は有機物除去を行ったあと、あるいは有機溶媒に抽出されるように目的成分を溶解させたあと抽出する方法である。抽出法の場合、目的とする成分が複数の時は、それに合った抽出法を考える必要がある。抽出概要は次の手順によって行われる。

試料→マスキング剤→PH調節→錯化剤→有機溶媒添加→抽出→分離(検水)。

試料の濃縮率によっては、河川水、下水、汚泥等を分析した結果、工場排水の影響の高い特別な試料は別として、一般に重金属濃度は微量である。また、AAS法の定量範囲から試料の濃度は10倍程度必要である。1例として、環境基準の値から求めた、濃縮倍率を、表-1に示した。

表-1 試料の濃縮率(例)*AAS

元素	基準値	定量範囲*	濃縮率
cd	$\frac{mg}{L}$ 0.01	$\frac{mg}{L}$ 0.04~15	4倍以上
pb	0.1	0.2~25	2 "
cr	0.05	0.3~20	6 "

3 自動前処理装置のための設定条件

自動前処理装置の構成は手分析の手順をそのまま機械化することで、硝酸と過塩素酸による酸分解が最もよいと考えられる

が、装置の材質、機構、使用薬品の安全性等から、機械化の可能性について検討した。装置の材質については、酸の強度、酸の種類に対する耐性、特に薬品を移送するパイプ、弁等の耐性、また、機構の点は手分析による酸分解での乾固に近い濃縮を行う事が非常に危険であることから、酸分解での濃縮は、不可能に近く、酸分解のみとせざるをえない、したがって機構の点では還流式を採用することになる。薬品の安全性からは、過塩素酸は爆発の恐れがあることから、過塩素酸の使用は出来ない。酸分解に還流式を採用するために濃縮操作を酸分解後に行う必要が生じた。したがって、装置の構成は酸分解、および、溶媒抽出部より構成することにした。設定条件は、酸分解で手分析の方法が使用出来ないため、手分析に相当する条件を見出すこと、および、それに対応する抽出条件を見出す事で、以下の実験により設定条件を決定し、目的元素は環境基準等よりCu, Ni, Pb, Cd, Zn の5元素とした。

3-1 酸分解用の酸および分解時間の決定

酸として硝酸と硫酸の混液、および塩酸を用い還流式で分解を行い比較した結果、表-2、3のようになり、分解時間は10分以上であればよいことが確認できたので酸分解の条件は硝酸と硫酸による

表-2 前処理法の相違による測定値の比較 例 表-3 分解時間と測定値の関係(分解は還流式による)

前処理法	河川水A(mg/L) (Cu)		活性汚泥A(mg/L) (Cu)		Cu(mg/L)
	硝酸+硫酸	硝酸+硫酸(環流式)	硝酸+硫酸	硝酸+硫酸(環流式)	
硝酸+硫酸	0.25	0.21	6.72	6.88	
硝酸+硫酸(環流式)	0.20	0.19	7.17	6.99	

分解時間	河川水 B		活性汚泥 B	
	硝酸+硫酸	塩酸	硝酸+硫酸	塩酸
5分	0.15	0.09	4.87 5.46	4.73
10	0.15	0.12	4.40 5.53	5.33
30	0.15	0.13	5.47 5.46	5.00 4.53
60	0.13	0.13	5.33 5.73	5.07 4.60

り、分解時間を15分と30分の二通りで行うことにした。なお、表-2は手分析と還流式による分解の比較である。

3-2 溶媒抽出の設定条件の決定

5元素の抽出が可能である抽出条件としてマスキング剤、錯化剤、抽出溶媒の特性より、それぞれ次の試薬を選んだ。クエン酸アンモニウム、DDTC、酢酸n-ブチル、PH調整用としてアンモニア水を用い、濃縮率は、一応10倍を目標とした。抽出試料の保存期間は元素によって異なるが、Cu、Ni、Pbについては1週間程度、Cd、Znについては不安定であることがわかった。したがって、他の分析項目と同様に、できるだけ速やかに分析することが望ましい。

以上の設定条件のもとに酸分解し、抽出を同時に行った場合及び、抽出装置のみ通した場合の、変動係数を表-4に表-4 各金属の変動係数 a:抽出のみ b:分解+抽出 $\bar{x}$ は10回の平均値(吸光度)

	Cu		Ni		Cd		Pb		Zn	
	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b
$\bar{x}$	56.8	37.8	46.2	32.2	97.6	66.3	40.6	30.0	54.8	39.1
σ	3.04	5.06	2.34	7.52	4.49	18.83	4.88	5.74	10.8	21.08
C.V	0.53	1.34	0.51	2.33	0.46	2.84	1.20	1.92	1.97	5.39

示した。表-4のaは、抽出のみ通した結果で、5元素とも良い結果が得られたが、分解と抽出を通したbの場合は、Cu、Ni、Pbの3元素では満足できるが、CdとZnは他の元素に比較して不安定であった。

4. 装置の概要(写真-1)

自動前処理装置のフローシートと手分析の比較を図-1に示した。検水の移送は加圧、陰圧等の圧力操作により、薬品注入はシリンジにより行った。試料は、100ml定量し酸化剤を加えて3.0分間有機物の加熱分解を行う。分解後の残渣は濾過装置により除去され、酸分解を完了する。次に吸引によって、抽出装置へ検

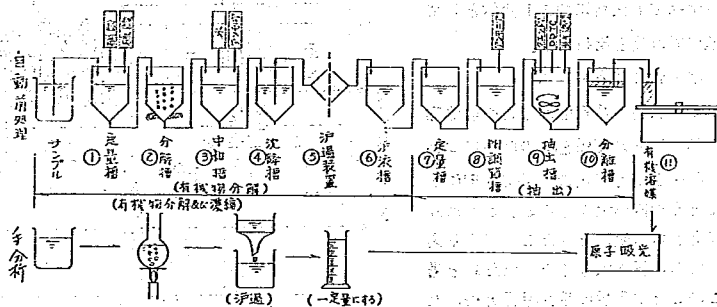
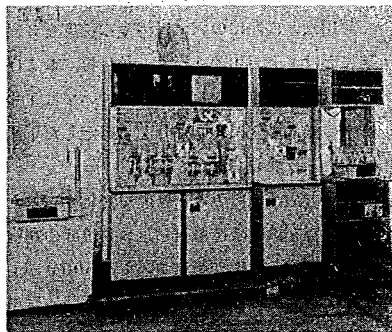


図-1 自動前処理と手分析の比較

水が移送され、図の順序で進められ抽出は3分間、スターラ攪拌によって行われて抽出を完了する。所用時間は、酸分解が30分と60分、抽出が5分と10分で全体の前処理時間は、3.5分と7.0分の二通りの切り換えが可能であり、二番目の試料からは、5分又は10分おきに試料の前処理が行われる。装置の各部の洗浄は自動的に酸洗い後、蒸留水で洗浄するので前後の試料の汚染はないと考えられる。

5. 本装置の適用性に関する検討

本装置の適用性を検討するために、河川水、底泥、下水、処理水、汚泥等を用いて、手分析との比較の試験を行なった。手分析でも問題となる検水中の浮遊物質(SS)、希釈倍率などは自動分析でも問題となると思われるため、特にこの面に配慮を払って実験を行なった。

5-1 実験試料および方法

河川水と底泥については汚染の程度を3段階にわけて、荒川の秋ヶ瀬、笹目橋、および芝川の3カ所で採取し、下水については工場排水の混入程度により区分して選定した下水処理場より採取した。

実験方法は試料のSS濃度を变化させるために試料を数段階に希釈し、SS濃度の非常に高い底泥と活性汚泥については500分の1まで希釈した。自動前処理装置では同一試料について3検体を処理してその平均値を求め、手分析ではすべて1試料につき1検体として自動前処理装置の値と比較した。

5-2 結果および考察

図2~4に試料の希釈倍率と自動前処理装置による測定値との関係をCuの結果について示した。図2は河川水の結果で希釈倍率が高くなると分析値が大きくなる。これは検水中のCu濃度が低濃度になったことによる測定誤差としての影響が大きくなったためと考えられるこのことは3種の活性汚泥を用いた図3の例にも顕著にあらわれている。すな

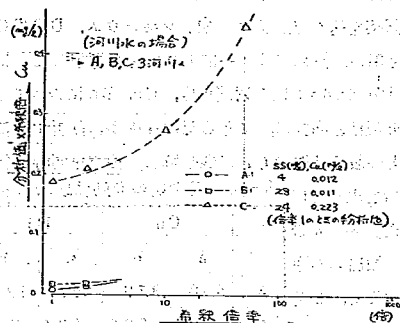


図2 希釈倍率と分析値(Cu)

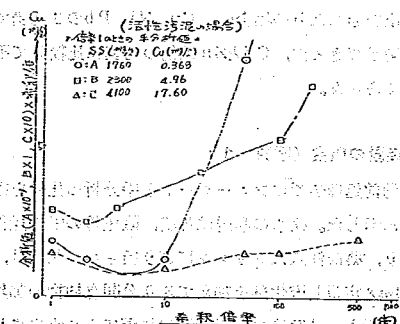


図3 希釈倍率と分析値(Cu)

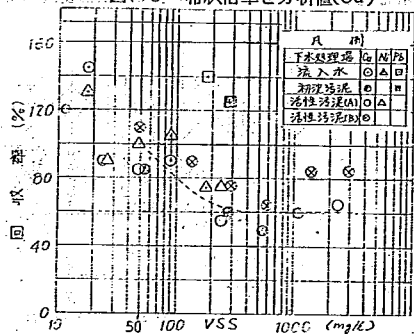


図4 回収率とVSSの関係

わち、いずれの場合にも希釈倍率をあげていくと測定値が大きくなっている。しかしながら、この場合には、検水中に含まれるSSの影響を無視することができない。つまり、希釈倍率をあげた場合には、SS濃度がこれに応じて低くなり、この結果、酸分解に対する条件が変わっている可能性があるからである。このことを確認するために示したのが図-4である。図中の回収率は手分析の値に対する自動前処理の値の割合を示すものである。図-4にみられるように、検水中のSS（この図はVSSで表示）と関係しており、検水中のVSSが $200\text{mg}/\ell$ をこえると回収率は低下する。このことから、汚泥のようなSSの高い試料については

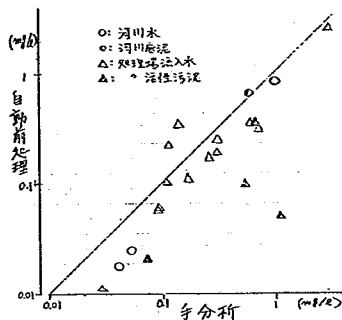


図-5 自動前処理と手分析の分析値
(ニッケル Ni)

分解率をあげるために希釈が必要となり、SSを $200\text{mg}/\ell$ 以下にすることが望ましい。しかし、この場合、希釈率を高くしては対象とする重金属の濃度が下りすぎて誤差が生じ易くなるなどの問題が生ずるため、汚泥の前処理には相当注意を要することが示唆されたといえよう。図-5に上記の希釈倍率と測定値との関係より推定した分解可能なSS濃度 $200\text{mg}/\ell$ 以下において実測した自動前処理装置による結果と手分析との結果の相関を示した。この値はNiの例であるが、活性汚泥は別として、試料中の重金属がある程度以上、この場合はNiとして $0.1\text{mg}/\ell$ 以上あれば比較の相関性はよい、ただし、活性汚泥の場合には試料中の有機物が60から80%といわれており活性汚泥の種類によっては前処理が不十分であったとも考えられる。したがって、汚泥のような有機物の高い試料に対する適用性についてはさらに検討する必要がある。河川の底泥では、検体数が少ないけれども手分析との関係は比較的良好。これは試料中の有機性成分が少なく、また重金属は還元状態にあることが予想されるので、酸に対する溶解性の点などからこのような結果になったものと考えられる。

以上の結果よりSSを $200\text{mg}/\ell$ 以下にすることが望ましいが、SSが高く、重金属の含有量の少ない試料の場合にはSSを希釈すると重金属が定量限界以下になる可能性があり、結果として分析値に誤差を生じやすくなる。SSの少ない河川水、下水等については適用の可能性があるものといえる。

抽出条件設定時に確認した5元素について、河川水等の分析の結果比較的稳定した抽出可能な元素はCu, Ni, Pbの3元素となり、このままでは測定可能元素はかなりかぎられてしまうようである。

6. 今後の問題点

- ①酸分解、抽出等に使用する試薬について、さらに検討して抽出効率の向上をはかる必要がある。
- ②分解率をよくするために、分解終了後、再び元にもどしてもう一度分解を行なうとか、分解槽の増設による分解時間の延長を検討する必要がある。
- ③抽出条件について河川水等の実試料での確認も必要である。
- ④抽出試料の保存の問題から、前処理装置と分析機器の直結も考えるべきであろう。

最後に、本報告の作成に当り御指導いただいた斎藤室長、実験に御協力いただいた研究室の関係各位、および、本装置の製作において、日立製作所の御協力があったことをしるしく感謝の意を表します。

5. 水質自動監視装置の性能と実用性 に関する調査

水質研究室 松 元 賢 市

5. 水質自動監視装置の性能と実用性

水質研究室 松 元 賢 市

1. ま え が き

近年の多種多様化する環境汚染の中で河川においては、河川管理者としての立場から流水の正常な機能の維持、環境基準の達成および維持、また河川浄化対策事業等の推進のためにも河川の総合管理の一環として河川の水質汚濁の監視は重要な課題と考えられ、河川水質の常時連続監視として自動監視機器の開発が急務とされてきた。

河川水質自動監視装置では、水質の測定のために検出器を用いている。多くの検出器は、国産化されているが、その性能を統一化する試験法を有するものは少なく、その精度についても不明な点が多い。このため各水質自動監視装置で測定された水質の各数値についても、その数値が真の値に対してどの程度の範囲にあるかを判断することは困難であった。実際河川での水質測定では流水中の浮遊性有機物、溶解性有機物、および水生生物による電極表面のよごれによる測定上の障害があり、さらに電極の精度維持に欠くことのできない校正を頻繁に行ない難い。このため検出器は実験室での使用、あるいは工場などでの工程管理での使用とその使用条件は大幅に異なることとなる。このような苛酷な使用条件にもかかわらず、真値に近い水質の測定値が要求されることになる。

このため、土木研究所では河川局河川計画課、大臣官房電気通信室の協力を得て、現在、一級河川に水質自動監視装置を設置している7社について実際河川での測定に近い形で検出器の性能を調査することとしたものである。そしてこれらの検出器を実際河川で使用した場合の信頼しうる性能を把握するとともに、電極の洗浄と校正の方法、ならびにその頻度についても調査を行なってきた。ここで述べるのは、各種検出器のうちの水温、PH、導電率、溶存酸素、およびアンモニア、シアンの6項目についての調査結果である。

2. 実 験 装 置

実験は隅田川、新河岸川合流点附近から水中ポンプにより河川水を連続的に送水することとし屋内に設置した調整槽に流入させた。調整槽からの河川水は並列に設置した検水槽に給水した。またアンモニア、シアン用の検水槽には河川水の温度調整およびPH調整を行なった後流入させた。検出器は水温、PH、導電率、溶存酸素の4項目、各7種類、およびアンモニア、シアンの2項目、各6種類であり測定値は打点式の電子管平衡式記録

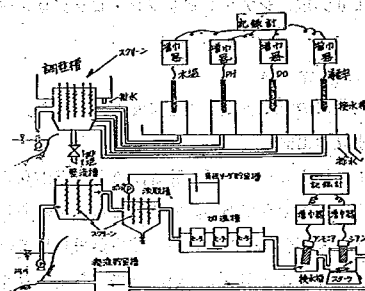


図-1 実験装置のフローシート

計により記録させた。実験装置のフローシートは図-1に示すとおりである。

3. 実験方法

実験は電極表面に付着するスライムの影響とその洗浄効果、さらに連続測定における測定精度の低下を考慮して次の4シリーズに分けて行なった。またアンモニア、シアンについては電極の構造を考えて別のシリーズに分けて行なった。

(1) 水温、PH、導電率、溶存酸素検出器について

〔第1〕シリーズ：実験開始時のみ電極の洗浄と較正を行なって、その後は洗浄と較正を行なわないで実験を4週間にわたって継続した。

〔第2〕シリーズ：実験開始時に電極の洗浄と較正を行ない、その後は洗浄のみ週2回行なう実験を4週間にわたって継続した。

〔第3〕シリーズ：実験開始時に電極の洗浄と較正を行ない、その後は洗浄と較正を週1回行なう実験を6週間にわたって継続した。

〔第4〕シリーズ：実験開始時に電極の洗浄と較正を行ない、その後は洗浄を週2回、較正を週1回行なう実験を6週間にわたって継続した。

(2) アンモニア、シアン検出器について

〔第1〕シリーズ：実験開始時に電極の洗浄と較正を行ない、その後は洗浄を週2回、較正を週1回行なう実験を4週間にわたって継続した。

〔第2〕シリーズ：実験開始時に電極の洗浄と較正を行ない、その後は洗浄を毎日、較正を週1回行なう実験を4週間にわたって継続した。

実験における洗浄方法は洗浄ピンによる吹付け、ガーゼおよびソフト紙によるスライムの除去を行なった。較正方法はゼロ点およびスパン較正とについて水質自動監視装置の場合と同じとした。また検出器の精度確認のため、手分析操作、および室内測定機器により次のように行なった。

水温：棒状水銀温度計を使用。PH：実験室用PH計を使用。導電率：実験室用電気伝導度計を使用。溶存酸素：ウインクラー・ナトリウムアザイド変法により測定。アンモニア：水蒸気蒸留ネスラー法により測定。シアン：ピリジン・ピラゾン法により測定。

4. 実験結果

実験結果について各項目ごとにまとめてみた。

(1) 水温検出器

表-1に示すように1種を除き、ほとんどが0.5℃以内となっており、これは洗浄、較正回数とは余り関係がなさそうである。本実験で電極にいちじるしくスライムが付着したが、洗浄回数を増加させたシリーズが全体として良好な結果が得られていることから、精度を向上させるには検出器の洗浄を十分に行なうことが望ましい。結果からみる限りでは較正は4週間に1回程度でよいと考えられる全体的に水温検出器については別に問題はなかった。

(2) PH検出器

第1, 第2シリーズの比較としては, 洗浄を行なった第2シリーズの方がはるかに安定した結果が得られた。第1シリーズでは測定日数の経過とともに精度が低下する傾向を示した。これは明らかにスライムによる電極の汚れが原因であり, 比較電極の内部液の浸出不良による障害や応答速度の遅れを生じてしまった。次に洗浄と校正を加味した第3, 第4シリーズでは全体として安定した値を示し, 精度的にもかなりよくなっている。河川水質自動監視装置標準仕様書(案)では精度として ± 0.1 PH以内としているが第3, 第4シリーズではほとんどがその範囲内にあった。

以上の諸点からみて, PH検出器では精度を向上させるためには十分な洗浄と週1回の校正を行なうのが望ましい。また洗浄についても電極の構造からみて問題があり今後さらに検討を行なう必要がある。

(3) 導電率検出器

導電率検出器は種類によってその性能が非常に異なる。標準仕様書(案)での精度は一般に $\pm 20 \sim \pm 30 \mu\text{v}/\text{cm}$ であるが, 今回の実験ではこの範囲を満足するものはなかった。第1シリーズと第2シリーズと

の比較においてみられるように洗浄を行なうことにより精度は向上する。しかし他の検出器のように校正を行なった時のような, よりよい精度は得られなかった。これは電気的な影響と考えられる。検出器の保持具, 絶縁方法, 極板の構造や形状などについて今後改良を加えていく必要がある。全体的に第1シリーズから第4シリーズまでばらつきがあったことは今後十分に検討していく必要があろう。

(4) 溶存酸素検出器

第1シリーズではいずれの検出器も実験期間の経過とともに精度が急激に低下した。しかし第2シリーズでは大部分の検出器が週間の標準偏差として ± 0.5 ppmの範囲に入っている。このことから溶存酸素検出器ではとくに洗浄の問題は重要である。また洗浄のほかに校正を加えた第3, 第4シリーズでは第2シリーズより精度的に低下している。これは検出器の校正を行なった後の検出器の安定性に問題があると考えられる。ところで実際, 汚濁された河川における溶存酸素は極めて低い濃度の場合が多く, そのような河川水を測定する場合はかなり精度のよい検出器が要求される。このような点からみて洗浄方法, 検出器の安定性について十分検討を行なう必要があろう。

(5) アンモニア検出器

第1, 第2シリーズとも非常にばらつきが大きく, 全体的にあまりよくなかった。それでも表-2

表-1 各シリーズ別の標準偏差値

項目	社名	精度	シリーズ			
			第1	第2	第3	第4
水	A	± 0.5	0.2	0.3	0.3	0.3
	B	± 0.5	0.3	0.3	0.3	0.2
	C	± 0.5	0.3	0.1	0.1	0.3
	D	± 0.75	0.2	0.3	0.3	0.4
	E	± 1.0	0.3	0.3	0.2	0.1
	F	± 0.5	0.4	0.2	0.1	0.2
	G	± 0.5	1.7	0.3	1.0	0.5
	(C)					
PH	A	± 0.1	0.55	0.06	0.19	0.14
	B	± 0.1	0.24	0.06	0.09	0.12
	C	± 0.1	0.16	0.11	0.14	0.17
	D	± 0.1	0.14	0.05	0.07	0.07
	E	± 0.1	0.64	0.17	0.10	0.10
	F	± 0.1	0.10	0.24	0.07	0.10
	G	± 0.1	0.25	0.14	0.08	0.06
	(C)					
電	A	± 5.0	9.0	5.47	7.42	3.25
	B	± 3.0	24.9	28.8	52.0	50.5
	C	± 2.0	54.8	23.3	25.9	21.6
	D	± 2.5	78.9	14.2	14.3	33.5
	E	± 2.0	8.08	3.31	32.3	-
	F	± 2.0	43.1	32.7	38.6	58.8
	G	± 2.0	-	54.9	-	41.1
	(C)					
DO	A	± 0.4	0.73	0.35	0.40	0.63
	B	± 0.4	1.16	0.34	0.56	0.63
	C	± 0.4	1.91	0.30	0.37	0.65
	D	± 0.2	1.34	0.20	0.60	0.65
	E	± 0.4	1.44	-	0.49	0.44
	F	± 0.4	1.07	0.38	0.50	0.76
	G	± 0.5	1.01	0.25	0.39	1.18
	(ppm)					

注: 1. 器具製造精度 ± 0.5 (検出器測定値 - 手分析値) とする
2. 精度: 各社が取り扱い説明書に記載している精度

からもわかるように洗浄の頻度を多く行なった第2シリーズでは第1シリーズと比較すると精度的によく2つの検出器を除いて約1 ppm以下におちついている。しかし検出器の中には増幅器系統の故障や電極のトラブルが多かったことなどから、長期間の継続測定を行なえるかどうか断言できる性能結果は得られなかった。それでも洗浄の頻度を多くとり較正を慎重に行なえば精度的に一定の範囲内におさえられるものと考えられる。

(6) シアン検出器

第1シリーズでは分析値との差が大きく、また電極表面の変化もはげしく、実験開始から10日目には電極が使用できない状態になった。そのため実験結果もよくなかった。これは河川水に含まれる硫化物の影響が考えられる。そこで第2シリーズでは酢酸鉛を用いて硫化物の除去を行なって測定を行った。その結果、表-2からも明らかなように第2シリーズでは第1シリーズと比べて精度的になりよくなっている。また第1シリーズで急激に劣化していった電極も第2シリーズでは4週間も継続して実験できた。しかし、標準仕様書(案)での精度 ± 0.1 ppmの範囲にあるものはなく今後、硫化物等の防害イオンの除去方法と電極の改良を検討していく必要があると考えられる。ところで、分析として行なったポリジン・ピラソロン法についても亜硫酸、塩素等が含まれている場合、シアンの回収率が悪く検出器の指示値との比較が問題になってくるので、分析についての検討も同時にやっていく必要があると思われる。

表-2 各シリーズ別の標準偏差値

(1) アンモニア (偏差値は実験開始後より15日のデータから)				(2) シアン (偏差値は実験開始後より13日・27日・10日・22日・14日・26日)			
検出器	精度	第1シリーズ	第2シリーズ	検出器	精度	第1シリーズ	第2シリーズ
A	± 0.5	3.18	1.32	A	± 1.0	0.14	0.33
B	± 0.5	1.42	0.44	B	± 1.0	1.28	0.74
C	± 0.5	2.44	0.78	C	± 1.0	0.25	0.24
D	± 0.2	1.41	1.93	D	± 1.0	0.81	0.13
E	± 0.2	1.80	1.08	E	± 1.0	1.09	0.20
F	± 0.2	2.10	2.01	F	± 1.0	4.59	1.03

(単位: ppm)
低い標準偏差値は表-1と関係してゐる。

6. ま と め

現在、一級河川に水質自動監視装置を設置している7社の検出器について、同一条件のもとに長期間にわたる比較実験を行なったが、これから得られた結果をまとめると次のとおりである。

- (1) 水温検出器については一般に性能は優れていたが改良の余地があるものも見受けられた。
- (2) PH検出器については洗浄を十分に行ない較正を週1回行なえば精度的にも問題ないと思われる。しかし全体としてまだ精度アップが必要であり、洗浄方法の検討も必要であろう。
- (3) 導電率検出器は種類によって性能が非常に異なり、また使用期間が長くなると絶縁不良など電気的な問題が生ずるため安定性に欠ける。今後これらの点の検討が必要である。
- (4) 溶存酸素およびアンモニア検出器については電極の洗浄が最も重要な因子で、いかに膜面を清潔に保つか、また現在の洗浄方法で十分であるかどうか。また較正後に安定性を欠くのでこれらの点の検討をやる必要があろう。
- (5) シアン検出器については防害イオンの除去をうまく行なわなければ長期間の連続測定は不可能であり、また洗浄方法も電極の研磨の頻度の問題もあり今後十分検討していく必要があろう。

最後に御指導を賜った柏谷部長、村上室長、御協力いただいた深川、田野両嬢に感謝いたします。

6. 道路用遮音壁の現場実測調査

交通環境
研究室 野中 宏

6. 道路用遮音壁の現場実測調査

交通環境研究室 野 中 宏

ま え が き

高度経済成長に伴う物資流通の増大、モータリゼーションの進展により、自動車保有台数の増加は著しいものがあり、さらに都市への人口集中、スプロール化等と相まって自動車交通による騒音振動・排気ガス等の公害が大きな社会問題となってきた。なかでも騒音については、非常に多くの問題をひきおこしている。そこでこの自動車交通騒音問題の解決にあたっては、まずその発生源となる自動車の改善をはからなければならないことはいうまでもないが、さらには道路構造の改善、都市再開発、土地利用の適正化、交通規制等多くの面から総合的な改善がなされるべきである。これらの施策のうち、道路側の施策としては、道路構造の改善、環境施設帯の設定、遮音壁の設置等が考えられるが、なかでも遮音壁は、地方部の平地部、都市部の高架道路等の防音対策として比較的採用されやすく、設置費に対する減音効果も道路構造を改善する場合に比べて比較的大きいと考えられるので、最近各地で設置されるようになった。

遮音壁の減音効果については、従来より2、3の提案がなされているが、土木研究所においても、屋外実験を行ない、自動車騒音の周波数成分および音源の位置についての調査結果から、壁の減音効果の簡略計算方法を提案している。しかし実際の騒音対策として、現実の道路に壁を設置する場合、特に次の項目について現場実測調査を行ない確認することが必要である。

- 1) 実際の道路交通騒音に対する減音効果
- 2) 吸音性のものと非吸音性のものと効果の差
- 3) 路側に壁を設置することによる運転者への心理的影響あるいは自動車の走行への影響

これらの項目について実態資料を得るために、国道16号線の千葉市内の4車線道路の120m区間に12種の壁を順次設置して実測調査を行なった。ここではそのうち、1)と2)の音響的なものについて述べる。3)については、参考文献を参照されたい。

1 実験現場と供試遮音壁

実験地点は一般国道16号の千葉市長沼町特橋地先で、第3種第1級4車線道路である。壁の設置延長は120mである。実験期間の交通量は平均約1800台/hであり、車種構成は、大型約26%、小型貨物約18%、乗用車約56%である。また平均速度は約62km/hである。

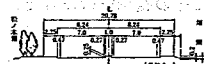


図-1 実験現場標準横断面図

実験に用いた遮音壁は12種類であり、その方法、重量および音響性能を表-1および2に示す。パネルは大別して非吸音型2種、吸音型10種で、吸音型のうち、7種が多孔質吸音剤を使用しており、外枠形状、開口部形状、吸音材の配置等でそれぞれ異なっているが、特に遮音の対象となる250~1,500Hzの音響性能には大きな差異はみられない。吸音型の残り3種のうち、hは硬質吸音体を用いており、kはグラスロックロス張り吸音体使用のパッチングボードの組合わせ機構となっており、またL

は吸音機を用いていない共鳴吸音型である。

表-1 パネルの音響的構造

パネル	材 質	厚 (mm)	表面処理	開口率 (%)	材 質	厚 (mm)	表面処理	kg/m ²	kg/m ²	厚 (mm)	材 質	厚 (mm)	表面処理
a	ボリコン板	1.0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
b	ガラス板	1.5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
c	アルミ合金	1.0	—	100%	—	—	—	—	—	—	—	—	—
d	アルミ合金	0.5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
e	JISG 3033 鋼板	0.5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
f	アルミ合金	1.0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
g	ボリコン板	1.0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
h	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
i	アルミ合金	0.5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
j	アルミ合金	1.0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
k	アルミ合金	1.0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
l	アルミ合金	1.0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

支柱としてはH形鋼 (H-150×150×7×10) を用い、1 スパン
約 2 m、設置高さは 3.0 m とした。

表-2 遮音壁音響
性能一覧表

パネル	100	150	200	250	300	350	400	450	500	550	600	650	700	750	800	850	900	950	1000
a	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72
b	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72
c	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72
d	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72
e	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72
f	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72
g	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72
h	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72
i	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72
j	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72
k	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72
l	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72	72

2. 実験調査項目

1) 壁による単一音源からの音の減衰

障壁による減音は、単一音源 (点音源) からの音の減衰が基本になる。これは、ホイヘンスの光波に関する原理を応用してキルヒホッフが近似理論を導いた。さらに前川はこれを実験的にうらづけ、修正を行なった。土木研究所でも同種の実験を行ない図-2 のような結果を得た。ここでは現実の道路において、人工音源を用いてその確認を行なった。

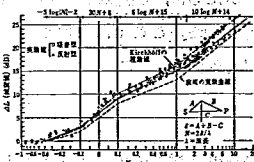


図-2 障壁による点音源の減衰

2) 音の車道方向距離減衰

開放平面道路においては、自動車音は所定の距離に遠において点音源の理論減衰と同等な減衰をするものとして差し支えないことが確認されている。しかし道路用遮音壁が両側に連なっている場合に同様なとり扱いをしてよいものかどうかを確認する必要がある。

3) 壁による道路交通騒音の減衰

道路用遮音壁はもちろん道路の自動車交通騒音を減少させることを目的としている。したがってここでは、その実際交通による音の遮音壁による減音効果を把握しようとするものである。さらに最近多く用いられている吸音壁の効用についても求めようとするものである。

1) 壁による単一音響からの音の減衰の測定法

図一3 測定現場計器配置図

図-3 に併記したように音源から車道方向に地上 1.2 m 高で、5, 10, 20, 40 m の各点の音圧レベルを計測した。受音側にバンドパスフィルターを挿入したほかは前項と同様な方法によった。

受音点は1)の10点の他にチェックポイントとしてさらに4点追加し、計14点の同時測定とした。測定は10分間単位でレベルレコーダに連続記録させ、同一条件で3回繰返した。10分のレベル記録から5秒間隔に120個のサンプリングを行ない、累積度数曲線を作成して、これから中央値(L50)・90パーセンチ値(L5, L95)および80パーセンチ値(L10, L90)を読みとった。またチェックポイントの4点(012314)は車道端から1.2 m、歩道上1.2 m高である。

表-3 計測器類一覽表

交通量は数取器を用いて車線別、車種別に行なった。走行速度の測定はレーダースピードメーターを用いて行なった。ただし1台だけであるので各車線、各車種についてランダムにサンプリングした。天候、風向、風速、気温および温度を測定した。測定は実験開始時実験中および実験終了時の3回を原則とし、風速が 3 m/sec をこえた場合には実験を中止した。実験に使用した計器類は表-3のとおりである。

品 名	製造会社名	型 式	数量	備 考
防弾服背野	RION	NR-09	14台	防弾服メーカー
高圧洗車機	RION	LR-01E	4台	高圧洗車機
3.0kWポンプ	東亜電機工業	WT-25	2台	3.0kWポンプ
列燈増設器	東 亜	C-5D	2台	3.0kWポンプ
バンドノミ	RION	SP-04	1台	
防弾服	ビクター	MC-VB	3台	
防弾服加工機	東 亜	—	1台	
シーソー	三 洋 電 機	—	1式	
シーソー	SANWA	—	1個	
高圧洗車機	東亜電機	ビュル	1	
ポンプ	三 洋 電 機	—	2	
高圧洗車機	三 洋 電 機	—	1	

測定は表-4に示すように、壁の組み合わせおよび壁のない場合を含めて19行程である。

減衰値の算出に際しての基本値（壁がない状態での値）は以下のごとくとした。

すなわち、基本測定値でも部分的にばらついているので、できるだけ多くの値の平均値をとることが望ましいこと、音源の指向性からすると道路の左右（A側、B側）の対称点では同レベルとなるはずであること、さらに相隣り合った測点間では連続的にレベルが変化すべきであること等を考慮して①⑦、②⑧、③⑨、④⑩、⑤⑥の組み合わせにより、それぞれの平均値を採用することとし、さらに

不連続となる点については、その上下の値の中間値を採ることとして基本値Aとした。また基本値Bとして壁上端⑤⑥の平均値から計算によって求めた値を用いた。すなわちこれらの基本値と実測値との差を減衰値とした。

人工音によるオクターブバンドノイズの減音値(ΔL_o)がN値(フレネルゾーンナンバー)に対してどのような関係にあるかを図示したのが図-4である(結果の一部のみを示す)。図中で実線で示すのは前出の土木研究所の室内実験による実験値(図-2, Kirchhoffの近似理論値とはほぼ同様であるので以下理論値と呼ぶことにする)である。ただし基本値Aによった減衰値である。これによれば、おおまかな結論としては理論値に沿っているが、 $0.05 < N < 0.2$ および $3 < N$ において理論値を下まっている例が多いものとなった。この理由としては地面の反射、壁材の透過音などをあげることができる。ことに $0.05 < N < 0.2$ の範囲では $f < 250 \text{ Hz}$ の値が主であることから透過音による影響の可能性が強い。 $3 < N$ では⑦または⑦つまり地面に近い点の値であるから、透過音のほか地面反射の影響を受けるはずであるし、さらに現場における音源の実質上の指向性とも関連するはずである。

表-4 音響測定一覧表

実験 番号	座の位置		測定または実験の種類	測定項目		
	B 上り 車線	A 下り 車線		人間 音源 の音	人工 音源 の音	地上 音源 の音
No. 1	—	—	基本測定(車線)	—	—	—
No. 2	a	—	片側型(車線)	○	○	○
No. 3	a	b	片側型(車線×車線)	○	○	○
No. 4	—	b	片側型(車線)	○	○	○
No. 5	c	—	片側型(車線×車線)	○	○	○
No. 6	c	d	片側型(車線)	○	○	○
No. 7	c	d	片側型(車線×車線)	○	○	○
No. 8	—	d	片側型(車線)	○	○	○
No. 9	—	—	基本測定(車線)	○	○	○
No. 10	e	—	片側型(車線)	○	○	○
No. 11	e	f	片側型(車線)	○	○	○
No. 12	g	—	片側型(車線)	○	○	○
No. 13	g	h	片側型(車線)	○	○	○
No. 14	i	—	片側型(車線)	○	○	○
No. 15	i	j	片側型(車線)	○	○	○
No. 16	k	—	片側型(車線)	○	○	○
No. 17	k	l	片側型(車線×車線)	○	○	○
No. 18	—	l	片側型(車線)	○	○	○
No. 19	—	—	基本測定(車線)	○	○	○

(注) 1) 上り：千歳一泊、下り：始一千葉方面
2) 気象観測は実験開始中に3回行う
3) 交通観測は交通観測開始と併行して行う
4) $n=1$ ：車の通過
5) 音源：自動車音
減衰：平均減衰率大(125~2,000 Hzで $\geq 80\%$)
中減：平均減衰率中程度(80% $\geq$ 減 $\geq 50\%$)
低減：平均減衰率小(減 $< 50\%$)

表-5 の①は各測定の実測値 ΔL_o と理論計算値 ΔL_c との差(誤差)の平均、②は誤差の標準偏差、

③は ΔL_c との相関係数を示したものであり、それぞれ左欄は基本値Aによるもの、右欄は基本値Bによるものを示したものである。ただし $4,000 \text{ Hz} < f$ および $N < -3$ のデータは除外している。この結果の一部を図示したのが図-5である。

これらの結果から基本値Bによるものの方がAによるものよりも偏差が少なく、相関が高いことが判る。このことは遮音壁による影部の任意点の音圧を推定するには、壁設置前の任意点のレベル値によるよりは、壁頂部のレベル値によった方がより正確であるということを表している。しかしながら

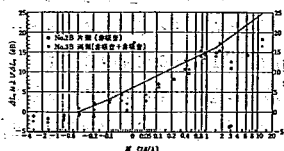


図-4 (1) 非吸音壁 a (No. 2 B, No. 3 B) の減衰値

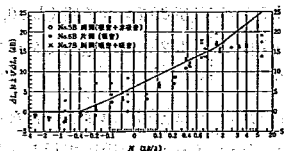


図-4 (2) 吸音壁 c (No. 5 B, No. 6 B, No. 7 B) の減衰値

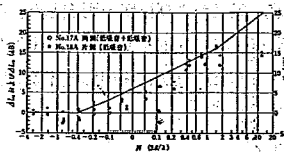


図-4 (3) 吸音壁 l (No. 17 A, No. 18 A) の減衰値

基本値Bによったとしても $5 < N$ においてNの増加に見合っただけの ΔL の増加が得られていないことは明らかであり、これは地面反射だけではとうてい説明することはできず、明らかに透過損失の不足を物語るものである。

2) 人工音の車道方向距離減衰

図-6は点音源からの音の道路延長方向への減衰状況のうちall passおよび500Hzについての測定値を実験番号(表-4参照)別に示したものである。

両側壁、特に両側非吸音壁の場合に理論減衰よりも減衰の勾配が緩くなるのではないかと予想されたが、周波数帯によってはそれらしい傾向が見られたが明確なものではなかった。

表-5 理論減衰値との相関

実験番号	観測値		理論値		相関係数	検定値
	L_{eq}	L_{eq}	L_{eq}	L_{eq}		
No. 28	2.4	2.4	2.17	2.17	0.92	0.979
No. 3A	2.3	2.3	2.19	2.19	0.92	0.973
No. 3B	2.3	2.3	2.37	2.43	0.91	0.963
No. 4A	2.3	2.3	2.47	2.47	0.92	0.973
No. 5A	2.4	2.4	2.38	2.37	0.92	0.968
No. 5B	2.4	2.4	2.40	2.40	0.92	0.979
No. 6B	2.3	2.3	2.37	2.38	0.92	0.966
No. 7A	2.3	2.3	2.40	2.33	0.94	0.983
No. 7B	2.3	2.3	2.32	2.32	0.91	0.967
No. 8A	2.3	2.3	2.37	2.37	0.92	0.966
No. 10B	2.3	2.3	2.43	2.48	0.94	0.978
No. 11A	2.3	2.3	2.38	2.38	0.92	0.973
No. 12B	2.3	2.3	2.38	2.33	0.92	0.978
No. 12A	2.3	2.3	2.42	2.42	0.92	0.971
No. 13B	2.3	2.3	2.37	2.37	0.92	0.973
No. 15A	2.4	2.4	2.47	2.47	0.92	0.982
No. 15B	2.4	2.4	2.47	2.47	0.92	0.982
No. 17A	2.3	2.3	2.34	2.39	0.92	0.969
No. 17B	2.3	2.3	2.38	2.38	0.92	0.964
No. 18A	2.3	2.3	2.40	2.35	0.94	0.963

(注) L_{eq} (dB) は実験番号による、 L_{eq} (dB) は基本値による。

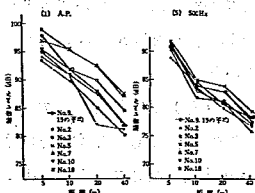


図-8 人工音の車道方向の減衰性状

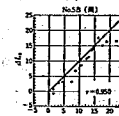
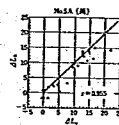


図-5 (1) 基本値Bによる減衰値 dL_0 と理論値 dL_0

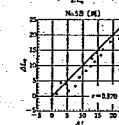
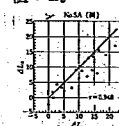


図-5 (2) 基本値Bによる減衰値 dL_0 と理論値 dL_0

3) 道路の自動車交通騒音の壁による減衰

自動車交通騒音の壁による減衰値を表-6に示す。まずここで、減衰値の算出

方法について触れる。すなわち、実測減衰値 ΔL_m は壁を建てる前の騒音レベル L_{ox} から壁を建てた後の騒音レベル L_{nx} を差し引いたものであると定義する。ここで、 L_{ox} および、 L_{nx} は L_5 、 L_{10} 、 L_{50} 、 L_{95} などの統計値を意味する。

$$\Delta L_m = L_{ox} - L_{nx}$$

さて、 L_{nx} はそれぞれのケースにおいて実測される値であるが、それと同時に L_{ox} を計測することはできない。したがって L_{nx} とは別の時点で L_{ox} を求めておく必要がある。ところが計測の日時が異なれば当然交通状況も異なるはずであるから、何らかの方法によって交通状況の相異によって生ずる騒音レベルの変化分を補正してやる必要がある。本実験ではこの目的のために4個のチェックポイント(①②③④)を設けたものである。つまりチェックポイントの値 L_{no} と L_{ox} とは常に定まった相関関係にあると仮定して修正を行なう方法をとったわけである。

いま壁の無い場合のチェックポイントの騒音レベルを L_{oo} 、求める各ケースの測定時におけるチェックポイントの騒音レベルを L_{no} とし、補正値 r を次式で定義する。

表-6 自動車交通騒音の壁による減衰

実験番号	L_{ox}		L_{nx}		ΔL_m		L_{ox}		L_{nx}		ΔL_m	
	L_5	L_{10}	L_5	L_{10}	L_5	L_{10}	L_5	L_{10}	L_5	L_{10}	L_5	L_{10}
a	15.3	12.6	14.4	11.6	0.9	1.0	15.3	12.6	14.4	11.6	0.9	1.0
b	17.8	15.1	16.9	14.1	0.9	1.0	17.8	15.1	16.9	14.1	0.9	1.0
c	19.3	16.6	18.4	15.6	0.9	1.0	19.3	16.6	18.4	15.6	0.9	1.0
d	18.7	16.0	17.8	15.0	0.9	1.0	18.7	16.0	17.8	15.0	0.9	1.0
e	17.8	15.1	16.9	14.1	0.9	1.0	17.8	15.1	16.9	14.1	0.9	1.0
f	17.8	15.1	16.9	14.1	0.9	1.0	17.8	15.1	16.9	14.1	0.9	1.0
g	18.4	15.7	17.5	14.7	0.9	1.0	18.4	15.7	17.5	14.7	0.9	1.0
h	17.8	15.1	16.9	14.1	0.9	1.0	17.8	15.1	16.9	14.1	0.9	1.0
i	17.8	15.1	16.9	14.1	0.9	1.0	17.8	15.1	16.9	14.1	0.9	1.0
j	18.4	15.7	17.5	14.7	0.9	1.0	18.4	15.7	17.5	14.7	0.9	1.0
k	16.7	14.0	15.8	13.0	0.9	1.0	16.7	14.0	15.8	13.0	0.9	1.0
l	16.7	14.0	15.8	13.0	0.9	1.0	16.7	14.0	15.8	13.0	0.9	1.0
m	16.7	14.0	15.8	13.0	0.9	1.0	16.7	14.0	15.8	13.0	0.9	1.0

$$r = L_{00} - L_{n0}$$

すなわち、異なった時点での各測定点(①~⑩)のない状態でのレベルを L_{0x} として $L_{0x} = L_{00} - r$ であるから求める減音値は次式の如くなる。

$$\Delta L_m = L_{0x} - L_{nx} - r$$

なお、①~⑩と⑪~⑭とは交通状況の変化によるレベルの変動が一定であるとする事の確証から実験値1, 6, 9, 11, 19の基本測定において①~⑩の点に対する⑪~⑭の個々、または組み合わせた平均値9種類のうち最も相関の高い⑪~⑭の4点の平均値をもって補正值とした。

表-6に示すように L_0 (90%レンジの上端値)の①また⑦における減衰は14~19, ②または⑧においては11~14, ③または⑨においては1~5, ④または⑩において0~3である。これらはそれぞれ250~500Hzの道路中央部の点音源の減衰と同等となっている。

$L_{0.5}$ (中央値)の減衰は①または⑦においては11~14, ②または⑧においては8~12であり, ③または⑨においては1~5, ④または⑩においては1~2であり, 線音源の減衰(およそ点音源の減衰の0.8倍)に近似している。

L_{95} (90%レンジの下端値)の減衰は①, ⑦で2~9, ②, ⑧でも1~8, ③, ⑨で-3~5, ④⑩で-4~3である。このように①から④または⑦から⑩の順で減衰値が変化するのは音の経路差から当然であるが, L_0 から L_{95} の順で減衰値が減少するのが特徴である。

次に、実験別に人工音の基本値Aによる理論値との偏差の平均および交通騒音の減衰値の平均を表-7に示す。また表-8は表-7を透過損失および吸音率によりグループ分けし、そのグループの平均値を示したものである。

表-7 減衰値の平均

交通騒音 $L_{0.5}$ についてみると、まず125~2000Hzの平均TLの大きいグループをA、またTLの小さいグループをBとする。TLの大きいと小さいの境の値はおよそ33dB程度である。この結果壁の影の部分では1dB強、直達者の存在する部分では僅かにAのグループが秀れていることが判る。

次に吸音率 α については、80% $\leq \alpha$ のものをA、60% $\leq \alpha < 80\%$ のものをB、 $\alpha < 60\%$ のものをC、非吸音性のものをDとする。この結果影の部分でAおよびBのグループはCおよびDのグループより2dB優れ、直達部分で同じく1dB程度優れている。また反射による対同域の増加はAおよびBのグループでは、わずかに

測定点	測定点	A/B	交通騒音減衰の平均値 ΔL_m											
			①⑦(中央値)の平均値						②⑧(中央値)の平均値					
			L_0	$L_{0.5}$	L_{95}	$L_{0.5}$	L_{95}	$L_{0.5}$	L_{95}	$L_{0.5}$	L_{95}	$L_{0.5}$	L_{95}	$L_{0.5}$
10	a	-1.4	13.9	12.3	9.8	3.9	2.6	1.6	0.4	-1.3	-1.6	-0.1	-1.3	-1.6
30	a+b	-2.3	15.4	13.2	9.8	4.1	4.1	0.7	0.4	-0.3	-1.3	0.1	-	-
50	a+b+c	-1.5	15.2	12.7	9.9	5.3	4.8	0.1	0.1	-0.4	-0.6	0.5	-	-
60	b	2.3	15.5	13.3	10.2	5.9	6.2	4.4	3.7	3.3	2.4	1.6	-0.8	-1.6
70	a+b+c	-2.4	15.6	12.9	9.8	4.5	3.8	-0.5	-0.3	-1.3	-1.7	-	-	-
80	a+b+c	-2.6	15.6	12.6	9.8	4.5	3.5	0.8	0.7	0.9	-0.3	-0.7	-	-
90	c	-1.3	15.8	13.8	10.2	5.9	5.1	1.7	1.6	0.4	-0.3	-0.5	1.6	-0.7
100	a+b+c	-0.1	16.2	13.1	10.8	6.4	5.8	3.1	2.8	1.9	-1.4	-0.9	-	-
110	a+b+c	-1.1	16.5	13.7	11.5	6.3	5.5	3.3	3.4	1.3	-0.3	0.3	-	-
120	d	-0.9	16.3	13.5	11.7	7.5	7.1	2.5	1.9	1.8	2.6	-0.7	-0.8	1.2
130	a	3.1	16.7	15.0	11.6	7.5	7.0	3.9	3.5	2.7	0.9	1.3	1.4	-0.3
140	a	2.8	16.6	15.2	12.0	8.0	6.8	2.9	2.7	2.1	1.7	1.1	-1.7	-0.7
150	a	0.6	16.9	14.7	12.6	7.9	6.9	1.8	1.6	0.6	0.1	0.7	-0.5	-1.7
160	b	-0.9	16.7	14.3	11.7	8.4	7.2	1.7	1.6	1.0	0.3	0.4	-1.3	0.1
170	a+b	0.3	16.3	14.5	12.2	8.4	7.4	1.9	1.7	1.4	0.7	0.4	-1.1	0.1
180	a	-0.4	16.9	14.5	11.8	8.8	7.8	1.3	1.2	0.9	0.3	0.3	1.3	0.3
190	b	-2.8	15.2	11.8	10.0	8.1	6.2	1.2	1.4	0.7	-0.9	-0.9	-1.3	0.7
200	a+b	-2.2	15.3	12.0	9.7	6.5	5.8	1.2	1.0	0.9	-	-	-	-
210	a+b	-2.5	16.1	13.0	9.4	6.8	5.9	1.4	0.8	0.3	1.3	1.2	-	-
220	a	-1.5	15.9	12.8	9.8	7.1	6.4	1.8	1.5	1.2	2.4	-1.2	-0.7	0.8

表-8 減衰値のグループ別平均

グループ分け	A/B	Z	交通騒音減衰の平均値 ΔL_m											
			直達 (D) の平均値						反射 (R) の平均値					
			L_0	$L_{0.5}$	L_{95}	$L_{0.5}$	L_{95}	$L_{0.5}$	L_{95}	$L_{0.5}$	L_{95}	$L_{0.5}$	L_{95}	$L_{0.5}$
TL	①	-0.2	15.8	14.9	11.8	7.3	6.9	1.9	1.5	1.4	2.7	-0.7	-0.3	0.8
TL	②	0.9	15.9	12.3	10.5	6.2	5.3	1.8	1.3	0.4	-0.4	-0.1	-0.3	0.9
TL	③	-0.4	15.8	15.0	11.9	7.9	7.6	2.7	2.3	1.9	2.3	-0.3	-0.4	0.8
TL	④	-0.4	15.9	14.2	11.0	7.2	6.1	3.1	2.7	1.1	1.1	-0.3	0.1	-0.4
TL	⑤	-1.8	15.8	12.3	9.9	6.7	5.9	1.4	1.3	1.0	1.3	-1.6	-1.2	0.1
TL	⑥	-0.4	15.7	13.1	10.1	6.5	5.5	1.5	1.5	0.9	0.9	-0.8	-1.0	1.2
TL	⑦	-0.1	15.5	15.1	11.7	7.9	6.7	2.4	2.4	1.9	1.9	-1.6	-0.8	0.8
TL	⑧	-0.1	15.6	14.5	12.0	8.2	7.2	1.7	1.9	1.3	3.1	-0.7	0.1	0.3
TL	⑨	-0.4	16.2	14.1	11.1	6.1	5.4	2.3	1.7	0.4	0.5	0.3	0.1	-0.3
TL	⑩	-1.2	15.9	12.1	9.9	6.7	5.9	1.4	1.2	1.0	1.2	-1.6	-1.0	0.3
TL	⑪	-0.4	16.7	13.1	9.8	6.5	5.7	2.3	1.9	0.5	0.5	-0.5	-1.0	-1.3

に認められる程度であるが、③のグループは1dB、④のグループでは2dBとなる。

次にTLおよび α の両者によって(Aa)を①、(Ab)および(Ba)を②、(Bb)を③、(Bc)を④および⑤(非吸音型壁)を⑥というように5つのグループに分ける。これより影部において①②は同等であるが、以下③④⑤の順に低下し、①と⑤の差は、2dB強である。直達部分においては①、②、③が④、⑤よりも約1dB優る。対向側のレベル上昇は①～④が1dB以下、⑤が2dBとなっている。TLおよび α による差が最も表われやすい①または⑦における交通騒音の減衰をTLおよび α との関係で示したものが図-7および図-8である。これによればTLは L_s 、 L_{d0} に影響し、 α は L_{s0} ～ L_{d5} に影響していることが判る。

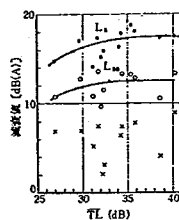


図-7 塀材の透過損失と交通騒音の減衰

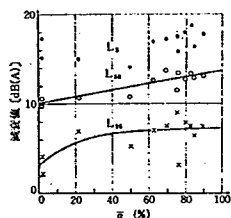


図-8 塀材の吸音率と交通騒音の減衰

5. あとがき

今回の実験は限定された現場条件の下で行なわれたものであり、必ずしも一般的な結論を得たとはいえないにしても、いくつかのことについて確認できたことはきわめて有意義であったと思う。しかし現在論点の多い吸音性のものの効果を明確にするためには吸音率の異なるものについての同種の実験が必要であろう。今後は各地の現場で設置されるものについて測定データを集積し、解析することが必要である。

参考文献

- 1) 道路用遮音塀の現場実測調査：土木研究所資料第924号，1974. 2

7. トンネル騒音の特性について

トンネル
研究室 堀内 浩三郎

7. トンネル騒音の特性について

トンネル研究室 堀 内 浩三郎

1 ま え が き

最近道路トンネルにおいては、通行車両が発する騒音が問題となる事例が増している。これは、トンネル内で発生した交通騒音等は、ほとんど減衰することなく坑口ならびに坑外へ伝播するためトンネル内通行者の生理や坑外周辺地域の生活環境に対して、一般道路部以上に影響を与えていることが考えられる。このような情勢にあつて、トンネル研究室ではトンネル騒音の実態を調査し、種々の解析を行なつてきている。

本報告は、トンネル坑口前後における交通騒音の分布状態を推定する方法として、自動車1台走行時の騒音レベルのパターンを基礎とした予測計算法とその結果を紹介するものである。

2 解 析 方 法

自動車1台が走行するときにある特定の受音点において観測される騒音レベルの分布特性曲線を模式的に示すと図-1のとおりである。

この関係を式で示すと次のようになる。

$$E_p(x) = \frac{I_0}{C} \left\{ \log^{-1} \left(\frac{L(x)}{I_0} \right) - \log^{-1} \left(\frac{L_B}{I_0} \right) \right\} \dots\dots\dots (1)$$

ここに $E_p(x)$: 受音点における自動車騒

音のエネルギー密度
($\text{watt} \cdot \text{sec}/\text{m}^2$)

I_0 : 音の強さの基準値
($10^{-12} \text{ watt}/\text{m}^2$)

C : 音速 (m/sec)

$L(x)$: 自動車位置 X における受
音点での音圧レベル (dB)

L_B : 暗騒音 (dB)

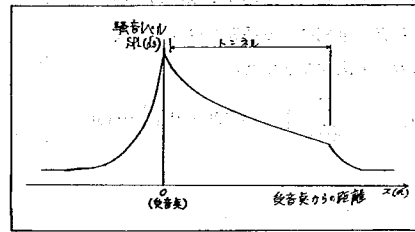


図-1 自動車1台走行騒音レベルの分布特性曲線

ある時刻(瞬間)において車が図-2に示す配置にあるものとすると受音点(0)での音のエネルギー密度 E 、および音圧レベル SPL は(1)式により次のように表わされる。

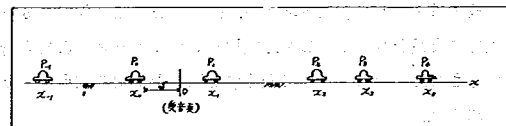


図-2 ある時刻(瞬間)における車の位置

$$E = \sum_{i=-\infty}^{+\infty} \cdot E_p(x_i) + \frac{I_0}{C} \log^{-1} \left(\frac{L_B}{10} \right)$$

$$= \frac{I_0}{C} \left[\sum_{i=-\infty}^{+\infty} \left\{ \log^{-1} \left(\frac{L(x_i)}{10} \right) - \log^{-1} \left(\frac{L_B}{10} \right) \right\} + \log^{-1} \left(\frac{L_B}{10} \right) \right] \dots\dots\dots (2)$$

$$SPL = 10 \log \left[\sum_{i=-\infty}^{+\infty} \left\{ \log^{-1} \left(\frac{L(x_i)}{10} \right) - \log^{-1} \left(\frac{L_B}{10} \right) \right\} + \log^{-1} \left(\frac{L_B}{10} \right) \right] \dots\dots\dots (3)$$

ここで自動車の車頭間隔が等しいと仮定すれば (3) 式は

$$SPL(d, \sigma) = 10 \log \left[\sum_{i=-\infty}^{+\infty} \left\{ \log^{-1} \left(\frac{L(i d + \sigma)}{10} \right) - \log^{-1} \left(\frac{L_B}{10} \right) \right\} \right] \dots\dots\dots (4)$$

ここに d : 車頭間隔 $\left(\frac{1000V}{N} : m \right)$

σ : 受音点とそれに近い自動車までの距離 (m)

従って, $\sigma = 0 \sim d$ について $SPL(d, \sigma)$ を算出しそれらの中央値を求めれば, 車頭間隔 $d(m)$ のときの騒音レベルの中央値 $L_{50}(d)$ が得られる。

実際の自動車列の車頭間隔はランダムである。そこで, ある車頭間隔が再現される確率は, ポアソン分布 (5) 式 (図-3)

$$P_k = e^{-m} \cdot \frac{m^k}{k!} \dots\dots\dots (5)$$

ここに P_k : ポアソン分布の確率

m : 平均値

に従うものと仮定し, 各種車頭間隔で通過する自動車列による騒音レベルの中央値 L_{50} を次式で求めた。

$$L_{50} = \sum_{m=1}^{\infty} \{ L_{50}(d) \cdot P_d \} \dots\dots\dots (6)$$

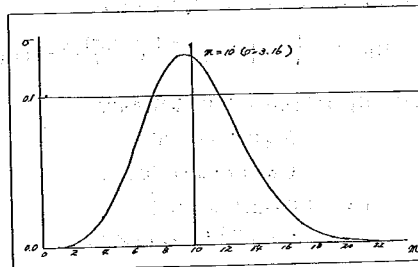


図-3 ポアソン分布

3. 騒音レベルの分布特性曲線

自動車1台走行時の騒音レベルの分布特性曲線は, 車種, 地形, トンネル形状等によっても異なる。この曲線を求める方法としては, 予測計算による方法, 現地での実測による方法などが考えられるが, ここでは, 実測による方法を用いることにした。

実際のトンネル (一般国道128号線Mトンネル, 延長725m, 勾配0.5%, 路面舗装コンクリート) において, 深夜他の交通をストップして, 試験車 (ライトバン, 総排気量1,970cc, 空荷) を時速50km/hで走行させた。それによって発生する騒音を下記の測点 (路側) で観測し, 各点における分布特性曲線を求めた。

トンネル坑内: 0m, 5m, 20m, 40m, 80m, 160m, 300m

トンネル坑外: 5m, 20m, 67m (一般道路部)

得られた分布特性曲線の例を図-4に示す。この図でわかるように車が受音点の前を通過するときの騒音レベルが最も高くなるのはいずれの場合も同じであるが、一般道路部においてはその後において騒音レベルが急激に低下しているのに対してトンネル内およびトンネルに近づくると低下の割合が著しく鈍化している。これがトンネル付近での騒音を高めている原因である。

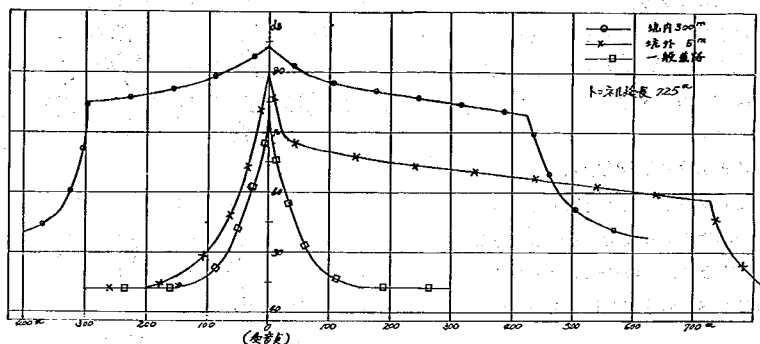


図-4 分布特性曲線の例

4. 計算結果と実測値比較

(6)式により算定した値を実測値(中央値)と併記したものを例示すれば図-5 ①, ②, ③のようである。図で示したのは交通量をすべて小型車と考えて算出したものである。(6)式では小型車(ライトバン)による騒音レベル分布特性曲線を用いているため大型車混入率の少ないトンネルにおいては比較的良好一致が見られた。

一般道路の交通量には大型車も含まれている。そこで大型車に対しては大型車1台を小型車のa台にみなして、交通量を補正し換算交通量として取り扱うことにした。すなわち、次式により換算交通量を算出した。

$$N' = N \{ 1 + (a - 1) r \} \dots\dots\dots (7)$$

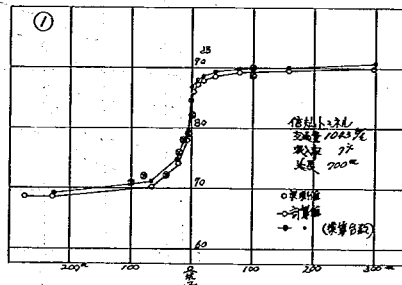
ここに N' : 換算交通量

N : 実交通量

a : 大型車換算台数

r : 大型車混入率

各種のトンネルの実測値をもとに大型車換算台数aを求めると交通量が1,000台/h以下のトンネルでは、 $a = 2 \sim 4$ 、平均的な値として、 $a \div 3$ が得られた。



1,000台以上では、今回実測したのが2例しかない、 $a=1$ として大型混入率の影響の差異があまりみられなかった。図-5①、②、③の一実線は、大型車換算台数 $a=3$ として(6)(7)式により求めた計算の結果を示したものである。

大型車は小型車に換算するものとして、(6)式を換算交通量をパラメーターとして図示すると図-6のようである。

5. まとめおよび今後の問題点

(7)式により補正した換算交通量を用いれば、前記の解析方法(6)式で良く一致することが明らかとなり、その結果トンネル坑口付近の騒音レベルの分布として図-6が得られた。

なお、今後は、勾配、舗装面の状況、坑口付近の地形等の条件が騒音分布に与える影響をも加味した検討が必要と考えている。

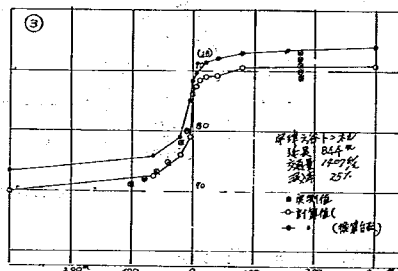
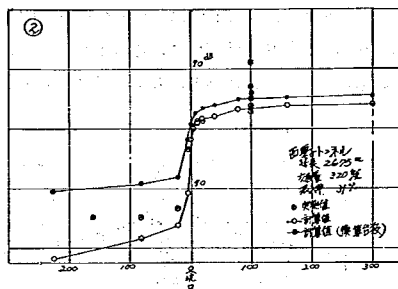


図-5 計算結果と実測値比較例

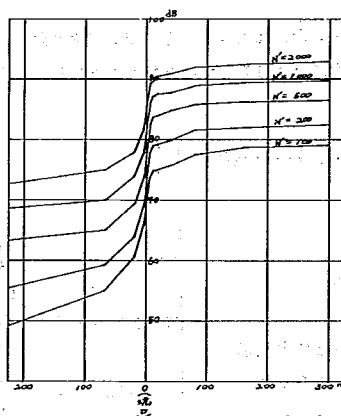


図-6 トンネル坑口付近の騒音レベル分布

8. トンネル堀削断面のゆるみの測定

地質研究室 武 井 修

8. トンネル掘削断面のゆるみの測定

地質研究室 武井 修

まえがき

トンネルの支保鋼や覆工の設計にはトンネル周辺地山の荷重状態を知らなければならないが、現在のところ適当な調査方法はない。一般には経験にもとづくゆるみ厚を使っているがその検討例もとばしい。

地質研究室ではトンネル掘削によって生ずる周辺地山のゆるみの状態を坑内弾性波探査によって調査してきたが(土木技術資料14-10)、今回さらにゆるみや応力状態の変化を経時的に調べられる小型の箔歪ゲージを組み合わせた多点岩盤歪検出器を試作し、国道2号線新鈴ヶ峰トンネル上り線(施工中)において約1ヶ年の測定を行なったのでその結果を報告する。

1 地山の状態とトンネルの施工法

鈴ヶ峰は標高約310mで南側への尾根が半島状にのびている。新鈴ヶ峰トンネルはこの南側の尾根をはば東西に横切る全長740mの2車線の山岳トンネルである。附近一帯には広島型花こう岩類の中～細粒黒雲母花こう岩が分布している。トンネル内部でみるかぎり大きな断層はないが、連続性のよい節理が山側(右側)へ70～80度の傾斜で発達しているために施工中肌落ちが多い。湧水はほとんどなくわずかに節理に沿ってにじみ出てくる程度である。花こう岩の物理的・力学的性質は表-1のとおりである。

本トンネルの掘削は上部半断面先進工法で東側坑口(広島側)より片押しで行なっているが、切端の保持、削孔足場および支保鋼建込み用足場として中央に長さ約4mの核残しをしている。また肌落ちを防ぐため全線にわたって支保鋼間に掛矢板が施工されている。

使用した支保鋼はH-200、支保鋼間隔は120cmである。その他の掘削条件は表-2のとおりである。

2 多点岩盤歪検出器とその設置方法

2-1 多点岩盤歪検出器

多点岩盤歪検出器は6個の小型歪計をロッドで50cm間隔に連結した全長3.0

表-1 地山を構成する花こう岩の物理的・力学的性質

供試体	弾性波伝播速度 (km/sec)		動ポア リン比	密度 (g/cm ³)	動弾性係 数×10 ⁸ (kg/cm ²)	静弾性係 数×10 ⁸ (kg/cm ²)	圧縮強度 (kg/cm ²)
	P 波	S 波					
弱 風 代	3.98	1.98	0.34	2.52	2.70	1.96	640
	5.16	2.55	0.33	2.57	4.54	1.08	820
	4.49	2.05	0.37	2.52	3.00	0.84	512
	4.59	2.18	0.35	2.55	3.34	1.01	550
	4.56	2.19	0.35	2.54	3.40	1.22	631
(平均)	5.03	2.46	0.34	2.54	4.20	2.10	1763
新 鮮	4.87	2.54	0.31	2.59	4.47	2.50	1470
	5.52	2.79	0.37	2.62	5.70	3.04	1800
	5.75	3.09	0.30	2.60	6.59	2.60	1910
	4.92	2.82	0.25	2.58	5.23	2.66	1760
	5.54	3.25	0.24	2.58	6.27	2.43	1670
(平均)	5.27	2.83	0.30	2.59	5.41	2.56	1729

表-2 調査地点附近の掘削条件

掘削断面	掘削断面積 (m ²)	平均日進 (m)	発破孔数、 深さ	平均火薬量 (新制)
上部半断面	41.3	4.8	90本 1.3m	
大 背	27.2	10.8		0.527kg/m ² 15.49kg/回
側 壁			30本 1.8m	
按廻(巾3 m/ヶ所)	10.0			0.560kg/m ² 5.58kg/回
側壁(巾7.5m/ヶ所)				0.543kg/m ² 13.16kg/回

mのもので、個々の歪計はお互いに干渉し合わないよう各歪計とロッドの間にスプリングを組み込んでいる。歪計は直径16mm、長さ80mmの小型軽量なものであり、定格容量は -500×10^{-6} ~ $+500 \times 10^{-6}$ である。また防湿性を高めるためにビニールで被覆し、岩盤との固定をよくするために両端に爪をつけている。

2-2 設置方法

多点岩盤歪検出器の設置は上述のごとくあらかじめ3.0mのロッド状に組み立てたものをボーリング孔に挿入する。挿入後ただちにゾーンストーン（珪藻土を混合した石膏、 $E \approx 3,000 \text{ kg/cm}^2$ ）でグラウトし、各歪計を岩盤に密着させた。ボーリング孔すなわち歪検出器の配置は図-1のとおりで、トンネル断面に対し放射状にした。各歪検出器は切端に向かって左側（海側）よりア、イ、ウ、エ、オとした。また歪検出器は組み込まれている各々の歪計も孔奥より順1、2、3、4、5、6とした。歪計番号6は孔壁に最も近く支保綱の外側フランジから20cmとなるようにした（図-2）。

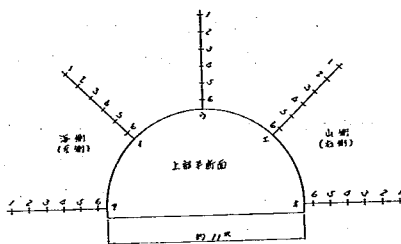


図-1 多点岩盤歪検出器配置図

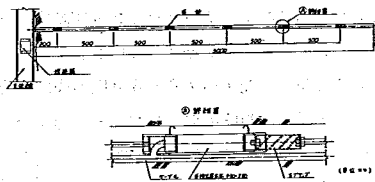


図-2 多点岩盤歪検出器

3 測定結果および考察

計測値から次式によって真の歪量を求めた。

$$\epsilon_n = (D_n - D_0) \cdot f$$

ϵ_n : 基準日からn日後の歪量

D_n : 基準日からn日後の計測値

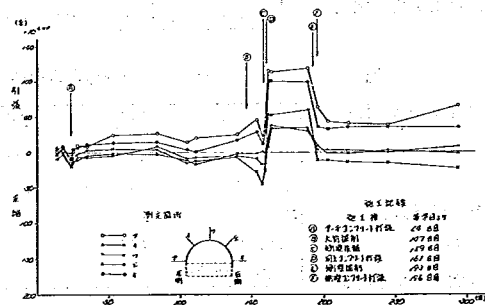


図-3 検出器毎の平均重（半径方向）と経時変化および施工との関係

D_0 : 基準日の計測値

f : 校正係数

各歪検出器・各歪計ごとに真の歪量の経時変化をプロットし、それによって計測ミスや異状値（計器の不良・断線等）、スケールアウトしたもの等を除いて各歪検出器ごとに平均値を算出し、トンネルの施工との関連で延日数と歪との関係を求めたのが図-3である。

また各歪検出器について24日目（3月5日）より133日目（6月22日）までの期間について各歪計埋設深度と歪量との関係を求めた。1例として歪検出器工の結果を図-4に示す。

① 平均歪の経時変化

各歪検出器ごとの平均歪量の経時変化には次のような特徴がある（図-3参照）。計測地点付近で施工を行っていない期間、例えば35日目から85日目および110日目から140日目等の期間では全般に引張方向へ変位し、これが全体としての傾向である。しかし計測地点での施工がすべて完了した時点（側壁覆工の完了）からこの傾向は止まり歪量が小さくなり、ついは地山の応力がバランスし、安定するものと思われる。

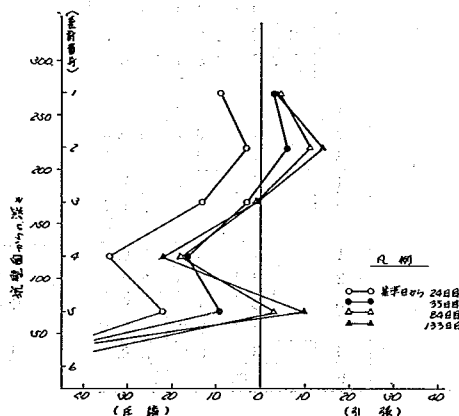


図-4 歪量の空間的分布の例（検出器工）

② 歪の空間的分布

図-4は歪検出器工の平均歪から、定常的な変化をする期間（施工が行われていない期間）の空間的変化を示したものである。この図によれば、孔口附近に引張力、その外側に圧縮力が生じ、さらにその外側にはあまり変化のしないゾーンがある。図-4は歪検出器工の例であるが、他の歪検出器についても同じような傾向を示し、歪計 $\delta 3$ または $\delta 4$ 附近で大きな圧縮力の発生するゾーンが認められる。これは歪検出器設置箇所附近で施工が行われた期間の歪量を、空間的に相対変化比を求めると同様な結果が得られる。すなわち、154日目（7月13日）から160日目（7月19日）までの歪量変化と、160日目から164日目（7月23日）までのその比（表-3参照）は、孔口と孔奥で歪計 $\delta 3$ または $\delta 4$ を境にして著しく異なり、この附近が圧縮力と引張力の境界であると考えられる。

また、歪検出器設置の時点で行なった坑内弾性波探査によれば、トンネル掘削によるゆるみの厚さは0.9 m～1.5 m程度である。孔口から深度0.9 m～1.5 mに設置されている歪計は $\delta 3$ または $\delta 4$ であり、坑内弾性波探査の結果にもよく合っている。

③ 施工による歪の変化

施工の影響による歪の変化を調べてみると、コンクリートの打設に関しては3～4日で安定に帰する。しかし切り下げや切り上げ等の掘削に関するものは一時的な応力が発生し、その後も歪は残留的に持続する。例えば、25日目（3月6日）の覆工後の回復状況は前者の例であり、147日目（7月6日）の大背掘削は後者の例である。

表-3 大背掘削から側壁打設にいたる歪量の変化

歪検出器	歪計	a	b	b/a	歪検出器	歪計	a	b	b/a
ア	1	2	88	44.0	エ	1	1	62	62.0
	2	2	60	30.0		2	断線		
	3	4	50	12.5		3	1	18	18.0
	4	290	220	0.8		4	2	53	26.5
	5	236	185	0.8		5	2	13	6.5
	6	3	7	2.3		6	19	74	3.9
イ	1	2	0	—	オ	1	2	25	12.5
	2	1	30	30.0		2	3	30	10.0
	3	1	85	85.0		3	4	76	19.0
	4	5	9	1.8		4	4	10	2.5
	5	3	65	21.7		5	—	100	—
	6	5	21	4.2		6	1	85	85.0
ウ	1	1	96	96.0	a : 7月13日から19日までの歪量変化の絶対値 b : 7月19日から23日までの歪量変化の絶対値				
	2	3	98	32.7					
	3	5	47	9.4					
	4	7	73	10.4					
	5	3	89	29.7					
	6	断線							

また、応力分布の状態は歪検出器ごとにみるとアとオ、イとエおよびウの3つのグループに分けることができる。すなわち、大背掘削によって歪検出器のアとオは引張を示すが、歪検出器のウは圧縮を示す。また歪検出器のイとエはあまり変化がない。しかし側壁の掘削では全部の歪検出器が引張を生じ、ここでも歪検出器のアとオが大きくイとエは小さい。ウは変位量では前者と同程度であるが、基準日からの変位をみると前者と後者の中間的なものである。

4. 問題点

本方法には次のような問題点がある。

- 1) 歪計の許容範囲は $\pm 500 \times 10^{-6} \text{mm}$ であるが、歪検出器はボーリング孔に埋設するので基準点が許容範囲の限界に近くなることがある。そのため測定範囲が限られスケールアウトするものがある。
- 2) 各歪計はお互いに干渉しないように連結棒と歪計の間にスプリングを組み込んでいるが、グラウトミルクが浸入してその働きが止まったものがある。
- 3) 歪計の岩盤への固定が十分かどうかの確認ができない。

5 あ と が き

今回の調査は一方向だけの歪測定であったが、トンネル周辺地山のゆるみの状態を調べるのには十分である。今後、測定器や埋設方法の改善、トンネル掘削以前の設置、詳細な施工記録の取得およびグラウト材の影響の確認等をしてゆかねばならない。ゆるみの厚さは地質や施工条件で異なるので、それらの条件を含めてデータを集積し検討したい。また、多点岩盤歪検出器は普通の岩石トンネルのゆるみの調査だけでなく、膨張柱トンネルや地下発電など大地下空洞の施工管理等にも使える利点がある。

調査に当っては中国地方建設局広島国道工事事務所の川崎所長、曾木工務課長、小谷係長、大林組の住田主任、共和電業の矢部技師、他関係各位に多大なご協力を得た。また、本調査試験に当って今西地質官、岡本地質研究室長、地質研究室各位にもご指導・ご協力を得たことを記し感謝の意を表します。

9. 北海道函館市周辺におけるがけ崩れ 災害の現地調査結果

急傾斜地崩壊
研 究 室

金 内

剛

9. 北海道函館市周辺におけるがけ崩れ災害の 現地調査結果

急傾斜地崩壊研究室 金 内 剛

1 ま え が き

昭和48年9月23日～9月24日にかけて北海道函館市を中心に記録的な集中豪雨にみまわれた。函館土木現業所管内では死者12名、行方不明5名、その他土木施設、農作物等に甚大な被害を受けた。その中でも特に知内町小谷石の土石流、戸井町汐首及び南茅部町のがけ崩れが主なものであった。北海道は今まで豪雨による災害（特にがけ崩れ）は比較的少ないとされていたが、今回このような集中豪雨により地質的な弱さをみせた。今回はこれらの災害のうち南茅部町のがけ崩れについて代表的な崩壊である大船第1地区、双見地区の調査結果を報告する。

南茅部町は北海道渡島半島南端の東側にある亀田半島の北側にほぼ北西から南東の方向で細長く展開し、古くから漁業がさかんに行なわれてきた。特にとんぶは北海道でも1、2を争う産地である。そのため家屋は高さ30～50mの発達した海岸段丘のがけ下と海岸線までの間のせまい部分に建ちならんで細長い町となっている。このような漁業の町の立地条件が今回のがけ崩れ災害を大きくした1つの要因とも言える。

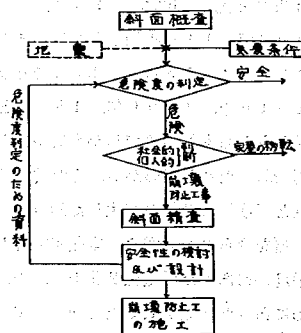
2 調 査 目 的

今回調査を実施した目的は、斜面の崩壊危険度の判定と斜面崩壊防止工事を行なう場合の設計条件の決定に必要な資料（特に崩壊形態と地盤、地質、地形、土質との関係）の積み重ねのために実施した。

3 調 査 方 法

図-1に斜面崩壊防止工事のフローチャートを示した。この図の順をおって説明すると、斜面概査は主に斜面周辺の踏査にもとづくものであり、斜面形状、土質、地質構成、斜面変状、背後地形（集水面積等）、湧水ヶ所の位置と量、人工を加えたか否か等の調査であり、気象条件は主に時間雨量、総雨量、等の資料収集である。以上

の資料より崩壊形態、崩壊規模、崩壊危険度を過去における崩壊の実態調査結果、実験結果、経験、等と照らし合わせながら判定する。危険であると判断された斜面は社会的、個人的に判断され、家屋の移転あるいは斜面崩壊防止工の施工に至る。崩壊防止工の施工に当っては設計のための（工事のための）もっとくわしい調査が必要となる。すなわち精査である。斜面の精査は主に対象斜面での計測によるものであり、サウンディング試験、測量、土質試験、ボーリング、地下水調査、物理探査、土層の観察、サンプリング、地盤強度試験、斜面変位調査、等の調査を実施する。今回の調査では土研式



斜面崩壊防止工事フローチャート

図 - 1

簡易貫入試験、コーンペネトロメーター試験、平面測量、横断測量、サンプリング、現場単位体積重量の測定、比重試験、粒度試験及び塑性液試験をそれぞれ実施した。

4. 気象、雨量データ

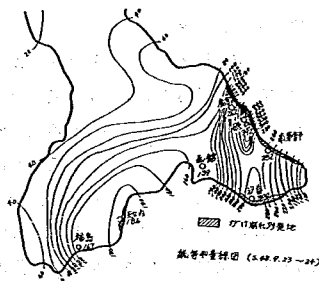
昭和48年9月24日、23日の連続雨量は函館139mm、汐首300mm、南茅部252mm、鹿部262mm、磯谷392mm、小谷石191mm、知内186mm、福島167mmであった。図-2に連続雨量の分布図を、図-3に南茅部町の時間雨量図を示す。図-2からも明らかなように雨は汐首、知内、磯谷を中心として局地的な集中豪雨であったことを示している。また図-3のピーク降雨時間と崩壊時間に約6時間の差があることを記憶しておいてもらいたい。図-4に函館の86年間の年最大日雨量をHazenプロットしたものを、図-5に同じく函館の19年間の年最大時間雨量をHazenプロットしたものをそれぞれ示す。図-4より函館、汐首、南茅部町の日最大雨量、76mm、194mm、175mmはそれぞれ3年、900年、140年確率となる。また時間最大雨量はそれぞれ28.5mm、5.5mm、4.15mmであり、その確率年は図-5より10年、7,000年、180年となっている。これらの事がからも局地的でしかも集中的な、そのうえに非常な豪雨であったことがわかる。また局地的な集中豪雨のあった地点とがけ崩れ災害の発生した地点は一致している。このような雨を降らせた原因は、本州四国沖と能登半島沖にあった低気圧が北上し、中国東北部にあった寒気が低気圧に向かって流れ込んだためである。

5. 調査結果

5-1 地形、地質、土質及びサウンディング調査

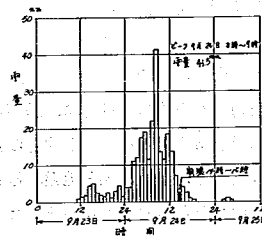
(a) 大船第1地区

地形図、平面図、断面図をそれぞれ図-6~8に示す。当地区は高さ約40m、勾配4.5度の斜面で、すぐ右側は川による浸



総等雨量線図

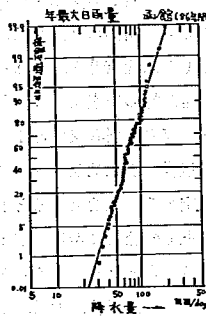
図-2



時間雨量図 (南茅部町)

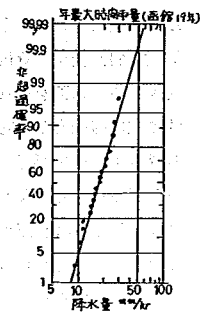
南茅部時間雨量図

図-3



日雨量確率図

図-4



時間雨量確率図

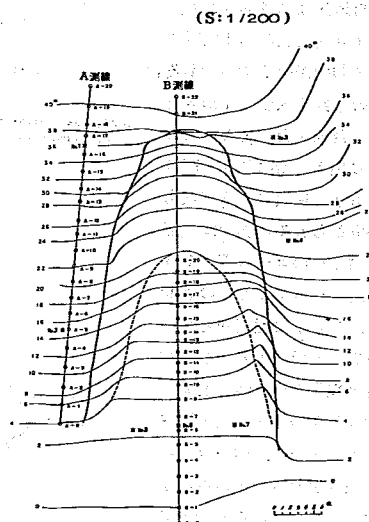
図-5

食で一連の斜面が切断されたようになっている。斜面上部は勾配が10度以下のなだらかな台地となり、やがて300m程度の丘陵へと続いている。この台地からの斜面への集水面積は約9,230㎡あり、降雨時にはかなりの雨がこの斜面に集まることが予想され、斜面は侵食を受け崩壊することもあると考えられる。斜面は上部から約7mのローム層、1mの砂層、次に薄い粘土層(10cm程度)をはさみ砂レキ層が約5mあり、その下にシルト～泥岩層がある。表面には表土と昭和4年の駒ヶ岳の噴火によると思われる軽石層が50cm程度の層をなし、その下に砂質ローム層があり、これらが表層を形成している。この軽石層は細粒分がほとんどなく、従って粘着力もほとんどない。そのうえきわめてルーズに斜面に堆積している。砂レキ層は最大粒径20～30cmの玉石状のレキを多く含み、崩壊面に露出している部分は簡易貫入試験でも貫入不可能($NC > 50$)であった。レキは全てが丸みをおびていてこの事からも段丘堆積物である事が一見してわかる。崩壊面の砂層からは常に湧水が見られ、また同様に砂レキ層からも湧水があるものと思われる。ローム層の透水係数は 1×10^{-5} cm/S程度であると思われるのに対して、砂層は 1×10^{-2} cm/S、レキ層は 1×10^{-1} cm/Sとかなりオーダーが異っている。この事が砂層、砂レキ層での湧水になって表われているものと考えられる。またこれらの水は背後台地に降った雨がローム層を透し、砂、あるいはレキ層を伝わり、斜面に供給されている。非崩壊面であるA測線には湧水を直接観察する事は出来なかったが、附近には杉、竹等の含水率の高い所に生息する植物がある。背後にかなりの集水面積がある。斜面の下部層は泥岩でその上に砂レキ層、砂層がある、等の条件が崩壊面であるB測線とはほとんど同じである事から推測し



大船第1地区地形図

図 - 6



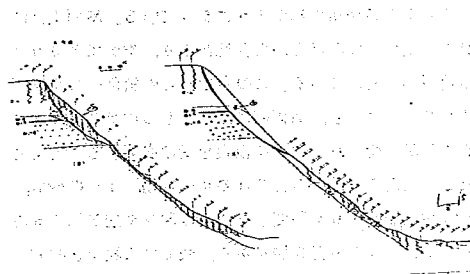
大船第1地区平面図

図 - 7

て、表層の下には常に浸透水が浸出しているものと思われる。崩壊地形は巾23m、高さ36mで斜面の上端より約2m下がった所を頭部とし、馬てい形をした崩壊で、上部では深さ2m程度のスプーン状のすべりを示している。A測線、B測線においてはそれぞれ簡易貫入試験、コーンペネトロメーター試験を実施した。また図-7に示す※印の点では各種土質試験を実施した。

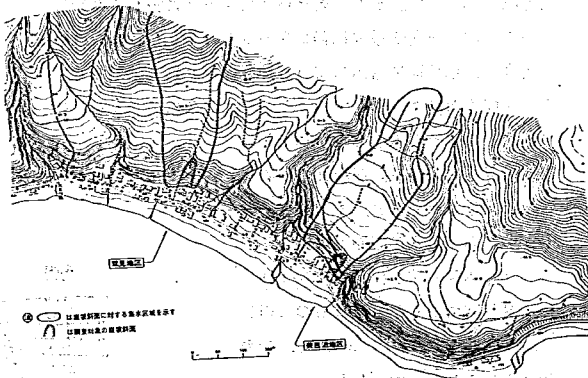
(b) 双見地区

地形図、断面図、平面図、をそれぞれ図-9~11に示す。当地区は高さ約32m、勾配40度で大船第1地区よりやや勾配がゆるやかである。斜面の上部は大船第1地区と同様、台地~丘陵となっておりその集水面積は約46,670㎡であり、侵食による崩壊も十分考えられる。斜面は上部から約4mのローム層、7mの砂層、続いて12mの砂レキ層、その下に泥岩層となっている。大船第1のように粘土層は発見されない。表面にはやはり大船第1地区と同様に表土、軽石層、砂質ローム層が表層を形成している。崩壊面に露出している砂レキ層は簡易貫入試験では大船第1と同様貫入不可能であり最大粒径20~30cmの丸みをおびたレキを多量に含んでいる。



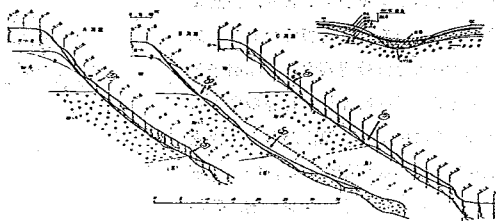
大船第1断面図

図-8



双見地形図

図-9



双見地区断面図

図-10

またその上部の砂層は大船第1に比べかなり厚く堆積していて反対にローム層は薄くなっている。崩壊面(B測線)の砂層とレキ層の間より下からはかなりの湧水量が常に見られる。また植生、地形、地層から判断するとこの地区もまた大船第1地区と同様に非崩壊面(A, C測線)においても表層土の下には浸透水の浸出があると思われる。崩壊地形は巾20m程の細長へ形を呈し、深さは最も深い所では4~5mにおよび、V字形をしている。崩壊面(B測線)は非崩壊面(A, C測線)に比べ砂層、レキ層がくぼんだ形をしており、また表面もややくぼんだ地形をしている。そのためこの断面は水が集まり易くなっており、特に強度低下を生じ、崩壊の原因となったものと思われる。A, B, C測線では簡易貫入試験、コーンペネトロメーター試験、を実施し、※印では各種土質試験を実施した。

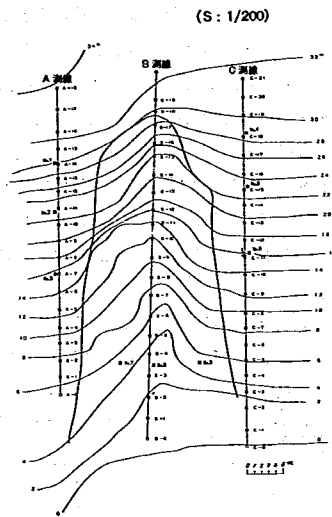
5-2 斜面崩壊原因及び崩壊機構

(a) 大船第1地区

背後地及び斜面に降った雨は1部は表面流、1部は浸透流となって斜面を構成する土をほぼ飽和の状態にし、その時点で土はかなりの強度低下及び重量増を生じる。この状態で、地下水による間隙水圧もかなり発生しているものと考えられ、なにか崩壊のきっかけがあればすぐ崩壊に結びつくものと考えられる。そのきっかけが降雨強度の増加に伴う地下水位の上昇による間隙水圧の増加であり、それに伴ったパイピング現象である事は崩壊時間とピーク降雨時間に約6時間の差がある事、崩壊地形が湧水地点で最も深く(スプーンの腹)、透水係数がかかなり大きく地下水の供給が十分に行なわれた事、背後地にかかなりの集水面積がある、等の理由からわかる。このパイピングにより局部的に斜面が不安定となり、続いて極限状態にあった上部斜面が引きづられるように崩壊し、それが斜面下部を押すような形で崩壊した事も、崩壊地形がスプーン状である事から推定出来る。以上よりこの地区の崩壊原因は背後地からの地下水によるパイピングが主因であると考えられる。

(b) 双見地区

当地区は大船第1地区とほとんど同様の崩壊原因であるが、崩壊の巾が狭い割に長さが長く、また深さもかなり深く、V字形をしている。このように崩壊地形に差異が出た理由として、崩壊面は非崩壊面に比べ、内部の砂層、砂レキ層、泥岩層がくぼんでいて特に地下水が狭い部分に集まり易かった表層土が非崩壊面より1~2m厚く堆積していた。透水層(砂、砂レキ層)の長さが長い、



双見地区平面図

図-11

を挙げる事が出来る。

5-3 斜面の安全率の検討

以上述べた事でだいたい斜面の安性的な崩壊規模、崩壊機構、崩壊原因については明らかにされたが、崩壊防止工あるいは斜面の危険度判定となるともっと具体的に、定量的に斜面の安定を検討しなければならない。そこでここでは崩壊を円弧すべりとして検討を加えた。図-8、10の崩壊面(B測線)について崩壊前地形を左右の地形及び平面、断面図から想定した。つぎにその深さ、簡易貫入試験結果それに地形、地層から非崩壊面の想定すべり面(崩壊面)を推定する。崩壊面での安全率FSは崩壊したと云う事実から $FS < 1.0$ であるが、計算の取扱い上、 $FS = 1.0$ として土の内部摩擦角 ϕ とそれに対応する粘着力Cを式①により求めた。このC、 ϕ は非崩壊面でも同じであるとして非崩壊面の想定すべり面に対する安全率を式②により求め、それを表-1、2に示した。

$$C = \{ \Sigma T - \Sigma (N - U) \tan \phi \} \div L \quad \text{..... ①} \quad N = W \cos \theta$$

$$FS = \{ \Sigma (N - U) \tan \phi + CL \} \div \Sigma T \quad \text{..... ②} \quad T = W \sin \theta$$

表-1 FS 大船

測線	ϕ	10°	20°	30°	40°
C		1.594	1.498	1.274	0.999
B	F_s	1.0	1.0	1.0	1.0
A	F_s	1.527	1.510	1.490	1.466

表-2 FS 双見

測線	ϕ	10°	20°	30°	40°
C		1.078	0.940	0.783	0.590
B	F_s	1.0	1.0	1.0	1.0
A	F_s	1.128	1.108	1.084	1.054
C	F_s	1.192	1.172	1.145	1.112

Uは間隙水圧であり、湧水地点及び透水層、不透水層の別、地形、地層それに土質により、等ポテンシャル線を求めて決定する。Wは土の重量であり、各種土質試験の結果より $S_r = 95\%$ とし、単位体積重量 $\gamma_t = 1.6 \text{ t/m}^3$ とし、Wを求めた。表-1、2より非崩壊面の安全率は崩壊面のそれより大きい値を示しているが、特に双見ではその値はほんのわずかである。従って今後このような降雨があればふたたび崩壊する危険性が大きい。また斜面崩壊防止工を施工する場合はこのような計算で、間隙水圧Uを小さくする、接線方向力 ΣT に対する反力Rを働かせる、法線方向力 ΣN を大きく、 ΣT を小さくする、等によりFSを上げる工法を用いる。その時の設計安全率は地すべりでは $FS \geq 1.2$ を用いているが、がけ崩れの場合は $FS \geq 1.5$ とするのが妥当であろう。

6. まとめ

この地帯(南茅部町)の海岸に面する一連のがけはほぼ同様の崩壊原因、機構を示し、背後台からの湧水によるパイピング現象が主因であり、かなり深い(3~7m)すべりを示している。日雨量150mm、時間雨量35mm、程度の雨量があればこのようながけ崩れ災害が発生する危険度はきわめて高い。その時の雨の確率年はそれぞれ35年、30年となっている。以上の結果を斜面崩壊防止工の設計施工に活用する事により、従来ほとんど経験的に実施して来たこの種の工事が多少なりにも定量的な部分が含まれた事になると考える。しかしまだ不確定要素(間隙水圧、地盤強度)がかなり間接的(仮定的)に求めている。今後これらの不確定要素を1つ1つ調査、測定を行ない、確定的な要素にして行く必要があると考える。

10. 雨量計の配置計画に関する研究

水文研究室 佐藤一郎

10. 雨量計の配置計画に関する研究

水文研究室 橋本 健
○佐藤 一郎

1 問題の所在

洪水予警報対策の一つとして流域の面積雨量の把握がある。この面積雨量の把握に関連して具体的にあらわされる種々の問題の多くは、結局次の二つのいずれかに帰着できる。

- i) 面積雨量をどのような方法により推定するかの問題(推定問題)
 - ii) 面積雨量の推定値の許容誤差が与えられたときの観測所の数及び位置の問題(配置問題)
- ここでは、後者の配置問題について考察する。

2 問題への接近法

この問題の解決方法として、主として以下の二つが考えられる。

- (1) 最大密度で配置された雨量計をもとに推定された面積雨量を真値と仮定し、ついで適当に観測所を減らしていき、それともなう精度の低下を調べ許容誤差に対応する観測所密度を決定するもので、いわゆる間引き法として知られている方法である。
- (2) 標本による母集団推定の立場にもとづき、許容誤差に対応する観測所密度を決定する方法である。

(1)については、我国でも、只見川、宝満川、神流川流域や磯原地区などの多くの報告がなされている。とくに、只見川流域で得られた水文資料について小林が行なった解析では、真の面積雨量に対する推定値の絶対誤差を Δp 、観測所数を n 、雨量の空間的な標準偏差を σ としたとき Δp は、

$$\Delta p = \alpha \cdot \sigma \cdot n^{\beta} \quad (\text{但し, } \alpha \cdot \beta \cdot r \text{ は足数})$$

と表わされたとの仮定のもとに、 $\alpha \cdot \beta \cdot r$ を最小自乗法により求めた。その結果として、

$$\Delta p = 0.819 \cdot \sigma^{0.991} \cdot n^{0.636}$$

の式を得ている。

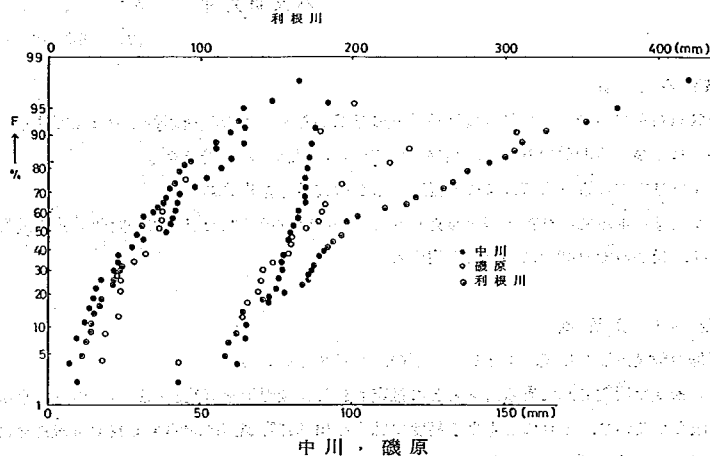
(2)による解析例は、我国では見られない。米国では、1940年代にマスキングム流域で解析を行なった結果が報告されている。

3 雨量の変動係数と相対標準誤差

本解析では、理論的根拠が明確であるということから標本論的な方法によった。すなわち、標本平均と母平均との間には、ある確からしさのもとに誤差が生じ、その誤差の分布は母集団の性質と標本の数によって決定される。したがって、誤差と標本数との関係がわかっていれば、ある危険率のもとに、ある許容誤差の範囲内で母平均を指定するための標本の数つまり観測所の数が定まる。

降雨の空間的な母分布は、現在のところ定説を見ない。以下では、全流域平均一雨々量が10mm以上の降雨を対象とする。図-1は、利根川(5,103km²)・磯原(840km²)・中川(400km²)

での観測値について正規分布をあてはめたものの一例である。若干の問題はあるが、ここでは、図一1の程度の適合度であることを念頭に議論を進める。



図一1 降雨の空間的分布に対する正規分布のあてはめ

母集団の分布が $N(\mu, \sigma^2)$ であるとき、 n 個の標本を抽出し、この平均値を $\bar{x}$ とすれば $\bar{x}$ の分布は $N(\mu, \sigma^2/n)$ になる。すなわち標本平均の標準誤差 e_s は、

$$e_s = \sigma / \sqrt{n} \quad \dots\dots\dots (1)$$

で表わされる。小林の得た結論が(1)式に近いことは注目される。 e_s は、いわば絶対誤差に相当するので、実用上これを相対誤差に変換する。

$$\varepsilon = e_s / \mu = C_v / \sqrt{n} \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここで C_v は、母集団の変動係数である。又、 ε は、 $\bar{x}$ の変動係数にあたるが、相対標準誤差と呼ぶことにする。

したがって、 C_v がわかれば所要の ε に対応する n が定まることになる。以上の議論は、中心極限定理により、母分布が若干正規分布からはずれていても、 n が大きければ(10以上程度)同様に成立つ。

4. 雨量の変動係数と雨量計配置計画

雨量の変動係数 C_v が決定されれば相対誤差 ε をある限界以下におさえるための n は、(2)式より与えられる。そして、この関係は、 C_v が既知の降雨について必要観測所を求める問題に使うことができる。

ここでは、さらに(2)式の関係雨量計配置計画に応用することを考えてみる。この場合には、 C_v が降雨継続時間、流域毎、降雨毎に異なる。したがって、ある条件のもとに C_v の平均状態を調べて、

それを用いる必要がある。 C_v の特性に関して現在まで明らかになってきていることは、次の通りである。

- ① C_v は流域面積の増加にともない増加する傾向を示す。^{1), 3), 7)}
- ② C_v が雨量の増加にともない減少する傾向を示す流域も見られる¹⁾が多くの流域ではほぼ不変と見てよいようである。^{5), 6), 7)}(図-2)
- ③ C_v は流域勾配の増加にともない増加する傾向を示す。

このうち、特に顕著なのは、①である。

ここでは、対象を一雨々量10mm以上限定して、流域面積(A)と変動係数(C_v)との関係をプロットしてみる。(図-3)

さらに図-2と(2)式により図-4を作成した。図-4は、いわば水文資料の不十分な流域において必要な雨量計の台数の目安を与えるための図である。

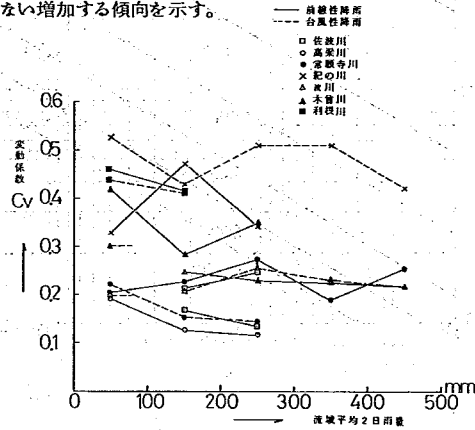


図-2 雨量～変動係数相関図

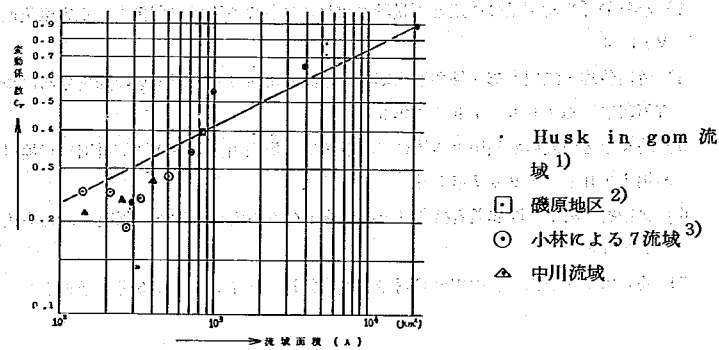
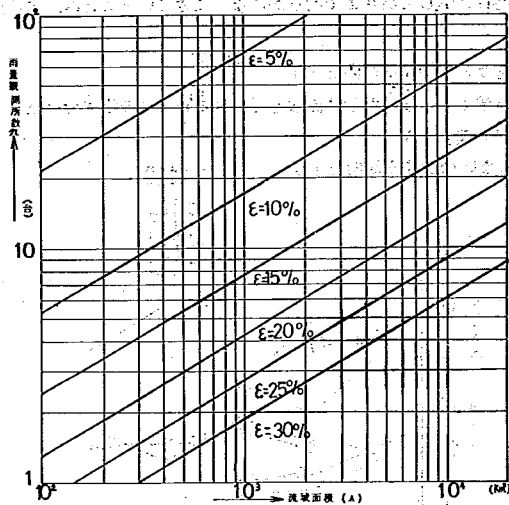


図-3 流域面積と C_v の相関図



(A) 流域面積
(ϵ) 標準相対誤差
(n) 雨量観測所数

図 - 4

参考文献

- 1) "The reliability of areal rainfall", Hydrometeorological Report, No.5, 1947年
- 2) 気象庁「磯原地区雨量調査」1952年
- 3) 小林勉「平均雨量の誤差と雨量計の数および計算方法との関係」電力気象連絡会報Ⅱ Vol 4
- 4) 竹内俊雄・江川太郎・神谷隆太郎「山地流域における一雨々量の降雨分布について」土木研究所報告 第106 1961年3月
- 5) 関東地方建設局利根川ダム統合管理事務所「利根川上流洪水調節計画解析検討報告書 雨量資料編Ⅰ・Ⅱ」1967年3月
- 6) 建設省「第27回建設省技術研究会報告」のうち河川部門指定課題「計画降雨に関する研究」1973年
- 7) 建設省土木研究所「中川流域雨量調査(仮題)」1975年3月(予定)

11. 雪氷路面のすべり摩擦に関する
基礎的研究

新潟試験所 石 平 貞 夫

11. 雪氷路面のすべり摩擦に関する基礎的研究

新潟試験所 石 平 貞 夫

1 ま え が き

積雪寒冷地における道路は、年々、交通量が増大するに伴い大量輸送、スピード化、あるいは、より以上の安全性を高めるために高速道路、バイパス等の建設が盛んに進められその需要に対処しつつある。しかし、これらの地域では、冬期間、いわゆる、雪害に対する交通確保が大きな問題となり中でも凍・圧雪によるものは、スリップ、発進不能などによって交通渋滞、交通止等が発生し、その機能が低下されるため非常に大きな障害原因となっている。

現在、これらに対処する方法としては、除雪、薬剤散布、融雪施設等があるが、経済性的問題、あるいは、雪そのものが温度によって大きく左右されるため現象把握が難しく十分な予知、管理が行われていないなどの点で万全なものとは言えない。このため、凍・圧雪の十分な安全管理を行なうためには、この現象把握、つまり発生機構、工学特性（スリップ、走行性等）の解明が大きなポイントと言えよう。

本研究は、これらの点を考慮し、凍・圧雪の工学特性であるすべりに関する室内実験を主体として実施したものであり、以下、圧雪の物理特性と、温度別のすべり摩擦測定結果について述べる。

2 圧雪の物理特性について

2-1 目 的

雪は、圧力が加えられると組織変形を起こしながら雪の内部に含まれている空気を排出し硬化が進み圧雪に成長する。これは、実際の道路の場合（凍・圧雪の発生形態を図-1に示す）、自動車荷重、あるいは気象条件等によって発生あるいは変形するものであるが、その現象は複雑でありさらには圧雪の密度、硬度も交通量、タイヤの種類、車重によって大きく変化する。このため、凍・圧雪の種類、質は多く、すべり特性、あるいは、発生機構の解明は非常に難しいものと言えよう。

本稿では、その解明の第1段階として低温室内において、この圧雪を再現し、圧密荷重、密度、硬度、あるいは温度の相関性を求めることを目的として実施したものである。

2-2 方 法

実験に使用した雪は、日光のあたる場所をさけ自然状態の雪を巾34.5cm×19.4cm×9cmの鉄

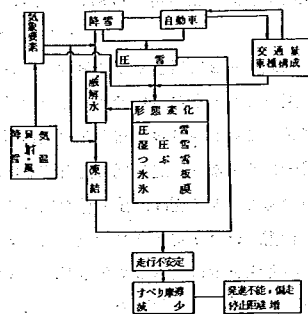
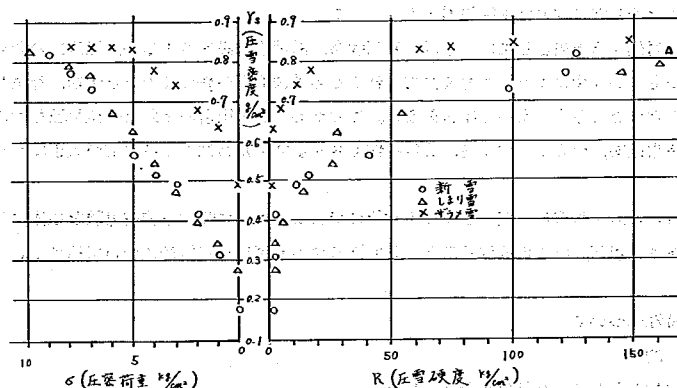


図-1 凍・圧雪の発生形態

製の資料箱に入れ、アムスラー試験機によって圧密し、圧雪を作りだした。また、圧縮時の雪温は、0、-5、-10、-15℃の4条件である。雪質は新雪、しまり雪、ザラメ雪の3種類とし、温度、硬度、密度等の相関について測定を行なった。この圧雪模型の物理的性質を木下式硬度計、表面温度計により測定し、密度は資料箱より直接計測した。

2-3 結 果

雪を圧密する方法としては、緩速圧密と急速圧密がありこれによって造られた圧雪は密度等の点で、その性質が大きく変わるものである。したがって、今回の実験では、実際の道路の場合自動車によって急速圧密をされているものとして比較的早い圧密方法をとった。



a) 圧密荷重(σ)—圧雪密度(r_s)との関係 b) 圧雪密度(r_s)—圧雪硬度(R)との関係

図-2 雪温0℃における圧密特性

その結果図-2に雪温0℃における圧密特性を示した。これによると、図-2(a)の関係で新雪とシマリ雪とでは、初期条件(密度)が異っても2~3kg/cm²程度の圧密荷重が加わることによってほぼ同一数値となり一定勾配で上昇する傾向を示しているのに対し、水分の含んだザラメ雪は、緩曲線を描き圧密荷重が9kg/cm²程度になると新雪、シマリ雪とは一致した。また、図-2(b)に r_s と R との関係を示したものであるが、こゝでも新雪とシマリ雪との差はでておらず、同一勾配で上昇している。ザラメ雪に対しては密度が0.8kg/cm³までは新雪の上昇勾配とほぼ同じで、それ以上になると緩勾配となり密度が0.82kg/cm³程度になると雪質に関係なく同一数値を示す結果となった。これは、路面に積った雪の質変化は既述の通り気温、交通量等のいろいろな条件によって大きく変わるが、雪温0℃における場合には、 σ が9kg/cm²程度、つまり大型ト

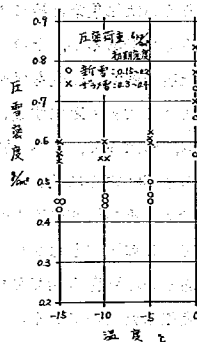


図-3 密度と温度の関係

ラック程度の車が通行することによって雪質に関係なく密度、硬度はほぼ一定になることを示している。また、雪質ごとによる密度と気温との関係を図-3に示す。これは、ある一定の積雪に荷重（ 6 kg/cm^2 ）を加え気温ごとの密度を測定したものである。これによると、 0°C から -5°C までは急激に密度変化を示しそれ以下はなだらかな勾配で低下する結果となった。この現象は気温が低下するにしたがい雪粒表面の水分が昇華作用によって圧縮されにくくなるためのものと思われる。また、これに伴い硬度も低下されることがわかった。

3 凍・圧雪の気温別によるすべり摩擦特性について

3-1 目 的

この実験は、既述の通り冬期間交通の阻害される原因の一つである凍・圧雪のすべり特性を把握し積雪寒冷地における道路交通の確保と安全性の向上をはかることを目的として実施しているものであり、ここでは、低温実験室内において各種条件による実物タイヤの静的すべり摩擦抵抗値（発進時）を把握することにある。

3-2 方 法

この実験に使用した静止摩擦抵抗測定装置は写真-1に示すような小型すべり試験機を用いそれぞれの測定を行なった。この時のタイヤは、スパイクタイヤ、スノータイヤ、スノーラジアル、リブタイヤ、（サイズは $6.45 \times 13 \times 4\text{ PR}$ ）とした。測定条件は、輪重 250 kg （ $1,900\text{ cc}$ 程度）、タイヤ内圧 1.8 kg/cm^2 とし圧雪表面温度を 0°C 、 -5°C 、 -10°C 、 -15°C の範囲である。さらに試験機は手動式で台車はジャッキによる移動方式をとり、圧力はブルーピングリング（ 500 kg ）によって測定を行なった。なお、写真-1 小型すべり試験機タイヤは固定（完全ロック）とした。



また、静止摩擦の測定に使用した圧雪の作成要領は2-2と同じで雪質は、しまり雪、ザラメ雪、氷の三種類とした。しまり雪、ザラメ雪についての圧密荷重は 1 kg/cm^2 （実験輪重による圧雪の変形のおきない状態の荷重）とした。

3-3 結 果

現地での圧雪は、圧雪表面がタイヤチェーン、トレッドパターン等によって凹凸形状となっているがこの実験に使用した圧雪は銅板を乗せて圧密するために表面は平滑な状態であり密度、硬度は現地圧雪と同じ程度のものを用いて行なった。この時の圧雪の物理条件の平均値は表-1に示す。

既述の方法によって得られた結果は図-4に示した。

これによるとタイヤ別静止摩擦抵抗値は、リブタイヤの場合他のものに比べやや低下し、さらに、スパイクタイヤの場合は多少大きく表われている傾向にあるがバラツキが大きく明確にその傾向を把握することができなかった。これは、圧雪の作成方法にも問題はあるが自動車のタイヤと圧雪との摩擦には、静止時（発進時等）、可動時（走行時、制動時）があり、この可動時によるものは、

タイヤの回転時におけるタイヤ自身の変形、あるいはトレッドの大きさ(タイヤの種類)によって、圧雪を剪断する力が増減しタイヤ種別の差が表われる(参考文献参照)ものであるが今回の静止時の測定では、比較的硬い圧雪(硬度:100 kg/cm²)で、さらに、タイヤに回転を与えない完全ロック状態において行なったためタイヤと圧雪との剪断力がなくタイヤの接するゴムと圧雪との摩擦力のみ得られたためトレッドの影響があまり出なかったものと思われる。

表-1 実験に使用した圧雪の物理条件(平均値)

温度	0	-5	-10	-15	備考
密度	0.85	0.72	0.64	0.55	* 0.4~0.7
長さ	0.85	0.85	0.85	0.85	
厚さ	147.7	147.7	147.7	147.7	* 20~320
含水率	120.7	164.3	167.1	147.3	
含水率	120.7	164.3	167.1	147.3	
(%)	120.7	164.3	167.1	147.3	
	5~7 (圧雪前)				
	5~13 (圧雪後)				

* 凍結圧縮率平均値

一方、雪質別にみると全般的な傾向とし

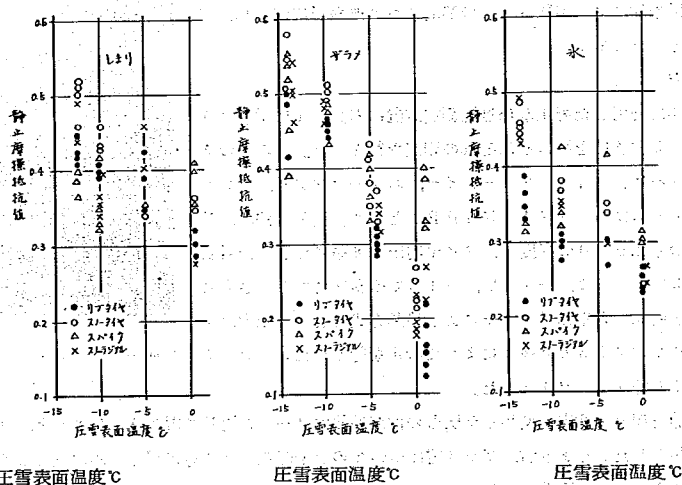


図-4 圧雪表面温度と各タイヤ別の静止摩擦

て静止摩擦抵抗は各タイヤとも温度の影響を受け、0℃では抵抗値が低く温度が降下すると高くなる傾向を示している。しり雪、氷については比較的緩勾配で上昇しているのに対し、ガラメ雪では温度低下によって急勾配で上昇する結果となった。

これは、空隙比と含水比による影響が大きいくことにガラメ雪の場合は含水量が多く高温時では、雪粒間の付着力が融解作用によって低下され、さらには、圧縮によって圧雪表面に水膜が発生し摩擦抵抗が非常に小さな値となったものと思われる。また、低温時(-15℃)では、ガラメ雪の雪粒間が結氷されると共に昇華作用によってこの表面は他の雪質に比べ極小の凹凸状態が多くなり摩擦抵抗値が高くなった原因と思われる。

このようなことから凍・圧雪路面では、車が発進する場合気温が低下されている時点ではあまり問題はないが気温の上昇時、つまり0℃付近では摩擦抵抗値が低下し発進困難な状態と言え、さらに、シマリ雪の圧雪が気温の上昇によって融解されザラメ雪に変質し圧雪表面に水膜が発生した場合には最も危険な状態になると言えよう。

4. まとめおよび今後の問題点

4-1 圧密特性について

圧雪が形成される要因は気象条件、交通量と非常に多くその種類、質もいくつかに異なる。今回の実験では、その一部について実施したものであり十分に把握するまでには至っていないが、この結果について要約すると次のとおりである。

- (1) 気温が一定の場合、雪質の初期条件が異なっても9 kg/cm²程度の荷重、つまり大型トラックが通行することによって密度、硬度はだいたい一致することがわかった。また、9 kg/cm²以下の場合、特に新雪については、小型自動車程度(2~3 kg/cm²)で踏み固められることによってシマリ雪の圧雪特性とはほぼ同じ値を示すことがわかった。
- (2) 温度変化と圧密特性については、雪質の差はあるが温度が低下すると、特に-5℃までは雪の密度は大きく変化し、それ以下は緩曲線で低下することがわかった。これは、温度低下により雪粒表面の水分昇華作用によって圧縮されにくくなるためのものであり、特に、含水率の大小によってその値が大きく変化するものと思われる。

以上、室内実験から初歩的な圧雪特性について述べたが、圧雪が形成される過程で今回の実験でも言えるように温度が主要因となるため、今後、これらについてさらに究明すると共に、外的条件(車両等)を考慮した圧雪発生過程、種類等についても究明する必要がある。

4-2 気温とすべり摩擦(静止摩擦)について

実験結果を要約すると次のとおりである。

- (1) すべり抵抗値は温度変化によって大きく左右され、特に低温の場合その傾向は大きく、0℃程度になると圧雪表面に水分が発生しすべりやすい結果となった。これは、圧雪道路の場合、融雪時、特に日中などのとけ初めなどが非常に危険であることを意味すると共に、北海道のような気温が低い地区に比べ、比較的高温で気温変化がある北日本の場合は、前2項で述べたように気温変化によって密度、硬度も大きく変えられすべりやすい状態といえる。
- (2) 雪質別に見るとザラメ雪が温度変化に最も敏感で、0℃程度と-14℃程度では、摩擦係数が0.3程度も異なることがわかった。これは、高温時に融雪水が表面に発生するため、さらに雪粒子が脆弱化し一層すべりやすくなるものであり、さらに、低温になると圧雪表面の水分が昇華し凹凸現象が表われすべりにくくなるためと思われる。
- (3) タイヤ別特性については、圧雪の硬度が高いため、トレッドの効果がなく、かつ、タイヤが固定のために圧雪とゴム(材質は同じ)の摩擦のみで、今回の実験では十分な傾向を得ることができなかった。したがって、今後はこれらについて究明すると共に現地との相似性についても検討する必要がある。

※ 参考文献 ○路面のすべり 市原薫、越正毅 技術書院

12. 高速走行時のすべり摩擦係数 について

交通安全室 田宮隆夫

12. 高速走行時のすべり摩擦係数について

交通安全研究室 田 宮 隆 夫

ま え が き

最近、我国も東名、名神、中央道をはじめとし各地において高速自動車道路の整備が進展し、自動車性能の向上と相まって、高速走行する車輛が多く、高速走行時のすべりが大きな問題となってきた。

高速走行時における湿潤路面のすべり摩擦係数は、走行条件によって値は大きく変化し、路面上に水膜が厚くある場合や、タイヤまたは舗装面が平滑な場合などにはハイドロプレーニング状態かもしれない。それはそれに近い状態となりやすい。

土木研究所では、数年前に高速道路試験車を整備したのでこの試験車を用いて茨城県谷田部町にある日本自動車研究所において、通常の湿潤状態の路面と水膜のある路面の高組走行時（最高140 km/h）のすべり摩擦係数（ハイドロプレーニング現象）の実測調査を行なったのでその結果について述べる。

1 ハイドロプレーニング現象について

ハイドロプレーニングとは、自動車が水膜の厚くある路面上を走行している場合、タイヤにブレーキをかけるとタイヤと路面間にはくさび状の水膜が存在し、このためタイヤが実際の路面と接触する長さが短くなる。図-1は、タイヤの接触面の断面を示しており、タイヤと路面の接触面は三つの領域に分かれている。A域はくさび状の水膜、B域は水膜がタイヤの溝によって分断あるいは遮断されている。C域では水膜はぬぐい取られタイヤと路面は完全に接触している。それぞれ領域A、B、Cの大きさは水膜の厚さばかりではなく、タイヤのトレッド面、路面の状態および走行速度に関係する。水膜が薄い場合、Aの範囲は非常に小さくなりCの範囲が大きくなるが、水膜が厚くなると、B、Cの領域が順に小さくなり、タイヤは路面から離れ、水によって完全に支えられる状態となるが、これをハイドロプレーニングという。一種の水上市スキーのような現象を起こすことである。



写真-1 測定状況

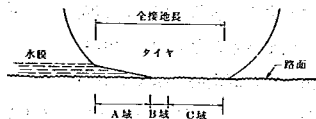


図-1 湿潤時のタイヤ接地域

2 実験概要

タイヤ摩耗率0%（新品リブタイヤ、溝深さ8.5mm）のときハイドロプレーニング現象を生ずる水

膜の厚さ（0.5cm以下，0.5～1.0cm，1.0cm以上）と走行速度との関係および一定の厚さの水膜状態におけるタイヤ摩耗率（0.2, 0.4, 0.6, 0.8, 0.10, 0.0%）と走行速度の関係について実験を行ないこれらの要因が高速走行時（ハイドロプレーニング現象）にどのような影響を示すかを把握するものである。

2-1 高速試験車

高速試験車諸元は表-1の通りで、その主要測定機構はすべり計本体部、制御器部および計器記録部で構成され、図-2に示す通りである。

すべり計本体部は、垂直昇降式縦横両用型すべり計で、試験輪は5.60-13のタイヤを標準としている。試験輪荷重は、500kg以下で荷重方法は空気シリンダ方式を用いており任意の荷重が設定可能な構造となっている。制動方法は空気-油圧サーボ式ディスクブレーキを使用し、ステア角が設定できる。検出用ピックアップは制動力（ブレーキ力）、走行抵抗、サイドウェイフォース、コーナリングフォース、荷重、試験輪周速度、ステア角の7個の検出器を装着している。

制御器部は、すべり計本体部を制御するための装置および操作に必要な指示計器類である。又、指示計による表示は試験車の対地速度、試験輪の周速度、ステア角、電源電圧、電源消費電流である。

計器記録部は、力計のインジケータ記録器、その他の機器よりなり、記録紙を直視でき、チャート紙に記入可能となっている。

2-2 実験方法

試験方法は、試験車で一定速度で走行しているとき試験車本体とは関係のない測定輪のみにブレーキをかけ、そのとき路面と測定輪（タイヤ）との間に生ずるすべり摩擦抵抗を検出し、ストレインメータを介してペン書きオシログラフに記録するものである。

2-3 実験条件

- 1) 実験種類 100%制動時の縦すべり（完全ロック）
- 2) 実験速度 60, 80, 100, 120, 140 km/h

表-1 試験車諸元

型 式	三菱（フソク）	B906R
寸 法	全 長	11980mm
	全 幅	2490mm
	全 高	3000mm
重 量	ホイールベース	6400mm
	最低地上高	225mm
	車 両 重 量	11390kg
性 能	総 重 量	13700kg
	登 坂 能 力	30.2%
	最 高 速 度	140km/h
エンジン	最小回転半径	11.4m
	最 高 出 力	350PS/2400rpm
	バッテリ	12V-200AH

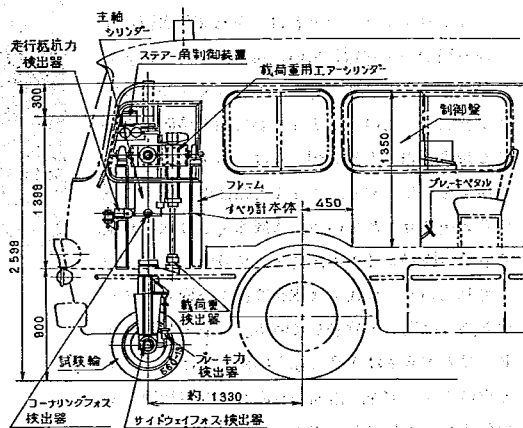


図-2 すべり計垂直昇降式縦横両用型

- 3) 実験路面 コンクリート路面
 4) 実験タイヤ 5.60-13-4 P, タイヤ内圧 1.7 kg/cm²
 5) 輪荷重 約 300 kg
 6) タイヤ摩耗率 0, 20, 40, 60, 80, 100% 表-2参照

表-2 タイヤ摩耗率とトレッド溝深さ

タイヤ摩耗率 (%)	0	20	40	60	80	100
タイヤの溝深さ (mm)	8.5 (新品)	6.8	5.1	3.4	1.7	0 (完摩耗)

- 7) 路面状態 湿潤状態および水膜のある状態

湿潤状態は、通常一般道路で測定を行なうように試験前に散水車によって散水を行なった。

水膜のある路面は写真-2に示すように、走路の一部にガラス用パテで高さ5 cm程度の開きを作り、そこに水を張ったものである。

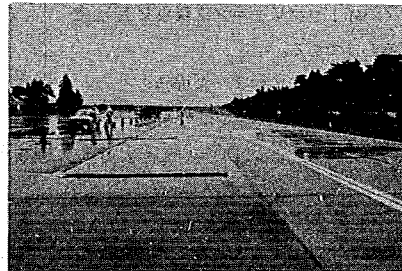


写真-2 測定区間

3 実験結果

水膜の厚さを変え、走行速度別にすべり摩擦係数を測定した結果は表-3、図-3に示す通りである。表-3をみると湿潤状態と水膜のある状態との差は速度 80 km/h のとき湿潤における測定値の 30~40%, 100 km/h においては 60~80% の減少がみられ、速度がそれ以上になると水の抵抗により係数が少し大きくなる傾向にある。従って水膜が 0.5 cm 以上の場合は 80~100 km/h 程度の速度ではほぼハイドロブレイジング状態となり、120 km/h で完全ハイドロブレイジング状態となると考えられる。

この実験結果により水膜の厚さを 0.5~1.0 cm 程度に保ち、タイヤの摩耗率を 0~100% まで変化させ

測定条件		測定速度 (km/h)				
		60	80	100	120	140
すべり摩擦係数	通常湿潤状態	0.525	0.340	0.251	0.200	—
	水膜厚 (0.5~1.0 cm)	0.354 (0.7)	0.106 (0.5)	0.042 (0.5)	0.042 (0.6)	0.050 (0.7)
	水膜厚 (1.0 cm 以上)	0.315 (2.7)	0.084 (2.1)	0.032 (1.4)	0.034 (1.5)	0.048 (1.4)

表-3 水深とすべり摩擦係数の関係

測定を行なった結果を表-4、図-4に示した。表-4によると、タイヤの摩耗率100%になると60 km/h程度の速度でハイドロブレーニングに近い状態となる。このときの係数値を80 km/hでみると、タイヤの摩耗率が約20~40%の係数値とはほぼ同じとなる。速度がこれ以上になるとタイヤ摩耗率とは関係なくハイドロブレーニング現象を生ずるわけである。

このことは先に行なった新品リップタイヤ(溝深さ 8.5 mm)の結果と同様である。

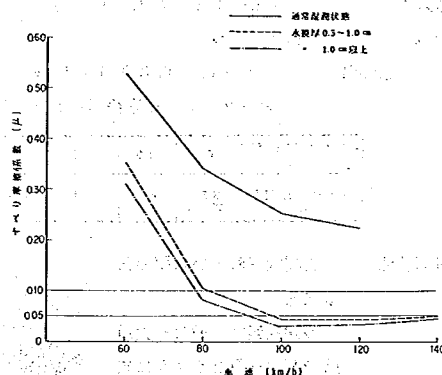


図-3 路面の湿潤の度合とすべり摩擦係数の関係

4. 結果の考察

今回の実験結果をまとめると、新品タイヤで路面の水膜が薄い場合にはハイドロブレーニング現象は生じないが、タイヤが摩耗して100%摩耗に近づくと、低速時でもハイドロブレーニング状態か、もしくはそれに似た状態となる。

表-4 タイヤ摩耗率とすべり摩擦係数の関係

測定場所	路面状態	測定速度 (km/h)	タイヤ摩耗率 (%)	測定速度 (km/h)					路面温度		備考
				60	80	100	120	140	路面	空気	
日本自動車 研究所 (走行路)	ハイドロ ブレーニング	コンクリート	0	0.29	0.10	0.03	0.04	0.06	26℃	27℃	水 膜 5~10μm
			20	0.33	0.07	0.01	0.04	0.04			
			40	0.38	0.06	0.01	0.03	0.02			
			60	0.36	0.05	0.01	0.02	0.02	39℃	38℃	
			80	0.22	0.03	0.02	0.01	0.03			
			100	0.07	0.01	0.01	0.02	0.03			

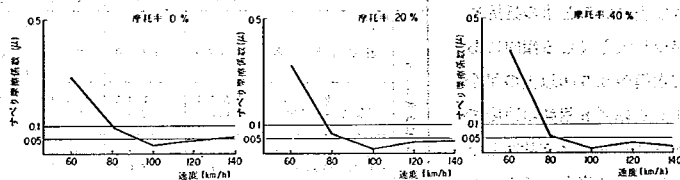


図-4 タイヤ摩耗率による速度とすべり摩擦係数の関係

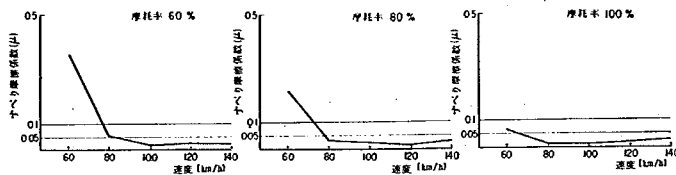


図-4 タイヤ摩耗率による速度とすべり摩擦係数

また、水膜が厚い場合にはタイヤ摩耗率とはほとんど関係なく、ハイドロブレーニング現象を生ずる結果を得た。従って、これらのことから実際の道路で重要なことは、路面の排水が良好となるような線形の設計、排水設計、平坦性を持つ施工等を考慮して道路計画を行なうとともに、常時路面排水を良好な状態に維持するよう管理面でも配慮することが必要となろう。路面の排水が悪いと、すべりの面からきわめて危険であるばかりでなく、前車の水しぶきで後続車の見通しが妨げられ、後続車の走行にも悪影響を与えることになる。

あ と が き

高速時のすべりは、走行速度、水深、路面、等によって異なるが今回は水深およびタイヤと速度との関係を中心に試験を行なった。

その結果、高速時路面に最小水膜厚以上の水膜が存在するとハイドロブレーニング状態となる。又タイヤが摩耗していると水膜が厚くある場合はもとより湿潤状態でもすべり摩擦係数の減少が大きく、ブレーキ力の喪失、方向安定性の欠如が発生し、自動車の走行安定性が失われ危険であることを確認した。

今後はその他の条件も含めて実験を行ない、各要因の最小限界値を把握していく予定である。

- 参 考 文 献
- 1) 市原 薫 路面のすべり抵抗に関する実験的研究 昭和42年4月
 - 2) 土木研究所資料 ハイドロブレーニングに関する文献集 第408号
 - 3) 木倉 正美 小野田光之
高速走行時のすべり摩擦係数(その1)
土木技術資料 Vol.15 頁1
 - 4) 栗本 典彦 小野田光之 田宮 隆夫
高速走行時のすべり摩擦係数(その2)
土木技術資料 Vol.16 頁7

13. 海中におけるコンクリート 構造物中の鉄筋の腐食挙動

化学研究室 片 脇 清

13. 海中におけるコンクリート構造物中の鉄筋の腐食挙動

化学研究室 片 脇 清

1 ま え が き

コンクリート中の鋼材は、コンクリートが高いアルカリ性を保持し鋼材の表面を不動態化するため腐食しないのが普通である。しかし海洋環境においては、海水中に含まれる塩分の影響によるさまざまな腐食例が報告されている。このように海洋環境においてコンクリートが鋼材の腐食を防止できない場合があるのは、塩分が鋼の表面に生じた不動態皮膜を破壊し、腐食を進行させるためであるとされている。

鋼材の腐食は電気化学的現象であり、鋼材表面は一見均一にみえても、微視的には組成や組織などの不均一さがあってここに微小な電池（マイクロセル）を生成する。また鋼材が異なった環境をつらぬくと各環境によって起電力が異なるから、大きな電池（マクロセル）を生じ、特定環境部分に腐食が集中することがある。

たとえば、海底に基礎を有する鉄骨鉄筋コンクリート構造物は、土中、海中、大気中と全く異なった環境に接しているわけで、鉄骨や鉄筋は単一環境におけるマイクロセルによる腐食のほか、環境差にもとずく、マクロセルにより局部的に腐食が進行して被覆コンクリートを崩壊させるおそれがある。

このように、海洋環境におけるコンクリート中の鋼材の腐食は、極めて重要な問題であるが、腐食に影響を及ぼす因子が多いため、その解明には多くの困難が予想される。しかし、重要な問題なので、室内実験および、ばくろ実験により、まず、鉄筋の腐食挙動を、非破壊的に、かつ経時的に、測定する方法について、検討してきた。その結果、実験の過程で、いくつかの知見を得たので、報告する。

2 実験室における腐食傾向の計測

コンクリート中の鉄筋の腐食傾向を、外部から推定する手法は、まだ確立されていない。そこで室内において、電気化学的ないくつかの方法を、こころみた。

2-1 自然電位法

鉄筋の各部位は、各々電位をもっており、まわりの環境、鉄筋の材質、表面の状態によって、その値は異なってくる。この自然電位と、実際の腐食傾向との対応を知るために、硬化したコンクリートに類似させた、高アルカリ性の $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 液中において、腐食の発生と電位との関係を求めた。腐食（の発生）は、肉眼で観察するとともに、電位は、ポテンシオスタットを用いて、各々、一定値に設定した。

このようにして求めた、塩分濃度をかえた液中での、電位と腐食との関係を、図-1に示す。

不動態電位領域では、鉄筋表面には腐食はみられず、腐食電位領域においては、たえず腐食が進行しており、鉄イオンの溶出は大きく、表面には錆層が生成する。鉄筋モルタル中においても同様の測定をおこなったが、 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ 溶液と較べて、通気差とイオン濃度拡散がことなるために、不動態電位領域幅に、差異があるけれども、ほとんど同じ傾向を示した。このように、腐食傾向は

ができれば有用である。

しかし定量的な解釈は不可能である。

このように、さまざまな腐食速度測定法が提案されるが、コンクリート中の鉄筋の腐食挙動が裸鋼と比べて（はるかに）複雑であり、また解釈に参考となるデータが少ないことから、いくつかの方法をくみあわせて検討しなければならない。

実験室においてこれらの方法に習熟し、また、各法の長短所をたしかめたのち、ばくろしている実際の鉄筋コンクリート柱の計測に利用した。

3. ばくろした鉄筋コンクリート供試体における腐食傾向の計測

3-1 供試体の製作および測定

鉄筋のかぶり厚さ、およびコンクリートの品質をくみあわせて、鉄筋コンクリート供試体を下記の条件でつくりばくろした。

(1) 使用材料

セメント	中庸熟ポルトランドセメント
骨材	荒川産洗い砂利・砂
混合用水	水道水
	海水 C1 (5,800mg/l)
鉄筋	SR-24 $\phi 16$

(2) 配合条件

骨材の最大寸法	25mm
スランプ	8cm
空気量	4.0~4.5%
水セメント比	55%

(3) 測定方法

自然電位は、コンクリートの一部をはり、鉄筋の一部を露出させて高インピーダンス電位差計の端子に接続し、他方の端子には飽和カロメル電極を改造した電極をつなぐ。

この電極でコンクリート表面をなぞり、分布を調査した。

電気抵抗は高感度テスターを用い、電位と同様一端に鉄筋、他端に白金板を用いて製作した電極を接続し、コンクリート表面を濡らしながら測定した。

3-2 電気化学測定の結果と考察

既に述べた製作条件下のコンクリート供試体を、浸漬後600日でひきあげ、自然電位、電気抵抗分布を測定したのち解体し、鉄筋の実際の腐食状況と比較調査した。

自然電位、電気抵抗、腐食の分布を図-2に示す。

これら3者の分布はいずれもよく対応しており、大気中の供試体であっても、非破壊的に計測しうることを示した。腐食部位においては、自然電位、電気抵抗、いずれも（程度の差はあれ）低下しており、その危険性を判定しうるが、その逆はなりたない場合もあることがわかった。

(1) うすいかぶり厚さにおける腐食傾向

かぶり厚さ2cmにおいては、典型的な鉄筋の腐食を示しているように思われる。

電位分布は下部より上部に貴になっており、最下部と最上部との電位差は0.3Vである。

電気抵抗においても分布はゆるやかに高くなっており、その抵抗差は30k Ω である。

これらは海水中では海水の、海面部においては波浪、海面よりはるか上では潮風というように、

ある幅をもった電位領域をこえると全く異なった挙動をするために、電位を測定すれば腐食の有無を推定できることがわかった。けれどもこの方法は、実際にどれだけの量が腐食しているかなどの、定量的な取り扱いができないため、たとえば腐食電位領域内での電位の高低のもつ意味などが不明りょうである。

2-2 分極抵抗法

微小電流を加えて、鉄筋表面をごくわずかに分極させると、このごくわずかの分極と、腐食速度との間に指数関数関係になりたつことが知られている。表面の腐食活性度の大きさが、分極挙動の差異となって表われることを用いて、その時点での電位をよみとり、電位と印加電流との比を、分極抵抗値とすると、腐食電位の近傍で分極抵抗値と、腐食電流値の比例関係が導かれる。

この関係をたしかめるために、かぶり厚さのことなる鉄筋モルタル供試体を製作し、3% NaCl液に浸漬し、各々の分極抵抗、電位を経日時に測定するとともに、期日終了後、解体し調査した。この結果を表-1に示す。

不動電位領域にある、かぶり厚さ30mmを除いて、他はいずれも腐食電位域にあるが、分極抵抗から算出した腐食電流は異なっている。かぶり厚さ10.5mmにおいては腐食電流が小さく、腐食は殆んど進行していないと予想されるが、解体後も同じ結果であった。かぶり厚さ1mmにおいては、はっきりとした腐食がみられた。この他にもさまざまな品質のモルタルをつくり、腐食速度を算出した。その結果、腐食速度が安定するのに、30~50日かかり、さらに腐食電位域においては、電位がより低いと、腐食速度はより大きいといった、およその傾向が得られた。この方法は、類似した環境内での腐食速度の相対的な比較や、時間的な変化測定に用いることができるが、実験上、いくつかの制約をもっており（たとえば利用するためには特別の供試体をつくったほうがよい。異なった環境においては、あらかじめキャリブレーションが必要など）現場で用いるには改良の余地がある。

2-3 定電位分極法

電位を定速度で変化させ、対応する電流値をよみとり、得られた電位-電流曲線から、腐食反応を解釈したけれども、過電流値が大きく、再現性がよくなかったため、むしろ不動態を確認するなどの腐食性状の検討に用い、実際の腐食速度の算出には分極抵抗法を用いた。

2-4 電気抵抗法

鉄筋の腐食挙動そのものではなく、そのまわりをとりまくコンクリート部の、劣化性状を知る方法であり、コンクリートの品質等と腐食との間に関係を見出すこと

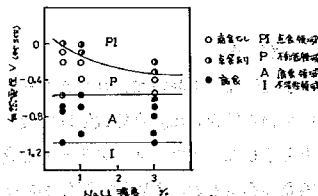


図-1 高アルカリ液中での腐食傾向と自然電位との関係

表-1 かぶり厚さの異なる鉄筋の電気化学的計測結果

日	かぶり厚さ							
	30		10		5		1	
	電位V	腐食電流	電位V	腐食電流	電位V	腐食電流	電位V	腐食電流
5	-0.35	0.2	-0.35	0.3	0.60	0.5	-0.62	1.3
10	-0.36	0.2	-0.55	0.3	0.66	0.6	-0.66	1.1
20	-0.32	0.1	-0.51	0.2	0.60	0.5	-0.65	0.8
50	-0.33	0.1	-0.57	0.2	0.60	0.3	-0.63	0.8
100	-0.36	0.1	-0.55	0.2	0.60	0.3	-0.81	0.8

コンクリートに浸透する塩分量の差異と考えられる。けれども、実際の腐食は海面より60~90 cmの部分において、左、中、右、3本ともはげしかった。局所的な電気抵抗の変化をよんでいくと同部位において低下が著しい。コンクリートの表面を観察すると、海面上60 cmまでは常にぬれており、それ以上では乾いている。それゆえ60~90 cmの部位では、塩水からの水分の蒸発がおこり、塩分の濃縮があり、この付近の濃淡差をきわだたせる働きをしている。さらに60~90 cmにおいては浸漬当初なかったクラックが発生し、このためもあつてか海面上55, 65, 75 cmにおいて深さ2 mm, 最大巾30 mmのだ円形に鉄筋がえぐられていた。他の部位においても電気抵抗の不均一な部位にはげしい腐食が生じている。海面上30 cm(左)における腐食はコンクリートの品質の不均一により、鉄筋表面における塩分濃淡が生じ(骨材にそつて塩水は浸透していた)腐食を促進させていた。

(2) かぶり厚さによる傾向の差異

かぶり厚さが大きくなるとともに、電位と電気抵抗は高くなり、より腐食しにくい傾向にある。分布も一様になった。しかし巾のひろいクラック部ではいずれも塩分が浸透し腐食していた。

(3) ねり水による傾向の差異

塩分量を除くと、ほぼ同一の製作条件で同じかぶり厚さ(7 cm)の海水ねり、水道水ねりコンクリートを比較する。海水ねりの場合は、自然電位、電気抵抗、いずれも全般的に低く、表面観察においても、小さな孔食があちこちに見られた。さらに、電位、抵抗分布の不均一さがめだつた。クラックのない部分においてさえ、局所的な電気抵抗の低下があり、腐食がみられ、塩分の集中があつた。海水をねり水として用いることは、コンクリートの乾燥時に乾きの遅速を生じ、塩分の濃淡を生じる危険性があることを示している。

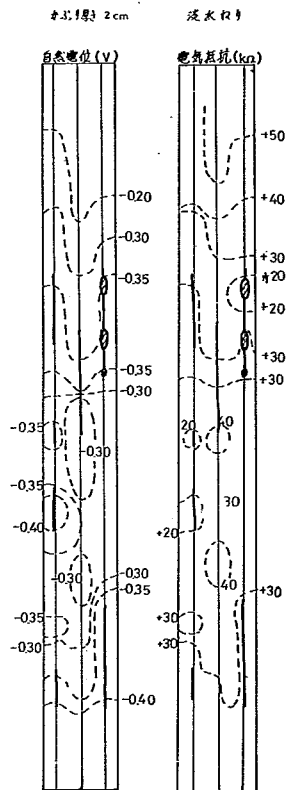
4. あ と が き

室内および実際環境において、コンクリート中の鉄筋の腐食傾向を電気化学計測によって推定する手法について調査研究した。自然電位は腐食の可能性に、分極抵抗法は腐食速度の相対的な比較に用いることを示した。また、コンクリート自身の品質、劣化の程度を示しているのは電気抵抗であり、いずれも実際の腐食との、よい対応関係があつた。けれども、コンクリート(モルタル)中の鉄筋の腐食挙動を定量的に推定し、耐久性の判断をおこなうにはさらにより多くのデータの蓄積と、実験程度の向上が必要である。

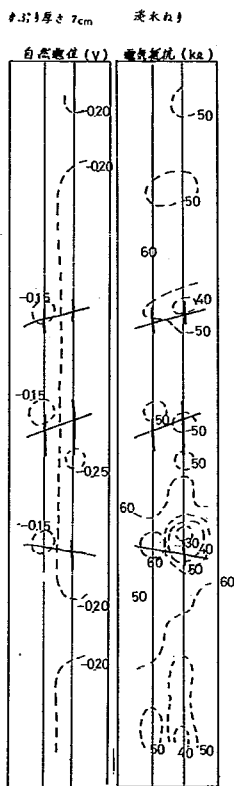
コンクリート中の鉄筋の腐食は、コンクリートの品質、鉄筋部位、とりまく環境によって複雑な挙動をするので、短期間の調査だけでは結論づけられないが、ここでは腐食因子の不均一さ(たとえば塩分の濃淡さ)による腐食が、予期したよりはげしいことがわかつた。

さらに、電位分布計測から得られたマクロ腐食の傾向は、これまで推定されたよりも大きな腐食深さをもっているようであり、構造物の局所的な破壊をひきおこす可能性があるので、室内およびばくろ実験によって総合的にアプローチをこころみている。

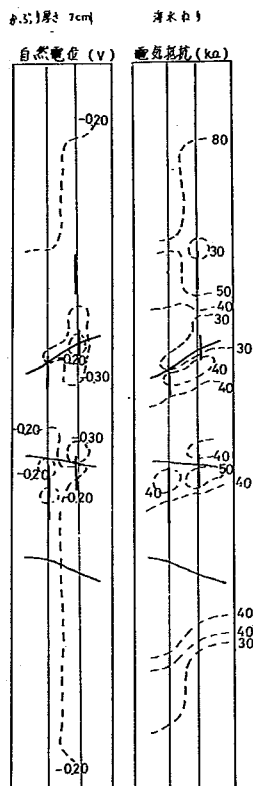
(1) かぶり厚さ 2cm
淡水ねり



(2) かぶり厚さ 7cm
淡水ねり



(3) かぶり厚さ 7cm
海水ねり



太い実線部が腐食している。

図-2 鉄筋コンクリート柱の、電位、電気抵抗分布図

14. 海中鉄構に作用する潮流力

河川研究室 島 貫 徹

14. 海中鉄構に作用する潮流力

河川研究室 島 貫 徹

1 ま え が き

この実験は、多柱式構造物（円柱群よりなる橋脚あるいは、橋脚用仮設支持枠等以下海中鉄構という）が、潮流力の作用によって受ける各支柱の抗力を算定するのに必要な資料を得るために行ったものである。この海中鉄構は海底に設置し構築が完了してしまえば、地震力、波力などの水平力に比して、潮流による抗力は問題にならなくなるが、施工段階においてその抗力は重要な意味をなす。抗力は造波抵抗と形状抵抗及び摩擦抵抗の合計（全抗力）で表わされるが、本実験では全抗力を模型実験において測定し、抗力係数を算出して海中鉄構等を設計する際的设计荷重としての抗力を算定する場合に利用としたもので、円柱群の場合の抗力は、数種類の円柱配列による各柱の抗力を測定し、見掛け上の抗力係数の変化から実用上、定量的に算定できるよう試みた。

また、鳴門飛島に設置された仮設支持枠（多柱式構造物）の現地観測を昭和46年10月7日、昭和47年5月17日の2回にわたり行った。この観測は流向と流速について測定を行い、その結果を縮尺1/40 による模型実験結果と比較対象して検討を行った。

2 海中鉄構に作用する潮流力について

海中鉄構は多柱式構造物で、その個々の柱は円柱である。したがって個々の円柱にかかる潮流力による抗力がわかれば、海中鉄構全体の抗力が得られるはずである。過去の実験からも知られるように、円柱1本の抗力は主として形状抵抗と造波抵抗及び摩擦抵抗である。形状抵抗、摩擦抵抗は水の粘性に起因するものであり、造波抵抗は、円柱が水面に波をつくるために現われる抵抗である。したがって開水路中にある円柱の抗力は自由水面の影響を受け、さきに述べたような性質の異なる3種類の力が合成されて作用している。全抗力 F_D を次のように表わすと

$$F_D = C_D \frac{1}{2} \rho A_D u^2 \quad (1)$$

$$F_D = F_{f1} + F_{f2} + F_{f3} \quad (2)$$

の関係がある。

ここで F_D : 全抗力

F_{f1} : 形状抵抗

F_{f2} : 摩擦抵抗

F_{f3} : 造波抵抗

A_D : $H \times D$

ρ : 流水密度

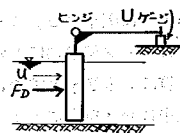


図-1 抗力測定概略図

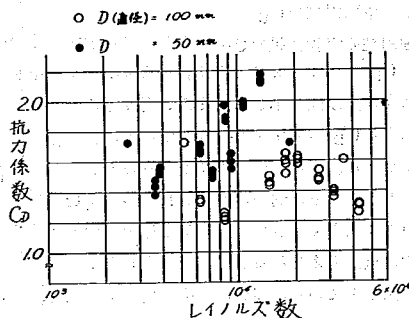


図-2 単独円柱の抗力係数

D : 円柱径

と考えられたので、流速分布を測定した。その結果を用いて修正すると $C_D = 1.40$ になる。つぎに測定円柱が後流域の渦流の強弱によって抗力の変化を生じ、振動を起し、測定値には慣性力、浮力等の影響が含まれている可能性が高い。また抗力測定装置の機械的原因によるものも考えられる。

5-2 2本縦列円柱の見掛けの C_D' 変化

円柱2本が縦列に並んだ場合の見掛け上の C_D' 変化を図-4に示す。この結果を見ると、下流側円柱に対して上流側円柱の影響は $X/D = 21$ になってもまだあり、この曲線からみると $X/D = 40$ 近くでようやく上流側の円柱の影響がなくなるものと推定される。また上流側に対する下流側の円柱の影響はそれぞれ $X/D = 11$ でほぼ1本の C_D と同じになったとみなすことができる。この結果、上流側の円柱による流速変化の影響が $X/D = 40$ 近くまで、また下流側の上流側に対するその影響が $X/D = 11$ までであることが分かる。この実験では、フルード数の変化による C_D' の変化を充分検討していない。

5-3 2本横列の円柱の見掛けの C_D' 変化

円柱が2本横列に並んだ場合の B/D の変化によるそれぞれ見掛けの C_D' の変化を図示したものが図-5である。この実験結果から横方向の影響は、単独円柱の C_D がさきに述べたように1.2~2.2であり隣接柱がある場合の実験値はほとんどその範囲内にあるため、 B/D に無関係のようにみられるが、全体的な傾向として B/D が小さくなると、 C_D' が大きくなり、 B/D が大きくなると C_D' が小さくなる。その理由は B/D が小さくなると、純間隔がせまくなり円柱間の流れが阻害され、そのため C_D' が大きくなると考えられる。

5-4 円柱群内の見掛けの C_D' 変化

一様流中にたてられた円柱群の受けるそれぞれの抗力はその配置のされ方により円柱間相互の影響で抗力の変化が生じ、単独円柱、および2本柱の場合と異ってくる。その見掛け上の C_D' 変化を図-6に示す。この実験結果よりわかることは、それぞれの実験ケースでは $X/D = 3$ の間隔で配置した

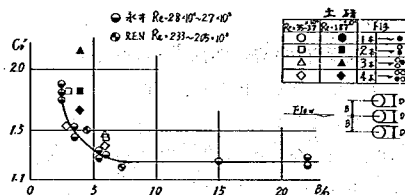


図-5 2本横列円柱の見掛けの C_D 変化

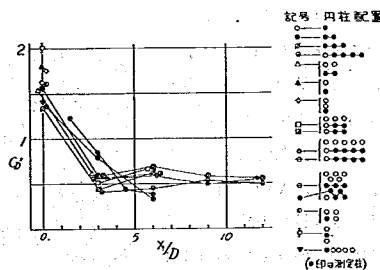


図-6 円柱群内の見掛けの C_D' の変化

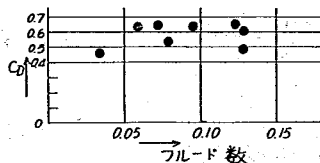


図-7 模型海中鉄橋全体の C_D'

ので2本目以降の円柱は1本目の後流域内にあるので、その影響が大きく、後流域内の C_D' 変化はほとんどなく、2本目以降の C_D' は X/D や円柱の位置にかかわらず、0.3~0.7の範囲にあり、平均0.5である。

5-5 模型海中鉄構の C_D

模型海中鉄構全体の抗力測定結果は図-7に示す。この実験で得た抗力と今までの C_D' 結果を使って計算比較してみると、1本目の C_D を1.4にとり、2本目以降の C_D' を0.525とすると計算と実験の抗力は、ほぼ合致する。模型海中鉄構の写真を写真-1に示す。中央には、10mウエルが見える。

5-6 円柱群内の流速分布

さきに円柱群の組合せによる見掛けの C_D' を算出したが、 C_D は常に一定であり、 C_D' が変化するように見えるのは、じつは抗力を測定する前面の流速が変化したからである。これを確かめるために、流速を電界型小型プロベラ流速計で測定し、柱の前面の流速分布を測定した。それぞれ流量をかえて、流速分布を測定した。その流速分布図の1例を図-8に示す。それを用いて、抗力測定円柱の前面の平均流速を求め、 Q/A の流速と比較すると、2本目、3本目の円柱前面の流速は、61~71%に減少していることが判明した。このことは前述の円柱群内の見掛けの C_D' 変化の実験結果と一致し

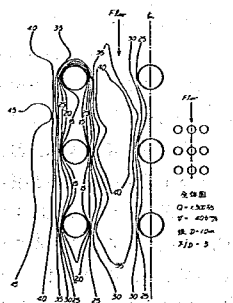
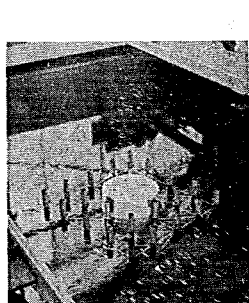


写真-1 模型海中鉄構 図-8 円柱群内の流速分布

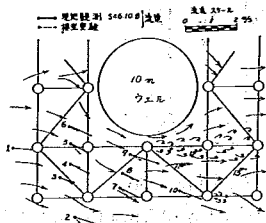


図-9 現地の流向、流速

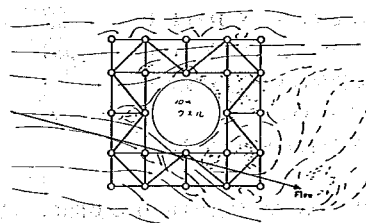


図-10 模型の流向

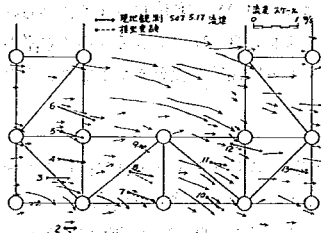


図-11 現地の流向・流速

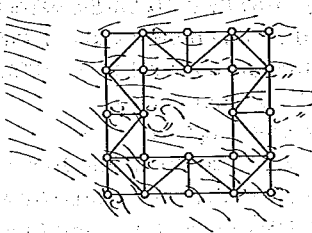


図-12 模型の流向

てあり、流速分布からも円柱群内に見掛けの C_D' 変化の関係を確かめることができた。

5-7 現地観測と模型海中鉄構実験との比較

現地観測は、模型実験の検証の意味があるので、海中鉄構の中に10mウエルがある場合とない場合の2回行った。観測した内容は海中鉄構内においての流向と流速である。模型と現地の水理現象を同じにするため、相似律はフルード則を用いて、現地と模型の流速を合わせた。それらの実験、観測結果を図-9～12に示す。現地の流向は、周囲の磁気の悪影響をうけたので流向計によらず、スケッチのものを示した。これらを対比すると、ウエルのない流向図は、現地と模型がよく一致しているが、10mウエルのある方は、模型ではウエルの後に死水域を生じているが、現地ではなかった。これは、はく離点の位置の相異より、レイノルズ数が異っているために生じたと考えられる。

6. 結 論

今回の実験により次のことが判明した。

- 1 単独円柱の C_D は、1.60で流速分布を考慮すると1.40であった。
- 2 2本の円柱の縦列変化で X/D が約4.0にならなければ、前柱の後柱に対する影響は消えない。後柱の前柱に対する影響は X/D が約1.0で消えるとみてよい。
- 3 円柱の横列による C_D' 変化は $B/D > 5$ で一定になり、 $B/D < 5$ では大きくなる。
- 4 円柱群内における C_D' は組合せ、距離によらず、0.3～0.7にあり、平均0.5である。これは単独円柱の場合の約2割～4割となる。
- 5 模型海中鉄構の全体の C_D は0.65である。
- 6 現地観測と模型実験測定結果から、相似律をフルード則にしたがえば、水理現象は大体一致する。ただし、レイノルズ数が 10^5 くらいまで適用できるが、それ以上は、はく離点が異なるので今回の実験結果をただちに用いることはできない。

海中鉄構の設計に当っては、模型実験により流速分布を知ることができるので、かつ適正な抗力係数を用いることにより、全体の抗力を求めることが可能となる。

7. あ と が き

円柱の抗力に関する従来の研究では、単独円柱の場合が多く、円柱群内での抗力変化についての研究はほとんど見られない。本報告は円柱群に作用する抗力について明らかにしようとしたが、実用上支障のない程度の算定法はつかめたものの、詳細な解明を行うまでにはいたらなかった。今後さらに広範囲にわたる実験、測定方法の改善により、十分な検討がなされることを期待したい。

最後に実験、整理等に御指導下さった現鹿島試験所 馬場亨研究員、データ処理等計算機の使用、処理していただいた現システム課 野口正技官、データ整理等には河川研究室 本間久枝技官 現地観測等実験に必要な資料収集に協力下さった本四公団 設計第2部第3課の関係各位に感謝の意を表わすものである。

参考文献

- 土屋・浦「橋脚の抗力係数について」土木研究所報告 第131号(1967)
- 土屋・馬場「本四橋設計施工に関する研究報告」第7章 土木研究所資料 第738号(1971)
- 土屋他「本州四国連絡橋の設計施工に関する研究報告 第7章 土木研究所資料 第816号(1972)
- 吉川他「開水路に置かれた円柱の抗力」東京工業大学土木工学科研究報告 第6号(1968)

15. 最上川河口における密度流特性

鹿島試験所 高 橋 晃

15. 最上川河口における密度流特性

河川研究室 須賀 堯 三
鹿島試験所 ○ 高 橋 晃

1 はじめに

河口部における塩水の遡上現象は、潮汐、および河川と流水の特性などの影響で、淡塩水の混合状態が分類されることがよく知られている。一般に潮汐の影響が比較的小さく、混合が少ない場合には、弱混合型の塩水くさびが形成され、塩水層を河道内へ奥深く侵入させる。この河道内へ遡上する塩水くさびについては、多くの研究が行なわれているが、鹿島試験所においても、大型水路を用いた実験により、境界面抵抗係数⁽¹⁾、境界面からの塩水混入速度⁽²⁾、河口条件としての内部ジャンプ、航測写真による河口流出機構⁽³⁾、および混合を考慮した塩水くさびの形状解析等の検討を行なってきた。これらの研究結果の現地への適用性を検討するため、ここでは潮位変動が少なく、安定した弱混合型の塩水くさびが生じ、また河口模型実験と塩水くさび形状の数値解析を行なっている最上川河口部において、濃度および流速分布等の詳細な観測を実施した。本報告はこの最上川河口部での観測結果について検討したものである。

2 調査概要

最上川下流部における塩水遡上は、太平洋岸と違って潮差が小さいことなどから、成層性の強い弱混合型の河口密度流が生じ、塩水くさびの遡上範囲は、濁水時の調査で約 6.2 km 程度まで観測されている。この最上川河口部での塩水くさびの形状と河口条件等の把握のため、昭和 49 年 7 月 16 日～18 日の 3 日間現地観測を行なった。観測は表 1 に示す項目について行ない、このうち濃度分布の測定は、水深方向 50 cm 間隔の電導度計による電導度の直接測定と一部で採水による測定も行なった。

また流速分布の測定は、濃度分布測定点と同一地点で、プロベラ式電気流速計にて、同様水深方向 50 cm 間隔で測定を行なった。浮子による観測は、10 cm × 50 cm のブリキ板を十字状に作り、これを各水深ごとにゴムまりで浮かせたものを用いて、河口部より流し、岸から 2 台のトランシットにより、時間と流下位置を求めた。

表 1 調査項目一覧表

項 目	内 容	実施日
・河口砂州測量	河口砂州形状の測量	7月16日
・深淺測量	河口外 8 測線を測量	16～17日
・水位測定	河口外および河口より 2.0 km 地点、1～2 時間間隔	16～18日
・流量観測	2.9 km 地点、横断方向 6 個所の流速分布測定	16日
・濃度、流速分布の測定	河口外 1.0 地点の測定	17日
	河口外および河道内 1.4 地点測定	18日
・浮子の流下位置観測	河口外淡水流の拡がり状況 各水深別による流下位置測定	17日 18日

3 調査結果

3.1 水位、流量について

水位の観測は下瀬開門（河口より 2084.6 m 地点）、および導流堤地点（河口外 6.7 m）、で行

なった。これによれば水位の時間的変化は、午前中はほとんどなく、午後においていずれも下降するようであり、潮位表より求めた鼠が関潮位とよく対応している。またこの水位変化は下瀬閘門、導流堤とも、1.0m程度であり、濃度および流速分布測定時の平均水位は、17日がT. P. 0.48m, 18日はT. P. 0.46mであった。一方、最上川における流量は砂越（河口より11.0km地点）と両羽橋（河口より5.0km地点）のH-Q図による流量、および7月17日と18日には同地点で流量観測を行なっている。これによれば我々の観測の1週間前（7月10日）に1800 m^3/s 程度の洪水が出ており、その後減水し、16日に再び700 m^3/s 程度のピークになった後の、流量減水時に観測を行なっている。またH-Q図による流量によれば、砂越地点より両羽橋地点の流量の方が若干少なめである。しかし両地点および我々が河口から約2.9km地点で行なった流量観測結果では、砂越地点流量にはほぼ一致していた。このようなことから観測期間中の時間流量曲線は砂越地点を用いることにした。これより塩水くさび観測時の平均流量は、17日が490 m^3/s 、18日が355 m^3/s であった。

3.2 河口砂州、河口外深淺測量結果

最上川河口は、冬季のシベリア大陸からの季節風によって閉塞し（最小河口幅50~60m）、春季の融雪出水（ $Q=2000\sim3000\text{m}^3/\text{s}$ ）によって砂州がフラッシュされる。その後徐々に砂州が伸長し、夏季の梅雨性集中豪雨による洪水によって、再びフラッシュされ、秋季より冬季にかけて閉塞傾向を強めていくというパターンを繰り返している。観測時に行なった河口砂州汀線測量結果では、砂州部の最小川幅は約180mである。この程度の河口幅は、冬季を除いて各月で平均的に出現しているが、5~7月にかけて特に多いと言われている。またこの河口幅が一週間前の洪水（ $Q=1800\text{m}^3/\text{s}$ ）によってどの程度フラッシュされたかは明らかでない。一方、海底地形の状況を知るための、河口外における深淺測量結果を河口砂州測量結果とともに、昭和4-8年9月21日に測定された深淺図と比較する

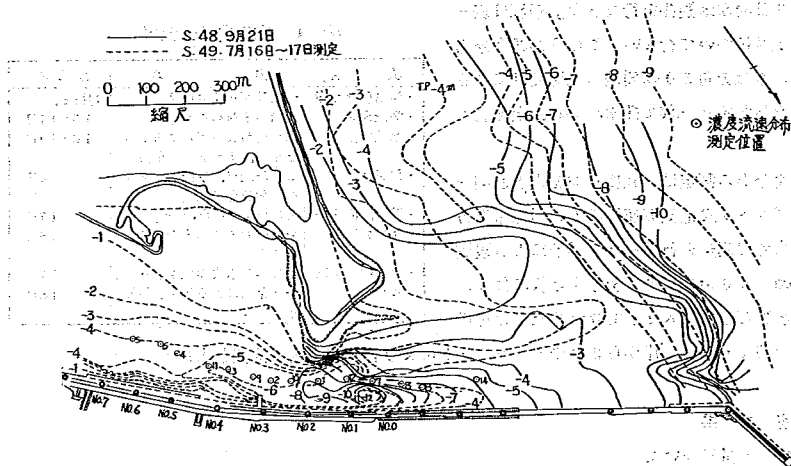


図-1 最上川河口深淺図

と図-1のようになる。これによればT.P-5.0m以深の等深線が昭和48年9月時のものより全般的に陸側にきており、深くなっているのが認められる。しかし我々の観測は音響測深機の故障により、おもりを付けたロープで測定(測定位置は陸上の2台のトランシットにより測定)したため、波あるいは流れの影響のためいくぶん誤差があることも考えられる。また河口砂州先端部の右岸側導流堤ぞいに局所的な深堀れ部が存在し、その下流導流堤中央部から先端にかけて浅くなっている。さらに導流堤先端付近で再び深部があり、この等深線は海岸線に平行に連なっている。なお今まで行なわれている洪水前後の調査結果によれば、右岸導流堤より約700m間付近が大きな変化が見られ、洪水によってはき出された土砂の堆積、波による変化が大きく、それより左岸側では大きな変化は見られないが、碎波点の違いによる沿岸砂州の移動があることが観測されている。

3.3 濃度および流速分布について

濃度および流速分布の測定は、河口外における縦断方向の測定を17日に、河口外から塩水くさび先端までの測定を18日に行なった。このうち18日の測定点位置を図-1に、濃度、流速分布を縦断図に示したのが図-2である。河道内での濃度分布は急激に変化し、淡水境界面が明瞭であるが、河口部から河口外においては、淡水層が減少すると同時に河水の流速が大きくなり、このため淡水と塩水の混合が促進され、濃度勾配がゆるやかになっているようである。また塩水くさびでは、淡水の流下にともなって、下層塩水の境界面付近が連行され、あるいは下層塩水が淡水の中へわずかずつ拡散して行く。このため淡水は河口外に向かって徐々に塩分濃度を増し、その結果密度の平衡を保つため、下層塩水は図のようにわずかながら上流に流れることになる。さらに塩水上を流下する淡水の流速分布は、淡水部ではほぼ一定値を示し、境界面付近で急激に変化しているが、河口部から河口外においては、淡水厚の減少とともに舌状分布を示してくる。特に河口を出た流速分布はこの傾向が著しく、河口での内部ジャンプとも何か関係しているものと考えられる。

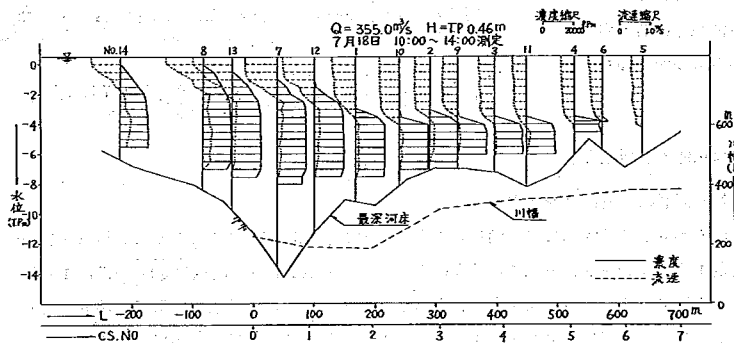


図-2 濃度、流速分布図(最上川)

3.4 浮子による流速、流向の測定

浮子による流下位置と時間の観測は、7月17日と18日に行なった。17日は浮子水深0.7mに

よる河口部から河口外での流向、すなわち河口外の淡水流の拡がり状況とその流下速度を測定し、18日は河口部での各水深ごとにおける浮子の流下位置を測定した。この17日の測定結果を図-3に示す。河口を出た流れの拡がり方は、距離とともに増大しており、淡水の厚さが減少し、海水の上を四方に拡がって行くようである。また濃度の測定結果でも明らかなように、淡水厚がうすくなるにしたがって、海水が混入して行き、それとともに海水に運動量を奪われ、同時に流れが拡がって行くために流速は減少している。なお模型実験では、密度効果がないため、拡がり方が少なく、小流量の場合は、このような密度効果を考慮しなければ、実際と異なったものとなることが考えられる。一方、各水深別の流下位置は、河口中央部で流した浮子が、いずれも河口外で左岸方向に寄った流れを示している。また水面付近の流速は、河口から河口外に出る区間で速くなり、その後次第に減少しており、流速計で測定した淡水部の傾向と一致する。なお浮子水深1.0 m以上については、水面浮子の抵抗を考慮した流速補正を行

なった。これより各水深ごとの流速値を用いて、流速分布を求め、流速計との値と比較すると、上層淡水部での流速値はかなり一致する。しかし浮子水深の大きい、下層塩水部での逆流現象は見られなかった。これらについては糸の影響、あるいは抗力係数等に若干の問題があるのかも知れない。

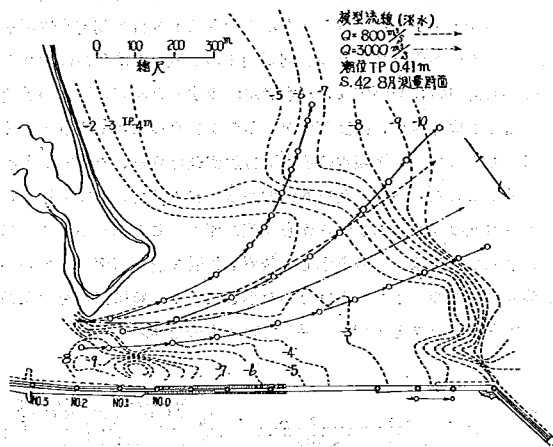


図-3 浮子の流下位置図 (S4 9.7月17日観測) 浮子水深0.7 m

4. 河口条件と境界面形状

4.1 境界面形状と内部フルード数

二層流の形成される河川では、河口のように断面が急激に拡大するところで、流れがある一つの条件を満足するよう制御される。この条件は内部フルード数 $F_{r1} = u_1 / \sqrt{\epsilon_g h_1}$ がほぼ1に等しいことであるとされている。濃度分布図より、表層淡水と下層塩水の平均濃度の深さを境界面とし、18日の結果を境界面形状図に示すと図-4のようになる。これによれば河道内の塩水くさび形状は安定していると思われる、河口部において急激に淡水厚が減少している。また河口で内部フルード数1を与える限界水深の式

$$h_{1c} = \frac{u_1^2}{\epsilon_g} = \frac{3}{\epsilon_g B^2} \frac{Q_1^2}{\dots} \quad (1)$$

よりCS. O. CS. 1 (92.6 m) およびCS. 2 (194.7 m) 断面の川幅を用いて限界水深を求め、図-4に

示した。これより境界面形状と限界水深が一致しているのは、0～100mの間であり、この区間で限界水深となり、内部ジャンプが生じているものと考えられる。一方、流速分布測定結果より、各点の内部フルード数を求め、平均流速および表面流速とともに、縦断的に示すと図-5のようになる。塩水くさび上の流れは、河口に向かって次第に速くなり、砂州部の最小川幅地点（距離約160m地点）より下流で最大値を示し、やがて減速して行く。さらに表面流速と平均流速値の差は、河口に向かって流れが速くなるともに大きくなり、河口外では流速が減速されるにもかかわらず、この表面流速と平均流速の差が大きくなり、ほぼ一定値を示している。内部フルード数も流速と同様の傾向を示し、平均流速の最大となる付近で1となっており、その後内部ジャンプを生じている。またこの限界水深となっている地点は、(1)式で求めた地点とほぼ一致する。塩水くさびの実験では、内部フルード数が1に近づくにしたがい、急激に塩水の混入量が増大し、境界面から間欠的に渦が発生して、それが流下する現象が見られる。この渦は発生後まもなく急激に成長して、いわゆるジャンプ現象となる。この大きな渦の発生領域では、表面流速が大きくなるが、その下流では流水水深と流路拡大の効果により、流速が減衰する。図-5の流速がジャンプ後に急激に減衰している様子はこのような考え方を裏づけるものであろう。

4.2 境界面抵抗係数と塩水混入速度

塩水くさびの算定に必要な、淡塩水境界面の抵抗係数についてはすでに多くの研究が行われており、現在ではその大きさは内部フルード数の二乗とレイノルズ数の積の関数と考えられていて、表示式もいくつか提案されている。鹿島試験所では100mの大型水路において、より広範囲の実験を行ない、これまで実験値のない範囲の抵抗係数についても検討を行ない、次式を提案している。(1)

$$f_i = 1.29 \Psi^{-\frac{2}{3}} \quad (\Psi = Re \cdot Fr_1^2, \quad Re = u_1 \cdot h_i / \nu) \dots\dots\dots (2)$$

なお、塩水くさび各部分の抵抗係数は、くさびの勾配が大きくなる先端、および末端部において大きくなる傾向にあり、(2)式はこれらを除いたものである。我々の観測した塩水くさびは、流量が多く、長さが短かったため、これより求めた抵抗係数値は、かなり散乱し、くさび中央部は(2)に近い値になるものの、(2)式より大きな値であった。また実際は後述する境界面からの塩水混入が存在するわけであるから、これを無視した式で求めた(2)式は、混合の多い場合は若干の問題があるとも言える。

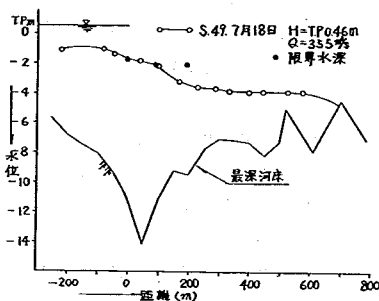


図-4 塩水くさび形状図

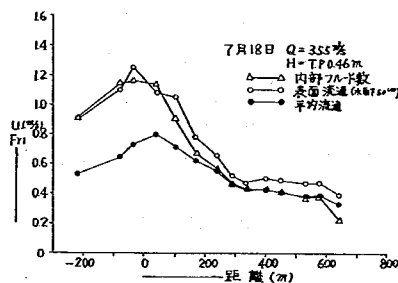


図-5 流速と内部フルード数の縦断変化

一方、塩水くさびでは淡水の流下にもなって、わずかずつ下層塩水が淡水中に拡散して行く。この二層境界面から上層淡水中への塩水の混入速度 E については、実験結果より次式を得ている⁽²⁾⁽⁶⁾

$$E/u_1 = 6 \times 10^{-3} F_{r1}^{10/3} \dots\dots\dots(3)$$

(3)式は E が内部フルード数のほぼ4.5乗に比例して増大し、塩分混入が F_{r1} の増大とともに急増する。濃度および流速分布測定結果より、断面間の塩水混入量を求め、(3)式と比較したのが図-6であり、オーダー的にはほぼ一致している。境界面からの塩水混入量は、河口に向かって内部フルード数が大きくなるとともに多くなり、このため河口端では河川流量よりかなり多い流量が流れることになる。

5. ま と め

以上、最上川の塩水くさび観測結果より、密度流特性について述べたが、ここで明らかにされたことおよび問題点をまとめて記すと、

- (1) 河口を出る淡水流は海水による密度効果の影響が大きい。このため小流量の場合、あるいは河口外の流れに対しての実験は問題があると思われる。
- (2) 塩水くさび上の流速分布は、淡水層の減少とともに舌状分布を示し、特に河口を出た流速分布はこの傾向が著しい。またこの流速は河口部最小川幅地点より下流の、いくぶん流路幅の拡大した地点で最大流速となり、その下流では、流水水深の増大と流路幅拡大の効果により流速が減衰する。
- (3) 塩水くさびでは内部フルード数が1に近づくにしたがい、混合が急増し、上層塩分濃度は増大する。そして表面流速の最大となる付近で内部ジャンプを生じている。このような現象は(2)とともに、実験によって得られているが、実河川においてもその現象が確められた。
- (4) 境界面からの塩水混入速度について実験値と比較した結果、オーダー的には一致しているとみなすことができ、(3)式の妥当性をみることができた。また塩水くさびの存在する場合の河口流量は、河川の自流量のほかに下層塩水の混入、あるいは潮汐等による流量が存在し、下層塩水部では逆流現象が生じている。
- (5) 境界面抵抗係数は、混合の存在する現象を使って、混合を無視した式で求めてあり、くさびの勾配の大なる先端および末端部で大きくなる傾向にある。特に末端部付近では混合が多くなるわけであるから、これらを考慮する必要がある。
- (6) なお今後はくさび末端部および先端部の抵抗係数と混入量について、および抵抗係数と混入量の効果を分離した検討を行ないたい。

〔参考文献〕(1)須賀，高橋：年講S46 (2)須賀，高橋：年講S47 (3)須賀，高橋：年講S49

(4)須賀，高橋：水講S49 (5)土木研究所資料887号S49.46土木研究所資料834号 S48

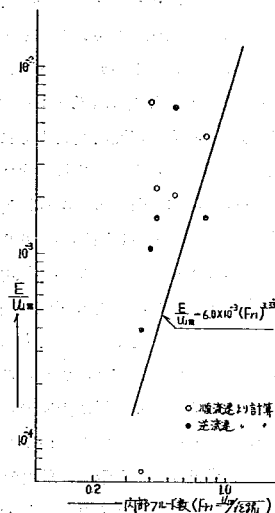


図-6 塩水の混入速度(最上川)

16. 放流管内の高速流の流況に関する
研究について

篠崎試験所 中 沢 顕 司

16. 放流管内の高速流の流況に関する研究について

篠崎試験所 中 沢 顕 司

1 ま え が き

放流管によってダムから洪水を放流する場合、上流端または内部にあるゲートを操作すると、ゲート下端から流出する高速水流と水面より上部の空気とが激しい相互作用を起し、水脈中に多量の空気が連行され空洞現象を誘引し、構造物の侵食あるいは破壊をもたらすこととさえある。したがって、この高速水流による空気連行現象は以前から大きな問題とされ、これまで種々の理論的ならびに実験的研究がおこなわれ、ある程度研究成果となっている。しかし、空気連行による諸水理量の変化に基づき、実際に水理構造物を設計する場合の基準設定を明確にするまでに至っていないのが現状である。他方、ダムの多目的使用条件により、ゲート半開状態で放流せざるを得ないのも実情である。

そこでその解決方法として、ゲート直下流に給気管(図-1参照)を設けて空気を供給することにより、空洞現象を防止できるという考えのもとに実際の設計はなされている。しかしながら、ここでも問題となるのは、実際の設計(土木技術資料 vol.1 No.11 放水管給気孔の設計法、水門鉄管技術基準等を参照)に際してどの程度の給気をおこなえばよいかという資料を正確に得ることの困難さであろう。

このように高速流によって誘引される空気連行流は、気体と液体が複雑な機構で混入された2相流であり、しかも従来の流体力学的相似法則をそのまま適用できず、種々の問題点がある。そこで本研究はこれら

の問題について、実物の高速流実験施設により実験的検討を行ない適切な資料を収集するものである。

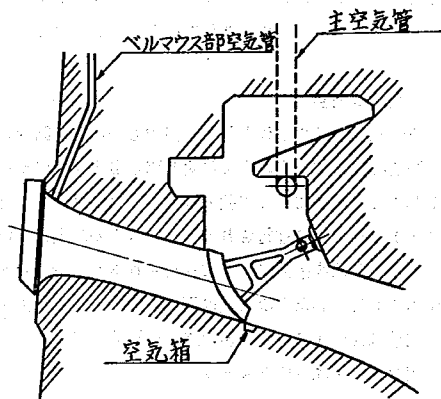


図-1

2 実験施設について

篠崎試験所に設置されている高速流実験施設の詳細は図-2に示すとおりである。

この施設の概要は、実験棟(8.5×5.7m)、実験設備(低水槽、実験水路、帰還水路、減勢水槽)電気および給水設備によって構成されている。

給水設備としては、吐出量500ℓ/sおよび200ℓ/s、揚程はともに45mの両吸込渦巻ポンプを2台並列に設置し、T字形配管により両ポンプの吐出量を合流させ最大吐出量を700ℓ/s、最大流速約30m/sの高速流を流せる設備である。次に、実験流量はT字形配管の直管部に設置した

$$I_c = I_1 - e^{-\mu(1-C)D} \dots\dots\dots (2)$$

ここに、

D : 液体の厚さ C : 空気含有率 (空気量/全体量) I_c : 空気含有率Cの時の放射線強度
 I_0 : 液体だけ (C=0) の時の放射線強度 I_1 : 空気だけ (C=1) の時の放射線強度
 μ : 液体中の γ 線の吸収率 (ただし、空気中の γ 線の吸収率は無視する。)

(1), (2)式より

$$I_c / I_0 = e^{-\mu C D} \quad \therefore C = \frac{1}{\mu D} \log \frac{I_c}{I_0} \dots\dots\dots (3)$$

ただし、実際に測定される放射線強度には水路の材質および厚さ、放射線の透過距離、検出装置の受光面の面積その他の影響が含まれているが、これらは全ての測定値に等しく導入されるものであるから、(3)式の右辺の係数を決定すれば自動的に消去される。

以上の方法で求めた各測定断面の空気含有率 ($\sigma = Q_a / Q$, ここに、 σ : 空気含有率, Q_a : 空気の容積, Q : 全体の容積) と水深との関係を図-4 に示す。

この図から、高速水流中に多量の空気が連行されること
 が明らかである。

また、連行量は流速が速くなればなるほど多くなり、水路底面付近の含有率も増加している。さらに、測定断面の含有率の立上り曲線を見ると、流水中に混入された空気は流速が速くなれば大気中へ抜けにくいことを示している。

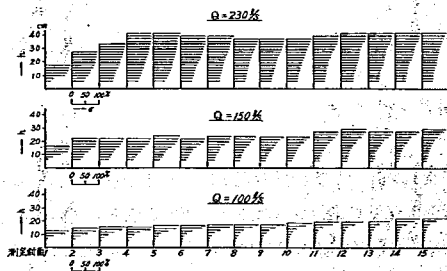


図-4 h — σ

3-2 閉水路トンネルの空気に関する実験 (継続中)

前項で空気連行量の測定を開水路で実施したが、実際に問題となるのは、まえがきの項で述べたように主に放流管およびトンネル内等の閉水路における空気連行流である。

この実験は図-5 に示す閉水路トンネルの模型により、トンネル管路の断面を一定とし、下流管路の長さを変えた場合、給気管からの流入空気量と流速、給気管内の風速および圧力値と流速等の関係について実験を行なっている。

これらの実験結果から、風速値 (V_a) と管路長さ (L) との関係を図-6 に示す。

この図から、 L を変えれば V_a の値も変化し、 V_a が最大となるのは $L = 7.5 \text{ m}$ で、それより短くても長くても V_a の値は減少している。このことは、実験中の流況観察から、 L が 7.5 m 未満では高

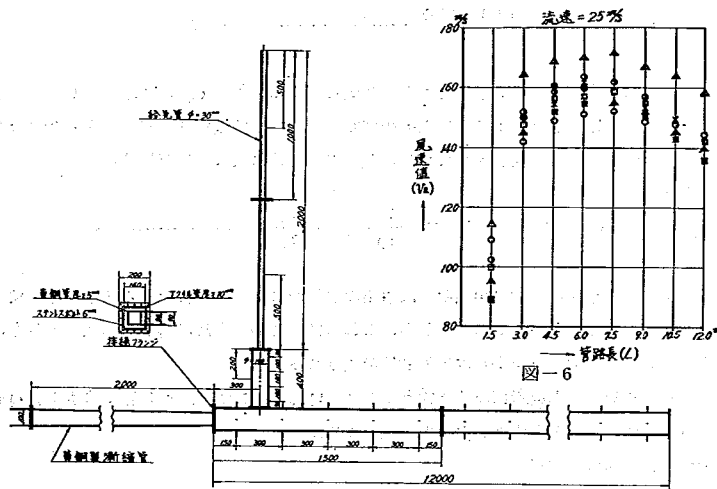


図-5 閉水路トンネル模型図

速水流が空気を連行し噴流拡散現象により流積を増すが、噴流と管路内には多少の空隙部分が有り、その空隙部は空気が連行された分だけ圧力が低下している。したがって、管路の下流出口から大気中の空気が逆流の形で供給されている。 $L=7.5\text{ m}$ 以上では流積の増大により、管路内に空隙部がなくなり下流からの空気の供給はとぎさされる。しかし、逆に管内の摩擦抵抗が増大するため管内流速は減勢され、空気の連行量も減少すると思われる。また、風速の最大値は 170 m/s 以上という驚異的な値を示している。しかし、田瀬ダムの実測でも最高風速値 115 m/s を記録していることから、設計条件によっては生ずる値であると推測される。

さらに、空気連行流における相似率を検討するため、実物ダム（東北地建、田瀬ダム）において、放水管の各ゲート開度の放流時に、給気管からの流入空気量、ゲートハウス内の圧力値および放流量を実測し、鶴田、松原両ダムの放水管放流時のゲートハウス内の圧力値を実測するため気圧計を埋設したが、まだ資料は収集されていない。したがって、相似率に関しては現在検討中である。

3-3 ジェットフローゲートに関する実験（継続中）

近年ダム築造の増大にともない、かならずしも良質の岩盤基礎が得られない。したがって、コンクリートダムからフィルタイプダムの築造を考慮しなければならない場合が生じる。しかるに、フィルタイプダムにおける洪水調節は非常に困難な問題点があり、そこでトンネル型式の余水吐が考えられる。この型式によって洪水調節を行なう時、ジェットフローゲートは有利さがある。

これまでの実験結果から、給気管からの流入空 量(Q_a)、ゲート開度(G_{op})、放流量(Q_w)等の関係を求め、図-8、9にその特性を示す。また、この結果に基づき、実物への適用例として、岩屋ダムのジェットフローゲートの設計がある。

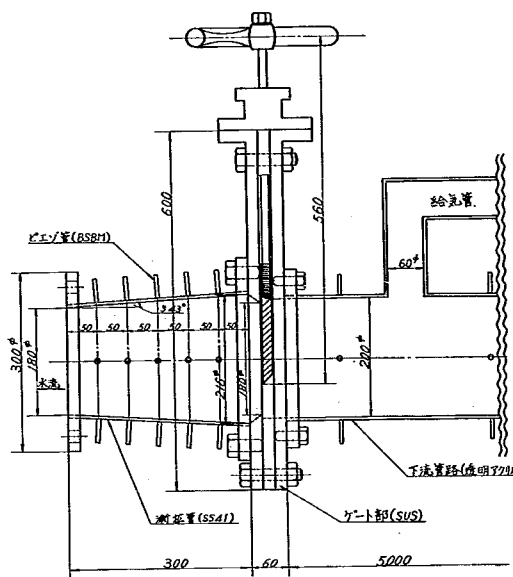


図-7 ジェットフローゲート詳細図

以上、高速流実験の概要について述べてきたが、これは紙面の関係と今回はあくまでも、高速流実験施設と実験の紹介に主眼を置いたためと理解していただき、機会があれば現在継続中の実験および実測結果をまとめ、詳細な報告をする予定である。

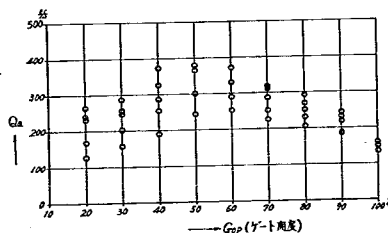


図-8 $Q_a - Gop$ の関係図

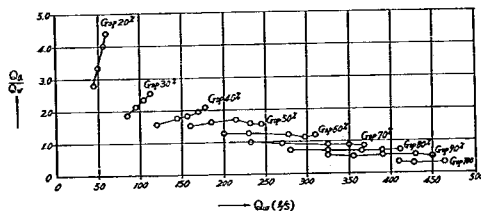


図-9 $Q_a/Q_w \sim Q_w$ の関係図

17. 動水こう配を制御した圧密試験
について

土質研究室 久 楽 勝 行

17. 動水こう配を制御した圧密試験について

土質研究室 久 楽 勝 行

1 ま え が き

土の圧縮特性を調べるために現在実施されている標準圧密試験は、段階荷重を24時間加えて圧密試験を行なっているため、結果を得るまでに少なくとも10日程の日数を必要とし、また各荷重段階において瞬間的に荷重を供試体に加え供試体端面で排水させているため、圧密初期における供試体の動水こう配は、現地盤の動水こう配に比べて過大になる。そこで、これらの点を改良するためにLowe⁽¹⁾らによって提案された動水こう配を制御した圧密試験機を試作し、この試験機を用いて普通の粘土および有機質土について試験した結果、試験機の構造および性能についてはほぼ満足する結果が得られ、また標準圧密試験の結果と比較し検討を加えたので、合せてここに報告する。

2 標準圧密試験と動水こう配制御試験との相違

標準圧密試験と動水こう配を制御した圧密試験との違いについて述べると、標準圧密試験（以後JIS試験と呼ぶ）の場合、供試体内の間隙水圧は段階荷重を載荷した瞬間から排水面より間隙水圧が消散するため、排水面で0、供試体中央でもっとも大きい放物線分布になる。そして、圧密が進行するにしたがって供試体内の過剰間隙水圧が消散し、それに伴って有効応力が増加する。したがってJIS圧密試験では、試験中の供試体内の有効応力は図-1の(a)に示すような分布で増大する。図からもわかるようにJIS圧密試験では、圧密の進行とともに供試体内の動水こう配が大きく変化するため圧密速度が非常に異なること、および現地で発生する過剰間隙水圧の動水こう配に比べて圧密初期の供試体内の動水こう配が大きいなどが問題として考えられる。

これに対して動水こう配を制御した圧密試験（以後CG圧密試験と呼ぶ）では、圧密の進行に

ともなり供試体底面の間隙水圧の低下に対して、この低下分に相当するだけの間隙水圧を発生させるに必要な漸増荷重を供試体に加え、供試体底面の間隙水圧が試験中つねに一定に保たれるような構造になっている。したがって図-1の(b)のハッチした初期と終期の圧密過程を除いては供試体内の動水こう配はつねに一定に保たれるようになっているため、図-2に示すように試験中、載荷重の増大にともない有効応力のみが平行移動の形で増大する。この動水こう配は現地の土の条件に適合した動水こう配を任意に選ぶことができ、そのためCG圧密試験はJIS圧密試験に比べてより現地の条件に合った試験をすることができるといえる。

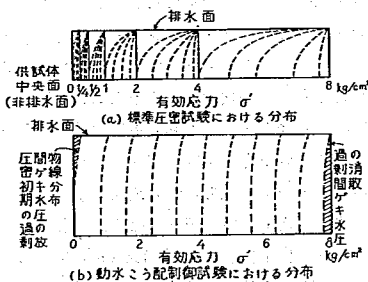


図-1 試験条件の比較

3 CG圧密試験の方法

CG圧密試験機の概略を示したものが図-2および写真-1である。

試験機は供試体をセットし
圧密を行なう圧縮室、バック
プレッシャーを加える調圧装
置、軸荷重を加える軸方向自
動圧力発生装置、供試体底面
の間隙水圧をコントロールす
るための間隙水圧平衡装置お
よび沈下、圧力などを計測す
る自動記録装置とからなっ
ている。このうちの間隙水圧平
衡装置はBIC型の0位指示
計を改良したもので、供試体
底面からの過剰水圧と供試体
上部のバックプレッシャーと
の圧力差を測定するとともに、

図-3に示すような光電管の働きによって供試体
底面の過剰間隙水圧が一定に保たれるような装置
になっている。試験は最初に供試体をバックプレ
ッシャー室内の圧密リングにセットし、試料を飽
和させるためにバックプレッシャーを加える。バ
ックプレッシャーを1~3時間加えたのち、所定
の動水こう配で圧密試験を行なうために必要な供
試体底面の間隙水圧の値から光電管の位置を設定
し、軸荷重自動圧力発生装置でもって供試体底面
の間隙水圧を一定に保ちながら最大荷重まで漸増
的に荷重を加えて試料を圧密させる。得られた試
験結果から、圧密係数 C_v はLoweらによって
導びかれた(1)式を使って計算により簡単に求める
ことができる。

$$C_v = \frac{\partial \delta}{\partial t} \cdot \frac{H^2}{2 \Delta u} = \frac{\Delta \sigma}{\Delta t} \cdot \frac{H^2}{2 \Delta u} \dots \dots (1)$$

ここで σ : 全応力, H : 供試体の高さ,

Δu : 供試体底面の過剰間隙水圧

なお、圧密試験には表-1に示すような種類の
異なる3種類の粘土を用いた。小見川粘土は千葉
県小見川町の北千葉導水路埋設管実験地で採取し
たもので、沼津粘土は静岡県沼津市浮島ヶ原で採
取したものである。また、千葉有機質粘土は千葉

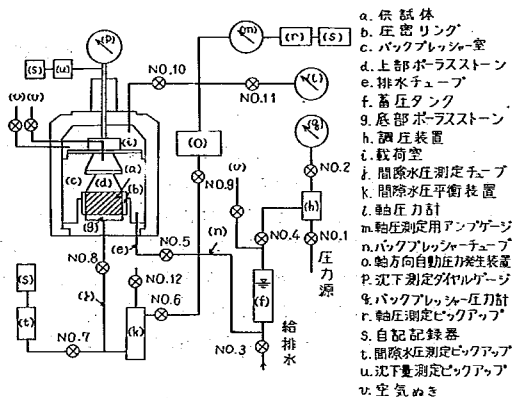


図-2 動水こう配を制御した圧密試験機の概略図

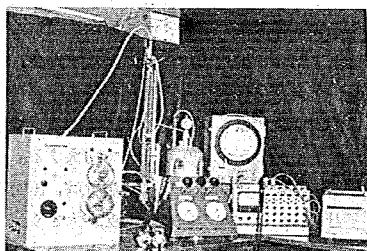


写真-1 動水こう配を制御した圧密試験機

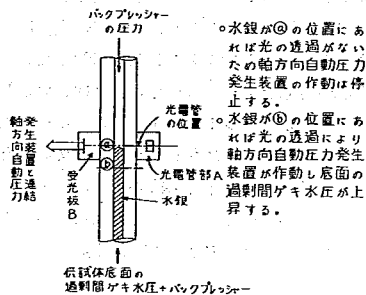


図-3 間隙水圧平衡装置の説明図

市作草部地区で採取したもので、日本統一分類でOHに属する塑性が中ぐらいないし高い有機質粘土である。

表一 試験に用いた粘土の特性

試料名	物理的性質				コンシダシビリ				収縮率			
	含水率 (%)	液性指数	塑性指数	天然含水率 (%)	液性指数	塑性指数	天然含水率 (%)	液性指数	塑性指数	天然含水率 (%)	液性指数	塑性指数
小見川粘土	2.67	135.4	1.479	8.308	75.4	38.4	8.5	41.5	54.9			
沼津粘土	2.64	125.0	1.365	8.435	104.3	23.0	15.2	28.3	56.5			
千葉沼津粘土	2.62	75.6	1.514	8.207	55.1	31.7	25.8	56.3	57.9			

4 試験結果

図-4はCG圧密試験における試験中の全応力ならびに供試体底面に発生した過剰間隙水圧と圧密時間との関係の1例を小見川粘土について示したものである。試験開始後、供試体底面の過剰間隙水圧が一定になるまで数分の時間が必要であり、また一定になるまでの時間は供試体上、下面の過剰間隙水圧の差 Δu が大きくなるほど長くなる。供試体底面の

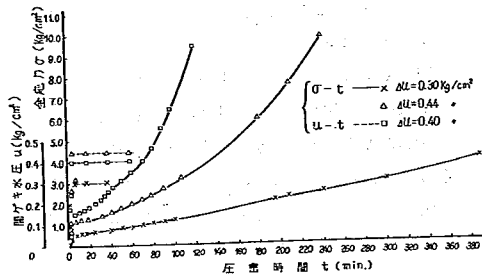


図-4 応力と圧密時間との関係

過剰間隙水圧が一定になったのちの載荷重は Δu が小さい場合には時間の経過とともにほぼ直線に増加するが、 Δu が大きい場合には間隙水圧の消散が早いので荷重増加率はしだいに大きくなる。したがってJIS圧密試験の最大荷重 12.8 kg/cm^2 に達するまでの時間は土質にもよるが2~4時間である。 Δu が小さい場合には少し時間がかかるが、現場の条件を考えると動水こう配の小さいものが必要な場合にはそれほど大きな圧密応力まで試験する必要はない。したがって現場の条件に応じた動水こう配を設定してCG圧密試験を行えば、

JIS圧密試験に比べて短時間で圧密試験をすることができ、しかも自動計測である試験をする手間も少なくすむなどの利点がある。

つぎに、図-8は1例として小見川粘土について実施したJISおよびCG圧密試験の結果から平均圧密応力と沈下量の関係を求め、それを図示したものである。小見川粘土についてもほぼ似た曲線関係が得られている。JIS圧密試験の結果とCG圧密試験の結果を比較すると、全体的にみてJIS圧密試験に比べてCG圧密試験の結果のほうが、いくらか右側に曲線がでている。これは、両者の試験の違いによる影響と考えられる。すなわち、JIS圧密試験では24時間載荷を行なうため圧密理論にしたがうと思われる一次圧密に相当する圧縮は1時間以内に終了することが多く、したがってほとんどの時間は二次圧密による圧縮量を測定している

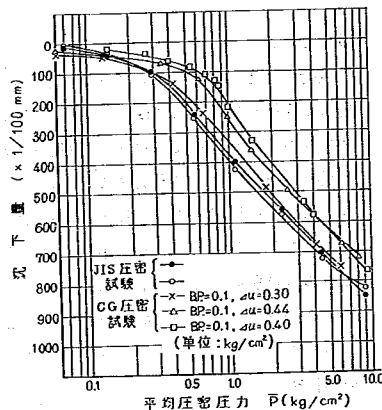


図-5 平均圧密圧力と沈下量の関係 (小見川粘土)

ことになる。これに対してCG圧密試験ではつねに過剰間隙水圧が存在する状態で載荷時間も短かいことなどから二次圧密による沈下量をほとんど測定していないことが原因として考えられる。またLoenads⁽²⁾の報告にもあるように荷重増加率の違いが圧密試験の結果に影響を及ぼしていることも考えられる。

図-6および図-7は平均圧密圧力と圧密係数の関係を小見川粘土および千葉有機質粘土について示したものである。小見川粘土についてみると、CG圧密試験における C_v の値はJIS圧密試験の値に比べるとそれほど大きな差はない。沼津粘土についても同様な結果が得られている。これに対して有機質を含んだ千葉有機質粘土では C_v の値は大きく違っている。有機質土の圧密試験は現行の圧密試験の中で特に問題の多い部分で、CG圧密試験は過剰間隙水圧のコントロールがことから、有機質土の圧密特性を調べる試験に適した試験方法であると考えられるので、今後さらに研究をすすめたいと考えている。

5 ま と め

現行のJIS圧密試験の結果と比較しながら、動水こう配を制御したCG圧密試験の適用性について検討を加えた。その結果、CG圧密試験は十分現場に適用できる試験方法であることが期待でき、しかも短時間で圧密を完了することができ、計測は自動記録で行なうため手間が少なくすむなどの利点をもっている。また、有機質土の圧密特性を調べるうえに適した試験方法であると考えら

れる。最後に本試験にあつて協力していただいた土質研究室の斉藤君に謝意を表します。

参 考 文 献

- (1) Lowe J., Jonas, E. and Obrician, V: Controlled gradient consolidation test, Proc ASCE, Vol. 95, No. SM1, 1969
- (2) Leonards, G. A. and Ramiah, B. K.: The effect of time in the consolidation of clay ASTM. Papers on Soils, 1959

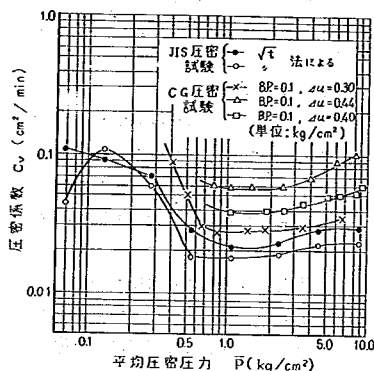


図-6 平均圧密圧力と圧密係数の関係 (小見川粘土)

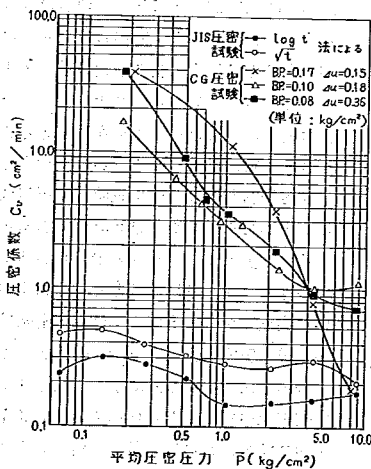


図-7 平均圧密圧力と圧密係数の関係 (千葉有機質粘土)

18. 振動台による砂層の液状化実験

動土質研究室 古 賀 泰 之

18. 振動台による砂層の液状化実験

動土質研究室 古賀泰之 三木英夫
○神保廣光 熊崎光吉

1 ま え が き

東京湾環状道路計画の一部として、川崎及び木更津を結ぶ東京湾横断道路計画がある。現在の計画によれば、この横断道路は橋梁、沈埋トンネル、人工島の異なった形式の構造物を連ねたものになる。この地帯は地盤が軟弱である上に地震の頻発地帯でもあるので、実際にこれらの構造物を設計・施工する上で検討を要する問題点がいくつかある。人工島は、換気塔の建設とその換気塔まで沈埋トンネルを支持するためのものであるが、現在砂盛土形式を主体とした案が検討されており、基礎地盤の圧密沈下、地震時の盛土の安定性・沈下等の問題点がある。ここでは、この砂盛土形式の人工島の地震時の問題点について述べる。

液状化現象：この人工島の地震時の安定性は、通常の円弧すべり面法により一応検討されているが、このように水中に没した砂盛土・砂地盤について、特に注意を要するのは地震時の液状化現象である。液状化現象とは次のような現象である。常時は粒子間の接触圧によって安定を保っている砂地盤が、振動のような攪乱によってこの接触圧が減少し0になると、砂が水中に浮遊した状態になり地盤全体が砂を懸濁した液体のようになり、支持力を完全に失なう事をいう。この接触圧が減少するメカニズムは次のように説明できる。その密度が小さく、繰返し荷重を与えると体積を収縮させるような砂を水中で繰返し載荷するとき、その周期が短いと体積減少傾向に伴う間引き水の排出ができない。したがって水を含む砂の体積は一定に保たれる。このように、もともと圧縮されようとする傾向のあるものを体積一定に保つための力として、間引き中の水圧が増加する。この増加水圧のために粒子間の接触圧が減少し、ついには液状化に至る。このような砂地盤の液状化現象が実際に生じて、大規模な被害をもたらした地震として有名なものに、新潟地震（1964）、十勝沖地震（1968）等がある。被害の種類としては、構造物の不等沈下、基礎の横すべり、軽埋設物の浮上、盛土の陥没等がみられた。

このような液状化現象が先に述べた人工島において生じたならば、盛土砂の流失、大規模な沈下等により沈埋トンネルに大きな損傷を与える可能性がある。これらの可能性を検討する1つのステップとして、大型振動台を利用した砂層の液状化実験を実施したので、ここにその概略を紹介する。なお、この実験は、科学技術庁防災科学技術センター及び関東技術事務所との共同研究の一環として実施したものである。

2 実 験 目 的

砂の液状化現象は、この約10年間、研究者及び実務者の興味あるテーマであり、多くの研究の集積がある。研究手法にはいくつかあるが、最近では三軸試験機等の室内動的せん断試験機によるものが多い。この試験は、地盤内の一つの土の要素の特性を調べるものである。一方、縮小された地盤全体の挙動を観察する事を目的としたものとして、砂箱を振動台にのせて加振する方法がある。この方

法は、箱による砂層の拘束条件や動的応力の制御の困難等から、主として液状化現象の定性的性状を調べるのに用いられてきた。今回、我々がこのような方法を用いた意図は次のとおりである。(1)地盤内の液状化現象を調べる。(2)地盤内のある部分での発生間引き水圧が他の部分に及ぼす影響を調べる。(3)要素試験との対比を行なう。(4)振動による沈下性状を調べる。(5)埋設物体の挙動を調べる。(6)これらの総合的な結果として、砂地盤の地震時の支持力低下推定法及び沈下量算定法を確立する。

3 実験方法

砂箱は内径寸法 8 m (長さ) $\times 5\text{ m}$ (高さ) $\times 2\text{ m}$ (奥行) の鉄製砂箱である。振動台は筑波学園都市の防災センターの大型振動台を利用した。実験時には、砂箱の長手方向を振動台の水平加振方向に一致させて据え付け、砂層厚は 4 m で表面まで水浸させた。実験に使用した砂は千葉県富津市浅間山から採取した山砂である。砂層築造時の砂の投入にはベルトコンベア及びバケットを用い、締固めは 30 又は 50 cm 層厚ごとに足踏み又はビブロランマによった。この各層ごとに密度測定等の施工管理試験を行なった。砂層の築造が進むにつれ砂層の下方から浸水させた。次に述べる一連の加振が終了すると、砂箱から排水し砂を一旦排出し再び次の実験のための砂層を築造した。48年度はこのよう実験を一様な砂層について3回、模型物体を埋設した場合について3回実施した。

加振方法により各回の実験を次の2通りに名づけた。(1)共振実験：台加速度 20 gal 程度で、振動数 $1\sim 20\text{ c/s}$ の正弦波で順次一定時間 ($20\sim 30\text{ sec}$) 加振する実験。これは、弾性定数や減衰定数のような砂層の動力学的特性を調べるものである。(2)液状化実験：(1)で推定した1次共振振動数付近の正弦波で台加速度 $50, 100, 200, 400\text{ gal}$ 目標でそれぞれ一定時間 ($60\sim 100\text{ sec}$) 加振する実験。これは、砂層内の過剰間引き水圧の発生特性や沈下性状を調べるものである。先の実験で過剰間引き水圧が発生した場合には加振終了後約1時間放置し、砂層が安定するのを待って次の段階の加振を行なった。以上のような実験のために、地盤内に $19\sim 20$ 個の加速度計 (ひずみゲージ式)、 $20\sim 23$ 個の間引き水圧計 (差動トランス式)、 5 個の沈下計 (差動トランス式) 等を埋設した。

4 実験結果

(1) 共振実験

加速度測定結果による共振曲線の1例を図-1に示す。これは砂箱中央付近のものである。この場合、砂箱内の砂層の1次共振振動数は $10\sim 11\text{ c/s}$ 、2次共振振動数は 17 c/s 付近である。1次共振時におけるこの倍率の場所的な分布を図-2に示す。砂箱の壁に近い所ではやや倍率が小さく、すなわち壁の拘束の影響があると推定される。次に、砂層表面近くになると倍率が急激に大きくなる。これは砂層の浅い所では拘束圧が小さく砂層の変形係数が大きいためである。なお、

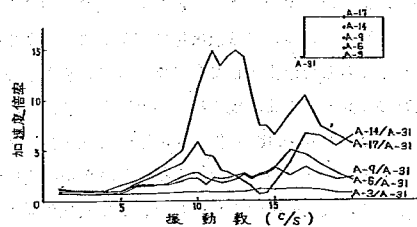


図-1 砂層の共振曲線

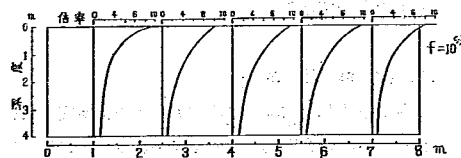


図-2 共振時の加速度分布

後述するように、砂層の力学物性を仮定し振動モデルを作れば、この共振曲線から逆に砂層の動力学定数を推定する事ができる。

(2) 液状化実験

液状化実験時の砂層の間げき水圧、加速度、沈下量の時間経過の1例を図-3に示す。図-4に加速度、間げき水圧の鉛直分布を示す。これらの図により、砂層が液状化した場合の性状のいくつかを述べる。

間げき水圧：液状化のメカニズムの説明で明らかなように、砂層の液状化現象においては、砂層内の間げき水圧の挙動が重要なポイントになる。加速度分布には、壁の拘束の影響が見出されたが、間げき水圧については、砂層中の同一の深度ならば、ほぼ同じような挙動を示している。1次共振振動数に近いような今回の加振法では、砂層の上層から過剰間げき水圧が増加し、その最大値として各点での有効上載圧にはほぼ近い値をとり、完全液状化に至った事がわかる。したがって、砂層の深い所では、かなりの時間に渡って下向きの水圧勾配が存在する。ここには図示していないが、深い所では振動終了後に水圧が増加する場合があるが、これはこのような下向きの水圧勾配により間げき水が上層から下層へ流れようとする事によるものである。

加速度 砂層の加速度は台加速度の増加とともに増加しているが、浅い所ではそれ以上に増加し、ある時点で(台加速度がほぼ一定であるにもかかわらず)急激に減少している場合がある(図-3(a))この現象を台加速度に対する倍率として表わしてみると(図-4(a))、次のように言えよう。砂層加速度は、台加速度の増加とともに、まず上層で倍率が減少、下層でわずかに倍率が増加する。これは、砂層に対する入力レベルの大きさによる弾性定数、減衰特性の変化によるものである。上層部はある時点で倍率が急に増加するが、

それ以後、急に減少し、ついには台加速度よりも小さくなる。これは、過剰間げき水圧がある値よりも増加すると変形係数が増加するが、間げき水圧がさらに増加した場合、その層のせん断強度が低下し、その強度以上のせん断力を伝えなくなるためである。完全な水平地盤では、完全液状化時には下方からの振動を伝達しないと考えられるが、このような砂箱の中での実験では、壁からの強制変位の影響を全くなくす事ができないので、液状化後にも若干の砂層加速度を検出している。

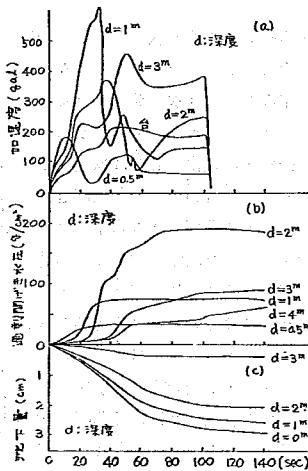


図-3 加速度、間げき水圧、沈下量の時間経過

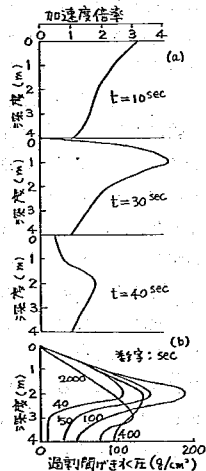


図-4 加速度、間げき水圧の鉛直分布

沈下量 図-3(c)から明らかなように、このように長時間の加振に対しては総沈下量に対し振動中の沈下量が大部分を占める。先の間げき水圧分布と関連して興味深いのは、例えば0~100 sec間は底面から1 mの位置における水圧勾配は下向きで間げき水は下層に流入する傾向にあり、したがって1 mの位置では沈下よりもむしろ上昇が生ずるはずであるが、図のとおりこの間もかなり沈下を継続している。これは、砂層が完全に飽和していなかったために過剰間げき水圧の発生によって、間げき水中の気泡が圧縮されたためと考えられる。なお、砂層の飽和度は実験時には直接測定できなかったため、別個に実験砂層築造方法に似せて小型の容器内に詰めた不飽和の砂層の下方から徐々に水を浸透させるという方法で水浸させた後、重量測定及びコンクリートに用いるエアメータによってこのような方法で築造した砂層の初期飽和度を75~85%と推定した。

5. 考 察

(1) 砂層の振動特性

砂層の振動モデルを次の仮定の下に作り、共振曲線との対応から砂層の力学定数の推定を試みた。
 仮定：①砂層を一定定数の線型粘弾性体とする（せん断ひずみ速度に比例する減衰抵抗） ②砂層の変位の中で、水平加振方向の変位のみが卓越する ③砂箱壁は完全剛とする ④砂箱壁における砂層の相対変位はないとする。このモデルにより、砂層の平均的なせん断弾性波速度を40 m/sec、せん断弾性係数を310 t/m²と算定される（1次共振振動数を11 c/sとしたとき）。この値は、いずれも従来提案されている値（例えばRichart）よりも、ひずみレベルの違い等を考慮してもかなり小さい。この理由の第1は、砂箱の剛性ないしは砂層の拘束度の過大評価にあると考えられる。今後、もう少し検討したい。なお、このようなモデルによっても、壁に近い所では2次共振時に1次共振時よりも倍率が大きくなる等の挙動は説明できる（図は省略）。

(2) 砂層の液状化及び沈下過程

ここでは側方拘束のない水平砂層の振動による液状化及び沈下過程の解析を試みた。液状化現象は本来非排水条件下において生ずるものであり、沈下現象は間げき水の流出と対応するものである。しかし、このような振動実験では加振中にも間げき水の流出があるので、振動実験による砂層の間げき比の変化は図-5(a)(b)のように模式的に表わされる。ここに、 $\vec{AD}$ は振動中の変化、 $\vec{DE}$ は振動後の変化である。振動中は完全に非排水とすると $\vec{AD}$ は水平で間げき比の変化は生じないが、一般には振動によって過剰間げき水圧が発生し有効応力が減少すると同時に、発生した過剰間げき水圧の場所的な分布により間げき水の流出（入）が生じ間げき比が変化するので $\vec{AD}$ において間げき比の変化が生ずる。この振動中の微小時間間隔 Δt における変化 $\vec{BC}$ を(b)のように考える。 $\vec{BC} = \vec{BF} + \vec{FC}$ 。ここに、 $\vec{BF}$ は振動による（非排水と考えて）過剰間げき水圧の発生過程、 $\vec{FC}$ はF時点における過剰間げき水圧分布に基づく間げき水の流れによる変化である。振動が定常で周期をTとして、従来の報告されているいくつかの非排水繰返し単純せん断試験の結果等を参考にして、 dud を次のように表わす。

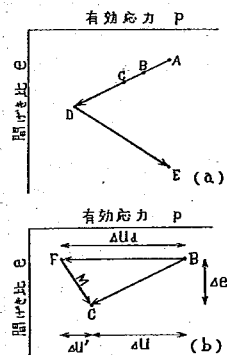


図-5 振動による間げき比変化

$$du_d = U \left(\frac{\tau_d}{\sigma'_{v0}}, e_0, k_0 \right) \cdot \sigma'_{v0} \cdot \frac{dt}{T}$$

この間引き水圧関数Uを、既往の非排水繰返し三軸試験による液状化実験結果から、柴田の方法(1971)により算定した例を図-6に示す。なお、図中にいくつかの実験結果より読取った値を記入した。間引き比の変化 de は間引き水を非圧縮性としてダルジ-則から次式を得る(k は透水係数)。

$$de = \frac{1+e_0}{rw} \frac{\partial}{\partial z} \left(k \frac{\partial u}{\partial z} \right) dt$$

一方、FC過程において有効応力が du' だけ増加したものと考えると de は次のように表わせる。

$$de = M \cdot du'$$

ここに、 M は圧縮係数である。この M については、非排水繰返し三軸試験により、供試体に少し過剰間引き水圧を発生させた後に排水させることによって求める事ができる。図-7にこのような試験結果の1例を示すが、大体において部分液状化後の再圧縮過程においても正規圧縮過程とほぼ同様の圧縮係数が得られる。以上の諸関係に前述した間引き中の空気圧縮をも考慮して振動による液状化及び沈下過程の試算を行なった。計算に用いたせん断応力は、実験時の振動モードを1次のせん断振動として加速度分布から変位分布、せん断ひずみ分布を算定し、さらに先に求めたせん断弾性係数を乗ずる事によって求めた。図-8の計算例では、実験時の加振条件とは異なり、加速初期から瞬時に所定の最大加速度になるものとして計算を行なっている。直ちに図-3のような実験結果と比較できるものではないが、過剰間引き水圧の性状ならびに沈下量は実験結果とそれほど大差のない結果を得た。したがって、今後計算法の改良ならびに力学定数の再検討が必要であるが、このような方法によって振動による液状化及び沈下過程の解析がある程度定量的に行なえるのではないかと考えている。

6. あとがき

以上、液状化時の砂層の性状の紹介ならびに液状化・沈下解析の試案の提案を行なった。

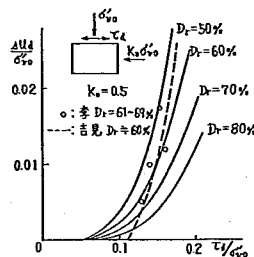


図-6 間引き水圧発生関数

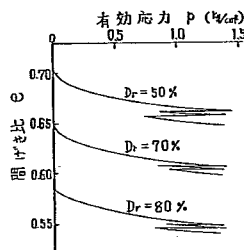


図-7 液状化に伴う
応力～間引き比の関係

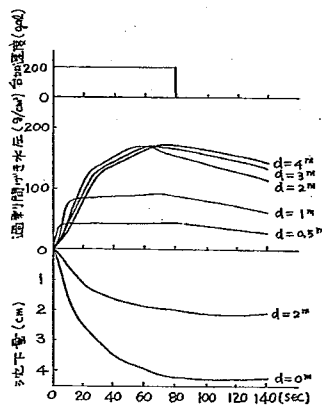


図-8 液状化・沈下計算例

19. ロータリーフォイルサンプラー
を用いた土質調査

基礎研究室 森 山 清 治

19. ロータリーフォイルサンプラーを用いた土質調査

基礎研究室 森 山 清 治

1 ま え が き

地盤の乱さないサンプリングを行なうサンプラーには、シンウォールサンプラー、二重管式サンプラー（デニソンサンプラーなど）、フォイルサンプラーなどがあり、採取する地盤の条件、採取目的などに応じてそれぞれ適したサンプラーが用いられている。しかし、従来のサンプラーは一般に比較的軟弱な地盤のサンプリングを対象にしているものが多く、たとえば亀裂の入った硬い粘土地盤や締った砂質土などのサンプリングに対しては必ずしも十分な性能を有しているとはいえない。

そこで、これらの地盤のサンプリングを行なうためにロータリーフォイルサンプラー（1号機）を製作し、約1200mにおよぶサンプリングに使用した。さらにその結果に基づいて改良型のロータリーフォイルサンプラー（2号機）を製作し、2、3のサンプリングに使用したので、その結果について報告する。

2 ロータリーフォイルサンプラーの機構と性能

フォイルサンプラーはその先端にフォイルテープを納めたフォイルマガジンを有しているため、試料採取径に比べてサンプラーの外径が大きく、たとえばN値5程度以上の地盤に対しては押込が不可能になる欠点をもっている。ロータリーフォイルサンプラーは、ロータリーボーリング方式を組み合わせることでこの欠点を補い、硬い地盤に対してもフォイルサンプラーを使用できるようにしたものである。図-1によってサンプリング方法を説明する。泥水を循環しながらロータリーチューブを回転すると、ロータリービットによって先端の地盤が掘削される。この場合サンプラーチューブは回転しない。その状態でサンプラーチューブを押し込むと、カッティングエッジが地盤に食い込み、試料は順次フォイルテープに包まれてサンプラーチューブに収納される。なお、泥水の噴出やロータリービットの回転によって先端地盤が乱されるのを防止するため、カッティングエッジの先端はロータリービットの先端よりも常に下方に突き出している。したがって、試料とサンプラーチューブ内面との摩擦や試料の自重による乱れも無く、軟かい地盤から硬い地盤に至るまでの乱さない長い連続したサンプリングを行なうことができる。

表-1は2号機の性能を示したものであるが、1号機に対する主な改良点は次のとおりである。

- (1) 最大粒径50mm程度の砂礫層のサンプリングができるよう、サンプラー径を64mmから93.2mmへと大きくした。
- (2) (1)にともない、押込力、引揚力などの動力性能を大きくした。
- (3) サンプリング状態を定量的に把握できるようにするため、各種の指示計をとりつけた。

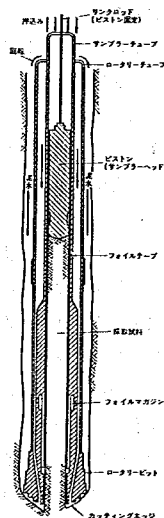


図-1 先端部模式図

(4) サンプラーの押込みが適切にできるようにするため、油圧系統を改良した。

(5) その他、操作性、安全性向上のための改良を行なった。

表-1 2号機の性能

構造	機能名	2号機のロータリー フェイスラングラー
サンプラー部	採取試料の直径	932mm
	採取可能深度	80m
	採取試料長さ	1回の操作で10m
	フェイステープの枚数	24枚
	ラングラーチューブの内径	932mm
	外径	1016mm
	単位長さ	25m
	ロータリーチューブの内径	160mm
	外径	175mm
	単位長さ	25m
駆動部	電動機	3相200V、全閉型
	回転数	16~120rpm、9段変速
同軸トルク	最大押込力	5t
	最大引揚力	0~0.3m/分
押込引揚装置部	最大引揚力	15t
	引揚速度	0~10m/分
泥水ポンプ	吐出量	25kg/分
	吐出量	41~104L/分
補助ウィンチ	巻揚力	1,350kg
	巻揚速度	30m/分

3. 2号機によるサンプリング

3.1 名古屋港金城ふ頭におけるサンプリング

(中部地建名四国道工事々務所実施)

昭和48年12月~昭和49年2月、伊勢湾岸道路名古屋港域部の地盤調査としてサンプリングを行なった。サンプリングは1ヶ所、採取深度は80mである。その結果を図-2に示す。試料の採取率は90~100%で、採取試料の観察結果からは大きな乱れの影響はみとめられず、この種の地盤に対しては十分適用できることがわかった。

3.2 川崎市浮島町におけるサンプリング

(土木研究所基礎研究室実施)

昭和49年2月~3月、2号機の性能試験を目的としてサンプリングを行なった。サンプリングは1ヶ所、試料の採取深度は50mである。その結果を図-3に示す。水を多量に含んで液状化していると思われる砂層の一部をのぞき、ほぼ100%の採取率を得た。このサンプリングの結果、粘性土や砂質土に対しては、内径89~91mm長さ80~140mm程度のカッチェンエッジが適していることがわかった。

3.3 東京湾央におけるサンプリング (関東地建東京湾岸道路調査事務所実施)

昭和49年6月~7月、東京湾横断道路の川崎側人工島計画位置の地盤調査としてサンプリングを行なった。サンプリングは1ヶ所、採取深度は41mである。

調査地点は川崎沖約6kmの海上で水深約30mであるため、作業足場として自己昇降式大型SEP「盤石」を使用した。なおSEPについては本工事に備えて予備調査をも兼ねたものである。SEPの設置状況とサンプリング状況を図-4に示す。地盤が軟弱でスベッドにおける十分な支持力が期待できないため、船体を海面に浮かして浮力によって荷重を分担させた。波圧によってラングラーチューブが振動するのを軽減するため、孔壁保護用のケーシングの外側に波よけ用のケーシングを設置した。波よけのケーシングの下端は約5m地盤に貫入させ、上端はSEPに固定した。SEPを海面に浮かしたため、波浪による横振れが大きかった(0.01%程度で人体に感じる)が、サンプリングには支障無かった。潮位の変動によるSEPの上下動はほとんど無かった。また、海上という特殊条件から泥水として海水を使用した。使用に当たってはあらかじめ陸上で配合試験を行なった。実際に使用した泥水の配合を表-2に示す。サンプリングの結果を図-5に示す。

サンプリングは次の3つの方法によって行なった。

(1) 押込サンプラー方式 (0~15.35m)

上層部は非常に軟弱であるため(N値はほとんど0であると推定される)、特別に製作したシェ

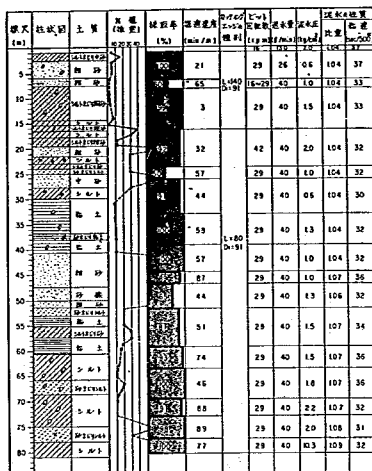


図-2 名古屋港におけるサンプリング

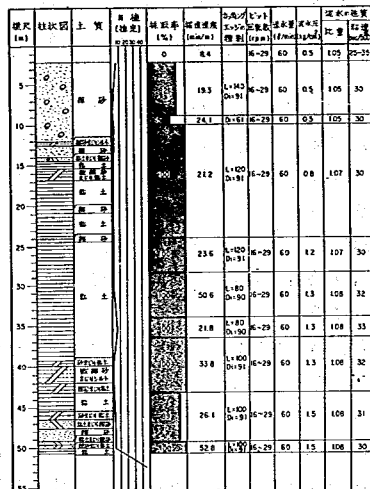


図-3 川崎市浮島町におけるサンプリング

-をとって、ロータリー方式を使用せず普通のフォイルサンプラ-としてサンプリングを行なった。サンプラ-の故障のため一部の試料を落下させたが、再サンプリングを行なって100%の採取率を得た。

(2) ロータリーフォイルサンプラ-方式 (15.35~22.47m)

上記区間に比べてやや地盤が硬く、押込方式は使用できないため本来のロータリー方式でサンプリングを行なった。

カッティングエッジは写真-1に示すものを用い、ビットは写真-2に示す砂礫用5段ビット(普通の4段ビットに比べてチップを大きくし、とりつけ数も多くして掘削性能をよくしたもの)を試験的に使用した。結果は良好であったが、作業のミスによって一部の試料を採取できなかった。

(3) 砂礫用カッティングエッジを用いた方式 (22.47~41.48m)

写真-3に示す砂礫用のカッティングエッジ(肉厚を厚くして強度を大きくしたもの)と砂礫用5段ビットを用いてサンプリングを行なった。

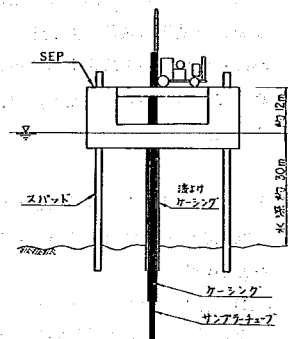


図-4 サンプリング状況

表-2 泥水1㎡当り配合割合

ベントナイト	125kg
CMC(塩水用)	15#
FCL(解膠剤)	5#
シークレー(発泥防止)	25#

砂礫層は、上部が10～30mm、下部が40～60mmの礫よりなり、最大粒径は70mm程度であった。マトリックスは細～中砂よりなり、粘土分はほとんど含んでいないため、試料とフィルターとの付着力が期待できず、サンプリングが困難な地盤であった。しかし、試料の採取率は約70%で比較的良好な結果を得ることができた。

写真-4は採取した砂礫の一部を示したものであるが、粒度組成についてはほぼ原地盤の状態に近いものと推察できる。

写真-5はSEPによるサンプリング状況を示したものである。

サンプリングによって得られた試料については、採取後の乱れを少なくするため、できるだけSEP上で試験を行なうことを検討した。しかし、SEPの振れが大きく天秤による重量の測定が困難なため、一軸圧縮試験のみを現地で行ない、他の試験についてはパラフィンで保護して陸上に運搬して行なった。なお、一軸圧縮試験の供試体については、試料成形時に乱されるのを防止するため、成形せずに所定の高さに上端を切りそろえて採取径のままで試験を行なった。

4. サンプリング結果の考察と今後の課題

以上述べた2号機によるサンプリングの結果次のことがわかった。

(1) 粘性土や砂質土に対しては1号機と同様十分

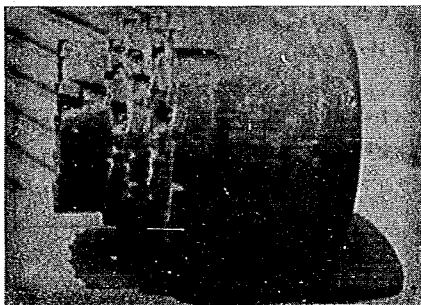


写真-2 砂礫用5段ビット

深度 (m)	地層 名	土質 (地質)	採取率 (%)	採取量 (m³/m)	試料量 (g)	試料量 (kg)	試料量 (t)	試料量 (m³)
5.2	シルト質粘土	シルト質粘土	5.2	22.5	0	0	0	
10.0	シルト質粘土	シルト質粘土	10.0	24.0	0	0	0	
24.0	シルト質粘土	シルト質粘土	24.0	22.0	0	0	0	
32.9	シルト質粘土	シルト質粘土	32.9	24.8	20	40	1.05	38
32.2	シルト質粘土	シルト質粘土	32.2	22.6	20	40	1.05	35
25.9	シルト質粘土	シルト質粘土	25.9	21.8	20	40	1.05	35
32.7	シルト質粘土	シルト質粘土	32.7	11.9	20	40	1.05	35
26.4	シルト質粘土	シルト質粘土	26.4	24.1	20	40	1.05	31
12.4	シルト質粘土	シルト質粘土	12.4					

1: 試料採取エッジの高さ (mm)
2: 試料採取エッジの長さ (mm)
3: 試料採取エッジの幅 (mm)

図-5 東京湾央におけるサンプリング



写真-1 普通型カッティングエッジ

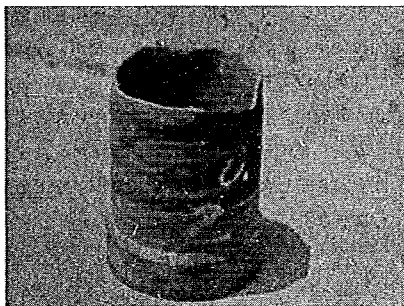


写真-3 砂礫用カッティングエッジ

な適用性を有していること。なお、これらの地盤に対しては内径89~90mm、長さ80~150mmのカuttingエッジが適しており、ビット回転数は16~29 r.p.m、送泥量は40~60 L/minが適当であること。

(2) N値が5程度以下の軟弱な粘土地盤に対しては、ロータリー方式によらない普通の押込型フォイルサンプラーとしても使用することができること。

(3) 海上でのサンプリングの場合には、泥水の配合、管理などを十分に行なえば海水を使用することができること。

(4) 従来のサンプラーでは非常に困難とされていた砂礫層のサンプリングにも適用できる見通しを得たこと。なお、この場合採取された試料が乱されることは避けられないが、粒度組成については原地盤にかなり近い状態で採取できること。

(5) 各種の指示計をとりつけたことにより、サンプリング状態が定量的に、しかも的確に把握することができ、1号機に比べて操作性が大幅に向上していること。

(6) その他安全性などが向上していること。

以上のように1号機に比べて大幅に性能が向上しており、大きな欠陥はみとめられないことがわかった。しかし、砂礫採取時の試料落下防止方法など今後に残された問題点もあり、これらについてはさらに研究を行なう必要があると考えている。

参 考 文 献

- 1) 吉田巖, 吉中竜之進: 特殊型フォイルサンプラーの試作と砂地盤調査の一例, 第2回土質工学研究発表講演集, 土質工学会, 1967
- 2) 駒田敬一, 岡山義人: 特殊型フォイルサンプラーによる西大阪地盤の調査例, 土のサンプリングシンポジウム論文集, 土質工学会, 1968
- 3) 吉田巖, 吉中竜之進: 特殊型フォイルサンプラーによるサンプリング(第2報), 第4回土質工学研究発表講演集, 土質工学会, 1969
- 4) 吉田巖, 吉中竜之進, 高水尚英: 特殊型フォイルサンプラーの開発とその適用性, 土木研究所報告第137号の2, 1970
- 5) 足立義雄, 和泉孝位: 砂礫層への特殊型フォイルサンプラーの適用例, 土木技術資料 Vol. 16, 第6, 土木研究会, 1973
- 6) 駒田敬一, 足立義雄, 森山清治: ロータリーフォイルサンプラーによるサンプリングとその実績, 土木研究所資料第884号, 1974
- 7) 駒田敬一, 足立義雄, 森山清治: ロータリーフォイルサンプラーによるサンプリングとその改良について, 第9回土質工学研究発表講演集, 土質工学会, 1974

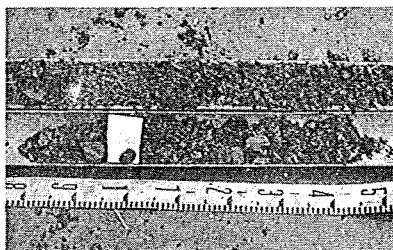


写真-4 採取した砂礫

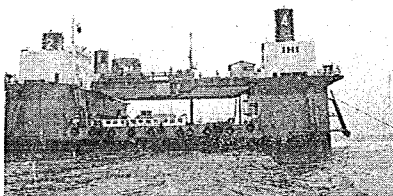


写真-5 サンプリング状況