

土木研究所資料 第1094号

第 14 回

土木研究所研究発表会資料

昭和51年 3 月12日

建設省土木研究所

目 次

1. ガスクロマトグラフによる PCB 分析法に関する実験的検討	化学研究室	村 山 進	1
2. ヘドロ浚渫に於ける水中の有害物質の処理	水質研究室	工 藤 宏 平	5
3. 下水処理水中の無機塩類の除去	三次処理 研究室	若 月 高 晴	11
4. 雨天時合流式下水道からの汚濁負荷の流出	都市河川 研究室	山 守 隆	19
5. 二層潮流の計算法とその応用	海岸研究室	宇 多 高 明	25
6. 道路周辺の大気汚染の現状と拡散モデルについて	交通環境 研究室	秋 山 清	31
7. ランプ部の騒音に関する模型実験	交通環境 研究室	上 原 万寿雄	37
8. 小地域における総合情報処理システムの検討	システム課	野 口 正	41
9. 道路交通の予測シミュレーション	道路研究室	柴 田 正 雄	47
10. 建設機械の操作方式の評価に関する一考察	機械研究室	山 田 一 彦	53
11. フィルダムの盛立工事における施工機械の最適配置について	施工研究室	熊 谷 恒一郎	57
12. フィル材料の変形特性とフィルダムの応力解析	フィルダム 研究室	渡 辺 和 夫	61
13. フィルセメントに関する室内試験	ダム構造 研究室	田 熊 潤 司	69
14. SRC部材の強度特性に関する基礎実験—梁および柱部材について—	コンクリート 研究室	古 賀 康 之	73
15. 地すべり斜面における盛土に伴う間ゲキ水圧の挙動	地すべり 研究室	白 石 一 夫	81
16. モデル斜面の変形と安全率について	新潟試験所	白 石 吉 信	87
17. 地盤の耐震性の解析法について	振動研究室	龍 岡 文 夫	91

1. ガスクロマトグラフによる

PCB分析法に関する実験的検討

化 学 研 究 室

村 山 進

ガスクロマトグラフによるPCB分析法に関する実験的検討

(計器の出力変動と検量線の作成方法について)

化学研究所 村島 進

1. まえがき

近年環境に対する関心が高まり、これにつれて環境汚染の実態あるいは処理対策のために各種の調査、研究が行われている。この基礎となるデータを集めるために各種分析が行われているが、この中で機器による分析の大きな欠点とされている。どのような分析機器を用いても出力変動等、分析機器に起因する変動は避けられない。現在のようにその分析値として、 ppb から ppb のオーダーが求められるような場合、この変動を無視することは出来ない。このためより正確な精度の高い分析を行い、且つ分析値を正しく用いるためには分析機器の出力変動と分析精度とを把握しておく必要がある。

PCBの分析に用いられるGC-Dガスクロマトグラフも例外ではなくかなりの変動がある。一般には日による変動が大きいといわれている。このため現在の公定法では、測定かつ検量線を作成することになっている。しかし、検量線と測定かつ作成することは、現在主に用いられている係数補正法であり、1回の測定に10分程度を要するた作業能率が悪い。又、パターン法を用いる場合には検量線作りに分析時間の大半を費やし非現実的であるといえる。そこでGC-Dガスクロマトグラフの出力変動、精度および正確度について実験を行い、検量線の作り方をより正確で効率的な検量線を作成する方法について実験的に検討を行う。

2. 実験法

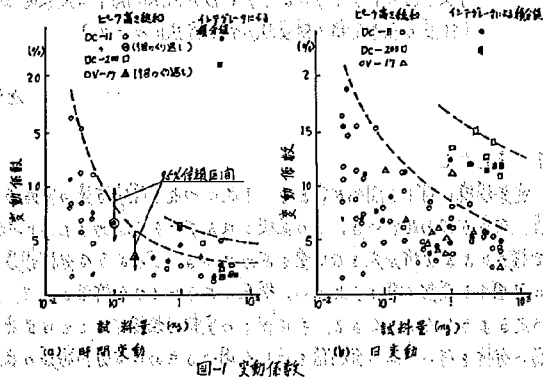
KC-300, および KC-300+400+500+600 (1:1:1) 標準液(以後混合液と略す)を用いて日本電子製 GC-1100型 (GC-D) ガスクロマトグラフ・ガラス製32mカラムを常法に従って調整し表1に示す実験条件を行った。

表-1 実験条件

カラム		3% DC-200 Chromosorb W(AW-DMCS) %	5% DC-11 Chromosorb W(AW-DMCS) %	1% OV-17 Chromosorb W(AW-DMCS) %
エイジング条件	カラム温度	240 °C	240 °C	320 °C
	流量	10 ml/min	10 ml/min	15 ml/min
分析条件	時間	5 day	10 day	5 day
	カラム温度	300 °C	260 °C	200 °C
	検出器温度	300 °C	300 °C	320 °C
	注入口温度	250 °C	250 °C	250 °C
	流量	60 ml/min	60 ml/min	50 ml/min
測定値		ピーク高さ (検量線) インテグレーションによる積分値	同 左	ピーク高さ (1/4S)

3.1 變動係數

定して同一測定結果に帰するものがある。図-1に同一日内に於ける時間変動と日変動との間に生ずる変動係数の変動係数(1日係数/1日)を示す。時間変動では1/10以下約3%、10日以下8%程度変動する。日変動は時間変動の2~3倍以下最大10%程度、10日以下4%程度変動している。これら原因としては



入力操作に与えられた値によって変動係数が異なり、その値によって起るもの等が考えられるが、目には変動の大小に比べて分析機器の出力変動が、最も大きな影響を与えているものと思われる。

3.2.1 模量線の形(関係式)

用いて夫々のカラムで日を変え測定結果 T を得る。日によってかいてある。このため取り日に作業線を用いるには特定の日々には必要になる。2.水数、カラム測定を行った場合には、測定日毎を作成しなければならない。

ここで国 2 から開くことができる。鉄
料量とピロギ高との関係は必ずしも正比
例にない。そこで、これより結果として一
般のプロットするに国 3 のような結果
が得られる。この結果から、 $10 \sim 14\%$
 $1/10$ の二つの鉄料量範囲とけずる
と次式で表わされる直線関係が成立していると見せる。

(3.7) $y = a \cdot x^b$

4: 二つの商の積和(ロイヤルテグレートによる積分値)

又：試料量

a, b : 定数

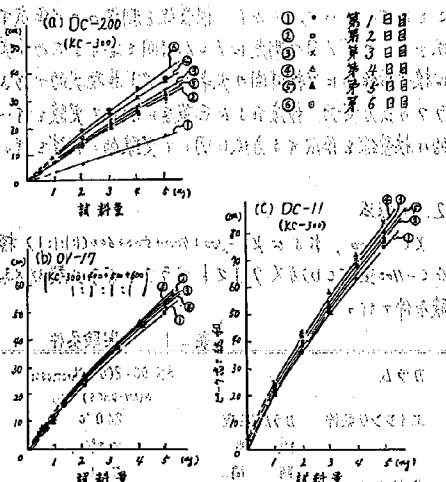
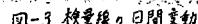


圖-2 日間變動

得られる直線は、図-3に示されるように、日が変わると傾きもほぼ一定であり、横軸としての変動はこの直線の平行移動、つまり、定数 a のみの変化とみなせる。表-2にこの直線関係で最小自乗法により求めた定数 a 、 b を大々示す。傾き b は3.25%の変動を示す。この結果より b は統計的に一定とみなせる。

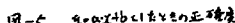
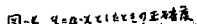


確度(力タヨリ)

1カ1 一般に横量線は $y = ax + b$ (傾は a , 切片は b) と表わすことができる。このため横量線の傾・関係式がどのようになるかによって、分析値に与る特定値が分岐を生ずる。

検量線が $y = a \cdot x$ となる場合
非常に簡単になる。しかし、因
素実験の結果に基づき仮定が成
立、 a, b, c により $y = a \cdot x + b$ と仮
定して作成したその検量線の正確
比較の原真を通る直線に近似し
たものとなるように生ずる。
よって、試料量が 0.1 mg
と $y = a \cdot x$ に近似するが、実験
場合でも試料量の桁が異なると
なると y の値が異なるように生ずる。

梅曼德: $y = a \cdot x + b$ 恒定

表二の中央部の値の平均値をたゞし、 $\bar{X}$ とせし。

(1~5, 10~15) の二つの範囲に分けて異なった直線関係にあるとして、最小自乗法によって直線を求めた。) 図一に示されるように、 $y = ax$ と仮定したときより、カタヨリは小さくなる。つまり、 y の直線が実際の直線より大きくなるのは、 y があるときより、 y の直線が実際の直線より小さくなる。尚これより、 $y = ax + b$ として十分正確な直線が得られるときより、 y の直線が実際の直線より大きくなる。正確な直線が作成されるに必要なくとも、4~5回の測定が必要とされる。この場合、毎日の直線をつくることは非現実的である。

圖-2 与 圖-3 示出此子式 (7) 中 $y = a \cdot x^b$ 与 a 变良近似此子式 (7) 在 x 上, $7y = a \cdot x^b$ 与 1 在 y

よにばカタヨリは生じないはずであるが、実際には定数 a 、 b は数回の測定によって得られる推定値であるためこれに基づくカタヨリを生ずる。

2) 3) 7) b) 一定とせるものから正確に求めたものは特定の標準材料を測定することによって求められ、この出来検査値を得ることが可能である。2) 3) 7) b) の時間、日変動は3.5%であるから、5~6回検査値を作成したときb)の信頼限界はおよそ3.5%となる。これに基づき検査値のカタヨリを図-6に示す。(10)は1) a) b) 1) 3) 7) 基準に17個とb)検査値を作成したときカタヨリである。標準誤差が多くと水回し水取りカタヨリは小さくなるが、図-6に示すように材料量の各桁毎に異なる基準値と検査値を作成する方が十分な正確度であるといえる。尚、図-6は基準値に誤差があるとして7)カタヨリを示したもので、実際には再現精度(時間変動)が3.5%あるため、標準材料一回(17回)の測定で基準値を求めたときの信頼限界は6.1% (6.1%×2)となり、図-6にこの値のカタヨリが上積される。1) 1) a) 7) 分析目的に応じて標準材料の測定回数と求める必要がある。1) 1) b) に述べた方法に比べれば正確度は高く短時間で検査値が得られるために定常的な分析には本方法が適しているといえる。

4. あとかき

計器の出力変動に較差操作成方法に關し、述べたが、現在では多く用ゐられてゐる係數補正法は、 $y = ax + b$ ($b \neq 0$) と假定して、この直線係數補正法を用ゐる場合は、直線關係が成り立つ条件及び濃度範圍を正確に把握してなく、したがより正確な分析を行う上で必要であるといへる。

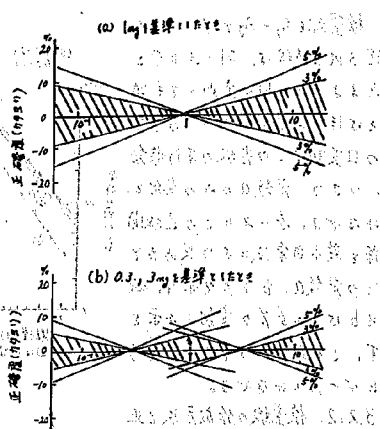


图-6 $y = a \cdot x^b$ かつ $x \geq 1$

2. ヘドロ浚渫に於ける

水中の有害物質の処理

水 質 研 究 室

工 藤 宏 平

ヘドロ汚染における水中の有害物質の処理

水質研究室 工藤 宏平

1. まぐさ

最近、水底に堆積したヘドロの水質汚染に与える影響が大きな社会問題となり、多くの各地でヘドロの浚渫、埋立などの除去、処分の事業が実施されている。しかし、これらのヘドロ中には有害物質が少量に含有されていることも多く、特に重金属類・PCBなど人体に直接の影響を及ぼす物質が含まれている場合には、これらの挙動について十分に把握しておかないと、汚濁防止事業により二次公害を引き起こすおそれがあるので十分の配慮が必要となる。これまでヘドロ中の有機性浮遊物質(BOD, CODなど)、栄養塩類(リン、窒素など)の除去、ヘドロが再浮遊した時の酸素消費(ヘドロからの硫化水素の発生などの研究)がかなりの成果が得られている。しかし、この過程とするとヘドロ中の重金属類・PCB等の挙動については、まだ未知の面が多く、ヘドロの除去、処分に関連して生ずる種々の問題についての研究はあまり行われていない。そこで水質研究室では、重金属類・PCB等の有害物質を含有するヘドロを用い、ヘドロの除去、処分に關する研究を行なっており、本文ではヘドロの粒度別の有害物質の含有量、ヘドロ浚渫排水の処理等について報告する。

2. 試料

2-1 試料の性状と分析方法

表-1 ヘドロの性状

	含水率 (%)	含水率 (%)	COD (mg/g)	K-N (mg/g)	T-P (mg/g)	Ca (mg/g)	Pb (mg/g)	Cu (mg/g)	Hg (mg/g)	PCB (mg/g)
実験に用いたヘドロの性状を表-1に示す。Aは製紙工場排水によるもの	85	44	209.6	6.57	2.01	2.20	72.5	40.0	2.32	11.5
Bは製紙工場排水によるもの	57	22	44.1	1.64	2.35	6.72	762	173	298	—

であり、そのほとんどが懸濁物質である。このため機械的性質が大きく、粘性が大であり、硫化水素の発生が非常に高く、有機質が大部分を占めている。Bは化学工場排水に關するもので、砂をかなり含んでいるため流動性が高い。これらのヘドロにおいて総水銀・PCBの分析を行な、結果、表-1に示すように極めて高濃度が含有されていることが知られた。ヘドロA、Bはいずれも環境庁の設定している「底質の除去基準」(総水銀約25ppm, PCB 10ppm)によって除去、処分の対象となるものである。

本実験に用いた水質、底質の分析方法を表-2に示す。

2-2 粒径による水銀・PCBの含有量

表-3に粒径による水銀・PCBの含有量を示す。A、Bヘドロの74μ以下の粒子がそれぞれ86%、78%と大部分を占め、PCBは含有量の99%がこの74μ以下の粒子に含まれており、PCBは機械

項目	分析方法
COD	過マンガン酸カリ 酸性法
S.S	ろ過ろ過法、ASH法、重量法
濁度	散光光密度計
T-P	EPA 混合試薬法
K-N	下水試験方法
T-G	和歌山県公害防止センター 公害関係の分析法と別記
Pb, Cu	JIS K 0102 37.2 第3
総水銀	環境庁 水質、底質調査方法
PCB	JIS K 0093

子に蓄積していることがわかった。水銀も全量
有量の90%が74μ以下の粒子に含まれており、
同様の傾向を示していることがわかった。

したがってヘドロの微細粒子をばねさせるこ
とは、ヘドロの有害物質による環境を汚染する
二次公害の要因になりうることを十分認識する
必要がある。

3-3 ヘドロ浸染余水の処理について

現在ヘドロ処理の一般的な方法として、ポンプ浸染パイプ輸送埋立という方式が多く用いられて
いる。しかし浸染に用いられるポンプは、その吸引・パイプ輸送等の制約から、通常の場合10%以
上のヘドロの含水率を確保することが必要となる。したがって、処理の過程において埋立処分地から
大量の余水が排出されることになる。特に重金属類・PCB等の有害物質を含むヘドロの場合、余水
の水質を排出基準以下に抑えることがヘドロの浸染・埋立処分を行う上で重要な条件となる。

本研究では、前記のA・Bヘドロを用い、水銀・PCBを含むヘドロの浸染余水処理の可能性
を室内実験により検討したものである。

3-1 PCBを含む余水の処理

3-1-1 実験の方法

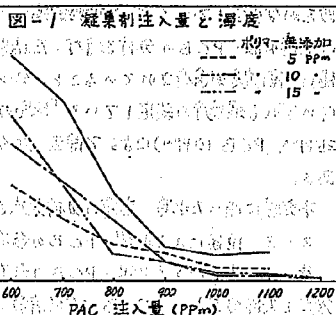
ヘドロAの蒸留水中の含有量300(μg/L)として振とう機で4時間激しく振とうし、静置沈殿3
時間後の上澄水を採取し原水とした。含有量および振とう時間・環境条件を示した「底質調査方法
(第2版)」(昭和29年)および現在一般に用いられているポンプの能力を考慮して選定したもので
ある。原水の水質を表-3中に示す。上澄水を1Lビーカーに分取し、6車ジューサーを用いて
凝集沈殿の効果を判定した。まず無機凝集剤を注入し、急速攪拌(150rpm)2分、有機高分子凝集剤(
以下ポリマーという)を注入し、再び急速攪拌3分、次に慢速攪拌(40rpm)10分の後、静置沈殿15分を行
ないサイホンをよって水柱の中上部を採取し分析試料とした。

3-1-2 凝集沈殿の結果

実験に用いた凝集剤は無機凝集剤2種、ポリマー4種
であり、この中から効果の高いと思われる無機凝集剤
としてPAc(ポリ塩化アルミニウム)、ポリマーとしてアニオン
系高分子凝集剤1種を選び更に詳細実験を行なった。
図-1は凝集剤の注入量による濁度の変化を示した
もので、PAc100ppm程度で効果が最大となり、ポリマ
ーについても10ppm程度で最小の濁度が得られている。
ポリマーのみを用いた場合は水質の大きな改善はなく、
10ppmを注入しても100J.U.以上の残留濁度となつた。
注入した凝集剤量で一般の廃水処理の場合と比較して

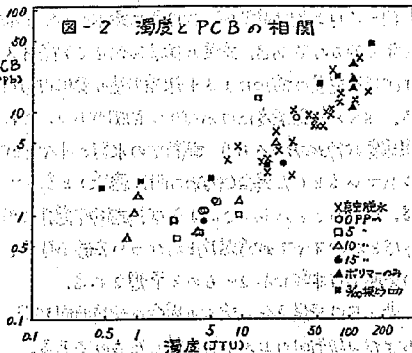
表-3 粒度別含有量

粒径 (μ)	A PCB			B Hg		
	粒度(%)	濃度(μg/L)	割合(%)	粒度(%)	濃度(μg/L)	割合(%)
74以下	86.07	117.0	99.65	75.68	284.5	91.40
74	1.59	0.69	0.01	0.56	77.2	0.18
105	3.76	3.99	0.16	4.07	133.0	2.29
230	1.79	1.41	0.02	12.71	82.9	4.47
420	1.87	1.73	0.03	2.95	54.0	0.67
840	3.34	3.30	0.11	2.76	58.1	0.99
2000	0.97	1.93	0.02	0.12	—	—



非常に多く付着しているから、この汚泥の濃度が高いこと、又、機械排水に原因するヘドロであるため、微細な粒子が多くフロック形成に必要な凝集剤量が增加するためと考えられる。

図-2は濁度とPCBの相関を示したもので、図中には先に実施したAヘドロの真空脱水試験により、得られた脱離液の凝集沈殿処理の結果を併せて示している。濁度とPCBには、かなり良い相関がみられる。又、図中には製産物の3紙を用いて同じ試料を3過した3過水の廃液を示しているが、凝集沈殿を行なった後のデータと比較すると、いずれも幾分PCB濃度が高い傾向を示しており、凝集沈殿によっても溶解性のPCBの一部が除去されていると思われる。



いずれにしてもこのような溶出の下では、

0.48~1.3紙によって溶解性を定義すれば、溶解性のPCBは3ppb以下になることが確かめられた事実であり、凝集沈殿もしくは3過という処理方法を用いることによって、PCBの排出基準である3ppb以下の水質を得ることが可能であると考えられる。本実験ではPAC800PPm以上を注入した実験ケースのすべてが2ppbを満足している。又、この他実験

表-4 原水と処理水の比較

	PH	SS(濁度)	COD(PPm)	PCB(PPb)
原水	7.29	1500	534	137.2
処理水	6.34	1.0	17.4	1.7

とCODについての極めて良い相関が得られた。

表-4は実験に用いた原水および処理水1ケース(PAC1000PPm、ポリマー10PPm)の水質と比較したものである。

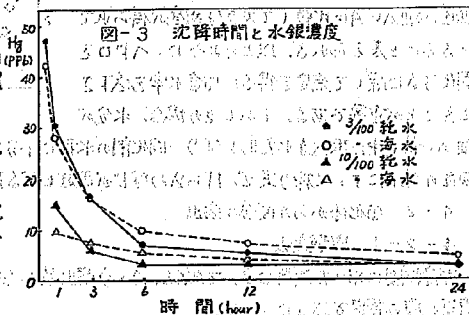
3-2 水銀を含む排水の処理

3-2-1 実験方法

Bヘドロは砂分を多く含むため沈降性が良く、Aと同様の凝集沈殿を行なった場合、無機凝集剤数10PPmの注入によって処理水の総水銀濃度を法定限界(0.5PPb)以下に減らすことができた。そこで自然沈降のみによって処理することを考え、塩分濃度および含有泥量による変化を調べ、排水もしくは海水の泥量を1/100、1/100として4時間減圧ろ過した後、静置沈殿による上澄水の水質の変化を調べた。

3-2-2 水銀濃度の変化

図-3に静置沈降時間と上澄水の水銀濃度の関係を示す。蒸留水と海水と比較すると、海水の方が沈降性の悪いようであり、泥量1/100と1/100の比較では泥量が少なくなった場合泥粒子を巻き込んだりしてゆるやかに沈降するため、上澄水としては逆に汚濁になるものと思われる。しかし、いずれの場合も24時間の静置沈殿を行なうことにより、



総水銀濃度を5ppb以下に減らすことができた。

3-2-3 SSと水銀の相関

図-4は上記試験成績に基づいて上澄水のSSと水銀濃度の関係を示したものである。濃度の結果を併せて決定すると、極分濃度および含有量の増加による水銀溶出量の変化はほぼ比例と認められる。SSと水銀濃度にはかなりの相関があり、これは原泥中の水銀濃度が約300ppmであり、試料中の水銀のすべてがSS中に含有されているとした場合(すなわち原中の直接)と良好一致を示している。以上のことから、このような物理的な攪拌条件下では水銀のほとんどすべてが浮遊物と結びついた形で存在しており、水銀の溶解量は非常に小さいものと予想される。

表-5は流量3/100、海水の場合の沈降時間30分および24時間の上澄水と比較したものである。

表-5 上澄水の水質

	濁度(NTU)	SS (ppm)	COD (ppm)	T-Hg (ppb)
30分沈降	81	157	10.6	42
24時間沈降	7.5	46	5.0	4.5

4. ヘドロ固化体からの溶出について

4-1 ヘドロ固化体の強度

4-1-1 実験方法

ヘドロに数種類の固化剤を混合し、てしな砂を混入し、 $\phi 8 \times 10 \text{ cm}$ の型枠について20℃恒温室で7日間真空養生した後、軸強度を求めた。

4-1-2 固化体の軸強度

正統試験の結果を図-5に示す。強度は固化剤の種類・砂の割合、ヘドロの含水率によつて影響を受けるが、おもな含水率・固化剤比に因係するものと考えてよく、特に含水率・固化剤比が4以下になるとA・Bヘドロのどちらも強度の急激な増大が期待できる。Bは砂質を多く含有するため、粘着性で粒径の細かいAに比較して大きな強度が得られているものと考えられる。以上のように、ヘドロを固化するに際して強度を得るには含水率を低下させることが重要である。しかしその場合、水分が細かい粒の中に取込まれた形となり、固化剤の水和に十分な水分が含まれているにもかかわらず流動性の低下によつて練り混ぜ、打ち込みなどが困難になる恐れがある事に注意すべきである。

4-2 固化体からの成分の溶出

4-2-1 実験方法

強度試験に用いた試料によつて成分の粒と溶出量を調べた。試験方法は「産業廃棄物に含まれる有害物質の検定方法」によつた。

図-4 SSと水銀の相関

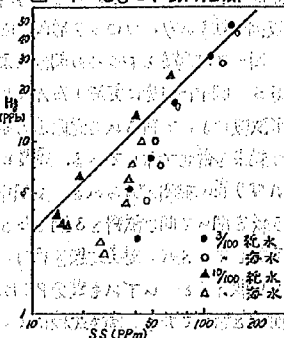
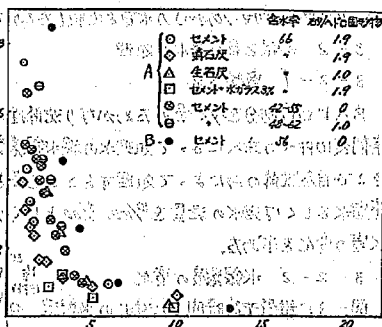


図-5 水・固化剤比と軸強度



4-2-2 溶出試験結果

表-6 固化体の溶出試験結果

表-6に固化体の溶出試験

結果の一部を示す。いずれも
残底10%程度ものを選んで
掲げている。COD・T-Pは
溶出濃度に比較してA・B共
にはるかに高い濃度となり、
特にA:80~170%、B:40~
210%である。溶出率(溶出総
量の試料中の含有総量に対する割合)
はAの泥中の濃度が極めて大
きいため、A:1~4%、B:
~12%であった。T-Pは固
化剤の注入によるPHの上昇と共
に明らかに減りがみられた。
灰泥の含有量にA:Bは太
きく差はないが、溶出率はA:0.4~0.3%、B:0.02~0.03%であり、
このように溶出率の差はAヘドロの大部分を脱酸したことがあって、
①②と結びついた形で不溶物の化合物を占める成分の含有量がBに
比べてかなり小さいことに反映するものと考えられる。(灰泥濃度:約A:9.9、B:44.1)ケルゲール望
素はPHと共に増加する傾向があり、溶出率は4.7~16.2%でA・B同程度であるが灰泥に比較してAが
かなり大きい。PCBの溶出量は0.1~0.19%と極めて微量である。重金類類については、同様に溶出量は小
さく検出された場合も定量限界前後の値のものが多く、しかしHgについては0.74%と他の重金類
とに比較して、かなり高い値から考えれば、かなり高い濃度となっている。筆者らが先に実施したヘドロ
の脱水脱酸後の処理実験の結果では、3週間の改善のために消石灰を主にした場合、PHの上昇によって
脱酸後の水銀溶出量が增大し、その後の処理が困難になることが観察された。今回の実験も同じ要
因によるものと考えられる。表-7に示すように灰泥からの概算溶出量は2%程度であるから、固
化剤として石灰系のものを用いる場合、PHの上昇によってHgの溶出量は逆に増加する恐れがあるとい
える。

以上の他に、上述の掘り出し溶出試験に用いたものと同配合のAヘドロのうち、ヘドロ固化体(厚さ
重量62.08%、濃度0.2%、7%のものを2リットルの蒸留水に浸漬し、30日間、成分溶出量の変化を求めた。その
結果最終的に得られた水質および溶出率:PH8.1~8.6、COD96~67% (0.7~0.7%)、T-P0.02~0.4
% (0.1~0.16%)、K-N 2.4~3.7% (0.0~0.11%) などであり、PCBに関してはすべて検出限界
以下であった。以上から掘り出し溶出試験および浸漬溶出試験という二つの試験方法の結果を比較して
みると、COD、K-Nについて同じオーダー、T-Pでは浸漬溶出試験の方が12%の値が得ら
れるものと思われる。しかし、攪拌と静置という試験法に与える溶出条件の大きな違いを考えた場合
固相からの長期の溶出量は思いのほか大きいと言わざるを得ない。

固化剤	注入率 (%)	溶出率 (%)	PH	COD %	T-P %	K-N %	NH ₄ -N %	PCB %
セメント	0.2	0.97	濃度	114	0.533	16.53	1.294	0.9
54.33% 29.0			濃度	1.30	0.61	6.03	—	0.019
セメント	0.4	1.00	濃度	155	1.50	19.3	0.65	1.0
66.27% 29.0			濃度	2.57	2.59	9.40	—	0.027
消石灰	0.38	0.89	濃度	100	0.354	16.8	1.48	0.5
65.52% 29.170			濃度	2.46	0.88	13.2	—	0.023
生石灰	0.4	1.03	濃度	101	0.234	10.18	1.45	0.023
66.27% 29.170			濃度	2.07	0.50	6.64	—	—

固化剤	注入率 (%)	溶出率 (%)	PH	COD %	T-P %	K-N %	Ca %	Pb %	Cr %	Hg %
セメント	20	0.98	濃度	203	0.042	3.07	N.D	N.D	N.D	2.4
66.61%			濃度	1104	0.045	4.67	—	—	—	0.19
セメント	20	1.17	濃度	132	0.035	2.38	0.001	N.D	0.02	N.D
80.43%			濃度	2.25	0.164	2.28	0.004	—	0.170	—
消石灰	80	0.73	濃度	179	0.036	3.02	N.D	N.D	N.D	35.6
66.61%			濃度	120	0.030	5.72	—	—	—	0.37
生石灰	40	0.65	濃度	214	0.032	3.72	N.D	N.D	N.D	83.4
66.61%			濃度	12.56	0.037	6.44	—	—	—	0.782

表-7 PHによる溶出量の変化

	海出水	PH	COD mg/L	T-P mg/L	K-Mn mg/L	Ca mg/L	Pb mg/L	Cu mg/L	Hg mg/L
A	NaOH PH8	7.65	52.7	0.679	18.4	0.009	N.D	N.D	N.D
	CaCl ₂ PH9	12.08	2710	>100	174	N.D	0.04	0.06	3.9
	CaCl ₂ PH9	12.11	123	0.468	114	N.D	N.D	N.D	0.6
	CaCl ₂ PH9	8.98	16.8	3.62	217	N.D	N.D	N.D	2.0
B	NaOH PH8	11.30	161	61.8	12.1	0.009	0.234	0.160	179
	CaCl ₂ PH9	12.68	109	0.189	3.08	N.D	N.D	N.D	168

その次に調整したものを、pH13については、混合液中のpHが13付近になるように NaOH 、 $\text{Ca}(\text{OH})_2$ で調整した後、6時間煮くねとうし、 NaSCN 3紙でろ過した試料について分析を行った。

[illegible]

(3) したがって、水銀については、 pH を上昇させる石灰系の固束剤、固化剤の使用により、水銀の溶出量の増加が考えられる。そこで、石灰系の固化剤を用いた溶出試験および pH を変えた溶出試験を行った。その結果、 pH を上昇することにより、水銀の溶出量は増大した。したがって、 pH を上昇させる石灰系の固束剤を過度に注入することには、かみりの懸念が必要であり、石灰系の固化剤の使用は、特に水銀については、必ず物理的固定によることを考えるべきである。したがって、水銀の溶出量の増加を抑制するためには、水銀の溶出量を抑制する材料の使用が有効である。したがって、水銀の溶出量を抑制するためには、水銀の溶出量を抑制する材料の使用が有効である。

3. 下水処理水中の無機塩類の除去

三 次 処 理 研 究 室

若 月 高 晴

下水処理中の無機塩類の除去

三次処理研究室 室長 坂本 茂

。 岩月高晴

1. はじめに

昭和30年代後半からの著しい経済発展に伴って我が国の水需要は急激に伸びたが、これに対応する水供給は、その質的低下と、水源開発費のコストアップのために逼迫し、都市域では毎夏のように水不足がマスコミを賑わしている。そして、この水不足を解消する対策の一つとしてここ数年、急に脚光を浴びはじめているのが下水の再利用である。

下水処理水を再利用することへの期待は高まっているが、下水再利用の究極的形態である上水道、中水道、工業用水、各種雑用水への再利用に下水を供するには従来の三次処理は勿論、有機物、栄養塩類の除去を目的としたいわゆる三次処理だけでは不十分で、無機塩類をはじめ、ナトリウム、亜鉛等の微量有害物質の除去が可能な処理、即ち超高度処理が必要である。

下水の超高度処理プロセスの範囲に入るものとしては、逆浸透法、電透析法、イオン交換法などが考えられているが、無機塩類を除去するプロセスとしては、海水の淡水化技術の応用が可能であるものの二つが有望とされている。

そこでこの研究では、これらのうち逆浸透法を下水の脱塩処理に応用するに当たっての問題点や対策など、基礎的項目を確認（究明する事に目的とおいて実験、検討を行なう）。

2. 逆浸透法による脱塩

2.1 逆浸透法の理論

図1のように入浴の溶媒に同種の溶質を溶かし、濃度が異なる2種の溶液が半透膜を介して互いに接している場合、濃度の低いほうの溶媒は、濃いほうへ移行する。そして圧力が高くなり、ついにそれ以上の溶媒が入り得ない限界がきて平衡状態に達する。この時の両液の圧力差が浸透圧である。これとは逆に、濃溶液側に浸透圧以上の圧力を加えると上述の塩水の流入と反対の方向に濃溶液中の水が膜を通して移動する。即ち、機械的な圧力エネルギーを加える事によって水溶液から水と分離することが出来る。これが逆浸透圧の原理である。



膜の脱塩機構理論には様々な説があるが、現象論的な溶解拡散モデルによれば、水の透過量 J_w ($\text{g/cm}^2 \cdot \text{sec}$) および塩の移動量 J_s ($\text{g/cm}^2 \cdot \text{sec}$) はそれぞれ次式で与えられる。

$$J_w = A(\Delta p - \Delta \pi) \quad (1)$$

$$J_s = p \cdot \Delta c \quad (2)$$

A : 水の透過度 ($\text{g/cm}^2 \cdot \text{sec}$) Δp : 膜両面の圧力差 (atm)

$\Delta \pi$: 膜両面の浸透圧差 (atm) p : 塩の透過係数 (cm/sec)

Δc : 膜両面の溶液の濃度差 (g/cm^3)

上式から分かるように水の透過水量は、加えられる圧力と供給水の浸透圧の差圧に比例し、塩の

透過量は圧力に無関係であることがわかる。(しかし実際の透過現象は、膜の品質に負うところが多し)
 又一般的に塩濃度の測定には、電導度(μm)が主として用いられており、本実験においても、水質の塩濃度を代表する値として用いた。

2.2 実験の方法

2.2.1 実験装置

実験に用いた装置は、連続式逆浸透装置と、

バッチ式逆浸透装置の2種を用いた。いずれも最も基本的な形である平膜型を用い、半透膜は市販逆浸透膜と使用した。各装置のフロースキームと仕様を図-2, 3に示す。なお連続式、バッチ式いずれも制御は恒温装置を用いて、供給水温度を25℃で定に制御した。

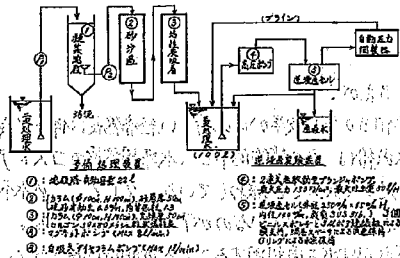


図-2 連続式実験装置の仕様

2.2.2 原水と前処理

原水には、埼玉県川口市領下水処理場の二次処理水(エディファイト方式)を用いた。前処理は、バッチ式実験では急速砂ろ過処理のみを行い、連続式装置では次に示す方式で前処理を行った。

〔凝集沈殿〕凝集剤(硫酸アルミニウム溶液と注入(14%モル比3.0))、直ちに急速攪拌(170rpm・5分)、

緩速攪拌(30 rpm・15分)、静置沈殿(30~60分)を行い、その上澄水と砂ろ過用原水とを、〔急速砂ろ過〕接触時間を20分とし、凝集沈殿処理水と混過し、活性炭床に流送した。

〔活性炭吸着〕接触時間を20分とし、供給水と作成した。

2.2.3 分析項目と分析法

濁度(散乱光式濁度計)、pH(ガラス電極法)、電導度(コンダクタメーター)、カルシウム度(MK混合指示薬法)、硬度(E.D.T.A法)、 $\text{NH}_4\text{-N}$ (蒸留比色法)、 $\text{NO}_3\text{-N}$ (アールン法)、 Na^+ 、 K^+ 、 Mg^{2+} 、 Ca^{2+} (原子吸光法)、 TOC (東洋ベツフアン)、 COD (過マンガンリカリウム法)、バッチ式では電導度のみの測定(除去率と算定した)。

2.3 実験の結果と考察

本実験に用いた二次処理水と前処理の各段階における水質は、表-1に示す通りである。

2.3.1 操作圧力の影響

連続式装置を用いて、操作圧力の変化による除去特性と調べて、20、30、40、50 μm の4段階に変化させて実験を行った。その結果を表-2に示す。
 [初期における膜性能変化の影響] 透過水量の初期変化は、図-4に示すように、加圧初期に急激に減り、運転時間の約150時間と経ると減少度が小さくなり、ほぼ一定の勾配で減少し

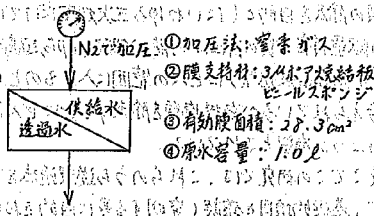


図-3 バッチ式実験装置の仕様

表-1 前処理の水質

項目	前処理	二次処理水	透過水	活性炭処理水
電導度(μm)	682.0	681.0	605.5	
濁度(JTU)	9.25	5.20	17.5	
C O D(ppm)	6.2 118.8	15.1 117.2	5.0 105.7	0.8 3.7
全硬度(°)	170.0	160.0	150.0	
ナトリウム(°)	31.0 69.4	32.5	27.9 32.0	
カリウム(°)	10.8 14.1	10.6 13.5	8.9 10.9	
マグネシウム(°)	7.2 10.9	7.0 10.2	8.0 8.7	
カルシウム(°)	27.9 32.7	26.2 31.8	27.9 28.3	
硫酸根(°)	4.2 17.6	14.7	3.45 12.2	
硝酸根(°)	0.52 7.3	0.02 5.3	0.91 7.3	
アルカリ度(°)	130.0 160.0	124	110 122	
塩素イオン(°)	31.0 52.8	52.8	30.3 42.3	
T O C(°)	18.8		10.6	
pH	7.08	7.00	7.20	
硫酸イオン(°)	882.0			

た、最期変化の150時間までの透過水量を

$$Q = -a \log t + b \quad (3)$$

但し、 Q 透過水量(ℓ/m²h) t 時間(h)

a 減少係数

と表わした時間における減少係数 a の値と操作圧との関係を図-5に示す。この減少係数は溶液の状態や操作圧力、膜の特性の違いによって変化するが、一般に操作圧力が大きい程 a は大きくなり、透過水量の減少率は高い。透過水量減少の原因として、次の4つが考えられている。

- 膜の圧密化現象
- 膜面への沈着物の集積
- 加水分解による膜の劣化
- 膜面での細菌の繁殖

初期における透過水量の減少は、a)及びb)が主要因であり、本実験では150時間後透過水量が6.2~8.6%の範囲で減少している。そこで、膜の圧密現象を調べるため、バッチ式装置を用いて、あらかじめおのれおのれで0.1リットル/40時間と加圧時間と変えた膜3種を、操作圧30kg/cm²とし透過水量を調べた。図-6に示すとおり170時間後には、透過水量はほぼ一定となり、加圧時間0と比べて水量減少率は約10%となっている。

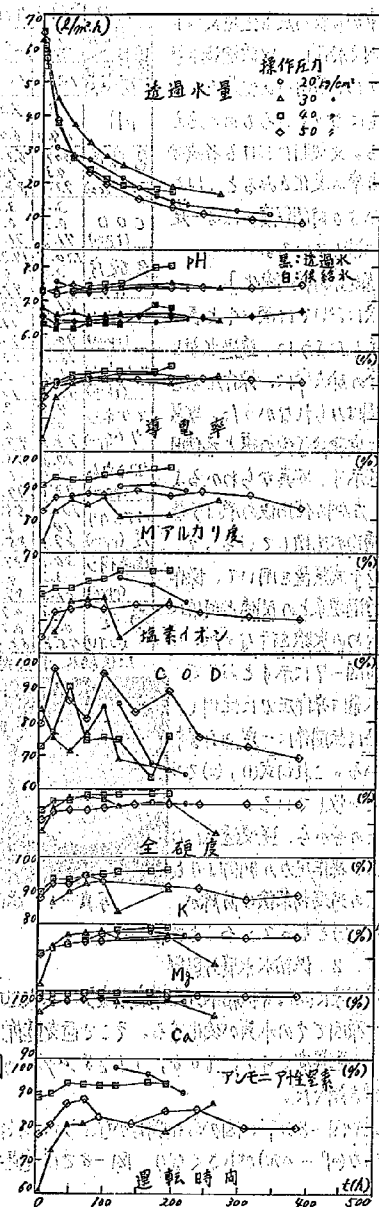


図-4 透過水量と除去率の経時変化

この事から膜の圧密化現象は1日以内で終了し、以後透過水量の減少は、膜面への沈着物の集積が主になっているものと考えられる。又初期における各成分の除去率の変化をみると、ほとんどが50時間程度ではほぼ一定の値に達している。

〔透過現象の経時変化〕

本実験においては図-4と表-2に示したように、透過水量と各成分の除去率に、操作圧力との相関はみられなかった。写真-1に実験終了後の膜と未使用の膜を示す。写真からわかるように、左側の使用後の膜は多量の汚濁物が沈着している。そこでバッチ式装置を用いて、操作圧と透過現象との関係と明確にするための実験を行なった。

結果は図-7に示すとおりで、透過水量は操作圧力に比例し、除去率は無関係に一定である事がわかる。これは式(1)、(2)の理論と一致している。

以上の事から、逆浸透法においては、操作圧力の制御よりも膜面への汚濁物集積の防除が、大切な因子となってくることがわかる。

2. 3. 2. 供給水水質の影響

〔透過現象に及ぼす供給水の電導度濃度〕 二次処理水の水質は、様々な原因でその水質が変化する。そこで恒流解析実験での処理水を割合、電導度で90、606、1128 $\mu\text{S/cm}$ の3種の水についての供給水濃度が透過現象に与える影響を調べた。

1) 式や図-8の下の方図からも明らかのように、供給水濃度の増加すると平均が小さくなるので、有効圧力($\Delta P - \Delta \pi$)が小さくなり、図-8では透過水量はわずかに減るが減少は、除去率はほぼ

表-2 操作圧力の影響

項目	2.0 (kg/cm ²)	3.0 (kg/cm ²)	4.0 (kg/cm ²)	5.0 (kg/cm ²)
透過水量 (L/h)	12.5	15.3	19.9	8.9
pH	7.32	7.25	7.30	6.77
電導度 ($\mu\text{S/cm}$)	60.9	62.2	70.3	62.3
COD (ppm)	3.2	3.3	3.4	4.1
全硬度 (ppm)	120.3	142.0	145.3	162.5
ナトリウム (ppm)	66.4	52.6	51.5	60.2
カリウム (ppm)	1.3	2.9	2.3	3.4
マグネシウム (ppm)	7.9	7.1	8.9	11.1
カルシウム (ppm)	0.6	1.0	0.8	1.0
MTPLリ (ppm)	102.0	55.7	13.5	35.0
塩素イオン (ppm)	30.6	37.2	41.0	52.6
濁度 (JTU)	0.29	0.22	0.13	0.08

上: 供給水 中: 透過水 下: 除去水

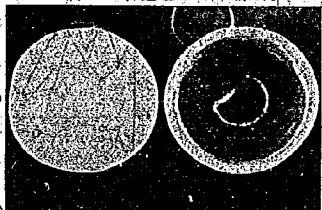


写真-1 膜面の汚濁

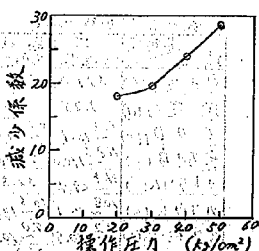


図-5 圧力と初期透過水量減少係数

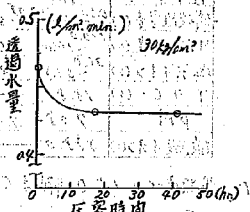


図-6 膜の圧密現象

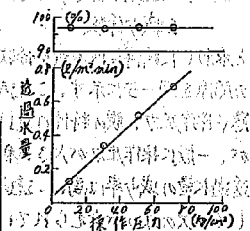


図-7 圧力と透過現象

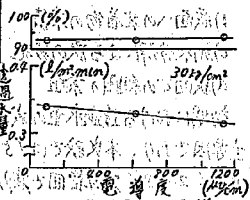


図-8 塩濃度による影響

一定であることがわかる。実際二次処理水質の変動は、流入量の時間変動や負荷量変動、運転状況などによって左右される。しかし、高度処理を行なうにあたっては、前処理と施すので上記実験の様に電導度が2倍以上変動する事はまれであると考えてよい。又図-8から分かる様に、電導度が10倍の供給水でも、透過水量は5%程度しか減りせず、従って、供給水濃度の影響は二次処理水を使用するに際して、さして障害とならないと思われる。

(供給水pHの影響) 透過現象が供給水pHによってどの程度影響を受けるか、緩衝液を用いて供給水のpHを制御しながら、操作圧30 kg/cm²で連続運転を行なった。

用いた緩衝液は次のとおりである。

pH5, 6(フタル酸ナトリウム、水酸化ナトリウム), pH8(リン酸ナトリウム、水酸化ナトリウム)結果は表-3に示す通りで、pHを6に制御した場合が透過水量、除去率とも良い結果が得られた。しかしpH制御のために加えた塩類が元素を大きくし、その分だけ有効圧力が低下したと推測され、pH5の透過水量は少なめに出ていると思われる。

使用した透過膜はアセチルセルロースが主成分であるため、酸性でしアルカリ性でも加水分解されやすく、pH5~7の範囲で加水分解速度が最低になることが知られている。膜劣化の原因として加水分解の他、炭酸塩の析出も

の1つであろうと考えられる。しかし一般の二次処理水におけるpHは7前後であり、実用上、逆浸透法にはpH制御の必要は無いものと考えられる。

2.2.3 供給水温度の影響

二次処理水の水温は、季節の変化や日変化を受け変動する。逆浸透法を用いるにあたって、水温の変化が透過水に及ぼす影響については、バッチ式装置を用いて調べた表-4から、拒絶度除去率はほぼ一定であるが、透過水量は温度上昇に連れて指数関数的に変化している。これは表-4にて示したように、同一組成容液の透過水量と粘度係数の間には、 $J_w \propto 1/\eta$ なる関係があると考えられており、温度上昇とともに溶液の粘度が低下したための影響であると考えられる。以上の事から、供給水温度の変化は、透過水量に大きな影響を及ぼし、実用上無視できない因子である。

2.3.4 膜面沈着物の除去

これまでの結果から、膜面からの沈着物の除去、あるいは塩類等の沈着と被ることが、逆浸透法を

表-3 pHの影響 (30 kg/cm²)

項目	5	6	8
透過水量 (kg/cm ² ・h)	8.25	9.15	9.75
電導度 (μmhos/cm)	203.2	217.9	223.5
緩衝液	19.2	2.5	3.2
硫酸性塩類	5.2	2.5	3.7
C ² O ² D	10.1	5.0	2.9
全硬度	36.1	16.4	7.0
ナトリウム	52.1	25.7	12.5
カリウム	33.7	22.5	10.9
マグネシウム	11.3	10.4	9.4
カルシウム	5.27	3.36	3.2
シリコン	1.5	0.6	0.1

温度 (°C)	透過水量 (kg/cm ² ・h)	粘度係数 (cP)	拒絶度 (%)
5	8.42	1.520	94.2
15	5.38	1.138	95.3
35	3.96	0.725	95.6

表-4 供給水温度の影響

実用レベルに乗せる意味で重要な因子である事が分かる。

現在膜面沈着物の除去法として、

a) 圧力を下げて供給水をフラッシングする。

b) 管型モジュールではスポンジボールと管内に流入させ、物理的に洗浄する。

c) 酸洗浄を行なう。

d) 酸系薬剤で洗浄を行なう。

等の方法が考案されている。本実験ではa), c)の方法とb)の変法として、超音波による物理的洗浄を行ない、又膜面流速の影響、塩素制御の影響について検討した(膜の洗浄効果)。圧力や沈着物によって劣化した透過膜と、次の3種の方法で洗浄し、新しい膜とその透過現象について比較した。

a) 水洗浄は、膜面流速約150 cm/secでフラッシングを行ない、温度計で汚濁物の流出が認められなくなるまで洗浄した。

b) 酸洗浄は、膜の加水分解を防ぐための酢酸をpH約4.5に調整し、圧力を1.0 kg/cm²、膜面流速約20 cm/secで1時間洗浄し、その後20分間水洗浄を行なった。

c) 超音波洗浄は、出力を140 W/cm²に、膜面の沈着物が無くなるまで洗浄を行なった。

以上のように洗浄した膜を連続式装置の各セルにセットし実験を行なった。

表一、6から分かるように、超音波により洗浄した膜は、各成分の除去率、透過水量とも優れている。水のフラッシングによる洗浄は、150 cm/secという流速でも沈着物と完全に剥離させるまでには至らず、酢酸洗浄も、沈着物を溶かせる効果は無かったものと思われる。

実フラット規模での洗浄にあたっては、操作上の問題を重要視し、膜を劣化させずに単時間で効率の良い方式で、現場のモジュールに適合した方法を採用しなければならぬ。これらの点から考えると、超音波による物理的剥離は実用に無理であり、他の方式を検討しなければならない。酸洗浄等の洗浄液を用いる場合においても、供給水循環の流水を一時停止させねばならぬ。従って、管型モジュールで行なわれているように、供給水循環を停止せず、流水の中にボールを直接投入し、沈着物を洗浄除去するという方式は、極めて効率の良い方法といえよう。

〔塩素制御の影響〕 前に述べたように、透過水量の減少原因の一つとして、膜面での細菌の繁殖が上げられる。事実、実験を終了した膜面には、スライム状の汚濁物が沈着しているのが観察される。

表一 膜の洗浄効果 50kg/m²

洗浄方法	新しい膜	水洗浄	超音波洗浄	酢酸洗浄
透過水量 (l/min)	8.25	8.04	9.76	8.63
pH	6.72 6.27	6.93 6.34	6.93 6.19	6.73 6.31
電導度 (μS/cm)	223.0 127.0	590.3 88.8	590.3 65.1	590.3 12.2
COD (ppm)	4.1 64.5	2.8 50.5	2.8 55.6	2.8 55.2
TOD (ppm)	—	5.2 37.9	5.2 32.5	5.2 33.8
全硬度 (ppm)	162.5 97.6	134.0 97.4	134.0 98.0	134.0 97.3
ナトリウム (ppm)	10.2 14.7	43.0 8.5	43.0 8.2	43.0 8.1
カリウム (ppm)	15.8 13.4	9.5 1.3	9.5 0.7	9.5 1.3
Mg硬度 (ppm)	35.0 5.7	34.1 4.2	34.1 3.2	34.1 4.6
塩素イオン (ppm)	50.6 7.2	33.9 4.8	33.9 3.3	33.9 4.6
濁度 (JTU)	0.63 0.09	0.63 0.01	0.63 0.00	0.63 0.00

表二 膜の洗浄効果 50kg/m²

	洗浄前 (140)	洗浄1日後 (140)	4日後 (140)	電導度 (μS/cm)
水洗浄	6.72	27.57 (4.09%)	8.04 (11.7%)	8.04
酸洗浄	6.31	24.56 (3.82%)	8.63 (1.31%)	8.63
超音波洗浄	6.93	24.56 (5.96%)	9.76 (1.40%)	9.76
新膜	6.67	64.21 (9.13%)	8.85 (1.33%)	8.85

連続式装置を用いて、供給水の全残留塩素と0.77〜2.20 ppmの範囲で制御してその効果を調べた。塩素原として次亜塩素酸を用い、分析はA-T型残留素計で行なった。

結果は表-7に示すとおりである。透過水量はわずかではあるが上昇し、電導度、Na、K等各成分とも全体に除去率も良くなっている。又実験後の膜表面には、スライム状の汚濁物質は沈着してなかったが、無機塩類と思われる物質が塊状制御しない膜と同様に沈着していた。

以上の事から、塩素による制御は、ある程度の効果は期待できるが、根本的な解決策とは成り得ないと思われる。

〔膜面流速の影響〕 汚濁物の膜面への沈着や透過現象に与える影響として、供給水の流速の大小は重要である。膜面流速がほとんど無い場合には、水のみが透過するのみでいわゆる濃度分極が生じ、境界層が形成される。このような膜面濃度の増加は浸透圧の増加をもたらし、有効圧力を減少させるばかりでなく、透過水の塩濃度をも増加させる。又、沈着物を増加させる原因ともなる。

そこでバッチ式装置とちがい、攪拌機回転数とろ過28.0 rpmから4段階変化して透過水量と電導度除去率の変化を調べた。攪拌機回転数と一般的指標とするため、

$$Re = d \cdot n \rho / \mu \quad \text{----- (5)}$$

但し n : 攪拌機回転数 (rps)

この式で、 d は攪拌翼の径 (cm)、 ρ は水の密度 (kg/cm³)、 μ は水の粘性係数 (kg/m³sec) であり、 Re はレイノルズ数である。この式を用いてレイノルズ数に換算した。

結果は図-9に示すように、透過水量、除去率とも Re が15を過ぎてからはほぼ一定値となっている。この事は、機械的攪拌翼における限界レイノルズ数は10〜20程度であり、 Re 15は丁度遷移領域である。以上の事から、浸透法では流水を乱流状態に設定する事が必須の条件であるといえる。

4. まとめと今後の方針

本実験で明らかになった点は次のとおりである。

- 二次処理水においても、適切な前処理を行なう事により、脱塩理論がほぼ適用できる。
- 透過水量の初期変化は、 $Q = -a \log t + b$ で表わされ、減少係数 a は操作圧力の増加とともに大きくなる。
- 透過水量に与える重要な因子として、膜の圧密に関しては初期の24時間以内ではほぼ終了し、以降は膜面への沈着物の沈着が減少の主要な原因となり、操作圧力の制御よりも大きな問題である。

表-7 塩素制御の影響

項目	供給水	処理水	除去率	処理水
透過水量 (g/min)	---	15.96	---	15.3
pH	7.9	7.0	---	6.42
電導度 (μmhos/cm)	622.6	32.6	94.9	32.3
Ca, D (ppm)	3.7	1.02	72.9	71.9
T, O, C (ppm)	28.3	6.62	76.6	---
全硬度 (ppm)	102.8	1.22	98.8	97.1
Na (ppm)	13.2	4.05	93.7	99.0
K (ppm)	22.6	2.49	97.8	72.1
Mg (ppm)	77.6	0.17	97.0	97.8
Cl (ppm)	38.3	0.31	99.2	97.2
ATTA/N (ppm)	72.3	5.25	92.9	85.1
Cl ₂ (ppm)	57.1	5.31	97.0	99.0

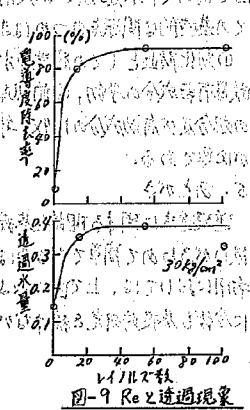


図-9 Re と透過現象

考えられる。

①供給水 pH は中性付近で最も良い透過現象を示した。従って、普通の二次処理水においては pH 制御の必要性は無いと思われる。

②供給水温度の与える影響は顕著であり、除去率はほぼ一定であるが、透過水量は濃度上昇につれて指数関数的に上昇する。

③膜の洗浄法は、物理的に膜面の附着物を剝離させる方法が最良であり、大アラントにおいては各種モジュールに適合した方式を決定する必要がある。

④供給水の塩素制御は、透過水量、除去率ともわずかに上昇させるが、根本的対策とはなり得ない。膜面での流速は、濃度分極を起ささない流速が必要であり、設計においては必ず乱流状態になるよう設定すべきである。

以上の結果は、平膜型に於いてだけのものであるが、他のモジュールにおいても基本的には同様の傾向を示すものと思われる。

今回は脱塩装置として逆浸透法について述べたが、電気透析法についても同様に基礎的項目について実験を重ねた。いずれのアプローチも、海水の塩水化、製塩等の排水な脱塩装置として開発され、米国で初めて下水処理水への応用が試みられたものである。従って下水処理水を超高度処理するに当たっての基礎的な問題点のつめはまだ完全とはいえない。逆浸透についていえば、その時々の受取水の

①汚化防止としての膜洗浄方法の検討、②下水処理に適した透過膜の追求、③重金属、ウイルス等微量有害成分の挙動、④前処理の緩和、⑤モジュールの検討と開発、⑥コストの低減化、⑦フラットの処分及び有効成分の回収、等の検討が必要であり、電気透析法についてもほぼ同様な問題点の究明が必要である。

5. あとがき

逆浸透法に関する理論と基礎的実験と主題として述べてきた。原理的には勿論のこと、装置の取り扱いがうわめて簡単である事は他の脱塩法にはその類とみない程である。しかし大規模プラントへの活用においては、上で述べたような多くの解決すべき問題点を残している。他の脱塩法の検討とともに今後も基礎的研究と続けながら、実用レベルへと研究を進めてゆく予定である。

4. 雨天時合流式下水道からの 汚濁負荷の流出

都市河川研究室

山 守 隆

雨天時合流式下水道からの汚濁負荷の流出

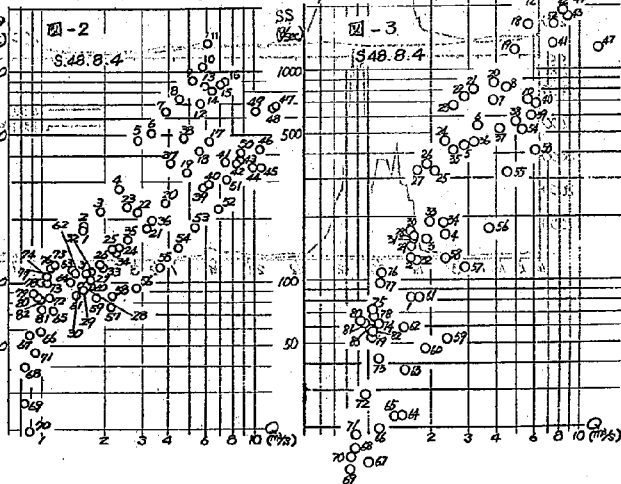
都市河川研究室 山本 隆

はじめに

雨天時における合流式下水道からの越流水が、河川などの公共水域の汚濁源の一つとして市域にさ
れてきには、ごく最近のことである。本来合流式下水道は、雨天時の流量が晴天時流量の2~3倍
になるまでは、すべて処理場へ送り出し、これを越えたと雨水は毫より放流されるシステムになってい
るわけであるが、これでは、その程度希釈されている、取り分け差支えないであろうということ
であった。ところが実際には、晴天時に下水道内に堆積しているものが、雨水により流出し、晴天時
より数倍も豊富な汚水になって出てくることになって来た。こうしにことから現在では分岐式下水
道が進められているが、すでに合流式下水道が敷設されているところでは、そう容易に切替えもでき
ず、なお汚濁負荷流出の増が後継なこともあって、適切な対応策がなされていないのが現状といえ
う。

当研究室では、昭和44年発足以来、東京都の協力を得ながら都市河川下水道流域（流域面積5.42
km²、流域平均勾配4.4%、人口密度約300人/km²、主に住宅地域、一部商業）において、都市域に及
ける雨水流出の調査を進める一方、47年から、雨天時合流式下水道からの越流水の水質について
調査、検討を行ってきた。特に、雨水流出の解析は40筆にわたる成果をあげることができ、また4年
度には汚濁流出（BOD）に関するシミュレーションを成功させることができた。今回、BODと
はその流出特性を要にする懸濁物質（SS）に関するシミュレーションを行ってみた。本報告では、
まずBODとSSとの流出特性の対比、前に流域全般について行った汚濁負荷
査の補足、シミュレーションの考え方、その結果の順でとめてみた。

1. 汚濁流出特性
雨天時の合流式
下水道からの汚濁
物質の流出特性に
ついては、流出初
期に晴天時下水よ
り数倍もの濃度の
高い下水が流出し
（ファーストフラ
ッシュ）、流出後半
になるとかなり希
釈された下水が流
出してくる一一般
的に言われている。



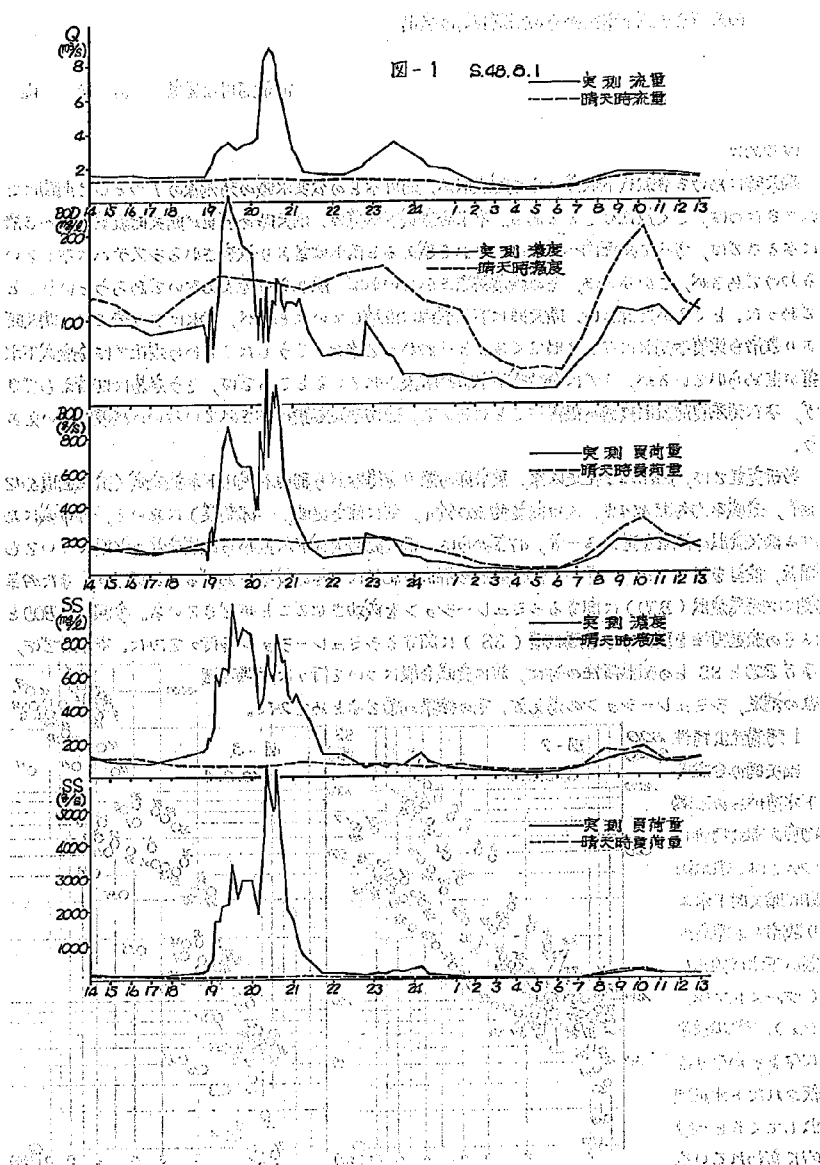
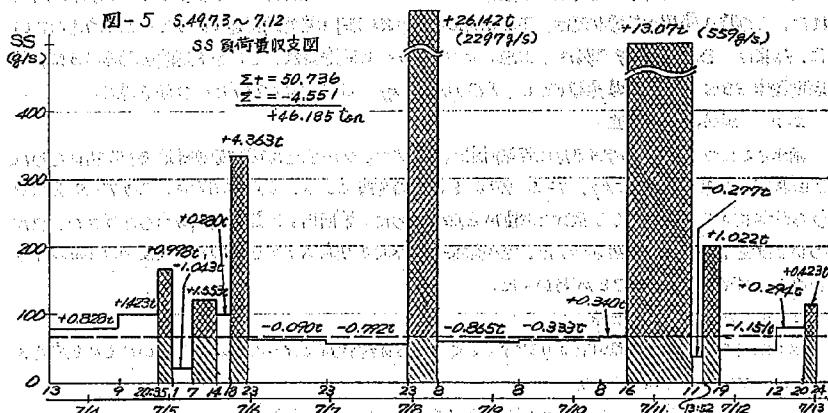
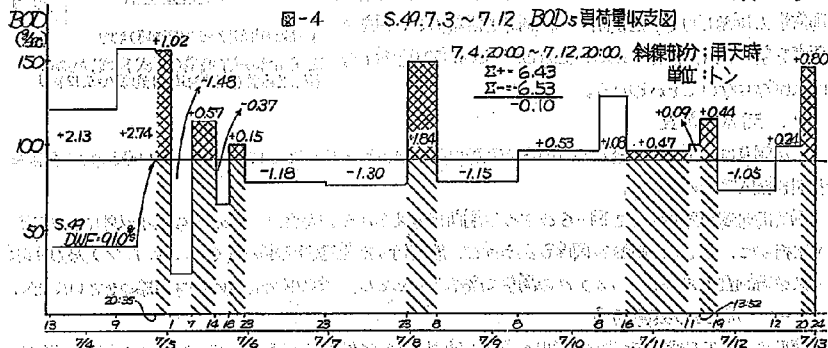


図-1を見るとBODは初期の小さな流量の時にかなりの高濃度で流出し、その直後のピーク流量ではすでに相当量の負荷流出がゆくり、そして流出の後半にたいしては晴天時濃度よりも下回っているのがわかる。SSに就いては必ずしもそうではない。

両対数紙の横軸に流量(m^3/s)、縦軸に流出負荷量(g/s)をとり、これを採水場にプロットしてみるとそれぞれ図-2、図-3のようになる。一般にBODはループ特性が強く、出水がふた山の場合には、二度目の流出負荷量は、最初のに比べるとかなり小さくなる。これは、流域の負荷量が減小していくためと考えられ、流域内の負荷ポテンシャルの減衰の必要性を暗示している(汚濁源調査)。またSSについてはBOD程ループ特性が強くなく、BODよりも勾配が急で Q_s と Q_r に近く、増減的であることが指摘できる。

次に、先の図-1で見られた洪水直後の負荷流出特性であるが、これがSSの場合、さほど顕著ではないが、BODについてはかなり晴天時のそれよりも小さく流出し、しばらくして後に再び晴天時負荷量にもどるという現象が同える。この解釈としては、下水管内汚濁ポテンシャルの回復ということ



とが考えられる。つまり排水によって管内の汚濁物質が流送

された後に、下水管内がだまりやすい状態になり、場合によ

っては晴天時流量よりも大きい流量の際にも再度滞り込む

ものと考えられる。これに対しSSの場合、地表面からの

補給があるためと思われるが、そのような傾向は弱い。

一雨またはある期間にわたる汚濁物質についてであるが、

48年度から49年度、50年度と、特に49年度は50年度については

10日間の連続排水分析を行った結果などについて整理すると、

BODについてはほぼ収率が一致し、SSでは明らかにラ

スを示している。それぞれ一例を図4、図5に示す。

以上のことから、これからシミュレーションを行うとい

うと、BODについては下水管の中だけ、つまり晴天時汚

濁負荷量の補給だけで、地表面からの補給を重視しても相応

の精度を望めるが、SSの場合には地表面からの補給も考慮し

なければならぬことがわかる。

2. 汚濁源調査

この調査は、まずの案から流域内の汚濁負荷ポテンシャルがどこに、どのくらいあるのかを各要

素別に調べたものである。雨天時汚濁負荷源として図-6のような箇所が考えられる。調査は、このうち雨水以外についてす

2-1 屋根の汚濁負荷量

実験は、土木研究所赤羽研究所内の倉庫の屋根(10.66^m²)を使用し、じょうろによる放水が行わ

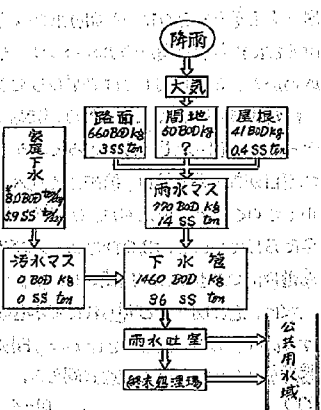
2-2 雨水マス再調査

雨水マスについては、49年3月に右端川流域内8ブロックから全街敷物負の採取及び分析が行われ

2-3 SSの流出可能性

以上の調査結果より、雨水により流出してくるSSの粒径が0.1~0.2mm以下のものと考えら

$$\text{路面 T-S (6.8 ton)} \times 0.44 \div 3. \text{ ton SS}$$



* 昭和49年8月7~9日(晴天時)平均

図-6 雨水の流下経路(合流式下水道)から見た
各街区汚濁量(東京都品川区流域A-5.42 km²)

$$\text{雨水マス } T \cdot S (93 \text{ ton}) \times 0.15 \approx 14 \text{ ton SS}$$

$$\text{下水管 } T \cdot S (364 \text{ ton}) \times 0.10 \approx 36 \text{ ton SS}$$

とすれば、これに陸路からの 0.4 ton と加えた値 53.4 ton が推定される。

3. シミュレーション
3-1 BOD のシミュレーション
まず BOD についてシミュレーションを簡単に紹介しよう。

a. 境界掃流力の導入：流量 Q と流出負荷量 Q_s の向には、図-2~3 のように仮定 BOD の場合 $Q_s = KQ$, SS の場合 $Q_s = K'Q^n$ の関係がある。しかし晴天時流量の時に少ない夜間においては、 Q_s が非常に小さく、流砂の境界掃流力のような考えを導入した方がよいと思われる。式で表すと4) のようになる。

$$Q_s = K'Q^n (Q - Q_c) \quad (1) \quad BOD \text{ の場合 } n=0$$

b. 流域残存負荷量 (S) の導入：前述した活汚泥特性及び微生物増殖の結果を考慮して、流域残存負荷量 S という概念を導入し、 Q_s がこれに比例するとする。この S は、各時刻における流出する流域内全生積量である。

$$Q_s = -dS/dt = K'S^n \dots \dots (2)$$

先に述べた汚濁削減結果とあまり値を異にしない。以下 K' と n はシミュレーションによって求める。(1) と (2) より運動方程式 (いわば流砂公式) として (3) が得られる。

$$Q_s = -dS/dt = K'S^n (Q - Q_c) \quad (3)$$

c. 連立式：流入負荷量として、晴天時の恒時観測負荷流出量 (DWF) を用いる。

$$\Delta S = S_{\text{next}} - S_t = (DWF - Q_s) \Delta t \quad (4)$$

とした。

d. 初期流域残存負荷量 (S_0)：雨天時の活汚泥濃度に対しての指数及び K の基礎値を求めるこれを用いて 3 日間の晴天時期観測結果に適用し、各時刻の S を求める。

シミュレーション結果は数値の関数から割捨するが、いくつかの問題点を残しながらも、予想以上の一致と見た。

3-2 SS のシミュレーション

SS のモデルは、BOD のモデルと元に晴天時汚濁負荷量の補給だけでなく、実測降雨データを使用した地表面からの補給を導入したものである。導入の方法として 2 通りが考えられた。式で示すと

A 型：地表面からの流入負荷と直接 Q_{SR} を加える

$$Q_s = K'S^n Q^n (Q - Q_c), \quad S = S_0 + \int (DWF) dt - \int Q_s dt$$

$$Q_{SR} = K' \cdot r \cdot S_r, \quad S_r = S_{r0} + \int Q_{SR} dt$$

$$Q_s = Q_s + Q_{SR}$$

B 型：地表面からの流入負荷と、下水管 S に加える

$$Q_s = K'S^n Q^n (Q - Q_c), \quad S = S_0 + \int (DWF) dt + \int Q_{SR} dt - \int Q_s dt$$

$$Q_{SR} = K' \cdot r \cdot S_r$$

となる (但し、 r ：雨量強度、 S_r ：路面生積負荷量、 S_{r0} ：初期路面残存負荷量)。また Q_{SR} は時

間の遅れを15分とした。

4. シミュレーション結果

シミュレーション結果を図-7に示す。両者とも、当初行なっていた雨天時汚濁負荷補給量だけのモデルよりも（図1を指路）、だいぶ実測値に近づいてきた。AとBの手法の違いは図よりわかるように、Bの流出波形は比較的なめらかだが、Aは降雨パターンが直達大きく出てくるせいで、変動が大きい。なお用いた S_0 , S_{00} については、ほぼ汚濁源調査とは一致を見たが、なお今後検討を要するものと思われる。

5. 考察

今回一応の成果が得られたが、まだいくつかの問題を残している。例えば、本シミュレーションが成功したのは、単に右端川の流域だけで、他流域でもこの手法でうまくいくかはわからない。谷端川流域は、台地上であり汚濁物の流送能力があるが、これが低平地でポンプ排水を用するような所、また配管が古く年中浸漏などを行っている所では、この限りではないかもしれない。

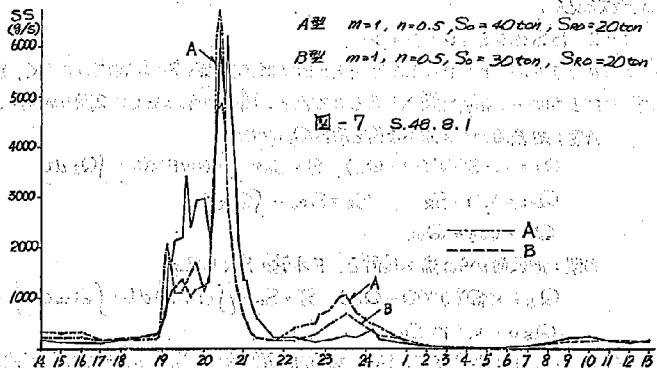
現在SSのシミュレーションでは、先に述べた2通りの手法で行っているが、将来実況にあつたモデルを作っていくには、流下モデルや汚濁源補給量速度に関する調査が進められなければならない。

おわりに

最後に、本調査において多大なる援助をしていただいた東京都、また本報告書の作製にあつた2種々の助言をいただいた山口専長、中村研究員らおよび図の作製に協力していただいた研究室の諸氏および東洋大学今西君に感謝の意を表したい。

参考文献

- 建設省土木研究所：都市域からの雨天時汚濁流出調査報告書 S.S. 3
山 口 専 長：雨天時給排水下水道からの汚濁流出シミュレーション—都内谷端川排水区の
場合—土木技術資料 Vol. 18, No. 2 S.S. 2



5. 二層潮流の計算法とその応用

海 岸 研 究 室

宇 多 高 明

二層潮流の計算法とその応用

土木研究所 海岸研究室 寺多高明

1. まえがき

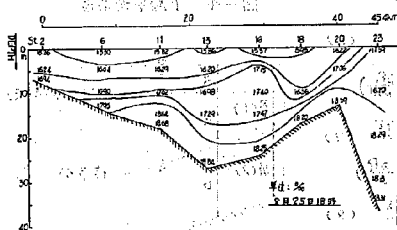
一般に内湾、たとえば東京湾では夏期において成層が発達すると考えられている。昭和47年8月に建設省が東京湾で行なった調査によれば、水深が5~10m付近で水温と塩素イオン濃度が相当急に変化しており、表面近くでは河川水等の影響で河口に近い所ほど密度が小さく、一方海底近くでは密度の大きい海水が湾口より侵入している。このため東京湾では海水の流動として次の状態が考えられる。すなわち、(1)河川水や汚濁水は上層を通過して外海へ出る。(2)湾外の海水は下層から湾内へ侵入する。(3)海水中の汚濁物質は湾外へ出易く、沈殿物は湾外へ出にくく湾内に堆積する。(4)上層の汚濁物質の濃度は高くなる。

さて、以上の現象を明らかにするには現地観測、模型実験、数値計算等を有機的に組み合わせる必要があるが、本報では現地データを基にして水平・鉛直両方向に密度が変化する場合の潮流を数値的に求めるための方法とその応用例について述べる。

2. 自然条件

モデルを作成する前に東京湾の夏期における自然条件を調べた。この調査は昭和47年8月25、26日に行われた。調査結果のうち塩素イオン濃度(%)、水温、密度の分布は次の通りであった。

まず千葉〜第2海堡区間の断面の塩度の分布と水温の分布を示したものが図-1、2である。水温、塩度共に水深10m付近で相当急に変化し、成層状態にあるようである。水温は塩度より海水密度を算出し、その鉛直分布の勾配急変点を内部境界面と呼ぶことにすれば、この境界面は湾全体で5~15m程度に変化している。この境界面によって水深を上層下層に分け、各層の平均密度を算出したものが図-3、4である。ただし密度は小数第2位以下のみを記している。上層では河口近くほど密度が小さく、下層では中央の深い所に密度の大きい海水が存在している。



3. 計算法

前節で述べた現象をモデル化するには次の現象を考慮する必要がある。すなわち、(1)上下層の潮汐による運動、(2)水面、水底、境界面での摩擦、(3)各層内の海水の拡散、(4)水平方向の拡散、(5)熱収支による密度変化である。このうち(5)は温度条件があまり変化しない場合を考えると省略する。基礎方程式は図-5のように座標軸を取り、上下層の水理量を添字1, 2を付けて区別し、またx, y方向の流量をM, N、密度をPとすれば、変数S, d, M₁, M₂, N₁, N₂, S, dに次のように表わされる。

$$\rho \frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial S}{\partial x} \left(\frac{\partial M_1}{\partial x} + \frac{\partial M_2}{\partial x} \right) + \frac{\partial S}{\partial y} \left(\frac{\partial N_1}{\partial y} + \frac{\partial N_2}{\partial y} \right) = 0 \quad (1)$$

$$\rho \frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial S}{\partial x} \left(\frac{\partial M_1}{\partial x} + \frac{\partial M_2}{\partial x} \right) + \frac{\partial S}{\partial y} \left(\frac{\partial N_1}{\partial y} + \frac{\partial N_2}{\partial y} \right) + \frac{\partial S}{\partial z} \left(\frac{\partial M_1}{\partial z} + \frac{\partial M_2}{\partial z} \right) = 0 \quad (2)$$

$$\rho \frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial S}{\partial x} \left(\frac{\partial M_1}{\partial x} + \frac{\partial M_2}{\partial x} \right) + \frac{\partial S}{\partial y} \left(\frac{\partial N_1}{\partial y} + \frac{\partial N_2}{\partial y} \right) + \frac{\partial S}{\partial z} \left(\frac{\partial M_1}{\partial z} + \frac{\partial M_2}{\partial z} \right) = 0 \quad (3)$$

$$\rho \frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial S}{\partial x} \left(\frac{\partial M_1}{\partial x} + \frac{\partial M_2}{\partial x} \right) + \frac{\partial S}{\partial y} \left(\frac{\partial N_1}{\partial y} + \frac{\partial N_2}{\partial y} \right) = 0 \quad (4)$$

$$\rho \frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial S}{\partial x} \left(\frac{\partial M_1}{\partial x} + \frac{\partial M_2}{\partial x} \right) + \frac{\partial S}{\partial y} \left(\frac{\partial N_1}{\partial y} + \frac{\partial N_2}{\partial y} \right) + \frac{\partial S}{\partial z} \left(\frac{\partial M_1}{\partial z} + \frac{\partial M_2}{\partial z} \right) = 0 \quad (5)$$

$$\rho \frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial S}{\partial x} \left(\frac{\partial M_1}{\partial x} + \frac{\partial M_2}{\partial x} \right) + \frac{\partial S}{\partial y} \left(\frac{\partial N_1}{\partial y} + \frac{\partial N_2}{\partial y} \right) + \frac{\partial S}{\partial z} \left(\frac{\partial M_1}{\partial z} + \frac{\partial M_2}{\partial z} \right) = 0 \quad (6)$$

$$\frac{\partial}{\partial t} (P_1 H_1) + \frac{\partial}{\partial x} (P_1 H_1) + \frac{\partial}{\partial y} (P_1 N_1) = \frac{\partial}{\partial x} (K_{xx} H_1 \frac{\partial P_1}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y} (K_{yy} H_1 \frac{\partial P_1}{\partial y}) - \frac{P_1}{H_1} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial M_1}{\partial x} + \frac{\partial M_2}{\partial x} \right) + \frac{P_1}{H_1} \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\partial N_1}{\partial y} + \frac{\partial N_2}{\partial y} \right) \quad (7)$$

$$\frac{\partial}{\partial t} (P_2 H_2) + \frac{\partial}{\partial x} (P_2 H_2) + \frac{\partial}{\partial y} (P_2 N_2) = \frac{\partial}{\partial x} (K_{xx} H_2 \frac{\partial P_2}{\partial x}) + \frac{\partial}{\partial y} (K_{yy} H_2 \frac{\partial P_2}{\partial y}) - \frac{P_2}{H_2} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial M_1}{\partial x} + \frac{\partial M_2}{\partial x} \right) + \frac{P_2}{H_2} \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\partial N_1}{\partial y} + \frac{\partial N_2}{\partial y} \right) \quad (8)$$

$$H_1 = s + d, \quad H_2 = b - d, \quad M = UH, \quad N = VH \quad (9)$$

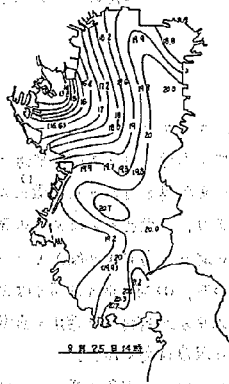


図-3 上層平均密度

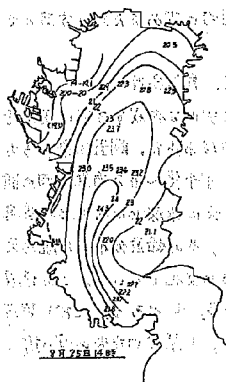


図-4 下層平均密度

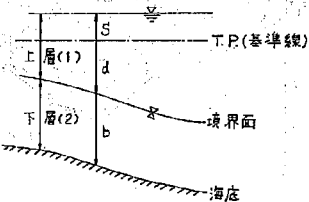


図-5 座標軸

ただし E, E_z : 垂直係数, L : 水平方向運動粘性係数, A, B, C : 内
 部, 海底, 水面摩擦係数, ρ_a : 空気密度, w : 風速, k : 拡散係数,
 Ω : コリオリ係数.

運動方程式は Boussinesq 近似を用いて単純化してある。また E を
 含む項は層間の流体混合を表わしている。

数値計算は差分法を用い、変数を図-6 に示すように配置し、式
 (1)~(9) を連立させて解いた。運動方程式は Explicit 法と Implicit
 法を組み合わせて差分化し、拡散式は ADI 法によって行なった。

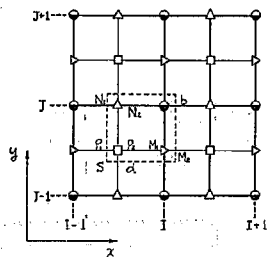


図-6 変数配置

ただし密度変化の程度は小さいから運動と拡散の時間ステップを違
 えて計算を行なうようにした。運動式については Exp. と Imp. 法を組み合わせて種々の方法を検討し
 結果、安定しながら計算時間間隔 (Δt) を相対大きく取れる方法は次のものであった。すなわち Δt
 Δt の値を既知として Δt 後の値 (ダッシュで示す) は次の方法によって求める。

(1) M', N', S' を Implicit に解く。格子間隔を ΔS とすれば、式 (2), (4), (5) から、

$$A_{ij} S'_{ij} - A_{ij} S'_{ij} + C_{ij} M'_{ij} = D_{ij} \quad (10)$$

$$A_{ij} S'_{ij} - A_{ij} S'_{ij} + C_{ij} M'_{ij} = D_{ij} \quad (11)$$

$$\frac{\partial S}{\partial t} S'_{ij} + M'_{ij} + N'_{ij} - M'_{i-j} - N'_{i-j} = E_{ij} \quad (12)$$

の形の差分式が得られる。ただし係数 $A \sim E$ は Δt の値によって定められる量である。これを
 連立させて M', N', S' を求める。

(2) N', d' を Implicit に解く。式 (1), (3) から、

$$A_{ij} d'_{ij} - A_{ij} d'_{ij} + C_{ij} N'_{ij} = D_{ij} \quad (13)$$

$$\frac{\partial d}{\partial t} d'_{ij} + N'_{ij} - N'_{i-j} = E_{ij} \quad (14)$$

と連立させて N', d' を求める。

(3) N' を Explicit に解く。式 (6) から、

$$F N'_{ij} = G_{ij} \quad (15)$$

となり N' は Explicit に求められる。 Δt 後の値に対しては (1)~(3) の段階と同様に計算される。
 ない。すなわち、

(4) N', N', S' を式 (3), (4), (6) から Implicit に解く。

(5) N', d' を式 (1), (2) から Implicit に解く。

(6) N' を式 (5) から Explicit に解く。

拡散方程式の計算は上下層について各々 ADI 法によって行なう。境界条件は陸地との境界では流
 量を零とし、河川のように流入流出のあるときはその流量と密度を与える。ただし河川水の密度は小
 さいので上層にのみ流入させる。湾口では水位 (S, d) と密度 (ρ, ρ_a) を与える。

各係数のうち垂直係数は Richardson 数の関数として与え、また拡散係数と水平方向運動粘性係数は

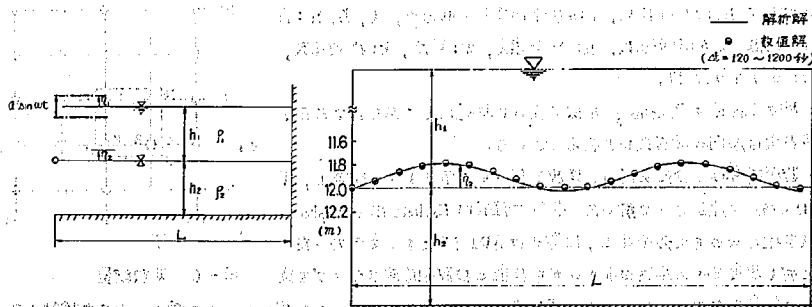


図-7 解析モデル

Elder 型のものを与えた。

図-8 解析解と数値解の比較

4. 解析解との比較

数値計算の精度を検討するために簡単なモデルによって解析値との比較を行なった。このモデルは図-7に示すものであり、この場合の解は水位 h_1, h_2 に関して、

$$h_1 = (A_1 \cos k_1 x + B_1 \cos k_2 x) \sin \omega t \quad (16)$$

$$h_2 = (A_2 \cos k_1 x + B_2 \cos k_2 x) \sin \omega t \quad (17)$$

の形に与えられる。ここに A_1, A_2, B_1, B_2 は湾の全長 (L)、振動周期 (T)、水深 (h_1, h_2)、湾口幅 (a)、上下層の密度 (ρ_1, ρ_2) によって決まる値である。

モデルとして $L=39 \text{ km}$, $T=12 \text{ 時間}$, $h_1=12 \text{ m}$, $h_2=8 \text{ m}$, $a=20 \text{ cm}$, $\rho_1=1.000$, $\rho_2=1.005$ として計算したときの満潮時の水位 (h_2) が図-8に実線で示されている。これに対して解析値も初期値として数値計算によって一周期後の値を求めたもの (図中の○印) である。図より、計算時向隅 (0.5) に延ばしても計算値のずれは小さく、また解析値との差も小さいであり、したがって、この形の差分の計算安定性はかなり高いと見られる。

5. 数値計算例

数値計算は東京湾を 2km の格子間隔で分割したモデルを用いた。初期条件としては上下層の密度 (ρ_1, ρ_2) と水位 (S, d) の値を与える必要があるが、これらの値は昭和47年8月24日14時における観測結果を利用した。ただし密度勾配と水位及び境界面の深さの場所的勾配 (設、設、... および設、設、... など) が静的には釣り合うように trial and error の方法で d の値を微調整した。

次に湾口の境界条件としては S, d, ρ_1, ρ_2 を与える必要があるが、これらのうち S は大潮潮位を用いた。しかし ρ_1, ρ_2, d の値に関しては各時刻における値が精度良く求められなかったので平均値を与えた。各係数のうち ρ_1 は各々 1.0×10^3 , 2.6×10^3 とおいた。

計算結果のうち、引潮時に於ける上下層の流況分布の一例を示したのが図-9, 10 である。上下層の流況分布が異なる点が存在し、また一般に下層の流況は上層の値より小さく、流れにくく

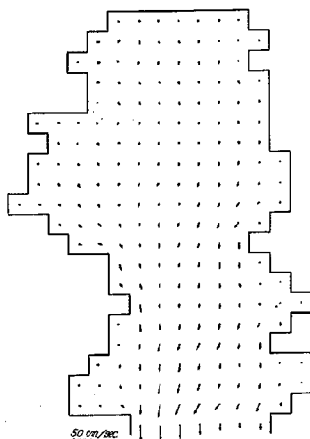


図-9 上層流速分布

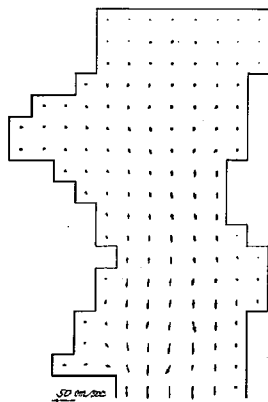


図-10 下層流速分布

っており、流速は三次元的特徴を有している。このためこれらの流速分布を考慮して汚濁計算を行なった場合には汚濁状況は一層の場合と相当なものであるであろう。

6. まとめ

成層状態にある湾内の流速を予測する手法を開発し、モデル計算を行ない、安定性の検討を行った。この結果この方法によって十分に安定に計算を行なうことができるとが明らかになった。ただし係数値や境界条件及び初期条件の設定法については問題が残されており、今後更に検討を加える必要があろう。

参考文献

- 1) 東京湾汚濁調査報告書、資料編Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ、昭和48年3月、建設省関東地方建設局、新日本数象油井株式会社。
- 2) 橋本宏・与多高明：二層潮流の計算法、第22回沿岸工学講演会論文集、1975。

6. 道路周辺の大気汚染の現状と 拡散モデルについて

交通環境研究室

秋 山 清

まえがき

近年の急激な自動車交通の増大に伴って過密化した道路交通がもたらす「公害」が、社会的に大きな問題となっていた。特に自動車排出ガスは、我々の生活空間の近所で有害ガスを放出すること、また発生源である自動車が個々の意志をもって移動するため、制御困難な面をもっていることから大きな問題を含んでいた。

また自動車からは、いわゆる光化学スモッグの主要な成因物質であるとされている炭化水素、窒素酸化物も排出されており、既存道路における慢性的な汚染帯によって排出量が増加しているため、都市部においてはその防止対策が主要な課題とされている。

このような中において、道路建設のための事前評価、既存道路の環境対策を実施する上で、自動車排出ガスの拡散現象を早急に解明することが求められていた。これらの手法については、各方面で調査研究が行われており、交通条件、道路条件、気象条件などから拡散状況を予測する方法がいくつかに提案されている。しかし現状では、実測値との対比、実用性という点から、必ずしも手法が確立されているとはいえないのであろう。

自動車排出ガスの沿道に及ぼす影響は、様々な要因が複雑に関連した結果として表われ、その予測には次のような点について総合的に解析することが必要である。

- 1) 自動車からの汚染物質排出量
- 2) 交通条件、車両の走行状態
- 3) 気象条件
- 4) 道路構造、沿道の地形
- 5) 道路交通以外の汚染物質濃度（バックグラウンド汚染濃度）
- 6) 汚染物質の化学変化、流下、吸着、吸収などの影響

土木研究所では、各地方建設局の技術事務所の協力を得て、沿道汚染の実態を把握するため、約1週間の連続観測を49年度より行っている。

この調査では、汚染物質の拡散に関する要因が比較的単純な、平坦地単路部において、周囲に高い建物、地物がなく、また測定対象道路に影響を与えない他の道路がない地点を選定し、一般通行自動車の排出する一酸化炭素の濃度を測定した。測定点は、道路延長方向に対して直角にならうように、測定主軸ととり、その主軸上の任意点に設けた。

ここでは、この調査における沿道汚染の実態について述べるとともに、道路からの拡散減衰特性について一定の成果が得られたので報告するものである。

1. 沿道汚染の実態と濃度比の予測

これまでの実態調査の中から、この報告を検討の対象としたのは、次に掲げる3地点であった。また測定地点略図を図-1に掲げた。

1) 名古屋市 守山区 瀬古

昭和49年11月15日~22日

昭和50年1月18日~25日

2) 大阪府 枚方市 星ヶ丘

昭和50年3月14日~20日

滋賀県 草津市 草津町

昭和50年2月19日~25日

この実験における酸化炭素濃度の測定には、すべて非分散型赤外線式分析計を用いた。また10点式の燃料自動採取装置を用い、各測定点からの燃料気は塩ビチューブで導き、塩ビ製バックに1時間導入させた後にそれぞれの測定点の燃料気濃度を分析計を測定した値を1時間平均濃度とした。また酸化炭素濃度の測定と同時に、時間総交通量、風向、風速、温度、湿度、気圧の測定を行った。

道路上の自動車から排出されたガスは、道路内では自動車の走行によりかくはん混合され、その結果ある実効高さをもつ角柱状の汚染源となつて、線状に道路に沿って横たわっていかものと考えられ。

このような平面における線状汚染源からの拡散を扱った、サットンの拡散計算式によれば、測定主軸上任意点濃度(C_i)は、次式で表わされ。

$$C_i = \frac{2Q}{\sqrt{\pi} C_0 U X_i^{1/2}} + C_0$$

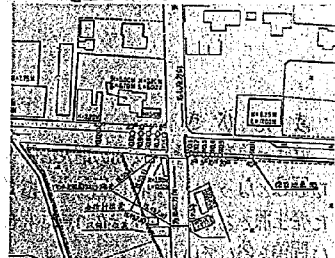
ここで、 Q は排出源強度、 X_i は排出源からの距離、 U は風速、 C_0 はバックグラウンド汚染濃度、 C_i は任意点濃度である。

ここで、道路線濃度を C_0 としたとき、 $(C_i - C_0) / (C_0 - C_0)$ を濃度比と定義すれば、道路線濃度を1としたときの任意点の濃度比は次式で表わされ。

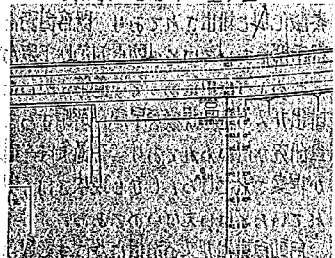
ここで、道路線濃度を C_0 としたとき、 $(C_i - C_0) / (C_0 - C_0)$ を濃度比と定義すれば、道路線濃度を1としたときの任意点の濃度比は次式で表わされ。

$$\frac{(C_i - C_0)}{(C_0 - C_0)} = \left(\frac{2Q}{\sqrt{\pi} C_0 U X_i^{1/2}} \right) / \left(\frac{2Q}{\sqrt{\pi} C_0 U X_0^{1/2}} \right) = \left(\frac{X_i}{X_0} \right)^{-1/2} \quad (2)$$

名古屋市 守山区 瀬古



大阪府 枚方市 星ヶ丘



滋賀県 草津市 草津町

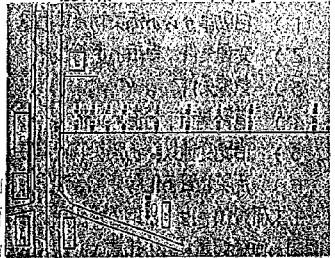


図1 測定地点略図

したがって濃度比は、道路からの距離の関数として表わすことができる。ここでこの濃度比と距離に関して一定の関係が求まれば、測定主軸上任意点濃度は道路端濃度と道路からの距離およびバックランド汚染濃度も知ることにより予測することができる。

ここではこの理論上の仮定が成立するかを確かめる目的もあってデータを、測定地点、測定時期、測定主軸に対する風向、風速別に分類して解析を行った。

バックランド汚染濃度については、対象道路から十分に離れた風上側を測定する必要があったが、今回はこの点についての測定がなされていなかったため、次のような点をバックランド汚染濃度と仮定した。

- 1) 名古屋市 守山区 瀬戸
- 2) 大阪府 枚方市 星ヶ丘
- 3) 滋賀県 草津市 草津町

風上側最遠点濃度: No. 5 (20 m), No. 10 (20 m)
 風下側最遠点濃度: No. 9 (60 m), No. 10 (80 m)
 No. 10 (80 m)

なおこの仮定が不適当であると思われるデータは、解析に用いなかった。また一酸化炭素濃度の道路からの減衰傾向は、図-2のとうりであり、道路から50 m以降の減衰はきわめてゆるやかであった。ここから見ればこの仮定は問題がないものと思われる。

風速別の濃度比を片対数グラフ上にプロットしたものが図-3であった。ここでは測定値にかなりバラツキが見られるが、風速による明確な相違は表われていない。なお図中の総線は風速別の平均値である。

次に測定主軸に対する風向を図-4のように分類して、風向と濃度比の関係を見たものが図-5であった。

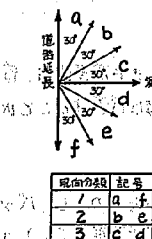


図-4 風向分類

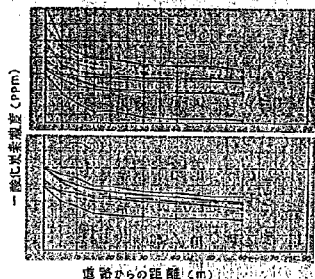


図-2 濃度比と道路からの距離

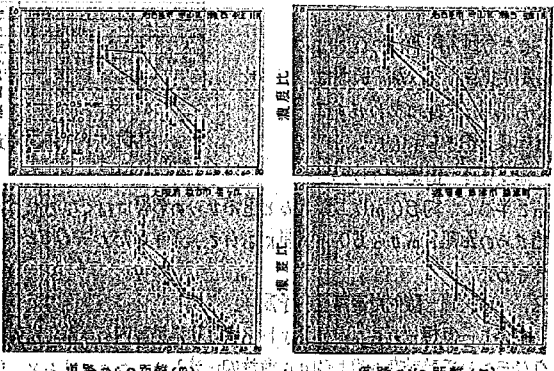


図-3 風速と濃度比の関係

また測定地点別に単回帰分析を試みた結果を図中に太実線で示した。図中の細線は、風向別の平均値であった。

この図においては、風向による明確な相違は表われていない。また濃度比は、いずれの風向についてもほぼ同様の距離減衰の傾向を示していた。

(図-6は測定地点別に単回帰式を求めた結果であった。単回帰式を表-1に示す。CR)

各測定地点の濃度比は、ほぼ同様の減衰をしており、それぞれの回帰式の係数項および定数項ともに一定の範囲に入っていた。

以上から、道路端濃度を1とした場合の各測定地点濃度比は、風速が5 m/sec. 以下程度の微風域域においては、風向風速による影響はほとんど無視し得るものと思われる。

また今回の解析においては、測定地点および測定時期による明確な差違は表われていない。ほぼ同様の傾向を示した。

濃度比は、道路端から約80 mを半減し、約80 m以上離れたと道路からの影響は小さくなるものと考えられた。また濃度比は、道路からの距離2 mから60 mの間において、 $Y = 0.951 - 0.524 \log X$ の式でほぼ代表することができた。

2. 道路端-酸化炭素濃度の予測

道路上に仮想された、奥の高さHの角柱状汚染源内の一酸化炭素濃度は一様であつたものとし、バックランド汚染濃度が風上側から角柱内に流入するものとする。道路端-酸化炭素濃度(C₀)は次式のような関係にある。

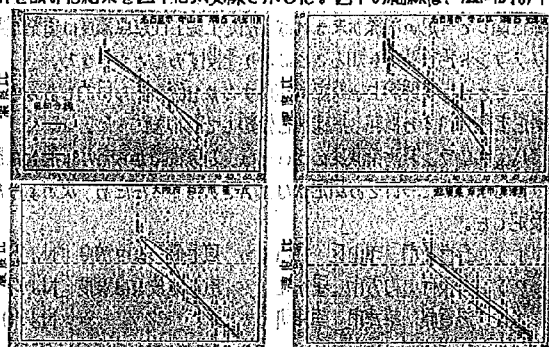


図-5 風向と濃度比の関係



図-6 測定地点と濃度比の関係

測定地点	単回帰式	相関係数
名古屋市中山区 瀬田 45.118	$Y = 0.975 - 0.473 \log X$	-0.77
大原町 東方町 45.118	$Y = 0.975 - 0.558 \log X$	-0.89
大原町 東方町 45.118	$Y = 0.955 - 0.522 \log X$	-0.89
大原町 東方町 45.118	$Y = 1.105 - 0.631 \log X$	-0.91
瀬田町 東方町 45.118	$Y = 0.910 - 0.493 \log X$	-0.92
全測定地点	$Y = 0.951 - 0.524 \log X$	-0.88

Y: 濃度比
X: 道路からの距離

表-1 単回帰式

$$C_0 = \frac{Q}{HU} + C_B \quad \text{----- (3)}$$

自動車からの一酸化炭素の排出量は、その車種や走行状態などによって変化するが、道路上の走行車両について、それらをひとつひとつ追跡することは困難であった。

排出源強度については、時間交通量(T)とある程度の対応として変動することが考えられる。そこでこれらの関係について、次式のように表わし得るものとした。

$$C_0 = \frac{Q}{HU} + C_B = \frac{(\alpha T + \gamma)}{HU} + C_B \quad \text{----- (4)}$$

$$C_0 - C_B = \frac{(\alpha T + \gamma)}{HU} \equiv C_B : \text{バックグラウンド汚染濃度の影響を除いた道路端濃度}$$

図-7は、バックグラウンド汚染濃度の影響を受けない道路端濃度と時間交通量との関係を示したものである。それぞれの地点別に見れば、若干相関関係がみられた。しかし大阪府、枚方市においては、時間交通量が他地点の約2倍であるのに比して、道路端濃度は、ほとんど5ppm以下であり、他地点とあまり差がない。こういったことから時間交通量と道路端濃度との間に一般的傾向は得られなかった。これには対象道路の規模、車種混入率、平均車速等の対象道路別の特徴、あるいは自動車の走行状態、対象道路における地味特性、気象特質等が複雑に関連していることが考えられ、このような点に留意した観測をすべきである。

上式(4)から、道路端濃度と風速との間には逆相関関係があるものと考えられることから、これらについて調べたものが図-8である。この図では、まったく無相関である。しかし若干ではあるが風速が小さい場合には高い濃度を示し、風速が大きくなるとは低い濃度を示すという傾向は読みとれる。これらについては、測定風速が常に低い範囲にあ

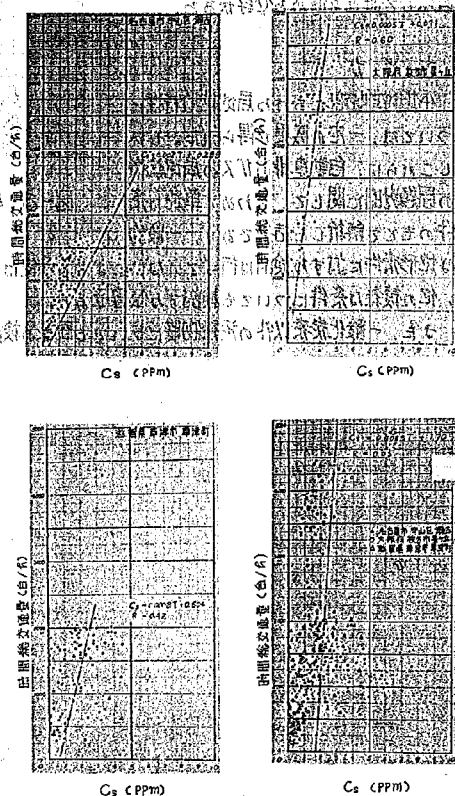


図-7 時間交通量と道路端濃度の相関

ための測定精度上の問題が考えられた。また道路端においては自動車走行によって引き起こされる道路延長方向の風速が考えられるが、今回はこれらの測定をしていない。これらの道路端における風速は無視し得るものと思われる。

以上述べたように道路端一酸化炭素濃度については、測定法、解析に多くの問題点があることから、今後は以上の点に留意して研究を進める必要がある。

あ と が き

平坦地単路部における局地拡散特性については、一定の成果が得られた。しかしこれらは、自動車排出ガスの局地拡散の問題究明に関して、まづめて単純な条件のもとで解析した結果であり、一般的な地形条件に対する検討は行っていない。よって今後は、これらの関係をさらに確立させるとともに、他の複雑な条件についても検討する必要がある。

また、一酸化炭素以外の汚染物質についても同様の検討を行う必要がある。

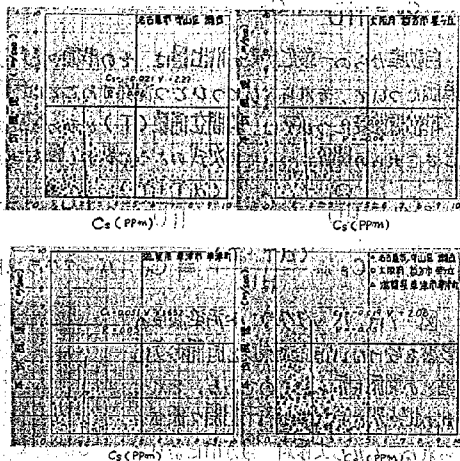


図-8 平均風速と道路端濃度の相関

この図は、平均風速と道路端濃度の相関を示す。横軸は平均風速（Cs (PPM)）であり、縦軸は道路端濃度（Cs (PPM)）である。図には、道路の種類や条件によって異なるデータポイントが示されており、全体的に風速が増えるにつれて道路端濃度も増加する傾向が見られる。ただし、一部のデータポイントでは風速が一定でも濃度が変動していることが確認できる。この結果は、道路の設計や環境対策に重要な示唆を与える。

7. ランプ部の騒音に関する模型実験

交通環境研究室

上 原 万寿雄

ランプ部の騒音に関する模型実験

交通環境研究室 上原 万寿雄

まえがき

我國の大都市においては、閉連街路方式として、平面の一般街路の上に都市高速道路が高架で建設されている区間が少なからずある。これらの区間では、一般に道路の側方に建物が近接していることが多い。このような区間において自動車交通騒音は、平面道路および都市高速道路の両方から発生するとともに、平面道路からの音が高架道路および側方の建物で閉じ込められることにより、高架道路がはいの場合に比べて、側方における音圧が上昇することが予想される。

また、平面道路と高架道路との連絡されるランプ部においても、幾何学的な形状による音源パワールの増大に加えて、構造物による複雑な相互反射があるため、側方受音位置における音圧は従来の開放条件における騒音に関する理論研究のみでは、明確に推計することは困難であり、また、このような区間における騒音防止対策の効果の予測も困難である。

本研究は、これらの点を考慮し、一般の平面街路上に都市高速道路が高架で建設されているところに、ランプが設けられている箇所について、縮尺模型を製作し、無響室内において実験を行なった結果について述べるものである。

1. 実験方法

二重構造道路のランプ部の、縮尺模型で測点を定め、図-1のように設定した。

C-1点は平面街路部からランプ部への遷移点、C-2点はランプ区間の中間点、C-3点はランプと高架が同一高さとなる点のそれぞれ路側位置である。

遮音壁として、3mm厚の鉄板を用いた。また、吸音壁として、その表面に35%厚のカーペットを貼り付け、(カーペットの吸音率は実験周波数20周で、垂直入射、ランプに入射で共に約1.0である。)

側方家屋は外形寸法を現場状況に合わせて、9mm厚合板と製作した。

音源用スピーカーは、市販の高音用ツウイタ CONKO (C-3点、TW-75型)を用い、これを模型ランプ上に数ヶ所、パネル上を走行させ、各測点で、41.6m/sec (B&K社 4135型) からアシア直通高速レベルメータ (B&K社 2305型) により、連続記録を行った。スピーカーの音圧指向特性は図-2のとおりである。音源 Y

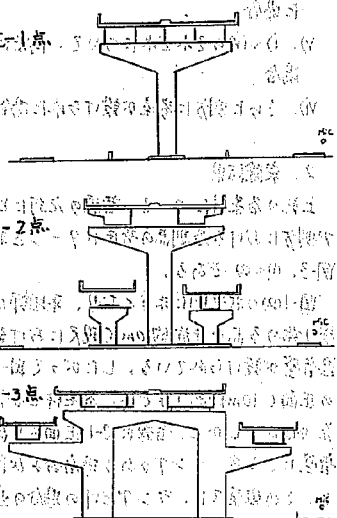
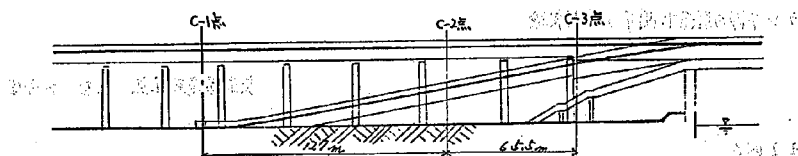


図-1(1) モデルランプ部横断面図

[illegible]

- ii). ランブ両端に0.9mの反射壁（高欄のヤが設けられ
 ている場合に相当）を設けた場合
 iii). 0.9mの外側反射壁の上さらに2.0mの吸音壁を
 設けた場合
 iv). さらに内側反射壁の上にも2.0mの吸音壁を設け
 た場合
 v). ii)~iv)のそれぞれについて、荷重は併設された
 場合
 vi). さらに奥方に客屋が設けられた場合

2. 實驗結果

上記の各条件について、資源の走行にともなうランニングコストは、 $1500 \times 1000 \times 12 = 1800000$ 円、
 ア側方における各製品の出荷ロス（ $9 - 7$ ）と求めたものが、 $6000 \times 1000 \times 10 = 60000000$ 円と算出さ
 れる。図-3、(1)～(4)である。

図-1(四)の状況図に示すとおり、平坦部からランアが、の距離より、の距離より降り始める点の前方約10m(現尺における距離)から、の距離より、の距離より逆音壁が設けられている。したがって図-3(四)では、C-1の正面(10m地点)までは、各条件とも音圧レベルの差がない。しかし、音源がC-1正面より約2m(縮尺模型における距離)登った位置においては、逆音壁による差、ランアがある場合および高架あるいは家屋がある場合の差が大きくなっている。しかし、この位置では、ランアに付の場合の逆音壁の種類による差は、高架および家屋が存在することによって小さくなっている。また、音源が約30m以上登ればその幾何学的陰影から明確にされるようになる。これらの差は小さいものとなっている。

遮音壁の有無およびその種

類による受音点の高圧レベルは、C-1点では上り側に音源がある場合は、壁の効果は吸音壁以外ではほとんど見られず、正面から、約2m程、た位置まで、片側吸音壁で約5dB、両側吸音壁で約10dBの効果が見られる。下り側に音源がある場合には、3mの反射壁でも約10dBの減衰が見られる。ところがこの場合には、

・吸音壁としてもほとんどその差が見られない。C-2およびC-3点では、壁が無い場合でもすでに相当の回折があるので、壁による効果は小さく、C-2の正面近くで、7dB程度の効果があるだけで、壁の種類による違いは両側吸音壁を除いて、ほとんどない。両側吸音壁の場合、C-2およびC-3点での正面近くに音源がある場合に特に効果は大きい。次に高架が設けられた場合のランアからの音については、高架構造体で閉鎖されることにより、ランア部の音の多重反射が遮断され、開放(ランア付けの場合)下で壁の効果の大きかったC-1点においての正面から2m程上、た位置まで殆んど壁による差がない。C-2およびC-3点は高架体の直下より外方へずれるため、特に両側吸音壁の場合

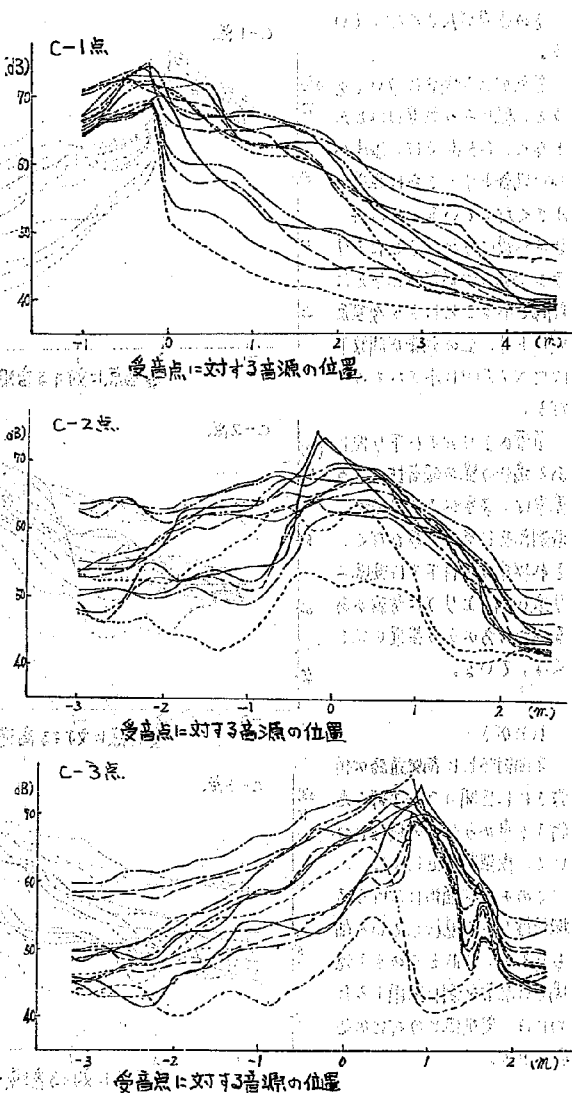


図-30) 各断面条件を上り側と音源が走行した場合における側面の音圧レベル

その差が小さくばっている。

家屋がある場合について見ると、壁による差異はほとんどなく、C-3点では、家屋がない場合より、さらに差が小さくなっている。これは、家屋が設けられたことによりランア部の音が左右上下共に閉鎖されることによる多重反射により、壁の効果が開放下と比べて大巾に小さくなるものとなる。

音源が上りおよび下り側にある場合の壁の吸音性による差異は、家屋がある場合は、各測点共にその差異がなく、それ以外の条件下では測点より遠い側(上り)に音源がある場合の方がその差異が大きくなっている。

あとがき

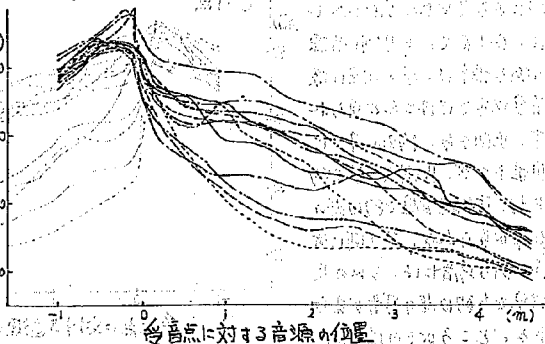
耳面経路上に高架道路が併設された区間のランア部を走行する車からの音場特性について、模型実験を行った。

このような箇所における音場特性をよく現わしている面もあるが、これをそのまま現場での騒音予測に適用するためには、実測値との対比が必要である。

参考文献

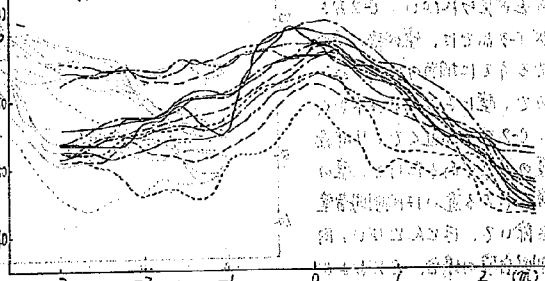
ランア部の騒音に関する模型実験：土研資料第1076号（昭和50年12月）

C-1点



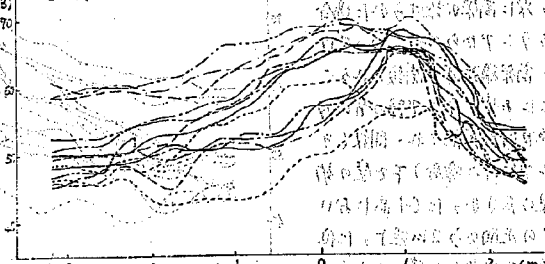
受音点に対する音源の位置

C-2点



受音点に対する音源の位置

C-3点



受音点に対する音源の位置

図-3(2) 各断面条件で下り側と音源走行の両方における傾きの音圧レベル

補足

ランブ部の騒音に
関する模型実験

図-3(1)

図-3(2)

(P39~40)

訂正箇所

P38 23

1/3および→2/3の2<

P39 22

高→音

おてうながさ

訂正してください。

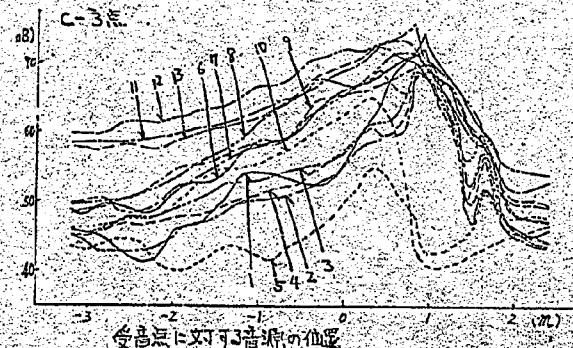
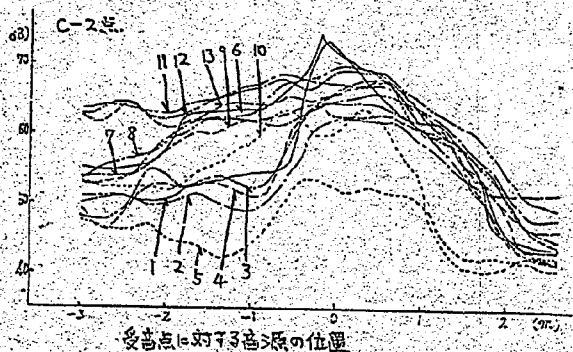
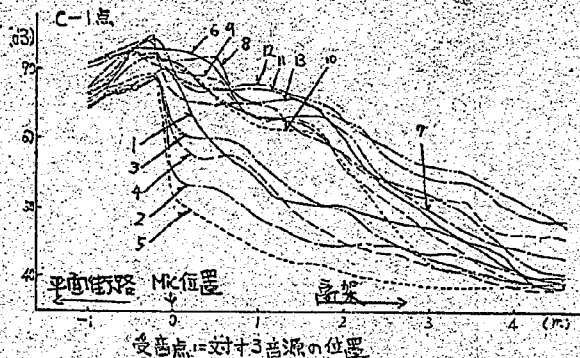


図-3(1) 各断面条件で上り側を音源が走行した場合における側面の音圧レベル

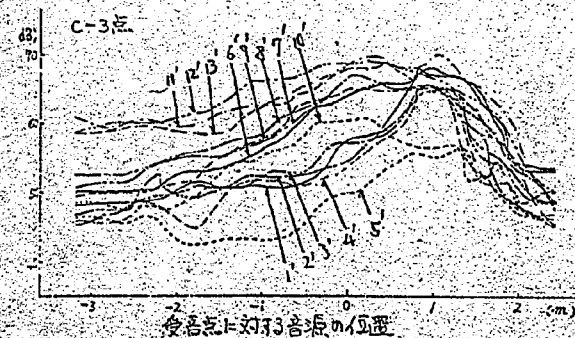
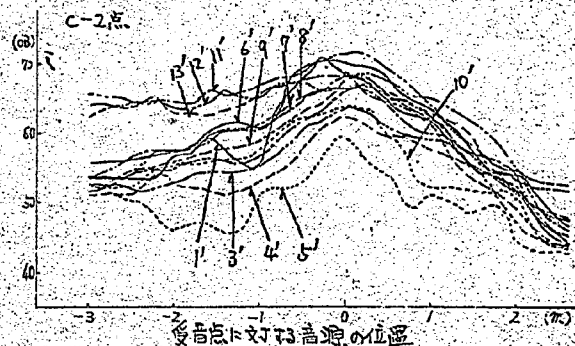
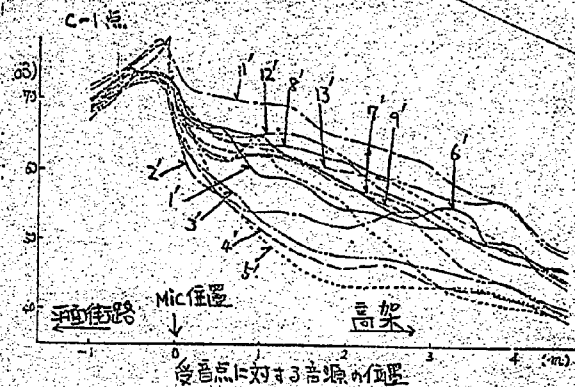


図-3(2) 各断面条件で下り側を音源が走行した場合における側面の音圧レベル

8. 小地域における

総合情報処理システムの検討

シ ス テ ム 課

野 口 正

小地域における総合情報処理システムの検討」である。この報告は、小地域における総合情報処理システムの検討、その目的、その内容、その成果、その今後の展望について述べている。この報告は、小地域における総合情報処理システムの検討、その目的、その内容、その成果、その今後の展望について述べている。

このシステムは、情報と入出力するセンサーおよび表示器を含む端末機器と、大容量の情報を処理、計算してシステムの中核となる情報処理装置、情報を伝送する伝送路網、および制御装置が結合して構成されている。小地域における処理システムとしては、大規模ビルでは、監視・放送システム、電力・鉄道・道路・河川・上下水道等の適用分野においては、遠隔監視・制御などの管理システム、小地域内の住民を対象として、日常生活の情報を提供する生活情報サービスシステムおよび生産工場・大学・総合病院・研究所等においては情報処理の目的が多様化されるため、複雑な処理を一括管理するシステムが必要とされてきている。

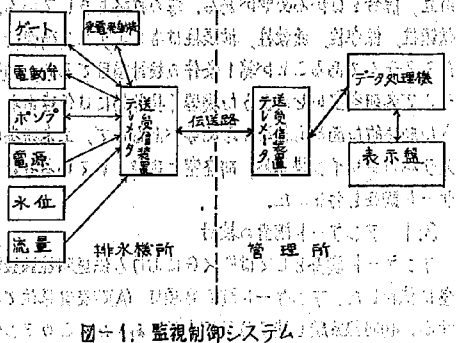
このようなシステムは、情報と入出力するセンサーおよび表示器を含む端末機器と、大容量の情報を処理、計算してシステムの中核となる情報処理装置、情報を伝送する伝送路網、および制御装置が結合して構成されている。小地域における処理システムとしては、大規模ビルでは、監視・放送システム、電力・鉄道・道路・河川・上下水道等の適用分野においては、遠隔監視・制御などの管理システム、小地域内の住民を対象として、日常生活の情報を提供する生活情報サービスシステムおよび生産工場・大学・総合病院・研究所等においては情報処理の目的が多様化されるため、複雑な処理を一括管理するシステムが必要とされてきている。

2. 小地域内情報処理システムの現状

小地域内情報処理システムとしては、石油・自動車等の生産工場内、および総合病院等において、多くの例がみられる。ここでは一般的に従来から行われている監視・制御とする管理システムと最近よく注目されているCATVとを使用して生活情報とサービスするシステムを例にあげた。これらのシステムはLSI技術と駆使した高性能・高信頼度の処理・制御計算機、ディスプレイ装置等の導入により、さらに他地域間との情報交換が行われ、いくつかの小地域が集合して中・広域のシステムが形成されてくると思われる。

2.1 監視制御システム例

河川の排水機場の監視制御システムの構成を図1に示す。図中排水機場は水位・流量などの計測装置とポンプ・ゲート・発電機の制御装置および監視用のテレビカメラ送受信装置などから構成されている。監視項目としては、ゲート・ポンプの開閉・起動・停止・故障および水位の上限・下限などの状況、制御項目としてはゲート・ポンプ・発電機の制御である。排水機場から管理所までの伝送路は、伝送距離



が短い場合は通常有線式で多芯ケーブルを使用した私設専用線を使用しているが、小地域間と結んだ中、広域の伝送路では電力公社線又は私設専用無線方式を使用している。無線方式は、主に長距離用だけに使用されているが、山地などでは障害等の関係から有線方式に変わり短距離のデータおよび制御信号の伝送にも使用されるようになって来ている。

管理所では監視・制御用のテレメータ送受信装置、排水機場の各種状況とCRTおよび数字表示管等で表示する表示機器装置、オンライン制御、予測制御などの演算と行かう処理装置などから構成されている。このように監視・制御システムの情報にはアナログおよびデジタル情報があるが、監視・制御項目がのびないシステムではアナログ情報の方が多く使用されている。近年、管理システムは地域間の情報交換および情報の集約化などデータ・バンク的な考えに有利なデジタル情報で扱われる傾向にある。

2.2 生活情報サービスシステム 生活情報サービスシステムは、小地域内に住む住民の生活がより豊かに、便利になるサービス情報を迅速・正確に提供するものである。これはCATVシステムによる伝送路網つまり同軸ケーブル信号を送り出すものであり送信装置に工夫することにより放送としてすでに利用されているチャンネルの他に空チャンネルの周波数帯と使用して自主放送のテレビ信号、FAX信号と隣接チャンネルに妨害を与えることなく送・受信できるシステムである。このCATVシステムの導入により株式などの専用番組、地域内のニュース、買物およびレジャーの案内、新聞FAX、電話とブラウザ管と利用した静止画像伝送サービス等の他に計算機と利用した防災、防犯監視等が可能となる。このような生活情報サービスシステムは、多摩ニュータウンなどで最近実験が開始されようとしているが、埼玉県三井ニュータウンと尾田地などでは、加入世帯750、幹線約2km、分岐線約8km程度ですまに行われている。この他に主に営業指導、消費者教育、防犯、防災などのサービスと行なう農協システム、大規模ビル内の共聴システムなどがある。

3 筑波学園都市における土木研究所の情報処理システム 土木研究所の情報処理システムは以上のべたような簡単なシステムとは異なり、研究所の発展と共に業務の種類、内容、システムの規模が流動的である。関連部署と協定にわたる、多岐システムとの向立、隔合をはかる必要がある。等の性格を有している。このような性格をもつシステム設計では、信頼性、保守性、柔軟性、拡張性にもより土木研究所のシステムであるから研究者の要求に適合したシステムであることが第1条件の検討項目であり、通常の業務分析と同様の検討では適当ではない。そこで各研究室がどのような機器（具体的には低速あるいは高速回線の利用）を利用するかというような形態的な面から検討する必要がある。土木研究所資料第86-1号に示された総合情報処理システムのサイン構想が、研究室に理解されているものとして、より具体的な要望を集めるためのアンケート調査を行なった。

3.1 アンケート調査の検討

アンケート調査としては、KGにおける伝送路施設設計に関する希望調査について、同様に各研究室に依頼した。アンケート調査要項は、(A)研究室単位で専ら使用される回線（計画を含む）を対象とする、(B)回線系統と端子位置調査等であつた。このアンケート調査をもとにシステムイメージと作

成し、これにより情報ルートのパターン把握、端末機器の概要および概数、必要とする回線数の概算等と検討したところ次の様な事項が判明した。

1) 情報ルートのパターン

情報ルートのパターンは、おおむね図-2に示すようなルートパターンになり、その概略は

①各研究室はそれぞれ所有の実験室・実験棟とのデータ伝送が主であり、研究室間との連絡は

図-2に示すように、各研究室から本館研究室へ1R用(FAX・TV)の画像伝送がある。

②デジタル伝送系は全マセシタと介して利用している。

③I.T.V等は特殊実験棟での画像と主に本館研究室、一部共同実験棟の実験室でみる

一方向である。

④その他アンケート対象外であるがセンタ

から本館研究室へ1R用(FAX・TV)

画像伝送がある。

2) 端末機器

情報ルートにもとづきそれぞれに対応する伝送

路回線数と決定する必要があり、各研究室の

端末機器に対する予定数と集計した概数は、

本館では高速回線端末(I.T.V・FAX等)は

1.4.9) 低速回線端末(ミニコン・CRT等)は

2.2.2) 端末等(図-2: 情報ルートパターン(実験室)

特殊実験棟では高速68、低速147端末、共同実験棟で高速49、低速130端末であった。こ

の回答結果は主に伝送路の必要回線数算定の根拠としてアンケート本回収の本館研究室に対しては

アンケートデータの平均値等により推定した。その他の部署・実験棟に対しては別途再調査等とし

た時点で加算することにした。このような方法で本館の高速10、低速344回線、特殊実験棟

高速8、低速150回線等の結果になった。

3.2.2 高速回線伝送路の検討

伝送路は以上のような情報ルートパターンを実現するための手段であり、情報と伝送は正確に収集

と交換ができ、しかも情報の流れの変更と拡張性および高信頼性が要求されるものである。伝送路に

は、高速回線と低速回線があるが、ここでは高速回線系の伝送路網および高速回線に使用する同軸ケ

ーブルの上限周波数について検討することにする。

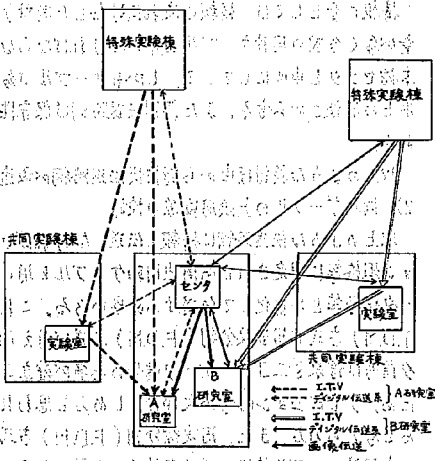
(a) 1) 伝送路網の検討

伝送路網は一般的に樹状状伝送路網、個別伝送路網、ループ状伝送路網などがあるが

地域内の伝送路網を検討するには、情報の流れと情報の量を把握する必要がある。上述したように

情報の流れとしては、センタ設備(本館電算室)と各端末装置間の流れの他に、各端末相互間の流

れがあり、しかもアンケート内容では各端末相互間が過半数を占めている。この各端末相互間の流



これは各実験所より、①本館内各研究室に流れるもの（通信するもの）

②各共同実験棟に流れるもの（通信するもの）

③ ①、②の両者に流れるもの（通信するもの）

等があるが更にこれと検討すると①および③の流れの量（通信量）が②に比べて大である。

情報の量としては、情報の流れに対応した同軸ケーブルによる多重伝送を行なうにしても、情報量が多数の同軸ケーブルを用いなければならない。従うように土木研究所全体の情報の流れが本館センタを中心にしていて、しかもケーブルは多数となるから、ループ状伝送路網は経済性、使用上の不便さから劣る。また個別伝送路網は保守性はよいが、拡張性、経済性が悪いとみ不適当である。

以上のような検討理由から樹枝状伝送路網が最適と考えられた。

2) 同軸ケーブルの上限周波数の検討

以上のような伝送路網に情報を伝送しなければならないケーブルとしては都市ケーブルビジョン規格等に規定された高周波同軸ケーブルを用いて、テレビジョン信号、フランク信号、データ信号等と多重化して伝送する必要がある。これら各信号と多重化する手法としては時分割（T.D.M）方式と周波数分割（F.D.M）方式が考えられるが、高速回線と使用する信号のうちデータ信号は将来ミニコンデータ信号の基準が確立された時点を利用するための予備的なものであるため、テレビジョン信号が大部分としめると思われるため周波数分割（F.D.M）方式が適していると考えられる。また、周波数分割（F.D.M）方式は周波数が高くなるほど多重度を上げられるが一方同軸ケーブル特性の減衰定数 $\alpha = A\sqrt{f} + Bf$ となり、周波数 f が高くなるほど A （導体抵抗による損失）項と B （コンダクタンスによる損失）項による減衰が増大することになる。この減衰の量の補償には増幅器を行わなければならないためあまり周波数を高くすると増幅器の数が多くなり不経済になる。さらに、現在の増幅器の上限周波数は経済性、特性の安定性が考慮して、250MHz程度であるため同軸ケーブルの上限周波数はVHF帯250MHzとした。これとテレビジョン信号を総合した土木研究所の情報処理システム接続概念図は図3に示すようになる。

4. おわりに

現状であげたシステム例で排水機場の管理システムなど主に監視・制御が土木研究所の実験の省力化と監視業務として扱ったミニコンでの生活情報システムなどは専ら学生（センタ）研究室共同実験棟間の情報の交換として技術的な応用面から共通性を見い出す導き出される。これらのシステムとミニコン情報の流れ、情報の量から再度見直せば、管理、生活情報システムのミニコン情報量はもちろん、情報の流れが比較的個別状に独立していても土木研究所の様に複雑に情報が流れるシステムとは異なる。ここに研究所の処理システムとしての特性がある。この様に本施設の処理目的が多用途に複雑化するシステムの設計では、信頼性、柔軟性、拡張性、保守性が必要であり、利用者のミニコン情報の流れ、情報の量等が重要な要素となると思われる。今後、土木研究所で計画されているような情報処理システムは各所で応用されてくる事であろう。

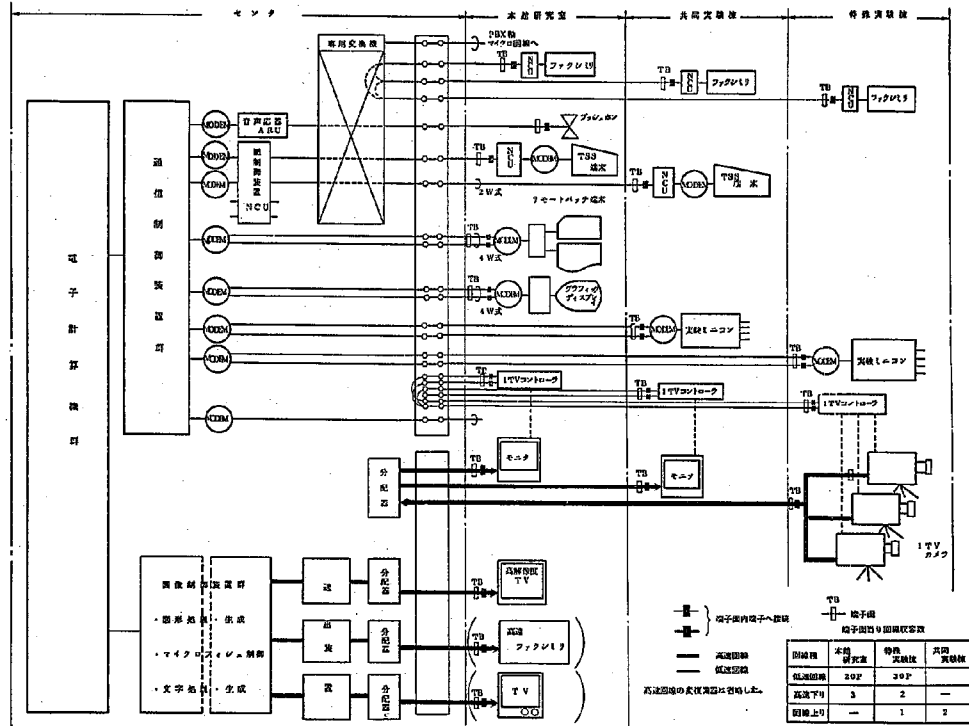


図-3. 情報処理システム接続概念図

9. 道路交通の予測シミュレーション

道 路 研 究 室

柴 田 正 雄

道路交通の予測シミュレーション

道路研究室 柴田 正雄

1. 目的

道路交通の激化および一般化に伴って、道路利用者の道路交通情報に対する要求が強まり、各所で道路交通情報システムが開発され、また、実用に供されている。その取扱う情報は、多岐にわたっているが、積雪や道路破壊のような気象災害情報と渋滞等の交通状況情報が中心である。主として、山間部では気象災害情報とそれに伴う規制情報が、都市部では交通状況情報が強く望まれている。

都市部で交通状況を表わすための指標としては、渋滞長、または、渋滞度が一般的である。渋滞度は渋滞長を区別しているもので、渋滞長による表示と根本的な違いはない。この渋滞長を得るためには、渋滞を生じやすい交差点の上流に交通感知器を設置し、感知器より得られたオキュパン値によって渋滞のその感知器まで達しているかどうかを知るという方法が最も一般的である。感知器によるオキュパン（正確には時間オキュパン）とは、感知器上に車両が存在する時間の計測時間に対する比であり、車両間の間隔が狭くなれば大きくなり、広くなれば小さくなる。交通が渋滞すれば、車両間の間隔が狭くなるのでオキュパンは増加するため、オキュパンの測定より、渋滞がその感知器まで達しているかどうかを知ることができる。

この方法に問題となるのは情報の遅れである。その理由として大きなものは次の3つである。

- ①オキュパンを測定するためには、ある程度の計測時間が必要である。計測時間が短かくするとデータのばらつきが大きくなる。交通現象の計測時間の単位としては、5分間が一般的であるが渋滞の検出には15分間もよく使われている。計測されたオキュパン値は、計測終了時の瞬間値ではなく、その前の、例えば、15分間の平均的な値である。
- ②計測値を処理して、情報板等の情報提供装置で出力するためにはある時間が必要である。電子計算機で自動処理し、少数の電光式情報板を自動制御するようなシステムならば、問題となるようなことはないが、判定を人間が行ったり、字幕式情報板を使ったり、情報板の数が多かったりした場合にはこの時間も問題となる。
- ③道路利用者が情報板なりラジオ放送を聞いて情報を得てから現場に達するまでにはある時間がかかる。情報を速く知ると、選択の手段の広さという点では好ましいが、情報の時間ずれは大きくなる。

情報の遅れは、道路利用者が得た情報と目に見た現場の様子が違うということの一つの大きな原因となっている。特に、渋滞の成長時や消散時には、わずかの時間で様子がまったく異なってしまう。この情報の遅れを解消するためには、遅れ時間分だけ交通状況と予測することが必要である。また、交通状況の予測は、旅行時間の予測や管制を行った場合の結果の予測といった面にも利用できるように、道路交通情報システムの高度化のためには非常に有用な手段である。また、オフライン的な使い方は、道路の改良、規制の効果という面にも適用することが考えられる。

本研究は、この交通状況の予測のためのシミュレーションモデルの開発を行ったもので、道路交通情報システムの自動化を目指している東京国道工事事務所と協力して、国道14号線での実測値と計算値を比較したものである。

2. 予測シミュレーションモデル

2-1. 概要

交通現象を取り扱うシミュレーションモデルは、個々の車両の細かな挙動を扱うものから、区間ごとに車を集団として扱うものまで種々あるが、本研究で目標としている予測は、道路交通情報システム内で使用することと目的としているので、計算時間や記憶容量の面で制限があり、車両一台一台を要素としたシミュレーションモデルは不適当である。車を区間ごとに集団として扱ったモデル、それでもできるだけ単純なものであることが条件となる。

首都高速道路等において、道路をいくつかの区間にわけ、区間への出入、区間存在台数、区間密度間の関係と基本式としたシミュレーションモデルが研究されているが、本研究でもこの基本式を使用したシミュレーションモデルを試みた。首都高速道路等のモデルと基本的には大きな違いはないが、高速道路と街路の交通状況は非常に異なるので細部は大きく異なる。

基本式は非常に単純なもので以下の通りである。

①区間内存在台数の変化は、区間へ流入した台数より流出した台数に引いたものに等しい。

②区間内存在台数は、渋滞長と渋滞密度の積と自由走行密度と自由走行密度の積の和に等しい。

2-2. 記号説明

本モデルでは、区間内を

渋滞部（信号待ち行列）と自由走行部にわけ、個々の部分での車の密度は一定としている。ただし、信号

によつて渋滞部の末尾は、単位時間内にも変動するため、その平均化のために、

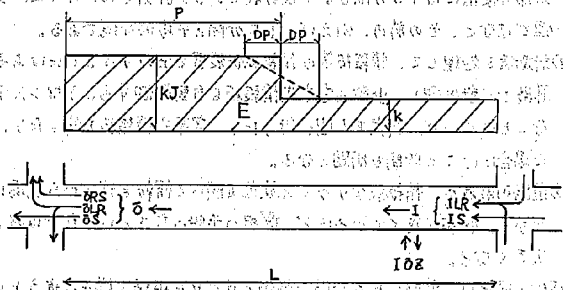
存在台数の計算時には、密度の変化点は階段上ではな

く、斜面としている（図中の点線）。ただし、密度の変化部の移動を考へる時は階段状で考へる。

使用している交通量および容量の単位は、単位時間（計算のスキヤンタイム）あたりであり、また、大型車は、小型車2台に換算して扱う。

I_i : 時間帯 i に区間内へ流入する交通量 = $IS_i + ILR_i + IOZ_i$ (台)

O_i : 時間帯 i に区間より流出する交通量 = $OS_i + OLR_i + ORS_i$ (台)



- IS_j, ILR_j : 時間帯 j に直進および右左折して流入する交通量 (台)
 $I\bar{O}Z_j$: 時間帯 j に区間内で出入する交通量。流入より流出を引いた値とする (台)
 $\bar{O}S_j, \bar{O}LR_j$: 時間帯 j に直進および右左折して流出する交通量 (台)
 $\bar{O}RS_j$: 時間帯 j に専用現示で右左折して流出する交通量 (台)
 E_j : 時間帯 j の開始時に区間内に存在する車の台数 (台)
 KJ : 渋滞部 (信号待ち行列) の車の密度。区間ごとに一定とする (台/km)
 K_j : 時間帯 j の開始時の自由走行部の車の密度 (台/km)
 P_j : 時間帯 j の開始時の渋滞長。 $P_j \geq DP_j$ (km)
 DP_j : 渋滞長 j 単位時間内での変動量の半分 (km)
 L : 区間長。 $L \times FK < l$ (区間長は自由走行車が単位時間内に通過できる長さとする) (km)
 CS_j : 流出部の交通容量 = $C_j + CR_j$ (台)
 C_j : 直進および直進と同一現示の右左折の交通容量 (台)
 CR_j : 専用現示による右左折の容量。ただし、専用現示で動く交通量が少ない場合
 には、 $C_j \times$ (専用現示の交通量の直進等に対する比率) とする (台)
 R : 赤信号の時間。単位時間で割った値を使う (s)
 FK : K_j と I_j の比例常数 = (単位時間 $\times$ 自由走行速度) の逆数 (1/km)

2-3 仮定した式

2-3-1 基本式

$$E_{j+1} - E_j = I_j - O_j$$

$$E_j = P_j \times KJ + (L - P_j) \times K_j$$

2-3-2 O_j に関する式

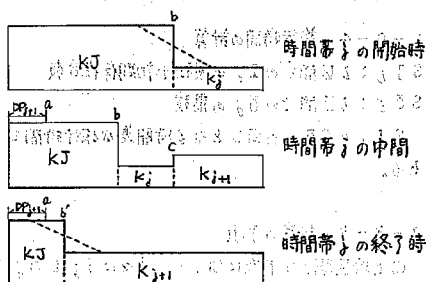
存在台数の計算には、 b の前後で密度が斜面状に変化しているが、 WS 等の計算には、 b で密度が急変しているとしている。

密度の変化部を考えているため、 P_j は DP_j より小さくなることはない。これは、交通量が容量よりがなくても、赤信号のためにある程度の信号待ち行列ができることに対応する。また、 P がしより小さくても次の区間に渋滞の影響があることになる。

$$WS = (CS_j - I_{j+1}) / (KJ - K_j) \quad (b \text{ 点の動く速度})$$

①もし $WS > 0$ ならば (渋滞長が減少する傾向ならば)

$$TX = (L - P_j) / (1 / FK - WS) \quad (C \text{ 点が } b \text{ 点に追いつく時間})$$



$TY = (P_i - DP_{j+1}) / WS$ (b点がa点に達する時間)

ここで、 $DP_{j+1} = R * I_j / (KJ - FK * I_j) / 2$

①もし、 $TX \geq TY$ ならば(cがbに追いつく前にbがaに達するならば)

$$\bar{O}_j = E_j + I_j * (1 - FK * (L - DP_{j+1})) - KJ * DP_{j+1}$$

②もし、 $TX < TY$ ならば(bがaに達する前にcがbに追いつくならば)

②と同じ計算をする

③もし、 $WS \leq 0$ ならば(渋滞長が増す傾向ならば)

$$WS2 = (CS_j - I_j) / (KJ - FK * I_j) \quad (cがbに追いついた後のbの速度)$$

④もし $WS2 > 0$ ならば(渋滞長が減少する傾向ならば)

$$TXC = TX + (P_i - DP_{j+1} - TX * WS) / WS2 \quad (bがaに達するまでの時間)$$

⑤もし、 $TXC < 1$ ならば(渋滞が消滅するならば)

$$\bar{O}_j = CS_j * TXC + I_j * (1 - TXC)$$

⑥もし、 $TXC \geq 1$ ならば(渋滞が消滅しないならば)

②と同じ計算をする

⑦もし $WS2 \leq 0$ ならば(渋滞長が増加する傾向ならば)

$$\bar{O}_j = CS_j$$

2-3-3 その他の関係式

$K_{j+1} = I_j * FK$ (自由走行側では走行速度は一定とすると、密度は交通量に比例する)

$ILR_j, I\bar{O}_j$ は IS_j との比例係数を使って得る。比例係数は時間の関数とする

$\bar{O}LR_j, \bar{O}RS_j$ は $\bar{O}_j$ との比例係数を使って得る。比例係数は時間のパターンとする

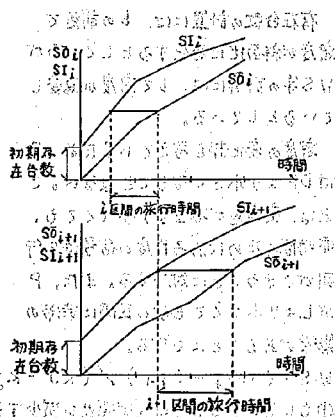
上流区間の $\bar{O}S_j$ が次の区間の IS_j となる

2-3-4 旅行時間の計算

SI_i : i区間での I_j の累積+初期存在台数

$S\bar{O}_i$: i区間での $\bar{O}_j$ の累積

SI_i と $S\bar{O}_i$ の同じとなる時間差が旅行時間である。



2-3-5 計算の手順

①上流区間より下流に向かって、次々に I_j と $\bar{O}_j$ を計算していく。区間間の受けつぎは $\bar{O}S_{j-1}$ が IS_j に等しいことによって行なう。

②下流区間より上流に向かって、次々に E_{j+1} と P_{j+1} を計算していく。もし、計算した E_{j+1} が区間内におさまらない場合には、上流の区間に戻る。

③上記①と②の手順をスキャンタイムごとに(3)を1つずつ増やしていく。行った後は、貯わえておいた、 $S\bar{O}_{j,l}$ と $S\bar{I}_{j,l}$ を使って旅行時間の計算をする。

2-3-6 必要なデータ

①基礎データ(先にパラメータとして持っているもの)

$L_{j,l}$, $K_{j,l}$, $F_{j,l}$ ($K_{j,l}$ は時間に関係しない)

$PI\bar{L}R_{j,l}$, $PI\bar{O}R_{j,l}$ (ILR と IOR を用いる比例係数、時間の関数)

$P\bar{O}LR_{j,l}$, $P\bar{O}RS_{j,l}$ (OLR と ORS 用の比例係数、時間の関数)

$C_{j,l}$, $CRS_{j,l}$, $R_{j,l}$ (時間の関数としてパターンで持っている)

②初期データ(システムに組みこまれた場合には、感知器データより自動的に入手する)

$I_{0,l}$ (スタート前の時間帯の流入交通量)

$IS_{0,l}$ (最上流区間への直進流入交通量)

$P_{1,l}$ (スタート時の渋滞長)

3. 実現象との比較

3-1 入力データの作成

比較の対象とした区間は、国道14号線の篠崎3丁目より市松川4丁目までの約3.5kmの東京方向のより車線がある区間の区間は、毎朝渋滞を生じるが、特にネグワとなるのは、区間の最下流になる小松川4丁目とその上流の東小松川の2交差点である。この区間は、東京国道土等事務所が道路交通情報システムを設置しており、自動化のための調査を昭和49年度第5の年度にわたって行っており、この比較にはその調査データを使用した。

この5.5kmの区間を8つの区間にわけ、単位時間5分で計算を行なう。渋滞長さ旅行時間について実現象との比較を行った。使用したデータは以下のように作成した。

①基礎データ

$L_{j,l}$: 地図よりとらえた

$K_{j,l}$: 航空写真上で信号待ち行列の密度を調べ平均をとって、125台/kmとした

$F_{j,l}$: 自由走行速度を40km/hとして、区間の中間に信号がある場合は補正した

$PI\bar{L}R_{j,l}$, $PI\bar{O}R_{j,l}$, $P\bar{O}LR_{j,l}$, $P\bar{O}RS_{j,l}$: 両年度の調査の中間の値を平滑化

$C_{j,l}$, $CRS_{j,l}$: マチュレートフロウ(経時間に容量いっぱい流れている時の交通量)の調査と信号現示の調査の結果より計算した。

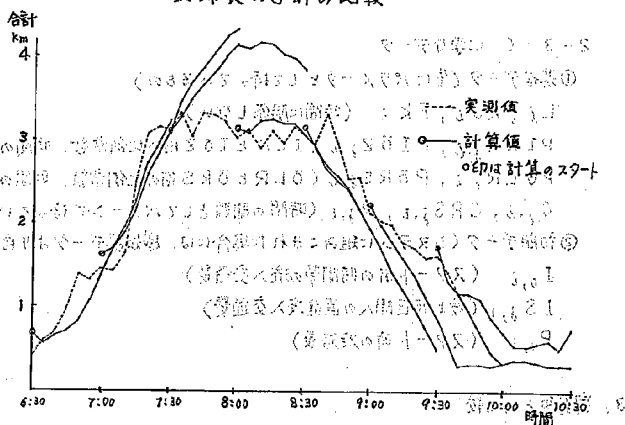
$R_{j,l}$: 信号現示の調査結果よりとらえた。多少の誤差は影響が小さいので定めておいた。

②初期データ

計算の時間に対応した調査の実測値を使用した。計算は30分ごとに1時間ずつ行列たがそのスタート時刻ごとに実測値を初期データとして入れなおした。

渋滞長の合計の比較

示す。これは、各
区間の渋滞長を合
計したもので全体
的な傾向を示す。
計算では実際に比
べ、渋滞の立上り
がゆるく、立下り
が急で早い。また
実際に頭打ちに
なっている渋滞長
が上にある。

[illegible]

除いては予測計算の方が大きいので、この臨時乗車 出発時刻 8 時 32 分、到着時刻 9 時 32 分、に
 8 時 32 分以降のものが大きい。しかし、この計算は 6 時 32 分、7 時 34 分、8 時 36 分、の 3 分
 算値の方が大きいのは安全側であるし、また、

7	02	25.6	24.7
8	05	36.6	35.7
9	08	47.6	46.7

 の
 最大 30 分台の時間の表示には 5 分程度の単位

7	34	33.7	32.8
8	05	44.7	43.8
9	08	55.7	54.8

 で十分であろうと思われるので、かなり実用的
 と考えてよいであろう。ただ、8 時 32 分以降

7	32	11.4	10.5
8	04	22.4	21.5
9	07	33.4	32.5

 の
 旅行時間が計算のより大きいことは、先述

9	02	17.0	16.1
9	05	28.0	27.1
9	08	39.0	38.1

 の
 傾向と逆であり、分析を必要とあろう。

9	32	11.4	17.0
9	04	22.4	28.0
9	07	33.4	39.0

4. 今後の課題

予測結果と実測値は大略合っているが、部分部分でよくい違いがあり、それらのよくい違いを消していくことが、今後の課題である。また、この予測プログラムは、単純な一本の路線を対象としたもので、また、検定にも実測値と初期データとで、実際のシステムに適用する場合には、路線の複雑さ、また、感知器による初期状況の自動的計測というような問題が湧かされている。

10. 建設機械の操作方式の
評価に関する一考察

機 械 研 究 室

山 田 一 彦

建設機械の操作方式の評価に関する一考察

機械施工部機械研究室 山田一孝

まえがき

建設機械の大型化と性能の向上は、運転操作に於ても複雑で高度の判断力が要求される。しかし人間本来の情感覚機能は機械系の急激な進歩とマッチした発達はしていない。それ故、単純な操作ミスから誘起される事故でも重大な内容となることが少なくない。これらの安全評価にもまだ系統的研究が確立されていないのが現状である。本研究はショベル系掘削機の操作方式に限定し、運転台模型を用いて実験を行ない、操作機器の配列、操作方法などの相違が運転員に与える影響を、誤操作、操作回数として検出し、心理的、生理的機能の変化との関係により現状の操作方式を評価したものである。

1. 実験概要

現状のショベル系掘削機の操作方式は機種により異なるが、いずれも6通りの機能、12通りの操作を有し、その形式は図-1に示す4通りに区分することが出来る。これらの4通りの操作機器の配列を簡単に組みめる運転台模型の実験装置を製作した。

レバー類の位置、寸法、操作力などは実機に類似させ、実験は

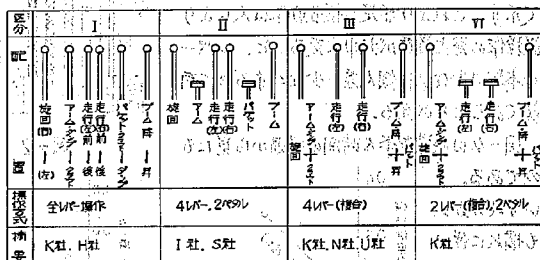


図-1 ショベル系掘削機の操作機器配列

別に設けた指示盤の命令により、実作業を想定したレバー操作の繰返し作業とした。1回当りの作業時間は30分とし、5人の被験者により4通りの実験を行なった。これらの操作方式の種類と運転員の受ける影響を、以下に述べる項目に従い測定し、比較検討を加えることとした。

測定は誤操作、操作回数の抽出の他、心理的機能の変化をフリッカー値により、生理的機能の変化を心拍数、筋電図より求めた。更に自覚症状も評価の要素とした。

これらの要素から理想的な操作方式とは、操作能率が高く、誤操作がなく、心理的、生理的負担の少ないものと判断して以下の考察を行なった。

2. 実験結果と考察

2.1. 手足の移動量

操作方式によって、同一作業を行なうに必要な手足の移動量が異なる筈である。表-1は実験に用いた4通りの操作方式に於て1サイクルの操作に必要な手足の最小移動量を計算によって求めた値である。これよりレバー数の多いものは、持ち換えによる移動量が多く、レバーの複合機構とペダ

ルの併用は移動量の減少には有効であることが判る。

2.2. 誤操作

誤操作は命令に対する反応の正確さを知る要素である。図-2に各操作方式による誤操作率（全操作量に対する誤操作量）を示す。

運転員と操作方式が誤操作に及ぼす影響を分散分析により行なった結果、両者とも危険率5%の有意水準には達せず誤操作率は運転員の影響を受けていないと考えたことが判明した。同様に操作方式も誤操作率に特に影響を及ぼしていないと考えられる。

図-3に運転員によるバラツキを標準偏差で示す。これより手足の複合動作は人により誤操作の発生頻度が大きく変ること、レバーの本数は少ない程個人差を少なくするのに有効であることが判る。

図-4は誤操作率を時間の経過から見たものである。

いずれの方式も慣れに従い誤操作率は減るが15~20分程度で疲れによる誤操作率の増加と思われる高率が見られる。

しかし20分を過ぎれば誤操作率は再び減少する。これは実験時間が終りに近づくことが刺激となって運転員の精神的機能が回復するものと思われる。この傾向は各方式とも同様である。

2.3. 操作能率

操作能率は操作の仕易さを示す尺度である。図-5は操作の繰返しの際易と速さを操作頻度で示した。操作本数の多いものは、作業開始当初は動作が遅いが学習効果が大であり慣れ易いことが判る。しかし20~25分程度で操作頻度が減少が見られる。これには疲労が原因しているものと思われる。逆に操作本数が少ない場合は学習効果の影響の現われる時間が遅い。建設機械の運転は長時間によるものが多いことから時間的変動の少ないもの、即ち操作本数の

表-1 1サイクルに必要な手足の最少移動量

操作が	レバーの送り換え による移動量 (cm)	レバーの前 後移動 (cm)	ペダルの 踏み量 (cm)	計
I	126	360	-	486
II	84	240	40	364
III	84	360	-	444
IV	0	240	40	280

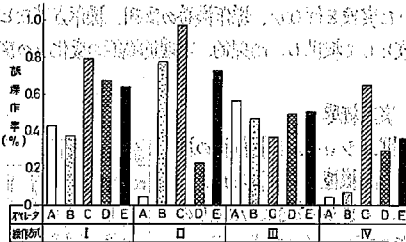


図-2 操作方式と誤操作率

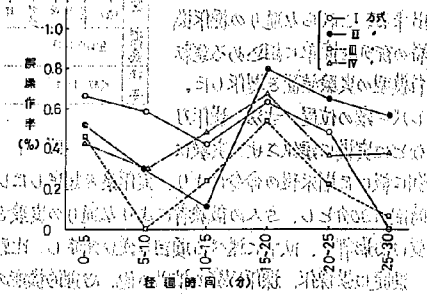


図-3 誤操作率の標準偏差

図-4 経過時間と誤操作率

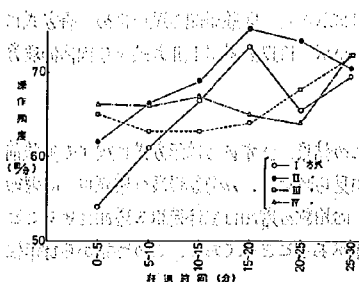


図-5 経過時間と操作頻度

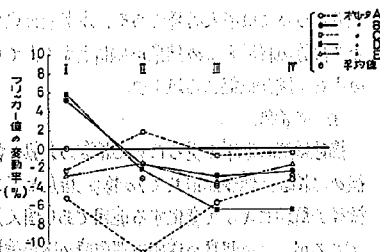


図-6 フリッカー値の変動

少ないものが良いと思われる。

2. 疲労の検出

疲労自身の状態は必ずしも明確ではない。現象として、生理的、心理的組織を破壊し、機能を低下させるなら、安全性の立場からも定量的に扱う必要がある。以下に述べる項目について疲労検査を行い、操作方式別にその傾向を比較した。

(1) フリッカー値 (F.F.)

フリッカー値とは、精神的疲労を視覚により判断する方法である。図-6は作業開始前と終了後についてのF.F.の変動を示したもので、更に5人の平均値を加えた。F.F.はI方式、II方式に個人差があるが、III、IV方式は比較的に類似の傾向を示している。平均値で見ると、その変動は3~4%の範囲にあり、この値は一般国道を大型バスで20分間走行したときのドライバのF.F.に近敵する。(国鉄労研資料) 一方、F.F.がりとなったI方式には2人の被験者の高進が影響している。F.F.が高進する理由には種々の学説があるが、いずれも疲労の減退を意味するものではない。この結果から精神的疲労に関しては手のみの単純動作であるI方式を除く。

(2) 筋電図 (E.M.G.)

筋電図は主として筋肉作業に伴う疲労の検出に用いる方法である。E.M.G.は右上腕二頭筋上に表面電極を置き、レバー操作の肉体的疲労を筋電図の徐波化現象(周波数成分の低周波数帯への移行)から判断したものである。図-7に測定結果の一例を示す。この例は徐波化現象が最もよく現われている例である。即ち、III、IV方式に比べてI、II方式では徐波化現象が見られ、

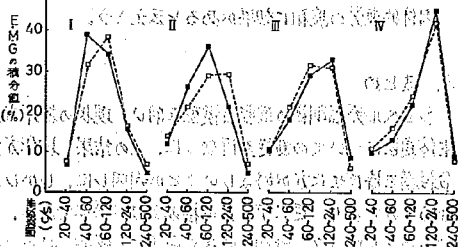


図-7 EMGの周波数分析

疲労のあったことを示している。次に各運転員全数には、III、IV方式で徐波化現象のある例はないが

1、IIについては各人名様である。本実験の場合、操作力が小さく、実験時間も短いため、各方式による疲労の程度をこの結果から断定するまでには至らないが、III、IV方式がI、II方式より肉体的疲労の少ない傾向は認められよう。

3) 心拍数

循環機能の低下を見るために心拍数の変動を調べた。この結果、いずれの操作方式に於ても実験前後の心拍数の増減は最大で10拍分程度と大きな変化は見られない。10拍分程度の増減は、心理的神経的負担によって変化する範囲であり個人差がある。心拍数の増加は生体負担を増加させることであるが、この程度の増加は運転時の緊張維持には効果があるとされており、この要素から操作性を判断するには至らない。

4) 自覚症の訴え

図-8は自覚症状調査用紙による訴えの頻度を症状群別に示したものである。「ねむり」「だるさ」などの神経的なものはどの方式にも認められるが、特にI、II方式には多く見られる。レバー数の多いI、II方式は作用方向が前後のみであることから、配置を覚えただ後は感覚に頼るところが多く、他のものにより判断も単純で、慣れるに従い「ねむり」「だるさ」などの状態を示すものと思われる。一方、肉体的なものは方式に集中し、他の方式には少ない。

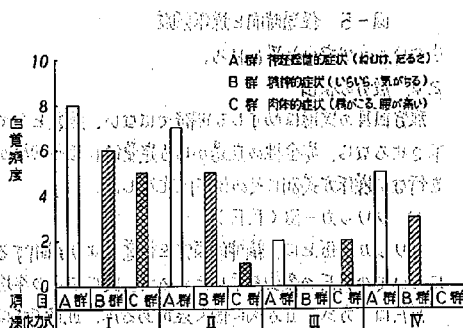


図-8 自覚症の訴え頻度

疲れの自覚、疲労感は疲労に特有な内臓感覚と一層と考えられるが、これらは個人の主観的体験であり、感情の影響を受け易く、感じの内容及程度を的確にとらえるには困難であるが、結果を見る限りでは、レバーを減らすことは神経、精神的疲労を緩めるのに効果があり、ペダルの併用は肉体的疲労の緩和に効果があると云えよう。

3. まとめ

シヨベル系振動機の運転台模型を用い、現状の操作方式の通りについて、操縦者の頻度と運転員の生体負担についての調査を行った。この結果、操作方式は一般にレバー数と少なくし、レバーに複令機構を持たせた方が好ましいことが判明した。しかし、この評価は限られた実験員と実験回数によるものであり、更にデータの積み上げが必要である。また今回は考慮の対象とはしなかったが、レバーのストローク、配列の順序や範囲にも影響されると考えられる。この点更に検討を加える必要がある。

11. フィルダムの盛立工事における
施工機械の最適配置について

施 工 研 究 室

熊 谷 恒一郎

フィルダムの盛立工事における施工機械の最適配置について

施工研究室 熊谷 恒一郎

まえがき

建設工事の施工計画管理は、従来、過去の数多くの工事実施のデータに基づく各種基準および担当者の豊富な知識経験に基づく技術的判断に全面的に委ねられてきた。しかしながら、フィルダムの盛立工事に代表される大規模土工事においては、数少ない工事実績、個々の工事の特殊性、さらに担当者の減少等の事情が、従来の方法による施工計画管理をきわめて困難なものにしている。したがって計画策定段階における施工機械の適正配置とそれに基づく工期工事費の算定、管理実施段階における工事進捗把握と計画修正等の業務において、担当者の判断を補佐する科学的計画管理手法の開発が求められている。

施工研究室では、この様な施工計画策定と管理実施上の問題に対処しその最適化を計る目的で、可能な代替計画案の1つ1つをシミュレーションにより検討して相互の比較評価を行なうシステムの検討を進めてきた。本研究は、特にフィルダム盛立工事の機械化施工に着目し、施工機械の稼働状態を数値的に再現して施工能力、施工効率、施工単価等を予測するシミュレーションシステム（シミュレータ）を開発し、これを用いて運搬路構造をも含めた施工機械配置の最適化を計るものである。

1. 盛立工事の概要

堤体盛立工事においては、ロック材、フィルタ材、コア材などの採取運搬盛立の各作業が並行して進められる。

採取場においては、立木の伐開、除根、表土処理等の準備作業、掘削破砕の採取作業、集土積込作業が行なわれる。使用機種は、ブルドーザとトラクタショベルの組合せが一般的で、ロック材料の場合には発破やリッパによる破砕がこれに先行する。

運搬作業は、材料の性質と運搬距離とによって、スクレーパ系とダンプトラック系とにわけられ、規模が大きく専用運搬路を使用する場合には、15t以上の重ダンプトラックが用いられる。

本体工事現場においては、ブルドーザによる敷均しとローラによる転圧が作業の主体であるが、クラムシェルやバックホウによるリップラップ（法面整形）、クンパー等による岩着部の処理も同時に行なわれる。使用機種は、ブルドーザの場合主として工事規模と材料の粒径等によって選定されるが、転圧機は土質に応じて品質管理基準の達成が可能な各種のローラが用いられる。

盛立工事における種々の作業の流れと使用される施工機械は図-1に示すとおりである。

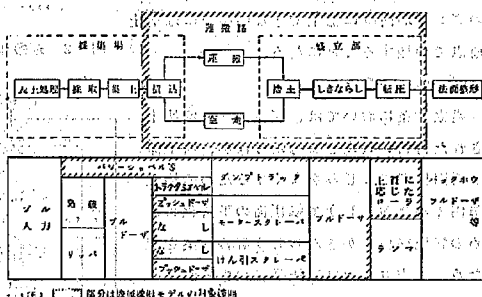


図-1 盛立工事の概要

2. 機械稼働の解析

盛立工事における機械化施工の概要を把握し、機械稼働のシミュレーションモデルを開発する目的で、ロックフィルダム1件、アースダム2件について施工実態の調査と動作時間分析を行なった。調査は、作業中の機械の挙動のメモーション撮影とストップウォッチによる所要作業時間の計測等を併用して行なった。これら撮影フィルムの記録データおよび現場での観察結果より、盛立工事に従事する各施工機械の挙動とその相互関係を把握し、機械稼働モデルの構成を行なった。また、各所要作業時間(サイクルタイム)に影響を与える要因の支配度を分散分析等により推定し、所要作業時間およびそのバラツキの推定法の開発を試みた。以下に機械稼働モデルの概要を述べる。

(1) 運搬作業モデル

運搬作業におけるトラクタショベルとタンブトラクタ(以下ショベル・タンブと略す)の各作業は図-2に示す順序と制約に従って進められる。ショベルはタンブが到着すると積込作業を始め、積込を終えて待機中のタンブがなければ集土もしくは待機状態に移る。タンブは、積込、搬走、捨土、空走の各作業をくり返すが、すべてのショベルが積込作業中であれば積込地点で待機し、地形上、多数のタンブが同時に捨土できない場合には捨土地点で待機することになる。

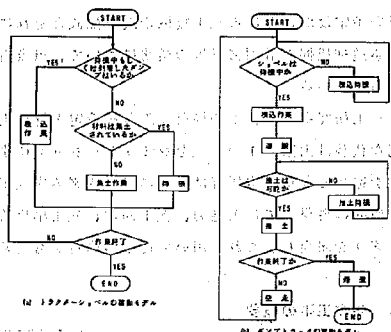


図-2 運搬作業モデル

(2) 盛立作業モデル

盛立作業においては、ブルドーザは捨土された材料の敷均しを行なうほか、捨土面の新旧材料のなじみをよくするための捨土準備(かきおこし)や転圧面の平滑化のための転圧準備(かきならし)等の作業を行なう。一方ローラは転圧準備の整った部分の転圧を行なう。これらの各作業は、現場で判断される優先度に応じて臨機応変に進められるが、そのモデル化のため各々の作業単位と優先度を以下の様に設定する。

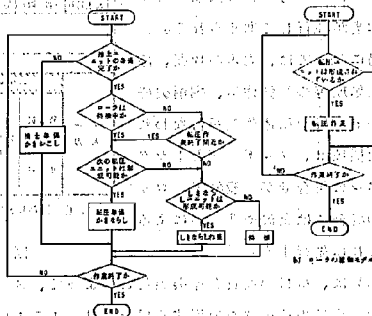


図-3 盛立作業モデル

まず、これらの各作業に対応した作業単位(施工ユニット)を盛立面上に設定し、1つの施工ユニット上で開始された作業は中断なく終了するまで進められるとして作業の単位化を計る。この施工ユニットの仮定は、本調査による限りでは十分妥当なものであり、敷均し、転圧等の各作業においてほぼ完全な施工ユニットの形成が見られた。またブルドーザの各作業のうち、最も優先的に行なわれるのは、タンブの運搬作業を阻害しないため

の捨て土準備であり、次に転圧準備と数均し作業の順であった。このような施工ユニットと作業優先度の仮定を用いて、盛立作業における施工機械の稼働モデルを構成した。(図-3参照)

3. 機械稼働シミュレータ

機械稼働シミュレータとは、工事中に予想される種々の施工条件を設定し、策定された施工計画案により工事を実施した場合の施工能力、施工効率、施工単価等をシミュレーションにより予測するプログラムシステムで、施工条件が変動した場合の工事への影響の分析や、他の代替計画案との比較評価を行なうものである。シミュレーションの対象範囲は、工事全体の施工能力等に直接影響するものにとどめ、採取場における準備作業や本体工事現場における法面整形等は対象から除外した。また、使用機械としては、ショベル、ダンプ系の組合せのほか、ブルドーザとスクレーパの組合せ等についても、システムの変更なしで適用可能である。

本シミュレータの内部システム構成と入出力項目の概要を図-4に示す。

(1) 作業特性算定

作業特性算定モジュールとは、シミュレーションに先だって、施工機械の所要作業時間や施工ユニットの大きさ等の必要な諸数値を機械性能や運搬路構造その他の施工条件から算定するものである。

特に所要作業時間については、実測値もしくは信頼できる過去のデータがある場合にはこの値を用い、その他の場合には施工条件等から推定するものとした。また、不確定要因による所要作業時間の変動については、乱数を用いて実際の分布を近似させる方法をとった。

(2) シミュレーションモデル

シミュレーションモデルとは、上述の作業特性値を用いて工事中の施工機械の作業状態や工事の進捗を数値的に再現し、施工能力、施工効率や出来高等を算定するものである。

シミュレーション方式としては定時間増加法を採用した。これは、内部に設定したマスタークロックを順次進めてゆき、各時刻における施工機械の状態を判別して次の作業を指示する手続きをくり返し、施工機械の作業状態と盛立現場の加工状態(捨て土完了、転圧完了等)を記録してゆく方法である。作業状態の判定と指示は既に述べた機械稼働モデルを用い、工事の進捗は、各施工ユニットの加工状態をシステム変数としてこれを加算して出来高を算定する。

シミュレーションの継続時間は、定常状態における平均的なものの他に、朝夕のモータブームなどの往復や作業休止時間をも含めた1日単位の全作業過程の再現が可能なものとした。

なお、プログラム言語としては、GPSR等の完成された専用言語を用いず、工事実態の忠実な再現と将来のシステム拡張等を考慮してFORTRANを用いた。

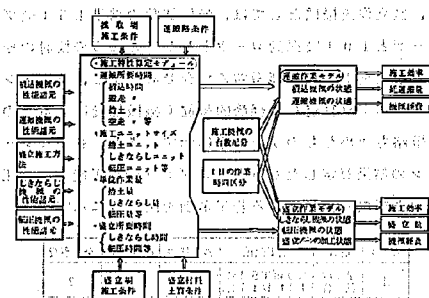


図-4 シミュレータの内部システム構成

4. シミュレーションによる施工機械配置の最適化

機械稼働シミュレータの精度検定等を兼ねて、施工調査を実施したフィルダム盛立工事において、運搬路構造と施工機械の組合せ計画案を作成し、シミュレーションによる比較評価を行なった。対象工事は堤体積21万立米、工期約1.6年のロック材盛立工事で、運搬距離約5000mで、ほぼ全行程にわたって既に公道(1車線未舗装)が通じている。運搬機械は、大径のロックを運搬し、運搬距離が長く、公道を使用すること等から積載量11t以下のなるべく大型のダンプとそれに見合ったショベルを用いるものとし、盛立作業機械としては、転圧試験の結果15t級ブルドーザと10t級振動ローラとした。これらの検討の結果作成した施工機械と運搬路の組合せ計画案と、シミュレーションにより算定した経済的單位(機械経費によるもの、運搬路も含めたもの)を以下に示す。また、シミュレーションの結果算定したショベルとダンプの施工能力、施工効率および機械経費による施工單位を図-5に示す。

計画案	運搬路	施工機械	施工能力	機械経費	全工事費
(1)	2車線舗装	2.0m ³ TS1台 11t.DT7台	十分	1	2
(2)	2車線舗装	1.7m ³ TS1台 8t.DT7台	十分	3	4
(3)	2車線未舗装	2.0m ³ TS1台 11t.DT7台	不足	2	1
(4)	2車線未舗装	1.7m ³ TS1台 8t.DT7台	不足	4	3

ただし、TS：トラクタショベル、DT：ダンプトラック

本シミュレーション結果によれば、2.0m³ショベルと11tダンプの組合せで運搬路を未舗装のまま使用し、1日の作業時間を延長して施工能力の不足を補う方法が経済的に最もすぐれていると言える。また、工事の規模が小さいため、運搬路の舗装による経済的効果が期待できないと思われる。しかしながら、運搬路構造の決定に関しては、経済性のほかに、施工能力の余力、事故等の突発的障害への順応性、オペレータの疲労や危険度、車体の耐久性、周辺地域への影響、工事完了後の供用の問題等の判断を伴ない、経済的單位のみによる採択は現実的でなく、1評価基準にとどまるとと思われる。

あとがき

以上、盛立工事における施工機械の稼働状態と工事進捗を予測するシミュレーションモデルの概要を述べるとともに、施工計画策定への応用を試みた。今後は実績データによる検証を重ねてシミュレータの予測精度を上げ、応用範囲を拡張して新たに開発された機種や施工法との比較を可能なものとして本システムの実用性を高めてゆく予定である。

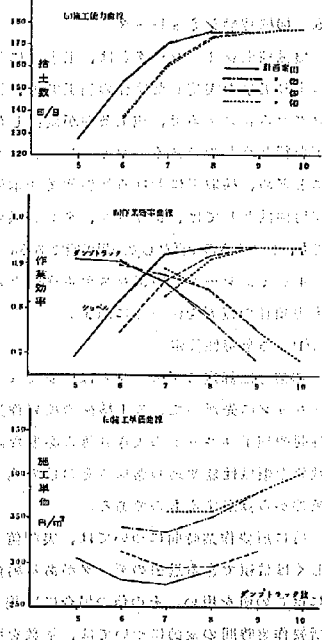


図-5 シミュレーション結果

12. フィル材料の変形特性と フィルダムの応力解析

フィルダム研究室

渡 辺 和 夫

フィル材料の変形特性とフィルダムの変力解析

フィルダム研究室 渡辺 和夫

§1 はじめに

フィルダムの安定性を応力と変形から検討するためには、まず応力解析にあたってフィル材料の力学特性および施工過程を正しく評価しなければならない。フィル材料とはロックフィルダムを構成するロック、コア、フィルター材の総称であるが、ロック材については大粒径であるため、実粒径による試験例がコア材などに比べて少ない。

フィル材料の変形特性は本来、非弾性的であるが、解析上、近似的に非線型で表わすことができれば有限要素法の計算手法に乗りやすく、より現実に近い応力解析が可能となる。

当研究室では、フィル材料の強度、変形特性を知るために数種のフィル材料の三軸圧縮試験を行ったが、以下にこれらの結果をまとめ、フィル材料の非線型特性と築堤過程を考慮した有限要素法によるフィルダムの応力解析例を報告する。

§2 フィル材料の変形特性

2-1 試験の概要

三軸圧縮試験は当研究室所有の大型三軸圧縮試験機を使用し、供試体の作成は振動締固め試験機によって、設定された間隙比となるように、静荷重、載荷時間、締固め層数を変えて行なった。尚、試験材料の最大粒径は50.0mm(供試体径の1/5)とし、粒度分布は現場における粒度曲線と相似になるように粒度調整した。(試験方法は、圧密排水試験を主とし、ひずみ制御法による行なった。試験機の概要と使用したフィル材料の強度定数を表1、表2に示す。)

大型三軸圧縮試験機		振動締固め試験機	
最大側圧	30 kg/cm ²	最大静荷重	10 ton (≒ 14 kg/cm ²)
最大軸力	150 ton (≒ 212 kg/cm ²)	最大定荷重	400 kg
供試体寸法	φ300 × h500mm	振動巾	± 1 mm
ひずみおよび応力制御可能		載荷時間	最大 180 秒

表2 強度定数

	①花崗岩	②花崗岩	③花崗岩	④花崗岩	⑤花崗岩	⑥流紋岩	⑦流紋岩	⑧流紋岩	⑨流紋岩
σ kg/cm ²	0.82	0.3	0	0	0	0.6	0.6	0.6	0.6
φ	24°25'	17°25'	41°32'	46°46'	42°20'	40°51'	38°39'	37°46'	39°21'
α	0.78	0.32	0.44	0.32	0.41	0.35	0.45	0.56	0.31
	⑩チャート	⑪チャート	⑫チャート	⑬安山岩	⑭(山砂利)	⑮、⑯ φ1200×h2400 有間ダム大型三軸圧縮試験報告より			
σ kg/cm ²	1.0	1.8	1.7	0.3	0.5				
φ	39°31'	36°4'	35°34'	40°41'	36°23'				
α	0.36	0.38	0.40	0.36	0.50				

2-2 弾性係数

軸応力を単調に増加させる三軸圧縮試験において、土の応力～歪、関係係を双曲線で近似する試みがある。(Kondner¹⁾)すなわち、図・1、図・2に示す記号によって次式を仮定する。

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon}{a + b \cdot \varepsilon} \quad (1)$$

双曲線の漸近線となる主応力差を $(\sigma_1 - \sigma_3)_0$ 、破壊時の主応力差を $(\sigma_1 - \sigma_3)_t$ とすれば、両者の関係は(2)式のようになる。

$$\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_t}{(\sigma_1 - \sigma_3)_0} = R_t < 1.0 \quad (2)$$

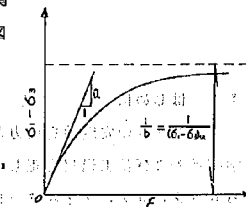
ここに、 R_t を破壊比と名づけ、モース、クワソンの破壊基準を用いて、 E_t を求めると、次式のようになる。

$$E_t = K \cdot P_a \cdot \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{P_a} \right)^n \left(1 - \frac{R_t(1 - \sin \phi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2C \cos \phi + 2\sigma_3 \sin \phi} \right) \quad (3)$$

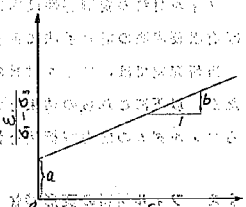
K, n : 初期接線ヤング係数を表すための係数

P_a : 応力と同じ単位で表わされた大気圧

R_t : 破壊比 (側圧によらず一定と仮定している)



図・1 双曲線表示

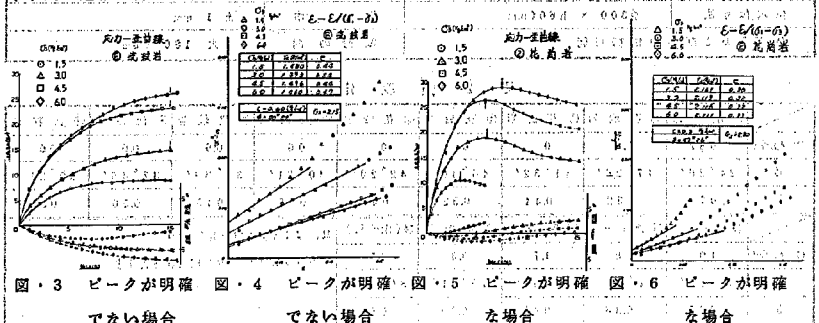


図・2 $(\sigma_1 - \sigma_3)_t / (\sigma_1 - \sigma_3)_0$ の関係

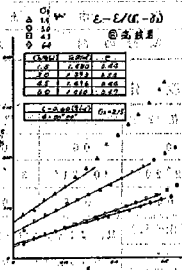
ここで σ_1 : 最大主応力、 σ_3 : 最小主応力、 C : 粘着力、 ϕ : 内部摩擦角、 σ_3 : 側圧、 P_a : フイル材料の応力～歪曲線に(1)式を適用して、その適合性を検討するために、当研究室で得られた、岩質、初期密度の異なる14種の三軸圧縮試験の結果についてまとめた応力～歪曲線の代表的なもの、 E_t を表すための係数値の一覧表を、図・3～6、表・3に示す。

応力～歪曲線を双曲線で近似した時に、図・3～6に見られるように最大主応力差の最大値が明確に現われる場合その適合性が悪い。そこで近似式を、 $\varepsilon \geq 0$ の条件で最大主応力差が最大値を持つように(4)式を仮定して、図・6で用いた値を再プロットした一例を、図・8に示す。

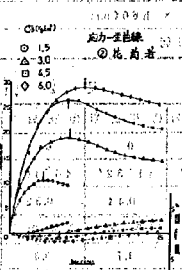
図・6と図・8を比較すると最大主応力差の最大値が明確に現われる場合には双曲線近似よりも、(4)式の近似の方が適合性が良いと考えられる。ここで試験結果より得られた実験式(5)、(6)を(4)



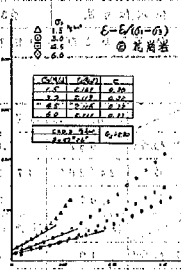
図・3 ピークが明確でない場合



図・4 ピークが明確でない場合



図・5 ピークが明確な場合



図・6 ピークが明確な場合

	① 凝 灰 岩	② 花 崗 岩	③ ○	④ ○	⑤ ○	⑥ 流 紋 岩	⑦	⑧	⑨	⑩ チャート	⑪	⑫	⑬ 安 山 岩	⑭ 山 砂 利
0 kg/cm ²	0.82	0.3	0	0	0	0.6	0.6	0.6	0.5	1.0	1.8	1.7	0.3	0.1
φ	24°26'	47°26'	41°32'	46°46'	42°20'	40°51'	38°39'	37°46'	39°21'	39°31'	35°04'	35°34'	40°04'	36°23'
ε	0.78	0.32	0.44	0.22	0.41	0.35	0.45	0.56	0.31	0.38	0.38	0.40	0.36	0.50
n	0.21	0.50	0.63	0.73	0.35	0.75	0.62	0.55	0.50	0.48	0.22	0.74	0.54	0.32
K	540	850	650	380	770	210	153	121	210	338	1400	340	450	830
R _f	1.0	0.76	0.74	0.72	0.84	0.76	0.66	0.74	0.83	0.61	0.80	0.73	0.89	0.97

$$(s_1 - s_2)^{\pm} = \frac{\varepsilon^{\pm}}{a \pm b \cdot \varepsilon} \quad (4)$$

$$b = K_0 \cdot \left(\frac{1}{P_0}\right)^{\frac{1}{2}} \cdot \left(\frac{\sigma_1}{P_0}\right)^{-0.25} \dots\dots\dots (5) \quad \frac{1}{a'} = K \cdot P_A \cdot \left(\frac{\sigma_1}{P_A}\right)^n \dots\dots\dots$$

$$\frac{1}{a^2} = K \cdot P_A \cdot \left(\frac{\sigma_1}{P_A}\right)^n \dots\dots\dots$$

$$\varepsilon = \frac{1}{(\sigma_1 - \sigma_2)b^2} \left\{ \frac{1}{2} + \sqrt{\frac{1}{4} - ab(\sigma_1 - \sigma_2)} \right\} - \frac{a}{b} \quad (7)$$

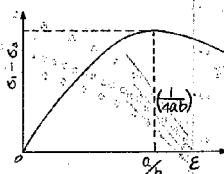
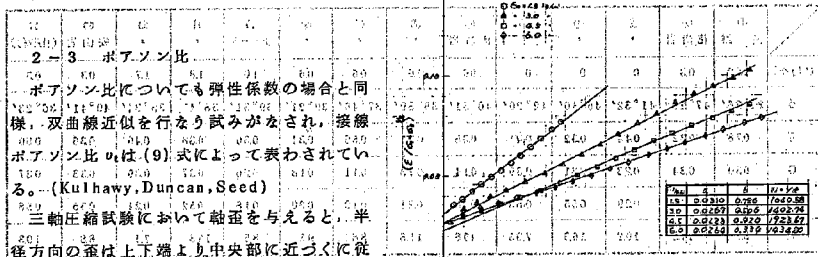


図 7 ピークが明確な場合の近似

$$E_t = \frac{d(\sigma_1 - \sigma_2)}{ds} = \frac{a^2 - b^2 + s^2}{(a + b + s)^4} \quad (8)$$

 ϵ : 軸方向歪

80 22 17 6
 得方向の蚕は上下端より中央部に近づくに従

って増加し、変形状態はビヤ樽型となること
が多い。(9)式は半径方向の歪の平均値から

見掛けのポアソン比を求めている。三軸圧縮試験で軸差応力を単調に増加させると、体積はまず減少し、次いで増加するがこれは本来は塑性変形であり、(9)式の新線型によつて表現することは、以下に見るようにそれほど良い近似ではない。

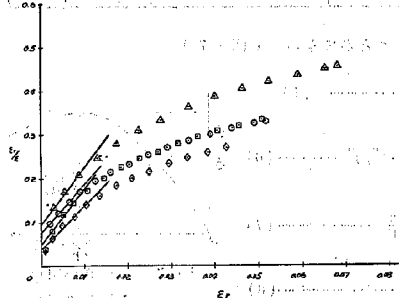
$$u_1 = \frac{G - F \log(\sigma_1/P_0)}{D(\sigma_1 - \sigma_2)} \cdot \frac{1 - \frac{K \cdot P_0 \cdot (\sigma_2/P_0)^n \{1 - \frac{Rr(1 - \sin\phi)(\sigma_1 - \sigma_2)}{2 \cdot C \cdot \cos\phi + 2 \cdot \sigma_1 \cdot \sin\phi}\}}{1 - \frac{Rr(1 - \sin\phi)(\sigma_1 - \sigma_2)}{2 \cdot C \cdot \cos\phi + 2 \cdot \sigma_1 \cdot \sin\phi}}}{1 - \frac{Rr(1 - \sin\phi)(\sigma_1 - \sigma_2)}{2 \cdot C \cdot \cos\phi + 2 \cdot \sigma_1 \cdot \sin\phi}} \quad (9)$$

 G, F, D : ポアソン比を表わすための係数

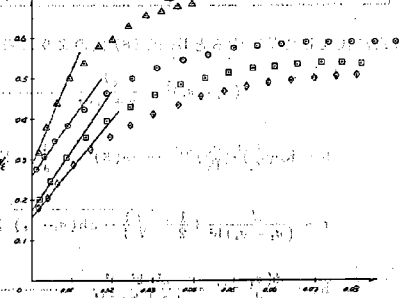
応力～歪曲線の場合と同様に双曲線近似の適合性を検討するために、三軸圧縮試験より測定された体積歪を用いて、軸歪を与えて供試体が体積変化を生じても供試体の形状が円柱状であるとして、(10)式によって、各々の応力状態におけるポアソン比を求め、(9)式に基づきまとめ、その代表的な $\epsilon_r \sim (\epsilon_r/\epsilon)$ の関係を、図・9、10に示すと共に、ポアソン比を表わすための係数一覧表を表・4に示す。

$$\epsilon_r = \frac{\epsilon_v - \epsilon}{2} \quad (10)$$

ϵ_r : 半径方向歪
 ϵ_v : 体積歪



図・9 ϵ_r と ϵ との関係



図・10 ϵ_r と $\frac{\epsilon_r}{\epsilon}$ との関係

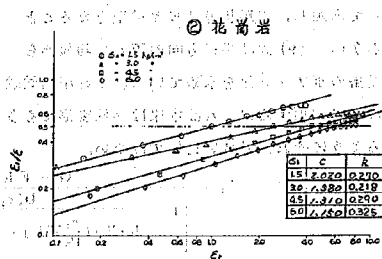
表・4 u_k を表わすための係数値

	① 凝灰岩	② 花崗岩	③ 凝灰岩	④ 凝灰岩	⑤ 凝灰岩	⑥ 凝灰岩	⑦ 凝灰岩	⑧ 凝灰岩	⑨ 凝灰岩	⑩ 凝灰岩	⑪ 凝灰岩	⑫ 凝灰岩	⑬ 凝灰岩	⑭ 凝灰岩	⑮ 凝灰岩
$0.4g/Gd$	0.82	0.3	0	0	0	0.6	0.6	0.6	0.6	1.0	1.8	1.7	0.3	0.5	0.5
ϕ	24°25'	47°26'	41°32'	46°46'	42°20'	40°51'	38°39'	37°46'	39°21'	39°31'	38°4'	35°34'	40°41'	36°23'	36°23'
$\bar{\sigma}$	0.78	0.32	0.44	0.32	0.41	0.35	0.45	0.56	0.31	0.36	0.38	0.40	0.36	0.50	0.50
G	0.30	0.34	0.28	0.31	0.39	0.14	0.13	0.11	0.18	0.26	0.27	0.39	0.33	0.37	0.37
F	0.49	0.26	0.29	0.55	0.53	0.18	0.21	0.19	0.30	0.16	0.52	0.21	0.55	0.58	0.58
$\bar{u}$	8.0	14.5	19.2	16.3	7.95	10.8	11.8	8.8	9.5	6.5	13.3	7.4	8.8	10.3	10.3

$\epsilon_r \sim (\epsilon_r/\epsilon)$ の関係をプロットすると、全材料において、図・9、10のような傾向を示す。ここで、図・10で用いた値を、 $\log \epsilon_r \sim \log (\epsilon_r/\epsilon)$ の関係で、再プロットすると図・11に見られるように、直線に近い分布をすることがわかる。このことから $\epsilon_r \sim (\epsilon_r/\epsilon)$ の関係は、(11) 式の形で表わすことができると考えられる。

$$u_k = \epsilon_r/\epsilon = C \cdot \epsilon_r^k \quad (11)$$

C, k : ポアソン比を表わす係数



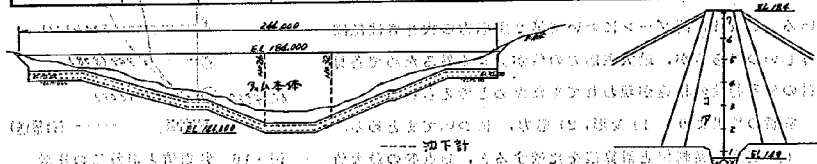
図・11 $\log \epsilon_r$ と $\log (\epsilon_r/\epsilon)$ の関係

応力～歪曲線を双曲線近似した場合の適合性についてみると、供試体の初期密度の小さい場合（間隙比が大きい）には一般に主応力差の最大値が明確に現れない場合が多く、応力～歪曲線は双曲線と類似した変化を示すために双曲線の適合性が比較的よいと考えられる。一方、三軸圧縮試験を行なった時の供試体初期密度と現場施工時の密度を比較してみると、現場施工時の方が全体に大きい場合が多い。このことから、現場密度に等しい場合の応力～歪曲線についての双曲線近似の適合性について合格検討することが必要である。

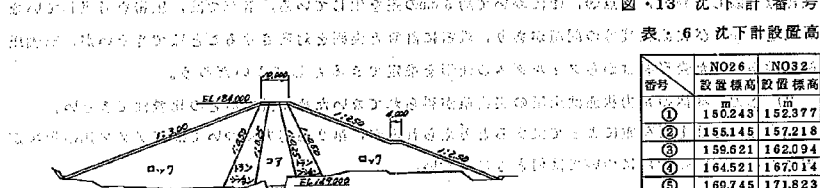
ポアソン比についての双曲線近似の適合性は初期密度が小さく、歪の小さな範囲において良いと考えられる。しかしここで密度の大きなロック材や、歪が大きくなると誤差が大きくなり、応力解析に際しては第2主応力の大きさがポアソン比によって大きく値を変えるのでさらによい非線型近似を検討すべきである。

⑧⑨-ワイルダムの応力解析は、(1)引張試験から得られた材料定数、(2)応力ひずみ履歴から得られた履歴則、(3)1次解析方法と解析モデルの適用とに基づき、(4)材料の非線型変形特性を考慮し、(5)ワイルダムの安定性は、応力と変形から評価することが必要であるが、今回は静的な荷重状態で、しかも貯水池空虛時(すなわち完成直後)について上述したワイル材料の変形特性を表わす(3)、(9)式を用いて、(1)築堤過程の考慮、(2)引張応力の解放による非線型荷重増分解析(二次元平面弾性²⁾)を行なった。

	θ (°/mm)	ϕ	r_1 (1/mm)	K	r_2	r_3	r_4	r_5	r_6	r_7	r_8	r_9	r_{10}
0	42° 20'	2.24	7.70	0.35	0.64	0.39	0.53	7.95					
トランジション	0	41° 32'	2.26	6.50	0.63	0.74	0.23	0.29	19.20				
0.82	24° 26'	2.36	5.40	0.21	1.00	0.30	0.49	8.00					



图·12 正 面 图



图·14 標準断面图

番号	NO26	NO32
	設置標高	設置標高
①	$\overset{m}{150.243}$	$\overset{m}{152.377}$
②	155.145	157.218
③	159.621	162.094
④	164.521	167.014
⑤	169.745	171.823
⑥	174.526	176.475
⑦	179.270	181.237

フィルダム堤体の沈下量を実測値と計算値とを比較するために緑川ダム（九州地方建設局）の補助ダム³⁾（ロックフィルダム）を解析モデルとして用いた。緑川ダムでは、コア中央部のニク所に沈下計を埋設して堤体の盛立て開始から完了までの実測値が得られている。解析時の物性値については三軸圧縮試験データが得られなかったため実際の材料と類似した値を用いた。（表・5）。ダムの標準断面と沈下計の埋設位置を、図・12～14と表・6に示す。

3-2 解析結果

計算断面は沈下計26の埋設した位置をとり、ダム軸に直角方向として築堤過程を考慮するため盛立て層数を17層（1層約2m）として計算を行なった。鉛直方向変位の計算結果、図・15について見ると、コアの中心の高さ部分に変位量の最大値が現われている。これは盛立て高さが高くなると上層の増加により下層の累加変位量が増加するが、上層に行くに従ってそれより上層による荷重が減少するために変位量が減少するためである。（図・15）

ダム本体の盛立てはS.43.9より開始されS.44.2に完了しているが、沈下状態をみるとS.44.3までの沈下量が大きく現われそれ以降の沈下量が少なく現われている。このことからS.44.3以降の沈下量は圧密沈下量と考え、計算値との比較はS.43.9～S.44.3間の沈下量測定値を用いて行なった。（図・16）。測点③、④において約5cmの差が生じているが中層の最大値はほぼ一致している。

計算による要素応力と最大主応力差（要素）の分布を図・17、図・18に示す。要素応力についてみると、最大主応力の値は計算位置における上層厚に比例した大きさとなっている。

これは土柱重量が最大主応力の値を支配していることを示す。

最大主応力差については、ロックとフィルター、フィルターとコアの両境界においてその値が急変し、上位標高と下位標高を比較すると下位標高の方がその変化が大きく現われている。これは、両ゾーンにおいて第2主応力の大きさはほぼ等しいのであるが、最大主応力の値が大きく異なるため各材料の変形特性の相違が現われてきたためと考えられる。

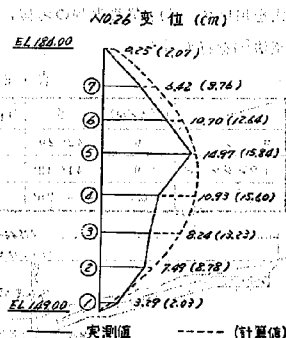
解析の結果より、1) 変形、2) 応力、についてまとめる。

1) 変形 実測値と計算値を比較すると、測点⑤の最大値はほぼ一致しており、測点③、④において約5cmの差を生じている。計算では、圧密を考慮していないこと、および実測精度等の問題があり、厳密に計算と実測を対応させることはできないが、三軸圧縮試験から得た変形特性からフィルダムの変形を推定できるとしてよいだろう。

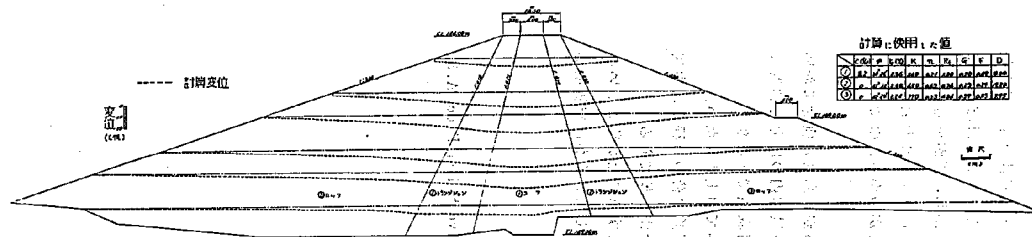
2) 応力 堤体の応力状態は土圧の実測値が得られていないために計算値との比較はできない。

最大主応力は上層荷重によって決まると考えられるが、第2主応力についてはボアソン比の影響が大きく、図・17の精度については何とも言えない。

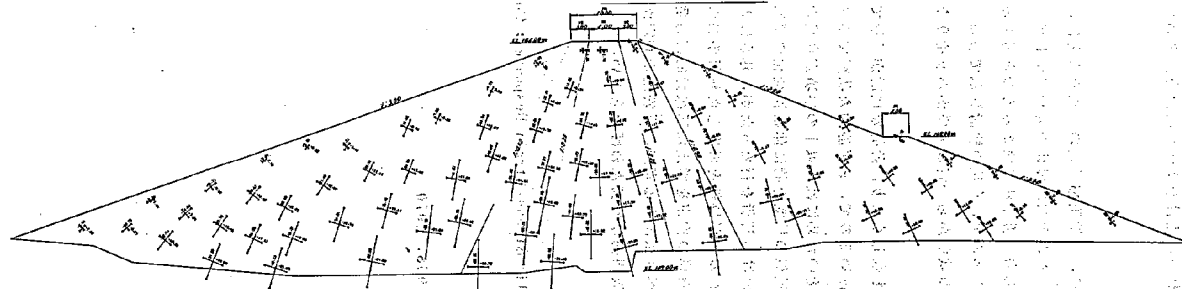
主応力差の分布について見ると各材料の変形特性が反映しているが、ロックとフィルター、フィルターとコアの両境界において応力が急変しており、これは安定上好ましくないため現実の施工では、



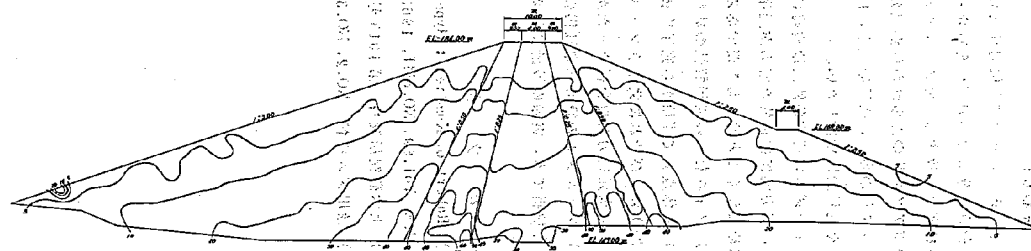
図・16 実測値と計算値の比較



図・15 変位量 (節点)



図・17 主応力 (要素)



図・18 主応力差 (要素)

トランジション的な考え方によって材料の剛性を漸変させた方がよいだろう。

§ 4 おわりに

フィルダムの安定性を検討するために、三軸圧縮試験の結果をもとに、応力～歪特性を非線型近似し、荷重増分法で応力解析を行なった。この手法は堤体の変形に関して、実測と計算値がほぼ満足できる精度で一致するのでフィルダムの応力解析手法に使えるものとする。しかし、歪が小さい範囲でのポアソン比の近似は精度が充分でないで、今後の検討課題である。また、ロック材の変形特性とロック材の岩種、締固め度も、14種の試験から一定の関係がありそうなのことがわかったので、今後これを定量的に検討したい。

フィルダムの荷重条件は地震時に最も厳しくなり、動的な検討が重要であるが、動的な検討においても、応力的には静的な応力が過半を占めるので、まず静的な状態でのフィル堤体内の応力を精度よく求めておくことは当面重要である。そのためには、以下の事項が今後の検討課題であろう。

- 1) フィル材料の変形特性の非線型近似の精度を特に体積歪変化の項について向上させたい。
- 2) 堤体盛立て開始から完了直後における解析を行なったが、湛水による荷重除荷の過程（応力履歴）およびそれに共なるフィル材料の変形特性を考慮した解析手法の開発が必要である。
- 3) 二次元応力解析を行なったが、兩岸の拘束を考えた三次元的応力解析とすることが望ましい。
- 4) フィルダムの設計基準は円弧すべり法による安定、不安定の判定が規定しているが、非線型応力解析でも、実際の設計に使える破壊基準を持たねばならない。

参 考 文 献

- 1) Robert L. Kondner : Hyperbolic Stress-Strain Response : Cohesive Soils, Proc. A.S.C.E., Vol.89, NO. SMI, 1963
- 2) 土木研究所資料 第1013号
- 3) 緑川ダム所報 NO.2, NO.3, 1968, 1970

13. フィルセメントに関する室内試験

ダム構造研究室

田 熊 潤 司

フィルセメントに関する室内試験

ダム構造研究室 田熊潤司

最近コンクリート重力ダムとフィルダムの長所を兼ね備えた新しい材料によるダム建設ができないかという要望が高まってきている。この種の新しい材料によるダム建設が要望される背景として

- (1)、基礎岩盤の条件の良くない地点に高いダムを建設するには大きな断面にせざるを得ない。
- (2)、現状でもコンクリート重力ダムは、フィルダムに較べて工費が高くなっているので増面を増せばさらに高くなる。またフィルダムは大型機械導入と締固め技術の進歩にともなって施工技術が最近著しい発展をとげている。
- (3)、フィルダムは工事中の越流を避けるため、大容量の仮排水路を要する。
- (4)、フィルダムの耐震性については、まだよくわかっていないとする考え方もある。
- (5)、フィルダムは洪水処理の水門扉等の工作物を本体に載せることは禁止されている。

などがあげられる。したがって越流や耐震性に優れたコンクリート重力ダムと、大型機械による施工で、コストダウンをはかるフィルダムの長所を兼ね備えた、新しい材料の開発とその応用によるダム建設ができないかということが考えられるわけである。その材料にフィルセメントという、全く新しいものが考えられつつあり、当研究室はフィルセメントの物理的性質をみだすために室内試験を実施し始めたので、その一部について報告する。

フィルセメント施工では締固め効果が、強度、その他の物性に大きく影響すると予想されるので、この種の材料の室内試験では、供試体をどのように締固め作成するかが大きな問題となっている。

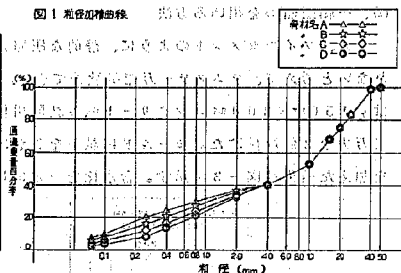
1. 試験準備

骨材の混合比率を表-1のようにすると、骨材の粒径加積曲線は図-1に示すとおりである。

表-1 骨材の混合比率

骨材名	種別 符号	粗骨材 0.6		細骨材 0.4	
		4.0mm	2.0mm	砂	泥
A	△	0.2	0.4	0.2	0.2
B	☆	0.2	0.4	0.267	0.133
C	◎	0.2	0.4	0.35	0.05
D	◇	0.2	0.4	0.4	0

図-1 粒径加積曲線



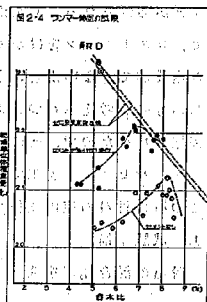
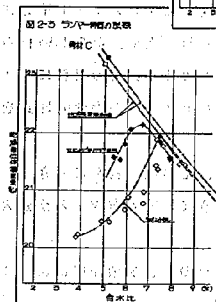
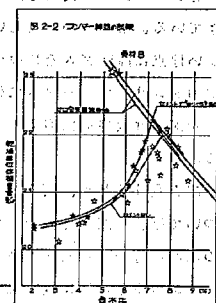
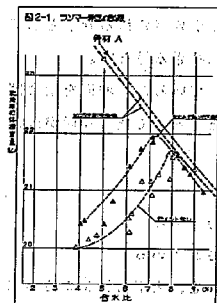
2. 締固め方法

締固め方法として、ランマーを用いる方法、一軸圧縮機を用いる方法、外面振動機を用いる方法の3種類について、締固め試験を行った。骨材は乾燥炉により乾燥させた材料を使用した。

(1) ランマーによる締固め方法

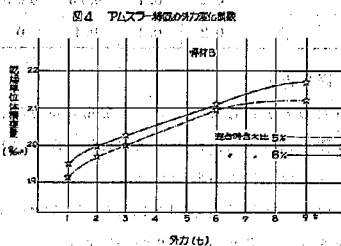
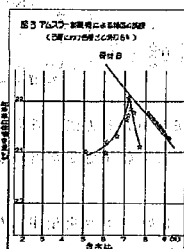
土質締固め試験法(JIS1210)φ150mmモールド、2.5kgランマーを使用した。モールドの層割りを3層とし各層毎に29回突固めた。

締固め試験の結果図-2に示すとおりで、セメントを混合した場合と、しない場合の最大密度は含水比が7%~8%である。締固め試験では混合時含水比が7%以上になると、ランマーの落ちた部分だけがくぼみ、他の部分は浮き上がるのがみうけられた。9%では締固め最中に骨材が分離し、泥水土が浮上してきた。10%になるとランマーを落とすたびに泥水が飛び跳ねる状態を呈した。



(2)、一軸圧縮機を用いる方法

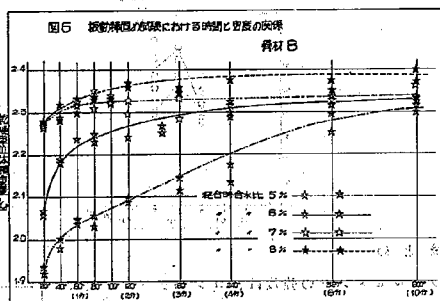
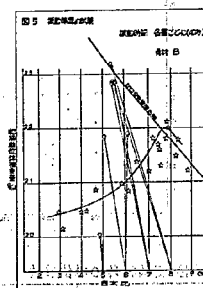
将来、ソイルセメントのように、静的な圧縮力を加えて締固める専用機を作ることがあるかもしれないと考えて、アムスラー万能試験機で $\phi 14.9$ mmの加圧面に圧縮力を加えて締固めた。モールドは $\phi 150$ mm $\times 300$ mmコンクリート強度試験用供試体型ワクを使用、加圧のさいは型枠補強用として万力を2個取付けた。モールドに試料を3層に分け詰め、含水比を変化させ各層毎に6tの圧縮力を加えた結果は図-3に示す。含水比を一定にし、圧縮力を変化させた結果は図-4に示す。外力



が6:1から9:1に達すると、モールドが載荷中になりに破損したり、モールドがこわれなくても中に詰めたい骨材が碎けているものが見つけられたので、さしあたってこの試験用供試体作成法として、この方法を採用するには問題がありそうである。

(3)、外面振動機を用いた締固め方法

外面型バイブレーター、振動数7000~8000 r.p.m. に加圧面φ149mmのアタッチメントを取付け、重量(合計)20kgを用い、モールドは土質締固め試験法(JIS1210)のφ150mmを用いた。モールドへの試料の詰め方は3層とし、ランマーによる締固めエネルギーに等しくなるよう、各層に40秒外面から振動締固めを行った。その結果は図-5に示す。混合時含水比が6%より多いものがよく締固まっている。7%以上になると、ブリージングによって浮上してきた汚濁水が流れ出る。逆に5%以下ではよく締固まらない。ここで振動によってかけるエネルギーの総量をふやすため、混合時含水比を一定にし、外面振動機の作用時間を変えて得た結果を図-6に示す。この結果では含水比の低いものは、締固まるのに長時間かかるが、含水比の多いものは容易に締固まっているのが示されている。図-6の混合時含水比が5%と6%の締固まり状態を見ると、含水比の差が1%しかないのに、締固まりに大きな差が生じてるので、この試験の難しさが解ってきた。



(4)、締固め方法の比較

ランマーでの締固めは、含水比が多くなれば骨材の分離がおき、締固まり状態がよくない。アムスラーでの締固めは上記のように問題がある。外面振動機締固め方法は含水比が多くなっても、比較的締まり易いようである。締固め室内試験で、できるだけ成果がある条件として、人為的誤差が生じないことがあげられるが、この条件を満たし良く締まっている結果が得られているのは、今回行った3種類の締固め方法では、外面振動機による締固め方法が良好と判断された。また粒度的には細粒分が入ると、最適含水比よりやや多い含水比の方が良く締まるようである。これは含水比が多くなると細粒間の摩擦が小さくなるためと推定される。

3. 圧縮強度

試料をモールド(150mm×300mm)に3層に分け詰め各層2分づつ外面振動機で締固めて供試体を作製した。圧縮強度は図-7に示すとおりである。この結果によれば、バラツキが大きい、混合時含水比が6%のとき、圧縮強度が大きい。平均圧縮強度と水セメント比の関係を示したものが図-8である。この図より、強度と水セメント比の関連は認められない。供試体の単位重量の設計値

と測定値の比較を表-2に示す。含水比が5%のとき、設計重量との差が大きい、これは図-5での締固め傾向がでている。フィルセメントの養生は湿潤養生とした。

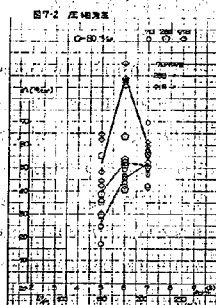
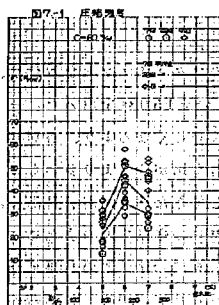


図7-3 乾燥密度

図7-4 乾燥密度

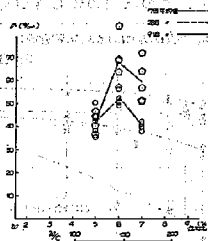
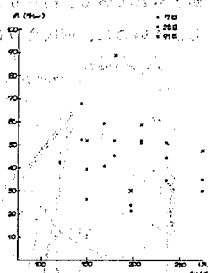


図8 圧縮強度と水口率との関係



4. まとめ

フィルセメントの強度は、コンクリートの水セメント比とは関係が薄く、むしろ最適含水比が得られる締固め方法に支配されるようである。土質工学的には、細粒分が少ないと、最適含水比は成立し難いことを考慮に入れ、今後最適含水比の関係を満足させる細粒分を混ぜた粒度試験をする必要がある。また、供試体の作成では外面振動機による締固めは良好であったが、含水量が多いと、ブリーディングを起こして水が流出してしまうので、締固め方法について、今後も最良の方法を見い出しく検討してゆく。

表-2 圧縮強度供試体の単位重量

配合名	設計含水比 (%)	配合設計湿潤単位体積重量 (kg/m³)	28日湿潤単位体積重量 (kg/m³)
C=60kg	5	2.453	2.161
	6	2.420	2.437
	7	2.388	2.467
C=80kg	5	2.456	2.221
	6	2.423	2.393
	7	2.391	2.422
C=100kg	5	2.459	2.097
	6	2.425	2.374
	7	2.394	2.381

14. SRC部材の強度特性に関する基礎実験

—梁および柱部材について—

コンクリート研究室

古 賀 康 之

2000, 2001, 2002, 2003, 2004, 2005, 2006, 2007, 2008, 2009, 2010, 2011, 2012, 2013, 2014, 2015, 2016, 2017, 2018, 2019, 2020, 2021, 2022, 2023, 2024, 2025, 2026, 2027, 2028, 2029, 2030, 2031, 2032, 2033, 2034, 2035, 2036, 2037, 2038, 2039, 2040, 2041, 2042, 2043, 2044, 2045, 2046, 2047, 2048, 2049, 2050, 2051, 2052, 2053, 2054, 2055, 2056, 2057, 2058, 2059, 2060, 2061, 2062, 2063, 2064, 2065, 2066, 2067, 2068, 2069, 2070, 2071, 2072, 2073, 2074, 2075, 2076, 2077, 2078, 2079, 2080, 2081, 2082, 2083, 2084, 2085, 2086, 2087, 2088, 2089, 2090, 2091, 2092, 2093, 2094, 2095, 2096, 2097, 2098, 2099, 2100, 2101, 2102, 2103, 2104, 2105, 2106, 2107, 2108, 2109, 2110, 2111, 2112, 2113, 2114, 2115, 2116, 2117, 2118, 2119, 2120, 2121, 2122, 2123, 2124, 2125, 2126, 2127, 2128, 2129, 2130, 2131, 2132, 2133, 2134, 2135, 2136, 2137, 2138, 2139, 2140, 2141, 2142, 2143, 2144, 2145, 2146, 2147, 2148, 2149, 2150, 2151, 2152, 2153, 2154, 2155, 2156, 2157, 2158, 2159, 2160, 2161, 2162, 2163, 2164, 2165, 2166, 2167, 2168, 2169, 2170, 2171, 2172, 2173, 2174, 2175, 2176, 2177, 2178, 2179, 2180, 2181, 2182, 2183, 2184, 2185, 2186, 2187, 2188, 2189, 2190, 2191, 2192, 2193, 2194, 2195, 2196, 2197, 2198, 2199, 2200, 2201, 2202, 2203, 2204, 2205, 2206, 2207, 2208, 2209, 2210, 2211, 2212, 2213, 2214, 2215, 2216, 2217, 2218, 2219, 2220, 2221, 2222, 2223, 2224, 2225, 2226, 2227, 2228, 2229, 2230, 2231, 2232, 2233, 2234, 2235, 2236, 2237, 2238, 2239, 2240, 2241, 2242, 2243, 2244, 2245, 2246, 2247, 2248, 2249, 2250, 2251, 2252, 2253, 2254, 2255, 2256, 2257, 2258, 2259, 2260, 2261, 2262, 2263, 2264, 2265, 2266, 2267, 2268, 2269, 2270, 2271, 2272, 2273, 2274, 2275, 2276, 2277, 2278, 2279, 2280, 2281, 2282, 2283, 2284, 2285, 2286, 2287, 2288, 2289, 2290, 2291, 2292, 2293, 2294, 2295, 2296, 2297, 2298, 2299, 2300, 2301, 2302, 2303, 2304, 2305, 2306, 2307, 2308, 2309, 2310, 2311, 2312, 2313, 2314, 2315, 2316, 2317, 2318, 2319, 2320, 2321, 2322, 2323, 2324, 2325, 2326, 2327, 2328, 2329, 2330, 2331, 2332, 2333, 2334, 2335, 2336, 2337, 2338, 2339, 2340, 2341, 2342, 2343, 2344, 2345, 2346, 2347, 2348, 2349, 2350, 2351, 2352, 2353, 2354, 2355, 2356, 2357, 2358, 2359, 2360, 2361, 2362, 2363, 2364, 2365, 2366, 2367, 2368, 2369, 2370, 2371, 2372, 2373, 2374, 2375, 2376, 2377, 2378, 2379, 2380, 2381, 2382, 2383, 2384, 2385, 2386, 2387, 2388, 2389, 2390, 2391, 2392, 2393, 2394, 2395, 2396, 2397, 2398, 2399, 2400, 2401, 2402, 2403, 2404, 2405, 2406, 2407, 2408, 2409, 2410, 2411, 2412, 2413, 2414, 2415, 2416, 2417, 2418, 2419, 2420, 2421, 2422, 2423, 2424, 2425, 2426, 2427, 2428, 2429, 2430, 2431, 2432, 2433, 2434, 2435, 2436, 2437, 2438, 2439, 2440, 2441, 2442, 2443, 2444, 2445, 2446, 2447, 2448, 2449, 2450, 2451, 2452, 2453, 2454, 2455, 2456, 2457, 2458, 2459, 2460, 2461, 2462, 2463, 2464, 2465, 2466, 2467, 2468, 2469, 2470, 2471, 2472, 2473, 2474, 2475, 2476, 2477, 2478, 2479, 2480, 2481, 2482, 2483, 2484, 2485, 2486, 2487, 2488, 2489, 2490, 2491, 2492, 2493, 2494, 2495, 2496, 2497, 2498, 2499, 2500, 2501, 2502, 2503, 2504, 2505, 2506, 2507, 2508, 2509, 2510, 2511, 2512, 2513, 2514, 2515, 2516, 2517, 2518, 2519, 2520, 2521, 2522, 2523, 2524, 2525, 2526, 2527, 2528, 2529, 2530, 2531, 2532, 2533, 2534, 2535, 2536, 2537, 2538, 2539, 2540, 2541, 2542, 2543, 2544, 2545, 2546, 2547, 2548, 2549, 2550, 2551, 2552, 2553, 2554, 2555, 2556, 2557, 2558, 2559, 2560, 2561, 2562, 2563, 2564, 2565, 2566, 2567, 2568, 2569, 2570, 2571, 2572, 2573, 2574, 2575, 2576, 2577, 2578, 2579, 2580, 2581, 2582, 2583, 2584, 2585, 2586, 2587, 2588, 2589, 2590, 2591, 2592, 2593, 2594, 2595, 2596, 2597, 2598, 2599, 2600, 2601, 2602, 2603, 2604, 2605, 2606, 2607, 2608, 2609, 2610, 2611, 2612, 2613, 2614, 2615, 2616, 2617, 2618, 2619, 2620, 2621, 2622, 2623, 2624, 2625, 2626, 2627, 2628, 2629, 2630, 2631, 2632, 2633, 2634, 2635, 2636, 2637, 2638, 2639, 2640, 2641, 2642, 2643, 2644, 2645, 2646, 2647, 2648, 2649, 2650, 2651, 2652, 2653, 2654, 2655, 2656, 2657, 2658, 2659, 2660, 2661, 2662, 2663, 2664, 2665, 2666, 2667, 2668, 2669, 2670, 2671, 2672, 2673, 2674, 2675, 2676, 2677, 2678, 2679, 2680, 2681, 26

2005年12月 19日

小林茂敏、小賀康之、大田・奥
 コンクリート研究室長久米

44. 下列各句中，没有语病的一句是（3分）

62, 6691, 6702, 6807, 6858.

1. 1. 1.

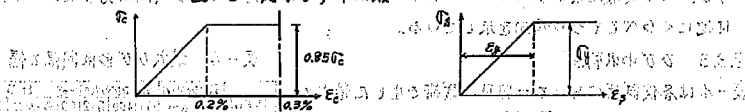
利便性の比較	鋼構造との比較	鉄骨コンクリート構造との比較
有利な点	1) 荷重の変形量を小さく押えることができる。 2) 防錆などの保守、維持管理はほとんど不要で、耐久性がある。 3) 工費を比較的安くすることが出来る。	1) 初期費用・計画内に多量の鉄筋を配置するためには抵抗を大きくする。 2) 鉄筋のロスが大きくなる。 3) 鉄骨の錆に注意を払わなければならない。 4) 場所や施工の都合で、鉄工費の増大や場所での施工の困難がある。
不利な点	1) 永久荷重が大きい。 2) 土留作業が複雑となる。 3) 工費は合成材料に比較的高い。	1) 永久荷重は基本でない。 2) 土留はコンクリートに比べて複雑。

SECRET

るために、種々の調査、研究を行

比較した理論計算式は次のようなものである。なお、材料の強度は試験値を用いた。

- ① 弾性計算式 (A) 鉄筋コンクリート式 (H形鋼の腹板を考慮) の場合、(B) 累加強度式 (R部分とH形鋼のそれぞれの強度を加起来のもの) の場合、(C) 終局強度式 (応力分布は矩形とし、コンクリートの最大応力度は圧縮強度の24%、最大ひずみ0.3%で、断面内の応力分布は矩形と仮定、H形鋼は腹板を無視しフランジは鉄筋とみなしたもの) の場合、(D) 終局強度式 (応力分布は台形と仮定、H形鋼の腹板も考慮) の場合、②において仮定したコンクリートおよび鋼材の応力ひずみ曲線を図-3に示す。



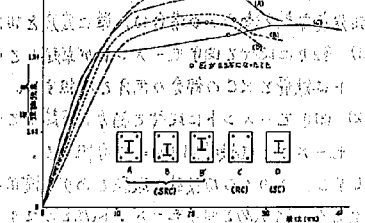
(コンクリート) (鋼材) の場合、(B) 累加強度式 (鋼材) の場合、(C) 終局強度式 (鋼材) の場合、(D) 終局強度式 (鋼材) の場合、②において仮定したコンクリートおよび鋼材の応力ひずみ曲線を図-3に示す。

図-4は荷重とコンクリート圧縮率の比較表。最大荷重と計算値の比較表。表-3の各種計算値とともに示したものである。これより、つぎのことがいえる。

- (1) SRCは鉄筋または形鋼フランジの降伏後、RCに比べて強度が増加する。これはフランジの降伏後、腹板がまだ降伏していないため、腹板の強度が増加する。この影響と思われる。
- (2) 終局強度式より得られる耐力は、断面内の応力分布を矩形および台形分布のいずれと仮定した場合でも安全側となっているが、台形分布を仮定した場合がより安全である。
- (3) 弾性計算値は $m=10$ としたときの値が実験値によく一致している。また、降伏時までの変形も正確に計算出来る。

図-4 荷重とコンクリート圧縮率の比較表

(4) 累加強度式は、断面内において鉄骨が端部に偏在している場合には、鉄骨が引張側に偏在している場合 (B) は圧縮側に偏在している場合 (C) によって強度は30%程度の差を生ずるが、累加強度式によれば鉄骨位置にかかわらず同一強度に評価されるので、このような場合はRC式の適用が合理的である。また、部材の変形についても定められ、



(5) 鉄骨コンクリートの破壊強度および変形はRCとこの計算値によく一致している。

2.3.2 繰返し荷重下における強度、変形特性

図-4は繰返し載荷を行なったときの荷重たやみ履歴図における最大値の包絡線で、伏状体相互の比較を容易にするために弾性計算値を1としたときの強度の比で示してある。これより、つぎのことがいえる。

- (1) 圧縮鉄コンクリートのひずみが0.3%に達するまでの変形量はRC、RC、SCの別にかかわらずほとんど同じである。
- (2) 圧縮鉄コンクリートのひずみが0.3%を越えるとコンクリートの破壊ははじまり強度が低下する。この実験結果からはとくにRCがRCよりも著しいという傾向は見られぬが、SCは他にくらべてもこの傾向を示している。

2.3.3 ひびわれ特性

表-4は各伏状体において一回目の載荷で生じた最大ひびわれ間隔と、最大ひびわれ幅の平均値を示したものである。

表-4 最大ひびわれ間隔と幅

伏状体	最大ひびわれ 間隔 (mm)	最大ひびわれ幅 (mm)		計算値 (mm)	
		G=1400	G=2100	G=1400	G=2100
A	14.56	0.115	0.215	0.184	0.295
B	15.63	0.113	0.194	0.171	0.273
B'	16.00	0.065	0.132	0.190	0.304
C	14.63	0.100	0.163	0.184	0.295
D	32.25	0.350	0.513	0.369	0.570

Gは鉄筋1本あたりの最大引張力 (kg)

に時のものであり、丸鋼の場合は実験係数をハイースの倍としなければならぬ。今回は1.4倍を用いた。表-4の結果からつぎのことがいえる。

- (1) RCにおけるひびわれ幅は、許容応力度およびその応力増しの応力差をはずす荷重下においてもRCと比べてほとんど違ひはみられない。
- (2) 鉄骨のみを用いた場合は、ひびわれ幅、間隔ともRCおよびRCに比べて大きくなる。

この原因は、鉄骨の付着強度にもよると思われるが、ひびわれの発生にもよると思われる。

これらの結果から、RC部材において極端に鉄筋量を減らすことがひびわれ挙動はRC部材の場合と類似したものになると考え差支えはないように思われる。

3. 柱の偏心軸力載荷実験

3.1 実験目的

現在RC柱に用いられている設計方法も大別して累加強度式とRC式の2種類がある。累加強度式が適用する場合は、単に強度を加え合わせるのではなく、つぎのような方法をとっている。

- (1) 軸力に比べて曲げモーメントが卓越している場合、軸力はRC部のみで分担し、曲げモーメントは鉄骨とRCの部材の両方で分担する。
- (2) 曲げモーメントに比べて軸力が卓越している場合、軸力は鉄骨部分とRC部分で分担し、曲げモーメントは鉄骨部材のみで分担する。

しかし、このような設計は複雑であり、慣用のRC式で設計を行なうことが出来れば簡便である。そこで、軸力(N)と曲げモーメント(M)とのさまざまな組合せに対するRC式の適合性をたしかめるた

めに、軸力と曲げモーメントの割合を変えた場合のRC柱の強度に関する実験(シリーズ1)を行ない、さらにRC柱、SC柱との比較、帯鉄筋間隔や鋼材の荷役めちがひによる影響の調査などを目的とした実験(シリーズ2)を行なった。

3.2 伏試体および実験方法

伏試体は図-6に示すような断面 300×300 mm、高さ2.0mの角柱で、偏に載荷により軸力と曲げと同時に生じうるように頭部に張出しを設けた。シリーズ1で用いた伏試体(A, B)・図-6伏試体の形状およびシリーズ2で用いた伏試体(E, F, G, S, R)の断面構成および諸元を、図-7と表-5に示す。

シリーズ1では4本の伏試体にそれぞれ偏心率を $1/8D$ 、 $1/3D$ 、 $1/2D$ 、 $2/3D$ (Dは柱幅)とした軸向圧縮力かきえた。シリーズ2では、引張り破壊と圧縮破壊をもちうる偏心率とした場合と、圧縮破壊をもちうる偏心率 $1/8D$ とした場合(表-5)について実験を行なった。試験には1000tアムスラー型圧縮試験機を用い、図-7に示すような方法で載荷した。載荷のパターンはシリーズ1では、予想破壊荷重の $1/2$ で一度除荷し、その後、破壊まで単調に載荷した。シリーズ2では予想荷重の $1/2$ までそれぞれを免除し、それ以後は破壊まで載荷した。

3.3 実験結果および考察

シリーズ1および2によ

表-5 伏試体の種類と諸元

試験柱名	A柱	B柱	E柱	F柱	G柱	S柱	R柱
断面形状							
軸向圧縮力係数	1/8	1/3	1/2	2/3	1/8	1/8	1/8
鋼材比	5.6	5.6	5.6	5.6	5.6	5.1	5.5
鋼材強度	2950	2950	2970	2970	3190	3470	2810
コンクリート強度	400	335	317	360	360	317	376
帯鉄筋間隔	30	30	30	30	30	30	30

て得られた最大荷重と、それ

ぞれの計算値および比較値を

表-6に、また、シリーズ1

による伏試体A, Bの実験値を

N~M線図とともに図-8

に示す。計算値は、つぎの4

つの方法によって比較した。

① 弾性計算式 (A) 鉄筋コンクリート式 (終局強度) 式 (終局強度)

(B) 累加強度式

コンクリート強度は $\sigma_c = \sigma_{c0} (1 - 15\beta_e)$

ここで σ_{c0} は圧縮強度、 β_e は圧縮側偏心率、 σ_c は圧縮側偏心率による強度低下係数。

② 弾塑性計算式 (C) 鉄筋コンクリート (終局強度) 式 (終局強度)

ここで σ_c は圧縮強度、 β_e は圧縮側偏心率、 σ_c は圧縮側偏心率による強度低下係数。

(D) 累加強度 (終局強度) 式 (RC部分は(C)と

同じ式に従い、鉄骨部分は鉄骨の終局強度を

求め、それぞれを累加。) (終局強度)

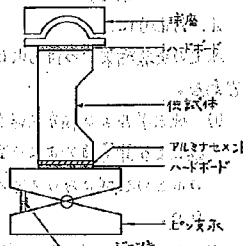


図-8に示す各種計算法による $N-M$ 線図を比較すると、尤す弾性計算値については、軸力の卓越する領域において、累加強度式による値は RC 式による値より小さくなっているが、これは軸力の比率が高い場合ほど、コンクリート強度の低減(1-5%)の影響が大きくなるためである。また、弾塑性計算値は、 RC 式と累加強度式による値の間に、ほとんど差がない。これらの計算値と比較して、実験値は弾塑性計算による RC 式(終局強度)の値にかなりよく一致している。

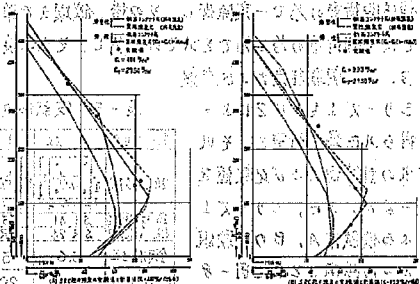
表-6 最大荷重および計算値の比較

試験柱名	荷重率 (%)	実験値 (kN)	軸力中心設計法		終局強度設計法	
			弾性計算値	累加強度計算値	弾性計算値	累加強度計算値
A-05	1/6	3200	0.939	1.252	1.053	1.009
A-1	1/6	2600	0.962	1.249	1.031	0.970
A-2	1/6	1400	1.249	1.474	1.031	0.922
A-2	1/6	1325	1.182	1.474	0.976	0.776
A-4	1/6	671	1.165	1.609	1.057	1.353
B-05	1/6	2770	0.976	1.232	1.010	0.974
B-1	1/6	2420	1.076	1.571	1.055	1.003
B-2	1/6	1264	1.355	1.515	1.005	1.105
B-4	1/6	604	1.250	1.448	1.002	1.376
E-1	1/6	2350	1.124	1.266	1.054	0.937
E-4	1/6	600	1.062	1.553	0.979	1.442
F-1	1/6	2375	1.136	1.178	0.987	0.929
F-4	1/6	616	1.027	1.600	0.931	1.474
G-1	1/6	2510	1.116	1.239	1.018	0.971
G-4	1/6	714	1.083	1.634	1.070	1.474
S-1	1/6	2650	1.052		0.937	
S-4	1/6	692	1.026		0.921	
R-1	1/6	2620	1.001		1.037	
R-4	1/6	742	0.970		0.945	

シリーズ2については、鉄骨と鉄筋の強度の組合せを変えた4柱および鉄筋をばうりた4柱において、実験値と計算値との間にかなりの差が生ずるのではないかと予想されたが、破壊強度はいずれも RC 式(終局強度)による値に誤差10%以内で一致し、各柱の強度特性に明確な差は認められなかった。ただし、鉄骨よりやや強度レベルの高い鉄筋を用いたもの(4柱)が、計算値に対して比較的大きな実験値を示したことは、このような鉄骨と鉄筋の強度の組合せが好ましいことを示唆するものと思われる。

以上のことから、 RC 柱の強度特性は RC 式(終局強度)によりかなり正確に評価されるであろう。しかし、慣用の RC 式(弾性計算)による値は、軸力の比率の小さい領域においてやや安全側の値とはなるが、計算が簡便であり、かつ、変形計算も可能であるなどを考えれば、実用的には慣用の RC 式で設計することが便利と思われる。

図-8 $N-M$ 線とA, B柱の実験値



4. おわりに

以上の実験結果から得られた RC 梁および RC 柱の特性に関する結論を要約するとつぎのようである。

- (1) 純曲げおよび軸力を伴う曲げに対する RC 構造の破壊強度は RC 構造と考える終局強度理論による計算値とよく一致する。また RC 柱の場合、慣用の RC 式(弾性計算)による値は、軸力の小さい領域においてやや安全側の値を示すが、 RC 柱の設計にこれをを用いることは差支えない。
- (2) この実験に用いた低鉄骨の範囲では、材料が降伏するまでの荷重範囲における変形は $E_p/E_c=10$ としての弾性計算値によく一致する。

③) ひびわれ幅および肉厚はRC部材に比べて顕著な差はなかった。

④) 鉄骨量に大きくずれているときおよび、ひびわれの規制等のために荷重下における応力度を検討するときは、RC式によるのがよい。

参考文献

1) 小林茂敏 “コンクリート構造物設計における最近の傾向”，土木技術資料 Vol. 17, No. 5, 28758

2) 日本建築学会 “鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準” 1963改訂

3) R/C研究委員会・本四公団 “鉄骨鉄筋コンクリート設計資料作成に関する調査”

4) 岩林史紀 “鉄骨鉄筋コンクリート構造” 建築学構造学大系第19巻，彰國社

5) 小林茂敏 “コンクリート構造物におけるひびわれの発生と鉄筋の腐食”，土木技術資料

Vol. 18, No. 11 74年11月

15. 地すべり斜面における

盛土に伴う間ゲキ水圧の挙動

地すべり研究室

白石 一夫

地すべり斜面における盛土に伴う間ゲキ水圧の挙動に関する研究
 地すべり研究室 白石一夫

1. まえがき

最近の道路計画では社会的、地形的な制約および地すべり対策工法の進歩により、地すべり危険地帯にまで道路建設が計画される例が増加している。しかし地すべり斜面の安定は微細なもので、大部分の地すべりは地下水と直接関係の原因として活動する。その上ごく僅かな切土、盛土の実施でもますます斜面の不安定化を招き地すべりを誘発することになる。

このため、道路の計画路線は極力地すべり地域外へ避けるべきであるが、どうしてもやむを得ない場合はあらかじめ斜面の安定をそこなわない程度の土工量を抑え、かつ斜面の安定度を調査し、必要な地すべり対策工法を施工し、土上で道路建設にかかることが望ましい。

またこの中で標題のような斜面での斜面安定の問題を考えるとき、斜面を不安定にする原因として盛土による滑動力の増加とすることがなり盛土時および降雨による間隙水圧の増加が最も著しい。つまり前面粘土のせん断抵抗の減少に影響を与える重要な因子と考えられる。しかし現在の所では斜面での盛土によって生ずる間隙水圧を現地で直接測定した資料がなく、地味および斜面を通過する（あるいは道路計画の際に生ずる）土工量および対策工事を決定するため支障となつてゐる（佐々木、1961）。このため、盛土が地味に盛土を施工した時に生ずる間隙水圧および降雨時の間隙水圧を測定した現地の地味と間隙水圧の関係を調査し、その結果を基に、間隙水圧の測定が困難な場合でも、降雨時の間隙水圧の報告では、盛土工事の経過に伴う前面の間隙水圧変化およびその間隙水圧値を用いた斜面の安全率の変化の結果を紹介した。以下に、降雨時の間隙水圧と盛土工事の経過に伴う間隙水圧の変化の関係を調査した結果を紹介する。

2. (観測地および) 地の概要

測定地は国道112号線(山形市〜鶴岡市)道路改良工事箇所において路線の前後関係から、やむを得ず地すべりの中央を盛土により通過せざるを得なかった地区、米山、田麦保両地すべりを観測地とした。今回の報告に使用したデータは米山については盛土工事が終了、田麦保では盛土が延期されたため盛土前の間接式水圧測定結果である。図1は米山と田麦保の位置関係と地すべり範囲を示す。両地すべりは地形も地質もほとんど同じである。地質は新第三紀中新世金山層(礫岩・砂岩・凝灰岩)に属している。ボーリングによる結果では、まず崩壊土である礫泥り粘性土がその下部には基岩の泥岩・砂質凝灰岩・灰岩安山岩が分布する。すべり面はボーリング調査および地中バイス計測定結果によれば崩壊土と基盤の境界と推定される。図2は米山と田麦保の地すべり範囲と地すべり面を示す。米山地すべりは長さ約150m、幅約60m、地表勾配約13°で斜面下方に狭い線斜面のブロックである。すべり面は図-1に示すように斜面上部(深度平均6m)と斜面下部(深度平均10m)の二つが考えられる。踏査では斜面上部に湧水点が散見所みられ、地表が軟弱化しており地下水排除工が計画、施工された。また盛土法尻には地すべり斜面抑止工としてシャフト工が考えられた。

一方、田麦保地すべりは長さ180m、幅30m、勾配10°で、すべり面は崩積土の勾配変化地点で直列な2つの地すべりが考えられる。一つは計画盛土部のほぼ法尻までの斜面長120m、一つは前述斜面の下部に連続する斜面長60m、深度はいづれも平均6mである。

3. 調査方法

盛土によって生ずる

間ゲキ水圧変化の観測

のため、地すべり安定

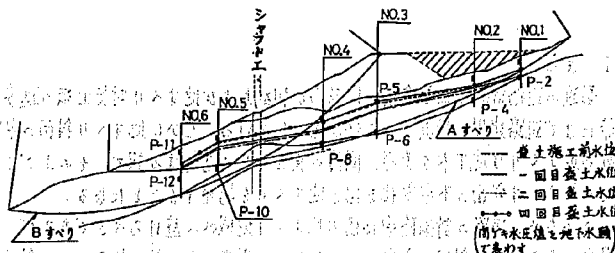
解析断面である主測線

に沿って調査ボーリン

グを実施した。米山地

すべりのボネリシグ孔

位置は図-1に示す。



位置は図-1に示す。 図-1 間ゲキ水圧計位置および安定解析断面図(米山地すべり)

盛土地内は2ヶ所、盛土外地すべり斜面上部に2ヶ所、地すべり斜面下部に2ヶ所計6ヶ所。田麦

保地すべりでは盛土地内主測線に2ヶ所、横断方向に2ヶ所、盛土外地すべり斜面上部と下部に2ヶ

所、計6ヶ所ある。間ゲキ水圧測定位置は各ボーリング孔2ヶ所であり、地すべり表層(容量10%)、他はすべ

り面(容量20%)に設置した。間ゲキ水圧の測定は設置後の埋め戻しの良悪で決まるといわれている。ここでは農業土木試験場の

青木氏が縦ボーリングで実施したK型ビゾナータの設置法と注入剤を使用して、間ゲキ水圧計埋め

戻し作業を行なった。作業中は常に水圧測定器を観測し、間ゲキ水圧計が正常に差動しているかまた、

圧が増加した場合の作業中止等チェックしながら作業を進めた。間ゲキ水圧の観測方法は間ゲキ水圧計についてはレコーダーに連続記録させた。また水管式傾斜計をシャフト工

上部に設置し、盛土による地すべり変動をチェックした。傾斜計は最少読み2秒で観測は1日1回行

なつた。間ゲキ水圧の観測は、間ゲキ水圧計の設置位置(図-1)の各ボーリング孔に設置した。間ゲキ水圧の観測は、間ゲキ水圧計の設置位置(図-1)の各ボーリング孔に設置した。

観測方法は間ゲキ水圧計についてはレコーダーに連続記録させた。また水管式傾斜計をシャフト工

上部に設置し、盛土による地すべり変動をチェックした。傾斜計は最少読み2秒で観測は1日1回行

なつた。間ゲキ水圧の観測は、間ゲキ水圧計の設置位置(図-1)の各ボーリング孔に設置した。間ゲキ水圧の観測は、間ゲキ水圧計の設置位置(図-1)の各ボーリング孔に設置した。

観測方法は間ゲキ水圧計についてはレコーダーに連続記録させた。また水管式傾斜計をシャフト工

上部に設置し、盛土による地すべり変動をチェックした。傾斜計は最少読み2秒で観測は1日1回行

なつた。間ゲキ水圧の観測は、間ゲキ水圧計の設置位置(図-1)の各ボーリング孔に設置した。間ゲキ水圧の観測は、間ゲキ水圧計の設置位置(図-1)の各ボーリング孔に設置した。

観測方法は間ゲキ水圧計についてはレコーダーに連続記録させた。また水管式傾斜計をシャフト工

上部に設置し、盛土による地すべり変動をチェックした。傾斜計は最少読み2秒で観測は1日1回行

なつた。間ゲキ水圧の観測は、間ゲキ水圧計の設置位置(図-1)の各ボーリング孔に設置した。間ゲキ水圧の観測は、間ゲキ水圧計の設置位置(図-1)の各ボーリング孔に設置した。

観測方法は間ゲキ水圧計についてはレコーダーに連続記録させた。また水管式傾斜計をシャフト工

上部に設置し、盛土による地すべり変動をチェックした。傾斜計は最少読み2秒で観測は1日1回行

なつた。間ゲキ水圧の観測は、間ゲキ水圧計の設置位置(図-1)の各ボーリング孔に設置した。間ゲキ水圧の観測は、間ゲキ水圧計の設置位置(図-1)の各ボーリング孔に設置した。

観測方法は間ゲキ水圧計についてはレコーダーに連続記録させた。また水管式傾斜計をシャフト工

上部に設置し、盛土による地すべり変動をチェックした。傾斜計は最少読み2秒で観測は1日1回行

なつた。間ゲキ水圧の観測は、間ゲキ水圧計の設置位置(図-1)の各ボーリング孔に設置した。間ゲキ水圧の観測は、間ゲキ水圧計の設置位置(図-1)の各ボーリング孔に設置した。

観測方法は間ゲキ水圧計についてはレコーダーに連続記録させた。また水管式傾斜計をシャフト工

上部に設置し、盛土による地すべり変動をチェックした。傾斜計は最少読み2秒で観測は1日1回行

なつた。間ゲキ水圧の観測は、間ゲキ水圧計の設置位置(図-1)の各ボーリング孔に設置した。間ゲキ水圧の観測は、間ゲキ水圧計の設置位置(図-1)の各ボーリング孔に設置した。

観測方法は間ゲキ水圧計についてはレコーダーに連続記録させた。また水管式傾斜計をシャフト工

上部に設置し、盛土による地すべり変動をチェックした。傾斜計は最少読み2秒で観測は1日1回行

なつた。間ゲキ水圧の観測は、間ゲキ水圧計の設置位置(図-1)の各ボーリング孔に設置した。間ゲキ水圧の観測は、間ゲキ水圧計の設置位置(図-1)の各ボーリング孔に設置した。

観測方法は間ゲキ水圧計についてはレコーダーに連続記録させた。また水管式傾斜計をシャフト工

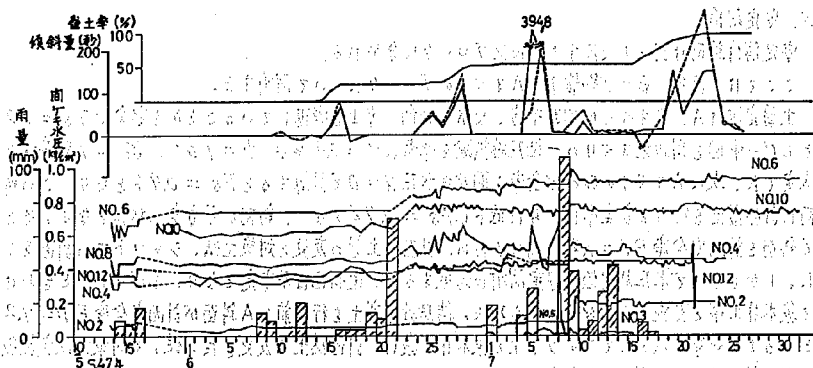


図-2 間ゲキ水圧、傾斜量、盛土率、雨量、関係図

霖雨期、融雪期、梅雨期のデータを田麦保地すべり観測結果から載せた。

まず、盛土前の結果では間ゲキ水圧計と傾斜量の変動が少なく相関はほとんどみられない。間ゲキ水圧計と雨量では間ゲキ水圧計設置/日後の5月14日から16日の32mmの降雨で平均0.12kg/cm²の増加を示しているが、その後6月8、9日の降雨、12日の27mmの降雨で間ゲキ水圧増加がみられない。また傾斜変動もない。このことより、設置後の間ゲキ水圧増加は注入剤の未固結および孔周辺の接着不十分な条件での降雨の影響と思われる。間ゲキ水圧値は5月31日~6月3日の間で常時安定しており、この期間の間ゲキ水圧値が盛土前の安定値とみなすことができる。

一方、盛土後の間ゲキ水圧計変動では、それぞれの盛土時期で各水圧計に増加がみられる。しかし数時間ないし2日程経過すると間ゲキ水圧値の減少が認められ、各盛土の荷重増加により逆斜間ゲキ水圧が生じ、時間の経過と共に圧密排水が進み、圧密過程での残留水圧値が累積される結果と思われる。

また盛土の影響と共に降雨時に間ゲキ水圧値の変動が顕著に現れていることを見逃せない。今回の測定で各間ゲキ水圧計のピーク値は降雨時、(7月8、9日154mm)に記録している。ここで盛土時および降雨時にどの位の間ゲキ水圧値が増加しているかを各間ゲキ水圧計の安定値と比較すると、盛土外の地すべり斜面上部P-2 1.4~4.6倍、P-4 1.3~1.8倍、盛土地内P-6 1.2~1.3倍、P-8 1.3~、斜面下部P-10 1.3倍、P-12 1.2倍、の増加率がみられ、斜面上部は盛土でサポートの影響が増加率が他に比べ大、下部では増加率が一定している。

図-3には田麦保地すべりの間ゲキ水圧計観測結果の一部を示す。それぞれの間ゲキ水圧計の安定値は7月~9月にかけて見られ霖雨期、融雪期で値の増加が見られる。

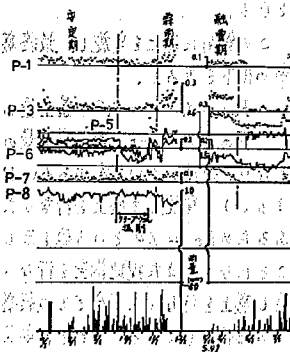


図-3 間ゲキ水圧値(田麦保)

5. 安定解析

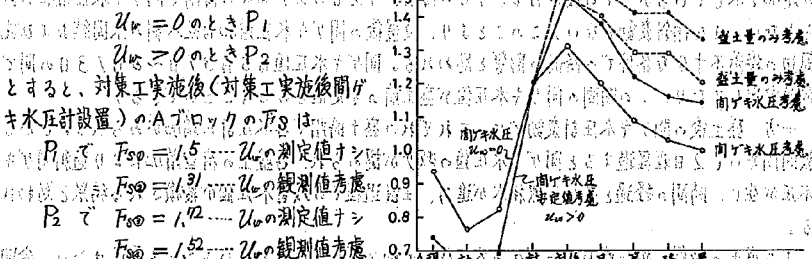
安定解析断面は図-1に示すように2ブロックに分かれる。

ここでは、直接盛土が影響するAすべりのブロックについて解析する。

土質定数は、A、Bすべりが相互干渉しながら移動、停止を繰返していることから安全率 $F_{90} = 1.0$ としC-中固と周辺地すべりの一軸圧縮試験を参考に $C = 0.4$ ち力、 $\phi = 10^\circ$ 、 $\gamma = 1.8$ ち力と決定した。次にAすべりのみの安全率を間ゲキ水压 $U = 0$ で計算すると $F_{90} = 0.94$ となり、この斜面に計画盛土を行うと安全率はさらに低下し $F_{90} = 0.76$ となり、斜面が不安定な状態となる。そこで斜面を計画安全率 $PF = 1.2$ に高めるため、計画盛土量の変更と対策工法、シャフト工の計画をした。しかじかにて水压測定値を安定解析に考慮すると、直斜面は不安定となり、シャフト工と合わせて集水井工事と実施する必要性が示された。結局計画盛土を行う前にA斜面が計画安全率 $PF = 1.2$ となるよう対策工法としてシャフト工と集水井を設け、計画盛土を変更した。従って対策工法実施後の盛土前の地すべり斜面の安全率は $F_s = 1.2$ 以上となる。

ここで、これらの経過と各盛土時点での安全率を計算した結果を示すと図-4の通りである。

図から、計画対策工法の時点で $U_w = 0$ (間ゲキ水压あるいは水位測定がない) $U_w > 0$ (間ゲキ水压あるいは水位測定あり) の場合の対策工事量が違う。その対策工事量を夫々



この斜面に盛土を実施し、最終盛土の安全

率の低下をみると、

$F_{90} = 1.15 \rightarrow 1.2$ 盛土量のみ考慮

$F_{90} = 1.12 \rightarrow 1.39$ 盛土量のみ考慮

$F_{90} = 1.31 \rightarrow 1.0$ 盛土量と U を考慮

$F_{90} = 1.52 \rightarrow 1.14$ 盛土量と U を考慮

となり、現地において水位あるいは間ゲキ水压の調査をせずに計画対策工(計画安全率 $PF = 1.2$ とする。)を実施して盛土を行なった場合、実際は計画安全率 1.2 に対して、盛土による水圧値増加があるため $F_s = 1.0$ という値を示し、20%の安全率の低下がみられ斜面は微かな安定を保っていることになる。また現地調査を行なって水位あるいは水圧を測定し、その値を考慮して計画対策工を実施し盛土を行なった場合でも最終盛土後の安全率 ($F_{90} = 1.14$) が計画安全率 ($PF = 1.2$) よりも5%程低下している。それぞれ安全率の低下分は盛土の影響による間ゲキ水圧値の増加と考えることができる。

一方、田表俣地すべりでは米山地すべり盛土後の間ゲキ水圧増加率を基に安定解析を行ない、対策工の量を算出、対策工を設計し盛土に備えた。すなわち安定値に対し増加率は盛土外の地すべり上部斜面で5倍、盛土内で2倍、盛土外下部斜面で1.5倍を見込んだ。その結果地すべり斜面安全率 $F_s = 0.939$ だったものが、盛土実施後 $F_s = 0.61$ となり対策工法が必要となった。この斜面を計画安全率 $PF = 1.2$ にするため対策工の量を算出すると抵抗力として $P_R \div 170$ が必要となった。

対策工は盛土より上部に集水井を設置し推定間ゲキ水圧増加値の30%低下を計ると共に盛土でサポートされるための貯水を防ぐ、また計画盛土法尻にはシャフト工で $P = 150$ t/m²を支持するように設計し、施工を終了している。

6. まとめ

米山地すべりでの盛土工事は盛土高10m、総盛土量約15,000m³であり、これを4回に分け盛土を実施した。その結果、

- ① 現地において盛土前の間ゲキ水圧値を観測し計画対策工法の設計時点で安定解析に考慮することだけでも盛土後の斜面はいくらか安定に保てる。米山の場合集水井を設置した状態で計画安全率 $PF = 1.2$ に対し、施工後安全率 $F_s = 1.14$ であった。
- ② 逆に間ゲキ水圧値を考慮せずに対策工法を設計すると盛土後の $F_s = 1.0$ で、計画安全率より20%低下しており対策工の効果なしということになる。

現在、米山地すべりの盛土した地すべりブロックは静止しているが、盛土法尻に建て込んだシャフト工前面に亀裂が発生しシャフト工とシャフト工の間にすべりが見られる。

今迄に地すべり斜面での盛土による間ゲキ水圧の影響について現地において観測されている例が少なく、今後同様の測定を他の地すべり地で行い、斜面の安全率計算での不確定要素を一つでも定量的に表わすと共に対策工の施工時あるいは対策後の効果等についての情報を集積し今後同様な土工計画の指針としたい。

調査に当っては東北地方建設局酒田工事事務所調査課に多大な協力を得た。

参考文献

- 1) 山田剛二、渡 正亮、小橋澄治：地すべり斜面崩壊の対策と実態 山海堂
- 2) 市原松平：動的土圧、間隙水圧の計測 (1)、(2) 土と基礎 19巻5号、6号
- 3) 岸本良次郎：縦ボーリング孔を利用した地下水位、水圧の観測の実際 地すべり8巻3号
- 4) 渡 正亮：地すべり防止対策の考え方 コンストラクション Vol.10、16、8

16. モデル斜面の変形と安全率について

新潟試験所

白石吉信

モデル斜面の変形と安全率について

新潟試験所 白石吉信

1. まえがき

近年の国土開発の急速な進展に伴い、山間部における道路建設、丘陵部での大規模な宅地造成、ハイダムの建設などが進められている。これらの建設工事は土質の大変形により、地形及び水理条件を短期間に変化させる為に地すべり災害を引き起こす危険性がある。ほかでも、山間部での道路建設は切工、盛土が工事の主体であり、道路の線形上からみて地すべり地帯を回避できない場合が多く、施工、管理上種々の問題を惹起している。また、現在、地すべり斜面の安定解析法としてスライス法が一般的に用いられている。この式を用い現状の安全率(F_s)を1.0とした場合、切工、盛土により地すべりが活発化したりする。切工、盛土がどの程度現在の安全率を変化させて地すべりを起こすか、現状の安全率に対して5%程度低下した場合に地すべりが発生している事例が多い。このため、地すべりの発生、崩壊に至る限界安全率を求め、斜面安定の合理的な計算方法の確立を目的とする。

ここでは地すべり頭部に盛土をした場合の地すべり発生モデルについて実験を実施し、応力増加による斜面の変形特性と安全率について若干の考察を行なったのでここに報告する。

2. 実験方法及び実験条件
 実験装置は図-1に示すように幅3.0m、長さ3.15m(そのうち3.0mは両面がガラス張り)の試験槽、残りは油圧ジャッキの取付け部)の鋼製箱で傾斜角は 38° まで傾けることが可能でジャッキのストロークは10cm

また可能である傾斜角は 38° から 45° まで変えられる。また、傾斜角は 38° 、 40° 、 42° 、 44° 、 46° 、 48° 、 50° の7段階で設定可能である。

装置底面に3cmの厚さで能率の低いベントナイトを敷き、両側面には厚さ5cmの板を入れ、その中に山砂を積込み、土層厚が 50 cm になるまで均一に敷均す。そして、あらかじめ入れておいた側板を引抜き、側面摩擦を0の状態にした。

計測は、図-2に示すように4台の移動計を斜面方向に設置した。また、最末端部にはダイヤルゲージを設置した。

まず、斜面傾斜を約 $1^\circ/\text{min}$ の速度で 38° まで上昇を行ない、その後、1割傾斜を増加し、各ケースの設定条件角まで上昇を行なった。次に油圧ジャッキにより、 50 、 200 、 250 、 300 kg ……と荷重を逐次、各荷重段階について変形量を測定した。

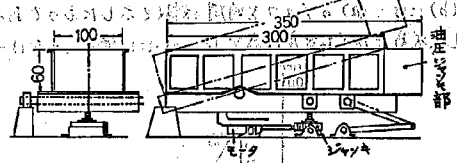


図-1 実験装置

2. 2. 実験条件

傾斜角による土塊自体の安全率が1.0以上になるように設定した図-3には設定角と初期安全率を示す。

F_s の算出にはベントナイトの剪断試験結果を用いた。移動土の物理特性は自然土層として用いている山砂の物理特性は自重による圧密を考慮し、含水比37%、比重2.65、 $e=0.6$ の山砂を用いた。山砂の剪断試験結果は、 $\phi = 7^\circ$ 、 $F_s = 2.343$ (case(1))、 $\phi = 10^\circ$ 、 $F_s = 1.653$ (case(2))、 $\phi = 13^\circ$ 、 $F_s = 1.197$ (case(3))である。

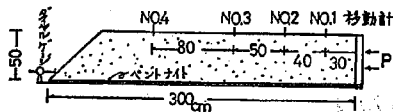


図-2 計器配置

実験斜面は側面液状土と土との界面に二次元斜面である。図-3は実験条件。用いられている斜面の安全率解と同等と考えられる。

図-4は、ケース(1)の実験斜面に設定後(斜面傾斜 7°)、斜面頭部への荷重を加えて、NO.1、NO.4の移動計、先端部に取付けにダイヤルゲージの変位量を各荷重段階毎に示したものである。また、図中には F_s の値に於ける荷重段階の各移動計の変化を示した。これにより、荷重を加えて斜面頭部から下部にかけて圧縮変形を示した。 F_s の値を下回ると同様に、前層時には、ほぞり体となった変形を示す。

図-5(a)には、ケース(1)の200 kgと400 kgの荷重段階における時間と変位の関係。(b)には、(a)のグラフを時間の対数で示したものである。(a)図をみると、最初弾性的な変形を示し、次第にひずみ速度は減速し、ついには停止、または一定値に達するよう変形特性を示している。

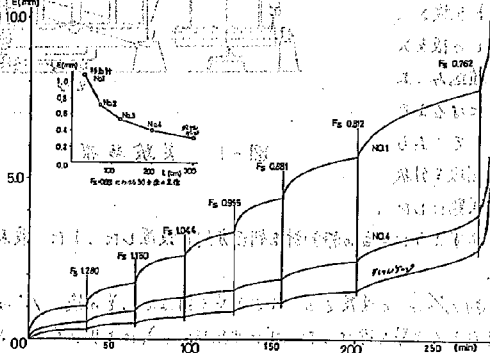


図-4 各荷重段階における時間-変位の関係

このようなクリープ特性として、上限界状態以下の応力に対しては、ひずみと時間の対数が直線関係にあり、その勾配は応力の増加とともに大きくなることを示されている。図-5(a)をみると、

① $F_0 = 1.0$ の移動計では応力の違いによるひずみ速度が顕著であるのに対し、 $F_0 = 0.4$ の移動計では底面抵抗の影響により速度がばい。

② $F_0 = 0.4$ では時間とひずみは直線関係を示すが、 $F_0 = 0.1$ では折曲点を持つた二本の直線からなる。

③ 応力増加 (F_0 の減少) に伴い、ひずみ速度の勾配は増大している。
以上の結果から、上述のクリープ特性とほぼ一致するものと考えられる。

次に応力の増加によるひずみ速度と安全率の関係を図-6に示した。これによると、

① F_0 は F_0 より小さくても崩壊に至るまでの時間、応力増加に伴って短くなる。図-5(c)の荷重段階における応力-ひずみ関係から、

② $F_0 = 1.0$ の付近でひずみ速度は増大し、折曲点を持つた直線となる。この勾配変化部を上限界状態とすれば、斜面を剛体とした安定解析結果とほぼ一致する。

③ 斜面設定角が大きいうちほど、 $F_0 = 1.0$ 以下では曲線の勾配は急になり、応力増加による危険度は大きくなると思われる。

図-6は基礎軸に各ケースの設定角、縦軸には滑動力を求めた正塊自身の滑動力を求め、底面抵抗を考慮し、崩壊前の滑動力を求め、崩壊時のひずみ速度を求め、その関係を求めた。これによると、

① 傾斜角が大きいうちほど、 $F_0 = 1.0$ の場合、状態から崩壊に至る必要外力は減少している。

② 崩壊前の滑動力の曲線と正塊自身の滑動力の曲線とを延長した場合、その交点は $F_0 = 1.0$ 以下にあると考えられる。従って、工場の安定解析結果が、 $F_0 = 1.0$ より小さくても、必ず崩壊は発生しない可能性が生ずるものと推測される。

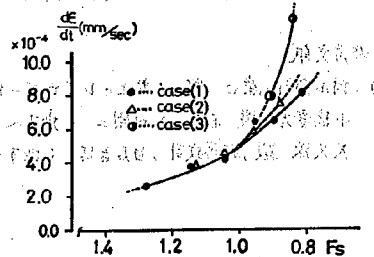
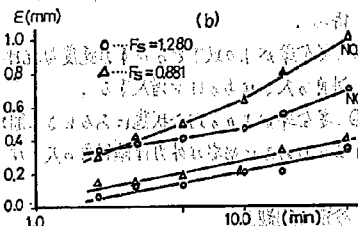
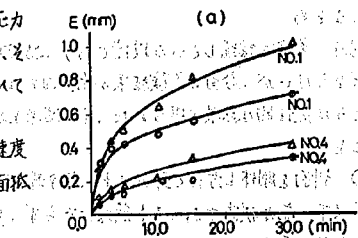


図-6 応力増加によるひずみ速度と安全率の関係

4. まとめ

現在、実験を継続している段階であり、結論には至らないが、今回の実験結果の範囲内では上述のような定性的な結果が得られた。その結果を要約すると

① 斜面を剛体と看做して算出される安全率が1.0以下の底力状態であっても崩壊に至らず、圧縮変形を示す。

② ひずみ速度は安全率が1.0の附近で折曲点を持つ。

③ 安全率が1.0以下でひずみ速度勾配は、傾斜角の大きなるものほど増大する。

④ 安全率が1.0の均合状態にあるとき、崩壊に至らしめる必要の外力傾斜角の大きなるものほど小さい。

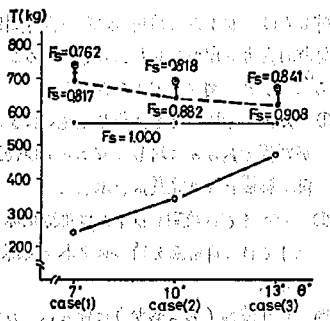


図-7 傾斜角と滑動力の関係

5. 今後の課題

実際の地すべり頭部の自然斜面は、種々な傾斜をしていると考えられる。従って、今後は更に急な斜面ケースにおいて実験を行おうと同時にクリープ時間と一定にし、十分長くした場合についても必要であると考えられる。

また、地すべり発生モデルとして地すべり末端部を切土した場合についても今後の課題として取り上げ、解明して行かなければならない。

実験結果の整理、分析、報告の準備中である。また、実験結果の公表も予定されている。

おわりに

本実験の実施にあたり、青木忠男新島試験所長はじめ、近藤研亮員、増水、丸山両技官の協力、並びに、急傾斜地崩壊研亮員の久久保隆主任研亮員からの有益な助言を戴いたことに謝意を表します。

参考文献

- 1) 村山朝郎、柴田 徹、土佐上、レイ、地すべりの特性について、土木学会論文集、40、1956、12。
- 2) 小橋登治、渡 正光、山田剛二、地すべり・斜面崩壊の発生と対策。
- 3) 久久保 隆、近藤政司、白石吉信、地すべりの運動特性に関する実験、土木技術資料、17-8、(1975)。

17. 地盤の耐震性の解析法について

振 動 研 究 室

龍 岡 文 夫

地盤の耐震性の解析法について

構造橋梁振動研究室 龍岡文夫

§1. 緒言

土木構造物の耐震設計を行う上で、地盤の地震時挙動の解明は重要な課題である。特に次の諸点を解明する必要がある。

- (1) 振動特性-----振動の大きさ、継続時間、周期特性等
- (2) 地震時の支持力の低下-----これは特に流動化する恐れのある地盤で問題になる。
- (3) 変位-----水平な地盤でも地震後水平変位が残ったりすることがある。盛土はすべり沈下が生ずる。又、水平地盤でも沈下が生ずる。
- (4) 上記の現象の構造物へ及ぼす影響

これらの現象は複雑かつ多様であり、それ故総合的な研究が必要とされる。振動研究室では、図1のフローチャートに示す方法でこの課題に取り組んできた。当然のことながら全体のシステムは未完であり、現在も鋭意継続中である。以下に、このフローチャートに沿って、これまでの成果の一部を報告したいと思う。

§2. 震害調査・解析

地震現象のように人工的に再現することの困難なものは、実際の震害調査がきわめて有効であり、又、地震工学もこれに基礎を置いていると言える。参考文献1、2、3は、地盤の地震時の挙動を、ここ100年間の震害記録で調査した結果をまとめたものである。図2は、1943年の鳥取地震における鳥取市周辺の家屋倒壊率を示すものであり、軟弱地盤の倒壊率が高く、地盤のよい砂丘、赤穂台地、山地では倒壊率が低いことを示している。これと同じような現象は、ほとんどの地震で生じたことが認められるが、特に1944年の東南海地震では、震央に近い所でも無被害の所がある一方で、震害の大きい所は軟弱地盤の発達した地区にばかりまかされている。福井地震では家屋の被害はほとんど沖積平地に限られていた。さらに、

1964年の新潟地震でこれと同じような現象が明確に生じている。従って、このように、地震動は地表層の性質によって大きく左右されるから、この現象も解析的に予測する手法を開発する必要がある。その為には、後に述

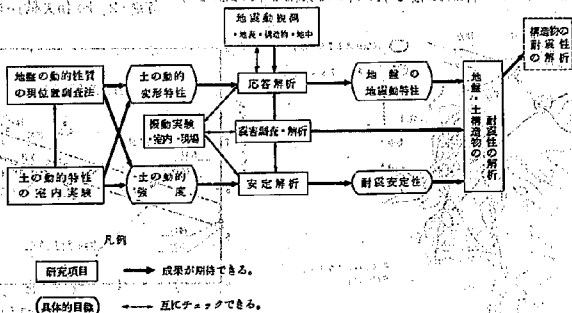


図1 地盤・土木構造物の耐震性の解析研究フローチャート

べるように土の動的性質、基盤での地震動の性質を知る必要がある。

写真-1, 2, は砂地盤が流動化(液状化)することによって生じた土構造物の被害の例である。写真1は、1923年の関東地震での馬入川での建設中のケーソンの浮上り移動、写真2は、1964年の新潟地震での河床の地盤流動化によりすべりが生じ杭が破壊され落橋した昭和大桥を示す。この他に、地盤流動化によって埋立地が大きく沈下した例(南海、十勝沖等)、大きな土塊が動き橋脚が破壊された例(アラスカ地震)橋台が沈んだ例(関東地震)などがあるが、これらは構造物自身よりも地盤の破壊が構造物を使用不能にした例である。又、水平な地盤でも、水平に最大4m移動した新潟地震での国道7号線の例、盛上の流動的すべりなどの数多くの例も地盤の流動化に帰因している。

これらの調査から、(i)旧河道、埋立地は特に地盤流動化が生じやすいこと、(ii)流動化は震度5以上が生じたこと、(iii)図-3に示すようにマグニチュードが大きい程流動化が生ずる範囲は広いこと、(iv)一度ならず二度・三度流動化したと思われる地域が少なくないことが判明した。



写真-1 神奈川県馬入川でのケーソンの浮上り(関東地震)

§3 振動実験

流動化現象は地盤の支持力の低下、沈下、特異な振動特性をもたらす。図-4は室内で飽和した砂層の振動実験(加振力12Hz, 5sin波)の結果である。(参考)これから、(i)流動化すると大きな沈下が生ずること、(ii)流動化が生ずる直前に大きな地表加速度が出ていること、(iii)完全流動化すると、地表加速度がほとんどゼロになっていること、などがわかる。

図-5は、新潟地震で実際に流動化した地点での

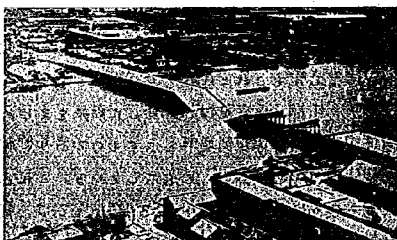


写真-2 昭和大桥の落橋(新潟地震)

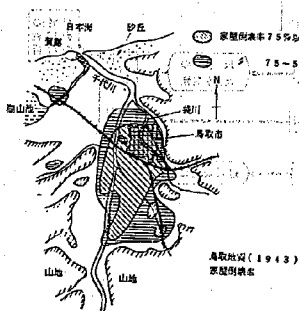


図-2 鳥取地震での家屋倒壊率

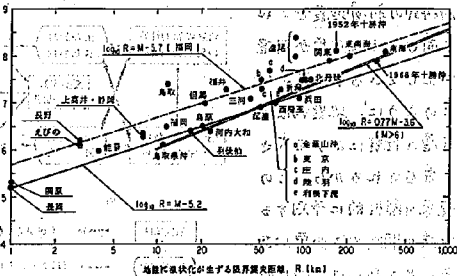


図-3 マグニチュードと地盤に流動化が生ずる範囲の関係

加速度記録であり、完全流動化する前に最大加速度が生じている。10秒以内の周期が常に伴って、加速度が非常に小さくなっているのは地盤が流動化したためである。最近行った砂層の中核杭を入れた振動実験結果によると、杭の動的挙動は地盤の動的挙動にほぼ支配される。従って、完全流動化する前のこの加速度が大きくなる現象は杭の動的挙動を解析する時に説明しなければならない問題と言える。流動化する砂層のこの特異な振動現象は、砂層の固有周期が間隙水圧の上昇によって変化するために生ずる。これは後に述べる砂の動的変形特性を調べることによって、はじめて説明できるようになる。又、砂地盤の沈下も説明しなければならない課題である。図-6は、室内実験を基礎にして作成した飽和砂質土の沈下量を予測するチャートである。このチャートによるとたとえば地震の強さが $\alpha=0.75$ の地盤が完全流動化する場合、想定した30cmの砂地盤のDrが80%なら沈下量は約10~15cmである。さらにこれによれば、流動化が生ずると沈下量が急激に増加するが、地盤がよく締め固められていると沈下量は急激に減少すると言える。

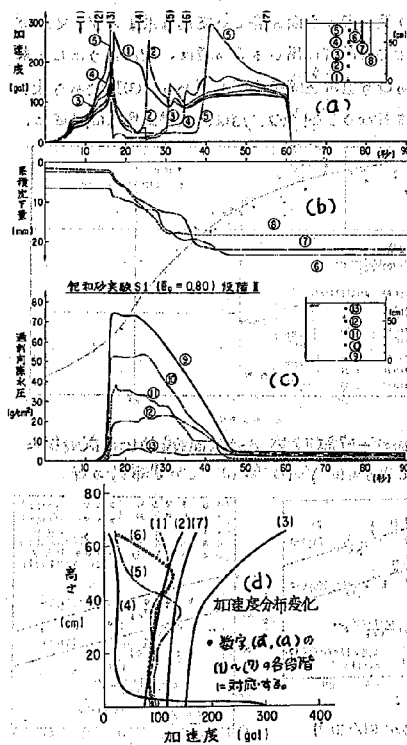


図-4 砂箱振動実験における流動化現象

S3 土の動的変形特性 表層地盤の地震時の動的挙動は、工学的には図-7に模式的に示すせん断振動に置きかえることにより、せん断波の重複反射理論により計算される。(参考) せん断波の波動方程式を解くためには土の密度、せん断剛性率 G 、減衰係数 γ が必要

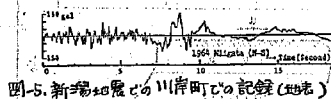


図-5 新東横線での11号駅での記録(地盤)

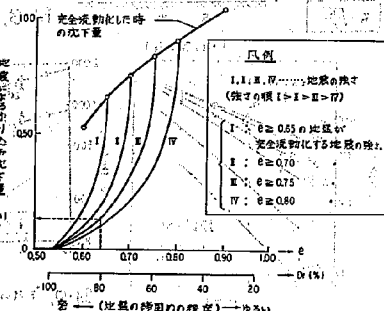
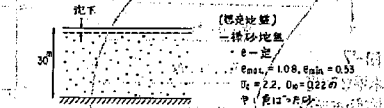


図-6 砂地盤中における沈下計算図

である。図-8は、共振法土質試験機と低周波動的セン断試験機を用いて求めたセン断歪 $\gamma=10^{-6}$ から 10^{-2} までの豊浦砂の拘束圧1kg/cm²までの $G \sim \gamma$ 関係である。(参6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14) 供試体はいずれも中空円筒型である。この図は、 G には着しい歪依存性があることを示している。又各歪レベルでの G と拘束圧 p の関係を図-9に示す。これらの室内実験結果は G の値は同じ土でも一定値とは言えず、拘束圧が大きい程、歪が小さい程、密度が大きいほど大きいことを示している。又シルト分以下を含まない粒度の揃ったきれいな砂は図-10に示すように、種類によらず同じ実験公式であらわされる。これらは、 G の値を G_0 であらわして、

$$\begin{aligned} \gamma=10^{-6} \text{ に対して } G &= 900 \frac{(2.17-e)^2}{1+e} p^{0.68} \dots (1) & \gamma=10^{-2} \text{ に対して } G &= 950 \frac{(2.17-e)^2}{1+e} p^{0.68} \dots (2) \\ \gamma=10^{-4} \text{ に対して } G &= 700 \frac{(2.17-e)^2}{1+e} p^{0.68} \dots (3) \end{aligned}$$

しかし、一般の自然砂はシルト分以下を含んでおり粒度分布もよく、図-11に示すようにきれいな砂に対して成り立つ実験公式よりも小さい G の値を示す。一方、実際の地盤の G の値はPS換層によ、て求めることができる。ところがこの方法では G の値の深さ方向の詳しい変化は求まらず、又、10程度程度の小さい歪での G の値しか求められない。そこで地盤解析に用いる G の値は、次のようにして求めることができる。(1)PS換層を行ない $\gamma=10^{-6}$ 程度の G の値の区間平均値を求める。(2)現場から採取した資料で共振法土質試験、低周波動的セン断試験を行なう。図-12, 13は、用伊豆町入間地区と、

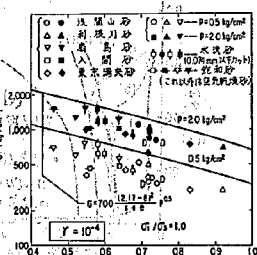
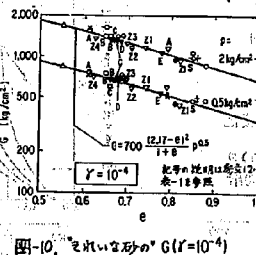
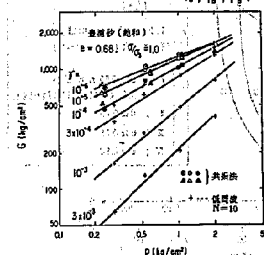
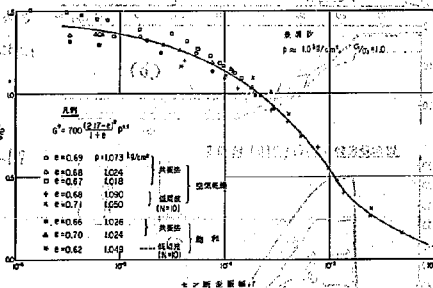
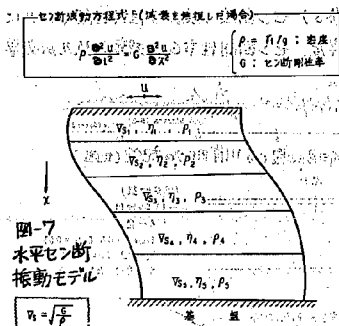


図-9, $G \sim p$ 関係(豊浦砂) (図中の記号はそれぞれ別a砂とb砂) 図-11, 自然砂の G ($\gamma=10^{-4}$)

横浜市屑島(埋立地)でPS検層による G と、現場から採取した砂で行った共振法土質試験による G の値を比較したものである。両者はよく一致している。これから、 $r=10$ での G の値も決まる。(3) r の増加に対する G の減少率は、共振法と低周波面試験から定めることができる。図-14はこのようにして求めた G の r の増加に対する減少率を示すグラフである。重複反射理論による応答解析では、 G と減衰の r に対する依存性をとり入れた計算を行っているが、その時に図-14の関係を用いている。

§4. 地中地震動記録を用いた応答解析例

建設省は、東京湾周辺では図-15に示す位置に地中地震計を設置している。(参15) 1974年5月の伊豆半島沖地震での観音崎と富津で記録された地震動の最大値の分布を図-16に示す。水平動($N-S, E-W$)の方が上下動(UD)より卓越していること、表層は振動の増幅作用があることがわかる。図-17, 18は振層の大きさが、土間地区の地盤に対して重複反射理論により計算した結果である。(参16, 17) 基礎では観音崎地下120mで採れた記録を用いた。記録地点の震央距離が110kmであることを考え、卓越周期が $1/2$ になるようにし、又、最大基礎地変位として0.28の値を選んで解析した。モデルA, B, Cは仮定の違いによるものであり、Aは層を細かく区切ったモデル、Bは粗く区切ったモデル、Cは砂層の下にある粘土の G の r の増加に対する減少率を考慮される最小値とした場合である。解析の結果は次のことを示している。(i) 粘土の r の増加に対する G の減少率は結果に大きな影響を与えるので今後よく調べ必要がある。(ii) 表層には増幅作用がある。(iii) 図-18には基礎での入力の応答スペクトルと解析で得られた地表での応答スペクトルを示すが、地表では長周期成分が卓越してきている。これは、入間での日本家屋の著しい被害を説明するものである。

又、図-20は以上の結果から水平の震度を $\alpha=0.25$ として、入間の砂地盤での斜面で円弧すべり法による安定計算を行った結果である。これによると表層すべりに対して安全率は1を割っているが、実際のすべりもこのような表層すべりであり、

た、このような手法

図-14 解析に用いた $G/G_0 \sim r$ 関係

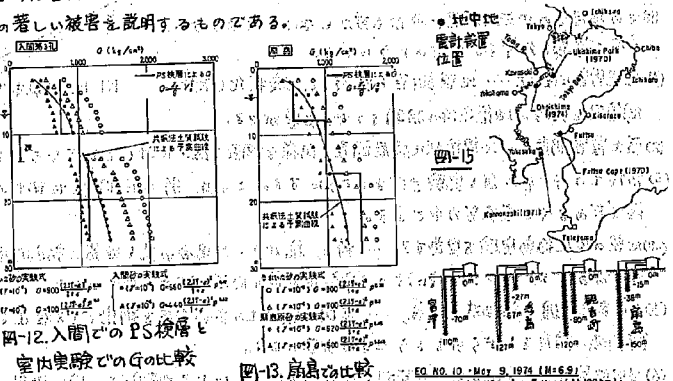


図-12. 入間でのPS検層と室内実験での G の比較

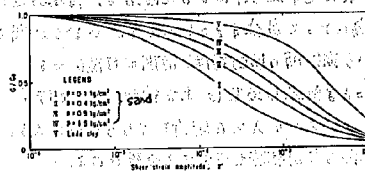


図-13. 富島の比較

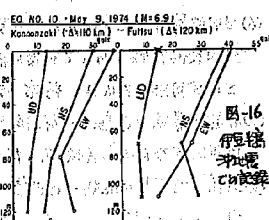


図-16 伊豆半島沖地震の地震動

と有限要素法を組み合わせる
東京湾横断道路の人工島の地
震時安定性の解析も実施して
きた。(参18) 円形すべり計算
では全体がすべるかどうかと
いう答が得られるが、有限要
素法を用いた手法によると相
対的にどこが強く、どこが弱
いということが調べられる。
この手法で現在問題になっ

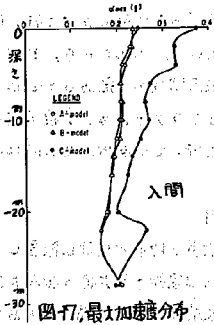


図17. 最大加速度分布

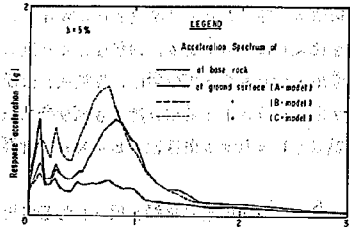


図18. 応答スペクトル (入間) (15% Peak = 0.995)

ているのは、土の動的強度を正確に評価することであり、これは
今後の課題である。
55のまとめ
やや体系的になつたが地盤と土建造物の耐震性の解析法を説
明した。複雑な自然現象を正しく評価するためには総合的なバ
ランスのとれた研究が必要とされる。我々の成果はそれに比べ
るとまだまだ不十分なものであり、図-1のシステムの改善、
個々の項目での手法の開拓に今後も努力しなければならない。
今後の課題を列挙すると次のようになる。

- (1) 地盤調査に関して…地盤調査と実地にて、液状化(流動化)履歴と実際の地盤条件の相関を明らかにする必要がある。
- (2) 盛土被害調査…地盤液状化履歴調査と同様な調査と盛土に対しても行なう必要がある。
- (3) 粘性土の G , η の値を実験で求めるようにする。これは、新たに開発した粘性土用有限要素法土質試験機で求めなるべく現在努力中である。
- (4) 地盤の模型振動実験を実施する。…特に、杭が入った場合の杭と地盤の動的相互作用を詳細に調べる必要がある。又、ランダム波に対する流動化砂層の応答を調べる必要がある。
- (5) 土の動的強度の評価法の改善。…室内実験で土の動的強度を測定できる装置を開発し、安定性の解析法の精度を上げられるようにする必要がある。
- (6) 地中地震計の記録の解析。…実測された地中地震計による地震動を、種の測定によって求めた土の動的変形特性を用いて重複反射理論によって追跡することができるようになる必要がある。これが可能であれば、弱震の記録から強震時の振動特性の推測が可能になる。
- (7) 安定計算法の改善。…有限要素法による計算は現在は土を線型弾性として行っているが、実際の土は非線型な応力-歪関係を持つ。これをとり入れた解析を行なう必要がある。
- (8) 砂層の沈下量の推測法の改善。…詳細な室内実験を実施する必要がある。

尚、ここに紹介した研究は研究室の諸氏が共同して行ってきたものであり、関係諸氏に感謝がら

感謝の意を表します。

§6 参考文献

1. 栗林栄一・龍岡丈夫・吉田精一(1974); "明治以降の本邦の地盤凍状化履歴" 土木研究所彙報30号
2. 栗林栄一・龍岡丈夫・吉田精一(1975); "本邦の地盤凍状化履歴について" 第10回土質工学会
3. Kuribayashi, E. and Tatsuoka, F. (1975); "Brief Review of Liquefaction during Earthquakes in Japan,"
Soils and Foundations, Vol. 15, No. 4.
4. 龍岡丈夫・吉田精一・池本正英(1976); "地震時の砂質地盤の沈下に関する模型振動実験" 第3回
土木学会関東支部研究発表会
5. 岩崎敬男・龍岡丈夫(1975); "地盤の地震応答に及ぼす土の変形特性の応力-歪依存性の影響,"
第30回土木学会研究発表会
6. 栗林・岩崎・龍岡・堀内(1974-5); "土の動的変形特性" 土研資料No. 912
7. Kuribayashi, Iwasaki and Tatsuoka, (1975); "Effects of Stress-strain Conditions on Dynamic Properties of Sands," Jour. of JSCE No. 10
8. 栗林・岩崎・龍岡(1975-6); "土の動的変形特性に及ぼす粒子特性の影響" 第10回土質工学会
9. 岩崎・龍岡・吉田(1975-10); "砂の変形特性の現場測定と室内実験" 第30回土木学会研究発表会
10. 岩崎・龍岡・吉田(1975-11); "土の動的変形特性の現場測定と室内実験" 土木技術資料Vol. 17, No. 11.
11. 栗林・岩崎・龍岡・吉田(1975-12); "砂地盤の動的変形特性の現場測定と室内実験" 土と基礎, 12
月号
12. 龍岡・吉田・河原(1976-1); "砂のせん断変形係数に及ぼす粒度分布特性等の影響" 第3回土木学
会関東支部研究発表会
13. 龍岡・高木・田山(1976-1); "広範囲な歪領域における砂のせん断変形係数," "
14. 岩崎・龍岡・高木(1975-3); "広範囲な歪領域における砂の動的せん断変形特性" 土研資料1080号
15. 岩崎・龍岡(1975-11); "土の動的性質の現場測定と室内実験" 日本地震工学シンポジウム.
16. 岩崎・龍岡(1975-11); "地中地震動の実測と解析," "
17. 岩崎・龍岡(1975-10); "地震時における砂質地盤の挙動の予測法について" 第12回自然災害科学総
合シンポジウム.
18. 栗林ら. (1974-9); "東京湾横断道路人工島の地震時における安定性の解析" 土研資料No. 955.