



土木研究所資料 第704号

第10回

土木研究所研究発表会資料

昭和46年12月15日

建設省土木研究所

土木研究所資料 第七〇四号

第十回 土木研究所研究発表会資料

昭和四十六年十二月十五日

建設省土木研究所

目 次

1. 富山湾における海岸線の移動	地質研究室	岡本隆一	1
		小島圭二	
		椎葉元則	
2. 模型実験装置を用いた斜面破壊について	新潟試験所	白石一夫	9
3. 大口径P O ぐいの施工方法と支持力の関係	基礎研究室	浅間達雄	13
		塩井幸武	
		町野健治	
4. 飽和度による土工管理に関する調査	土質研究室	片桐真次	23
5. 都市流出の解析法とその発展	都市河川 研 究 室	山口高志	29
		松原重昭	
6. 越流型余水吐の放流量に関する実験的研究	篠崎試験所	梅原暁也	55
7. 速度と事故におよぼす視距の影響について	交通安全 研 究 室	清田 喬	63
		中村 勲	
8. 建設省マイクロ回線を使用した電子計算機 の遠隔操作について	システム課	内山隆司	69

1. 富山湾における海岸礫の移動

地質研究室 岡 本 隆 一
小 島 圭 二
椎 葉 元 則

1. まえがき

富山湾周辺の主として礫によって構成される海岸の侵蝕防止の研究の一環として、海岸において、礫の移動がどのようになされるかについて、実態を把握するための調査と考察を行なったものである。

実施内容は、特徴礫を含めた海岸礫の堆積状況の実態調査と、追跡子を用いて、その移動状況調査を行なって、礫の移動方向・速度などを調査し、室内における磨耗試験を加えて、礫の磨耗傾向、礫の移動量を考察した。

2 調査地域および附近の概要

調査対象地域は、海岸に礫の存在する、境川以西・常願寺川までの区間である。笹川以東は山地がじかに海岸にせまり、海蝕崖下に礫浜を形成している。笹川以西は、小川・黒部川・片貝川・早月川・常願寺川などが形成する扇状地性の平地で、扇状地の礫がじかに海岸に達している。いずれの河川も、多様な岩種をもつ後背地を控えているため、海岸における礫種は多様である。

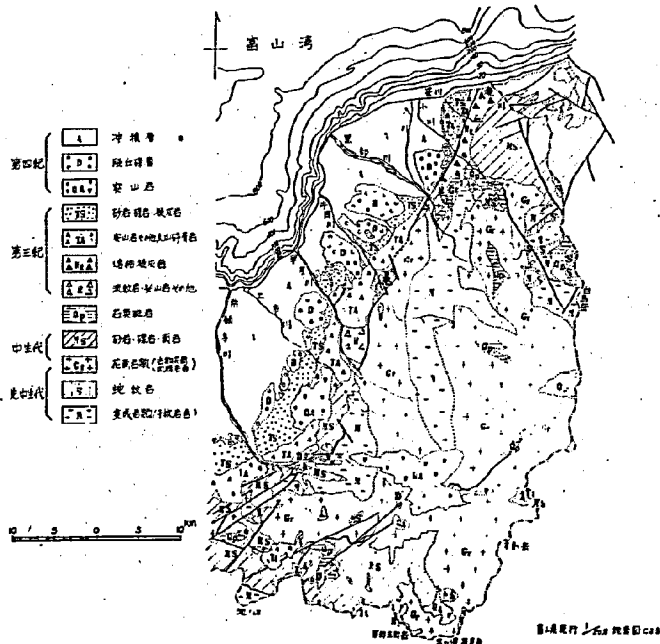


図-1 富山県東部地質図

3 調査結果

3-1 海岸線突進調査

海岸では汀線に、河床では流路に平行に測線をもうけ、測線上の全礫または特徴礫の調査を行なった。前者の場合は3m程度の測線上の礫100個（初年度は3m中の個数で30ヶ程度の個所もある）を、後者の場合は30mの測線上の特定礫のみを採取し、礫種の観察、粒径、円磨度・扁平率の計測を行なった。

特徴礫は、全礫調査により見出された、佐川・小川系の堆積岩類・熔結凝灰岩・流紋岩類、常願寺川の多孔質角閃石安山岩などである。

またそれぞれ、採取地点附近の微地形・礫の堆積状況・護岸工事の状況等についても観察・記録した。

それぞれの調査地点は、図-2、3に示す。

3-2 海岸礫の観察・計測による

移動の考察

自然礫の観察・計測結果は、数10年・数100年といった長期間にわたって起った現象の結果を現在のある時点でとらえたものである。

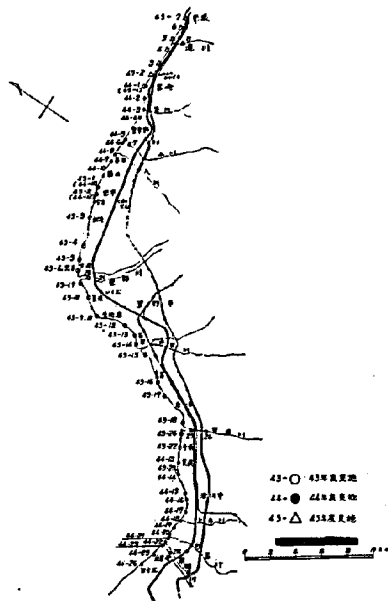


図-2 海岸線調査位置図

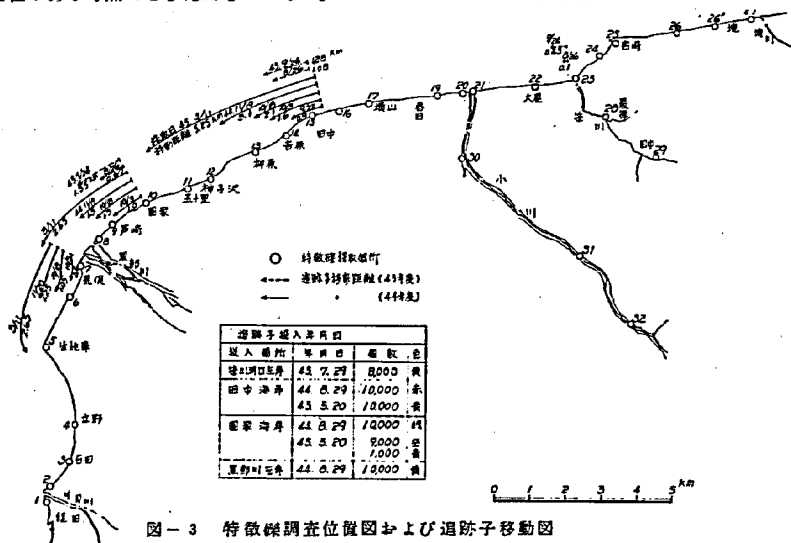


図-3 特徴礫調査位置図および追跡子移動図

従って移動に関する条件は複雑で、解析がむずかしく、判断は定性的になりがちである。しかしながら追跡子などによる、定量的ではあるが、極く短期間の現象から移動に関する全体的な傾向を判断する際には、有力な根拠を提供することになる。

3-2-1 移動方向について

自然礫の礫種・礫径の位置的分布から、長期間にわたる平均的な移動方向が推定される。

a) 礫種構成比からの推定

海岸への供給が強く限られた狭い地域にしかない特徴礫に着目し、沿岸流による運搬・分散の状況を調べる。図-4の安山岩、ホルンフェルスは供給地に礫質構成比のピークがあり、いずれも西へ構成比が分散していることが認められる。このことから西への移動が優勢であることが推定される。

b) 特徴礫の採取率からの推定

考え方は上と同じであり、図-5の笹川および境川の燧結凝灰岩にこの傾向が認められる。

c) 特徴礫の最大粒径からの推定

最大粒径は一般に、礫を海岸に供給した河口付近で大きい。そして河口附近の粒径は、河川の運搬能力と供給源としての露頭からの搬送距離によって異なる。また最大粒径には、礫の供給量や、2地点間の礫の混合といった要素に無関係な量として扱える利点がある。

図-6の堆積岩の場合、笹川・小川から供給された礫が、次の供給地点である黒部川河口附近に至る間の最大粒径の変化と、黒部川から供給された礫が片貝川に至るその変化との経過がうかがえる。粒径は、供給源露頭が近く、円磨度が低い(図-7)粗大な礫が存在する笹川・小川系のものに大きく、黒部川のそれはやや小さい。

礫の移動による磨耗は図-9から重量にして

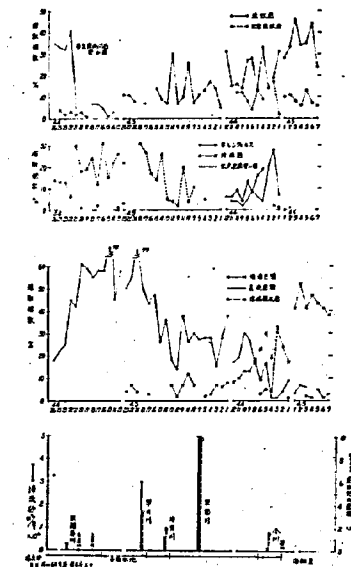


図-4 場所による礫種構成比の変化および各河川の年平均流出土砂量

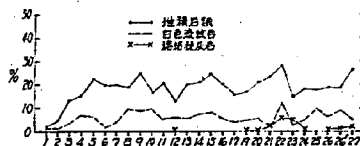


図-5 特徴礫の採取率

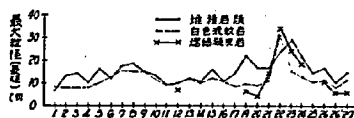


図-6 特徴礫の最大粒径

5 ϕ /10 km 程度、従って径にしてせいぜい
2 ϕ /10 km 程度でほとんど問題にならないと
考えられるから、最大粒径の横方向への変化は、
沿岸流の運搬能力に応じた分布をとるものと考
えられる。それ故図にみられるピークの両側の
勾配を考えると西にゆるやかで、東に急であり、
西方への礫分の移動が推定される。なお同図で
焙結凝灰岩は磨耗がはげしく、適切な推定がし
にくいこと、白色流紋岩は類似岩種との混同が
あってははっきりした傾向が求めにくい。

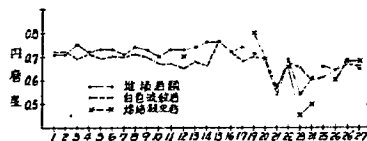


図-7 特徴礫の円度度

3-2-2 礫の移動量と移動限界

上記の海岸礫の観察・計測結果と、供給河川内の礫種構成、掃流土砂量などから、礫の移動量が定性的に推定される。またある河川から掃流された礫の他の地域への“影響圏”が推定される。影響圏とは供給地点Aからでた礫が沿岸流によって移動し、ある地点Bに達した場合、混入によるBの礫種構成比の変化がちょうど認められなくなったBまでの位置をAからの距離で表したものと定義する。

移動量については、河川からの掃流土砂量が多く、大きな扇状地を形成している小川・黒部川・片貝川・早月川・常盤寺川の礫について考察を進めることにする。なお掃流土砂量・扇状地の大きさおよび各河川の河川内と河口附近海岸について、代表的な礫種の構成比を合せて表-1に示す。

a) 礫種構成比からの推定

海岸方向の礫の移動によって、ある河川から掃流された礫が、その河川特有の礫種構成比とは異なる構成比をもつ他の扇状地堆積物と混合し、その構成比を変えていくものと考え、その影響圏を求めることによって移動の様子が推定される。

	常盤寺川		早月川		片貝川		黒部川		小川		笠川	
	川	海	川	海	川	海	川	海	川	海	川	海
G _r (花崗岩類)	25	35	60	60	25	30	30	30	20	10	15	15
Sed (堆積岩類)	3	1	5	1-2	5	10	10	10	20	30		40
G _r (片麻岩等)	10	10	15	15	30	20	10	20	15			0
掃流土砂量 $\times 10^6$ ton/year			3.0		0.6		1.0		0.15			④河口近 近海岸 の河口より 数km上流 数字は礫 質構成比 %
扇状地面積 km^2			3.4		1.8		1.0		1.5			

表-1

礫種の構成比は黒部川を境に西に花崗岩類が卓越し、東には堆積岩類が卓越することに着目して、両者の構成比の海岸方向の変化を求めると、図-4 になる。堆積岩類のピークは境川の扇状地に、花崗岩のそれは、早月川の扇状地に存在する。そして掃流土砂量の多い河川附近の海岸の構成比をとりだし、また扇状地堆積物の礫種構成比が現河床（河口より数km上流の数地点の平均）のそれで代表されるとして、両者を比較してみると、花崗岩・堆積岩に関しては表-1 になる。

表から河床の構成比と海岸の構成比はほとんど同じであることが見出される。河口附近海岸の構成比は、現河川から供給された構成比をあらわすから、河床のそれと一致するのは当然であるとも考えられるが、河口を中心としてそこからはなれた数地点で海岸の構成比をとってみても、同じ傾向が得られることは、図-4 からみても明らかである。このことは各河川から掃流された礫は、隣接する礫供給河川の礫種構成比を変えるほど横方向の移動量は多くない。例えば、小川・笠川系の堆積岩類の

影響圏は黒部川、河口には達せず、土砂供給量が桁違いに大きい黒部川の礫でさえ影響圏は片貝・早月川におよばないことを意味し、各河川から掃流される土砂は、沿岸流により西へ移動するものの、次の供給地の礫種構成をかえるほど横方向移動量は多くないことが推定される。黒部川以西の地域では片麻岩類にも同じ傾向が認められる。ただ図-4の小川から供給された海岸礫の堆積岩類の減少と花崗岩類の増加とは、西へ移動するにつれて漸移し影響圏は黒部川扇状地領域の中ほどにまでおよんでいる。これは現在の黒部川扇状地領域への、河川からの礫の供給はほとんどないため、量は少ないとはいえ、小川の掃流土砂の混入が影響していることが考えられる。但し扇状地が複合（小川と黒部川両扇状地）しているための礫種構成比の漸移はほとんどないものとする。同じことが笹川・小川系の特徴礫であるホルンフェルス・玄武岩質安山岩の礫種構成比についてもいえる。

b) 特徴礫の採取率からの推定（図-5参照）

黒部川の扇状地領域では堆積岩の量比はほぼ一定であるが、現黒部川から片貝川に向けて急激に減少する。表-1から片貝川扇状地にはほとんど堆積岩はないことがわかる。しかし黒部川と片貝川から掃流される礫の比は10:0.6であり、礫が西へ移動するとすれば圧倒的に多い黒部川の礫の量比が相当きいていて、片貝川河口の構成比は、黒部川の影響圏に入るはずである。しかるに実際は堆積岩類の急激な減少が見られ、黒部川の礫の構成比は片貝川河口附近には影響しないものと考えられる。

小川・笹川系の礫の影響圏も熔結凝灰岩の構成比の変化にみられるように、影響圏はごくわずかであり黒部川河口までは至らない。

c) 特徴礫の円磨度からの推定

特徴礫の円磨度の分布は笹川附近を境に多少異なる。笹川以西では扇状地地形が、以東は海蝕崖が発達する。円磨度は前者がやや高く0.75程度であり、後者で0.68程度である。河口附近海岸の円磨度は、例えば小川では、上流約9km地点で約0.45であり、下流に向って変化し、河口に達し0.7程度になる。そして扇状地海岸のそれは0.72程度でありほぼ同じである。黒部・片貝川の供給源頭からの運搬距離は小川以上であり、小川では0.7程度であるから、円磨度はそれ以上になっていることが推定される。そしてこれは海岸の円磨度に近いから、図のように両扇状地区間の全体の円磨度がほとんどわからないものと思われる。

笹川河口の円磨度は、短い河川から円磨されないまゝの礫が河口に達することによると考えられる。そして笹川から供給される土砂量は少ないから、この影響は河口のみで、この礫が小川に至っては即ちほとんど影響がない。また東からの円磨度0.68程度の礫の笹川河口への混入量も少ないことに意味する。

以上の検討結果をまとめると、河川から供給土砂量の多少を考慮した上で礫が西へ移動するとして、礫種構成比・特徴礫の構成比、特徴礫の最大粒径の変化・特徴礫の円磨度の変化などの特徴から、海岸沿の礫の移動量を考えて、いずれの場合にも、隣接する土砂供給河川の特徴を変えらるほど、ある地点からの礫の混入は認められず、海岸沿いの礫の移動は、河川から掃流された量のうちごくわずかなものであると推定される。

3-3 追跡子移動調査

海岸侵蝕のもっとも著しい黒部川扇状地において、笹川河口左岸附近、田中・園家海岸、黒部川河

口左岸の4ヶ所を選び、追跡子（ガラス玉、径29mm、比重2.42～2.52）を投入、年間の移動状況を追跡、また室内で磨耗試験を行ない、礫の磨耗傾向等について調査・考察した。

3-4 追跡子による海岸礫移動の推定

3-4-1 礫の年間移動の変化

移動方向は、海岸礫調査および追跡子調査からみて、年平均西へ移動する。図-8は追跡子の移動を年間を通じての図にまとめたものである。これにより実際の海岸における礫の移動に、場所と季節による変化がみとめられる。場所的とは、田中からの方が国冢より移動速度は早く、季節的には、田中だけをとってみた場合、速度の早い時期と遅い時期では、 $0.8 \text{ km} / 20 \text{ 日} \sim 0.2 \text{ km} / 20 \text{ 日}$ 程度の違いが認められる。

3-4-2 礫と追跡子による磨耗の推定

実際の海岸における追跡子の移動距離と磨耗の関係とロサンゼルス磨耗試験機でのガラス玉の減量と海岸におけるガラス玉の減量の関係が他の礫にも適用されると仮定して、室内試験を行なった結果とから、D；距離とR；回転数（ロサンゼルス磨耗試験機）の間には

$\log D = 1.97 \log R - 5.58$ ($D = 2.63 \times 10^{-6} R^{1.97}$) の関係が得られた。

この式を用いて、磨耗と回転数の関係を、磨耗（重量の減少）と距離の関係に書き換えると、図-9となる。

これにより、追跡子に比べ熔結凝灰岩の磨耗は大きく、特徴礫追跡調査において確認した、他の礫と比べ影響圏が短いことと一致する。それに比べると一般の礫の磨耗は非常に小さく、礫の移動の考察には、磨耗の要素は無視してよいことが推定される。

4.

- 海岸礫調査で採用した測線方式は、短期間に数多くの地点の資料が得られるので、広域の概況を得るのには好適である。
- 礫堆分布は大別すると傾向があらわれるので、後背地の地質・掃流土砂量などを考慮して礫の移動方向・移動量の傾向がつかめた。
- 追跡子にガラス玉を採用したことによって礫移動の方向・移動速度・磨耗の程度が把握できるようになった。
- 河川から掃流された土砂の沿岸方向の移動量は、礫堆構成比・特徴礫採取率および円磨度から推定され、その量は掃流土砂量の極く一部であると考えられる。

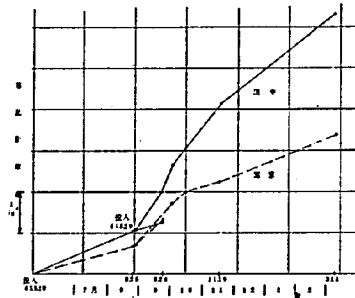


図-8 追跡子移動速度の変化

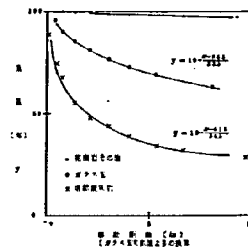


図-9 礫の移動距離と磨耗との関係

- 富山湾岸では、年間の平均の礫移動の主方向は河口から西へ向うエネルギーの方が大きいことが自然礫の分布・追跡子の移動の両面から確認された。
 - 礫の移動速度は、粒径など他の条件が同じなら、場所と季節によって異なる。
 - 移動による礫の磨耗は、熔結凝灰岩のようなやわらかいものを除けば、一般には小さい。また追跡子調査では、海の深みの方向への移動や、上下の入れ代わりは確認できないが、投入箇所附近に埋った追跡子の磨耗は小さい。
- 最後に、本調査を行なうに当り、御指導・御協力をいただいた、建設省土木研究所海岸研究室・河川研究室、北陸地方建設局黒部工事事務所、サンコーコンサルタントK.K.をはじめとする多くの方々に厚く感謝の意を表する。

参 考 文 献

- BLUCK, J. (1969) Particle rounding in beach gravels
GEOLOGICAL MAGAZINE Vol. 106, No. 1
- 建設省黒部工事事務所(1967) 下新川海岸調査報告書
- 岡 本 他 (1970) 富山湾における海岸礫の移動
第17回海岸工学講演会論文集 (土木学会)
- 岡 本 他 (1971) 海岸礫の移動調査
防災科学技術総合研究報告 第25号 (防災センター)
- 富山県 (1965) 富山県海岸侵蝕調査報告書
- 富山県 (1970) 富山県地質図

2. 模型実験装置を用いた斜面破壊について

新潟試験所 白石 一夫

1. はじめに

斜面破壊の実験は、現象を単純化して運動機構の解析を試みようとしたものである。これまでにこの目的によって種々の実験装置が考案されているが、それらを大別すると (1) 人工降雨によるもの (2) 斜面内部に水圧をおくもの (3) 斜面上部に載荷するもの (4) 一定勾配斜面中にうすい軟弱層を作り滑動させようとするもの (5) 震動台上に盛土し、震動による影響を調べようとするものなどがある。当所で試作した実験装置は実験斜面を可変モーターによって傾斜させる。この装置で、新潟県東頸城地方に多く見られる地すべりのタイプ(移動層と基岩からなり、その間にすべり面粘土が挟存する。移動層の厚さは試験所の試験地である猿供養寺地すべりでは5.0 m、すべり面粘土はグリース状のネっとりしたもので厚さ2~5 cm)をモデルフェイスし斜面破壊の実験を行なう。

この装置で各種の実験を実施したが、本報文では (1) 一様なすべり抵抗のすべり面 (2) 下部に受働部のある場合 (3) 一様でないすべり抵抗のすべり面、の3条件で実験を行ない斜面の表面と底面の移動量の比較、破壊の形について述べることにする。

2. 実験装置、方法および試料

本装置は図-1に示すように、長さ3.0 m、巾1.0 m、深さ0.5 mの両面ガラスの箱が主体で、こ

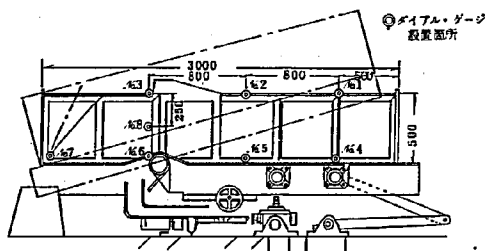


図-1 実験装置

の箱は下部にある可変モーターによって駆動するスクリュージャッキによって最高速度2.6°/minで30°まで傾斜する。試料の入る底面には間隔20 cmごとに横方向に高さ3 cmのL型鋼を櫛型に取り付け、底面の鉄板での試料のすべりを防いでいる。

箱の底面にはすべり面粘土としベントナイトをL型鋼上部2 cmまで平らに敷き上部に移動層の山砂を50 cmの高

さに盛り上げた。この箱の両側面と山砂は接触させず、すき間を設け二次元的現象としてとらえることにした。実験は傾斜速度2.6°/minで行なった。移動量の測定はダイヤル・ゲージで行ない測定時間は開始後3分迄は15秒、それ以後30秒間隔で行なった。

試料は移動層に砂利などを含まない山砂

$$w = 17.0\%, G_s = 2.58, r_1 = 1.6 \frac{1}{m}, C = 0.4 \frac{1}{m}, \phi = 30^\circ$$

すべり面は材料の均一をはかるためにベントナイトを用いセン断抵抗値を含水比によって調整した

$$w = 280\% \leftrightarrow r_1 = 0.2 \left(\frac{1}{m}\right), w = 250\% \leftrightarrow r_2 = 0.25 \left(\frac{1}{m}\right), w = 220\% \leftrightarrow r_3 = 0.33 \left(\frac{1}{m}\right)$$

(このセン断抵抗値は簡易大型セン断試験機を用い、実験斜面と同様にベントナイトをL型鋼上部2

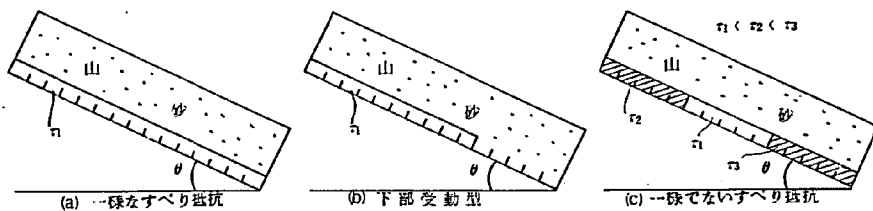


図-2 実験条件

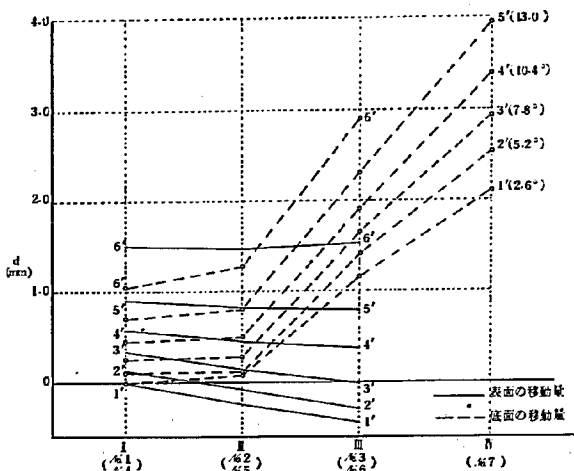


図-3

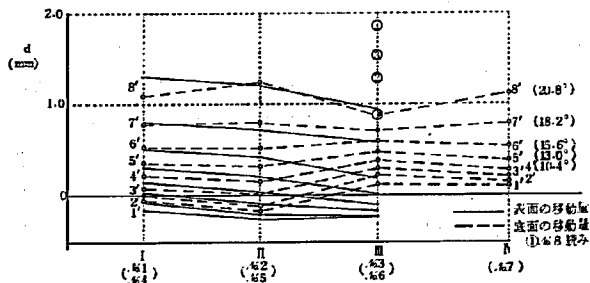


図-4

所、縦軸に移動量(d)をとり傾斜上昇時間1分ごとの移動量をプロットしたものである。

図-3は一樣なすべり抵抗をもつすべり面で実験を行なったものである。各断面の傾斜上昇時間における移動量を比較するとⅠ断面では表面が底面の移動量を常に上回るがⅢ断面では4分までは底面

cmまで敷き上部に50cmの山砂を盛り込みベントナイトの含水比とせん断抵抗値の関係を求めた結果である。

3 実験条件

図-2に示すように(a)、(b)、(c)の3条件、すなわち(a)は $r_1 = 0.2 \frac{1}{m}$ で一樣なすべり抵抗、(b)は r_1 を斜面上部に2m敷き、その下部1.0mは山砂とした。(c)はすべり抵抗値 $r_1 = 0.2 < r_2 = 0.25 < r_3 = 0.33 (\frac{1}{m})$ のものを斜面上部より r_2, r_1, r_3 と1m間隔に平らに敷いた。

4 実験結果

4-1 斜面各部の移動量
移動量の測定箇所は図-1に示した。測定箇所のA1とA4をⅠ断面、A2とA5をⅡ、A3とA6をⅢ、末端断面をNとして説明をする。

各実験条件における斜面各部の移動量は図-3、4、5に示す。図上で横軸に測定箇

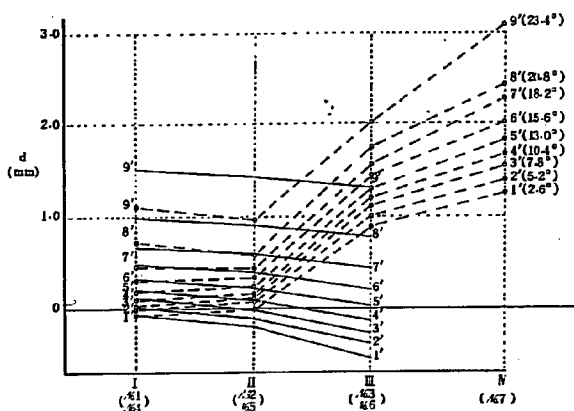


図-5

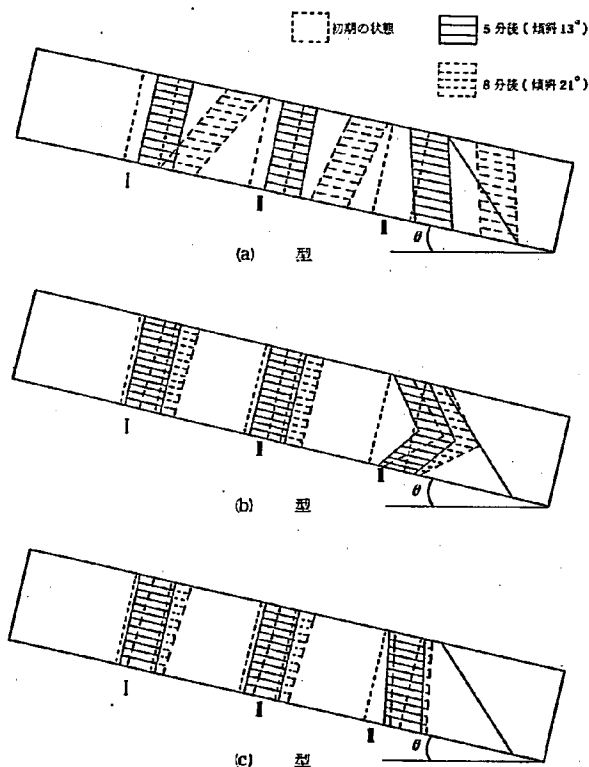


図-6

の移動量が上回る。Ⅲ、Ⅳでは底面の移動が傾斜初期で大きな値を示しⅢ断面では底面の移動が表面の動きを上回る。

図-4は下部に受働部がある場合でⅢ断面はベントナイト層と山砂の境に位置する。このⅢ断面の移動量を見ると断面の中央部に取り付けたNo.8ゲージが他のゲージ移動量に比べ顕著な動きが見られる。

図-5は図-2(c)の条件で行なったものである。Ⅰ断面はNo.2の中央部に位置しⅡ断面はNo.1、ⅢはNo.3に対応している。各断面の表面と底面の移動量の比較は図-3とほぼ同じ傾向を示す。

実験条件(a)、(b)、(c)における表面移動量は傾斜初期ではマイナスを示すなど興味深い移動を示している。

4-2 各実験条件におけるⅠ、Ⅱ、Ⅲ断面の移動の形

図-3、4、5のグラフから、Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ断面における5分と8分の表面と底面の移動量を斜面に平行方向に取り微小土塊の移動の形を示したのが図-7である。

この図で実験条件(a)、(c)は前項で述べたように移動量の違いがあるが移動の形は同じ

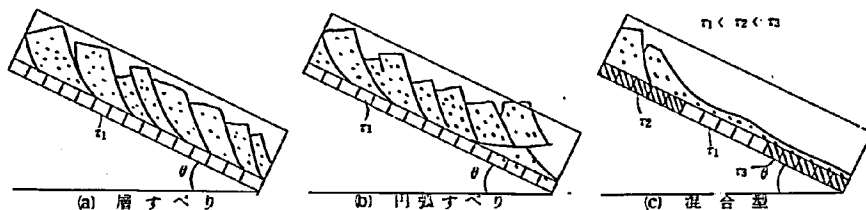


図-7

傾向を示す。すなわちⅠ、Ⅱで前のめりの現象が見られるがⅢでは底面の移動が速く土塊の足がすくわれた現象が見られる。条件(b)ではⅡ断面の中央部に取り付けられた圧8ゲージが顕著な動きを示し受働破壊の破壊線近くでの測定の結果と考える。

4-3 破壊後の形

図-8は実験条件(a)、(b)、(c)の破壊の形をスケッチしたものである。ここで前項で述べた図-7の移動の形と図-8の破壊後の形を比較すると斜面上部において土塊の形が対称的である。

図-8の(a)はすべり抵抗が一樣な場合、直線上の動きをしながら土塊のブロック化の現象が見られる。(b)は、斜面上部で(a)と同様な形を見ることが出来る。斜面下部のすべり抵抗の大きい部分では受働部に破壊線が見られる。この破壊線と中間部の底面、頂部の破壊線を結ぶと円弧すべりの一種とみることが出来る。(c)の条件では流動型の破壊が見られる。

5. まとめ

この報文では力学的解析は別の機会にゆずるとして実験結果をまとめると

1. すべり抵抗が一樣なすべり面の斜面破壊では、傾斜初期においてすべり層の変形にともない土層全体が変位し限界平衡状態を境に斜面土塊がベントナイト層にそって滑動破壊を起こし斜面の上部からブロック状に細分化され安定状態となる。
2. 斜面下部に受働部がある実験条件(b)では図-8(b)に示すように円弧すべりとみなせる破壊が生ずる。この条件での斜面破壊は上部滑動力と受働部の抵抗力のバランスで上部滑動力<受働部抵抗力の場合は受働部の圧縮にとどまり、上部滑動力>受働部抵抗力では受働部に圧縮による破壊線が生ずる。
3. 実験条件(c)の斜面ではすべり抵抗の小さい中央部(r_1)が滑動を起こし下部の抵抗の大きい部分(r_2)の圧縮を続ける。ある時点になると斜面上部(r_2)が滑動を起こし下部の滑動を急激に促進させる結果、流動型となり、斜面の上部には引張亀裂が見られる。
4. 各実験の斜面断面で表面と底面の移動は斜面上部において前のめり(Ⅰ、Ⅱ)下部では足とられた様な現象がみられる。

3. 大口径P Cぐいの施工方法と 支持力の関係

基礎研究室 浅間達雄
塩井幸武
町野健治

1. まえがき

近年、需要の高まっている大口径ぐいのうち、開口プレキャストP Cぐいの鉛直支持力の相異なる施工方法による特性を、同一地盤において先端、周面支持力毎に調査した。載荷試験は荷重制御による急速試験で、ぐいへの載荷荷重はロードセルによって測定され、先端、周面支持力は、ぐい体内に予め埋め込まれたストレインゲージにより測定された。先端支持力のうち、先端の閉塞効果による影響を調べるために、同時に施工された場所打ぐいとの比較検討がされた。周面支持力は、コンクリートの弾性係数を検討して求めた。

なお、本調査は建設省技術研究補助金の対象となり、ポール・パイル協会が土木学会へ委託している「大口径P Cぐいの設計、施工示方書」を作成するために行なわれた一連の試験について実施したものである。

2. 概要

各種施工法により施工されたぐいの耐力についての比較試験を行ない、信頼度の高い施工法および支持力推定法を見いだすため、千葉市検見川町地内国道14号線中央分離帯内に、実物大の大口径P Cぐい7本、場所打ぐい1本を設置し、各々のぐいについて施工時および載荷試験時に測定を行なった。現場の土質は図-1の柱状図に示され、図-6のような均一な砂地盤である。なお試験ぐいの諸元、配置は図-2に示した。

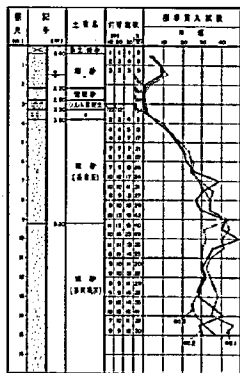


図-1 地質柱状図

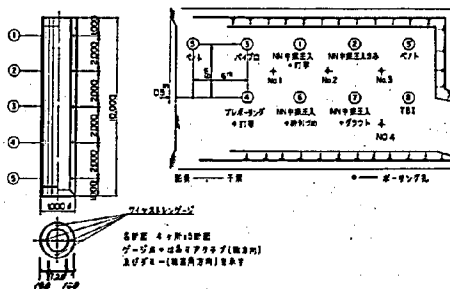


図-2 試験ぐいの詳細および配置

3. 施工試験方法および調査結果

試験ぐいは図-2のように配置し、施工期日および調査項目は表-1に、施工状況を図-3に誌括してあらわした。

表-1 調査項目表

番号	施工名称	くい図面	施工期日	測定項目	備考
1	中掘圧入+打撃	図-2	10月16日	施工記録、振動、騒音、打撃応力	
2	中掘圧入のみ	図-2	10月16日	"	
3	パイプロ	図-2	10月8日	" 振動、騒音	
4	プレローリング+打撃	図-2	10月15~16日	" 振動、騒音、打撃応力	鋼管シユ-
5	ベント		11月6日	"	
6	中掘圧入+砂利づめ	図-2	10月19日	"	
7	中掘圧入+グラウト	図-2	10月19~22日	"	
8	インパクト	図-2	11月17日	"	
5	ベント		10月12日	振動、騒音	鉄筋片上り 失

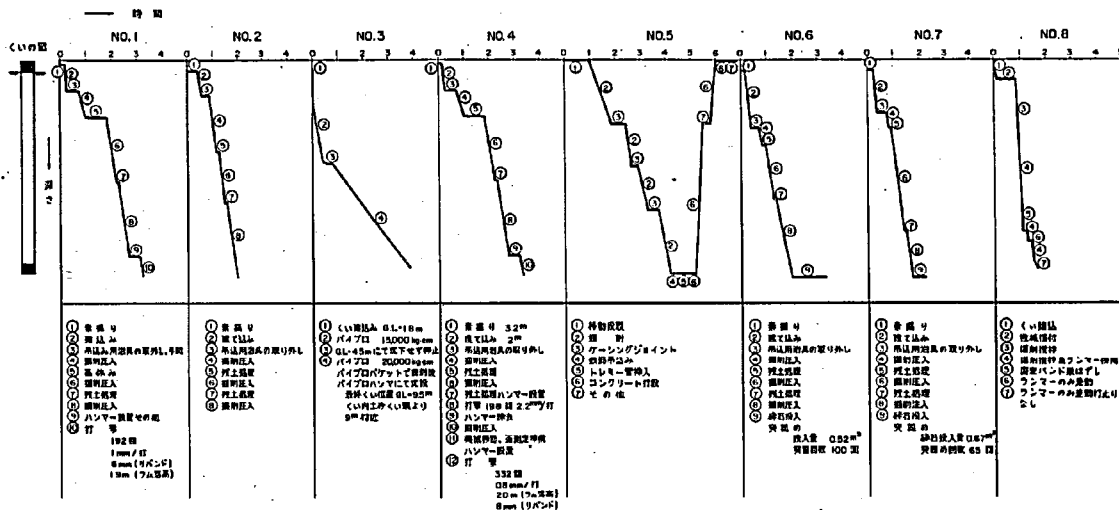
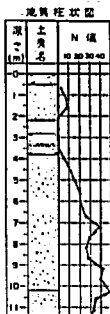


図-3 大径PCくい施工状況総括

4. 載荷試験方法および試験結果

4-1 試験方法

本試験は、荷重制御・急速多サイクル方式を取り、標準の荷重段階・荷重制御時間および測定時間等は図-4によった。なお、この試験は約30 cmの沈下量となるまで行ない、測定した事項は次のものである。

- くい頭荷重の測定
- くい頭沈下量の測定
- くい中空部内の土の挙動測定
- PSアンカー引抜き量の測定
- 載荷くい周辺地盤の浮沈測定
- くい体応力の測定

4-2 試験装置及びくい配置

本鉛直載荷試験の装置は図-5に示すように、各載荷くい周辺に8本のPSアンカー(120¹本)をとりつけ、これらを反力にした反力式の載荷試験である。

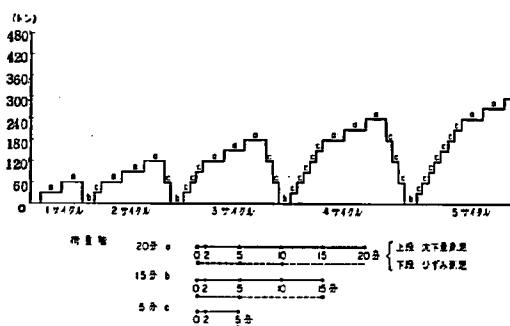


図-4 載荷試験載荷方法

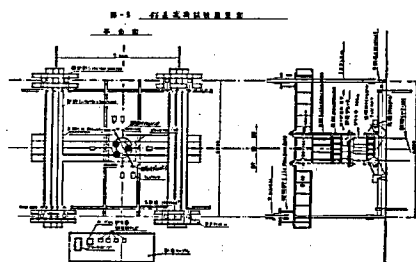


図-5 鉛直載荷試験装置

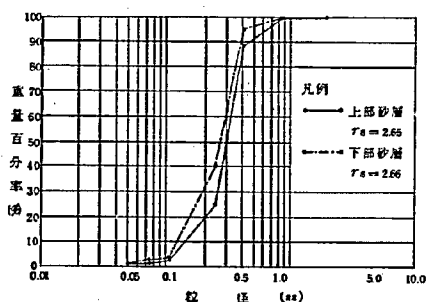


図-6 粒度分布図

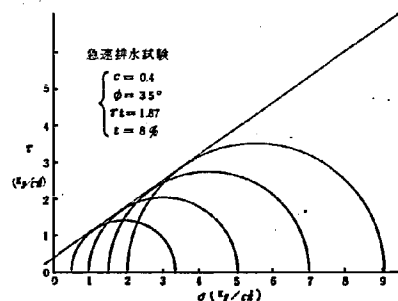


図-7 三軸圧縮試験結果

4-3 試験結果

前述した試験方法で行なった結果を総括し、一覧に表わしたのが表-2であり、グラフ化したものは以下のとおりである。

1) 荷重～沈下曲線 (R₀～S₀ 曲線) : 図-8～9

試験ぐいで、施工工程において打撃したタイ (A1、A3、A4、A8) を図-8に、非打撃タイ (A2、A5、A6、A7) を図-9に示した。なお両者を比較するため図-8にはA2のデータ、そしてA3タイはボーリングをおこしたため打撃した効果が見られないために図-9にも挿入した。

2) 荷重～ひずみ曲線 : 図-11

試験ぐい体に貼り付けられたストレインゲージのひずみによって、ぐい体の応力分布をあらわしたものであり、一例としてA5ぐい (ベントぐい) を載せる。

3) 先端荷重～沈下曲線 : 図-10

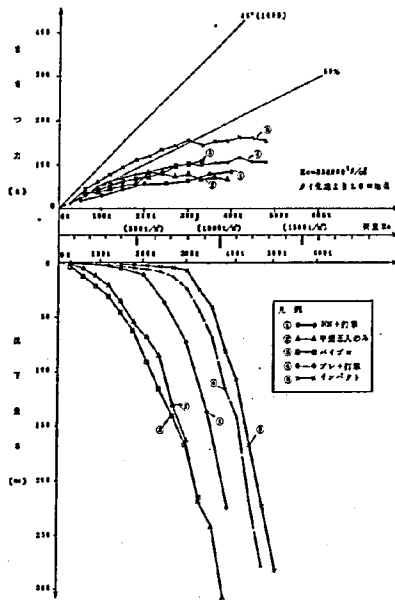
ぐいのヤング係数 $E_c = 350,000 \frac{kg}{cm^2}$ (ベントでは $E_c = 210,000 \frac{kg}{cm^2}$) で算出した、ぐい先端より1m地点の応力 (ベントでは3m地点) を先端支持力としてあらわした。ベントにおいて先端より3m地点としたのは、図-11でわかるように先端1mの地点のひずみが非常に大きく、ぐいの断面欠損または品質の低下等が考えられるためである。

4) 荷重～周面摩擦力曲線 (R₀～R_f 曲線) : 図-8～9

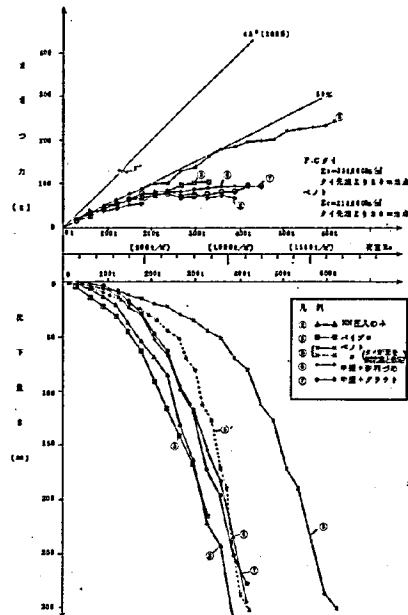
ぐい頭荷重と先端荷重 (PCぐいでは1mの地点、ベントでは3mの地点) の差が周面摩擦力で、荷重～沈下曲線の上方にあらわした。

表-2 載荷試験結果

	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8	備 考
施行方法	中端圧入 +打撃	中端圧入のみ	パイプ =	プレボーリング +打撃	ベント	中端圧入 +砂利づめ	中端圧入 +グラウト	インパクト	
施行月日	845年 10月16日	845年 10月16日	845年 10月8日	845年 10月15日 ～16日	845年 11月6日	845年 10月19日	845年 10月19日 10月22日	845年 11月17日	
載荷試験月日	845年 11月27日	845年 11月2日 ～3日	845年 12月8日	845年 12月15日	845年 12月22日 ～23日	846年 1月8日 ～9日	846年 1月14日 ～15日	846年 1月20日 ～21日	
最大荷重	410t	390t	330t	485t	620t	435t	450t	500t	A1は50t/20m A2～A8は30t/20m の荷重段階を標準とする。
最大荷重 時沈下量	293mm 225mm(400t)	310mm	217mm	293mm	302mm	294mm	346mm	284mm	
降伏 荷重	$\frac{\log R_0}{\log S_0}$ 160t	100t		230t	300t	60t	80t	250t	V ₀ は取付後5～10分の間 の平均沈下速度
先端降伏荷重	144t (200t)	54t (90t)	71t (180t)	158t (240t)	163t (300t)	38t (90t)	45t (90t)	143t (300t)	()内は先端応力時にかけ るぐい頭荷重
降伏荷重 時沈下量	(150t) 5.7mm	(120t) 2.1mm	(120t) 3.2mm	(240t) 9.0mm	(300t) 3.45mm	(90t) 5.8mm	(90t) 4.6mm	(300t) 7.4mm	
備 考	先端土沈下量 定用 ロッド長9.5m	ロッド長 10.5m 変長のため一時 停止	ロッド長9.0m	ロッド長9.5m	初期沈下多し	ロッド長6m	ロッド長3.5m	ロッド長 10.5m	



(図-8) 打撃ぐい ($R_0 \sim S_0, R_0 \sim R_f$)



(図-9) 非打撃ぐい ($R_0 \sim S_0, R_0 \sim R_f$)

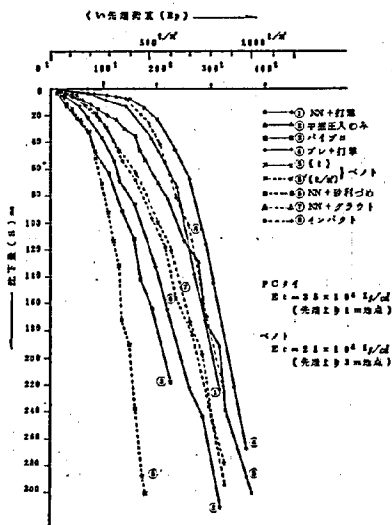


図-10 先端荷重～沈下曲線

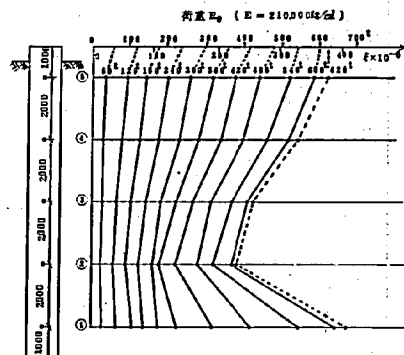


図-11 ベントグイ体内応力分布

表 - 3 静力学的支持力の算定

	式	先端閉塞			先端無閉塞			備 考
		先端 支持力	周面 まきつ力	極限 支持力	先端 支持力	周面 まきつ力	極限 支持力	
Terzaghi	$R_u = qd A \pi i U \lambda f s$ $qd = 1.3c N_c + 0.5 \gamma z_1 N_1 + z_2 D \gamma N_0$	261 ^t	134 ^t	395 ^t	126 ^t	134 ^t	260 ^t	上部砂層 (N=8 $\ell=25m$) 中間粘土層 (N=0 $\ell=1.0m$) 下部砂層 (N=30 $\ell=6.5m$)
Meyerhof	$R_u = 1.0 N A p \cdot \frac{1}{5} N_s A s + \frac{1}{2} N_c A c$	1036	135	1171	499	135	634	先端 N 値 = 33 $\rightarrow \phi = 37^\circ$ C=0 $\gamma=72=0.8$ (水中重量)
Dorr	$R_u = A p \lambda f s p t + \frac{U f \lambda f^2 (1 + \tan \phi)}{2} + L U C$	101	112	213	49	112	161	

表 - 4 動力的支持力の算定

	式	条 件	打 撃				非 打 撃			注 意
			打撃 NN打撃	打撃 プレ打撃	打撃 インパクト	打撃 パイプロ	打撃 パイプロ	打撃 パイプロ	打撃 パイプロ	
Hiley	$R_u = \frac{e_f W_H (1 - \frac{W_p}{W_H W_p} (1 - e^2))}{S + \frac{1}{2} C}$	$e_f = 0.7$ $\delta = 0.25$ $W_H = 4.0t$ $W_p = 10t$ $H = 200\pi$	462 ^t (154)	386 ^t (129)	打止めが とれず	$R_u = \frac{0.102 (R P_o)}{V}$ $= 192t$	打撃 パイプロ	打撃 パイプロ	打撃 パイプロ	不明
Delmas	$R_u = \frac{X}{S + C} \cdot \frac{W_H + e_f W_p}{W_H W_p}$	$\delta = 0.10$ $\delta = 0.60$	(756)	(601)	不明					
建築学会	$R_u = \frac{2 W_H}{5 S + 0.1}$	$\delta = 0.08$ $\delta = 0.80$	(152)	(154)						

() は許容支持力であり、Hiley においては安全率 3 を使用。

表 - 5 先端支持力度の比較

試 験 番 号	試 験 方 法	試 験 方 法	試 験 方 法	試 験 方 法	試 験 方 法	試 験 方 法	試 験 方 法	試 験 方 法	
	NN 打撃	中間圧入	パイプロ	プレボーリング 打撃	ベノト	NN砂利づめ	NNグラウト	インパクト	
降伏初期の荷重	くい頭荷重(t)	200 ^t	120 ^t	120 ^t	300 ^t	360 ^t	180 ^t	180 ^t	300 ^t
	沈下量(mm)	12 ^{mm}	21 ^{mm}	32 ^{mm}	22 ^{mm}	52 ^{mm}	29 ^{mm}	29 ^{mm}	7 ^{mm}
	先端歪($\times 10^{-4}$)	109	54	52	151	※(109)137	80	78	108
最終荷重	支持力度(t/m^2) (支持力 t)	382 (144)	189 (71)	182 (69)	529 (200)	※(229)288 ※(180)226	280 (106)	273 (103)	378 (143)
	くい頭荷重(t)	410 ^t	390 ^t	330 ^t	480 ^t	620 ^t	420 ^t	450 ^t	480 ^t
	沈下量(mm)	293 ^{mm}	225 ^{mm}	310 ^{mm}	217 ^{mm}	293 ^{mm}	302 ^{mm}	294 ^{mm}	346 ^{mm}
荷重	先端歪($\times 10^{-4}$)	239	243	170	283	※(230) 408	246	268	247
	支持力度(t/m^2) (支持力 t)	836 (316)	851 (322)	595 (225)	991 (375)	※(483)857 ※(379)(673)	861 (326)	938 (355)	865 (327)
	備考								
	P C 打撃 ベノト	E c = 350.000 $\gamma_p / c d$ E c = 210.000 $\gamma_p / c d$		Ac = 3782 $c d$ Ac = 7854 $c d$		くい先端より 1 m の位置 くい先端より 1 m の位置 (※は 3 m)			

表 - 6 くい頭沈下量がくい径の $\frac{2}{100}$ のときの先端支持力度

試 験 番 号	試 験 方 法	試 験 方 法	試 験 方 法	試 験 方 法	試 験 方 法	試 験 方 法	試 験 方 法	試 験 方 法
	試 験 方 法	試 験 方 法	試 験 方 法	試 験 方 法	試 験 方 法	試 験 方 法	試 験 方 法	試 験 方 法
くい頭荷重	(250) t	200 ^t	90 ^t	300 ^t	210 ^t	150 ^t	150 ^t	(300) t
沈下量	(37) mm	12 ^{mm}	21 ^{mm}	22 ^{mm}	20 ^{mm}	23 ^{mm}	18 ^{mm}	(7) mm
先端歪 ($\times 10^{-4}$)	109	54	35	151	※(66)70	63	65	139
支持力度 (t/m ²) (支持力 t)	382 (144)	189 (71)	123 (46)	529 (200)	※(139)147 ※(109)(115)	221 (83)	228 (86)	487 (184)

5. 考察

ここで大口径 PC ぐいの施工方法と支持力の関係を考察する前に、本試験についての前提を述べておく必要がある。

本試験の目的は、各種施工法により施工されたタイの耐力について比較試験を行ない、信頼度の高い施工法および支持力推定法を見いだすことにあり、各種施工法の良否を問うものではない。そのため、必ずしも個々の施工法の最適の方法がとられた訳ではなく、全体を強いて同一条件とし、施工方法と支持力の因果関係を明らかにするように施工された。

次に地盤条件であるが、本試験地の支持層は北総地帯に広く分布する成田層と呼ばれる均等な細砂層である。(図-6)、また、同地点は海岸に近く地下水位が地表下 1.2 m にあるので施工にあたり、くい周面およびくい先端付近の砂をゆるめる可能性の高いところである。現実に施工後の調査の結果、慎重な施工にもかかわらず、 $\phi 8$ ぐいを除いて各くい周辺の地盤にゆるみが生じていることが判明している。なお東京湾の干満の影響は 1~2 cm 程度で無視できる。

5-1 施工法に関する考察

大口径 PC ぐいの特徴としてくい体が既成品で品質・寸法規格が保証されること、周辺環境をあまり乱さず、図-2 にみられるような大断面のくいを急速施工できることなどがあげられる。

ここで行なわれた施工法をそういう方面から検討してみることとする。施工方法は大きく分けて、準備作業(段取から建て込みまで)、貫入作業、打ち止め、先端処理作業になる。準備作業はどの施工法にとっても施工の良否を決定する重要な作業であると同時に大きな作業時間を要している。作業時間の短縮、施工精度の向上をはかるために、準備作業の合理化は今後の工法の改良のための一つの課題である。

10 m 当りの貫入作業は、いずれも 1~2 時間以内でできることがわかる(図-3)。 $\phi 3$ ぐいの④の課程には地中の木材に遭遇したこと、地元民との協議、昼食などが介在したため長くなっているが実際時間は 118 分である。なお、貫入作業中の騒音および振動の 30 m 地点の最大値は騒音レベル 85 ホン、上下振動速度 $2 \frac{m}{sec}$ 、水平振動速度 $4 \frac{m}{sec}$ 以内であった。貫入作業に振動を加えるものは振動速度が大きいことと影響が速くまで及ぶことが注目された。

打ち止め時の上記の最大値は従来の打撃工法とあまり変わらないので今後の改善が望まれる。この工法の採用は建設工事の雑音、振動の受忍範囲との関連で決められよう。他の工法の先端処理時には騒音、振動の測定は行なわれなかったが、現場での体感ではいずれも貫入作業と変わらないものと考えられる。

全施工期間をとおして、どのくい体にも損傷、異常は見られず、打撃時の最大歪も 400×10^{-5} 以内であるので、くい体にとっていずれの施工方法も適当であったものと思われる。

以上より、大口径 PC ぐいの持つ特徴は、施工法を慎重に行なうことによって発揮されることがわかった。

5-2 施工方法と支持力の関係

くいの支持力は周面支持力と先端支持力にわけることができる。施工方法はどのようにしてこれらの支持力を得るかというためにある。大口径 PC ぐいの場合、先端が刃先を形成して開口になっていること、周面がなめらかなコンクリート面であることに特徴がある。

図-8、図-9、表-2 などから各ぐいの降伏支持力を見ることができる。地盤が細砂層であるため明確な極限支持力を得ることができない。図-8～9の初期の荷重～沈下曲線には各施工法の特徴が反映している。すなわち、先端処理の方法によって次のように大別することができる。

A. 沈設したクイ体に力を作用させて処理したもの

- ㍲1 圧入+打撃
- ㍲3 掘削+パイプロ
- ㍲4 プレボーリング+打撃
- ㍲8 +インパクト

B. 沈設したクイ体をそのままにして別途の先端処理をしたもの

- ㍲2 圧入のみ
- ㍲5 ベノト
- ㍲6 圧入+砂利づめ
- ㍲7 圧入+グラウト

Aのグループのものは比較的明確な降伏点が見られ、先端処理の効果が明らかである。㍲3ぐいは孔底にボーリング現象が生じたために明確な降伏点がない。Bグループはいずれも明確な降伏点を示さないの降伏点を決めたい。図-9における㍲5の荷重～沈下量曲線は㍲5ぐい(ベノト)の先端支持力を低減したものである。

これらの荷重～沈下量曲線から設計支持力を決めるのに3つの条件が考えられる。1つは降伏または極限支持力に対する安全率、もう1つは許容沈下量、最後は沈下特性すなわち急激な沈下や不等沈下の可能性である。一般に、荷重が変動した場合の破壊(降伏)に対する安全性を確かめておかねばならない。また、許容沈下量に対応する荷重には安全率はない。不測の荷重、急激な荷重、長期荷重に対する荷重と沈下量の関係を検討しておく必要がある。そういう意味でこれらの荷重～沈下量曲線を見るとAグループの方が、Bグループより荷重に対する沈下量の小さい領域が長い点で支持力においてすぐれていると言える。荷重と沈下量が大きくなった場合の沈下特性はいずれも同じ状態となり、深層地盤軟弱荷試験のようにになっている。なお、㍲5(ベノト)ぐいのみ特異の動きをしているように見えるが、先端面積をP㍲ぐいと同一にすると同じ傾向をもってくる。

これらの支持力を周面と先端支持力に分離したものが図-8、図-9の上図である。これによると載荷々重100tぐらいまでは周面支持力が支持力の約50%であるが、それ以上の荷重に対しては㍲5、㍲8ぐいを除いて先端支持力が卓越している。その原因の最大は施工中に周面地盤をゆるめてしまったことがあげられる。㍲5ぐいも多少ゆるめているが他のものと比較するとその程度が小さい。㍲8ぐいはほとんどゆるめていないので摩擦に対する特性がよかったものと考えられる。ゆるめてしまったものの中でも打撃や振動などを加えたものは、加えなかったものに比べて摩擦の回復が大きいことがわかる。先端支持力は図-8～10からわかるように、Aグループの方が、Bグループより優れた支持力特性を有している。それでも先端荷重が200tを越えるといずれも同じ荷重沈下性状を示している。これらより、先端支持力も何らかの方法でクイ体に力を加えて先端処理したのがよいといえる。

載荷試験から見られた支持力と静力学的、動力学的支持力を比較してみる。静力学的支持力は表-3から見るとおりかなり大きなばらつきがある。極限支持力と降伏支持力とを比較すると Terzaghi や Dörr が近い値を与えているが、これをさらに極限先端支持力と降伏先端支持力とを比較すると異なった値となる。一般には周面支持力の極限が必ずしもクイ頭の極限または降伏支持力と一致しないが、設計支持力の考え方に立ってクイ頭支持力と周面支持力の降伏点を比較するといずれの例も、ほぼ一致している。また、動力学的支持力はさらに大きなばらつきを有するが、ここでは建築学会の式が比較的近い値を与えている。以上は、施工中地盤を少しゆるめた影響があるので、これをもって各式の適否を論じることとはできない。建築学会の式は、ハンマーの落下高を制限した場合に支持力を出させるためにハンマーの重量を大きくしなければならないので適用性が高いように思われる。それでも、 N_1 ぐいと N_4 ぐいの支持力の差はハンマーの打撃回数差によって生じたものであるが、この式ではそれを反映することができない。

くい体のひずみゲージから先端支持力度を算出し、施工法にしたがって整理すると表-5のようになる。これは、先端支持力度が降伏してクイ先端と地盤のなじみがよくなった時点での地盤反力度、すなわち先端支持力度を比較したものである。これを見ると打撃、振動を加えたものの反力度が大きく、先端処理してあるものは N_5 (ベント) ぐいとあまりかわらない。圧入のみの N_2 、および孔底でボーリングを生じた N_2 、 N_3 ぐいは著しく小さい値である。次に載荷試験終了時、すなわち最大荷重時の先端支持力度は表-5の下表のとおりである。30 cm の沈下量のためか施工法の影響が薄くなり、 N_4 ぐい以外には近い値を与えている。 N_4 ぐいは 332 回の打撃の影響は、かなり下方地盤まで及んでいることがわかる。 N_7 ぐいが少し大きな値を与えているのは先端がグラウトにより多少閉塞されて、底版の反力がくい体に伝達されたためかと推定される。 N_3 ぐいの値の小さいのは大きな反力をとりきれなかったためである。

設計上、問題となる変形量を 2 cm とすると(この場合は降伏点前後の荷重に相当する)その時の先端支持力度は表-6のとおりである。この段階では載荷々重の多くが周面支持力により、先端への伝わり方がまだ少ない。

以上から先端閉塞の可能性について推定してみると次のようになる。 N_1 、 N_4 、 N_8 ぐいは先端地盤の強化により大きな支持力がある。しかし、 N_6 、 N_7 ぐいはくいの中空部につめものを施すことにより先端支持力が増大しているが、沈下量・その他の観点から実用上まだ改善する余地がある。 N_2 、 N_3 ぐいはほとんど先端閉塞効果がなく、肉厚部の先端支持力度も十分に発揮されていない。今後は先端地盤の強化と、くい先端の閉塞効果を大にする設計、施工法が重要な問題といえよう。

6. 結論

施工に関するものとして次のことが結論される。

- (1) 周辺環境、くい体を損なわず急速施工が可能である。
- (2) 準備作業を確実にする必要がある。
- (3) 打止め作業に伴う騒音・振動を緩和する対策が望まれる。
- (4) 地下障害物に遭遇した場合の処理方法についての配慮がいる。

支持力に関するものとして次のことが結論される。

- (1) 周面、先端支持力共、打止めによる先端処理が他の方法によるよりすぐれている。
- (2) 打止めによる先端処理したものは荷重沈下量の関係、沈下特性の点でもすぐれている。
- (3) 沈下量が大きくなると沈下特性に差が少なくなる。
- (4) 静力学的、動力学的支持力算定式とのよい対応を示すものはない。
- (5) 先端閉塞効果を期待できるのは現段階では打止めによるものしかない。
- (6) くい中空部に積め物を十分に行なえば、肉厚部の先端支持力が増大しているのでその実用上の研究が望まれる。
- (7) ベノトの支持力は小さい変形の範囲では周面支持力による分が大きい。
- (8) 打止めにより先端処理したものは施工を慎重にすれば周面支持力についてもベノトぐいに匹敵するものが得られる。

7. 今後の課題

今後の課題として次のことがあげられる。

- (1) 準備作業の合理化をはかる。
- (2) 先端閉塞の方法を開発する。
- (3) 地盤の強化の効果を計算にのせる。

さらに非常に難しいことであるが、大口径 PC ぐいも含め、くいの問題として次のものがある。

- (1) 支持力の算定方法を静力学的にも動力学的にも確立する。
- (2) 打撃時の応力とクイ体の破壊の関係を究明する。

8. あとがき

本報告は昭和 45 年度から継続されている調査の一部に関するもので、その後行なわれた数項目の調査との間の関連は、もっか解析中であるので、別の機会に発表するつもりである。

なお、本調査にあたっては、元基礎研究室・北見英一技官の多大な甚力のあったことを記する。

4. 飽和度による土工管理に関する調査

土質研究室 片 桐 真 次

1. まえがき

土構造物の施工管理の目的は、第1に仕様合致したものを造ること。第2は施工中に問題が生じた場合、即座に対策を見だし、施工法の改善に役立せるためと、第3に施工後の品質の良否を判定する資料を得るために行なうものである。盛土の設計にあたっては、必ず締固めの程度、含水比、施工層厚など締固めに関する規準を定めておく必要がある。この締固めの規定にはつぎに述べる多くの方式がある。(1) 乾燥密度で規定する方式、(2) 飽和度または空気間ゲキ率で規定する方式、

(3) 強度特性で規定する方式、(4) 締固め機種、締固め回数で規定する方式、

(5) 簡単な施工法によって規定する方式

これらの規定の選び方は、それぞれ得失があり、土質、ならびに荷重によって、また、土構造物の重要性などによっても適当な方式を選ぶ必要がある。そして、これらは特記仕様書に定めることにより現場の状況に応じて進められていくのが通例となっている。

本報文は、41年度に施工した東北地建三陸国道工事々務所管内の「桑畑道路改良工事」と42年度継続施工の「有家道路改良工事」において、高含水粘性土を盛土材料とした飽和度による施工管理実例をあげ、予備試験と施工後の調査をもとに飽和度管理の実態と問題点を検討してみたものである。

2. 予備試験

表-1 工事の概要

工 事 名	延長 (m)	幅 (m)	盛土量 (m^3)	切土量 (m^3)	捨土 (m^3)	補給土 (m^3)	最高盛土高 (m)
41年度桑畑道路改良	3,250	0.5-6.5-0.5	166,400	199,400	27,000	マダフィルタ 32,300	13.0
42年度有家	1,880	0.5-6.5-0.5	52,710	52,710	81,200	0	8.0

調査位置は、三陸沿岸を縦貫する一般国道45号線の久慈市と八戸市の中間である。工事の概要は表-1に示す。

工事区間一帯の地質は、第四紀沖積層および洪積層と古第三紀野田層群と花崗岩が広く分布している。すなわち、地表面を被って分布する火山灰質ロームは高位沖積層でこの下に花崗岩の風化したマサ層が認められる。

2-1 室内試験

盛土材料の土質試験結果は表-2に示すとおりである。地山の含水比が70~80%あるシルト質粘土ローム(統一分統ではMH)で圧縮性の高い土質である。突固め特性曲線は図-1に示すが、最大乾燥密度は 1.105 g/cm^3 、最適含水比46%である。含水比の変化による強度はコーン試験と一面せん断試験

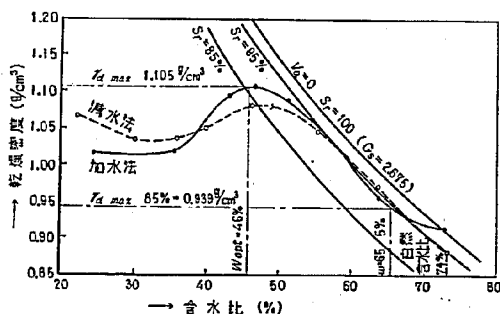


図-1 突固め曲線 (JIS A 1210 3層25回)

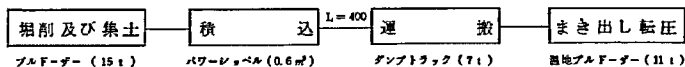
密度は 1.105 g/cm^3 、最適含水比46%である。含水比の変化による強度はコーン試験と一面せん断試験

験によって行なった。結果はこれ返した試料と乱さない試料では、強度は著しく異なる。せん断強さは最適含水比付近で最大となり自然含水比 74 % では $C=0.5 \frac{kg}{cm^2}$ 、 $\phi=24$ 度である。

2-2 試験転圧

施工機械の転圧回数による締固め度、強度特性を調査試験し、本工事の土工計画、施工管理の方法等を検討する資料を得るために行なったものである。試験盛土の規模

は長さ 12 m、幅 6 m、土量約 100 m^3 で切土から盛土までの工程は次のとおりで行なった。まきだし厚さは 50 cm である。



転圧は湿地ブルドーザー (接地圧 $0.28 \frac{kg}{cm^2}$)、転圧回数は 12 回までとした。各調査試験の測定および試料採取は転圧回数 3、5、8、12 回のとき実施した。盛土材料の平均含水比は 74 % 程度であった。各転圧回数と諸試験値は図-2 に示す。試験の結果から次の事項が判明した。

1) トラフィカビリティ

転圧回数を増加してもコーン指数は急速に低下しないがやや弱くなる傾向にある。8 回転圧でコーン指数は 4 程度である。湿地ブルドーザーによる運行性は良好でキャタピラのめり込みは小さい。乾燥密度 (ρ_d)、一軸圧縮強度 (q_u) は転圧回数 8 回で最大となり、これ以上締固めるとオーバーコンパクションが起ることが判明した。締固め度は密度において標準の最大乾燥密度の 77 % しかない。飽和度 (S_r) は 91 %、空気間ゲキ率 (V_a) は 6 % 程度で規定の領域内に入り転圧による変化は小さい。

2) のり面の安定

試験転圧の一面せん断強度 (C, ϕ) と室内試験結果を比較すると図-3 のような図となる。室内試験は含水比を変えて行なったもので斜めに長く分布し、試験転圧の値は含水比一定で転圧回数の異なる条件で行なったもので $F_i=1.8$ の線にそって分布している。室内試験で得た自然含水比のときの C 、

表-2 土の特性値

試験項目	特性値	地山の状態	
		試験項目	値
土質名称	三角原土壌 統一分類法	シルト質粘土ローム MH	湿潤密度 ρ_t 1.47~1.58 $\frac{kg}{cm^3}$
			乾燥度 ρ_d 0.867~0.908 $\frac{kg}{cm^3}$
コンソリデーション試験	LL (%)	74	飽和度 S_r 89~99 %
	PL (%)	42	コーン指数 q_c 2~6、平均 4.8
	PI	32	粘着力 C 0.28 $\frac{kg}{cm^2}$
JIS A 1210 規定値	最大乾燥密度 (ρ_d)	1.105	摩擦角 ϕ 33°~45°
	最適含水比 (%)	45	1 軸圧縮 q_u 0.54 $\frac{kg}{cm^2}$
比 重	2.675	圧縮指数 C_c 0.25	先行荷重 P_0 0.31 $\frac{kg}{cm^2}$
	自然含水比 (%)	75 (70~88)	

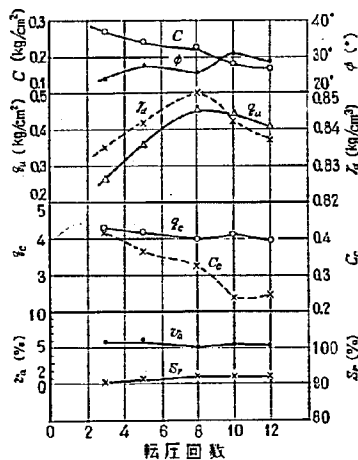


図-2 転圧回数と諸強度特性値

を用いて安定計算すると $F_s = 1.2$ である。

3) フィルター設置に関する試験

高含水粘性土の施工状況からみると、降雨による盛土材料の含水比増加、それにとまうフィカビリティの低下、間ゲキ水圧の上昇による盛土の安定性低下あるいは浸出水による法面の崩壊等一連の降雨の影響が懸念される。これらの対策として種々の材料の選定、工法が考えられるが付近にマサが採取されることから経済性からマサを用いることにした。フィルターの厚さを決める試験は施工中に予想される高い含水

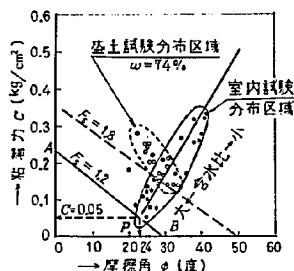


図-3 室内と現場の c, ϕ 比較座標図

比 80~95% 程度の盛土材料を用い湿地ブルドーザー (11t) で転圧した。このときのコンソ指数は 3 以下で空のダンプトラック (7t)、スクレーパー (6m) はいずれも通過不能で湿地ブル (11t) のみ 3~4 回まで可能であるが作業は全々出来ない。湿地ブルドーザー以外の施工機械が走行可能にするためのフィルターの厚さは最小 50 cm あればキャタピラ類の走行には支障ない。

土を積載したダンプトラック、スクレーパーは同一輪だちの通過は 3 回で不可能であり、厚さ 70 cm にしなければタイヤ類の車両は通過可能にならなかった。以上の結果からマサの厚さを 70 cm、間隔は 1.3 m と決めた。フィルターの端末処理は法面に Y 型状の盲暗きを施工することにした。

4) 飽和度を採用した理由

締固め度を管理するのに飽和度で規定する方式を採用した理由は、室内試験と試験転圧の結果から次のとおりである。

- ① 最大乾燥密度 1.105 g/cm^3 の 85% 以上の密度を得るために必要な湿側側の含水比は 65.5% であり自然含水比はこれより高い 75% 以上であるので盛土材料を乾燥して所要の含水比まで低下させることは工事の規模から困難であるため密度で管理するのは適当でない。
- ② 同質の材料であるが自然含水比の高低によって標準となる最大乾燥密度が一定でない。
- ③ 一定の締固めエネルギーで締固めを規定すると高い含水比の場合オーバーコンパクションを生じやすくなり強度が低下し盛土が不安定になる。

5) 仕様

締固め度は、飽和度 $S_r = 85 \sim 95$ % の範囲とし試験および測定は 1 日 2 回午前と午後に行ない各々 3 個の平均値をもってあらわすことにした。

まき出し厚さは 50 cm、転圧は 8 回とした。

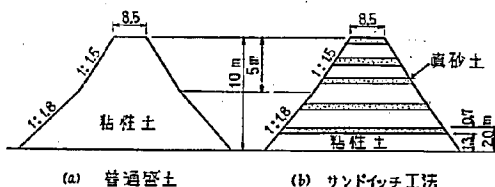


図-4 盛土断面図

3 施工管理

3-1 管理試験

管理試験は盛土が仕様によって行なわれているか確かめるために次のような試験を実施した。

- ① 材料の管理 (土の判定、物理試験)、② 施工条件の管理 (含水比の測定)、③ 施工品質の管

理（持固め度、支持力の測定）などである。

3-2 施工管理の結果と考察

盛土の形状は図-4のように施工した。データは41年度施工のA工区(b図)と42年度継続して施工したB工区(a図)の二工事についてまとめた。A、B工区の施工工程は「ブルドーザー掘削→運搬→湿地ブル転圧」又は

「パワーショベル掘削積込→ダンプ運搬→湿地ブル転圧」で他に平坦地部にスクレーパー、スクレープドーザーをも使用した。

1) 飽和度の分布

データは41年度施工分を9月以前と後半に分け、42年度施工分は1年間をとおしてまとめ図-5に示した。管理分布状態は同質の材料を用いているのに各々の施工年度、工法、気象条件によって形も変る。Case

1は9月以前の好天候にめぐ

まれて施工したのと地表部分の比較的含水比の低い材料を盛土したので分布の状態は飽和度91多付近を中心に対象的な管理上のぞましい形である。

規定範囲85多～95多より外れるものは20多（ハッチ部分）程度でこの内上限値から外れるものが大部分である。Case-2は、施工時期が台風、異状降雨の影響で材料の含水比が92多もあり分布は上限側へ片寄っており規定より外れるものが60多発生し管理上のぞましくない形である。Case-3は、施工年度がちがひ、データも一括してまとめているので季節による特長は現われていない。分布は台形で上限側にいくぶん片寄っている。規定より外れる部分は40多程度である。

全体として規定外のは上限側に片寄って発生する傾向にある。不合格率と含水比の関係を調べると図-6のように材料の含水比が高くなるにしたがって増加する。分布のパラッキも大きくなる。

飽和度管理の結果では

規定範囲の85～95多におけめることは不可能である。規定にこだわると不合格の材料を使用しないとなると捨土量が大きくなり不経済になることからある程度施工が進捗した段階でF-R管理図を

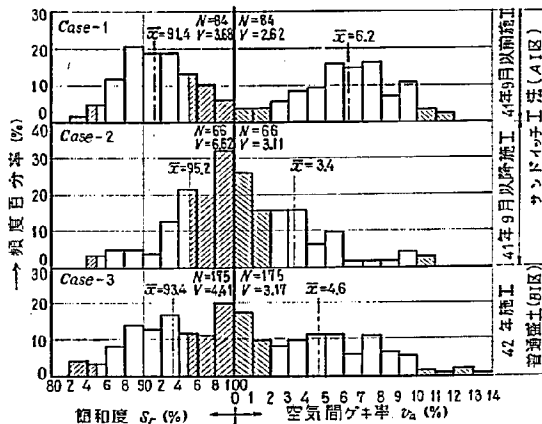


図-5 飽和度と空気間ゲキ率ヒストグラム

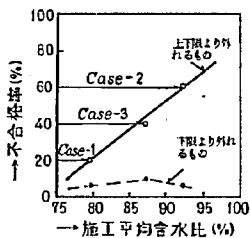


図-6 不合格率と施工平均含水比

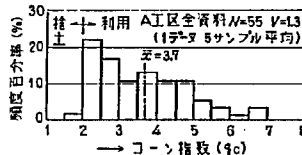


図-7 コーン指数ヒストグラム

作成し規格外れの率と点の並びを見て上限値からはずれた観点の含水比とトラフィカビリティを調べた結果、含水比 100 多程度以下でコーン指数 2 以上確保でき盛土の安定性から支障が少ないことから使用することにしたが含水比の高い土は極力用いないようにした。しかしながらどのような材料でも規定外のものが入っても良いかとなると問題であるので注意しなければならない。下限値から外れるものは転圧不足と思われるので

再転圧し規定内に入るよう努力した。下限値から外れる率は図-6 の点線で示すような値で上限値からみれば少ない。

2) 乾燥密度と含水比

各ケースごとに図-8 に示した。これによると盛土材料は、含水比 100 多以上のものは使用していないことがわかる。乾燥密度は標準値に対して各ケースとも 73、65、70 多程度にしか

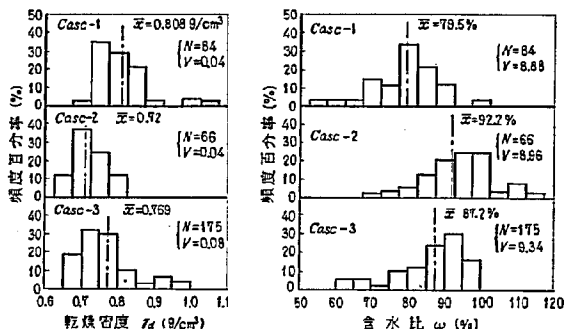


図-8 乾燥密度と含水比

3) 施工一年後の飽和度

A 工区 (マサフィルター設置ヶ所) の代表的地点を一年後にボーリングを行ない飽和度の状態を調べてみた。飽和度は施工時より 2~3 多低くなっていた。空気間ゲキ率も 1~4 多増加していた。

これらはマサフィルターによって施工中の間ゲキ水圧を低下させ、圧縮沈下を促進させた効果によるものと思われる。なお含水比は 75 多から 67 多に低下していた。

4) 沈下量

計算は瞬間的に 10 m 盛土したと仮定し、試験転圧時の値 ($C_c=0.3$ 、 $e_0=2.12$ 、 $C_u=2.8 \times 10^{-3}$ $\frac{cm}{g}$) を用いて行なった。粘性土のみで盛土を行なった場合 33 cm、フィルターを入れた場合は 20.6 cm である。盛土完了 1 年後のフィルターを入れた所 (盛土高 13 m) の沈下量は 26 cm であった。しかし沈下量の測定は沈下板を設置したものでなく簡単な杭を路体に埋設したものを計ったもので、作業するダンプ等の荷重等を受けてやや大きな値になっていると思われる。

4. 結論と問題点

1) 飽和度の管理分布状態は土質にもよるが施工をかなりていねいに行なっても規定範囲から外れるものが 20 多も発生する。上限値から外れるものが大部分で管理限界にこだわると捨土量が多くなり不経済になるから含水比、強度特性試験も併用して随時チェックしながら管理しなければならない。

2) 飽和度管理は点の管理であるから不良ヶ所の発見が遅れがちで施工が先行する場合があるから面の管理 (ブルーフローリング等) にすると能率よく管理できると思われる。

3) 使用する盛土材料の含水比によって飽和度の規定範囲から外れる率が大体予想出来るので土取場の含水比測定頻度を多くすることによって不良土の使用を防ぐことが出来る。

4) 飽和度管理で注意しなければならないのは、同じ飽和度でも締固めたときの含水比の高低によって強度が異なる。

5) フィルターの厚さ、間隔は今回施工機械の運行性を重視して決めたが別の要素からも検討すべきと思われる。

6) 高含水粘性土の施工機械は作業性の面からどうしても接地圧の小さい、軽量のものを使用するので高い盛土の場合、完成後に盛土自体の圧縮沈下が大きくなることから、締固めエネルギーの加え方に問題がのこる。

5. あとがき

一工事の資料であるが飽和度管理の実例で飽和度の分布状態が判った。まだ解決されていない諸問題があるので多くの資料をもとに信頼性のある管理方法、基準を確立し円滑な土工工事の運営に役立たせたい考えである。

5. 都市流出の解析法とその発展

都市河川研究室。山口 高 志
松 原 重 昭

はじめに

流出の都市化が叫ばれて、都市を見まわしたら、そこには、道路と住居がすべての土地を占領していた。そして、都市の排水問題に向けられた目も環境問題が社会の大きな支持を受け始めると共に光の弱いものになり、この関係での社会資本への投資の大半は下水道に向けられているというのが少くとも都市周辺については非常に大まかではあるが現状認識といえよう。

都市河川と同じ都市排水施設である下水道について、もう少し考えれば、まず排水施設としてはこれまでの手法から判断すると、やはり下流から手をつけていくべきであり、都市河川が整備されているうち、下水道計画が入っていくという形が理想といえよう。下水が入ったが流末をどこに入れるかで、極端な場合、受け入れ先がないというのも異常であるし、また、下水道が先に入って、地価が上がり、都市河川計画実施がますますおくれるという姿は決してあるべき姿ではない。

次に環境整備の面から、下水道と都市河川はどんな関係になっているかを、以下に我々の扱った谷端川について少し検討を加えてみよう。

東京都の谷端川(図-5)は、椎名町のあたりから北上して板橋付近で石神井川に合流する覆蓋付き旧河川で、流域約5 Km²、これは下水道の単一排水区としては大きいほうである(合流式下水道)。この下流端で流量観測をあわせて行っているので、この資料をもとに、河川にどの程度汚濁物を排出しているか算出してみる。本流域の人口密度はかなり高く、約28600人/Km²、つまり14.3万人、計画汚水量は1人1日540ℓであるから、 $1.43 \times 10^5 \times 0.54 = 0.772 \times 10^5 \text{ m}^3/\text{day}$ になり(因みに1mm/hrの流量は $10^4 \times 5 \times 10^3 / 3.6 \times 10^3 = 1.39 \text{ m}^3/\text{s} = 1.39 \times 86400 = 1.20 \times 10^5 \text{ m}^3/\text{day}$ であり、平時汚水量は0.64mm/hrの流量に相当する。)、年間にすると、 $0.772 \times 10^5 \times 365 = 2.82 \times 10^5 \text{ m}^3/\text{year}$ となる。これのBOD濃度を150ppmとすると、 $150 \times 2.82 \times 10^5 = 4.23 \times 10^8 \text{ g}/\text{year} = 4230 \text{ t}/\text{year}$ である。

さて、平時下水管内に堆積し、雨天時に排出される下水の水質から総量を算出し、晴天時汚水量分を差引いたものが、前期無降雨日数にもよるが、小出水あたり10ℓ程度と推定されるので、1年あたり中小降雨40回として400ℓ/yearが直接雨水吐から河川に排出される。さて晴天時処理されて、処理場から出る水の水質を20ppmとすると、 $4230 \text{ t} \times \frac{20}{150} = 564 \text{ t}$ が処理場から河へ排出される。また雨天時には晴天時汚水量の3倍量までが処理場に行くが、そのおは一次処理のみしかうけないので、これについて概算する。2倍量は、有効降雨1.3mm/hr、これは総流出率を50%とすると2.6mm/hrの降雨に相当する。2.6mm/hr以上と以下の降雨に分ける必要があるが、これを無視し年間200hr程度とすると $1.3 \times 1.39 \text{ m}^3/\text{s} \times 200 \times 3600 = 13.0 \times 10^5 \text{ m}^3$ が一次処理のみで排出される。一次処理で150ppmから80ppmに処理されたとすると、生産量 $1.95 \times 10^8 \text{ g} = 195 \text{ t}$ 、排出量104tとなる。

以上より、家庭からの排出量

河川へ流入する量

処理場 (二次処理)	4230 t	564 t
(一次処理のみ)	195 t	104 t
雨水吐	400 t	400 t
	4825 t	1068 t = 22 %

のようになる。

以上の結果から見ると、下水全体の回収率の素直しさに比べて処理率には限度があり、河川には、未だ相当の汚濁量が流入していることがわかる。

それ故、我々の対応策としては、現在指摘されている分流式下水道の採用、三次処理の開発、合流式下水道の改良などの推進はいうまでもないことながら、これと平行して都市河川の整備計画を確立していかなければならない。とくに、直接流出増による維持用水の減少対策、エアレーションによる浄化対策、清濁分流方式などの検討を推し進めていかなければならぬ。ヘドロ浚渫、一部の堤境保全水路なども、性格としては暫定的ではあるが、下水道整備のタイムテーブルから判断して、暫定といえないところもあり、相応の研究が必要と思われる。

前おきが長くなったが、都市排水計画の立案はやはり急務であり、その根幹の一つをなすものに都市流出機構の解明があると思うのである。

本論は、現在都市流出機構の中で、一番問題になっている都市化の指標、到達(集中)時間などにメスを入れるべく、①一つの流出解析法を採用(一部修正)し、現地調査資料に適用した結果、②その手法の提起した問題、③その手法の二三の問題への適用した例、について触れたものである。

なお都市化の終了後の状態についてここではことさら定義づけはしないが、まず前提として下水道が敷設されていること、少なくとも人口集中地区(人口密度 4000 人/km² 以上)程度の都市域などを考えている。

I 流出解析とその適用結果

1. 合流式の内容

下水道の設計を含めて、現在の排水計画の設計の多くには、合理式(Rational式)が使われている。我々が採用した流出解析法も下水道を媒介しているので、理解を助ける意味で説明を加えておく。

合理式は式で示すと $Q = (1/3.6) C_p R A$ (i)
であり、Qは懸案地点aでの設計流量(m³/s)、Aはa点より上流の流域面積(km²)、Rは継続時間tc(後述)のときの計画雨量強度(mm/hr)、Cpはピーク流出係数といわれ、総流出率($Q = 3.6 \int_0^{tc} Q dt / A \int_0^{tc} R dt$)とは意味を異にし、(i)式はいわばCpの定義式であ

図-1

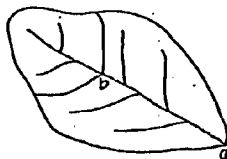
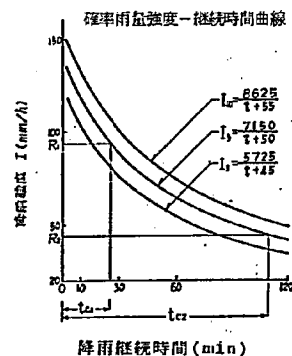


図-2



る。 R, t_c についてももう少し触れよう。確率雨量強度-継続時間曲線というものがある(図-2)。すなわちこの図の内容は同じ確率年の降雨の場合、降雨継続時間が長くなれば、雨量強度は小さくなり、また継続時間を一定とすれば確率年が大きいほど、雨量強度は大きくなるというものである。次に到達時間であるが、例えば、流域上流端で与えられたなんらかの擾乱が河道(または下水道管)を伝播して点aに到達する時間を到達時間(t_c : time of concentration)と定義することにする。さて、ここでa点での流量をある確率年について考えれば、これを最大にするのは、特別の場合を除けば、降雨の全流域面積からの寄与がa点に到達したときと考えられる。すなわち短時間の降雨は寄与する面積が小さく、またいたずらに長時間の降雨は、強度が小さいということになる。それ故 t_c を継続時間とする確率雨量強度がえらばれるわけである。現在ほとんどの都市排水施設の設計にこの考え方が用いられているが、やはりそのネックはこの t_c とピーク流出係数(C_p または f)の決定法に確固としたものがないことであり、その合理的な設計が阻まれているといえよう。

またなおこの考え方は、一種の単位図法的であり、 t_c 時間へだたれた降雨は、同じ流量には寄与しないということになり、図-2の作り方も、例えば、10分降雨強度などは、ある単一降雨のなかから独立にとり出されたものである。

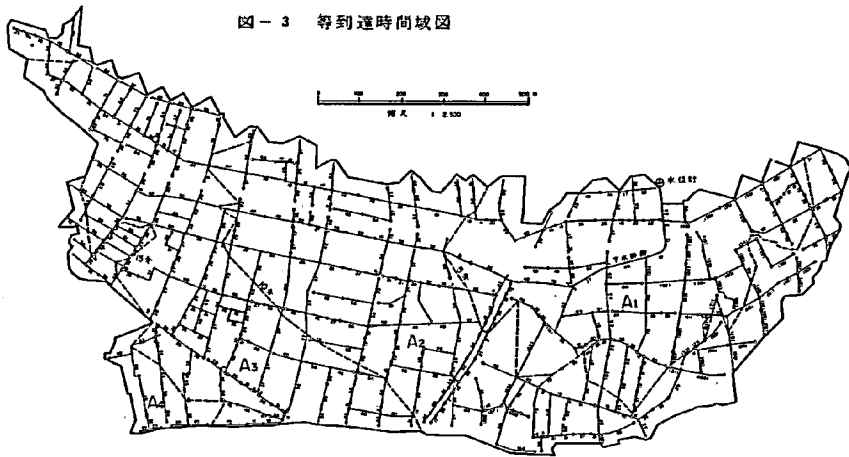
以上の考え方にしたがって、図-1のb点の設計流量を考えれば、Aは当然小さくなるが、 t_c が小さいのでBは大きくなり、したがって、流出条件が等しくても(例えば、 C_p :一定)、QはAに比例しては小さくならない。下水管径の設計は、パイプフローでは消管の直前に最大流量があることから設計は、等流消管流として、このQより径をきめている。また因みに、 t_c について、施設基準では下水管に入るまでの流入時間(5~10分)と、a点までの管長を消管流の流速で割ったものよりいくぶん大きい値(流下時間)の和としている。

2 Road Research Laboratory Method (RRL法)について

都市河川研究室で採用した方法は、英国で開発されたもので、その研究所の名前の頭文字をとってRRL法と呼ばれている。本法を採用した理由は、小あたりに適用してみた結果が比較的良好なこと(hydrographの比較、とくに、peakの時刻の一致)と、もう一つの理由は、あとに触れるように、比較的水理現象をfollowしており、方法の修正、定数の変更等が容易であつたことにある。言い換えれば、これまでのブラックボックス的なところが非常に少ないといえよう。

その方法の手順について簡単に触れると、

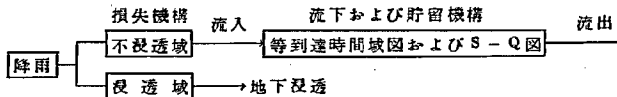
- ① 損失機構: 流域内損失の形態としては、浸透域に降った降雨は流出しないものとする。すなわち不浸透面積率を用いた% methodということになる。
- ② 到達時間の算出: 例えば下水道配管図を用意し、流域内各管の消管時流速を求め、各管長をこれ除以、これを秒で表わす。必要資料は各管勾配延長、直径および粗度係数(図-3参照)。
- ③ 等到達時間域図: 懸案地点より、各パイプをさかのぼって、 Δt (例えば、5分=300秒)毎の等到達時間域を求め(図-3)、単位図やうのものを作る。
- ④ 流入ハイドログラフの計算: ①によって求めた有効雨量について、単位図をかけあわせ、流入ハイドログラフを作る(図-4)。
- ⑤ S-Qカーブの作成: 次に、洪水の観測記録のテイ波部を用いて、貯留量(S: mm)~流出量(Q: mm)



$Q : \square / nr$) 曲線を作る。

- ⑥ 流出ハイドログラフの算出：④で求めたインフローハイドログラフを流入量 (I) として、

$$dS(t)/dt = I(t) - Q(t) \dots \dots \dots (2)$$
を数値計算でとき、 $Q(t)$ を求める。すなわち⑤⑥のステップは、流出して来る水量が管内貯留と懸案地点からの流出量に分けられることを示すものである。
以上を簡単に骨組で示せば、



のようになる。

3. 現地観測資料への適用の結果とBRL法の修正

順序としては我々が加えた修正を説明すべきかもしれないが、それも現地調査結果へ適用しながらのものであるので、以下検討を加えながら逐次説明を行っていく。

現地調査の場所、方法および総損失率に関する整理結果については、文献(6)に詳しいので、紙数の関係もあって、その相当部分を割愛し、概要についてのみ触れる。

東京都、豊橋市、名古屋市、岐阜市、および京都市が下水道課からの依頼により下水道設計の合理化を目的として昭和42年6月から44~46年まで、8~10カ所の地点で降雨および流出量を測定したもののうち比較的精度の高いと思われるもの(名古屋、豊橋)、および近いという利点から東京のそれをえらんで検討を加えたものである。

資料の特徴および文献で結論的に述べたことを箇条書きにすると、

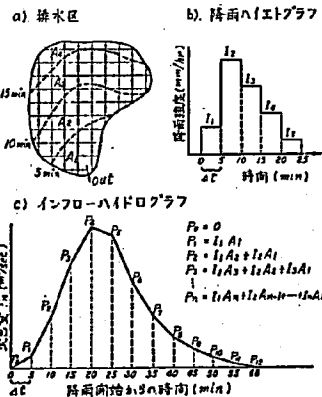


図-4 インフローハイドログラフの算法

1) 流域は、0.8～5 Km² 程度の都市域で下水道はほぼ 100%敷設されている（東京では池袋および高円寺付近）。

2) 42年～46年の間には、計画程度の大降雨がなかった（東京都の場合の計画は5年超過確率、時間雨量50 mm/hrである）。

3) 4つの流域について総流出率に検討を加えたところ降雨継続時間中の平均降雨強度が5 mm/hr程度では、総流出率は、ほぼ不透透率に一致した（東京桃園川および谷端川、豊橋清水川、名古屋千年₁₀）。これより、損失機構としては種々の要因が考えられるが、浸透、不透透の別が非常に卓越することが推定された。

4) 対象降雨前48時間以内の降雨の有無をもって、前期降雨の有無として検討したところ、不透透域の凹地貯留（Dep_{imp}: mm_{*}）が不透透面積あたり約2 mm程度と推定された。因みにThalinと、Keiferはシカゴ法₁₁で1/16 inch = 1.6 mmと仮定している。

5) 強雨の資料が少なく、不透透域の最終浸透能（fc）および凹地貯留（Dep_p: mm）については、推定できなかった。シカゴ法では、1/4 inch = 6.4 mmを与えている。

以下に、流出解析法を適用した結果について述べる。解析対象としては、東京都谷端川（5 Km²）をえらんだ。流域面積が5 Km²というのは、いくぶん大きなものであり、1 Km²程度が好ましいが、名古屋豊橋は管勾配が戦災のため不明、ほかに谷端川の上流域約1 Km²があるが、現在奥側のH-Qカーブが二本あり、その原因が不明のため、谷端川をえらんだ（図-5）。

計算を行ったcaseは、表-1のようであり、計算の際、与えた条件は表-2のとおりである。

* DepはDepression Storage, impはImpervious, PはPerviousの略

** 実際には、45年度の降雨10 case程度について、段階的に計算を行って来たのであるが、ここでは前の資料もあわせ

4洪水をほぼ任意に選び、計算も一気に行ったものである。そのため洪水および与えた定数にいくぶん不適当なものも入った。



図-5 谷端川排水区の概要

表-1

Case	観測年月日	総降雨量	総流出量	継続時間 (T)	T内平均 降雨強度	総流出率	前 期 降 雨			
							3～6	6～12	12～24	24～48
1	43.8.13	37.3 ^{mm}	20.0 ^{mm}	2.75 ^{hr}	13.56 ^{mm/hr}	0.536	0	0	55.2	
2	44.6.21	34.1	16.0	7.92	4.31	0.469	0	0	0	0
3	45.6.1	39.8	18.8	6.67	5.97	0.472	0	0	0	0
4	45.7.1	102.2	62.3	31.17	3.28	0.609	0.3	1.9	0	0.1

Case 1 は降雨強度が大きいこと（前期降雨 55.2 mm）

Case 2 は弱雨（前期降雨なし）、Case 3 は強度やや大きく（前期降雨なし）、Case 4 は（前期降雨 2.3 mm）長時間の降雨という特性をもっている。なお、平時汚水量については、前日の日変化カーブを用いて、差引いてある。

表-2 に想定した損失形態を図示すると図-6 のようになる。△1 としては 5 分、すなわち降雨は 5 分雨量を用い、流量計算間隔も 5 分であり、また S-Q カークは図-7 より、直線として用いた（この点については後述）。表-2 の 11 の条件を表-1 の 4 Case に適用した結果を図-8 ~ 11 および表-3 に示す。

以下、個々の要素について考察を加える。

1) まず % method を適用したグラフをみると (No. 1

2. 3) 全体として降雨

初期に計算流出量が大
きいこと、ピーク付近で
流出分が少いことが特
徴としてみられる。細
くみると、Case 1 を除
けば、43.2%と53.2%を
適用した場合がハイド
ロへの近似度がよく長
期降雨の Case 4 は 53.2
%、短期降雨の Case 2
と 3 は 43.2%が初期を
除けば実測を上まわる
ことが少なく、浸透域
からの流出によって一
致度が上ると思われる。
43.2%がよい原因とし
ては、面積率測定のエ
ラーおよび不浸透域の
中に流出しにくい地域
（例えば浸透域に接続
している地域）がある

表-2 計算条件

	不浸透 面積率	浸透 率	Dep imp	Dep p	備 考
No.1	43.2%	(=)	0	0	RRL method 各地の不浸透面 積率
2	53.2	(=)	0	0	
3	63.2	(=)	0	0	
4	53.2	mm/hr 6	0	0	
5	"	8	0	0	
6	"	10	0	0	
7	"	8	2 mm	3 mm	
8	"	"	"	6	
9	"	"	"	9	
10	"	"	"	6	浸透域不浸透域に直接 流出が起こる区域もそれ ぞれ10%, 20%設定
11	"	"	"	6	加え S-Qカーブは曲線

表-3

Case 1	No	総流出量	総流出率	流 出 量		Case 3	No	総流出量	総流出率	流 出 量	
				不浸透域	浸透域					不浸透域	浸透域
S43.8.13 総降雨量 37.3 mm	1	16.1	0.432	16.1	0	S45.6.1 総降雨量 39.5 mm	1	17.2	0.432	17.2	0
	2	19.8	0.531	19.8	0		2	21.7	0.533	21.2	0
	3	23.6	0.633	23.6	0		3	25.1	0.631	25.1	0
	4	32.6	0.874	19.8	12.8		4	26.0	0.653	21.2	4.8
	5	31.5	0.845	19.8	11.7		5	24.2	0.608	21.2	3.0
	6	30.4	0.815	19.8	10.6		6	22.8	0.573	21.2	1.6
	7	28.8	0.772	18.8	10.0		7	21.5	0.540	20.1	1.4
	8	27.4	0.735	18.8	8.6		8	20.1	0.505	20.1	0
	9	26.0	0.697	18.8	7.2		9	20.1	0.505	20.1	0
	10	28.0	0.751	18.8	9.3		10	20.7	0.520	20.1	0.6
	11	28.0	0.751	18.8	9.3		11	20.7	0.520	20.1	0.6
実測値		20.0	0.536			実測値		18.8	0.472		
S44.6.21 総降雨量 34.1 mm	1	14.7	0.431	14.7	0	S45.7.1 総降雨量 102.2 mm	1	44.2	0.432	44.2	0
	2	18.1	0.531	18.1	0		2	54.4	0.532	54.4	0
	3	21.6	0.633	21.6	0		3	64.6	0.632	64.6	0
	4	20.8	0.610	18.1	2.7		4	64.5	0.621	54.4	10.1
	5	19.4	0.569	18.1	1.3		5	60.1	0.588	54.4	5.7
	6	18.7	0.548	18.1	0.6		6	57.1	0.559	54.4	2.7
	7	17.1	0.501	17.1	0		7	55.1	0.539	53.3	1.8
	8	17.1	0.501	17.1	0		8	53.7	0.525	53.3	0.4
	9	17.1	0.501	17.1	0		9	53.3	0.522	53.3	0
	10	17.3	0.507	17.1	0.3		10	54.8	0.536	53.3	1.5
	11	17.3	0.507	17.1	0.3		11	54.8	0.536	53.3	1.5
実測値		15.0	0.469			実測値		62.3	0.609		

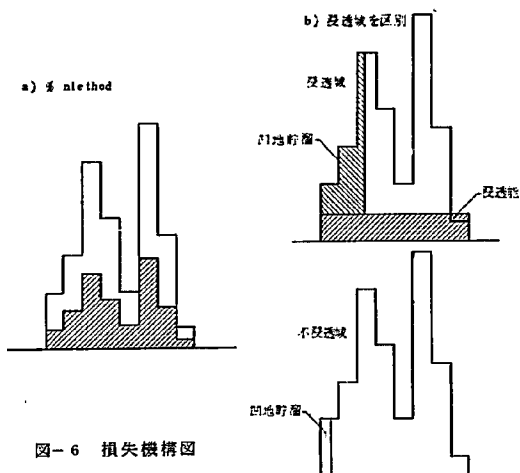


図-6 損失機構図

ことなどが挙げられるが、これまで検討を行った例では、53.2%の方の一致度がよかった。

1) 次に、% method では $f_c = \infty$ を仮定していることになるので、 $f_c = 6, 8, 10 \text{ mm/hr}$ の3種をえらび、53.2%について計算した (No. 4.5.6)。当然のことながらピークおよび総流出率ともに大きくなっている。Case 3 は、 $f_c = 10 \text{ mm/hr}$ が、Case 2 および Case 4 は 8 mm/hr 以上の降雨が少ないので比較できないが、 8 mm/hr から 10 mm/hr が予想される。もどつて、Case 1 については計算流出量を実測を大きく上まわる結果になったが、この原因として考えられることは、降雨継続時間が短いため浸透能が大きかったことおよび流出関と域が小さかったことなどが考えられる。Horton の浸透能曲線から見ても、仮定すべき浸透能が小さすぎたことは大いに考えられることである。

また f_c 自体についても、降雨強度とともに f_c が大きくなるのが赤羽での実験 (未発表) や文献 (6)(9) などで報じられているので、降雨強度によって仮定すべき浸透能を変化させることは、今後の問題といえる。

2) 一般に、流出初期には計算流出の方が大きい傾向が見られる。そこで No. 7.8.9 では、浸透域不透透域にそれぞれ凹地貯留量 (Dep) をおいた。Depimp については、文献 (4) の結果より、 $\text{Depimp} = 2 \text{ mm}$ に固定し、 $\text{Dep.p} = 3, 6, 9 \text{ mm}$ の3種とし、 $f_c = 8 \text{ mm/hr}$ 、53.2% を固定した。なお、凹地貯留量 谷端川は、比較的急勾配な方であり、また、人口密度が大きいと3倍量が大きくなり、Overflow 頻度が落ちる。欧米では 15% 程度が雨水吐から流出するとされている。

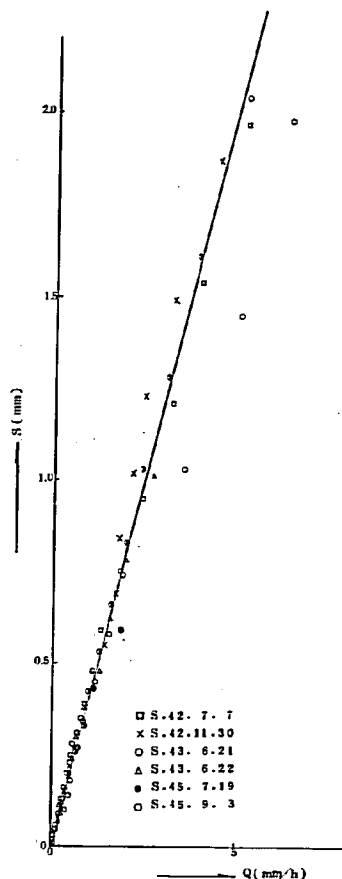
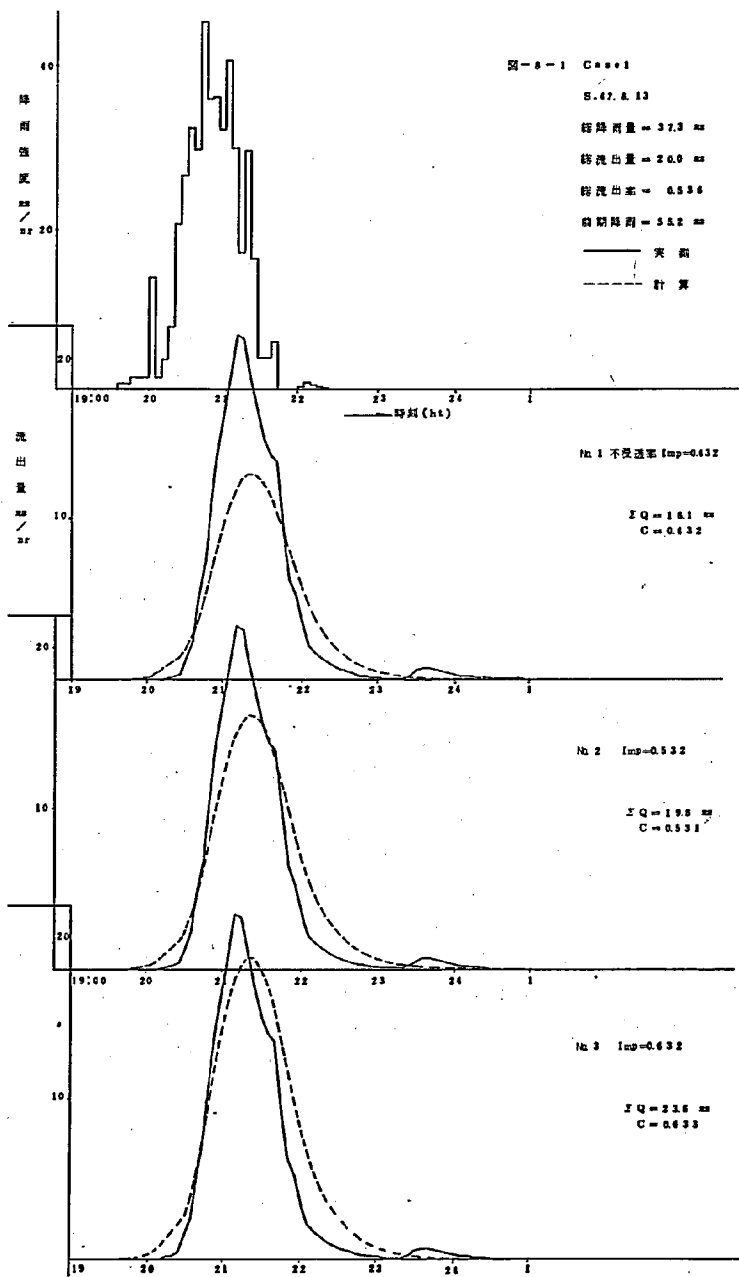
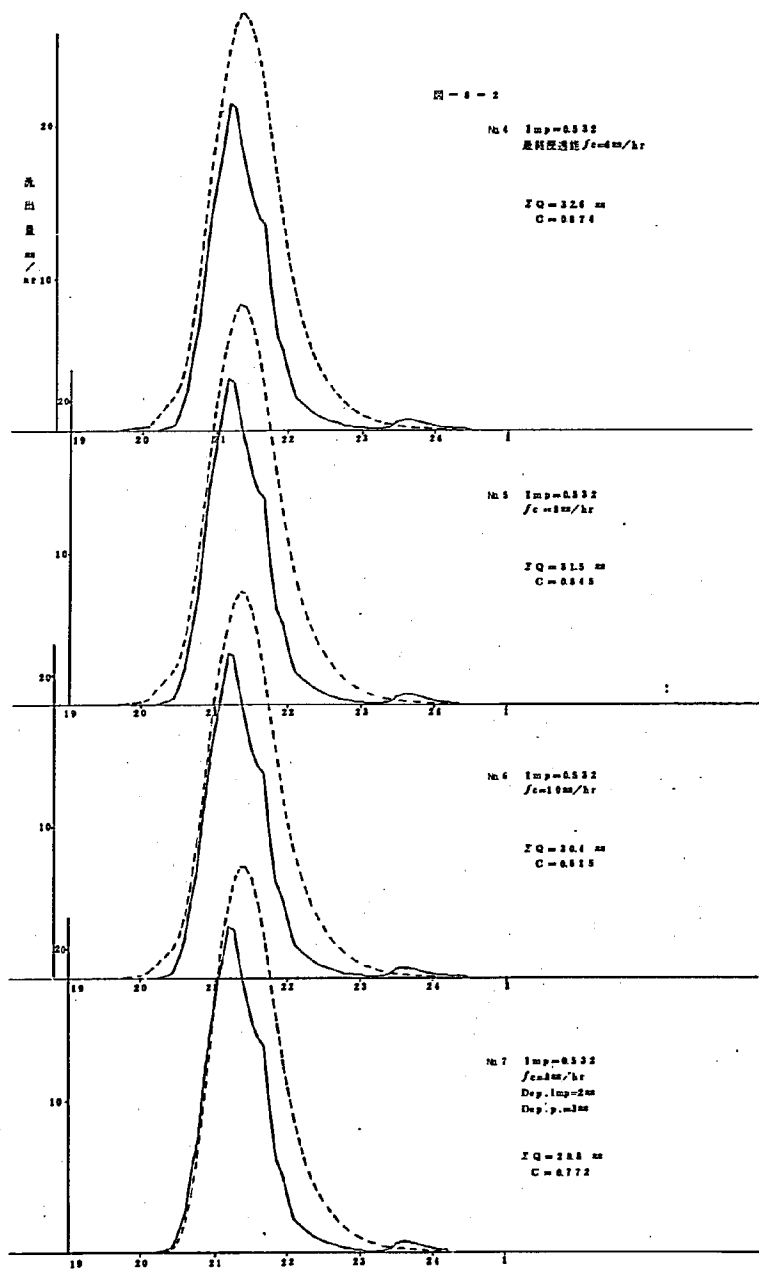
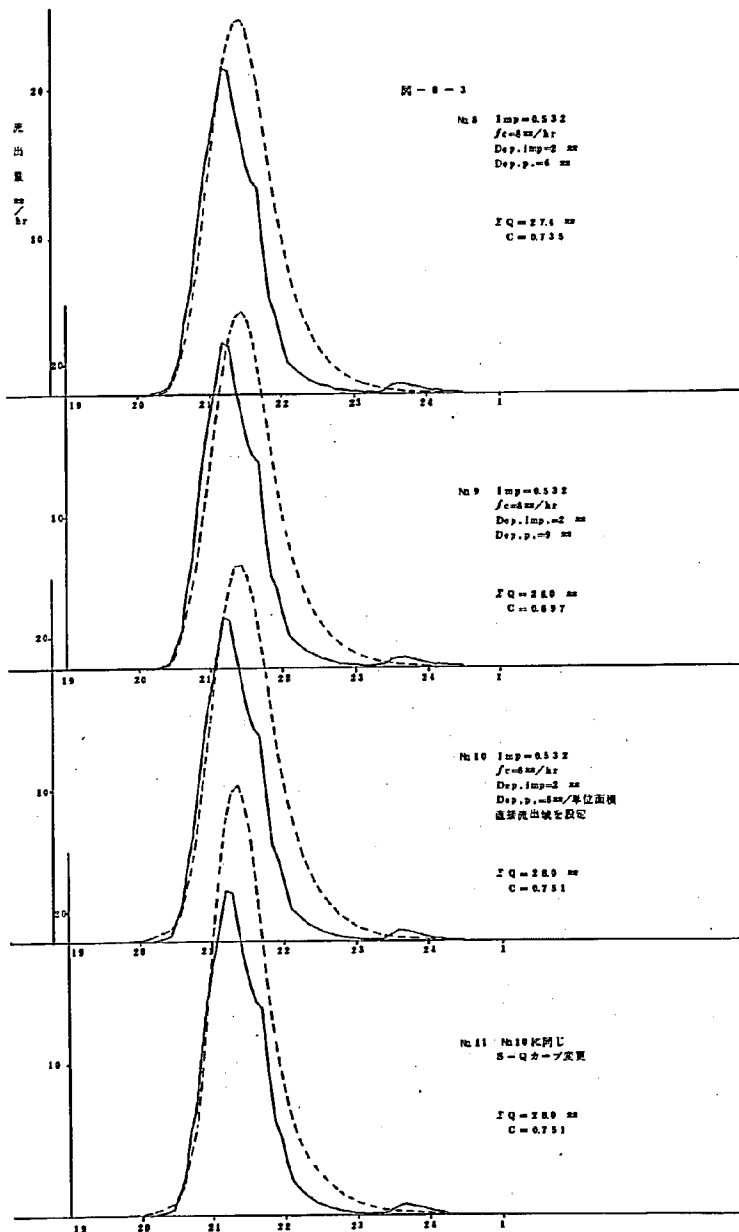


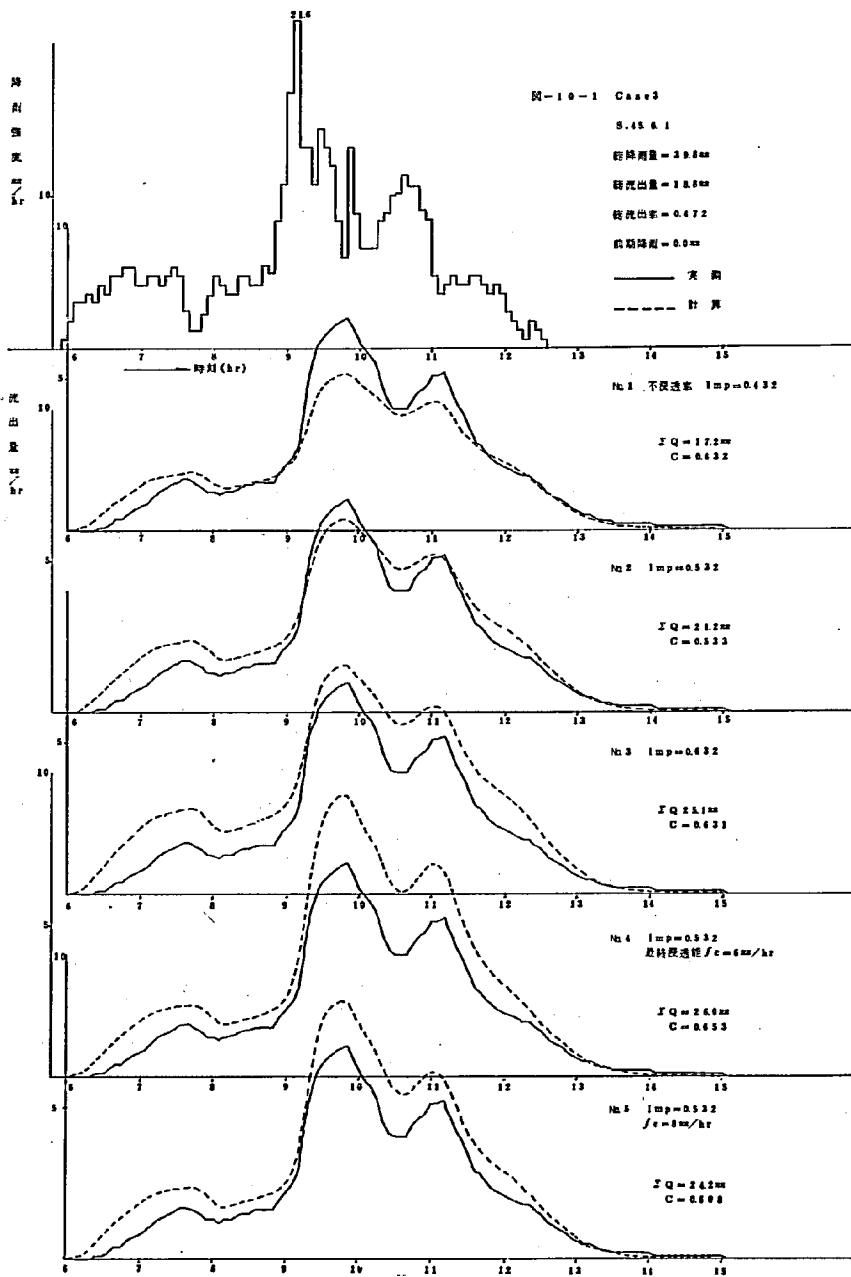
図-7 S-Q 曲線

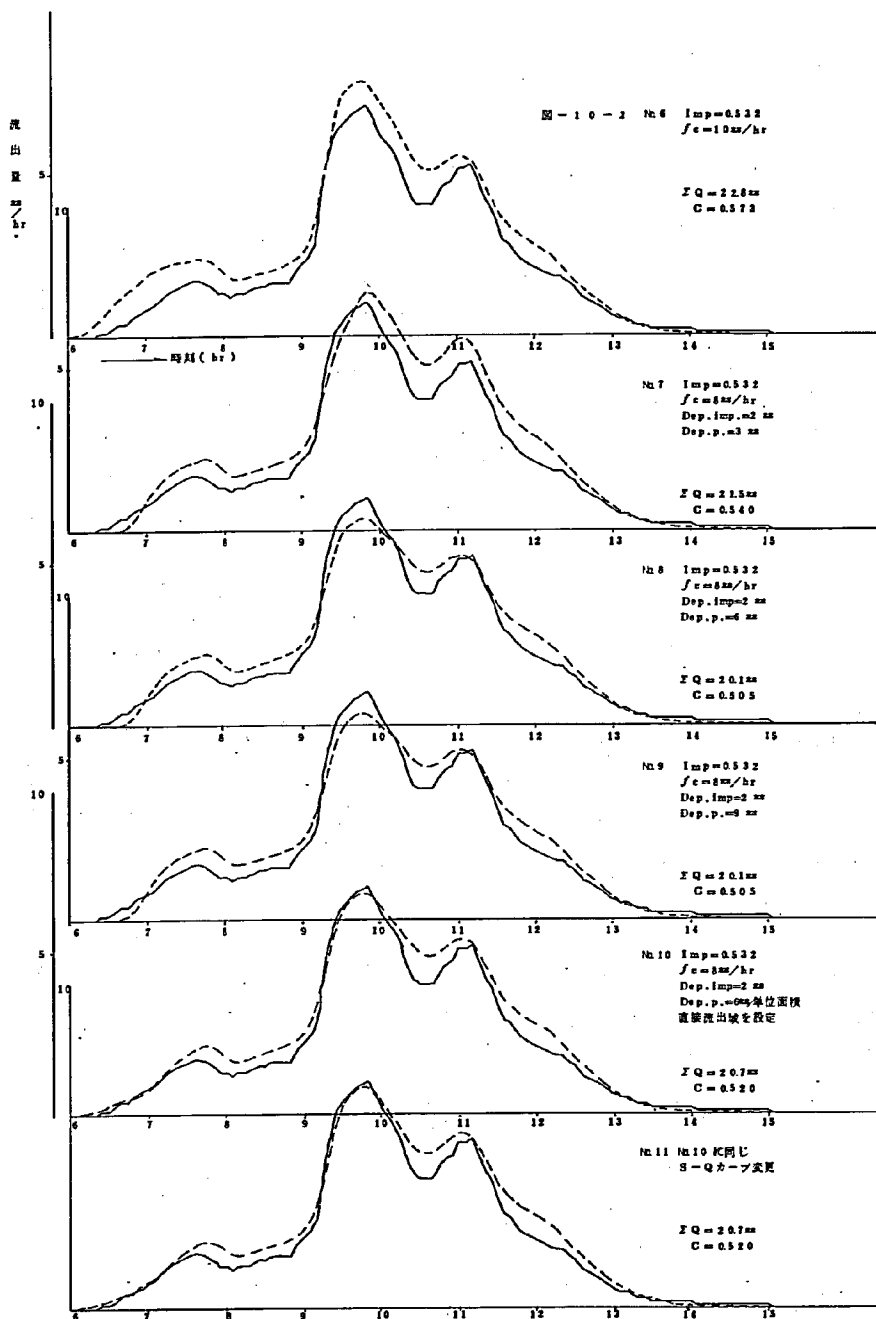


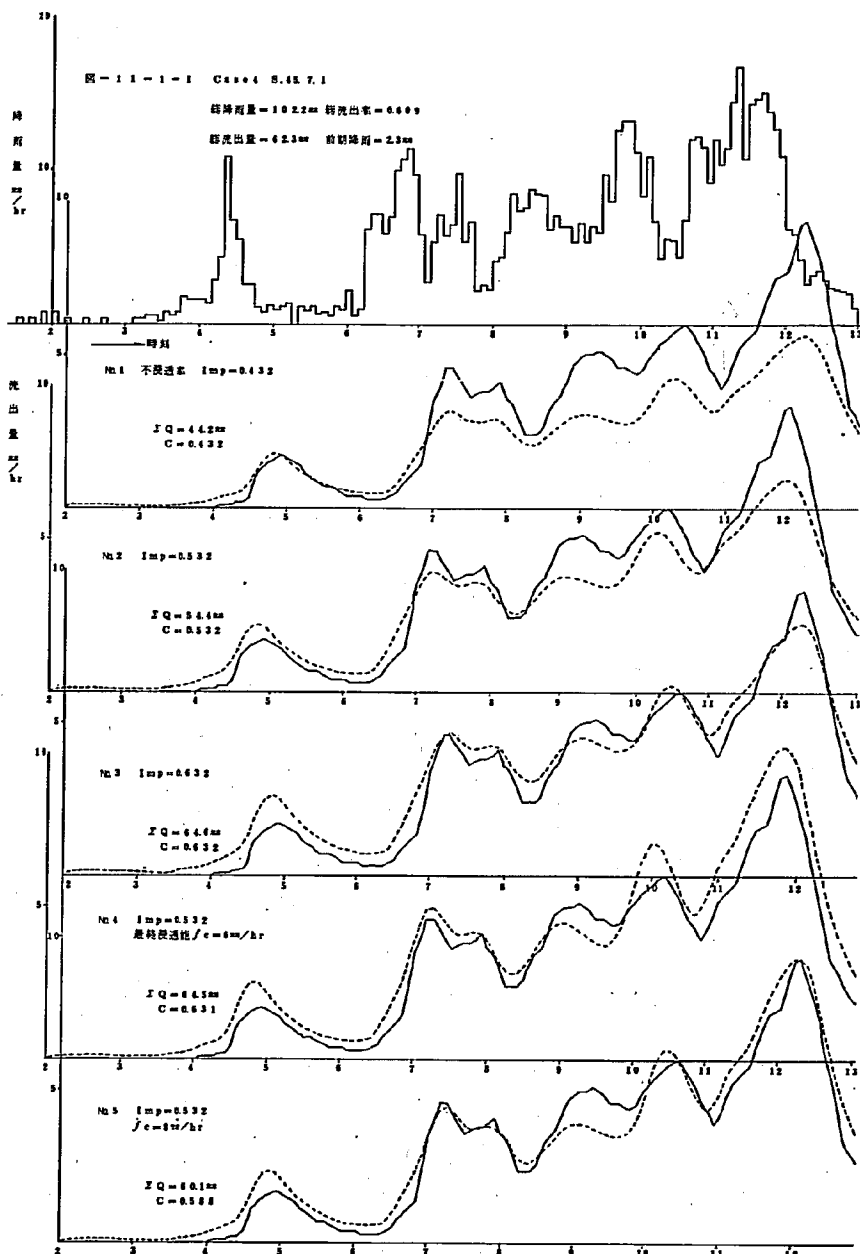


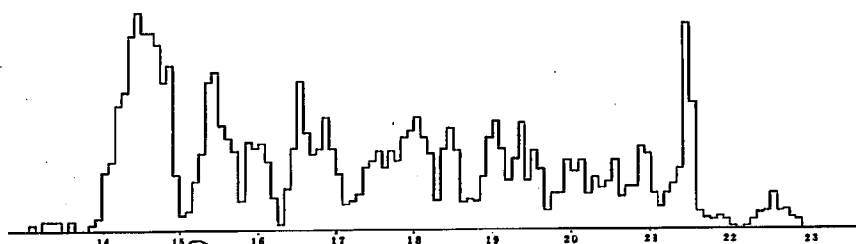




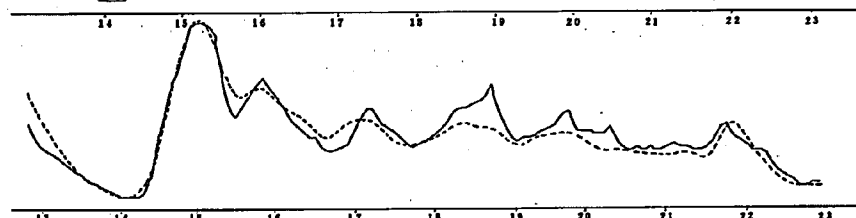
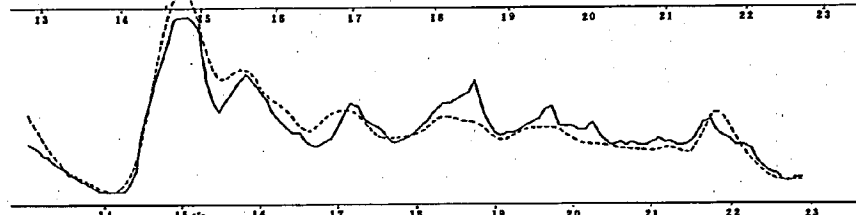
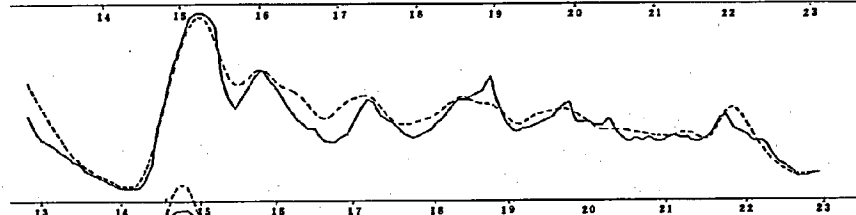
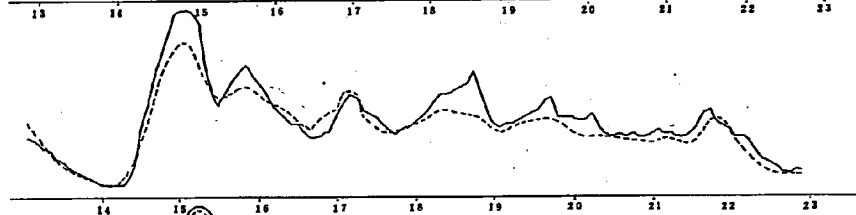
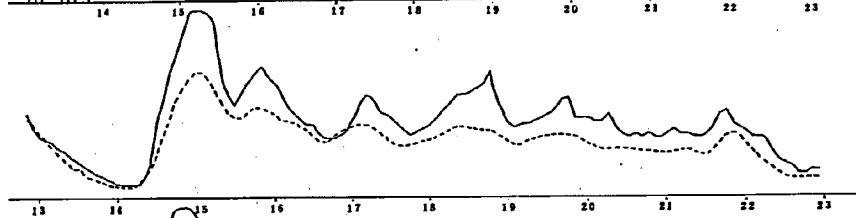








O



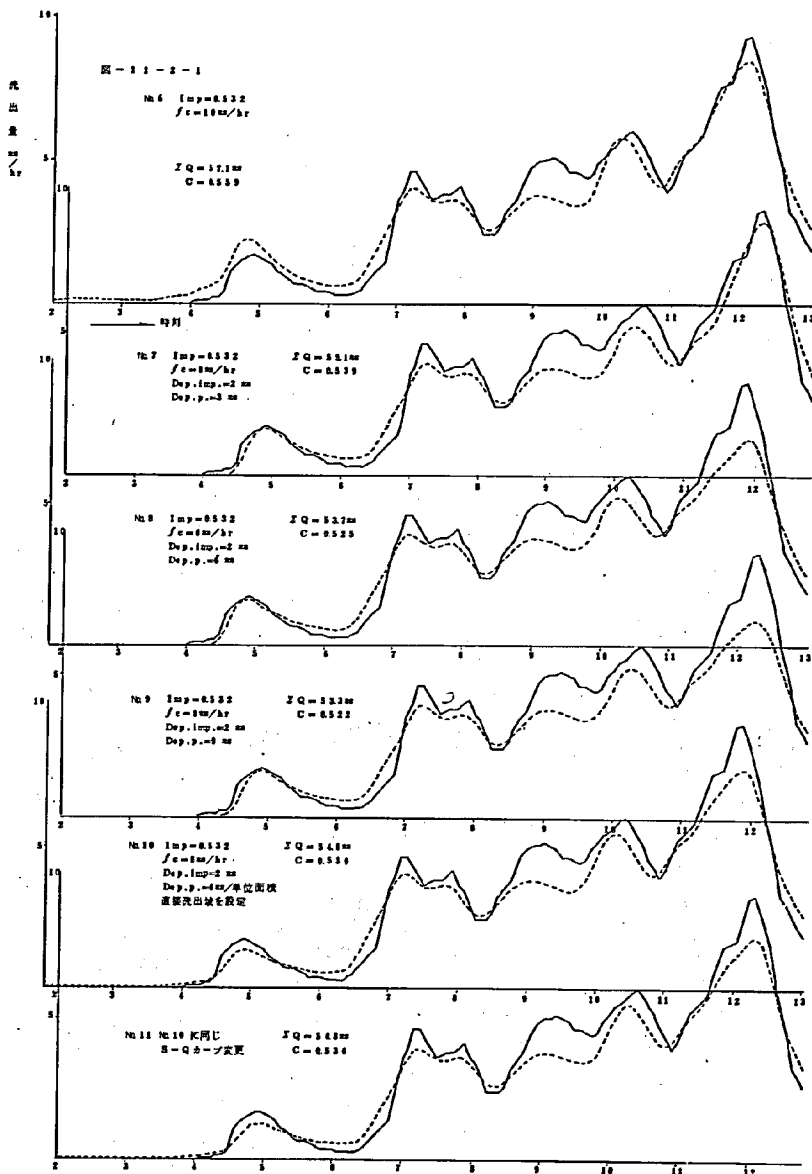


图-1-2-2

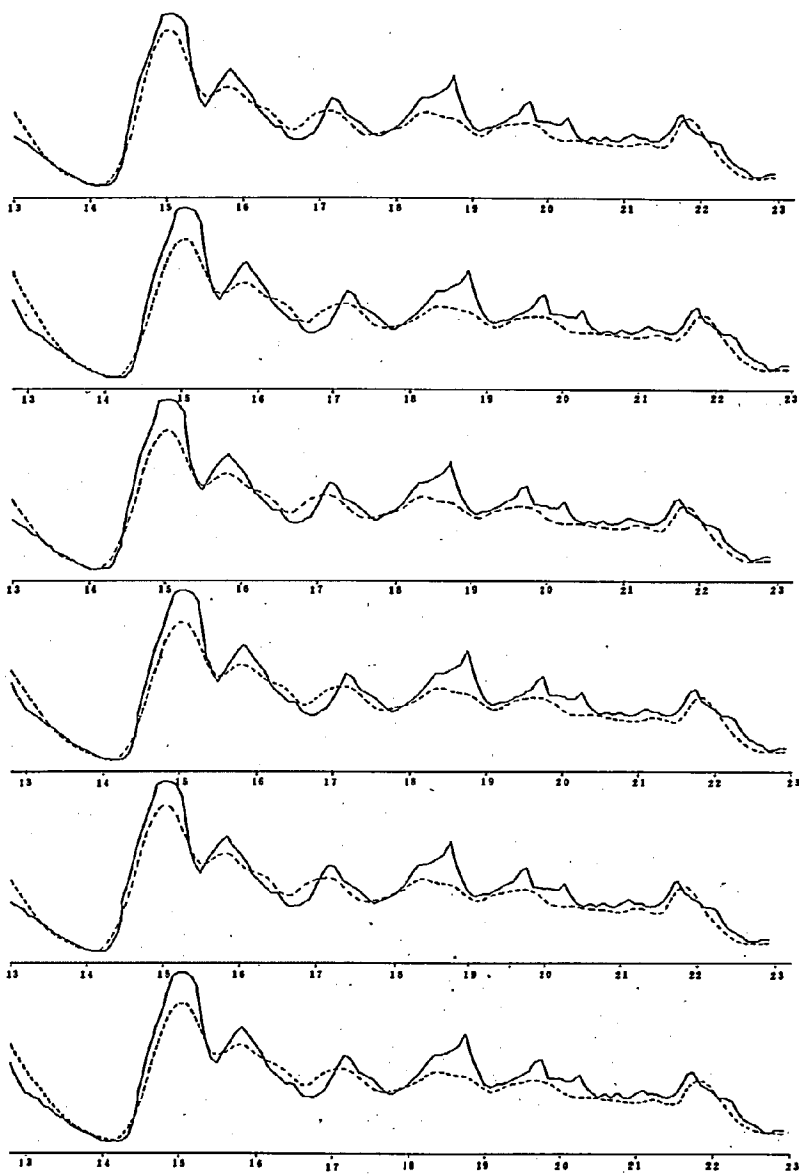
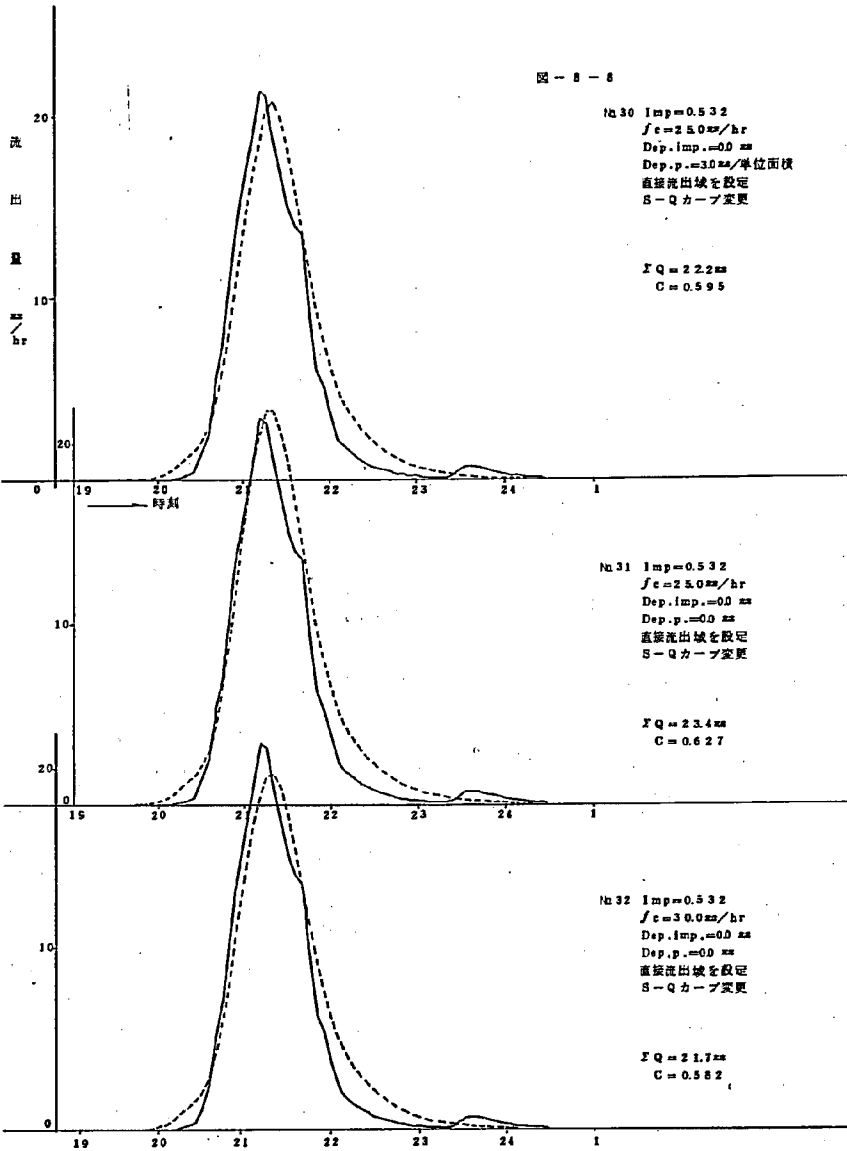


図-8-8



の流出機構としては、たとえば、 $Dep_{imp}=2mm$ についていえば $\int Rdt$ が $2mm$ を越えないと流出はないものとし、浸透域の場合は、 $\int (R-fc) dt$ が Dep_p を越えないと流出が起これらならないことになる ($R-fc < 0$ のときは、ま先に貯留したものが浸透することに注意)。図より判断すると、前期降雨のない Case 2 と 3 は概略よくになっている。前期降雨の小さい Case 4 にもまた前期降雨の大きい Case 1 にもわずかながら、その影響があらわれている。どの程度の Dep が妥当かについては、初期の降雨強度が仮定した Dep に比して小さかったため確認できなかったが、これまで他の結果では $6mm$ 程度となっている。また、浸透域の Dep は不浸透域とちがって、降雨時間中でも変化するが、その効果は、Case 4 に一部でであり、No. 7 (3mm) がよい結果を示している。何時間前の前期降雨の影響がどの程度残っているかについて、なにがしかの指針を得ることができたが、式化できるまでには到らなかった。しかし、従来提案されている $A.P.I = R_{1-2} + R_{2-3} / a + R_{3-4} / b + \dots$ の形の式がやはり第一近似としては有効と思われる (ただし $a < b < 0$)。

iv) Case 3 およびほかの結果にもみられたことであるが、凹地貯留 (Dep) を考慮すると、流出初期で実測と計算流量が交叉するようになる。しかしこれも実際の現象に着目すれば、流域全体について、 Dep が一杯にならなければ流出しないとする現在の仮定は不合理であり、排水の完備された道路や屋根等は、ほとんど損失なしで、流出が始まる。

そこで、不浸透域については、道路および屋根を想定し、全流域の 20%、浸透域については、別に根拠もないが 10% を直接流出が始まる部分とし、計算したのが No. 10 および No. 11 である (No. 11 については後述)。Case 2 および 3 には改善のあとがみられる。

v) No. 1 ~ No. 10 までは、直線の S~Q を用いているが、後に述べる理由により No. 11 については S~Q カーブ曲線にしたものを用いてみた。これについては、あとに触れたい。

以上の結果より、一応のまとめを行ってみると、

1) 都市域では、継続時間内平均降雨強度約 $5mm/hr$ 以下の弱雨では、流出は不浸透域からのみ起ると考えてもそれほど間違いない。これは、文献(6)の総流出率の検討からも予想されていたことであるが、これがハイドログラフの検討からもほぼ実証できた。

2) 最終浸透能 fc としては、谷端川については $fc = 8 \sim 10mm/hr$ が推定されたが、多摩ニュータウンの草地および宅地での $20 \sim 60mm/hr_{(7)}$ の値と比べて、都市域での裸地などを含めての浸透域の平均値としては、十分妥当な値といえる。なお、強雨の際には f が $10mm/hr$ を越えることが推定されたが、これは今後の問題と思われる。

3) 不浸透域および浸透域の凹地貯留 (Dep_{imp} , Dep_p) の値は、それぞれ $2mm$, $3 \sim 6mm$ (単位面積あたり) が推定されたが、シカゴの値と比較して、ほぼ妥当な値であり、他の流域にも近似的には用いてよい値と思う。設計上は前期降雨の問題と思われるが、ロスアンゼルス・カウンティでの河川計画では、計画降雨に加えて $50mm$ の前期降雨をおくという話を聞いた。

4) シカゴ法では、凹地の個々の大きさの分布が正規分布するといった骨組を仮定しているが、No. 10 で試みたようなそれぞれの領域に降雨と同時に流出のおこる地域を設定する必要が認められた。しかし実際に調査によりこの数値を求めることは困難なことと思われる。

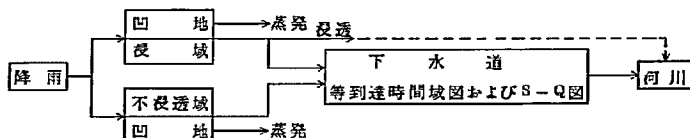
5) 全体としての適合度についてであるが、概して良好で、とくに Case 4 にみられるように、ピー

クの位置の一致は、これまで到達時間の決定が技術的に困難であったことを考えると、非常に有効と思われる。ただし、強雨の Case 1 ではいくぶんおくれが見られ、本理論の線型性の限界とも思われる。しかも、到達時間の過大推定は、設計にあたっては危険側であり、この点の解決は大きな課題といえる。また平均の $S-Q$ を用いるためか、流量の急変に追従できない傾向も、同じ原因に由来するものと考えられる。

6) いわゆる遅滞をあらわす貯留 ($S-Q$ カーブ) は、現在の方法では実測資料を必要とする。加えて、我々も経験したところであるが、この数年のように大降雨がないと、この $S-Q$ カーブの延長ができないという欠点がある。それ故、この $S-Q$ カーブの推定ができれば、本法の有用性は一段と高まることになるのである。 $S-Q$ カーブについての検討は、次の項で触れたい。

7) 以上の結果を図示すると、図-12 のようになる。

図-12



本法の利点についてであるが、従来の方法に比して、決して常数が少ないというわけではないが、それぞれの常数が、図-12 にみられるように非常にシンプルなことおよび比較的物理的に判断できるものが多いことが長所として挙げられよう。次に、従来ブラックボックスとされていた水の挙動について、流下現象を下水道配管図を用いて、説明している点も特徴といえる。常数については、今後多くの場所をチェックされていくと思われるので、概略値、安全側の値なども固まっていくであろう。例えば問題の $S-Q$ など、ほぼ一定の基準で設計される下水道の場合、そう極端に変化するはずがないのである。

II 本法の発展

以上、本法を現地資料へ適用した結果とその考察を進めて来た。検討がこれで十分とは思わないが、ここでは一歩進んで改良すべき点の検討、これまでの設計法との関係、都市河川問題への本法の応用などについて、二、三検討を行った結果について触れたい。

1. 半理論解による在来設計基準の考察
解を簡単な形にするために、降雨ハイドロを矩形とし流域形状も矩形とする。これはそれほど一般性を失わせるものではない。簡単のために、流域全部を不透透域とすると、降雨およびインフローハイドログラフは、図-13 のようになる。ここに t_0 は、

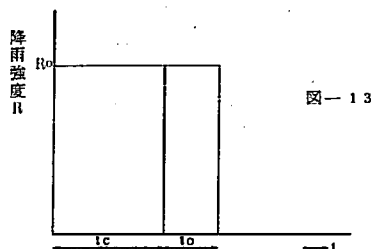
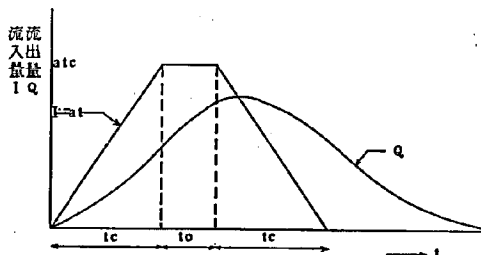


図-13



等到達時間の流域での最大値であり、 t_0 は t_c 以上に降った雨の継続時間である。

さて、次に貯留については、

$$\frac{ds}{dt} = I - Q \quad (2')$$

および

$$S = KQ \quad (3)$$

であるので、代入して

$$K \frac{dQ}{dt} + Q = I \quad (4)$$

この微分方程式は容易にとけて

$$Q = e^{-t/K} \left(\frac{1}{K} \int I e^{t/K} dt + C \right) \quad (5)$$

図-13中のインフロー-ハイドログラフより I の形を求め、(5)式に代入すると I 、 Q それぞれ

$$t_c \leq t \leq 0$$

$$I = at \quad (\text{ただし } a = R_0/t_c), \quad Q = a \left[t + K(e^{-t/K} - 1) \right] \quad (6)$$

$$t_0 + t_c \leq t \leq t_c$$

$$I = at_c, \quad Q = a \left[t_c + K(1 - e^{-t_c/K})e^{-t/K} \right] \quad (7)$$

$$t_0 + 2t_c \leq t \leq t_0 + t_c$$

$$I = a(2t_c + t_0 - t)$$

$$Q = a \left[K \left\{ 1 - e^{-t_c/K} (1 + e^{t_c/K}) \right\} e^{-t/K} + 2t_c + t_0 + K - t \right] \quad (8)$$

$$t \geq t_0 + 2t_c$$

$$I = 0, \quad Q = aK(e^{-(t-t_0)/K} - 1)(e^{t_c/K} - 1)e^{-t/K} \quad (9)$$

この波形は、図-13または図-14のようになり、当然のことながら、 Q のピークは I 曲線上にある。

また、(7)式より、継続時間が長くなれば ($t = t_0 + t_c \rightarrow \infty$)、ピーク流量 (Q_p) が、 $a t_c (= R_0)$ に漸近することを示している。^{***} すなわち、内容としては合理式のピーク流出係数が継続時間とともに増加することを意味している (貯留の効果)。

(6)式で $I = Q$ とおくことにより、

$$t_p = K \log_e \left[e^{t_c/K} (1 + e^{t_c/K}) - 1 \right] \quad (10)$$

$$Q_p = a(2t_c + t_0 - t_p) \quad (11)$$

が得られる。

さて、排水計画について考えてみよう。まず、ピーク流出係数を考える。

上記の解は、損失 0 としているので、有効降雨強度 R_e を導入すると、

$$Q_p = \left(\frac{R_e}{R_0} \right) \left(\frac{Q_p}{R_e} \right) = Q_p Q_c \quad (12)$$

とかけ、 $R_e = a t_c$ であるから(12)式より

$$Q_c = 2 + t_0/t_c - t_p/t_c \quad (13)$$

* 図-1からは、 $S = KQ$ であるが、実際には一次ではない。半理論解とした所以である (後述)

** 本積分は I が t の何次関数でもとける。

*** $a = R_0/t_c$ を代入すると、 $Q_p = R_0$ になる。以上の式はすべて単位を m^3 または m^3/hr で扱っており、合理式は、 $Q = Q_p R$ 加えて、損失 0 ($Q_p = 1$) としている。

0.2 については、凹地 (Dep) が満たされているとすると、

$$R_e = \text{Imp} \times R_o + (1 - \text{Imp}) (R_o - f_c) \quad (4)$$

とかける。たとえば、 $\text{Imp} = 0.5 (=50\%)$ 、 $f_c = 10 \text{ mm/hr}$ とすると、

$$R_e = R_o - 5 \quad 0.2 = 1 - 5/R_o \quad (5)$$

となる。次に、継続時間が長くなれば降雨強度は小さくなるべきなので、 R_o として確率降雨強度曲線を適用する。タルボット式を使えば、

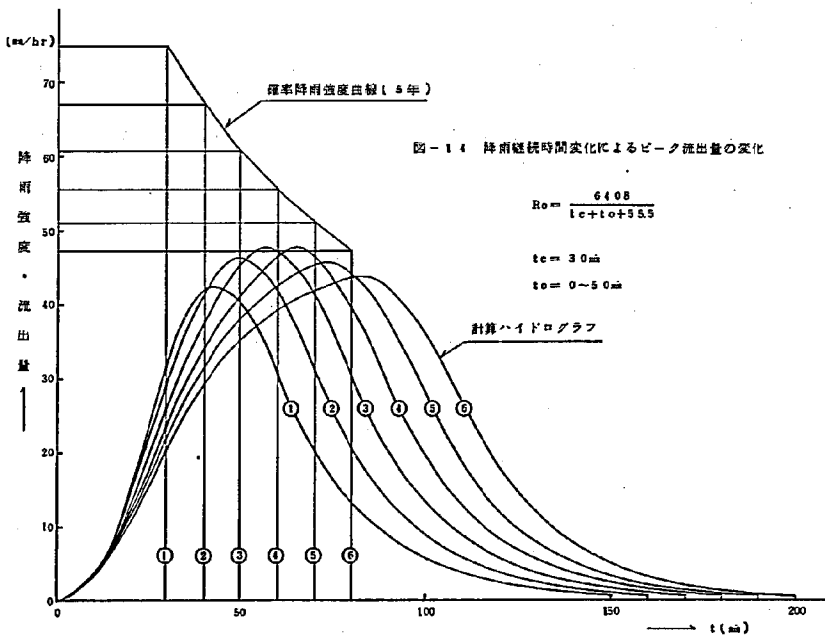
$$R_o = \frac{A}{t_c + t_o + B} \quad (6)$$

とかけるから、結局 ($\text{Imp} = 50\%$ の場合)

$$Q_p = 0.2 R_o = \left(2 + \frac{t_o}{t_c} - \frac{t_p}{t_c}\right) \left(\frac{A}{t_c + t_o + B} - 0.5 f_c\right) \quad (7)$$

と表わされる。7式第一項は前述のように増加関数であり、第二項は減少関数であることから、極大値があることがわかる。

概略の谷端川の値 ($K = 24.2 \text{ mm}$ 、 $t_c = 30 \text{ min}$ 、 $f_c = 10 \text{ mm/hr}$ 、 $A = 6408$ 、 $B = 55.5$) を与え、 t_o を数種かえて、流出波形を計算したのが図-14である。計画上対象とすべきピークは、 $t_c + t_o = 55 \text{ min}$ 程度のところにあり、またそのときの Q_p は 0.83 程度である。



以上をまとめると、

1) 本法によれば、ピーク流出係数 (C_p) は、損失によるもの (C_L) と貯留効果によるもの (C_c) に分けて考えることができる。

2) C_L は、 f_c を const. とすると、強度の増加とともに 1 に近づく。また C_c は、強度が一定の場合、降雨継続時間とともに大きくなり、1 に漸近する。

3) 確率雨量強度をあわせ考慮すると、ピーク流量は存在するが、ピーク流出係数は、固定的には考えにくい。

などのことがいえる。但し、確率降雨強度—継続時間曲線は、合理式の組立て方から前期降雨の有無を問題にしていなくて、本理論への直接の適用には問題がある。いずれにしてもピーク流出係数の内容は非常に曖昧なものといえることができる。

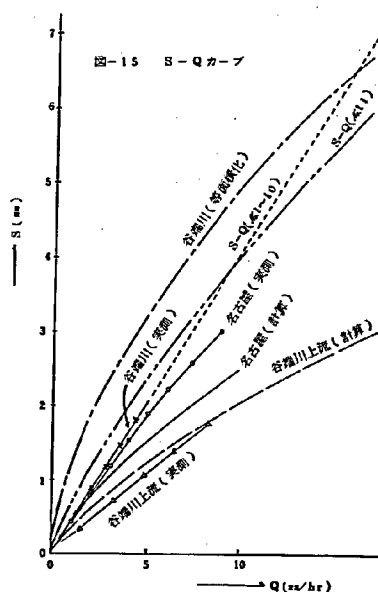
2 S-Qカーブ算出についてのトライアル。

前節で触れたように、本法は S-Qカーブが実測によらずなんらかの方法で求められれば、非常に有効なものになる。まず、文献(3)で提案されている方法について説明すると、流域下流端（例えば、流量測定点）で、流量 (Q) と断面積 (A) の関係が存在するが、その断面積の満管時の断面積に対する比が、流域内のすべての下水管で同時に同じになっているという仮定から、これを積分したものが、その Q に対する貯留量 S であるとしている。しかし、この仮定を適用した結果によれば、S が非常に大きいものになった。これは合理式による下水道の設計法から判断しても、上流へいくほど設計雨量強度は大きくなるのであるから、そういうことはなかなかおこりえないわけである。

そこで、我々の試みた方法であるが、例えば、有効雨量 2 mm/hr の降雨が定常的に降っている状態を想定すると、下流端で $(2 \text{ mm/hr}) \times A$ の流出量 (Q) と流域内すべてのパイプ内に、それぞれ $2 \text{ mm/hr} \times (\text{その点の流域面積})$ の流量が流れている状態が想定できる。すなわち、 $Q = 2 \text{ mm/hr}$ に対する貯留量 S として、そのときの流域全体の通水断面積（等流） $\times \Delta x$ の積分をもつてあててみるわけである。

このようにして求めた S-Qカーブと実測ハイドログラフのティ波部より求めたものとを比較したのが図-15 である。作業量が電算を使っても大層な量になるので、面積の小さい谷端川上流 (1.09 km^2) について求めてみたもの、および、名古屋 (0.81 km^2 、実験式で設計されている) については、管勾配の資料がないので流速 1 m/s になるとして勾配を逆算して同様のものを求めた。他に RRL method で提案している方法によるもの（等断面積比法と呼ぶ）を谷端川について計算したものもあわせてプロットしている。

1) これから判断して満管近くまで Data のある名古屋



屋や推算結果からみると、 $S-Q$ 曲線は直線ではなく、上に凸な曲線であることが推定される。また計算曲線との関係は今ひといいのところにありといえよう（これについては、もう少し検討したい）。

1) $S-Q$ の内容としては、カーブがゆるくなれば、わずかな貯留量増 (ΔS) により、流量が増加する (ΔQ)。すなわちもし直線の $S-Q$ を使ってピークが出ない傾向があれば、曲線の $S-Q$ を用いれば、それが出せることになる。これに対してやはり谷端川の資料を用いて、検討したのが前節の No 11 の計算であり、仮定した $S-Q$ は図-15 に併記してある。Case 1 への影響は非常に大きく、ハイドロをあわせる意味では逆効果になっているが降雨初期の浸透能について資料がえられれば解決されていく問題と思われる。あとこの影響は、Case 4 の 12 時にわずかにでているだけである。つまり資料の大半は $S-Q$ カーブの $S=4$ 程度までしか使っていないわけである。

2) 半理論式の四式四式を見れば、ピークの特性は K/t_c でさま (降雨を考慮すると B/t_c も関係する)。 $S=KQ$ とおいた場合 ($S: \text{mm}$, $Q: \text{mm/hr}$) の場合谷端上流は、 $K=11.8 \text{ mm}$, $t_c=15 \text{ min}$ 、谷端川では、 $K=242 \text{ mm}$, $t_c=30 \text{ min}$ であるので、 K/t_c はそれぞれ 0.79, 0.81 となり、 $S-Q$ 特性はあまり差がないことがわかる。

$S-Q$ カーブの特性については、今後共検討を加えていきたい。

3. 都市河川維持用水のための貯水タンク

前にも触れたが、都市化の進展とともに直接流出分が増加し、涵養源となる浸透量が減少することが懸念される。とくに多摩ニュータウンのような最近よくみられる山地域や郊外の大規模宅地化は、その影響が十分大きいものと思われる。この問題に技術的な検討を加えるには、二つの見方が考えられ、一つは都市化前と都市化後でどの程度の流況の変化があるのか、どの程度涵養水が減るのかという問題と、もう一つは影響があることを前提として、ではどのような対策が考えられるかであろう。

検討の順序としてもこの通りと思われるが、前者については水文研究室で調査が進行中であるのでここでは後者の問題について本流出解析法を用いて検討を加えてみる。

対策として考えられることは、まず直接流出を起こさせない方法 (不透面積の規制、屋根の壁からの流出を一度浸透域を通す) と、一時的に貯留して少しずつ流す方法 (防火用水槽のようなものを義務づける、貯水池を設ける) が考えられる。ここで検討を加えようというのは後者についてである。

内容は、一年間のハイドロを流し貯水池の容量 (V)、取水開始流量 (Q_0)、維持流量 (q) などを变化させて、貯水池が空になる日数 (枯渇日数)、無為に流された水量 (overflow) を求めてみた。簡単に手順を示すと、

1) 面積として 1 km^2 を考え、分流式下水道が敷設されているとする。特性は谷端川のそれをもちいる。

1) 渇水年として、 S_{41} 年をえらびこれの 5 分雨量を既取 (洪水数は 112 洪水)。

2) 計算条件は、 $V=4000, 7000, 10000 \text{ m}^3$ の 3 種、 $Q_0=2, 1, 0.5, 0.25, 0 \text{ mm/hr}$, $q=15 \text{ L/s}$, 10 L/s , 5 L/s 等である。ちなみに $V=10000 \text{ m}^3$ は流域内 10 mm に、 $Q_0=0.25 \text{ mm/hr}$ は 69.4 L/s に相当する。また q については constant に流せるものと仮定した。

結果の一部をグラフに示すと、図-16-1, 2, 3 などが得られる。これらのグラフは未だ完全なものではないので、細かい考察はさけ、いくつかの数字を挙げるにとどめる。

1) 841年の総降雨量は、1571.2 mm/yearであり、これに対する総流出量は796.5 mm/yearでほぼ50%である。これは前期降雨の有無にかかわらず、Dep (において) ためであり、実際にはもう少し大きなものになる。

1) 枯渇日数を15%以内に納めるには、 $V=10000 \text{ m}^3$ 、 $Q_0=0.25 \text{ mm/hr}$ となり、しかも5 L/s程度しか流せない(図-16)。これから q を増加するには、 $V=2\sim 30000 \text{ m}^3$ 程度にふやす必要があると思われる。

■ 図-16より意外に貯水量の増加によって無効放流量が減少しないこと、および無効放流量が多いことに気付く。この理由としては貯水容量が小さいこともあるが、841年は、大きな出水があったのも一つの原因と考えられる。このことから今後の研究の方向として出水の年間分布特性に関する研究が考えられる。

N) $V=10000 \text{ m}^3$ の内容は、イ) まず全流域10 km² (21.5 m)² ハ) 幅10mの道路または河川高水敷の下を考えると水深3 mとして延長333 m。

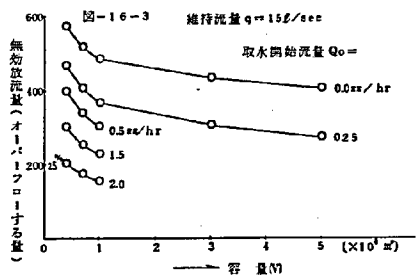
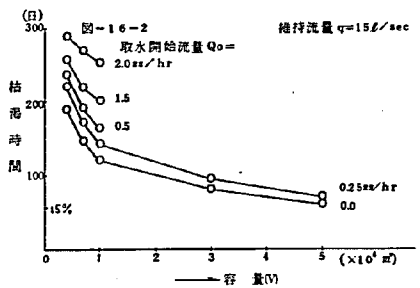
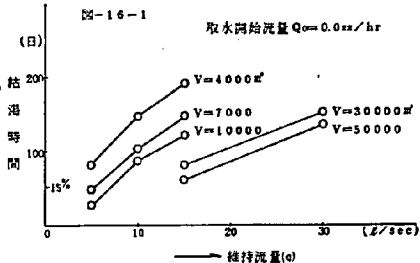
などが考えられるが、経費の点からは非常に高いものになりそうである。ダムなどによる1 m² 15億円よりは、高いことが予想される。治水との合併なども考えられるがそれとは別にこれからの水事情を考えると考慮に入れていかなければならないのではないかと考えている。

むすび

現在都市河川のあるべき姿が問われており、我々はその矢面に立っている。とくにこれまでの治水からのみ河川を眺めることが許されないことはいうまでもなく、都市住人の環境問題に水質面および景観の面で寄与する計画を立案しなければならない。その意味で、本論は、都市に降った雨水がどんな挙動をしているかについて、おおよその把握を試みれば成功したという風に我々は理解している。説明、とくに後半のそれが大層ラフなものになったことをお詫びする。

今後とも、本法の改善、そしてその発展の問題を扱っていかなければならないが、まず前者としては、① 前期降雨の特性、降雨継続時間および雨量強度により、損失機構(Dep.imp, Dep.p, fc)がどのような特性を示すか、などが差しあたった問題であり、また後者としては、② 都市排水施設的设计法または技術基準の改善、具体的には、計画降雨の考え方、ピーク流出係数(C_p)の意義などに検討を加えていかなければならないことと、③ 都市河川の水質改善についても、維持用水増加の検討、および合流式下水道の改良などを、検討していかなければならない。

今後とも、本法の改善、そしてその発展の問題を扱っていかなければならないが、まず前者としては、① 前期降雨の特性、降雨継続時間および雨量強度により、損失機構(Dep.imp, Dep.p, fc)がどのような特性を示すか、などが差しあたった問題であり、また後者としては、② 都市排水施設的设计法または技術基準の改善、具体的には、計画降雨の考え方、ピーク流出係数(C_p)の意義などに検討を加えていかなければならないことと、③ 都市河川の水質改善についても、維持用水増加の検討、および合流式下水道の改良などを、検討していかなければならない。



①の方法については、直接ハイドログラフにより検討する方法が考えられるが、あまり微視的に追いかけるのは、Dataの精度などからも問題があると思われる。しかし、変化の幅および概略の特性などについて、直接現地資料から求めておくことは、十分有効なことと思われるので少し検討を加えてみたい。降雨の断続による浸透能の回復などについては、実験によって検討すべきであろう。

②については、本論発展の2)の確率降雨強度曲線を用いた計算例の発展として、矩形降雨のかわりに同じ降雨継続時間を底辺とする三角形降雨を適用したところ、ピーク流出係数(0p)の値として1を超える値を得た。これは重大な問題であり、今後前期降雨を含めた計画降雨波形の検討も進める必要がある。

③の分流式下水道の雨水吐から放出される雨水の水質については、パイプ内に堆積した汚物が洪水によって排出されるため、一つの洪水をとって考えても洪水初期には、汚濁物質濃度が一般的に高い傾向があり、これに影響する要素としては、前期無降雨日数、降雨強度、降雨開始後の経過時間などが挙げられている。これらが複雑に影響しあうため、冒頭では、多少ラフな試算を行ったが、まだシミュレーションできるまでのDataはそろっていない。しかしハイドロとからみあう問題だけに、あわせて開発していかなければなるまい。

報告にあたり、資料について援助をいただいた下水道研究室、東京都、豊橋市、名古屋市の各位、また計算、作図等に労をいとわなかった当研究室、山口、山守、杉山の各技官に心から謝意を表したい。

参 考 文 献

- 1) 下水道研究室：雨天時下水の排除の合理化に関する調査報告 1970.
- 2) 土木学会：下水道の雨水流出量に関する研究報告書 1967.
- 3) L.H.Watkins：“The Design of Urban Sewer System” Road Research Technical Paper, No.55, Dept.of Scientific and Industrial Research, London, 1962.
- 4) Michael L.Terstrip, Jhon B.Stall：“Urban Runoff by Road Research Laboratory Method” HY6, J.of ASOE, 1969. 11.
- 5) 都市河川研究室：東京都における雨水流出量調査報告書 土木研究所資料 第678号 1970.
- 6) 山口高志、松原重昭、山守隆：都市流出調査－降雨損失機構の検討－土木技術資料 vol.13 No.10. 1970. 10.
- 7) A.L.Tholin, Clint J.Keifer：“The Hydrology of Urban Runoff” SA2, J.of ASOE, 1959. 5.
- 8) 川畑幸夫：水文気象学 P.150
- 9) 松原重昭、橋本健：表面流出についての現地実験とその解析 土木技術資料 vol.13 No.2 1971. 2
- 10) 稲場紀久雄：雨天時下水の水質変動の理論と実験 第5回土木研究所研究発表会資料 1968. 4
- 11) 省略：この種の文献はアメリカに多い。

6. 越流型余水吐の放流量に関する 実験的研究

篠崎試験所 梅原・暲也

越流型余水吐は代表的な放流施設として、ほとんどのダムに設けられている。とくに常用および非常余水吐としての放流能力は大きく、ダムの安全に関係するものとしてきわめて重要である。

越流型余水吐の放流量の推定に関して、自由越流時における放流量については現在までに数多くの理論的、実験的研究が行われ、その水理特性がかなり明らかにされている。⁽¹⁾ところで、ゲート操作時(半開放流時)⁽²⁾における放流量の推定に関する研究は今まで数少なく、まだ正確な放流量を推定することは困難である。したがって高精度の「貯水位—放流量—ゲート開度」関係を必要とする余水吐の設計にあたっては個々のダムについて水理模型実験を行ない必要資料を得ている現状である。

最近、標準型越流部についての模型実験結果の蓄積が多くなってきたので、筆者はこれらの実験結果をまとめ統計的手法によって解析し放流量の推定方法を検討した。ここでは、自由越流時における土研公式の適用性、およびゲート操作時における半開放流量の推定方法について、既往の数多くの模型実験結果を統計的に解析した結果を述べる。

1. 標準型越流部の縦断形状について

越流部の形状は与えられた越流水深に対してできるだけ大きな流量を流すとともに、頂部付近に有害な負圧が生じないように設計されなければならない。そのため越流部の縦断曲線は刃形せきのナツプの下側曲線となるべく一致させることが望ましい。標準型越流頂といわれるものは、このような刃形せきのナツプ下側曲線に一致させた形状で、ランドルフ曲線およびハロルド曲線等の形状がある。

ランドルフ曲線：

$$\left. \begin{array}{ll} \text{下流側} & Y = -0.50 H_d^{-0.42} X^{1.42} \\ \text{上流側} & W = 0.282 H_d \quad X_1 = 0.171 H_d \\ & E = 0.126 H_d \quad X_2 = 0.107 H_d \\ & r_1 = 0.500 H_d \quad r_2 = 0.200 H_d \end{array} \right\} \cdots (1)$$

ハロルド曲線：

$$\left. \begin{array}{ll} \text{下流側} & Y = -0.53 H_d^{-0.42} X^{1.42} \\ \text{上流側} & W = 0.287 H_d \quad X_1 = 0.180 H_d \\ & E = 0.132 H_d \quad X_2 = 0.107 H_d \\ & r_1 = 0.500 H_d \quad r_2 = 0.200 H_d \end{array} \right\} \cdots (2)$$

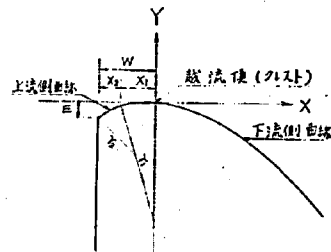


図-1 越流部 記号説明図

ここに、 H_d ：設計水深

2. 自由越流時放流量の推定

自由越流時放流量の推定については、数多くの実用公式が提案されている。これらの中で土研公式を用い水理模型実験の結果と比較した結果について述べる。

ここに取上げた 27 個のダム越流部の形状はいずれも標準型越流部でその諸元については表-1 に示すとおりである。

土研公式：

$$Q = C \cdot n \cdot B \cdot H^{3/2}$$

$$\left. \begin{aligned} C &= C \left\{ 1 - Md \left(\frac{H}{H_d} \right)^{1/2} \right\} \\ C &= 1.704 \left\{ 1 + 0.704 \left(\frac{H}{H_d} \right)^{1/2} \right\} \end{aligned} \right\} \text{----- (3)}$$

$$Md = 0.0756 \left(\frac{H_d}{B} \right)^{1/2} \quad (n=1, n \geq 2, \frac{b}{S'} \geq 0.8)$$

$$Md = 0.0756 \left(\frac{H_d}{B} \right)^{1/2} \left\{ \frac{1}{n} + \frac{n-1}{n} \times 1.465 \left(\frac{b}{S'} \right)^{1/2} \right\} \quad (n \geq 2, \frac{b}{S'} < 0.8)$$

ここに、 Q ：自由越流量 (m^3/s)、 n ：径間数、

B ：1 径間当りの越流幅 (m)、 H ：堤頂を基準面とする

全水頭 (m)、 C ：橋脚、橋台の影響を考慮した流量係数、

C ：二次元流に対する流量係数、 H_d ：設計水頭、

Md ：補正量、 b ：橋脚幅 (m)、 S' ：越流頂から橋脚先端までの水平距離 (m)。

実験値より流量係数 C を計算し $C - \frac{H}{H_d}$ の関係を図-2 に示す。これによると $\frac{H}{H_d} < 0.2$ では流量係数のバラツキが非常に大きく理論値の下限值 1.704 より小さくなる。

これは模型実験における模型の大きさの効果がかなり顕著に現われてくるものと思われ、この部分については今後の検討が必要である。

実験値流量と土研公式を用いた推定値流量とを比較してみると (図-3 参照)。

$\frac{H}{H_d} > 0.2$ ではほぼ良好な近似値を与えその誤差は 6% 以内であり実用公式として十分使用できるものと思われる。

3. 半開時放流量の推定

越流型余水吐で常時洪水調節を行う場合、半開時放流量の高精度な推定が必要となってくる。

ここでは、既往の標準型越流部半開時放流量の水理模型実験結果を解析し、半開時放流量の推定公式を求めた結果について述べる。

解析に用いた越流型余水吐の諸元を表-1 に示す。ここでは越流型余水吐に設置されるゲートが一般にテンターゲートとローラーゲートであるのでそれぞれのタイプに分けて解析した。

3-1 テンターゲートを設けた半開時放流量の推定

一般に半開時放流量は次式で表わされる。

図-2 自由越流部 $C - \frac{H}{H_d}$ 関係図

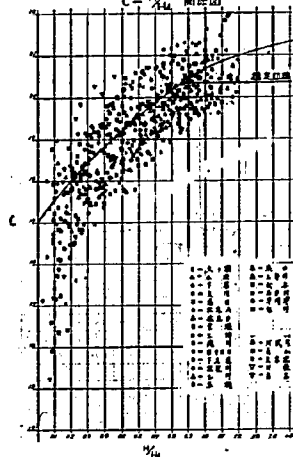
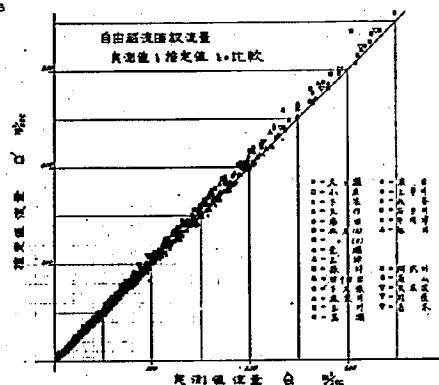


図-3



$$Q_p = O_p \cdot n \cdot B \cdot \{ (H + y_1)^{3/2} - (H - y_1)^{3/2} \} \quad \dots\dots\dots (4)$$

ここに、 Q_p ：半開時放流量(㎡/s)，
 n ：径間数， B ：1径間当りの越流幅(㎡)，
 H ：貯水頭(㎡)， y_1, y_2 ：ゲート下端および越流面座標(㎡)， O_p ：半開時流量係数

半開時流量係数 O_p に影響をおよぼす要素は主に貯水頭 H ，ゲート開度 G ，ならびにゲートリップ角度 θ である。

ゲート開度 G ，ならびにゲートリップ角度 θ

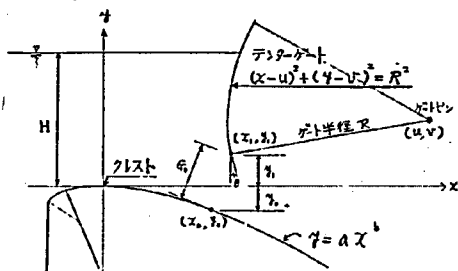


図-4 記号説明図

を次のように定義する。(記号説明は図-

4 に示す)。ゲート開度 G は「ゲート下端と越流面との最短距離」，ゲートリップ角度 θ は

「ゲート下端の接線と y 軸とのなす角度」と定義する。

(貯水頭 H およびゲート開度 G を設計水頭 H_{hd} で除して無次元表出し測定値の $O_p \sim \frac{H}{H_{hd}} \sim \frac{G}{H_{hd}}$ の関係を図-8 に示す)

解析に当って考慮した因子は、 $(\frac{H}{H_{hd}}), (\frac{G}{H_{hd}}), \tan \theta, (\frac{H}{H_{hd}})^2, (\frac{G}{H_{hd}})^2, (\frac{H}{H_{hd}})^3, (\frac{G}{H_{hd}})^3, (\frac{H}{H_{hd}})^4, (\frac{G}{H_{hd}})^4$ などである。これらの因子を用い重回帰分析を行ない残差分散が最小で重回帰係数が高度に有意な推定式として次式を得た。

$$O_p = \frac{1.940 + 0.008 (\frac{H}{H_{hd}}) - 0.295 (\frac{G}{H_{hd}}) + 0.892 (\frac{G}{H_{hd}})^2}{1 + 0.1676 \cdot \tan \theta} \quad \dots\dots\dots (5)$$

$$\text{ここで } \tan \theta = \frac{y_1 - y}{x_1 - u}$$

(5) 式を(4) 式に代入し推定半開放流量を計算した結果と実験値半開放流量とを比較してみると(図-9 に示す)，その誤差はほぼ 6 % 以内であり，実用公式として十分使用できるものと思われる。

3-2 ローラーゲートを設けた半開時放流量の推定

一般に半開時放流量は次式で表わされる。

$$Q_p = O_p \cdot n \cdot B \cdot \{ H^3 - (H - G)^3 \} \quad \dots\dots\dots (6)$$

ここに、 Q_p, O_p, n, B, H などの記号はテンターゲートの場合と同じ， G ：ゲート開度(クレストとゲート下端との標高差)

半開時流量係数 O_p に影響をおよぼす要素は貯水頭 H とゲート開度 G である(記号説明は図-5， $O_p \sim \frac{H}{H_{hd}} \sim \frac{G}{H_{hd}}$ の関係は図-10 に示す)。

解析に当って考慮した因子は、 $(\frac{H}{H_{hd}}), (\frac{G}{H_{hd}}), (\frac{H}{H_{hd}})^2, (\frac{G}{H_{hd}})^2, (\frac{H}{H_{hd}})^3, (\frac{G}{H_{hd}})^3, (\frac{H}{H_{hd}})^4, (\frac{G}{H_{hd}})^4$ などである。

これらの因子を用い重回帰分析を行なった結果次式を得た。

$$O_p = 1.911 + 0.106 (\frac{H}{H_{hd}}) - 0.036 (\frac{G}{H_{hd}}) \quad \dots\dots\dots (7)$$

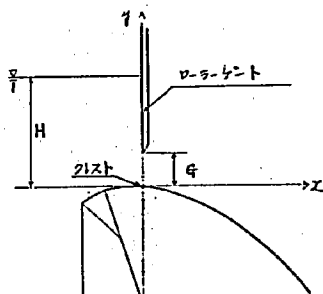


図-5 記号説明図

(7)式を(6)式に代入し推定半開放流量を計算した結果と実験値半開放流量とを比較してみると(図-11に示す), その誤差はほぼ5%以内であり, 実用公式として十分使用できるものと思われる。

4 遷移領域について

越流部付近の自由越流水深はほぼ $0.75H$ 程度であるから, ゲート開きがそれ以上であれば流れの状態は物理的に自由越流状態となり, それ以下ではオリフィス流状態となる。

この兩者の間には遷移的な状態があり放流量は不連続に変化する。水理模型実験では流れが定常的になったところで貯水位と放流量を測定している関係上, わずかな水位の変動にともなう遷移の状態の不安定な

放流量は測定が非常に困難である。このことは図-7に示す“貯水位～放流量～ゲート開度”関係図より自由越流曲線(A曲線)と半開放流曲線(B曲線)との間のブランクにみることができる。つまり, A曲線からB曲線へ, またはB曲線からA曲線へ移る過程はほとんど瞬間的なものであり, その間を結ぶ曲線の推定は困難である。

ここで, 半開放流時の測定値の下限値が真の下限値を与えているか疑問とするところである。そこで, 真の下限値を与える方法として越流部中央綫上の水面形を模型実験の結果より求め(8)式に示す。

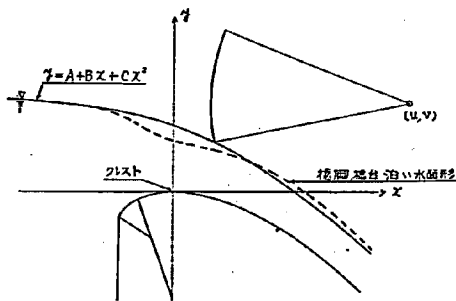
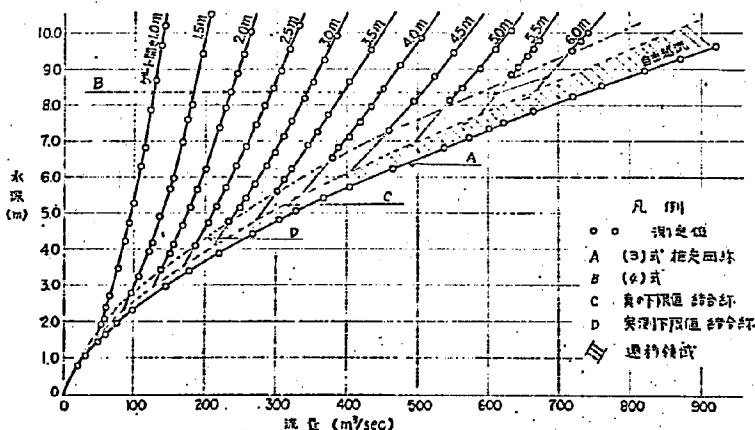


図-6 説明図

図-7

貯水深 — ゲート開き — 放流量 関係図



越流部水面形公式：

$$y = A + B \cdot x + C \cdot x$$

$$A = -0.014 H_d + 0.754 H$$

$$B = -0.2185 - 0.281 \frac{H}{H_d} + 0.142 \left(\frac{H}{H_d} \right)^2$$

$$C = -\frac{0.360}{H_d} + 0.132 \frac{H}{H_d^2}$$

(8)

(8)式で計算される水面形とゲート下端との接点を真の下限值と定義する。

従来、遷移領域と考えられた領域はA曲線と測定下限値を結んだD曲線との間であった。ところで水面形より解析した真の下限值を与えた遷移領域はA曲線とC曲線とで囲まれた領域となった。これは一つの方法として解析したもので、今後の模型実験ならびに現場ダム事務所での実測データが得られればより正確な遷移領域の推定ができるものと思われる。

以上述べたように、遷移領域内における流量は不安定なので、洪水調節においてこの領域を用いることは流量を正確に把握することができないため好ましくないと考えられる。

5. 結 論

以上、標準型越流部の放流量について、水理模型実験の結果を統計的に解析した。要約すれば次のとおりである。

- (1) 自由越流時の放流量は土研公式を用い十分な精度で推定することができる。
- (2) 半開時放流量は設置されるゲートの型式によって次のように推定することができる。
 - (a) テンタージェートを設けた半開時放流量は(4)式および(5)式で推定することができる。
 - (b) ローラージェートを設けた半開時放流量は(6)式および(7)式で推定することができる。
- (3) 遷移領域については水面形より解析した真の下限值を与える一つの方法として求めることができた。

参 考 文 献

- [1] 石井文雄、藤本成：越流型余水吐の水理機能に関する研究 (1)
土木研究所報告 No.127の3 S.40.7
- 石井文雄、藤本成：越流型余水吐の水理機能に関する研究 (2)
土木研究所報告 No.130の2 S.41.7
- [2] 中川博次、藤本成：越流部ゲート半開時放流量の推定方法の検討
土木研究所資料 vol 5-9

図-9

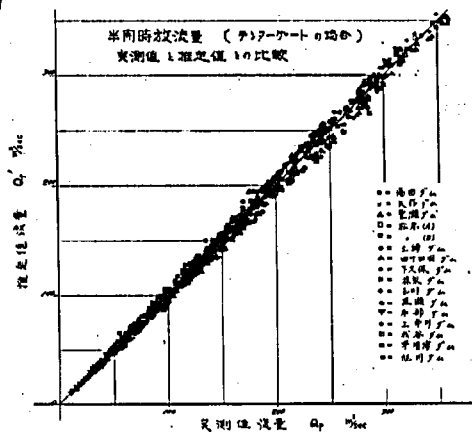


図-11

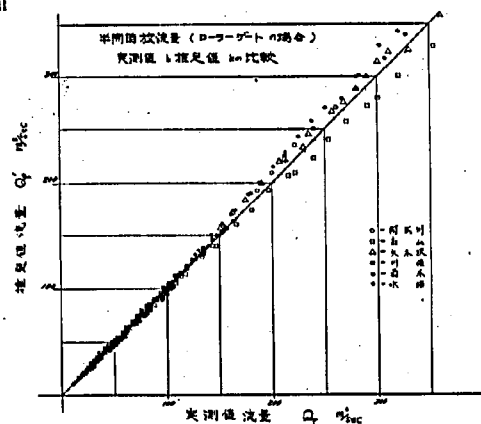


図-10 $C_t - \frac{H_{tH}}{H_{tH}} - \frac{S_{tH}}{H_{tH}}$ 関係図 (おろすの場合)

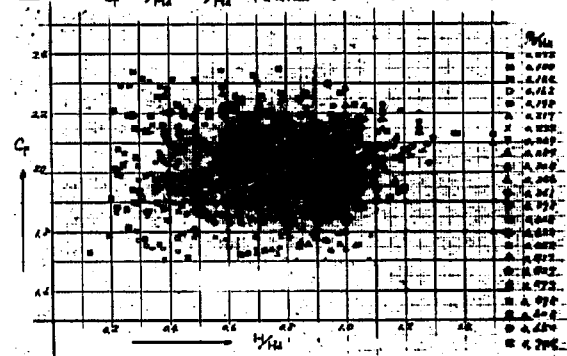


図-10 $C_t - \frac{H_{tH}}{H_{tH}} - \frac{S_{tH}}{H_{tH}}$ 関係図 (ローザートの場合)

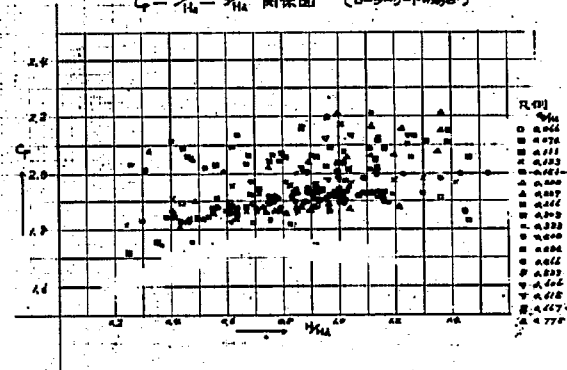


表-2 越流部・ゲート諸元

No.	ゲート名	ゲート形式	越流部頂高 E.L.(m)	ゲート平高 (m)	ゲートピン座標		ゲート数座標	
					x	y	x ₀	y ₀
1	天ヶ瀬	アンダー	74.50	4.8	4.999	2.1	0.733	0.100
2	小 旗	"	612.70	6.0	7.634	0.8	1.752	0.383
3	下 釜	"	329.20	7.0	7.96	2.0	1.310	0.176
4	矢 作	"	292.00	7.0	8.66	1.2	1.830	0.331
5	勝 田	"	232.00	8.0	9.878	2.37	2.427	0.551
6	松 原	"	261.00	12.0	13.483	5.0	2.788	0.442
7	登 瀬	"	220.45	6.0	6.607	2.0	1.000	0.136
8	土 師	"	246.00	10.5	11.518	4.5	2.193	0.335
9	藤 川	"	167.50	13.5	13.948	5.5	1.687	0.149
10	四十四田	"	159.00	14.0	13.397	8.0	2.101	0.271
11	下久保	"	283.80	16.0	14.46	8.0	0.620	0.029
12	鶴 田	"	149.00	14.5	16.327	4.324	2.6	0.349
13	横瀬川	"	235.50	11.0	11.0	4.5	1.002	0.088
14	玉 川	"	156.30	8.8	8.563	3.2	1.685	0.249
15	堀 瀬	"	100.10	11.0	12.628	4.3	2.683	0.407
16	坂 田	"	135.50	7.0	8.42	3.5	2.799	0.672
17	市 部	"	189.40	8.0	8.4	2.8	0.941	0.091
18	上市川	"	193.20	6.0	7.377	2.8	2.500	0.695
19	我 谷	"	139.50	10.0	10.348	5.2	2.0	0.305
20	石手川	"	204.70	7.0	7.541	3.0	1.292	0.135
21	早明瀬	"	325.80	16.0	21.714	8.0	6.296	1.289
22	旭 川	"	159.50	7.5	8.286	1.8	1.038	0.122
23	阿武川	ロープ	87.50	-	-	-	0	0
24	高 山	"	126.00	-	-	-	0	0
25	矢木沢	"	844.10	-	-	-	0	0
26	川 俣	"	972.5	-	-	-	0	0
27	品 木	"	904.5	-	-	-	0	0

表-1 越流部 諸 元

No.	ゲート名	越流部上流面形状		越流部下流面形状 $y=ab$		設計水深 Hd	経間数 n	経間幅 B	ピッチ P	ピッチ先端形状	模 型 実 験 諸 元	
		r ₁	r ₂	a	b						全体模型	抽出模型
1	天ヶ瀬	2.0	0.8	0.174834	1.8	4.0	4	10.0	3.5	r=1.75 半円	1:50	1:20
2	小 旗	2.65	1.06	0.139590	1.8	5.3	5	9.5	3.0	r=1.5 "	1:50	1:25
3	下 釜	3.40	1.36	0.114360	1.8	6.8	3	12.0	4.0	r=1.08 "	1:50	1:25
4	矢 作	3.50	1.40	0.111740	1.8	6.0	4	10.5	4.18	r=2.09 "	1:50	1:25
5	勝 田	3.50	1.40	0.111736	1.8	7.0	6	9.0	2.3	r=1.15 "	1:40	-
6	松 原	6.303	2.521	0.06980	1.8	12.905	2	12.8	3.0	r=1.5 "	1:40	1:20
7	登 瀬	2.742	1.097	0.135820	1.8	5.485	1	7.0	1.5	r=0.75 "	1:50	-
8	土 師	5.20	2.08	0.08140	1.8	10.4	3	7.8	2.8	r=1.4 "	1:60	-
9	藤 川	7.931	3.172	0.058076	1.8	15.96	2	8.4	3.0	r=1.5 "	1:40	-
10	四十四田	6.15	2.48	0.071170	1.8	12.3	3	9.0	2.5	r=1.25 "	1:40	-
11	下久保	0.5	2.6	0.068096	1.8	13.0	2	8.0	2.5	r=1.25 "	1:50	-
12	鶴 田	6.177	2.471	0.0624	1.8	12.354	2	12.0	3.0	r=1.5 "	1:50	-
13	横瀬川	4.75	1.90	0.087518	1.8	9.5	2	7.5	2.5	r=1.25 "	1:40	-
14	玉 川	4.15	1.66	0.097502	1.8	8.3	1	12.0	2.5	r=1.25 "	1:50	-
15	堀 瀬	6.40	2.56	0.068946	1.8	12.8	2	10.0	2.5	r=1.25 "	1:58.4	-
16	坂 田	7.767	1.507	0.1054	1.8	7.534	1	8.0	2.5	r=1.25 "	1:40	-
17	市 部	3.958	1.583	0.10128	1.8	7.915	1	8.0	2.0	r=1.0 "	1:40	-
18	上市川	2.80	1.12	0.133575	1.8	5.6	2	6.0	3.0	r=1.5 "	1:50	-
19	我 谷	4.75	1.90	0.0877	1.8	9.5	2	7.25	2.5	r=1.25 "	1:40	-
20	石手川	3.46	1.38	0.096507	1.85	6.926	2	5.0	2.5	r=1.25 "	1:50	-
21	早明瀬	6.00	3.60	0.042854	1.85	18.0	6	11.4	3.6	r=1.8 "	1:50	-
22	旭 川	2.854	1.142	0.11376	1.85	5.708	2	15.0	2.9	r=1.0 "	1:40	-
23	阿武川	3.75	1.50	0.105737	1.8	7.5	4	12.5	3.0	r=1.5 "	1:50	-
24	高 山	3.30	1.32	0.117123	1.8	6.6	6	8.5	2.5	r=1.25 "	1:40	1:25
25	矢木沢	4.50	1.80	0.091386	1.8	9.0	2	9.5	3.0	r=1.5 "	1:50	-
26	川 俣	3.25	1.30	0.11856	1.8	6.5	6	6.0	3.0	r=1.5 "	1:50	1:20
27	品 木	3.615	1.406	0.1114	1.8	7.029	2	5.0	2.0	r=1.0 "	1:40	-

7. 速度と事故におよぼす視距の影響について

交通安全研究室 満田 喬勲
○中村

1. まえがき

最近の交通事故のなかで追越時に発生するケースが非常に多く、これを道路設計の側からみれば十分な見通し距離が確保されていないことが考えられる。この見通し距離すなわち視距の状態は速度にも大きい影響を及ぼすといわれている。道路の視距の状態を調査することは速度制限、追越規制区間等を定めて交通安全に役立てるとともに、線形設計の面からは視野を良くし、運転者の心理的負担を軽くして疲労を防ぐ効果を期待する事ができる。ここに述べる報告は既存道路の視距が速度に及ぼす影響を調査し、あわせてこれまでの事故データから視距と事故との関係について調べてみたものである。事故については視距のみでなく、他の多くの要素が複雑に関係しており、視距の結果だけから断定することはできないが要因の一つとしてとりあげてみた。尚事故データは我国では道路の幾何構造との関係において、現在整備されつつある過渡期であり、現時点で十分な量のデータが入手できない。したがってここではこれまでに記録されたものから採用したが、結論とするには十分な量でない事をつけ加えておきたい。

2 視距測定装置について

既存道路の視距の状態は、その道路の図面によつて一応の検討をつけることはできる。しかし実際の道路においては図面からは知る事が出来ない種々の要素が介在しており、これらを考慮して視距の状態を知るには実測する以外にはないように思われる。

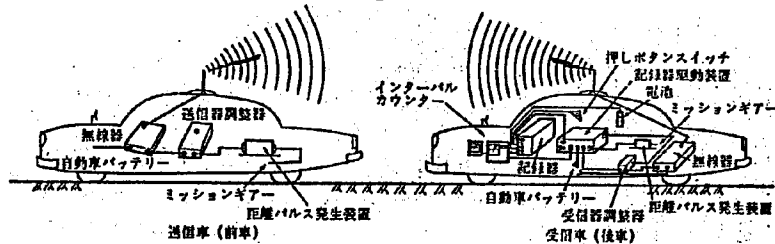


図-1 視距測定装置の構成

現に供用中の道路で長距離にわたつて視距の状態を計測してゆくためには、やはり自動車を利用した測定装置を用いるのがよいように思われる。ここでは2台の車を前後一定間隔(=一定視距)に保つて走行させ、後車からみて前車が道路曲線部等にさえぎられて見えなくなる状態を記録し、視距の状態を調べる方法をとつた。この装置の構造および機構は図-1に示すとおりで、まず2台の車を測定すべき一定視距に相当する距離において配置する。この2台の車を視距に相当する一定間隔に保ちながら走行させるために無線器によつて前車の進行距離に対応したパルス信号を発信させて後車へ送

る。後車ではその信号を加算すると同時に後車自身も走行距離に応じたパルス信号を加算し、前車の信号の合計から差引く。この値が一定であれば走行しつつある2台の車の走行間隔が一定に保たれていることになる。この状態を保ちながら2台の車を走行させ、後車から見て前車の見えかくれする状態を記録用紙に記入してゆけばその道路における与えられた視距に対する不足の区間およびその位置が明確に示される。

3 視距図について

道路に固有な視距の状態は図にあらわすのが最も把握しやすいように思われ、本報告に述べる解析方法は視距不足区間、箇所数、位置がよくわかるように視距図を描き、それによつて車の走行速度や事故との関連をつかもうとしたものである。本測定を行つた道路の区間長は約5kmであり、視距40, 50, 60, 65, 75, 80, 90, 100, 110, 120, 130, 140, 150mにわたつて測定した。視距図の作成は縦軸に視距の値(m)、横軸に路線延長(m)をとり、縦横をそれぞれ1/500, 1/10,000の縮尺にして表示したものである。この図の1例を示すと図-2に示すようになる。この図からわかるように逆山形の部

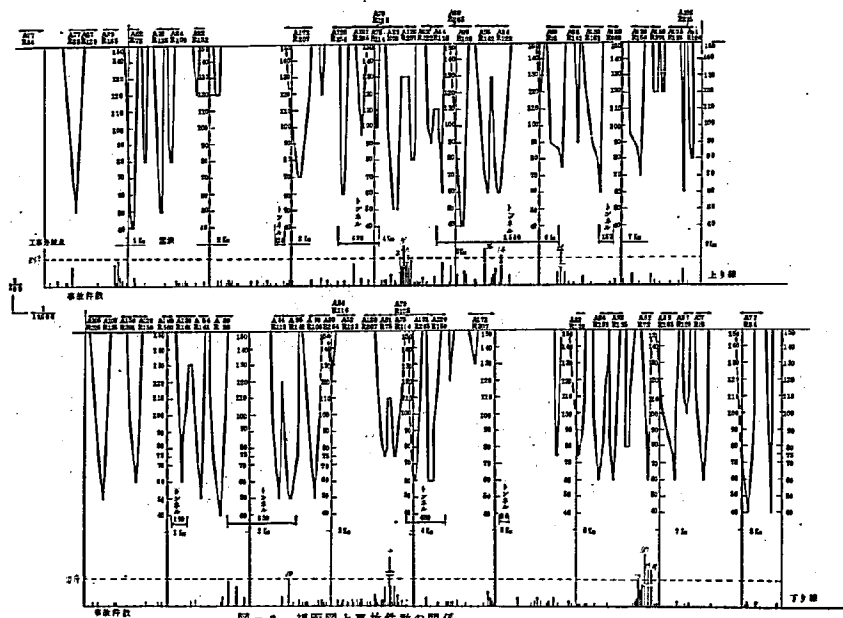


図-2 視距図と事故件数の関係

分は確保された視距の値が小さい事を示している。

4 視距図の照合

本測定によつて作成された視距図と線形から定められる計算上の視距との比較を行ない、どの程度の一致があるかを調べてみた。この場合以下の点について考慮した。

①サグでは見通しがあるものとして視距図には問題がないものとした。しかし山地道路や更に長い視距を必要とする道路では歩道橋などが存在するため、考慮しなければならない場合が生じるであろう。

表一 視距図の検定

縦断勾配差	SD	SDc	L
1.4%	120	157	30
2.8	120	86	30
3.2	120	82	40
4.2	75	70	45
4.5	80	74	60
8.6	40	32	18

②クレストの場合で平面線形上問題のない場合は縦断勾配差に関係するものとした。視距図よりクレストにおいて平面線形による視距障害のないもののデーターを取出すと表一のようにになる。一方クレストにおいて最小視距を求める式は道路構造令解説によると

$$SD_c = \frac{L}{2} + \frac{1.99}{J_1 - J_2} \quad \text{ここで } SD_c : \text{最小視距}$$

L : 曲線長

$J_1 - J_2$: 縦断勾配差 でありこの値を求めると表一に示す SD_c

のようになる。これらの値を比較すると勾配差が小さくなると多少は測定値の方が理論値より小さくなる傾向を示すが、その他はほぼ良い結果であつたように思われる。本実験の値からみて更に視距図の精度を上げなければならない。

③クレストにおいて平面線形と縦断勾配の両者に関係のある場合はその厳しい方の条件に関係する。視距図よりクレストの場合で平面線形との組合せのある場合をとりだして表にすると表二のようになる。この表には平面の制約による場合と縦断の制約による場合があり、理論値と実測値とを併記したものである。この結果は実測値と理論値はほぼ一致し、測定した道路においては平面線形による視距条件の方が縦断勾配差によるものより影響が大きいようであつた。

表二 縦断勾配差と平面線形の理論上の視距

実測値	縦断勾配差	縦断勾配差	区間長(L)	$\cos^2(1-R)$	曲線半径	理論上の視距
40m	平面線形	4.0%	2.5km	0.245	84m	71m
	平面線形	4.0%	2.5km	0.245	84m	41.2m
50	縦断	5.5	60	0.210	108	73
	平面	—	—	—	—	40.3
50	縦断	5.5	50	0.236	88	68
	平面	—	—	—	—	41.6
50	縦断	4.5	45	0.193	135	75
	平面	—	—	—	—	52.1
50	縦断	3.6	72.6	0.254	75	101
	平面	—	—	—	—	38.1
60	縦断	1.8	30	0.175	156	145
	平面	—	—	—	—	54.6
60	縦断	7.0	60	0.175	161	62
	平面	—	—	—	—	56.4
60	縦断	0.7	30	0.188	142	350
	平面	—	—	—	—	53.3
60	縦断	5.5	50	0.236	88	68
	平面	—	—	—	—	41.6
75	縦断	6.4	70	0.175	156	72
	平面	—	—	—	—	54.6

5. 視距と運転の関係

速度は種々の条件によつて影響を受けるがここでは視距の変化によつてどのように影響されるかについて測定した。速度測定車の走行方針には①追越回数と追越された回数が等しくなるように走行する。②走行中の1台の車をマークしそれにピッタリと追うような状態で走行する方法の2つがある。この測定では①の方針でウィークデーに複数のドライバーによつて8回測定しその結果を記録した。その一例を図-3に示す。次に視距によつて速度がどのように影響を受けるかを調べるために①100m毎にとつた視距と同地点における速度の関係②1km区間の視距不足百分率と区間平均速度との関係について調べた。

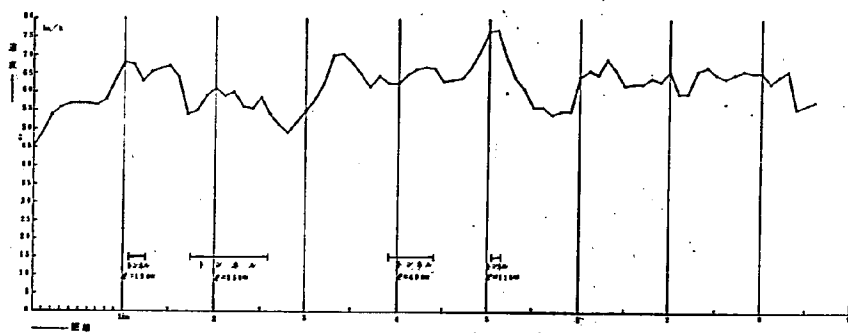


図-3 下り方向速度

(1) 視距と地点速度との関係

視距図より図-4に示すデータを取り出し次にこの相関係数を求める。計算方法は表-3に示すとおりである。これより相関係数 $r_{xy} = 0.510$ が求められた。次にここで求め

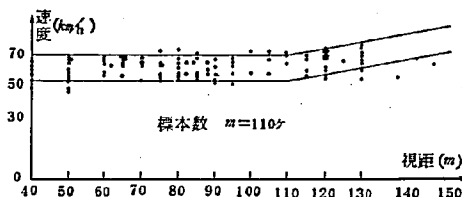


図-4 視距図より読みとり100m毎にとつた視距と同じ地点の速度

表-3 視距と速度の相関

$\sum U^2$	64	28	-	12	88	27	219		
$\sum V^2$	-32	-28	-	12	44	9	5		
$\sum U$	16	28	29	12	22	3	110	-2	113
70~	2	0	0	1	0	2	0	3	12
65~	1	3	10	5	7	10	1	36	36
60~	0	5	10	12	2	6	1	36	-
55~	-1	4	7	10	2	3	1	27	-27
50~	-2	3	1	1	1	0	7	-14	28
45~	-3	1	0	0	0	0	1	-3	9
$\sum V$	-2	-1	0	1	2	3			
$\sum U \cdot V$	40	60	80	100	120	140	$\sum U$	$\sum V$	$\sum U^2$

られた標本相関係数 r を用いて母集団相関係数 ρ の検定を行なう。いま標本の数を n とし、検定仮説として母集団の相関がない、すなわち $\rho = 0$ として $t = \frac{r\sqrt{n-2}}{\sqrt{1-r^2}}$ とおきかえると自由度 $(n-2)$ の t 分布をする。この場合は $n = 110$, $r = 0.510$, $t = 6.162$, 自由度 $(d.f.) = 108$ となり、 t が 6.16 より大きくなる確率は $Pr\{|t| > 6.16\} < 0.001$ となる。従つて母集団に相関がないという検定仮説 $[H_0: \rho = 0]$ の割合は 0.1% より小さく、 H_0 は棄却される。故に速度と視距とは相関があるといえる。また別法としてこの測定データのように標本数が多い場合に r は近似的に正規分布をすると言える。したがつて $Z = \frac{r - \rho}{\sigma}$ とおき、 ρ が大きい場合 r の分布は $N(\rho, \frac{(1-\rho^2)^2}{n-1})$ に従うから検定仮説として $\rho = 0$ とすれば r の確率分布は標準正規分布 $(0, \frac{1}{n-1})$ となる。したがつて $Z = 5.32$, $Pr(\rho = 0) < 0.001$ となり母集団に相関がないという検定仮説の割合は 0.1% より小さくなり、 H_0 は棄却される。故に速度と視距とは相関があるといえる。次に相関係数の信頼限界を求める。母集団相関係数を ρ とすれば $Z = 1/2 \log \frac{1+r}{1-r}$ とおくことにより Z は $N(\frac{\rho}{2(n-1)}, \frac{1}{n-3})$ なる正規分布をする。この場合は $r = 0.510$ であるから $Z = 0.563$ となる。ここで $\rho' = \frac{\rho}{2(n-1)}$ とおけば $Pr(|z'| < t\alpha) =$

0.95, すなわち 95% の信頼限界にある ta の値は $ta=1.96$ となる。ここで $Z - \sqrt{n} \rho_3 < \zeta < Z + \sqrt{n} \rho_3$

$\therefore 0.3735 < \zeta < 0.7525 \therefore 0.36 < \rho < 0.64$ となる。したがって 95% の確率で ρ は信頼できる。

(ii) 視距不足百分率と区間平均速度との関係

基準となる一定の視距を定め、ある一定区間長内に不足する距離を合計して、区間長で除した値を視距不足百分率とし、区間平均速度に影響する要素として調べる。基準となる視距は 75, 90, 110, 120, 130, 140, 150m とし、区間長は 1km とした。この結果を示すと表-4 のようになり図-5 に示す。

またその区間の平均速度を示すと表-5 のようになる。図-5 を見ると視距不足百分率が大きくなるにつれて急激に速度が減少することがわかる。

またこの図より速度が急に減少する点の区間視距不足百分率と、基準となつた視距との

関係を示すと表-6、図-6

のようになる。この図より区間 L km においては視距 SD_m を基準として測定すれば、何 % 以上その区間の視距がとれていなければ、その区間における区間平均速度は低下するという明確な値が得られるものと思われる。

次に道路区間を 1km 毎に区切り、視距と速度との関係を調べてみた。一例として $S \cdot D = 75m$ の場合を計算すると表-7 のようになり、この場合相関比は $r_{xy} = 0.72$ となる。またこの信頼限界は 0.35~0.89 である。同様にして各視距毎に計算した結果を表-8 に示す。

SD	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
75m	6.0%	13.0	0	7.5	11.0	21.5	35	3.0	12.0	18.5	28.5	35	13.0	25	16.0	11.5	28.0
90	10.0	23.5	0	17.0	21.0	32.5	27.0	13.0	21.5	26.5	38.5	16.5	15.0	5.0	33.5	30.5	34.5
100	13.5	27.0	0	24.0	32.5	36.0	31.5	21.0	27.0	36.0	43.5	23.0	18.0	7.5	46.5	37.0	36.5
110	17.0	29.5	1.0	31.0	47.0	40.5	36.5	23.0	31.5	41.0	47.5	28.5	21.0	10.0	42.5	46.0	36.5
120	20.5	32.0	8.0	38.0	51.0	45.5	44.0	33.5	33.5	46.0	51.5	37.5	24.0	12.5	49.0	51.0	37.5
130	24.0	35.0	11.0	43.0	64.5	52.0	50.5	36.0	36.0	49.5	57.5	41.5	28.0	15.0	56.0	52.0	38.5
140	27.0	43.5	13.5	52.5	68.0	57.5	54.0	49.0	37.5	54.5	60.0	45.0	36.5	16.5	62.0	56.0	43.0
150	30.0	48.5	15.5	59.0	75.0	62.0	59.0	52.0	38.5	55.5	62.5	46.5	43.0	18.0	69.5	58.5	47.5

表-4 基準となる視距と視距不足百分率

NO	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
V(km/h)	62.8	64.7	65.8	65.5	58.6	58.6	62.7	64.1	55.6	62.3	55.9	63.6	65.9	62.3	64.1	64.6	61.7

表-5 視距不足百分率を算出した区間の平均区間速度

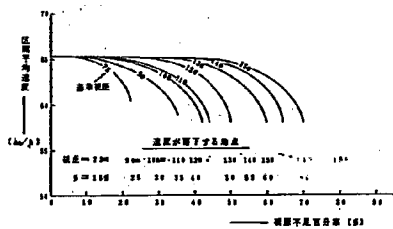


図-5 視距不足百分率と区間平均速度の関係

基準視距 (m)	75	90	100	110	120	130	140	150
減少点の位置 (%)	15	25	30	35	40	50	55	60

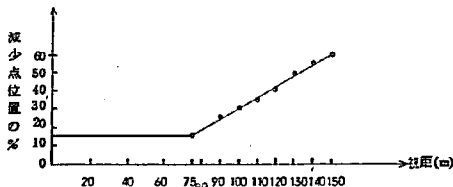


図-6 急激に速度の低下が見られる視距不足百分率と基準とした視距との関係

X	Y	55~	57.5	60~	62.5	65~		
(%)	X1	Y1	-3	-2	-1	0	1	F1
25~	-3	1						2
20~	-2		1					1
15~	-1			1				2
10~	0				1		2	-0.25
5~	1					2	1	3
0~	2						1	2
	FJ	1	2	2	7	4	16	

表-7 基準視距 $S \cdot D = 75m$ をとつた時の視距不足百分率と平均区間速度との関係

6 視距と事故

本測定において対象とした道路において、事故を位置毎に図面上にプロットしてみると曲線部、およびランプ付近で集中して発生しているようである。このために直線部ごとに視距を取り出して調べた。図-2に示した視距図からもわかるように事故が発生しやすいようにみえる箇所は

①視距図の形状がW型になっている箇所。すなわちBカーブまたは引き続いて2つのカーブが重なっている箇所。

②一定の視距の値で(例えば $B \cdot D = 75m$ というように)横に線を引くと、視距不足面積の大きい箇所。すなわち視距の値が小さいか、又は視距不足区間長が大きい、またはその両者である箇所。

③単なる視距の値が極端に小さい箇所。(例えば $B \cdot D = 40m$ の箇所)

等である。

本測定においては視距が不足している状態を示す逆凸形の視距不足地点の面積を用いれば最小視距と不足区間長の2つの要素を満たすのではないかと考え、この視距不足面積によつて事故との関係を調べてみた。面積の上限については一応基準視距の2倍として150mで区切つた。面積の測定にはプランイメーターを使用した。事故件数と視距不足面積との関係を相関係数によつて調べた。相関係数の値は0.450となつたが、この程度では相関関係があると断定するには値が低いようである。今後更に事故データの集収を行なわなければならないと考えられる。

7 あとがき

道路幾何構造の評価をするにあたり、視距の考え方をとり入れ、これによつて自動車の走行速度と事故の関係を調べてみた。ここで結論としていえる事は視距と走行速度とは明確な関係があるようであるが、事故との関係においては資料不足と他の原因との関係から今回に行なつた測定においては断定できる段階にまでは至っていない。自動車の走行中に運転者に与える情報としてはいわゆる目による見通しが主になるのであるから、今後事故データが収集され蓄積されるにつれて更に検討すべきことのように思われる。

参考文献

昭和43年度道路事業調査報告

日本道路協会：道路構造令の解説と運用

P G・ホーエル：初等統計学

表-8 各視距に対する相対比

視距	相対比	信頼限界
90m	0.67	0.26~0.87
100	0.82	0.55~0.93
110	0.66	0.25~0.87
120	0.71	0.34~0.89
130	0.63	0.20~0.86
140	0.66	0.23~0.87
150	3.74	0.39~0.90

8. 建設省マイクロ回線を使用した 電子計算機の遠隔操作について

1. 目的

システム課 内山 隆 司

情報処理装置としての電子計算機の発達に伴い、情報集約の手段であるデータ通信が注視されつつあるが、データ通信は単なる波形伝送のみでなく、伝送路の交換接続を行なうことはもちろん、電子計算機からはじまつてテレタイプなどに至るまでの端末情報処理装置を含み伝送された情報の合目的処理を行なう。したがって、社会の生産活動が活発になり生産員に見合った情報処理が要求される今日上記データ通信の拡充は社会発展の上からも重要な位置をしめつつある。このような社会の需要に応じてデータ通信システムは、情報処理装置のもつ記憶・処理能力と通信のもつ広域・即時性をいかし今後ますます各業務分野に普及するであろう。建設省においても各地方建設局に電子計算センターが設置され、オフ・ライン・バッチ処理による適用業務の電算化が、はじめられつつあるが、いまだ中央電子計算センターと各工事事務所間のデータ通信による有機的結合はなされず今後の課題となっている。土木研究所においては、昭和40年度から電子計算機を導入し、バッチ処理により研究業務の推進を計つた。しかるに、今日、質量共に膨大かつ即時処理が要求され、タイム・シェアリング・システムによる中央処理装置の共同利用への動向も考慮すべき時期にきている。少なくとも、建設技術の自動化の一環である各種の調査資料や調査結果の統計、解析、データ処理および試験調査の新しい方法論の開発等のため、現在行なわれているオフ・ライン・バッチ処理からオン・ライン・リアル又はダイレイド・タイム処理による電子計算機の遠隔制御の実用化がせまられている。

したがって、この自動化目的を遂行するため、電子計算機の遠隔制御の初段階として、既に導入した全二重方式データ通信装置を建設省マイクロ回線網のうち図-1に示す駒込局から鹿島局までの伝送路に設置し、伝送路の評価として現在最も一般的である図-2の誤り率測定を行なうことにより、この結果から建設省専用マイクロ回線がデータ通信に適するか否か。特にこの実験ではデータ伝送専用回線を設けることなく、一般通話回線（交換機により任意に回線を設定する）でデータ伝送を行ない得るか、その実用可否の程度を知り、マイクロ多重無線電話設備、自動電話交換機、回線設計、メンテナンス等伝送路の改善策および既設伝送路使用に必要なエラーチェック方式、並列伝送方式、伝送速度等を推測してみる。又、データ通信システム（万能入出力制御装置にデータ通信装置を接続し、鹿島試験所等の遠隔地から伝送されたデータを網集しながら一時記憶処理を行い電子計算機に入力させ、その出力を再び発信地に返送する）を作るに当つての問題点、すなわち、伝送されたデータの誤りの処理、用途に適した信頼度の保障方法などを検討する。

2. 方法

実験経路は、図-1に示すように、各種のマイクロ無線電話設備とA型、XB型交換機より構成されており、伝送速度200ボーで次の項目を行なつた。

(1) 標準出力レベルにおける、直通又は折返しに対する誤り率

(i) 関東地方建設局（本局）交換機のトラフィック測定、(ii) 各経路の信号レベル測定、

(iii) 各経路の信号対雑音比測定、(iv) 各経路のデータ伝送誤り測定

(2) 伝送波形を各経路毎に観測する

図-1 実験経路および波形、信号入力対回線誤り率

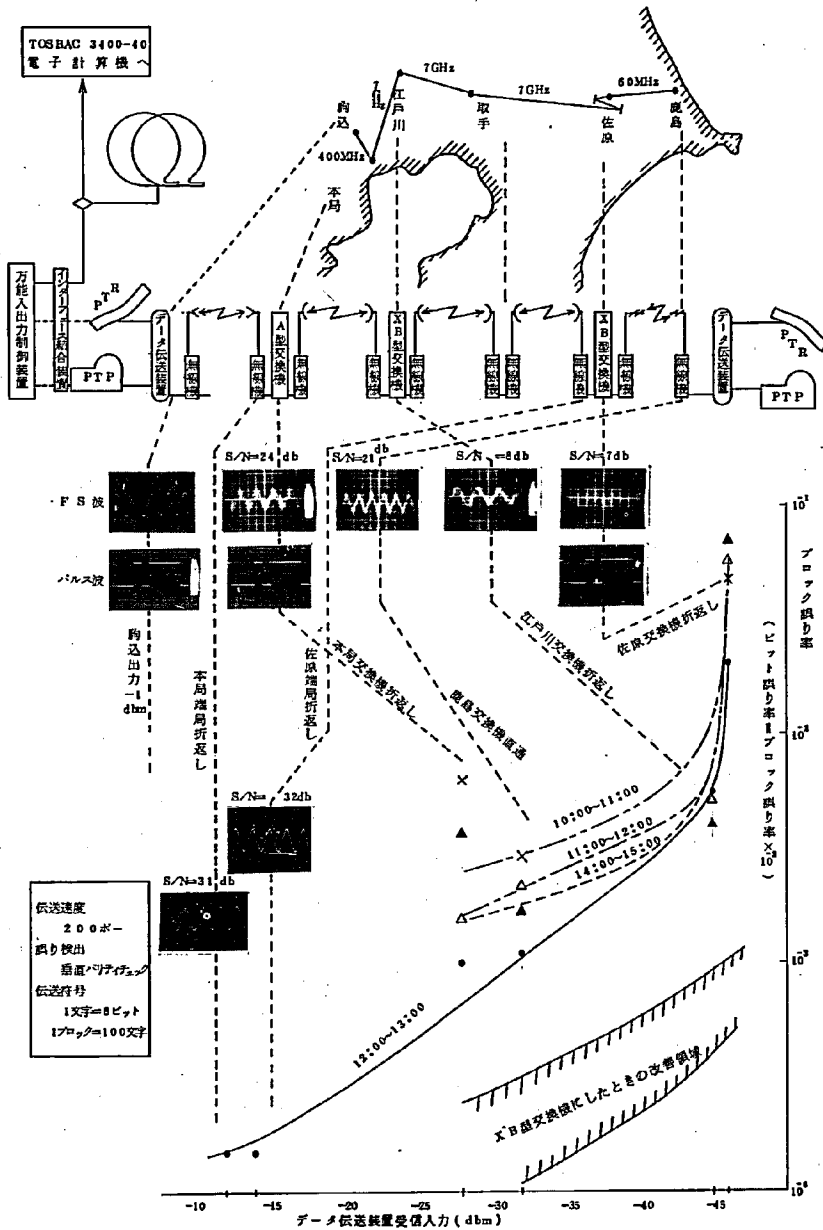


図-2 データ通信の誤り率測定方法

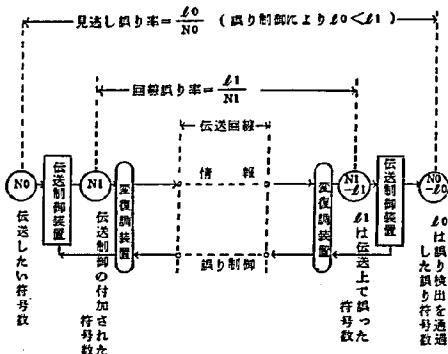


図-3 時間別トラフィック対誤り率

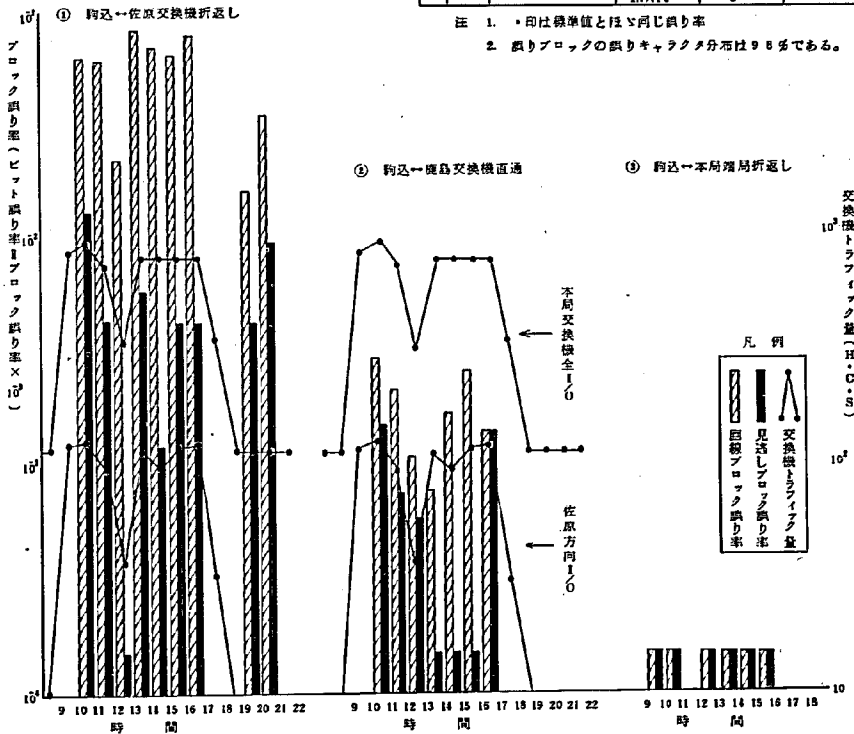


表-1 ブロック誤り率の標準(理論)値と実験値の比較

測定時間	回線種別	回線誤り率	見送り誤り率	改善度
		標準値	理論値	
		10^{-2} - 10^{-3}	2.8×10^{-4}	3.5×10^{-4}
		1.0×10^{-3}	7.1×10^{-4}	9.9
10:00	本局交換機折返し	6.4×10^{-4}	7.1×10^{-4}	
	江戸川	0	0	
	佐原	4.8×10^{-4}	1.3×10^{-3}	4.5
	本局増局折返し	0	0	
11:00	佐原	0	0	
	鹿島交換機直通	3.0×10^{-4}	1.5×10^{-4}	2.0
	本局交換機折返し	1×10^{-4}	4.9×10^{-4}	2.0
12:00	江戸川	5.6×10^{-4}	2.8×10^{-4}	2.0
	佐原	2.1×10^{-4}	0	
	本局増局折返し	0	0	
13:00	佐原	0	0	
	鹿島交換機直通	1.1×10^{-4}	5.8×10^{-4}	2.0
	本局交換機折返し	3.8×10^{-4}	2.5×10^{-4}	1.5
14:00	江戸川	4.9×10^{-4}	0	
	佐原	7.1×10^{-4}	1.2×10^{-3}	59.1
	本局増局折返し	0	0	
15:00	佐原	2.2×10^{-4}	2.2×10^{-4}	1.0
	鹿島交換機直通	1.7×10^{-4}	0	

注 1. *印は標準値とほぼ同じ誤り率

2. 誤りブロックの誤りキャラクター分布は9も多である。

3 結果と考察

各経路の交換機中継又は端局中継に対する伝送データの誤り率を表-1に示す。図-1のグラフは表-1を信号レベル対誤り率で表わした。図-3は時間別交換機トラフィックに対する回線誤り率と見逃し誤り率を各経路中継種別ごとに比較する。以上の結果から次の事が考えられる。

(II) ブロック誤り率の標準(理論)値と実験値の比較

本実験は限られた伝送ブロック数で評価しているため、ほぼ表-1で示すような実験値前後の各誤り率になると判所される。これは実験機の入出力機器である紙テープ読取装置(PTR)、紙テープさん孔装置(PTP)が機械的動作であるため実験での使用は極力さげざるを得ない理由による。誤り検出方式は垂直パリティチェックのみである。佐原交換機折返しを除いて、ブロック回線誤り率は標準値とほぼ同等である。誤り率0は相当数伝送データ内で誤りが発生しない状態であり、端局折返しについては実験機自身の誤り率(1.5×10^{-4})に近いことを意味する。我国におけるデータ伝送路の標準値をブロック単位で換算すると $10^{-2} \sim 10^{-3}$ 程度である。したがって、回線の品質は良好と判断されるが交換機を含む場合は、その局数および種類を考慮し、雑音源に比較的ならない要素とするならば、更に標準値を上まわる精度が得られる。ブロック見逃し誤り率は全体に理論値より劣る。

この原因としてはデータ端末装置の誤り検出方式が垂直パリティチェックのみであることと、入出力機器のPTR、PTPの機械的誤動作により誤った符号が紙テープにパンチされ、前者よりもその比重は大きい。等が上げられる。改善度は10倍前後であり垂直パリティチェックの効果が現われるのは回線誤り率が増したときに有効である。以上のことから改善度を上げるためには、「より高性能紙テープさん孔装置」にするか、伝送された信号を直接電気的処理することが望ましい。実験では、パリティチェック方式の選定としての妥当なデータが得られなかつたが、理論的には回線誤り率が定まれば改善度は誤り検出の方式別に定まる値をもつが、実際には理論値よりはるかに悪く現在1200ボーで実験された改善度は垂直パリティのみでは $10 \sim 10^2$ 倍、垂直水平パリティで 10^2 倍以上、上限は未定である。したがって、各経路の回線誤り率から垂直水平パリティチェック方式が必要である。誤り検出で見逃された誤りはこれをいかに保障し信頼度を向上させるかは後述する。江戸川、佐原交換機折返し経路は直通にすると、地経の工事々務所から他の地理の工事々務所間のデータ通信回線に相当する。

(2) 交換機のトラフィックによる誤り率への影響

図-1のグラフで、交換機折返しと端局折返し(4W)の誤り率の比較は同一地点において、前者は悪く、A型交換機の1局増加に対し約10倍弱の割合で劣化していく。しかし、XB型交換機の誤り率への影響は少なくXB型交換機で回線が構成された場合は、同グラフの斜線範囲の誤り率となり、200ボーにおいてXB型交換機は採用できるが、現在、本局交換機がA型のため、駒込局～鹿島局間でブロック回線誤り率 3×10^{-3} 以上を必要とする場合は端局中継(4W)のデータ伝送専用回線を設けることが望ましい。このことは本所～各支所試験所間でも、類似の構成となるだろう。図-3に示すように、交換機折返しでは、時間別誤り率は昼呼量(通話の量)変化に追従し、就業時間中は12時～13時を最良点として午前、午後の通話繁忙時には誤りが増加する。就業外では、交換機の稼動は減少するので12時～13時の誤りと同等あるいはそれ以下となる。しかし交換機中継局数の増

加は、現在 2 W 中継のため信号レベルの低下を伴う。この保障としてはタンデム中継が適している。

(3) 信号入力レベル対誤り率の関係

実験機の最低入力レベルは -37 dbm まで受信可能である。一方駒込局～鹿島局までの交換機中継の回路損失は設計値が 24 db であるが、実測値は 30～36 db であり他の実験経路においても、全体に約 10 db 程度設計値より大きい。このため、江戸川、佐原交換機折返し実験には 20 db の増巾器を重複装填の波器次段に入れ保障した結果 45 db 回路損失でも、図-1 のグラフの値を得た。

(4) 雑音による誤り率への影響

(イ) パルス性雑音

交換機折返しにおける佐原と江戸川を比較してみると受信入力レベル差は無いが、前者の誤り率が極端に悪くなっている。これは主として微少なパルス性雑音によるものと思われる。伝送路の要因であるマイクロ回線については、佐原端局折返しの誤り率は実験機自身誤り率に近い値であることから、当該マイクロ多重無線電話設備は充分データ伝送に供せる。又、図-3 の④駒込⇄鹿島交換機直通実験結果から佐原交換機は X 型であり当然パルス性雑音の大きな発生源とは考えられない。したがって、誤り率の極端な増加は④の信号入力レベルの低下と微少パルス性雑音が相乗したものであり次のように考えられる。途中の回路損失が大きく受信入力レベルが -45 db 前後になると、マイクロ回線の調製ずれによる非直線歪や交換機の機械接点動作による微少雑音がパルス信号の振巾を変化させる。したがって、これを増巾弁別するため誤りが多くなると思われる。この改考としては端局中継 (4 W) として、信号レベルの損失低下を防ぐ (必然的に交換機を除外することになる) 方法も有るが、この種の問題は、将来データ伝送交換網の設計時に欠くことの出来ない検討事項となるであろう。なお、実験中、江戸川以後の伝送経路上記の現象が出たが、いずれのスペンで発生したかは不明であつた。地域的パルス性雑音は駒込局～鹿島局間交換機直通実験の初期において、強度のパルス性雑音が鹿島局で発生しデータ伝送不能時間帯があつたが現在は生じていない。

(ロ) 白色雑音および瞬断

図-1 の観測波形と信号対雑音比 (S/N) を参照。佐原交換機折返しでも単位歪 S は 1 であり、誤りの原因として白色雑音は無視できる。(単位歪 $S = (t_0 - t) / t_0 = 1$, t_0 = 伝送するパルス巾, t = 伝送されたパルス巾)。単位歪の原因となる周波数変動も測定期間中 ± 1 Hz 以内であつた。瞬断については、建設省マイクロ回線の本省回線 (本省～各地方建設局間の伝送路) の実測値を参考にすると、中部、北陸は瞬断なし、近畿、東北において端局中継 (4 W) の場合 5 ms 以内の瞬断が大部分をしめているが 1200 ボーでブロック回線誤り率は 10^{-3} 程度を保っている。なお、駒込局～鹿島局間では 60 MHz 同送回線を除いては、本省回線と同質の無線電話設備であることから、端局中継 (4 W) における、1200 ボー伝送は可能である。又、交換機中継での同速度による伝送は 200 ボーより約 10 倍劣化する傾向があるので、ブロック回線誤り率は 10^{-2} 程度になり、誤り検出により、 $10^{-4} \sim 10^{-5}$ のブロック見逃し誤り率となり実用上さしかえなない信頼度を得られるが、今回は 1200 ボーの実験は行なっていないので以上は推定である。回線所は江戸川局においてビデオ中継接栓不良により故障発生した。実験終了後、駒込局～鹿島局間でデータ通信を行ない、プログラム・データ等の紙テープ出力を電子計算機に入力し、演算出力の返送を行なった結果、ブロック見逃し誤り率 3×10^{-3} の範

面で実用になることを確認し現在使用している。

(5) 誤り率の改善方法

データ通信の急速な需要に対して、伝送路を交換中継することにより回線の使用効率を高めることが出来るが、この場合種々の設備で伝送路が構成され、推定されない事故が起きやすい。特に建設省マイクロ回線のローカル回線では、この実験経路でも無線電話設備は3種類、交換機2種類の構成のように種々の要因を含む伝送路となっている。一方データ通信のオン・ラインによる電子計算機の遠隔操作もその実用化を迫られている今日、既設電話交換網によるデータ通信の可能性を検討することを、今回の実験の主目的として、以上の結果と考察から次のことがまとめられる。

(1) マイクロ回線を使用して電子計算機に高速度高信頼度のデータを入出力するために

(a) 現在の交換機中継はブロック見逃し誤り率 1.5×10^{-3} で実用になる。更に A 型交換機を XB 型にすれば約 3×10^{-4} になり、端局中継 (4 W) すなわち、データ伝送専用回線を設ければ、 10^{-4} 以上の信頼度が得られる。

(b) 伝送速度は端局中継 (4 W) では、200, 1200 ボーいずれも可能であるが、交換機中継では要求する信頼度から 200 ボーが妥当である。端末処理によつて、1200 ボーの誤りを保障すれば表-2 の信頼度に改善される。

(c) 垂直、水平パリティチェックにする。又、入出力機器の精度がデータ通信系全体の誤り率を増さないよう選定する。

等があげられる。

(d) 端末処理による誤りの保障としては、表-2 の3方法が考えられるが、②の反復送信で照合する方法が速度、信頼度、経済面から有利と判定される。

4. 今後の研究計画

データ通信を万能入出力制御装置に接続して、伝送速度 200 ボーによるオンライン化を、当面交換機中継により実用化する

表-2 誤り保障の比較

注 ビット回線誤り率を P とする

方 法	信 頼 度	伝 送 時 間	用 途	伝 送 路
① 誤り検出のみで使用する	見逃し誤り率 M は垂直パリティチェックの場合 2.8×10^{-3} になる	毎秒 200 ボーの場合は 20 文字、1200 ボーでは 120 文字の速度	通常のプログラム、データ又はノブサーチ	回線数 1 チャンネル 直列伝送 中継方式 端局 (4 W) 交換機 (200 ボーのみ)
② ①を 2~3 回送つて照合する	最終見逃し誤り率 B は $8 \times 10^{-2} \sim 3$ になる	①の 2~3 倍の伝送時間が必要	給与計算等、精度が要求されるプログラム・データ	①に同じ
③ 文字、記号をビットの集りて構成し、分解伝送後、パターンに再成し照合	ビット回線誤り率 10^{-3} 程度の回線でも判定可能 信頼度は最も良好	伝送路を 10 チャンネルにすれば並列に送つて①の 3 倍但し 1200 ボー以上が必要となる	システムプログラムの伝送等、誤りの厳禁されるデータ。 端末でフロッピー使用により任意図形伝送可	回線数 数チャンネル以上 直列伝送を並列に行なう 中継方式 端局 (PG 以上)