土木研究所報告

第八十八号

感潮河川に関する研究
—児島湾締切の旭川河口潮位並びに洪水位に及ぼす影響について— ……佐藤清一・吉川秀夫・山根孟

国道9・10号線（東京—高崎—長野—新潟間）道路良好度調査報告 ……道路研究室

山形県月山における山地崩壊について（2）
—立谷沢上流部の流出砂礫— ……芥川真知・小林守男

海岸堤防に関する研究（1）
—海岸堤防に衝突する波の高さについて— ……佐藤清一・岸力

本邦の直轄河川堤防の現況調査報告 ……福岡正已・小畸譲吉・高橋一男

酸性河川の水質に関する調査研究（1） ……有泉昌・牧隆正

堰堤放水管に関する研究（1） ……村幸雄・荒木正夫

鉄筋コンクリートはりの破壊理論に関する実験的研究（1） ……山田順治

鉄筋コンクリートはりの破壊理論に関する実験的研究（2） ……山田順治

昭和二十九年九月

建設省土木研究所

正　誤　表

国道9・10号線道路良好度調査報告

頁	行	誤	正
2	上 3	将来の道線	将来の道路
12	表—6	SvとF₀の行の単位，を　・とす	
14	表—7 左 4	51／33	57／33
〃	表—7 右 1	0.174	0.178
16	上 5	$m_1'=\sum_{n=0}^{n}xf(x)/\sum_{n=0}^{n}f(x)\cdots\sum_{n=0}^{n}\frac{xf(x)}{N}$	$m_1'=\sum_{n=0}^{n}xf(x)/\sum_{n=0}^{n}f(x)=\sum_{n=0}^{n}\frac{xf(x)}{N}$
23	下 7	節約	節減
25	表—24	踏切施訪費	踏切施設費

山形県月山における山地崩壊について

頁	行	誤	正
12	表—4 表題	混合化	混合比

岸海堤防に関する研究

頁	行	誤	正
3	上 3	波高飛沫の	波高，飛沫の
19	上 2	注意の水深	任意の水深
〃	下 3	Dxperimental	Experimental

本邦の直轄河川堤防の現況調査報告

頁	行	誤	正
6	上 6	通通りである	通りである
〃	下 7	3573.44	3574.54
11	表—7	工質	土質

堰堤放水管に関する研究

頁	行	誤	正
33	(76)式	$i-\frac{n^2Q_2}{(A_tA_*)^2(bR_*)^{4/3}}$	$i-\frac{n^2Q^2}{(A_tA_*)^2(bR_*)^{4/3}}$

鉄筋コンクリートはりの破壊理論に関する実験的研究（1）

頁	行	誤	正
5	上 18	Qlsen	Olsen

鉄筋コンクリートはりの破壊理論に関する実験的研究（2）

頁	行	誤	正
12	註脚		Vorlesungn über
14		図—7 (a)(b)を入れ替える	II型を図—7(a)とし IX$_0$型を図—7(b)とす
16	表—3 下段		788.4 732.7
18	上 13	$\sigma_t=\frac{c_s'}{bh}\left[1+\frac{\left(d-\frac{b}{2}\right)\frac{h}{2}}{\frac{h^2}{12}}\right]=\sigma_{t0}\left[6\frac{d}{h}-2\right]$	$\sigma_t\frac{c_s'}{bh}\left[1+\frac{\left(d-\frac{h}{2}\right)\frac{h}{2}}{\frac{h^2}{12}}\right]=\sigma_{t0}\left[6\frac{d}{h}-2\right]$
19	上 11	生ずる．コンクリー	生ずる，コンクリー

感潮河川に関する研究

——児島湾締切の旭川河口潮位並びに洪水位に及ぼす影響について——

建設技官　佐藤清一
建設技官　吉川秀夫
建設技官　山根孟

(昭和26年7月)

目　次

序……(2)
Ⅰ　緒言……(2)
〔1〕児島湾干拓の歴史と問題の所在……(2)
〔2〕調査概要……(3)
Ⅱ　水理学的考察……(5)
〔1〕細長い湾の水理計算法……(5)
〔2〕計算の実施方法及び境界条件……(10)
〔3〕平水時における締切前後の旭川河口潮位……(14)
〔4〕洪水時における締切前後の旭川河口水位……(16)
〔5〕計算結果に対する考察……(17)
Ⅲ　結語……(25)

序

ここに述べようとする研究は吾々の感潮河川の水理を明らかにしようとするものの一端であつて，感潮河川の任意点の任意時刻の水理量を予知することを目的とするものである．

感潮河川において与えられるものは一般に河道の形と寸法，河川の固有流量の時間的変化，河口における潮候曲線のみであるから，これらから河川の任意点任意時刻の水理量を計算する方法を考えねばならない．

幸い中国四国地方建設局から児島湾淡水湖化締切りの旭川河口水位に及ぼす影響を検討すべく依頼を受けたので，かなり複雑な問題ではあるが，これを一つの研究対象として取上げたのである．

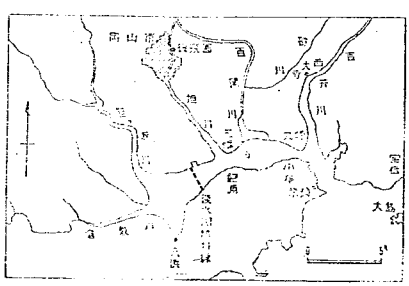
ここに研究された方法によれば，湾口において脈動振動のある場合の湾内の状況を，単なる振動現象としてではなく，流体運動の抵抗を考慮に入れて算出することができるばかりでなく，その湾の任意の場所において流入又は流出のある場合をも計算することができる．従つて通常の感潮河川への適用は勿論可能である．

しかしながらなお細部に至つては今後の研究をまつて改良されねばならぬところもあり，又計算労力を少なくする方法も今後研究されねばならぬと考える．

I　緒　　言

〔1〕 児島湾干拓の歴史と問題の所在

児島湾は岡山市の南部に位し，瀬戸内海陥没地帯の一部で，元来海底であつたが，浅瀬多く堆積作用による陸地化も行われていた．温暖多照の気候，肥沃な地味と交通の至便は農業地域としての好条件を与え，その干拓，水田化は古くから着目され，実施されてきた．干拓事業としては明治９年に着手せられ，多数の事業者が企画したが目的を達せず，明治20年に至つて株式会社藤田組は湾内約7,000haの中約5,500haの干拓を企画し，これを８工区に分けて明治22年着工する運びとなり，昭和16年迄に第１工区から第５工区まで約3,000haの水田を造成し，更に昭和14年第６区に着手，締切工は完成して近く水田化の完成を見る現況である．



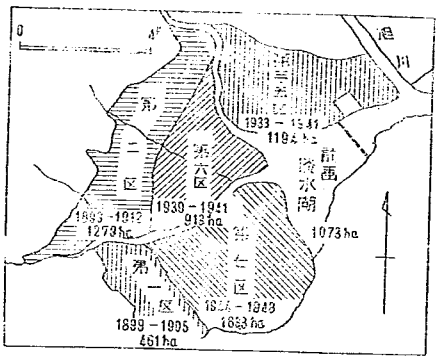
図―1 児島湾平面

又第７区は農地開発営団が藤田組から公有水面埋立権利を譲り受け昭和19年着工したが，昭和22年その閉鎖に伴なつて農林省がこれを引き継ぎ，昭和23年一応締切工は完成し，工事進捗中である．（図―1，2参照）

上述の干拓事業の発展に関連して，この地区の用排水が問題となつてきた．特に年雨量1,000粍内外の雨量に乏しい当地域は流域内の貯水と旭川，高梁川の余水では不充分であり，又干拓地の特性である地形の低平と，これに加えて昭和21年の南海地震による地盤沈下等のために，旱害，塩害を繰返し，排水不良に悩ん

でいる．この問題を解決するため農林省では児島湾の湾奥部約1,100haを海と遮断して淡水湖とする計画を樹立し，昭和25年に着工した．

この様に児島湾は広大な湾奥部が海から遮断されて瀬戸内海に通ずる水道部のみが残ることになるので，旭川河口潮位に如何なる影響が現われるか，又旭川の出水時に湾奥部に水が流入して河口洪水位を下げていたと考えられるとすれば，締切後にはこのような遊水池を失う訳であるから河口水位が上昇するのではないかという問題が生ずる．又水道を出入する水量の減少に伴なつて，水道の埋没が顧慮されはしないかの問題が生ずる．これ等の諸問題を調査検討することは，治水，利水上極めて重要であつて，既に昭和4年当時旭川の改修工事を行つていた内務省大阪土木出張所において旭川河口導流堤を設ける場合に水道の埋没に対しての考慮が払われていたのであるが，昭和25年度において先ず淡水湖化のための締切の旭川河口潮位並びに洪水位に及ぼす影響を検討した．



図—2　児島湾干拓変遷

〔2〕調査概要

児島湾の流域面積は約4,500平方粁で，旭川，吉井川が之に流入する．両川の流域面積を合すると約3,800平方粁で，両川共その下流部は直轄河川として現在施行中である．これ等に次ぐ河川は笹ヶ瀬，倉敷川で両者の流域面積を合すれば450平方粁で何れも現在施工中の児島湾淡水湖に流入し，岡山県によつて改修工事が実施されている．旭川及び吉井川を除いた他の諸河川はこれ等の二河川に比して河川規模が小さい．之等の流域を調査し，且つ過去の洪水記録を参考として，児島湾に流入する洪水流量を時間的に決定した．

次に現在の水理条件を知るために，又上記の問題を解決する基本となる要素を明らかにするために，昭和25，26年度において現地調査を行い次の事項を明らかにすることができた．

（1）調査内容

（a）湾口25時間潮流速観測	8月28日～29日	5ヶ所
（b）湾内各地点同時潮位観測	8月28日～29日	3ヶ所
（c）児島湾三角測量	三角点数 21	
（d）児島湾全域深浅測量	湾内 25断面	
（e）底質調査	11断面，78ヶ所	
（f）水準測量	沿岸 43粁	

（2）児島湾内の潮汐

児島湾はその湾口における潮汐によつて強制振動をしていると考えられるが，農林省の行つた昭和24年10～

1月の検潮結果は表—1の如くであり，湾奥に向つて僅かながら振幅が増大していることが認められる．

表—1　児島湾の調和常数及び非調和常数

検潮場所	小串	三蟹	八浜
平均高潮間隙	10h59m	10h59m	11h04m
H (M_2) m	0.52	0.55	0.48
H (S_2) 〃	0.18	0.17	0.27
H (K_1) 〃	0.30	0.32	0.32
H (O_1) 〃	0.22	0.22	0.25
ΣH 〃	1.22	1.26	1.32
大潮弁 〃	1.92	1.98	2.07
小潮弁 〃	1.58	1.64	1.53
平均水面高 〃	1.41	1.44	1.47

30分内外であることが分つた．吉井川筋では丁杭7.4軒附近に鴨越堰があり，これから上流には潮の影響が及ばない．吉井川の感潮区域では殆んど同時に潮汐振動することが認められた．

（4）湾口の流況

8月28，29日の湾口潮流速観測には簡易流速計を用い流向，流速を同時に測定した．潮流は犬島と宝伝浦の間を通つて児島湾に出入し，入退潮の流向は殆んど反対方向であつた．流速は干潮及び満潮時には殆んど零で，2.5～3.5時間後に極大値になる．落潮時には河型の流速分布を示し，やがて潮が入り始めると，漲潮流は先ず下層に現われ，次第に上層に及び，全断面逆潮するに至り，最大流速の位置は下層に存在する．

満潮に近ずくと吉井川の影響を受けて先ず左岸側上層部から順流に移り，次第に全断面に及ぶ．この状況を図—3に示す．

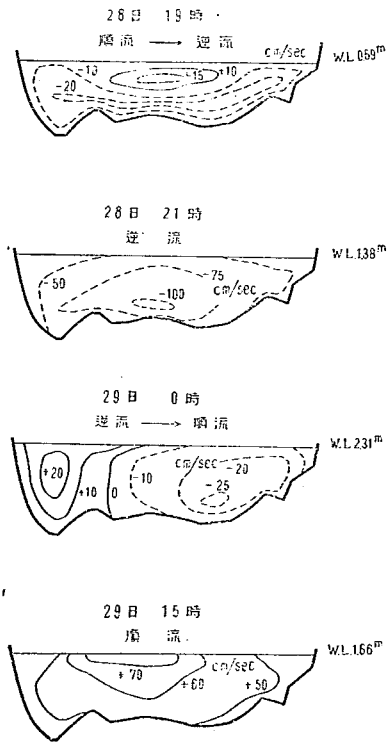
潮位及び湾口の平均流速の25時間観測から半日及び日週期の分潮あるいは分潮流に分離したところ，半日週期の分潮，分潮流あるいは日週期の分潮，分潮流の相互的な振幅，位相関係は余り明瞭でなかつた．

次にこの観測結果を使用して，不等速不定流の計算を行つた結果，25年度の測定では測定精度がよくなかつたた

我々が行つた8月28，29日における潮位観測結果によれば湾口から湾奥まで30分以内に波形が伝播することが認められ，振幅の変化は極めて僅かであることが確められた．

（3）旭川，吉井川の河川潮について

旭川筋では丁杭1/23里附近に用水堰があり，潮はこれを超えて遡上するが，1/27里附近の後楽園狭窄部が中潮の感潮限界と推定され，河口からの伝播時間は



図—3　児島湾口流況

め，水道の粗度係数は一定にならなかつたが，昭和26年度には更に精密に測定した結果，水道の粗度係は一定と考えられ，水道全般に汎り Manning の粗度係数 n＝0.025 (m—sec 単位) であつた．

（5）底質の分布

児島湾の底質は平均粒径 0.1～0.03 粍であつて，砂50%以下，粘土20%以下，沈泥 50%以上の沈泥質ローム が最も多い．旭川河口部の底質は平均粒径0.13mm程度で，0.01mm以下の粒径は10%に過ぎない．旭川河口部から児島水道に移り，急に深くなつた場所では平均粒径が0.03mmで75%以上が沈泥である．吉井川河口部では平均粒径1.66mmで0.01mm以下のものは1%に過ぎない．吉井川河口を出て急に深くなつた場所では平均粒径0.05mmである．又高島附近の浅瀬には平均粒径0.15mm程度の砂が存在し，深部においても比較的平均粒径の小さい底質が存在する．

II 水理学的考察

〔1〕 細長い湾の水理計算法

前述の問題を水理学的に検討するために，この様な境界条件の下で水理計算を行う方法を考える．この方法としては潮汐現象を長波と考えて細長い湾の水理計算を行う方法，及び微小時間毎に定流と考えて連続方程式のみによつて解く方法等が考えられるが，実際問題としてはこの様な仮定が充分満足されず，不充分であると考えられるので，本文においては不定流の基本方程式を省略なしに近似的に解く方法を考えた．

（1） 基本方程式及び計算方法

不定流の基本方程式は次の如く表わされる．

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{v^2}{2g}\right)+\frac{1}{g}\frac{\partial v}{\partial t}+fv^2=-\frac{\partial \zeta}{\partial x} \quad \cdots\cdots(1)$$

ここに f は摩擦抵抗係数であり，定流の場合の平均流速が Chézy の流速公式に従うものとすれば $f=1/c^2R$，Manning の流速公式に従うものとすれば $f=n^2/R^{4/3}$ である．Rは径深を表わす．

又不定流の連続の方程式は次の如くである．

$$\frac{\partial A}{\partial t}+\frac{\partial Q}{\partial x}=0 \quad \cdots\cdots(2)$$

ここにAは流水断面を表わす．

今 ζ を静水面又はある水平基準面からの水面迄の高さを表わすものとし，断面積 $A=A_0+b\zeta$ とすれば，

$$\frac{\partial A}{\partial t}=b\frac{\partial \zeta}{\partial t} \quad \cdots\cdots(3)$$

これを(2)式に代入し，(1)式とから

$$-A\frac{\partial \zeta}{\partial x}=A\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{v^2}{2g}\right)+\frac{1}{g}\left(\frac{\partial Q}{\partial t}+v\frac{\partial Q}{\partial x}\right)+Afv^2$$

となる．$\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{v^2}{2g}\right)$の項を無視することにし両辺を$x$について微分すれば

$$\frac{A}{b}g\frac{\partial^2\zeta}{\partial x^2}+\frac{g}{b}\frac{\partial A}{\partial x}\frac{\partial\zeta}{\partial x}-\frac{\partial^2\zeta}{\partial t^2}+\frac{1}{b}\frac{\partial}{\partial x}\left(v\frac{\partial Q}{\partial x}\right)+\frac{g}{b}\frac{\partial}{\partial x}(Afv^2)=0\cdots(4)$$

又(2)式より

$$\frac{\partial Q}{\partial x}=-b\frac{\partial\zeta}{\partial t}\quad\cdots\cdots(5)$$

を得る．(4)式の左辺第一項と第三項は長波の方程式を与える．

従つて(1)と(5)式，又は(4)と(5)式を解く事によつて問題を解決することができる．しかしこれ等の方程式を解析的に解くことは現在のところ不可能であるから，数値計算で解くことにする．

一つの方法は x, t に関する階差l, τを導入して，階差方程式に直して解くもので，(4)式もこの方法を適用するために求めた方程式である．先ず$\zeta(x,t)$に対応してl, τに関する格子の格点をとる．階差を用いると

$$\left.\begin{aligned}\frac{\partial\zeta}{\partial x}&=\frac{\zeta(10)-\zeta(\bar{1}0)}{2l}\\ \frac{\partial^2\zeta}{\partial x^2}&=\frac{\zeta(10)+\zeta(\bar{1}0)-2\zeta(00)}{l^2}\\ \frac{\partial^2\zeta}{\partial t^2}&=\frac{\zeta(01)+\zeta(0\bar{1})-2\zeta(00)}{\tau^2}\end{aligned}\right\}\quad\cdots\cdots(6)$$

となり

$$l^2=v^2\tau^2\quad\cdots\cdots(7)$$

とおいて，(4)式を$\zeta(00)$について解くと

$$2\left(\frac{Ag}{bv^2}-1\right)\zeta(00)=\left(\frac{Ag}{bv^2}+\frac{g\tau}{2bv}\right)\zeta(10)+\left(\frac{Ag}{bv^2}-\frac{g\tau}{2bv}\right)\zeta(\bar{1}0)$$
$$-\zeta(01)-\zeta(0\bar{1})+\frac{\tau^2}{b}\frac{\partial}{\partial x}\left(v\frac{\partial Q}{\partial x}\right)+\frac{g\tau^2}{b}\frac{\partial}{\partial x}(Afv^2)\cdots(8)$$

を得る．この式と連続の方程式から試算によつて各々の(x,t)に対応して$\zeta(x,t)$を求めることができる．

第二の方法は，x, t に関する小区間Δx, Δtに区切つて計算を行うもので，本文の計算に用いられたものである．

今 x 軸に沿つて v, Qをとり，x 軸に沿つて計算を進めることにすれば，(1)式の∂をΔに書き換えて

$$\Delta\zeta=-\frac{1}{2g}\Delta v^2-\frac{1}{g}\frac{\Delta v}{\Delta t}\Delta x-fv'v'\Delta x\quad\cdots\cdots(9)$$

を得る．

又連続の方程式(5)はΔx区間内に流入，流出のある場合には

$$Q_2-Q_1-q=-b\Delta x\frac{\Delta\zeta}{\Delta t}$$

と書くことができる．ここにqは流入の場合を正，流出の場合を負とする．又Δx区間の水面積をΔFとすれば，bをその区間の平均水面幅として

$$\Delta F=b\Delta x$$

であるから，連続の方程式は次のようになる．

$$Q_2-Q_1-q=-\Delta F\frac{\Delta\zeta}{\Delta t} \quad \cdots\cdots(10)$$

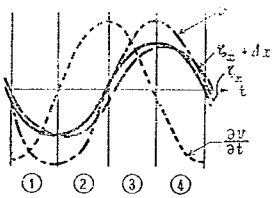
(9),(10)式を連立に解くのであるが，境界条件として湾口において$\zeta=f(t)$, $-\frac{\partial\zeta}{\partial t}=\varphi(t)$, 湾奥で$Q=0$が与えられるものとする．

次の(9)式について右辺の各項の意味及び符号を考えてみる．先ず第1項は流れの方向における流速水頭の変化に関係する項で

$$-\Delta\zeta_v=\frac{1}{2g}\Delta v^2$$

とおけば，vの方向如何に拘わらず上式が成立する．次に第2項は長波の波動を表わす項で

区分	Δx	ζ_x	v	$\frac{\partial v}{\partial t}$	$\zeta_{x+\Delta x}-\zeta_x$	$-\Delta\zeta_w$
①	−	−	−	−	+	−
②	+	−	−	+	−	+
③	+	+	+	+	−	+
④	+	+	+	−	+	−

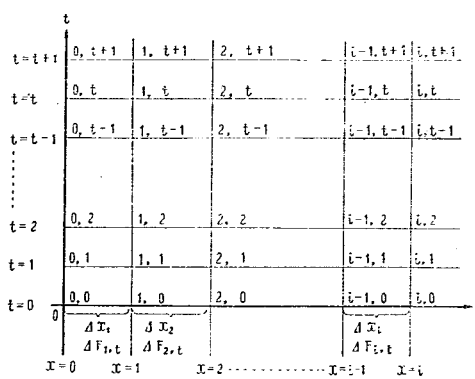


図−4

$$-\Delta\zeta_w=\frac{1}{g}\frac{\Delta v}{\Delta t}\Delta x$$

とおいて符号を考えてみる．簡単のために前進波を例にとり，図−4に示す如き区分に別けΔxを常に正とすると同図に示す如き対応関係となる．次に第3項は摩擦抵抗による項であつて

$$-\Delta\zeta_f=f\,v|v|\Delta x$$



図−5

と表わせば，vの方向如何に拘わらず成立する．

(2) 計算の具体的方針及び順序

湾を$\Delta x_1, \Delta x_2, \cdots\cdots, \Delta x_i, \cdots\cdots, \Delta x_n$の$n$個の小区間に分け，座標軸を図−5の如くとり，摩擦抵抗係数として$f=n^2/R^{4/3}$を用いると，この区間に対して，(9),(10)式は

$$\zeta_{i,t}=\zeta_{i-1,t}+\Delta\zeta_{i,t}$$

$$=\zeta_{i-1,t}-\frac{1}{2g}(\Delta v^2)_{i,t}-\frac{1}{g}\left(\frac{\Delta v}{\Delta t}\right)_{i,t}\Delta x_i$$

$$-\left(\frac{n^2}{R^{4/3}}v|v|\right)_{i,t}\Delta x_i \quad \cdots\cdots(11)$$

$$Q_{i,t}=Q_{i-1,t}+q_{i,t}-\left(\frac{\Delta\zeta}{\Delta t}\right)_{i,t}\Delta F_{i,t} \quad \cdots\cdots(12)$$

となる．今境界条件より湾口のζが各時間毎に分つているので，湾口をx軸の原点にとり，湾奥に向う方向をx軸の正の方向とする．

さて，ここで(11)，(12)式の各項の求め方を明らかにしておく．$\zeta_{i,t}, Q_{i,t}, v_{i,t}$，$A_{i,t}$，$R_{i,t}$等は$x=i, t=t$における水位，流量，流速，流積，径深等をそれぞれ表わすものとする．

$(\Delta v^2)_{i,t}$は$t=t$におけるiの区間の流速水頭の変化に関係し，$v_{i,t}^2-v_{i-1,t}^2$で求められる．

$\left(\frac{\Delta v}{\Delta t}\right)_{i,t}$，$\left(\frac{n^2}{R^{4/3}}v|v|\right)_{i,t}$，$\left(\frac{\Delta\zeta}{\Delta t}\right)_{i,t}$，はそれぞれ$t=t$における区間$i$の値で，区間$i$の$\zeta$が求められれば，$A, R$が知られるから，$v$を求めることができる．従つて$i$の区間の代表的な$\zeta$の値を知ることが問題となるが，これは$\zeta_{i-1}$と$\zeta_i$との差が小さいので（大きい場合には充分小さくなる迄区分を小さくすることが必要である），$\zeta_{i-\frac{1}{2}}$で近似的に代表させることができる．この近似は，目的が直接には$\Delta\zeta$を出すにあるのではなく，vを求めるにあるのである程度の誤差は許容される．

次に横からの流入，あるいは流出のある場合には未だ研究すべき点が残されているが，本文においては一応機械的に行うものとする．

次に数値計算を行う順序ついて具体的に述べる．

a) 湾口におけるQ-tの仮定

数値計算を行うためには先ず湾口のQ-tを仮定する必要がある．このためには，河川等の湾内への流入量がないとした時の湾口におけるQを実測又は計算により知り，流入量q-tを湾口までの到達時間を考慮してこれに加算すればよい．

b) 湾口から(11)，(12)式を用いて湾奥へ向う計算

今$\zeta_{0,t}$，$\left(\frac{\Delta\zeta}{\Delta t}\right)_{0,t}$，$q_{i,t}$は与えられ，$Q_{0,t}$はa)で仮定した．

1) $Q_{1,t}, v_{1,t}$の算出

(12)式は$x=0$から$x=1$への計算の場合

$$Q_{1,t}=Q_{0,t}-\left(\frac{\Delta\zeta}{\Delta t}\right)_{1,t}\Delta F_{1,t}+q_{1,t}$$

で，前述の如く1の区間のζは$\zeta_{0,t}$で代用させるわけであるから，$\Delta F_{1,t}$を求め得る．又$\left(\frac{\Delta\zeta}{\Delta t}\right)_{0,t}$で1の区間の$\frac{\Delta\zeta}{\Delta t}$を代用させればa)で仮定した$Q_{0,t}$と共に$Q_{1,t}$を各時刻毎に求めることが出来る．又$\zeta_{0,t}$に対応して$A_{0,t}$，$A_{1,t}$をとれば$v_{0,t}=Q_{0,t}/A_{0,t}$，$v_{1,t}=Q_{1,t}A_{1,t}$として各々のtについて$v_{0,t}, v_{1,t}$を求めることができる．

2) $\zeta_{1,t}$の算出

1)で$v_{0,t}, v_{1,t}$が求まれば$(\Delta v^2)_{1,t}$は次式により求められる．

$$(\Delta v^2)_{1,t}=v_{1,t}^2-v_{0,t}^2$$

次に区間1の$\left(\frac{\Delta v}{\Delta t}\right)_{1,t}$を求めるには

$$\overline{v}_{1,t}=\frac{1}{2}(v_{0,t}+v_{1,t})$$

として，各々の t に対して $\overline{v_{1,t}}$ の図を画くか，又は

$$\left(\frac{\Delta v}{\Delta t}\right)_{1,t}=(\overline{v_{1,t+1}}-\overline{v_{1,t-1}})/2\Delta t$$

として求める．次に $\zeta_{0,t}$ に対する $R_{0,t}$，$R_{1,t}$ を求め

$$\overline{R}_{1,t}=\frac{1}{2}(R_{0,t}+R_{1,t})$$

として $(n^2/R^{4/3},\ v_i'v_i')_{i,t}$ を求める．このように各時刻毎に計算が終了すれば

$$\zeta_{1,t}=\zeta_{0,t}-\frac{1}{2g}(\Delta v^2)_{1,t}-\frac{1}{g}\left(\frac{\Delta\overline{v}}{\Delta t}\right)_{1,t}\Delta x-\left(\frac{n^2}{R^{4/3}}v_i'v_i'\right)_{1,t}\Delta x$$

に代入して，$\zeta_{1,t}$ を算出する．

1)，2) の手続を繰返して $\zeta_{2,t}$，……，$\zeta_{n-1,t}$ と湾奥の一つ手前の $\zeta_{n-1,t}$ まで求める．

c) **湾口の $Q_{0,t}$ の算出**

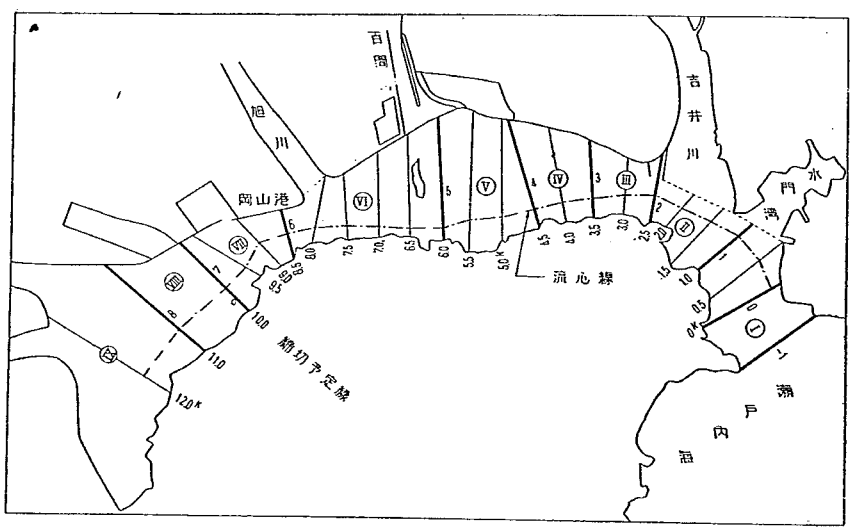
各区間毎に連続の式(12)を用いて

$$0=Q_{n-1,t}-\left(\frac{\Delta\zeta}{\Delta t}\right)_{n-1,t}\Delta F_{n,t}+q_{n,t}$$

$$Q_{n-1,t}=Q_{n-2,t}-\left(\frac{\Delta\zeta}{\Delta t}\right)_{n-2,t}\Delta F_{n-1,t}+q_{n-1,t}$$

$$\vdots\qquad\vdots$$

$$Q_{1,t}=Q_{0,t}-\left(\frac{\Delta\zeta}{\Delta t}\right)_{0,t}\Delta F_{1,t}+q_{1,t}$$



図—6 計 算 区 間 表 示

であり，これ等を總計すれば

$$Q_{0,t}=\sum_{t=1}^{n}\left(\frac{\Delta\zeta}{\Delta t}\right)_{t-1,t}\Delta F_{t,t}-\sum_{t=1}^{n}q_{t,t} \quad \cdots\cdots(13)$$

となるから，容易に湾口の$Q_{0,t}$を求めることができる．

d) a) と c) との比較

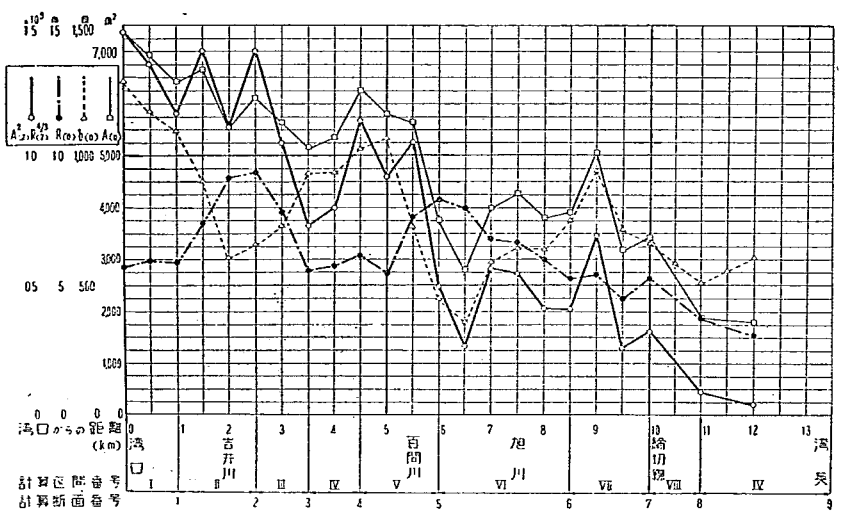
以上の操作を繰り返えし湾口で仮定した$Q_{0,t}$と b), c) の計算手続によつて求められた$Q_{0,t}$を比較して，異なつている場合には湾口の$Q_{0,t}$を仮定し直し，同様の計算手続を繰返して要求の精度まで実施する．

〔2〕 計算の実施方法及び境界条件

本計算に当つては〔1〕において述べた方法を用いて計算を行うこととし，以下具体的に実施方法について述べる．なお以下の計算，その他に用いられる水位の基準面は鹿浦量水標零点（T. P. —1, 185m）であつて，これは児島湾のほぼ最低干潮面にあたる．

（1） 計算区間の決定

深浅図から判断して，湾口に近い米崎から湾奥に至る 13.5km を流心に沿つて 500m 毎に区切り（図—6），各々の横断面図を参照して，流水の有効断面と考えられる部分について水位 T. P. 0.00m における有効断面積$A_{(0)}$* 有効幅$b_{(0)}$及びこれらから計算される径深$R_{(0)}$を図—7に示す．計算を実施するに際し摩擦抵抗の項は



図—7　児島湾有効断面積，有効幅，径深変化

$\frac{n^2Q^2}{A^2R^{4/3}}$の形で入つてくるので厳密には水位によつて異なるのであるが，この計算ではその変化の程度は割合に小

* $A_{(0)}$, $b_{(0)}$, $R_{(0)}$ は水道の任意の場所における断面の水位 T. P. O m についての面積，幅，径深である．以下 $A_{(2)}$, $R_{(2)}$, $b_{(2)}$ 等同様の意味である．

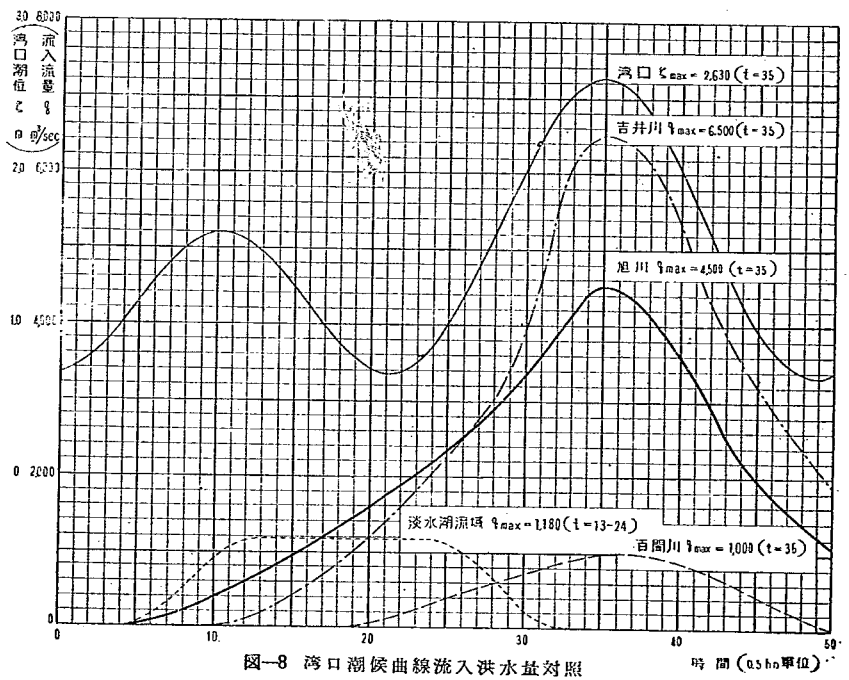
さく，湾口の順流及び逆流流量がほぼ最大となる水位2米における $A_{(2)}^{\frac{2}{3}}R_{(2)}^{\frac{1}{2}}$ を用い，これを同時に図示した．そこで計算区間として，吉井川，百間川，旭川の流入位置及び淡水湖化締切位置，断面変化の状況，計算に要する手間等を考慮し，各区間の両端の断面がその区間を代表させることができるように図—6,7の如く計算区間を選んだ．

（2）湾口潮候曲線

計算の目的には旭川河口の水位が高くなるような場合を想定して行うのが妥当であると考えられるので，農林省が求めた小串の検潮記録よりの M_2, S_2, K_1, O_1 潮の半潮差 $H(M_2), H(S_2), H(K_1), H(O_1)$ 及び鹿浦量水標零位から測つた平均水面の高さ H_0 を用いて次の様に算出した．

$$最大潮位 = H_0 + H(M_2) + H(S_2) + H(K_1) + H(O_1)$$

又旭川の全流域に相当の降雨があつた場合，旭川の河口において増水し始めてから洪水の波頂が到達する時間は10～15時間であるから，上述の最高潮位と洪水の波頂が一致して，旭川河口水位が最も高くなるであろうと考えられる場合，増水はその最高水位の一つ前の満潮前後から始まる．従つて洪水時における旭川河口水位の計算はこの増水開始時刻より以前から行われることが望ましいので，最高潮位前17.5時間の潮位であるほぼ干潮の時刻を時間の原点にとることとする．



図—8　湾口潮候曲線流入洪水量対照

又計算における時間々隔は30minにとることにし，上述の時間の原点から0.5hr毎にt=0, 1, 2, …… とすればt=35で潮位ζが最大潮位になる．各分潮の角速度は毎時それぞれ 28.98°，30.00°，15.04°，13.94° であるから，湾口における潮候曲線は

$$\zeta = 1.410 + 0.520\cos 28.98°(t-35) + 0.180\cos 30.00°(t-35) + 0.300\cos 15.04°(t-35) + 0.220\cos 13.94°(t-35)$$

となる，

（3） 洪水流入量

今取り扱う問題では洪水流量の時間的分布が非常に重要な要素となるが，現在適当した資料がないため河川の流域を小流域に分割して，その各部分からの流出を三角形型の時間分布になるものとして，その波形が河道を流下するものとして到達時間を考慮しながら組合わせて，旭川，吉井川，淡水湖流域，その他の流域の流入量を決定し，図—8 に示す如き結果を得た．

更に合理的に行うためには雨の降り方をも考慮して，降雨から流出量を推定し，種々の洪水流量の時間分布について計算を行うべきである．この様な方法の一つとしては著者等[1]が狩野川において取り扱つた方法がある．

（4） 淡水湖締切堤樋門排水量の計算法

洪水時締切後の児島水道への流出量は締切堤塘に設置される排水樋門の排水量となる．農林省の設計基準によれば

$$q = \mu b\left(\frac{2}{3}\delta + t\right)\sqrt{2g\delta} \quad (m^3/sec)$$

但し　μ；樋門流出係数，0.75

b；樋門總径間長，12米×12連，144m

δ；内外水位差 (m)

t；樋門敷 (—3.00m) から外水位までの水深 (m)

であり，外水位が分つている場合には堤内水位を仮定して排量水を計算し，堤内累加貯溜量曲線から堤内水位を求め，さきに仮定した堤内水位と一致する場合の排水量として求め得る．

ここでは出水以前は内水位を 0.80m とし，堤内水位が高ければ排水し，外水位が内水位より高ければ樋門を閉じるものとする．又本計算においては外水位として断面6の水位ζ_6をとることとする．

更に排水量を精密に求めるためには今取り扱つている児島水道と同様な方法をここにおいても行うのが望ましいが，非常に労力を要し，且つ実用上はこの程度で充分と思われるので以上の方法により決定する．

（5） 潮汐と洪水との組合わせ

旭川と吉井川の出水時刻のずれは過去の洪水について調べた結果によれば岡山の最強降雨時から岡山又は西大寺の最高水位まで平均それぞれ12時間及び14時間であるが，これは主として旭川に比して吉井川の河道が抵抗が多いのと勾配が緩やかであることに基づくものと考えられるが，雨の降り方にもより，波頂が同時に河口に到達する場合も考えられるので，本計算に当つては最大流量が同時に河口に達するものとして行う．

1) 佐藤清一，吉川秀夫，木村俊晃：降雨から流出量を推定する一方法，土木研究所報告 87号 29年1月，

潮汐との組合わせは旭川，吉井川の洪水の波頂が河口に到達したとき，湾口の潮位が最大となるような場合を選び，又淡水湖流域の洪水の流出は旭川と同時に始まるものとする．以上の組合わせの状況は図—8に示す如くである．

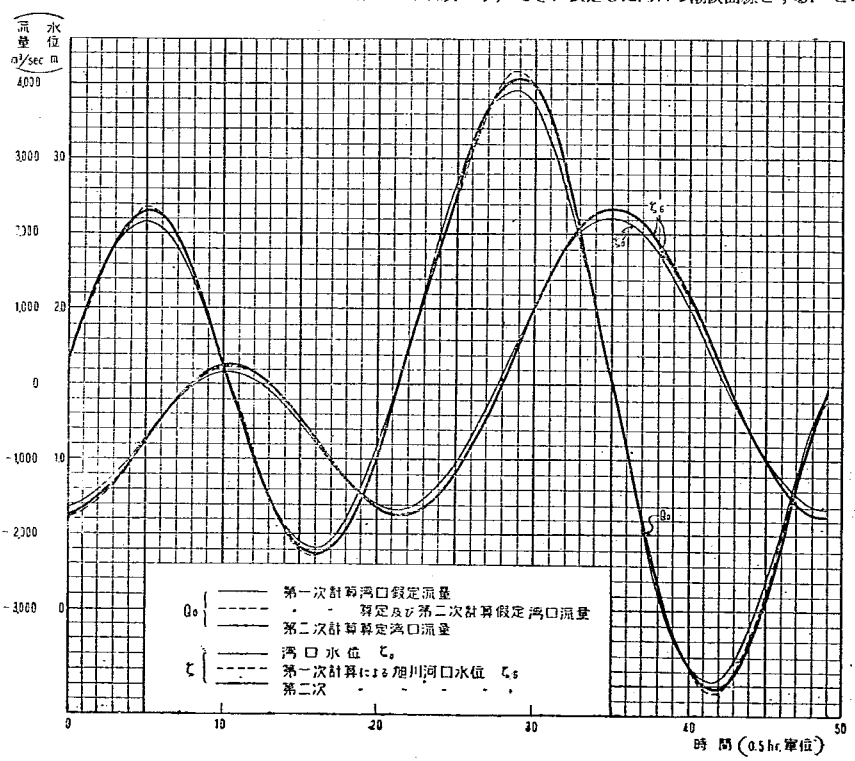
（6）その他の条件

水道の粗度係数は前述の観測より $n=0.025$（$m-sec$ 単位）とし，全域にわたり同一とする．

また有効流積のとり方，区間の区切り方，区間内に湧点のある場合の取り扱い方等には前述せる如く種々の不明瞭な点が残されてはいるが，同一条件の下に，同一の仮定を用いて締切の影響を論ずるわけで，この目的のためには許容されるであろう．なおこれ等の諸点は今後の調査，研究によつて解明されなければならない．

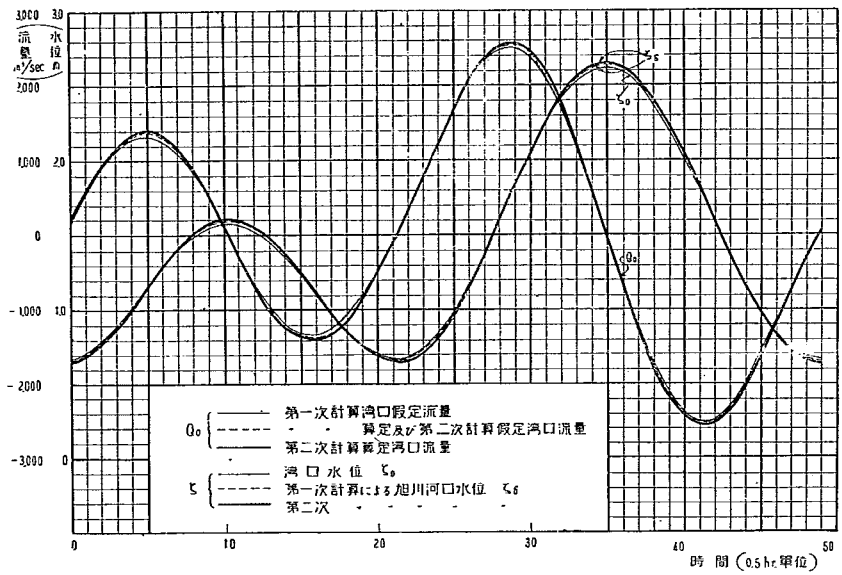
時間々隔は計算上 $30min$ にとり，湾口における最高潮位は $t=35$ で起り，$t=0$ から49までの計算，すなわち約1日間の計算を実施することにする．

洪水時湾口に近い米崎の断面0の水位は出水により上昇せず，さきに仮定した湾口の潮候曲線とする．この



図—9 第一平水時締切前の湾口の仮定及び算定流量並びに旭川河口水位

仮定が妥当であるか，否かは多少疑問であるので更に断面－1（図—6参照）の水位は出水により上昇しないと仮定して断面0の場合と同様の計算を行つた結果断面0でも断面－1でも何れを海と考えても湾内水位は殆んど変らない事が知られたので，今の場合の仮定はほぼ妥当であると考えてよいであろう．本文においては湾口を断面0とした場合のみについて述べる．



図—10　平水時締切後の湾口の仮定及び算定流量並びに旭川河口水位

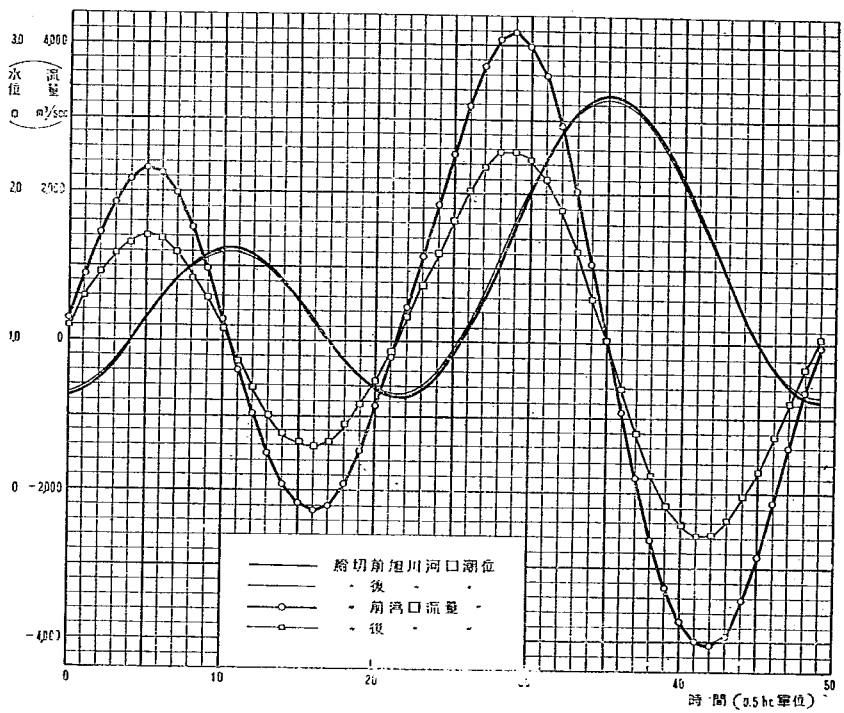
区間Ⅱ，Ⅴ，Ⅵ，Ⅸではそれぞれ吉井川，百間川，旭川，倉敷川，笹ヶ瀬川の感潮部の水面積を考慮する．平水時の計算の場合河川の固有流量はその河口における入退潮量に比し無視し得るが，河口の入退潮量は河口附近の水道入退潮量に比し無視できないので，感潮部の各水位に対する水面積を考慮することによつて，河口部の入退潮量を導入し得る．洪水時の場合の計算にも同様に感潮部の面積を考慮したので，実際前記の児島湾への出口における河川の洪水量は河道貯溜量を考慮していないから，感潮部を全く考慮しないよりも合理的である．

〔3〕 平水時における締切前後の旭川河口潮位

実測の結果によれば湾奥までの潮汐の伝播時間は短く，水位曲線の形も湾内各所において大差ないので，最初の湾口における$Q\sim t$曲線の仮定は，湾内が湾口の潮汐振動と等しい振動を行うものと仮定して連続の方程式のみによつて求め，この$Q\sim t$曲線を使つて〔2〕で述べた方法に従つて連続及び運動の方程式によつて，区間毎に$t=0$から$t=49$までの計算を次々に湾口より湾奥に向つて行い，締切前ではζ_8，締切後ではζ_6まで求め，次に連続の方程式により湾内各点の今求めた水位を使つて湾口の$Q\sim t$を算出する．ここまでの計算過程を第1

次計算とする．次に第1次計算によつて算定された湾口の $Q\sim t$ を用いて同様の手続を繰り返えして第2次計算を行つた．

第1次計算において仮定した湾口の $Q\sim t$ とこれを用いて計算した湾口の $Q\sim t$ とを比較するに，締切前では2%乃至9%，平均6%の差異があり，締切後では1%乃至4%，平均2%の差異があつたが，第2次計算の結果によれば，それぞれ0～3%，平均1%及び0～3%，平均1%の差異に縮まり，この計算の収斂性がかなりよいことを示している．この事は前述した如く今の場合には湾内の各点の水位曲線が殆んど変化していないため



図—11　平水時締切前後の湾口流量及び旭川河口潮位の比較

であり，水道が更に浅くて摩擦抵抗の影響が更に大きい様な場合あるいは更に水道が長くて伝播に時間を要する様な場合には，この様に簡単には収斂せず，更に第3次，第4次計算を行う事が必要な場合もあるであろう．この計算結果を図—9, 10に示す．*

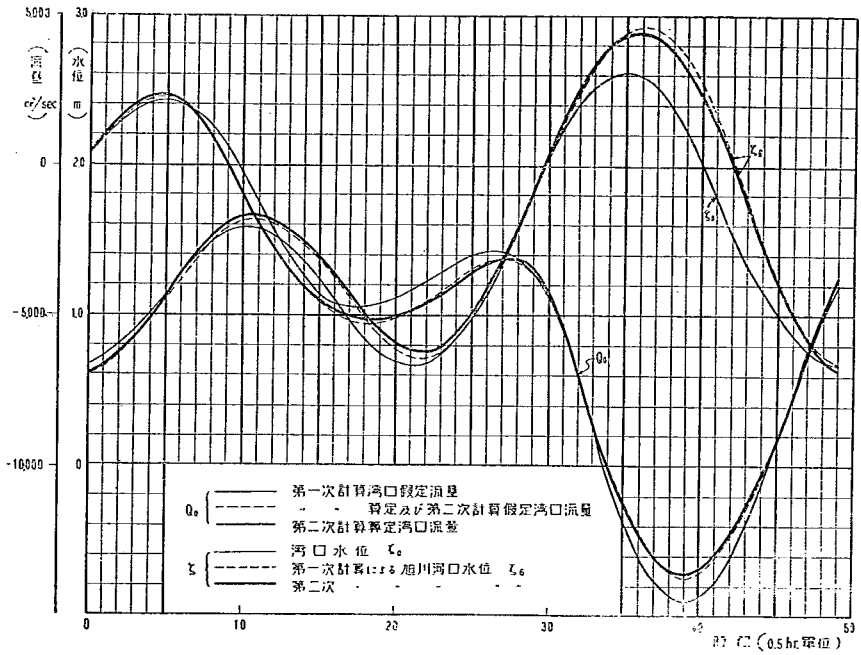
次に第2次計算の結果により，旭川河口に近い計算断面6の水位 ζ_6 によつて，締切前後の潮位を比較するに

* 図中，正の湾口流量は海から水道内に入るもの，負の湾口流量は水道から海に出て行くものを示す．以下の図においても同様である．

満潮の $t=35$ において，締切前では $2.67m$，締切後では $2.64m$ であつて，締切後においてはかえつて満潮位が $3cm$ 低下することになる．（図—11参照）

〔4〕 洪水時における締切前後の旭川河口水位

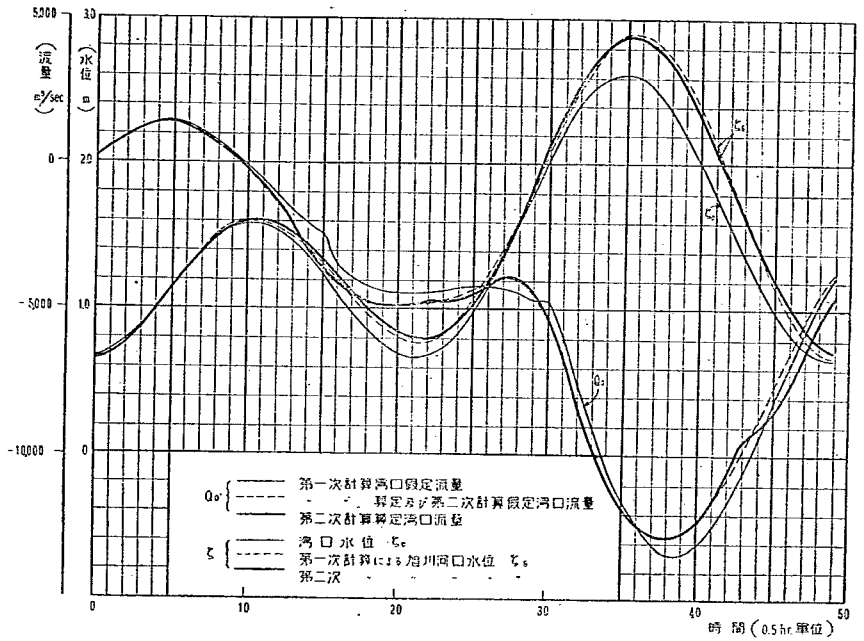
湾口の $Q\sim t$ の推定には，平水時の第1次計算において仮定した湾口流量に〔2〕において決定した河川流入量を湾口までの到達時間を考慮して各時刻毎に加算した．この場合締切後における淡水湖流域の洪水量は締切堤の排水樋門からの流出量となるので，締切堤外水位が必要となるが，水位 ζ_6 は湾口の水位に等しいものとし



図—12　洪水時締切前の湾口の仮定及び算定流量並びに旭川河口水位

て算出した．これを第1次計算として，〔3〕と同様の手続きにより，又樋門よりの流出量は新たに求められた ζ_6 を使つて算出し，第2次計算まで行つた．また〔2〕で述べたように湾口水位は潮汐固有の水位とする．

第1次計算において仮定した湾口の $Q\sim t$ と，これを用いて計算した湾口の $Q\sim t$ とを比較するに，締切前では2～15%，平均7%，締切後では2～12%，平均7%の差異があつたが，第2次計算の結果によれば，それぞれ1～3%，平均2%，0～2%，平均1%となり，この計算の収斂性がかなりよいことを示している．これ等の結果を図—12, 13 に示してある．



図—13 洪水時締切後の湾口の仮定及び算定流量並びに旭川河口水位

そこで第2次計算の結果により，旭川河口に近い計算断面6の水位ζ_6によつて，締切前後の旭川河口洪水位を比較すると，締切前においては$t=35.9$で最高水位2.88m，締切後では$t=35.4$で最高水位は2.875mで，何れも満潮時$t=35$よりおくれ，締切後は締切前より15分早く最高水位を示すことになるが，最高水位には殆んど差がないと思われる．

〔5〕 計算結果に対する考察

(1) 平水時の流水機構

図—11を見るに，満潮及び干潮時は潮流は殆んどなく，流量，流速の極大値は中潮位附近に現われ，上げ潮においては流速，流量の順に極大値となり，下げ潮では順序が逆になる．水位の時間的変動は中潮位附近，流速の時間的変動は満干停流時に最も激しくなる．又湾奥に行くに従つて潮流量は減少し，湾奥に至つて零となる．

湾口と旭川河口附近の水位曲線の形を比較すると湾奥に向つて振幅は増大し，波頂，波谷の波形の伝播は湾口から湾奥まで30分以内である．干潮時は湾内の水位が低く，潮が湾内に流入し，満潮前1～2時間で水位差は殆んどなくなり，これから湾奥の水位が高くなる．潮が下げ始め，干潮前1～2時間で水位差は殆んどなくな

表—2　平水時の締切前の旭川河口と湾口との水位差と水面勾配の分析

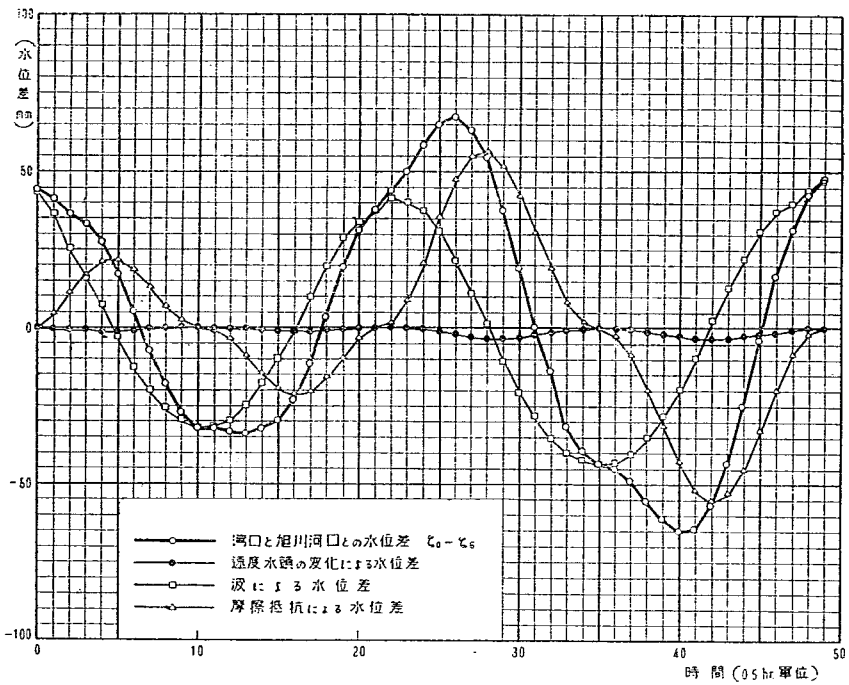
t	$\sum_1^6 \Delta\zeta_v$	$\bar{I}_v$	$\sum_1^6 \Delta\zeta_w$	$\bar{I}_w$	$\sum_1^6 \Delta\zeta_f$	$\bar{I}_f$	$\sum_1^6 \sum \Delta\zeta_{v,w,f}$	$\bar{I}$
0.5hr	mm	$\times 10^{-5}$	mm	$\times 10^{-5}$	mm	$\times 10^{-5}$	mm	$\times 10^{-5}$
0	0.0	0.000	-36.4	-0.428	- 0.8	-0.009	-37.2	-0.438
1	0.3	0.004	-33.1	-0.389	- 5.5	-0.065	-38.3	-0.451
2	0.4	0.005	-25.2	-0.296	-12.0	-0.141	-34.8	-0.433
3	0.7	0.008	-18.1	-0.213	-18.3	-0.215	-35.7	-0.420
4	1.2	0.014	- 7.3	-0.086	-21.2	-0.249	-27.3	-0.321
5	1.3	0.015	3.0	0.035	-21.5	-0.253	-17.2	-0.202
6	1.1	0.013	12.4	0.146	-18.5	-0.218	- 5.0	-0.059
7	0.9	0.011	19.7	0.232	-13.1	-0.154	7.5	0.088
8	0.5	0.006	25.4	0.299	- 7.6	-0.089	18.3	0.215
9	0.3	0.004	29.8	0.351	- 2.8	-0.033	27.3	0.321
10	0.0	0.000	32.2	0.379	- 0.1	-0.001	32.1	0.378
11	0.0	0.000	31.6	0.372	0.7	0.008	32.3	0.380
12	0.3	0.004	29.7	0.349	3.7	0.044	33.7	0.396
13	0.5	0.006	24.8	0.292	8.9	0.105	34.2	0.402
14	0.8	0.009	17.3	0.204	14.6	0.172	32.7	0.385
15	1.0	0.012	9.7	0.114	19.2	0.226	29.9	0.352
16	1.2	0.014	0.8	0.009	21.5	0.253	23.5	0.276
17	1.2	0.014	-10.1	-0.119	20.5	0.241	11.6	0.136
18	0.9	0.011	-19.9	-0.234	15.5	0.182	- 3.5	-0.041
19	0.4	0.005	-28.7	-0.338	9.1	0.107	-19.2	-0.226
20	0.0	0.000	-33.9	-0.399	3.0	0.035	-30.9	-0.364
21	0.0	0.000	-37.7	-0.448	0.0	0.000	-37.7	-0.444
22	-0.1	-0.001	-41.6	-0.489	- 1.9	-0.022	-43.6	-0.513
23	0.2	0.002	-40.8	-0.480	- 9.1	-0.107	-49.7	-0.585
24	0.6	0.007	-37.9	-0.446	-20.9	-0.246	-58.2	-0.685
25	1.4	0.016	-31.3	-0.368	-35.0	-0.412	-64.9	-0.766
26	2.0	0.024	-21.3	-0.256	-47.4	-0.558	-67.2	-0.791
27	3.0	0.035	-11.5	-0.135	-54.7	-0.644	-63.2	-0.744
28	3.7	0.044	- 1.3	-0.015	-56.9	-0.669	-54.5	-0.641
29	3.7	0.044	10.8	0.127	-51.9	-0.611	-37.4	-0.440
30	3.2	0.038	20.5	0.241	-42.4	-0.499	-18.7	-0.420
31	2.4	0.028	28.2	0.332	-30.7	-0.361	- 0.1	-0.001
32	1.6	0.019	35.0	0.412	-14.1	-0.225	14.3	0.163
33	0.8	0.009	39.9	0.469	- 8.8	-0.104	31.9	0.375
34	0.2	0.007	42.1	0.495	- 2.3	-0.027	40.0	0.471
35	0.0	0.000	43.8	0.515	±0.0	±0.000	43.8	0.515
36	0.2	0.002	43.2	0.508	2.4	0.028	45.8	0.539
37	0.6	0.007	40.3	0.474	8.3	0.098	49.2	0.579
38	1.3	0.015	35.1	0.413	19.6	0.231	56.0	0.659
39	2.1	0.025	28.0	0.329	31.4	0.369	61.5	0.724
40	2.8	0.033	19.6	0.231	43.0	0.506	65.4	0.769
41	3.4	0.040	9.4	0.111	52.0	0.612	64.8	0.762
42	3.8	0.045	- 2.4	-0.028	55.7	0.655	57.1	0.672
43	3.5	0.041	-13.0	-0.153	52.9	0.622	43.4	0.511
44	2.7	0.032	-22.2	-0.261	45.0	0.529	25.5	0.300
45	2.0	0.024	-31.0	-0.365	32.9	0.387	3.9	0.046
46	1.2	0.016	-37.2	-0.458	19.7	0.232	-16.3	-0.192
47	0.4	0.005	-40.0	-0.471	8.4	0.099	-31.2	-0.367
48	0.3	0.004	-44.1	-0.519	1.8	0.021	-42.6	-0.501
49	-0.1	-0.001	-47.6	-0.560	0.1	0.001	-47.8	-0.560

表—3 平水時の締切後の旭川河口と湾口との水位差と水面勾配の分析

t	$\sum_{1}^{6}\Delta\zeta_v$	I_v	$\sum_{1}^{6}\Delta\zeta_w$	I_w	$\sum_{1}^{6}\Delta\zeta_f$	I_f	$\sum_{i}^{6}\sum_{v,w,f}\Delta\zeta$	I
0.5hr	mm	$\times10^{-5}$	mm	$\times10^{-5}$	mm	$\times10^{-5}$	mm	$\times10^{-5}$
0	0.2	0.002	-17.9	-0.211	-0.2	-0.002	-17.9	-0.211
1	0.3	0.004	-15.7	-0.185	-1.3	-0.015	-16.7	-0.196
2	0.5	0.006	-11.3	-0.133	-2.6	-0.031	-13.4	-0.158
3	0.9	0.011	- 7.6	-0.089	-3.9	-0.046	-10.6	-0.125
4	1.1	0.013	- 4.4	-0.052	-4.9	-0.058	- 8.2	-0.096
5	1.2	0.014	±0.0	±0.000	-5.0	-0.059	- 3.8	-0.045
6	1.0	0.012	4.9	0.053	-4.7	-0.055	0.8	0.009
7	0.6	0.007	9.8	0.115	-3.7	-0.044	6.7	0.079
8	0.4	0.005	12.4	0.146	-2.1	-0.025	10.7	0.126
9	0.3	0.004	14.4	0.169	-0.9	-0.011	13.8	0.162
10	±0.0	±0.000	15.6	0.186	±0.0	±0.000	15.6	0.184
11	±0.0	±0.000	14.2	0.167	±0.0	±0.000	14.2	0.167
12	0.3	0.004	14.1	0.166	0.9	0.011	15.3	0.180
13	0.5	0.006	13.7	0.161	2.1	0.025	16.3	0.192
14	0.9	0.011	8.7	0.102	3.8	0.045	13.4	0.158
15	1.1	0.013	3.5	0.041	4.7	0.055	9.3	0.109
16	1.2	0.014	0.4	0.005	5.1	0.060	6.7	0.079
17	1.0	0.012	- 4.0	-0.047	4.9	0.058	1.9	0.022
18	0.8	0.009	- 9.6	-0.113	4.1	0.048	- 4.7	-0.055
19	0.5	0.006	-13.4	-0.158	2.3	0.027	-10.6	-0.125
20	0.3	0.004	-15.4	-0.181	0.9	0.011	-14.2	-0.167
21	0.0	0.000	-18.4	-0.216	0.0	0.055	-18.4	-0.216
22	0.0	0.000	-18.6	-0.219	-0.5	-0.006	-19.1	-0.225
23	0.4	0.005	-18.7	-0.220	-1.9	-0.022	-20.2	-0.238
24	0.9	0.011	-18.0	-0.212	-4.6	-0.054	-21.7	-0.255
25	1.7	0.020	-15.1	-0.178	- 7.7	-0.091	-21.1	-0.243
26	2.5	0.029	-11.4	-0.134	-10.9	-0.128	-19.8	-0.233
27	3.1	0.036	- 5.6	-0.066	-12.9	-0.152	-15.4	-0.181
28	3.5	0.041	- 1.1	-0.013	-13.7	-0.161	-11.3	-0.133
29	3.1	0.036	4.9	0.058	-12.9	-0.152	- 4.9	-0.058
30	2.7	0.032	8.8	0.104	-10.5	-0.124	1.0	0.012
31	2.1	0.025	13.4	0.158	- 8.3	-0.098	7.2	0.085
32	1.3	0.015	17.0	0.200	- 4.9	-0.058	13.4	0.158
33	0.6	0.007	19.0	0.224	- 2.5	-0.029	17.1	0.201
34	0.2	0.002	21.0	0.247	- 0.7	-0.008	20.5	0.241
35	0.0	±0.000	20.9	0.246	±0.0	±0.000	20.9	0.246
36	0.2	0.002	21.6	0.254	0.7	0.008	22.5	0.265
37	0.6	0.007	18.9	0.222	2.2	0.026	21.7	0.255
38	1.2	0.014	16.9	0.199	4.7	0.055	22.8	0.268
39	1.9	0.022	12.3	0.145	8.0	0.094	22.2	0.261
40	2.6	0.031	9.5	0.112	9.9	0.116	22.0	0.259
41	3.2	0.038	6.7	0.079	12.6	0.148	22.5	0.265
42	3.6	0.042	- 0.2	-0.002	14.1	0.166	17.5	0.206
43	3.2	0.038	- 6.1	-0.072	13.5	0.159	10.6	0.124
44	2.6	0.031	-10.2	-0.120	11.4	0.134	3.8	0.045
45	1.9	0.022	-13.9	-0.164	8.6	0.101	- 3.4	-0.040
46	1.0	0.012	-18.3	-0.215	5.2	0.061	-12.1	-0.142
47	0.4	0.006	-21.1	-0.248	2.1	0.025	-18.6	-0.219
48	0.1	0.001	-18.5	-0.218	0.4	0.005	-18.0	-0.212
49	0.0	0.000	-15.7	-0.185	0.0	0.000	-15.7	-0.185

り，湾奥の水位が低いに拘わらず潮は湾口に向つて流出して行く．

以下これらの現象を説明するために，旭川河口と湾奥との水位差 $\sum_{1}^{6}\sum_{v,w,f}\Delta\zeta$，または水面勾配 $\bar{I}$ を速度水頭の変化によつて生じたと考えられる水位差 $\sum_{1}^{6}\Delta\zeta_v$，または水面勾配 $\bar{I}_v$，波の性質によつて生じたと考えられる水位差 $\sum_{1}^{6}\Delta\zeta_w$，または水面勾配 $\bar{I}_w$，摩擦抵抗によつて生じたと考えられる水位差 $\sum_{1}^{6}\Delta\zeta_f$，または水面勾配 $\bar{I}_f$ の各要素に分けて考えてみる．これらを表—2,3 に，締切前の場合について図—14 に図示した．これ等の図及び表によつて次のことが考察される．



図—14　平水時の締切前の湾口と旭川河口の潮位の水位差の分析

a) 満潮または干潮の停流時には $\bar{I}_w$ の項が支配的で，他の項は殆んど無視することができ，湾奥の振幅は $\bar{I}_w$ によつて増大されている．従つて満干潮位の問題は波として取り扱つて或る程度近似させることができると考えられる．

b) 中潮位の流速最強時では $\bar{I}_f$ の項が支配的である．

c) $|\bar{I}_v|$ は $|\bar{I}_f|$ が大きければ，大きく，小さい場合には小さく，$|\bar{I}_f|$ の20%以下である．

d) $|\bar{I}_f|$ が極大となる中潮位附近の $|\bar{I}_f|_{max}$ の値と $|\bar{I}_w|$ が極大となる満干潮時における $|\bar{I}_w|_{max}$ と比較するに

表—4　洪水時の締切前の旭川河口と湾口との水位差と水面勾配の分析

t	$\sum_{1}^{6}\Delta\zeta_v$	$\bar{I}_v$	$\sum_{1}^{6}\Delta\zeta_w$	$\bar{I}_w$	$\sum_{1}^{6}\Delta\zeta_f$	$\bar{I}_f$	$\sum_{1}^{6}\sum_{v,w,f}\Delta\zeta$	$\bar{I}$
0.5hr	mm	$\times 10^{-5}$	mm	$\times 10^{-5}$	mm	$\times 10^{-5}$	mm	$\times 10^{-5}$
0	0.0	0.000	-36.4	-0.428	- 0.8	-0.009	-37.2	-0.438
1	0.3	0.004	-33.3	-0.392	- 5.5	-0.065	-38.5	-0.453
2	0.4	0.005	-25.0	-0.294	-12.2	-0.144	-36.8	-0.433
3	0.7	0.008	-18.2	-0.214	-18.5	-0.218	-36.0	-0.424
4	1.1	0.013	- 7.8	-0.092	-23.6	-0.278	-30.3	-0.356
5	1.2	0.014	8.5	0.100	-23.0	-0.271	-13.3	-0.156
6	0.9	0.011	22.4	0.264	-17.0	-0.200	6.3	0.074
7	0.7	0.008	36.6	0.431	- 8.8	-0.104	28.5	0.335
8	0.3	0.004	48.3	0.568	- 1.9	-0.022	46.7	0.549
9	0.2	0.002	52.8	0.621	0.9	0.011	53.9	0.634
10	-0.5	-0.006	52.0	0.612	7.4	0.087	58.9	0.693
11	-0.7	-0.008	47.2	0.555	21.8	0.256	68.3	0.804
12	0.1	0.001	40.2	0.473	38.5	0.453	78.8	0.927
13	1.1	0.013	38.2	0.449	59.5	0.700	98.8	1.162
14	1.9	0.022	31.7	0.373	74.0	0.871	107.6	1.266
15	3.6	0.042	26.7	0.314	105.1	1.237	135.4	1.593
16	5.3	0.062	22.1	0.260	129.6	1.525	157.0	1.847
17	6.7	0.079	10.5	0.124	148.2	1.744	165.4	1.946
18	9.5	0.112	- 0.7	-0.008	154.6	1.819	163.4	1.922
19	9.9	0.116	- 8.7	-0.102	152.3	1.792	153.5	1.806
20	11.0	0.129	-17.6	-0.207	142.2	1.673	135.6	1.595
21	12.8	0.151	-25.5	-0.300	122.4	1.440	109.7	1.291
22	7.9	0.093	-29.9	-0.352	99.0	1.165	77.0	0.906
23	11.2	0.132	-33.7	-0.396	75.8	0.892	53.3	0.627
24	10.1	0.119	-33.7	-0.396	52.5	0.618	28.9	0.340
25	7.9	0.093	-29.3	-0.345	27.4	0.322	6.0	0.071
26	6.3	0.064	-23.7	-0.279	25.0	0.294	7.6	0.089
27	4.7	0.055	-18.3	-0.215	18.5	0.218	4.9	0.058
28	3.6	0.042	-10.0	-0.118	14.8	0.174	8.4	0.099
29	3.3	0.039	2.2	0.026	14.8	0.174	20.3	0.239
30	3.1	0.036	17.5	0.206	18.6	0.219	39.2	0.461
31	10.1	0.119	30.9	0.364	28.4	0.334	69.4	0.816
32	17.9	0.211	42.9	0.505	43.5	0.512	104.3	1.227
33	29.2	0.344	52.7	0.620	67.6	0.795	149.5	1.759
34	41.1	0.484	51.9	0.611	99.6	1.172	192.6	2.266
35	52.9	0.622	46.5	0.547	133.4	1.569	232.8	2.739
36	62.4	0.734	44.2	0.520	169.2	1.991	275.8	3.245
37	62.7	0.738	40.9	0.481	210.2	2.473	313.8	3.692
38	78.9	0.928	33.0	0.388	250.9	2.952	362.8	4.268
39	82.7	0.973	25.8	0.304	286.7	3.373	395.2	4.650
40	84.4	0.993	18.6	0.219	320.3	3.768	423.3	4.980
41	82.0	0.965	7.6	0.089	345.3	4.062	434.9	5.117
42	76.0	0.894	- 5.6	-0.066	355.4	4.181	425.8	5.010
43	78.3	0.921	-22.1	-0.260	346.1	4.072	402.3	4.733
44	58.5	0.688	-39.8	-0.468	312.5	3.677	331.2	3.897
45	47.7	0.561	-54.9	-0.646	258.1	3.037	250.9	2.952
46	36.9	0.434	-63.7	-0.749	191.9	2.258	165.1	1.942
47	26.9	0.316	-68.7	-0.808	129.0	1.518	87.2	1.026
48	17.5	0.206	-70.2	-0.826	73.8	0.868	21.1	0.248
49	9.8	0.115	-70.1	-0.825	34.7	0.408	-25.6	-0.301

表—5 洪水時の締切後の旭川河口と湾口との水位差と水面勾配の分析

t	$\sum_1^6 \Delta\zeta_v$	I_v	$\sum_1^6 \Delta I_w$	I_w	$\sum_1^6 \Delta\zeta_f$	I_f	$\sum_1^6 \sum_{v,w,f} \Delta\zeta$	I
0.5hr	mm	$\times 10^{-5}$	mm	$\times 10^{-5}$	mm	$\times 10^{-5}$	mm	$\times 10^{-5}$
0	0.2	0.002	-17.9	-0.211	-0.2	-0.002	-17.9	-0.211
1	0.3	0.004	-15.7	-0.185	-1.3	-0.015	-16.7	-0.196
2	0.5	0.006	-11.1	-0.131	-2.7	-0.032	-13.3	-0.156
3	0.9	0.011	- 7.4	-0.087	-3.9	-0.046	-10.4	-0.122
4	1.2	0.014	- 3.0	-0.035	-4.8	-0.056	- 6.6	-0.078
5	1.1	0.013	3.5	-0.041	-4.9	-0.058	- 0.3	-0.004
6	1.0	0.012	9.0	0.106	-3.7	-0.044	0.3	0.074
7	0.6	0.007	13.2	0.155	-2.2	-0.026	11.6	0.136
8	0.4	0.005	16.9	0.199	-1.0	-0.012	16.3	0.192
9	0.1	0.001	19.8	0.233	-0.1	-0.001	19.8	0.233
10	0.1	0.001	21.3	0.251	0.7	0.008	22.1	0.260
11	0.4	0.005	22.7	0.267	2.3	0.027	25.4	0.299
12	0.9	0.011	43.8	0.515	5.9	0.069	50.6	0.595
13	2.4	0.028	54.0	0.635	23.0	0.271	79.4	0.934
14	3.9	0.046	36.4	0.428	42.3	0.498	82.6	0.972
15	5.2	0.061	31.9	0.373	58.6	0.689	95.7	1.126
16	5.1	0.060	31.1	0.366	82.5	0.971	118.7	1.397
17	8.0	0.094	19.5	0.229	104.7	1.232	132.2	1.555
18	8.9	0.105	12.2	0.144	118.0	1.388	139.1	1.637
19	10.3	0.121	6.8	0.080	128.9	1.517	146.0	1.718
20	11.1	0.131	- 0.2	-0.002	131.8	1.551	142.7	1.679
21	11.4	0.134	- 5.9	-0.069	130.7	1.538	136.2	1.603
22	11.4	0.134	-11.0	-0.129	122.2	1.438	122.6	1.443
23	11.8	0.139	-14.9	-0.175	110.7	1.302	107.6	1.266
24	11.7	0.137	-20.5	-0.241	95.5	1.124	86.7	1.020

t	$\sum_1^6 \Delta\zeta_v$	$\bar{I}_v$	$\sum_1^6 \Delta\zeta_w$	$\bar{I}_w$	$\sum_1^6 \Delta\zeta_f$	$\bar{I}_f$	$\sum_1^6 \sum_{v,w,f} \Delta\zeta$	$\bar{I}$
05hr	mm	$\times 10^{-5}$	mm	$\times 10^{-5}$	mm	$\times 10^{-5}$	mm	$\times 10^{-5}$
25	10.9	0.128	-25.6	-0.301	77.1	0.907	62.4	0.734
26	10.1	0.119	-30.3	-0.356	58.3	0.686	38.1	0.448
37	9.0	0.106	-22.1	-0.260	40.4	0.475	27.3	0.321
28	8.9	0.105	1.4	0.016	34.7	0.408	45.0	0.529
29	10.9	0.128	13.7	0.161	40.5	0.476	65.1	0.766
30	14.0	0.165	20.1	0.236	46.4	0.546	80.5	0.947
31	20.6	0.242	32.7	0.385	61.4	0.722	114.7	1.349
32	30.3	0.356	34.7	0.408	87.5	0.994	149.5	1.759
3ε	40.1	0.472	32.9	0.387	106.9	1.258	179.9	2.117
34	50.4	0.593	32.1	0.378	132.6	1.560	215.1	2.631
35	57.7	0.679	24.1	0.284	157.8	1.857	239.6	2.820
36	63.6	0.748	17.7	0.208	175.6	2.066	256.9	3.022
37	69.2	0.814	13.5	0.159	193.6	2.278	276.3	3.251
38	72.8	0.856	7.4	0.087	207.4	2.440	287.6	3.384
39	73.6	0.866	4.6	0.054	216.9	2.552	295.1	3.472
40	73.8	0.868	- 2.4	-0.028	226.2	2.661	297.6	3.502
41	69.7	0.820	-13.2	-0.155	221.7	2.608	278.2	3.273
42	62.9	0.740	-17.5	-0.206	208.9	2.458	254.3	2.992
43	55.1	0.648	7.8	0.092	193.1	2.272	256.0	3.012
44	50.9	0.599	5.1	0.060	228.1	2.693	284.1	3.342
45	44.5	0.524	-27.6	-0.325	206.4	2.428	223.3	2.627
46	35.5	0.418	-34.6	-0.407	174.4	2.052	175.3	2.062
47	26.5	0.312	-41.6	-0.489	138.9	1.634	123.8	1.457
48	18.7	0.220	-43.2	-0.508	100.5	1.182	76.0	0.894
49	12.8	0.151	-40.4	-0.475	70.2	0.826	42.6	0.501

潮差の小さい場合においては $|\bar{I}_w|_{max}$ の方が大きく，潮差が大きい場合には $|\bar{I}_f|_{max}$ の方が大きくなる．これは潮差が小さい場合には入退潮流が小さくなり，中潮位附近における最大流速が減少するためと，その場合に満干潮時に流速の時間的変化が減少しないためであると考えられる．同じ理由で e) の現象が説明される．

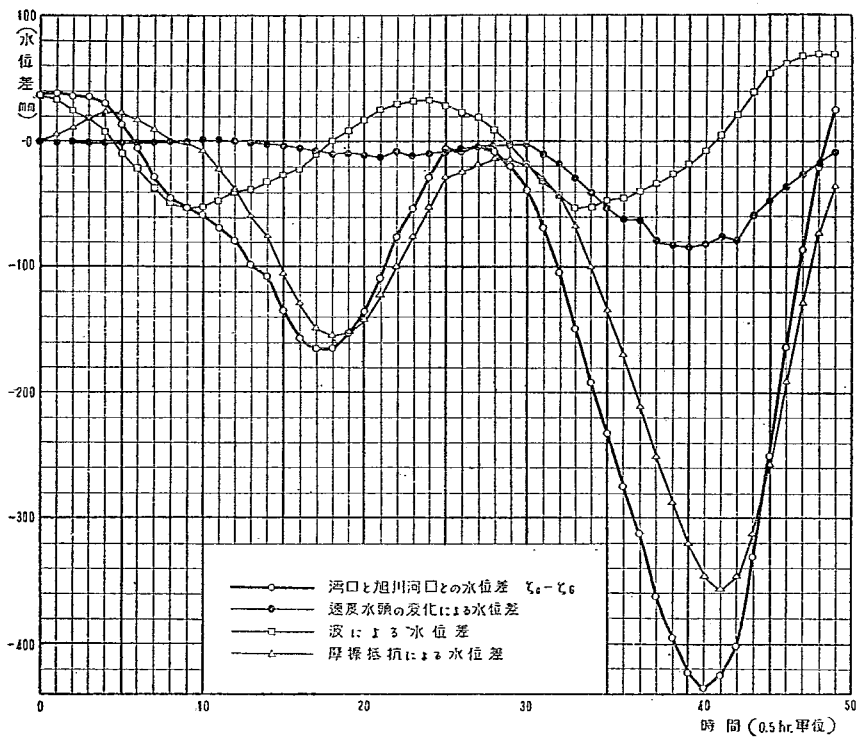
e) 締切後の $|\bar{I}_w|_{max}$ は締切前のそれの約50%であり，締切後の $|\bar{I}_f|_{max}$ は締切前のそれの25%であつて締切の影響は，すなわち入退潮量の減少は $\bar{I}_f$ において甚だしい．

f) 締切前の $|\bar{I}|_{max}$ の生ずる時刻は潮差によつても異なるが，満干停流時より遅れるが，締切後の $|\bar{I}|_{max}$ は締切前より早く，$|\bar{I}_w|_{max}$ の方に近ずく．これは d), e) より明らかである．

以上によつて水面勾配を構成する要素は潮流の出入量，潮差によつていろいろと変化することが判る．

（2） 洪水時の流水機構

河川の流水が湾内に入ると湾内の水位を高め，湾口において時間的に変動する潮汐の影響をうけながら，上げ潮時には一部貯溜され，下げ潮時にはさきに貯溜された量の一部と共に湾口に流下してゆく．従つて洪水時



図—15　洪水時の締切前の湾口と旭川河口との水位差の分析

における流水の運動は湾口の漂沙振動，河川洪水流入量によつて定まる不定流である．本計算においては旭川，吉井川の洪水量の河口における最大時を大潮の満潮時に一致させた場合であり，河川洪水の児島湾への流入は大潮満潮時前約15時間に開始した場合である．

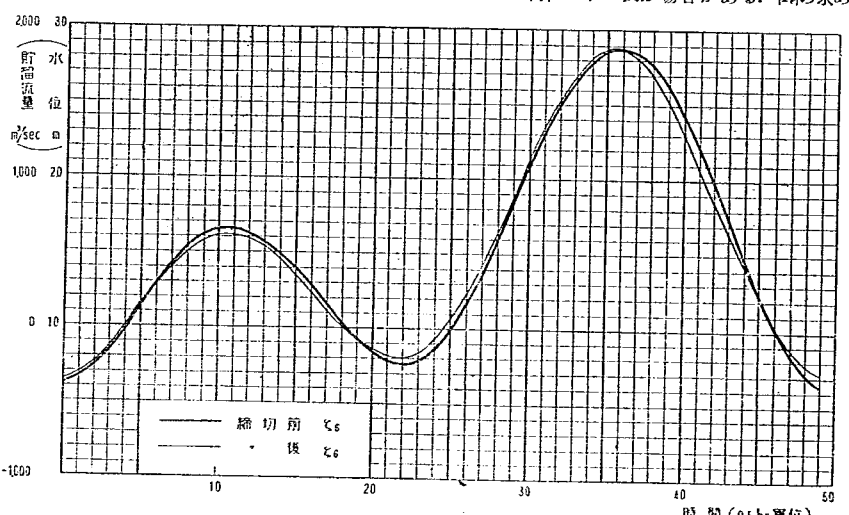
以下(1)の場合と同様に洪水時における旭川河口と湾奥との水位差または水面勾配を分析する．その結果を表—4, 5に示し，図—15に締切前の場合を図示する．これ等から次の事が考えられる．

a）高潮時または低潮時の水面勾配について考えるに平水時では$|\bar{I}_{to}|$の頂が支配的であるが，洪水流量が増加するに従つて，$|\bar{I}_t|$の頂が大きくなる．締切前では $t=11, 22, 36$ の高潮または低潮時にそれぞれ湾口流量 1,800, 4,600, 12,320 m³/sec に対し，$|\bar{I}_{to}|$ は $|\bar{I}_t|$ の 220, 30, 26% となつている．これに対し締切後では $t=22$, 35の低潮時及び高潮時に湾口流量47,00, 11,800m³/secに対し，$|\bar{I}_{to}|$ は $|\bar{I}_t|$ の9%, 15%である．締切後の百分率が締切前に比し小さいのは湾奥部を締切つたために，低潮時あるいは高潮時に旭川河口附近の流速の時間的変化が小さくなつたためであり，締切後の $t=35$ に対して $t=22$ の$|\bar{I}_{to}|$の$|\bar{I}_t|$に対する百分率が小さいのは締切堤樋門排水量の影響による．

b）$|\bar{I}_{to}|$ が極大になる場合は平水時では満干停流時であるが，洪水時には河川洪水流入量の時間的増減の影響をうけて平水時とは異なつた時刻に生ずる．この場合には流速の時間的変化が大きく，流速が増減する途上にあつて，流速の最強時に比較すれば流速が小さいので$|\bar{I}_{to}|$は$|\bar{I}_t|$に比し締切前では50%，後では40～50%であり，かなりの大きさを示す．

c）$|\bar{I}_t|$が極大になる時刻では流速の変化も一般に小さく，$|\bar{I}_{to}|$ は無視し得る．

d）$|\bar{I}_t|$ は $|\bar{I}_t|$が大きい場合には大きく，小さい場合には小さく，$|\bar{I}_t|$の40%に及ぶ場合がある．$|\bar{I}_t|$の求め



図—16　洪水時の締切前後の旭川河口水位比較

方は区間内に湧点がある場合には更に検討される必要がある.

以上によつて洪水時において，水面勾配を構成する要素は潮汐と河川の洪水波との組合わせ，洪水波の形，潮候曲線の形によつて著しく変動し，児島湾の場合には波の性質によつて生ずると考えられる水面勾配もかなり大きいことが判つた.

（3） 湾奥部の遊水機構

図—16に締切前後の旭川河口洪水位の比較を示したが，これによると最高水位附近における水位は締切前後において殆んど変らなく，従つて締切の洪水位に対する影響は殆んど認められないことが判る.

一般に旭川河口洪水位は，大潮満潮時と旭川洪水の波頂が河口に到達する時刻とが一致または接近する場合が最も高くなると考えられ，このような場合淡水湖流域と旭川との出水の時間的な関係と洪水位とは如何なる関係があるかを考えてみるに，締切が行われた場合，淡水湖は淡水湖流域の洪水調節を行つていることになるので，淡水湖流域の出水が或る程度大きい程，旭川洪水の波頂に接近する程その洪水調節効果を増大し，旭川河口洪水位を低下させる結果となる.

また旭川の洪水波の波頂が尖鋭になればなる程湾奥に貯溜される量は大きくなるから，締切後は旭川河口水位を上昇させる結果になるので，前述した如く旭川，吉井川の流出量については更に検討し，色々の流出波形に対して検討すべきである.

III 結　　語

以上の調査研究の結果は次の通りである.

(1) 細長い湾の潮汐及び河川洪水流入量のある場合の水理計算法を求めた．この方法は湾のみに限らず，一般の感潮河川等においても有効に利用し得るものである.

(2) この方法により感潮河川あるいは感潮水面の合理的な改修計画を樹て得る様になり，本文においてはその一例として未だ充分とは言えないが，その考え方を明らかにすることができた.

(3) 児島湾淡水湖化締切によつて旭川河口潮位は児島湾の入退潮量が減少し，満潮位における流速の時間的変動が小さくなり，満潮位は僅かながら低下する.

(4) 洪水時においては旭川洪水の波頂と大潮満潮時が一致して旭川河口水位が最も高くなるであろうと考えられる場合，淡水湖予定水域に貯溜される満潮前後の流量は極めて僅かであるため，締切による旭川河口洪水位の上昇は考慮するに足らない.

(5) 水面勾配を構成する要素は流水の運動の方程式から流速水頭，長波の波動及び摩擦抵抗によつて生ずるものに分けられることが知られたが，これ等の要素は潮流の出入量，潮差によつていろいろ変化する．この事から長波としての計算法等の方法は一般には適当でない事が知られる.

(6) 洪水時においては水面勾配を構成する要素は潮汐と河川の洪水波との組合わせ，洪水波の形，潮候曲線の形によつて著しく変動し，児島湾の場合波の性質によつて生ずると考えられる水面勾配も可成り大きいことが判つた.

(7) 旭川の洪水波の波頂が尖鋭になる程湾奥に貯溜される量は大きくなるから，締切後は旭川の河口水位を上昇させる結果になるので，更に旭川洪水流量の違つた形について検討することが必要である．

(8) 本文においては潮汐は大潮について計算を行つたが，異常高潮についても検討することが望ましい．

附 記

本研究は建設省中国四国地方建設局の依頼により，昭和25, 26年度において行われたもので，岡山工事々務所の援助の下に行われたものである．なお現地観測は早稲田大学柄沢郡治氏，近畿地建松岡昻昭技官，中四地建吉村正三技官補等が直接担当し，又計算には吉村技官補をわずらわした．ここに記して深く感謝の意を表する次第である．

国道9・10号線（東京―高崎―長野―新潟間）道路良好度調査報告

道路研究室

（昭和27年10月）

序

本報告書は道路局企画課，土木研究所道路研究室が主体となり，関東地方建設局及び関係各府県の協力を得て，良好度調査を行つた結果をとりまとめたものである．報告の作製は山田敏照技官が担当した．

道路研究室長　谷藤技官

目次

Ⅰ 要　旨……(2)
Ⅱ 調査の概要……(2)
〔1〕調査路線……(2)
〔2〕調査日程……(3)
〔3〕調査用器械……(3)
〔4〕調査の方法……(4)
Ⅲ 各路線の調査結果……(4)
〔1〕全行程各区間ごとの府県別，路面種別ごとの集計結果……(5)
〔2〕全行程路面種別ごとの集計結果……(5)
〔3〕運転自記々録計記録結果の全行程各区間ごとの府県別，路面種別ごとの集計結果……(7)
Ⅳ 調査結果の考察……(9)
〔1〕運転自記々録計の記録結果について……(9)
〔2〕三成分加速度計記録結果について……(12)
〔3〕ベドメーターによる測定結果……(17)
〔4〕道路改良の効果……(18)
Ⅴ むすび……(26)
附　録……(26)

I 要 旨

この報告書は昭和26年9月10日より9月20日に至る11日間にわたり，国道9・10号線（東京—高崎—長野—新潟間）約 412km の区間についてその現況を知り，将来の道線の改良，維持補修に関する基礎資料を得る目的で道線良好度調査を行つた結果の報告である．

この報告では次の事項を明らかにした．

(1) ガソリン消費量，速度，衝撃率，運転の難易を府県別，路面種別ごとについて，道路の運輸経済的な価値判定のための現況．

(2) ハンドル廻転数と速度との関係．

(3) アクセル・ペダル踏量とガソリン消費率の関係．

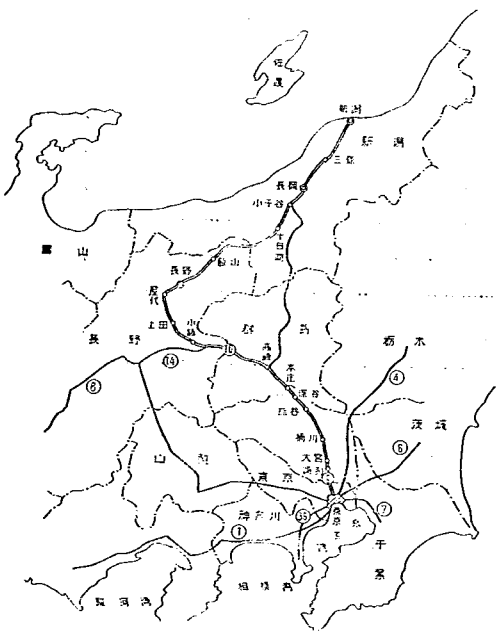
(4) ハンドル廻転数とアクセル・ペダル踏回数の関係．

(5) アクセル・ペダル踏量と速度の関係．

(6) 三成分加速度計記録結果の解析法として衝撃分布が Poisson's 分布に当てはまるか否かの検討．

(7) 道路改良効果について量的に算定．

以上の結果は極めて簡単な走行試験によつたもので，これらの値，及び関係は今後実験計画法に基づいて合理的な繰返精密試験を行い，道路良好度判定の基準としたい．



図—1 国道9・10号線略図

II 調査の概要

調査の全走行行程は 800km を突破し，その内3日間の1部分雨に降られたのみで，比較的天候に恵まれた調査であつた．調査の概要を各項別に述べれば次のようである．

〔1〕 調査路線

調査路線は図—1及び表—1に示す．全延長の約 1/2 は山地部に位し，この間に碓氷峠あり，軽井沢—小諸，長野市—飯山町間の1部では車輛の交換に支障を来たし，待避所を設けるか近い日に拡幅改良をしなければならぬような区間もあつた．又一度で自動車が廻りきれず誘導運転が要り，何度もハンドルをきり換えてはじめて廻ることのできるような箇所もあり，自動車交通の難所をなしている所があつた．調査路

線全体からみて，延長412kmの約35%は既舗装であり，以上の一部分を除けば概して良好な道路である．

国道9・10号線の前記区間の調査を行つた他，新旧国道の比較による改良効果を明らかにするため，国道9号線浅和市辻—大宮市大成町，同線埼玉県北足立郡鴻巣町—吹上町，同線熊谷市—埼玉県大里郡幡羅村，国道9・10号線にまたがる高崎市内，国道10号線長野県小県郡神川村—上田市の五区間について比較走行試験を行つた．

〔2〕調査日程

調査の日程は表—1に示すようである．現場機関の要望によりその一部を変更したのみで，概ね好調の日和に恵まれ，順調に実施できた．

途中測定器械の修理時間を見込み，1日の行程を100km内外とし2日間連続調査を行い，器械の整備，資料の整理の日を設けた．

表—1 調査日程表

月日(曜)	天候	気温(°C)	調査区間	走行粁	走行時間	備考
9.10(月)	晴	27—29	東京都日本橋—高崎市	105.50	163—49.0	
9.11(火)	曇後晴	22—23	高崎市—長野市	113.995	188—09.4	
9.12(水)	晴	資料整理及び車輛整備				
9.13(木)	雨後曇	21—23	長野市—十日町	90.14	165—08.6	
9.14(金)	曇	22—26	十日町—三条市	64.52	107—59.0	
9.15(土)	晴後曇小雨	23	三条市—新潟市	38.15	60—08.0	
9.16(日)	曇後雨	23.5	新潟市—長岡市	63.005	105—58.7	
9.17(月)	晴	24—26	長岡市—長野市	129.805	236—18.5	
9.18(火)	曇	資料整理及び車輛整備				
9.19(水)	曇	19.2	長野市—高崎市	117.62	193—17.4	
9.20(木)	晴後曇	21.6—23	高崎市—東京都日本橋	101.875	158—30.0	

〔3〕調査用器械

調査に使用した道路試験車，測定器械は従来使用しているもので，器械名のみを列記する．（器械の詳細の説明は建設省土木研究所彙報第13号，第21号を参照）．

(1) 道路試験車

註　調査時重量　5210～5510kg

既走行粁　13700km

(2) ガソリン消費量計

註　大型ガソリン消費量計（容量1500cc），小型ガソリン消費量計（容量500cc）の2組

(3) 振動分類計（Vibration Sorter）

註 振動分類範囲は建設省土木研究所報告第84号と同じ

(4) ペドメーター (Pedometer)

註 0.2g 0.3g 0.4g 0.7g の4箇

(5) 運転自記々録計

(6) 3成分加速度計

(7) その他

i) 距離計 道路試験車備付

ii) 測秒器

iii) 水銀温度計

〔4〕 調査の方法

調査の方法は，予め設けられた測点に達するごとに案内者の合図により一斉に測定を行い，往路帰路とも同一区間について，所要の項目につき測定を行つた．別に定めた新旧国道の比較区間についても同様の方法により，旧国道，新国道をそれぞれ往復の測定を行つた．

Ⅲ 調査結果

表—2 県別路面種別

県名	路面種別	距離 (km)	走行時間 (分 秒)	速度 (km/hr)	燃料 消費量 (cc)	燃料 消費率 (cc/km)	燃料 走行率 (km/l)	衝撃率(回/km)/衝撃回 0.2g	0.3g
東京	A	15.420	29 51.1	29.1	3,295	214	4.68	210/3235	31/474
埼玉	C	15.675	21 39.0	43.5	2,898	185	5.41	35/551	4.5/70
	A	1.530	2 00.6	45.7	336	220	4.55	213/326	32/49
	a	39.815	63 58.3	37.4	8,080	203	4.93	174/6931	31/1226
	G	18.980	27 40.2	41.2	4,395	232	4.32	356/6758	113/2139
群馬	a	2.085	3 18.3	37.7	415	199	5.02	118/246	8/16
	G	27.385	45 46.1	36.4	6,978	255	3.92	226/6191	31/856
	a+C	10.455	15 35.4	40.3	2,084	199	5.02	67/705	7/73
	C+a+G	13.550	25 20.3	32.1	3,623	267	3.74	244/3309	48/645
長野	C	12.910	18 02.4	43.0	2,733	212	4.72	61/790	4/52
	a	0.665	1 12.9	32.9	135	203	4.93	275/183	95/63
	G	113.065	199 39.5	34.0	29,041	257	3.90	297/33566	67/7598
	C+a	1.290	2 33.0	30.4	328	254	3.94	150/193	6.2/8
	C+a+G	11.505	23 00.1	28.9	3,060	266	3.76	222/2552	38/438
新潟	C	0.125	0 29.3	15.4	—	—	—	—	—
	G	107.145	175 48.8	36.6	26,335	246	4.07	206/22073	28/3010
	C+A+a+G	20.705	35 14.4	35.3	5,307	256	3.90	155/3219	17/352

備考 A……アスファルト舗装 C……コンクリート舗装 a……簡易舗装

〔1〕 全行程各区間ごとの府県別，路面種別ごとの集計結果

各路線について求めた調査結果を県別，路面種別ごとに集計し 表―2 に示す．測定区間長は，その区間の特性を失わない限り長区間とし，止むを得ないときは短区間としたが，2～3km を測定区間長とした．

大型ガソリン消費量計の最小1目盛は 20cc であり，短区間の測定には精度が不十分であるため，このような区間では精度のよい小型ガソリン消費量計を用いた．然し砂利道の路面不良の箇所，橋梁の取付部等の車体が大きく揺れる処での測定は油面が振動するため，多少の誤差の入ることは免れない．

〔2〕 全行程路面種別ごとの集計結果

（1） 全行程路面種別ごとの平均値

〔1〕の全行程各区間ごとの府県別，路面種別ごとの集計結果を更に路面種別ごとに集計し平均値を求めそれを表―3に示す．

表―3 の結果を図示すれば図―2，(a)，(b)，(c)，(d)，(e) のようになる．(a) はガソリン消費率の平均値を示すもので，砂利道が最も大きい値となつており，アスファルト舗装，簡易舗装，コンクリート舗装の順になつており，コンクリート舗装道が最も経済的な値を示している．アスファルト舗装が簡易舗装における値より大きい値となつているのは，アスファルト舗装の大部分は東京都内の測定値であることによるもので，都内では速度制限，信号待，交通量の多いための低速等の影響を受けその結果が表われたのである．本来ならば

ご　と　の　集　計

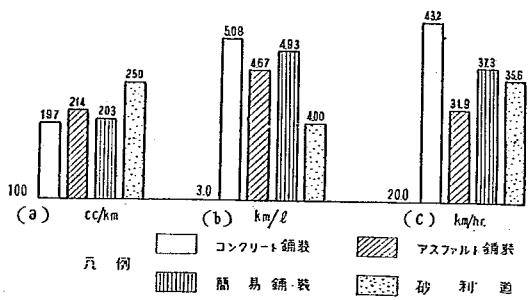
数（回）ベドメーター		衝撃率（回/km）/衝撃回数（回）振動分類計				
0.4g	0.7g	0.15～0.3g	0.3～0.5g	0.5～0.7g	0.7～1.0g	1.0g以上
14/220	1/16	244/3754	246/3783	54/835	13/200	0.9/14
1.9/30	0.1/1	42/659	73/1146	5.1/81	1.4/22	0/0
9.8/15	0.7/1	235/359	245/375	48/73	7.2/11	1/1.5
16/628	1.4/57	194/7723	193/7681	36/1440	7.7/307	0.8/31
72/1372	22/422	129/2448	250/4754	105/1994	52/984	7.2/136
4.8/10	0.5/1	246/513	191/399	22/46	1.7/3.5	0/0
16/448	1.6/43	187/5106	272/7454	78/2122	20/551	0.7/18
1.1/11	0.1/1	219/2285	112/1168	8.7/91	0.6/6.5	0/0
28/382	2.7/37	208/2814	232/3144	85/1150	31/420	2.3/31
2.9/38	0.1/1	205/2641	157/2027	26/334	3/39	0.1/1.5
68/45	0/0	269/179	231/154	68/45	6/4	0.8/0.5
60/6750	5.8/657	152/17196	244/27616	106/11931	60/6751	7.5/853
1.6/2	1.6/2	198/256	127/164	7.8/10	1.2/1.5	0/0
12/134	1/11	177/2031	236/2720	61/706	24/273	4.2/48
—	—	328/41	144/18	20/2.5	16/2	0/0
16/1712	1.2/125	174/18660	277/29740	72/7717	22/2310	1.1/117
11/222	0.05/1	191/3943	236/4884	77/1594	22/464	0.7/15

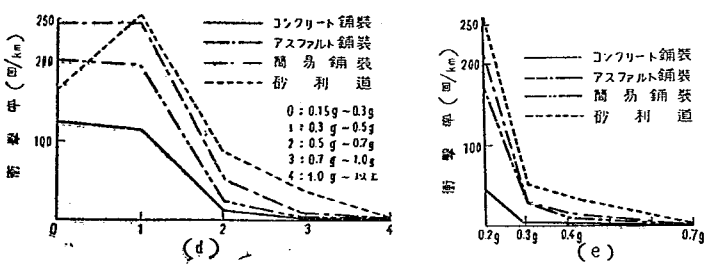
G……砂利道

表—3 路面種別

路面種別	距離 (km)	走行時間 (分 秒)	速度 (km/hr)	燃料 消費量 (cc)	燃料 消費率 (cc/km)	燃料 走行率 (km/l)	衝撃率(回/km)/衝撃 0.2g	衝撃率(回/km)/衝撃 0.3g
C	28.585	39 41.4	43.2	5,631	197	5.08	47/1341	4.4/127
A	16.950	31 51.7	31.9	3,631	214	4.67	210/3561	31/523
a	42.565	68 29.4	37.3	8,630	203	4.93	173/7360	31/1305
G	266.575	448 54.6	35.6	66,748	250	4.00	257/68588	51/13603
C+a	1.290	2 33.0	30.4	328	254	3.94	150/193	6.2/8
C+A+a+G	45.760	83 34.8	32.9	11,990	262	3.82	198/9080	31/1435

簡易舗装における値より小さい等である．(b)は走行率の平均値を示す．これは消費率の逆数である．(c)は速度の平均値であるが，ここにもガソリン消費率と同様の傾向が表われている．(d),(e)は振動強度分類計，ペドメーターによつて得た衝撃率の平均値を折線グラフで表わしたもので，衝撃率の分布を示す．ここでもアスファルト舗装道の値は大きいが，これも前記同様都内路面電車の軌道の影響によるものであると考える．一般にコンクリート舗装，アスファルト舗装，簡易舗装，砂利道の順序になるのが普通である．





図—2

ごとの集計

回数(回)ベドメーター		衝撃率(回/km)/衝撃回数(回)　振動分類計				
0.4g	0.7g	0.15～0.3g	0.3～0.5g	0.5～0.7g	0.7～1.0g	1.0g以上
2.4/68	0.07/2	124/3535	111/3173	15/415	2.1/60	0.05/1.5
14/235	1/17	243/4113	245/4147	54/908	12/211	0.9/16
16/683	1.4/58	199/8463	193/8234	28/1180	7.4/314	0.7/31
39/10282	4.7/1247	162/43200	254/67790	86/22927	37/9978	3.6/971
1.6/2	1.6/2	198/256	106/137	7.8/10	2.3/3	0/0
16/738	1.1/49	190/8672	223/10189	72/3285	27/1254	3/139

（2） 走行率及びガソリン消費率分布

この調査における各路面種別ごとの走行率・速度分布，その平均値を示せば図―3のようである．

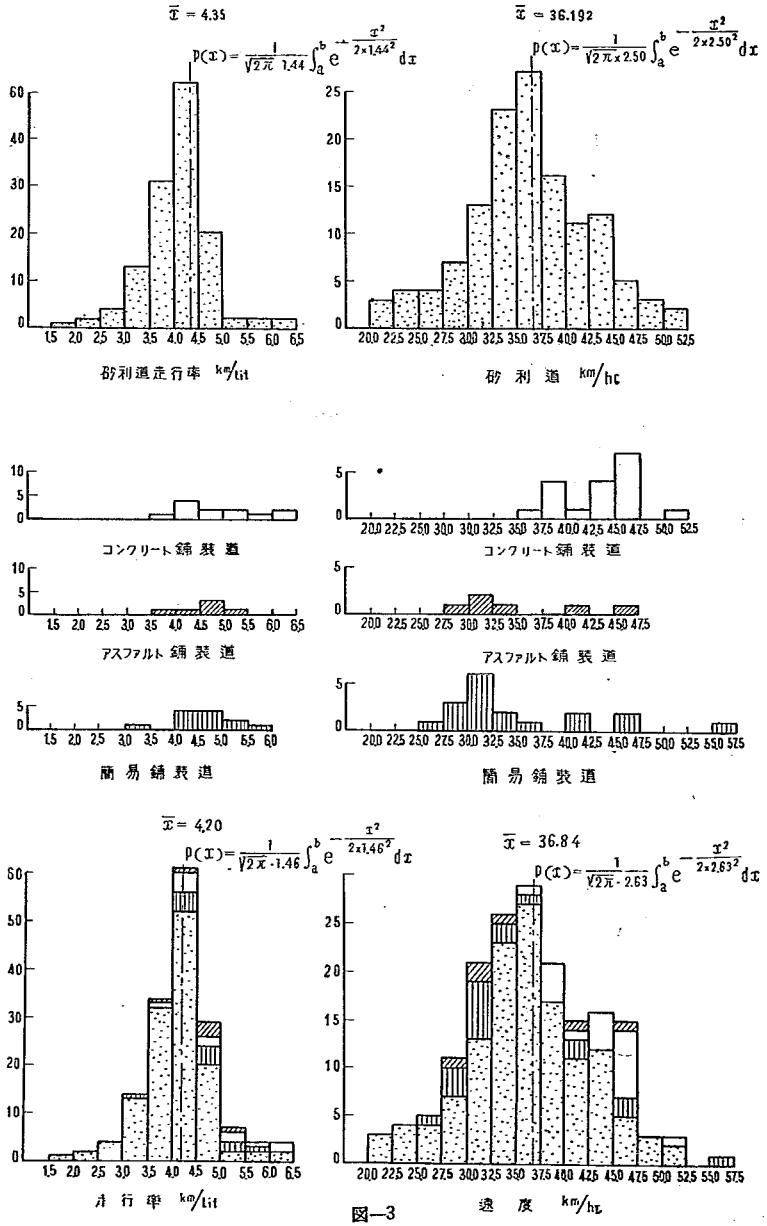
〔3〕 運転自記々録計記録結果の全行程各区間ごとの府県別，路面種別ごとの集計結果

各区間ごとの自動車のハンドル廻転数，アクセル・ペダルの踏量を運転自記々録計を用いて測定し，これを府県別，路面種別ごとに集計したものを表―4に示す．

路線の線型は，運転手に精神的弛緩を招くことなく，或程度の刺戟を与えることによつて交通事故を防ぐことが必要であり，直線で結ぶことの可能な路線にも或程度の曲線の存在することが望ましい．しかしながらハ

表―4　ハンドル廻転回数及びアクセル・ペダル踏量

県名	路面種別	半径 距離(km)	11m以下	11～15m	15～20m	20～30m	30～50m	50～75m	75m以上	ハンドル 10km当廻転数	ハンドル 廻転数計(回)	アクセルペダル 踏回数(回)	アクセルペダル 10km当踏量(cm)	アクセルペダル 踏量計(cm)
東京	A	15.420		2						1.17	1.80	84	177.5	273.7
埼玉	C	15.675										28	38.1	59.6
	A	1.530										1	13.7	2.1
	a	39.815		1		2	4	2		1.02	4.08	191	134.3	534.4
	G	18.980										50	51.2	97.3
群馬	a	2.085						1		1.20	0.25	3	60.0	12.5
	G	27.385	3	20	13	31	14	8	4	22.50	61.45	175	205.2	561.4
	a+C	10.455										15	31.1	32.5
	C+a+G	13.550	2	19	17	11	9	3	1	37.10	50.23	86	247.6	335.4
長野	C	12.910					4			1.01	1.30	40	56.7	73.2
	a	0.665	1	1						31.73	2.11	3	198.5	13.2
	G	113.065	20	31	43	50	56	5		11.56	130.92	822	258.0	2,919.6
	C+a	1.290			1	1				6.59	0.85	11	41.1	53.0
	C+a+G	11.505	3	2	2	3	3			8.63	9.94	96	285.0	328.1
新潟	C	0.125										3	1340.0	16.75
	G	107.145	4	11	15	39	55			6.48	69.44	650	196.8	2,109.40
	C+A+a+G	20.705	1	2	5	5	7			5.77	11.95	140	219.3	454.25


x̄ = 4.35
P(x)= 1/√2π · 1.44 ∫ₐᵇ e^(−x²/2×1.44²) dx
砂利道走行率 km/lit
x̄ = 36.192
P(x)= 1/√2π×2.50 ∫ₐᵇ e^(−x²/2×2.50²) dx
砂 利 道 km/hr
コンクリート舗装道
アスファルト舗装道
簡易舗装道
コンクリート舗装道
アスファルト舗装道
簡易舗装道
x̄ = 4.20
P(x)= 1/√2π · 1.46 ∫ₐᵇ e^(−x²/2×1.46²) dx
走行率 km/lit
x̄ = 36.84
P(x)= 1/√2π · 2.63 ∫ₐᵇ e^(−x²/2×2.63²) dx
速 度 km/hr

図—3

ンドル廻転数の多いことは運転手の疲労を増すことになる．国道9・10号線の現状について，単位距離当りの廻転数を求めた．これを10km 当の廻転数の欄に示す．表中半径 11～15m，15～20m……とあるのは後車軸内輪の描く軌跡の半径で，例えば 20～30m の欄には，後車軸内輪の描く軌跡の半径が 20～30m になるようにハンドルを廻転させた回数を示すもので，前記 10km 当の廻転数を求めた元のものである．ハンドル廻転の記録は左右に分類し記録されるが，ここに示すのは左右の合計である．廻転数は 360° の廻転を以て1としている．

アクセル・ペダルの項の踏回数は，自動車が登坂のために所要出力を得ようとする場合，幅員狭窄部で車輛交換のため落速を平速に戻そうとするとき，或いは路面不良からくる車体の振動を避けるため速度調整する等の，アクセル・ペダル使用回数を示す．踏量計の項はそれらのために用いたアクセル・ペダルの総踏量を示し，10km 当の値を求めた．

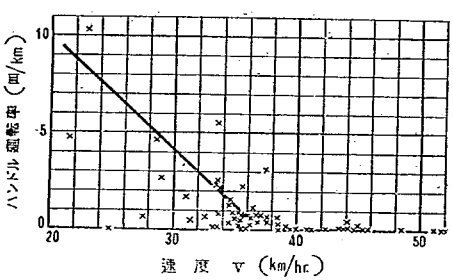
Ⅳ 調査結果の考察

調査の結果については Ⅲ の〔1〕～〔4〕に述べたが，調査結果について若干の計算を施し，二，三の考察を進めてみる．この報告書では所報 84 号で述べた事を省略し，いままで明らかにしなかつた分野について述べることとする．

〔1〕 運転自記々録計の記録結果について

運転自記々録計は未だ試作の域を脱しないが，今回の調査において，得た記録結果について2,3検討を加えてみる．

この記録から，直接道路良好度の判定はできないが，概略的なものは掴むことができる．路面の不陸，凹凸が多ければ，車体が揺れて思うように走ることができない．これは，アクセル・ペダルの踏量と速度の関係に現われ，又曲線が多く，急カーブであつたり，坂路が多い場合，ハンドルの回転角が大となり，速度が落ち，ガソリン消費率が大となることは想定できる．



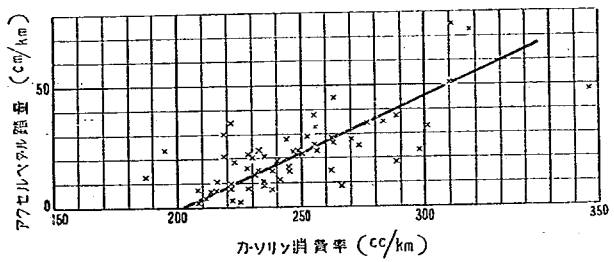
図—4 (a)

（1） ハンドルの廻転率と速度（V）の関係

ハンドルの廻転角 360° を1としこれを廻転数と呼び，1km 当りの廻転数（回/km）を廻転率と呼ぶことにする．これを縦軸にとり，速度Vを横軸にとつて，記録結果をプロットして両者の関係を観察してみると次のようなことが判る．ハンドルの廻転率の大きい附近では速度は小さく，大体 0.5回/km，35km/hrを境として，これ以上の速度の範囲では，ハンドル廻転率は零に近い．このようなことから，35km/hr 以上の速度を保持しうる道路としよ

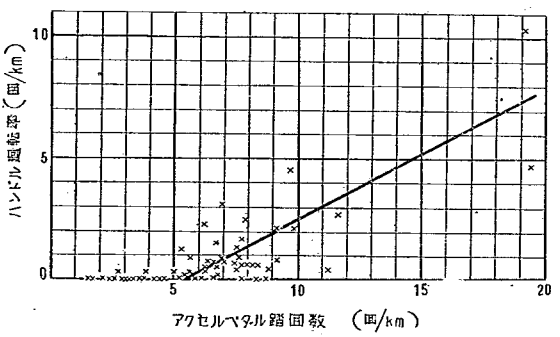
うとするならば，線型はハンドル廻転率の小さい，殆んど直線に近い線型とすることが要求される．

（2） アクセル・ペダル踏量とガソリン消費率の関係



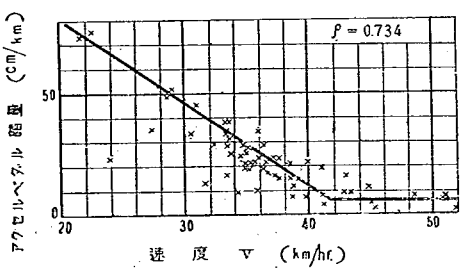
図—4 (b)

アクセル・ペダル踏量に比例して，ガソリン消費率の増加することは，燃料気化機のメカニズムからも知ることができる．路面不良の道路では加速，減速を頻繁に行わなければ，衝撃による車体の振動が多くなり，乗客に不愉快な思いをさせるのみならず，延いては車輌の維持修理費を増し，耐用年限を短くすることになるので，運転者は常にこの注意を怠らない．依つてアクセル・ペダルの踏量の多寡は当然ガソリン消費率に現われる．記録の結果を縦軸にアクセル・ペダル踏量 (cm/km)，横軸にガソリン消費率をとつてプロットしてみると，帯状分布(直線的)をなすことを知る．この結果から，アクセル・ペダル踏量が殆んど零に近い(恒状踏の状態)道路では，ガソリン消費率は約210cc/km以下であり，このようなアクセルペダルの踏量が少ない道路は，燃料の面から経済的であることが云える．



図—4 (c)

（3） ハンドル廻転率とアクセル・ペダル踏回数の関係



図—4 (d)

加減速のために，アクセル・ペダルを踏んだ回数 (回/km) とハンドル廻転率 (回/km) の関係を図—4 (c) に示すようにプロットしてみると，アクセル・ペダルの踏回数5回/kmを境とし，これ以下ではハンドル回転率は殆んど零であつて，これ以上の区域では共に増加することが判る．よつてアクセル・ペダルの踏回数の少ない道路では，ハンドル廻転率が殆んど零に近

く速度が大となり，ガソリン消費率も経済的になることが云いうる．

（4） アクセル・ペダルの踏量と速度の関係

アクセル・ペダルの踏量は特殊な場合を除いては直接路面の良好度の影響を受ける．一般にアクセル・ペダルは(2)に述べたような場合に用いる．

このことからアクセル・ペダルの踏量の多い道路では速度が低下すると考えられる．いま 図—4(d) に示すように，速度Vを横軸にアクセル・ペダル踏量 cm/km を縦軸にとつてプロットしてみると，速度 40km/hr 附近から2つに分けて考えられる．これ以上の速度では踏量 10cm/km 内外の値で，これは舗装道路でもありうる量である．又 40km/hr 以下の範囲ではV^{-1}に比例して，アクセル・ペダル踏量が大きくなつている．上述のことからアクセル・ペダル踏量 cm/km は，路面良好度の一指標として用いることが可能であると考える．

（5） Spearman の順位相関係数を用いての考察

1） 順位相関係数 (1)～(4)で述べてきた相互の関係を統計処理をして考察を進める．測定値の大部分は砂利道であり，これら相互の関係は舗装・未舗装の間に特別，性質の差異があるとは考えられないので，砂利道の測定結果について計算する．図—4(a)～(d) に見るようにそれぞれ相関の存在を認めるが，いまその値を求める．計算は Spearman の順位差法（付録参照）によつた．

Spearman の順位相関係数 ρ は

$$\rho=1-\frac{6\Sigma z_i^2}{N^3-N} \qquad z_i=x_i-y_i$$

$$i:1,2,3\cdots\cdots\cdots N$$

で与えられる．

計算の結果を表示すれば次のようである．

表—5

		Σz_i^2	n	n^3	ρ	$\rho_0\to p_r\{\lvert\rho\rvert>\rho_0\}$	自由度 N=n−2	危険率 α
1	アクセル・ペダル踏量とガソリン消費率	10 775	59	205 379	0.681	0.4078	57	0.001
2	アクセル・ペダル踏量と速度	9 086	〃	〃	0.734	〃	〃	〃
3	ハンドル廻転数と速度	13 043	〃	〃	0.618	〃	〃	〃
4	ハンドル廻転数とアクセル・ペダル踏回数	13 330	〃	〃	0.611	〃	〃	〃

上記の表にみるように $\rho=0.611\sim0.734$ で，統計数値表より $\rho_0\to p_r\{|\rho|>\rho_0\}$ は自由度 $N=n-2=57$ 危険率 $\alpha=0.001$ で 0.4078 となり，相当の信頼を以て相関々係があると云いうる．

2） 順位相関の検定 各2項の相関は以上に述べたように，相当の信頼を以て存在することを認める．これが偶然の結果であるか，更にこれらの項目を横に並べ総合的にみて相関が存在するか，若し存在するならばどの程度の危険率の下で云うことができるか順位の検定法（付録参照）を用いて計算する．

運転自記々録計記録結果の2項目（ハンドル廻転率とアクセル・ペダル踏量）及びガソリン消費率，走行速度の計4項目を横に並べ，（何れも乱数表を用いてサンプリングする．）試料のグループに更めて順位の番号を付し，

これを各属性の変量値として考えることは前項(付録に述べた)と同様である．計算は同様の方法により数回行い，計算結果の危険率αの max と min の3例を表示すれば次のようである．

表—6

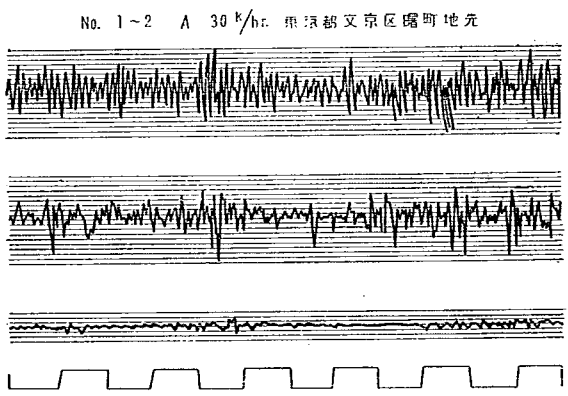
	S_{BV}	S_V	W	F_0	n_1	n_2	$F_0 > F^{n_1}_{n_2}(\alpha)$
1	330	279,375	0.847	16,608	8	25	$\alpha=0.01$
2	〃	259,125	0.785	10,950	〃	〃	$\alpha=0.01$
3	〃	148.875	0.451	2,464	〃	〃	$\alpha=0.05$

表にみるように計算の結果 $F_0 > F^{n_1}_{n_2}(\alpha)$ の値は0.01～0.05の範囲にあり，よつてこれら相互の間には 1～5% の危険率の下で相関の存在することが云える．

結果として，ガソリン消費率，走行速度はアクセル・ペダル踏量及びハンドル廻転率の影響を受け，そしてこれらは常に相関連していることを知る．依つて自動車道路として最も効果を挙げるには，路面は平滑で，速度調整にアクセル・ペダルは機関の全出力に近い状態で保持され，km 当りの踏量は恒状踏とするならば，機関の全出力状態にて運転しうる．この場合機関の熱効率の上昇によつて燃料消費率は軽減される．又ハンドル廻転数の多いのは曲線の多いことで，運転者を疲労させるばかりでなく，走行速度を一定させることが不可能となり，従つて速度調整にアクセル・ペダル又は制動機を用いるようなことになる．このことは燃料の不経済を来す結果となる．

自動車道路として十分効果を挙げるには，以上の要素が相関連しているため各々を満足させたとき経済効果を挙げ得ることを念頭におき，設計されねばならない．

以上のことからハンドル廻転数の多いこと，アクセル・ペダルの踏量の多寡は道路の良好度を決定する資料となることは明らかであるが，未だ測定機械は試作の域を脱しきれず資料も少ないので，十分定量化することは今後の実験研究に譲りたい．

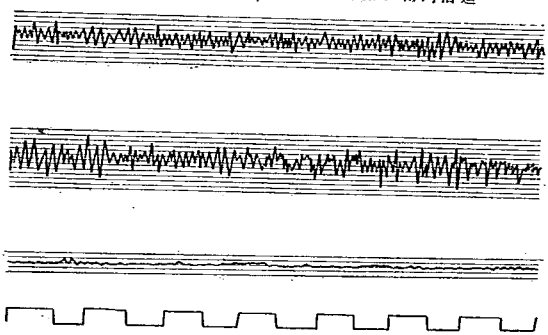


図—5 (a)

〔2〕 三成分加速度計記録結果について

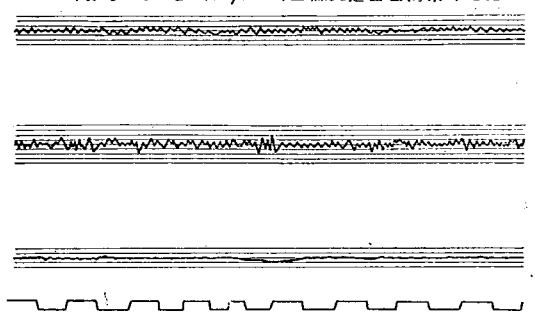
従来三成分加速度計記録結果は，単にその道路における走行中の自動車がどの程度の衝撃を受けるか，車体の振動状態を一見して判るように参考図として掲げてきた．然し道路良好度調査に用いている加速度記録計器の内，この計器の記録が確実である点ここに解析法の一試案として，振動強度分

No. 5 ~ 6　a　30 k/hr.　埼玉縣浦和市内旧道



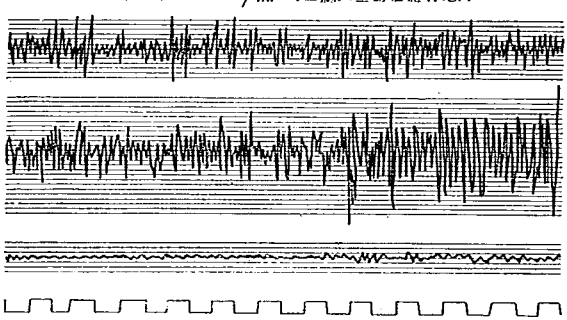
(b)

No. 9~10　a　40 k/hr.　埼玉縣北足立郡鴻巣町地先

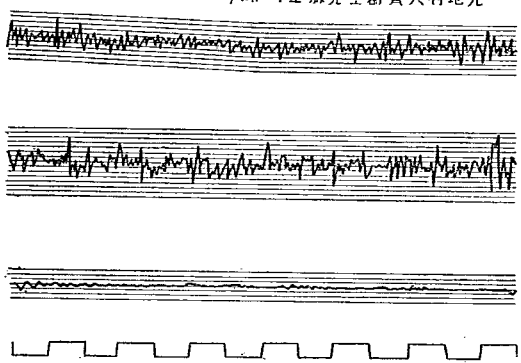


(c)

No. 15 ~ 16　G　40 k/hr.　埼玉縣大里郡熊谷町地内



(d)



(e)

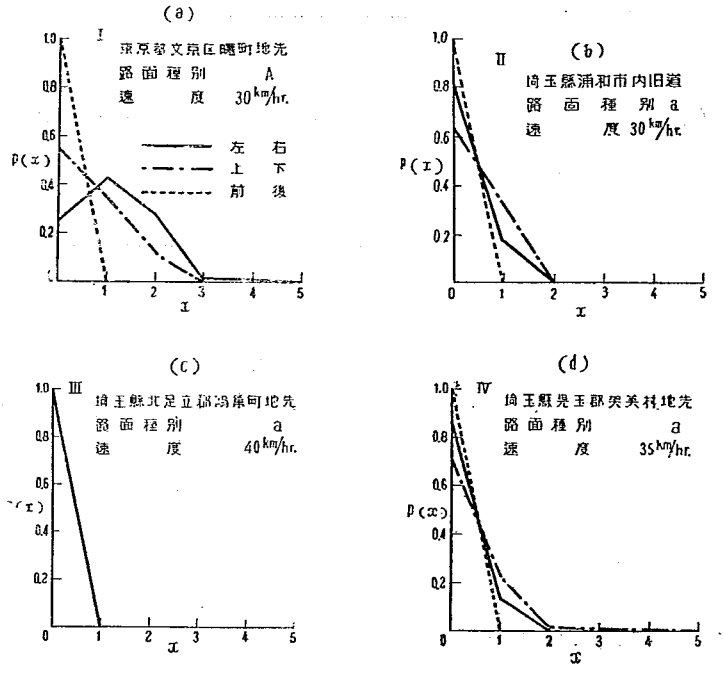
類計の衝撃率分布がある程度確らしさを以て Poison 分布に当嵌まることは土木研究所報告第 84 号所載のようで，この場合も同様に考えられ，これにならつて考察を加えてみる．

表—7

(測点番号) 地先名	路面種別	区間距離 (m)	三成分加速度計記録衝撃率 (回/0.1km)/衝撃回数(回) 0.0～0.2g	0.2～0.4g	0.4～0.6g	0.6～0.8g	0.8～1.0g	1.0g以上	$\Sigma xf(x)$	$N=\Sigma f(x)$	$\lambda=\frac{1}{N}\Sigma xf(x)$
(1—2)			48/24	82/41	54/27	8/4	2/1	0/0	222.0	194.0	1.443
東京都文京区	A	50.0	102/51	64/32	22/11	0/0	0/0	0/0	108.0	188.0	0.574
曙町地先			116/58	0/0	0/0	0/0	0/0	0/0	0.0	116.0	0.000
(B—6)			120/70	26/15	0/0	0/0	0/0	0/0	26.0	146.0	0.174
埼玉県浦和市	a	58.3	98/57	50/29	3.4/2	0/0	0/0	0/0	56.8	151.4	0.375
旧道			57/33	0/0	0/0	0/0	0/0	0/0	0.0	57.0	0.000
(9—10)			58/58	0/0	0/0	0/0	0/0	0/0	0.0	58.0	0.000
同県北足立郡	a	100.0	72/72	0/0	0/0	0/0	0/0	0/0	0.0	72.0	0.000
鴻巣町地先			27/27	0/0	0/0	0/0	0/0	0/0	0.0	27.0	0.000
(15—16)			32/42	30/40	6/8	5.3/7	0/0	0/0	57.9	73.3	0.790
同県大里郡	G	133.0	9.8/13	22/29	20/27	14/18	5.3/7	0.8/1	129.2	71.9	1.794
幡羅村地先			43/57	0/0	0/0	0/0	0/0	0/0	0.0	43.0	0.000
(21—22)			102/69	16/11	0/0	0/0	0/0	0/0	16.0	118.0	0.136
同県児玉郡	a	68.0	82/56	25/17	7.4/5	1.5/1	0/0	0/0	44.3	115.9	0.382
賀美村地先			69/47	0/0	0/0	0/0	0/0	0/0	0.0	69.0	0.000

今ここに示すのは後掲5区間の記録結果について試みたもので，距離の記入がなく時間の記録及びスピードメーターの読みの記入により記録区間距離を算出した．よつて厳密に云えば精確な距離とは云うことができない．

振動回数の測定は所報84号（土木研究所報告第84号の略以下こう呼ぶこととする）所載と同様に分類し，



図—6

その分類区間は 0.0～0.2g，0.2～0.4g，0.4～0.6g，0.6～0.8g，0.8～1.0g，1.0g 以上の6区間とした．その計測は計算の都合上単位時間にとり記録の中心軸を求め，上記区間に該当する振動数を読む．このとき複振幅とせず単振幅の大いさによつた．これは従来の経験から簡便なることを認めたので手数を省くためである．（試料とした記録は 図—5 (a) (b) (c) (d) (e) に示す）．

各々のクラスに所属する振動数を集計し，0.1km 当りの衝撃率を求めた結果は表—7に示すようである．こ

の表から 表—8 の相対度数 f(x)/N を求め 図—6 (a) (b) (c) (d) (e)に示す度数分布折線を描いてみると，車体振動の度数分布は前後，上下，左右振動と各々特性をもち，図型からも Poisson 分布に従うことが判る．理論値の計算に先立つて先ず計測によつて得た度数分布に，Poisson の函数を当て嵌めて望みがあるかどうかを判定するために，

$$m_1' = \sum_{x=0}^{n} xf(x) / \sum_{x=0}^{n} f(x) \cdots \sum_{x=0}^{n} \frac{xf(x)}{N} \quad \cdots\cdots(1)$$

を算出し

$$\frac{f(x+1)}{f(x)}(x+1) \qquad (x=0,1,2,\cdots\cdots) \quad \cdots\cdots(2)$$

が，何れもm_1'にほぼ等しいかどうかを検べる．

この結果極めてよい値が得られ $m_1'=\lambda$ の値として

$$P(x) = \frac{e^{-\lambda}\lambda^x}{x!} \qquad (x=0,1,2,\cdots\cdots 6) \quad \cdots\cdots(3)$$

を計算した結果は 表—8 に示すようである．この表にみるように $P(x)=e^{-\lambda}\lambda^x/x!$，$f(x)/N$ は極めてよく一致していることを知る．測点番号 1—2 の左右振動の λ が大きい値を示しているのは，路面電車の軌条を踏んで走つた影響によるもので，路面種別ごとに多少傾向は異なるが，上下振動—左右振動—前後振動と λ の値は小さくなつている．前後振動（車のノッキング）の加速度は 0.2g 以下の値のため λ の値は零となつている．

表—8

	理論度数 $P(x)=\frac{e^{-\lambda}\lambda^x}{x!}$						
x / 測点番号	0	1	2	3	4	5	λ
1—2	0.23930	0.34221	0.24468	0.11663	0.04169	0.01192	1.433
	0.56326	0.32331	0.09279	0.01775	0.00254	0.00029	0.574
	1.00000	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.000
B—6	0.83945	0.14690	0.01285	0.00074	0.00003	0.0	0.175
	0.68728	0.25773	0.04832	0.00604	0.00056	0.00004	0.375
	1.00000	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.000
9—10	1.00000	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.000
	1.00000	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.000
	1.00000	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.000
15—16	0.45384	0.35853	0.14162	0.03729	0.00736	0.00116	0.790
	0.16696	0.29885	0.26747	0.15959	0.07141	0.02556	1.794
	1.00000	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.000
21—22	0.87284	0.11870	0.00807	0.00036	0.00001	0.0	0.136
	0.68249	0.26071	0.04979	0.00634	0.00060	0.00004	0.382
	1.00000	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.000

Poisson 分布函数の性質から，λ の値が大きい値に近ずくことは平均値が x の大なる値に近ずくことであり，従つて Peak が右にずれ加速度の大きい衝撃の多いことを示す．λ の値が零に近い値をとることは，分布の Peak が零に近い位置にあり，加速度の大きい衝撃値が小さくなり衝撃値の殆んどが零の範囲（0.0～0.2g）に入ることである．記録図から，又計算の結果からも，砂利道では大なる衝撃を受け従つてλの値が大きく，コンクリート舗装のごとき平滑な路面では共に小さい値を示している．この事からλの値の大きい路面は凹凸が多く，小さい値の路面は平滑であることが云える．

三成分加速度計の記録は，所報84号所載の Vibration Sorter の振動分布の計算結果より適合度がよく，距離の記録装置の完成と相俟つて λ と速度とが関係ずけられれば，衝撃の面からみた路面良好度の判定ができると考える．又これを指標化する事ができれば道路補修指針の一投石となり，砂利道補修の目安となる．これらのことは今後の器械の改良と研究に譲りたい．

〔3〕 ペドメーターによる測定結果

自動車の受ける衝撃加速度の測定に前記 Vibration Sorter，三成分加速度計に併わせてペドメーターを使用した．その測定結果は表—2 の衝撃率（ペドメーター）に示すようである．

ペドメーターは歩測計のバネの強度を調節し，上下方向のバネ強度以上の加速度を受けたときその回数を記録するもので，従つて 0.2g のペドメーターには 0.2g 以上の加速度の衝撃回数を記録する．前項のように衝撃分布を考えるには

相対度数				$\frac{f(x)}{N}$	
0	1	2	3	4	5
0.24742	0.42268	0.27835	0.04123	0.01030	0.0
0.54256	0.34042	0.11702	0.0	0.0	0.0
1.00000	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.82191	0.17082	0.0	0.0	0.0	0.0
0.64729	0.33025	0.02245	0.0	0.0	0.0
1.00000	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.00000	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.00000	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1.00000	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.43656	0.40927	0.08185	0.00723	0.0	0.0
0.13630	0.30598	0.27816	0.19471	0.07371	0.01112
1.00000	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.86440	0.13559	0.0	0.0	0.0	0.0
0.70750	0.21570	0.06384	0.01294	0.0	0.0
1.00000	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

x	0	1	2……n	計
f(x)	f(0)	f(1)	f(2)……f(n)	N

の f(x) には fm_1g-fm_2g, fm_2g-fm_3g……(fm_ig は m_ig の衝撃回数 $i=1,2,\cdots\cdots$) を以て考えることができるが, 0.2g, 0.3g, 0.4g, 0.7g の4箇で0.4g～0.7g の間がなく, これからの判定は危険と思われ結果のみ掲げた.

〔4〕 道路改良の効果

路線改良による運輸経済効果の総括評価は困難な問題であつて, 単一の条件を以て云う事は出来ない, 改良による効果は, 自動車走行の容易且つ安全であること, 且つ快的, 迅速, 経済の4項目に大別されるが, これらは何れも相互に関連をもつものである. これらの効果を挙げるには幅員を十分にとること, 曲折の除去及び緩和, 鉄道との平面交叉を避け, 止むを得ないときは立体交叉とし, 勾配の除去緩和, 路面の舗装又は行きとどいた維持補修によつてその効果を挙げうる.

測定は道路試験車によつて比較区間を一往復し, 走行時間(純走行時間)踏切における停車時間及び幅員狭少による車輛すれ違いのための待避時間, その他所要の項目について求めた.

新旧路線の比較の場合のみでなく, 何時の測定においても, ガソリン消費率は走行速度, チエンヂギャーの位置の影響をうけ, 測定値はそれぞれ関連していることを考えるとき, 旧路線は新路線の開通によつて, 多くの自動車が新路線を走るようになることから, 交通量は著しく軽減され, それに伴なつて旧路線の悪条件は緩和されてくる. このようなことから考えてみると, その測定値は実際の状態よりよい数値となつて表われていることが云い得る.

以下, 今次の路面調査の結果を掲げ, 自動車交通を対象とした運輸経済効果に関し若干検討してみる. 計算に用いる交通量は, 昭和 26 年関東地建で調査されたものを用い, これにない箇所について昭和 23 年全国にわたつて行われた交通調査の資料からとつた.

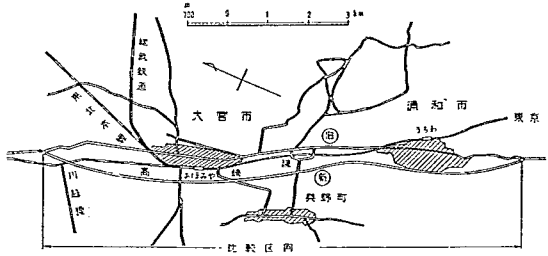
(1) 浦和市辻—大宮市大成町

この道路は東京都に近く浦和, 大宮の二市を貫通し, 市に集散する自動車, 東京都を中心とする物資輸送の

表—9

路面種別	距離	走行時間(分 秒)	速度(km/hr)	燃料 消費量(cc)	燃料 消費率(cc/km)	燃料 走行率(km/l)	衝撃率(回/km)/衝撃 0.2g	0.3g
G+a	10.99	17 19.5	38.0	2,243	204	4.91	100/1094	19/209
C	11.40	16 29.9	41.5	2,106	185	5.41	36/410	5.2/59

回数, 回ペドメーター		衝撃率(回/km)/衝撃回数, 回振動分類計				
0.4g	0.7g	0.15～0.3g	0.3～0.5g	0.5～0.7g	0.7～1.0g	1.0g 以上
10/111	1.1/10	185/2028	199/2192	30/326	6.8/75	0.5/5
1.9/22	0.1/0.5	110/1254	124/1420	13/146	1.1/12	0.1/0.5



図—7

表—10

車の種類	平均換算台数/日
貨物自動車	1,039.0
乗用自動車	233.7
小型自動車	90.4
計	1,363.1

車輛と交通量は極めて多く，旧道は幅員が小さく人馬の混合交通に併せて，近時バスの大型化に伴ないますます煩雑になり，これの軽減と遠距離高速交通の必要からこの解決の目的で現在の新道が建設された．路線の概要は図—7 に示すようであり，図中（旧）とあるのは旧路線を，（新）は新路線を表わしている．

新旧路線の測定結果は，表—9 に示すようであつた．この結果と，昭和23年交通調査の数値を用いて，若干の経済性を検討してみる．

1） **ガソリン費**　新道におけるガソリン費の軽減は，路線延長短縮によるもの，幅員の増大により経済速度運転可能によるもの，曲線及び勾配の除去，緩和による消費率の低下等の和であると考える．今ガソリン1 *l* を35円とすれば，ガソリン費の年間節約額は

$$(Gs'-Gs)\times Cr\times 35\times 365=(2.243-2.106)\times 1363.1\times 35\times 365\fallingdotseq 239\text{万円}$$

Gs'：旧道ガソリン消費量

Gs：新道ガソリン消費量

Cr：換算台数/日計

2） **タイヤー費**　タイヤー命数に対する試験は長期間を要し，実際試験についても困難が多いのでこれに関する報告も少ない．タイヤーは自動車の使用する道路々面の舗装種別，地形的な影響及び作業条件，車の取扱い方等の影響が大きく一概にタイヤー命数n万粁というのは難かしい．運輸省自動車局の1951—1953年の調べによれば35,000～40,000km となつており，これに日本自動車タイヤ協会 〝タイヤー使用法〟「路面状態のタイヤーに及ぼす影響」の数字を使用することとし，タイヤー命数を35,000kmとすれば表—11に示すようになるこの表の路面状態〝諸種の材料〟の材種は知ることができないが簡易舗装のことを云つていると考えられる．

この区間において新道はコンクリート舗装延長 11.40km，旧道は簡易舗装と砂利道で延長は 10.99km とな

表—11

路面状態	コンクリート舗装に対する命数比 %	タイヤー命数 km	タイヤー費 %
コンクリート舗装	100	35,000	100.0
諸種の材料にて舗装	90	31,500	111.1
舗装，未舗装比 1:2	72	25,200	138.9
砂利道	64	22,400	156.3
未改良道	50	17,500	200.0

つている．これから新道利用によるタイヤー節約額は，旧道利用によるタイヤー費から新道利用によるタイヤー費を差引いた額と考えられるから，今1台当4本のタイヤーを使用するものとすれば

$$E_T = \frac{(4C \times 365C_T \times L')}{a'} - \frac{(4C \times 365C_T \times L)}{a}$$

$$= 4C \times 365C_T \left(\frac{L'}{a'} - \frac{L}{a} \right)$$

但し E_T ： 年間タイヤー節約費

C ： タイヤー1本の価格

C_T ： 換算日交通量

L, L' ： 新，旧道路延長

a, a' ： 新，旧道路のタイヤー命数

今タイヤー1本 17,800 円（昭和28年1月調）とし，調査結果により計算すれば

$$E_T \fallingdotseq 293 \text{ 万円}$$

となる．

3) 車輛費 車輛の修理費に道路々面の凹凸による振動が影響することは是認するところであるが，その値は知られていない．又車輛の耐用粁数についても同様であるが，日通の調査した数字から概数を求めてみると，車輛修理費総計と自動車購入価格が等しい値となるのは平均6年であり，延粁は 100,000km である．吾が国では経済的理由から，6年で廃車とせず修理を加え平均10年使用している．営利第一主義で経営する運輸業者で中古車の払受ける業者があり，新車購入価値が現在使用中の車による営利より大であると認めたならば，採算に合う車齢は更に短縮されることになる．このような観点から車輛費として，平均 1,200,000円/100,000km が妥当の値としてでる．此の車輛費はタイヤー費と同様道路々面の良否の影響を受けることは前述のとおりであるが，その関係はわからないので改良済砂利道を基準として，タイヤー費と同じ割合で計算すれば，新道利用による年間節約額は 1,495 万円となる．

4) 輸送量の増加 新道建設に伴ない速度の増加による輸送時間の短縮が考えられる．輸送時間の短縮は生鮮を必要とする輸送事業には最も希望される事柄でこれによつて受ける利益は大きい．今時間短縮によつて増加される輸送量の価値を計算すると，この区間においては新道を走行することにより走行時間は 50sec，平均速度 41.5km/hr とし，1台1日平均走行距離 47.45km，トラック1台1日純収益 1,700円（1日平均走行粁数及びトラック1日純収益は日通調），日交通量は前項の数字を用いて計算すれば，年間の輸送量の増加による費用の節約は約 1,027 万円の大きい額となる．

5) 踏切施設費の節約 新旧ともに立体交叉となつているので，この項については節約費は計上されない．旧道に平面交叉があり踏切設備のあるとき，新道建設によりこれを除く場合は人件費，踏切施設維持費，列車通過の待合時間，待合わせ時間中消費する燃料費等が節約されることになる．

以上は定量的に表わすことのできるものを概算したものであり，この他運転手の疲労軽減，交通事故の除去，走行速度の増加による無形の利益が考えられる．以上に求めた結果を表示すれば表—12のようである．この他

自記々録計の記録結果でハンドル廻転角は旧道で864° 新道では記録されていない．又アクセル・ペダルの踏量は旧道 87.4cm 新道30.2cm，チエンヂギャーの使用回数は旧道では3rd に切換えているが新道ではない．ここから又計量できない経済効果があがる．

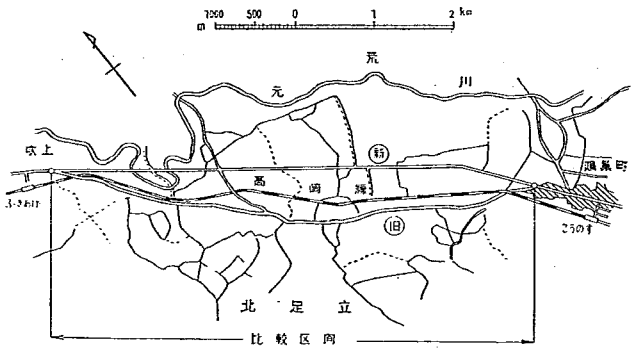
表—12

項　　目	節約額(万円)
ガソリン費	239
タイヤーチューブ費	293
車輛費	1,495
輸送増加	1,027
踏切施設費	—
計	3,054

（2）　埼玉県北足立郡鴻巣町—同県同郡吹上町

この区間は図—8に示すごとく，鴻巣町と吹上町を結ぶ路線で，大体高崎線に平行した線型をとり，旧道は曲折が多くその上幅員が小さいので，対向車輛のすれ違に困難を来たすような箇所もあり，従つて見透距離も短い．

又旧道は鴻巣町西出口から約 300m の点，吹上町合点前約450m の2箇所で高崎線と平面交叉しているが，



図—8

新道はこれを除き殆んど直線で結ばれ線型の観点からは非常によい．

調査時の路面状態は新旧共よい状態にあつたとは云えない．新道では径 30～60mm の浮砂利があり，処々に Pot hol や洗濯板状の波ができていた．旧道についても同様で新道よりよい状態にあつたとは云い切れず，両者共補修後相当時間が経つていると見受けられた．

表—13

路面種別	距離 (km)	走行時間 (分 秒)	速度 (km/hr)	燃料 消費量 (cc)	燃料 消費率 (cc/km)	燃料 走行率 (km/l)	衝撃率(回/km)/衝撃回 0.2g	0.3g
G	6.03	9 08.0	39.6	1,587	263	3.80	299/1804	180/650
G	5.82	9 27.0	37.0	1,475	254	3.95	266/1548	132/765

数，回ペドメーター 0.4g	0.7g	衝撃率(回/km)／衝撃回数，回振動分類計 0.15～0.3g	0.3～0.5g	0.5～0.7g	0.7～1.0g	1.0g 以上
83/502	24/145	101/609	228/1375	115/692	66/399	19/116
106/615	33/190	116/677	264/1537	103/601	62/363	5/29

測定結果は表—13に示すようで，なおこの結果に基づいて新道利用による経費の節約額を算出すれば表—15に示すように年間約 1,064 万円の節約が可能である．

表—14

車の種類	平均換算台数/日
貨物自動車	835
乗用自動車	187
小型自動車	90.9
計	1,112.9

表—15

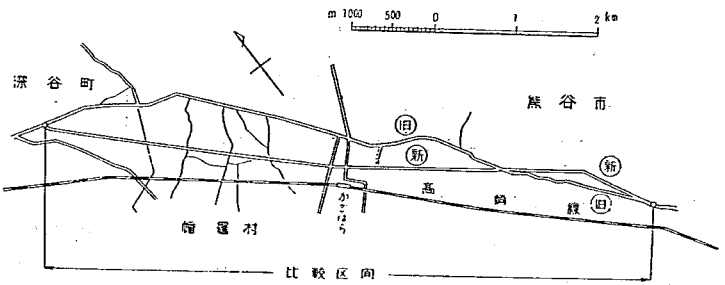
項目	節約額(万円)
ガソリン費	159
タイヤーチューブ費	260
車輌費	931
輸送増加	(−)284
踏切施設費	—
計	1,064

表—15 増加輸送の額が(−)になつているのは，新道の平均速度が遅いためで，若し 40km/hr で走れるよう維持補修をすると 391.万円の節約となり，合計額にて 1,741 万円となる．

運転自記々録計の記録ではハンドル回転角が旧道で 874°，新道では記録に表われなかつた．又アクセル・ペダルの踏量では旧道 72.5cm，新道 52.8cm となつている．

(3) 熊谷市下石原—埼玉県大里郡幡村松原

この区間は 図—9 に示すように熊谷市と深谷町を結ぶ約 7km に亘る路線である．旧道は熊谷市から深谷町



図—9

の間の殆んどの部落を縫つているため，曲折が多く，幅員が小さいのに加えて道路の両側に農家の高い生垣があつて，見透距離が短いため絶えずクラクションを鳴らさなければならない箇所が多かつた．新道はこれらの障害を除き，運転の容易を図るため見透距離を大とし，殆んど直線とスムースカーブで結び，幅員を拡大して交通の安全，輸送の増加を図つたものである．

測定時の新道は開通後間がなく浮砂利が多かつた．旧道は熊谷市より籠原の県道松山線分岐点まで延長約 3.6km は砂利道，これより深谷町新旧合点までは簡易舗装であつた．

測定結果は表—16に示すようである．この結果から新道利用による年間節約額を各項目当りに挙げれば表—18 のようになる．この計額をみると新道利用による輸送は損失となり改良の意味がないことになる．どうして

表—16

路面種別	距離 (km)	走行時間 (分 秒)	速度 (km/hr)	燃料 消費量 (cc)	燃料 消費率 (cc/km)	燃料 走行率 (km/l)	衝撃率(回/km)/衝撃回 0.2g	0.3g
a+G	7.235	11 00.9	39.4	1,471	204	4.92	122/879	71/517
G	6.985	10 01.0	41.9	1,586	227	4.40	72/505	51/354

数・回 ペドメーター 0.4g	0.7g	衝撃率(回/km)/衝撃率数・回 振動分類計 0.15～0.3g	0.3～0.5g	0.5～0.7g	0.7～1.0g	1.0g 以上
21/154	10/73	133/963	281/2030	82/596	25/180	3.2/23
40/281	7.4/52	167/1167	306/2138	101/707	33/232	3.4/24

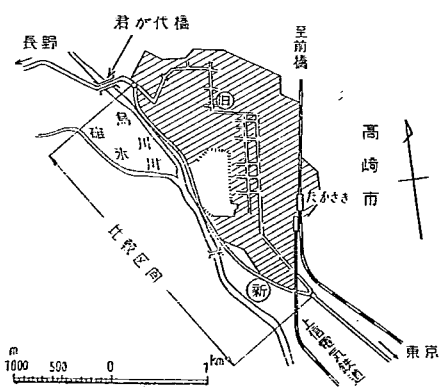
表—17

車の種類	平均換算台数/日
貨物自動車	786
乗用自動車	136.2
小型自動車	92.0
計	1,014.2

表—18

項目	節約額（万円）
ガソリン費	(－)149
タイヤーチューブ費	(－) 66
車輛費	(－)231
輸送増加	926
踏切施設費	—
計	480

このような結果になつたか，最も大きい原因は新道の建設後間がなく，維持補修の十分に行われていないのに反し，旧道は比較区間長の半ばが簡易舗装になつており，新道に較べ旧道の燃料消費量が表にみるように 115cc も小さい値となつていることにも原因している．然し乍ら近い将来舗装するか，若しそれが不可能であれば維持補修を完全に行うことにより相当の効果を期待される．今仮に新道におけるガソリン消費率を旧道と同じ水準に挙がつたものとすれば，1台当 46cc の節約となり年間 60 万円の費用が節約となり，燃料の面だけで現状より 209 万円の節約が計上される．このことからも如何に維持補修の大切であるかが判る．



図—10

他方費用節減の評価できない運転自記々録計の記録結果では，旧道におけるハンドル廻転角は 1,224° になつており新道では表われなかつた．アクセル・ペダル踏量は旧道91cm新道24.8 cmで旧道は約4倍の値を示している．

（4） 高崎市東新旧分岐点—同市君が代橋

高崎市は国道9号線と10号線の分岐点になつており，路線の概要は 図—10 に示すようである．今この概要について述べれば，旧道は上信電鉄と平面交叉し，市内を曲折しながら路面電車も加えての人馬の混合交通で，前橋を結ぶ9号線の交通量を併せているため，高速車輛交通に支障を来たしている．殊に9号10号分岐点から君が代橋にでる区間は，幅員僅か 4～5m の処が多く，坂路になつているため対向車とのすれ違いには場所を撰定しなくてはならない状態であつた．路面は同市新旧分岐点から約 0.5km がコンクリート舗装，2.52km が簡易舗装及びアスファルト舗装，これより先は砂利道である．新道は市の外側を烏川に沿い，スムース・カーブと直線で結び，見透距離を大にとり，上信電鉄とは立体交叉とし，砂利道であるが路面は補修が行き届いていた．このため前橋線を除く遠距離交通車輛は新道を利用している．

測定結果を示せば 表—19 のようで，新道利用による費用の節約は年額1,481万円となり各項当りを示せば表

表—19

路面種別	距離 (km)	走行時間 (分 秒)	速度 (km/hr)	燃料 消費量 (cc)	燃料 消費率 (km/l)	燃料 走行率 (km/l)	衝撃率 (回/km)/衝撃 0.2g	衝撃率 (回/km)/衝撃 0.3g
A+G	4.02	9 20.0	25.8	980	244	4.10	42/170	35/139
G	3.615	5 48.5	37.4	788	218	4.59	14/52	15/57

回数・回 ペドメーター 0.4g	回数・回 ペドメーター 0.7g	衝撃率 (回/km)/衝撃回数・回 振動分類計 0.15～0.3g	0.3～0.5g	0.5～0.7g	0.7～1.0g	1.0g 以上
21/85	0.7/3	296/1191	281/1126	53/212	11/43	0.7/3
13/49	1.3/5	151/581	293/1059	93/336	24/86	0.7/2.5

表—20

車の種類	平均換算台数/日
貨物自動車	338
乗用自動車	93
小型自動車	46.2
計	477.2

表—21

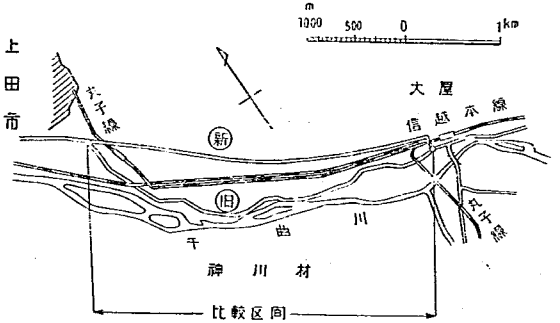
項目	節約額 (万円)
ガソリン費	117
タイヤ—チューブ費	(—) 1
車輛費	(—) 6
輸送増加	1,371
踏切施設費	—
計	1,481

—21 のようである．車輛費の6万円，タイヤ—費1万円の減額，新道舗装が完成すれば相当の額が節約されることになる．運転自記々録計の結果は，ハンドル廻転角が旧道で 1818° 新道 360° で約5倍，アクセル・ペダル踏量は旧道 29cm 新道 17.3cm で約 1.7 倍の値を示した．

表—20 の平均換算台数は昭和 26 年関東地建の調査結果によつた．

（5） 長野県小県郡神川村大里新旧分岐点—上田市上堀

この区間は 図—11 に示すように大屋と上田市を結ぶ路線で，旧道は千曲川に沿つて断崖上を通り，駒止橋が



図―11

ない幅員狭小な路線で，上田市上堀附近は両側に軒が連つており対向車のすれ違いに支障を生ずるような状態で，見透距離が短いためここで交叉する信越本線は危険を避けるため立体交叉になつている．新道は将来田中と直線で結ぶ計画で，大屋の平面交叉を強いて採用し，上田市と殆んで直線に近いカーブで結んでいる．上堀で丸子線と平面交叉になつているが，両側の見透しがよく，単線で運転回数が少ないので危険率は小さいが，この鉄道が将来拡張されるか，両側に人家を連ねるようなときには，立体交叉とするか何らかの方法を以て，道路交通の安全を図らねばならない．

測定結果は表―22に示すようで，未だ改良による効果は十分に表われていない．この結果により新道利用の費用の節約は年額826万円となり，表―24に示すような値を得る．運転自記々録計の記録による．ハンドル廻転角は旧道 4410° 新道では 3699°，アクセル・ペダル踏量は旧道 161.4cm 新道 98.7cm となつている．

表―22

路面種別	距離 (km)	走行時間 (分 秒)	速度 (km/hr)	燃料 消費量 (cc)	燃料 消費率 (cc/km)	燃料 走行率 (km/l)	衝撃率 (回/km)/衝撃 0.2g	衝撃率 (回/km)/衝撃 0.3g
G	3.85	7 25.0	31.1	920	239	4.19	78/300	23/90
G	3.555	5 55.0	36.1	879	247	4.05	60/213	22/79

回数・回 ペドメーター 0.4g	0.7g	衝撃率 (回/km)/衝撃回数・回 振動分類計 0.15～0.3g	0.3～0.5g	0.5～0.7g	0.7～1.0g	1.0g 以上
21/82	16/63	130/499	360/1384	162/623	85/327	6/23
29/102	5.9/21	131/464	275/976	111/394	36/129	0.7/2.5

表―23

車の種類	平均換算台数/日
貨物自動車	286.7
乗用自動車	100.8
小型自動車	27.1
計	414.6

表―24

項目	節約額 (万円)
ガソリン費	22
タイヤー，チューブ費	66
車輌費	249
輸送増加	489
踏切施訪費	―
計	826

以上の結果においてガソリン消費率，ハンドル廻転角，チエンヂギャーの使用回数は余り芳しくない値となつているのは，前記大屋で平面交叉を強いてする取付としたことによるもので，田中を結ぶ新道が完成すればこれは解消され，現在以上の改良効果を挙げられる．

以上5箇所における比較区間について，それぞれ改良効果を比較検討し，新道利用による運輸費の節約額の概略を計算した．

V むすび

以上は国道9・10号線について良好度調査を行つた結果について述べたが，要約すれば次のようである．

(1) 運転自記々録計の記録結果について順位相関係数を求めた結果は次のようであつた．

アクセル・ペダル踏量とガソリン消費率

$\alpha = 0.001$

$\rho = 0.681$

ハンドル廻転数とガソリン消費率

$\alpha = 0.001$

$\rho = 0.611$

ハンドル廻転数と速度

$\alpha = 0.001$

$\rho = 0.618$

(2) 運転自記々録計の記録結果のハンドル廻転数とアクセル・ペダル踏量，及びガソリン消費率，走行速度の4項を綜合したとき相関ありや，F検定の結果1～5％の危険率の下で相関の在ることを云いうる．

(3) 三成分加速度計の記録による衝撃分布は Poisson 分布をなし，路面種別ごとに異なつた傾向を示し，λの値は上下振動→左右振動→前後振動の順で小さくなつている．

(4) 浦和市辻—大宮市大成町，埼玉県北足立郡鴻巣町—同県同郡吹上町，熊谷市下石原—埼玉県大里郡幡羅村松原，高崎市東新旧分岐点—同市君が代橋，長野県小県郡神川村大里新旧分岐点—上田市上堀の5区間について計量できる道路改良の効果を明らかにした．

以上は極めて簡単な試験の結果であつたが一応所期の成果を収めることができた．ここに2週間の長期に亘つて調査に御協力願つた関東地建，長野，新潟県の土木部の皆様に感謝の意を表する次第である．

〔附録〕 Spearman の順位相関係数

〔1〕 順位差法

相関係数を求めるためには，各変量について級別を行つたときの度数の分布が判つていなければならない．従つて各個体について両属性の変量値として表わされず，単に順位だけが判つているような場合には，相関係数の方法は応用することができない．このような場合には Spearman の順位差法を用いるのがよい．これは順

位の数字を更めて変量値とみなすものである．（本文Ⅳの(5)の場合級別をすることは不可能でないが，その計算が順位差法に比し労力を要し，且つ註に示すように両者の間に不適と思われる差がなく，従つて計算の容易なこの方法によつた．）

N個の測定値について，一つの属性の順位を $x_i(i=1,2,3,\cdots N)$ とし，他の属性の順位を $y_i(i=1,2,3,\cdots N)$ とする．このときの順位相関係数を ρ で表わせば

$$\rho=\frac{1}{N\sigma_x\cdot\sigma_y}\sum_{i=1}^{N}(x_i-\bar{x})(y_i-\bar{y}) \quad \cdots\cdots(1)$$

である．しかるに x_i 及び y_i は全体として1からNまでの自然数であるから

$$\bar{x}=\bar{y}=\frac{1}{N}\sum_{i=1}^{N}i=\frac{N+1}{2}$$

$$\sigma_x^2=\sigma_y^2=\frac{1}{N}\sum_{i=1}^{N}\left(i-\frac{N+1}{2}\right)^2=\frac{1}{N}\sum_{i=1}^{N}i^2-\left(\frac{N+1}{2}\right)^2$$

$$=\frac{N^2-1}{12} \quad \cdots\cdots(2)$$

である．(1)を書換えて順位差

$$z_i=x_i-y_i \qquad (i=1,2,3,\cdots\cdots N) \quad \cdots\cdots(3)$$

を導入すれば

$$\bar{z}=\bar{x}-\bar{y}=0 \qquad \sigma_z^2=\frac{1}{N}\Sigma z_i^2 \quad \cdots\cdots(4)$$

である．他方において

$$\sigma_z^2=\frac{1}{N}\Sigma(z_i-\bar{z})^2=\frac{1}{N}\Sigma[(x_i-\bar{x})-(y_i-\bar{y})]^2$$

$$=\frac{1}{N}\Sigma(x_i-\bar{x})^2-\frac{2}{N}\Sigma(x_i-\bar{x})(y_i-\bar{y})+\frac{1}{N}\Sigma(y_i-\bar{y})^2$$

$$=\sigma_x^2-2\rho\sigma_x\sigma_y+\sigma_y^2 \quad \cdots\cdots(5)$$

これに(2)及び(4)を用いれば

$$\frac{1}{N}\Sigma z_i^2=2\left(\frac{N^2-1}{12}\right)-2\rho\sigma_x\sigma_y$$

$$=2\cdot\frac{1}{12}(N^2-1)(1-\rho)$$

となる．これを ρ について解けば

$$\rho=1-\frac{\frac{1}{N}\Sigma z_i^2}{2\cdot\frac{1}{12}(N^2-1)}=1-6\frac{\frac{1}{N}\Sigma z_i^2}{N^2-1}$$

$$=1-\frac{6\Sigma z_t^2}{N(N^2-1)}=1-\frac{6\Sigma z_t^2}{N^3-N} \quad \cdots\cdots(6)$$

〔註 前にも述べたように相関係数 r の計算は容易な方法でないのでこの方法によつたが，ρ と r の計算値に容認できない差があるかⅣ (5) 1）表—5 の1について示せば，

$$r=\frac{\frac{1}{N}\Sigma\Sigma f_{st}x_s'y_t'-\bar{x}'\bar{y}'}{\sqrt{\frac{1}{N}\Sigma\Sigma f_{st}x_s'^2-\bar{x}'^2}\sqrt{\frac{1}{N}\Sigma\Sigma f_{st}y_t'^2-\bar{y}'^2}}$$

$$=\frac{1.915-(-0.305)(-2.254)}{\sqrt{1.399}\cdot\sqrt{2.326}}=\frac{1.228}{1.803}=0.681$$

$$\rho=r$$

となり，両者の間に不適と思われる差はない．よつて労を省く意味で順位差法によつてよい．〕

〔2〕 順位相関の検定

本文Ⅳ-〔1〕-(5)-2) の順位の検定は次のように行う．乱数を用いサンプリングした試料(ガソリン消費率：G_c，アクセル・ペダル踏量：a_c，ハンドル廻転数：H_l，走行速度：V) の n 個を表に示すように順位の番号を付し並べ，T_i，T_j，T を求める．

$$S_{BV}=\Sigma\Sigma(x_{ij}-\bar{x})^2=\Sigma\Sigma x_{ij}^2-T^2/N$$

$$=m\Sigma x_j^2-T^2/N$$

$$=4\times(1^2+2^2+\cdots+10^2)-220^2/40=330$$

$$S_V=m\Sigma\Sigma(\bar{x}_{\cdot j}-\bar{x})^2=\Sigma T_{\cdot j}^2/m-T^2/N$$

$$=(32^2+21.5^2+\cdots\cdots+24.0^2)/4-1210=279.375$$

$$W=S_V/S_{BV}=279.375/330=0.847$$

$$F_0=(m-1)W/(1-W)=(4-1)\times0.847/(1-0.847)$$

$$=16.608$$

V^B	G_c	a_c	H_a	V	$T_{j\cdot}$
1	7	8	9	8	32.0
2	9.5	3	2	7	21.5
3	3	5	4	3	15.0
4	4	4	5	4	17.0
5	2	2	2	2	8.0
6	8	9	8	9	34.0
7	6	6	6	6	24.0
8	9.5	10	10	10	39.5
9	1	1	2	1	5.0
10	5	7	7	5	24.0
$T_{\cdot i}$	55	55	55	55	T=220.0

と置くと，近似的に

$$n_1=(n-1)-\frac{2}{n}=(10-1)-\frac{2}{4}=8.5\fallingdotseq8$$

$$n_2=(m-1)\left\{(n-1)-\frac{2}{n}\right\}=3\times8.5\fallingdotseq25$$

の F— 分布をするから，補間法を用いて

$$F_0<F_{n2}^{n1}(\alpha)=F_{25}^{8}(\alpha)$$

を統計数値表から求めるに，$F_{25}^{8}(0.01)=5.88$ より F_0 は大であるから1%の危険率で順位の一致は偶然と考えられない．すなわちこれらの属性系列の間には1%の危険率の下に相関をもつといえる．

山形県月山における山地崩壊について (2)

——立谷沢上流部の流出砂礫——

建設技官 芥 川 真 知
建設技官 小 林 守 男

(昭和28年3月)

目 次

Ⅰ 緒 論……(1)
Ⅱ 沢別の流礫量比の決定……(2)
〔1〕 目 的……(2)
〔2〕 岩種分析による沢別流砂礫量の比較……(3)
Ⅲ 調査方法……(4)
〔1〕 砂礫試料採集地点……(5)
〔2〕 試料の採集方法及びその処理方法……(6)
Ⅳ 測定結果……(7)
Ⅴ 礫流出比の計算……(11)
Ⅵ 要 約……(14)

Ⅰ 緒 論

既に〝その1〟(所報86号) で月山東北部の崩壊の地質的な原因について述べ，崩壊の進行過程を概説したが，次に当然起る問題として崩壊地から生産された砂礫の下流への流送がとり上げられる．

崩壊地で生産された砂礫は沢に堆積し或は流水で下流に運搬される．平時の流量に比べて洪水時や解雪時の流量が甚だしく大きいので，従つて砂礫の運搬量も亦著しいものとなる．一つの川で洪水の流量が大きければ大きい程運搬される砂礫量も堆積する砂礫量も大きい．運搬される砂礫の源としては，崩壊地の様な〝生産地〟と以前の洪水で堆積した砂礫よりなる河床の〝貯蔵地〟とが考えられる．大きな洪水や崩壊による砂礫の一時的な多量生産によつて河床の或部分に多量の砂礫が堆積して一時的に河床が上昇しても，一般的にはこれに続く小洪水によつて砂礫が漸次流出し，上昇した河床も徐々に下降する．河床のこの貯蔵均斉作用は砂防ダムが多数ある場合や河床勾配の急な部分の下流側に緩勾配の広い河床が長く連る場合等に著しい．厳密に云えば一つの川が流送する砂礫量を或洪水の際に測定しても，必ずしもその後の同じ様な気象流水条件の下で同じ量の砂礫が流出するとは限らない．これは崩壊等一次的な砂礫生産の突発性と河床の貯蔵，二次的生産の不斉一性の綜合された結果だからである．

一つの川で流送される砂礫量を知るには或断面を流過する砂礫量を直接測定できれば最も正確である．洪水時に流水断面中のいくつかの点で移動しつつある砂礫を採集できればほぼこの目的を達し得る．しかし洪水時にこの様な作業を行う事は甚だしく困難である．貯砂未完の砂防ダムがあれば洪水の度あるいは定期的に貯砂地域の河川横断測量を行つて期間内に堆積した量を測る事ができる．この場合には細砂やシルトで流水と共にダムを通過したものは判らない．貯砂未完の砂防ダムがない処やあるいは又そのダムの上流流域のいくつかの沢から運搬される量を知りたい時にはこの方法は用いられない．この様な場合の流砂礫量の測定は極めて困難であり実例に乏しい．しかし砂防計画樹立や貯水池の堆砂量の推定等の為にしばしば流砂礫量の概算が要求される．著者等はこの問題の解決の為の一つの試みとして，むしろ特殊な場合ではあるが最上川支川立谷沢川で流砂礫の調査を行つた．

II　沢別の流砂礫量比の決定

〔1〕目　　的

東北地方建設局最上川水系砂防工事々務所では1949年より立谷沢村瀬場で砂防ダム（六澗ダム）築造工事に着工した．六澗ダムは立谷沢川に造られ，支川玉川の合流点より上流側にある．之に注ぐ主な沢は立谷沢本沢，濁沢，赤沢，松沢である．松沢は流域面積も小さく砂礫供給量も僅かであるから六澗ダムへの砂礫供給源は松沢を除く三沢と考えて大差ない．六澗ダムは1952年完成したが，1950年以後若砂域の河川横断測量を行い年間貯砂量を測定している．その結果を表－1に示す．

表－1

堆積期間	堆積量
1950年11月～1951年6月	47,100 m³
1951年6月～1951年12月	6,660 m³
1951年12月～1952年12月	125,000 m³
	計　178,760 m³

この表－1の1951年12月～1952年12月の間に堆積した土砂の大部分は1952年7月の洪水によつて運ばれたものと思われる．この洪水によつて立谷沢川下流は災害を被つたのであるが，その際の立谷沢における日雨量及び全雨量は表－2の通りである，

表－2　　1952年7月

日雨量				全雨量
14日	15日	16日	17日	216.0mm
61.0mm	2.0mm	140.1mm	12.9mm	

最大時間雨量とその時間は立谷沢川で観測していないので不明である．

六淵ダムの上流約 2.8km に 7～8m の高さの鉄興社第一発電所取水ダムがある．この貯水池は 1949 年当時既に満砂されている．取水ダムの上流約 200m で赤沢が，更にその上流約 400m で濁沢が合流する．赤沢，濁沢，立谷沢本沢上流部（濁沢との合流点より上流側）の流域面積はそれぞれ 21.5km², 12.8km², 34.6km² である．濁沢には数基の砂防ダムが築造されているが，いずれも満砂されている．

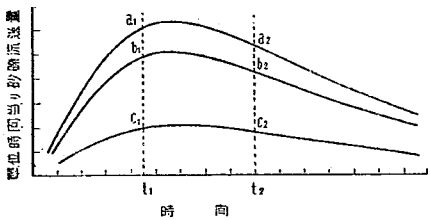
この六淵ダムによつて貯溜される砂礫が各々の沢からどの様な割合で運び込まれるかを知る事は，立谷沢川における将来の砂防計画に資する処が大きいのみならず，この方法を推進する事により将来崩壊の分布，規模，六淵における貯砂礫量と合わせてこの問題を発展させれば，河川上流部における砂礫産出量の推定方法について，代表的な資料となるであろう．この目的で各沢からの流入量の比を概算した．しかし後に述べる如く実際に求められたものは一回の洪水（1952 年 7 月）によつて各沢から運ばれた礫量の比であり，洪水の出方が著しく異なればこの比も亦変るであろう．

〔2〕 岩種分析による流砂礫量の比較

立谷沢川上流の三沢の合流点を見ると，各沢の堆積物はそれぞれ特徴ある岩石より構成されている事に気付く．すなわち，赤沢では玄武岩及び粗粒玄武岩の礫が大半を占めて安山岩の礫が稀であり，本沢では花崗閃緑岩が目立つて安山岩がこれに次ぎ，濁沢では安山岩がやや目立つが花崗閃緑岩を伴わない．勿論この他にも多数の種類の岩石が含まれ，その或岩は三沢に共通に含まれるが他は一，二の沢にしか見出されない．この様に三沢から流送される礫は各々の沢についてそれぞれ特徴ある岩種を含む．まず一つ一つの沢について考えよう．現在各沢の流域内にある崩壊はかなり安定した進行状況を示しており，洪水時あるいは近い過去において急激な砂礫生産を行つた様子は認められない．従つて調査直前の洪水継続中に各沢の砂礫を構成する種々の岩石の混合割合は各沢毎にほぼ一定していたものと思われる．若し一回の洪水が砂礫を運搬している間中運搬砂礫を構成する各岩種の混合割合が一定しているとすれば，洪水後すなわち運搬砂礫の堆積後にその沢の表面に近い任意点で砂礫を採集し，その中に含まれている各岩種の混合割合を調べると，[1] 採集砂礫の粒度如何にかかわらずその割合は一定している筈である．また若し粒径によつて混合割合が異なるとしても，採集砂礫を粒径によつていくつかに分けその各々について混合割合を求めれば，各粒径毎に同様の事が云えるであろう．

次に之等の沢の合流点より下流側で同じ様に砂礫を採集して各種岩石の混合割合を求める事にする．この場合各沢の出水は気象条件，流域の形状，面積，河床勾配等に支配されるから出水時間は必ずしも一致しない筈である．従つて砂礫の流送状態すなわち砂礫移動量の時間による変化や砂礫移動量の最大になる時期は各沢で異なる事がある．しかし立谷沢上流部においては流域の面積，地形等から考えて洪水の起る様な多量の降雨のある際に甚だしい出水状況の相異があるとは思われない．（唯濁沢は他の二沢に比べて流域面積が小さく裸地が多く河床勾配が急であるから出水及び水の引き方が僅かに早くなるかもしれない）．各沢で出水状況に大差がないとすれば各沢の砂礫運搬状況の時間による変化は又類似する．之を模式的に図で示せば図－1 の様になる．

1) 実際に 10mm 以下の粒径の砂礫では之を岩種毎に分離する事が困難なので 10mm 以上にしかこの方法は用いられない．



図—1

従つて一洪水中の砂礫運搬の最もさかんな時期において，各沢の単位時間における砂礫流送量の比はほぼ一定した価をとることになる．すなわち図—1において任意時 t_1 t_2 における各沢の単位時間当り砂礫流送量をそれぞれ a_1, b_1, c_1 及び a_2, b_2, c_2 とすれば $a_1:b_1:c_1$ の比と $a_2:b_2:c_2$ の比はほぼ一致する．

又各沢からの流送砂礫の混合については最近の実験及び野外観察によつて次の事実が判明している．[2] すなわち砂礫の堆積は洪水期間中の或短時間内に層状に行われると云う様なものではなく，個々の粒子は洪水の間中沈積，移動を繰り返しながら砂礫全体としては幾つかの鱗片形の塊まりとなつて移動する．この砂礫塊の移動は洪水流速の大きい程速い．しかして砂礫の混合状況は流下距離の増大と共に確率的に良好になる．洪水の際にも河床に極端な深堀の生ずる事は稀で，混合状態は河床面からの深度（各洪水によつて砂礫移動の行われる深さには限度がある からその限度以内で）に無関係である．

今合流点より下流側で，各沢からの流送砂礫の混合が充分行われるだけ距離をおいた処で砂礫を採集し，前に述べたのと同様な方法で各種岩石の混合率を調べる事にする．各沢にはその沢を代表する様な特別の岩種が多量に存在し，各岩種の混合率が判つているから，合流後の各岩種の混合率を調べる事によつて各沢がどの様な割合で砂礫を流送したかが判る．合流後の流過距離—混合距離—が大きければ前記 $a_1:b_1:c_1$ と $a_2:b_2:c_2$ の不一致の影響を受ける事が少なくなるが合流点より下流側の河床砂礫（以前の洪水による堆積）の影響が強くなる．

以上の様にして各沢で合流点下流の砂礫を調べる事によつて一洪水で各沢から流送された砂礫の混合率を知る事ができる．之は大体において各沢の砂礫流送量比を現わしている．

この様にして各洪水毎あるいは年毎に継続的に以上の様な調査を行つていれば気象条件による流砂礫の変化が判るが，それ以外にも著しいずれかの沢で大崩壊が生じたり小区域に崩壊が多発したりすれば砂礫を構成する岩石の含有率の変化でこの事実を判断できるし又崩壊規模と流砂礫の関係も判明するであろう．[3] 又六瀬堰堤によつて堰き止められた堆砂礫量も定期的に測量する事によつて各沢の大略の流砂礫量を知る事ができる．

III 調 査 方 法

本調査は以上の様にして赤沢，立谷沢本沢，濁沢から流出する砂礫量の割合を決定すべく行われた．前に述べた様に現地作業の行われた約1ヶ月前すなわち1952年7月にかなりの洪水があり，相当量の砂礫が移動した．

2) 土木研究所 佐藤，吉川技官等による．

3) 洪水によつて流送される砂礫は生産地（崩壊地）から直接送られるのではなく，むしろ主として貯蔵地（河床）から供給されている事を考えるとこの関係は甚だ複雑である．

従つて本調査では7月の洪水によつて三沢から運ばれた砂礫量の割合を調べた事になる．7月の洪水以後には砂礫がはげしく移動する程の出水はなく，又試料の採集には堆積面から 10cm 余の厚さの砂礫を剝ぎ捨てたから洪水後の流水の影響はまぬがれている．調査日数の制限と調査期間中の悪天候の為に試料採集箇所を充分にとる事ができなかつた．

洪水時にはあらゆる粒径の砂礫が一様に移動するのではない．或粒径のものは速やかに移動するが或粒径のものは遅く，極度に大径のものは移動しない．洪水によつて河底を転動する砂礫の粒径と移動速度との関係及び7月の洪水の特定河床横断面における流速分布は詳かにされていないから，若し粒径によつて各沢の砂礫の流出（混合）割合が著しく異なるならばこの方法は使用できない事になる．この点を確める為に砂礫を粒径によつて便宜上数個の群に分けてその各々について流出（混合）割合を定めた．厳密に云えば同じ粒径の砂礫でも岩種，風化程度，粒型等の相異によつて移動，堆積の状態が異なる筈であるが一般には粒径のおよぼす影響程著しい影響を与えない．それ故この調査においてはこの影響を無視して粒径によつて分けた．又甚だしく粒径の大きなものは各沢により又堆積地点によつて混合状態がまちまちであり，7月の洪水によつて移動したか否かを定める事が困難で且つ大きな面積と深さをとらなければ充分な測定個数に達しないので，現場作業としては直径 150mm 以上のものを省略した．又甚だしく粒径の小さなものは岩種の判別を容易に行ない得ない上に鑑定精度も低くなるので直径 20mm 以下のものも亦省略した．従つて今回の調査の対象になつたものは粒径 150mm～20mm の礫である．150mm～80mm のものはなお測定個数が不足した為に次の流出量計算には使えなかつた．

〔1〕 砂礫試料採集地点

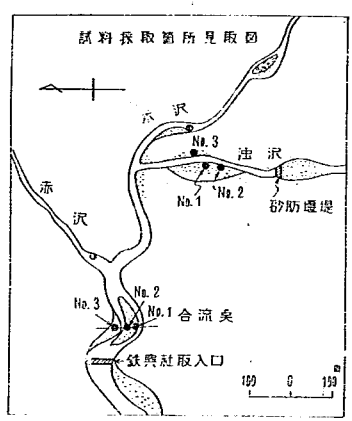
三沢合流点附近の地形及び試料採集地点の略図を図－2に示す．

立谷沢本沢の採集地点は本沢，濁沢の合流点より上流約 50m の中州の堆積及び更にその上流 20m 左岸でそれぞれ No. 1，No. 2 とした．

濁沢は本沢との合流点より上流約 20m の右岸，約 40m の左岸，約 50m の左岸の河床砂礫堆積より採集しそれぞれ No. 3，No. 1，No. 2 とした．

赤沢においては本沢との合流点より約20m上流側左岸，又更にその上流約 10m の左岸の河床砂礫堆積から採集し No. 1，No. 2 とした．

赤沢下流では鉄興社第一発電所取水ダム（赤沢合流点の下流約 200m）に堰かれてその上流側に厚く砂礫が堆積している．この堰堤の為に合流後の採集地点は各沢の流送砂礫の混合が充分行われる程下流に取れなかつた．そこで堰堤上流の堆積箇所を横断する一線上に3点をとり，左岸側よりそれぞれ No. 1，No. 2，No. 3 とし，合流後の



図－2

試料とした．その各々は現河水面からなるべく高い砂礫面上にとつてある．

各採集地点の高さは河水面より約 30cm～100cm 上にある．

取水ダム監視員の言によれば，7月の洪水には，赤沢，濁沢，立谷沢本沢がそれぞれ同時に同様な出水状態を示しており，この洪水以後調査時迄之以上の出水は見られなかつた．取水ダム附近の堆積はこの出水によつてできたものである．各沢の堆積も同時期のものと思われる．

なお得られた結果の妥当性を確める為に六瀬ダムの上流側 500m，350m，300m，100m の各点[4]で堆積砂礫面の河水よりなるべく高い点で 40mm～20mm の粒径のものを採集した．

〔2〕 試料の採集方法及びその処理方法

各採集箇所で表面より 10cm 余の深さ迄砂礫を除き，4～6m² の面積をとつて平均の深さを保ちながら掘り下げてその砂礫を採集した．採集量はその中に含まれた比較的大きい粒径のものがその後に行う岩石選別に際して少な過ぎぬ程度（150mm 通過 80mm 止りの礫の總量が 50～100kg 位）になる迄採集した．従つて大径礫の多い処では面積，深さ共に少ない．

採集した試料はその場で孔径 150．80，60，40，20，10，5 mm の大型板篩によつて篩分けて各篩目止り及び 5 mm 通過の重量を計量した．従つて之等は含水状態のまま計量された事になる．40mm 以上の試料は全量を用い，又 40～20mm，20～10 mm の細粒部分は必要量以上の個数を含む為，四分法によつて量を減じて 20～30kg を採集し，次の岩種選別の試料とした．粒径 10mm 以下のものは岩石鑑定が充分に行い得ない為計量後に捨てた．

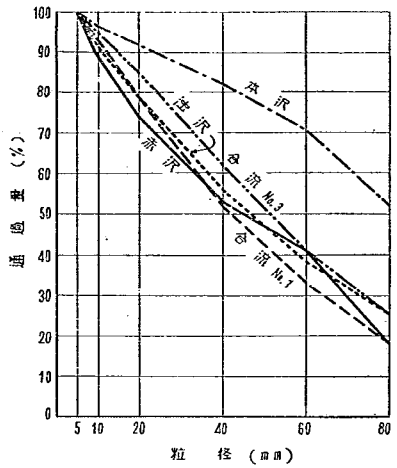
採集された礫を構成する岩種は安山岩（月山 Proper のもの及びその基盤を構成するものの二種），花崗閃緑岩(花崗岩状及び斑岩状)，玄武岩，粗粒玄武岩，石英粗面岩，石英安山岩，粗面安山岩，凝灰岩，頁岩及び泥岩等である．頁岩，泥岩，花崗閃緑岩及び月山 Proper の安山岩を除けば他は変朽安山岩化作用を受け，その強いものは源岩の識別が困難である．砂礫の岩種選別は野外で極めて多数の個体について行うのであるから識別の難易は作業能率に大いに関係する．又各沢から流出する特徴的な岩種は前述の様に玄武岩（玄武岩，粗粒玄武岩を含むが現在の目的では両者を一括して取扱う事ができる），花崗閃緑岩（花崗岩構造のものと斑岩状のものを含む）及び安山岩（月山 Proper の安山岩のみを取扱えばよいのであるが小径のものでは旧期安山岩との識別が困難なので両者を併合した）である．この三種の他は識別が困難か少量しか含まれない為に現在の目的には細分の必要が認められない．岩種選別を行つた当初には細分を行つたが以上の理由で之等を統合して〝その他〟としてまとめた．

岩種選別は次の様にして行われた．すなわち重量を計量された各篩止りの試料及び四分法によつて適量に減量された試料は各粒度区分毎にまとめられた．各粒度区分について，礫は一個ずつ取出されて〝玄武岩〟，〝花崗閃緑岩〟，〝安山岩〟，〝その他〟のいずれかに分類された．一つの粒度区分の礫の分類が終ると岩種別にその重量が計量された．之等の作業は全部採集現場で採集箇所毎に行われた．

---

4) 各点は六瀬ダムの貯砂地域内にあり，ダム築造後に堆積したものである．

IV 測　定　結　果



注　本図は150mm通過 5mm止り迄を100%としたもの

図—3　本沢，赤沢，渇沢及び合流後の粒度曲線

赤沢，渇沢，本沢の代表地点及び合流後 No. 1, No. 3 の 150mm 通過 5mm止りの累加曲線を図—3に示す．

前記各採集地点で各粒度区分毎に各岩種の重量百分率を計算した．その計算結果及び各沢別，合流後の平均値を図—4に示す．

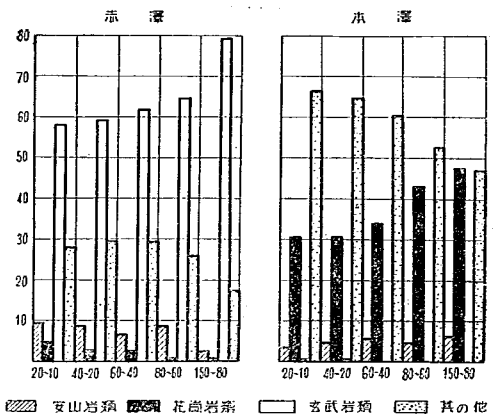
なお沢別及び合流後の平均値は別に表—3に掲げる．

六郎ダム上流部の4点で 40～20mm のもののみについて調査した結果を図—5に示す．

以上の測定及び各沢流域地質調査の[5]結果次の事実が判つた．

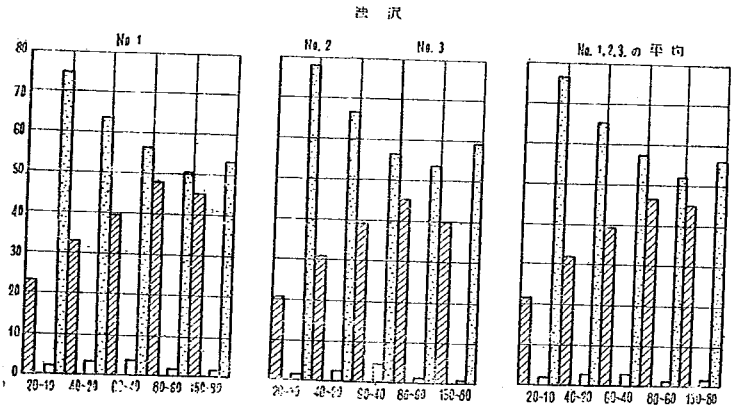
(1) 赤沢，渇沢，本沢ではそれぞれ玄武岩，安山岩，花崗閃緑岩の礫が多く，各々の沢の砂礫を代表する．

(2) 一つの沢の異なつた地点で一種類の岩石の示す粒径—混合率曲線はほぼ一致するが他の沢では之と全く

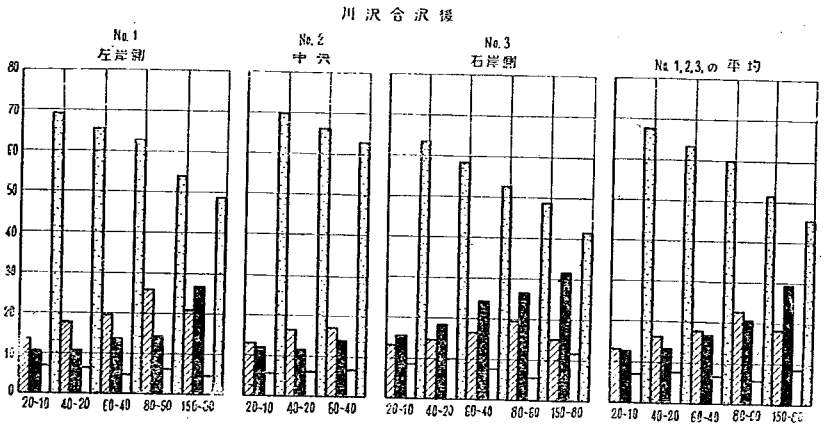


図—4　(a)

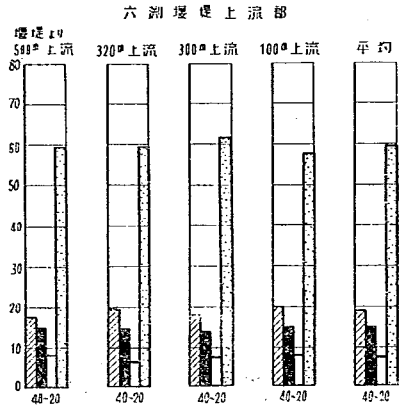
5) 山形県月山における山地崩壊について(1)　土木研究所報告86号参照


法 沢
No. 1
No. 2
No. 3
No. 1, 2, 3, の 平 均
80
70
60
50
40
30
20
10
0
20-10
40-20
60-40
80-60
150-80

図—4 (b)


川 沢 合 沢 援
No. 1
左岸側
No. 2
中 央
No. 3
石岸側
No. 1, 2, 3, の 平 均
80
70
60
50
40
30
20
10
0
20-10
40-20
60-40
80-60
150-80

図—4 (c)



図—5

表—3

赤　　沢

篩 (mm) 通過 止り	粒 度 %	安山岩 %	花崗岩 %	玄武岩 %	その他 %	
150—80	19.2	2.7	0.5	79.6	17.2	
80—60	22.2	8.5	0.8	64.7	26.0	
60—40	12.0	6.4	2.3	61.9	29.5	
40—20	20.6	8.6	2.7	59.4	29.4	
20—10	15.2	9.2	4.9	58.0	28.0	

本　　沢

篩 (mm) 通過 止り	粒 度 %	安山岩 %	花崗岩 %	玄武岩 %	その他 %	
150—80	52.4	6.0	47.2	—	46.8	
80—60	18.3	4.6	42.9	—	52.5	
60—40	12.2	5.6	33.9	—	60.5	
40—20	9.3	4.6	30.6	0.0	64.7	
20—10	4.0	3.4	30.3	0.2	66.1	

濁沢

篩 (mm) 通過 止り	粒度 %	安山岩 %	花崗岩 %	玄武岩 %	その他 %
150—80	25.9	45.1	—	1.8	53.1
80—60	12.9	46.5	—	1.6	52.0
60—40	17.5	39.5	—	3.1	57.4
40—20	22.6	31.9	—	2.9	65.2
20—10	12.2	21.8	—	2.0	76.3

合流点

篩 (mm) 通過 止り	粒度 %	安山岩 %	花崗岩 %	玄武岩 %	その他 %
150—80	22.55	17.9	29.0	8.0	45.1
80—60	14.75	22.6	20.4	5.6	51.5
60—40	19.75	17.5	16.9	6.3	59.4
40—20	24.90	16.2	13.4	7.2	63.2
20—10	12.15	13.0	12.6	6.9	67.5

六淵

篩 (mm) 通過 止り	粒度 %	安山岩 %	花崗岩 %	玄武岩 %	その他 %
40—20		18.7	14.5	7.2	59.7

異なつた形をとる.

(3) 各沢の各地点で粒径が異なれば各岩種の混合率は異なる. しかし一つの沢の異なつた地点で一つの粒度範囲内の各岩種の含有率はほぼ一致する. (沢が異なると全く異なつた値をとる.)

(4) . 赤沢の玄武岩の粒径は 80mm～150mm あるいはそれより大径のものが最も多く, „その他" は 20mm～60mm が, 花崗岩, 安山岩は中細粒のものが多い. 之は次の原因による. すなわち, 赤沢は合流点の上流約 400m に玄武岩の大崩壊があり, 流出する玄武岩はそこから生産される. この生産地では大径のものが多く産出されている. 又この崩壊が河床を喰き上げて上流からの砂礫流出をさまたげ, 上流で生産される花崗岩, 玄武岩は僅かに細粒のものがここを通過するのみで大部分は途中に堆積している. 云わば天然の砂防ダムが形成されているのである. "その他" はこの玄武岩の崩壊の僅かに上流で合流する支沢から生産されるものが多い.

(5) 本沢の安山岩は各粒度で含有百分率がほぼ一定し，花崗岩は大型が〝その他〟は細粒が多い．この事は岩石の性質の相異と共に生産地における産状の相異に起因している．濁沢でも類似した事がいえる．

(6) 本沢の安山岩は基盤の立谷沢累層源のもので，一般に節理，亀裂等に富み二次的変質を受けた処があつて細粒のものが比較的多いが濁沢の安山岩は月山 Proper 源で，火山砕屑物中のものが多く中粗粒が多い．

(7) 濁沢の〝その他〟は細粒，粗粒の二つの粒径で含有量が多く，20mm～10mm では特に石英安山岩が多い．(35%以上) これは崩壊箇所における岩石分布，破砕程度の相違が顕われているものと思われる．

(8) 濁沢に少量の玄武岩が見られる．之は濁沢中流部に小露頭を現わすものの続きであろうが分布不明瞭な為前報の地質図に記載していない．赤沢に比べて細粒が多いが，これは主として崩壊状況の相違によると思われる．

(9) 各沢の各粒度区分の砂礫の重量がその沢の 80mm～10mm の全重量に対する比を求め，その各々にその区分におけるその沢の流出割合（例えば赤沢の 40mm～20mm では $\frac{10}{101}$(後述) を乗ずる．粒度区分毎にこの数字を合計すると合流後の計算上の粒度曲線を画く事ができる．それは実測した合流後の粒度曲線と著しく異なつたものになる．これは主として採集点の粒度曲線が各沢の粒度曲線を代表しない事と沢の流状，砂礫の粒度によつて洪水時の平均移動速度が異なる事の二つの原因によるものと思われる．従つて粒度分析の結果から各沢の砂礫流出比を決定する事は適切でない[6]．然るに粒径と各岩種の混合割合との関係は図—4 に明らかな様に合流後の唯一の例外を除けば，(これは合流後の流過距離が短かすぎる為に未だ混合が充分に行われなかつた為である．) 各沢でほぼ一定している．この事は岩種の混合割合から，各支川の砂礫流送割合を求める事の妥当な事を示している．(図—5 と比較)

(10) 150mm～80mm の大型の礫では(3)の関係が明らかでない．これは選別箇数の不足（他の 1/5 以下）によるものと思われる．

V 砂礫流出比の計算

前述の様に各沢及び合流後の堆積砂礫の特徴が粒度別，岩石別の観測値としてとらえられた．この観測値から三沢の砂礫がどの様な割合で混合して合流後の堆積になつたかを調べ様とするものである．

計算の便宜上次の事を仮定する．

(1) 各沢で洪水期間中一つの粒度区分内にある砂礫に含まれる岩種の含有割合は一定である．

(2) 粒度，岩種の如何にかかわらず砂礫の各粒の比重は一定である．

(3) 一つの粒度区分内の砂礫の各粒は川の一つの流状に対して同じ様に運搬される．

今一つの粒度区分について本沢から x，濁沢から y，赤沢から z の重量の砂礫が供給されて合流後に 1 の重量になつたものとし，本沢の一つの粒度区分内に含まれた安山岩，花崗岩，玄武岩，〝その他〟の重量百分率をそれぞれ A_1, A_2, A_3, A_4 とする．同様濁沢では B_1, B_2, B_3, B_4, 赤沢では C_1, C_2, C_3, C_4, 合流後

6) 他河川で粒度分析結果から砂礫流出量を決定した例が2～3見られる．

を M_1, M_2, M_3, M_4 とする一つの粒度区分について次の観測方程式がたてられる.

$A_1x+B_1y+C_1z=M_1$ (安山岩について) (1)～1

$A_2x+B_2y+C_2z=M_2$ (花崗岩について) (1)～2

$A_3x+B_3y+C_3z=M_3$ (玄武岩について) (1)～3

$A_4x+B_4y+C_4z=M_4$ (その他について) (1)～4

$x+y+z=1$ (1)～5

これから次の方程式が得られる.

$$\left.\begin{aligned}&\Sigma A^2x+\Sigma ABy+\Sigma ACz=\Sigma AM\\&\Sigma ABx+\Sigma B^2y+\Sigma BCz=\Sigma BM\\&\Sigma ACx+\Sigma BCy+\Sigma C^2z=\Sigma CM\end{aligned}\right\}\quad(2)$$

A, B, C, M に各沢の平均値をとり，各粒度区分について (2) 式を解いた結果を表—4に示す.

表—4

合流点における各沢の流礫の混合化

粒度 (mm) 通過 止り	本沢 x	濁沢 y	赤沢 z	$x+y+z$ *
80—60	0.49	0.44	0.08	1.01
60—40	0.54	0.39	0.10	1.03
40—20	0.46	0.45	0.10	1.01
20—10	0.40	0.50	0.09	0.99
平均	0.47	0.45	0.09	

六淵における各沢の流礫の混合化

粒度 (mm) 通過 止り	本沢 x	濁沢 y	赤沢 z	$x+y+z$ *
40—20	0.43	0.46	0.10	0.99

* 測定誤差がなければ $x+y+z=1$ である.

150mm～80mm は選別個数が足らなかつたので得られた数値は著しく不確実なものであつた. それ故この粒度のものは除外する事にした.

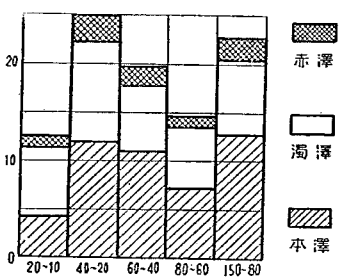
各粒度区分における $x:y:z$ はその粒度区分について本沢，濁沢，赤沢の流送砂礫の混合比になる. これは近似的に各沢の砂礫流送量比と見做す事ができる.

各々の沢で洪水によつて流送される礫は粗粒のものに比べて細粒のものが多いであろう. 特定の洪水をとつても粒径と流送量との関係は求められない. また合流前の三つの沢で，その各々を代表する粒度曲線を画く事

も困難である．しかしながらここに求めた各粒度区分の $x:y:z$ は各々の粒度区分についてかなり一致した値を示すからその平均値をとつて三沢の 80mm～10mm の粒径流出砂礫量比として大差ないであろう．すなわち7月の洪水において本沢，濁沢，赤沢が下流に流送した粒径 80mm～10mm の砂礫の各沢の流出比は大略 4:4:1 ないし 5:4:1 であつた．

この結果を検討する為に六淵ダムの上流で採集された 40mm～20mm の礫（図—5 参照）について同様の計算を行つた．すなわち上の $M\cdots\cdots M_4$ の代りに六淵ダム上流の各採集点で得られた数値の平均を用いた．ただし合流点より六淵迄の間で松沢をはじめ多少の砂礫が供給されているから厳密には (1)—5 式は成立たない．供給される礫は大部分〝その他〟と〝安山岩〟であるから (1)—1，(1)—4 も同様である．しかし流域面積，山地状況から考えて供給される砂礫は僅かであるからここでは一応 (1)—1，(1)—4 式を用いた．その結果を表—4 に附記する．これをみると本沢と濁沢の比が逆になつているが大体において一値した数値を示している．六淵で採集された砂礫が同じ7月の洪水によつてもたらされたものか，それ以前の洪水によるかあるいは又両者の混合したものかを決定する事はできないが，おそらく7月の洪水で各沢から流送されたもののみではないであろうから細かい相違はこの為からも起る筈である．又合流点における採集箇所数は不足したが，六淵の結果と比較すれば合流点の平均はほぼ合流後の砂礫混合の平均を示している事が判る．

次に六淵の平均をとり，その花崗岩は本沢，赤沢から 0.48 : 0.11 の割合で，玄武岩は赤沢，濁沢から 0.44 : 0.11 の割で供給されたものとし，三沢の各々で岩種混合率は表—4 の 40mm～20mm の粒度の通りとして計算すると六淵の平均値は安山岩約3%，その他約2%を多く含む事になる．之はすなわち合流後六淵迄の間に，主として松沢から供給されたものである．すなわち松沢から流送された砂礫は上流三沢の流送砂礫の總量の数%にすぎない．上流三沢の内，砂礫流送量の最も少ない赤沢では生産砂礫の一部を河床に貯蔵している段階にあり，松沢でこの事実は認められないから実際の砂礫生産量を比べれば更に少なく，松沢流域面積の狭少を考慮してもその流域単位面積当りの砂礫生産量は少ない事がわかる．



図—6

合流点における三採集地点の平均粒度を求め，表—4 に示す各粒度区分の混合割合から合流点の砂礫の沢別混合状況を求めたものを図—6 に示す．

80mm～10mm の礫の流送量比が全ての粒径のものに適用できるものと仮定し，以上の様にして求められた上流三沢の砂礫流送量比と各沢の流域面積とから各沢の単位面積当りの流送量を比較すると，本沢，濁沢，赤沢で大略 3:7:1 である．この価から濁沢流域が如何に荒廃が著るしいかが判るであろう．[7]

表—1 の僅か二年間の堆積量と一回の流送量調査から推定する事は危険であるが，若し各沢の砂礫流送が

7) 各沢の河床の状況によつて生産砂礫量と流送砂礫量の関係は一率でないから，この数字から直ちに各沢の砂礫生産量を求める事はできない．

1952年7月の洪水と同じ様な割合で行われ，合流点と六瀬ダム貯砂域との中間の河床が堆積浸蝕に対して，完全に平衡状態にあつたと仮定すれば平均して年間に本沢が $40\sim45\times10^3\,m^3$，濁沢が $36\sim40\times10^3\,m^3$，赤沢が $9\sim10\times10^3\,m^3$ 程度の砂礫を流送した事になる[8]．又将来崩壊状況，河床における砂礫運搬状況に著しい変化がなければ，本調査の対象となつた洪水と同程度の出水によつて各沢から今回と同じ様な割合で砂礫が流送されるのではなかろうか．六瀬における結果は或程度この推定を裏書きする．

多くの仮定，推定に出発した以上の予想を確かめる為に将来この様な調査を数回繰り返す必要がある．

VI 要　　約

立谷沢の上流三沢すなわち立谷沢本沢，濁沢，赤沢とこれ等の合流点の下流側で 1951年7月の洪水によつて堆積した河床砂礫を採集し，篩分け分析を行つた．粒径 10～150mm のものについて，礫を粒径によつて5つに区分した．各粒径区分毎にその中に含まれる礫を4つの岩種（花崗閃緑岩，安山岩，玄武岩，その他）に分類し，各々の重量百分率を出して図—4 を画いた．各沢で流出礫の岩種に特徴のあることが判る．各沢及び合流後の河床礫の岩種分類をもとにして各沢からの礫の流出割合を計算した．粒径 150mm～10mm の礫について本沢，濁沢，赤沢で大略 4:4:1 乃至 5:4:1 である．流域の単位面積当り流出量にするとほぼ 3:7:1 である．松沢から供給される礫は以上三沢の合計の 10% に満たない．

この計算は多くの仮定の下に行われたものであるから今後2～3の洪水後に再び同様の調査を行つて砂礫の流送状態をたしかめ，又仮定が実際にどの程度合致するかを調べなければならない．

8) ダムを溢流したシルトはこの計算に入れていない．

海岸堤防に関する研究 (1)

——海岸堤防に衝突する波の高さについて——

建設技官　佐　藤　清　一
建設技官　岸　　力

(昭和 28 年 5 月)

目　　次

Ⅰ 緒　　言……(2)
Ⅱ 実　　験……(2)
〔1〕実験設備……(2)
〔2〕実　　験……(3)
Ⅲ 実験結果に対する考察……(7)
Ⅳ 砕波点附近における波の性質……(19)
〔1〕波高変化……(19)
〔2〕静水面上の波高と静水面下の波高との比……(20)
〔3〕砕波帯の長さ……(24)
Ⅴ 堤頂高と受波条件との関係……(28)
〔1〕堤頂を溢波しない限界……(28)
〔2〕堤が飛沫をも受けない限界……(28)
Ⅵ 總　　括……(32)

I 緒　　言

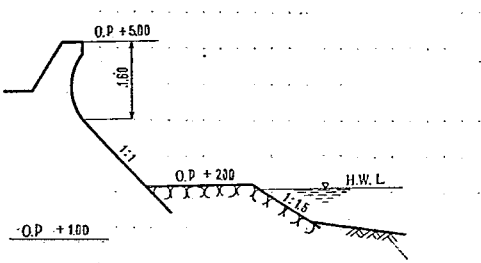
海岸堤防の堤頂高及びパラペットの形状については設計法あるいは設計基準となるものがなく専ら経験に依存して来た．それは海岸堤防の設計要素が波，波力，潮汐（異常高潮）等極めて観測困難な物理量であつた事も勿論大きな原因であつたには相違ないが，他面技術者の側においても河川，港湾いずれにも属さない特異な性格をもつた海岸そのものに対する充分な認識が欠けていた事も否定できない．経験を綜合し，帰納して一般的な法則を見出し，経験の経済化を実現する事が吾々技術者に与えられた仕事であるならば，海岸こそ技術者の活躍すべき大きな未開拓の分野と言えよう．

われわれは数年来海岸の波に関する研究，漂砂に関する研究を続けて来たが，昭和27年度からは構造物に関する研究も開始した．

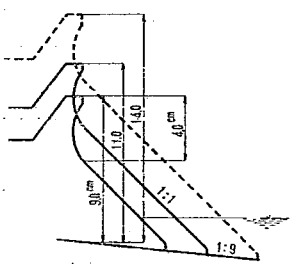
本論文は海岸堤防の堤頂高の決定に資するために，堤に衝突する波について研究したものである．筆者等は先ず堤防面における波の衝突高の算定方法を明らかにした後，その方法を実際に用いるため沖波の尖鋭度によつて砕波点附近の波の性質がどの様に変るかを論じ，最後に或る高さの堤防を設けた場合，そこに襲来する波が，どの様な状況を呈するかを推定することを行い，飛沫も堤頂以上には達しない限界，及び少なくとも溢波はしない限界を研究した．

II 実　　験

海岸堤防の堤頂高について大阪府から依頼された堤防の模型について実験を行つたのであるが，特定地点の海岸堤防と言う制限をはなれて更に一般的な結論を得る事ができた．先ず模型実験について述べよう．実験に用いた断面形は泉南郡樽井地先に施工されたものであつて，前面の法勾配1:1となつており，コンクリートあるいは練石積堤防としては代表的な形状を有するものである．



図—1 (a) 泉南郡樽井町地先護岸標準断面（単位：m）

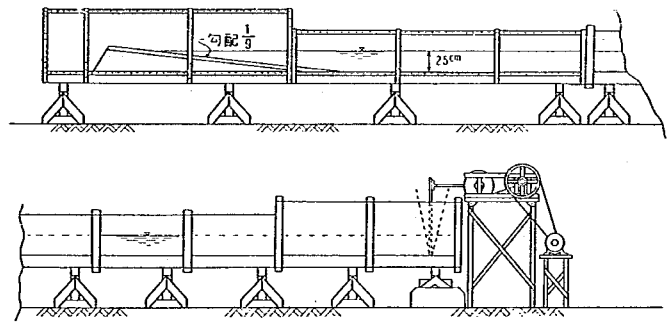


図—1 (b) 模型断面

〔1〕実験設備

実験は土木研究所赤羽分所に設けられた幅 0.6m，長さ 18.4m のガラス張り水槽で行つた．水槽の一端に

勾配 1/9 の板張り斜面を作り，斜面に続く一様水深の部分は水深 25cm である．



図—2　実　験　水　路

斜面と静水面との交点（水深0の点）を原点にとり，これから沖側 10, 20, 30, ……100cm の各位置に模型堤防を順次移動させながら，沖で与える種々の波に対して堤防面における波高飛沫の高さを測定した．なお実験の都合上，堤頂高を変化させる必要があつたので模型下部に台を設け堤防の高さを 9, 11, 14cm の3段階にした（図—1 (b) 参照）．

実験に用いた波の特性は次の如くである．

表—1

実験 No.	週期 T (sec)	波長 λ (cm)	波高 2a (cm)	$\frac{2a}{\lambda}$	$\frac{h}{\lambda}$	沖波尖鋭度
1	2.0	300.5	1.80	0.0060	0.083	0.0020
2	1.7	279.7	2.10	0.0075	0.089	0.0027
3	1.0	130.5	4.25	0.0326	0.19	0.025
4	0.9	111.9	4.50	0.0391	0.22	0.034

表中の数字は一様水深 h=25cm の位置における値である．

〔2〕 実　　験

先ず堤防設置に先立ち，無堤時における波の状態をしらべた．力学的性質の詳細は後章Ⅳに述べるからここでは観測結果の概略を記す．

一様水深の場所で起された波は傾斜部に入ると波高が増し波長が短くなる．これを表面水分子の速度と波速との比で考えてみれば，始めの1より小なる値から，傾斜部に入り水深が減少して来ると共に次第に増して，或る点で1になる．表面水分子速度が波速より大きくなれば波形は維持されないから波頭が砕け実際の海岸では海面の白波としてこの状況が観察される．ここで波頭が砕け始める点すなわち表面水分子速度と波速との比が1になる点を以て**砕波点**と定義する．

砕波点を過ぎ波頭が砕け始めると共に，波形にも目立つた変化があらわれ始め，波は前部が短く後部が長い非対称の形状となつて来る．この波形の非対称性は波の進行につれてますます著しくなり遂には波の前面が1つの垂直面をなすに至り，次いで垂直面が水面に向つて倒れる様に崩れ落ちる．落下した水塊が水底に衝突する点を**落下点**と称するが，水底附近の状態は気泡のため明確に観測できないので，今回の実験では水塊が静止水面を切る点を以て落下点とした．水塊が水底と衝突する点と，水塊が静止水面を切る点とは，その場所の水深が小さいので殆んど差異はない．

砕波点から落下点までの区間を**砕波帯**と称することにする．

実験室で起される波は実際の海岸で観測される波に比して規模が小さいから，表面張力の影響が相対的に大きく効いている．従つて実際の海岸では白波の現われ始める点として明瞭に観測される砕波点は実験室では波頭の砕け始めとはなつていない．それよりやや進んだ位置で始めて気泡の混入が観察され，波頭が砕けた事がわかる．しかし力学的には砕波点は波高が高まり得る限界でもあるから，砕波点は最高波高の位置として測定できる．

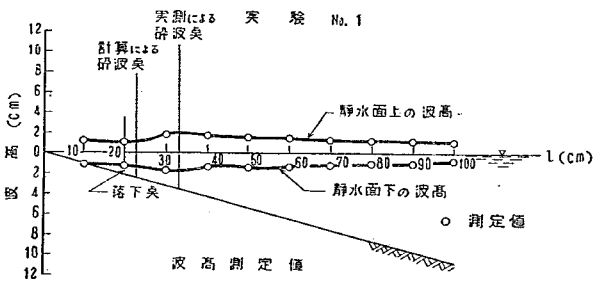
各実験に対し筆者の一人佐藤による砕波水深の計算式

$$\left(\frac{H}{h}\right)^{\frac{8}{4}}-\frac{14a}{\lambda}\left(\frac{H}{h}\right)^{\frac{5}{4}}-\frac{3a}{2h}\left(\frac{H}{h}\right)^{\frac{3}{4}}+19.124\frac{a^2}{\lambda h}=0 \quad [1)]$$

ただし　H；砕波水深

a, λ；沖側水深 h の点で観測された波の半波高および波長

によつて砕波水深 H を計算したものが図—3 中に計算による砕波点として記入してある．

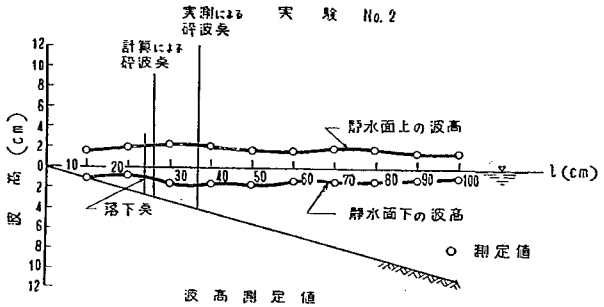


l (cm)	+a (cm)	-a (cm)
10	1.3	底
20	1.0	−1.3
30	1.8	−1.7
40	1.7	−1.4
50	1.5	−1.5

l (cm)	+a (cm)	-a (cm)
60	1.5	−1.4
70	1.3	−1.2
80	1.2	−1.0
90	1.2	−1.0
100	1.0	−0.5

図—3 (a)

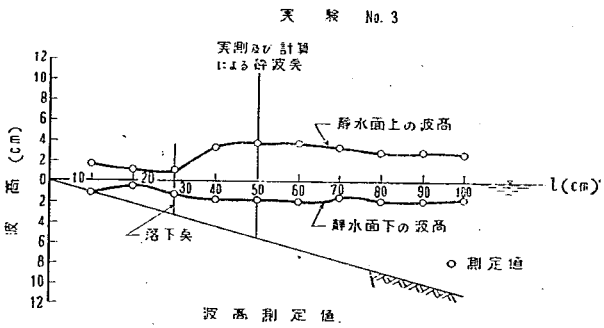
1) 佐藤清一；漂砂に関する研究(4) 浅水表面波について，土木研究所報告，82号，p. 18，昭和27年3月



l (cm)	+a (cm)	-a (cm)
10	1.55	底
20	2.1	-0.8
30	2.3	-1.6
40	2.2	-1.6
50	1.8	-1.6

l (cm)	+a (cm)	-a (cm)
60	1.75	-1.3
70	1.9	-1.3
80	1.85	-1.2
90	1.5	-1.1
100	1.5	-1.0

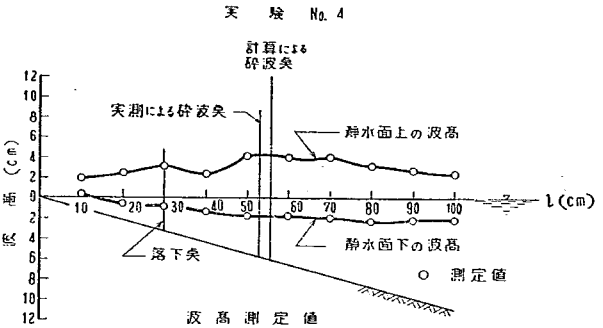
図—3 (b)



l (cm)	+a (cm)	-a (cm)
10	1.6	底
20	1.1	-0.5
30	1.0	-1.3
40	3.3	-1.8
50	3.7	-1.8

l (cm)	+a (cm)	-a (cm)
60	3.6	-2.0
70	3.3	-1.6
80	2.8	-1.9
90	2.8	-1.9
100	2.6	-1.8

図—3 (c)



l (cm)	+a (cm)	-a (cm)
10	1.95	+ 0.2
20	2.40	- 0.5
30	3.15	- 0.8
40	2.35	- 1.3
50	4.15	- 1.7

l (cm)	+a (cm)	-a (cm)
60	4.60	-1.70
70	4.00	-1.90
80	3.20	-2.20
90	2.80	-2.10
100	2.35	-2.10

図—3 (d)

実測値と計算値との一致の程度は波の尖鋭度が大きいもの程よくなる. それは尖鋭度の大きい波程上式を導くに当つてなされた一様水深の仮定に近い状態にあるからである.

砕波点を過ぎると波前面の傾斜が急に著しくなり遂にはげしく崩け落ちて落下点を作るのであるがそれと同時に砕波帯では波の中に多くの気泡が混入し始め表面から拡がつて落下点を過ぎた後には水深全体に亘つて気泡が認められる様になる. 気泡混入の程度は波の尖鋭度によつて異なり尖鋭度の大きい時は気泡も比較的表面附近に限られる.

次に堤防を設けた場合について述べると (表—2), 堤防前面における波の性状は堤防の位置が無堤時の砕波点より沖側にあるか岸側にあるかによつて2つの異なつたものとなる事がわかつた. 砕波点より沖側に堤防が設けられる時は襲来する波は Oscillatory wave であつて, 壁面では入射波と反射波とが合成されていわゆる重複波が生ずるが, 砕波点より岸側に堤防が設けられる時は, 襲来する波は既に砕けたものであり, 波形が前面傾斜の急な非対称の形状をもち且つ波としても Translation wave の性質を強くあらわして来るため壁面に達して跳波を生ずる. この状態は極端に言えば噴流を垂直な板に衝突させた場合に類似している.

跳波の先端は気泡を特に多量に含んでいわゆる飛沫の状態となつている. 重複波型のものでは気泡の混入がないから波の表面にこの様な飛沫を伴なう事はない.

ここに述べた2種の波の性状をそれぞれ, **重複波型**及び**跳波型**と名付けて区別する事にする. 前者は週期性の波としての性質を失つていないが. 後者にあつてはむしろ流れとしての性質が強調されねばならない.

勿論, 波の性質としても Oscillatory wave が砕波点を過ぎる途端に Translation wave の性質をあらわして来ると言うのではなく, 波の伝播に伴なう運動量輸送が次第に大きくなつて1つの型から他の型へ移行する

ものであるから，砕波点以後においては，当然の事ではあるが重複波型，跳波型２つの型の何れともはつきりしない過渡状態がみられる．

III　実験結果に対する考察

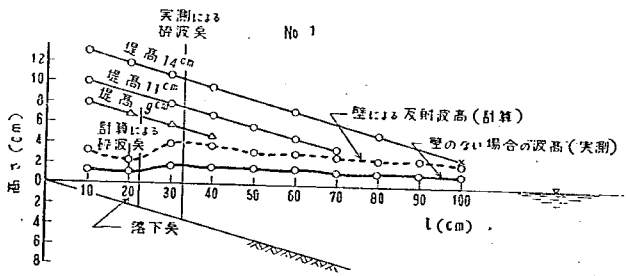
以上の実験から，各場所について堤防面における波の状態を

A．溢波せず，跳波型であつても飛沫が堤頂以上に上らないもの（図—４中○印で示す），

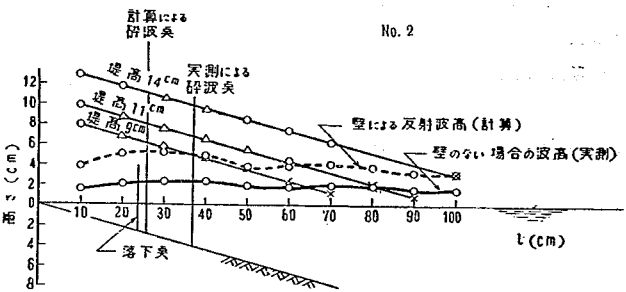
B．溢波はしないが，飛沫が堤頂以上に上るもの（図中△印で示す），

C．溢波するもの（図中×印で示す），

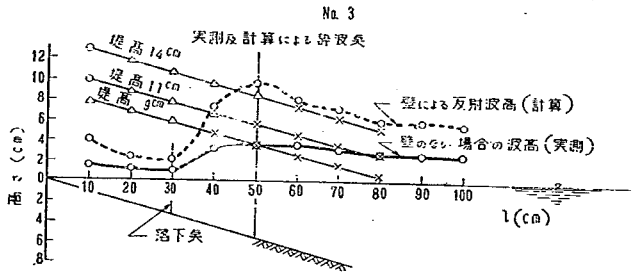
の３種に区分し図—４に記入した．



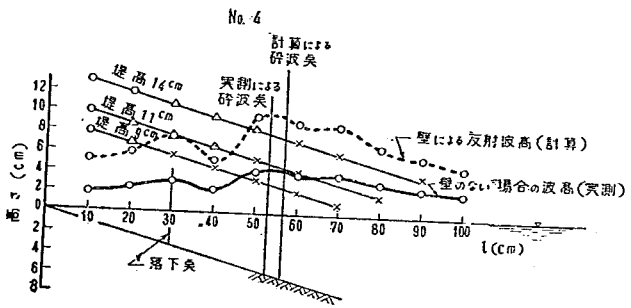
図—４（a）　堤防の種々なる位置における衝突波の状態



図—４（b）



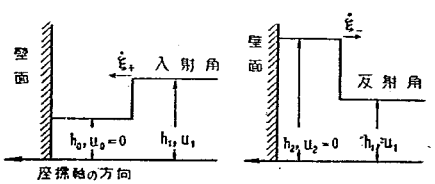
図—4 (c)



図—4 (d)

図—4に示した3種の区分が如何なる条件の下にあらわれているかを調べるには，堤面で波が何程の高さに達するかを求めなければならない．しかし砕波点附近においては波は相当変形しており特に砕波帯及びそれより岸寄りの部分では波と云うよりはむしろ流れに近い性質を示し重複波の考えは用いる事ができない．そこでこの部分の運動を衝撃波の反射として取扱つてみた．

J. J. Stoker[2] に依れば一様水深 h_0 の静止水域内に水深 h_1 なる衝撃波が進行しそれが垂直壁面で反射して水深 h_2 の反射波を生ずる場合の運動は次の3式で表わされる．



図—5

2) J. J. Stoker; The Formation of Breakers and Bores, Communications on Applied Mathematics, Vol. 1, No 1, 1948

$$\left.\begin{aligned} &x=\sqrt{\frac{1}{2}(1+H_1)} \\ &y^3+U_1y^2-y-\frac{1}{2}U_1=0 \qquad (\text{正の最大根をとる}) \\ &H_2=1+U_1/y \end{aligned}\right\}$$

ただし　$H_1=h_1/h_0$

$H_2=h_2/h_1$

$x=\dot{\xi}_+/\sqrt{gh_1}$　　$\dot{\xi}_+$；壁に向う衝撃波の進行速度

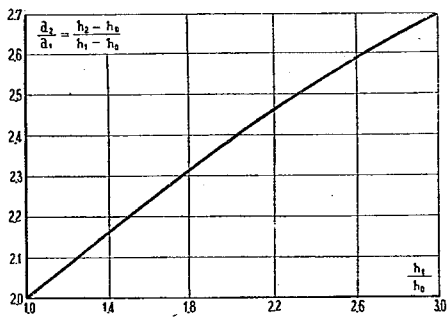
$y=-\dot{\xi}_-/\sqrt{gh_1}$　　$\dot{\xi}_-$；壁から反射する衝撃波の進行速度

$U_1=x\left(1-\dfrac{1}{H_1}\right)$

上式において H_1 を与えると H_2 を計算する事ができる．従つて反射波の波高は h_0，h_1，の函数として

$$\frac{h_2-h_0}{h_1-h_0}=\frac{H_1H_2-1}{H_1-1}$$

で表わされる．図—6 は上式をプロットしたものである．



図—6　入射波高と反射波高との関係

堤防のない場合に測定された波高を用い，図—6 によつて計算した反射波高を図—4 に点線で記入した．なお砕波点より沖側の部分における反射波高は重複波として計算すべきであろうが，考えているのは砕波点に比較的近い処であるから，衝撃波としての計算をそのままこの部分にも延長して用いた．

ここに述べた反射波高の計算は垂直壁による反射を扱つたものであり，実際の場合には堤防前面は海に向つて斜面をなしている事が多く又水深も一様でなく変化している．従つてこの計算方法も勿論或る程度の誤差は免れないものと思う．実験で測定した値と計算値とを比較してみると表—2 の通りである．実測値は気泡のため明確に波の上つた高さを定める事が困難であるから観察によつて気泡層を区別し測定したものであるが，実験結果は，この計算が予期以上に信頼できる事を示している．逆に云えば堤防前面の法勾配及びパラペットの曲面は反射波高にあまり著しい影響を与えない様である．

表—2

実験番号	l (cm)	場面の反射波高 計算値 (cm)	總高 9cm 実測値 (cm)	總高 11cm 実測値 (cm)	總高 14cm 実測値 (cm)
1	10	4.3	≒ 5	5	5
	20	4.4	7～8	7～8	7～8
	30	7.3	8～9	7～8	10以下
	40	8.1	7～8	6～7	8～10
	50	8.8		6～9	
	60	9.8		7～9	8～9
	70	10.5		7～9	
	80	11.4			11～12
	90	12.5			
	100	13.2			
2	10	4.9	5～6	≒ 5	8
	20	7.2	9	8～9	
	30	8.5	8～10	≒ 10	10～12
	40	9.3	8.5	11～12	12～13
	50	9.4	8～10	≒ 10	≒ 10
	60	10.7	10～11	8～9	7～9
	70	11.8	10～11		10～11
	80	12.7		12	
	90	13.1		12	
	100	14.2			14～15
3	10	5.2	8～9		≒ 12
	20	4.6	≒ 8		≒ 12
	30	5.4	8～9		
	40	11.7			10～11
	50	15.2		11～12	11～13
	60	14.7	10～11		≒ 13
	70	15.0	12	12～14	≒ 14
	80	14.8	13	14～15	14～15

3	90	15.9			
	100	16.6			
4	10	6.2	5～6	5～6	
	20	8.0	6～7	≒ 7	≒ 12
	30	10.8	9～10	8～9	10～11
	40	9.6	12	11～12	12～13
	50	15.1	11～12		13
	60	15.7	11～12		13～14
	70	16.6	11～12		13～14
	80	15.7		15～16	
	90	15.9			15～16
	100	16.0			

実験の結果は表－3に示す通りである.

表－3

実験番号	堤防の穏高 (cm)	l (cm)	堤面における最高水位 (cm)	飛沫の有無	飛沫の堤頂からの上り高 (cm)	パラペットの効果	溢波の有無	溢波深 (cm)	堤前面の波の性状
1	9	10	≒ 5	わずかあるも堤頂以下	0	—	な し	0	砕 波
		20	7～8	有	2～3	な し	な し	0	砕 波
		30	8～9	有	≒ 4	な し	な し	0	砕 波
		40	7～8	有	≒ 1	な し	な し	0	重複波
	11	10	5	な し	0	—	な し	0	砕 波
		20	7～8	な し	0	—	な し	0	砕 波
		30	7～8	殆んどなし	0	—	な し	0	砕 波
		40	6～7	殆んどなし	0	—	な し	0	重複波
		50	6～9	な し	0	—	な し	0	重複波
		60	7～9	な し	0	—	な し	0	重複波
		70	7～9	な し	0	—	な し	0	重複波
	14	10	5	わずかあるも堤頂以下	0	—	な し	0	砕 波
		20	7～8	わずかあるも堤頂以下	0	—	な し	0	砕 波
		30	10以下	わずかあるも堤頂以下	0	—	な し	0	砕 波

1	14	40	8～10	わずかあるも堤頂以下	0	—	な し	0	砕 波
		60	8～9	な し	0	—	な し	0	重複波
		80	11～12	な し	0	—	な し	0	重複波
		100	—	な し	0	な し	有	—	重複波
2	9	10	5～6	な し	0	—	な し	0	砕 波
		20	9	有	3～4	な し	な し	0	砕 波
		30	8～10	有	7	な し	な し	0	砕 波
		40	8.5	時折あり	3～5	有	な し	0	重複波
		50	8～10	有	1～2	な し	な し	0	重複波
		60	10～11	な し	—	な し	有	0.7～1.0	進行波
		70	10～11	な し	—	な し	有	0.7～1.2	進行波
	11	10	≒ 5	わずかあるも堤頂以下	0	—	な し	0	砕 波
		20	8～9	有	5～6	な し	な し	0	砕 波
		30	≒ 10	有	6	な し	な し	0	砕 波
		40	11～12	有	3	な し	な し	0	重複波
		50	≒ 10	有	3～4	な し	な し	0	重複波
		60	8～9	な し	0	—	な し	0	重複波
		80	12	な し	—	な し	有	1.0	重複波
		90	12	な し	—	な し	有	1.0	進行波
	14	10	8	堤頂以下	0	—	な し	0	砕 波
		20	—	堤頂以下	0	—	な し	0	砕 波
		30	10～12	有	2	な し	な し	0	砕 波
		40	12～13	有	≒ 0	な し	な し	0	重複波
		50	≒ 10	わずかあるも堤頂以下	0	—	な し	0	重複波
		60	7～9	な し	0	—	な し	0	重複波
		70	10～11	な し	0	—	な し	0	重複波
		100	14～15	な し	—	な し	有	0.7～1.0	重複波
3	9	10	8～9	有	≒ 1	有	な し	0	砕 波
		20	≒ 8	有	5～8	な し	な し	0	砕 波
		30	8～9	有	10～12	な し	な し	0	砕 波
		40	—	有	10～15	な し	な し	0	砕 波
		50	—	有	10～15	な し	な し	0	—

3	9	60	10～11	有	5～7	なし	なし	0	—
		70	12	なし	—	なし	有	2	重複波
		80	13	なし	—	なし	有	4	進行波
	11	10	—	堤頂以下	—	—	なし	0	砕波
		20	—	有	3～5	なし	なし	0	砕波
		30	—	有	7～10	なし	なし	0	砕波
		40	—	有	7～12	なし	なし	0	砕波
		50	11～12	有	5～7	なし	なし	0	重複波
		60	—	有	5～6	なし	なし	0	重複波
		70	12～14	殆んどなし	—	なし	有	2～4	重複波
		80	14～15	殆んどなし	—	なし	有	3～4	進行波
	14	10	≒ 12	堤頂以下	0	—	なし	0	砕波
		20	≒ 12	有	3～4	なし	なし	0	砕波
		30	—	有	10	なし	なし	0	砕波
		40	10～11	有	4～6	なし	なし	0	重複波
		50	11～13	有	≒ 2	なし	なし	0	重複波
		60	≒ 13	有	1	なし	有	≒ 1	重複波
		70	≒ 14	—	—	なし	有	≒ 1	重複波
		80	14～15	—	—	なし	有	1.5	重複波
4	9	10	5～6	堤頂以下	0	—	なし	0	砕波
		20	6～7	有	4～5	なし	なし	0	砕波
		30	9～10	有	10～12	なし	なし	0	砕波
		40	12	有	15～20	なし	有	≒ 3	砕波
		50	11～12	有	≒ 15	なし	有	2～3	—
		60	11～12	有	12	なし	有	2～3	重複波
		70	11～12	有	6	なし	有	2～3	進行波
	11	10	5～6	堤頂以下	0	—	なし	0	砕波
		20	≒ 7	有	≒ 5	なし	なし	0	砕波
		30	8～9	有	10～11	なし	なし	0	砕波
		40	11～12	有	10～12	なし	なし	0	—
		50	—	有	7～8	なし	—	—	重複波
		60	—	有	9～11	なし	—	—	—

	80	15～16	殆んどなし	—	なし	有	4～5	進行波
4	14	10	—	堤頂以下	0	—	なし	0	砕波
		20	≒ 12	わずか有	—	—	なし	0	砕波
		30	10～11	有	6～8	なし	なし	0	砕波
		40	12～13	有	4～5	なし	なし	0	重複波
		50	13	有	3～4	なし	なし	0	重複波
		60	13～14	有	3	なし	なし	0	重複波
		70	13～14	有	2～3	なし	なし	0	重複波
		90	15～16	殆んどなし	—	なし	有	1～2	重複波

表—4

実験番号	l (cm)	堤防總高 (cm)	水底から測つた反射波の高さ (cm)	(反射波の高さ)－(總高) (cm)	溢波深 (測定) (cm)
1	100	14	13.2	− 0.8	≒ 0
2	60	9	10.7	1.7	0.7～1.0
	70		11.8	2.8	0.7～1.2
	80	11	12.7	1.7	1.0
	90		13.1	2.1	1.0
	100	14	14.2	0.2	0.7～1.0
3	40	9	11.7	2.7	
	50		15.2	6.2	
	60		14.7	5.7	
	70		15.0	4.0	2.0
	80		14.8	5.8	4.0
	50	11	15.2	4.2	
	60		14.7	3.6	
	70		15.0	4.0	2～4
	80		14.8	3.8	3～4
	60	14	14.7	0.7	≒ 1
	70		15.0	1.0	≒ 1
	80		14.8	0.8	1.5
4	30	9	10.8	1.8	
	40		9.6	0.6	≒ 3
	50		15.1	6.1	2～3
	60		15.7	6.7	2～3
	70		16.6	7.6	2～3

50	11	15.1	4.1	
60		15.7	4.7	
80		15.7	4.7	4～5
60	14	15.7	1.7	
70		16.6	2.6	
90		15.9	1.9	1～2

表—5

実験番号	l (cm)	静水面から測つた堤頂高 (cm)	静水面から測つた反射波高 (cm)	堤頂高／反射波高	最低値
1	40	6.6	3.7	1.8	1.2
	50	5.5	3.3	1.7	
	60	4.4	3.2	1.4	
	70	3.3	2.8	1.2	
	40	9.6	3.7	2.6	
	60	7.4	3.2	2.3	
	80	5.2	2.6	2.0	
2	60	4.4	4.1	1.1	1.1
	50	8.5	3.9	2.2	
	60	7.4	4.1	1.8	
	70	6.3	4.1	1.5	

さきに区分しておいた堤防面における波の3種の状態は図—4 に記入した反射波高によつて大体説明する事ができる.

第1に溢波したもの，すなわち図中×印で示されたものを調べてみると表—4 の通りであつて，堤防の位置が砕波点の沖側あるいは岸側いずれにあるかにかかわりなく計算による反射波高線より堤頂が低いものである．又溢波深は（反射波の高さ）—（堤防天端の高さ）と厳密には一致せず，表—4 にあらわれた処では溢波深がやや小さくなる例が多かつた．これは堤防前面が垂直壁でなく曲面をなしている事の影響と考えられるが，両者の差異はさほど大きくない．

次に砕波点より沖側の部分において○印となるものを調べてみると，表—5 の通りで，（静水面から測つた堤頂高）/（静水面から測つた反射波の高さ）の最小値は1.1及び1.2であつて極めて1に近い．最初に述べた通り，× 印となるのは堤頂が計算反射波高線以下のものであり，表—5 にあらわれた ○印の最低値は1.1及び1.2であるから，砕波点より沖側の部分では，砕波点に極く近く重複波型，跳波型両型の過渡領域にある狭い範囲を除けば，○印と×印は，堤頂が反射波高より上にあるか下にあるかによつて定まると考えてよいであ

ろう.

最後に砕波点より岸寄りの範囲（過渡領域もこの中に含める）で○印と△印との境界すなわち飛沫も堤頂以上には達しない限界を検討してみた.

堤防の各位置における飛沫の高さは，堤頂高に飛沫の上つた高さを加えて求められるが，堤頂高を3段階に変えてあるから3つの平均をとつて定めた．この際○印があらわれているならばその最低のものを入れて平均した.

この様に定めた飛沫の高さと堤面の砕波点からの距離との関係をしらべるため，それを砕波点の計算反射波高に対する比Rの形であらわした.

すなわち，hを静水面から測つた飛沫の高さ，h_2を底から測つた砕波点の計算反射波高，Hを砕波点の水深すなわち砕波水深とすれば，Rは

$$R=\frac{h}{h_2-H}$$

である．又堤面の砕波点からの距離xは non-dimension とすることが望ましいので，砕波帯の長さLを長さの単位とすることとし，x/Lを用いた.

表—6はこれを纒めたものである．又砕波点を原点にとりプロットすると図—5の如くなり，実験値は実験 No. 1 及び2のものと実験 No. 3 及び4のものとの2つの群に分けられ，それぞれ曲線Ⅰ及びⅡによつてあらわされる事がわかる.

実験 No. 1 及び2で$\frac{x}{L}>1.5$に属する2ケの点は，いずれも○印の最低をとつたものであり飛沫の高さとしては更に下げ得る可能性のある事を考えると曲線Ⅰ及びⅡは平行移動によつて重ね合わす事ができ，殆んど同じ形をもつたものと見做す事ができる．両者ともRは$\frac{x}{L}\fallingdotseq 1$までほぼ直線的に増し，ここで最大に達して後は再びほぼ直線的に減ずる.

図—5で$\frac{x}{L}=0$すなわち砕波点をしらべるとここでRは既に1より大なる値となつている.

砕波点より沖側で堤面における波の性質が重複波型となる部分においては○印となる限界の堤頂高はその点の反射波高に等しい事は既に述べた．砕波点においてRが1より大きくなる事は飛沫がその点の反射波高より上にあがつている事を示すもので，云い換えると重複波型の波と跳波型の波との過渡領域が砕波点より沖側の或る点から始まつている事を示すものである．図—4の結果をみると，反射波高は砕波点において最大であり，砕波点の沖側，重複波型の波となる部分では反射波高は少なくも砕波点の反射波高より小で，従つてRの値も1より小である筈である．この意味において$R=1$となる点を以て過渡領域の始点と定義する事にする．曲線Ⅰ（実験 No. 1 及び 2，沖波尖鋭度$\frac{2a}{\lambda}=0.0020\sim0.0027$）及び曲線Ⅱ（実験 No. 3～4，沖波尖鋭度$\frac{2a}{\lambda}=0.025\sim0.034$）を延長して，$R=1$となる位置を定めるならば前者においては$\frac{x}{L}\fallingdotseq-1$，後者においては$\frac{x}{L}\fallingdotseq-0.1$となる．すなわち過渡領域は沖波（水深無限）尖鋭度として$\frac{2a}{\lambda}=0.002$程度の低い波では砕波点よりほぼ砕波帯の長さに等しい点から始まり，沖波（水深無限）尖鋭度が大きくなつて$\frac{2a}{\lambda}=0.02$程度の高い波では過渡領域は非常に短くなり，砕波点から沖合，砕波帯の長さの約$^1/_{10}$の点において始まる.

表—6

実　　験　No. 1

静水面から測つた飛沫の高さ h (cm)	l=10cm	20cm	30cm	40cm	静水面から測つた砕波点の反射波高 (h_2-H), (cm)	砕波帯の長さ (cm)
	9	(6.8+2.5)	(5.7+4)	(4.6+1.0)		l=20～33
		8.8	7.7	6.6	4.0	L=13
平　均	9	9.1	8.7	6.0		
$\frac{h}{h_2-H}$	2.3	2.3	2.2	1.5		

実　　験　No. 2

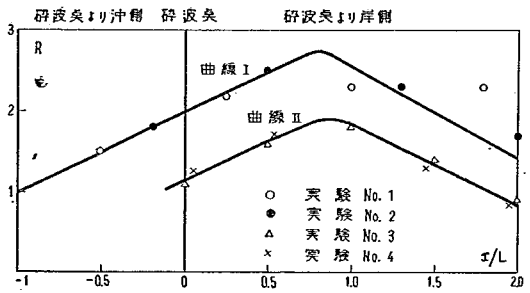
静水面から測つた飛沫の高さ h (cm)	l=10cm	20cm	30cm	40cm	静水面から測つた砕波点の反射波高 (h_2-H), (cm)	砕波帯の長さ (cm)
	9	(6.8+3.5)	(5.7+7.0)	(4.6+4.0)		l=24～37
		(8.8+5.5)	(7.7+6.0)	(6.6+3.0)		L=13
		11.8	(10.7+2.0)	(9.6+0)	5.2	
平　均	9	12.1	13.0	9.3		
$\frac{h}{h_2-H}$	1.7	2.3	2.5	1.8		

実　　験　No. 3

静水面から測つた飛沫の高さ h (cm)	l=10cm	20cm	30cm	40cm	50cm	静水面から測つた砕波点の反射波高 (h_2-H), (cm)	砕波帯の長さ (cm)
	(7.9+1)	(6.8+6.5)	(5.7+11)				l=30～50
	9.9	(8.8+4.0)	(7.7+8.5)	(6.6+9.5)		9.7	L=20
		(11.8+3.5)	(10.7+10)	(9.6+5)	(8.5+2)		
平　均	9.4	13.8	17.9	15.4	10.5		
$\frac{h}{h_2-H}$	0.97	1.4	1.8	1.6	1.1		

実　　験　No. 4

静水面から測つた飛沫の高さ h (cm)	l=10cm	20cm	30cm	40cm	50cm	静水面から測つた砕波点の反射波高 (h_2-H), (cm)	砕波帯の長さ (cm)
	7.9	(6.8+4.5)					l=30～53
		(8.8+5)	(7.7+10.5)	(6.6+11)		9.6	L=23
		11.8	(10.7+7)	(9.6+4.5)	(8.5+3.5)		
平　　均	7.9	12.3	18.0	16.4	12.0		
$\frac{h}{h_2-H}$	0.82	1.3	1.9	1.7	1.3		



図—7　R と $\frac{x}{L}$ の関係

$\frac{x}{L}$ が0からましてほぼ1に近い所，すなわち砕波点からほぼ落下点までの間においては，R の値はほぼ直線的に増加するが，これは波の中に含まれる空気の量が次第に多くなる事と，波頭の砕ける事による波の乱れが大きくなる事のために飛沫が上り易くなるためである．飛沫の高さは，落下点にほぼ近い位置において最も大となり，実験 No. 1及び2では最大値 R≒2.8，実験 No. 3及び4では最大値 R≒2.0 となつた．

落下点を過ぎると R の値が減ずる事は当然であるが，直線的に減少する事は興味ある事実である．

曲線Ⅰ及びⅡを近似的に2つの折線であらわしてみるならばそれぞれ

曲　　線　　Ⅰ　；　$R=2.8+\left[\left(\frac{x}{L}\right)-0.8\right]$　　$-1.0\leqq\frac{x}{L}\leqq 0.8$ ……(1)$_1$

$\left(\text{沖波の}\frac{2a}{\lambda}>0.002\text{程度}\right)$　$R=2.8-\left[\left(\frac{x}{L}\right)-0.8\right]$　　$\frac{x}{L}>0.8$ ……(1)$_2$

曲　　線　　Ⅱ　；　$R=2.0+\left[\left(\frac{x}{L}\right)-0.9\right]$　　$-0.1\leqq\frac{x}{L}\leqq 0.9$ ……(2)$_1$

$\left(\text{沖波の}\frac{2a}{\lambda}>0.03\text{ 程度}\right)$　$R=2.0-\left[\left(\frac{x}{L}\right)-0.9\right]$　　$\frac{x}{L}>0.9$ ……(2)$_2$

となる．

IV　砕波点附近における波の性質

前節に述べた所から，任意の水深の位置における，無堤時の波頂高を求める事ができれば，堤面における衝突高が算出され，少なくも溢波しないために必要な堤防の高さが定まる．

無堤時の波頂高を求めるため，筆者はこれを2つの段階に分けて考えた．(1) 任意の水深の位置における波高を求める事，(2) 波高の静水面上の部分の高さを定める事の2つである．

〔1〕波高変化

微小振幅理論に依れば，水深変化に伴なう波高の変化は，

$$\frac{2a'}{2a}=\left(\frac{H}{H'}\right)^{\frac{1}{4}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(3)$$

ここに　$2a$＝水深 H の点の波高

$2a'$＝水深 H' の点の波高

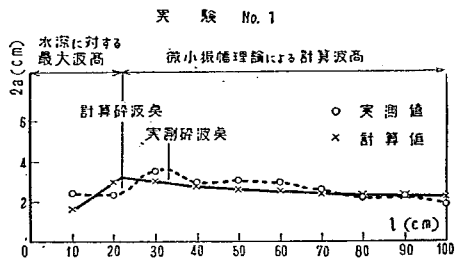
で与えられる．これは長波の場合の Green の法則と同じである．R. L. Wiegel[3] の実験に依れば，shallowness $H/\lambda>0.15$ の範囲では上式は大体成立する事が報告されている．

波高の実測値と計算値とを図－6に示す．(3)式に依る波高計算値は表－7の第3欄に記してあるが，砕波点までは大体測定値と合うと云える．

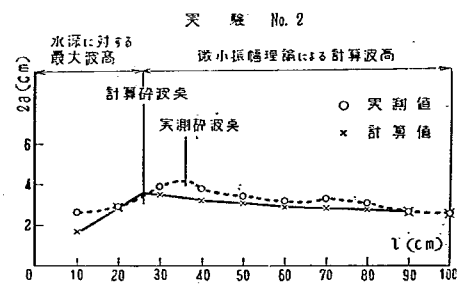
砕波点より岸側では(3)の関係が成り立たないのは当然であるから，この部分では筆者の一人佐藤が求めた最大波高の理論値[4]と比較する事とする．

図－9は佐藤が計算した shallowness H/λ に対する砕波条件で束縛された極限の尖鋭度 $\frac{2a}{\lambda}$（すなわち最大波高の尖鋭度）を与えるものである．

砕波後も波の週期は変らないと仮定すれば



図－8 (a)

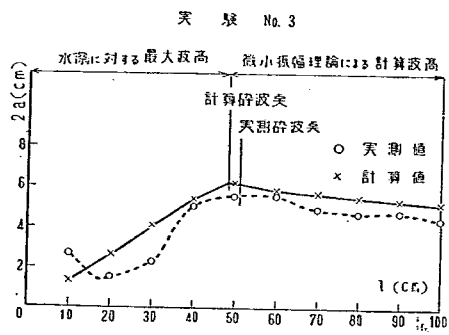


図－8 (b)

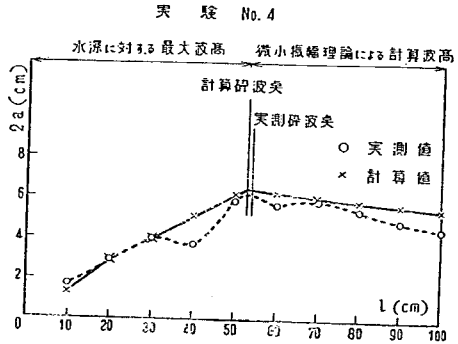
3) Robert L. Wiegel ; Experimental study of surface waves in shoaling water. A. G. U., Vol. 3, No. 3 June 1950,

4) 佐藤清一；漂砂に関する研究(4) 浅水表面波について，土木研究所報告，Vol. 82, March 1952.

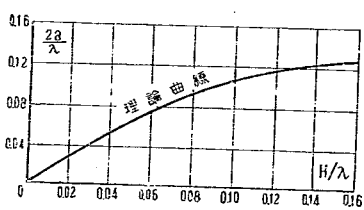
$$\lambda = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh \frac{2\pi H}{\lambda} \quad \cdots\cdots(4)$$



図—8 (c)



図—8 (d)



図—9

であらわされるから，波高の静水面上の高さ a_1 は

ここに

λ = 波 長

T = 週 期

H = 水 深

g = 重力の加速度

(4)によつて任意の場所の波長 λ を計算すれば，図—9から任意の水深に対する極限波高が計算できる．これを表—7の第6欄に示した．図—8で砕波点より岸寄りの部分の波高計算値はこの様にして計算したものである．

又(3)式による曲線と最大波高線との交点が，計算による砕波点を示す事になる．計算砕波点の位置は，実験No. 3，No. 4の如く比較的尖鋭度の大きい波に対しては大体実測値と一致する．これは，図—9を作つた佐藤の計算が，一様水深の場合を扱つているためであり，実験No. 1，No. 2に対して余り良く合わないのはこの場合の波の尖鋭度がかなり小さいので，水深変化による波形変形の影響であると考えられる．

実際の海岸では，海底勾配はこの実験に用いた模型斜面より緩で且つ波の尖鋭度も比較的大きい場合が多いから，本節の波高計算法を用いてよいと考えられる．

〔2〕 静水面上の波高と静水面下の波高との比

有限振幅の表面波では，波高中分面の静水面からの上り高 δ_0 は

$$\delta_0 = \frac{1}{2} ka^2 \coth kh \fallingdotseq \frac{\pi a^2}{\lambda} \coth \frac{2\pi H}{\lambda}$$

表—7 実 験 No. 1

測 点	実測波高	微小振幅理論に依る計算波高	水深に対する最大波高			
l (cm)	$2a$ (cm)	$2a$ (cm)	λ (cm)	H/λ	$2a/\lambda$	$2a$ (cm)
10	2.4	3.92	65.2	0.016	0.025	1.63
20	2.3	3.30	93.3	0.024	0.032	2.99
30	3.5	2.98	114.0	0.028	0.037	4.22
40	2.9	2.77	131.6	0.033	0.044	5.79
50	3.0	2.62	146.5	0.036	0.048	7.03
60	2.9	2.50	160.8	0.041	0.053	8.52
70	2.5	2.41	175.0	0.044	0.058	10.15
80	2.2	2.33	185.5	0.047	0.062	11.50
90	2.2	2.26	198.0	0.050	0.066	13.07
100	1.8	2.21	206.0	0.053	0.067	13.80

実 験 No. 2

測 点	実測波高	微小振幅理論に依る計算波高	水深に対する最大波高			
l (cm)	$2a$ (cm)	$2a$ (cm)	λ (cm)	H/λ	$2a/\lambda$	$2a$ (cm)
10	2.6	4.57	55.8	0.019	0.030	1.67
20	2.9	3.85	78.8	0.027	0.036	2.84
30	3.9	3.48	96.6	0.034	0.048	3.84
40	3.8	3.23	110.8	0.039	0.050	5.54
50	3.4	3.06	124.0	0.044	0.056	6.94
60	3.1	2.92	136.8	0.048	0.060	8.21
70	3.2	2.81	147.0	0.052	0.065	9.56
80	3.0	2.72	156.0	0.056	0.072	11.23
90	2.6	2.64	165.0	0.060	0.075	12.38
100	2.5	2.57	174.0	0.063	0.080	13.92

実　　験　No. 3

測　点	実測波高	微小振幅理論に依る計算波高	水深に対する最大波高			
l (cm)	$2a$ (cm)	$2a$ (cm)	λ (cm)	H/λ	$2a/\lambda$	$2a$ (cm)
10	2.7	9.26	32.9	0.033	0.043	1.42
20	1.6	7.79	46.0	0.047	0.058	2.67
30	2.3	7.03	56.0	0.058	0.074	4.14
40	5.1	6.55	64.0	0.068	0.084	5.38
50	5.5	6.19	71.0	0.077	0.090	6.39
60	5.6	5.91	77.3	0.086	0.097	7.50
70	4.9	5.69	82.8	0.092	0.103	8.53
80	4.7	5.50	88.0	0.100	0.107	9.42
90	4.7	5.34	92.7	0.107	0.110	10.20
100	4.4	5.21	96.5	0.110	0.113	10.90

実　　験　No. 4

測　点	実測波高	微小振幅理論に依る計算波高	水深に対する最大波高			
l (cm)	$2a$ (cm)	$2a$ (cm)	λ (cm)	H/λ	$2a/\lambda$	$2a$ (cm)
10	1.7	9.80	29.5	0.037	0.046	1.36
20	2.9	8.24	41.3	0.053	0.069	2.85
30	4.0	7.45	50.1	0.065	0.080	4.01
40	3.7	6.93	57.2	0.076	0.090	5.15
50	5.9	6.55	63.6	0.086	0.098	6.23
60	5.7	6.26	68.8	0.095	0.105	7.22
70	5.9	6.03	73.9	0.104	0.110	8.28
80	5.4	5.83	78.0	0.112	0.115	8.97
90	4.9	5.66	81.8	0.120	0.118	9.75
100	4.5	5.51	85.5	0.129	0.122	10.43

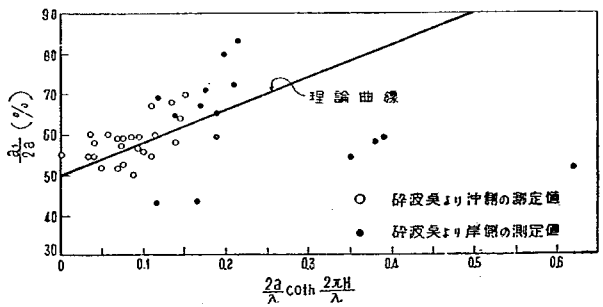
$$a_1 = a + \delta_0 = a\left(1 + \frac{\pi a}{\lambda}\coth\frac{2\pi H}{\lambda}\right) \quad \cdots\cdots (5)$$

となり，全波高 $2a$ に対する比は

$$\frac{a_1}{2a} = \frac{1}{2}\left(1 + \frac{\pi}{2}\,\frac{2a}{\lambda}\coth\frac{2\pi H}{\lambda}\right) \quad \cdots\cdots (6)$$

となる．

図—3に示した実測値と6式とを比較してみると，図—10 が得られる．R. L. Wiegel の実験と同じく，本実験においても，砕波点より沖側においては(6)の関係は大体成り立つていると云える．しかしながら砕波点より岸側においては，点の散乱が甚だしく(6)の関係が成立つとは云えない．



図—10

波高の計算においても，砕波点より岸側では前述の如く，波高は砕波条件で束縛された水深に対する極限波高にほぼ一致するから，$\frac{a_1}{2a}$ の値も砕波時における極限の値に近いと考えられる．

砕波には2つの型式があつて尖鋭度 $\frac{2a}{\lambda}$ の小さい波は甚だしく変形して砕波し，尖鋭度 $\frac{2a}{\lambda}$ の大きな波は，Permanent type で砕波する．[5)]

従つて前者にあつては，Laplace の sine wave の値

$$\frac{a_1}{2a} = 0.50$$

に近く，後者にあつては，有限振幅波の値

$$\frac{a_1}{2a} = 0.75$$

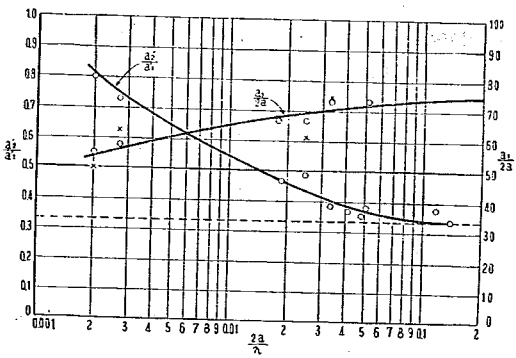
で近似できるであろう．

5) Tokuichi Hamada ; Breakers and Beach Erosions. Report of Transport. Tech. Res. Ins. Report No. 1, Dec. 1951.

砕波点より岸側における $a_1/2a$ の実験値を調べるに（表—8），同一実験番号に属するものはすべてほぼ等しい値を有し，しかも尖鋭度が大きくなるにつれて，$a_1/2a$ の値がまし筆者の推定がほぼ正しい事がわかる．

表—8の各実験毎の平均値を図—11に示した．

表—9は筆者が前に行つた実験から，砕波点における $a_1/2a$ をとり出し整理したものであり，図—9にはこの値も同時に示した．これに依ると，砕波点より岸寄りの部分における $a_1/2a$ の平均値は，ほぼ砕波点における値に近く，沖波尖鋭度>0.05 の波では $\frac{a_1}{2a}\fallingdotseq 0.75$ としてよいであろう．



図—11 沖波尖鋭度と波高上昇比（$a_1/2a$）との関係．$2a/\lambda$ は沖波の尖鋭度，a_1' は砕波点における静水面上の波高，a_2' は同じく静水面下の波高，$a_1/2a$ は砕波点より岸側における全波高 $2a=a_1+a_2$ に対する静水面上波高 a_1 の比．

○ は砕波点における測定値．

× は砕波点より岸側における測定値．

〔3〕砕波帯の長さ

次に，飛沫の高さを求めるには砕波帯の長さを知らねばならない．砕波帯の長さに関しては未だ理論的に取扱う程には現象の解析が進んでいない．差当りは甚だ不充分であるが，実験式を求める事で満足しなければならないであろう．

吾々の実験では，斜面勾配は1種に限られている．砕波帯の長さは斜面勾配の緩急によつて影響されると想像されるが，いまのところはそれを見積る方法がない．ただ今回の実験では，砕波帯の長さが沖波の尖鋭度によつて変る事が見出された．これも，砕波の形態が尖鋭度によつて異なるためであろう．すなわち尖鋭度が小さい時は，波頭の前傾が甚だしいから砕波が始まつてから比較的短区間が落下点に達するに対し，尖鋭度の大きい波は Permanent type で砕波が始まるから，砕波帯の長さも長くなると考えられる．

今回の実験及び以前に行つた実験から砕波帯の長さ L と沖波々長 λ との比 L/λ を作り，これと沖波尖鋭度 $2a/\lambda$ との関係をしらべると表—10が得られ，それをプロットすると図—10の如く，$\frac{L}{\lambda}$ と $\frac{2a}{\lambda}$ との間には次の関係が実験的に成り立つている．

表—8 実 験 No. 1

l (cm)	実測波高 a_1 (cm)	実測波高 a_2 (cm)	実測 $\frac{a_1}{2a}$	計算値 λ (cm)	$\frac{2a}{\lambda}\coth\frac{2\pi H}{\lambda}$	沖波尖鋭度
10	1.3	−1.1	0.539	65.2	0.352	
20	1.0	−1.3	0.435	93.3	0.166	
30	1.8	−1.7	0.514	114.0	0.619	
40	1.7	−1.4	0.548	131.6	0.112	
50	1.5	−1.5	0.500	146.5	0.088	
60	1.5	−1.4	0.517	160.8	0.071	
70	1.3	−1.2	0.520	175.0	0.052	0.0020
80	1.2	−1.0	0.545	185.5	0.041	
90	1.2	−1.0	0.545	198.0	0.036	
100	1.0	−0.8	0.555	206.0	0.0027	

実 験 No. 2

l (cm)	実測波高 a_1 (cm)	実測波高 a_2 (cm)	$\frac{a_1}{2a}$	計算値 λ (cm)	$\frac{2a}{\lambda}\coth\frac{2\pi H}{\lambda}$	沖波尖鋭度
10	1.55	−1.1	0.583	55.8	0.382	
20	2.1	−0.8	0.724	78.8	0.210	
30	2.3	−1.6	0.588	96.6	0.189	
40	2.2	−1.6	0.578	110.8	0.139	
50	1.8	−1.6	0.562	124.0	0.099	0.0027
60	1.75	−1.3	0.573	136.8	0.074	
70	1.9	−1.3	0.593	147.0	0.068	
80	1.85	−1.2	0.606	156.0	0.057	
90	1.5	−1.1	0.576	165.0	0.043	
100	1.5	−1.0	0.600	174.0	0.037	

実　　験　No. 3

l (cm)	実測波高 a_1 (cm)	実測波高 a_2 (cm)	$\frac{a_1}{2a}$	計算値 λ (cm)	$\frac{2a}{\lambda}\coth\frac{2\pi H}{\lambda}$	沖波尖鋭度
10	1.6	−1.1	0.590	32.9	0.392	
20	1.1	−0.5	0.687	46.0	0.118	
30	1.0	−1.3	0.434	56.0	0.115	
40	3.3	−1.8	0.647	64.0	0.194	
50	3.7	−1.8	0.672	71.0	0.170	
60	3.6	−2.0	0.642	77.3	0.146	
70	3.3	−1.6	0.673	82.8	0.111	0.025
80	2.8	−1.9	0.595	88.0	0.095	
90	2.8	−1.9	0.595	92.7	0.085	
100	2.6	−1.8	0.590	96.5	0.074	

実　　験　No. 4

l (cm)	実測波高 a_1 (cm)	実測波高 a_2 (cm)	$\frac{a_1}{2a}$	計算値 λ (cm)	$\frac{2a}{\lambda}\coth\frac{2\pi H}{\lambda}$	沖波尖鋭度
10	1.95	+0.20	?	29.5	0.255	
20	2.40	−0.50	0.827	41.3	0.215	
30	3.15	−0.80	0.797	50.1	0.198	
40	2.35	−1.30	0.643	57.2	0.141	
50	4.15	−1.70	0.709	63.6	0.177	
60	4.00	−1.70	0.701	68.8	0.152	
70	4.00	−1.9	0.677	73.9	0.137	0.034
80	3.20	−2.20	0.592	78.0	0.113	
90	2.80	−2.10	0.571	81.8	0.093	
100	2.35	−2.10	0.528	85.8	0.077	

表—8 (2)

実験 No. 1		実験 No. 2		実験 No. 3		実験 No. 4	
l (cm)	$\frac{a_1}{2a}$	l (cm)	$\frac{a_1}{2a}$	l (cm)	$\frac{a_1}{2a}$	l (cm)	$\frac{a_1}{2a}$
10	0.539	10	0.583	10	0.590	10	
20	0.435	20	0.724	20	0.687	20	0.827
30	0.514	30	0.588	30	0.434	30	0.797
40		40		40	0.647	40	0.643
50		50		50	0.672	50	0.709
平均	0.496	平均	0.632	平均	0.606	平均	0.744

表—9

沖波	砕波点			
$2a/\lambda$	a_1' (cm)	a_2' (cm)	a_2'/a_1'	$a_1'/2a'$
0.0020	2.0	1.6	0.800	0.555
0.0027	2.2	1.6	0.727	0.578
0.0189	4.2	1.95	0.466	0.682
0.025	3.7	1.8	0.486	0.672
0.034	4.2	1.6	0.381	0.724
0.0413	—	—	0.368	—
0.0490	—	—	0.348	—
0.0508	4.75	1.8	0.379	0.725
0.116	—	—	0.374	—
0.139	—	—	0.332	—

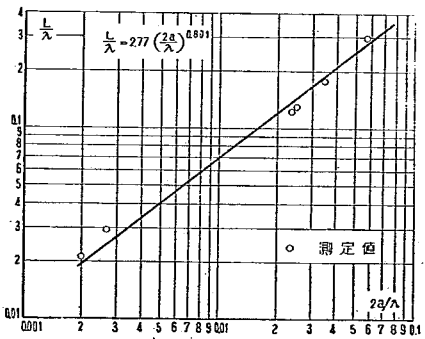
$$\frac{L}{\lambda}=2.77\left(\frac{2a}{\lambda}\right)^{0.801} \quad \cdots\cdots(7)$$

ここに

L ＝砕波帯の長さ

λ ＝沖波々長，$\lambda=\frac{gT^2}{2\pi}$，$T$ ＝週期

$\frac{2a}{\lambda}$ ＝沖波尖鋭度



図—12

表—10

沖波尖鋭度 $\frac{2a}{\lambda}$	沖波々長 λ (cm)	砕波帯の長さ L (cm)	$\frac{L}{\lambda}$
0.0020	624	13.0	0.021
0.0027	451	13.0	0.029
0.024	189	23.5	0.124
0.025	156	20.0	0.128
0.034	127	23.0	0.180
0.058	100	31.5	0.294

V 堤頂高と受波条件との関係

〔1〕 堤頂を溢波しない限界

少なくも溢波しないだけの高さを求めるには，Ⅲに述べた通り，堤面における波の衝突高を算出し，少なくもそれ以下にならない様堤頂高を与えておけばよろしい．砕波点より沖側に堤防が設置される時は，重複波として，砕波点より岸側に堤防が設置される時は衝撃波として衝突高が求められる．計算に必要な諸量の見積りは，Ⅳに述べた方法に従えばよろしい．

〔2〕 堤が飛沫をも受けない限界

(a) 堤防の位置が落下点と砕波点との中間にある場合

考えている地点において起り得るであろう最も高い波に対して，堤防の位置が砕波帯内部にある時は，(1)或いは(2)によつて飛沫が堤頂以上に達しない限界の堤頂高を定める事ができる．

(b) 堤防の位置が落下点より岸側にある場合

この場合には，波高がますに従つて砕波点は沖の水深の大なる場所に移行するから，図－7の$\frac{x}{L}>1$の範囲におけるRの減少と砕波々高の増大による砕波点反射波高の増加とをしらべて最悪の条件の下で設計しなければならない．

Scripps 海洋研究所の "Breaker and Surf (1944)"[6] によれば，実用上の目的のため沖波の尖鋭度から砕波位置，砕波々高を予知する図表が作られている．これは理論的に作られたものではないが，多くの観測値を利用し平均的な値を示すものと考えられる．

この図から沖波の $\frac{2a}{\lambda}$ の種々の値に対し砕波々高 $2a'$ と砕波水深 H との比 $2a'/H$ を計算してみると，沖波の尖鋭度に拘わらずほぼ一定値 0.8 である事がわかる．

又砕波の静水面上の波高 a_1' と砕波水深 H との比 a_1'/H は $2a/\lambda$ が増加するに従つて増加し $\frac{2a}{\lambda}>0.04$ では $\frac{a_1'}{H}=0.57$ なる一定値を有する．砕波点における反射波高と砕波水深との比 $(h_2-H)/H$ も波の尖鋭度と共にまし，$2a/\lambda>0.04$ では $(h_2-H)H=1.27$ なる一定値に達する．従つて溢波しない堤頂高の計算には，任意の点において，

$$\frac{2a'}{H}=0.8,$$

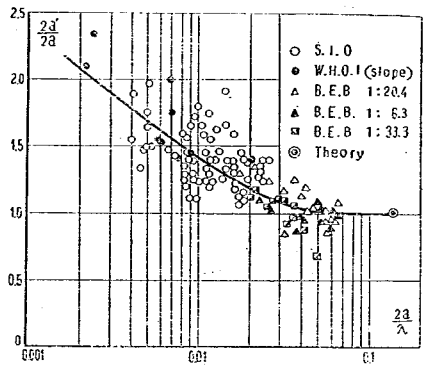
$$\frac{a_1'}{H}=0.57,$$

$$\frac{h_2-H}{H}=1.27$$

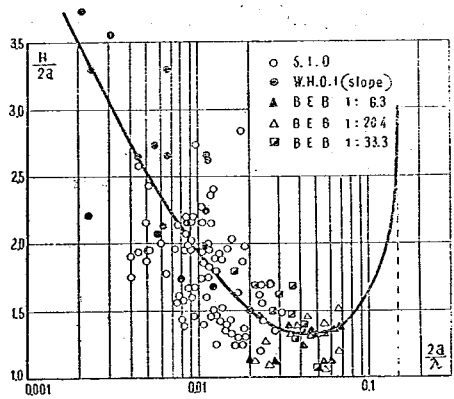
なる値を与えておけば安全側の計算になる．

図—15の如き海底勾配 α の海岸を考える．

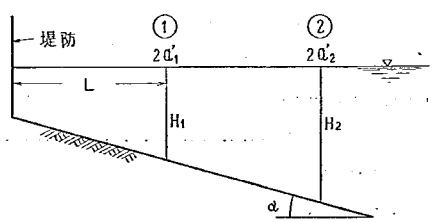
III の(1)，(2)では R の最大値はそれぞれ $\frac{x}{L}=0.8$ 及び 0.9 で生じているが，計算の便宜を考えて近似的に $\frac{x}{L}=1$ で最大値が生ずるとする．この様にすれば，$\frac{x}{L}\leqq 1$ の範囲において R の値はいずれもやや大き目に見積る事となり設計としては安全側である．更に(1)，(2)の原点を



図—13　沖波の尖鋭度の函数としての砕波点の波高と沖波高との比



図—14　沖波の尖鋭度の函数としての砕波水深と沖波波高との比



図—15

6) Breaker anl Surf, Hydrographic Office, U. S. Navy Department. 1944.

$\frac{x}{L}=1$ すなわち落下点に移すと

表—11

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
$\frac{2a}{\lambda}$	$\frac{2a'}{2a}$	$\frac{H}{2a}$	$\frac{2a'}{H}$	$\frac{a_2'}{a_1'}$	$\frac{a_1'}{H}$	$\frac{h_2-H}{h_1-H}$	$\frac{h_2-H}{H}$
0.01	1.4	1.9	0.73	0.72	0.43	2.17	0.93
0.02	1.2	1.5	0.80	0.56	0.51	2.20	1.12
0.03	1.1	1.4	0.80	0.48	0.55	2.22	1.22
>0.04	1.0	1.3	0.76	0.33	0.57	2.23	1.27

$$R=2.8-\left\{\frac{x}{L}\right\} \quad \cdots\cdots(1)_2'$$

$$R=2.0-\left\{\frac{x}{L}\right\} \quad \cdots\cdots(2)_2'$$

となる.

砕波帯の長さ L はIV(7),

$$\frac{L}{\lambda}=2.77\left\{\frac{2a}{\lambda}\right\}^{0.801}$$

であらわされるが，これから更に

$$L \fallingdotseq k\,(2a') \qquad k:\text{比例常数}$$

なる関係で L の概略の値を見積つてみよう.

実験番号	$2a'$ (cm)	L (cm)	$k=L/2a'$
1	3.6	13	≒4
2	4.2	13	≒3
3	5.6	20	≒4
4	6.2	23	≒4

上表から L の概略の値は

$$L \fallingdotseq 4\ (2a') \quad \cdots\cdots(8)$$

とする事ができる.

図—15 において堤防が丁度落下点になる如き砕波点 1，及びそれより沖側の任意の位置 2 における水深，砕波々高をそれぞれ $(H_1,\ 2a_1')$，$(H_2,\ 2a_2')$ とあらわすと，断面 1 と断面 2 との距離は $\frac{2a'}{H}=0.8$ から $\frac{(2a_2'-2a_1')}{0.8\ tan\ \alpha}$ となる．断面 2 で砕ける波の砕波帯 L_2 と断面 1 で砕ける波の砕波帯 L_1 との差は

$$L_2-L_1\fallingdotseq 4\,(2a_2'-2a_1')$$

であるから，断面2で砕ける波の落下点は堤防から沖側　$x=\frac{(2a_2'-2a_1')}{0.8\ tan\ \alpha}-4\,(2a_2'-2a_1')$

の位置にある事になる．

飛沫の上る高さの算定を，安全側の計算として，$(1)_2'$ で行い，砕波点の反射波高を $h_2-H=1.27H$ で求める事とする．

断面1の波に対する飛沫の上る高さ h_2 は，

$$h_1=R_{x=0}\,(h_2-H_1)=2.8\times 1.27\,H_1$$

断面2の波に対する飛沫の上る高さ h_2 は，

$$h_2=R_{x=x}\,(h_2-H_2)=\{2.8-\frac{(2a_2'-2a_1')}{4\,(2a_2')}\,(\frac{1}{0.8\,tan\,\alpha}-4)\}\times 1.27\,H_2$$

$h_1>h_2$ なる条件を求めてみるに，

$$h_1-h_2=2.8\times 1.27\,(H_1-H_2)+\frac{(2a_2'-2a_1')}{4\,(2a_2')}\,(\frac{1}{0.8\,tan\,\alpha}-4)\times 1.27\,H_2>O$$

これに $\frac{2a'}{H}=0.8$ を代入すれば，

$$\frac{1}{0.8\,tan\,\alpha}>5.92\quad \text{あるいは}\quad tan\,\alpha<\frac{1}{5.92}\qquad\cdots\cdots(9)$$

が得られる．

すなわち海底勾配が 1/5.92 より緩やかな海岸においては，堤防面が丁度落下点になる様な波に対して設計しておけばよい事になる．すなわち飛沫も堤頂以上に上らない堤頂高 h は $(1)_2'$ と，$h_2-H=1.27H$ とを用いて

$$h=2.8\,(h_2-H)=3.56\,H\qquad\cdots\cdots(10)$$

H：設計砕波点の水深

で計算される．

もし海底勾配が 1/5.92 より急であれば，砕波点が沖に移る事による砕波々高の増大が，$(1)_2'$ による飛沫の高さの減少より大となるから，所要の堤頂高は起り得る最も高い砕波すなわち堤防から最も遠い水深の大なる位置で砕ける波によつて定められる事となる．

同様の計算を $(2)_2'$ 用いて行えば，

$$tan\,\alpha<\frac{1}{3.2}\qquad\cdots\cdots(11)$$

が得られその時の飛沫の上る高さの計算は

$$h=2.0\,(h_2-H)=2.54\,H\qquad\cdots\cdots(12)$$

H：設計砕波水深

で行えばよい．実際の海岸では，波の尖鋭度は 0.02 程度より大きい事が多いから，(12)を用いて充分と思う．

VI 総　　括

(1) 堤防を設ける位置が，無堤時の砕波点より沖側であれば，堤防前面の波は重複波型となり，砕波点より岸寄りの位置にあれば波は跳波型となり，空気を多量に含み跳波の先端部分には飛沫を伴なう．

(2) 無堤時の砕波点は，筆者の1人佐藤が求めた式，

$$\left(\frac{H}{h}\right)^{\frac{8}{4}}-\frac{14a}{\lambda}\left(\frac{H}{h}\right)^{\frac{5}{4}}-\frac{3a}{2h}\left(\frac{H}{h}\right)^{\frac{3}{4}}+19.124\frac{a^2}{\lambda h}=0$$

H＝砕波水深

a ＝水深 h の所で観測された波の半波高

λ ＝水深 h の所で観測された波の波長

で大体決定できる事が実験的に確かめられた．

(3) 少なくも溢波しないと云う条件で堤防を設計するには，堤面における波の計算衝突高より低くない堤頂高を与えておけばよろしい．

(4) 堤面における波の衝突高は，堤防の位置が砕波点の沖であれば重複波として，砕波点の岸側であれば衝撃波として計算すればよい．

(5) 砕波点より沖における波高，波長の計算はIVの(3)，(4)に依つて行う．砕波点より岸における波高は，IVの図－9で求める．

(6) 砕波点より岸における，静水面上の波高 a_1 はIVの図－11 で求める．

(7) 跳波型の衝突における飛沫の上る高さは，IIIの(1)，及び(2)で計算される．

(8) (1)，(2)にあらわれる砕波帯の長さ L は，今回の実験では

$$\frac{L}{\lambda}=2.77\left(\frac{2a}{\lambda}\right)^{0.801}$$

となつた．又砕波々高 $2a'$ を用いれば近似的に

$$L\fallingdotseq 4\,(2a')$$

で見積る事もできる．

(9) 飛沫の上る高さは沖波（水深無限）尖鋭度 $\frac{2a}{\lambda}\fallingdotseq 0.002$ 程度の低い波では，海底勾配 α が $\tan\alpha<\frac{1}{5.92}$ であるならば，堤防の位置が丁度落下点になる如き波に対して最も高くなり，その静水面上の高さ h は

$h=3.56H$，　H＝設計砕波水深

より高くならない，海底勾配がそれより急であれば，設計砕波水深 H はその場所で生じ得る最も大きな値を採用する事となる．

波の尖鋭度が $\frac{2a}{\lambda}>0.02$ 程度に大きくなると，上に述べた条件は $\tan\alpha<\frac{1}{3.2}$ と緩和され，飛沫の上る高さも $h=2.54H$ で置き換えられる．

附　　記

この研究の実験に当つては本研究所員庵原照太郎氏の努力に負うところ大なるものがあるので，ここに深甚の謝意を表する次第である．

本邦の直轄河川堤防の現況調査報告

建設技官　福　岡　正　己
建設技官　小　崎　謙　吉
　　高　橋　一　男

（昭和28年8月）

目　次

I　緒　　言 ……（1）
II　直高，天端幅，堤防敷，法勾配，並びに断面積の求め方 ……（1）
III　直高と表法・裏法勾配，天端幅，堤防敷並びに断面積との関係 ……（3）
〔1〕相　関　表 ……（3）
〔2〕直高と表法・裏法勾配，天端幅，堤防敷並びに断面積との関係方程式 ……（5）
IV　洪水継続時間と土質及び直高との関係 ……（10）
〔1〕洪水継続時間と土質との関係 ……（11）
〔2〕洪水継続時間と直高との関係 ……（11）
〔3〕被害状況 ……（11）
V　結　　び ……（11）

I　緒　　言

直轄工事施工河川の 682 堤中不適当と思われる 48 堤を除外した 634 堤について断面諸元をしらべ河川堤防の基準断面決定の上の一つの参考資料を得るのがこの調査の目的である．断面諸元としては直高，表法勾配，裏法勾配，天端幅，堤防敷並びに断面積を採用し，これを各地建別にまた土質別にとりまとめて比較検討した．以下順を追つてこの結果を述べるが，この調査に当り御援助をいただいた建設省河川局治水課並びに各地方建設局に対しては深甚の謝意を表する次第である．

II　直高，天端幅，堤防敷，法勾配並びに断面積の求め方

堤防諸元調査の基礎資料を得るため表－1のような調査表を作成して地方建設局に送付し回答を求めた．

この表－1について直高，天端幅，堤防敷並びに断面積を求めるには次のような方法によつた．

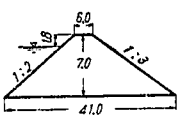
記載例 1

表—1

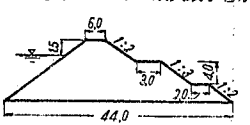
河川名	区間	堤高(m) 堤外 最大	堤外 最小	堤外 平均	堤内 最大	堤内 最小	堤内 平均	中心 最大	中心 最小	中心 平均	天端 幅(m)	天端 余裕高(m)	法勾配 表法 上段	表法 下段	裏法 上段	裏法 下段	表小段 幅(m)	表小段 天端以下(m)	裏小段 幅(m)	裏小段 天端以下(m)	犬走り 幅(m)	犬走り 小段以下(m)	犬走り 犬走り以下勾配	堤防敷(m)	護岸 天端以下	護岸 延長延石類	土質
例1				7.0			7.0			7.0	6.0	1.8	1:2	—	1:3	—	—	—	—	—	—	—	—	41.0	—	—	砂質粘土
例2				7.0			7.0			7.0	6.0	1.5	1:2	—	1:2	1:3	—	—	3.0	2.0	3.0	4.0	1:2	44.0	1.5	○○鉄橋以下200m練石積	粘土
例3				6.0			8.0			6.64	6.0	1.2	1:2	1:2	1:2	1:3	3.0	5.0	3.0	2.0	—	—	—	46.0	—	—	砂質粘土

注：直高において堤外，堤内，中心の最大最小はその区間内における最大最小を示す．

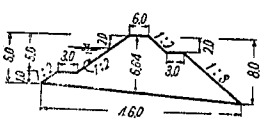
例1



例2



例3

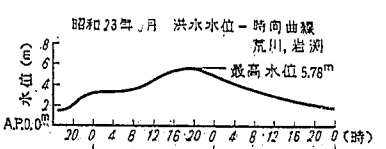


記載例 2

河川名	区間	川幅(m)	年月日	観測点	総雨量	最大流量 m³/sec	平均流速 m/sec	水位 最高水位(m)	水位 最高水位と天端との距離(m)	水位 平水位と天端との距離(m)	被害状況 箇所	被害状況 工法	被害状況 土質力学的見地よりの被害状況	摘要
荒川			昭23.9	岩淵	166.9	30.42	1.82	5.78	3.69	7.69	足立区千住元町	折返	天端と水位との差40糎に達したる時表肩に亀裂を生じた．降過は減水と共に止む	石岸△△より××迄道路使用
			〃	荒川大橋	160.3	33.91	1.41	4.82	2.48	7.88				
			〃	西新井橋	152.7	25.82	2.09	4.20	2.16	8.41	△△区○○町	延張り積土俵	改築箇所の弱点をカバーすべく予め早期水防水面に延張をなせるため堤防保護上効果著るしく水圧による被害を最小限にくい止めた	
			〃	隅田	130.7									

注：

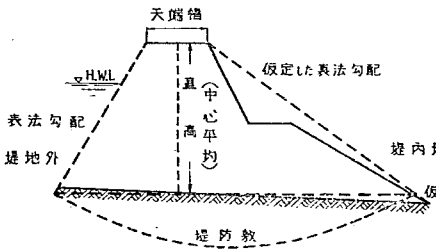
1. 資料は戦後のものとす．
2. 川幅は計画川幅．
3. 水位は別に右図の如き洪水曲線を別紙に記入されたし．
4. 被害状況は土質力学的見地よりなるべくくわしく記入されたし．
5. 摘要欄は天端が道路に使用されている場合は記入されたし．



（1） 直高は堤内地と堤外地との高低差がある場合あるいは区間内において地盤に凹凸があるため直高が一定していない場合においては平均直高をもつて直高とした.

（2） 天端幅は建設局から報告されたままのものを用いた.

（3） 堤防敷を求めるにはまず天端中心より鉛直線をおろし法尻を結ぶ線との交点を求める. 次にこの点から水平に直線を引き表法及び裏法とによつて切取られた部分の長さを求めてこれを堤防敷とした.



図—1

（4） 複断面の法勾配は（3）のようにして求めた水平線と法との交点を法尻とし, これと法肩とを結んだ線を仮の法面とした場合の勾配を法勾配と仮定した.

（5） （1）, （2）, （3）, （4）の如くして求めた数値をもとにして断面図を画き, その面積を求めて断面積とした. （図—1参照）

III 直高と表法・裏法勾配, 天端幅, 堤防敷並びに断面積との関係

以上のようにして求めた結果をとりまとめる方法として統計的方法を使用することは相当困難なことであり各堤防諸元間に顕著な相関関係が認め得ないものもあつたが, より適当な方法がないためにこの方法で堤防諸元間の相関関係を求めることにした.

〔1〕 相　関　表

各地建より集録された資料を数値的に表示すれば相関表として表—2～6が得られる.

表—2　直高と表法勾配との相関表

直高(m) ＼ 法勾配(割)	～2.0	～2.2	～2.4	～2.6	～2.8	～3.0	～3.2	～3.4	～3.6	～3.8	～4.0	4.0～	合計
～3.5	180	—	—	18	1	4	4	2	1	1	—	2	213
～4.0	70	—	1	3	3	2	4	2	1	1	—	10	98
～4.5	57	—	—	4	2	5	3	3	2	3	1	4	83
～5.0	34	—	1	5	2	2	—	—	2	—	2	3	51
～5.5	30	—	1	8	4	3	1	3	1	—	5	9	65
～6.0	22	1	2	4	1	1	3	4	—	—	—	—	38
～6.5	13	1	—	6	2	4	1	—	—	1	1	—	29
～7.0	10	1	1	4	2	3	—	1	2	—	—	—	24
7.0～	15	—	3	2	1	5	1	3	2	—	1	—	33
合　計	431	3	9	54	18	29	17	18	11	6	10	28	634

表—3 直高と裏法勾配との相関表

直高(m) ＼ 法勾配(割)	～2.0	～2.2	～2.4	～2.6	～2.8	～3.0	～3.2	～3.4	～3.6	～3.8	～4.0	4.0～	合計
～3.5	122	1	5	30	3	18	3	3	14	6	2	6	213
～4.0	26	3	1	20	14	11	2	9	6	3	1	2	98
～4.5	32	—	1	12	9	14	10	2	2	—	—	1	83
～5.0	7	1	3	12	7	5	8	2	1	2	—	3	51
～5.5	10	2	3	6	9	10	8	6	2	—	2	7	65
～6.0	6	1	4	12	6	4	1	1	2	—	—	1	38
～6.5	7	—	1	8	6	2	1	1	1	—	1	1	29
～7.0	2	—	—	7	4	6	1	—	1	2	—	1	24
7.0～	4	1	3	4	11	2	—	6	—	2	—	—	33
合　計	216	9	21	111	69	72	34	30	29	15	6	22	634

(1) 表法勾配（表—2）

表法勾配は 2.0 割あるいは 2.0 割以下の堤防が全堤防数の約 2/3 を占め 2.5割～3.4割のものが次に多い．

表—4 直高と天端幅との相関表

直高(m) ＼ 天端幅(m)	～4.0	～4.5	～5.0	～5.5	～6.0	～6.5	～7.0	～7.5	～8.0	～8.5	～9.0	9.0～	合計
～3.5	74	8	30	26	40	2	20	5	3	1	4	—	213
～4.0	18	2	27	14	17	2	12	1	2	—	3	—	98
～4.5	12	—	14	9	19	1	18	6	1	—	2	1	83
～5.0	6	—	9	7	14	3	6	2	2	—	2	—	51
～5.5	8	—	8	6	14	1	16	6	3	—	1	2	65
～6.0	7	1	6	2	9	1	4	1	3	—	1	3	38
～6.5	1	—	3	5	5	—	8	4	—	—	1	2	29
～7.0	1	1	5	3	1	1	4	7	—	—	1	—	24
7.0～	2	—	3	3	7	—	8	8	—	—	—	2	33
合　計	129	12	105	75	126	11	96	40	14	1	15	10	634

表—5　直高と堤防敷との相関表

直高(m) ＼ 堤防敷(m)	～20	～25	～30	～35	～40	～45	～50	50～	合計
～3.5	136	60	13	3	—	—	—	1	213
～4.0	14	46	22	5	9	2	—	—	98
～4.5	4	33	24	12	9	—	1	—	83
～5.0	1	4	19	18	4	4	1	—	51
～5.5	1	3	13	15	11	18	2	2	65
～6.0	—	—	8	15	3	6	—	1	38
～6.5	—	—	—	5	15	4	5	—	29
～7.0	—	—	1	1	8	8	3	3	24
7.0～	—	—	1	—	3	1	16	12	33
合　計	256	146	101	74	67	43	28	19	634

表—6　直高と断面積との相関表

直高(m) ＼ 断面積(m_2)	～40	～60	～80	～100	～120	120～	合計
～3.5	111	90	9	2	1	—	213
～4.0	9	57	24	6	2	—	98
～4.5	2	18	50	11	—	2	83
～5.0	1	4	12	27	6	1	51
～5.5	—	1	4	15	24	21	65
～6.0	—	—	—	7	15	16	38
～6.5	—	—	—	1	2	26	29
～7.0	—	—	—	—	—	24	24
7.0～	—	—	—	—	—	33	23
合　計	123	170	99	69	50	123	634

（2）裏法勾配（表—3）

裏法勾配は全堤防数の約 1/3 が 2.0 割あるいは 2.0 割以下で占められており 2.5 割から 3.4 割までのものが全堤防数の約 1/2 程を占めている．一般に堤防の裏法勾配は表法勾配よりも緩かであることが認められる．これは堤防に起る透水現象に対し裏法の安定を保つために小段，犬走り等が堤防の裏側につくられることが多いためであると思われる．

（3）天端幅（表—4）

天端幅は堤防の安定を保つため十分な幅をもたなければならない．表—4 より見れば全堤防の20%程は 4 m 以下の天端で占められ 5.0m，6.0m，7.0m の天端は 17%，20%，15% となつている．10m 以上の堤防も 9%程あるがこれは大きな断面を必要とする主要な堤防に用いられているものである．

（4）堤防敷（表—5）

堤防敷はその直高，天端幅及び法勾配より必然的きまるものでその大半は 20m から 45m の間に存在する．これらを土質別に見るとローム，砂質で造られた堤防は 50m をしばしば超える大きな断面をもつものがある．又砂礫で造られた堤防の多くは 30m 以内のむしろ狭い堤防敷である．

（5）断面積（表—6）

断面積もまた堤防敷と同様に直高，天端幅及び法勾配よりきまる．断面積の多くは $60m^2$ を中心にして上下に点在している．

（6）直　　高

直高は 3.5m までのものが全堤防数の約 1/3 を占め直高が増すにつれて堤防数は減少している．

〔2〕直高と表法・裏法勾配，天端幅，堤防敷並びに断面積との関係方程式

直高と表法・裏法勾配，天端幅との間に直線的すなわち一次的な関係が存在するものと仮定すれば，一般に

次式の成立が期待せられる．今直高をH，表法・裏法勾配，天端幅をそれぞれ n_1，n_2，Bで表わせば

表　法；$n_1=a_1+b_1H$

裏　法；$n_2=a_2+b_2H$

天端幅；$B=a_3+b_3H$

である．但し a_1，b_1，a_2，b_2，a_3，b_3 は常数，従つて上式に基づき集録された資料 634 堤につき最小自乗法を適用し各常数を求めれば次の通通りである．

表法：—　$\Sigma n_1=1482.51$，$\Sigma H=2776.99$

$\Sigma(n_1H)=6749.286$，$\Sigma H^2=13722.938$

$$\begin{cases}\Sigma n_1=\Sigma a_1+\Sigma(b_1\cdot H)\\ \Sigma(n_1H)=\Sigma(a_1\cdot H)+\Sigma(b_1\cdot H_2)\end{cases}$$

上式に数値を代入すれば

$$\begin{cases}1482.51=634a_1+2776.99b_1\\ 6749.286=2776.99a_1+13722.938b_1\end{cases}$$

両式より a_1 及び b_1 を求めれば

$a_1=1.62$

$b_1=0.164$

$\therefore\ n_1=1.62+0.164H$

裏法：—　$\Sigma n_2=1647.24$，$\Sigma(n_2\cdot H)=7420.948$

表法と同様にすれば

$$\begin{cases}1647.24=634a_2+2776.99b_2\\ 7420.948=2776.99a_2+13722.938b_2\end{cases}$$

両式より a_2 および b_2 を求めれば

$a_2=2.02$

$b_2=0.132$

$\therefore\ n_2=2.02+0.132H$

天端幅：—　$\Sigma B=3573.44$，$\Sigma(B_1H^2)=16680.339$

表法と同様にすれば

$$\begin{cases}3573.54=634a_3+2776.99b_3\\ 76680.399=2776.99a_3=13722.938b_3\end{cases}$$

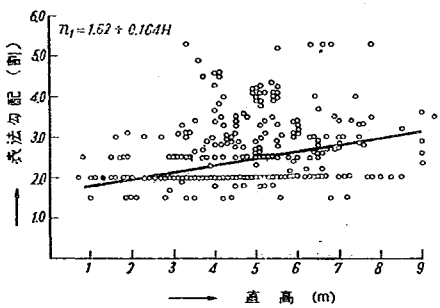
両式より a_3 及び b_3 を求めれば

$a_3=2.75$

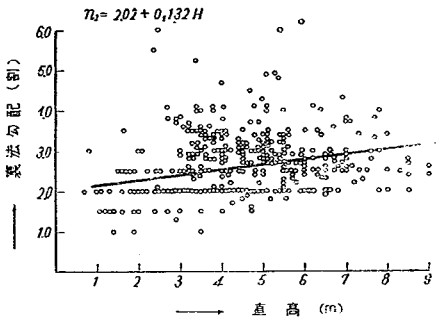
$b_3=0.659$

$$\therefore \quad B=2.75+0.659H$$

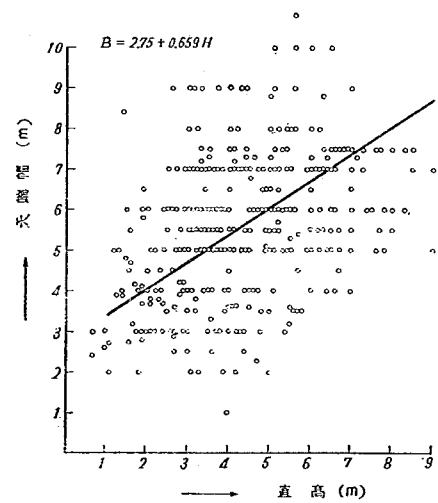
次に直高と堤防敷，断面積との関係方程式を上述の如き方法すなわち一次式より求めてみたが結果は良好でなかつた．これはむしろ n_1, n_2, B にも関係する H の高次式として表わした方が適当であることが考えられる．



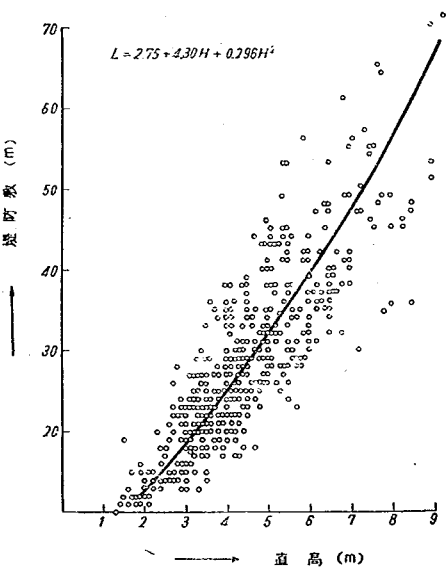
図—2　直高と表法勾配との関係



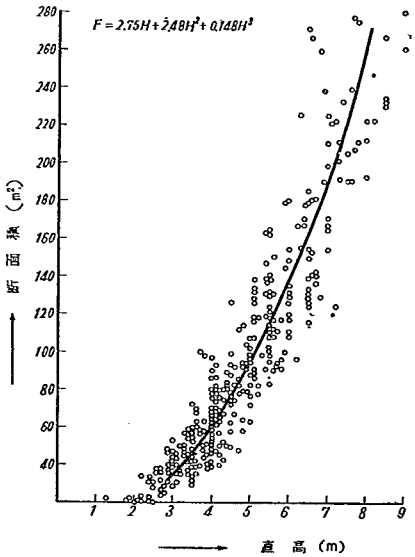
図—3　直高と裏法勾配との関係



図—4　直高と天端幅との関係



図—5　直高と堤防敷との関係



図—6　直高と断面積との関係

よつて堤防敷，断面積をそれぞれL，Fとすれば次式が導かれる．

堤防敷：—　$L=B+(n_1+n_2)H$

上式において，前に求めたn_1，n_2及びBの値を代入すれば

$$L=2.75+0.659H$$
$$+(1.62+0.164H+2.02+0.132H)H$$
$$=2.75+4.30H+0.296H^2$$

断面積：—　$F=BH+\frac{1}{2}(n_1+n_2)H^2$

堤防敷と同様にすれば

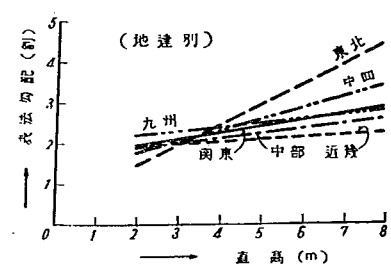
$$F=(2.75+0.659H)H$$
$$+\frac{1}{2}(1.62+0.164H+2.02+0.132H)H^2$$
$$=2.75H+2.48H^2+0.148H^3$$

これら関係方程式を図表で示せば図—2～6の通りでかなり一致したものが求められた．

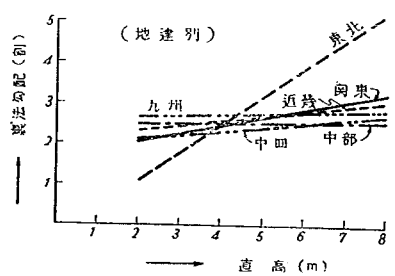
以上は全堤防についてであるが，これらを地建別及び土質別について行えば次の通りである．

（1）地　建　別

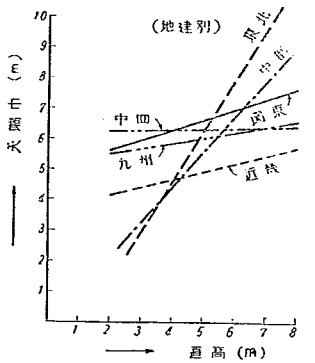
全堤防 634 堤中，関東地建 117 堤，東北地建 96 堤，中部地建 179 堤，近畿地建 72 堤，中国四国地建 83 堤，九州地建 87 堤についてそれぞれの関係方程式を上述で求めたと同様な方法により求め図示すれば図—7～11の通りである．図—7は直高と表法勾配との関係を示す．これら直線は各地建共同様な傾斜であるが，東北，中四はやや急であり，近畿は緩かである．東北，中四は直高が大になるにつれて法勾配が急激に増す傾向にあり，近畿の堤防は 2.0 割あるいは 2.0 割以下のものが全体の 80％程を占めていることにあると思われる．直高と裏法との関係（図—8）は表法勾配と同様な傾向を示しているが，ここにおいても東北は急な直線である．直高と天端幅との関係は図—9に示す．これら直線は関東，中四，九州，近畿と一般に傾斜



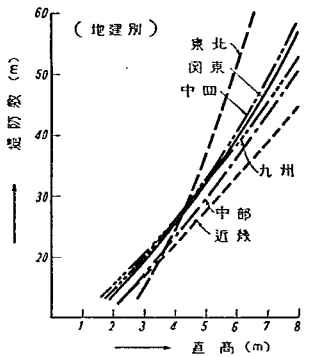
図—7　直高と表法勾配との関係



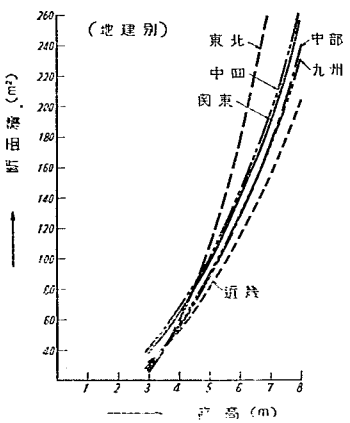
図—8　直高と裏法勾配との関係



図—9　直高と天端巾との関係



図—10　直高と堤防数との関係

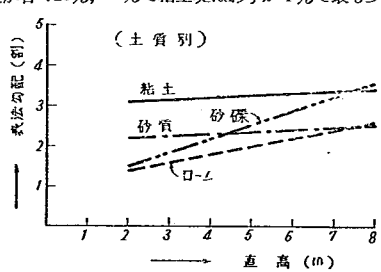


図—11　直高と断面積との関係

がゆるく，中部，東北は急である．近畿は前者の中でも天端幅が一般に小さい．これは直高が一般に低いものが多いことにも関係がある．堤防数，断面積は，前述した如く直高との関係ばかりでなく表法・裏法勾配，天端との関係が綜合的に組合わされたもので，これらの関係は図—10，11に示す通りである．

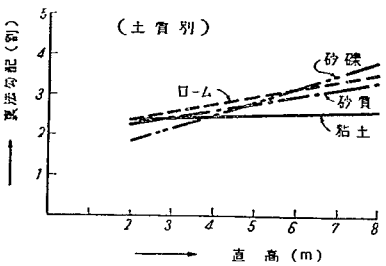
（2）土　質　別

土質別については各地建より集録された資料の土質名称がまちまちで分類に難があつたが大別して粘土（粘土，粘土質ローム等），ローム（ローム，砂質粘土，真土，山土等），砂質（粗砂，砂，ローム混り砂等），砂礫（礫，玉石，砂混り礫等）の4種に分類した．これら土質別の割合は粘土32堤，ローム295堤，砂質150堤，砂礫166堤で一般にローム堤が，多く47%，ついで砂礫堤，砂質堤が各々26%，23%で粘土堤はわずか4%で最も少ない．粘土堤，ローム堤，砂質堤及び砂礫堤の関係方程式を求め図示すれば図—12～16の通りである．図—12は直高と表法勾配との関係を示す．これら直線は粘土が最もゆるく，砂質，砂礫並びにロームの順にきつくなつている．図—13は直高と裏法勾配との関係を示す．これらの直線も表法勾配と同様な傾向で一般に表法勾配は裏法勾配よりも急な勾配である．直高と天端幅との関係は図—13に示す．直線の傾向はローム，砂質，砂礫，粘土の順にきつく

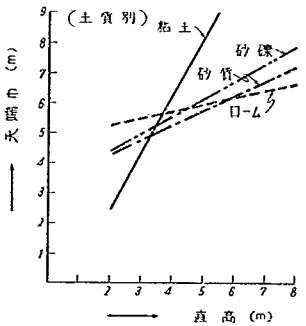


図—12　直高と表法勾配との関係

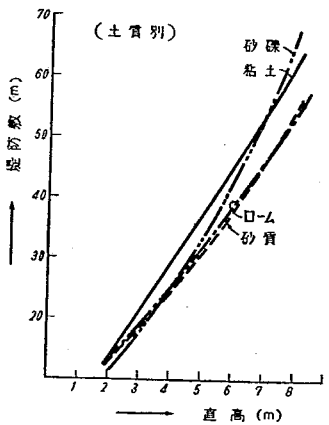
なつている．そしてこれらの線は天端幅 4m から 6m の間に存在している様に思われる．図—14，15 は直高と堤防敷及び断面積との関係を示す．



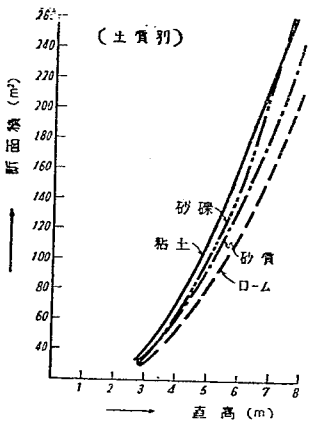
図—13　直高と裏法勾配との関係



図—14　直高と天端幅との関係



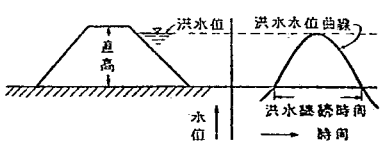
図—15　直高と堤防敷との関係



図—16　直高と断面積との関係

IV　洪水継続時間と土質及び直高との関係

ついで堤防基準断面決定に際して法勾配，天端幅，堤防敷，並びに断面積の他に洪水継続時間も主な要素となるため，ここに洪水継続時間と土質及び直高との関係を求めた．



図—17

ここに用いられている洪水及び洪水継続時間は，昭和20年より昭和24年までに起つた台風によるものであり，洪水継続時間は図—17に示す如く洪水水位曲線より

求めた.

〔1〕 洪水継続時間と土質との関係

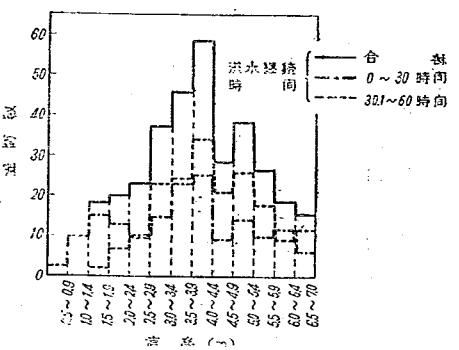
表—7　土質と洪水継続時間との種類別による堤防数

洪水時間(時) / 工質	0～30	30～60	60～90	90～	合計
粘土	9	14	0	0	23
ローム	113	133	36	12	294
砂質	43	83	14	0	140
砂礫	115	41	4	0	160
合計	280	271	54	12	617

表—7は土質と洪水継続時間を0～30時間，30時間～60時間，60～90時間，90時間以上とに分けた堤防数を示す．この表より明らかなる如く全堤防の90%強は太い実線で示す枠の中に包括されている．洪水継続時間は30時間以下のものと30時間～60時間までのものが多く各々45%ずつを占め60時間以上のものは全体の10%程である．

〔2〕 洪水継続時間と直高との関係

図—18は，堤防の直高と洪水継続時間との関係を示す．図に見られる如く堤防直高 3.0m から 5.4m までのものがもつと多く山の形をなしている．直高 3m までは30時間のものが一般に 30 時間～60時間より多かつたのであるが 3m 以上となればその逆に30時間～60時間のものが多くなつている．



図—18　直高と洪水継続時間との関係

〔3〕 被害状況

本調査に報告されていた昭和20年から昭和24年までの台風による洪水被害状況を参考までに下記に示す.

堤防崩壊	14ヶ所
護岸崩壊	15ヶ所
法面洗堀	15ヶ所
法面崩壊	15ヶ所

V 結　び

以上述べられた結果を要約すれば

1) 相関表より直高，表法・裏法勾配，天端幅，堤防敷及び断面積等の各階級間の散布の度合を知ることができた．すなわち表法勾配は一般に 2.0 割までの勾配のものが多く，裏法勾配は 2.5 割から 3.4 割の勾配のものが多い．天端幅は 4m まで，5m，6m，7m のものが約 20 %から 15 %の間に殆んど平均に存在していた．堤防敷はその大半が 20m から 45m の間に存在し，断面積は 60m² を中心にして上下に点存していた．

2) 直高と表法・裏法勾配，天端幅，堤防敷及び断面積との間に一次式あるいは高次式の関係式を求めてみたがかなり一致したものを見い出すことができた．更にこれらを地建別，土質別について求め，それら地建，土質に特有な傾向があることが認められた．

3) 洪水時間と土質及び直高との関係を求めたが，これらより明らかなる如く本邦の堤防はローム，砂礫，砂質で殆んど占められており，一般に洪水時間の小さい急流部においては砂礫堤が多く，洪水時間の長い緩流部にあつてはローム堤，砂質堤が比較的多い事である．

以上求められたこれら諸元は設計に対し堤防の基準断面を決定するに参考資料となるものと思われる．

参考までに各地建別，土質別の平均標準断面（各直高，表法・裏法勾配，天端幅の相加平均より決定）を示すと表—8の通りである．

表—8 平均標準断面表

	直高 (m)	表法勾配 (割)	裏法勾配 (割)	天端幅 (m)	堤防敷 (m)	断面積 (m_2)
関東地建	4.6	2.3	2.6	6.5	29.04	81.74
東北 〃	4.2	2.5	2.6	4.8	26.22	65.14
中部 〃	4.9	2.3	2.6	5.6	28.91	60.05
近畿 〃	3.0	1.9	2.2	4.4	16.70	36.65
中四 〃	4.9	2.6	2.7	6.3	32.27	94.50
九州 〃	3.8	2.4	2.7	5.9	25.28	59.24
粘土	3.5	2.3	2.4	5.1	21.55	46.64
ローム	4.6	2.5	2.8	5.9	30.28	83.21
砂質	5.0	2.3	2.6	5.7	30.20	89.75
砂礫	3.6	2.0	2.4	5.3	21.14	47.59

酸性河川の水質に関する調査研究 (1)

―― 田沢湖の酸性化について ――

建設技官　有　泉　　昌
建設技官　牧　　隆　正

(昭和 28 年 9 月)

目　　次

I　緒　　言……(1)
II　調査試験方法……(2)
III　測定結果及びその検討……(3)
IV　結　　言……(19)

I　緒　　言

田沢湖は表面積 26.4km², 流域面積 22.4km², 深さ 425m の陥没湖であり，玉川及び先達川を導入して貯水池として使用し主として渇水期の発電に利用されている．生保内発電所の出力は 31,500KW である．玉川の總流量は約 6.2×10^8m³/年，先達川の總流量は約 1.8×10^8m³/年 であり，それらの約 94 %が田沢湖に導入される．玉川は本邦有数の塩酸酸性河川であり，昭和 15 年 1 月田沢湖に導入されて以来膨大な塩酸量が田沢湖に注入され，その間時々除酸工事が実施されたのであるが，田沢湖の酸性化は進行してきたのである．田沢湖酸性化の状況については現東北電力会社の公表されない資料がある外は詳細な測定が行われていない現状である．なお玉川導入前の田沢湖，及び玉川の毒水問題については藤口[1)]の報告がある．

土木研究所では玉川に建設を予定される鎧畑堰堤の利水効果と関連して田沢湖，玉川酸性化の現状及び将来どの程度まで酸性化が進行するかを推定し，貯水池に河川水が流入する場合の水理を水質化学的に検討する資料を得る目的で東北地方建設局の依頼により化学的調査を実施した．

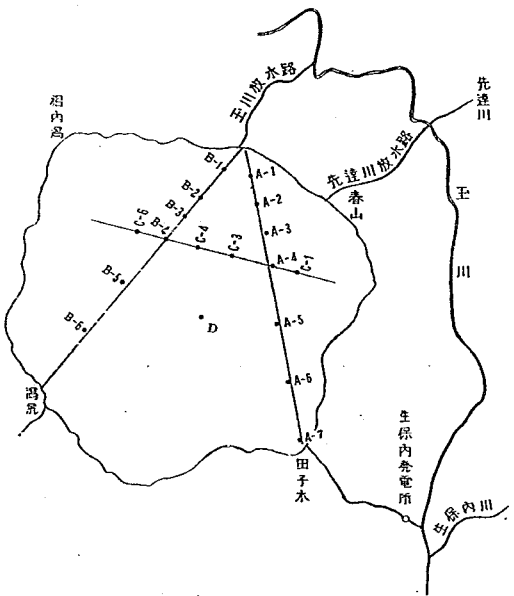
本調査は湖沼学で云うところの夏季停滞季である昭和27年 8 月 12日～15日 に亘つて主として実施されたが，一部は循環季である 昭和27年12月10日～13日及び昭和28年10月 6 日にも実施した．この結果は冬季停滞季，春季循環季の測定結果を得て充分検討されるべきだが，上記三回の測定でもある程度目的を達したと思われるので報告することとする．なお第一回及び第三回調査時は除酸工事が実施されていない場合であるが，第二回調査時は除酸が行われており，両調査結果の比較検討には好ましい条件ではない．

なお玉川の水質については第二報に述べる．

1) 文献は最後の頁に一括に記載する

II 調査試験方法

図—1は測点の位置を示し第一回調査時には，玉川導水路の田沢湖への入口と発電所取水口のある田子木を結ぶA線上に 500m 毎に A—1～A—4 の4点及び 1,000m 毎に A—5～A—7 の7点を選び，潟尻川流出口とを結ぶB線上に500m毎に B—1～B—4 の4点及び1,000m毎に B—5～B—6 の6点を選ぶ．外に A—4, B—4 点を結ぶC線上に C—1, C—3, C—4, C—6 の4点を選ぶ． C—1 より順次各測点までの距離はそれぞれ 450m, 650m, 550m, 600m, 500m である．第二回調査に当つては A—2, A—4, A—5, A—6 の4点とした．この外第三回調査では湖心部Dについて観測した．



図—1 田沢湖観測点

測点の位置は舟上より三角測量により決定し，測定中舟の位置の変動はその度ごとに修正したが，恐らく 50m 程度の定位置よりの偏りは避けられなかつたと思われる．採水水層は 5m, 10m, 15m, 20m, 25m, 30m, 40m, 50m, 75m, 100m 層及び表面層であり，第二回調査では 10m, 20m, 30m, 40m 50m, 75m, 100m, 125m, 150m, 175m, 200m 層であり， D点では 25m, 50m, 100m, 150m, 200m, 250m, 300m, 375m 層である．

採水器はエックマン式採水器を使用し，温度は顛倒式温度計による．試水は採水直後アンチモン電極法により pH を測定し， A線上の試水についてはフェノールフタレン酸度 (P.P 酸度)， メチルオレンジアルカリ度 (M.O アルカリ度) 及び塩素も同時に測定する．

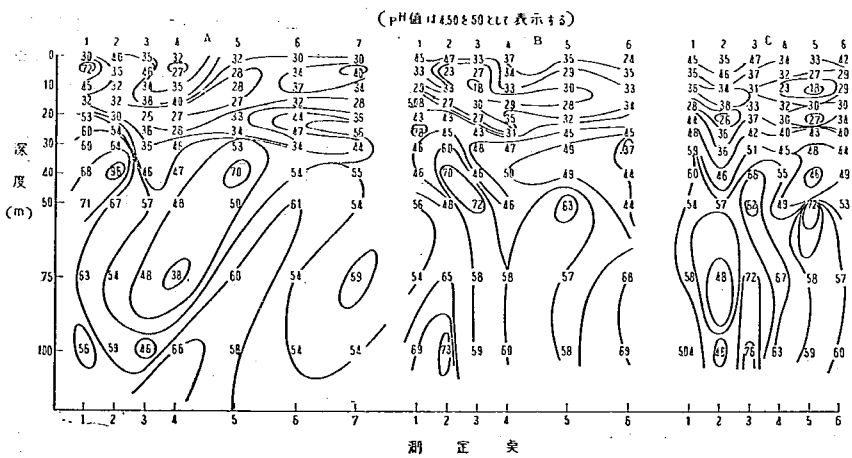
D点の試水，玉川導入水及び先達川導入水についてはアルカリ度，Cl, SO_4, Ca, Mg, SiO_2, $R_2O_3(Al_2O_3+Fe_2O_3)$ 及び溶存酸素を測定した．分析法は三宅[2]の著書に記述された方法であり，酸度及びアルカリ度は当量$(eq)/L$で表示し，その他の成分は mg/L で示す．

pH は 25°C の値に換算しているが小数点以下二桁の数値は正確な値ではなく比較の場合に意味があるとされる．pH 計は緩衝液を使用して時々検定した．

III 測定結果及びその検討

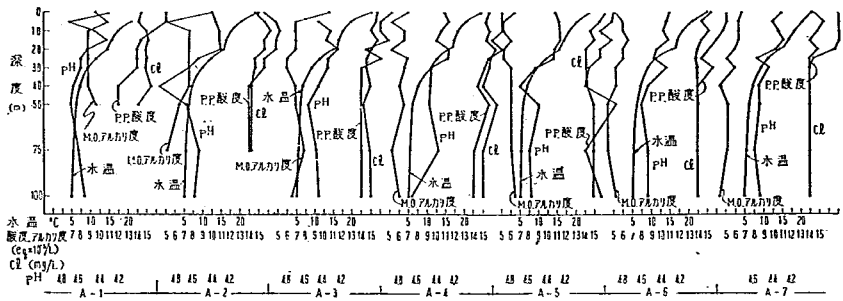
測定結果より田沢湖の pH，化学組成，水温等について検討を加え，玉川毒水の湖中への流入状態，流去状態，混合状態及び成層等について考え，玉川が田沢湖の水質に及ぼした影響，及び源泉除酸工事が実施されずに玉川毒水の流入がつづくと考えた場合，田沢湖の将来の酸性化進行について言及する．

(1) pH は利水の点では重要な数値である．特に玉川毒水は玉川下流白岩村で稲作の収量を約 20 %減少させたとされ，その被害既耕地は 2,500 町歩に及ぶとされる．酸性灌漑用水は水田土壌の土壌コロイドを凝固させ，透水性を増大させ，水田水温を低下させて稲の生育を防害するとされている．稲作には pH 5 で有害とされ，魚類は普通 pH 5 までは活動しうるとされている．勿論水道用水または工業用水としても酸性水質は不適である．なお河水の pH は河川構造物の金属材料またはコンクリート等の耐久性と密接な関係を持ち，骨材の変質にも著るしい影響を及ぼす．



図—2　A. B. C 線垂直断面の等 pH 線　　(昭和27. 8. 12—15)

(2) 田沢湖の A, B, C 断面の等 pH 線を図—2 に示し，水温及び化学組成等の関係を図—3, 4, 5 に示す．玉川水の性格を示す酸性度によつて玉川水に標式を付することが可能である．夏季の第一回調査では流入玉川水の pH は 3.40 であり，図—2 で明らかの様に少なくも夏季には玉川水は田沢湖の 15～25m 層を主として流去しており，特に A—3, 4 及び B—3, 4 の様な流入口より 1,500～2,000m の地点では 40m～50m 層まで玉川水が侵入している．田沢湖水は現在では 表—1 に示す様に溶解物質量も多くなり，玉川水とは同温度における比重差は殆んど認められないので，玉川水の流入深度は主として水温に支配されると考えられ，本調査時には玉川水温は 20°C であつた．湖水温 20°C の層は約 5m であるので玉川水はやや深い層に流入しているこ

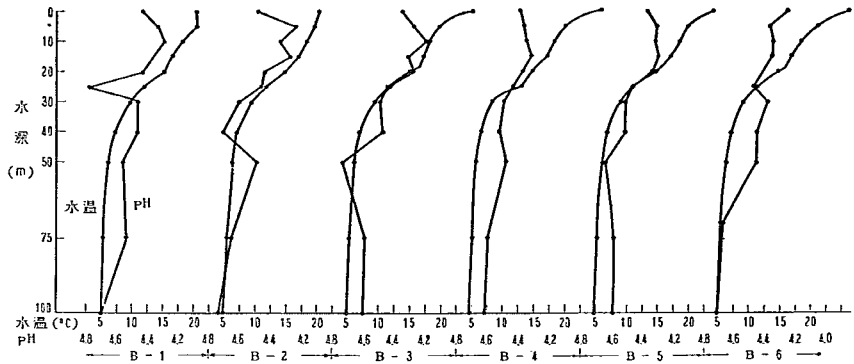


図—3 A断面の pH，水温および酸度，アルカリ度，塩素含量

とになる．湖水温の垂直分布を見ると約20mの所に水温躍層があり，この部分を玉川水が流れることは吉村[3)]の猪苗代湖等の観測結果と一致している．

表—1 田沢湖試水（最深

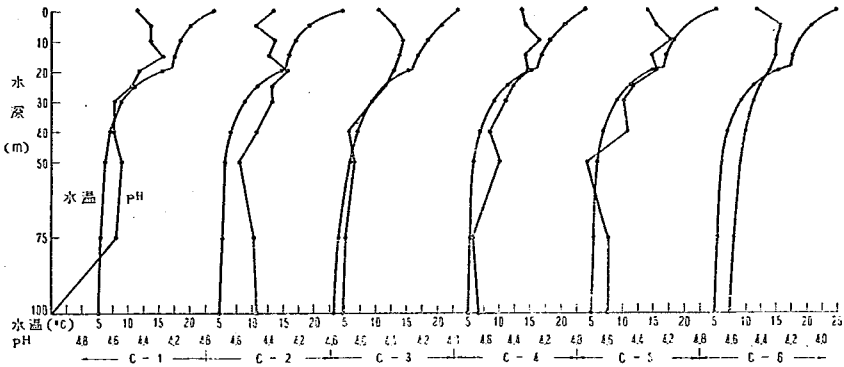
番号	深度 m	Ca mg/L	Mg mg/L	R_2O_3 mg/L	SO_4 mg/L	S_2O_2 mg/L	Cl mg/L	M.O. アルカリ度 eq×10⁻⁵/L
1	5	—	—	—	14.4	—	14.9	7
2	25	—	—	—	13.6	—	14.1	9
3	50	—	—	—	13.2	—	13.8	8
4	75	—	—	—	16.0	—	13.3	8
5	100	—	—	—	13.6	—	13.6	9
6	150	—	—	—	19.3	—	14.7	7
7	200	—	—	—	16.5	—	13.9	5
				Fe Al				
8	10	5.2	2.5	0.16 2.0	16.4	12.4	13.4	5
9	30	5.8	2.6	0.10 1.5	20.2	18.5	14.2	5
10	50	5.3	2.5	0.04 2.1	22.0	4.5	13.7	4
11	75	4.2	2.4	0.06 1.9	13.8	4.0	13.1	4
12	100	4.4	3.8	0.06 1.7	13.2	4.0	13.4	4
13	125	4.5	2.3	0.14 2.2	14.2	6.0	13.6	4
14	150	5.2	4.4	0.08 2.9	14.8	8.4	13.3	5
15	175	4.0	3.2	0.09 2.1	13.6	5.6	13.3	4
16	200	4.4	3.0	0.06 1.9	13.4	3.6	13.7	5
17	0	5.0	3.0	5.3	16.1	4.0	13.3	4
18	25	4.3	2.6	3.3	16.1	3.8	12.9	4
19	50	3.8	2.2	3.8	14.0	2.0	12.5	6
20	100	3.8	1.9	2.5	14.8	3.3	12.5	10
21	150	4.0	1.8	2.5	15.6	3.3	14.0	4
22	200	4.1	2.3	2.3	14.0	2.8	14.0	4
23	250	3.8	1.9	2.3	13.6	4.3	10.6	4
24	300	3.9	1.7	1.8	15.2	1.8	11.8	4
25	375	4.1	2.0	2.0	12.8	3.0	14.4	4
26	300	1.29	0.22	0.6	9.51	0.30	4.98	$\left(\frac{CO_3}{4.31}\text{ mg/L}\right)$
27	玉川	7.0	5.5	10.0	22.6	5.5	24.1	—
28	先達川	17.5	5.2	10.5	44.9	16.0	—	28
29	玉川	—	—	—	—	—	28.1	5.6
30	先達川	—	—	—	—	—	7.2	30
31	玉川	9.0	3.6	11.0	25.5	7.8	42.5	$\left(\frac{\text{M.O 酸度}}{40\times10^{-5}}\right)$
32	先達川	16.9	4.3	2.0	68.7	18.4	9.0	52



図—4　B断面の pH と水温

部　D　点，A—6点）の　組　成

P.P 酸　度 eq×10⁻⁵/L	O_2 c.c/L	pH	水温 °C	備　　考
15	—	—	21.0	(1)～(7)
13	—	—	11.7	昭和27年8月14日（晴天，無風）に最深部
12	—	4.4_6	6.4	D点にて採水
12	—	4.4_9	5.40	
13	—	4.4_8	5.10	
13	—	—	4.65	
11	—	4.4_6	4.55	
17	—	4.6_0	8.7	(8)～(16)
14	—	4.6_0	8.7	昭和27年12月12日採水，A—6 地点
14	—	4.7_5	6.2	昭和27年11月1日より28年3月まで除毒工
12	—	4.8_0	5.4	事が実施される．
14	—	4.7_5	5.1	
13	—	4.7_0	4.95	
12	—	4.6_0	4.9	
14	—	4.7_5	4.8	
12	—	4.7_5	4.7	
18	6.50	4.3_2	18.3	(17)～(25)
15	8.03	4.3_4	12.38	昭和28年10月7日（晴天，無風）に採水す
12	8.40	4.5_4	6.20	る．
21	8.48	5.2_0	5.16	最深部D点
12	8.58	4.5_2	4.78	昭和28年11月8日より除毒工事が実施され
12	8.36	4.5_4	4.62	た
12	8.25	4.5_8	4.52	
12	8.49	4.4_8	4.50	
16	6.45	4.5_2	4.48	
K 3.10 Na 1.90 PO_4 0.01	—	(アルカリ度 6.4)	(固形物量 20.8mg/L)	田中館がD点で大正15年7月9日採水
45.4	—	3.4_0	20.0	田沢湖への導入口，昭27.8.12
3	—	6.1_6	18.0	〃　〃
57	—	4.5_0	4.8	田沢湖への導入口，昭27.12.13
3	—	5.8_0	5.8	〃　〃
101	—	3.1	19.0	田沢湖への導入口，昭28.10.6 p.m 2
—	—	6.4	13.0	〃　〃



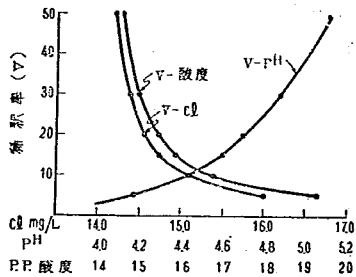
図—5　C断面の pH と水温

図—2 において A—1 5m 層及び A—2 40m 層に高 pH 水塊の存在が認められる．この水塊は深層水の上昇したものか，または先達川混入の影響を受けたものかは明らかではないが，先達川の影響を最も受けやすいと考えられる C—1 の 100m 層は pH 5.0 であること及びD点の測定値で解る様に 200m の深さでも pH は 4.5 であることより，秋季春季の循環季に先達川の影響を受けた水塊が 100m層より低い水層に部分的に存在し，玉川水の移動にともなつて深層より上昇し両水塊が A—2,3 の 20m～40m 層で接触すると考えることができる．A—1 5m 層の高 pH 水塊も同様に考えられ，この現象は昭和 15 年 5 月吉村[4]が玉川流入口附近で認めている．深層水の上昇は同様に発電所取水口に近い A—6,7の 40m～50m 層に認められる．春季，秋季の循環季に混合が行われ，玉川及び先達川の影響を強くうけた水塊が各所に存在することは A—4 75m 層，A—3 100m 層の低 pH 水塊，A—5 40m 層の高 pH 水塊の存在でも支持される．この現象はB断面，C断面においても認められる．後述する水温との関係からも支持されると考えられる．

(3)　上に述べた様に田沢湖では夏季停滞季に玉川水は 15～25m 層を相当広い幅で流れており，これにともない深層水の上昇対流が徐々に行われて混合が続くのであるが，循環季に生成された pH または水温を異にする水塊も存在し，均一な混合が完全には行われていないことが示される．しかし 200m，150m の深層でも pH は 4.5～4.7 であり，玉川導入前の pH 6.5 に比較すれば甚だしく酸性化が進行していることが明らかである．すなわち田沢湖では 1 年を通じて玉川の流量の少ない従つて酸性の強い水が，夏季に比較的表層を多く流れ，循環季には均一にはならないが少なくとも 200m 層に及ぶ程の大規模の混合が行われていると判断され，一測定の例ではあるが，その深度は 375m にも及んでいる．さらに酸性河川である玉川と，比較的に緩衝能を持つ先達川とは田沢湖水とよく混合する．

また吉村[4]は玉川流入口より数mの近辺においても玉川河水は急速に田沢湖水と混合することを認めておるが．その混合の程度にはふれていない．玉川水が田沢湖の深層水で稀釈混合される割合を稀釈率で表わし，玉川水は無機強酸で完全解離するとし，また深層水の塩素含量を 14mg/L，P.P 酸度を $14.0\times10^{-5}eq/L$，玉川水についてそれぞれ 26mg/L，$45.2\times10^{-5}eq/L$ とすれば稀釈率と塩素含量，P.P 酸度，pH との関係は 図—6 に

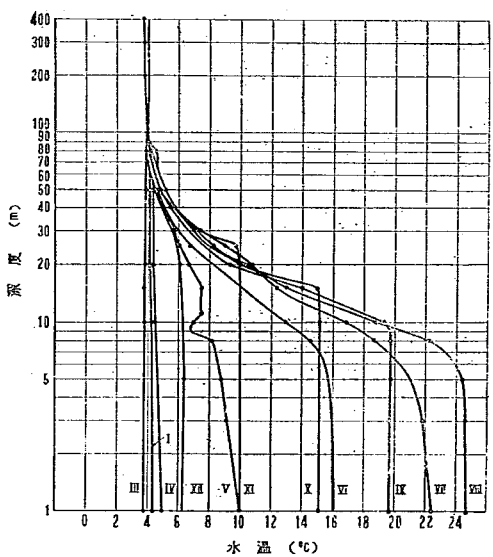
示す様になる．すなわち玉川水の濃度が時間と共に変化し湖中での流速が小さく，さらに拡散作用も認められるので，稀釈率と pH等との関係は必ずしも正確な関連性を示さないと考えられるのであるが，少なくとも約 30m までの表面層では実測酸度，pH，塩素濃度より算出した稀釈率はそれぞれ近似した値を示し，その範囲は 5～20 程度と考えることができる．湖中における玉川水の流速は稀釈率を 10，玉川流量を 20m³/秒 とし，厚さ 20m の層状に幅 400m で流れるとすれば，夏期においては約 200m/日，6,000m/月 の速度で玉川水は湖中を流去することとなる．



図—6　稀釈率(V)とpH, Cl 含量, P.P. 酸度

(4)　湖水の水温は気象条件，地形または流入河水の水温等により支配され，季節的に水温分布が異なることは湖沼学の重要な研究対象となつており，種々の湖沼についてその資料がある程度集積されている．

土木工学の分野においては，堰堤貯水池の水温成層が灌漑用水の取水口の位置及び構造と関連することに注意せねばならない．田沢湖の水温については秋田県水産試験所[5]の報告によれば，大正15年より昭和8年の間に毎月 26 日の標準水温が測定されている．その測定値を図—7(A)に示す．同時に吉村[6]が昭和12年8月に測定した値及び著者等が昭和27年8月 12 日にD点で測定した値も 図—7(B)に示す．外に田沢湖の水温については大橋[7]，吉村[15]の研究がある．

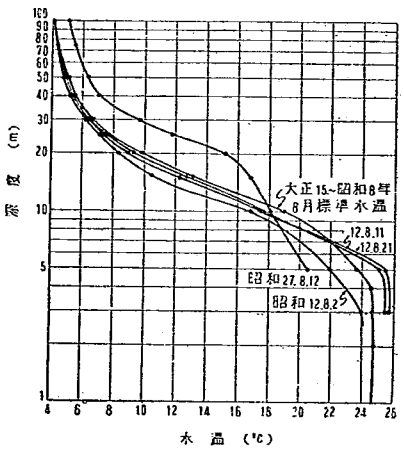


図—7 (A)　田沢湖標準水温(毎月26日)大正15年～昭和8年

図—7 によれば田沢湖の水温は 1 月は80m まで 4.0～4.4°C であるが 80m 以深では 4°C 以下となり，2 月には全層に亘つて 4°C 以下となる．3 月に至つて水温はやや上昇するが同様に 4°C 以下を示す．4 月には水温は表面より上昇し始めるが未だ 5°C に達することはなく，5 月には温度分布は不規則となる．6～9月は表面より水温は上昇し続け，10 月以降は表面層より徐々に冷却する．9，10，11 月には水温躍層を明確に認める．玉川導入前の田沢湖は 図—7(A)で認められる様に温帯湖に属し，例えば 3 月の様に水温成層は逆列であり，冬季停滞季及び春季全循環季を有していたと云うことができる．しかし玉川導入後田沢湖の水理と密接な関係のある温度分布が如何に変化したかを知る信頼す

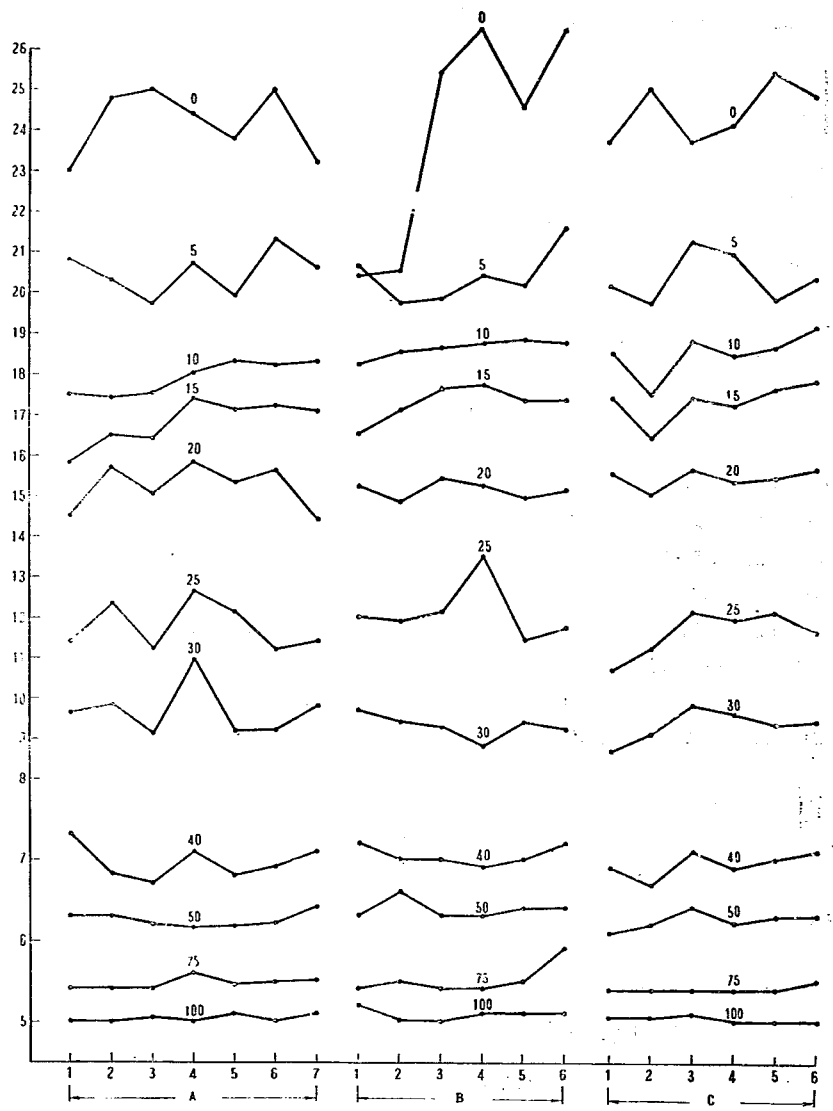
べき資料がない．

図—7(B) で昭和27年8月12日の観測値を前記昭和12年及び大正15年～昭和8年の観測値と比較することができる．すなわち玉川導入前の観測値は余り大差のない傾向を示しているが，玉川導入後は20m以深の水層温度が著るしく上昇したことを知ることができる．100m 層でも水の最大密度を与える 4°C には達していないし，200m でも 4.55°C であり，150～200m 間で 0.002°C/m の温度傾度を示す．もしこの温度傾度が 400m 層まで同じ値とすれば 400m 層の水温は 4.15°C となる．水の最大密度は水圧により変化し 400m では 3.51°C とされ，田沢湖は 400m でも他の深い湖と同様に大体計算値に近い深層水温を示していた．なお昭和27年12月12日及び昭和28年10月7日の観測結果からも田沢湖の水温上昇を知ることができる．田沢湖の深層水温の上昇は，湖沼水循環の様相が玉川導入前と現在では相当異なつてきたことを示す重要な資料である．田沢湖は玉川導入後は温帯湖よりむしろ熱帯湖に近く，逆列水温成層は示さないと推定されるが，第2回の調査である程度この推定の正しいことを認め得た．玉川の田沢湖中を流去する深さは玉川導入前に予想された深度よりは，夏期には約 10m は深いこととなり，用水取水口の位置等についても再考を要する点もある．玉川導入に当り湖水は混合，流動，渦流のために水温は上昇するものと予想されてはいたが，この水温上昇の機構については現在の観測資料だけでは説明することができない．

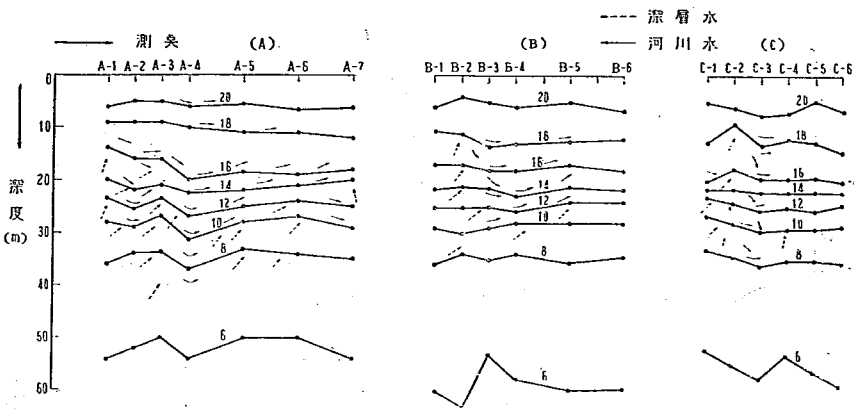


図—7 (B)　田沢湖水温の比較（8月）

昭和27年8月における田沢湖水温の観測結果によれば各地点において 20～30m 層に水温躍層があることが明瞭である．田沢湖は玉川導入前には 5～10m に水温躍層を持つていたことを考えれば，田沢湖の水理が大部変化したことが知られる．田沢湖の各深度層の水温は 図—8 にまた等水温線を 図—9 に示す．図—8 に見られる様に同一深度の水温は相当の差があり，このことは玉川 (20°C) 及び先達川 (18°C) の導入沈下と密接に関連し，水温の高い水塊は導入河川の影響を受けていると考えられ，水温の低い水塊はより深層水の影響を受けていると考えられる．図—9 の水温等温線を上記の様な考え方で解釈すれば，田沢湖中での深層水と導入河川水との流向を推定することが可能となる．この流向と等 pH 線とを同時に比較すれば，玉川水の混合状態を推知することができる．例えば A—2 点の 40m 層には深層水である冷水塊があり，玉川水の流れに伴ない上昇し，A—2，A—3 の 20～40m 層で混合している．また玉川水と見られる温水塊は A—4 の 40～50 m層まで侵入しており，一部の温水塊を A—4 の 75m層に残す．この温水塊は玉川水系である故に当然 pH は低いことが予期され実測値とも一致している．同様のことは A—3 の 100m 層にも認められる．A—5 の 25m 層，30m 層間には温冷両水塊の接触部があり，両者の温度差は 3°C に達し，A—3，A—4 の場合の 2°C，1.6°C



図—8　田沢湖の深度と水温



図—9　田沢湖の等温線

に比較して甚だしく大きい．また A—6 の 25m 層は冷水塊と関連することは，その上下の水層の温度からも十分推定することができる．

同様のことはB断面についても成立する．例えば 10m 層，15m 層を玉川水が B—1 より B—6 方向に流れ，20m 層では B—2，B—5 に深層水である冷水塊の上昇が認められ，25m 層ではB—4 が玉川水，B—5 が深層水であることを推定しうる．30m 層では B—4 まで深層水が達している．異なつた水層間の温度差からも 20～30m 層間に両水塊の混合帯のあることが判明する．また B—2 の 40m 層，B—3 の 50m 層に深層水が存在し，B—2 の 50m 層に玉川水が紛入していることも推定することができる．

図—9 には水温及び pH を考慮して田沢湖中の水の流向を推定した結果を示す．

(5) 湖沼においては温度以外に化学成分も成層するとされている．次に田沢湖の化学成分について考えてみる．

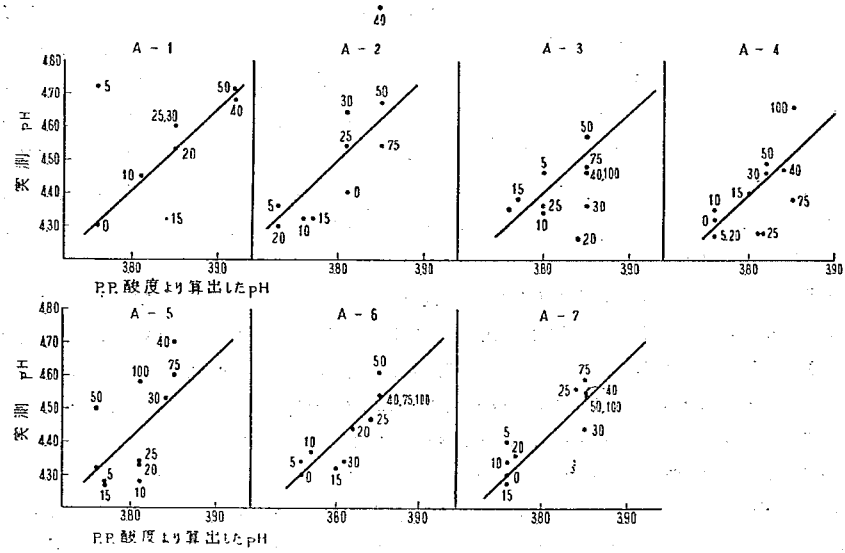
pH は測点の位置によつて相違はするが成層する傾向が認められ，15～20m層に pH の低い層があり 40m より深層では特に大きな変動は少ない様である．pH が垂直断面でクサビ状になり，しかもその位置が水温躍層の上層部にあることは，吉村[3]が酸性河川の流入する猪苗代湖，屈斜路湖で観測した結果と一致していることはすでに述べた．

一般に天然水の pH は遊離炭酸と重炭酸塩の濃度により規定され，それらの濃度をそれぞれ〔H_2CO_3〕，〔HCO_3^-〕とすれば pH は下式で表わされる．

$$pH = 6.52 + \log\frac{[HCO_3^-]}{[H_2CO_3]}$$

湖沼水における pH の成層については吉村[8]，宮地[9]及び菅原[10]等の報告があり，菅原は遊離炭酸，重炭酸塩の外に酸化還元性イオンが一つの要素であるとしているが，田沢湖の様な塩酸酸性湖の pH については上記の関係式は適用することができない．

P.P 酸度よりこの酸が全部塩酸として解離するものとして算出した pH と実測 pH の関係を図—10 に示す．この両者の pH 値には大体直線的関係を認めることができるが相当偏ったものもあり，測定 pH の方が常により大きい値を示している．このことは P.P 酸度として表示される数値は遊離塩酸以外に CO_2, SiO_3^{--}, Al^{+++}, Fe^{+++} 等の存在，またはそれに因く緩衝能に関連を有することを示す．同時に田沢湖水は酸に対して緩衝能



図—10 P.P 酸度より算出した pH と実測 pH の関係

を示さないとしてもアルカリに対しては大きな緩衝能を持つことを示し，一旦酸性化された田沢湖は中性湖になり難いことを示している．P.P. 酸度と測定 pH より算出した酸度との差は大体 $12\times10^{-5}eq/L$ 程度であり，この値が特に大きいものまたは小さいものは図—10 の直線関係より甚だしく偏った場合と一致する．

P.P. 酸度は深層の方が小さい傾向があり，10～20m 層が一般に大きく，30m 層以深では大体一定し $13\sim14\times10^{-5}eq/L$ であり成層している．ただ A—1 のみは $12\times10^{-5}eq/L$ で小さい傾向がある．P.P 酸度の変化は塩素の変化と同じ傾向を示し玉川水の性格を持つている．

M.O アルカリ度は何れも小さい値を示す．この値を重炭酸塩と仮定すれば M.O アルカリ度の大きいときは pH が大きくなる傾向を予測させるが，この傾向は A—1, 2, 3, 4 にやや認められるが A—5, 6, 7 ではむしろ反対の傾向を示す．CO_2 の定量は行つていないので $[HCO_3^-]/[H_2CO_3]$ の値を得ることはできない．従つて pH との関係を定量的に論ずることはできない．アルカリ度の垂直変化は余り大きくなく，A—1 から A—7 の方向に減少の傾向を示すことを認める．

塩素は酸化，還元，沈澱等の反応を受けないので玉川水の性格を最もよく表示し，表面に近い層では塩素の

含量高く，10～20m層が最も高濃度であり，P.P酸度の変化と同様に行動する．30m層以下では14～15mg/Lであり大体一定している．

田沢湖の水質については田中館[11]が大正15年7月9日に最深個所で300m層の試水について報告しており，その結果は昭和28年10月の同一個所の水質と共に表—1に示す．この結果より明らかである様に田沢湖の水質は玉川導入後には甚だしく変化している．玉川導入前の田沢湖は溶存物質量は甚だしく少なく，その当時に比較すれば現在の田沢湖は Cl は約2.5倍に，SO_4 は約1.6倍に，R_2O_3 は約5倍に，Mg は約14倍，Ca は約2.3倍となつている．増加率の小さい成分は玉川導入前の田沢湖水と玉川水の成分比が小さい場合であり，田沢湖の Ca/Mg が減少したことは玉川の Ca/Mg が特に小さいことに原因し，しかも玉川水の Ca/Mg より小さい値を与えることは先達川の Ca 濃度の高いことに起因する．SO_4 は増加率は小さいが増加した絶対量は大きく，先達川の高硫酸塩性もその原因の一つと考えられる．これら成分の垂直分布状況についてはそれぞれの相関関係を明瞭には認め難く，玉川及び先達川の影響または湖水流の状況が関係しているためと考えられ，今後の詳細な研究を必要とする．

玉川導入前の CO_3 は $4.31mg/L$ でありこれを重炭酸と見れば約 $7.2\times10^{-5}eq/L$ の M.O アルカリ度となる．従つて1Lの玉川水中の遊離の塩酸で重炭酸塩が分解され pH 4.0 に至るには，酸度 $45\times10^{-5}eq/L$（pH 3.40）の玉川水を約 0.21 L 要することになる．玉川導入前の田沢湖の平均アルカリ度を $7.2\times10^{-5}eq/L$ と考え，全容積を 10^{10} ton とし，玉川の田沢湖への流入量を 6.5×10^8 ton/年 とし，平均 pH を 3.40 と見なせば田沢湖はその緩衝能を 3.2 年間に失うことになる．然し同時に注入する先達川の緩衝能も大きいし，脱酸工事の実施されたときの玉川の遊離酸は年平均 pH 3.40 より相当大きく，また玉川は田沢湖中で完全には混合しないこと，及び田沢湖による稀釈を考慮すれば，更に相当期間は緩衝能を持つと考えてもよく，次項で更に言及するが玉川導入後15年を経過した現在でも pH が4.5前後であることは以上の諸条件を十分肯定しうることを示している．なおこの間地下潜流法による脱酸工事は昭和15年6月より昭和17年9月まで全湧出量の70%について実施された外は時々断続し，または実施されても湧出量の約30%程度について行われたのみである．昭和21年6月以降は昭和24年中に約8ヶ月実施された外は，昭和27年8月までは実施されていない．

また塩入[12]，藤原[13]によれば田沢湖のアルカリ度は玉川導入前は $8.5\times10^{-5}eq/L$ であり，田中館の上記の数値と大した相違は認めない．

なお上に考えた様な条件の下で，現在の田沢湖の M.O アルカリ度を $6.0\times10^{-5}eq/L$ として考えれば，田沢湖が M.O に対して酸性を示すに至るには約2年を要することとなる．

(6) 田沢湖の酸性化については吉村[6]は田沢湖水，先達川及び田沢湖流域水には緩衝作用はなく，それらの pH をそれぞれ6.6，6.6，6.0 とし，玉川水の pH を 3.5 とし，田沢湖にて稀釈されるための pH の変化について計算して上の値を得た．

年度	0	1	2	3	4	5	∞
pH	6.6	4.6	4.3	4.15	4.05	4.0	3.6

また田沢湖水は蒸溜水の10倍以上も酸性化の程度が低いとしてこの緩衝能を考慮して pH の変化について算出し次の値を得た．

しかしこの計算法では玉川及び先達川の導入量に等しい水量がその時の pH 値で田沢湖より流出することが考慮されていないし，田沢湖の緩衝能についても定量的記述がなく，先達川の緩衝能についても考慮されていない．ここでは吉村の方法とは異なつた方法で将来の田沢湖の酸性化について論及する．

年度	0	1	2	3	4	5	∞
pH	6.6	6.1	5.95	5.9	5.6	5.3	3.7

田沢湖の全容積を $V\mathrm{m}^3$，玉川及び先達川の平均流量を $v_1\mathrm{m}^3$/日，$v_2\mathrm{m}^3$/日 とする．放水量は $(v_1+v_2)\mathrm{m}^3$/日 とし全容積は一定であり，田沢湖流域よりの流入水及び湖表面よりの蒸発量は一応等しいものとする．また玉川よりの流入遊離酸の濃度を a eq/m³，先達川の M.O アルカリ度を b eq/m³ とする．田沢湖の現在の遊離酸濃度は x_0 eq/m³ であり，玉川及び先達川は湖中で完全に混合し，湖の全部が同一濃度となつて排水されるものと考える．現在より n 日後の田沢湖の遊離酸濃度を x_n とし，流入後第 1 日目の濃度を x_1 とすれば x_1 は次式で表わされる．

$$x_1=\frac{Vx_0+av_1-bv_2-(v_1+v_2)x_0}{V}=\left(1-\frac{v_1+v_2}{V}\right)x_0+\frac{av_1-bv_2}{V}=Ax_0+B$$

$$A=\left(1-\frac{v_1+v_2}{V}\right),\qquad B=\frac{av_1-bv_2}{V}$$

同様に x_n は次式で表わされる．

$$x_n=A^nx_0+B\sum_{n=0}A^n$$

従つて x_n は A. B の値を知れば求めることができる．玉川，先達川の最近の流量を田沢測水所の資料より求めれば表—2 に示す如くなり，V を $10^{10}m^3$ とすれば $\frac{v_1+v_2}{V}=2.25\times10^{-4}$ であり，$\sum_{n=0}A^n$ は $\frac{1-A^n}{2.25\times10^{-4}}$ と

表—2　玉川，先達川の導入量

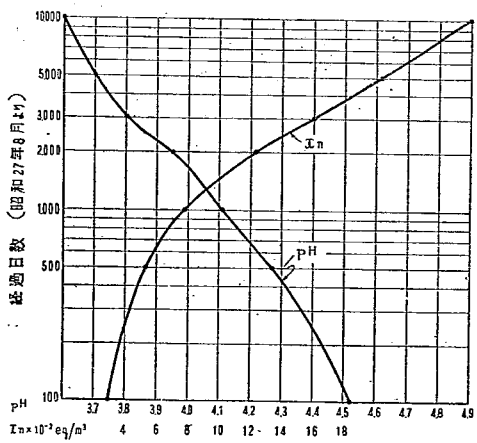
年度	玉川 本川 流量 m³/sec	玉川 田沢湖導水路 流量 m³/sec	玉川 田沢湖導水路 m³/day	玉川 田沢湖導水路 m³/y	玉川 対本川流量%	先達川 本川 流量 m³/sec	先達川導水路 流量 m³/sec	先達川導水路 m³/day	先達川導水路 m³/y	先達川 対本川流量%
24	22.15	20.86	1.80×10^6	6.6×10^8	94.2	6.23	5.16	0.44×10^6	1.63×10^8	82.8
25	21.19	19.60	1.69×10^6	6.2×10^8	92.5	6.72	6.29	0.54×10^6	1.99×10^8	93.6
26	21.19	20.17	1.74×10^6	6.4×10^8	95.1	6.15	5.52	0.48×10^6	1.75×10^8	89.8
平均	21.51	20.55	1.74×10^6	6.2×10^8	93.9	6.37	5.66	0.49×10^6	1.78×10^8	88.8

なる．また $B=\frac{av_1-bv_2}{V}$ であり $a=0.45\times$ eq/m³，$b=0.28$eq/m³，$v_1=1.74\times10^6\mathrm{m}^3$/日，$v_2=0.49\times10^6\mathrm{m}^3$/日 とすればBの値は 0.646×10^{-4}eq/m³ となる．x_0 は現在の田沢湖の pH で，4.60 とし塩酸の稀薄溶液と見なせば $x_0=2.5\times10^{-2}$eq/m³ である．以上の数値より n をそれぞれ 100，500，1.000，2.000，3.000，5.000 及び 10.000，として x_n を求め，更に pH を算出すれば 表—3 及び 図—11 を得る．

終極平衡 pH は $x_n=A^nx_0+B\sum_{n=0}A^n$ において $n\to\infty$ の場合であり $x_\infty=\frac{B}{1-A}$ であり，平衡 pH は 3.54

表—3 田沢湖酸性化進行度の推定

n（日）	A^n	ΣA^n	$B\Sigma A^n$	$A^n x_0$	x_n	pH
100	0.98	0.87×10^{2}	0.56×10^{-2}	2.45×10^{-2}	3.10×10^{-2}	4.52
500	0.89	4.8 〃	3.10 〃	2.22 〃	5.32 〃	4.27
1,000	0.80	8.9 〃	5.75 〃	2.00 〃	7.75 〃	4.11
2,000	0.63	16.5 〃	10.7 〃	1.58 〃	12.30 〃	3.95
3,000	0.50	22.2 〃	14.7 〃	1.25 〃	15.95 〃	3.80
5,000	0.316	30.2 〃	19.5 〃	0.79 〃	20.3 〃	3.69
10,000	0.100	40.0 〃	25.8 〃	0.25 〃	26.0 〃	3.58



図—11 田沢湖の将来の酸性化程度

$$x_n = A^n x_0 + B\frac{1-A^{n+1}}{1-A}$$

となる．図—11 は脱酸工事が実施されないと仮定した場合に推定した経過日数と pH の関係である．例えば田沢湖の pH は昭和 37 年には 3.75 に達することになる．

しかし上記の計算には種々の仮定があり，実際は更に pH 低下の傾向は小さいものと考えてよい．この調査は夏季の成層季に行ったのであり，混合が十分行われていない場合であるが，秋季の循環季には混合が十分行われると考えられる．

なお $x_n = A^n x_0 + B\sum_{n=0} A^n$ 式の $B = av_1 - bv_2$ において b は M.O アルカリ度を表示するので一応 pH4.0 を中和点とする．従つて玉川と先達川のみを混合させる場合を考えれば混合水の pH が 4.0 より小さいときのみに成立することとなる．

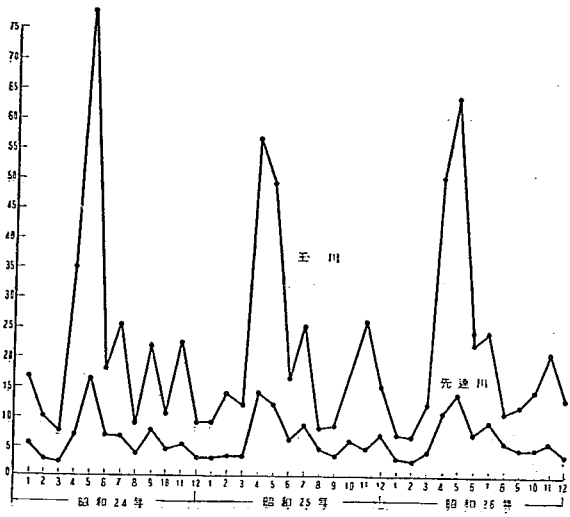
すなわち $(av_1 - bv_2) > 0.1(v_1 + v_2)$ 式が成立する範囲内である．$(av_1 - bv_2) = 0.1(v_1 + v_2)$ の成立するためには v_1, v_2. b にそれぞれ数値を与えれば $a = 2.06\times10^{-4}$eq/L であり，玉川導入点における玉川の酸度を約半減させた場合に等しい．従つて玉川の酸度を半減させれば田沢湖の酸度を現状としても，pH は将来 4.0 以上であり，M.O に対してはアルカリ性を示すこととなる．

$(av_1 - bv_2) < 0.1(v_1 + v_2)$ の場合には b の一部は実際には pH 4.0 における酸の中和には使用されず，pH 4.0 より大きいある値（pH=P）までのアルカリ度は P より玉川水の pH 値までの遊離酸量と当量関係にある点，すなわち P 点での中和に使用されその混合中和による pH は P である．この場合には $x_n = A^n x_0 + B\sum_{n=0} A^n$ は一般には成立しない．

(7) 玉川，先達川の流量及び田沢湖への導入量については図—12，表—2 に示す．流量は 4 月，5 月の融雪期に最も多いが，比較的よく成層する 6 月～9 月には流量は少なく，全流出酸量はほぼ等しく，酸濃度は大き

い．すなわち pH は低い値を示す．換言すれば季節的に最も pH の低い玉川水は成層季の田沢湖に流入して深層水とは完全には混合しない傾向を示し，流量多く pH が比較的大きい融雪期の玉川水は，循環季の田沢湖に導入され充分混合攪乱が行われると考えられる．

田沢湖成層季において玉川の平均水温は5月，6月，7月，8月にそれぞれ 7.9°C, 15.6°C, 18.4°C, 18.6°C とされており，玉川は玉川導入前の田沢湖の等水層まで沈下するとすれば，湖中における玉川流過層の下限は6月，7月，8月，9月にはそれぞれ 5m層，8m層，10m層，14m 層となるが，すでに述べた様に玉川導入後田沢湖の水温は上昇しておるので，少なくとも8月には 15m 層まで沈下し混合されやすくなつている．この水温の上昇は田沢湖の 200m 層にも及んでいるので冬期における混合にも好都合とされるのみならず，農業用水として使用する場合有利となる．しかし取水口の深さについては pH についての注意を払わねばならない．



図—12　玉川，先達川平均流量 (m^3/sec)
(昭和24～26年)

玉川を田沢湖に導入し田沢湖及び先達川の緩衝能を利用して玉川水の酸度減少を計り，特に灌漑期の比較的 pH の低い玉川水の稀薄化が実施され，玉川下流の水質改善の目的は一応達せられて来たし，今後もたとえ地下潜流法による脱酸工事が実施されなくても数年間は，〝玉川毒水〟の問題は余り関心を呼び起さないであろう．また玉川と同時に先達川を導入し，その緩衝能のために田沢湖の酸性化を調節した効果を否定することはできない．然しながら一方では玉川，先達川の年間總流量の約 10 倍にも達する田沢湖の水は甚だしく酸性化を示してきたし，その緩衝能も殆んど失われ加速度的に今後も酸性化を示す段階に至つたと判断され，今後も現在の状況を続ければ 10 年後には pH は 3.75 程度に達する見込みであり，少なくとも pH は 4.0 には達する筈である．この程度の酸性水が玉川下流神代村近辺で灌漑用水としてどの程度まで減酸するかは利水効果として最も関心が払われねばならない問題であり，この点については別報で検討を試みる積りである．

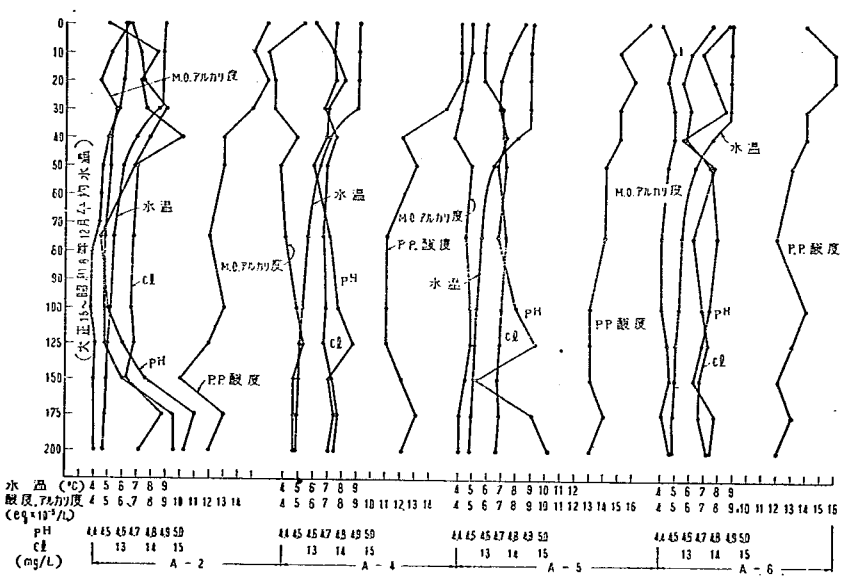
田沢湖の酸性化はどの様にして防ぐべきかの問題になると，最も必要なことは鹿湯温泉現地における脱酸法の問題，檜木内川の導入の問題，及び先達川のアルカリ度増加の問題に帰結する．すでに述べた様に玉川の田沢湖への導入水路において玉川水の酸濃度を半減させることに成功すれば，田沢湖の pH は4以下になること

はないし，更に脱酸させれば先達川の M.O アルカリ度に支配されて田沢湖は pH 4 以上に積くことになる．また田沢湖に導入しうる地点において檜木内川がどの程度の流出量と M.O アルカリ度を有するかは不明であるが，先達川と檜木内川に含有される全 M.O アルカリ度で田沢湖水を pH 4.0 にするためには，かりに先達川と檜木内川の流量が等しいとすれば檜木内川の M.O アルカリ度は 0.69eq/m³ であることを要し，アルカリ度が等しいとすれば檜木内川の流量は 1.1×10^{6}m³/日 でなければならない．すなわち檜木内川は含有 M.O アルカリ度が先達川のそれの約 2.3 倍でなければならない．田沢湖の酸性増大を檜木内川の導入によつて防止するためには檜木内川について調査せねばならないし，その際には田沢湖中で混合が十分行われる様に導入口の位置及び放水路の設計に注意が払われねばならない．なお先達川のアルカリ度増加の問題については次報に検討する．

鎧畑堰堤が完成した場合堰堤貯水池の pH は別報で検討する予定であるが 3.7～3.9 程度と推定され，鎧畑貯水池と田沢湖を連結して考えてみれば，田沢湖の終極 pH はやや 4.0 に近ずく程度であり，田沢湖の pH 増加のために鎧畑堰堤の効果を期待することはできない．

すでに述べた様に玉川導水路で玉川水の遊離酸濃度を 2.06×10^{-4}eq/L にするために要する石灰量を試みに算出すれば約 42 ton/日 となり，石灰石による中和法等は実施することは困難である．従つて田沢湖水を灌漑用水として使用するためには，少なくも現状では灌漑期に田沢湖の放水量を調節し玉川下流での酸性化を防止する以外の方法はない．

(8)　上述の各節においては停滞成層季である 8 月の測定資料について検討したのであるが，長期間の経月的

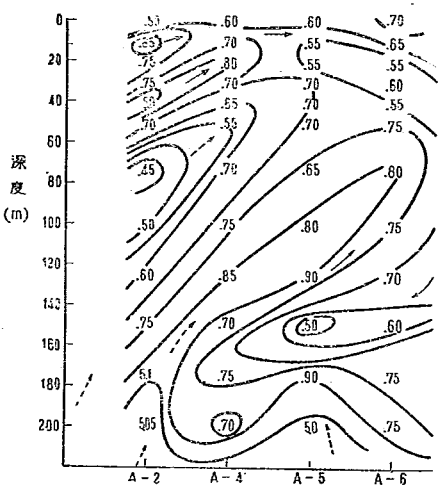


図—13　A断面の pH，水温，酸度，アルカリ度及び塩素含量　　(昭29. 12. 12).

なまたは経年的の観測資料に基づかなければ湖沼の真の姿を認めることができない．ここでは昭和27年12月12日の一部観測結果について検討する．しかし本観測は観測点の数も少なく，昭和27年11月1日以降玉川は脱酸工事実施のため酸度が減少しており玉川の特性が顕著でないので十分信頼しうる結果が求め難い点は容認せねばならない．

田沢湖の200mの深度までに亘つて水温，pH，塩素含量，P.P 酸度及び M.O アルカリ度を測定した結果を図—13 に示す．図より明らかである様に観測時の田沢湖は気温の低下と共に表面より冷却され，湖沼学で云うところの夏季部分循環季に相当し，表水層のみならず変水層及び深水層において循環混合が行われている．水温成層は深く 40m に達している．すでに述べた秋田県水産試験所の資料と比較すれば田沢湖の水温は相当高く，過去において田沢湖は温帯湖であつたことが示されているが，現在は少なくも12月では熱帯湖に近い性質を示している．

図—14 はA断面における等 pH 線であり測定資料は少ないが田沢湖中における湖水の流れについての推定資料を与えると考えられる．測定時の田沢湖への玉川導入水路における pH は 4.5 であり，先達川のそれは 5.8 であり，8月の場合の様に玉川水は pH で顕著に特徴ずけられていないので，玉川水の流れる状態は明確には認め得ないのであるが，水温 4.7°C の玉川水の大部分は100m 程度の深層にまで沈下し湖中を上方に向けて流れる．この流れと共に 200m の深層水も上昇し，それに伴ない一部の上層水は下降し A—5 150m 層にまで達していると考えられる．田沢湖における湖水流はすでに述べた8月の場合とは甚だしく異なり，季節により複雑な流れをすると考えられる．

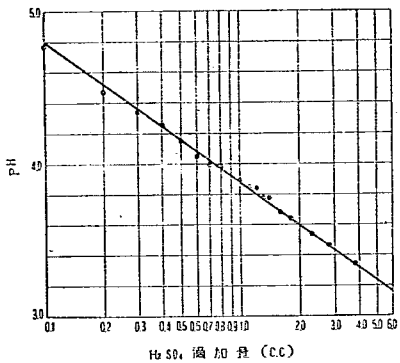


図—14　A 断面の等 pH 線

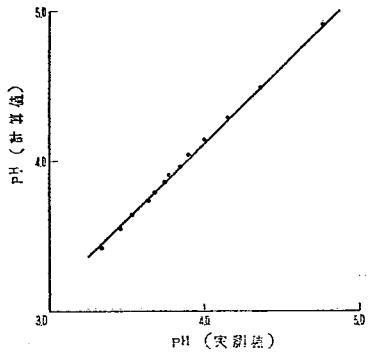
田沢湖の P.P 酸度は8月には明瞭に成層しており，表水層の方がその含量高く，深水層ではその含量は 14×10^{-5} eq/L 程度で一定していたが，12月には表水層の濃度は余り変化しないにも拘らず変水層で急激に低下し，その含量も一定せず，その濃度も $12\sim13\times10^{-5}$ eq/L 程度に低下している，M.O アルカリ度も P.P 酸度と同様の傾向を示し，その濃度が減少している．観測を実施した当時の玉川は酸度，アルカリ度がそれぞれ 5.7×10^{-4} eq/L，5.6×10^{-5} eq/L であり，先達川は 3×10^{-5} eq/L，3.0×10^{-4} eq/L である．それらの値は8月の測定値と余り変らないが玉川のpHは4.5であり，8月の3.4よりは甚だしく上昇している．塩素は8月には成層しておりその含量も高かつたのであるが，12月には明瞭な成層を認めずしかもその濃度が低い．玉川水は低pH，高塩素含有，高P.P 酸度を特性とし，先達川は高硫酸塩含有，高M.Oアルカリ度を

特性とするが，湖水についてはこの測定結果からはこれらの量の間に定まつた関係を認め難い．このことは玉川，先達川，湖水の三者が循環により複雑に混合することを示す一つの論拠であると共に，脱酸工事実施後一ヶ月を経過したのみであり水質を異にする二つの玉川水の存在を示す．

田沢湖水の緩衝能についてはすでに触れた所であるが，ここでは定量的にこの問題について考えてみる．田沢



図—15　田沢湖水の滴定線



図—16　pHの実測値と計算値（硫酸滴加時）

湖水 100c.c を N/100 硫酸で滴定した時の pH を求めた結果を図-15に示す．この図より明らかである様に pH と滴加硫酸量の対数値の間には直線関係があることを知る．このことは pH は滴加硫酸量によつてのみ定まることを示し，試水中には pH を支配する要因の存在しないことを示す．すなわち試水は pH 3.4～5.0 の範囲で酸性化の進行に対しては緩衝能を持たないことを示す．なお滴加硫酸は完全に解離すると考え，元来試水中に存在する水素イオンとの和が pH を表示するとして pH を計算した値と，実測した値との関係を図-16 に示す．実測値と計算値の差は大きくなく，両者の間に直線関係があり，その方向係数も 1 に等しい．このことは試水が緩衝能を持たないことを示している．

(9)　第一回，第二回の観測について昭和28年10月 7 日に第三回の観測を最深部D点にて，375m 層まで実施した結果を表—1 に示す．観測時の田沢湖は昭和27年11月 1 日より一時再開された源泉除毒工事が昭和28年 7 月以来中絶され，低 pH 玉川水が導入されていた状態であつた．なお同年11月 8 日より除毒が再開された．

本測定よりも明らかの様に田沢湖水温は上昇しており，375m層でも 4.48°C を示し，玉川導入前とは甚だしい相違のあることを知る．化学組成は表水層が濃度高く，深水層が低いことは第 1 回及び第 2 回の観測結果と同様である．しかし個々の化学組成については第 2 回の観測値とある程度相異し，特に SiO_2 含量が第 2 回観測値の方が大きい．

酸素の溶解量は湖水表面では僅かに過飽和であり，25m層でもやや過飽和であるが，それ以深では何れも不飽和であり余り大きな差はない．湖水流の移動循環等に関しては酸素は窒素及びアルゴン等と共に重要な標識とされているが，更に多くの測定資料をえて論ずる必要がある．

すでに前回の観測結果より田沢湖の酸性化が最深部にも及んでおり，全湖水が酸性化されていることを予想しておいたが，本調査により375m層のpHが4.5であり，上記の予想が事実であることが知られた．また100m層に先達川の影響を受けたと考えられる高pH水塊が存在することは，第1回観測時にも認められたことであり，田沢湖中での水の循環が甚だしく複雑していることを示している．なおこの水塊のM.Oアルカリ度が高いことは当然としても，P.P酸度も高いことは検討を要する．

IV 結　　言

本調査結果を総括して結言とする．

(1) 玉川導入後の田沢湖は甚だしく酸性化を示してきた．酸性化は田沢湖のすべての部分に及んでいることが推定され，全湖水がほぼ均一に混合していることが認めうる．ただし部分的にはより強く玉川及び先達川の影響をうけた水塊も存在する．

(2) 夏季の様な停滞成層季には玉川は田沢湖に導入されて直ちに約10の稀釈率で湖水と混合し，主として15m層を流れ去る．その速度は約200m/日と推定される．玉川水が15m層を流出すると共に深層水の上昇移動を認めることは，pH分布及び温度分布より推定することが可能であり，複雑ではあるが田沢湖の水理はある程度解明されることを示した．例えば玉川水と湖水はA-2，A-3点間の20m～30m層で最もよく混合し，A-3及びA-4点間では玉川水は50m層にも紛入している．

(3) pH，酸度，塩素含量及び水温は成層し，水温躍層の上下でそれらの相違を明確に区別しうる．なお，水温躍層は8月には20m層である．また田沢湖深層水温は玉川導入後著るしく上昇し200m層で4.5°Cであり，400m層でも4°Cには達していないと推定される．玉川水は湖水との温度差に基づく比重の相違により湖水中の一定層に沈降して移動流去すると考えられる．

玉川導入前は田沢湖は温帯湖であることは明らかであつたが，玉川導入後は熱帯湖の性格を示し，冬季の逆列成層は示さないと推定され，田沢湖の循環期における混合状態等の水理は，玉川導入前に予想された所とは相当異なつていることを認めうる．

田沢湖の湖沼型の変更は地域的気象環境の変更を意味するものであり，地域的生産力との関連において注目されねばならないことを示している．このことはまた綜合開発の効果とも関連する．

(4) 田沢湖水のpHと酸度について検討し，Cl，SO_4，SiO_2，Ca，Mg等が玉川導入前と比べて著るしく変化した情況をのべ，田沢湖の緩衝能について言及し，玉川毒水問題に果した田沢湖の使命を認め，現在の田沢湖水は酸性化に対して殆んど緩衝能を持たないことを明らかとした．他方では酸性化された田沢湖水はアルカリ化に対しては緩衝能を持ち，中性化することは困難であることを認める．

(5) 玉川毒水対策として地下潜流法等の脱酸工事が実施されない場合の田沢湖酸性化進行の程度を推定し，昭和37年にはpHは3.8に達し，少なくともpH4.0には到達すると判断される．この推定には先達川の有する緩衝能を考慮している．先達川の導入は田沢湖酸性化を阻止する有力な手段であつたことを認める．また玉川導水路における玉川水の遊離酸を脱酸工事の実施されないときの半分にすることができれば，田沢湖のpHは

4.0 以下にはなり得ないことを述べた.

(6) 夏季部分循環季に相当する12月の観測結果でも深層水温の上昇を認め，冬季の逆列成層は生成しがたいことを推論し，熱帯湖に近い性格を示していることを認める．等 pH 線より田沢湖中での混合循環が大規模に行われていることを認め，玉川水はその低温性のために 100m 程度の深層に流入していることを知つた．深層水にまで及ぶ混合循環のために一部の化学成分等は成層していないことを認めた.

なお最深部における 375m 層までの観測結果でも，酸性化が全湖水に及んでいることを確認した.

(7) 鎧畑堰堤貯水池と田沢湖とを連結して考えても脱酸工事が実施されない限り，田沢湖の酸性低下には鎧畑堰堤の効果は余り期待されない．また鎧畑堰堤の代りに直接田沢湖に導水して田沢湖との落差を利用しても水質改善についての利水効果は期待されない．なお田沢湖の酸性化を阻止する有力な手段として檜木内川の田沢湖への導入，及び先達川のアルカリ度増加の問題が検討されねばならないことに論及した.

本調査結果は貯水池等に河川水が流入する場合の貯水池内の水理についての参考資料とも考えられる.

追 記

この調査を実施するに当り種々便宜を計つて下さつた玉川工事事務所 老田所長，野島課長，小藪技官に謝意を表する．またこの調査を計画された東北地建調査課長藤樫技官，小林技官の厚意に謝意を表する.

なお，この調査結果の一部は昭和27年11月 名古屋における日本化学会地球化学討論会で発表した.

文 献

1) 溝 口 三 郎；農土研 10 64～75, 191～207, 288～296, 407～440 昭13
2) 三 宅 泰 雄；水の分析法
3) 吉 村 信 吉；陸水 9 143～154 昭14
4) 吉 村 信 吉；陸水 11 151～156 昭16
5) 秋田県水産試験所；秋水試報 61～65 昭2
6) 吉 村 信 吉；東北振興電力会社謄写刷 昭12
7) 大 橋 良 一；地学雑 29 454 大正6
8) 吉 村 信 吉；科学 6 508 1936
9) 宮 地 伝 三 郎；地球 12 404～412 1929
17 18～28 1934
10) 菅 原 健；日化 62 342～348 1941
陸水 9 194～218 昭14
11) 田 中 館 秀 三；陸水 1 59
12) 塩 入 松 三 郎；(1)に引用される
13) 藤 原 彰 夫；東北農業 3 144～146 1949
14) 三 浦 彦 次 郎；日化 60 958 1939
15) 吉 村 信 吉；科学 9 472 昭14

堰堤放水管に関する研究 (1)

建設技官　村　　幸　雄
建設技官　荒　木　正　夫

(昭和 28 年 10 月)

目　　次

I　序　　言……(1)
II　総　　論……(2)
〔1〕概　　説……(2)
〔2〕放水管の特性……(3)
〔3〕放水管の型式……(5)
III　放水管模型実験……(7)
〔1〕実験方法……(7)
〔2〕模型管の寸法……(7)
〔3〕ピエゾメーターの位置……(10)
〔4〕実験結果とその考察……(12)
IV　放水管の水理計算式……(24)
〔1〕概　　論……(24)
〔2〕管水路として流れる場合の水理計算式……(24)
〔3〕開水路として流れる場合の水理計算式……(27)
〔4〕管水路流れの途中から自由水面を持つ場合の水理計算式……(35)
V　結　　論……(36)

I　序　　言

最近堰堤が単一目的のみでなく各種の役目を兼ねる多目的堰堤としてしばしば建設されるようになつてから，俄かに放水管の重要性が認識されてきた．理論上の見地からはその有効性は明らかではあるが，従来我国においては未だ堰堤に設置された実例なく従つて経験に乏しいことに加えて，極めて高速なる管水路流れを処理しなければならないために実際設計に当つては普通の管水路の設計には現われない種々の問題が生じて来るものと思われる．

筆者等はこの緊要となつた諸問題を解明するために，昭和27年度より継続して各種型式の管水路について研

究を進めているが，その意図は管水路水理そのものの究明よりもむしろ将来設計に役立つ研究とすることに重点をおき，既に数多の建設を見た諸外国においても幾度か経験した放水管の破壊を防止しようとするものである．

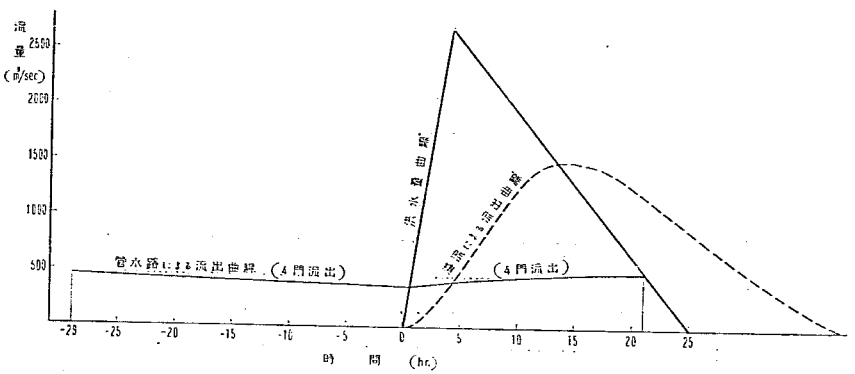
ここに発表する報告はこのような研究の第1報であつて，今後数回に亘つて続報を連載する予定である．

なお本研究に当つて種々有益なる御助言を頂いた当土木研究所佐藤清一技官に対して深甚なる感謝の意を表するものである，

II 総　　論

〔1〕概　　説

洪水調節用としての役目を有する堰堤を建設する場合に，溢流による調節のみでは予想せられる洪水に対し



図—1 洪水調節操作方法の例

て充分に調節し得ないことがしばしば起る．例えば図—1に図解的に示したような洪水波が到達した場合に溢流のみでは破線の如き調節しかとり得ないのであつて，この調節後の流下流量が計画流量を上回るときにはどうしても他の何等かの手段に頼らざるを得なくなる．このように

(1) 下流河川の計画流量が小さいとき

(2) 本支川に多数の洪水調節用堰堤があつて，それらを通過した洪水波が重り合つて大きな洪水波となるのを防止するために，洪水波の位相をずらす必要があるとき

等の場合には溢流のみによる洪水調節方法よりも一層有効で且つ多様性に富む調節方法が望まれるのである．又一方利水の面から考察すれば，渇水時に下流に水道用水又は灌漑用水を放流する必要に迫られることがある．

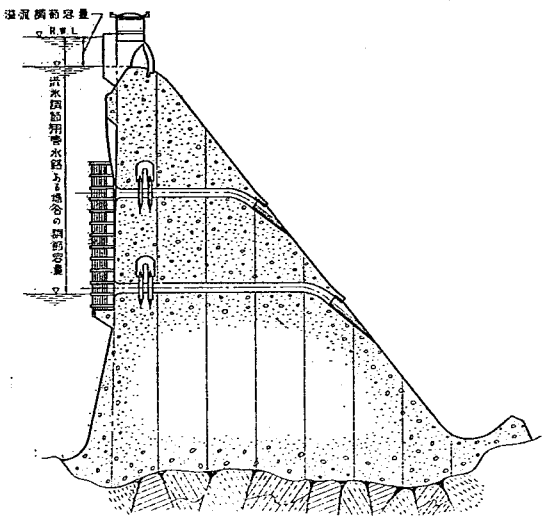
以上の如き諸要請に対して最も有効なる方法の一として考えられたのが堆砂面以上低水位以下の堤体上流面に呑口を有する管水路を堰堤本体中に設置して，これによつて必要に応じ水を放流し得る設備である．このような管水路を「放水管」又は「洪水調節用管水路」(Outlet Conduit, Flood-Control Conduit) と称する．

以下少しく放水管の特性について説明を加えることにする．

〔2〕 放水管の特性

1 洪水調節上の利点

(1) 調節容量が著しく増加すること．

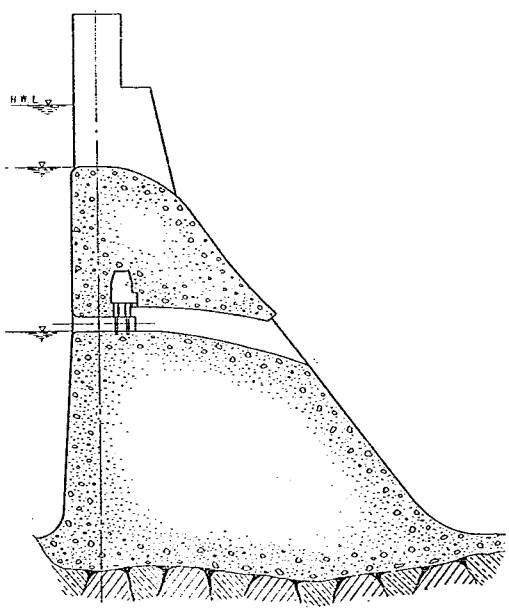


図—2　I型放水管を有する堰堤

主動水門（Service Gate）を有する管水路を設置した堰堤においては，洪水予報に基づいて洪水波の到達以前に水門をひらいて予備放流をなし，洪水波が到達した時には貯水池水位を最大限呑口高さまで下げておくことができる．すなわち図—2に示す如く放水管を有せざる堰堤においては溢流堤頂より高水位迄の容量のみが調節容量であるのに反し，放水管を有する場合には呑口高さと高水位との間の大容量を調節に使用し得るので，その調節効率を著しく大にすることができる．これによつて例えば猿ヶ石川田瀬堰堤の場合の如く，放水管4門のみを以て最大流量2,700m³/secの洪水波を500m³/secに調節することも可能となる．

(2) 洪水波の位相を自在に調節し得ること

放水管を有せざる堰堤においては門扉操作によつて洪水調節を行うのであるが，下流への流出量は殆んど洪水波の特性によつて支配され洪水波の形を臨機に変えることはまず不可能である．これに反して数門の放水管を有する場合には放水管水門の操作と溢流とを巧みに併用することにより，図—1に前記田瀬堰堤の調節方法を図解した如く流出流量を或る程度まで自由に調節でき，これによつて洪水波を偏平化することが可能であるのみならず，その位相並びに大いさを種々調節することもできることになる。かくしてこのような放水管を具える堰堤を数多有する水系においては，中央司令室の指令に基づいて各支川の洪水の位相をずらしこれによつて洪水調節に綜合効果を発揮することができる．



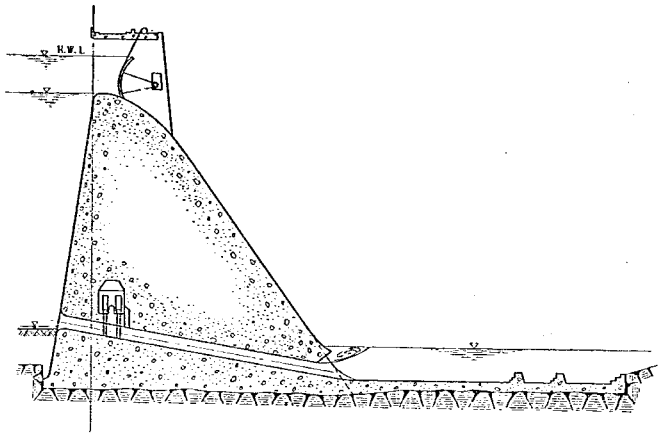
図—3 II型放水管を有する堰堤

2 利水上の利点

渇水時，殊に発電用及び灌漑用取水位以下に水位が下つた場合に，下流の水道用水又は灌漑用水を緊急放流する必要に迫られた時には，この放水管により所要の水を放流することができる．

3 水理的特性

以上のように放水管は各種の利点を有し，洪水調節用堰堤に使用すれば，その機能は極めて増大するので甚だ有用のものと信ぜられる．しかしながらかかる管水路はその目的上直径は相当大であつて（現在製作可能な高圧水門最大直径は2.6m）しかも高水圧を受けるので，水門設計製作が容易でないのみならず常に空洞現象（Cavitation）による破壊の危険にさらされているものと言わなければならない．ここに言う空洞現象とは管内圧力が絶対圧の零（—10.3m）に近く



図—4　III型放水管を有する堰堤

なつて，管壁面又は流体内部に水が存在しない空洞を発生する現象を指すもので次編において論及することにする．すなわち，高圧水門のことを一応論外におけば，放水管の設計とは如何にして流量の損失を防ぎつつ，且つ管内の如何なる部分にも空洞（Cavity）が生じないように設計するかという点に要約されるのである．

このような放水管は外国においては既に各所に利用されているが，しばしば空洞現象による重大なる破壊を生じたため現在では大多数実型実験を行つて設計の良否を確めるのが常道となつているようである．

一方本邦においては従来高堰堤の目的が殆んど発電のみでさつたため，今迄完成された堰堤に使用された例はないが，現在建設中の田瀬堰堤，五十里堰堤を始め今後は多くの堰堤において使用されるものと思われるので，放水管の設計方針を明確にすることは緊急のことと思われる．

〔3〕 放水管の型式

放水管と総称するものの中には，各種の型式が包括されているのであるが，大別すれば次の3種とすることができる．

(1) 管水路の位置が比較的高く堰堤の下流面の中腹より水を放流する型式であつて，全長に亘つて管水路よりなるもの．この型式が基本型と考えられ最も多く使用されているようである．これを「I型放水管」と称することにする．（図—2）

(2) 管水路の位置は(1)の場合と同じであるが，途中から放水管の断面積を急に拡大し流量を開水路として放流する型式．以後「II型放水管」と呼ぶことにする．（図—3）

(3) 管水路の相対的位置が低く，出口が下流側水位以下に開いていわゆる潜り噴流として水を放流する型式．以後「III型放水管」と呼ぶことにする。（図—4）

以上の3種の型にはそれぞれ又各種の変種があり，又場合によつては例えばある水位以上になれば出口が潜る例等の如く二つの型式の中間の型もあり得るのである．之等の型式は何れも長所，短所を有するものであつて，それぞれ堰堤の型式，目的，堰堤地点の河状，水文等の特性に応じて選択すべきものである．筆者等は未だ之等の全型式に亘つて研究したわけではないので，ここで完全に各型の特性を説明することはできないのであるが，大体以下の如く考えて差支えないのではないかと思われる．

1 I型の特性

(1) 呑口が比較的高いので高堰堤に適し，且つ本邦のように流下土砂量の多い所では埋没までの寿命が長い．

(2) 洪水調節容量はIII型よりも少なくなる．

(3) 全長管水路であり，且つ放流水を堰体下流面に沿わせるため湾曲管部を有する場合が多いため，空洞現象については最も注意を要する型式である．

(4) 空洞現象の発生を防ぐには出口附近の断面積を絞ると共に発生し易い場所に給気孔（Air Vent）を設ける必要がある．

(5) 出口断面積を絞るために流量の損失はかなり大きい．

(6) 堰堤下流側の水深が深いか又はその他の理由により，放水管より出た放流水を堤体下流面に沿わせることなく直接空中に放散してもよい場合には，管水路を湾曲させる必要がないから湾曲による管壁下面の空洞現象を生ずるおそれがなく，且つ出口を絞る必要も殆んどなくなる．

(7) この場合には下流の地形状況によつては適当な方法により放流水を飛散させれば，下流側の河床に激突する水のエネルギーを著しく小さくすることも可能である．

(8) II型に比して堤体内に大きな孔をあける必要がなく且つ水平に近い管水路であるから施工上は比較的やり易い型式である．

2 II型の特性

(1) (1)の特性はI型と同じ．

(2) (2)の特性もI型と同じ．

(3) 開水路となつてから彎曲するため，管水路部の空洞現象の虞れはI型よりも少ない．

(4) 空洞現象を防ぐために管水路出口を絞る必要はないが，開水路始端には必ず大給気孔を設けなければ致命的な破壊を生ずる．

(5) 管水路部が短いために流量損失は3種の型の内最も少ない．

(6) 開水路部には空気連行を伴う極めて高速なる射流を生ずるため，流況が不安定となり易く，僅かの壁面の凹凸により衝激波を生じて水面が動揺する．

(7) このために出口に近ずく程大きな開口部を必要とし，堰堤内部応力分布上からは最も面白くない型式である．

(8) 開水路流れは管水路と違つて鉛直面内の流れの方向を調節し難いから，放流水を堤体下流面に沿わせることが困難な場合が多い．

(9) 管入口から管水路に多少の下向き勾配をつければ(8)の欠点を軽減することができるが，この場合には放水管が堤体内を斜に貫通するため施工上甚だ面白くない．

3 III型の特性

(1) 呑口高が低いので低堰堤にも適するが，本邦のように流下土砂量の多い所では適当な土砂止工と併用しなければ埋没までの寿命が短い虞れがある．

(2) 洪水調節容量は最も大である．

(3) 全長管水路なるも放流水は下流水中に潜るため，管水路を彎曲させて堤体面に沿わせる必要はない．

(4) 従つて水平若しくは僅かな勾配を有する管においては特に出口を絞らなくても空洞現象の虞れは少ない．

(5) このために流量は大きく確保できる．

(6) 放流水は直接水叩上の水中に噴出するのであるから，阻柱等によるエネルギー減殺を効果的に利用できる．

(7) 全長水平に近い直管のことが多いから施工上最も造り易い型式である．又堤体仮排水路を利用する事もできる．

(8) 高堰堤に設ける場合には主動水門に加わる水圧が強大となるため，水門製作に注意を要する．

大要以上の如き長短あり，一般的に何れの型が良好であると断定することはできないのであつて，それぞれその場合に最も都合のよい型式を選ぶ外はない．ただ一般的に流下土砂量の多い我が国において重要なる高堰堤にIII型を使用するのは賛成し難い．

今後逐次上述の三種の型式について，その水理特性と設計方針とについて論じてゆく予定であるが，その第1部として本編においてはI型に属する放水管の模型実験結果とその考察を述べこれに基づいて放水管水理計算式を提案する所までにとどめることにする．

III 放水管模型実験

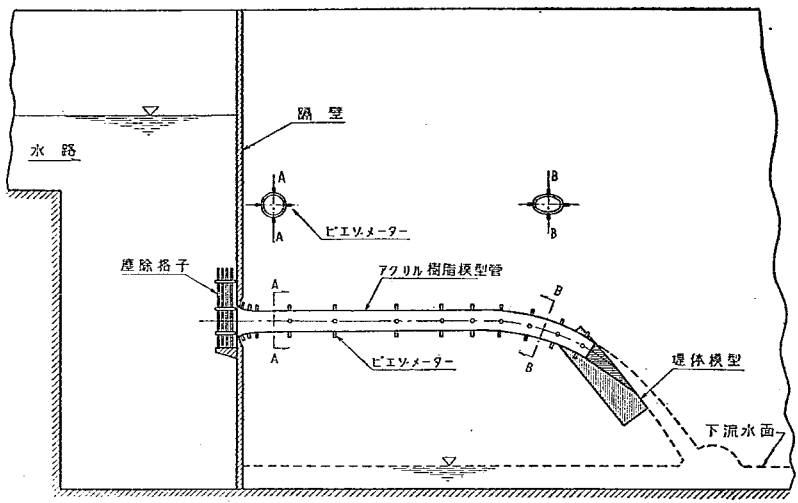
〔1〕実験方法

建設省土木研究所赤羽分室内にある幅一米水路に隔壁を設け，之にアクリル樹脂製の透明な管水路模型を取りつけ種々なる流量を流した場合の管内壁面に作用する圧力を測定した．（写真—1, 2, 図—5）

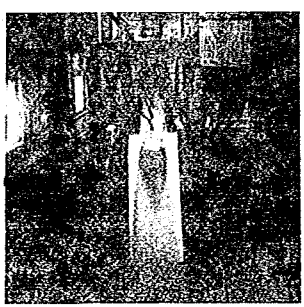
模型管には12～13ヶ所の上下左右合計48～52点にピエゾメーターをとりつけ，これらのピエゾメーターをゴム管によりマノメーターに連結して各ピエゾ点の壁面圧力の読みをとつた．流量測定は矩形堰の潜流深より求め，流速測定は特に行わなかつた．一方2, 3のピエゾメーターに膜面を利用する特殊な受圧装置をとりつけ，これを電磁オッシログラフに連結して圧力の時間的変動も測定したが，これについては本編ではふれないことにする．なお本模型実験は田瀬堰堤に使用する放水管の設計のために，建設省東北地方建設局猿ヶ石工事々務所より依頼を受けて行つたものである．

〔2〕模型管の寸法

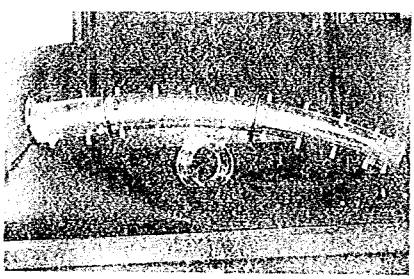
各種の模型管を比較実験したが，その内この報告で説明する管水路の直管部は内径10cmの水平円管でその長



図—5 模型実験装置図

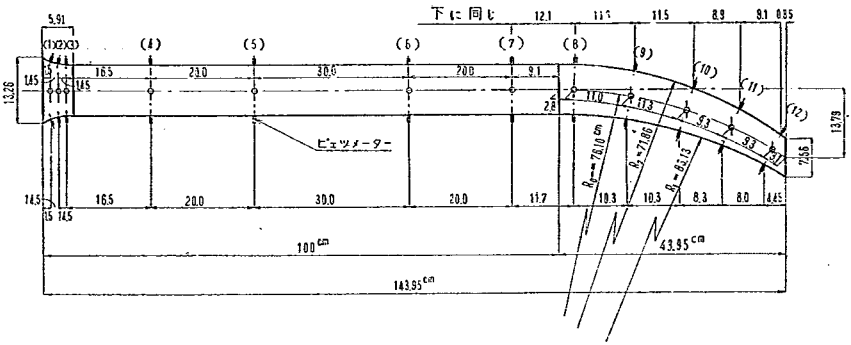


写真—1 管水路正面

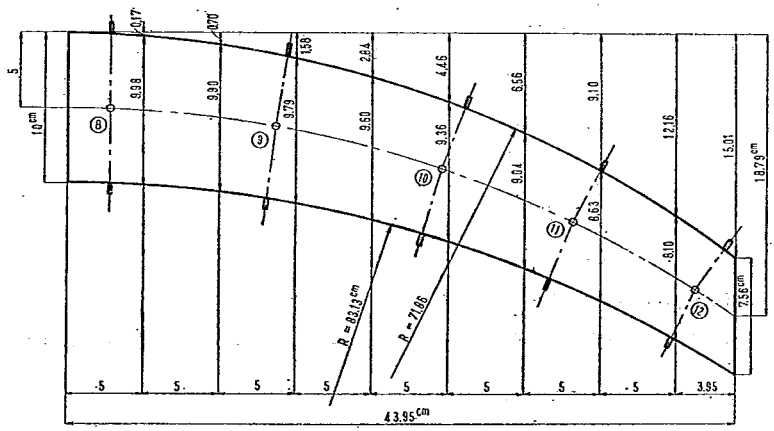


写真—2 模型管

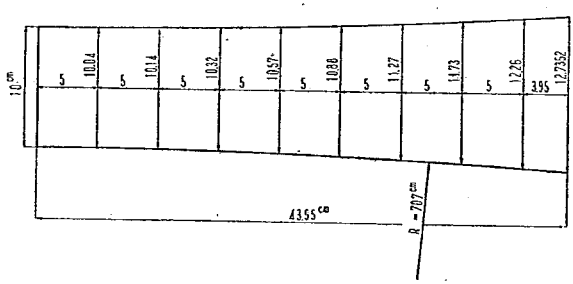
さは94.09cm（ベルマウス部を除く）である．（縮尺1/25.9）曲管部の内壁下面はその始端において直管と切する半径 $R_1=83.13$cm の円弧であり，上面は $R_2=71.86$cm の円弧にて与えられる．（図—6）曲管部の長さは46.8cmで出口中心と直管中心との高低差は13.79cmである．曲管部はこのように上，下壁面の曲率が異なるので出口に近ずく程上下間隔が狭くなるが，その代りに左右には曲管始端にて直管と切する R=707cm の円弧を以て拡がつているので，次第に上下につぶれ左右にひろがる楕円となつて終る．（図—7,8）



図—6 管 水 路 全 体 図



図—7 曲 管 部 側 面 図

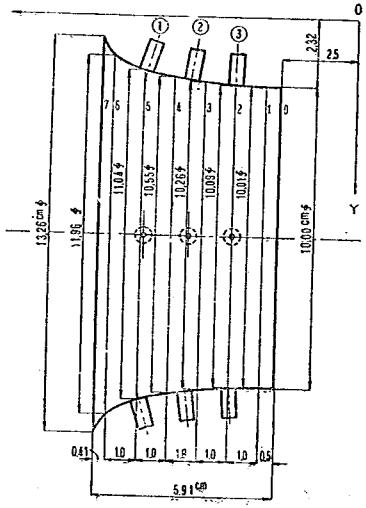


図—8 曲 管 部 平 面 図

呑口部曲線形は各種の型式のものを比較実験の上，次式で表わされる楕円を採用した.[1]

$$Y^2-0.164XY+0.076X^2=0.049D^2 \quad \cdots\cdots(1)$$

ここにDは直管直径（10cm）である．（図—9）



図—9 ベルマウス曲線形

$$Y^2-0.164XY+0.076X^2-4.9=0$$

	X (cm)	Y (cm)	D (cm)
0	2.50	2.32	10.00
1	3.00	2.31	10.01
2	4.00	2.28	10.09
3	5.00	2.19	10.26
4	6.00	2.04	10.55
5	7.00	1.80	11.04
6	8.00	1.34	11.96
7	8.41	0.69	13.26

〔3〕 ピエゾメーターの位置

入口中心から管軸に沿つて測つた各ピエゾメーターまでの距離，入口中心からエゾメーターまでの水平距離

表—1 入口から管軸に沿つて測つたピエゾメーター点までの距離

ピエゾメータ番号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
入口からの距離	1.5cm	2.95	4.4	20.9	40.9	70.9	90.9	102.8	113.8	125.1	134.4	143.7

表—2 入口との水平距離

ピエゾ番号 ＼ 位置	上	下	左	右
1	1.5cm	1.5cm	1.5cm	1.5cm
2	2.95	2.95	2.95	2.95
3	4.4	4.4	4.4	4.4
4	20.9	20.9	20.9	20.9
5	40.9	40.9	40.9	40.9

1) Corps of Engineers, U. S. Army : Flood-Control Conduits for Detroit Dam, North Santiam River, Oregon, Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi. Technical Memorandum No. 2—302, 1949

6	70.9	70.9	70.9	70.9
7	90.9	90.9	90.9	90.9
8	103.0	102.6	102.8	102.8
9	114.6	112.9	113.7	113.7
10	126.1	123.2	124.6	124.6
11	135.0	131.5	133.2	133.2
12	143.1	139.5	141.3	141.3

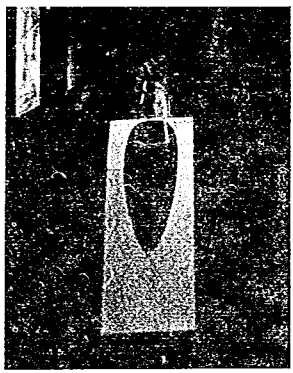
表—3 出口中心との高低差

ピエゾ番号＼位置	上	下	左	右
1	19.33cm	8.25cm	13.79cm	13.79cm
2	19.01	8.57	13.79	13.79
3	18.88	8.70	13.79	13.79
4	18.79	8.79	13.79	13.79
5	〃	〃	〃	〃
6	〃	〃	〃	〃
7	〃	〃	〃	〃
8	18.71	8.75	13.74	13.74
9	17.25	7.79	12.55	12.55
10	13.85	5.49	9.69	9.69
11	9.67	2.59	6.15	6.15
12	4.34	−1.21	1.59	1.59

表—4 楕円の長半径，短半径及び断面積

ピエゾ番号＼	長半径	短半径	断面積
1	5.49	5.49	94.76
2	5.19	5.19	84.59
3	5.05	5.05	79.99
4	5.00	5.00	78.54
5	〃	〃	〃
6	〃	〃	〃
7	〃	〃	〃
8	5.01	4.99	78.52
9	5.13	4.83	77.89
10	5.43	4.44	75.77
11	5.78	3.96	71.89
12	6.21	3.33	65.01

出口中心とピエゾメーターとの高低差，並びにピエゾメーター点における楕円（又は円）の長径，短径，断面積をそれぞれ表—1, 2, 3, 4, に示した．



写真—3　模型管出口部

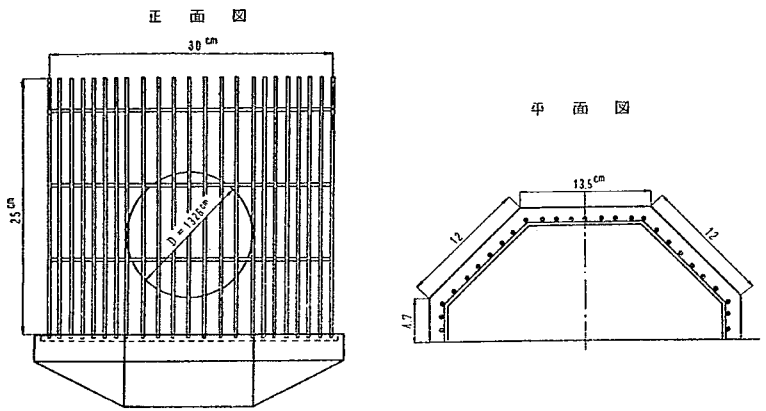
〔4〕 実験結果とその考察

1 概　説

実験は上に述べた模型管以外の数種の管についても行つたが，紙数の関係上今後の計算に直接利用する上述の管の結果のみを掲げそれについて考察を進めることにする．なお本模型管を用いての実験は2種行つた．その内実験—Iは塵除格子（Trashrack）及び堤体下流面を附けずに純粋に管水路のみによつて行い，実験—IIにおいては塵除格子及び堤体下流面を附けて測定し，その影響を調べた．

（写真—3，図—10）

その他に補足実験として，入口又は途中から自由水面を有して流れる場合の水位，流量関係とか，塵除格子のみの影響を分離して調べる



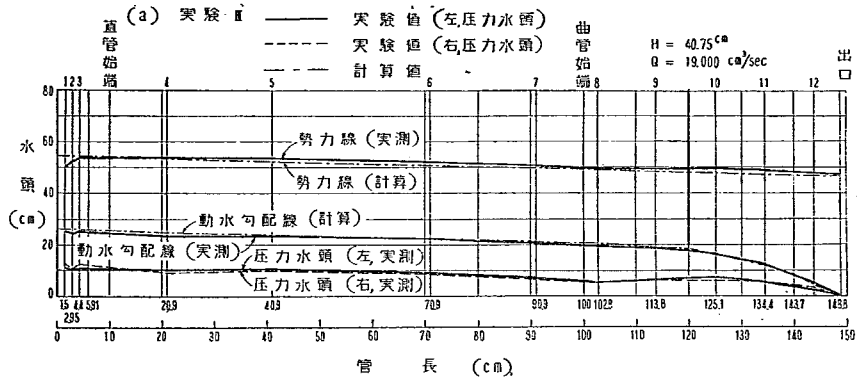
図—10　塵除格子構造図

ための実験も行つた．

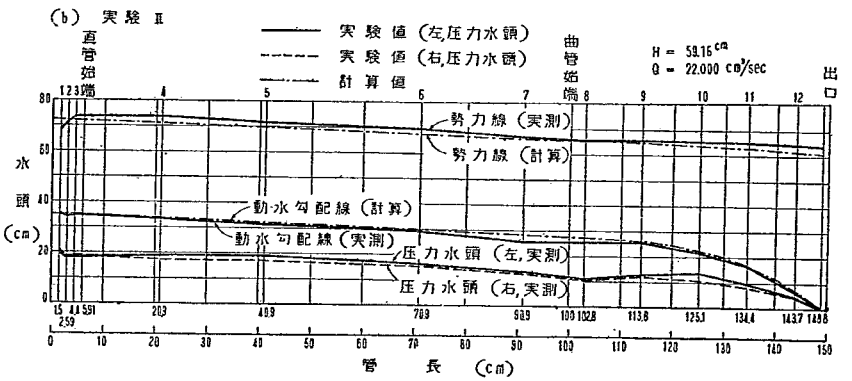
参考のため実験結果の数例を巻末に表示した．（附表—1，2，3）

なお，本表及び今後においてHは管水路入口中心と貯水池水面との高低差を示し，動水勾配線及び勢力線は出口中心を基準高にとつた．又ここに得られた実験値に基づいて，H＝40.75，59.16，80.47，100.22cmの各場合について勢力線，動水勾配線及び上下ピエゾメーターの圧力水頭線を図示した．（図—11）

以上の実験結果に基づいて放水管内の水頭損失の原因となる各種要素を分析考察すると共に，管内の圧力分布についても簡単に触れることにする．



図—11—(a)

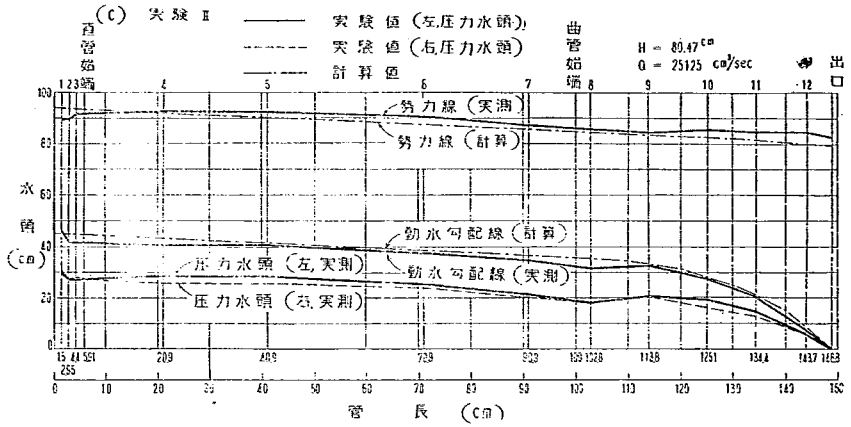


図—11—(b)

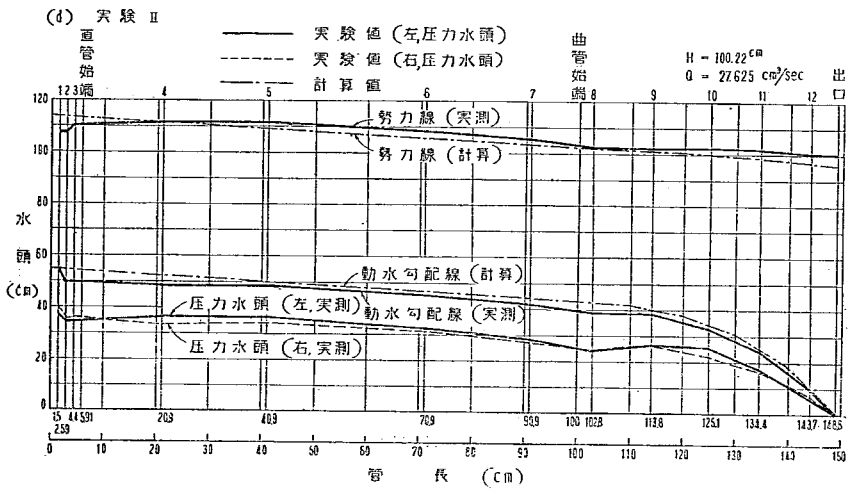
2　水位　流量関係

実験—I，IIについて水位Hと流量Qとの関係を求めてこれを表—5，6，図—12に示した．

図—12より直ちに次のことが指摘できる．すなわち水位を横軸に流量を縦軸にとると，水位が低いときは，水位，流量曲線は上に凹であるが，水位が高くなると逆に上に凸なる曲線となる．これは水位が低いときには開水路流れとなるためであつて，詳細は次章において取扱うことにする．次に実験IとIIとの水位，流量曲線が系統的なるずれを示すことが指摘できるのであるが，これについては本節8において説明する．



図—11—(c)



図—11—(d)　勢力線，動水勾配線，上下圧力水頭線図

3 摩擦抵抗係数

諸種の水頭損失要素の内，まず管内水頭損失の最大原因と思われる摩擦抵抗について考察することにしよう．このような円形管水路流れについては近年 Prandtl, Kármán, Taylor, Nikuradse, Stanton その他多くの流体力学者によつてほぼ究明し尽された感があるので，我々はここに得られた実験結果をこれら先人の研究と

表—5 水位，流量実測値

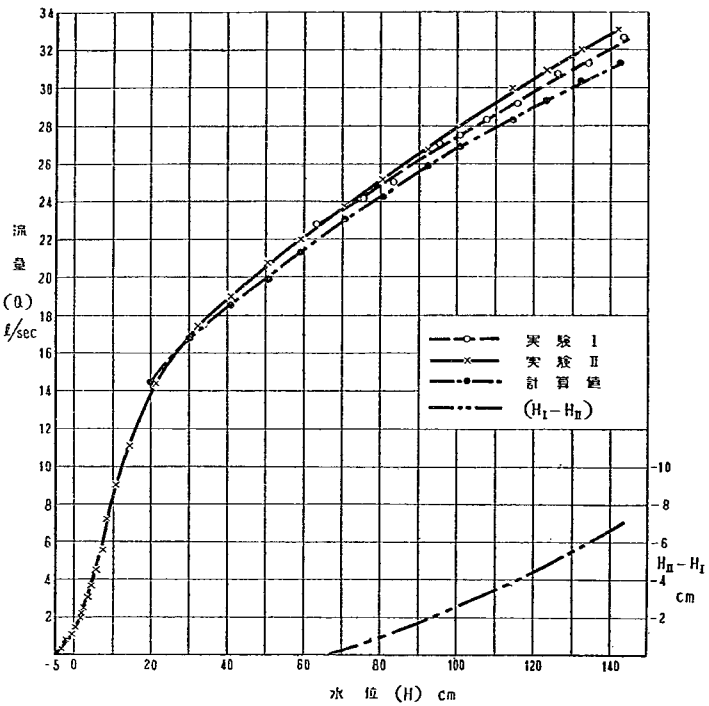
（実験Ⅰ）

水　位 cm	流　量 cm^3/sec
63.30	22.80
75.38	24.20
83.28	25.03
95.67	27.02
100.61	27.50
107.52	28.30
115.48	29.20
126.14	30.70
134.00	31.30
143.52	32.60

表—6 水位，流量実験及び計算値（実験Ⅱ）

水　位 cm	実測流量 cm^3/sec	備　考	計算流量 cm^3/sec
-3.39	360	開水路流れ	
-2.02	800	〃	
-0.78	1,100	〃	
0.20	1,450	〃	
1.69	2,000	〃	
1.93	2,150	〃	
2.42	2,450	〃	
3.25	3,050	〃	
4.32	3,700	〃	
5.45	4,570	途中より自由水面	
7.04	5,600	〃	
8.33	7,200	〃	
10.58	9,000	〃	
14.10	11,100	全管満水する	
21.28	14,400	〃	
32.20	17,400	〃	
40.75	19,000	〃	18,570
50.11	20,750	〃	19,960
59.16	22,000	〃	21,380
70.14	23,750	〃	23,100
80.47	25,130	〃	24,310
92.31	26,750	〃	25,840
100.22	27,630	〃	26,900
114.68	29,750	〃	28,370
123.33	30,900	〃	29,310
132.67	32,000	〃	30,300
142.20	33,000	〃	31,270

比較考察することにしよう．円管に沿うての圧力降下は一般に次式にて表わされる．



図—12 水位・流量曲線(1)

$$h_f=\lambda\frac{L}{D}\frac{V^2}{2g} \quad \cdots\cdots (2)$$

ここにh_fは管の長さLについて生ずる水頭損失，Dは円管の直径，Vは管内の平均流速，gは重力加速度をあらわす．λはいわゆる摩擦抵抗係数と呼ばれる無次元量であつて，Reynolds数 $Re\left(=\frac{DV}{\nu}\right)$ の函数であることが究明されているが，内面滑かな管と粗する管とにおいてその特性を著しく異にする．次にλについて簡単に説明する．

(1) 内面滑かな円管

滑かな円管に関する多くの実験結果によれば次のことがわかつた．Reynolds 数が小さく管内の水が層流として流れている場合には

$$\lambda=\frac{64}{R_e} \quad \cdots\cdots (3)$$

となることが理論的に導かれているが，これは実験値とよく一致する.[2] Reynolds 数がある臨界値（Schiller の研究によれば 2,320）を超えると管内の層流は破れて乱流となるが，この乱流域については，理論式はないが多くの実験式が発表されている．その内 Reynolds 数が比較的に小さい間，すなわち $3,000 < R_e < 10^5$ では Blasius の公式[3]

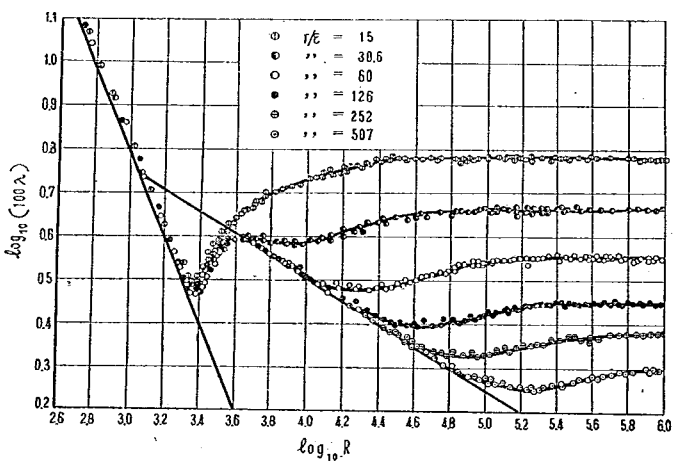
$$\lambda = 0.3164 R_e^{-1/4} \quad \cdots\cdots (4)$$

がよく実験値と一致するが Reynolds 数が大きくなると λ を小さく与え，むしろ次の Nikuradse の公式がよくあてはまるようである.[4]

$$\lambda = 0.0032 + 0.221\, R_e^{-0.237} \quad \cdots\cdots (5)$$

（2） 内面粗なる円管

この場合の研究については，有名なる Nikuradse の実験がある．Nikuradse が求めた 100λ と R_e との関係を図—13に示したが，同図において r は管の半径，ε は内面にはりつけた砂粒の直径すなわち粗度をあらわすものである.[5] Reynolds 数が小さいときには λ は滑かな管の場合と変りがなく，粗度の影響はあらわれないが，Reynolds 数が大きくなると滑かな管に関する曲線からその相対粗度 r/ε に応じて次第にはなれ，遂にはそれぞ



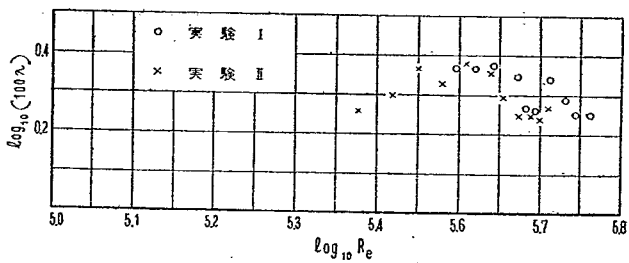
図—13　Reynolds 数と λ との関係

2）藤本武助：応用流体力学，P. 405
3）Blasius, H.：Das Ähnlichkeitsgesetz bei Reibungsvorgänge in Flüssigkeiten, Forsch. Arb. Heft 131.
4）Nikuradse, J.：Gesetzmäßigkeiten der turbulenten Strömung in glatten Rohren, Forschungsheft 356, 1932
5）Nikuradse, J.：Strömungsgesetze in rauhen Rohren, Forschungsheft 361, 1933

れr/εによつて決まる一定値に近ずき，Reynolde 数に無関係となることが分る．この様な状態に至れば λ は始めて管壁の粗度のみに関係する完全なる水理学的常数となるのであつて，これを実験式で示せば次の通りである．[6]

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}}=1.73+2.00\,log_{10}\frac{r}{\varepsilon} \quad \cdots\cdots(6)$$

このような現象の力学的考察はここでは省略して，実験 I，II について直管部の圧力水頭差より求めたλと Reynolds 数との関係を図—14に示す．残念なことに，装置の制限上得られる Reynolds 数の範囲が狭いので，この図表からはλが Reynolds 数と無関係となる領域にあるか否かを断定することは困難である．



図—14 Reynolds 数とλとの関係（実験値）

従つて我々は Nikuradse が精密なる実験より求め，且つ多くの研究者によつて確められた図—13と比較して論ずることにする．図—13 との比較によれば，我々が使用したアクリル樹脂製管は一見極めて滑かではあるが，明らかに内面粗なる管でその相対粗度は次の範囲にあることが分る．

$$r/\varepsilon=100\sim400 \quad \cdots\cdots(7)$$

r=5cm であるから

$$\varepsilon=0.012\sim0.05\text{cm} \quad \cdots\cdots(8)$$

の範囲の粗度を有するものと思われる．実験範囲の Reynolds 数は $\log_{10} R_e=5.4\sim5.7$ であるから，λは Reynolds 数に無関係となる限界のあたりに相当するようである．実験より求めたλも多少の不規則性は見られるが，その精度を考えればまずλ＝一定として差支えないものと考えられる．以上の如き考察より以後λ＝0.019 ととることにする．実際の放水管においては R_e は10^7 の位にある管であるから，摩擦抵抗係数は勿論 Reynolds 数に無関係な常数となるであろう．実際放水管のλの範囲は鋳鉄管の場合は新管で，0.011～0.013，旧くなれば使用年月並びに周囲の状況によつて異なるので一概には言えないが，数十年使用すれば 0.025～0.03 程度にはなるようである．銅管又は鍛鉄管の場合には鋳鉄管よりやや小さくなり，コンクリート管では多少大きくなるものと思われる．

4 入口損失係数

6）Goldstein, S： Modern Developements in Fluid Dynamics. Vol. II, P. 380

入口形状の良否は流量損失に影響するのみならず空洞現象の発生に重大なる関係があり，設計不良のためにしばしば管入口部を破壊した実例もある位であるから，その曲線形決定には慎重なる注意を必要とする．普通推賞されているのはベルマウスと称するラッパ状をなす入口曲線形であつて，我々が数種の比較実験の後採用した（1）式にて与えられる楕円入口曲線形もベルマウスに属するものである．この曲線形は実験範囲の水位及び管内流速に対しては，大体満足すべき結果を与えた．ただ貯水位が高くなつて管内流速が早くなると多少剝離の傾向が現われるようにも思われたので，貯水位が更に高い場合又は出口の絞り率が小さくて管内流速が早い場合にはもつと入口開度の大きいベルマウス曲線，例えば次の実験式にて与えられる曲線形を使用した方が安全ではないかと思われる．[7]

$$X^2/D^2+Y^2/(D/3)^2=1 \quad \cdots\cdots(9)$$

記号の意味は（1）式と同じである．各種ベルマウスの比較実験は目下実施中であるので，追つて発表することにしてここでは触れない．

貯水池水面と入口曲線の末端との間に Bernoulli の定理を適用して，入口損失係数 f_e を求めれば次式にて与えられる

$$f_e=\frac{2g(H-h)}{V^2}-1 \quad \cdots\cdots(10)$$

ここに h は入口曲線末端における圧力水頭，V は入口曲線末端（すなわち直管内）の平均流速である．(10)式に基づいて実験 I 及び II について入口損失係数を計算した所，水位又は Reynolds 数等との関係は全く求めることができなかつた．又塵除格子の影響も I，II の実験の比較からは分析できず，ただ両実験より

$$f_e=0.01\sim0.05$$

の範囲にあることを出し得たに過ぎなかつた．このため塵除格子の影響を分離して調べるためには，次に説明する特別の実験を行わねばならなかつた．

要するに本実験より明らかにされたことは，適当に設計されたベルマウスによる入口損失は極めて微々たるものであつて，これを無視するも殆んど影響ないということであつた．

5　塵除格子損失係数

塵除格子及びその支持台の影響を分離するために次の如き実験を行つた．まづ塵除格子を取附けたまま流量 29.4 l/sec を流しこの場合の貯水位並びに管内各点の圧力を測定し，続いて同一流量を保つたまま塵除格子及びその支持台を外して同一測定を繰返した．（附表—3）

この場合塵除格子を除けばその抵抗損失に相当する分だけ貯水位が下る筈であるから，両実験の貯水位の差を ΔH とすると，塵除格子（支持台を含む）損失係数 f_t（これは f_e の一部である）は次式にて与えられる．

$$\Delta H=f_t\frac{V^2}{2g} \quad \cdots\cdots(11)$$

$$\Delta H=117.07-116.08=0.99\text{cm}$$

7）Corps of Engineers, U. S. Army ： 前出

$\frac{V^2}{2g}=72.05\,cm$であるから

$f_t=0.0137$

すなわち塵除格子損失係数は極めて小さく殆んど無視し得ることが分る．図示は省略したが勢力線及び動水勾配線等は塵除格子の有無にかかわらず，ベルマウス部に多少の不規則が見られる外は殆んど変らないことも極めて当然であると言わなければならない．ベルマウス部の上下，特に下側のピエゾメーターの圧力水頭は塵除格子の有無により幾分変るようであるが，何分にも1回しか実験を行つていないので判然とした結論を引出すことはできない．

6 彎曲並びに断面変形による水頭損失

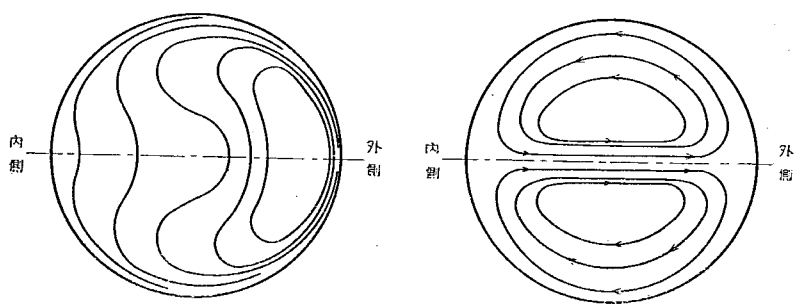
本実験においては，管水路の彎曲と同時に断面形を変形縮小してあるから，彎曲及び断面変形の影響をそれぞれ純粋に分離することはできず，両者の綜合効果として調べなければならない．

lなる微小区間をとり，摩擦抵抗係数λなる場合の単位長さ当りの彎曲，断面変形損失係数をf_bとし，勢力線の下りをΔhとすれば，

$$\Delta h=\lambda\frac{l}{D}\frac{V^2}{2g}+f_b\,.\,l\frac{V^2}{2g} \qquad \cdots\cdots(12)$$

各実験資料について上式よりf_bを計算した所，実質的に0となることが分つた．このことは図—11の勢力線の勾配が直管部及び曲管部を通して殆んど同一であることより，視察的にも極めて明瞭である．換言すれば彎曲並びに断面変形による水頭損失は，少なくともこの種放水管においては，事実上無視し得るのである．これは重要なる結論のように思われる．というのは，放水管の水理計算を行う際に，評価し難い彎曲並びに断面変形水頭損失を無視してよいということは，水理計算を著しく簡単にするからである．

では何故に彎曲並びに断面変形による水頭損失が極めて小さくなつたのであるかその理由を力学的見地より考察してみよう．これは第1に曲管の彎曲率及び断面変形率が小さいことに起因するものであるが，なおその他に以下の如き理由も存在するのではないかと思われる．彎曲による水頭損失が生ずるのは，一般に次のよう



等流速線図　　2次流図

図—15 曲管内の流れ

な理由に基づくものとされている．すなわち早い速度で流れる流体粒子が外側の壁面につき当り，その粒子は圧力差のために壁面に沿つて内側の方へ廻り込み，かくして螺旋運動をする二次流を発生する．（図—15）

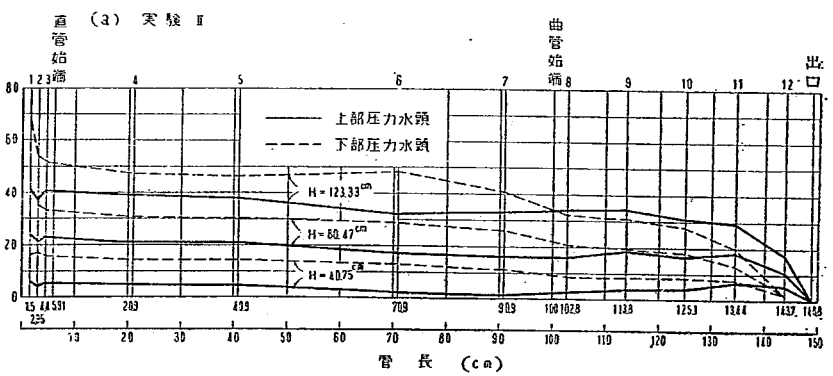
このために彎曲する管の等流速線は同心円ではなく速度の大きい部分が外側に偏つた形を呈するに至る．このような螺線流は彎曲が終つた後でも急には消滅せず，かなり長い間存続するものであるが，このため余分の乱れのエネルギーを発生しこのエネルギーは除々に流体粘性の作用によつて消耗するものである．

ところで我々が使用した管水路の場合には曲り始めると同時に漸次上下につぶし左右にひろげた楕円形に変形したのであるから，上に述べた如き二次流の発生はかなり妨げられ，又一方彎曲が終つて二次流が発達した頃には既に管外に流出して，螺線流の作用を無くしたのである．更に断面積を次第に絞つているが，かかる断面縮少の場合には流速分布を一様にする傾向を有することが分つている．従つてこれ又前記の二次流の発達を妨げると共に，壁面境界層の厚くなることを防ぐに効果あつたものと思われる．以上の如き諸作用によつて，彎曲並びに断面変形損失を極めて小さくしたものと推定されるが，このことはこの種放水管を彎曲させるとき上下につぶした楕円形にするのがよいという経験的事実に一つの流体力学的根拠を与えるものと思われる．又この外に曲管内圧力分布のため及び放流水を堤体面に沿わせるにも都合がよいことは明らかである．

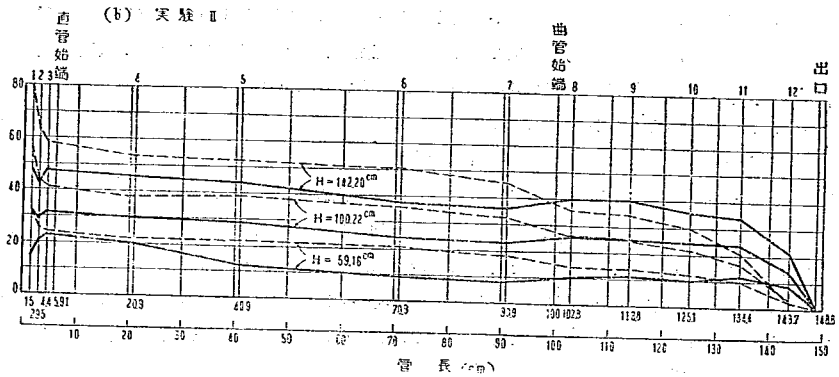
著者達は不幸にして管内の流速分布を測定していないので，直接流速分布観測より上述の推論を確めることはできなかつたが，外壁面と内壁面との壁面圧力の差を理論値と照合して間接的には確かめることができた．以上により彎曲と同時に上下につぶし左右にひろげた楕円形断面に絞る場合には，彎曲並びに断面変形による水頭損失は無視し得るということを一般的に結論して差支えないと信ずる．

7　管内圧力分布

管壁の上下左右にピエゾメーターを設置してあるので，これにより壁面に働く圧力分布を知ることができる．図—11の左右のピエゾメーターの圧力値はほぼ完全に一致し且つ直管部においては一様に出口に向つて下降傾斜している．次に各流量について上下の圧力水頭線の比較を図—16に示した．



図—16 (a) 上下ピエゾメーターの圧力水頭線

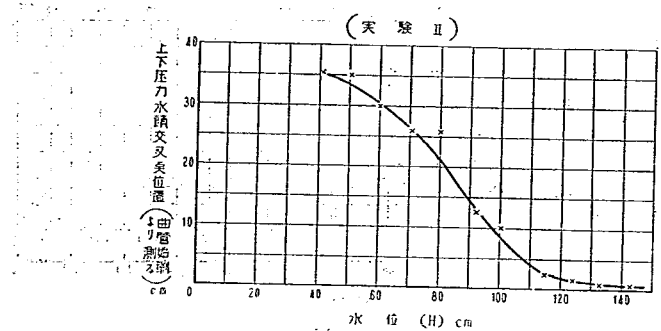


図—16 (b) 上下ピエゾメーターの圧力水頭線

(1) ベルマウス部 上，下の圧力水頭に多少不規則なふれが見られるが，これはこの入口曲線形がこの水位，流量に対して理想的なものではないことを意味するものであろう．

(2) 直管部 上，下の圧力水頭差はほぼ10cmで，左右の圧力水頭は大体その中間の値を有するから，管内圧力分布は静水圧的分布をなすものと言える．このことにより直管内において空洞現象を最も発生し易いのは上側管壁面であることが分る．又 Bernoulli の定理から求めた圧力水頭は管断面の平均値であるから，その最低値はこの断面平均値から $D/2$ を減じた値をとるものと考えられる．

(3) 曲管部 曲管始端においては静水圧分布をなしているが，曲り始めると遠心力の作用により上側の圧力が次第に大となり，下側の圧力は逆に小さくなるので，上，下両圧力線は途中で交叉するに至る．その交叉の位置は水位（すなわち流量）が小さいときは出口に近いが，水位が高いときには曲り始めると直ちに交叉するのであつて，この交叉点の位置と水位 H との関係を図—17に示した．かくて曲管部においては空洞現象を最も発生し易い個所は出口に近い下側管壁面であることが分る．このような曲管内の圧力分布の理論的考察並びに実験値との照合は次編において取扱う予定である．



図—17 上下圧力水頭交叉点と水位との関係

8　堤体下流面の影響

実験Ⅱは既述の如く塵除格子と堤体下流面を有する点においてのみ実験Ⅰと異なるのであつて，その内塵除格子の影響は既に本節5，において究明した如く僅かなものであるから，両実験の比較により堤体下流面の影響を調べることができる．さきに示した図—12の水位，流量曲線より次の事実を指摘することができる．すなわち堤体下流面を取附けた実験Ⅱと然らざる実験Ⅰとを比較すれば，水位が低い場合には両者は殆んど同一結果を与えるが，水位が高くなると実験Ⅱの方が次第に大きい流量を示している．塵除格子はその影響は小さなものではあるが，勿論Ⅱの方へ小さな流量を与えるよう作用する筈であるから，これより本実験においては堤体下流面は流量を余計に流す働き，すなわち引張り作用をしたと結論することができる．

この理由は管水路出口を堤体下流面にすりつける trough（樋）は流速大なる場合に放流水が抛物体として運動する軌跡よりも下向き勾配を有しているため，水を吸出す作用をなしたことによるものと推定される．従つて実測は行わなかつたが，trough 内には当然負圧を生じているものと考えられる．従つてこのような設計は好ましからぬものであり，もし万やむを得ない時には trough の底に給気孔を設けるべきであると思う．trough 底の負圧は実測してないのでやむなく次のようにして一応その大いさを推定してみる．

図—12において流量Qを流した場合の実験Ⅰ及びⅡにおける水位をH_{I}，H_{II}，出口中心と入口中心との高低差をz，実験Ⅱにおける出口の平均圧力水頭をp_n，trough の影響を除く各種水頭損失係数の和をζとし，塵除格子の影響を無視すればζはⅠ，Ⅱに共通であるから，

$$\frac{V^2}{2g}(1+\zeta)=H_{\mathrm{I}}+z \quad \cdots\cdots(13)$$

$$\frac{V^2}{2g}(1+\zeta)=H_{\mathrm{II}}+z-p_n \quad \cdots\cdots(14)$$

(13)，(14) より $p_n=H_{\mathrm{II}}-H_{\mathrm{I}}$ ……(15)

H_{I}とp_nとの関係を示す曲線を図—12に2重鎖線で示してあるが，この図表によれば例えば流量 33l/secの時には，$p_n=-7$cm となる．出口の上側は大気に接して圧力0であることは明らかであるから，−7cm の出口平均圧力を与えるためには trough の底には恐らくこの倍位の値すなわち−14cm 程度の負圧を生じているものと推定される．この値を実物に換算すれば，−3.6mの負圧となる．従つて更に水位が高い場合には空洞現象を生ずる虞れが多分にあるといわなければならない．

9　流出渦

実験に使用した如き管水路によつて水を流出せしめる場合には，貯水池水位が低い時にいわゆる流出渦を生じて空気が吸込まれることは古くから知られている事実であるが，筆者等の実験においてもその発生を観察することができた．実験結果によれば $H/D\leqq 5.5\sim 6$ において生ずることが分つた．

しかしながら，流出渦の発生は想像される程には水位，流量関係に悪影響を及ぼさないようであつて，図—11 (a) はこのような状態の下で測定された実験値であるが，流出渦の影響を無視し，次章に述べる計算法に従つて求めた計算値とよく一致することが分る．従つてこの種管水路においては特に水位が低い場合 ($H<2D$) を除き，流出渦については別段考慮を払う必要はないようである．

IV 放水管の水理計算式

〔1〕概　　論

前章において放水管模型管に関する実験結果について，各種水頭損失要因を分離して説明したが，之等を論じた根拠は上に示したデータ以外に数種の模型管のデータをも参照したものであつて，相当の一般性を有するものである．さて前章に述べた所により，管内の水頭損失を支配するものは摩擦抵抗であり，その他による水頭損失は甚だ小さいことが判つた．そこで彎曲並びに断面変形損失を無視して，まず管水路として流れる場合の水理計算式を求め，次いで自由表面を持ち開水路として流れる場合を解くことにする．

〔2〕管水路として流れる場合の水理計算式

1 記　　号

図—18の如き管水路について次表の如く記号を定める．

	直管始端	曲管始端	曲管部	出口	摘要
断面積	A_0	A_0	A_x	A_n	最小断面積をとる
潤辺	πD_0	πD_0	P_x	P_n	D_0 は直管部直径
径深	$\frac{1}{4}D_0$	$\frac{1}{4}D_0$	R_x	R_n	最小断面の径深をとる
平均流速	V_0	V_0	V_x	V_n	
出口中心と管中心との高低差	z_0	z_0	z_x	z_n	
圧力水頭	p_1	p_2	p_x	p_n	
動水勾配線の高さ	h_1	h_2	h_x	h_n	出口中心を基準高とする
勢力線の高さ	H_1	H_2	H_x	H_n	〃　〃

H ： 入口中心より貯水池水面迄の高さ

L_0 ： 直管全長

L ： 曲管全長

x ： 曲管始端より中心軸に沿つての長さ

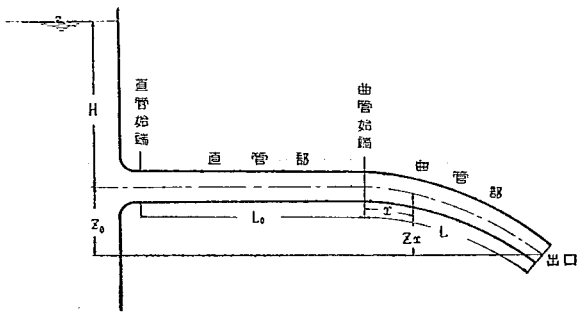
Q ： 流　量

λ ： 摩擦抵抗係数

f_e ： 入口損失係数（塵除格子損失係数を含む）

ここで曲管部の断面積・潤辺・径深は，ある点を通つて最小断面積を与えるような楕円について求めるべき

である.



図—18

2 一般公式

Bernoulli の定理により,

$$\frac{V_n^2}{2g}=H+z_0-f_e\frac{V_0^2}{2g}-\lambda\frac{L_0}{D_0}\frac{V_0^2}{2g}-\int_0^L\frac{\lambda}{4R_x}\frac{V_x^2}{2g}dx \quad \cdots\cdots(16)$$

連続の条件より

$$Q=A_0V_0=A_xV_x=A_nV_n \quad \cdots\cdots(17)$$

であるからこれを(16)に代入して変形すれば結局

$$V_n=\sqrt{\frac{2g\,(H+z_0)}{1+f_e\left(\frac{A_n}{A_0}\right)^2+\lambda\left[\frac{L_0}{D_0}\left(\frac{A_n}{A_0}\right)^2+\frac{A_n^2}{4}\int_0^L\frac{P_x}{A_x^3}dx\right]}} \quad \cdots\cdots(18)$$

(18)式により, V_n を計算すれば, 流量Q及び各断面の流速は(17)式より容易に計算することができる.

次に管の各断面の勢力線, 動水勾配線並びに圧力水頭を次の如く計算する. 但し此処に求める圧力水頭は管断面平均圧力水頭であつて, 断面内の圧力分布については前章〔4〕の7参照のこと.

(1) 直管始端

圧力水頭　$p_1=H-(1+f_e)\frac{V_0^2}{2g}$ ……(19)

動水勾配線の高さ　$h_1=p_1+z_0$ ……(20)

勢力線の高さ　$H_1=p_1+z_0+\frac{V_0^2}{2g}$ ……(21)

(2) 曲端始端

圧力水頭　$p_2=H-\left(1+f_e+\lambda\frac{L_0}{D_0}\right)\frac{V_0^2}{2g}$ ……(22)

動水勾配線の高さ　$h_2=p_2+z_0$ ……(23)

勢力線の高さ $$H_2=p_2+z_0+\frac{V_0^2}{2g} \quad \cdots\cdots(24)$$

（3）曲管部

圧力水頭 $$p_x=H_2-z_x-\frac{V_x^2}{2g}\left(1+\frac{\lambda A_x^2}{4}\int_0^x\frac{P_x}{A_x^3}dx\right) \quad \cdots\cdots(25)$$

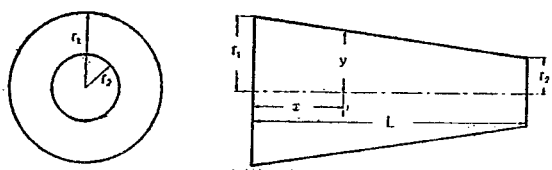
動水勾配線の高さ $$h_x=p_x+z_x \quad \cdots\cdots(26)$$

勢力線の高さ $$H_x=p_x+z_x+\frac{V_x^2}{2g} \quad \cdots\cdots(27)$$

以上により積分値 $\int\frac{P_x}{A_x^3}dx$ が計算できれば，問題は総て解決できたことになる．次に最も簡単な1例について積分値を求めてみる．

〔例題〕

図—19の如く断面円形のまま，直径を直線的に短縮する最も簡単な場合を解けば



図—19

$$P_x=2\pi\left\{r_1-\frac{(r_1-r_2)}{L}x\right\} \quad \cdots\cdots(28)$$

$$A_x=\pi\left\{r_1-\frac{(r_1-r_2)}{L}x\right\}^2 \quad \cdots\cdots(29)$$

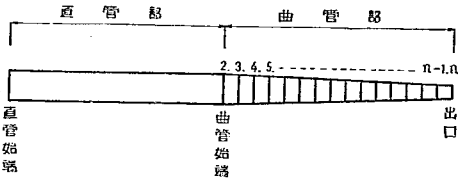
となるから，

$$\int_0^x\frac{P_x}{A_x^3}dx=\frac{L\left\{r_1^4-\left(r_1-\frac{r_1-r_2}{L}x\right)^4\right\}}{2\pi^2(r_1-r_2)r_1^4\left(r_1-\frac{r_1-r_2}{L}x\right)^4} \quad \cdots\cdots(30)$$

本例題の如き簡単な場合には積分可能であるが，円から楕円に変形しつつ且つ断面積を絞る普通の場合には積分困難のことが多い．従つて積分の代りに管を輪切りにしたと考え，一輪内では A_x, P_x 共に一定値をとると考える近似計算法による方が便利である．この計算法によれば輪の間隔を小さくすれば，幾らでも精度を上げることが出来るので実際目的には充分である．

3 近似計算法

図—20に示す如く曲管部を $n-2$ 箇に分割したものとして，曲管始端より断面2, 3, 4……n, と呼ぶことにする．前に表示した各記号にこの数字の添字を附して断面の位置を表わす，すなわち A_3, A_4……A_n の如くである．



図—20

又断面 m—1 と m との間の中心沿距離を $L_{m-1,\ m}$ とし，その他の記号は全て前と同じである．

Bernoulli の定理により

$$\frac{V_n^2}{2g}=H+z_0-f_e\frac{V_0^2}{2g}-\lambda\left\{\frac{L_0}{D_0}\frac{V_0^2}{2g}+\sum_{m=3}^{n}\frac{L_{m-1,\ m}}{8(R_{m-1}+R_m)}\frac{(V_{m-1}+V_m)^2}{2g}\right\} \quad \cdots\cdots(31)$$

又 $$Q=A_0V_0=A_3V_3=A_4V_4=\cdots\cdots=A_nV_n \quad \cdots\cdots(32)$$

従つて，

$$V_n=\sqrt{\frac{2g(H+z_0)}{1+f_e\left(\frac{A_n}{A_0}\right)^2+\lambda\left\{\frac{L_0}{D_0}\left(\frac{A_n}{A_0}\right)^2+\sum_{m=3}^{n}\frac{L_{m-1,\ m}}{8(R_{m-1}+R_m)}\left(\frac{A_n}{A_{m-1}}+\frac{A_n}{A_m}\right)^2\right\}}} \quad \cdots\cdots(33)$$

(33)式により，V_n を計算すれば流量及び各断面の流速は(32)式より計算できる．

各断面の圧力水頭，動水勾配線の高さ，勢力線の高さの求め方については直管部は前の一般式がそのまま成立する．

曲管部（断面—q）

圧力水頭 $$p_q=H_2-z_q-\frac{V_q^2}{2g}-\lambda\sum_{m=3}^{q}\frac{L_{m-1,\ m}}{8(R_{m-1}+R_m)}\frac{(V_{m-1}+V_m)^2}{2g} \quad \cdots\cdots(34)$$

動水勾配線の高さ $$h_q=p_q+z_q \quad \cdots\cdots(35)$$

勢力線の高さ $$H_q=p_q+z_q+\frac{V_q^2}{2g} \quad \cdots\cdots(36)$$

以上の如き近似計算法の精度を調べるために，模型管の曲管部を5区間に分割し(32)～(36)式に従つて流量及び各断面の水理量を計算した．(図—11，12　附表—4)．

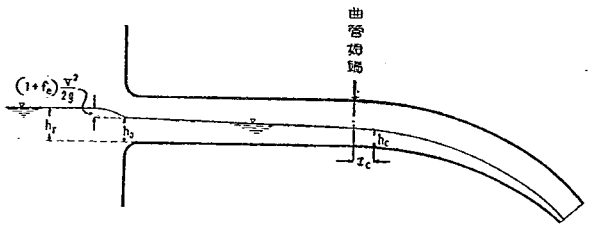
図—11，12から明らかな如く，計算値と実験値との一致は良好で，上述の計算法を実際に使用して差支えないことを確めることができた．従つてこの計算のみにより或る程度空洞現象の予測も可能である．

すなわち p_q より，管内各断面の平均圧が分るから，直管部は直ちに空洞発生の有無が分り，曲管部は彎曲による圧力分布を何等かの方法により推定できれば判断できる．

〔3〕 開水路として流れる場合の水理計算式

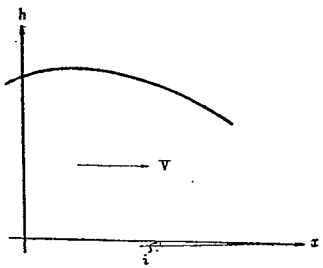
貯水池水位が低く，管の入口から開水路として流れる場合の水位，流量関係を求めることにする．放水管は

一般に直管部は円管で曲管部は楕円管のことが多いが，入口から矩形若しくはその他の変形管のこともある．矩形管の計算法は容易であり，各種の水理教科書に記載してあるから，ここでは省略して，長径，短径，底勾配何れも距離と共に変化する楕円形水路について，常流から射流への変移点の位置，限界水深，変移点の水面勾配を求める計算式を導くことにする．(図—21)

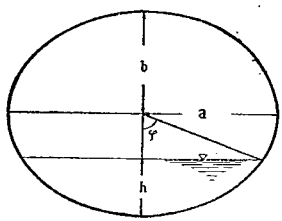


図—21

座標軸を図—22の如くとれば不等速定流の基本方程式は次式で与えられる．



図—22



図—23

$$-i+\frac{dh}{dx}+\frac{Q^2}{C^2RA^2}+\alpha\frac{Q^2}{2g}\frac{d}{dx}\left(\frac{1}{A^2}\right)=0 \quad \cdots\cdots(37)$$

楕円の長半径，短半径をそれぞれ a, b とし水深を h とすれば，流れの断面積 A は一般に h, a, b の函数であるから (37) は次の如くなる．(図—23)

$$\frac{dh}{dx}=\frac{i-\dfrac{Q^2}{C^2RA^2}+\dfrac{\alpha Q^2}{gA^3}\left(\dfrac{\partial A}{\partial a}\dfrac{da}{dx}+\dfrac{\partial A}{\partial b}\dfrac{db}{dx}\right)}{1-\alpha\dfrac{Q^2}{gA^3}\dfrac{\partial A}{\partial h}} \quad \cdots\cdots(38)$$

ところで常流と射流との変移点を求めるには $\frac{dh}{dx}=\frac{0}{0}$ となる点を計算すればよい．そこで今，

$$F_1(h,x)=1-\frac{\alpha Q^2}{gA^3}\frac{\partial A}{\partial h} \quad \cdots\cdots(39)$$

$$F_2(h,x)=i-\frac{Q^2}{C^2RA^2}+\frac{\alpha Q^2}{gA^3}\left(\frac{\partial A}{\partial a}\frac{da}{dx}+\frac{\partial A}{\partial b}\frac{db}{dx}\right) \quad \cdots\cdots(40)$$

とおけば

$$\left\{\begin{array}{l} F_1(h,x)=0 \quad \cdots\cdots(41) \\ F_2(h,x)=0 \quad \cdots\cdots(42) \end{array}\right.$$

を連立に解けばよい．流速公式として Manning 公式を使用すれば

$$C=\frac{1}{n}R^{1/6} \quad \cdots\cdots(43)$$

(39), (41) より

$$\frac{\alpha Q^2}{gA^3}\frac{\partial A}{\partial h}=1 \quad \cdots\cdots(44)$$

従つて (44) 式を解くために，Aをhの函数として表わせば．

$$A=ab\cos^{-1}\frac{b-h}{b}-\frac{a(b-h)}{b}\sqrt{2bh-h^2} \quad \cdots\cdots(45)$$

ここで $\frac{h}{2b}=t$, $\pi ab=A_t$ とおき

$$A_*=\frac{1}{\pi}\left\{\cos^{-1}(1-2t)-2(1-2t)\sqrt{t-t^2}\right\} \quad \cdots\cdots(46)$$

とすれば

$$A=\pi abA_*=A_t A_* \quad \cdots\cdots(47)$$

A_*と t との関係は附図—1に図示した．

故に $\frac{\partial A}{\partial h}=4a\sqrt{t-t^2}$ $\cdots\cdots(48)$

(48) 式を (44) 式に代入すれば

$$Q^2=\frac{gA_t^3\ A_*^3}{4\alpha a\sqrt{t-t^2}} \quad \cdots\cdots(49)$$

$\frac{a}{b}=m$, $\alpha=1.1$ とおけば上式は

$$\frac{Q}{mb^{5/2}}=8.31(t-t^2)^{-1/4}A_*^{3/2}=Q_* \quad \cdots\cdots(50)$$

(50)式が限界水深と流量との関係を与える式であつて，Q_*は tだけの函数であるからこれを計算し，附図—2に示した．従つて$m, b,\ t$より直ちにQを求めることができる．又円形断面の場合には円の半径を r とすると (50) 式は

$$Q=r^{5/2}Q_* \quad \cdots\cdots(51)$$

次に (40). (42) において $\frac{da}{dx}=a'$, $\frac{db}{dx}=b'$ とおけば

$$i-\frac{Q^2}{C^2RA^2}+\frac{\alpha Q^2}{gA^3}\left(\frac{\partial A}{\partial a}a'+\frac{\partial A}{\partial b}b'\right)=0 \quad \cdots\cdots(52)$$

上式の各項を t, m等の函数として表わす事にする.

まず準備として潤辺 Pを計算する.

$$P=2a\int_0^{\varphi}\sqrt{1-k^2\sin^2\theta}\ d\theta=aP_* \quad \cdots\cdots(53)$$

ただし $k^2=\frac{a^2-b^2}{a^2}=1-\left(\frac{1}{m}\right)^2$ $\cdots\cdots(54)$

$$\varphi=\cos^{-1}\frac{1-2t}{\sqrt{(1-2t)^2+4m^2(t-t^2)}} \quad \cdots\cdots(55)$$

P_*は第二種楕円積分であつて t, mのみの函数となるのでこれを計算し附図－3に図示した.

円形断面の場合には (53) 式は積分可能であつて

$$P=D\cos^{-1}(1-2t) \quad \cdots\cdots(56)$$

この Pを用いて径深 Rを書き直せば

$$R=\frac{A}{P}=\pi b\frac{A_*}{P_*}=bR_* \quad \cdots\cdots(57)$$

R_*は t, mの函数として附図－4に示す.

次に

$$\frac{\partial A}{\partial a}=\pi bA_* \quad \cdots\cdots(58)$$

$$\frac{\partial A}{\partial b}=\pi aB_* \quad \cdots\cdots(59)$$

ここに $B_*=\frac{1}{\pi}\left\{\cos^{-1}(1-2t)-2(1+2t)\sqrt{t-t^2}\right\}$ $\cdots\cdots(60)$

であつて，附図－1に図示した. 以上で必要な項を計算することができたから，(52) 式は次の如く整理される.

$$Q=\frac{A_t\ A_*\ t^{\frac{1}{2}}}{\sqrt{\frac{n^2}{(bR_*)^{4/3}}-0.3526\frac{(ba'A_*+ab'B_*)}{A_t\ A_*}}} \quad \cdots\cdots(61)$$

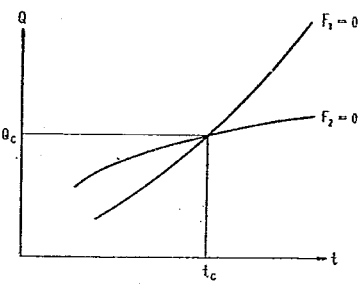
断面形が距離に関して不変のときには

$$Q=\frac{1}{n}A_t\ A_*\ t^{\frac{1}{2}}(bR_*)^{\frac{2}{3}} \quad \cdots\cdots(62)$$

更に断面不変の円形の場合には

$$Q=\frac{\pi D^2}{4n}A_*i^{\frac{1}{2}}\left(\frac{D}{2}R_*\right)^{\frac{2}{3}} \quad \cdots\cdots(63)$$

(50) 又は (51) と (61)～(63) を同時に満足する Q. t. i 等を求めれば，或る一定流量 Q に対する変位点の位置と限界水深とを知ることができるのであるが，実際計算には次のようにして解くのが便利である．先ず変移点の位置を仮定すれば (50) 式の b, m が定まるので，数個の t に対して Q を計算し図—24に示す如く，$F_1=0$ なる曲線を描く．次に (61) 式において右辺は t 以外全て既知量となるから，同じく t と Q との関係を示す曲線 $F_2=0$ を図—24上に描く．もし両曲線が交れば，その交点の t. Q の読みより直ちに限界水深とその時の流量を知ることができる．交わらなければその断面は如何なる流量に対しても変移点は存在しないのである．断面不変円の場合には (51) 式は変移点の位置に関係しないから，計算は極めて簡単となつて，(51) 式を満足する任意の一組の Q, t の値を (63) 式に代入して i を求めれば変移点の位置が簡単に求まる．この場合には全然試算を必要としないのである．



図—24

次に変移点の水面勾配を計算しなければならないが，この点では $\frac{dh}{dx}=\frac{0}{0}$ と不定形となるから上，下両項を別々に微分する．

$$\left(\frac{dh}{dx}\right)_{\substack{h\to h_c\\ x\to x_c}}=\lim_{\substack{h\to h_c\\ x\to x_c}}\frac{F_2(h,x)}{F_1(h,x)}=\left[\frac{\frac{d}{dx}F_2(h,x)}{\frac{d}{dx}F_1(h,x)}\right]_{\substack{h=h_c\\ x=x_c}} \quad \cdots\cdots(64)$$

(64) の上，下両項を計算する．先ず $\frac{dF_1}{dx}$ を求めれば

$$\frac{dF_1}{dx}=\frac{3\alpha Q^2}{gA^4}\frac{\partial A}{\partial h}\frac{\partial A}{\partial x}-\frac{\alpha Q^2}{gA^3}\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{\partial A}{\partial h}\right)$$

$$=\frac{0.1122Q^2}{(A_t A_*)^3}\left\{\frac{48a^2(t-t^2)}{A_t A_*}-\frac{m(1-2t)}{\sqrt{t-t^2}}\right\}\frac{dh}{dx}+\frac{4.231a\sqrt{t-t^2}\,Q^2}{(A_t A_*)^4}$$

$$(ba'A_*+ab'B_*)-\frac{0.2245Q^2\{2(t-t^2)a'-mt(1-2t)b'\}}{(A_t A_*)^3\sqrt{t-t^2}} \quad \cdots\cdots(65)$$

次に $\frac{dF_2}{dx}$ を求めるのであるが，微分に際して C は常数と見なし，又一般に a', b' は微少量であるからその相乗積及び微分の項を悉く省略すれば，結局において次の形となる．

$$\frac{dF_2}{dx}=\frac{di}{dx}-\frac{Q^2}{C^2A^3}\frac{\partial P}{\partial\theta}\left(\frac{\partial\theta}{\partial h}\frac{dh}{dx}+\frac{\partial\theta}{\partial a}a'+\frac{\partial\theta}{\partial b}b'\right)$$

$$+\frac{3Q^2P}{C^2A^4}\left(\frac{\partial A}{\partial h}\frac{dh}{dx}+\frac{\partial A}{\partial a}a'+\frac{\partial A}{\partial b}b'\right)$$

$$-\frac{3.3Q^2}{gA^4}\frac{\partial A}{\partial h}\frac{dh}{dx}\left(\frac{\partial A}{\partial a}a'+\frac{\partial A}{\partial b}b'\right)$$

$$+\frac{1.1Q^2}{gA^3}\frac{dh}{dx}\left\{a'\frac{\partial}{\partial h}\left(\frac{\partial A}{\partial a}\right)+b'\frac{\partial}{\partial h}\left(\frac{\partial A}{\partial b}\right)\right\} \cdots\cdots(66)$$

上式の各項を計算する.

$$\frac{\partial P}{\partial \theta}=\frac{2a}{\sqrt{m^2-(1-2t)^2\,(m^2-1)}}=a(P_*)' \cdots\cdots(67)$$

$$\frac{\partial \theta}{\partial h}=\frac{m}{2b\{m^2-(1-2t)^2\,(m^2-1)\}\sqrt{t-t^2}}=\frac{\theta_h}{b} \cdots\cdots(68)$$

$$\frac{\partial \theta}{\partial a}=\frac{2\,(1-2t)\sqrt{t-t^2}}{b\,\{m^2-(1-2t)^2\,(m^2-1)\}}=\frac{\theta_a}{b} \cdots\cdots(69)$$

$$\frac{\partial \theta}{\partial b}=\frac{m\,t\,(6t-3-4\,t^2)}{b\{m^2-(1-2t)^2\,(m^2-1)\}\sqrt{t-t^2}}=\frac{\theta_b}{b} \cdots\cdots(70)$$

上各式の $(P_*)'$, θ_h, θ_a, θ_b はそれぞれ附図—5. 6. 7. 8に図示した.

(67)～(70) を (66) に代入して整理すれば

$$\frac{dF_2}{dx}=\left[\frac{12a^2Q^2P_*\sqrt{t-t^2}}{C^2\,(A_t\,A_*)^4}-\frac{mQ^2\,(P_*)'\theta_h}{C^2\,(A_t\,A_*)^3}-\frac{4.231aQ^2\sqrt{t-t^2}}{(A_t\,A_*)^4}\right.$$

$$(ba'A_*+ab'B_*)+\frac{0.2245Q^2}{(A_t\,A_*)^3}\left\{2\sqrt{t-t^2}\,a'-\frac{mt\,(1-2t)b'}{\sqrt{t-t^2}}\right\}\Bigg]\frac{dh}{dx}$$

$$+\frac{di}{dx}-\frac{mQ^2\,(P_*)'}{C^2\,(A_t\,A_*)^3}(\theta_a a'+\theta_b b')+\frac{9.425aQ^2P_*}{C^2\,(A_t\,A_*)^4}(ba'A_*+ab'B_*) \cdots\cdots(71)$$

(64), (65), (71), より変移点の $\left(\frac{dh}{dx}\right)_c$ を求めれば

$$0.1122\left\{48a^2\,(t-t^2)-\frac{m\,(1-2t)\,A_t\,A_*}{\sqrt{t-t^2}}\right\}\left(\frac{dh}{dx}\right)_c^2+\left[\frac{m}{C^2}A_t\,A_*\,(P_*)'\,\theta_h\right.$$

$$-\frac{12}{C^2}a^2P_*\sqrt{t-t^2}+4.231a\sqrt{t-t^2}\,(ba'A_*+ab'B_*)-\frac{0.449A_t\,A_*}{\sqrt{t-t^2}}\left\{2\,(t-t^2)a'\right.$$

$$\left.\left.-mt\,(1-2t)\,b'\right\}+4.231a\sqrt{t-t^2}\,(ba'\,A_*+ab'\,B_*)\right]\left(\frac{dh}{dx}\right)_c-\frac{(A_t\,A_*)^4}{Q^2}\frac{di}{dx}$$

$$+\frac{m}{C^2}(P_*)'\,A_t\,A_*\,(\theta_a a'+\theta_b b')-\frac{9.425aP_*}{C^2}(ba'\,A_*+ab'\,B_*)=0 \cdots\cdots(72)$$

但し $C=\frac{1}{n}(bR_*)^{1/6}$

楕円の形が距離に関して不変の時には $a'=b'=0$ であるから

$$0.1122\left\{48a^2\,(t-t^2)-\frac{m\,(1-2t)\,A_t\,A_*}{\sqrt{t-t^2}}\right\}\left(\frac{dh}{ax}\right)_c^2+\left\{\frac{m}{C^2}A_t\,A_*\,(P_*)'\,\theta_h\right.$$

$$-\frac{12}{C^2}a^2 P_* \sqrt{t-t^2}\Big\}\left(\frac{dh}{dx}\right)_c-\frac{(A_t A_*)^4}{Q^2}\frac{di}{dx}=0 \quad\cdots\cdots(73)$$

普通 a', b' は小さい量であるから，実際計算には，(73) 式に従つて充分である．

断面不変の円形の場合には

$$0.1122\Big\{12D^2(t-t^2)-\frac{1-2t}{\sqrt{t-t^2}}A_t A_*\Big\}\left(\frac{dh}{ax}\right)_c^2+\frac{1}{C^2\sqrt{t-t^2}}\Big\{A_t A_*-3D^2 P_*(t-t^2)\Big\}$$
$$\left(\frac{dh}{dx}\right)_c-\frac{(A_t A_*)^4}{Q^2}\frac{di}{dx}=0 \quad\cdots\cdots(74)$$

(72), (72), (74) 式は $\left(\frac{dh}{dx}\right)_c$ の 2 次式であるから，これ等のいずれかを解いて負根を求めれば，目的とする変移点の $\left(\frac{dh}{dx}\right)_c$ を得る．

以上でもつてある一定流量に対して，変移点の位置，限界水深，並びに水面勾配を知ることができたから，ここを出発点として上流側に向つて不等流方程式 (38) 式を積分すれば入口水位を計算することができる筈である．(38) 式を書き改めれば

$$\frac{dh}{ax}=\frac{i(A_t A_*)^3-n^2Q^2(A_t A_*)(bR_*)^{-4/3}+0.3526Q^2(ba'A_*+ab'B_*)}{(A_t A_*)^3-0.449aQ^2\sqrt{t-t^2}} \quad\cdots\cdots(75)$$

楕円の形が不変の時には

$$\frac{dh}{dx}=\frac{i-\dfrac{n^2Q^2}{(A_t A_*)^2(bR_*)^{4/3}}}{1-0.449\dfrac{aQ^2\sqrt{t-t^2}}{(A_t A_*)^3}} \quad\cdots\cdots(76)$$

断面不変の円形の場合には

$$\frac{dh}{dx}=\frac{i-\dfrac{n^2Q^2}{(A_t A_*)^2\left(\dfrac{D}{2}R_*\right)^{4/3}}}{1-0.2245\dfrac{DQ^2\sqrt{t-t^2}}{(A_t A_*)^3}} \quad\cdots\cdots(77)$$

(75)～(77) 式は一般の積分不能の形であるから，微小区間に分割して数値積分に依らなければならない．数値積分法には各種あつてその選択は目的とする計算の精度と各人の好みに応じて行えばよく，且つ又各水理専門書に記載してあるからここでは説明を省略する．[8] かくして順次管入口まで h を計算し，その呑口の水深を h_0 とすれば管壁下面から測つた貯水池水深 h_r は次式によつて与えられる．(図—21参照)

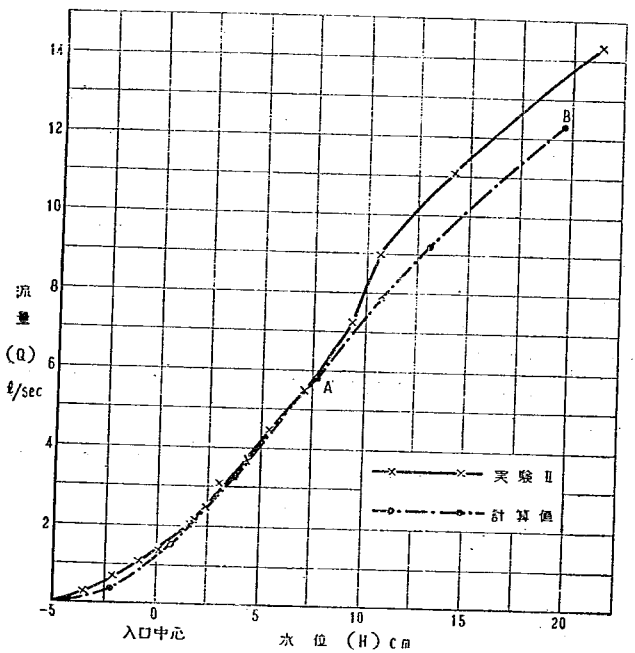
$$h_r=h_0+(1+f_e)\frac{V_e^2}{2g} \quad\cdots\cdots(78)$$

但し f_e は入口損失係数 (0.05～0.1)，V_e は入口断面の平均流速である．

8) 本間　仁：流量計算法

表—7 開水路として流れる場合の水理計算値

水位 cm	流量 cm³/sec	変移点の位置（曲管始端より） cm	限界水深 cm	変移点の $\frac{dh}{dx}$	変移点の底勾配	満水点（入口より） cm
− 4.21	25.6	0.739	0.5	−0.0328	0.00889	
− 2.10	391.3	0.445	2.0	−0.0665	0.00536	
+ 0.76	1,516.0	0.446	4.0	−0.1067	0.00537	
+ 3.75	3,290.0	0.538	6.0	−0.1316	0.00647	
+ 7.69	5,835.0	0.796	8.0	−0.1442	0.00958	
+10.66	7,831.0	1.156	9.0	−0.1307	0.01392	72.59
+13.12	9,171.0	1.620	9.4	−0.1113	0.01950	99.91
+19.59	12,293.0	3.037	9.8	−0.0690	0.03656	101.40



図—25 水位・流量曲線（2）

実験値との比較

実験は使用した管水路に対して上述の計算法と実験値との比較を行つた．計算結果によれば常流より射流への変移点は曲管始端の極く近くにあるので，楕円断面として厳密に解いても，近似的に断面不変円と仮定して計算しても，結果は殆んど一致する事が判明した．従つて簡単に (51), (63), (74), (77). 式を用いて計算した結果並びにこの結果と実験値との比較を表—7，図—25 に示した．但し $\alpha=1.1$, $n=0.011$ と仮定した．図—25の実線が実側値であり，鎖線の中 OA 部分が本計算法に依つて求めたものである．図から明らかな如く実験値と計算値とはよく一致している．

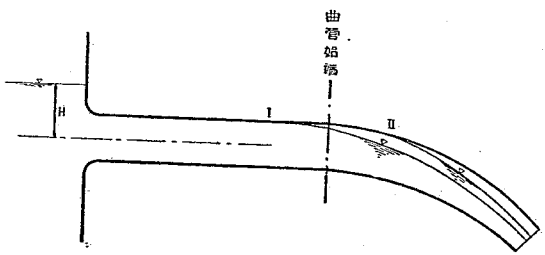
〔4〕 管水路流れの途中から自由水面を持つ場合の水理計算式

1 概　　説

この場合には理論上からは次の二つの場合が考えられる．

（1） 図—26のⅠ点のように自由水面を有する流れが常流から始まる場合

（2） Ⅱ点のように自由水面を有する流れが始めから射流になる場合



図—26

然しながら実際観測によれば，Ⅰ，Ⅱの如き境界点は不安定で常に動揺しているのみならず，この場合には自由水面に接している空気の圧力が境界点の位置に重大なる関係を有している．すなわち自由水面に接する空気は流速にひかれてある速さで運動する管であるから，境界点附近の空気は吸出し作用を受けて圧力が低下する．かくして境界点と出口との大気圧の間に圧力勾配を生じ，ここに空気の循環流を誘発することになる．境界点の位置はこのような管内気圧を解析できなければ正確には決定し難いのであるが，これは今のところ必ずしも容易でないから，ここでは一応気圧を不変と考えて解くことにする．従つて計算と実際とが多少一致しないのはやむを得ないのであつて，実際には計算断面より相当下流において自由水面が現われる筈である．

2 自由水面を有する流れが常流から始まる場合

この場合には先ず前節に述べた方法により，流量を与えて常流より射流への変移点の位置，限界水深，水面勾配を求める．次いで (75)～(77) 式により変移点より上流側に水面形を計算し，水面が管水路の上面に達する断面を求めれば，これが計算上その流量に対して自由水面の始まる位置と考えられる．従つて流量 Q と管水路長 l とが分つたから Bernoulli の定理により貯水池水位 H は次式より計算する事ができる．

$$H=\frac{V^2}{2g}\left(1+f_e+\lambda\frac{L}{D}\right)+\frac{D}{2} \quad \cdots\cdots(79)$$

厳密には（79）式の右辺には境界点の気圧（負圧）を考慮すべきであるが，この圧力は明確でないので無視することにした．従つてある流量に対して大き過ぎる H の値を与えるものと思われる．

3 自由水面を有する流れが始めから射流となる場合

円管内を管水路として流れている水が管壁を離れて自由水面を有するためには，次の条件を満足しなければならないことが証明される．

$$Q<\frac{\pi}{8}CD^{5/2}I^{1/2} \quad \cdots\cdots(80)$$

ここに I は管水路の勾配である．上式の両辺の差がどの位になれば自由水面が現われるかを知るには気圧分布を求めなければならない．従つてここでは（80）式により自由水面が現われ得る可能性を知り得るということを指摘するにとどめることにする．

上述の方法で計算した結果と実験値とを比較して見た所，本節2の方法で計算した値は図—25の AB 部分に示す如く実験値と大差ないことが分つた（表—7）．一方（80）式の両辺を等しく置いて計算した流量では実際には殆んど管水路として流れる事が観察され，本式は必要条件ではあるが一般に充分条件ではないことが言える．

実際に水位計算を行うには，本節（79）式により下から水位，流量を計算すると共に，水位の高い方から全長管水路として水位，流量曲線を求め，その二曲線は多少行き違いになるのが普通であるから，適当な水位(例えば $H=2D$）で両曲線を無理なく接続させるのがよいのではないかと思う．（図—12, 25比較参照）

V 結　　論

I 型に属する放水管の模型実験並びにそれに基づく水理計算法について考察を行つたが，以下その結果を要約する．

1. 放水管の水頭損失を来たす最大要素は摩擦抵抗であつて，摩擦抵抗係数は Reynolds 数にほぼ無関係となる．
2. 入口損失は適当なベルマウスを用いれば，0.03～0.05 程度に小さくすることができる．
3. 塵除格子による水頭損失は微々たるものであつて，無視することができる．
4. 彎曲並びに断面変形による水頭損失はこの種の放水管においては無視し得るものと思われる．
5. 直管内の圧力分布は静水圧的分布をなす．
6. 曲管部においては遠心力の為，上，下管壁に働く圧力の大いさが反転する．従つて彎曲管出口附近の管壁下面が空洞現象に対して最も危険である．
7. 放水管を堤体下流面にすりつける trough は，水が抛射体として運動する軌跡よりも下向き勾配を有する場合には負圧を生じ，時には空洞現象を生ずる事もあり得る．設計上やむを得ない場合には給気孔を設けねばならない．

8. 流出渦は $H/D \leqq 5.5\sim6$ で発生するが，流量に及ぼす影響はさほど大きくない．

9. 距離と共に変形する楕円断面放水管内を水が管水路，及び開水路として流れる場合を一般的に解き，実際計算に便利な各種の図表を作成した．途中から自由水面が現われる場合の解法については今後検討を要する．

以上を以つて第1部を終るが，次編においては I 型放水管の管内圧力分布及び設計法について記述する予定である．終りに臨み，協同研究に当つた当土木研究所員飯田隆一，森正秋，両技官及び研究室員一同に対して厚く感謝の意を表する．

附表—1 実験Ⅰの測定値表

(a) H=63.30cm Q=22,800 cm³/sec T=26°C Re=314,240

断面	流速 cm/sec	流速水頭 cm	圧力水頭 cm				動水勾配線の高さ cm	勢力線の高さ cm
			上	下	左	右		
1	263.44	35.4085	15.94	34.94	31.04	23.54	40.15	75.56
2	279.17	39.7632	20.24	27.14	20.44	20.44	35.85	75.61
3	283.47	40.9976	17.54	26.44	20.44	20.74	35.08	76.08
4	290.45	43.0412	23.04	24.54	21.14	19.54	35.85	78.89
5	〃	〃	14.14	24.24	21.14	19.14	33.58	76.62
6	〃	〃	15.18	22.88	18.78	17.78	32.45	75.49
7	〃	〃	10.28	20.38	16.08	14.18	29.02	72.06
8	290.89	43.1719	14.18	15.88	12.98	12.88	27.67	70.84
9	292.41	43.6243	13.18	15.88	14.98	14.18	27.17	70.79
10	304.40	47.2752	8.38	14.18	15.52	12.88	22.42	69.70
11	302.85	52.52	13.98	11.48	11.38	10.48	17.92	70.44
12	348.90	62.11	9.48	4.68	4.78	5.78	7.85	69.96

(b) H=95.67cm Q=27,020 cm³/sec T=25.8°C Re=374,130

断面	流速 cm/sec	流速水頭 cm	圧力水頭 cm				動水勾配線の高さ cm	勢力線の高さ cm
			上	下	左	右		
1	312.20	49.73	28.94	54.14	40.94	39.24	54.62	104.35
2	330.84	55.84	26.44	42.84	33.04	34.34	47.96	103.80
3	337.42	58.09	23.24	40.14	33.34	34.84	46.68	104.77
4	344.20	60.45	33.74	37.44	33.84	32.54	48.18	108.63
5	〃	〃	23.04	36.94	35.24	33.24	45.95	106.40
6	〃	〃	24.18	35.28	32.54	30.68	44.22	104.67
7	〃	〃	19.38	32.18	27.98	26.88	40.39	100.84
8	344.73	60.63	21.78	25.58	23.78	23.78	37.42	98.05
9	346.53	61.27	23.88	24.78	26.08	25.68	37.59	98.86
10	360.74	66.39	23.37	22.08	25.78	21.98	32.98	99.37
11	380.23	73.76	23.68	17.38	19.38	17.38	25.55	99.31
12	413.48	87.23	15.48	6.68	5.88	8.48	10.72	97.95

(c) H＝126.14cm　Q＝30,700 cm³/sec　T＝25.3°C　Re＝429,900

断面	流速 cm/sec	流速水頭 cm	圧力水頭 cm				勾配線の高さ cm	勢力線の高さ cm
			上	下	左	右		
1	354.72	64.20	44.54	71.04	49.84	53.05	68.40	132.60
2	375.89	72.09	36.15	56.95	45.74	46.95	61.90	133.99
3	383.38	74.99	35.55	53.25	45.84	47.65	59.36	134.35
4	391.08	78.03	41.25	49.64	48.04	44.65	59.68	137.71
5	〃	〃	40.35	49.84	48.54	45.55	59.70	137.73
6	〃	〃	33.98	47.18	43.98	42.48	55.69	133.72
7	〃	〃	33.18	42.98	39.28	37.78	52.09	130.12
8	391.68	78.27	29.08	35.78	35.38	33.68	47.18	125.45
9	393.73	79.09	36.88	33.48	36.48	35.78	48.14	127.23
10	409.87	85.71	33.28	30.18	35.48	30.48	42.27	127.98
11	432.09	95.22	37.18	22.68	25.28	22.98	33.12	128.35
12	469.79	112.63	20.18	7.68	8.28	10.68	13.29	125.92

(d) H＝143.52cm　Q＝32,600 cm³/sec　T＝25.2°C　Re＝457,720

断面	流速 cm/sec	流速水頭 cm	圧力水頭 cm				勾配線の高さ cm	勢力線の高さ cm
			上	下	左	右		
1	376.68	72.39	51.94	80.64	57.44	61.48	76.68	149.07
2	399.16	81.29	39.64	63.24	52.84	54.14	66.26	147.55
3	407.10	84.56	40.14	60.04	53.44	54.04	65.71	150.25
4	415.29	87.99	48.54	56.64	55.74	51.64	66.93	154.92
5	〃	〃	47.14	56.14	56.04	52.54	66.76	154.75
6	〃	〃	36.38	53.38	51.18	49.28	61.35	149.34
7	〃	〃	39.48	49.28	45.28	43.98	58.29	146.28
8	415.92	88.26	43.48	39.98	39.58	39.28	54.27	142.53
9	418.09	89.18	43.88	38.18	42.78	42.08	54.22	143.40
10	433.96	96.08	39.28	34.08	40.88	35.98	47.47	143.55
11	458.76	107.38	37.78	26.08	29.18	27.38	36.19	143.56
12	498.87	126.97	22.98	8.78	10.28	12.48	15.22	142.19

附表—2 実験IIの測定値表

(a) H=40.75cm Q=19,000cm³/sec T=20.0°C Re=238,175

断面	流速cm/sec	流速水頭cm	圧力水頭 cm				動水勾配線の高さ cm	勢力線の高さ cm
			上	下	左	右		
1	219.54	24.59	6.04	16.24	11.54	12.34	25.33	49.92
2	232.64	27.61	4.54	17.54	10.34	10.54	24.53	52.14
3	237.27	28.72	5.64	16.24	10.54	12.74	25.08	53.80
4	242.04	29.89	4.94	14.94	9.94	9.74	23.68	53.57
5	〃	〃	4.74	14.54	10.74	10.14	23.83	53.72
6	〃	〃	2.28	13.68	9.08	8.68	22.22	52.11
7	〃	〃	1.68	11.68	7.08	6.68	20.57	50.44
8	242.41	29.98	3.18	8.78	5.18	5.18	19.27	49.25
9	243.67	30.29	4.18	8.58	6.58	6.58	18.97	49.26
10	253.67	32.83	3.78	8.48	7.58	6.18	16.67	49.50
11	267.37	36.47	7.00	7.38	5.38	5.58	12.42	48.89
12	288.98	42.01	5.68	2.68	2.88	3.48	5.27	47.28

(b) H=59.16cm Q=22,000cm³/sec T=20.8°C Re=281,050

断面	流速cm/sec	流速水頭cm	圧力水頭				動水勾配線の高さ cm	勢力線の高さ cm
			上	下	左	右		
1	254.20	32.97	14.24	32.74	20.04	21.24	35.83	68.80
2	269.37	37.02	21.04	25.64	18.24	18.04	34.53	71.55
3	274.73	38.51	23.14	24.54	18.04	18.94	34.95	73.46
4	280.25	40.07	20.54	22.34	19.04	17.54	33.65	73.72
5	〃	〃	12.44	21.74	19.00	17.84	31.65	71.50
6	〃	〃	8.98	20.78	16.88	16.08	29.47	69.54
7	〃	〃	8.18	18.28	13.68	13.18	26.87	66.94
8	280.68	40.19	10.08	14.38	10.88	10.98	25.27	65.46
9	282.15	40.62	11.38	13.98	12.88	12.68	25.22	65.84
10	293.72	44.02	10.28	12.68	13.28	11.08	21.74	65.75
11	309.59	48.90	11.88	10.28	9.68	8.78	16.24	65.14
12	336.66	57.83	8.78	2.68	4.88	4.88	6.90	64.72

(c)　H=70.14cm　Q=23,750cm³/sec　T=20.6°C　Re=301,990

断面	流速cm/sec	流速水頭cm	圧力水頭				動水勾配線の高さ	勢力線の高さ
			上	下	左	右	cm	cm
1	274.42	38.42	19.64	39.04	25.54	26.74	41.53	79.95
2	290.80	43.15	23.14	31.04	23.04	23.04	38.86	82.01
3	296.55	44.88	25.34	29.24	23.14	23.74	39.16	84.04
4	302.55	46.70	22.34	27.04	23.84	22.14	37.63	84.33
5	〃	〃	17.34	26.24	22.74	22.34	35.96	82.66
6	〃	〃	13.18	24.68	20.68	20.38	33.52	80.22
7	〃	〃	12.68	22.48	18.18	17.48	31.50	78.20
8	303.02	46.85	15.38	17.88	14.98	14.88	29.47	76.32
9	304.59	47.33	15.78	16.98	17.08	16.78	26.65	73.98
10	317.08	51.29	14.38	15.48	16.98	14.18	25.17	76.46
11	334.22	56.99	15.38	12.28	11.98	11.18	18.80	75.79
12	363.44	67.39	10.58	2.68	5.28	5.88	7.70	75.09

(d)　H=80.47cm　Q=25,130cm³/sec　T=21°C　Re=322,600

断面	流速cm/sec	流速水頭cm	圧力水頭				動水勾配線の高さ	勢力線の高さ
			上	下	左	右	cm	cm
1	290.31	43.00	24.44	44.94	29.94	30.94	46.36	89.36
2	307.64	48.29	21.14	35.74	27.04	26.84	41.48	89.77
3	313.76	50.23	23.04	33.44	27.04	27.94	41.66	91.89
4	320.06	52.27	21.74	30.84	28.34	26.34	40.52	92.79
5	〃	〃	21.04	30.24	28.24	26.74	40.36	92.63
6	〃	〃	16.77	29.18	25.58	24.48	37.79	90.06
7	〃	〃	15.98	25.98	21.68	20.88	34.90	87.17
8	320.55	52.42	15.88	20.38	18.18	18.28	31.87	84.29
9	322.23	52.97	18.78	19.78	20.48	20.08	32.27	85.24
10	335.44	57.41	16.88	17.78	19.98	16.88	27.79	85.20
11	353.57	63.78	18.28	13.38	14.58	13.28	20.97	84.75
12	382.14	74.51	10.38	2.98	6.38	6.38	8.02	82.53

(e) H=100.22cm Q=27,630cm³/sec T=21.4°C Re=358,060

断面	流速cm/sec	流速水頭cm	圧力水頭 cm				勤水勾配線の		勢力線の高さ
			上	下	左	右	高さ	cm	cm
1	319.19	51.98	32.94	56.34	37.74	40.24		55.56	107.54
2	338.25	58.37	28.24	44.44	34.54	35.24		49.46	107.83
3	344.98	60.72	31.64	41.84	34.64	36.24		49.88	110.60
4	351.91	63.18	29.84	38.64	36.54	33.84		48.50	111.68
5	〃	〃	28.64	38.84	36.34	34.54		48.38	111.56
6	〃	〃	23.98	36.48	32.98	31.88		45.12	108.30
7	〃	〃	23.18	32.98	28.78	27.88		41.99	105.17
8	352.45	63.38	26.08	26.28	24.38	24.68		39.04	102.42
9	354.29	64.04	26.18	25.18	26.88	26.68		38.70	102.74
10	368.82	69.40	23.68	22.28	25.68	22.48		33.40	102.80
11	388.75	77.10	23.30	16.48	17.88	17.08		24.77	101.87
12	422.74	91.18	14.18	2.68	5.98	7.18		9.19	100.37

(f) H=123.33cm Q=30,900cm³/sec T=20.4°C Re=390,820

断面	流速cm/sec	流速水頭cm	圧力水頭 cm				勤水勾配線の		勢力線の高さ
			上	下	左	右	高さ	cm	cm
1	357.03	65.04	42.44	69.04	47.74	50.94		66.22	131.37
2	378.35	73.03	37.24	54.54	43.94	44.84		58.93	131.96
3	385.87	75.97	40.54	51.44	43.94	46.14		59.31	135.29
4	393.63	79.05	39.04	47.44	46.04	42.84		57.63	136.68
5	〃	〃	37.94	46.54	45.94	43.14		57.18	136.23
6	〃	〃	32.08	48.63	42.08	40.38		54.59	133.64
7	〃	〃	33.08	40.88	36.08	35.68		50.42	129.47
8	394.23	79.29	34.38	32.88	31.78	31.88		46.42	125.71
9	396.29	80.12	34.28	31.18	34.58	33.88		45.97	126.09
10	412.54	86.83	30.88	27.28	32.08	28.28		39.55	125.38
11	434.83	96.47	29.68	19.78	22.38	20.78		29.25	125.72
12	472.85	114.08	17.18	2.80	7.08	8.98		10.42	124.50

(g)　H=132.67cm　Q=32,000cm³/sec　T=19.7°C　Re=398,145

断面	流速cm/sec	流速水頭cm	圧力水頭				勾配線の		勢力線の高さ
			上	下	左	右	高さ	cm	cm
1	369.74	69.75	45.24	73.54	50.74	54.04		69.68	139.43
2	391.81	78.32	39.74	58.24	46.64	47.54		61.83	140.15
3	399.61	81.47	43.74	54.24	46.84	49.04		62.26	143.73
4	407.64	84.75	41.84	51.14	48.84	45.44		60.61	145.39
5	〃	〃	40.64	49.04	48.54	46.44		59.96	144.74
6	〃	〃	34.08	47.38	44.68	42.88		56.04	140.82
7	〃	〃	32.98	42.88	39.08	37.68		51.95	136.73
8	408.26	85.04	37.18	34.18	33.38	34.58		48.50	133.54
9	410.40	85.93	36.68	32.48	36.48	35.88		47.87	133.80
10	427.23	93.12	32.78	28.28	34.38	29.40			
11	450.31	103.46	30.58	19.98	23.18	21.88		29.99	133.45
12	489.69	122.34	18.38	0.88	6.88	8.68		10.29	132.45

(h)　H=142.20cm　Q=33,000cm³/sec　T=19.8°C　Re=411,390

断面	流速cm/sec	流速水頭cm	圧力水頭				勾配線の		勢力線の高さ
			上	下	左	右	高さ	cm	cm
1	381.30	74.18	49.04	78.54	54.44	58.14		73.83	143.00
2	404.06	83.30	43.04	62.44	50.14	51.14		65.48	148.78
3	412.10	86.64	47.33	58.24	50.34	52.64		65.96	152.60
4	420.38	90.16	45.14	53.44	52.54	48.74		63.76	153.92
5	〃	〃	43.84	52.54	52.74	47.74		63.50	153.66
6	〃	〃	37.08	51.08	48.08	46.38		59.45	149.61
7	〃	〃	36.08	45.88	42.18	40.58		54.97	145.13
8	421.02	90.44	40.18	36.48	35.98	36.28		50.92	141.36
9	423.22	91.39	40.18	34.78	39.38	38.88		50.79	142.15
10	440.58	99.03	35.58	30.28	36.80	31.98		43.12	142.15
11	464.39	110.03	34.18	21.18	25.28	22.88		32.07	142.10
12	501.92	128.53	20.98	1.68	9.08	8.58		11.17	139.70

附表—3 塵除格子の影響に関する実験値

(a) 塵除格子及び支持台を有する場合

H=117.07cm Q=29,500cm³/sec T=16.5°C Re=339,700

断面	流速cm/sec	流速水頭cm	圧力水頭 cm				動水勾配線の	勢力線の高さ
			上	下	左	右	高さ cm	cm
1	340.86	59.28	40.54	45.04	46.39	49.94	60.18	119.46
2	361.20	66.57	34.34	43.34	43.19	52.44	56.98	123.55
3	368.39	69.24	39.14	58.14	48.32	49.24	61.11	130.35
4	375.80	72.05	37.94	41.94	42.72	46.14	56.51	128.56
5	〃	〃	36.74	42.64	42.36	45.64	56.15	128.20
6	〃	〃	30.78	39.58	38.76	43.88	52.55	124.60
7	〃	〃	29.88	34.68	35.08	39.88	48.87	120.92
8	376.37	72.27	33.78	31.18	32.36	33.38	46.05	118.32
9	378.33	73.03	33.58	33.28	32.86	31.18	45.35	118.38
10	393.85	79.14	30.58	28.48	29.91	27.48	39.40	118.54
11	415.13	87.93	29.68	20.58	23.76	20.98	29.85	117.78
12	448.68	102.71	19.08	10.28	11.26	5.58	12.85	115.56

(b) 塵除格子及び支持台を有せざる場合

H=116.08cm Q=29,500cm³/sec T=16.5°C Re=339,700

断面	流速cm/sec	流速水頭cm	圧力水頭 cm				動水勾配線の	勢力線の高さ
			上	下	左	右	高さ cm	cm
1	340.86	59.28	44.24	49.44	47.34	49.72	61.48	120.76
2	361.20	66.57	41.74	42.14	42.74	43.34	55.78	122.35
3	368.39	69.24	40.04	45.64	42.54	43.94	57.83	127.07
4	375.80	72.05	37.34	45.74	44.14	42.34	55.93	127.98
5	〃	〃	36.14	45.14	44.14	43.14	55.93	127.98
6	〃	〃	30.48	43.68	40.48	39.08	52.22	124.27
7	〃	〃	29.68	39.88	35.68	34.48	48.72	120.77
8	376.37	72.27	33.88	31.98	30.98	30.68	45.62	117.89
9	378.33	73.03	33.38	31.18	33.38	31.88	45.27	118.30
10	393.85	79.14	30.18	27.28	31.78	23.88	39.22	118.36
11	415.13	87.93	29.18	20.98	22.38	21.18	29.52	117.45
12	448.69	102.71	19.48	9.68	9.88	10.28	12.92	115.63

附表—4　近似計算法による模型管の水理計算

(a)　H=40.75cm　Q=18,570 cm³/sec　λ=0.019　f_e=0.00

断面	入口よりの距離 cm	断面積 cm²	径深 cm	出口中心より管中心迄の高さ cm	流速 cm/sec	流速水頭 cm	圧力水頭 cm	動水勾配線の高さ cm	勢力線の高さ cm
入口	0	78.54	2.500	13.79	236.38	28.51	12.24	26.03	54.54
曲管始端	100.00	〃	〃	〃	〃	〃	6.84	20.63	49.14
1	110.00	78.19	2.494	13.19	237.45	28.77	6.64	19.83	48.60
2	120.00	76.44	2.463	11.41	242.88	30.10	6.53	17.94	48.04
3	130.00	73.04	2.379	8.49	254.19	32.97	5.96	14.45	47.42
4	140.00	67.98	2.198	4.43	273.11	38.06	4.19	8.62	46.68
出口	148.80	61.64	1.920	0	301.20	46.29	0	0	46.29

(b)　H=59.16cm　Q=21,380 cm³/sec　λ=0.019　f_e=0.00

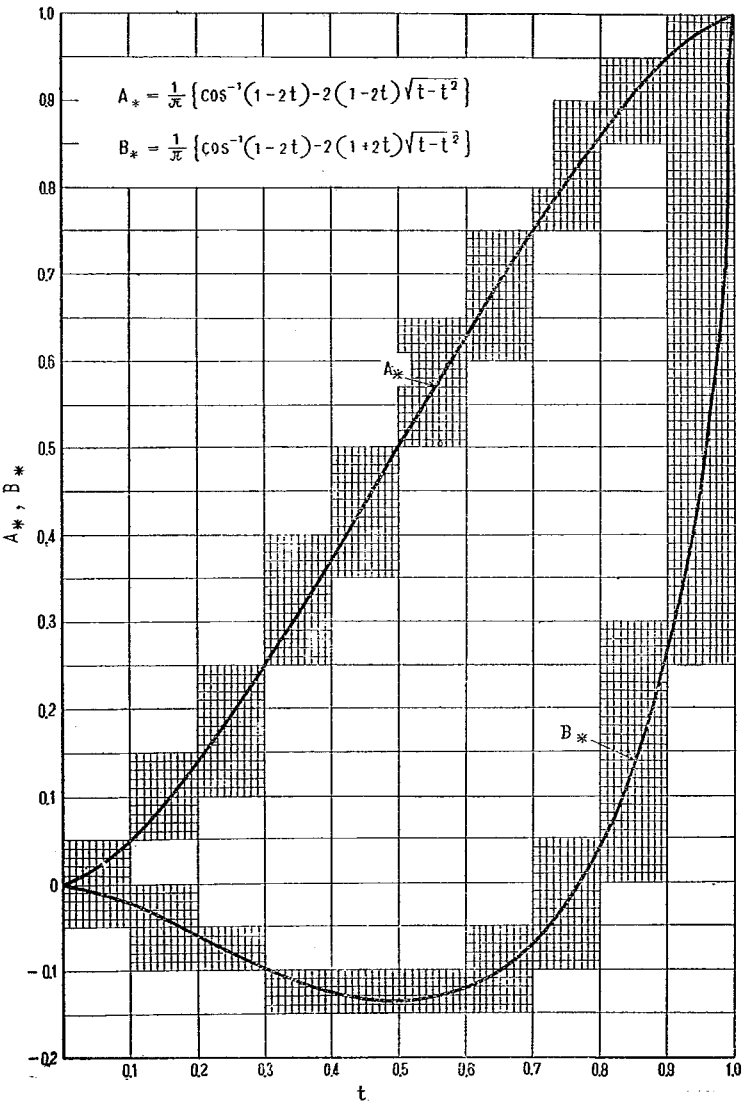
断面	入口よりの距離 cm	断面積 cm²	径深 cm	出口中心より管中心迄の高さ cm	流速 cm/sec	流速水頭 cm	圧力水頭 cm	動水勾配線の高さ cm	勢力線の高さ cm
入口	0	78.54	2.500	13.79	272.25	37.82	21.34	35.13	72.95
曲管始端	100.00	〃	〃	〃	〃	〃	14.18	27.97	65.79
1	110.00	78.19	2.494	13.19	273.47	38.15	13.74	26.93	65.08
2	120.00	76.44	2.463	11.41	279.73	39.92	13.01	24.42	64.34
3	130.00	73.04	2.379	8.49	292.75	43.72	11.31	19.80	63.52
4	140.00	67.98	2.198	4.43	314.54	50.48	7.64	12.07	62.55
出口	148.80	61.64	1.920	0	346.89	61.39	0	0	61.39

(c) H=80.47cm Q=24,310 cm³/sec λ=0.019 f_e=0.00

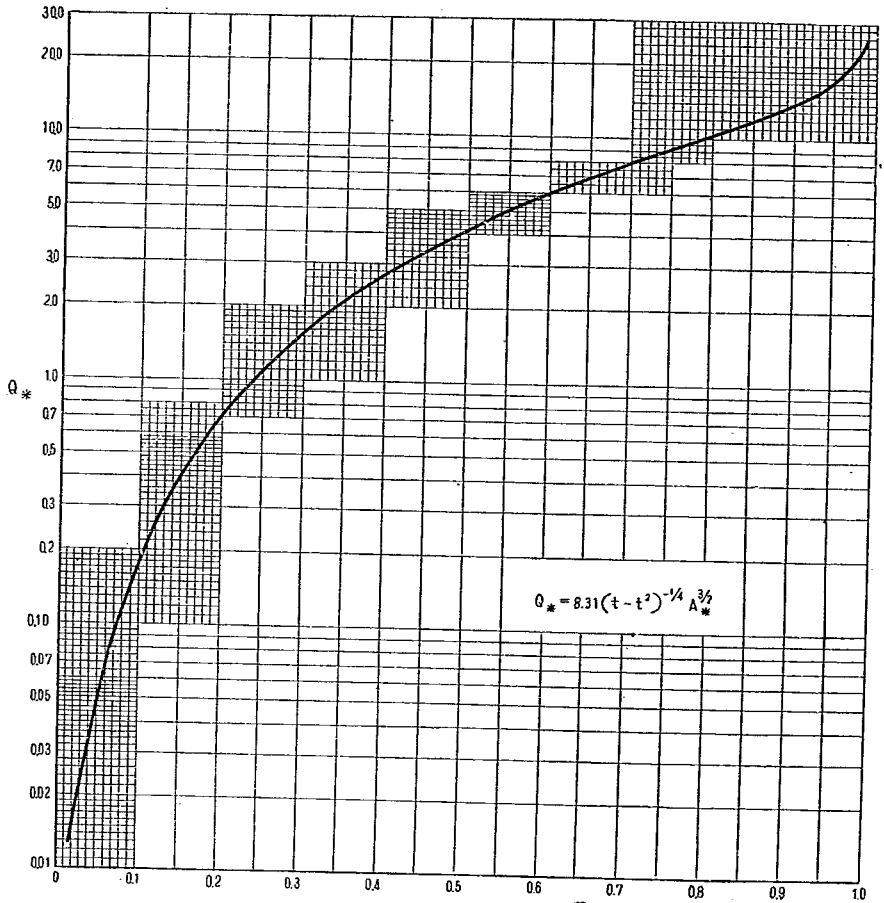
断面	入口よりの距離 cm	断面積 cm²	径深 cm	出口中心より管中心迄の高さ cm	流速 cm/sec	流速水頭 cm	圧力水頭 cm	動水勾配線の高さ cm	勢力線の高さ cm
入口	0	78.54	2.500	13.79	309.46	48.86	31.61	45.40	94.26
曲管始端	100.00	〃	〃	〃	〃	〃	22.36	36.15	85.01
1	110.00	78.19	2.494	13.19	310.84	49.30	21.59	34.78	84.08
2	120.00	76.44	2.463	11.41	317.96	51.58	20.13	31.54	83.12
3	130.00	73.04	2.379	8.49	332.76	56.49	17.08	25.57	82.06
4	140.00	67.98	2.198	4.43	357.53	65.20	11.14	15.57	80.69
出口	148.80	61.64	1.920	0	394.30	79.32	0	0	79.32

(d) H=100.22cm Q=26,900cm³/sec λ=0.019 f_e=0.00

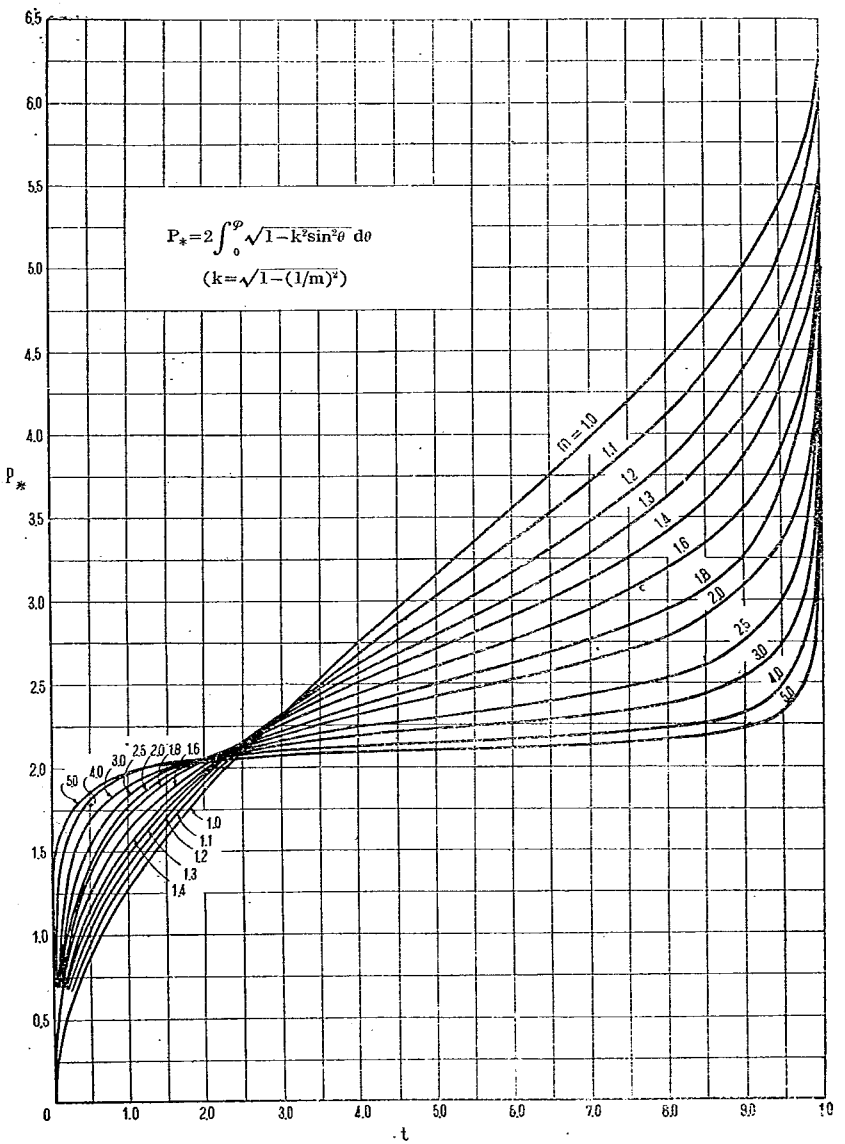
断面	入口よりの距離 cm	断面積 cm²	径深 cm	出口中心より管中心迄の高さ cm	流速 cm/sec	流速水頭 cm	圧力水頭 cm	動水勾配線の高さ cm	勢力線の高さ cm
入口	0	78.54	2.500	13.79	340.33	59.09	41.13	54.92	114.01
曲管始端	100.00	〃	〃	〃	〃	〃	29.94	43.73	102.82
1	110.00	78.19	2.494	13.19	341.86	59.63	28.87	42.06	101.69
2	120.00	76.44	2.463	11.41	349.68	62.39	26.73	38.14	100.53
3	130.00	73.04	2.379	8.49	365.96	68.33	22.43	30.92	99.25
4	140.00	67.98	2.198	4.43	393.21	78.88	14.40	18.83	97.71
出口	148.80	61.64	1.920	0	433.64	95.94	0	0	95.94


$A_* = \frac{1}{\pi}\{\cos^{-1}(1-2t)-2(1-2t)\sqrt{t-t^2}\}$
$B_* = \frac{1}{\pi}\{\cos^{-1}(1-2t)-2(1+2t)\sqrt{t-t^2}\}$
A*
B*
A*, B*
t
1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
0.4
0.3
0.2
0.1
0
-0.1
-0.2
0.1
0.2
0.3
0.4
0.5
0.6
0.7
0.8
0.9
1.0

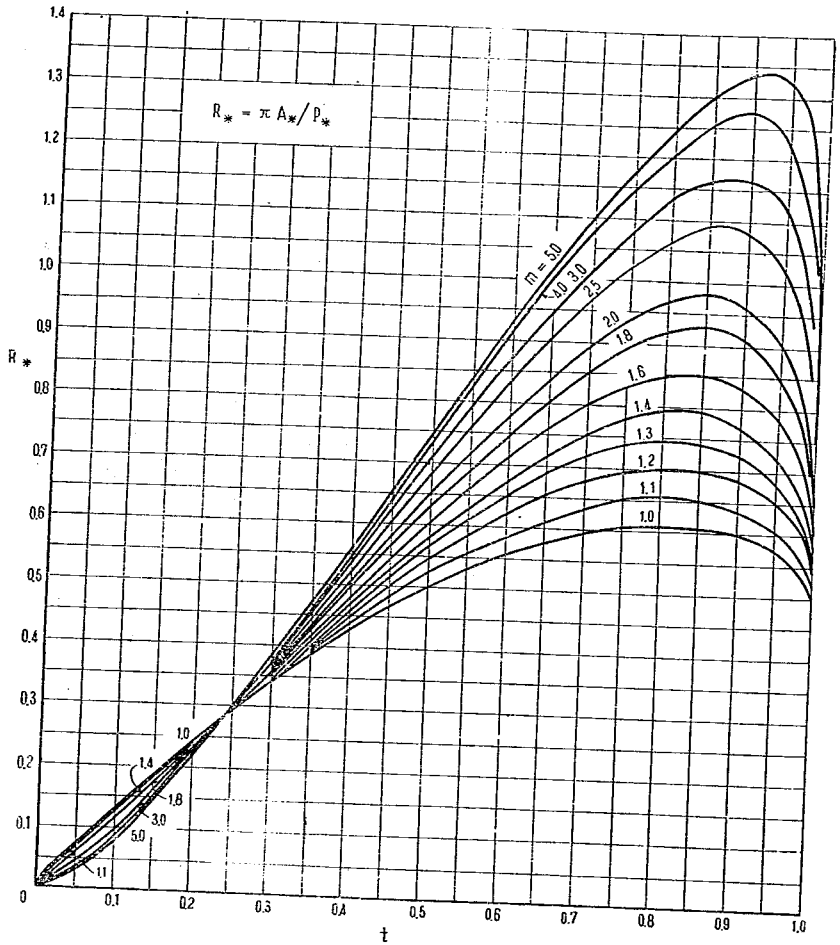
附図—1　A_*, B_*～t 曲線


300
200
100
70
50
30
20
10
0.7
0.5
0.3
0.2
0.10
0.07
0.05
0.03
0.02
0.01
Q_*
$Q_* = 8.31(t-t^2)^{-1/4} A_*^{3/2}$
0
0.1
0.2
0.3
0.4
0.5
0.6
0.7
0.8
0.9
1.0

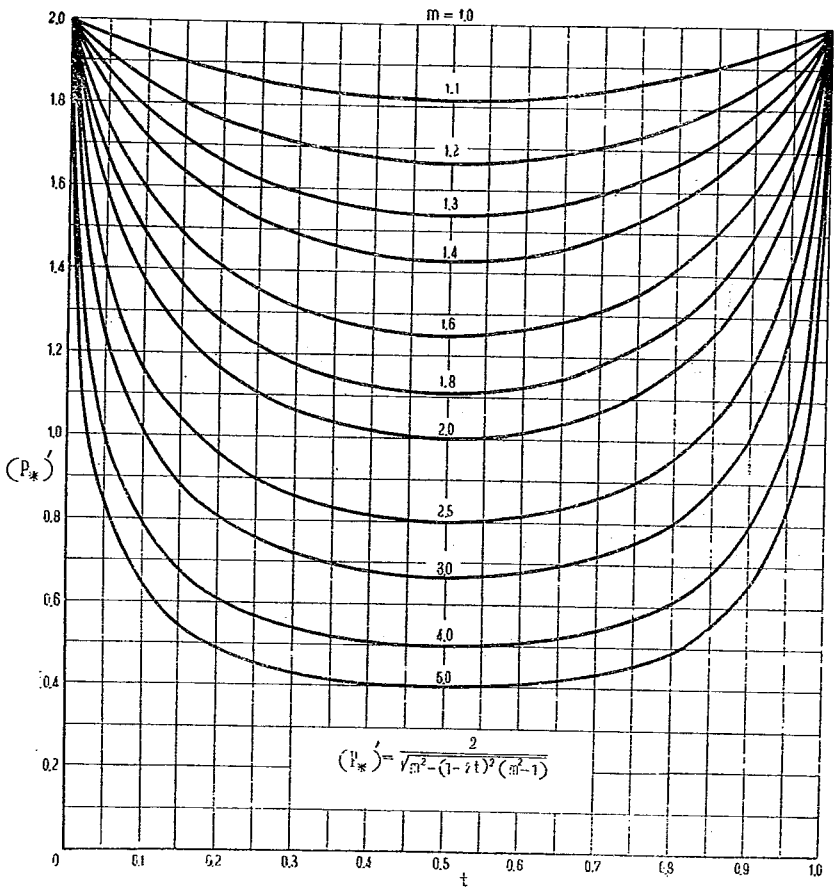
附図—2 $Q_* \sim t$ 曲線


$P_* = 2\int_0^{\varphi} \sqrt{1-k^2\sin^2\theta}\, d\theta$
$(k = \sqrt{1-(1/m)^2})$
P_*
t
m = 1.0
1.1
1.2
1.3
1.4
1.6
1.8
2.0
2.5
3.0
4.0
5.0

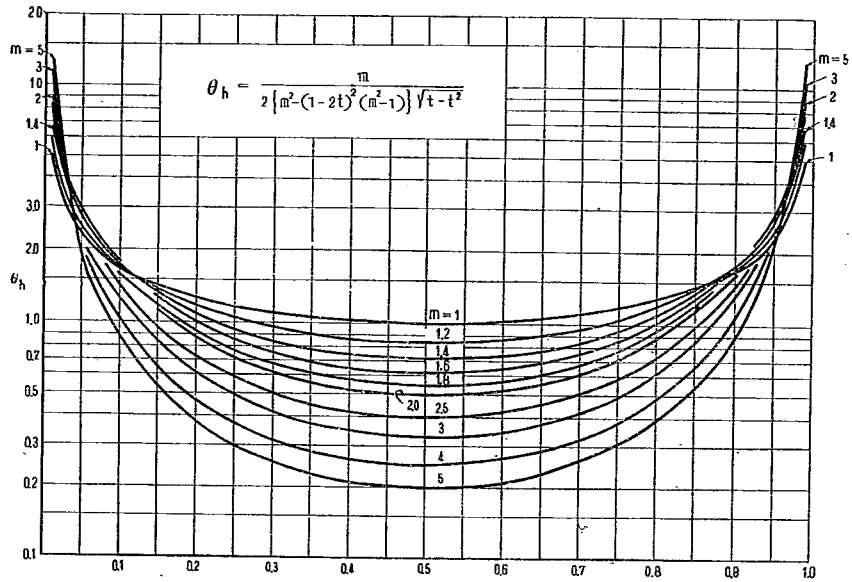
附図—3　P_*～t, m 曲線



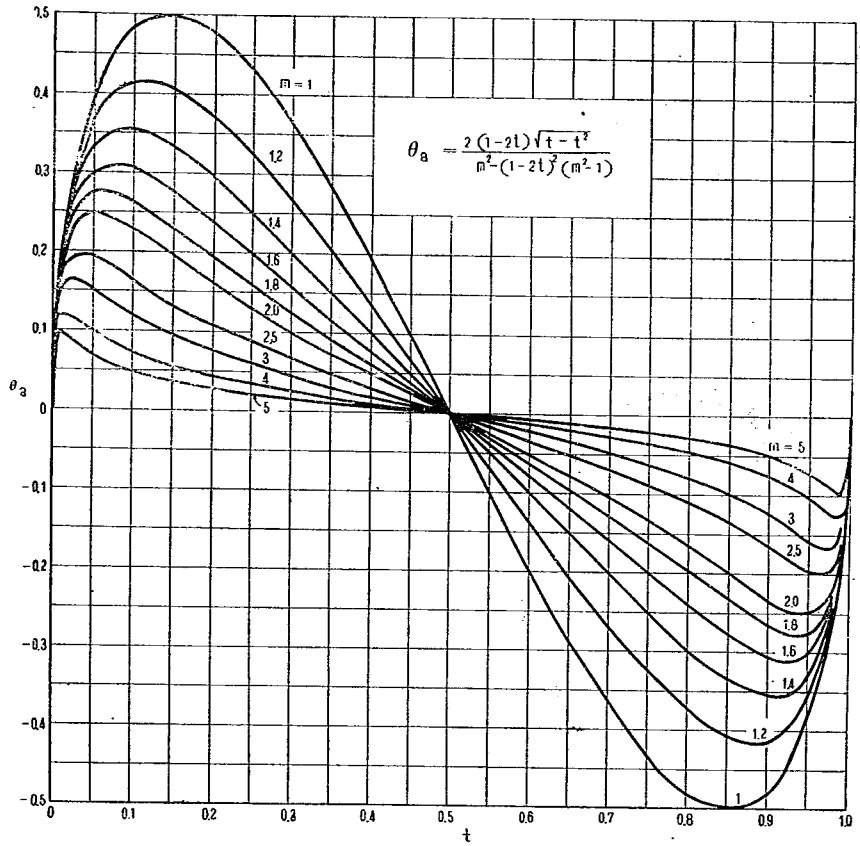
附図—4　R_*～t, m 曲線


m = 1.0
1.1
1.2
1.3
1.4
1.6
1.8
2.0
2.5
3.0
4.0
5.0
$(P_*)'$
$(P_*)' = \frac{2}{\sqrt{m^2-(1-2t)^2(m^2-1)}}$
t
0
0.1
0.2
0.3
0.4
0.5
0.6
0.7
0.8
0.9
1.0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0
1.2
1.4
1.6
1.8
2.0

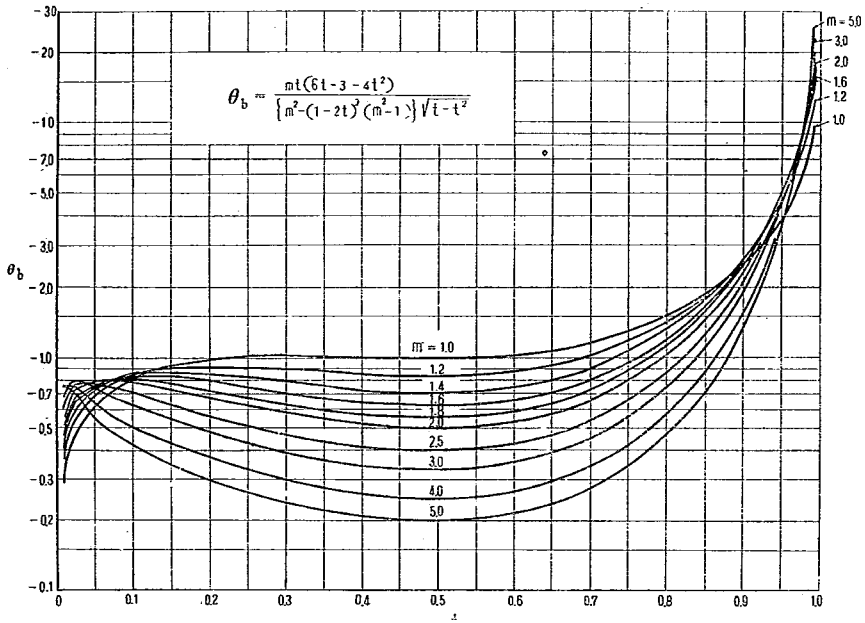
附図—5　$(P_*)'$～t, m 曲線



附図—6 θ_h～t, m 曲線



附図—7　θ_a～t, m 曲線



附図—8 θ_b～t, m 曲線

鉄筋コンクリートはりの破壊理論に関する実験的研究 (1)
著者の実験について

建設技官　山　田　順　治

(昭和29年2月)

目　　次

I 緒　言……(1)
II 実験概論……(1)
III 実験用鉄筋コンクリートはりの形状寸法……(2)
IV 鉄筋コンクリートはりの材料及び製作……(3)
V コンクリート強度試験……(8)
VI 実験方法……(10)

I 緒　　言

鉄筋コンクリートはりの曲げ強度は，鋼でできたはりのような完全弾性体に近いものの強度と著しくその趣が相違する。従つて従来の弾性理論によつて鉄筋コンクリートはりを設計したのでは，載荷された場合，その性能は設計条項と異なるは勿論，従来の弾性理論でわかつていた各種の性質と異なるのである．すなわち，従来の弾性理論による設計では，所期の目的を達するような適正な安全率を有する鉄筋コンクリートはりを合理的に且つ経済的に，しかも簡単に設計することはできない．弾性よりもむしろ塑性に近い脆性材料であるコンクリートを対象とする場合には，従来の弾性理論を基にしたものに代る新しい理論によらなければならない．

多数の学者によつて討議はされているが，一連の系統的な多数の実験によつてその事実を裏付けられたものはなく，よつて著者は各種の系統的な大型の鉄筋コンクリートはりの実験を行い，はりの破壊の様相を明らかにし，多数の実験の事実に裏付けられた合理的且つ経済的な設計方法を究明し，この事実を基とした鉄筋コンクリートはりの合理的な亀裂荷重及び破壊荷重を求める実用式を提案した．

II 実 験 概 論

鉄筋コンクリートはりの破壊荷重は実測値と従来の弾性理論による計算値との間に相当の開きのあることは，よく知られた事実である．現在各国で一般に広く用いられている弾性理論による計算方法によつてえられる破壊荷重と実測破壊荷重との相違がどれ位かをまずみるために，最も普通に用いられる鉄筋コンクリートはりを例にとつて実験を行つた．従来実験室における実験に使用する供試体は，実際に使用される鉄筋コンクリートの部材よりも遙かに小さく，実物と試験供試体との間の関連性について兎角の議論があり，アメリカで

は，実物に近い部材の実験を行つている位である。[1] よつて，著者はこの誤差をできるだけ小さくするために，実験室の設備の許すかぎり大きな寸法の鉄筋コンクリートはり，すなわち幅 16cm，高さ 20cm，長さ 2m のはりを造つて試験をすることとした．

この鉄筋コンクリートはりの鉄筋量を種々変化させたものを破壊して，その破壊に到る迄の各荷重段階で，鉄筋コンクリートはりのたわみ，はりの圧縮側及び引張側のコンクリートのひずみ及び引張主鉄筋のひずみ等を測定して，次の如き項目について容易に結果がえられるように実験を行つた．

(1) 各種鉄筋比に対する破壊荷重の相違

(2) 計算破壊荷重と実測破壊荷重との相違

(3) 計算亀裂荷重と実測亀裂荷重との相違

(4) 中立軸の位置

(5) コンクリートの曲げ圧縮応力度の分布状態及びその大さ

(6) 引張主鉄筋の引張応力度

(7) たわみの状態

(8) 亀裂及び破壊状態

(9) 以上各項目について材令の及ぼす影響

(10) 以上各項目についてコンクリート強度の異なる場合についての変化の状態

コンクリートの強度及びコンクリートの応力ひずみ関係を求めるため，鉄筋コンクリートはりの作製に当り，同じコンクリートで 15×30cm の標準円柱形供試体を造つた．

なお，これとは別に，普通一般に使用される程度のコンクリートの応力ひずみ関係を求めるために，セメント使用量，粗骨材の最大寸法，スランプ等を変えて，10 種類のコンクリートについて標準円柱形供試体を造つた．

また鉄筋コンクリートはりの破壊に材令の及ぼす影響をみるために，材令 28 日と材令 91 日について試験を行つた．

III 実験用鉄筋コンクリートはりの形状寸法

実験に用いた鉄筋コンクリートはりの形状は，計算が簡単なためと，製作が容易なこと，測定結果の判断が比較的正確にできること，などを考えて矩形断面ばりとした．この矩形断面はりの寸法は，はり幅 16cm，はり高 20cm，長さ 2m とした．はりの寸法の相違によつて試験結果も幾分異なる点も考えられるが，之については別途に実験を行つた．

鉄筋コンクリートはりに用いる鉄筋は鉄筋の直径，本数等を変えて，9 種類の鉄筋比の異なる様式のはりの試験を行つた．供試体の数は同一の鉄筋比の鉄筋コンクリートはりは各材令に対して，2 個の平均を以てする

1) F.E. Richart; Laboratory Research on Concrete Bridge Floors, Proceedings of A.S.C.E., March 1948

ことにした．9 種類の鉄筋コンクリートはりの寸法は表—1 の如くである．

表—1

型　式	鉄　筋 本数—径mm	鉄筋断面積 As　cm²	有効高さ d　cm	鉄　筋　比 p　%
I　型	2—φ 9	1.27	18.05	0.440
II　型	2—φ 9 1—φ12	2.401	17.90	0.838
III　型	3—φ12	3.39	17.90	1.184
IV　型	4—φ12	4.52	17.90	1.578
V　型	3—φ 9 3—φ12	5.30	16.80	1.971
VI　型	1—φ 9 5—φ12	6.296	16.40	2.399
VII　型	4—φ 9 4—φ12	7.06	16.80	2.630
VIII　型	2—φ12 3—φ16	8.29	16.80	3.084
IX　型	5—φ16	10.05	16.20	3.877

表—1 の如く，各はりの有効高さ d は各型式のはりでそれぞれ異なり，試験結果の統一上好しくないのであるが，この有効高さを同一にするときは，はり毎に全高を変えることになり，型わくを各はり毎に別々のものを作る必要があり，一応上記の如き寸法とした．又，有効高さ d は異なる直径の鉄筋を使用した場合，又同じ直径でも，2 段に用いて，上段と下段の本数の異なる場合にはその重心を計算して求めた値である．

各鉄筋コンクリートはりのかぶりは，何れのはりも同一とするように鉄筋を配置することにし，かぶりはすべて1.5cmとした．各はりには直径 4mmの亜鉛鍍鉄線をスターラップとして用いたが，ここにいうかぶり1.5cm とは，このスターラップを無視してのことである．スターラップの組数は大体のずれ応力度を計算して用いた．

鉄筋コンクリートはりの実験は材令 28 日及び 91 日で行つたが，材令 28 日では，はりと同時に造つた直径 15cm 高さ 30cm の標準供試体 6 本のうち，3 本は圧縮強度試験，3 本は引張強さ係数試験を行つて，それぞれ強度を求めた．また，材令 91 日では直径15cm，高さ 30cm の標準供試体 3 本の圧縮強度試験を行つて強度を求めた．

各型式のはりの引張主鉄筋の折曲状態，スターラップの配置などを示す鉄筋配置図は図—1 の如くである．

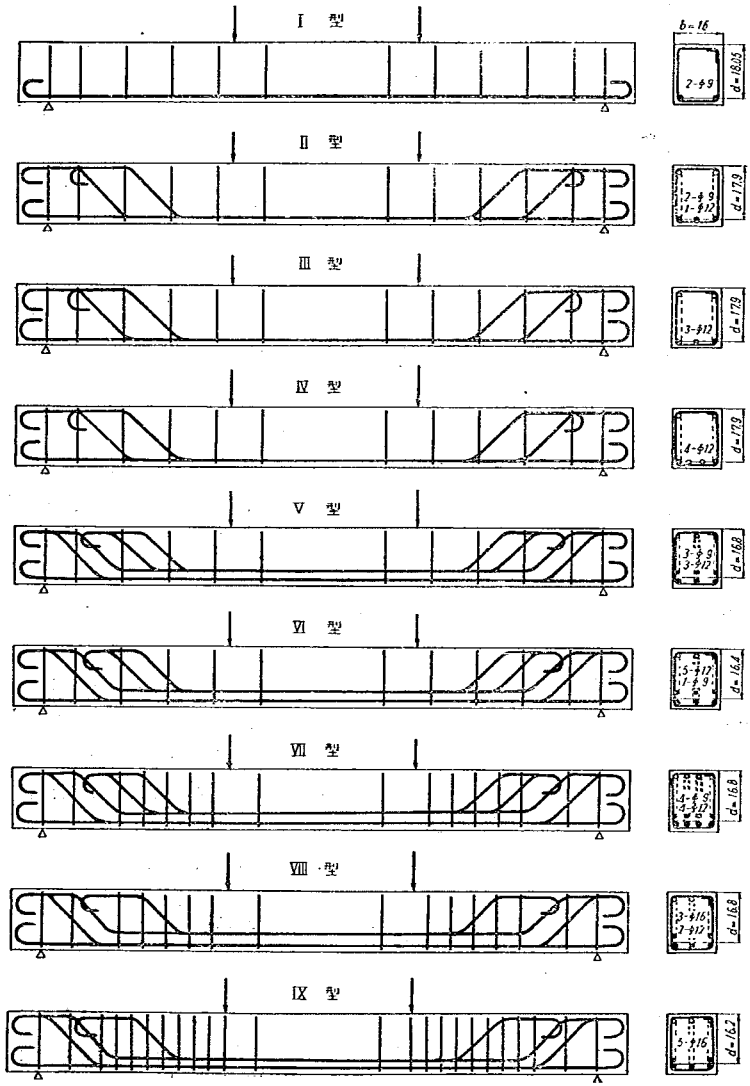
IV　鉄筋コンクリートはりの材料及び製作

〔1〕 鉄筋コンクリートはりの材料

(1) コンクリート

コンクリートに使用した細骨材及び粗骨材は，それぞれ荒川産及び多摩川産のもので，その試験成績は表—2 の如くである．

粗骨材の最大寸法が 30mm の場合と 50mm の場合とあるが，その両者の場合，粗骨材をその粒径によつてどれ位混ぜるかは，土木学会鉄筋コンクリート標準示方書 19 条粗骨材の粒度に示されている標準の範囲の中に


I 型
b=16
2-φ9
d=18.5
II 型
2-φ9
1-φ12
d=17.9
III 型
3-φ12
d=17.9
IV 型
4-φ12
d=17.9
V 型
3-φ9
3-φ13
d=16.8
VI 型
5-φ13
1-φ9
d=16.4
VII 型
4-φ9
3-φ12
d=16.8
VIII 型
3-φ16
2-φ12
d=16.8
IX 型
5-φ16
d=16.2

図—1

表—2

試験項目	細骨材	粗骨材
比重	2.63	2.60
単位容積重量	1,555 kg/m³	1,834 kg/m³
空隙率	40.9 %	30 %
吸水率	1.8 %	0.4 %
洗イ試験	0.5 %	1.0 %
粗粒率	2.07	7.1

入るように，次の如く混合割合をきめた．

最大寸法30mmの場合		最大寸法50mmの場合	
30mm～20mm	40%	50mm～30mm	30%
20mm～10mm	40%	30mm～20mm	25%
10mm～ 5mm	20%	20mm～10mm	30%
		10mm～ 5mm	15%

使用したセメントは，日本社西多摩工場の普通ポルトランドセメント及び小野田社藤原工場の早強ポルトランドセメントの2種類である．前者を使用した鉄筋コンクリートはりはⅠ型，Ⅱ型，Ⅲ型，……を以て示し，後者を使用した鉄筋コンクリートはりは$Ⅰ_0$型，$Ⅱ_0$型，$Ⅲ_0$型，……の如く，使用セメントの区別によつて示すことにした．

使用した2種類のセメントの試験成績は 表—3 の如くである．

表—3

セメントの種類	比重	粉末度	凝結		フロー	曲げ強さ			圧縮強さ		
			始発	終結		3日	7日	28日	3日	7日	28日
日本社普通セメント	3.13	1.35	2:25	3:52	209	19	32	53	65	107	198
小野田社早強セメント	3.12	1.1	2:35	5:07	215	29	53	77	98	182	349

使用セメント量は 300kg/m³ とし，この場合粗細骨材重量比は 2.0 となつた．

(2) 鉄筋

鉄筋コンクリートはりの引張主鉄筋には，直径 9mm，12mm，16mmの3種類の丸鋼を用い，鉄筋の試験には各種類それぞれ3本ずつを以てした．試験には当所にある米国 Olsen 会社製の 100t 多能試験機を用いた．その試験結果は 表—4 の如くである．

表—4

鉄筋直径	試料番号	仕上げ断面 直径 (mm)	仕上げ断面 断面積 (cm²)	降伏点 荷重 (kg)	降伏点 応力度 (kg/cm²)	終極点 荷重 (kg)	終極点 応力度 (kg/cm²)	最小自乗法で求めたヤング係数 (kg/cm²)
16 mm 標点距離 10 cm	No.1	10.0	0.785	2,650	3,376	3,745	4,771	
	No.2	10.0	0.785	2,590	3,299	3,780	4,815	2,318,770
	No.3	10.0	0.785	2,640	3,363	3,730	4,752	
平均					3,346		4,779	
12 mm 標点距離 10 cm	No.1	10.0	0.785	2,380	3,032	3,770	4,803	
	No.2	10.0	0.785	2,585	3,293	3,795	4,834	2,260,000
	No.3	10.0	0.785	2,430	3,096	3,800	4,841	
平均					3,140		4,626	
9 mm 標点距離	No.1	7.0	0.385	1,150	2,990	1,735	4,511	
	No.2	7.0	0.385	1,300	3,380	1,720	4,472	2,370,200

5 cm	No.3	7.0	0.385	1,100	2,860	1,760	4,576	
平均					3,077		4,520	
総平均								2,316,320

ヤング係数の平均値は 2,316,320kg/cm² となり，計算値としては，2,320,000kg/cm² を用いることにした．

スターラップには径 5mmの亜鉛鍍鉄線を矩形にしたいわゆる閉合鉄筋を用い，この曲げ方の寸法は内法で，13×17cm とした．

〔2〕 鉄筋コンクリートはりの製作

鉄筋コンクリートはりに用いたコンクリートの粗骨材の最大寸法は 30mm とした．土木学会鉄筋コンクリート標準示方書には，粗骨材の最大寸法は 50mm 以下で，部材最小寸法の 1/5 または鉄筋の最小水平純間隔の 2/3 をこえてはならないとあるが，使用する粗骨材の最大寸法は 30mm であるから，50mm 以下であるし，また，はり幅 16cm がはりの最小寸法で，この1/5，すなわち 32mm より小さいからよいが，鉄筋の水平純間隔については，IV型及びVIII型の鉄筋コンクリートはりでは，直径 12mm の鉄筋を一段に 4 本並べるから，鉄筋の水平純間隔の 2/3 よりは粗骨材の最大寸法の方が大きくなるが，実験用の鉄筋コンクリートはりであることと実験室では入念に造る関係上，鉄筋の部分は大きな粒径の粗骨材は取り除いて造ることにして，上の如くきめた．

使用するコンクリートのコンシステンシーはスランプ 10cm とした．このときの粗細骨材重量比の値は既述の如く 2 である．従つて使用コンクリートの示方配合は 表—5 の如くである．はりとは別の応力ひずみ間の関係を求める円柱形標準供試体のコンクリートは，セメント使用量 400kg/m³ の場合もあり，この場合の示方配合も表—5 に併記する．

表—5

粗骨材の最大寸法 (mm)	スランプの筒 開 (cm)	水セメント比重量 (%)	コンクリート 1m³ に用いるセメント量 C (kg)	コンクリート 1m³ に用いる水量 W (kg)	粗細骨材比重量 G/S	コンクリート 1m³ に用いる表面乾燥飽和状態の骨材量 (kg)		
						全量	細骨材	粗骨材
30	10	60	300	180	2.0	1906	635	1271
30	10	50	400	200	2.0	1770	590	1180

コンクリートは機械練りとし，4切練りミキサを用い，1 種類の型の鉄筋コンクリートはりを同時に 4 本造り，うち2本を材令 28 日，残り2本を材令 91 日に試験することにした．同時に各バッチから直径 15cm，高さ 30cm の円柱形供試体を9本造り，材令 28 日で圧縮強度試験及び引張強さ係数試験をそれぞれ3個について，また，材令 91 日ではりの試験と同時に圧縮強度試験のみを3個について行い平均値を求めた．以上の供試体は何れも大型実験室の一隅で湿砂養生を行つたものであるが，水中養生の結果と比較するために，一部のものについて別に円柱形供試体を造り水中養生を行つて圧縮強度試験を行つた．

鉄筋コンクリートはりは2層に分けて木製型枠にコンクリートを詰め，各層を突き棒（直径16mm，長さ 50 cm の丸鋼でその先端を鈍くとがらしたもの）で 250 回ずつ突固めた．この回数は，曲げ試験の標準供試体で

は 10cm × 10cm 高さ 7.5cm に対して6回ずつ突くことになつているから，之を基にして容積の割合から求めた回数である．

型枠の取りはずしは造つた日を入れて6日目に行い，後は実験室の一隅で湿砂養生を行つた．試験に当つては，亀裂を肉眼で容易に見うるように，はりに石膏をうすくといたものを塗つて行つた．

鉄筋コンクリートはりは 表—6 の如き順序で製作し，試験を行つた．

表—6

型式	製作年月日	試験年月日	備考	型式	製作年月日	試験年月日	備考
I	6. 6. '49	7. 4. '49 9. 5. '49		I_0	8. 18. '49	9. 15. '49 11. 17. '49	
II	6. 8. '49	7. 6. '49 9. 7. '49		II_0	9. 6. '49	10. 4. '49 12. 6. '49	*
III	6. 15. '49	7. 13. '49 9. 14. '49		III_0	9. 19. '49	10. 17. '49 12. 19. '49	
IV	6. 18. '49	7. 16. '49 9. 17. '49		IV_0	10. 11. '49	11. 8. '49 1. 10. '49	*
V	6. 25. '49	7. 23. '49 9. 24. '49		V_0	10. 13. '49	11. 10. '49 1. 12. '49	*
VI	7. 2. '49	7. 30. '49 10. 1. '49		VI_0	10. 18. '49	11. 15. '49 1. 17. '50	*
VII	9. 21. '49	10. 19. '49 12. 21. '49	*	VII_0	10. 21. '49	11. 18. '49 1. 20. '50	*
VIII	7. 22. '49	8. 19. '49 10. 21. '49	*	$VIII_0$	10. 25. '49	11. 22. '49 1. 24. '50	*
IX	8. 3. '49	8. 31. '49 11. 2. '49	*	IX_0	10. 28. '49	11. 25. '49 1. 27. '50	*

* 印のものはコンクリートの圧縮強度を湿砂養生のそれと比較するため円柱形供試体をそれぞれ3個ずつ造つて水中養生を行つて材令28日で試験をした．

なお，鉄筋コンクリートはりと同時に造つた直径 15cm，高さ，30cm の標準円柱形供試体とは別に，表—7 の如く，応力ひずみの関係を求めるために，60 本の円柱形供試体を造つた．試験はすべて材令 28 日で行い，之らはすべて水中養生を行つた．

表—7

	試料番号	粗骨材の最大寸法 (mm)	セメント使用量 (kg/m^3)	w/c (%)	スランプ (cm)	製作年月日
日本社普通セメン	No. 1. 2. 3.	30	400	44	5.3	5. 12. '49
	No. 4. 5. 6.	30	400	47	10.0	5. 12. '49
	No. 7. 8. 9.	30	400	49	14.8	5. 12. '49
	No. 10. 11. 12.	50	400	44	5.0	5. 18. '49
	No. 13. 14. 15.	50	400	46	9.6	5. 18. '49
	No. 16. 17. 18.	30	300	57	4.5	5. 16. '49
	No. 19. 20. 21.	30	300	60	9.2	5. 16. '49

ト使用	No. 22. 23. 24.	30	300	65	15.2	5. 16. '49
	No. 25. 26. 27.	50	300	56	4.7	5. 20. '49
	No. 28. 29. 30.	50	300	59	9.1	5. 20. '49
小野田社早強セメント使用	No. 1. 2. 3.	30	400	44.5	5.0	5. 23. '49
	No. 4. 5. 6.	30	400	47	10.0	5. 23. '49
	No. 7. 8. 9.	30	400	49	15.4	5. 23. '49
	No. 10. 11. 12.	50	400	44	5.3	5. 27. '49
	No. 13. 14. 15.	50	400	46	9.8	5. 27. '49
	No. 16. 17. 18.	30	300	55.5	4.8	5. 25. '49
	No. 19. 20. 21.	30	300	58.0	9.8	5. 25. '49
	No. 22. 23. 24.	30	300	61.0	15.5	5. 25. '49
	No. 25. 26. 27.	50	300	55.0	4.8	5. 30. '49
	No. 28. 29. 30.	50	300	58.0	10.4	5. 30. '49

V コンクリートの強度試験

鉄筋コンクリートはりの製作と同時に造つたコンクリートの圧縮試験用並びに引張強サ試験用の湿砂養生を行つた円柱形供試体の試験結果は 表—8～表—10 の如くである.

表—8 日本セメント使用 材令4週

型式	圧縮強度 (kg/cm²)			同平均	引張強サ係数 (kg/cm²)			同平均	引張強サ係数 / 圧縮強度
I	150	151	128	143	18	17	16	17	1/8.4
II	168	158	166	164	18	16	20	18	1/9.1
III	170	171	178	173	17	18	18	18	1/9.6
IV	154	132	149	145	15	13	14	14	1/10.4
V	133	157	146	145	14	18	17	16	1/9.1
VI	157	159	145	154	17	16	16	16	1/9.6
VII	144	133	145	141	16	16	16	16	1/8.9
VIII	139	137	136	137	14	13	16	14	1/9.8
IX	164	160	150	158	17	16	18	17	1/9.3
平均				151.1				16.7	1/9.3

表—9 小野田早強セメント使用 材令4週

型式	圧縮強度 (kg/cm²)			同平均	引張強サ係数 (kg/cm²)			同平均	引張強サ係数 / 圧縮強度
I	160	164	190	171	21	24	24	23	1/7.4

II	192	195	184	190	21	23	20	21	1/9.1
III	170	215	184	190	20	22	16	19	1/10.0
IV	180	181	190	184	17	21	21	20	1/9.2
V	194	196	200	197	18	21	19	19	1/10.4
VI	164	173	173	170	17	17	20	18	1/9.4
VII	198	182	198	193	18	20	18	19	1/10.2
VIII	194	198	200	197	22	22	23	22	1/9.0
IX	240	222	212	225	20	18	20	19	1/11.8
平均				190.8				20	1/9.5

表—10　　材令13週

型式	日本セメント使用				小野田早強セメント使用			
	圧縮強度 (kg/cm²)			3ケの平均	圧縮強度 (kg/cm²)			3ケの平均
I	196	232	256	228	245	220	210	225
II	228	234	241	234	235	241	226	234
III	242	248	250	247	234	272	277	261
IV	237	231	223	230	248	257	247	251
V	187	225	208	207	246	246	267	253
VI	238	246	239	241	223	249	238	237
VII	185	210	191	195	229	233	248	237
VIII	200	186	190	192	266	219	255	247
IX	222	210	214	215	219	213	219	217
平均				221				240

なお，以上の円柱形供試体とは別に，応力ひずみの関係を求めるために造つた60本の円柱形供試体の試験結果は表—11の如くである．

表—11

	試料番号	圧縮強度 (kg/cm²)			同平均
日本セメント使用	No. 1. 2. 3.	264	261	260	262
	No. 4. 5. 6.	254	250	254	253
	No. 7. 8. 9.	232	244	250	242
	No. 10. 11. 12.	146	167	186	164
	No. 13. 14. 15.	181	179	165	175
	No. 16. 17. 18.	145	146	143	145
	No. 19. 20. 21.	258	240	250	249
	No. 22. 23. 24.	245	256	226	240

	No. 25. 26. 27.	181	178	166	175
	No. 28. 29. 30.	172	164	175	170
小野田早強セメント使用	No. 1. 2. 3.	285	312	325	307
	No. 4. 5. 6.	297	311	316	308
	No. 7. 8. 9.	266	258	283	269
	No. 10. 11. 12.	223	242	243	236
	No. 13. 14. 15.	218	215	230	221
	No. 16. 17. 18.	199	205	210	205
	No. 19. 20. 21.	340	313	313	322
	No. 22. 23. 24.	279	272	275	275
	No. 25. 26. 27.	242	241	254	246
	No. 28. 29. 30.	202	221	214	212

表—6 に＊印で示した水中養生を行つた供試体の圧縮強度試験結果は，表—12 の如くである．

表—12　　材令4週，水中養生

型式	圧縮強度 (kg/cm²)			平均
Ⅶ	140	151	161	151
Ⅷ	157	157	163	159
Ⅸ	144	131	160	145
$Ⅱ_0$	229	244	217	230
$Ⅳ_0$	240	228	229	232
$Ⅴ_0$	220	217	196	211
$Ⅵ_0$	192	181	210	194
$Ⅶ_0$	215	207	216	213
$Ⅷ_0$	169	208	180	186
$Ⅸ_0$	181	185	180	182

この試験結果と，同時に造つた供試体を湿砂養生を行つたものの 表—8 及び 表—9 の試験結果と比較すると，湿砂養生をしたものの方が僅かながらも強度は低い．

Ⅵ 実験方法

〔1〕 コンクリート円柱形供試体の試験

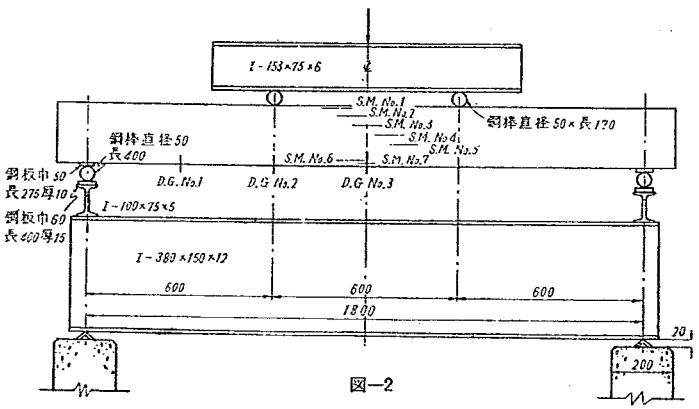
コンクリートの圧縮強度及び引張強さ係数試験は，当研究所の東京衡機製造所製 Amsler 型 200 t 圧縮試験機で行つた．

又，圧縮強度試験に際し，円柱形供試体のコンクリートの応力ひずみ間の関係を求めるには，スイス Amsler 製マーテンス式伸縮測定機 (Marten's Mirror Extensometer) で標点距離20cmとして使用した，

〔2〕 鉄筋コンリクートはりの試験

鉄筋コンクリートはりの試験には，当研究所考案の共立機械製作所製の床版試験機 (Slab Tester) を使用した．

従来鉄筋コンクリート床版の試験に使用していた，スパン 1.807m の支承上にI型鋼 380×150×2，長さ 1.90m のもの2本を間隔46cm にかけ，之に直角に両端に，更にI形鋼 100×75×5，長さ 61cmのものをそれぞれ1本ずつをおき，之に支承部分を作つてはりを載せ，スパン 1.8m，3 等分点荷重方法で載荷した．これを示したものが 図—2 である．



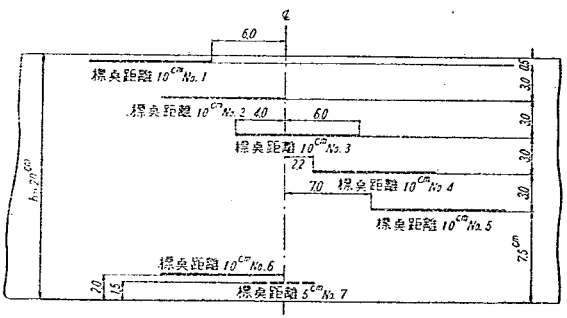
図—2

鉄筋コンクリートはりの載荷試験装置正面図

荷重のよみは最初は 500kg，その後は，はりに亀裂の生ずるまで 250kg おきにし，亀裂の生じた後は 50 kg おきにし，また破壊荷重附近では，亀裂発生前と同様に細かく 250kg おきにした．

鉄筋コンクリートはりの実験では，ひずみ，たわみ，亀裂荷重，亀裂発生状況などを各荷重ごとに測定し，最後に破壊荷重を求めた．このひずみの測定には，図—3 の如く，コンクリートのひずみ用に6ヶ所，引張主鉄筋用に1ヶ所，スイス製及び明石製作所製の Huggenberger ひずみ測定器を取り付け，標点距離をコンクリートは 10cm，鉄筋は 5cm にして，コンクリート及び鉄筋のひずみを測定した．倍率は 1,000 であつて，$\frac{1}{1,000}$ mmまでよんだ．

コンクリートの伸縮を測定する個所としては，鉄筋コンクリートはりのスパンの中央附近が伸縮が最も大きいから，中央で測定して一直線上で測定したかつたが，Huggenberger ひずみ測定器の取付上図—3 の如く，スパンの中央をはさんで斜に取付けた．ひずみ測定器NO.6 は鉄筋の中心線，2



図—3

段に使用した場合は下段の鉄筋の中心線に取付け，鉄筋は裏側に最も近い下段の引張主鉄筋を露出させて測定した．従つて 図--3 はひずみ測定器 No.6，No.7 については一般の場合を示したもので，個々の鉄筋コンクリートはりによつて多少の差はある．

また，鉄筋コンクリートはりのたわみを上記各荷重段階において測定するのに，左右対称にたわむものと仮定して，スパンの中央に1ヶ，スパンの中央と，左支承点との間の3等分点にそれぞれ1ヶずつ合計3ヶのChampion 型たわみ測定器を用いた．よみは $\frac{1}{100}$mm である．

鉄筋コンクリートはりの破壊理論に関する実験的研究 (2)

著者の実験結果について

建設技官　山　田　順　治

(昭和 29 年 2 月)

目　次

Ⅰ　コンクリートの応力ひづみ間の関係……(1)
Ⅱ　鉄筋コンクリートはりの強度……(6)
Ⅲ　鉄筋コンクリートはりの亀裂……(8)
Ⅳ　鉄筋コンクリートはりのたわみ及び中立軸……(10)
Ⅴ　鉄筋コンクリートはりの曲げ圧縮応力度……(13)
Ⅵ　鉄筋コンクリートはりの鉄筋応力度……(15)
Ⅶ　鉄筋コンクリートはりの収縮……(18)

Ⅰ　コンクリートの応力ひづみ間の関係

9型式の鉄筋コンクリートはりの製作に際し，各鉄筋コンクリートはり1本に対して，それぞれ3個ずつ同時に造つた直径 15cm，高さ 30cm の円柱形圧縮試験用供試体は，既述の如くMarten's Mirror Extensometer を標点距離 20cm として使用して，コンクリートの応力ひずみ間の関係を求めた．

こらの観測値を用いて最小自乗法により応力ひずみ間の関係を求めるのに，各円柱形供試体ごとにその圧縮強度を異にするので，各円柱形供試体の最大応力度に対する各応力度の比，すなわち相対応力度を σ_r とし，σ_r とひずみ ε との間の関係を求めた．

日本社の普通セメントを使用した，材令4週の円柱形供試体のコンクリートの応力ひずみ間の関係は次のようである．Ⅰ，Ⅱ，Ⅲ，……は各それぞれの型式の鉄筋コンクリートはりと同時に造つた3本の供試体の観測値から最小自乗法によつてえられた関係を示すものである．以下すべての式はひずみを ε_c を以て表わせば $\varepsilon_c'=\varepsilon_c\times10^4$ で表わしてある．

Ⅰ；$\sigma_r=0.17333\varepsilon_c'-0.007511\varepsilon_c'^2$

Ⅱ；$\sigma_r=0.17013\varepsilon_c'-0.007236\varepsilon_c'^2$

Ⅲ；$\sigma_r=0.14892\varepsilon_c'-0.005544\varepsilon_c'^2$

Ⅳ ; $\sigma_r=0.18358\varepsilon_c'-0.008425\varepsilon_c'^2$

Ⅴ ; $\sigma_r=0.19684\varepsilon_c'-0.009686\varepsilon_c'^2$

Ⅵ ; $\sigma_r=0.19426\varepsilon_c'-0.009438\varepsilon_c'^2$

Ⅶ ; $\sigma_r=0.17438\varepsilon_c'-0.007602\varepsilon_c'^2$

Ⅷ ; $\sigma_r=0.20701\varepsilon_c'-0.010713\varepsilon_c'^2$

Ⅸ ; $\sigma_r=0.17742\varepsilon_c'-0.007869\varepsilon_c'^2$

以上9種類の平均は次の如くである.

$\sigma_{rN4}=0.17972\varepsilon_c'-0.008075\varepsilon_c'^2$

日本社の普通セメントを使用した，材令13週の円柱形供試体のコンクリートの応力ひずみ間の関係は次のようである.

Ⅰ ; $\sigma_r=0.15332\varepsilon_c'-0.005879\varepsilon_c'^2$

Ⅱ ; $\sigma_r=0.15635\varepsilon_c'-0.006111\varepsilon_c'^2$

Ⅲ ; $\sigma_r=0.14981\varepsilon_c'-0.005611\varepsilon_c'^2$

Ⅳ ; $\sigma_r=0.15790\varepsilon_c'-0.006233\varepsilon_c'^2$

Ⅴ ; $\sigma_r=0.16376\varepsilon_c'-0.006704\varepsilon_c'^2$

Ⅵ ; $\sigma_r=0.14800\varepsilon_c'-0.005476\varepsilon_c'^2$

Ⅶ ; $\sigma_r=0.17690\varepsilon_c'-0.007823\varepsilon_c'^2$

Ⅷ ; $\sigma_r=0.18440\varepsilon_c'-0.008501\varepsilon_c'^2$

Ⅸ ; $\sigma_r=0.15994\varepsilon_c'-0.006395\varepsilon_c'^2$

以上9種類の平均は次の如くである.

$\sigma_{rN13}=0.15942\varepsilon_c'-0.006354\varepsilon_c'^2$

一方小野田社の早強セメントを使用した，材令4週の円柱形供試体のコンクリートの応力ひずみ間の関係は次の如くである.

Ⅰ$_0$; $\sigma_r=0.16928\varepsilon_c'-0.007163\varepsilon_c'^2$

Ⅱ$_0$; $\sigma_r=0.15982\varepsilon_c'-0.006385\varepsilon_c'^2$

Ⅲ$_0$; $\sigma_r=0.15549\varepsilon_c'-0.006044\varepsilon_c'^2$

Ⅳ$_0$; $\sigma_r=0.16400\varepsilon_c'-0.006724\varepsilon_c'^2$

Ⅴ$_0$; $\sigma_r=0.12888\varepsilon_c'-0.004152\varepsilon_c'^2$

Ⅵ$_0$; $\sigma_r=0.14598\varepsilon_c'-0.005327\varepsilon_c'^2$

Ⅶ$_0$; $\sigma_r=0.15023\varepsilon_c'-0.005642\varepsilon_c'^2$

Ⅷ$_0$; $\sigma_r=0.16307\varepsilon_c'-0.006648\varepsilon_c'^2$

Ⅸ$_0$; $\sigma_r=0.13434\varepsilon_c'-0.004511\varepsilon_c'^2$

以上9種類の平均は次の如くである.

$$\sigma_{r04}=0.14943\varepsilon_c'-0.005582\varepsilon_c'^2$$

また，小野田社の早強セメントを使用した，材令13週の円柱形供試体のコンクリートの応力ひずみ間の関係は次のようである.

$$\mathrm{I}_0\ ;\ \sigma_r=0.14213\varepsilon_c'-0.005050\varepsilon_c'^2$$

$$\mathrm{II}_0\ ;\ \sigma_r=0.12887\varepsilon_c'-0.004152\varepsilon_c'^2$$

$$\mathrm{III}_0\ ;\ \sigma_r=0.13289\varepsilon_c'-0.004415\varepsilon_c'^2$$

$$\mathrm{IV}_0\ ;\ \sigma_r=0.14822\varepsilon_c'-0.005492\varepsilon_c'^2$$

$$\mathrm{V}_0\ ;\ \sigma_r=0.13565\varepsilon_c'-0.004600\varepsilon_c'^2$$

$$\mathrm{VI}_0\ ;\ \sigma_r=0.13691\varepsilon_c'-0.004685\varepsilon_c'^2$$

$$\mathrm{VII}_0\ ;\ \sigma_r=0.13921\varepsilon_c'-0.004844\varepsilon_c'^2$$

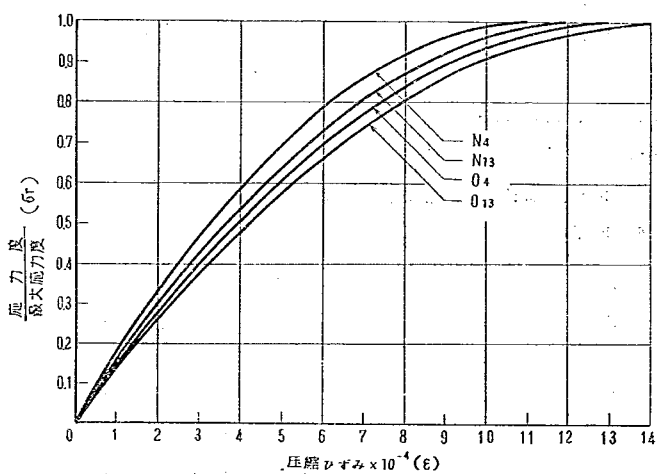
$$\mathrm{VIII}_0\ ;\ \sigma_r=0.14092\varepsilon_c'-0.004965\varepsilon_c'^2$$

$$\mathrm{IX}_0\ ;\ \sigma_r=0.15786\varepsilon_c'-0.006230\varepsilon_c'^2$$

以上9種類の平均は次の如くである.

$$\sigma_{r013}=0.13918\varepsilon_c'-0.004843\varepsilon_c'^2$$

以上2種類のセメントを使用した場合，材令4週及び13週の，鉄筋コンクリートはりと同時に造つた円柱形供試体の応力ひずみ間の関係は前述の如く次のようになる.



図—1

$\sigma_{rN4}=0.17972\varepsilon_c'-0.008075\varepsilon_c'^2$

$\sigma_{rN13}=0.15942\varepsilon_c'-0.006354\varepsilon_c'^2$

$\sigma_{ro4}=0.14943\varepsilon_c'-0.005582\varepsilon_c'^2$

$\sigma_{ro13}=0.13918\varepsilon_c'-0.004843\varepsilon_c'^2$

以上4種の曲線を図示したものが図－1である.

以上は何れも湿砂養生を行つた供試体について求めたものであるが，別に，各種の配合のコンクリートの供試体の水中養生したものの応力ひずみ間の関係は次の如くである. 1種類の関係式はそれぞれ3個の円柱形供試体について求めたものである.

日本社普通セメントを用いた場合は次の如くである.

コンクリートの圧縮強度 (kg/cm²)	応力ひずみ間の関係式
262	$\sigma_r=0.11186\varepsilon_c'-0.003128\varepsilon_c'^2$
253	$\sigma_r=0.11443\varepsilon_c'-0.003273\varepsilon_c'^2$
242	$\sigma_r=0.11885\varepsilon_c'-0.003531\varepsilon_c'^2$
249	$\sigma_r=0.10618\varepsilon_c'-0.002819\varepsilon_c'^2$
242	$\sigma_r=0.13092\varepsilon_c'-0.004285\varepsilon_c'^2$
166	$\sigma_r=0.18077\varepsilon_c'-0.008170\varepsilon_c'^2$
175	$\sigma_r=0.15381\varepsilon_c'-0.005914\varepsilon_c'^2$
145	$\sigma_r=0.16786\varepsilon_c'-0.007044\varepsilon_c'^2$
175	$\sigma_r=0.18006\varepsilon_c'-0.008106\varepsilon_c'^2$
170	$\sigma_r=0.16643\varepsilon_c'-0.006925\varepsilon_c'^2$

以上10種類の平均は次の如くである.

$\sigma_{rN水中}=0.12905\varepsilon_c'-0.004164\varepsilon_c'^2$

小野田早強セメントを使用した場合は同様に次の如くなる.

コンクリートの圧縮強度 (kg/cm²)	応力ひずみ間の関係
307	$\sigma_r=0.11862\varepsilon_c'-0.003518\varepsilon_c'^2$
308	$\sigma_r=0.11609\varepsilon_c'-0.003369\varepsilon_c'^2$
269	$\sigma_r=0.12047\varepsilon_c'-0.003628\varepsilon_c'^2$
322	$\sigma_r=0.11334\varepsilon_c'-0.003211\varepsilon_c'^2$
275	$\sigma_r=0.13088\varepsilon_c'-0.004283\varepsilon_c'^2$
236	$\sigma_r=0.15080\varepsilon_c'-0.005685\varepsilon_c'^2$
221	$\sigma_r=0.14718\varepsilon_c'-0.005415\varepsilon_c'^2$

204　$\sigma_r=0.12310\varepsilon_c'-0.003788\varepsilon_c'^2$

246　$\sigma_r=0.13808\varepsilon_c'-0.004766\varepsilon_c'^2$

212　$\sigma_r=0.15292\varepsilon_c'-0.005846\varepsilon_c'^2$

以上10種類の平均は次の如くである.

$\sigma_{r\text{の水中}}=0.12685\varepsilon_c'-0.004023\varepsilon_c'^2$

以上の水中養生を行つた円柱形供試体について求めた応力ひずみ間の関係を更にまとめて，圧縮強度の大小によつて，上半分の強度の大きなものと，下半分の強度の小さなものとに分けて求めると次のようになる.

日本社普通セメント使用の場合

平　均　$\sigma_{rN\text{水中}}=0.12905\varepsilon_c'-0.004164\varepsilon_c'^2$

強度の大きなもの　$\sigma_r=0.11534\varepsilon_c'-0.003326\varepsilon_c'^2$

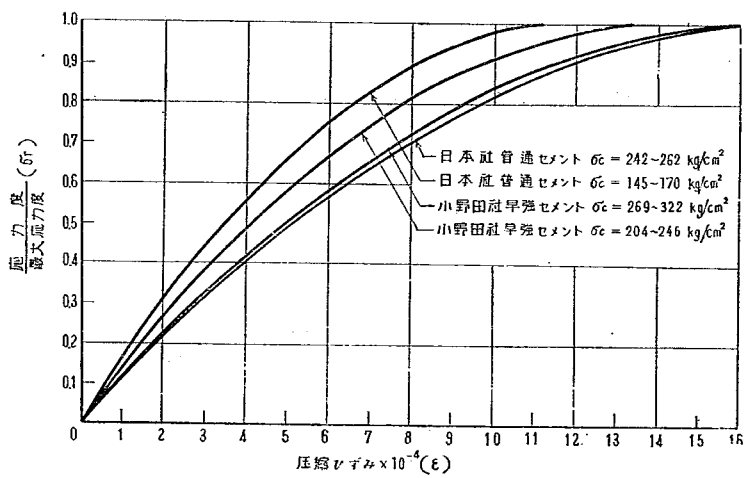
強度の小さなもの　$\sigma_r=0.16900\varepsilon_c'-0.007141\varepsilon_c'^2$

小野田社早強セメント使用の場合

平　均　$\sigma_{r\text{の水中}}=0.12685\varepsilon_c'-0.004023\varepsilon_c'^2$

強度の大きなもの　$\sigma_r=0.11890\varepsilon_c'-0.003534\varepsilon_c'^2$

強度の小さなもの　$\sigma_r=0.14162\varepsilon_c'-0.005014\varepsilon_c'^2$



図—2

これらを図示したものが図—2である.

著者の行つた鉄筋コンクリートはりの実験結果に，コンクリートの応力ひずみ間の関係を使用する場合，まず，材令4週，すなわち28日を以て，圧縮強度試験も基準としているから応力ひずみ間の関係も材令4週のものをとるべきであり，また，普通大部分のコンクリートは普通セメントが用いられるから著者の実験では日本社の普通セメントのものを用いるべきである．更に湿砂養生を行つた鉄筋コンクリートはりの実験結果を論ずるのであるから，応力ひずみ間の関係も亦湿砂養生を行つた供試体について求めたものとするのが妥当である．

従つて本文においては，コンクリートの応力ひずみ間の関係は，日本社の普通セメントを使用した場合の材令4週のものの，

$$\sigma_{rN4}=0.17972\varepsilon_c'-0.008075\varepsilon_c'^2$$

を使用するものとする．

II　鉄筋コンクリートはりの強度

鉄筋コンクリートはりの亀裂荷重及び破壊荷重は表—1及び表—2の如くである．亀裂荷重とは，肉眼で認めうる亀裂がでたときの荷重であつて，実際に亀裂がはりに生じた荷重は之よりも小さいものと思われる．

表—1及び表—2の亀裂荷重及び破壊荷重は何れも鉄筋コンクリートはりの自重が含まれていない．日本社普通セメントを使用した鉄筋コンクリートはりの平均自重は160.5kgであり，小野田社早強セメントを使用したものの平均自重は 163.3kg であつたから，1本の自重を平均 160kg とする．然るときは，はりの長さは2mであるからはり1m当り80kgとなり，自重による荷重は 108kg となる．従つて表—1及び表—2の亀裂荷重及び破壊荷重に 108kg をそれぞれ加えたものが自重を考慮した亀裂荷重及び破壊荷重となる．

表—1　　日本社普通セメント使用の場合

（上段は材令4週，下段は材令13週）

はりの型	亀裂荷重 (kg)			破壊荷重 (kg)			破壊荷重増加百分率
			平均			平均	
I	—	1,250	1,250	—	2,500	2,500	−2.0
	1,250	1,250	1,250	2,550	2,350	2,450	
II	1,750	2,250	2,000	4,400	5,400	4,900	−5.6
	2,000	1,750	1,875	4,750	4,500	4,625	
III	2,500	2,500	2,500	6,050	6,000	6,025	4.5
	2,000	2,250	2,125	6,150	6,450	6,300	
IV	4,000	2,500	3,250	8,250	7,850	8,050	8.7
	2,500	2,750	2,625	8,500	9,000	8,750	

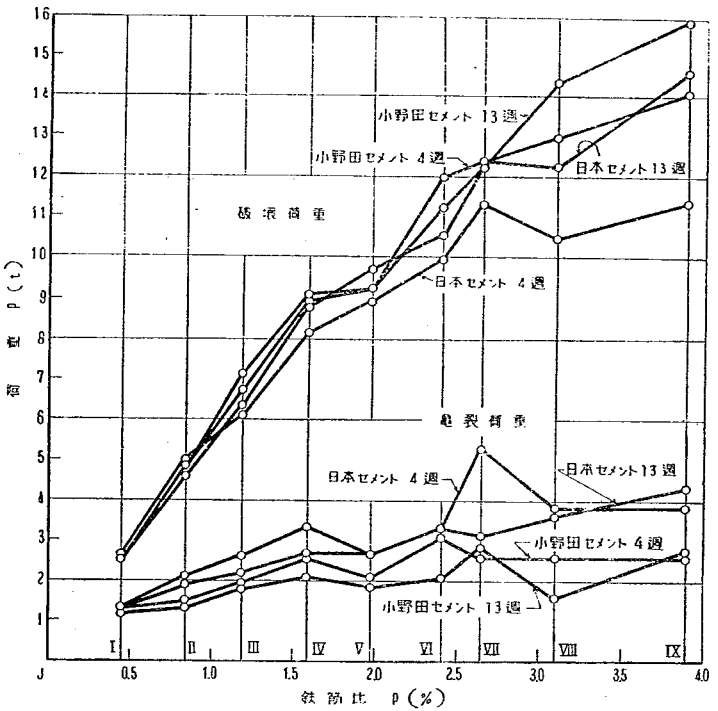
V	2,500 2,500	2,500 2,500	2,500 2,500	8,500 9,450	9,250 9,750	8,875 9,600	8.2
VI	3,250 3,250	3,250 3,250	3,250 3,250	10,250 10,750	9,550 10,250	9,900 10,500	6.1
VII	5,500 3,000	5,000 3,000	5,250 3,000	11,250 12,250	11,350 12,250	11,300 12,250	8.4
VIII	3,750 3,250	3,750 3,750	3,750 3,500	10,050 12,050	10,750 12,250	10,400 12,150	11.7
IX	3,750 4,500	3,750 4,000	3,750 4,250	11,250 14,750	11,250 14,250	11,250 14,500	12.9

表—2　小野田社早強セメント使用の場合

（上段は材令4週．下段は材令13週）

はりの型	亀裂荷重 (kg)			破壊荷重 (kg)			破壊荷重増加百分率
			平均			平均	
I_0	1,250 1,000	1,250 1,250	1,250 1,125	2,500 2,450	2,450 2,600	2,475 2,525	2.0
II_0	1,500 1,250	1,500 1,250	1,500 1,250	4,750 4,850	4,825 4,750	4,800 4,800	0
III_0	1,750 1,750	2,000 1,750	1,875 1,750	7,100 6,400	7,000 6,850	7,050 6,625	−6.0
IV_0	2,750 2,250	2,250 1,750	2,500 2,000	9,000 8,850	8,850 8,850	8,925 8,850	−0.8
V_0	2,500 1,750	1,500 1,750	2,000 1,750	9,000 9,000	9,250 9,050	9,125 9,025	−1.1
VI_0	2,750 2,000	3,250 2,000	3,000 2,000	11,750 11,250	12,050 11,050	11,900 11,150	−6.3
VII_0	2,500 3,000	2,500 2,500	2,500 2,750	12,250 12,250	12,250 12,050	12,250 12,150	−0.8
$VIII_0$	2,500 1,500	2,500 1,500	2,500 1,500	13,050 14,250	12,750 14,250	12,900 14,250	10.5
IX_0	2,500 2,500	2,500 2,750	2,500 2,625	13,250 15,750	15,250 15,850	14,250 15,800	10.8

表—1及び表—2の値を図に示したものが図—3である．これから判るように日本社普通セメントを使用し

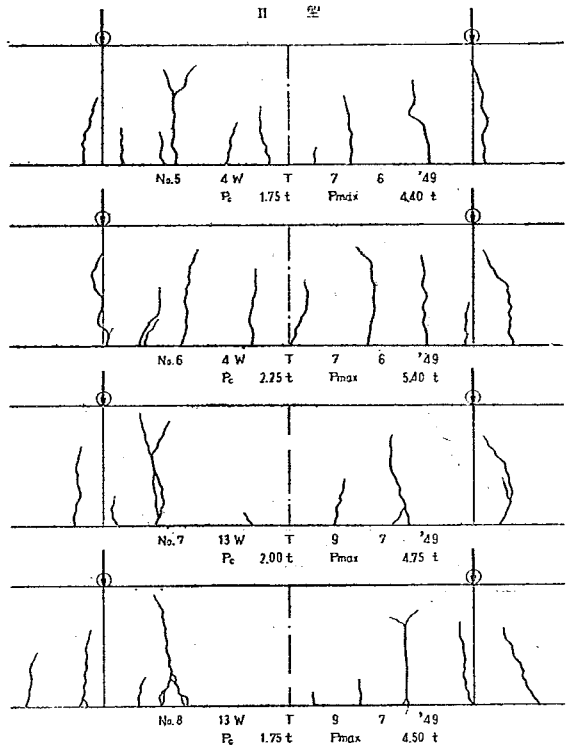


図—3

た材令4週のはりの亀裂荷重が一番大きく，小野田社早強セメントを使用した材令13週のものが亀裂荷重が一番小さい．これはセメントの相違によるのではなく，亀裂荷重の観測態度によるものと思われる．亀裂を見つけるということは大変むずかしいことである．大型実験室の床版試験機の暗い所で，電燈と懐中電燈をたよりに亀裂の発生を見出すのであるから，なれるまでは比較的困難である．このことを証明するかの如く，図—3で判るように亀裂荷重の大きい順序は，日本セメント使用の材令4週，材令13週，小野田セメント使用の材令4週，材令13週になつているが，鉄筋コンクリートはりの床版試験機での試験の順序も全くこれと同一であつて，実験者が亀裂の発生を見出すのになれていつたことを如実に物語つている．従つて日本セメント使用の材令4週，13週の鉄筋コンクリートはりの実際の亀裂荷重は表—1及び表—2の値よりはるかに小さいものと思われる．

III 鉄筋コンクリートはりの亀裂

鉄筋コンクリートはりは試験当日，石膏をうすくといたものをぬつて容易に亀裂の発生をみることができる



図—4—(a)

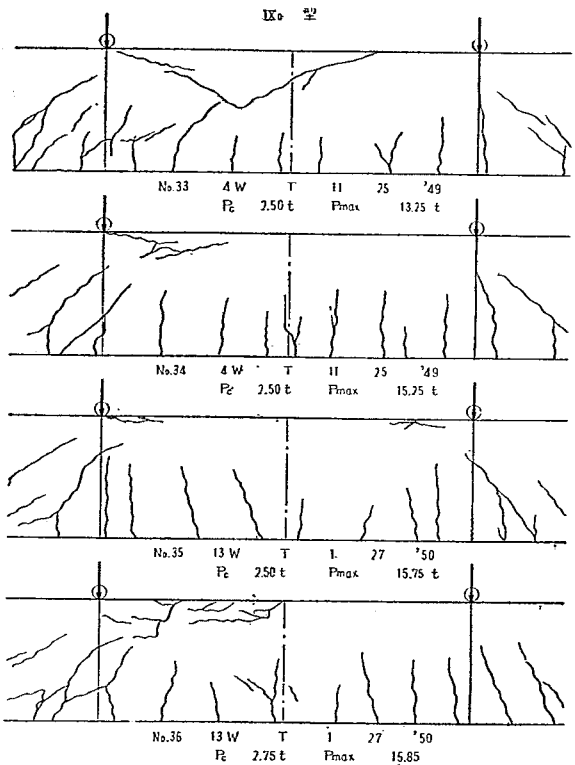
ようにした.

鉄筋コンクリートはりの亀裂発生状況の二，三の例を示すと図—4の如くである.

全体の結果をみると，鉄筋比の小さな鉄筋コンクリートはりを材令4週すなわち，コンクリート強度もそう大きくないときに試験すれば，亀裂はその長さも長く，I型では，はりの全高に及び，鉄筋比を漸次増すII型，III型……と，なると亀裂の長さがだんだん短くなる．鉄筋比の比較的大きな鉄筋コンクリートはりは勿論，鉄筋比の比較的小さなものでも材令13週すなわちコンクリート強度の大きな鉄筋コンクリートはりでは亀裂の長さが短かくなつてくる．亀裂の長さが短かくなると同時に，亀裂の数も多くなつてくる．これはコンクリートで破壊する傾向に近ずいていることであつて，当然のことであろう.

G. Kazinczy 氏の意見によれば，[1] 破壊の原因となるような亀裂は，破壊時にはその亀裂の先端がY型になる

1) G. Kazinczy; Tests on Beams Reinforced with High-Tensile Steel and Mild Steel, Concrete and Constructional Engineering, May, 1940, p. 223.



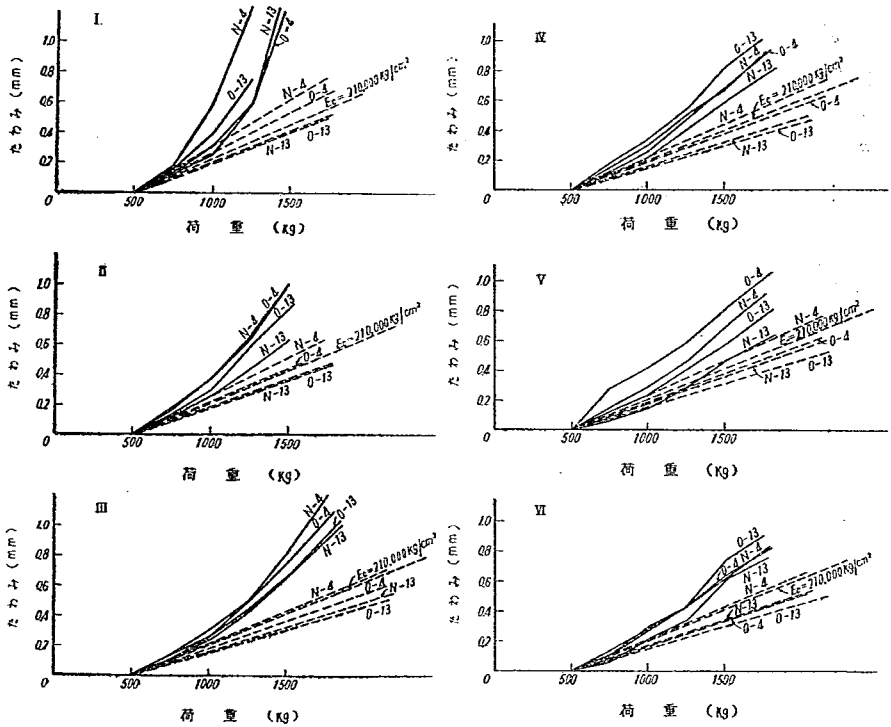
図—4—(b)

と云つている．これは著者の実験結果に合わせてみると，比較的鉄筋比の小さい鉄筋コンクリートはりの破壊時の亀裂状況について考えると，そう云う傾向があるように思える．

鉄筋コンクリートはりには試験時に石膏をうすくぬつて亀裂の発生を容易に発見しうるようにしたのであるが，最初の亀裂発生をみつけることは，非常に困難であつて，亀裂荷重について後述するように，実験の初期では亀裂荷重が大きな値であるのに，実験が進むにつれて，すなわち後から実験した鉄筋コンクリートはり程亀裂荷重は小さくなつている．普通の実験で鉄筋コンクリートはりの亀裂荷重を求めるということはなかなか容易なことではない．

IV 鉄筋コンクリートはりのたわみ及び中立軸

〔1〕 鉄筋コンクリートはりのたわみ



図—5—(a)　　図—5—(b)

たわみは，左右対称であるとして，スパンの中央に1個，スパンの中央と左支承点との間の3等分点にそれぞれ1個ずつ合計3個の Champion 型たわみ測定機を用いた．

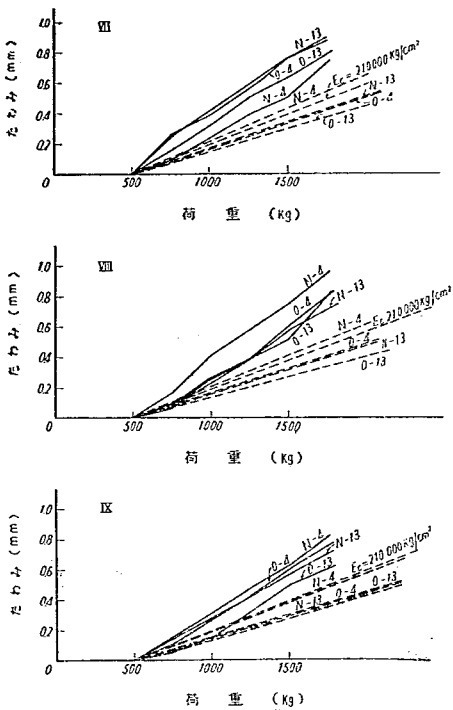
本実験では，鉄筋コンクリートはりを単純支承とし，三等分二点荷重を加えた場合のたわみであるから，スパン中央における最大たわみ δ_0 は，

$$\delta_0=\frac{23\left(\frac{P}{2}l^3\right)}{648EI}=\frac{23Pl^3}{1296EI}$$

で表わされる．

鉄筋コンクリートはりのたわみの上式の I の値として，Turneaure 氏及び Mauer 氏の値[2]が観測値と比較的よく一致すると云われているが，はりの全断面を考えていないので，全断面を考えた次式で求めた．

2) J. J. Creskoff; Dynamics of Earthquake Resistant Structures, New York, 1934, p. 37.
D. Peabody; The Design of Reinforced Concrete Structures, New York, 1936, p. 164.



図—5—(c)

$$I=\frac{bx^3}{3}+\frac{n'b\,(h-x)^3}{3}+nA_s(d-x)^3$$

はりのたわみの計算は2つの場合について行つた．まず第1の場合は $n=\frac{E_s}{E_c}=10$，$n'=\frac{E_t}{E_c}=1$ として，上式の x の値は，次式を用いて計算した．

$$x=\frac{nA_sd+\frac{bh^2}{2}}{nA_s+bh}$$

第2の場合は $n=\frac{E_s}{E_c}=\frac{E_s}{0.18\times10^4\times\sigma_c}$，$E_s=2,320,000\text{kg/cm}^2$，$n'=\frac{E_t}{E_c}=0.3$ として上式の x の値は次式を用いて計算した．

$$x=-\frac{n'bh+nA_s}{b(1-n')}+\sqrt{\left\{\frac{n'bh+nA_s}{b(1-n')}\right\}^2+\frac{n'bh+2nA_sd}{b(1-n')}}$$

上式はせん断応力を考慮していないが，せん断応力が働いた場合の変形を考慮すると，考慮しない場合のたわみよりいくらか大きくなる．

せん断応力を考慮した場合のたわみ δ_0 は，せん断応力を考慮しない場合のたわみを δ とすれば，

$$\delta_0=\delta+\int_0^x d\mu=\delta+\kappa\int_0^x d\mu'$$

である．[3)]

著者の実験の鉄筋コンクリートはについては，$\kappa=1.2$，$V=\frac{P}{2}$，$A=dh$ であるから，

$$\delta_0=\delta+0.2\frac{Pl}{Gbh}$$

であり，従つて全たわみ δ_0 は

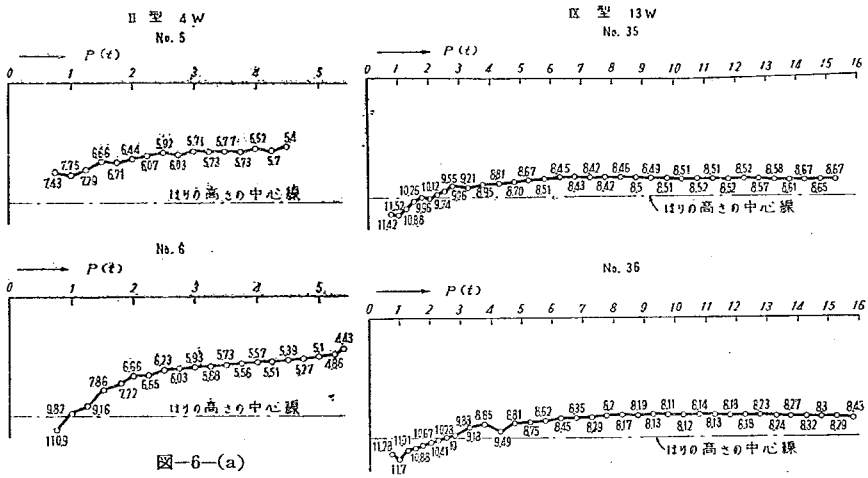
$$\delta_0=\frac{23Pl^3}{1296E_cI}+0.2\frac{Pl}{0.3E_cbh}$$

3) A, Föppl; Vorlesunger über Technische Mechanik, Berlin, 1927, p. 85.

となる．

上式中の計算に弾性係数比 n の値が入つてくる．この n の値をコンクリートの強度によつて変えた場合のたわみの値と，実測のたわみの値とを図示したものが図—5であつて，これによれば，ごく荷重の小さい初期では比較的よく合うが，荷重が大きくなつてくると実測のたわみの方が遙に大きくなつてくる．

〔2〕 鉄筋コンクリートはりの中立軸



図—6—(a)　　図—6—(b)

鉄筋コンクリートはりの載荷試験に際しては，コンクリートのひずみを，はりの上縁から，0.5cm, 3.5cm, 6.5cm, 9.5cm, 12.5cm, 18cmの6個所で測定した．この各荷重ごとのひずみの測定値を用いて，最小自乗法によつて，これらの各ひずみの測定値に最も適合するひずみの大きさを表わす直線を求め，この直線と鉛直線の交点から，各荷重段階の中立軸の位置を求めた．

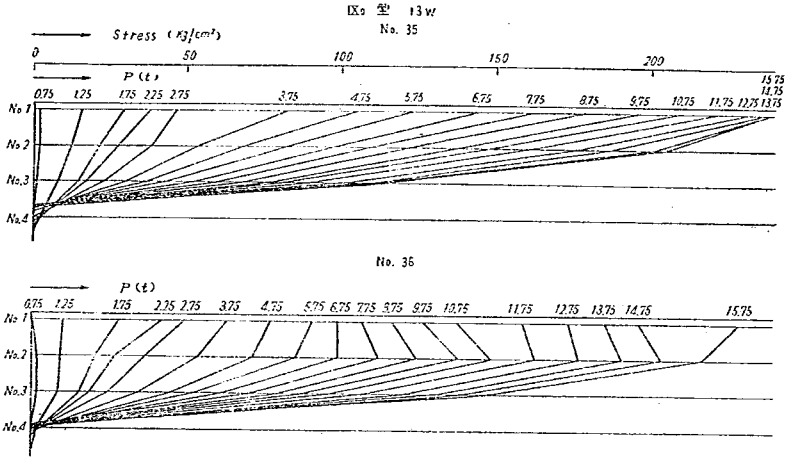
かくして求めた，各荷重段階の中立軸の位置の変化の二，三の例を示したものが図—6である．

Brandtzæg 氏が鉄筋比の大きな鉄筋コンクリートはりで実験した結果では，[4] 中立軸の位置は破壊に近ずくに従つて下降している．著者が行つた実験結果をみてみると鉄筋比の大きな鉄筋コンクリートはりでは，例外はあるが，中立軸の位置は，はりの破壊が近ずくに従つて下降する傾向がある．鉄筋比の小さい鉄筋コンクリートはりでは，中立軸の位置は上昇しつばなしの傾向がある．

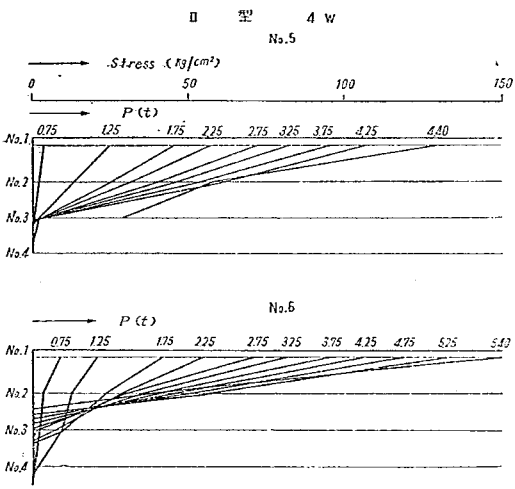
V　鉄筋コンクリートはりの曲げ圧縮応力度

鉄筋コンクリートはりの曲げ圧縮応力度は測定したひずみの値を用いて，各鉄筋コンクリートはりと同時に

4) A. Brandtzæg; Die Bruchspannungen und die Zulässigen Randspannungen in rechteckigen Eisenbetonbalken, B. u. E., Heft. 13, 1936.



図—7—(a)



図—7—(b)

造つた円柱形供試体3本の平均から求めた応力ひずみ間の曲線を，それぞれの鉄筋コンクリートはりに対応するものを用いて求めた．これらの内，二，三の結果を図示したものが図—7である．

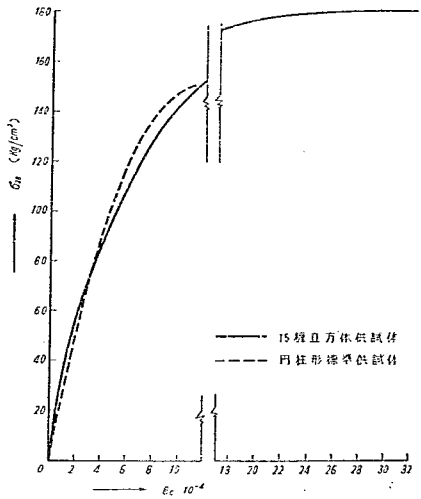
円柱形供試体について求めたコンクリートの応力ひずみ間の関係をそのまま，曲げ圧縮をうける鉄筋コンクリートはりのコンクリートの応力ひずみ間の関係に用いることについては問題がある．両者の関係については未だに明解な解決をえていない現状であつて，著者は同一コンクリートを以て，直径 15cm 高さ 30cm の円柱形供試体と一辺 15cm の立方体供試体とを造つてその応力ひずみ間の関係を比較してみた．これを図示したものは図—8の如くである．この結果によると両者についての曲線の性質は異なるが，その値は大体同じであると解釈できるので，一応以上のような方法で曲げ圧縮応力度を求めたのである．

各鉄筋コンクリートはりはその破壊時まで，コンクリートのひずみを測定することができなかつたので，破

壊時のいくらか手前までの曲げ圧縮応力度の分布しか求められなかつたが，それでも鉄筋比の大きな鉄筋コンクリートはりほど，曲げ圧縮応力度の分布は直線的ではなくて，三角形の面積よりも更に大きな面積になるような分布をした，ある曲線になることを示している．これからも，従来曲げ圧縮応力度の分布を直線分布として設計計算していることは，実際と相当かけ離れていることがわかる．

当然のことであるが，同じセメントを使用した，材令4週と材令13週との鉄筋コンクリートはりを比較すると，同じ型のはりでは，材令と共にコンクリートの圧縮強度は大きくなるから，はりの曲げ圧縮応力度もこれに応じて大きくなつているのがよくわかる．

また，曲げ圧縮応力度そのものの値については，鉄筋比の比較的大きな鉄筋コンクリートはりでは，はりと同時に造つた円柱形供試体のコンクリートの圧縮強度よりいくらか大きくなる傾向があることがよく表われている．



図—8

VI　鉄筋コンクリートはりの鉄筋応力度

鉄筋のひずみの計算には既述の如く次の値を用いた．

鉄筋の直径	降伏点強度	ヤング係数
9mm	3,077kg/cm²	2,370,000kg/cm²
12mm	3,140kg/cm²	2,260,000kg/cm²
16mm	3,346kg/cm²	2,318,770kg/cm²

各鉄筋コンクリートはり個々について，亀裂荷重のときに測定した鉄筋のひずみと，鉄筋の位置にほぼ等しい位置のコンクリートのひずみとを，すなわち，ひずみ測定番号 No. 7 及び No. 6 の両測定値を表示すると，表—3，表—4の如くなる．さらにこの鉄筋のひずみから計算した鉄筋に働らく応力度も表示し，これと，断面の引張側のコンクリートの引張応力も考慮した，亀裂発生時の鉄筋応力度を計算して比較してみた．表—3及び表—4中の E_s の値は使用した鉄筋の径に応じて上記の E_s の値をそれぞれ使用した．

表—3及び表—4の，鉄筋のひずみの実測値から求めた鉄筋応力度と，計算で求めた鉄筋応力度との比較結果をみると，中には，ひずみ測定機の誤差，観測の誤差などで相等の差異のあるものもあるが，一般に割合よく一致している．これからもわかるように亀裂発生時の鉄筋の応力度は比較的小さいものであつて，従来一般に 450kg/cm² 程度で亀裂が生ずると云われていたのとよく合う．

表—3 （日本社 普通セメント）

型式	材令（週）	はりの番号	亀裂荷重 (kg)	$\varepsilon_s \times 10^5$	$\varepsilon_c \times 15^5$	$\sigma_s = E_s\varepsilon_s$ (kg/cm²)	計算鉄筋応力度 $\sigma_s = n \times \frac{M}{I}(d-x)$ (kg/cm²)	
							$n=10$	$n=15$
I	4	No. 1	—	—	—	—	275.8	395.2
		No. 2	1250	52.0	69.9	1232.5		
	13	No. 3	1250	6.4	8.2	151.7	275.8	395.2
		No. 4	1250	7.0	5.3	165.9		
II	4	No. 5	1750	45.0	33.0	1066.6	382.9	531.2
		No. 6	2250	48.0	36.7	1137.7		
	13	No. 7	2000	38.0	25.6	900.7	360.2	499.7
		No. 8	1750	15.2	9.9	360.3		
III	4	No. 9	2500	52.0	24.7	1175.2	441.8	604.1
		No. 10	2500	49.0	2.0	1107.4		
	13	No. 11	2000	32.6	21.0	736.8	378.3	517.3
		No. 12	2250	35.0	40.0	793.9		
IV	4	No. 13	4000	62.0	55.1	1401.2	529.4	693.9
		No. 14	2500	30.0	24.2	678.0		
	13	No. 15	2500	29.0	12.3	655.4	430.8	564.7
		No. 16	2750	32.4	9.5	732.2		
V	4	No. 17	2500	32.0	—	723.2	355.6	474.3
		No. 18	2500	31.6	16.6	714.2		
	13	No. 19	2500	24.8	19.6	560.5	355.6	474.3
		No. 20	2500	25.2	18.8	569.5		
VI	4	No. 21	3250	40.0	11.0	904.0	416.6	553.6
		No. 22	3250	40.0	27.0	904.0		
	13	No. 23	3250	32.4	31.0	732.2	416.6	553.6
		No. 24	3250	32.0	22.5	723.2		
VII	4	No. 25	5500	49.6	34.1	1121.0	674.9	857.6
		No. 26	5000	33.8	40.5	763.9		
	13	No. 27	3000	24.0	24.0	542.4	391.5	497.5
		No. 28	3000	28.0	16.1	632.8		
VIII	4	No. 29	3750	33.2	28.8	769.8	455.9	574.8
		No. 30	3750	37.6	1.2	871.9		
	13	No. 31	3250	26.0	25.2	602.9	426.4	537.5
		No. 32	3750	34.0	15.0	788.4		
IX	4	No. 33	3750	35.0	43.5	811.6	400.0	499.7
		No. 34	3750	30.0	32.0	695.6		
	13	No. 35	4500	34.0	26.0	787.4	451.8	564.4
		No. 36	4000	31.6	22.4	732.2		

表-4　（小野田社　早強セメント）

型式	材令（週）	はりの番号	亀裂荷重 (kg)	$\varepsilon_s \times 10^5$	$\varepsilon_c \times 10^5$	$\sigma_s = E_s\varepsilon_s$ (kg/cm²)	計算鉄筋応力度 $\sigma_s = n \times \frac{M}{I}(d-x)$ (kg/cm²) $n=10$	$n=15$
I_0	4	No. 1	1250	34.0	3.1	805.9	275.8	395.2
		No. 2	1250	7.6	7.0	180.1		
	13	No. 3	1000	10.8	16.5	256.0	250.3	358.8
		No. 4	1250	9.2	13.9	218.1		
II_0	4	No. 5	1500	25.0	0.7	592.6	292.1	405.2
		No. 6	1500	19.0	8.1	450.3		
	13	No. 7	1250	8.4	10.5	199.1	246.7	342.2
		No. 8	1250	13.2	11.5	312.9		
III_0	4	No. 9	1750	21.0	7.2	474.6	335.9	459.4
		No. 10	2000	28.2	32.0	637.3		
	13	No. 11	1750	18.0	10.3	406.8	314.7	430.5
		No. 12	1750	25.0	20.6	565.0		
IV_0	4	No. 13	2750	30.0	20.4	678.0	411.1	538.9
		No. 14	2250	21.8	3.5	492.7		
	13	No. 15	2250	20.2	9.0	456.5	332.3	435.6
		No. 16	1750	14.2	14.0	320.9		
V_0	4	No. 17	2500	28.0	23.8	632.8	287.4	383.4
		No. 18	1500	9.4	7.0	212.4		
	13	No. 19	1750	8.2	2.0	185.3	253.3	337.9
		No. 20	1750	9.6	9.0	217.0		
VI_0	4	No. 21	2750	27.0	14.0	610.2	385.6	512.4
		No. 22	3250	30.2	38.2	682.5		
	13	No. 23	2000	14.6	12.1	330.0	261.5	347.6
		No. 24	2000	15.6	14.2	352.6		
VII_0	4	No. 25	2500	21.2	35.8	479.1	328.5	417.5
		No. 26	2500	25.0	17.0	565.0		
	13	No. 27	3000	24.6	22.2	556.0	360.0	457.5
		No. 28	2500	20.4	7.0	461.0		
$VIII_0$	4	No. 29	2500	17.0	17.0	394.2	308.2	388.5
		No. 30	2500	15.6	23.6	361.7		
	13	No. 31	1500	6.6	6.2	153.0	190.0	239.5
		No. 32	1500	8.4	0.5	194.8		
IX_0	4	No. 33	2500	21.6	19.2	500.9	270.4	337.5
		No. 34	2500	20.8	6.0	482.3		
	13	No. 35	2500	13.4	15.3	310.7	283.3	353.9
		No. 36	2750	14.0	16.5	324.6		

また，亀裂発生時の鉄筋のひずみ ε_s とコンクリートのひずみ ε_c との比較をみると，二三相当の誤差がみられるが，一般に割合よく一致していることがわかる．

VII 鉄筋コンクリートはりの収縮

一般にコンクリートを打ち込んで，コンクリートが固まり始めると，コンクリートは収縮するものである．さらに硬化したコンクリートが空中にさらされていると，長期に亘つてコンクリートは収縮する．

普通の鉄筋コンクリート構造物で，コンクリート表面，うすい壁，版などを除けば，コンクリートは材令1年で100万分の 200～400，平均 300 位収縮するものと考えられている．今収縮ひずみを z とし $z=0.0003$ とする．

鉄筋コンクリートはりに載荷することは引張亀裂を生ずることは勿論であるから，収縮の影響だけを考えてみる．この場合無筋コンクリートの断面に C_s' なる力が断面 bh の中心線から $d-\frac{h}{2}$ の偏心距離に載荷していると考えられる．この力がコンクリートの収縮に抵抗し，鉄筋周囲のコンクリートに引張応力を生じさせる．引張側の最大応力度 σ_t は次の如くなる．

$$\sigma_t=\frac{C_s'}{bh}\left\{1+\frac{\left(d-\frac{b}{2}\right)\frac{h}{2}}{\frac{h^2}{12}}\right\}=\sigma_{to}\left\{6\frac{d}{h}-2\right\}$$

同様にして圧縮側の最大応力度 σ_c は次の如くになる．

$$\sigma_c=\frac{C_s'}{bh}\left\{1-\frac{\left(d-\frac{h}{2}\right)\frac{h}{2}}{\frac{h^2}{12}}\right\}=\sigma_{to}\left\{4-6\frac{d}{h}\right\}$$

又，鉄筋の位置におけるコンクリートに生ずる応力度 σ_t' は同様にして，

$$\sigma_t'=\frac{C_s'}{bh}\left\{1+\frac{\left(d-\frac{h}{2}\right)^2}{\frac{h^2}{12}}\right\}=\sigma_{to}\left\{1+3\left\{2\left(\frac{d}{h}\right)-1\right\}^2\right\}$$

をうる．

E_t をコンクリートの引張ヤング係数とすれば，鉄筋のひずみとコンクリートのひずみと等しいことから次式をうる．

$$\frac{\sigma_s}{E_s}=z-\frac{\sigma_t}{E_t}$$

これらの式から，コンクリートの収縮のために生ずる鉄筋の圧縮応力度 σ_s は次の如くなる．

$$\sigma_s=\frac{zE_s}{1+np\left\{1+3\left\{2\left(\frac{d}{h}\right)-1\right\}^2\right\}}$$

但し，コンクリートの引張ヤング係数 E_t を圧縮ヤング係数 E_c に等しいと仮定し，$n=E_s/E_c$ としたもので

ある．

従つてコンクリートに生ずる最大縁維応力度 σ_t 及び σ_c はそれぞれ次の如くになる．

$$\sigma_t = p\sigma_s\left(6\frac{d}{h}-2\right)$$

$$\sigma_c = p\sigma_s\left(4-6\frac{d}{h}\right)$$

但し，δ_s は圧縮を正とし，σ_t 及び σ_c は引張を正とする．

これらの式から収縮亀裂にあまり近くない断面の，収縮による鉄筋とコンクリートとの応力度を計算することができる．

今これらの式から著者が行つた実験に用いた鉄筋コンクリートはりについて求めてみると，表—5の如くなる．これによればIX型の鉄筋コンクリートはりの圧縮側の収縮による圧縮応力度は 10.15kg/cm² に達することがわかる．

また，表—5からわかるように，鉄筋コンクリートはりにコンクリートの収縮によつて生ずる．コンクリートの引張応力度はIX型では，実に 33.76kg/cm² に達し，鉄筋コンクリートはりの裏側には無数の収縮亀裂が，

表—5

型式	A_s	p	d	σ_s	$6\frac{d}{h}$	σ_t	σ_c
I	1,270	0.003968	18.05	564.10	5,415	7.64	−3.17
II	2,401	0.007503	17.90	518.30	5,370	13.11	−5.33
III	3.390	0.010593	17.90	483.03	5,370	17.24	−7.01
IV	4,520	0.014125	17.90	448.17	5,370	21.33	−8.67
V	5,300	0.016562	16.80	451.49	5.040	22.73	−7.78
VI	6,296	0.019750	16.40	437.44	4,920	25.23	−7.95
VII	7,680	0.022062	16.80	412.66	5,040	27.68	−9.47
VIII	8,290	0.025906	16.80	389.26	5,040	30.66	−10.49
IX	10,050	0.031406	16.20	375.84	4,860	33.76	−10.15

計算上は出るはずである．しかし，実際には実験用の鉄筋コンクリートはりを試験前に調べてみたが，どれも亀裂はでていなかつた．この理由として考えられることは，上記計算式は引張側の応力度分布を直線として計算しているが，実際にはコンクリートの塑性のため曲線分布をなすものと見られ従つて σ_t も計算値より小さくなるためと思われる．

鉄筋コンクリートはりの収縮については，実際は上の如く，その影響は極めて小さいので，本論文における鉄筋コンクリートはりの計算には考慮しないことにする．