土木研究所報告

第九十号

国道18, 8号線道路良好度調査報告……道路研究室…(1)

水側に関する研究(1)……吉川秀夫 杉木昭典 芦田和男…(11)

海岸堤防に関する研究(2)……岸力…(27)

海岸堤防に関する研究(3)……佐藤清一 岸力…(55)

酸性河川の水質に関する調査研究(2)……有泉昌 野本誠三 牧隆正…(93)

建設機械用エヤークリーナの試験報告…斎藤義治 大橋秀夫…(119)

破壊又は耐久性を失つたコンクリートの調査報告…有泉昌…(145)

国道3, 34号線道路良好度調査報告……道路研究室…(169)

昭和三十年三月

建設省土木研究所

国道18,8号線道路良好度調査報告

道路研究室
道路局企画課

(昭和28年8月)

目　次

I 要旨……(1)
II 調査の概要……(1)
〔1〕調査路線……(2)
〔2〕調査日程……(3)
〔3〕調査に用いた機械……(3)
III 調査結果……(3)
〔1〕全行程府県別路面種別ごとの集計結果……(3)
〔2〕全行程路面種別ごとの集計結果……(4)
〔3〕調査結果の考察……(4)
IV 結語……(8)

I 要旨

年々自動車の保有台数がふえ100万台に近ずきつゝある。又自動車の性能自体も一段と向上したが一方道路を振返つてみると，昭和25年見返資金投入を機に基幹道路は面目を新たにすべく改良が進められたが，わが国全体からみれば微々たるもので，今後の建設，改良に期待がもたれている。自動車と道路は同じように発達してはじめて合理的な運輸経済を樹立することができる。

この報告書は国道18，8号線の一部長野市徳間一直江津一富山一彦根一京都間の路線について，土木研究所所管の道路試験車を走らせ，道路々面，縦型，勾配等の自動車に及ぼす影響について調査し，将来の道路の改策，補修等の一指針を得るために行つた調査試験結果の報告である。

この報告書では次の事項を明らかにした。

(1) 速度，燃料消費量，衝撃率を府県別，路面種別ごと，全体について求め，路線の運輸経済的な価値判定のための現況を求めた。

(2) 舗装道路と砂利道における燃料消費量，車体振動の差異を求めた。

上記(2)については特定の区間を設定し，この区間について繰返し走行試験を行つたものであるが，この種の測定は試験機具を別に作り，更に精密な方法によるのがよいと考えられる。

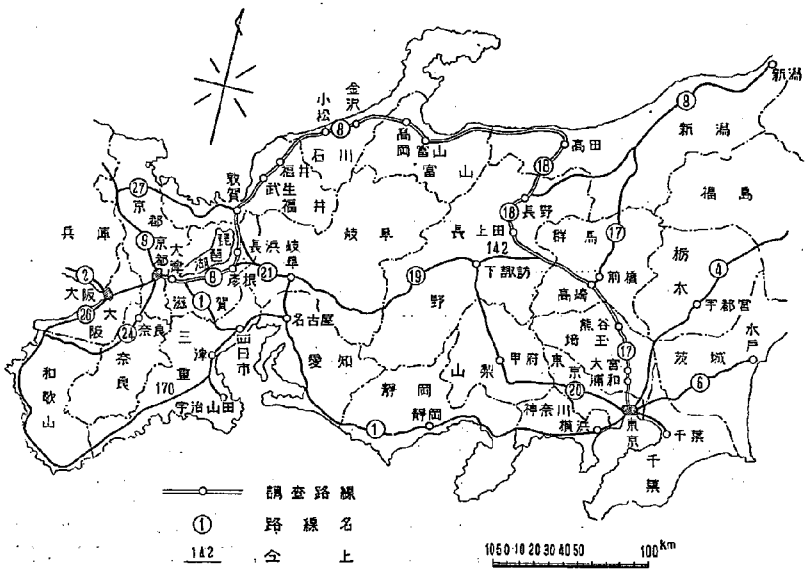
II 調査の概要

この調査は昭和27年9月8日より9月22日の15日間に亘り，前記長野一京都間往復約1025kmについて行つた。調査の要項を各項別に述べれば次のようである。

〔1〕 調査路線

国道18号線は高崎・直江津を結び，8号線は新潟・京都を結ぶ道路で，前者は関東・信越，後者は東日本を貫き関西と連絡する基幹道路である．この両線は山間部を縫うため，地形の支配を受け曲線，勾配が多い．

調査路線の概要及び主要都邑を図―1に示す．



図―1 調査路線概要図

表―1 調査日程

月日(曜)	天候	気温(°C)	調査区間	走行粁	走行時間	備考
9. 8 月	雨	20.0—23.5	東京都日本橋—戸倉町	211.685	7—27—08.0	乗員 13名
9. 9 火	小雨	22.8	戸倉町—糸魚川町	134.605	5—57—57.0	乗員 14—16名
9.10 水	晴	21.5—24.0	糸魚川町—富山市	76.950	3—14—00.0	乗員 15—17名
9.11 木	曇後小雨	資料整理および車輌整備				
9.12 金	雨	24.0	富山市—福井市	142.990	4—55—44.8	乗員 17—18名
9.13 土	曇後小雨	24.5—26.3	福井市—彦根市	116.290	5—06—29.0	乗員 16—18名
9.14 日	曇	24.8—26.2	彦根市—京都市	84.740	2—55—08.9	乗員 16—18名
9.15 月	雨	資料整理および車輌整備				
9.16 火	曇	24.0	京都市—彦根市	66.540	2—14—43.2	乗員 14—16名
9.17 水	晴	26.0	彦根市—福井市	116.290	5—00—54.6	乗員 15—17名
9.18 木	晴	資料整理および車輌整備				
9.19 金	曇	23.5	福井市—富山市	142.990	4—55—52.5	乗員 15—16名
9.20 土	曇	24.0	富山市—糸魚川町	76.950	3—15—22.5	乗員 14—16名
9.21 日	晴	21.0	糸魚川町—戸倉町	134.605	5—31—26.6	乗員 13—16名
9.22 月	曇後小雨	22.0—24.5	戸倉町—東京都日本橋	211.685	7—01—07.6	乗員 13名

〔註〕 走行粁および走行時間は，純走行粁，純走行時間である．

〔2〕 調査日程

調査の日程は表—1 に示すようで，前半は殆んど小雨の天気が続き，そのため車室内の湿度が高くなつて苦痛を感じたこともあり，調査条件としてはよくなかつた．後半は一日小雨にあつた程度で好条件を与えた．

測定用機械中，精度の高い振動強度分類計は故障が多く，期待したデーターが採れなかつた．その他の機械については概ね順調であつた．

〔3〕 調査に用いた機械

調査に用いた機械は土木研究所報告第 84—6 に示したものと同様のものであるが，新らしく運転自記々録計を完設し，自動車運転中の主動項目を記録させ運転状態の検討を容易ならしめ，併わせて区間距離の検討に用いた．

III 調 査 結 果

〔1〕 全行程府県別路面種別ごとの集計結果

表—2　(長野—京都)　府県別路面種別ごとの測定結果集計　往復平均

路面種別	県名	距離 km	走行所要時間 時分秒	平均速度 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)/衝撃回数(回) ベドメーター 0.2g	0.3g	0.4g	0.5g	0.7g
G	長野	27.24	1-19-36.6	20.5	10432	383	2.61	335/9129	110/3003	21/568	2.9/79	1.4/37*
A	新潟	2.32	6-42.7	20.8	679	293	3.42	77/179	6.9/16	0.2/0.5	0/0	0/0
G	新潟	81.17	3-37-42.7	22.4	22740	280	3.57	253/20542	79/6384	10/820	0.7/55	0.4/36
C+G	新潟	6.76	17-36.5	23.0	1800	266	3.76	146/987	32/216	2.1/14	0.1/1	0.2/1.5
a+G	新潟	12.67	28-54.6	26.3	3414	270	3.71	280/3551	128/1662	20/251	0.8/10	0.7/8.5
C	富山	14.27	22-59.5	37.3	3354	235	4.25	68/974	8.6/122	0.4/6	0/0	0/0
A	富山	2.14	5-46.6	22.2	593	277	3.61	84/180	13/28	3/6.5	0.5/1	0.9/2
G	富山	69.11	2-43-14.3	25.4	18028	261	3.84	173/11936	45/3107	5.6/387	0.4/26	0.3/22
C+a	富山	4.85	8-38.7	33.7	917	189	5.27	90/436	12/57	1.2/6	0.1/0.5	0/0
C+G	富山	5.30	15-50.8	20.1	1450	274	3.66	218/1153	87/460	13/68	0.8/4	1.1/6
C	石川	2.70	4-57.7	32.7	581	215	4.65	57/155	2.8/7.5	0.6/1.5	0/0	0/0
A	石川	1.80	3-30.1	30.9	398	221	4.52	63/113	16/28	4.2/7.5	0.6/1	0.8/1.5
G	石川	54.30	1-58-26.4	27.5	15240	281	3.57	235/12767	94/5081	22/1198	2.4/131	1.8/100
C+A	石川	5.58	14-57.7	22.4	1775	318	3.14	202/1127	59/329	15/81	0.4/2.5	0.3/1.5
C+G	石川	6.03	8-06.3	44.7	1277	212	4.72	210/1265	90/545	22/131	1.2/7.5	1.2/7
C	福井	4.61	10-13.7	27.1	1194	259	3.87	149/687	33/153	5.6/26	0.4/1	0.4/1
a	福井	1.23	2-32.4	29.1	241	196	5.10	80/98	14/17	2.4/3	0/0	0.4/0.5
G	福井	90.17	4-06-41.1	21.9	27638	307	3.26	289/26083	103/9266	17/1505	1.3/116	0.7/63
C+a	福井	1.85	5-25.7	20.5	555	300	3.33	185/343	7/13	0.3/0.5	0/0	0/0
C	滋賀	5.08	9-33.9	31.9	1420	280	3.58	61/312	9.6/49	3.0/15	0.3/1.5	0.2/1
S_B	滋賀	0.69	1-46.6	23.3	266	386	2.59	114/79	30/21	0/0	0/0	0/0
a	滋賀	11.64	25-40.3	27.2	2839	244	4.10	168/1954	40/469	6.7/78	1.3/15	0.2/3
A+a	滋賀	7.44	17-22.9	25.7	1322	178	5.63	233/1773	74/553	14/104	2/15	1.7/13
G	滋賀	71.31	2-15-55.1	31.5	20044	281	3.56	272/19417	108/7708	23/1652	1.4/100	1.3/96
C+G	滋賀	0.73	1-55.0	22.9	191	262	3.82	266/194	63/46	7.5/5.5	0/0	0/0
a+G	滋賀	3.50	7-04.7	29.7	667	191	5.25	283/989	117/411	42/147	6.6/23	6/21
C	京都	8.18	17-32.6	28.0	2094	256	3.91	134/1092	25/204	5.1/42	0.4/3	0/0
S_B	京都	0.70	1-40.6	25.0	241	344	2.91	254/178	21/15	5/3.5	2.9/2	1.4/1
A+C	京都	8.58	17-52.6	28.8	1937	226	4.43	139/1194	31/266	4.5/39	0.4/3	0.5/4

(備考) * 当県内は山地部

註　C：コンクリート舗装　　G：砂利道
　　A：アスファルト舗装　　S_B：石塊舗装
　　a：簡易舗装　　C+G，a+G：C と G，a と G

路線を舗装種別ごと，改良，未改良の別，平坦地と勾配部分の境界で区切り，この測定区間は大体 3～4 km の長さにとつてそれぞれ所要の項について求めたが，各区間の測定値を一々掲げるのは冗長に過ぎるので，府県別・路面種別ごとにまとめ集計した結果を表—2 に示す．

各区間ごとの距離の測定は試験車備付のオドメーターによつたが，距離測定の誤差をできるだけ小さくする意味で往復の値をとつて平均し，運転自記々録計の記録値で照査した値を記した．

表—3 には運転自記々録計の記録結果を掲げた．ハンドル廻転角の欄は，ハンドルを右又は左に廻転した角度を 90° を単位とし，1 km 当り及び 1 回当りの廻転角を示した．アクセル・ペダルの踏量はアクセル・ペダルを踏込んだ量で前者と同様 1 k 当りおよび 1 回当り踏量の数値を掲げた．

表—3　運転自記々録計記録集計結果

府県名	ハンドル廻転角		アクセルペタル踏量		チエンヂギヤー使用率			備考
	1 k 当廻転角	1 回当廻転角	1 k 当踏量	1 回当踏量	2 nd	3 rd	4 op	
	(90°)	(90°)	cm	cm	%	%	%	
長野	12.09	2.21	83.6	5.37	10.6	51.7	37.7	山中のみ
新潟	8.10	2.19	78.1	4.24	2.4	18.7	78.9	
富山	7.16	2.19	67.8	3.87	1.4	9.5	89.1	
石川	8.55	2.33	58.8	4.12	1.1	11.2	87.7	
福井	17.30	2.64	50.9	3.39	7.8	21.8	70.4	牛の谷付近曲線多し
滋賀	2.72	1.87	48.1	4.65	1.1	8.3	90.6	
京都	2.31	2.19	45.3	4.08	0.7	29.9	69.4	一部工事中の箇所あり

なおこれらの数値には戻した量を含まないので実際にはこの倍の移動量となる．チエンヂギヤーの欄は使用率とし，2，3，4 速のギヤーの使用長を区間路線長で除した値を掲げた．この値で 2 速，3 速の%が大きい値を示すのは山地部で勾配箇所が多く曲線が多い上に幅員の狭い事によるものであり，その結果が長野・新潟・福井県にあらわれており，京都府は市内部の工事中箇所の影響によるものである．

〔2〕 全行程路面種別ごとの集計結果

全行程府県別 路面種別ごとの集計結果をさらに路面種別ごとに集計したものが表—4 である．この結果より路面種別ごとの総括的な比較ができる．

表—4　(長野—京都) 路面種別ごとの測定結果集計　往復平均

路面種別	距離 km	走行所要時間 時 分 秒	平均速度 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)/衝撃回数 (回) ベドメーター 0.2g	0.3g	0.4g	0.5g	0.7g
C	34.84	1-05-17.8	32.0	8642	248	4.03	92/3220	15/535	2.6/89	0.2/5.5	0.1/2
A	6.26	15-59.4	23.5	1670	267	3.75	75/472	12/72	2.4/15	0.3/2	0.6/3.5
a	12.87	28-12.7	27.4	3079	239	4.18	160/2052	38/485	6.3/81	1.2/15	0.3/3.5
Sn	1.39	3-27.2	24.2	457	329	3.04	185/257	26/36	2.5/3.5	1.4/2	0.7/1*
G	393.30	16-01-36.1	24.5	114099	290	3.45	254/99873	88/34549	16/6129	1.3/505	0.9/352**
C+A+a	28.30	1-04-17.6	26.4	6506	230	4.35	172/4872	43/1216	8.1/230	0.7/21	0.7/19
C+A+a+G	34.99	1-19-26.9	26.4	8796	252	3.98	233/8149	95/3324	19/680	1.6/57	1.4/48

備考　* 逢坂山東山坂路部　** 戸隠山中北陸山地を含む

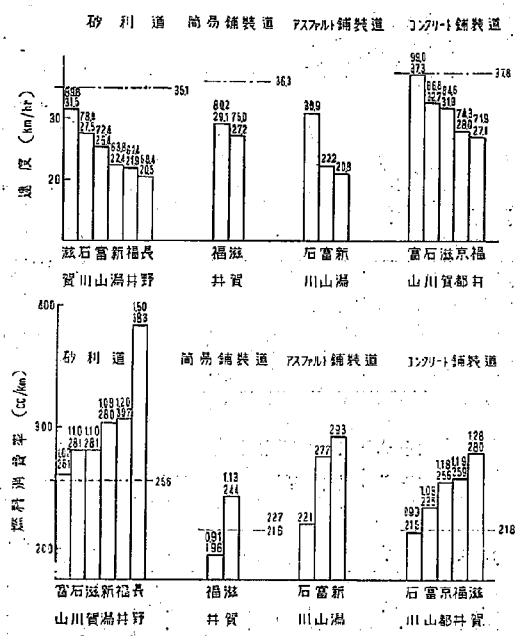
〔3〕 調査結果の考察

調査の結果は表—2，3，4 に示すようであるが，その結果及び特定な場所を設けて試験を行つた結果について考察を進める．

1. 総括的まとめについて

調査路線の大部分は裏日本山地部に位し，殊に長野県内は急勾配の長坂路が多く，曲率の大なる曲線に加え対向車輻の行交いに困難であるような小幅員の箇所があり，又新潟県内においても平地部は調査路線中の約28%程度で，山地部及び山地海岸道路であるため自動車の性能を十分発揮し得ず，速度は極めて低くなり従つて燃料消費量がふえ，長野県では平均速度 20.5 km/hr 燃料消費率 383 cc/km と本路線中最も条件の悪いことを示している．各県における路面種別ごとの平均値と昭和26年に調査した国道4号線の値とを比較してみれば図—2.a に示すようで，砂利道の平均速度は 89.8%—58.4% と小さくなつており，燃料消費率は 102%—150 %と何れも大きな値を示している．コンクリート舗装道，アスファルトルト舗装道・簡易舗装道と同様の結果となつている．この両者から考えてみても国道4号線よりこの路線がよいとは云えない．

ベドメーターによる衝撃率の分布を示せば図—2.b の折線で示され，この分布がポアソン分布に当嵌まることは明らかなので，特性値 λ を計算してみると砂利道が 0.25—0.5，舗装道路は 0.25 以下であつた．このことは砂利道に比し舗装道路が衝撃率も少なく，乗心地の良いことを示している．速度と燃料消費率の関係を図示すれば図—2.c のように曲線で示すような関係がみられ砂利道は燃料消費率が大きく速度の小さい位置をとつている．

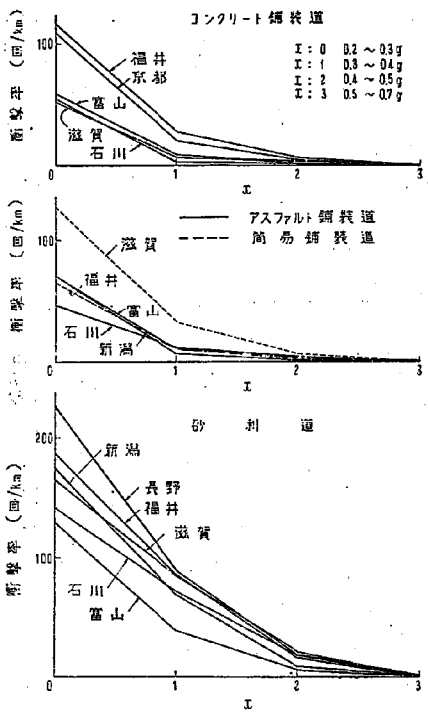


図—2.a　府県別，路面種別ごとの速度および燃料消費率

2.　特定地における繰返し試験

自動車が一路線を走行するのに舗装道路と砂利道では同一速度で走行し得ても，路面の粗さが異なるため自動車の走行抵抗が変つてくる．自動車が走行するのに必要とする燃料消費量は，積載荷重を一定とし，線型・勾配が同じようであれば，路面の走行抵抗の影響とエンヂンの内部抵抗によるものとの2つに分けて考えられる．こゝでエンヂンの内部抵抗は故障のない限り速度の変化による増減は微小と仮定すれば，燃料消費量は路面の粗さと速度の函数と考えられる．路面状態を舗装種別に分け相互の間にどの程度の差があるものか，有意な差があれば将来道路舗装工事の施工に当つて，運輸経済の価値判定の一項として加えることができるから，その資料を得ること，自動車々体の受ける衝撃率の型の変化を調べるために，2，3の箇所を撰定して繰返し試験を行つた．

撰定した場所の条件としては，比較的直線箇所で，勾配がなく平坦であり，路面状態が一様であること等を



図—2.b　衝撃率分布図

考案して次の4ケ所を選定した.

a　富山県射水郡小杉町地先
　　コンクリート舗装　　1 km

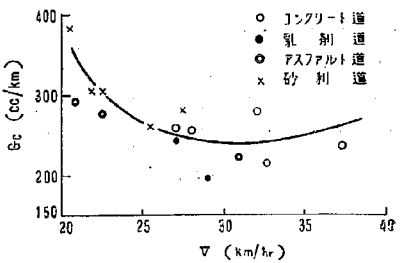
b　大津市蓄所東洋レーヨン横
　　コンクリート舗装　　1.9km

c　滋賀県伊香郡木ノ本地先
　　砂利道　　1 km

d　石川県能美郡松任町地先
　　砂利道　　1 km

試験中途 b, d は不適と考えられたので中止した.

試験の方法としてチエンヂ・レバーは最上速位置とすること，試験速度は10km/hrより10km/hr



図—2.c　速度と燃料消費率

表—5.a　富山県射水郡小杉町地先　コンクリート舗装道　(試験区間距離1km)

走行所要時間 分 秒	平均速度 km/hr	燃料 消費量 cc	燃料 消費率 cc/km	燃料 消費率 lit/hr	燃料 走行率 km/lit	衝撃率 回/km（ペドメーター）					備考
2-38.0	22.8	194	194	4.42	5.16	23	0	0	0	0	昭 27.9.12
1-54.0	31.6	182	182	5.75	5.50	45	0	0	0	0	雨
1-40.0	36.0	183	183	6.58	5.46	55	2	0	0	0	
1-29.5	40.2	198	198	7.96	5.05	52	3	0	0	0	
1-17.0	46.8	203	203	9.50	4.93	64	13	0	0	0	
1-11.0	50.7	252	252	12.78	3.97	65	12	1	0	0	

表—5.b　滋賀県伊香郡木ノ本町地先　砂利道　(試験区間距離1km)

走行所要時間 分 秒	平均速度 km/hr	燃料 消費量 cc	燃料 消費率 cc/km	燃料 消費率 lit/hr	燃料 走行率 km/lit	衝撃率 回/km（ペドメーター）					備考
3-19.0	18.1	260	260	4.71	3.85	403	156	8	0	0	昭 27.9.17
2-09.3	27.8	238	238	6.62	4.20	301	99	16	2.5	0	晴
1-42.2	35.2	250	250	8.80	4.00	167	61	9	0	1	
1-26.6	41.6	275	275	11.45	3.64	259	112	34	1	2	

ずつ増とする．但し必要に応じてその中間速度で試験する．

又試験走行は均等速度に達するまで序走を行い，試験中は指定均等速度で運転することとし所要の項目について求めた．

試験の結果は表—5. a，b，c，d に示すようで，以下燃料消費率と衝撃分布の 2 項について述べる．

表—5. c　衝撃分布 富山県射水郡小杉町地先（コンクリート舗装）

区分 / 速度	0-0.2g	0.2-0.4g	0.4-0.6g	0.6-0.8g	λ
km/hr	0.995	0.005	0	0	0.005
22.8	0.957	0.029	0.014	0	0.057
	0.979	0.021	0	0	0.005
31.6	0.979	0.021	0	0	0.021
	0.801	0.185	0.014	0	0.112
	1.000	0	0	0	0
36.0	0.963	0.037	0	0	0.037
	0.805	0.163	0.032	0	0.207
	0.993	0.007	0	0	0.008
40.2	0.866	0.134	0	0	0.134
	0.660	0.292	0.048	0	0.387
	0.991	0.009	0	0	0.009
46.8	0.722	0.263	0.015	0	0.293
	0.655	0.286	0.059	0	0.403
	0.994	0.006	0	0	0.006
50.7	0.651	0.292	0.057	0	0.306
	0.505	0.376	0.097	0.022	0.634
	1.000	0	0	0	0

i）**燃料消費率 cc/km，lit/hr について**　前記の目的で試験自動車を走らせた結果について燃料の項をとり出し，速度変化に伴なう燃料消費率の両者の傾向をみると図—3 に示すようで舗装道路と砂利道の間には

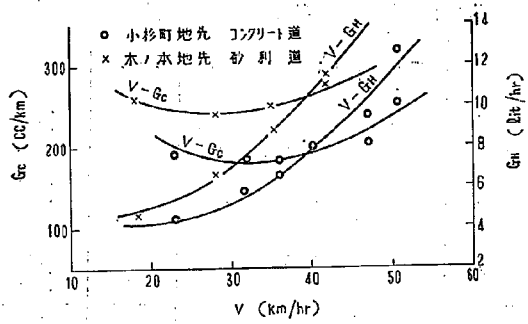
燃料消費率 cc/km の値は上に凹の型をとり，30km/hrを境とする附近に経済速度が存在するがコンクリート舗装道路の値が大きくなつており，その附近の消費率は砂利道の約 75 % 程度で舗装道路の経済であることを知る．

表—5. d　衝撃分布　滋賀県伊香郡木ノ本町地先　（砂利道）

区分 / 速度	0-0.2g	0.2-0.4g	0.4-0.6g	0.6-0.8g	0.8-1.0g	1.0-1.2g	1.2-1.4g	1.4-1.6g	1.6-1.8g	λ
km/hr	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
18.1	0.624	0.297	0.069	0.010	0	0	0	0	0	0.465
	0.981	0.019	0	0	0	0	0	0	0	0.019
27.0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	0.395	0.341	0.178	0.085	0	0	0	0	0	0.953
	0.881	0.119	0	0	0	0	0	0	0	0.119
35.2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	0.183	0.289	0.246	0.127	0.106	0.035	0.007	0.007	0	1.852
	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
41.6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	0.079	0.134	0.118	0.173	0.181	0.134	0.079	0.063	0.039	3.512
	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

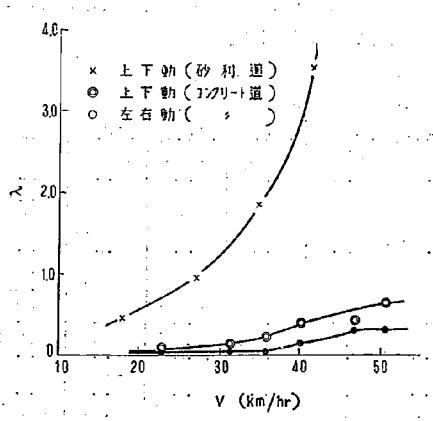
他方燃料消費率（燃料供給率ともいう）lit/hr は速度の増加と共に曲線で示す増加傾向をとり，高速になると時間当消費量の急に増すことがわかる．これが砂利道ではコンクリート舗装の値に比し相当大きい値となることは，高速運転走行抵抗が大きく不経済であることを知る．

今後この種の試験を行い，自動車輸送運輸費構成の約20%を占める燃料費の面から，舗装効果の検討の参考資料としたい．



図—3　速度と燃料消費率

ii）三成分加速度計による衝撃分布　同地点に自動車で行くのに同じ距離で到達しうるのならば，より軽快な道路を走り度いとは誰も思うことである．砂利道の凸凹道路を走るよりスムースな舗装道路の方が自動車に与える衝撃も小さいし，乗心地もよい．然し砂利道も維持補修が行き届いておれば，老化した舗装に劣らない道路となる．舗装道路であつても砂利道であつても其処を走行する自動車の速度によつて車体の受ける衝撃の程度が変つてくると考えられるが，速度の増加につれてどのように変化するか，燃料消費量測定試験に併わせて3成分加速度計を用い，自動車々体の上下，左右，前後の振動を記録させ，f_i/N の値を示したものが表—5. c, d である．自動車に有害とされている衝撃加速度は 0.3g 以上とされているが，舗装道路においてもこの程度の加速度の衝撃を受けている．表にみるように舗装道路では 0.4g 以上の衝撃率 f_i/N は上下動に 0.014～0.097 と小さい値を示しているが，砂利道では 0.080～0.800 に及ぶ大きな値となつている．



図—4　速度と λ の関係

三成分加速度計の衝撃分布がポアソン分布に当嵌まることはよく知られている．いまポアソン分布の特性値 λ（λ はポアソン分布の平均であると同時に分散を表わす）と速度との関係を示すと図—4 に示すようである．砂利道の記録のうち前後，左右動がとれなかつたため上下動の値のみであるが，速度の増加に伴なつて舗装道路と比較して大きい値を示し，18.1—41.6km/hr で 0.465—3.512 と増大している．舗装道路では速度の増加につれて λ の値は大きくなるが，20—50 km/hr の間で 0.057—0.634 とその値は小さい．この試験を種々の状態の路面について行い，路面の実態と結びつけることができれば路面良好度の判定がより合理的にできるようになると考える．

以上調査結果について述べ，若干の考察を加え今後の課題について述べた．

IV　結　語

以上に述べた結果を要約すれば次のようである．

(1) 府県別路面種別ごとの集計平均走行速度は国道 4 号線の値に比し

国道 4 号線	砂利道	35.1km/hr に比し	89.8—58.4%
同	簡易舗装	36.3 〃	80.2—75.0%
同	コンクリート舗装	37.8 〃	99.0—71.9%

と何れも低い速度であつた.

(2) (1)と同様燃料消費率においては

国道 4 号線	砂利道	256cc に比し	1.02—1.50倍
同	簡易舗装	216cc 〃	0.91—1.13〃
同	コンクリート舗装	218cc 〃	0.99—1.28〃

と極く 1 部を除いて何れも 1 倍以上の値となつており走行抵抗の大なる路面の多いことが判つた.

(3) 府県別路面種別ごとの集計のベドメーターによる衝撃率分布はポアソン分布に当嵌まり, λ の値は砂利道 0.25—0.50, 舗装道は 0.25 以下で, 舗装道路の方が走行乗心地のよいことがわかる.

(4) 特定の場所を設け繰返し走行試験を行つた結果, 燃料消費率 cc/km は上に凹の型をとり, 30km/hr 前後に経済速度の存在を認めるが, 舗装道路の経済速度の方が大きく, この附近におけるコンクリート舗装の値は砂利道の約 75% で舗装道路が常に経済的であることが判つた. 又 lit/hr の値は速度の増加と共に増加し時間当りの消費量が砂利道では舗装道路に比し相当大きく, これは路面の走行抵抗の増大に比例するものと考えられる.

(5) 三成分加速度計による衝撃分布の λ は, 砂利道で速度変化 18.1—41.6 km/hr で 0.465—3.512, コンクリート舗装道では速度変化 20.0—50.0km/hr で 0.057—0.634 であり, 何れもきれいな曲線で表わされるので路面の実態と結び付ければ, より合理的な路面良好度の判定が可能となる.

以上簡単に国道 18,8 号線の良好度調査結果について報告した. (報告作製　山田技官)

水制に関する研究(1)

——水制の周りの水の流れについて——

建設技官　吉川秀夫
建設技官　杉木昭典
建設技官　芦田和男

(昭和 29 年 2 月)

目　次

I　はしがき……(1)
II　実験結果……(2)
III　水制域に関する考察……(2)
IV　水制のまわりの流速分布……(7)
V　結論及び今後の問題……(11)
VI　附　録……(12)
1—Helmholtz-Kirchhoff Rayleigh 理論について……(12)
2—本文(4)式の充分条件……(14)

I　はしがき

流れの中におかれた構造物の背後には，一般に vortex layer が発達し，流れの様子，流速分布等に非常な変化を与え，これがひいては河床の洗掘，堆積，流路の維持，護岸等に対し非常な影響を与える．したがつて，これらの影響を知ることは，河川構造物を適切に設置する上に大切であるが，それらの力学についてはあまり論じられていない．一例として水制を考えると，低水路維持，洪水における護岸保護として，その目的に応じて種々用いられているが，その効果の基本的特性はあまり調べられていない．これは，これらの構造物が流体の中におかれた場合，問題を二次元化し粘性流体の乱れない場合をとり扱つても Navier-Stokes の方程式の数値計算[1]となり非常に困難となる．実際においてはこれらの構造物の背後に生ずる vortex layer が流れるに従つて乱れに変移するため問題は非定常的となり，更に水深の影響が加わるため理論的取り扱いが非常に困難となるためである．

一方実際河川の実測及び調査，実験的研究としては Engels[2]，von Riepe[3] 等の連続水制に関する実験があるが，いずれも定性的なるをまぬがれない．

本文では水制効果の種々の特性の内，主として水制の影響範囲（水制域）をとりあげ，噴出流の考え方に従つて，水制域の大きさを決定する半理論的方法を与えた．更に水制のまわりの流速分布について数値計算の結

1) 本文第4節に示す．
2) Engels "Handbuch des Wasserbaues" 1923 Bd I, S 451.
3) von Riepe "Versuche über die Wirkung inklinanter Buhnen in einer Konkaven Flusskrümmung" Bautechnik, 1930.

果を示し，実測値を 2, 3 かゝげておく．更に広範囲の Reynolds 数に対する研究，及び精密な流速分布等の実測と相まつて今後の研究の手がかりを与えるものと信ずる．今後水制効果の他の特性についても，これに作用する種々の要因に分析して研究を続けていくつもりである．

II 実験結果

本実験に用いた水路は赤羽分所 4m 試験水路である．底勾配 0．コンクリート製，流量は 30l/sec, 40l/sec, 50l/sec, 60l/sec, の 4 種類に対し水深 10cm～20cm, $R\left(=\frac{vh}{\nu}\right)=1.4\times10^4\sim0.8\times10^4$, $R\left(=\frac{vl}{\nu}\right)=8.3\times10^4\sim0.8\times10^4$ の範囲，$F\left(=\frac{v}{\sqrt{gh}}\right)=0.16\sim0.03$ の範囲である．

但し，v 平均流速
h 平均水深
$\frac{l}{2}$ 水制長

なお水制は単一不透過水制にして側壁に直角に出し，その長さは 10cm～30cm である．流線は水制背後前半部は割合に定常的であるのに対して後半部は変動がかなりはげしいから，写真撮影にあたつて，流線の平均値をとるためなるべく時間をかけたが，かならずしも満足すべきものでなく後半部においては実測の誤差も生じている．実験の範囲を一覧表にすれば次の如くである．

表—1 実験範囲一覧表

No	Q (m³/sec)	h (m)	v (m/sec)	$\frac{v}{\sqrt{gh}}$	$\frac{vh}{\nu}$	$\frac{vl}{\nu}$ $l=0.20$(m)	$\frac{vl}{\nu}$ $l=0.40$(m)	$\frac{vl}{\nu}$ $l=0.60$(m)
1	0.06	0.102	0.155	0.155	1.4×10^4	2.76	5.52	8.28
2	〃	0.122	0.129	0.117	〃	2.30	4.60	6.90
3	〃	0.142	0.111	0.094	〃	1.98	3.96	5.94
4	〃	0.162	0.098	0.018	〃	1.74	3.48	5.22
5	〃	0.192	0.082	0.060	〃	1.46	2.92	4.38
6	〃	0.097	0.135	0.139	〃	2.40	4.80	7.20
7	〃	0.117	0.113	0.105	〃	2.02	4.04	6.06
8	0.05	0.137	0.096	0.083	1.2×10^4	1.72	3.44	5.16
9	〃	0.157	0.084	0.068	〃	1.50	3.00	4.50
10	〃	0.187	0.071	0.053	〃	1.26	2.52	3.78
11	〃	0.092	0.114	0.120	〃	2.04	4.08	6.12
12	〃	0.112	0.094	0.090	〃	1.68	3.36	5.04
13	0.04	0.132	0.079	0.069	0.9×10^4	1.40	2.80	4.20
14	〃	0.152	0.069	0.057	〃	1.24	2.48	2.72
15	〃	0.182	0.058	0.043	〃	1.04	2.08	3.12
16	〃	0.086	0.092	0.100	〃	1.64	3.24	4.92
17	〃	0.106	0.073	0.072	〃	1.30	2.60	3.90
18	0.03	0.126	0.063	0.057	0.8×10^4	1.12	2.24	3.36
19	〃	0.146	0.054	0.045	〃	0.96	1.92	2.88
20	〃	0.176	0.045	0.034	〃	0.80	1.60	2.40

実験結果の一部のみをかゝげれば写真 1～4 のごとくである．

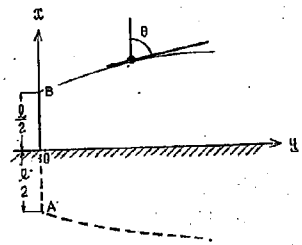
III 水制域に関する考察

(1) 理論的考察　壁面に出された水制のまわりの流れを取り扱う場合，壁面を対称軸にして OB に対称なる OA を考えれば，流れの中におかれた板 AB のまわりの流れと同様な取り扱いができ，不連続流の考え方

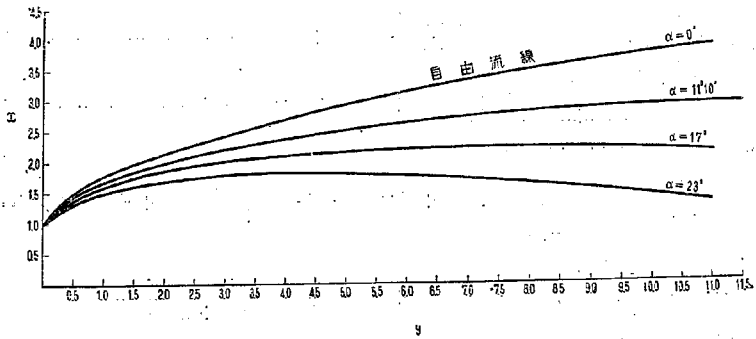
が導入できる．この流れは Helmholtz-Kirchhoff-Rayleigh[4] によつて最初に取り扱われ，自由流線の方程式[5]として

$$\left.\begin{aligned} x &= \frac{2l}{\pi+4}\left(\sec\theta+\frac{1}{4}\pi\right) \\ y &= \frac{l}{\pi+4}\{\tan\theta\sec\theta-\log(\sec\theta+\tan\theta)\} \end{aligned}\right\} \cdots\cdots(1)$$

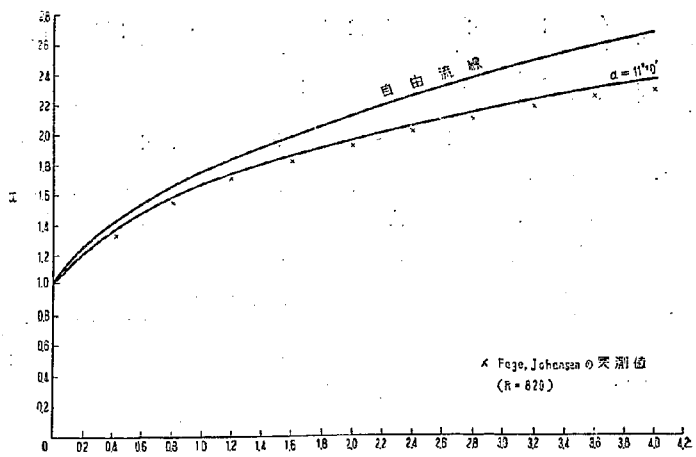
を得る．これを図示すれば図—2の自由流線の如くなる．しかし実際の流れでは背後に vortex layer を生じ圧力は理論の仮定よりも遥



図—1 記号説明図



図—2 自由流線と噴出線

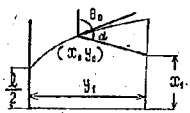


図—3

4) Lamb "Hydrodynamics", p. 100
5) "Hydrodynamics" には多少結果が違つている．これについては附録に示す．

かに低くなり，流線は理論曲線よりも内部に入つてくる．Fage, Johansen[6] による板背後の vortex layer の実測値は図—3のごとくであり理論曲線と差異を生じている．

これは上述の理由によるものであろうが現象的に噴流の問題と比較して考えるならば面白い結果が得られる．すなわち一応自由流線なるものを考え，この曲線上の各点から噴出角 α，をもつて出て行く噴出線の包絡線を求めると，曲線上の各点より出る乱れはこの包絡線より内部に入ることはないと考えられるからこの包絡線をもつて流線の境界線と考えることができる．包絡線の方程式は，次のごとくして求めることができる．今 (x_0, y_0) から出る噴出線の方程式は噴出角を α とすれば（記号，図—4参照）



図—4 記号説明図

$$\frac{x-x_0}{y-y_0}=\cot(\theta_0+\alpha) \quad \cdots\cdots(2)$$

$$\therefore \quad x_1=\frac{2l}{\pi+4}(\sec\theta_0+\frac{1}{4}\pi)+\cot(\theta_0+\alpha)\times(y_1-y_0) \quad \cdots\cdots(2)'$$

最小の x_1 を与える θ_0 の値は

$$\frac{dx_1}{d\theta_0}=\frac{2l}{\pi+4}\sec\theta_0\tan\theta_0-\operatorname{cosec}^2(\theta_0+\alpha)\times(y_1-y_0)-\frac{2l}{\pi+4}\cot(\theta_0+\alpha)\sec\theta_0\tan^2\theta=0$$

これより

$$y_1-y_0=\frac{2l}{\pi+4}\sec\theta_0\tan\theta_0\{1-\cot(\theta_0+\alpha)\tan\theta_0\}\frac{1}{\operatorname{cosec}^2(\theta_0+\alpha)} \quad \cdots\cdots(3)$$

(3)式を(2)′式に代入して

$$\left.\begin{aligned} x&=\frac{2l}{\pi+4}\{\sec\theta_0+\frac{1}{4}\pi+\frac{1}{2}\sin^2(\theta_0+\alpha)\sec\theta_0\tan\theta_0(1-\cot(\theta_0+\alpha)\tan\theta_0)\}\\ y&=\frac{2l}{\pi+4}\{\frac{1}{2}\tan\theta_0\sec\theta_0-\frac{1}{2}\log(\sec\theta_0+\tan\theta_0)\\ &\qquad+\sec\theta_0\tan\theta_0\sin^2(\theta_0+\alpha)(1-\cot(\theta_0+\alpha)\tan\theta_0)\}\end{aligned}\right\} \quad (4)$$

但し上式中 x, y に対して suffix がないのは x_1, y_1 が任意の値をとる故 suffix を省略したものである．

(4)式は θ_0 を parameter とした求める包絡線の方程式である．更にこれが最小値を与える充分条件を知るために，$\frac{d^2x_1}{d\theta_0^2}>0$ を調べる必要があるが，これは附録に示す．

α を 2, 3 変えて(4)式を計算した結果を示すと表—2 の如くである．

$\alpha=11°10'$ の曲線と Fage, Johansen の実測値と比較すれば図—3 のごとくなり，よく一致している．噴出角は各領域により又実測者により種々の値が求められているが，二次元乱流の場合の Tollmien[7] の実測によれば $\alpha=11°10'$ であり，vortex layer の境界線に対して前記した噴流の考え方を導入しても差しつかえないのではなかろうか．厳密には今後精密な流速分布の実測，圧力変化の実測を通じて，この考え方がいかに満

6) Flachsbart "Der Widerstand quer angeströmeter Rechteckplatten" Zeitschrift für Angewandte Mathematik und Mechanik, 1935 Bd 15

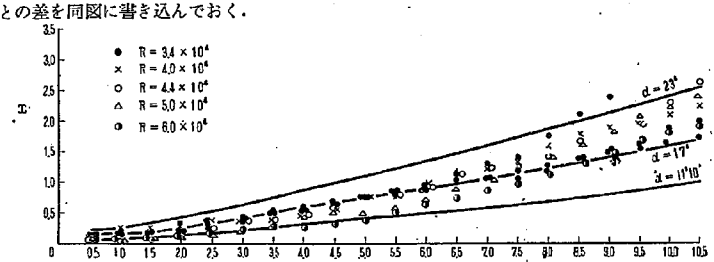
7) Tollmien "Berechnung turbulenter Ausbreitungsvorgänge" Zeitschrift für Angewandte Mathematik und Mechanik, 1926

表—2　(4)式の計算表

θ \ α	11°10′		17°		19°		20°		23°	
	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
0	1.000	0	1.000	0	1.000	0	1.000	0	1.000	0
30	1.150	0.087	1.171	0.124	1.179	0.139	1.181	0.146	1.188	0.167
40	1.268	0.215	1.299	0.290	1.305	0.317	1.308	0.331	1.313	0.372
50	1.462	0.510	1.496	0.673	1.528	0.728	1.501	0.757	1.496	0.839
60	1.803	1.312	1.815	1.706	1.802	1.843	1.791	1.912	1.745	2.107
65	2.079	2.265	2.039	2.945	1.994	3.181	1.966	3.293	1.857	3.624
67	2.216	2.877	2.138	3.761	2.095	4.051	2.029	4.199	1.873	4.620
69	2.379	3.731	2.234	4.881	2.132	5.257	2.070	5.456	1.847	5.996
70	2.469	4.284	2.280	5.612	2.153	6.051	2.078	6.263	1.808	6.896
71	2.565	4.938	2.318	6.477	2.161	6.996	2.069	7.241	1.743	7.986
72	2.668	5.745	2.345	7.563	2.149	8.144	2.036	8.444	1.637	9.292
73	2.777	6.734	2.356	8.869	2.111	9.569	1.970	9.926	1.480	10.934
74	2.891	7.944	2.341	10.499	2.033	11.347	1.859	11.775	1.246	12.980
75	3.007	9.505	2.284	12.588	1.896	13.616	1.673	14.089	0.903	15.552
76	3.125	11.501								
77	3.227	14.054								

足されているかを調べる必要があるが，こゝでは一応この考え方に従つて噴出角がどのようになつているか，それが Reynolds 数，Froude 数といかなる関係にあるのか，また実際的な目的に対して水制域をいかにして決定し得るかを述べてみる．なお表—2を図示すれば図—2のごとくである．

（2）実測値との比較　実験の範囲では水制域に及ぼす Froude 数の影響はないように思われる．故に実験結果を Reynolds $\left(\frac{vl}{\nu}\right)$ 数で整理するため各 Reynolds 数に対する境界線の縦距を水制長で割つたものと理論曲線（自由流線）との差をプロットすれば図—5のごとくなる．また $\alpha=23°$，17°，11°10′ の曲線と自由流線との差を同図に書き込んでおく．



図—5　噴出角と Reynolds 数の関係

曲線は明らかな二傾向を生じ，$y=5.0\sim6.0\left(\frac{l}{2}\right)$ 附近から拡がり角は急激に大きくなる．この点は流線が最外部に出る点である．$y=5.0\sim6.0\left(\frac{l}{2}\right)$ 附近までは $\alpha=17°$，$\alpha=11°10'$ の曲線の間にあり，$R\left(=\frac{vl}{\nu}\right)=3.4\times10^4$ では $\alpha=17°$ の曲線にのり，R が大きくなり 6.0×10^4，8.2×10^4 となると $\alpha=11°10'$ の曲線にのる．$\alpha=11°10'$ の曲線は Tollmien の実験値であり，噴流実験[8]においても噴流後半部において拡がりが次第に大きくなる領域が存在することが確かめられている．これは流れ方向に流れの Reynolds 数が次第に減

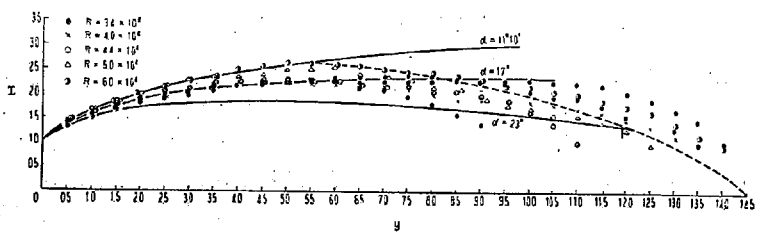
8）佐藤清一，細井正延“噴流に関する研究”土木研究所報告 81 号

少するため粘性の影響があらわれ，また水制の場合には死水域内に生ずる大きな渦のため内部に圧力減少をきたし，流線が内部にひきつけられるためと考えられる．何れにしても流線の最も外に出る部分を境界にして死水域の前半部，後半部の二領域に区分して考えると便利である．前半部（水制長の 5.0～6.0 倍まで）においては点の分散は非常に少なく，その分散も系統的差異を生じ Reynolds 数が増加するにつれて Tollmien の実測値 $\alpha=11°10'$ に近ずき，Reynolds 数が小さくなるにつれてそれよりも更に大きい噴出角 $\alpha=17°$ に近ずく．このように Reynolds 数によつて噴出角が異なつているようであるが，実測の範囲では $\alpha=11°10'$ と 17° の間に入つている．実際河川のごとく Reynolds 数が大きい場合は $\alpha=11°10'$ の曲線によつてよく表わされるのではないかと思う．こゝで問題になるのは噴出角が Reynolds 数によつて一意的，一般的に決定されるかどかということであうる．Fage, Johansen の実測によれば我々の実測値よりもはるかに小さい値，820 においてすでに $\alpha=11°10'$ の曲線に近ずいている．Fage, Johansen の場合は空気であり，しかも一様な流れに対して板が直角におかれた場合であることを考えれば，Reynolds 数と噴出角との関係に水制上流の壁面の影響，すなわち流速分布の一様性，水制先端部の形等が一要素として入つてくるのではなかろうかと考えられる．これについては今後実験的研究を続けて行くつもりである．

次に後半部においては不安定な渦のため，またこれに伴なつて実験値に誤差を含むため非常に大きな分散を生じ，しかもこの分散は Reynolds 数に対して系統的差異は認められない．実験の範囲においては $y=5.5\left(\frac{l}{2}\right)$ 附近から急激に上昇し $y=8.5\left(\frac{l}{2}\right)$ 附近までは $\alpha=11°10'$～17° の group と $\alpha=17°$～23° の間に入る group との 2 group にわかれそれより下流になると $\alpha=17°$～23° の間に殆んど入つている．これらについては渦の影響を目下研究中である．

（3） **水制域の決定法**　今後の詳細な実験的研究により多少の修正を必要としようが，以上の実験を通じて水制域の範囲は大体次の如く決定される．

流線がもつとも外に出るのは水制長の5～6倍，平均5.5倍のところにある．又水制域の長さはかなりの変動を示し，大凡 $10\sim20\left(\frac{l}{2}\right)$ 主として $14.5\left(\frac{l}{2}\right)$ 附近に集中している．故に平均として $14.5\left(\frac{l}{2}\right)$ を考える．次に $8.0\left(\frac{l}{2}\right)$ 附近で $\alpha=17°$ の曲線にのり，$10.0\left(\frac{l}{2}\right)$ で $\alpha=20°$，$12.0\left(\frac{l}{2}\right)$ 附近で $\alpha=23°$ の曲線にのる．故にこの間を噴出角を直線的に増加させて求めた曲線が図—5 の点線のごとくなる．なお $\alpha=17°$ の曲線にのる Reynolds 数の小さい方は $8.0\left(\frac{l}{2}\right)$ 附近まで $\alpha=17°$ の曲線によつて表わし得る．それより下流は上と同じ曲線を用いればよい．



図—6　水制域と Reynolds 数の関係図

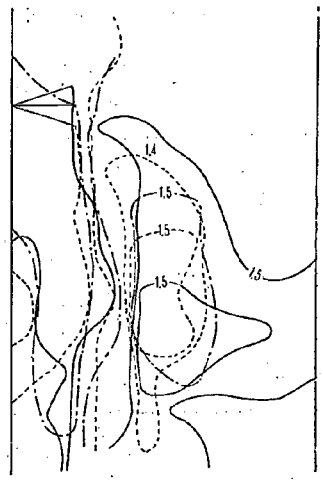
IV　水制のまわりの流速分布

（1）**実測値**　精密な流速分布は今後測定するとして，実測した流速分布の一例を示すと図—7，8，9 の如くなる．流速の実測によれば如何に小さい水制を置いた場合であつても，水制域内の流速は岸に沿つての逆流を発生し，その大きさは乱されない部分の流速の 80% にも達する．又最大流速は水制の少し外部に生じ，乱されない部分の 160%～180% に達する．

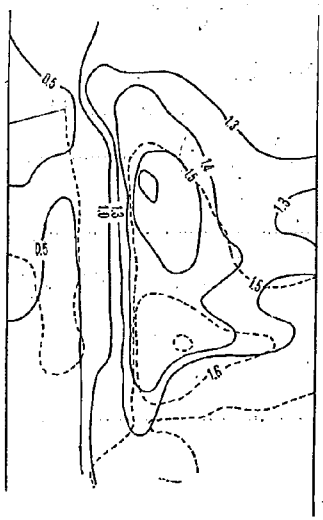
（2）**数値計算例**[9]　数値計算による結果を記し上に求めた実験値と比較してみよう．

今簡単のために問題を二次元化し，平面座標 $(x,\ y)$ において，$y=0$ を河岸とし，x 及び y 軸方向の流れの速度をそれぞれ u，v とすると，

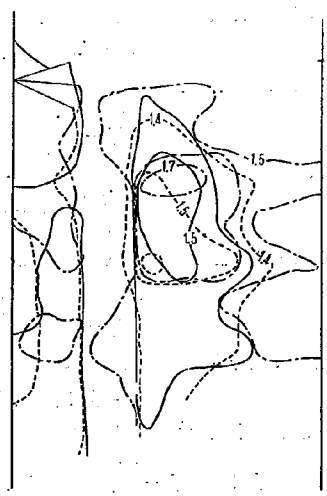
Navier-Stokes の方程式は



図—7　流速分布図（流量 60*l*/sec）



図—8　流速分布図（流量 40*l*/sec）



図—9　流速分布図（流量 30*l*/sec）

9）日高孝次　数値積分法参照

$$\left.\begin{aligned} X-\frac{1}{\rho}\frac{\partial p}{\partial x}&=\frac{\partial u}{\partial t}+u\frac{\partial u}{\partial x}+v\frac{\partial u}{\partial y}-\frac{\mu}{\rho}\left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 u}{\partial y^2}\right)\\ Y-\frac{1}{\rho}\frac{\partial p}{\partial y}&=\frac{\partial v}{\partial t}+u\frac{\partial v}{\partial x}+v\frac{\partial u}{\partial y}-\frac{\mu}{\rho}\left(\frac{\partial^2 v}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 v}{\partial y^2}\right)\end{aligned}\right\} \cdots\cdots(5)$$

となる．但し X，Y は外力，ρ は水の密度，μ は水の渦動粘性係数で今の場合には x，y 両軸方向に同じであり，且つ常数であるとする．X，Y は今の場合重力のみが作用するのであるから考えなくてよい．

連続の式は

$$\frac{\partial u}{\partial x}+\frac{\partial v}{\partial y}=0 \cdots\cdots(6)$$

である．今流れ函数 $\psi(x,\ y)$ を

$$u=\frac{\partial \psi}{\partial y},\quad v=-\frac{\partial \psi}{\partial x} \cdots\cdots(7)$$

の如く定義すると，この函数は(6)式を満足する．(5)式の上，下式をそれぞれ y，x で微分し相減じて p の項を消去し，且つ定常流を考え，これに(7)式を代入すると

$$\frac{\partial \psi}{\partial y}\frac{\partial}{\partial x}\nabla^2\psi-\frac{\partial \psi}{\partial x}\frac{\partial}{\partial y}\nabla^2\psi-\frac{\mu}{\rho}\nabla^4\psi=0 \cdots\cdots(8)$$

となる．こゝに

$$\nabla^2=\frac{\partial^2}{\partial x^2}+\frac{\partial^2}{\partial y^2} \qquad \nabla^4=\frac{\partial^4}{\partial x^4}+2\frac{\partial^4}{\partial x^2\partial y^2}+\frac{\partial^4}{\partial y^4}$$

である．(8)式を無次元の形に書くために

$$x=Hx_1 \qquad y=Hy_1 \qquad \psi=uH\psi_1$$

とおき(8)式を x_1，y_1，φ_1 の式におきかえる．しかるのち改めて添字を略し x，y，φ と書けば(8)式は

$$\nabla^4\psi-\frac{Hu\rho}{\mu}\left(\frac{\partial \psi}{\partial y}\frac{\partial}{\partial x}\nabla^2\psi-\frac{\partial \psi}{\partial x}\frac{\partial}{\partial y}\nabla^4\psi\right)=0 \cdots\cdots(9)$$

となる．

$$\frac{Hu\rho}{\mu}=C \cdots\cdots(10)$$

と書けば，Cも亦無次元数であるから(9)式は無次元の方程式である．今 C が小さくて(9)式の第一項に比し第二項が省略される場合すなわち慣性の項が省略できる場合には ψ は，

$$\nabla^4\psi=0$$

を満足する．今 ψ を次の如く仮定する．

$$\psi=\psi_0+\psi_1C+\psi_2C^2+ \cdots\cdots(11)$$

(11)式を(9)式に代入して，整理すれば，

$$\begin{aligned}&\nabla^4\psi_0+C\left(\nabla^4\psi_1-\frac{\partial \psi_0}{\partial y}\frac{\partial}{\partial x}\nabla^4\psi_0+\frac{\partial \psi_0}{\partial x}\frac{\partial}{\partial y}\nabla^4\psi_0\right)\\ &+C^2\left(\nabla^4\psi_2-\frac{\partial \psi_1}{\partial y}\frac{\partial}{\partial x}\nabla^4\psi_0+\frac{\partial \psi_0}{\partial y}\frac{\partial}{\partial x}\nabla^2\psi_1+\frac{\partial \psi_1}{\partial x}\frac{\partial}{\partial y}\nabla^2\psi_0+\frac{\partial \psi_0}{\partial x}\frac{\partial}{\partial y}\nabla^2\psi_1\right)\\ &+\cdots\cdots=0\end{aligned}$$

となる．この式が C の如何にかゝわらず成立するためには

$$\nabla^4\psi_0=0 \quad\cdots\cdots(12)$$

$$\nabla^4\psi_1=\frac{\partial\psi_0}{\partial y}\frac{\partial}{\partial x}\nabla^2\psi_0-\frac{\partial\psi_0}{\partial x}\frac{\partial}{\partial y}\nabla^2\psi_0 \quad\cdots\cdots(13)$$

$$\nabla^4\psi_2=\frac{\partial\psi_1}{\partial y}\frac{\partial}{\partial x}\nabla^2\psi_0+\frac{\partial\psi_0}{\partial y}\frac{\partial}{\partial x}\nabla^2\psi_1-\frac{\partial\psi_1}{\partial x}\frac{\partial}{\partial y}\nabla^2\psi_0-\frac{\partial\psi_0}{\partial x}\frac{\partial}{\partial y}\nabla^2\psi_1\cdots\cdots(14)$$

すなわち先ず(12)式を境界条件に従つて解いてψ_0を求め，これを(13)式に代入してψ_1を求め，順次この手続きを繰返して解を求め，これらを(11)式に代入して得る級数が収斂するならば，これが求める結果である．

こゝでは慣性の項を省略し，粘性のみの場合について数値計算を行うことゝした．慣性の影響を入れた場合は今後引続き計算を行うことゝする．粘性のみの場合は(9)式は(12)式となるから，(12)式を Wolf の方法[10]を使つて数値計算を行う．

(12)式を変形すると

$$\frac{\partial^2\psi}{\partial x^2}+\frac{\partial^2\psi}{\partial y^2}=X_0' \qquad \frac{\partial^2 X_0'}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 X_0'}{\partial y^2}=0 \quad\cdots\cdots(15)$$

なる二つの聯立方程式となる．さうすると

$$h^2\left(\frac{\partial^2\psi}{\partial x^2}+\frac{\partial^2\psi}{\partial y^2}\right)_{0,0}=\psi(10)+\psi(\bar{1}0)+\psi(0\bar{1})-4\psi(0.0)+0(h^4)$$

よつて今　$h^2X_0'=X$　と書けば

(15)式は，

$$\psi(10)+\psi(\bar{1}0)+\psi(0.\bar{1})-44(00)=X(00)h^2 \quad\cdots\cdots(16)$$

$$X(0.0)=\frac{1}{4}\{X(10)+X(\bar{1}0)+X(0.1)+X(0\bar{1})\} \quad\cdots\cdots(17)$$

と書ける．そこで次の三段の操作を繰返して行えばよい．

但し ψ の値は辺点及びその一つ外側の点で与えられる必要がある．これについては境界上で ψ 及び $\frac{\partial\psi}{\partial n}$ が与えらているから辺点の外側における函数値は解析接続によつて計算できる．

第一段　まず適当な方法により内点の ψ の近似値を求めて第0次近似値を ψ_0 とする．

$$X_0h^2=\psi_0(10)+\psi_0(\bar{1}0)+\psi_0(01)+\psi_0(0\bar{1})-4\psi_0(00)$$

によつて X_0 の近似値の分布を求める．

第二段　以上のようにして求めた X_0 は辺点及び内点に分布しているから今仮りに辺点上の X の値は正しいものと考えて

$$X(00)=\frac{1}{4}\{X(10)+X(\bar{1}0)+X(10)+X(0\bar{1})\}$$

を繰返し適用して Liebmann の遂次近似法を用いて内点の X を定める．かくすれば内点の X の値は Laplace の方程式を満足する．この操作により境界上では第一段で求めた X_0 の値を採るような調和函数 X_1 が求められる．しかしこの函数は(16)式を満足しない．よつてこの方程式が満足されるように第2，第3の近

10)　日高孝次　数値積分法，下巻　p. 131

似値 X_2, X_3 等を探さなければならぬ．

第三段　第二段で求めた X_1 と第一段で仮定した ψ_0 の第零次近似値とから

$$\psi_1(00)=\frac{1}{4}\{\psi_0(10)+\psi_0(\bar{1}0)+\psi_0(0\bar{1})+\psi_0(01)-X_0(00)h^2\}$$

によつて ψ の第一次近似値 ψ を求める．この操作を第一段から繰返して行えば解を求めることができる．

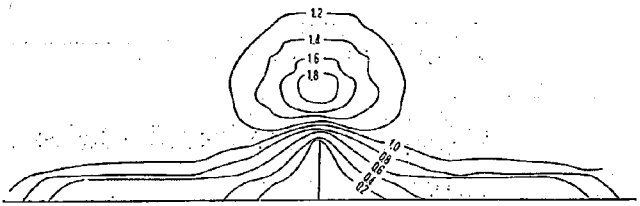
以上の計算法を使つて次の場合について計算を行つた．

i）半無限平面に直角に突出したもの．

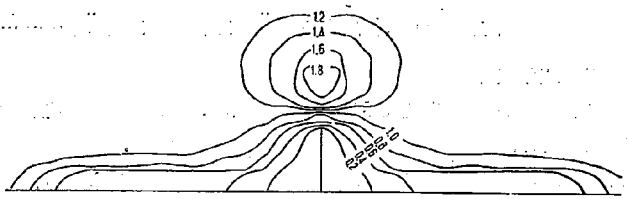
ii）半無限平面に斜めに突出したもの．

iii）半無限平面に直角に透過水制を設けたもの．

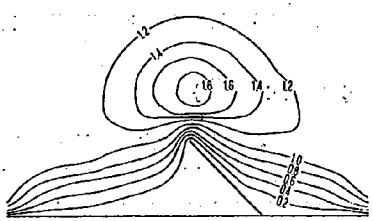
i）の場合について合成速度分布は図—10，u の分布は図—11，ii）iii）の場合のそれぞれを図—12，図—13，図—14，図—15に示す．



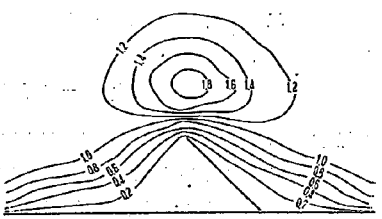
図—10　不透過直角水制合速度分布図



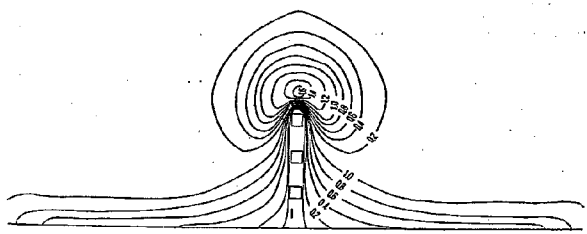
図—11　不透過直角水制 u 分布図



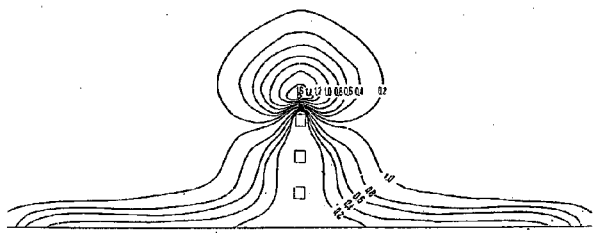
図—12　不透過斜（45°）水制合速度分布図



図—13　不透過斜（45°）水制 u 分布図



図—14　透過直角水制合速度分布図



図—15　透過直角水制u分布図

図を見れば判るごとく水制を設けない時の流速を1とすれば最大流速は1.8倍に達する．これは実測値最大流速1.6～1.8倍に対しかなりよく一致している．水制域は実測値に対して多少異なつているようであるが，これについては慣性の影響を入れて計算すれば，この関係は求めることができるであろうが実際には計算は非常に煩雑である．

V　結論及び今後の問題

以上の考察を通じて求めた結論を列記すれば次のごとくである．

i）水制域については，自由流線上の各点から出る噴出流の包絡線を以てその境界と考えることができるようである．

ii）i）の場合における噴出角は流れの Reynolds 数 $R\left(=\frac{vl}{\nu}\right)$が増加するにつれて二次元乱流に対する Tollmien の実測値 $\alpha=11°10'$ に近ずくようである．

iii）流線の最も外に出る区域は水制長の 5.5 倍附近にあり，この附近までは $\alpha=11°10'$ の曲線と 17° の曲線の間に入り，点の分散も割合に少なく，しかもその分散は Reynolds 数に対して系統的差異を生じ，Reynolds 数が増加する程 $\alpha=11°10'$ の曲線に近ずく．

iv）水制域は実測の範囲では水制長の 14.5 倍位と考えてよい．

v）水制長の 5.5 倍附近から 14.5 倍附近まで Reynolds 数の減少及び渦の影響のため噴出角は漸時増加するが，この間の点の分散は割合に大きく，また Reynolds 数に対して系統的差異を生じていない．これはこの領域の実測値の誤差にもよるものである．

vi) 実際目的のためには噴出角が直線的に増加すると考えてもよい．この実験の範囲では水制域は図—5に示すごとき曲線で表わすことができる．

vii) 水制域外最高流速は水制を設けない場合の1.8倍位に達する．

viii). vii) は Navier-Stokes の方程式の数値計算よりも求めることができる．この場合に慣性項を省略しているのであるが，割合によく一致し最高流速に関する限り慣性項を省略した計算でもいゝようである．

ix) 水制域に対しては数値計算を行おうとすれば慣性項を附加したものでなければならぬが計算は非常に煩雑である．なお慣性の項を附加して計算すれば透過水制の場合には不透過水制とは異なつた性質が表われるであろう．本文で取り扱つた方法ではあまり明瞭に表われなかつた．

今後の問題としては

I) 水制域に対する噴出流の考え方がどのように満足されているかは精密な流速分布，圧力変化の実測を通じて調べなければならぬ．

II) 空気の場合と水の場合について Reynolds 数と噴出角の間に一般的関係を見い出すことができなかつたが，これは壁面の影響により水制上流の流速分布の一様性が保たれてないためとも考えられるが，これに対しては今後研究する必要がある．

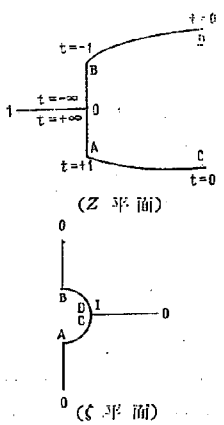
III) 更に Reynolds 数の大きい実際河川に対する調査により噴出角に対する Reynolds 数の関係を調べなければならぬ．

IV) 潜め水制の場合についても本文で述たと同様なとり扱いができる．

V) 実験での範囲は水制域に対する Froude 数の影響がなかつたが，更に大きい範囲について研究しなければならぬ．

VI 附　　録

1—Helmholtz-Kirchhoff Rayleigh 理論について



図の如く流線に直角に置かれた板 AB のまわりの流れは不連続流の問題として最初 にHelmholtz-Kirchhoff Rayleigh によつてとり扱われている．しかしながら結果に多少の誤りがあるので，こゝでは佐々木達治郎氏[11]の方法を参照して，自由流線の曲線式を出してみよう．

Z 平面は

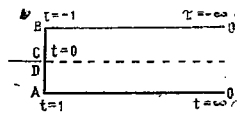
$$\zeta=-\frac{dz}{dw} \quad \cdots\cdots(1)$$

の写像函数を用いれば

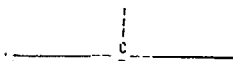
$$\zeta=\frac{1}{q}e^{i\theta} \quad \cdots\cdots(2)$$

であり，AC, BD に沿う速度の絶対値が一定であることから，図の如き ζ 平面に写像される．次に $\Omega=\log\zeta$ とすれば(2)式より

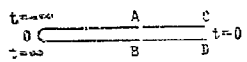
11) 佐々木達治郎「等角写像の応用」p. 129



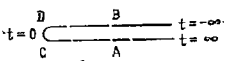
(log ζ 平面)



(t 平面)



(w 平面)



(w^{-1} 平面)

$$\Omega=\log\frac{1}{q}+i\theta \quad \cdots\cdots(3)$$

である．

(3)式により，図の如く $\log\zeta$ 平面に写像される．

Ω と t との関係は Schwarz-Christoffel の変換によつて

$$\Omega=\cosh^{-1}t-i\frac{\pi}{2} \quad \cdots\cdots(4)$$

又 w 平面は図の如くであるが t との関係を求めるためには配列が逆であるから w^{-1} 平面を作ると Schwarz-Christoffel の変換によつて容易に

$$w=\frac{2}{At^2} \quad \cdots\cdots(5)$$

を得る．(4)式より

$$\log\zeta=\cosh^{-1}t-i\frac{\pi}{2}$$

$$\therefore \quad t=\cosh(\log\zeta i)=\frac{i}{2}\left(\zeta-\frac{1}{\zeta}\right) \quad \cdots\cdots(6)$$

$0A$ に沿つては，$\theta=-\frac{\pi}{2}$ なる故

$$\zeta=\frac{1}{q}e^{-\frac{\pi}{2}i}=-\frac{i}{q}$$

これと(6)式から

$$\frac{1}{q}=t\pm\sqrt{t^2-1}$$

$t=\infty$ においては $q=0$ であるから＋符号をとり

$$\frac{1}{q}=t+\sqrt{t^2-1} \quad \cdots\cdots(7)$$

$A0$ に沿つては $\varphi=0$ であるから $w=\phi$ である．(5)式より $\phi=\frac{2}{At^2}$ で $\frac{dy}{d\phi}=-\frac{1}{q}$ なることを考え $A0$ について積分すれば

$$A0=\int_1^\infty\frac{dy}{d\phi}\frac{d\phi}{dt}dt=\frac{4}{A}\int_1^\infty(t+\sqrt{t^2-1})\frac{dt}{t^3}=\frac{1}{A}(4+\pi)$$

$A0=\frac{l}{2}$ とすれば

$$\frac{2}{A}=\frac{l}{4+\pi} \quad \cdots\cdots(8)$$

次に自由流線上においては，$q=1$ であるから $\log\zeta=i\theta$

$$\therefore \quad t=\frac{i}{2}(e^{i\theta}-e^{-i\theta})=-\sin\theta \quad \cdots\cdots(9)$$

自由流線上でも上と同様に $w=\phi$ であるから，(5)式に(8)，(9)式を代入すれば

$$\phi=\frac{l}{4+\pi}\operatorname{cosec}^3\theta$$

上式から，$q=1=\left|\frac{d\phi}{d\zeta}\right|$ であるから容易に

$$\zeta=\frac{l}{4+\pi}\operatorname{cosec}^3\theta \quad \cdots\cdots(10)$$

が求まる．

$$d\zeta=\sqrt{dx^2+dy^2}=\sqrt{1+\tan^2\theta}\,dx$$

$$dx=\frac{-l}{\pi+4}\int_{+\frac{\pi}{2}}^{\theta}\frac{2\operatorname{cosec}^2\theta\cot\theta}{\sqrt{1+\tan^2\theta}}\,d\theta$$

$$x=\frac{l}{\pi+4}\left(\cot\theta\operatorname{cosec}\theta-\log\cot\frac{\theta}{2}\right)$$

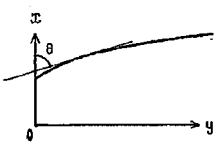
同様にして y を求めると

$$y=\frac{2l}{\pi+4}\left(\frac{\pi}{4}+\operatorname{cosec}\theta\right)$$

Helmholtz-Kirchhoff-Rayleigh の曲線と比較するため x，y 軸をとり換え新たに θ' 角を新たな x 軸からはかるものとすると $\theta'=\frac{\pi}{2}-\theta$ である．θ' の代りに改めて θ とおけば，求める自由流線の式として

$$\begin{cases} y=\dfrac{l}{\pi+4}\{\tan\theta\sec\theta-\lg(\sec\theta+\tan\theta)\} \\ x=\dfrac{2l}{\pi+4}(\sec\theta+\dfrac{1}{4}\pi) \end{cases} \quad \cdots\cdots(11)$$

を得る．Lamb の Hydrodynamics に求められたものは



$$y=\frac{l}{\pi+4}\{\tan\theta\sec\theta-\lg(-\frac{1}{4}\pi+\theta)\}$$

$$x=\frac{2l}{\pi+4}(\sec\theta+\frac{1}{4}\pi)$$

である．

2—本文(4)式の充分条件

本文(4)式で求めた流線が最小値を表わす充分条件は $\frac{d^2x_1}{d\theta_0^2}>0$ である．(4)式より $\frac{d^2x_1}{d\theta_0^2}$ を求めると

$$\frac{d^2x_1}{d\theta_0^2}=\frac{2l}{\pi+4}(\sec\theta_0\tan^2\theta_0+\sec^3\theta_0)+2\operatorname{cosec}^2(\theta_0+\alpha)\cot(\theta_0+\alpha)\times(y_1-y_0)$$

$$+\operatorname{cosec}^2(\theta_0+\alpha)\times\frac{l}{\pi+4}(\sec^3\theta_0+\sec\theta_0\tan^2\theta_0-\sec\theta_0)$$

$$+\frac{2l}{\pi+4}\{\operatorname{cosec}^2(\theta_0+\alpha)\sec\theta_0\tan^2\theta_0-\cot(\theta_0+\alpha)\sec\theta_0\tan^3\theta_0$$

$$-\cot(\theta_0+\alpha)\times2\sec^3\theta_0\tan\theta_0\}$$

y_1-y_0 に本文(3)式を代入して

$$=\frac{2l}{\pi+4}\{\sec\theta_0\tan^2\theta_0+\sec^3\theta_0+2\cot(\theta_0+\alpha)\sec\theta_0\tan\theta_0(1-\cot(\theta_0+\alpha)\tan\theta_0)$$

$$+\operatorname{cosec}^2(\theta_0+\alpha)\sec\theta_0\tan^2\theta_0+\operatorname{cosec}^2(\theta_0+\alpha)\sec\theta_0\tan^2\theta_0$$
$$-\cot(\theta_0+\alpha)\sec\theta_0\tan^3\theta_0-2\cot(\theta_0+\alpha)\sec^3\theta_0\tan\theta_0\}$$

これを整理して

$$\frac{d^2x}{d\theta_0^2}=\{3\sec\theta_0\tan^2\theta_0+\sec^3\theta_0-3\cot(\theta_0+\alpha)\sec\theta_0\tan^3\theta_0\}\frac{2l}{\pi+4}$$
$$=\frac{2l}{\pi+4}\sec\theta_0\{4\sec^2\theta_0-3-3\cot(\theta_0+\alpha)\tan^2\theta_0\}$$
$$=\frac{2l}{\pi+4}\sec\theta_0\{1+\tan^2\theta_0(4-3\cot(\theta_0+\alpha)\tan\theta_0\}$$

$\alpha>0$ $\therefore$ $\cot(\theta_0+\alpha)<\cot\theta_0$

$\therefore$ $\cot(\theta_0+\alpha)\tan\theta_0<1$

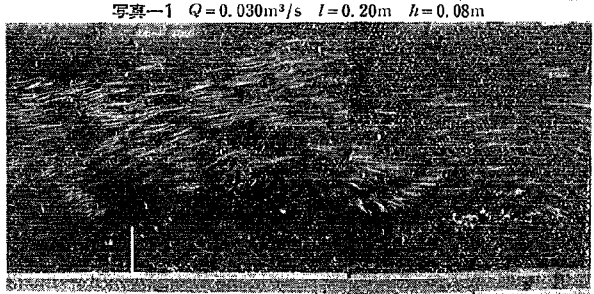
これと上式より

$$\frac{d^2x_1}{d\theta_0^2}>\frac{2l'}{\pi+4}\sec\theta_0\{1+(4-3)\tan^2\theta_0\}=\frac{2l}{\pi+4}\sec^3\theta_0>0$$

$\therefore$ $0<\theta_0<\dfrac{\pi}{2}$

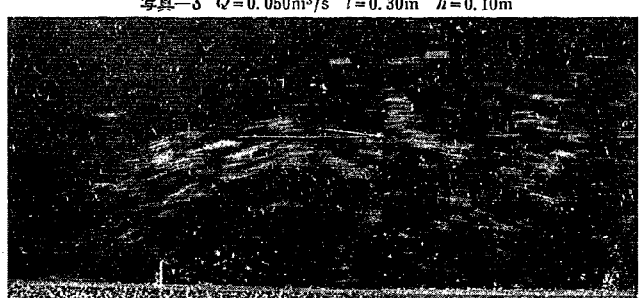
よつて $\frac{d^2x_1}{d\theta_0^2}>0$ を満足し，(4)式に求めた曲線が必要にして且つ充分である．

写真—1 $Q=0.030m^3/s$ $l=0.20m$ $h=0.08m$



写真—2 $Q=0.040m^3/s$ $l=0.40m$ $h=0.08m$

写真—3 $Q=0.050m^3/s$ $l=0.30m$ $h=0.10m$



写真—4 $Q=0.060m^3/s$ $l=0.20m$ $h=0.10m$

海岸堤防に関する研究 (2)

——有限振幅の浅水重複波——

建設技官　岸　力

(昭和 29 年 4 月)

目　次

I 緒　言……(1)
II 既往の主なる理論……(1)
〔1〕 Sainflou の理論……(1)
〔2〕 Gourret の理論……(4)
III 浅水重複波の解……(6)
IV 波　形……(18)
V 重複波の砕ける限界……(21)
VI 水分子の軌道……(24)
VII 壁面における圧力分布……(24)
VIII 結　論……(26)

I 緒　言

有限振幅の浅水重複波に関しては，G. Sainflou (1928) の理論が有名であるが，運動の方程式，連続の条件を完全には満足せず且つ渦運動となるから不完全である．

これに対し，M. Gourret (1935) は波の表面傾斜が小さいと仮定して表面条件を線型化し，ポテンシャルの近似解を求めた．然し有限振幅の波を扱う限り，表面傾斜を小さいと仮定する事は，所期の目的と矛盾する．

そこで筆者は非回転運動として取扱うため無限級数の形で速度ポテンシャルを求め，波形，圧力，分子軌道を調べると共に，浅水重複波の砕ける限界を定めた．

II 既往の主なる理論

〔1〕 G. Sainflou の理論[1]

V. Benezit (1923) は初めて重複波の考えを導入し，Gerstner (1802) の理論に基づいて深水重複波の理論を確立した．彼の解は深水波を扱ったために，工学的な目的には応用範囲が狭まかったが，その考えの新らしさはそれが浅水の場合にも拡張される事を約束するものであった．

1) G. Sainflou "Essai sur les Diques Maritimes Verticales" Annales des Ponts et chaussées, 1928.

その後5年，G. Sainflou (1928) が，Barret de St. Vennant, A. Flamant (1888) の楕円トロコイド理論を用いて，浅水重複波の解を求めた．ここにおいて，Gerstner に始まるトロコイド波の理論は，完全な体系を整えるに至つた．

トロコイド系の波の理論は，1943年佐藤博士[2] が嚆めて極めて要領よくしかも精細に論じている．

衝突前の進行波において，静水時に点 $(a,\ c_0)$ にある水分子の楕円軌道の長径及び短径をそれぞれ，

$$\left.\begin{aligned} r &= r_0\frac{\cosh k(H-c_0)}{\sinh kH} \\ r' &= r_0\frac{\sinh k(H-c_0)}{\sinh kH} \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots(1)$$

但し． r_0：表面水分子の楕円軌道の短径で進行波の半波高に相当する．

$k=\dfrac{2\pi}{\lambda}$，　λ：波長

H：水深

であらわすと，衝突後の任意の時刻における水分子の位置 $(x,\ z)$ は

$$\left.\begin{aligned} x &= a-2r\ \sin ka\cos\sigma t \\ z &= c_0-\frac{kr_0^2\sinh 2k(H-c_0)}{\sinh^2 kH}\cos^2\sigma t-2r'\cos ka\cos\sigma t \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots(2)$$

で与えられる．

上式を Lagrange の連続式に代入して計算すれば，

$$\frac{\partial x}{\partial a}\frac{\partial z}{\partial c_0}-\frac{\partial x}{\partial c_0}\frac{\partial z}{\partial a}=1+0(k^2r^2)$$

となるので，$(kr)^2$ 以上の微小項を1に対して無視する時，始めて (2) で与えられる運動が，連続の条件を満足していると云える．

次に渦動性について調らべてみるに，

$$\left(\frac{\partial x}{\partial t}\frac{\partial x}{\partial a}+\frac{\partial z}{\partial t}\frac{\partial z}{\partial a}\right)da+\left(\frac{\partial x}{\partial t}\frac{\partial x}{\partial c_0}+\frac{\partial z}{\partial t}\frac{\partial z}{\partial c_0}\right)dc_0$$

が全微分の形となれば無渦性が保たれるわけであるが，計算の結果は

$$\begin{aligned} &\left(\frac{\partial x}{\partial t}\frac{\partial x}{\partial a}+\frac{\partial z}{\partial t}\frac{\partial z}{\partial a}\right)da+\left(\frac{\partial x}{\partial t}\frac{\partial x}{\partial c_0}+\frac{\partial z}{\partial t}\frac{\partial z}{\partial c_0}\right)dc_0 \\ &=\Big[2\sigma r.\ \sin ka\sin\sigma t-\frac{\sigma kr_0^2}{\sinh^2 kH}\sin 2ka\sin 2\sigma t \\ &\quad +4\sigma k^2 r.\ r'^2\sin ka\sin 2\sigma t\cos\sigma t\Big]da \\ &\quad +\{2\sigma r'\cos ka\sin\sigma t+4\sigma krr'\sin 2\sigma t \\ &\quad +4\sigma k^3 r.\ r'(r^2+r'^2)\sin 2\sigma t\cos^2\sigma t \\ &\quad +2\sigma k^2 r'(3r^2+r'^2)\cos ka\sin 2\sigma t\cos\sigma t\}dc_0 \quad \cdots\cdots(3) \end{aligned}$$

2) 佐藤清一 "表面波の圧力分布について"，土木試験所報告，69号，*Jan.* 1943.

となるから，1に比して (kr) 以上の項を無視しなければ無渦運動とは云えない．有限振幅の波を扱う限りこの省略は許されないから，(2) 式の運動は渦運動である．

圧力分布は，Lagrange の運動の式を積分して求められその結果は，

$$\frac{p}{\rho g}=c_0+\left[\frac{\sigma^2 r_0^3}{g\sinh^2 kH}+\frac{3\sigma^2}{g}(r^2+r'^2)-2krr'\right]\cos^2\sigma t$$
$$-\frac{\sigma^2}{g}(r^2+r'^2)+2\left(\frac{\sigma^2}{gk}r-r'\right)\cos ka\cos\sigma t$$
$$-\frac{2\sigma^2 r_0^3}{g\sinh^2 kH}\cos^2 ka\cos^2\sigma t+c(t)\quad\cdots\cdots(4)$$

但し　p：圧力，　ρ：密度，　g：重力の加速度，　$c(t)$：時刻 t の任意の函数

こゝで Sainflou は，

$$\sigma^2=gk\tanh kH\quad\cdots\cdots(5)$$

なる関係を用い，r に比して (kr) の項を無視する事とし，又 σ^2/g 及び krr' の項を省略して (4) の近似解として

$$\frac{P}{\rho g}=c_0+2\left(\frac{\sigma^2}{gk}r-r'\right)\cos ka\cos\sigma t+c(t)\quad\cdots\cdots(6)$$

を採用し，$P_{c_0=0}=0$ なる表面の条件から

$$c(t)=0$$

と定め，圧力分布の式として (7) を得た．

$$\frac{P}{\rho g}=c_0\pm 2r_0\left[\frac{\cosh k(H-c_0)}{\cosh kH}-\frac{\sinh k(H-c_0)}{\sinh kH}\right]\cos ka\cos\sigma t\quad\cdots\cdots(7)$$

この圧力は Lagrange の立脚点から明らかな通り，(2) 式であらわされる運動をなす水分子が，その位置において有する圧力を示すのである．

筆者は，Sainflou の行った省略をせずに (4) を計算し，(7) 式に対する補正項を求めた．[3]

すなわち波の山及び谷の時刻における圧力は，

$$\frac{P}{\rho g}=c_0\pm 2\left(\frac{\sigma^2}{gk}r-r'\right)+K\quad\cdots\cdots(8)$$

$$K=2kr_0^3\left[\frac{\cosh^2 k(H-c_0)+\sinh^2 k(H-c_0)}{\sinh kH\cosh kH}-\frac{\sinh k(H-c_0)\cosh k(H-c_0)}{\sinh^2 kH}-\tanh kH\right]$$

となる．

補正項 K の底面における値 K_H は

$$K_H=2kr_0^2\tanh kH\left(\frac{1}{\sinh^2 kH}-1\right)\quad\cdots\cdots(9)$$

であらわされる．

3) 岸力「海岸防波堤に関する二，三の問題」土木学会年次講演会にて発表，1953.

(9) から容易に

$$\left.\begin{aligned} kH>0.881 \quad &\text{ならば} \quad K_H<0 \\ kH=0.881 \quad &\text{ならば} \quad K_H=0 \\ kH<0.881 \quad &\text{ならば} \quad K_H>0 \end{aligned}\right\} \cdots\cdots(10)$$

が得られる.

(8) が, トロコイド理論から導かれるより精密な解である.

(9) に依れば, $kH=0.881$ でなければ水深無限大すなわち $kH\to\infty$ の時も動水圧は 0 とならず, トロコイド理論の示す圧力分布は 0 (kr_0^2) 程度の誤差を含むと考えられる.

〔2〕 Gourret の理論[4]

M. Gourret は Sainflou の式が厳密には連続及び無渦の条件を満足しない点を指摘し, 運動の式と境界条件を満たすポテンシャルの近似解を求めた.

彼の用にた境界条件は, u を水平速度, v を鉛直速度とし

$$\left.\begin{aligned} &\text{底面} \quad z=0 \quad \text{にて} \quad v=\frac{\partial\varphi}{\partial z}=0 \\ &\text{壁面} \quad x=0 \quad \text{にて} \quad u=\frac{\partial\varphi}{\partial x}=0 \\ &\text{表面} \quad z=\eta \quad \text{にて} \quad v=\frac{\partial\eta}{\partial t} \end{aligned}\right\} \cdots\cdots(11)$$

である.

すなわち表面条件

$$v=\frac{\partial\eta}{\partial t}+u\frac{\partial\eta}{\partial x}$$

で, 表面傾斜 $\frac{\partial\eta}{\partial x}$ が小さいとして右辺第2項を無視し, 条件を線型化したわけである.

Gourret の求めたポテンシャル φ は

$$\varphi=\frac{-2ga\cosh kz}{K_1\cosh kH}\cos kx\sin K_1t+\frac{gka^2}{4K_1}\frac{1+3\tanh^2kH}{\tanh kH}\sin 2K_1t$$

$$-\frac{gka^2}{\sinh 2kH}t-\frac{gka^2}{2K_1}\frac{(1-\sinh^2kH)\cos 2kz}{\sinh^2kH\sinh 2kH}\cos 2kx\sin 2K_1t \cdots\cdots(12)$$

但し a : Sainflou 式の r_0 に相当する.

$K_1=\sqrt{gk\tanh kh}$ で Sainflou 式の σ に相当する.

で, 底面から測つた波の山及び谷の高さをそれぞれ η_{max}, η_{min} と書けば,

4) M. Gourret "Sur un Movement Approché de Clapotis" Annales des Ponts et Chaussées, Mars, 1935.

$$\eta_{max}=H+2a+2ka^2\{\tanh kH-\coth 2kH\}+ka^2\frac{\coth 2kH}{\sinh^2 kH}$$
$$\eta_{min}=H-2a+2ka^2\{\tanh kH-\coth 2kH\}+ka^2\frac{\coth 2kH}{\sinh^2 kH} \quad \cdots\cdots(13)$$

となる.

(13) から求められる波高中分面は静水面 $y=H$ より

$$d=ka^2\left[2(\tanh kH-\coth 2kH)+\frac{\coth 2kH}{\sinh^2 kH}\right] \quad \cdots\cdots(14)$$

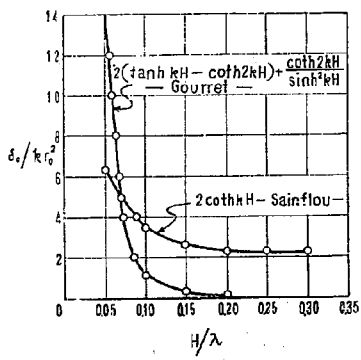
だけ上にある.

一方 Sainflou の式によれば, (2) から, 波高中分面の静水面からの上り高 d は, r_0 を a と書いて

$$d=ka^2\frac{\sinh 2kH}{\sinh^2 kH}=2k^2a^2\coth kH \quad \cdots\cdots(15)$$

となる.

(14) と (15) とを比較して図—1に示した.



図—1

図—1に依れば, $\frac{H}{\lambda}$ の小なる値を除いては, Gourret の求めた d は Sainflou の求めたものより小さい.

又 Gourret の求めた圧力分布は, 波の山及び谷の時刻において

$$\frac{p}{\rho g}=(H-z)\pm\frac{2a}{\cosh kH}\cosh kz-\frac{ka^2}{2}\frac{1+3\tanh^2 kH}{\tanh kH}$$
$$+\frac{ka^2}{\sinh 2kH}+ka^2\frac{1-2\sinh kH}{\sinh^2 kH\sinh 2kH}\cosh 2kz \quad \cdots\cdots(16)$$

となり底面における圧力を Sainflou の式と比較する時

$$\frac{P}{\rho g}=\left(\frac{P}{\rho g}\right)_{\text{Sainflou}}-2ka^2\tanh kH \quad \cdots\cdots(17)$$

となるから，(8) と比較すれば，Gourret の与えた圧力分布の式は (8) の補正項 K の末項のみを残した事に相当している．

又 (17) に依れば，水深が無限大となつても動水圧が残り，圧力は静水圧より小さいと云う結果になるから，Gourret の理論も受け入れ難い．Gourret の式の示す圧力も $0\ (ka^2)$ すなわちトロコイド理論による値と同程度の誤差を含むと考えられる．

III 浅水重複波の解

x 軸を水平に，y 軸を鉛直上向きにとり，速度ポテンシャル φ 及び表面の形 $\eta(x,\ y,\ t)=0$ をそれぞれ次の如く置く．

$$\varphi=\sum_{n=0}^{\infty}\alpha_n(t)\cosh nk(y+d)\cos nkx \quad \cdots\cdots(18)$$

$$\eta(x,y,t)=-\ +\frac{1}{2}a_0(t)+\sum_{n\ 1}^{\infty}a_n(t)\cos nkx=0 \quad \cdots\cdots(19)$$

但し　α_n, a_n は時刻 t の函数とする．

水平及び垂直分速度 u, v はそれぞれ

$$u=-\frac{\partial\varphi}{\partial x},\qquad v=-\frac{\partial\varphi}{\partial y}$$

であるから，連続の条件は

$$\frac{\partial^2\varphi}{\partial x^2}+\frac{\partial^2\varphi}{\partial y^2}=0$$

であつて，(18) の φ は明らかに上の条件を満たす．

表面の条件及び境界条件はそれぞれ次の通りである．

表面においては圧力 $P=0$ であるから

表面で，
$$-gy+\frac{\partial\phi}{\partial t}-\frac{1}{2}\left\{\left(\frac{\partial\phi}{\partial x}\right)^2+\left(\frac{\partial\phi}{\partial y}\right)^2\right\}+\chi(t)=0 \quad \cdots\cdots(20)$$

但し　$\chi(t)$ は時刻の函数で

又水分子の法線速度と波形の法線速度とは等しくなければならぬと云ういわゆる波形条件から

表面で，
$$\frac{\partial\eta}{\partial t}+u\frac{\partial\eta}{\partial x}+v\frac{\partial\eta}{\partial y}=0 \quad \cdots\cdots(21)$$

壁面 $x=0$ にて
$$u=-\frac{\partial\phi}{\partial x}=0 \quad \cdots\cdots(22)$$

底面 $y=-d$ にて
$$v=-\frac{\partial\phi}{\partial y}=0 \quad \cdots\cdots(23)$$

この内 (22) 及び (23) は (18) の φ によつて明らかに満たされている．

条件 (20) に (18) を代入すれば，

$$-gy+\sum_{n=0}^{\infty}\dot{\alpha}_n(t)\cosh nk(y+d)\cos nkx$$

$$-\frac{1}{4}\sum_{m=1}^{\infty}\sum_{n=1}^{\infty}mnk^2\alpha_m\alpha_n\left[\cosh k(m+n)(y+d)\cos(m-n)kx\right.$$

$$\left.-\cosh k(m-n)(y+d)\cos(m+n)kx\right]+\chi(t)=0 \cdots\cdots\cdots\cdots(24)$$

となる．但し $\dot{\alpha}_n$ は α_n の時刻 t についての微分を示す．

(24) の y に (19) を用い計算すれば，

$$\sum_{n=0}^{\infty}\dot{\alpha}_n\cosh nk(y+d)\cos nkx$$

$$=\sum_{n=0}^{\infty}\dot{\alpha}_n\left[\cosh knd+(nk)\left(\frac{1}{2}a_0+a_1\cos kx+a_2\cos 2kx+a_3\cos 3kx+\cdots\right)\sinh nkd\right.$$

$$+\frac{(nk)^2}{2}\left(\frac{1}{4}a_0^2+a_0a_1\cos kx+a_1^2\cos^2 kx+a_0a_2\cos 2kx+a_0a_3\cos 3kx+\cdots\right)\cosh nkd$$

$$\left.+\cdots\cdots\cdots\right]\cos nkx$$

$$=\dot{\alpha}_0+\dot{\alpha}_1\left[\cosh kd+k\left(\frac{1}{2}a_0+a_1\cos kx+a_2\cos 2kx+a_3\cos 3kx+\cdots\right)\sinh kd\right.$$

$$\left.+\frac{k^2}{2}\left(\frac{1}{4}a_0^2+a_0a_1\cos kx+a_1^2\cos^2 kx+a_0a_2\cos 2kx+a_0a_3\cos 3kx+\cdots\right)\cosh kd\right]\cos kx$$

$$+\dot{\alpha}_2\left[\cosh 2kd+2k\left(\frac{1}{2}a_0+a_1\cos kx+a_2\cos 2kx+a_3\cos 3kx+\cdots\right)\sinh 2kd\right.$$

$$\left.+2k^2\left(\frac{1}{4}a_0+a_0a_1\cos kx+a_1^2\cos^2 kx+a_0a_2\cos 2kx+a_0a_3\cos 3kx+\cdots\right)\cosh 2kd\right]\cos 2kx$$

$$+\dot{\alpha}_3\left[\cosh 3kd+3k\left(\frac{1}{2}a_0+a_1\cos kx+a_2\cos 2kx+a_3\cos 3kx+\cdots\right)\sinh 3kd\right.$$

$$\left.+\frac{9k^2}{2}\left(\frac{1}{4}a_0+a_0a_1\cos kx+a_1^2\cos kx+a_0a_2\cos 2kx+a_0a_3\cos 3kx+\cdots\right)\cosh 3kd\right]\cos 3kx$$

$$+\cdots\cdots\cdots\cdots$$

$$=\dot{\alpha}_0+\left(\dot{\alpha}_1\cosh kd+\frac{k}{2}\dot{\alpha}_1a_0\sinh kd+\frac{k^2}{8}\dot{\alpha}_1a_0^2\cosh kd\right)\cos kx$$

$$+\left(k\dot{\alpha}_1a_1\sinh kd+\frac{k^2}{2}\dot{\alpha}_1a_0a_1\cosh kd\right)\cos^2 kx$$

$$+\left(k\dot{\alpha}_1a_2\sinh kd+\frac{k^2}{2}\dot{\alpha}_1a_0a_2\cosh kd\right)\cos 2kx\cos kx$$

$$+\left(k\dot{\alpha}_1a_3\sinh kd+\frac{k^2}{2}\dot{\alpha}_1a_0a_3\,\mathrm{chso}\,kd\right)\cos 3kx\cos kx$$

$$+\left(\dot{\alpha}_2\cosh 2kd+k\dot{\alpha}_2a_0\sinh 2kd+\frac{k_2}{2}\dot{\alpha}^2a_0^2\cosh 2kd\right)\cos 2kx$$

$$+\left(2k\dot{\alpha}_2a_2\sinh 2kd+2k^2\dot{\alpha}_2a_0a_2\cosh 2kd\right)\cos^2 2kx$$

$$+\left(2k\dot{\alpha}_2a_1\sinh 2kd+2k^2\dot{\alpha}_2a_0a_1\cosh 2kd\right)\cos 2kx\cos kx$$

$$+\left(2k\dot{\alpha}_2a_3\sinh 2kd+2k^2\dot{\alpha}_2a_0a_3\cosh 2kd\right)\cos 3kx\cos 2kx$$

$$+\left(\dot{\alpha}_3\cosh 3kd+\frac{3}{2}k\dot{\alpha}_3a_0\sinh 3kd+\frac{9}{8}k^2\dot{\alpha}_3a_0^2\cosh 3kd\right)\cos 3kx$$

$$+\left(3k\dot{\alpha}_3a_3\sinh 3kd+\frac{9}{2}k^2\dot{\alpha}_3a_0a_3\cosh 3kd\right)\cos^2 3kx$$

$$+3k\dot{\alpha}_3a_1\sinh 3kd\cos 3kx\cos kx+3k\dot{\alpha}_3a_2\sinh 3kd\cos 3kx\cos 2kx$$

$$+\cdots\cdots$$

$$=\dot{\alpha}_0+\frac{k}{2}\left(\dot{\alpha}_1a_1\sinh kd+\frac{k}{2}\dot{\alpha}_1a_0a_1\cosh kd+2\dot{\alpha}_2a_2\sinh 2kd\right.$$
$$\left.+2k\dot{\alpha}_2a_0a_2\cosh 2kd+3\dot{\alpha}_3a_3\sinh 3kd+\frac{9}{2}k\dot{\alpha}_3a_0a_3\cosh 3kd\right)$$

$$+\left(\dot{\alpha}_1\cosh kd+\frac{k}{2}\dot{\alpha}_1a_0\sinh kd+\frac{k^2}{8}\dot{\alpha}_1a_0^2\cosh kd+\frac{k}{2}\dot{\alpha}_1a_2\sinh kd\right.$$
$$\left.+\frac{k^2}{2}\dot{\alpha}_1a_0a_2\cosh kd+k\dot{\alpha}_2a_1\sinh 2kd+k^2\dot{\alpha}_2a_0a_1\cosh 2kd\right)\cos kx$$

$$+\left(\dot{\alpha}_2\cosh 2kd+k\dot{\alpha}_2a_0\sinh 2kd+\frac{k^2}{2}\dot{\alpha}_2a_0^2\cosh 2kd\right.$$
$$+\frac{1}{2}k\dot{\alpha}_1a_1\sinh kd+\frac{k^2}{2}\dot{\alpha}_1a_0a_1\cosh kd+\frac{k}{2}\dot{\alpha}_1a_3\sinh kd$$
$$\left.+\frac{k^2}{4}\dot{\alpha}_1a_0a_3\cosh kd+\frac{3k}{2}\dot{\alpha}_3a_1\sinh 3kd\right)\cos 2kx$$

$$+\left(\dot{\alpha}_3\cosh 3kd+3k\dot{\alpha}_3a_0\sinh 3kd+\frac{9}{8}k^2\dot{\alpha}_3a_0^2\cosh 3kd\right.$$
$$+\frac{k}{2}\dot{\alpha}_1a_2\sinh kd+\frac{k^2}{4}\dot{\alpha}_1a_0a_2\cosh kd+k\dot{\alpha}_2a_1\sinh 2kd$$
$$\left.+k^2\dot{\alpha}_2a_0a_1\cosh 2kd\right)\cos 3kx$$

$$+\cdots\cdots$$

$$\sum_{m=1}^{\infty}\sum_{n=1}^{\infty}mnk^2\alpha_m\alpha_n\left[\cosh\{k(m+n)(y+d)\}\cos(m-n)kx\right.$$
$$\left.-\cosh\{k(m-n)(y+d)\}\cos(m+n)kx\right]$$
$$=k^2\alpha_1{}^2\left[\cosh 2k(y+d)-\cos 2kx\right]$$

$$+4k^2\alpha_2\alpha_1\{\cosh 3k(y+d)\cos kx-\cosh k(y+d)\cos 3kx\}$$
$$+4k^2\alpha_2^2\{\cosh 4k(y+d)-\cos 4kx\}$$
$$+\cdots\cdots\cdots$$
$$=k^2\alpha_1^2\cosh 2kd+k^3\alpha_1^2a_0\sinh 2kd$$
$$+(2k^3\alpha_1^2a_1\sinh 2kd+4k^2\alpha_2\alpha_1\cosh 3kd+6k^3\alpha_2\alpha_1a_0\sinh 3kd)\cos kx-k^2\alpha_1^2\cos 2kx$$
$$-4k^2\alpha_2\alpha_1\cosh kd\cos 3kx$$
$$+\cdots\cdots\cdots$$

次に条件 (21) において $\frac{\partial\eta}{\partial y}=-1$ であるから，(21) は

$$\frac{\partial\eta}{\partial t}-\frac{\partial\phi}{\partial x}\frac{\partial\eta}{\partial x}+\frac{\partial\phi}{\partial y}=0 \quad\cdots\cdots(25)$$

と書けるから，(18) を代入すると

$$\frac{\partial\eta}{\partial t}-\sum_{n=1}^{\infty}nk\alpha_n\cosh nk(y+d)\sin nkx\sum_{n=1}^{\infty}nka_n\sin nkx$$
$$+\sum_{n=0}^{\infty}nk\alpha_n\sinh nk(y+d)\cos nkx=0$$

すなわち
$$\frac{\partial\eta}{\partial t}-\sum_{m=1}^{\infty}\sum_{n=1}^{\infty}mnk^2\alpha_ma_n\cosh nk(y+d)\sin mkx\sin nkx$$
$$+\sum_{n=0}^{\infty}nk\alpha_n\sinh nk(y+d)\cos nkx=0\quad\cdots\cdots(26)$$

この各項を前と同様に計算するに，

$$\sum_{n=0}^{\infty}nk\alpha_n\sinh nk(y+d)\cos nkx$$
$$=\frac{1}{2}k^2\alpha_1a_1\cosh kd$$
$$+k\left(\alpha_1\sinh kd+\frac{k}{2}\alpha_1a_0\cosh kd\right)\cos kx$$
$$+k\left(\frac{k}{2}\alpha_1a_1\cosh kd+2\alpha_2\sinh 2kd+2k\alpha_2a_0\cosh 2kd\right)\cos 2kx$$
$$+3k\left(\alpha_3\sinh 3kd+\frac{3}{2}k\alpha_3a_0\cosh 3kd\right)\cos 3kx$$
$$+\cdots\cdots\cdots$$

$$\sum_{m=1}^{\infty}\sum_{n=1}^{\infty}mnk^2\alpha_ma_n\cosh nk(y+d)\sin mkx\sin nkx$$
$$=\frac{k^2}{2}\left(\alpha_1a_1\cosh kd+\frac{k}{2}\alpha_1a_0a_1\sinh kd+9\alpha_3a_1\cosh 3kd\right.$$
$$\left.+\frac{27}{2}k\alpha_3a_0a_1\sinh 3kd+4\alpha_2a_2\cosh 2kd+4k\alpha_2a_0a_2\sinh 2kd\right)$$

$$+k^2\left(\alpha_1 a_2\cosh kd+\frac{k}{2}\alpha_1 a_0 a_2\sinh kd+\alpha_2 a_1\cosh 2kd+k\alpha_2 a_0 a_1\sinh 2kd\right)\cos kx$$

$$-\frac{k^2}{2}\left(\alpha_1 a_1\cosh kd+\frac{k}{2}\alpha_1 a_0 a_1\sinh kd+9\alpha_3 a_1\cosh 3kd\right.$$

$$\left.+\frac{27}{2}k\alpha_3 a_0 a_1\sinh 3kd+4\alpha_2 a_2\cosh 2kd+4k\alpha_2 a_0 a_2\sinh 2kd\right)\cos 2kx$$

$$-k^2\left(\alpha_1 a_2\cosh kd+\frac{k}{2}\alpha_1 a_0 a_2\sinh kd+\alpha_2 a_1\cosh 2kd+k\alpha_2 a_0 a_1\sinh 2kd\right)\cos 3kx$$

$$+\cdots\cdots\cdots$$

以上の結果を用い，(24)，(26) において $\cos nkx$，$n=0, 1, 2, 3, \cdots\cdots$の項を集めてそれぞれ 0 とおくと，

$$\left.\begin{aligned}
&-\frac{1}{2}ga_0+\dot{\alpha}_0+\chi(t)+\frac{k}{2}\left(\dot{\alpha}_1 a_1\sinh kd+\frac{k}{2}\dot{\alpha}_1 a_0 a_1\cosh kd+2\dot{\alpha}_2 a_2\sinh 2kd\right.\\
&\left.+2k\dot{\alpha}_2 a_0 a_2\cosh 2kd+3\dot{\alpha}_3 a_3\sinh 3kd+\frac{9}{2}k\dot{\alpha}_3 a_0 a_3\cosh 3kd\right)\\
&-\frac{k^2}{4}(\alpha_1{}^2\cosh 2kd+k\alpha_1{}^2 a_0\sinh 2kd)=0\\
&-ga_1+\dot{\alpha}_1\cosh kd+\frac{k}{2}\dot{\alpha}_1 a_0\sinh kd+\frac{k^2}{8}\dot{\alpha}_1 a_0{}^2\cosh kd\\
&+\frac{k}{2}\dot{\alpha}_1 a_2\sinh kd+\frac{k^2}{2}\dot{\alpha}_1 a_0 a_2\cosh kd+k\dot{\alpha}_2 a_1\sinh 2kd\\
&+k^2\dot{\alpha}_2 a_0 a_1\cosh 2kd-k^2\alpha_2\alpha_1\cosh 3kd=0\\
&-ga_2+\dot{\alpha}_2\cosh 2kd+k\dot{\alpha}_2 a_0\sinh 2kd+\frac{1}{2}k\dot{\alpha}_1 a_1\sinh kd\\
&+\frac{k^2}{2}\dot{\alpha}_1 a_0 a_1\cosh kd+\frac{k}{2}\dot{\alpha}_1 a_3\sinh kd+\frac{k^2}{4}\dot{\alpha}_1 a_0 a_3\cosh kd\\
&+\frac{k^2}{2}\dot{\alpha}_2 a_0{}^2\cosh 2kd+\frac{3}{2}k\dot{\alpha}_3 a_0\sinh 3kd+\frac{1}{4}k^2\alpha_1{}^2=0\\
&-ga_3+\dot{\alpha}_3\cosh 3kd+3k\dot{\alpha}_3 a_0\sinh 3kd+\frac{9}{8}k^2\dot{\alpha}_3 a_0{}^2\cosh 3kd\\
&+\frac{k}{2}\dot{\alpha}_1 a_2\sinh kd+\frac{k^2}{4}\dot{\alpha}_1 a_0 a_2\cosh kd+k\alpha_2 a_1\sinh 2kd\\
&+k^2\dot{\alpha}_2 a_0 a_1\cosh 2kd+k^2\alpha_2\alpha_1\cosh kd=0\\
&\cdots\cdots\cdots\cdots
\end{aligned}\right\}\cdots(27)$$

(26) から

(26) から

$$\frac{1}{2}\dot{a}_0-\frac{k^3}{2}\left(\alpha_1a_1\cosh kd+\frac{k}{2}\alpha_1a_0a_1\sinh kd+9\alpha_3a_1\cosh 3kd\right.$$
$$\left.+\frac{27}{2}k\alpha_3a_0a_1\sinh 3kd+4\alpha_2a_2\cosh 2kd+4k\alpha_2a_0a_2\sinh 2kd\right)=0$$
$$\dot{a}_1+k\alpha_1\sinh kd+\frac{k^2}{2}\alpha_1a_0\cosh kd-k^2\left(\alpha_1a_2\cosh kd+\frac{k}{2}\alpha_1a_0a_2\sinh kd\right.$$
$$\left.+\alpha_2a_1\cosh 2kd+k\alpha_2a_0a_1\sinh 2kd\right)=0$$
$$\dot{a}_2+2k\alpha_2\sinh 2kd+k^2\alpha_1a_1\cosh kd+2k^2\alpha_2a_0\cosh 2kd$$
$$+\frac{k^3}{2}\left(\frac{k}{2}\alpha_1a_0a_1\sinh kd+4\alpha_2a_2\cosh 2kd+4k\alpha_2a_0a_2\sinh 2kd\right.$$
$$\left.+9\alpha_3a_1\cosh 3kd+\frac{27}{2}k\alpha_3a_0a_1\sinh 3kd\right)=0 \qquad \cdots(28)$$
$$\dot{a}_3+3k\alpha_3\sinh 3kd+\frac{9}{2}k^2\alpha_3a_0\cosh 3kd+k^2\left(\alpha_1a_2\cosh kd\right.$$
$$\left.+\frac{k}{2}\alpha_1a_0a_2\sinh kd+\alpha_2a_1\cosh 2kd+k\alpha_2a_0a_1\sinh 2kd\right)=0$$
$$\cdots\cdots\cdots\cdots$$

(27), (28) を連立に解けば, a_n, α_n を順次に定める事ができる.

(27), (28) を解くに当り第1近似として k^2 及び k^3 の項を小さいとして無視すると,

$$-\frac{1}{2}ga_0+\dot{\alpha}_0+\frac{k}{2}\dot{\alpha}_1a_1\sinh kd+\chi(t)=0 \qquad \text{(a)}$$
$$-ga_1+\dot{\alpha}_1\left(\cosh kd+\frac{k}{2}a_0\sinh kd\right)=0 \qquad \text{(b)}$$
$$-ga_2+\dot{\alpha}_2\left(\cosh 2kd+ka_0\sinh 2kd\right)+\frac{1}{2}k\dot{\alpha}_1a_1\sinh kd=0 \qquad \text{(c)} \qquad \cdots(29)$$
$$-ga_3+\dot{\alpha}_3(\cosh 3kd+3ka_0\sinh 3kd)=0 \qquad \text{(d)}$$

$$\dot{a}_0=0 \qquad \text{(a)}$$
$$\dot{a}_1+k\alpha_1\sinh kd=0 \qquad \text{(b)}$$
$$\dot{a}_2+2k\alpha_2\sinh 2kd=0 \qquad \text{(c)} \qquad \cdots\cdots(30)$$
$$\dot{a}_3+3k\alpha_3\sinh 3kd=0 \qquad \text{(d)}$$

が得られる.

(30)(a) より

$$a_0=c \qquad \text{但し} \quad c=\text{const.}$$

となる.

(29)(b) と (30)(b) とを組合わせると

$$\left.\begin{aligned} a_1 &= A\sin\sigma t \\ \alpha_1 &= -\frac{A\sigma}{k\sinh kd}\cos\sigma t \end{aligned}\right\}$$

但し A は任意の常数

$$\sigma^2 = \frac{gk\tanh kd}{(1+\frac{kc}{2}\tanh kd)}$$

が得られる.

(29)(c) の左辺第3項に上の値を代入し, (30)(c) と組合わせると,

$$\left.\begin{aligned} a_2 &= -\frac{kA^2\tanh kd\,(\cosh 2kd+kc\sinh 2kd)\cos 2\sigma t}{2\{2\tanh kd\,(\cosh 2kd+kc\sinh 2kd)-\coth kd\sinh 2kd\}}+\frac{kA^2}{2}\tanh kd\sin^2\sigma t \\ \alpha_2 &= \frac{A^2\sigma\sin 2\sigma t}{4\{2\tanh kd\,(\cosh 2kd+kc\sinh 2kd)-\coth kd\sinh 2kd\}} \end{aligned}\right\}$$

が得られ,

(29)(d) と (30)(d) とから

$$\left.\begin{aligned} a_3 &= D\sin\sigma_3 t \\ \alpha_3 &= -\frac{D\sigma_3}{3k\sinh 3kd}\cos\sigma_3 t \end{aligned}\right\}$$

但し D は任意常数

$$\sigma_3^2 = \frac{3gk\tanh 3kd}{(1+3kc\tanh 3kd)}$$

が得られる.

$\dot{\alpha}_0$ は a_0, a_1, α_1 をそれぞれ (29)(a) に代入すれば,

$$\dot{\alpha}_0 = \frac{1}{2}gc-\frac{k}{2}\frac{A\sigma^2}{k\sinh kd}\sin\sigma t\,A\sin\sigma t\sinh kd-\chi(t)$$

$$=\frac{1}{2}gc-\frac{1}{2}gkA^2\tanh kd\sin^2\sigma t-\chi(t)$$

こゝに求められた a_0, a_1, a_2, a_3, ……を用いれば, 波形 $\eta(x,y,t)=0$ は (19) より

$$y=\frac{1}{2}c+A\sin\sigma t\cos kx+a_2(t)\cos 2kx+a_3(t)\cos 3kx+\cdots\cdots$$

となるから, $\frac{1}{\lambda}\int_0^{\lambda} y\,dx=\frac{1}{2}c$ となり c は静水面の位置を示す量であり, 又 A は重複波の半波高に相当する量と考えられる.

Sainflou の理論によれば, (2) より静水面は座標軸より

$$\delta_0=-\frac{1}{2}k\gamma_0^2\frac{\sinh 2kH}{\sinh^2 kH}$$

だけ上にあり，これから類推して c の大きさは kA^2 の程度と考えられる。

そこで A を1の大きさとし，$k=\frac{2\pi}{\lambda}$ は小さいから，kA を δ の大きさと考えそれぞれ

$$A\approx 0(1)$$
$$kA\approx 0(\delta)$$

と略記すれば，

$$\sigma^2=\frac{gk\tanh kd}{(1+\frac{kc}{2}\tanh kd)}$$

から

$$\sigma\approx 0(\delta^{\frac{1}{2}})$$

となる。

従つて，α_n, a_n の第1近似値の大きさはそれぞれ次の如くなる。

$$\left.\begin{aligned}
&\dot{\alpha}_0\approx 0(\delta)\\
&\alpha_1\approx 0(\delta^{-\frac{1}{2}}),\quad \dot{\alpha}_1\approx 0(1)\\
&\alpha_2\approx 0(\delta^{\frac{1}{2}}),\quad \dot{\alpha}_2\approx 0(\delta)\\
&\alpha_3\approx 0(\delta^{\frac{3}{2}}),\quad \dot{\alpha}_3\approx 0(\delta^2)
\end{aligned}\right\}$$

$$\left.\begin{aligned}
&a_0\approx 0(\delta)\\
&a_1\approx 0(1),\quad \dot{a}_1\approx 0(\delta^{\frac{1}{2}})\\
&a_2\approx 0(\delta),\quad \dot{a}_2\approx 0(\delta^{\frac{3}{2}})\\
&a_3\approx 0(\delta^2),\quad \dot{a}_3\approx 0(\delta^{\frac{5}{2}})
\end{aligned}\right\}$$

但し α_3, $\dot{\alpha}_3$, a_3, $\dot{a}_3$ の大きさは (27), (28) のそれぞれ第4式を組合わせて見積つた。

これを (27), (28) に代入して項の大きさを見積ると，

$$\left.\begin{aligned}
&0(\delta)+0(\delta)+\chi(t)+0(\delta)+0(\delta^2)+0(\delta^3)+0(\delta^3)+0(\delta^5)+0(\delta^5)+0(\delta^7)+0(\delta)+0(\delta^3)=0\\
&0(1)+0(1)+0(\delta^2)+0(\delta^4)+0(\delta^2)+0(\delta^4)+0(\delta^2)+0(\delta^4)+0(\delta^2)=0\\
&0(\delta)+0(\delta)+0(\delta^3)+0(\delta)+0(\delta^3)+0(\delta^3)+0(\sigma^5)+0(\delta^5)+0(\delta^4)+0(\delta)=0\\
&0(\delta^2)+0(\delta^2)+0(\delta^4)+0(\delta^6)+0(\delta^2)+0(\delta^4)+0(\delta^3)+0(\delta^4)+0(\delta^2)=0
\end{aligned}\right\}\cdots(27)'$$

$$\left.\begin{aligned}
&0+0(\delta^{\frac{3}{2}})+0(\delta^{\frac{7}{2}})+0(\delta^{\frac{7}{2}})+0(\delta^{\frac{11}{2}})+0(\delta^{\frac{7}{2}})+0(\delta^{\frac{11}{2}})=0\\
&0(\delta^{\frac{1}{2}})+0(\delta^{\frac{1}{2}})+0(\delta^{\frac{5}{2}})+0(\delta^{\frac{5}{2}})+0(\delta^{\frac{9}{2}})+0(\delta^{\frac{5}{2}})+0(\delta^{\frac{9}{2}})=0\\
&0(\delta^{\frac{3}{2}})+0(\delta^{\frac{3}{2}})+0(\delta^{\frac{3}{2}})+0(\delta^4)+0(\delta^{\frac{7}{2}})+0(\delta^{\frac{7}{2}})+0(\delta^{\frac{7}{2}})+0(\delta^{\frac{5}{2}})+0(\delta^3)=0\\
&0(\delta^{\frac{5}{2}})+0(\delta^{\frac{5}{2}})+0(\delta^{\frac{9}{2}})+0(\delta^{\frac{5}{2}})+0(\delta^{\frac{9}{2}})+0(\delta^{\frac{5}{2}})+0(\delta^4)=0
\end{aligned}\right\}\cdots(28)'$$

が得られる。

そこで更めて $0(\delta^2)$ 以上の微小項を無視すると，

$$-\frac{1}{2}ga_0+\dot{\alpha}_0+\chi(t)+\frac{1}{2}k\dot{\alpha}_1a_1\sinh kd-\frac{1}{4}k^2\alpha_1^2\cosh 2kd=0 \quad (a)$$

$$-ga_1+\dot{\alpha}_1\cosh kd=0 \quad (b) \qquad \cdots(31)$$

$$-ga_2+\dot{\alpha}_2\cosh 2kd+\frac{1}{2}k\dot{\alpha}_1a_1\sinh kd+\frac{1}{4}k^2\alpha_1^2=0 \quad (c)$$

$$\frac{1}{2}\dot{a}_0=0 \quad (a)$$

$$\dot{a}_1+k\alpha_1\sinh kd=0 \quad (b) \qquad \cdots(32)$$

$$\dot{a}_2+2k\alpha_2\sinh 2kd+k^2\alpha_1a_1\cosh kd=0 \quad (c)$$

(31)，(32) を連立に解いて得る第2近似値は，

$$\dot{\alpha}_0=\frac{1}{2}gc-\chi(t)-\frac{1}{2}gkA^2\tanh kd\sin^2\sigma t+\frac{1}{2}gkA^2\coth 2kd\cos^2\sigma t$$

$$\alpha_1=-\frac{A\sigma}{k\sinh kd}\cos\sigma t\ ,\quad A=\text{const.} \qquad \cdots(33)$$

$$\alpha_2=-\frac{3A^2\sigma\sin 2\sigma t}{2\sinh 4kd\,(2\tanh kd-\tanh 2kd)}$$

$$a_0=c\ ,\qquad c=\text{const.}$$

$$a_1=A\sin\sigma t$$

$$a_2=\frac{kA^2\tanh kd}{4}\left(1+\frac{1}{2\sinh^2 kd}\right)+kA^2\tanh kd\left\{\frac{1}{8\sinh^2 kd}\right. \qquad \cdots(34)$$

$$\left.-\frac{1}{4}-\frac{3}{\sinh 4kd\,(2\tanh kd-\tanh 2kd)}\right\}\cos 2\sigma t$$

$$\delta^2=gk\tanh kd \qquad \cdots(35)$$

である．

こゝで再び各項の大きさを見積ると，

$$a_0\approx 0(\delta)$$

$$a_1\approx 0(1)\ ,\qquad \dot{a}_1\approx 0(\delta^{\frac{1}{2}})$$

$$a_2\approx 0(\delta)\ ,\qquad \dot{a}_2\approx 0(\delta^{\frac{3}{2}})$$

$$\dot{\alpha}_0\approx 0(\delta)$$

$$\alpha_1\approx 0(\delta^{-\frac{1}{2}}),\qquad \dot{\alpha}_1\approx 0(1)$$

$$\alpha_2\approx 0(\delta^{\frac{1}{2}})\ ,\qquad \dot{\alpha}_2\approx 0(\delta)$$

となり第1近似値と一致するから，(33)～(35) は $0(\delta^2)$ 以上の微小項を無視した場合の正しい値である．

次に第3近似値として $0(\delta^2)$ までとると，

$$-\frac{1}{2}ga_0+\dot{\alpha}_0+\chi(t)+\frac{1}{2}k\dot{\alpha}_1a_1\sinh kd-\frac{1}{4}k^2\alpha_1^2\cosh 2kd=0 \quad \text{(a)}$$

$$-ga_1+\dot{\alpha}_1\cosh kd+\frac{1}{2}k\dot{\alpha}_1a_0\sinh kd+\frac{1}{2}k\dot{\alpha}_1a_2\sinh kd$$
$$+k\dot{\alpha}_2a_1\sinh 2kd-k^2\alpha_2\alpha_1\cosh 3kd=0 \quad \text{(b)}$$

$$-ga_2+\dot{\alpha}_2\cosh 2kd+\frac{1}{2}k\dot{\alpha}_1a_1\sinh kd+\frac{1}{4}k^2\alpha_1^2=0 \quad \text{(c)}$$

$$-ga_3+\dot{\alpha}_3\cosh 3kd+\frac{k}{2}\dot{\alpha}_1a_2\sinh kd+k^2\alpha_2\alpha_1\cosh kd=0 \quad \text{(d)}$$

……(36)

$$\frac{1}{2}a_0=0 \quad \text{(a)}$$

$$\dot{a}_1+k\alpha_1\sinh kd=0 \quad \text{(b)}$$

$$\dot{a}_2+2k\alpha_2\sinh 2kd+k^2\alpha_1a_1\cosh kd=0 \quad \text{(c)}$$

$$\dot{a}_3+3k\alpha_3\sinh 3kd+k^2(\alpha_1a_2\cosh kd+\alpha_2a_1\cosh 2kd)=0 \quad \text{(d)}$$

……(37)

が得られる．但し (37)(d) は a_3, α_3 を求めるため $0(\delta^{\frac{5}{2}})$ までとつた．

こゝで (36)(b) をみると左辺第4～6項に a_2, α_2 があるため，(36)(b), (c) と (37)(b), (c) とを連立せしめた，4元連立微分方程式を解く事になるが，その解を求める事は困難であるから次の近似計算を行う．

(36)(b) の左辺第3項を (33) 及び (34) に示した第2近似値で計算すると

$$\text{(第3項)}\quad \frac{1}{2}k\dot{\alpha}_1a_0=\frac{A^2\sigma^2c}{2}\sin\sigma t$$

こゝで第1近似値の場合に行つた如く，Sainflou の理論から c の値を見積ると

$$c\fallingdotseq\frac{1}{2}kA^2\coth kd \quad \cdots\cdots(38)$$

と書けるから，これを用いると

$$\text{(第3項)}\quad \frac{1}{2}k\dot{\alpha}_1a_0\fallingdotseq-\frac{A^2\sigma^2c}{2}\sin\sigma t\fallingdotseq-\frac{1}{4}kA^3\sigma^2\coth kd\sin\sigma t$$

となる．

第4項は

$$\frac{1}{2}k\dot{\alpha}_1a_2\sinh kd\fallingdotseq\frac{k}{4}A^3\sigma^3\tanh kd\sin^3\sigma t$$

第5項は

$$k\dot{\alpha}_2a_1\sinh 2kd\fallingdotseq\frac{-3kA^3\sigma^2\sin\sigma t\cos 2\sigma t}{2\cosh 2kd\,(2\tanh kd-\tanh 2kd)}$$

第6項は

$$k^2\alpha_2\alpha_1\cosh 3kd\fallingdotseq\frac{3kA^3\sigma^2(\coth kd+\tanh kd)}{4\sinh 2kd\,(2\tanh kd-\tanh 2kd)}\cos\sigma t\sin 2\sigma t$$

であるから，第3項と大きさとを比較すると

項	$\frac{d}{\lambda}=0.15$	$\frac{d}{\lambda}=0.20$	$\frac{d}{\lambda}=0.30$
3 項	1	1	1
4 項	0.5	0.7	0.9
5 項	0.8	0.4	0.3
6 項	0.6	0.3	0.3

となり，$\frac{d}{\lambda}>0.3$ であれば第5，6両項を省略する事ができる．こゝで更に第4項をも無視すれば a_1，α_1 の第3近似値は

$$\left.\begin{aligned} -ga_1+\dot{\alpha}_1\left(\cosh kd+\frac{k}{2}a_0\sinh kd\right)=0 \\ \dot{a}_1+k\alpha_1\sinh kd=0 \end{aligned}\right\}$$

から定められる．

従つて σ の第3近似値は

$$\sigma^2=\frac{gk\sinh kd}{\cosh kd\left(1+\frac{kc}{2}\tanh kd\right)}=gk\tanh kd\left(1-\frac{kc}{2}\tanh kd+\frac{k^2c^2}{4}\tanh^2 kd+\cdots\right)\cdots(39)$$

となる．又 (31)，(32) と (36)，(37) とを比較すれば (33)，(34) に示した α_1，α_2 及び a_0，a_1，a_2 は σ に (39) を用いれば，そのまゝ第3近似値となる事がわかる．

$\dot{\alpha}_0$ は (36)(a) から

$$\dot{\alpha}_0=\frac{1}{2}gc-\frac{1}{2}A^2\sigma^2\sin^2\sigma t+\frac{kA^3\sigma^2}{8}\frac{\cosh 2kd}{\sinh^2 kd}\cos^2\sigma t+\chi(t)$$

となる．

α_3，a_3 を求むるに (36)(d) 及び (37)(d) の第4項

$$k^2\alpha_2\alpha_1\cosh kd\ ,\qquad k^2\alpha_2 a_1\cosh kd$$

は水深の大なる場合 $\left(\frac{d}{\lambda}>0.3\right)$ には極めて微小な項となるらかこれ等の項を無視すれば，解くべき式は，

$$\left.\begin{aligned} -ga_3+\dot{\alpha}_3\cosh 3kd+\frac{1}{2}k\dot{\alpha}_1 a_2\sinh kd=0 \\ \dot{a}_3+3k\alpha_3\sinh 3kd+k^2\alpha_1 a_2\cosh kd=0 \end{aligned}\right\}$$

となり，これから得られる α_3，a_3 は

$$\alpha_3=K_1\sin\sigma t+K_2\cos\sigma t+K_3\sin 3\sigma t+K_4\cos 3\sigma t$$

$$K_1=\frac{-k^2A^3}{16(3\coth kd\sinh 3kd-\cosh 3kd)}$$

$$K_2=\frac{-9kA^3\sigma\tanh kd}{16(3\coth kd\sinh 3kd-\cosh 3kd)}$$

$$K_3=\frac{+k^2A^3}{16(-\coth kd\sinh 3kd+3\cosh 3kd)}$$

$$K_4=\frac{kA^3\sigma\tanh kd}{16(3\cosh 3kd-\coth kd\sinh 3kd)}$$

$$a_3=\frac{k^2A^3\tanh^2 kd}{16}\left\{\frac{9}{3\coth kd\tanh 3kd-1}-1\right\}\sin\sigma t$$

$$-\frac{k^2A^3\sigma}{16g(3\coth kd\tanh 3kd-1)}\cos\sigma t$$

$$-\frac{3k^3A^3\tanh^2 kd}{16}\left\{\frac{1}{3-\coth kd\tanh 3kd}-1\right\}\sin 3\sigma t$$

$$-\frac{3k^2A^3\sigma}{16g(3-\coth kd\tanh 3kd)}\cos 3\sigma t$$

こゝで，$\frac{d}{\lambda}>0.3$ なる比較的水深の大なる場合に用うべき $(KA)^2$ の程度まで求めた第3近似値を纏めて示すと，

$$\alpha_0=\frac{1}{2}gc-\frac{1}{2}A^2\sigma^2\sin^2\sigma t+\frac{kA^2\sigma^2}{8}\frac{\cosh 2kd}{\sinh^3 kd}\cos^2\sigma t+\chi(t)$$

$$\alpha_1=-\frac{A\sigma}{k\sinh kd}\cos\sigma t\ ,\qquad A=\text{const.}$$

$$\alpha_2=-\frac{3A^2\sigma}{2\sinh 4kd\,(2\tanh kd-\tanh 2kd)}\sin 2\sigma t$$

$$\alpha_3=K_1\sin\sigma t+K_2\cos\sigma t+K_3\sin 3\sigma t+K_4\cos 3\sigma t$$

但し

$$K_1=\frac{-k^2A^3}{16(3\coth kd\sinh 3kd-\cosh 3kd)}$$

$$K_2=\frac{-9kA^3\sigma\tanh kd}{16(3\coth kd\sinh 3kd-\cosh 3kd)}$$

$$K_3=\frac{k^2A^3}{16(3\coth 3kd-\coth kd\sinh 3kd)}$$

$$K_4=\frac{kA^3\sigma\tanh kd}{16(3\coth 3kd-\coth kd\sinh 3kd)}$$

$a_0=c$ ，　但し　$c=\text{const.}$

$a_1=A\sin\sigma t$

$$a_2=\frac{kA^2\tanh kd}{4}\left(1+\frac{1}{2\sinh^2 kd}\right)$$

$$+kA^2\tanh kd\left\{\frac{1}{8\sinh^2 kd}-\frac{1}{4}-\frac{3}{2\sinh 2kd\,(2\tanh kd-\tanh 2kd)}\right\}\cos 2\sigma t$$

$$a_3=\frac{k^2A^3\tanh^2 kd}{16}\left\{\frac{9}{3\coth kd\tanh 3kd-1}-1\right\}\sin\sigma t$$
$$-\frac{k^2A^3\sigma}{16g\,(3\coth kd\tanh 3kd-1)}\cos\sigma t$$
$$-\frac{3k^2A^3\tanh^2 kd}{16}\left\{\frac{1}{3-\coth kd\tanh 3kd}-1\right\}\sin 3\sigma t$$
$$-\frac{3k^2A^3\sigma}{16g\,(3-\coth kd\tanh 3kd)}\cos 3\sigma t$$

$$\sigma^2=\frac{gk\sinh kd}{\cosh kd\left(1+\frac{kc}{2}\tanh kd\right)}=gk\tanh kd\left(1-\frac{kc}{2}\tanh kd+\frac{k^2c^2}{4}\tanh^2 kd\cdots\right)$$

IV 波　　形

W. G. Penney 及び A. T. Price[5] (1952) は有限振幅の深水重複波の解を求め，その解の妥当性が G. Taylor[6] (1953) によつて実験的に確かめられた．

Penney 及び Price によれば，

$$\left.\begin{aligned}\sigma^2&=gk\left(1-\frac{1}{4}B^2-\frac{13}{128}B^4\right)\\ \eta_{max}&=\frac{1}{k}\left(B+\frac{1}{2}B^2+\frac{13}{32}B^3+\frac{145}{672}B^4+0.116B^5\right)\end{aligned}\right\}\quad\cdots\cdots\cdots\cdots(40)$$

但し　B は波高をあらわす parameter

η_{max} は静水面から測つた波山の高さ

である．

筆者の求めた第3近似値で $kd\to\infty$ とすれば，

$$\left.\begin{aligned}a_0&=c\ ,\qquad c=\text{const.}\\ a_1&=A\sin\sigma t\ ,\qquad A=\text{const.}\\ a_2&=\frac{1}{2}kA^2\sin^2\sigma t\\ a_3&=\frac{7}{32}k^3A^3\sin\sigma t-\frac{k^2A^3\sigma}{32g}\cos\sigma t\\ &\quad+\frac{3k^2A^3}{32}\sin 3\sigma t-\frac{3k^3A^3\sigma}{32g}\cos 3\sigma t\end{aligned}\right\}\quad\cdots\cdots\cdots\cdots(41)$$

5) W.G. Penney & A.T. Price "Finite Periodic Stationary Gravity Waves in a Perfect Liquid". Phil. Trans. Series A. Vol. 244, P. 254, 1952.

6) G. Taylor "An experimental study of standing waves". Proceedings of the Royal Society, Series A, Vol. 218, No. 1132, June, 1953.

$$\sigma^2=gk\left(1-\frac{kc}{2}+\frac{k^2c^2}{4}+\cdots\right) \quad \cdots\cdots(42)$$

であるから，静水面から測つた波山の高さ η_{max} は，

$$\eta_{max}=A+\frac{1}{2}kA^2+\frac{4}{32}k^2A^3$$

となり (40) と比較して

$$A=\frac{B}{k}$$

が得られる．但し第3近似を求めるに当り，前述の如き省略を行つたため a_3 すなわち $0(\delta^2)$ の項において η_{max} は Penney & Price の厳密解よりやゝ小さい．

$A=\frac{B}{k}$ を (40) の σ の式に代入すれば，

$$\lim_{kd\to\infty}c=\frac{kA^2}{2}$$

が得られるから，Sainflou の式と比較して求めた (38)，

$$c=\frac{kA^2}{2}\coth kd \quad \cdots\cdots(43)$$

は，今の近似の程度では正しい値と考えられる．これを更めて (43) とする．

次に A を定めるに a_2 までとれば，

$$\eta_{max}=A+\frac{kA^2}{2}\tanh kd\left\{1+\frac{3}{\sinh 2kd\,(2\tanh kd-\tanh 2kd)}\right\}$$

$$\eta_{min}=-A+\frac{kA^2}{2}\tanh kd\left\{1+\frac{3}{\sinh 2kd\,(2\tanh kd-\tanh 2kd)}\right\}$$

であるから A は重複波の半波高を示す事がわかる．又波高中分面は静水面より

$$\frac{kA^2}{2}\tanh kd\left\{1+\frac{3}{\sinh 2kd\,(2\tanh kd-\tanh 2kd)}\right\}$$

だけ上にあり，y 軸からの上り高 d は

$$d=\frac{kA^2}{2}\left[\frac{1}{2}\coth kd+\tanh kd\left\{1+\frac{3}{\sinh 2kd\,(2\tanh kd-\tanh 2kd)}\right\}\right.$$

となる．

以上により c, A なる常数が定つたから波形の式を示すと a_2 の項までとつて，

$$y=\frac{1}{2}a_0+a_1\cos kx+a_2\cos 2kx+\cdots\cdots$$

$$=\frac{1}{4}kA^2\coth kd+A\sin\sigma t\cos kx$$

$$+\left\{\frac{1}{2}kA^2\tanh kd\sin^2\sigma t+\frac{1}{4}kA^2\frac{\tanh kd}{\sinh^2 kd}\cos^2\sigma t\right.$$

$$\cdots\cdots - \frac{3kA^2\tanh kd}{2\sinh 2kd\,(2\tanh kd - \tanh 2kd)}\cos 2\sigma t\Big\}\cos 2kx \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(44)$$

$$+\cdots\cdots$$

である．

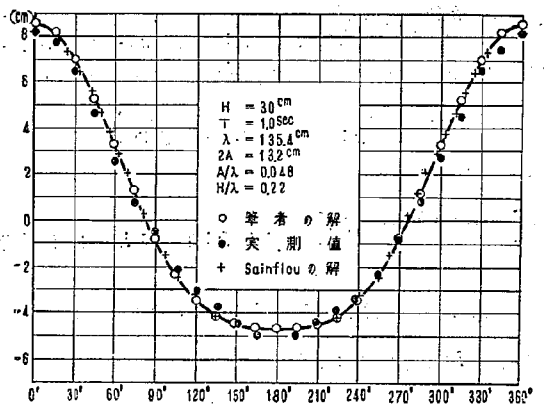
F. Suquet 及び A. Wallet[7] (1953) は浅水重力波の波形を測定し図—2 の結果を得た．これに対し (44) で $\sigma t = \frac{\pi}{2}$ と置き 1 波長の間の波形を求むれば 表—1 が得られる．

表—1

$H = 30$ cm, $T = 1.0$ sec, $\lambda = 135.4$ cm, $2A = 13.2$ cm,
$\frac{A}{\lambda} = 0.048$, $\frac{H}{\lambda} = 0.22$, $d = 29.42$ cm

kx (°)	y (cm)	kx (°)	y (cm)
0.0	8.51	105.0	−2.30
15.0	8.11	120.0	−3.40
30.0	6.96	135.0	−4.10
45.0	5.24	150.0	−4.48
60.0	3.20	165.0	−4.65
75.0	1.12	180.0	−4.69
90.0	−0.77	195.0	−4.65

図—2 は F. Suquet 及び A. Wallet の実測値と (44) とを比較したもので，Sainflou の解をも同時に示した．(44)と実測値とはよく一致しているが，波形に関する限り Sainflou の解も実測値とよく一致する事が認められる．



図—2

7) F. Suquet & A. Wallet "Basic experimental wave research", Proceedings Minesota Int. Hyd. Conv. Sep. 1953.

V 重複波の砕ける限界

完全流体は張力に耐え得ないから波の表面では，

$$\frac{\partial P}{\partial y}\leq 0 \qquad P:\text{圧力}$$

でなければならない．

y 軸方向の運動の式は

$$\frac{\partial v}{\partial t}+u\frac{\partial v}{\partial x}+v\frac{\partial v}{\partial y}=-g-\frac{1}{\rho}\frac{\partial P}{\partial y}$$

であるが，重複波の波高が高くなつて砕ける限界を考えると表面では $u=v=0$ であるから

$$\frac{\partial v}{\partial t}+g=-\frac{1}{\rho}\frac{\partial P}{\partial y}\geq 0 \qquad (47)$$

が成り立つ．

Penney 及び Price は深水重複波の砕ける限界として

$$\frac{\partial v}{\partial t}+g=0 \qquad (48)$$

を与えた．

浅水重複波を考えるに，水深が浅くなるにつれて，砕ける限界の波高も小さくなるべきであるから，(48)を更に一般化して

$$\frac{\partial v}{\partial t}+g\alpha=0\,, \qquad \alpha\leq 1 \text{ なる係数} \qquad (49)$$

を以て重複波の砕ける限界を与える条件とする事ができよう．

Penney 及び Price が (48) によつて計算したところでは，

$$kA=0.592$$

である．従つて (49) の係数 α は次の条件を満足しなければならない．

(1) 水深 $d\to 0$ の時，波高 $A\to 0$ でなければならない．

すなわち　　$kd\to 0$ の時 $kA\to 0$

(2) 水深 $d\to\infty$ の時 $\alpha\to 1$ で，この時の波高は

$$kd\to\infty \text{ で } kA=0.592$$

とならねばならない．

α として

$$\alpha=\tanh^2 kd \qquad (50)$$

とおいてみよう．

$\frac{\partial v}{\partial t}$ を (33), (34) によつて計算すれば，波頂を x の原点にとり，

$$\frac{\partial v}{\partial t}=-\frac{\partial^2\phi}{\partial y\partial t}=-gkA\tanh kd\left\{1+kA\coth kd+O(k^2A^2)\right\}\cdots\cdots(51)$$

となる．従つて (49) に (50) 及び (51) を代入すると

$$gkA\tanh kd\{1+kA\coth kd+0(k^2A^2)+\cdots\}-g\tanh^2 kd=0$$

あるいは $$(kA\coth kd)^2+(kA\coth kd)-1\fallingdotseq 0 \cdots\cdots(52)$$

又は $0(k^3A^3)$ 以上の微小項を省略した影響を考慮すれば，

$$(kA\coth kd)^2+(kA\coth kd)-\beta=0 \cdots\cdots(53)$$

但し β は 1 に近い値

とする事ができる．

(52) の解は

$$kA\coth kd\fallingdotseq\frac{\sqrt{5}-1}{2}\fallingdotseq 0.618$$

となり，深水重複波すなわち $kd\to\infty$ の時 $kA\fallingdotseq 0.618>0.592$ となるので，前記 Penney & Price の解に合う様に (53) において $\beta=0.940$ とし

$$kA\coth kd=0.592 \cdots\cdots(54)$$

を以て浅水重複波の砕波条件と考える．

砕波条件の第1近似

$$kA\coth kd\fallingdotseq 0.618$$

は，浜田博士[8] が有限振幅の浅水進行波の計算において求めた砕波条件に一致する．

(54) を使用に便なる様水深 H を用いて書直そう．

(43) より水深 H は，

$$H=d+\frac{c}{2}=d+\frac{kA^2}{4}\coth kd$$

であるから，(54) を代入すれば，砕ける限界では

$$H=d+\frac{0.592}{4}A=d+0.148A \cdots\cdots(55)$$

である．従つて (54) は

$$kA\coth(H-0.148A)=0.592$$

これを展開して $(kA)^2$ の項までとれば

$$0.148\,\mathrm{cosech}^2 kH(kA)^2+\coth kH(kA)-0.592=0$$

これを解き，kA が正となる根をとれば，

$$kA=\frac{\sqrt{\coth^2 kH+0.350\,\mathrm{cosech}^2 kH}-\coth kH}{0.296\,\mathrm{cosech}^2 kH}\cdots\cdots(56)$$

8) T. Hamada "Breakers and Beach Erosions", Report of Transportation Technical Research Institute. Report No. 1 Dec. 1951, P. 36.

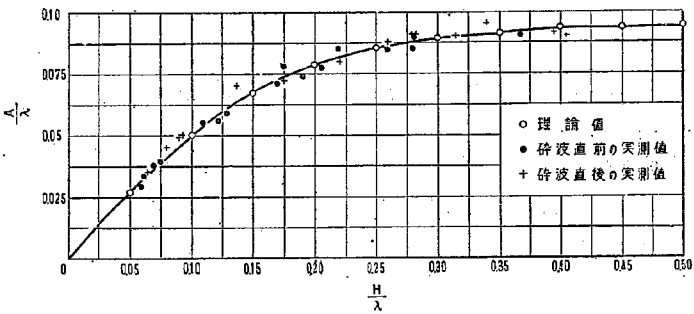
が得られる.

表—2 は $\frac{H}{\lambda}$ と $\frac{A}{\lambda}$ との関係を示すものである.

表—2

$\frac{H}{\lambda}$	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50
$\frac{A}{\lambda}$	0.0267	0.0496	0.0668	0.0782	0.0852	0.0893	0.0915	0.0928	0.0935	0.0942

図—3 は F. Suquet 及び A. Wallet[9] が Neyrpic Hydraulic Laboratory において行つた限界重複波の実験値と (54) とを比較したものである.



図—3

表—3 はその測定値を示す.

表—3

	砕波直前の波																
$\frac{H}{\lambda}$	0.058	0.062	0.071	0.078	0.081	0.110	0.122	0.130	0.170	0.174	0.190	0.204	0.219	0.259	0.280	0.281	0.372
$\frac{A}{\lambda}$	0.029	0.033	0.038	0.037	0.048	0.057	0.062	0.069	0.072	0.078	0.072	0.077	0.085	0.085	0.085	0.089	0.091
	砕波直後の波																
$\frac{H}{\lambda}$	0.065	0.080	0.089	0.092	0.137	0.174	0.220	0.260	0.280	0.283	0.314	0.340	0.395	0.405			
$\frac{A}{\lambda}$	0.035	0.045	0.049	0.050	0.070	0.073	0.080	0.088	0.091	0.090	0.091	0.095	0.092	0.090			

図—3 に依れば (56) なる重複波の波砕限界式は, 実測値と極めてよく一致すると云える.

従つて筆者の示した重複波の砕波条件

表面 $\eta(x,y,t)=0$ において　$\frac{\partial v}{\partial t}+g\tanh^2 kd=0$

9) F. Suquet & A. Wallet "Basic experimertal wave research", Proceedins Minesota Int. Hyd. Conv. Sep. 1953.

も大体正しいものと云える.

VI 水分子の軌道

任意の時刻 $t=0$ に点 (x, y) にあつた水分子が $t=t$ の時に点 $(x+X, y+Y)$ に移るとすれば,

$$\left.\begin{aligned}\dot{X}&=u=-\frac{\partial\phi}{\partial x}\\ \dot{Y}&=v=-\frac{\partial\phi}{\partial y}\end{aligned}\right\}\quad\cdots\cdots(57)$$

が成立するから, (33) より

$$\dot{X}=-\frac{A\sigma\cosh k(y+d)}{\sinh kd}\cos\sigma t\sin kx-\frac{3kA^2\sigma\cosh 2k(y+d)}{\sinh 4kd(2\tanh kd-\tanh 2kd)}\sin 2\sigma t\sin 2kx$$

$$\dot{Y}=\frac{A\sigma\sinh k(y+d)}{\sinh kd}\cos\sigma t\cos kx+\frac{3kA^2\sigma\sinh 2k(y+d)}{\sinh 4kd(2\tanh kd-\tanh 2kd)}\sin 2\sigma t\cos 2kx$$

これを $t=0$ の時 $\quad X=0$, $Y=0$

且つ, $x=0$ で $\dot{X}=0$, 及び

$y=-d$ で $\dot{Y}=0$

なる条件で積分すると,

$$\left.\begin{aligned}X&=-\frac{A\cosh k(y+d)}{\sinh kd}\sin\sigma t\sin kx\\&\quad+\frac{3kA^2\cosh 2k(y+d)}{2\sinh 4kd\,(2\tanh kd-\tanh 2kd)}(\cos 2\sigma t-1)\sin 2kx\\ Y&=\frac{A\sinh k(y+d)}{\sinh kd}\sin\sigma t\cos kx\\&\quad-\frac{3kA^2\sinh 2k(y+d)}{2\sinh 4kd\,(2\tanh kd-\tanh 2kd)}(\cos 2\sigma t-1)\cos 2kx\end{aligned}\right\}\quad\cdots(58)$$

が得られる.

VII 壁面における圧力分布

任意の点 (x, y) における圧力 P は,

$$\frac{P}{\rho g}=-y+\frac{1}{g}\frac{\partial\phi}{\partial t}-\frac{1}{2g}\left\{\left(\frac{\partial\phi}{\partial x}\right)^2+\left(\frac{\partial\phi}{\partial y}\right)^2\right\}+\chi(t)$$

で計算されるから (33) を代入すれば,

$$\frac{P}{\rho g}=-y+\frac{1}{g}\left\{\dot{\alpha}_0+\dot{\alpha}_1\cosh k(y+d)\cos kx+\dot{\alpha}_2\cosh 2k(y+d)\cos 2kx+\cdots\right\}$$

$$-\left(\frac{k^2}{4g}\alpha_1^2\cos 2kx+\cdots\cdots\right)+\chi(t)$$

$$=-y+\frac{1}{4}kA^2\coth kd+\frac{1}{2}kA^2\tanh kd\sin^2\sigma t+\frac{A\cosh k(y+d)}{\cosh kd}\sin\sigma t\cos kx$$

$$-\frac{3kA^2\tanh kd\cosh 2k(y+d)}{\sinh 4kd\,(2\tanh kd-\tanh 2kd)}\cos 2\sigma t\cos 2kx+\chi'(t)\cdots\cdots(59)$$

但し $\chi'(t)=\chi(t)\left(1+\frac{1}{g}\right)$

となる.

「壁面における圧力分布は (59) で $x=0$ とおけばよいから

$$\frac{P}{\rho g}=-y+\frac{1}{4}kA^2\coth kd+\frac{1}{2}kA^2\tanh kd\sin^2\sigma t+\frac{A\cosh k(y+d)}{\cosh kd}\sin\sigma t$$

$$-\frac{3kA^2\tanh kd\cosh 2k(y+d)}{\sinh 4kd\,(2\tanh kd-\tanh 2kd)}\cos 2\sigma t+\chi'(t)\cdots\cdots(60)$$

となる.

底面の圧力は $y=-d$ とおくと

$$\frac{P}{\rho g}=d+\frac{1}{4}kA^2\coth kd+\frac{1}{2}kA^2\tanh kd\sin^2\sigma t+\frac{A}{\cosh kd}\sin\sigma t$$

$$-\frac{3kA^2\tanh kd}{\sinh 4kd\,(2\tanh kd-\tanh 2kd)}\cos 2\sigma t+\chi'(t)$$

となるが，水深 H は $H=d+\frac{1}{4}kA^2\coth kd$ であるから，

$$\frac{P}{\rho g}-H=\frac{A}{\cosh kd}\sin\sigma t-\frac{3kA^2\tanh kd\cdot\cos 2\sigma t}{\sinh 4kd(2\tanh kd-\tanh 2kd)}$$

$$+\frac{1}{2}kA^2\tanh kd\sin^2\sigma t+\chi'(t)\cdots\cdots(61)$$

と書けば，右辺は波動による動水圧をあらわし，Sainflou の式は第 2 項以下を省略し且つ $H\fallingdotseq d$ とおいた事に相当する．水深が無限大の時すなわち $kd\to\infty$ の時は底面における動水圧をあらわす (61) の右辺は当然 0 とならなければならないが

$$\lim_{kd\to\infty}\left\{\frac{1}{2}kA^2\tanh kd\sin^2\sigma t+\chi'(t)\right\}=0\cdots\cdots(62)$$

となる様に $\chi'(t)$ を適当に選べばこの条件は満たされる．従つて I に述べた如く，トロコイド理論及び Gourret の解では $kd\to\infty$ の時も $0(kA^2)$ 程度の大きさの動水圧が残る不合理があつたが，(61) ではそれを解決する事ができた．しかし，$\chi'(t)$ の形は条件 (62) だけでは定まらない．

VIII 結　　論

(1) 浅水重複波に関するトロコイド理論による解 (Sainflou の解) 及び Gourret の解は，水深無限大すなわち $kH\to\infty$ のときも動水圧が 0 にならず壁面の圧力分布において $0(kA^2)$ 程度の誤差を含む．

(2) Gourret が求めた波形の式では，静水面から測つた波高中分面の高さは浅水度 $\frac{H}{\lambda}>0.07$ ならば Sainflou の解にくらべて小さく，従つて波の山は低い．

(3) これに対し筆者は，重複波の速度ポテンシャル ϕ 及び波形の式 $\eta(x,y,t)=0$ をそれぞれ，

$$\phi=\sum_{n=0}^{\infty}\alpha_n(t)\cosh nk(y+d)\cos nkx$$

$$\eta=-y+\frac{1}{2}a_0+\sum_{n=1}^{\infty}a_n\cos nkx=0$$

とおき計算し

$$\left.\begin{aligned}
&\dot{\alpha}_0=\frac{1}{2}gc-A^2\sigma^2\sin^2\sigma t+\frac{kA^2\sigma^2}{8}\frac{\cosh 2kd}{\sinh^2 kd}\cos^2\sigma t\\
&\alpha_1=-\frac{A\sigma}{k\sinh kd}\cos\sigma t\\
&\alpha_2=-\frac{3A^2\sigma}{2\sinh 4kd\,(2\tanh kd-\tanh 2kd)}\sin 2\sigma t\\
&\cdots\cdots\cdots\cdots
\end{aligned}\right\}$$

$$\left.\begin{aligned}
&a_0=c\\
&a_1=A\sin\sigma t\\
&a_2=\frac{kA^2\tanh kd}{2}\sin^2\sigma t+\frac{kA^2\tanh kd}{4\sinh^2 kd}\cos^2\sigma t-\frac{3kA^2\tanh kd\cos 2\sigma t}{2\sinh 2kd\,(2\tanh kd-\tanh 2kd)}\\
&\cdots\cdots\cdots\cdots
\end{aligned}\right\}$$

但し上式中

$$c=\frac{1}{2}kA^2\coth kd$$

A＝重複波の半波高

$$\sigma^2=gk\tanh kd\left(1-\frac{kc}{2}\tanh kd+\frac{k^2c^2}{4}\tanh^2 kd+\cdots\right)$$

を得た．

(4) 波形は従つて

$$y=\frac{1}{2}a_0+a_1\cos kx+a_2\cos 2kx+\cdots\cdots$$

$$=\frac{1}{4}kA^2\coth kd+A\sin\sigma t\cos kx$$

$$+\left\{\frac{1}{2}kA^2\tanh kd\sin^2\sigma t+\frac{1}{4}kA^2\frac{\tanh kd}{\sinh^2 kd}\cos^2\sigma t\right.$$
$$\left.-\frac{3kA^2\tanh kd\cos 2\sigma t}{2\sinh 2kd\,(2\tanh kd-\tanh 2kd)}\right\}\cos 2kx+\cdots\cdots$$

となり，波高中分面は静水面上

$$\frac{kA^2}{2}\tanh kd\left\{1+\frac{3}{\sinh 2kd\,(2\tanh kd-\tanh 2kd)}\right\}$$

の高さにある．

波形を F. Suquet 及び A. Wallet の実測値と比較したところ，一致の程度は極めてよい．

(5) 浅水重複波の砕波条件として Penney 及び Price の与えた条件を一般化して

$$\frac{\partial v}{\partial t}+g\tanh^2 kd=0\ ,\ \text{但し}\ \frac{\partial v}{\partial t}=\text{鉛直加速度}$$

を考え，計算の結果

$$kA\coth kd=0.592$$

を得た．$H=d+\frac{1}{4}kA^2\coth kd$ なる関係によつて d を水深 H で書き改めると

$$kA=\frac{\sqrt{\coth^2 kH+0.350\,\mathrm{cosech}^2 kH}-\coth kH}{0.296\,\mathrm{cosech}^2 kH}$$

が得られる．この値は F. Suquet 及び A. Wallet の実験結果をよく説明する．

(6) 任意の時刻 $t=0$ に点 (x,y) にあつた水分子が $t=t$ の時に点 $(x+X,\ y+Y)$ に移ると考え，

$$\left.\begin{array}{lll} t=0 & \text{の時} & X=0 \\ & & Y=0 \end{array}\right\}$$
$$\begin{array}{lll} x=0 & \text{で} & X=0 \\ y=-d & \text{で} & Y=0 \end{array}$$

なる条件で水分子軌道を求めると

$$X=-\frac{A\cosh k(y+d)}{\sinh kd}\sin\sigma t\sin kx$$
$$+\frac{3kA^2\cosh 2k(y+d)}{2\sinh 4kd\,(2\tanh kd-\tanh 2kd)}(\cos 2\sigma t-1)\sin 2kx$$
$$Y=\frac{A\sinh k(y+d)}{\sinh kd}\sin\sigma t\cos kx$$
$$-\frac{3kA^2\sinh 2k(y+d)}{2\sinh 4kd\,(2\tanh kd-\tanh 2kd)}(\cos 2\sigma t-1)\cos 2kx$$

が得られる．

(7) 壁面における圧力分布は

$$\frac{P}{\rho g}=-y+\frac{1}{4}kA^2\coth kd+\frac{1}{2}kA^2\tanh kd\sin^2\sigma t+\frac{A\cosh k(y+d)}{\cosh kd}\sin\sigma t$$
$$-\frac{3kA^2\tanh kd\cosh 2k(y+d)}{\sinh 4kd\,(2\tanh kd-\tanh 2kd)}\cos 2\sigma t+\chi'(t)$$

となり，底面の圧力は $y=-d$ とおいて

$$\frac{P}{\rho g}=d+\frac{1}{4}kA^2\coth kd+\frac{1}{2}kA^2\tanh kd\sin^2\sigma t+\frac{A}{\cosh kd}\sin\sigma t$$
$$-\frac{3kA^2\tanh kd}{\sinh 4kd\,(2\tanh kd-\tanh 2kd)}\cos 2\sigma t+\chi'(t)$$

で計算される．上式中 $d+\frac{1}{4}kA^2\coth kd=H$ であるから

$$\frac{P}{\rho g}-H=\frac{A}{\cosh kd}\sin\sigma t-\frac{3kA^2\tanh kd\cdot\cos 2\sigma t}{\sinh 4kd\,(2\tanh kd-\tanh 2kd)}$$
$$+\frac{1}{2}kA^2\tan hkd\sin^2\sigma t+\chi'(t)$$

と書けば右辺は波動による動水圧をあらわし

$$\lim_{kd\to\infty}\left\{\frac{1}{2}kA^2\tanh kd\sin^2\sigma t+\chi'(t)\right\}=0$$

となる様に $\chi'(t)$ を適当にえらべば，トロコイド理論及び Gourret の解にあらわれた難点を除く事ができる。

海岸堤防に関する研究（３）

13号颱風による愛知・三重海岸堤防の災害について

建設技官　佐　藤　清　一
建設技官　岸　　力

（昭和 29 年 4 月）

目　　次

I　緒　言……（1）
II　気象・海象……（2）
〔1〕颱風13号経過概要……（2）
〔2〕各地の気象と海象……（2）
III　異常潮位と気象との関係……（11）
〔1〕鳥羽の異常潮位……（11）
〔2〕名古屋の異常潮位……（12）
〔3〕気象条件と異常潮位との関係……（13）
IV　各地区の海岸堤防の災害……（15）
V　被災原因と復旧に当り注意すべき事項……（33）

I　緒　　言

昭和28年9月25日愛知・三重両県を襲つた13号颱風は，海岸線一帯に甚大な被害を与えた．筆者等は同年11月末より約2週間にわたり現地におもむき，海岸堤防の被害について現地調査を行つた．本文はその報告であつて，既設堤防の実態を把握すると共に被害原因について考察を行つた．これによつて今後の復旧並びに新たに堤防を築造せんとする場合の参考に供したいと思う．

わが国においては今回の災害程大延長に亘つた海岸堤防の災害はなく，技術的に見れば無数に多くの実物実験が同時に行われたに等しい．云い換えれば，海岸堤防の設計について，ほう大な資料が吾々に与えられたとも云える．実に高価であり，余りにも大きなぎせいではあつたが，その中から再びこの災害を惹き起さないための，設計方針を読み取つていく事が吾々技術者の態度であろう．

海岸堤防に関しては，未だその設計規準と称すべきものが確立していない．筆者等は数年前より海岸の波に関する基礎的な研究を続け，それに従つて海岸堤防に関する基礎的な資料も追々に整いつゝあつた．この時に今回の災害にあい，技術上極めて貴重な多くの資料を得，一応の設計規準をまとめ上げる事ができた．

本文は表記の如く災害の実態調査報告としての一面と同時に，他面設計規準を確立する第1段階としての性格をも有するものである．従つて筆者等は，本文に続いて，設計基準を確立するに至る経過を順次に報告していく考えである．

本文においては，先ず颱風における気象，海象について述べ，次いでその外力条件の下において堤防のうけた災害の実態と原因とについて述べ，最後に被災原因とその対策とを総括的に考察した．

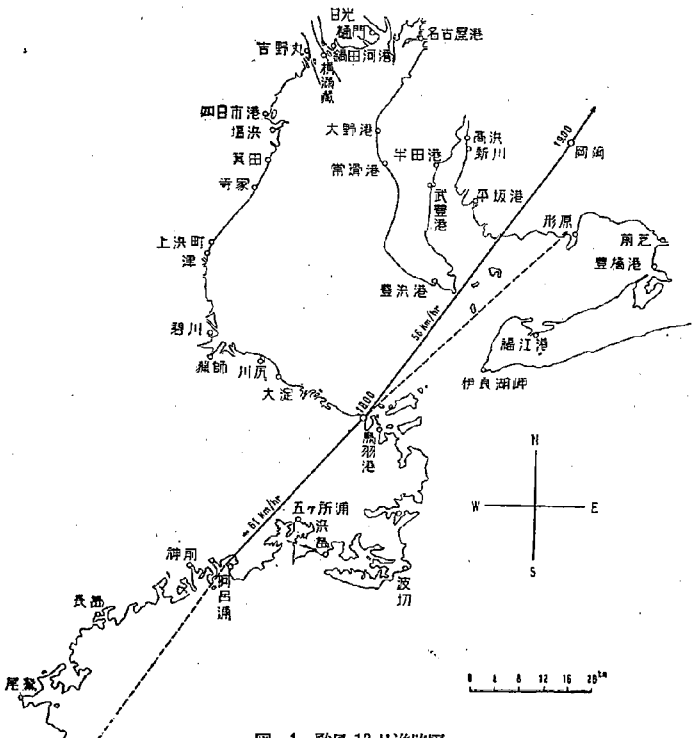
II 気象，海象

〔1〕 颱風13号の経過概要

昭和28年9月17日朝．カロリン群島の東部トラック島附近に発生した熱帯性低気圧は，18日15時には，ガム島南東約350kmの海上に達し中心示度995mb，中心附近の最大風速17m/sec以上となり，同年颱風13号と確認された．その後颱風は漸次発達しながら本土に近ずき，25日14時45分紀井半島南端潮岬附近に上陸した．

上陸後は，進路を東北にとり，速度も40～45km/hrとなり尾鷲附近の木本を16時に通り，それより1時速度が落ちて33km/hrとなつて16時25分に尾鷲近くを通り，17時に長島を通り，それより急に強まつて速度61km/hrにて更に北東に進み，18時には宇治山田—鳥羽間を通り伊勢湾南部に出で，それより中心示度950mb，速度56km/hrに弱まつて北東に進み，伊勢湾を北東に横切つて19時には岡崎附近を通過した．

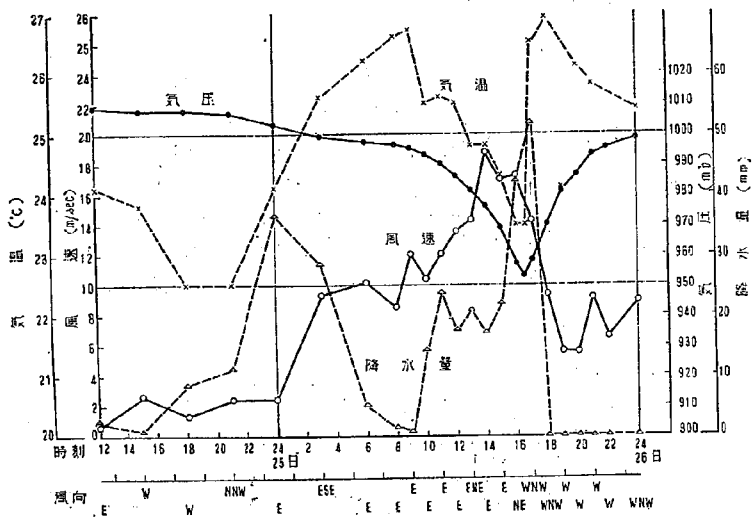
以上大体の経路と，中心示度とを図—1に示す．



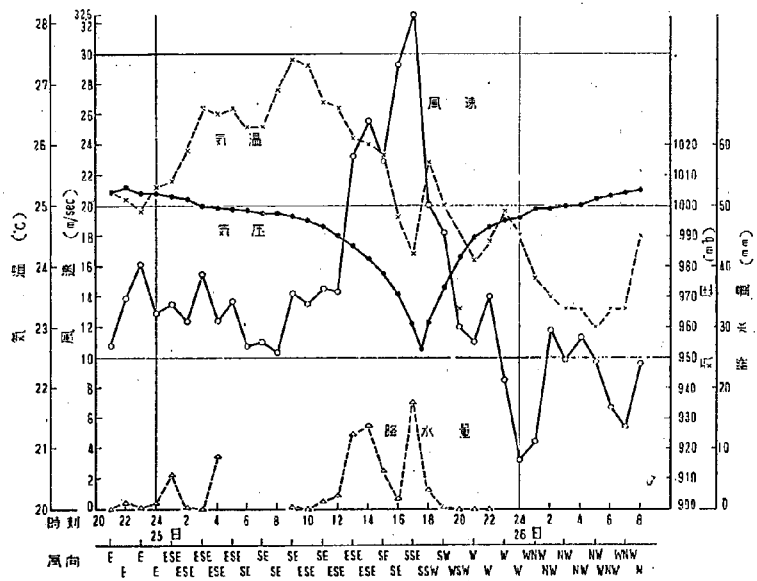
図—1 颱風13号進路図

〔2〕 各地の気象と海象

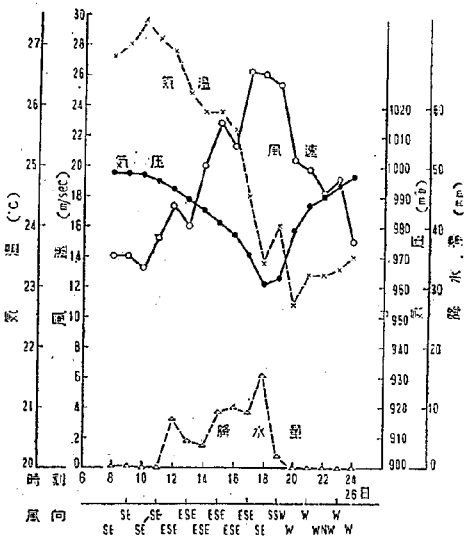
昭13号颱風による各地の気圧，風向，風速，潮位の状況は以下の図の如くである．



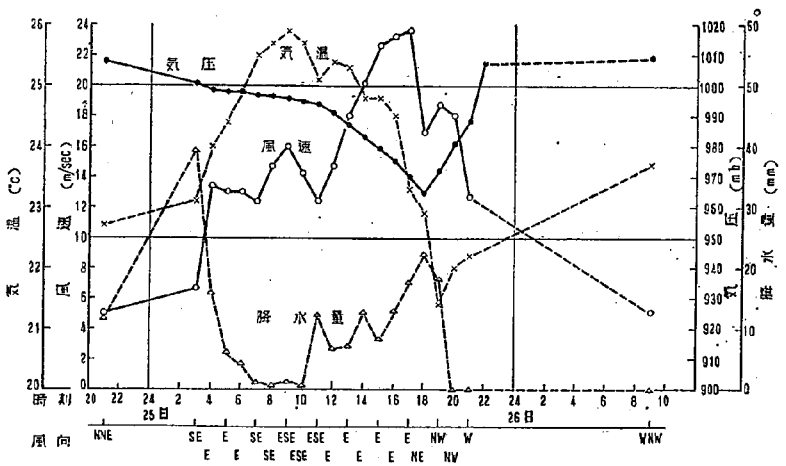
図—2　尾鷲気象



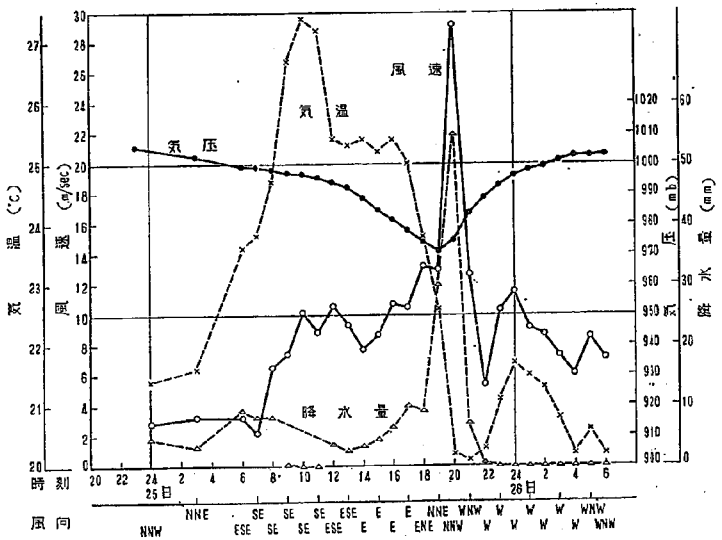
図—3　波切気象



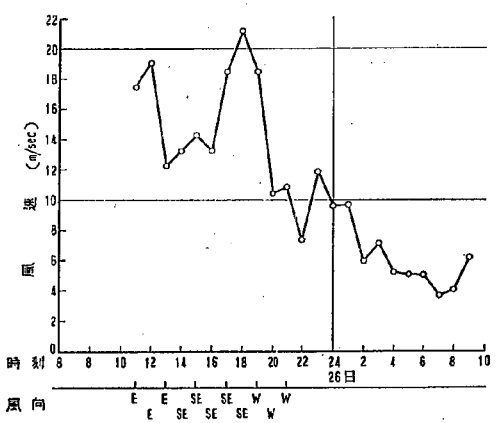
図—4 伊良湖気象



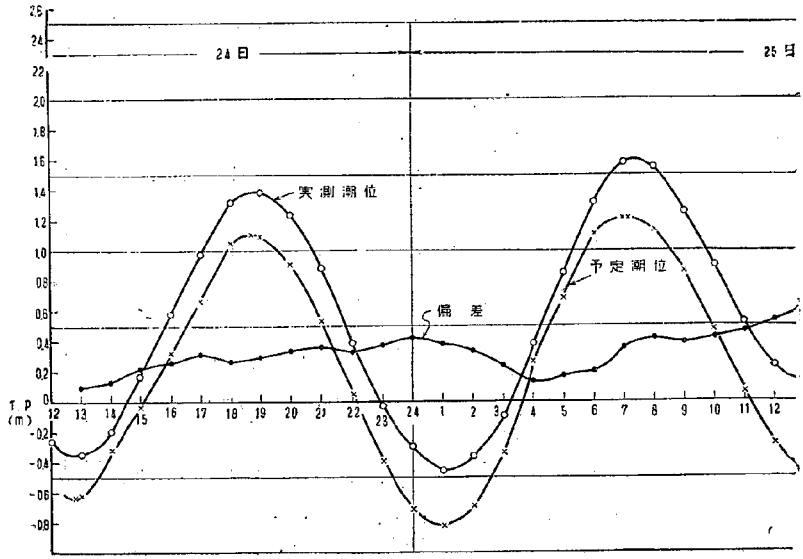
図—5 津気象



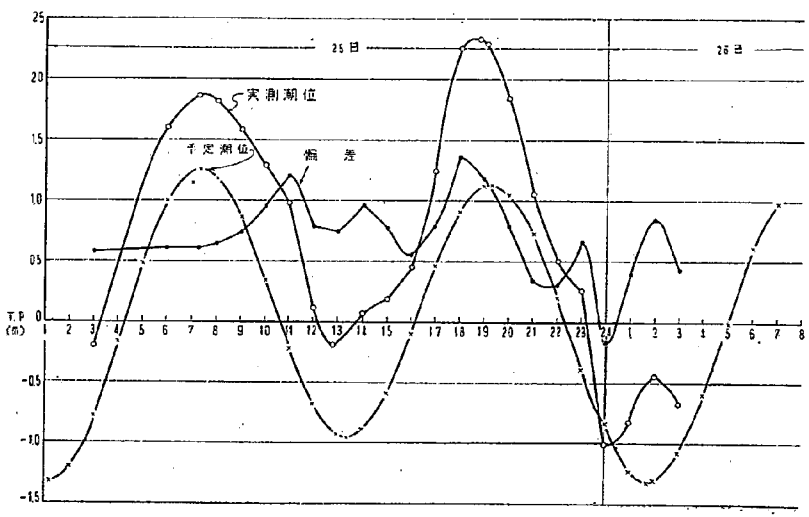
図—6 名古屋気象



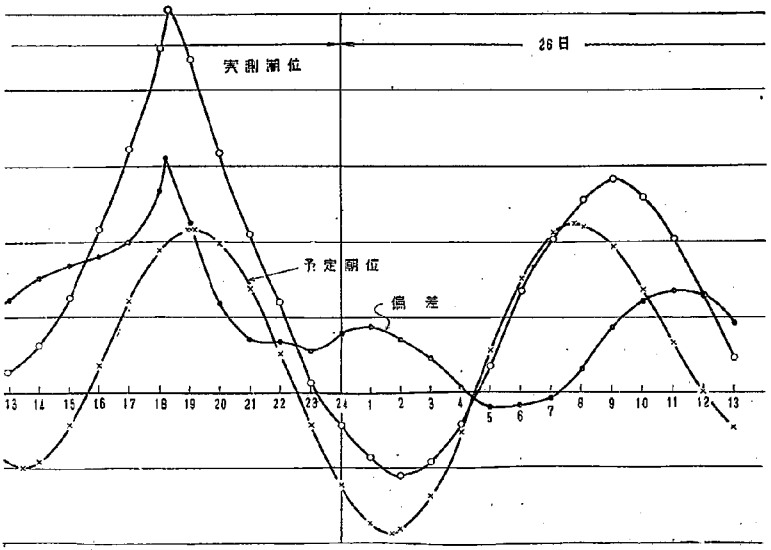
図—7 豊橋船町気象



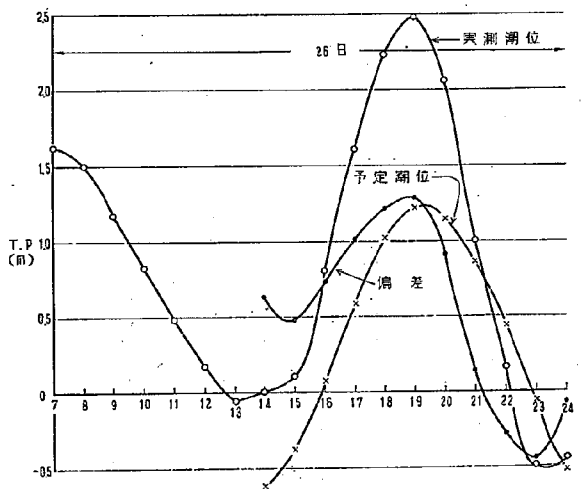
図－8　鳥羽



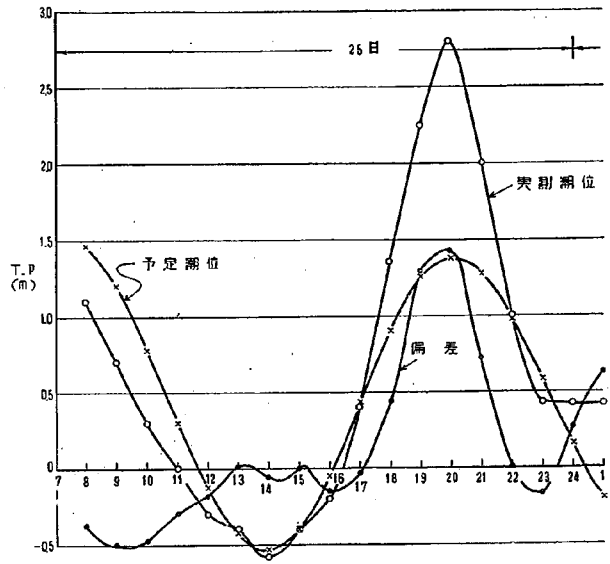
図—9　名古屋潮位と偏差



潮位と偏差



図—10　武豊潮位と偏差



図—11 前芝潮位と偏差

また風向，風速及び潮位の時間的変化を図—12に示す．

又各港の最高潮位を表—1 に示す．同じく三重県においては，三重県河川課調査の資料がある．

表—1 愛知県土木部調査による各港の最高潮位

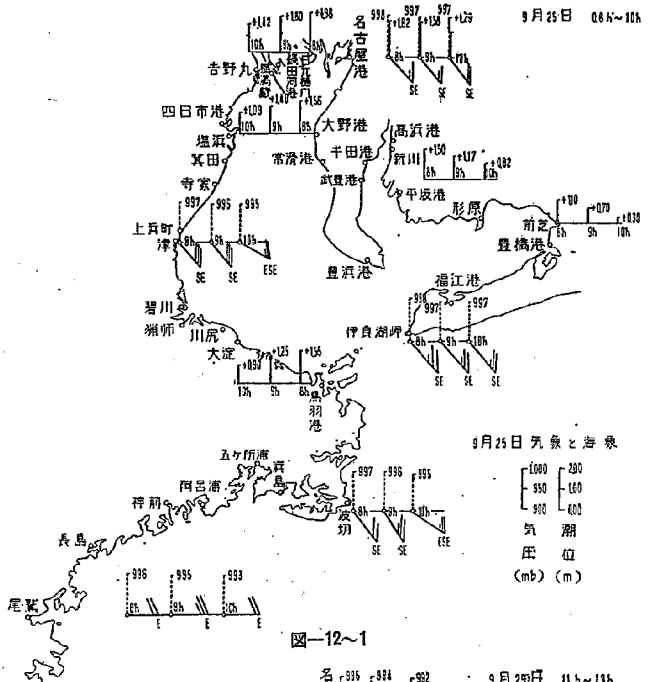
港名	13号颱風 最高潮位 T. P. (m)	既往最高潮位 T. P. (m)
名古屋	⊗ 2.33	2.98
常滑（大野）	⊗ 2.36	1.61
師崎・豊浜	○ 3.07	1.35
武豊・河和	⊗ 2.49	1.99
半田	○ 2.00	2.01
新川・平坂	○ 2.78	1.44
三谷・形原	○ 3.15	1.63
前芝	⊗ 2.80	—
福江	○ 2.50	1.94
伊良湖	○ 2.48	1.44
豊橋（市場）	○ 2.91	—

○ 痕跡その他による推定値

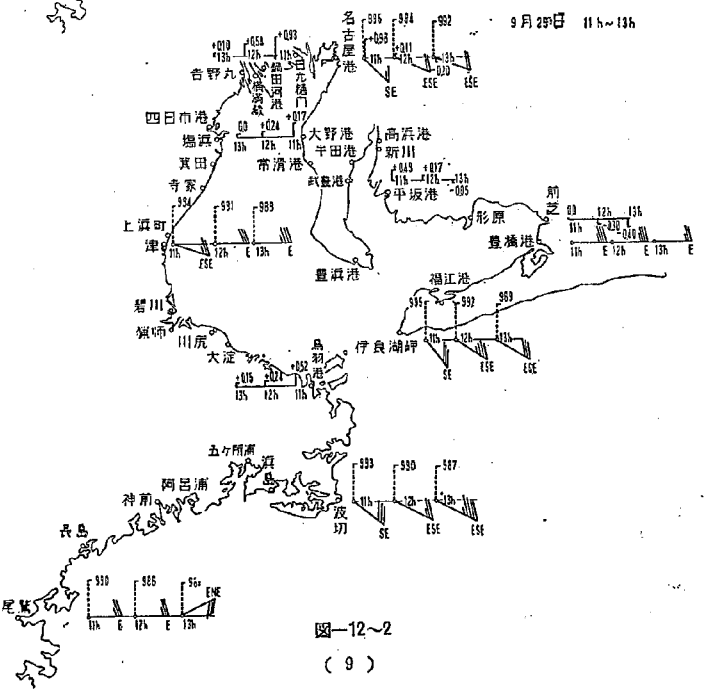
⊗ 検潮儀記録

表—2 三重県河川課調査による各地の最高潮位

地名	潮位 T. P. (m)
長島	○ 2.25
神前	○ 2.36
五ヶ所	○ 2.77
鳥羽	⊗ 2.50
大淀川河口	○ 3.10
箕田川河口	○ 3.27
碧川河口	○ 4.05
志茂登川河口	○ 3.01
白子	○ 2.50
下箕田	○ 2.70
塩浜	○ 2.53
四日市	○ 2.52
富田	○ 2.43
伊曾島	○ 3.14


9月25日 06h～10h
名古屋港
吉野丸
四日市港
塩浜
四日市港
大野港
高浜港
千田港
常滑港
新川
武豊港
平坂港
形原
前芝
豊橋港
寺家
上浜町
津
碧川
須師
川尻
大江
豊浜港
福江港
伊良湖岬
鳥羽港
五ヶ所湾
阿呂浦
神前
波切
長島
尾鷲
9月25日 気象と海象
気潮 (mb)
圧位 (m)

図—12～1


9月25日 11h～13h
名古屋港
吉野丸
四日市港
塩浜
四日市港
大野港
高浜港
千田港
常滑港
新川
武豊港
平坂港
形原
前芝
豊橋港
寺家
上浜町
津
碧川
須師
川尻
大江
豊浜港
福江港
伊良湖岬
鳥羽港
五ヶ所湾
阿呂浦
神前
波切
長島
尾鷲

図—12～2

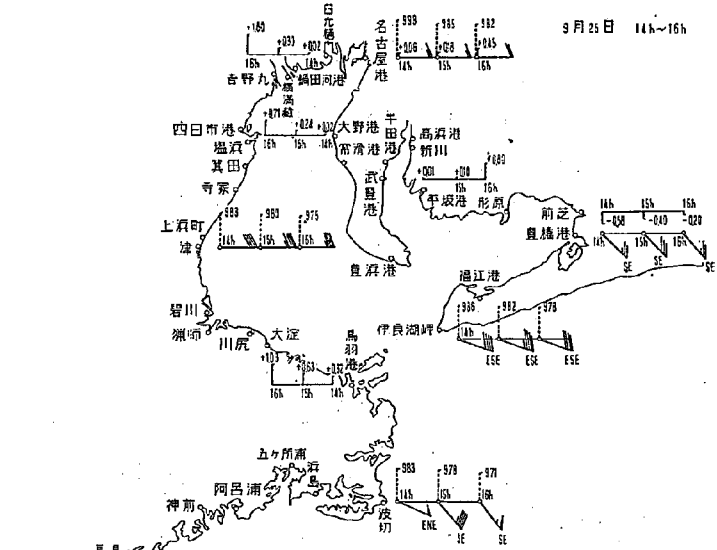

9月25日 14h～16h
名古屋港
吉野九
鍋田河港
四日市港
塩浜
大野港
半田港
高浜港
新川
富浜港
武豊港
平坂港
形原
前芝
豊橋港
上浜町
津
豊浜港
福江港
碧川
猟師
川尻
大江
伊良湖岬
島羽港
五ヶ所浦
阿呂浦
神前
波切
長島
尾鷲
ESE
SE
ENE
NE

図--12～3

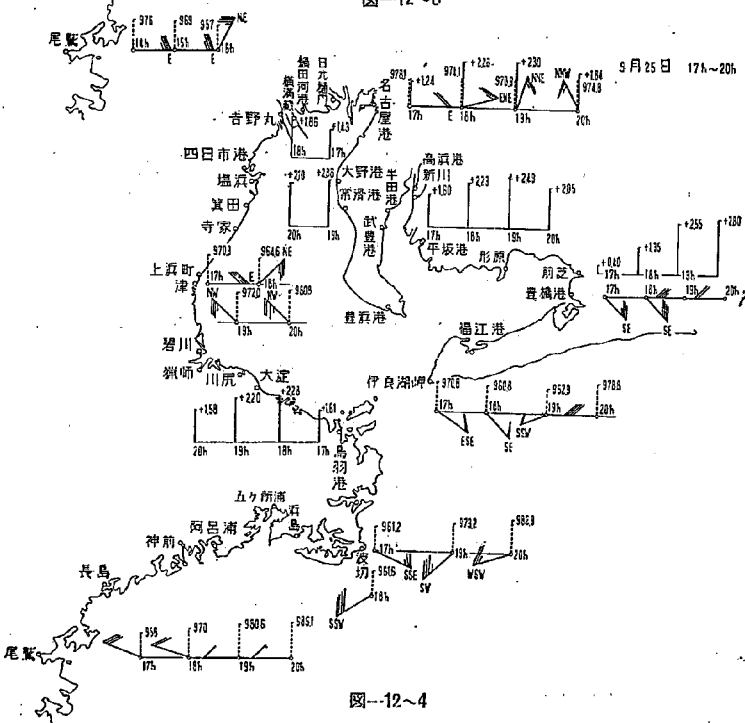

9月25日 17h～20h
名古屋港
吉野九
四日市港
塩浜
大野港
半田港
高浜港
新川
富浜港
武豊港
平坂港
形原
前芝
豊橋港
上浜町
津
豊浜港
福江港
碧川
猟師
川尻
大江
伊良湖岬
島羽港
五ヶ所浦
阿呂浦
神前
波切
長島
尾鷲
SSW
SSE
SE
ESE
SW
WSW

図--12～4

III　異常潮位（偏差）と気象との関係

異常潮位（偏差）は，地形的な影響を除けば，気圧と風向，風速とによつて生ずると考えられる．すなわち低気圧による海水の吸い上げ作用と，風による海水の吹き寄せとが異常潮位の原因であろう．

図—12において波切及び伊良湖の風を調らべると，25日18時迄は，外洋から湾内に海水を吹き寄せる方向に風が吹いており，19時以後は逆に湾内の水を外洋に押し出す如き方向をとつている．湾内における津，豊橋における風も同様の傾向をもつている．又図—2～7の各地の気象図で気圧変化をしらべると，17時～19時が気圧の最低の時刻となつているから，湾内各港の異常潮位は大体19時以後は減少の傾向をもつ事が推定される．

図—8～11に示めされた各港の偏差は上の推定を裏書きして，18時～20時が偏差の最大となつている．

次に図—5，6における津と名古屋とにおける気圧変化をみるに，この2地点が大体湾内の気圧変化を代表すると考えてもよいであろう．

図—5において，津では25日11時から気圧が急激に下降し始め，18時が最低で以後再び上昇している．この間における気圧変化の時間的割合はほゞ直線的で気圧変化に関して次表—3 が得られる．

表—3

時　刻	11時	18時	21時
圧　力 p (m. b)	994	965	988
$\frac{\partial p}{\partial t}$ (m. b/h)	−4.14		+7.67

同様の表を名古屋について作つてみると図—6 から，表—4 となり，低気圧の影響は地点によつてさほど変らないと考えられる．従つて，偏差の大きさが地点によつて異なるのは，今回の颱風では，主として風の影響によるであろう．

表—4

時　刻	12時	19時	22時
圧　力 p (m. b)	994	971	989
$\frac{\partial p}{\partial t}$ (m. b/h)	−3.33		+9.0

〔1〕 鳥羽の異常潮位（偏差）

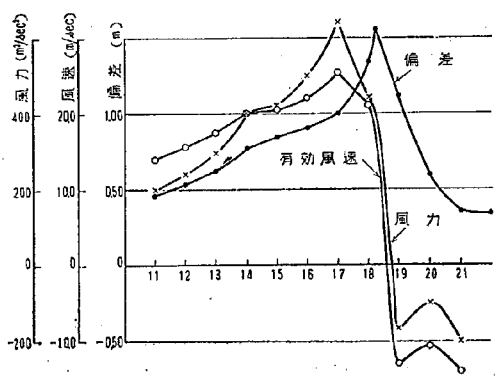
鳥羽の異常潮位と風との関係をしらべるため，波切伊良湖，津，名古屋，豊橋の風に鳥羽からの距離に比例した重みを乗じて平均し，鳥羽を中心とする平均風速と考える．又計算に当つては鳥羽に海水を吹き寄せる如き方向を正，その逆の方向を負とする．次表—5 はその計算を示す．

図—13 は表—5 に求めた平均風速及び風力と，鳥羽の偏差とを比較したもので，両者には密接な相関々係が認められる．風速あるいは風力の最大の時刻より偏差の最大の時刻がおくれるのは海水の慣性の影響であろう．その差は図—13では約1時間である．

表—5

地名	波切	伊良湖	津	豊橋	名古屋	平均	
重み / 時刻	1	1	0.5	0.4	0.3	風速 (m/sec)	風力 (m²/sec²)
11	SE 14.5 14.5	SE 15.2 15.2	ESE 12.4 6.2	E 17.4 7.0	SE 8.9 2.7	14.2	202
12	ESE 14.3 14.3	ESE 17.3 17.3	E 14.7 7.3	E 19.0 7.6	ESE 10.5 3.5	15.6	243
13	ESE 23.2 23.2	ESE 16.0 16.0	E 18.0 9.0	E 12.2 4.9	ESE 9.3 3.1	17.5	306
14	ESE 25.5 25.5	ESE 20.1 20.1	E 20.8 10.4	SE 13.2 5.3	E 7.8 2.6	20.0	400
15	SE 22.9 22.9	ESE 22.8 22.8	E 22.6 11.3	SE 14.2 5.7	E 8.7 2.9	20.5	420
16	SE 29.2 29.2	ESE 21.3 21.3	E 23.2 11.6	SE 13.2 5.3	E 10.7 3.6	22.1	488
17	SSE 32.5 32.5	ESE 26.2 26.2	E 23.6 11.8	SE 18.4 7.4	E 10.5 3.5	25.4	645
18	SSW 20.0 20.0	SE 26.1 26.1	NE 16.9 8.5	SE 21.1 8.4	ENE 13.2 4.4	21.0	441
19	SW 18.2 −18.2	SSW 25.4 −25.4	NW 18.7 −9.4	W 18.4 +7.4	NNE 13.0 +4.3	−13.0	−169
20	WSW 12.0 −12.0	W 20.4 −20.4	NW 18.0 −9.0	W 10.3 +4.0	NNW 29.1 +4.2	−10.4	−108
21	W 11.0 −11.0	W 19.9 −19.9	W 12.7 −6.4	W 10.8 −4.3	WNW 12.7 −3.8	−14.1	−199

下段は重みを乗じた値



図—13　鳥羽の偏差と風速，風力との相関

〔2〕 名古屋の異常潮位（偏差）

名古屋の異常潮位と風速，風力との関係をしらべるため，鳥羽の場合と同様に各地点に距離に応じた重みを附け，且つその地点の潮位を高める如き風向を正，その逆を負として平均すると表—6 が得られる．

表—6 の値を用いて偏差と風速，風力との関係を求めると図—14が得られ，風速，風力と偏差との間に明瞭な相関々係が認められる．この場合にも鳥羽の場合と同様に，潮位偏差の最大となる時刻は

表—6

地名	波切	伊良湖	津	豊橋	名古屋	平均	
重み ＼ 時刻	0.5	0.5	1.0	0.2	1.0	風速 (m/sec)	風力 (m^2/sec^2)
11	SE 14.5 7.3	SE 15.2 7.6	ESE 12.4 12.4	E 17.4 3.5	SE 8.9 8.9	12.4	154
12	ESE 14.3 7.2	ESE 17.3 8.7	E 14.7 14.7	E 19.0 3.8	ESE 10.5 −10.5	7.4	55
13	ESE 23.2 11.6	ESE 16.0 8.0	E 18.0 18.0	E 12.2 2.4	ESE 9.3 −9.3	9.5	90
14	ESE 25.5 12.7	ESE 20.1 10.1	E 20.8 20.8	SE 13.2 2.6	E 7.8 −7.8	12.0	144
15	SE 22.9 11.5	ESE 22.8 11.4	E 22.6 22.6	SE 14.2 2.8	E 8.7 −8.7	12.3	151
16	SE 29.2 14.6	ESE 21.3 10.7	E 23.2 23.2	SE 13.2 2.6	E 10.7 −10.7	12.6	159
17	SSE 32.5 16.3	ESE 26.2 13.1	E 23.6 23.6	SE 18.4 3.7	E 10.5 −10.5	14.4	207
18	SSW 20.0 10.0	SE 26.1 13.1	NE 16.9 −16.9	SE 21.1 4.2	ENE 13.2 −13.2	−0.9	−0.8
19	SW 18.2 −9.1	SSW 25.4 −12.7	NW 18.7 18.7	W 18.4 −3.7	NNE 13.0 −13.0	−16.1	−259
20	WSW 12.0 −6.0	W 20.4 −10.2	NW 18.0 −18.0	W 10.3 −2.1	NNW 29.1 −29.1	−20.4	−416

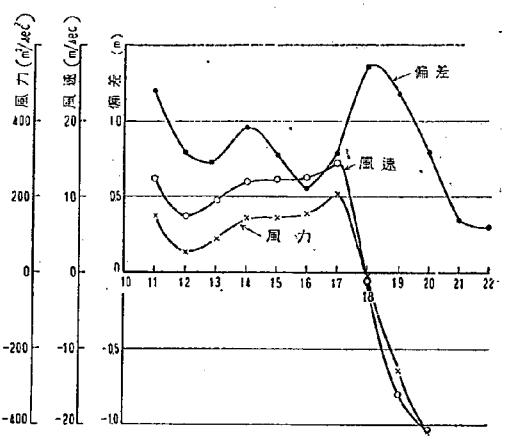
下段は重みを乗じた値

風の最大となる時刻より約1時間おくれている．この事から湾内の海水は，風の影響をうけて後約1時間で定常状態に達するであろうと推定される．

〔3〕 気象条件と異常潮位との関係

前項〔1〕，〔2〕で述べた事から，偏差と風との間には明瞭な相関々係が認められるが本節において更に詳しくそれを調らべてみよう．

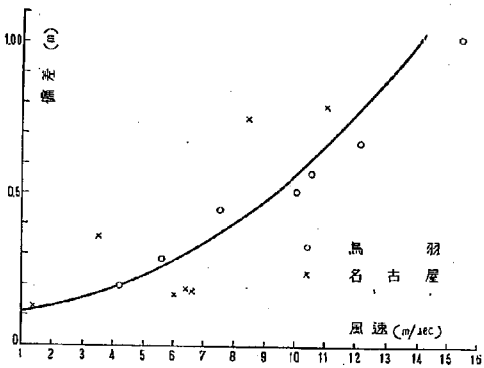
伊勢湾における当時の潮位は颱風前より既に異常潮位が認められていた．そこで颱風による直接の影響をしらべるため



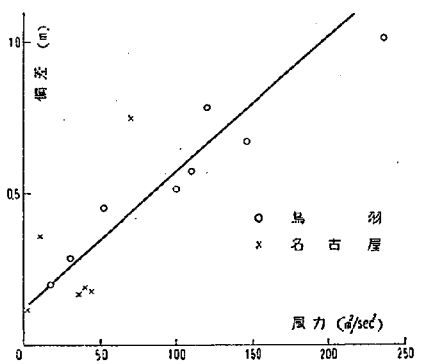
図—14　名古屋の偏差と風速，風力との相関

表—7

時刻	鳥羽			名古屋		
	偏差 (m)	風速 (m/sec)	風力 (m^2/sec^2)	偏差 (m)	風速 (m/sec)	風力 (m^2/sec^2)
11	0.14	4.2	17.6	0.60	6.4	41.0
12	0.20	5.6	31.4	0.19	1.4	2.0
13	0.29	7.5	56.3	0.13	3.5	12.3
14	0.45	10.0	100.0	0.36	6.0	36.0
15	0.51	10.5	110.3	0.17	6.3	39.7
16	0.57	12.1	146.4	−0.05	6.6	43.6
17	0.67	15.4	237.2	0.18	8.4	70.6
18	1.01	11.0	121.0	0.75	—	—
19	0.79	—	—	0.58	—	—
20	0.26	—	—	0.19	—	—



図—15　偏差と風速との関係



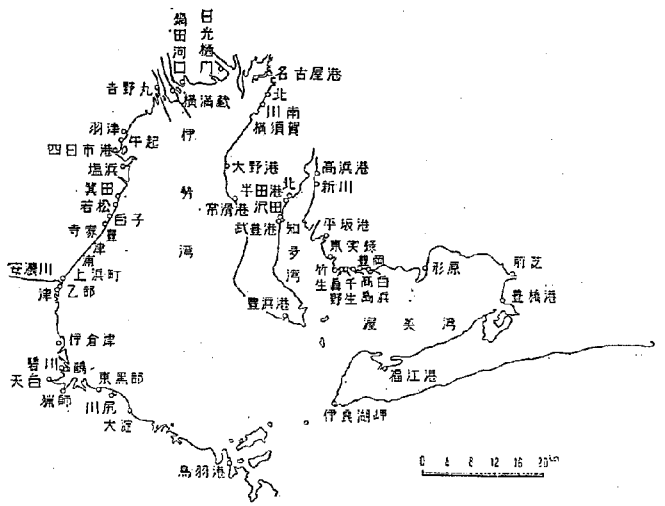
図—16　偏差と風力との関係

に，図—13，14に示した偏差から25日11時以前における偏差を差引いてみる．

鳥羽では24日13時～25日1時迄の12時間の平均偏差は図—8から0.33mと計算される．又名古屋においては図—9で25日3時～8時迄の平均として0.60mが得られる．更に上記時間内における平均風速をしらべると，鳥羽では10m/sec，名古屋では6.0m/secとなつている．気圧については，前述の通り両地点ともほゞ同じ性質で気圧による偏差は殆んど変わらないと考えられるから，偏差と風とを対比させてみよう．表—7は鳥羽及び名古屋における偏差と風速，風力との関係を示すものである．

表—7で，潮位と風との時間のおくれを1時間と考え，潮位に対しては1時間前の風が対応するものとして図示すると図—15，16が得られる．図—15は風速と偏差との関係であるが，偏差は風速の2乗に比例する様に見える．図—16は更めて（風速）^{2}＝風力と偏差とを対比せしめたもので，図—15，16から偏差は（風速）^{2}すなわち海表面に働く風の剪断力に比例する様に思われる．

IV　各地区の海岸堤防の災害



図—17　調査箇所平面図

〔1〕 上野・横須賀海岸——北新田

1. 被災の程度　天端より 1m 厚位に堤土流出した箇所あり．半壊の程度．

2. 破損状況

a. 護岸．張石：　表法は 2 割で径 20 cm 位の玉石を張り，裏込めはたゝきになつている．裏法は 1.5 割でパラペットはない．表法肩から護岸が破かいしている箇所あるいは，護岸の裏込めが抜けて石張りがくずれ落ちている箇所あり．

b. 被覆：　天端及び裏法は芝で被覆されているが，所々被覆がはげ，堤土の流出を招いていた．

c. 捨石：　なし．

3. 海岸の状況

a. 波浪：　被災状況から考えて，堤頂を軽く越えた程度と推定される．

b. 前浜：　前浜なく，堤前面の水深は可成り大である．

c. 突堤：　なし．

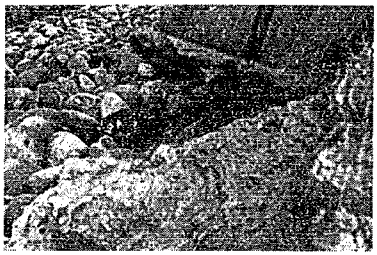
4. 被災原因の推定

a. 堤頂が低かつた事．

b. 表法肩からくずれている所あるいは裏法被覆のくずれ落ちている所から考えて，天端及び裏法の被覆が不充分と思われる．

c. 裏込めにたゝきが使つてあるが，不充分と思われる．そのため，堤体土砂が吸い出されて，護岸がく

ずれ落ちている箇所あり．(写真-1, 2)



写真—1　東里部

写真—2　北新田

〔2〕 上野・横須賀海岸——川南新田

1. 被災の程度　　潰ケ所あり．全壊．

2. 破損の状況

a. 護岸．張石：　径 50cm の練積み．目地はモルタルであるが，裏込めはたゝきである．表法は1割の勾配．パラペット前に倒かい．

b. 被覆：　堤土は山土を使用し，裏及び天端は張芝である．

c. 捨石：　径 0.5～0.6m のものを使用．きそは殆んど掘られていない．

3. 海岸の状況

a. 波浪：　堤頂を越えたと思われる．

b. 前浜：　殆んどなし．

c. 突堤：　なし．

4. 被災原因の推定

a. 堤頂が低くかつた事．

d. 石積みの施工悪く，吸い出しによつて前面護岸及びパラペットが倒壊し，堤土の流出をもたらしたと考えられる．張石が後方に逸散乱する事なく，前面にずり落ちた格好になつているのであるから，波の作用よりはむしろ，施工の点に欠点があつたのであろう．

写真—3　半田北新田

c. 天端及び裏法の芝による被覆も不充分であつた．

〔3〕 半田・武豊海岸——北新田

1. 被災の程度　　全壊．潰ケ所あり．写真—3は堤内への浸水状態を示す．

2. 破損の状況

a. 護岸．張石：　表法は3～4割位の緩傾斜部が表小段となり，それに続いて 1m 位の直立部がある．表小段の部分は空積み，直立部のみ練積みとなつているが，目地にはたゝきが使つてある．石の径は30～40

cm 位である．湯ケ所は附近では，護岸の張石が後方に迄広く散乱していた．

b. 被覆： 天端及び裏法は芝で被覆してある．被覆のくずれ落ちた所が可成り多く見られた．

3. 海岸の状況

a. 破損状況から見て，堤防を波が越した事は確実である．

b. 前浜： なし．

c. 突堤： 樋門傍に1本あつたが，殆んど砂はついていなかつた．

4. 被災原因の推定

a. 堤頂低く波に洗われた事．

b. 石積みの施工悪く，目地から堤土が吸い出された．

c. 1ケ所．天端及び裏法をコンクリートで被覆した場所があつたが，こゝは半壊程度で残つた．この場所をみると，直接護岸あるいは裏法が破損して被災したのではなく，縦断方向の洗掘が進んできて，順次堤土を洗い出された様子が見られる．（写真-4，5）

写真—4　半田北新田

真写—5　半田北新田

〔4〕 半田・武豊海岸——沢田新田

1. 被災の程度　全壊．澪ケ所あり．

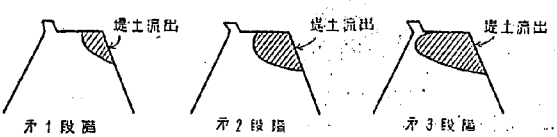
2. 破損の状況

a. 護岸．張石： 1.5割の前法で，径 50 cm 位の練石積みになつている．天端から約 1.5 m の上半部は後からつぎ足したものである．護岸の裏込めがぬけて，くずれ落ちたもの，あるいはパラペットが裏側を完全に洗掘されて倒れたものが殆んどであつた．

b. 被覆： 天端は道路兼用で被覆なく，裏法は芝を張つてある．

3. 被災原因の推定

a. 石積みの施工悪く，目地がぬけて堤土の吸い出しをうけた．



図—18

写真—6　沢田新田

b. 新旧2施工部のつぎ目が弱点となり，そこから破壊している例もあつた．

c. 天端及び裏の被覆が不完全で，裏から堤土が先に流出してしまつた．すなわち図—18に示す如き，洗掘の初期から護岸あるいはパラペットが倒壊する迄の各段階がみられた．

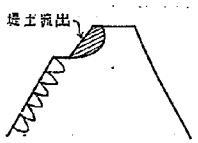
写真—6 は裏側が洗掘された例を示す．

〔5〕 吉田—色海岸——東実緑新田

1. 被災の程度．　パラペットを設け，天端及び裏法をコンクリート被覆した箇所は殆んど残つているが，土堤部は欠潰し著ケ所となつている．写真—7，8は欠潰した土堤部を示す．

写真—7　東実緑土堤部

写真—8　東実緑欠壊部



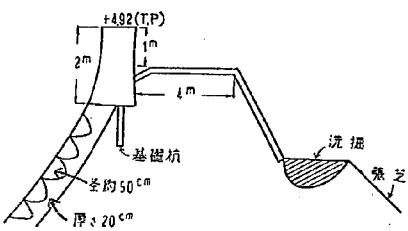
図—18

2. 破損の状況

a. 護岸：　表法肩より 1m 下位まで石積護岸あり，それより上部は土堤になつている．

b. 被覆：　表法肩，天端，裏法は芝で被覆，波に洗われて可成りの洗掘をうけていた．

3. 被災原因の推定



図—20

a. 堤頂が低過ぎた事．

b. 被覆が不充分であつた事．

c. 護岸を表法肩のやゝ下で打切つてあるため土堤部とのつぎ目から洗掘が進んだ．(図—19)

4. 残存部に対する考察　　残存部の断面は大略図—20の如くである．

すなわち表法勾配 1.5 割で径 50cm 位の練石積を用い，高さ約 2m のパラペットが設けられている．パラペットの天端は J. p. +4. 92 となつている．堤防の天端幅約 4m で天端及び裏法は裏小段まで厚さ約 10cm

のコンクリート床版で被覆してある．裏小段の所に僅か洗掘が認められただけで，殆んど完全に残つた．但しパラペットは可成り大きい重量になつているに拘わらず，基礎杭が細く短か過ぎる様に思われた．この部分は高さも可成りあり，かつ被覆も行き届いていたので今回の災害を免れたものと思う．被覆が裏小段でとどまらず，少なくも裏小段の肩先までのびていれば，この部分の洗掘も免かれたであろう．

前面には，間かく約 70m，長さ約 50m の突堤が設けてあるが，殆んど効果は認められなかつた．間かくが大に過ぎたためであろう．

〔6〕 吉田一色海岸—竹生新田

1. 被災の程度　パラペットある箇所は不完全ながら残存．パラペットなき箇所は半壊．

2. 破損の状況

a. 護岸．張石： 1.5 割の前法で，50cm 径の練石積み．約 1m 高さのパラペットあり

b. 被覆： 天端の 2/3 以上に亘りコンクリート床版で被覆．裏法は張芝であるが，裏には可成りの洗掘がみられた．又土堤部は殆んど流出した．

写真—9 竹 生 新 田

3. 海岸の状況

a. 波浪： 全面的に溢波した事が裏の洗掘状態からうかがわれた．

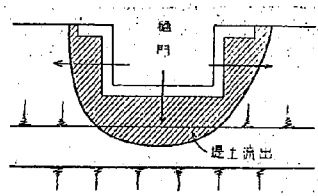
b. 突堤： なし．

4. 被災原因の推定

a. 堤頂が低過ぎた．

b. 裏の被覆が不充分であつた．

c. 樋門箇所は堤高低く，且つ堤との取り付けがつきつけであつたので，裏が洗われ堤が流出した．



図—21

d. 土堤に張芝のみで，波浪に対する防禦が充分でなかつた所は，殆んど堤体が流出している．

5. 被災部に対する考察

a. この新田の堤防は全体的に堤頂が低過ぎる．

b. 然し，パラペットを設け天端を被覆してある箇所は，全面的に破堤する事なく，構造物の局部的破壊で済んだ．これから考えても，土堤で放置しては，災害を免れ得ないであろう．

c. 樋門箇所は土堤との取り付けに注意しなければ，弱点となりがちである．

〔7〕 吉田一色海岸—真野・千生新田

1. 被災の程度　竹生新田とほゞ同じく，土堤部が流出し，落ケ所ができた．

2. 破損状況

a. 護岸： 3分位の急な護岸を表法肩下部まで設けその上は土堤である．

b. 被覆： 土堤部には張芝を施してあるが，堤土の流出を防ぎ得なかつた．

写真—10 真野新田

3. 被災原因の推定

a. 堤頂が低過ぎ，溢波を免れなかつた．

b. 前浜もなく，波の減殺物がないにかゝわらず，護岸，被覆が比較的簡略であつた．

c. 護岸と土堤との接目から洗掘が進んだ．

4. 被災部に対する考察

a. 堤頂が低過ぎる．

b. 護岸を表法肩下で止める事なく，パラペットを設けて，天端及び裏法の保護に資すべきである．

c. 土堤部は，護岸を設けかつ被覆を強化し根本的に構造を改めねばならない．

〔8〕 吉田—色海岸—高島新田

1. 被災の程度　表小段と上部構造とのつぎ目からくずれて上部倒壊．

2. 破損状況

a. 護岸：前面は3割勾配の表小段で立上り，それに続いて高さ約3mの上部構造あり．

b. 被覆：表法及び天端はコンクリートで張つてある．裏法は1.5割で芝被覆である．

c. 捨石：40～50cm の捨石あり．あまり散乱せずこの程度の大きさで充分であろう．

写真—11 吉田高島

3. 海岸の状況

a. 波浪：堤頂が可成り高いから，さほど波を被つてはいないであろう．

b. 前浜：なし．

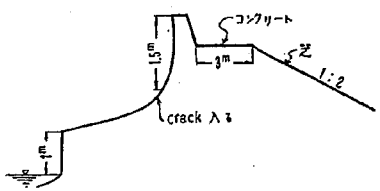
c. 突堤：長さ20m間かく100mに設けてあるが，少し低過ぎる様である．

4. 被災原因の推定

a. 表小段と上部構造とのつぎ手が弱点で，この部分が破壊し吸い出しをうけた．（写真—11）

5. 被災部に対する考察

a. 表小段を設ける場合は，つぎ手が弱点にならない様構造上特段の考慮を要する．



図—22

〔9〕 吉田—色海岸—豊岡新田

1. 被災の程度　著ケ所はないが，裏法は可成り洗掘されている．

2. 破損の状況

a. 大よその断面は図—22の如くである．

この部分も表小段を有する構造で，被覆も大体においてよく，比較的被覆は少なかつた．

b. 被覆： 天端はコンクリート，裏は芝被覆であるが，裏法は所々洗掘をうけていた．

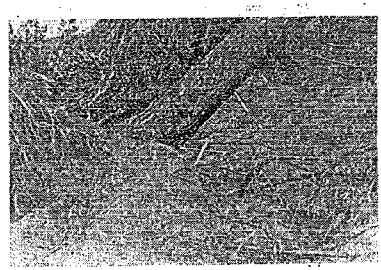
3. 海岸の状況

a. 波浪： 裏法の洗掘状態からすれば，溢波は免れなかつたであろう．

b. 前浜： なし．

c. 突堤： 長さ 20m，間かく 20m で設置してあるが，低過ぎて効果はあまりない様である．

d. 捨石： 50～100cm の捨石を施してある．多少の散乱はあつても，きその洗掘には耐えている．



写真—11　豊岡新田

4. 被災部に対する考察

a. 表小段と上部構造とのつぎ目に，横に長くクラックが入つていた．波力の見積りと，施工上の欠かんがある様に考えられる．

b. 裏法も芝でなく，できうればコンクリート被覆としたい．裏法の松は堤体をゆるめかつ堤土の洗掘を助長して好ましくない．

〔10〕 吉田—色海岸—吉田新田

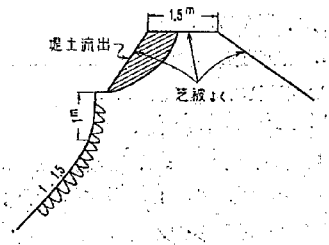
1. 被災の程度　澤ケ外約 50m あり．その他あまり甚だしい被害はなく，上部の土堤部が所々流出した程度．

2. 破損の状況

a. 護岸： 大よその断面は図—23の如くである．

b. 被覆： 石張護岸の上に張芝被覆の土堤あり．土堤部は所々波浪による洗掘をうけた．

c. 樋門： 澤ケ所は樋門跡らしいが，明瞭でない．



図—23

3. 海岸の状況

a. 波浪： 土堤部の洗掘状況から見て，溢波はあつた模様．

b. 前浜： なし．

4. 被災原因の推定

a. 澤ケ所は樋門跡と思われるので，こゝでも樋門と土堤とのとりつけが悪く，破堤したものと思われる．

b. 上部が土堤に芝被覆であつたため，波浪の洗掘に耐えなかつた．

c. 堤頂が低過ぎた．

5. 被災部に対する考察

a. 堤頂が低過ぎる事．

b. 前面を土堤で放置しては，波浪の洗掘に耐えない．

c. 樋門箇所は弱点を作り勝ちである．堤体との取り付けには特段の注意を要しよう．

〔11〕 吉田—色海岸—白浜新田

1. 被災の程度　パラペットなき部分は堤体流出．湯ケ所あり．パラペットある部分は樋門ケ所を除きほゞ残存．

2. 破損の状況

a. 護岸：土堤部は前面に高さ 2m 程の護岸を設け，その上が張芝被覆の土堤になつている．堤土が流出して護岸が倒壊した様である．

b. 被覆：天端及び裏は芝で被覆してある．

c. 捨石：なし．

3. 海岸の状況

a. 波浪：溢波は免れなかつたであろう．パラペットを設けた部分も裏法が洗掘されている．

b. 突堤：長さ 30m，間かく 70m で設けてあるが，効果あまりなし．

4. 被災原因の推定

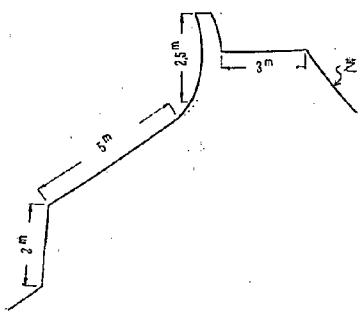
a. 土堤部は堤頂が低く波に洗われた事．

b. 被覆が芝だけでは不充分であつた．

c. パラペットを設けた部分と土堤部との接合点附近は，土堤部側から洗掘が進み，パラペットが落ち込んでいる例があつた．

d. 突堤のつけ根を護岸の中に埋め込み，突堤と護岸とを一体になる様施工した場所があつたが，突堤のつけ根が破かいし，それが護岸にも及んでいた．かゝる構造は好ましくない．突堤と護岸とは縁を切るべきである．

e. 樋門箇所は他の地点と同様やはり弱点となつており，側方から洗掘が進んで護岸のうらの土砂を流し出し，破堤している所もあつた．



図—24

5. 残存部の断面

大略を図—24に示す．

こゝでは表小段の端が高さ 2m 程の階段になつていた．捨石は 50～60cm のものであるが，殆んど散乱していない．パラペットに所々通路用に 1m 程の切欠きを作つてあつたが，裏の洗掘を招いて好ましくない．

6. 被災部に対する考察

a. 堤頂が低く，その上低い護岸を設けただけで，上部は土堤であつたが，護岸及び被覆を更に強化しなければならない．

b. パラペットに切欠きを設けるのはよくない．通路には階段を設けるなど，波浪を防ぐ事を第一に考えるべきである．

c. 突堤のつけ根を，護岸の中に埋め込ませる構造はよくない．突堤は護岸の防禦であるから，その破壊が直接護岸に害を及ぼさぬ様縁を切つておくべきである．

d. 樋門箇所は堤頂も低く，且つ土堤と剛構造との接合部であるため弱点となり易い．今後は樋門，樋管

の取付部の構造に注意し，少なくもつきつけで取付ける事は止めるべきである．

〔12〕 羽津海岸

1. **被災の程度**　護岸なき土堤で，道路兼用であつたがそれが所々で寸断された．

2. **破損状況**

前浜 70～100m 位あり良好である．従つて高さ 1.5m～2.0m 位の土堤を簡単な張芝で法面を保護する程度で護岸もなく築堤してあつたが，潮位高く波浪にさらされたため，所々で堤体が流出した．堤土は泥に近い微細な砂である．

3. **被災原因の推定**

a. 前浜が広大であつたので，波浪に対する考慮が殆んど払われていなかつた事．

b. 潮位に比して堤頂が低過ぎた事．

〔13〕 午起海岸

1. **被災の程度**　浦賀ドックの船渠跡が大突堤を形成し，これより南約 500m の間は前浜あり．前浜ある部分は被災していないが，前浜が尽きる所から災害をうけている．

2. **破損状況**　径 50cm 位の石張護岸が，高さの半ば以上倒かい．

3. **海岸の状況**

a. 波浪： 堤頂を溢波した模様．

b. 前浜： なし．

c. 突堤： なし．

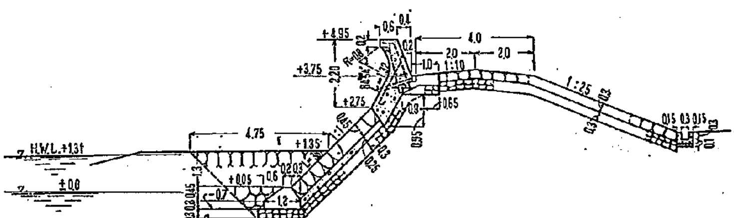
4. **被災原因の推定**

a. 前浜の広い所と狭い所とを殆んど同一の高さに築堤した事．すなわち，前浜の効果の見積りが適切でなかつた．

b. 被覆が不充分で波浪の洗掘に耐えなかつた．

5. **残存部に対する考察**

同海岸三滝川左岸に延長 120m に亘り四日市港務局施工になる海岸堤防あり．今回の災害を免れた．その断面をみるに，天端及び裏法がコンクリートで充分被覆され，設計がすぐれていた事がわかる．これが災害を免れた大きな原因であろう．図—25にその断面を示す．



図—25

〔14〕 下筌田海岸

1. 被災の程度　殆んど完全に残つた.

2. 堤防断面　表法は2分位の比較的急な勾配で，50cm径の練石積被覆で，厚さ約40cmの裏込めあり，パラペットの高さは，堤防天端より約1mあり，天端幅は4～5mで，裏法は1.5割で玉石張りになつている.

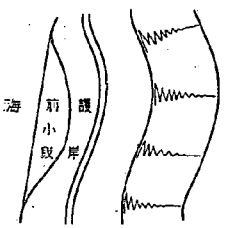
3. 海岸の状況

a. 波浪：堤頂が比較的高いから，波浪は殆んど防ぎ止め得，飛沫を多少うけた程度と推定される.

b. 前浜：20m位の幅を有し，砂質は中砂である.

c. 突堤：径0.8m～1.0m位の空石積突堤で，間かく50m～100m，長さ30m位で効果もあがつているが，先端の高さが高過ぎ，もつと低い構造であれば前浜のつきは一層よかつたと思われる.

d. 法線：堤防法線が局部的に凹所となる箇所（図—26）には，表小段を設け，海岸線の不規則性を避けた事はよい設計である．但し小段の高さはH. W. L以上にすべきであろう.



図—26

又所々パラペットに切欠きを設け，1～1.5m位すき間をあけて通路に使つている所があつたが，裏法の被覆がよかつたためか直接被害はなかつたが，弱点を作つて好ましくない.

4. 残存部に対する考察

a. 堤頂が比較的高く，波を防いだ事.

b. 突堤が，かなりよくきいて前浜が出来ていた事.

c. 裏法も石張被覆され洗掘を防いだ事.

d. 堤防法線の局所的凹所には表小段を設け，波力の集中を防いだ事.

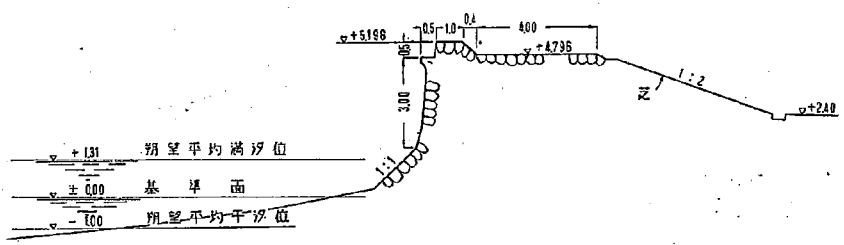
以上の点が災害を免れた主なる理由であろうが，

e. 表小段はH.W.L以上にした方がよく，

f. パラペットに切欠きを設けるのはよくないと思う.

〔15〕 若松海岸—残存部

1. 堤防の断面　図—27に示す如き，極めて堅固な構造を有し，殆んど被害をうけなかつた．堤体はコンクリート直立式と土堤との組合わせ型で，コンクリート部は更に黒御影でまいたものである.



図—27　鈴鹿市南若松町字山中地内若松海岸横断図

a. 護岸・張石：径 50cm 位の黒御影を用い施工極めて丁寧な練積みである．表法は2分の急勾配で上部は彎曲せしめて波返しを兼用せしめ，石張りはパラペット，天端を過ぎて裏法肩におよんでいる．

b. 捨石：捨石は径 0.7m～0.8m のもので，表法勾配が急なためか，わずかに散乱している．

c. 被覆：裏法肩まで石張りとし，裏法面は芝で被覆してある．裏法尻には側溝を設け，それに続いて防潮林があり，その配置，構造は秀ぐれたものと云えよう．

2. 海岸の状況

a. 波浪：多少波が越えた模様である．現地の人の話ではパラペットなき部分は 50cm 位の水深で波が越えたとの事であつた．

b. 前浜：殆んどなし．

c. 突堤：なし．

3. 残存部に対する考察

a. 堤頂が充分高かつた事．

b. 堤体の被覆が入念で，裏法の洗掘が防がれた事．

c. 裏法尻の側溝も効果があり，大部分の場所にみられた裏法尻の洗掘がこゝではみられなかつた．

d. 防潮林も堤体から離れて設けられ，堤体に支障を与えなかつた．

以上の諸点が秀れていたが，

e. たゞ地盤沈下の跡が所々に見られ，パラペットと堤体との間にきれつが出来ている所もあつた．今後の補修が必要である．

〔16〕 若松海岸——被災部

前記残存部より北約 200m 位の地点からは，堤頂低く被災した．

1. 被災の程度　護岸の高さ半分位から上は堤土が流出している．

2. 堤防断面

a. 護岸：径 20cm の玉石張りの所と，厚さ 10cm，50cm 角位のコンクリートブロック張りの所と両方あり，裏込めは 10cm 厚位である．

b. 被覆：張芝あつた様子であるが，あまりよくついていない．

3. 海岸の状況

a. 波浪：幅 5m 位の前浜があつて前記残存部より堤防前面の水深は浅い様であつたが，破損状況からみて完全に溢波した模様である．

4. 被災原因の推定

a. 堤頂が低過ぎた事．

b. 被覆が前面のみで，天端及び裏が殆んど露出状態に近く波浪の洗掘に耐えなかつた事．

〔17〕 白子海岸

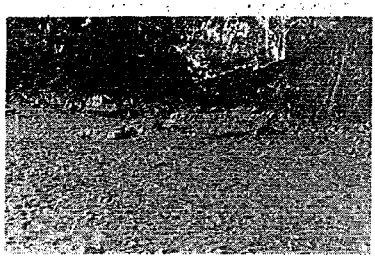
1. 被災の程度　300cm 以上の区間に亘り，護岸基部から全壊，表法護岸倒壊して甚だしく散乱．

2. 破損の状況

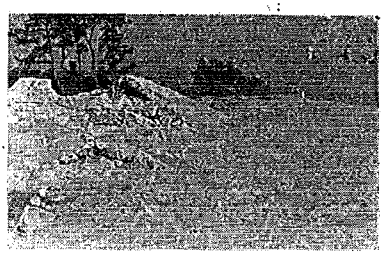
a. 護岸：30～40cm 径の石張りの下層に，厚さ 20cm 位の裏込めあり，護岸は前方に倒在せず殆んど

が後方に移動していた．

b. 堤土が真土である場所は堤体の下半分位が残つていた．



写真—12 白　　子



写真—13 白　　子

3. 海岸の状況

a. 波浪：溢波した事は確実である．

b. 前浜：幅 15m 位の良好な前浜あり，砂質は良好な中砂で，復旧に際してはコンクリート骨材として利用できると思われる．

c. 突堤：長さ 20m，間かく 50m で効果あり．

4. 被災原因の推定

a. 張石が殆んど前方には散つていない所をみると，裏から堤土が流され護岸が倒壊し，後方に飛び散つたと推定される．

b. 従つて堤体の被覆（被災後で工法が明らかでなかつたが）も不充分であつたと思われる．

5. 被災部に対する考察

a. 堤頂が低過ぎる．

b. 堤土が真土である所は完全流失を免れて残つているから，堤体は真土で仕上げるかあるいは少なくも表面を真土で巻くようにしたい．

c. 基礎は洗掘されていないから，従前の工法及び構造で充分と考えられる．

〔18〕 豊津浦海岸

1. 被災の程度　砂丘を利用して築堤したものであるが所々きれて浸水した．表面の芝も洗い流された所多く半壊．

2. 破損の状況　勾配極めて緩かな砂浜で，前浜の幅は 100m 以上におよぶ，砂丘を利用して築堤し，簡単な芝被覆を施してあつたが，潮位が高く洗い流されたと思われる．護岸，基礎などはない．

3. 海岸の状況　前浜が極めて広大で，波浪は堤に達する以前に充分減衰したと推定されるが，潮位に対し堤頂が低過ぎたのであろう．

4. 被災原因の推定

a. 潮位に対し堤頂が低過ぎた事．

b. 被覆が不充分であつた事．

5. 被災部に対する考察

a. 堤頂が低過ぎる.

b. 堤土が砂質の場合は，少なくも真土で一度巻いた後張芝を施すか，あるいはコンクリート被覆とするか，単に砂地の上に張芝しただけではいけない.

〔19〕 松本崎

1. 被災の程度　安濃川左岸の屈曲部及び前面堤が半壊.

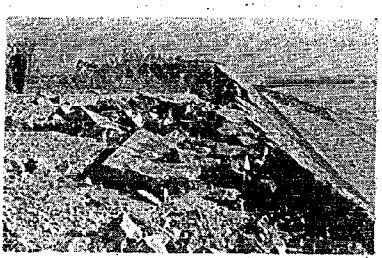
写真—14 豊 津 浦

2. 破損の状況

a. 護岸：径50cm位の練石積みで，こゝのパラペットは比較的大きい．パラペット基部から剪断されている所が可成りあつた．安濃川左岸の屈曲部は5分の急な表法で径50cmの石張りを施してあるが，目地はpoorなモルタルである．裏込めは厚さ20cmであつた．堤土は微細な粒子でローム質である.

b. 捨石：径1m位の捨石が施してあり，前浜がないに拘わらず基礎が洗掘された形跡はない.

c. 被覆：安濃川左岸ではローム質の堤土で，表法肩よりやゝ下方まで石張りを施し，それから上裏法にかけて張芝を施してあるが，波浪により護岸から上部は洗掘されている．たゞ所によつては堤土の表層を真土で仕上げている場所もあり，その部分はかろうじて残つていた.



写真—15 松 本 崎

3. 海岸の状況

a. 波浪：堤頂を全面的に溢波したと考えられる.

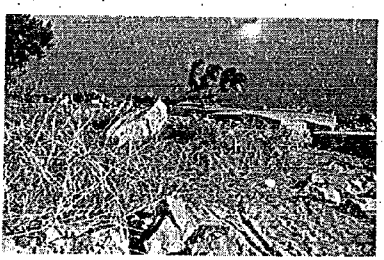
b. 前浜：前浜はないが，全体として遠浅である．基礎は洗掘されていない.

4. 被災原因の推定

a. 堤頂が低過ぎて，全面的に溢波した事.

b. 被覆が張芝で，波浪の洗掘力に耐えなかつた.

写真—13 松 本 崎



写真—17 松 本 崎

c. 安浪川左岸の護岸は目地モルタルが poor で目地があき，堤土が吸い出された．

d. 前面堤が欠潰し浸水したため，河口堤は裏，裏両側から波の作用をうける状態になつた事．

e. パラペットが比較的大である上に堤土が流失したため，パラペットと石張りとの接合点から波力で倒壊した．又さほど堤土流失のないところでも，パラペットの高さが大きいために直接波力にさらされ石張りとの接合点から倒壊している．

5. 被災部に対する考察

a. 堤頂が低過ぎる．

b. 天端及び裏法の被覆は張芝では不充分である．

c. 目地の詰モルタルが poor に過ぎた．

d. 堤土が砂である時には，山土で被覆する事．

e. 基礎の深さ及び捨石の大きさは充分である．

f. パラペットは，張石との接合面で剪断力に耐える設計でなければならない．L型あるいは三又のパラペットとする等その一案である．

〔20〕 乙部海岸

1. 被災の程度　天端及び裏法を張芝被覆に止めてあつたため波浪で堤土が流出した程度であつて，洗ケ所はできていない．

2. 破損の状況

a. 護岸：表法は径 40 cm，1.5割の練石積み護岸で，その下層に径 5 cm 厚さ約 30 cm の割栗裏込めがあり，更にその下層に厚さ約 6cmの真土をまいてあつた．パラペットは設けてないが，護岸はさほど被害をうけず，堤土の表層が流出している程度であつた．

b. 被覆：張芝であるが，丁寧に施工された箇所は殆んど原形のまゝ残つているものもあつた．

写真—18 乙　部

写真—19 乙　部

3. 海岸の状況

a. 波浪：わずかに盛波した程度であろう．

b. 前浜：幅 30cm 程度の良好な前浜あり．砂質は中砂．

c. 突堤：長さ約 20m，間かく約 50m で設けてあり，有効に働いている．

4. 残存部の状況

被災部は特別な地形上，構造上の差異はなく，結局被覆の良し悪しが被害程度を左右したのであろう．

5. 被災原因の推定

a. パラペットがない構造で，天端を張芝被覆で止めてあつたゝめ，波浪によつて洗掘されたのであろ

う，少なくもパラペットを設けるなど，法肩の洗掘を防ぐ方法を講じておくべきであつたろう．

6. 被災部に対する考察

a. 前浜が良好であつた事が，堤体を保護し，半壊程度にくい止め得た大きな原因であろう．

b. 又張芝でも丁寧に施工された部分はかろうじて原形を残している所から考えて，堤体材料があまり良好でない堤防では被覆に特段の注意と工夫をこらすべきである事がわかる．

〔21〕 伊倉津海岸

1. 被災の程度　前面にパラペットをつけた部分は被災していない．被災箇所にあつては，裏込め流失し護岸半ば以上倒壊しているが，澪ケ所はできていない．

2. 破損の状況

a. 護岸：50cm 径の練石積みであるが，裏込めは流失して細部は不明．

b. 捨石：捨石はないが，基礎の洗掘はなかつた．

3. 海岸の状況

a. 波浪：わずかに溢波するか，表法肩を波がたゝいた程度と推定される．

b. 前浜：幅約 15 m の前浜あり．砂はやゝ細かく 0.5 mm 以下であろう．

c. 突堤：長さ 20 m 程度の石積み小突堤あり，よく砂がついていた．然しもともとこの海岸は極めて遠浅で，災害前には突堤の沖に自然の洲が発達していたそうである．

4. 残存部の状況

パラペットを設けた部分は，前浜が殆んどないにも拘わらず被害がなかつた．被災箇所の地形は，縦断時に $\frac{1}{200}$ 位の緩い下り勾配の低地に当り，結局堤頂の低い所に被害が集中したのであろう．パラペットのない所でも堤頂の高い部分は裏法肩が原形に近い高さで残り，表法肩附近のみが破壊されている事から考えて，縦断方向の流れが護岸の裏込めを流失させ，表法肩附近の破壊をもたらしたものと推定される．

5. 被災原因の推定

a. 護岸が表法肩で終つているため堤土とのつぎ目が弱点となり，縦断勾配のために生じた縦方向の流れで堤土が流失したのであろう．被災部にあつても，裏法肩が比較的高いまゝに残つていた事から考えても，全面的に溢波したのではないだろう．恐らく波は，表法肩をたゝく程度であつたと思われる．この海岸は遠浅で然も沖に洲があつたとの事であるから，洲が波を大いに減衰させたと考えられる．

〔22〕 鶴村地先

1. 被災の程度　裏込めが流失し，護岸も半ば以上破損．澪ケ所あり．

2. 破損の状況

a. 護岸：30cm 径位の練石積み護岸が倒壊．裏込めは径 5～10cm の栗石を厚さ 30cm に施し，その下に更に厚さ 30cm の粘土を入れてあつた．表法勾配 1.5 割．

b. 捨石：澪ケ所で，ほゞ L.W.L 位の高さ迄径 1m 位の捨石が残つていた事からみて，基礎の洗掘には耐えていたらしい．

c. 被覆：良好な張芝で，波浪によつてもさほど洗掘されていない所もあつた．

3. 海岸の状況

a. 波浪： 土地の人の話では，堤頂を 1m 位の水深で溢波したとの事であつた．

b. 前浜： 幅 50m 位の良好な前浜があるが，それが被災部では幅と高さ共に可成り減つていた．高さは H.W.L 附近である．砂質は 0.5mm 程度の中砂で復旧に当つてはコンクリート骨材として利用できよう．

c. 突堤： 長さ 50m，間かく 100m，高さ H.W.L のものと長さ 20m，間かく 30～50m，高さ L.W.L. のやゝ上程度のものとの 2 種類あり．前者は長過ぎ又高過ぎるため，汀線を不規則にして好ましくない．

d. 樋門： 澪ケ所は新田の角ぐう部にあり，地形から考えて樋門と推定された．

4. 残存部の状況

表法勾配 2 割以下．堤体は良好な張芝被覆である．前浜は H.W.L より高い砂洲になつている．被災部と残存部との境に長さ 50m，高さ H.W.L に近い大きな突堤があり，こゝで前浜の幅と高さが急変し被災部では前浜の幅も高さも可成り減つていた．残存部に樋門がない事からも，澪ケ所は樋門であるらしい

5. 被災原因の推定

a. 前浜が残存部に比して貧弱で，それだけに波のエネルギーが大であつた事．

b. このような場所にあつては，張芝被覆では波浪の洗掘に耐えず堤土が流失した．

6. 被災部に対する考察

a. 堤頂が低過ぎ，全面的に溢波した事．

b. 堤体被覆が張芝では波浪の洗掘を防ぎ得ない．

c. 護岸下層に厚さ約 30cm の粘土を巻いてあつたのは，堤土の吸い出しを防止しまた一方不等沈下に対しても cushion の役割をなすので良い工法である．

d. 50 m 以上にもおよぶ突堤は長過ぎ，このため前浜の幅と高さが不規則になつた．長さ 20 m 前後の短い突堤を間がくせまく設けるべきであろう．

e. 樋門は海に面した表側につけず，必ず川に面した裏側に設けるべきである．

〔23〕 天白海岸

1. 被災の程度： 海岸より約 1 km 上流における橋梁取付部の欠潰に始り，その下流の河口堤は可成り被害をうけている．前面堤では澪ケ所延長約 150m あり．

2. 破損の状況

a. 護岸： 前面堤は 3 割位の緩い表法に，50～70 cm の張石護岸で，30 cm の厚さに裏込めを施してある．河口堤は盛積みで，前面堤の欠潰により裏からも波が廻り前面からの吸い出しと，裏法の亡りで破堤した．

b. 被覆： 前面堤は天端および裏を芝で被覆してあつたが波浪に対しては不充分である．河口堤は被覆してない箇所あり．堤土が亡り落ちている．

3. 海岸の状況

a. 波浪： 前面堤は完全に溢波されたであろう．

b. 前浜： なし．

c. 樋門： 前面堤が欠潰浸水した後，風向が変つて堤防が表裏両方から波をうける結果となつたため，樋門箇所は取付部から洗掘が進んで破壊した．

4. 被災原因の推定

a. 前面堤は潮位に比して堤頂が低過ぎる.

b. 河口堤も堤頂が低いがその他に，前面堤の欠潰により裏に水が廻り，裏法がけずられた事も被害を大きくした一因であろう.

c. 河口堤にあつては，護岸を空積みにしてあつたが吸い出しをうけて堤土が流出し，護岸がくずれている所があつた.

5. 被災部に対する考察

a. 前面堤，河口堤いずれも堤頂が低過ぎる.

b. 河口堤といえども護岸は練石積みとすべきである.

c. 前面堤の被覆は張芝では不充分である.

d. 樋門と堤体の取付けはつきつけではいけない.

e. 河口堤の裏法は1割位の急勾配であるが，水を含んで張芝が辷つている.

〔24〕 吹井浦海岸

1. 被災の程度　前浜が極めてよく発達した部分を除いては被害の程度は可成り大きく，澪ケ所もできた.

2. 破損の状況

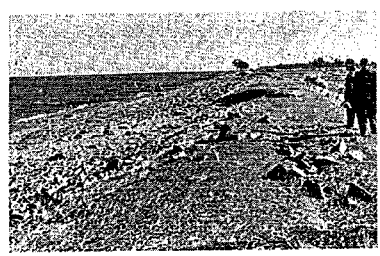
a. 護岸：　櫛田川右岸の導流堤に近い部分は前面護岸もなく，堤頂も低かつたため全面的に溢波し，殆んど堤体の全部が流出し跡を残していない.

それより東に向つて前浜が幅をまし，最も広い所では100m以上の前浜となつている．この部分では，護岸を施した所は完全には流出せず石積みが残つていた．30cm径の玉石々張で，裏込めとして5cm径の栗石を40cm厚に入れてあつた.

写真—20 吹 井 浦

更に東では前浜の幅は漸減し，前浜が尽きる所から澪ケ所となつている.

澪ケ所の護岸は径50cmの練石積で，径5～7cmの栗石を裏込めとして30cmの厚さに入れてあつた．護岸の石が，裏法尻から50m以上はなれた地点まで散乱し，激しい波浪にさらされた事が想像される.



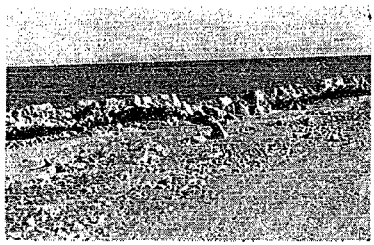
写真—21 吹 井 浦

b. 捨石：　前浜の発達した箇所は勿論，前浜がなく全面的に破堤した場所にも捨石はないが，基礎は洗掘されていない.

c. 被覆：　張芝を施してあつたが，強大な波浪の洗掘力に耐えなかつた.

3. 海岸の状況

a. 波浪：　櫛田川右岸の導流堤基部は，堤頂も低く堤体も跡をとゞめていないから全面的に溢波したに



写真—22 吹 井 浦

写真—23 吹 井 浦

違いない.

又それより東に進むに従い護岸が設けられ堤体が強化されているに拘わらず堤体が殆んど完全に流失し，護岸の石塊が可成り遠方まで散乱している所からみても，相等の水深で堤頂を溢波したものと考えられる.

b. 前浜： 櫛田川右岸に長大な導流堤があるため，導流堤基部には広い前浜が形成されているが，東に寄るに従い前浜の幅が減じ最も甚だしい被害をうけた所では僅か 2～3 m 位の狭いものになつている．海岸の砂質は中砂で，コンクリート骨材に利用できよう.

c. 突堤： 前浜の幅が減じた所に，長さ 20m，間かく20m程度の突堤が数本入れてあるが，櫛田川の導流堤があまり長大なためか効果はあまり見られない.

4. 被災原因の推定

a. 堤頂が低過ぎ全面的に溢波があつた事.

b. 天端及び裏法の被覆が張芝で，強大な波浪の洗掘力に耐えなかつた事.

c. 護岸目地からの吸い出しもあつた模様.

5. 被災部に対する考察

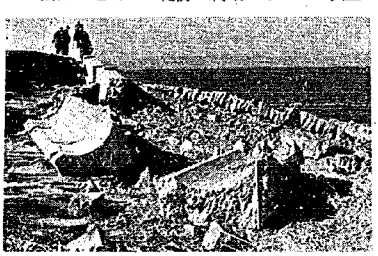
a. 前浜の狭い場所は，堤頂を更に高くしなければならない.

b. 堤体被覆は，張芝のみでは不充分である.

c. 櫛田川右岸の導流堤基部は可成り良好な前浜があるが，この部分は護岸を設けていないため完全に堤体が流失した．堤防表法は少なくも護岸を設ける必要がある.

〔25〕 下御糸海岸——東黒部

1. 被災の程度 堤防の終端から 50 m 以上の間堤体が上半分流出し，可成り大きい自立式パラペットが寸断されていた.



写真—24 東 黒 部

又海岸線より約 200m 上流に設けられた樋門は，土堤部との取付け悪く破堤，浸水していた.

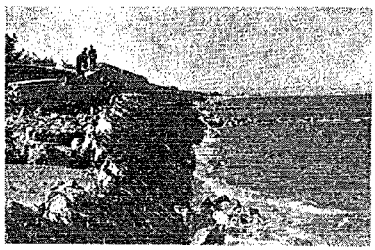
2. 破損の状況

a. 護岸： 表法勾配 1割，径 50cm の練石積みで 5cm 径の栗石を 20cm 厚に入れて裏込めとしている．パラペットは高さ約 1m の重力式になつている.

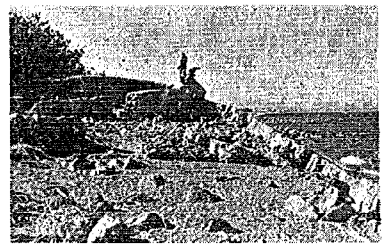
b. 被覆： 天端及び裏法は張芝被覆で，所々洗掘の跡がみられた.

c. 樋門： 海岸線より約 200m 上流まで土堤で退き，樋門を設けてあるが，堤との取付けが悪くそこか

ら破堤した.



写真—25 東 黒 部



写真—26 東 黒 部

3. 海岸の状況

a. 波浪： パラペットの天端は可成り高いから，さほど激しく溢波したとは考えられない.

b. 突堤： 長さ 20m，間かく 50m で突堤があるが，前浜殆んどなく効果はうすい様である.

4. 残存部の状況

パラペットの天端は可成り高く被害も天端及び裏が多少洗掘されただけで済んだ．但しパラペットの重量が大なるためか所々不等沈下を生じていた.

5. 被災原因の推定

a. 前面堤は，堤端の処理が悪く端から破壊が始まりそれが順次縦断方向に拡がつて堤土が流出し，そのためパラペットが折れて倒壊したのであろう.

b. 又パラペットが重量大で不等沈下を生じ所々パラペットにきれつができていた事も被災の原因であろう.

c. 樋門部は土堤との取付け方法が悪かつた.

6. 被災部に対する考察

a. 堤端は陸側に曲げ込んで終る様にするとか，何等かの強化策を講じなければ弱点となろう.

b. 天端及び裏法の被覆は張芝ではやゝ不充分である.

c. 不等沈下のおそれある箇所に，重力式の重いパラペットを設ける時は余程基礎を固めねばならないから，得策でない．L型あるいは三又のパラペットはこの意味でも荷重を分散させて好ましい.

d. 樋門と土堤との取付けは，つきつけを避けるべきである.

V 被災原因と復旧に当り注意すべき事項

前章において，各地区各に堤防の被災前の状態と被災の原因とについて述べた．筆者の1人佐藤*は，横田技官と共に昭和27年四国の海岸堤防を視察したがその報告書の中で，堤防の設計に対し“溢波，飛沫の双方を受ける場合，飛沫のみをうける場合，双方とも受けない場合との区別がない事,,を指摘し又“異常高潮，波浪，飛沫をも含めて充分な高さと波返しを造る場合は天端及び裏法は芝付でもよいが，不充分な場合は石張又

*) 横田周平，佐藤清一 四国地方海岸工事視察報告，河川，昭和27年2月.

はコンクリート張りとすべき事,,を提言した.

この事は,今回愛知・三重両県の災害についても,まさしくあてはまり,被災の最も大きな原因は,異常高潮,波浪,飛沫等の見積りが当を得なかつたため,溢波あるいは飛沫の処理が不充分で,堤体土の流失を招いたものと推定される.

以下細部に亘つて,被災原因を考察し,設計,施工に当り特に注意すべき事項を指摘したいと思う.

〔1〕 堤防断面

1. 堤防の高さ

堤防の高さは,大部分の場所で低過ぎ,溢波あるいは飛沫の洗掘により裏から堤土が流出している個所が大部分であつた.特に堤防が低く,堤頂を可成りの水深で溢波したと思われる場所では,澪ケ所ができたり,堤土が殆んど完全に流失して跡を留めない有様であつた.

目立つた例をあげると,

吹井浦海岸——柳田川右岸附近

天白海岸

白子海岸

半田武豊海岸——北新田

吉田一色海岸——真野・千生新田

等である.

例えば吹井浦海岸では,柳田川右岸導流堤基部附近及びそれより約 1km 東の前浜がなくなつた部分で堤体が殆んど完全に流失しており,その中間部の比較的前浜の幅の広い所は半ば堤体が残つている.柳田川右岸導流堤基部附近は特に堤頂が低いものであつたが,その約 1km 東の部分は,他に比し,堤頂が低いものではなくこの部分が,それに隣接する個所より甚だしい災害を蒙つたのは,前浜の有無すなわち堤防の前面水深の変化による外力の変化のためと考えられる.従つて今後の設計に当つては,堤防前面の水深変化の影響を正しく折込んでいかねばならない.

2. 波返し

波返しは,高さ 0.5m～1.0m のものが多く,かなりの効果をあげていた.

例えば

下御糸海岸

伊倉津海岸

吉田一色海岸——東実録新田

〃 ——竹生新田

〃 ——白浜新田

の海岸では,パラペットなき部分は堤体流失して甚だしく被災したに対し,パラペットを設けた部分はかろうじて残存した.堤体被覆の相違等も考えねばならないが,波返しも可成りの効果をあげたものと考えられる.

但し波返しの設計に当つて,自立式の重量大なる構造を採用した場合と,然らざる場合との構造上の区別が明瞭でない.自立式で,重量大なる構造とする場合は,波返しの基礎を充分強固にしておかなければならない

に拘わらず，この点の配慮が不充分で，波返しの倒壊を来たしたり，法面との接合部にきれつができたりした例があつた．

例えば下御糸海岸では，(写真-24～26)，波返しの重量のため，堤防の縦断方向に不等沈下を生じ，そのため堤体と波返しとの間に間隙ができて，そこから洗掘された跡がみられ，松本崎では堤体とパラペットとの接合部が弱点となり，波力でパラペットが剪断倒壊した．

例．下御糸海岸

松本崎海岸

吉田一色海岸——高島新田

〃　——豊岡新田

又波返しを所々で切断し，通路としてある場所があつたが，この様な場所では，裏法が洗掘され破壊の原因をなしている．階段を設ける等適宜の構造を採用し，波返しを切断して開口部を作る事は避けるべきである．

例．下筌田海岸

吉田一色海岸—— 豊岡新田

3. 前面護岸

コンクリート張又は練石張が用いられ，勾配は1割5分程度のものが多く，護岸基礎が洗掘された個所は殆んどなかつた．

前面の護岸は，コンクリート張り，練石積のいずれの構造にせよ，内部堤土が絶対流失しない様施工されていなければならないが，所々に施工不良の箇所が見られた．

例えば天白海岸では，空石積の護岸を用い．甚だしい堤土の吸い出しをうけていた．この箇所は，河口堤で前面に比し，比較的外力が小さいに拘わらず，この様な災害をうけた．

上野横須賀海岸の川南新田では，表法勾配約1割で比較的急であり，且つ練石積の目地が不充分なためであつたため堤土が吸い出された．この他愛知県海岸では，練積みの目地にたゝきを使用した所数ケ所あり．いずれも吸い出しを免れなかつた．

例．半田武豊海岸——北新田

〃　——沢田新田

上野・横須賀——川南新田

松本崎　——安濃川右岸

又護岸が表法肩あるいはそれより以下で止り，それから上は張芝土堤になつている所もあつたが，この様な場所は，護岸と土堤部との接合点から必ずと云つてもよい位洗掘されていた．少なくも，表法は完全な被覆を施さねばならない．

例．鵜　海　岸

伊倉津海岸

吉田一色海岸——東実録新田

〃　——真野・千生新田

〃　——吉田新田

パラペット法面との接合部あるいは表小段と上部構造との接合部等表法面の不規則な場所は，しばしば弱点となつて，そこから吸い出しをうけたりあるいは護岸の崩壊を招く事がある．

例．吉田一色海岸——高島新田

吉田一色海岸——豊岡新田

又古い護岸を利用し，その上に新しい護岸を継ぎ足した場合にも，その継目が弱点となる事もある．

例．半田武豊海岸——沢田新田

4. 堤頂及び裏法の被覆

殆んどすべての堤防は，高さが溢波又は飛沫を避けるに充分でなく，従つて堤頂及び裏法は洗掘防止のため適当な被覆を施さねばならないが，今回の経験では，二三の例外はあるが，張芝被覆では堤土の洗掘，流失を防ぎ得なかつた．

被覆よく災害を免れた例としては，

下笠田海岸——裏法も石張で被覆

若松海岸——裏法肩まで石張とし，裏は良好な張芝被覆

午起海岸——天端及び裏法．コンクリート被覆．

吉田一色海岸——東実録新田　裏法小段までコンクリート被覆

之等の例から見れば，堤体の被覆が良ければ，今回の被害も余程軽減されたと思われる．

被覆悪く，裏法が洗掘されて被害をうけた例としては，

鵜海岸　張芝被覆

乙部海岸　張芝被覆

吹井浦海岸　張芝被覆

天白海岸　張芝被覆

上野横須賀海岸——川南新田　張芝被覆

半田武豊海岸　——沢田新田　張芝被覆

吉田一色海岸　——東実録新田　張芝被覆

〃　——真野・千生新田　張芝被覆

〃　——豊岡新田　張芝被覆

堤土は山土を用いるのが望ましいが，全体を山土で巻かなくても，表層のみに山土を用いて可成りの程度迄洗掘を防ぐ事ができる．又山土の表層は不等沈下に対する緩衝層の役目もなすものである．

例．伊倉津海岸

白子海岸

5. 裏法勾配

裏法勾配も，うける外力は表法に比し小さいとは云え，極端な急勾配にする事はできない．天白海岸の河口堤では，裏法を1割の急勾配で仕上げそのため水を含んだ表層が，芝と共に辷り落ちていた．裏法も1割より緩かでなければならない．

6. 表小段と堤防法線

表法に小段を設ける事は有効であるが，小段の高さを H.W.L 附近におく時は，小段と上部法面との接合部が波力最大の位置となり，兎角弱点を作り易い，小段の高さは H.W.L 以上とすべきであろう．

又堤防法線の凹部には，表小段を設けて波力の集中を防ぐのがよいと思われる．下浜田海岸では，この様な設計を採用してあつた．

7. 堤防端の処理

土堤部とコンクリート堤との接合部あるいは堤防の端部は，特に被害を蒙り易い．下御糸海岸の災害は，端部からくずれ始め，側方からの洗掘で堤土が流失し，被害を蒙つたものと推定される．堤防の端部を，堤内へ曲げ込んでおく等も一案であろう．

土堤部とコンクリート堤との接合点から災害をうけた例としては，

伊倉津海岸

吉田一色海岸——白浜新田

〔2〕 樋門，突堤等附帯構造物との取り付け

1. 樋門．樋管．水門等

之等構造物はでき得れば，前面を避けて，川に面して裏側に設けた方がよい．又堤防との取りつけは“つきつけ”にする事は避けなければならない．今回の災害でも，之等構造物と土堤部との接合部から洗掘が進んだ例が多かつた．

鵠　海　岸

天白海岸

吉田一色海岸——千生新田

〃　——吉田新田

〃　——白浜新田

2. 突堤

突堤は，前浜の幅を一様にする様入れるべきで，あまり長大で且つ高い突堤を設けると，海岸線が不規則になり，あるいは風下側の堤防基礎が逆にせんくつされる事もある．

不適当の例

鵠海岸．　長さ 50 m にも及ぶ突堤があり，そこで海岸線が不規則になり，前浜の幅と高さが一様でなくなつた．

適当であつた例

伊倉津　長さ 20m でよく砂がついていた．

乙　部　長さ 20m，間かく 50m

白子海岸　長さ 20m，間かく 50m

然し突堤はもともと堤防の基礎を保護する為のものであるから，突堤は堤防本体と縁が切れていなければならない．吉田一色海岸——白浜新田では，突堤のつけ根を，堤本体の表法護岸の中に入り込ませた構造のものがあつたが，こゝでは突堤の破壊が堤本体に直接影響し，表法護岸をこわしていた．かゝる構造は避けるべきである．

〔3〕 防潮林

防潮林は，堤本体を避けて設けるべきものであるが裏法に防潮林があり，そのため堤体がゆるんだり，松の根本が洗掘されたりした例があつた．

設海岸

吉田一色海岸——東実録新田

〃 ——竹生新田

三重県若松海岸では，裏法尻から更にはなれて防潮林を設けてあつたが，模範的な設計と云えよう．

酸性河川の水質に関する調査研究 (2)

玉川の水質について（玉川温泉から鑓畑まで）

建設技官　有　泉　　昌
建設技官　野　本　誠　三
建設技官　牧　　隆　　正

（昭和 29 年 6 月）

目　　次

I　緒　言……(1)
II　玉川毒水について……(2)
III　採水地点及び分析法……(5)
IV　測定結果の検討及び考察……(9)
V　総　括……(24)

I　緒　　言

綜合開発の一環として水資源が利用される場合水質についても考慮を払わねばならない．我が国には異常水質河川，特に酸性河川が概して多い．河水が酸性である場合は利用されずに流下し，酸濃度の低下と共に利用されるにいたる．従つて酸性河川は流域の開発をさまたげ，生産力を低下させる．酸性河川水は水産又は灌漑用水としては勿論のこと水道用水，工業用水として使用できないし，また河川構造物を腐蝕させ，さらに河砂利を変質させてコンクリート用骨材の性能を低下させる．

河川水が酸性を示す原因はその流域より酸性物質の流入である．すなわち遊離酸を含有する温泉又は鉱泉，金属鉱山又は石炭鉱山の坑内水，工場廃水，さらに泥炭地に原因するフミン酸等が酸性の基因となる．従つて火山活動，人間の生産活動又は流域の利用状態によつて酸性河川の水質は支配され，長期間に亘つて水質が定まつているのではない．例えば鉱山の開発又は工場の新設に伴ない酸性河川が出現したり，火山活動の変化と共に河水の酸性度が変り，被害程度が増減することはしばしば認められている．

我が国の河川は酸性を示すものが多く，狩野等[1]によれば酸性等のために灌漑用水として使用しえない地域は 248 ケ所に達し，被害耕地面積は37,143町歩におよぶと云う．個々の河川については，塩入[2]，溝口[3]，幸野[4]，三浦[5]，岡村[6]等により玉川が，今野[7]により酣酔川及び須川が，塩入[8]により白石川が，谷津[9]により松川が，石井[10]により晋妻川が，吉良[11]により大野川が，入江等[12]により盤井川が調査されている．なお毒水問題については秋葉[13]の報告があるし，吉村等[14]による無機酸性水域の陸水学的研究がある．

酸性河川の水質に関する本研究は綜合開発計画のために酸性河川に堰堤が築造される場合，酸性度の現況を

測定し，貯水池の酸性度について検討し，利水効果を推定し，河川構造物の耐酸材料選定の資料を求め，酸性河川の骨材の変質状況を知り，更に流下中の減酸機構を解明し，支流の減酸能力と流域変更の可能性について論及することを目的とした．

本報告は我が国有数の酸性河川である雄物川支流玉川に建設される鎧畑堰堤計画に関連して，東北地方建設局の依頼により昭和26年より昭和28年に亘つて調査した結果であり，田沢湖の酸性化に関する著者[15]の第一報についで主として鎧畑地点より上流部の水質について報告する．

II 玉川毒水について

玉川は雄物川の支流である．玉川の水源は秋田県仙北郡田沢村の大深岳であり，秋田岩手県境の八幡平等の渓流を集め，五十曲で渋黒川を合流させ酸性河川となり，玉川部落岩目で小和瀬川を合流させ，田沢村生保内村地区で大先達川，小先達川及び生保内川を合流させ，再び山間部に入り堀内沢等を合流させて抱還地区で平地に出で，長野町で桧木内川を合流させ，さらに流下して大曲町で雄物川に合流する．玉川は昭和12年以降田沢地先で大先達川と共に田沢湖に導入されており，生保内発電所を経由して再び玉川に流入する．生保内川流入後は夏瀬堰堤貯水池を通過し，更に神代発電所貯水池を通過する．現在鎧畑堰堤が計画されている地点は田沢村鎧畑地先であり，313 km² の流域面積を持つ．

玉川は渋黒川の流入により酸性河川となり，玉川の田沢湖導入前は田沢村，生保内村，神代村，白石村，角館町，豊川村，雲沢村，長野町，四尾村，花館村等10ヶ町村約2,000町歩の農業に被害を及ぼし，更に農地の造成をさまたげていた．潅漑用水として使用しえない点より昔から“玉川毒水”と称し，天保の時代よりその除毒法が研究され，詳細な記録が残つている．これら除毒工事の沿革は三浦[16]により記述されている．

玉川の酸性問題については三浦[5]，塩入[2]，幸野[4]，岡村[6]等によりそれぞれ報告されているが，溝口[3]の報告は多くの資料を記載している．すなわち玉川毒水の問題は多数の人々により調査研究されてきたのである．しかし塩入[2]の報告を除いては流量測定を欠き，pH 以外の水質を表示する定量的資料が支流をふくめて公表されていない．なお多くは玉川の田沢湖導入前の資料であり，玉川温泉の湧出状況と関連して玉川毒水の現況を確める必要を認める．

玉川毒水の起源は玉川温泉である．玉川温泉は渋黒温泉又は鹿湯温泉とも云われ，我が国有数の酸性泉であり，北投石を産する点でも有名である．

なお我が国酸性泉の内水素イオン濃度が 10 mg/L 以上のものを既知の分析値[23]より集めて表－1に示す．この内遊離の塩酸を含有するものは玉川温泉の外に草津温泉，百沢温泉，浜館温泉等であるが，大部分は硫酸を主体としたものであり，草津温泉でも硫酸の方が塩酸よりはるかに多い．更に玉川温泉は泉温高く，湧出量も多い．この様に玉川温泉は我が国温泉の内でも特異な存在であり，現在までに多くの研究者により調査されてきた．玉川温泉は焼岳の中腹爆裂口の中央に湧出し，湧出孔は約10ケである．この地域の地質は始め巨知部[17]により調査され，地形又は地球物理的調査の結果は田中館[18]，斎藤[19]により報告されている．温泉の化学的研究は主として三浦[20]により行われたが菅沼[21]の報告もある．現在でも玉川温泉の地球化学的研究が実施されておりその一部は野口[22]等により報告されている．表－2には湧出量の最も多い大噴について各測定者に

表—1　我国酸性温泉の酸度（衛生試験所彙報より塩酸性泉およびH^+含量 10 m. mol/L 以上の硫酸性泉を集める）

温泉名	県	郡	pH	(H^+)m. mol/L	遊離硫酸 mg/kg	湧出量 m^3/day	分析時日
浜館鉱泉	青森	東津軽	2.30	4.97	181(HCl)	216	昭 8.10
百沢温泉	青森	中津軽	2.10	7.90	288(HCl)	684	昭 12. 8
渋黒温泉	秋田	仙北	—	74.3	2550(HCl) 425(H_2SO_4)	—	大 0.11
朝日鉱泉	福島	南会津	—	18.22	1786	—	大 3.12
吾妻温泉	〃	信夫	1.47	19.55	1918	2.2	昭 7. 3
万松寺鉱泉	山形	南村山	1.65	22.40	2195	3	昭 7.12
草津温泉	群馬	吾妻	—	24.88	499(HCl) 1080(H_2SO_4)	—	大 8. 8
〃（毒水沢）	〃	〃	—	28.02	1021(HCl)	—	大 3. 7
〃（湯畑）	〃	〃	—	30.55	309(HCl) 2167(H_2SO_4)	—	大 2. 5
〃（白根）	〃	〃	2.01	10.12	369(HCl)	288	昭 9.10
〃（白旗）	〃	〃	1.55	25.58	2507	71	昭 11. 9
那須温泉（湯本）	栃木	那須	—	10.51	1030	—	大 11. 9
樫立鉱泉	東京	八丈島	1.60	11.45	1123	1.8	昭 5. 4
金峰薬命泉	山梨	東山梨	1.70	14.4	1416	90	昭 10.10
甲斐天然鉱泉	〃	〃	1.50	27.9	2735	18	昭 10.11
一里塚鉱泉	長野	諏訪	1.29	31.2	3063	1.9	昭 9. 2
下諏訪鉱泉	〃	〃	1.14	10.2	794	28.8	昭 8.10
磯辺鉱泉	富山	氷見	—	24.31	2385	—	大 2.12
錦城鉱泉	兵庫	明石	—	11.97	1174	—	昭 5.11
豊川温泉	島根	美濃	—	13.19	1293	—	昭 5. 9
藤野鉱泉	岡山	和気	—	11.80	1157	—	昭 11. 4
三石鉱泉（野谷）	〃	〃	—	55.71	5464	—	昭 8.12
鶴海鉱泉	〃	邑久	—	24.5	2406	—	大 9.12
海地獄温泉	大分	別府	—	6.07	221(HCl)	—	明 45. 5
硫黄山鉱泉	〃	速見	—	63.33	6209	—	大 8. 5
金礎鉱泉	宮崎	東臼杵	1.10	13.58	1331	1.3	昭 5. 3

より行われた温泉分析値を示す．

これらの分析結果より解る様に玉川温泉の化学的組成は大体類似しており，SiO_2，SO_4，酸度の含量は概して一定であり，Cl 及び Na の含量はそれ程著るしい相異を示さない．しかし Fe，Al，Ca，Mg，K 等の含量は著るしい変動を示している．

玉川温泉の湧出量はそれ程減はなく，ほぼ一定であるとされてきた．多くの記載があるが何れも湧出量は5個とされており，測定方法等の正確な記載を欠いており，湧出状況の目測等より推定された数値が公表されている．滝口[3]の報告に引用されている吉田武郎の測定によれば大正13年9月12日の湧出量は 172 石/分であり，さらに大正14年9月13日に浮標法で求めた値は 146 l/sec である．斎藤[19]の大正15年8月の観測では湧出量は 5.0 個であり，また三浦[20]によれば大正15年8月，昭和11年6月8日，昭和12年5月3日，7月8日，8月3日の湧出量は何れも5個である．更に滝口[3]の報告に引用されている高橋六郎の観測によれば昭和11年7月19日の湧出量は5個である．玉川温泉の湧出量は季節的に又は降雨により多少は影響される

表—2 玉川温泉

	Cl	SO_4	SiO_2	Fe	Al	Ca	Mg	Na	K
1	—	1050	—	261	23.1	100	—	—	—
2	2699	1354	284	248.5	96.2	48.7	14.8	44.2	24.9
3	2455	1202	284.7	228	82.0	2.4	微量	83.4	16.6
4	2541	1290	260	172	116	59.8	17.9	—	—
5	4106	1620	384	109.1	214.8	124.3	44.6	89.2	58.1
6	3587	1411	308	83.9	177.8	148.6	39.3	85.6	19.7
7	2836	1525	260	193	116	69.3	24.0	—	—
8	2630	1257	264	67.4	136	2	43	44	39
9	3155	1321	301	99.4	188.0	77.5	48.6	47.1	35.1
10	3173	1238	282	75.2	204.3	117.3	34.8	51.8	27.5
11	2934	1248	265	77.5	233.1	74.9	21.4	49.6	43.2
12	3046	1236	265	95.7	189.8	96.6	23.3	47.9	45.2
13	3076	1367	268	360	206	89.1	19.9	41.7	8.0
14	2382	1128	—	62	118	99.2	42.1	55	31
15	2012	1197	261	75.4	121	134.9	17.7	—	—

pH [3] : 1.3 (昭和3.7.23) 1.2 (7.6.1) 0.9 (7.8.15) 1.7 (11.10.18)

ことが明らかにされているが，地下水の影響は余り大きくはないとされている．

本報は玉川温泉の地球化学的研究が目的ではない．玉川毒水の源泉としての玉川温泉については次の三つの事項が重要な問題であることを特に記しておく．

1．湧出量が季節的に変化しない，また降雨の影響も余りうけない．しかも湧出量が甚だ多く，泉温も高い．

2．湧出泉の酸濃度が余り変動しない．

3．湧出泉の酸は主として塩酸であり，酸度が高く pH は 1 前後であり，湧出酸量は 11～14 eq/sec である．

次に毒水の除毒法について簡単にのべる．毒水の源泉が温泉又は鉱泉の場合にはその湧出機構を研究し，特に水位，地下水の影響又は湧出圧を調べ，地下水の混入を防ぎ，又は水位を上げるために堰き止め湧出圧より大きい水圧を加える等の地球物理的対策が実施される．この様な方法が効果ないか又は実施しえない場合には源泉の近くで石灰石等を使用して中和することが考えられるが，地形的条件等に制約されて経済的でないことが多い．その場合には毒水を岩石又は土壌とできるだけ長時間接触させて減酸させる方法が考えられる．この方法は地下注入法であり，その注入される深さが岩盤に達する場合と比較的表層を滲透する場合があり，前者は松川水系の毒原である西寄妻鉱山鉱内水[1]に適用され，後者は玉川温泉に適用されている．注入された毒水は地下水脈中に入る場合もあるし，再び何れかの場所に湧出することもある．なお湧源期間中貯水するとか，流域変更するか，又は林地放流等が行われる．

玉川毒水の処理法については多くの提案があつたが大正15年までは放置されていた．大正15年地球物理的方法が試験され，その結果の一部は斎藤[19]により報告されている．その後昭和6年に至り土壌中を滲透させ

分　析　値　(mg/L).

酸度 N.NaOHc.c/L mg/L	其　の　他	蒸発残査	採水地点	採水期日	分析者	備　考
遊離 H_2SO_4 : 364	—	—	大沸下流150間	明32. 7.	石塚 鉄平	大元. 11. 分析
75 c.c	HBO_2 42.4	—	不　明	—	衛生試験所	
95 c.c	H_2S 痕量 HBO_2 微量	2562.5	不　明	大 2.10. 3	鈴木 辰蔵	
73.6 c.c	H_2S 3.0	2673.0	大沸下流	大13. 9.12	吉田 武郎	
〔H+〕: 118.4	PO_4 23.9 As 2.3	—	大　沸	大12. 7. 7	三浦彦次郎	
〔H+〕: 104.0	PO_4 13.7 As 2.8	—	〃	大13. 3.22	〃	
109.2 c.c	H_2S 9.4	2670.3	大沸下流30間	大14. 9.14	吉田 武郎	
HCl : 2549.7 H_2SO_4 : 424.7	—	—	不　明	—	菅沼 市蔵	昭3年報告
〔H+〕: 92.8	—	—	大　沸	昭 5. 8.12	三浦彦次郎	
〔H+〕: 94.7	—	—	〃	昭 6. 8. 7	〃	
〔H+〕: 90.6	—	—	〃	昭 7. 8.11	〃	
〔H+〕: 92.3	—	—	〃	昭 8. 8.14	〃	
HCl : 2867 H_2SO_4 : 214.7	HBO_2 42.4	2536.2	大　沸	昭11. 7.19	高橋 六郎	
pH : 1.3	Br 7.5, I 1.4 HBO_2 90	—	大　沸	昭26.	野口喜三雄	
M.O. 72.8 P.P. 89.6	—	—	大　沸	昭28.10. 4	有泉　昌	

て除毒する工事が実施されたが導水路の崩壊等のため中絶した．ついで三浦[5)24)]により研究されていた地下注入法が試験的に実施され，昭和13年6月よりやや大規模に実施され，その間変遷はあつたが昭和21年6月まで約3.5個の毒水が処理されてきた．

なお玉川温泉の湧出量は 4.4×10^6 m³/年であり，酸量は濃塩酸に換算して約45,000 tonに達し，約 1.1×10^4 ton の固形物質を地球上に運んでおり，又泉温は 100 °C に近く 50 °C まで降下する熱量が利用可能とすれば約 3×10^4 ton の石炭に相当する熱源と考えられる．玉川毒水の終極的処理は玉川温泉の工業的利用であり，その際には毒水問題は自然に消滅するであろう．

III　採水地点及び分析法

玉川水質の調査は (A) : 昭和28年10月2日～6日，(B) : 昭和26年10月3日～7日に実施したが，岩目地点のみは (C) : 昭和27年8月16日～17日にも調査した．試水の採取及び流量の測定は玉川本川，支川についてできるだけ多く実施すべきであるが，時間的又は地形的制約をうけ多数の測点を定めえなかつた．図—1に採水地点を示す．

試水の酸度，アルカリ度，塩素含量，pH，緩衝能等は現地で測定し，その他成分は特殊ガラス容器で実験室に持ち帰り分析した．分析法は第一報と同じである．試水は合流する支川の影響について十分注意し，流速の最も早い点で採取した．

流量の測定はプリース流速計による流速と河川断面より求めた．試水の採取時と流量測定時の間には3時間

表—3　玉川水

試水番号		採水地点	化学成分 mg/L					
			Ca	Mg	R_2O_3	SiO_2	SO_4	Cl
	1	玉川温泉大噴	134.8	17.7	337.0	261	1197	2012
	2	渋黒川：合流点上流 80m	12.6	7.8	36.6	53.0	126.3	209.1
	3	玉川：五十曲下流 500m	11.0	4.5	20.6	21.0	51.9	66.5
(A)	4	玉川：鳩湯地点	11.7	4.3	21.4	25.0	54.3	72.1
	6	玉川：岩目上流 800m	10.6	4.2	19.6	24.4	42.8	59.7
28.10. 2～	7	玉川：岩目下流 600m	9.0	3.5	14.2	17.6	32.9	46.1
	8	玉川：湯滝川合流点上流 400m	9.5	3.7	14.8	14.2	30.5	47.3
28.10. 6	10	玉川：尻高，玉川部落の中間	—	—	—	—	—	43.7
	11	玉川：尻高渡舟場	7.2	3.6	—	8.0	36.2	44.8
	12	玉川：鎧畑渡舟場	8.8	3.4	13.6	11.4	27.6	40.9
	14	玉川：導水路（田沢湖）	9.0	3.6	11.0	7.8	25.5	42.5
	2	渋黒川：合流点上流 80m	18.8	9.6	52.0	34.0	149.4	254.4
	3	玉川：五十曲下流 500m	10.5	6.6	17.5	14.5	56.8	73.3
(B)	5	玉川：戸瀬沢合流点下流500m	9.6	5.0	19.5	16.0	45.7	68.8
	6	玉川：岩目上流 500m	9.6	5.2	19.5	12.0	42.4	54.6
26.10. 3～	7	玉川：岩目下流 100m	10.0	4.5	13.6	16.2	30.6	32.9
	9	玉川：湯滝川合流点下流 100m	6.7	6.2	8.5	11.5	23.5	27.8
26.10. 7	11	玉川：尻高渡舟場	7.7	3.5	9.5	5.5	23.5	27.7
	12	玉川：鎧畑渡舟場	7.0	5.5	10.0	5.5	22.6	24.1
	6	玉川：岩目上流 200m	—	—	—	—	—	41.8
(C)	6	玉川：岩目上流 200m	—	—	—	—	—	41.3
	6	玉川：岩目上流 200m	—	—	—	—	—	40.2
27. 8.16～	7	玉川：岩目下流 600m	—	—	—	—	—	33.8
	7	玉川：岩目下流 600m	—	—	—	—	—	33.5
27. 8.17	7	玉川：岩目下流 600m	—	—	—	—	—	33.0

表—4　玉川支流

試水番号		採水地点	化学成分 mg/L				
			Ca	Mg	R_2O_3	SiO_2	SO_4
	16	大深川：五十曲上流 200m	6.0	2.6	2.8	—	13.6
	18	戸瀬沢：玉川合流点上流 300m	—	—	—	—	—
(A)	20	小和瀬川：玉川合流点上流 100m	3.5	1.5	1.4	11.8	5.4
	21	岩目沢：玉川合流点上流 100m	—	—	—	—	—
28.10. 2～	22	湯滝川：玉川合流点上流 200m	—	—	—	—	—
	26	先達川：導水路（田沢湖出口）	16.9	4.3	2.8	18.4	51.9
28.10. 8	27	小先達川：玉川合流点上流 300m	38.9	19.6	2.0	26.8	68.7
	28	生保内川：玉川合流点上流 2000m	—	—	—	—	—
	29	枯木内川：下枯木内付小滝地先	—	—	—	—	—
	16	大深川：五十曲上流 200m	4.8	4.7	3.0	17.5	18.5
(B)	18	戸瀬沢：玉川合流点上流 300m	3.4	5.9	4.0	16.0	7.0
	20	小和瀬川：玉川合流点上流 100m	4.5	4.0	3.5	15.0	11.1
26.10. 3～	22	湯滝川：玉川合流点上流 200m	6.1	3.6	3.5	10.0	11.5
	20	小和瀬川：玉川合流点上流 100m	—	—	—	—	—
(C)	20	小和瀬川：玉川合流点上流 100m	—	—	—	—	—
	20	小和瀬川：玉川合流点上流 100m	—	—	—	—	—
27. 8.10～	26	先達川：導水路（田沢湖出口）	17.5	5.2	10.5	16.0	44.9
27. 8.17	28	生保内川：玉川合流点上流	10.0	3.0	6.5	5.0	12.4

質　分　析　値

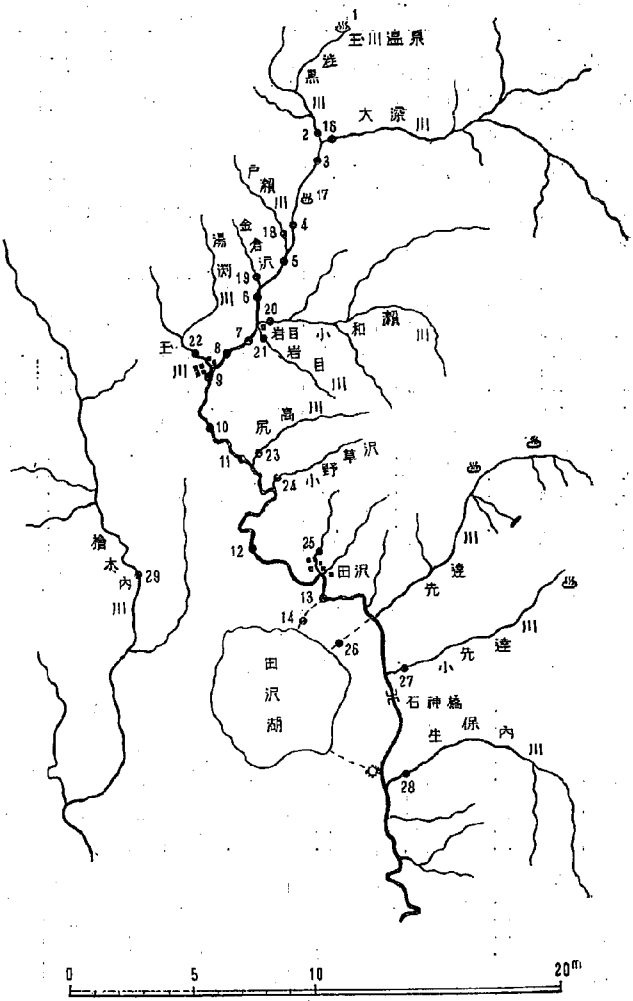
酸度 eq×10⁻⁴/L		pH (25°C)		水温	流量	採水時日				天気	流域面積	備考
P.P	M.O	測定値	計算値	°C	m³/sec.	年	月	日	時		km²	
896.0	728.0	1.0_8	1.05	96	—	28	10	4	8	晴	—	
68.0	47.5	2.1_2	2.17	14.0	1.3	28	10	3	10	晴	40.6	
20.32	12.72	2.6_7	2.69	14.5	5.3	28	10	3	14	晴	132.1	
21.36	14.56	2.7_3	2.67	14.3	5.5	28	10	4	16	晴	—	
17.52	10.24	2.7_3	2.76	13.2	6.2	28	10	2	10	晴	163.0	
13.12	7.16	2.8_8	2.89	16.0	7.6	28	10	2	16	晴	236.8	
12.72	6.84	2.9_6	2.90	14.5	7.7	28	10	4	14	晴	—	
11.36	6.84	3.0_3	2.95	12.3	—	28	10	5	9	晴	—	
12.50	6.76	3.0_1	2.90	13.8	8.7	28	10	5	9	晴	290.5	
10.18	5.44	3.1_1	3.00	13.8	8.9	28	10	5	11	晴	313.3	
10.18	4.44	3.0_6	3.00	19.0	7.23	28	10	6	14	晴	—	流量は田沢測水所の値
81.1	54.4	2.1_0	2.09	13.2	1.01	26	10	4	11	晴	40.6	
21.17	14.11	2.7_5	2.67	12.3	3.50	26	10	4	12	晴	132.1	
18.65	9.57	2.8_5	2.73	11.9	3.80	26	10	5	11	曇	155.2	
13.60	7.56	2.7_2	2.87	14.0	4.26	26	10	3	13	晴	163.0	
7.05	3.70	3.1_8	3.14	14.5	7.01	26	10	3	14	晴	236.8	
5.80	2.27	3.1_2	3.24	14.5	7.68	26	10	3	17	晴	274.5	
5.54	1.50	3.1_2	3.26	11.0	9.34	26	10	7	12	曇	290.5	6 日降雨
4.54	1.26	3.2_3	2.95	15.0	9.50	26	10	7	14	曇	313.3	
11.84	5.92	2.9_3	2.93	—	8.1	27	8	16	11	晴	—	小和瀬川，岩目下流の測定流量より求む
11.54	5.88	2.9_1	2.94	—	8.1	27	8	16	16	晴	—	
10.72	5.76	3.1_2	2.97	—	—	27	8	17	7	曇	—	PM 5—8降雨
8.50	3.76	2.9_6	3.07	—	10.9	27	8	16	13	晴	—	
8.54	3.96	3.1_5	3.07	—	10.9	27	8	16	17	晴	—	
8.60	4.16	—	3.07	—	—	27	8	17	7	曇	—	PM 5—8降雨

の　水　質　分　析　値

	アルカリ度eq×10⁻⁴/L		pH(25°C)	水温	流量	採水時日				天気	流域面積
Cl	M.O	P.P		°C	m³/sec	年	月	日	時		km²
3.4	2.40	—	6.2_3	13.0	4.0	28	10	3	10.5	晴	91.5
3.8	2.48	—	6.5_7	13.0	0.5	28	10	3	15	晴	8.6
4.5	2.08	—	6.8_4	12.6	1.4	28	10	2	11	晴	73.8
4.1	2.40	—	6.4_0	12.6	—	28	10	2	12	晴	—
3.0	2.60	—	6.5_6	9.8	0.9	28	10	4	8.5	晴	25.5
8.6	3.52	0	6.4_0	13.1	2.77	28	10	6	14	晴	64.1
9.0	2.69	1.4	7.4_7	16.0	0.54	28	10	5	14	晴	12.7
4.5	4.30	—	6.5_0	—	1.9	28	10	8	11	晴	57.9
4.6	3.60	—	6.5_0	—	—	28	10	6	12	晴	—
5.6	1.96	—	6.0_6	10.9	2.50	26	10	4	13	晴	91.5
5.7	2.61	—	6.9_5	10.0	0.16	26	10	5	10	曇	8.6
5.6	1.74	—	6.5_5	13.9	2.75	26	10	3	14	晴	73.8
—	2.08	—	6.8_4	12.6	0.48	26	10	3	16	晴	25.5
4.8	1.92	—	6.3_8	—	2.8	27	8	16	12	晴	73.8
5.4	2.26	—	6.4_0	—	—	27	8	16	16	晴	73.8
4.4	2.04	—	6.6_1	—	—	27	8	17	7	晴	73.8
—	2.80	—	6.2_0	18.0		27	8	12	12	晴	64.1
5.6	2.32	—	7.5_0	17.9	3.0	27	8	10	10	晴	57.9

程度の時間的遅れがある場合もあつたが，少なくも当時採水地点では降雨はなかつた．

測定結果を表－3，4に示す．



図—1 玉川水系略図および採水地点

VI 測定結果の検討及び考察

(1) 採水法について

河川が合流するとき両者が均一に混合するのに相当の時間を要し，地形，流速及び流量等が密接に関係している．酸性河川が中性河川と合流するときはこの混合程度を測定するのに都合がよい．河西[25]は玉川，檜木内川の合流等数例について観測結果を報告している．本調査では試水が均一に混合されたものであることを特に望んだので採水時の混合状況を確めてから採水した．

渋黒川と大深川の合流後 500 m の地点及び小和瀬川と玉川合流後 600 m の地点で流向に直角な線上に 3 点又は 4 点を選んで試験した結果を表—5 に示す．この場合は合流点よりの距離が比較的短いにも拘らず何れも均一に混合していることを示す．

表—5 河川合流時の均一混合度および水質の経時的変化

観測地点		pH	P.P. 酸度 $\times10^{-3}$eq/L	M.O. 酸度 $\times10^{-3}$eq/L	Cl mg/l	水温 °C	備考
渋黒川・大深	1	2.67	2.02	1.26	65.5	—	28年10月3日14時
川合流点下流	2	2.67	2.01	1.30	65.1	—	
500m	3	2.67	1.99	1.25	65.1	—	
玉川・小和瀬	1	2.83	1.34	0.73	46.1	—	28年10月2日16時採水
川合流点下流	2	2.88	1.35	0.76	46.1	—	川幅約40m，水深約50
600m	3	2.88	1.28	0.67	45.7	—	cm，流速が大体同じ
	4	2.85	1.26	0.70	45.7	—	
玉川・湯淵川	1	2.88	1.33	0.68	47.5	10.8	28年10月4日 9°—10′
合流点上流	2	2.92	1.29	0.68	47.5	12.0	10°—10′
400m	3	2.96	1.29	0.68	47.3	12.8	11°—10′
(測点 8)	4	2.96	1.29	0.68	46.9	14.5	12°—10′
	5	2.97	1.29	0.68	48.1	14.4	13°—10′
	6	2.96	1.27	0.68	47.3	14.5	14°—10′
	7	2.96	—	—	—	—	5日 8°—45′

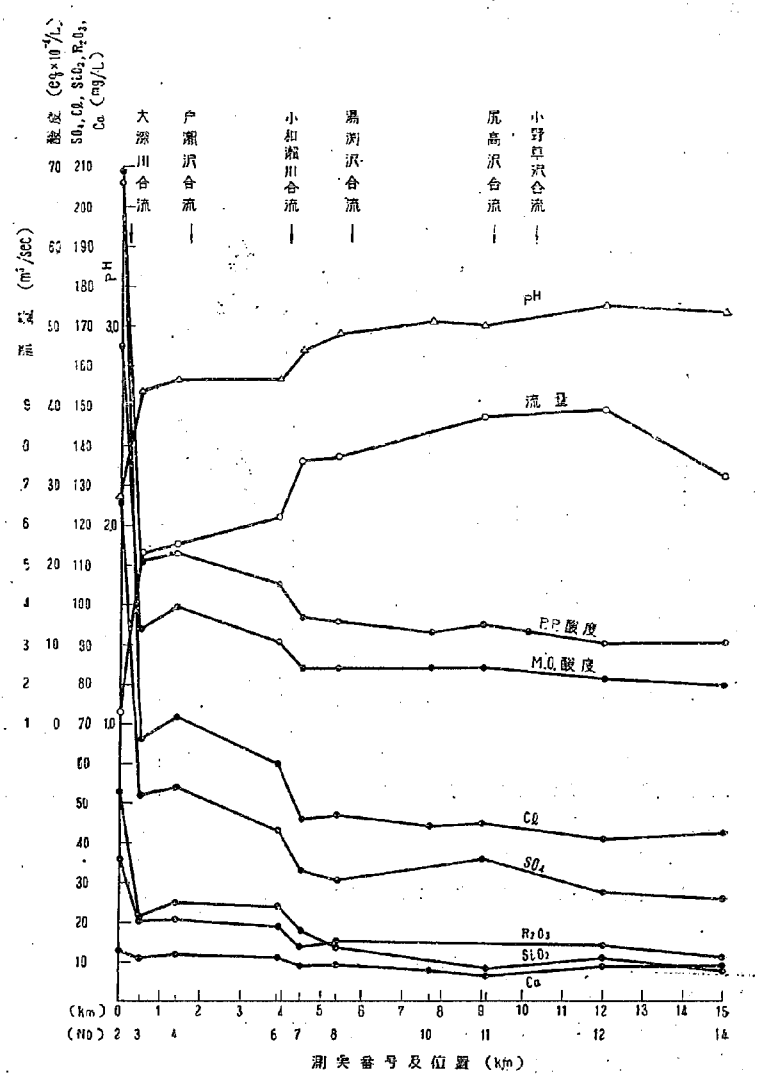
また採水時間の相違により河水の組成が如何に変化するかを確めるために測点 No. 8 において 5 時間に亘つて経時的に水質を試験した結果も表—5 に示す．すなわち水温の変化はあるが pH，酸度，Cl 含量の変化は殆んど認められない．測定前の数日間は五十曲附近までは晴天であり，この様な気象条件では河水の組成は少なくも数時間は殆んど変動しないことを知り，さらに玉川温泉の湧出量又は組成も著るしい変動を示していないと推測される．

従つて注意して採水すれば代表試水をうることができる．

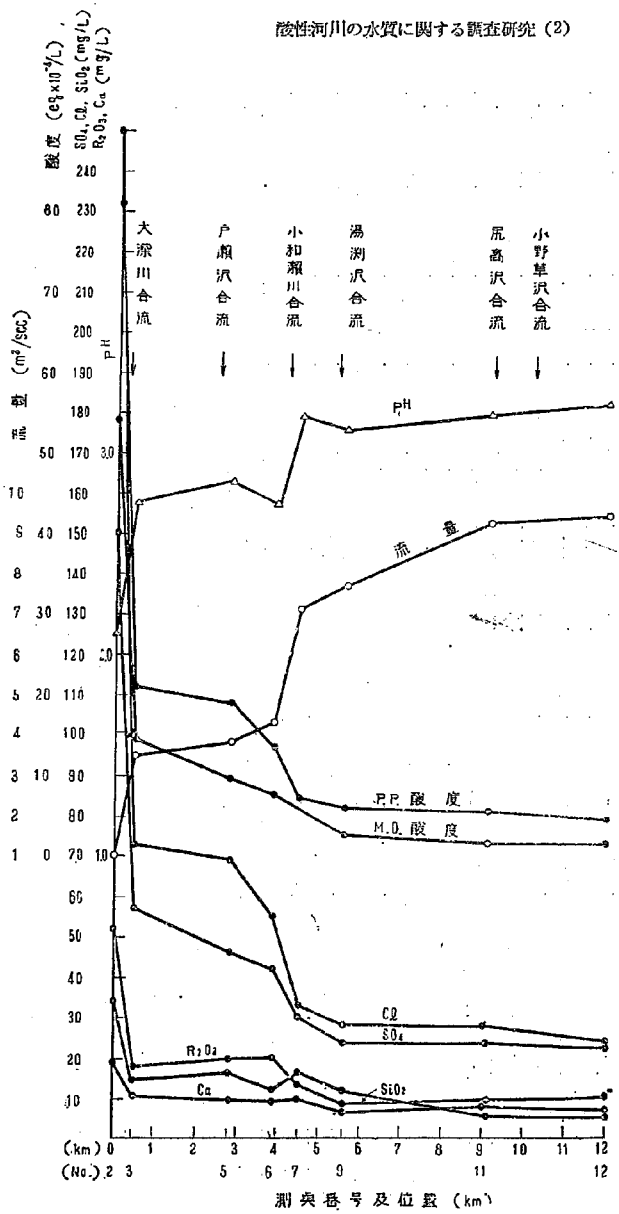
(2) 玉川の pH

酸河川水の酸性度は一般に pH で表示される．水素イオン濃度を $[H^+]$eq/L で示した場合に pH は $-\log[H^+]$ で示される．pH で表示される酸度はイオンとして存在する全水素イオン量を示すもので解離しない酸を表示するものではない．存在する酸の量はアルカリによる滴定値で表示される．P.P. 酸度（フェノールフタレン

酸度）及び M.O. 酸度（メチルオレンジ酸度）はそれぞれフェノールフタレン及びメチルオレンジを指示薬として滴定した場合に要するアルカリ量であり，ここでは試水 1L に要するアルカリ当量数で示す．



図—2 玉川の流下中における水質の変化（昭和28.10.3～7）



図—3　玉川流下中における水質の変化（昭和26.10.3～6）

玉川水系の測定 pH と酸度より求めた水素イオン濃度より算出した pH とが表—3 で示される様に比較的よく一致することは玉川水が塩酸等強酸の稀薄溶液であることを示している．

玉川の流下中における酸性度変化の状況を 図—2, 3 に示す．図より明らかの様に pH 及び酸度は支流の合流によりそれぞれ増加及び減少し，小支流の流入によつては余り変化しない．また酸性度の高い程酸度の減少割合が著るしい．

玉川の pH が流下中に変化する状況を知るために既往の測定値を整理して表—6 に示す．幸野[1]の引用している吉村の測定値が湧出量の約70%について除毒工事の実施されていた時の値である外は，何れも除毒工事の行われない場合の値である．著者等の値は渋谷[26]の値に近似しており，三浦[5]，塩入[2]の値より何れも低い．塩入の値の外は流量測定が同時に実施されていないので測定値の相違についての理由を見出しがたいが，塩入の値より低い値をえていることは流量の相違が主な原因とも考えら

表—6 玉川水系のpHおよび流量

	採水地点	pH						流量 m³/sec			
		渋谷[26]	三浦[20]	塩入[2]	吉村*	有泉等	有泉等	吉田**	塩入[2]	有泉等	有泉等
		昭和3. 7.(26～30)	昭和11. 6.(8～10)	昭和11.10.(11～22)	昭和13. 8.下旬	昭和26.10.(3～7)	昭和28.10.(3～7)	大正14. 9.(11～14)	昭和11.10.(11～22)	昭和26.10.(3～7)	昭和28.10.(3～7)
1	玉川温泉(大沸)	1.3	1.01	1.7	1.1	—	1.08	0.16	—	—	—
2	渋黒川(五十曲上流)	2.1	2.35	2.3	2.8	2.10	2.12	1.02	2.19	1.01	1.3
3	玉川(五十曲下流)	2.6	2.83	3.0	—	2.75	2.67	2.92	7.50	3.50	5.3
4	玉川(鳩湯附近)	—	3.13	—	3.1	—	2.73	—	—	—	5.5
5	玉川(戸瀬合流後)	—	—	—	—	2.85	—	—	—	3.80	—
6	玉川(岩目上流)	—	—	—	—	2.72	2.73	—	8.98	4.26	6.2
7	玉川(岩目下流)	—	—	3.2	3.1	3.18	2.88	4.54	11.48	7.01	7.6
8	玉川(岩目・玉川中間)	3.0	—	—	—	—	2.96	—	—	—	7.7
9	玉川(湯淵沢合流後)	—	—	3.3	3.3	3.12	—	5.56	12.22	7.68	—
10	玉川(玉川・尻高中間)	—	3.42	—	—	—	3.03	—	—	—	—
11	玉川(尻高渡舟点)	—	—	—	3.5	3.19	3.01	—	—	9.34	8.7
12	玉川(鉛畑渡舟点)	—	3.56 (11-12の中間)	—	—	3.25	3.11	—	—	10.2	8.9
13	玉川(田沢測水場)	—	—	3.4	3.5	—	—	—	13.61	—	—
14	玉川(田沢湖導入点)	—	—	—	—	—	3.06	—	—	—	7.23
16	大深川	7.0	6.33	6.7	6.8	6.06	6.23	1.91	5.08	2.50	4.0
17	鳩湯温泉	8.2	—	アルカリ性	8.0	—	—	—	—	—	—
18	戸瀬沢	—	—	7.0	—	6.95	6.57	—	—	0.16	0.5
19	金倉沢	—	—	7.0	6.9	—	—	—	—	—	—
20	小和瀬川	6.0	—	7.2	—	6.55	6.84	—	2.50	2.75	1.4
21	岩目沢	—	—	—	—	—	6.40	—	—	—	—
22	湯淵沢	—	—	7.1	6.8	7.01	6.56	—	0.70	0.48	0.9
23	尻高川	—	—	6.8	—	—	—	—	0.50	—	—
24	小野草沢	—	—	7.0	—	—	—	—	0.42	—	—
25	田沢沢	—	—	—	6.9	—	—	—	—	—	—
26	先達川	—	—	6.5	6.6	—	6.40	—	6.60	—	2.77
27	小先達川	—	—	8.0	7.6	—	7.47	—	1.34	—	0.54
28	生保内川	—	—	6.8	—	—	6.50	—	4.35	—	1.9
29	袷木内川	—	—	6.9	—	—	6.50	—	—	—	—

* 吉村の値は幸野[4]に引用されている

** 吉田の値は滝口[3]に引用されている

れる．何れにしても過去の測定値は余り大きい変動を示しておらず，流量を考慮すれば少なくとも流出する酸の量については大体同程度と考えてもよい．しかし渋黒川の塩素イオン流出量に関しては塩入[2]の測定値と相当の相異がある点は玉川温泉の活動と関連して今後とも解明されねばならないし，さらに玉川温泉が流入しない前にすでに渋黒川が酸性河川であり，その酸流出量の変動についても考慮しておかねばならない．

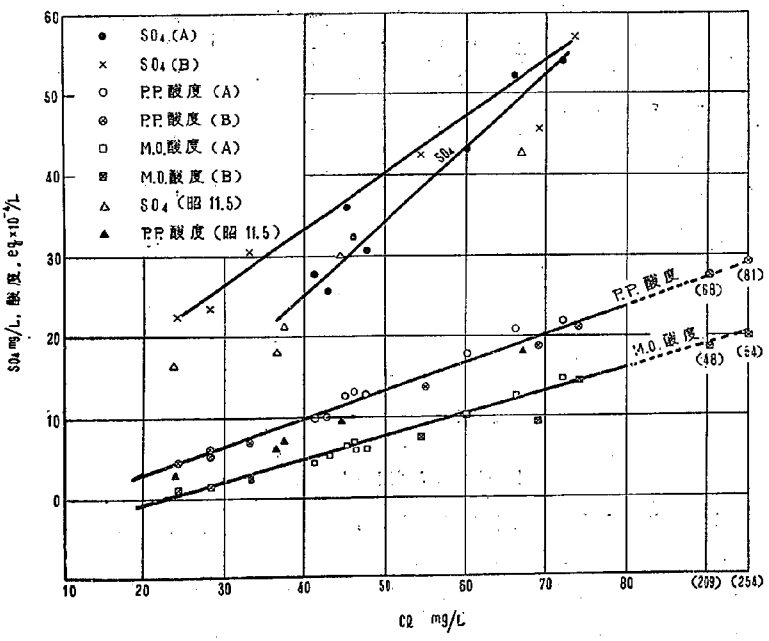
幸野[1]の報告に引用された吉村の測定値は一部除毒工事が実施された場合の値であり，渋黒川での pH 増大が顕著であり，除毒工事の効果を認めるが岩目より下流での pH が三浦[3]，塩入[2]の測定値と余り変らない．このことは自然流下中での減殺機構とも関連する現象と考えられ，さらに精密な測定を要する．

(3) 流下中における溶存成分間の関係

玉川の水質は主として渋黒川の水質に支配されるが，玉川支流の水質によつても影響をうける．渋黒川の影響は玉川の流下中に順次稀薄となり，下流部ほどこの傾向は大きいが，鎧畑地点では未だ渋黒川の性格を持つている．

渋黒川水質の特性は酸性と高塩素，硫酸塩含量であり，一般河川水には見られない程多量の鉄及びアルミニューム ($Fe_2O_3+Al_2O_3=R_2O_3$ で示す) を含有する．玉川水中でこれら成分間にどの様な関係が保持されるかについて検討してみる．

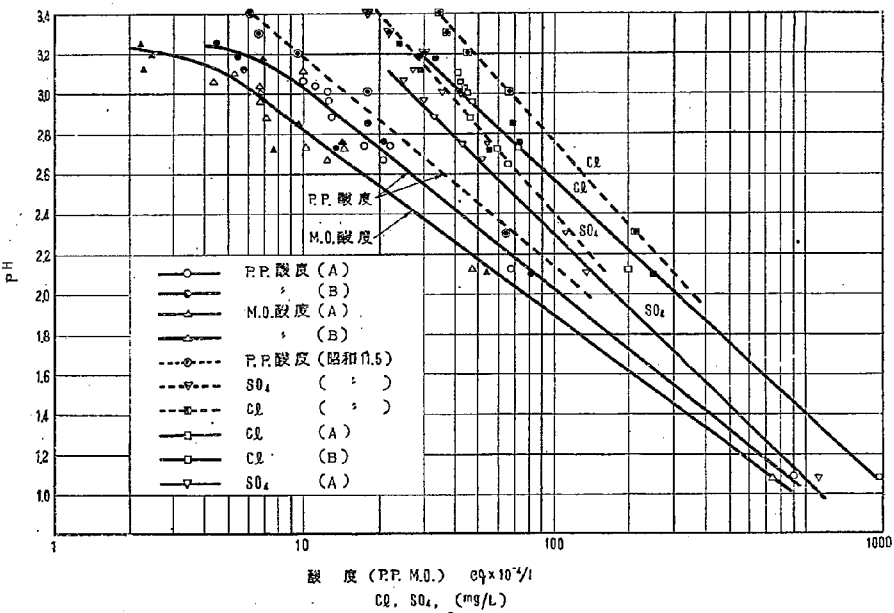
図—4 は渋黒川の性格を示す Cl 含量と SO_4 含量及び酸度との関係を示す．Cl—SO_4 間には大体直線関係



図—4　Cl と SO_4, 酸度の関係

が成立し，これら直線は測定時日により多少の相異が認められる．P.P.酸度，M.O.酸度と Cl の間にも大体直線関係を認め，この直線は測定時日により変動しない様である．塩入[2]による昭和11年5月の測定値についても多少の相異はあるが酸度及び SO_4 共にそれぞれ大体同様な関係が認められる．これらのことは玉川温泉の遊離酸と Cl 含量との間に直線的関係があり，遊離酸の当量数は Cl の当量数に極めて接近し，しかも流量の増加による遊離酸の稀薄化度が減酸機構に基づく減酸度と直線的関係のあること，及び玉川温泉の SO_4/Cl はある程度変動し，更に比較的多量の SO_4 をふくむ大深川がその含量を変動させることに基づく．

又 M.O. 酸度と Cl の比は渋黒川と鎧畑地先玉川でそれぞれ昭和26年10月：0.22，0.05 及び昭和28年10月：0.23，0.05 であり，下流部ほどこの比は小さくなる．これに反し SO_4/Cl はそれ程大きい相異を示さない．これらのことは渋黒川の性格を示す酸度は Cl と必ずしも同一行動をとるのではないことを示し，次に述べる酸性河川が流下中に減酸する現象と関連する．



図—5　pH と酸度，Cl，SO_4

図—5 は pH と酸度，Cl，SO_4 等の対数との関係を示し，大体直線に近い関係を認め，昭和26年10月及び昭和28年10月の測定値は同一直線上にある．昭和11年5月の塩入の測定値も著者等の求めた直線と平行関係にある．これら直線が玉川温泉の組成をも大体満足させることは注意を要する．

SiO_2，R_2O_3 は溶存成分の内では不安定な成分であり，pH とは密接な関係がある．次に玉川の流下中のこれら成分の消長について検討する．玉川水系の内で支流の SiO_2/R_2O_3 は何れも渋黒川の SiO_2/R_2O_3 より大

きい．従つて流下中に SiO_2/R_2O_3 は漸次大きくなるべきであるが実測値によればむしろ低下し，SiO_2 が河水中より分離析出するか又は R_2O_3 が増加することが考えられる．別報で述べる予定であるが玉川河水と接する河床の岩石が酸に溶解して R_2O_3 等を溶出することは河水中に R_2O_3 が増加する現象と関係がある．

SiO_2/Cl は支流で 2～3 であり，渋黒川では 0.25 である．従つて玉川の流下中にこの値は増加すべきであるが，実測値によれば一旦増加して後再び減少する傾向を示す．この減少は玉川部落地先より下流部に認められ，この場合の pH は大体 3 である．すなわち酸性が順次低下して pH が 3 程度となつたときに SiO_2 の溶存形態に変化が起り，河水中より SiO_2 の分離析出が行われると考えられる．

R_2O_3/Cl は支流では 0.4～0.6 であり渋黒川では 0.18 である．従つて玉川の流下中にこの値は増加すべきであり，昭和 26 年 10 月の測定値ではこの傾向を認めるが，昭和 28 年 10 月の場合は余り認められない．しかし減少する様なことはない．支流での R_2O_3 の含量は SiO_2 の含量よりはるかに少ないので，玉川の R_2O_3/Cl に対する影響は顕著ではない．結局 R_2O_3 は流下中に減少せず，むしろ増加すると考えられ，岩石との接触がその原因と考えるのが妥当であり，これらの点については次節でふれる．

SiO_2/M.O. 酸度，R_2O_3/M.O. 酸度は昭和 28 年 10 月の測定値では前者が SiO_2/Cl と同様な行動をとり，後者は確実に増加する．昭和 26 年 10 月の測定値では両者とも確実に増加する．SiO_2 と M.O. 酸度の間には定まつた関係はないが R_2O_3 と M.O. 酸度の間には抛物線に近い関係があり，酸度と R_2O_3 は密接に関係することを知る．

(4) 溶存成分の流出量及び減酸機構

河川水は流下中に支流の溶存物質を合わせ，流域の地質，土質又は植生の影響をうけ，更に人間の生産活動の影響もうけ，その溶存物質量に消長がある．ここでは酸性河川である玉川について水質と測定流量より溶存物質の流出量を求めて検討を試みる．流量の測定値と化学分析値の精度の相異，試水の均一混合度，及び採水を同時に実施しえないこと等のために正確な定量的数値はえがたく，ある程度定性的結果で満足せねばならない．

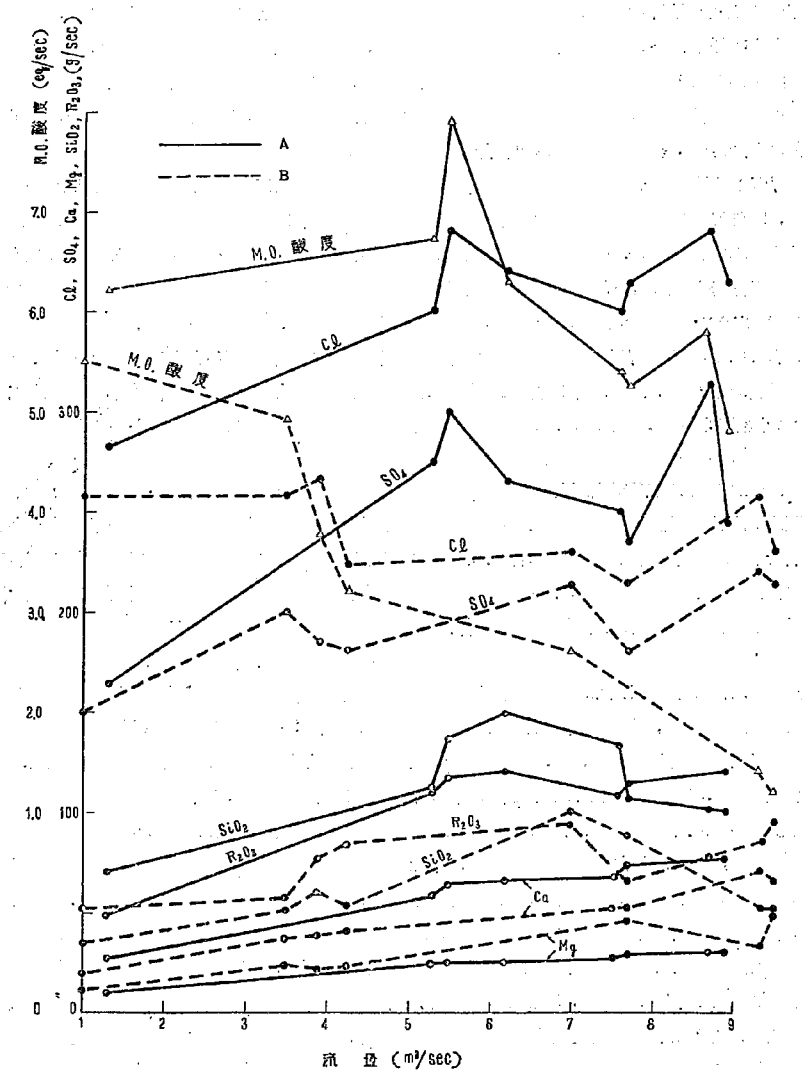
図—6 に昭和 26 年 10 月，昭和 28 年 10 月の測定値より求めた溶存成分の流出量と流量の関係を示す．Cl は最も安定な成分であり，支流の含量も加わるので流出量は順次増加すべきであり，図もこの傾向を示している．SO_4 も Cl と同様な行動をとる．SiO_2 についてはすでに述べたが支流の含有量が比較的高いので流出量の増加が顕著であり，しかも一旦増加した後は流出量が減少することが認められる．昭和 26 年 10 月の測定値によれば渋黒川の SiO_2 流出量は 34 g/sec であり，玉川部落地先までの主要な支流の SiO_2 流出量は全部で 93 g/sec であり，合計 127 g/sec の流出量となる．図より明らかである様に実測値によればこの地点では 100 g/sec にまで達しておるが，以後次第に減少し鰐畑地先では約 50 g/sec になる．すなわち玉川が鰐畑まで流下する間に SiO_2 の約 2/3 が析出することを示す．

R_2O_3 の流出量は渋黒川で 52 g/sec であり，支流の流出量は 19 g/sec である．玉川部落地先での流出量は測定値によれば 95 g/sec であり，増加を示しており，鰐畑地先でも余り変らない．すなわち SiO_2 とは反対行動をとり，R_2O_3 の流出量は漸次増加することが認められる．

Ca，Mg の流出量も R_2O_3 と同様であり，鰐畑地先での Ca 流出量の増加は 20～30 g/sec である．

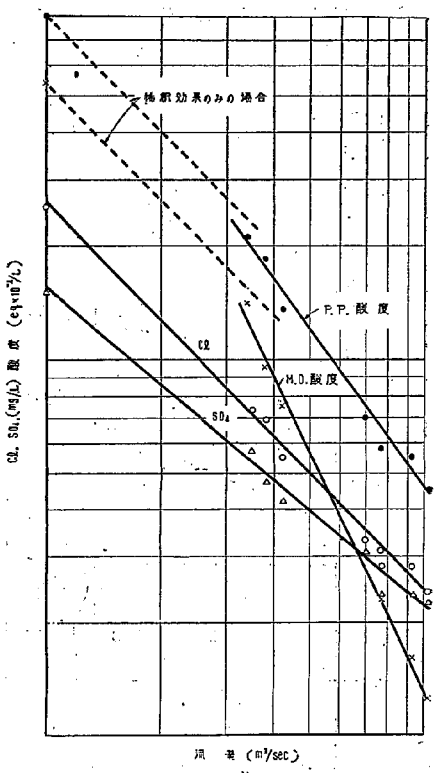
又 M.O. 酸度の流出量は流量の増加と共に着実に減少し，酸度以外の溶存成分とは別の行動をとる．酸性河

川における遊離酸の流出量が流下中に順次減少する機構を解明することは酸性河川の利用を考えるとき特に重要なことである。



図—6 溶存成分の流出量と流量

酸性河川の流下中に酸度が低下する原因が支流による稀釈であると考えれば，流量の対数と溶存成分含量の対数間には直線関係が成立せねばならず，その直線の方向係数は −1 でなければならない．図—7 に昭和 26 年 10 月の測定値を一例として示す．図より明らかである様に Cl, SO_4 含有率の対数と流量の対数との間には直線関係があり，しかもその方向係数は −1 に近く，これら成分含有率の変化は主として支流の稀釈効果による．これに反して P.P. 酸度及び M.O. 酸度は直線関係は認めるが方向係数が −1 より何れも小さく，稀釈効果以外の減酸効果が顕著に影響していることが示されている．



図—7　流量と水質 (B)

すでに述べた様に酸度の流出量は順次減少し，その含有率の減少が稀釈作用によらないことが判明しているので，その原因が究明されねばならない．先ず考えられることは支流の持つ M.O. アルカリ度であり，この問題については次節に引きつづき検討するが，図—6 でも明らかの様に支流の合流がなくても減酸し，この原因としてはすでに述べた河床の岩石との接触作用による岩石の溶解作用が考えられる．例えば三浦[3]が報告している様に玉川温泉附近の安山岩粉末は容易に玉川温泉を脱酸するし，別に報告するが玉川骨材の表面は Fe, Al が溶脱され，SiO_2 が多くなつており，更にすでに述べた様に玉川は流下中に R_2O_3 流出量を増加させる．これらのことは岩石の溶解作用が減酸機構に重要な役割を果していることを示す．

今試みに鰐畑地点の R_2O_3 の流出量と渋黒川及び支流の R_2O_3 流出量の差が岩石より溶出した R_2O_3 と考えれば，昭和 26 年 10 月には 25 g/sec，昭和 28 年 10 月には 50 g/sec となる．R_2O_3 をそれぞれ Fe_2O_3 又は Al_2O_3 と考えれば昭和 26 年 10 月ではそれぞれ 0.5 eq/sec, 0.75 eq/sec の溶解量となり，昭和 28 年 10 月ではそれぞれ 1.0 eq/sec, 1.5 eq/sec となる．R_2O_3 は Al_2O_3, Fe_2O_3 と分けて定量してなくその合量であり，その他流量，流速又は酸濃度の変動及びそれに伴なう溶解速度の変動を考えれば岩石より R_2O_3 の溶出に伴ない減少する酸量は最高 1.5 eq/sec 程度．この場合 1 eq/sec 程度と見なしてよい．同様に Ca 流出量の増加はすでにのべた様に 20 g/sec であり約 1 eq/sec の酸を消費することに相当する．しかし岩石より溶出する成分は R_2O_3, CaO のみではなく，むしろアルカリ金属が溶出しやすいことを考えれば，岩石の減酸機能を高く評価せねばならない．なお酸濃度の低い程岩石の溶解速度が小さいことを考慮しておかねばならない．

(5) 河川合流時の水質変化と流量，再び減酸機構について

水質を異にする河川が合流する場合，もし均一に混合が行われ，不安定成分の析出等を考えねば，合流前の水質と流量より合流後の水質は決定される．その反面合流前後の水質を知れば流量比を求めることもできる．流量比は個々の溶存成分についてそれぞれ算出することができ，合流前の河水が特異水質の場合は特に都合がよい．玉川水系の様に溶存成分含量の多い場合に求めた流量比の精度は高い．

図—7 河川合流前後の水質の相異より求めた流量比

合流河川名	流量 (m^3/sec)		分析値より算出した流量比			測定時日	備考
	測定値	流量比	Cl	SO_4	Ca		
渋黒川	1.01	2.85	2.70	2.92	4.09	26.10. 4 9°～14°	
大深川	2.50	7.15	7.30	7.08	5.91		
玉川	3.50	10	10	10	10		
渋黒川	1.3	2.45	3.07	3.40	3.42	28.10. 3 10°～14°	
大深川	4.0	7.55	6.93	6.60	6.58		
玉川	5.3	10	10	10	10		
小和瀬川	1.4	1.85	2.45	2.65	2.25	28.10. 2 10°～14°	
玉川（岩目上流）	6.2	8.15	7.55	7.35	7.70		
玉川（岩目下流）	7.6	10	10	10	10		
			(何れも Cl よりの算出比 8.16.11° 8.16.16° 8.17.8°)				岩目下流および小和瀬川の測定流量より岩目上流玉川の流量を算出する 8.16.17°～20° 降雨
小和瀬川	2.8	2.57	2.36	2.36	2.21	27. 8.26 ～8.17	
玉川（岩目上流）	8.1	7.43	8.55	8.54	8.79		
玉川（岩目下流）	10.9	10	10.9	10.9	10.9		
小和瀬川	2.76	3.93	4.42	3.78	—	26.10. 3 13°～14°	
玉川（岩目上流）	4.26	6.07	5.58	6.22	—		
玉川（岩目下流）	7.01	10	10	10	—		

表—7 に渋黒川—大深川，玉川—小和瀬川の場合の測定流量と Cl，SO_4 及び Ca よりそれぞれ算出した流量比を示す．渋黒川—大深川の昭和26年10月測定値を使用すれば，Cl 及び SO_4 より求めた流量比は実測値とよく一致し，Ca より求めた流量比はやや異なる．昭和28年10月測定値を使用すれば算出流量比は何れも測定値とある程度異なり，渋黒川の流量が多目になっている．溶存成分流出量よりみても渋黒川の測定流量がやや低めと考えられ，分析値より算出した流量比より測定流量値を検討することが可能である．

小和瀬川—玉川の昭和28年10月測定した流量も分析値より算出した流量比と比較して考えれば，小和瀬川の流量が少な目になつており，Cl，SO_4 及び Ca よりの算出流量比はそれぞれ大体よく一致している．昭和27年8月の場合は Cl より算出した3回の流量比がそれぞれ余り大きい相異がなく，測定流量に比べて小和瀬川の流量が少な目になつている．

流量の測定値には充分の正確さを期待することができないが，玉川の様な水質の場合には Cl，SO_4，Ca 等の分析値より流量比を求め，その値を比較検討すれば真実に近い流量比を求めることが可能であり，流量測定の手数をある程度省略することが可能である．

SO_4, Cl 等の安定な溶存成分は流量比の算出等に使用しうることを述べたが，酸度の様な不安定成分が河川の合流前後でどの様に変るかを検討してみる．表—8 は玉川—小和瀬川，渋黒川—大深川の合流する場合に酸度の流出量の減少とアルカリ度の流出量の減少の関係を示し，流出量は実測流量より求めた値，及び Cl, SO_4, Ca 等の分析値より算出した流量比より求めた値を示す．

表—8 河川合流時における酸度，アルカリ度の流出量の変化

流出量算出の基礎		玉川—小和瀬川 酸度，アルカリ度の減少 eq/sec			渋黒川—大深川 酸度，アルカリ度の減少 eq/sec			備考
		P.P. 酸度	M.O. 酸度	M.O. アルカリ度	P.P. 酸度	M.O. 酸度	M.O. アルカリ度	
実測流量より		1.2	1.2	0.39	−1.96	−0.58	0.96	玉川—小和瀬川は28.10.2.測定（合流後の流量を 10 m³/sec とする）
水質より算出した流量より	Cl	0.1	0.59	0.51	0.32	1.01	0.88	渋黒川—大深川は28.10.3.測定（合流後の流量を 5.3 m³/sec とする）
	SO_4	−0.24	0.39	0.55	1.49	1.85	0.84	
	Ca	0.48	0.79	0.47	1.54	1.87	0.83	
実測流量より		0.83	0.60	0.48	0.78	0.57	0.49	渋黒川—大深川は26.10.4測定（合流後の流量を 3.5 m³/sec とする）
水質より算出した流量より	Cl	0.47	0.46	0.53	0.26	0.21	0.50	玉川—小和瀬川は 26.10.3 測定（合流後の流量を 7.0 m³/sec とする）
	SO_4	0.98	0.70	0.46	0.88	0.63	0.49	
実測流量より		0.34	0.70	0.54	—	—	—	玉川—小和瀬川は 27.8.16～17 測定（岩目上流部玉川の流量は小和瀬川，岩目下流玉川の流量より求む）（合流後の流量を 10.9 m³/sec とする）
流量に変化ないとして		0.05	0.44	0.63	—	—	—	
		−0.66	0.14	0.57	—	—	—	
水質より算出した流量より	Cl	0.87	0.96	0.45	—	—	—	16日11時採水
	Cl	0.60	0.71	0.53	—	—	—	16日16時採水（17時～20時降雨）
	Cl	0.07	0.53	0.45	—	—	—	17日 7時採水

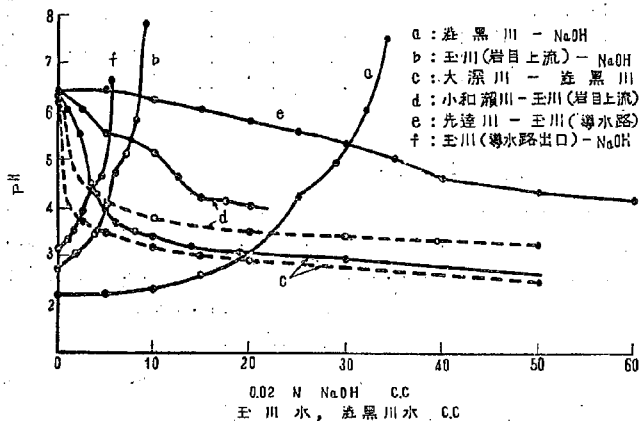
渋黒川—大深川の場合は算出流量比が実測流量比に近い昭和26年10月調査の結果では，合流による渋黒川の M.O. 酸度流出量の減少は大深川の M.O. アルカリ度の減少と大体当量関係にあることを示す．算出流量比が実測流量比とある程度相異する昭和 28 年 10 月調査の結果では，実測流量を使用すれば酸度流出量がむしろ増加する様な結果を与え，渋黒川の流量は測定値 1.3 m³/sec より高い値であるべきことを示す．Cl, SO_4 及び Ca よりの算出流量比を使用すれば M.O. アルカリ度の流出量の減少は M.O. 酸度の流出量の減少より何れも少ない．小和瀬川—玉川の場合も実測流量の精度が問題であるが，M.O. アルカリ度の流出量の減少は M.O. 酸度の流出量の減少と大体当量関係にあることが認められる．

結局酸性河川が支流と合流するときは支流の有する M.O. アルカリ度と当量関係だけの M.O. 酸度を失うことを知る．すでに前節で酸性河川の流下中に遊離酸の流出量が減少する機構として河床の岩石の溶解現象をとり上げたのであるが，同時に支流の M.O. アルカリ度の効果も認めねばならない．玉川の場合にこれら減酸効果のしめる割合を検討してみるために渋黒川及び鍛畑地点間の M.O. 酸度流出量の減少量と，支流の M.O. アルカリ度，R_2O_3 及び Ca の流出量増加に伴なう酸の流出量減少を比較してみる．昭和 26 年 10 月調査の場合は M.O. 酸度流出量の減少は 4.3 eq/sec であり，これに対して支流の M.O. アルカリ度の総量は，1.1 eq/sec，R_2O_3 流出量の増加は約 0.6 eq/sec，Ca 流出量増加は約 1 eq/sec となり，これらの合計 2.7 eq/sec はその当量だけの遊離酸を消費したことになる．これ以外の 1.6 eq/sec に相当する減酸作用は恐

らく岩石よりアルカリ等の溶出に基づくと判断される．昭和28年10月調査の場合は渋黒川の測定流量値が低めすぎることはすでに述べたのであるが，分析結果より算出した流量比を基礎として渋黒川 M.O. 酸度流出量を求めると 8.6 eq/sec となり，鎧畑まで流下する間に M.O. 酸度の減少は 3.8 eq/sec となる．R_2O_3 及び Ca の流出量の増加は同様に約 1.6 eq/sec であり，支流の M.O. アルカリ度流出量の総量は 1.6 eq/sec であり，3.2 eq/sec の遊離酸流出量が失われたことになり，この場合も岩石よりのアルカリ溶出等を考えねばならない．

酸性河川の減酸機構については今後の精密な測定をまたねば確言することはできないが，支流の M.O. アルカリ度及び岩石の溶解が主要な原因であり，渋黒川より鎧畑地点までの例では M.O. アルカリ度による減酸は全減酸量の約 25～40% をしめる．

なお酸性河川に支流が合流する場合の pH の変化を知るために支流を酸性河川水で滴定した滴定曲線を図―8 に示す，例えば渋黒川水で大深川水を滴定したときの pH 変化の状況を実線 c で，渋黒川水を pH 2.12 の稀塩酸とし大深川を蒸溜水とした場合の算出 pH 曲線を点線 c で示す．渋黒川流量の少ない場合はこの両曲線はかけ離れているが，流量が多くなれば平行し始め一致する傾向が認められる．この様な曲線よりも流量比を決定することが可能であり，この様にして求められる流量比は渋黒川の流量が少ない方が誤差は小さい．渋黒川と大深川の合流後の pH は 2.6～2.7 であるから，c 線によれば大深川水 100 c.c. に対して渋黒川水の量は 50～60 c.c. となる．すなわち流量比は (2～1.7) : 1 であり，測定流量値による 3 : 1 とは相当相異し，すでに述べた水質より算出した流量比とよく一致し，実測した渋黒川の流量は低すぎる結果となる．

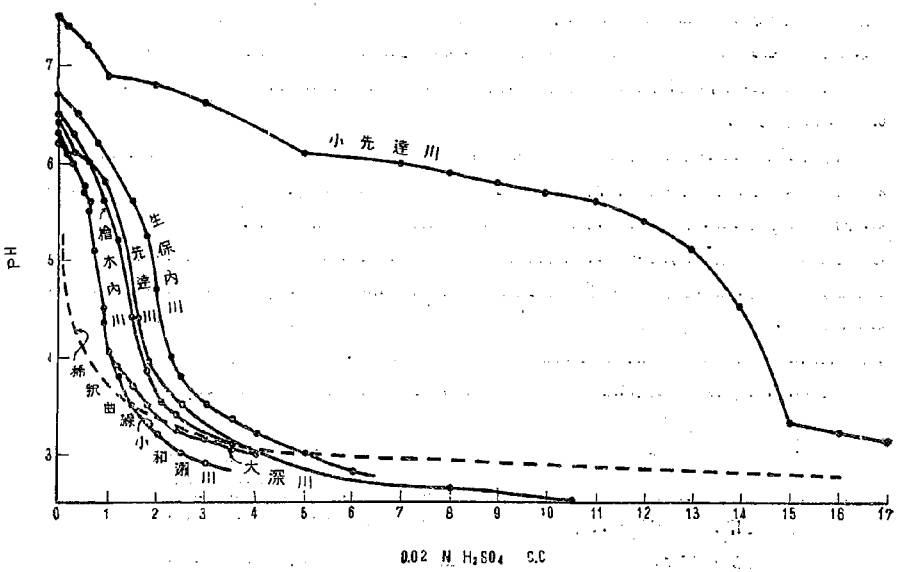


図―8　玉川および玉川と支流との滴定曲線（100 c.c.）

c, d, e 曲線とも対数曲線的の pH 変化が認められず，pH 5 前後に折点が認められ，支流中のアルカリ度の存在及び酸性河水中にふくまれる Fe^{+++}，Al^{+++} 等の加水分解等が関連する．又玉川と先達川が田沢湖で均一に混合され田沢湖の pH 4.5 に等しくなるためには季節による濃度の相違はあるが，先達川水 1 m³ に対し玉川水 0.4 m³ を要し，この点からも田沢湖の pH 低下は避けられない．

（6）玉川水系支流の緩衝能及び小先達川の水質

河川水が重炭酸塩等を含有すれば酸に対して緩衝能を持つ．河水が重炭酸塩以外に強塩基と弱酸より成る塩類を含有しないときは重炭酸塩の量は M.O. アルカリ度として表示される．M.O. アルカリ度を持つ支川が酸性河川と合流する場合には，酸により重炭酸塩が分解されるので支川水の pH 低下が急激には起らない，すなわち支川は酸性河川に対して緩衝能を持つことである．



図—9　支川の滴定曲線 (100 c.c.)

図—9 には玉川水系各支川水の 100 c.c. を 0.02N. H_2SO_4 で滴定した時の pH 変化の状況を示す．すなわち滴加された酸が単に稀釈されたと考える時の pH を示す稀釈曲線と比較すれば，支川水の滴定曲線は何れも右側にあり，特に M.O. アルカリ度測定時の指示薬の変色点である pH 4 より高い pH 範囲で稀釈曲線より離れることを知る．図において右側に位置する程緩衝能が大きく，緩衝能が重炭酸塩によるのであるから pH 4前後までは緩衝能を示し，それより酸性側では何れも稀釈曲線に近ずくことは図にも示されている．従つて支川の持つ緩衝能は M.O. アルカリ度で比較すればよいこととなり，表—4 で明らかの様に玉川水系支川の緩衝能は小先達川，生保内川，先達川，桧木内川，湯瀬沢，戸瀬沢，大深川，小和瀬川の順に小さくなる．

酸性河川の問題をとり扱う場合には異常に大きい緩衝能を示す支川の流域変更の問題が考慮されねばならない．ここでは小先達川についてこの問題を検討してみる．小先達川は特に大きい緩衝能を示す特異な存在であり，その緩衝能は生保内川，桧木内川，先達川，大深川，小和瀬川のそれぞれ 6.3，7.5，7.7，11.3，12.8 倍であり，我が国の河川水でこの様に M.O. アルカリ度の高いものは余りない．

小先達川は 12.7 km^2 の流域面積を持ち，測定時の流量は 0.54 m^3/sec であつた．従つて流出する M.O. アルカリ度は約 1.5 eq/sec であり，渋黒川より流出する酸量の約 20% を中和させる能力を持つ．又小先達川

の水 1 m³ は pH 3 の河川水 3 m³ を pH 4 にすることができる．小先達川の水を pH 4 までにするに要する酸量のそれぞれ 97%，91%，80%，48% で小先達川水は pH 4.5，5.0，5.5，6.0 となる。

除毒工事を実施しない場合堰堤貯水池に入る玉川水を pH 3.0，流量 7 m³/sec，流出遊離酸量 5 eq/sec とすれば，小先達川はこの玉川水の pH を 3.3 とすることができるし，更に除毒工事が実施されて貯水池に入る流出遊離酸をそれぞれ 1.6，1.4，1.2 eq/sec に減酸することができた場合には，貯水池の pH は小先達川のみによつて 4.5，5.0，5.5 とすることが可能となる．小先達川の持つ緩衝能が大きいことは M.O. アルカリ度により示されるが，中和剤である消石灰及び苛性ソーダに換算してみればそれぞれ一日について 4.4 ton，5.0 ton に相当する．

小先達川の水質については今後の調査が必要であり，その高 M.O. アルカリ度の原因を追求し，湧出泉等が原因であればその湧出量の増加を計り，又石灰岩等の存在が原因であれば減酸用に使用することが考えられる．先達川の流域には多くの温泉があり佐原[27]によれば酸性泉の外に鶴湯及び蛋湯のようなアルカリ泉もあるのでこれらを小先達川の水と一緒にして考え堰堤貯水池に導入できれば貯水池の酸性化防止に有効である．このような流域変更は不可能に近いが少なくとも小先達川は先達川に合流させて田沢湖の酸性化防止に役立てねばならない．

檜木内川の田沢湖への導入は減酸能力の点ではあまり期待できない．

pH と M.O. アルカリ度の間には定まつた関係はなく，例えば大深川は pH が低い割合に M.O. アルカリ度が高いのに対し，小和瀬川の pH は大深川より高いのに拘わらず M.O. アルカリ度は低い．支川の M.O. アルカリ度は気象条件によつては勿論であるが短時間の間でもある程度変化することは表—4にも示される様に小和瀬川にみられる．流量も勿論次々と変化するので M.O. アルカリ度の流出量は変動していると考えられる．例えば大深川については昭和 26 年 10 月の M.O. アルカリ度流出量は昭和 28 年 10 月の値の約半分であり，又小和瀬川については 26 年，27 年，28 年の測定値では流出量はそれぞれ 0.54，0.48，0.29 eq/sec であり，他の支川についても同様であるが，アルカリ度自体は流量とそれ程密接な関係のないことは注意を要する．従つて酸性河川の支川について緩衝能を定量的にとり扱うためには，ある程度の継続観測が必要である．

(7) 堰堤貯水池の pH 及び堤体に使用する材料

鎧畑堰堤貯水池の pH がどの位の値になるかは材料の選定と関連する重要な問題である．貯水池の pH はここに流入する玉川水中の酸量により定まるのであり，地下注入法による除毒工事の効果何如で異なつた数値を与えることになる．ここでは除毒工事が実施されない場合の pH について考え，過去に除毒工事が実施されていたときの資料をも考慮して pH の上昇について推定する．

この問題をとり扱う基礎条件として，今後再検討を要すると考えるが，玉川温泉の湧出量及び酸濃度が一定であることが仮定されている．

遊離酸の流出量は流量と酸濃度より求められるが P.P. 酸度は鉄，アルミニューム等おも含む値であり，M.O. 酸度は pH 4 以上の酸量は表示しえない，更に pH より算出した酸量は解離した酸のみを示す．従つて表—9 に示す様に玉川の場合には，表示法によつて酸量はそれぞれ異なる値を与える．しかしここでは酸度を測定していない資料と比較する便宜上 pH より酸の流出量を求めることとした．

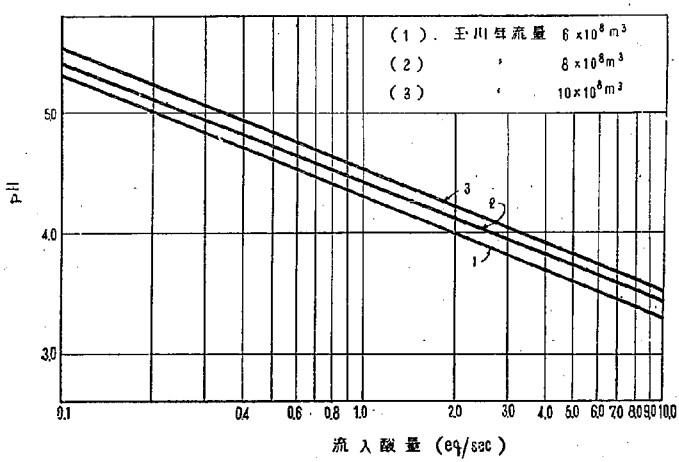
渋黒川を流出する酸の量は著者等の 2 回の測定及び塩入の測定値では大体一致し，貯水池の pH を決定する

表—9　酸の流出量

測定地点	測定項目 / 測定者	測定時日	流量 m³/sec	P.P.酸度の流出量 eq/sec	M.O.酸度の流出量 eq/sec	pH	pHより算出酸量の流出量 eq/sec
渋黒川(五十曲)	有泉等	28.10. 3	1.3	8.8	6.2	2.12	9.6
	〃	26.10. 4	1.01	8.2	5.5	2.10	9.1
	塩入	11.10.11	2.19	—	—	2.3	11
玉川(鎧畑田沢測水所)	有泉等	28.10. 3	8.9	9.1	4.8	3.06	7.7
	〃	26.10. 4	9.5	4.3	1.2	3.25	5.4
	塩入	11.10.11	13.7	—	—	—	5.45
	田沢測水所	22～23年	—	—	—	—	5～8
	〃	17　年	—	—	—	—	0.4～1.0

と考えられる鎧畑又は田沢測水所地区での酸流出量は著者等の測定値では 7.7 eq/sec 及び 5.4 eq/sec であり，塩入の測定値とも大体一致する．この値は除毒工事が実施されていない昭和 22～23 年の田沢測水所における流量及び pH より算出した 5～8 eq/sec の流出量に近い．すなわち除毒工事が実施されないときは貯水池への流入酸量は 5～8 eq/sec と考えてもよい．

5～8 eq/sec は 152～244 ton·eq/年 に相当し，この酸量が高水時の水と共に貯水池中で均一に混合してから放水され，洪水は緩衝能を持たなく，更に貯水池中での減酸現象を認めないと考えれば，酸の濃度はある終極平衡濃度に到達し，この濃度で放水される全酸量は流入する全酸量に等しい．昭和 15 年より昭和 24 年に至る 10 年間に田沢測水所で測定された玉川の年間流出量を平均すると 8×10^8 ton となる．従つて終極平衡濃度は 5 eq/sec 及び 8 eq/sec の流入酸量に対して pH で表わせばそれぞれ 3.72 及び 3.52 となる．年間流量の相異はあまり大きい影響は与えない．貯水池の終極平衡 pH と貯水池への流入酸量の関係を図—10に示す．結局



図—10　貯水池の pH と流入酸量

貯水池の pH は除毒工事を実施しない場合は 3.4～3.8 と推定されるが 4.0 以上になることは恐らくない．

玉川温泉湧出量の約 70% に除毒工事を実施していた昭和 17 年の田沢測水所の pH 及び流量より酸量を求むれば大部分は 0.4～1.0 eq/sec であり 1.0 を超すものは稀である．従つてこの程度の除毒工事で貯水池の pH は 4.3～4.8 となると予想される．もし除毒工事の効果が挙り酸量を 0.1 eq/sec 程度とすることができれば pH は5.4 前後となる．今玉川温泉の湧出酸量を14 eq/secとし，渋黒川より鎧畑まで流下中の自然減酸は酸濃度減少に基づく岩石の溶解作用を無視して支流の M. O. アルカリ度のみによると考え，この値を平均 1.4 eq/sec とすれば，流出酸量 0.1 eq/sec になるためには 90% の除毒率であることを必要とする．何れにしても渋黒川より流出する酸量が 1.4 eq/sec 以下となることが必要であり，渋黒川の流量を 1.4 m³/sec とすれば pH は 3 以上でなければならない．玉川毒水の起原は玉川温泉によるのであるが，玉川温泉北方の叫沢にも焼山温泉等の強酸性泉が湧出し，渋黒川に叫沢が合流する前では寺野[4] の資料より算出して 0.05 eq/sec の遊離酸となる．この値は大噴の遊離酸量に比較すれば僅小で渋黒川の酸度に対する影響は一応無視される．

現在までの除毒工事がときどき中絶したのは玉川温泉水の導水路の材質の問題による．従つて今後とも除毒工事の永続性を期待することはできないし，焼山火山の活動と関連して玉川温泉の湧出量及び酸濃度の増加，更に焼山温泉の湧出量及び酸濃度の増加等のことも考えねばならないので，堰堤貯水池の pH が現在予想される値よりも低下する可能性も考慮しておかねばならない．

鎧畑堰堤は水質の改善には効果がなく，玉川温泉での除毒工事の効果が顕著でない限り貯水池の水は潅漑用，漁業用[28]には勿論，工業用にも使用できない．しかし貯水池の酸性が堰堤の各種材料の耐久性に関連することは特に注目されねばならない．金属材料の腐蝕については遠藤等[29]の研究があり，軟鋼又は砲金は pH 5.5 以下の流動する水で激しく腐蝕され，不銹鋼でも 18～8 ニッケルクローム鋼は流速に関係なく腐蝕されない．従つて堰堤の水門材料としては部分的には不銹鋼を使用せねばならないし，普通鋼の部分は塗料を塗るとか保守の方法について常に注意が払われねばならない．なお防蝕法としては，例えば含塩量の異常に高い水に接する Imperial Dam[30] で実施されている様な電気防蝕法も研究されねばならない．

コンクリートはポルトランドセメントが耐酸性を持たないので酸性の水に接することは好ましくはない．長年月の間にはコンクリートよりセメント分が溶出しコンクリート表面は多孔性となり凝集力が失われると考えられる．しかしコンクリート中を水が通過しないならば，ある厚さまで多孔質となつてもセメントペーストはシリカゲルを残し，酸の拡散をある程度妨げ，セメントの溶出速度は減少すると推測される．従つてこの様な条件に有利であるためには，セメントとしては少なくも部分的にシリカセメント又は高炉セメント等を使用し，透水性は小さく，富配合であり，砂利の量が少ないコンクリートをある厚さだけ持たせねばならない．この外部分的にアルミナセメント等の使用又は表面処理法等も有効かも知れない．酸性河川水に接するコンクリートの耐久性についての資料をうるためには岩目橋の橋脚コンクリート，田沢湖への放水路コンクリート等について被害の程度を調査してみねばならない．

V 総　括

酸性河川流域の総合開発に関連する水質の問題を玉川水系について調査研究した．本調査は除毒工事の実施されていない時期に行われ，除毒工事の効果を比較判定する資料となる．

玉川の酸性化は玉川温泉の塩酸性泉質に基づき，自然流下の現状では鍛冶堰堤の築造される地点で pH3.1～3.3，流出遊離酸量 5～8 g/sec に達することを明らかとした．除毒工事の実施されない場合の堰堤貯水池の pH は 3.4～3.8 と推定した．

鍛冶堰堤が完成しても貯水池の pH は洪水の貯水により僅かに上昇するだけであり，堰堤は減酸機能は持たない．貯水池の pH が 3.4～3.8 の場合には堤体の材質選定に特別の注意が必要であり，この点からも除毒工事の成果が期待される．貯水池の pH が 5.4 前後となるためには貯水池への流入酸量が 0.1 eq/sec 程度でなければならない．なお除毒工事の持続性又は焼山火山の活動等についても考慮しておかねばならない．

除毒工事の実施されない現状での自然流下中に各地点で水質及び流量を測定し，溶存成分の消長を検討し，流下中での減酸機構を考察した．減酸機構としては支流の有する重炭酸塩及び河川水と接する河床の岩石の溶解作用を考えねばならないことに論及した．

支流の持つ緩衝能について検討し，特に小先達川の異常な中和能力を認め，その流域変更の必要を認めた．小先達川は少なくとも田沢湖に導入されねばならない．

酸性河川と中性河川の合流前後の水質の測定，又は両河川水の滴定曲線より流量の比を算出することが可能であることを明らかとした．

本調査研究を実施するにあたつて玉川工事々務所老田所長，野島課長の御後援及び坂野技官，佐々木技官，小藪技官始め所員各位の御協力をえたことを感謝する．又種々便宜を与えられた東北地方建設局小林課長，藤掛前課長に謝意を表する．

なお本研究の一部は昭和 27 年 11 月日本化学会地球化学討論会（名古屋）に報告した．

文　献

1) 狩野徳太郎等：毒水処理に関する研究，農技報 F No. 1 1952
2) 塩入松三郎：玉川を田沢湖に利用する場合に関する考察 昭12
3) 溝口 三郎：田沢湖疎水計画と玉川毒水問題，農土研 10, 64, 191, 288, 407 昭13
4) 幸野 弘道：玉川と毒水対策 土技 3 10号 昭17
5) 三浦彦次郎：玉川毒水除害の化学的研究 日化 60 958 昭14
6) 岡村良太郎：玉川毒水について 耕地 13 No. 4—5 昭14
7) 今野 義信：山形県須川及酢川の研究 陸水 4 1 昭9
8) 塩入松三郎：宮城県松川及白石川の水質調査復命書 昭15 土壌学研究 231
9) 谷津 栄寿：山形県松川の鉱毒水 資科研彙 16 43 昭25
10) 石井省一郎：吾妻川の水質汚濁について 陸水 3 83 昭8
11) 吉良 八郎：大野川の水に関する農業土木的調査 農土九州支部報 2 27 昭27
12) 入江敏雄等：栗駒火山の毒水 資科研彙 11 79 1948
13) 秋葉満寿次等：毒水に関する研究 農土研 18 254 昭26
14) 吉村信吉等：日本の無機酸性水域の陸水学的研究（無機酸性湖水の pH の成層型）陸水 9 143 昭14
日本の無機酸性湖 日本学術協会報告 12 161 1937
15) 有泉 昌等：酸性河川水質の研究および調査（第1報） 土研報 88 昭29
16) 三浦彦次郎：玉川毒水除害の沿革と現状 斎藤報恩会時報 118号 昭11

17) 巨知部忠承：玉川毒水水源地質概査報告 明治44年9月
18) 田中館秀三：玉川毒水調査及び試験工事報告 大正15年8月
19) 斎藤 文雄：玉川毒水について 地学雑 39 58号 646 昭2
20) 三浦彦次郎：渋黒温泉成因の化学的研究 日化 59 178, 375, 597 昭13
60 257, 521, 526 昭14
61 647, 761 昭15
21) 菅沼 市蔵：日本の温泉地帯に産する数種の鉱物の成分及び成因について 地質 35 188 昭3
22) 野口喜三雄等：玉川温泉に関するシンポシウム 地球化学討論会 (昭28年10月)
23) 日本鉱泉分析表 衛生試験報 34 昭4, 54 昭15
24) 三浦彦次郎：酸性水の遊離酸を除去し酒泉水又は水道用水とする方法 特許122347 昭12
25) 河西芳一等：酸性河川と中性河川との合流点附近に於けるpH分布について 陸水 9 159 昭14
26) 渋 谷：3) に引用される
27) 佐原良太郎：秋田県の地下水の化学的研究 (6報) 地下資開研 11 60 昭29
28) 山田正二郎：酸性河川水の魚類に及ぼす影響 蚕糸誌 6 207 1936
29) 遠藤彦造等：酸性河水を使用する発電所における腐蝕並びに防蝕の研究 (I～VI)
日金 15 491, 494, 558, 561, 607, 613 昭26
30) J.P. Collopy, W.D. Freeman : Cathodic protection at Imperial Dam
E.N.R. 146 No.1 43 1951

建設機械用エヤークリーナの試験報告

建設技官　斎　藤　義　治
建設技官　大　橋　秀　夫

（昭和 29 年 6 月）

目　次

I　緒　言……（1）
II　試験概要……（2）
〔1〕試験装置……（2）
〔2〕エヤークリーナ……（4）
〔3〕塵　埃……（4）
〔4〕使　用　油……（4）
III　エヤークリーナの特性……（9）
〔1〕流通抵抗……（9）
〔2〕油の持去り……（10）
〔3〕清浄効率……（10）
IV　エヤークリーナの清掃時期……（11）
〔1〕遠心部の清掃時期……（11）
〔2〕油槽部の清掃時期……（12）
〔3〕エヤークリーナに吸入される塵埃……（12）
〔4〕油の吸塵性……（13）
V　試験結果……（15）
〔1〕流通抵抗試験……（15）
〔2〕分離機の洗滌度試験……（16）
〔3〕油持去り試験……（17）
〔4〕清浄効率試験……（17）
〔5〕遠心部容量試験……（21）
VI　考　察……（22）
〔1〕清掃時期……（22）
〔2〕遠心部邪魔板の効果……（24）
〔3〕改良を要する点……（25）
〔4〕取扱上の注意事項……（26）
VII　結　語……（26）

I　緒　言

建設機械中特に土工を対称として作業するものでは，塵埃中の作業が多く，登載したエンヂンも普通自動車に比べてその影響を受けやすい．エンヂンの吸入空気中に塵埃が含まれているとシリンダ及びピストンの摩耗

を早め，ひいてはエンヂンの寿命を縮めることになるので，エンヂンには必ず塵埃及び異物を除去するためのエヤークリーナがついている．

建設機械に用いられるエヤークリーナには普通自動車に使用されているものと同型の油槽式のもの及び遠心分離式と油槽式を組合わせたもの〻二種類がある．後者では先ず上部吸入口より空気と共に吸入された塵埃は遠心部にて案内羽根によつて旋回運動を与えられ，この際大きな塵埃は集塵筒に集められる．遠心部を通過した微細な塵埃は下降して下部の油槽部に入つて油面に衝突し，更に上昇して濾網を通過する際に油滴により完全に除去される．グレーダ，ブルドーザ等の比較的塵埃の多い所で作業する車には殆んどこの形式が用いられている．

一般にエヤークリーナの性質として流通抵抗の少ないこと，エンヂンに油の吸上げのないこと，清浄効率の優秀なこと等が望まれる．本試験は現在国産の建設機械に使用されている数種のエヤークリーナについて，建設機械用エヤークリーナの試験方法[1]に基づいて行つたもので，これらエヤークリーナの特性を明らかにすると共に，その改良箇所並びに取扱方法等につき調べんとしたものである．試験結果から次の諸点が明らかにされた．

(1) 流通抵抗は流量の増加に従つて指数曲線的に増加し，一般に $R=aq^n$ にて表わされる．

(2) 流通抵抗はエンヂン出力に関係するのでできるだけ少ないことが望ましいが，遠心部は効率の割合に油槽部に比べて抵抗が大きく，又油槽部の抵抗は油の量及び種類により影響を受ける．

(3) 一般に指定油面，水平状態においては油の持去りは認められない．

(4) 硝子粉末及び土粒子による試験では清浄効率は殆んど 100% である．空気中に浮游する塵埃の粒子は殆んど 10μ 以下の細いもので，使用条件は試験結果より更に苛酷になるものと思われる．

(5) 油の粘度が増してくると清浄効率はやゝ低下するが，廃油と新しい油との差は殆んどなく，一般に吸入塵埃量が増すに従つて清浄効率は次第に低下する．

(6) 遠心部の清掃は普通の状態で毎週1回，やゝ塵埃の多い所で毎日1回実施すること．

(7) 油槽部の清掃は遠心部の清掃を確実に行つた場合，普通の状態では月1回，塵埃のやゝ多い所で毎週1回，特に塵埃の多い所では毎日実施すること．

(8) 遠心部の容量を増加させるには，遠心部に遮蔽板をとりつけると有効である．

II 試験概要

〔1〕 装置

試験装置は図—1の如く，流量測定用オリフィス，塵埃供給器，送風機，流量調節用バルブ，マノメータ，秤量装置の各部から成立つている．

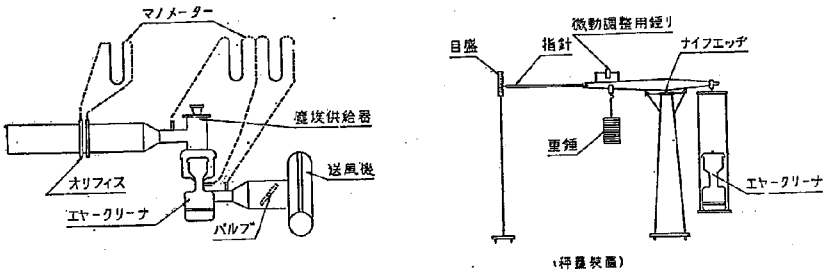
(1) オリフィス

オリフィスはDINの規格によつて製作したもので，図—2の如くその主要寸法は

管の内径 $D=130$ mm　　オリフィス内径 $d=58$ mm

開口比 $m=0.2$　　直管部の長さ $L=1200$ mm

1) 日本建設機械化協会制定：建設機械用エーヤクリーナの試験方法

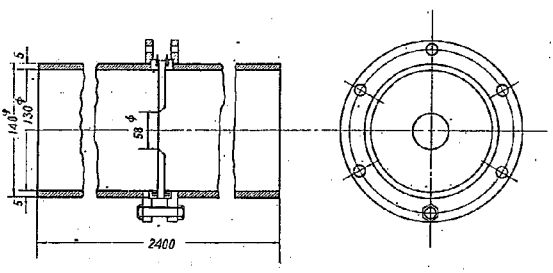


図—1 試 験 装 置

である．このオリフィスを使用した時の差圧（mmAq）と流量（l/sec.）との関係は 図—3 の如し．

（2） 塵埃供給器

塵埃供給器は図—4 の如く防錆型をした容器の底に，直径約 2mm の小さな穴をあけたもので，塵埃の供給量の調整は針弁を上下することにより行う．又塵埃が一様に連続的に落ちる様に振動装置により外部から振動を与える．



図—2 流量測定用オリフィス

（3） 送 風 機

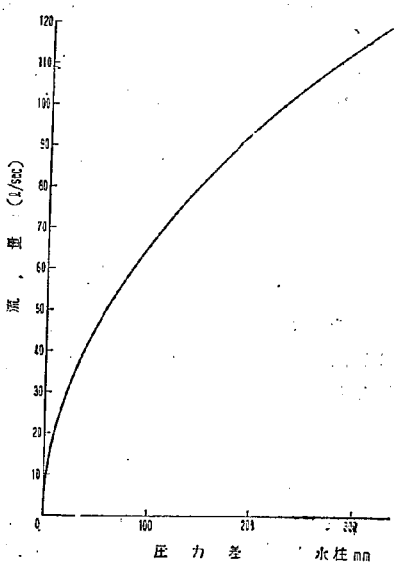
送風機は 3 HP の三相モーターで駆動される羽根型のもので，その吸込側が流量調節用バルブを通つてエヤークリーナに連結している．バルブの開閉を加減することによりエヤークリーナに流れる空気量を調節する．モーターと回転羽根との運動の伝達は 3 本の V ベルトによつて行われ，プーリーの組合わせを変えることにより羽根の回転速度を 4 段に変え得る．

（4） マノメータ

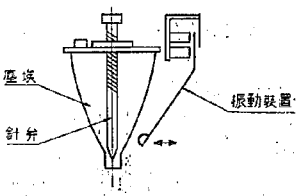
マノメータはオリフィス用及びエヤークリーナの遠心部，油槽部の流通抵抗測定のために 3 組使用した．

（5） 秤量装置

秤量装置は最初容量 5 kg，感量 1 g の上皿天秤を使用し，エヤークリーナを分解してそれぞれ遠心部，油槽部，胴部毎に秤量したが，途中より図—1 の如き容



図—3 差圧～流量関係図



図—4　塵埃供給器

量約 20 kg，感量約 2 g の天秤式秤量装置を使用した．清浄効率試験における測定精度は塵埃供給量 100 g の場合，前者にて約±5 %，後者にて約 ±3 % である．

〔2〕 エヤークリーナ

試験したエヤークリーナは何れも現在国産のブルドーザ及びグレーダに使用されているもので，遠心部と油槽部の組合わせから成立つている．写真—1，図—5 にその外観及び主要寸法を示す．又 表—1 はその使用機械，エンヂン及び吸入空気量を示したものである．

表—1　エヤークリーナ登載エンヂン一覧表

記号	製作所	使用機械	エンヂン	筒数×径×行程 (mm)(mm)	総排気量 (l)	標準回転速度 (r.p.m.)	吸入空気流量 (l/sec.) 効率＝100%	効率＝80%
A	日野	NTK-7 アングルドーザ	DA-55s	6×120×160	10.85	1300	117.5	94.1
B	日開	HA-56 モータグレーダ	DA-55s	6×120×160	10.85	1300	117.5	94.1
C	三菱	BF. D-80 アングルドーザ	DF	4×150×200	14.1	1000	117.5	94.1
D	小松	D-50 アングルドーザ	4D-120	4×120×160	7.23	1300	78.3	62.7
E	日開	HA-46 モータグレーダ	DA-45	6× 95×120	5.1	1500	63.8	51.1
F	小松	D-30 アングルドーザ	KE-5	4×110×140	5.32	1300	57.6	46.1

〔3〕 塵埃

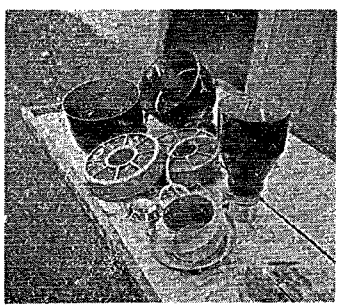
空気中に浮游する塵埃の粒子は殆んど 10μ 以下の細いものであるから，試験に使用する塵埃もできるだけ細いものが望ましいが，実際の土粒子から細い塵埃を多量に採取することはなかなか困難である．建設機械用エヤークリーナ試験方法は清浄効率試験に使用する塵埃として標準篩の 200～270 メッシュ (0.088～0.053 mm) を 20%，270 メッシュ以下を 80 % 混合したものが挙げられている．試験にはこの規格に近く配合されている硝子粉末及び 270 メッシュの篩を通過した土粒子を塵埃として使用した．硝子粉末の比重は 2.53 でほゞ土の比重に近い．これら資料並びに実際に道路上に発生した塵埃の粒度分布を測定した結果を 図—6 に示す．塵埃 A は砂利道より約 5 m の距離にて高さ約 1 m の地点に堆積していたもの，塵埃 B は砂利道にてトラック通過後，地上約 50 cm の箇所に採取箱を置き採取したものである．写真—2，3 に硝子粉末及び土粒子の顕微鏡写真を示す．

〔4〕 使用油

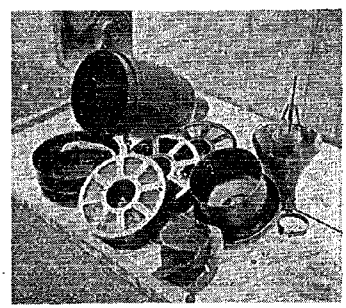
試験に使用した油は SAE 40，30，10 W 及び廃油の 4 種類で，これら油の比重及び粘度を測定した結果は図—7 及び 図—8 の如し．廃油は SAE 30 を所内 15 K ショベルにて 48 時間運転使用した未だ比較的新しいものである．

(1) 左より
B……HA 56　D……D-50
E……HA 46　F……D-30
A……NTK 7

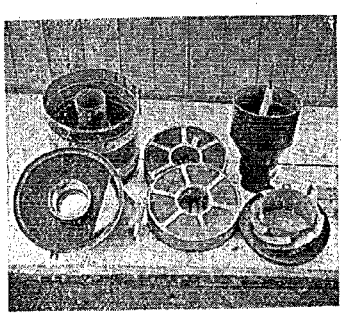
(2) 左より
A……NTK-7
B……HA 56
C……BF (D-80)



(3) エヤークリーナ：A



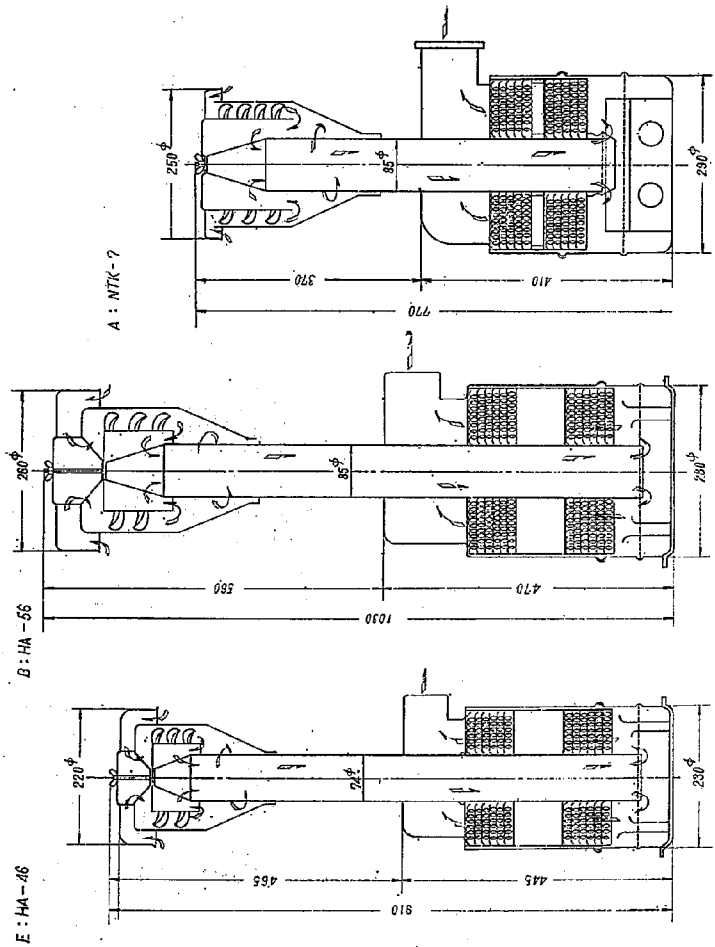
(4) エヤークリーナ：B



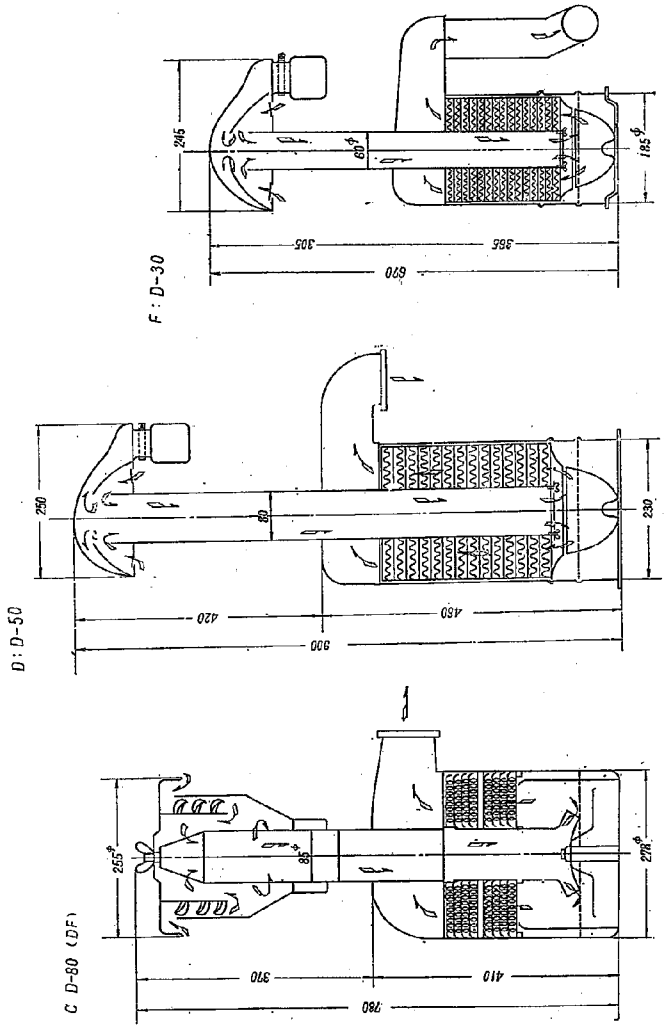
(5) エヤークリーナ：C

(6) エヤークリーナ：D

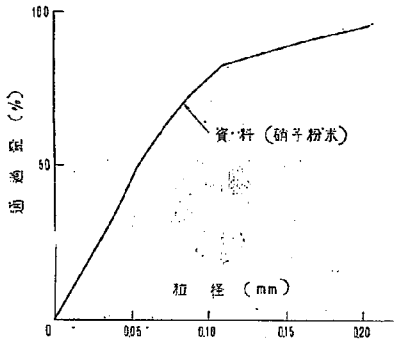
写真—1 エヤークリーナ

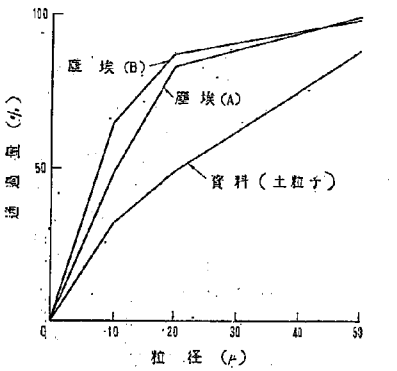


図—5 建設機械用エキスパンダー

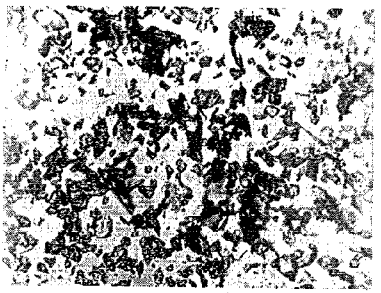


図—5 建設機械用エヤークリーナ

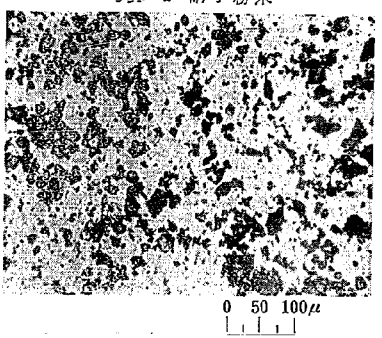




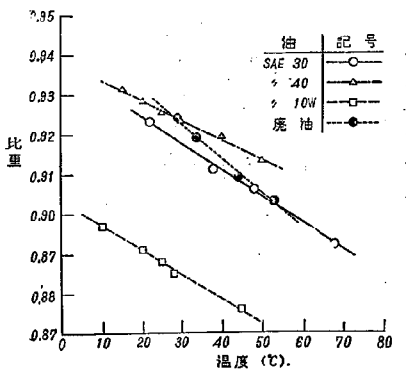
図—6 塵埃の粒度分布



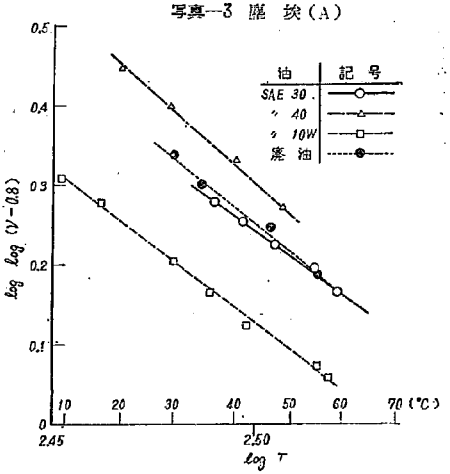
写真—2 硝子粉末



写真—3 塵埃（A）



図—7 油の比重特性



図—8 油の粘度特性

III　エヤークリーナの特性

エヤークリーナに望まれる特性は，流通抵抗の少ないもの，油の持去りのないもの，清浄効率の良効なことであるが，特に塵埃の多い所で使用する建設機械では清浄効率の良好なこと丶共に，エヤークリーナの清掃及び油の交換等，整備を確実に実施する必要がある．

〔1〕流通抵抗

エヤークリーナは塵埃を確実に除去する目的上，流入空気は種々曲折した通路を通つて行く，このためにかなりの抵抗を受ける．エンヂンとしてはこのエヤークリーナの流通抵抗がなるべく少ないことが望まれる．今任意の状態における絶対温度，絶対圧力を T, P とし，標準状態 15 °C, 760 mm Hg を T_0, P_0 とすると

$$\text{体積効率}\quad \eta_v=\frac{(P,T)\text{にて実際に吸入した新気の質量}}{(P,T)\text{にて行程体積を占むべき新気の質量}}$$

$$\text{充填効率}\quad \eta_c=\frac{(P,T)\text{にて実際に吸入した新気の質量}}{(P_0,T_0)\text{にて行程体積を占むべき新気の質量}}$$

で表わされ，充填効率とエンヂンの出力とはほぼ正比例するから，充填効率のなるべく大きいことが望ましい．充填効率は弁の構造並びにその開閉時期，吸入管の形状，シリンダ体積，圧縮比，回転数，吸気の温度並びに圧力差によつて変る．一般に吸気圧力の大きい程，又その温度の低い程充填効率は大きくなる．又大気圧を p (絶対圧力，cm Hg) とすると，エンヂンの圧縮比が一定の時体積効率 η_v は

$$\eta_v=K_1\sqrt{p}-K_2p$$

で表わされる．こゝに，K_1, K_2 はエンヂンにより異なる常数である[2]．この式より圧力が減少すると体積効率は小さくなり，従つてエンヂン出力も低下することが判る．エヤークリーナの流通抵抗が少ない程負荷が小さく圧力減少が少ないのでエンヂンには望ましい．

エヤークリーナの流通抵抗は流量が増加すると一般に指数曲線的に増してゆき，流量と流通抵抗の関係は一般に次式を以て表わされる．

$$R=aq^n \quad \cdots\cdots(1)$$

但し　R : 流通抵抗 (mmAq)

q : 流量 (l/sce)

a, n : 常数

(1) 式において n は流量変化による抵抗の曲線的増加割合を示すもので，主としてエヤークリーナの形状，構造に関係するものと思われ，a は抵抗の直線的増加割合を示すもので，主として使用油の性状，濾網への塵埃附着状況等に関係するものと思われる．従つて清浄効率の試験中，もし n に変化がないものと仮定すると，a の値は塵埃混入による油の粘度増加及び濾網における塵埃の附着等による抵抗増加を示すもので，油槽部の吸入塵埃量の増加に従つて次第に増加し，濾網その他の清掃時期を示す一つの目安となり得る．

2) 機械工学便覧

〔2〕 油の持去り

エヤークリーナの油槽中の油が持去られてエンヂン中に入ると燃焼状態が悪くなり，カーボンの堆積等を来すので，水平時は勿論傾斜時においても油の持去りがあつてはならない．油持去りに影響するものとして油の粘度，比重等の油の性質，空気の流通抵抗等が考えられるが，福田氏[3]は油の持去りを起さぬ油槽式エヤークリーナの設計条件として次の5点を挙げている．

(1) 油面に衝突する空気速度を 18 m/sec. 程度にする．

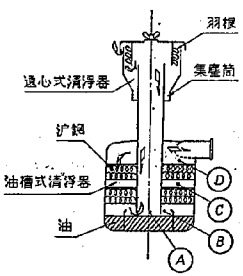
(2) 油面を通過する空気速度は 12～17 m/sec. 位にする．但し，車体の動揺により相当波立つことを考えて，できるだけ速度を低く選んだ方がよい．

(3) 濾過網の層の厚みをできるだけ厚くする．50～60 mm 位にすることが望ましい．

(4) 濾過網を通過する空気速度は 10 m/sec. 以下のできるだけ小さな値を選ぶ．できれば 2～3 m/sec. 位にする．

(5) 濾過網を通過した後，なお場所が許せば広い場所を設け，空気がその中を上昇する様な構造とする．この上昇速度は 3～4 m/sec. 以下にできれば望ましい．

建設機械用エヤークリーナは一般に 図—9 に示す如き構造をしているが，試験したエヤークリーナにつき図の A，B，C，Dの各点における空気速度を求めると 表—2 の如し．



図—9 建設機械用エヤークリーナの構造

表—2 エヤークリーナの流通速度

記号	流量 (l/sec.)	風速 (m/sec.) A	B	C	D
A	94.1	19.0	3.5	2.3	2.2
B	94.1	16.5	7.4	1.9	2.1
C	94.1	11.5	3.1	2.2	1.9
D	62.7	12.5	12.9	2.9	1.9
E	51.1	11.9	5.8	1.5	2.1
F	46.1	16.3	10.7	2.8	2.1

〔3〕 清浄効率

建設機械に使用されるエヤークリーナは前述の如く，遠心部と油槽部の二つの独立したエヤークリーナの組合わせから成立つているので，この二つの部分が各々その機能を充分発揮して始めて最高の性能を出すものといえる．遠心部は清浄効率の割に圧力損失が大きいが，油の持去りがなく，且つ手入が簡単であるので，できるだけ塵埃を遠心部にて除去するものが望ましい．

(1) 遠心部の効率

遠心部では流入空気に旋回運動を与え，遠心力によつて塵埃を外方に飛ばし塵埃を分離するもので，この目的のために数枚の螺線状の羽根が使用されている．遠心部に要求される事項として次のことがいえる．

1) できるだけ大きな遠心力を塵埃に与えて，細い塵埃迄除去し得ること．

3) 福田城二： 内燃機関 (第5巻，第6号)

2) 集塵筒の容量をできるだけ大きくして，多量の塵埃を集積し得る様にすると共に一度集塵筒に入つた塵埃は再び吸上げられることがない様にすること．

3) 保守の容易なこと．

（2） 油槽部の効率

油槽部の油は吸入空気と共に細い油の粒となつて吹き上げられ，常に濾網を濡し，濾網に溜つた油は油滴となつて油槽部に滴下している．かくして油は常に油槽と濾網との間を循環している．遠心部を通過した細い粒子の塵埃を含んだ空気は先ず油槽部の油面に衝突して一部の塵埃は除去され，他の塵埃は更に濾網を通過する時，濾網に附着した油滴に接触して取去られる．濾網に附着した塵埃は溜つた油滴と共に油槽部に滴下する．かくして除去された塵埃は油槽部に沈澱する．

塵埃が含まれてくると油槽部の油の粘度は次第に高くなつて飛散性が悪くなると共に濾網に附着した油も滴下し難くなるので，濾網が次第につまり，流通抵抗が増してくると共に清浄効率が次第に低下してくる．油槽部の効率をあげるために要求される事項として次のことがいえる．

1) 油の持去りのないこと

2) できるだけ飛散性のよい油（粘度小）を使用し，油槽部は多量の油が濾網に飛散し得る構造とすること．

3) 除去された塵埃は油槽部に沈澱し，常に新しい油が濾網を洗滌し得る構造とすること．

4) 濾網は油滴が附着し易い型式のもの，又網目にむらがなく間隙の小さいもの．

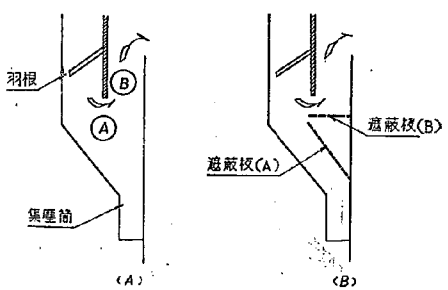
5) 点検，保守の容易なこと．

IV　エヤークリーナの清掃時期

清掃時期は遠心部と油槽部によつて自然と異なつてくる．清掃の容易，確実なことから遠心部の効率をよくしてできるだけ油槽部の清掃期間を長くすることが望まれる．

〔1〕 遠心部の清掃時期

遠心部に集積された塵埃は集塵筒に集められるが，集塵筒の量が多くなると今度は逆に遠心部にたまつた塵埃が油槽部の方に吸込まれる様になる．この状態では遠心部は既に除塵の用をなさなくなるので，速に清掃をする必要がある．故に集塵筒の容量もできるだけ大きくして多量の塵埃を集積できる様にすることが望ましい．これは引いては間接的に油槽部の清掃期間を長くすることになる．一旦集塵筒に入つた塵埃を再び吸上げない様にするには 図—10 の（A）における A 点及び B 点の断面積を大きくして流速をできる限り小さくすること，又は（B）における如く遮蔽板を取付けるのも一方法である．又適当な時期に清掃を確実に実施するために，集塵筒に窓をつけて塵埃の堆積工合を点検し得るこ



図—10　エヤークリーナの遠心部

とが望ましい．

〔2〕 油槽部の清掃時期

油槽部は吸入された塵埃が除去されるに従つて，時間的経過と共に清浄効率は次第に低下してくる．油槽部の清掃を行うべき時期としては次の3つの場合が考えられる．

1) 油槽部の油面が最低油面以下に下つた場合

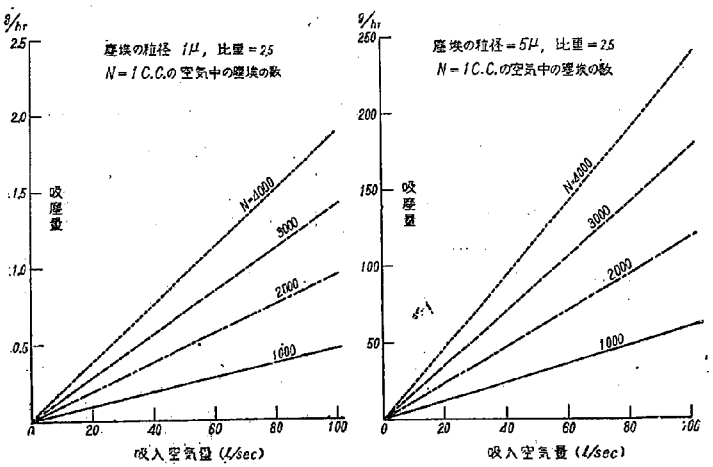
2) 塵埃混入のため油の粘度が増大し，油の飛散性が悪くなつた場合

3) 濾網に塵埃がつまり，流通抵抗が増し，塵埃の附着性が悪くなつた場合

これらについて考えると 1) の原因としてはエンヂンへの油の持去り，油の揮発部分の蒸発，塵埃を吸着した油が濾網その他に附着したまゝになつて油槽部に戻らないこと等が考えられる．又 2) の状態では当然使用可能最低油面も高くなつてくるので，塵埃はできるだけ早く油底に沈澱し，常に新しい油が濾網に飛散することが望ましい．又油槽に溜つた塵埃は油槽部の底に沈澱したまゝの状態でなるべく攪拌させない様にする．このため油槽部に仕切板を設けるのもよい方法である．3) の状態では 2) と関聯して清浄性が次第に低下してくる．新しい油が常に濾網の各部に一様に飛散される構造のものが望ましい．又濾網の中味のつめ方にむらがあると隙間の大きな所から塵埃が抜ける様になり清浄効率が急激に低下する．

〔3〕 エヤークリーナに吸入される塵埃

建設機械の作業中，空気中に存在する塵埃の大きさは殆んど数 μ 以下であることが予想され，夏季乾燥した土壌を対称として作業する場合は特にこの傾向が著しいものと思われる．塵埃の粒径を 1μ 又は 5μ とし比重を 2.5，1 c.c. 中の空気中に含まれる塵埃の数 (N) を想定した時の吸入空気量と吸塵量の関係を求めた結果図—11 を得た．



図—11 エヤークリーナの吸塵量

前掲の砂利道にてトラック通過後の塵埃採塵箱にて採取し，粒度分布を調べた時の結果より 1 c.c. 中の空気中に含まれる塵埃の数を推定すると，表—3 の如く平均ほゞ 750 であつた．建設機械の作業中にはもつと塵埃を受けることがしばしばあると思われるので，今塵埃の平均粒径を 5μ と仮定し，N=1000，及び 2000 の場合のエヤークリーナの吸塵量を求めると 表—4 の如し．建設機械の吸塵量は普通 5～10 g/h，塵埃のやゝ多い所では 50 g/h，特に多い所では 100 g/h 程度ではないかと思われる．

表—3 空気中の塵埃

番号	粒子の数 (0.2 c.c. 中)					1 c.c. 中の塵埃数
	10μ 以下	10～20μ	20～50μ	50μ 以上	計	
1	100	36	17	4	157	785
2	78	31	19	2	130	650
3	112	40	10	3	165	825
4	108	33	16	1	158	790
5	78	28	14	0	120	600
6	105	32	17	2	156	780
7	105	39	21	2	167	835
平均	65.0%	22.1%	11.6%	1.3%	100%	752

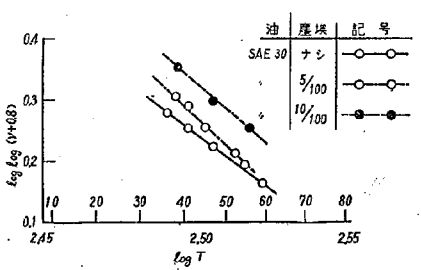
表—4 エヤークリーナの吸塵量

空気1 c.c. 中の塵埃の数	吸入効率 (%)	吸塵量 (g/h)					
		A	B	C	D	E	F
1000	100	70	70	70	46	38	34
〃	80	56	56	56	37	30	27
2000	100	140	140	140	92	76	68
〃	80	112	112	112	74	60	54

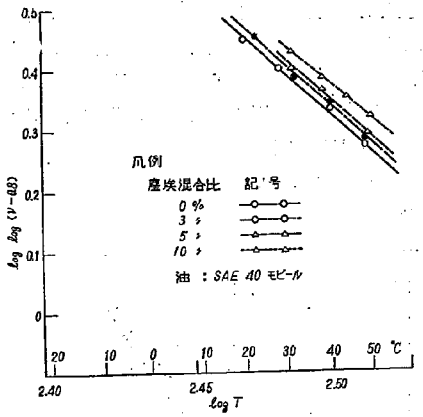
〔4〕 油の吸塵性

油の粘度が高くなる程，塵埃の附着性がよくなるが，一方吸塵量が減つてくるので，吸塵性は低下するといえる．塵埃が混入して油槽中の油の粘度が高くなつてくると，油の飛散性，洗滌性が悪くなるので，油の吸塵量により油の交換時期が決められてくる．SAE 30 及び 40 モビールについて塵埃混入による粘度及び比重の変化状態を調べた結果を図—12，13，14，15に示す．又試験管中に油を一定量入れ，これに塵埃を混入してよく攪拌し，僅時放置後の塵埃の沈澱状況を調べ 図—16 の如き結果を得た．

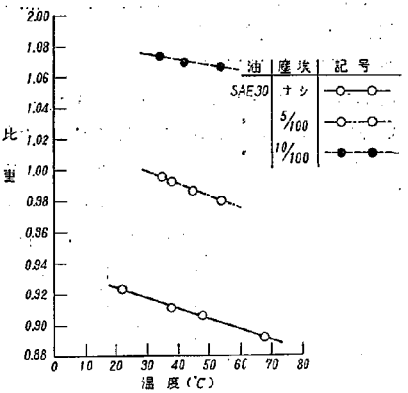
以上考察すると塵埃混合比が 10% を過ぎると粘度がかなり高くなり吸塵性も次第に低下することが想像される．油槽中の油の使用限度は 20% 程度ではないかと思われる．



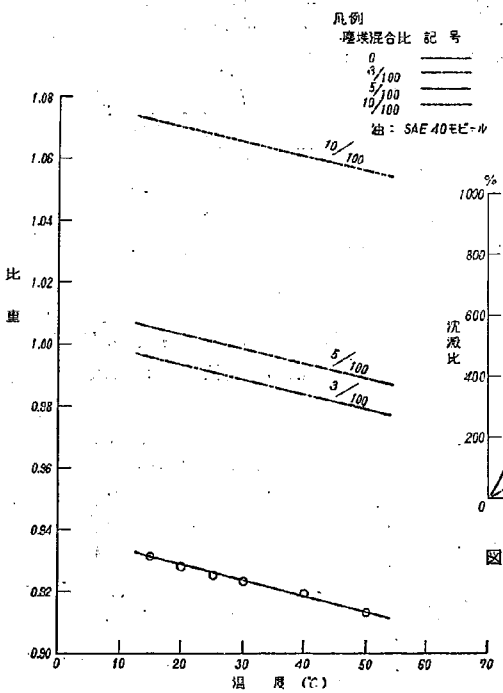
図—12 塵埃混入による粘度変化 (SAE 30)



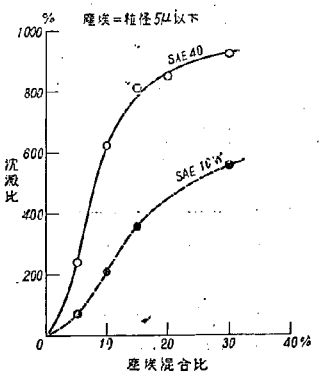
図—13　塵埃混入による粘度変化（SAE 40）



図—14　塵埃混入による比重変化（SAE 30）



図—15　塵埃混入による比重変化（SAE 40）



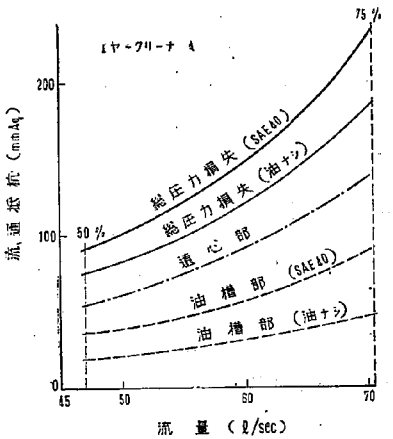
図—16　油中における塵埃の沈澱状況

V 試 験 結 果

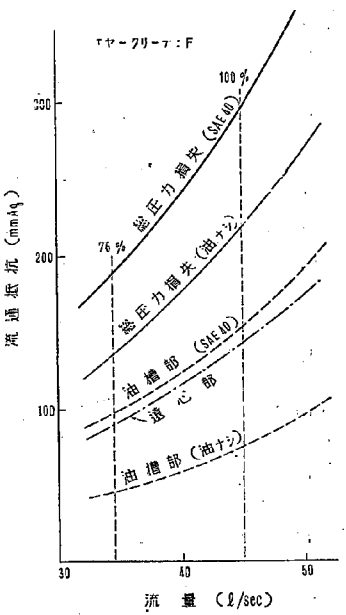
〔1〕 流通抵抗試験

流通抵抗は流量測定用バルブの開閉を加減することにより吸入空気量を増減し，マノメータにより遠心部及び油槽部の圧力損失を測定した．図—1 のまゝでは遠心部の抵抗の外に塵埃供給器の抵抗が加味されるので，別に塵埃供給器のみの抵抗を測定して補正した．図—17～22 に補正後の抵抗値を示す．

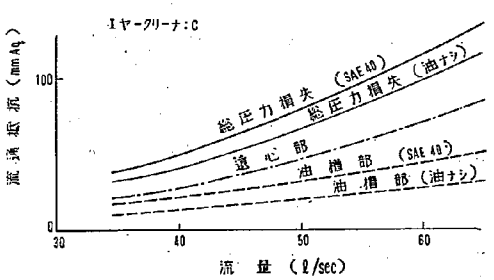
流通抵抗はエヤークリーナの型式，構造によりかなり変つてくるが，測定結果より見ると一般に遠心部の方が油槽部より抵抗が大である．又油槽部の流通抵抗は油を入れた場合やゝ増大し，これは油の種類，量等により幾分変つてくるものと思われる．又 (1) 式により各エヤークリーナにつ



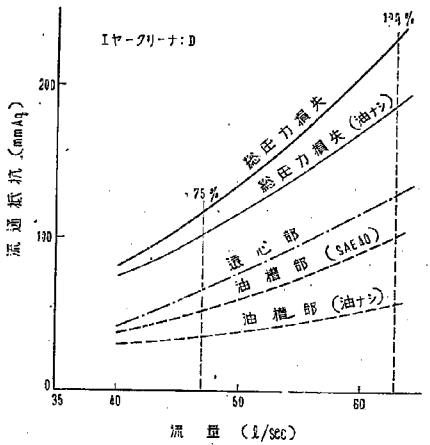
図—17 流通抵抗試験成績図（A）



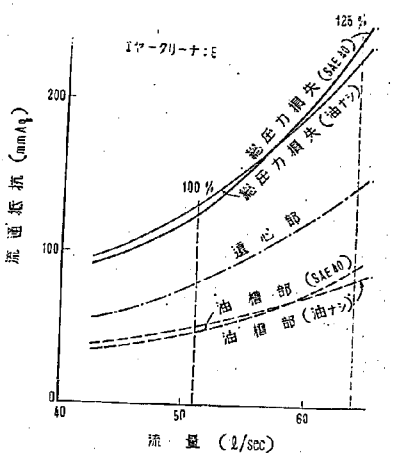
図—18 流通抵抗試験成績図（B）



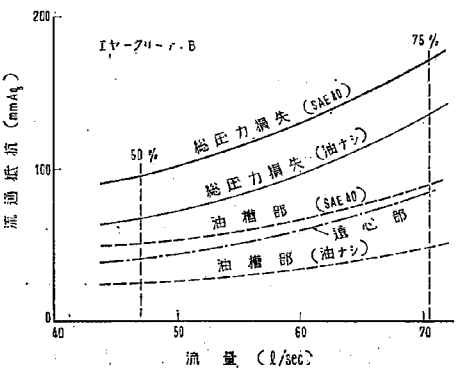
図—19 流通抵抗試験成績図（C）



図—20　流通抵抗試験成績図（D）



図—21　流通抵抗試験成績図（E）



図—22：流通抵抗試験成績図（F）

いて測定結果より a 及び n の値を求めた結果は表—5の如し。

〔2〕 分離機の洗滌度試験

SAE 40 モビールを指定油面以下 30 mm 位より順次高めて，80% 流量にて 5 分間ずつ運転し，分離機に油の洗滌が認められる最低油面を調べた結果表—6 を得た。エヤークリーナ A 及び B について試験した結果は最低油面としてそれぞれ −25 mm 及び −10 mm を得たが，他のエヤークリーナもほゞこの範囲内にあるものと思われる。

表—5　エヤークリーナの流通抵抗係数表

記号	a					n				
	遠心部	油槽部（油ナシ）	油槽部（SAE40）	総（油ナシ）	総（SAE40）	遠心部	油槽部（油ナシ）	油槽部（SAE40）	総（油ナシ）	総（SAE40）
A	0.0086	0.0080	0.0096	0.0118	0.0139	2.30	2.05	2.16	2.31	2.31
B	0.047	0.035	0.50	0.073	0.51	1.77	1.69	1.21	1.78	1.22
C	0.0066	0.029	0.039	0.016	0.034	2.25	1.67	1.77	2.09	1.98
D	0.0074	0.24	0.0113	0.035	0.0145	2.36	1.32	2.21	2.23	2.31
E	0.0139	0.0305	0.0123	0.052	0.018	2.22	1.91	2.12	2.00	2.26
F	0.14	0.063	0.185	0.32	0.62	1.85	1.88	1.79	1.73	1.64

表—6　分離機の洗滌度試験成績表

(1)　エヤークリーナ：A，油：SAE 40

指定油面からの高さ (mm)		0	−25	−35	−40
油面 (mm)	試験前	82	57	47	42
	試験後		54	45	41.5
	差		3	2	0.5
油槽部の重さ (g)	試験前		4909	4392	4167
	試験後		4757	4360	4152
	差		152	32	15
分離機の洗滌度			10/10	10/10	1/10

(2)　エヤークリーナ：E，油：SAE 40

指定油面からの高さ (mm)		0	−10	−15	−20
油面 (mm)	試験前	32	22	17	12
	試験後		9→18	8→12	3
	差		13→4	9→5	9
油槽部の重さ (g)	試験前		2311	2154	1935
	試験後		2270	2137	1927
	差		41	17	8
分離機の洗滌度			10/10	7/10	1/10

註：試験後の油面で，例えば8→12とあるのは，試験直後の中央部の油面が8 mmで，5分後に外殻の油が中央部に流入して12 mmになつたことを示す．

〔3〕 油持去り試験

SAE 10 W の油を用いて指定油面より約5 mmずつ油面を高めて，エヤークリーナの出口より油の持去りが認められるか否かをエヤークリーナ E について調べ表—7を得た．油持去りの有無はエヤークリーナの出口をガーゼで覆い80%流量にて10分間運転後，ガーゼに油滴が附着しているかを調べた．試験の結果油面を指定位置より 15 mm 高めても油の持去りは認められなかつた．

SAE 40 を指定油面迄入れて流通抵抗並びに清浄効率を測定した際，エヤークリーナの出口に面した濾網の最上部迄の油の上昇はエヤークリーナAを除いて他のものでは殆んど認められなかつた．指定油面，水平時の場合には試験したエヤークリーナについてはエンヂンへの油の吸込は殆んどないと思われる．

表—7　油持去り試験成績表

エヤークリーナ：E，油：SAE 10 W

指定油面からの高さ (mm)		0	+10	+15
油面 (mm)	試験前	32	42	47
	試験後	21	35	37
	差	11	7	10
油槽部の重さ (g)	試験前	2435	2854	3065
	試験後	2392	2691	3005
	差	43	163	65
油持去りの有無		ナシ	ナシ	ナシ
摘要			油中に気泡あり	油中に気泡あり

〔4〕 清浄効率試験

(1)　硝子粉末を使用した場合

塵埃供給器に約100 gの硝子粉末を入れ，30分間連続運転して，この間供給器内の塵埃がほゞ一様に落ちるように針弁を調整した．SAE 40 モビールを指定油面迄入れ約80%流量にて各エヤークリーナについて試験した結果を表—8に示す．エヤークリーナによつて遠心部のみの清浄効率に多少相違があるが，総合清浄効率は殆んど100%を示している．

硝子粉末の実際の粒度分布は図—6の如く270メッシュ (0.053 mm) 以下のものが僅か50%近くで，空気中に存在する塵埃に比べて相当大きいので，実際には更に苛酷な条件になるものと思われる．遠心部の集塵筒に堆積した硝子粉末を篩により粒度分析してみると表—9の如くなる．これを粒径が0.053 mm以上のものと

表—8 清浄効率試験成績表（硝子粉末）

番号	エヤークリーナ	時間 (min)	吸気温度 (°C)	流量 l/sec.	流量 %	塵埃供給量 (g)	除塵量 遠心部	除塵量 総合	清浄効率 遠心部	清浄効率 総合	摘要
1	A	30	13.5	73.5～74.0	62.5～63	93	86	91	93	98	油：SAE40 油面：指定油面
2	B	〃	13.0	71.5～73.2	61～62.5	92	70	91	76	99	
3	D	〃	16.0	60.5～61.5	77～78.5	91	71	89	78	98	
4	E	〃	17.0	51.0～52.3	80～82	88	34	88	39	100	
5	F	〃	16.5	46.5～48.0	81～83	82	72	82	88	100	

それ以下のものとに分けて，供給した塵埃に対する比率を求めると表—10の如くなる．塵埃の粒径が小さくなるに従つて，遠心部で除去される塵埃の量が少なくなること，すなわち遠心部の清浄効率が低下することは明らかである．

表—9 硝子粉末の粒度分析（遠心部に堆積したもの）

番号	エヤークリーナ	0.22 mm 以上	0.22～0.107 mm	0.107～0.088 mm	0.088～0.053 mm	0.053 mm 以下
1	（試験前資料）	1.3%	16.2%	9.9%	23.6%	49.0%
2	A	0.2	7.1	12.5	33.0	47.2
3	B	12.0	52.0	9.6	16.8	9.6
4	D	0.5	18.3	14.4	28.5	38.3
5	E	0.9	17.2	14.3	26.8	40.8
6	F	1.0	17.6	14.0	28.3	39.1

表—10 遠心部清浄効率分析表

番号	エヤークリーナ	0.053 mm 以上	0.053 mm 以下	全効率	塵埃全体を0.053 mm 以上とした場合	塵埃全体を0.053 mm 以下とした場合
1	A	55%	38%	93%	100%	78%
2	B	46	30	76	90	61
3	D	48	30	78	94	61
4	E	35	4	39	61	8
5	F	46	42	88	90	86

（2） 土粒子を使用した場合

塵埃の供給速度を 100 g/h とし指定油面迄油を入れ，吸入空気の流量は 50% を基準として行つた．油は SAE 30 モビールを基準とし，SAE 40 モビール及び廃油を比較使用した．

1） 各エヤークリーナの効率 A，B，C，Dの各エヤークリーナにつき，SAE 30 の油を使用し，50% 流量にて塵埃を 100 g ずつ約 200 g 迄入れて試験した結果を表—11 及び図—23 の a に示す．遠心部の効率に多少の相違が見られたが，総合清浄効率は殆んど 100% である．

2） 流量変化による効率 エヤークリーナAを使用し，SAE 30 の油を入れて，流量を 50% 及び 40% に変

表—11 清浄効率試験成績表（土粒子）

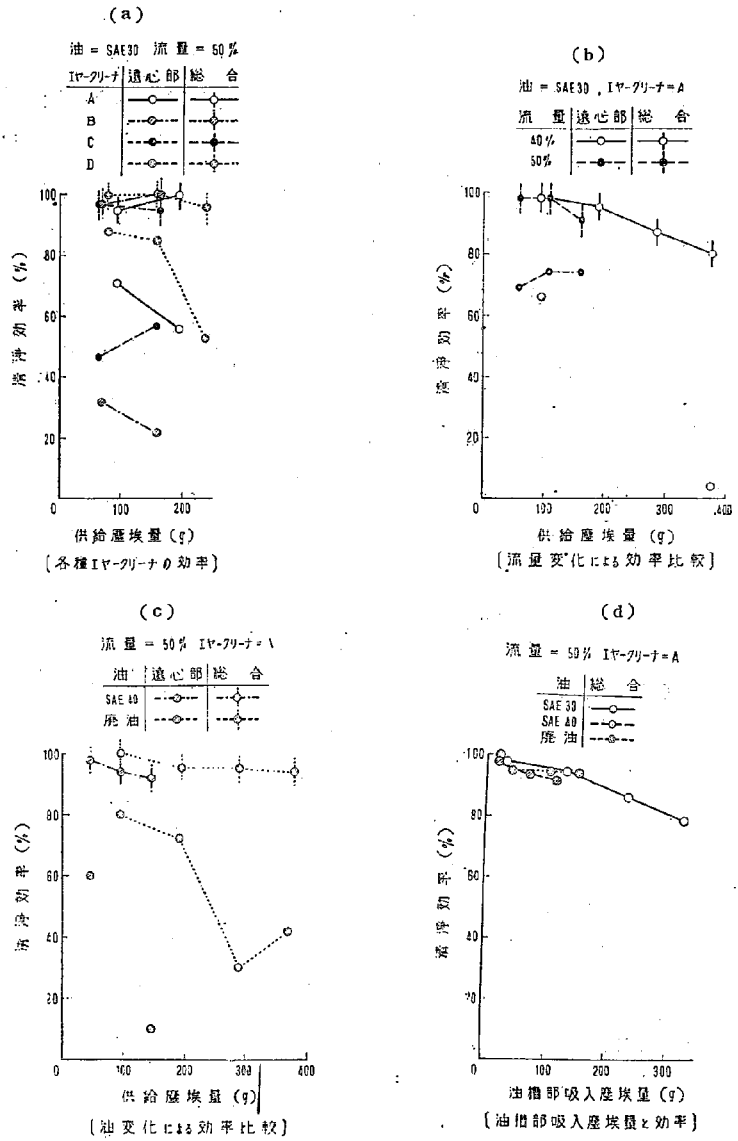
番号	エヤークリーナ	時間 (min)	吸気温度 (°C)	流量 l/sec.	流量 %	塵埃供給量 (g)	除塵量 遠心部	除塵量 総合	清浄効率 遠心部	清浄効率 総合	摘要
1	A	60	20.0 ～21.0	59.5	51	95	71	90	75	95	油：SAE30 油面：指定油面
2	〃	〃	21.5	58.5 ～59.5	50～51	94	56	94	60	100	
3	B	〃	18.0 ～18.5	53.0 ～54.0	45～46	71	32	69	45	97	
4	〃	〃	15.5	55.5 ～57.0	47～49	93	22	93	24	100	
5	C	〃	19.0 ～20.5	61.5	52	65	47	63	72	97	
6	〃	〃	18.5 ～19.5	56.0 ～59.0	48～50	98	57	93	58	95	
7	D	〃	19.0 ～20.0	34.0 ～41.0	43～52	81	71	81	88	100	
8	〃	〃	21.0	39.0 ～40.0	50～51	78	66	78	85	100	
9	〃	〃	21.0 ～21.5	38.5 ～40.0	49～51	80	42	77	53	96	

えた場合の効率の比較結果を表—12及び図—23の6に示す．試験結果よりこの程度の流量変化による効率の影響は殆んどないといえる．

表—12 清浄効率試験成績表（流量変化）

番号	エヤークリーナ	時間 (min)	吸気温度 (°C)	流量 l/sec.	流量 %	塵埃供給量 (g)	除塵量 遠心部	除塵量 総合	清浄効率 遠心部	清浄効率 総合	摘要
1	A	60	9.5 ～10.0	58.0 ～60.0	49～51	94	62	92	66	98	油：SAE30 油面：指定油面
2	〃	〃	12.0 ～13.0	56.5 ～59.5	48～51	96	−1	91	—	95	
3	〃	〃	9.5 ～12.5	57.5 ～59.5	49～51	94	−11	82	—	87	
4	〃	〃	13.0 ～14.5	57.5 ～59.5	49～51	93	4	74	4	80	
5	〃	〃	19.5 ～20.0	47.0 ～47.5	40	58	40	57	69	98	
6	〃	〃	15.0 ～15.5	47.0 ～47.5	40	50	37	49	74	98	
7	〃	〃	14.5 ～16.0	47.5	40	53	39	48	74	91	

3） 油変化による効率　エヤークリーナAを使用し，流量を50%の状態にて油をSAE 40及び廃油と変えた時の効率比較の結果を表—13及び図—23のcに示す．又油槽部に吸入された塵埃量と清浄効率との関係を調べると図—23のdの如し．これらより見るとエヤークリーナの清浄効率は油の粘度が増してくるとやゝ低下する様であるが，廃油と新しい油との差は殆んどなく，油槽部の吸入塵埃量が増すに従つて清浄効率は全般的に次第に低下してくる．



図—23 清浄効率試験成績図

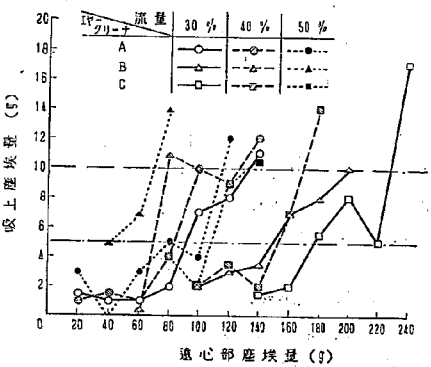
表—13　清浄効率試験成績表（油変化）

番号	エヤークリーナ	時間 (min)	吸気温度 (°C)	流量 l/sec.	流量 %	塵埃供給量 (g)	除塵量 遠心部	除塵量 総合	清浄効率 遠心部	清浄効率 総合	摘要
1	A	30	15.0 ～15.5	58.5 ～59.5	50～51	47	28	46	60	98	油：SAE40 油面：指定油面
2	〃	〃	17.5 ～18.0	57.5 ～58.5	49～50	49	−1	46	—	94	
3	〃	〃	17.5	57.5 ～58.5	49～50	49	5	45	10	92	
4	A	60	17.5 ～18.0	58.0	49	95	76	95	80	100	油：廃油 油面：指定油面
5	〃	〃	19.5 ～20.0	59.5 ～60.2	51	98	71	93	72.5	95	
6	〃	〃	20.5 ～21.0	59.0 ～60.2	50～51	96	29	91	30	95	
7	〃	〃	21.0	58.5 ～59.5	50～51	92	39	87	42	94.5	

〔5〕 遠心部容量試験

遠心部の集塵筒に予め一定量の塵埃を入れておき，流量を一定にして 10 分間運転した後の塵埃の吸上減量を測定し，塵埃の量を漸次増してゆき，吸塵量がほゞ 10 g 以上になるときの集塵筒内の塵埃量を求めた．容量試験の結果は図—24及び表—14 の如し．

エヤークリーナA，B，Cの形式のものでは流量により容量は変化し，一般に流量が増す程吸上塵埃量が増加する．試験結果よりこの形式のものゝ清浄時期はほゞ 100 g 程度である．Dの形式のものでは流量による集塵部の容量変化は考えられず容量は集塵筒の大きさにより決る．現在使用されている容器の容積は，184 c.c.，塵埃容量は約 110 g である．



図—24　遠心部容量試験成績図

表—14　遠心部容量試験成績表

エヤークリーナ ＼ 吸上塵埃量 / 流量	5 g 以上 30 %	5 g 以上 40 %	5 g 以上 50 %	10 g 以上 30 %	10 g 以上 40 %	10 g 以上 50 %
A	100g	100g	80g	140g	100g	120g
B	160	80	40	200	80	80
C	180	160	120	240	180	140

註：　塵埃は 270 メッシュ通過のもの．

VI 考　　察

〔1〕 清 掃 時 期

(1) 取扱説明書による清掃時期

整備基準その他取扱説明書によると，各エンヂン及び車輛のエヤークリーナ清掃時期は表—15の如し．アワーメータにて30時間すなわち毎週点検，整備を実施するように指示されている．

表—15　エヤークリーナの清掃時期

(エンヂン別)

番号	製作所	エンヂン	清掃時期(h) 遠心部	清掃時期(h) 油槽部	油量 (l)
1	いすゞ	DA 45, 43, 75		100 (3000km)	0.6
2	池貝	A44, E42, 62		30	
3	小松	D-50		30	2.8
4	三菱	DF, DB5C		30	
5	〃	DE	30	30	
6	新三菱	KE5		毎週	
7	日野	DA55S, 57S, DS11A		(3000km)	
8	民生	KD-2, 3, 4		毎週	

(車輛別)

番号	製作所	車輛	清掃時期(h) 遠心部	清掃時期(h) 油槽部	油量 (l)
1	小松	D-30			
2	〃	40			
3	〃	50		120	
4	〃	80	30	主 始 30 120	主 始 2.8 1
5	〃	120			
6	三菱	BBIV		30	0.8
7	〃	BF		主 始 30 120	主 始 2.8 0.28
8	日特	NTK-4			
9	〃	7		20	
10	小松	GD-25		60	
11	〃	30		30	1.2
12	〃	37			
13	三菱	MG Ⅱ	30	30	2
14	〃	LG Ⅰ			
15	日開	HA-46		50	
16	〃	56		50	
17	キタビラ	No. 12		主 始 60 60～120	

註：　遠心部……内部清掃，集塵筒内塵埃除去　　油槽部……濾網洗滌，油交換，内部清掃

(2) 遠心部の清掃時期

遠心部の清掃時期は吸塵量並びに集塵筒の容量により変つてくるが，集塵筒に堆積した塵埃量が100g程度になる迄に行うべきである．エヤークリーナの吸塵量を普通の状態で10g/h，塵埃のやゝ多い状態で50g/hとした時の遠心部の清掃時期を求めると表—16の如し．すなわち土工作業をしている建設機械では塵埃のやゝ多い所では毎日，普通の状態でも毎週1回は遠心部の清掃を行う必要がある．

表—16　遠心部の清掃時期

吸塵量 (g/h)	遠心部の清浄効率 (%)	清掃時期 (h)
10	50	20.0
〃	60	17.7
50	50	4.0
〃	60	3.3

(3) 油槽部の清掃時期

油槽部の清掃時期としては前述の如く3つの場合が考えられ，どの状態が最も早くくるかはエヤークリーナの構造，使用油の性状，吸塵量によつて異なるものと思われるが，普通の状態では先ず2)及び3)の状況により清浄効率の低下を示すものと思われるので，次にこれらについて考える．

1)　塵埃混入のため油の粘度が増大し，油の飛散性が悪くなつた場合．

油の吸塵性より考えて油槽中の油の塵埃混合比が10～20%になつた時を清掃時期と考えると，吸塵量

10 g/h 及び 50 g/h の時の各エヤークリーナの油槽部清掃時期は表—17の如くなる.

表—17 油槽部の清掃時期

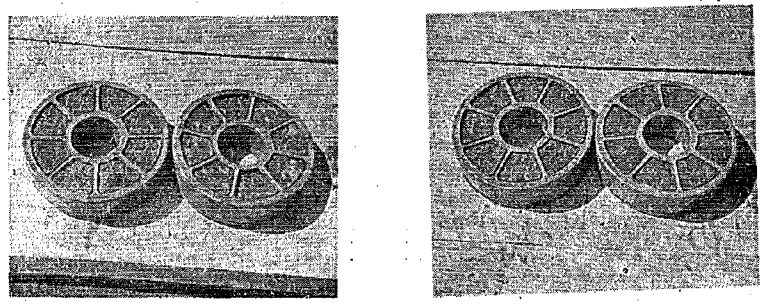
エヤークリーナ	油槽部容量(指定油面迄)	混合比10～20%の塵埃量	吸塵量＝10 g/h		同　左＝50 g/h	
			遠心部効率＝50%	同左＝60%	同左＝50%	同左＝60%
A	4.7 l	1175～2350 g	235～470 h	293～587 h	47～94 h	63～127 h
B	1.9	475～ 950	95～190	118～237	19～38	23～47
C	2.9	725～1450	145～290	181～362	29～58	36～72
D	2.8	700～1400	140～280	175～350	28～56	35～70

註：塵埃の比重を 2.5 とする.

2) 濾網に塵埃がつまり，流通抵抗が増し，塵埃の附着性が悪くなつた場合

この状態は前記事項と関聯して起るものと思われるが，空気中に含まれる塵埃が多く単位時間当りの吸塵量が増大してくると，前記状態になるよりもかなり早い時期にこの状態になり，流通抵抗は増大し，除塵が完全に行われないので塵埃は所々より吹き抜け，清浄効率は急激に低下するものと思われる.

エヤークリーナAを使用して清浄効率の試験中，図—23 の d の如く油槽部の吸入塵埃量が比較的少ないにも拘らず，清浄効率の低下が見られたのは主として以上の原因によるものと思われる．この時の油槽部の吸塵量は，323 g，吸塵速度は 90 g/h 前後で，清浄効率は 80% に低下した．経過時間は 4 時間である．写真—4 はこの時の濾網の状況で明らかに塵埃通過の痕跡が見られる.



(1) 濾網下面（白い部分が附着した塵埃）　(2) 濾網上面（同左）

写真—4 試験後の濾網

次に清浄効率試験中における油槽部の流通抵抗の変化状況を調べると図—25 の如し．又(1)式において $n=2$ と仮定して流量及び流通抵抗の平均値より α の値を求めた結果図—26 を得た．使用油の粘度が高い場合は α の値は大となり，又塵埃吸入量が増すに従つて油槽部の流通抵抗は増加し，α の値は大きくなるものと予想される．廃油を使用した場合は濾網がつまりやすく，抵抗の増加と共に濾網の清掃を早目に行う必要があるので，廃油はできれば使用前異物を濾過して清掃したものを使用することが望ましい.

以上2つの場合を考えると，遠心部の清掃を毎週一回確実に行つた場合，エヤークリーナの油槽部の油は普通の状態（吸塵量＝10 g/h 程度）では月一回交換し，各部の清掃をすればよいが，塵埃のやゝ多い所（吸塵量：

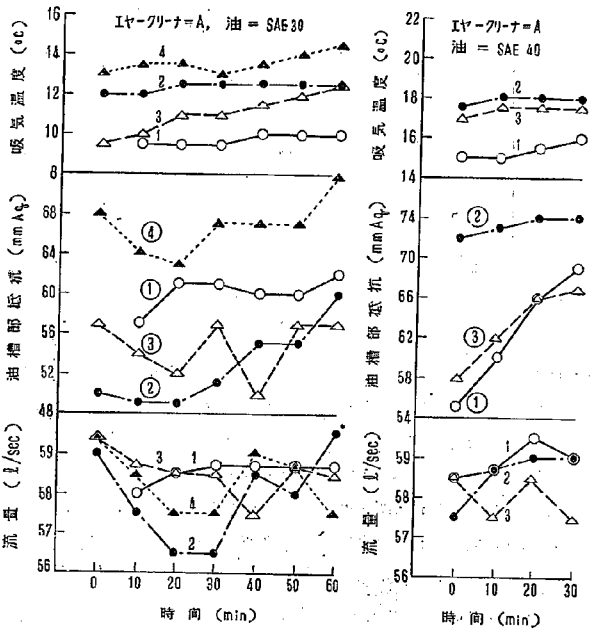
=50 g/h 程度）では毎週一回油槽部の清掃を行う必要があり，又特に塵埃の多い所（吸塵量=100 g/h 程度）では毎日点検を行い，濾網の清掃あるいは油の交換を行う必要がある．

〔2〕遠心部遮蔽板の効果

エヤークリーナBの遠心部に図—27 の如き，二種類の遮蔽板をとりつけて流通抵抗並びに遠心部の容量試験を行いその結果を調べた．

（1）流通抵抗の比較

流通抵抗は図—28 の如く，遮蔽板による抵抗の増加は少なく殆んど変



図—25　清浄効率試験における油

表—18　遠心部容量比較表

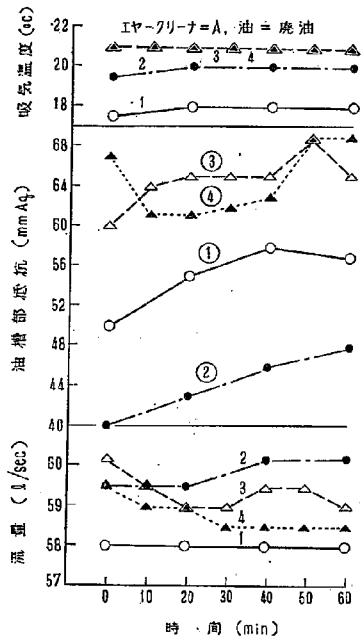
	流量(%)	遮蔽板	遠心部塵埃量 (g) 50	100	150	200	250	300	350	400
吸上塵埃量 (g)	40	ナシ	—	1	4					
		A	—	—	—	—	0	0	0	
		B	—	—	—	—	—	0	0	
	50	ナシ	—	2	2	5				
		A	—	—	—	—	0	0	0	0
		B	—	—	—	—	0	0	0	
	60	ナシ	4	10						
		A	—	—	—	—	3	6		
		B	—	—	—	—	—	6		

註：　エヤークリーナ=B　　塵埃=200メッシュ通過のもの

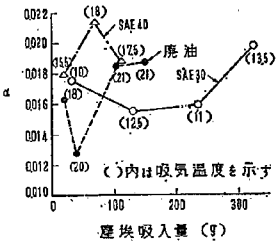
化が見られない．

（2）遠心部容量の比較

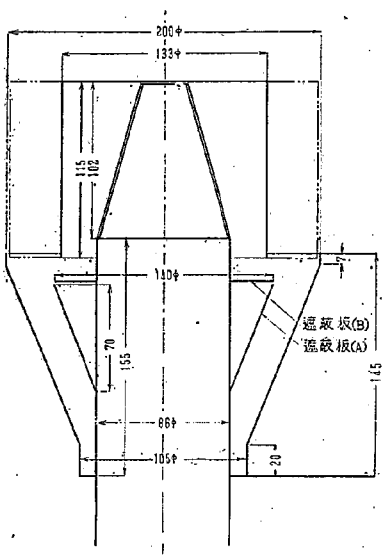
集塵筒の塵埃の量並びに流量を 40，50，60％ と変化した時の吸上塵埃量を測定した．運転時間は5分間とし，遮蔽板の有無による相違を調べた結果表—18 を得た．これによると遮蔽板の効果はかなりあり，60％ 流量の時をみても容量は約3倍になつている．



槽部流通抵抗



図—26　油槽部塵埃吸入量と α との関係



図—27　遠心部遮蔽板

以上測定結果より遠心部の容量を増加させるためには遮蔽板をとりつけるのも有効な一方法であることがいえる。

〔3〕 改良を要する点

現在のエヤークリーナは概ねその目的に沿い，使用上特に不備な点は見出せないが，試験結果より局部的に二，三改良を要する点として次のことがいえる。

1) 遠心部の効率を大きくしてできるだけ細い塵埃迄を遠心部にて除去し得る構造とすること。

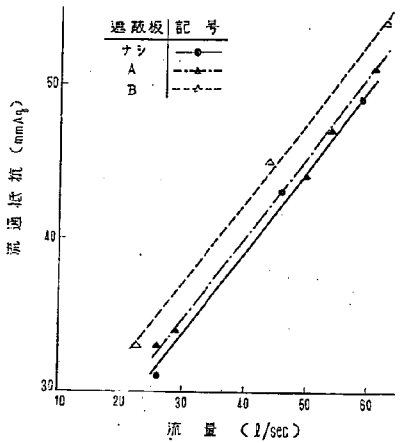
2) 遠心部の容量を大きくして，清掃時期を長くすること。

3) 遠心部の集塵筒に窓をつけること。

4) 油面に当る風速をなるべく大きくして，油がよく濾網を濡すと共に，余分の油は外側より塵埃と共に油槽部に戻り，塵埃は油槽部に沈澱したまゝで，常に新しい油が濾網を洗滌すること。

5) 濾網通過後の風速はできるだけ小さくして，油の持去りのないこと。

6) 保守を確実にするため油槽部に油量点検用の棒又は窓をつけること。又油槽部下部に汚れた油を抜きと



図—28 流通抵抗比較図

るドレンコックをつけること。

〔4〕 取扱上の注意事項

1) 点検，清掃を確実に実施すること。清掃は普通の作業状態で毎週，塵埃の多い所では毎日行う必要がある。

2) 油槽部の油は使用するエンヂン油と同じ程度の粘度のものを，すなわち普通夏季にて SAE40，冬季にて 30 モビールを用いる。

3) 廃油を使用する場合は清掃時期は幾分早目にし，出来れば異物を沈澱，濾過して使用することが望ましい。

VII 結　　語

以上試験結果を要約すると

(1) 流通抵抗は流量の増加に従つて一般に指数曲線的に増加し，$R=aq^n$ にて表わされる。遠心部の方が油槽部より抵抗が大きく，又油槽部の抵抗は油の量及び種類により増減する。

(2) 油槽部の最低油面はほゞ —10～—25 mm の範囲内にあるものと思われる。

(3) 水平状態では油の持去りは認められない。

(4) 清浄効率は硝子粉末及び土粒子（270 メッシュ通過のもの）による試験では殆んど 100% である。

(5) 油の粘度が増してくると清浄効率はやゝ低下する様であるが，廃油と新しい油との差は殆んどなく，吸入塵埃量が増すに従つて清浄効率は次第に低下してくる。

(6) 遠心部の清浄効率は一般に 50～80% であるが，これはできるだけ高いことが望ましい。

(7) エヤークリーナの吸塵量は普通砂利道で 10 g/h，やゝ塵埃の多い所で 50 g/h，特に塵埃の多い所で 100 g/h 程度と思われる。

(8) 遠心部の清掃時期は集塵筒の容量を 100 g とした場合，普通の状態で毎週一回やゝ塵埃の多いところでは毎日一回行う必要がある。

(9) 遠心部の容量を増加させるために集塵筒上部に遮蔽板をとりつけるのも有効な一方法である。

(10) 油槽部の清掃時期としては

1) 油面が最低油面以下に下つた場合

2) 塵埃混入により油の粘度が増大し，油の飛散性が悪くなつた場合

3) 濾網に塵埃がつまり，抵抗が増し，塵埃の附着性が悪くなつた場合

が考えられる。遠心部の清掃を確実に行つた場合，油槽部の油は普通の状態では月一回，特に塵埃の多い所では毎日点検を行い，濾網の清掃，油の交換を行う必要がある。

擱筆に当り貴重なる資料を提供された各製造会社並びに直接試験を共にされた性能試験研究室の方々に対し厚く感謝の意を表するものである。

破壊又は耐久性を失つたコンクリートの調査報告

建設技官　有　泉　昌

（昭和29年8月）

目　次

I　前書き……（1）
II　セメント製品の耐久性とその物理的構造について……（1）
III　試験例について……（5）
〔1〕 KS 橋の例……（5）
〔2〕 KN 橋の例……（9）
〔3〕 H橋の例……（11）
〔4〕 硫酸工場鉄筋コンクリートの例……（16）
〔5〕 新舗設コンクリート道路破壊の例……（17）
〔6〕 道路舗装コンクリートの凝結異常の例……（19）
〔7〕 沼川石水門の例……（20）
〔8〕 海砂を使用した遠心鉄筋コンクリート管の塩素含量……（22）
〔9〕 コンクリート舗装版の膨張破壊の例……（22）
IV　結　言……（23）

I　前　書　き

コンクリート構造物は永久構造物ではなく，種々な原因で破壊される．この破壊される原因を明確にすることはその構造物の補修又は再建の場合は特に重要なことである．しかしこの原因を明らかにすることは困難であり，工事施工の状況を追求する資料も多くの場合残つていないし，竣工後の経歴についての記録も得難いことが一般であり，更に試験研究法も確立されていない．

コンクリート破壊の原因がセメント，骨材に基づく場合と自然又は人工のコンクリート破壊力に基づく場合と，最後に施工法に基づく場合が考えられ，これらは相互に関連しているのが一般である．これらの原因を個々の場合について解明することはほとんど不可能のことが多い．例えばコンクリートに使用されたセメントの量，又はその組成等も大体のことしか推定できないし，しかもセメントの品質等は一切推定することすら不可能であるのが現状である．

著者は破壊したコンクリートの調査について多数の試験を実施したが，それらの内比較的顕著な性状を示す数例についての試験結果を報告する．この試験は化学の分野に偏しているが，この種問題に関心を持つ諸氏の参考として批判を得たい．

なおコンクリートの耐久性に関する第三回セメント化学討論会（1952，ロンドン）における F. E. Jones の総説を簡単に紹介する．

II　セメント製品の耐久性とその物理的構造について

コンクリート（モルタルをふくむ）は不安定な表面積の多い毛細管系膠質であるセメント水和物と，安定と一応考えられている骨材より成り，それらの間には結合力が存在している．従つてコンクリートの構造及び性質にはセメントペーストと骨材の性質が密接に関係し，しかもそれらの構造の得られ方すなわちコンクリートの配合又は打設法が関係する．

コンクリートは次で乾燥湿潤，加熱冷却等の週期的気象条件の下におかれ，この週期性は温度又は水分の拡散状況の相異とくり返しをもたらし，コンクリートの異なつた部分間に，又はセメントペーストと骨材間に内部応力を生ぜしめ，疲労現象を起す．凍結融解も週期的破壊力の一つとして作用する．又生物の生存に基づく大気中の炭酸ガスは常にコンクリートを表面から炭酸化し，セメント水和物と骨材間にもある種の化学反応が進行して内部応力を生じ，水及び水中の可溶性塩類はペーストより可溶成分を溶出させたり又はペースト中にある種の化合物を生成させたりする．以上のべた様にコンクリート構造物は長期間の内に種々の力をうけ，それらの相関作用が積み重なつて耐久性が減少するに至る．従つて基本的な原因でも結果が急速に表われないときは見掛け上は他の原因にマスクされて見逃されることが多いことは特に注意せねばならない．

次に耐久性を支配する要因についてやや詳細に説明を加えることとする．

（1） コンクリートの構造について

コンクリートは水和したセメントペースト中に骨材がうめ込まれた構造であり，多少の空隙を持つ．この空隙はセメントペーストが元来多孔性であることと，骨材間をペーストが完全には充していないためである．この空隙の存在はコンクリートの配合，設計又は施工等に関係する．コンクリートの配合施工に注意が払われないとコンクリートは部分部分により品質が異なり，均一性がえられない．コンクリート工事の失敗は多くはこの均一性に関している．

セメントの性質はある程度知られているが，コンクリート中の水和したセメントペーストの性質は未だ解明されない点が余りに多い．しかしこのペーストの膠質学的性質がコンクリートの工学的性質に密接に関係していることだけは明白であり，現在までは工学的性質を余りに重要視しすぎそのためにマスクされたためと，難解な問題であるためにペーストの性質については余り研究されてこなかつた．この分野は“コンクリート化学”の研究対象とされている．

コンクリートの耐久性に及ぼすセメントの性質としては遊離石灰，遊離マグネシヤ，粉末度，C_3A 含量，アルカリ含量等が問題とされている．

コンクリートの耐久性の向上は水セメント比の減少に基づく水和セメントペーストの膠質学的性質の向上と，骨材間の空隙が水和ペーストのみにより充されることに基づくので，水セメント比が小さくしかもウオカビリチの大きい配合とならねばならない．このためには骨材の粒径分布，骨材の形状，比重，表面組織が考慮された配合設計であることを要する．硬化コンクリートの部分部分が均一であり，熱の移動又は水分の移動により生ずる応力に差異が生じてはならないので，打設されたコンクリートは水及び骨材の分離等が起きないよう注意せねばならない．

（2） 乾燥湿潤交互作用による体積変化について

コンクリート破壊の一つの要因として，コンクリートの異なつた部分間又はモルタルやセメントペーストと骨材間に，水分の移動の相違があることに基づく応力が考えられている．コンクリート中の水分の移動は主と

してセメントペーストの性質であり，乾燥による収縮及び湿潤による膨張はセメントペーストの量又は水セメント比により相異する．収縮によつてペースト中の骨材は圧縮をうけ，ペースト自身には張力が働きコンクリートを破壊しようとする．コンクリートの耐久性は容積変化に主に基づくのであるが，剛性とか単なる強度にはよらないのであり，湿度又は温度の相異による容積変化こそが最大の要素であることは近時一般に認められてきた．容積変化の程度は配合により変り，勿論ニートセメントペーストが最も大きく，又骨材の種類とか骨材の圧縮率によつても相異する外に，骨材の粒度によつても相異し，粒度の大きい方が収縮は小さい．

乾燥湿潤の影響は水和セメントペーストゲルの蒸気圧に関連しながら先ずコンクリート表面に現われ，表面層とその直下層の間の水分含量の相異による収縮の相異により表面に亀裂が発生する．凝結初期の乾燥収縮は表面亀裂の主要な原因にはならない．多くの研究の結果では水セメント比や全体の空隙率は表面亀裂とは余り関係がなく，むしろ空隙径の分布が関係し，微細な空隙よりもむしろ粗い空隙の方が亀裂に対する抵抗が大きいとされる．

（3） 加熱冷却交互作用による体積変化について

コンクリートは加熱冷却交互作用を受ると，セメントペースト及び骨材の熱膨張係数の相異のために応力を生じ，結合力は失われてゆく．

セメントペーストの熱膨張係数は，セメントの組成，水量，材令により相異し，その原因は結局ペーストのゲル構造に関係するのであり，従つて湿度とも密接に関係するのであるが大体 $11\sim18\times10^{-6}/°C$ 程度である．一方骨材の熱膨張係数は広範囲に変動する．又ペーストと骨材はそれぞれ熱膨張係数の外に比重，比熱及び熱伝導度が異なるので，温度変化の状況は骨材とペーストの界面で不連続的に変り，このためにも応力が生じる．この外にもコンクリートの部分部分の間にも同様に応力が生じる．

ここでは骨材の性質とコンクリートの耐久性について簡単に説明を試みよう．骨材の熱膨張係数は岩石学的組成，組織により相異し，酸性岩ではこの値は大きく，例えば酸性岩で $7\sim12\times10^{-6}/°C$ あり，基性岩になるに従い小さくなり，例えば玄武岩で $4\sim7\times10^{-6}/°C$ であり，更に石灰岩では結晶度によつて $1\sim9\times10^{-6}/°C$ の値をとる．ペーストと骨材の熱膨張係数の相異の甚だしいコンクリートについての耐久性試験の結果では，骨材の膨張係数の相異の影響が明瞭に認められている．すなわちコンクリートが低温になると，収縮しようとするペーストは膨張係数の小さい骨材により収縮を制約されて大きい内部応力を生じる．この応力のためにペースト構造中に亀裂が生じうるし，更に収縮が繰り返えされるとペースト構造と骨材間の結合が破壊されるに至る．石英の様にペーストと同じ位の膨張係数を持つた骨材を使用すれば，この様な内部応力は生じないことが明らかにされている．しかし一方材令の若いコンクリートについては膨張係数の小さい方が耐久性試験ですぐれた場合もあり，又膨張係数の余り相異しない同種の骨材でもその表面構造の相異のために異なつた結果を示すこともある．

骨材の性質として熱膨張係数が結晶軸の方向により異なる場合がある．例えば純粋の大理石では結晶軸のある方向では膨張し，別の方向では収縮する．この種の骨材を使用したコンクリートの耐久性が劣ることは実験的に明らかにされている．結局コンクリート骨材は熱膨張の観点からは次の性質は好ましくないとされる．

1. 熱膨張係数がペーストの値より余り離れすぎる骨材
2. 結晶軸の方向により熱膨張係数の相異する骨材

3. 二種以上の岩石がそれぞれ多量に存在し，しかもこれらの膨張係数が相当異なる骨材

4. 異常膨張を示す骨材．例えば異なる温度範囲における膨張係数の相異が著るしいとか，膨張収縮にヒステレシスがあるとか，転移現象が存在するとかを云う．

多数のコンクリート試料についての耐久性試験による耐久性指数は，粗骨材とモルタルの熱膨張係数の差及び骨材の吸水率の一次式で表わしうることが知られており，熱膨張係数の差の影響の方が吸水率よりはるかに大きい要因である．

骨材の熱導伝度も耐久性と関係のあることはすでに述べたところであり，骨材とセメントペーストの熱拡散率が同程度であることが望ましく，この値が相異する場合は耐久性が低下することも実験的に認められている．

以上述べた要因の外に骨材と耐久性の関係については空隙率，表面構造及び粒子形の影響が知られている．

（4） 凍結作用について

凍結作用がコンクリートの耐久性に関係することはすでに明らかなことであり，水での飽和の程度及び空隙が密接な関係を持つ．しかし良質なコンクリートでは凍結作用は耐久性を減少させる一次的要因ではなく，すでに述べた諸要因と組み合わされたときに大きな被害を与える．これら諸要因はそれ自身でも被害を与えるが，コンクリートを弱くさせ，透水しやすくさせ，凍結作用を受けたときの破壊を促進する作用をする．

コンクリートが凍結する時の状況は次の様に考えられている．始め曝露面から冷却し内部におよび，内部のある層の温度が十分低下すれば最も大きい空隙中の水がまず氷り，氷の結晶はその空隙の周囲の小空隙中の氷らない水と接触し，その空隙より水を引き出して氷は成長して行く．ここに強度の小さい面が生じ，周囲の小空隙が空になれば氷の成長が中絶し，低温前線が更に内部に侵入し，凍結性の水が存在するところで新たに氷の面を造り，これを繰り返えして順以凍結は進行する．二回目の凍結作用を受ける場合は一回目の場合と同一場所に氷層を生成する．コンクリートの破壊は先ず結晶の成長方向に作用する10ton/cm²(−22°C)に及ぶ圧力と，結晶の成長に伴なうセグレゲーションと，層毎に氷が濃縮することに基づくのである．これらの説明は土の凍上現象について理解されていることであり，コンクリートの凍結作用にも同様な解釈が成立するとしている．

なお近時セメントペーストの微細構造の研究より出発した説明も発展している．凍結作用によるコンクリートの破壊は，一部は氷の結晶圧にもよるが，主に除々に氷が生成されるに伴なう膨張のために，水が移動し，この移動に抵抗する水圧により生るとされる．セメントペーストの毛管構造に基づいてペースト中での凍結現象を考察しているのであり，一応次の様に考える．水と接触するコンクリートではその表面の近くでは殆んど完全に飽水した部分が存在し，冷却すると先ず氷が外側に生成してコンクリートを被覆する．次で表面の近くが凍結し，ペースト中の毛管組織を通して凍結しない水が移動する．この水の移動に抵抗する水圧が生じ，この水圧はコンクリートの透水性，凍結速度又は存在する水の量により相異はあるが，コンクリートを破壊するに十分な程大きくなる．透水性の小さい富配合のコンクリートの方が貧配合のものより破壊されやすい様な理論的計算もできるのであり，一見常識的でないこれらのことも富配合コンクリートでは吸水速度が小さいこと及び飽水させることが困難であることにより説明しうる．AE コンクリート中の気泡の存在はこの水圧を吸収しうるのであるが，気泡間の距離が小さいことが当然望ましいので泡径が小さくても多数が均一に存在することが必要である．

（5） セメント骨材反応について

特殊の骨材とアルカリ含量の多いセメントを使用したコンクリートでは，硅酸アルカリが生成し，その膨潤性とそれを収容するに足る空隙の存在しないことのために異常膨張が認められ，コンクリートに亀裂が生じる．この現象はアルカリ骨材反応として知られている．

アルカリ骨材反応による異常膨張はセメント組成又は骨材の種類にもよるが，骨材の粒径分布により著るしい影響をうける．微細な骨材又は多孔性の骨材ではこの膨張は起らない．骨材として有害のものはチャート等の特殊な鉱物であり，これらを含有する骨材を使用するコンクリートではセメントとして低アルカリのものを使用すべきであり，高アルカリセメントを使用する場合はポゾランのアルカリ反応制御作用を利用する．

（6） 炭酸化反応について

空気中の炭酸ガスはペースト中の消石灰と反応して炭酸石灰を生じ，そのために表面に亀裂が発生し，耐久性が害される．セメントペーストの炭酸化は恒久的収縮を生ぜしめ，衝撃抵抗が小さくなり更に弾性係数が増加する．空気中及び炭酸ガス中におかれたモルタルを比較すれば，後者の方が重量の増加と収縮が大きいことが認められ，亀裂の発生には炭酸ガスの影響が大きいことを知る．炭酸化による収縮は凝結による収縮の約2/3 程度とされる．炭酸化と耐久性の関係についてはその期間が重要であり，炭酸化によるこの期間内の弾性係数増加の割合と抗張力増加の割合とで亀裂発生の危険が生れるとされる．

III　試験例について

〔1〕 KS 橋の例

（1） 破壊状況

I町とH町間に架けられているU川ＫＳ橋は昭和7年3月竣工したのであるが，昭和17年頃より橋脚に亀裂が生じ始まり，コンクリートは結合力を失い始め脆く，表面の一部は脱落して腐蝕した鉄筋を露出するに至つた．破壊の状況は写真1～3に示す様であり，この崩壊はすべての橋脚に同程度に見られ，骨材は容易に指で分離することができる．橋台はモルタルで上塗りしてあり，外観では崩壊脱落を認めないが強度はなく，容易にハンマで破壊される．

I町には食塩重炭酸塩性鉱泉が湧出し，U川に流入するので水質がコンクリート破壊と関係するものと考えられていた．この橋は町村道であり施工等に関する資料は残つていない．県道として新橋を架設するに当つてコンクリート破壊の原因について調査する必要が生じた．

（2） 試料

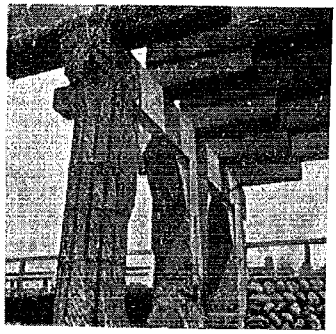
コンクリート，水，骨材について試験した．試料については下に説明する．

コンクリート：

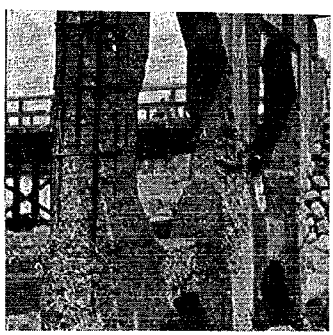
No—1　I町側よりの第一橋脚上部
No—2　〃　中部
No—3　〃　下部
No—4　〃　橋台

水：

No—1　I町側よりＫＳ橋のすぐ上流部でU川に流入する鉱泉含有水



写真—1



写真—2

写真—3

No—2　第一橋脚下のU川河川水

No—3　H町側橋台より下流 50m のU川河川水

No—4　H町側橋台より上流 200m の河床に湧出する鉱泉
(天然ガスをともなう)

骨材：KS橋附近U川河床の砂，砂利

(3) 試験結果

コンクリートの配合：

乾燥したコンクリートを冷稀塩酸で処理し，水洗後炭酸ソーダで処理してセメント成分を分離し，骨材を篩別する．一方コンクリートの強熱減量をも求めて，コンクリートの配合を算出する．

試験結果を表—1 に示す．

表—1　コンクリートの配合

	セメント	砂	砂利
No—1	1	2.9	3.3
2	1	4.2	4.5
3	1	3.7	2.5
4	1	2.7	3.1
平均	1	3.4	3.4

砂，砂利の化学的安定性：

現在のU川砂について次にのべるセメント組成を求めた時と同じ条件での可溶分析を行い表—2 に示す結果を得た．

表—2　骨材の可溶成分 (%)

強熱減量	不溶解残分	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO
2.07	89.8	3.36	2.20	2.24	0.52	0.54

表—3　骨材中の SiO_2 溶出量とアルカリ減少量

骨材	溶出 SiO_2 (m. mol/L)	NaOH減少量 (m. mol/L)
砂 (#50～#100)	137	279
砂 (　～#50)	127	320
砂利 (25 mm)	321	317
安山岩	110	305
砂岩	467	485
砂—1*	530	275
砂—2*	422	282

* 試料コンクリートより分離させた砂

砂，砂利中の SiO_2 の NaOH による溶出量と NaOH 減量の関係：

試料コンクリートの骨材中にはU川産の第三期砂岩を含有することより，このコンクリートは骨材としてU川産のものを使用していることは明らかである．この骨材の砂利部分の大部分は安山岩であり，約10%の粘板岩質砂岩を含有する．これら骨材についての試験結果を表—3 に示す．

セメント組成:

コンクリートの一部より分離したモルタル部分についての化学分析値に砂の溶出成分に関する補正を加え，これら補正溶出物をセメント成分と見なしてセメント成分の分率を算出した結果を表—4 に示す．

表—4　使用したと推定されるセメント組成

試料別		不溶解残分	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	SO_3	Cl (mg/100g)
No-1	モルタル組成	59.86	10.61	4.06	4.07	9.80	0.89	—	13
	補正溶出量	—	8.51	2.74	2.75	9.49	0.57	—	—
	セメント組成	—	35.2	11.5	11.6	39.4	2.4	—	—
No-2	モルタル組成	57.75	9.42	3.84	4.26	8.14	0.74	0.25	438
	補正溶出量	—	7.84	2.57	2.00	7.84	0.43	0.25	—
	セメント組成	—	36.8	12.6	9.9	38.6	2.1	—	—
No-3	モルタル組成	59.78	9.87	4.57	4.26	8.58	0.94	—	50
	補正溶出量	—	7.77	3.26	1.59	8.27	0.62	—	—
	セメント組成	—	35.5	14.9	8.9	37.9	2.8	—	—
No-4	モルタル組成	59.58	8.73	4.01	4.32	8.80	0.90	0.17	126
	補正溶出量	—	6.73	2.70	2.01	8.49	0.58	0.17	—
	セメント組成	—	32.8	13.2	9.8	39.3	2.8	—	—
平均セメント組成		—	35.0	13.0	10.0	39.3	2.5	—	—

水質:

試水についての分析値（mg/L）を表—5 に示す

表—5　水　質

試料	Ca	Mg	Fe_2O_3 + Al_2O_3	SiO_2	Cl	SO_4	M.O. アルカリ度 ($CaCO_3$)	$KMnO_4$ 消費量	蒸発残渣	pH (18°C)	水温
No-1	17.8	8.8	2.0	35.2	39.2	25.0	39.2	13.1	294	7.0	24.0
No-2	5.3	2.4	1.4	20.4	7.9	14.4	37.0	12.6	119	6.8	25.0
No-3	4.0	1.8	2.2	21.2	9.8	12.8	31.2	8.3	106	6.7	25.6
No-4	90.3	25.5	25.6	39.0	3360	26.3	1340	102.3	7532	6.2	18.9

（4）試験結果の検討

以上の試験結果を現在のコンクリート化学試験方法の限度内で検討してみる．

使用したと推定されるセメントはその化学的組成より考えてポルトランド系セメントとは見なすことができない．低石灰高シリカ型の特殊な混合セメントと推定される．可溶性シリカの内大部分が塩酸によらずに炭酸ソーダにより溶出することは，上の推定を支持するかに見える．これらセメントは橋脚及び橋台に共通しており，このコンクリート構造物に一様に使用されている．しかし骨材の化学的安定性が小さいことは，試験法と

も関連してここに示されたセメント組成が必ずしも正確な値であると断定し得ないことを示している。

コンクリート試料は多量の塩素を含有している。鉱泉水が透入するかも知れない橋台コンクリートとは異なり，橋脚の場合は鉱泉水の影響は考えられない。それにもかかわらず多量の塩素を含有し，例えばこのコンクリート配合で水セメント比が0.6と仮定すれば，No-1，No-2，No-3，No-4 試料はそれぞれ0.1%，3.4%，0.4%，1.0%の塩素イオン含有の水が使用されたことになる。この高塩素含有が鉄筋の腐蝕を早め，コンクリート破壊速度を大きくしたと考えられる。このコンクリート中への塩素の導入は一応次の様に考えられる。

1. 渇水期に河床に湧出し滞水している No-4 試水の様な高塩素鉱泉水をコンクリート練り混ぜに使用する。渇水期にはこの橋の直下にも鉱泉が湧出すると云う。
2. 冬期工事のために急結材として塩化石灰を使用する。
3. セメント又はセメント袋に塩化物が混入又は付着している。
4. 河砂に鉱泉水が付着しており，そのまま使用する。

しかしながらその何れが原因であるかは現在明確ではない。ただし鉱泉が関係あるか否かはこの鉱泉が我が国での有数の含硼酸泉であることからコンクリート中の硼酸を定量してみれば明らかとなるだろう。

コンクリートのセメント，砂，砂利の配合比は大体1:3.4:3.4程度であるが，この値も骨材が溶解しやすいことを考慮しておかねばならない。

骨材は砂利の多くが安山岩であり，この他に第三期砂岩を含有し，この砂岩は外観でも風化されていると認められる。砂の鉱物組成は調査していないが強熱減量が大きく，塩酸可溶分が9%に達していることは風化が甚だしく，化学的にも不安定であることを示しており，コンクリート用としては好ましくない骨材と見なされる。

苛性ソーダによる溶出試験においても砂岩及び 25 mm 以下の砂利が特に化学的に反応性を持つことが示されている。コンクリート破壊の原因の一つとされるアルカリ骨材反応については，スタトンバーによる試験を実施していないので不明であるが，上記のシリカ溶出量とアルカリ減量の関係より求められるアルカリ骨材反応容展性については，25mm 以下の砂利が容展性である外はその恐れはない。又コンクリートより分離した骨材は容展性と見られるがその分離法について検討すべき点があり，参考資料に止める。

しかしながら使用したセメントが混合セメント系のものであれば，骨材が反応性でもアルカリ骨材反応は防止されるので，この場合アルカリ骨材反応は考慮しなくてもよい。

水質については No-2，No-3 が一般の河川水としてはやや塩素が高く，おそらくこの近辺に湧出する鉱泉の影響と考えられる。No-3 は No-4 の影響を受けている。この程度の水質では接触するコンクリートに有害作用は及ぼさない。このことは U川の水質が橋脚の破壊と関係があるとの推定より橋脚下部をコンクリートで捲き，河水との接触を避ける様に試みたコンクリートが何等被害を受けていないことよりも知ることができる。

No-1 は鉱泉水を一部含有し，No-4 は食塩，重炭酸ソーダを多量に含有するこの地区の鉱泉である。No-4 は食塩については海水より濃度が高く，特に鉄筋コンクリート用の練り混ぜには使用すべきではない。また pH が割合に低い重炭酸ソーダ液である点より炭酸ガスが溶存すると考えられ，コンクリート中より石灰を溶出すると予想される。

(5) 結び

橋脚の各部分及び橋台のコンクリートが同質の被害を同程度，しかも均等に受けており，この河に架設された近辺の他のコンクリート構造物にこの種の被害を見ないことは，曝露条件の内でも気象作用はコンクリート破壊力として特に重要視する必要のないことを示す．この程度の試験では正確な判定を下すことは不可能であるが，特に目立つた事項はセメントの組成がポルトランド系でないこと，コンクリート中に多量の塩素を含有すること，骨材が風化されており化学的に不安定であること，及び竣工が3月であることより寒中コンクリート施工と推定されること等である．

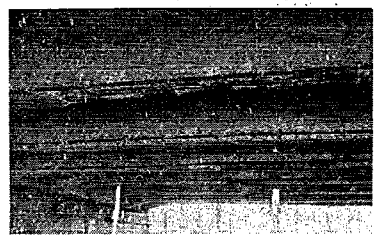
コンクリート破壊の原因がこれら事項の何れかに基づくか，又はそれらの相関作用に基づくか，更に施工法の拙劣に基づくのであるかは，この試験結果よりは明確にすることができない．

〔2〕 KN 橋の例

（1） 破壊状況

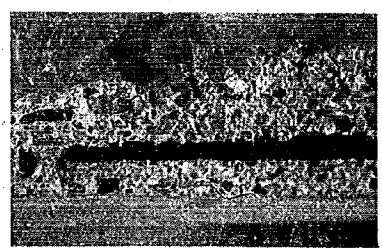
KN橋はK川の河口近くに昭和10年頃架設された長さ 45 m，幅員 7.5 m の鉄筋コンクリートT形はり橋である．コンクリート施工の仕様等は不詳である．昭和20年頃より亀裂が目立つ様になつてきた．亀裂は水平に引張側鉄筋部分に入り，壷だしぎはその部分より下のコンクリートは剝落して腐蝕した鉄筋を露出するに至つた．T形はりの鉄筋は殆んどが錆びており，鉄筋の腐蝕がコンクリートの破壊と密接な関係があるものと考えられる．

写真 4～6 に破壊の状況を示す．



写真—4

写真—5



写真—6

（2） 試料及び試験法

コンクリート試料は第1径間の主げた8本より採取する．試料番号は海岸側より順次 No-1，No-2，……と呼ぶこととする．この外コンクリート練り混ぜに使用したと考えられる附近の井戸水，及びK川河川水を水質試験の試水とする．

コンクリート構造物が海辺近くにあり，鉄筋が錆びていることを考慮してコンクリート中の塩素を定量するため，コンクリート塊を粉粋して熱水にて20時間抽出する．別に一部の試料について溶出成分の分析を行う．なお外にコンクリートの分析は通常の方法によつた．

（3） 試験結果

コンクリートの塩素含有量：

コンクリート試料を熱水で溶出したものについて塩素を定量し，NaCl に換算した塩素含量を表—6 に示す．

コンクリート抽出液の化学組成：

別に No-6，No-8 試料を熱水で処理したものについて

表—6 コンクリートの塩素含量

試料番号	NaCl mg/100g コンクリート
No-1	111
2	594
3	588
4	598
5	746
6	830
7	737
8	798

CaO, SO_3, Cl, アルカリ度 (1 N. HCl 消費量) を定量し，更に K_2O 及び Na_2O に分離はしなかつたがアルカリ量を (KCl + NaCl) として定量した結果を表—7 に示す.

表—7 コンクリート抽出液の化学組成 (mg/100g コンクリート)

試料番号	CaO	SO_3	KCl+NaCl	NaCl (Cl分析値よりの計算値)	アルカリ度 (1N. HCl 消費量c.c)
No-6	442	82	1012	789	6.77
No-8	526	66	972	789	10.50

コンクリートのセメント骨材比及びセメントの組成:

試料コンクリートを粉粋し，可溶分析を実施し，可溶物をセメントと仮定して，骨材溶出についての補正を加えずに使用したと考えられるセメント組成を一応算出した結果を表—8 に示す.

表—8 コンクリートに使用されたと推定されるセメント組成

試料	不溶解残分	CO_2	H_2O	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	SO_3
コンクリート	59.01	4.0	6.12	5.90	6.10	3.12	13.43	1.81	0.26
セメント組成	—	—	—	19.22	19.87	10.17	43.75	5.90	0.85

コンクリート塊表面に存する塩素及び陸水の含塩素量:

塩素の分布状況を知るために表層を剝離した直径約 6 cm のコンクリート塊を 5 分間水中に浸し，試料表面に存在する塩素量を測定し，No-6 及び No-8 試料についてそれぞれ 20.4, 11.2mg NaCl/100cm² コンクリートの値を得た．又井戸水及び荒川河水についてはそれぞれ 112, 19mg NaCl/L の値を得た.

(4) 試験結果の検討

表—6 で明らかであるように供試コンクリート中には異常に多量の塩素が存在することを知る.

表—7 で明らかであるようにコンクリート抽出液中には多量のアルカリ (NaCl+KCl 合量として約 1 %) が含有されていることを知る．アルカリ度と CaO 量を比較すれば $Ca(OH)_2$ 以外にアルカリ度を示す物質の存在が考えられ，これは水酸化アルカリと見なされる．このアルカリ量はコンクリート中に存在する全アルカリ (塩化物として示す) とコンクリート中の塩素より算出した NaCl との差に相当すると考えられる．今試みに No-6 についての NaCl 差を求めれば 0.22g NaCl/31g セメントとなり，セメント中には Na_2O として約 0.38 %が存在することとなり大体妥当の数値である.

溶出するコンクリート中の CaO は $Ca(OH)_2$ として存在し，$CaCl_2$ の形では存在しない．又塩素は塩化アルカリとしてコンクリート中に存在する.

次にこの様に塩素の多量が混入することについて考えてみる．試水の井戸水及び河水は普通の陸水の一般的含塩素量である 5～10mg/L に比較して，井戸水の方が相当顕著に海水の影響を受けているがそれでも海水濃度の 1/200 以下であり，コンクリート練り混ぜに使用してもこの様に多量の塩素を混入させることはない．河水の場合も同様であるが，干満時には海水の影響が甚だしいことは考慮しておかねばならない.

塩分はコンクリート塊の表面には僅かしか存在しないので，コンクリート表面への風送塩の附着が多量の塩

素含有の原因とは考え難い．塩素はコンクリートの内部に存在し，大体均等に存在すると推定されることは次の様に説明しうる．すなわちもし均等に存在すると考えればコンクリートの各部分は等量の塩素濃度でなければならない．試料の表面のより溶出する塩素の量，コンクリート中の塩素濃度は測定されており，コンクリートの比重を2.3程度と仮定すれば，0.1mm 程度の厚さの部分から塩素は溶出したこととなり，塩素濃度の分布が大体均一と考えることは妥当である．

又この橋の近辺の同様な環境にある他の鉄筋コンクリート橋にはこの種の破壊現象を認めないことは，風送塩の作用が破壊現象の一次的要因であるとして重要視する必要はないことを示す．

コンクリートのセメント骨材比は1.85であるから，水セメント比を0.6とすれば生コンクリート100g中の水量は17.4c.c.である．海水の食塩濃度を26.4g/Lとすれば生コンクリート100g中には460mgの食塩を含有する．従つてもし海水を練り混ぜ水に使用し，すでに述べた様な配合又は水比とした乾燥コンクリートは約500mg/100g コンクリートの含食塩量となる．この値は大体実測値に近い．

結局このコンクリートは海水又は満潮時の河口水を練り混ぜ用に使用したか，急結剤として食塩を添加したか，又は含塩分の多い海砂を骨材として使用したか等の何れかによつてこの様に多量の塩分が混入したと考えられ，凝結促進の目的で塩化石灰を加えたことはない．なお海水性であることを明確にするにはコンクリート中の塩素，臭素，沃素の比を求め，海水中のこれら元素の比とを比較する方法を採用すべきである．

又使用したと推定されるセメントは骨材を不溶性とすればポルトランド系とは考えられない．

（5）結　び

KN橋は各主げたが同質の被害を同程度，しかも均等に受けており，この近辺のコンクリート構造物にこの種の被害を現在認めない．従つてコンクリートの一次的破壊力として曝露条件は余りに評価しすぎてはいけない．この場合はむしろ工事過程に破壊の原因があると推定される．このコンクリートが多量の塩素を含有しており，しかもコンクリート内部に存在し，その濃度分布は均一と推定される．この原因として風送塩は考え難い．むしろ練り混ぜ水に海水を使用したとすれば塩素含有量を一応合理的に説明し得るが，この程度の試験では明確な判定は下し得ない．しかし何れにしてもコンクリートの破壊はその高含塩素量と何等かの関連を持つと云うことができる．

〔3〕II橋の例

（1）破壊状況

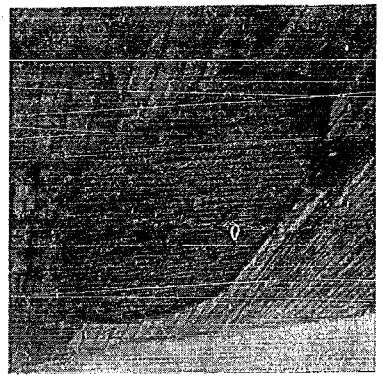
某県H湖に架設されているH橋は昭和3年に竣工した鉄筋コンクリート充腹無鉸拱橋であり，全長485m，幅7.3m，13連である．昭和20年頃よりコンクリートが耐久性を失い始めたことが認められた．すなわちコンクリートの表面には白色の滲出物が生じ，拱腹コンクリートは脆くなり部分的に脱落し，鉄筋との結合力は残存しておらず，鉄筋との間に指をさし込める程度の空間が認められる．鉄筋は完全に腐蝕して露出し，殆んど錆のみの部分も見られる．H橋の補修工事を実施するに当つてこの破壊の原因を調査することが必要となつた．

破壊状況の一部を写真—7～9に示す．

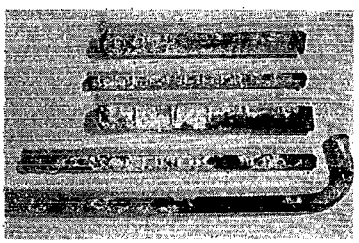
（2）試料及び試験法

試料は左岸よりの第1径間拱頂で切り取つた鉄筋コンクリート柱であり，上面約20×20cm，下面約35×35

写真—7



写真—8



写真—9

cm，厚さ約 62cm である．このコンクリート柱を約 10cm 間隔に水平に切断し，上面よりそれぞれ A—1～A—6 とする．この外に排腹より剝離する外見モルタル状の厚さ約 2 cm 層状物質，側壁に滲出した白色物質，排水溝の下端に沈澱した物質をそれぞれ B—1～B—3 とする．更に参考資料として H橋の舗装コンクリート床版 C—1～C—8 及び H 湖水を試験試料とした．

A試料より分離したモルタル部分及び B 試料は 1:2 酢酸及び 5% 炭酸ソーダで処理して，不溶解物及び可溶物中の SiO_2，Al_2O_3，Fe_2O_3，CaO，MgO，SO_3 を定量した．一部の試料について更に CO_2 を定量した．別にすべての試料を水で 24 時間抽出し，抽出液の塩素を定量する．

A—1，3，6 試料については酢酸，炭酸ソーダによる処理を行いコンクリートの配合を求め，骨材粒度分布を

表—9　モルタル部分及び滲出物等の組成

試料番号	強熱減量		不溶解残分	SiO_2	R_2O_3		CaO	MgO	SO_3	Cl
	H_2O	CO_2			Fe_2O_3	Al_2O_3				
A-1	9.56	0.87	64.80	6.33	2.28		15.61	0.47	0.37	0.31
2	9.82	0.74	66.37	6.17	2.07		14.13	0.42	0.30	0.20
3	9.93	1.38	65.37	6.12	1.93		14.87	0.43	0.32	0.20
4	9.18	0.58	67.45	5.61	1.96		14.66	0.46	0.30	0.17
5	10.14	0.60	63.99	6.48	1.09	1.30	15.85	0.44	0.35	0.21
6	11.08	0.38	63.53	6.09	1.00	1.18	15.59	0.42	0.43	0.29
B-1	13.17	14.27	8.09	13.87	4.52	0.82	40.72	1.41	1.77	4.19
2	9.02	35.06	1.27		0.08		55.38	0.14	—	0.13
3	13.96	13.41	10.27	12.57	0.30		28.90	6.50	6.08	3.92

測定した。C試料についてはワイヤソウで切断し8個の立方体を造り，比重，吸水率，圧縮強度を求める。

（3） 試験結果

コンクリートのモルタル部分の化学組成:

コンクリートより分離したモルタル部分の醋酸を使用した可溶分析の結果を表—9 に示す.

使用したと推定されるセメントの組成:

表—9 の可溶成分はコンクリートに使用したセメント組成成分のみに起因し，骨材は不溶と見なしてセメント組成を推定した結果を表—10に示す。なお R_2O_3 として定量してあるものの Al_2O_3, Fe_2O_3 の割合は，A—5, 6 の Al_2O_3/Fe_2O_3 より求めた.

表—10　使用したと推定されるセメントの組成

試料番号	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	SO_3
A-1	25.26	4.9	4.2	62.29	1.88	1.48
2	26.72	4.9	4.1	61.20	1.82	1.30
3	25.87	4.4	3.7	62.78	1.82	1.35
4	24.40	4.6	3.9	63.77	2.09	1.31
5	25.40	5.10	4.27	62.13	1.73	1.37
6	24.65	4.78	4.05	63.09	1.70	1.74
B-1	21.98	1.30	7.16	64.52	2.23	2.80

骨材の粒度分布:

醋酸炭酸ソーダ法で分離した骨材の粒度分布を表—11に示す

表—11　骨材の粒度

	粒径 (mm)	0.15>	0.15～0.3	0.3～0.6	0.6～1.2	1.2～2.5	2.5～5.0	—	—	—
細骨材	A-1	9.3	38.1	44.3	0.8	1.5	6.1	—	—	—
	A-3	8.2	37.0	45.8	1.6	1.8	5.6	—	—	—
	A-6	9.9	39.8	41.8	1.0	1.9	5.6	—	—	—
	粒径 (mm)	5～7	7～10	10～15	15～20	20～25	25～30	30～40	40～50	50～60
粗骨材	A-1	4.7	16.9	25.9	12.0	5.1	0	2.6	0	32.9
	A-3	4.3	21.7	36.5	12.7	6.0	6.4	0	12.6	0
	A-4	7.2	29.4	40.0	17.5	5.9	0	0	0	0

なお粗骨材，細骨材の比重はそれぞれ 2.56, 2.63 である。

コンクリートの配合:

コンクリートの配合は二つの方法で求めた。直接法としては試料コンクリートを粉砕して強熱し，H_2O 及び CO_2 を除去した時の重量を基にし，これより醋酸により溶解させた時の不溶解残分量を差引いてセメント量と見なして配合を定めた。一方間接法としてはモルタル部分

表—12　コンクリートの配合

試料番号	間接法	直接法	細骨材と粗骨材の比
A-1	1:2.80:7.70	—	1:2.75
3	1:2.90:8.05	—	1:2.72
4	—	1:3.5:8.9	—
5	—	1:3.2:8.2	—
6	1:2.78:6.30	—	1:2.17
平均	1:2.85:7.26	1:3.4:8.5	1:2.55

の可溶物をセメント分と見なし，不溶解残分の内 1.2mm 以下の細骨材とセメントの比を求め，更にすでに判明している細骨材と粗骨材の比及び細骨材の内で 1.2mm 前後の粒径の量比を考慮して配合を定めた．この結果を表—12に示す．

舗装床版：

試験結果を表—13に示す．

表—13 舗装の比重，吸水率，強度

試料番号	比 重	吸水率	供試体の寸法 (mm)				破壊荷重	圧縮強度	標準供試体に換算した圧縮強度
			厚 さ	幅	高	断面積	(ton)	Kg/cm²	kg/cm²
C-1	2.36	—	67.0	67.0	66.6	44.88	8.15	182	127
2	2.36	—	72.5	71.3	71.8	51.69	6.15	119	90
3	2.36	—	70.8	71.8	71.1	50.83	9.35	184	129
4	2.39	—	72.0	72.5	74.0	52.20	6.60	126	88
5	2.40	4.84	—	—	—	—	—	—	標準供試体強度への換算は T. Gyengoの実験値による
6	2.35	5.98	—	—	—	—	—	—	
7	2.36	5.48	—	—	—	—	—	—	
8	2.35	5.84	—	—	—	—	—	—	

湖水の塩素含量：

橋梁真下の満潮時の塩素含量は 19.7g/L である．

（4） 試験結果の検討

拱頂部コンクリートのモルタル組成は概ね均一であり，使用したと推定されるセメントは大体ポルトランド系と認められ，骨材より溶出したと考えられる SiO_2 含量がやや多量であるがセメント組成としては異常のなかつたことが推定される．

塩素含有量は各層とも殆んど一定値を与え，層による含量が変らないことから考えて外部より滲透したものではなく，コンクリート施工時にすでに含まれていたと思われる．今コンクリートの水セメント比を70%と仮定し，可溶分をセメントと見なせば，コンクリート練り混ぜ用水の中の塩素の含量は A—1～A—6 についてそれぞれ 1.8，1.2，1.2，1.1，1.2，1.8% となる．すなわちブリーディング又は海水の飛沫の影響をうけると考えられる表層よりある程度離れたコンクリートには，練り混ぜ用水として，同一塩素濃度の水を使用したと推定できる．元来H湖は淡水湖ではなく，直接海と連つており，満潮時には橋梁下で塩素含量が 1.97%に達し一日中でも干満によりその濃度は増減するが，現地において淡水の得難いことと関連して，練り混ぜ用水にH湖水を使用したと推定することは妥当と思う．

コンクリート中にこの様に多量の塩素を含有することは鉄筋の腐蝕速度を大きくしており，写真—9に示す様にコンクリート内部の鉄筋はその表面積の約10%が錆で覆われ，コンクリートとの付着力を失つている．

コンクリート中の骨材は細骨材については 0.15～0.6mm の範囲のものがやや多量の傾向はあるが，鉄筋コンクリート標準示様書に規定する範囲内にある．粗骨材についても細粒部分が多い傾向はあるが，全体的に見て同様に標準示様書の規定に近い値ということができる．細粗骨材の比重はそれぞれ 2.63，2.56 であり，骨材として特別な難点はないと思う．

コンクリートの配合は直接法で 1：3.4：8.5，間接法で 1：2.9：7.3 であり，大体 1：3：7～1：3：9 の範囲と考えられる．試験法に誤差の生じることは避けられないが，骨材の可溶分を考慮すればむしろ貧配合に傾くはずであり，このコンクリートは意外に貧配合である．アーチ下面のコンクリート表面より剝離脱落する層状物質 B-1 は甚だしく富配合のモルタルである．セメント骨材比は 1：0.14 である．塩素含量の高いのは風波により海水性の湖水の影響を受けるからである．このモルタルは拱腹面に上塗されたのか又はコンクリート打設前に型枠上に予め流し込まれていたのか不明である．しかし何れにしてもコンクリートとは一体となつていない．この部分は鉄筋の腐蝕のためにモルタルが鉄筋との付着力を失い剝離したと考えられる．このモルタルは炭酸化が進行しており，数層に区分することができる．

なお同県の別の橋でも主桁コンクリート表層が剝離落下するとのことで調べた結果では，同様にコンクリート表面に富配合の モルタル があり，コンクリート との付着力が失われてタイル状に落下することを認めている．結局同県ではコンクリート保護の目的で特殊な施工法を採用したことがあると考えられる．

拱側コンクリート表面に滲出した白色粉末 B-2 試料は大部分が CaO と CO_2 より成る．CaO と CO_2 の分子数は等しいので炭酸石灰である．排水溝の機能が失われたので水がコンクリート壁より透水してセメント硬化体中の消石灰を溶出し，空気中の炭酸ガスの作用により炭酸石灰が析出したものである．

排水溝に沈澱した灰色物質 B-3 は主として炭酸石灰より成るがこの外に相当量の MgO, SO_3, Cl, SiO_2 を含有し，不溶解分も多い．これら物質はセメント系の物質ではないが CaO だけはセメントに由来し，MgO, SO_3, Cl は沈澱個所が水面に近いため湖水との接触時に $Mg(OH)_2$, $CaSO_4$ を生成して沈澱物中に残留したと解釈できる．排水溝はアーチと舗装コンクリート床版間に充たされた土の中を滲透した水のために設けられており，これが砂を含んだ石灰のために排水機能を失つていることはコンクリート床版が透水性のためと判断される．

舗装コンクリート床版は参考資料を得るために試験したのであるが，比重も舗装コンクリートとしては低く，吸水率も大きく，更に圧縮強度は 100 kg/cm² 以下で低い．硬化セメントペーストは結合力がなく指先でも分離しうる程度である．骨材中には多くの貝殻が見出され湖底砂をそのまま使用したと推定される．このコンクリートは恐らく透水性が大きいと考えられ，排水溝沈澱物生成と密接な関係があると考える．

（5）結　び

試験結果を綜合して考えてみる．

H橋の破損状況は始め拱腹部コンクリート表面に見られたのであるが，内部の鉄筋も腐蝕が甚だしくコンクリート との付着力を 失つていることは，鉄筋コンクリート 構造物としての耐久性が 低下し始めたと判定される．コンクリートの耐久性が低下した原因は確定し難いが，上記の試験結果より考えて次の事項はその重要な関連要因と判定される．

1. 配合が貧配合である．
2. コンクリート練り混ぜ用水に稀釈海水である湖水を使用し，鉄筋の腐蝕が甚だしく進行している．
3. 鉄筋の組立に誤りが多く，又大きな空隙が多数見られ，つき固めが不十分と推定される等施工が一般に粗雑である．

又拱腹部コンクリートの剝離及び鉄筋の腐蝕は相関連しており，表面のモルタル工法の効果は疑問とされ

る．舗装コンクリートの性質は良好ではなく，排水溝沈澱物生成と関係し，更に拱側コンクリート壁よりの漏水の原因ともなつている．排水溝沈澱物，コンクリート滲出物の性状はコンクリートの破損とは直接の関連はなく，むしろ構造物全体の施工法，構造，曝露条件等と関連していることを示す．

今後もコンクリート内部の鉄筋の腐蝕は進行し，コンクリートの耐久性は順次失われていくと考えねばならない．

〔4〕 硫酸工場鉄筋コンクリートの例

(1) 被害状況

某工場の硫酸塔はラーメン構造の床版上にある．ラーメン基礎梁，ラーメン脚柱及び基礎床版で区画された空間は漏洩する硫酸を貯えるために鉛板で被覆してある．長期間の間に鉛は腐蝕され漏洩した硫酸はコンクリートと直接接触し，コンクリート及び鉄筋は著だしく腐蝕され，ラーメン構造物としての機能を十分果しえない状態にたち至つた．コンクリートの表面は容易に崩落させることができ，多少の相異はあるがこの状態は96本の全ラーメン脚柱に及んでいる．

(2) 試料及び分析結果

ラーメン脚柱を正面第一列を C_{11}, C_{21}, C_{31}……とし，側面第一列 C_{11}, C_{12}, C_{13}……とすればコアボーリングを行つた柱は C_{22} に相当する．ボーリングは C_{21}, C_{31}, C_{22}, C_{32} で造る R_{12} 室側より対角線の方向に C_{12}, C_{22}, C_{23}, C_{13} で造る R_{21} 室側に向つて行つた．

ボーリング孔の位置は Ⅰ, Ⅱ, Ⅲ の3ケ所であり，Ⅰは基礎はり上 2 cm の位置より脚柱の対角線の方向に 15/100の勾配をもつて傾斜し，ⅡはⅠの上方 5 cm の位置で水平に，ⅢはⅡの上方 11 cm の位置で水平になつている．なおⅠは外部よりボロボロにコンクリートが腐蝕して崩落しているためコアとしてとれた試料は全長約 50 cm である．Ⅱのボーリング全長は 59 cm，Ⅲは 32 cm の所で止めた．

コアの径は 7 cm であり，分析試料はボーリング方向に 15 cm 単位に区切つた．

(2) 分析結果

分析はモルタル部分について可溶分析を行い，その結果を表―14に示す

表―14　モルタル組成

試料番号 / 試料位置 / 測定項目	Ⅰ				Ⅱ				Ⅲ	
	0～15	15～30	30～45	45～60	0～15	15～30	30～45	45～60	0～15	15～30
不溶解残分	60.57	58.15	55.17	42.09	48.69	51.70	61.79	53.97	60.95	59.12
SiO_2	9.31	11.19	6.64	6.58	10.57	12.67	5.94	7.89	8.74	6.18
CaO	15.64	14.23	13.69	15.86	17.72	17.79	15.14	18.66	15.11	14.31
SO_3	0.50	0.40	14.89	20.67	4.06	0.44	0.36	5.48	2.88	0.79
CaO/SO_3	31.30	35.57	0.92	0.77	4.36	40.43	42.06	3.40	5.25	18.1
SiO_2/SO_3	18.6	28.0	0.45	0.32	2.60	28.8	16.5	1.44	3.03	7.82
CaO/SiO_2	1.68	1.27	2.06	2.40	1.67	1.40	2.55	2.39	1.73	2.39
CaO 64 に対する SO_3	2.04	1.79	69.5	83.1	14.7	1.58	1.52	18.8	12.2	3.53

(3) 試験結果の検討

硫酸によるコンクリートの腐蝕を調べるのが目的であつたので，一応 CaO，SiO_2，SO_3 の分析を実施した．使用されたセメントは工場当局者の云うところによれば市販の普通セメントであり，特殊なセメントは使用されなかつた．一般にポルランドセメントの組成は相当変動し，特に SO_3 含量の変動は大きいのであるが，ここでは建設当時の市販セメント成分比として昭和2～8年の平均値をとり $CaO/SO_3=52$，$SiO_2/SO_3=18$，$CaO/SiO_2=2.9$ と考えることとする．

試料Ⅰでは 30cm 以上の位置では SiO_2/SO_3 は 0.32～0.45，CaO/SO_3 は 0.92～0.77 であり，セメント中の SO_3 の約50倍の SO_3 を含有することを示す．この SO_3 は硫酸の滲透によりセメント成分が分解されてコンクリート中に石膏が生成して残留することを示す．石膏は CaO/SO_3 が 0.7 であり，45～60cm の試料は 0.77 を示し，セメント中の CaO は殆んど大部分が石膏として存在する．0～15 cm の試料は結合力はなく柱状試料としては得られなかつたのであるが，含有 SO_3 が甚だ少ないことは理解し難い現象である．15～30cm の試料も同様に SO_3 含量が少ない．これらの試料の CaO/SO_3 は普通セメントの値に近い．しかし CaO/SiO_2 が低いことは CaO が溶出したか，硅酸質混合材が添加されていたか，又は骨材が硫酸により変質し可溶性硅酸を生じたかの何れかであろう．

試料Ⅱは 0～15cm，45～60cm の両端が甚だしく硫酸による被害を受けているが，内部は比較的被害の程度は小さい．CaO/SiO_2 についてはⅠと同様な関係が認められる．

試料Ⅲは 0～15 cm のものが被害が甚だしく，15～30 cm のものはⅠ，Ⅱの場合より多量の SO_3 を含有している．

Ⅰ，Ⅱにおいては何れも R_{21} 側の被害が R_{12} 側の被害より大きいことを知る．R_{21} 側では下部の方が被害は大きく，R_{12} 側でもこの傾向は認めるが，Ⅰ試料の 0～15cm の場合の様な例外がある．これらのことは R_{21} 側の硫酸濃度，硫酸とコンクリートとの接触時間，硫酸液面の高さ，鉛板の腐蝕の時期等過去の経歴に関係していると考えられる．

試験試料は1本の脚柱より得られたのであるが，他の96本の脚柱も多少の相異はあるが何れも被害を受けていることは肉眼的にも認めうる．

なおコンクリートの施工には注意が払われていたことが見られ，表面を 4～5cm 剝落させたコンクリートは未だ相当の結合力を示している部分が多い．コンクリートの表面にはモルタルがあり，このモルタルはある程度コンクリート保護の効果を発揮していることが認められた．

（4） 結　び

基礎梁及び脚柱下部はその強度を全然あてにすることができない．普通の土木構造物であれば，これを破壊し新しく造り変えるべき段階に入つていると考えられる．しかし強いて補強するとすれば基礎梁は全部新しくし，各脚柱について腐蝕を受けたと思われる高さまで柱の断面全部を新しくせねばならない．

この様なコンクリートは施工及び材料について特に細心な注意が払われねばならないが，むしろ最も重要なことは硫酸工場の設備，操業の完全な管理であり，コンクリートの被害状況も常に監視されねばならない．

〔5〕 新舗設コンクリート道路破壊の例

（1） 破壊状況

昭和25年夏某所の新舗装コンクリート道路がコンクリート工事終了後2週間前後を経て，全舗装面に亘つて

隆起亀裂を生じた．

本工事は請負工事であり，セメントは支給品である．骨材としては江戸川砂を用い，ミキサを使用した 1:2:4 の配合であり，舗設面積は 6m×400m であり，舗装の厚さは 12cm である．

コンクリート工事終了後10日前後からコンクリート上部表面に小亀裂を生じ2週間前後に至つて円錐形に隆起し，亀裂は大きくなり破片となつた．隆起した部分の直径は最大約 40cm，高さ約 5cm に達した．コンクリート破片を除去すれば深さはそれぞれ異なるが中心部には必ず形状，大きさの様々な白色粉末体が認められた．その大きさはクルミ大程度から米粒程度に亘つている．この隆起は舗装面の一定部分に限定されず広範囲に起つた．

（2） 試料及び試験結果

白色粉末の内特に量の多いもの，大豆程度の大きさのものを幾つか集めたもの，米粒程度のものを多数集めたものをそれぞれ分析試料 No-1，2，3 とした．この外コンクリート破片よりモルタル部分を分離して分析した．分析結果を表—15に示す．

表—15　白色粉末体の組成 （%）

試料番号	強熱減量			不溶解残分	SiO_2	$Al_2O_3+Fe_2O_3$	CaO	MgO	SO_3
	CO_2	H_2O	計						
No-1	9.24	11.44	20.68	2.96	—	5.63	48.91	20.81	tr
2	—	—	21.54	0.68	1.46	2.61	47.56	25.84	0.17
3	—	—	18.78	0.93	3.13	3.03	48.08	24.91	0.20

（3） 試験結果の検討

分析結果より明らかであるようにこの粉末体は CaO，MgO を主体としており，一部の CO_2，H_2O を含有するが，未だ多量の遊離状態の CaO，MgO を含有する．このことは No-1 試料において（CaO+MgO）の分子数は 1.40/100g 試料であるのに対し（CO_2+H_2O）の分子数は 0.84/100g 試料であることで明白に示される．この物質はドロマイト・プラスタと判定される．結局コンクリート破損の原因はコンクリート中に何かの原因で混入されたドロマイト・プラスタが，セメントの硬化後に除々に水和を始めたことに起因する硬化コンクリートの異常膨張である．

次にこの有害物質がセメントとどの程度混合されているかを知るために，肉眼的にこの白色粉末を認めないモルタル部分をコンクリート破片より分離し，可溶分析を行い，溶解物質の比を算出して次の結果を得ている．

$$SiO_2:(Al_2O_3+Fe_2O_3):CaO:MgO:SO_3=13.5:23.9:57.7:2.9:2.0$$

一方使用したと考えられるポルトランドセメントを $SiO_2:(Al_2O_3+Fe_2O_3):CaO:MgO:SO_3=21:9:63:1.5$ と考えれば各成分の比は各試料について次の様になる．

	ポルトランドセメント	コンクリート破片	白色粉末塊
CaO/MgO	42	20	2.03
CaO/SiO_2	3.0	4.3	—
$CaO/Al_2O_3+Fe_2O_3$	7.0	2.8	—

セメントは工事監督者の言によれば某工場の普通セメントであり，MgO は一応1.5%程度と見なすことがで

きる．骨材よりは可溶分析の際 CaO，MgO が溶出しないと考えれば，セメントとドロマイト・プラスタの混合割合は大体 13：1 位となる．又ドロマイト・プラスタは粒状等で部分的に混合しているのではなく，更に微粉状態になつてセメントと混合していることを知る．すなわち混合が完全でないためにたまたま比較的大きい塊が存在していると考えられる．セメント購入前にすでにセメント中にプラスタが存在していたならば上にのべたような混合状態は示さない．なおミキサに入る前後でプラスタを混入させれば偏つた混合状態を示すと思われる．ミキサで混合したと推定することが最も妥当と思う．

モルタル部分の可溶成分の内（$Al_2O_3+Fe_2O_3$）が特に高いことは砂が十分洗われていないことを示す．江戸川砂は SiO_2 の溶出量が一般に大きいので，SiO_2 を不溶として CaO，SiO_2 より算出したセメントとプラスタの混合割合はここでは考えない．しかし使用セメントについて監督者側の説明をそのまま受け入れるべきか否かについてモルタル部の溶解試験結果は更に検討を要する問題を提出している．

プラスタの混入された経路は不明である．工事施工者，監督者は何れも支給セメント以外は使用せず，又混合材は全然使用しないと主張している．ただセメント倉庫よりセメント搬出の際，乱袋が相当数ありこの容器として附近の過燐酸石灰工場より塩叭を購入して使用したという．セメント倉庫を調査した時は硅藻土が少数残つている以外は全部ポルトランドセメントであり，セメント袋以外の紙袋は発見できなかつた．塩叭は養生には使用したが，工事現場はすでに片付けられており，塩叭付着物が何であつたかは明確にすることができなかつた．

しかし破壊の状況及びプラスタ混入の程度から考えられることは，塩叭には恐らく原因はなく，安価なプラスタをミキサで混合したと推測しうることである．又使用したと云う某工場産セメントが一袋も残存していないのは意外の感がする．

（4）結び

上にのべたコンクリート道路破壊の場合はその原因は比較的明瞭であるが，プラスタ混入の経過は殆んど不明である．又この種問題を詳細に追求するには余りに種々の制約が多すぎるのが現状である．本例は工事直後であるにも拘わらず必要な資料を入手することが困難であつたことを附言する．

〔6〕 道路舗装コンクリートの凝結異常の例

（1）凝結状況及び試料

某県の道路舗装コンクリートは打設後凝結硬化が認められないし，数日経過後でも殆んど強度の発生が認められない．コンクリートの配合，設計，打設及び養生等には注意が払われたと云う．

試料として使用したセメント，砂及び水を選んだ．

（2）試験結果及びその検討

セメントの試験結果：

表—16　セメント試験結果

圧縮強度(kg/cm²)			曲げ強度(kg/cm²)			化学組成 (%)							
3日	7日	28日	3日	7日	28日	強熱減量	不溶解残分	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	SO_3
55	136	249	19	36	54	1.16	1.06	21.10	6.30	3.42	64.00	1.78	1.05

試験結果で明らかの様に使用したセメントは通常のポルトランドセメントであり，適当の強度を有し，コン

クリートが硬化しない原因はセメントにはない．

練り混ぜ用水の水質：

蒸発残渣　104.9mg/L　　強熱減量　32.7mg/L

$KMnO_4$ 消費量　6.4mg/L　　メチル・オレンジアルカリ度 1.1×10^{-3}当量/L

試験結果で明らかの様に試水は重炭酸塩を主成分とし，強熱減量の多いことも関係がある．溶存物質も特に高い値ではない．$KMnO_4$ 消費量も少なく，有機物の含量は少ない．試水はコンクリート練り混ぜに使用して凝結硬化をさまたげる作用は持たないと判定される．なお念のため試水を使用し本試料セメントで造つたモルタルの定性的試験では，16時間後には完全に凝結が終つていたことを認めた．

砂の試験結果：

有機物試験　黒色で標準色以上

有機物量　0.17% (Schollenberger 法)

0.49% (Robinson 法)

強熱減量　1.7%

砂は現地産の山砂であり，砂の苛性ソーダによる有機物試験の結果では明らかに不合格である。有機物量は測定法により相違するが0.2～0.5%程度と見なされる．有機物の存在形態については実験していないので，如何なる有機化合物が存在するかは不明であるが，少なくともアルカリ可溶性物質が存在することは明瞭である．腐植酸や砂糖等がセメントに対し0.1%位存在すれば凝結硬化を示さないことは公知の事実であり，本試料砂中には有害有機物が存在し，定性的モルタル試験の結果でも砂に原因があると確認された．

（3）結び

コンクリートに使用する砂は安全なものとして経験されない場合には，例えば本例の様に現地産の山砂を使用する場合には必ず有機物試験位は実施すべきである．

本例の場合，コンクリートの硬化状況の異常性はセメント及び使用した水の水質に基づくのではなく，砂の有害有機物含有に基づく故に，砂の選定について考え直さねばならない．

〔7〕沼川石水門の例

（1）沼川石水門

すでに述べた様にコンクリート構造物の耐久性を調査するとき施工法，使用材料等についての資料を得がたいことが多い．甚だしい場合は施工年月すら知りえないこともある．ここには精確な資料がえられている一例として沼川石水門の例を説明する．

沼川石水門は静岡県富士郡元吉原村鈴川地先の沼川和田川合流点下流にあり，感潮河川である沼川の逆流を防ぐために設置された．本工事の計画，設計，施工及び使用材料等については詳細な記録が残存しており，ここに述べる事項は静岡県土木部富士出張所の調査記録より抜き出したものである．

明治2年に石水門の設置が計画され，小規模の工事が実施されたが資金の面及び台風の被害等のために一時作業が放置された．しかし計画者及び住民の熱心な要望により，明治13年内務省モルテル技師により調査され，明治16年国庫の補助の下に工事の再開が決定され，精密測量等の後明治17年4月4日起工，台風の被害に耐えて同年12月17日に竣工した．以後今日までその効果をあげてきた．この石水門は突き固めた二和土の周囲

を石材で積み重ねた構造であり，石材はモルタル目地で固着させている．なおこの石水門はセメントを使用した構造物としては最も古いものの一つである．

この工事に使用された材料等を記録により表—17に示す．

表—17　石水門構築材料及び経費

種別	数量	単位	金額	摘要
			円	
人夫	229.8	人	44.670	19.4銭/人
焔焔	102.4	貫	137.450	134銭/貫
セメント	160	樽	1,185.100	741銭/樽
石灰	1169.5	俵	493.965	29.1銭/俵
食塩	407	俵	72.317	17.8銭/俵
赤土	23.6	坪	97.397	414銭/坪
青松葉	10.	駄	5.600	56銭/駄
松板	3	枚	11.400	142銭/枚
石臼	4	ケ	5.050	—
石材工品・運送	23.9	度	1,258.447	—
雑品	199	ケ	16.494	—
			計 3,327.890	

（2）　試料及び試験結果

試料としては石材を固着させているモルタル，二和土を選んだ．二和土は赤色を示すものと灰白色を示すものの二種類がある．

試験結果を表—18に示す．

表—18　モルタル及び二和土の組成

試料及び分析法		強熱減量	不溶解残分	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	SO_3
モルタル又はセメント組成	モルタル溶出成分	8.97	51.88	11.86	3.87	3.35	19.76	0.85	0.34
	推定セメント組成	—	—	29.6	9.7	8.4	49.4	2.1	0.9
	明治17年セメント組成	—	—	21.33	—	—	58.95	—	—
	明治26年セメント組成	3.00	0.38	20.79	6.74	3.65	59.60	1.72	2.27
赤色土	全分析	30.65	—	13.05	11.82	6.32	36.03	2.22	(Cl) 2.27
	可溶分析	30.65	6.58	10.66	9.92	5.61	33.61	1.34	—
灰白色土	全分析	31.19	—	13.63	11.74	6.17	37.75	1.47	(Cl) 0.007
	可溶分析	31.19	6.52	9.81	10.54	5.69	34.85	1.46	—

（3）　試験結果の検討

モルタルの配合は 1:2.2 であり，骨材は何れも 5mm 以下である．使用した石材は風化が甚だしく肉眼での岩石種別の判定は困難である．

セメント組成は可溶分析溶出成分をセメント成分と見なして推定した結果は表に示されてある．この分析値には骨材の溶出成分について補正が行われていないので SiO_2 等は高くなつている．なお参考のために明治17年，26年の国産セメントの組成も示してある．現在のセメントと比較すれば低石灰高アルミナ型のセメントが

使用されたと推定されるが，骨材が長時間の間にセメントと反応したとも考えられ，従つて骨材の溶出量補正を実施しない推定セメント組成は信頼性が十分あるとは云えない．なお明治26年セメントの組成鉱物は C_3S 39%，C_2S 27%，C_3A 13%，C_4AF 11%となる．

赤色土，灰白色土は何れも二和土と考えられる．この両者の土状物は何れも化学的には同一組成であり，同一粘土と石灰を使用し，しかもそれらの配合が同じであることを示す．ただ赤色土が食塩を約4%含有している点が異なるのみである．これら試料は二和土であり使用した赤土は可溶分が多く，反応性に富んでいるが強度を持つていない．この原因としては SiO_2/Al_2O_3 が小さいと考えられる．配合が適切であれば恐らく相当の強度を得たと推定される．赤色土には食塩が配合されているがその理由は明らかでなく，又その効果も認められない．

なお青松葉は石臼ですりつぶして二和土を造る時混合したと伝えられている．

〔8〕 海砂を使用した遠心鉄筋コンクリート管の塩素含有量について

鉄筋コンクリートはコンクリート練り混ぜに海水を使用すれば鉄筋の腐蝕速度は大きくなり，鉄筋とコンクリートの付着力が失われ，構造物の耐久性が低下することは上にすでに実例について述べた．コンクリート中への塩素の導入は使用する骨材への塩素の附着による場合もある．海砂を使用する場合がこの例であり，海砂の含塩素量は砂採取時前の気象条件，干満潮，採取地点の地形等により相異するが，骨材の量はコンクリート量の大部を占めるので骨材の含塩素量は無視することができない．ここには海岸砂を水洗せずに骨材としたコンクリートの塩素含量を測定した一例を表—19に示す．

表—19　試料コンクリートの含塩素量

試料番号	塩素含量 (mg Cl/100g コンクリート)	配合	水量 (w/c%)	骨材付着塩素量 (mg Cl/100g)	混合水塩素濃度 (g Cl/L)
1	23.5	1:2:2	60	30	1.95
2	25.4	1:2:2	60	33	2.12
3	20.9	1:2:2	60	27	1.74
4	13.6	1:2:2	60	17	1.32
5	9.8	1:2:2	53	13	0.55
6	12.0	1:2:2	53	15	0.79
7	8.2	1:1:1	55	25	0.45
8	12.8	1:1:1	55	39	0.61
9	11.2	1:1:1	60	35	0.56

本試料の場合，塩素含量は 8～25 mg/100g コンクリートであり，骨材付着塩素量は 13～39 mg/100g 骨材である．又塩素量は 0.45～2.12 g/L の含塩素水を使用したことに相当する．従つて海水を 8～35 倍にうすめた水を使用することに相当する．

この試料は遠心力鉄筋コンクリート管であり，表面積が多くうすいので塩素の混入のために耐久性は低下すると推定される．鉄筋コンクリートの場合に海砂を使用する場合には一応水洗して，塩素量を定量するのが安全である．

〔9〕 コンクリート舗装版の膨張破壊の例

某国道は下層 15 cm のコンクリート舗装の上に 3 cm のトペカ舗装がしてある．夏の午後2時頃幅員 12 m の

隣接する床版が突然大音響と共に目地の部分を頂点として隆起した．隆起した高さは約85cmに達した．

このコンクリートについて試験した結果を表—20に示す．

表—20　推定セメント組成

試料組成	強熱減量	不溶解残分	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	MnO	SO_3
モルタル部組成	8.07	62.41	6.17	4.83	1.59	13.23	1.13	0.35	0.68
骨材可溶分補正値	—	—	5.33	4.19	1.34	13.20	1.13	0.35	0.68
セメント組成	—	—	20.4	16.0	5.1	50.4	4.3	1.3	2.6

分析結果より解る様に使用されたセメントは高炉セメントであることが確認される．なおコンクリートの配合は可溶分をセメント成分と見なして1:2.3:4.9となつた．又ワイヤーソウで幅14.7cm，14.9cmのコンクリート試料を切り取り，曲げ強さを測定した結果はそれぞれ65 kg/cm²，50 kg/cm² であり十分の強度を持つている．

道路研究室及び現場当局の精密調査によれば，この破壊の原因は目地の問題として解決された．

IV　結　　言

破壊又は耐久性を失つたコンクリートについて調査した結果を報告した．これらの被害と何等かの関係のある顕著な特性を見出し得たが，最終的結論が容易に得られなかつた場合がむしろ多い．コンクリートの耐久性を支配する要因は甚だ多く，しかもそれらの相関関係こそ耐久性を決定し，個々の要因のみを重要視するのは妥当でない．

耐久性を失つたコンクリート試料が与られた場合，実験室的にも耐久性を失つた状況を再現できないし，これらの試料からは使用したセメントの性質は勿論配合又は施工の状況は明瞭にしえない．更に如何なる気象的履歴又は荷重を受けたかも不明であり，工事に関する信頼すべき資料を欠くのが一般である．

硬化したコンクリート試料塊の性質の試験法としては定まつた方法がなく，状況に応じた適当の方法を選ばなければならない．僅かに骨材の性質がある程度解明されるに過ぎないのが現状である．今後とも試験法について研究されると同時に，多数の試験が実施され，それらの資料が集積され解析されねばならないと同時に正確な工事記録が保存されることが是非とも必要である．

ここに報告された例についてはそれぞれ決定的の試験を実施する十分の時間がなかつたのであるが，コンクリートの破壊と関連するコンクリートの特異な性状をある程度知ることができたと思う．特に鉄筋コンクリートが塩分を含有するときは，鉄筋が腐蝕し，コンクリートの耐久性の低下が早められることを示した．これらの例ではコンクリート打設時にすでに塩類が存在したと判定されるが，海浜にコンクリート構造物を造らねばならない地形的制約の多い我が国では，風送塩による鉄筋の腐蝕及び波浪による塩分の侵入も考えられるのでこの実態を明らかにすると共にその防護法特にコンクリート施工法に注意が払われねばならない．

なおセメント，骨材等も必ず一応試験する必要のあることを示した．

本調査を実施するに当つて貴重な資料を貸与して下さつた諸氏，調査に当り便宜を計つて下さつた当局者に深謝する．なおコンクリートの圧縮試験は当所材料研究室に依頼した．

又本調査には小松原技官，野本技官，牧技官の協力をえた．

国道3，34号線道路良好度調査報告

道路局企画課
道路研究室

（昭和 29 年 8 月）

目　次

I　要　旨……(1)
II　調査の概要……(2)
〔1〕調査路線……(2)
〔2〕調査日程……(3)
〔3〕調査試験用器材……(3)
〔4〕調査の方法……(4)
III　予備試験……(5)
〔1〕路面種別ごとの燃料消費率……(5)
〔2〕現地における機関性状変化の検討……(8)
〔3〕現地における定地試験……(9)
1）燃料消費率試験……(9)
2）衝撃率試験……(10)
IV　路線ごとの調査結果……(13)
〔1〕路線別県別路面種別ごとの集計結果……(13)
〔2〕路線別路面種別ごとの集計結果……(15)
〔3〕調査結果の考察……(15)
1）速度及び燃料消費率の平均値について……(15)
2）衝撃率の平均値について……(16)
V　結　語……(17)

I　要　旨

昭和 28 年々末に自動車の保有台数は 100 万台を突破し，交通量はとみに増加した．一方交通車輛も年々大型化し，総重量 12.895 ton (8,160×2,360×2,385) の如き貨物自動車も現われるようになつた．自動車は遠距離輸送用・近距離輸送用と自ずと性能・型態も変らなければならないが，他方道路もこれらの交通に即応した線型・幅員等の条件を具備すべきである．

本研究所ではこれらのことに鑑み，昭和24年より道路運輸・交通対策の一端として道路の建設・改良並びに砂利道の補修限界の基礎資料を得るべく，道路試験車を用い主要幹線道路について道路の運輸経済・良好度調査を行つてきた．昭和28年度は九州地方建設局管内国道3号線（門司市一熊本市一鹿児島市間）34号線（田代町一長崎市間）について良好度調査を実施した．これはその調査結果の報告である．

この報告では次の事項を明らかにした.

(1) 試験自動車の燃料消費率に関する予備試験

(2) (1)による舗装施行による燃料消費率低減

(3) 調査前後における機関部の性状変化

(4) 調査路線別府県別及び路面種別ごとの集計平均値

(5) 運転自記々録計集計平均値

以上の調査試験結果は繰返し及び連続走行による極めて簡単な試験によつたもので,路面良好度の判定基準及び各項の路面運輸経済に及ぼす影響については更に詳細に調査試験を行つて補足しなければならない.

II 調査の概要

試験自動車の基礎予備試験としての路面種別ごとの燃料消費率試験を10, 11月の静穏で試験に適した日を撰び,東京都内及び隣接府県内の平坦直線部で相当の幅員を有し路面状態の一様な各種路面の道路で実施した.現地での機関性状変化の検討は福岡市箱崎町のコンクリート舗装道路上で行い,燃料消費率及び衝撃率試験は前記箱崎町,熊本県下益城郡当尾村・河江村で,本調査試験(11月25日—12月9日間)の途中で実施した.本調査試験は要旨に述べた路線について行い12月9日に終了した.調査終了後同月11日—16日の6日間を費し,改良工事の進捗した国道1.2号線門司—大阪—東京間約1000kmについて車輛の陸送を兼ね走行試験を行つたが,この結果報告は後に譲る.

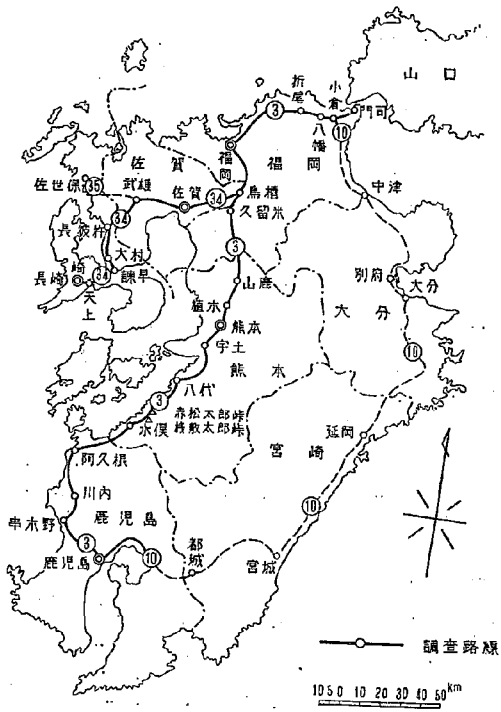
〔1〕調査路線

調査路線の国道3号線の1部門司—熊本—鹿児島線は,国鉄鹿児島本線に沿い九州西部を貫く基幹路線で,八幡・福岡・久留米・熊本・水俣等の主要都邑を含める産業経済の重要な役割を担つている.本路線の路面概要について記せば,福岡県内は熊本県境附近の1部を除いて全部舗装されており,熊本県境に至る途中1部佐賀県内に入つているが,この部分は拡幅改良された砂利道で補修の行届かぬ否みがあつた.熊本県内は熊本市附近川尻町,水俣市内を除いて砂利道で,幅員の不足を感ずる箇所が散見されたが,維持補修が行届いて舗装道路に劣らぬ軽快な路面が多く,管理者の努力の結果が現われていた.当県内には本調査路線中の難関である袋敷太郎・赤松太郎の2峠があるが,坂路はよく補修されていた.鹿児島県内は鹿児島市の1部を除いて全部砂利道で,いわゆる白州地帯の道路であるが,雨期を外れており余り乾燥もしていなかつたため路面は熊本県と大差のない状態であつた.

国道34号線は佐賀県三養基郡田代町で3号線から分岐し,鳥栖・佐賀・武雄・彼杵・大村・諫早を連ね長崎市と結ぶ路線で,西九州の工業を主とする産業経済の主幹をなす道路である.佐賀県内田代町—鳥栖間は未改良区間で試験自動車の走行の困難な箇所があつた.

この他佐賀市附近の舗装中の箇所,牛津町地内を除けば広幅の直線計画道路で,補修が行届いておれば快適な道路となると思う.長崎県内は佐賀県境より大村市間を除けば大部分舗装が完了し,福岡県に次ぐ道路状態であり1部幅員のやゝ足りないかと思われる箇所があつたが,交通量から推して当分支障はないとみられた.

調査路線及び主要都邑を図—1に示す.



図—1　調査路線並びに主要都邑

〔2〕 調 査 日 程

調査の日程は表—1に示すようで，天候は冬とは云え熊本の1日を除き温暖の恵まれた天候が続いた．

熊本—水俣間の調査中八代市附近でオイル・パイプが抜けて小メタルを焼いたが，比較実験の結果燃料消費率の変化は殆んどなく補正の必要を認めなかつた．この他鹿児島—水俣間で振動強度分類計の1部不調を招いたが，概ね所期の目的を達することができた．

〔3〕 調査試験用器材

試験用器材については従来のと同様のものを用いたが，測定の齊一のためのもの及び保安連絡用として次のようなものを新設搭載した．

測点に到着し一斉測定の可能のため予令用ブザーを設け，更に測定者への測点番号を明示するためにナンバー・プレートの電燈を点滅させて間違いのないようにした．

今1つは測定のためのものではないが，測定中電信電話連絡不能の場所で事故を起したり，緊急な用事がで

表—1　調査日程

月日(曜)	天候	気温(℃)	調査区間	走行粁	走行時間	備考
11.27 金	曇	12.5°	門司市—福岡市	73.885	2—25—33.0	乗員14—17名
28 土	晴	8.5—15.8	福岡市—熊本市	102.634	3—18—31.2	乗員14—16名
29 日	晴	2.8—13.4	熊本市—水俣市	103.889	3—36—15.2	乗員15—17名
30 月	晴	9.4—18.3	水俣市—鹿児島市	102.204	3—24—11.8	乗員14—16名
12.1 火	晴	資料整備及び車輌整備				
2 水	曇	17.0—23.5	鹿児島市—水俣市	109.029	3—31—53.7	乗員14—16名
3 木	小雨	18.8—19.5	水俣市—熊本市	89.535	2—52—06.2	乗員15—17名
4 金	小雨曇後晴	資料整理及び車輌整備				
5 土	晴	10.0—16.8	熊本市—牛津町	120.379	4—09—53.8	乗員15—16名
6 日	曇後小雨	9.0—15.0	牛津町—長崎市	95.151	2—44—02.2	乗員14—16名
7 月	曇	資料整理及び車輌整備				
8 火	晴	15.0—15.5	長崎市—島栖町	132.902	4—21—08.5	乗員13—14名
9 水	小雨後曇	14.7—15.3	島栖町—門司市	101.429	3—02—01.2	乗員14—16名
10 木	曇後晴	資料整理及び車輌整備				
11 金	晴	—	下関市—広島市	—	—	乗員12—13名
12 土	晴	—	広島市—岡山市	—	—	乗員12—14名
13 日	晴	—	岡山市—大阪市	—	—	乗員10—11名
14 月	晴	—	大阪市—名古屋市	—	—	乗員10—12名
15 火	晴	—	名古屋市—静岡市	—	—	乗員　14名
16 水	晴	—	静岡市—東京都日本橋	—	—	乗員10—12名

き連絡の必要を生じた場合，測定継続に支障をきたすことがあるので，このようなことを除くために軽2輪自動車を搭載し，その衝にあたるようにした．

〔4〕調査の方法

調査は予め現地の道路事情に詳しい技術者と協議し，道路現況図を参考として測点を設けることとし，改良・未改良の別，勾配部と平坦部の境，道路々面種別ごと及び著しく状況の異なる場所に設け，高速度で走行する自動車から測点の判るように測点杭を打つか，Line up して明示に努めた．

走行調査に附随させ，砂利道と舗装道路において速度を変えて繰返し走行試験を行い，速度と燃料消費率の関係を明らかにするための実験を行った．試験場所の条件は II 調査の概要の項の基礎予備試験に記した．試験には試験自動車の平均走行速度を 20 km/hr から 10 km/hr 増しごとに繰返し走行し所要の項目について測定した．なおこの試験を現地で行うとき，高速度での試験の場合対向車が路上にあったり，通行人があるとき，危険を感じ途中で減速し理想状態での試験の障害となるので，能う限り交通量の少ない場所を撰定し，交通遮断の容易な場所では現地の交通係官の協力を得て，このような危険を除き試験を行った．

調査の主要測定項目である燃料消費率はエンヂンの駆動条件の影響を受け，走行粁数が嵩めば燃料消費率に変化をきたすと考えられるので，調査開始初期と末期に機関変化の比較試験をコンクリート舗装の同一路面で実施した．以上の各々の測定項目は従来のものと変りないから，記述を省略する．

III 予 備 試 験

試験自動車の既走行粁は 22,000 km に達し，エンヂンのオーバー・ホールも既に行つている．走行粁上の車齢は若いが購入以来5年目となつているため，この種の調査には調査前後の燃料消費率の傾向を知つてその差が補正の必要を認めるならば，一応直線的に変化するものとして補正しなければならならない．この目的に併せて砂利道・簡易舗装道・高級舗装道の間に燃料消費率に有意な差が存在するか，若し存在するならばどの程度のものか，速度との関係を定量化しこれを以て燃料消費率の面の舗装経済効果

$$G_c(V)=f_v(G_{g.c}-G_{p.c})$$

ここに　$G_c(V)$：速度 V の燃料消費率低下量

$G_{g.c}$ ： 〃 の砂利道における燃料消費率

$G_{p.c}$ ： 〃 の舗装道 〃

を求めようとするものである．

〔1〕 路面種別ごとの燃料消費率，経済速度と最小燃料消費率

前述の砂利道・簡易舗装道・高級舗装道（コンクリート舗装・アスファルト舗装道）について，試験自動車の基礎予備試験としての速度と燃料消費率の関係を求めるべく，東京都内近郊及び隣接府県の比較的直線で見透しよく，平坦で路面一様，幅員大で交通量の少ない場所を撰定し，この道路で速度を20，30，……60 km/hr と変えて繰返し走行試験を行つた．

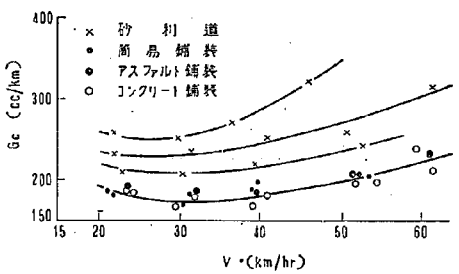
試験の結果は表—2・a，bのようである．この測定結果の速度と燃料消費率 $V-G_c$，$V-G_l$ の関係を示せば図—2，3に示すようになる．

表—2・a　砂利道における試験結果

試験番号	試験区間距離	走行所要時分	実平均速度	燃料			摘要
				消費量	消費率	消費率	
	m	m sec	km/hr	cc	cc/km	l/hr	
1	700	1—54.9	22.0	180	257	5.65	11月5日埼玉県川越市にて試験
2	〃	1—27.4	28.8	178	254	7.32	
3	〃	1—09.2	36.4	189	270	9.83	grading した後で中央部に削屑あり
4	〃	0—54.9	45.9	225	321	14.72	
1′	800	2—11.3	21.9	185	231	5.05	10月8日同上県南古谷村にて試験
2′	〃	1—31.5	31.5	188	235	7.40	
3′	〃	1—10.2	41.0	200	250	10.25	有効幅員 6.0 m
4′	〃	0—56.8	50.7	207	259	13.13	路側は水田のみで見透しよく，極めて平坦
5′	〃	0—47.0	61.3	250	313	19.19	
1″	700	1—49.1	23.1	147	210	4.85	11月5日同上県志木町にて試験
2″	〃	1—23.2	30.3	145	207	6.27	
3″	〃	1—04.2	39.3	151	216	8.49	有効幅員 6.0 m，ゆるい曲線部あり．浮砂利少し
4″	〃	0—47.9	52.6	170	243	12.78	

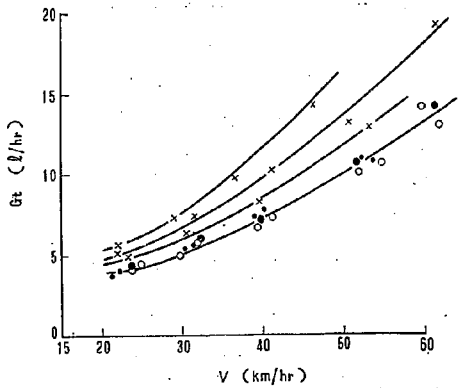
表—2・b　舗装道路における試験結果

試験番号	試験区間距離	走行所要時分	実平均速度	燃料 消費量	燃料 消費率	燃料 消費率	摘要
	m	m・sec	km/hr	cc	cc/km	l/hr	
1	750	2—03.5	21.9	138	184	4.03	(簡易舗装道)
2	〃	1—28.9	30.4	132	176	5.35	11月6日茨城県松伏にて
3	〃	1—08.9	39.2	139	185	7.25	試験
4	〃	0—50.6	53.4	153	204	10.90	極く最近施工された様子
1′	600	1—41.7	21.2	113	188	3.98	(簡易舗装道)
2′	〃	1—08.8	31.4	109	182	5.72	11月5日埼玉県大和田にて試験
3′	〃	0—54.3	39.8	118	197	7.84	両側に家屋，生垣あり，交叉点は危険を感ず
4′	〃	0—41.5	52.1	124	207	10.79	
1″	800	1—59.7	24.1	144	180	4.34	(コンクリート舗装)
2″	〃	1—37.2	29.6	135	169	5.00	10月22日千葉県船橋市はなわ地先にて試験
3″	〃	1—13.7	39.1	138	173	6.76	
4″	〃	0—55.8	51.6	158	198	10.22	
5″	〃	0—48.5	59.4	190	238	14.15	
1^3	800	2—03.7	23.3	150	188	4.38	(アスファルト舗装)
2^3	〃	1—30.0	32.0	148	185	5.92	10月15日東京都足立区保木間地先にて試験
3^3	〃	1—13.3	39.3	145	181	7.12	
4^3	〃	0—55.9	51.5	165	206	10.61	
5^3	〃	0—47.2	61.0	185	231	14.10	
1^4	800	2—03.3	23.4	148	185	4.33	(コンクリート舗装)
2^4	〃	1—30.9	31.7	141	176	5.58	10月15日東京都葛飾区青戸町地先にて試験
3^4	〃	1—10.4	40.9	144	180	7.36	
4^4	〃	0—52.9	54.4	157	196	10.65	
5^4	〃	0—46.9	61.4	168	210	12.89	



図—2　$V-G_c$

図—2　$V-G_c$ 曲線は砂利道・舗装道路ともに速度の変化に伴なつて燃料消費率の増減する傾向がみられ，砂利道と舗装道路の間には両者の差が判然りとあらわれている．簡易舗装と高級舗装道路との間には判然りとした差を見出すことができない．このことは簡易舗装でも舗装路面の良好なときはこれらの路面抵抗は殆んど



図—3　$V-Gt$

同じであり，高級舗装と大差なく運転状態の影響が混同するから，一般に取扱う場合舗装道路と砂利道とに分けて扱うのがよい．

時間当り消費率 $V-Gt$ 曲線は速度の増加につれて増加の傾向をみる．この速度と燃料消費率の関係を

$$G_t=G_0+\alpha V+\beta V^3 \quad l/\mathrm{hr} \cdots\cdots(1)$$

と仮定して G_0，α，β を最小自乗法により決定すれば

砂利道

$$G_t=1.243+1.557\times10^{-1}\times V+3.73\times10^{-5}\times V^3 \quad l/\mathrm{hr} \cdots\cdots(1')$$

舗装道

$$G_t'=1.243+1.173\times10^{-1}\times V+2.22\times10^{-5}\times V^3 \quad l/\mathrm{hr} \cdots\cdots(1'')$$

で表わされる．

燃料消費率 l/km は (1) 式を速度 V で除し

$$G_c=\frac{G_t}{V}=\frac{G_0}{V}+\alpha+\beta V^2 \quad l/\mathrm{km} \cdots\cdots(2)$$

となる．

砂利道を舗装した場合，燃料消費率を低減でき消費量を節減することができる．その節減量は

$$G_E=G_c-G_c'=(\alpha-\alpha')+(\beta-\beta')V^2 \quad l/\mathrm{km} \cdots\cdots(3)$$

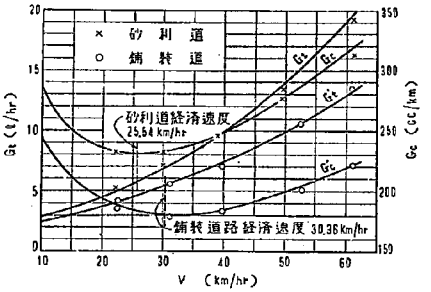
(舗装道の値に Dash を附す)

(1′) (1″) から

$$G_E=0.404\times10^{-1}+1.51\times10^{-5}\times V^2 \quad l/\mathrm{km} \cdots\cdots(3')$$

として求めることができる．

(1) (2) の計算値を曲線で表わせば図—4に示すようになる．図にみるように計算値と実測値はよく一致する．



図—4　V—G_t, G_c

又 (2) 式は図—4 G_c 曲線にみるように或速度で燃料消費率の最小となることが判かるので，(2) 式を微分して零とおき V について解いて経済速度を求めることができ，この値を元の式に代入して最小燃料消費率を求めれば

$$V_e=\sqrt[3]{\frac{G_0}{2\beta}}\ \text{km/hr} \quad \cdots\cdots(4)$$

砂利道　25.54 km/hr

舗装道　30.36 km/hr

$$G_e\,\min=\frac{3}{2}\sqrt[3]{2\beta G_0^2}+\alpha\ \cdots\cdots l/\text{km} \quad \cdots\cdots(5)$$

砂利道　221 cc/km

舗装道　179 cc/km

舗装道路の経済速度は砂利道の 1.2 倍であり，燃料消費率は約 80% の小さい値で相当の開きのあるのを知る．

〔2〕 現地における機関性状変化の検討

東京出発前における予備基本試験は〔1〕に述べたようであるが，3，34 号線の調査終了後下関—東京間の試験自動車輸送を陸送によるため，(現地までの輸送は貨車輸送によつた) 途中での損傷が考えられ帰京後の試験値との差を以て補正するのでは補正の意味が変る懸念があるので，現地で調査前後に路面状態の変化を考えられないコンクリート舗装道路の同一路面について実施した．

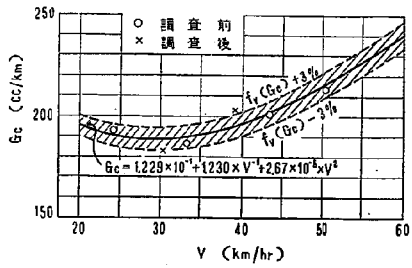
試験結果は表—3 に示すようで，速度との関係を図示すれば図—5 のようである．機関の性状比較のための試験は 30，40 km/hr 附近の 2 往復を以てチェックしたものであるが，調査開始前の試験値と大差はみられずこの程度の比較試験に止めた．調査開始前の燃料消費率

$$G_e=1.229\times10^{-1}+1.230\times V^{-1}+2.67\times10^{-5}\times V^2 \quad l/\text{km} \quad \cdots\cdots(6)$$

と得られた値について G_e (V=30.1，39.5 km/hr の場合について) を求めて比較してみると，その差は −2.7〜+3.6% となる．(図中 ±3% の区域をハッチングを施して示した．) この種の実験では同一速度の

表—3 機関性状変化比較結果

試験番号	試験区間距離	走行所要時分	実平均速度	燃料 消費量	燃料 消費率	燃料 消費率	摘要
	m	m sec	km/hr	cc	cc/km	l/hr	
1	1000	2—42.0	22.2	193	193	4.28	調査開始日実施
2	〃	1—53.3	31.8	186	186	5.92	Level，2車線
3	〃	1—25.9	41.9	201	201	8.42	舗装，両側砂利道
4	〃	1—11.9	50.1	214	214	10.72	
1′	950	1—53.7	30.1	173	182	5.48	調査終了日実施
2′	〃	1—26.6	39.5	193	203	8.02	



図—5 燃料消費率曲線

実験で同一燃料消費率となることは稀であり，この程度の差であり且つ一定傾向を示していないので，機関に変化をきたし燃料消費率が増加したとは考えられない．よつて燃料消費率の補正を行わない．

〔3〕 現地における定地試験

現地における定地試験は，調査時の試験車重量（約 4,600 kg）を以て路面種別ごとにおける速度と燃料消費率の関係，速度と車体の受ける衝撃率の関係を求める目的と〔2〕の検討を併せて実施した．この試験は下記地先において行つた．

a) 福岡市箱崎町　コンクリート舗装道
b) 同　上　砂　利　道
c) 熊本県下益城郡当尾村　コンクリート舗装道
d) 同県同郡河江村　砂　利　道

1) 燃料消費率試験

燃料消費率試験の1部は機関性状変化の試験と重複するから，試験場所の選定・試験方法について一々記すことを省略する．測定値と計算値を表—4，5，図—6に示す．表—4には福岡市箱崎町の値を省略した．なお熊本県当尾地先のコンクリート舗装の試験では，充分な試験時間をもたなかつたため 30，40，50 km/hr 附近の3往復を以て中止したので曲線の決定は他の傾向を参考にして推定したものである．

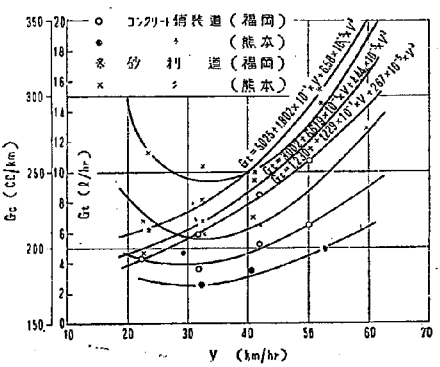
こゝにおいても〔1〕の試験と同様時間当り消費率は速度の増加と共に増加し，舗装道路に比し砂利道の増加

表—4　現地における定地試験の値

試験番号	試験区間距離	走行所要時分	実平均速度	燃料 消費量	燃料 消費率	燃料 消費率	摘要
	m	m sec	km/hr	cc	cc/km	l/hr	
1′	1,000	2—39.9	22.5	217	217	4.88	昭和28年11月28日福岡市
2′	〃	1—51.1	32.4	209	209	6.77	箱崎町地先にて試験
3′	〃	1—28.7	40.6	220	220	8.93	砂利道
4′	〃	1—10.1	51.4	233	233	11.98	
5′	〃	1—00.1	59.9	279	279	16.71	
1″	1,000	1—51.7	32.2	175	175	5.64	昭和28年12月3日熊本県
2″	〃	1—28.8	40.6	185	185	7.51	下益城郡当尾村地先にて
3″	〃	1—08.5	52.6	198	198	10.41	試験 コンクリート舗装道
1‴	1,000	2—33.6	23.4	263	263	6.15	昭和28年12月3日熊本県
2‴	〃	1—51.5	32.3	254	254	8.20	下益城郡河江村地先にて
3‴	〃	1—27.5	41.1	244	244	10.02	試験
4‴	〃	1—08.9	52.2	295	295	15.40	砂利道

表—5　$f_v(G_c G_l)$ 計算値

試験地	路面種別	区分＼速度	10 km/hr	20 km/hr	30 km/hr	40 km/hr	50 km/hr	60 km/hr	備考
福岡	C	cc/km	249	195	188	196	214	240	
		l/hr	2.486	3.903	5.639	7.856	10.715	14.374	
福岡	G	cc/km	371	234	206	212	237	276	
		l/hr	3.708	4.681	6.188	8.493	11.865	16.571	
熊本	G	cc/km	521	296	245	249	283	339	
		l/hr	5.212	5.911	7.341	9.957	14.151	20.318	



図—6　$V—G_l$, G_c

率が大きい．このことは路面の粗さが大きい道路では速度の増加と共に路面抵抗が増し，その抵抗にうちかつために消費せられる燃料が多くなる結果と考えられる．km当り燃料消費率は何れも30 km/hr 前後を境として速度の増減につれて増減している．じかし，その各々は互に交ることなく常に砂利道の燃料消費率の大きいことを知る．

2）衝撃率試験

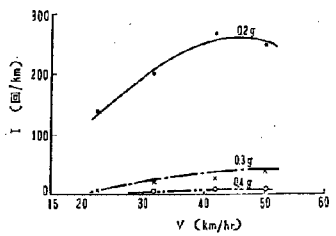
路面状態を良好に維持することは，それを利用する交通が安全に，快適に且つ経済的に行われることが目的であり，こうした観点から実際に走行する自動車が受ける衝撃率は路面の種別により，走行する速度によつて違うか，これらの関係を調べるために〔2〕の試験を行つた場所で振動強度分類計・ベド

メーターを用いて試験した．その結果を表—6・a，b，c，d 図—7・a，b，c，d に示す．振動強度分類計の値は計器の不調のため除外した．

表—6・a　福岡市コンクリート舗装道における衝撃率　Pedo

No.	速度 km/h	0.2g	0.3g	0.4g	0.5g	0.7g
1	22.2	136	5.5	0	0	0
2	31.8	201	21	0.5	0	0
3	41.9	267	27	4	0	0
4	50.1	251	41	4	0	0

昭28.11.27

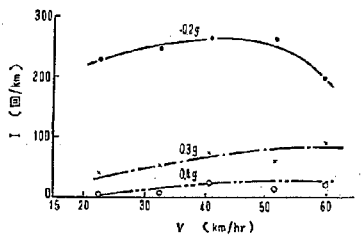


図—7・a　V—I 曲線

表—6・b　福岡市砂利道における衝撃率　Pedo

No.	速度 km/h	0.2g	0.3g	0.4g	0.5g	0.7g
1	22.5	229	39	1.5	0	0
2	32.4	250	52	6.5	0.5	0
3	40.6	272	72	24	3	0
4	51.4	275	61	13	1	0.5
5	59.9	217	90	24	3.5	3

昭28.11.28

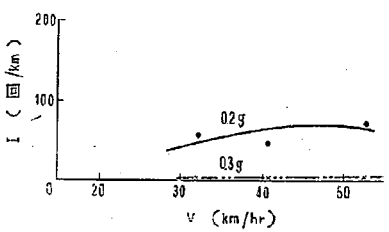


図—7・b　V—I 曲線

表—6・c　熊本県当尾村コンクリート舗装道における衝撃率　Pedo

No.	速度 km/h	0.2g	0.3g	0.4g	0.5g	0.7g
1	32.2	55	1.5	0	0	0
2	40.6	46	1.5	0	0	0
3	52.6	70	1	0	0	0

昭28.12. 3

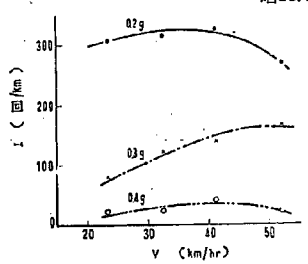


図—7・c　V—I 曲線

表—6・d　熊本県河江村砂利道における衝撃率　Pedo

No.	速度 km/h	0.2g	0.3g	0.4g	0.5g	0.7g
1	23.4	306	78	19	0.5	0
2	32.3	315	120	25	2.5	1
3	41.1	321	138	37	2	1
4	52.2	266	166	20	1	0

昭28.12. 3



図—7・d　V—I 曲線

ペド　メーターの実測値の箇々についてみるに，0.2g の衝撃率は路面の状態によつて多少の差異があるが

速度の増加につれて増え，概して 40 km/hr 附近で最大となり更に高速度になるにつれ減少している．福岡市のコンクリート舗装の 0.2 g の値は舗装道路にしては多過ぎるが，これは路面が多少老化していた事にもよると考えられる．何れにしても同一地先における砂利道に比較すれば低速度では 60% 程度の値となつている．舗装道路の速度と衝撃率の関係は経験から熊本県当尾地先における値をとるのがよい．0.3 g，0.4 g の衝撃率は 0.2 g と同様速度の増加につれて大きくなつているが，舗装道路が何れも勝れており砂利道の 50% 以下の値を示した．熊本県の砂利道は浮砂利があり波が生じていたため福岡の砂利道より劣つた値を示し，0.3 g，0.4 g ともに大きい値を示した．

何れにしても舗装道路は砂利道より勝れた値を示し，舗装道路が快適であることを示した．

表—7　3 号線（門司—鹿児島間）県別路面種別ごと

路面種別	県名	距離 km	走行所要時間 時 分 秒	平均速度 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）/ 0.2 g	衝撃率（回/km）/ 0.3 g
C	福岡	6.024	9—22.6	38.5	1395	231	4.32	190/1147	75/454
A		10.275	16—26.3	37.5	2430	240	4.16	250/2571	80/824
a		68.630	2—06—10.2	32.2	16373	246	4.07	338/23193	109/7457
G		21.193	45—39.7	27.9	5725	270	3.70	572/12115	350/7418
C＋A		2.762	5—12.8	31.8	710	257	3.89	188/520	54/148
C＋a		13.435	27—52.0	28.9	3328	248	4.04	320/4291	114/1526
a＋G		1.291	3—43.4	20.8	370	286	3.49	386/498	98/127
C	熊本	8.875	13—08.2	40.5	2120	239	4.19	241/2135	15/130
A		1.882	4—39.6	22.6	505	268	3.73	369/694	92/174
a		12.240	24—46.0	29.6	3030	248	4.04	223/2727	94/1167
G		120.259	3—59—03.7	30.2	34845	290	3.45	356/42766	140/16800
C＋a＋G		2.370	5—03.6	28.2	640	270	3.70	223/528	142/336
G	鹿児島	95.738	3—08—15.2	30.5	25310	270	3.71	438/41948	197/18845
C＋A		2.620	5—31.3	28.5	620	237	4.23	323/845	236/775
a＋G		3.846	7—23.8	31.2	870	226	4.42	436/1677	161/620
G	佐賀	11.187	23—49.3	28.2	2515	225	4.45	584/6535	264/2947

表—8　34号線（佐賀県三養基郡田代町—長崎市間）

路面種別	県名	距離 km	走行所要時間 時 分 秒	平均速度 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）/ 0.2 g	衝撃率（回/km）/ 0.3 g
C	佐賀	15.501	25—01.8	37.2	3645	235	4.25	249/3857	90/1394
A		3.181	8—13.9	23.2	830	261	3.83	422/1342	164/522
a		0.586	2—38.9	13.3	220	375	2.67	382/224	60/35
G		55.628	2—04—48.9	26.8	14520	261	3.83	497/27679	249/13835
a＋G		0.624	1—55.3	19.5	310	497	2.01	468/292	119/74
C	長崎	4.796	6—59.8	41.1	1105	230	4.34	381/1818	56/267
A		13.223	20—02.0	39.6	3125	236	4.23	274/3625	97/1280
a		1.980	2—38.0	45.1	435	220	4.55	225/446	71/140
G		27.650	56—04.7	29.6	7285	264	3.80	670/18533	325/8994
a＋S_B		2.600	4—33.6	34.2	835	321	3.11	207/537	68/177
C＋A＋a		4.888	6—47.1	43.2	1045	214	4.68	299/1462	89/435
C＋G		0.877	1—28.4	35.7	215	245	4.08	192/168	105/92
A＋G		1.358	2—02.0	40.1	300	221	4.53	359/488	160/218

IV　路線ごとの調査結果

調査試験は国道3号線門司—鹿児島間を，137，34号線田代町—長崎間を40に区切つて調査区間とし，これらの各々の区間につき所要の項目について測定した結果を以下にとりまとめ報告する．

〔1〕 路線別，県別，路面種別ごとの集計結果

調査結果を一々掲げることは冗長に過ぎるので国道3，34号線に分け，県別，路面種別ごとに集計し往復の平均値を表—7，8に示す．昨年度までの調査では運転自記々録計の記録は往路のみをとつたが，この調査で

の測定結果集計　　往復平均

衝撃回数（回）ベド・メーター			衝撃率（回/km）/衝撃回数（回）振動強度分類計					備　考
0.4 g	0.5 g	0.7 g	0.15～0.3g	0.3～0.5g	0.5～0.7g	0.7～1.0g	1.0g 以上	
4.6/27	0.3/2	0.2/1	154/928	134/808	48/290	9.3/56	3.2/19	
8/82	1.7/17	1.1/11	271/2787	147/1510	56/573	25/256	3.7/38	
25/1703	3.2/220	0.8/58	264/18147	169/11567	91/6249	30/2063	8.1/555	
121/2566	18/389	6.7/142	356/7543	220/4653	179/3798	85/1801	43/914	
1.6/4.5	0.4/1	0/0	214/590	160/441	34/93	7.6/21	0.4/1	
22/298	1.9/26	0.3/4.5	231/3105	141/1894	63/844	17/223	5.4/72	
23/30	1.2/1.5	1.6/2	525/678	205/264	38/49	13/17	12/15	
1.4/12	0.3/3	0.1/1	268/2373	59/526	7.4/66	2/18	0.8/7	
18/34	0.5/1	0.3/0.5	341/642	95/179	12/22	3.5/6.5	0.5/1	
22/272	3.4/42	0.7/9	262/3207	121/1484	82/1006	54/653	5.7/70	
34/4137	2.3/277	0.5/58	212/25486	140/16817	94/11290	54/6456	21/2582	
62/147	7.6/18	0.6/1.5	214/508	150/256	119/213	21/50	2.5/6	
77/7363	13/1196	2.7/262	184/17507	119/11403	84/8062	30/2866	13/1272	
7.3/19	0.6/1.5	0.4/1	113/297	82/216	6.5/17	8.4/22	1.5/4	
44/169	9.1/35	2/7.5	96/387	102/332	53/203	20/77	14/53	
96/1079	15/164	5.2/58	422/4718	290/3245	164/1829	61/681	18/196	

県別路面種別ごとの測定結果集計　　往復平均

衝撃回数（回）ベド・メーター			衝撃率（回/km）/衝撃回数（回）振動強度分類計					備　考
0.4 g	0.5 g	0.7 g	0.15～0.3g	0.3～0.5g	0.5～0.7g	0.7～1.0g	1.0g 以上	
28/436	6.3/98	3.7/58	266/4122	105/1620	42/638	19/291	11/163	
27/87	3.8/12	2/5.5	319/1016	157/499	41/130	16/51	3.5/11	
12/7	0.9/0.5	0/0	372/218	39/23	15/8.5	0.9/0.5	0/0	牛津町地内幅員狭隘
67/3751	5.8/323	2.2/120	278/15470	172/9576	103/5726	30/1658	5/278	
9.6/6	0/0	0.8/0.5	359/224	69/43	14/8.5	0/0	0/0	牛津町地内幅員狭隘
19/89	4.2/20	0.6/3	285/1359	74/351	21/100	10/49	0.8/4	
10/133	1/13	0.2/2	225/2977	124/1637	55/724	13/174	1.5/20	
1/2	0.3/0.5	0/0	228/451	115/228	36/72	14/27	1.8/3.5	
100/2785	19/529	9.1/252	245/6763	210/5814	154/4254	82/2270	19/516	長崎市内
3.8/10	0.6/1.5	0.2/0.5	284/739	117/303	32/83	9.6/25	1.2/3	
32/154	1.5/7.5	0.5/2.5	197/964	133/648	43/212	16/77	3.9/19	
43/38	9.1/8	6.3/5.5	295/259	81/71	37/32	13/11	4.6/4	
24/33	2.9/4	0.7/1	211/286	130/177	84/114	29/40	3.3/4.5	

表—9　3号線（門司—鹿児島間）県別路面種別ごとの測定結果集計

路面種別	府県名	アクセル・ペダル踏量		ハンドル回転角		チェンヂ・ギヤー使用率			備考
		D/time	D/km	|R|/time	|R|/km	2_{nd} %	3_{rd} %	4_{op} %	
C	福岡	2.98	14.9	1.12	0.5	0.6	0.8	98.6	
A		3.58	23.3	1.49	0.8	1.3	1.3	97.4	
a		3.41	21.8	1.43	1.0	0.8	5.5	93.7	
G		3.36	23.3	1.61	4.1	0.7	2.5	96.8	
C＋A		5.08	38.0	1.17	0.7	2.8	6.0	91.2	小倉市篠崎町地内
C＋a		3.47	18.9	1.29	0.8	0.3	10.4	89.3	
a＋G		3.20	37.1	1.08	2.5	—	20.5	79.5	
G	佐賀	2.20	14.6	1.07	1.1	—	—	100.0	
C	熊本	4.07	19.7	2.00	0.5	—	2.6	97.4	
A		4.87	48.7	2.19	9.3	9.7	14.4	75.9	
a		4.70	32.8	2.69	4.9	—	4.7	95.3	
G		4.18	26.3	2.87	8.8	4.1	17.9	78.0	
C＋a＋G		5.09	41.9	1.33	2.5	—	13.8	86.2	山鹿町内・川上村地内
G	鹿児島	4.17	25.6	1.69	3.0	0.5	3.9	95.6	
C＋A		3.68	21.8	2.75	2.1	—	—	100.0	
a＋G		2.90	19.9	3.90	3.6	—	—	100.0	

は運転自記々録計の記録は往路のみをとつたが，この調査では往復の記録をとることができたのでその平均値をとつて，アクセル・ペダルの踏量，ハンドルの廻転角（単位は 90°）チェンヂ・ギヤーの使用率の値を前記同様の方式に随つて分類し掲げた．チェンヂ・ギヤーの使用率とは

$$\text{チェンヂギヤー使用率}=\frac{\text{2, 3, 4 のギヤー使用距離}}{\text{区間距離}}\times 100$$

である．

表—10　34号線（田代町—長崎間）県別路面種別ごと測定結果集計

路面種別	府県別	アクセル・ペダル踏量		ハンドル回転角		チェンヂ・ギヤー使用率			備考
		D/time	D/km	|R|/time	|R|/km	2_{nd} %	3_{rd} %	4_{op} %	
C	佐賀	3.88	17.8	1.00	0.1	2.1	1.1	96.8	
A		4.34	46.4	3.13	4.9	10.0	11.9	78.1	神崎町，武雄町内
a		3.51	86.9	2.34	16.0	34.2	18.4	47.4	牛津町内
G		4.47	25.3	2.27	1.8	3.0	6.2	90.8	
a＋G		3.54	62.4	3.00	2.4	3.5	38.5	58.0	牛津町内
C	長崎	5.45	22.9	—	—	0.7	3.1	96.2	大村市内
A		4.26	13.6	1.17	0.3	—	6.0	94.0	
a		3.71	8.4	—	—	—	—	100.0	
G		3.52	19.6	1.61	1.8	2.6	8.6	88.8	
a＋S_B		4.18	9.5	1.57	1.6	—	40.6	59.4	長崎市内
C＋A＋a		4.01	21.4	—	—	—	—	100.0	
C＋G		5.75	32.4	—	—	—	8.5	91.5	大村市内
A＋G		4.14	10.7	—	—	—	4.6	95.4	

表—8の佐賀県内，a，a＋G の速度 13.3，19.5 km/hr，燃料消費率 375，497 cc/km と他に劣る値となつているのは牛津町地内の測定値である．牛津町地内は有効幅員 4.5 m 程度，両側は商店の軒が連つて対向車のすれ違い困難な上に簡易舗装が老化している等の悪条件の多いのに起因している．このような隘路打開のた

め同町北側を通す新設道路が29年度に着工になる筈である．いま1つ長崎県内 $a+S_R$ の燃料消費率 321cc/km は，日見の隧道から長崎市に下る坂道の勾配の影響の加つたものである．

〔2〕 路線別路面種別ごとの集計結果

県別路面種別ごとの集計結果を更に同一種別の路面ごとに集計し，路線別の平均値を 表—11，12 に示す．この平均値から路線別にみた平均走行速度，燃料消費率，走行率，衝撃率の値から両者の比較が可能であり，各県のこれらの値の比較もできる．

〔3〕 調査結果の考察

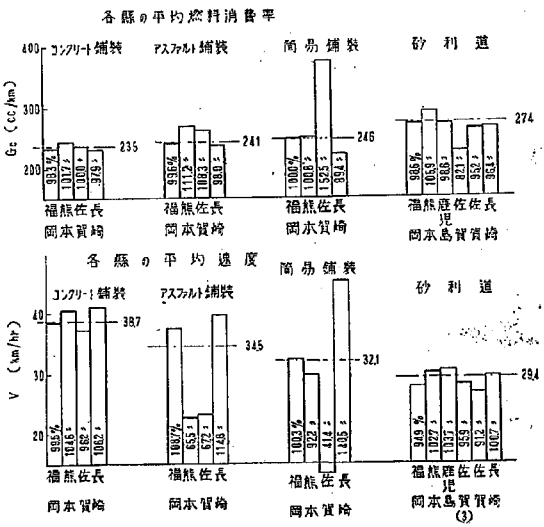
調査の結果を集計しその平均値を求めたが，以上の結果について以下に考察を進める．

1) 速度及び燃料消費率の平均値について

路面状態の良否は走行する自動車の快適感を決定し，走行に都合のよい速度も定まつてくる．従つて燃料消費率も自ずと定まつてくる．

この調査ではこのことを考え，路面状態に適応した速度すなわち運転者の運転し易い速度で走行し調査試験を行つた．調査結果の 表—11，12 の値から路面種別の総平均を求め，表—7，8 の値を比較することにより各県の水準の実態を知ることができる．この平均値に対する各県の平均値は 図—8 の図中%として記す値となつている．

速度の総平均値はコンクリート舗装道（38.7 km/hr）が最も勝れ，アスファルト舗装道（34.5 km/hr），簡易舗装道（32.1 km/hr），砂利道（29.4 km/hr）の順序となつている．図中の値でアスファルト舗装道の熊本・佐賀の値，簡易舗装道の佐賀県の値がそれぞれの総平均値の70%以下の値となつているのは熊本市内，神崎町・武雄町，牛津町の値がその全部であるためで，これらは路面状態そのものより，前者は緩速車・人馬の混合交通の影響，後者はそれに幅員の不足を加えていることに起因していることを断つておく．



図—8　各県の平均燃料消費率

燃料消費率は路面の不陸による路面抵抗の影響を受け，それは速度の増加するに伴なつて大きくなる．而し路面状態がよく維持・補修されているときは砂利道であつても舗装道路に劣らない低い値を示す．燃料消費率

表—11　3号線（門司市—鹿児島市間）路面種別

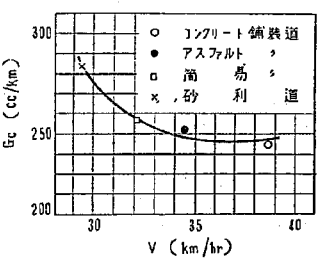
路面種別	距離 km	走行所要時間 時 分 秒	平均速度 km/hr	燃料 消費量 cc	燃料 消費率 cc/km	燃料 走行率 km/l	衝撃率（回/km） 0.2g	衝撃率（回/km） 0.3g
C	14.899	22—30.8	39.7	3515	236	4.24	221/3282	39/584
A	12.157	21—25.9	34.0	2935	241	4.14	268/3265	82/998
a	80.870	2—30—56.2	32.1	19903	246	4.06	321/25920	107/8624
G	248.377	8—16—47.9	30.0	68895	277	3.61	416/103364	185/46010
C＋A	5.382	10—44.1	30.1	1330	247	4.05	254/1365	171/923
C＋a	13.435	27—52.0	28.9	3328	248	4.04	320/4291	114/1526
a＋G	5.137	11—07.2	27.7	1240	242	4.14	424/2175	145/747
C＋a＋G	2.370	5—03.6	28.2	640	270	3.70	223/528	142/336

表—12　34号線（佐賀県三養基郡田代町—長崎市

路面種別	距離 km	走行所要時間 時 分 秒	平均速度 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） 0.2g	衝撃率（回/km） 0.3g
C	20.297	32—01.6	38.0	4750	234	4.27	280/5675	82/1661
A	16.404	28—15.9	34.8	3955	241	4.15	303/4967	110/1802
a	2.566	5—16.9	29.2	655	255	3.92	261/670	68/175
G	83.278	3—0—53.6	27.6	21805	262	3.82	555/46212	274/22829
C＋S_B	2.600	4—33.6	34.2	835	321	3.11	207/537	68/177
C＋A＋a	4.888	6—47.1	43.2	1045	214	4.68	299/1462	89/435
C＋A＋a＋G	2.859	5—25.7	28.0	825	289	3.46	332/948	134/384

の総平均は砂利道（274 cc/km）が最も大きく，簡易舗装道（246 cc/km），アスファルト舗装道（241 cc/km），コンクリート舗装道（235 cc/km）の順でコンクリート舗装道が最も経済的な値となつている．この県ごとの値で特に目につくのは，佐賀県の簡易舗装の値が総平均値より，52.5%も大きい値となつていることである．これは速度のところで記したと同様牛津町地区の値であつて，幅員の狭隘であるのに加えて混合交通であるため速度が遅くなり，その結果として燃料消費率が増えたものである．

速度と燃料消費率の路面種別ごとの総平均値の位置を図示すると図—9のようであり，曲線で結ばれるような相関がある．このことは路面抵抗の小さい路面では走行速度が速くても燃料消費率は路面抵抗の大きい路面での値より小さいということが云える．



図—9　路面種別ごとの平均速度・燃料消費率の位置

2）衝撃率の平均値について

路面の良好度を表わすには自動車々体の受ける衝撃率によるのがよい．自動車々体の受ける衝撃率は路面の不陸の状態とそこを走行する場合の速度によつて定まる．自動車の運転者の最も運転し易い速度では自動車の受ける衝撃率はどの程度の値であろうか，又それらの値は路面の種別によつても異なるが調査結果の平均値の衝撃率分布はどのような型か，表—7，8の値によるベド・メーター，振動強度分類計の路面種別ごとの分布型を示せば図—10・a，b，c，d，図—11・a，b，c，dのようである．

県ごとの平均値は路面種別により多少の差はあるが，0.2g の衝撃率が最も多く 0.3g の2倍以上の値を示

ごとの測定結果集計　　往復平均

衝撃回数（回）ベド・メーター			衝撃率（回/km）/衝撃回数（回）振動強度分類計					備考
0.4g	0.5g	0.7g	0.15～0.3g	0.3～0.5g	0.5～0.7g	0.7～1.0g	1.0g以上	
2.6/39	0.3/5	0.1/2	222/3301	90/1334	24/356	5/74	1.7/26	
9.5/116	1.6/19	1/12	282/3429	139/1689	4.9/595	22/263	3.2/39	
24/1975	3.2/262	0.8/67	264/21354	161/13051	90/7255	34/2721	7.7/625	
61/15145	8.2/2026	1.9/468	223/55344	145/36123	101/24979	48/11804	20/4964	
4.5/24	0.6/3	0.2/1	165/887	122/657	20/110	8/43	0.9/5	
22/298	1.9/26	0.3/4.5	231/3105	141/1894	63/844	17/223	5.4/72	
39/199	7.2/37	2/10	204/1045	128/656	49/252	18/94	13/68	
62/147	7.6/18	0.6/1.5	214/508	150/256	119/218	21/50	2.5/6	

間）路面種別ごとの測定結果　　往復平均

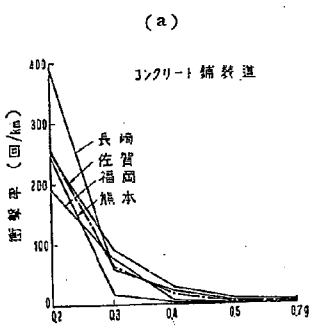
衝撃回数（回）ベド・メーター			衝撃率（回/km）/衝撃回数（回）振動強度分類計					備考
0.4g	0.5g	0.7g	0.15～0.3g	0.3～0.5g	0.5～0.7g	0.7～1.0g	1.0g以上	
26/525	5.8/118	3/61	271/5481	97/1971	36/738	17/340	8.2/167	
13/220	1.5/25	0.5/7.5	243/3993	130/2136	52/854	14/225	1.9/31	
3.5/9	0.4/1	0/0	261/669	98/251	32/81	11/28	1.4/3.5	
78/6536	10/852	4.5/372	267/22233	185/15390	120/9980	47/3928	9.5/794	
3.8/10	0.6/1.5	0.2/0.5	284/739	117/303	32/83	9.6/25	1.2/3	
32/154	1.5/7.5	0.5/2.5	197/964	133/648	43/212	16/77	3.9/19	
27/77	4.2/12	2.5/7	269/769	102/291	54/155	18/51	3/8.5	

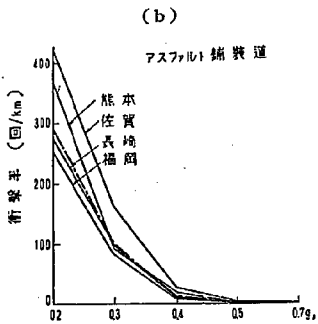
し，0.3g，0.4g，0.5g，0.7g の順序に g の大きい衝撃率は小さい値を示し，0.7g 以上の衝撃率は舗装道路では殆んど零，砂利道でも 20回/km 以下となつて非常に少ないことを示している．

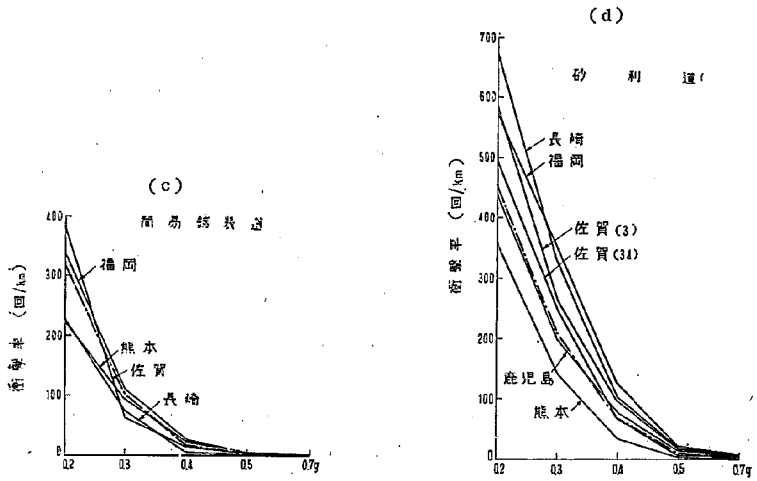
各路面種別ごとの総平均の衝撃率分布は鎖線で示す値となり，全体的値からみるとコンクリート舗装道が最も良好な値を示し 0.2g (254回/km)，0.3g (64〃)，0.4g (16〃)，0.5g (3.5〃)，0.7g (1.3〃) であり，速度と燃料消費率のところと同じ順序で大きくなつている．（細部の値は図を参照）

振動強度分類計の衝撃率についても同様の分布傾向があり，衝撃率の大きさも同程度の値となつている．

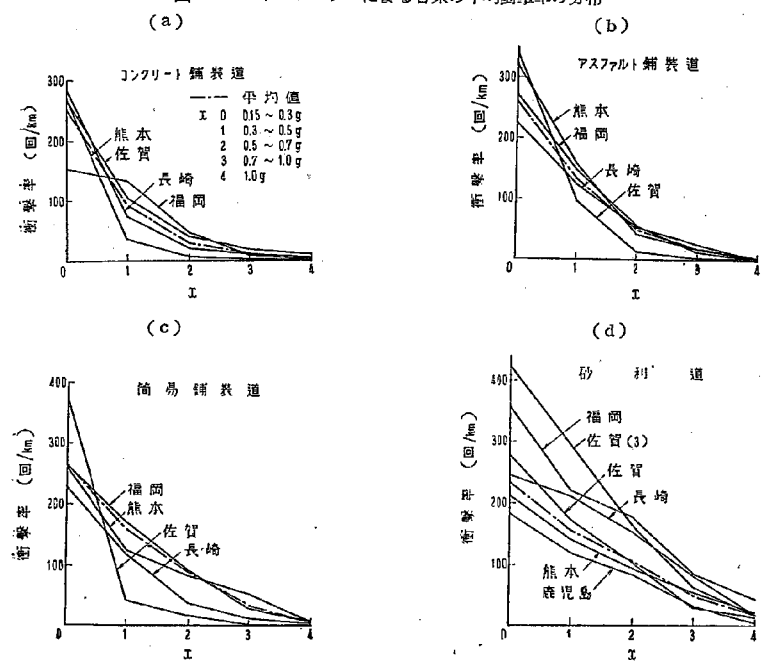
以上調査結果について考察を加え，今後の問題について述べた．







図—10 ベド・メーターによる各県の平均衝撃率の分布



図—11 振動強度分類計による各県の平均衝撃率の分布

V 結　　語

以上に国道3号線，34号線の調査結果及び予備基本試験，現地における定地試験について述べたが要約すれば次のようである．

1) 予備基本試験としてコンクリート舗装，アスファルト舗装，簡易舗装，砂利道について燃料消費率試験を行つた結果，舗装種別による消費率に有意な差がなく，これを舗装道路とし砂利道との間には判然りした差を見出し，この差を舗装することによつて節減しうる燃料消費率 G_B とすれば

$$G_B = 0.404\times10^{-1}+1.51\times10^{-5}\times V^2 \quad l/\mathrm{km}$$

で表わされる．

この試験結果による経済速度は砂利道 25.54 km/hr，舗装道 30.36 km/hr，最小燃料消費率はそれぞれ，221 cc/km，179cc/km であつた．

2) 現地において調査前後燃料消費率試験を実施し機翼の性状変化の検討をしたが，その結果この程度の距離の試験では燃料消費率の補正は必要がない．

3) 現地における燃料消費率試験結果は，燃料消費率 G_t は速度の増加に伴なつて増し，舗装道路に比し砂利道の増加率が大きい．G_c は 30 km/hr 前後を堺として速度の増減に伴なつて増し，常に砂利道の値が大きい．

4) ベド メーターによる衝撃率試験による 0.2 g の衝撃率は，速度の増加につれ増え 40 km/hr 附近の速度で最大となり，砂利道の値に比し舗装道路の衝撃率は 50% 以下の値となり走行の快適であることを示した．

5) 国道3，34号線の速度の総平均値はコンクリート舗装道 (38.7 km/hr)，が最も勝れ，アスファルト舗装道 (34.5 km/hr)，簡易舗装道 (32.1 km/hr)，砂利道 (29.4 km/hr) の順となり，高級舗装が優位を示した．

6) 同上燃料消費率は砂利道 (274 cc/km) が最も大きく，簡易舗装道 (246 cc/km)，アスファルト舗装道 (241 cc/km)，コンクリート舗装道 (235 cc/km) となり，高級舗装道が経済的な値を示した．

7) 衝撃率の総平均値の分布型においても 5)，6) と同様の傾向を示した．

以上は簡単な走行試験によつた結果であるが一応所期の目的を達することができた．道路良好度の判定基準，運輸経済の問題については，個々について実験計画法に基づいた合理的な実験によつて明らかにしたい．

(建設技官山田敏照記)