土木研究所報告 第百二号 昭和三十四年三月

土木研究所報告

第 102 号

放射性同位元素を使用した地下水調査報告（続報）
——玉川温泉における地下溶透除毒工法に関する調査（其三）——
…… 有泉　昌，近藤　紀，大場正男，森　芳徳…（1）

洪水流出の推定法に関する研究（1）
——貯溜関数に関する一考察——
…… 木村俊晃…（9）

土質改良に関する実験的研究（第2報）
——セメント系材料による安定処理について——
…… 竹下春見，田中淳七郎…（17）

断面変化を伴う水路の水理設計に関する研究
—狩野川放水路トンネル部の水理試験—…… 吉川秀夫，芦田和男，川端昭至…（49）

ダムに使用されたセメントの性質について
——（第4報）五十里ダム用セメントについて——
…… 有泉　昌，小松原正夫…（75）

周辺が円筒殻又は円環に弾性固定されている円版の対称曲げについて
…… 栗林栄一…（97）

マーシャル安定度試験について…… 竹下春見，松野三朗，松崎　猛…（103）

流域平均雨量を計算する場合のテーセン多角形の作図について
…… 竹内俊雄，田吹行一…（119）

若戸橋ケーブルに関する実験的研究（1）
…… 田原保二，池田哲夫，大橋昭光，林田義業，笹沼充弘…（125）

道路用ガードレール支柱の側方向耐荷力に関する実験について
…… 伊吹山四郎，佐藤和夫…（145）

昭和 34 年 3 月

建設省土木研究所

58頁の本文2行は59頁の1行と
2行間に入れて読み替えて下さい。
(供試体Bおよびこの養生日数と
表-15のクラック)

土木研究所報告第95号

正　誤　表

土質改良に関する実験的研究　第1報

頁		誤	正
38（2）	表 — 1	Atterdery	Atterderg
39（3）	上から4	No 2 て	No 2 で
41（5）	下から7	液性現界	液性限界
42（6）	表 — 5	Waterp oofing	Water proofing
44（8）	下から5	水山灰	火山灰
45（9）	下から1	$\frac{SiO_2}{Al_1O_2}$	$\frac{SiO_2}{Al_2O_3}$
46（10）	表—9—1	Al_2O_2	Al_2O_3
51（15）	下から11	試　4	試　験
56（20）	表 — 13	0.944	0.994
61（25）	上から5	したがつて	それで
69（33）	上から4	Voil	Void
	〃　8	供試B体	供試体 B
79（43）	下から6	非常に	相当に
83（47）	下から8	Teeh papev	Tech paper

光弾性によるアーチダムの応力測定について

頁		誤	正
132（6）	表 — 3	$kg^{-}{}_1 \cdot mm$	$kg^{-1} \cdot mm$
132（6）	下から9	ti	ti
133（7）	〃　2	$\overline{4(n_1+n_2)^2\sin^2\cdots}$	$\overline{4(n_1-n_2)^2\sin^2\cdots}$
写真		5 — 5	5

舗装用石油アスファルト試験成績

頁		誤	正
179（5）	図　番	図 — 2	図 — 1
179（5）	下から5	粘　質	粘　性
182（8）	図—3中	A — 3	A — 8

ダムに使用されたセメントの性質について
——五十里ダム用セメントについて——

正　誤　表

頁	行	誤	正
75	Synopsis 6 行	took by	taken by
	〃　〃	representat	represent at
	〃　7 行	The ranges of chemical……	The confidence limits of average chemical
77	右下　5 行	186～321	186～231
81	表—2 つづき	No. 28-A の S.M. の値　2.00	3.00
	〃	No. 30-C の C_3A の値　3.4	4.4
	〃	No. 36-B の CaO の値　13.43	63.43
83	表—3	No. 4-E のワグナー値　1240	2040
86	表—4	No. 5-D 水和熱 90 日の値　71.07	71.7
〃	〃	No. 29-B 溶解熱値　591.1	597.1
89	表—5	上椎葉ダム圧縮強サ 7 日の σ の値 2.7	.27
90	右下　9 行	圧縮引サ	圧縮強サ
〃	〃　3 行	毎集団	母集団
93	左上　23 行	H_7=4.96 C_3S+……	H_7=0.96 C_3S
〃	左下　13 行	表—3	表—8
〃	右 表—8 下	……(1) 大阪窯業社 ……(2) 小野田社 } 上椎葉 ……(3) 日本社	……(1) 大阪窯業社 ……(2) 小野田社 } 長安口 ……(3) 日本社
94	表—10	7-D の (3) 式差の値　−2.6	2.6
95	表—10	下の Verbeck 式　9.90 C_3S+……	0.90 C_3S+……
〃	左下　7 行	前期製造分後と期製造分とに更宜	前期製造分と後期製造分とに便宜
〃	〃　6 行	各特性値の限界	各特性値の平均値の限界
〃	右上　4 行	毎集団	母集団

放射性同位元素を使用した地下水調査報告（続報）
——玉川温泉における地下溶除毒工法に関する調査(其三)——

正　誤　表

頁	行	誤	正
1	36	化学分析からは	化学分析値からは
4	左　5	推定	確定
〃	右　7	選択	選択性
5	左　16	地中状況と	地中状況を
6	右　14	reaction	reactions
〃	右　20	Soil science 86, 148～151	Soil science 86, 3, 148～151
〃	右　22	Soil science 86, 220～225	Soil science 86, 4, 220～225

〃	右 27	phosphoros	phosphorus
〃	右 32	……phosphates in the assessment of fertility by tracer methods.	……phosphates in soil and their significance in the assessment of fertility by tracer methods.

マーシャル安定度試験について

正　誤　表

頁	誤	正
103 (1) 上から 14	mesured	measured
〃	phisical	physical
107 (5) 左上から 13	温度化	温度変化
108 (6) 表—6	58.8	58.7
〃	+0.2	+0.7
〃	+0.7	+0.8
111 (9) 左下から 17	24 時	24 時間
〃 左下から 5	思れわるが	思われるが
112 (10) 表—10 Ⅲ	1960	1940
〃 Ⅳ	2411	2416
〃 〃	0.0	9.0
115 (13) 左下から 10	Enginers	Enginees
〃 左下から 1	重　量	重　要
117 (15) 表—12	3.0, 3.5, 4.0, 5.0, 5.5……	3.0, 3.5, 4.0, 4.5, 5.0……
118 (16) 右上から 13	specitication	specification
〃 26	Mamual	Manual
〃 28	Invetion	Investigation
〃 〃	o	of

道路用ガードレール支柱の側方向耐荷力に関する実験について

正　誤　表

頁	行	誤	正
1	Synopsisの2行目	on the shoulder;	on the shoulder.
2 (a)	16 行目と20行目	Highway guard Rail	Highway Guardrail,
3 (b)	14 行目	地表よりの	地表より上
7 (a)	9 〃	図—10	表—4
7 (6)	32 〃	図—11～図—12	図—9⟶ 図—12
9 (6)	35 〃	次の通りである	表—9 の通りである。
10(b)	20 〃	支柱を埋め込み，ウインチを	支柱を埋め込み，ワイヤをかけ，ウインチを
12(a)	26 〃	試験組合せ	試験組合せ (表—10)
17(a)	25 〃	荷重速度　28 km/h	荷重速度 23 km/h

以下の図にそれぞれの説明を追加。

図—13　支柱の径と耐荷力の関係，砂質土　円柱

図—14　支柱の断面形と耐荷力の関係　砂質土
図—20　砂質土速度と耐荷力の関係
図—21　衝撃試験　砂質土　角柱耐荷力—変位曲線
図—22　衝撃試験　砂質土　耐荷力—変位曲線
図—23　衝撃試験　砂質土　耐荷力—変位曲線
図—24　衝撃試験　粘性土　耐荷力—変位曲線
図—25　衝撃試験　粘性土　耐荷力—変位曲線
図—26　衝撃試験　粘性土　耐荷力—変位曲線
図—27　衝撃試験　砂質土　角柱
図—28　衝撃試験　粘性土　角柱
図—29　衝撃試験　砂質土　角柱　平均耐荷力等値曲線 (kg)
図—30　衝撃試験　粘性土　角柱　平均耐荷力等値曲線 (kg)
図— 7　耐荷力—変位曲線　砂質土 (角柱)
図— 8　耐荷力—変位曲線　粘性土 (角柱)
図— 9　砂質土　角柱
図—10　粘性土　角柱
図—11　最大耐荷力等値曲線　砂質土　角柱
図—12　最大耐荷力等値曲線　粘性土　角柱

洪水流出の推定法に関する研究 (1)

——貯溜関数に関する一考察——

正　誤　表

頁	段	行	誤	正
9		Synopsis 上から 1	Recently.	Recently,
〃		Synopsis 上から 3	In this paper.	In this paper,
〃		Synopsis 上から 5	storoge	storage
〃		要　旨 上から 3	水理的意義	水理学的意義
10	1	下から 17	こを T_s とすると,	これを T_s とすると,
〃	2	脚注下から 2	以下条字 s	以下添字 s
11	〃	下から 11	$O(t+Tl)\equiv O_l$	$O(t+T_l)\equiv O_l$
12	〃	下から 5	$I_s=I_s(h_s$	$I_s=I_s(h_s)$
〃	〃	下から 1	$Q_s=V_s\cdot A_s$	$Q_s=v_s\cdot A_s$
13	1	上から 2	$\frac{dO_s}{dh_s}=$	$\frac{dQ_s}{dh_s}=$
〃	〃	上から 18	流過面積	流過断面積
〃	2	上から 9	できろう。	であろう。
〃	〃	脚　注	$A'_{sh}\cdot R_{sh}\cdot I'_{sh}$	$A'_{sh},\ R'_{sh},\ I'_{sh}$
〃	〃	〃	$A_s\cdot R_s\cdot I_s$	$A_s,\ R_s,\ I_s$
14	1	上から 6	このよのに,	このように,

15	1	下から 11	$p=0.333$	$p=0.323$
〃	2	表—2	Susquehama R.	Susquehanna R.
〃	〃	脚注 上から 8	$I=Q_t=$const,	const.
〃	〃	〃 下から 1	$I-Q_t$	$I=O_t$
16	〃	〃 上から 9	Mc Carth,	Mc Carthy,
〃	〃	〃 上から 10	groph	graph
〃	〃	〃	man	man-

断面変化を伴う水路の水理設計に関する研究

——狩野川放水路トンネル部の水理試験——

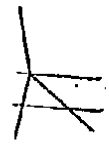
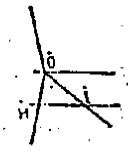
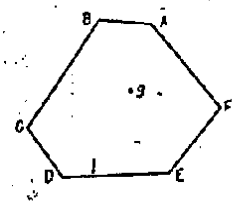
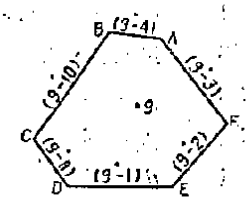
正　誤　表

頁	行	誤	正
1	4	asymetry	asymmetry
2	34	流　線	法　線
3	11	果すめに	果すために
〃	30	河 床 を	河床高を
〃	31	0.431 m	0.431 m
〃	〃	l_b	l_a
〃		表—1 中 0.91 m	0.61 m
〃	11	摩　擦	原　案
〃	25	近似計算法法により	近似計算法により
6	2	式中 $n_r=(1/40)^{1/6}=\frac{1}{1,849}$	$=\frac{1}{1.849}$
〃	6	式中 $n_r=(1/20)^{1/6}=\frac{1}{1,646}$	$=\frac{1}{1.646}$
〃	24	0,108×1,849=0.020	0.0108×1.849=
〃	1	示す，図にて	示す。
〃	2	改良1案	改良案 1
〃	4	高い，これは	高い。
7	13	(1.6 m)～3 cm～3 cm (1.2 m)	(1.6 m)～3 cm (1.2 m)
〃	15	渦	渦
〃	2	取りけ付ず	取り付けず
〃	8	渦	渦
8	3	比べて	比べて
9	7	巾 23 m	巾 25 m
〃	9	脱　字	「この場合の流速分布は図—13 に示すごとくであり」No. 35 断面
〃	2	トンネルの円形	トンネルの半円形
〃	4	をおこす，これが	をおこす。
10	10	考えねば	考えれば、
〃	13	部を上の様に	部を E の様に
〃	17	−0.176 である	−0.176 m で
13	7	(図—5 d)	(図—5 c)

14	5	(図—5 d)	(図—5 c)
〃	13	図—5 d	図—5 c
15		表—3 の中 11.95 左 M 3—2 項中 11.95 左段 11.30 11.85 11.20 11.85	11.05 11.50 11.55 11.60 11.60 11.50
16	5	80 m	80 cm
17	7	トンネル出の水流	トンネル内の水流
〃	18	水路にあける	水路における
〃		(7) 式中 $\frac{dh}{dx}\ \frac{i-\frac{n^2Q^2}{R^{4/3}A^2}\frac{\alpha Q^2}{gA^2}\frac{\alpha A}{\alpha x}}{1-\frac{\alpha Q^2}{gA^3}\frac{\alpha A}{\alpha h}}$	$\frac{dh}{dx}=\frac{\cdots\cdots}{\cdots\cdots}=\frac{F_1(h,x)}{F_2(h,x)}$
19	24	トンネル第2トンネル	トンネル 1,100 m³/sec, 第2トンネル
〃	11	短かくてすむ	短かくてすむ。
〃	23	Fronde 数	Froude 数
〃	30	図—29—2	図—29
〃	31	図—29—1	図—29
20	1	$\theta=10'$	$\theta=10°$
〃	12	氏[6]，の著者等	氏[6]，著者等
〃	44	減衰して	減衰して
〃	48	$\theta=13°$	$\theta_0=13°$
〃	7	〔3〕損失水頭	〔4〕損失水頭
21	7	$F_2\gamma$	$F_2,\ \gamma$
22		表—5—(3) (10) 欄 0.402	0.408
〃		表—5—(3) (14) 欄 0.989	0.889
23		表—5—(4) (2) 欄 15.28	15.23
〃		表—5—(6) No. 0, 1, 2, 3, 4,	No. 10, 11, 12, 13, 14,
〃		表—5—(8) (2) 欄 19.91	10.91
〃		表—5—(8) (6) 欄 29.35 29.35	29.35 29.3
〃		表—5—(8) (12) 欄 $h_e/v^2/2g$	$h_l/v^2/2g$
〃		表—5—(9) (6) 欄 29.0	29.5
〃		表—5—(9) (8) 欄 0.385	0.380
25		表—5—(10) (1) 欄 13.22	15.22
〃		表—5—(11) (9) 欄 5.58	0.58
〃		表—5—(11) (10) 欄 8°45′	8°42′
26	6	kenvergenten	konvergenten
〃	8	Hebt 282	289
〃	9	Hgdraulics	Hydraulics

流域平均雨量を計算する場合のテーセン多角形の作図について

正　誤　表

頁	行	誤	正
2		図—1 	
2	左下から 1 行	$n(n-1)2$	$\frac{n(n-1)}{2}$
2	右下から 3 行	遠くて級面の	遠くて紙面の
2		図—3　15	5
3	左上から 10 行	11 点	点 11
3		図—5 	
4	右上から 11 行	5～11	8～11
5	左上から 19 行	同一円周上にはあるか	同一円周上にあるか

放射性同位元素を使用した地下水調査報告（続報）

——玉川温泉における地下溶透除毒工法に関する調査（其三）——

有泉　昌*　近藤　紀**
大場正男**　森　芳徳**

（昭和 33 年 10 月）

A Report on the Research of Underground Water with Redioisotopes

—Investigation of the treatment of acid Water by chemically dissoaving method at Tamagawa Hot spring—

(Oct. 1958)

Akira Ariizumi, Osamu Kondō,
Masao Ōba, Yoshinori Mori

Synopsis ;

In this paper, authors present a report on the fourth and the fifth performances of the field tracing experiment at Tamagawa Hot Spring.

The fourth performance was held at the same locality as the third one had been held. Two kinds of radioisotopes were used at the same well with a time interval of five hours.

The result was that none of highly intensive peaks as were found in the third experiment were detected but many weak peaks which did not vindicate of the reproducibility of this time interval. As for this phenomenon, we attributed its cause to the isotopic effect of phosphorus isotope, the behavior of soils as an ion exchanger and the continuously transfigurative state of underground seeping channels.

In the fifth experiment, only one sample was proven to bear radioactive tracer. In respect to this poor detection of radioactivity, we concluded that it is presumable that the precipitation of radioactive orthophoshoric acid ions arises in the process of underground tracing, and that there is a limit to the utilization of phosphorus-32 as in its chemical form of orthophosphoric acid in such a case of tracing underground water which contains considerable amount of aluminous and ferric ions as in these experiments.

要　旨

昭和 31 年度から実施している玉川温泉伏流水のトレース実験の第 4 回，第 5 回実験を昭和 32 年 9 月と 11 月とに実施した。第 4 回実験は 1-1 号井で，RI は I-131 と P-32 を 5 時間間隔で投入し，渋黒川岸の 6 個の湧出口で RI の流出曲線を求めた。第 5 回実験では 1-5 号井から P-32 を投入し，第 4 回実験の時より更に 400 m ほど下流に存在し，投入地点から 500 m 位隔てた 4 個の湧出口で採水，RI の検出を行つた。

第 4 回の実験では，第 3 回の時に得られたような異常に大きな放射能ピークは検出できなかつたが，多数の弱放射能が検出された。二種の RI の投入は，5 時間の時間間隔を置いていたのであるが，RI の検出結果では，その投入時間差を再現しているものはなく，その原因は P-32 のアイソトープ効果，土のイオン交換作用に基づくものであろうと推察された。湧出水の化学分析からは除毒現場の平衡状態成立は証明されていた。

第 5 回実験では，放射能は僅か 1 個の試料について検出されたに過ぎなかつた。このことの原因については，正燐酸イオンの地中における沈澱化を考えることが最も妥当であろうと考えられ，現地のように Al^{+++}, Fe^{+++}, を多量に含有する地下水のトレーサーとして P-32 を正燐酸の形で使用する場合，使用限界が存在し，その限界は大体 pH 3.5 と推定された。

目　次

1. まえがき……（2）
2. 第 4 回実験……（2）
（1）実験計画……（2）
（2）実験経過……（2）
（3）実験結果……（2）
（4）考　察……（2）
3. 第 5 回実験……（5）
（1）実験計画……（5）

* 地質化学部　化学研究室長
** 地質化学部　化学研究室研究員

（2） 実験経過……(5)
（3） 実験結果……(5)
（4） 考　察……(5)
4. 結　び……(7)
5. 謝　辞……(7)

1. まえがき

既に発表した2回[1][2]の報告で，玉川温泉除毒現場において実施した第3回実験までの実験経過を述べ，得られたデータの解釈について検討を行って来た。特に第3回の実験においては強大な放射能ピークを得ることができ，それによっていくつかの定量的考察を行えたが，遺憾ながら除毒区域が脱酸平衡状態になかったことが判明したため，地下滲透水の運動が定常状態を維持している時に追跡するという当初の目的には沿えなかった。その様な訳で除毒区域が脱酸平衡状態にある時に実施すべく第4回実験を計画した。また第4回実験を含めて現在までに実施した実験はすべて導水路の1-1号井および2-1号井を使用したものに限られ，その追跡距離も200m前後のものであったが，1-5号井附近の溶透井を使用してより長距離（500～600m）にわたる追跡を行うことを目的に第5回の実験を計画した。以下順を追ってこれら第4回，第5回の実験についてその実験経過，結果などを述べる。

2. 第4回実験

（1） 実験計画

まえがきの所で述べた如く第4回実験は除毒区域が完全に脱酸平衡状態にあるときに実施することが主な目的であったから，実験前に現場と密接な連絡を保って除毒区域が完全に脱酸平衡状態になるまで通水させ，しかる後に1-1号井に I-131 を 100mc 投入する。I-131 を投入後5時間を置いて同じ溶透井に P-32 を 100mc 投入し，採水を行うところの湧出口は前回の結果から重要だと目される No. 2, No. 3, No. 4, No. 6 の4湧出口とし，RI投入後80時間に亘って採水を行う予定とした。此の5時間の時間間隔を置いて後から別種の RI を投入するのは，除毒区域が平衡状態に達しているか，いないかについて，RI の流出状態から確認するためと，また一つは使用 RI の核種の相違による追跡効果を比較するためである。もし平衡状態に到達しているならば，湧出口における RI の出方は溶透井に投入した2種の RI の投入時間々隔を殆んど正確に再現する筈であるけれども，もし湧出水の化学分析結果より平衡状態の成立が確認せられた上でこれが再現されない場合は，その原因は地中内部の水路状況，転移状態，使用 RI イオンと土との物理化学的反応に帰せられ，かえっていろいろな地中内部の状況，RI と土，岩石，地下水との相互反応に関するを知識を得ることができるからである。現場測定は前回と同じく 0.1mm 厚のポリエチレンシートで被ったシンチレーションサーベイメーターのプローブをビーカーに取った湧出水中に浸し，最初に投入した I-131 による γ-線を検出し，その状況から採水時間を決定し，P-32 流出の可能性大な時間を確実に押えることに資す予定とした。

（2） 実験経過

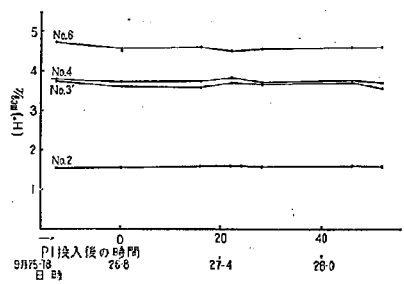
第3回の実験終了後，現場の除毒は導水路改修工事のために中止されていた。2箇月半の停止期間を置いて，9月下旬に再び第4回の実験を行うことになったので現場と連絡を取り，9月10日から1-1号井，2-1号井に前と同じ流量で通水を開始させた。通水開始後大体2週間目の9月25日に現場到着，26日 8：00 1-1号井に I-131 を 100mc 投入し，5時間置いて 13：00 に同じく 1-1号井に P-32 を 100mc 投入した。採水間隔は当初の計画では I-131 の検出状況から決定することにしていたが，I-131 投入後5時間を経過しても放射能は検出出来なかったので，万全を計って，ただちに 15 分間隔で採水を始めた。尚採水期間中はシンチレーションサーベイメーターによる放射能検出と並行して，湧出水の H^+ 濃度，Cl^- 濃度も測定した。実験室における精密測定は前回第3回の場合と全く同一の方法によった。

（3） 実験結果

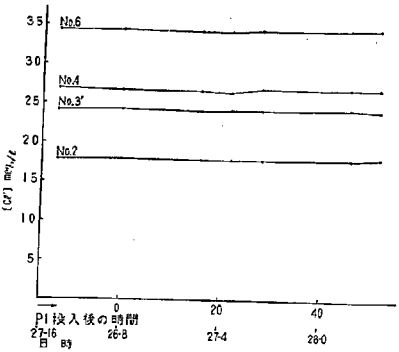
湧出水の H^+ 濃度，Cl^- 濃度の現場測定結果を H^+ については図—1 に，Cl^- については図—2 に示す。実験室における精密測定も前回と同じ測定器で同じ高さの水準を設けて検出につとめたが，その結果は全 1097 ケの試水のうち 119 ケについて最高 45 cpm（試水 50 cc につき）の微弱放射能を検出したに過ぎなかった。此の放射能強度—時間曲線は図—3 に示す。

（4） 考　察

図—3 に示されている放射能検出の模様の主な特徴として次の点が挙げられる。ただし，ここでは下段に示さ



図—1. 第4回実験水素イオン濃度変化図（1957年9月）



図—2.　第3回実験塩素イオン濃度変化図(1957年9月)

れている P-32 の時間基点としては，P-32 の投入時刻，すなわち 26 日 13：00 が取ってある。

（a）放射能は湧出口 No. 2，No. 3′では相当多く検出されたけれども，他の湧出口 No. 4，No. 6 では殆んど検出されていない。特に出口 No. 2 においては煩雑過ぎる位に検出されているが，これは放射能測定の際の検出基準を 3.12σ に置いたため，基準が少し低く，自然計数の偶然的な増加が基準内に入ったことに基づくと思われる。

（b）湧出口 No. 2 と No. 3′においてピークが時間的に一致しているもののうち，完全に一致しているものは少なく，殆んどのものについて 15 分ないし 30 分前後のずれが認められる。

（c）同じく湧出口 No. 2 と No. 3′についてであるが，I-131 の方で時間が接近して 2，3 個現われたピークが，後の P-32 ピークでは1個だけしか現われていず，P-32 のピークは前の I-131 のどちらのピークを対応させるべきものであるかについて，曖昧なところがある。

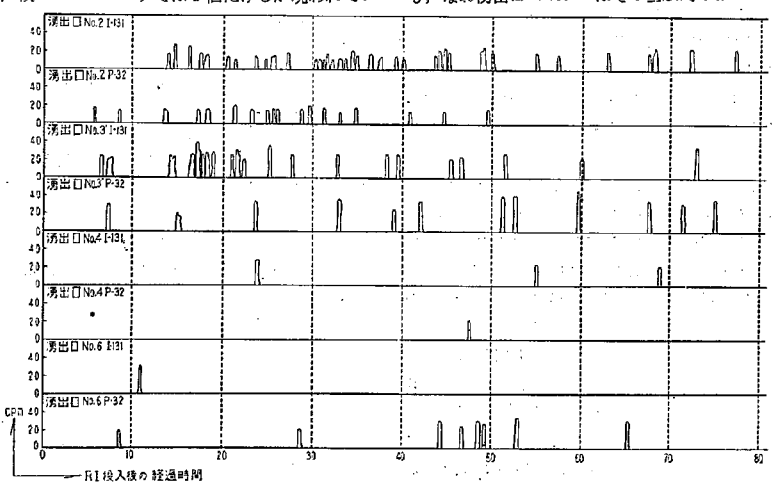
（d）前回第3回の実験で検出された大ピークは全然消失している。

（e）今回の実験では P-32 と I-131 との2種類の RI を使用しているけれども，湧出口の位置によってそれら RI の検出された試料数に著しい差がある。

以上述べた事柄について考察してみよう。

前回すなわち第3回の実験においては，湧出口 No. 6 と No. 4 で異常に大きな放射能ピークが認められたけれども，今回のトレース結果では全然以前の如き大ピークはすっかり影を潜めてしまい，小さなピーク，それも RI 投入の位相差を再現せずに全くばらばらに極く少数しか現われていない。第3回の実験でも1個の大ピークの他に小さなピークが数個表われていたのが認められたけれども，これが小ピークが現われているばらばらな小ピークに対応するものであってばらばらなのは放射能計測値が小さ過ぎた為の見落し，ならびに自然計数の偶然的な増加を誤まって記録したことによるものと思われる。そうして前の実験で大ピークが現われた時間近傍に本来ならば相当大きなピークが現われるべきであるのに現われていないのは，この大ピークで存在が示されていた所の地中のある大きな水路が，2ケ月にわたる温泉水注水停止期間中流れ込んで来た土砂ならびに水路自体の崩壊のため閉されてしまったことを示すものだろう。

湧出口 No. 2 で認められている煩雑な弱放射能ピークはその原因を前述した様に，一部分は自然計数値の混入に帰せねばならないのであるが，此の事を考慮に入れても，なお湧出口 No. 2 はその全般的な傾向として7個



図—3.　第3回実験RI流出図(1957年9月)

の湧出口のうち最も放射能—特に今度の場合はI-131に基づく放射能—が検出され易い箇所である事が云える。此の図から確実に人工放射能に基づくピークを選び出すことが出来るならば，地中の状態について相当信頼性の置ける推定を試みることが可能であろうが，現在の処，此の問題については保留しておかざるを得ない。また(e)で述べた如く湧出口の位置によって P-32 と I-131 の検出数に著しい差があるのは，それら湧出口に影響を及ぼす地下滲透部分の特性によって，RI の地中通過中に吸着，沈澱等による損失率が均一でなかったことによるものと考えられる。すなわちのち程述べることであるが，地中の pH が高い環境における PO'''_4 の沈澱と共に，土による吸着，イオン交換の影響が各水路によってまちまちなことに基づくのであろう。

次に湧出口 No. 3′ の放射能ピークについて考えて見よう。図—3を前に発表した第1回から第3回までの実験結果と比較してみると，次の事が判明する。

(i) 実験が第1回から第3回に進むに従って最初の放射能ピークが検出されるに要する時間が短くなった。

(ii) 第3回実験の 742 cpm ピークに対応すると思われるピークが今回実験で 6～8 時間に現われている。しかしこのピークは此の前実験の 742 cpm ピークの水路と同一水路によるものであるか，それとも新生した水路によるものであるかについて分明でない。

(iii) 同じく第3回の第2のピークは殆んどそのまま第4回に再現されている。

(iv) 第3回の第3ピークは I-131 のピークで再現されているものと考えられるが，これは P-32 のピークで裏付けされていない。

(v) 第3回実験での第5ピークは第4回の 60 時間目に現われたピークで確認出来たものと思われる。

(vi) 第3回に現われた他のピークは今回実験では再確認されていない。

(vii) 今回の実験で 51 時間目に明瞭に現われたピークに相当すると考えられるピークは第3回に認められていない。

以上の事柄のうちで，I-131 または P-32 の何れか一方にしか現れない様なピークの存在は，前述した如く一部は色々な測定上の欠陥にその責が帰せられるのであろうが，ここで注意すべきことは，当然同一時刻に現われるべくしてしかも不自然に 15分～30 分の時間的ずれを持って現われているピークの存在である。此のピークは RI 投入後7時間，15 時間，33 時間，39 時間，51 時間，60時間のものである。現場での採水時間間隔には5分以上の誤差は生じていなかったことは確実に云えるから，此のピークの時間的なずれは不安定な地中状態によるものと共に，$P^{32}O_4'''$，$I^{131'}$ の放射性イオンの土による吸着，脱着の時間的ずれ，イオン交換作用の影響によるものと考えられる。Mc Auliffe[3] らは P-32 を使った植物栽培実験でキャリアーとして使う P-31 の量が少いと土粒度子が P-32 を選択的に吸着し，あとから多量の P-31 を供給すれば，吸着された P-32 の一部が脱着されて溶液中に滲出して来ることを報告している。また Yuan[4] は土による PO_4''' の吸着について温度が高ければ土の P-32 に対する選択が可逆的に増大することを述べている。以上の研究は P-32 のアイソトープ効果による吸着損失，時間のずれの大体の概念を与えるものであるが，この他に Yuan と Robertson[5] は土粒子表面が P-32 でラベルされた PO_4''' を含んだ水溶液と接する場合，大体 25 時間経過後にその吸着量が最大となり，以後は脱着作用が優勢となってある平衡状態に到達することを述べている。これも時間のずれ現象を一部説明するものであろう。このことに関して Seatz[6] の詳しい研究があって，土粒子による吸着の第一段階とも云うべきものは溶液浸漬後 60 分以内に終了し，その後は脱着作用も参加した吸着の第二段階に入ることを報告している。こういう現象はもちろん I-131 についても或程度云えることであって，時間的ずれの説明になるものと思われる。

また後で説明することであるが，玉川温泉水は大体 20 ppm 程度の Fe^{++}，Al^{+++} を含有している。これが地中通過中に土砂岩石中のアルミナ分を溶解し，Fe^{++} 含有量は大して変化しないが，Al^{+++} は 150～200 ppm 程度に増加する。これと伴って脱酸が進行して pH が高まるため Fe^{++}，Al^{+++} などが phosphate，hydroxide の形で沈澱し，温泉水中のならびにトレーサーとして使用した PO_4''' を固定し一部をスキャヴェンヂする。だいたいこういう過程が起るのは pH 3.0 附近であるから，温泉水が地中に滲透して相当脱酸作用が行われた後の一部の高 pH 水路について云えることである。

以上の事柄を考慮してみると P-32 の吸着損失は溶透井の比較的近傍で起っているものであり，沈澱損失は追跡の後の方で起っているものと推定される。また土粒子表面のイオン交換作用についても Amer[7]，Russel[8]，Talibudeen[9]，らが測定しているが，Mc Auliffe[3] らは土粒子のイオン交換作用は粘土鉱物の水酸基端が大きく関係するものであるとしており，この作用に基づく交換損失も相当影響しているのであろうと思われる。この他に不安定な地中状態にも時間的ずれの原因の一部を帰せねばならない。すなわち図—1ならびに図—2の Cl^-，H^+ 両イオン濃度の測定から，湧出口においてはその湧出水の化学的特性については脱酸状態が成立していると云えるのであるが，此の湧出水は地中の種々の水路を通過しその間に脱酸，稀釈を受けた温泉水の総計であるから，個々の水路を通る温泉水について見る時，その通過特性は温泉水の物理的ならびに化学的作用によって時々刻々変化しているものと考えられる。

この水路特性が変化を受ける原因として，大体次のような事が挙げられる。まず物理的なものとしては

a) 突発的に起る水路の崩壊。
b) 流下土砂による水路の閉塞ならび狭窄。
c) 水路中の土砂移動による水路透水係数の変化。

化学的なものとしては

d) 絶えず水路が酸によって洗われていること，ならびにそのことに基づく透水係数の絶えざる変化。
e) 同じく土砂類の表面性質の絶えざる変化。
f) 流下土砂による土砂類表面の被覆，その逆に新活性表面の露出。
g) 化学的な要因に基づく地中の高 pH 部分の生成

以上のようなことが水路の通過特性の絶え間ない変化を結果づけるものであろう。

第4回の実験では，実験の一つの目的として平衡状態における追跡を実施し，地中状況とその追跡結果より推定するということを挙げていた。しかし平衡状態は湧出水の化学的成分，とくに H^+, Cl^- 濃度からは達成されていたのであるが，RI 流出状況からは追跡に使用した2種の RI の出現時刻が正確に5時間の投入時間々隔を再現しなくてまもまちなところがあった。われわれはこの現象を当初の実験計画で考慮しておいてたように地中内部の微視的な転移状態，RI と地下水との化学反応，土砂類の RI に対する物理化学的機能に帰したわけである。現在手元にある実験結果からはこれ以上のことは何も云えないが，今後再び実験を再び同じ箇所で実施する機会に恵まれたならば，此の地中の恒常的な転移状態，イオン交換能ならびにその速度，土砂類の表面物理化学的性質を何等かの量的表現で現わせたら幸いだと思う。

3. 第5回実験

(1) 実験計画

溶透井1—1号，2—1号を使用して実施した4回の実験によって，地中における注入温泉水の行動について相当広範囲の観点から検討を行うに充分な量のデータを得ることが出来た。それゆえ，当初の計画通り導水路の根幹部周辺のトレース実験は一応前回第4回実験で打切り導水路の更に先の部分の溶透井を使用して，今までのトレース距離の 2～3 倍の距離にわたる距離のトレースが可能であるかどうか，もし可能であればその結果から推定される地中の状態は前に調査した 1—1 号井，2—1 号井附近の地中状態と比較してどうであるか，について調査することにした。溶透井は丁度 1—5 号井までが通水中であって，1—1 号井から 1—5 号井までは大体500 m 程の距離がある。実験を行うには此の 1—5 号井が適当であろうと思われ，此の井を使うことに決定した。

1—5 号井までの溶透井を含む現場の位置関係から調べると 1—5 号井附近では注入温泉水が湧出する筈の渋黒川岸と約 600 m の距離を保って離れている。湧出口は第4回実験の際，湧出口 No. 6 の地点より渋黒川岸沿いに 1000 m まで下つて調査した結果によると左岸に5個存在し，9月調査当時のデータによればその湧出量，水温 pH は表—1 の如くである。この中で No. 11 の湧出口は No. 7 から No. 10 までの湧出口が比較的密集して存在しているのにひきかえ，単独に前記湧出口から 300 m の距離を以って隔っているので実験上此の湧出口からの採水は無理と思われ，実験対象から除外した。使用する RI は Rb-86 ($RbCl$ の形で) と P-32 (H_3PO_4 の形で) を予定していたが，Rb-86 が入手できなかったため，P-32 100 mc だけで実験を実施することにした。

表—1 湧出水の水質 (1957 年 11 月)

湧出口	渋黒川，鹿湯川合流点より距離	湧出量	水温	pH	備考
7	682 m	2.5 l/sec	20.3°C	3.4	Fe(ppm) 0.4
8	702 〃	1.5 〃	19.4° 〃	3.5	0.2
9	715 〃	1.2 〃	16.4° 〃	3.5	0.2
10	810 〃	3.0 〃	11.7° 〃	3.8	0.1
11	1120 〃	1.0 〃	11.5° 〃	4.0	

(2) 実験経過

溶透井への通水は 1—5 号井まで 10 月 20 日から開始していた。通水開始後 17 日目の 11 月 6 日現地着，翌7日 9:00 に P-32 100 mc を 1-5 井への放水支管出口附近で投入した。同日 11:00 より 30 分間隔に前述出口で採水を開始，翌8日 9:00 から採水時間間隔を 15 分に切替えた。採水は 13 日 16:00 まで行い，直ちに採水瓶を梱包，実験室へ送附し，モリブデン酸アンモン法で燐の沈澱を造り，G-M カウンターで測定した。此の操作は第3回実験の時と全く同一の方法に基づいて行った。

(3) 実験結果

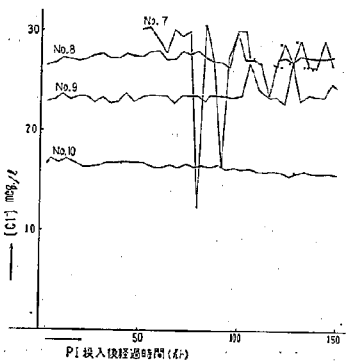
放射能の測定結果は3分間測定でその cpm で 3σ を越えるものが僅かに 49 ケであった。此の 49 ケのものについて残存試水から改めて沈澱試料を調製し，20分間測定し，その cpm が 3σ を越えたものを表—2 に示す。またこれと並行して測定した湧出水の Cl^- の変化を図—4 に示す。

(4) 考察

表—2 に示した放射能測定値のうち偏差が 3σ 台のものは，ガウス正規分布の 10^{-2}% 台のもので放射能存在の確実性を示すものとは言ひ難い。しかし試料番号 No. 5 のものは 5.22σ の偏差を有し，これはガウス正規分布の 1×10^{-5} %の所に相当するので，此の試料については放射能の存在を確認したとしても差支えはなかろう。

表—2 放射能測定値

試料番号	湧出口	採水日時	経過時間	20分間のCounts	Deviation	備考
1	7	12-5:30	$116\frac{1}{2}$	722	3.24 σ	Gauss 分布 6×10^{-2}%
2	7	-8:15	$119\frac{1}{4}$	726	3.40 〃	$3\times$ 〃
3	7	-10:15	$121\frac{1}{4}$	732	3.64 〃	$1\times$ 〃
4	7	-13:15	$124\frac{1}{4}$	725	3.36 〃	$4\times$ 〃
5	7	-20:30	$131\frac{1}{2}$	772	5.22 〃	1×10^{-5}%
						RI 投入7日9:17



図—4 塩素イオン濃度変化 (1957 年 11 月)

試料番号 No. 5 のものは湧出口 No. I で RI 投入後 131 時間 30 分目の湧水であって，湧出口 No. 1 と溶透井 1—5 号との直線距離は 580 m であるから，此の放射能によって示される注入温泉水は地中を 4.4 m/hr の平均速度で通過したことになる。放射能が検出されたのは湧出口 No. 7 だけであって他のものについては検出されていない。此の現象は次のことによって説明出来ると思われる。

第 4 回実験のところでも述べた通り，注入温泉水は Fe^{++}, Al^{+++} が大体 20 ppm 程度含まれているが，溶透井へ注入される迄の導水路通過中に，Fe^{++} は空気中の酸素によりその中の幾分かは酸化されて Fe^{+++} となる。これら Al^{+++}, Fe^{++}, Fe^{+++} は溶透井から地中に滲透するわけであるが，地中通過中に温泉水が酸性であるために土砂類中の可溶性アルミナ分が溶去されて脱酸が進行すると同時に Al^{+++} が滲透温泉水中に追加される。この量は滲透の終期すなわち湧出口附近においては 150～200 ppm に達する。地中滲透中に注入温泉水に微量（だいたい 1 ppm 程度）に含まれている PO_4''' とトレーサーならびにキャリアーとして使われた PO_4''' は pH 3.0 附近で滲透温泉水の Al^{+++} Fe^{+++} と反応してこれらのリン酸塩を造って沈澱する他に，Al^{+++}, Fe^{++}, Fe^{+++} もやはり同じ pH 領域で造る水酸化物で一部をスキャヴェンデされる。今回の実験の場合，湧出水の pH は 3.4 以上であったから，以上述べたような現象が地中で生起し，放射性リン酸塩沈澱としてトレーサーの RI がその部分に停滞してしまったことが当然考えられる。また第 3 回の項で述べた如く，湧出口に現われる湧水は地中の種々な脱酸効率を有する箇所を通ったものの集まりであるから湧出水の pH が Fe^{++}, Fe^{+++}, Al^{+++} の沈澱生成に充分な程高くない場合でも，ある二三の水路または水路の特殊な部分ではこれらイオンの沈澱化に必要な高 pH の環境ができ上っており，この部分を経由する $P^{32}O_4'''$ ではトレースの目的が果せないようなこともあるだろう。しかし全般的な傾向としては大体 pH が高いものほど $P^{32}O_4'''$ によるトレースは失敗し易いことが云える。表—1 を見ると湧出口 No. 7 が pH が最も低く他の湧出口は pH がこれよりも高くなっている。このことが放射能検出を不能ならしめた原因になったものであり，恐らくは湧出口 No. 7 の pH 値位のところが，$P^{32}O_4'''$ によるトレース可能性の限界点であろうと思われる。また別に第 4 回実験の考察の項でも述べた如く土による PO_4''' の吸着，イオン交換による損失も勿論考慮には入れて置かねばなるまい。

Cl イオンの変化を図—4 に示している。此の図で分ることは下記の現象である。

（a） 湧出口 No. 7, No. 8 において突発的に各々 1 回づつ急激な低下を来たしている箇所がある。

（b） 湧出口 No. 7 において RI 投入後 90 時間前後の Cl^- の変化は著しい。

（c） 湧出口 No. 8 では同じく 100 時間前後の変化が著しい。

（d） 湧出口 No. 9 では 2 箇所において Cl^- の急増が認められる。

（e） 湧出口 No. 10 では以上 3 湧出口における如き Cl^- の急激な変化は認められず，緩い速度で減少の傾向にある。

湧出口 No. 7, No. 8, No. 9 において Cl^- が急激な変化を起していたことについて考察を行うことは前述の RI トレース結果が唯 1 個のサンプルについてしか放射能が検出されなかったことから無理であって，この問題についての考察は，後程他の補助データ，または新しいトレース結果が得られてから行うことにする。ただ此処で 1 つ考えられることは第 4 回実験の項で述べたように

地下を滲透する注入温泉水は地中の岩石土砂類と反応してそれを溶解する性質があるために，微視的には地中は常に転移状態にあり，平衡状態において脱酸反応が行われることは有り得ないことである。すなわち換言すれば地中の土砂類の脱酸効率，表面化学的性質，力学的性質は定常でないということである。Cl^- についてたとえてみれば，もし或る1個の地中水路が閉塞されるような事態が起れば，そのために Cl^- は急激な変化起すであろうし，また新しい水路が開通する事があればそのためにもやはり Cl^- の変化が認められるかも知れない。以上の様な推論は此の場合，ただ推論だけに過ぎないが第4回実験の項に述べたと同様，新しいトレース法による解明に俟つ処が多いと思はれる。

4. 結　び

以上玉川温泉の除毒現場で実施した2回の野外トレース実験について述べて来たが，これを要約すれば次の通りである。第4回実験からは

i) 除毒現場の地下部分は通水をしばらく停止すれば相当状態が変化する。

ii) トレースにはできるだけ多量の RI を用い，測定は可及的速やかに終了して測定の精度を高めたい。

iii) P-32 を $PO4'''$ の形でトレーサーとして使用する場合，なるべく多量のキャリアーを使用して P-32 の交換，アイソトープ効果に基づく選択吸着による損失を少くする必要がある。

iv) 放射性トレーサーイオンのトレース中における損失は $P^{32}O4'''$ に関する限り，土粒子による吸着，イオン交換によるものは比較的トレースの初期で，水中溶存物質による沈澱によるものは比較的トレースの終期で起っているものと考えられる。

v) iii) iv) のような事柄は I^{131} についても或程度云えるのではなかろうかと思われるが，このことについては今後の実験に俟つところが甚だ多い。

第5回実験からは

vi) 現地の様に Al^{+++}, Fe^{+++} を多量に含有する地下水のトレーサーとして P-32 を $PO4'''$ の形態で使用する場合，$P^{32}O4'''$ には使用限界が存在する。だいたい湧出水の pH が 3.5 より大であるとトレースは不可能と思われる。

vii) vi) で述べたように現地（特に第5回実験区域附近）の状況ではトレーサーとしてはなるべく P-32 を避けた方が賢明だろうと考えられ，また止むを得ず特殊な目的で P-32 を $P^{32}O4'''$ の使用限界外の条件で使わねばならない場合は P-32 には $PO4'''$ とは別の化合態を与えるべきである。

viii) 第5回実験で見られた Cl^- の突発的な減少ならびに増加現象については今後更に研究の余地がある。

ix) その他，地中の水路関係，土の化学的性質がトレース実験に与えた影響などに関して知られた事柄は大体前回，前々回の報告に発表したものと同じである。

5. 謝　辞

此の実験を実施するに当っては，秋田県土木部砂防課当局，同県鹿角土木事務所から多大の御援助を受けた。ここに厚く謝意を表する。

参 考 文 献

1) 有泉昌　他；土木研究所報告　98 号 123～144 昭和 32 年

2) 有泉昌　他；土木研究所報告　101 号　昭和 34 年3月

3) C. D. Mc Auliffe et al; Exchange reaction between phosphates and soils; hydroxylic surfaces of soil minerals, Soil Science Soc. Amer. Proc. 12; 119～122, 1948

4) T.L. Yuan; Change of P-32 concentration. and P-32: P-31 ratio in solution, Soil Science 86, 148～151, 1958.

5) T. L. Yuan and W. K. Robertson; Specific P-32 Sorption by Soils, Soil Science 86, 220～225, 1958

6) L. F. Seatz; Phosphate activity measurement in soils, Soil Science 77, 43—51, 1954

7) F. Amer et al; Characterization of soil phosphoros by anion exchange resin adsorption and P-32 equilibration, Plant and Soil 6, 391～408, 1955

8) R. S. Russel, J. B. Rickson, and S. N. Adams; Isotopic equilibria between phosphates in the assessment of fertility by tracer methods J. Soil Si. Sci. 5, 85～105, 1954.

9) O. Talibudeen; Isotopically exchangeable phosphorus in soils (Ⅱ), J. Soil Sci. 8, 86～96, 1957

洪水流出の推定法に関する研究(1)

——貯溜関数に関する一考察——

(昭和 33 年 12 月)

木　村　俊　晃*

A Study on the Storage Function.

(Dec. 1958)

Toshimitsu Kimura

Synopsis:

Recently, floods are routed by the practical methods which substitute storage function for the equation of motion.

In this paper, the author studied the hydraulic significance of the storage functions for the steady flow and floods which were given the definitions here, and relation between above two storoge functions, explained the relations between the storage functions and the equation of motion or the propagation velocity of flood crests, presented a method for the determination of the storage functions using the lag time.

Finally, the natural recession curves of floods are slightly discussed.

要　旨

近時，貯溜量と流量の関係を示す貯溜関数を運動方程式に代用する洪水追跡法が，実際的方法として，広く行なわれている。

著者は定流の貯溜関数および洪水流の貯溜関数を定義して，それら両者の関係および水理的意義について考察し，貯溜関数と運動方程式および洪水頂点の伝播速度との関係を明らかにするとともに，貯溜関数の決定法を研究し，遅滞時間を用いる一方法を提案した。また，洪水の自然低減曲線についても若干の考察を加えた。

目　次

1. まえがき ……(1)
2. 定流の貯溜関数 ……(1)
3. 洪水流の貯溜関数 ……(2)
(1) 一般的考察 ……(2)
(2) 貯溜関数の決定法 ……(3)
a. 荷重平均による方法 ……(3)
b. 遅滞時間による方法(本論の方法) ……(3)
4. 貯溜関数に関する 2・3 の考察……(4)
(1) 定流の貯溜関数と洪水流の貯溜関数との関係 ……(4)
(2) 定流の貯溜関数と運動方程式との関係 ……(4)
(3) 定流の貯溜関数と洪水頂点の伝播速度との関係 ……(5)
(4) 洪水の自然低減曲線 ……(6)
5. あとがき ……(7)
文　献 ……(8)

1. まえがき

降雨の流出を含めて，流域や河道における洪水流量曲線の変形を追跡することは，河道の高水流量計画や洪水予報のために重要な課題であるが，不定流の運動方程式を基礎にして洪水の実態を解明することははなはだ困難なので，近時，実用的方法として，特定の流域または河道の貯溜量とその末端・流出点の流量との関係を示す貯溜関数を運動方程式に代用する洪水追跡法が，主に河道の問題に対して，広く用いられている[1]。しかし，貯溜関数の水理学的意義はかならずしも明らかにされていないようで，このことが方法の基礎について疑問をもたれ，一般化をさまたげる原因となつている。

本論は，流入点より流出点までの追跡区間長が洪水の規模に比較すれば充分に短かく，かつ流出点の水位が上流から流下する洪水の個有流量の時間変化以外の原因，すなわち，流出点より下流の支川の合流や河口の潮汐などによる背水影響の時間変化のために変化しないような流路区間の貯溜関数について考察し，洪水は現象が緩慢なために短かい区間内では空間的には定流に近いと考えられる点に着目して，定流の貯溜関数と洪水流の貯溜関数の関係およびそれらの一般的特性について論じたものである。

2. 定流の貯溜関数

無限に長い任意の水路**の流れにおいて，流下方向に微小距離 dx の区間を考え，その微小区間における水の

* 河川部　水文研究室　研究員

** これは背水影響が時間的に変化しないことを意味するもので，断面の形態変化や堰などの存在はさしつかえない。

流過断面積を $A(x)$，平均流速を $v(x)$，流量を $Q(x)$，その区間内で水の流過断面中に貯わえられた水量の単位長当りの密度を $\sigma(x)$ とすると，流量および貯溜量について，それぞれ

$$Q(x)=A(x)\cdot v(x) \quad \cdots\cdots(2.1)$$

$$\sigma(x)\cdot dx=A(x)\cdot dx \quad \cdots\cdots(2.2)$$

が成立する。したがつて，(2.2) を (2.1) で辺々互いに除すれば

$$\frac{\sigma(x)}{Q(x)}\cdot dx=\frac{dx}{v(x)} \quad \cdots\cdots(2.3)$$

ところで，(2.3) の右辺は平均流速でこの区間を通過するに要する時間であつて，$\tau(x)$ を単位距離を通過するに要する時間とすると，(2.3) は次のようになる。

$$\frac{\sigma(x)}{Q(x)}\cdot dx=\tau(x)\cdot dx \quad \cdots\cdots(2.4)$$

よつて，この水路の任意の部分，流入点 i より流出点 o までの区間については，(2.4) を積分して

$$\int_i^o \sigma(x)\cdot dx=\int_i^o Q(x)\cdot\tau(x)\cdot dx \quad \cdots\cdots(2.5)$$

ところで，ここでは定流について考えるから，

$$Q(x)=Q_s{}^*=\text{const.}$$

よつて，(2.5) は

$$\int_i^o \sigma(x)\cdot dx=Q_s\int_i^o \tau(x)\cdot dx \quad \cdots\cdots(2.6)$$

ここに，$\int_i^o \sigma(x)\cdot dx$ は $i\sim o$ 間の流過断面中の貯溜量であつてこれを S_s とし，一方，$\int_i^o \tau(x)\cdot dx$ は $i\sim o$ 間を各地点の平均流速に相当する速度で通過するに要する時間**であつて，これを T_s とすると，(2.6) は次のようになる。

$$S_s=T_s\cdot Q_s \quad \cdots\cdots(2.7)$$

ところで，一般に，T_s は Q_s の関数であるから，

$$S_s=T_s(Q_s)\cdot Q_s \quad \cdots\cdots(2.8)$$

であり，流量 Q_s の異なる定流について考えると，

$$\frac{dS_s}{dQ_s}=\frac{dT_s}{dQ_s}\cdot Q_s+T_s=\varphi_s(Q_s) \quad \cdots\cdots(2.9)$$

である。この関数 $\varphi_s(Q_s)$ を定流の貯溜関数ということにする。これは明らかに水路に特有のものであつて，その貯溜特性を示すものであり，時間のジメンションを有する。また，一般に，(2.9) の中辺第1項については $dT_s/dQ_s\ll 0$ であるから，次の関係が成立する。

$$\varphi_s(Q_s)\equiv\frac{dS_s}{dQ_s}\ll T_s \quad \cdots\cdots(2.10)$$

かりに，定流の流下時間 T_s が

$$T_s=K\cdot Q_s{}^{p'} \qquad K,p':\text{定数} \quad \cdots\cdots(2.11)$$

で与えられる場合を考えると，これを (2.7) に代入して

$$S_s=K\cdot Q_s{}^{p'+1}\equiv K\cdot Q^p{}_s \quad \cdots\cdots(2.12)$$

ただし，$p=p'+1$

がえられ，また，

$$\frac{dT_s}{dQ_s}=K\cdot p'\cdot Q_s{}^{p'-1} \quad \cdots\cdots(2.13)$$

であるから，貯溜関数はこれを (2.9) に代入して，次のようになる。

$$\varphi_s(Q_s)\equiv\frac{dS_s}{dQ_s}=K\cdot(p'+1)\cdot Q_s{}^{p'}=p\cdot T_s \quad \cdots\cdots(2.14)$$

ところで，明らかに，$dS_s/dQ_s\gg 0$ および $T_s>0$ であるから，(2.14) により，$p'+1\gg 0$，すなわち $p'\gg -1$ であり，また，$dT_s/dQ_s\ll 0$ および $K>0$ であるから，(2.13) により，$p'\ll 0$ である。すなわち，次の関係があることがわかる。

$$-1\ll p'\ll 0 \quad \cdots\cdots(2.15)$$

または，

$$0\ll p\ll 1 \quad \cdots\cdots(2.16)$$

すなわち，水路の流れには一方の極限に断面積の変化しない $dS_s/dQ_s=0$ の流れがあり，他方の極限に流速の変化しない $dT_s/dQ_s=0$ の流れがあつて，このそれぞれに $p=0$ および $p=1$ が対応するのである。

3. 洪水流の貯溜関数

(1) 一般的考察

洪水は不定流であつて，流入点 i より流出点 o までの間の各地点で流量 Q は一定ではない。それで，厳密には，任意時刻について，x に関する (2.5) の積分，すなわち，

$$\int_i^o \sigma(x,t)\cdot dx=\int_i^o Q(x,t)\cdot\tau(x,t)\cdot dx \quad \cdots\cdots(3.1)$$

を遂行する必要があるが，ここで，任意時刻について，

$$\int_i^o Q(x,t)\cdot\tau(x,t)\cdot dx=\bar{Q}(t)\cdot T_s(\bar{Q}) \quad \cdots\cdots(3.2)$$

ここに，$T_s(\bar{Q})$：区間 $i\sim 0$ において，$\bar{Q}$ なる流量に対応する定流の流下時間

を満足するような平均流量 $\bar{Q}(t)$ を考えれば，(3.1) から洪水期間中の任意時刻について，定流の場合と同様な式

$$S(t)=\bar{Q}(t)\cdot T_s(\bar{Q}) \quad \cdots\cdots(3.3)$$

S：洪水時における $i\sim o$ 間の貯溜量

がえられ，これを $\bar{Q}$ について微分すれば

$$\frac{dS}{d\bar{Q}}=\frac{dT_s}{d\bar{Q}}\cdot\bar{Q}+T_s=\varphi_s(\bar{Q}) \quad \cdots\cdots(3.4)$$

となつて，流量 $\bar{Q}$ に対する定流の貯溜関数がえられる。

すなわち，(3.2) を満足する適当な平均流量 $\bar{Q}(t)$ を

* 以下添字 s は定流の量であることを示す。

** 以下 T_s を定流の流下時間という。

時々刻々定めることができれば，不定流における貯溜量変化はその平均流量の1価関数であるところの定流の貯溜関数で規定される。

ところで，(3.2) を満足するような平均流量を求めることは，一般には，相当の困難をともなうであろうが，洪水流のように，現象が緩慢で，その規模に比較して流入点と流出点との間の距離が小さい場合には，定流からの近似が許されるはずであり，比較的容易に $\overline{Q}(t)$ の近似値はえられるのではないかと推定される。以下，実際の資料から平均流量を求め，貯溜関数を決定する方法について考察する。

(2) 貯溜関数の決定法

実際の洪水追跡では，流入量 $Q_{x=i}=I(t)$ および流出量 $Q_{x=o}=O(t)$ の資料は比較的容易に入手できる。したがって，この両者の資料のみによつて (3.2) を満足するような平均流量および定流の貯溜関数を定めることが望ましい。

a. 荷重平均による方法

(3.2) の性質から考えて，洪水流では平均流量 $\overline{Q}$ は流入量 I と流出量 O の中間値であると考えられるから，近似的に

$$\overline{Q}=X\cdot O+(1-X)\cdot I \qquad X(t)<1 \qquad \cdots\cdots(3.5)$$

と仮定すると，

$$\frac{d\overline{Q}}{dt}=X\cdot\frac{dO}{dt}+(1-X)\cdot\frac{dI}{dt}+\frac{dX}{dt}\cdot(O-I) \qquad \cdots\cdots(3.6)$$

ここで，dX/dt が小さくて右辺第3項は無視できると仮定すると，

$$d\overline{Q}=X\cdot dO+(1-X)\cdot dI \qquad \cdots\cdots(3.7)$$

よつて，(3.4) は

$$\varphi_t\{X\cdot O+(1-X)I\}\equiv\frac{dS}{X\cdot dO+(1-X)\cdot dI}=\frac{dT_s}{X\cdot dO+(1-X)\cdot dI}\{X\cdot O+(1-X)\cdot I\}+T_s \qquad \cdots\cdots(3.8)$$

ここで，さらに，$T_s=\text{const.}$ と仮定すると

$$\varphi_t\{X\cdot O+(1-X)\cdot I\}\equiv\frac{dS}{X\cdot dO+(1-X)\cdot dI}=T_s \qquad \cdots\cdots(3.9)$$

一方，連続方程式

$$I-O=\frac{dS}{dt} \qquad \cdots\cdots(3.10)$$

から，

$$I-O=\frac{dS}{X\cdot dO+(1-X)\cdot dI}\times\frac{X\cdot dO+(1-X)\cdot dI}{dt} \qquad \cdots\cdots(3.11)$$

がえられるから，これに (3.9) を代入すると，

$$I-O=T_s\left\{X\cdot\frac{dO}{dt}+(1-X)\cdot\frac{dI}{dt}\right\} \qquad \cdots\cdots(3.12)$$

となる。これは Muskingum の式に外ならず，誘導の過程で，次の2つの仮定を要することがわかる。すなわち

i. X の時間変化が無視できること。

ii. $T_s=\text{const.}$，すなわち，$p=1$ であること。

(3.12) から

$$T_s=\frac{I-O}{X\cdot\frac{dO}{dt}+(1-X)\cdot\frac{dI}{dt}} \qquad \cdots\cdots(3.13)$$

であつて，X が決定すれば，定流の貯溜関数*も決定する。

実際に，I および O の資料からの X の決定は試算的に行なわれ，その条件としては，よく知られているように，貯溜関数が平均流量 $\overline{Q}=X\cdot O+(1-X)\cdot I$ に対して1価であることが用いられている。なお，以上の考察によつて，Muskingum 式が成立する場合は，その係数はは近似的に定流の流下時間を示すべきであることがわかる。

ところで，Muskingum 式成立の仮定のうち，$dX/dt\fallingdotseq 0$ は認めることができるとしても，$T_s=\text{const.}$ すなわち $p=1$ は急流の多いわが国の河川では，河道の洪水追跡の場合でも，洪水の非線型性のために認め難いことが多く，とくに，山地を対象とする洪水流出解析では，これを認めることは困難のようである。それで，以下，この第2の条件を仮定しない方法について考察する。

b. 遅滞時間による方法（本論の方法）

時間 T_l 後に流出点 o に現われる流量 $O(t+Tl)\equiv O_l(t)$ が，つねに，

$$\overline{Q}(t)=O_l(t) \qquad \cdots\cdots(3.14)$$

を満足するような時間 $T_l(t)$**を考えれば，平均流量 $\overline{Q}(t)$ を決定することは遅滞時間 T_l を決定することに帰着する。

かくて，T_l を採用すれば，貯溜関数 (3.4) は $\overline{Q}$ を O_l に書換えて

$$\frac{dS}{dO_l}=\varphi_t(O_l) \qquad \cdots\cdots(3.15)$$

一方，連続方程式(3.10)を変形して

$$I-O=\frac{dS}{dO_l}\cdot\frac{dO_l}{dt} \qquad \cdots\cdots(3.16)$$

---

* この場合には，定流の貯溜関数は一定値で，定流の流下時間 Ts に等しい。

** 以下，これを遅滞時間といい，添字 l はこれを考慮した量であることを示す。

また，後にものべるように，T_l が比較的微小であることを考慮し，近似的に，

$$O_l=O+\frac{dO_l}{dt}\cdot T_l \quad \cdots\cdots(3.17)$$

を認めれば，

$$O=O_l-\frac{dO_l}{dt}\cdot T_l \quad \cdots\cdots(3.18)$$

これを (3.16) に代入して，

$$I-O_l=\left(\frac{dS}{dO_l}-T_l\right)\cdot\frac{dO_l}{dt} \quad \cdots\cdots(3.19)$$

よつて，(3.15) を代入すれば，

$$I-O_l=\{\varphi_s(O_l)-T_l\}\cdot\frac{dO_l}{dt} \quad \cdots\cdots(3.20)$$

ここで，$\varphi_s(O_l)$ は定流の貯溜関数で O_l の1価関数であるから，T_l が近似的に定数または O_l の1価関数であると仮定すれば*，

$$\frac{dS_l}{dO_l}\equiv\varphi(O_l)^{**}=\varphi_s(O_l)-T_l \quad \cdots\cdots(3.21)$$

なる関数 S_l および φ を定めると，これらはともに O_l の1価関数であつて，(3.20) は

$$I-O_l=\varphi(O_l)\cdot\frac{dO_l}{dt} \quad \cdots\cdots(3.22)$$

さらに，

$$I-O_l=\frac{dS_l}{dO_l}\cdot\frac{dO_l}{dt} \quad \cdots\cdots(3.23)$$

$$\therefore\ I-O_l=\frac{dS_l}{dt} \quad \cdots\cdots(3.24)$$

となつて，流入量 I および流出量 O_l に関する連続方程式となり，(3.21) で定めた関数 S_l は I と O_l に関する仮想の貯溜量であることがわかる。

よつて，T_l を定めることができれば，(3.22) または (3.23) から

$$\frac{dS_l}{dO_l}\equiv\varphi(O_l)=\frac{I-O_l}{\frac{dO_l}{dt}} \quad \cdots\cdots(3.25)$$

として，実測の I と O_l から右辺を計算して O_l との関係を求めるか，または，(3.24) を積分して

$$S_l=\int_{t=0}^{t}(I-O_l)dt+C \quad C:\text{積分定数} \quad \cdots\cdots(3.26)$$

として，一たん S_l-O_l 関係を求め，これを O_l で微分して $dS_l/dO_l\equiv\varphi(O_l)$ を求めることができる。

かくて，$\varphi(O_l)$ が求まれば，(3.21) から

$$\varphi_s(O_l)=\varphi(O_l)+T_l \quad \cdots\cdots(3.27)$$

であるから，定流の貯溜関数も決定することができる。

そして，$\varphi(O_l)$ さえ決定すれば，追跡は (3.22) で行なうことができるのである。

ところで，この方法の成否は遅滞時間 T_l の決定にかかっている。すでにのべたように，T_l は t もしくは O_l の関数として取扱うのがより一般的であろうが，それははなはだ困難なので，本論では，第1近似として，洪水毎に一定値であると仮定して，S_l または φ が O_l の1価関数であることを利用して，洪水毎に，試算的に決定することにした。実例によると[2]，少なくとも洪水期間については，この近似は充分に許されるようであつて，上流から流下する洪水流以外の原因による下流からの背水影響が無視できない場合，すなわち，感潮区域やとくに合流点附近のみを可扱う場合の外は，この方法は有効に利用できるようである。

4. 貯溜関数に関する 2·3 の考察

(1) 定流の貯溜関数と洪水流の貯溜関数との関係

定流の貯溜関数 φ_s と洪水流の貯溜関数 φ の関係は (3.27) で与えられるのであるが，すでにのべたように，実例によると，T_l は φ_s または φ に比較して充分小であるから，(3.27) で，T_l を無視して***，近似的に，

$$\varphi_s\fallingdotseq\varphi \quad \cdots\cdots(4.1)$$

と考えて，φ の一般的性質を φ_s から推察することができるようであり，また，問題の精度によつては，定流の貯溜関数を洪水流のそれの代りに用いて，(3.22) によつて近似的に O_l を追跡することも可能である。すなわち，流入量 I および流出量 O の資料がまったくないような河道区間についても，不等流計算などで定めた φ_s を用いて，洪水を近似的に追跡することができるのである。

(2) 定流の貯溜関数と運動方程式との関係

水路の特定地点の定流については，運動方程式としては次のような指数型の平均流速公式を考えておけばよいであろう。

$$v_s=\frac{1}{n}\cdot R_s^m\cdot I_s^{1/2} \quad \cdots\cdots(4.2)$$

$R_s=R_s(h_s)$：径深

$I_s=I_s(h_s$ ：エネルギー勾配（摩擦勾配）

n ：粗度係数

m ：定数(Manning:2/3, Chězy:1/2)

流過断面積を A_s とすれば，流量 Q_s は

$$Q_s=V_s\cdot A_s=\frac{1}{n}\cdot A_s\cdot R_s^m\cdot I_s^{\frac{1}{2}} \quad \cdots\cdots(4.3)$$

---

* 洪水の実例によれば，T_l は近似的に定数とみなしうるようである。

** $\varphi(O_l)$ を洪水流の貯溜関数ということにする。

*** O から O_l を定めるための T_l は無視しない。

両辺を h_s で微分し，整理すると，

$$\frac{dQ_s}{dh_s}=Q_s\left(\frac{A'_{sh}}{A_s}+m\cdot\frac{R'_{sh}}{R_s}+\frac{1}{2}\cdot\frac{I'_{sh}}{I_s}\right)^{*}$$

$$\therefore\ \frac{dA_s}{dQ_s}=\frac{A_s}{Q_s}\left(1+m\cdot\frac{A_s}{A_s{}'_h}\cdot\frac{R'_{sh}}{R_s}+\frac{1}{2}\cdot\frac{A_s}{A'_{sh}}\cdot\frac{I'_{sh}}{I_s}\right)^{-1}\quad\cdots\cdots(4.4)$$

ここで，両辺に水路の微小区間長 dx を乗じ，かつ，

$$S_s=A_s\cdot dx\quad\cdots\cdots(4.5)$$

であることを考慮すれば，(4.4) は

$$\frac{dS_s}{dQ_s}=\frac{S_s}{Q_s}\left(1+m\cdot\frac{A_s}{A_s{}'_h}\cdot\frac{R'_{sh}}{R_s}+\frac{1}{2}\cdot\frac{A_s}{A_s{}'_h}\cdot\frac{I'_{sh}}{I_s}\right)^{-1}\quad\cdots\cdots(4.6)$$

よつて，(2.7) および (2.9) を考慮すれば，

$$\varphi_s=T_s\left(1+m\cdot\frac{A_s}{A'_{sh}}\cdot\frac{R'_{sh}}{R_s}+\frac{1}{2}\cdot\frac{A_s}{A'_{sh}}\cdot\frac{I'_{sh}}{I_s}\right)^{-1}\quad\cdots\cdots(4.7)$$

定流の流下時間 T_s が (2.10) で与えられる場合については，上式を (2.13) と比較することによつて，次式がえられる。

$$p=\left(1+m\cdot\frac{A_s}{A'_{sh}}\cdot\frac{R'_{sh}}{R_s}+\frac{1}{2}\cdot\frac{A_s}{A'_{sh}}\cdot\frac{I'_{sh}}{I_s}\right)^{-1}\quad\cdots\cdots(4.8)$$

以下，簡単のため，流過面積 A_s が

$$A_s=b\cdot h_s^a\qquad a,\ b:\ \text{const.}\quad\cdots\cdots(4.9)$$

で与えられるような広巾水路の等流について考える。この場合には

$$\left.\begin{aligned}A'_{sh}&=a\cdot b\cdot h_s^{a-1}\\R_s&\fallingdotseq A_s/A'_{sh}=h/a\\R'_{sh}&=1/a\\I'_{sh}&=0\end{aligned}\right\}\quad\cdots\cdots(4.10)$$

であるから，(4.8) は次のようになる。

$$p=\left(1+\frac{m}{a}\right)^{-1}=\frac{a}{a+m}\quad\cdots\cdots(4.11)$$

矩形断面 ($a=1$)・抛物線断面 ($a=1.5$)・三角形断面 ($a=2$) の場合について，Manning ($m=2/3$) および Chězy ($m=1/2$) による場合の p の値を計算すると，表—1 の通りである。

表—1　等流水路の p の値

a \ m	2/3	1/2
1	3/5 =0.600	2/3=0.666
1.5	9/13=0.692	3/4=0.750
2	3/4 =0.750	4/5=0.800

この結果から，実際河川の p の値も 0.6～0.8 に近いものであろうと推定されるが，自然の河道は不等断面・不等河床勾配であつて，I'_{sh} がある値をもつているから，p の値も上述の結果とはかならずしも一致しない。

$A'_{sh}>0$ は明らかであるから，(4.8) によれば，$I'_{sh}>0$ すなわち水深の増加とともにエネルギー勾配が増大する場合には p はやや小さくなつてゼロに近ずくであろうし，逆の場合には p はやや大きくなつて 1 に近ずくできろう。このことは，前者が断面積すなわち貯溜量の変化が比較的少なくて $dS_s/dQ_s=0$ の状態に近く，後者は流速すなわち流下時間の変化が少なくて $dT_s/dQ_s=0$ の状態に近いことからも推定される。

なお，等流の p の値については，Horton [1936・37][3] も考察し，表—1 の $m=2/3$ の場合について，同じ結果をえている。

(3)　定流の貯溜関数と洪水頂点の伝播速度との関係

著者が行なつた運動方程式を基礎とした理論的研究[4] によれば，洪水頂点 ($\partial h/\partial t=0$) の伝播速度 ω_p は，厳密には，次式で与えられた。

$$\omega_p=\left\{1+m\cdot\frac{A_s}{A'_{sh}}\cdot\frac{R'_{sh}}{R_s}+\frac{1}{2}\cdot\frac{A_s}{A'_{sh}}\cdot\frac{I'_{sh}}{I_s}\right\}\times\left\{1+2\left(1+m\cdot\frac{A_s}{A'_{sh}}\cdot\frac{R'_{sh}}{R_s}\right)\frac{\dfrac{\partial v}{\partial t}\cdot\dfrac{\partial h}{\partial x}}{\dfrac{\partial^2 h}{\partial t^2}}+\frac{A'_{sh}}{A'_{sh}}\frac{\dfrac{\partial v}{\partial t}\cdot\dfrac{db}{dx}}{\dfrac{\partial^2 h}{\partial t^2}}\right\}^{-1}\cdot v\quad\cdots\cdots(4.12)$$

しかし，一般の比較的断面整正な河道では，巨視的には，洪水の不定流性に関係する { }$^{-1}$ 内の補正項は無視してさしつかえなく，充分の近似で次式が成立する。

$$\omega_p=\left\{1+m\cdot\frac{A_s}{A'_{sh}}\cdot\frac{R'_{sh}}{R_s}+\frac{1}{2}\cdot\frac{A_s}{A'_{sh}}\cdot\frac{I'_{sh}}{I_s}\right\}\cdot v\quad\cdots\cdots(4.13)$$

よつて，これを (4.7) および (4.8) と比較すれば

$$p=\frac{\varphi_s}{T_s}=\frac{v}{\omega_p}\quad\cdots\cdots(4.14)$$

すなわち，p は洪水頂点 ($\partial h/\partial t=0$) の平均流速 v とその伝播速度との比である。また，$T_s(Q)$ は流量 Q の定流の流下時間であるから，微小区間長を Δx とすれば

$$T_s(Q)=\frac{\Delta x}{v}\quad\cdots\cdots(4.15)$$

$$\therefore\ \varphi_s(Q)=\frac{v}{\omega_p}\cdot T_s(Q)=\frac{\Delta x}{\omega_p}=T_\omega\quad\cdots\cdots(4.16)$$

すなわち，$\varphi_s(Q)$ は流量 Q なる洪水頂点 ($\partial h/\partial t=0$) の伝播時間 $T_\omega(Q)$ である。

* $A'_{sh}\cdot R'_{sh}\cdot I'_{sh}$ などはそれぞれ $A_s\cdot R_s\cdot I_s$ の h_s による微分値を示す。

実際には，追跡区間はこのように微小ではないから，厳密には距離 x について積分して考える必要があり，また，洪水頂点の流量も変化するのであるが，追跡問題の精度では，$\varphi_t(O_t)$ に対して $T_\omega(O_p)$ または $T_\omega\{(I_p+O_p)/2\}$ を対応して考えておけば充分であろう。

このよのに，(4.14) が成立するから，Chézy の等流水路について Kleitz [1877] および Seddon [1889] がえた v/ω_p の値，すなわち，

矩形水路 ($a=1$)　　$v/\omega_p=2/3$

抛物線水路 ($a=1.5$) $v/\omega_p=3/4$

三角形水路 ($a=2$)　$v/\omega_p=4/5$

はさきの表—1 の結果とまつたく一致している。

しかし，このように，v/ω_p について表—1 が成立するのは，さきに p について考察したのと同様に，等流水路のみであつて，定流においても水位とともにエネルギー勾配の変化する不等流水路については，単純に v/ω_p の値を断面形のみで決定すのことはできず，$I'_{sh}>0$ の場合には v/ω_p はやや小となり，$I'_{sh}<0$ の場合には v/ω_p はやや大となる。

なお，この考察によつて，適当な長さの河道区間については，洪水頂点の流量とその伝播時間 T_ω を測定し，$T_\omega(O_p)$ または $T_\omega\{(I_p+O_p)/2\}$ を求めるにことよつて (4.16) から定流の貯溜関数 $\varphi_t(O_t)$ を近似的に求めうることがわかる。

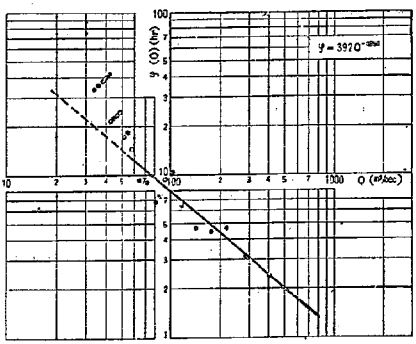
(4) 洪水の自然低減曲線*

流域末端の流出地点における，いわゆる自然低減曲線を解析すれば，少なくとも低減部に関する貯溜量と流出量の関係すなわち貯溜関数を求めることができる。

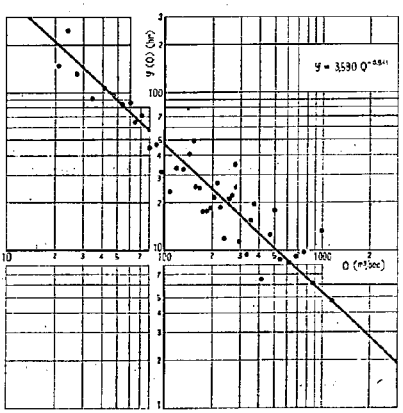
自然低減部では，流域全体については $I=0$ であるから，(3.25) は次のようになる。

$$\varphi(O_t)=-\frac{O_t}{\left(\frac{dO_t}{dt}\right)} \qquad \cdots\cdots(4.17)$$

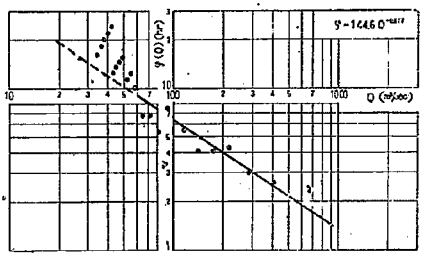
このように，$I=0$ の場合には，流出量はそのままでも T_t を考慮したことになつているから，(4.17) で O_t を低減曲線の流量 Q に書き換え，



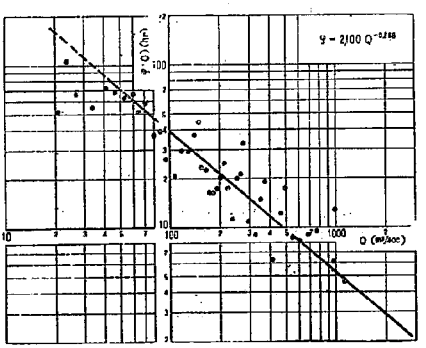
図—1(a)　狩野川大仁地点の貯溜関数（昭. 27.6.24. 洪水，$I=0$ と考えた場合）



図—1(b)　神流川渡瀬地点の貯溜関数（昭.24.8.31. 洪水，$I=0$ と考えた場合）



図—2(a)　狩野川大仁地点の貯溜関数（昭.27.6.24. 洪水，$I=Q_t$ と考えた場合）



図—2(b)　神流川渡瀬地点の貯溜関数（昭.24.8.31. 洪水，$I=Q_t$ と考えた場合）

* ここで，例として，問題の複雑な流域の貯溜量を取扱うことはかならずしも適当ではないが，まつたく横流入のない河道区間の好都合な資料がないので，これをとりあげることにした。

$$\varphi(Q)=-\frac{Q}{\left(\frac{dQ}{dt}\right)} \quad \cdots\cdots(4.18)$$

がえられる*。

図—1 は，1例として，狩野川大仁地点の昭和 27 年 6月 24 日洪水** および神流川渡瀬地点の昭和 24 年 8月 31 日洪水*** について，(4.18) によつて計算した $\varphi(Q)$ と Q の関係を図示したもので，(4.1) および (2.13) を考慮すれば，この図から p の近似値として次の値がえられる。

狩野川大仁地点：$p=0.150$

神流川渡瀬地点：$p=0.059$

このように，両地点ともに p が非常にゼロに近い値であることは興味ある事実である****。

つぎに，洪水初期の流量 Q_1 が洪水中も一定に流入しているものと仮定すると，(3.25) において，$I=Q_1$ および $O_1=Q$ と書き換えて*****，次式がえられる。

$$\varphi(Q)=\frac{Q_1-Q}{\left(\frac{dQ}{dt}\right)} \quad \cdots\cdots(4.19)$$

図—2 は，さきに示した狩野川および神流川の洪水について，(4.19) によつて計算した $\varphi(Q)$ と Q の関係を図示したもので，p の近似値として次の値がえられる。

狩野川大仁地点：$p=0.333$

神流川渡瀬地点：$p=0.132$

このような取扱いをすれば，$I=0$ と考えた場合よりは p の値はやや大きくなるが，なお，表—1 の等流水路の場合とは大きな差がある。

Horton [1936・37][5] は U.S. Geol. Surv. による Water-Supply Paper 772 の資料を用いて，アメリカの数河川について (2.11) の K および p****** を調査し，河川の特定地点について，K の値は洪水毎に相当変動するが，p の値はほぼ一定に近いことを認めている。氏が調査した各河川の p の値は，地点毎の平均値で，表—2

表—2　Horton が求めたアメリカの河川の p の値

河　川　名	流域面積 (km²)	$p(1/M)$
French Broad R.	11,500	0.660
Red R.	102,000	0.629
Susquehama R.	20,100	0.769
Delaware R.	7,950	0.880
Embarras R.	4,000	1.048
Skunk R.	11,100	1.003
Muskingum R.	15,500	1.042
Wabash R.	9,550	0.733
Ralston Creek	7.60	0.761

の通りであつて，0.6～1.0 の範囲にあり，表—1 の値に近くなつている。ただし，調査に当つて，氏は洪水毎に初期流量 Q_1 を地下水流出であると考えて低減曲線の流量から差引き，流量として $Q'=Q-Q_1$，貯溜量として $S=\int Q'\,dt$ を用いていることは注意しなければならない*******。

さきに示した狩野川および神流川の例のように，わが国の河川では，流域については，p の値が非常にゼロに近いと考えられるのに対して，Horton の結果が等流水路の値に近くなつていることは興味ある事実であり，わが国とアメリカの河川流域の特性の相異について示唆にとむものといえよう。

流域の貯溜関数の物理的意義に対して，河道の貯溜関数についての考察の結果を直ちに適用することには多くの問題があろう。これについては，本論の考察を基礎にして，さらに実験的・理論的研究を進めなければならない。

5. あ と が き

本論で明らかにした主要な諸点は次の通りである。

i. 洪水流の貯溜関数は，流出量に遅滞時間 T_l を考慮して O_l とすれば，

$$I-O_l=\varphi(O_l)\cdot\left(dO_l/dt\right)$$

で定まる $\varphi(O_l)$ が O_l の一価関数となることを利用し

---

* このように，低減曲線からえられるのは，φ_1 ではないことは注意しなければならない。(3.15) によつて $\varphi_1=dS/dO_l$ であるから，これを変形すると $\varphi_1=(dS/dt)/(dO_l/dt)=-O/(dO_l/dt)$ となる。すなわち，φ_1 を求めるためには時刻 t の O に対しては時刻 $(t+T_l)$ の dO/dt を対応させる必要がある。

** 建設省中部地方建設局沼津工事々務所の測定による。

*** 建設省土木研究所水文研究室の測定による。

**** 昭和 33 年度建設省直轄技術研究会「洪水の流出に関する研究」では，全国 31 河川・42 地点・263 ケの洪水について低減曲線の解析を行なつているが，いづれもこれと同様の傾向がみられる。

***** $I=Q_1=$const. であるから，T_l については $I=0$ の場合と同様である。

****** Horton は S_l と Q_l の関係を $Q_l=K_l\cdot Q_l{}^M$ とおいている。したがつて，$p=1/M$ である。しかして，氏の報文は，1936年および1937年のいづれも，表は M を示していることになつているが，1937 年の本文の内容によると，表示してあるのは $S/R=1/M$ の誤記のようである。よつて，野満隆治博士が，その著 "河川学，p 156" で，この研究についてふれ，Manning の等流水路についてえられる M の値と Horton の実測の M (実際は $1/M$) の値を比較し，それが異なることから，「両者の間に相当の差があるのは，貯溜水流出のような急減する流れに対し，定常流の公式が適用できぬ証拠である。云云。」とのべているのは誤解であると考えられる。

******* この取扱い方はさきに $I=Q_1$ と考えた場合とは異なる。すなわち，この場合は，(4.20) に対応して $\varphi(Q-Q_1)=(Q_1-Q)/(dQ/dt)$ と考えていることを意味する。Q_1が流出点附近で流入し，貯溜量にはまつたく無関係であるような場合を想定すれば，このような取扱い方も成立する。しかし，結果は $I-Q_1$ と考えた場合と大差はない。

て，流入量 $I(t)$ および流出量 $O(t)$ の資料によつて決定できる。

ii 定流の貯溜関数 φ_s と洪水流の貯溜関数 φ との間には

$$\varphi_s=\varphi+T_l$$

なる関係があり，T_l は φ に比較して無視できる程度に小さいので，近似的には

$$\varphi_s\fallingdotseq\varphi$$

と考えてさしつかえない。したがつて，$\varphi_s=dS_s/dQ_s$ の関係を用いて，不等流計算によつてえられる φ_s から，近似的に φ を求めることができる。

iii 定流の貯溜量 S_s と定流の流量 Q_s との関係が

$$S_s=K\cdot Q_s^p$$

で与えられ，したがつて，定流の流下時間 $T_s=S_s/Q_s$ が

$$T_s=K\cdot Q_s^{p-1}$$

で与えられる場合の指数 p は

$$0\ll p\ll 1$$

の範囲にあり，また，

$$p=\varphi_s(Q)/T_s(Q)\fallingdotseq v/\omega_p$$

v: 流量 Q なる洪水頂点 $(\partial h/\partial t=0)$ の平均流速

ω_p: 同じく伝播速度

である。なお，等流水路では p は表—1 で与えられる。

iv 定流の貯溜関数 $\varphi_s(Q)$ は，近似的に，流量 Q なる洪水頂点 $(\partial h/\partial t=0)$ の伝播時間 $T_\omega(Q)$ に等しい。したがつて，$T_\omega(Q)$ の測定によつて φ_s および φ を決定することもできる。

v. 自然低減曲線の解析によつてえられるのは定流の貯溜関数 φ_s ではなく，洪水流の貯溜関数 φ である。

vi アメリカの河川流域では p の値は比較的大きくて 1 に近いようであるが，わが国の河川流域では比較的小さくてゼロに近い。このことは，アメリカで，洪水を線型的に取扱う Muskingum などの洪水追跡法が成立することについて示唆を与える。なお，$p=1$ の場合には次式が成立する。

$$\varphi_s=T_s=T_\omega=K=\text{const.}$$

終りに，この研究に当つて種々適切な御助言を頂いた河川部長佐藤清一博士に深甚の謝意を表する。

文　献

1)a. Horton, R.E. [1936] "Natural Stream Channel Storage", Trans. AGU, Vol. 17, pp. 406～415.

b. Horton, R.E. [1937] "Natural Stream Channel Storage (Ⅱ)", Trans. AGU, Vol. 18, pp. 440～456.

c. Langbein, W.B. [1938] "Some Channel-Storage Studies and Thier Application to the Determination of Infiltration", Trans. AGU, Vol. 19, pp. 435～447.

d. Mc Carth, G.T. [1938] "The Unit Hydrograph and Flood Routing" unpublished manuscript presented at a conference of the North Atlantic Division, Corps of Engineers, War Department, June 24, 1938.

e. Meyer, O.H. [1941] "Simplified Flood Routing", Civil Eng., Vol. 11, pp. 306～307.

f. Clark, C.O. [1945] "Storage and the Unit Hydrograph", Trans. ASCE, Vol. 110, pp. 1419～1488.

g. Linsley, R.K. [1949] "Applied Hydrology', McGraw-Hill, New York, pp. 488～510.

h. 藤掛岡暁・横戸・永野 [1952] "岩木川計画高水流量計算法", 建設省直轄工事第 5 回技術研究報告.

i. 建設省関東地方建設局 [1952] "洪水追跡法".

j. 末松栄監修 [1954] "河川工学便覧 (下巻)", コロナ社, pp. 192～212.

k. 横戸実・相田 [1954] "山地降雨の流出による洪水波算定についての一考察", 建設省直轄工事第 7 回技術研究報告.

l. 木村俊晃 [1956] "洪水時における流域の貯溜量と流出量の関係およびその流出推定への応用について", 土木工学, 第 5 巻, 第 2・3・5 号.

m. 木村俊晃 [1957] "横流入を考慮した洪水追跡の一方法について", 建設省沼津工事々務所.

n. 藤芳義男 [1957] "河道の洪水調節計算法" 土木学会誌, 第 42 巻, 第 2 号, pp. 11～13.

2) 前出 1), l. および m. に同じ。

3) 前出 1), a. および b. に同じ。

4) 木村俊晃 [1958] "変断面水路における洪水頂点較点の伝播速度と水深・流量変化に関する理論的考察", 土木研究所報告, 第 101 号。

5) 前出 3) に同じ。

土質改良に関する実験的研究 第2報

ーセメント系材料による安定処理についてー

竹下春見*

田中淳七郎**

(昭和 33 年 8 月)

Experimental research on Soil stabilization, —Second report—

Stabilization with cement, fly-ash, lime, Calcium-chloride and Sodium-tetraphosphate.

(August, 1958)

Harumi Takeshita

Junshichiro Tanaka

Synopsis

This report gives the results of the investigations on the stability of subgrade and subbase soils stabilized with cement, lime, fly-ash, Calcium-chloride and sodium-tetraphosphate.

Especially, conclusive consideration is given to the estimation of critical moisture content for Cement stabilization of Japanese Volcanic ash soils.

要 旨

本文は，わが国の気象及び土質の特殊性を考慮して路床土及び路盤材料をセメント系材料（ここでいうセメント系材料とはセメント，石灰，フライアッシュ，塩化カルシウムなどをさす）で処理した場合の安定性(強度，耐久性，塑性の変化など）を論じたものである。

目 次

1. 緒 言……（1）
2. わが国の土質の特殊性……（2）
3. 実験の目的……（4）
4. 室内実験の方法，材料，調査内容……（4）
5. 室内実験結果とその考察……（7）
6. 結 語……（25）

1. 緒 言

最近わが国でも Road-Mixer の発達によって土の粉砕と添加材（砂利，砂，セメント，瀝青材など）との混合が比較的容易に行われるようになり，道路の基層，路盤あるいは路床の安定処理が活発に行われるようになっている。

しかし，安定処理の実施にあたって直ちに困惑することは

(1) わが国には安定処理の設計，施工基準が皆無であること。

(2) 欧米（とくに米国）には相当経験のある設計，施工基準があるが，わが国の土質（とくに路床土）及び気象（とくに雨量）条件がこれらの国のそれと著しく異なるため，これらの基準をそのまま適用するのは困難であると思われること。

(3) 綿密な調査に基いて行ったセメント系材料による安定処理の実施例がないため，室内実験結果に基いて現場で施工した場合の両者の相関性，現場のバラツキの程度などの資料が全くないこと。

の3点である。

本文は，第一報[1]に引続いて過去3年間にわたって本省道路局，関東地建，東北地建及び道路公団の御援助を得て行った一連の室内研究結果であるが，とくに

(1) 路床土の安定処理，とくに関東ローム，黒ボク，岩手火山灰などの火山灰土質と粘性土の処理。

(2) 自然含水量が最適含水量（o.m.c）より大きい細粒土の処理。

(3) (1)，(2)の場合セメント系材料で処理できなければどの程度粒度改良をおこなえばよいか？

(4) 路盤材料の安定処理。

の4項に重点をおいており，わが国の特殊条件を十分

* 工博 道路部 舗装研究室長

** 道路部 舗装研究室 研究員

表—1　室内実験方法，材料，

	〔I〕試料の条件	〔II〕締固め及び供試体の成形方法	〔III〕成形時含水比	〔IV〕試料	〔V〕養生条件
(A) 路床土の処理	(A) は粒径5mm以下のもの (1)自然含水量が比較的小さく o.m.c で施工できる場合	(1)JIS 標準締固め (2)C.B.R 5 層各層10回突固め 5 層 〃 25回 〃 5 層 〃 55回 〃 (3)modifed A.A.S.H.O の締固め (4)カリフォルニヤ州道路局の方法 (5)ハーバート小型締固	左に示した各締固め試験で得た (1) o.m.c (2) o.m.c±5%及び (3) o.m.c±10%以上5種	(1)砂分の多いもの 番号 関東四号国道 No 1 〃 〃 〃 2 〃 〃 〃 3 南部 〃 〃 4 横浜バイパス 〃 5 名一神木沓川 〃 6 〃 千里山 〃 7 鎌坡国道 〃 8 (2)ローム及び粘性土 郡山国道 No 9 名神草津 〃 10 南部国道黒ボク 〃 11 〃 〃 奥中山ローム 〃 12 鎌坡〃神谷 〃 13 〃 〃 来勿 〃 14 南部 〃 〃 15 横浜バイパス関東ローム 〃 16 〃 〃 〃 17 新宿十二社 〃 〃 18 関東四号国道 〃 19	(1)ソイル，セメント供試体を上質半紙でつつみパラフィン，ワックスでシールして室温養生。 (2)恒温，恒湿槽 (21±1°C 相対湿度 90 % 以上) (3)供試体を(1)のようにパラフインでシールしてかつ恒温恒湿槽 (21±1°c 相対湿度 95% 以上養生) (4)養生日数 0.3.7.14.20 56.及び90 日
	(2)自然含水比が高く o.m.c で施工できない場合	(1)自然含水量で供試体の Air Voids が5%になるように静的締固め (2)自然含水量で C.B.R 5 層各層10回突固メ 5 〃 〃 15 〃 5 〃 〃 25 〃 5 〃 〃 35 〃 5 〃 〃 45 〃	自然含水量		
(B) 路盤材料の処理	(B) の室内実験材料は最大粒径を 25mm におさえた (1)砂利，砕石，スラグ交り砂質土及び粘性土の (2)A.A.S.H.O の基層材料の粒度のほぼ中央を通るもの	(1)J.I.S 標準締固め但し，最大粒径は 25 mm (2)C.B.R 5 層各層10回突固メ 5 〃 〃 25 〃 5 〃 〃 55 〃	左に示した各締固め試験で得た (1)o.m.c 及び (2)o.m.c± 2 %以上3種	(1)上記の各土に砂利砕石，スラグなどを適量混合したもの (2)上記の土に粒度改良を行つて A.A.S.H.O の粒度のほぼ中央にいれたもの	

考慮して，セメント系材料による安定処理工法の設計，施工および管理基準の基礎資料に供せんとするものである。

上述した各項は「土木技術資料」(2),(3),(4)と重複するところもあり，また表—1 の各路床土に対する安定処理結果の個々のデーターは各報告書[5)-11)] に詳しく掲載してあるので，本文では代表的な実験データーが主になっている。

なお路床土の安定処理の室内実験は，次章に詳述するようなわが国の特殊性を十分考慮したつもりである。

2.　わが国の土質の特殊性

わが国は気候が多雨多湿なためと，浸水性の大きい土が多いために現場の路床土の自然含水量が高く，普通の意味における最適含水量 (o.m.c) を著かに上廻っているのが一般である。従って選択した材料からなる路盤とか，砂質土の路床の場合以外には o.m.c で施工しうる機会がほとんどないと考えて良い。

また土質の変化が非常に複雑であるため，現地の路床土を安定処理する場合には比較的小規模な安定処理の場合でも添加材の配合をいろいろと変える必要がある場合が多い。

さらに悪いことは「黒ボク」，「関東ローム」，「ヨナ」「シラス」などの名称で知られているわが国特有の火山灰土が多いという点である。これらの火山灰土は「シラス」を除くと非常に細かい粒子からなって居り，また自然含水量が極めて高く，普通は 100 % 以上最大乾燥密度 (γ_{dmax}) も 1.0 t/m³ 以下のものが多い。また塑性，圧縮性が極めて高く，土の Sensitivity が大であるため，施工にあたって側方流動や Remoulding Loss が著しく大きくなる。このため実際上は自然の Recovering をまつなり，砂，砂利などを必要にせまられて撒布した

安定材の概要

〔Ⅵ〕安定材の添加量

土の乾燥重量に対して
(1) セメント　0.3.5.8.10.15 及び 20%
　但し関東ローム（試料No16）の繰り返しの影響を調査した場合のみ50及び100%添加
(2) 塩化カルシウム　1.0,3.0,5 1,2 及び 5 %
(3) 石灰　5 及び 10 %
(4) フライアッシュ　10% 及び 20%
(5)「石灰とフライアッシュ」併用

石灰	フライアッシュ
5 %	10%
10	10
5	20
10	20

(6) 四燐酸ナトリウム
　0.1,0.2,0.5 及び 1%
(7)（セメント四燐酸ナトリウム）併用

セメント	四燐酸ナトリウム
5%	1%
10〃	0.2　0.5及び1%
15〃	1

(8)・セメントと塩化カルシウム・併用

セメント	塩化カルシウム
5%	2 %
5〃	5 〃
10〃	2 〃
10〃	5 〃
15〃	2 〃
15〃	5 〃

(9)（セメントとフライアッシュ）併用

セメント	フライアッシュ
10%	10〃
10〃	20〃

(10)（セメントと石灰）併用

セメント	石灰
10%	10%
10%	20%

(11) 砂　0,10,20,30 及び 50%
(12) スラグ，砕石，砂利，
　10,20,30,50 及び 60%

〔Ⅶ〕混合時間

(1)アイリッヒ，ミキサー（周速 32.0cm/sec 15.4r.p.m）で5分が原則他に
(2)2分，10分，20分及び30分

アイリッヒミキサーで5分間

〔Ⅷ〕供試体の形状寸法

(1) φ5cm　H=5cm
(2)φ=7cm
　H= 7cm
　H=10cm
　H=14cm
(3) φ=10cm
　H=12.7cm
(4) φ=15cm
　H=12.5cm
(5) φ=3.33cm
　H=7.15cm
以上7種

(1) φ=10cm
　H=12.7cm
(2) φ=15cm
　H=12.5cm
以上2種

〔Ⅸ〕主な調査内容

(1)粒度分析物理常数
(2)ソイルセメントの締固め特性
(3)qu, C.B.R 吸水膨脹
(4)乾燥湿潤 12 回繰返し
(5)凍結融解 12 回繰返し
(6)3カ月自然風化試験
(7)養生後の粒度の変化
　L.L, P.L, S.L, C.M.E
(8)テストピットの平板載荷試験
(9)供試体の形状寸法と qu
(10)養生条件と qu 一値のバラツキ
(11)締固めエネルギーと qu 及び C.B.R
(12)C.B.R と qu との関係

いと混合と締固めとが非常に困難になる。とくに自然含水量が大きい「関東ローム」の盛土を急速施工するさいには，ブルドーザー以外のタイヤ類の施工機械の運行が不可能になる。またブルドーザーでも通過回数の増加とともに走行が困難となり，ついには作業一時中止のやむなきにいたる[12]。極端な例をとると豆腐を締固めているような状態になるのである。

われわれが欧米の文献を調査してみても，自然含水量が 100% 以上で o.m.c が関東ロームのように 70~90 %というような特殊な路床土はないようである。ドイツや米国で重粘土と呼び，悪質土と騒いでいるのも施工に関する報告から推定するとわが国で云えばせいぜいシルト質の土程度であるように思われる。これらはこれらの国と日本とでは，路床土の自然含水量が著しく違うために施工の難易さのオーダーが全く異なるためによるのであろう。火山灰土の処理に悩む吾々が土の悪さの点でやや親近感をおぼえるのは，英国本土，ニュージランド及びハワイぐらいのものであるが，これとて雨量の点では日本の方が遙かに大きい。この場合，最も安易な方法は悪質土を良質土で置換することであるが，東北，関東，九州の一部のように周囲の地山全体が悪い火山灰土で敷われている地方では，莫大な工費になる。

従ってこれらの自然含水量の高い火山灰土や粘性土の路床に対しては，施工にさいしての締固め管理や，撓み性舗装の舗装全厚設計のための C.B.R- 値の求め方を J.I.S.A.1210 の標準締固めによる最適条件の概念とか J.I.S.A.1211 に規定する変状土支持力比試験方法によったのでは実際上の意義はほとんどないし，とくに後者の場合には非常に危険な設計ということになる。むしろ土の自然含水量における締固め実験とか，現地の状態にふさわしい適当な条件の下に行った現場 C.B.R 試験の方が遙かに実用性とか信頼性とがある。というのは，これ

らの土の自然含水量は o.m.c より遙かに湿った状態にあり，また土の粒子が細かいためと雨が多いために現場で乾燥させて最適条件で施工することが不可能に近いこと，及びこれらの土を自然含水量で締固めると容易に Over-Compactionの現象がおこり，Remoulding による強度の低下が起るという2つの理由によるからである。これらに関する実験結果は5章(2)節及び文献[2) 3)]に詳述してある。

以上述べたような特殊な土質条件にあるため，わが国の安定処理の研究はH.R.Bで規定するような"セメントや瀝青材で経済的に処理しうる粒度や塑性をもつ土"のほかに o.m.c より高い自然含水量の土の自然含水量の土の自然含水量における安定処理と火山灰土の安定処理という点も考えなければならない。

3. 実験の目的

本実験の目的は，1章で述べた4項を室内で実験的に研究し，セメント系材料が土の強度 (C.B.R 一軸圧縮強度及びK－値)，耐久性，塑性，締固め特性に及ぼす影響を明らかにするにある。

しかし，その究極の狙いに綿密な室内実験の調査結果に基いて施工した 2,3 の試験舗装のパーフォーマンス，現場におけるデーターのバラツキ及び室内実験との相関性を検討して

(1) セメントによる安定処理の配合設計の方法と基準との確立。

(2) 現場における施工及び管理基準の確立。

の2点にある。

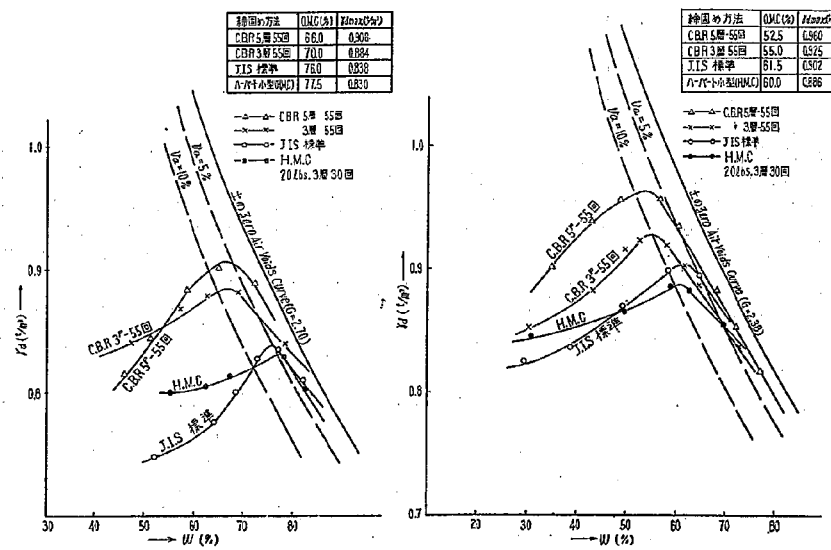
4. 室内実験の方法，材料，調査内容

室内実験の大要を一括して表－1 に示す。表－1からわかるように実験は，(1)路床土の安定処理と(2)路盤材料の安定処理の二つに大別される。路床土の処理は，2章で述べたわが国の土質の特殊性を考慮した結果，砂質土のように実際の施工にあたって最適含水量(o.m.c)で比較的容易に施工できるものについては最適条件に近い状態における安定性を調査したが，関東ロームのような火山灰土質や細粒の粘性土で自然含水量が高くてとうてい現場で o.m.c で施工できないと考えられる路床土に対しては，自然含水量における安定性を中心に調査した。またここでいう路盤材料とは，表－1にあげた 19 種類の路床土を砂，砂利，砕石，スラグなどで粒度改良を行ったものを云う。

(1) 室内実験の方法と調査内容

表－1に示した通りであるが，表－1の〔Ⅱ〕の縦欄に示す供試体の締固め及び成形方法と，〔Ⅳ〕の縦欄に示した粒度分析，Consistency Limits 遠心含水当量 (C.M.E)及びK－値の試験方法はいづれも J.I.S の規格に従って行った。

ハンマード小型締固め装置とその締固め方法については文献[1)]がある。本実験では，タンパーの加圧力 20 lbs，試料を3層に入れ各層当り 30 回突固めたものである。本実験に採用したハンマード小型による締固め効果がどの程度のものであるかを示すものとして図－1(1),(2)を掲載



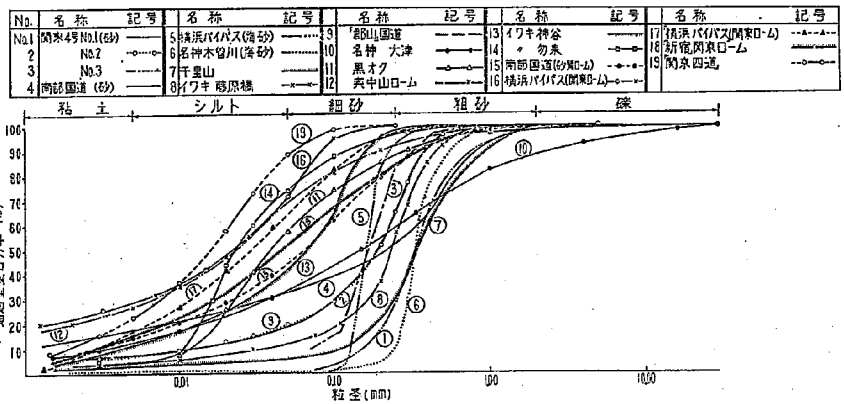
図－1 (1)締固め結果の比較，試料南部国道黒ボク (試料 No. 18)

しておく。図示した4種の締固めエネルギーのなかでは，J.I.S 標準締固めに最も近いようである。

また〔Ⅱ〕の縦欄で自然含水量の高い粘性路床土に対して，供試体の Airvoids が5％になるように静的に締固めたのは，自然含水量の高い粘性の細粒土に対して現在の頓圧機械で施工すれば，この程度の締固め（自然含水量で（Airvoids＝5％の締固め度）が現場で期待できると考えたからである。

試料の貯蔵，混合，圧縮試験，C.B.R 試験，乾燥湿潤繰返し試験及び3ケ月自然風化試験方法の詳細と予備試験結果は文献[1]とまったく同様である。ただ路盤材料に対する室内ミキサーによる混合時間はすべて5分間である。

凍結融解繰返し試験は，A.S.T.M 規格，D 560-44（または A.A.S.H.O 規格：T 136-45）の方法に準じて行ったが，調査した土が岩手火山灰，関東ローム，黒ボ



図—2 (2)締固め結果の比較，試料新宿関東ローム）試料 No.11)

表—2 路 床 土 の 粒 度，主 な 物 理 常 数

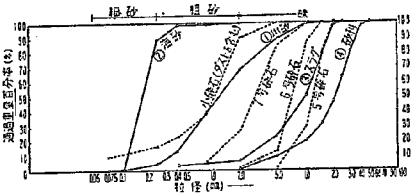
番号	名称	粒度分析					物理常数		三角座標分類	U.S B.P.R	Casagrande分類	G.I	比重	U均等数係
		砂分	粗砂	細砂	シルト分	粘土分	L.L	P.I						
1	関東四号国道 No 1	2	72.0	26	0	0	N.P	N.P	砂	A-3	S. F	0	2.81	2.4
2	〃 No 2	0	35.0	45	13	7	N.P	N.P	砂	A-2-4	S. C	0	2.73	24.0
3	〃 No 3	0	72.0	18	10	0	N.P	N.P	砂	A -3	S. U	0	2.60	2.4
4	南部国道砂	3.0	42.5	41.5	8.3	4.7	N.P	N.P	砂	A -3	S. F	0	2.77	12.2
5	横浜バイパス海砂	0	10.0	90.0	0	0	N.P	N.P	砂	A -3	S. U	0	2.70	1.42
6	名神木曽川砂	0	89.3	9.0	1.0	0.7	N.P	N.P	砂	A -3	S. U	0	2.65	1.4
7	〃 千里山	0	70.0	24.0	3.0	3.0	N.P	N.P	砂	A -3	S. F	0	2.63	3.8
8	イワキ国道藤原橋	0	53.3	33.5	9.5	4.0	N.P	N.P	砂	A-2-4	S. C	0	2.63	11.6
9	郡山国道（須賀川）	0	50.0	17.0	15.0	18.0	20.2	9.7	砂	A -4	C. L	0.4	2.75	29.2
10	名神草津	12.8	39.3	15.4	20.2	12.3	37.0	14.2	砂質ローム	A -6	C. I	3.0	2.65	1.35
11	南部国道黒ボク	1	13.0	20.2	50.0	5.0	94.0	27.7	砂質ローム	A-7-6	O. H	20.0	2.38	5.28
12	〃 奥中山ローム	0	14.0	18.0	41.0	27.0	64.0	31.0	ロ ー ム	A-7-6	M. H	20.0	2.69	—
13	イワキ国道神谷	0	3.0	56.0	29.5	11.5	47.0	26.0	粘土ローム	A-7-6	C. I	11.0	2.64	22.5
14	〃 勿来	0	4.0	21.5	69.5	5.2	73.0	51.0	砂質ローム	A-7-6	C. H	20.0	2.63	3.3
15	南部国道砂質ローム	1.0	15.0	39.0	31.0	14.0	43.0	14.0	シルト質ローム	A-7-5	M. I	5.0	2.76	35.9
16	横浜バイパス関東ローム No1	0	1.0	27.5	43.5	28.0	143.5	79.3	砂質ローム	A-7-6	O. H	20.0	2.90	—
17	〃 〃 No2	0	2.0	31.0	49.0	18.0	138.0	60.0	ロ ー ム	A-7-6	O. H	20.0	2.90	12.7
18	新宿十二社関東ローム	0	15.0	31.0	38.0	16.0	97.0	26.0	ロ ー ム	A-7-6	M. H	20.0	2.70	27.5
19	関東四号国道シルト質粘土ローム No4	0	0	11.0	67.0	22.0	46.0	23.0	シルト質粘土ローム	A-7-6	C. I	10.0	2.65	12.2

クなどの火山灰土質で，これらの土は後述するように15%程度のセメントや石灰などでは凍結融解に対して十分な抵抗をもたないため，5回繰返しで中止した。A.S.T.M.の規格では12回繰返しである。

凍融，乾湿及び自然風化の3種の試験は，関東ローム（試料 No. 18），黒ボク（試料 No.11），奥中山ローム（試料 No. 12）に対してのみ行った。

(2) 実験に用いた試料

a. 路床土



図—3 砂，砂利，砕石などの分け結果

表—3 砂，砂利，砕石などの比重と吸水率

試料No	名　　称	絶乾比重	吸水率(%)
1	「横浜バイパス」川砂	2.71	2.72
2	「横浜バイパス」海砂	2.60	2.50
3	「横浜バイパス」日本鋼管スラグ	2.56	5.63
4	「横浜バイパス」砂利	2.72	1.30
5	「関東四号」砕石 5号，6号 7号，小砕石	2.78	0.35

実験に用いた土はすべて建設省及び道路公団の各建設現場から採取した路床土で，砂質土から粘性土にわたる19種である。これらの粒度分析結果を図—2 に，主な物理的性質を表—2 に示す。

b. 粒度改良に用いた砂，砂利，砕石，スラグ

これらの材料もaと同じく建設省及び道路公団の建設現場で実際に使用されているものである。篩分け結果を図—3 に，比重と吸水率とを表—3 に示す。

c. 使用したセメント系材料

セメント系材料として実験に用いたものの添加割合は表—1〔VI〕の縦欄に示してある。使用したセメントは5種類あるが，これらの性質を附表—1 に示す。他の材料の物理的及び化学的性質については省略する。

これらの材料の主な効果を簡単に述べると

1) セメント：処理後の土の強度と耐久性とを増大するとともに土の塑性指数（P.I.）を減少させる。強度及び耐久性の増加に対する効果は次記するいづれの材料よりも効果的である。本実験では普通ポルトランド・セメントのほかに，シリカ・セメント及び3種類のスラグ・セメントを使用している。

2) 塩化カルシウム：土の凍結点を下げる作用と土の水の蒸発速度を減少させるので，凍上対策と防塵処理の目的に利用される。土の塑性の減少にも効果がある。

少量の塩化カルシウムをセメントと併用して用いると初期強度を増加させることと，セメントの水和に有害な働きをする土中の有機物の作用を阻止する利点がある。また締固め効果を増す作用もある。

3) 石灰：P.I. の減少，締固め効果の増加，強度の増加などに効果があるが，石灰だけでは凍結融解作用に対する抵抗が殆んどないようである。一般に粘土の多い土や砂利と粘土との混合物に対して有効であるとされて居り，ミルト質やローム質の土及び砂に対しては余り効果がない。自然含水量が高くて粉砕しにくい粘性土を石灰で Premixing して2～3日放置すると，粉砕が容易になるとのことである。石灰の添加混合，締固めによっておこる土の強度の増加は，土中のシリカとアルミナとが石灰と作用して新しい化合物をつくるためであるとされている。これは Pozzolanic reaction と称されている反応である。この反応はセメントと土との場合のように反応速度が早くなく，極めてゆっくりした反応であるので7日強度は小さい。しかしこの反応の遅硬性のために，利用目的によっては非常に便利な場合がある。たとえば含水量が高い路床に石灰を添加混合して2～3日放置し自然の乾燥を待つて，最適条件の下で再び混合締固めが可能になるからである。前述したように粘性土を粉砕しやすくする作用があるので，瀝青材やセメントによる処理のさいに土をあらかじめ石灰で Premixing し，その後瀝青材またはセメントで処理する方法がアメリカの Texas 州や Loui Siana 州で盛んに用いられている。

4) フライアッシュ：P.I. の減少，排水作用の増大などに効果がある。またセメントによる安定処理に似た monolithic Composition を形成するので強度の増加と耐久性の改善に効果的で，とくに前述した石灰と併用して使用すると経済性と耐久性の点が著しく改善されるとされているが，本実験での調査範囲内ではあり有効とは考えられない。石灰とフライアッシュの配合割合は，石灰4～8%，フライアッシュ，8～20%の場合が多いこれもアメリカの Texas 州が中心である。

5) 四燐酸ナトリウム：これは分散剤であって，本来はセメント系材料の範疇にはいるものではないが，室内実験に採用したのでここで述べる。作用は土粒子中の ca^{++} と四燐酸ナトリウム中の Na^{+} の置換作用によって土が均質になるので締固め効果の増加に有効であるこの場合の四燐酸ナトウムの作用については文献[15]がある。

(3) 添加材の記号

セメント系材料として使用した各種の材料を，簡単のために本文中の図及び表では，次の略号で表わす。ただ

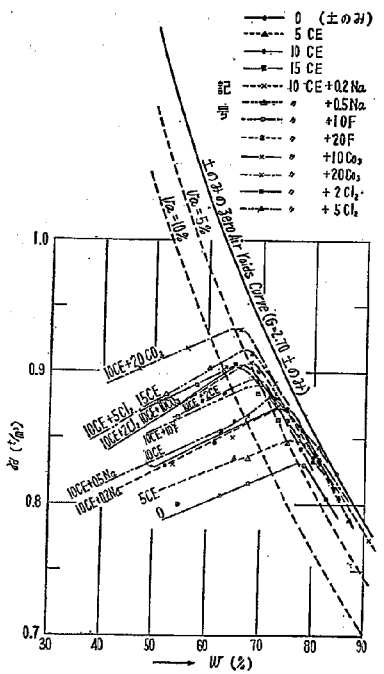
し，この略号は本文中にのみ通用するものである。

川　砂：S
海　砂：B.S (Beach Sand の略)
砂　利：G
スラグ：Sl. (Slag の略)
砕　石：C.S. (Crushed Stone の略)
セメント：C.E
石　灰：Co_3 (Ca Co_3 の略)
フライ・アッシュ：F (Fly Ash の略)
塩化カルシウム：Cl_2 ($CaCl_2$の略)
四燐酸ナトリウム：Na ($Na_6P_4O_{13}$ の略)

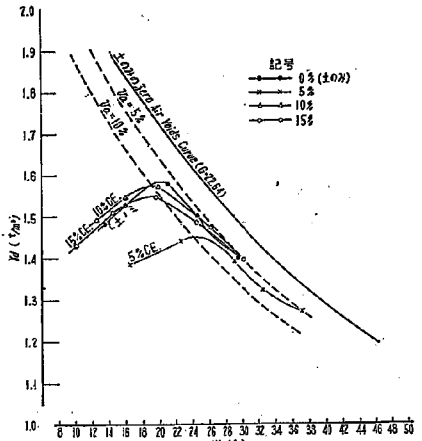
また表及び図で上述した略号の前の数字は，すべて添加材料の土に対する混合割合を表わす。たとえば 15CE +20G とは土に 15% のセメントと 20% の砂利を混合したことを示す。

5. 室内実験結果とその考察

砂質の路床土または路盤材料のように安定処理にあたって o.m.c 附近で施工できる場合の実験結果と，自然含水量の高い細粒の粘性土または火山灰土でとうてい o.m.c附近で施工できない場合の実験結果とは著しくことなっている。従って本章も上述した2種の場合に大別して述べる。



図—4 (1)　セメント系材料の締固め結果に及ぼす影響

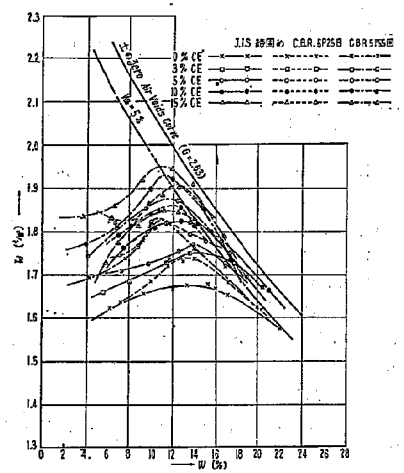


図—4 (2)　セメント系材料の締固め結果に及ぼす影響

(1) o.m.c. 附近で施工できる場合

a. 締固め特性

表—1の〔II〕の縦欄に示した各種の締固め方法を用い



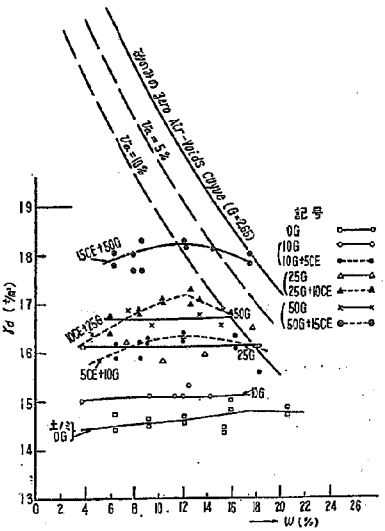
図—5 締固めエネルギーとその結果試料「名—神」千里山（試料 No.7）

て，土にセメント系材料が添加した混合物の締固め特性は次の3項にわかれる。

1)　セメント系材料が締固め結果に及ぼす効果。

相反する結果を示す代表的な例を図—4 (1),(2)に示す。実験した路床土の大部分は，セメント系材料の添加によって図—4 (1)のように同じ締固めエネルギーに対して

$\gamma_{d\max}$ が増大し o.m.c は減少したが，シルト分の多い粘性土の 2,3 は図—4 (2)のように $\gamma_{d\max}$ が減少し o.m.c が大きくなっており，後者は，丁度遮背材による安定処理の場合と同様な傾向を示している。然しこの場合もセメントの添加量を増すと締固め曲線が上昇する傾向にある。これはセメントの比重 (G=3.15)が土の比重 (一般に G=2.6～2.8) より大きい影響ができたためであろう。また締固めエネルギーの増加とともに $\gamma_{d\max}$ が増大する。一例を図—5 に示す。

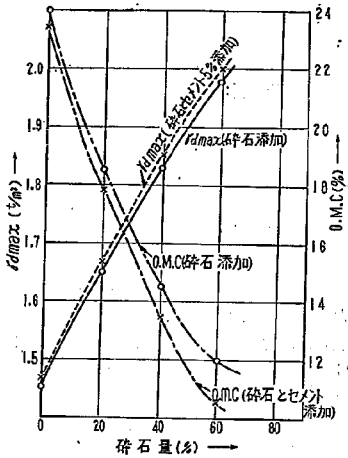


図—6 粒度の悪い砂または「砂—砂利」混合物の締固め結果

一般に砂質土はセメント系材料の添加によって最適状態が上昇する。これはセメントの粒径の 90% が 88 μ を通過するためある程度改良による効果も伴っているのであろう。シルト分以下の含有量の多い土はセメント系材料の添加によって $\gamma_{d\max}$ が上ったり下ったりする場合とか，o.m.c が二つ出たりする場合[2] もあるが，大部分の土に対しては図—4 (1)または図—5 の傾向があった。また均一粒度の砂や gap grading の著しい砂，砂利混合物の締固めは図—6 のようにいわゆる o.m.c が明瞭でなく，セメントの添加によって締固め曲線が全体に上るのが一般である。

締固め実験の結果の o.m.c と $\gamma_{d\max}$ とを附表—2 と附図—1 (11—16) に示す。

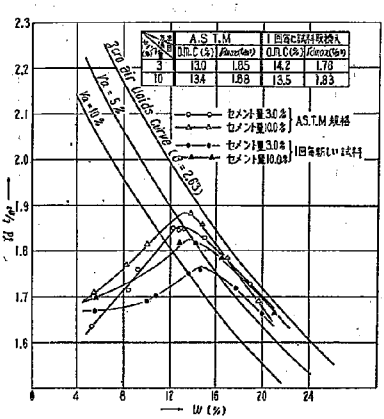
本項にあげた図，附表及び附図の結果から，使用したセメント系材料は一般に締固め効果に良好な結果をおよぼすが，とくに「セメントと塩化カルシウム」，「セメントと石灰」，「セメントとフライ・アッシュ」及び「セメントと四燐酸ナトリウム」などの添加混合が良好である。



図—7 第石混合率と $\gamma_{d\max}$　o.m.c の関係

2) 砂，砂利，砕石などの影響

細粒土に対して，不足している粗粒分を添加して粒度改良を行った混合物を締固めれば $\gamma_{d\max}$ が増加するのは当然であるが，セメントと砕石とを併用して締固めた結果得た最適条件 (o.m.c と $\gamma_{d\max}$)の 1 例を図—7 に示す。セメントは $\gamma_{d\max}$ の増加に多少は効果があるが，粒度改良による効果 (すなわち砕石添加による $\gamma_{d\max}$ の増加) には遙かにおよばない。粒度があまり良好でなく現場では轢圧しにくい砂とか，含水量の変化に鋭敏で o.m.c を少しこえると直ちに側方流動をおこす細粒の粘性土に対しては，次の(2)節の結果をみてもわかるように



図—8 A.S.T.M 規格　D558—44 による場合と 1 回毎に新しいソイルセメント試料を使用した場合の締固め結果の相異

砕石砂利などで施工しやすいようにすることが安定処理

の実施にあたっては非常に大切なことである。スラグの添加による締固め試験結果も図—7と同じ傾向である。

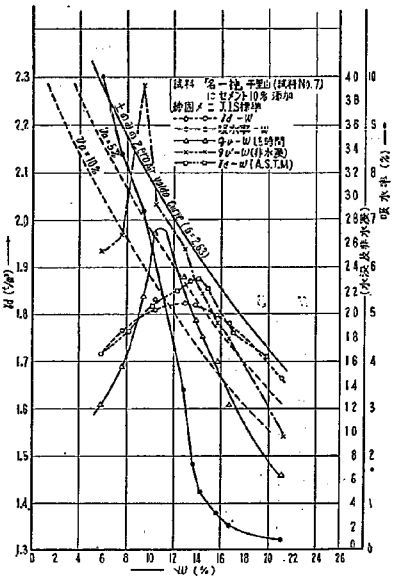
3) A.S.T.Mのソイル・セメントとの標準締固め方法による場合と毎回新しい試料を使用した場合との比較

A.S.T.S 規格：D. 558—44（または A.A.S.H.O 規格：T 134—45）に規定するソイル・セメントの標準締固め方法では，締固めにあたって同一の試料に順次水を加えては突固め，それを砕いては水を加えて再び突固める方法（J.I.S.A. 1210 に規定する土の標準締固めと大体同じ）であるが，本実験では「土とセメント系材料」混合物の強度を調査する必要上締固め試験ではすべて毎回新しい試料を使用した。それでこの両者の締固め試験の結果の相違を調査したものが図—8 及び附表—3 である。

土によってその程度がことなるが，一般に A.S.T.M の規格による方が締固め曲線全体が上にきており，$\gamma_{d\max}$ が大きくなるようである。これはおそらく土，セメント及び水の三者のしたしみが，A.S.T.M による締固め方法の場合の方がより一様になっているためによると考えられる。しかし実際に施工する場合を考えると，1回毎に新しい試料を用いた方が現場の状態に近いと思われること，設計としては安全側（$\gamma_{d\max}$→小）にでること及び含水量と強度との関係が求められる点などを考えて本実験では，これを用いてある。

b. 強度特性について

本節では各種の路床土にセメント系材料を添加混合し，締固めて養生した場合の強度特性（一軸圧縮強度，C.B.R 及び K-値を中心にして述べる。



図—9 試料　「名　神」千里山（試料 No.7）

1) 締固め含水量と強度及び吸水率の関係

代表的な実験結果を図—9 に示す。同様な結果を附図—2 に示す。なお附図—2 で J.I.S 標準締固めに対する

表—4(1) 一 軸 圧 縮 試 験 結 果

試料「南部国道」奥中山ローム（試料番号 No.12）ハンマー小型締固メ 20pbs 3層，30 回

仮型時含水量	o.m.c—5%					o. m. c.					o.m.c+5%				
養生日数 / 配　合	0	3	7	28	60	0	3	7	28	60	0	3	7	28	60
O	2.19	2.30	2.46	3.00	3.20	0.41	0.46	0.49	1.00	2.00	0.35	0.40	0.42	0.55	1.39
15 CE	3.61	6.45	6.72	7.00	8.00	1.10	3.27	4.20	5.30	8.40	0.47	0.89	1.00	1.71	3.50
10 CE	1.51	5.00	6.00	7.88	8.60	2.45	6.86	8.23	9.43	11.3	0.60	3.28	3.89	5.69	8.98
15 CE	2.54	7.34	9.23	12.0	12.8	5.30	12.6	16.3	20.7	21.0	1.24	7.05	11.2	13.2	14.0
5 CE+ 2 Cl_2	4.41	5.22	6.30	8.02	8.50	1.84	3.18	3.70	5.20	6.40	0.52	0.63	0.93	1.60	2.73
〃 + 5 Cl_2	2.90	5.00	6.00	7.00	7.50	2.13	3.51	4.00	6.50	8.00	0.54	0.73	0.93	2.42	3.85
10CE+ 2 Cl_2	3.14	8.74	9.80	10.6	11.2	3.42	7.87	9.61	11.0	11.8	0.52	2.02	2.90	4.55	4.93
〃 + 5 Cl_2	1.94	6.00	7.60	9.50	9.80	3.25	5.50	7.00	12.0	12.5	0.62	2.43	3.82	6.44	8.00
15CE+ 2 Cl_2	4.10	8.00	11.2	13.6	15.0	2.21	15.4	19.4	23.9	25.0	1.22	14.6	15.2	15.9	17.6
〃 + 5 Cl_2	3.03	8.15	12.0	14.0	15.8	5.19	20.4	23.8	26.1	27.0	1.78	14.7	18.2	20.1	21.5
5 CE+ 1 Na	3.81	6.03	7.10	8.80	9.40	2.07	5.07	6.10	7.54	8.35	0.52	1.23	1.24	2.00	2.53
10CE+ 1 Na	2.48	4.90	6.40	8.30	9.00	3.89	7.83	8.38	9.40	11.5	1.58	3.45	4.20	6.00	7.20
15CE+ 1 Na	3.23	9.67	11.5	12.5	13.0	2.50	13.0	16.8	20.4	22.0	0.82	8.00	12.0	14.0	15.0
10F + 5 CO	2.73	—	2.75	2.84	4.55	0.44	0.46	0.73	0.73	0.96	0.55	—	0.62	0.67	0.73
〃 +10CO_3	3.17	—	3.93	4.26	5.85	0.73	—	1.75	1.51	2.51	0.60	0.70	0.55	0.80	0.80
20F+ 5 CO_3	1.77	—	4.65	6.06	7.40	0.80	—	0.98	1.57	1.80	0.73	—	1.28	1.30	1.50
〃 +10CO_3	4.00	—	7.45	8.20	8.96	0.68	—	1.24	1.50	2.34	0.90	—	1.28	1.30	1.32
0.2 Na	3.05	3.08	3.21	3.68	4.51	1.03	1.12	1.24	1.84	2.00	0.21	0.30	0.30	0.50	0.60
0.5 Na	1.96	—	2.59	2.90	3.38	0.90	—	0.95	1.42	2.50	0.32	0.41	0.52	0.23	0.50
1.0 Na	1.69	3.07	3.83	4.90	8.41	0.78	1.48	1.43	2.83	3.71	極めて塑性流動性を帯び形を保てず				

表の値は非水浸の一軸圧縮強度を示す (kg/cm²)

CE＝セメント，　Cl_2＝塩化カルシウム　F＝フライアッシュ　Co_3＝石灰　Na＝4燐酸ナトリウム

表—4(2) C.B.R試験結果

試料 南部国道 矢中山ローム(試料番号No 12)
ハンマーに小型締固めによる最適条件で静的に成型　　7日水浸 C.B.R

成形時含水量	o.m.c−5%		o.m.c		o.m.c+5%	
項目 / 配合	C.B.R	吸水膨脹比(%)	C.B.R	吸水膨脹比(%)	C.B.R	吸水膨脹水(%)
O	5.30	0.39	4.43	0.034	1.43	0.056
5 CE	32.1	0.05	25.1	0.021	8.23	0.003
10CE	65.6	0.12	60.4	0.021	97.3	0.002
15CE	133	0.04	141	0.006	147.8	0.008
5 CE+ 2 Cl_2			32.0	0.030		
〃 + 5 Cl_2			36.0	0.055		
10CE+ 2 Cl_2			74.2	0.020		
〃 + 5 Cl_2			68.8	0.067		
15CE+ 2 Cl_2			295	0.022		
〃 + 5 Cl_2			265	0.076		
10F + 5 Co_3			30.6	0.002		
〃 +10Co_3			110	0.006		
20F + 5 Co_3			4.54	0.019		
〃 +10Co_3			8.32	0.010		
0.2Na			3.19	0.059		
0.5Na			2.93	0.010		
1.0Na			3.95	0.176		
5 CE+ 1 Na			27.8	0.025		
10CE+ 〃			62.5	0.011		
15CE+ 〃			58.5	0.017		

表の値は C.B.R—Value と吸水膨脹比(%)とを表わす。
CE＝セメント，Cl_2＝塩化カルシウム，F＝フライアッシュ，Co_3＝石灰，Na＝四燐酸ナトリウム

w～qu の関係がないのは1日水浸中に供試体が損傷したためである。一般に養生後の水浸及び非水浸一軸圧縮強度（qu と qi）は o.m.c と「o.m.c−5%」の間の含水量のときに最大になり，吸水比は締固め時の含水量が多くなるにつれて漸次小さくなるか，あるいは o.m.c 附近で最小になっている。

次に路床土及び路盤材料にセメント系材料を添加した混合物について，各混合物の o.m.c 附近の強度（qu, C.B.R）を比較した結果を表—4(1)(2) 及び附表—4 に一括して示す。

表—4(1)(2)及び附表—4の値は同じ性質を有する供試体の少くとも3本以上の平均値をとったものである。結果は前述したとおりであるが，附表—4の黒ボク（試料No.11）に対する実験結果は黒ボクに有機物が多いためセメント系材料の効果が余り明瞭でないのと，砂分が比較的多くて含水量の変化に比較的鈍感なことが特徴である。「セメントと塩化カルシウム」との併用が最も有効なのは黒ボクに有機物が多いためであろう。

2) 養生日数と強度との関係

結果の1例は表—4と同じである。これについては文献[2]に述べてあるので省略するが，要点は，

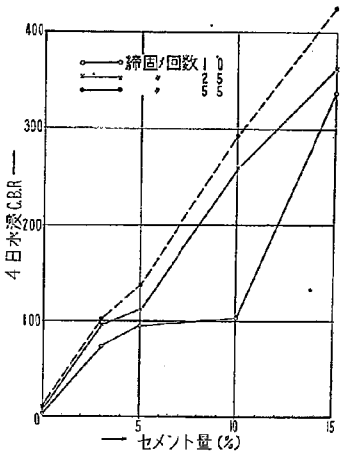
（i）砂質土については
$\sigma_7 = (0.5 \sim 0.7)\ \sigma_{28}$

（ii）粘性土については
$\sigma_7 \fallingdotseq (0.7 \sim 0.9)\ \sigma_{28}$

（iii）恒温恒湿養生の結果では，28日養生後90日のまでの強度の増加は大してない。

3) セメント系材料の強度に及ぼす影響

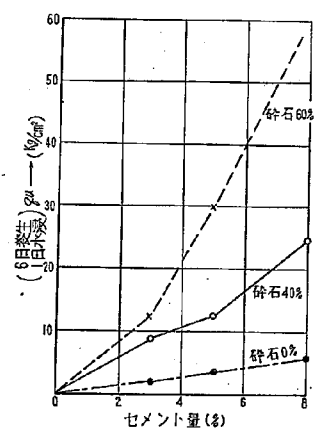
表—4と附表—4の結果から，実験に使用したセメント系材料はいづれも強度の増大には多少とも好ましい結果を示している。とくに砂質土に対しては非常に有効に作用する。また添加量が多いほど強度も増加する傾向がある。しかし四燐酸ナトリウムで処理した場合は，非水浸の状態で強度試験を行えばもとの土より大きい強度になるが，水浸した状態で試験するとむしろその値が少さくなっている。これは四燐酸ナトリウムの添加によって土中の Ca^{++} と分散料中 Na^{+} とがイオン交換を行なうため供試体の締固め密度は増大するが，イオン交換の結果土粒子の表面についた Na^{+} が著しい親水性を有するために水浸すると強度が低下するためであろう。この現象はc項で述べる乾湿繰返し及び自然風化試験結果では，さらに明確になっている。



図—10　締固めエネルギーと安定度との関係
試料　「名一神」千里山（試料No.7）
J.I.S 標準締固めの最適条件

また「フライアッシュ・石灰」との併用の場合には，強度を最大にする両者の配合比が土によってことなるように思われが，大体2：1と1：1の範囲にあるようである。

また「セメントと塩化カルシウム」とを併用した場合塩化カルシウムはソイル・セメント供試体の初期強度の増加に極めて有効であるが，塩化カルシウムの添加量を多くすると（実験では土に対して5％）7日水浸C.B.R-値の吸水膨脹比が増大する。塩化カルシウムが吸湿性材料であるためによるのであろうが注意が必要である。このことは乾湿繰返し試験ではさらに明瞭になっている。



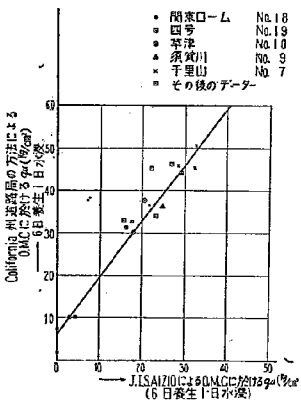
図—11　ソイル・セメントの安定度に及ぼす砕石の影響
試料　関東四号国道，砂（試料No.3）
J.I.S 標準締固めの最適条件

表—4と附表—4の結果から，粘性土に対してはセメント，セメントと塩化カルシウム，セメントと四燐ナトリウムなどは強度の増加にとくに効果がある。

4）　締固めエネルギーと安定度

締固めエネルギーを増すと「土とセメント系料材」混合物の γ_{dmax} が増大する。　従って普通の場合には，安定度は増加する。この一例を図—10に示す。他の実験結果の2，3を附図—3(1) (2)に示す。

自然含水量の高い火山灰土や粘性土は，練り返し損失の影響が顕著になるものがあり，上記した結果とことなりある一定の締固めエネルギー以上に締固めると安定度が低下するが，これらについては本章(2)節で詳述する。



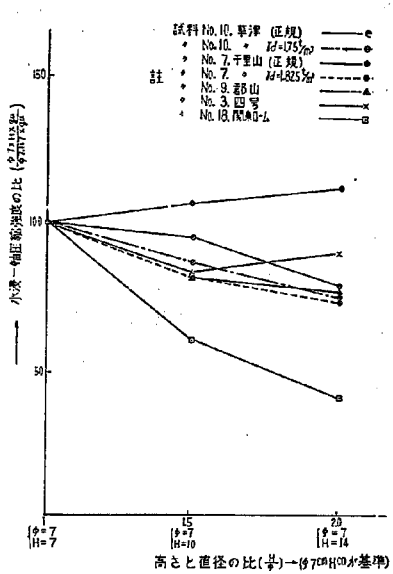
図—12

大部分の土は，セメント系安定材を添加するさいに砂利，砕石，砂などである程度改良を行えばさらに効果が増大する。この一例を図—11に示す。附図—3(1)(2)もその1例である。この場合，安定度の増加以上に大切なことは，現場では粗粒材の添加によって施工が著しく容易になる場合が多いという点である。これは細粒土に噛み合せのきく粗骨材を添加すると締固めが容易になるからで，わが国のように雨の多いところでは非常に有利である。a 項で述べた締固めの増加とにらみあわせると日本では，砂質の路床土の場合を除けば多量のセメントで細粒の路床土を処理するよりも，ある程度粒度改良して混合と締固めを容易にしてから少量のセメントを使用した方がより実際的であろう。

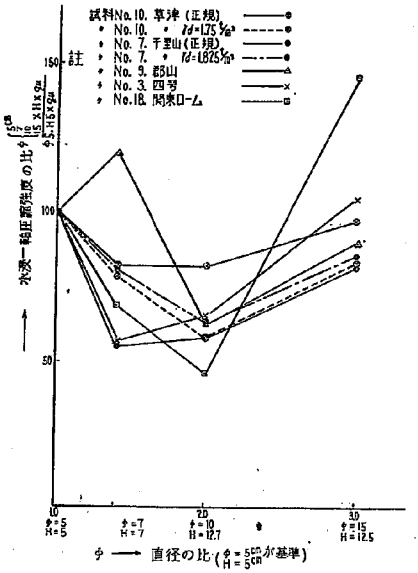
同一配合の土に対して締固めエネルギーを変え，各締固め方法に対する最適条件〔o.m.c で γ_{dmax}〕の水浸単純圧縮強度を比較したものが図—12である。

5）　供試体の形状寸法と強度

同じ性質（w と γ_d）を有するソイル・セメントの寸法の異った供試体を同じ条件で養生し水浸単純圧縮試験を

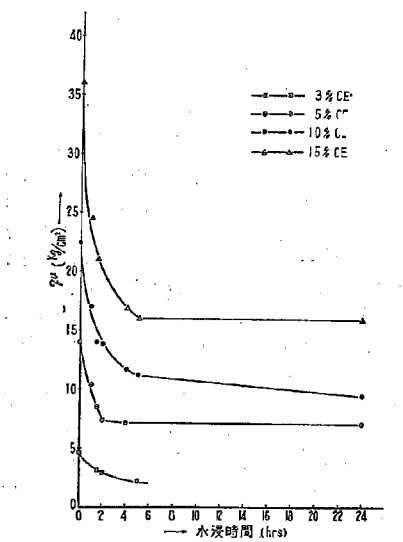


(1)　供試体の直径が水浸圧縮強度（qu）に及ぼす影響



(2)　供試体の高さが水浸圧縮強度（qu）に及ぼす影響

図—13



図—14　水浸時間とソイルセメントの単純圧縮強度との関係

調査したものが図—13である。供試体を1日水浸させた場合には

i.　直径が同じならば（ϕ=7 cm）高さが大きいほど qu は小さい。

ii　他の条件が同じならば，ソイル・セメントの qu は一般に供試体の形状寸法が小さいほど大きい傾向がある。

供試体を水浸させない場合については文献[16]がある。

6)　水浸による安定度の減少

最適含水量で成形した各ソイル・セメント試料を7日恒温恒湿槽で養生後，図の横軸に示すように水浸時間を変えて単純圧縮強度を測定した結果を図—14に示す。他の例と附表—5 に示す。なお圧縮試験は供試体を水中から取り出してから 20～25 分後に行った。図—14で24時間水浸とは，6日養生後1日水浸したのもの圧縮強さを意味している。

これらの結果からソイル・セメントの強度は水浸によって相当低下し，水浸時間が長いほど圧縮強度が少さくなる傾向がある。水浸時間が4時間までの強度の減少度は著しいが，4～5時間以上の水浸では余り大きくない。また24時間水浸強度と5時間水浸強度とでは余り変らない。

以上の結果からソイル・セメントの設計基準案[3]ではソイル・セメントの単純圧縮強度として6日養生1日水浸後の値を採用している。

7)　セメントの種類によるソイル・セメントの強度の比較

1例を図—15に示す。

表—5　養生温度と一軸圧縮強度との関係

土の名称 / セメント量 / 養生条件	千里山 (試料No.7)			木曽川砂 (試料No.6)										基準 (試料No.10)	
				0%			10%			25%			50%		0	
	室内 3~10°C	恒温恒湿 21±1°C	比	室内 3~10°C	恒温恒湿 21±1°C	比	室内 3~10°C	恒温恒湿 21±1°C	比	室内 3~10°C	恒温恒湿 21±1°C	比	室内 3~10°C	恒温恒湿 21±1°C	比	室内 3~10°C	恒温恒湿 21±1°C	比
3	4.20	5.76	1.28	0.54	0.73	1.34										3.0	3.81	1.27
5	7.02	9.12	1.3	1.96	2.59	1.32	3.50	4.90	1.40	3.30	4.22	1.28	3.40	4.49	1.32	7.4	9.62	1.3
8	12.0	15.8	1.32															
10	15.0	19.8	1.32	902	12.6	1.4	10.2	15.3	1.5	11.2	21.9	1.48	12.5	18.0	1.44	13.8	18.2	1.32
15	30.8	41.6	1.35	15.4	20.8	1.35	17.0	23.1	1.36	18.5	24.8	1.34	20.5	27.0	1.32	16.8	23.5	1.40

(注)　(1)表中の値は2時間水浸後の圧縮強さ (kg/cm²)
(2)⊗は4時間水浸後の圧縮強さ (kg/cm²)
(3)供試体はいづれも J.I.S 標準締固めの最適条件.

図—15　各種セメントとソイルセメント C.B.R

これらの結果から，普通ポルトランド・セメント及びシリカ・セメントが同一セメント量に対して3種のスラグ・セメントよりも大きい安定度を示している。長期養生すればその差は小さくなるようである。

8)　養生温度と圧縮強度との関係。

ソイルセメントの強度は，セメントの水和作用によっておこるのであるから，供試体養生中の温度によって相当な影響をうけるものと思われる。これを調査した結果が表—5である。表—1の〔II〕の縦欄に述べてある(1)の方法に従って，供試体の含水量が変化しないようにパラフィン・ワックスでシールしてあるので湿度の影響は無視できると考えられる。従って両者の強度の違いは，殆んど養生中の温度の差による影響によるものと思われる。

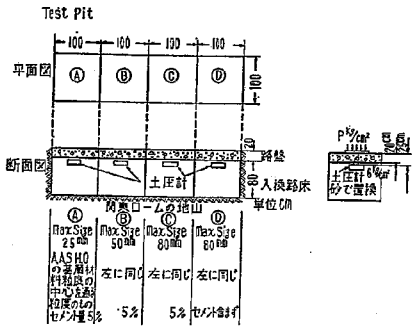
表—5の結果から規定の恒温恒湿槽 (21°±1°C) 養生の場合の圧縮強度は，室内養生 (3°~10°C) の場合 1.3~1.5 倍である。

ソイル・セメントの強度と養生温度及び方法による相異については文献[17]が詳しい。

9)　粗骨材の最大粒径と添加量が安定度に及ぼす影響

（i）　粗骨材の添加量の影響

締固め効果及び C.B.R に及ぼす粗骨材（砂利，スラグ，砕石など）の影響は，前述したように調査した範囲内の混合率 60% 程度まででは粗骨材の添加量に比例して C.B.R と γ_{dmax} が大となり，o.m.c が小さくなって



図—16

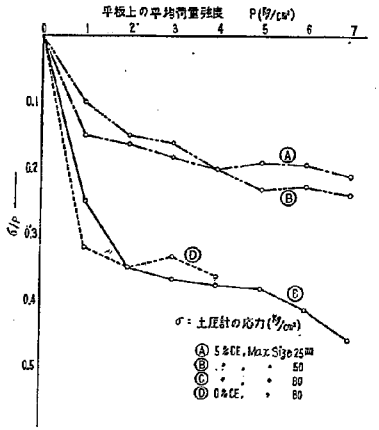
表—6

項目	区間	A	B	C	D
入換路床	性質	木曾川砂と40mm 以下の切込砂利を重量で 2:1 の割合で混合，			
	締固め後の含水比乾燥密度 (t/m³)	平均含水比 4.5% 平均乾燥密度 1.78t/m³			
	k_{30} 1 回目載荷 0.125cm沈下k_{30}-1-s	7.6	7.0	6.3	7.0
	0.25cm沈下k_{30}-1-s	6.0	4.7	5.2	5.0
	2 回目載荷 0.125cm沈下k_{30}-2-s	10.4	13.8	14.5	15.0
	0.25cm沈下k_{30}-2-s	8.4	8.2	11.7	10.8
路盤	max Size(mm)	25.0	50.0	80.0	80.0
	セメント量 (%)	5	5	5	0
	試験後の含水比(%) 乾燥密度 (t/m³)	平均含水比 7.0% 平均乾燥密度 2.30 t/m³			
	k_{30} 1 回目載荷 0.125cm沈下k_{30}-1-B	27.6	18.0	17.4	7.0
	0.25cm沈下k_{30}-1-B	20.6	15.4	14.8	6.0
	2 回目載荷 0.125cm沈下k_{30}-2-B	39.4	43.2	33.6	22.4
	0.25cm沈下k_{30}-2-B	26.2	30.0	25.0	14.3
KB/KS	1 回目載荷KB/KS 0.125cm 沈下	3.63	2.67	2.56	1.00
	0.25cm 沈下	3.43	3.26	2.84	1.20
	2 回目載荷KB/KS 0.125cm 沈下	3.79	3.13	2.56	1.49
	0.25cm沈下	3.12	3.68	2.84	1.32

（注）　表でK30—1—S とは 1 回目載荷の場合の入換路床の K30 の値(kg/cm3)を
K30—1—B とは 1 回目載荷の場合の路盤の K30 の値 (kg/cm3)を意味する以下同じある

いる。

単純圧縮強度については，もとの土に粘性があり粗骨材を添加しても十分自形を保ちうる場合には，C.B.R の場合と同様に同一のセメント量に対しては粗骨材の量に比例して増大するようである。Non plastic な場合には，



図—17　各試験路盤の荷重分散効果

セメント添加量が程度の少ない場合には，粗骨材の効果は明瞭でないが，セメント量が多いと（5%以上）粗骨材の添加量に比例して強度も増大する。

（ii）　粒骨材の最大粒径

粗骨粒材の最大径が処理した路盤の安定性に及ぼす影響を調査するために，図—16のようなテスト・ピットを設けて平板載荷試験を行ない，セメントで処理した路盤の支持力(k-値)を荷重分散効果とを検討した。図—16の Ⓐ，Ⓑ，Ⓒ，Ⓓ 各路盤の性質は図—16 の下に説明してある。結果を表—6 及び図—17に示す。なお路床の条件を一定するために表—6 に示すような材料で路床を置換してある。

表—6 と図—17の結果から，荷重分散効果及び k_{30} ともに最大粒径が小さくなるほど良好な結果を示している。現場施工する場合には，骨材の粒径があまり大きいと分離をおこしやすいから，骨材の最大粒径は 50mm 以下，できれば 25 mm 以下が望ましい。原則として骨材の最大粒径は処理する厚さの1/3以下であるが，アメリカの最近の傾向は最大を 40 mm におさえている。

参考のために土圧 (σ kg/cm²) と平板上の荷重強度 (p kg/cm²) とを附表—6 に示す。

c.　耐久性試験結果について

乾湿，凍結及び自然風化に対する抵抗は，細粒の粘性土を処理した場合の方が，路盤材料や砂質土を処理した場合よりも不良であると考えて，この実験には南部関道の奥中山ローム（試料 No.12)黒ボク（試料 No.11)及び関東ローム（試料 No.18）の 3 種を選んだ。一部は文献[1] に述べてある。

1）　乾燥湿潤 12 回繰返し試験結果。

代表的な結果を表—7 に示す。使用したセメント系材

表—7　乾燥湿潤繰返し試験結果

試料（南部国道）奥中山ローム（試料番号 No. 12）

養生日数	成型含水量 区分 配合		o.m.c−5% 乾湿繰返し試験Failure迄の完了cycle数	o.m.c−5% 損失量(%)	o.m.c−5% 試験終了後の一軸圧縮強度 qu(kg/cm)	o.m.c 乾湿繰返し試験Failure迄の完了cycle数	o.m.c 損失量(%)	o.m.c 試験終了後の一軸圧縮強度 qu(kg/cm)	o.m.c+5% 乾湿繰返し試験Failure迄の完了cycle数	o.m.c+5% 損失量(%)	o.m.c+5% 試験終了後の一軸圧縮強度 qu(kg/cm)
7	O	1	0	100		0	100				
		2	0	100	N.T	0	100	N.T	0	100	N.T
		3	0	100							
	5 CE	1	3	56.5		10	10		5	53.7	
		2	3	70.7	N.T	10	20	N.T	5	41.3	N.T
		3	3	43.9							
	10CE	1	(12)	36.4		(12)	4	(D)26.6	(12)	0	(D)14.5
		2	(12)	43.1	N.T	(12)	4	(W)6.74	(12)	0.40	
		3	3								(W)3.94
	15CE	1	(12)	1.70	28.9(D)	(12)	0	(D)36.6	(12)	0	(D)35.5
		2	(12)	0	16.8(W)	(12)	0	(W)18.6	(12)	0.30	
		3	(12)	0	17.2(W)						(W)18.3
	5 CE+2 Cl_2	1	(12)	55.4		(12)	38		10	56.8	
		2	(12)	61.8	N.T	(12)	3	N.T	8	44.2	N.T
		3	(12)	55.2							
	〃 +5 Cl_2	1	(12)	67.5		(12)	26		(12)	48.8	
		2	(12)	71.3	N.T	(12)	20	N.T	(12)	30.5	N.T
		3	(12)	69.7							
	10CE+2 Cl_2	1	(12)	9.20		(12)	2	(D)20.9	(12)	1.20	(D)9.67
		2	(12)	18.4	N.T	(12)	0	(W)6.52	(12)	1.70	
		3	(12)	5.60							(W)3.50
	〃 +5 Cl_2	1	(12)	37.1		(12)	5	(D)10.4	(12)	4.50	(D)9.40
		2	(12)	53.2	N.T	(12)	7	(W)4.08	(12)	8.40	
		3	(12)	12.4							(W)3.03
	15CE+2 Cl_2	1	(12)	0.80	27.2(D)	(12)	0	(D)49.6	(12)	0	(D)32.4
		2	(12)	0	9.86(W)	(12)	5.60	(W)17.0	(12)	1.40	(W)23.2
		3	(12)	0	2.71(W)	(12)	0	(W)3.65	(12)	6.30	(W)3.15
	〃 +5 Cl_2	1	(12)	13.8		(12)	0	(D)29.8	(12)	5.40	(D)21.2
		2	(12)	12.5	N.T	(12)	1.00	(W)15.1	(12)	0.50	(W)10.8
		3	(12)	23.9		(12)	0.30	(W)11.0	(12)	0	(W)10.0
	10F +5 Cl_3	1	11	100		0	100		0	100	
		2	12	100	N.T	0	100	N.T	0	100	N.T
		3	11			0	100		0	100	
	10F +10 CO_3	1	(12)	5.40		5	30.3		4	25.8	
		2	(12)	8.10	N.T	5	41.6	N.T	4	24.2	N.T
		3	(12)	18.8		5	28.0		4	37.1	
	20F +5 CO_3	1	1	100		1	100		1	100	
		2	1	100	N.T	1	100	N.T	1	100	N.T
		3	1	100		1	100		1	100	
	〃 +10 CO_3	1	(12)	43.6		0	100		0	100	
		2	(12)	43.3	N.T	0	100	N.T	0	100	N.T
		3	(12)	25.9		0	100		0	100	
	5 CE+1 Na	1	(12)	63.9		(12)	28.0	(D)29.8	(12)	0	(D)5.22
		2	(12)	63.9	N.T	(12)	15.4	(W)11.6	(12)	0.50	(W)3.13
		3	(12)	68.6		(12)		(W)11.2	(12)	0	(W)3.09
	10CE+1 Na	1	(12)	45.6		(12)	32.9		(12)	10.2	(D)8.61
		2	(12)	53.0	N.T	(12)	39.4	N.T	(12)	0	(W)10.7
		3	(12)	50.0					(12)	0	(W)4.38
	15CE+1 Na	1	(12)	31.5		(12)	0	(D)11.6	(12)	0	(D)18.4
		2	(12)	26.6	N.T	(12)	4.00	(W)11.7	(12)	0	(W)3.65
		3	(12)	45.4			0	(W)9.97	(12)	0	(W)3.65
	0.2Na	1	0	100		0	100		0	100	
		2	0	100	N.T	0	100	N.T	0	100	N.T
		3	0	100		0	100		0	100	
	0.5Na	1	0	100		0	100		0	100	
		2	0	100	N.T	0	100	N.T	0	100	N.T
		3	0	100		0	100		0	100	

	1.0Na	1	0	100	N.T	1	100	N.T	N.T	N.T	N.T
		2	0	100		1	100				
		3	0	100		1	100				
	10F+5CO_3	1	0	100	N.T	1	100	N.T	1	100	N.T
		2	0	100		1	100		1	100	
		3	0	100		1	100		1	100	
	〃 +10CO_3	1	1	100	N.T	1	100	N.T	1	100	N.T
		2	1	100		1	100		1	100	
		3	1	100		1	100		2	100	
28	20F +5CO_3	1	0	100	N.T	1	100	N.T	1	100	N.T
		2	0	100		1	100		1	100	
		3	0	100		1	100		1	100	
	〃 +10CO_3	1	(12)	87.4	N.T	(12)	79.6	N.T	(12)	68.7	N.T
		2	(12)	75.5		(12)	41.1		8	100	
		3	(12)	77.5		(12)	68.7		11	100	
	0.2Na	1	1	100	N.T	1	100	N.T	1	100	N.T
		2	1	100		1	100		1	100	
		3	1	100		1	100		1	100	
	0.5Na	1	0	100	N.T	1	100	N.T	N.T	N.N	N.T
		2	0	100		1	100				
		3	1	100		1	100				
	1.0Na	1	0	100	N.T	1	100	N.T	N.T	N.T	N.T
		2	0	100		0	100				
		3	0	100		1	100				

CE=セメント　Cl_2=塩化カルシウム　F=フライアッシュ　Co_3石灰　Na=4燐酸ナトリウム

注)　N.T=損傷をうけて圧縮試験できなかつたもの。

表—8　凍結融解繰返し試験結果

試料「南部国道」奥中山ローム（試料番号 No.12）

養生日数	成型時含水量	o. m. c−5%			o. m. c			o. m. c +5%		
	区分 / 配合	凍結融解繰返し試験 Faire 迄の完了 Cycle 数	損失量 (%)	試験終了後の一軸圧縮強度 qu(kg/cm)	凍結融解繰し試験 Faire 迄の完了 Cycle 数	損失量 (%)	試験終了後の一軸圧縮強度 qu(kg/cm)	凍結融解繰返の試験 Faire 迄の完了 Cycle 数	損失量 (%)	試験終了後の一軸圧縮強度 qu(kg/cm)
7	O	2	100	N.T	2	100		2	100	
		1	31.1		1	17.6	0.61	1	27.3	37.6
	5CE	4	100		(4)	100		3	100	
		1	4.30	7.73	1	11.8	1.16	1	17.2	0.52
	10CE	(4)	62.3		(4)	47.3		4	100	
		1	5.80	5.69	1	13.1	N.T	1	2.70	10.4
	15CE	(4)	17.9		(4)	34.6		(4)	30.9	
		1	3.40	5.26	1	2.10	15.8	1	4.80	18.9
	5CE+2Cl_2	4	100		(4)	43.4		(4)	100	
		1	11.3	1.04	1	8.40	5.04	1	0	1.72
	〃 +5Cl_2	4	100		(4)	100		(4)	100	
		1	8.30	0.78	1	7.40	0.78	1	6.80	0.73
	10CE+2Cl_2	4	100		(4)	24.9		(4)	40.4	
		1	7.20	3.03	1	6.30	4.28	1	4.40	3.18
	〃 +5Cl_2	4	100		(4)	43.7		(4)	15.9	
		1	6.10	1.88	1		2.66	1	6.30	3.13
	15CE+2Cl_2	(4)	8.00		(4)	11.1		(4)	0.43	
		1	4.70	12.0	1	4.50	17.2	1	5.80	14.9
	〃 +5Cl_2	(4)	7.80		(4)	5.10		(4)	0	
		1	5.90	6.42	1	6.90	17.0	1	6.50	17.1
	5CE+1Na	(4)	100	N.T	(4)	100	N.T	(4)	100	
		1	8.00		1	14.0		1	14.5	N.T
	10CE+〃	4	100	N.T	4	100		(4)	100	
		1	7.70		1	5.90	2.14	1	16.6	N.T
	15CE+〃	4	100		4	100	N.T	3	100	
		1	4.60	3.29	1	4.20		1	6.90	1.83
	10F+5CO_3	(4)	100	N.T						
		1	15.0							

	〃 +10Co$_3$	4 1	100 24.5	N.T						
	20F+5 Co$_3$	4 1	100 6.80	N.T						
28	〃 +10Co$_3$	4 1	100 4.50	3.41						
	0.2Na	4 1	100 10.0	N.T				1	100	N.T
	0.5Na	4 1	100 9.80	N.T				1	100	
	1.0Na	4 1	100 26.3	N.T				1	100	
	10F+5 Co$_3$				4 1	100 11.8	N.T	4 1	100 13.5	N.T
	〃 +10Co$_3$				3 1	100 28.2	N.T	3 1	100 15.4	N.T
	20F+5 Co$_3$				4 1	100 4.80	N.T	4 1	100 15.0	N.T
41	〃 +10Co$_3$				3 1	100 10.2	0.47	4 1	100 13.1	0.62
	0.2Na				3 1	100 12.1	N.T			
	0.5Na				3 1	100 15.6	N.T			
	1.0Na				3 1	100 25.7	N.T			

CE＝セメント　Cl$_2$＝塩化カルシウム　F＝フライアッシュ　Co$_3$＝石灰　Na＝四燐酸ナトリウム
注）N.T＝損傷をうけて圧縮試験できなかつたもの。

料の効果は，黒ボク（試料 No.11）関東ローム（試料 No.19）に対しても，定性的には同じであるので省略する。これらは[2) 3)]の凍結融解，自然風化に対しても云えるので，いづれも省略してある。

2）凍結融解試験結果。

代表的な結果を表—8 に示す。

3）3ケ月自然風化試験

代表的な結果—9 を表に示す。

以上の耐久性試験の結果から，

i）使用したセメント系材料は四燐酸ナトリウム以外はすべて耐久性に良好な結果を与える。土だけの供試体はすべて水にあうとスレークして崩壊する。

ii）3種の耐久性試験のうち，細粒の粘性土に対しては凍結融解試験が供試体に対して最も苛酷な条件を与えているが，三者の結果は大体同じ傾向がある。たとえば乾湿試験に対する抵抗性の大きい添加材は，凍融解及び自然風化に対しても有効である。ただし「セメントと塩化カルシウム」とを併用した場合，塩化カルシウムの添加量が多くなると（土に対して5％以上）凍結融解及び自然風化に対する結果は良好であるが，乾湿繰返し試験結果の損失量が多くなり注意する必要がある。

iii）同じ配合の材料を添加した場合には，一般に成形時の含水量が o.m.c か，o,m.c より5％多い含水量のときに良好な結果を示し，o.m.c より5％乾いた含水量のときは三者のうち最も悪い。

iv）耐久性の改良には「セメントと塩化カルシウム」「セメント」「セメントと四燐酸ナトリウム」とが非常に有効である。

v）四燐酸ナトリウムは，前述したようにNa^+の親水性が著しく大きいために，耐久性試験の結果は甚だ不良で，水にあうと土だけの供試体の場合よりも崩壊の程度が著しい。雨の多い日本では単独使用は好ましくない。

vi）「南部国道」の黒ボク（試料No.11）は有機物の含有量が多いため，セメント系材料では良好な結果が望みえない。

vii）実験に用いた土に対しては，「石灰とフライ・アッシュ」の添加は，耐久性に対して余り有効でない。「石灰とフライ・アッシュ」の土に対する反応の遅硬性を考えて7日養生のほかに表—7，—8 に示すように 28 日及び 41 日の長期養生を行ったが，結果はやはり不良である。これは，4章(2)C.(3) で述べたように，路床土がローム質またはシルト質であるため「石灰—フライアッシュ」はあまり有効でないのであろう。

d. 粒度 Consistency Limits 遠心含水量 (C.M.E) の変化

これらについての一般的な傾向は，セメントによる処理の場合の文献[1)]と同じであるので代表的な結果のみを表—10及び表—11，図—18に一括して示す。

とくに留意すべき点は

表—9 3ケ月自然風化試験結果
試料「南部国道」奥中山ローム
(試料番号No. 12)

成型時含水量	OMC−5%	NMC	OMC+5%
区分 / 配合	試験後の圧縮強度 (qu kg/cm)	試験後の圧縮強度 (qu kg/cm)	試験後の圧縮強度 (qu kg/cm)
O	Failure	Failure	Failure
5CE	—	7.08 5.18	—
10CE	27.5 22.2	17.3 17.0	11.6 8.70
15CE	27.5 22.2	24.2 16.0	29.1 27.1
5CE+2Cl$_2$	N.T	3.35 6.21	N.T —
〃 +5Cl$_2$	N.T	1.97 3.70	5.03 N.T
10CE+2Cl$_2$	12.8 13.1	15.5 10.4	6.42 11.2
〃 +5Cl$_2$	11.6 7.09	13.8 15.8	12.1 13.1
15CE+2Cl$_2$	35.0 N.T	20.7 31.5	— —
〃 +5Cl$_2$	N.T	N.T 48.5	35.1 38.0
5CE+1Na	— 14.8	15.3 12.1	11.3 —
10CE+1Na	23.2 41.4	11.6 26.4	32.5 11.8
15CE+1Na	21.7 18.8	30.4 29.8	11.5 22.9
10F+5Co$_3$	崩壊	崩壊	崩壊
〃 +5Co$_3$	崩壊	崩壊	崩壊
20F+5Co$_3$	N.T N.T	N.T N.T	N.T N.T
〃 +10Co$_3$	崩壊	N.T N.T	N.T N.T
0.2Na	崩壊	崩壊	崩壊
0.5Na	崩壊	崩壊	崩壊
1.0Na	崩壊	崩壊	崩壊

CE=セメント Cl=塩化カルシウム F=フライアッシュ Co$_3$=石灰 Na=四燐酸ナトリウム

注) N.T 損傷をうけて圧縮試験できなかつたもの

i) セメント系材料の添加によって土のp.I.が減少する。

ii) 土の粘土分がシルト分の大きさに変化するの2点であって，施工上及び道路の基礎の安定性の点からは極めて好ましい方向に改良されることを示している

2. 自然含水量が高い細粒の粘性土の場合

安定処理工法は，土の粉砕，添加材との一様な混合が前提になっている。しかし，この粉砕や混合は施工時の土の含水量と密接な関係にあり，とくに細粒の粘性土の処理のさいには非常に重要な役割を果す。

本節では，土の自然含水量が o.m.c よりも著しく高い場合の実験結果について述べる。なお本節中の実験データーは主として道路公団の「横浜バイパス」の関東ローム (試料 No. 16, 及び No. 17 の2種あるが，大部分のデーターは No. 16)に対して行ったものである。

またこの関東ロームの自然含水量は大体 135% 前後であるため，本節に述べる実験はすべて自然含水量，または自然含水量の試料を室内で漸次自然に乾燥させたものに対して行ったものであって，絶乾あるいは屋外で太陽にあてて乾燥させて水量を加えたものでないことを特記しておく。

結論から云えば，急速に機械化施工する場合には細粒で粘性の大きい路床土は，2章で詳述した各種の理由から自然含水量が o.m.c よりもある値以上に大きいと (この含水量は土によってきまる限界含水量と名付けるべきであろう。)，経済的な範囲内ではセメントで安定処理できないということである。そしてこの限界の含水量以上の場合の安定処理の難易さは，実際の施工にあたっては土の Remoulding Loss 大きさに左右されると考えてよいように思われる。ある細粒の粘性土の自然含水量がたとえ o.m.c 以上であっても，ここに云う限界含水量以下の値で，砕石，砂利，砂などの添加混合が可能な程度のものであれば，粒度改良とセメントによる安定処理の併用によって処理可能であろうが，もし砂利砕石などの粗骨材の混合が不可能で，換言すれば Trafficability の点で Road-mixer の運行が困難で，たとえ Road-mixer が入っても均一な混合が期待されない場合には，現在のところでは良質の土と置換するか，自然の Setting を待ちながら緩速施工を行なうか，あるいは一時砂利道にして Stage Construction を行なうかの3通りしかないようである。

例を試料 No. 17 の関東ロームを中心にして述べてみる。

この土には経済的に安定処理しうる限界の含水量というべきものが見出された。この値は大体 80% である。

試料 No. 17 の自然含水量は 135% 前後であるから，急速に機械化施工する場合には，セメントでは安定処理できないことになる。次にその理由をあげてみる。

自然含水量の No. 17 の関東ロームを室内で漸次乾燥させ

i) $w \fallingdotseq 135\%$
ii) $w \fallingdotseq 100\%$
iii) $w \fallingdotseq 80\%$

表—10　S, L, C, M, E, L, L,　　P.I のセメント系安定材による変化

養生条件	7日養生		混合直後		7日養生		28日養生		60日養生		乾湿繰返し試験後	
調査項目 / 配合	S.L	CME	L.L	P.I	L.L	P.L	L.L	P.I	L.L	P.L	L.L	P.I
O	31.9	37.7	64.0	31.0	64.0	33.5	64.0	34.0	63.5	33.0	63.5	33.5
5 CE	42.0	37.2	63.0	27.5	52.0	21.5	56.0	23.5	58.0	24.5		
10CE	43.5	36.3	60.5	25.5	53.5	23.5	53.5	21.0	56.5	22.0		
15CE	44.3	35.7	58.5	23.5	48.0	17.5	52.0	18.5	54.0	16.5	48.0	16.5
5 CE + 2 Cl_2	38.3	38.6			52.0	23.5					51.0	21.0
〃 + 5 Cl_2	36.8	38.5			47.0	23.0					50.0	20.0
10CE + 2 Cl_2	44.8	35.6	57.5	24.5	49.5	20.5	54.0	20.0	48.0	19.0	49.5	20.0
〃 + 5 Cl_2	41.9	35.5	54.5	24.5	48.5	21.0	50.0	21.0	45.0	18.0	48.0	17.5
15CE + 2 Cl_2	42.6	35.9			56.0	18.7					52.5	16.5
〃 + 5 Cl_2	41.4	34.7			43.5	15.0					53.0	16.5
10F + 5 Co_3	41.7	32.1	54.5	25.5							49.5	23.5
〃 + 10 Co_3	44.4	34.1	52.5	23.5	52.0	20.5					49.0	18.5
20F + 5 Co_3	39.5	30.3	51.5	23.5	45.0	19.0					44.5	18.0
〃 + 10 Co_3	32.1	33.0	50.0	23.5	43.0	20.0					43.0	18.0
0.2Na	31.3	27.4	57.0	26.0	51.0	22.5						
0.5Na	30.4	33.9	54.5	23.5	53.0	26.0					51.0	23.5
1.0Na	27.1	43.4	49.0	18.5	51.5	20.5					49.5	22.5
5 CE + 1 Na	42.2	36.3			47.0	18.0	55.0	23.0	53.5	21.5	48.0	17.0
10CE + 〃	44.5	34.5			48.5	18.0	50.0	19.5	49.5	18.5	49.0	18.5
15CE + 〃	44.3	35.2			49.5	17.5	48.5	18.0	48.0	17.0	47.0	17.5
5 Cl_2			54.5	26.5								
10 〃			49.0	24.0								
10F			57.5	27.5								
20F			53.0	25.5								
5 Co_3			59.0	28.0								
10 Co_3			56.5	26.5								

ただし上表で（CE＝セメント　Cl_2＝塩化カルシウム　F＝フライアッシュ　Na＝四燐酸ナトリウム　Co_3＝石灰）

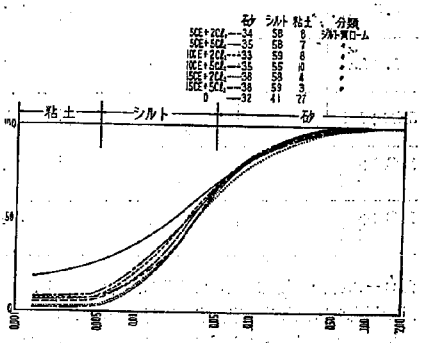
iv)　$w \fallingdotseq 75\%$

v)　$w \fallingdotseq 70\%$

vi)　$w \fallingdotseq 53\%$（非常に乾いた状態でぱさぱさに近い）

の6種類の状態で，塑性，締固め及び強度特性を調査したところ

a. この「関東ローム」の L.L. と P.I. は試験時の試料の含水量が 80% になると急激に小さくなる。実験結果を図—19に示す。関東ロームの L.L. と P.I. が試験時の試料の出発点の含水量によって著しく異なるという定性的な傾向は，試料 No.18 の関東ロームについても同様で，粘土鉱物中のアロフェン特有の現象と思われる[1]。ただし所報 95 号の場合には室内で自然乾燥させ



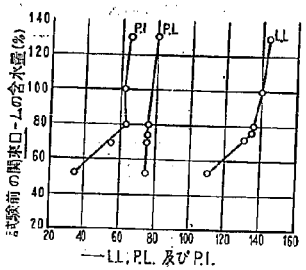
図—18　セメント系材料添加後の粒径加積曲線の1例（1週間養生後）

表—11 セメント系材料添加後の粒度の変化
試料「南部国道」奥中山ローム（試料 No.12）

配合	0			7日養生乾			湿潤繰返し試験後		
	砂	シルト	粘土	砂	シルト	粘土	砂	シルト	粘土
0	32.5	41.0	27.0	32.0	43.0	25.0	32.0	45.5	22.0
	粘土質ローム			粘土質ローム			粘土質ローム		
5CE				32.0	62.0	6.0	41.0	53.0	6.0
				シルト質ローム			シルト質ローム		
10CE				33.0	65.0	2.0	43.0	53.5	3.5
				シルト質ローム			シルト質ローム		
15CE				40.0	55.0	5.0	42.0	55.5	2.5
				シルト質ローム			シルト質ローム		
5CE+2Cl_2				34.0	58.0	8.0	43.0	53.0	4.0
				シルト質ローム			シルト質ローム		
〃+5Cl_2				35.0	58.0	7.0	44.0	51.5	4.5
				シルト質ローム			シルト質ローム		
10CE+2Cl_2				33.0	59.0	8.0	44.0	53.0	3.0
				シルト質ローム			シルト質ローム		
〃+5Cl_2				35.0	55.0	10.0	50.0	47.0	3.0
				シルト質ローム			砂質ローム		
15CE+5Cl_2				38.0	58.0	4.0	64.0	31.0	4.5
				シルト質ローム			砂質ローム		
〃+5Cl_2				38.0	59.0	3.0	60.0	35.5	4.5
				シルト質ローム			砂質ローム		
10F+5Co_3				28.0	68.0	4.0	20.0	75.5	4.5
				シルト質ローム			シルト質ローム		
〃+10Co_3				27.0	70.0	3.0	37.0	61.0	2.0
				シルト質ローム			シルト質ローム		
20E+5Co_3				35.0	63.0	2.0	30.0	67.0	3.0
				シルト質ローム			シルト質ローム		
〃+10Co_3				28.0	70.0	2.0	27.0	70.0	3.0
				シルト質ローム			シルト質ローム		
0.2Na				32.0	65.5	2.5	22.0	73.0	5.0
				シルト質ローム			シルト質ローム		
0.5Na				35.0	49.0	16.0	23.0	73.0	4.0
				ローム			シルト質ローム		
1.0Na				37.0	43.5	19.5	25.0	70.0	5.0
				ローム			シルト質ローム		
5CE+1Na				35.0	63.0	2.0	43.0	55.0	2.0
				シルト質ローム			シルト質ローム		
10CE+1Na				34.0	62.0	4.0	40.0	55.0	4.5
				シルト質ローム			シルト質ローム		
10CE+1Na				46.5	48.5	5.5	45.5	52.0	3.0
				シルト質ローム			シルト質ローム		

たロームを各含水量に保って試験したものであり，本実験の場合とは含水量の出発点が反対になっている。

b. この関東ロームを J.I.S. C.B.R. モールド内に5層に入れて，各層当りのランマー（重さ 4.5kg，落下高 45 cm）の落下回数を 10，25，35，45，及び 55 回の5種類に変えて締固め特性と C.B.R 値を調査したところ，各含水量によって図—20 ((1)~(5)) の結果を得た。



図—19　関東ローム（試料 No. 17）の試験前含水量による L.L. P.I の変化，

1)　$w \fallingdotseq 53\%$のとき。

図—20(1)に示す。最も普通にみられる現象で締固めエネルギーが増すにつれて締固められた土の γ_d と，4日水浸 C.B.R が増大する。

2)　$w \fallingdotseq 70\%$のとき

図—20(2)に示す。各層当りの締固め回数が 35 回以上になると4日水浸 C.B.R も急に減少する。Over Compaction と Remoulding-Loss の現象がでてきたためであろう。

3)　$w \fallingdotseq 75\%$ のとき。

図—20 (3) に示す。締固め回数が 15 回以上になると γ_d，4日水浸 C.B.R も急に減少する。Over Compaction, Remoulding-Loss が $w \fallingdotseq 70\%$の場合よりも明瞭になっている。

4)　$w \fallingdotseq 100\%$　　$w \fallingdotseq 135\%$

図—20 (4)(5)に示す。いずれの場合でも，γ_d, C.B.R ともに締固め回数の増加とともに減少しており，$w \fallingdotseq 135\%$の場合の方が，γ_d, C.B.R ともに $w \fallingdotseq 100\%$ のときより小さい値を示している。

以上の結果から材料 No. 17 は，$w \fallingdotseq 75\%$ 附近を境として Over Compaction と Remoulding-Loss の影響が大きくでてくることがわかるであろう。

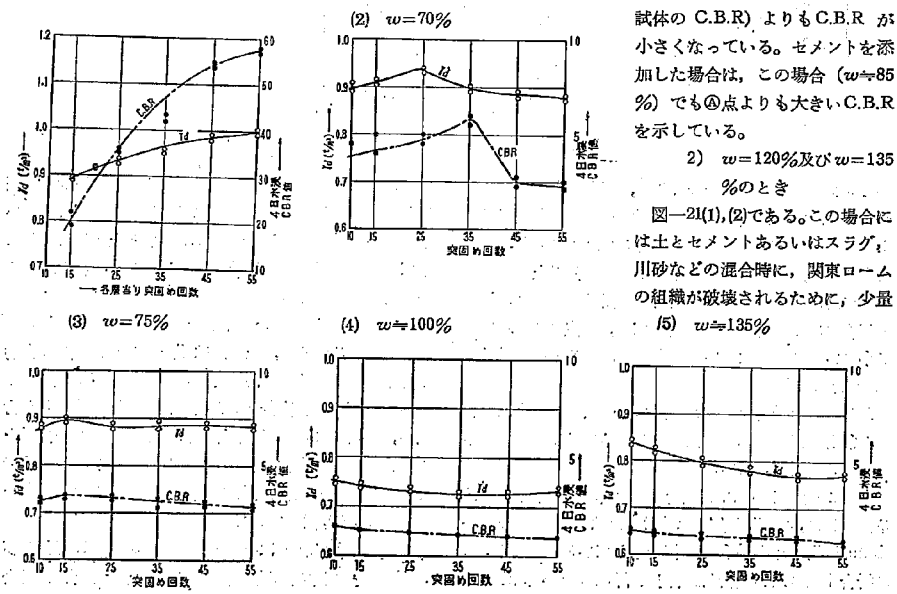
C　この関東ロームに川砂，スラグなどを単独に，あるいはセメントと併用して添加混合し，締固めて通常7日養生した場合の C.B.R 試験の結果を図—21(1)～(5)に示す。この場合の供試体の成形は，土だけの供試体をなるべく Remould しないようにするため全部静的に締固めてある。図—21(1)～(5)で，川砂，スラグ，及びセメントなどを添加混合しないとき C.B.R は Ⓐ点で表わしてある。この Ⓐ点は，各含水量に対応する厳密な意味の Undisturbed Sample ではないが，混合作用による土粒子の組織の破壊はなく，また静的締固めであるので，他の混合を行った供試体にくらべると相対的には Undisturb の状態に近いと考えて良いであろう。

1)　$w \fallingdotseq 85\%$以下のとき。

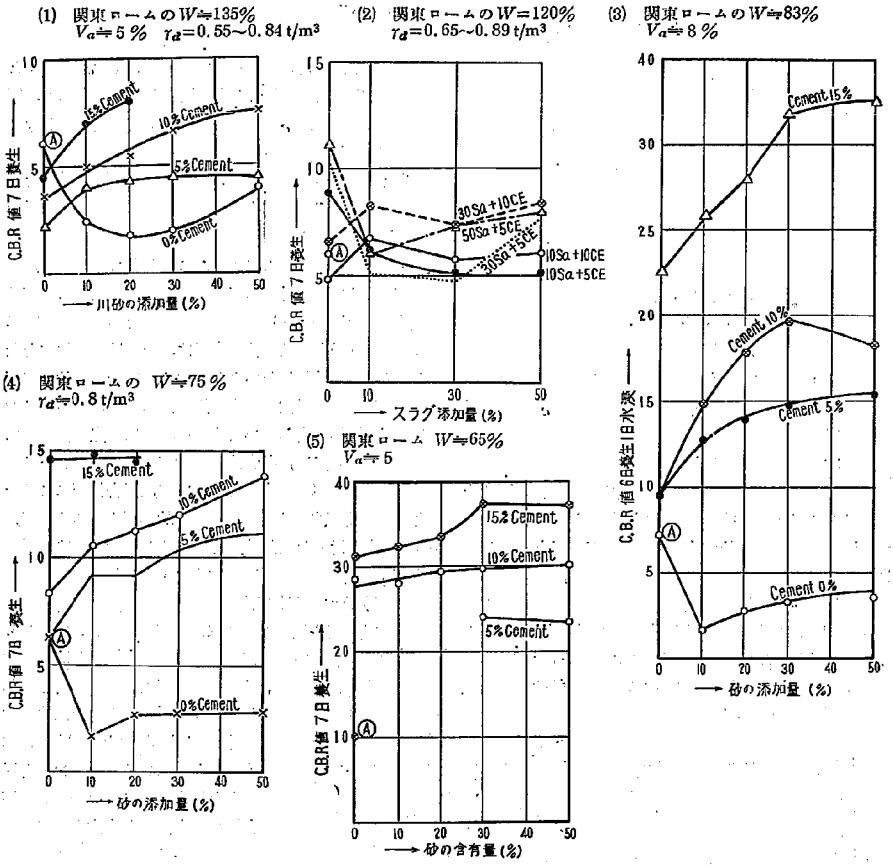
図—21 (3),(4),(5), に示す。セメントの水和による C.B.R の増加が著しい。ただ図—21 (3) で，川砂だけを添加した場合には混合による Remoulding のため Ⓐ点（即ち Undisturb に近い土だけの供試体の C.B.R）よりも C.B.R が小さくなっている。セメントを添加した場合は，この場合（$w \fallingdotseq 85\%$）でも Ⓐ点よりも大きい C.B.R を示している。

2)　$w = 120\%$及び$w = 135\%$のとき

図—21(1),(2)である。この場合には土とセメントあるいはスラグ，川砂などの混合時に，関東ロームの組織が破壊されるために，少量



図—20　Over-Compactim と Remauldiny 附影響



図—21

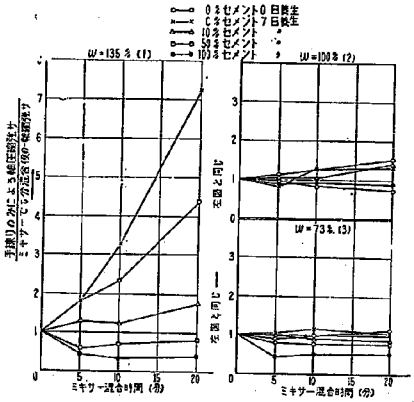
のセメントを添加した場合よりも，何も混合せずになるべく乱さないで作製した供試体（Ⓐ点）の場合の方がC.B.R が大になる。図—21(1)でⒶ点より大きい C.B.R にするには，セメント 15% で川砂 10% 以上の添加が必要である。セメントを添加せずに川砂のみによる処理の場合には川砂を 50% 混合しても，Ⓐ点より C.B.R が小さい。これらは，いづれも混合による Remoulding Loss を示すものであろう。

なお，この場合のセメント，スラグなどの混合は，表—1〔Ⅲ〕の縦欄に示した能力を有するアイリッヒ・ミキサーで5分間行っている。

d　この関東ロームの自然含水量（w=135%）における鋭敏比は，4～5.5 (Terzaghi) または 5.3～10 (Jschebotorioff, Bayliss) 程度の値を示している。ただし，この場合「乱さない完全な試料」が得られなかったためと，Remoulding はアイリッヒ・ミキサーで10 分間混合し，，供試体の V_a が5% になるように静的に締固めた程度であるので厳密な意味での鋭敏比は更に大きい値を示すであろう。現場 C.B.R の値と上記したようにして Remoulding した場合の C.B.R との値の比も5～10 程度の値であった。

e.　次にアイリッヒ・ミキサーによる Remoulding の程度を変えるために，土または「土とセメント」混合物のミキサーによる混合時間を 0，5，10 及び 20 分の4種類に選び，混合直後と7日養生後に単純圧縮試験を行ない，混合による強度の低下を調査した。この場合「土とセメント」混合物の0分混合とは，手練りしただけでミキサーによる混合を行わなかったことをさす。結果を図—22 (1),(2),(3) に示す。

図—22 (1),(2),(3) はそれぞれ w≒135%，100% 及び 75% に対する結果である。図の縦軸は同一配合の混合物に対する「手練りのみの混合による一軸圧縮強度」と



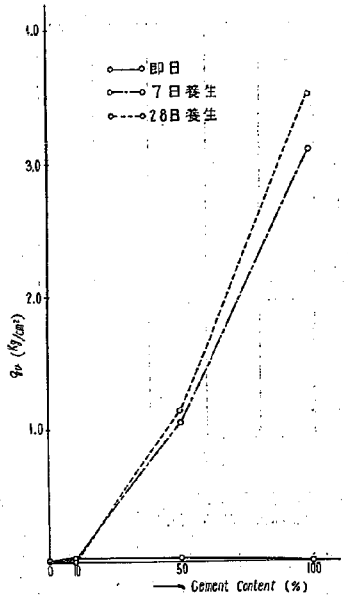
図—22

「手練り後ミキサーで横軸に示す時間混合したのちの一軸圧縮強度」との比である。この比が1以下の値になれば，現場施工時に Road-Mixer やその他の施工機械の運行に伴って生ずる土の Remoulding Loss が無視できる程度にまで土が改良され，現場での安定処理が期待できると大雑把に考えて良いであろう。

図の結果から Remoulding による強度の損失は，セメント量の増加とともに，またロームの含水量が少なくなるにつれて減少することがわかる。自然含水量 (w≒135%) 及び w≒100% では，少くとも 50% 程度のセメントが必要のように考えられる。

次に，土の Sensitivity を測定するさいの方法に従って，土または「土とセメント」混合物を塩化ビニールの薄い袋の中に入れて充分足踏みしたのち供試体を静的に締固め，0日，7日，及び 28 日養生後の単純圧縮強度を比較したものが図—23である。ただし，この場合の試料は No. 16 の関東ロームであってロームの含水量は約85%である。この場合でも7日または 28 日養生後の強度の増加を期待しうるためには 50% 近いセメント量が必要と考えられる。10%程度のセメント量でにほとんど効果がない。

f. 自然含水量 (w≒135%) 及び w=85% の関東ローム (試料 No. 17)，及びこの関東ロームにセメントを 10%混合した混合物 Thixotropic Strength Ratio[18] を，供試体の締固の直後，7日，28日，56 日，及び 90 日養生にわたって含水量が変化しないようにパラフィン・ワックスでシールして調査したが，その値は土のみの場合 90 日後，1.3～2.0，セメントを添加した場合は 1.9～3.0 を示していた。もつと長期にわたって観察すれば更に大きい値を示すかも知れないが，養生日数と Thixotropic Strength Ratio の関係曲線が 28 日養生後から殆んど変化しない点を考えると，余り差はないように思われる。



(試料・横浜バイパス (試料No. 16)
w≒85% で V_a=5% になるように静的締固め

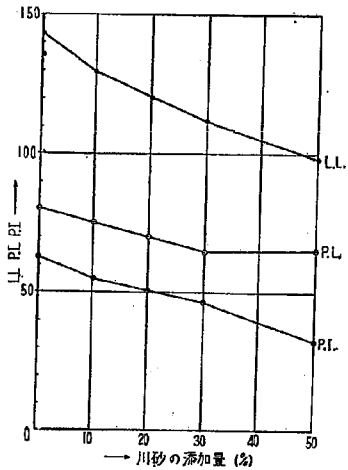
図—23

実際の現場では路床土より上の舗装 (路盤＋基層＋表層)の死荷重が作用するし，ある程度の重力排水も考えられるから強度の復元はもっと大きい値を示すであろう。

現在横浜バイパスを施工している大阪ブルドーザ会社の報告によれば，施工直後から6ケ月経過したのちに同じ試験盛土の関東ローム (試料 No. 17) の路床面で測定した K75 の値は，盛土の含水量が殆んど変化していないのにかかわらず施工直後に測定した K75 一値の4倍に近い復元を示している[12]。

g. 川砂，セメントなどの添加によって試料 No. 17 の関東ロームの塑性が相当減少する。1例を図—24に示す。

たとえばロームの $P.I$=64 が，川砂 50% の添加によってに 33.5 減少する。しかし現場施工にあたって，w≒135% 程度の高い含水量のロームに砂またはセメントを混合することは不可能に近いし，また前項までにのべた Remoulding Loss の大きさを考えると Road-Mixer の走行は Trafficability の点でむづかしいから現場施工は事実上不可能であると思われる。むしろ，ロームの 20～40 cm の捲き出し厚ごとに 10～20 cm 厚強度の砂または砕石などを撒布し，サンドウィッチ式に締固めた方が締固め効果及び施工機械の Trafficability の点で得策であろう。



図—24　砂の添加量による L.L.P.I の変化。試料に関東ローム（試料 No.17）

h. 以上述べた実験結果から，この関東ロームのように自然含水量が極めて高く，圧縮性，鋭敏比の大きい土はセメントを添加して。混合と締固めとが困難であり，また混合及び締固めのさいの Remoulding による強度の損失が大きいから，ロームを前述した限界含水量附近（$w \fallingdotseq 80\%$）まで乾燥させないかぎり経済的な範囲内では処理できない。

i）関東ローム以外の路床土でも，表—1の〔Ⅱ〕の縦欄に示したローム及び粘性土は，その自然含水量が o.m.c. よりも相当高い場合には，一様な混合がむづかしいことと締固めのときに側方流動がおこって十分に締固めができないから，恐らくそのままでは安定処理が不可能であろう。

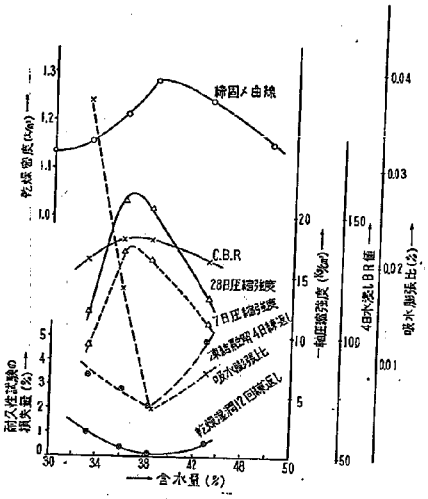
この場合3章で述べた石灰による Premixing の方法があるが，これは今後の研究課題である。

(3) 耐久性と安定度との関係

本章(1)節 b，及び c 項で述べた結果から，一般に o.m.c で成形したソイル・セメント供試体の安定度と耐久性とは比例している。すなわち，安定度が大きいものほど耐久性試験の結果の損失量は小さい。しかし成型時（現場では施工時）の含水量が異なると話は別である。

代表的な結果を図—25に示す。図から o.m.c よりやや乾いた含水量の供試体の安定度は，o.m.c で成型したものよりも大きいが，耐久性試験の結果は逆になっている。実際に施工する場合には，材料 Warkability と締固め効果なども考慮して *o.m.c* で施工するのが普通であるから，一般には耐久性と安定度とが比例すると考えてよいであろう。

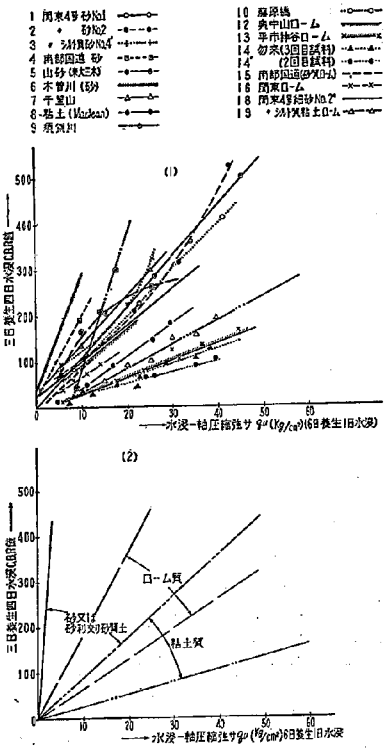
(4) C.B.R- 値と圧縮強度



図—25　安定度と耐久性との関係，炭手大山灰，粘土質ローム　A-7-6 (20)　LL=64　PI=31　o.m.c=38.4%）セメント 15%

図—26(1) (2) に，同じ「乾燥密度と含水量」とをもつ各種の土の供試体の C.B.R- 値と圧縮強度との関係を示す。一般に粗粒分が多く粘性の小さい土ほど同じ C.B.R-値に対して圧縮強度が少さく粘性の大きい土ほど圧縮強度が大になっている。それで粘性土の路床をセメントで処理した場合に，処理した路床の C.B.R から *C.B.R* 法の設計曲線によって舗装厚を設計すれば舗装全厚が著しく小になる場合が多く危険である。したがって舗装全厚は安定処理した路床の C.B.R で求めるべきでなく，自然状態の路床の C.B.R から求めるべきである。自然含水重が o.m.c よりも高い細粒の粘性土の路床の場合現場 C.B.R を求めたら，現地の土を乱さないで C.B.R モールドに2個とり一つはそのまま，他は4日間水浸して *C.B.R* 試験を行ない，現場 C.B.R×$\frac{\text{水浸}}{\text{非水浸}}$ $\frac{\text{C.B.R}}{\text{C.B.R}}$を設計用の C.B.R として利用すると良いであろう。

セメントにより安定処理することによってどの程度舗装厚を節約できるかは，試験舗装や繰返し荷重試験などによって，処理した路盤の耐久性や荷重分散効果などを十分調査研究した結果でないと決論的なことはいえないが，暫定的にはアスファルト舗装の基層を適切な設計によってセメントで安定処理した場合の厚さは，処理しない場合と比較して1：1.5 の割合で減少させることができる。基層の厚さを減少させたくない場合には，路盤の厚さをそれだけ減少しても良い。しかし「表層＋基層」厚も舗装全厚も，ともに 7cm 以上減少させてはならない。アメリカの一部ではアスファルト舗装の基層をセメント



図—26

で安定処理した場合は処理しない場合に必要な舗装全厚の 80% にしている。

(5) 実験の精度

室内実験の結果，セメント系安定材による安定処理の試験結果（とくに安定度）に著しい変動を与える要因は

a. 成形時の含水量：これは締固め効果，したがって供試体の出来上りの密度に大きな影響を及ぼす。実験精度をあげるためには「土-セメント系材料」の混合物の含水量が設計含水量より 1%以上ずれないことが必要である。（たとえば設計含水量が 20% のときは 19.0～21.0% の間におさえる。）できれば設計含水量よりのズレが ±0.5%以内であればさらによい。

b. 混合時間：ミキサーの精能，1 バッチ当りの「土-セメント系材料」の混合物の量にもよるが，混合時間が余り長いとソイル・セメントの安定度が低下し，短かすぎると強度のバラツキが大きい。1 例は文献[1] に示してある。

c. 養生条件：たとえば養生温度，湿度などである。1 例は 5 章(1), b, 8) で述べた。

d. 供試体の出来上りの形状：上下面にキズまたは凸凹がある場合は石膏または硫黄でキャッピングを必らず行うこと。また図—13のように供試体の形状寸法によって圧縮強度が相当ことなるから，必らず同一の形状のものに選定することが必要である。

設計基準案[3] では $J.I.S$ の標準締固めモールドを使用するため供試体の大きさを $\phi=10$cm, $H=12.7$ cm に統一してある。

e. 前述した a,b,c,d をよく管理し注意して実験を行えば，室内での圧縮強度の変動係数を 10% 以内にすることはそう困難でない。この場合，供試体をパラフィンワックスでシールして恒温恒湿槽（温度 21±1°C, 相対湿度 95% 以上）内で養生を行えば変動係数を更に小さくすることができる。

(6) 実験結果の集約：5 章で述べた結果を表—12に集約して示す。

6 結　　語

以上の述べたセメント系材料による土質改良効果に関する室内実験の結果から，実際施工を考えて結論を下すと。

(1) シラスを除いた火山灰土は最適に近い含水量ならばセメントで安定処理できるが施工のさいの締固めを考えると粒度改良と併用するのが望ましい。最適よりある大きさ以上多い自然含水量の場合には Trafficability の点で混合と締固めとが不可能となり，セメント，石灰，フライ・アッシュ，塩化カルシウム，四燐酸ナトリウムなどでは経済的な範囲内では安定処理できないようである。関東ローム中の有機物がセメントに及ぼす悪影響は，塩化カルシウムの添加によって阻止できる。シラスは砂質であるため「関東ローム」などのように Trafficability の点での問題はなくセメントで処理しうるようである。

(2) 四燐酸ナトリウムは締固めの増加には効果があるが，Na^+ のために親水性が著しく大となるため単独使用は，わが国のように雨の多い処では好ましくない。セメントと併用するとこの点の心配はない。

(3) 石灰，フライ・アッシュ，塩化カルシウムなどはセメントと併用すると，セメント量をある程度節約できる意味で効果があるが，セメントと併用せぬ場合には火山灰土には余り有効でない。しかし締固めの増加，塑性の減少には効果がある。Premixing してから 2～3 日放置し，石灰の作用によって粉砕混合を容易にしてから再施工を行う方法が，今後の研究課題である。

(4) 含水量の高い粘土質以外の土は，セメントで処理できるが，雨の多い日本の気候を考えると砂質の路床土が路盤以上の処理に適用することが好ましい。

(5) 自然含水量が o.m.c より少ない場合でも細粒度の粘性土に対しては，或程度粒度改良からセメントで処

表 12 結 果 の 集 約

① 締固め特性	② 塑性の変化	③ qu と C.B.R	④ 耐久性試験	⑤ 供試体の形状と qu	⑥ 実 用 性
(i) 砂質の土では Cement の添加量が大になるほど一般に $\gamma_{d\max}$ →大 / o.m.c →小 に成る (ii) シルト以下の多い土では上と逆の場合も起るがセメントを多量に入れると漸次 $\gamma_{d\max}$ が大になる。 (iii) 土によつては締固め曲線で o.m.c の明瞭でないものもあるが文献[3]のようにして養生後 qu が最大による点を o.m.c と考えて良い (iv) 表—1〔Ⅵ〕の安定材は概ね締固めに良結果を与える (v)「Cement+$CaCl_2$」「四燐酸ナトリウム」「セメントと石灰」などがとくに良好である	(1) 混合直後 (i)セメント,石灰,フライアッシュ $CaCl_2$などいづれも L.L.P.I の減小に効果があつた (ii)砂が最も有効で経済的である (2) 養生あるいは耐久性試験後 (i)セメントの水和によつて L.L.P.I が著しく下る (ii)土の粒子中の「粒土分」が「シルト分」の大きさに変化すを	(i)砂質は「o.m.c」と「o.m.c-5%」の間で一般に最大になる (ii)粘土質の土では「o.m.c」と「o.m.c-10%」の間で一般に最大になる (iii)吸水膨脹は o.m.c 以上の含水量でも小さくなるものもある (iv) $CaCl_2$ はソイルセメントの強度の発生に効果があるが $CaCl_2$ の量が余り多いと(実験では5%) 吸水量が大になる有機物の多い土に有効である (v)Remoulding LOSS の少ない土では含水量が同じとき qu または C.B.R は締固めエネルギーの増加につれて大になる (vi)砂質土では $\gamma_7 \fallingdotseq (0.5\sim0.7)\ \gamma_{28}$ 粘性土 $\gamma_7 \fallingdotseq (0.7\sim0.9)\ \gamma_{28}$ (vii)「Cement+$CaCl_2$」が最良 (viii)qu-C.B.R の関係は図—25に示すように土の粒度と P.I によつて異つた関係にある (ix)自然含水量が 130% 以上でかつ鋭敏比の大きい関東ロームに対してはセメントの混合及び締固めにさいして起るこね返しによる強度の損失をおぎなうためには大体50%程度の量のセメントが必要になる	(i)一般には o.m.c で最良のときが多い (ii)Ely Ash, 石灰,四燐酸ナトリウムあるいは「Fly Ash+石灰」などは耐久性の点で不満足である。28日養生しても不満足であつた。 (iii)四燐酸ナトリウムは Na^+ の親水性のために水に対してとくに悪い Cement と併用するとこの点は改良された (iv)「Cement+$CaCl_2$」「Cement+四燐酸ナトリウム」が最も有効 (v) 一般に o.m.c に於ける qu または C.B.R と耐久性の結果とは比例している但し含水量が異なれば別 (vi)「Cement+$CaCl_2$」は耐久性の点で極めて有効であるとくに凍結融解に対する抵抗が強い。但し $CaCl_2$ が5%以上になると「乾湿」繰返しの損失量が大になる (vii) 3ヶ月間の自然風化試験結果も大体に於て耐久性試験結果と同じである	①直径が同じとき，一般に高さが大になると qu→小になる傾向がある ②高さが同じだと ϕ が大になると qu→小になる傾向あり ③供試体が小さいほど qu →が大になる傾向がある	①自然含水比が o.m.c より高い細粒土は mixing と締固めの点で現場で施工することは一般に困難で無理に行つても失敗する ②粒度改良と cement とを併用するのが耐久性強度及び施工の容易さの点で最も良い ③日本の道路では良好な砂質の場合を除くと一般には上層路盤以上の安定処理にセメントを用いれば良い ④路床をセメントで改良して改良後の C.B.R をアスファルト舗装厚の設計に用いてはならない

理する方が実際的である。

終りにのぞみ，本省道路局，南部国道，磐城国道，郡山国道，関東四号国道，道路公団の関係各位，並びに実験を担当して佐藤福氏（現，東京都建設局），小辻章氏（現，日本道路株式会社），庵原美由紀さん，舗装研究室の遠藤福三君，岩下義治君に深謝する次第である。

参．考　文　献

1）竹下春見，田中淳七郎，土質改良に関する実験的研究，第一報―セメントによる関東ロームの土質改良について―，土木研究所報告第95号，p.p. 37～85，1956

2）竹下，田中，セメントによる路床路盤の安定処理工法―ソイル・セメントの性質について―土木技術資料，第1巻．第1号，1月号．p.p.2～9．昭和34年

3）竹下，田中，セメントによる路床，路盤の安定処理工法―設計，施工の基準―土木技術資料，第1巻．第2号，2月号，p.p.41～46　昭和34年

4）竹下，田中，セメントによる路床，路盤の安定処理工法―主として現場管理試験報告．― 土木技術資料，第1巻．第3号，3月号，p.p.77～84　昭和34年

5）土木研究所，道路研究室，セメント系材料による東北ロームの土質改良について
―昭和31年奥中山地区試験路盤設計施工に対する参考―，昭和31．8．…（試料 No.12 に対して。）

6）土木研究所道路研究室，セメント系安定材による岩手火山灰土（とくに東北ローム）の安定処理効果の研究―南部国道奥中山地区の安定処理施工に対する参考資料―昭．32．8．…（試料 No.12に対して。）

7）土木研究所道路研究室，磐城国道工事事務所セメントによる安定処理，
中間報告 1．昭．32．8．27
中間報告 2．昭．32．11．19　…（試料 No.8,13,14 に対して。）

8）土木研究所道路研究室，横浜バイパス路床路盤の安定処理に関する報告書，昭．32．8．…（試料 No.16,17に対して。）

9）土木研究所道路研究室，アスファルト系及びセメント系安定材を用いた安定処理実験報告，一機械化協会一昭．32．5．…（試料 No.1，2，に対して）

10）土木研究所道路研究室，セメントによる下層路盤（関東四号国道）の安定処理室内実験結果一機械化協会一昭32．8．…（試料 No.1,2,19 に対して）

11）土木研究所舗装研究室，道路公団「名一神」高速道路安定処理報告書．昭．33．4．19．…（試料No.6，7,10 に対して）

12）比留間豊，田中，横浜バイパスの安定処理―とくに自然含水量の高い関東ロームの場合，―土と基礎．Vol. 6. No. 4. p.p. 5～14，1958

13）土質基礎調査所・横浜バイパス試験道路報告書．昭和32年7月

14）Wilson, S.D. "Small soil compaction apparatus duplicates field results closely" Engineering News Record, 1950. Nov.

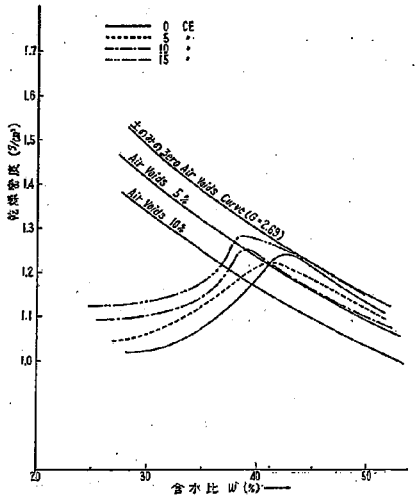
15）T. willian Lambe, "The Improvement of soil properties with dispersants" Journal of the Boston Society of civil Engineers. p.p. 184～207. Apr. 1954

16）Earl J. Felt S. Melvin S. Abrams "Strengh and Elaslastic properties of compacted soil-cement Mixtures" A.S.T.M sp; Tech. pub. No. 206. p.p. 152～173 oct―1957

17）Clare, Pollard "The Effect of curing Temperature on the compressive strength of soil-cement Mixtures" Geotechniqure Vol.-Ⅳ・sep 1954. No. 3.

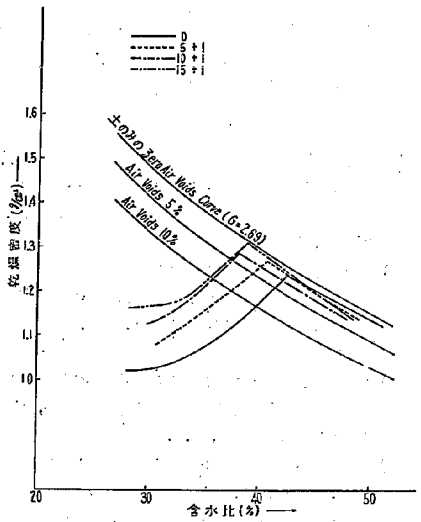
18）H.B.seed. c.k. chan "Thixotropic characteristics of compacted Clays" A. S.C.E. Vol. 83 Nov. 1957. part 1

附図及び附表



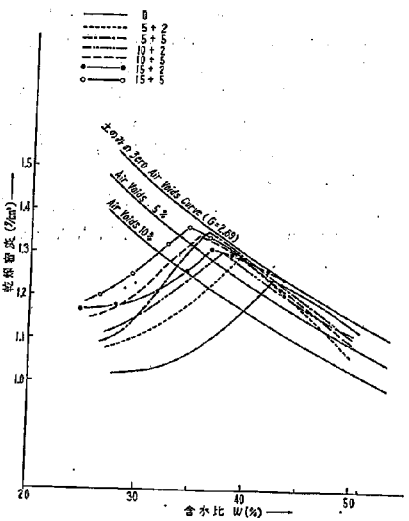
{試料に「南部国道」奥中山ローム（試料 No. 12
{締固め＝ハバード小型，20 lbs 3 P. 30 回

附図—1（1） セメント安定材が締固め結果に及ぼす効果



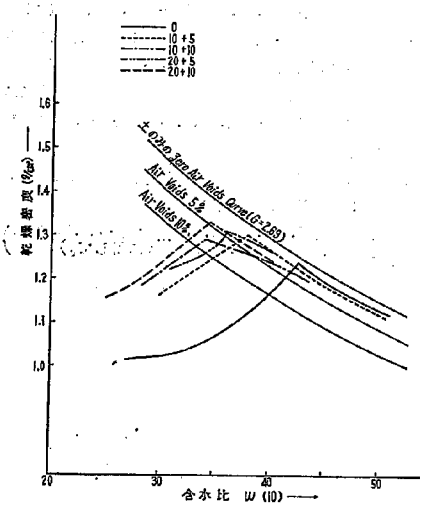
{試料＝南部国道奥中山ローム（試料 No. 12
{締固め＝ハバード小型，20 ws 3 P. 30 回

附図—1（2）「セメントと塩化カルシウム」が締固め結果に及ぼす影響



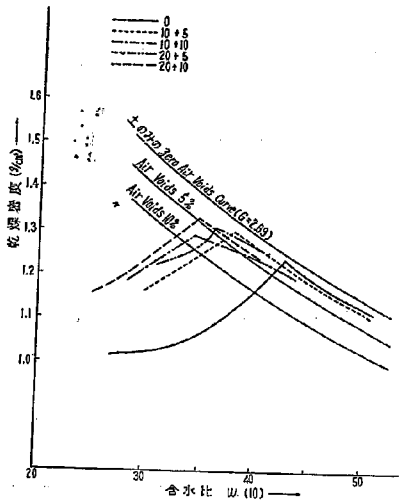
{試料＝南部国道奥中山ローム（試料 Nn. 12）
{締固め＝ハバード小型，20 lbs 3 層，30 回

附図—1（3）「セメント燐酸ナトリウム」が締固め結果に及ぼす影響



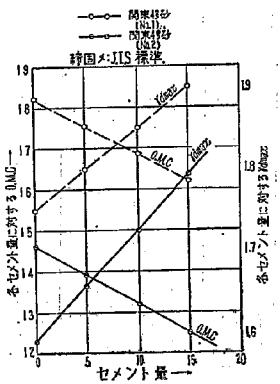
試料＝南部国道奥中山ローム（試料 No. 12）
締固め＝ハバード小型，20 lbs 3 層，30 回

附図—1（4）「フライアッシュ＋炭酸石灰」が締固め結果に及ぼす影響

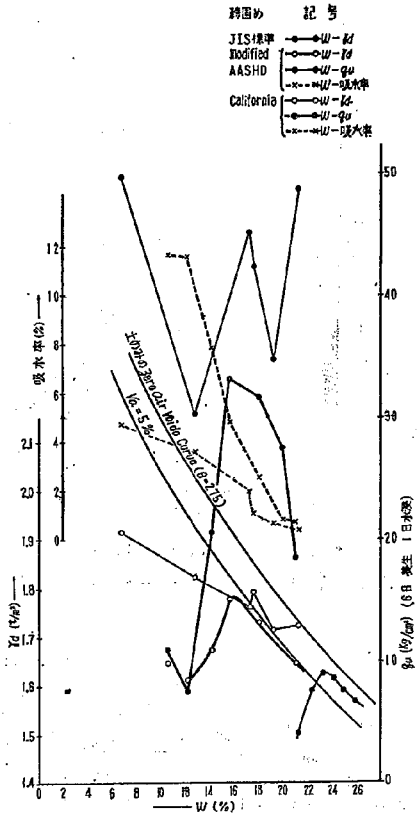


(試料＝南国道奥中山ローム（試料 No. 12)
(締固め＝ハバード小型，20 lbs，3 尺，30 回

附図—1（5）「四塩酸ナトリウム」が締固め結果に及ぼす影響

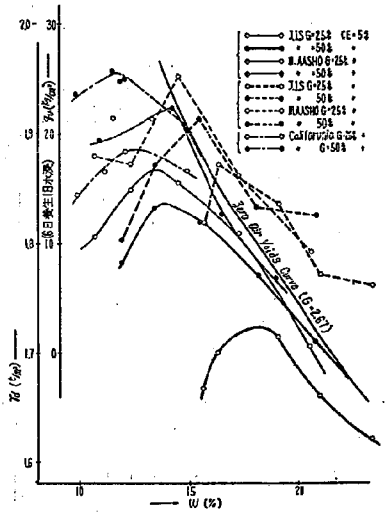


附図—1（6） セメント添加による締固め効果



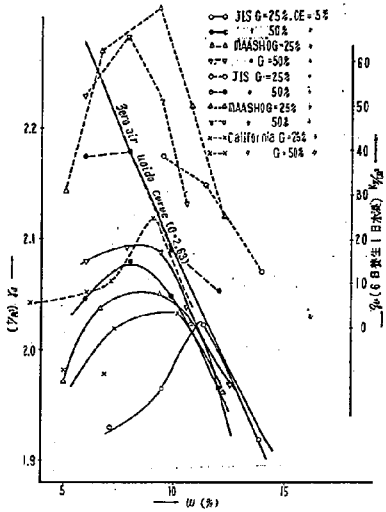
試料＝即山国道（試料 No. 9）にセメント 5 %添加

附図—2　締固め含水量，強度，吸水率の関係



試料=「関東四号」砂（試料 No. 2）

附図—3（1） 締固めエネルギーと強度との関係



試料=「名一神」千葉山（試料 No. 7）
締固メ=JIS 標準，修正 AASHO，カリフオルニヤの3種

附図—3（2） 締固めエネルギーと安定度との関係

附表—1. 使用したセメントの種類とその性質

種別		物理試験								
		比重	粉末度		凝結				安定性	
			比表面積ブレーン（m^2/g）	88ミクロン残分（%）	室温（%）	湿度（°C）	始発（時分）	終結（時分）	煮沸法	浸水法
秩父シリカセメント		3.04	3.930	1.7	20.5	90	2.06	3.09	良	——
第一スラグセメント		3.05	3.650	2.5	20.4	92	2.24	3.40	——	——
八幡第一セメント		2.99	3.880	0.6	20±1	>85	2.35	5.15	完全	完全
八幡スラグセメント		3.05	3.620	0.8	20±1	>85	3.05	4.00	完全	完全
イワキ普通ポルトランドセメント		3.16	3.210	2.3	20.0	86	1.59	3.16	良	良
日本規格（JIS）	普通	>3.05	>2.300	<10	{20±3	{>80	>1.00	<10.00	膨脹性ヒビワレ又はそりが出来てはならない	〃
	シリカ	>2.85	>3.000	< 8			>1.00	<10.00		〃
	スラグ	>2.85	>3.000	< 8			>1.00	<10.00		〃

化学成分								摘要
シリク（%）	アルミナ（%）	酸化第二鉄	一酸化マンガン	酸化カルシウム	コグネシヤ	無水硝酸	強熱減量（%）	不溶残分	配合割合
—	—	—	—	—	1.08	1.67	1.89	—	クリンカ：水滓：石膏
—	—	—	—	—	3.03	1.34	0.42	—	45：60：5.0
27.88	14.52	1.84	1.06	47.68	4.74	1.79	0.50	—	30：64.5：5.5
26.16	11.46	1.94	0.99	52.69	4.00	2.06	0.69	—	50：44.5 4 5.5
21.27	5.38	3.00	—	64.28	2.65	1.59	0.58	0.62	
—	—	—	—	—	<5	<3	<4	—	— —
—	—	—	—	—	<5	<3	<4	—	— —
—	—	—	—	—	<5	<3	<4	—	— —

附表－1つづき

フロー (mm)	強度試験 1:2 軟練モルタル w/c=0.65 圧縮強さ (kg/cm²) 3日	8日	28日	曲げ強さ (kg/cm²) 3日	7日	28日	養生温度 養生温	水温
	130	229	330	34.1	50.8	66.7	20±3	20±3
235.0	87	176	388	26.9	39.8	66.2	20.4	20.0
247.8	83	193	368	24.6	41.7	63.3	20±1	20±1
222.5	84	183	366	23.0	39.7	64.4	20±1	20±1
235.0	107	105	408	28.2	45.5	70.0	20.0	20.0
—	>45	>90	>200	>12	>25	>36	20±3	20±3
—	>45	>90	>200	>12	>25	>36	20±3	20±3
—	>45	>80	>200	>12	>25	>36	20±3	20±3

附表—2. 締固め試験結果
試料「新宿」関東ローム（試料 No. 18）
締固め，ハンマード小型 20 lbs, 3 層，30 回

添加材の配合	O.M.C.(%)	$\gamma_{d\max}$(t/m³)
0	77.5	0.83
5 CE	76.5	0.85
10 CE	73.5	0.87
15 CE	66.0	0.90
10 CE+0.2 Na	73.5	0.87
10 CE+0.5 Na	72.5	0.88
10 CE+10 F	69.0	0.89
10 CE+20 F	68.5	0.90
10 CE+10 CO_3	68.0	0.91
10 CE+20 CO_3	66.0	0.93
10 CE+2 Cl_2	66.5	0.91
10 CE+5 Cl_2	66.5	0.92

附表—3. A.S.T.M. の振温締固めと1回ごとに試料を変えた場合の最適条件（O.M.C. $\gamma_{d\max}$）の比較
試料：「名一神」草津（試料 No. 10）

方法 / OMCと$\gamma_{d\max}$ / セメント量(%)	A.S.T.M. OMC (%)	A.S.T.M. $\gamma_{d\max}$ (t/m³)	1回ごとに新しい試料 OMC (%)	1回ごとに新しい試料 $\gamma_{d\max}$ (t/m³)
0	17.0	1.76	19.2	1.71
3	17.0	1.77	18.8	1.72
5	17.0	1.775	18.0	1.735
10	18.0	1.75	19.0	1.735

附表—4. 一軸圧縮試験結果
試料「南部国道」黒ボク（試料番号 No. 11）

配合 / 成型時含水量 / 養生日数	O.M.C.−5 (%) 0	3	7	14	28	O.M.C. 0	3	7	14	28	O.M.C.+5 % 0	3	7	14	28
0	0.62	0.74	0.80	0.80	1.00	0.68	0.75	1.13	1.15	1.17	—	0.72	0.80	0.90	0.92
5 CE	1.01	1.04	1.25	1.41	1.52	1.16	1.37	1.44	1.48	1.75	—	0.81	1.18	1.30	1.43
10 CE	0.74	1.15	1.39	1.45	1.60	1.09	1.20	1.27	1.72	1.75	—	1.17	1.35	1.40	1.50
15 CE	1.00	1.20	1.43	1.61	1.75	1.05	1.43	1.53	1.80	1.90	—	1.24	1.48	1.62	1.75
10 CE+0.2 Na	1.02	1.16	1.30	1.76	1.85	0.57	0.94	1.02	1.32	1.40	—	0.80	0.88	1.13	1.18
10 CE+0.5 Na	0.98	1.13	1.25	1.47	1.78	0.53	0.75	0.91	1.22	1.24	—	0.75	0.91	1.22	1.24
10 CE+10 F	0.70	0.73	0.81	1.15	1.40	0.93	1.03	1.12	1.15	1.18	—	1.09	1.28	1.29	1.66
10 CE+20 F	0.56	0.73	0.75	0.82	1.30	0.43	0.78	0.86	0.96	1.08	—	0.85	1.07	1.23	1.26
10 CE+10 CO_3	0.79	0.89	0.98	1.20	1.41	0.97	1.12	1.21	1.44	1.56	—	1.53	1.72	1.75	1.86
10 CE+20 CO_3	0.80	1.00	1.18	1.24	1.48	1.20	1.31	1.32	1.54	1.74	—	1.19	1.37	1.42	1.60
10 CE+2 Cl_2	1.00	1.36	1.58	1.70	1.90	1.05	1.58	1.80	2.00	2.10	—	1.20	1.25	1.30	1.32
10 CE+5 Cl_2	1.03	1.50	1.70	1.90	2.00	1.00	1.00	1.95	2.18	2.20	—	1.02	1.08	1.22	1.26

表の値は非水浸一軸圧縮強度を示す (kg/cm²)。
CE：セメント，Cl_2：塩化カルシウム，F：フライアッシュ，CO_3：石炭，Na：4 燐酸ナトリウム

附表—5.

（1） 水浸時間と一軸圧縮強度との関係

試料：「名一神」木曽川砂（試料 No. 6），締固め：C.B.R. 5尺25回，$w=10\%$

セメント量 / 砂利量 / 水浸時間	3%	5%				10%				15%			
	0	0	10	25	50	0	10	25	50	0	10	25	50
0 hrs	1.67	4.37	6.50	5.90	5.60	1.65	18.0	19.0	20.5	30.3	32.5	33.0	42.0
1.5 〃	1.01	2.71	4.50	4.90	4.75	10.1	11.5	12.5	13.5	18.7	19.5	20.5	28.4
2 〃	0.54	1.96	3.50	3.30	3.40					15.4	17.0	18.5	23.0
4 〃		1.60	3.00	2.80	3.00	9.02	10.2	11.2	12.5	12.5	13.5	16.0	20.5
5 〃										12.0	13.0	16.0	19.5

（2） 一軸圧縮強度と水浸時間との関係

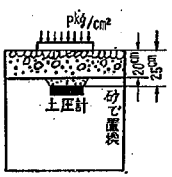
試料：「名一神」千里山（試料 No. 7），締固め：JIS 標準 O.M.C.

セメント量 / 水浸時間	Cement (0%)	Cement (3%)	Cement (5%)	Cement (8%)	Cement (10%)	Cement (15%)
0 hrs	3.70	7.50	13.2	21.0	26.0	57.0
1 〃	—	—	—	15.2	—	—
1.5 〃	—	4.50	7.89	13.2	22.0	33.0
2 〃	—	4.20	7.02	12.0	15.0	30.8
4 〃	—	3.50	6.40	10.3	12.9	26.7
5 〃	—	—	6.00	10.1	—	25.9

附表—6.

摘要	Cement 5% Max Size 25 mm 理想粒度		Cement 5% Max Size 50 mm 理想粒度		Cement 5% Max Size 80 mm 理想粒度		Cement 0% Max Size 80 mm 理想粒度	
区間	A		B		C		D	
Pkg/cm²	1	2	1	2	1	2	1	2
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	0.00	0.15	0.05	0.10	0.10	0.25	0.25	0.32
2	0.15	0.325	0.20	0.30	0.35	0.70	0.65	0.70
3	0.35	0.55	0.40	0.50	0.65	1.10	—	1.00
4	0.65	0.80	0.65	0.80	1.15	1.50	—	1.45
5	0.90	0.95	1.10	1.15	1.75	1.90	—	—
6	—	1.15	1.35	1.35	—	2.47	—	—
7	—	1.45	—	1.67	—	3.20	—	—

摘要	Cement 5% Max Size 25 mm 理想粒度		Cement 5% Max Size 50 mm 理想粒度		Cement 5% Max Size 80 mm 理想粒度		Cement 0% Max Size 80 mm 理想粒度	
σ/P	A		B		C		D	
Pkg/cm²	1	2	1	2	1	2	1	2
0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	0	0.15	0.05	0.10	0.1	0.25	0.25	0.32
2	0.075	0.163	0.10	0.15	0.175	0.35	0.325	0.35
3	0.117	0.183	0.133	0.167	0.217	0.367	—	0.333
4	0.163	0.200	0.163	0.200	0.288	0.375	—	0.363
5	0.180	0.190	0.220	0.230	0.350	0.380	—	—
6	—	0.192	0.225	0.225	—	0.411	—	—
7	—	0.207	—	0.238	—	0.457	—	—



P：平板上の平均上の平均荷重強さ (kg/cm²)，σ：土圧計に働く応力 (kg/cm²)

断面変化を伴う水路の水理設計に関する研究

—狩野川放水路トンネル部の水理試験—

吉　川　秀　夫*
芦　田　和　男**
川　端　昭　至***

(昭和 32 年 12 月)

Studies on Hydraulics of the Channel Transitions

—Model Experiments for the Transitions in the Cut-off of Kano River—

Hideo Kikkawa
Kazuo Ashida
Shozi Kawabata

(December, 1957)

Synopsis: Authors made a pertinent design of transitions for the tunnels constructed in the cut-off of Kano river by the model studies, and made clear the method to calculate the water level through the transitions. By these experiments anthors could point out some interesting phenomena such as an asymetry of flow, an oscillation of water level and a secondary flow, and also found out the method to culculate the head loss due to the vortex in the expanding transitions.

要旨 狩野川放水路計画に水理学的検討を加え，特にトンネル出入口の遷移区間に対しては水理模型試験によって設計を行うとともに水理計算法を求めた。

さらに本実験により遷移流の水理に関して二，三の興味ある一般的性質を明らかにした。

目　次

1. 緒　　言 ……(1)
2. 計画の概略 ……(2)
3. 計算による概略設計 ……(2)
4. 実験による水理設計 ……(3)
〔1〕 実験方針 ……(3)
〔2〕 模　型 ……(3)
(1) 形　状 ……(3)
(2) 相度係数 ……(3)
(3) 換算率 ……(5)
〔3〕 第1トンネル実験 ……(6)
(1) 実験-1 (トンネル全長を含めた実験)……(6)
(2) 実験-2 (出口遷移部実験)……(6)
(3) 実験-3 (入口遷移部実験)……(9)
(4) 実験-4 (全体の水面形)……(10)
〔4〕 第2トンネル実験 ……(10)
(1) 実験-1 (出口遷移部実験)……(10)
(2) 実験-2 (入口遷移部実験)……(14)
(3) 実験-3 (トンネル部実験)……(17)
〔5〕 水理計算法
(1) 計算出発水位 ……(17)
(2) 2本のトンネルへの流量配分 …(18)
(3) 遷移部における損失 ……(19)
(4) 計算法および計算結果 ……(19)
5. 遷移水路の水理に関する考察 ……(19)
〔1〕 概　説 ……(19)
〔2〕 剝離をさけるための遷移区間 ……(19)
〔3〕 流れの不安定性 ……(20)
〔4〕 損失水頭 ……(20)
6. 結　語 ……(25)

1. 緒　　言

本文は狩野川放水路トンネル部および開水路との取りつけ部に関して行った水理試験結果およびこれらの試験によって明らかにし得た遷移流に関する水理的諸問題について述べたものである。

放水路の設計は他のすべての人工水路の設計と同様，もっとも経済的な断面で設計流量を流さねばならぬことは言うまでもない。これを水理的に見れば損失水頭を出来るだけ減少させることである。

狩野川放水路には地形の関係で2ケ所のトンネル部がある。このトンネル部と開水路部とは断面積がかなり異なり，これを急激に取りつければ大きな損失水頭を生ずる。したがって損失水頭を減少させるために適当な緩和区間を設けることになるが，この緩和区間における水理

* 工博　河川部　河川研究室長
** *** 河川部　河川研究室　研究員

(遷移流の水理)*はまだ充分に明らかでないため，適切な緩和区間の設計，およびこの区間における損失水頭の算定などを行うためには模型実験によらなければならないのが現状である。

土木研究所は中部地方建設局の依頼により，これらの諸点について模型実験を行い緩和区間の適切な設計を行うとともに遷移区間の水位計算の方式を求めることができた。

さらにこの研究により遷移流の水理に関して2，3の興味ある一般的性質を明らかにし，これによって損失水頭を減少させ，遷移流において見られる不安定水流を安定化させるために必要な緩和区間長を求めることができた。

これらの諸点は遷移水路**の設計を行う場合に参考となると考えられるので第5章においてまとめて述べる。

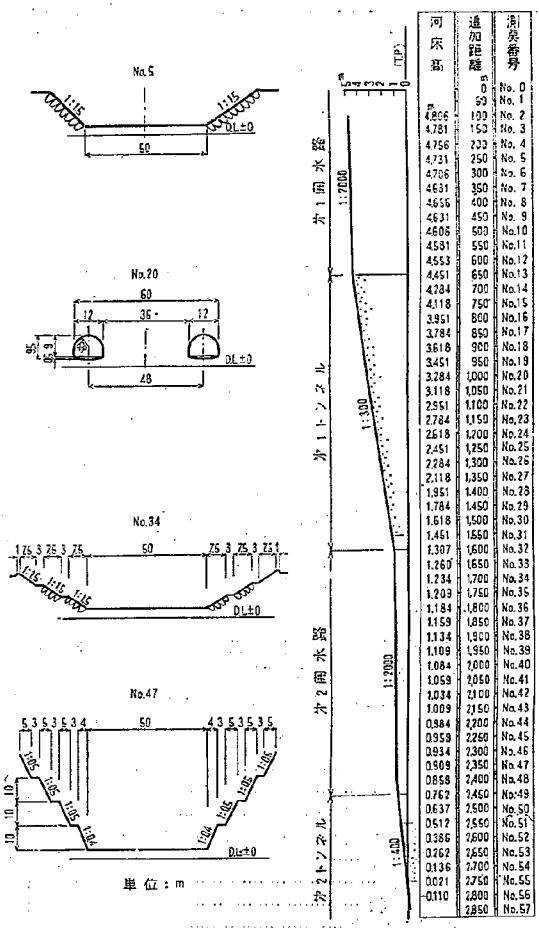
2. 計画の概略

狩野川放水路は本川距離標 18 km にあたる古奈地点より江之浦に抜ける延長 2.8 km の水路であり，途中トンネル2ケ所を含む。すなわち分派点より，600 m，勾配 1/2,000 の開水路部を経て第1トンネルに入る，第1トンネルは延長 900 m，河床勾配 1/300 の水路で計画流量 1,000 m³/sec を流すためトンネルは2本平行に掘削され各 500 m³/sec づつ放水される計画である。第1トンネルから第2開水路(延長 1,017 m，河床勾配 1/1,000) を経て第2トンネルに至る。第2トンネルは延長 183 m，河床勾配 1/400 で，第1トンネル同様2本平行に掘削される。ただし第1トンネルの流線が直線であるに反し第2トンネルは中心線の曲率半径 320 m の曲線形である。第2トンネルを出てから短距離の開水路部を経て海に至る。図—1 に放水路の縦断形およびトンネル，開水路の断面形を示す。

なお分派点における本川計画流量 1,960 m³/sec の中 1,000 m³/sec をこの放水路に，残り 960 m³/sec を本川に流下させるものである。

3. 計算による概略設計

放水路の路線選定および開水路，トンネルの断面形状は現地沼津工事々務所において検討され，一応設計が完了しているのでこの案を基礎にして，主として不等流計算により水面形の検討を行い，分派点において最も取水し易いように(放水路始端水位を低くする。)現地案に若干の修正を行った。



図—1　放水路縦断形，開水路，トンネル部横断形(当初計画案)

不等流計算は次の条件に従って計算した。

(1) 放水路のManningの粗度係数をトンネル部0.022 開水路部 0.025 とする。

(2) 損失水頭は河床および壁面の摩擦によるもののみを考慮する。

(3) 計画放水量 1,000 m³/sec についてのみ検討する。

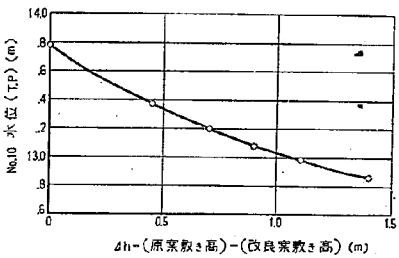
(4) 第2トンネル出口に限界水深が生ずるものとする。

* 一つの状態から他の状態に変化する流れを遷移流と呼ぶ

** 遷移流を伴う水路を遷移水路と呼ぶ一つの断面形から他の断面形に変化させるには遷移水路が必要である。

(5) 平行した2本のトンネルへの流量配分は等しいと仮定する。

以上の条件に従って放水路全長にわたって計算した結果，第1，第2トンネル共に圧力トンネルとなることなくいわゆる自由表面を持った開水路の流れとなることがわかった。放水路始端水位（No. 2）は T.P. 13.83m となり分派点本川水位より高くなり必要な放水量を得ることが出来ないことが判ったので，放水路全線の中最も損失水頭の大きい第1トンネルに着目してこの部分の損失水頭を出来るだけ少くするようにして，放水路始端水位の低下を計った。この目的を果すために次の2案が考えられる。



図—2　改良案Ⅰにおける河床の下り高とトンネル入口部水位の関係

1. 改良案Ⅰ

第1トンネルの河床を原案より下げて水深を増加させ平均流速を減少してトンネル内の摩擦損失を少くする。

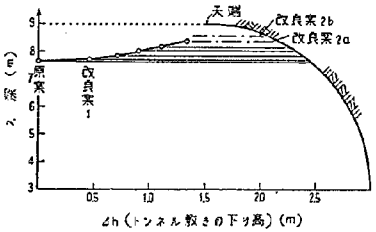
2. 改良案Ⅱ

第1トンネルの河床勾配を緩くしてトンネル内の損失を少くする。（河床勾配 1/300 を 1/400 とし No. 31 断面の擁高 1.451 m，1,000 m の2種について計算し前者を 2a 案，後者を 2b 案とする。）

これらの案について前と同じ条件で不等流計算を行い図—2 に示すごとく河床の下り高とトンネル入口部 No. 10 断面の水位の関係を得た。河床が下るに従って水位の低下率は減少する。また図—3 に河床の下り高に対するトンネル入口，No. 13 断面における天端余裕高の関係を示す。トンネル断面は上部が円形であるので天端余裕高はトンネル擁高の低下に伴って急に減少する。図—2，図—3 に現れた傾向および出入口開水路への取りつけなどを考慮して最も有利と思われる河床を原案より 0.431 m 下げる案を改良案 1b として取上げた。

今上記3案の放水路始端水位（No. 2 断面）およびトンネルの天端余裕高を比較すると表—1 のごとくなる。

以上の結果を検討して，最も有利と思われる改良案 1a を取り上げることに決定し，実験は主として改良案



図—3　天端余裕高比較図

表—1

	No. 2 水位 (T. P. +)	天端余裕高 (No. 13)
原案	13.83m	1.40m
改良案 1a	13.40 〃	1.30 〃
〃 2a	13.61 〃	0.91 〃
〃 2b	13.35 〃	0.41 〃

1a について行い計算結果の検討を行うと共に，トンネルと開水路の取付部（遷移水路部）の細部設計をすることにした。

4. 実験による水理設計

〔1〕 実験方針

放水路を第1トンネル部，第2トンネル部の2つに分けてそれぞれ独立に模型を製作して（第1トンネル模型縮尺，1/40，第2トンネル 1/20）それぞれについて細部設計を行うとともに水理計算の方式を求める。すなわち，

a. 遷移部における水流の観察により順次摩擦を改良して行き遷移部の設計を行う。

b. 放水路全長にわたる水理計算の方式を与える。このためには次の諸点を明らかにすればよい。

1. 下流端水位
2. 2本のトンネルに対する流量配分
3. 遷移区間における形状損失

〔2〕 模型

(1) 形状

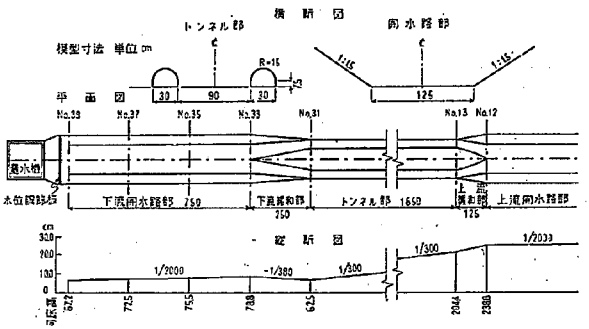
模型は歪めず，縮尺を第1トンネル 1/40，第2トンネル 1/20 とした。模型範囲は図—4a（第1トンネル）図—4b（第2トンネル）に示す。又遷移部形状は実験の各段階のものをすべて図—5 に示す。

(2) 粗度係数

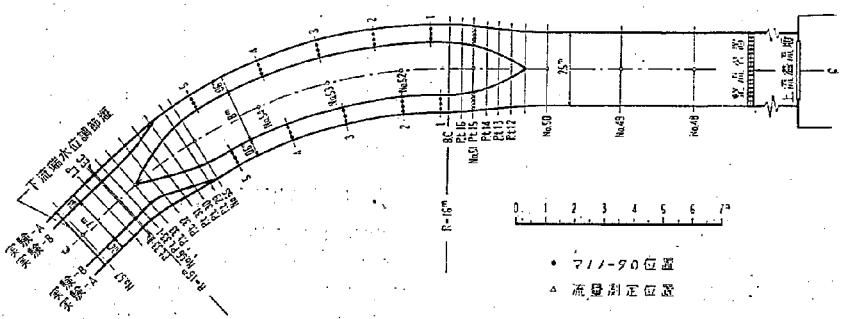
模型の粗度係数は次の不等流の近似計算法により算出した。不等流の方程式

$$\frac{d}{dx}\left(H+\frac{v^2}{2g}\right)+\frac{n^2 v^2}{R^{4/3}}=0 \cdots\cdots\cdots\cdots (1)$$

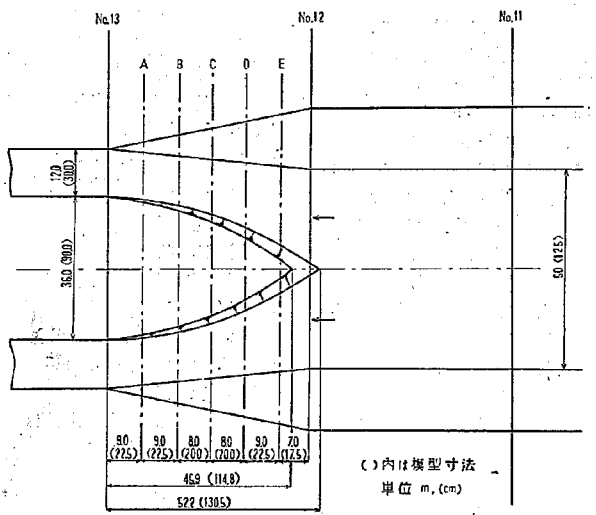
を M_1 点から M_m 点まで積分すれば



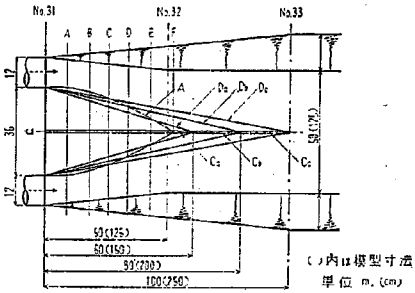
図—4a 第1トンネル模型平面図

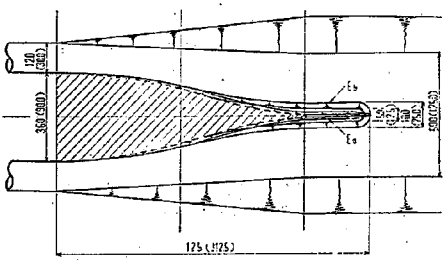


図—4b 第2トンネル模型平面図

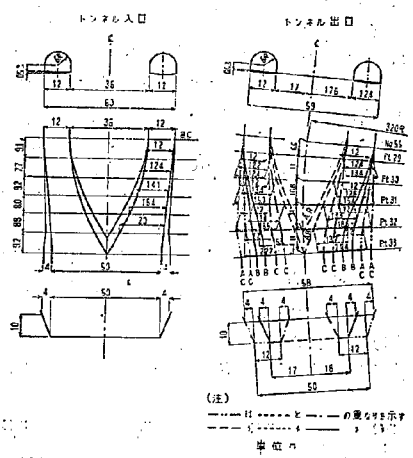


図—5a 第1トンネル入口遷移部





図—5b 第1トンネル出口



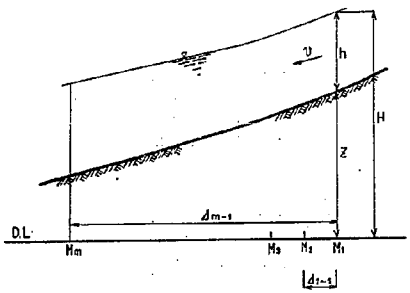
図—5c 第2トンネル入口出口

$$\left(H+\frac{v^2}{2g}\right)_m-\left(H+\frac{v^2}{2g}\right)_1=-\left(\frac{n^2\cdot v^2}{R^{4/3}}\right)_{\text{mean}}\cdot\Delta_{m-1}\quad\cdots\cdots(2)$$

$\left(\frac{n^2\cdot v^2}{R^{4/3}}\right)_{\text{mean}}$ の合理的な取り方は(1)式の形を見ると

$$\left(\frac{n^2\cdot v^2}{R^{4/3}}\right)_{\text{mean}}=n^2\cdot\frac{1}{m}\sum_{i=1}^{i=m}\frac{v_i^2}{R_i^{4/3}}\quad\cdots\cdots(3)$$

となる。(1), (2), (3)式より



図—6 説　明　図

$$n=\sqrt{\frac{I}{(v^2/R^{4/3})_{\text{maen}}}}\quad\cdots\cdots(4)$$

ただし

$$I=\frac{\left(H+\frac{v^2}{2g}\right)-\left(H+\frac{v^2}{2g}\right)_m}{\Delta_{m-1}}$$

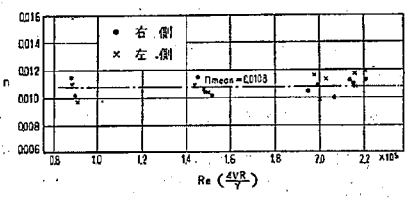
$\left(\frac{v^2}{R^{4/3}}\right)_{\text{maen}}=\frac{1}{m}\sum_{i=1}^{i=m}\frac{v_i^2}{R_i^{4/3}}$ である。

今(4)式で計算した模型の粗度係数と Reynolds 数との関係は図—7 のごとくなり R_e 数のこの範囲では第1，第2トンネルともに粗度係数は一定と考えられその平均は

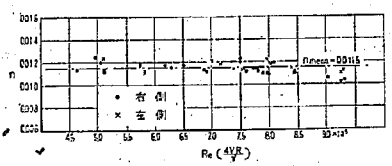
第1トンネル　$n=0.0108$

第2トンネル　$n=0.0115$

である。また第2トンネルの粗度係数は左側，右側両トンネルにおいて系統的な差を生じていない。これは曲率の影響が非常に小さいことを意味している。



図—7a　粗度係数～R_e（第1トンネル）



図—7b 粗度係数～R_e（第2トンネル）

（3） 換 算 率

模型の換算率は

第1トンネル

$$\begin{cases} U_r=(1/40)^{1/2}=\dfrac{1}{6.33} \\ n_r=(1/40)^{1/6}=\dfrac{1}{1,849} \\ Q_r=(1/40)^{5/2}=\dfrac{1}{10,120} \end{cases}$$

第2トンネル

$$\begin{cases} U_r=(1/20)^{1/2}=\dfrac{1}{4.47} \\ n_r=(1/20)^{1/6}=\dfrac{1}{1,646} \\ Q_r=(1/20)^{5/2}=\dfrac{1}{1,788} \end{cases}$$

となる。

今計画の粗度係数に対する模型の粗度係数は

第1トンネル部

$0.022\times 1/1.849\simeq 0.0119$

第2トンネル部

$0.022\times 1/1.646\simeq 0.0134$

しかるに前述のごとく作った模型の粗度係数は第1トンネル，0.0108，第2トンネル 0.0115 となり多少不足している。この不足分は調整すべきであるがトンネル内の粗度の調整は困難であるので実験はそのまま行うことにした。したがって模型によって得た水位を縮尺倍すれば直ちに実物の水位が求まるというものではなく，模型はただ計算方式を与えるのみであり，これにより計画の条件に対して計算することにより必要な水位を求めることが出来る。

なお模型の粗度係数に対する実物の粗度係数は

第1トンネル　$0.108\times 1,849=0.020$

第2トンネル　$0.0115\times 1.949=0.0189$

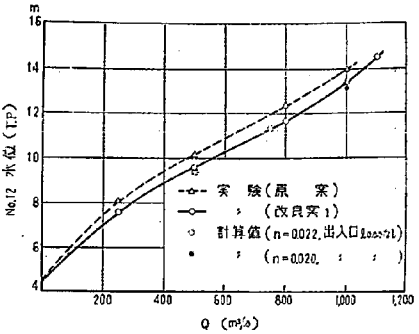
となる。

〔3〕 第1トンネル実験

実験は最初トンネル全長を含む模型で水流のおおよその現象をつかみ，しかる後主として問題があると考えられる遷移部（トンネル入口，出口）の詳細な実験を行い水理的に最良案を決定した。

（1） 実験—1 （トンネル全長を含めた実験）

実験は前述のごとくおおよその現象の把握に留め詳細な検討は改造後の模型で行うことにした。実験* は原案および改良案1の2種類について行った図—8 はトンネル入口の No.12 断面における実験より得られた水位流量曲線を示す，図にて解る様に原案と改良1案とは水位に開きがあり改良案1の効果が充分うなづける。実験値は $n=0.020$ の計算値に比較して多少高い，これは遷移部において局所的な渦動損失があるためにもとづくものと考えられ，この渦動損失を減少させることによりさらに水位を下げ得ることが考えられる。



図—8　No. 12 における水位流量曲線

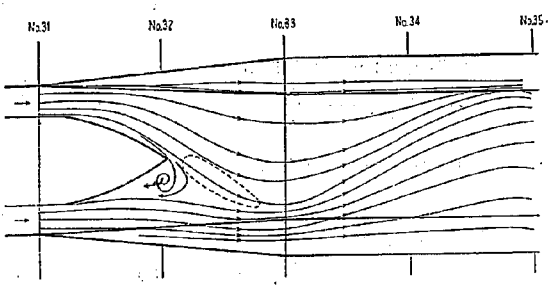
この実験により得られた注意すべき現象は

1. トンネル出口では左，右のトンネル水位が交互に上下に変動する。
2. トンネル入口で台形断面からトンネル断面に不連続に取りつくので縮流を生じトンネルへ入った直後水位は急激に低下する。この縮流した流れは急にトンネル断面に拡がることになるので，急激な水位上昇をおこし，トンネル内の水面は波状を呈する。また水流の一部が断面急変部に衝突してその地点の水面はいちじるしく擾乱される。

これらの現象はこう水を安全に流すためには不都合であるので，以後の実験ではこれらを取り除き，水流を安定させるように努めた。

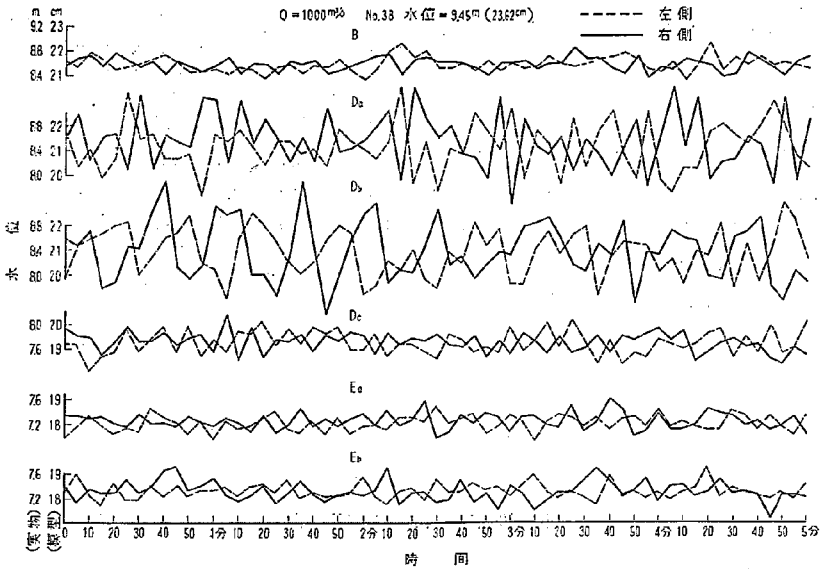
（2） 実験—2 （出口遷移部実験）

実験は遷移部形状を原案より逐次改良して遷移部形状



図—9　流況図（原案）

* 実験の下流端水位は第2トンネルの試験の結果求められたものを用いた。



図—10 第1トンネル出口水位振動図

の最良案を決定した。

（i） 実験—A

出口遷移部を原案の形（図—5b）にした場合で次のような興味ある現象が見られた。

（a） ある瞬間の表面の流線をとらえると図—9 のごとく一方の水流が他方を圧迫する，そして圧迫された側の水流の圧力が強くなるとまた他方を圧迫し，この現象は左右交互に繰り返される。

（b） 圧迫された側の水流は一時的にせき上げられこれが上流に伝播して，トンネル出口（No.31断面）附近の水位は図—10 に示すように上下に振動する。この場合は振幅，周期ともに D_a 案とほぼ同じであり振幅4cm (1.6m)～3 cm～3 cm (1.2 m)* であり，周期 40sec (4.2min) 程度である。

（c） 遷移部分先端に垂直軸を持つ大きな渦が発生して水流の反対方向に移動してやがて消滅する現象を繰り返す。

（d） 図—9 の点線で示した位置に左右交互に底から盛り上る水流（二次流）が現れる。

（e） 緩和部分を過ぎた水流は交互に蛇行を続けて流下する。

（f） 以上の現象は不安定であり，すべての現象は振動周期を同じくして横方向に振動する。

＊カッコ内は実物寸法を示す以下同様

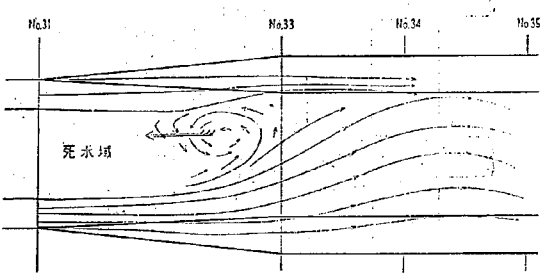
（ii） 実験—B

遷移部分に何も取りけ付ず開水路とトンネルとを直結した場合であり，図—11 はある瞬間の流線を示したもので，垂直軸を持つ渦が左右交互に発生し全く烈しい現象を呈する。この渦は図の←—の方向に進みやがて両トンネルの間に生じた大きな死水域の中に消滅する。この場合にはトンネル出口の水位の上下振動はほとんど認められない，この原因は発生した渦が死水域に消滅してトンネル出口まで影響を及ぼさないことによるものと解される。

（iii） 実験—C

両トンネルの中央に垂直壁を設けた場合で，その長さにより，

c_1：1.25 m (実物 50 m) c_2：1.875m (75m) c_3：2.50 m (100 m) とする。



図—11 流況図（B案）

c_1, c_2, c_3 ともに実験 A より優れているとは思われず，水位振動，二次流，渦，蛇行する流れ等ともに顕著に現われる。c_2 の水位振動は c_1, c_3 に比べて特にいちじるしい。

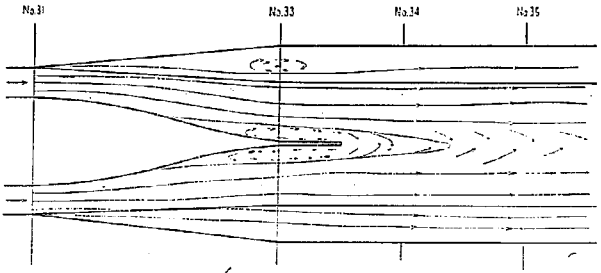
(iv)　実験—D

遷移部に三角形の緩和部分を取りつけたもので，その長さによって，D_a, D_b, D_c (1.5 m, 2.00 m, 2.50m) の3種類について実験した。

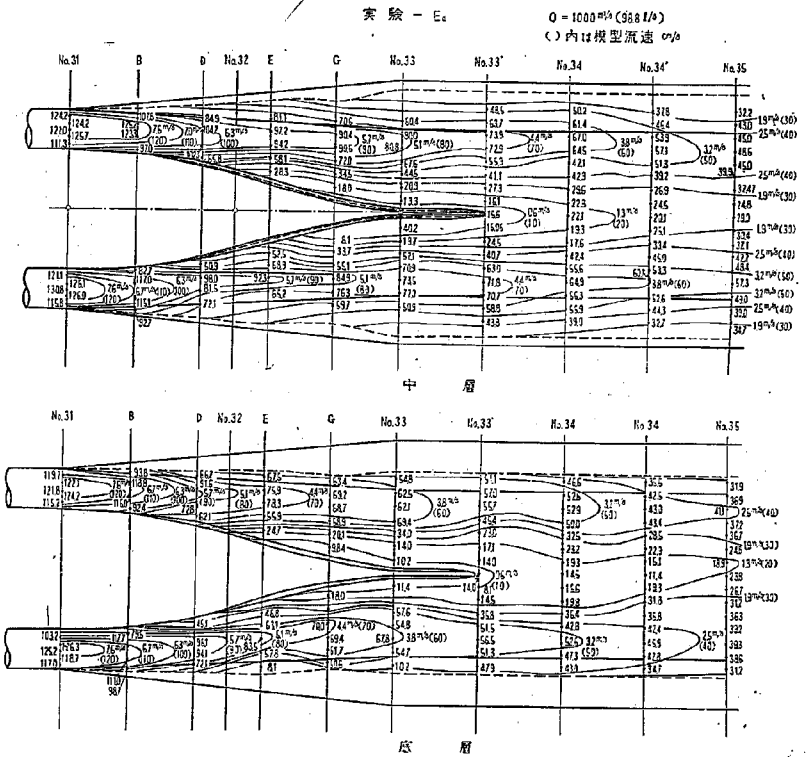
D_a, D_b ともに実験 A に比べてほとんど変化なく類似の現象を呈する，D_c は他の実験に比べて非常に良好な結果が得られた。すなわちトンネル出口の水位振動は図—10 に示すごとく非常に小さくなり約 1 cm (40cm) 程度となった。また二次流はいぜんとして現われるがその回数は少くなり，強度が非常に減少した。また緩和部分先端に現われる渦も微小なものになった。しかし緩和部分を過ぎて後の蛇行流はいぜんとして認められる。

(v)　実験—E

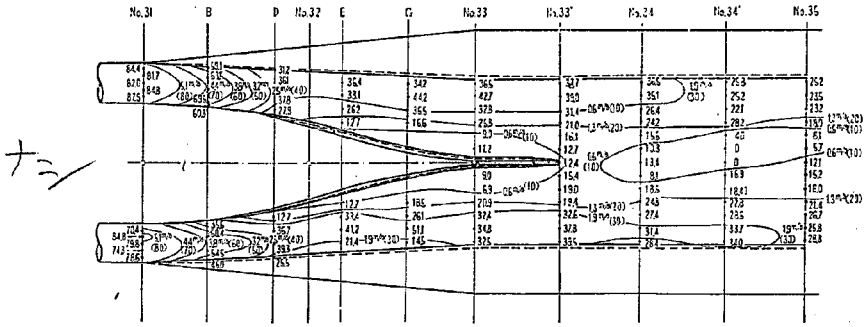
D_c 案で好ましくない現象はおおよそなくすることが出来た。しかし二次流，蛇行流などは完全になくなった訳ではないので，さらに完全にするため遷移部に緩和曲



図—12　流　況　図 (E_a 案)



図—13　流　速　分　布 (E_a 案)



図—13　つつき

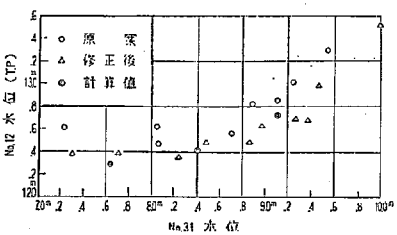
線を採用し，実験 D_c よりさらに 60 cm の導流壁を継ぎ足した。結果は非常に良好で二次流は完全に消滅し，蛇行流も開水路の中心部にわずかに認められるだけとなった。(図—12) この E_a で目的に適った緩和部形状を得ることができた。しかし E_a の先端導流壁の巾が狭く工事施工が困難と思われるので，導流壁の巾を広くし底巾 23 m (実物) とした。実験の結果は E_a とほぼ同様であった。

No. 35 断面附近でもいまだ流心部は 2 ケ所あり一本の開水路としての流速分布を示していない。E_b 案は E_a 案とほぼ同様である。以上の流速分布から判断すると E_a 案，E_b 案にしてもなお多少流れの安定性に欠け，また No.31 断面から No.34 断面までは相当強い流勢にさらされるので法面，ならびに河床を適当に防護することが望ましい。

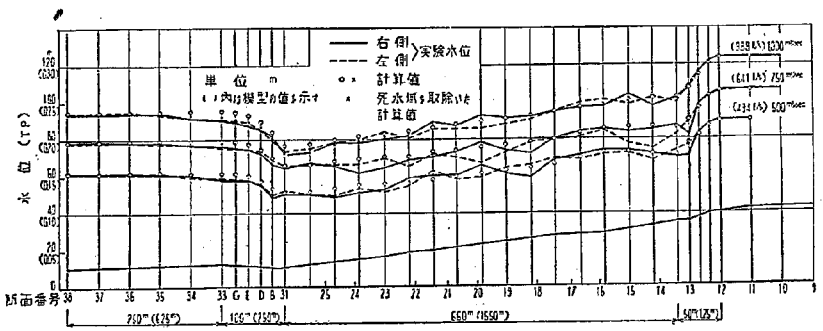
これらの各実験に現われた諸現象は断面拡大水路に現れる現象と，2 水流の合流の結果現れる現象との合成された複雑な現象と解され，河川合流点における諸問題の解決についても暗示しているものと考えられる。

(3)　実験—3 (入口遷移部実験)

トンネル入口には長さ 50 m の遷移部を設けて開水路断面からトンネル断面に漸変させる。このようにしても開水路の長方形断面からトンネルの円形断面に不連続な変化があるとトンネル入口で一たん収縮した流線が急拡し急激な水位上昇をおこす，これが波状をなしてトンネル内に次ぎ次ぎに現われる。このことは維持管理上好ましくなく，またこのような現象が発生すると入口の損失水頭が大きくなり上流水位をせき上げる。この現象を無くするためにトンネル断面への取り付け区間 No. 13 ～No. 12 断面の形状を多少変更するとともに長方形断面からトンネル断面に変化させる緩和区間を 40 cm(16



図—14　No.31 水位と No.12 水位との関係
($Q=1{,}000$ m³/sec)



図—15　計算値と実験値の比較

m）トンネル内に設けた。

実験の結果は非常に良好でトンネル内へ滑らかに流入する様になった。また No. 31 断面の水位と No. 12 断面の水位の関係を原案と改良したものについて比較すると $Q=1,000\ m^3/sec$ に対して図—14 のごとく改良案では 0.5 cm (20 cm) 程度原案より水位が低くなる。そして摩擦損失のみを考慮した不等流計算による計算値は図に見るごとく改良した模型の実験水位と大体一致しこの結果からトンネル入口をこのように改良すればこの部分の損失水頭は摩擦損失のみを考えねばよいことが知られる。

（4） 実験—4（全体の水面形）

今までの実験により出口遷移部を上の様に改良し，また入口に前述の様な緩和区間を設ければ流況は安定し，所期の目的を果し得たので，次に模型全区間にわたって水面形の検討を行うことにした。

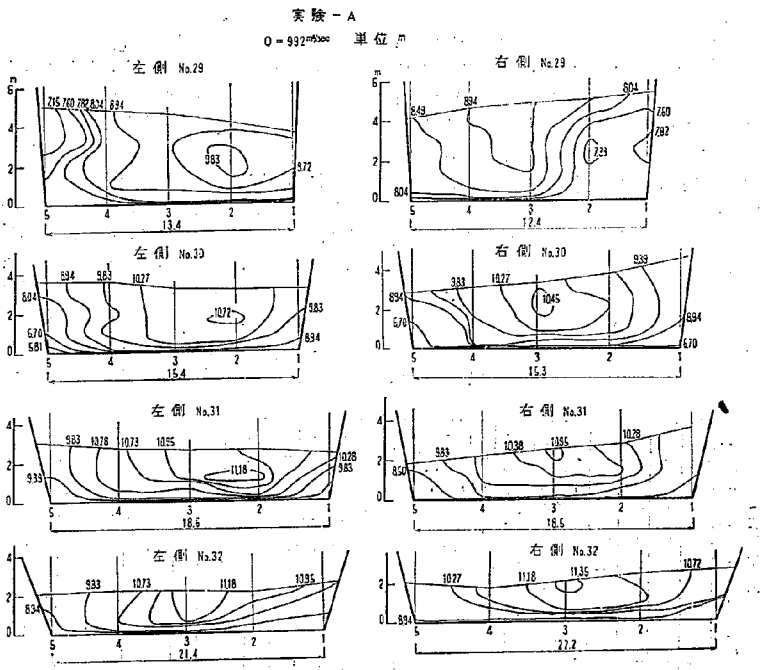
実験水位と不等流計算による計算値とを比較すると図—15 に示すようにトンネル内水位は相当乱れているが大体実験値と一致し，前述の様にトンネル出入口を改良すればその部分の渦動損失は考慮しなくてもよい。図中 X 点は緩和区間に発生する死水域を実験により求め，これを除去した流水断面について計算したものであり，このようにすることにより実験値と計算値はさらに一致した結果が得られた。またトンネル内の計算値に凸凹があるのは実験を行った時期が模型製作後，相当経過しているので図に見るごとく模型内の河床に不等沈下（±5mm 程度）が生じこれを考慮に入れて計算したためである。

〔4〕 第2トンネル実験

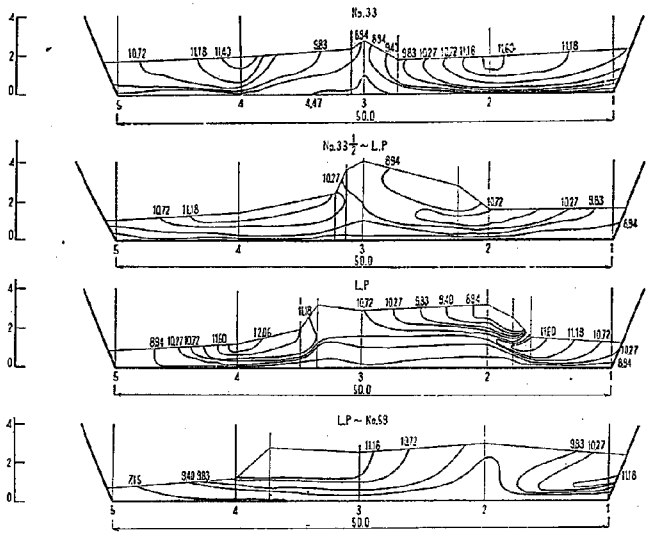
第1トンネル出口の遷移部においては常流であったに対して第2トンネル出口の遷移部においては射流となり射流拡大水路の現象を生ずる。入口の遷移部は第1トンネルと同様である。

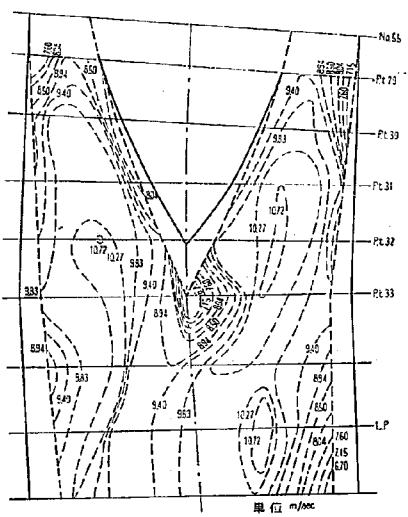
（1） 実験—1（出口遷移部実験）

模型下流端は海であり，その平均潮位は T. P.（東京湾中等潮位）−0.035 m，一方河床高は下流端（L. P.）で T. P. −0.176 であるのでこの附近は前述のごとく



図—16 横断内の流速分布（A案）





図—17　平面流速分布（A案）

射流である。しかもトンネル出口から断面が拡大しているため限界水深はトンネル出口附近に現われる。

（i）実験—A

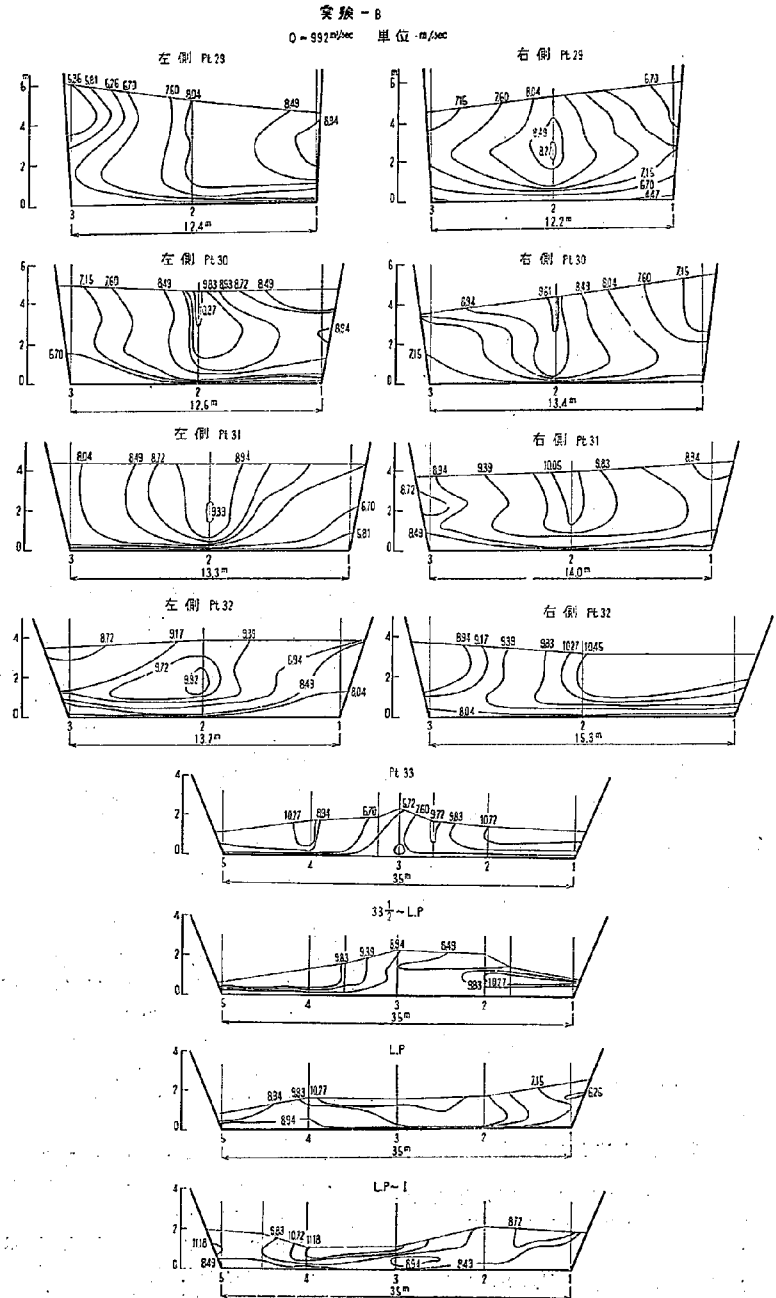
原案に対する実験である。（図—5d）トンネル出口から射流水路を拡巾し，しかも側壁が彎曲している。側壁の法勾配はトンネル出口で鉛直，それより下流 2.5 m(50 m）の区間で4分勾配に直線的にすりつける。以上の事により凸部で負の，凹部で正の衝撃波を生じ横断方向の水位の傾斜は甚だしい。この関係を図—16 に示す。同図には断面内の流速分布をも並記する。p_t 29（トンネル出口）において右側の水路は左岸側，左側の水路は右岸側がかなり低くなっているのは衝撃波のためである。この衝撃波（正と負）は互に干渉しながら前進し，p_t 32 附近で水面はほとんど水平となり，p_t 33 に至って両方の流れが合して大きな衝撃線を生ずる。右側の衝撃線は L_p と No. 56 の間で側壁に合し，左側の衝撃線は側壁に衝突せず海に突入する。これは中心線が左に曲っているためである。

次に平面的な流速分布は図—17 のごとくなり最大流速は p_t 32 附近に生じ，992 m^3/sec, 1,194 m^3/sec に対してそれぞれ，10.7 m/sec, 11.6 m/sec である。また流速分布は不均一であり各断面における最大流速は内側の側壁の方にかたよっているのが認められる。

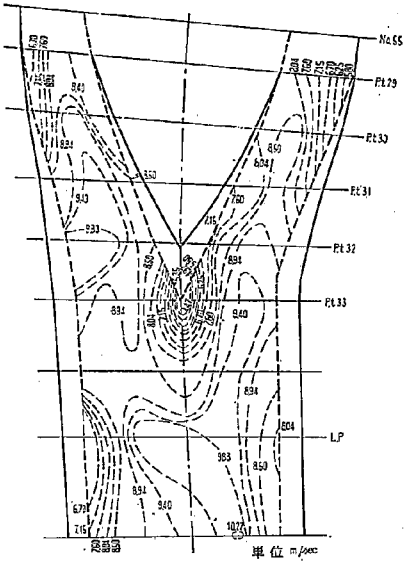
これらの現象，すなわち衝撃線，水位の傾斜，不均一な流速分布，高流速などの現象を改善するために次に示す改良を行った。

なお前記のごとくトンネル出口より下流は射流であるので下流端の水位をかなり変化させても跳水をおこし，それより上流の水位に対して影響を与えない。この範囲を実験的に求めて表—2 に示す。また下流の水位調節用の堰全開状態に対する下流端の水位は上流よりの射流水深によって定ってくるものであり，これも同表に示す。

河口水位の潮汐による変動は最大 T.P. +1.12 m



図―18 横断内の流速分布（B案）



図—19　平面流速分布（B案）

（高極潮位）以内と考えられるので，これは射流水深によって定まってくる水位以下であり，河川流は射流のまま海に落ち込むものと思われる。

（ii）　実験—B

表—2

流　量 (m^3/sec)	上流に影響を与えない下流端水位 (L.P.)	全開状態における下流端水深 (L.P.)
0.314. (556)	h<D.L. (5.0m)	16.22cm (3.24m)
0.451. (806)	h< (5.4m)	12.91〃 (2.58〃)
0.540. (968)	h< (6.4m)	10.53〃 (2.10〃)
0.555. (992)	h< (6.4m)	10.17〃 (2.03〃)
0.667 (1.192)		10.64〃 (2.12〃)

（ ）内は実物

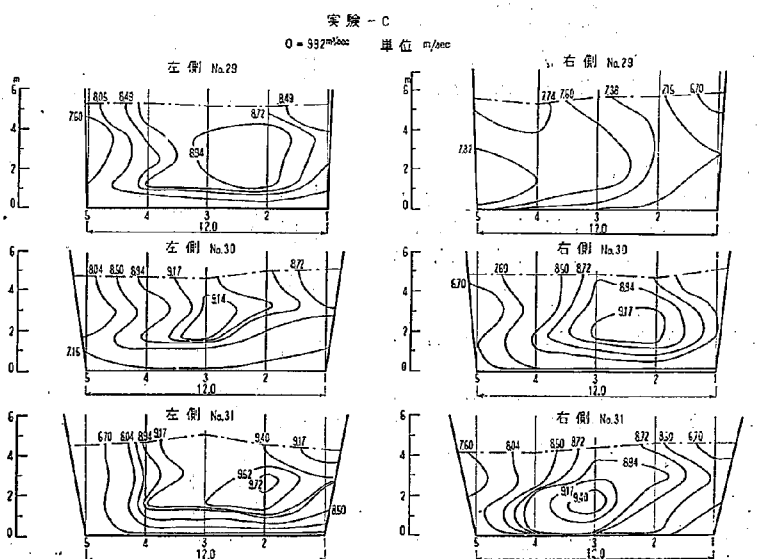
A案において現われた高流速を減少させるためには断面積を減少させ水深の増加をはからなければならない。2本のトンネルから出て来た水を合流させてから海に放流するやり方を取りながら上述の断面積を減少させるためには外側の境界をA案よりさらに急に曲げなければならぬ。

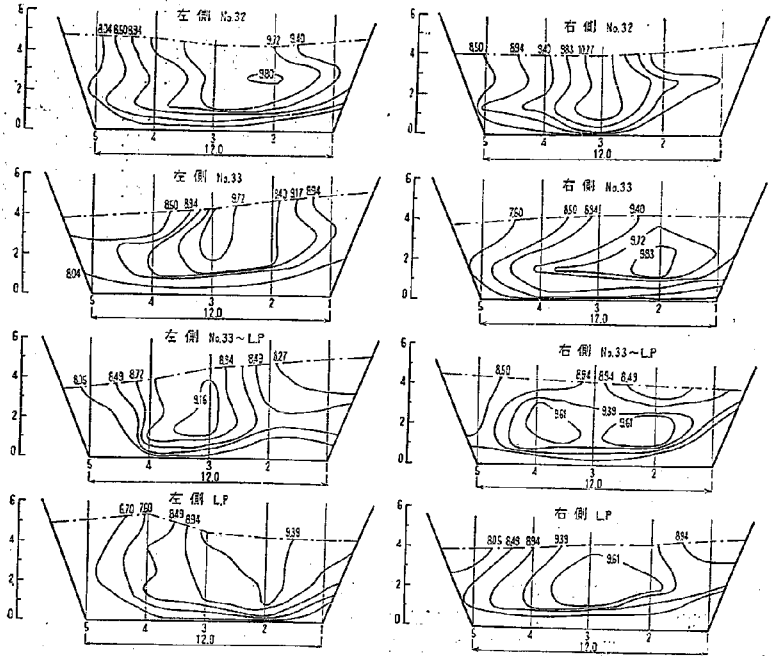
流速を減少させることを主眼点としてB案（図—5d）の改良を行った。

横断面内の流速分布および水位は図—18 のごとくA案に比して悪い。また衝撃線の側壁に衝突する位置はA案に比して前進し右岸側には L_p の少し上流，左岸側は L_p の少し下流に衝突する。この事も側壁維持の点から好ましくない。

一方流速分布は図—19 に示すごとくなり，その大きさはA案に比して1割程度減少する。

これを綜合判断してA案に比して好ましくなったとは





図—20　横断面内の流速分布（C案）

考えられない。

（iii）実験—C

断面積を減少させ，しかも境界をなるべく曲げないためにはトンネル2本から出た水流を別々に海に放流しなければならぬ。これをC案（図—5$_d$）とした。しかしこの場合にもトンネル断面の鉛直壁から開水路の傾斜壁に遷移させるため，この断面積の増加分によってトンネル出口附近に限界水深を生じ，トンネル出口より上流の現象はA案，B案と変らない。

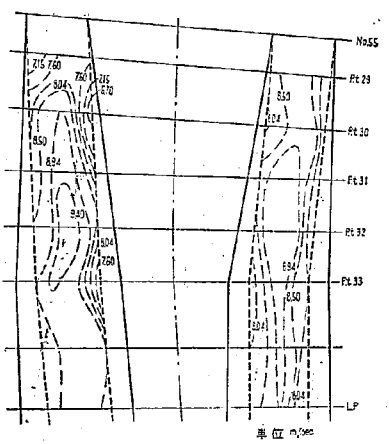
水面形は図—20 に示すごとくなりA案，B案に比して水面の傾斜はほとんど消失し，流れも非常におだやかとなった。しかしこの場合でも右側の p_t 33 より下流に衝撃波がかなり現われる。これは図—5 $_d$ にて分かるごとくこの点で境界が曲っているためにもとずくもので，境界を真直ぐにすることにより是正し得ることは明らかである。

平面内の流速分布は図—21 のごとくA案，B案に比して均一であり，その大きさもB案よりもさらに減少した

これらの点を考えてA案，B案に比して水理的にはるかに有利である。

（2）実験—2（入口遷移部実験）

第1トンネル同様 50 m の遷移区間を設けて開水路



図—21　平面流速分布（C案）

からトンネルに取りつけた。トンネル入口でインバート* による断面急拡のため急激な水位上昇をおこす。これは第1トンネルの場合と同じで，トンネル内水位が波状を呈する原因となる。

底面の圧力をマノメータに誘導してトンネル内の水位

* インバートは第2トンネル模型にはつけたが，第1トンネルの方にはつけなかつた。それで第1トンネルの計算値実験値ともインバートの断面積は考えていない。

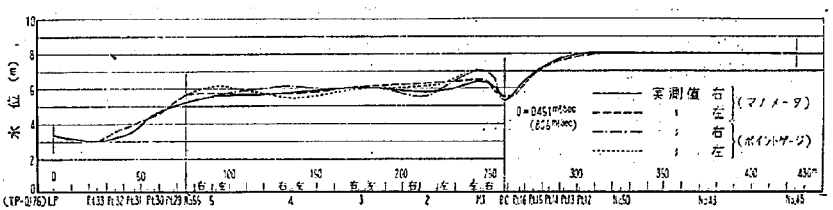
表—3　トンネル内の圧力分布

場所 / 水深 h(cm)	右 M 1—1 圧力 (cm)	右 M 1—1 静水圧よりの減少量 (cm)	右 M 1—2 圧力 (cm)	右 M 1—2 静水圧よりの減少量 (cm)	右 M 1—3 圧力 (cm)	右 M 1—3 静水圧よりの減少量 (cm)	左 M 1—1 圧力 (cm)	左 M 1—1 静水圧よりの減少量 (cm)	左 M 1—2 圧力 (cm)	左 M 1—2 静水圧よりの減少量 (cm)
0	17.20	0	18.25	0	16.65	0	17.75	0	18.75	0
5	16.50	+0.70	16.95	+1.30	16.20	+0.45	17.20	+0.55	17.60	+1.15
10	15.80	+1.40	16.60	+1.65	16.70	−0.05	16.60	+1.15	16.75	+2.00
15	15.15	+2.05	14.75	+3.50	16.45	+0.20	16.15	+1.60	16.15	+2.60
20	14.20	+3.00	14.30	+3.95	14.45	+2.20	15.80	+1.95	15.80	+2.95
25	14.15	+3.05	14.15	+4.10	14.30	+2.35	15.45	+2.30	15.40	+3.35
30	13.95	+3.25	14.15	+4.10	14.05	+2.60	15.25	+2.50	15.25	+3.50
32	14.05	+3.15			14.10	+2.55			15.05	+3.70
33			13.65	+4.60			15.50	+2.25		
	左 M 1—3		左 M 2—1		左 M 2—2		左 M 2—3		左 M 3—1	
0	17.95	0	13.60	0	14.65	0	13.55	0	11.90	0
5	16.95	+1..00	14.10	−0.50	14.30	+0.35	13.25	+0.30	11.85	+0.05
10	16.30	+1..65	13.95	−0.35	14.05	+0.60	13.45	+0.10	11.95	−0.05
15	15.85	+2..10	13.95	−0.35	14.10	+0.55	13.30	+0.25	11.95	−0.05
20	15.20	+2..75	13.75	−0.15	14.00	+0.65	13.25	+0.30	11.95	−0.05
25	14.85	+3..10	13.65	−0.05	13.65	+1.00	13.00	+0.55	11.75	+0.15
23			13.70	−0.10	13.60	+1.05	12.70	+0.85	11.95	−0.05
30	14.55	+3.40								
32	14.80	+4.15								
	左 M 3—2		左 M 3—3		左 M 4—1		左 M 4—2		左 M 4—3	
0	11.95	0	11.10	0	8.35	0	8.25	0	8.50	0
5	11.95	−0.45	11.05	+0.05	8.25	+0.10	8.15	+0.10	8.30	+0.20
10	11.30	−0.50	11.20	−0.10	8.35	0	7.95	+0.30	8.10	+0.40
15	11.85	−0.55	11.25	−0.15	7.85	+0.50	8.15	+0.10	8.00	+0.50
20	11.20	−0.55	11.15	−0.05	7.75	+0.60	7.85	+0.40	7.85	+0.65
25	11.85	−0.45	11.15	−0.05	7.75	+0.60	7.85	+0.40	7.80	+0.70
26			11.15	−0.05						
28	11.70									
	左 M 5—1		左 M 5—2		左 M 5—3					
0	6.70	0	7.75	0	7.75	0				
5	6.85	−0.15	7.55	+0.20	7.25	+0.50				
10	6.90	−0.20	7.35	+0.40	7.05	+0.70				
15	6.85	−0.15	7.30	+0.45	6.98	+0.77				
20	6.55	+6.15	7.15	+0.60	6.70	+1.05				
25			6.80	+0.95	6.55	+1.20				
27	6.35	+0.35	6.90	+0.85						
28					6.35	+1.40				

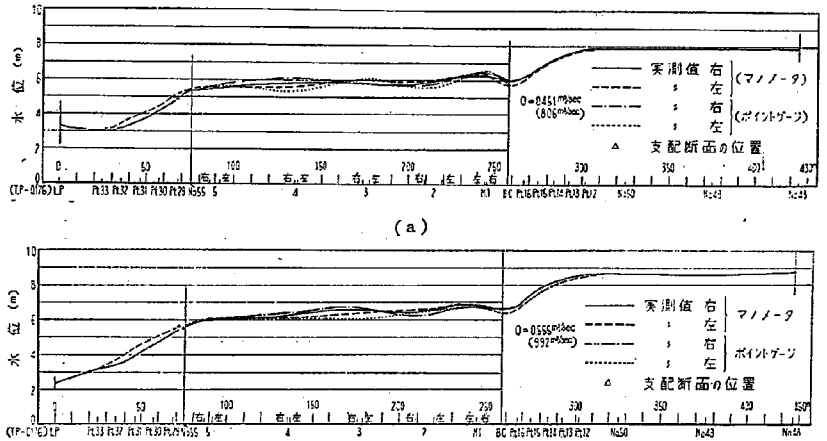
註記　1 流量 806 m³/sec
2 圧力Pはピトー管の静圧のよみ
3 減少量＋は減少量ある場合

を求めたものは図—22 に示すごとく波状を示さず実際の水面の高さを表わしていないと考えられる。これはこの部分で圧力分布が静圧分布をしていない事によるものと考えられる。トンネル内の圧力分布は表に示すごとくである。

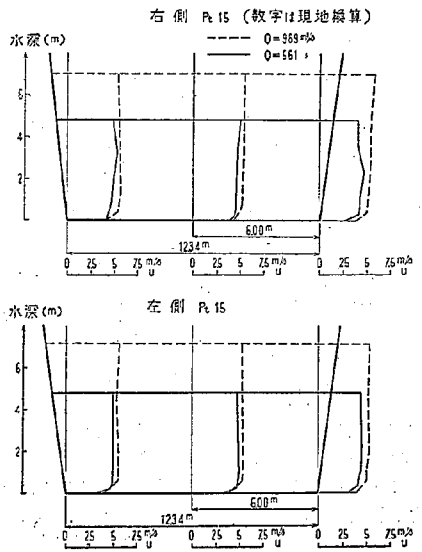
このようにマノメーターによって求めた水位が実際の水面の高さを表わさないと考えられるのでトンネルの天端に設けた孔からポイントゲーデにより直接測定を行った。結果は図—22 に示すごとくトンネル内で水位上昇をおこしている様子がよく現われている。またポイントゲーデによって求めた水位とマノメークによって求めた水位との差は圧力分布における底面圧力の静圧からの差



図—22　トンネル内水位（入口原案）



図—23　トンネル内水位（入口改良）



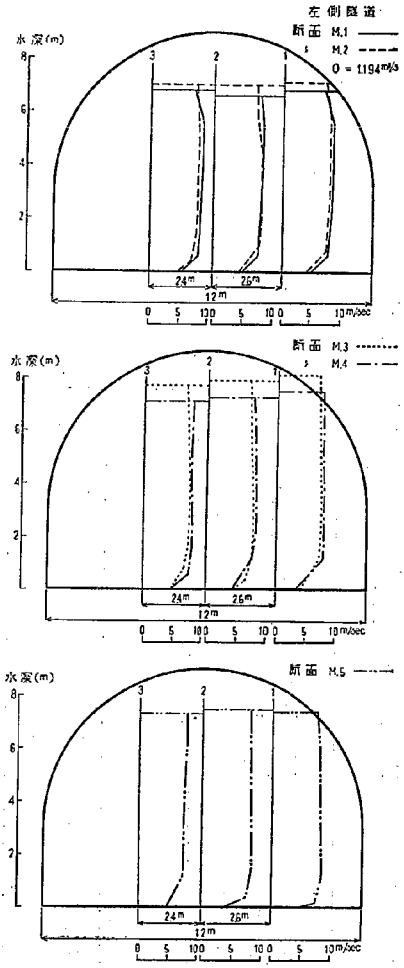
図—24　トンネル入口の流速分布

にほぼ等しくなっている。これらの波がトンネル内におこることはエネルギー損失の原因にもなりトンネル内の維持の点からも好ましくない。

この欠点を除くためインバートによる断面の拡大部分を上流 80 m（実物換算 16 m）間にすりつけた。これによりトンネル入口での水面の上昇はかなり改善された。水面の上昇量が少くなり，圧力は静圧分布に近くマノメーターにより求めたものとポイントゲーヂにより求めたものとはかなりよく一致する。(図—23)

以上はインバートによる断面拡大部分を滑らかにすりつける点のみを改良したが，この他に開水路の断面形からトンネルの断面形に滑らかにすりつけるには第1トンネルにおいて取った方法を取れば良い事は明らかである。また逆に第1トンネルの模型においてはインバートをつけなかったが実際の施工においてインバートをつける場合にはこの第2トンネルで取ったと同様な方法を取ればよい。

次にトンネル入口の遷移部における流速分布の1例は



図—25　トンネル内流速分布

図—24 のごとく非常に均一な分布をする。

以上を要約するに断面が縮小する遷移水路においては滑らかに取りつけるように注意すれば水理的にほとんど問題はない。

（3） 実験—3（トンネル部実験）

トンネル出口において限界水深になりトンネル内は低下背水となる。トンネル出の水流は入口の条件に支配される。トンネル入口の取りつけが滑らかでなければ前述のごとくトンネル内に大きな波が発生するが，取りつけ部が滑らかな場合はトンネル内の流れは非常におだやかである。

トンネル内の流速分布は図—25 に示すごとく非常に均一である。流速が速いのでトンネル内面の多少の凸凹によっても容易に波が発生すると考えられるのでトンネル部の施工は注意する必要がある。

なお図—7b に示した如くトンネルの粗度係数は外側内側のトンネルでほとんど差がなく，曲率の影響は現われていない。

〔5〕 水理計算法

計算出発水位，2本のトンネルへの流量配分，不等流計算法，粗度以外による損失（遷移部における損失）の計算法を求めれば水理計算を行う事が出来る。次にこれらについて述べる。

（1） 計算出発水位

第2トンネル出口は射流であるので計算出発水位を求めるためには支配断面の位置を求めなければならない。支配断面とは常流から射流に移り変る途中において限界水深になっている断面であり，この点では境界の形と流量によって水面が一義的に決定される。巾が漸変する長方形水路にあける支配断面の求め方と同様に巾が水深方向にも縦断方向にも変化する一般の場合に対して求めて見る。不等流の運動方程式は

$$\frac{dh}{dx}=i-\frac{n^2\cdot Q^2}{R^{4/3}A^2}+\frac{\alpha Q^2}{gA^3}\frac{dA}{dx} \quad \cdots\cdots(5)$$

であり，また

$$\frac{dA}{dx}=\frac{\partial A}{\partial x}+\frac{\partial A}{\partial h}\frac{dh}{dx} \quad \cdots\cdots(6)$$

であるから(6)式を(5)式に代入して

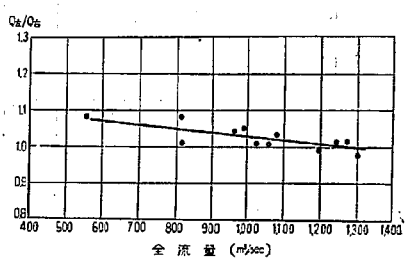
$$\frac{dh}{dx}=\frac{i-\dfrac{n^2\cdot Q^2}{R^{4/3}A^2}+\dfrac{\alpha Q^2}{gA^3}\dfrac{\partial A}{\partial x}}{1-\dfrac{\alpha Q^2}{gA^3}\dfrac{\partial A}{\partial h}} \quad \cdots\cdots(7)$$

特に長方形水路の場合は(7)式は

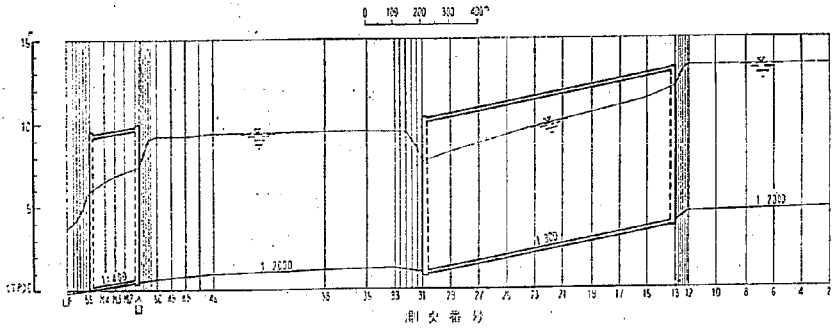
$$\frac{dh}{dx}=\frac{ih^3-\dfrac{n^2Q^2h}{R^{4/3}b^2}+h_c\dfrac{h}{b}\dfrac{db}{dx}}{h^3-h_c^3}$$

$$=\frac{F_1(h,x)}{F_2(h,x)} \quad \cdots\cdots(8)$$

ここに h_c は限界水深



図—26　流量配分図

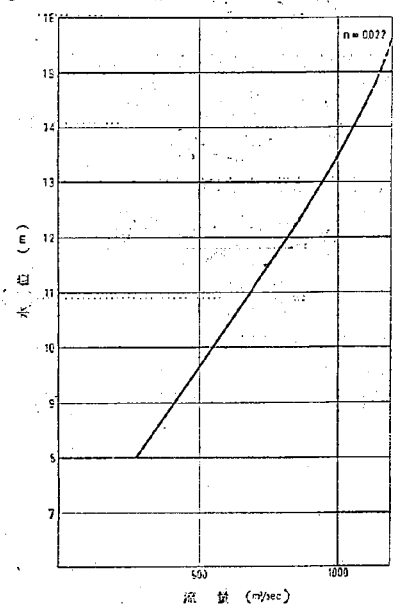


図—27 不等流計算水位

(7)式の $F_1(h,x)=0, F_2(h,x)=0$ の両曲線の交点の x 座標が支配断面の位置であり，h 座標がその点の限界水深を与える。これを求めるためには A—h 図表を使って図式的に求めればよい。このような計算を行ってA，B 案に対してはトンネル出口（No. 55），C案においては p_2 29 が支配断面になるが実験の結果もこれとよく一致する。

（2） 2 本のトンネルへの流量配分

第1トンネルは全区間直線で問題はないが，第2トンネルは R=338 m，R=302 m の違った曲率を持ち，かつ長さを異にするので両トンネルへの流量配分を検討する。



図—28 No. 2 断面水位～流量曲線

表—4

測点番号	通加距離	河床高	水位	流速
	(m)	(m)	(m)	(m/sec)
L. P	0	−0.176	3.624	
(33)	25.00	−0.062	3.938	
(32)	35.60	−0.036	4.164	
(31)	46.60	−0.002	4.598	
(30)	57.40	0.03	4.830	
(29)	68.40	0.01	5.510	7.35
No. 55	75.00	0.021	5.960	6.83
右M. 5	87.40	0.036	6.055	6.76
M. 4	135.60	0.158	6.510	6.48
M. 3	174.20	0.256	6.831	6.28
M. 2	209.60	0.344	7.048	6.19
M. 1	246.00	0.436	7.273	6.08
入口	258.20	7.458	7.329	6.06
(16)	267.30	0.478	7.605	6.02
(15)	275.00	0.490	7.964	5.38
(14)	284.20	0.524	8.519	3.98
(13)	292.20	0.584	8.873	3.17
(12)	301.00	0.584	9.053	2.52
No. 50	325.00	0.652	9.145	2.21
〃 49	375.00	0.744	9.149	2.24
〃 48	425.00	0.830	9.155	2.26
〃 46	525.00	0.934	9.883	1.92
〃 38	925.00	1.134	9.446	1.96
〃 35	1075.00	1.209	9.472	
〃 33	1175.00	1.260	9.474	2.03
G	1195.00		9.426	2.27
E	1215.00		9.281	2.85
D	1235.00		8.921	3.94
B	1255.00		8.333	5.26
〃 31	1275.00	1.000	7.654	6.51
〃 29	1375.00	1.333	8.250	6.29
〃 27	1475.00	1.667	8.775	6.17
〃 25	1575.00	2.000	9.242	6.08
〃 23	1675.00	2.333	9.715	6.00
〃 21	1775.00	2.667	10.150	5.94
〃 19	1875.00	3.000	10.580	5.88
〃 17	1975.00	3.333	10.977	5.86
〃 15	2075.00	3.667	11.380	5.81
〃 13	2175.00	4.000	12.092	5.15
〃 A	2184.00			
〃 B	2193.00		12.668	3.97
〃 C	2201.00			
〃 D	2209.00		13.106	2.70
〃 E	2218.00			
〃 12	2225.00	4.553	13.328	1.79
〃 10	2325.00	4.606		
〃 8	2425.00	4.656		
〃 6	2525.00	4.706		
〃 4	2625.00	4.756		
〃 2	2725.00	4.806	13.400	

左側，右側のトンネルへの流入量をその入口で実測すると図--26 のごとく $Q_{左}/Q_{右}$ は流量の減少とともに多少増加している傾向にあるが最大 4～5 %程度であり，実測値の精度を考えると左右同流量配分と考えて差しつかえない。

（3） 遷移部における損失

断面縮少する遷移部（トンネル入口）における形状損失は入口を滑らかに取りつけることによって無くすることができる。

断面拡大する遷移部（トンネル出口）においては渦の発生のために形状損失がおこる。この形状損失は急拡に対して最も大きく，拡がり角を減少させるに従って小さくなる。この関係は次章において説明するが，本文の場合，E案（図—5b）のようにすれば形状損失を無くすることができる。したがって第2トンネル出口から放水路始端まで損失は摩擦のみを考えればよい。

（4） 計算法および計算結果

(1)～(3)項を用いて不等流計算を行えばよい。水面形の計算結果を図—27 および表—4 に示す。計算の結果次の事項が明らかになった。

（i） 計画流量 1,000 m³/sec を圧力トンネルとならず，わいゆる開水路として流し得る。

（ii） トンネル内を開水路として流し得る限界は第1トンネル第2トンネル 1,450 m³/sec 程度である。

（iii） 河口を除いて放水路全区間に射流の発生する場所はない。

（iv） トンネル内の水位は低下背水となる。

次に放水路始端（No. 2 断面）の水位流量曲線を求めれば図—28 のごとくである。

5. 遷移水路の水理に関する考察

〔1〕 概　説

ある一つの状態の流れから他の状態の流れに変化する流れを遷移流と言う。断面の形状が局所的に変化する時に現われる。すべての人工構造物の周りの流れは一般にこれに属する。遷移流は大きく分けて次の2種類に分類される。

（i） 漸変流……断面の変化がゆるやかであり，流線が境界から剝離しない流れ

（ii） 急変流……断面の変化が急であり，流線が境界から剝離する流れ

上のそれぞれに対して流れの形態から次の4種類が考えられる。

（i） 一つの常流状態から他の常流状態への遷移

（ii） 常流から射流への遷移

（iii） 射流から常流への遷移

（iv） 一つの射流状態から他の射流状態への遷移

この中漸変流に対しては比較的よく研究されているが[1]急変流に対しては不明確な点が少くない。

急変流においては渦の発生のために流れが不安定であり種々好ましくない現象が生ずる。また渦により摩擦以外に余分の損失水頭を生ずる。

本文においては剝離をさけるためにはどのような遷移区間をおけばよいか，剝離した流れにおいてはどのような現象が生ずるかについて2，3の実験例を述べる。

〔2〕 剝離をさけるための遷移区間

断面が縮小する流れにおいては，幅の変化が滑らかである限り剝離を生ぜず，遷移区間も非常に短かくてすむ断面が拡大する場合には拡大角がある値以上になると圧力上昇にたえることができず剝離を生ずる。

Nikuradse の円管の実験[2]によれば $\theta=4^0\sim5^0$ において剝離を生ずる。開水路においてはこれより多少大きな角度まで剝離を生じないようである。Hind と Scobey[3]は剝離をさけるために境界の拡大角を 12°30′ より大きくしてはいけないと述べている。

著者等[4]は長方形開水路について直線的に幅を変化させた場合について研究し，剝離限界の角度は境界条件や水理量によって多少変化するが，実用的には 10° 程度と考え得ることを述べた。松下氏[5]も開水路の剝離限界について実験的研究を行い拡大部入口の Fronde 数 0.2～0.45 の範囲に対して $\theta=14.5\sim9.5°$ を得ている。

本文の場合は底幅 12 m の馬てい形断面を有する2本のトンネルから，底幅 50 m，のりこう配1割5分の開水路断面に拡大するような複雑な場合である。（図—4a）側壁のこう配はトンネル出口の直から開水路の1割5分に直線的に変化する。

この遷移区間を模式的にかくと図—29—2 のようになる。図—29—1 に対比すべき θ として

$$\tan\theta=\frac{2(b_2-b_1)}{(l_2+l_1)}$$ を定義する。

θ_0' が割合に小さいので θ の代りに θ_0 を用いることもできる。θ_0 をいろいろ変化させて現象を調べるのであるが，上に述べたことから $\theta_0=10°$ 程度にすれば剝離を生ぜず，非常に好ましい流況となることが予想される。

実験をおこなった境界は

A案　$l_1=50$ m　$\theta_0=\mp20°$　形状
B案　$l_1=0$ 〃　$\theta_0=90°$　図—5b 参照

D案　D_a: $l_1=60$ m　$\theta_0=17°$
　　D_b: $l_1=80$ 〃　$\theta_0=13°$　三角形の遷移部
　　D_c: $l_1=100$ 〃　$\theta_0=10°$

E案　E_a: $l_1=125$m　$\theta_0=8°$
　　E_b: $l_1=125$ 〃　$\theta_0=8°$　図—5b 参照

である。この内 D_c 案は $\theta=10°$ であり，4章においても述べたごとく発生する渦は非常に微小であり流況も好ましい。なお完全を期するために $\theta_0=8°$ の案を実験し

た。$\theta_0=8°$ の場合には $\theta=10'$ の案に見られた多少の不安定性が完全に消滅した。

〔3〕 流れの不安定性

剝離した流れは非常に不安定である。このために次に示すごとき現象が生ずる。

流れの非対称性，蛇行現象，二次流，振動現象（水面の振動，横方向の振動）

この中振動現象は2本の流れが合流する時に生ずる特異な現象であると考えられる。

（1） 流れの非対称性，蛇行流

剝離した流れが非対称であるのは Nikuradse[2]，藤本氏[5]，の著者等[4] の実験によって知り得る。この場合にも明らかに現われる。図—9（$\theta_0=20°$）の流況図はその一例である。

非対称な流れは非常に不安定であるために外力を多少でも加えると容易に逆の側に流れが変る。すなわち今まで剝離した死水域になっていた側に流れが片寄り，その反対側に剝離を生ずる。この場合のように2本のトンネルからの流れが合流するような場合には，外力を作用させることになり絶えず左右交互に振動する。一方の側に片寄った流れはその下流に蛇行しながら流下する。

（2） 二 次 流

図—9 の点線で示す位置に底から盛り上る水流（二次流）を見る。図の位置では下流方向に向って反時計方向に周る水平軸を持った渦であると考えられる。

流れが図の左岸側による場合には二次流の生ずる位置は図とは対称的に左岸側による。

（3） 振 動 現 象

図—9 を参照して，流線が上述のごとく一方に片寄れば圧迫された水流の圧力は増加する。この圧力上昇は水面の上昇として上流に伝播する。片寄った流れはもともと不安定であるので圧迫された水流の圧力がある程度増加すると片寄った流れは反対の側に移動する。これとともに上昇した水面は下降を始める。このために水面は上下方向に振動する。この振動周期は勿論流れの横方向の振動周期と同じである。（このことは図—10 の右側，左側の振動位相が 180° づれていることからも分かる。）

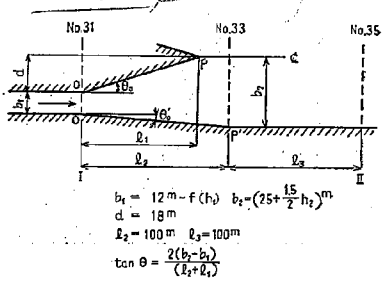
トンネル出口の断面で測定した振動の模様は図—10のようである。振幅は流れの非対称にもとずく初期波と波の減衰率によって決定されると考えられる。すなわち $\theta_0=90°$ の場合は非対称な流れによって生ずる波高の初期値は大きいが，合流点からトンネル出口断面までの水面積は大きく，このために波は減衰して水面はほとんど振動しない（B案）また θ_0 が小さくなり 10°～8° 程度となると流れの非対称はなくなり水面はほとんど振動しない（D_0 案E案）その中間において振幅が最大となる。（D_0 案，$\theta=13°$）

振動周期は各案とも4分程度（実物換算）であるが，これに細かい振動周期の波が合成されている。振幅の最も大きい D_0 案では細かい周期が消滅する。

以上の現象は op，$o'p'$ の形状が多少異っても同一の θ_0 に対してほぼ同様であることから現象を律する主要な要素は θ_0（又は θ）であると考えられる。

〔3〕 損 失 水 頭

断面拡大水路において剝離を生ずる場合には摩擦以外に渦による水頭損失を生ずる。この損失水頭の算定法として長方形水路幅急拡する場合に対して著者等[4] は先に研究を行いかなりの成果を収めたが，その方法をここに適用する。形状が複雑であるので，長方形水路幅急拡の場合と対比するためには次のような若干の仮定をおかなければならない。



図—29

(1) 断面形は長方形でないので，A/h（A：断面積，h：水深）を以て長方形等値幅とする。

(2) 水路幅拡大度を長方形水路等値幅の拡大度とする。

(3) 拡大角 θ を

$$\tan\theta=\frac{2(b_2-b_1)}{l_2+l_1}$$

で定義する。（図—29）

著者等[4] の研究により II 断面の位置を求めると1断面より 300 m 程度下流となるが模型の都合で，トンネル出口（No.31）を I 断面，それより 200 m 下流の No.35 を II 断面とした。

I～II 断面間の損失水頭を表—5 に示す。

(1), (2)欄：I，II 断面の水深

(3), (4)欄：I，II 断面の流速水頭

(5) 欄：II 断面の Froude 数（F_2）

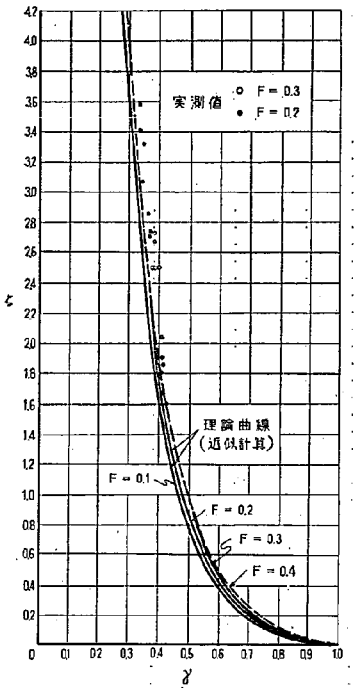
(6), (7)欄：長方形等値幅（$b=A/h$）

(8) 欄：水路幅拡大度（$\gamma=b_1/b_2$）

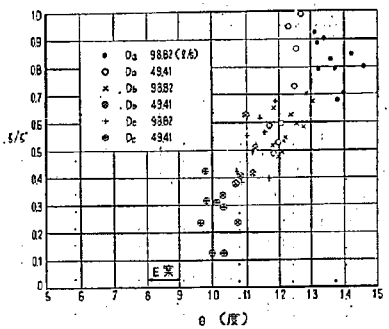
(9) 欄：II 断面から I 断面までの全水頭損失

(10) 欄：II 断面から I 断面までの摩擦損失，

E案（$\theta_0=8°$）は剝離を生ぜず摩擦損失のみであるのでこれを他の凡ての案の摩擦損失の基準値として使う，



図—30　$\theta=90°$ の形状損失係数と γ との関係



図—31　形状損失係数と θ との関係

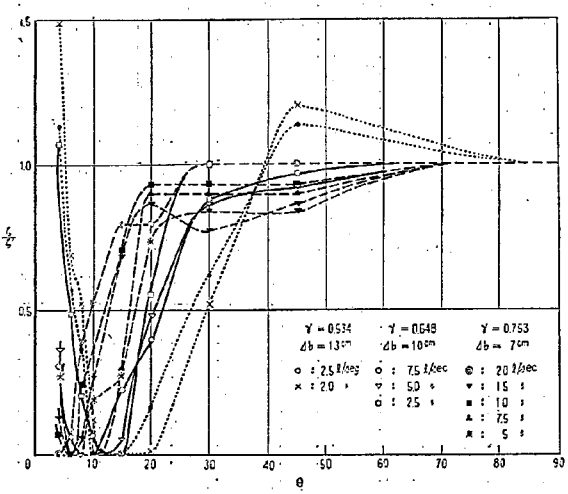
すなわち任意の案においては損失は摩擦損失と渦による形状損失との和であり，この摩擦損失として，F_2 が同じである案の摩擦損失を使用した。

(11) 欄：形状損失水頭と下流水深との比（全損失水頭から摩擦損失水頭を引いて形状損失水頭を求めた）

(12) 欄：形状損失水頭に関する Weisbach の係数

(13) 欄：$F_2\gamma$ が同一の値に対する $\theta=90°$（B案）の ξ の値へ $\xi\sim(\gamma, F_2)$ の関係図より求めた

(15) 欄：水路幅の拡大角（$=\tan\theta=2(b_2-b_1)/l_2+l_1$）$\theta=90°$ の時の形状損失係数の実測値は図—30 のようになり理論曲線より若干大きい値であるが，実用的には十分一致しているものと考えられる。図示した理論曲線は近似計算の曲線であり，これを厳密に計算するとさらに



図—32　形状損失係数と θ との関係（長方形水路）

流量 98.82 l/s (トンネル2本) Z_1=2.5 cm Z_2=3.02 cm
実験種類 B 表—5—(1) (単位 cm)

No.	(1) h_1	(2) h_2	(3) $v_1^2/2g$	(4) $v_2^2/2g$	(5) F_2	(6) b_1	(7) b_2	(8) τ	(9) h_{lt}	(10) h_{tr}	(11) $h_l/h_2=h_{lt}/h_2-h_{tr}/h_2$	(12) $\zeta=h_l/v_2/2g$	(13) ζ'	(14) ζ/ζ'	(15) θ
1	12.94	14.70	8.40	1.07	0.385	29.65	73.47	0.404	5.05						
2	13.50	15.58	7.74	0.93	0.346	29.60	73.80	0.401	4.21						
3	14.19	16.66	7.06	0.81	0.310	29.47	75.00	0.393	3.26						
4	15.41	17.47	6.37	0.72	0.286	29.55	75.60	0.387	2.82						
5	16.04	17.98	5.71	0.68	0.273	29.10	76.00	0.383	2.56	0.792	0.098	2.59			
6	16.94	18.53	5.22	0.63	0.259	28.85	76.50	0.377	2.48	0.741	0.093	2.73			
7	17.38	19.14	5.01	0.58	0.245	28.65	76.90	0.373	2.15	0.689	0.076	2.50			
8	18.02	19.55	4.73	0.55	0.236	28.40	77.10	0.368	2.13	0.626	0.077	2.73			
9	18.68	20.02	4.33	0.52	0.227	28.10	77.40	0.364	1.95	0.560	0.070	2.71			
10	19.68	20.59	4.19	0.49	0.217	27.67		0.358	2.27						
11	20.08	21.04	4.09	0.46	0.209	27.45		0.351	2.15						
12	20.29	21.51	4.04	0.44	0.200	27.30	78.40	0.349	1.86	0.408	0.068	3.32			
13	20.62	22.03	3.97	0.41	0.194	27.18	78.90	0.345	1.63	0.374	0.057	3.07			
14	21.28	22.56	3.85	0.39	0.185	26.70		0.338	1.66						
15	21.50	22.70	3.81	0.38	0.184	26.55	79.30	0.335	1.71	0.363	0.060	3.58			
16	15.09	17.27	6.37	0.74	0.292	29.30	75.41	0.389	2.83						
17	16.84	18.38	5.26	0.64	0.263	28.80	76.30	0.377	2.46	0.753	0.093	2.67			
18	17.73	19.53	4.85	0.55	0.236	28.55		0.370	1.98						
19	19.10	20.56	4.35	0.49	0.217	28.07	77.70	0.362	1.88	0.493	0.068	2.86			
20	20.05	21.46	3.99	0.44	0.202	27.50		0.351	1.62						
21	21.32	22.55	3.84	0.39	0.185	26.70	79.2	0.337	1.70	0.361	0.059	3.41			
22	22.38	23.41	3.67	0.36	0.175	25.85		0.323	1.76						

流量 49.41 l/s (トンネル2本)
実験種類 B 表—5—(2) (単位 cm)

No.	(1) h_1	(2) h_2	(3) $v_1^2/2g$	(4) $v_2^2/2g$	(5) F_2	(6) b_1	(7) b_2	(8) τ	(9) h_{lt}	(10) h_{tr}	(11) $h_l/h_2=h_{lt}/h_2-h_{tr}/h_2$	(12) $\zeta=h_l/v^2/2g$	(13) ζ'	(14) ζ/ζ'	(15) θ
1	9.29	9.73	3.97	0.68	0.375	30	69.4	.432	2.33			2.41			
2	9.35	9.93	3.92	.65	.362	〃	69.7	.430	2.16			2.31			
3	9.79	10.43	3.60	.58	.345	〃	70.0	.428	2.86			2.22			
4	10.24	10.94	3.29	.52	.309	〃	70.6	.425	1.55			2.04			
5	10.51	11.34	3.14	.48	.291	〃	70.9	.423	1.30						
6	11.04	11.87	2.86	.44	.279	29.9		.420	1.08						
7	11.83	12.48	2.51	.39	.250	29.8		.415	0.95						
8	12.68	12.87	2.19	.36	.237	29.7	72.1	.412	1.12	0.476	0.050	2.39			
9	13.21	13.33	2.03	.33	.224	〃	72.5	.410	1.04	0.427	.046	2.45			
10	13.85	13.99	1.86	.30	.207	29.55	72.9	.405	0.98	0.321	.041	2.33			
11	14.32	14.47	1.75	.28	.196	29.4	73.4	.401	0.80	0.289	.035	2.21			
12	15.28	15.24	1.56	.25	.179	29.25	74.0	.395	0.83	0.213	.041	2.72			
13	16.31	16.37	1.39	.21	.159	29.05	74.8	.388	0.60	0.180	.025	2.24			
14	9.94	10.42	3.51	.58	.345	30.0		.428	1.91						
15	10.73	11.32	3.00	.48	.292	30.0	70.8	.424	1.41			1.95			
16	11.93	12.28	2.45	.40	.255	29.8	71.6	.417	1.18	0.540	.052	2.18			
17	12.90	13.25	2.11	.34	.226	29.75		.411	.90						
18	14.20	14.27	1.76	.28	.199	29.60	73.2	.404	.89	0.314	.040	2.50			
19	15.06	15.20	1.59	.25	.180	29.40		.398	.68						

流量 98.82 l/s (トンネル2本)
実験種類 D_a 表—5—(3) (単位 cm)

No.	(1) h_1	(2) h_2	(3) $v_1^2/2g$	(4) $v_2^2/2g$	(5) F_2	(6) b_1	(7) b_2	(8) τ	(9) h_{lt}	(10) h_{tr}	(11) $h_l/h_2=h_{lt}/h_2-h_{tr}/h_2$	(12) $\zeta=h_l/v_2^2/h_2$	(13) ζ'	(14) h/ζ'	(15) θ
1	13.88	16.84	7.34	0.78	0.304	29.55	75.3	0.392	3.08				2.47		22°52′
2	15.25	17.99	6.22	.67	.272	29.30	26.1	.385	2.30	0.783	0.084	2.26	2.45	0.923	13.10
3	15.93	18.39	5.78	.64	.262	29.15	76.3	.382	2.16	0.754	.076	2.18	2.45	0.989	13.15
4	16.82	18.90	5.26	.60	.250	28.96	76.7	.377	2.06	0.699	.072	2.27	2.52	0.901	13.27
5	17.70	19.53	4.86	.55	.236	28.52		.370	1.97						
6	18.06	20.11	4.74	.51	.225	28.40	77.5	.365	1.65	0.563	.054	2.13	2.69	0.792	13.47
7	18.30	20.49	4.63	.49	.218	28.30	77.6	.365	1.43	0.512	.044	1.84	2.70	0.682	13.50
8	19.02	21.07	4.38	.46	.208	28.05	78.1	.359	1.36	0.443	.043	1.97	2.80	0.703	14.02
9	19.80	21.48	4.16	.44	.201	27.60	78.4	.352	1.52	0.402	.052	2.54	3.00	0.847	14.15
10	20.60	22.00	3.98	.41	.195	27.20		.345	1.65						
11	20.92	22.57	3.91	.39	.185	26.95	79.2	.340	1.36	0.361	.044	2.55	3.14	0.804	14.38
12	21.60	22.70	3.79	.38	.184	26.47		.334	1.79						

13	15.88	18.56	5.82	.63	.259	29.10	76.4	3.81	1.99	0.743	.067	1.98	2.50	0.792	13.17
14	17.34	19.55	5.03	.54	.236	28.70	77.1	3.73	1.76	0.625	.058	2.10	2.54	0.827	13.36
15	18.83	20.54	4.44	.49	.217	28.10		3.61	1.72						
16	20.46	21.56	4.02	.44	.200	27.30		3.49	1.90						
17	21.50	22.58	3.81	.39	.185	26.60		3.35	1.82						

流量 49.41 l/s (トンネル2本)
実験種類 D_a 表—5—(4) (単位 cm)

No.	(1) h_1	(2) h_2	(3) $v_1^2/2g$	(4) $v_2^2/2g$	(5) F_2	(6) b_1	(7) b_2	(8) γ	(9) h_{lt}	(10) h_{lr}	(11) $h_l/h_2=h_{lt}/h_2-h_{lr}/h_2$	(12) $\zeta=h_l/v_2^2/2g$	(13) ζ'	(14) ζ/ζ'	(15) θ
1	8.65	9.28	4.55	0.76	0.403	30.00	69.18	0.434	2.64						11°05′
2	9.12	10.71	4.10	.55	.319	〃	70.62	.425	1.45						11.28
3	9.75	11.09	3.62	.51	.304	〃	70.80	.425	1.24						11.32
4	10.53	11.56	3.13	.46	.283	29.95	70.96	.422	1.13						11.35
5	11.30	12.12	2.74	.42	.262	29.90	71.40	.419	0.99	0.558	0.035	1.009	1.72	0.587	11.43
6	11.85	12.63	2.49	.38	.245	29.80	71.92	.415	.82	0.505	.025	0.832	1.72	0.484	11.53
7	12.40	13.11	2.25	.35	.230	29.75	72.31	.411	.77	0.446	.025	0.937	1.78	0.527	12.00
8	13.10	13.59	2.06	.32	.218	29.60	72.63	.408	.73	0.371	.026	1.063	1.78	0.595	12.07
9	13.83	14.08	1.87	.29	.204	29.50	73.15	.403	.80	0.310	.035	1.700	1.80	0.945	12.19
10	14.20	14.56	1.78	.27	.193	29.45	73.51	.402	.63	0.277	.024	1.292	1.77	0.729	12.30
11	15.00	15.28	1.60	.25	.179	29.30	74.00	.396	.61	0.229	.025	1.524	1.76	0.865	12.35
12	15.46	15.62	1.52	.23	.171	29.20	74.35	.393	.62	0.203	.027	1.835	1.84	0.995	12.42

流量 98.82 l/s (トンネル2本)
実験種類 D_b 表—5—(5) (単位 cm)

No.	(1) h_1	(2) h_2	(3) $v_1^2/2g$	(4) $v_2^2/2g$	(5) F_2	(6) b_1	(7) b_2	(8) γ	(9) h_{lt}	(10) h_{lr}	(11) $h_l/h^2=h_{lt}/h_2-h_{lr}/h_2$	(12) $\zeta=h_l/v^2/2g$	(13) δ'	(14) ζ/ζ'	(15) θ
1	13.30	17.64	8.00	0.70	0.281	29.80	75.87	0.393	2.445						11°35′
2	13.65	18.19	7.63	0.65	.266	29.60	76.14	.388	1.919						11.42
3	15.35	18.69	6.17	0.61	.255	29.30	76.51	.383	1.700	0.729	0.052	1.59	2.44	0.652	11.52
4	15.95	19.27	5.77	.57	.245	29.10	76.92	.379	1.372	0.694	.035	1.18	2.46	0.479	12.00
5	16.65	19.64	5.37	.55	.235	28.90	77.21	.375	1.318	0.630	.035	1.25	2.54	0.492	12.07
6	17.40	20.08	5.00	.52	.226	28.70	77.35	.371	1.290	0.582	.035	1.40	2.58	0.543	12.13
7	18.15	20.61	4.68	.48	.216	28.35	77.82	.365	1.218	0.536	.033	1.42	2.67	0.532	12.10
8	18.95	21.19	4.40	.45	.207	28.00	78.12	.359	1.194	0.445	.035	1.65	2.78	0.594	12.34
9	19.55	21.73	4.23	.43	.197	27.75	78.61	.353	1.107	0.391	.033	1.67	2.86	0.584	12.47
10	20.10	22.06	4.13	.41	.193	27.50	78.89	.348	1.245	0.375	.039	2.10	2.98	0.705	12.52
11	20.75	22.54	3.95	.39	.185	27.01	79.28	.342	1.199	0.361	.037	2.14	3.10	0.677	13.05
12	21.15	23.09	3.87	.37	.177	26.80			1.389						
13	22.10	23.54	3.71	.35	.173	26.05			1.400						
14	23.96	18.61	7.28	.62	.257	29.60			1.490						
15	16.64	19.62	5.37	.54	.235	28.90	77.20	.374	1.330	0.628	.036	1.31	2.54	0.516	11.50
16	18.23	20.56	4.65	.49	.215	28.35	77.70	.365	1.310	0.493	.040	1.68	2.67	0.629	12.23
17	19.90	21.60	4.13	.43	.198	27.60			1.480						
18	21.04	22.56	3.89	.39	.185	26.90			1.460						

流量 49.41 l/s (トンネル2本)
実験種類 D_b 表—5—(6) (単位 cm)

No.	(1) h_1	(2) h_2	(3) $v_1^2/2g$	(4) $v_2^2/2g$	(5) F_2	(6) b_1	(7) b_2	(8) γ	(9) h_{lt}	(10) h_{lr}	(11) $h_l/h_2=h_{lt}/h_2-h_{lr}/h_2$	(12) $\zeta=h_l/v_2^2/2g$	(13) ζ'	(14) ζ/ζ'	(15) θ
1	8.65	9.90	4.54	0.65	0.364	30.00	69.69	0.430	2.11						10°00′
2	8.85	10.83	4.33	.54	.315	30.00	70.39	.426	1.30						10.10
3	9.45	11.40	3.83	.48	.288	30.00	70.90	.423	0.89	0.615	0.024	0.570	1.70	0.335	10.18
4	10.00	11.90	3.44	.44	.278	30.00		.422	.59						
5	10.70	12.24	3.04	.40	.257	29.90		.417	.58						
6	11.80	12.67	2.51	.38	.243	29.80	72.38	.413	.75	0.494	.020	0.667	1.75	0.381	10.42
7	12.55	13.38	2.23	.33	.222	29.75	72.49	.411	.55	0.415	.010	0.418	1.76	0.237	10.45
8	13.20	13.83	2.03	.31	.211	29.70	72.91	.407	.58	0.360	.016	0.714	1.76	0.405	10.52
9	13.80	14.25	1.87	.29	.200	29.55	73.33	.403	.62	0.299	.022	1.080	1.72	0.628	11.00
0	14.20	14.82	1.77	.26	.188	29.45		.399	.38						
1	14.75	15.24	1.66	.25	.179	29.40	73.97	.397	.41	0.229	.012	0.732	1.76	0.415	11.12
2	15.30	15.69	1.55	.23	.171	29.30	74.25	.395	.41	0.204	.013	0.887	1.75	0.506	11.18
3	15.97	16.30	1.44	.21	.161	29.10	74.74	.390	.39	0.185	.013		1.80		11.28
4	16.30	16.78	1.39	.20	.153	29.00		.387	.20						

流量 98.82 *l/s*（トンネル2本）
実験種類 D_c 表—5—(7) （単位 cm）

No.	(1) h_1	(2) h_2	(3) $v_1^2/2g$	(4) $v_2^2/2g$	(5) F_2	(6) b_1	(7) b_2	(8) γ	(9) h_{lt}	(10) h_{lr}	(11) $h_l/h_2=h_{lt}/h_2-h_{lr}/h_2$	(12) $\zeta=h_l/v_2^2/2g$	(13) ζ'	(14) ζ/ζ'	(15) θ
1	13.08	17.07	8.24	0.76	0.295	29.75	75.40	0.395	2.97						10°20′
2	13.17	17.70	8.13	0.70	0.280	29.70	75.8	0.393	2.39						10.27
3	13.38	18.26	7.88	0.65	0.265	29.65	76.2	0.390	1.83						10.32
4	13.74	18.63	7.47	0.62	0.256	29.60	76.5	0.387	1.44						10.37
5	14.70	19.01	6.65	0.59	0.248	29.40	76.8	0.383	1.22	0.684	0.032	1.031	2.43	0.423	10.43
6	16.15	19.53	5.64	0.55	0.238	29.10	77.1	0.377	1.19	0.664	0.027	0.960	2.50	0.383	10.52
7	17.35	20.02	5.02	0.52	0.227	28.65	77.4	0.370	1.32	0.561	0.037	1.438	2.60	0.553	11.02
8	18.00	20.62	4.75	0.48	0.216	28.40	77.9	0.365	1.12	0.495	0.031	1.332	2.70	0.493	11.12
9	18.50	20.94	4.55	0.46	0.211	28.20	78.1	0.362	1.13	0.481	0.032	1.456	2.80	0.520	11.17
10	19.40	21.54	4.27	0.43	0.201	27.85	78.4	0.355	1.18	0.409	0.036	1.805	2.92	0.618	11.25
11	19.85	22.03	4.15	0.41	0.194	27.65	79.0	0.350	1.05	0.374	0.031	1.665	2.94	0.566	11.35
12	20.20	22.56	4.07	0.39	0.185	27.45	79.3	0.346	0.80	0.361	0.020	1.180	2.96	0.399	11.43
13	21.25	23.07	3.85	0.37	0.179	26.75	79.6	0.336	1.15	0.323	0.035	2.183	3.22	0.677	11.55
14		23.54	3.74	0.35				0.327							

流量 49.41 *l/s*（トンネル2本）
実験種類 D_c 表—5—(8) （単位 cm）

No.	(1) h_1	(2) h_2	(3) $v_1^2/2g$	(4) $v_2^2/2g$	(5) F_2	(6) b_1	(7) b_2	(8) γ	(9) h_{lt}	(10) h_{lr}	(11) $h_l/h_2=h_{lt}/h_2-h_{lr}/h_2$	(12) $\zeta=he/v_2^2/2g$	(13) ζ'	(14) ζ/ζ'	(15) θ
1	8.85	10.59	4.336	0.57	0.327	30	70.10	0.428	1.52						9°07′
2	8.90	19.91	4.30	0.53	0.310	30	70.58	0.425	1.25						9.12
3	9.05	11.43	4.16	0.47	0.288	30	70.95		0.79						9.18
4	10.90	12.45	2.93	0.39	0.251	30	71.68		0.47						9.28
5	12.28	13.15	2.33	0.34	0.229	29.8	72.32	0.412	0.60	0.447	0.011	0.423	1.80	0.235	9.40
6	13.08	13.73	2.07	0.31	0.213	29.70	72.98	0.407	0.59	0.357	0.017	0.752	1.78	0.423	9.50
7	13.53	14.28	1.94	0.29	0.200	29.65	73.20	0.405	0.38						9.52
8	14.03	14.73	1.81	0.27	0.189	29.50	73.66	0.401	0.33	0.265	0.004	0.218	1.72	0.127	10.00
9	14.74	15.27	1.66	0.24	0.179	29.35	74.03	0.396	0.37	0.229	0.009	0.571	1.84	0.310	10.08
10	15.27	15.82	1.56	0.22	0.168	29.35	74.46	0.394	0.26	0.190	0.003	0.214	1.74	0.123	10.20
11	15.84	16.28	1.46	0.21	0.161	29.15	74.72	0.390	0.29	0.179	0.007	0.543	1.78	0.294	10.20
12	8.86	10.14	4.40	0.62	0.349	30	70.0	0.429	1.98						9.05
13	8.54	11.24	4.73	0.49	0.295	30	70.8	0.424	1.02						9.15
14	13.52	14.21	1.93	0.29	0.201	29.7	73.2	0.406	0.43	0.270	0.011	0.538	1.70	0.316	9.52

流量 98.81 *l/s*（トンネル2本）
実験種類 E_a 表—5—(9) （単位 cm）

No.	(1) h_1	(2) h_2	(3) $v_1^2/2g$	(4) $v_2^2/2g$	(5) F_2	(6) b_1	(7) b_2	(8) γ	(9) h_{lt}	(10) θ
1	22.44	25.07	3.73	0.30	0.155	25.8	81.19	0.318	0.53	10°04′
2	21.03	24.11	3.89	.33	.166	26.9	80.48	.334	.21	9.44
3	20.04	23.03	4.10	.37	.179	27.5	79.70	.345	.47	9.30
4	19.00	22.22	4.40	.40	.195	28.0	79.00	.354	.51	9.16
5	16.90	21.12	5.25	.46	.208	28.8	78.14	.368	.30	9.00
6	15.96	20.76	5.76	.48	.214	29.1	77.84	.374	.21	8.52
7	13.97	19.91	7.34	.53	.230	29.5	77.37	.381	.60	8.43
8	13.96	18.01	7.34	.66	.272	29.5	75.90	.389	2.35	8.26
9	13.96	17.01	7.34	.76	.299	29.0	75.27	.392	3.26	8.20
10	20.95	23.61	3.91	.35	.212	26.9	79.96	.337	.17	9.38
11	19.95	22.67	4.13	.38	.194	27.5	79.51	.346	.50	9.28
12	18.01	21.73	4.74	.43	.231	28.45	78.59	.362	.08	9.07
13	15.83	20.73	5.85	.48	.172	29.10	78.02	.373	.05	8.53
14	14.74	19.78	6.58	.53	.184	29.35	77.30	.385	.49	8.43
15	14.65	18.72	6.69	.61	.198	29.40	76.39	.385	1.49	8.33
16	14.54	17.58	6.80	.70	.214	29.40	75.62	.389	2.54	8.25
17	15.54	16.29	6.80	.84	.233	29.20	74.60	.391	3.69	8.17

流量　49.41 l/s（トンネル2本）
実験種類　E_a　表—5—(10)　（単位 cm）

No.	(1) h_1	(2) h_2	(3) $v_1^2/2g$	(4) $v_2^2/2g$	(5) F_2	(6) b_1	(7) b_2	(8) γ	(9) h_{lt}	(10) θ
1	21.26	21.88	0.96	0.11	0.098	26.7	78.75	0.339	−0.03	9°27′
2	19.52	20.18	1.06	.13	.112	27.4	77.45	.354	0.00	9°03′
3	17.36	18.28	1.32	.16	.133	28.35	76.20	.372	−0.03	8°42′
4	13.22	16.23	1.57	.21	.162	29.25	74.68	.392	0.07	8°16′
5	12.10	15.32	1.80	.24	.182	29.50	74.09	.399	0.07	8°07′
6	9.66	10.31	3.63	.60	.340	30.00			2.17	
7	10.72	12.98	3.02	.35	.234	29.95	72.27	.414	0.14	7°43′
8	10.36	12.71	3.23	.37	.242	〃	71.99	.416	0.24	7°44′
9	9.84	11.82	3.45	.44	.267	30.00	71.32	.421	0.76	7°32′
10	9.76	11.27	3.62	.49	.295	〃	70.81	.424	1.35	7°27′
11	9.71	10.76	3.63	.54	.318	〃	70.35	.427	1.77	7°27′
12	15.74	16.00	1.48	.22	.165	29.10	74.53	.391	0.48	8°17′
13	14.44	14.99	1.72	.26	.185	29.40	73.75	.399	0.39	8°05′
14	13.14	14.02	2.04	.30	.206	29.60	72.93	.406	0.34	7°53′
15	11.65	13.14	2.57	.35	.238	29.85	72.14	.413	0.22	7°42′
16	9.90	12.13	3.53	.42	.262	30.00	71.34	.421	0.37	7°30′
17	9.85	11.19	3.55	.50	.298	〃	70.76	.424	1.20	7°25′

流量　98.8 l/s（トンネル2本）
実験種類　E_b　表—5—(11)　（単位 cm）

No.	(1) h_1	(2) h_2	(3) $v_1^2/2g$	(4) $v_2^2/2g$	(5) F_2	(6) b_2	(7) b_2	(8) γ	(9) h_{lt}	(10) θ
1	14.35	19.66	6.98	0.54	0.235	29.4	77.2	0.382	0.61	8°45′
2	15.47	20.00	6.14	.52	.227	29.3	77.3	0.379	5.58	8°42′
3	17.32	21.09	5.28	.46	.207	28.5	78.1	0.365	0.53	9°02,

流量　49.4 l/s　（単位 cm）

1	9.75	11.32	3.61	.48	.277	30.0	70.9	0.423	0.10	7°28′
2	9.84	12.26	3.55	.40	.234	30.0	72.0	0.420	0.21	7°38′
3	11.57	13.14	2.62	.35	.229	29.9	72.3	0.416	0.19	7°45′

よく一致するものと考えられる。

次に θ の任意の角に対する形状損失を $\theta=90°$ の時の形状損失との比率で示すと図—31 のようである。

図より $\theta=8°\sim9°$ において $\zeta/\zeta'=0$，それより θ の増加とともに ζ/ζ' は急激に増加し，$\theta=15°$ 附近において $\zeta/\zeta'\fallingdotseq1$ となる。

数多くの室内実験で θ と ζ/ζ' の関係を求めると図—32 のように水理条件や境界条件により種々変化するが少くとも次のことがいい得る。

(1) $\theta=30°$ 以上においては $\zeta/\zeta'\fallingdotseq1$ と考えることができる。

(2) 形状損失水頭が0となる θ は 5°～15° の間に変化する。

(3) $\theta=8°\sim10°$ 程度においては何れの場合にも形状損失水頭は小さい。

(4) θ が 8°～10° 附近から $\theta=15°\sim30°$ 附近まで ζ/ζ' は，θ の増加とともに急激に増加する。

図—31 に得られた結果と上に述べた結果とは定性的にかなりよく一致する。

θ と ζ/ζ' の関係についてはさらに詳細に研究しなければならないが，実用的には安全率を見越して $\theta=8°\sim10°$ 附近において $\zeta/\zeta'=0$ それから直線的に増加し $\theta=15°$ 附近において $\zeta/\zeta'=1$ となるものとすることができる。

6. 結　論

（1） トンネル入口部の設計

トンネル入口は幅が縮小する遷移水路であり，かかる水路を設計するには滑らかに取りつけ，流線が拡大するのを防ぐようにすべきである。もし滑らかでなければ入口で跳水をおこし，これが波状をなしてトンネル内を伝播し，トンネル内の水流はいちじるしく不安定となる。

（2） トンネル出口部の設計

トンネル出口部は幅が拡大する遷移水路であり，射流と常流でははなはだしく水流の状態が異る。

問題となる点は

射流 ⟶ 衝撃波 / 高速流

常流 ⟶ 水流の不安定性（流れの非対称性，蛇行振動，2次流） / 損失水頭

以上の対策として射流部に対しては断面積を小さくして境界を曲げないことであり，このためC案（第2トンネル）のごとく2本のトンネルを別々に放流するように

設計した。

常流部に対しては境界の拡大角を 8° 程度にして流線の剝離を生じないようにすればよい。このためE案（第1トンネル）のごとく設計した。

（3） 水理計算法

水理計算を行うために次の諸点を明らかにした。

（i） 計算出発水位——第2トンネル出口で限界水深となる。

（ii） 2本のトンネルへの流量配分——ほぼ等分配である。

（iii） 遷移区間の損失水頭——最終案に対しては0である。したがって摩擦損失のみを考えればよい。

（4） 計算結果

計画流量に対する計算結果は図—27 に示すとおりである。

（5） 拡大水路における水理現象

拡大水路において剝離を生じないような遷移区間の長さ，剝離を生じた場合の水理現象と拡大角との関係について考察した。

参考文献

(1) 本間仁: 水理学（技術者のための流体の力学）ノ丸善

(2) Nikuradse: "Untersuchungen über die Strömungen des Wassers in kenvergenten und divergenten Kanälen", Forsuchungs arbeiten des Vereines Deutschen Ingenieur, Hebt 282 1929.

(3) H. Rouse: Engineering Hgdraulics p. 520

(4) 吉田和男，荒木民哉: 開水路断面急拡部の水理に関する研究"（矩形水路幅急拡による損失水頭），土木研究所報告 1959

(5) 松下玄: 開水路常流の拡大移行部の流れ，農業土木研究 25 巻 2 号

(6) 藤本武助: 拡がり流れの実験結果について，京都大学工学部紀要 2 昭和 27—9

ダムに使用されたセメントの性質について

——第4報　五十里ダム用セメントについて——

建設技官　有　泉　昌 *
建設技官　小　松　原　正　夫 **

(昭和 31 年 12 月)

Several Properties of Moderate Heat Cement for Dams (4)

——Cement used for Ikari Dam——

(Dec., 1956)

Akira Ariizumi
Masao Komatsubara

Synopsis:

We tested on general properties of moderate heat cement which was supplied for Ikari dam (1952～1956). The cement amounted to 98,400 ton and was manufactured by one factory. From the tested results, sampling method, uniformity of several properties and some relationships between the properties were discussed.

The conclusions were as follow;

These samples which were took by this method were proved to representat each lots of cement.

The ranges of chemical compositions of the cement were CaO: 62.76～63.33%, SiO_2: 22.95～23.36%, SiO_2: 22.95～23.36%, Al_2O_3: 3.69～4.41%, Fe_2O_3: 3.95～4.20%, and C_3S: 40.7～44.0%, C_2S: 33.3～35.9%, C_3A: 4.0～4.7%.

The composition of this cement close to that of low heat cement. Accordingly the early strength of the cement was low, and heat of hydration was very low. The properties of the cement were not so uniform as expected for cement manufactued in one factory.

As regards some relationships between its properties, some emprical formulae were obtained.

$$\sigma_{28}=1.406\,\sigma_7+80\pm36$$
$$H_{28}=0.942H_7+18.9\pm2.3$$

In these formulae, σ_7, σ_{28} are mortar strength at the ages of 7, 28 days and H_7, H_{28} are heat of hydration at the ages of 7, 28 days respectively.

要　旨

五十里ダムに納入された中庸熱セメント 98,400 t について品質試験を実施し，一定仕様規格にもとづいて単一工場で製造された場合のセメントの品質の変動を明らかにした。セメントの製造期間は約4ケ年にわたつており，採取した試料 161 ケについて JIS 試験を実施し，一般性質，均一性およびここで採用した試料採取方法を検討した。

納入中庸熱セメントの化学組成を平均値限界で示すと，CaO: 62.76～63.33%, SiO_2: 22.95～23.36%, Al_2O_3: 3.69～4.41%, Fe_2O_3: 3.95～4.20%, 水硬性化合物量は C_3S: 40.7～44.0%, C_2S: 33.3～35.9% C_3A: 4.0～4.7% であり，やや低熱型に傾むいた組成を有している。初期強サは一般に低く，水和熱は甚だ低い，その後，他のダムに納入された中庸熱セメントの試験実績と比較して，均一性は単一工場製品であることを考えれば良いとは云えない。ここで行なつた試料採取方法により，代表試料を得ることが出来ると考える。

また，ここに納入された中庸熱セメントの材令7日と 28 日の間には，圧縮強サについては，

$$\sigma_{28}=1.406\,\sigma_7+80\pm36$$ (σ_7, σ_{28}: 材令7日，28日のモルタル圧縮強サ)

水和熱については，

$$H_{28}=0.942\,H_7+18.9\pm2.3$$ (H_7, H_{28}: 材令7日，28日の水和熱の値)

の関係がある。

* 地質化学部　化学研究室長
**　〃　化学研究室主任研究員

目　次

1 前　が　き……(2)
2 セメントの製造概況，試料採取方法…(2)
（1）製造概況……(2)
（2）試料採取方法……(2)
3 試験結果……(3)
4 試験結果の検討……(3)
（1）品質の概要……(3)
（2）納入セメントの品質の推移……(13)
（3）均一性について……(16)
（4）圧縮強サ，水和熱の推定……(17)
5 要　約……(31)

1. 前　が　き

土木研究所においては従来より各堰堤に使用された中庸熱ポルトランドセメントの品質調査を実施しており，その結果の一部は既に「中庸熱セメント試験成績」（土研報告第 94 号）および「ダムに使用された中庸熱セメントについて」第一報，第二報（土研報告第 96，99 号）として報告した。

本報は，五十里ダムに納入された中庸熱セメントの検収試験結果について報告する。

重力ダムのような大塊構造物ではセメントの使用量は多量であり，しかも相当長期間にわたつて継続使用される。供給されるセメントの品質がほぼ一定であり変動の少ないセメントは安心して使用することが出来るばかりでなくコンクリートの施工，品質管理のうえからも望まれることがある。従つて定められた仕様規格にもとづいて納入されるセメントの均一性の実態を明らかにすることは今後の参考になると考える。既報では 3 工場より納入された場合について論じたのであるが，ここでは単一工場から納入された例として五十里ダム用セメントについて述べる。なほ五十里ダム用セメント製造開始当時は，中庸熱セメントの JIS 規格もなく，セメント工業界にようやく戦後の衰退時代を切りぬけ，技術的改善，設備の更新に着手した時代であつたことを考慮したい。

2. セメントの製造概況．試料採取法

（1）製造概況

五十里ダム用のセメントは中庸熱ポルトランドセメントが使用され，その納入は磐城セメント社栃木工場によつて行なはれた。栃木工場はセメントの製造方式から云うと乾式工場であり，ダム用セメントの製造当初における工場設備概況は原料粉末機 4 基（60.0 t/h），同再粉砕機 1 基（60.0 t/h），石炭粉末機 2 基（17.0 t/h），仕上ミル 4 基（61.5 t/h），回転窯 3 基（55.0 t/h）であつた。

ダム用セメントは昭和 27 年 5 月に製造が開始され，昭和 31 年 7 月に終了した。セメントの製造に当つては工事速度，セメント貯蔵庫等の状況によりその都度工事事務所からの製造指示があり，1 回の製造量はそのときの状況にもよるが，平均 2,500 t 程度である。かくして昭和 31 年 7 月までに，五十里ダム用セメントの製造回数は 40 回に及び，セメント製造総量は 98,406 t に達した。このセメントの納入は昭和 27 年 6 月に開始され昭和 31 年 9 月に終了した。この内昭和 27 年の納入量は 2,000 t，昭和 28 年 12,905 t，昭和 29 年 39,595t 昭和 30 年 38,555 t，昭和 31 年には 5,351 t である。

セメント製造開始より終了に至るまで工場設備の主要な改造，増設は原料粉末機，仕上ミル，石炭粉末機，回転窯等について行なはれたが，いづれも昭和 31 年 6 月以降であり，五十里ダム用セメントの製造には事実上関係がないものと思はれる。なほ石灰石，粘土等の原料山の採掘個所はダム用セメントが製造開始されてより終了するまでに変更されることがあり，特に粘土の採掘個所が相違することによりセメントの品質に影響を及ぼした例もみられる。

（2）試料採取方法

セメント製造量 250 t を 1 ロットとし，1 ロット毎に 100 kg の試料を取る。これを鉄製平板上に拡げ，シヤベルで数回切返したのち試験用小型ボールミルにシルペップ 5 kg と共に入れ，20 分間回転混合する。

20 分間経過したのち試料をボールミルより取出し，フルイにかける。これをシヤベルでよく混合し，四分法を 2 回行なつて約 25 kg に縮分する。この縮分した試料を 5 kg 入缶に密封し，五十里工事事務所，土木研究所，本局需品課，製造工場用の 4 口の試験試料とする。試験試料は密封，封印後箱詰とし夫々の送付先に送られる。試験試料のうち本局需品課に送付されたものは，検収試験結果に疑義が生じた場合の再試験用として保管された。

1 ロットより 100 kg の試料を採取するには，1 ロットが製造されるに要する全所要時間を通じて平均品位を代表するように時間的に等間隔で採取し，採取したものを合して 100 kg になるように取る。採取個所は仕上ミルよりセメントサイロに向ふスクリュウコンベア落口であり，試料はすべてセメントが移動中に採取された。1 ロットを製造するに要する時間は仕上ミルの稼動状況によつて異なる。

工事の速度が増大するにつれて使用するセメント量も多くなり，現場の要求に試験速度がともなわなくなつたのでロットの大さを 250 t から 500 t にした。その後試験回数の増加にともない，セメントの品質の変動も明らかとなるに至つたので更にロットの大さを 1000 t に変更した。試料番号 No.1，No.2 ではロットの大さは，

250 t であり，No.3，4 では 400 t，No.5 から No.23 までは 500 t，No.24 以下は 1000 t である。

仕上ミル 4 基が稼動している場合について採取要領を示せば次の如くである。当時仕上ミル 4 基の能力は 60 t/h であり，1 ロット 500 t を粉砕するに要する時間は 8 時間 20 分である。10 分間隔で 1 回に 2 kg の小口試料を取る。この操作を 50 回繰返し行い 100 kg の試料を得る。

上記方法により採取した試験試料は製造回数とロット番号を組合せた記号を付した。製造回数はアラビヤ数字により示し，ロット番号はアルハベットで示す，例へば第 1 回製造分で初めのロットの試験試料は No.1—A の如くである。

3. 試験結果

試験は試料が到着後直ちに着手し，JIS 法による化学分析，物理試験，水和熱の測定等を行なつて，その結果をそれぞれ表に示す。五十里ダム用セメント仕様は表—1 に，化学分析結果は表—2 に，物理試験結果は表—3 に水和熱測定結果は表—4 に示す。

表—1　五十里ダム用セメント仕様

項　目	単　位	規　格
比　重		>3.05
粉末度		
網フルイ方法	%	<10
ワグナー法	cm^2/g	>1700
凝結時間		
始　発	時間	>1
終　結	時間	<10
圧縮強サ		
3　日	kg/cm^2	>40
7　日	kg/cm^2	>75
28　日	kg/cm^2	>160
強熱減量 (Ig.Loss.)	%	<2.5
不溶解残分 (Insol. R.)	%	<0.7
シリカ (SiO_2)	%	>22.0
アルミナ (Al_2O_3)	%	<6.0
酸化第二鉄 (Fe_2O_3)	%	<6.0
マグネシヤ (MgO)	%	<3.0
無水硫酸 (SO_3)	%	<2.0
遊離石灰 (Free CaO)	%	<1.0
ケイ酸三石灰 (C_3S)	%	30～50
アルミン酸三石灰 (C_3A)	%	<7.5
水和熱		
7　日	cal/g	<70
28　日	cal/g	<80

4. 試験結果の検討

(1) 品質の概要

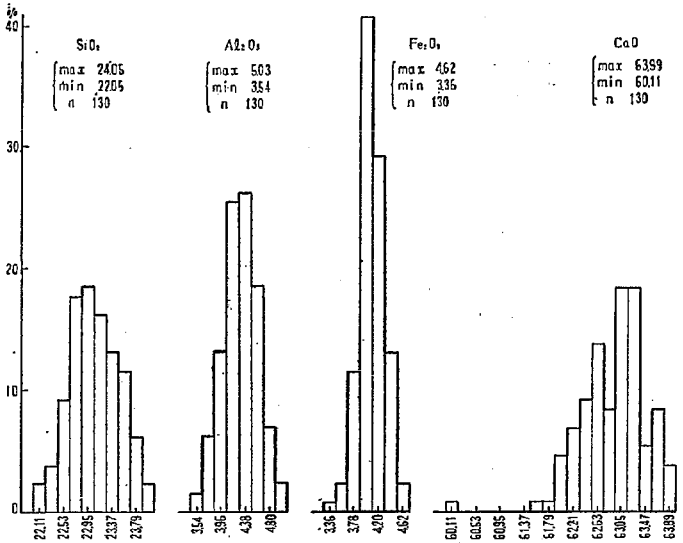
納入したセメントの品質の概要および試験結果の分布状態を相対度数分布図で示す。

化学組成についてみると表—2，図—1 からわかるように，全般に納入セメントの化学組成は低熱型に傾むいた組成を有していると云える。組成範囲は SiO_2: 22.05%～24.05%，Al_2O_3: 3.54%～5.03%，Fe_2O_3: 3.3.%～4.58%，CaO: 61.55%～63.99% の範囲にある。炎光分析による全アルカリ量 ($Na_2O+0.66\,K_2O$) は No.28—C: 0.52%，No.31—B: 0.60% である。Al_2O_3，Fe_2O_3 量の分布状況はほぼ左右対称であるが，SiO_2 は高ケイ酸側に，CaO は高石灰側に分布はいくぶんかたよつている。酸化物組成から計算される水硬性化合物量は C_3S: 29.4～49.3%，C_2S: 26.7～46.4%，C_3A: 2.3～7.4%，C_4AF: 10.2～13.8% の範囲にある。これ等水硬性化合物の分布状況は C_3S では高含有量側に，C_2S，C_3A では低含有量側にややかたよつてをり C_4AF ではほぼ左右対称である。

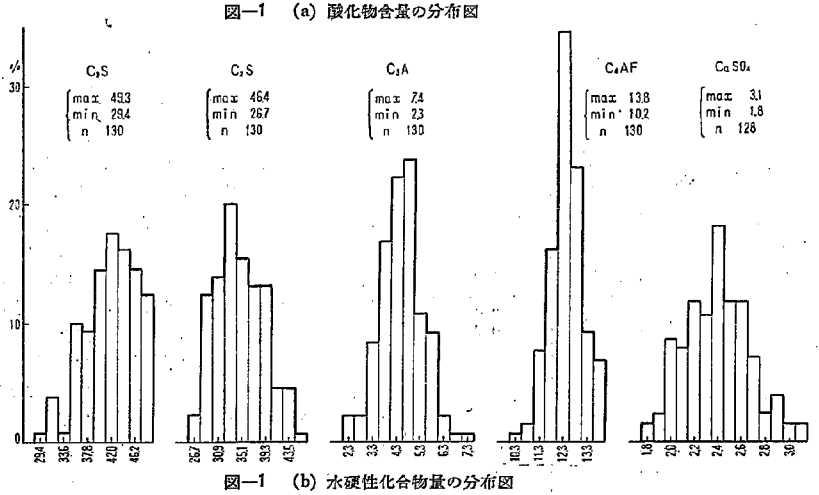
五十里ダム用セメント仕様規格を，この化学分析結果に厳密に適用すると不溶残分 (Insol. R.) で No.3—A, B, C, F, G, H. No.4—A, B, C, D, E, F, G. No.7—A. No.9—A. No.11—E. No.15—B. No18—C. No.23—A の各試料は不合格となる。また No.3—E の C_3S 量は 29.4% であり仕様規格(30～50%)にはづれている。試料番号 No.23 以後の試料には異状のものはない。

物理試験結果については表—3，図—2 に示した。凝結性は正常であり，凝結時間も仕様規格に合格するが，なかには始発時間が 4 時間以上を要するやや緩結性の試料もある。粉末度は網フルイ方法による標準網フルイ 88 μ の残分は最大 4.6% で仕様規格に合格する。ワグナー比表面積値(ブレーン値よりの換算値)は 1630～2200 cm^2/g の範囲にあり，このうち No.3—A, H. No.7—A. No.8—B, C, D, E. No.9—B, C, D, E, F. No.13—D, E の 14 試料は 1700 cm^2/g 以下で規格に合格しない。圧縮強サは材令 3 日: 35～121 kg/cm^2，7 日: 67～201 kg/cm^2，28日: 161～370 kg/cm^2，91日: 208～478 kg/cm^2 の範囲にある。このこうち No.3—D の材令 3 日における圧縮強サおよび No.3—C, D の材令 7 日の圧縮強サは夫々 35 kg/cm^2，72 kg/cm^2，67 kg/cm^2 で規格に不合格である。初期に製造されたセメントの材令 3，7，28日における強サは低く，試料番号 No.10 から No.21 におよぶ各試料の 3 日強サは高くなつている。これはセメントの化学組成が SiO_2 量少なく，CaO 量が多量になり，水硬率 (H.M.) も高くなつているが，他の No.21 以後の試料でこれ等と同程度の組成を有する試料と比較しても高い値を示している。圧縮強サの分布状況は図—2 に示すように材令 3 日，7 日ではほぼ左右対称であるが，材令 28日，91日，360日では圧縮強サの高い方に，材令 180 日では圧縮強サの低い方に分布はかたよつている。フロー値は 186～321 であり，その分布は左右対称である。比表面積値はやや低い値の方に分布はかたよつている。

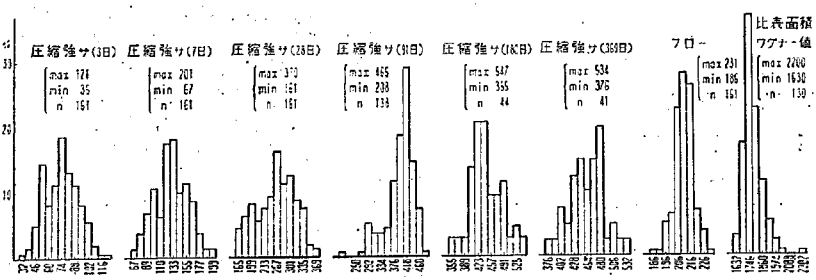
水和熱の測定値は表—4，図—3 に示した。化学組成が低熱型に傾むいたことは納入セメントの水和熱にも影



図—1 (a) 酸化物含量の分布図



図—1 (b) 水硬性化合物量の分布図



図—2 圧縮強サ，フロー値および比表面積値の度数分布図

表—2　化学分析値，比率および水硬性化合物量

	酸化物 (%)										水硬性化合物 (%)					比率				
	Ig. L.	In. R.	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	MnO	CaO	MgO	SO_3	合計	C_3S	C_2S	C_3A	C_4AF	$CaSO_4$	H.M.	A. I.	S. M.	I. M.	L. S. R.
No. 1—A	0.67	0.54	23.63	4.05	4.20	—	62.70	2.58	1.10	99.47	39.1	38.4	3.6	12.8	1.9	1.97	5.84	2.86	0.96	0.85
B	0.64	0.52	23.91	4.26	4.10	—	62.86	2.73	1.05	100.07	36.6	41.0	4.4	12.5	1.8	1.95	5.61	2.86	1.04	0.84
C	0.65	0.61	23.49	4.10	4.13	—	62.13	2.89	1.26	99.26	37.3	39.3	3.9	12.6	2.1	1.96	5.73	2.85	0.99	0.85
No. 2—A	0.88	0.49	22.66	4.24	4.43	—	62.98	2.60	1.27	99.61	45.6	30.6	3.7	13.6	2.2	2.00	5.34	2.59	0.95	0.88
B	0.87	0.31	23.24	4.31	4.31	—	62.83	2.74	1.27	99.81	40.3	36.4	4.1	13.1	2.2	1.97	5.39	2.69	1.00	0.90
C	0.89	0.43	23.64	4.12	4.20	—	62.88	2.55	1.20	99.91	39.1	38.5	3.8	12.7	2.0	1.97	5.74	2.84	0.98	0.85
D	0.79	0.42	23.26	4.21	4.25	—	62.71	2.61	1.23	99.48	40.5	36.4	3.9	12.9	2.1	1.98	5.52	2.75	0.99	0.89
E	0.64	0.34	24.05	4.24	3.97	—	63.11	2.58	1.21	100.13	36.4	41.7	4.5	12.1	2.0	1.96	5.67	2.93	1.07	0.85
No. 3—A	0.50	0.87	23.46	4.41	4.44	0.11	62.46	1.65	1.76	99.66	34.9	41.2	4.2	13.5	3.0	1.93	5.32	2.65	0.99	0.85
B	0.54	0.81	23.35	4.48	4.46	0.05	62.49	1.74	1.80	99.72	35.3	40.5	4.3	13.6	3.1	1.94	5.21	2.61	1.00	0.85
C	0.58	0.82	23.33	4.29	4.49	0.17	62.16	1.73	1.53	99.10	36.1	39.9	3.8	13.6	3.1	1.94	5.44	2.66	0.96	0.85
D	0.65	0.67	23.50	4.29	4.48	0.13	62.46	1.72	1.54	99.44	36.0	40.4	4.0	13.6	2.6	1.94	5.48	2.68	0.96	0.85
E	0.59	0.56	23.91	4.55	4.44	0.15	62.04	1.71	1.55	99.50	29.4	46.4	4.5	13.5	2.6	1.89	5.26	2.66	1.02	0.83
F	0.54	0.80	23.62	4.36	4.40	0.15	62.09	1.78	1.52	99.26	33.3	42.8	4.1	13.4	2.6	1.92	5.42	2.70	0.99	0.85
G	0.82	0.89	23.05	4.27	4.55	0.07	62.63	1.80	1.51	99.39	40.2	35.8	3.6	13.8	2.6	1.97	5.40	2.61	0.94	0.89
H	0.83	0.50	22.95	4.40	4.30	0.09	63.57	1.72	1.41	99.77	44.6	32.3	4.4	13.1	2.4	2.00	5.22	2.64	1.02	0.88
No. 4—A	1.94	0.77	22.60	3.98	4.38	0.07	62.99	1.96	1.43	100.12	47.5	29.0	3.1	13.3	2.4	2.03	5.67	2.70	0.91	0.89
B	1.28	0.89	22.67	4.38	4.58	0.13	63.26	1.82	1.45	100.46	45.1	31.1	3.8	13.9	2.5	2.00	5.17	2.53	0.96	0.88
C	1.23	0.87	22.58	4.62	4.51	0.07	63.28	1.82	1.42	100.40	44.4	31.0	4.6	13.7	2.4	2.00	4.89	2.47	1.02	0.88
D	1.25	0.85	22.53	4.43	4.53	0.11	63.14	1.83	1.45	100.42	45.4	30.4	4.1	13.7	2.5	2.01	5.09	2.51	0.98	0.87
E	1.41	0.84	22.38	4.47	4.10	0.10	62.68	1.83	1.36	100.17	37.6	38.7	4.9	12.5	2.5	1.96	5.23	2.73	1.09	0.89
F	1.25	0.96	22.57	4.62	4.48	0.11	63.14	1.87	1.47	100.47	43.8	31.7	4.7	13.6	2.5	1.99	4.89	2.48	1.03	0.89
G	1.00	0.99	23.46	4.44	4.00	0.07	63.26	1.77	1.45	100.44	39.5	37.5	5.0	12.2	2.5	1.98	5.23	2.78	1.11	0.89
No. 5—A	0.67	0.51	23.72	4.22	3.99	0.02	63.65	2.15	1.19	100.12	41.3	36.9	4.4	12.1	2.0	1.99	5.62	2.89	1.06	0.86
B	0.87	0.54	23.75	4.28	4.07	0.06	63.75	2.30	1.19	100.81	41.0	37.2	4.5	12.4	2.0	1.99	5.55	2.84	1.05	0.86
C	0.74	0.55	23.26	4.69	4.05	0.06	63.63	2.35	1.21	100.54	41.4	35.5	5.6	12.3	2.1	1.93	4.95	2.66	1.16	0.87
D	0.84	0.55	23.27	4.74	3.99	0.04	63.63	2.32	1.20	100.68	40.4	36.6	5.8	12.1	2.0	1.98	4.93	2.68	1.18	0.86
E	0.83	0.52	23.64	4.44	4.01	0.07	63.33	2.30	1.20	100.34	39.1	38.4	5.0	12.2	2.0	1.97	5.32	2.80	1.07	0.86
F	0.77	0.51	23.79	4.24	3.92	0.06	63.42	2.21	1.26	100.18	39.6	38.4	4.6	11.9	2.1	1.98	5.62	2.91	1.08	0.86
No. 6—A	0.74	0.56	23.08	3.63	4.18	0.30	63.10	2.40	1.33	99.32	47.2	30.6	2.5	12.7	2.3	2.04	6.36	2.95	0.87	0.88
B	0.74	0.56	23.08	3.71	4.15	0.25	63.19	2.37	1.32	99.37	47.1	30.7	2.8	12.6	2.2	2.04	6.22	2.94	0.89	0.88
C	0.74	0.52	23.01	3.54	4.20	0.26	63.20	2.36	1.32	99.15	48.8	29.2	2.3	12.8	2.2	2.05	6.50	2.97	0.84	0.89
D	0.62	0.53	22.96	4.21	4.14	0.22	63.55	2.48	1.32	100.03	46.2	31.1	4.1	12.6	2.2	2.02	5.44	2.75	1.02	0.89
E	0.59	0.47	22.71	4.25	4.01	0.11	63.59	2.51	1.27	99.51	48.3	28.7	4.5	12.2	2.1	2.05	5.34	2.75	1.06	0.89
F	0.71	0.50	22.75	4.75	3.99	0.15	63.41	2.47	1.29	100.02	43.9	32.2	5.8	12.1	2.2	2.01	4.79	2.60	1.19	0.88
No. 7—A	0.42	0.79	22.98	4.07	4.12	0.24	62.04	2.56	1.53	98.75	40.2	35.6	3.8	12.5	2.6	1.99	5.65	2.80	0.99	0.86
B	0.50	0.60	23.45	4.15	4.08	0.29	61.94	2.51	1.42	98.94	36.1	40.1	4.1	12.4	2.4	1.95	5.65	2.85	1.02	0.85
C	0.49	0.59	23.55	4.35	4.07	0.24	61.55	2.56	1.51	98.91	31.5	43.8	4.6	12.4	2.6	1.92	5.41	2.79	1.07	0.83
D	0.53	0.54	23.33	4.33	4.08	0.26	62.19	2.50	1.41	99.17	36.8	39.2	4.5	12.4	2.4	1.96	5.39	2.77	1.06	0.85
No. 8—A	0.59	0.65	23.19	4.54	4.07	0.42	62.30	2.56	1.57	99.87	36.5	39.0	5.2	12.4	2.7	1.96	5.11	2.69	1.12	0.87
B	0.61	0.65	23.14	4.49	4.06	0.42	62.13	2.56	1.56	99.71	36.6	38.8	5.0	12.3	2.7	1.96	5.15	2.71	1.11	0.85

表—2 つづき

C	0.65	0.64	23.05	4.60	4.05	0.35	62.12	2.55	1.57	99.58	36.5	38.6	5.4	12.3	2.7	1.96	5.01	2.66	1.14	0.86
D	0.55	0.67	23.04	4.71	4.05	0.40	61.97	2.50	1.51	99.40	35.4	39.5	5.6	12.3	2.7	1.95	4.89	2.63	1.16	0.85
E	0.59	0.60	23.03	4.77	4.04	0.21	62.35	2.50	1.52	99.58	36.6	38.5	5.8	12.3	2.5	1.96	4.83	2.61	1.19	0.86
No. 9—A	0.27	0.71	23.51	4.53	4.26	—	61.69	2.95	1.67	99.59	31.1	44.0	4.8	12.9	2.8	1.91	5.19	2.67	1.06	0.83
B	0.59	0.60	23.05	4.55	4.18	—	62.31	2.72	1.51	99.51	37.5	37.8	5.0	12.7	2.5	1.96	5.06	2.64	1.09	0.86
C	0.59	0.54	23.01	4.45	4.16	—	62.16	2.63	1.55	99.09	37.8	37.5	4.8	12.6	2.6	1.96	5.17	2.67	1.07	0.86
D	0.57	0.62	22.62	4.91	4.10	—	62.05	2.65	1.55	99.07	37.3	36.8	6.1	12.4	2.6	1.96	4.61	2.51	1.20	0.88
E	0.61	0.54	23.04	4.59	4.14	—	62.38	2.65	1.60	99.55	39.2	36.5	5.1	12.6	2.7	1.96	5.02	2.64	1.11	0.86
F	0.62	0.60	22.84	4.66	4.09	—	62.47	2.58	1.45	99.31	39.4	35.8	5.4	12.4	2.4	1.98	4.90	2.61	1.14	0.87
No. 10—A	0.65	0.52	22.97	4.66	4.00	—	62.39	2.22	1.69	99.10	37.5	37.6	5.6	12.1	2.9	1.97	4.92	2.65	1.16	0.84
C	1.06	0.53	22.53	4.61	3.99	—	62.58	2.26	1.46	99.02	42.6	32.5	5.5	12.1	2.5	2.01	4.88	2.61	1.15	0.86
No. 11—A	0.87	0.62	22.54	4.78	3.98	—	62.93	2.43	1.40	99.55	43.0	32.2	5.9	12.1	2.4	2.01	4.72	2.57	1.20	0.89
C	1.02	0.59	23.04	4.79	3.74	—	62.58	2.43	1.20	99.39	38.5	37.1	6.4	11.4	2.0	1.98	4.81	2.70	1.28	0.85
E	1.14	0.71	22.80	4.53	3.60	—	62.54	2.61	1.17	99.10	42.3	33.5	5.9	10.9	2.0	2.02	5.03	2.80	1.26	0.85
G	1.18	0.68	22.79	4.53	3.56	—	62.54	2.56	1.18	99.02	42.4	33.4	6.0	10.8	2.0	2.02	5.03	2.82	1.27	0.86
No. 12—A	1.10	0.62	23.58	5.03	3.72	—	62.28	2.47	1.28	100.08	31.5	43.9	7.0	11.3	2.2	1.93	4.69	2.69	1.35	0.82
C	1.05	0.50	23.53	4.62	3.87	—	62.54	2.43	1.29	99.77	35.5	40.7	5.8	11.6	2.2	1.96	5.09	2.79	1.21	0.83
No. 13—B	0.86	0.53	22.71	4.30	4.07	—	63.07	2.59	1.46	99.59	45.2	31.1	4.5	12.4	2.5	2.03	5.28	2.71	1.06	0.87
D	0.94	0.50	22.76	4.48	3.93	—	62.88	2.71	1.42	99.62	43.2	32.8	5.2	11.9	2.4	2.02	5.08	2.71	1.14	0.86
E	0.80	0.52	23.12	4.29	3.77	—	63.01	2.68	1.38	99.57	42.6	34.2	5.0	11.5	2.3	2.02	5.39	2.87	1.14	0.86
No. 14—A	1.04	0.64	22.79	4.22	3.88	—	63.22	2.78	1.28	99.80	46.6	30.3	4.7	11.6	2.2	2.05	5.40	2.83	1.10	0.88
C	1.03	0.62	22.85	4.18	3.79	—	63.17	2.76	1.23	99.65	46.5	30.5	4.7	11.5	2.1	2.05	5.47	2.87	1.10	0.87
E	1.03	0.59	22.68	4.29	3.77	—	63.19	2.73	1.25	99.53	47.0	29.6	5.0	11.5	2.1	2.06	5.29	2.81	1.14	0.88
No. 15—B	1.19	0.72	22.05	4.59	3.97	—	62.58	2.95	1.46	99.51	46.4	28.3	5.4	12.1	2.5	2.04	4.80	2.58	1.16	0.88
D	0.91	0.66	22.09	4.54	3.94	—	62.58	2.82	1.40	98.94	46.7	28.2	5.4	12.0	2.4	2.05	4.87	2.60	1.15	0.88
E	1.00	0.58	22.27	4.65	3.88	—	62.59	2.79	1.41	99.17	44.7	30.2	5.7	11.9	2.4	2.03	4.79	2.61	1.20	0.88
No. 16—A	0.96	0.54	22.25	4.47	3.79	—	63.07	2.81	1.41	99.30	48.1	27.6	5.4	11.6	2.4	2.07	4.98	2.69	1.18	0.89
C	0.91	0.53	22.11	4.45	3.73	—	62.83	2.88	1.32	98.76	48.7	26.7	5.5	11.3	2.2	2.07	4.97	2.70	1.19	0.89
No. 17—B	1.30	0.60	23.24	4.16	3.65	—	63.03	2.48	1.13	99.59	43.5	33.9	4.8	11.1	1.9	2.03	5.59	2.98	1.14	0.86
D	0.79	0.52	23.58	4.21	3.69	—	62.92	2.56	1.59	99.86	38.8	38.4	4.9	11.2	2.7	2.00	5.60	2.98	1.14	0.84
No. 18—A	0.96	0.69	22.96	4.43	4.12	—	62.48	2.57	1.32	99.53	40.4	35.4	4.8	12.5	2.2	1.98	5.18	2.69	1.08	0.85
C	1.06	0.74	22.82	4.32	4.04	—	62.54	2.41	1.25	99.18	42.7	33.2	4.6	12.3	2.1	2.01	5.28	2.73	1.07	0.86
E	0.88	0.52	23.20	4.05	4.05	—	62.72	2.56	1.17	99.15	42.6	34.4	3.9	12.3	2.0	2.00	5.73	2.86	1.00	0.86
No. 19—B	0.75	0.56	22.88	4.17	4.13	—	63.18	2.88	1.25	99.80	45.7	31.2	4.1	12.5	2.1	2.03	5.49	2.76	1.01	0.87
D	0.77	0.46	22.86	4.25	4.05	—	62.98	2.81	1.39	99.57	44.3	32.2	4.4	12.3	2.3	2.02	5.38	2.75	1.05	0.87
E	0.79	0.61	22.60	4.03	4.09	—	62.98	2.82	1.39	99.31	47.7	28.9	3.8	12.4	2.3	2.05	5.61	2.78	0.99	0.88
No. 20—A	0.64	0.60	22.87	4.50	3.98	—	63.00	2.76	1.38	99.73	42.7	33.4	5.2	12.1	2.3	2.01	5.08	2.70	1.13	0.86
C	0.61	0.58	22.74	4.54	3.92	—	62.97	2.73	1.40	99.49	43.3	32.6	5.4	11.9	2.4	2.02	5.01	2.69	1.16	0.87
No. 21—B	0.61	0.58	22.68	4.82	3.97	—	63.33	2.52	1.39	99.90	43.3	32.4	6.1	12.1	2.4	2.01	4.71	2.58	1.21	0.87
D	0.73	0.49	22.84	4.73	3.86	—	63.16	2.46	1.34	99.61	42.3	33.6	6.0	11.7	2.3	2.01	4.83	2.66	1.23	0.86
No. 22—A	0.88	0.40	22.66	4.56	4.19	—	63.13	2.45	1.42	99.69	44.0	31.8	5.0	12.7	2.4	2.01	4.97	2.58	1.09	0.87
C	0.80	0.40	22.66	4.44	4.20	—	62.91	2.50	1.45	99.36	43.8	32.0	4.7	12.8	2.5	2.01	5.10	2.62	1.06	0.88

No. 23-A	0.72	0.71	23.23	4.15	3.89	—	63.26	2.51	1.40	99.87	43.5	33.9	4.4	11.8	2.4	2.02	5.60	2.89	1.07	0.86
C	0.78	0.67	23.30	4.15	3.90	—	63.24	2.53	1.36	99.93	43.0	34.5	4.4	11.8	2.3	2.02	5.61	2.89	1.06	0.86
E	0.81	0.68	23.32	4.11	3.93	—	63.25	2.50	1.31	99.91	43.2	34.3	4.2	11.9	2.2	2.01	5.67	2.90	1.05	0.86
No. 24-A	0.77	0.52	23.07	4.26	4.15	—	63.22	2.18	1.57	99.74	42.9	33.8	4.3	12.6	2.7	2.01	5.42	2.74	1.03	0.86
B	0.83	0.49	23.11	4.35	4.19	—	63.22	2.14	1.51	99.84	42.1	34.5	4.4	12.7	2.6	2.01	5.31	2.71	1.04	0.86
C	0.70	0.51	23.05	4.29	4.15	—	63.26	2.12	1.42	99.50	43.5	33.4	4.4	12.6	2.4	2.01	5.37	2.73	1.03	0.86
No. 25-A	0.53	0.48	23.00	4.05	4.39	—	63.13	2.73	1.58	99.89	44.1	32.7	3.3	13.4	2.7	2.01	5.68	2.73	0.92	0.86
B	0.68	0.40	23.00	3.98	4.43	—	63.16	2.70	1.54	99.89	44.8	32.2	3.1	13.5	2.6	2.01	5.78	2.73	0.90	0.86
C	0.70	0.43	22.83	3.71	4.43	—	63.13	2.85	1.55	99.63	47.8	29.5	2.3	13.5	2.6	2.04	6.15	2.80	0.84	0.87
No. 26-A	0.58	0.38	22.74	4.08	4.21	—	63.60	2.36	1.43	99.38	48.5	28.7	3.7	12.8	2.4	2.05	5.57	2.74	0.97	0.88
B	0.67	0.33	22.79	4.02	4.21	—	63.60	2.67	1.43	99.72	48.5	28.8	3.5	12.8	2.4	2.05	5.67	2.77	0.95	0.88
C	0.57	0.32	22.82	4.08	4.24	—	63.98	2.33	1.47	99.81	49.3	28.3	3.6	12.7	2.5	2.05	5.59	2.74	0.96	0.88
No. 27-A	0.75	0.57	22.55	4.08	4.24	—	63.25	2.58	1.64	99.66	47.9	28.6	3.6	12.9	2.8	2.05	5.58	2.71	0.96	0.88
B	0.76	0.53	22.53	3.98	4.32	—	63.25	2.54	1.62	99.53	48.7	28.0	3.3	13.1	2.8	2.05	5.66	2.71	0.92	0.88
No. 28-A	0.54	0.29	23.80	4.15	3.79	—	63.99	1.94	1.38	99.88	42.3	36.4	4.6	11.5	2.4	2.02	5.73	2.00	1.09	0.85
B	0.47	0.29	23.73	4.11	3.97	—	63.71	2.12	1.53	99.93	41.3	37.0	4.2	12.1	2.6	2.00	5.77	2.94	1.04	0.85
C	0.58	0.30	23.61	4.42	4.18	—	63.71	1.43	1.43	99.66	40.1	37.5	4.7	12.7	2.4	1.98	5.34	2.75	1.06	0.85
No. 29-A	0.70	0.55	23.75	4.17	3.73	—	62.84	1.96	1.70	99.40	37.1	40.2	4.8	11.3	2.9	1.99	5.70	3.01	1.12	0.83
B	0.73	0.53	23.33	4.28	3.90	—	62.96	2.07	1.57	99.37	40.1	36.7	4.8	11.9	2.7	2.00	5.45	2.85	1.10	0.85
C	0.75	0.45	22.85	4.42	4.08	—	62.96	2.27	1.52	99.30	42.7	33.4	4.8	12.4	2.6	2.01	5.17	2.69	1.08	0.86
No. 30-A	0.81	0.53	23.31	4.22	3.92	—	63.90	1.80	1.33	99.82	45.2	32.9	4.6	11.9	2.3	2.03	5.52	2.86	1.08	0.86
B	0.75	0.50	23.10	4.12	3.92	—	63.82	2.10	1.44	99.75	46.8	31.0	4.3	11.9	2.5	2.05	5.61	2.87	1.05	0.87
C	0.71	0.42	23.30	4.14	3.90	—	63.84	2.27	1.41	99.99	45.3	32.7	4.4	11.9	2.4	2.04	5.63	2.90	1.06	0.86
D	0.74	0.54	23.18	4.06	3.86	—	63.69	2.35	1.51	99.93	46.0	31.9	4.2	11.7	2.6	2.05	5.71	2.93	1.05	0.87
No. 31-A	0.90	0.42	23.28	4.01	4.05	—	62.65	2.59	1.54	99.44	40.9	36.0	3.8	12.3	2.6	2.00	5.81	2.89	0.99	0.85
B	0.78	0.36	23.20	3.75	4.27	—	63.06	2.49	1.47	99.38	44.8	32.8	2.7	13.0	2.5	2.02	6.19	2.89	0.88	0.86
No. 32-A	0.82	0.60	22.78	3.77	4.05	—	63.00	2.41	1.72	99.15	47.3	29.8	3.2	12.3	2.9	2.06	6.04	2.91	0.93	0.87
No. 33-A	0.48	0.62	23.22	3.93	3.91	—	62.47	2.73	1.73	99.09	40.9	35.8	3.8	11.9	2.9	2.01	5.91	2.96	1.01	0.85
B	0.43	0.61	23.05	4.00	3.92	—	62.49	2.71	1.74	98.95	41.7	34.7	4.0	11.9	3.0	2.02	5.76	2.91	1.02	0.85
C	0.54	0.60	23.14	3.96	3.92	—	62.34	2.70	1.72	98.92	40.7	35.7	3.9	11.9	2.9	2.01	5.84	2.94	1.01	0.85
No. 34-A	0.61	0.34	22.78	4.59	4.11	—	63.05	2.57	1.46	99.51	42.6	33.3	5.2	12.5	2.5	2.00	4.96	2.62	1.12	0.86
B	0.72	0.39	22.47	4.21	4.37	—	63.17	2.53	1.36	99.21	47.9	28.4	3.8	13.3	2.3	2.03	5.34	2.62	0.96	0.88
C	0.70	0.32	22.44	4.38	4.00	—	63.34	2.53	1.38	99.09	48.2	28.1	4.9	12.2	2.4	2.06	5.12	2.68	1.10	0.88
D	0.70	0.32	22.31	4.32	3.96	—	63.17	2.61	1.35	98.74	49.0	27.1	4.8	12.0	2.3	2.07	5.16	2.69	1.09	0.89
No. 35-A	0.70	0.25	23.05	3.85	4.17	—	63.00	2.67	1.28	98.97	45.8	31.7	3.2	12.7	2.2	2.03	5.99	2.87	0.92	0.87
B	0.74	0.23	23.17	3.85	4.15	—	63.00	2.67	1.33	99.14	44.7	32.8	3.2	12.6	2.3	2.02	6.02	2.90	0.93	0.86
C	0.72	0.26	23.06	3.79	4.19	—	62.94	2.65	1.33	98.94	45.7	31.8	3.0	12.7	2.3	2.03	6.08	2.89	0.90	0.86
D	0.66	0.17	23.45	3.91	4.19	—	63.06	2.52	1.26	99.22	42.6	35.2	3.3	12.7	2.1	2.00	6.00	2.90	0.93	0.85
No. 36-A	0.62	0.30	23.41	3.82	4.02	—	63.59	2.50	1.34	99.60	45.6	32.8	3.3	12.2	2.3	2.03	6.12	2.99	0.95	0.86
B	0.70	0.31	23.60	3.90	4.06	—	13.43	2.41	1.38	99.79	42.9	35.4	3.5	12.3	2.4	2.01	6.05	2.96	0.96	0.85
C	0.61	0.30	23.64	3.93	3.99	—	63.49	2.40	1.30	99.66	42.9	35.5	3.7	12.1	2.2	2.01	6.02	2.98	0.98	0.85
D	0.67	0.28	23.60	3.91	3.97	—	63.55	2.52	1.30	99.80	43.6	34.8	3.7	12.1	2.2	2.02	6.04	2.99	0.98	0.85
No. 37-A	0.55	0.39	23.45	4.46	4.16	—	62.69	2.41	1.42	99.53	37.0	39.4	4.8	12.7	2.4	1.95	5.26	2.72	1.07	0.84
B	0.55	0.39	23.33	4.28	4.16	—	62.45	2.29	1.33	98.78	38.0	38.0	4.3	12.7	2.3	1.97	5.45	2.76	1.03	0.84

表—2 つ づ き

No. 38-A	0.50	0.44	23.86	5.00	3.36	—	62.64	2.91	1.14	99.85	32.0	44.4	7.4	10.2	1.9	1.94	4.77	2.85	1.49	0.83
No. 39	0.51	0.34	23.73	4.85	4.37	—	62.66	2.57	1.20	100.23	32.4	43.7	5.5	13.3	2.0	1.90	4.89	2.57	1.11	0.82
No. 40	0.53	0.29	23.15	4.52	4.18	—	62.92	2.81	1.08	99.48	40.7	35.7	4.9	12.7	1.8	1.98	5.12	2.66	1.08	0.85
平均値 No. 1 ～No. 17	0.82	0.61	23.02	4.35	4.10	—	62.86	2.56	1.37	—	41.7	34.7	4.6	12.4	2.4	—	—	—	—	—
平均値 No. 18 ～No. 40	0.69	0.45	23.25	4.15	4.02	—	63.14	2.47	1.49	—	42.6	34.6	4.2	12.4	2.5	—	—	—	—	—

（備考） アルカリ量

試料名		Na_2O	K_2O	$Na_2O+0.66\,K_2O$	
五十里	No. 28-C	0.23	0.44	0.52	中庸熱セメント
〃	No. 31-B	0.28	0.48	0.60	
雲川	A	0.24	0.68	0.69	普通セメント
〃	B	0.26	0.69	0.71	
長安口	A	0.13	0.58	0.51	中庸熱セメント
〃	B	0.25	0.49	0.57	

表—3 物 理 試 験 結 果

試料番号	フロー	凝結時間 始発	凝結時間 終結	比重	粉末度 0.088篩	粉末度 ワグナー	曲げ強さ kg/cm² 3日	7日	28日	91日	180日	360日	圧縮強さ kg/cm² 3日	7日	28日	91日	180日	360日
No. 1—A	220	2:04	2:50	3.20	3.2	1883	15.4	24.3	54.0	—	—	—	48	85	243	—	—	—
B	217	2:04	2:57	3.21	3.9	1799	15.0	26.9	47.5	—	—	—	47	85	245	—	—	—
C	223	1:49	3:01	3.22	4.6	1851	14.9	25.9	52.5	—	—	—	51	84	233	—	—	—
No. 2—A	224	3:15	4:40	3.18	1.1	1810	22	33	59	71	—	—	72	112	247	396	—	—
B	226	2:58	4:32	3.18	1.2	1800	20	34	56	77	—	—	67	104	234	388	—	—
C	228	2:59	4:42	3.19	1.4	1900	21	30	57	87	—	—	67	94	244	368	—	—
D	231	3:15	4:26	3.18	1.4	1920	22	33	57	87	—	—	71	104	239	415	—	—
E	225	3:25	4:47	3.18	1.4	1830	21	33	52	89	—	—	67	93	229	391	—	—
No. 3—A	205	2:09	3:40	3.21	2.6	1690	16	25	50.6	68	—	—	50	84	191	359	—	—
B	216	2:03	3:31	3.22	3.0	1760	16	26	52.0	65	—	—	49	82	195	360	—	—
C	215	2:53	4:31	3.22	4.0	1740	14	24	46.6	61	—	—	40	72	180	336	—	—
D	220	2:53	3:51	3.20	5.0	1750	13	23	46.3	60	—	—	35	67	178	293	—	—
E	207	2:24	3:39	3.22	4.8	1770	15	23	50	58	—	—	44	82	213	349	—	—
F	202	2:23	3:24	3.21	4.0	1720	14	21	50	64	—	—	43	79	208	340	—	—
G	206	2:05	3:02	3.16	3.0	1700	17	23	50	58	—	—	52	86	207	318	—	—
H	213	2:05	2:43	3.16	2.4	1640	17	27	51	58	—	—	53	95	204	317	—	—
No. 4—A	196	2:04	2:47	3.09	4.7	2200	19	30	47	59	—	—	53	102	200	295	—	—
B	201	4:44	5:47	3.14	5.1	1850	20	32	46	62	—	—	54	101	186	302	—	—
C	190	2:54	3:23	3.15	4.3	1880	24	34	58	61	—	—	71	132	206	290	—	—
D	200	2:33	3:06	3.14	4.3	1840	21	33	52	52	—	—	62	117	185	208	—	—
E	198	1:48	2:29	3.13	4.0	1240	21	35	56	66	—	—	74	134	188	301	—	—
F	206	2:57	3:27	3.14	4.1	1830	22	34	48	61	—	—	72	124	178	272	—	—
G	194	1:42	2:04	3.17	5.0	1870	19	30	50	59	—	—	60	106	187	282	—	—
No. 5—A	215	2:37	3:29	3.19	2.1	1700	21	33	50	76	79.4	90.7	61	117	209	405	485	479
B	222	2:49	4:11	3.19	2.4	1700	16	29	44	65	73.3	85.5	47	95	166	333	408	424
C	213	1:45	2:22	3.20	3.8	1710	15	24	42	58	71.1	72.7	42	81	179	287	355	376
D	211	2:00	2:32	3.18	3.5	1760	15	26	48	66	74.9	—	51	105	186	310	366	—
E	210	2:20	3:37	3.19	2.6	1710	19	27	52	70	75.0	—	54	107	209	325	396	—
F	210	2:28	3:41	3.18	2.2	1720	18	29	49	78	79.9	90.2	55	97	231	409	417	445
No. 6—A	210	2:45	4:08	3.15	3.4	1715	16	23	54	69	—	—	52	83	194	313	—	—
B	208	3:01	4:29	3.15	3.5	1715	17	25	57	78	—	—	58	102	197	374	—	—
C	209	3:10	4:24	3.15	3.5	1755	17	26	54	74	—	—	60	101	197	364	—	—
D	207	1:57	3:14	3.17	4.0	1766	16	25	56	83	—	—	55	98	203	417	—	—
E	208	2:03	3:04	3.18	4.6	1734	15	24	57	67	70.1	—	46	88	188	323	393	—
F	209	3:21	4:38	3.17	4.4	1733	15	24	55	71	—	—	48	91	197	377	—	—
No. 7—A	207	2:53	3:36	3.21	2.8	1645	18	30	52	82.2	80.5	86.1	72	126	222	424	497	485
B	210	3:48	4:27	3.21	2.4	1716	19	31	54	—	—	—	61	122	210	—	—	—
C	210	3:23	4:07	3.22	1.6	1705	16	28	57	80.8	94.6	87.5	57	95	211	421	494	453
D	212	3:18	3:58	3.21	1.4	1751	18	28	55	—	—	—	60	107	225	—	—	—
No. 8—A	195	1:33	2:47	3.18	1.8	1700	22.0	32.0	60.4	81.3	94.1	77.2	79	116	214	347	475	438
B	198	2:17	3:02	3.17	1.8	1685	19.1	32.7	59.9	—	—	—	65	112	200	—	—	—
C	199	2:11	3:06	3.17	2.0	1690	15.7	29.6	54.9	84.1	101.0	74.4	60	106	191	413	434	410
D	194	1:55	2:42	3.19	2.0	1685	19.7	31.3	60.8	—	—	—	62	117	230	—	—	—
E	194	1:57	2:57	3.18	1.8	1685	16.4	29.8	58.6	80.0	92.9	76.4	56	104	208	430	446	417
No. 9—A	201	2:07	3:10	3.22	2.2	1706	14.1	30.9	49.9	83.9	94.2	84.5	50	94	164	465	547	517
B	205	2:24	3:44	3.21	2.2	1675	14.5	32.3	50.3	—	—	—	55	108	169	—	—	—
C	206	2:27	3:55	3.21	2.2	1659	13.5	31.2	53.2	82.4	96.2	80.1	52	104	173	416	454	503
D	202	4:24	5:20	3.21	2.2	1696	21.7	37.0	58.9	—	—	—	76	101	169	—	—	—
E	205	4:27	5:30	3.19	2.2	1680	20.8	34.6	57.0	83.2	96.2	81.6	70	100	161	431	458	433
F	203	2:47	4:07	3.21	2.2	1675	21.7	34.8	56.7	—	—	—	66	105	163	—	—	—
No. 10—A	203	2:23	3:17	3.19	4.2	1728	26.8	39.1	70.3	—	—	—	101	161	278	—	—	—
B	205	1:39	2:26	3.18	3.3	1754	26.6	41.4	70.2	77.8	93.4	76.4	101	162	274	398	448	448
C	210	2:28	3:20	3.16	3.4	1744	26.5	37.7	66.9	—	—	—	84	142	268	—	—	—
D	205	2:21	3:27	3.14	3.8	1738	23.2	35.6	65.7	72.4	87.8	70.5	72	137	241	339	421	385
No. 11—A	204	1:44	2:26	3.17	3.2	1754	23.5	36.6	60.7	83.7	80.0	74.9	89	152	265	426	400	403
B	212	2:24	3:47	3.18	2.4	1728	24.7	36.6	69.4	81.6	78.5	79.3	97	130	251	390	411	440
C	217	2:27	3:49	3.16	1.2	1765	17.7	36.1	71.5	92.2	83.4	81.9	72	130	248	425	399	502
D	211	—	—	—	—	—	24.7	36.1	62.7	—	—	—	85	132	312	—	—	—
E	212	2:38	3:54	3.17	1.8	1728	17.4	35.7	70.6	88.2	82.2	72.6	67	132	225	414	417	400
F	210	—	—	—	—	—	25.9	34.1	66.7	—	—	—	86	131	292	—	—	—
G	210	2:31	3:49	3.16	2.2	1723	16.4	33.6	67.1	81.7	81.7	73.9	66	131	232	374	418	437
H	210	—	—	—	—	—	18.8	39.2	59.8	—	—	—	75	130	301	—	—	—
No. 12—A	206	2:23	3:08	3.17	2.4	1733	14.4	30.5	64.7	73.8	81.4	76.8	53	107	257	374	519	467
B	209	—	—	—	—	—	18.1	34.2	69.7	—	—	—	82	141	283	—	—	—
C	209	2:25	3:13	3.18	2.2	1728	14.7	31.4	63.7	77.6	91.0	77.7	54	119	238	386	520	468
D	209	—	—	—	—	—	19.3	31.5	66.9	—	—	—	85	121	302	—	—	—

表—3 つづき

試料番号	フロー	凝結時間 始発	凝結時間 終結	比重	粉末度 0.088節	粉末度 ワグナー	曲げ強さ kg/cm² 3日	7日	28日	91日	180日	360日	圧縮強さ kg/cm² 3日	7日	28日	91日	180日	360日
No. 13-A	207	—	—	—	—	—	24.6	39.8	65.1	—	—	—	91	154	262	—	—	—
B	205	2:00	3:04	3.17	2.0	1723	24.9	47.0	70.2	88.8	86.3	78.7	95	186	266	467	436	450
C	205	—	—	—	—	—	22.0	40.0	65.3	—	—	—	84	163	262	—	—	—
D	206	2:05	3:00	3.17	2.0	1632	25.4	46.9	72.3	89.0	91.2	76.7	97	181	274	414	446	428
E	205	1:58	2:57	3.18	2.4	1690	21.6	44.8	70.2	87.4	89.6	77.3	78	174	266	435	456	482
No. 14-A	206	3:07	4:08	3.17	2.8	1744	30.1	41.2	70.2	86.9	—	—	121	164	329	429	—	—
B	207	—	—	—	—	—	28.6	46.8	75.1	—	—	—	105	201	332	—	—	—
C	204	3:07	4:06	3.18	3.0	1749	28.6	41.6	70.1	76.3	82.7	76.3	110	147	333	397	444	435
D	205	—	—	—	—	—	26.2	46.5	67.8	—	—	—	101	185	310	—	—	—
E	206	2:57	4:23	3.17	3.0	1765	27.3	41.5	75.9	83.1	—	—	111	159	344	405	—	—
No. 15-A	206	—	—	—	—	—	29.8	48.3	73.5	—	—	—	116	201	326	—	—	—
B	209	2:58	4:03	3.16	2.4	1775	24.8	34.1	68.3	77.2	81.7	72.9	98	131	301	416	425	422
C	205	—	—	—	—	—	24.7	44.6	69.6	—	—	—	93	173	302	—	—	—
D	207	2:04	3:11	3.18	2.0	1717	25.3	40.3	67.0	78.6	—	—	92	157	293	413	—	—
E	206	2:27	3:32	3.19	2.2	1728	23.8	41.5	68.3	80.8	—	—	92	161	297	378	—	—
No. 16-A	212	2:27	3:16	3.18	1.0	1802	28.4	42.4	65.4	79.4	81.1	81.0	99	167	311	440	455	466
B	212	—	—	—	—	—	28.8	35.1	64.0	86.5	—	—	110	155	303	443	—	—
C	211	2:49	4:44	3.18	1.0	1759	23.7	36.0	68.1	87.0	—	—	97	149	318	410	—	—
D	210	—	—	—	—	—	26.8	34.6	63.6	89.0	—	—	98	141	308	441	—	—
No. 17-A	206	—	—	—	—	—	18.0	32.1	61.0	73.6	—	—	73	136	290	394	—	—
B	208	2:02	3:20	3.18	2.8	1754	20.1	32.9	62.9	74.8	—	—	77	133	306	385	—	—
C	204	—	—	—	—	—	28.4	41.8	67.9	79.4	—	—	101	168	343	409	—	—
D	202	1:47	2:50	3.16	2.2	1754	26.7	40.6	68.4	83.3	75.4		104	162	296	402	418	403
No. 18-A	213	2:06	3:49	3.18	1.6	1900	21.6	37.4	62.5	87.9	—	—	79	147	293	426		
B	216	—	—	—	—	—	21.6	42.4	68.7	87.3	—	—	79	169	329	433		
C	216	2:05	4:02	3.16	2.4	1839	19.6	37.3	69.4	90.3	82.1	78.7	72	150	332	441	424	439
D	218	—	—	—	—	—	21.5	37.3	69.5	90.8	—	—	79	152	339	452		
E	216	2:14	3:27	3.18	1.2	1829	20.4	38.7	68.9	82.9	—	—	80	159	321	431		
No. 19-A	216	—	—	—	—	—	25.4	47.1	71.0	78.3	—	—	87	178	330	416		
B	217	2:14	3:18	3.20	3.5	1810	23.1	46.8	72.0	73.4	—	—	84	181	341	412		
C	218	—	—	—	—	—	24.6	46.9	67.5	77.0	—	—	85	174	328	371		
D	214	2:29	3:34	3.17	3.6	1786	24.4	44.1	68.3	76.8	85.8	74.6	85	165	350	400	506	485
E	218	2:49	4:02	3.19	3.6	1919	23.6	39.7	66.5	69.9	—	—	81	159	322	421		
No. 20-A	225	2:03	4:06	3.20	2.8	1824	24.0	38.5	72.8	81.6	—	—	94	147	309	407		
B	218	—	—	—	—	—	25.0	36.0	71.1	81.7	—	—	104	141	288	405		
C	217	2:00	2:57	3.19	3.0	1919	25.1	38.6	71.8	85.5	85.3	82.3	94	156	322	437	448	456
D	215	—	—	—	—	—	25.8	38.0	72.8	84.6	—	—	101	157	316	426		
No. 21-A	207	—	—	—	—	—	26.3	41.9	74.8	77.3	—	—	92	162	368	423		
B	210	2:19	3:23	3.17	3.0	1807	23.0	40.4	76.1	77.5	85.7	87.9	88	161	370	450	431	461
C	209	—	—	—	—	—	23.8	37.6	70.7	76.5	—	—	88	141	321	418		
D	218	2:42	3:30	3.19	2.8	1813	22.3	39.2	69.6	75.4	—	—	82	144	296	413		
No. 22-A	217	2:23	3:24	3.18	3.1	1791	20.2	34.0	63.3	69.1	79.8	86.4	54	122	248	440	428	483
B	216						15.0	34.2	69.2	69.0	—	—	56	128	256	415		
C	212	2:35	3:32	3.19	3.0	1796	18.8	35.9	69.0	66.8	—	—	54	135	245	435		
D	219						18.5	34.8	66.5	67.1	—	—	52	130	274	436		
No. 23-A	216	2:38	3:26	3.23	2.0	1903	25.5	38.4	69.2	—	—	—	74	111	345	478	—	—
B	215	—	—	—	—	—	23.0	39.3	65.4	—	—	—	69	129	324	439	—	—
C	218	3:00	3:33	3.20	1.8	1792	26.2	38.7	68.4	82.8	82.7	86.0	75	123	321	451	444	471
D	217	—	—	—	—	—	25.7	39.6	68.8	84.0	—	—	72	133	324	454	—	—
E	218	3:16	4:17	3.20	1.9	1898	25.4	39.5	68.0	82.4	—	—	72	119	322	458	—	—
F	222	—	—	—	—	—	24.9	38.7	70.3	75.9	—	—	72	122	342	458	—	—
No. 24-A	217	1:45	2:35	3.21	1.9	1967	21.6	34.3	63.6	68.7	—	—	76	137	282	382	—	—
B	217	1:45	2:38	3.21	2.8	1978	22.4	33.3	61.6	70.2	—	—	74	136	329	412	—	—
C	218	1:47	2:41	3.23	3.1	1977	20.6	36.4	59.0	62.1	—	—	74	141	297	398	—	—
No. 25-A	215	2:27	3:10	3.21	4.4	1845	20.2	32.2	52.6	67.4	—	—	68	127	274	405	—	—
B	218	2:21	3:06	3.22	4.5	1855	19.8	29.9	57.1	65.1	—	—	69	124	284	392	—	—
C	214	2:21	3:07	3.23	4.9	1823	19.3	30.0	54.3	72.7	—	—	69	125	283	395	—	—
No. 26-A	213	2:06	2:54	3.22	4.3	1771	21.6	35.5	57.9	66.1	71.1	76.0	80	145	289	382	437	424
B	211	2:01	2:53	3.21	4.0	1760	22.5	33.8	56.1	65.0	—	—	83	137	270	356	—	—
C	215	2:02	2:56	3.22	4.2	1749	21.9	32.7	56.1	67.7	—	—	85	138	275	379	—	—
No. 27-A	219	1:22	2:35	3.21	2.6	1840	24.4	35.9	57.2	69.3	—	—	94	142	278	375	—	—
B	218	1:42	2:57	3.19	2.7	1834	23.0	33.2	59.5	69.9	—	—	91	140	277	387	—	—
No. 28-A	212	1:50	3:05	3.21	3.0	1789	21.6	37.9	62.7	68.6	—	—	82	168	300	445	—	—
B	211	1:59	3:12	3.20	3.2	1749	21.1	32.2	56.3	67.7	76.7	78.6	68	131	263	389	491	487

C	212	2:02	3:07	3.19	3.4	1717	20.9	30.9	58.4	67.0	—	—	69	123	264	398	—	—
No. 29-A	203	1:43	2:45	3.19	2.3	1790	22.8	33.3	52.9	73.6	—	—	87	140	271	409	—	—
B	204	2:00	3:10	3.18	2.5	1740	22.9	35.0	57.7	70.5	—	—	87	143	274	421	—	—
C	204	1:50	2:42	3.16	3.2	1730	23.5	35.0	58.1	66.9	—	—	91	160	304	409	—	—
No. 30-A	214	2:01	2:57	3.20	2.9	1728	21.4	33.0	58.4	68.8	—	—	84	150	275	425	—	—
B	216	1:55	3:04	3.18	3.1	1739	20.9	34.9	55.0	71.4	—	—	78	152	274	406	—	—
C	213	1:52	2:58	3.19	3.3	1723	22.7	35.0	56.5	69.6	80.5	74.6	85	152	276	421	474	469
D	212	1:45	2:45	3.19	3.6	1802	20.5	34.9	53.2	68.3	—	—	83	150	262	396	—	—
No. 31-A	214	2:08	3:05	3.19	3.9	1749	20.8	32.9	48.0	71.9	—	—	78	136	255	406	—	—
B	210	1:50	2:42	3.19	4.2	1749	19.3	29.6	51.6	68.7	—	—	74	127	257	404	—	—
No. 32-A	186	2:11	3:10	3.19	4.2	1818	21.4	38.4	56.8	70.3	—	—	84	163	286	430	—	—
No. 33-A	199	2:12	3:20	3.21	3.7	1755	22.6	36.4	55.1	73.1	87.4	74.3	75	151	272	427	485	477
B	211	2:20	3:28	3.19	3.6	1771	20.6	37.4	58.3	70.6	—	—	69	147	276	411	—	—
C	217	2:13	3:23	3.27	3.8	1765	19.5	35.3	61.9	71.2	—	—	67	124	291	420	—	—
No. 34-A	215	2:18	3:04	3.21	2.7	1760	22.2	32.5	57.4	70.9	—	—	79	133	289	435	—	—
B	221	2:01	2:46	3.22	2.7	1787	20.7	32.6	58.1	69.4	70.0	74.4	76	132	272	419	405	482
C	222	2:01	2:57	3.19	2.2	1749	22.9	34.6	57.2	68.1	—	—	86	135	294	419	—	—
D	213	1:55	2:43	3.20	2.1	1781	22.8	36.2	59.4	65.9	—	—	86	126	293	425	—	—
No. 35-A	218	1:47	2:36	3.21	2.6	1776	19.4	32.7	54.6	70.1	—	—	72	125	278	419	—	—
B	217	1:51	2:38	3.21	2.1	1802	20.7	32.9	55.5	72.5	—	—	74	125	293	415	—	—
C	216	1:50	2:38	3.21	2.3	1829	20.1	32.3	56.8	72.5	79.3	85.6	75	127	303	404	482	498
D	218	1:37	2:22	3.22	3.0	1818	19.3	34.0	52.1	69.4	—	—	71	126	275	414	—	—
No. 36-A	209	2:10	3:12	3.19	2.5	1834	20.8	32.2	55.1	65.4	—	—	77	152	266	392	—	—
B	212	1:53	2:55	3.22	2.3	1834	19.6	30.1	51.8	68.5	—	—	69	125	240	361	—	—
C	207	1:56	3:06	3.22	2.6	1834	17.7	29.4	50.7	67.1	—	—	62	126	250	460	—	—
D	212	1:54	2:56	3.21	2.6	1818	17.1	30.8	54.1	72.7	79.0	85.4	63	125	270	423	482	534
No. 37-A	210	1:47	2:47	3.21	3.5	1792	17.1	30.4	53.0	65.2	—	—	60	125	252	367	—	—
B	210	1:41	2:34	3.22	3.4	1802	16.3	29.4	55.2	64.7	—	—	55	126	261	377	—	—
No. 38-A	222	1:52	3:14	3.22	3.1	1771	17.3	27.3	48.1	74.7	—	—	53	89	241	391	—	—
No. 39	221	2:05	3:15	3.19	2.6	1739	19.4	31.0	58.4	73.3	—	—	70	138	276	391	—	—
No. 40	226	2:31	3:51	3.18	1.7	1877	20.0	33.5	60.8	76.6	—	—	71	127	273	414	—	—

表—4 水和熱測定結果

	水和熱 cal/g					
	溶解熱	7日	28日	90日	180日	360日
No.1—A	603.8	59.7	75.7	87.0	88.4	95.1
B	602.2	58.5	75.1	86.8	86.9	89.1
C	601.5	57.4	75.4	—	85.6	91.1
No.—2A	601.0	60.0	78.3	—	88.4	—
B	599.4	60.2	74.0	—	—	—
C	597.5	59.5	73.0	—	84.1	—
D	598.3	60.8	76.2	—	—	—
E	598.2	57.7	71.0	—	82.7	—
No.—3A	586.9	48.6	65.2	77.4	83.9	—
B	588.5	50.6	67.1	79.5	87.9	—
C	593.5	49.5	68.0	80.0	87.6	—
D	593.6	48.1	69.3	81.6	85.7	84.4
E	590.2	48.2	67.3	78.5	—	—
F	588.7	44.9	65.5	76.8	—	—
G	593.7	49.3	66.1	77.9	—	—
H	597.9	49.6	66.3	79.2	—	—
No.4—A	592.9	52.7	68.1	77.5	—	—
B	595.3	54.6	70.2	79.3	—	—
C	596.5	54.3	70.4	80.3	—	—
D	594.6	51.3	69.1	88.0	—	—
E	589.2	47.2	64.6	72.3	—	71.0
F	593.3	54.5	68.7	77.0	—	—
G	591.7	51.1	65.7	—	—	—
No.—5A	592.2	50.9	65.8	72.1	75.8	—
B	599.2	52.1	64.8	69.0	—	—
C	595.8	50.5	62.0	72.2	—	—
D	597.3	50.3	64.1	71.07	—	—
E	597.3	55.1	65.2	—	—	—
F	588.9	56.2	66.9	—	—	—
No.—6A	600.3	52.8	66.9	—	81.4	—
B	600.9	50.8	67.2	—	—	—
C	601.7	49.3	63.7	—	79.7	—
D	601.8	49.0	65.5	—	—	—
E	605.4	49.7	67.6	—	—	—
F	604.3	50.6	65.7	—	—	—
No.7—A	599.5	57.5	75.7	—	—	—
B	600.8	56.8	70.8	—	—	—
C	595.6	53.4	68.5	—	—	—
D	601.4	56.8	72.1	—	—	—
No.—8A	594.6	51.6	68.8	78.2	—	—
B	595.0	55.4	72.3	72.5	82,1	—
C	593.6	50.7	65.5	—	—	—
D	594.4	51.5	70.9	71.7	—	—
E	594.5	52.4	67.9	—	—	—
No.—9A	583.9	51.7	65.6	73.0	76.9	86.9
B	595.6	52.7	71.0	—	—	—
C	594.5	51.5	69.0	—	—	—
D	593.3	51.5	69.8	77.2	82.4	—
E	594.3	51.5	67.5	—	—	—
F	593.4	54.0	69.7	—	—	—
No.-10A	598.0	53.4	69.8	—	—	86.5
B	599.5	55.6	70.4	—	—	—
C	600.0	52.3	68.8	80.5	85.8	88.2
D	599.4	49.8	63.9	—	—	—
No.-11A	598.6	53.5	70.2	74.6	86.3	85.7
C	598.0	53.2	69.4	80.9	83.7	83.8
E	600.1	51.9	70.5	82.3	—	84.0
G	601.6	53.7	70.6	—	—	—
No.-12A	598.5	55.8	69.5	78.7	84.8	85.2
C	601.1	57.4	70.7	81.3	—	—
No.-13B	602.3	54.4	72.2	81.4	87.4	87.7
D	603.0	55.2	71.7	—	—	—
E	604.5	59.5	76.3	83.0	91.9	90.4
No.14-A	605.4	57.1	72.8	—	—	—
C	605.6	57.8	78.0	—	—	—
E	605.8	58.0	74.5	84.8	92.0	88.8
No.15-B	600.6	60.5	80.7	80.9	88.9	84.5
D	601.8	58.0	79.4	—	—	—
E	609.0	56.9	75.8	—	—	—
No.16-A	602.9	56.2	71.8	81.3	89.3	85.9
C	602.9	57.4	72.1	—	—	—
No.17-B	600.3	52.7	71.0	—	—	—
D	598.9	56.9	72.4	82.0	86.1	86.3
No.18-A	599.6	58.2	78.1	—	—	—
C	601.7	55.1	73.2	82.4	87.2	89.1
E	604.4	57.5	77.4	—	—	—
No.19-B	603.8	55.5	76.5	—	—	—
D	600.1	56.1	74.4	84.5	86.9	90.5
E	600.0	54.8	75.1	—	—	—
No.20-A	597.9	56.5	72.4	—	—	—
C	597.0	56.1	74.0	83.8	86.4	88.2
No.21-B	603.3	54.5	76.8	85.5	86.8	90.7
D	599.6	55.4	74.5	—	—	—
No.22-A	599.6	52.2	70.5	80.2	83.8	86.3
C	600.3	52.4	72.1	—	—	—
No.23-A	601.7	55.1	74.7	—	—	—
C	603.6	57.1	76.5	87.4	88.5	85.6
E	603.7	60.8	76.2	—	—	—
No.24-A	597.1	57.8	75.0	—	—	—
B	598.0	58.5	76.3	—	—	—
C	597.5	59.1	74.3	—	—	—
No.25-A	595.6	52.0	69.1	—	—	—
B	595.0	50.5	68.9	—	—	—
C	595.2	51.6	66.6	—	—	—
No.-26A	603.8	54.0	69.6	81.3	85.5	89.0
B	605.6	57.2	73.6	—	—	—
C	605.4	56.1	72.4	—	—	—
No.-27A	599.5	57.0	71.2	—	—	—
B	599.3	58.11	71.0	—	—	—
No.-28A	602.8	55.7	73.5	—	—	—
B	596.7	56.2	68.2	76.6	83.2	87.2
C	599.1	53.6	68.8	—	—	—
No.-29A	595.8	60.0	73.5	—	—	—
B	591.1	59.2	73.2	—	—	—
C	603.8	61.8	76.8	—	—	—
No.-30A	599.1	56.2	73.2	—	—	—
B	597.9	56.2	72.0	—	—	—
C	598.3	55.1	69.4	80.3	86.2	87.9
D	597.7	56.6	72.2	—	—	—
No.-31A	599.8	56.2	73.7	—	—	—
B	598.5	51.7	72.8	—	—	—
No.-32A	597.3	59.5	74.2	82.6	—	—
No.-33A	593.6	56.9	70.1	84.2	90.3	88.3
B	593.7	58.1	71.3	—	—	—
C	592.6	56.9	73.9	—	—	—
No.-34A	596.0	59.6	69.8	—	—	—
B	595.7	56.6	68.6	78.7	82.2	—
C	599.4	59.9	71.2	—	—	—
D	600.3	62.7	74.3	—	—	—
No.-35A	600.4	53.5	71.5	—	—	—
B	599.7	55.8	74.1	—	—	—
C	597.4	53.5	73.7	82.8	—	—
D	597.7	55.3	72.6	—	—	—
No.-36A	600.0	60.4	76.9	—	—	—
B	597.8	58.8	73.4	78.2	—	—
C	597.6	59.7	74.9	—	—	—
D	595.8	56.7	74.3	78.2	—	—
No.-37A	596.6	58.3	74.6	—	—	—
B	598.0	62.1	76.9	—	—	—

No.-38A	597.6	60.8	77.9	85.0	—	—
No.-39	600.4	60.8	71.5	—	—	—
No.-40	605.0	58.1	74.9	—	—	—

響を及ぼし一般に水和熱は低い。特に製造回数 No.3, No.4, No.5, No.6, No.25 の各試料の水和熱は，ASTM 規格のIV型セメント（低熱セメント）の規格，（7日60 cal/g 以下，28日 70 cal/g 以下）にも合格する。この他 28 日水和熱が 70.9 cal/g 以下の試料を低熱セメントとみなすと，総数 57 試料となり全試料の 43% にあたる。

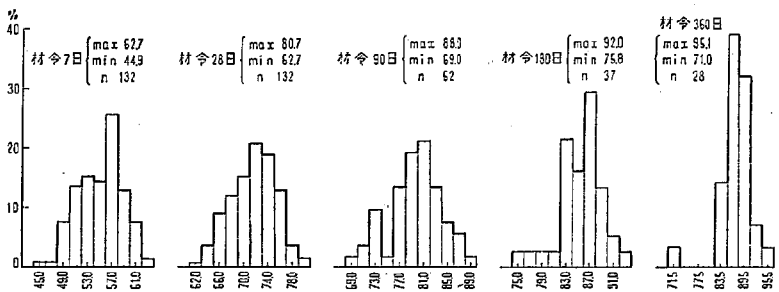
（2） 納入セメントの品質の推移

五十里ダム用セメントの製造は昭和 27 年に開始されその後昭和 31 年まで継続した。納入セメントの製造順に各試料の主要成分である SiO_2, Al_2O_3, Fe_2O_3, CaO の4成分および水硬率 (H.M.):[CaO%−0.7×SO_3%]/[SiO_2%+Al_2O_3%+Fe_2O_3%]，ケイ酸率(S.M.):[SiO_2%]/[Al_2O_3%+Fe_2O_3%] について図示すると図—4 の如くである。

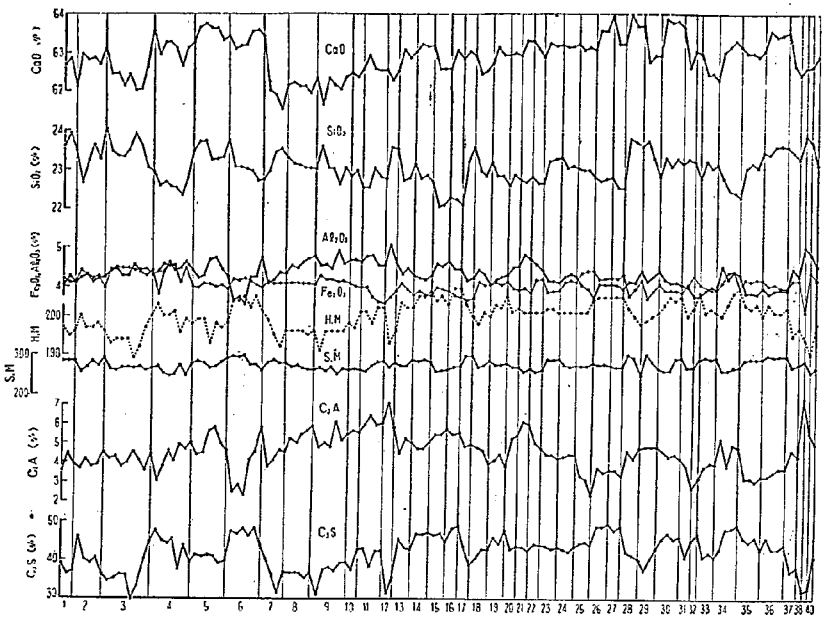
納入セメントの化学組成は分析結果が示すように低熱セメントに傾むいた組成を有しており，この傾向は特に製造初期のセメントに著るしい。この事はセメントの製造にあたつて当初必要以上に安全率を見込んだことによる。製造回数を重ね化学組成と他の諸性質との関係が明らかになるにつれて次第に CaO 量を増加させ SiO_2 量を減少させていつた。この傾向は水硬率についてみるとより明らかである。製造番号 No.1, No.2, No.3 の試料ではいづれも 2 以下であり，とくに No.3 の水硬率は低い。その後除々に増加の傾向を取り，No.11 から No.36 までの大部分の試料では 2 以上になつている。Al_2O_3 は製造番号 No.8 頃から増加の傾向をとり No.10, 11 を頂点として次第に減少している。Fe_2O_3 はこれと逆の傾向を示している。試料の中には Fe_2O_3 量が，Al_2O_3 量より多量であり，鉄率 (I.M.) が 1 以下の試料もある。

このようにセメントの化学組成が推移することにより他の性質例えば圧縮強サ，水和熱などにも影響を及ぼしている。しかしこれ等性質の変化はセメントの化学組成の推移ばかりでなく，焼成温度及び冷却速度，粉末度，使用原料特に粘土の相違等によつて変ることに留意しなければならないが，化学組成の推移とこれ等性質の変遷が相関していることに注目すべきである。納入セメントの圧縮強サの推移を材令3日，7日，28日について図—5 に，水和熱の推移を図—6 に夫々示した。圧縮強サについて見ると，製造回数を重ねるにつれて強サは増加の傾向をとり，製造番号 No.14 から No.23 に至る各試料の圧縮強サは特に大きく，No.23 以後再び減少の傾向を取る。この傾向は材令が長くなり 28 日に至つて著るしい。さらに材令が長くなり 180 日，360 日に至るとこの傾向は小さくなり不明瞭となる。水和熱についてみると材令7日では，このような傾向はあまり認められないが，材令 28 日ではややこの傾向を認めることが出来る。

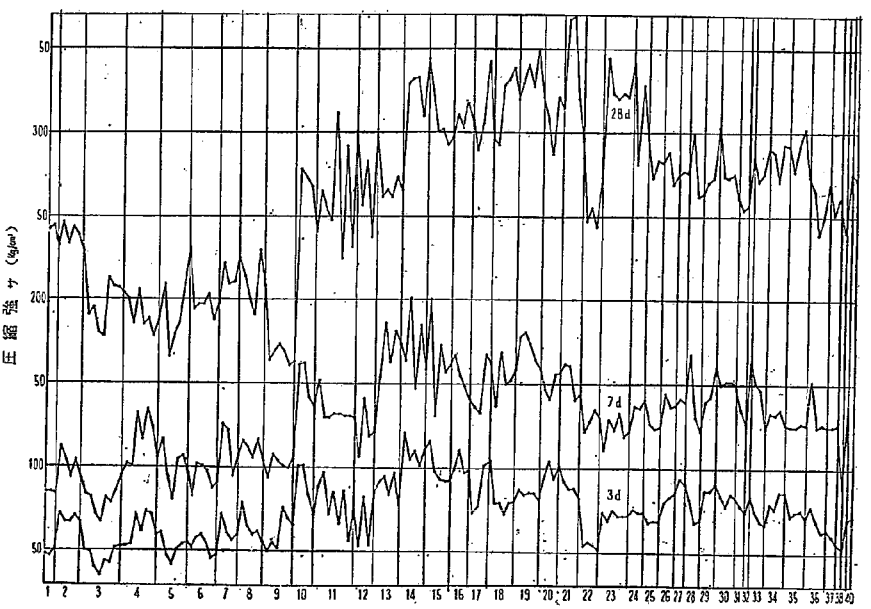
以上述べたように納入セメントの化学組成の推移はある傾向をもつており，完全な管理状態にあるとは云ひ難い。この事はさきに示した測定値の分布状態を示す度



図—3　水和熱測定値の分布図



図—4 化学組成の推移



図—5 圧縮強さの推移

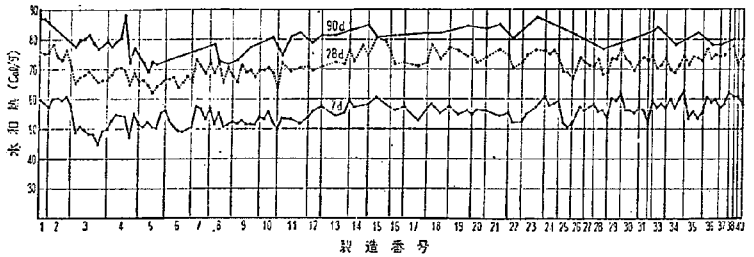
表—5 各特性値の標準偏差，変異係数

		酸化物				水硬性化合物			圧縮強さ						水和熱					比表面積 1)
		SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	C_3S	C_2S	C_3A	3日	7日	28日	91日	180日	360日	7日	28日	90日	180日	36日	
五十里ダム No.1～No.40 No.28～No.27	n	97	97	97	97	97	97	97	128	128	128	105	37	26	99	99	44	31	17	100
	$\bar{x}$	23.02	4.35	4.10	62.86	41.7	34.7	4.6	74	128	260	391	442	444	54.3	70.1	79.4	85.5	86.5	1780
	σ	0.35	0.30	0.49	0.51	4.6	4.4	0.8	19	30	55	51	42	35	3.5	4.1	7.7	3.5	4.8	92
	S	1.5	6.6	12.0	0.8	11.0	12.7	17.0	25.4	23.2	21.3	13.0	9.4	8.0	6.5	5.8	9.7	4.1	5.6	5.2
	n	33	33	33	33	33	33	33	33	33	33	33	6	6	33	33	7	4	3	33
	$\bar{x}$	23.25	4.15	4.02	63.14	42.6	34.6	4.2	74	136	273	410	470	490	57.6	73.0	80.8	85.5	87.8	1780
	σ	0.30	0.41	0.19	0.46	4.0	3.7	0.9	9	15	16	20	—	—	2.7	2.4	—	—	—	39
	S	1.3	9.9	4.7	0.7	9.4	10.7	21.1	12.6	11.2	5.9	4.0	—	—	4.6	3.3	—	—	—	2.2
	R	2.00	1.49	1.26	3.88	19.9	19.7	4.9	86	134	209	257	192	158	17.8	18.0	19.0	16.2	24.1	570
上椎葉ダム	n	38	38	38	38	38	38	38	38	38	38	38	—	—	38	38	—	—	—	38
	$\bar{x}$	23.90	4.23	3.86	63.50	40.0	39.1	4.7	76	137	278	452	479	483	55.8	72.3	—	—	—	3210
	σ	—	—	—	—	4.7	4.6	0.6	17	2.7	40	39	—	—	4.2	4.1	—	—	—	105
	S	—	—	—	—	11.6	11.8	13.0	22.4	19.8	14.5	8.6	—	—	7.6	5.7	—	—	—	3.3
	R	0.72	0.78	0.63	2.20	17.4	17.4	2.6	62	108	176	145	147	107	17.3	14.7	16.0	12.0	14.9	490
長安口ダム	n	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	43	14	15	60	60	29	25	23	58
	$\bar{x}$	23.87	4.37	4.02	64.34	37.0	40.7	4.8	75	128	286	444	459	471	55.2	71.4	79.8	84.0	86.7	3230
	σ	0.45	0.34	0.26	0.43	4.1	3.8	1.2	18	27	45	41	36	26	4.1	4.4	3.1	3.8	4.1	121
	S	1.9	7.7	6.6	0.7	11.4	9.1	24.1	244	21.4	15.6	9.2	7.8	55	7.4	6.2	3.9	4.5	4.8	3.7
	R	2.01	1.17	1.40	2.24	13.8	14.5	4.1	78	109	184	169	121	97	17.9	17.7	14.2	12.7	13.9	560

n 試料数

$\bar{x}$ 平均値
σ 標準偏差 } 単位：酸化物，水硬性化合物では%，圧縮強さ kg/cm², 水和熱 cal/g
比表面積 cm²/g　　1) 五十里用セメントはワグナー値，他はブレーン値

R 範囲……(最大値)—(最小値)



図—6 水和熱の推移

数分布図から認められる。また試料によっては不溶残分，C_3S 量，圧縮強サ，比表面積値等で不合格なものがあった。不溶残分の大部分はクリンカー粉砕工程で加えられる石膏の純度によると考えられるが，この様な不合格な試料の存在はセメントを製造するにあつて原料の管理，調合および混合の管理，試験管理等の各工程管理が適切でない場合があつたことを示している。

製造番号 No.10 から No.21 におよぶ各試料の材令3日における圧縮強サが他の同程度の組成を有する試料と比較しても高いことは先にも述べた。この原因については明らかでないが，セメント製造期間中に粘土の採掘個処を変更したことが関係あるかも知れない。

(3) 均一性について

納入されたセメントを製造番号 No.1 から No.27 までに製造されたもの（前期製造分とかりに呼ぶ）No.28 から No.40 までに製造されたもの（後期製造分とかりに呼ぶ）に分けて考へる。セメントが同一の管理状態において製造されたものであれば，両製造分の特性値の平均はほぼ一定であり，測定値のチラバリかたも等しい。前期製造分と後期製造分の夫々について各特性値の平均値，標準偏差，変異係数を示せば表—5 の如くである。同表には前報ですでに報告した上椎葉，長安口ダムに納入されたセメントの試験成績についての変動も比較のために示した。

今前期，後期製造分から採取した試料が同一母集団から取られたものであるとして，その分散および平均値の検定を行なう。先づ前期および後期製造分の各々について，各特性値の分散の推定値 v_1 および v_2 の比Fを表—6 に示した。各特性値について算出したFの値についてみると等分散であるとみなされるものは，CaO, C_3S, C_3A である。他の特性値については等分散の仮定は棄却される。

次に平均値について，前期および後期2組の平均値の差を検定した。夫々の平均値を $\bar{x}_1$, $\bar{x}_2$, 分散を S_1^2, S_2^2 とすると

表—6 前後期平均値の検定

		F	t	平均値の信頼限界 (水準: 0.05) No.1～No.27	No.28～No.40
SiO_2		1.932*	3.005	22.95～23.09	23.15～23.36
Al_2O_3		5.2812	3.015	3.69～ 4.41	4.00～ 4.30
Fe_2O_3		6.505	0.812+++	4.00～ 4.20	3.95～ 4.09
CaO		1.215***	2.786	62.76～62.96	62.95～63.33
C_3S		1.313***	1.006+++	40.7 ～ 42.6	41.1 ～44.0
C_2S		1.350***	0.095+++	33.8 ～ 35.6	33.3 ～35.9
C_3A		1.325***	2.334+	4.4 ～ 4.7	4.0 ～ 4.5
水和熱	7日	1.706*	2.905	53.6～ 55.0	56.7 ～58.6
	28日	2.794	3.878	69.2～ 70.9	72.1 ～73.8
比表面積		5.558	0.042+++	1760～1800	1760～1790
圧縮強サ	3日	3.910	0.045+++	71～77	70～77
	7 //	3.721	1.497+++	123～133	130～141
	28 //	10.074	1.953++	259～261	268～279
	91 //	6.200	0.284+++	390～392	403～417

* 1 %有意水準のF表の値より小
*** 10%有意水準のF表の値より小
\+ 1 %有意水準のt表の値より小
\++ 5 %有意水準のt表の値より小
\+++ 10%有意水準のt表の値より小

$$t=\frac{\bar{x}_1-\bar{x}_2}{\sqrt{n_1S_1^2+n_2S_2^2}}\sqrt{\frac{(n_1+n_2-2)n_1n_2}{n_1+n_2}}$$

により計算される t の値についてみると，Fe_2O_3, C_3S C_2S, 比表面積，3, 7, 91 日圧縮強サでは有意な差は認められない。28 日圧縮引サではtの値は有意水準5％と 10 ％の間にあるが，5％水準の値に近く有意性を認めてもよいものと思ふ。

結局，酸化物組成では CaO のみが両製造分の分散が等しいが平均値に有意な差を認め，Fe_2O_3 は平均値には有意な差はないが分散が異なり，前期および後期製造分から採取した試料は同一母集団から取ったものとは云へない酸化物組成から計算される水硬性化合物の大部分をしめる C_3S, C_2S については同一母集団から採取した試

料であると云ふ仮定をみたしてをり，圧縮強サの平均値は両者は同一であるとみなせるが分散は異なっている。

また五十里ダム用セメントの試験結果から計算される標準偏差，変異係数を他のダムに納入されたセメントの変動と比較しても，単一工場から納入されたのにかかわらず比較的大きい。

前期および後期製造分の夫々について各特性値の平均値の信頼限界も表—6 に示した。これによると後期製造分では SiO_2, Al_2O_3, CaO 量が増加し，Fe_2O_3 量が減少している。水硬性化合物では C_3S がわずか増加し，7日 28 日水和熱は高く，圧縮強サは材令 3 日ではほぼ同様であるが，7日，28 日の圧縮強サはいくぶん高い。

試験試料は 1 製造単位のセメントの品質を代表するもとして採取されたのであるが，次ぎにこの 1 製造単位内の変動について検討した結果を述べる。今 1 製造単位が 1000 t である No. 40 の試料が採取されるときに行なった試験結果を示す。試料 No. 40 とは別に 1000 t が製造される時間内に 100 t を代表する副試料 10 個を採取し個々の試験結果および 10 個の副試料の標準偏差，変異係数を表—7 に示した。10個の副試料の平均値と試料番号 No. 40 との試験結果を比較すると，化学分析結果の各酸化物組成ではよい一致を示さない。粉末度，水和熱，フロー値，強サの試験結果では両者の値はよく一致していると云へる。この原因は，No. 40 では試料到着後ただちに試験に着手したが，10個の副試料では粉末度，水和熱強サ試験については試料到着後 1 ケ月以内に着手し，試験も両試料とも同一人によって行なわれたが，化学分析では試験着手までに 4 ケ月を経過し試験者も No. 40 試料と副試料では別人によって行なわれた。結局この試料到着後相当期間経過したものについて試験を行なつたことが主因であり，試料採取時のカタヨリ，試験誤差の影響は少ないものと考へる。

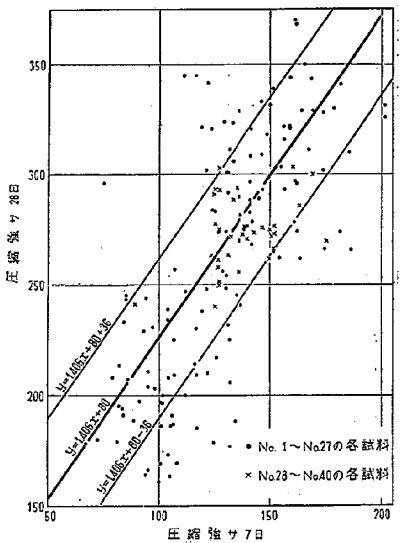
10ケの副試料の各特性値について変異係数を比較すると，酸化物組成，比表面積の変異係数は他の特性値の変異係数に較べると小さい。また副試料の各特性値についての変異係数と表に示した前期および後期製造分の夫々の変異係数とを比較するといづれも副試料の方が小さい。すなわち 1 製造単位内の変動は充分小さく，このような試料採取方法によって 1000 t の品質を代表した試料を採取することが出来たと考へる。

（4） 圧縮強サ．水和熱の推定

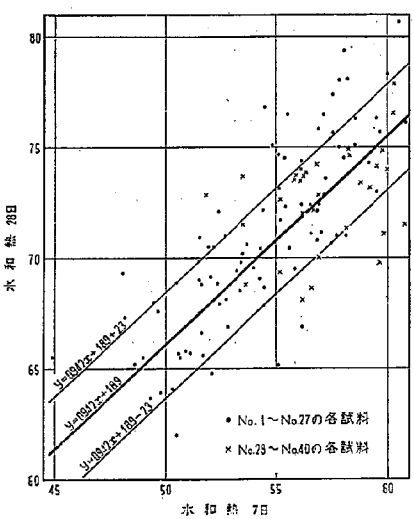
初期材令にける試験結果から長期材令の値，または化学組成から圧縮強さ，水和熱等を推定することは多くの人によりこころみられ種々な推定式が提案されてるい。前報においてもこの関係を検討し，製造工場を異にする製品については推定式の係数が異なること等について報告した。

ここでは納入された五十里ダム用セメントの試験結果を検討し，圧縮強サ，水和熱の推定について述べ，また前報に報告した推定式の適応性を比較した。

材令 7 日における圧縮強サ（σ_7）と 28 日圧縮強サ（σ_{28}）との関係を，製造番号 No. 1 より No. 27 に至る試料 128 個についてみると図—7 の如くである。図



図—7 σ_7 と σ_{28} との関係



図—8 H_7 と H_{28} との関係

表—7 副試料の試験成績表

	酸化物 %								水硬性化合物 %					比率		
	Ig. Loss	Inso. R.	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	SO_3	C_3S	C_2S	C_3A	C_4AF	$CaSO_4$	H.M	A.I	S.M
40	0.53	0.29	23.15	4.52	4.18	62.92	2.81	1.08	40.7	35.7	4.9	12.7	1.8	1.98	5.12	2.66
40—1	0.78	0.38	22.84	4.12	4.40	62.18	3.03	1.31	41.8	34.1	3.5	13.4	2.2	1.98	5.54	2.68
40—2	0.66	0.34	23.08	4.20	4.40	62.25	3.02	1.32	39.7	36.3	3.2	13.4	2.2	1.96	5.50	2.68
40—3	0.84	0.37	22.84	4.22	4.40	62.11	2.93	1.30	40.9	34.8	3.7	13.4	2.2	1.97	5.41	2.65
40—4	0.68	0.40	23.06	4.16	4.40	62.18	2.91	1.32	39.8	36.2	3.6	13.4	2.2	1.97	5.54	2.69
40—5	0.80	0.35	22.88	4.20	4.34	62.11	2.90	1.33	40.7	35.0	3.8	13.2	2.3	1.98	5.45	2.68
40—6	0.87	0.32	22.86	3.93	4.49	62.18	3.05	1.35	42.7	33.5	3.0	13.7	2.3	1.99	5.82	2.71
40—7	0.75	0.36	23.02	4.16	4.42	62.11	2.91	1.31	39.8	36.0	3.6	13.4	2.2	1.97	5.53	2.68
40—8	0.94	0.32	22.86	4.00	4.34	62.11	3.09	1.34	42.1	33.8	3.3	13.2	2.3	1.99	5.72	2.74
40—9	0.97	0.31	22.80	4.07	4.37	62.11	3.09	1.35	42.1	33.7	3.4	13.3	2.3	1.99	5.60	2.70
40—10	0.93	0.31	22.92	4.02	4.34	62.11	3.09	1.36	41.5	34.5	3.3	13.2	2.3	1.99	5.70	2.74
平均値	0.82	0.35	22.92	4.11	4.39	62.15	3.00	1.33	41.1	34.8	3.5	13.4	2.3	1.98	5.58	2.70
標準偏差	—	—	0.10	0.99	0.04	0.05	0.08	0.02	1.0	1.2	0.2	0.1	0.0	—	—	—
変異係数	—	—	0.4	2.3	1.0	0.1	2.6	1.4	2.4	3.4	6.8	1.0	1.5	—	—	—

	比率		水和熱			粉末度		フロー	曲げ強さ				圧縮強さ			
	I.M	L.S.R.	溶解熱	7日	28日	0.088篩	Blaine		3日	7日	28日	91日	3日	7日	28日	91日
40	1.08	0.85	605.0	58.1	74.9	1.7	3,530	226	20.0	33.5	60.8	76.6	71	137	273	414
40—1	0.94	0.85	604.4	54.1	76.8	3.9	3,450	221	22.3	34.8	58.4	70.1	73	135	274	419
40—2	0.95	0.85	603.9	58.5	75.3	—	3,440	219	21.4	32.4	57.7	74.1	69	135	277	417
40—3	0.96	0.85	604.6	57.3	71.6	—	3,690	220	22.4	32.6	57.4	72.7	74	138	295	412
40—4	0.95	0.85	604.6	58.9	72.3	2.2	3,660	220	20.4	32.5	58.0	77.6	72	131	292	425
40—5	0.97	0.85	605.8	60.5	74.8	2.3	3,590	224	21.8	33.7	59.7	69.5	75	123	285	430
40—6	0.88	0.86	603.8	63.3	75.6	2.7	3,550	221	21.2	30.8	54.1	70.9	76	129	281	396
40—7	0.94	0.85	603.8	59.1	73.9	2.7	3,520	221	20.9	33.0	57.0	66.3	72	147	289	384
40—8	0.92	0.85	604.2	58.7	73.1	2.8	3,560	226	21.5	33.7	58.8	66.1	73	147	319	426
40—9	0.93	0.86	603.6	57.4	72.0	3.5	3,520	231	18.6	27.0	53.9	72.6	63	107	259	391
40—10	0.93	0.85	602.8	57.7	72.8	3.1	3,520	227	20.6	30.7	61.2	65.5	62	114	290	374
平均値	0.94	0.85	604.1	58.6	73.2	—	3,550	223	21.1	32.1	57.6	70.5	71	131	286	407
標準偏差	—	—	0.7	1.5	2.2	—	21	3	1.0	2.1	2.1	3.8	5	12	15	15
変異係数	—	—	0.1	2.1	3.8	—	0.6	1.2	5.0	6.6	3.7	5.4	6.4	9.3	5.2	3.7

に示される様に σ_7 と σ_{28} との間には正の相関がら認められるので両者の相関係数を求めると

$r=0.754$ ($n=100, p=0.01$ のとき $r=0.254$)

となり高度の相関々係が認められる。

今 σ_7 と σ_{28} が直線関係があるとして σ_7 の σ_{28} に対すを回帰直線を求めると

$$\sigma_{28}=1.406\ \sigma_7+80\pm36$$

となる。

水和熱について，同様に7日水和熱 (H_7) と 28 日水和熱 (H_{28}) の関係を製造番号 No.1 より No.27 の99ケの各試料について図示すると図—8 の如くである。H_7 と H_{28} の相関係数を求めると，$r=0.815$ となり高度の相関々係がある。H_7 の H_{28} に対する回帰直線を求めると次式を得る。

$$H_{28}=0.942\ H_7+18.9\pm2.3$$

水和熱はまたセメントの水硬性化合物相互間の量的関係に影響されることが大きく各化合物の発熱分担数を適当に決定すれば，水硬性化合物含量から水和熱が推定出来ることは，H. Woods または Verbeck により報告され，前報においても上椎葉ダム用セメントについて此等の係数を求めた。五十里ダム用セメントについて材令7日および 28 日の係数を求めると次の如くである。

$$H_7=4.96\ C_3S+0.91\ C_2S+0.11\ C_3A-1.47\ C_4AF$$

$$H_{28}=1.04\ C_3S+0.96\ C_2S+0.62\ C_3A-0.74\ C_4AF$$

以上，五十里ダム用セメントについて圧縮強サ，水和熱の材令7日の値と 28 日の値との関係，水硬性化合物の発熱分担係数を求めた。次ぎに上椎葉，長安口ダム用セメント試験結果から得た推定式の五十里ダム用セメントに対する適応性を比較する。製造番号 No.1 より No.27 に至る試料の内からランダムに 30 ケの試料を選び，その実測値と計算値とを比較した。

いま比較のために（実測値）−（計算値）を ε とし，$\sum\varepsilon/n$ および $\sum|\varepsilon|/n$ を求めた。これ等の値は圧縮強サについては表—8 に，水和熱について表—9，10 に夫々示す。

圧縮強サでは表—3 に示した如く，長安口ダム用セメントの試験結果から得た各式より算出した値は，いづれも実測値より大きくなる傾向がある。また実測値よりの平均したへだたりも大きく，製造工場を異にした製品では良い一致を示さない場合もあることを示している。なほ8表4式から算出された値は，実測値より大きくなるものと，小さくなるものの数はほぼ同数であり，平均のへだたりも小さい。この式は製造番号 No.1 より No.27 に至る試料の試験結果から導いたのであるが，それ以後に製造された試料についても図—7 に示した如く適用することが出来る。全試料 161 ケについてみると実測値と ±36 kg/cm² 以内で一致するものは 111 個であり全数の 68.9 %に当り一応の実用性があるものと考へる。

水和熱についてみると，上椎葉ダム用セメントの試験結果から得た式および Verbeck の式から算出した値は表—9.10 に示す如く材令7日，28 日とも実測値より大きく出る場合が多く，実測値との平均のへだたりも大きい。五十里ダム用セメントの試験結果から発熱分担係数を求めた式より算出した値は良い一致を示す。なほ7日の水和熱から 28 日の値を推定した値は，発熱分担係数を求め水硬性化合物量から算出する値よりもさらに良い一致を示している。この7日の値から 28 日の水和熱を算出する式の，製造番号 27 以後の試料に対する適応性をみると，図—8 に示した如くこの式が適用出来ることを示している。試料総数 116 ケの内，実測値と ±2.3 cal/g 以内で一致するものの数は 79 であり全体の約68 %に当り一応の実用性を認めることが出来る。

なお発熱分担係数が C_3A については特に低く，

表—8　圧縮強サの実測値と計算値の比較

（材令 28 日）

試料名	実測値	計算値 (1)式	差	(2)式	差	(3)式	差	(4)式	差
1—B	245	221	24	225	20	253	− 8	199	46
2—C	244	243	1	233	11	273	− 29	212	32
2—D	239	260	21	241	− 2	283	− 44	226	13
2—E	229	242	− 13	232	− 3	272	− 43	210	19
3—D	178	190	12	209	−31	232	− 54	174	4
3—E	213	215	− 2	222	9	249	− 36	195	18
3—G	207	225	− 18	226	19	257	− 50	200	− 7
3—H	204	238	− 34	234	30	265	− 61	213	− 9
4—A	200	248	− 48	240	40	270	− 70	223	− 23
4—D	185	274	− 89	253	−68	287	−102	244	− 59
4—E	188	304	−116	268	−80	307	−119	268	− 80
4—F	178	288	−110	259	−81	299	−121	254	− 76
5—A	209	273	− 64	253	−44	286	− 77	244	− 35
5—D	186	251	− 65	243	−54	271	− 85	227	− 41
6—C	197	250	− 53	239	−42	274	− 77	222	− 25
6—D	203	243	− 40	236	−33	268	− 65	217	− 14
7—D	225	259	− 34	244	−19	278	− 53	230	− 5
8—A	214	280	− 66	252	−38	297	− 83	243	− 29
8—E	208	252	− 44	242	−34	273	− 65	226	− 18
11—C	248	297	− 49	265	−17	303	− 55	262	− 14
12—A	257	255	2	244	13	273	− 16	230	− 27
13—B	266	388	−122	314	−48	359	− 93	341	− 75
13—D	274	382	−108	310	−36	358	− 83	334	− 60
18—A	293	325	−132	280	13	320	− 27	286	7
18—E	321	342	− 21	290	31	330	− 9	303	18
19—D	350	353	− 3	296	54	338	12	231	19
21—B	368	352	16	293	75	240	28	227	141
24—A	282	309	− 27	271	11	311	29	192	90
25—A	274	291	− 17	262	12	278	− 24	178	96
26—B	289	222	− 33	278	11	320	− 31	263	26
$\sum\lvert\varepsilon\rvert/n$			42		54		54		37
$\sum\varepsilon/n$			−37		−9.3		−50.3		0.009

ε＝実測値−計算値

$0.46\ \sigma_3+1.43\ \sigma_7+77.8$……(1)大阪窯業社

$-0.01\ \sigma_3+0.89\ \sigma_7+150.1$……(2)小野田社　上椎葉

$0.67\ \sigma_3+0.74\ \sigma_7+159.2$……(3)日本社

$1.406\ \sigma_7+80$……(4)五十里

表—9 水和熱の実測値と計算値の比較（材令7日）

試料名	実測値	計算値 (1)式	差	(2)式	差	(3)式	差
1—B	58.5	56.0	2.5	54.6	3.9	54.6	3.9
2—C	59.5	54.5	5.0	53.7	5.8	53.3	5.2
2—D	60.8	55.4	5.4	54.8	6.0	53.5	7.3
2—E	57.7	55.7	2.0	54.4	3.3	55.6	2.1
3—D	48.1	56.3	−8.2	54.0	−5.9	51.8	−3.7
3—E	48.2	56.9	−8.7	52.9	−4.7	51.1	−2.9
3—G	49.3	55.8	−6.5	54.6	−5.3	51.3	−2.0
3—H	49.6	58.2	−8.6	58.7	−9.1	53.4	−3.8
4—A	52.7	54.1	−1.4	55.3	−2.6	52.8	−0.1
4—D	54.3	58.2	−3.9	58.5	−4.2	51.6	2.7
4—E	47.2	57.9	−10.7	56.8	−9.6	53.5	−6.3
4—F	54.5	60.0	−5.5	59.9	−5.4	51.4	3.1
5—A	50.9	56.0	−5.1	56.2	−5.3	56.4	−5.5
5—D	50.3	61.0	−10.7	60.9	−10.6	54.9	−4.6
6—C	49.3	50.5	−1.2	52.4	−3.1	54.5	−5.2
6—D	49.0	56.5	−7.5	57.7	−8.7	54.6	−5.6
7—D	56.8	56.0	0.8	54.8	2.0	53.3	3.5
8—A	51.6	58.6	−7.0	57.2	−5.6	52.4	−1.3
8—E	52.4	60.6	−8.2	59.3	−6.9	52.7	−0.3
11—C	53.2	61.5	−8.3	61.4	−8.2	54.7	−1.5
12—A	55.8	62.5	−6.7	60.5	−4.7	54.3	1.5
13—B	54.4	57.3	−2.9	58.4	−4.0	53.9	0.5
13—D	55.2	58.7	−3.5	59.6	−4.4	54.4	0.8
18—A	58.2	57.9	0.3	57.6	0.6	53.2	5.0
18—E	57.5	54.6	2.9	55.0	2.5	54.5	3.2
19—D	56.1	56.6	−0.5	57.6	−1.5	54.2	1.9
21—B	54.5	62.4	−7.9	63.2	−8.7	53.9	0.6
24—A	57.8	56.6	1.2	57.0	0.8	53.9	3.9
25—A	52.0	54.6	−2.6	54.7	−2.7	52.8	−0.8
26—B	57.2	54.9	2.3	56.7	0.5	54.3	2.9
$\Sigma\|\varepsilon\|/n$			4.9		4.8		3.0
$\Sigma\varepsilon/n$			−3.4		−3.1		0.1

$0.28C_3S+0.13C_2S+3.79C_3A+1.90C_4AF$……(1) 上椎葉

$0.53C_3S+0.10C_2S+0.72C_3A+1.18C_4AF$……(2) Verbeck

$0.96C_3S+0.91C_2S+0.11C_3A-1.47C_4AF$……(6) 五十里

表—10 水和熱の実測値と計算値の比較（材令28日）

試料名	実測値	計算値 (1)式	差	(2)式	差	(3)式	差	(4)式	差
1—B	75.1	72.5	2.6	72.4	2.7	70.9	4.2	74.0	1.1
2—C	73.0	70.8	2.2	72.3	0.7	70.6	2.4	74.9	−1.9
2—D	76.2	71.7	4.5	73.6	2.6	69.9	2.8	76.2	0.0
2—E	71.0	72.1	−1.1	72.3	−1.3	71.7	−0.7	73.3	−2.3
3—D	69.3	72.9	−3.6	71.7	−2.4	68.6	0.7	64.2	5.1
3—E	67.3	73.5	−6.2	68.8	−1.5	67.9	−0.6	64.3	3.0
3—G	66.1	72.2	−6.1	73.3	−7.2	68.7	−2.6	65.3	0.8
3—H	66.3	75.2	−9.1	78.1	−11.8	70.4	−4.1	65.6	0.7
4—A	68.1	70.3	−2.2	75.9	−7.8	69.3	−1.2	68.5	−0.4
4—D	69.1	75.1	−6.0	78.1	−9.0	68.8	0.3	70.1	−1.0
4—E	64.6	74.6	−10.0	74.4	−9.8	70.4	−5.8	63.4	1.2
4—F	68.7	77.2	−8.5	78.9	−10.2	68.8	−0.1	70.2	−1.5
5—A	65.8	72.6	−6.8	75.1	−9.3	72.2	−6.4	66.8	−1.0
5—D	64.1	78.4	−14.3	98.9	−14.8	71.8	−7.7	66.3	−2.2
6—C	63.7	66.1	−2.4	73.9	−10.2	70.5	−6.8	65.3	−1.6
6—D	65.5	73.5	−7.6	77.7	−12.2	71.1	−5.6	65.1	0.4
7—D	72.1	72.4	−0.3	72.4	0.3	69.5	−2.6	72.4	−0.3
8—A	68.8	75.3	−6.5	74.3	−5.5	69.4	−2.6	67.5	1.3
8—E	67.9	77.7	−9.8	76.2	−8.3	69.5	−1.6	68.3	−0.4
11—C	69.4	78.8	−8.9	48.4	−9.0	71.2	−1.8	69.0	0.4
12—A	69.5	79.9	−10.4	75.7	−6.2	70.9	−1.4	71.5	−2.0
13—B	72.2	74.0	−2.0	77.9	−5.7	70.5	1.7	70.1	2.1
13—D	71.7	75.5	−3.8	78.2	−6.5	70.8	0.9	70.9	0.8
18—A	78.1	74.6	3.6	75.8	2.3	69.7	8.4	73.7	4.4

18—E	77.4	70.8	6.6	74.4	3.0	70.6	6.8	73.1	4.3
19—D	74.4	78.2	− 3.8	76.9	− 2.5	70.6	3.8	71.7	2.7
21—B	76.8	79.9	− 3.1	81.4	− 4.6	70.9	5.9	70.3	6.5
24—A	75.0	73.2	1.8	76.0	− 1.0	70.4	4.6	73.3	1.7
25—A	69.1	70.8	− 1.7	74.5	− 5.4	69.4	−0.3	67.9	1.2
26—B	73.6	71.3	2.3	77.5	− 3.9	70.8	2.6	72.8	0.8
$\Sigma\|\varepsilon\|/n$			5.2		5.9		3.2		1.8
$\Sigma\varepsilon/n$			−3.6	—	− 5.1		−0.005		0.7

$0.41\,C_3S+0.23\,C_2S+4.45\,C_3A+2.28\,C_4AF$……(1)　上椎葉

$9.90\,C_3S+0.25\,C_2S+3.29\,C_3A+1.18\,C_4AF$……(2)　Verbeck

$1.04\,C_3S+0.96\,C_2S+0.62\,C_3A-0.74\,C_4AF$……(3)　五十里

$0.942H_7+18.9$……(4)　五十里

C_4AF について負の値を示し，C_2S について高い値を示すことの理由については明らかでない。組成の比較的せまい範囲のセメントについて実験式を求めることの可否について検討する必要もあるが，ここでは五十里ダム用セメントの性質と考えることとする。

5. 要　約

五十里ダムに納入された中庸熱セメント 98,400 t について品質試験を実施し，一定仕様規格にもとづいて単一工場から製造された場合のセメント品質の変動を明らかにした。ここに採取した試料総数は 161 ケであり，セメントの物理的性質の試験は全試料について行ない，化学組成，水和熱の測定は 130 個の試料についてＪＩＳ試験を行ない，その結果を夫々表示した。これ等の結果を考察して次に要約する。

1. 各試料のＪＩＳ試験結果は夫々表—2, 3, 4 に示したが，不溶残分，C_3S，比表面積，3 日および 7 日における圧縮強サで仕様規格にみたないものがあった。これ等の欠陥は納入セメントの品質に決定的影響を与へるものではないが，セメント製造に当って各工程管理が適切でない場合があったことを示している。

2. 納入されたセメントは高シリカ低石灰であり，低熱型に傾むいた組成を有している。初期強サは一般に低く水和熱は甚だ低い。この傾向は特に初期に製造されたセメントに著るしい。このことはセメント製造に当つて当初相当の安全率を見込だことによる。

3. セメントの化学組成は図—4 に示した如く，その推移は一つの傾向を有しており，これは，SiO_2, CaO, 水硬率等に明らかに認められる。化学組成の推移と水和熱，圧縮強サの変遷とが密接な関係がある。

4. 納入セメントを前期製造分後と期製造分とに更宜上分け夫々について各特性値の限界を推定すると表—6 に示した如くになり，納入セメント全量の平均品質は仕様規格をみたしているものと考へられる。

5. セメントの化学組成の推移を見ればある傾向が認められ，原料粘土が相異した事等のためと推定されるのであるが，セメントの品質の変動は，単一工場としては必ずしも少なくない。これは各試験結果の相対度数分布図（図—1, 2, 3）および表—5 に示した標準偏差，変異係数に認められる。

6. 前期および後期製造分が同一年集団に属するものとして各特性値について分散および平均値の検定を行なふと，C_3S, C_2S についてはこの仮定がみたされる。

7. 1 製造単位内から 10 ケの副試料を採取し，ここで行なった試料採取方を検討した。その結果試料は 1 製造単位内の品質を代表していると考へて良いことを知った。また圧縮強サ，水和熱の変動は化学組成の変動に比較すると大であり，分析用試料の数は物理試験，水和熱試料の数より或程度減らしても良いことを示している。

8. 材令 7 日と 28 日の圧縮強サおよび水和熱の間に夫々直線関係があるとして次の関係式を得た。

$$\sigma_{28}=1.406\ \sigma_7+80\pm36$$

$$H_{28}=0.942\ H_7+18.9\pm2.3$$

また水硬性化合物の各発熱分担係数を求め次の値を得た。

$H_7=0.96\ C_3S+0.91\ C_2S+0.11\ C_3A-1.47\ C_4AF$

$H_{28}=1.04\ C_3S+0.96\ C_2S+0.62\ C_3A-0.74\ C_4AF$

これ等の推定式より算出した値は実測値と良い一致を示し，五十里ダム用セメントに対しては実用性を認めることが出来る。

9. 五十里ダムに使用したセメントは建設省直轄ダムとしては初めての中庸熱セメントであり，その製造時期はセメント工業界の変革期に当っていた。またセメントの製造は約 4 年の長期に亘っており，その間製造技術の進歩，設備の改良等があり単一工場製品としては必ずしもよい均一性を示さない。しかしこれ以後多くのダムに使用された中庸熱セメントの製造，品質，規格等に本試験結果は多くの影響を与へたことを特に考慮したい。

謝　辞

本試験は関東地建の依頼により実施したものであり，荒井所長初め五十里工事事務所の後援を得，また試料採取に当っては工場当局の協力を得たことを感謝いたします。

周辺が円筒殻または円環に弾性固定されている円版の対称曲げについて

(昭和 34 年 1 月)

栗　林　栄　一 *

On symmetrical bending of elastically supported-circular plates to be restrained by shell or ring.

(Jan. 1959)

Eiichi Kuribayashi

Synopsis:

In this paper. the author deseribes formulae on symmetrical bending of elastically supported-circular plate which is restraind by cylindrical finite shell or circular ring along edge and some laboratory tests.

As the relationships between the numerical examples and the test results are favorable, the author found to be able to determine numerically the elastically fixed condition about such plates.

要　旨

本報告では周辺が，有限長円筒殻または円環で弾性固定されている円版の対称曲げの計算式を導き，若干の実験を行なって，その結果が数値計算を裏付ける事を確認した。

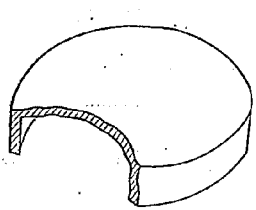
結論として，この種の構造の円版に対する弾性固定の程度を数値的に把握することは，比較的容易であることがわかった。

目　次

1. 緒　言……(1)
2. 円版の曲げの微分方程式とその解……(2)
3. 有限長円筒殻の曲げの微分方程式とその解……(2)
4. 一様なネジリモーメント(M_0')の作用をうける円環のネジリおよび曲げ……(3)
5. 周辺が有限長円筒殻によって弾性固定されている円版の曲げ……(3)
6. 周辺が円環によって弾性固定されている円版の曲げ……(4)
7. 円版の曲げモーメントおよびタワミ……(5)
8. 実験結果……(5)
9. 結　語……(5)

1. 緒　言

円版が周辺で shell あるいは ring によって弾性固定されている場合，その弾性固定の程度を数値的に明らかにするために本稿を草した。(図—1 参照)



図—1 周辺が弾性固定された円版の曲げ

問題の取扱い方は図—3 および図—4 で示すように，版と殻との接続縁で両者を切り離して考え，図—2 に示すような版と殻あるいは円環とでそれぞれ曲げあるいはネジリの式を求めて，切縁での境界で断面力 M_0, Q_0 および V_0 並びに変位が合致するように解くことにする。

* 材料構造部　構造研究室

記　号

座　標

r : 極座標の動径

θ : 極座標の角変数

x : 円筒座標の軸方向の変数

寸　法

a : 円版，ring 並びに shell の半径

b : 円版の載荷半径

h : 円版の厚さ

t : shell の厚さ

L : shell の長さ

B : ring の巾（断面）

H : ring の高さ（断面）

$n = a/h$

$m = L/h$ または H/h

$s = t/h$ または B/h

断面力

M_0 : 円版の周辺の曲げモーメント

Q_0：円版の面内力
M：ring の曲げモーメント
M_T：ring のネジリモーメント
M_r, M_r'：円版の半径方向に生ずる曲げモーメント
M_θ, M_θ'：円版の接線方向に生ずる曲げモーメント
その他
q：等分布荷重強度
P：$(=\pi b^2 q)$ 全荷重
M_0'：$(M_0+Q_0H/2)$ ringに外力として作用するネジリモーメント
D_1：$(=E_1h^3/12(1-\nu_1^2))$ 円版の曲げ剛度
D_2：$(=E_2t^3/12(1-\nu_2^2))$ shell の曲げ剛度
β^4：$(=3(1-\nu_2^2)/a^2t^2)$
κ：$(=\beta L)$
N：$(=E_1h/1-\nu_1^2)$ 円版の伸び剛度
I：ring の断面二次モーメント
I_T：ring のネジリ断面二次モーメント
A：ring の断面積

E_1：円版の弾性係数
ν_1：円版のポアッソン比
E_2：shell または ring の弾性係数
ν_2：shell または ring のポアッソン比
γ：$(=E_2/E_1)$
G：ring のセン断弾性係数

w：円版のタワミ
δ：円版の半径の収縮量
y：shell のタワミ（向心方向のタワミが正）
φ：ring のネジレ角
Ψ：ring のタワミ角
δ'：ring の半径の伸張量

2. 円版の曲げの微分方程式とその解

中心対称荷重を受ける円版の微分方程式は，タワミを w にとって，極座標をもちいればつぎのように表わされる。

$$D_1\left(\frac{\partial^2}{\partial r^2}+\frac{1}{r}\frac{\partial}{\partial r}\right)^2 w=q\cdot f(r)$$

式中 $f(r)$ は荷重の分布関数

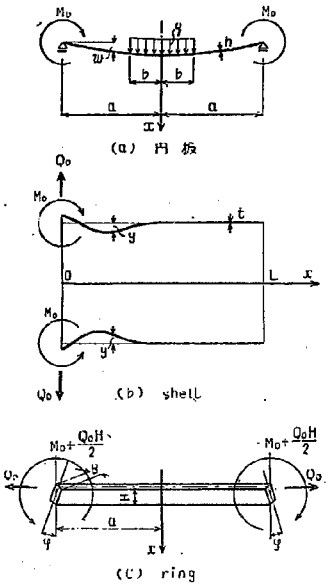
ここでは，半径 b の同心円内に等分布荷重 q なる分布関数を考えることにする。

境界条件はつぎのように与えられる。（図—2. の (a) 参照）

$$\left.\begin{array}{l}\text{i) } r=0 \text{ で } w\neq\infty\\ \text{ii) } r=a \text{ で } w=0\\ \text{iii) } r=a \text{ で } \partial^2w/\partial r^2+\nu_1\cdot\partial w/r\partial r=-M_0/D_1\end{array}\right\}(2)$$

また，(1)式で一般解はつぎの通りである。

$$w=C_1+C_2r^2+C_3r^2\log r+C_4\log r+w_0$$



注 y は円環に正の曲げを生ずる様，回転方向を正とする。

図—2

ただし，w_0 は荷重項である。

境界条件を適用して計算を行なうと，タワミはつぎのようになる。

$0\leqq r\leqq b$ では

$$w=\frac{P}{16\pi D_1}\left\{\frac{r^4}{4b^2}+\left\{\frac{(1-\nu_1)b^2-4a^2}{2(1+\nu_1)a^2}+2\log\frac{b}{a}\right\}r^2+\frac{4(3+\nu_1)a^2-(7+3\nu_1)b^2}{4(1+\nu_1)}+b^2\log\frac{b}{a}\right\}+\frac{8M_0}{16D_1(1+\nu_1)}(a^2-r^2)\quad\cdots\cdots(3)$$

$b\leqq r\leqq a$ では

$$w=\frac{P}{16\pi D_1}\left\{\frac{3+\nu_1}{1+\nu_1}(a^2-r^2)-2r^2\log\frac{a}{r}\right\}-\frac{Pb^2}{16\pi D_1}\left\{\frac{1-\nu_1}{2(1+\nu_1)}\left(1-\frac{r^2}{a^2}+\log\frac{a}{r}\right)\right\}+\frac{8M_0}{16D_1(1+\nu_1)}(a^2-r^2)\quad\cdots\cdots(4)$$

3. 有限長円筒殻の曲げの微分方程式とその解

shell の曲げの微分方程式は，向心方向のタワミを y にとれば，つぎのように表わす事ができる。

$$\frac{d^4y}{dx^4}+4\beta^4y=\frac{Z}{D_2}\quad\cdots\cdots(5)$$

式中，Z は shell の表面荷重である。図—2 の (b) のような snell では，$Z=0$ である。

境界条件は，つぎのように与えられる。

$$\left.\begin{aligned} x=0 \text{ で } & -D_2(d^2y/dx^2)=M_0, \\ & -D_2(d^3y/dx^3)=Q_0 \\ x=L \text{ で } & -D_2(d^2y/dx^2)=0, \\ & -D_2(d^3y/dx^3)=0 \end{aligned}\right\} \quad (6)$$

また，(5)式の一般解はつぎのようになる。

$$y=e^{\beta x}(C_1\cos\beta x+C_2\sin\beta x)+e^{-\beta x}(C_3\cos\beta x+C_4\sin\beta x)+f(x) \quad \cdots\cdots(7)$$

式中，C_1, C_2, C_3 および C_4 は積分定数である。$f(x)$ は荷重項で，ここでは $f(x)=0$ である。

したがって，定数決定の方程式はつぎのように与えられる。

$$\left.\begin{aligned} C_2 + O - C_4 &= -M_0/2\beta^2D_2 \\ -C_1 + C_2 + C_3 + C_4 &= -Q_0/2\beta^3D_2 \\ A_1C_1+A_2C_2+A_3C_3+A_4C_4&=0 \\ B_1C_1+B_2C_2+B_3C_3+B_4C_4&=0 \end{aligned}\right\} \quad (8)$$

式中，

$$A_1=-e^{\kappa}\sin\kappa,\quad A_2=e^{\kappa}\cos\kappa,$$
$$A_3=e^{-\kappa}\sin\kappa,\quad A_4=-e^{-\kappa}\cos\kappa$$
$$B_1=A_1-A_2=-e^{\kappa}(\sin\kappa+\cos\kappa),$$
$$B_2=A_1+A_2=e^{\kappa}(\cos\kappa-\sin\kappa)$$
$$B_3=-A_3-A_4=e^{-\kappa}(\sin\kappa+\cos\kappa),$$
$$B_4=A_3-A_4=e^{-\kappa}(\cos\kappa+\sin\kappa)$$

ただし，$\kappa=\beta L$

(8)式を解けば，積分定数は次のように決定される。

$$C_1=D_1/D,\quad C_2=D_2/D,\quad C_3=D_3/D,\quad C_4=D_4/D \quad (9)$$

式中の，D_1, D_2, D_3, D_4 および D はパラメーター u_1, u_2, u_3, u_4, v_1, v_2, v_3, v_4 および κ を用いて，つぎのように表わされる。

$$\left.\begin{aligned} D_1&=M_0u_1+Q_0v_1 \\ D_2&=M_0u_2+Q_0v_2 \\ D_3&=M_0u_3+Q_0v_3 \\ D_4&=M_0u_4+Q_0v_4 \\ D&=4(sh^2\kappa-\sin^2\kappa) \end{aligned}\right\} \quad (10)$$

式中の u および v は κ をパラメーターとして，つぎのように表わされる。

$$\left.\begin{aligned} u_1&=-\{(-\cos\kappa+\sin\kappa)^2-2\cos^2\kappa \\ &\quad +(sh\kappa-ch\kappa)^2\}/2\beta^2D_2 \\ u_2&=-\{-(\cos\kappa+\sin\kappa)^2-2\sin^2\kappa \\ &\quad +(sh\kappa-ch\kappa)^2\}/2\beta^2D_2 \\ u_3&=-\{(\cos\kappa+\sin\kappa)^2-2\cos^2\kappa \\ &\quad +(sh\kappa+ch\kappa)^2\}/2\beta^2D_2 \\ u_4&=-\{(\cos\kappa-\sin\kappa)^2+2\sin^2\kappa \\ &\quad -(sh\kappa+ch\kappa)^2\}/2\beta^2D_2 \\ v_1&=-\{(\sin\kappa-\cos\kappa)^2-sh\kappa-ch\kappa)^2\}/2\beta^3D_2 \\ v_2&=-\{-2\sin^2\kappa\}/2\beta^3D_2 \\ v_3&=-\{-(\sin\kappa+\cos\kappa)^2+(sh\kappa+ch\kappa)^2/2\beta^3D_2 \\ v_4&=-\{-2\cos\kappa\sin\kappa\}/2\beta^3D_2 \end{aligned}\right\} \quad (11)$$

特殊な場合として，半無限長の shell では $\beta L=\infty$ となり，$\kappa=\infty$ であるから，積分定数は

$$\left.\begin{aligned} C_1&=0,\quad C_2=0, \\ C_3&=-(Q_0+\beta M_0)/2\beta^3D_2,\quad C_4=M_0/2\beta^2D_2 \end{aligned}\right\} \quad (12)$$

となる。

4. 一様なネジリモーメント M'_0 の作用をうける円環のネジリおよび曲げ

ring のネジレ角を φ，曲げによるタワミ角を Ψ とし，断面に生ずるネジリモーメントを M_T，曲げモーメントを M とすれば，つぎのようなつり合いの方程式が成り立つ。(図—2. (C) 参照)

$$d\Psi=\frac{M}{E_2I}ad\theta-\varphi d\theta,\quad d\varphi=\frac{M_T}{GI_T}ad\theta-\Psi d\theta \quad (13)$$

境界条件は，あらゆる点で Ψ および φ が共に連続なることである。

外力として，軸に沿って一様な分布ネジリモーメント，M_0' が作用する場合，(13)式の解は，つぎのようになる。

$$\Psi=0,\quad \varphi=M\cdot a/E_2I=M_0'a^2/E_2I \quad \cdots\cdots(14)$$

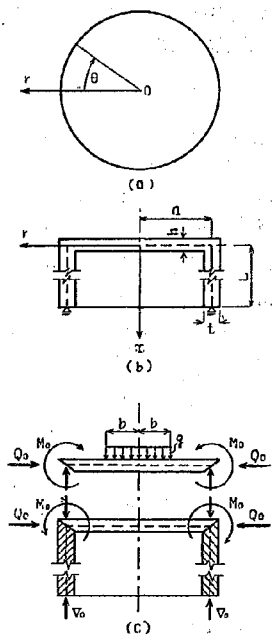
ただし，

$$M=\int_0^{\pi}M_0'\sin\theta\cdot a\cdot d\theta=M_0'\cdot a,$$
$$M_0'=M_0+\frac{Q_0H}{2} \quad \cdots\cdots(15)$$

(15)式の $-M$ は ring の断面に生ずる曲げモーメントである。

5. 周辺が有限長円筒殻によって弾性固定されている円版の曲げ

図—3 の (C) に示されているように，円版と shell の接続様で，断面力を等しくとって，円版の半径の収縮量とのタワミを等しくし，また，それぞれのタワミ角を等しいとおいて計算すれば，断面力 M_0 および Q_0 は決定される。円版の半径の収縮量はつぎのようになる。



図—3 周辺が有限長の円筒殻に弾性固定されている円版

$$\delta=\frac{1-\nu_1}{N}\cdot a\cdot Q_0 \qquad (16)$$

ただし，

$$N=\frac{E_1 h}{1-\nu_1^2}$$

したがって，M_0 および Q_0 を決定する方程式は，(4)式，(7)式および(16)式より $(dw/dr)_{r=a}$，$(dy/dx)_{x=0}$，$y_{(x=0)}$ および δ を求めれば，つぎのように表わされる。

$$\left(\frac{dw}{dr}\right)_{r=a}=\left(\frac{dy}{dx}\right)_{x=0} \qquad \delta=y_{(x=0)} \qquad (17)$$

(17)式に計算をほどこせば，つぎのように M_0 および Q_0 が得られる。

$$\left.\begin{aligned} M_0&=-\frac{1}{(1+\nu_1)\dfrac{D_1}{\mu a}+1}\cdot\frac{P}{4\pi}\left(\frac{1}{2}\frac{b^2}{a^2}-1\right)\\ \text{式中}\quad \mu&=D/\beta\{u_1+u_2-u_3+u_4\\ &\quad+(v_1+v_2-v_3+v_4)\cdot\mu'\}\\ \text{ただし，}\ \mu'&=-(u_1+u_3)/\{d_1+v_3-D(1-\nu_1)\\ &\quad a/N\}\\ Q_0&=\mu'\cdot M_0 \end{aligned}\right\} \qquad (18)$$

図—5 の実線で示されている曲線は，$n=a/h$ を 2.5, 5, 10 および 20 にとって，それぞれについて，

$$s=t/h=1,\quad \gamma=E_2/E_1=1,\quad \nu_2/\nu_1=1$$

の場合，$m=L/h$ をパラメーターとして，計算された μ を表わしている。

6. 周辺が円環によって弾性固定されている円版の曲げ

図—4 の（C）に示されているように，円版と ring の接続縁で，断面力が釣り合うようにとって，以下，前項と同様な操作を行なえば，断面力 M_0 および Q_0 は決定される。

円版の半径の収縮量は(18)式と全く同様である。一方，ring の半径の伸びは，つぎの通りであるから，

$$\delta'=\frac{a^2}{E_2 A}Q_0 \qquad (19)$$

(4)式，(14)式，(16)式および(19)式によって，円版と ring の接続縁の変位を合わせることによって，M_0 および Q_0 は決定される。方程式はつぎのように与えられる。

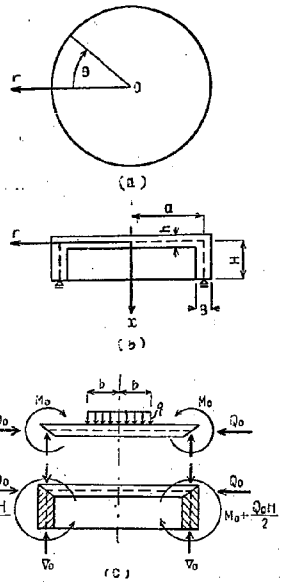
$$\left(\frac{dw}{dr}\right)_{r=a}=\varphi \qquad \delta=-\delta'+\frac{\varphi H}{2} \qquad (20)$$

(20)式に計算をほどこせば，つぎのように M_0 および Q_0 が得られる。

$$M_0=\frac{1}{(1+\nu_1)\dfrac{D_1}{\alpha a}+1}\cdot\frac{P}{4\pi}\left(\frac{1}{2}\frac{b^2}{a^2}-1\right)$$

式中，

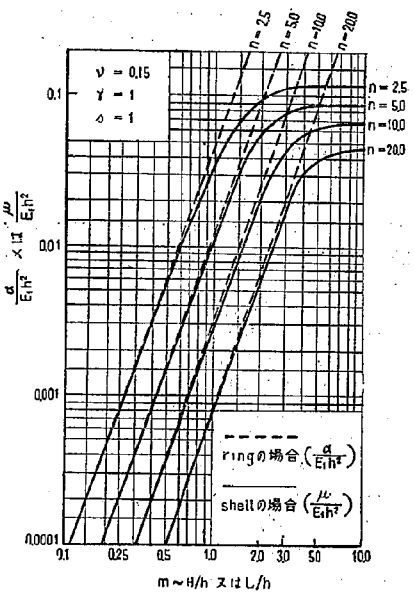
$$\left.\begin{aligned} \alpha&=\frac{E_2 I}{a^2}+\frac{1}{a}\left(\frac{H}{2}\right)^2\frac{1}{(1-\nu_1)1/N+a/AE_2}\\ Q_0&=\alpha' M_0\\ \text{式中}\quad \alpha'&=-\frac{H}{2a}\,\frac{1}{(V-\nu_1)1/N+a/E_2 A} \end{aligned}\right\} \qquad (21)$$



図—4　周辺が円環に弾性固定されている円版

図—5 の点線で示されている曲線は，$n=a/h$ を 2.5, 5, 10 および 20 にとって，それぞれについて，

$$s=B/h=1,\quad \gamma=E_2/E_1=1,\quad \nu_2/\nu_1=1$$



図—5　$\frac{\alpha}{E_1h^2}$ 又は $\frac{\mu}{E_1h^2}$ と m との関係の 1 例

の場合，$m=L/h$ をパラメーターとして，計算された α を表わしている。

7. 円版の曲げモーメントおよびタワミ

以上述べてきた結果をまとめると，先ず，円版の曲げモーメントは，つぎのようになる。

$0 \leqq r \leqq b$ では

$$\left.\begin{aligned} &\text{半径方向}\quad M_r=\frac{P}{4\pi}\left\{(1+\nu_1)\log\frac{a}{b}+1-\frac{(1-\nu_1)b^2}{4a^2}-\frac{(3+\nu_1)r^2}{4b^2}\right\}+M_0\\ &\text{接線方向}\quad M_\theta=\frac{P}{4\pi}\left\{(1+\nu_1)\log\frac{a}{b}+1-\frac{(1-\nu_1)b^2}{4a^2}-\frac{(3\nu_1+1)r^2}{4b^2}\right\}+M_0 \end{aligned}\right\}\quad(22)$$

$b \leqq r \leqq a$ では

$$\left.\begin{aligned} &\text{半径方向}\quad M_r'=\frac{P}{4\pi}\left\{(1+\nu_1)\log\frac{a}{r}+\frac{(1-\nu_1)b^2}{4}\left(\frac{1}{r^2}-\frac{1}{a^2}\right)\right\}+M_0\\ &\text{接線方向}\quad M_\theta'=\frac{P}{4\pi}\left\{(1+\nu_1)\log\frac{a}{r}-\frac{(1-\nu_1)b^2}{4}\left(\frac{1}{r^2}+\frac{1}{a^2}\right)\right\}+M_0 \end{aligned}\right\}\quad(23)$$

応力計算の際には，(22)および(23)式における曲げ応力の外に，更に(18)または(21)式にある面内力 Q_0 が軸圧縮力として作用するから，これを加えなければならない。

最大タワミは，つぎのようになる。

$$w_{\max}=\frac{P}{16\pi D_1}\left\{\frac{3+\nu_1}{1+\nu_1}a^2-\frac{7+3\nu_1}{4+(1+\nu_1)}b^2+a^2\log\frac{b}{a}\right\}+\frac{8M_0}{16D_1(1+\nu_1)}a^2 \quad(24)$$

8. 実験結果

金鋳鉄製の供試体を用いて，円版の中心点で，載荷面の対面(版の下面)のヒズミを求めて，応力に換算した。供試体の諸元および JIS 規格供試体による弾性常数は，つぎの通りである。

円版の厚さ　$h=8$m/m

円版の半径　$a=158$m/m,　$n=19.75$

shell の長さあるいは，ring の高さに相当する寸法

L または $H=0$, 8, 16 または 24m/m

$m=0$, 1, 2 または 3

shell の厚さあるいは，ring の巾に相当する寸法

t または $B=8$ m/m, $s=1$

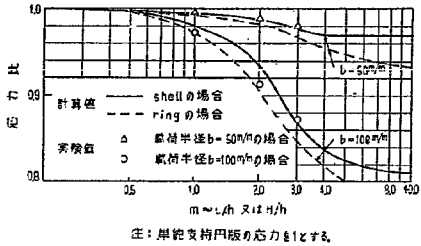
弾性係数　$E_1=E_2$　9.9×10^3 kg/mm², $\gamma=1$

伸び率　0.34%

引張強さ　22kg/mm²

理論計算あるいは，実験の資料の整理の際はポアツソン比を $\nu_1=\nu_2=0.3$ に仮定した。

供試体の数量は各寸法のものに対して，それぞれ4コづつ用意して，その内3コづつを実験に用いた。



注：単純支持円版の応力を1とする。

図—6　円版中央部下面に於ける応力比の計算値と実験値

載荷半径は，$b=50$ m/m および 100 m/m の2種について実験した。図—6は，単純支持円版の応力を1とした場合の，応力比を示したものである。単純支持円版の中央部下面の引張応力は荷重 1000kg の場合には次の通りである。

計算値　18.50kg/mm²($b=50$m/m),
　　11.38kg/mm²($b=100$m/m)

実験値　14.0kg/mm²($b=50$m/m),
　　7.9kg/mm²($b=100$m/m)

9. 結語

実験範囲は充分であるとは云い難いが，理論計算を裏付けるものと考えられる。しかして，この種の構造物における，弾性固定の程度が数値的に明らかになった。

本計算法を用いる場合には，有限長の円筒殻に円版が弾性固定されていると考えて計算すれば，ほとんどあらゆる場合に適用して，応力の算定にいちじるしい誤りは生じないと考えられる。しかし，比較的 $m=H/h$ が小さい範囲では，ring によって弾性固定されていると考えた方が計算の手数が少くなって済む。この限界に関しては，本稿の意図するところではないので，別の機会に発表する予定である。

参考文献

倉西正嗣著　弾性学　および　応用弾性学
Biezeno u. Grammel Technische Dynamik
S. Timoshenko Tneory of Plates and Shells
機械学会　機械工学便覧（昭和12年版）
Beton u. Stahlbetonbau Beton-Kalender (1957)

マーシャル安定度試験について

竹下春見*
松野三朗**
松崎猛***

(昭和34年1月)

Experimental studies on the Marshall stability test

(Jan. 1959)

Harumi Takeshita
Sabrō Matuno
Takeshi Matuzaki

Synopsis

The mixing method, temperature for compaction, curing time of specimen, accuracy of test and stability correlation ratio in Marshall stability test were experimentaly studied and the relationships between load and deformation for its specimens were mesured to clarify some phisical properties of asphalt paving mixtures.

要　旨

近年我が国でアスファルト舗装混合物の配合設計に使用されているマーシャル安定度試験についてその試験方法に関する若干の附加的実験を行ない混合方法，成形温度，養生日数，試験の精度，補正係数などの点について解明した。また種々の混合物に対してマーシャル安定度試験を行ない混合物の性状研究の足掛りを得た。

目　次

1　まえがき……(1)
2　マーシャル安定度試験方法と本試験の目的(2)
(1)　アスファルト混合物の安定度試験について……(2)
(2)　マーシャル安定度試験方法……(2)
(3)　実験の目的……(3)
3　使用材料と予備試験……(5)
(1)　使用材料……(5)
(2)　予備調査……(5)
4　実験結果とその考察……(7)
(1)　マーシャル安定度試験方法について……(7)
(2)　混合物の種類とマーシャル安定度試験…(11)
5　結　論……(15)
6　むすび……(16)

1　まえがき

道路整備5ケ年計画の要求により低廉で高級であり，しかも迅速な舗装工法としてアスファルト舗装が大きくとりあげられる傾向にある。セメントコンクリート舗装についてはダムコンクリートの当時よりその配合設計方法について大いに研究が行われている。しかしアスファルト舗装の配合設計については我が国では従来から現場技術者の経験とカンがその大部分を占めている。

これはわが国ではアスファルト舗装が通常の場合中級以下の舗装として取扱われて来たこと，補修も容易なことからとかく安易に取り扱われてきたためであると推測される。アスファルト舗装は決してコンクリート舗装におとるものではなく，良好な設計と施工によれば十分耐久性のある高級な舗装である。しかし近年の交通荷重の増大とともに一級国道に舗設されるアスファルト舗装が従来の安易な配合設計方法により行われるとすればはなはだ危険なことといわねばならない。

アスファルト材料は高温においては軟弱化し，低温においては脆弱化することはよく知られている。従ってこのアスファルトと骨材の混合物であるアスファルト舗装体も上と同様の性質を示すことは言うまでもない。アスファルト舗装用混合物の配合設計は高温の軟弱化と低温の脆弱化に対処して行わねばならない。前者に対して行われるものがいわゆる安定度試験であり後者に対しては現在もなお定性的に考慮される以外は試験方法と言われるようなものがない。アスファルト舗装の種々の破壊について亀裂の発生よりも軟弱化による波打ちの方が忌避されるのはこれの補修がはなはだ困難な点よりきている。したがって高温における軟弱化に対する安定性の試験の方が今日まで重要視されてきたのももっともであると考えられる。

安定度試験は米国において発達したものでありアスファルト混合物自体の複雑な点よりして種々の方法が考えられ，経験とむすびつけて用いられている。したがって

* 工博　道路部　舗装研究室長　** 道路部　舗装研究室　研究員
*** 道路部　舗装研究室

我々がこれらの種々の試験法からいづれを選択すべきかは試験の容易さとデータの信頼性よりでてくる。近年わが国ではアスファルト舗装混合物の配合設計に対してマーシャル安定度試験が用いられ始めたのも以上のべた点よりきていると考えてよい。

本論文はマーシャル安定度試験方法の，疑問点，不明点の解明とこの試験方法により示される混合物の性質について行なった結果の報告である。

2 マーシャル安定度試験方法と本試験の目的

(1) アスファルト混合物の安定度試験について

アスファルト舗装混合物の安定度とは広義の意味においては変形に対する抵抗である。したがって低温における引張り，剪断に対する変形抵抗もまたこの中にふくまれるものである。しかし我々が今日用いている意味の安定度とは比較的高温において舗装体が交通荷重の圧縮，剪断により流動変形する場合の抵抗性を示している。

アスファルト舗装用混合物は骨材（礫，砂，シルトよりなる）とアスファルトを混合したものであり両者の特性を有効に利用しようとしたものにほかならない。骨材は主として舗装体の圧縮剪断に対する抵抗のうち摩擦抵抗を負担し，アスファルトは粘着性による抵抗を負担している。高温時のアスファルト舗装体の流動抵抗は以上の性質によるものと考えられている。

安定度試験とはこれらの流動特性を試験してアスファルト混合物の配合設計，あるいは品質管理を行う目的をもっている。アスファルト舗装の配合設計とはアスファルト混合物に用いられる骨材粒度，アスファルト量を交通荷重に応じて適正に組合せて，所要の性質をもったアスファルト混合物を設計することである。配合設計を行う場合骨材粒度は従来の経験からもっとも適当と考えられる粒度を選択するのであるが，この経験上の粒度範囲は一般にかなりの巾をもっていることと，使用する骨材により多少異なってくることより安定度試験によりチェックしてみる必要がある。またアスファルト混合物は一定の骨材粒度に対して混合するアスファルト量が多くなると流動に対する抵抗が小さくなり高温において波をうつようになる。この逆に混合するアスファルト量が少なくなれば高温における流動抵抗は大きいが反面耐久性が小さくなる。したがって配合設計にあたっては両者を考慮した適正なアスファルト量を選択しなければならない。最適アスファルト混合率の選択は安定度試験の第2目的であり，一般には骨材粒度の選択より重要な意味をもつと考えられている。

従って種々の安定度試験方法のうち骨材粒度，アスファルト量の変化を鋭敏に示すものがもっともよい方法と考えられる。安定度試験として今日用いられているものにマーシャル試験，ハバード試験，1軸圧縮試験，浸水圧縮試験，3軸圧縮試験，ビームスタビロメータ，コヒージョメータ試験などがある。当研究室において過去に行なった試験の結果および文献の調査によれば，これらの得失は表—1に示すようである。信頼性の点から云えばビームスタビロメータ，コヒージョメータによるものが最もよいと考えられているが装置が大きく操作がやや複雑で各現場において使用するわけにはいかない。操作が簡単で現場的である点からマーシャル試験が，現在のところ我が国にはもっとも適していると考えられる。

(2) マーシャル安定度試験方法

マーシャル試験による混合物の配合設計はMississippi州道路局の Bruce Marshall により考案された。Corps of Engineers では飛行場建設のための試験方法として CBR 試験用の載荷試験機をそのまま利用できるマーシャル試験に着目し，1943年から44年にかけて広範な室内試験と試験走路による実験を行ない(1)，これを規格化

表—1 各安定度試験の比較

試験方法	装置	操作	試験温度	信頼性その他
マーシャル	小 載荷速度が大きいので特種な載荷装置が必要	簡単	60°C	米国でもっと多く使用されていてデータも多い。
ハバード	小 載荷速度が大きいので特種な載荷装置が必要	簡単	60°C	現在あまり使用されていない。 データのバラツキが大きい。
1軸圧縮	小 コンクリート圧縮試験機でよい。	もっとも簡単	25°C	ほとんど使用されていない。設計の基準値がはっきりしない。 試験温度が低い。
3軸圧縮	中 静載荷試験機が必要	試験時間が長くやや複雑	常温	理論的であるが試験時間が長く現場的でない。
ビームスタビロメータ コヒージョメータ	大 Kneading Compactor が入用	やや複雑	60°C	理論的であり比較的使用されていてデータも多い。アスファルト量の変化に敏感である。

表—2　マーシャル試験方法の概要と相異点

試験順序	Engineering–Manual に示す試験方法	当研究室で用いた試験方法の前者との相異点
骨材の調整	単一骨材として用いた場合の分離を少なくするため各粒径毎にフルイ分ける。	〃
計量，混合	各粒径の骨材を選定した粒度曲線に合うよう計量する。混合温度は骨材 149～177°C，アスファルト 121～138°C，1バッチの計量重量 3kg。(供試体2個分)	〃 骨材 175°C，アスファルト 140°C，1バッチの重量約1.2 kg (供試体1個分)
成形	成形用モールド，底板，ハンマーを 93～149°C に加熱しこの中に混合物を入れ突き固める。突き固め時の温度は 107°C 以上。突き固め回数は 50，75 回。	モールド，底板は 90°C。ハンマーは加熱せず成形温度の標準は 120°C。回数 75 回。
脱形	モールドを水中に2分以上漬けて冷却し脱形す。	〃
密度の測定	供試体の空中，水中重量を測定し密度を求める。	〃
安定度試験	供試体を60°±1°C の恒温水槽に 20 分以上浸漬し載荷試験を行う。荷重が減少し始めたときフロメータの読みを取る。	成形後24時間で試験する。供試体の浸漬は30分。荷重の最大点においてフロメータの読みを取る。
データーの整理	安定度，密度，フロー値，空隙率，濃青空隙充填率，安定度は補正表を用い高さにより補正する。	〃 補正係数は用いない。

した。したがってマーシャル試験方法は Marshall Consulting and Testing Laboratory 発行のパンフレット[2] および Corps of Engineers の "Engineering Manual For Military Contruction"[3] に記されている。Engineering Manual に示されている方法（以下 EM の方法と云う）は飛行場のアスファルト舗装設計用のものでありこれを道路用として転用する試みがその後各所で行なわれ，Asphalt Institute においてこれを示方書化[4][5]した。

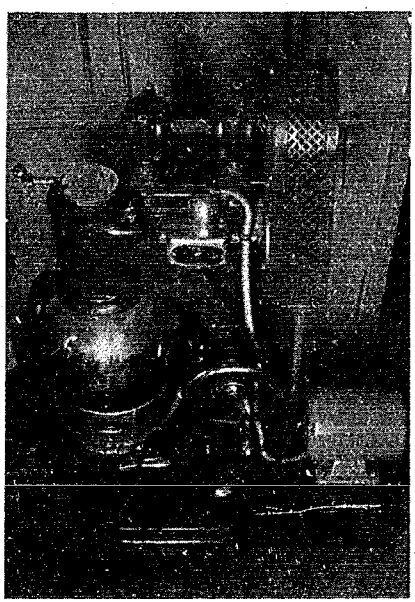
Asphalt Institute の試験方法は EM の方法とまったく同様であり基準のみが異っている。Marshall Consulting and Testing Laboratory の試験方法と，EM の試験方法にはいくらか差異があるが Asphalt Institute の示方書化の関係もあり我々が基準として採用すべき Mashall 試験方法としては後者を採用するのが妥当と考えられる。

当研究室において採用した方法はほぼ後者と同様である。表—2はこの試験方法の略記と相異する部分を示したものである。使用器具は加熱炉，ミキサー（写真—1），成型用モールド，底板，ハンマー（写真—2，3）載荷試験用弓形，フローメーター，載荷試験機（写真—4）などである。成形装置，載荷状態および試験前後の供試体は写真—5，6 に示す。

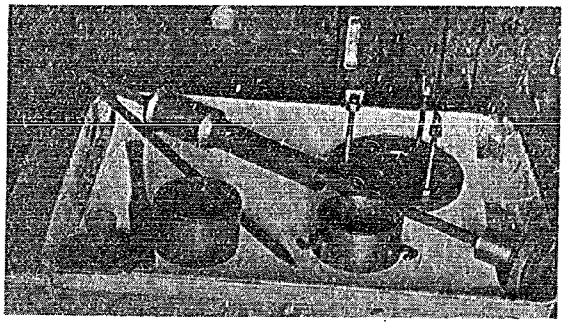
（3） 実験の目的

マーシャル安定度試験が我が国で使用されはじめてからの日数も浅く現場での経験も少ないのであるが，試験そのものに対しても不明の点や不備な点が 2，3 あり規格化に先立ち，これらの点をあきらかにするのが本実験の目的である。これらは i) 混合重量，ii) 成形温度，iii) 養生日数，iv) 試験の精度，v) 補正係数の諸点である。これら以外にも疑問に思われる点もあると考えられるが一応示方書を準用すればよいと思われる。

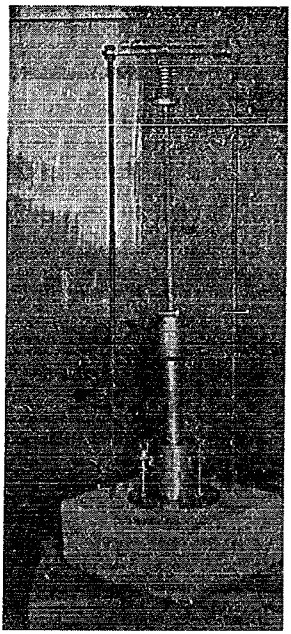
またアスファルト，骨材の種類，粒度により安定度がどの様に異なるかについても知ることが必要と考えられる。この試験は今後引続いて行なう予定の混合物性状の研究に対する基礎試験ともなるもので，これが本実験の第2の目的である。



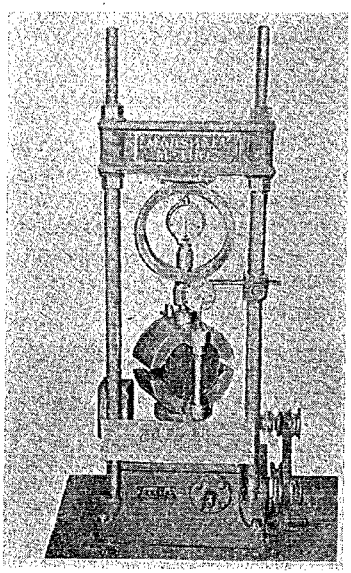
写真—1



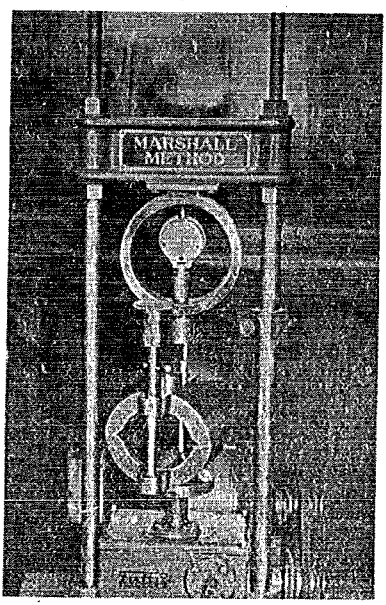
写真—2



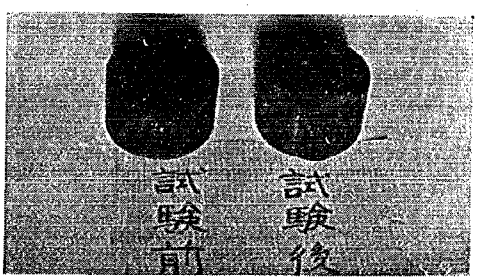
写真—3



写真—5



写真—4



写真—6

3 使用材料と予備試験

(1) 使用材料

1. アスファルト

使用アスファルトは表—3に示す。ストレートアスファルトⅠは道路協会アスファルト材料小委員会規格案[6]に示す分類によればA型に属し，Ⅱ，Ⅲはいずれも C型であるが，Ⅱは針入度の関係から云ってB型に近いものと考えられる。針入指数 (Penetration Index) は

$$P.I=\frac{\log_{10}800-\log_{10}Pen}{S-25}$$

ここに　Pen=25°C における針入度

S=軟化点 (°C)

で示めされる。 $PI<-2$ ではピッチ型 (タールなど) で温度化に敏感であり，$-2<PI<+2$ ではゾル型 (ストレートアスファルト)，$PI>+2$ はゲル型 (ブロンアスファルト) に分類される。

表—3 使用アスファルトの性状

種類 / 性状	ストレートアスファルト Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	ブロンアスファルト
比重 25°/25°C	1.029	1.015	1.032	1.016
針入度 25°C	93	86	52	31
伸度(cm) 25°C	+100	+100	+100	+3.2
15°C	+100	+100	+100	0
10°C	+100	11	25	
5°C	16	7	1	
引火点 (クリーブランド) (°C)	335			292
軟化点 (°C)	46	49	52	90
蒸発減 (%)	−0.12	0.04	0.02	0.08
残留針入度(%)	98	76	48	99.7
4塩化炭素可溶分 (%)	99.7	99.9	99.7	99.3
針入指数 (PI)	−0.8	0	−0.4	+4.5

2. 骨　材

使用骨材の性状は表—4に示す。粗骨材は安山岩系砕石，砂はいづれも多摩川産，フィラーは市販の炭酸カルシウムである。比重の3種はそれぞれ

表乾カサ比重$=\frac{B}{B-C}$

カサ　比重$=\frac{B}{A-C}$

見掛　比重$=\frac{A}{A-C}$

ここで　A=乾燥骨材空中重量

B=表面乾燥飽和状態の骨材の空中重量

C=水中重量

である。

表—4 使用骨材の性状

骨材 \ 試験	ロスアンゼルスすりへり試験[1]	比重 表乾カサ	カサ	見掛	吸水率 (%)
30～20mm (4号)	24(〃)				
20～10 (5号)	25	[2]2.76	2.71	2.86	1.9
10～5 (6号)	28				
5～2.5 (7号)	32				
粗砂		2.56	2.50	2.65	2.1
細砂		2.60	2.54	2.70	2.3
フィラー				[3]2.70	

(1) JIS A5001 "道路用砕石" による。

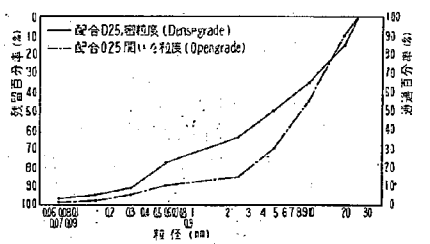
(2) 各粒度を等量混合したものに対する値。

(3) セメント比重試験による。

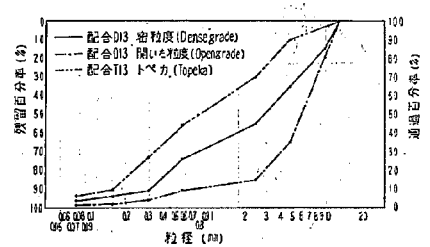
粗骨材は各号ともフルイ分けて 25.4～19.1mm，19.1～9.52 mm，9.52～4.76 mm，4.76～2.38 mm の各組に分けておいた。砂とフィラーの粒度は表—5に示す。これらの骨材を用いた混合物粒度曲線は図—1，2に示す。これらの配合は Asphalt Institute 発行の粒度曲線のうち，各最大粒径に対応する密粒度，開いた粒度，トペカの粒度範囲のほぼ中央に入るものを選択した。

表—5 使用砂およびフィラ粒度

粒径	砂 A 通過残留	砂 A 通過	砂 B 通過残留	砂 B 通過	フィラー 通過残留	フィラー 通過
	%	%	%	%	%	%
2.380～1.190	9.2	100.0				
1.190～0.590	44.7	90.8				
0.590～0.297	45.9	46.1	32.8	100.0	0.3	100.0
0.297～0.149	0.2	0.2	61.4	67.2	1.9	99.7
0.149～0.074			4.5	5.8	13.0	97.8
0.074 以下			1.3	1.3	84.8	84.8



図—1 最大粒径 25mm，アスファルトコンクリート骨材粒度



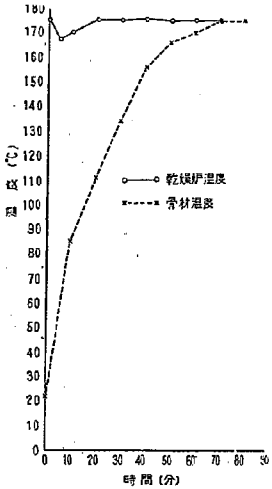
図—2 最大粒径 12.7mm，アスファルトコンクリート骨材粒度

(2) 予備調査

1) 骨材の加熱

骨材はすべて 175°C で加熱乾燥した後に計量してバ

ツトに入れ乾燥炉で175°Cに加熱した。骨材を175°Cの乾燥炉中に入れた場合，何時間でこの温度に達するか知っておくことは後の実験にも好都合と考えられたので乾燥炉中に骨材を入れ，その温度上昇を測定した。測定はすべて水銀温度計を用いた。図—3はこの温度上昇を示す。70分で175°Cに達するが容量の関係もあり，後の試験ではすべて1時間半以上加熱することとした。



図—3　乾燥炉内の骨材温度

2）アスファルトの計量

EMの方法によれば骨材，アスファルトの計量はすべて累加計量である。当研究室では混合鍋および混合物を計量できてしかも精度のよい天秤（5000分の1）がないため計量は累加せず，個々に行なった。この場合アスファルトは別の容器で計量し，混合鍋中に入れるのであるが計量した場合必ず容器に附着し，残留するので正確に計量するためには容器に対する附着量を常に一定にしておくことが必要である。表—6はこの場合の精度を示す。平均誤差は0.6grであり，累加計量を行なった場合の精度とほとんど差はないと考えられたので以後すべてこの方法を用いた。

表—6　アスファルトの計量誤差

アスファルト混合率 (%)		計量すべき重量 (gr)	最初の容器重量 (gr)	終りの容器重量 (gr)	誤差 (gr)
4.5	1	54.0	60.8	61.3	−0.5
	2			58.8	+2.1
	3			60.2	+0.6
	4			60.1	+0.2
	5			60.0	+0.7
5.0	1	60.0	59.0	58.2	+0.8
	2			58.9	+0.1
	3			58.9	+0.1
	4			58.9	+0.1
	6		60.8	60.7	+0.1
	7			61.0	−0.2
	8			59.7	−0.7
5.5	6	66.0	59.0	59.9	−0.9
	7			58.5	+0.5
	8			59.4	−0.4
	9			59.2	−0.2
	10			59.5	−0.5
	1		59.0	59.0	0
	2			60.0	−1.0
	3			60.0	−10
	4			59.0	0
	5			59.5	−0.5
6.0	1	72.0	61.95	61.95	0
	2			61.95	0
	3			62.20	−0.25
	4			63.9	−1.95
	9		60.8	61.0	−0.2
	10			61.2	−0.4
	11			59.0	+1.8
6.5	5	78.0	61.95	61.4	+0.55
	6			61.1	+0.85
	7			61.2	+0.75
	8			61.0	+0.95
	9			60.0	+1.95
平均					0.6

3）混合時間と温度

混合に用いたミキサーは下部に加熱装置をもっているが，容量がそれほど大きくなく，混合中合材がかなり冷却する。表—7は175°Cの骨材のみを空練りした場合の空練り時間と温度，練り終ってからの温度を示す。混合物の成型温度は120°Cであるから練り終ってモールドに入れる場合の混合物は少なくとも130°Cは必要である。

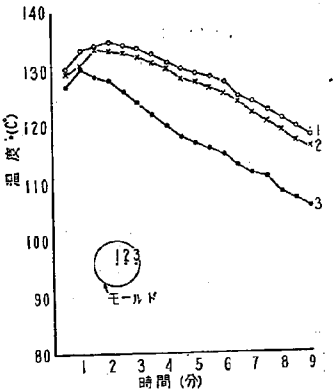
表—7　空練り時間と混合物温度（°C）

空練り時間 (sec)	練終ってからの時間 (sec)				
	30	60	120	180	240
30	145	147	146	144	139
60	135	140	140	139	133
120	132	137	137.5	136	130

表—7より混合時間2分間を用いたが，ミキサーの構造上の欠点からいくらか練り残りがあり後にミキサーを改良したため練り残りはなくなった。練り終ってから手早く手練り混合を行って125°Cの混合物をモールドに入れた場合ほぼ120°Cになることがわかった。

4）モールド中の合材温度

図—4はモールドに約130°Cの混合物を入れ，モールドの中央，モールド壁面近く，その中点の三点に温度計を入れ，温度の下降状態をみたものである。最初，温度計が上昇するためほぼ1～2分間必要であることがわかる。また壁面と中央の温度差は10°C近くもある。したがって中央に温度計を立て120°Cとしても混合物の突き固め温度としては不適と考えられる。また温度計の上昇のためにも時間を要し，正確な混合物温度を得ることはかなり困難である。したがって突き固め温度をモールド中で測定するよりも前述したように混合中に温度計を入れて温度計の上昇をはかり125°Cになったとき手早くモール中ドに混合物をうつすことによりほぼ120°Cと考え，以後すべて上述の同一条件で行なった。しかし



図—4　モールド内の混合物温度

今後のアスファルト混合物の試験に対しては温度上昇の早い電気的温度計を用いる必要があると考えられる。

5)　標準混合物の安定度試験

マーシャル安定度試験方法について研究するための試験はすべて配合D25，ストレートアスファルトIを用いた混合物の最適アスファルト混合率5%について行なった。この安定度試験結果は図—5に示す。図中のアスファルト混合率は全混合物に対するアスファルトの重量百分率である。安定度は供試体の最大強度をポンドで示したもので，ここでは後述するように修正しない値である。密度は供試体の空中重量 W_1，水中重量 W_2 より，

$$密度=\frac{W_1}{W_1-W_2}$$

で，フロー値は安定度が最大に達したときの供試体の変形を$\frac{1}{100}$in で示したものでフローメータで測定した。

空隙率は供試体中の空気の容積の供試体容積に対する百分率で次式で計算する。

$$e=\left(1-\frac{G}{D}\right)\times 100$$

ここで　$D=100\Big/\left(\frac{W_c}{G_c}+\frac{W_s}{G_s}+\frac{W_f}{G_f}+\frac{W_{as}}{G_{as}}\right)$

e：空隙率

G：密　度

D：理論最大密度

W_c, W_s, W_f, W_{as}；それぞれ粗骨材，砂，フィラー，アスファルトの重量百分率。

G_c，G_s，G_f，G_{as}；それぞれ粗骨材，砂，フィラー，アスファルトの比重。

瀝青空隙充填率 (Void filled with Bitumen，以後 VFB で示す。) は供試体中の骨材空隙容積に対するアスファルトの容積の百分率で次式で計算する。

$$VFB=\frac{V_{as}}{V_{as}+e}$$

ここで　$V_{as}=\frac{G\cdot W_{as}}{G_{as}}$

VFB：瀝青空隙充填率

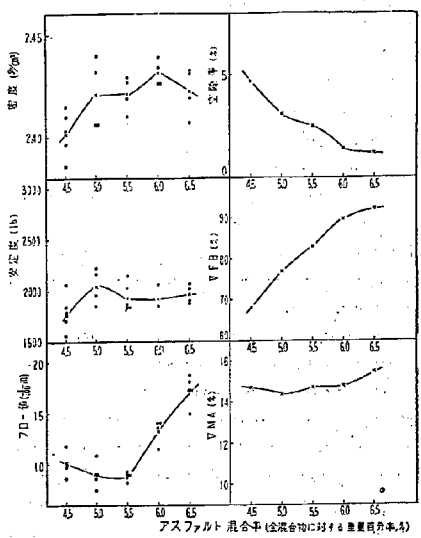
V_{as}；混合したアスファルトの容積の供試体全容積に対する百分率。

VMA は供試体中の骨材空隙の百分率で次式で計算する。

$$VMA=VFB+e$$

空隙率，VFB，VMA は使用する骨材比重により影響されるが一応基準として骨材比重はすべて表面乾燥飽和状態の比重を用いた。

図—5 より最適アスファルト混合率として5%を選択し，試験方法に関する実験はすべてこれを用いた。



図—5　標準混合物（配合 D25，ストレートアスファルトI）に対するマーシャル安定度試験結果

4　実験結果とその考察

(1)　マーシャル安定度試験方法について

1)　1バッチの混合重量について

マーシャル安定度試験用供試体1個の重量は約1.2kgである。本試験では個々の供試体の条件をなるべく一定に保つため供試体(直径 4in，高さ $2\frac{1}{2}$in) 1個毎に計量混合した。EMの方法によれば1バッチの混合物重量は3kg でこれより2個の供試体を作成する。3kg の混合物から約1.2kgを分離する場合試験者の巧拙によりある程度骨材の分離がおこることはさけられず，したがってこれに起因する試験値のバラツキも当然考えられる。また3kg を混合して始めの供試体の成型中残りの混合物は冷

却しないように保温しておくか，または試験に先立って再加熱しなければならない。そのうえ供試体1個分の混合物を分離するために再び計量することが必要で，実験操作としてはかなり繁雑である。供試体を1個毎に計量混合する場合は温度調整も比較的簡単で，実験操作としてはよいが混合容量が少ないため混合中，混合鍋やその他の器具に附着する混合物の量をほぼ一定に保たないとかなり重量差があらわれると考えられる。したがって1日の最初に混合するバッチは棄却することが必要である。以上の点を比較するため混合物の抽出試験と試験値の分散を調べた。

図—6(a)(b) は配合 *D25* アスファルト混合率5%について1バッチ 3kg と 1.2kg で混合した場合の供試体を試験後抽出してその粒度を比較したものである。抽出試験方法は英国規格，BS598：1950 に示す単一型加熱抽出試験方法を用いた。

マーシャル安定度試験では供試体の形成に衝撃的突き固め方法を用いるため骨材がいくらか破砕する傾向がある。これは後述するように混合物の粒度によりかなり異なり，また粒径の大きい部分（最大粒径に近い部分）では特に著しい。したがって図—6に示す粒度曲線は標準粒度曲線よりいくらかづれているが，3kg混合物の骨材粒度のバラツキは1.2kg混合物より大きく標準粒度に対して5%以上の差を生ずることがある。

表—8 は安定度試験の変動係数を 3kg，1.2kg 混合について比較したものである。試験の精度の項で詳述するが，1.2kg 混合では 55 個に対し7日間にわたって行ない，3kg 混合では22個に対して3日間に分けて行なった。日が異なる場合，実験者も同一人で行なうことができず，したがってバラツキも大きくなると考えられ，表—8より，1.2kg 混合の分散の方が大きいのも主としてこの原因によるものと思われる。同表中の（ ）内は同一母集団とみなされる日に行なったものの分散を示す。以上の結果 3kg混合の方が安定度自身の精度から云って良好であるが前述したように実験の操作が面倒であり十分注意して試験を行う必要があると考える。

表—8　安定度試験の変動係数の比較
（配合D25，ストレートアスファルトI）

混合重量	個数	安定度	密度	フロー値
3kg 混合	22	13.2	0.7	16.9
1.2kg 混合	55	14.7(10.8)	0.7(0.7)	21.6(21.1)

（ ）内は同一母集団とみなされるものについての値である。

2）成型温度と安定度

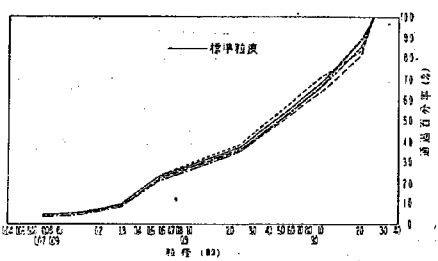
EMの試験方法によれば混合物の成型温度は 107°C 以上と規定され，また Mashall Consulting and Testing Laboratory の試験方法では121°C以上となっている。アスファルトは温度によりその粘性が異なるから成型時の温度を一定にして試験しないと当然突き固めエネルギーの消耗の程度が異なり供試体の密度に変化を生じ安定度も異なってくる。したがってマーシャル安定度試験が一定の基準で判定されるとすれば成型温度も一定にしておく必要があろう。成型温度により安定度試験値がどの程度変化するかをみるため混合物をモールドに入れた後この中央に温度計を立て，これが 115°C，135°Cになったとき突き固めを始めたものと，モールドを加熱せず混合物を入れその中央に立てた温度計が125°Cを指示したとき突き固めを始めたものについて試験値を比較した。

成型温度が各々異る以外，実験操作は試験方法の項でのべたものと同様である混合物は配合 *D25* の粒度のアスファルト混合率5%に対するものである。使用アスファルトはストレートアスファルトIである。表—9は以上3種の成型温度に対する試験値の平均の比較である。

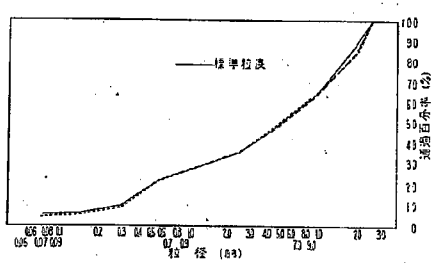
密度は考えられたように各々いくらか異っていて成型

表—9　成形温度と安度試験値

成形温度	個数	安定度 (lb)	密度 (grcm³)	フロー値 (1/100in)
115°C	8	1940	2.40	10.1
135°C	8	2240	2.41	8.8
モールド加熱なし 125°C	5	1880	2.39	8.6



図—6(a)　3kg混合の場合の骨材の分離（配合 *D25*，ストレートアスファルト *I*）



(b)　1.2kg 混合の場合の骨材の分離（配合 *D25*，ストレートアスファルト *I*）

温度が高いほど大であり安定度も同様である。フロー値は一定の関係にはないと考えられるがこれは試験の精度の項でのべるように，フロー値自体の変動が大きいためと考えれる。以上の結果でモールドを加熱しない場合の試験値が小さいことは注目すべきことでモールドおよび底板を加熱することは必ず行わねばならない。また成型温度は一定に保つことが必要で 107°C 以上の一定温度に対して ±5°C 程度の許容範囲をみて規定する必要がある。本試験では前述のように 120°C±5°C 入るような実験操作を用いた。

3) 成型後の時間と安定度

現在用いられている安定度試験方法では供試体の成型後どれだけの時間をおいて載荷試験を行なうかは全く規定がない。近年我が国で行なった一部のマーシャル試験結果として成型後，載荷試験を行うまでの時間が長くなった場合，安定度がかなり大きくなるとの報告があったので，これについて試験を行なった。試験方法は本実験に用いた標準方法であるが成型後載荷試験を行うまでの時間を 30 分，4 時間，24 時間，96 時間の 4 種に取って比較を行なった。混合物は配合 *D*25 の粒度に対してアスファルトを 5% 混合したもので，使用アスファルトはストレートアスファルトⅠである。図—7 はこの結果を示す。これによれば安定度は成型後の日数とともに小さくなり，一般に言われている結果と相違する。

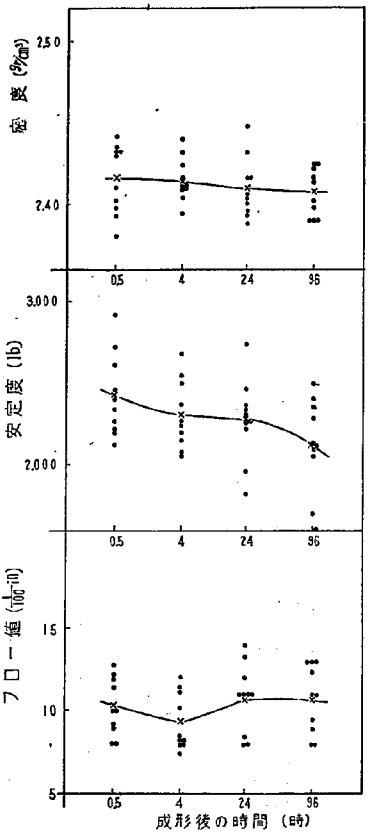
本試験に用いた放置時間は一連の実験操作に要する時間に比してかなり長時間であり，この結果のみよりすれば成型後数日間のうちに載荷試験を行なえばよいと云える。ただしこの試験に用いた材料はストレートアスファルト 1 種のみであり，これと性状の異なるアスファルトを用いた場合はどのようになるかは不明である。したがって本実験でもすべての試験に対して成型後載荷試験を行うまでの時間を約 24 時に取って行なった。一般の現場でも配合設計試験に対して作成した供試体を翌日載荷試験を行うのが時間的にもっともスムーズに試験を行ない得ると思われる。

4) マーシャル安定度試験の精度について

一般にアスファルト混合物の安定度試験値はいずれの試験方法においてもかなり大きなバラツキを示す。

この最大の原因は骨材の粒径が供試体に比して比較的大きく，その配列や粒形が偶然的な条件に支配されるためと考えられる。

シートアスファルト混合物などでは供試体に比して骨材最大粒経が小さく一応均質な供試体が作り得ると思われるが我が国でもっとも多く使用されている最大粒経 15mm 以上のアスファルトコンクリートでは均質な混合物を作ることは困難で供試体中で骨材の分離がおこり表面に蜂巣を作ることが多く，いわゆる面の悪い供試体ができやすい。その上アスファルト混合物の試験は混合，



図—7　成形後の時間と安定度の関係(配合 *D*25，ストレートアスファルトⅠ)

成型，載荷のすべての過程が温度条件により支配される。コンクリートのように液状に近いものあるいは少なくとも振動によりその状態に近くなるものでは粗骨材の均等な分散は行ないやすく，また粗骨材の格子の間に細粒部分を流し込んで蜂巣を作るようなことは少ない。その上，コンクリートの強度は主としてセメントの硬化によるため骨材に支配される条件は比較的少ない。

アスファルト混合物の安定度試験として種々の方法が行なわれているがこの試験値の変動に対する解析や，またこの許容範囲について論じたものがほとんどないのが現状である。したがって我が国で行なわれるマーシャル安定度試験について，その精度の目安をつけておくことも必要であると考えられる。

混合物は配合 *D*25 の粒度に対してアスファルトを 5% 混合したもので使用アスファルトはストレートアスファルトⅠである。試験はこの混合物に対して 55 個行なっ

た。供試体は1日に約5～10個しか成型できないため55個を試験するのに7日間にわけて行なった。すべての結果を表—10に示す。試験者をすべての操作にわたって一定にして行なうことが必要であるが，休日などの関係で同一人で行うことができなかった。

したがって試験値はかなりの変動を示した。安定度，

表—10 マーシャル試験値の変動

(配合D25，ストレートアスファルトI)

グループ別	供試体の高さ(cm)	安定度(lb)	密度(gr/cm³)	フロー値(1/100in)
I	6.18	2250	2.415	8.0
	6.18	2460	2.422	14.8
	6.26	2160	2.406	10.9
	6.31	1850	2.406	8.6
	6.16	1960	2.432	9.0
	6.13	2260	2.422	16.0
	6.07	2220	2.440	7.5
II	6.04	2270	2.413	11.0
	6.08	2010	2.433	6.8
	6.16	1730	2.402	6.7
	6.19	1920	2.393	7.2
	6.29	1910	2.398	10.0
	6.20	2310	2.413	9.2
	6.27	1940	2.396	13.2
III	6.25	2160	2.419	10.8
	6.25	2200	2.401	12.0
	6.20	2540	2.427	10.2
	6.22	2160	2.403	9.0
	6.16	2060	2.432	13.2
	6.17	1960	2.428	12.7
	6.10	2310	2.438	18.0
	6.19	2290	2.425	11.3
	6.26	2170	2.450	14.5
	6.24	1580	2.403	11.2
IV	6.07	2320	2.433	10.0
	6.13	2320	2.443	12.8
	6.13	1990	2.430	10.0
	6.13	2370	2.444	13.0
	6.33	1590	2.401	12.0
	6.34	1390	2.381	0.0
	6.28	1590	2.395	9.0
	6.28	2080	2.411	13.0
V	6.09	1820	2.406	9.7
	6.32	1530	2.389	10.0
	6.19	1840	2.405	13.0
	6.30	1740	2.417	12.0
	6.17	1990	2.401	11.8
	6.27	1670	2.395	12.8
	6.16	2230	2.420	14.0
	6.26	1800	2.413	8.5
	6.19	1950	2.411	10.2
	6.18	1700	2.399	13.5
VI	6.30	1360	2.412	16.0
	6.18	1980	2.432	11.2
	6.20	2360	2.438	8.2
	6.18	2160	2.422	10.0
	6.28	1870	2.407	10.0
VII	6.03	2360	2.438	10.5
	6.23	2370	2.433	10.7
	6.13	2270	2.432	12.0
	6.20	2260	2.420	12.0
	6.24	2550	2.440	9.2
	6.24	2250	2.432	11.2
	6.29	1920	2.420	11.8
	6.18	2720	2.447	9.2

比重，フロー値に対する全体の変動係数を計算したのが表—11である。同表の下段は L. W. Corbett[7] が行なった試験結果を示す。Corbett の試験は最大粒径 12.7 mm，のアスファルトコンクリートで行なったものであり，砕石，スラグを用いたもののいずれも我々の変動係数より小さいのは主として粒径によると考えられる。表—10中の（ ）中に示した数字は7日間に行なった7つの群について平均，分散の信頼限界から同一母集団とみなされる群をまとめてバラツキの状態を調べたものである。したがって試験の条件を厳密にすれば変動係数は（ ）内に示す数字に近いところまで上げうると考えられ，この範囲に入らない場合は何らかの原因が他にあるものと考えねばならない。フロー値の変動係数が大きいのは後述するように混合物の性質自体によるものと試験方法そのものに問題があると考えられる。

以上の実験結果は最大粒径 25mm のアスファルトコンクリートに対するものでありこれより粒径の小さいトペカなどではバラツキはいくらか小さくなると考えられる。

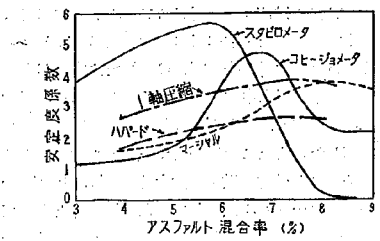
図—5 に示したように骨材粒度を一定にしてアスファルト混合率を 0.5% づつ増加して安定度試験を行なった場合各アスファルト混合率に対する密度，安定度，フロー値のバラツキの範囲はアスファルト混合率の変化によっておこる各値の変化よりも大きく図に示すように分散の範囲は互に重なり合っている。したがって統計的にみてアスファルト混合率により試験値の有意差がないことはあきらかである。また表—11の値からも分散の範囲が重なり合うことは推測できる。アスファルト混合物の安定度試験は 0.5～1.0% というわづかのアスファルト

表—11 マーシャル試験の変動係数

		安定度		密度		フロー値	
		平均	変動係数	平均	変動係数	平均	変動係数
配合 D25，ストレートアスファルトI（骨材最大粒径 25mm）		2050 (2110)	14.7 (10.8)	2.418 (2.421)	0.7 (0.7)	11.1 (11.4)	21.6 (21.1)
L. W. Corbett による	砕石混合物（骨材最大粒径 12.7mm）	1264	11.1	2.415	0.51	—	—
	スラグ混合物（骨材最大粒径 12.7mm）	1402	13.7	2.235	0.48	—	—

量に対する性質の変化をみようとするものであるが今日まで行なったハバード安定度，1軸圧縮試験においても，アスファルト混合率の0.5%の差により試験値に有意な差を生ずることはほとんどない。したがってアスファルト混合物の安定度試験はよく管理された試験により行なった結果の平均値をとりこれが経験上最適アスファルト混合率の推定をなし得ると考えるのが妥当であろう。したがってマーシャル安定度試験でも最良の方法ではなくまたこれについて今後の試験をみ重ねていくことが必要である。

Hveem はアスファルト混合率の変化に対してもっとも鋭敏にその性質の変化を示す試験方法として Kneading Compactor の使用を提案している。図—8は California 州道路局[8]においてこれを用いて行なったスタビロメータ試験の結果である。他の安定度試験と比較してアスファルト混合率の変化に対して敏感なことがわかる。しかしこの装置は簡単に使用できない欠点があり，これに対して同州で使用されている遠心ケロシン当量試験[9]なども有用な方法と考えられ配合設計のための試験方法として今後の研究問題である。



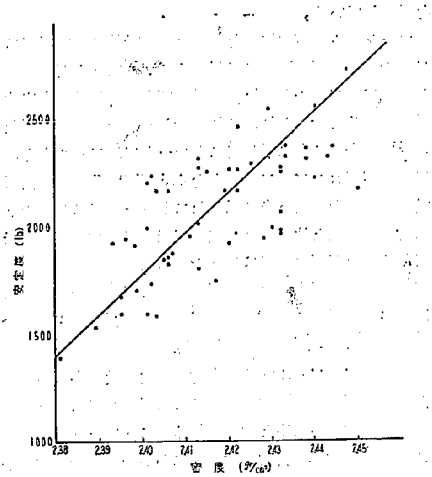
図—8　各安定度試験の鋭敏度

5)　補正係数について

EMのマーシャル安定度試験方法によれば安定度を供試体の高さにより補正する。これはCorps of Engineersの現場試験において舗装体から切り取ったコアの高さが舗装厚さに対して一定でなくこれを室内試験と比較するために作られたもので，コアの高さが標準 ($2^1/_2$in)より低い場合は安定度に1より大きい係数を高さが標準より高い場合は1より小さい係数を乗じて補正する。この補正係数はそのまま室内試験の供試体に対しても用いられている。米国においてもこれに異議をとなえる人もいるが一般に用いられているようである。

表—10の数値から密度に対して安定度をプロットしたのが図—9である。図より密度と安定度はほぼ直線関係にあるようで相関係数の検定結果は有意であった。これにより安定度試験の精度は密度により大きく影響されることがわかる。供試体の成形にあたっては十分注意しなければならない。

本試験では供試体の重量をほぼ一定にして行なった関



図—9　安定度と密度の関係（配合D25，ストレートアスファルトⅠ）

係上密度の大きい供試体は容積が小さく密度の小さいものはこの逆となっている。供試体の直径が一定であるから容積の大小は高さの大小に直接比例する。したがって密度の大きい供試体では高さが低く密度の小さい供試体は高さが高いこととなる。この結果に補正係数を用いれば密度の大きいすなわち安定度の高い供試体に対して更に安定度を高めることになり，密度の小さい，すなわち安定度の低い供試体に対して更に安定度を低くすることになる。補正係数を用いて 表—10 に示す安定度の変動係数を計算した結果全55個に対して16.0となり用いない値 14.3 にくらべてかえってバラツキを大きくする結果となる。室内試験で供試体の高さが $2^1/_2\pm^1/_8$in の範囲に入るならば補正係数は用いない方がよいと思われる。本試験ではすべての安定度に対して補正係数は用いなかった。

以上の結果は室内試験の結果であり供試体の高さが標準と極端に異る切り取り供試体の場合は従来通り補正係数を用いるべきであろう。

(2)　混合物の種類とマーシャル安定度試験

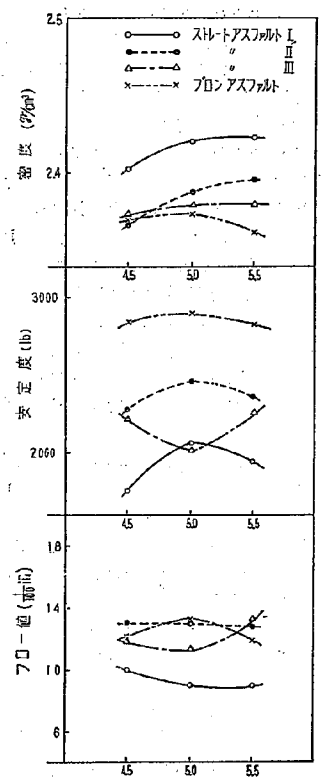
1)　アスファルトの種類とマーシャル安定度試験値

アスファルト混合物の配合設計にあたって使用アスファルトの種類は従来の経験にもとづいて決定される。わが国の関東以南ではアスファルトコンクリート用として主に針入度 60～80，80～100，東北，北海道では 80～100，100～120 が用いられている。また近年輸入原油が中東産のパラフィン基原油が多くこれの使用にあたっては注意しなければならないとされている。道路協会アスファルト材料小委員会ではナフテン基原油，パラフィン基原油を区別するため低温（15，10，5°C）の伸度試験

を掲唱している。

マーシャル安定度試験を用いた配合設計においてアスファルトの種類の選択まで行なうことはほとんどない。しかしアスファルトの性状が異れば安定度試験値も当然異ってくると考えられ，これに対して若干の試験を行なった。配合 D25 に対してストレートアスファルトⅡ，Ⅲおよびブロンアスファルトを 4.5，5.0，5.5% 加えて安定度試験を行ない先に示したストレートアスファルトに対する結果と比較した。試験方法は本試験の標準方法である。ただブロンアスファルトは粘性が大きく標準方法の温度では混合，成形が困難なのでアスファルトは 180°C，骨材は200°C に加熱し成形温度 135°C で行なった。図—10は試験結果である。

ブロンアスファルトは混合物の密度が最も小さいのにかかわらず安定度は大きい。これはブロンアスファルトの粘性が大きいためと考えられる。ストレートアスファルトⅠは供試体の密度が大きいにかかわらず安定度は小さくこれは針入度がもつとも大きいことからもうなづける。



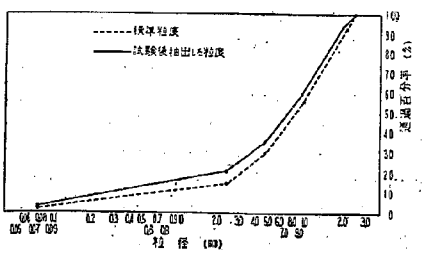
図—10　アスファルトの種類と安定度試験値
（配合 D25）

Ⅱ，Ⅲでは Ⅲの方が針入度が小さいのにかかわらず安定度は Ⅱの方が大である。これは密度の相異によるものであろう。フロー値は Ⅰをのぞいてはほぼ同様な値である。

以上試験の種類も少ないので決定的なことは云えないがブロンアスファルトを除いてアスファルトの種類特に A，C型の区別はマーシャル安定度試験値に対して特別な性質をあたえないようである。

2)　骨材粒度とマーシャル安定度試験値

マーシャル試験を用いた配合設計において骨材粒度の選択が行われることは先に述べたが，骨材粒度の変化に対して安定度試験値がどのように変化するかを知っておくことは粒度配合の調整にあたって有用なことである。これに対する試験はすでに Corps of Engineers[1] および J. Lefebvre[10] らによってかなりくわしく行なわれている。またそれらの試験値も相当多くのデータの集積であって信頼し得るものと考える。ここでは次節に示す荷重変位曲線の測定に対して用いた混合物の特性を簡単に示す。骨材粒度は 図—1，2に示す配合 D25，D13，O25，O13，T13 である。使用アスファルトはすべてストレートⅠで試験方法はすべて本試験の標準方法である。ただ開いた粒度（配合O25，O13）では空隙が多く密度の測定に際して水中重量をはかることは無意味と考えたので，供試体の直径と高さより容積を求めこれより密度を計算した。またこの配合でマーシャル試験を行うと突き固めにより骨材の破砕が大きく Asphalt Institute の示方書ではマーシャル試験のできない混合物とされている。図—11 は試験後抽出した骨材粒度と標準粒度を

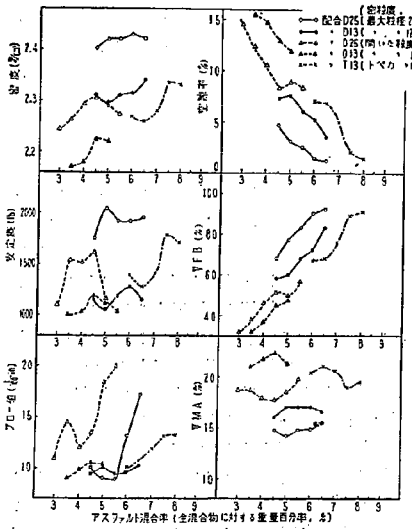


図—11　開いた粒度配合O25を用いた
混合物の骨材破砕状態

比較したものでかなりの相異があり 図—6(b) の密粒度混合物にくらべて骨材の破砕が多いことを示している。しかし Corps of Engineers や Lefebvre の試験ではこの程度の開いた粒度の混合物についても行なっているので一応正しいものと考えた。図—12 はこれらの結果である。

この図より考察されることは

i）密度，安定度のいづれも配合D25がもっとも大き



図—12　骨材の粒度と安定度試験値

く安定性のよいことを示している。

ii）配合O25は同じアスファルト混合率に対してフロー値がもっとも大きく配合 T13 はアスファルト混合率が大きいにかかわらずフロー値は小さくまたアスファルト量に敏感ではない。

iii）配合 O25，O13 の開いた粒度では空隙率はかなり大きく同じアスファルト混合率では配合 D25 がもっとも密で空隙率が小さい。

iv）配合 O25，O13 は VFB が小さく，より多くのアスファルトを混合し得ることを示している配合T13も同じアスファルト混合率に対してVFBは小さい。

v）VMA は配合 O25，O13 および T13 がいづれも大きく骨材そのものが締りにくいことを示している。

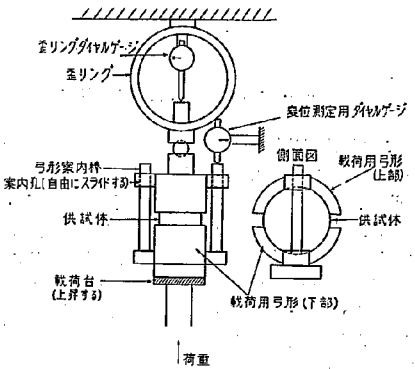
vi）同種の粒度配合で骨材最大粒径が小さいと密度，安定度，フロー値のいづれも小さい。

vii）同じアスファルト混合率では開いた粒度の方が密粒度よりフロー値が大である。

以上の諸点については Lefebvre や Corps of Engineers の試験も同様の結果を示している。

3）マーシャル安定度試験の荷重と変位の関係について

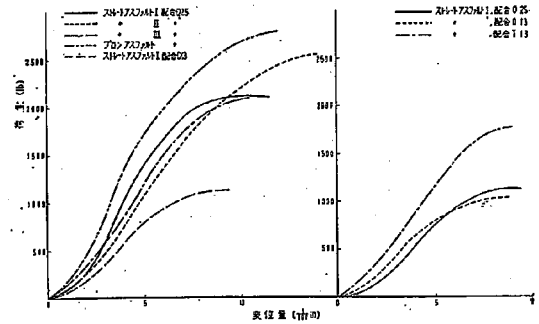
マーシャル安定度試験によって測定されるものは密度，安定度，フロー値，空隙率，VFB，VMAであるがこのうち後3者は密度と配合より決定されるものである。載荷試験により測定される安定度，フロー値は混合物の力学的特性を示すものであるがこれが実際の舗装の機能とどのような関係にあるかを知ることは重量なことである。アスファルト混合物研究の最後の目的は以上の事柄に要約されるわけであるがまづ手始めとして安定度，フロー値がどのようなものであるかをあきらかにするためマーシャル安安度試験の荷重—変位曲線を求めた。マーシャル安定試験の載荷速度は 2in/分 というきわめて速い速度である関係で肉眼で荷重と変位量を測定することは不可能である。したがってこれの測定のため8ミリ撮影機を用いた。図—13は載荷状態である。（写真—5 参照）供試体は上部，下部の載荷用弓形の間に入



図—13　8ミリ撮影時の載荷状態

れられ載荷と同時に下部弓形により圧縮される。このとき下部弓形にとりつけられた案内棒は上部弓形の案内孔を自由にスライドして供試体に垂直荷重が加わるようになっている。供試体の変位は上部弓形の相対変位を求めればよい。一般の安定度試験では案内棒の上にフローメータをかぶせてフロー値を測定している。しかし我々の用いたフロー計は写真にみられるように上面を向いたダイヤルゲージであるため荷重と変位を同時に撮影することがむつかしくしたがって8ミリ撮影の場合は図—13のように案内棒上にダイヤルゲージを置き歪リング用ダイヤルゲージと同時に撮影した。変位測定用ダイヤルは載荷台の変位すなわち上昇状態を示しているから供試体の変位はこのダイヤルゲージで示される値から歪リングの変位を差引かねばならない。したがって球座が接触し歪リングゲージが動き始めたときを原点としてフイルム上の針の位置をよみ荷重は歪リングゲージから変位は変位ダイヤルゲージから歪リングゲージのよみを差引いて求めた。影撮機はアルコテクニカ，またはキヤノン8Tを用い，フイルムは富士フイルムである。1分間16コマの標準シヤツターで撮影した。撮影は前節で述べたすべての混合物に対して行なった。

図—14はこれにより求めたマーシャル試験の荷重変位曲線の1例である。これよりあきらかになったことは，いづれの混合物種類においても載荷後わづかの間は荷重

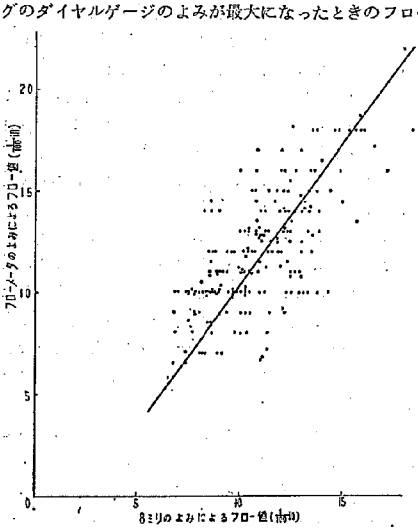


図—14　アスファルト混合物の種類と荷重—変位曲線

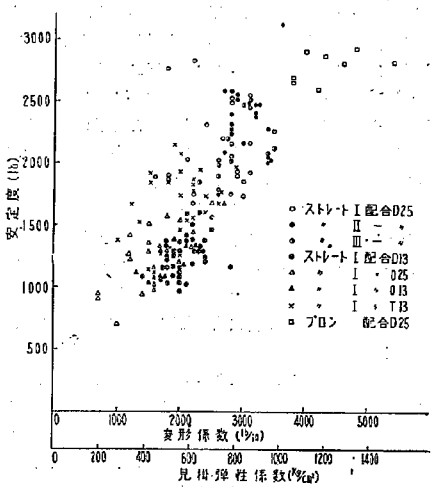
メーターのよみをとるのであるが，図—14の流動領域では歪リングダイヤルゲージがわづかに動く間に変位が急速に大きくなるため最大点のよみを適確に示すことはかなり熟練を必要とする。一般には最大点を過ぎてからよむことが多くしたがって図—15では実際測定した場合のフロー値が大きくなりバラツキも出てきたと考えられる。バラツキの原因としては8ミリフイルムのよみにあたって歪リングダイヤルゲージの動き始めの点が確実につかみ得ないことも考えられる。ダイヤルゲージの動き始めはフイルム中に記すようにしたがうまく行かなかった。以上の結果フロー値はかなりのバラツキをもつのもやむを得ないのではないかと考える。

に対して変位が比較的大きく Setting の領域で，ついで直線的な弾性領域に入り，最終部分は流動領域と考えられる。最初の Setting 領域は供試体と弓形の接着不良や供試体内部の骨材再配列などによりおこるもので，この領域は同じ配合でも個々の供試体によりかなり異ることがある。フロー値は荷重が最大値を示すときの供試体の全変位を示すものであるからこの Setting の領域の具合によりかなり異ってくると思われ，フロー値のバラツキの大きい一つの原因とも考えられる。図—15は撮影したフイルムからよんだ，フロー値とフローメーターにより測定したフロー値の関係を示す。フローメータにより測定したものが8ミリ撮影により求めたものよりやや大きいようでかなりのバラツキを示すがほぼ±3.0の間に入っているようである。フロー値は荷重すなわち歪リングのダイヤルゲージのよみが最大になったときのフロー

表—12は各混合物についてアスファルト混合率を変えたときの見掛弾性係数の変化を示したものである。ここで見掛弾性係数というのはマーシャル試験供試体の高さ（4in）および中央断面の断面積（$4in \times 2^1/_2 in$）を用いて図—14の弾性領域から求めた弾性係数で厳密な意味のものではないが相対的な値は示し得るものと考えた。見掛弾性係数はアスファルト混合率が大きくなると小さくなる傾向を示す。またブロンアスファルトを用いた場合にもっとも大きく，骨材粒度としては配合 D25 の密粒度混合物が大きく O13 の開いた混合物がもっとも小さい。図—16はこれらの安定度を見掛弾性係数に対してプロットしたもので図中の変形係数は図の弾性領域の



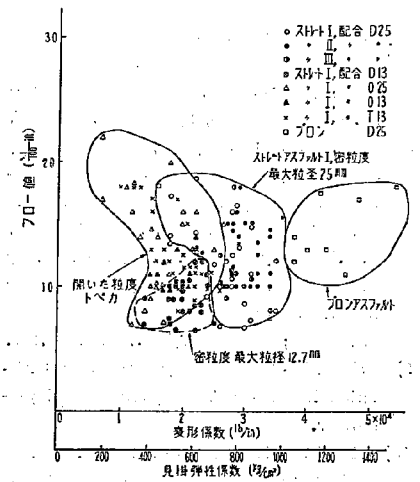
図—15　フロー値の比較



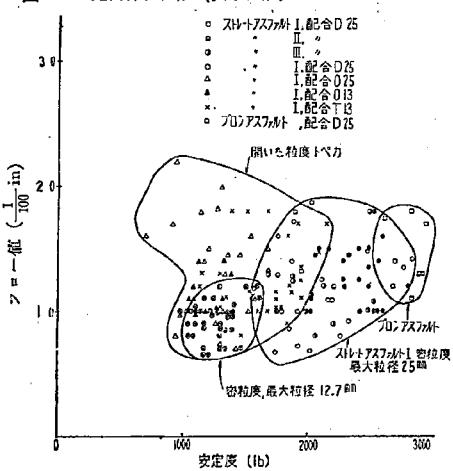
図—16　見掛弾性係数（変形係数）と安定度の関係

表—12 混合物種類と見掛弾性係数

混合物種類	配合番号	骨材最大粒径 (mm)	使用アスファルト	アスファルト混合率 (%) に対する見掛弾性係数 (kg/cm²)										
				3.0	3.5	4.0	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	7.5	7.5	8.0
密粒度	D25	25	ストレートアスファルト I				714	886	728	560	511			
〃	D13	12.7	I					569	519	587	574			
〃	D25	25	II				885	859	805					
〃	D25	25	III				765	827	776					
開いた粒度	O25	25	I	327	649	485	457	448	252	392				
〃	O13	12.7	I				448	439						
トペカ	T13	12.7	I					700	607	666	588	551	448	327
密粒度	D25	25	ブロンアスファルト				1325	1219	1054					



図—17 見掛弾性係数（変形係数）とフロー値の関係



図—18 安定度とフロー値の関係

勾配を直接示したものである。図より安定度と見掛弾性係数の間には混合物の配合によらず一定の関係が存在するようで安定度は供試体の弾性的な性質の一端を示すものと考えてよいようである。図—17 は見掛弾性係数に対するフロー値の関係をまた 図—18 は安定度とフロー値の関係である。いづれも同じ傾向であってこれは図—16 の関係からも推測されるところである。開いた粒度トペカはほぼ同一の群に属していて見掛弾性係数安定度は小さく，次いで密粒度混合物，ブロンアスファルト使用の混合物となっている。アスファルト混合率の範囲がせまく試験値のバラツキも大きいため一定の関係は見出せないが今後の試験においても継続してこの関係を求めてみたいと考えている。

5 結 論

以上述べた主なる点についての結論は次のようである。

1. 1バッチの混合重量は 3kg の方がよいが，骨材の分離が大きく実験操作は繁雑である。

2. 混合物の成形にあたっては温度を十分注意して管理する必要がある。またモールド，底板などは一定温度に加熱して用いなければならない。

3. 供試体の成形後載荷試験を行うまでの時間により安定度試験値は大差がない。

4. マーシャル安定度試験値はかなり変動が大きく十分注意して試験を行う必要がありまたデータの解析にあたっては今後の経験が必要である。

5. 室内試験においては安定度の補正係数は用いるべきでない。ただし切り取り供試体の場合はこれを使用するのがよいと思われる。

6. 道路協会アスファルト材料小委員会の分類によるアスファルトのA型，C型によりマーシャル安定度試験値はそれほど大きな差を示さなかった。

7. 骨材粒度を種々に変えた場合マーシャル安定度試験値はそれぞれ変化しこれまでに求められた結果と同様な傾向を示した。

8. マーシャル安定度試験の荷重一変位曲線より Setting 領域，弾性領域，流動領域のあることがわかりフロー値の変動の大きい理由がわかった。また安定度と見掛弾性係数が一定の関係を有しこれは混合物種類によらないことが明らかになった。

6 むすび

以上の研究は昭和33年度に行なったものの1部であるが，時間的にそれほど多くの条件に対して実験を行ない得なかったことや，実験そのものに対する未経験から十分当初の目的を達し得たとは考えられないが今後安定度試験の規格作成にあたっての参考となれば幸である。

建設省で行う国道舗装にアスファルトが使用され始めたのはここ数年のことであり当研究室では当初は現場に対する指導的な面が多かったが施工技術の向上とともにアスファルト舗装の研究に対する要求も大となりつつあり，特に混合物の性状を正しく把握することは道路整備5ケ年計画に対する一つの要点とも考えられる。アスファルトの性状そのものに未知の部分の多いこれらの研究は非常に興味深くまた困難な問題であるが本年度行なった研究は今後に対して一つの足掛りを得たものと考える。今後に残された問題は数多く存在するがそのうち，

1. アスファルト混合物の安定性と，たわみ性の解明
2. 現場における品質管理方法の研究

などについて努力を重ねて行きたいと考えている。

なお本研究にあたり御世話になった化学研究室，小松原技官に厚く感謝する次第である。

文　献

1) Highway Research Board: Symposium on Asphalt Mixtures; Research Report No. 7—B, 1949.
2) Marshall Consulting and Testing Laboratory: The Marshall Method for Design and Control of Bituminous Paving Mixtures.
3) Corps of Engineers: Airfield pavement Design, Flexible pavements; Engineering Manual for Military Construction, chap. 2, partⅫ, July, 1951.
4) The Asphalt Institute: Mix Design Methods for Hot-Mix Asphalt Paving, Manual Series No. 2, Apr., 1956, pp. 19～38.
5) The Asphalt Institute: Specifications and Construction Methods for Hot-Mix Asphalt paving for Streets and Highways; Specitication Series No. 1, May, 1957, pp. 14—28.
6) 舗装委員会アスファルト材料小委員会：アスファルト材料規格案；道路，2，1958, pp. 103～106.
7) L. W. Corbett: Variation Studies in Density and Stability Mesurements on Asphalt-Aggregate Mixes; Proc. the Association of Asphalt Paving Technologists, Vol. 25, pp. 133～147.
8) V. A. Endersby and B. A. Vallerga: Laboratory Compaction Methods and Their Effects on Mechanical Stability Tests for Asphaltic Pavements; Proc AAPT, Vol. 21, 1952, pp. 298.
9) California State Highway Department: Materials Mamual of Testing and Control procedures.
10) J. Lefebvre: Recent Investion of Design o Asphalt Paving Mixtures; proc. AAPT, Vol. 26, 1957, pp. 321～394.

流域平均雨量を計算する場合のテーセン多角形の作図について

竹内俊雄*
田吹行一**

(昭和 34 年 1 月)

On the determination of the Thiessen Polygon for estimating the average basin rainfall

Toshio Takenouchi Kōichi Tabuki

(Jan. 1959)

Synopsis :

The key point for the determination of the Thiessen Polygon is to know which stations have boundaries to the station concerned. This has been done usually by the eye. In this paper an analytical method is proposed which is derived by determing the effective area of the station concerned. Founded on this analysis three ways for construction of the polygon are illustrated.

要　旨

テーセン法によって作図する場合に大切なことは，注目する点が他のどの点と境界線を共有し，どの点とは境界線を共有しないかを決めることである。此の点についてはこれまで直感によって判断され，解析的な考慮は為されて居ない。本文では，先づ注目する点の影響範囲というものを判断する根拠について述べ，ついでそれを応用した次の3種類の作図法を紹介する。

(イ) 近接点法
(ロ) 分角法
(ハ) 追跡法

目　次

1. まえがき……(1)
2. 注目する点が他の点に対して，境界線を共有するかどうかの判断の根拠について…(1)
3. 作図法
(1) 近接点法……(2)
(2) 分角法……(3)
(3) 追跡法……(3)
(4) ネットの組み方……(4)
4. 間違いの発見……(4)
5. 作図に当っての注意事項……(5)

1. まえがき

テーセン法が流域の平均雨量の計算に広く用いられるようになったのは Linsley 教授の著書 Applied Hydrology で此の方法が紹介されてからである。同書 p. 78 には次の様に述べられて居る。

"テーセン網を作図するには，地図に雨量観測所の位置を記入し，各観測所間を結ぶ線へ垂直2等分線を引けばよい。こうして観測所の周囲に作られた多角形はその観測所の支配面積の境界を表わして居る。その多角形内では他のどの観測所よりもその観測所への距離が近いのである。多角形の面積は流域内に於けるその観測所の面積的な重みを表わして居る。

現在我々は以上の知識を基にしてテーセン多角形を作図して居るわけである。観測所の数の少い場合には作図に問題は起らないが，観測所の数が多くなると複雑になって，これまでの直感だけでは作図が困難になって来ることが有る。その様な場合に判断の基準となるようなものを提供しようというのが本文の目的である。

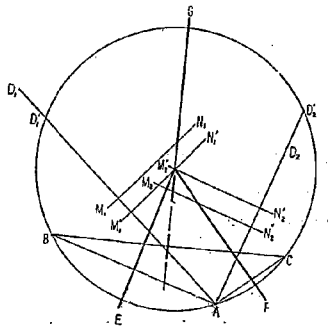
2. 注目する点が他の点に対して境界線を共有するかどうかの判断の根拠について

点が2つ有る場合にはその間に境界線が必ず引ける。3点の場合にも境界線を共有する。然し点が4つ以上になると境界線を共有する場合と共有しない場合とが出来て来る。

今4点の場合について説明することにしよう。図—1に於て注目する点をAとし，他の2点をB，Cとする。

* 河川部　水文研究室長
** 河川部　水文研究室

此等3点については3つの境界線OE，OF，OGが引ける。此等境界線は，ABCの外接円の中心Oで交る。次に ∠ABC 内の第4の点をDとし，これと点Aとの間に境界線を共有するかどうかを考えてみよう。



図—1.

点Dのうち円外に在るものを D_1，円内に在るものを D_2 とする。点Aと点 D_1 とを結び之が円周と交る点を D_1' とする。AD_1' の垂直2等分線 $M_1'N_1'$ は円の中心を通る。点 D_1 は点 D_1' より外側に在るから点Aと点 D_1' との垂直2等分線 M_1N_1 は境界線EO．OFとは交らない。即ち点Aと点 D_1 とは境界線を共有しないことになる。次に点Aと点 D_2 とを結び之が円周と交る点を D_2' とする。AD_2' の垂直2等分線 $M_2'N_2'$ は円の中心を通る。点 D_2 は D_2' より内側に在るから，点Aと点 D_2 との垂直2等分線 M_2N_2 は境界線EO・OFとHIに於て交る。即ち点Aと点 D_2 とは境界線HIを共有することになる。

注目する点Aと初めの2点B，Cとの間の境界線は決り，ついで ∠BAC 内の第4の点Dが注目する点と境界線を持つかどうかを判断するには，初めの3点を通る円を描き，第4の点がその円内に在るか，円外に在るかで決る。円内に在れば境界線を共有し，円外に在れば共有しないということがいえるのである。

3. 作図法

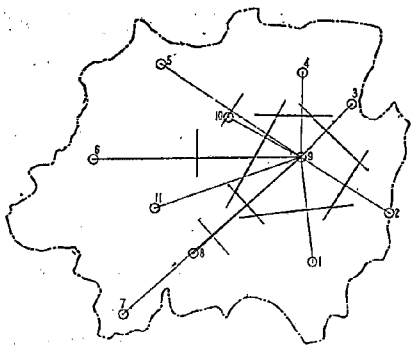
注目する点とその他の点とを図—2に示すように放射線で結び，夫々に垂直2等分線を引き，其等の中で注目して居る点に最も近い部分をとると太線で示すような多角形が得られる。

作業に当っては次の2つの方法が考えられる。

（イ）　全部の点の間に垂直2等分線を引く。

（ロ）　境界線を共有する点と共有しない点とを何等かの方法で分離し，共有する点に対してのみ垂直2等分線を引く。

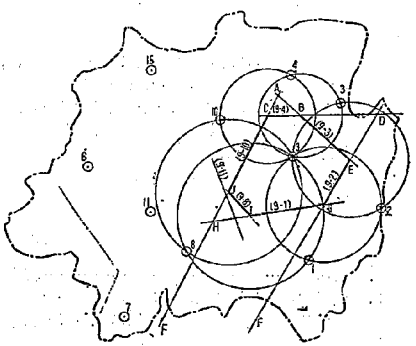
(1) では，点の数を n とするとその線数が $n(n-1)/2$



図—2.

となって，点数の多い場合には甚だはんざつになって来るので(2)の方法によらざるを得ない。次にその方法を3つ紹介する。

（1）　近接点法（図—3）



図—3.

(1) 任意の点9に注目する。

(2) 点9に最も近い点3を選び，点9と点3との間に垂直等分線を引く。

(3) 点9と2番目に近い点 10 との間に垂直2等分線を引く。垂直2等分線9—10と9—3との交点をAとする。

(4) 点9と3番目に近い点4との間に垂直2等分線を引く。垂直2等分線9—4と既に出来て居る垂直2等分線9—3，9—10との交点をB，Cとする。

(5) 点9と4番目に近い点2との間に垂直2等分線を引く。垂直2等分線9—2と既に出来て居る垂直2等分線9—4，9—3，9—10との交点をD，E，F（遠くて紙面の外に出る）とする。点9を囲む多角形のうち最小のものが所要のものであるから，点4，3，2，10に対し多角形CBEFが求むるもの

である。

(6) 点9と5番目に近い点1との間に垂直2等分線を引く。垂直2等分線9－1と垂直2等分線9－2，9—10とはG，Hで交る。点4，3，2，1，10に対し多角形CBEGHIが求むるものである。

(7) 点9と6番目に近い点8との間に垂直2等分線を引く。垂直2等分線9－8と垂直2等分線9－1，9—10とはI，Jで交る。点4，3，2，1，8，10に対し多角形CBEGIJが求むるものとなる。

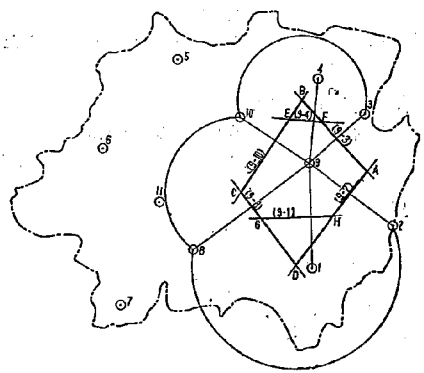
(8) 点9と7番目に近い11点との間に垂直2等分線を引く。垂直2等分線9—11は既に出来て居る多角形CBEGIJを切らない。点9と点11とは境界線を共有しない。

(9) 点9の周りの境界線は多角形CBEGIJである。

(10) 境界線の交点C，B，E，G，I，Jを夫々中心とし，注目する点9までの距離を半径とする円を描き，此の円内に注目する点との間に未だ境界線を持たない点が有るかどうかを見る。此の場合にはかような点が無いからこれで境界線が確定したことになる。

(11) 若しもその様な点が有れば，その点と注目する点との間に垂直2等分線を引いて一応出来て居る境界線を修正する。これは，此の場合近い点，近い点と選んでいったが，遠い点でも境界線を共有し得るからであって，この事は距離だけでなく方向にも関係するからである。

(2) **分角法**（図—4）



図—4.

(1) 任意の点9に注目する。

(2) 点9に最も近い点3及び比較的近い点2，8，10を選ぶ。点9と此等の点とを放射線で結ぶ。点9の放射線の為す角度は夫々90°に近いように点を選ぶと便利である。

(3) 放射線9—3，9—2，9—8，9—10に夫々垂直2等分線を引く。これによって出来た多角形をABCDとする。

(4) ∠10，9，8に於て此等3点を通る円を描く。円内には点が無いから，円外の点6，11，7と点9とは境界線を共有しない。点9と点10，8との境界線はDC，CBで表わされる。

(5) ∠3，9，10に於て此等3点を通る円を描く。円内に点4が有るから，点4と点9との間に垂直2等分線を引く。垂直2等分線9—4と垂直2等分線9—3，9—10との交点をE，Fとすると，点9と点10，4，3との境界線はCE，EF，FAで表わされる。

円の外の点5と点9とは境界線を共有しない。

(6) ∠8，9，2に於て此等3点を通る円を描く。円内に点1が有るから，点1と点9との間に垂直2等分線を引く。垂直2等分線9—1と垂直2等分線9—8，9—2との交点をG，Hとすると，点9と点10，1，2との境界線はCG・GH・HAで表わされる。

(7) ∠2，9，3に於ては角内に点が無いから円を引く必要が無く，点9と点2，3との境界線はBA・ADで表わされる。

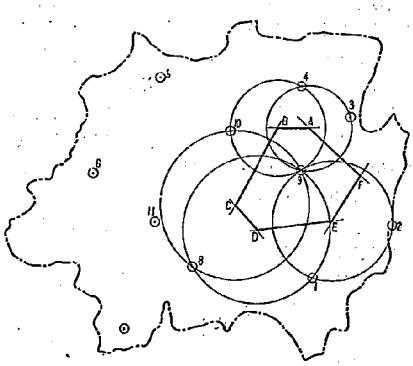
(8) 点9の周りの多角形AHGCEFが求むるものである。

(9) 此の例では，角内の3点を通る円を描いた時に円内に入る点は，(5)では点4，(6)では点1というように1つづつしかないが，2つ以上入る場合も有り得るのである。

かような場合には，その中で最も近い点との間に垂直2等分線を引き，それ迄に出来て居る境界線を修正する。最も近い点と注目する点9とを結ぶことによって2分された夫々の角内で円を描き円内に点が無くなる迄繰返す。

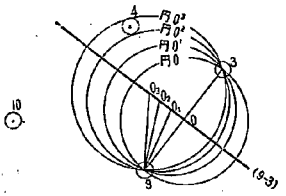
(3) **追跡法**（図—5）

(1) 任意の点9に注目する。



図—5.

(2) 点9に最も近い点3との間に垂直2等分線9—3を引く。此の部分を特に詳しく示す為に描いたのが図—6である。点9と点3とを結んだ線と垂直2等



図—6.

分線9—3との交点を0とする。0を中心として点9（或は点3）迄の距離を半径とする円を描くと，他のどの点も此の円内に入らないことは当然である。次に垂直2等分線上に0から少し離れた O_1 を中心として点9（或は点3）迄の距離を半径として円を描く。このようにして垂直2等分線9—3上を0から左側（或は右側）に少しづつ中心をずらして点9（或は点3）迄の距離を半径として円を描いていくとどの点かが円内に入るようになる。図では円 O_3 と円 O_3 との間に点4が入って居る。若し円が大きくなり過ぎて2つ以上の点が入ったら中心を少し戻して円を小さくして1点だけ入るようになる迄繰返せばよい。実際には1つ1つ円を描かなくてもコンパスを廻してみるだけで点4が入ったかどうかはわかる。かようにして点9と境界線を持つ点のうち，点3の次は点4であるということが此の方法によって判定された。但しこれは点3より反時計廻りに探していった場合である。時計廻りにしても差支ない。

(3) 点9と点4との垂直2等分線9—4を引き，（図—5）之と垂直2等分線9—3との交点をAとする。

(4) 点9と点3との間で行った(2)と同様な作業を繰返す。即ち点9と点4とを結んだ直線と垂直2等分線9—4との交点より始めて円を反時計廻りにすすめていくと点10が円内に入る。

点9と点10との垂直2等分線9—10を引き，之と垂直2等分線9—4との交点をBとする。

(5) 点10と点9とを通る円を描いて居ると点8が円に入り，点Cが決る。

(6) 点8と点9とを通る円を描いて居ると点1が円に入り，点Dが決る。

(7) 点1と点9とを通る円を描いて居ると点2が円に入り，点Eが決る。

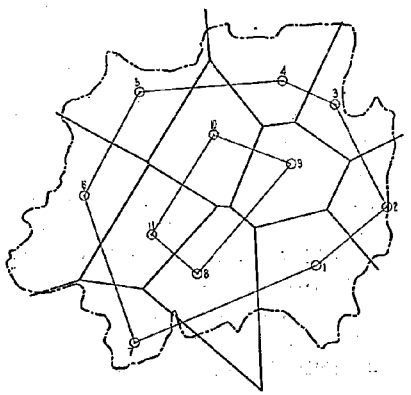
(8) 点2と点9とを通る円を描いて居ると点3が円に入り，点Fが決る。

(9) これで点9の周りの多角形ABCDEFが決ったことになる。

(4) ネットの組み方

以上の3方法では注目する1点についてテーセン多角形を作図する方法を述べた。実際には各点について此の作業を繰返していけばよいのであるが，此の場合ネットを組み順序をつけていく方が作業し易く便利なことがある。

ネットはどの様に組んでもよいわけであるが，図—7に示す様に1つの角度が180°以上にならない多角形を組み，廻る順に番号をつけるのも1方法である。此の場合外側の多角形には1～7，内側の多角形には5～11の番号をつけたが，内側の多角形の内には点が1つ或は2つ残ることもある。



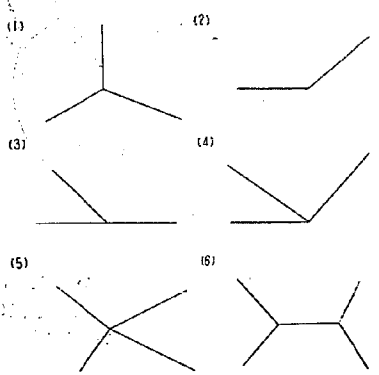
図—7.

図—7はネットを使用してテーセン多角形を作図した例である。

4. 間違いの発見

(1) 作図の方法に間違いが有るかどうか

境界線は図—8(1)のように3本が1ケ所に集って居



図—8.

るのが原則である。従って図—8 (2) のように2本が交って居るのは他の1本が落ちて居るからである。

3本が交る場合その交角は何れの1つも 180° を越えることはない。従って図—8 (3), (4) のように 180° 以上の角度の有るのは作図法がどこか間違って居るからである。

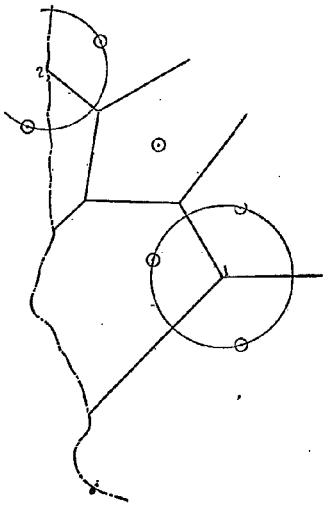
図—8 (5) のように4本の境界線が1点で交るということは有り得ない。但し図—8 (6) のように3本の境界線の交点の2つが極めて接近し遂に重なり合ったような場合には4本が1点で交ったように見えることも有り得るのである。これは図—1の第4の点Dが円周上に在る場合即ち4観測所が同一円周上に在る場合にかような現象を呈するのである。しかし実例としては極めて少いので，若しかような例を見たら先ず間違いではないかと照査してみる方が無難である。

(2) 正確に作図してあるかどうか (図—8)

作図が終ったらすべての境界線の交点 (流域境界との交点を含む) を中心として近い3つの点 (流域境界との交点の時には2つの点) が同一円周上にはあるかどうかを調べてみる。

例えば境界線の交点1を中心として近い3つの点が同一円周上にあるかどうか円を描いてみる。又流域境界では之と境界線との交点2を中心として最も近くの2つの点が同一円周上にあるかどうか円を描いてみる。乗らなければ作図が不正確なのである。

5. 作図に当つての注意事項



図—9.

(1) 簡単なものでも定規とコンパスとを使用して正確に作図する。

(2) 点には番号をつけて1個1個順序を追って作図していく。

(3) 作図を終ったら4に記してある間違いの発見方法に従って照査してみる。

若戸橋ケーブルに関する実験的研究 (1)

田原保二*
池田哲夫**
大橋昭光***
林田義業†
笹沼充弘†

(昭和 34 年 1 月)

A experimental study of the ropes to be used for the Wakado-Bashi suspension bridge

Yasuji Tahara
Tetsuo Ikeda
Masamitsu Ohashi
Yoshinari Hayashida
Mitsuhiro Sasanuma

(Jan 1959)

Synopsis :

In order to find the suitable ropes to be used for main cable and hanger of the Wakado-Bashi suspension bridge, the authors have conducted a few comparison tests about mechanical behaviors of some kinds of ropes for suspension bridge.

In this paper, we described only the first test, which is a comparison about several manufactured ropes, namely a parallel wire rope, two spiral ropes, a locked coil rope and two strand ropes.

We shall describe the second test in next paper.

目　次

1. まえがき……(1)
2. 試験の概要……(1)
3. 試作試験……(2)
4. 試作試験の総括……(19)

1. まえがき

本文は日本道路公団から委託された「若戸橋設計指導及び試験」の中，若戸橋のケーブル及びハンガーに用いる鋼索の調査，試験の一部を報告したものである。

若戸橋は北九州の洞海湾口（若松—戸畑間）に架設を計画されている吊橋で，橋長は約 680 m (156.6 m+367 m+156.6 m) あり，わが国最初の中支間吊橋であるばかりでなく，長大支橋梁の一つとして大きな注目をあびている。

ここでは，従来吊橋用鋼索として使用されてきた鋼索を数種類試作し，吊橋用鋼索として要求される諸性質を実験的に比較して，それぞれの鋼索の持つ特性を明らかにしたものである。

* 道路部　橋梁研究室長
** 日本道路公団若戸橋工事々務所
*** 道路部　橋梁研究室　研究員
† 〃　〃

2. 試験の概要

わが国における吊橋用鋼索の研究は極めて少く，なおその研究も小支間吊橋用の鋼索にかぎられており，中大支間の吊橋に適した鋼索の研究はまったく見られない。

鋼索試験は昭和 31 年，昭和 32 年度の 2 ケ年にわたり，第 1 次試験として，従来から吊橋用鋼索に用いられている鋼索を試作，試験してそれぞれの鋼索の特性を調べ，若戸橋のケーブル及びハンガーに最適な鋼索を選ぶ目的で行った試作試験，第 2 次試験として試作試験で選定された鋼索について，鋼索の構造を決定し最終的な設計仕様を得るための検証試験を行った。

本号では昭和 31 年度に行った試作試験を述べ，次号

に昭和 32 年に行った検証試験について述べる。

3. 試作試験

吊橋用鋼索には大別して約四種類の鋼索が考えられるが，それらの使用状態は吊橋の規模や各国の鋼索界の事情などにより幾分異った体系がみられる。

この試験では平行ワイヤー・ロープを1種類，スパイラル・ロープを2種類，ロックド・コイル・ロープを1種類，ストランド・ロープを2種類試作した。

吊橋のケーブルはこれらのロープを数本，あるいは数十本束ねて作るのであるが，平行ワイヤー・ケーブル (Parallel wire cable)は主としてアメリカの長支間吊橋に用いられ，ナイヤガラ吊橋で Air spinning method を最初に使用して以来，アメリカの著名な吊橋に多い。

スパイラル・ロープ・ケーブル (Spiral rope cable) およびロックド・コイル・ロープ・ケーブル (Locked coil ropecable) は主として中支間以下の吊橋に用いられているが，アメリカではスパイラル・ロープ・ケーブルを用いて Chesapeak Bay 橋のように主径間長が 1,600 ft にも達する吊橋を架設した例もある。わが国では富山県大渡橋（主径間長 104m）がスパイラル・ロープ・ケーブルを用いてある。ロックド・コイル・ロープ・ケーブルはドイツで発達し，現在はドイツ及び北ヨーロッパで行なわれている形式であり，ヨーロッパ最大の吊橋である Köln-Rodenkirchen 橋や，Köln-Mülheim 橋がこの形式を採用している。

ストランド・ロープ・ケーブル (Strand rope cable) は小支間吊橋によく用いられており，わが国の吊橋の大部分はこの形式を採用している。

以下，ロープの種類により次のような記号を仮定する。

P：平行ワイヤー・ロープ
S：ストランド・ロープ
L：ロックド・コイル・ロープ
R：ストランド・ロープ

a. 平行ワイヤ・ロープの仕様（P）写真—1
直径：65mm
構造：127ply=(1+6+12+18+24+30+36)
保証破断力：300 ton
素線の直径および引張強さ：表—1参照
線材：JIS·G·3501 第7種
めっき：熱式亜鉛めっき
重量：19.5 kg/m

b. スパイラル・ロープ(A)の仕様（SA）写真—2
直径：66 mm
構造：169ply=(1+6+12+18+24+30+36+42)
保証破断力：300 ton
素線の直径および引張強さ：表—1参照
線材：JIS·G·3501 第7種
めっき：熱式亜鉛めっき
重量：21.0 kg/m

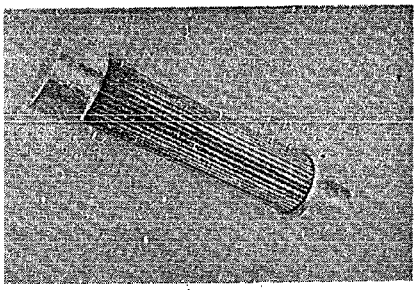
c. スパイラル・ロープ(B)の仕様（SB）写真—3
直径：58 mm
構造：121ply=(1+6+6+12+18+24+30+30)
保証破断力：300 ton
素線の直径および引張強さ：表—1参照
線材：JIS·G·3501 第9種
めっき：熱式亜鉛めっき
重量：16.06 kg/m

d. ストランド・ロープ(A)の仕様（RA）写真—4
直径 73.5 mm
構造：7×37 7(1+6+12+18) 普通Z撚り
保証破断力：300 ton
素線の直径および引張強さ：表—1参照
線材：JIS·G 3501 第7種
めっき：熱式亜鉛めっき
重量：20.5 kg/m

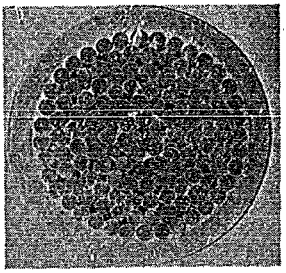
e. ストランド・ロープ(B)の仕様（RB）写真—5
直径：66.0 mm
構造：7×37 7(1+6+12+18) 普通Z撚り
保証破断力：300 ton
素線の直径および引張強さ：表—1参照
線材：JIS·G·3501 第9種
めっき：熱式亜鉛めっき
重量：17.10 kg/m

f. ロックド・コイル・ロープの仕様（L）写真—6
直径：88 mm
構造：1+6+12+18+24+34T+40T+40L+46L
保証破断力：612 ton
素線の直径および引張強さ：表—1参照
線材：JIS·G·3501 第7種
めっき：めっきなし
重量：45.3 kg/m

以上のような仕様で試作鋼索の製作を行ったのであるが，熱式メッキ素線は亜鉛メッキ時のメッキ温度による焼鈍作用によって引張強さが低下する。鋼索P，SA，RAの素線は伸線のときあらかじめその分だけを見越して引張強さを上げて製作したもので一般に広く行われる方法である。鋼索SB，RBは上記のメッキ時の強度低下を補うためにメッキ後に再び伸線を行い，メッキ前の裸線の強度まであげたもので一般にガルビスト鋼索またはAC鋼索と呼ばれているものである。L鋼索は吊橋用のものを特別に製作できなかったので，ケーブルクレーン用の保証破断力 612 ton の鋼索で試験することにした，その他のP，SA，SB，RA，RB鋼索は保証破断力 300 ton で製作した。

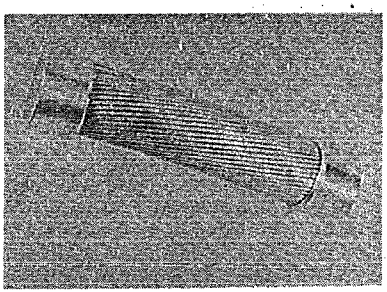


(a) 外　観

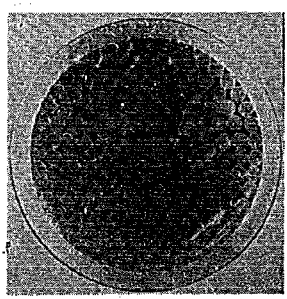


(b) 断　面

写真—1. 平行ワイヤ・ロープ

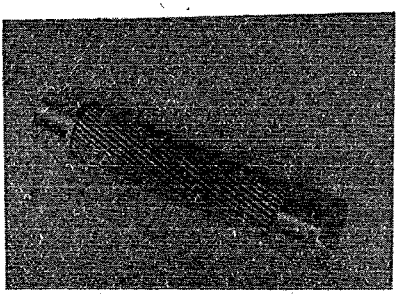


(a) 外　観

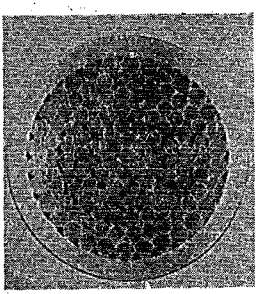


(b) 断　面

写真—2. スパイラル・ロープ (A)

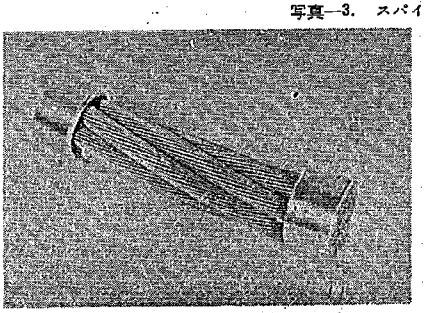


(a) 外　観

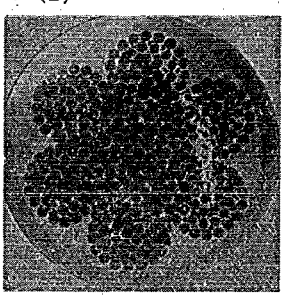


(b) 断　面

写真—3. スパイラル・ロープ (B)

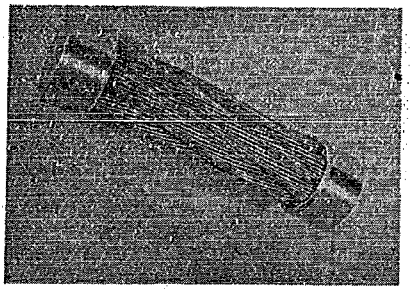


(a) 外　観

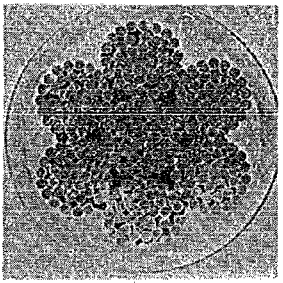


(b) 断　面

写真—4. ストランド・ロープ (A)

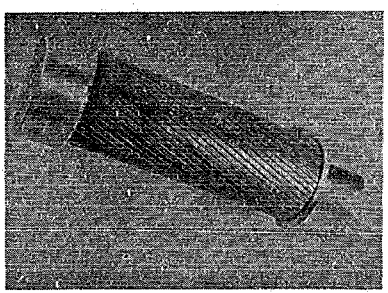


(a) 外　観

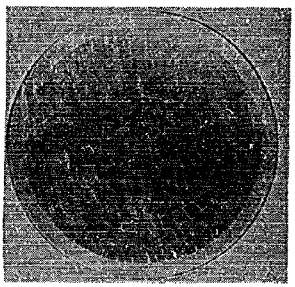


(b) 断　面

写真—5. ストランド・ロープ (B)

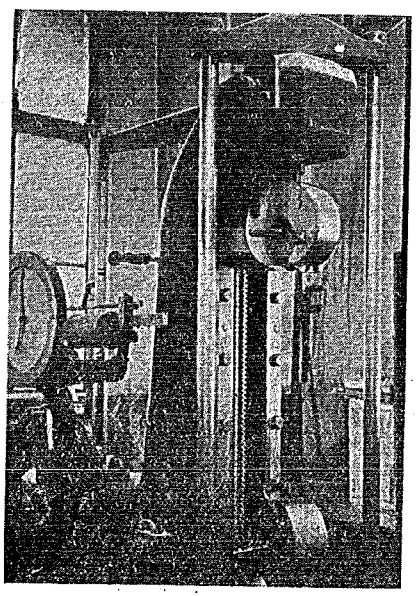


(a) 外　観

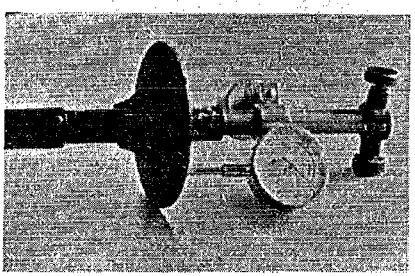


(b) 断　面

写真—6. ロックド・コイル・ロープ



写真—8.



写真—7.

表—1. 素線の直径および引張強さ

鋼索	層	素線数(本)	線径(mm)	断面積(mm²)	引張強さ(kg/mm²)
平行ワイヤ・ロープ	心線	1	5.00	19.6	125
	1層	6	〃	117.8	〃
	2〃	12	〃	235.6	〃
	3〃	18	〃	353.4	〃
	4〃	24	〃	471.2	〃
	5〃	30	〃	589.1	〃
	6〃	36	〃	706.9	〃
	合計	127		2,494.0	
スパイ	心線	1	4.81	18.2	135
	1層	6	4.50	95.4	〃
	2〃	12	〃	190.9	〃

ラル・ロープ (A)	3層	18	4.50	286.3	135
	4 〃	24	〃	381.7	〃
	5 〃	30	〃	477.1	〃
	6 〃	36	〃	572.6	〃
	7 〃	42	〃	668.0	〃
	合計	169		2,690.0	
スパイラル・ロープ (B)	心線	1	4.70	17.3	160
	1層	6	4.58	98.8	〃
	2 〃	6	1.88	21.2	〃
	3 〃	12	4.43	185.0	〃
	4 〃	18	4.37	269.8	〃
	5 〃	24	4.48	378.1	〃
	6 〃	30	4.48	472.7	〃
	7 〃	30	5.27	654.4	170
	合計	127		2,097.0	
ストランド・ロープ (A) 心ストランド	心線	1	3.84	11.6	150
	1層	6	3.68	63.8	〃
	2 〃	12	〃	127.6	〃
	3 〃	18	〃	191.5	〃
ストランド・ロープ (A) 側ストランド	心線	1	3.68	63.8	150
	1層	6	3.49	344.4	〃
	2 〃	12	〃	688.8	〃
	3 〃	18	〃	1,033.2	〃
	合計	259		2,525.0	
ストランド・ロープ (B) 心ストランド	心線	1	3.47	9.5	175
	1層	6	3.30	51.3	〃
	2 〃	12	〃	102.6	〃
	3 〃	18	〃	153.6	〃
ストランド・ロープ (B) 側ストランド	心線	1	3.30	51.3	175
	1層	6	3.14	278.8	〃
	2 〃	12	〃	557.6	〃
	3 〃	18	〃	836.4	〃
	合計	259		2,041.0	
ロックド・コイル・ロープ	心線	1	5.37	22.6	110
	1層	6	4.87	111.8	140
	2 〃	12	〃	223.5	〃
	3 〃	18	〃	335.3	〃
	4 〃	24	〃	447.1	〃
	5 〃	34T	5.00	—	135
	6 〃	40T	〃	—	〃
	7 〃	40L	6.00	—	125
	8 〃	46L	〃	—	〃
	合計	221		5,372.0	

(2) 試験の種類および方法

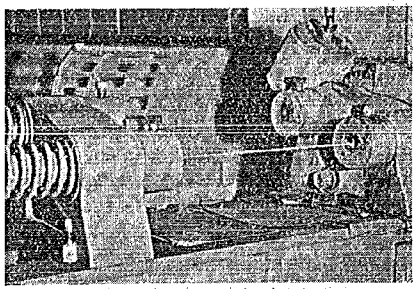
前記の試作鋼索について次のような試験を行った。

a. 素線試験

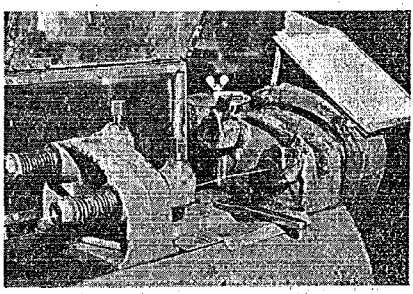
素線試験は鋼索に撚る以前に行うヨリ線前試験と撚った後に行うヨリ線後試験を行った。

a) 寸法検査　素線の直径を測定し，JIS·G·3525 ワイヤロープに規定された許容範囲内にあるかどうかを検査する，マイクロメーターは 1/50mm 読みを使用した。

b) 引張試験　JIS·G·3525 ワイヤロープに規定する方法に準じて行い，降伏点，引張強さ，伸び，縮み，弾性係数を測定する。標点距離は 250mm とし，ヒズミは写真—7に示すような装置を用い，精度 1/100mm のダイヤルゲージで測定する。引張試験機は写真—8に示す



(a)



(b)

写真—9.　ネジリ試験機

松村式多能試験機（容量 5ton）を用いた。

c) ネジリ試験　JIS·G·3525 ワイヤロープに規定する方法で行い，切断するまでのネジリ回数と切断面の状況を観察する。ネジリ試験機は写真—9に示す東京製綱 K.K. 製のもので，ネジリ速度は1分間 60 回転，つかみ間隔は 300×d で行い 100×d の値に換算して捻回値とした。

d) 繰返し曲げ試験　この試験項目は 1956 年度 JIS·G·3525 ワイヤロープからは削除されている規定であるが，改訂以前の規定に従って行った。写真—10 に示すような東京製綱K.K. 製の試験機を使用して切断するまでの繰返し曲げ回数を測定した。

e) メッキ試験　JIS·H·0401 亜鉛メッキ試験方法に

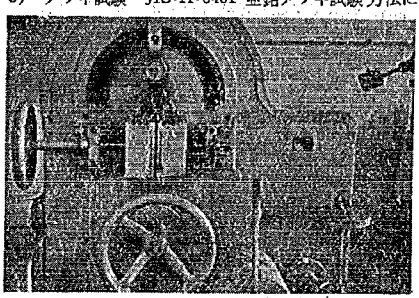


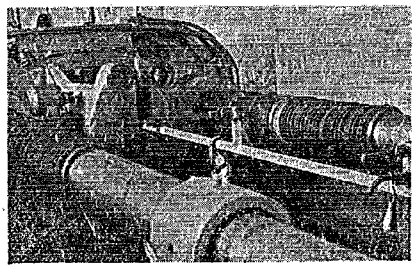
写真10.　繰返し曲げ試験機

規定する方法にしたがい，付着量試験，硫酸銅浸漬試験，巻付試験を行い，付着量，浸漬回数を測定すると共に巻付によるメッキのキレツ状態を観察する。

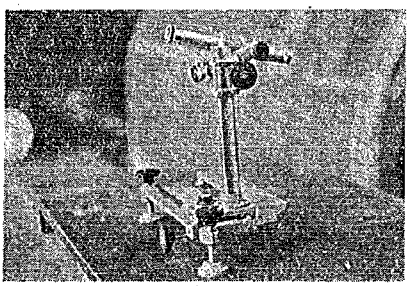
f) クリープ試験　住友電気工業会社の 1.8 ton 小型クリープ試験により，素線引張強さの 1/2 に相当する荷重に対して約 240 時間の常温クリープ試験を行う。

b. 鋼索の引張試験

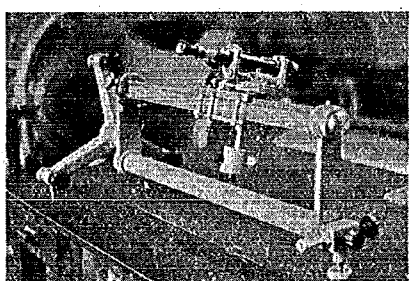
JIS·G·3525 ワイヤロープに規定する方法に準じて切断試験を行い，切断するまでの鋼索の伸び，直径縮み，切断荷重を測定し，鋼索の構造伸び，弾性伸び，弾性係数，降伏点，直径の変化，プレテンションの効果などを調べた。試験機は写真—11のドイツM. A. N. 社製 1.000 ton 鋼索試験機を用いた。鋼索の伸びは 写真—12 の (a)，(b) に示すカセットメーターで測定し，直径の変化はノギスおよび 写真—13 に示すような装置を用いてダイヤルゲージ (1/1,000mm 読み) で測定した。



写真—11. 鋼索試験機 (1,000 ton)



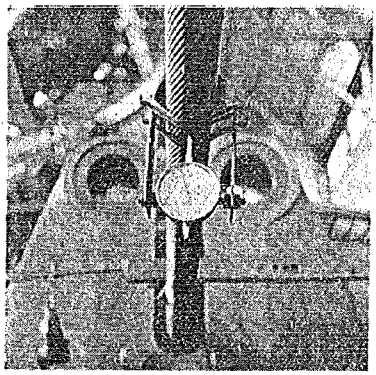
(a) 固定側



(b) 移動側

写真—12. カセットメーター

なお引張試験を行うに当り試験の目的によって次の3種類に別けて実施した。



写真—13. 直径の測定装置

a) 単純引張試験　鋼索に処女荷重が作用した場合の荷重—伸び曲線と，降伏点，破断強さを求める。

b) 繰返し引張試験　鋼索に繰返し荷重を掛けた場合の荷重—伸び曲線を求め，全伸び，構造伸び，弾性伸び，弾性係数，破断強さを求める。

c) 維持荷重引張試験　鋼索のプレストレッシングの効果を調べる試験である。プレストレッシングを行うことによって鋼索の構造伸びはほとんど除去され，伸びの性状が安定する。本実験ではプレストレッシングの方法として保証破断力の 1/2 の荷重で 1 時間維持する方法と保証破断力の 1/3 の荷重で 30 分間維持を 3 回連続して繰返す方法とを行い，それぞれの効果を比較検討した。

(3) 試験結果および考察 (試作試験)

a. 線材について

試作鋼索に用いた線材は神戸製鋼所の製品で化学成分 (レードル分析) は表—2のとおりで，P，SA，RAの線材は同一溶鋼，またSBとRBの線材も同一溶鋼から

表—2. 試作鋼索の化学成分 (%)

鋼索		C	Mn	Si	P	S	Cu	Ni	Cr	種別
P		0.66	0.46	0.25	0.022	0.027	0.15	0.08	0.07	第7種
SA		0.66	0.46	0.25	0.022	0.027	0.15	0.08	0.07	〃
SB		0.85	0.49	0.27	0.020	0.020	—	—	—	第9種
RA		0.66	0.46	0.25	0.022	0.027	0.15	0.08	0.07	第7種
		0.65	0.44	0.30	0.019	0.021	0.18	0.05	0.05	〃
RB.		0.85	0.49	0.27	0.020	0.020	—	—	—	第9種
L	丸線	0.61	0.48	0.30	0.023	0.019	0.01	0.04	0.05	第7種
	T	0.65	0.50	0.29	0.021	0.027	0.14	0.04	0.06	〃
	R	0.62	0.47	0.25	0.027	0.030	0.12	0.06	0.05	〃

表—3. JIS·G·3501 第7種，第9種線材の化学成分（%）

種別	記号	C	Mn	Si	P	S
第7種	SWR 7	0.55～0.65	<0.60	0.15～0.35	<0.045	<0.045
第9種	SWR 9	0.75～0.85	<0.60	0.15～0.35	<0.030	<0.030

表—4. JIS·G·3502 ピアノ線材の化学成分（%）

種別	記号	C	Mn	Si	P	S	Cu
第1種	SWRP1	0.60～0.75	0.30～0.60	0.12～0.35	<0.030	<0.030	<0.20
第2種	SWRP2	0.75～0.85	0.30～0.60	0.12～0.35	<0.030	<0.030	<0.20

表—5. メッキ前後の素線試験結果の比較

鋼索	素線径 (mm)	線材径 (mm)	線引回数 (回)	焼線引張強さ (kg/mm²)	径 (mm) メッキ前	径 (mm) メッキ後	引張強さ (kg/mm²) メッキ前	引張強さ (kg/mm²) メッキ後	メッキ前後の引張強さの比 (%)
P	5.0	9.5	6	105～110	4.93	5.02	147～157 (152)	143～150 (147)	97
SA	4.81	〃	〃	105～110	4.71	4.82	151	149	99
	4.50	〃	〃	105～110	4.43～4.44	4.50～4.53	158～162 (160)	148～159 (152)	95
RA	3.49	8.2	7	104～107	3.41～3.42	3.47～3.49	163～170 (166)	154～157 (156)	94
	3.68	8.7	〃	108	3.61～3.62	3.70～3.71	172～183 (177)	155～163 (158)	89
	3.84	9.0	〃	106～109	3.78	3.87	162～166 (164)	153	93

製造した線材である。JIS·G·3501 線材規格による第7種，第9種線材の化学成分(表—3)および JIS·G·3502 ピアノ線材規格の第1種，第2種線材の化学成分（表—4）とを表—2の化学成分と比較する。先ず表—2と表—3において，P，SA，RAに用いた線材のCが規格値より 0.01 % 超過しているが，他は規格に適合する。表—2と表—4を比較するとすべて規格に適合しているが，実際に使用している優秀なピアノ線材では Cu：<0.05 %，Ni：<0.5 %，Cr：<0.10 % であることを考えると幾分おとっているようである。その外線材の線径，偏径差，腐食試験などはすべて規格に適合しているがここではその記述は省略する。

b. 素線について

a) 寸法検査　素線の寸法検査の結果は極めて良好で，直径の最大～最小の差は非常に小さく全て規格の許容範囲内にあった。

b) 引張試験　素線のメッキ前とメッキ後の引張強さを比較すると表—5のようであるが，メッキ時の低温焼鈍の影響によって引張強さが約 1～11 % ほど低下することがわかる。この現象は冷間加工で 50 % の断面減少程度ではほとんど認められないが，80 % の断面減少程度になれば素線の炭素含有量の高い程低下する。したがって熱式メッキ前の引張強さを決定しなければならない。参考のため試作鋼索の加工の度合を表す総落し率，延伸係数を計算すると表—6のようになる。

次に鋼索に撚る以前と以後の素線引張強さ，伸びおよび絞りを比較すると表—7のようになる。引張強さには一定の傾向は認められないが，伸びにおいてはSB，RBの伸びは仕様値（4%以上）より小さく適合しない。

表—6. 素線の加工の度合

鋼索	線径 (mm)	線材径 (mm)	延伸係数	総落し率 (%)
P	5.00	9.5	3.71	73
SA	5.50	9.5	4.60	78
SB	4.70	9.5	4.26	77
	4.58	9.5	4.50	78
	1.88	5.5	9.10	89
	4.43	9.5	4.80	79
	4.37	9.5	5.00	80
	4.48	9.5	4.70	79
	5.27	9.5	3.38	70
RA	3.49	8.2	5.77	83
	3.68	8.7	5.79	83
	3.84	9.0	5.67	82
RB	3.14	7.9	6.72	85
	3.30	8.3	6.45	85
	3.47	8.3	6.07	84

アメリカでも大体において吊橋用鋼索素線の伸びを4%以上（標点距離 10″）と規定している。なお伸びが大きく変化しているものは素線の切断位置（切断箇所が標点間の一方に片寄ったものなど）が大きく影響したものと考える。絞りはP，SA，RA，Lでは増し，SB，RBでは逆に減少している。SB，RBは鋼索の仕様のところで述べたように，メッキ後再び伸線した素線を用いたものであるが，かようにメッキ後強度を補うために冷間加工を加えることは強度においては利点があるが，伸び，絞り等，その他の機械的性質には悪い影響をあたえるものと考えられる。

次に引張強さと降伏点の関係を調べてみると表—8のようになる。素線の降伏点は軟鋼のように明瞭でない。

表—7. ヨリ線前後の素線試験結果の比較

鋼索	線径 (mm)	引張強さ (kg/mm²) よる前	よった後	比(%)	伸び (%) よる前	よった後	比	絞り (%) よる前	よった後	比
P	5.0	146	141	97	5.9	5.8	98	39	44	113
SA	4.5	151	151	100	5.6	5.8	103	38	43	113
SB	4.70	171	160	94	3.8	—	—	34	—	—
	4.58	170	169	99	2.5	1.7	68	36	31	86
	1.88	173	175	101	—	0.9	—	26	17	65
	4.43	175	174	99	1.9	1.2	63	39	29	74
	4.37	175	175	100	1.7	2.0	117	38	28	74
	4.48	175	179	102	1.8	1.8	100	31	28	90
	5.27	170	167	98	5.3	1.9	36	36	23	64
RA	3.68	156	157	100	6.2	6.1	39	39	42	108
RB	3.38	173	175	101	1.7	1.8	106	40	35	88
L	L	129	128	99	2.9	4.0	140	—	—	—
	T	132	131	99	3.4	3.8	112	—	—	—
	丸線	137	147	107	2.7	3.1	110	47	51	109

表—8. 降伏点と引張強さの比

鋼索	線径 (mm)	引張強さ (kg/mm²)	降伏点 (kg/mm²)	比(%)
P	5.00	146	107	73
SA	4.50	151	102	68
SB	4.70	171	121	71
	4.58	170	119	70
	1.88	173	157	91
	4.43	175	151	86
	4.37	〃	139	79
	4.48	〃	131	75
	5.27	〃	〃	77
RA	3.68	156	101	65
RB	3.30	173	140	81
L	L	129	99	77
	T	132	〃	75
	丸線	137	103	〃

ここで降伏点とは 0.2% の残留伸びを生ずる点を言うこととする。なお降伏点を表わす方法として全伸びが 0.7% を生ずる点を言う場合がある。本実験で両者を比較したところ，0.2% 降伏点が 0.7% 降伏点より高く，炭素含有量の大きい素線ほどその傾向が顕著である。さて表—8から降伏比を調べると降伏点は引張強さの約 70~80% を示している。アメリカの実例では，降伏比は約 75~80 %，ドイツの Köln-Mülhein 橋で用いたロックド・コイル・ロープの素線で降伏比は 77~80 % であったと報告されている。これら外国の例と比べて，上記の試験値は幾分低いようである。

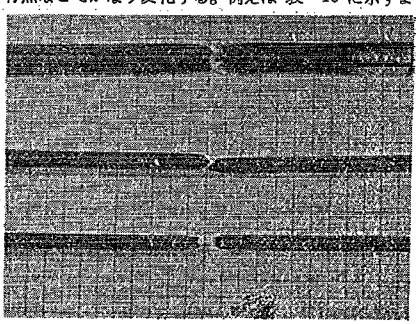
次に引張強さの製作仕様値と試験値とを比較すると表—9のようであるが，仕様値は製作の標準値を示すものであるから，全般的に試験結果は適当と考えられるが，PおよびSAの値は少し過大である。なお引張強さの実

表—9. 引張強さの仕様値と試験値

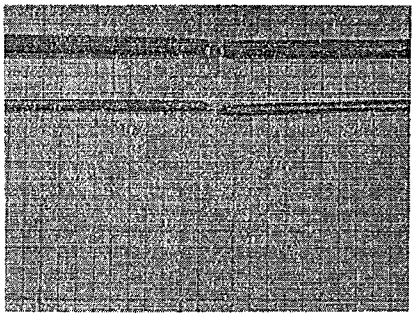
鋼索	線径 (mm)	仕様値 (kg/mm²)	試験値 (kg/mm²)	比(%)
P	5.0	125	146	117
SA	4.0	135	151	112
SB	1.88~4.70	170	173	102
	5.27	160	170	106
RA	3.49~3.68	150	155	103
RB	3.30~3.14	175	173	99
L	L	125	129	103
	T	135	132	98
	丸線	140	137	98

験値は非常に均一で，変動係数 0.8~3.2 % の範囲にあり，そのほとんどは 2 % 以下であった。写真—14 は素線切断面の1例を示す。

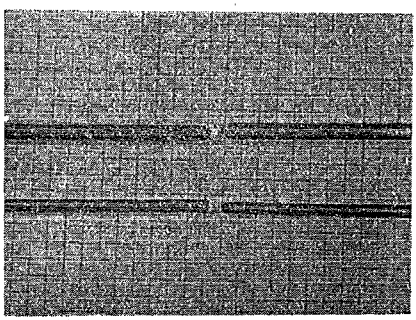
次に素線の弾性係数について検討すれば，一般に冷間伸線された炭素鋼線の弾性係数はC量，加工度，メッキの有無などでかなり変化する。例えば 表—10 に示すよ



(a) Lの素線



(b) RA，Pの素線



(c) SB，RBの素線

写真—14. 素線切断面

表—10. 炭素鋼線の弾性係数

区分			弾性係数 ($\times 10^3$kg/cm^2)
裸線	Köln Mülheim 橋のケーブル鋼索		1.90～1.631 (平均値 1.920)
	G. Washington 橋の仮設ロープ足場鋼索		1.758～1.898
	Detroit 橋のケーブル鋼索		1.750(冷間加工線) 2.050 (熱処理線)
メッキ線	G. Washington 橋のケーブル鋼索		1.940～2.110
	Golden Gate 橋のケーブル鋼索		2.020
	Grat, Brenner の測定値	σ=0.2～0.3t/m^2	2.140
		σ=0.3～0.5t/m^2	2.100

うに裸では 1,750～1,950×10^{6}kg/cm^2，メッキ線では 1,950～2,100×10^{6}kg/cm^2 と考えることができる。さて実験値は裸線(L鋼索)で 1,730～1,900×10^{6}kg/cm^2，メッキ線でP，SAは 1,950～2,000×10^{6}kg/cm^2，またSB，RBは 1,810～1,930×10^{6}kg/cm^2 であった。SB，RBの弾性係数は表—10 の裸線の弾性係数とほぼ一致した値となっているが，これはメッキ後，再び伸線を行ったため裸線の性状を表わしたと考えれば実験と表—10 の値はよく合致するといえる。

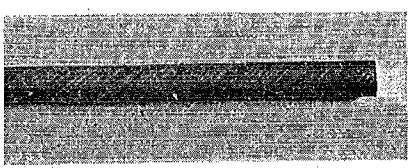
表—11. JIS のネジリ回数

メッキの有無	鋼索の構造	鋼索の種別	素線の径 (mm) 0.26～1.00	1.00～2.30	2.30～3.70	3.70～4.50
裸	フラット型以外	1種	29	28	27	26
メッキ	全構造	単種	21	20	18	17

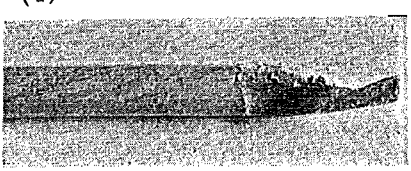
c) ネジリ試験 JIS·G·3525 ワイヤロープに規定されているネジリ回数の値を示すと 表—11 のとおりである。なお JIS には 4.5mm 以上の規格がないので，素線径 5.00mm に対しては 16 回を規格値と考えて検討することとした。試験結果は 表—12 のようであるが，SB，RBには規格に適合していないものがあり，その破断面には 写真—15 に示すようにカケタものや，縦われ，ウエーブを生じたものがあり延性が不足していることを示している。

表—12. ネジリ回数 (撚り線後)

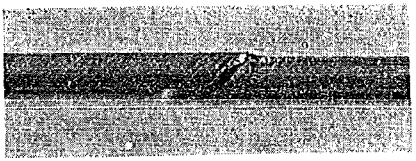
鋼索	線径 (mm)	試験本数 (本)	ネジリ回数 (平均値)	標準偏差	変動係数 (%)
P	5.0	86	27	1.53	6
SA	4.50	108	27	2.13	8
SB	5.27	19	23	3.0	13
	4.48	17	16	5.2	32
	4.37	12	14	3.9	28
	4.43	8	17	1.1	6
	1.88	4	26	5.0	19
	4.58	4	15	1.3	9
	4.70	1	12	—	—
RA	3.49	130	28	1.2	4
	3.68	36	25	0.7	3
RB	3.14	137	23	8.9	39
	3.30	23	29	3.4	12
L	4.87	36	31	2.0	6



(a)



(b)



(c)

写真—15. ネジリ破断面

d) 繰返し曲げ試験　JIS の鋼索規格によると繰返し曲げ回数に関する規格には吊橋用鋼索に対する規定がないから，索道用として規定している 表—13 の規格を準用することとする。なお 表—13 中のフィラー型の欄を P，SA，SB，Lに，6×17，6×19 の欄をRA，RBに対して用いる。試験の結果繰返し曲げ回数は表—14に示す。P，SA，RA，Lは規格に適合しているが，SB，RBの素線については不適格のものがあった。なお繰返し曲げ試験は 1956 年の規格改訂で，試験機の構造および試験方法が不統一であり，試験値が大きく変動するなどのことから削除されているが一応参考のために試験したものである。

表—13. JIS の繰返し曲げ回数規格

素線の径 (mm)	曲げ半径 (mm)	索道用 6×17, 6×19	索道用 フィラー型
1.80 を越え 2.00 以下	11.6	68	48
2.00 〃 2.30	13.2	60	48
2.30 〃 2.60	15.0	60	46
2.60 〃 2.90	16.8	58	46
2.90 〃 3.20	18.6	54	44
3.20 〃 3.50	20.4	54	44
3.50 〃 3.80	22.2	52	40
3.80 〃 4.50	24.8	52	40
4.50 〃 5.00	24.8	50	36

表—14. 繰返し曲げ回数

鋼索	素線径 (mm)	繰返し曲げ回数 最大	最大	平均	試験本数
P	5.00	36	50	44	127
SA	4.50	40	68	53	168
SB	5.27	28	40	34	30
	4.48	38	60	48	54
	4.37	34	50	41	18
	4.43	36	48	41	12
	4.58	40	42	40	6
RA	3.49	68	102	87	216
	3.68	74	98	86	36
RB	3.14	40	96	75	128
	3.30	74	98	91	28
L	4.87	50	86	63	60

e) メッキ試験　JIS·H·0401 亜鉛メッキ試験方法では 表—15 のように規定している。試験結果は表—16，17 の如き結果を得たが，これを表—15 と比較すると，

表—15. JIS の付着量，浸漬回数

素線の径 (mm)	浸漬回数 (1分間浸漬)	付着量 (g/m²)
1.6 を越え 2.00 以下	2	165
2.00 〃 2.30 〃	2	190
2.30 を越えるもの	2	220

表—16. メッキの付着量

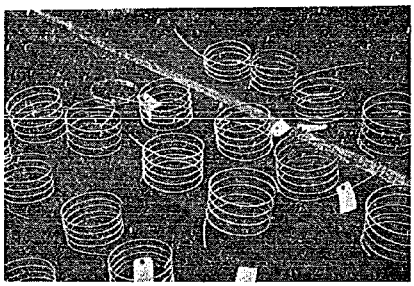
鋼索	線径 (mm)	よる前 範囲 (g/m²)	よる前 平均値 (g/m²)	よる前 試片数	よった後 範囲 (g/m²)	よった後 平均値 (g/m²)	よった後 試片数
P	5.0	283～323	303	5	306～362	388	14
SA	4.5	374～393	380	5	322～386	360	18
SB	5.27	278～294	286	2	240～329	288	3
	4.58	—	410	1	348～410	387	3
	4.48	279	279	1	283～488	358	8
	4.37	370～434	376	7	227～352	301	3
RA	3.84	378～398	387	5	—	—	—
	3.68	350～362	359	5	354～416	378	6
	3.49	—	—	—	201～314	256	24
RB	3.30	217～230	224	2	190～225	210	6
	3.14	—	—	—	196～323	272	24

表—17. メッキの浸漬回数

鋼索	線径 (mm)	試験本数 (本)	浸漬回数 1	2	3	4	5	6
P	5.00	14	—	—	—	4	6	4
SA	4.81	1	—	—	—	—	1	—
	4.50	19	—	—	—	—	5	14
SB	4.70	1	—	—	—	1	—	—
	4.58	2	—	—	2	—	—	—
	1.88	2	—	2	—	—	—	—
	4.43	3	—	—	1	2	—	—
	4.37	3	—	—	—	2	1	—
	4.48	5	—	—	1	4	—	—
	5.27	4				3		1
RA	3.84	1	—	—	—	—	—	1
	3.68	1	—	—	—	—	—	1
	3.49	24	—	—	—	14	10	—
RB	3.47	1	—	—	—	1	—	—
	3.30	6	—	—	1	5	—	—
	3.14	24	3	3	9	9	—	—

付着量はRA，RBに規格以下のものが数本あったが他は規格以上であった。硫酸銅浸漬回数はRB以外は規格に適合している。次に巻付試験結果は 表—18 に示すようにPは不良，SAはやや不良，SB，RA，RBは良と判断する。なお巻付試験片の例を 写真—16 に示す。

熱式亜鉛メッキは，メッキ温度，メッキ時間，およびメッキ前後の処理の適否でその性状を異にする。特にメッキを形成する純亜鉛層および合金層がしめる相対的割合が種々変動するが，短的にいって付着量を一定として考えれば純亜鉛層がしめる割合が厚いと硫酸銅浸漬回数



写真—16.　巻付試験片

表—18.　巻付キレツ状況

鋼索	線径 (mm)	巻付直径 (mm)	試験本数 (本)	キレツ状況 A	B	C	D
P	5.0	58	14	1	3	4	6
SA	4.5	54	18	5	10	3	—
SB	5.27	64	4	3	1	—	—
	4.48	53	5	3	1	1	—
	4.37	53	3	3	—	—	—
	4.43	53	3	3	—	—	—
	1.88	22	2	2	—	—	—
	4.58	54	2	2	—	—	—
	4.70	57	1	1	—	—	—
RA	3.49	42	12	11	1	—	—
	3.68	44	17	13	4	—	—
	3.84	46	2		1	1	—
RB	3.14	37	24	20	4	—	—
	3.30	40	1	1	—	—	—

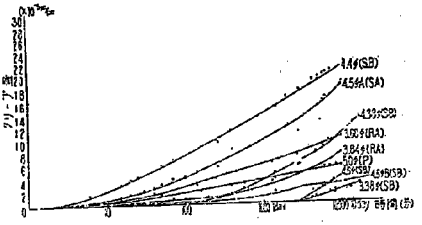
(註) A：キレツのないもの，または極く軽微なもの
B：軽微なキレツが数多いもの
C：キレツの著しいもの
D：メッキの剝脱したもの

は悪くなるが，巻付けキレツの発生は少なくなる。また合金層がしめる割合が厚くなると硫酸銅浸漬には良く耐えるようになるが，巻付けキレツが多くなる傾向がある。かように純亜鉛層と合金層がしめる割合によってその性状を異にする。

f)　クリープ試験　表—19，図—1のクリープ量試験結果を見ると，一般に 0.8％C の素線はクリープ量が大きいようである。10,000 分間におけるクリープ量は弾性ヒズミの約 0.5～5％になっている。この試験は

表—19.　素線のクリープ量

鋼素	線径 (mm)	初荷重 (kg)	初引張応力度 (kg/mm²)	引張強さ (kg/mm²)	クリープ (×10⁻⁵)
P	5.0	1,448	73.6	148.0	5.80
SA	4.5	1,210	75.4	151.7	2.85
SB	4.58	1,434	86.7	170.8	4.00
〃	4.43	1,369	88.4	175.6	21.40
〃	4.37	1,345	89.3	175.5	10.70
〃	4.48	1,400	89.2	177.5	18.40
RA	3.68	834	77.6	156.0	10.30
〃	3.84	896	76.1	153.0	7.70
RB	3.30	752	87.9	174.0	1.90



図—1.　クリープ状況

10 日間で打切ったが，その後のクリープ量の増加が直線的になお長期間続くものであれば，相当の影響が考えられるのでなお詳細に試験する必要がある。

c.　鋼索について

鋼索の引張試験の結果は表—20 に示す，図—2～24 は各鋼索の試験別に荷重伸び曲線を図示したものである。

表—20.　鋼索の引張試験結果

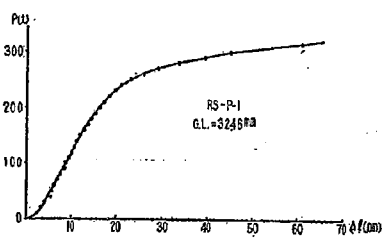
試験片		実際破断力 (ton)	標点距離 (mm)	伸び (%) 破断時	弾性係数 10^6(kg/cm²) 荷重 20～60t	荷重 60～180 t
P	RS-1	349.0	3,246	4.56	—	1,980
	RS-2	349.5	3,264	4.65	—	1,956
	RR-1	354.0	3,345	4.29	—	2,030
	RR-2	349.0	3,298	4.44	—	2,000
	RR-3	353.0	3,349	4.10	—	1,980
	RK_1-1	357.0	3,252	4.65	—	—
	RK_1-2	347.0	3,265	4.83	—	—
	RK_2-1	349.0	3,120	—	—	2,000
	RK_2-2	338.0※	3,260	—	—	—
	平均	351.0	—	4.50	—	1,991
SA	RS-1	391.0	2,494	—	—	荷重 60～120 t
	RS-2	388.5	2,218	4.76	1,370	1,490
	RR-1	389.0	2,423	4.77	—	1,430
	RR-2	386.0	2,423	4.67	1,350	1,520
	RR-3	390.5	2,549	4.82	1,360	1,480
	RK_1-1	386.0	2,363	—	—	1,475
	RK_1-2	391.0	2,395	5.34	—	
	RK_2-1	387.0	2,399	4.32	—	1,460
	RK_2-2	394.0	2,423	—	—	1,500
	平均	389.2	—	4.80	1,360	1,479
SB	RS-1	343.0	2,502	3.36	1,350	1,490
	RS-2	343.0	2,545	3.00	1,310	1,470
	RR-1	344.5	2,445	3.43	1,360	1,460
	RR-2	344.0	2,495	3.30	1,340	1,430
	RR-3	344.0	2,501	3.31	1,360	1,440
	RK_1-1	343.0	2,435	2.92	—	1,490
	RK_1-2	344.0	2,409	—	1,370	1,490
	RK_2-1	343.0	2,505	3.23	—	—
	RK_2-2	344.0	2,572	2.97	1,380	—

	平均	343.6	—	3.20	1,351	1,467
RA	RS-1	362.0	2,380	5.70	—	1,120
	RS-2	361.0	2,374	5.10	—	1,090
	RS-3	367.0	2,479	6.10	—	1,120
	RR-1	365.0	2,531	3.80	0.986	1,140
	RR-2	364.0	2,540	6.10	—	1,060
	RK_1-1	365.0	2,386	5.50	0.900	1.060
	RK_1-2	366.0	2,540	5.60	0.957	1.120
	RK_2-1	369.0	2,528	5.90	0.928	1.150
	平均	364.5	—	5.50	0.943	1.108
RB	RS-1	318.0	2,450	3.40	—	0.974
	RR-1	320.0	2,436	—	—	—
	RR-2	320.0	2,134	3.10	0.900	0.985
	RR-3	319.0	—	—	0.800	0.942
	RK_1-1	318.0	2,403	3.00	—	—
	RK_1-2	319.0	2,553	2.90	—	0.982
	RK_2-1	320.0	2,442	2.70	0.893	0.963
	RK_2-2	319.0	2,383	3.10	—	0.982
	平均	319.0	—	3.0	0.862	0.971
L	RS-1	660.0	2,945	—	—	荷重 40～240 t
	RS-2	662.0	2,794	3.40	—	1,490
	RR-1	662.0	2,590	4.20	—	—
	RR-2	662.0	2,528	3.60	—	1.480
	RK_1-1	670.0	1,742	4.00	—	1.500
	RK_2-2	672.0	1,698	3.80	—	1.470
	平均	664.7	—	3.80	—	1.485

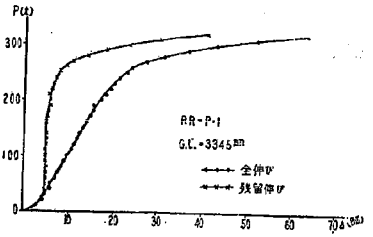
（註）RS：単純引張試験
RR：繰返引張試験
RK_1：維持荷重引張試験（保証破断力の 1/2）
RK_2：維持荷重引張試験（保証破断力の 1/3）

写真—17(a),(b),(c),(d),(e),(f) は鋼索の破断状況であるが鋼索Pは全断面が一瞬に大音響で破断することなく索線1本づつ切断されて行った，SA，SB，RA，RB，L鋼索では断面の殆んど大部分が一瞬にして破断した。

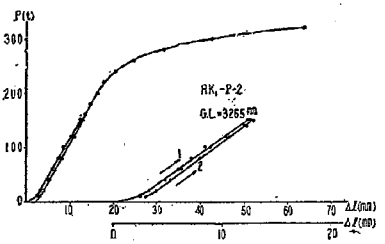
a) 破断強度　保証破断力と 表—20 の実際破断力を比較すると，表—21 のようであるがその比は 106～130



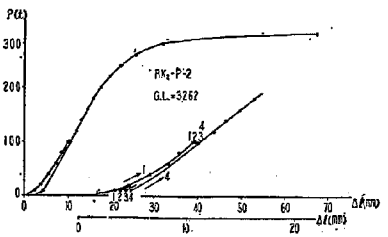
図—2.　鋼索Pの引張 P～Δl 線図



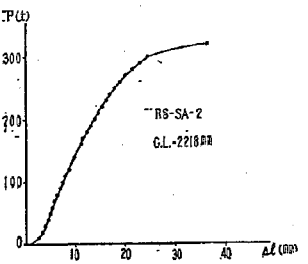
図—3.　鋼索のP繰返引張 P～Δl 線図



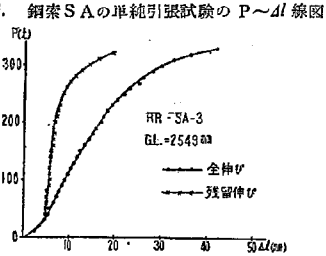
図—4.　鋼索Pの維持荷重試験(Ⅰ)のP～Δl線図



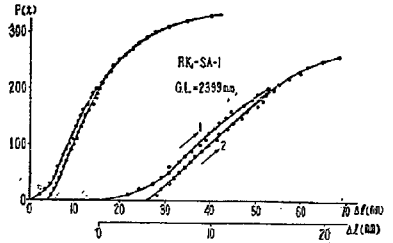
図—5.　鋼索Pの維持荷重試験(Ⅱ)のP～Δl線図



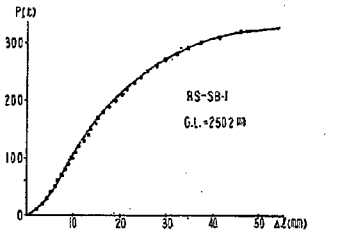
図—6.　鋼索SAの単純引張試験の P～Δl 線図



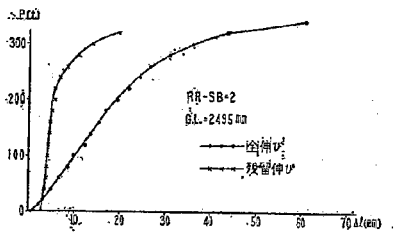
図—7.　鋼索SAの繰返引張試験の P～Δl 線図



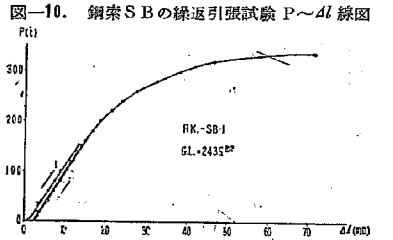
図—8.　鋼索ＳＡの維持荷重試験(Ⅰ)のＰ～Δl線図



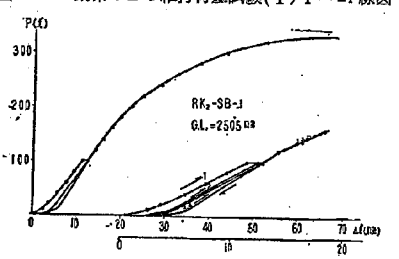
図—9.　鋼索ＳＢの単純引張試験 Ｐ～Δl 線図



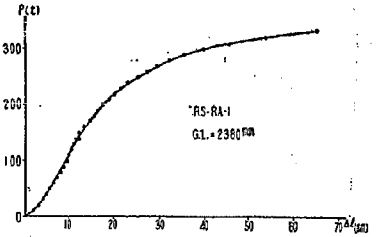
図—10.　鋼索ＳＢの繰返引張試験 Ｐ～Δl 線図



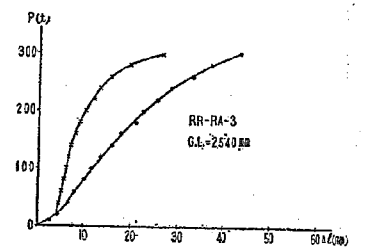
図—11.　鋼索ＳＢの維持荷重試験(Ⅰ)Ｐ～Δl 線図



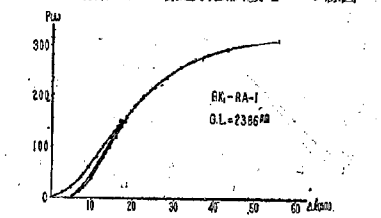
図—12.　(Ⅱ)



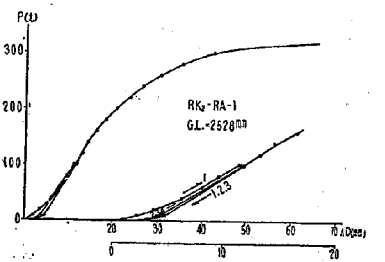
図—13.　鋼索ＲＡの単純引張試験 Ｐ～Δl 線図



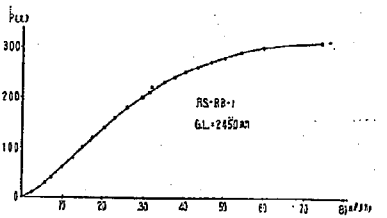
図—14.　鋼索ＲＡの繰返引張試験 Ｐ～Δl 線図



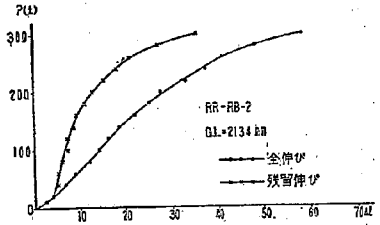
図—15.　鋼索ＲＡの維持荷重試験(Ⅰ)Ｐ～Δl 線図



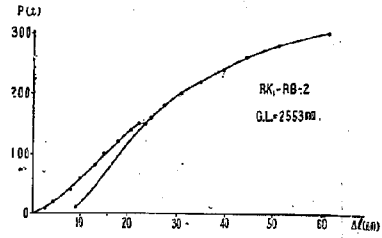
図—16.　鋼索ＲＡの維持荷重試験(Ⅱ)Ｐ～Δl 線図



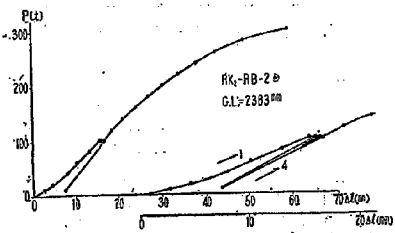
図—17.　鋼索ＲＢのの単純引張試験の Ｐ～Δl 線図



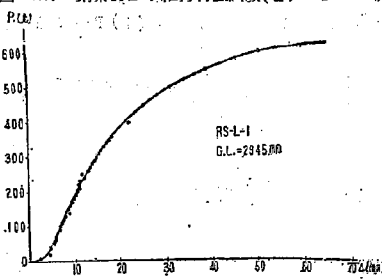
図—18. 鋼索RBの繰返引張試験の P～Δl 線図



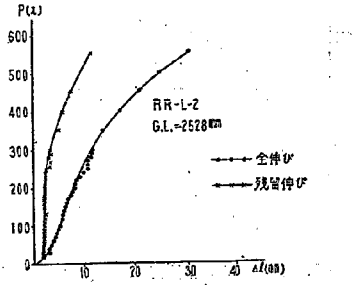
図—19. 鋼索RBの維持荷重試験(Ⅰ) P～Δl 線図



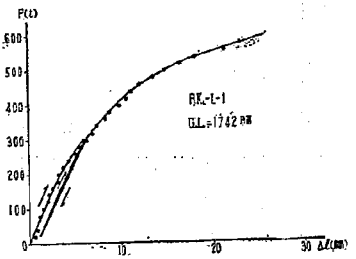
図—20. 鋼索RBの維持荷重試験(Ⅱ)の P～Δl 線図



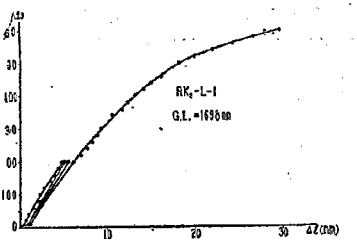
図—21. 鋼索Lの単純引張試験の P～Δl 線図



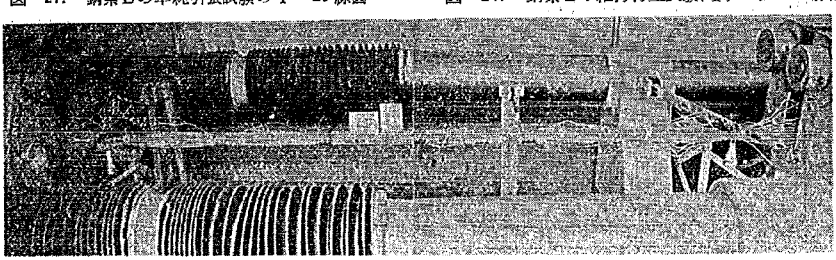
図—22. 鋼索L繰返引張試験 P～Δl の線図



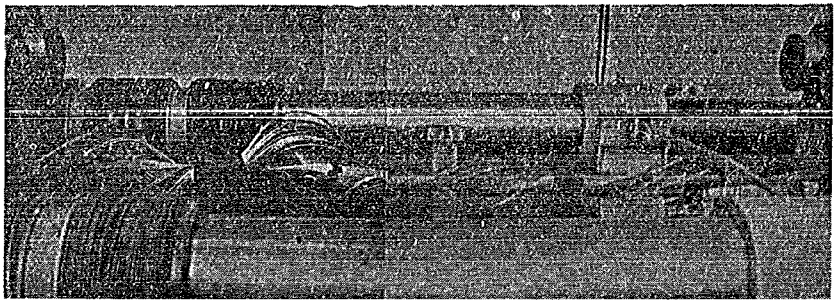
図—23. 鋼索Lの維持荷重試験(Ⅰ)の P～Δl 線図



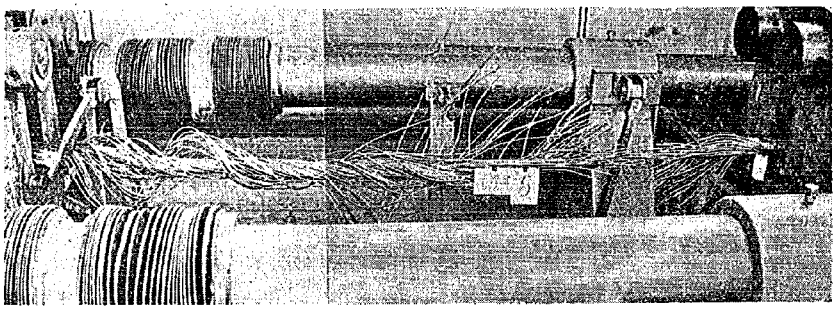
図—24. 鋼索Lの維持荷重試験(Ⅱ)の P～Δl 線図



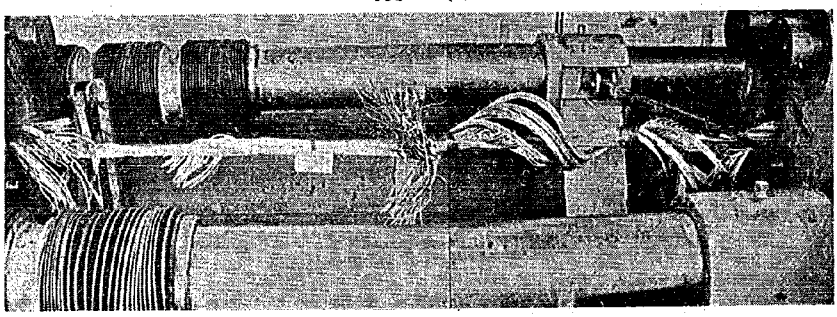
写真—17.(a)



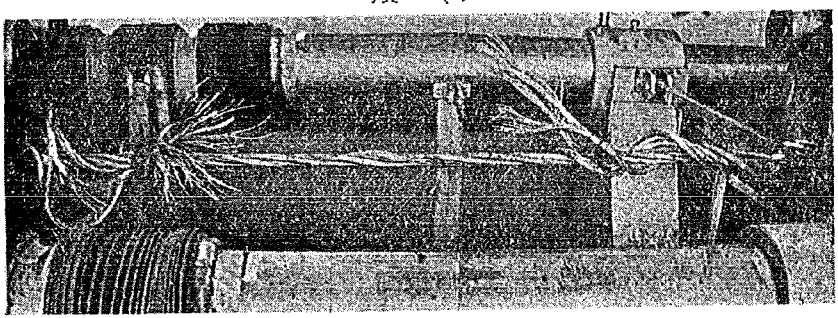
写真—17.(b)



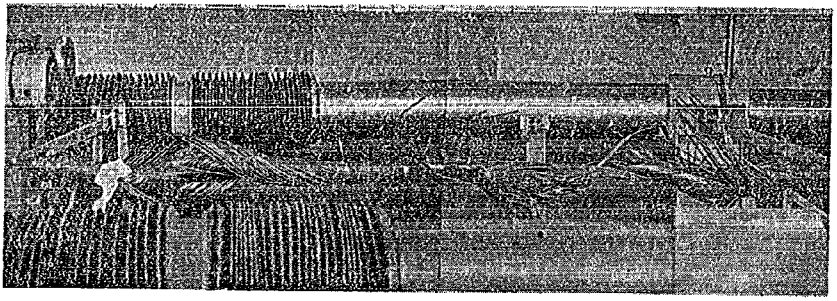
写真—17.(c)



写真—17.(d)



写真—17.(e)



写真—17.(f)

表—21. 保証破断力と実際破断力

鋼索	保証破断力 (t)	実際破断力 (t) 最大値	最小値	平均値	比 (%)
P	300	357.0	347.5	351.0	117
SA	〃	394.0	386.0	389.2	130
SB	〃	344.5	343.0	343.6	114
RA	〃	367.0	361.0	364.5	121
RB	〃	320.0	318.0	319.1	106
L	612	672.0	660.0	664.7	109

表—22. ヨリ減り率

鋼索	素線線破断力 (t)	実際破断力 (t)	ヨリ減り率 (%)	理論ヨリ減り率(%)	カミ合い作用を考えた理論ヨリ減り率 (%)
P	355.6	351.0	1.3	0	0
SA	407.0	389.2	4.4	3.0	4.6
SB	362.1	343.6	5.1	3.4	5.2
RA	396.2	364.5	8.0	5.0	8.0
RB	365.0	319.1	12.5	7.5	12.5
L	664.7	664.7	9.9	5.1	8.1

の範囲となっている，鋼索SAの130%は幾分過大で，その他は普通の値である。

次に鋼索のヨリ減り率を比較してみると 表—22 のとおりである。ヨリ減り率とは鋼索に撚ったために生ずる強度の低下であるが，素線およびストランドのヨリ角，鋼索の構造，素線間およびストランド間のカミ合作用，応力の均等度によって変化する。ヨリ減り率は一般に次式で表わされる。

$$\text{ヨリ減り率}=\frac{\text{素線総破断力}-\text{実際破断力}}{\text{素線総破断力}}\times 100(\%) \quad \cdots\cdots(1)$$

ここに素破断力とは素線の1本1本の実際破断力の総合計である。また理論より減り率としては次式のようになる。

$$\varepsilon_s=\frac{\sum n_i\cdot s_i-\sum n_i\cdot s_i\cdot s_{in}\beta_i}{\sum n_i\cdot s_i}\times 100(\%) \quad \cdots(2)$$

式中 ε_s：ストランドのヨリ減り率，n_i：i 層の素線数，s_i：i 層素線1本の破断力，β_i：i層素線のヨリ角

$$\varepsilon_r=\frac{\sum m_j\cdot n_{ji}\cdot s_{ji}-\sum m_j\cdot s_{in}\alpha_j\cdot n_{ji}\cdot s_{ji}\cdot s_{in}\beta_{ji}}{\sum m_j\cdot n_{ji}\cdot s_{ji}}$$

$$\times 100(\%)\cdots\cdots(3)$$

式中 ε_r：鋼索のヨリ率，mj：鋼索の j 層のストランド数，α_j：j 層のストランドのヨリ角，n_{ji}：j 層ストランドの i 層の素線数，s_{ji}：j 層ストランドの i 層素線1本の破断力，β_{ji}：j 層ストランドの i 層素線のヨリ角を示す。次に鋼索に荷重が作用して引張られると鋼索の断面内部では2次的な側圧を生ずる，従って素線間ではカミ合いあるいは摩擦作用によって応力の不均一を生ずる，F. Schleicher はこのカミ合い作用を考慮した理論ヨリ減り率を得るのに鋼索のピッチ倍数（ピッチ長さ/ストランドまたは鋼索の直径）に比例して (2) 式あるいは (3) 式で算出した理論ヨリ減り率に表—23 の値を加えて補正する方法を提唱しているが，表—22 の「ヨリ減り率」の欄と「カミ合い作用を考えた理論ヨリ減り率」の欄を比較すると，非常に良く一致している。なおRA，RBをストランド別にほぐしてストランド引張試験を行った結果を 表—24 に示すが，この結果からも F. Schleicher の提唱は充分信頼できることが解る。

b) 伸び 実際破断の時の鋼索の伸びを比較すると表

表—23. 理論ヨリ減り率の補正値

ピッチ倍数	8	10	12	16
補正値(%)	3.7	2.6	1.9	1.1

表—24. RA，RBのストランドのヨリ減り率

鋼索	ストランド区分	素線総破断力 (t)	実際破断力 (t)	ヨリ減り率 (%)	理論ヨリ減上り率 (%)	カミ合作用を考えた理論ヨリ減り率(%)
RA	心ストランド	63.2	61.0	3.5	2.4	3.8
	側ストランド	55.5	53.8	3.1	2.5	3.9
RB	心ストランド	54.8	53.2	2.9	2.5	3.9
	側ストランド	51.7	49.1	5.0	2.8	4.2

表—25. 伸びと降伏点

鋼索	構造伸び (%)	破断時伸び (%)	降伏点 (t)	降伏比 (%)
P	0.10	4.5	270	77
SA	0.18	4.8	264	68
SB	0.22	3.2	256	75
RA	0.29	5.4	180	49
RB	0.33	3.0	132	41
L	0.14	3.8	433	65

—25 のようである，この値は表—20 の試験結果の平均値を示すのであるが，鋼索の伸びは一般に構造上の伸びと弾性伸びに大別することができる。構造上の伸びは鋼索の種類，構造，製造法によって変化し，鋼索使用の初期に生ずる，一般にこの伸びは小さいほど良い。構造上の伸びが除かれると荷重—伸び曲線は降伏点までほとんど直線である。次に破断時の伸びは大きいほど良く，その大部分は弾性伸びと素線の永久伸びであって，構造上の伸びがしめる割合は 表—25 からも解るように極めて少ない。次に鋼索の降伏点を比較して見る，鋼索の降伏点も素線と同様に明瞭でないから，0.2％の残留伸びを生ずる点を降伏点と考えて求めると 表—25 のようになる，降伏点は高い程よく，降伏点と引張強さの比である降伏比も大きいほど好ましい。

c) 弾性係数　弾性係数には応力度と全ヒズミの比である見掛けの弾性係数と，応力度と弾性ヒズミの比である真の弾性係数とがある。吊橋においては死荷重と架設荷重載荷によるケーブルの伸びを算出するのに，見掛けの弾性係数が必要であり，活荷重載荷によるケーブルの応力の算定には真の弾性係数が必要である。吊橋用鋼索の許容応力度は普通保証破断力の 1/2.5～1/3.5 であるから，弾性係数を考える場合はこの範囲で考えなければならない，この試験の試験鋼索は 保証破断力 300 ton，612 ton であるからそれぞれ 120～60 t，240～170 t の範囲で検討する。先づ見掛けの弾性係数を比較して見ると 表—26 のとおりである，荷重 60～120 t の値は荷重 20～60 t の値に対して約 9～17％ 増大している。次に真の弾性係数を比較すれば 表—27 のとおりである。真の弾性係数は 見掛けの弾性係数（荷重 60～120 t）より約 10～25％ 増大しているが，25％ は幾分過大である，また鋼索Pの値は殆んど増加は認められない。表—26，表—27 より見掛け および 真の弾性係数とも大きい方から列記するとP，SA，SB，L，RA，RB の順である。次に理論弾性係数を計算して理論値と実測値を比較して見る。一般に鋼索の弾性係数は素線の品質，鋼索の構造特に層数，素線数，素線形，素線間の隙間および接触状態，鋼索およびストランドのピッチ倍数あるいはヨリ角，鋼索の製造方法，プレストレッシングの有無およびその程度，弾性係数の計算にあたって考えた応力の範囲等によって大きく変動する。さて F. Schleicher によればスパイラル状により重ねた鋼索（SA，SB，L）の理論弾性係（真の弾性係数）は素線軸向の張力および鋼索直径方向の圧力を考慮して次式で表わされる。

$$\text{man } E=E_0\frac{r_0}{\varepsilon_n} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(4)$$

但し $r_n=\left\{(1+r)^2+\frac{3}{2}(1+\nu)r^2+\frac{3}{2}\nu r\right\}\frac{1}{\sqrt{1+r}}$

式中 $\max E$：鋼索の弾性係数の 最大値，E_0：素線の弾性係数，r：$\cot^2\beta=(\pi/s)^2$，s：ピッチ倍数，β：ヨリ角，ν：ポアソン数 (0.3)

上記の (4) 式でピッチ倍 $(s)=8$，10，12，16 に対して，$\max E/E_0$ の比を計算すれば表—28 ようになる。

表—28. $\max E/E_0$ の値 (F. Schleicher の式より)

ピッチ倍数	8	10	12	16
$\max E/E_0$	0.743	0.824	0.874	0.926

表—27 に (4) 式で計算した理論弾性係数を示したが，スパイラル・ロープの系統の値は実測値と比較してその差は 4％ 位で実験誤差内にあり良く合致しているといえるがストランド・ロープに対しては不適当のようである。

次に見掛けの弾性係数の 理論値として Howe は次式を与えている。

$$E_s=\frac{\sum n_i\cdot E_i}{\sum n_i} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(5)$$

但し $E_i=E_0\cdot s_{in}\beta_i\sqrt{\frac{c_i\cdot s_{in}\alpha_i\cdot s_{in}\beta_i}{\pi}}$

式中，E_s：ストランドの弾性係数，n_i：i 層の 素線数，E_i：i 層の弾性係数，E_0：素線の弾性係数，β_i：i 層 α より角，α_i：素線の半径がストランドの中心に対してなす角，c_i：d_{si}/δ_i，d_{si}：i 層の外径，δ_i：素線直径，

$$E_r=E_s\cdot s_{in}\Psi\sqrt{\frac{c'\cdot s_{in}\phi\cdot s_{in}\Psi}{\pi}} \quad \cdots\cdots(6)$$

式中，E_r：鋼索の弾性係数，Ψ：鋼索のより角，ϕ：側ストランドの半径が鋼索中心に対してなす角，c：D/ds，D：鋼索の直径，d_s：ストランドの直径

上記の (5)，(6) 式からストランド・ロープRA，R

表—26. 見掛けの弾性係数

鋼索	見掛けの弾性係数 (10^6 kg/cm²) 荷重 20～60 t	荷重 60～120 t	摘要
P	1.990		区間 20～180 t
SA	1.360	1.479	区間 60～120 t
SB	1.351	1.467	〃
RA	0.943	1.108	〃
RB	0.868	0.971	〃
L	1.485		区間 40～240 t

表—27. 真の弾性係数

鋼索	真の弾性係数 (10^6kg/cm²)	理論値 (10^6kg/cm²) F. Schleicher	Howe
P	1.990	2.000	—
SA	1.680	1.750	—
SB	1.620	1.650	—
RA	1.230	1.610	0.880
RB	1.210	1.400	0.830
L	1.500	1.500	—

Bの見掛けの弾性係数を計算すると 表—27 の最右端のような値を得るが，これを 表—26 の値と比較すると大体一致することがわかる。

次に鋼索の弾性係数を実測した例を国内および海外の報告から調べてみると 表—29 のようである。表中スパイラル・ロープの弾性係数はプレストレッシング後の値であり，その他は見掛けの弾性係数である。表—27 と表—29 を比較すると大体これらの値は等しいことが解る，従って試作鋼索の弾性係数の実測値は適当と考える。

表—29. 鋼索の弾性係数の実測例

区分	鋼索の種類	直径	弾性係数 (10^6 kg/cm²)
St. Johns 橋のケーブル	スパイラルロープ	1½″	1.690
Grand 'Mere 橋のケーブル	〃	1¼″	1.760
青木の実験	ストランドロープ	48mm	0.718
〃	〃	〃	1.150
〃	〃	46	1.357
Köln-Mülheim 旧橋のケーブル	ロックドコイルロープ	80	1.580
Save 橋のケーブル	〃	66	1.600
Graf, Brenner の実験	〃	49	1.600～1.630
〃	〃	67	1.505～1.575
〃	〃	79	1.445～1.555
Köln-Rodenkirchen 新橋のケーブル	〃	54	1.589

，d) プレストレッシングの影響，鋼索のプレストレッシングとは鋼索を使用する前に，あらかじめ適当な力で引張り，ある時間その状態を保つことによって，構造を安定させる作業のことである。プレストレッシングした後の鋼索は，構造伸びがほとんどなくなり，弾性係数も大きくなり，伸びの性状が安定する。吊橋用の鋼索では正確な測長を知るため，構造伸びの減少および弾性係数の増大を計るためプレストレッシングが行われる。プレストレッシングについては張力の大きさおよび何時間維持するかは大きな問題である。さて維持荷重引張試験による弾性係数の変化を調べると 表—30 のようになる。この試験ではプレストレッシングの方法として，保証破断力の 1/2 荷重で 1 時間維持する方法 (RK_1) と，保証破断力の 1/3 の荷重で 30 分間毎に連続して 2 回～3 回維持する方法 (RK_2) の 2 種類を行った。以上の結果を検討して次のようなことがいえる。

(i) 保証破断力の 1/3 荷重で数回引張るよりも，保証破断力の 1/2 荷重で 1 回引張る方が有効である。

(ii) プレストレッシングによって構造伸びが除かれ，弾性係数は真の値に近くなる。

なお荷重を維持している間に生ずる伸びおよび維持時間の問題は今後なおよく検討する必要がある。次に海外の状況を調べてみるとアメリカでは普通，鋼索の保証破断力の約 1/2 の張力で引張り，約半時間～1 時間維持する (ただし 10 時間ぐらい維持した例もある)，これによってスパイラル・ロープでは，はじめ 1.2×10^6 kg/cm² であった弾性係数が 1.7×10^6 kg/cm² に増し，またス

表—30. プレストレッシングの影響

試験片		維持回数	載荷方向	150t 維持 ($\times10^5$ kg/cm²)	100t 維持 ($\times10^5$ kg/cm²)	摘要
RS	RK_1-1	1	+	1.475	—	150t 30 分間維持
			−	1.700	—	
	RK_2-1	1	+	—	—	200t 30 分間維持
			−	—	200t 維持 1.710	
	RK_2-2	1	+	—	1.460	
			−	—	1.680	
SB	RK_1-1	1	+	1.490	—	150t 60 分間維持
			−	1.530	—	
	RK_1-2	1	+	1.490	—	
			−	1.560	—	
	RK_2-1	1	+	—	1.490	100t 30 分間維持
			−	—	1.510	
	RK_2-2	1	+	—	1.500	
			−	—	1.560	
RA	RK_1-1	1	+	1.060	—	150t 60 分間維持
			−	1.160	—	
	RK_2-1	1	+	—	1.150	100t 30 分間維持
			−	—	1.200	
	RK_2-2	2	+	—	1.180	
			−	—	1.200	
RB	RK_1-1	1	+	1.210	—	150t 60 分間維持
			−	1.150	—	
	RK_1-2	2	+	1.120	—	
			−	1.200	—	
	RK_2-1	1	+	—	0.963	100t 30 分間維持
			−	—	0.970	
		2	+	—	1.190	
			−	—	1.230	
	RK_2-2	1	+	—	0.982	
			−	—	1.190	
		2	+	—	1.180	
			−	—	1.190	
L	RK_1-1	1	+	300t 維持 1.500	—	300t 60 分間維持
			−	1.550	—	
	RK_2-1	1	+	—	200t 維持 1.470	200t 30 分間維持
			−	—	1.500	
		2	+	—	1.510	
			−	—	1.520	

トランド・ロープでは $8\times10^5\,kg/cm^2$ であった弾性係数が $1.2\times10^5\,kg/cm^2$ になったと言われる。ドイツでもロックド・コイル・ロープをプレストレッシングしており，1929年架設の Köln-Mülheim 橋の場合には，設計応力と同程度で引張り，2時間維持した結果，約 $1.26\times10^6\,kg/cm^2$ の弾性係数が約 $1.5\times10^6\,kg/cm^2$ になったと報告されている。

e) 直径の縮み　鋼索が引張られるとその直径が減少するが，その原因は素線の軸方向引張力による横ヒズミ (ΔD_σ) と，鋼索直径方向の圧力による素線の横ヒズミ (ΔD_p) および素線相互間の隙間の減少 (ΔD_v) などが考えられ，鋼索直径の縮みを ΔD とすれば

$$\Delta D \fallingdotseq \Delta D_\sigma + \Delta D_p + \Delta D_v$$

となる。ΔD_σ と ΔD_p は弾性変形であり，ΔD_v は残留変形で荷重載荷の初期に生ずるので，荷重—縮み曲線は最初は曲線状となり，ある点から直線変化する。試験結果から各鋼索の直径の縮み具合を荷重 100 ton の位置で調べてみると，全縮み率 ($\Delta D/D$) および残留縮み率 ($\Delta D_v/D$) は表—31 のようになる。これから解るように直径の縮みはL，SA，SB，RA，RBの順序で大きくなっている。なお直径の縮みは吊橋においてはケーブルバンドの設計製作に直接関係するので，今後なお詳細に検討する必要がある。

表—31. 鋼索直径の縮み

鋼索	試験の種類	$\Delta D_v/D$ ($\times10^{-3}$)	$\Delta D/D$ ($\times10^{-3}$)
SA	RR-1	3.1	6.8
	RR-2	—	3.8
	RR-3	4.7	7.7
	RK_1-1	—	7.7
	RK_2-1	2.5	5.6
	RK_2-2	—	4.1
SB	RS-1	2.9	7.4
	RS-2	2.4	7.6
	RR-2	4.9	8.8
	RK_1-1	—	4.4
L		1.3	3.2
RA	RS-1	6.8	15.5
	RS-2	—	—
	RR-1	6.8	15.5
	RK_1-1	9.6	19.6
	RK_2-1	7.3	14.7
RB	RR-1	9.1	18.9
	RK_1-1	10.4	17.3
	RK_2-1	8.3	19.2

4. 試作試験の総括

若戸橋のケーブルおよびハンガー用として試作した鋼索について，以上のような試作試験を行い，種々検討した結果，次の結論を得た。

(1) ケーブル用鋼索としてはスパイラル・ロープが最適と思われる。ただし，その断面構成，ヨリ，ピッチ等については未だ研究を要する点がある。

(2) ハンガー用鋼索としては，ストランド・ロープが最適と思われる。ただし，その断面構成，ヨリ，ピッチ等については未だ研究を要する。

(3) 鋼索のヨリ戻り率の理論値と実測値はよく一致している。

(4) 鋼索の弾性係数の理論値は実測値とよく一致している。

(5) 鋼索用線材には 0.8% C 量が適当である。

(6) 素線引張強さは約 $160\,kg/mm^2$ が適当である。

なお，鋼索のプレストレッシングの方法鋼索直径の縮み，素線伸び，素線並びに鋼索のクリープ量等については，今後なお詳細な検討が必要である。

上記の (1)～(6) の結論に基いて比較的最適と思われる鋼索を再び試作して，第1次試験（試作試験）の結論を検証すると共に，未だ検討すべき事項として残された問題について，第2次試験（検証試験）を行って，これらを徹底的に究明することが望ましい。

以上のような試作試験の総括結論に基いて検証試験を行ったが，それについて次号において述べることにした。

道路用ガードレール支柱の側方向耐荷力に関する実験について

伊吹山　四郎*
佐藤　和夫**

(昭和 34 年 1 月)

Experimental Study on the Lateral Bearing Capacity of a Highway Guardrail Post

Shiro Ibukiyama, Kazuo Satō,

(Jan. 1959)

Synopsis :

Up to the present, there have been very few experimental studies on the lateral bearing capacity of a highway guardrail post which was erected on the shoulder.

The writers, therefore, tried to obtain the value of the lateral bearing capacity of a post, which was erected in various way, against static and dynamic loads.

要　旨

道路の路肩にたてた自動車用ガードレール支柱の側方向耐荷力の研究は今日まで殆んど行なわれていなかった。

本実験は，種々の条件で路肩にうめた支柱の静荷重および衝撃荷重に対する側方向耐荷力の値を求めたものである。

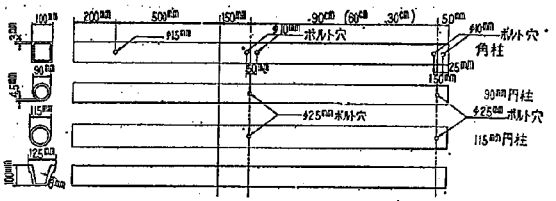
目　次

1. 緒　言……(2)
2. 実験準備……(2)
(1) ガードレール支柱……(2)
(2) ガードレール根がらみ……(2)
(3) 砂質土……(2)
(4) 粘性土……(3)
3. 静荷重試験　試験方法……(3)
(1) 実験の概要……(3)
(2) 試験要領……(3)
(3) 測　定……(4)
4. 静荷重試験　試験結果……(4)
(1) 試験組合せ……(4)
(2) 静荷重試験結果表……(4)
(3) 支柱の埋め込み深さと耐荷力の関係…(6)
(4) 法肩から支柱までの距離と耐荷力の関係……(7)
(5) 支柱の埋め込み深さと，法肩からの距離と水平耐荷力の相関関係……(7)
(6) 支柱の径と耐荷力の関係……(8)
(7) 支柱の断面形と耐荷力の関係……(8)
(8) 砂質土における根がらみの影響……(8)
(9) 粘性土における根がらみの影響……(9)
(10) 支柱の転倒角度と最大耐荷力……(9)
(11) 最大耐荷力と支柱の変位量……(9)
(12) 土の含水比と乾燥密度と耐荷力の関係(10)
5. 衝撃荷重試験　試験方法……(10)
(1) 実験の概要……(10)
(2) 試験要領……(10)
(3) 試験装置……(10)
(4) 測定装置……(11)
(5) 測　定……(12)
6. 衝撃荷重試験結果……(12)
(1) 試験組合せ……(12)
(2) 荷重速度と耐荷力の関係……(12)
(3) 支柱の埋め込み深さと耐荷力の関係…(13)
(4) 法肩から支柱までの距離と耐荷力の関係……(14)
(5) 支柱の埋め込み深さと法肩からの距離と水平耐荷力の関係……(14)
(6) 砂質土と粘性土の差が耐荷力におよぼす影響……(15)
(7) 粘性土における根がらみの影響……(15)
(8) 砂質土における根がらみの影響……(16)
(9) 速度計による速度(変位)と計算式による速度(変位)の比較……(16)
7. 要　約……(16)

* 道路部　道路研究室長
** 道路部　道路研究室

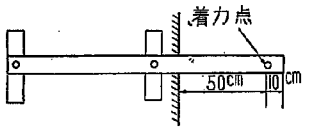
1. 緒　言

我が国では，従来車両が誤まって道路外に逸脱するのを防ぐために，木柵，金網，防護柵，鋼棒，コンクリート製支柱，あるいはコンクリート製等の防護柵，駒止が用いられてきた。しかしこれらは単に視覚的に危険を防止するだけで，衝突した場合には弱すぎるもの，あるいは堅牢に過ぎて，車両を破壊し，乗客に死傷事故を起すおそれのあるものであった。

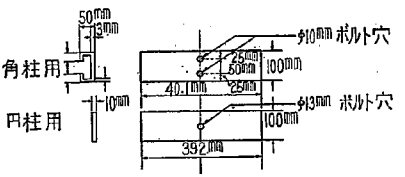


図—1

近年，自動車数の著しい増加，道路自体の新設改修の積極化，また高速走行の行なわれる弾丸道路，自動車専用道路が建設されるようになり，なんらかの原因で正しい方向を失い，危険個所に逸走した高速車両を，安全に車線に復帰させ，走行を続けさせる方法の必要性が著るしく増大した。この目的のために欧米の道路では，種々の形式の Highway guard Rail（自動車道路安全柵）が使用されており，我が国においても近年，ようやく用いられるようになった。この時にあたり，ガードレールの綜合試験の一部として，土木研究所，道路研究室は Highway guard Rail の支柱の支持力関係の実験を担当これを実施した。



図—2



図—3

ガードレールの性能としては，衝突の際に車体と乗客の被害を最少にすると共に高速度の重車両の衝突にも耐え得る強度が必要である。本報告は，埋め込み条件を種々に変えたガードレールの支柱に静荷重および時速 25 km/hr までの衝撃荷重をかけて行なった支柱の水平方向耐荷力試験の結果をとりまとめたものである。

2. 実験準備

（1） ガードレール支柱

ガードレール支柱は，円柱，角柱およびV型断面のものを用いた。円柱は日本鋼管，角柱は八幡製鉄，V型は両社から提供していただいた。断面図は図—1 の通りである。

支柱は，埋め込み部（50 cm，80 cm および 110 cm），地表より着力点まで（50 cm），着力点より頭部まで（10 cm）の 3 部分からなり，全長は埋め込み深さ，50 cm，80 cm，110 cm に対応して，110 cm，140 cm，170 cm である。

着力点には径 15 mm のボルト穴をあけ，ここにフック付きのボルトをつけて荷重をかけられるようにした。又地表より下 15 cm の点およびポストの最下点から上に 5 cm の点に根がらみをとりつけられるようにした。円柱は径 90 mm のものを用い，115 mm のものは径の影響をしらべる時にだけ用いた。単に円柱と云う時は 90 mm のものを指す。

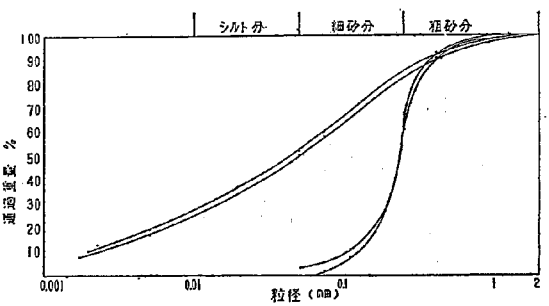
（2） ガードレール根がらみ

根がらみも八幡製鉄および日本鋼管から提供していただいた。断面図は図—3 の通りである。

根がらみのとりつけ位置は図—2 に示す通りで，上下に単独に，または上下一諸に用いた。これをポストにとりつけるには径 9 mm と 12 mm のボルトを用いた。

（3） 砂質土

実験に用いる盛土には，砂質土および粘性土を用い



図—4　　粒度曲線

た。使用した砂質土の性質は次の通りである。

表—1.　篩い分け実験結果　通過重量 %

	No. 1	No. 2	平　均
2 mm	100 %	100 %	100 %
0.85	99.01	97.96	98.47
0.40	89.37	92.20	90.69
0.25	61.84	60.90	61.37
0.11	7.04	10.30	8.67
0.075	1.56	5.50	3.53

粗粒率 1.03　　均等係数

三角座標の分類によればこの土は砂である。

実験中，含水比は 15 % から，18 % までの間を変化した。

(4)　粘性土

粘性土の性質は次の通りである。

表—2.　粒　度　分　析

	粒　度　分　析						物理試験常数		土の分類		比重
名称	砂分 %	シルト分%	粘土分 %	10番フルイ通過量%	40番フルイ通過量%	200 番フルイ通過量 %	LL	PL	三角座標分類	U.S BPR分類	
No.1	48	33	19	100	93	60	97	71	ローム		2.63
No.2	50	33	17	100	91	58			ローム		2.62

粒度曲線は図—4 にのせる。

粘性土の土においては含水比が，支柱の耐荷力におよぼす影響は非常に大きいと思われた。そのために粘性土の盛土は木小屋の中に入れ，カバーをかけ，必要な時には水をまき，含水比をほぼ 80 %に保つように注意した。

3.　静荷重試験　試験方法

(1)　実験の概要

ガードレール支柱の静的側方向耐荷力試験を砂質土，粘性土の二種類について行った。

試験内容は，支柱の耐荷力が次の条件を変える事によりいかに変化するかを求める事である。

a)　支柱の埋め込み位置から，法肩までの距離
b)　支柱の埋め込み深さ
c)　支柱の径
d)　支柱の断面
e)　根がらみ

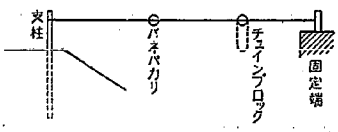
(2)　試験要領

i) 試験場所
　建設省土木研究所赤羽分室

ii) 日　時
　粘性土試験　1月29日～2月22日および5月6日～5月19日
　砂質土試験　2月28日～5月1日および5月24日～6月13日

iii) 実験方法

図—5 に示す如く荷重はチェインブロックでかけ，その値は 1ton および 5ton のバネ秤で測定した。



図—5

a)　固定端

長さ 1.7m のガードレールポストを，2本コンクリートを用いて十分にしまった土の中に埋め込んだ。

b)　チェインブロック

キトー式 3ton チェインブロックを使用した。

c)　バネ秤り

東京衡機製造所製の 5ton のものと 1ton のものを用いた。

d)　着力点

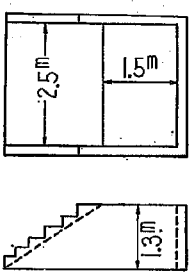
着力点は地表よりの 50cm の点とした。その点にあけた穴に通したボルトにワイヤーをかけ，チェインブロックで荷重をかけた。この方法では荷重方向は常に水平で，実際にガードレールポストに働く力の方向が，次第に下向に変化していくのと同じにならないが，他に適当な方法がなかった。

e)　盛　土

盛土は，粘性土および砂質土でつくった。盛土のかこいは，コンクリートブロックをモルタルを用いてつみ，その大きさは図—6 の通りである。盛土の高さは 1.3m（上部の奥行きは 1.5m，巾は 2.5m）法勾配は 1割5分とした。

f)　ガードレール支柱の埋め込み

前回の実験で乱された土およびその回の実験で乱される部分の土を，一度シャベルでとりのぞきその後に土をたこでつきながら埋めもどし盛土を成形した。埋めもどしのつきかためは一層厚さ 15cm とし，木製タコ（重量 17kg）で一様に3回づつつきかためた。つきかためは，乾燥密度が粘性土で 0.71～0.72 砂質土で 1.3～1.4 になるようについた。次に直径 15cm のソィルオーガで所定の位



図—6

置に，必要な深さの穴をあけ，支柱を入れ，周囲に土を入れながら先端に径 3 cm のふくらみのある鉄棒でついて支柱を埋めた。根がらみ付の場合は，オーガーの穴を二つ並べてあけ，その間をスコップで掘った後に前と同様に埋めた。

（3） 測　定

i) 衝撃貫入棒試験

土のしめ固めが一様になるよう十分に注意して施工したが，実際にはかなりの差を生じた。その状態を調査するために，盛土の成形がすむたびに衝撃貫入棒試験を，ポストを埋める点において行なった。

ii) ガードレールポスト側方向耐荷力試験（静荷重における）

水平荷重をかけた時の支柱の変位と，その時の荷重すなわち耐荷力の大きさを測定した。ポストの変位は着力点（埋め込んだ時に地表から 50 cm のポストの上の点）および地表面で測定した。図にしるした変位は地上 50 cm の点のものである。

着力点の変位 10 cm 毎にチェンブロックを引くのを止め(変位を止め)，静的状態で荷重を読み，地表面での変位をはかった。これを荷重が最大荷重の 1/2 以下になるまで継続した。

iii) 乾燥密度および含水比試験

ポストを倒した後に，乱されなかった部分の深さ 30 cm, 60 cm, 90 cm の 3 点にサンプラーをうちこみ，資料をとり，試験毎に乾燥密度と含水比を測定した。これにより含水比の変化，乾燥密度の変化をしらべまたそれが耐荷力におよぼす影響を求めようと試みた。

4. 静荷重試験　試験結果

（1） 試験組合せ

試験は下表に示す種類について行なつた。

表—3.

地質	支柱種類	埋め込み深さ (cm)	法肩よりの距離	根がらみを用いたもの 上	下	上下
砂質土および粘性土	100mm 円柱	50	0 32.5 65			
		80	0 32.5 65	○ ○	○ ○	○ ○
		110	0 32.5 65	○ ○	○ ○	○ ○
	115mm 円柱	110	0 32.5 65			
	90mm 円柱	50	0 32.5 65			
		80	0 32.5 65	○ ○		
		110	0 32.5 65	○ ○		
	V 型	110	0 32.5 65			

単位　cm

根がらみ付は○のついたもののみ行なった。

（2） 静荷重試験結果表

表—4.(1)　変位(cm)——耐荷力表(kg)

土の種類	根がらみ	柱の種類	埋込さみ (cm)	法の肩距離から (cm)	支柱変位量 (地上 50 cm の点の) 0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140
砂質土	な	角柱	50	0	0	79	85	90	90	88	72	65	53						
				32.5	0	161	156	150	138	113	86	61							
				65	0	181	171	91	63	47	24								
			80	0	0	120	158	167	173	175	175	180	168	152	118				
				32.5	0	178	210	243	265	295	280	260	228	200	188				
				65	0	285	360	410	400	360	300	235							
			110	0	0	165	208	205	195	215	245	275	300	325	355	365	325	260	
				32.5	0	250	310	330	360	390	420	470	520	550	590	540	500	430	
				65	0	430	465	625	685	780	840	845	850	830	815	645	500		
		円柱 90mm	50	0	0	35	41	47	50	52	47	41							
				32.5	0	75	105	125	135	85	56	50	34						
				65	0	140	177	145	105	75	55								
			80	0	0	75	105	120	130	155	183	205	205	210	195	115			
				32.5	0	170	230	235	250	270	285	295	275	295	230	190	65		
				65	0	280	340	385	405	370	320	265							
			110	0	0	150	170	210	255	285	305	340	355	373	415	430	460	435	285
				32.5	0	200	245	280	320	350	375	405	470	480	520	540	505	460	335
				65	0	360	505	580	615	660	730	790	840	860	870	780	590	515	

		円柱 115mm	110	0	0	110	195	225	255	270	320	370	415	460	515	545	515	335		
				32.5	0	220	320	345	405	465	530	585	640	690	715	655	600	550		
				65	0	380	495	615	705	800	850	880	820	760	650	525				
		V 型	110	0	0	180	200	225	260	295	350	385	410	460	505	500	465	400	290	
				32.5	0	270	385	437	475	490	520	555	650	635	660	635	595	485	315	
				65	0	245	390	480	540	615	665	755	745	790	775	685	665	450	335	

表—4.(2)　変位(cm)——耐荷力(kg)表

土の種類	根がらみ	柱の種類	埋深さ込み(cm)	法の肩の距離から(cm)	支柱変位量(地上 50 cm の点の) 0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140
粘性土	な	角柱	50	0	0	45	72	88	90	91	86	79	32	10					
				32.5	0	80	128	141	151	134	88	68	50	31					
				65	0	143	153	125	81	47	29								
			80	0	0	130	155	165	215	250	255	240	215	180					
				32.5	0	160	210	270	300	330	360	380	330	220	175				
				65	0	350	375	410	425	360	230	160	120						
			110	0	0	305	390	420	475	500	535	550	555	550	550	550	500	370	
				32.5	0	380	490	570	620	670	700	720	730	730	720	680	580	480	
				65	0	455	625	695	770	850	870	895	940	965	1,010	985	875	610	
		円柱 90mm	50	0	0	77	88	105	115	129	152	130	80	57					
				32.5	0	120	145	150	175	200	215	145	100	60					
				65	0	100	170	240	170	150	115	75	60						
			80	0	0	140	215	260	290	310	320	315	315	310	285	265			
				32.5	0	185	240	260	320	370	385	355	350	340	325	230			
				65	0	225	305	340	395	450	510	455	245	180	90				
			110	0	0	305	440	475	465	505	535	550	625	680	740	720	565	500	320
				32.5	0	260	350	410	465	480	540	575	625	685	720	720	545	465	315
				65	0	470	580	645	705	750	810	850	910	995	965	880	775	675	560
土	し	円柱 115mm	110	0	0	110	240	280	300	370	450	520	600	620	630	650	620	580	460
				32.5	0	280	330	370	430	470	500	550	580	670	680	680	640	540	360
				65	0	480	625	685	750	795	850	895	975	1,015	1,035	950	850	700	550
		V 型	110	0	0	250	370	440	480	510	550	610	640	690	720	740	720	500	
				32.5	0	280	405	470	540	600	650	695	710	720	720		700	630	
				65	0	340	440	575	625	715	775	800	850	865	860	875	825	740	

表—4.(3)　変位(cm)——耐荷力(kg)表

土の種類	根がらみ	柱の種類	埋深さ込み(cm)	法の肩の距離から(cm)	支柱変位量(地上 50 cm の点の) 0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140
砂質土	根がらみ下	角柱	80	0	0	180	220	250	280	290	300	320	340	330	290	260	240	210	
				32.5	0	350	430	420	410	370	340	330	300	290	310	310	280	250	
				65	0	420	550	570	510	440	400	380	310	300	280				
			110	0	0	150	180	200	240	290	320	370	390	430	450	450	490	540	460
				32.5	0	330	400	410	440	500	550	620	690	780	830	880	920	900	770
				65	0	460	550	570	620	720	800	900	950	1,000	1,050	1,060	950	970	920
	根がらみ上		80	32.5	0	210	250	295	320	350	370	390	245	145					
				65	0	400	435	495	515	485	475	290	190						
			110	32.5	0	270	360	430	485	550	615	680	695	635	520	550	500	300	
				65	0	420	505	590	765	750	835	890	930	900	755	600			
	根がらみ上下		80	32.5	0	350	380	410	490	540	430	390	350	300	290	280	250	200	
				65	0	460	480	490	510	570	680	590	510	440	370	310	280		
			110	32.5	0	370	430	450	500	590	650	700	750	760	830	850	800	690	500
				65	0	500	600	700	730	780	850	930	1,000	1,030	930	900	820	660	
粘性土	根がらみ下		80	0	0	110	150	200	280	350	290	230	190	180					
				32.5	0	265	280	315	355	310	230	190	175	145					
				65	0	350	400	345	310	295	255	185	300	240	180				
			110	0	0	115	195	240	295	365	410	435	460	470	470	400	260		
				32.5	0	230	300	380	460	540	600	670	710	720	600	390			
				65	0	480	600	680	700	760	850	920	950	630	500	510			

土	根がらみ上		80	32.5	0	120	195	260	305	255	135									
				65	0	240	280	280	240	115	40									
			110	32.5	0	240	325	380	440	505	565	580	490	290						
				65	0	390	450	560	655	735	745	760	760	560	295					

（3） 支柱の埋め込み深さと耐荷力の関係

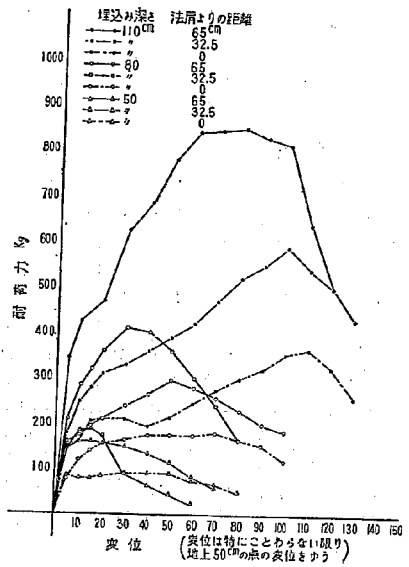
支柱の埋め込み深さと耐荷力の関係は，図—7 から図—8，図—9 から図—10 に示す通りである。（角柱の結果を図示したが円柱でも殆んど同様である）。この図より わかる事は 次の通りである。

i) 法肩よりの距離が等しく，埋め込み深さのみ変えた，支柱の変位耐荷力曲線はほぼ相似である。

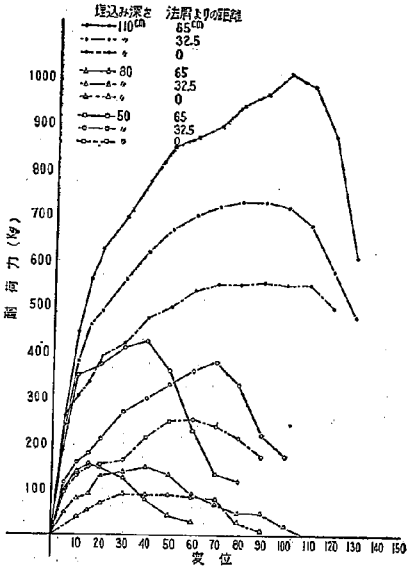
ii) 法肩よりの距離が等しい支柱の埋め込み深さの増加に対する最大耐荷力の増加は，正の微係数を持つ曲線で表わす事が出来る。

すなわち，埋め込み深さが増すにつれて，埋め込み深さの増加にともなう耐荷力の増加がいちじるしくなる。一例として，法肩よりの距離 65 cm の支柱において埋め込み深さ 50 cm，80 cm，110 の前後で 10 cm 深さをました時の耐荷力の増加を，それぞれの深さの耐荷力で割った値を示すと次の通りとなる。

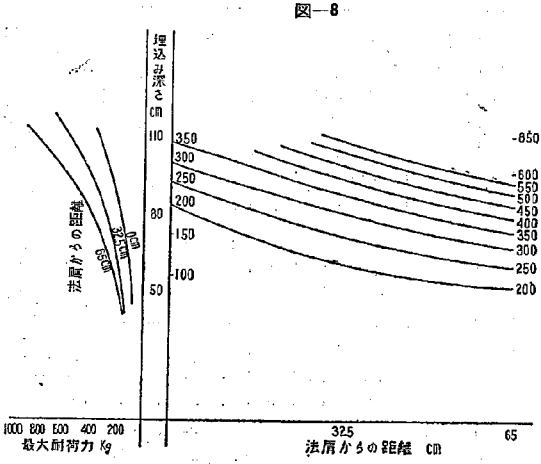
10 cm の埋め込み深さの増加に対して いずれもほぼ一様な耐荷力の増加率を示している。埋め込み深さの増加率が 20％→12.5→9.1％ に減っている事を考えると埋め込み深さが耐荷力におよぼす影響の



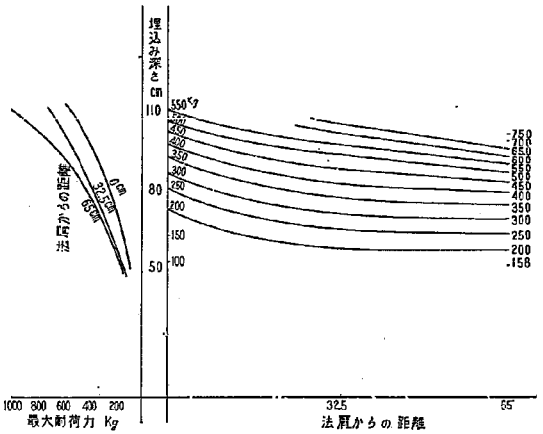
図—7



図—8



図—9　　図—11



図—10　　図—12

表—5.

	埋め込み深さ 50 cm $\left(\frac{\text{耐荷力(55 cm)}-\text{耐荷力(45 cm)}}{\text{耐荷力(50 cm)}}\right)$	80 cm	110 cm
砂質土 角柱	28 %	25 %	27 %
砂質土 円柱	28 %	29 %	28 %
粘性土 角柱	38 %	30 %	35 %
粘性土 円柱	28 %	24 %	26 %
10 cm/埋め込み深さ	20 %	12.5%	9.1%

大きさがはっきりする。表—4の値はほぼ 0.28 であるが，これがすべてであると仮定すると，この関係を満足する函数は指数函数 $f(x)=ab^x$ である。

3つ共に 0.28 に近い砂質土円柱について，a b を解いてみると

$$F=48.5(1.3)^x$$ となる。

F：最大耐荷力 (kg)

x：埋め込み深さ(単位10cm)

$x=11,\ 8,\ 5$ を入れると $F=870,\ 395,\ 180$

となり，図—10，図—13の値 870 kg，405 kg，175 kgとかなりよい一致を示している。

すなわち埋め込み深さの増加による耐荷力の増加は埋め込み深さを指数とする函数に近い値をとる。

（4） 法肩から支柱までの距離と耐荷力の関係

第7図から第 10 図参照

i) 埋め込み深さが等しい時，法肩よりの距離が増すにつれ耐荷力は増大する。しかし埋め込み深さの粘性土で6～8割以上，砂質土で 10～12 割以上法肩から離しても耐荷力の増加は認められなくなる。

ii) 法肩からの距離の大きいポストは，最大耐荷力は大きくなるが，最大耐荷力を示す変位は逆に小さくなる。法肩からの距離の小さい支柱の耐荷力は小さいが，変位の広い範囲にわたってその値を維持する。

理由は，法肩より十分に離れた支柱は埋め込み部全体に一様の支持力をうけるのに対し，法肩に近いものは下部に大きな支持力が働くため，支柱の転倒中心が下ること，および法肩から離れたものは背面の土をほりおこして倒れ，前面の土の移動がわずかで，転倒中心の位置がほとんど変らないのに対し法肩に近いものは前面の土を剪断し，それを移動させながら倒れ，転倒中心が次第に地中深く下っていくため同じ変位に対して，転倒角度が小さく抜けにくいためと思われる。

iii) ii) の理由により，法肩からの距離がましても，最大耐荷力が増大する程，支柱が転倒するまでに吸収するエネルギーは大きくならない。支柱が転倒するまでに吸収するエネルギー量(仕事量)を第7図～第8図から求めてみると法肩からの距離の影響は非常に僅かで，粘性土においては距離を 65 cm 減らしても深さを数 cm ますことで十分におぎなえる程度である。砂質土においては，粘性土よりは差が出ているがそれでも（この範囲では）法肩までの距離を 65 cm へらしても，20 cm 程深く埋め込めばおぎなうことができる。

（5） 支柱の埋め込み深さと法肩からの距離と水平耐荷力の相関関係

図—11～図—12（円柱でも殆んど同様）は埋め込み深さと，法肩よりの距離，最大耐荷力の三つのうちで一つを未知数としそれを，他の二つより求めるためのものである。この図より次のことがわかる。

i) 法肩よりの距離をへらすために必要となる埋め込み深さの増加は次の通りである。

埋め込み深さが浅い時は，65 から 32.5 に変えて

表—6.　埋め込み深さの増加

		深さ 1 m前後		深さ 60cm 前後	
法肩巾の変化		65→32.5	32.5→0	65→32.5	32.5→0
粘性土	円柱	15cm	10cm	7 cm	12cm
粘性土	角柱	8	13	2	15
砂質土	円柱	18	9	9	16
砂質土	角柱	15	19	9	22

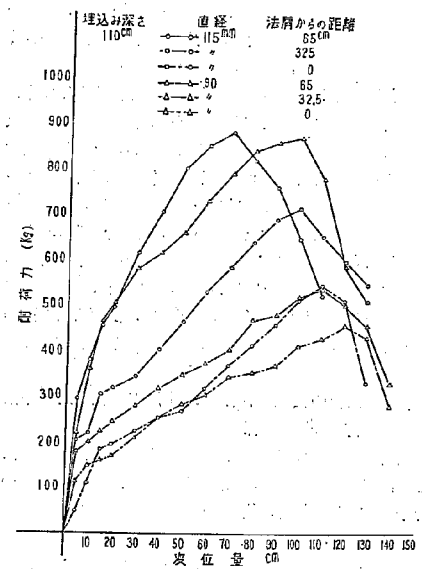
表—5 は定量的にではなく，定性的に見てほしい。

も影響が少い。埋め込み深さが，深い時は 32.5 から 0 に変えても影響が少い。

ii) 円パイプでは粘性土，砂質土共に法肩からの距離 32.5 cm のものが，深さ 50 cm の時は，法肩から 65 cm のものに近い値を示し，110 cm の時は 0 cm のものに近い値を示している（図—10 参照）。後に行なった衝撃荷重試験においては，角柱にも同様の傾向が認められた。この事は埋め込み深さが増すに従って法肩からの距離の影響が減少することを示すもので，更に埋め込み深さを増せば，65 cm のものも 0 のものに接近していくものと思われる。

（6） 支柱の径と耐荷力の関係

ポストの径を変えての試験は，埋め込み深さ 110 cm で直径 90 mm と 115 mm の二種の円パイプについて行なった。表—4 参照，一例として図—13

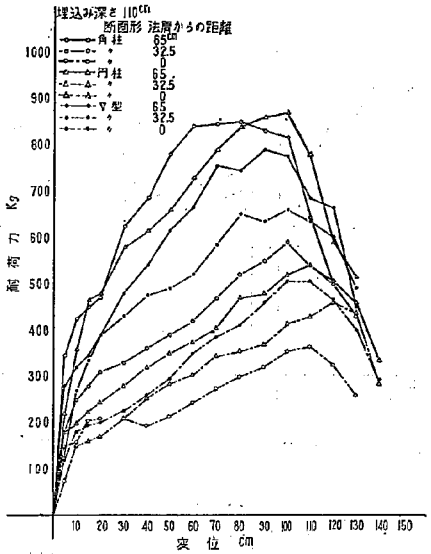


図—13

砂質土においては法肩から 65 cm のものの最大耐荷力を示す変位が 20 cm 程ずれていること，粘性土においては 65 cm の最大耐荷力が 115 mm の方がいくらか大きいことが認められる。しかし一般的に言って，径が増したために耐荷力が増すとは認められない。これはポストが倒れる時にポストの巾だけ，前面の盛土を剪断して倒れるのではなく，ポストを中心にして引張方向の左右約 45° の線に沿って剪断面をつくりながら転倒し，この程度の径のポストにおいては，径が変化してもその剪断面の出来方には変化がないためと思われる。

（7） 支柱の断面形と耐荷力の関係

表—4 および一例として図—14，V型は開いた方を法



図—14

肩に向けて埋めた。

i) ほとんど全ての実験において，円柱と角柱の差は認められない。この理由は (6) に述べたものと同じものと思われる。ただ (5) ii) に述べた如く埋め込み深さ 110 cm の法肩より 32.5 cm のものの耐荷力が円柱において落ちているのが注目される。

ii) V型ポストにおいては幾分，円柱，角柱にくらべて耐荷力が落ちている。これはV型断面の先端に応力集中が起るためであろう。

（8） 砂質土における根がらみの影響（表—4 参照）

i) 根がらみをとりつける事により，耐荷力は増大する。その増加率はポストの埋め込み深さが浅い程いちじるしい。しかしこれは，根がらみの大きさが一定であるので，全埋め込み部における根がらみの比重を考えれば当然であろう。

ii) 最大の耐荷力を示す根がらみの取付位置は，上下共にとりつけたもの，次は下端にとりつけたもの，最後は上部にとりつけたものである。変位の一番大きい上部にとりつけたものの方が，下部にとりつけたものより小さくなるのは，一見不自然である。しかし下部にとりつけるとポストの転倒中心が下がる事，上部では土の支持力（受動土圧）が小さい事などのために上部に根がらみをとりつけた時の効果は少くなるものと思われる。

iii) 根がらみによる最大耐荷力の増加率は次の通りである。

$$\text{増加率}=\frac{\text{根がらみをつけたものの最大耐荷力}}{\text{同じ条件で根なしのものの最大耐荷力}}-1$$

表—7. 増　加　率

埋込み深さ	法肩よりの距離	上下	下	上
110	65	21%	25%	9.5%
	32.5	44	56	17
	0		48	
80	65	66	39	26.5
	32.5	83	46	37
	0		89	

埋め込み深さ 110 cm 法肩より 65 cm の場合，根がらみを下にとりつけるという困難をおかしても耐荷力の増加率は僅かに 25 % である。これは埋め込み深さを 10 cm 増すことにより，28 % の耐荷力の増加率を示すことと比較して注目する必要がある。

(9) 粘性土における根がらみの影響（表—4 参照）

粘性土においては砂質土とは逆に，根がらみをとりつけるとかえって耐荷力の減少が見られる。耐荷力の減少の一番はなはだしいのは根がらみ上，根がらみ上下，根がらみ下の順である。

耐荷力の減少する原因としては，根がらみが上にある場合，根がらみ面に垂直に働く土圧のうちの上昇成分が上方向の抵抗のほとんどない根がらみを押上げ，ポスト全体を浮き上らせてしまうためと思われる。また粘性土においては，支柱前面の土を一塊として剪断し，これを下方におしつけながら動かして耐荷力を生じているが，この土の塊りの大きさが根がらみのあるなしに余り影響されないために，ポストが浮あがる影響が強く表われ耐荷力が減少するものと思われる。これに反し砂質土においては，最初は粘性土と同じで前面に約 90° の広がりを持つ剪断面をつくり，その中の土をおし動かすが，まもなく壊れてしまう。そのために根がらみが前面の土を大きくとらえると大きな耐荷力を生じ，またポストの背面に空間ができやすい粘性土に較べ，砂質土では上方向への抵抗力が比較的大きく，支柱の浮きあがりの害が少ないためにむしろ耐荷力が増大するものと思われる。

また根下のものの耐荷力の減少する原因は次の様なものではないかと思われる。ポストの見かけ上の転倒中心は，変位が増すにしたがって下に行き遂にはポスト下端より下になる。ところが下端を根がらみで前後方向には動きにくく拘束されてしまうと，転倒中心は根がらみの位置に固定してしまい，同じ変位に対して大きな角度で傾むいてしまい砂質土ではともかく，粘性土では上方に空間が生じやすく，たとえ下端に根がらみがあってもポストは浮きあがってしまい，急激に耐荷力は減少するものと思われる。

(10) 支柱の転倒角度と最大耐荷力

データが僅かなので，一応の目安程度であるが支柱の変位と転倒角度，最大耐荷力を示す時の転倒角度を示すと次のようになる。

i) 当然のことながら，埋め込み深さの浅いものほど同じ変位で転倒角度は大きい。

ii) 埋め込み深さの浅いもの程，最大耐荷力を示す転倒角度が小さい，50 cm で 20～25°，80 cm で 30～40°，110 cm で 45～60° である。これは浅いものでは，少さな変位で支柱周辺の土が乱されてしまうが，深いものでは乱されにくいためである。

iii) 例外はあるが，一般的に法肩に遠いものほど同じ変位に対して転倒角度は大きい。これは (4) ii) において予想した結果と一致する。

iv) 法肩から遠いもの程小さい転倒角度で最大耐荷力を示す。これは法肩より遠いものにおいては，支柱の前面がこわれる前に背面が掘れてしまい，その後はただその部分の重量と僅かな摩擦しか働かないのに対し，法肩に近いものは前面を剪断し，この部分を上からおしつけながら移動させるために大きな転倒角度に対しても耐荷力を示すのである。

(11) 最大耐荷力と支柱の変位量

最大耐荷力を示す時の変位量は次の通りである。

表—8. 転 倒 角 度 の 表（単位度）

埋め込み深さ (cm)	法肩からの距離 (cm)	断面形	支柱の変位量 cm											
			10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
110	65	角		15。	18	22	26	32	34	38	㊾	53	60	
	32.5	角		8	14	19	25	28	33	37	42	㊿		
	//	丸			14		25	29	34	37	45	㊾		
	0	丸		11	20	28	32	41	44	50	50	㊾	66	
80	65	角		10	17	24	㉚	35	44					
	//	丸		10	20	30	35	㊳	45	60	70			
	32.5	丸		11	18	24	32	㉝	45	56	61			
	//	角		13	19	24	28	32	㉟	46	50	55		
50	65	角		16	㉔	40	48	56						
	32.5	角		15	20	㉑	36	45	53	62				

粘性土における結果。○の中の角度の時に最大耐荷力を示す。

表—8.

埋め込み深さ (cm)	法肩からの距離 (cm)	砂質土 角	砂質土 円	粘性土 角	粘性土 円	平均値 (cm)	実験式 l (cm)
110	65	80	100	100	90	92.5	94
	32.5	110	110	90	100	102.5	102
	0	110	120	110	110	112.5	112
80	65	40	40	40	60	45	46
	32.5	50	70	70	60	62.5	59
	0	70	90	60	60	70	70
50	65	15	20	15	30	20	22
	32.5	30	40	40	60	42.5	40
	0	50	60	60	60	57.5	58

この表から最大耐荷力を示す時の変位量を埋め込み深さ，d および法肩からの距離 s で表わす実験式をつくると次の様になる。

$$l\,\mathrm{cm}=0.011d^2-0.4d-5+\frac{100(100-s)}{3(d+10)}$$

(単位は cm) この結果を表—9 の右端にのせる。

(12) 土の含水比と乾燥密度と耐荷力の関係

はじめは，含水比，衝撃貫入棒試験結果，乾燥密度の相関関係を求め，更にそれらと耐荷力の関係を求めるつもりであったが，実験室の結果はともかく，現場試験の結果はかなり乱れていた。そこで方針を変えて粘性土では含水比 80%，乾燥密度 0.71～0.72，，砂質土では乾燥密度 1.35 前後になるように施工し，同一条件で実験を行なった。

5. 衝撃荷重試験 試験方法

(1) 実験の概要

ガードレール支柱の衝撃荷重に対する側方向耐荷力試験を，砂質土，粘性土の二種類について行った。

試験内容は次の条件を変えた時の支柱の支持力の変化を調べることである。

a) 荷重速度
b) 支柱の埋め込み位置から法肩までの距離
c) 支柱の埋め込み深さ
d) 根がらみ

(2) 試験要領

i) 試験場所

建設省土木研究所赤羽分室

ii) 日 時

砂質土試験 7月 14 日～8月 20 日

粘性土試験 8月 29 日～9月 25 日

iii) 実験方法

支柱に水平衝撃荷重をかける方式としては種々の機械的方式と，重錘の落下の際のエネルギーを利用する方式が考えられたが費用，期日，操作の容易さ等から重錘式を使うことにした。

重錘式としては，振子式と垂直落下式の二形式が考えられた。これを比較すると

○振子式においては，必要な落差を得るために，高いヤグラを必要とする（落差 4 m に対して振子式では 10 m，垂直落下式では 2.5 m）

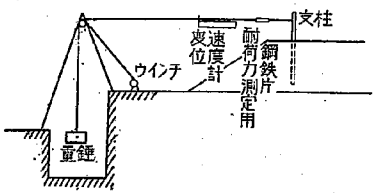
○振子式では水平衝撃力の着力点および方向のコントロールが困難である。

○振子がかなり広い範囲に動き危険が考えられる。

○支柱の耐荷力の測定が困難なこと。

垂直落下式では滑車を通して，方向を 90° 変えるために，落差が 100 % 利用できず，理論値と実験値のずれが考えられる。

以上を考慮した結果，垂直落下式を採用することにした。装置は図—15 の通りである。



図—15

重錘には，ウィンチと支柱につながる二本の鋼索が結ばれている。支柱と重錘をつなぐ steel wire は重錘が地上 80～100 cm になった時緊張する様になっており，重錘とウィンチをつなぐ steel wire は数米の余裕をもたせてある。

ウィンチで重錘を必要の高さにまきあげてから，支柱を埋め込み，ウィンチをゆるめると重錘は落下し，地上 80 cm の点に至ると支柱に衝撃荷重を働かせる。

(3) 試験装置

a) ウィンチ

酒井製作所製のウィンチに 5 馬力の芝浦製作所製の電動モータをとりつけたものを用いた。

b) 鋼 索

7本線 6 撚中心麻入，直径 10 mm，保証剪断力 (JIS による) 4.75 ton のものを用いた。

c) 滑 車

エネルギーロスのなるたけ小さくなるようにと，できるだけ大きなものを用いた。

直径 20 cm の鉄製の滑車が二個同じ軸にとりつけてあるもので，一個は荷重とウィンチを結ぶ鋼索をかけ，一個は荷重と支柱を結ぶ鋼索をかけた。

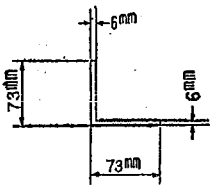
d) 重 錘

1枚 100 kg の鋳鉄のインゴット 4 枚を，内径 12 mm のボルトナットを中にはさんで，鋼帯とボルトで緊縛し支柱とつながる鋼索をナットに通し下端を

鋼片に結びつけて固定した。

e) ヤグラ

堀の底より，4.5 m のヤグラを，鉄材をボルトでとめてこしらえた。脚は衝撃荷重に耐えられるように，コンクリート中に埋め込んだ。



図—16

f) 堀

ヤグラにはかなり大きな衝撃荷重がかかるので，なるたけその高さを下げる必要があった。そのため深さ 2 m の堀を使った。

g) 盛　土

盛土のしきりは静的試験と同じ大きさのものを同じ材料を用いてつくった。

h) 着力点

静的試験に準じた。

i) 支柱の埋め込み

静的試験に準じた。

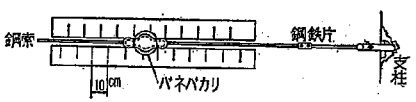
j) 衝撃試験の時は支柱が抜けて飛ぶのを防ぐために変位 70～80 cm で荷重が停止し，それ以上支柱に力を働かさないようにした。そのため 80 cm 以上の大きな変位に対する耐荷力の変化，支柱が倒れるまでに要する仕事量等は求めることができなかった。しかし静的荷重の時と異なって，衝撃荷重の時は変位のかなり広い範囲にわたってほぼ一様な耐荷力を示し，特にいちじるしいピークを生じないので，埋め込み条件の変化が耐荷力におよぼす影響はこれで求めることができるものと思われる。

(4). 測定装置

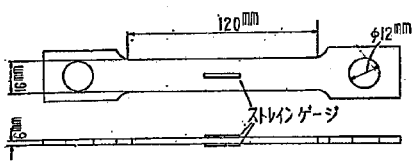
測定をする必要のあるのは衝撃荷重と変位である。この測定のために次の三つの方法を実施した。

○1 支柱と重錘を結ぶスチールワイヤーの途中にバネ秤を入れ，その目盛と位置を 8 mm シネの高速度撮影で写す。

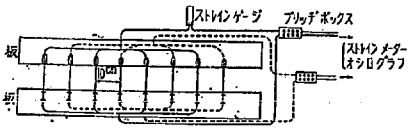
バネ秤は二枚の 5 cm おきに彩色した鉄板の上をすべらせる。図—17



図—17



図—18



図—19

○2 バネ秤と支柱の中間に鋼鉄片を入れ，その延びをストレインゲージを使って読み，静的荷重と延びの関係を用いて，その衝撃荷重の大きさを求める。図—18

○3 バネ秤の下面にとりつけた針で，10 cm 間隔に張った細い鋼線を切り，抵抗の変化の形でストレインメータに入れ，荷重と変位，変位と時間の関係を求めた。

注　図—19

○1 実験の結果は，8 mm シネ撮影機の回転速度が最高 64 駒（正常の 4 倍）で，おそすぎまた指針の振動が激しすぎるので目的にそわなかった。

○2 この方法の欠点としては，伸びの量が等しければ，衝撃荷重でも，静的荷重でも，かかっている荷重の大きさは等しいと考える本質的なものと，鋼鉄片に捻り力が働らくため誤差が生ずる点，鋼鉄片に一様に荷重がかからず，上下，表裏にかたよった荷重がかかるために伸び量を正確に読めなくなる点が考えられる。これらの欠点のために生ずる誤差をなるたけ少なくするために次の様な方法をとった。捻り力がかかる最大の原因は，鋼索に張力が働らく時そのよりがもどろうとすることにある。しかし滑車の部分の鋼索は一本で使うしか方法はない。そのためバネ秤の所までは一本のワイヤを使い，バネ秤と鋼鉄片と支柱の間は輪にした鋼索を用いた。重錘とバネ秤の間の捻り力は，鉄板とバネ秤の間でとり，鋼鉄片には影響しないようにした。また上下表裏にかたよった荷重がかかり，読みの値が狂うのを防ぐために鉄片を第 18 図のようにけずり，ストレインゲージを中心線上の表裏に一枚ずつ貼り，これを直列に結んだ。（なおこのままでは抵抗が二倍になるので同じストレーンゲージを二枚直列につないだものを並列に入れた）

○3 この方法は変位を求めるのが主目的であるが，その他に第一，第二，の方法で荷重を測ることに不安があるので，速度の変化を測って，前記の方法で測った荷重を確認する目的をも持たせた。

この方法で変位を測る時，誤差の原因となるのは鋼線の延びで，これは板の間隔に比例して大きくなり，また同じ延びでも板の間隔が広くなる程誤差が大きくなるので，この間隔はなるたけ狭くなるようにした（約 10 cm）また鋼線全部を切る様にすると，ストレーンメーターの振れが一様でなくなるので，主電流は

10数本のよれ線によるショートカットを通り，一部のみが切られる線を通るようにした。

なお鋼線は 20 cm おきの4本を一組として，二組を 10 cm ずらして8本がそれぞれ 10 cm おきになるように配線した。一本おきの組にした理由は，一組が死んでも目的をほぼ達しうる点，一本の線に事故があった場合，事故箇所を見つけやすいなどの理由のためである。

(5) 測　定

i) 鋼片の歪および変位をストレーンメーターを通してオシログラフペーパーに記録する。オシログラフペーパーには同時に時間を入れる。この歪を静的に求めた静荷重―歪直線を用いて耐荷力に換算し，耐荷力―変位曲線を求める。また 10 cm の変位に要する時間を読み，耐荷力のチェックに用いる。

荷重―歪直線は，異状がない限り毎回土曜日にチェックした。

ii) 荷重による支柱の変位は荷重載荷点（地表面より50cm，レール取つけ点）で測定した。また衝撃荷重をかけた後，同点および地表面での変位をはかり，支柱の変位の状態を測定した。

iii) 乾燥密度および含水比

静的試験に準じて行った。ただこの時は，資料をとるのを一日に二回だけにした。

6. 衝撃荷重試験結果

(1) 試験組合せ

この他荷重速度を変えて耐荷力試験を行なった。角柱と円柱の差はあまり認められないのですべて角柱を用いてテストを行なった。

(2) 荷重速度と耐荷力の関係

i) 支柱の水平耐荷力は図―20（一例としてあげたが他のものも殆んど同様である）に示すように，荷重速度が増すにつれて大きくなっている。しかしその値は無限に大きくなるものではなく，極限値を持つ。

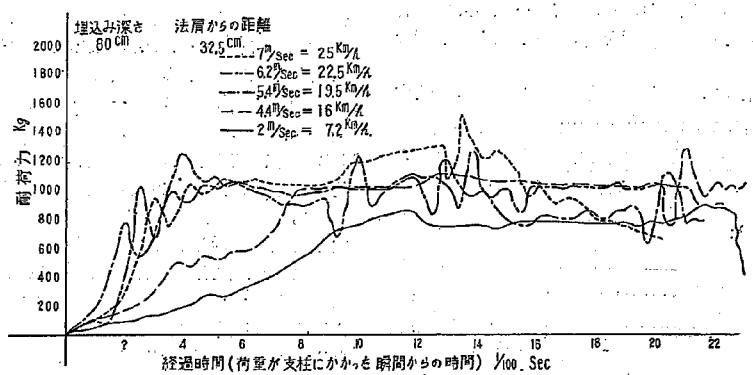
表―10

荷重がかかった瞬間の荷重速度 23 km/h

地質	支柱種類	埋め込み深さ (cm)	法肩からの距離 (cm)	根がらみを用いたもの 上	下	上下
砂質土	100 mm 角柱	50	0			
			32.5			
			65			
		80	0			
			32.5			
			65			
		110	0	○		
			32.5	○		
			65	○		
粘性土	100 mm 角柱	50	0		○	
			32.5		○	
			65		○	
		80	0		○	
			32.5	○	○	
			65	○	○	
		110	0		○	
			32.5	○	○	
			65	○	○	

ii) 砂質土粘性土とも支柱の耐荷力が，極限値になる荷重速度は，法肩から 65 cm のものでは 20 km/h 前後，32.5 cm のものでは，16 km/h 前後である。法肩からの距離が増すにつれて耐荷力が極限値を示す限界速度は増加するようである。

iii) 限界速度以上の衝撃荷重による耐荷力の増加率は次の通りである。



図―20

表—11

		砂質土			粘性土		
埋め込み深さ	法肩からの距離 (cm)	静的試験結果 (Ⅰ)	衝撃結果 (Ⅱ)	(Ⅱ)/(Ⅰ)	静的結果 (Ⅰ)	衝撃結果 (Ⅱ)	(Ⅱ)/(Ⅰ)
80	32.5	295kg	1,220	413%	380	840	220%
	65	410	1,340	327	425	1,080	255
110	32.5	590	1,540	260	730	1,180	162
	65	850	1,710	202	1,000	1,560	156

静的試験の時の最大耐荷力，衝撃荷重における平均耐荷力の比は上の通りである。

平均耐荷力とは，衝撃荷重試験の際の耐荷力は，変位のかなり大きな範囲にわたって（40～50 cm）ほぼ一様な値を示すので，この値の平均をとって平均耐荷力と名づけた。

この表より次のことがわかる。

a) 衝撃荷重試験による耐荷力の増加は，粘性土におけるより，砂質においていちじるしい，その結果静的試験の時とは反対に，砂質土の耐荷力の方が粘性土のそれより大きくなっている。（6の(6)参照）

b) 静的試験において耐荷力の小さいものほど，衝撃荷重による耐荷力増加率がいちじるしい，すなわち衝撃荷重では静的試験に比べると埋め込み深さの増加，法肩よりの距離の増加にともなう耐荷力増加は小さい。

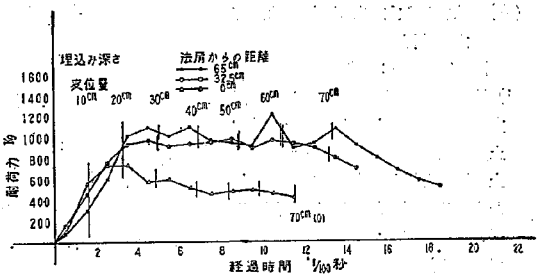
c) 法肩からの距離がますにしたがって極限耐荷力を示す荷重速度は増大するが，耐荷力の増加率は距離の小さいものにおいていちじるしい。

iv) 本試験においては，衝撃荷重試験は約 23 km/h で行なったが ii) の結果から限界速度より早い速度であり，極限耐荷力を示していたものと思われる。

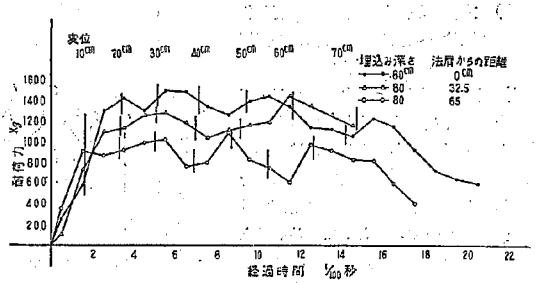
(3) 支柱の埋め込み深さと耐荷力の関係

i) 埋め込み深さが増すと耐荷力は増大する。しかしその増加率は，静的実験の時と異なってほぼ一次の直線に近いものである。

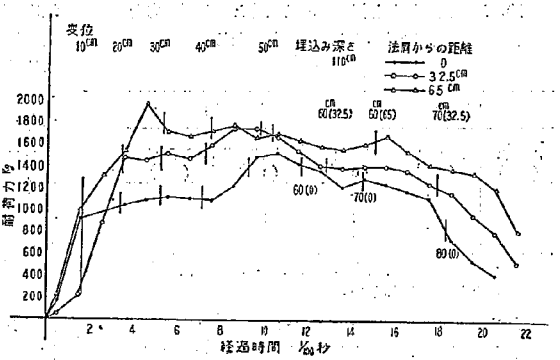
ii) 埋め込み深さの増加にともなう耐荷力の増加率は砂質土においては，法肩よりの距離0のものと 65cm のものがほぼ平行し，32.5 cm のものが次第に 65 cm のものから 0 のものに近ずいている。粘性土においては，法肩よりの距離 32.5cm と 0 のものがほぼ平行し，65 cm のものはそれより大きな増加率を示している。しかし埋め込み深さ 110 cm の



図—21



図—22



図—23

時，0 と32.5cm のものはまだ二次の増加率を示しているが，65cmのものではほぼ一次の増加率になっている

これからみて砂質土も粘性土も共に埋め込み深さが増すにしたがって，32.5 cm のものが 0 に接近し，さらには 0 のものと65のものの差が少なくなるのではないかと思われる。

（4） 法肩から支柱までの距離と耐荷力の関係

図—21～図—28 参照

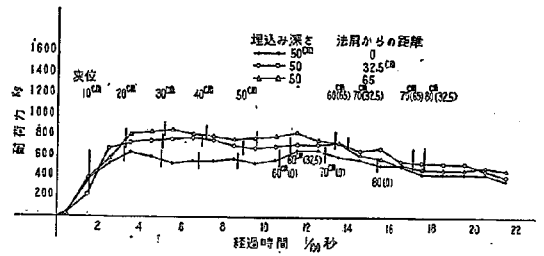
i) 法肩からの距離が増加すると耐荷力は増加する。しかし砂質土，粘性土共に埋め込み深さの 8 割～10割以上に距離を増しても耐荷力は増加しなくなる。（すなわち支柱の倒れる影響範囲が法肩よりうしろにさがってしまう）

ii) 法肩よりの距離が増加すると耐荷力は増加し，それぞれの耐荷力—時間（または変位）曲線はほぼ平行になる。

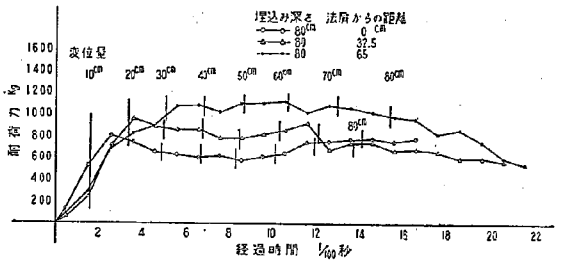
（5） 支柱の埋め込み深さと法肩からの距離と支柱の水平耐荷力の関係

図—27～図—30 参照

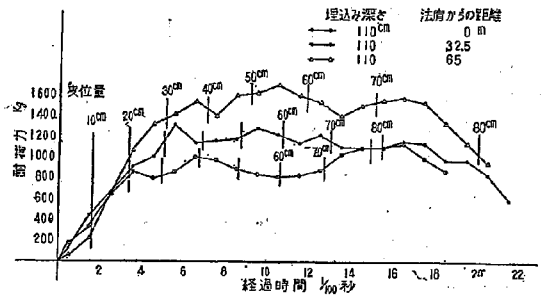
i) 埋め込み深さが増すにしたがって法肩からの距離の減少が耐荷力におよぼす影響が小さくなり，法肩からの距離をへらしても埋め込み深さをわずかにますだけで，この耐荷力減少をカバーすることができる。例として，埋め込み深さ 110 cm，80 cm，50cm，法肩から 65 cm のものを，32.5 cm，0 cm と距離を短かくした時，埋め込み深さを何 cm 増せば前と同じ耐荷力を得られるか，表示すると次の通りになる。



図—24



図—25



図—26

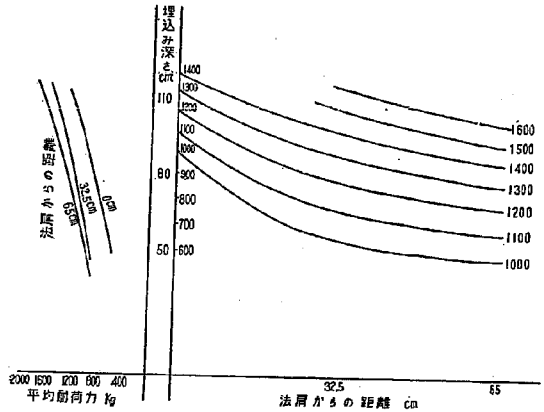
表—12

	砂質土		粘性土	
埋め込み深さ (cm)	法肩 65→32.5 (cm)	32.5→0 (cm)	65→32.5 (cm)	32.5→0 (cm)
110	16	15	22	10
80	12	24	22	14
50	7	35	8	31

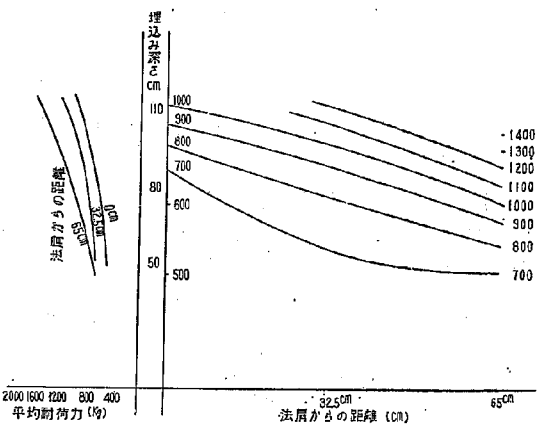
注　この表は定量的なものとしてより，定性的なものとして見てほしい。

埋め込み深さが 50 m→80 cm→110 cm と深くなるにしたがって，法肩よりの距離を 65 cm→0 に変えたためにおこる耐荷力減少をカバーするのに必要な埋め込み深さの増加量は 41 cm→36 cm→32 cm と減少していく。また 32.5 cm→0 に変えたためにおこる耐荷力減少をカバーするのに必要な埋め込み深さ増加量は {35 cm→24 cm→15 cm(砂)} {31 cm→14 cm→10 cm(粘)} と減少していく。

ただ 65→32.5 に変えた時は，7 cm→12 cm→16 cm(砂質土)，8 cm→22 cm→22cm (粘性土) と逆に埋め込み深さの大きな増加量が必要となる。しかしこれは深さ 50 cm のものでは，32.5 cm のものも 65 cm のものも耐荷力がほとんど等しくなるために，その差がカバーするのに要する埋め込み深さの増加量が小さすぎるために一時的に増大したもので，粘性土において示されるように 8 cm→ 22 cm→22 cm と，80 の時と 110 の時が一致するように，ある埋



図—27　　図—29



図—28　　図—30

め込み深さに至ると砂質土においても増加はとまり，逆に減少をはじめるものと思われる。

（6）砂質土と粘性土の差が耐荷力におよぼす影響

静的実験の時とは逆に，砂質土のほうが耐荷力が大きくなっている。原因は衝撃試験の時は支柱は盛土前面の土を急速に剪断するが，その際速度が増したための粘性土における粘着力による抵抗力の増加より，砂質土における摩擦による抵抗力増加のほうが大きいためと思われる。

（7）粘性土における根がらみの影響

i) 根がらみ上

根がらみを上部にとりつけたものは，根がらみなしのものとほぼ同じか，幾分大きな耐荷力を示している。静的実験においては，小さな耐荷力を示していたのに対して不自然のようであるが，瞬間的な力で支柱が倒されるため，根がらみが前面の土に強くおしつけられていて，支柱全体が浮き上ることが少ないため，根がらみのぶんだけ前面の土を大きく切ることの影響がでるものと思われる。

ii) 根がらみ下

根がらみを下部にとりつけたものは，根がらみなしのものに比べて，かなり大きな耐荷力を示している。根がらみをつけたための耐荷力増加率を示すと次

表—13

埋め込み深さ (cm)	法肩からの距離 (cm)	平均耐荷力 (kg) I 根がらみなし	平均耐荷力 (kg) II 根がらみ下	耐荷力比 II/I	埋め込み深さ増加量 根がらみ下と同じ耐荷力を得るために必要な埋め込み深さの増加量
110	65	1,560 kg	1,960 kg	1.25	21 cm
	32.5	1,180	1,740	1.47	30
	0	980	1,500	1.53	27
80	65	1,080	1,400	1.30	21
	32.5	840	1,120	1.34	25
	0	660	840	1.27	20
50	〃	730	860	1.18	13
	〃	680	800	1.18	23
	〃	510	620	1.21	24

根がらみ下のものと同じ条件の根がらみなしの支柱に，同じ耐荷力を出させるのに必要な埋め込み深さの増加量。

のようになる。

上表より次のことがわかる。

a) 耐荷力の増加率は埋め込み深さの大きいものにおいていちじるしい。

b) 耐荷力の増加率は法肩からの距離の小さいものにおいていちじるしい。

c) 根がらみなしのものに根がらみ下のものと同じ耐荷力を生じさせるのには，埋め込み深さ 110 cm のものには，更に 20～30 cm 深く，50 cm のものには，更に 20 cm 前後深く埋めてやる必要がある。

(8) 砂質土における根がらみの影響

i) 根がらみ上

根がらみなしのものとくらべてほとんど耐荷力に変化がない。

表—14

埋め込み深さ (cm)	法肩よりの距離 (cm)	根なし平均耐荷力 (kg)	根つき平均耐荷力 (kg)
110	65	1,710	1,740
	32.5	1,540	1,560
	0	1,260	1,220

(9) 速度計による速度(変位)と計算式による速度(変位)の比較

速度計による速度の求め方は，100 分の 1 秒のタイムの入ったオシログラフペーパー上に入れた 10 cm 変位毎のマークの間隔を読み，10 cm 変位するのに要した時間を求め，速度を計算した。計算式によるものは，最初の 10 cm は支柱に荷重がかかった時と同じ速度を継続するものと仮定し，それ以後は，平均耐荷力が荷重と反対方向に働らいて，最初の速度を減少させて行くものとして計算した。荷重がかかった時の速度は，全試験結果の平均より，10 cm を100分の1.6秒すなわち 22.5km/h であるとした。なお比較する時には速度計による速度も最初の 10 cm を 1.6 sec/100 になるように修正した。

速度計による実測値と計算値の関係を表示したものが表—15 である。

一般に実測値の方が遅くなるのは，試験装置各部の機械的損失によるもので止む得ないものであろう。

この結果両者はほぼ一致するものとして耐荷力—時間曲線に入れた変位を示す線は，計算式による値を用いた。

表—15

法肩からの距離 (cm)		所要時間 10	20	30	40	50	60
0	計算値	4.8	9.8	15.2	20.9	27.2	34.7
	実測値	〃	9.8	15.2	21.2	27.9	35.4
32.5	計算値	〃	9.9	15.6	21.5	29.5	39.7
	実測値	〃	9.9	15.6	21.6	29.5	40.6
65	計算値	〃	10.0	15.9	21.9	30.6	46.2
	実測値	〃	10.0	15.9	22.6	30.8	46.6

注 計算式、

W：荷　重　　F：平均耐荷力

G：負の加速度　　g：重力加速度

V：荷重が支柱にかかった時の速度

$$G=\frac{F-W}{W}\times g \quad \cdots\cdots(1)$$

$$S=Vt-\frac{G}{2}t^2$$

$$\therefore\ t=\frac{V-\sqrt{V^2-2GS}}{G} \quad \cdots\cdots(2)$$

(1)(2)式に，各埋め込み条件の時の平均耐荷力 $FV=22.5\text{km/h}=6.25\text{m/sec}$　$W=400\text{kg}$

(粘土 50 cm の一部に 200kg)

を入れることにより，各変位に要する時間を求めることができる。

要　約

i) 静荷重試験

(a) 支柱の側方向最大耐荷力は，埋め込み深さが増すことにより，非常に大きな増加率を示す。一例として法肩から 65 cm 離して埋めた支柱においては，埋め込み深さを 10 cm 増すことにより耐荷力はほぼ28%増加させることができる。

(b) 支柱を法肩から離すと最大耐荷力は増大するが，埋め込み深さの 10 割以上離してもほとんど効果がなくなる。

(c) 支柱を法肩から離すと最大耐荷力は大きくなるが，最大耐荷力を示す変位の量は小さくなり，耐荷力は急激にピークに達し，そこを過ぎると急激に減少する。法肩に近いものは，最大耐荷力は小さいが最大耐荷力を示す変位の量は大きくなり，耐荷力は徐々に増大し，変位の広い範囲にわたって最大耐荷力に近い値を示す。

(d) 支柱の側方向最大耐荷力を示す変位は次式で表わされるものと思われる。

$$0.0105d^2-0.4d-5+\frac{100(100-s)}{3(d+10)}=l\ \text{cm}$$

(ただし変位 l は着力点 (地上 50cm) の点の原位置からの移動量である) d：埋め込み深さ(cm)

s：法肩からの距離 (cm)

(e) 本試験の範囲において埋め込み深さが浅い時は，法肩からの距離を 65 cm から 32.5 cm に変えても耐荷力はほとんど変化しない。深さが深くなると 32.5 cm から 0 に変化しても耐荷力はあまり変らなくなる。

一例として埋め込み深さ 110 cm ものについて言うと，法肩からの距離を 32.5 cm から 0 に変えても深さを 10 cm から 20 cm，平均 13 cm 程

度増加すれば等しい最大耐荷力を期待できる。

(f) 支柱を転倒させるまでに要する仕事量については，c) に述べた理由により，e) の結果よりも更に，法肩からの距離をました効果は少なくなる。一例として，埋め込み深さ 110 cm のものについて言うと，法肩からの距離を 65 cm から 0 にへらしても，砂質土では数 cm，粘性土でも 20 cm 程埋め込み深さを増せばカバーすることができる。

(g) 支柱の径を変えてもそれが 20～30 % であるならば，耐荷力にはほとんど影響がない。

(h) 支柱の断面形は丸でも正方形でも耐荷力はほとんど変化しない。

(i) 砂質土においては根がらみをとりつけることにより耐荷力は増大する。その増加率は，根がらみを下につけたもののほうが上のものより大きい。しかしその時でも根がらみを下にとりつけたための耐荷力の増加率は深さ 110cm，法肩より 65cm のもので 20 % 程度で，根がらみなしで，10 cm 深さをましたものの耐荷力の増加率より小さくなっている。

(j) 粘性土においては根がみをとりつけることにより，耐荷力は減少しても増加をしないようである。

ii) 衝撃荷重試験（荷重速度 28 km/h　6.3 m/sec）

(a) 支柱の衝撃荷重に対する側方向耐荷力は荷重速度が増すにしたがって増大する。しかしその値は無限に大きくなるのではなく，極限値を持つ，極限値になる時の荷重速度は，法肩から 65 cm 離したものでは 20 km/h，32.5 cm のものでは 16 km/h 程度である。

b) 耐荷力は変位の最初の 10～20 cm までは増加し，あとはほぼ一様な値を示す。この値を平均耐荷力と名ずけ，衝撃試験の際の各条件での支柱の耐荷力を代表させた。

(c) 衝撃荷重になると支柱の耐荷力は静的荷重より増大する。その比率は粘性土より砂質土においていちじるしく，また埋め込み深さの浅いもの，法肩に近いものにおいていちじるしい。

各種埋め込み条件の時の静的荷重試験の最大荷重と衝撃荷重試験の平均耐荷力の比を表示すると次表のようになる。

埋め込み深さ (cm)	法肩からの距離 (cm)	砂質土における比率	粘性土における比率
80	32.5 65	4.2 3.3	2.2 2.6
110	32.5 65	2.6 2.0	1.6 1.55

(d) 埋め込み深さが増すと耐荷力は増大する。しかしその増加率は静的実験の時とは異なってほぼ一次の直線で表わすことができる。

(e) 法肩からの距離が増加すると耐荷力が増大する。しかし埋め込み深さの 10 割以上，法肩から離しても耐荷力は増大しない。

(f) 埋め込み深さが増すにしたがって，法肩からの距離の減少が耐荷力におよぼす影響は小さくなる。法肩からの距離をへらした時，埋め込み深さを何 cm ませば平均耐荷力をもとに戻せるか表示すると大体次のようになる。

	増加させる埋め込み深さ cm			
	砂質土		粘性土	
	cm cm 65→32.5	cm cm 32.5→0	cm cm 65→32.5	cm cm 32.5→0
110	16	15	22	10
80	12	24	22	14
50	7	35	8	31

(g) 根がらみを上にとりつけたものは粘性土，砂質土ともに，耐荷力はほとんど変化していない。

(h) 根がらみを下部にとりつけたものでは，かなり耐荷力が増加している。粘性土において，根がらみなしのものと，根がらみ下のものの耐荷力の比率，同じ条件の根がらみなしの支柱に同じ耐荷力を出させるのに必要な埋め込み深さの増加量を表示すると次のようになる。

埋め込み深さ (cm)	法肩からの距離 (cm)	耐荷力の比率	必要な埋め込み深さ増加量
110	65 32.5 0	1.25 1.45 1.55	20 cm 30 25
80	65 32.5 0	1.30 1.35 1.25	20 25 20
50	65 32.5 0	1.20 1.20 1.20	15 25 25

この表から埋め込み深さが増すにしたがって根がらみ下のものの耐荷力の増大がいちじるしいことがわかる。しかしこの耐荷力の増大は，根がらみなしのものでも埋め込み深さを 20～30 cm 増すことによって得られることは，注目する必要がある。

iii) まとめ

法肩から支柱までの距離がますにつれて耐荷力は増大するが，支柱を法肩に埋めても，埋め込み深さを僅かに増すことで，同様の耐荷力を得ることができる。また根がらみをとりつけた場合，下部にもとりつけたものは，かなりの耐荷力の増加を示すが，これも 20～30 cm の埋め込み増加で同様の耐荷力を得ることができ，材料のコスト，施工の労力などを考えると，根がらみなしで埋め込み深さをましたものの方が有利であろう。

Report
of
The Public Works Research Institute
Ministry of Construction.

Vol. 102, March 1959.

CONTENTS

1. A. Ariizumi, O. Kondo, M. Ōba, Y. Mori.
A Report on the Research of Underground Water Radioisotopes.
——Investigation of the treatment of acid water by chemically disolving method at Tamagawa Hot spring—— ..... (1)
2. T. Kimura.
A Study on the Storage Function. ..... (9)
3. H. Takeshita, J. Tanaka.
Experimental research on Soil stabilization —Second report— Stabilization with cement, fly-ash, lime calciumchloride and sodium-tetraphosphate ..... (17)
4. H. Kikkawa, K. Ashida, S. Kawabata.
Studies on Hydraulics of the channel Transitions.
Model Experiments for the Transitions in the Cut-off of Kano River) ..... (49)
5. A. Ariizumi, M. Komatsubara.
Several Properties of Moderate Heat Cement for Dams. (4)
——Cement used for Ikari Dam ..... (75)
6. E. Kuribayashi.
On symmetrical bending of elastically supported-circular plates to be restrained by shell or ring. ..... (97)
7. H. Takeshita, S. Matuno, T. Matuzaki.
Experimental studies on the Marshall stability test. ..... (103)
8. T. Takenouchi, K. Tabuki.
On the determination of the Thiessen Polygon for estimating the average basin rainfall. ..... (119)
9. Y. Tahara, T. Ikeda, M. Ohashi, Y. Hayashida, M. Sasanuma.
A experimental study of the ropes to be used for the Wakado-Bashi suspension bridge. ..... (125)
10. S. Ibukiyama, K. Sato.
Experimental Study on the Lateral Bearing Capacity of a Highway Guardrail Post. ..... (145)