

土木研究所報告

第 103 号

河川の分流に関する研究 (5)

——猪名川分流の機能設計——

.....佐藤清一, 吉川秀夫, 芦田和男, 朝倉一満... (1)

プレストレスト合成ゲタの研究とその設計

(1) 模型実験に関する報告

.....田原保二, 沓掛哲男, 中村正平... (17)

土質改良に関する実験的研究 (第3報)

——セメントによる安定処理の施工管理の一例と設計施工基準案——

.....竹下春見, 田中淳七郎... (29)

潤井川星山放水路の水理試験報告

.....吉川秀夫, 三井 宏... (61)

コンクリート舗装目地材料の試験方法に関する研究 (II)

.....竹下春見, 岩間 滋... (71)

河川流出に関する 2, 3 の計算法.....竹内俊雄... (87)

r-線透過方法によるコンクリートの材料分離現象の測定 (第1報)

.....有泉 昌, 近藤 紀, 森 芳徳... (111)

幅厚ぜきの流量係数に関する研究

.....吉川秀夫, 芦田和男, 土屋昭彦... (123)

昭和 35 年 2 月

建設省土木研究所

河川の分流に関する研究(5)

—猪名川分流の機能設計—

佐藤清一*・吉川秀夫**・芦田和男***・朝倉一満****

(昭和 33 年 10 月)

Researches on the Diversion on the River (4)

—Functional design of the diversion of Ina river—

(July, 1958)

S. Satō, H. Kikkawa, K. Ashida and K. Asakura

Synopsis :

By the model experiment, three kinds of the design for the diversion of the Ina river and the Mokawa were examined, and the best one was decided. These tests were conducted in the model with the movable bed, and some interesting properties for the scour or the deposition around the diverting point were revealed.

要 旨

猪名川、藤川の分派点の形状として考えられる3つの案を模型実験により比較検討して水理的に最良案を求めた。これらの試験は移動河床をも含めて行なわれたもので、それにより分派点附近の河床変動に対して興味ある特性が明らかにされた。

目 次

1 緒 言.....(1)	[2] 模型の説明.....(4)
2 分流実験のための資料の検討.....(2)	[3] 現況実験.....(4)
[1] 粗度係数.....(2)	[4] C案実験.....(6)
[2] 模型下流端水位—流量曲線.....(2)	[5] B案実験.....(9)
[3] 流量配分比.....(3)	[6] A案実験.....(12)
3 分流実験.....(3)	4 各案の優劣の比較.....(16)
[1] 分流実験の目的および方法.....(3)	5 結 論.....(16)

1. 緒 言

猪名川は摂津、丹波の国境大野山に発し神崎川に合流する。流域面積 397 km², 山岳部 80 %, 流路延長 44.7 km の河川である。本川は兵庫県伊丹市の合流点より下流は放水路化し、低水流量の全部が派川・藤川を流れる。昭和 24 年度の改訂計画により久安寺川合流点より下流の計画高水流量を、1,850 m³/sec として、これを分派点において猪名川 850 m³/sec, 藤川 1,000 m³/sec に分流する計画がとられた。改修工事を進めるについて分派点附近の形状として次の3案が考えられた。(図-8 参照)

A案：現在の藤川呑み口を締め切り、分派点直下流の大倉池を通り、藤川 No. 33 附近で現況藤川に連絡するように藤川をつけ変える。

B案：藤川呑み口右岸堤は現況堤防を使用し、左岸堤は一部大倉池を通るまで拡張する。

C案：藤川をなるべく現況に近い呑み口とする。

土木研究所は近畿地方建設局の依頼で、水理試験により上記3案の水理設計をおこない、それぞれの優劣を比較検討して最良案を求めた。

著者等はすでに数多くの分流に関する研究をおこない分派点の水理を明らかにするとともに、その水理設計法を提案してきた。しかし、これらはいずれも固定床模型を用いたものである。固定床模型でも、流速分布、流向などの測定結果を検討することにより、洗掘、滞積などのおこりそうな位置をある程度推察することができ、これによって、防護すべき範囲、好ましい分派点の形状の設計をおこなう。しかし、実際の河道はおのずから分流による新しい釣合状態を求めて変動するものでありこの変動の方向を予測して分派点を設計することは固定床模型では非常に困難である。

本研究では固定床と移動床の両方を用い、上記の点を検討した。移動床模型といっても、河床を砂でつくり、自由に移動しうるようにしたもので、洗掘に対する抵抗力を有する実際の場合と完全に相似な実験をおこなうためには、今後幾多の問題が残されている。

*工務 河川部長 **工務 河川部 河川研究室長
*** 河川部 河川研究室研究員
****近畿地方建設局 猪名川工事事務所

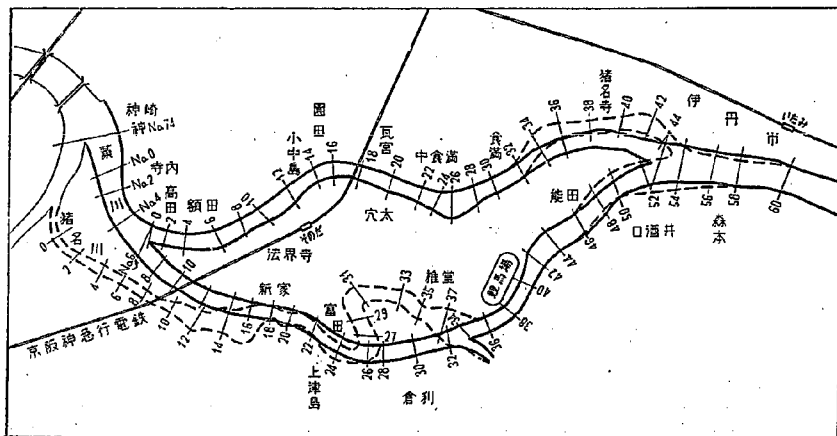


図-1 薩川、猪名川の平面図

しかし、本研究によっても分派点附近の河床の変動に対して幾多の興味ある事実を明らかにした。これらの定性的解析は適切な分派点を設計する場合の判断の基準となると考えられる。

本報告は今後移動床模型試験をさらに進歩させる一助ともなり、分派点設計法の参考にもなるものと思う。

2. 分派実験のための資料の検討

分派点の設計を水理実験により行なう場合に必要な資料は次のとおりである。

- (1) 平面形、縦横断形
- (2) 既往こう水資料、粗度係数、河床材料
- (3) 模型下流端の水位→流量曲線
- (4) 流量配分比
- (5) 分派点の設計において満たすべき条件

上記の(1)~(4)は分派点の設計においていずれの場合にも必要である。(4)の流量配分比は下流の疎通能力を検討し、さらに経済的検討を加えて決定される。(3)の水位→流量曲線はそれより十分下流の断面を出発点として不等流計算により求められる。

(5)の条件は分派点を設計するに際しての種々の要求事項である。これは個々の場合によって異なり、つぎに本実験のための資料について述べる。分派点設計の基本方針を与える。

(1) 粗度係数

十分なこう水資料はないが、28年9月、31年9月こう水の粗度係数は次表のとおりである。

表-1 粗度係数

年月日	猪 名 川	薩 川
28. 9.25	流量 (m ³ /sec) 1511.5 粗度係数 0.030	流量 (m ³ /sec) 1247.8 粗度係数 0.033
31. 9.29	88 0.033	0.033

これより薩川、猪名川ともに $n=0.033$ と決定した。

〔2〕 模型下流端の水位→流量曲線

模型下流端の水位→流量曲線を求めるために使用した条件は次のとおりである。

(1) 形状 (図-1 参照)

- i) 薩川、猪名川 28 年実測断面……現況断面
- ii) 薩川、猪名川総体計画改修断面……計画断面
- iii) 猪名川 No. 16 より下流を計画断面、上流を現況断面
- iv) 猪名川 No. 34 より下流を計画断面、上流を現況断面

(2) 計算出発水位……合流点の計画高水位

(3) 粗度係数……0.030, 0.033

(4) 計算方法……不等流計算

(5) 模型下流端断面……猪名川 No. 45' (図-8 参照)

薩 川 No. 33' (図-8 参照)

模型下流端の水位→流量曲線は図-2、図-3 のとおりである。

なお水位→流量曲線に及ぼす潮汐の影響を検討するために昭和 28 年断面、猪名川 850 m³/sec、薩川 1,000

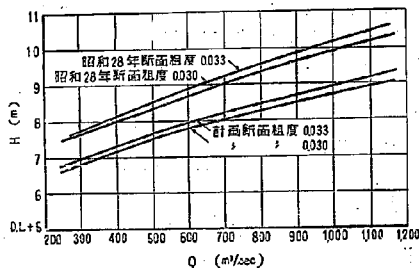


図-2 猪名川 No. 45' 水位→流量曲線

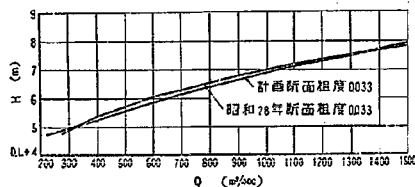


図-3 藻川 No. 39' 水位-流量曲線

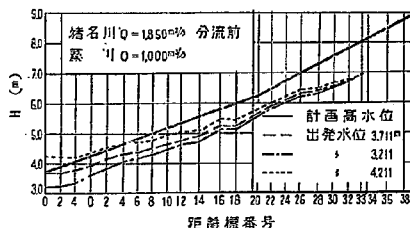


図-4 藻川背水曲線図

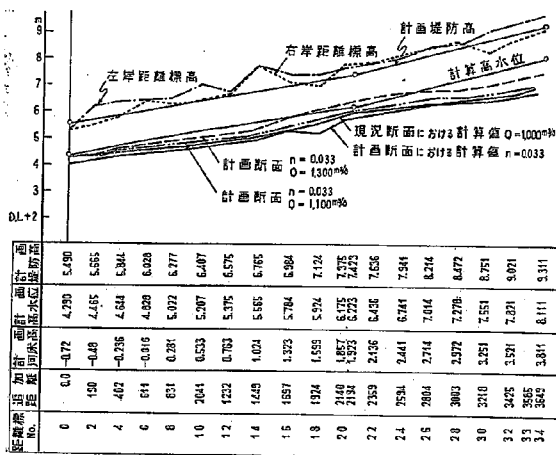


図-5 藻川縦断面図

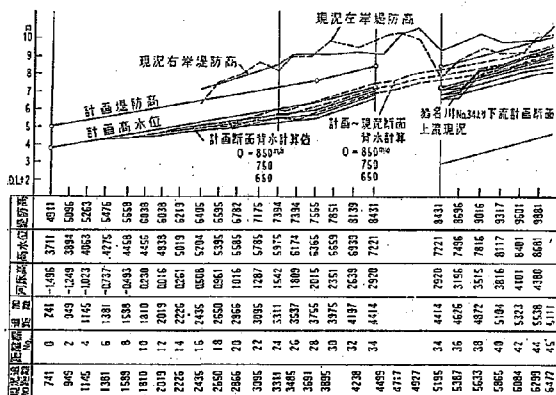


図-6 藻川縦断面図 (3)

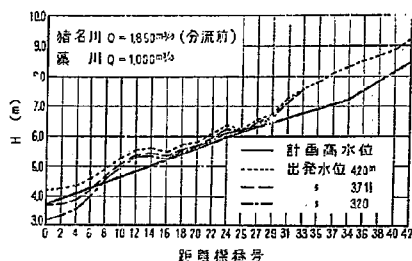


図-7 猪名川背水曲線図

m³/sec, 合流点の計画高水位より 50 cm 高い場合と低い場合について不等流計算を行なった。図-4, 図-5に示すとおり藻川 No. 39', 猪名川 No. 31' で 3 曲線は収斂し, この付近で潮汐の影響はなくなるものと思われる。

〔3〕 流量配分比

上記した不等流計算の結果を図-6, 図-7 に示す。

図-6 より藻川は模型範囲より下流では現況, 計画の場合ともに 1,200 m³/sec の疎通能力があることがわかる。猪名川は現況ではほとんど改修されていない状態で中小こう水でも堤内にははんらんするので, こう水はできるだけ藻川に流すことが望ましい。

計画高水流量 1,850 m³/sec の中 1,000 m³/sec を藻川へ, 850 m³/sec を猪名川へ分流する計画であったが, 上の検討の結果, 藻川の疎通能力 1,200 m³/sec に多少の余裕をとり, 1,100 m³/sec を藻川へ残り 750 m³/sec を猪名川へ分流するのが妥当なことがわかる。

3. 分流実験

〔1〕 分流実験の目的および方法

(1) 目的 A, B, C 各案を比較検討して実施設計案を求めること。

(2) 方法 上記目的を達するために次のような方法をとった。

i) 現況河道の模型を作り, 現況河道の性質を検討し分派点設計の方針をうる。

ii) 各案の模型を作り, 与えられた条件を満足するように分派点を設計する。本文の場合は計画高水流量の配分率以外にはとくに決定的な条件が与えられていないので, 流量配分率のみを満たすべき条件とした。

iii) 最終の A, B, C 案の水位, 流速, 移動河床による洗掘淤積状況,

分派点の維持の難易などを比較検討して、実施設計案を求める。

〔2〕 模型の説明

模型の範囲および各案の形状を図-8に示す。

上流には量水槽、整流装置、給砂装置、下流には集砂装置、水位調節せきを設けた。

模型の縮尺は次のとおりである。

水平、垂直方向とも：

$$\frac{1}{e} = \frac{1}{30}$$

$$\text{流速} : \left(\frac{1}{e}\right)^{1/2} = \frac{1}{5.48}$$

$$\text{流量} : \left(\frac{1}{e}\right)^{5/2} = \frac{1}{4,930}$$

$$\text{粗度係数} : \left(\frac{1}{e}\right)^{1/6} = \frac{1}{1.76}$$

移動床模型の河床は現地の河床材料と幾何学的相似な砂(平均粒径1.1mm)を厚さ15cm程度に敷き並べて作られた。

現地において、上流から模型区間への流入土砂量を計算により求め、これと相似になるように模型上流端において砂を補給した。

掃流砂量公式として、佐藤一吉川一芦田式を用いると、掃流砂量(補給砂量)および時間の縮尺は次のとおりである。

$$\text{掃流砂量} : \frac{1}{1,786}$$

$$\text{時間} : \frac{1}{16.1}$$

〔3〕 現況実験

流量1,850 1,500 1,000 750 m³/secの実験結果を検討して、現況河道は次のような性質をもっていることが考察される。

(1) 図-9に示すとおり、蕨川の水位は計画高水位に比べて非常に低くなるに反して、猪名川の水位は図-10に示すとおり高くなる。

(2) 流量配分は表-2に示すとおり、低流量は蕨川へ入るが流量が増加するにつれて猪名川への流入量が増す。計画高水流量1,850 m³/secでは猪名川への流入量が1,000 m³/secで、計画分配流量750 m³/secに比べてかなり大きい。このため、計画において、蕨川では水位が低く、猪名川では水位が高くなる。

(3) 流量が大きくなるにつれて、蕨川へよりも猪名

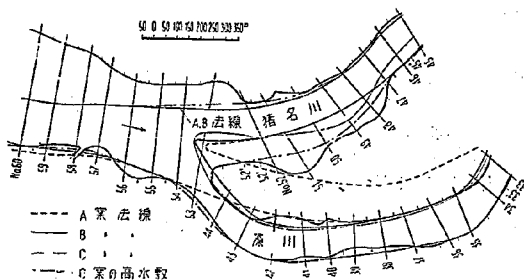


図-8 模型範囲および各案の形状

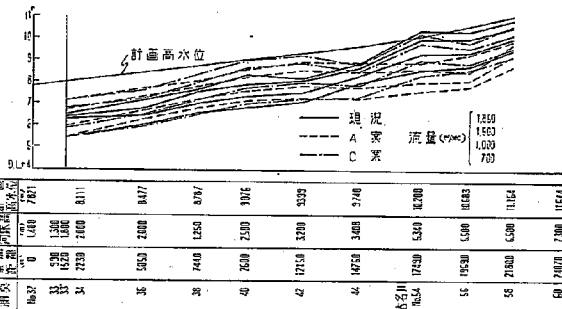


図-9 蕨川水位(実験結果)

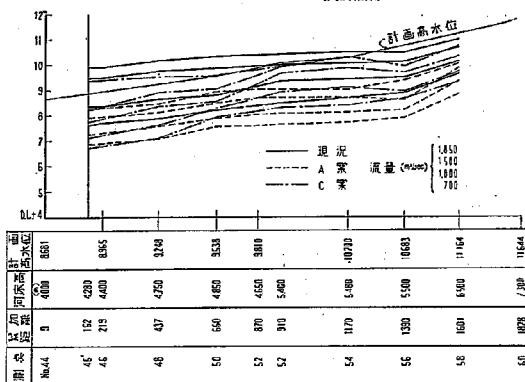


図-10 猪名川水位(実験結果)

表-2 流量配分

総流量 (m³/sec)	1,850	1,500	1,000	700	200
蕨川流量	850	700	530	420	200
猪名川流量	1,000	800	470	280	0

川へ流入しやすくなるのは、蕨川への流入口が非常に狭くされており、また図-11の流向図からもわかるように、流入口の形状から、流れる部分はさらに狭められ、この付近で流速が非常に大きく、そのため損失水頭

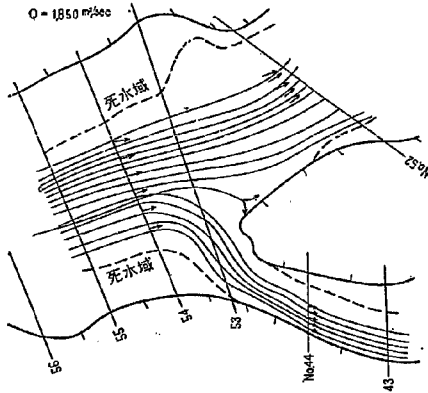


図-11 現況流向図

が大きくなることによる。

(4) 流速分布の測定の結果、とくに流速が速くて危険と目される箇所は薬川入口から No. 43 までの右岸側で、その流速は岸付近で 3.0 m/sec 程度、最大で 5.0 m/sec 程度である。(図-12)

(5) 移動床で、流量 1,850 m³/sec 2 時間通水後の河床の洗掘滞積状態は図-13 に示すとおりであり、次のことが考察される。

(i) 全般的に低水路はうまり、高水敷は洗掘されて単断面水路になる傾向を示す。

もともと安定な河道の幾何学的長さは流壁に応じてきまり、流量が増加するにつれて増加すると考えられているが、本実験の場合は高水敷をかためず、流水により自由に水路を作りうるようにしたので、上記の現象があらわれたと考えられる。

実物においては高水敷にしょう害物がある場合が多い。またこの水の継続時間も実験の場合に比べて短かいであろうから、本実験結果は現実をかなり極端化して表わしていると考えられる。

なお、高水敷が実験の場合のように洗掘されなければ低水路にも滞積を生じないであろう。

(ii) とくに洗掘のはげしい箇所は薬川入口特に No. 53~No. 44 附近と分流点のかなり上流 No. 57~No. 58 附近である。前者は (3), (4) においてすでに述べたように流速が早い箇所である。後者は図-9、図-10 の水面形からもわかるように低下背水の箇所である。

(iii) 滞積のはげしい箇所は分流点のすぐ上流である。これは水路幅がこの箇所であいである。図-9 を見てもこの箇所は水面の配がゆるくなっており、滞

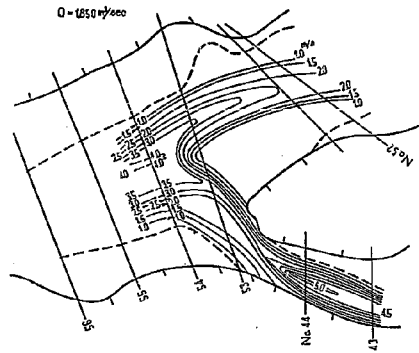


図-12 (a) 平面流速分布図 (上層)

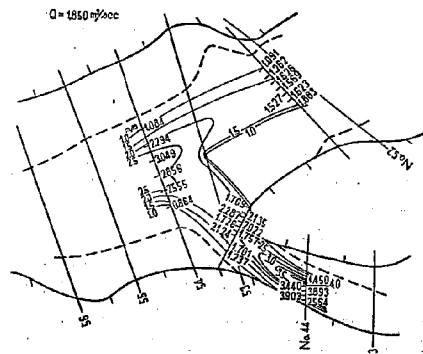


図-12 (b) // (下層)

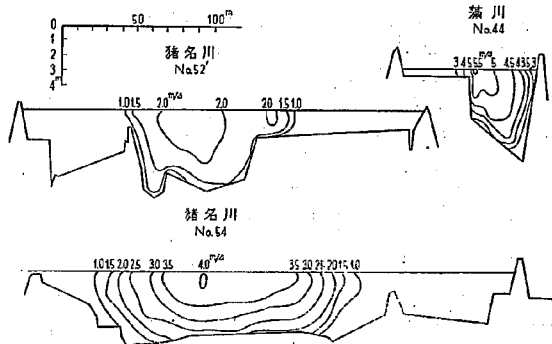


図-12 (c) 横断流速分布図

積するであろうことが想像される。この滞積は、たいていの分流点においてはさげがたいことであるが、この処置をあやまって分流点を設計しては十分に機能を果たさない。この処置は分流点の設計において非常にたいせつなことである。

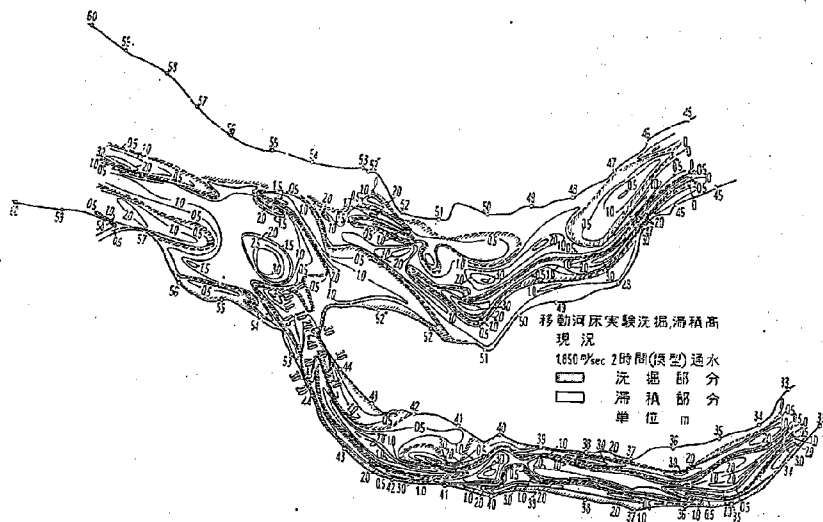


図-13 移動河床、洗掘、堆積図

(iv) 薩川の入口から右岸ぞいの主流は No.40 付近で左岸に移り変る。これは、この地点に斜めぜきがあるためによると考えられる。

(v) 薩川流入口が洗掘されるため、薩川に流入する量が、この水の継続時間とともに多くなるが、流入量の増大は実験の範囲内での最終形態としては $50 \text{ m}^3/\text{sec}$ 程度と思われ、それ以上この水の継続時間が長くなっても変化しない。

[4] C 案実験

堤防のり線は現況に近い形とする。猪名川への流入量を制御し、薩川へ流入しやすくするために順次改良を加えた。実験種類を次表および図-14 に示す。

表-3. C 案実験種類

実験名	改造箇所	条件および結果
C-1	No.57 の右岸拉直	薩川とも現況断面による下流水位、計画流量で薩川 $870 \text{ m}^3/\text{sec}$
C-2	同上および分派点直下流薩川左岸高水敷を 30 m 前後切り取る	同上 薩川 $940 \text{ m}^3/\text{sec}$
C-3	同上および No.53 右岸附近の高水敷を 35 m 幅水路まで掘削	同上 薩川 $985 \text{ m}^3/\text{sec}$
C-4	形状 C-3 と同じ C-1~C-3 は模型粗度 0.0227 であったのを 0.0183 にした。以下同じ	同川とも計画断面による下流水位 薩川 $972 \text{ m}^3/\text{sec}$
C-5	同上および猪名川の高水敷を流頭部の前面まで出し、薩川分派点直下流高水敷を幅水路まで掘削	同上 流況良好 薩川 $1,110 \text{ m}^3/\text{sec}$
C-6	同上	猪名川は現況断面、薩川は計画断面による下流水位とする
C-7	C-5 の形状で薩川 No.44 左岸の堤防および高水敷を 30 m 狭減	移動実験 下流地計画の水位・流量を目標 薩川 $1,100 \text{ m}^3/\text{sec}$

C-8 同上

同、上
下流地 猪名川は現況
薩川は計画

表-3 に示した薩川への分流量より、各要素の薩川分流量に与える影響を知ることができる。これによれば、改造案 C-5 に示すとおり、猪名川の高水敷を流頭部の前面まで出すとともに薩川左岸側の高水敷を掘削することが最も効果的である。

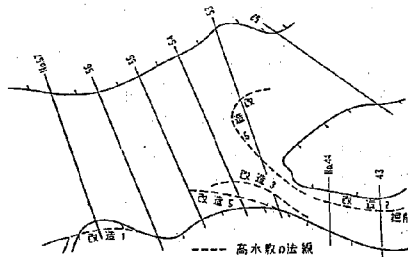


図-14 C-1~C-5 の改造箇所

C-1 案から C-5 案までの水位縦断面形は図-15 に示すとおりで、C-5、C-6 案が最も低い。C-5 と C-6 は分派点付近においては水位は等しく、模型下流端の水位が現況でも計画でも分派点上流には影響がないことがわかる。

最終案の実験結果は次のようである。

(1) 流量配分は計画の配分となる。

(2) 流向は図-16 に示すとおり、現況に比べてよくなる。

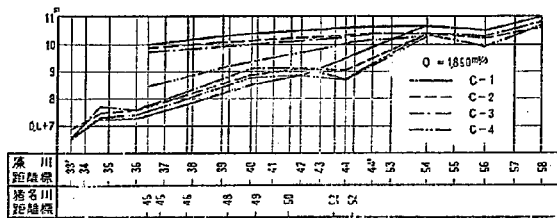


図-15 (a) 水位縦断形 (C案)

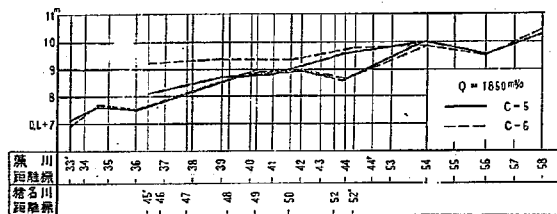


図-15 (b) 水位縦断形

Q = 1850 m³/sec

Q = 1850 m³/sec (m³/sec)

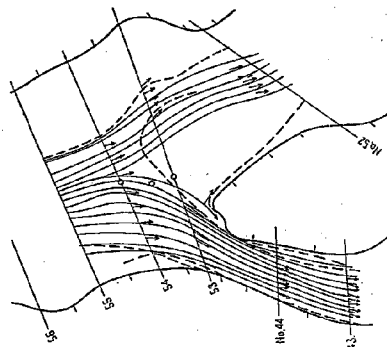


図-16 流向図 (C-6)

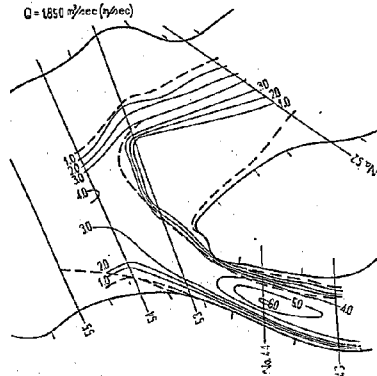


図-17 (a)

C-6案, 平面流速分布図(上層)

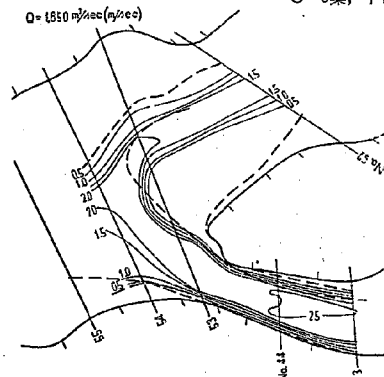


図-17 (b)

C-6案, 平面流速分布図(下層)

(3) 流速は図-17 (a), (b) に示すとおり、瀬川入口部において岸よりの流速は現況に比べておそくなるが、最大流速はほとんど変わらない。

(4) 移動床実験の結果、瀬川の入口が洗掘され、通水断面積は増加し、図-17 (c), (d) に示すとおり、この部分の流速は減少し、最大 40 m/sec 程度となる。

(5) 移動床で、流量 700, 1,000, 1,500 m³/sec を各 1.5 時間、1,850 m³/sec を 5 時間通水後の河床の洗掘滞積状態は図-18 に示すとおりであり、つぎのことが考察される。

(i) 現況に比べて、瀬川入口の洗掘がかなり軽減されるが、それでも 2.0 m 程度、最大で 3.0 m 程度洗掘される。

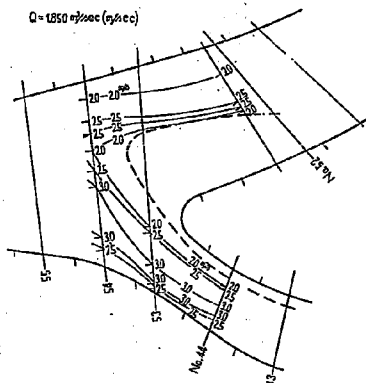


圖-17 (c)
C-7 案平面流速分布圖 (上層)

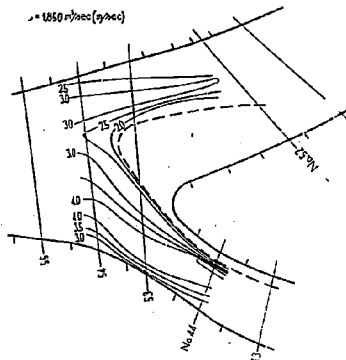


圖-17 (d)
C-7 案平面流速分布圖 (下層)

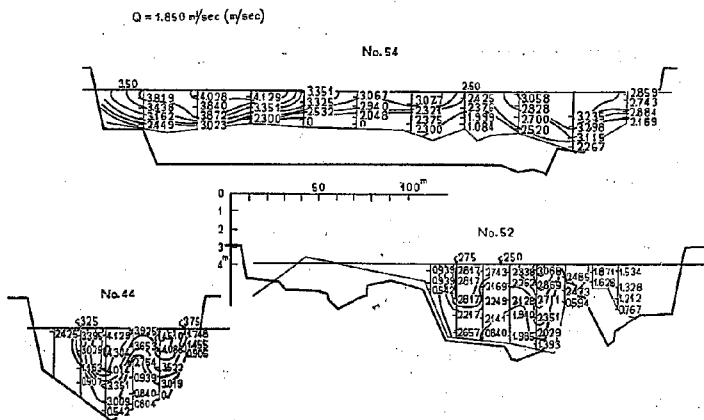


圖-17 (e) C-7案 橫斷流速分布圖

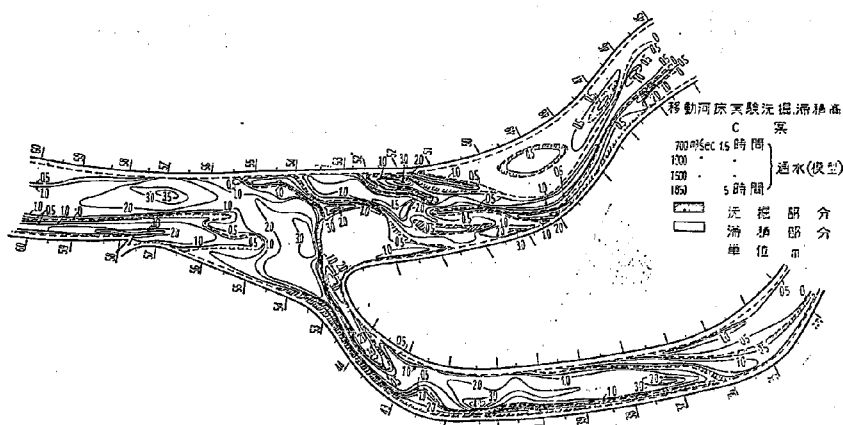


圖-18 洗掘・堆積圖

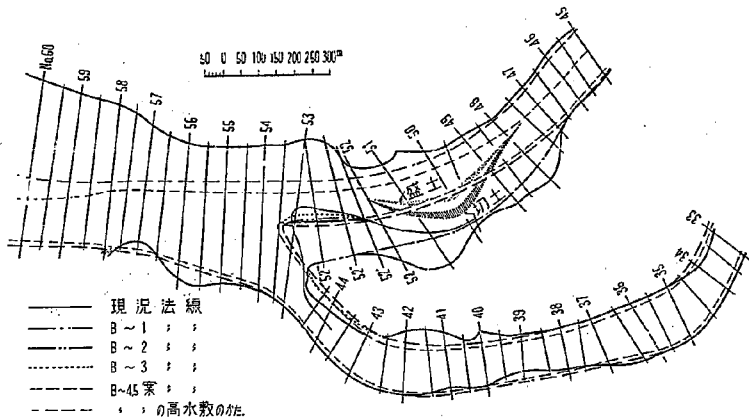


図-19 B案比較平面図

(ii) 藻川は現況に比べて滞積する傾向にある。これは藻川入口からの流入土砂が現況に比べて多少増加するためによると考えられる。

(iii) 分派点直上流の滞積のようすは現況とほぼ同様である。

(iv) 分派点直上流の滞積部分の直上流は現況と同様洗掘される。

(v) 藻川の入口は洗掘されるが、一部は滞積する箇所もあり、猪名川の流入部は全体に洗掘されるので、猪名川への流入量が、こう水の継続時間とともに多くなり $80 \text{ m}^3/\text{sec}$ 程度の増大では安定する。

(vi) 分派点直上流の砂れき滞積により、この部分の水位は上昇するが、この量は 30 cm 程度である。

〔5〕 B案実験

図-18 に示すとおり、藻川右岸堤は現在堤防を使用し、左岸堤を動かして拡幅する案である。このため、左岸堤の一部は大倉池をとる。

実験種類を表-4 に示す。

表-4 B案実験種類 (各案とも移動床)

実験名	改造箇所	条件および結果
B-1	藻川金域改修 猪名川は No. 48 より上流部 水堀および洗掘部を改修	四川とも下流部計画断面による 水位-流量曲線 計画高水流量で 猪名川 $800 \text{ m}^3/\text{sec}$
B-2	猪名川 No. 52'' 附近高水敷 (砂や土) の切取りを少なく した	水位-流量曲線 計画高水流量で 猪名川 $750 \text{ m}^3/\text{sec}$
B-3	藻川の入口左岸堤防を前面に よせ川幅を狭めた。またこれ に対応するだけ No. 52'' 増 設の高水敷の切取りを少なくし た	B-2 に比し四川谷口が狭い たの上流でやや水位が上昇する 猪名川 No. 53 右岸の洗掘が 大きく 猪名川 $750 \text{ m}^3/\text{sec}$
B-4	藻川は B-1 と同様 猪名川は計画断面に改修	藻川は改修断面、猪名川は現況 断面による水位-流量曲線 猪名川 $750 \text{ m}^3/\text{sec}$
B-5	同上	藻川猪名川とも計画断面による 水位-流量曲線 猪名川 $750 \text{ m}^3/\text{sec}$

B-1 案においては、C 案の最終案におけると同様に

猪名川の流頭部が洗掘されるので、分流量はこう水の継続時間とともに猪名川に増加する。その変化量は C 案とほぼ同程度の量 $90 \text{ m}^3/\text{sec}$ である。分派点直上流の滞積土砂量、水位の上昇量は C 案とほぼ同様である。

B-1 案においては猪名川への分流量が多いので、これを計画分流量にするため、猪名川 No. 52'' ~ No. 52'' にいたる高水敷の切取りを少なくした。(B-2 案) これにより計画分流量をうることができた。しかし、この案においても、こう水の継続時間とともに猪名川への分流量が増す。その量は B-1 案と同様 $90 \text{ m}^3/\text{sec}$ 程度である。

B-3 案は参考のために、藻川の左岸堤を前面に出して水理現象を調べたものである。

結果は C-5 案と B-2 案の中間の状態となり、分派点流頭部の流速が大きく、猪名川 No. 53 右岸の洗掘が特に大きくなり、好ましくない。

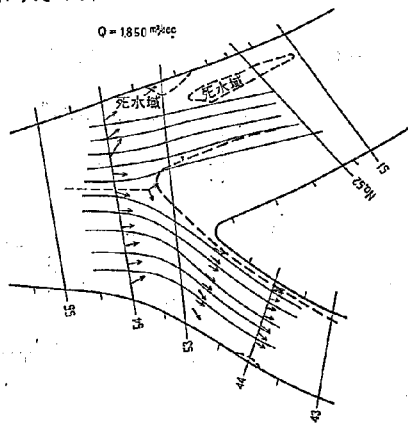
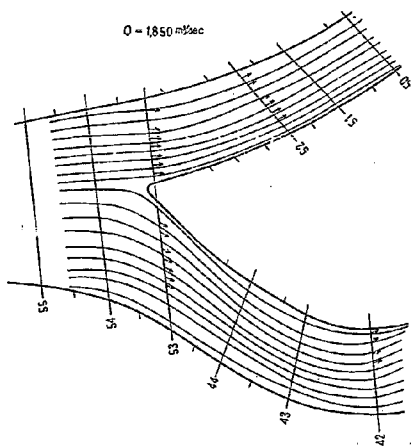
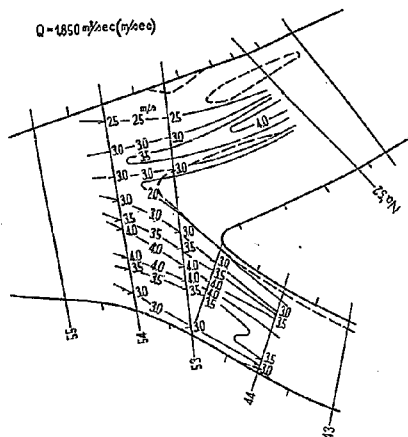


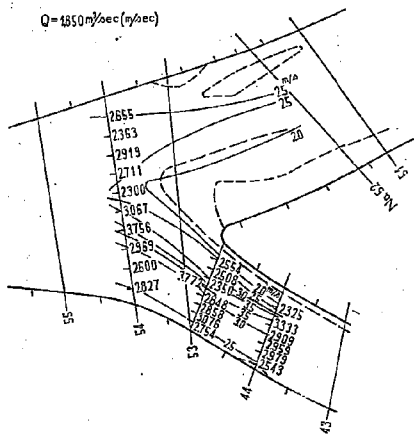
図-20 (a) B-2 案流向図



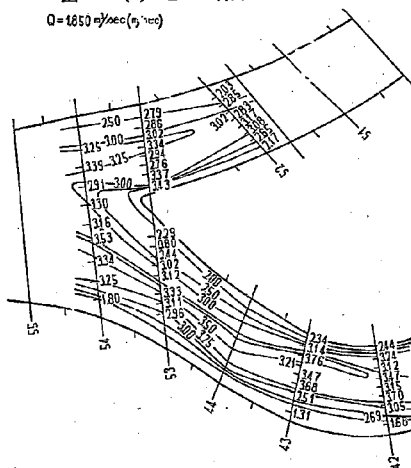
圖—20 (b) B—4 案流向圖



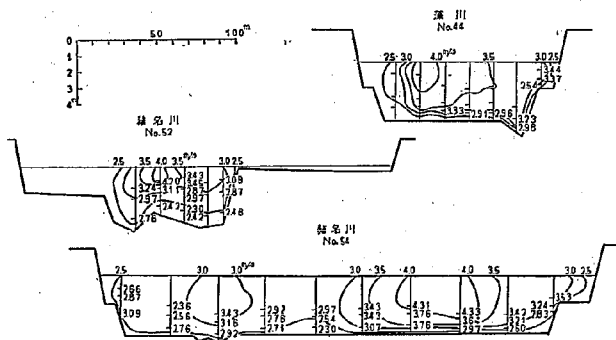
圖—21 (a) B—2 案平面流速分布 (上層)



圖—21 (b) B—2 案平面流速分布 (下層)



圖—21 (d) B—4 案平面流速分布 (上層)



圖—21 (c) B—2 案橫斷流速分布

$$Q = 1850 \text{ m}^3/\text{sec} (\text{m}^3/\text{sec})$$

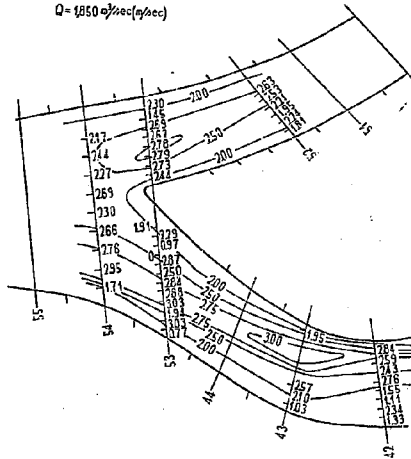


図-21 (e) B-4 案平面流速分布 (下層)

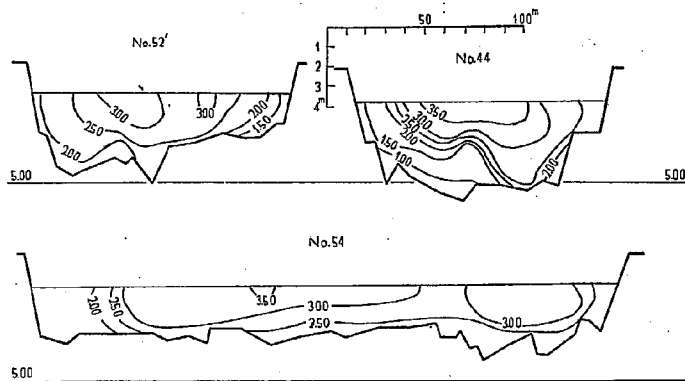


図-21 (f) B-4 案横断流速分布

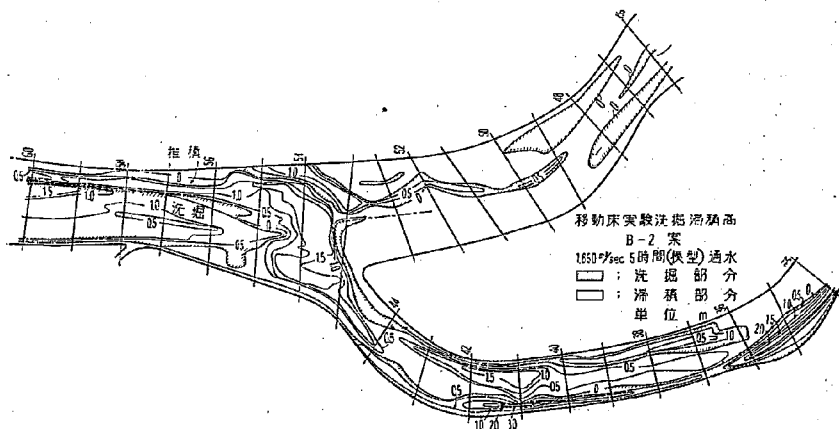
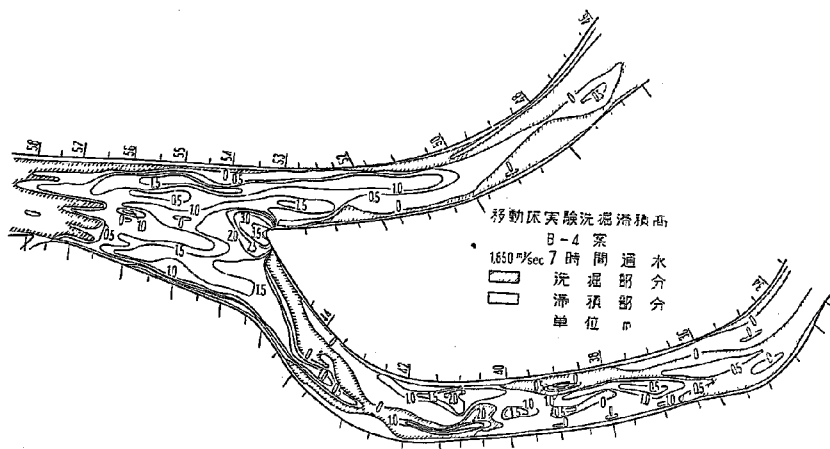


図-22 (a) 洗掘滞積図 (B-2)



が、次のような欠点もある。

表-5 A案実験種類

実験名	改造箇所	条件および結果
A-1	原案	模型下流部計画断面による水位一流経曲線 計画高水位まで 猪名川 740 m ³ /sec
A-2	"	猪名川下流部現況断面による水位一流経曲線 猪名川 637 m ³ /sec
A-3	No. 56 附近の高水位を上げる。分岐点を猪名川に 6m 寄せる。	模型下流部、河川とも計画断面の水位一流経曲線 猪名川 715 m ³ /sec
A-4	No. 56 附近の高水位の上げ方を A-3 より小にする。	同上 猪名川 720 m ³ /sec
A-5	同上 以上は固定床	流砂下流部 A-2 と同じ 猪名川 625 m ³ /sec
A-6	A-4 の移動床	流砂部分は、流川の池跡が急速に消滅することにより猪名川 720 m ³ /sec から 745 m ³ /sec になる。さらにこの水の流速増大とともに 6m に 30 m ³ /sec 程度増加して安定する。

(1) 流れが分岐点に衝突し、うずを生ずる。藻川の

河床は猪名川分岐後の河床より低いため、猪名川から藻川へまきこむようになりずである。このため、分岐点の維持が困難であるとともに、藻川左岸側に死水域が生じ、流れがかたよる。

(2) 分派点上流は水路幅が広いため、No. 56 附近下流兩岸に最大幅 50 m にも及ぶ死水域を生ずる。範囲は左岸 No. 52', 右岸 No. 53 付近までである。

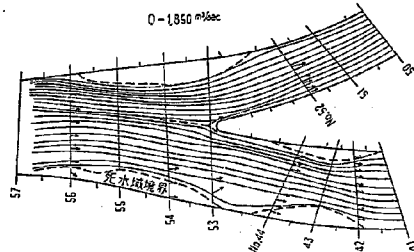


図-24 A-4 案流向図

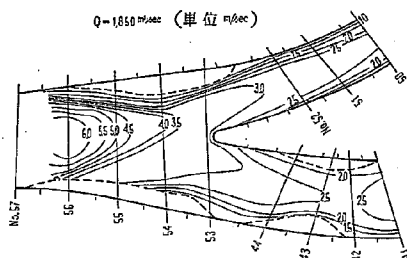


図-25 (a) A-4 案平面流速分布図 (上層)

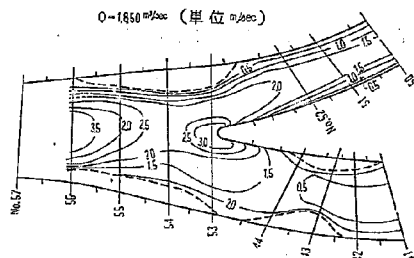


図-25 (b) A-4 案平面流速分布図 (底層)

(3) No. 56 附近より上流は低下背水となり、流速が大きくなる。

猪名川の改修を分派点より着手することも考慮して A-2 案を行なったが猪名川への分流量は、637 m³/sec 藻川へは 1215 m³/sec となり、藻川 No. 20 附近において計画高水位をわずかに越える。また A-2 案においては、猪名川と藻川の水位差が大となり、上記の欠点は A-1 案よりも大きく現われる。

上記の欠点を除くため A-3、A-4 の改造を試みた。

A-3 は図-23 からわかるように No. 56 を狭げ、それより下流の断

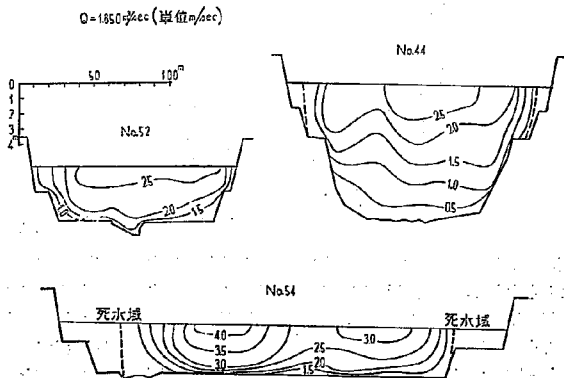
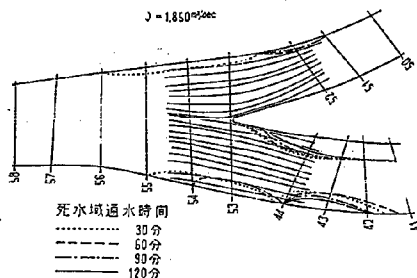


図-25 (c) A-4 案 横断流速分布図



図一26 (a) 死水域の時間的变化 (A-6 案)

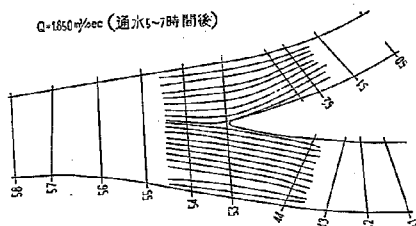
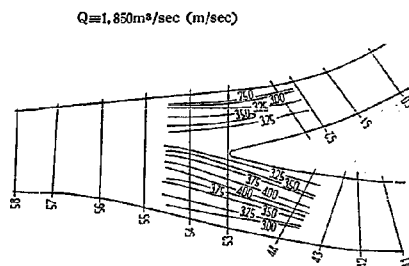
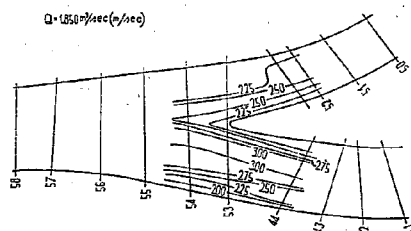


図-26 (b) 通水時間 7 時間後の流況 (A-6 案)



图—27 (a) A—6案 平面流速分布图 (上层)



图—27 (b) A—6案 平面流速分布图 (底层)

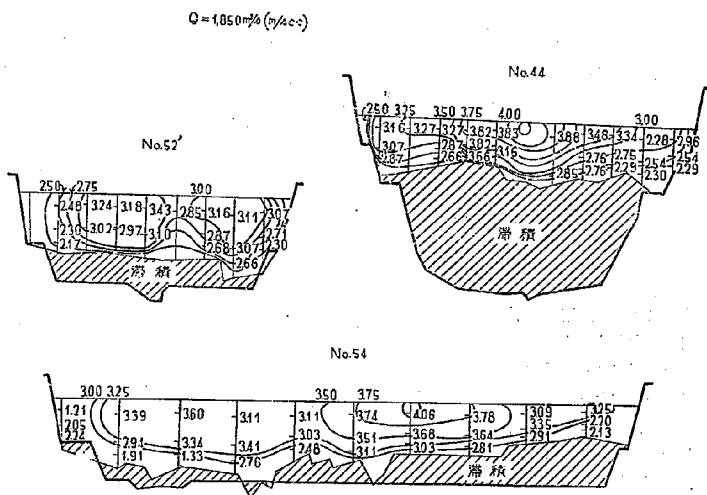


图-27 (c) A-6 案横断流速分布图

面の拡がりかたが原案よりも大きいため、死水域も原案よりも大きく、この附近の流況は悪い。しかし、分岐点を指名川へ寄せたことにより、分岐点附近の流況はかなりよくなった。

A-4 は図-23 からもわかるように、No. 56 から下流の断面の拡がりかたがなるべく少なくなるように試み

た案である。

死水域および流向は図-24 に示すとおりであり、死水域は A-2、A-3 に比べて少なくなるが、なお大きく発生する。

流速は No. 56 附近と分岐点において大きい。(図-25)

固定床実験の結果 A-4 案が最も良いと思われるのでこれについて移動床実験を行なった。(A-6 案) その結果はつぎのとおりである。

(1) 図-26 (a) に示すとおり、通水時間とともに死水域は下流に後退し減少する。かなりの時間経過すると図-26 (b) に示すとおり消滅する。この傾向は移動

床模型に共通である。

(2) 流速は図-27 に示すごとく比較的均一であり、B案とはほぼ同様の値である。

(3) 河床の洗掘、滞積状態は図-28 に示すとおりである。これよりつぎのことが考察される。

(i) 藻川、猪名川とも全面的に滞積する。とくに川

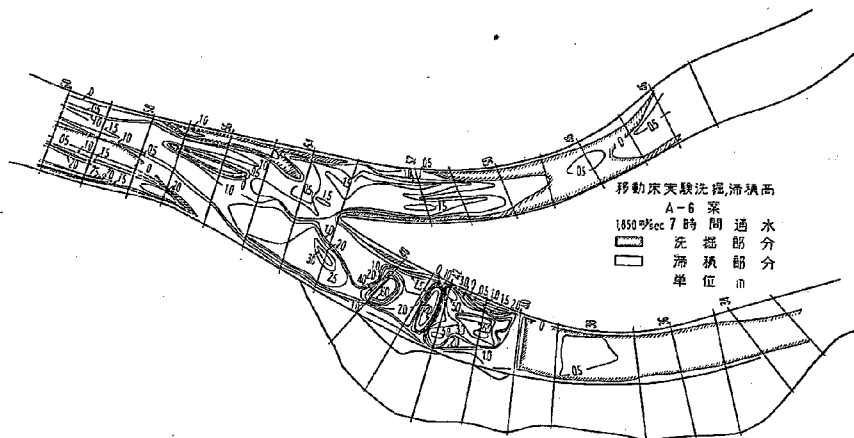


図-28 洗掘、滞積図

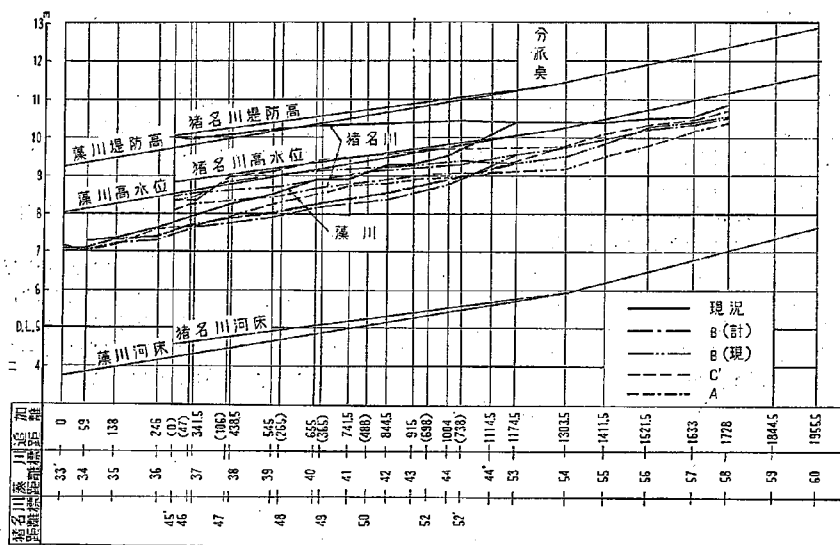


図-29 各案実験水位

幅の広い藻川において大である。ただし、図-28 において 6.0m 程度滞積しているのは池が埋ったためであり、池と池の間が洗掘されているのは、この部分が高く

なっているためである。

(ii) 流れが分岐点中央部に集中し、図-28 では十分にわからないが、分岐点において局所的に洗掘され

る。

(iii) 藻川入口左岸側に非常に滞積し、B案と反対に流れをますます分岐点に集中させて好ましくない。

(iv) 低水流量の時、非常に乱流を生ずるが、主流は猪名川左岸から藻川呑み口の左岸を通り、No. 43' 附近に衝突するような傾向を示す。すなわち現況に近い状態に近づいて行く。

(v) 分派点上流の滞積により No. 54 附近の水位は 30 cm 程度上昇する。

(vi) 藻川の入口に滞積する量が多いので、猪名川への流入量がこう水の継続時間とともに多くなる。その量は $75 \text{ m}^3/\text{sec}$ 程度で C 案または B-2 案とほぼ同程度である。

4. 各案の優劣の比較

各案の優劣を比較するとつぎのとおりである。

〔1〕 水 位

図-29 で示すとおり、各案ともに計画高水位より低い。その量は猪名川 No. 58 右岸駄六川合流点附近で、A 案で 80 cm, B 案で 65 cm, C 案で 50 cm である。分派点上流のその他の地点においても A 案が最も低く、ついで B 案、C 案の順となる。この点からは、A 案が最もすぐれ、ついで B 案、C 案の順である。

〔2〕 流 況

C 案は死水域多く、流量の変化とともに流向も変る。流況としては好ましくない。A 案も最初は死水域が発生するが、河床の安定とともに死水域は減少し、流れは滑らかに堤防のり線に従い好ましい流況となる。B 案は最初から死水域も発生せず、流れも滑らかに堤防のり線に従い非常に好ましい流況である。この点から B 案が最もすぐれ、ついで A 案、C 案、の順である。

〔3〕 流速、河床変動、河道の維持

現況において最も弱点となっている藻川流入部は、C 案においてはなお流速早く、河床がかなり洗掘される。B 案では流速分布は均一となり、その値も $4.0 \text{ m}/\text{sec}$ 程度に減少し、ほとんど洗掘されない。A 案は藻川の河道を付けかえるから問題はない。この点から A 案と B 案は同僚であり、C 案が劣る。

A 案は分岐角度が小さいので流れは分岐部に集中し、

分岐点の維持が困難である。藻川入口の右岸側に土砂が滞積するため、流れの中央部への集中はますます助長される。これに反して、B 案は分岐角度が大きいため、流れは中央部に集中せず、中央部には滞積し、これが導流水剣の役割を果たし、流れは滑らかに分けられる。この点から B 案がすぐれる。

A 案は川幅広く、藻川、猪名川とも全面的に滞積し、低水流量のとき、非常に乱流を生ずる。B, C 案はそのような事は起らない。この点 A 案は B, C 案より劣る。

分派点直上の滞積、滞積部上流の洗掘は各案とも同様である。

この項を総合すると B 案が最もすぐれる。

〔4〕 流量配分の変化

各案とも最初は計画の流量配分であるが、こう水の継続時間とともに変化する。猪名川を現況の状態にしておくと、呑み口が洗掘され、一方藻川の入口は一部滞積するので、各案とも猪名川への流入量が増加する。その量は各案とも同程度の $80 \sim 90 \text{ m}^3/\text{sec}$ である。

猪名川を改修した場合には、猪名川にも滞積するので流入量の増加は比較的少なくてすむ。その量は $20 \sim 30 \text{ m}^3/\text{sec}$ 程度である。分流量の変化は少ないのが望ましいから、B 案の中でも猪名川を計画断面に改修する B-4 案がすぐれている。

以上を総合して B-4 案が水理的に最もすぐれていると判断される。

5. 結 論

〔1〕 不等流計算により、藻川、猪名川の疎通能力を検討した結果、計画高水流量 $1,850 \text{ m}^3/\text{sec}$ を藻川、猪名川へそれぞれ $1,100 \text{ m}^3/\text{sec}$, $750 \text{ m}^3/\text{sec}$ に分流するのが妥当である。

〔2〕 猪名川、藻川の現況実験により、現況河道の有する水理的諸性質を明らかにした。

〔3〕 A, B, C 各案について実験により、それぞれの最良案を求め、固定床および移動床の実験により、それぞれの案の有する水理的諸性質を明らかにした。

〔4〕 上記の水理的諸性質を比較検討して、B-4 案が水理的に最もすぐれていることを明らかにした。

プレストレスト合成ゲタの研究とその設計

(1) 模型実験に関する報告

田原 保二*・沓掛 哲男**・中村 正平***

(昭和 33 年 3 月)

Study on the Prestressed Composite Girder and the Design of It.

(1) Experimental study by model test

(March 1958)

Y. Tahara, T. Kutsukake and S. Nakamura

Synopsis :

This report describes on the result of the model test carried out in our laboratory, in order to get the necessary data for the design of prestressed composite beam bridge. (SHINOGATA BRIDGE). It has been proposed to use the piano wire as a prestressing material for metallic girder of the composite beam, while such practice has never been adopted to the design even abroad, hitherto.

The model beam was fabricated in 10 m long, and it was tested under the trial loadings by which the beam would deform within elastic limit of material and be brought to fracture. The results of the test was effectively referred to the assumptions of stress analysis in the design of actual bridge.

要 旨

本報告は、わが国最初の高張力鋼線を使用するプレストレスト合成ゲタの設計のために必要な資料を得る目的で行なった。各種の研究並びに試験の結果と、その結果を応用したプレストレスト合成ゲタ（新尾形橋）の設計について述べたものである。その中で今回は、全長 10 m の模型ゲタの弾性限載荷試験および破壊試験の結果について述べ、プレストレスト合成ゲタがその設計々算において仮定されたとおりの挙動を示すか否かおよび今回試案されたプレストレス系の構造が十分安全であるか否かについての検証に主眼をおいて検討を加えるものである。

目 次

1. 緒 言.....(1)	4. 実験方法.....(6)
2. 実験の目的.....(2)	[1] 載 荷.....(6)
3. 実験ゲタ.....(2)	[2] 測 定.....(7)
[1] 設計計算.....(2)	i) ヒズミ度の測定.....(7)
i) 鋼ゲタ断面.....(2)	ii) タワミおよび変位の測定.....(7)
ii) プレストレスによる応力度.....(2)	5. 測定結果およびその考察.....(7)
iii) 荷重載荷による応力度.....(3)	[1] プレストレスの導入時の
iv) 破壊荷重の計算.....(4)	測定値について.....(7)
[2] 設 計 図.....(4)	i) ゲタのヒズミ度.....(7)
[3] 使用材料と製作.....(4)	ii) ゲタのタワミ.....(8)
i) 鋼ゲタ.....(4)	[2] 載 荷 試 験.....(8)
ii) 定着部の製作.....(4)	i) ゲタのヒズミ度.....(8)
iii) プレストレスの導入.....(4)	ii) ゲタのタワミ.....(10)
iv) 床版コンクリート打ち.....(6)	6. 結 論.....(11)

1. 緒 言

従来からある合成ゲタは、鋼ゲタの上フランジに鉄筋コンクリート床版をジュエルを用いて強固に結合し、鋼ゲタと鉄筋コンクリート床版を一体として荷重を受けもたせるので、普通の非合成ゲタに比べて、鋼ゲタ上フランジの断面が少なくてすむ。更になんらかの方法で、鋼

ゲタ下フランジの断面積を減少させ、よりいっそう軽量で経済的な合成ゲタとすることができる方式がここに述べようとするプレストレスト合成ゲタである。

この方式は、鋼ゲタ架設時に合成ゲタの下フランジへ、外荷重によって生ずべき応力と方向反対の応力をプレストレスングによって与えるものであるが、厳密には荷重により、プレストレス系も同時に変形を受けるので、一般に有効なプレストレスの大きさも荷重に影響され変化することになる。プレストレスの与え方としては

* 道路部長
** 橋梁研究室 研究員
*** 橋梁研究室 研究員

いろいろ提案されているが、われわれの研究したものは高張力鋼線によってプレストレスを与える方式である。プレストレスを与える材料として高張力鋼線を用いた理由は、この研究がおこなわれた当時わが国では希望する程度の長さをもった高張力鋼材は鋼線以外になく、高張力鋼線の降伏点または引張許容応力度が、鋼棒あるいはケーブルのそれよりも高く定着も簡単でありケタの正負いずれの曲げモーメントを受ける部分についても適用できるし、またプレストレス導入量の検定が容易であり、支間 40 m 程度のプレストレスには他の方式にくらべてすぐれた点が多いためである。合成ゲタにプレストレッシングを行なったときの利点としては、床版コンクリートのクリープや、収縮のために鋼ゲタに生ずる応力を軽減できることもある。高張力鋼線を緊張して、これをゲタに定着する方法としては、わが国でプレストレスト・コンクリートゲタとして支間 40 m 程度にまで実績があるフレシネー・コーンを用いる定着方式によることとした。それで鋼線緊張用ジャッキ、その他定着装置などはフレシネーのプレストレスト・コンクリート用のものをほとんどそのまま使用できることになった。またフレシネー方式によることのもう一つの利点は今までに得られたコンクリートのプレストレッシングに関するデータが有効に利用しうることである。

本報告はこのような高張力鋼線を用いたフレシネー方式によるプレストレスト合成ゲタの大型模型実験に関するものである。

2. 実験の目的

プレストレスト合成ゲタは、その経済性のために、戦後のドイツにおいて戦災橋りょうの復旧のために提案され、主としてケーブル（ロックドコイル系）を使用して架設されている。わが国においてもここ数年来プレストレスト合成ゲタに対する認識が急速に高まり、高張力鋼棒を使用した小支間のプレストレスト合成ゲタはすでに完成し、今後この型式の橋はますます発展する気運にある。当所においても緒言に述べたように先年来、まったく独特の方法によって、中支間のプレストレスト合成ゲタの設計を行なうべく研究を続けていたが、こんど東北地方建設局ならびに中国四国地方建設局において、世界最初の高張力鋼線を用いるプレストレスト合成ゲタを架設する計画が提案され、その設計上の資料をうるために模型実験を行なったものである。今回の実験は実橋の 1/3 程度の模型ゲタについての載荷試験で、その目的はプレストレスト合成ゲタが設計計算で仮定された通りの挙動を示し、プレストレスゲタとしての機能を十分發揮するかどうかの検証、および破壊時のゲタの挙動、高張力鋼線定着部附近の強度、高張力鋼線を入れた鋼管および注入したモルタルの作用の3点が主たるものである。

第1の点については、プレストレスト合成ゲタをもってプレストレス材を内的不常定力とする一次不常定構造とし、プレストレス力に対するゲタの坐屈安全度は、ゲタの両端で偏心的に加わる軸力として検討していることおよびゲタの最終強度の検証であり、第2の点は、さきに実施した高張力鋼線の定着部の実物試験を補足するもので、ゲタの載荷によって支点附近に生ずるタワミ角が定着部に及ぼす影響、ゲタ端部の腹板の局部坐屈の問題、プレストレス力のゲタへの散逸の模様を検証である。第3の点は、注入されたモルタルがその附着力によって高張力鋼線と鋼管を結合し、それらが一体としてはたらくようになるときのゲタの挙動を調べることである。

3. 実験ゲタ

[1] 設計計算

試験ゲタの寸法は、実際に設計する予定の橋の 1/3 程度の大きさで、細部構造の検証も可能ならにできるかぎり大きくすることにした。それで、ゲタの寸法は載荷台の寸法も考え合わせて全長 10 m とした。設計の細部については合成ゲタ設計施工指針、鋼道路橋設計示方書、溶接鋼道路橋示方書の規定を参照した。

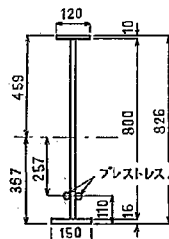
設計計算は、プレストレスト合成ゲタが活荷重を受けるにいたるまでの過程の各部応力度を検査するもので、自重のみを受けている鋼ゲタ、プレストレスを加えたときの鋼ゲタ、つぎに鉄筋コンクリート床版を載荷したときの鋼ゲタ、死荷重が載ったときの合成ゲタ、最後に活荷重が載ったときの合成ゲタの各部応力度が許容応力度内にあるかを換算することによっておこなわれる。したがって設計計算は、この課程を数回繰り返すことによって完了する。

つぎに、その計算の方法を示しながら最終結果を記する。

i) 鋼ゲタの断面 (第1図)

上部フランジ	P1—120×10	12 cm ²
ウェブ	P1—800×8	64 cm ²
下部フランジ	P1—150×16	24 cm ²
		100 cm ²

$$y = 45.9 \text{ cm}, I_x = 91,440 \text{ cm}^4$$



図—1

鋼ゲタ自重による応力度は

$$\sigma_{t0} = -53 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{m0} = 42.6 \text{ kg/cm}^2$$

ii) プレストレスによる 応力度

プレストレス量は、ゲタ断面、ゲタ長、鋼ゲタおよびプレストレス材の許容応力度、荷重モーメントなどから定められるものであるが、このケ

タでは実寸定着部の試験もあわせて行なう目的で許される最大量を入れることにした。実際のプレストレスト合成ゲタに使用する高張力鋼線の最小単位は $\phi 7$ 鋼線 12 本 2 組であるので、これを模型ゲタに使用することには不経済ではあるが、今度の実験ではこれを使用することにより模型ゲタとしての釣合をはなはだしくせうなことなく、実際の定着部の挙動を調べるので、あえて、このような設計としたのである。合成ゲタ設計施工指針によると架設時に圧縮引張鋼線に対して 30% の許容応力度の増加を許している、これから許される最大プレストレスト応力度は

$$\text{引張線: } 1300 \times 1.3 = 1,690 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{圧縮線: } 1200 \times 1.3 = 1,560 \text{ kg/cm}^2$$

となる。つぎにゲタ全体の坐屈安定の点から考えると、主ゲタウェブ面内の坐屈、面外に面直角方向への坐屈およびねじれ坐屈が考えられるが、この内プレストレスト構造のために面外に直角方向の坐屈は起りえないと思われるのでこれはのぞき、偏心荷重による面内直角方向への坐屈強度 P_{k1} 、およびねじれ坐屈強度 P_{k2} を次式で計算せねばならない。

$$P_{k1} = 76 \left(\frac{1}{2} - \frac{e}{b} \right)^3 \frac{EI}{e^2}, \quad \frac{l}{b} = 0 \sim 0.5$$

$$P_{k2} = \frac{\pi^2 B_1}{l^2} \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 B_1}{l^2} \frac{e}{c}}$$

いま、これらの式にさきの i) の結果を入れて計算すると、明らかに $P_{k1} < P_{k2}$ となり、プレストレスト鋼線の支点間距離 10.4 m を入れて坐屈安定の見地からこのゲタに加えるプレストレスト P_{k2} を逆算すると、 $P_{k1} = 89.2 \text{ t}$ となる。また、定着部に接するゲタの面積は鋼材の許容応力度内で全プレストレストをゲタに伝えるだけの大きさをもたねばならない。それで、応力集中の起ると考えられるゲタ端からほぼゲタ高に等しい長さにはゲタの両端に厚いウェブプレートを使用し、定着部の接する部分には、アンカブロックを入れて十分な支圧面積を確保することにした。さらにプレストレスト合成ゲタのウェブは曲げモーメントと同時に軸圧力を受けるので、局部坐屈についても安定を検せねばならない。これについてはわが国に適當な規定がないので、ドイツの鋼構造物の坐屈計算規程 DIN 4114 を準用して換算した。一方、高張力鋼線は後述するように降伏点強度 135 kg/mm² 以上であり、リラクゼーションは 5% 程度、またフレシネーコーンによる定着時のすべりは 2% 程度、ジャッキとコーンでの摩擦抵抗は 4% 程度であることが知られているので、実際に鋼線に与えるプレストレスト P は、つぎのように決定した。

$$P = 2 \text{ 組 (12 本} \times 38.4 \text{ mm}^2/\text{本} \times 95 \text{ kg/mm}^2) \\ = 86,800 \text{ kg}$$

プレストレストによって、ゲタに生ずる曲げモーメント

はゲタに沿って一様に M_p であると考え、図-1 を参照して、

$$M_p = 86,800 \times 0.257 = 22,300 \text{ kg-m}$$

ゆえにプレストレストによる鋼ゲタの応力度は、プレストレスト導入の直後に

$$\sigma_{p0} = \frac{2,230,000}{91,440} \times 45.9 - \frac{86,800}{100} = 252 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{pH} = -\frac{2,230,000}{91,440} \times 36.7 - \frac{86,800}{100} = -1,763 \text{ kg/cm}^2$$

タワミは $\eta_p = 1.46 \text{ cm}$ となる。

iii) 荷重載荷による応力度

プレストレストゲタに荷重がのった場合のゲタおよびプレストレスト材の応力を示す基本式は次のように計算される。この場合考え方はゲタが鋼ゲタでも合成ゲタでも同様であり、合成ゲタのときは、床版コンクリートを鋼に換算すればよい。今回の試験ではコンクリートの強度を 400 kg/cm² であると仮定し、合成ゲタ設計施工指針にしたがって鋼とコンクリートの弾性係数の比 $n=6$ とした。鋼の弾性係数は 2,100,000 kg/cm² であるので、コンクリートの弾性係数は 350,000 kg/cm² と仮定したこととなる。ゲタにプレストレストを導入する場合は、ゲタの両端に偏心荷重を与え、軸力 N_0 と曲げモーメント M_0 (荷重によって生ずるものと逆方向) を発生する。すなわち鋼ゲタ自重による主ゲタの曲げモーメント M_0 、プレストレスト力を V とすると (図-2)

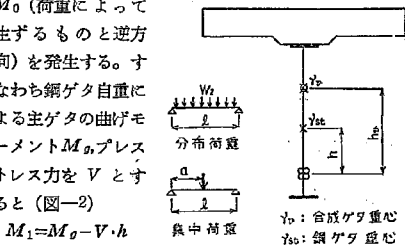


図-2

$M_1 = M_0 - V \cdot h$
 $N_1 = -V$ 、つぎに、この状態のゲタに床版などの等分布荷重が載ったときは鋼線に不静定力 N_2 が発生し、これによってゲタに反力 N_2 および曲げモーメント M_2 が生ずる。等分布荷重による曲げモーメントを M_e とすると

$$N_2 = -\frac{\int_0^l \frac{M_e}{EI} \cdot ds + \int_0^l \frac{N_2}{EA} \cdot ds + \int_0^l \frac{1}{EA} \cdot ds}{\frac{W}{12} \cdot h \cdot l^2} \\ = -\frac{1}{h^2 + \frac{l}{A} - \frac{l}{A_s}}$$

$$M_2 = M_e - N_2 \cdot h$$

ただし、 $\bar{M}$: 仮想力 $\bar{N} = -1$ による静定基本系の曲げモーメント

E : 鋼材の弾性係数

I : 鋼ゲタの断面 2 次モーメント

A : 鋼ゲタの断面積

A_s : 高張力鋼線の断面積

l : 支間

合成ゲタに集中荷重が載ったときは同様に、鋼線に不荷定力 N_3 が発生し、ゲタには反力 N_3 および曲げモーメント M_3 が発生する。すなわち支点より a の距離にある集中荷重 P による曲げモーメントを M_P とすると

$$N_3 = \frac{\int_0^l \bar{M} M_P \frac{ds}{EI_P}}{\int_0^l \frac{\bar{M}^2}{EI_P} ds + \int_0^l \frac{\bar{N}}{EA} ds + \int_0^l \frac{1}{EA_s} ds}$$

$$= \frac{P \cdot h \cdot a(l-a)}{2l \left(h^2 + \frac{l}{A} + \frac{l}{A_s} \right)}$$

$$M_3 = M_P - N_3 \cdot h$$

合成ゲタの断面常数を算出すると、(図-3)

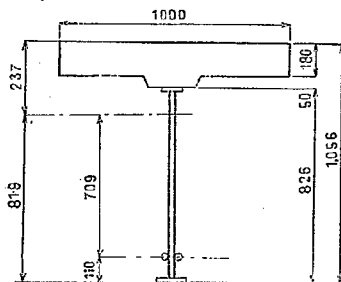


図-3

床版 A_c 100×18 1,800 cm²

ハンチ A_c' 1/2×5×(22+55) 193 cm²

1,993 cm²

鋼ゲタの換算断面積 6×100=600 cm²

ゆえに全換算断面積 2,593 cm²

$y = 23.7$ cm

換算合成断面 2 次モーメント $I_P = 2,250,312$ cm⁴, ゲタの支間中央に載荷された集中荷重 P によるプレストレスの増加量は、

$$\Delta H = \frac{2.49 \times 0.5 \times 0.709 P}{\left(\frac{0.0225}{0.00092 \times 6} + \frac{0.0225}{0.2593} + 0.7092 \right)} = 0.189 P$$

プレストレスの増加による曲げモーメントの減少量は

$$\Delta M = -0.134 P$$

したがって集中荷重によってゲタに発生する曲げモーメントは、 $M = 2.216 P$ となる。

iv) 破壊荷重の計算

プレストレスト合成ゲタが載荷によって破壊するときの応力状態は、塑性理論によると図-4 のようになるといわれる。このとき、床版コンクリートの応力度は 400 kg/cm², 鋼ゲタの応力度 2,400 kg/cm², 鋼線の応力度は 13,500 kg/cm² であると考えて全塑性モーメントを算出する。床版コンクリートの引張強度および鉄筋の引

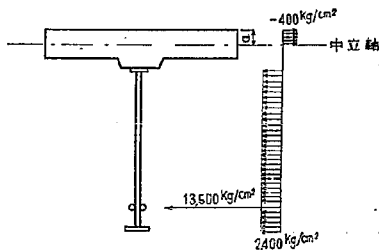


図-4

張強度を無視すると断面応力の釣合条件から中立軸を算出することができる。試験ゲタは鋼断面に比べてコンクリート断面がいちじるしく大であるので、破壊時の中立軸はコンクリート床版内にあると仮定すると、 $a = 9.11$ cm, 全塑性モーメント $M_n = \sum Fy$ より $M_n = 26,642,484$ kg-cm

(2) 設計図

図-5, 図-6 に示すとおりである。

(3) 使用材料と製作

i) 鋼ゲタ

SS41 材を用いて、図-5, 図-6 に示すような鋼ゲタを製作した。組み立は全部溶接とした。

ii) 定着部の製作

図-6 に示すように、鋼管を使用して全溶接で定着部金物をつくり、この中に所定の位置に既製のフレシネコーン (φ7×12 本用) を 1 個あて豆砂利コンクリートを使用して固定した。定着部には短かいガスパイプをとりつけて高張力鋼線の挿入を便利ならしめている。

表-1 豆砂利コンクリート配合表 (1 m³ あたり)

早強セメント	水	砂	砂 (最大径 10 mm)	利	G/S
470 kg	170 kg	660 kg	1,211 kg		1.7

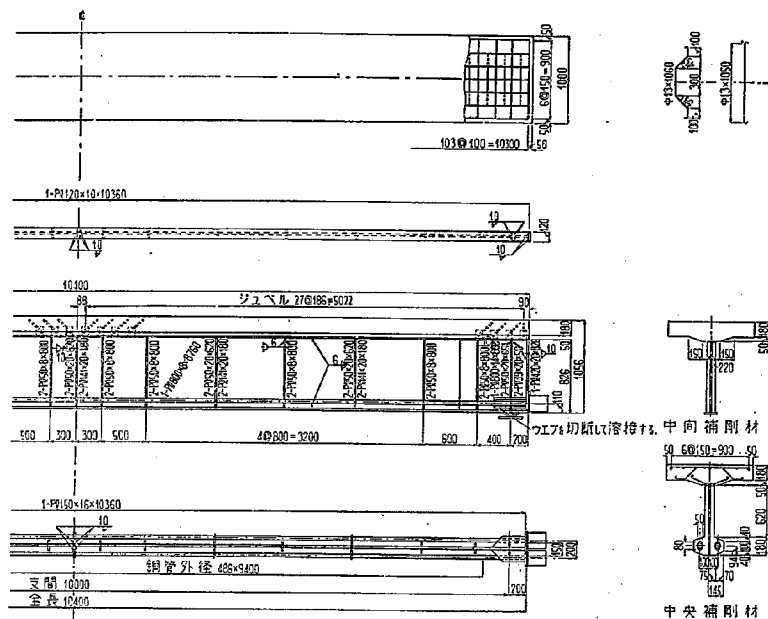
表-2 豆砂利コンクリート強度

	3 日目	7 日目
圧縮強度	338 kg/cm ²	425 kg/cm ²

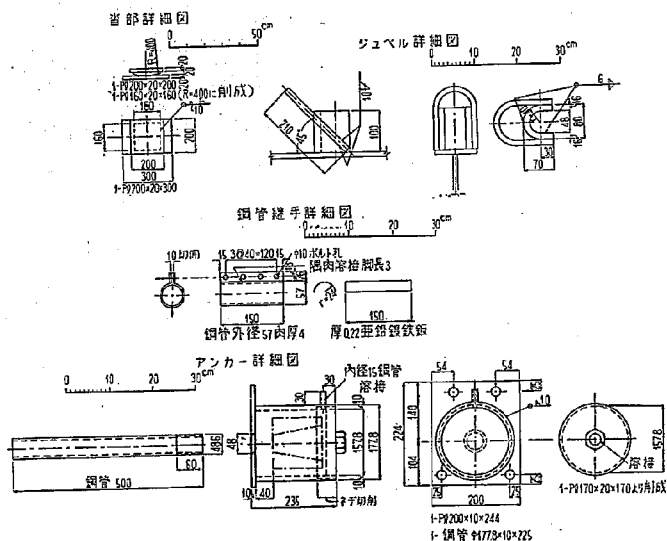
定着部は、豆砂利コンクリートを打った後、使用するまで 2 週間を経過している。

iii) プレストレスの導入

工場において製作したゲタを載荷試験場に運搬し据えつけた後、鋼線保護管 (ガスパイプ) に高張力鋼線を通し、ゲタ端にボルトにより定着部をとりつけた。その際に保護管の接手を配置しておく。つぎに、フレシネージヤッキ (7φ×12 本用) を用いて、2 束の鋼線を両端から一束づつ片引きし、所定のプレストレス力を導入した。鋼線の緊張の時は、ゲタの両端に配置した 2 つのジャッキのマノメーターの読みを常に等しくなるように



図—5



図—6

く連絡をとりながら操作し、ケタに非対称な力を与えないようにした。そこで第2ジャッキにより定着を行ない、フレシネージャッキを取りはずす。ジャッキを取りはずしたのも、保護管の接手を十分気密が保てる位置に固定し、高張力鋼線の端をガスで切り揃え、高速ミキサ（回転数 2,000 r.p.m.）で混合し流動状態となったモルタルをハンドポンプによって、保護管の中へ注入した。モルタル注入の翌日、高張力鋼線の両端をさらに短く切り揃え、定着部の後蓋を閉じ、蓋と内部のフレシネーコーンとのすきまに同じ品質のモルタルを注入した。

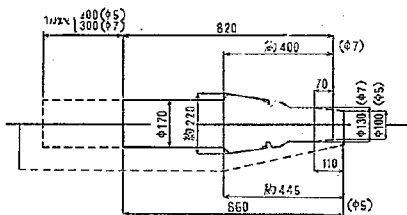
表—3 高張力鋼線の性質
新鋼線鋼索株式会社製 P.C. 鋼線 直径 7mm

切断荷重	抗 張 力	伸 率	降 伏 点	リラクゼーション
6,450 kg	155 kg/mm ²	5 % (標 点 間 100 mm)	135 kg/mm ²	3.5% 以下

表—4 フレシネージャッキの要目 (図—7)
E ジャッキ (1953 年型 12—φ7 用)

自 量	90 kg
引張ジャッキ受圧面積	157.8 cm ² (最大許容圧力 410 kg/cm ²)
定着ジャッキ受圧面積	31.1 cm ² (最大許容圧力 480 kg/cm ²)
楔外しジャッキ最大許容圧	450 kg/cm ²
最 大 揚 程	300 mm
最 大 圧 力	70 t

E ジャッキ



図—7

表—5 注入モルタル配合表 (1 m³ 当り)

水/セメント+ フライアッシュ	早 強 セメント	フ ラ イ ア ッ シュ	水	アルミ粉
37 %	900 kg	450 kg	500 kg	180 kg

表—6 注入モルタル強度

	3 日 目	7 日 目	28 日 目
圧 縮 強 度	71 kg/cm ²	91 kg/cm ²	191 kg/cm ²

iv) 床版コンクリート打ち

モルタル注入後、その場で床版形わくを組み立て鉄筋を配置し、保護管にモルタル注入後5日目に床版コンクリートを打設した。コンクリートの品質は $\sigma_{14}=400 \text{ kg/cm}^2$ を目標として設計した。これはコンクリート打ちの後2週間で試験を行なうためである。実際には $\sigma_7=422 \text{ kg/cm}^2$ であった。

表—7 床版コンクリート配合表 (1 m³ 当り)

水/セメント比	早 強 セメント	水	砂 利	砂	G/S
40.5 %	420 kg	170 kg	1,194 kg	628 kg	1.9

打ち込みには棒状バイブレーターを使用し表面を平滑にならした後に、ビニール養生被膜を塗布し2週間静置して養生した。型わく、支保工は9日目にとりはずした。

4. 実験方法

[1] 載 荷

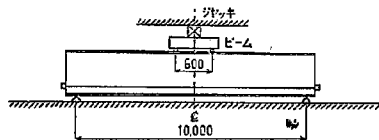
床版コンクリートの打設の後2週間目に載荷試験を実施した。ケタの支間中央に間隔 60 cm においた鋼棒の上に鋼箱ゲタをおき、その上に載荷用ジャッキをのせた。(図—8) (写真—1)



写真—1

表—8 載荷用ジャッキ要目

最 大 圧 力	① 100 t	② 200 t	③ 100 t
揚 程	200 mm	150 mm	200 mm
受 圧 面 積	246 cm ²	530 cm ²	266 cm ²
自 重	105 kg	470 kg	216 kg



図—8

載荷の大きさは、マノメーターによって読みとり、100 t まで加えた。

つぎに 200 t ジャッキ 1 台、100 t ジャッキ 1 台を加えて (図-9)、再び載荷試験を実施した。この際は中央ジャッキで 60 t、両側のジャッキでおのおの 100 t を加えた。

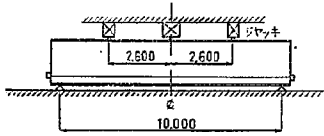
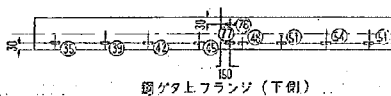
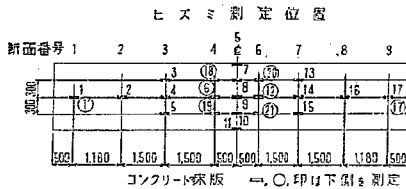


図-9

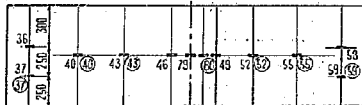
〔2〕測 定

プレストレスの導入のときと、載荷試験のときにゲタ各部のヒズミ度とタワミを測定した。

i) ヒズミ度の測定 (図-10)



図ゲタ上フランジ (下側)



図ゲタ下フランジ (下側)

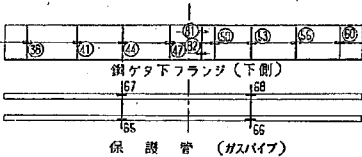


図-10

底力度はヒズミを測定して、それから換算することとし、ヒズミはすべてワイヤーストレインゲージで測定することにした。

コンクリート床版のヒズミ測定には東京測器研究所製 PL-60 型、ゲージ長さ 60 mm、抵抗 120 オーム、ゲージファクター 2.29、鋼ゲタのヒズミ測定用には東京測器研究所製 PL-10 型、ゲージ長さ 10 mm、抵抗 120 オーム、ゲージファクター 2.21、ゲージ接着剤は、東京

測器研究所製で、コンクリート用は PS 型、鋼ゲタ用は P₂ 型である。ストレインメーターは共和無線研究所製のもの 2 台、スイッチボックスは共和無線研究所製 4 台、ジャンクションボックスは共和無線研究所製のもの 1 台を使用した。

ii) タワミおよび変位の測定 (図-11)

ダイヤルゲージ計測位置

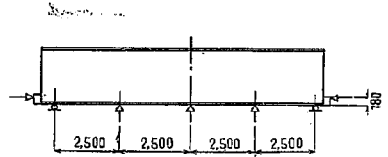
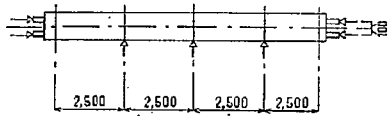


図-11 ダイヤルゲージ計測位置

タワミはピーコック印ダイヤルゲージ (0.01 mm 読み、ストローク 30 mm) を使用した。変位も同形式のダイヤルゲージで計測した。

5. 測定結果およびその考察

〔1〕プレストレスの導入時の測定値について

i) ゲタのヒズミ度

プレストレスを導入したとき、プレストレスによって発生するヒズミの分布状態は図-12 のようになる。これによると、ゲタ端からはゲタ高以上の距離をはなれると計算どおりの曲げモーメントが導入されていることがわかり、仮定が正しかったことが知れる。また、プレストレス用ジャッキの緊張力とゲタ各部の換算底力度との関係は図-13 のようになり、仮定どおりの比例関係が成立している。いずれの図においても、測定値が理論値を下まわっているのは、ジャッキおよび鋼線の摩擦による損失のためと推定される。その大きさは、ゲタ端部

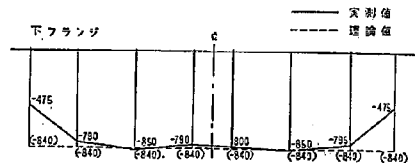


図-12

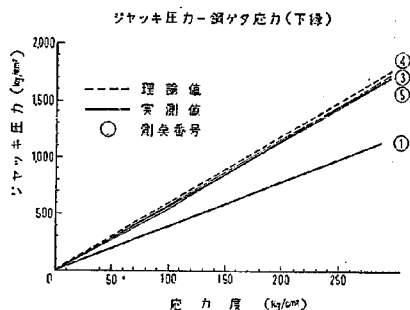


図-13

表-9 プレストレス導入時のゲタのヒズミ度

単位: 10^{-8}

上フランジ				下フランジ			
断面	実測値	理論値	比	断面	実測値	理論値	比
1	98	120	0.82	1	-475	-840	0.57
2	50	120	0.42	2	-790	-840	0.94
3	136	120	1.13	3	-850	-840	1.01
4	136	120	1.13	4	-790	-840	0.94
5				5			
6	136	130	1.13	6	-800	-840	0.95
7	136	120	1.13	7	-850	-840	1.01
8	50	120	0.42	8	-795	-840	0.95
9	98	120	0.82	9	-475	-840	0.57

$$\text{比} = \frac{\text{実測値}}{\text{理論値}}$$

の測定値をのぞくと2~4%程度であり、仮定の数値と一致している。

ジャッキ緊張力と高張力鋼線の伸びとの関係は図-14のようになり、この事実を裏づけている。

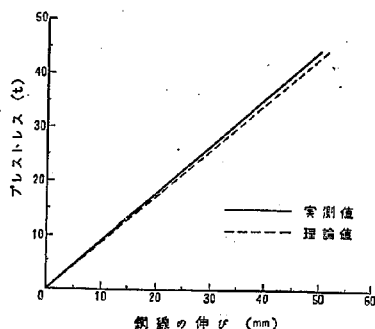


図-14

鋼線保護管(ガスパイプ)には応力は生じなかった。すなわち管にはプレストレスは作用していないと考えられる。

定着部をささえる水平補剛材の受けている力を測定値から推定すると、図-15のようになる。ここで水平補剛材は、全断面が有効であると考えて理論値を算出しているが(図-6参照)、図-15から明らかなように実測値は、

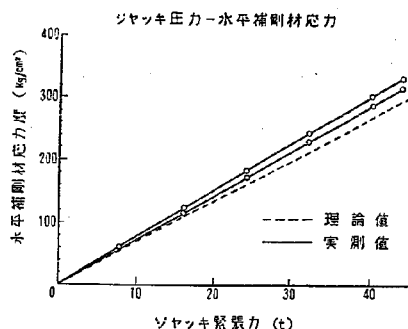


図-15

その値を上まわっている。この理由は、応力の集中によるものと思われ、定着部附近のゲタ端に埋め込んで溶接した、いわゆるアンカーブロックは有効でなく、むしろ巾広い水平補剛材を数多く配置する方が有利と判断される。

ii) ゲタのタワミ

図-16に示すようになり、実測値は理論値とよく一致している。

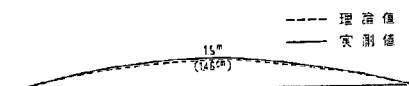


図-16

以上 i), ii) の結果を総合して、鋼ゲタには、計算どおりのプレストレスが導入されたと判定できる。

〔2〕 載荷試験

i) ゲタのヒズミ度

図-17、図-18にその値を示す。鋼ゲタ、床版ともに理論値と実測値はよく一致している。しかし荷重による曲げモーメントの小さいゲタ端部附近には、わずかなではあるが引張応力度が生じているので、実橋においては、

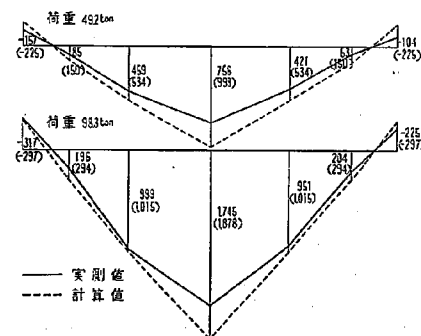
図-17 鋼ゲタ下フランジのヒズミ度 10^{-8}

表-10 鋼ゲタ下フランジのヒズミ度 単位: 10^{-6}
荷重 49.2 ton 荷重 98.3 ton

断面	実測値	理論値	比	断面	実測値	理論値	比
1	-157	-225	0.70	1	-317	-297	1.07
2	85	150	0.57	2	196	294	0.67
3	459	534	0.86	3	999	1015	0.98
4				4			
5	756	999	0.76	5	1745	1878	0.93
6				6			
7	421	534	0.79	7	951	1015	0.94
8	63	150	0.42	8	204	294	0.69
9	-104	-225	0.46	9	-225	-297	0.76

比 = $\frac{\text{実測値}}{\text{理論値}}$

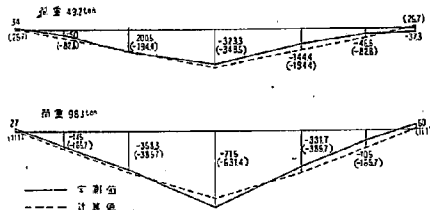


図-18 コンクリート床版上縁のヒズミ度 10^{-6}
配力鉄筋によってこれを受けもたせるよう設計せねばならない。

一般的にみて、実測値は理論値よりも値が小さいのは鋼線保護管の中へモルタルを注入した結果、モルタルの附着力によって、ガスパイプが高張力鋼線と一体となって引張力に抵抗しているためと思われる。

載荷によるプレストレスの増加量 ΔH は、鋼線のみ

表-11 コンクリート床版上縁のヒズミ度 単位: 10^{-6}
荷重 49.2 ton 荷重 98.3 ton

断面	実測値	理論値	比	断面	実測値	理論値	比
1	34	25.7	1.32	1	27	11.1	2.43
2	-50	-82.8	0.60	2	-145	-165.7	0.88
3	-200.5	-194.4	1.03	3	-358.3	-385.7	0.93
4				4			
5	-323.3	-346.5	0.93	5	-715	-631.4	1.13
6				6			
7	-144.4	-194.4	0.74	7	-331.7	-385.7	0.86
8	-45.6	-82.8	0.56	8	-105	-165.7	0.64
9	25.7	-37.3	-0.69	9	50	11.1	4.50

比 = $\frac{\text{実測値}}{\text{理論値}}$

有効と考えると 3. [I. iii] により載荷重 P については

$$\Delta H = 0.189 P$$

$$P = 100 \text{ t とすると}$$

$$\Delta H = 18,900 \text{ kg (20.5 kg/mm}^2\text{)}$$

また、鋼線保護管内の全断面が有効と考えると、その全面積 $a = 38 \text{ cm}^2$ 、このときの $\Delta H'$ は、

$$\Delta H' = 0.559 P$$

$P = 100 \text{ t}$ では、 $\Delta H' = 55,900 \text{ kg}$ となり大差を生ずる計算となる。

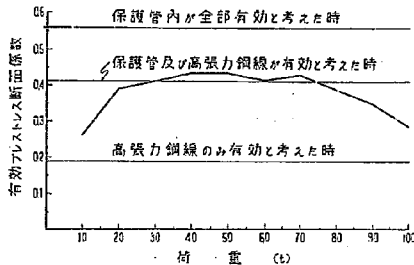


図-19 実測タワミによる有効プレストレス断面係数

つぎに、中央点のタワミ (図-20) について検討し、保護管とモルタルの断面積の中で、高張力鋼線と協同してプレストレスを受ける部分 (有効プレストレス断面積) を算出してみる。

タワミ η は荷重によるタワミ η' からプレストレスの増加量によるタワミ η'' (逆タワミ) を減じて算出する。

$$\eta' = \frac{P}{3.5 \times 10^5 \times 2.25 \times 10^6} \times \frac{5.3^2 \times 4.7^2}{6 \times 10} \times \left(\frac{2 \times 5}{5.3} + \frac{5}{4.7} - \frac{5^3}{5.3 \times 4.7} \right) = 2.57 \times 10^{-5} P$$

$$\eta'' = \frac{\Delta H \times 70.9 \times 1000^2}{8 \times 3.5 \times 10^5 \times 2.25 \times 10^6} = \Delta H \times 1.135 \times 10^{-5}$$

$$\eta = \eta' - \eta'', \text{ いま } P = 49,200 \text{ kg ならば}$$

$$\eta' = 2.57 \times 4.92 \times 10^{-1} = 1.265 \text{ cm}$$

$$\eta'' = a \times 5.58 \times 10^{-1} = 0.558 a$$

測定値から $\eta = 0.978 \text{ cm}$ であることがわかっている
ので $\therefore \eta = 0.978 = 1.265 - 0.558 a$

として係数 a (有効プレストレス断面係数) を求めると
 $a = 0.514$

$P = 98,300 \text{ kg}$ のときは同様に $a = 0.287$ をうる。
このことは、載荷の初期には高張力鋼線を含むプレストレス材にかかる力はすくないので、鋼線とモルタルおよび保護管の附着はほぼ完全で、全断面は一体となって働き漸次荷重が増すと附着がきかなくなり、最終的には高張力鋼線のみで応力を受けるような状態に近づくと推定される。(図-19)

荷重 P によってゲタに起こる曲げモーメントは、この場合ゲタの中央点で $M = 2.35 P \text{ t-m}$ 、前述の有効プレストレス断面係数を使用して計算してみると、載荷の最初の時はジャッキ圧力が低く、各部の摩擦など不確実な要素の影響が多いので、保護管内全部が有効と考えて見ると、
 $\Delta H = 0.559 P$

図-19 で荷重が 70 t までは有効プレストレス断面係数が一定と考えられるから、この範囲では

$$\Delta M = -0.559 P \times 0.709 = -0.397 P \text{ t-m}$$

$$\text{ゆえに } M = (2.35 - 0.397) P = 1.953 P \text{ t-m}$$

ケタ中央部の応力は $P=49,200 \text{ kg}$ のとき, $\Delta H=0.559 \times 49,200=27,500 \text{ kg}$

$$M=1,953 \times 100 \times 49,200=9,607,000 \text{ kg-m}$$

ケタ中央下縁の応力度は $\sigma_u=2,034 \text{ kg/cm}^2$, 上縁の応力度は $\sigma_c=-101 \text{ kg/cm}^2$

つぎに保護管と高張力鋼線が有効にはたらく場合は, $\Delta H=0.419$ として, $\Delta M=-0,709 \times 0,411 P=-0,291 P$, $M=(2,35-0,29) P=2,06 P$

最後に高張力鋼線のみ有効と考えると

$$\Delta H=0,189 P, \Delta M=-0,709 \times 0,189 P=-0,134 P$$

$$M=(2,35-0,134) P=2,216 P$$

ケタの中央下縁応力度は, 荷重 $P=100 \text{ t}$ として, $\sigma_u=4,800 \text{ kg/cm}^2$, 上縁応力度は $\sigma_c=-238 \text{ kg/cm}^2$ 計算応力度を, 鋼の弾性係数 $2,100,000 \text{ kg/cm}^2$, $n=6$ としてヒズミに換算すると図-18 のようになる。この実験ケタの設計にあたり, ケタ剛性の増加のため, 垂直補剛材の上下縁を溶接したため, その溶接点近傍に配置した測点では, 応力集中のため, 理論値と実測値が合わないところが出ている。今回の実験におけるケタの挙動から判断して, 補剛材の引張フランジへの溶接は, その必要がないものと思われる。

つぎに設計荷重を越えて荷重を増加し床版下部に亀裂が入るまで載荷した。さらに荷重を増加して床版上面に圧縮破壊を起こさせようとしたが, ジャッキの能力並びに載荷台の安全上不可能であることが判明したので床版下部亀裂の状態で試験を終わった。このとき, 鋼ゲタの下縁は塑性領域にはいっているので, 実測値と計算値はそうとうに異なっている。また, プレストレス導入のとき, および載荷のときの実測値を用いて鋼ゲタ下縁中央が許容応力度 $1,300 \text{ kg/cm}^2$ に達するときの曲げモーメント (設計曲げモーメント) は, つぎのように推定できる。

$$\left. \begin{array}{l} \text{プレストレス} \quad -1,763 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{許容応力度} \quad +1,300 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\}$$

許容下縁全引張応力度 $3,063 \text{ kg/cm}^2$, 実測値によると, 荷重が 147.5 t-m のとき下フランジの応力度はこの値に達する。

床版にヒビ割れが発生するときの荷重モーメントは, 358.5 t-m をえているので, 床版にヒビ割れに対する安全率は

$$\eta = \frac{358.5}{147.5} = 2.43$$

床版破壊の状況は写真-2, -3 に示すように床版コンクリート下縁の引張ヒビ割れによって起こり, 他の構造部分特に定着部, 保護管接手, 高張力鋼線にはまったく異常を認められなかった。

ii) ケタのタワミ

設計曲げモーメント 147.5 t-m に対して剛度 $\frac{1.88}{1000} =$



写真-2

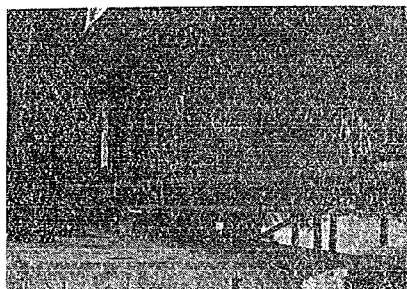


写真-3

1 965 となっている。タワミの実測値は図-20 と図-21 に示す。図に明らかなように, タワミの実測値は理論値と非常によく一致している。水平方向の偏位については図-21 のようにわずかに表われているが, ケタが1本であること, 支点が非常に簡単であること, 載荷装置の寸法がケタの寸法にくらべて大きいこと, などを考えるとその測定値の小さいことからして, 大した異常とは認めがたい。しかし, 荷重のかかり方によっては, ケタにねじりモーメントを発生する場合も考えられるので, プレストレス合成ゲタは, かならず対傾構を取り付け, ケタ間隔にも, ケタのねじり強さの点から制限を設ける必

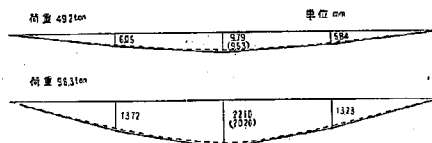


図-20 載荷時のタワミ

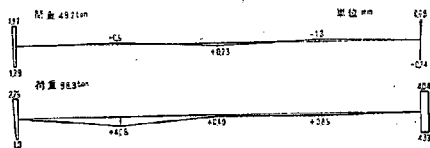


図-21 載荷時のケタの水平方向の偏位

要があると思われる。

床版き裂のときの支間中央のタワミは、レベルによる実測値として 80 mm であったが、 $n=11$, $n=12$, とし、タワミを計算した値はそれぞれ 78.2 mm, 85.3 mm を得るので破壊時のタワミの推定にはこの程度の n を使用できることがわかる。床版ヒビ割れ後、載荷を取り除いても永久タワミ 32 mm が残留した。これは、プレストレスト合成ゲタでは、鋼ゲタが降伏しても高張力鋼線は一般に許容応力度内に止り、これがゲタをある程度まで復元させようとする力を発揮するためと思われる。これは、プレストレスト合成ゲタの剛性に良い影響を及ぼす反面、ゲタの振動性状に独特の影響を及ぼし、高張力鋼線が降伏点になるまで荷重が増大するときは、急激な崩壊を起こす危険のあることを示している。このような場合、高張力鋼線を用いることは、危険がある程度漸進的に起こることになり事故を予知できる利点がある。

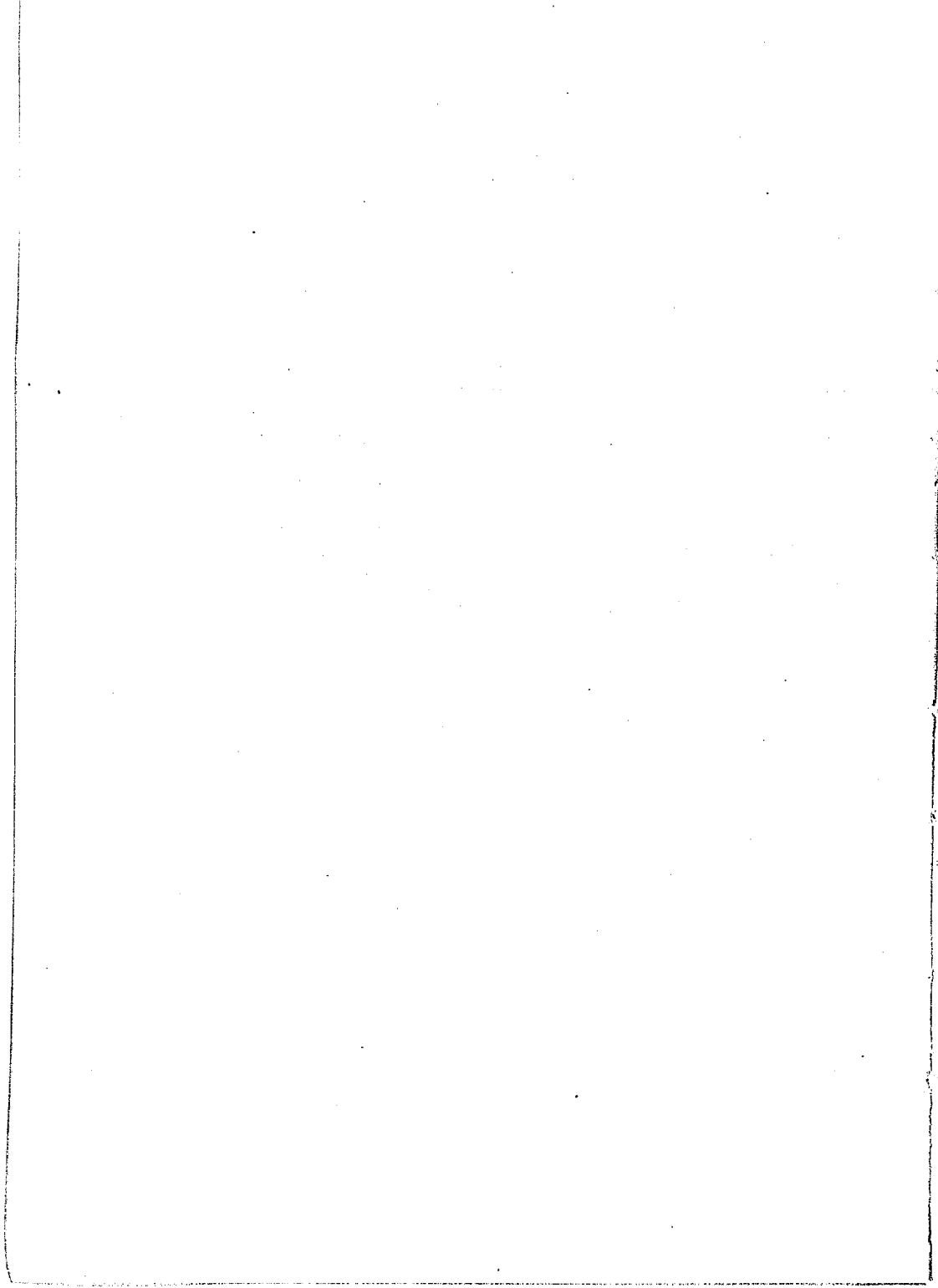
6. 結 論

以上の実験ならびにその考察から次の結論をうることができた。

1. 高張力鋼線を用いて、鋼ゲタにプレストレスを設計どおり導入できる。
2. プレストレスト合成ゲタが載荷されたときは、設計

計算で仮定したとおりの挙動を示す。

3. 定着部は十分な強度を有し安全である。
4. 許容応力度内において、鋼張力鋼線の保護管は、高張力鋼線と共同作用が認められる。
5. 高張力鋼線保護管内へのモルタル注入は、配合、施工法とも正しかったと推定できる。
6. ゲタが許容応力度を受ける範囲内では、高張力鋼線保護管を支持する補剛材は、大きい力を受けることはない。したがって、補剛材をもっと薄い板にしてもよい。
7. ゲタ端のアンカブロックは不要で、巾広い水平補剛材の方が合理的と思われる。
8. 坐屈安定についての検討は十分に正しい結果を示している。
9. プレストレスト合成ゲタは十分な対傾構を有し、ゲタ間隔もあまり大きくないことが望ましいようであるが、本実験では数値的な結論はだせない。
10. この型式の合成ゲタは、ゲタが降伏しても、プレストレスト鋼線の応力度は、たいいていの場合その許容応力度内に止まり、ゲタの急激な崩壊を防ぐ。
11. 高張力鋼線を用いるプレストレスト合成ゲタは、設計荷重に対して十分な強度ならびに剛度を有し安全である。



土質改良に関する実験的研究 (第3報)

——セメントによる安定処理の施工管理の一例と設計施工基準案——

竹 下 春 見* 田 中 淳 七 郎**

(昭和34年1月)

Experimental Research on Soil Stabilization, Third Report.

—An example of construction control of Cement-Stabilized
base course and the tentative standards of design
and control of soil-cement Stabilization. —

(January 1959)

H. Takeshita and J. Tanaka

Synopsis :

This report gives the results of design and construction control of soil-cement base stabilization held in 1959 within the jurisdiction of the construction office of national highway No. 4. in the Kanto-district.

Considering Japanese speciality we recommend the tentative standard of design and construction control of soil-cement stabilization based on the experimental results in the fields and laboratories.

Already we discussed the related matters to laboratory tests in the No.102 report.

要 旨 :

本文は、昭和 33 年度に関東地方建設局関東四号国道工事事務所管内で行なったセメントによる安定処理工法の設計と施工管理の結果とを示し、この現場実験結果と所報 102 号で述べたソイル・セメントの室内実験の結果とにもとづいて、わが国のセメントによる安定処理工法の設計、施工の基準案を述べ、あわせて諸外国の設計施工の基準を参考までに示した。

目 次

1. 緒 言.....(1)	5. 結果の検討.....(5)
2. 工事の概要.....(2)	6. 工 費.....(22)
3. 室内実験について.....(2)	7. 設計、施工基準案.....(22)
4. 施工および施工管理.....(5)	8. 結 語.....(27)

1. 緒 言

土木研究所報告95号および102号で、土をセメントで安定処理したさいの室内実験の概要を報告した。

しかし、一般に安定処理工法を現場で行なう場合に第一に問題になるのは、実験室内の試験結果と実際に現場で施工した場合の結果との間にどんな関係があるかとい

う点である。

すなわち、実験室内での配合設計がいかによくできていても、現場施工の場合に品質のパラツキがそうとうあり、実験室内で規定した安定度よりも現場で施工したものがはるかに低い部分がそうとうあるというのでは問題になる。またソイル・セメントの場合には、力学的な効果として、ある程度版としての強度（すなわち曲げ引張り強度）をたしかに期期してはいるが、経験によれば強度が大きすぎると生じるヒビワレの巾が大きいので、版

* 工務 道路部 舗装研究室長

** 道路部 舗装研究室 研究員

としての強度はあまり大きすぎたはいけないとされている。

実際に現場でソイル・セメントを施工する場合には、非常によく選択された材料でよく管理された中央プラント方式を採用しないかぎり、粉碎、混合、水量などの点で材料としてすでに相当のパラツキがあることを覚悟しなければならない。さらに、たとえ材料が各施工区間にわたって同一配合で同じ水分をもっとみなしうる場合でも（このことは現場では非常にむずかしいことではあるが）、現場でソイル・セメント基層または路盤を締固めたさいに、それより下の層の安定性によってソイル・セメントの締固メ効果は大きい影響をうけるものである。

このことは狭まい区間でも路床土が複雑に変化する日本のような所では注意をしなければならない点であり、また責任技術者の適切な判断と処理とが望まれるところである。

本文では、上述した点にとくに留意して

(1) 室内でえた安定度（厳密には一定の变形量に対する応力として定義されるが、本文では一軸圧縮強度、 $C \cdot B \cdot R$ -値、 K -値などをとっている。）と現場施工時のそれとの比較。

(2) 施工管理試験の結果。

(3) (2)の結果によって、施工時に必要な最小の現場管理項目。

(4) 設計、施工基準案。

などの諸点について述べたものである。

2. 工事の概要

昭和 33 年 5 月から同年 7 月にわたって埼玉県幸手町に建設された延長約 2km の幸手バイパス全線の基層（総面積 47,200 m^2 ）をセメントで安定処理した。

設計断面を 図-1 (1) に示す。路床面はたんにほぼ平均 1.5m の高さにある。

当初計画は 図-1 (2) に示すようなセメント・コンクリート舗装の設計断面であったが、

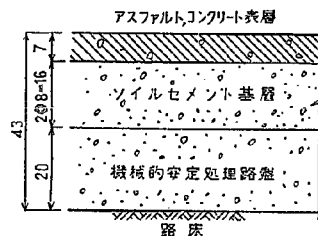
(1) 昭和 32 年度栗橋町で施工した 7,000 m^2 のソイル・セメント路盤¹⁾に自信をえたこと。

(2) 費用が比較的安価（機械償却費を含めて 2,028 円/ m^3 ）であること²⁾。

(3) 厚さ 23cm のセメント・コンクリート舗装よりも、「厚さ 16cm のソイル・セメント基層と厚さ 7cm のアスファルト・コンクリート表層、計 23cm」の方が建設費の点で経済的であること。

以上 3 点がわかったので、図-1 (1) に示す断面になったのである。またソイル・セメントの基層厚を 16cm にしたのは、土とセメントとの混合に使用した Wood-Road-Mixer 36-S の容量が小さいために、2 層に施工しても締固メ後の厚さを 16cm にするのが精いっぱいである。

(1)



(2)

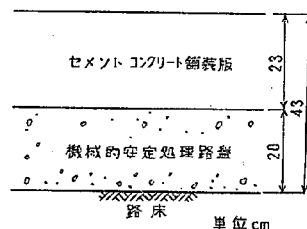


図-1 (1)(2) 幸手バイパスの設計断面図

あとと予想されたことと、昭和 32 年度当初計画にしたがってコンクリートの縁石を建設したために舗装全厚をコンクリート縁石の高さにあわせる必要があったためである。

3. 室内実験について

[1] 実験の方法

必要なセメント量と施工時の含水比とを決定するために行なった実験の概要を表-1 に示す。

表-1 で O.M.C. 前後 (O.M.C. $\pm 2\%$) の含水比のソイル・セメント供試体の安定度を調査したのは、所報 102 号に示したように、ソイル・セメントの安定度が締固メ時の試料の含水比によっていちじるしい影響を受けることがわかったので施工時の試料の含水量の管理限界を明確にする必要があったからである。

必要なセメント量を決定するさいの基準については、米・英・独では後述する 附表-3 に示すように確立されているが、わが国にはこの種の基準が皆無である。それでカリフォルニア州道路局のアスファルト舗装のセメントによる安定処理基層の設計基準³⁾である 6 日養生 1 日水浸後の水浸一軸圧縮強度の 650 p.s.i を一応の尺度と考へ、それに現場のパラツキも考慮して 50 kg/cm² を設計基準とした。なお、これは後に述べるようにソイル・セメント供試体作製時の締固メエネルギーが JIS の A 1210 に規定する土の標準締固メエネルギーよりもそうとう大きいためにこの基準値を修正する必要がある。

(2)

表-1 必要なセメント量を求めるための室内実験の方法

〔Ⅰ〕 施工年度	昭和 33 年度										
〔Ⅱ〕 安定処理の対象	アスファルト舗装の基層										
〔Ⅲ〕 試 料	所報 102 号, 表-2 に示した試料 No.3 (A-3, 砂分90%, シルト分10% N.P) (註) 粘度と粒径加積曲線は 102 号の 図-2 と 表-2 に示した。 試料No.3に対して碎石(5号, 6号, 7号および小碎石の等量混合物)とセメント併用										
〔Ⅳ〕 添加材とその量 (添加量は土の乾燥重量に対する) (添加材の重量百分率で表わす。)	<table border="1"> <thead> <tr> <th>セメント</th><th>碎石混合物</th></tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0</td><td> $\begin{cases} 0 \\ 40 \\ 60 \end{cases}$ </td></tr> <tr> <td>3</td><td> $\begin{cases} 0 \\ 40 \\ 60 \end{cases}$ </td></tr> <tr> <td>5</td><td> $\begin{cases} 0 \\ 40 \\ 60 \end{cases}$ </td></tr> <tr> <td>8</td><td> $\begin{cases} 0 \\ 40 \\ 60 \end{cases}$ </td></tr> </tbody> </table> (註) これら碎石の性質は 102 号の 図-3, 表-3 に示した。	セメント	碎石混合物	0	$\begin{cases} 0 \\ 40 \\ 60 \end{cases}$	3	$\begin{cases} 0 \\ 40 \\ 60 \end{cases}$	5	$\begin{cases} 0 \\ 40 \\ 60 \end{cases}$	8	$\begin{cases} 0 \\ 40 \\ 60 \end{cases}$
セメント	碎石混合物										
0	$\begin{cases} 0 \\ 40 \\ 60 \end{cases}$										
3	$\begin{cases} 0 \\ 40 \\ 60 \end{cases}$										
5	$\begin{cases} 0 \\ 40 \\ 60 \end{cases}$										
8	$\begin{cases} 0 \\ 40 \\ 60 \end{cases}$										
〔Ⅴ〕 セメントの種類	アサノ普通ポルトランド・セメント										
〔Ⅵ〕 締固メ試験	(1) 碎石を添加した場合は最大粒径を 25mm まで許可。 (2) 締固メ試験で含水量が異なることに新しい土セメント混合物を使用。										
〔Ⅶ〕 安定度を調査した供試体の性質	上欄に示した締固メ試験でえた (1) o. m. c. と γ_{dmax} (2) 「o. m. c.-2%」とその含水量に対してえた乾燥密度 (3) 「o. m. c.+2%」とその含水量に対してえた乾燥密度 (註) 含水量と乾燥密度の値は本文の 附表-1 に示してある。										
〔Ⅷ〕 安定度	〔Ⅶ〕欄に示した性質のソイルセメント供試体について (1) C. B. R. 試験: 3 日間恒温恒湿養生後 40 日間水浸。 (2) 一軸圧縮試験: 6 日間恒温恒湿養生後 1 日水浸。										
〔Ⅸ〕 供試体の形状寸法と作製方法	(1) C. B. R. 試験用供試体は $\phi=15\text{cm}$, $H=12.5\text{cm}$ 円筒状, 静的に作製。 (2) 一軸圧縮試験用供試体は $\phi=10\text{cm}$, $H=12.7\text{cm}$ 円筒状, 動的に作製。										
〔Ⅹ〕 必要なセメント量を求めるための基準と施工時の含水量	(1) 施工時の含水量は〔Ⅶ〕欄の締固メ試験でえた o. m. c. (2) セメント量はアメリカのカリフォルニア州道路局の基準を参考にし $q_u \geq 50\text{kg/cm}^2$										

〔2〕 実験結果

a. 土について

基層材料としての土 (試料 No.3) は砂であるが, 所報 102 号の図-2, 表-2 に示したように粒度が不良なために施工にあたって締固メが困難であると予想された。それで碎石 (5 号, 6 号, 7 号および小碎石の等量混合物)

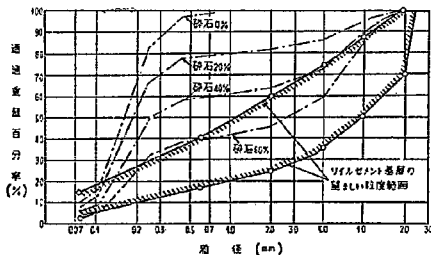


図-2 混合材料粒度曲線

を 20, 40 および 60% 添加混合した。これらの「土-碎石」混合物の粒度分析結果を 図-2 に示す。

b. 締固メ試験結果

試料 No.3 と碎石混合物に対する締固メ試験の結果を

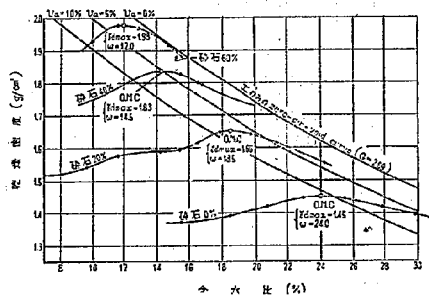


図-3 標準締固メ試験結果

図-3 に示す。施工にあたっては、これらの混合物にセメントを混合するから各混合物の O. M. C. はさら dry side に移行し、 r_{dmax} は大きくなるものと予想される。実際に「土-碎石」混合物にセメントを 5% 添加して締固めてみた結果が 図-4 である。5% のセメント添加によって O. M. C. は 1~1.5% dry side に移り、 r_{dmax} は 0.02 t/m³ 程度増大している。

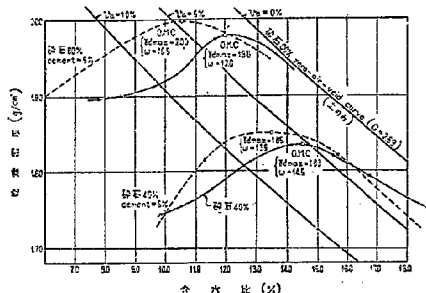


図-4 セメント 5% 混合の場合の締固め曲線の移行

c. 安定度について

表-1 の〔Ⅷ〕欄に示すように C. B. R. 試験と水浸一軸圧縮試験とを行なった。

一軸圧縮試験用供試体は、図-3 の締固め試験でえた「土-碎石」混合物の O. M. C. と O. M. C. $\pm$ 2% の 3 種の含水比の試料を規定の締固め方法で締固めて作製した。C. B. R. 試験用供試体は 図-3 の締固め曲線から O. M. C. と O. M. C. $\pm$ 2% に相当する乾燥密度を求めて静的に作製した。附表-1 に設計表を示す。前項 b で述べたように「土-碎石」混合物にセメントがはいると最適な点は 図-4 のようにずれるが、附表-1 で設計すれば設計としては安全側になる。

附表-1 供試体の設計表

砕石量	O. M. C. - 2%		O. M. C.		O. M. C. + 2%	
	含水比 (%)	乾燥密度 (t/m ³)	含水比 (%)	乾燥密度 (t/m ³)	含水比 (%)	乾燥密度 (t/m ³)
0%	22.0	1.44	24.0	1.45	26.0	1.44
20%	16.5	1.62	18.5	1.65	20.5	1.62
40%	12.5	1.80	14.5	1.83	16.5	1.80
60%	10.0	1.92	12.0	1.98	14.0	1.95

附表-2 C. B. R. 試験結果

セメント量	砕石量	O. M. C. - 2%		O. M. C.		O. M. C. + 2%	
		C. B. R. 値	膨脹比	C. B. R. 値	膨脹比	C. B. R. 値	膨脹比
0%	40%	33.3	-0.28	36.3	+0.01	24.3	—
	60%	34.8	—	36.0	+0.01	35.1	+0.01
3%	40%	16.8	-0.01	18.1	—	27.8	—
	60%	12.2	-0.03	20.2	-0.04	17.1	—
5%	40%	23.9	-0.07	22.1	-0.01	21.0	—
	60%	50.8	—	25.7	—	26.3	—
8%	40%	21.6	—	25.5	—	22.1	—
	60%	45.5	-0.01	51.4	-0.06	36.2	—

水浸一軸圧縮試験結果を 図-5 (1)(2) に、C. B. R. 試験の結果を 附表-2 に示す。

図-5 と 附表-2 の結果から、強度はいずれの「土-碎石-セメント」混合物に対しても、その O. M. C. で成型したものよりも O. M. C. - 2% で成型したものの方が大きい。これは、設計に用いた 附表-1 が「土-碎石」混

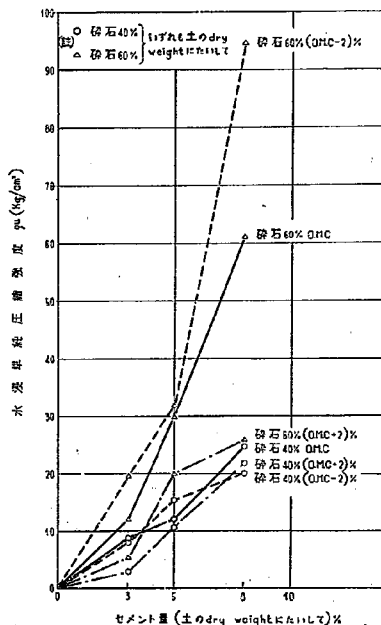


図-5 (1) 吸水率

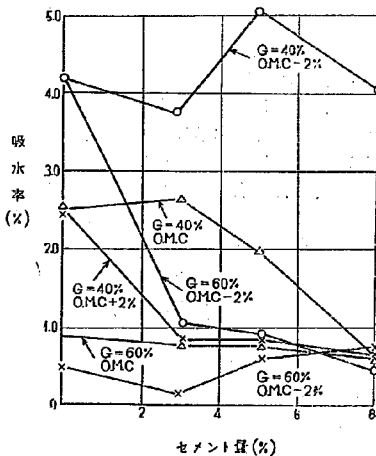


図-5 (2) 吸水率

表-2

配 合 設 計			施 工 条 件	
土	砕石 (5号 6号, 7号 及びダスト の混入した小 砕石の等量 混合物)	セメント	左記ソイル・セメント混合物に対する JISA 1210 締固メによる O.M.C と r_{dmax}	施工時含水率の許容限界
100 (59.9)*	60 (35.9)*	7 (4.2)*	O.M.C = 10.5% $r_{dmax} = 2.00 \text{ t/m}^3$	10.5~8.5%

*表中の括弧内の値はソイル・セメント全体の固相部分に対する配合割合を示す。

混合物の O.M.C であって「土-砕石-セメント」混合物の O.M.C でないことと、所報 102 に述べたようにソイル・セメントの強度は一般に O.M.C よりやや乾いた水量で最大になるためであろう。

d. 必要な配合

図-5 (1) の結果から、試料 No. 3 に対して必要な圧縮強度 50 kg/cm^2 をうるためには施工時の水量を混合物の最適含水比で行なうとすれば、表-2 に示すような配合で施工を行えばよい。

4. 施工および施工管理試験

幸手バイパスのソイル・セメント基層の施工法の準備と施工にあたっての注意事項については、昭和 32 年度関東四号国道の栗橋町豊田先で同事務所が行なったソイル・セメント路盤の施工法⁽¹⁾⁽²⁾とほとんど同一であり、また文献⁽⁴⁾⁽⁵⁾に詳述されているので省略し、ここでは施工順序にしたがって行なった施工管理の方法と結果とを表-3 に一括して示す。

なお、表-4 に施工に使用した機械を示す。

図-6 (1)~(4) は施工日、天候、施工区間、測点、管理試験を行なった箇所などを示す平面図である。

表-5 は施工管理試験結果の一覧表である。

附図-1 (1)~(3) は管理図の 1 例を示す。

5. 結果の検討

[1] バラツキの程度

a. 圧縮強度および K_{30} 値の測定結果 (表-3) から考えて、関東四号国道の場合のように、材料をそうとう選択し施工時の含水量を管理しながら十分注意して機械化施工しているところでは、実験室できめた規定強度の $\pm 20\%$ の範囲内には十分はいる。この場合、中央プラント方式で混合すればさらに精度はよくなるものと思われる。機械力によれない現場では、そうとう注意しても $\pm 40\%$ ぐらいのバラツキがあるものと推定される。

b. 施工機械 (とくに Road-Mixer, Motor-Grader, 締固メ機械) の操縦者の経験、現場主任技術者の経験と適切な判断とがバラツキを小さくするのに大いに役立つ。これは、同事務所で昨年度施工したソイル・セメント路盤工の K_{30} 値のバラツキが、本年施工区間のそれにくらべて大きいことから明らかであり、また本年施工区間の材料自体の含水量、仕上げ面の凹凸のバラツキおよび施工速度などは、昨年にくらべると比較にならないほど進歩している。

c. 写真-1 は、本年ソイル・セメント基層締固メ中に材料が最適含水量以上の水分のために側方流動に近い状態になり、締固メが十分行なわれなかった状況を示すものである。これは調査の結果、混合のさいに添加水量をまちがったためにソイル・セメント基層材量の含水量が多くなったためではなく、下の路床の排水状態が悪いために路床がうんでおり、路床中の過剰水がソイル・セメント基層締固メ中に路盤を通して基層内に上昇してきたためであることがわかった。このような状態は、ただちにソイル・セメント層に締固メ不足を生じ、強度の低下、バラツキの大きな原因になる。

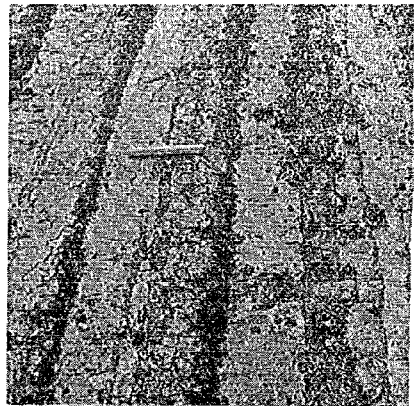


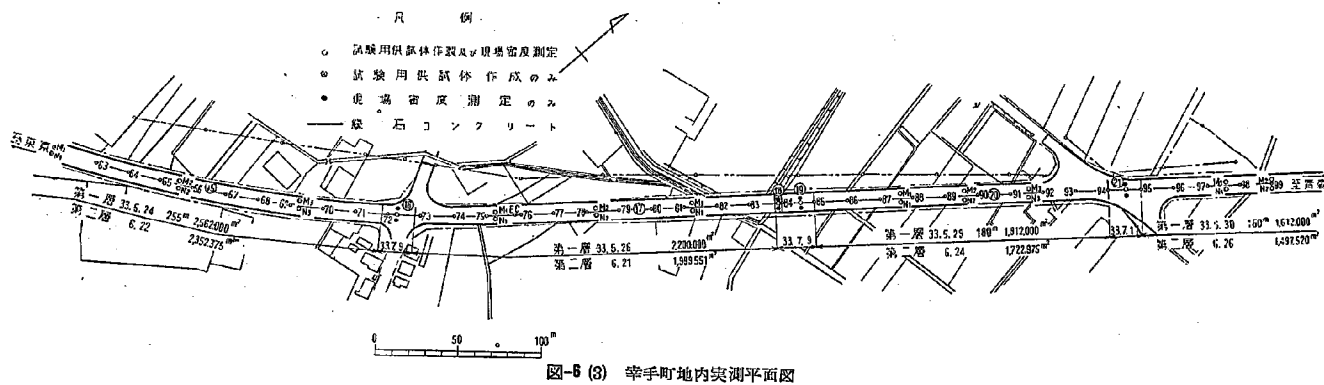
写真-1

[2] 配合設計に対する検討

a. K_{30} 値 (第 1 層目の 7 日養生後の K_{30} の平均値 47.3 kg/cm^2 , 第 2 層目の 7 日養生後の平均値 68.6 kg/cm^2 表-3 参照)、施工後のソイル・セメントの状態などから判断すれば、この配合設計は安全すぎる。

これは 3 章の (1) 節で述べたようにカリフォルニア州道路局と J I S の標準締固メの締固メエネルギーがまったく異なるにもかかわらず、必要なセメント量を決定する基準をカリフォルニアの方法によったためである。

b. それでカリフォルニア州道路局の締固メ方法による最適含水比で締固メた供試体と、J I S の上の標準締固メ方法による最適含水比で締固メた供試体の 6 日養生



(77)

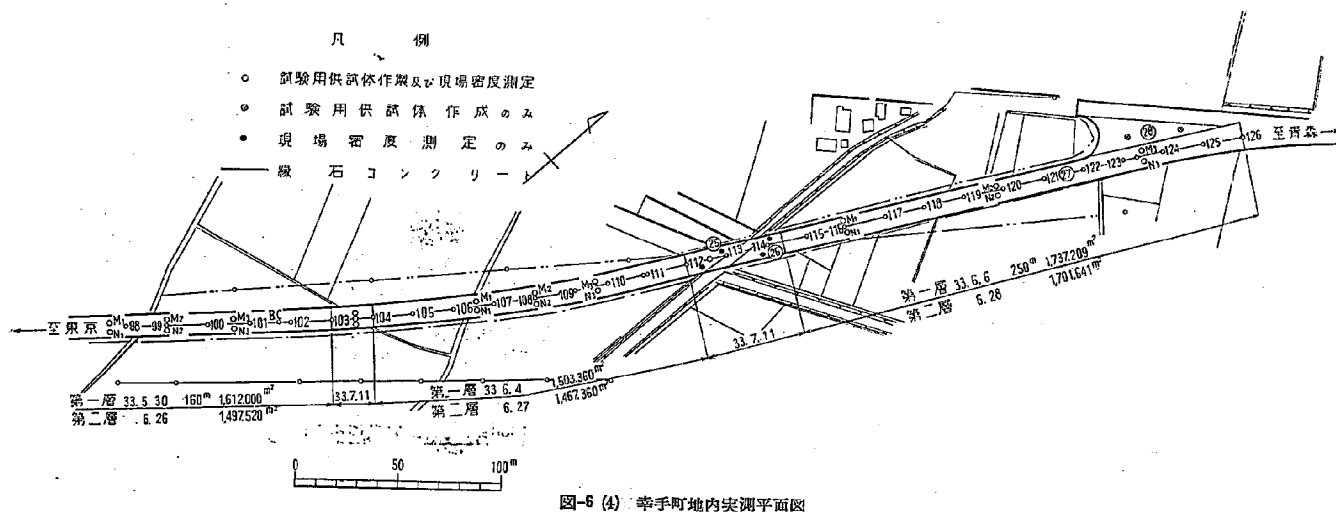


表-3 施工法、施工管理とその結果

I. 施 工 法	II. 管理した事項	III. 管 理 試 験 の 要 領
①施工現場に Dump Truck で搬入した碎石を下に、その上に砂質土をそれぞれ Motorgrader または Bulldozer で敷きならす。両者の敷厚は所定の配分比とする。 ②次に Bulldozer でけん引された酒井の Road Stabilizer をかけ、材料を均一に粉砕混合する。(現在は自発的の Stabilizer が国産化されたからでけん引する必要はない) ③次に Bulldozer でけん引された Windrow Proportioner によって基層材料を所要断面を有する Windrow に形成する (Windrow Proportioner がない場合は Motor-grader で Windrow を形成すればよい。)	①基層材料の粒度の検査	①各 Windrow 100m につき 1 カ所。 ②フルイ分け試験によって、所定の混合割合になっているか否かの検討 ①Windrow 100m につき 1 カ所。 ②基層の見掛け密度と含水量とを測定し、Windrow の単位長さ当りのセメント散布量、添加水量とを決定。 ③散水量 (l/min) は Road-Mixer の走行速度とノズルのしぼり方とによってきまるから 20m ごとに Check Point を設けて走行速度を常に検査。
④処理前の基層材料の見掛け密度と含水量とを測定してセメントの敷きならし量と散水量とを決定する。	②セメント量および水量の検討	
⑤所要セメント量を Windrow の上に人力で敷ならす (Cement Distributor があればこれを利用するとよい) ⑥Road-Mixer で水、セメント、基層材料の混合をおこなう。	③混合度、強度および締固め度の比較、最適含水量の管理	①道路延長 50m につき 2 カ所。 ②Wood Road-Mixer 通過後、ソイル・セメント混合物を採取し、これらの材料を JIS A 1210 のランマーとモールドで (a) 3 層 25 回 (b) 3 層 55 回 (c) 5 層 55 回 の 3 種の締固めエネルギーで成形し現場で実際に得られた密度との比較。 ③各供試体は 6 日養生 1 日水浸後単純圧縮試験。
⑦混合が終った基層材料はただちに Motor Grader で敷きならし Tyre Roller (2 軸, 13 輪, 12t) を 1 回かけて一応締固めたのち再び不陸直しを行ない横断＝ウ配を整形する。 ⑧不陸直し後、再び Tyre Roller を 4～5 回通過させ、最後に Road Roller (Macadam 12 ton) で 1～2 回転圧して仕上げを行なう。転圧中に試料が乾燥したさいは、適当な水量にするために散水する。	④締固め後の現場密度と含水量の測定 ⑤不陸検査	①道路延長 50m に 2 カ所。 ②砂置換法、穴の直径 20cm 以上、深さ 8cm 使用した砂の粒径は 2mm～0.85mm にした。 ①間隔 20m ごとに横断および縦断方向にレベルにて測定。 ②ソイル・セメント第 1 層目 ±2cm まで許容。 ③ソイル・セメント第 2 層目 ±1cm まで許容。
⑨転圧完了後、全面にアスファルト乳剤 0.5 l/m² を散布して被膜養生をおこない、養生期間を 7 日とする。	⑥K₃₀ の調査	①上下車線の中心線上で 100m ごとに 1 カ所。 ②路盤面、ソイル・セメント第 1 層上 (養生 7 日後) ソイル・セメント第 2 層上 (養生 7 日および 28 日) いずれも同一地点で測定。

表-3 つづき

IV. 管 理 試 験 結 果

設 計 配 合	管 理 試 験 結 果	摘 要
室内試験で表-1に示した配合の混合物の粒度分析結果は2mmフルイに留まる量=51.4%	標本個数(N)=84 2mmに留まる量の平均値=51.2% 変動係数=8.7%	きわめて良好

① Road-Mixer の走行速度はおおむね良好

② モールド締固メおよび水浸圧縮強度

設計値	含 水 量			3 層 25 回 締 固 ×						3 層 55 回 締 固 ×						5 層 55 回 締 固 ×						摘 要
				乾 装 密 度			水 浸 圧 縮 強 度			乾 装 密 度			水 浸 圧 縮 強 度			乾 装 密 度			水 浸 圧 縮 強 度			
	第1層目	第2層目	継ぎ目	第1層目	第2層目	継ぎ目	第1層目	第2層目	継ぎ目	第1層目	第2層目	継ぎ目	第1層目	第2層目	継ぎ目	第1層目	第2層目	継ぎ目	第1層目	第2層目	継ぎ目	
室内試験の O.M.C. = 10.5% τ_{dmax} = 2.00t/m ² $q_{u, 50}$ = 50kg/cm ²	N=62 w _{max} = 10.1% 変動係数 13.3%	N=62 w _{max} = 9.84% 変動係数 7.30%	N=17 w _{max} = 8.68% 変動係数 14.7%	N=62 τ_{dmax} = 2.04 変動係数 2.53%	N=62 τ_{dmax} = 2.00 変動係数 1.33%	N=17 τ_{dmax} = 2.01 変動係数 1.75%	N=62 $q_{u, 50}$ = 55.1 変動係数 19.0%	N=62 $q_{u, 50}$ = 62.8 変動係数 17.1%	N=18 $q_{u, 50}$ = 68.6 変動係数 30.8%	N=62 τ_{dmax} = 2.07 変動係数 2.75%	N=62 τ_{dmax} = 2.06 変動係数 1.75%	N=17 τ_{dmax} = 2.07 変動係数 1.30%	N=62 $q_{u, 50}$ = 61.4 変動係数 13.7%	N=62 $q_{u, 50}$ = 71.7 変動係数 11.8%	N=18 $q_{u, 50}$ = 78.4 変動係数 13.6%	N=62 τ_{dmax} = 7.10 変動係数 2.94%	N=62 τ_{dmax} = 2.09 変動係数 1.72%	N=17 τ_{dmax} = 2.10 変動係数 1.71%	N=62 $q_{u, 50}$ = 65.6 変動係数 15.0%	N=62 $q_{u, 50}$ = 72.4 変動係数 14.0%	N=13 $q_{u, 50}$ = 83.3 変動係数 20.2%	同一含水率では このような数値 材料に対しては 締固メエボルギ ーが大きいほど $q_{u, 50}$ は欠ける。

③ 現場締固メ含水量と密度

設 計	締 固 メ 含 水 量			締 固 メ 密 度			摘 要
	第1層目	第2層目	継ぎ目	第1層目	第2層目	継ぎ目	
含水量 8.5~10.5% τ_d は 1.90t/m ² 以上 (室内の τ_{dmax} の 95%以上)	N=63 w _{max} = 10.1% 変動係数 10.6%	N=64 w _{max} = 9.14% 変動係数 9.84%	N=34 w _{max} = 8.68% 変動係数 8.44%	N=63 τ_{dmax} = 1.90t/m ² 変動係数 2.04%	N=64 τ_{dmax} = 1.93t/m ² 変動係数 2.01%	N=34 τ_{dmax} = 2.04t/m ² 変動係数 2.09%	1) JIS A 1210 で求めた τ_{dmax} の 95% 程度しまっている。含水量も規定範囲にあり、バツキも小さくて良好である。 2) 置換砂の粒度を 2~0.85mm に選定すれば測定誤差も小さくなる。 3) 振動式転圧機械でしめればさらに締固メうるのであろう。

④ 土、セメント、水、砕石混合後最終締固メは全区域を通じて2時間以内に終了しており規定時間(4時間)以内である。(後述 表-9参照)

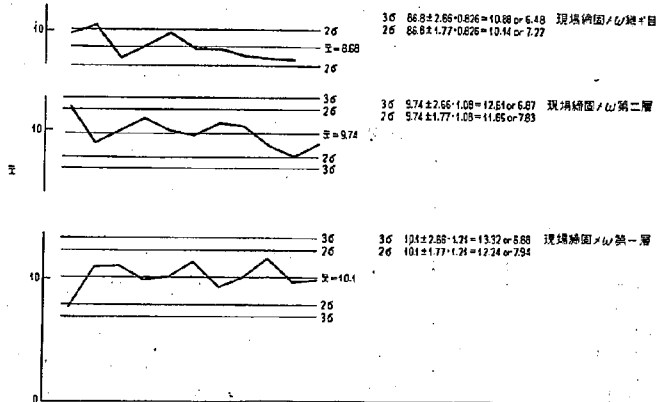
⑤ ソイル・セメント第一層目の凸面はおおむね良好、第二層目は良好である。

測定箇所 K ₃₀ -値	機 械 的 安 定 処 理 路 盤				ソ イ ル ・ セ メ ン ト 基 層			注 ④は測定個数が 少ないので計算し ていない。 他は測定個数(N) それぞれ 50 ケ。
	一 ラ 転 圧 後			自然交通に 1 カ月開放	第1層目 (8cm厚) 7 日 養 生 後	第2層目 (16cm厚) 7 日 養 生 後	第2層目 (16cm厚) 28 日 養 生 後	
	道路中心線上	路肩附近	平均 K ₃₀	道路全巾				
平均 K ₃₀ (kg/cm ²)	22.1	13.9	18.0	32.8	47.3	68.6	89.8	
変動係数 (%)	⊗	⊗	⊗	21.6	18.0	18.0	24.2	

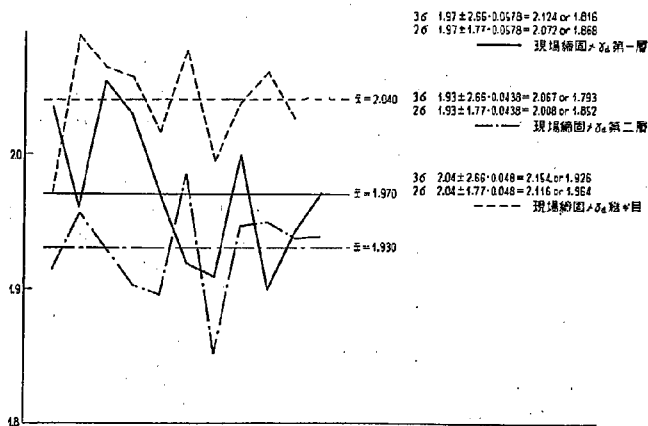
表-4 関東四号, ソイル・セメント基層施工機械

機 械 名	形 式	摘 要
Road Stabilizer	酒井 (日) PM 103	基層材料の粉碎, 混合
Windrow Proportioner	酒井 (日) WP 101	Windrow の形成
Road Mixer	Wood (米) 36-S	水, セメント・基層材料の混合
Motor grader	三菱 (日) LG-II	材料敷ならし, 基層整形
Tyre Roller	日開 (日) 2 軸 7.5t*	基層の締固メ
Macadam Road Roller	渡辺 (日) MD 12t	//
Bulldozer	三菱 (日) BB IV	Road Stabilizer 及び Tyre Roller のけん引
散 水 車	トメダ (日) 4t	添加水補給および散水
Track	// //	水タンク運搬
Dump Truck	民生 (日) UD 6t	材料および器具運搬
//	日野 (日) 6t	//
Asphalt Sprayer	東機 (日) 手動式	養生用アスファルト乳剤散布

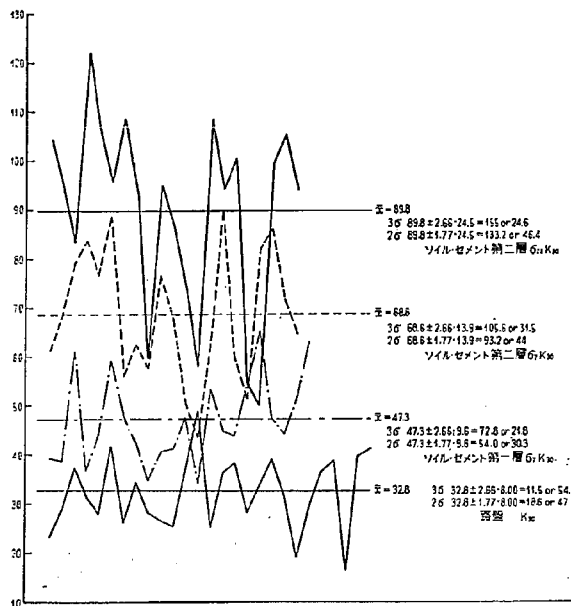
[註] トラックは基層材料を施工現場へ搬入後に除動した車のみをあげた。*載荷して 12t にした。



附図-1 (1) 締固メ時含水比



附図-1 (2) 現場締固メ密度



附図-1 (3) K_{30} 値

- 所報102号の表-1に示す
 ● 関東ローマ 試料 No.18
 ○ 四号 No.19
 ⊗ 草津 No.10
 △ 須賀川 No. 9
 × 千里山 No. 7
 □ その他のデータ

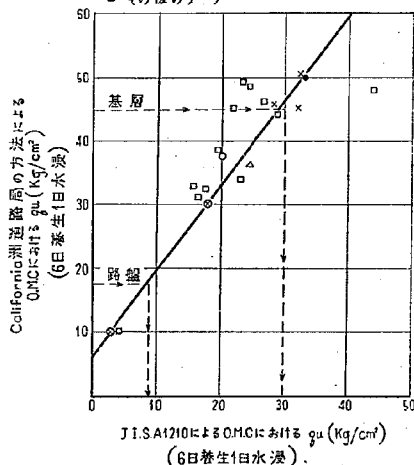


図-1

1日水浸後の一軸圧縮強度を比較したものが図-7である。

図-7からカリフォルニアの基層に対する「基準」650 p.s.i. (45.5 kg/cm²) に対しては、J I Sで締固めた場合には、おおよそ 30 kg/cm² に相当し、路盤に対する基準ではおおよそ 10 kg/cm² に相当する。

本工事に新しい基準値の $q_u=30$ kg/cm² を適用すれば、試料 No. 3 に対して砕石量 60%、(ソイル・セメント全体に対しては 35.9%)、セメント量 5% (ソイル・セメント全体に対しては 3%) で十分となる。

〔3〕 ソイル・セメント層の厚さと支持力

図-8は、第12回直轄技術研究会に提出された各地方建設局および土木研究所のデータを取りまとめたものであって、路盤材料がことなったときの路盤厚と支持力の増加の関係を示したものである。本年度関東四号で施工したソイル・セメント基層に対するデータは、図で△印でプロットしてあるが、この点は土木研究所赤羽橋内のテストピットでおこなった場合のセメント処理路盤に対する⑧線とだいたい一致しており、ソイル・セメント路盤が支持力増加に対していちじるしい効果があること、およびソイル・セメントの路盤厚につれて支持力が増大することは明瞭である。これはソイル・セメントの slab-action によるものであろう。また、混合・締固めの両面から、現在の Road-Mixer と締固め機械の能力とを

表-5 施工管理試験結果一覧表

区間 測点	間隔	路床	路盤					ソイル・セメント1層7日養生 K_{30}					ソイル・セメント2層7日養生 K_{30}					ソイル・セメント2層28日養生 K_{30}									
			月日	天気	R	L	平均	摘 要	月日	天気	R	L	平均	摘 要	月日	天気	R	L	平均	摘 要	月日	天気	R	L	平均	摘 要	
①	115m	K_{30}	1					間隔20m 上下線とも 中心線より 2mの点																			
			2																								
			3																								
			4																								
			5	5.9	晴	20.1	26.2		23.2																		
			6	"	"	24.8	32.7		28.8																		
			7	"	"	36.6	38.2		37.4																		
			8	"	"	31.4	24.6		28.0																		
③④	23m																										
⑤	205m		10					間隔100m 上下線とも 中心線より 2mの点					間隔100m 上下線共 中心線より 2mの点	6.19	晴	68.7	53.8	61.3									
			1	5.6	晴	31.8	51.5		41.7	5.21	晴	43.2		35.1	39.2	7.9	曇	98.2	110.6	104.4							
			2																								
			3																								
			4																								
			5																								
			6																								
			7	"		29.4	22.7		26.1	"		40.9		36.6	38.8	"		67.3	70.0	68.7	"		70.8	118.0	94.4		
⑥⑦	37m																										
⑧	200m		20						5.22		65.6	56.6	61.1		6.22		52.2	106.6	79.4	7.13		87.2	80.1	83.7			
			1																								
			2																								
			3	"																							
			4																								
			5																								
			6																								
			7	"		37.3	31.7	34.5	"		57.6	48.5	53.1	"		101.6	66.0	83.8	"		127.5	116.5	122.0				
⑨	20m				20.3																						
⑩	190m		1			13.4	"	30.8	25.2	28.0	"	37.0	36.1	36.6	"					"		137.1	75.7	106.4			
			2			20.0																					
			3			13.8																					
			4																								
			5																								
			6																								
			7																								
			8			24.1	"	25.4	27.5	26.5	5.26	44.7	42.6	43.7	6.30		56.4	97.2	76.8	7.21		193.3	187.2	190.3			
40			9			14.9																					
1			10			13.5																					
2			11			21.2																					
1			12			25.0																					
2			13			14.0	"	27.0	23.6	25.3	"	41.8	76.8	59.3	"		102.7	74.5	88.6	"		102.1	88.8	95.5			

表-5

区 間 測 点	間隔	路床	路 盤 K_{30}					ソイル・セメント1層7日養生 K_{30}					ソイル・セメント2層7日養生 K_{30}					ソイル・セメント2層28日養生 K_{30}								
			月日	天気	R	L	平均	摘 要	月日	天気	R	L	平均	摘 要	月日	天気	R	L	平均	摘 要	月日	天気	R	L	平均	摘 要
5 6 7 8 9 ②⑨	↑ 180m		"		26.0	37.6	31.8		6.5		32.0	57.6	44.8		7.1		85.9	93.0	89.5		"		88.5	99.5	94	
1 2 3 4 ②⑩	↓ 20m		"		20.6	17.4	29.0	振 充 圧 分	"		59.3	28.2	43.8		"		74.2	45.7	60.0		"		100.5	99.6	100.2	
5 6 7 8 9 ②⑪	↑ 160m		"		29.2	29.2	29.2	"	6.6		37.7	68.4	53.1		7.3		45.1	57.4	51.3		"		37.6	71.0	54.3	
1 2 3 4 ②⑫	↓ 20m		"		37.9	35.1	36.5		"		59.0	72.2	65.6		"		95.2	68.6	81.9		"		36.4	63.4	49.9	
5 6 7 8 9 ②⑬	↑ 160m		"		37.3	40.0	38.7		6.11		49.0	45.7	47.4		7.5		82.8	89.3	86.1		"		111.0	87.1	99.1	
1 2 3 4 ②⑭	↓ 50m		"		20.8	12.3	16.6	路 盤 足	"		44.5	43.6	44.1													
5 6 7 8 9 ②⑮	↑ 250m		"		47.4	32.0	39.7		6.13		41.2	61.9	51.6		"		67.8	74.9	71.4		"		108.8	101.6	105.2	
1 2 3 4 5 6 1 2 ②⑯	↓		"		43.7	39.0	41.4		"		37.2	89.0	63.1		"		61.7	67.0	64.4		"		101.4	81.6	94.0	

表-5

区 間	測 点	間隔	第 1 層							第 2 層									
			日時	ω	r_a	q_u	吸水比	ω	r_a	厚 サ	日時	ω	r_a	q_u	吸水比	ω	r_a	厚 サ	
(晴)	7.14	1	7.35	2.094	68.2	3.66	7.15	2.064	11.5	7.30	1	14.94	1.842	24.4	14.98	11.46	1.851	10	
				2.138	89.0	2.82	6.11	2.079	10.0				1.888	25.7	"	11.77	1.976	9	
		2	6.59	1.964	43.2	4.84	7.97	1.978	8.0	2	11.62	2.011	51.4	11.62	12.28	1.861	11.81	1.967	
				2.005	47.8	4.29	9.29	2.020				2.041	48.3	"					
		M1	7.8	2.029	66.6	3.65	9.1	2.00	M1	11.26	2.049	49.3	0.49	9.47	1.971	8			
				2.143	65.7	1.12	2.028	46.3			0.43								
		M2	11.9	2.199	77.4	0.55	10.9	2.022	7.5	M2	11.57	2.072	48.8	0.47	8.14	1.976	11		
				2.244	81.6	0.22	2.110	37.6	0.58										
		M3	9.4	2.026	45.3	0.15	11.2	1.91	8.0	M3	11.04	2.040	50.3	0.24	8.94	1.990	8		
				2.030	49.4	0.25	2.083	49.3	0.48										
		N1	13.0	2.039	44.4	0.29	11.7	1.91	7.8	N1	11.72	2.037	58.0	0.66	9.93	1.919	8		
				2.252	71.3	1.49	2.059	50.9	0.49										
N2	10.7	2.266	84.5	0.52	10.7	1.93	8.0	N2	14.87	2.105	52.4	0.63	8.81	1.887	7.5				
		1.994	35.1	0.55	1.922	39.1	0.93												
N3	11.15	2.106	88.0	0.19	11.6	1.98	6.7	N3	10.35	1.962	34.1	0.23	8.41	1.994	9.0				
		2.005	39.7	0.28	2.107	36.6	0.58												
(曇)	5.14	M1	8.84	2.042	50.9	0.38	9.02	2115	M1	8.80	2.114	37.1	0.42	9.28	1.898	9.5			
				2.074	53.5	0.58	2.032	39.7			0.85								
		M2	12.36	2.103	67.5	0.10	11.8	2011	M2	9.52	2.067	36.6	0.73	8.71	2.063	8.5			
				2.114	71.3	0.28	2.106	64.6			0.49								
		M3	10.6	2.106	88.0	0.19	10.25	2255	M3	10.32	2.010	72.7	0.83	11.86	1.832	8.0			
				2.118	73.8	0.24	2.132	63.6			0.46								
		N1	10.45	2.138	76.7	0.19	11.8	1.965	N1	10.45	2.114	37.1	0.42	8.49	1.975	12.5			
				2.088	66.2	1.43	2.146	65.1			0.41								
		N2	9.21	2.135	58.0	0.28	11.3	1.923	N2	10.95	2.031	74.8	1.47	10.63	1.839	11.0			
				2.102	65.6	0.27	2.086	75.8			0.76								
		N3	8.88	2.102	65.6	0.27			N3	10.47	2.132	74.3	0.46	10.47	1.975				
				31.1	0	0.19	2.146	65.1			0.41								
(晴)	5.15	M1	9.91	2.029	32.6	0	10.98	1.985	6	M1	10.42	2.031	74.8	1.47	10.27	1.963	10.0		
				2.094	49.9	0.38	2.086	75.8	0.76										
		M2	9.16	2.117	61.6	0.04	9.28	1.970	M2	10.67	2.132	74.3	0.46	11.68	1.888	8.0			
				2.140	52.0	0.18	2.147	52.9			0.41								
		M3	10.17	2.059	55.5	0	8.69	2.010	M3	10.04	2.072	54.4	0.41	9.26	1.994	10.0			
				2.128	61.6	0.37	2.146	65.1			0.41								
		N1	9.95	2.121	42.8	0	11.8	1.972	N1	8.73	2.039	80.4	0.83	10.57	1.880				
				2.073	48.8	0.19	2.083	78.3			0.67								
		N2	8.43	2.107	52.5	0.28	3.43	21.50	N2	11.58	2.109	74.3	0.53	12.20	1.800	9.5			
				2.134	57.5	0	2.059	73.8			1.11								
		N3	7.55	2.168	66.2	0.18	10.1	2.080	N3	9.40	2.120	67.6	0.51	11.36	1.886	11.0			
				2.192	62.1	0.27	2.144	70.7			0.51								
(晴)	5.19	M1	10.1	2.207	62.1	0.27	10.08	2.026	M1	9.16	2.066	52.9	1.05	11.19	1.851				
				2.098	65.1	0.71	2.085	87.5			0.48								
		M2	8.43	2.122	61.6	0.42	3.43	21.50	M2	11.58	2.063	58.0	0.44	12.20	1.800	9.5			
				2.144	58.6	0.37	2.085	65.1			0.84								
		M3	10.17	2.122	40.2	0.70	8.69	2.010	M3	10.04	2.016	82.4	0.54	9.26	1.994	10.0			
				2.158	43.8	0.41	2.052	72.2			0.84								
		N1	9.95	2.164	41.7	0.23	11.8	1.972	N1	8.73	2.085	87.5	0.48	10.57	1.880				
				2.054	71.8	0.63	2.096	71.2			1.15								
		N2	8.43	2.096	70.3	0.42	3.43	21.50	N2	11.58	2.056	83.4	0.44	12.20	1.800	9.5			
				2.111	76.4	0.42	2.085	78.3			0.48								
		N3	7.55	2.086	64.1	0.47	10.1	2.080	N3	9.40	2.078	74.8	1.53	11.36	1.886	11.0			
				2.119	61.1	0.47	2.116	83.9			0.76								
(晴)	5.19	M1	10.1	2.137	62.6	0.37	10.08	2.026	M1	9.16	2.159	77.8	0.46	11.19	1.851				
				2.125	67.9	0.47	2.173	69.7			0.75								
		M2	8.43	2.173	92.1	0.46	3.43	21.50	M2	11.58	2.011	70.2	0.49	12.20	1.800	9.5			
				2.164	86.5	0.41	2.028	69.2			0.49								
		M3	10.17	2.118	65.2	2.03	10.1	2.080	M3	9.40	2.020	82.9	2.03	11.36	1.886	11.0			
				2.172	80.0	0.82	2.085	92.6			0.62								
		N1	9.95	2.238	75.4	0.53	10.08	2.026	N1	8.73	2.126	102.3	0.59	11.19	1.851				
				2.114	71.3	0.42	2.038	72.2			1.52								
		N2	8.43	2.130	75.8	0.23	10.08	2.026	N2	11.58	2.090	73.2	0.66	12.20	1.800	9.5			
				2.130	75.8	0.23	2.090	73.2			0.66								

表-5

区 間 測 点	間 隔	第 1 層									第 2 層								
		日 時	ω	T_d	q_u	吸水比	ω	T_d	厚 さ	日 時	ω	T_d	q_u	吸水比	ω	T_d	厚 さ		
(晴)	5.23	M 2	9.36	2.137	65.7	0.28	9.30	1.943		6.14	M 2	11.33	2.117	76.8	0.66	11.37	1.872		
				2.088	62.6	0.57							1.914	64.2	1.88				
				2.145	65.6	0.27							1.970	72.2	0.96				
		M 3	11.27	2.169	72.3	0.18	11.07	1.949			M 3	9.67	2.199	63.6	0.75	7.70	1.873		
				2.045	42.2	0.39							2.029	51.4	0.98				
				2.059	45.3	0.29							2.066	46.3	0.67				
	5.24	N 1	8.19	2.080	42.2	0.24	8.04	2.063			N 1	8.92	2.090	47.3	0.52	9.31	1.919		
				2.063	47.8	1.84							2.043	59.0	2.39				
				2.142	72.8	0.42							2.101	84.4	0.90				
		N 2	12.62	2.185	82.0	0.32	11.22	1.896			N 2	8.77	2.162	83.9	0.65	9.62	1.917		
				1.988	37.2	0.55							2.058	82.4	2.24				
				1.970	48.9	0.50							2.118	90.4	0.70				
(晴)	5.26	N 3	11.70	2.011	43.3	0.34	10.82	1.952			N 3	8.75	2.139	94.1	0.70	10.28	1.940		
				2.018	52.9	0.39							2.015	67.1	2.72				
				2.065	54.0	0.29							2.122	62.6	0.80				
		M 1	11.16	2.067	53.5	0.14	11.21	1.972			M 1	9.95	2.162	91.9	0.50	10.06	2.095	12.0	
				1.953	38.7	1.12							1.988	79.4	1.31				
				1.998	40.7	1.56							2.045	95.6	0.54				
	5.29	M 2	9.21	2.031	42.2	0.44	10.06	1.986			M 2	7.85	2.062	101.8	0.58	8.25	1.998	6.5	
				1.957	37.2	4.54							2.033	51.9	3.44				
				2.068	84.0	1.01							2.112	72.7	1.61				
		M 3	11.57	2.129	87.5	0.70	13.55	1.878			M 3	8.67	2.135	72.7	1.13	8.25	1.998	6.5	
				1.960	32.6	1.07							1.951	56.4	3.29				
				1.985	34.6	0.50							2.040	75.3	2.26				
(晴)	5.29	N 1	9.88	2.041	37.2	0.34	10.66	1.770	10	6.22	N 1	8.42	2.037	79.4	0.82	9.40	1.868	8.5	
				1.902	47.3	2.10							2.070	83.4	2.95				
				2.022	79.9	0.89							2.040	101.8	1.67				
		N 2	12.43	2.054	88.1	0.48	12.17	1.947			N 2	8.71	2.124	101.8	0.52	9.06	1.962	7.0	
				1.950	47.3	0.51							2.030	22.3	3.01				
				1.982	50.4	0.35							2.102	47.3	0.76				
	5.29	N 3	9.58	2.026	55.0	0.29	9.92	1.954	12	N 3	10.37	2.129	42.2	0.47	10.20	1.901	8.0		
				1.962	26.0	3.46						1.944	85.5	2.78					
				2.006	36.1	2.59						1.974	88.0	1.87					
		M 1	13.50	2.124	52.9	0.75	8.86	1.908			M 1	12.43	2.036	101.8	0.59	12.07	1.875	9.0	
				1.851	47.2	1.08							1.944	72.7	2.46				
				1.899	54.4	0.68							2.005	83.9	0.94				
5.29	M 2	11.04	1.923	58.5	0.72	10.56	1.944			M 2	11.09	2.039	88.0	0.63	8.67	1.848	7.5		
			1.969	67.1	1.11							2.073	54.4	1.16					
			2.017	61.0	0.84							2.054	61.5	1.10					
	M 3	11.72	2.040	69.2	0.63	9.55	1.905	8	6.21	M 3	7.44	2.083	44.7	1.29	11.58	1.924	11.0		
			1.992	79.9	0.60							1.969	41.2	5.23					
			2.020	75.8	0.59							2.044	49.3	3.37					
5.29	N 1	9.48	2.039	87.5	0.53	8.35	1.834	10	6.24	N 1	11.70	2.083	68.2	2.44	8.52	1.922	6.5		
			1.983	50.3	2.97							1.881	39.7	2.02					
			2.033	74.3	1.91							1.943	42.7	0.66					
	N 2	8.75	2.039	82.6	0.81	9.94	1.854	12		N 2	9.15	1.966	44.2	1.22	9.47	1.811	7.5		
			1.960	48.2	3.21							2.012	67.6	2.63					
			1.977	69.2	2.32							2.057	39.0	1.21					
5.29	N 3	7.40	2.160	75.3	0.41	7.43	1.988	9	6.24	N 3	8.95	2.095	88.5	0.47	10.73	2.039			
			1.990	59.5	3.96							1.900	35.6	5.15					
			2.032	63.1	3.00							1.961	42.7	2.62					
	M 1	8.23	2.100	78.3	2.18	12.13	1.991	9	M 1	10.93	1.985	45.8	2.52	11.28	1.937	9.5			
			2.079	62.0	2.45						1.980	87.5	0.65						
			2.183	80.4	1.00						2.032	62.4	0.54						
5.29	(晴)	M 2	9.55	2.200	84.4	0.40	7.99	2.072	12	6.24	M 2	10.77	2.029	80.0	0.54	10.08	2.011	10.0	
				2.075	62.6	0.53							1.987	62.6	1.85				
				2.092	69.7	0.47							2.010	69.2	0.69				
5.29	(晴)	M 3	8.66	2.111	72.2	0.37	7.99	2.072	12	6.24	M 3	9.73	2.008	64.6	0.79	10.08	2.011	10.0	
				2.139	80.5	0.58							2.049	86.5	0.95				
				2.188	98.7	0.54							2.129	104.2	0.58				
5.29	(晴)	M 3	8.66	2.220	100.7	0.27	7.99	2.072	12	6.24	M 3	9.73	2.153	100.2	0.46	10.08	2.011	10.0	
				2.153	41.7	0.27							1.937	51.4	6.50				

表-5

区 間	測 点	間隔	第 1 層								第 2 層							
			日時	ω	γ_d	q_u	吸水比	ω	γ_d	厚 サ	日時	ω	γ_d	q_u	吸水比	ω	γ_d	厚 サ
(17)	5.30 (晴)	N 1	8.45	2.168	30.5	0.32	12.41	1.917	9	6.26 (晴)	N 1	7.23	1.990	68.7	4.22	9.76	1.901	8.0
				2.178	22.9	0.04							2.073	78.3	2.65			
				2.032	62.0	0.63							1.935	49.2	6.04			
		N 2	11.22	2.074	55.9	0.28	10.59	1.962	8		N 2	7.36	2.008	75.1	4.68	8.87	1.885	8.0
				2.079	69.2	0.38							2.035	75.9	2.92			
				2.115	77.3	0.37							2.042	72.2	0.83			
		N 3	10.31	2.123	96.2	0.32	10.12	2.061	12.3		N 3	10.47	2.083	67.1	0.52	10.53	1.901	8.0
				2.151	78.8	0.23							2.113	70.7	0.56			
				1.835	36.1	0.70							2.030	95.6	0.72			
		M 1	16.34	1.856	29.5	0.70	13.05	1.857	6		M 1	9.89	2.122	39.5	0.51	8.62	1.935	9.0
				1.880	32.0	0.53							2.132	88.5	0.75			
				1.949	40.9	0.25							1.939	61.0	5.00			
		M 2	12.74	1.961	44.7	0.45	12.80	1.988	6		M 2	7.84	2.001	87.5	3.54	6.87	1.934	7.0
				1.985	44.2	1.56							2.047	82.3	2.30			
				2.071	85.0	0.48							1.944	101.3	1.35			
		M 3	9.94	2.088	94.4	0.47	10.64	1.935	5		M 3	10.60	1.986	82.9	0.65	10.18	1.934	7.0
				2.142	93.7	0.32							2.014	93.1	0.79			
				1.901	63.7	1.42							2.053	64.6	4.04			
	6.4 (曇後雨)	N 1	12.08	1.973	56.4	0.65	10.22	1.859	7	6.27 (晴)	N 1	5.96	2.130	81.4	2.86	7.09	1.967	11.5
				1.994	76.8	0.50							2.147	84.4	2.79			
				1.782	35.1	1.34							1.989	97.2	2.80			
		N 2	17.65	1.739	27.9	0.46	11.70	1.730	7		N 2	8.08	2.066	108.9	1.50	10.58	1.917	6.5
				1.838	40.9	1.52							2.112	118.3	1.18			
				2.149	99.2	0.55							1.931	55.4	5.02			
		N 3	8.67	2.138	90.6	0.45	11.14	1.972	6		N 3	8.54	2.014	75.8	2.63	8.93	2.009	7.5
				2.026	47.3	0.49							2.061	81.4	1.98			
				2.054	54.9	0.38	11.75	1.968	7.5		M 1	7.62	2.125	117.1	2.77	8.83	1.947	9.0
		M 1	11.3	2.102	62.0	0.42							2.160	109.4	1.62			
				1.959	37.1	2.60							1.974	61.0	4.25			
				2.039	59.0	0.78	8.69	2.033	12.0		M 2	8.71	2.045	77.8	2.05	7.67	1.948	9.0
		M 2	11.41	2.069	64.0	0.57							2.098	82.9	1.14			
				1.969	32.5	0.50	8.93	1.984	9.0		M 3	10.33	2.017	61.0	1.19	8.24	1.897	11.0
				2.010	42.2	0.29							2.069	68.2	1.06			
		N 1	12.75	2.047	31.5	0.34	12.12	1.856	8.5		N 1	7.50	2.036	65.1	2.08	7.89	1.852	8.0
				1.996	43.7	0.70							2.007	53.6	4.68			
				2.015	37.5	0.24							2.065	79.4	3.97			
		N 2	11.08	2.015	38.6	0.24	9.19	2.001	9.0		N 2	8.49	2.113	74.8	2.69	8.09	2.005	9.5
				2.017	55.4	0.64							2.020	54.4	3.69			
				2.064	59.0	0.43							2.090	99.7	1.53			
		N 3	11.86	2.087	57.0	0.25	7.36	1.811	10.0		N 3	8.95	2.158	102.8	1.15	6.33	1.971	9.0
				1.945	34.5	0.87							2.158	65.1	5.19			
				2.004	48.3	0.34							2.044	65.1	1.91			
	6.6 (晴)	M 1	13.02	2.018	43.2	0.44	11.14	1.935	9	6.28 (晴)	M 1	9.40	2.023	94.1	2.81	9.98	1.995	9.0
				1.951	36.1	0.92							2.081	102.3	2.54			
				1.965	35.6	0.55							2.078	86.5	0.62			
		M 2	10.41	2.102	41.7	0.49	9.55	2.036	9		M 2	8.57	2.108	83.9	0.52	11.45	1.983	10.0
				2.102	62.0	0.33							2.127	90.0	0.42			
				2.110	58.5	0.47							2.066	74.3	0.72			
		M 3	9.25	2.113	53.9	0.42	10.67	2.005	10		M 3	7.39	2.105	75.3	0.76	9.23	1.819	8.5
				2.167	52.9	1.10							2.153	81.4	0.78			
				2.169	87.0	0.50							2.015	78.3	4.49			
		N 1	11.80	2.168	31.9	0.77	9.68	1.932	10		N 1	6.70	2.124	106.8	1.69	7.89	1.852	9.0
				2.045	47.8	0.48							2.143	70.7	1.25			
				2.076	53.4	0.62							2.215	73.8	0.54			
		N 2	9.74	2.059	44.7	0.48	8.47	2.008	8		N 2	6.99	2.235	80.7	1.93	8.08	2.005	11.0
				2.087	49.3	0.67							2.065	65.6	3.53			
				2.131	53.4	0.93							2.170	95.1	1.47			
		N 3	9.17	2.162	52.9	0.41	9.58	1.858	7.5		N 3	7.60	2.175	106.6	1.19	6.33	1.971	6.0
				2.101	75.3	0.90							2.045	108.9	2.44			
				2.149	74.8	0.65							2.120	106.8	1.27			
				2.176	98.2	0.36							2.161	111.9	0.55			

表-5

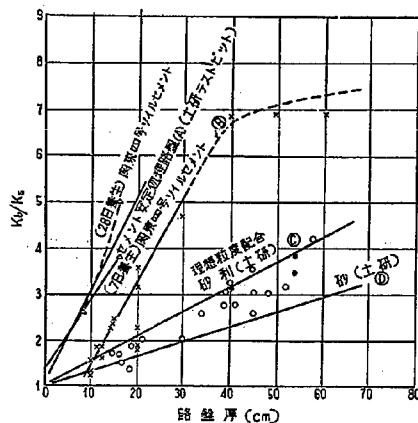
区 間 測 点	間 隔	継 ぎ 目									フ ル イ 分 ケ (フルイ目大きさ)								
		日時	ω	γ_d	q_n	吸水比	ω	γ_d	厚 サ	測 点	種類	25	20	10	5	2.5	0.42		
		7.30	10.49	$\left\{ \begin{array}{l} 2.041 \\ 2.097 \\ 2.104 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 86.0 \\ 92.6 \\ 87.0 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 10.49 \\ " \\ 3.21 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 9.79 \\ 9.80 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 1.972 \\ 1.967 \end{array} \right.$				表中の値は通過重量百分率 (%)							
		7.4 (晴)	M 1	6.90	$\left\{ \begin{array}{l} 2.000 \\ 2.084 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 83.4 \\ 67.1 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 3.21 \\ 2.30 \end{array} \right.$				7.14 (曇) No. 5-8	$\left\{ \begin{array}{l} A \\ B \\ C \\ D \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 94.4 \\ 93.4 \\ 99.7 \\ 98.5 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 71.5 \\ 60.6 \\ 79.2 \\ 67.8 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 51.4 \\ 41.2 \\ 57.8 \\ 51.2 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 43.1 \\ 35.4 \\ 47.3 \\ 44.5 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 30.0 \\ 27.5 \\ 28.9 \\ 35.7 \end{array} \right.$	
			N 1	7.73	$\left\{ \begin{array}{l} 2.118 \\ 1.996 \\ 2.073 \\ 2.124 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 95.1 \\ 52.4 \\ 88.0 \\ 98.7 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 2.26 \\ 4.20 \\ 1.54 \\ 1.86 \end{array} \right.$												
		7.4 (晴)	M 1	7.72	$\left\{ \begin{array}{l} 1.981 \\ 2.053 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 57.5 \\ 63.1 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 2.37 \\ 2.14 \end{array} \right.$				5.12 (雨) No. 11+15m	$\left\{ \begin{array}{l} A \\ B \\ C \\ D \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 95.3 \\ 95.0 \\ 99.2 \\ 94.8 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 76.8 \\ 77.8 \\ 88.7 \\ 78.7 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 56.6 \\ 60.4 \\ 77.8 \\ 60.3 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 44.1 \\ 50.8 \\ 68.8 \\ 48.3 \end{array} \right.$		
			N 1	7.89	$\left\{ \begin{array}{l} 2.119 \\ 1.976 \\ 2.087 \\ 2.139 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 79.9 \\ 38.6 \\ 72.7 \\ 70.2 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 1.46 \\ 5.61 \\ 2.68 \\ 2.15 \end{array} \right.$				No. 17	$\left\{ \begin{array}{l} A \\ B \\ C \\ D \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 99.1 \\ 98.0 \\ 97.5 \\ 87.2 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 79.5 \\ 80 \\ 77.7 \\ 68.4 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 62.2 \\ 59.8 \\ 60.9 \\ 57.4 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 49.0 \\ 48.2 \\ 49.6 \\ 51.1 \end{array} \right.$		
											5.14 (晴) No. 24+10m	$\left\{ \begin{array}{l} A \\ B \\ C \\ D \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 92.3 \\ 92.9 \\ 97.5 \\ 96.9 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 69.7 \\ 75.0 \\ 79.8 \\ 79.5 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 51.8 \\ 59.8 \\ 62.0 \\ 65.6 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 38.8 \\ 51.8 \\ 54.3 \\ 59.0 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 26.8 \\ 35.3 \\ 36.5 \\ 43.5 \end{array} \right.$	
											No. 29+10m	$\left\{ \begin{array}{l} A \\ B \\ C \\ D \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 83.1 \\ 92.2 \\ 92.4 \\ 97.7 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 67.4 \\ 75.5 \\ 78.4 \\ 67.4 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 50.3 \\ 57.1 \\ 56.3 \\ 49.9 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 36.0 \\ 50.1 \\ 40.3 \\ 38.4 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 23.2 \\ 35.5 \\ 24.3 \\ 26.8 \end{array} \right.$	
		7.7 (晴)	1	9.45	$\left\{ \begin{array}{l} 2.057 \\ 2.106 \\ 2.131 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 88.0 \\ 92.6 \\ 85.0 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 0.97 \\ 0.66 \\ 0.42 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 10.18 \\ 10.29 \\ 10.80 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 2.012 \\ 2.018 \\ 2.232 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 15.0 \\ 17.0 \\ 13.5 \end{array} \right.$									
											5.16 No. 35+10m	$\left\{ \begin{array}{l} A \\ B \\ C \\ D \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 96.9 \\ 96.7 \\ 99.2 \\ 98.6 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 72.2 \\ 94.5 \\ 71.2 \\ 86.6 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 52.7 \\ 62.0 \\ 53.3 \\ 70.1 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 40.7 \\ 55.5 \\ 46.5 \\ 57.5 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 30.0 \\ 44.5 \\ 35.6 \\ 35.0 \end{array} \right.$	
											No. 4.0	$\left\{ \begin{array}{l} A \\ B \\ C \\ D \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 98.4 \\ 100 \\ 94.9 \\ 91.9 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 76.3 \\ 79.0 \\ 65.0 \\ 69.4 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 60.0 \\ 57.4 \\ 54.0 \\ 57.1 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 52.6 \\ 45.3 \\ 49.2 \\ 51.9 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 42.8 \\ 31.9 \\ 40.9 \\ 45.2 \end{array} \right.$	
		7.7 (晴)	2	8.74	$\left\{ \begin{array}{l} 2.001 \\ 2.077 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 77.3 \\ 110.4 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 2.84 \\ 1.34 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 7.72 \\ 7.98 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 2.029 \\ 2.085 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 19.0 \\ 13.0 \end{array} \right.$									
			3	7.94	$\left\{ \begin{array}{l} 2.094 \\ 2.054 \\ 2.103 \\ 2.159 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 110.4 \\ 67.6 \\ 71.7 \\ 90.6 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 1.33 \\ 1.75 \\ 1.23 \\ 6.78 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 7.63 \\ 7.83 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 2.077 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 13.0 \\ 13.0 \end{array} \right.$									

表-5

区 間 測 点	間隔	継 ぎ 目									フ ル イ 分 ケ (フルイ目大きさ)						
		日時	ω	γ_a	q_u	吸水比	ω	γ_a	厚 サ	測 点	種類	25	20	10	5	2.5	0.42
	7.9 (晴)	1	11.68	$\left\{ \begin{array}{l} 1.970 \\ 2.029 \\ 2.036 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 46.3 \\ 54.9 \\ 57.0 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 0.60 \\ 0.49 \\ 0.44 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 8.32 \\ 9.08 \\ 8.90 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 2.091 \\ 2.017 \\ 2.064 \end{array} \right.$		5.19 (曇) No. 46+10m	$\left\{ \begin{array}{l} A \\ B \\ C \\ D \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 93.6 \\ 91.7 \\ 97.4 \\ 97.7 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 71.5 \\ 63.5 \\ 74.9 \\ 69.7 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 55.7 \\ 44.3 \\ 52.9 \\ 50.3 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 47.0 \\ 34.4 \\ 41.4 \\ 41.3 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 34.3 \\ 20.1 \\ 25.9 \\ 28.9 \end{array} \right.$
										No. 51	$\left\{ \begin{array}{l} A \\ B \\ C \\ D \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 88.0 \\ 97.4 \\ 96.5 \\ 92.0 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 68.0 \\ 84.1 \\ 77.5 \\ 71.8 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 54.7 \\ 69.2 \\ 58.3 \\ 53.0 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 46.0 \\ 61.5 \\ 51.0 \\ 46.3 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 37.7 \\ 50.5 \\ 40.5 \\ 38.4 \end{array} \right.$
										No. 55+10m	$\left\{ \begin{array}{l} A \\ B \\ C \\ D \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 94.7 \\ 96.4 \\ 96.6 \\ 93.9 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 86.5 \\ 77.3 \\ 85.3 \\ 79.4 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 70.0 \\ 57.2 \\ 65.7 \\ 55.5 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 58.4 \\ 48.5 \\ 56.8 \\ 48.4 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 37.8 \\ 37.6 \\ 42.3 \\ 37.6 \end{array} \right.$
										5.23 (薄曇) No. 61+10m	$\left\{ \begin{array}{l} A \\ B \\ C \\ D \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 97.4 \\ 94.5 \\ 97.2 \\ 95.2 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 72.0 \\ 78.8 \\ 85.1 \\ 79.9 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 57.0 \\ 66.0 \\ 73.0 \\ 66.1 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 53.6 \\ 60.1 \\ 65.1 \\ 58.6 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 50.4 \\ 50.3 \\ 50.6 \\ 46.3 \end{array} \right.$
										No. 15+10m	$\left\{ \begin{array}{l} A \\ B \\ C \\ D \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 94.2 \\ 97.1 \\ 100 \\ 97.5 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 73.2 \\ 72.9 \\ 86.0 \\ 84.3 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 53.0 \\ 54.8 \\ 68.0 \\ 66.0 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 45.7 \\ 47.7 \\ 59.5 \\ 57.6 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 36.2 \\ 39.6 \\ 47.9 \\ 44.8 \end{array} \right.$
										No. 69+5m	$\left\{ \begin{array}{l} A \\ B \\ C \\ D \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 98.1 \\ 95.9 \\ 98.5 \\ 95.9 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 85.6 \\ 77.5 \\ 79.0 \\ 72.2 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 73.5 \\ 61.8 \\ 62.4 \\ 63.1 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 68.1 \\ 54.8 \\ 56.2 \\ 56.2 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 59.3 \\ 42.0 \\ 46.9 \\ 42.9 \end{array} \right.$
										5.28 (快晴) No. 75+5m	$\left\{ \begin{array}{l} A \\ B \\ C \\ D \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 94.9 \\ 92.4 \\ 100 \\ 97.3 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 74.5 \\ 82.0 \\ 89.6 \\ 92.3 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 56.2 \\ 71.7 \\ 76.7 \\ 76.3 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 47.1 \\ 65.3 \\ 69.0 \\ 66.2 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 33.7 \\ 55.4 \\ 56.6 \\ 45.5 \end{array} \right.$
										No. 81+5m	$\left\{ \begin{array}{l} A \\ B \\ C \\ D \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 97.8 \\ 92.9 \\ 93.3 \\ 97.4 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 86.5 \\ 66.0 \\ 59.5 \\ 73.8 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 71.0 \\ 52.5 \\ 43.5 \\ 56.4 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 63.7 \\ 46.3 \\ 36.4 \\ 47.7 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 49.8 \\ 37.0 \\ 25.7 \\ 32.0 \end{array} \right.$
										7.9 (晴)	3	8.07	$\left\{ \begin{array}{l} 2.022 \\ 2.102 \\ 2.136 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 39.7 \\ 55.4 \\ 61.5 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 3.11 \\ 1.52 \\ 0.41 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 7.53 \\ 8.55 \\ 7.57 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 2.070 \\ 2.017 \\ 2.183 \end{array} \right.$
	7.9 (晴)	4	8.59	$\left\{ \begin{array}{l} 2.060 \\ 2.120 \\ 2.174 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 58.5 \\ 85.5 \\ 90.0 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 1.74 \\ 0.75 \\ 0.50 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 8.52 \\ 8.84 \\ 10.03 \end{array} \right.$	$\left\{ \begin{array}{l} 2.064 \\ 2.063 \\ 2.058 \end{array} \right.$									

表-5

区 間 測 点	間隔	種 別									フ ル イ 分 ケ (フルイ目大きさ)						
		日時		ω	τ_a	q_w	吸水比	ω	τ_a	厚 サ	測 点	種類	25	20	10	5	2.5
	7.11	1	7.89	2.040	75.4	7.89	8.95	2.057	23	No. 87+10m	A	100	96.2	65.1	47.1	41.3	30.6
				2.032	94.7	"	6.73	1.822	18		B	100	95.6	65.7	45.6	39.0	22.7
				2.120	102.2	"	9.70	1.944	18		C	100	99.6	81.0	51.5	43.5	23.1
											D	100	94.2	58.2	43.6	38.2	28.4
		2	6.97	1.957	41.2	2.97	7.96	2.032	17	No. 91+10m	A	100	97.4	61.4	41.9	37.4	28.9
				1.975	59.6	"	8.06	1.938	19		B	100	96.9	62.9	42.7	36.4	23.2
				2.065	79.0	"	7.70	2.036	17		C	100	95.8	63.8	47.7	42.7	29.1
											D	100	86.3	55.8	41.2	36.9	23.5
	7.11	3	8.14	1.951	64.2	81.4	7.34	2.128	17	No. 97+10m	A	100	87.0	73.9	69.5	67.5	60.8
				2.053	90.2	"	8.12	2.127	20		B	100	81.4	65.9	58.2	56.0	49.0
				2.065	106.9	"	6.86	2.037	15		C	100	93.1	76.7	63.3	57.4	49.8
							7.52	1.969	15		D	100	96.1	84.7	79.3	75.9	64.6
		4	8.14	1.951	64.2	81.4	7.34	2.128	17	No. 100+10m	A	100	92.5	73.0	60.6	54.0	42.4
				2.053	90.2	"	8.12	2.127	20		B	100	82.5	65.5	55.4	49.0	35.3
				2.065	106.9	"	6.86	2.037	15		C	100	89.9	69.7	61.2	52.2	32.3
							7.52	1.969	15		D	100	99.2	77.6	62.4	54.1	39.1
7.11	3	8.14	1.951	64.2	81.4	7.34	2.128	17	5.31 (晴) No. 106+10m	A	100	91.2	69.2	54.3	48.7	39.5	
			2.053	90.2	"	8.12	2.127	20		B	100	95.1	72.2	57.4	51.6	38.6	
			2.065	106.9	"	6.86	2.037	15		C	100	95.3	71.7	51.7	43.1	30.5	
						7.52	1.969	15		D	100	96.0	77.9	57.3	48.4	38.5	
	4	8.14	1.951	64.2	81.4	7.34	2.128	17	No. 109+10m	A	100	97.8	77.3	58.1	49.6	35.3	
			2.053	90.2	"	8.12	2.127	20		B	100	98.0	85.4	68.6	60.5	41.1	
			2.065	106.9	"	6.86	2.037	15		C	100	96.4	83.3	69.9	62.4	44.0	
						7.52	1.969	15		D	100	100	82.5	64.7	54.6	37.5	
7.16 (晴)	1	7.98	2.001	72.4	49.5	7.50	2.032	13	6.5 (晴) No. 117+10m	A	100	96.8	76.6	56.4	48.3	37.3	
			2.048	95.7	2.74					B	100	99.6	76.9	54.8	44.7	25.3	
			2.110	107.5	1.94	7.73	2.019	13		C	100	96.3	73.3	55.9	47.9	34.3	
			1.887	79.3	3.05					D	100	97.4	79.8	51.2	48.4	39.3	
	2	7.98	2.067	90.7	2.46				No. 123+10m	A	100	99.0	62.4	42.4	35.9	28.4	
			2.071	90.7	2.46					B	100	99.0	73.7	53.0	44.3	30.9	
										C	100	100	86.3	72.5	60.9	30.8	
										D	100	95.4	73.0	58.8	51.3	38.9	



(註) ① ローラ転圧 (●印は砕石路盤) : 各地験のデータ
 × 自然転圧 ② ③ ④ ⑤ 関東四号国道ソイル・セメント基層(昭和33年)
 ⑥、⑦および⑧は現場で締固められる程度にクロ突き。

図-8

あわせ考えると、ソイル・セメント層の厚さはだいたい15~20cmが妥当と思われる。

[4] 施工上の注意

a. Wood Road Mixer 36-S の容量の関係から、本工事は2層にわけて施工することになったが、施工が非

常にめんどようになり、また1層目と2層目のなじみの点から考えて、はたして厚さ16cmのソイル・セメント層が一体として働くかどうかという点については、はなはだ疑問である。したがって、なるべく2層にわけて施工することはさけるのが望ましい。

b. 本工事では、ソイル・セメント基層を施工してからすぐにアスファルト・コンクリート表層を舗設する予定であったが、アスファルト・プラントの入荷が遅れたため、5~6カ月の間ソイル・セメント基層を乳剤被膜の状態に放置した。このため、ソイル・セメント基層に乾燥収縮によるヒワレがだいたい一定間隔ごとに生じた。これは、被膜養生のための乳剤散布量 (0.5 l/m^2) がやや少なかったもの (普通は約 1 l/m^2) 一因であろうが、やはり夏期から冬期にわたり放置したためによるものであろう。したがって、後にのべる表-9に示すように、ソイル・セメント施工後すぐにコンクリート舗装またはアスファルト表層を舗設することが必要であろう。

ヒワレの巾と間隔とを調査した結果を表-6に一括して示す。

c. 本工事の工程は、 $2,000 \sim 2,500 \text{ m}^2/\text{日}$ で、所要時間は準備、施工管理試験、休憩、乳剤散布、後片付けなどの約5時間を含めて8時間前後であった。添加水の補給能力の増加と被膜用乳剤散布時間(本工事ではハンド・スプレーヤによるため $1,000 \text{ m}^2/\text{時}$ 要した)の短縮ができれば、表-4の機械と台数で $4,000 \text{ m}^2/\text{日}$ 程度の

表-6 昭和三十三年度 幸手道路舗装工事セメント安定処理施工区間ヒワレ調査 33.10.14.調査

ヒワレ間隔	ヒワレ巾	ヒワレ間隔	ヒワレ巾	ヒワレ間隔	ヒワレ巾	ヒワレ間隔	ヒワレ巾	ヒワレ間隔	ヒワレ巾	ヒワレ間隔	ヒワレ巾	ヒワレ間隔	ヒワレ巾	ヒワレ間隔	ヒワレ巾	ヒワレ間隔	ヒワレ巾
No. 35	mm																
3.4m	2.0	21.4	3.0	17.9	第2溝橋	3.7	2.0	15.1	1.0	9.6	1.3	17.2	0.5	4.6	1.0		
16.3	1.0	19.4	2.0	19.1	3.3	14.8	2.4	16.0	1.5	9.2	1.0	7.0	2.7	7.6	1.7		
8.1	1.0	18.3	6.8	15.3	1.6	1.7	2.4	5.5	1.2	12.7	1.4	10.5	1.9	4.5	1.3		
17.8	4.0	6.1	2.0	23.0	6.1	15.0	5.1	4.6	0.7	14.6	1.0	3.3	2.0	8.4	2.0		
17.5	0.5	10.5	3.0	20.1	2.3	18.8	2.2	4.9	1.8	5.2	2.0	4.7	2.8	10.0	1.2		
1.9	1.0	11.5	1.0	14.1	2.4	12.8	1.8	18.9	1.0	6.7	1.0	16.5	0.8	7.6	0.8		
13.3	4.0	9.5	2.0	7.3	2.0	7.6	3.2	6.3	1.6	12.0	2.7	10.4	0.5	12.3	1.5		
12.8	第1溝橋	7.1	1.0	7.2	2.3	6.4	2.4	10.2	1.0	4.8	1.9	5.7	1.4	9.8	1.3		
14.5	2.0	12.2	1.0	10.3	2.3	10.1	2.9	13.2	3.5	10.0	2.3	6.1	2.8	16.6	1.9		
39.5	5.0	22.0	3.0	9.5	3.0	5.5	0.9	30.5	1.4	5.6	3.0	5.9	1.0	11.8	第2横梁		
12.0	4.0	18.1	4.0	10.4	0.7	2.1	1.4	24.0	1.6	4.5	2.0	13.2	1.0	15.1	2.5		
16.1	2.0	10.5	3.0	7.0	1.4	7.8	2.2	16.0	2.1	2.0	1.0	6.4	1.0	12.4	1.5		
16.5	3.0	16.6	4.0	6.2	1.6	10.1	2.7	15.2	1.0	5.1	1.3	4.3	1.0	6.7	1.0		
5.9	1.0	19.0	1.6	5.3	1.0	6.9	2.1	6.5	1.0	7.6	2.1	4.4	1.0	18.2	2.1		
12.3	1.0	33.4	3.6	3.7	2.0	6.9	1.0	13.1	1.0	7.2	2.0	7.6	1.5	4.5	0.5		
12.6	2.0	7.8	2.0	9.4	3.1	6.4	2.5	9.0	3.6	8.1	3.1	5.3	1.1	6.1	2.0		
10.5	3.0	16.3	1.9	5.5	2.1	6.0	2.1	6.9	1.1	8.1	1.8	10.7	2.6	6.6	3.1		
4.2	1.0	12.2	3.2	10.0	2.4	7.6	1.9	8.6	1.0	2.5	1.8	16.8	1.8	9.3	1.0		
7.3	2.0	12.6	2.0	9.2	2.5	4.3	3.7	8.4	2.6	10.3	2.9	10.9	0.5	8.1	2.4		
20.3	5.0	12.2	1.1	17.2	2.0	12.8	2.6	7.0	1.8	26.6	1.8	7.3	5.9	7.3	2.0		
12.8	2.0	5.0	1.3	4.2	2.6	4.8	1.6	8.2	1.0	6.3	2.8	5.6	1.2	3.2	1.9		
17.4	3.0	5.7	3.1	11.8	1.8	5.0	0.9	12.2	1.9	8.7	2.4	8.4	2.0	13.0	4.0		
14.0	3.0	15.4	3.4	13.1	3.3	9.4	1.2	12.9	1.0	6.5	2.0	7.4	1.8	15.0	2.0		
8.8	第1横梁	22.1	2.0	10.5	3.1	12.3	1.4	6.8	1.5	8.7	1.6	7.7	2.1	7.2	0.7		
27.0	4.0	18.3	2.0	10.0	1.0	11.6	2.0	6.5	1.7	31.3	3.4	10.0	1.0	6.3	1.0		
17.8	3.0	20.1	4.0	7.4	2.1	4.2	3.1	15.8	3.3	11.6	2.0	4.9	1.0	20.3	1.5		
								5.5	1.0	7.5	2.1	9.5	3.1	4.5	1.7		
								21.3	1.2	4.2	1.0	13.2	3.4	12.4	1.6		

安定処理施工延長 2,419 m
 ヒワレ箇所 211 箇所
 表面におけるヒワレ巾 0.5~6.8 mm

平均ヒワレ間隔 $2,419/211 \approx 11 \text{ m}$
 平均ヒワレ巾 2.15 mm

施工が可能である。

[5] セメント・コンクリート舗装との工費比較

1. の工事の概要で述べたように、本工事は当初、前年度に完了した機械的安定処理路盤上に、厚さ 23 cm のセメント・コンクリート舗装の計画であったのを、前述した設計断面に変更したのであるが、機械損料を別にすれば、工費は前者で約 1,250 円/m²、後者で 1,000 円/m² と見込まれ、機械損料を考慮しても、安定処理工法採用による工費節約はおおよそ 20 % と推定される。

6. 工 費

本ソイル・セメント基層の工事歩掛を表-7(1)(2)に示す。

なお表-7のほかには施工管理のための各種消耗品類、施工中の一般交通遮断のための木材類などの歩掛りがあるが、これは全部で 0.6 円/m² 程度である。

7. 設計、施工基準案

以上述べた幸手バイパスの基層のセメントによる安定処理の結果および今までに舗装研究室において行なった研究の結果から、ソイル・セメントの配合設計および施工基準をつぎのように提案する。

[1] 配合設計と基準案

アスファルト舗装の基層および上層路盤、コンクリート舗装の路盤を安定処理するさいの必要なセメント量の決定方法と注意事項を表-8に示す。

[2] 施工法および基準案

a. セメントによる安定処理は現地材料をよく粉碎しセメントの混合が均一にできることが前提条件であるから、粉碎および混合機械の性能がすぐれていることが第一に必要である。

第二に均一に混合された材料を、適当な含水比のもとで十分に締固めることが必要である。以上のことを十分に行なうためには材料の粉碎、含水量、締固め後の密度に対して、施工管理を十分行なわなければならない。

もし、現地材料が適当でなく、現場附近に砂、砂利などの粒度のよいものが入手しやすいときは、これらの材料だけで現地材料を用いなくて上層路盤や基層を安定処

表-7 (1) 安定処理工事歩掛 47,186.48 m²(総括)

関東四号国道幸手出張所

細 別	機械費 燃料油料 運搬費、修 理を含む	材料費	労力費	合 計
砕 砕 混 合 ソイル・セ メント混合 転圧及び仕上	953,038.00 401,634.50 338,792.00	5,441,473.50 3,976,817.60 506,709.00	562,747.00 216,622.00 141,420.20	6,967,283.50 4,585,124.10 935,521.20
計	1,703,534.50	9,925,020.00	920,789.20	12,549,343.80
1m ² 当	35.102	210.336	19.514	265.552

管理試験用消耗品などを含まない。

表-7(2)

細 別	使用機械名	管理番号	総時間
砂質土運搬 3,500m ²	ダンプトラック	関東 058	307-10
"	"	" 079	301-50
"	"	32-259	22-10
"	"	関東 028	46-30
"	"	" 072	34-50
"	"	28-240	234-20
"	"	26-144	136-20
"	ブルドーザー	32-135	142-10
砕石敷ならし	モーターグレーダー	31-355 33-692	642-20
砕石砂質土敷 ならし	ブルドーザー	32-135	40-10
粉 砕 混 合	ロードスタビライ ザー	32-487	279-50
"	ブルドーザー	32-135	112-50
ウインドロー 作製	モーターグレーダー	33-692	29-10
"	ブルドーザー、ウインド ロープロセシオンター	33	48-30
セメント混合	ロードミキサー	32-498	453-40
"	タンク車	関東 303	183-50
"	散水車	" 304	270-50
"	揚水ポンプ	ムサシ エムロ	
"	セメント運搬車	日野2トント ニッポン1 いすゞ1	48-00
転圧及び仕上	ブルドーザー	32-135	171-50
"	タイヤローラー	32-482	249-20
"	モーターグレーダー	33-692	99-50
"	ロードローラー	33-732	193-10
雑 運 搬 車	トラック	関東 237	123-55
"	ダンプトラック	関東303, 058 062, 024, 26 -144, 28-240	195-00

安定処理工事機械歩掛 (内訳)

関東四号国道 幸手出張所

運転時間 作業その他	整 備 時 間	修 理 時 間	休 止 時 間	施 工 経 費				
				機械消却費	油 脂 費	運転労務費	修 理 費	合 計
116-00 116-00	19-50		171-20	23,200.	22,251.	15,350.		60,801.— 円
124-40 124-40	8-50	12-20	156-00	25,000.	24,699.	15,100.	22,306.	87,105.—
6-30 6-30	0-40		15-00	1,300.	1,010.	1,100.		3,410.—
10-10 10-10	16-30		19-50	2,000.	1,230.	2,325.		5,555.—
11-00 11-00	3-00		20-50	2,200.	4,578.	1,750.		8,528.—
67-40 67-40	22-20	7-40	135-00	13,800.	10,805.	11,700.	1,400.	37,705.—
31-40 31-40	22-50	5-20	74-20	6,800.	8,206.	6,800.	49,674.	71,480.—
66-30 66-30	30-10		19-20	151,590.	16,003.	7,100.		174,693.—
338-10 338-10	104-10	44-20	145-50	465,276.	48,674.	32,100.	6,390.	552,440.—
23-00 23-00	2-50		12-00	40,750.	5,262.50	2,000.		48,012.50
54-00 54-00	68-40		140-40	34,827.	9,234.50	14,000.		58,061.50
56-10 56-10	20-30		20-50	116,545.	7,264.50	5,650.		129,459.50
23-10 23-10	3-00		3-00	30,751.	1,980.	1,450.		34,181.—
34-20 34-20	3-40		11-10	55,420. 2,040.	3,260.	2,425.		63,145.—
76-50 76-50	249-10	10-30	101-50	213,256.	33,537.50	42,643.	1,600.	291,036.50
55-00 55-00	26-40	12-30	87-10	11,500.	5,097.	9,200.	13,740.	39,537.—
128-00 128-00	40-20	21-10	74-50	54,472.50	18,920.50	25,406.	9,305.	108,104.—
48-00 48-00				9,600.	2,976.	2,400.		14,976.—
75-10 75-10	26-20		55-40	146,700.	9,739.50	8,600.		165,039.50
77-50 77-50	1-20		155-30	11,562.50	22.			11,584.50
81-10 81-10	16-10		2-00	109,634.	6,091.	5,000.		120,725.—
64-30 64-30	11-10		88-30	56,380.50	5,687.	9,650.		71,717.50
37-20 37-20	13-50	1-05	71-40	7,400.	9,342.50	6,200.	115.	23,057.50
34-40 34-40	13-10		147-10	7,000.	6,316.	9,750.		23,066.—
				1,599,004.50	273,750.50	237,699.	104,530.	2,214,984.—
砂質土運搬 (9,521)	449,277.—		砕石敷ならし	600,452.50		雑 運 搬	46,123.50 (978)	
粉 砕 混 合 (3,974)	187,521.—		セメント混合	465,217.50 (9,859)				
ウインドロー作製 (2,063)	97,326.—		転圧及び仕上	369,066.50 (7,821)		計	2,214,984.— (46,941)	

粉砕混合

名 称	形 状 寸 法	単 位	単 価	数 量	金 額	摘 要
砕 石	20 mm~0 mm	立米	1,340.-	2,450	3,283,000.-	3,881.2 m ³
〃	20 mm~5 mm	〃	1,355.-	1,431.2	1,939,276.-	5,222,276 円
スタビライザー		組	1,000.-	60	60,000.-	積込入夫延約 382 人
砂質土運搬		立米	41.-	3,500	143,500.-	砂質土砕石散布
人 夫		人		811	304,272.-	
計					5,730,048.-	

ノール・セメント混合

セ メ ン ト	アサノボルトランド	屯	7,105.-	36.65	260,398.25	541.57 t
〃	〃	〃	7,205.-	484.27	3,489,165.35	3,899,482.60 円
〃	〃	〃	7,260.-	20.65	149,919.-	
人 夫		人		428	133,098.-	セメント積卸, セメント散布 ウインドロー作成, 路面手直
計					4,032,580.60	

転圧及び仕上

アスファルト乳剤	53 m 以上	立	16.69	1,900	31,711.-	
〃	〃	〃	16.70	14,000	233,800.-	27,900 t
〃	〃	〃	17.-	12,000	204,000.-	469,511 円
人 夫		人		230	102,220.20	乳剤散布
計					571,731.20	

そ の 他

水 素		匁	2.50	60.0	150.-	丁張力
ボ ロ	1 級品消毒済	匁	43.-	27.4	1,178.20	機械整備
〃	〃	〃	61.-	60.6	3,696.50	
手 袋	ボ ロ	双	20.-	50.0	1,000.-	アスファルト散布に使用
〃	木 綿	〃	80.-	136.0	10,880.-	〃
木 炭		俵	310.-	2.0	620.-	含水量測定(材料乾燥)
〃		〃	465.-	1.0	465.-	〃
な わ	3.5 分	玉	110.-	11.0	1,210.-	セメント空袋整理
麻	m cm cm	匁	2.20	10.0	22.-	
杉 角	3.6×4.5×4.5	本	115.-	10.0	1,150.-	バリケード用
丸 釘	5 吋	匁	79.50	2.0	159.-	〃
竹 ぼうき		本	35.-	5.0	175.-	
〃		〃	40.-	1.0	40.-	
ペ イ ン ト	白	缶	100.-	1.0	100.-	バリケード用
反 射 板	mm mm	枚	300.-	20.0	6,000.-	
し ゃ く 柄	75×300×0.4	本	300.-	2.0	600.-	
薪		束	53.-	15.0	795.-	乳剤加熱
計					28,240.60	
合 計					10,362,600.40	

理する。

b. セメントで安定処理した場合の基層の締固め後の厚さは 15~20cm, 上層路盤の締固め後の厚さは 15cm が標準である。10 cm 以下の厚さのセメントによる安定処理層を設けてはならない。

c. 施工総目は図-12 を参考にして行なえばよい。

d. 施工法には現場路上混合方式, 移動プラント方式および中央プラント方式の 3 種がある。

1. 現場路上混合方式

現地材料を添加材を路上または路盤上において粉砕混合する方法で, 比較的簡単な装置の機械を同じ場所で数回繰返して用いて所期の目的を達する多行式な方法と,

表-8 ソイル・セメントの配合設計と基準

配合設計の方法と基準	摘 要
① 基層を処理するが、上層路盤(コンクリート舗装では路盤)を処理するが、あるいは両方とも安定処理するを決定する。	基層と上層路盤の両方をセメントで安定処理しようとするば、現在のRoad-Mixer および締固め機械の容量の点と、強度の異なる2つの層をつくるという点から2層において施行しなければならなくなり、非常に面倒であるから特別な場合以外には行ない方がよい。
② 現地の土の自然含水比、粒度、液性限界(L.L.)塑性限界(P.L.)を測定する。調査の結果、$L.L. > 40$、塑性指数(P.I.) > 18の場合、自然含水量が最適含水比より相当大きい場合、鋭粒比が大きい場合あるいは土が比較的高質でも砂利、砂、スラグなどが容易に入手できる場合などは、改良改良による機械的安定処理を行って混合すべき材料(主として粗骨材)の混合割合を決定し、混合した材料の粒度が図-9の基準又は上層路盤の粒度範囲にはいるか、あるいは近づけようとする。	i) 土の L.L., P.L. の測定のため、わが国の細粒の粘性土に対しては自然含水量から出発しなければならない。すなわち J.I.S. A1203, A1204 規定のように試料を乾燥させた状態から出発して水を加えて土の含水比を増加させる方法ではなく、自然含水量から出発して漸次乾燥させて土の含水比を下げる方法とする。このために土は試料が湿っているから J.I.S. 規定の 420μ フレイを通らねばならない場合もあるがやむを得ない。砂質土に対しては J.I.S. 規定にしたがえばよい。自然含水比の大きい粗粒土に対して、ここで規定した方法にしたがって試験を行なった場合の L.L. および P.L. の値は J.I.S. 規定による場合よりも大きくなるのが一般である。 ii) 図-9の基準又は上層路盤の粒度の範囲内にはいるまで粒度改良を行なうか、あるいは現場施工が比較的容易な程度の粒度改良であるかはすべて経路上の問題であるからよく調査してきることが必要である。図-9の粒度からはするほど必要なセメント量が多くなる。
③ i) 現地の土、あるいは(2)で述べたようにして粒度を決定した混合物にセメントを2, 4, 6, 8 および10%の割合で加え、J.I.S. 標準篩分方法にしたがってソイル・セメントの篩分試験を行い最適含水比と最大乾燥密度とを求め、篩分試験の結果に得た含水比のことは供試体は将来の参考となる場合があるから、④に述べる方法にしたがって水圧一軸圧縮強度を求めるなければならない。 ii) 自然含水量が最適含水比より大きく、施工にあつて最適含水比まで乾燥させることが困難でかつ②で述べた粒度改良も行ないない場合にはセメントで処理しなければならぬときは自然含水量の試料にセメントを添加混合し、混合した材料をモールド中に3層に均等分割する篩分試験を5, 10, 15, 20……と変化させて篩分試験を行い、供試体の見掛け密度がほとんど変らなくなるか、繰返し損失のために水圧一軸圧縮強度が小さくなるまでの篩分試験を求め、一般に後者の方が前者より少ない篩分試験回数である。	i) J.I.S. の標準篩分方法、装置などについては J.I.S. A1210 に規定されているが、ソイル・セメントの篩分にあつては次の諸点を修正しなければならない。 (a) 試験に用いる試料の最大粒径を25.4mmとする。材料中の標準篩分 25.4mm に留まるものは、もとの材料の中から標準篩分 25.4mm を通り標準篩分 475μ に留まるものと置きで等量置換する。 (b) 試験の篩分にあつては含水比のことなるごとに新しい試料を用いなければならない。 ii) 篩分試験を行なう場合のセメント量は、今の段階では種類にしたがって3種類程度(たとえば2, 6, 及び10%)にへらして試験を行ない、試験を行ないたいセメント量(4 および8%)のソイル・セメントに対する最適含水比は内を求めて求むればよい。 iii) 土によつては、図-10(1)(2)のように篩分と最適含水比が明確でない場合や、曲線の山が2つある場合がある。この場合には④で述べた要領にしたがって水圧一軸圧縮試験を行ない、強度が最大になるときの供試体の含水比を最適含水比と考へてよい。
④ i) ②で得た各セメント量に対する最適条件(最適含水比)の供試体を同一セメント量に対して5本以上作製し作製した供試体を温度21°C±2°C、相対湿度90%以上に保たれた恒温恒湿槽で6日間養生しその後供試体頂部まで完全に湿るように24時間水浸させ、計7日後一軸圧縮試験を行なう。 ii) 一軸圧縮試験の載荷速度は1分間に供試体高さの1/100とする。	i) 最適含水比の供試体製作にあつては (a) あらかじめ最適含水比より2-3%低い含水比に調整した土の試料を丸一日以上養生貯蔵室内に保存し、水分を材料全体に均一に行きわたらせなければならない。これは粘粒土の場合にはよく必要である。(b) ミキサーで土にセメントと水を加えて混合する場合、混合時間があまり短いと、ソイル・セメントの一軸圧縮強度が低下するのが一般であり、混合時間があまり短いとセメントと混合が不十分のため、強度のバラツキが大きい。したがってミキサーの能力に応じて混合時間を定める必要がある。大体の標準土、セメント及び水が短期によつてよく混合したと思われる最少の時間がよい。又混合中の水分蒸発量をみながら設計含水比より1-2%多い水量をセメントとともに混合するのがよい。(c) 混合して最適含水比になつた土とセメント混合物に対して④に對する法をもちて J.I.S. A1210 にしたがって篩分すればよい。
⑤ 同一セメント量の供試体5個以上の平均をとるという図-11に示すように底面に水圧一軸圧縮強度(qu)横断にセメント量をとる。基層を安定処理するときには$qu=30\text{kg/cm}^2$ 上層路盤を安定処理するときには$qu=10\text{kg/cm}^2$に相当するセメント量を設計に使用する。	ii) 供試体の養生にあつては相対湿度は90%以上としたがなるべく100%に近づけた方がよい。供試体養生中の湿度および湿度は、一軸圧縮強度にかなり大きい影響をおよぼす。この場合湿度の影響がよくいじり難い。したがって湿度と強度の規定は十分なものなければならない。もし湿度恒湿槽の設備がない場合には作製した供試体を薄紙(木の板又は上質羊紙がよい)でセールしその上をパラフィンワックスで供試体の含水比を変化しないように完全にセールして規定湿度に調整する装置内で養生すればよい。 iii) セメント量が一一定の場合の供試体の水圧一軸圧縮強度は最適含水比またはそれよりやや小さい含水比のときに最大になり、乾燥状態および凍結状態に対する抵抗は最適含水比又はそれよりやや大きい含水比で最大になるが、現場での施工しやすさを考えるとわが国では最適含水比で行なうのが要當である。
	i) 有害な有機物、硫酸塩を含む土、あるいはいじり難く塑性が高くてセメントによる処理に適さない材料からなる供試体は24時間水浸中に腐敗しない。頂部がスウェッチに圧縮試験が不可能になつたり、あるいは基準の水圧一軸圧縮強度を確保するためのセメント量が多くなるのが一般である。 ii) 基準の圧縮強度(基準: $qu=30\text{kg/cm}^2$ 時径: $qu=10\text{kg/cm}^2$) より大きすぎると、セメントで処理した層が著しく腐敗配合になり硬固ヒビ割れが入りやすく、ヒビ割れの幅も広くなりかつ不経済であるから、なるべく基準値に近いセメント量を目標にしなければならぬ。もしソイル・セメント処理層より下の層の安定改良が不良なとき、この基準値を場合にに応じてあげることが必要である。つねに道路構造全体の安定性と型型の条件とを考慮して設計しなければならない。 iii) 24時間水浸後ソイル・セメント供試体は全体を乾いた布でよくふいてから圧縮試験を行なう。供試体の両面が傾斜したり、キズがついたりして圧縮強度に影響があると考えられるときは、右のウ又は破損によるキヤツピングを行なわなければならない。

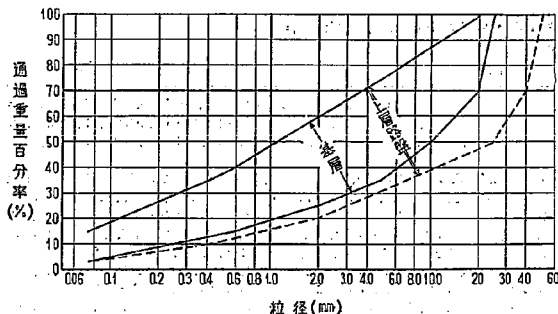


図-9 ソイル・セメントの基層および上面路盤
(コンクリート舗装では路盤)の理想粒度

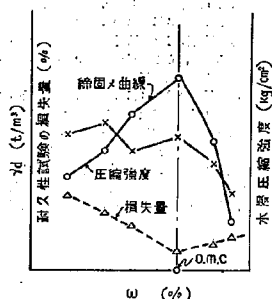
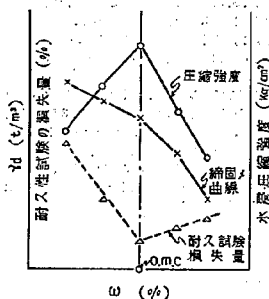


図-10

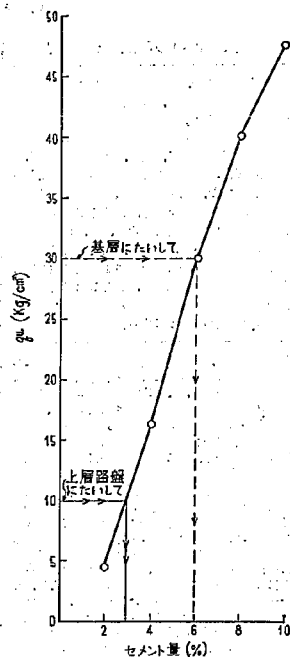


図-11 必要なセメント量のきめ方

表-9 現場路上混合方式による施工法と管理試験

施工順序	施工内容	現場管理試験	施工機械	注意
① 整地	(1) 原地盤面を所定の高さにならす 大石、木根などの障害物を深さ 30cm まで除く (2) 施工面と施工深さを調査する ために、丁張りを1.5~3.0m間 隔で処理面の端から1.2~1.5m の路肩上に打つ (3) 普通の場合には表土を除く		ブルドーザー スクレーパー モーターグレーダー モーターショベルと ダンプトラック フィンガーウィダー ローダー	
② 土の粉碎	(1) 処理する深さまでかき起す。 (2) 添加材の混合に適するまで土を 粉碎する (3) 必要があれば土をまぜ返して乾 燥させる、ゆるんだ土の表面を ならす。	(1) 粉碎度：粗骨材を除いて4760 1μフルイ通過量を80%以 上にする (2) 粉碎深さ (3) 含水量：道路の中心線上90~ 120mごとに調査	(1) プラウティラー、 スカリファイヤー (2) ローターリー・ティ ラー、ディスク・ハ ロー、プリパライザ ー、バルビミキサー (3) 同上、モーター・グ レーダー	含水量の測定はカー バイト法を利用すれ ば迅速に測定できる
③ 添加材の散布	(1) 他の土をまぜるときには必要量 を上に置く (2) 添加材が粉状で袋入りのものは 土の上に適当な間隔ごとに袋を 置き、袋を破って散布する。ペル クセメントは機械的に散布する (3) 液状の添加材は圧力を加えて散 布する。		(1) スプレッダー・ボッ クス (2) トラックと人力スプ レッダー (3) プレッシャー、ディ ストリビューター	セメントを混合しな いまま30分以上土の 上に放置してはなら ない。
④ 混合と水	(1) 単行式の場合には最初に2~3回 乾いたまま混合する (2) 水を混合した土の表面に散布す るか、または土を加えながら湿 った状態で混合を行なう。	(1) 含水量：混合時の蒸発量を知 るためであり、熟練すれば土 質によってあらかじめ知るこ とができる。示方書による示 方含水量より±2%以上はす れないこと	(1) ローターリー・ティ ラー・バルビ・ミキサー (P&H シーマン ロードミキサー) (2) 散水車	混合は水を加えてか ら3時間以内に完了 すること

の 添 加	(2)混合の強度：混合した材料が 一様になるまで行なう (3)含水量：中心線上 90~120 m ごとに調査する。混合深さ：	バルビミキサーとダ ンカー	
⑤ 表 面 な し	(1)施工区間全般にわたってなるべく でき上りの形に近く保つよう に地表面をならし締固メ後はこ れをおこなわなくて良いように する。	モーター・グレーダ ー	
⑥ 締 固 メ	(1)所定の密度に締固メる (2)最終仕上げは平滑ローラーでお こなう (3)施工厚：150 m 以内に 1 か所 調査し示方書の差は 2 cm 以 内でなければならぬ。 でき上り面の高さは：逐層を安 定処理した場合とくに正確 に行なうこと。	(1)ニューマチック・タ イヤ・ローラー シブスフッド・ロ ーラー バイブレーション・ ローラー (2)平滑ローラー	(1)2 時間以内に締固メを完了 すること。 締固メ機種の異なる 2 種 類以上の締固メ機を用い ることが望ましい。 (2)締固メ後の密度測定は砂利 を含まない場合にはサンプ ターを用いて行なえば良 いが、砂利を含む場合は砂 置換法によるか滴の滴漏な 方法によること。このさい 穴の大きさは直径 15 cm 以 上で深さは施工厚がそれよ り 62 cm 程度深くてもよい
⑦ 施 工 目	図-9 を参考にする		
⑧ 養 生	(1)締固メ直後に孔剤、カットバックアスファルトなどで表面をシ ールする。シールする量は $0.5 \sim 1 \text{ l/m}^2$ である。湿砂又はぬれ ムシロ、ビニール孔剤などでもよい。 (2)ソイル・セメントの養生は通常日で 7 であるが、ソイル・セメン ト層より下が安定な場合には処理層を締固メ後、直ちに表層の アスファルト混合物を施工するがよい。		養生に対する注意は 「セメント・コンクリ ート舗装要綱」95 頁 の表-10(1) に従う こと

重裝備の単一機械だけ（たとえばフェーゲルのスタビライザー）または 2, 3 種の機械を組合わせた編成（たとえばシーマンまたは P & H スタビライザーと適当な締固メ機械との組合せ）を一度だけ通過させて粉碎、混合、締固メを完了させる単行式との 2 種の方法がある。

表-9 にその方法、施工機械および管理試験を示す。

ii. 移動プラント方式

施工場所のすぐ上、またはそのごく近くに置かれた材料を、移動するプラントの中で混合してから地上において行く方法である。

表-10 にその方法、施工機械および管理試験を示す。

iii. 中央プラント方式。

この方式は、固定したプラントで混合した材料を現場に運搬して施工する方法で、既成のアスファルトやコンクリートのプラントを利用する場合や、特殊の混合プラントを利用する。施工方法は前二者の場合と変らない。材料の混合は連続ミキサーによる場合とバッチミキサーによる場合の二種がある。

施工法と施工管理は前二者と同様であるが、含水量の調査は混合された材料について 1 時間ごとに行なえばよい。

iv. 以上 a, b, c の 3 種の施工法の特徴を表-11 に一括して示す。

(3) 参考のために米・英・独のソイル・セメントの配合設計と施工基準の代表的な例を附表-3 に示す。

8. 結 語

以上、セメントによる安定処理の施工にあたっての配合設計と施工管理試験の結果と一応の基準を示した。

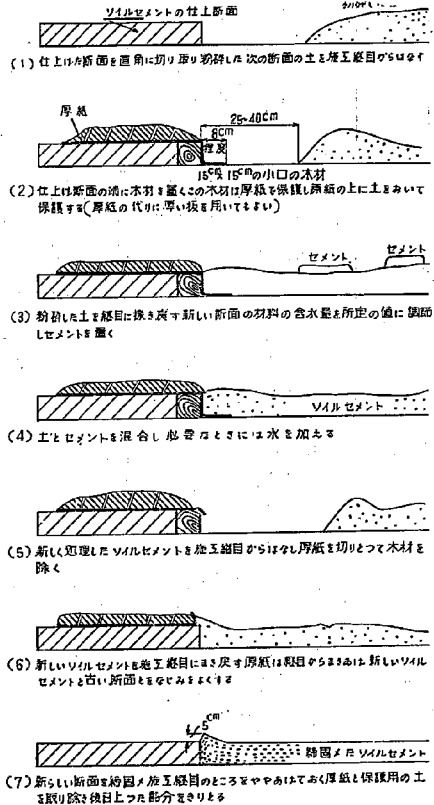


図-12 施工継ぎ目の施工要領

附表-3 各国で用いられているソイル・

国名	縮固メ試験(実験室)				必要なセメント量及び施工時の水量を決定			
	① 粒度分析	② 最大粒径	③ 粘度の補正(れき分)	④ 縮固メ方法	⑤ 試験名	⑥ 供試体に使用する max. size	⑦ 供試体の成形方法	⑧ 供試体の形状寸法
USA	(I) ASTM (A.A.S.H.O.)	No.4 フルイ (4.8 mm)	No.4 フルイ (4.8 mm) 以上はのぞく	ASTM (AASHO) の標準縮固メ ・モールド 11: 4"φ×4.6"H ・ランマー 11: 5.5 lbs (25 kg) ・落下高 11: 12 in (30 cm) ・3層 25回	耐久性試験 凍結融解 12回および 乾湿12回く り返し (脚注1参照)	3/4 in (19 mm) 3/4 in 以上は No.4 ~3/4 in (4.8~19 mm) で置換	I ④ で規定した縮固メの結果 o.m.c で 動的	4"φ×4.6"H
	(II) ポルトランドセメント協会	No.4 フルイ	上に同じ (I ③)	上に同じ (I ④)	I ⑥ に同じ 耐久性試験	上に同じ (I ⑥)	上に同じ (I ⑦) 動的	4"φ×4.6"H
	(III) PCA の新しい方法 (ただし砂質の土のみに適用)	3/4 in (19 mm)	3/4 in 以上は No.4 フルイ (4.8~19 mm) のものと等重量だけ置換	ASTM 標準縮固メ、ただし縮固メにさいして、これれやすい材料は1回ごとに新しい材料を用いる	圧縮試験 補足的に 耐久性試験 (脚注2参照)	No.4 (4.8 mm) 以下	上に同じ 動的または静的	2"φ×2"H 又は 4"φ×4.6"H
	(IV) カリフォルニア州道路局	3/4 in (19 mm)	III ③ と同じ	・モールド 4"φ×4"H ・材料の半分を重さ 6 lbs (2.7 kg) のランマーで落下高約10cmで50回たたき、ついで残りの材料を入れて同様の要領で100回たたき、つぎに25000 lbsの静荷重を加える。これは1分間に20000 lbsの荷重を加え、1/2分間に残りの5000 lbsを加える。全部で25000 lbs加えて1分間放置し荷重をのぞく	圧縮試験	3/4 in (19 mm) 以下	IV ④ に規定した方法による o.m.c 7d max 静的	4"φ×4"H
英国	(V) イギリス規格 (B.S.)	(a) 細粒土 No.7 B.S フルイ (2.4 mm) 通過量 80% 以上		・B.S 1377 (ASTM 標準と同じ) に従う ・1回ごとに新しい材料を使用	圧縮試験	No.7 B.S. フルイ (2.4 mm) 以下	・V ④ に規定した方法の o.m.c 7d max	細粒土 2"φ×4"H
		(b) 中粒土 3/4 in B.S フルイ (19 mm) 通過量 80% 以上		・3/4 in (19 mm) 以下の材料について ASTM 標準 ・1回ごとに新しい材料	補足的に 耐久性試験	3/4 in B.S. フルイ (19 mm) 以下		中粒土 4"φ×8"H
		(c) 粗粒土 1 1/2 in B.S フルイ (38 mm) 通過量 80% 以上		・モールド 6"φ×12"H ・ランマー 10 lbs (4.5 kg) ・落下高 18" (45 cm) 6層 25回		1 1/2 in B.S. フルイ (38 mm) 以下	静的	粗粒土 6"φ×12"H
ドイツ	(VI) ドイツ規格 (DIN)	No.4 フルイ (4.8 mm)	4.8 mm 以上 (No.4) はのぞく	ASTM 標準と同じ	圧縮試験 補足的に 耐久性試験	40mm 以下	水量は VI ④ の結果得た o.m.c モールド (20cm) の立方体ただしカラ一つき) 内に試料を3層について12cmの正方形の端面を有する重さ12kgの突き棒で8回たたき	20 cm の立方体

脚注 1. A.S.T.M 規格: D 559-44 (A.A.S.H.O. 規格: T 135-45), A.S.T.M. 規格: D 560-44, (A.A.S.H.O. 規
mining Cement Factors for Sandy Soils", pp 29~46. H.R.B. Bulletin, 122. Leadabrand, Nortling "Sim-
混合「ソイル・セメント混合物」セメント、コンクリート No. 145, 1959, 3月。

セメントの規格試験と施工管理

するための試験			現場管理試験		
⑨ 養生方法	⑩ 試験までの養生日数と試験時の条件	⑪ 基準	セメントで経済的に処理する土の粒度	⑬ 概要	⑭ 試験項目
恒温恒湿槽 (21±1.7°C R.H>90%)	7日非水浸	ASTM(A.A.S.H.O.)には標準試験方法のみで基準はない 普通はP.C.A.によって(Ⅱ①)いる。	別に規定はない	H.R.B.の規定 max Size 75 mm 5 mm フライ > 60 % L.L. < 40 % 0.42 mm フライ > 15 % P.I. < 18 % 0.074 mm フライ < 50 %	
上に同じ	上に同じ	1. 耐久試験結果の損失量 a) A-1-d, A-1-b, A-3, A-2-4, A-2-5 ≤ 14 % A-2-6, A-2-7, A-4, A-5 ≤ 10 % A-6, A-7-5, A-7-6 ≤ 7 % b) 容積変化が供試体成形時の容積の2%以内 c) 含水比が供試体の空ゲキを完全にみたさぬこと d) 水浸圧縮強さ(1~4時間)はセメント量材令とともに増すこと	規定はないが一応H.R.B.の規定を参考にしている		・粒度(とくにNo.4 フライ(4.8 mm)に留まる材料が全体の45%以下のこと) ・含水比(90~150 mm 間隔)
上に同じ	7日 29×29×11 1時間水浸 4.6×4.6×4 4時間水浸	(詳細は脚注2参照) Ⅰ部: q_u が16kg/cm ² 以上ただしシルト粘土との含有量に従ってこの最小の q_u は変化する。 Ⅱ部: q_u が21kg/cm ² 以上ただし No.4 (4.8 mm) 以上の粒によって q_u の最小値は漸次大になる	Ⅰ部 0.05mm以下<20%でNo.10フルイ(2mm)以上<25%, または 0.05mm 以下が 20~50 % Ⅱ部 0.05 mm 以下 < 20% No.10フルイ(2mm)以上>25%	Ⅱ② 左欄に示すⅠ群, Ⅱ群の土のみに適用できる	・締固め試験(ASTM標準)翌日の水分調節および締固め度管理のため ・現場密度(砂置換法のφ=14 cm 深さ: 施工厚程度またはそれより2.5 cm 程度浅くて良い現場測定密度に1.01の修正係数をかける。示方書の規定より0.08 t/m ² 以上小さくはない) ・施工厚のチェック
上に同じ	7日 うち1日は水浸	A: q_u が 455 kg/cm ² 以上 コーヘイジョメーター バリュウ 3000 B: q_u が 21 kg/cm ² 以上 1500 C: なし 100 C.T.S: q_u が14~21 kg/cm ² 100	0.4 ≥ % Passing No. 200 % Passing No. 30 ≥ 0.15 No. 200: 0.074 mm No. 30: 0.59 mm	細かい部分が少ないと不経済になる	・粒度・含水比(土の) ・セメントの混合状態(ワインドローの中心部の底からと両側の真中(深さ)から採取しAおよびBは圧縮強さでメタビロメーターによって均一性を調査する) ・締固め試験(Ⅳ④による) ・圧縮強さ・密度 ・最高および最低温度(参考)イールセメントの養生は必ず40°C 以上または乳剤で行なうこと
パラフィンワックスでSealする 25±2°C	7日 非水浸	・ q_u が 175 kg/cm ² 以上 ・寒冷地方(凍結のはげしい)では400~500 psi (28~35 kg/cm ²) が望ましい	一応 H.R.B. の規定に従っているがⅡ③のH.R.B.の規定よりもP.I.の大きい土に対して中央プラント方式を採用して施工している	特殊な場合には ・耐久試験(ASTMと同じ) ・有機物の含有量(普通2%以下を基準)にしている ・硫酸塩の決定	・締固め 相対材をのぞく5mm フライ通過量>90%以上のこと ・密実強さ ・含水量 ・圧縮強さ ・混合深さ ・密度 20~50 mm ごとにテウツシ示方書で2.5kgランマ・落下高さ30 cm 間隔を12回つたこと ・中粒土 4inφ×8inH 2.5kgのランマで6層25間30 cmの落下高さでなく ・粗粒土 2inφ×4inH 標準方法で2.5kgランマ・落下高さ30 cm 間隔を12回つたこと ・粗粒土 6inφ×12inH 4.5kgのランマで6層25間45 cmの落下高さでなく
恒温恒湿槽 21±1.7°C R.H>96%	28日非水浸	・路床の改良に q_u が 50~80 kg/cm ² ・路盤および基層に q_u が80~120 kg/cm ² ・特別な場合, たとえば表層を敷けないで処理層をむき出しにするようなとき q_u が 150 kg/cm ² 以上	60mm板フルイ通過度>95% 7 mm 板フルイ通過度>50% (7 mm板フルイ通過度>45%とくに粒状分布の良い場合) 1mm 板フルイ通過度>15%		・有機物およびその他セメントに害をおよぼす材料・粒度および密度 L.L.P.L.P.I.・含水比(カーバイト法による)・密度(水, 石, 油, 油または砂置換による): ASTM 標準の95%以上 ・DIN 1048 に従って20cmの立方体で7日および28日の圧縮強さを求める DIN 1048 の概要はⅡ⑦に記した ・施工深さ: 示方書との差は±1~±2 cm 以内

格: T 136-45) 2. H.R.B. Bulletin 69, Leadabrand, Nortong "Soil-Cement Test-Data Correlation in Determined Methods of Testing Soil-Cement Mixtures, pp 35~47. 上記2書の大体の邦訳は, 久保, 三瀬, 河村,

表-10 移動プラント方式による施工法と管理試験

施工順序	施 工 内 容	現場管理試験	施 工 機 械	注 意
① 整地	現場路上混合方式と同じ〔表-9〕		表-8 と同じ	
② 土の準備	(1) 土の粉碎は表-9 と同じ (2) 粉碎した土を集めてウィンドローをつくる (3) 土を他から補給する必要があるばウィンドローの上にこれを加える	粉碎度 含水量 } 表-9 と同じ ウィンドローの断面積測定	表-9 と同じ モーター・グレーダー ウィンドロー・プロポ ーション スプレッダーボックス	ウィンドローの断面積の測定は添加材の量や水量および施工厚を正確にするのに必要である
③ 粉状の添加剤	(1) 粉状添加剤の場合はウィンドローの上に浅ミゾを切り、その中に必要量をおく		セメントバルカー セメントディストリビューター あるいは人力	表-9 と同じ
④ 混合液の添加剤	(1) ウィンドローの材料を移動プラントにかかえ込んで混合しながら、水又は液状添加剤を添加する。この場合の水または液状添加剤は補給車から連続的に補給する。 (2) 混合された材料はウィンドロー状に残る	混合度 含水量 } 表-9 と同じ	ウッドロードミキサー H&B モートベーパー バーバー・グリーンミキサー ガードナー型ミキサー タンク・トレラー	表-9 と同じ
⑤ 表面処理	(1) ウィンドローを押し広げて所要の深さにする	処理材の深さ	モーターグレーダー	
⑥ 締固め	表-9 と同じ	含水量・密度 でき上り深さ でき上り面の高さ } 表-9 と同じ	表-9 と同じ	表-9 と同じ
⑦ ⑧ 施工養生	表-9 と同じ			

表-11 各施工方式の特徴

	現場路上混合方式		移動プラント方式	中央プラント方式
	多 行 程 式	単 行 程 式		
プラントの価格	廉 価	比較的廉価	高価	コンクリートミキサーその他を流用できる
プラントの移動	最も容易	容 易	容量	困難
プラントの性能	粉碎と混合	同 左	混合	混 合
原材料土のある位置の影響	施工地の土を原材料に用いる場合に好適		余り関係せず	施工地の土を原材料に用いるときは不経済
路床に対する影響	路床を暴露しないので損傷しない		損傷する場合がある	施工前に暴露するので最も悪影響を与えることがある
施工層厚の限度	15~20 cm までの施工にはよいが2層に施工する必要があるときは不利		1層の施工厚は若干大	1層の施工には制限がないが締固めが問題
処理深の正確さ	不正確	やや不正確	かなり正確	きわめて正確
施工面の正確さ	同 上	同 上	同上	同 上
含水量の調節	蒸発させる事が可能な反面に失うことも多い		水分損失が少ない	同 左
添加材の計量	やや不正確		かなり正確	きわめて正確
混合の均一性	不均一になりやすい	やや不均一のことあり	かなり均一	きわめて均一
混合所要時間	長 い	短 い	短い	一般には長い
作業量に対する適応性	かなり大きい	小さい	小さい	修理、拡幅等各種の作業に適する
急な降雨に対する適応性	作業中止の部分に放棄する必要があるおそれがある		作業中止可能	同 左
締固めの時期	数回の混合が終わってから	混合直後	混合直後	1バッチごとに締固める必要が起ることあり
仕 事 量	かなり大きい		最も大	一番少ない

終わりにあたり種々の御助言をいただいた機械化協会
安全処理委員会の各位：現場研究の場を提供していただき、
いろいろ御協力をしていただいた建設省の東京国道
高橋国一郎所長、関東四号国道の長尾満所長、多田幸手
出張所長、萩原技官（現甲府工事事務所）ならびに関係各
位に心からお礼申しあげる次第である。

参 考 文 献

- 1) 高橋国一郎，多田宏行：路盤工に用いたセメント
安定処理工法の一例。道路 86—91頁，1958.2 月
- 2) 高橋国一郎，多田宏行：下層路盤のセメントによ
る安定処理について（中間報告），土と基礎 13 頁
—17 頁，1958.2 月，Vol. 6, No. 1.
- 3) カリフォルニア州道路局，Constuction Manual.
6th Edition, 1955.
- 4) 長尾満，多田宏行：ソイル・セメント基層工の施
工管理と工事歩掛りについて，土木学会誌，1959.
5 月
- 5) 土木技術資料 Vol. 1, No. 1—3, 1959.

潤井川星山放水路の水理試験報告

吉川秀夫*・三井 宏**

(昭和34年1月)

Hydraulic Tests on Hoshiyama Diversion Channel of Urui River

H. Kikkawa and H. Mitsui

(January 1959)

Synopsis :

There are many unknown factors to design the supercritical flow channels. The most important factors among them are the value of the roughness coefficients, stage distribution along the walls affected by the disturbance due to the curved walls, velocity distribution, etc.

As for the roughness coefficients, the authors carried out the hydraulic model tests and the field measurements in the chuting channels of which conditions were considered nearly equal to the designed one. From these tests and measurements, they could estimate the applicable value of the roughness coefficient of the designed channel.

As for the hydraulic phenomena of the supercritical flow in the curved channel, hydraulic model tests were made in the trapezoidal open channel and the rectangular channel and it was found that the former was superior to the latter from the view point of hydraulic phenomena.

After comparing the Kármán's formula with the test data of the water stage variation due to the shock waves in the curved rectangular channel, it was found that the Kármán's formula was applicable to the design of the wall height of the curved channel, and the limit of the application of this formula was concluded from the test data.

To the convenience for the application of the results, some examples of the channel design were also shown in this paper.

要 旨

射流水路の設計においては多くの問題点がある。それらのうち比較的重要と思われるのは、粗度係数の見積り方、水路彎曲部の側壁から生ずるかく乱波による水面変動はどうなるか、水当りの強い、すなわち流速の大きい部分はどこかなどである。粗度係数に関してはまず実験を行なって関係要素との関連を開く、ついで路床状態の似ていると思われる実際の射流水路で現地観測を行ない、この実測値を参考にして所要の粗度係数を見出した。さらに、台形断面および長方形断面の彎曲水路を作って実験を行ない、長方形断面が台形断面より水理学的にすぐれていることを見出した。ついで、長方形断面彎曲部におけるかく乱波による水面変動の実験値と従来の Kármán 公式とを比較して、Kármán 公式が十分安全に適用できることを確認し、この公式の適用範囲を実験から推定した。最後に参考のため、射流水路の設計例を二、三示した。

目 次

1. 緒 言.....(1)	[1] 実 験.....(4)
2. 射流水路の粗度係数.....(2)	[2] 結 果.....(4)
[1] 実 験.....(2)	4. 設計例.....(9)
[2] 実 測.....(2)	[1] 直線部の水深.....(9)
[3] 結 果.....(3)	[2] 曲線部の設計.....(9)
3. 射流彎曲水路の水理.....(4)	

1. 緒 言

静岡県で新設予定の星山放水路は潤井川の流れの一部を富士宮市星山地内で分流し、富士川に放流するもので水路総延長 2,670 m、河床こう配 1/20~1/500 となるこ

とが予想されている。星山放水路では、現地の地形が急こう配であるため、ある区間の水路内の流れは射流状態になる。このような射流水路に関して、次の項目の研究を行なった。

- (1) 射流水路における粗度係数
- (2) 射流水路における彎曲部の水理
- (3) 射流水路における流速分布

* 河川部 河川研究室長 ** 河川部 海岸研究室 研究員

昭和 31 年度から 32 年度にわたり、土木研究所赤羽分室において、上記の項目に関し、本文で述べるような水理実験を行ない、合わせて河床状態の似ていると思われる既成の射流水路において現地観測を行なった。これらの結果を以下に述べる。

2. 射流水路の粗度係数

〔1〕実験

実験に使用した水路は表-1 に示すような諸元をもつ木ゴテ仕上げモルタル張りのもので、これらの直線水路に 10~80 l/sec の流量を流し、ポイントゲージとピトー管とにより、それぞれ水深および流速分布を測定した。

表-1 実験水路の諸元

水路長	こう配	断面	断面諸元
13.0m	1/30	台形	底巾 13.3 cm こう配 1/2
13.0	1/30	長方形	幅 31 cm
13.0	1/50	長方形	幅 31
13.0	1/80	長方形	幅 31
4.0	1/8	長方形	幅 30
4.0	1/20	長方形	幅 30

〔2〕実測

昭和 31 年 9 月に埼玉県吉野川放水路、および同 32 年 3 月静岡県猫沢発電所余水吐で実測を行なった。吉野川放水路は図-1 に示すような 1/100 および 1/3 こう配の河床をもつ、幅 7 m のコンクリート製長方形断面直線水路である。流量観測はある時間間隔において、次の三

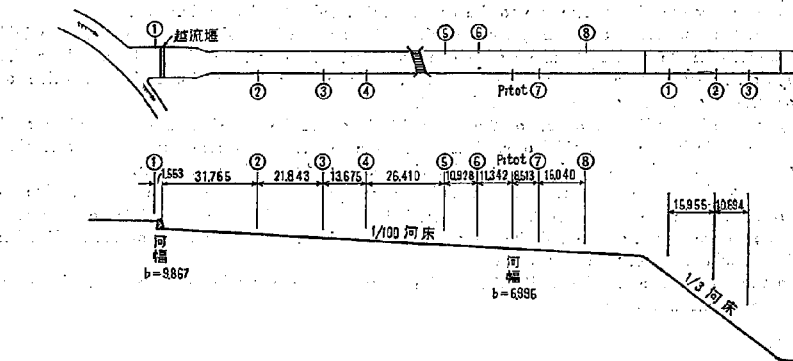


図-1 吉野川放水路略図

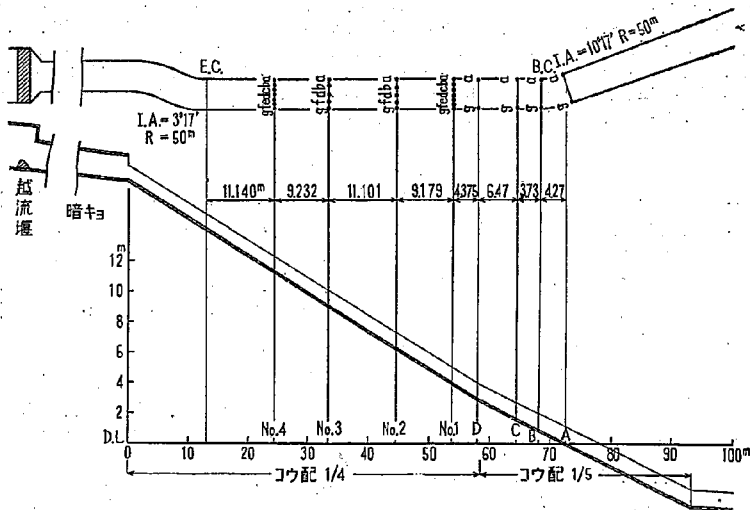


図-2 猫沢発電所余水吐

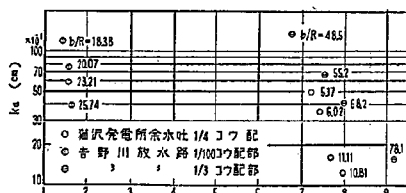


図-5

$$c = 5.75 \sqrt{g} \log_{10} \frac{R}{k_a} \quad (4)$$

$$n = \frac{R^{\frac{1}{6}}}{5.75 \sqrt{g} \log_{10} \frac{R}{k_a}} \quad (5)$$

図-5 および図-6 はそうとうばらついているが、これらの図から、 k_a が Froude 数に關係して増減するというような傾向は、とくに認められないようである。コンクリート製射流水路の設計にあたり、粗度として、施工条件が近似していると考えられる前述の実際水路での実測値を採用すれば、大過のない結果が得られるものと思われる。図-6 からわかるように、実測の k_a の値はだいたい $(15 \sim 120) \times 10^{-3} \text{ cm}$ であった。

3. 射流彎曲水路の水利

(1) 実験

実験に使用した水路は一例を図-7 に示すように4分円弧よりなる木ゴテ仕上げのモルタル張りのもので、水路の諸元は表-2 に示す。

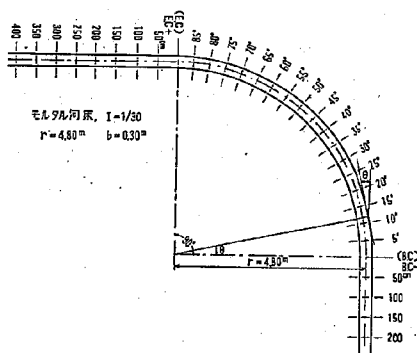


図-7

表-2 実験水路諸元

河床勾配	曲線半径	断面	断面諸元
1/30	2.40m	台形	底巾13.3cm 法こう配1/2
1/30	2.40	長方形	幅30cm
1/30	4.80	長方形	幅30
1/80	2.40	長方形	幅30

実験は各水路に $10 \sim 60 \text{ l/sec}$ の流量を流し、ポイントゲージおよびビト管により、それぞれ水深、流速分布を測定した。

(2) 結果

水路側壁における河床よりの水深を水路延長に沿ってプロットすると図-8 のようになる。ただし、曲線部の水路延長方向の距離は、曲線部始端から測った中心角で表示してある。側壁沿いの水面曲線は流量をパラメーターとしてある。この図-8 において、台形水路と長方形水路とを比較すれば、次のような台形水路の欠点が認められる。

- (a) 流量が変化すれば、極大および極小水深を生ずる位置が変化する。
- (b) 曲線部外壁上の水深は非常に大きく、この実験では初期水深の2倍強になった。
- (c) 高い堤防ならびに広い用地幅を必要とする。

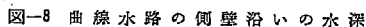
台形水路は以上のような欠点をもつので、実際の水路に使用すれば多くの障害を生ずるものと思われる。これに反して、長方形水路はこれらの欠点をもたないので、以下、長方形水路についてのみ考察を進めた。

図-8 を見てもわかるように、壁面沿いの水深は曲線部始端から変化を始めて極大、または極小水深となり、ふたたび初期水深にもどる。このような変化状態が曲線始端より曲線終端までくり返され、曲線終端から下流の直線水路ではこれらと異なる種類の水深変化が生ずる。曲線水路内の両側壁沿いの水深変化はきまった波長をもつ固定波であり、各波はその極値水深を生じた位置を軸として対称の波形をもつと考えても、大きな誤差を生じないようである。したがって、極大または極小水深点に至るまでの初期波形、すなわち、初期水深から極値水深までの側壁沿いの水深変化を予知できれば、曲線水路内の側壁沿いのすべての水深を推定できる。また、曲線始端および終端に緩衝曲線区間を設置して、曲線水路に発生するかく乱波を除去する工法の重要な設計要素にもなる。

このような水路側壁の曲りに起因するかく乱波による側壁沿いの連続的な水深変化を求めるには、次の Kármán 公式が適用される。ただし、この式はかく乱のない初期水深から反対側壁のかく乱が到達する地点まで、すなわち、曲線始端から極値水深点までの区間において成立するものである。

$$\theta + \theta_1 = \sqrt{3} \tan^{-1} \sqrt{\frac{3h}{2H} \frac{1 - \frac{3h}{2H}}{1 - \frac{3h}{2H}}} - \tan^{-1} \frac{1}{\sqrt{3}} \sqrt{\frac{3h}{2H} \frac{3h}{1 - \frac{3h}{2H}}} \quad (6)$$

ここに θ : 曲線始端から測った中心角、または水路偏角 ($^\circ$)、図-7 参照

 h : 水深

び実験値をプロットすると図-9のようになる。この場合の実験値は次のようにしてプロットしてある。すなわち、曲線始端における h/H の初期値を縦軸にとり、この点から(6)式の理論曲線により対応する横軸の $\theta_1 \pm \theta$ の値を読む。曲線始端では $\theta = 0$ であるから、この値が積分常数 θ_1 である。このようにして、 θ_1 が求まれば、ある曲線側壁地点の水路偏角 θ をその符号にしたがって θ_1 に加

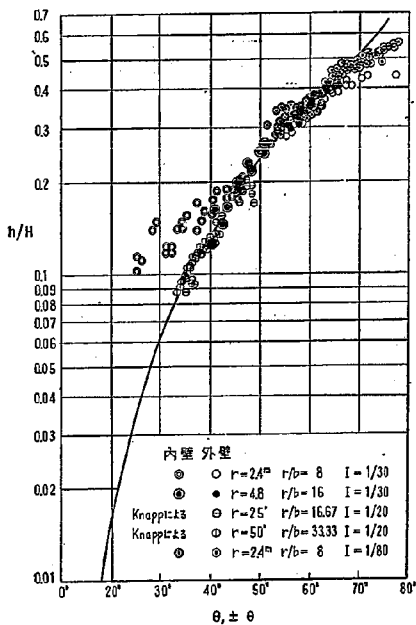


図-9

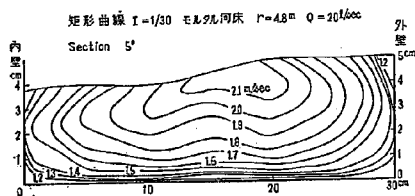


図-10 (a) 1

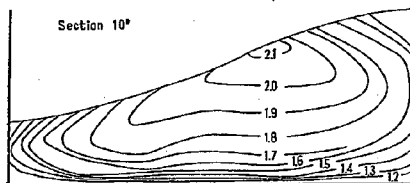


図-10 (a) 2

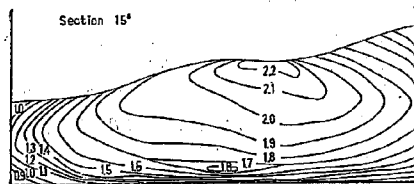


図-10 (a) 3

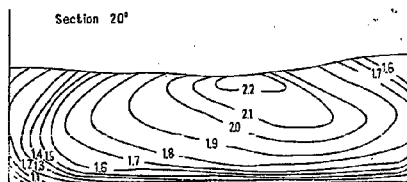


図-10 (a) 4

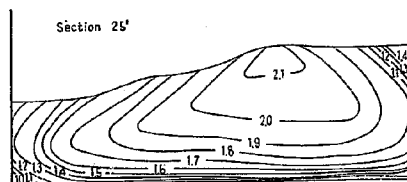


図-10 (a) 5

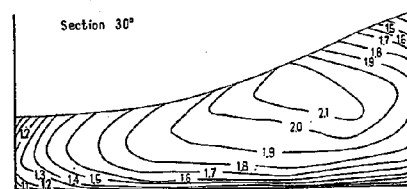


図-10 (a) 6

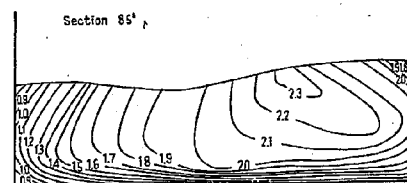


図-10 (a) 7

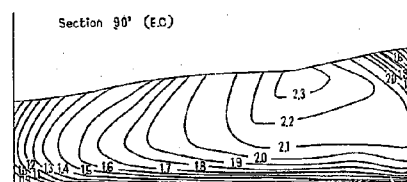


図-10 (a) 8

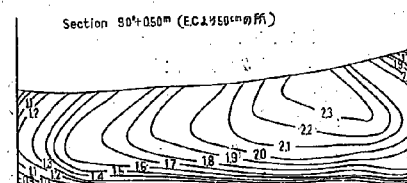


図-10 (a) 9

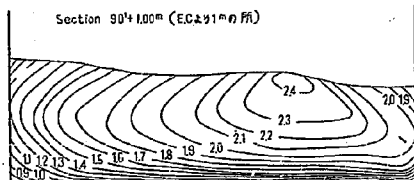


図-10 (a) 10

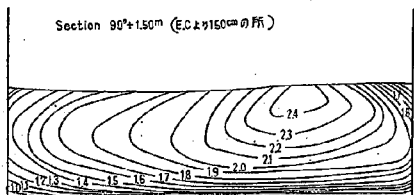


図-10 (a) 11

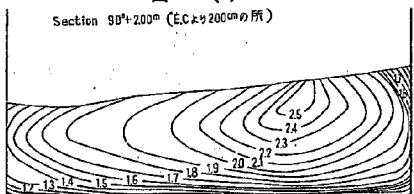


図-10 (a) 12

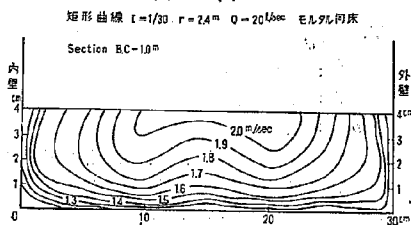


図-10 (b) 1

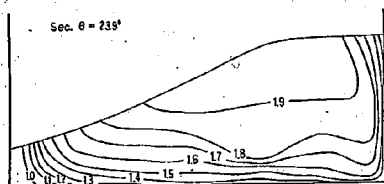


図-10 (b) 2

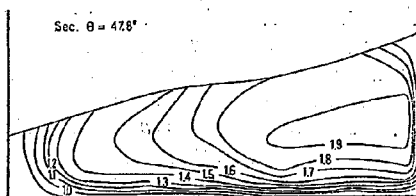


図-10 (b) 3

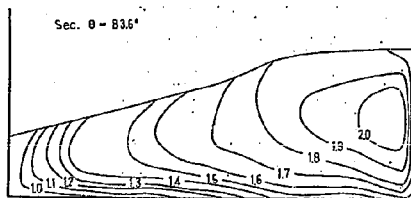


図-10 (b) 4

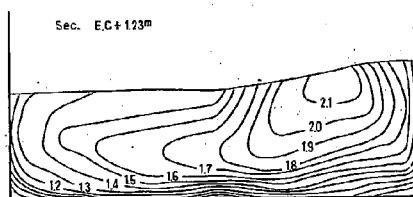
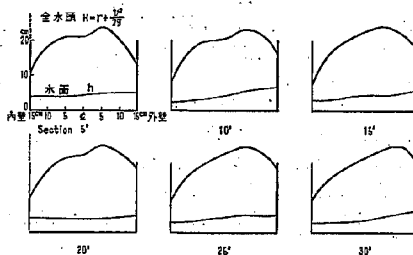
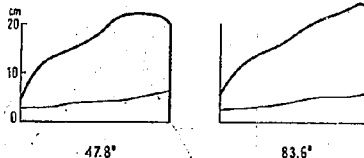
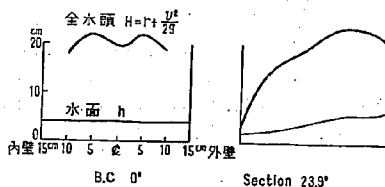


図-10 (b) 5


 図-11 (a) $r=4.8m$ $I=1/30$ $Q=20 l/sec$

 図-11 (b) $r=2.4m$ $I=1/30$ $Q=20 l/sec$

減し、この $\theta \pm \theta_1$ に対応して、水路偏角 θ の曲線側壁地点の h/H をプロットする。以下、このようにして、極値水深までの実験値をプロットする。

この図-9によれば、 r/b が 16 以上の (r は曲線水路中心線の曲線半径、 b は水路幅、図-7 参照) 曲線水路における水深変化は上記の理論によく一致している。 $r/b=8$ の曲線水路においては、 θ が正の場合、すなわち外側壁沿いでは実験値は理論値より小さくなり、 θ が負の場合、すなわち、内側壁沿いでは理論値より実験値の水深の方が大きくなる傾向が認められる。

r/b が小さくなると実験値は理論値から離れる傾向を示すようになる原因は、おもにその流速であると考えられる。理論においては連続条件より、水深が小さいほどその場所の流速は大きくなり、また、水路横断面において全水頭は一定であると仮定している。ところが実験によれば、図-10に一例を示すように、流速分布は常に外側壁沿いの方が大きくなっており、したがって全水頭も図-11に一例を示すように、外側壁の方に大きくなっている。

図-9 に示す実験結果から、Kármán 公式による曲線外側壁沿いの水深は実験より、大きいと考えられるから、この公式を設計に採用すれば安全であると結論されよう。曲線内側壁沿いの水深はこの公式より大きくなる傾向が認められるので、設計には注意を要する。図-8によれば、曲線内側壁沿いの水深は常に上流の直線水路の水深(初期水深)より大きくなりえないことが認められるから、設計において、曲線内側壁の提高を直線水路の提高に等しくとれば十分安全であると思われる。

曲線側壁沿いの水深を計算する Kármán 公式は、反対側壁から出るかく乱の影響を受けない範囲、すなわち初期水深点から極値水深点まで適用可能であって、ここに、この極値水深点の位置を決定することが必要になってくる。この問題を解決するには、特性曲線図解法によるか、または Knapp の提案した近似式によるかの二つの方法があるが、前者は作図が複雑なうえ、個人誤差も入りやすく、後者はあらゆる条件に対し良好な近似が得

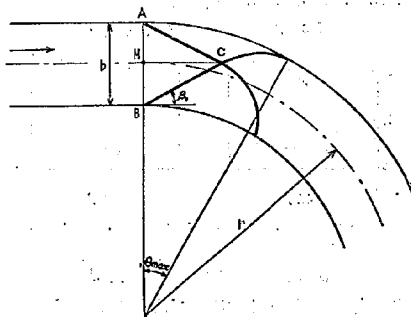


図-12

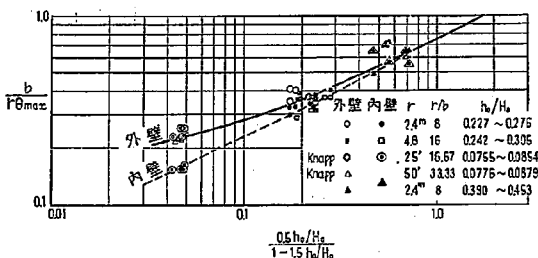


図-13

られるとは言えないようである。ここでは実験値から推定することにし、次の結果を得た。いま図-12において AC, BC を反対側壁のかく乱の影響を受けていない初期かく乱線とし、その交点を C とすれば次の関係が成立する。

$$\tan \theta_0 = \frac{MB}{MC} \quad (7)$$

MC は $r\theta_{max}$ に比例すると仮定すれば MB は $b/2$ であるから(7)式は次のようになる。

$$\tan \theta_0 = \frac{b/2}{k_1 r \theta_{max}} = k_1 \frac{b}{r \theta_{max}}$$

$$\tan \theta_0 = \sqrt{\frac{0.5 h_0/H_0}{1 - 1.5 h_0/H_0}}$$

$$\therefore k_1 \frac{b}{r \theta_{max}} = \sqrt{\frac{0.5 h_0/H_0}{1 - 1.5 h_0/H_0}} \quad (8)$$

ここに k_1 : 係数

h_0/H_0 : h/H の初期値

θ_{max} : 極値水深点の位置

(8)式の左辺および右辺の根号内の値を両対数の座標にとって実験結果をプロットすると図-13のようになる。この図によれば、(8)式の右辺の値が大きいたまは(8)式の関係が成立するが、右辺の値が小さくなると、(8)式の関係から離れてくるようである。この原因は、 h_0/H_0 の値が小さくなると(すなわち、Froude 数が増加) (8)式における仮定、 $MC = k_1 r \theta_{max}$ の近似が悪くなるためと考えられる。これらの実験値は若干のばらつきを示しているが、図-13の実験値を採用すれば、妥当な結果が得られよう。

円曲線水路の上流端および下流端に、その曲線の2倍の半径をもつ水路をそう入して、曲線水路内およびそれより下流の水路内のかく乱を除去する工法がある。この工法において、上述の θ_{max} の値は水路線形の重要な設計要素となる。すなわち、図-14に示す複合曲線水路において、B, C, A 区間および B, E, C 区間を半径 r_0 の円弧 $\angle AO_1 B \cdot C = \angle BO_2 E \cdot C = \theta_{max}$ とし、A, B 区間を半径 $r = r_0/2$ の円弧 $\angle AO_2 B$ は任意とすれば、図に示すように、曲線部にも下流直線部にもかく乱波を生じない。

(8:)

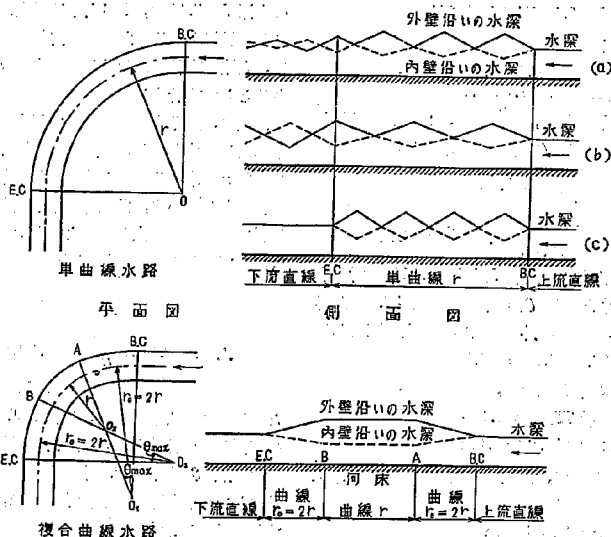


図-14

単曲線水路の場合は通常図-14 (a) に示すように曲線部内および下流直線部内にかく乱波を生ずる。下流直線部にかく乱波は (b) に示すように、曲線部かく乱波の極値が曲線終端部 E、C にくるとき、下流直線部にかく乱波は最大のものとなる。もし (c) に示すようにかく乱波が平常水深になる地点に曲線終端部があれば、下流直線部内にかく乱波は最小のものとなる。ただし、(c) の場合、水路の方向を任意に変えることはできない。

上述のような現象は Knapp によって実験的にも確認されている。直線水路内に一度かく乱波が生ずると、下流にそうとうの距離にわたり減衰しなかく乱が続くので、このようなかく乱波をできるだけ発生させぬようにすることが必要になってくる。

4. 設計例

(1) 直線部の水深

洪水流量	300 m ³ /sec
河床勾配	1/30
水路幅	10 m
k_a	120×10^{-3} cm

が与えられたとする。(3)式

$$u_m = 5.75 \sqrt{gRI} \log_{10} \frac{R}{k_a}$$

において

$$u_m = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{bh}, \quad R = \frac{A}{S} = \frac{bh}{b+2h}$$

であるから、(3)式は

と変形される。このようにして、逐次計算法を行なう。

$$\text{左辺} = \frac{300}{5.75 \times 10 \times \sqrt{\frac{9.8 \times 1}{30 \times 10}}} = 2.88$$

$h = 2.00$ m と仮定すれば

$$\text{右辺} = 2 \sqrt{\frac{2}{10+4}} \log_{10} \frac{10 \times 2 \times 10^5}{120 \times (10+4)} = 2.32$$

$h = 3.00$ m と仮定すれば、右辺 = 4.15

$h = 2.30$ m と仮定すれば、右辺 = 2.85

$h = 2.35$ m と仮定すれば、右辺 = 2.94

$h = 2.32$ m と仮定すれば、右辺 = 2.88 = 左辺

したがって、求める水深は、2.32 m である。

次に、 $k_a = 15 \times 10^{-3}$ とし、他の条件は上述と同じ場合の水深を同様に計算すると、 $h = 1.98$ m となる。

(2) 曲線部の設計

$$k_a = 120 \times 10^{-3}$$

$$h = 2.32$$

$$r = 150$$

$$\text{水路全偏角} = 30^\circ$$

が与えられたとする。平均流速は、

$$u_m = \frac{Q}{bh} = \frac{300}{10 \times 2.32} = 12.9 \text{ m/sec}$$

$\alpha = 1.025$ とすれば全水頭は

$$H = h + \alpha \frac{u_m^2}{2g} = 2.32 + 1.025 \times \frac{12.9^2}{2 \times 9.8} = 11.02 \text{ m}$$

ゆえに h/H の初期値 h_0/H_0 は

$$h_0/H_0 = 2.32/11.02 = 0.211$$

図-13 の横軸の値

$$\frac{0.5h_0/H_0}{1-1.5h_0/H_0} = \frac{0.5 \times 0.211}{1-1.5 \times 0.211} = 0.154$$

に対応する縦軸の値を読み、これから、2倍の半径をもつ緩和曲線区間における $\theta_{\max}$ の値を求める。

$$\frac{b}{r\theta_{\max}} = 0.32$$

$$\therefore \theta_{\max} = \frac{10}{2 \times 150 \times 0.32} = 0.104 \text{ Rad} = 5.97^\circ$$

次に図-9 から h/H の初期値 $h_0/H_0 = 0.211$ に対応する $\theta_1 \pm \theta$ の値、すなわち θ_1 の値を読むと 37.8° が得られる。求めているのは、外側壁沿いの極大水深であるから、 $\theta_1 + \theta_{\max} = 37.8 + 5.97 = 43.8^\circ$ に対応する h/H の値を読むと、

$$(h/H)_{\max} = 0.280$$

$$\therefore h_{\max} = 0.280 \times 11.02 = 3.09 \text{ m}$$

が得られる。したがって、曲線部の線形は図-14の曲線水路において、

$$r_0 = 2r = 300 \text{ m}$$

$$\angle AO_1B \cdot C = \angle BO_1E \cdot C = 5.97^\circ$$

$$\angle AO_2B = 30^\circ - 2 \times 5.97^\circ = 18.06^\circ$$

とすれば、初期水深 $h_0 = 2.32 \text{ m}$ 、AB 区間の外側壁沿い

の水深 $h = 3.09 \text{ m}$ 、EC 下流の水深 $h = 2.32 \text{ m}$ となることが予想される。曲線部の内側壁沿いの水深については、上流側直結部における初期水深 h_0 と同じ大きさであるとして設計すれば十分であろう。

最後に、水路全偏角が小さい場合の例を示すと次のようになる。すなわち、水路全偏角 5° が与えられ、単曲線の半径 r を求めるものとする。他の条件は前述のものと同様である。いま、曲線部の中点 ($5^\circ/2 = 2.5^\circ$) で、外側壁沿いの水深が極大となるような r を求める。 $h_0/H_0 = 0.211$ であるから図-13 より

$$\frac{b}{r\theta_{\max}} = 0.32$$

$$\therefore r = 0.32 \times \frac{b}{\theta_{\max}} = 0.32 \times \frac{10}{5^\circ/2 \times \pi/180} = 735 \text{ m}$$

となる。このようにして、半径 $r = 735 \text{ m}$ の単曲線を 5° の区間だけ使用すれば、曲線外側壁沿いの水深は、曲線部の中点 ($\theta = 5^\circ/2 = 2.5^\circ$) にあって極大となり、曲線終端において初期水深に復帰するので、下流直線水路に生ずるかく乱は最小になるものと思われる。したがって、水路の全偏角が小さくて、緩和曲線をそう入できない場合は、このようにしてかく乱を最小にとどめることができよう。

コンクリート舗装目地材料の試験 方法に関する研究(Ⅱ)

竹下 春見*・岩間 滋**

(昭和34年3月)

Studies on the Joint Materials for Concrete Pavements (Ⅱ)

H. Takeshita and S. Iwama

(March 1959)

Synopsis :

Studies on the sealer, hot poured type, for joints in concrete pavements are reported in this paper.

Specimens of sealers are collected from the construction fields of national highway throughout the country. Test procedures performed and results on these specimens are described.

The method of testing and the specification of the sealer, hot poured type, for joints in concrete pavements are proposed.

要 旨

本文はコンクリート舗装用目地材料の試験方法に関する研究の第2報であって、加熱施工式注入目地材の試験方法に関するものを報告した。

はじめに建設省の道路工事現場から全国的に集めた加熱施工式注入目地材の試料を紹介し、実施した各種試験法ならびに試験結果をのべ、ついで採用すべき試験法を提案し、最後に加熱施工式注入目地材の規格(試験結果の判定基準)を提案した。

目 次

1. 緒 言.....(1)	[5] 注入目地材の水密性に関する試験.....(8)
2. 注入目地材試料.....(1)	4. 注入目地材試験方法の提案.....(9)
3. 実施した注入目地材の試験.....(2)	5. 注入目地材規格の提案.....(12)
[1] 概 要.....(2)	[1] 概 要.....(12)
[2] 注入目地材の注入温度に関する試験.....(2)	[2] 注入温度規格.....(14)
[3] 注入目地材の分離に関する試験.....(5)	[3] 分離規格.....(14)
[4] 注入目地材の耐摩性に関する試験.....(5)	[4] 流し量規格.....(14)
	[5] 針入度規格.....(14)
	[6] 引張り量規格.....(15)

1. 緒 言

目地はコンクリート舗装の最大の弱点であるといわれて久しいが、わが国ではいまだ目地材料の良否を判断するための試験方法すらきまっていない。そこで舗装研究室では目地材料の良否を判定するために必要最小限の試験は何か、その試験結果を判定する基準は何かについて一連の研究を行なったが、そのうち目地板に関するものを第1報としてすでに報告した。本文は第2報で加熱施工式注入目地材に関するものである。

2. 注入目地材試料

本研究に用いた注入目地材試料は目地板の場合と同じように全地方建設局の御協力をえて、各工事々務所で実際に使用しているものを集めた(同一材料を数工事々務所で使用している場合には地方建設局ごとに整理の上提供していただいた)他、二、三の製造業者からの市販品を加えた。

これらの注入目地材試料のうち加熱施工式のもののあらまは、表-1 に示すとおりであって、現在わが国で実用されているものの大部分が含まれていると考えられる。一、二の注入目地材は各地建から提供されたため試

* 工博 道路部 舗装研究室長
** 道路部 舗装研究室 研究員

表-1 注入目地材試料

番 号	商 品 名	提供工事 事務所名	備 考
A-1	セロシール	—	—
A-2	セロシール No. 4	姫 路	アスファルト分 45~55 %, ゴム分 30~40 %, 繊維分 5~10 %
A-3	セロシール	—	—
A-4	セロシール	—	—
A-5	セロシール	常 総	—
A-6	セロシール	熊 谷	—
A-7	ボンドシール	—	—
A-8	ボンドシール	—	—
A-9	プロシール No. 2	名古屋	—
A-10	プロシール No. 4	名古屋	—
A-11	アイガ	—	—
A-12	アイガ	—	K社試作品
B-1	商品=非ズ	広 島	ストレートアスファルト 15%, ブrownアスファルト 30%, 石粉 55%
B-2	"	香 川	" 18%, " 42%, " 40%
B-3	"	山 口	" 42%, " 18%, " 40%
B-4	"	長 崎	セメント 11%, 砂 66%, 石粉 6%, ストレート 12%, ブrown 5%
B-5	"	名 古 屋	ブrownアスファルト 針入度 20~30 (大協)
B-6	"	三 重	ストレートアスファルト 62%, ブrownアスファルト 19%, 石粉 19%
B-7	"	西 大 寺	ブrownアスファルト 針入度 20~30 (九善)
B-8	"	酒 田	ストレートアスファルト 針入度 60~70 (出光)
B-9	"	佐 賀	ブrownアスファルト (日石)
B-10	"	中 津	不 明
B-11	"	福 井	ブrownアスファルト 針入度 30~40 (日石)
B-12	"	佐 賀	ストレートアスファルト 針入度 60~80
B-13	"	宮 崎	ブrownアスファルト 針入度 20~30 (九善)
B-14	"	姫 路	ブrownアスファルト 針入度 20~30 (日産)
B-15	"	姫 路	"

註. セロシールは、この他仙台工事事務所、南部国道工事事務所、名古屋工事事務所より御提供いただいた。

料数が多くなっているが、品質のバラツキも調べたいと考えたので、そのまま試験した。

なお、注入目地材にはこの他常温施工式のものが一、二あるが、試作品の域を出ていないので試料に加えなかった。しかし本研究の結論は常温施工式注入目地材に対しても準用することができる。

3. 実施した注入目地材の試験

〔1〕 概 要

加熱施工式注入目地材が要求されている性質は、i) 注入温度が異常に高くないこと、ii) 施工に際していちじろしく分離しないこと (分離)、iii) 暑いときに流れ出さないこと (流動性)、また砂などの異物が容易には侵入しないこと (異物に対する抵抗)、iv) 寒いときにヒビ割れがはいったり、コンクリート版からはがれたりしないこと (水密性) などである。

これらの諸性質を検査する試験法はまず外国規格をそのまま準用し、次にそれらの方法の一部を修正し、最後に一部新しい試験法も考えて実施した。

注入目地材の試験法についての外国規格としては次のようなものがある。

A. S. T. M. D 1191-52 T 注入目地材の試験方法。

Federal Spec. Methods 323. 11 加熱施工式および常温施工式注入目地材の試験方法。

British Standard (B.S.) 2499: 1954 コンクリート舗装用加熱施工式注入目地材の試験。

DIN 995 の一部 注入目地材の試験方法。

〔2〕 注入目地材の注入温度に関する試験

加熱施工式注入目地材の注入温度を測る方法としては A. S. T. M. によるもの、B. S. によるものがあるので、まずこれらの方法にしたがって試験した。これらの方法はいずれも不満足であったので、さらに粘度計に準ずる方法を考案して、これにしたがって試験した。さらに A. S. T. M. による安全加熱温度試験を行なった。

A. A. S. T. M. の注入温度試験

A. S. T. M. の注入温度試験は 600 g の試料をとり、始めに 200 g をオイルバス中の容器で温ため、それが軟らかくなったなら、つぎつぎと投入して全部とかし、注入できると思われる軟らかさになったときの温度を測るものである (写真-1)。

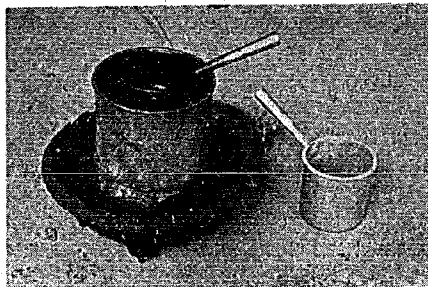


写真-1 注入目地材の注入温度試験

この方法は比較的容易で、この試験を終った試料から他の試験に対する供試体をつくるというきわめて大きい利点をもっているが、注入できる軟らかさを観察によってきめるため客観性に乏しい欠点がある。本研究では個人差をのぞくように同一人が試験したが、それでも同一試料の注入温度の最大値と最小値の差が30°に達することがあった。

B. B.S. の注入温度試験

B.S. の注入温度試験は注入温度が軟化点（環球法）と針入度（標準針）に密接な関係があるとして、次式によって求める方法である。

$$\text{注入温度} = 66 + S + 3.4 (P.I.)$$

ただし S=軟化点, P.I.=針入度係数。P.I. は針入度（標準針）と軟化点からきまるから、結局注入温度は軟化点と針入度に密接な関係があるとしていることになる。しかし表-2 から明らかなように A.S.T.M. による注入温度と B.S. による注入温度とは明らかに一致しない。したがって B.S. の方法はとらないことにした。

C. 粘度計に準ずる装置による注入温度の決定

注入温度試験方法については A.S.T.M. の方法も B.S. の方法も不十分であると考えられたので、写真-2 のような粘度計を簡単にした試験装置をつくった。上のコーンは傾斜 1:2 で、下に φ15 mm の穴があけてあり、その穴をふさぐ球（柄付）が備えてある。あたためた試料を、同じ温度にあたためたコーンに 500 cc 注入してただちに球を引きあげ、下の 200 cc のルツボにいったいなる時間を測る。この時間がある値になったときの

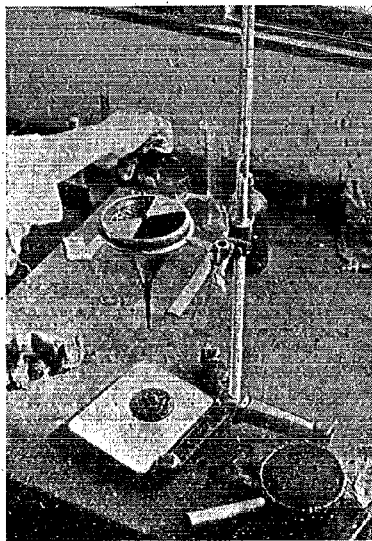


写真-2 注入目地材の注入温度試験（粘度計式）

試料温度を注入温度とすればよいと考えた。

本研究では、数種の試料についてこの試験を行なったが、図-1 に示すとおり試料温度と流出時間の関係は比較的なめらかな曲線で結ばれること、流出時間 10 秒に相当する温度を注入温度とすれば人力施工の場合の注入温度が得られることがわかった。その結果は表-2 に示してある。

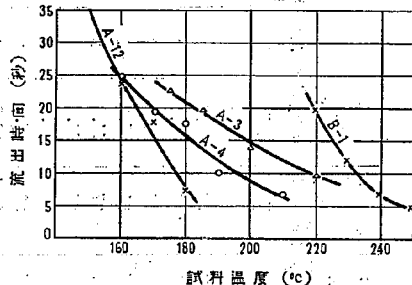


図-1 注入目地材の温度と流出時間の関係

しかし、表-2 を見ると、A.S.T.M. の方法できめた注入温度と、上記の方法できめたものと 10°C 以上相違していないことがわかる。10°C 程度の誤差は実用上さしつかえない。そこで粘度計に準ずる装置を用いる方法は操作が、はなはだめんどうであることを考え、A.S.T.M. の方法をとることにした。

D. 安全加熱温度

安全加熱温度は A.S.T.M. に規定されているが、加熱し得て、しかも流動試験（後述）の結果が 5 mm 以内である最高温度として規定されている。

この試験は注入目地材の過熱の危険性を求めるものであるが、注入目地材を過熱すると流れが増大することを前提としている。

しかし、数種の試料について試験したところはっきりした関係が得られなかった。たとえば試料 A-4 の結果は図-2 のとおりで 180~240°C の範囲では流れはあまり変化しなかった。試料 B-1 は加熱温度を 220~270°C の範囲内で変えたが、流れは常に 0 であった。

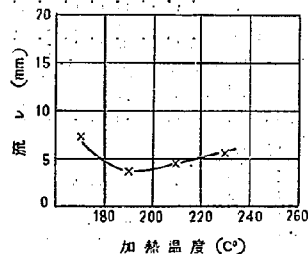


図-2 注入目地材の加熱温度と流れの関係

表-2

試料 番 号	注 入 温 度 (°C)			分 離 試 験						流レ (A.S.T.M.) (mm)		流 出 量 (B.S.) (%)		針 入 度 (25°C)		軟 化 点 環 球 法 (°C)	衝 撃 貫 入 量 (B.S.) mm (35°C)	引 張 り 試 験					
	A.S.T.M. 4 コの試験 値の平均	B S 式	粘 度 計 式	灰 分 (%)			CCl ₄ 可溶分 (%)			3 コの試験値の 平均		3 コの試験値の 平均		円すい針 16 コの試 験値の平均	標準針 4 コ の試験 値の平均			A. S. T. M. (-18°C)		DIN (-10°C) 引 張 り 量 (mm)			
				上	中	下	上	中	下	60°C	45°C	60°C	45°C					4 コの平均	4 コの平均	サイクル 数	引張り量 (mm)	プライマ ー 無	プライマ ー 有
A-1	195	180	—	5.8	6.4	6.5	—	—	—	6.3	3	34	5	63	82	90	12.1	2	6	4.5	—		
A-2	200	176	—	6.4	5.6	5.5	—	—	—	0	0	0	0	75	69	89	8.1	3	1	4.1	—		
A-3	215	176	220	4.2	4.0	4.0	—	—	—	3	0	8	0	55	64	87	7.5	1	4.5	5.4	—		
A-4	180	145	200	8.8	7.8	7.7	—	—	—	7	0	6	0	75	89	65	12.9	4	12	5.4	—		
A-5	205	143	—	5.9	5.9	6.1	—	—	—	5	2.2	6	1	63	76	65	12.1	2	7.5	4.35	—		
A-6	210	177	—	6.0	5.7	6.4	—	—	—	2	0	0	0	47	55	91	5.2	1	8.3	3.35	9.0		
A-7	200	184	—	11.2	11.2	11.3	—	—	—	1.7	0	4	0	50	57	97	11.0	2	8	6.3	—		
A-8	210	183	—	13.3	12.4	13.9	—	—	—	0	0	0	0	66	58	95	14.5	1	6	3.35	6.0		
A-9	200	166	—	6.6	6.6	7.0	—	—	—	5.7	0.7	16	2	70	93	79	13.2	1	4	3.9	9.0		
A-10	235	180	230	5.8	6.1	6.2	—	—	—	1.2	0	0	0	48	65	90	8.7	2	9	5.6	—		
A-11	120	179	100	34.6	34.0	35.1	—	—	—	0	0	4	0	158	166	82	23.5	5	12	21以上	—		
A-12	190	194	180	29.0	28.7	30.2	—	—	—	1.7	0	3	0	14	32	106	0.9	1	0.8	0.8	—		
B-1	220	185	230	52.1	59.1	56.6	45.3	41.4	41.5	0.4	0	0	0	10	13	105	0.8	1	4.5	0.35	—		
B-2	140	135	—	39.2	39.1	39.1	—	—	—	150以上	25	89	74	21	21	67	3.1	1	4.5	0.4	—		
B-3	170	143	—	22.2	22.9	429.5	—	—	—	69	8	87	37	14	26	71	1.7	1	1.5	0.2	—		
B-4	180	—	—	38.5	82.0	85.6	—	—	—	6	0	12	0	2	7	—	0.4	1	0	0.25	—		
B-5	160	—	—	—	—	—	—	—	—	4.3	1.3	16	7	7	—	76	0.6	1	0	0.1	—		
B-6	190	154	—	17.3	17.7	19.2	—	—	—	4.3	0	28	0	14	20	80	0.3	1	1.5	0.1	—		
B-7	150	140	—	27.6	31.1	146.5	—	—	—	31	3	79	1	16	23	70	0.4	1	1.5	0.2	—		
B-8	160	153	—	—	—	—	—	—	—	1.5	0	10	0	18	23	80	0.4	1	3	0.4	—		
B-9	155	137	—	—	—	—	—	—	—	150以上	150以上	93	91	70	72	60	13.3	1	0	0.4	—		
B-10	195	157	—	0.7	0.6	0.7	—	—	—	3	1.7	11	0	21	24	81	0.4	1	0.8	0.5	—		
B-11	150	146	—	—	—	—	—	—	—	11.2	0	14	5	24	28	73	0.8	1	1.5	0.1	—		
B-12	170	153	—	0.3	0.3	0.3	—	—	—	4	0	26	0	21	26	78	0.8	1	4.5	0.2	—		
B-13	160	100	—	2.5	2.6	2.4	—	—	—	150以上	100以上	95	88	73	82	42	135	1	3	1.5	—		
B-14	170	161	—	25.8	33.3	36.1	—	—	—	3.2	0	23	0	18	25	84	0.4	1	0	0.2	—		
B-15	180	—	—	—	—	—	—	—	—	1.7	0	8	—	18	—	—	0.2	1	0.8	0.2	—		

以上の結果より安全加熱温度試験は採用しないことにした。ただし、注入温度が 180°C 以上のものは、化学変化を起こすおそれがあるので、注入温度試験を行なったのも、注入温度に1時間以上保ってから他の試験の供試体を作成することにきめた。

〔3〕 注入目地材の分離に関する試験

加熱施工式注入目地材は施工に際して、そうとう長時間加熱されることが多いが、そのさい、分離を起こすおそれがある。とくに石粉を含む注入目地材はこの危険性が高い。これについての試験法が DIN および B.S. に定められているので、大略それにしたがって実施した。

A. DIN の分離試験

DIN の分離試験は試料をかきまぜながら注入温度まで加熱し、高さ：直径が 2：1 のコップに注ぎ、注入温度の乾燥炉に入れて 30 分間保ったのち試料を取り出し、半分ずつ別の容器に入れ、それぞれをよくかきまぜてから、おのおの 1～2g の灰分決定試料を取り出し、両試料の灰分の差を求めるものである。

本研究においても、始め DIN にしたがって試験を実施したが、コップの大きさがきめられていないこと（形だけきめられている）、試料を取り出して二つに分けるときに、たがいに混合しあうことに難点があることを認めたので、B 項でのべる B.S. 式の鉱物粉沈降試験装置を採用することにし、上・中・下から各 3 個ずつの灰分決定供試体をとった。

灰分決定の試験は、電気炉と感度の高い天秤さえあれば試験値のバラツキも少なく、操作も簡単に改良すべき点を認めなかった。

B. B.S. の分離試験

B.S. の分離試験は試料を写真—3 のような鉱物粉沈降試験装置に注入し DIN と同じように、ただし、注入温度より 20°C だけ高い温度に 2 時間保ったのち室温まで冷却させ、各リングごとに試料を切り離し上・中・下の各リングから供試体を取り出してアスファルト分の抽出試験を行ない、アスファルト量の差を求めるものである。

しかし、アスファルトの抽出試験は長時間（2 日）を

要するばかりでなく試験費もかさむので適当でない。それで比較的容易であると考えられる四塩化炭素可溶分を求める試験を JIS K 2534 にしたがって 10 種類の試料に対して行なった。しかし、この試験も非常にめんどうであるばかりでなく、ゴム類を含む試料は真空ポンプを使ってもアスファルト分を吸引することができなかった。わずかに試験結果の得られた試料 B—1 の結果もバラツキが大きくとうてい信頼できるものではなかった。そこで分離試験は前項のとおり灰分の決定試験によることにした。

〔4〕 注入目地材の附着性に関する試験

注入目地材の附着性は使う立場からみると、すでにのべたように流動性と異物に対する抵抗とにわけられる。まず、この二つの要求を別々に考え、流動性に関する試験法として A.S.T.M. および B.S. の流動試験を、異物に対する抵抗を求める試験法として B.S. の衝撃貫入試験を、これら両方に関係する性質を求める試験法として、円すい針による針入度試験(A.S.T.M.)と環球法による軟化点試験(DIN)を実施した。ついでこれらの試験法の相関関係と利点欠点を調べ、二つの採用すべき試験方法をきめた。

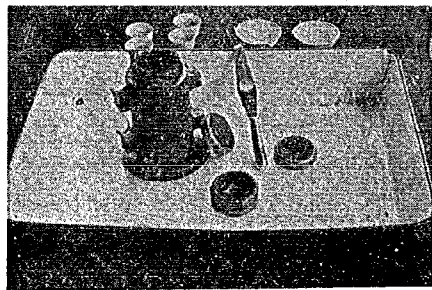
A. A.S.T.M. の流動試験

A.S.T.M. の流動試験は写真—4 左のようにみがいた銅メッキ板の上に巾 4 cm、長さ 6 cm、深さ 0.32 cm の注入目地材供試体をつくり、これを水平から 75° の斜面になるようにして 60°C の恒温箱の中に入れ、5 時間後の供試体の長さののびを流レとして測るものである。

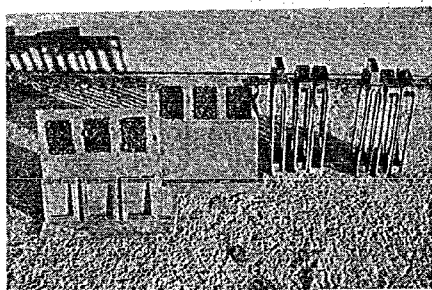
本研究ではこの試験方法の温度および時間の妥当性を検討するために 45°C においても実験し、途中時間における流レも測定した。その結果の数値は図—3 に示すとおりである。

図—3 を見ると、流レは温度によって著しく相違すること、 45°C で試験した時、ほとんど流れない材料でも、 60°C ではそうとうに流れること、流レは経過時間にほぼ比例し(他の試料も同じような結果を示している)、流レの限界のようなものはないことがわかる。

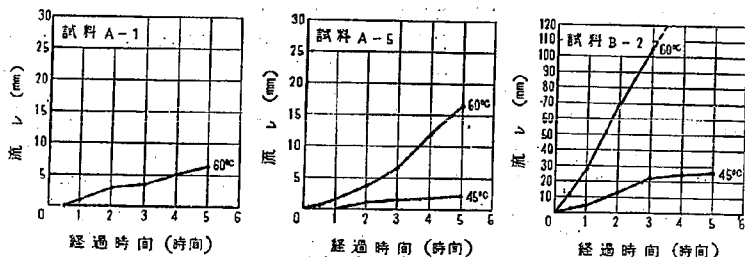
施工された注入目地材が、何度まであたためられるか



写真—3 注入目地材の分離試験



写真—4 注入目地材の流動試験 (右: B.S. 式、左: A.S.T.M. 式)



図—3. A. S. T. M. 式流動試験による注入目地材の流し時間曲線

は、わが国には実測例がないが、同じ黒色をもつアスファルト舗装の最高温度が 61°C に達した実測例(魚掛川, 中島, 物部)から注入目地材の最高温度も 60°C に達するであろうことは容易に想像される。もちろん、注入目地材が1年中この温度になるわけではないが、このような材料試験は加速試験であってさしつかえないから試験温度は 60°C をそのまま採用してよいであろう。また温度の影響の大きいことを考えて試験温度を $\pm 1^{\circ}\text{C}$ に保つことを規定した。

注入目地材の流レが時間にはば比例することから、測定時間をもっと短くしてもよいと思われる。実際各試料の流レ—時間曲線を見ると3時間後の流レでも十分なようである。しかし試験時間を5時間にとっても準備さえ良くすればこの試験を1日で終わらせることができるし、他方5時間とすればアメリカの良質な注入目地材との比較ができるから、試験時間を5時間とした。

B. B.S.の流出試験

B.S.の流出試験は写真—4右のように長さ5 cm, 深さ2.5 cm, 幅1.25 cmで底面に幅6 mmのスロットをもつ軟銅板製の型ワクに試料をつめ、 45°C に5時間保ち、流出した注入目地材の重さの始めの重さに対する比をとるものである。

この方法はAにおける考察から明らかなように、試験温度の 45°C が低すぎることで、流出量—時間曲線を求めるににくいこと、試験自体がいくぶん、めんどうであることなどの欠点をもっている。

それでさらに試験温度を 60°C としての測定も実施した。

C. B.S.の衝撃貫入試験

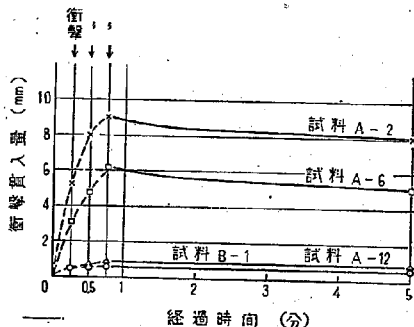
B.S.の衝撃貫入試験は直径56 mm, 深さ35 mmの円筒皿に満たした供試験を 35°C のウォーターバス中に1時間保ったのち、写真—5のような装置にはめこみ、直径1 cm, 長さ4.5 cmのプランジャーをおき、長さ6.5 cm, 剛度17.9 kg/cmのパネのついた全重700 gのクロスヘッドを15秒おきに3回落して貫入量を読む試験である。貫入量は始めにプランジャーの頭にダイヤルゲージをあてて読み、15秒後、30秒後、45秒後にクロ



写真—5 注入目地材の衝撃貫入試験

スヘッドを落し、5分後にダイヤルゲージをあてて読み、その差から求める。

本研究においては、貫入量の推移を見るために衝撃を与えた直後の貫入量もあわせて読んだ。その結果の数値



図—4 注入目地材の衝撃貫入量

は図-4 に示すとおりである。この図から貫入抵抗は貫入量が大きくなるほど増すこと、貫入したプランジャーを4分 15秒放置している間にプランジャーをいくぶん押しもどすという弾性的性質を示す注入目地材のことがわかる。しかしこの復元量はきわめて小さいから4分程度の時間で十分であると考えられる。

なお衝撃貫入量の大きい注入目地材に対してはプランジャーの長さ 45 mm では不足なので 60 mm に修正した。

D. A.S.T.M. の針入度試験

A.S.T.M. の注入目地材に対する針入度試験は写真-6 のような円すい針 (グリーンコーン JIS にない) を用いること以外は、いわゆる針入度試験と全く同じである。

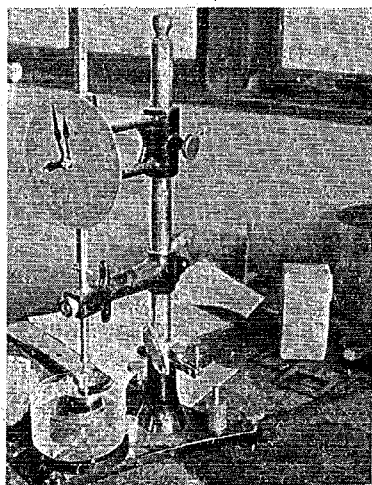


写真-6 注入目地材の針入度試験

いわゆる針入度試験はアスファルトの分類を行なうのを目的としているもので、円すい針を使ったこの針入度試験がどんな意味をもっているかははっきりしない。しかし、硬軟を表わす1つのインデックスであるという意味では流動試験に関係があり、静的貫入試験であるという意味では衝撃貫入試験に関係があると考えられた。もしこれらの試験結果の間に強い相関関係があることが明らかにされれば、各地建材料試験室がすでに所有している針入度試験機が利用できるといえる意味できわめて便利である。この点を確かめるためにこの試験を実施した。

E. 環球法による軟化点試験

環球法による軟化点試験も JIS の方法と同じであるが、DIN によると注入目地材に対してもこの試験を行なうことが定められている。

軟化点は材料の硬軟を表わすという意味で流動試験と

相関々係がありはしないかと考えられたので、D項と同じ目的により実施した。

F. 注入目地材の耐暑性に関する各試験法の考察

(イ) A.S.T.M. による流れと B.S. による流出量の相関関係

図-5 から明らかなように、A.S.T.M. による流れ (60°C) と B.S. による流出量 (45°C) の間には相関々係がない (相関係数=0.12)。これは相関々係がないというよりはむしろ 45°C という試験温度が不適当なことを示すものであろう。A.S.T.M. によっても B.S. によっても 45°C で流れない注入目地材が 60°C ではかなり流れるからである。

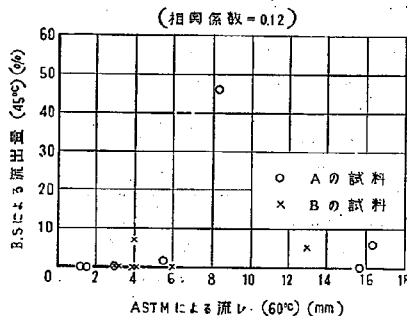


図-5 注入目地材の A.S.T.M. による流れ (60°C) と B.S. による流出量 (45°C) の相関関係

試験温度を両方とも 60°C とすると、図-6 に見られるように A.S.T.M. の流れと B.S. の流出量の間に極めて明確な相関々係のあることがわかる (相関係数=0.90) したがって注入目地材の流動性を求める試験としてはいずれか一方をとればよいことになるが、すでに A, B 項で考察したように A.S.T.M. の方法がすぐれているので、これを採用した。

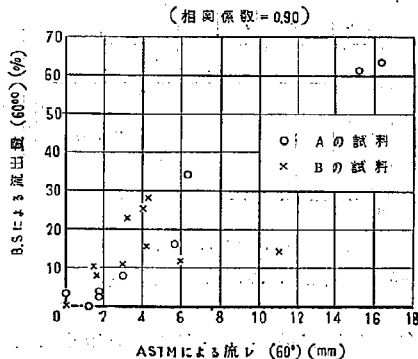


図-6 注入目地材の A.S.T.M. による流れ (60°C) と B.S. による流出量 (60°C) の相関関係

(ロ) 衝撃貫入量と針入度の相関々係

貫入抵抗を求める試験法として衝撃貫入試験は動的試験、針入度試験は静的試験であると考えられるが、図-7を見ると両者の間には強い相関々係がある(相関係数=0.80)ことがわかる。B.S.による衝撃貫入試験は注入目地材の表面において直径1cm、高さ0.3cmの円筒形石材の上を、空気タイヤの車が65km/hの速さで走ったときにそうとうする衝撃を加えるように設計されているので試験の意味がきわめて明らかであるばかりでなく、試験法そのものも容易である利点をもっているが、すでに広く用いられている試験機に円すい針を加えるだけでよい針入度試験をとる方が实际的である。それで針入度試験を採用した。

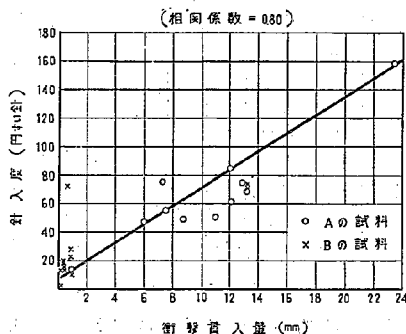


図-7 衝撃貫入量と針入度の相関関係

(ハ) 軟化点と他の試験値との相関々係

注入目地材の軟化点と他の試験値の間には相関々係は少ないようであって、たとえば、図-8のように軟化点とA.S.T.M.による流れとの間に相関々係はない。

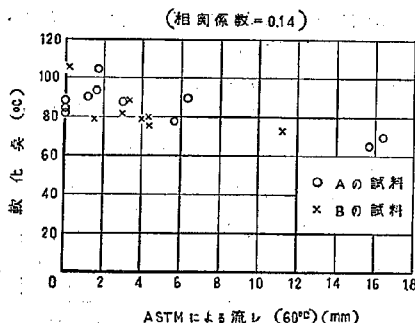


図-8 軟化点とA.S.T.M.による流れ(60°C)の相関関係

(ニ) 針入度とA.S.T.M.による流れとの相関々係

注入目地材の針入度とA.S.T.M.による流れの相関々係は図-9からわかるように、あまり強くない。試料

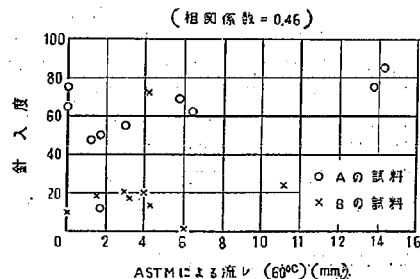


図-9 針入度とA.S.T.M.による流れ(60°C)の相関関係

A-11は極端な例である。したがって注入目地材の耐暑性に関する試験法としては流動試験と針入度試験の両方を行なう必要がある。

〔5〕 注入目地材の水密性に関する試験

水密性は注入目地材の最も重要な性質であるが、注入目地材は特に低温においてコンクリート版からはがれたり、ひびわれたりすることによって水密性を失うことが多いので、各国とも低温における引張り試験を行なっている。本研究ではA.S.T.M.の方法とDINの方法によって試験を行なった。

A. A.S.T.M.の引張り試験

A.S.T.M.の引張り試験は写真-7のように2.5×5.0×7.5cmのモルタルブロックのいちばん広い面を向き合わせて間隔2.5cmとし、その間に注入目地材を注入して供試体をつくり、このようにしてつくった三つの供試体を-18°Cに4時間以上保ったのち、同温度で3mm/秒の速さで12mmまで引張り、これを5サイクル

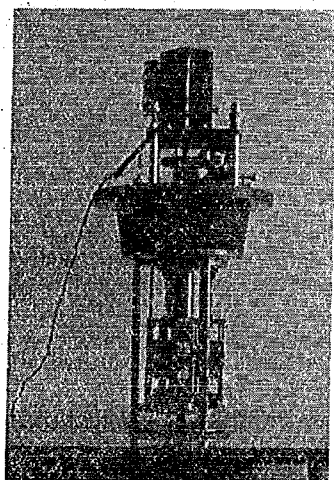


写真-7 A.S.T.M.注入目地材引張り試験機

ルくり返し、供試体の付着、ヒビワレを観察するものである。

この試験法は供試体をモーターで引張るので便利であるが、次のような難点をもっている。

① 供試体の大きさが小さすぎるため、注入目地材の実際の伸び能力とかなり違った結果を要すること (DIN の引張り試験成績はどの試料もずっと低くなっている)。

② 試験温度が低すぎる。もちろんこの試験は加速試験であるから、現場で実際に注入目地材が達する温度で試験する必要はないが、それにしても実際の最低温度より低すぎる。

③ 試験途中の経過を観察しがたい。本試験法は単に試験に合格するかどうかを見るだけなので、不合格な注入目地材がどの程度の品質をもっているかを確かめられない。しいて確かめようとするれば、ときどき冷蔵庫の扉をあけて観察するより仕方がないが、試験温度が低いためたまに温度が上がるために誤差を生ずる。本研究では 15 分おきに観察することにした。

④ プライマーを用いないことにしているので注入目地材の比較試験としては有効であっても、品質試験としてはかろうじている。

⑤ 試験器が高価である。

B. DIN の引張り試験

DIN の引張り試験は写真-8 のように $35 \times 110 \times 220$ mm のコンクリートブロックを 15 mm 間隔に保ち、プライマーを塗った上でその間の $15 \times 100 \times 200$ mm に注入目地材を注入し、全体を -10°C に 4 時間以上保ったのも 6 分間に 0.1 mm の速さで引張り、はがれたとき、また中はひびわれたときの引張り量を測るものである。

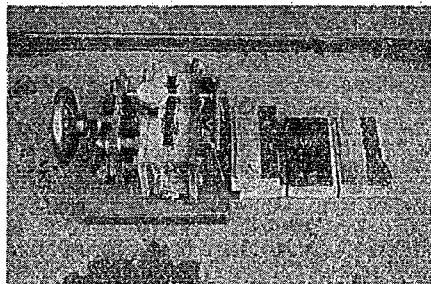


写真-8 Robe 式注入目地材引張り試験

この方法は供試体の大きさが実際のものに近く、試体温度も適当であり、試験途中の経過を十分観察できるから試験成績がきわめて明らかであり、かつ試験装置が A. S. T. M. よりやすいという意味ですぐれた試験法である。しかし常にプライマーを用いることは、残念ながらわが国の実状には合わない。それで実際の施工に際してはプライマーを併用する場合だけプライマーを用いるようにすべきであると考えた。なお、プライマーを用いた

場合と用いない場合の注入目地材の試験成績の差は表-2 に示すとおりである。

この方法はまた注入目地材の注入深さが深すぎる欠点をもっている。実際の注入目地材の注入深さはせいぜい 40 mm であるのに本試験では 100 mm である。本研究で調査した限りでも深さ 100 mm で大きい量のできた試料が二、三あったので試験のバラツキが大きくなる可能性をもっているし、供試体の量が大きくなることによって取扱いがめんどろにもなるから、下部 60 mm に $15 \times 60 \times 200$ mm の目地材を使うことに改めた。

4. 注入目地材試験方法の提案

第 3 章の試験研究結果にもとづき、注入目地材の標準試験方法として、(i) 注入温度試験、(ii) 分離試験、(iii) 流動試験、(iv) 針入度試験、(v) 引張り試験、を提案する。

コンクリート舗装用加熱施工式

注入目地材の試験方法案

(1) 範 囲

本試験方法は、加熱施工式注入目地材に対して適用する。

(2) 供試体の準備

試料は買入れの適否を判断する場合には事前に約 2 kg、品質管理を行なうためには加熱施工中のケトルから、または施工後の膨張目地から、舗装 400 mm ごとに約 1 kg とするものとする。

試験は試料の静置部分から切りとった合計約 700 g の塊によって 3 にのべる注入温度試験を行なったのち分離試験供試体を 1 個、流動試験供試体を 3 個として試験を行なり。さらにもう 1 度約 800 g の試料をとって注入温度試験を行なったのち針入度試験供試体を 3 個、引張り試験供試体を 2 個として引張り試験を実施する。ただし品質管理試験として行なう場合には、各供試体の数を 1 個まで減らすことができる。

このさい、注入温度試験の結果注入温度が 180°C 以上であることのわかった供試体はその注入温度に 1 時間保った後に他の試験の供試体をつくらなければならない。

(3) 注入温度試験

(3)-1. 試験の目的

本試験は注入目地材の施工に際してこれを何度まで加熱する必要があるかを求めると同時に、注入温度が高いために品質の劣化をまねく危険性があるかないかを試験するものである。

(3)-2. 試験器具

① 容量 8~10 l のオイル・バス、② 試料容器を固定する装置をつけるものとする。

③ 容量が約 1 l で柄をつけた試料容器。

③ 容量が約 2kw のヒーターまたはこれに準ずるガスコンロ。

(3)-3. 補助材

① 油

② ほう丁類

③ 溶剤(清掃用)ほろざれ

(3)-4. 試験法

700~800g の清浄な試料を選び、その中からまず 200g とってオイル・バス中の試料容器に入れて、かきまぜながら注入温度まで加熱する³⁾。オイル・バスの温度は、280°C をこえてはならない。供試体容器中の試料が軟化するのをまって残りの試料を約 50g ずつ加えてゆく。全試料が軟化し、他の試験のための供試体をつくる際に容易にかつ均一に注入される最低温度を注入温度として報告する。

注入温度が 180°C 以上の場合にはかきまぜながら 1 時間以上その温度に保つ。

(3)-5. 報告

① 試験名 ② 試験年月日 ③ 油温度 ④ 注入温度 ⑤ 注入温度に保つた時間

(4) 分離試験⁴⁾

(4)-1. 試験の目的

本試験は注入目地材の施工に際して長時間加熱することによって材料の分離を起こすかどうかを判定するものである。

(4)-2. 試験器具

① 鉾物粉沈降試験装置(図-10)

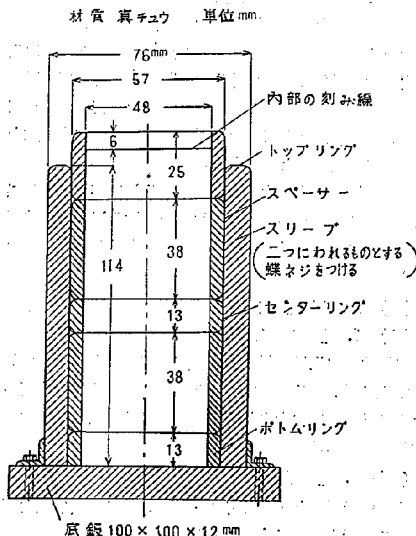


図-10 B.S. 式鉾物粉沈降試験装置(材質真チュウ)

② 100~280°C の範囲で $\pm 2^\circ\text{C}$ の精度で一定温度に保てる恒温箱。

③ 10cm 以上の刃をもつ薄手ナイフ

④ 20~30 cc のルツボ, 9 個以上

⑤ 5mg 以上の感度をもつ天秤

⑥ 電気炉, 800°C 以上になるものまたはこれに代るブンゼンバーナー

(4)-3. 補助材

① 溶剤, ほろざれ

(4)-4. 試験法

恒温箱を 3 で測った注入温度より 20°C だけ高い温度に保ち、鉾物粉沈降試験装置を試験開始前 30 分以上入れておく。この装置の中の刻み線まで 3 にしたがって用意された注入目地材試料を注入して再び恒温箱に入れて、さらに 2 時間試験温度に保つ。2 時間後装置を恒温箱から取り出して室温まで冷却させ、外の真チュウ円筒を外して試料を含む 5 つの円筒を熱いナイフでたがいに分離する。

トップリング、センターリング、ボトムリングからおのおの 3 個ずつ合計 9 個の灰分決定試料をとる⁵⁾。

灰分決定試料はおのおの $3 \pm 0.1\text{g}$ とし、シャク熟して冷却後の重さ W_0 を測ったルツボに入れて全重量 W_1 を測り、ついで重量一定になるまで試料をシャク熟し、冷却後の全重量 W_2 を測る。各試料の灰分量を $(W_2 - W_0)/(W_1 - W_0) \times 100 (\%)$ で 0.1% まで計算する。

(4)-5. 報告

① 試験名 ② 試験年月日 ③ 注入温度 ④ 試験温度 ⑤ トップリングからとった 3 個の試料の灰分の各試験値とその平均 ⑥ センターリングからとった 3 個の試料についての同様な値 ⑦ ボトムリングからとった 3 個の試料についての同様な値 ⑧ ボトムリングからとった 3 個の試料の灰分の平均値とトップリングのそれとの差。

(5) 流動試験

(5)-1. 試験目的

本試験は高温時における注入目地材の流動性を求めるものである。

(5)-2. 試験器具⁶⁾

① 幅 20cm, 高さ 12cm, 厚さ 3mm 以上の錫メツキした板 1 枚。

② 厚さ 3.2mm, 内径 40mm $\times$ 60mm で幅 10mm 以上の水銀メツキ型フク 3 個。

③ 上記の板を水平面に対して $75 \pm 1^\circ$ に保つことのできる適当な支持ワク 1 個。

④ $60 \pm 1^\circ\text{C}$ に保つことのできる恒温箱。

⑤ ほう丁またはストレート・エッジ。

(5)-3. 補助材

① グリース

② 溶剤(四塩化炭素など)ほろざれ

(5)-4. 試験法

水平においた錫メッキ板の一つの長辺に沿って内側にグリースを軽く塗った水銀メッキ型わくを3個並べ、3にしたがって加熱し、注入温度を測った試料をたっぷり注入する。注入後30分以上室温で冷してから、熱したほう丁類で型ワクの上面は平らに切りとり、型ワクを外して3.2×40×60 mmの供試体を3個つくる。供試体のある側を上にして板を水平面に対して75°に保つ支持ワクにのせ、全体を60±1°Cの恒温箱の中に入れ、5時間保ったのちの各供試体の長さをmmで測る。この長さから最初の長さ60mmを引いた数値が流れ (mm) である。

(5)-5. 報告

①試料名 ②試験年月日 ③注入温度 ④注入温度に保った時間 ⑤5時間後の流れ (mm) の各試験値 ⑥その3個の平均値。

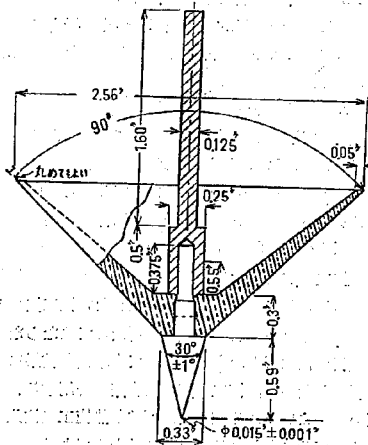


図-11 円すい針 (グリース・コーン)

(6) 針入度試験

(6)-1. 試験目的

本試験は注入目地材の高湿時における砂類の侵入に対する抵抗性を求めるものである。

(6)-2. 試験器具

① JIS K 2530 の試験器具一式⁹⁾

② 全重 150 g で図-11 のような外部構造をもつ円すい針 (グリースコーン) 先端は焼入鋼または不銹鋼、針は真チウウまたは不銹鋼とし外面は平滑に仕上げる。

(6)-3. 補助材

① 水

② 溶剤 (四塩化炭素など) はろぎれ

(6)-4. 試験法

3によって加熱し、注入温度を測り、流動試験供試体をつくった残りの試料から JIS K 2530 の供試体を3個つくる⁹⁾。円すい針を用いる場合は JIS K 2530 にしたがって各供試体について3点ずつ針入度を測定する (試験温度 25°C)¹⁰⁾。

(6)-5. 報告

①試料名 ②試験年月日 ③注入温度 ④注入温度に保った時間 ⑤試験温度 ⑥針入度 (円すい針) の平均値。

(7) 引張り試験

(7)-1. 試験目的

本試験は注入目地材の水密性を求めるものである。

(7)-2. 試験器具

① 冷蔵庫、-10±1°C に保てるもの¹¹⁾。

② 引張試験装置 (Rabe 式) (図-12)。

この装置は 320 mm×350 mm の鋼底板上に結びつけられた二つの固定部と、その間を鋼棒にそって動く銅板とからなる。可動銅板は、ネジとハンドルによって動かす。可動板と一方の固定板には後述のコンクリートブロックを固定するためのクリップがとりつけてある。また可動板の動きを読むために耐久性の強い 1/100 mm 読み

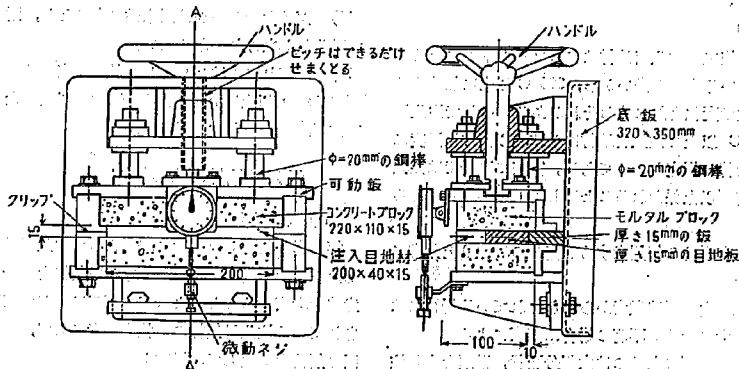


図-12 Rabe 式注入目地材引張り試験装置

ダイヤルゲージを備えなければならない。

(7)-3. 補助材

① コンクリートブロック¹²⁾多数 (セメント, 骨材, 水, 丸鋼)

コンクリートは骨材の最大粒径 10 mm, 単位セメント量 350 kg, 水セメント比 45~50% でなければならない。骨材の粒度は 20~5 mm 30%, 5~2.5 mm 20%, 2.5~0.6 mm 25%, 0.6 mm 以下 25% を標準とする。

コンクリートブロックの中には $\phi 9 \text{ mm} \times 200 \text{ mm}$ の丸鋼を 2 本入れなければならない。

コンクリートブロックは 21°C 水中に養生し材令 3~5 日に底面 (試験面) をト石で軽くみがき, さらに材令 21 日まで養生したのち 110°C の乾燥炉で乾燥して試験に備える。

② プライマー¹³⁾

③ 目地板¹⁴⁾, 15×60×20.0 mm 多数

(7)-4. 試験法

コンクリートブロックの試験面 (型ワク底面に接した面) が向い合うように引張試験装置に入れ, 下部に目地板を入れたのち間隔 15 mm になるように保つ。施工に際してプライマーを併用する場合には, コンクリート面と目地板にプライマーを塗ることが出来る。

15×40×200 mm のすき間に 3 にしたがって準備した注入目地材を注入する。注入目地材が冷えたのち盛り上った部分を暖めたナイフで削りとり, 全体を -10°C の冷蔵庫に入れる。冷蔵庫に 4 時間放置したのち, 6 分間に 0.1 mm の速さですでにできるだけ一様に可動板を引き離す。

注入目地材がコンクリート面からはがれるか, または注入目地材にヒビワレがはいったときの伸びを 0.1 mm まで測定する¹⁵⁾¹⁶⁾。

(7)-5. 報告

① 試験名 ② 試験年月日 ③ 注入温度 ④ 注入温度に保った時間 ⑤ -10°C における伸び (mm) の各値 ⑥ その平均値。

【解説】

1) 加熱施工式注入目地材はアスファルトを主成分の一つとしているものが多いから, 200°C 以上に加熱すると多少の化学変化を起こすおそれがある。それで注入温度が 180°C 以上の注入目地材は 1 時間以上注入温度に保つことを特に規定したのである。実際に現場では注入温度に 1 時間以上保たれることはしばしばあると考えられる。

2) この容器は 2 個用意すると実験の段取り上非常に都合がよい。

3) 注入温度が製造業者から知られている場合にはその値が参考になる。不明の場合は観察による。

4) 分離が問題になるのは大部分石粉, 砂類を含む注入目地材であるから, その他の注入目地材に対してはこ

の試験を省略してもよい。またこの試験は注入温度がわかってから行なうものであるから, 試験の順序としては針入度試験, 引張り試験の方をさきに実施し, これをあとから実施する方がよい。

5) 単に試験に合格するかどうかをみるならば, センターリングの試料をとることは省略することができる。

6) 恒温箱を除く他の試験器具はできれば二組以上用意しておくことと便利である。

7) 流し量は長さの変化できめる。この注意は供試体の上縁が少しすべったときに大切である。

8) 供試体を入れる皿は消耗品であるからできるだけたくさん用意しておくことが望ましい。

9) 供試体はアワがはいらないようにつくらなければならない。

10) この試験は温度の管理が特に大切である。

11) 冷蔵庫 内径深さ 50 cm, 幅 45 cm, 長さ 100 cm であると 2 個同時に試験できて便利である。

本試験だけに使う目的で冷蔵庫をつくる場合には, 上フタ式にするとうい。6 分ごとに扉をあけなければならないからである。

12) コンクリートブロックをつくる際にコンクリートが盛り上って引張り試験装置にはめこめなくなることが多い。したがってコンクリートブロック型ワクの深さは, 35 mm でなく 34 mm くらいにしておくとうい。またコンクリートブロックの底面の粗さは特に重要であるから注意深くつくらなければならない。

13) 施工に際して注入目地材にはプライマーを併用すべきである。しかしプライマーを使わない施工法をとる場合にプライマーを使った試験を行なってはならない。

14) 目地板はどんなものを使っても本試験結果にほとんど影響しないが, 施工に際して実際に併用する目地板を用いるとうい。ある種の目地板は加熱施工式注入目地材によってそこなわれることがあるからである。しかし一般には杉板類が適当である。

15) ダイヤルゲージは耐水性のものとし, 耐寒性の油で手入れしなければならない。

16) はがれまたはヒビワレは針で検査する。針の太い頭が 5 mm 以上はいる部分が幅 1 cm 以上になったら水密性が失われたと考えてよい。

5. 注入目地材規格の提案

〔1〕 概要

第 4 章で提案した試験方法によって注入目地材を試験した結果を判定する基準, すなわち規格を第一に試験の意味を考察することによって, 第二にわが国で現在使用されている注入目地材の実状を参考にして, 第三に諸外国の規格を参照して, 提案した。

その際第 1 報と全く同じように I, II, III 級の三段

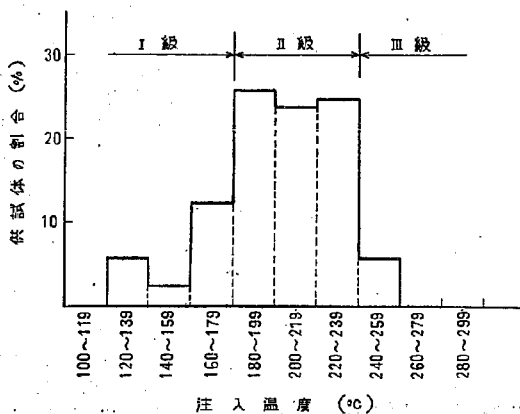


図-13 (a) 注入温度頻度分布図 (全供試体数 89 個)

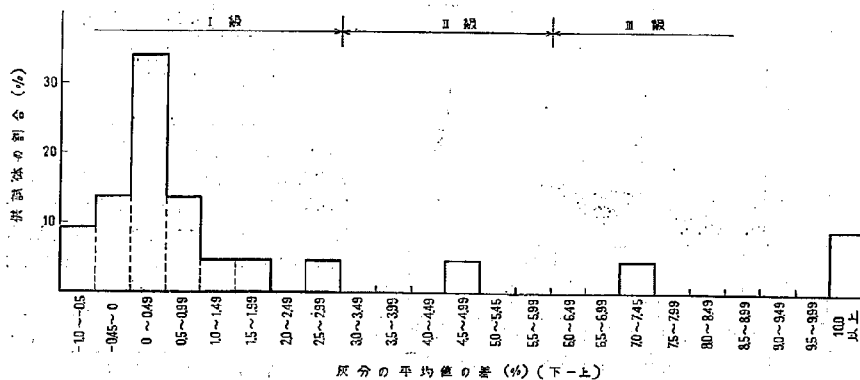


図-13 (b) 分離試験結果頻度分布図 (試験数 22)

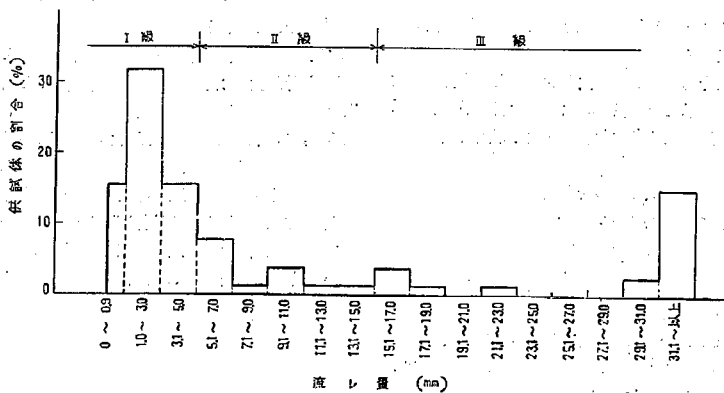


図-13 (c) 流レ頻度分布図 (全供試体数 78 個)

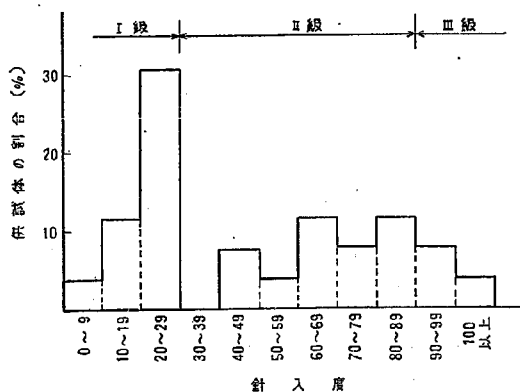


図-13 (d) 針入度頻度分布図 (供試体数 26 個)

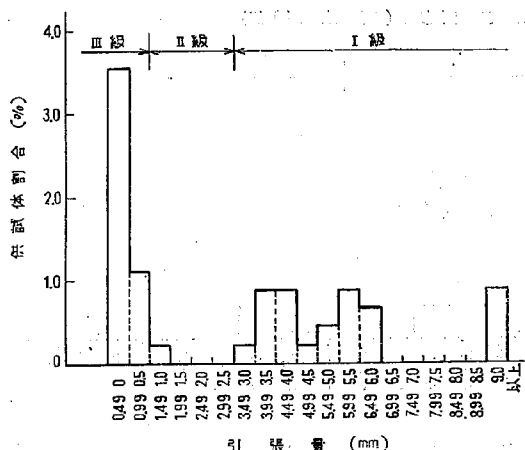


図-13 (e) 引張り試験頻度分布図 (供試体数 45 個)

階に区分することにした。その理由はすでに第1報にのべたとおりである。

第2章で紹介したわが国の代表的な注入目地材の試験成績は表-2に示した。表-2は各試験値の平均値を示しているが、元になる各試験値の頻度分布図を図-13, a~eに示した。

外国規格としては次のものを参照した。

A. S. T. M.	D 1190-52 T
B. S.	2499 : 1954
DIN	1995 の一部

〔2〕 注入温度規格

注入温度はB.S.でもDINでも180°C以下であることを規定している。アスファルトを含む材料を200°C以上に加熱すると、化学変化を起こすおそれがあるからである。しかしわれわれの研究では注入温度が200°C以上

になると直ちに品質が劣化するようなことは認めがたかった。むしろ注入目地材としての品質のすぐれたものは注入温度が高い。また注入温度そのものもそれ程正確なものではない。したがって180°C, 240°Cの二線で区切ることにし、次の規格をとることを提案する。

	注 入 温 度
I 級	180°C 以下
II 級	180°C ~ 240°C
III 級	240°C 以上

〔3〕 分離規格

注入目地材の分離は少ない程よい。DINによれば上・下の灰分差を5%まで許している。それで主として分離試験結果の頻度分布図を参考にし、次の規格をとることを提案する。

	灰分の差(下-上)
I 級	3% 以下
II 級	3~6%
III 級	6% 以上

〔4〕 流れ量規格

注入目地材の流れは小さいほどよい。A. S. T. M.によれば5時間後の流れを5mmまで許している。それで主として流れの頻度分布図を参考にし、つぎの規格をとることを提案する。

	流 量
I 級	5 mm 以下
II 級	5~15 mm
III 級	15 mm 以上

〔5〕 針入度規格

注入目地材の針入度も小さいほどよい。A. S. T. M.によれば、針入度90以下としている。他方B.S.では衝撃貫入量を2mmと4mmの二線で区切っている。図-7を見ると、この値はそれぞれ針入度20および32であることがわかる。英国の規格の方がはるかにきびしいのである。わが国の場合、国道を舗装しても交差道路が舗装されないために、あるいは骨材運搬トラックの交通がはげしいために、多量の砂類が舗装まで運びこまれることが多い。それで相当きびしい規格をとりたい。しかし針入

度の小さい注入目地材は引張り試験結果の悪いものが多い。それで針入度の頻度分布図を参照し、Ⅱ級の規格はかなりゆるめることにした。

以上の考察により次の規格をとることを提案する。

	針 入 度
I 級	30 以下
Ⅱ 級	30~90
Ⅲ 級	90 以上

〔6〕 引張り量規格

DIN は引張り量が 4 mm 以上であることを要求している。しかし DIN の試験方法では必ずプライマーを用いるが、わが国の現状ではプライマーを用いることは必ずしも多くない。それで注入目地材の品質規格としてはプライマーを用いない場合の値をとることにした。

注入目地材の引張り量は表-2 からわかるように、プライマーを用いることによて著しく増す。したがってプライマーを用いない場合の規格値はいくぶん落してもよいと考えられる。

以上のような考察と頻度分布図から、プライマーを用いない場合の注入目地材の引張り量の規格としてつぎの

値をとることを提案する。

	引 張 量
I 級	3 mm 以上
Ⅱ 級	1~3 mm
Ⅲ 級	1 mm 以下

あ と が き

コンクリート舗装目地材料の試験法に関する研究は本文をもって一応終りとする。しかし新しい型の目地材料が研究されれば——たとえば常温施工式注入目地材が広く用いられるようになれば——あらためて試験方法を研究する必要も生じよう。

本研究は室内試験だけによって結論を急いだため不完全であることをおそれる。試験方法については各地方建設局材料試験室において、さらに十分御検討されることを、規格については各工事々務所において室内試験結果と現場の成績との結びつきに関するデータを集められることをお願いしたい。

最後に本研究に必要な試料と有益な助言をお寄せ下さった各地方建設局各工事々務所に厚く御礼申し上げる。

河川流出に関する2, 3の計算法

竹 内 俊 雄*

(昭和34年5月)

Some Calculation Methods for Estimating Runoff from Rainfall

(May 1959)

T. Takenouchi

Synopsis :

Some runoff calculation methods are shown in this paper by using rainfall data obtained in Kanna river basin.

Analysis is made on the relation between rainfall and runoff. In this process the effective rainfall is taken into account as an intermediate value between two factors. This is calculated from rainfall by using coaxial relation and ϕ methods. Furthermore runoff is derived from this effective rainfall by making use of Wilson, Kohler and Muskingum methods. Wilson method shows that runoff can be obtained graphically by using O-T curve. In case of Kohler method special diagram is used for the calculation of runoff. Muskingum method is stated here as a particular case of Kohler method, and values of K and x of this basin are obtained.

A numerical example is introduced here for the better understanding.

要 旨

本文は神流川観測所で得られた雨量および流量の観測値を用いて河川流出に関する計算法を示したものである。

雨量と流出量との関係について解析を行なった。この場合両者の中間値として有効雨量というものを考えることにした。雨量より有効雨量を求めるには coaxial relation 法および ϕ 法によった。ついで有効雨量より流出量を求めるにはウィルソン法、コーラー法、マスキングム法を用いた。ウィルソン法ではO-T曲線を使用して図式により流出量を計算した。コーラー法ではコーラー図を用いて図式により流出量を求めた。マスキングム法ではこれがコーラー法の特殊の場合であることを示し、本流域に当てはまる K , x の値をえた。

最後に、本計算法を理解しやすくするため雨量が与えられている場合の流出量の計算を数値例によって説明した。

目 次

1. 緒 言.....	(1)	4. 有効雨量より流出量の求め方.....	(7)
2. 基本資料.....	(2)	5. 計算例.....	(19)
3. 雨量より有効雨量の求め方.....	(4)	6. 結 語.....	(24)

1. 緒 言

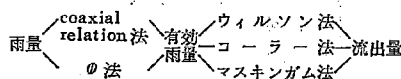
雨量が与えられた場合、流出量はどれくらいになるだろうかという計算法については、これまで数多くの研究が発表されて来た。これを、雨量の有効部分をどう考えているかという立場より見ると次の2つに大別されると思う。

- (a) 有効雨量というものを中間値として考える。
- (b) 流出係数で修正する。

(a) の場合では雨量のうち直接流出に寄与しない部分をまずとり除き、その残りとして有効雨量というものを考え、この有効雨量に対して流出量を計算する。(b) では雨量に直接修正を加えず全部流出するものとして計算

し、最終値を流出係数で修正したものを流出量と考える。本文においてはこのうち(a)を採用することにした。

雨量、有効雨量、流出量間にはつぎのような組合せを考えた。



流出量としては(表面流出量+中間流出量)を対象とすると、雨量のうち(地下流出量+損失量)はこの流出量に直接関与しないことになる。雨量より後者をとり除いた有効雨量の計算には coaxial relation 法および ϕ 法を採用する。

有効雨量を流出量に変換するのにウィルソン法、コーラー法、マスキングム法の3方法を採用する。これらは

* 河川部長兼水文研究室長

り本川, 支川, 枝川, 谷川とさかのぼり流路に沿い10.8 kmをとる。これらの終点において流路に垂直線を引き分水嶺と交わせると, これら垂直線と分水嶺とを連ねる地帯境界線が得られることになる。流域末端より第2回目の地帯に対しては流域末端よりの距離が10.8km $\times$ 2=21.6kmになるような地帯境界線を引き, 以下同様な作業を続ける。第7回目の地帯は面積が非常に小さいので第6回目の地帯と一緒にして1つの地帯としてとり扱う。

本流域における地帯分割状況は図-2, 表-1に示す通りである。地帯分割の作業は下流より順にしていけるが, 地帯番号は上流より順につけることにする。

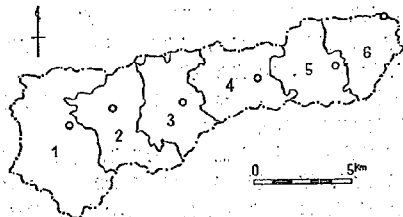


図-2 地帯分割と代表雨量観測所

表-1 地帯面積

地帯番号	面積 (km ²)	%
1	105.9	28.2
2	64.5	17.3
3	56.6	15.2
4	56.4	15.1
5	47.4	12.7
6	42.8	11.5
計	373.6	100.0

〔2〕雨量

流域には図-3の○印で示す位置に雨量計を配置する。使用する雨量計は2種類で, 自記雨量計は16台(番号1—16), 管谷式雨量計は15台(番号31—45), 計31台を用いて観測を行なう。前者では時雨量が得られ

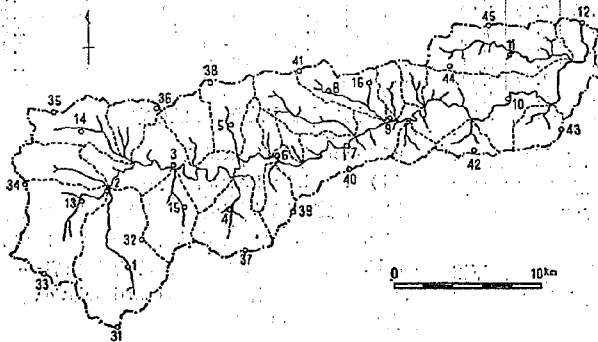


図-3 雨量観測所

るが, 後者では一雨雨量しか得られない。

流出計算に採用するのは昭和23—31の9年間にわたる10個の主要出水に対するものである。

(i) 観測値

(a) 一雨雨量

出水における31雨量観測所の一雨雨量を示すと表-2のようになる。出水番号は便宜上最大流量の大ききの順につけてある。表中欠測の多いのは, 観測開始初期においては山梨地域に管谷式雨量計をいまだ設置してなかったためである。

表-2 一雨雨量 (mm)

出水番号 雨量観測所番号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
31	—	—	—	117	—	120	83	128	—	—
32	—	—	—	118	—	95	92	113	—	—
1	374	233	333	127	164	117	101	133	157	46
33	—	—	—	109	—	117	96	127	—	—
34	—	—	—	100	—	109	54	83	—	—
13	—	—	—	96	—	110	84	—	—	—
2	331	243	201	92	158	107	88	114	78	65
35	—	—	—	123	—	120	85	115	—	—
14	—	—	—	100	—	109	83	111	—	—
36	—	—	—	230	—	158	103	118	—	—
3	316	211	206	92	174	101	93	118	69	69
15	—	—	—	85	—	109	103	127	—	—
37	—	—	—	113	—	107	108	127	—	—
4	383	236	226	116	187	125	101	125	80	97
38	—	—	—	160	—	117	133	136	—	—
5	—	—	—	107	—	116	99	116	—	—
39	—	—	—	126	—	145	81	127	—	—
6	297	215	223	97	211	101	86	115	107	98
40	—	—	—	131	—	131	89	73	—	—
7	304	203	228	109	269	122	98	122	86	118
41	—	—	—	131	—	102	138	138	—	—
8	—	—	—	120	—	121	104	125	—	—
16	—	—	—	130	—	95	106	121	—	—
9	262	—	228	115	192	103	96	127	77	100
42	—	—	—	171	—	94	122	127	—	—
10	274	186	262	149	258	97	111	122	194	88
43	244	—	248	154	—	114	189	122	184	—
44	—	—	—	141	—	102	119	119	—	—
45	—	—	—	180	—	108	121	140	—	—
11	—	—	—	—	—	—	113	113	—	—
12	238	159	266	116	298	110	113	124	133	84

(b) 時雨量

流域は6地帯に分割したが, 各地帯の代表雨量観測所の位置は図-2の○で示すとおりである。各出水時における上記6代表雨量観測所の時雨量を求めらる*。

(ii) 流域平均雨量

(a) 流域平均一雨雨量

(i) (a) で得られた値は「点」の値であるから, 流域平均値を求めらるにはこれを面積に引伸すことが

* 本流出計算に使用した神流川観測所の雨量及び流量資料の全部をここに載せることは紙面の都合上許されないもので簡便するが, これらはデューク・ブツクのような方法で別に発表するつもりである。

必要である。面積平均値の計算方法としては、観測値が充分ある場合には等雨量線法を、少ない場合にはターセン法を採用する。各出水時の流域平均雨量は表-3の最右側の列に記入してある。

(iii) 地帯平均雨量

表-3 地帯平均一雨雨量, 流域平均一雨雨量

出水番号	地帯番号	平 均 (mm)						流域平均 (mm)
	1	2	3	4	5	6		
1	345.4	350.7	327.7	285.8	270.2	252.5	314.0	
2	235.8	225.6	222.6	196.3	184.3	169.6	212.1	
3	249.8	227.1	224.1	227.4	252.1	255.7	239.6	
4	114.9	114.8	112.4	121.2	145.0	149.8	123.2	
5	161.6	179.0	203.4	225.9	238.5	253.5	201.8	
6	114.2	114.8	116.8	112.5	104.0	106.4	112.1	
7	86.4	98.2	100.4	102.5	116.0	134.5	102.4	
8	114.6	120.0	120.5	118.8	124.1	122.2	119.3	
9	105.6	82.4	97.1	84.0	160.3	177.9	112.7	
10	58.3	79.2	97.7	107.2	91.9	86.9	82.8	

(a) 地帯平均一雨雨量

流域は6分割されているので、各地帯についてその面積平均の一雨雨量を求める。その値は表-3に示すとおりである。

(b) 地帯平均時雨量

各地帯の代表雨量観測所はそれぞれの重心位置に置くのを原則とする。図-2では重心よりかなりずれているものもあるが、この観測値はそれぞれの地帯内の降雨特性を一応代表していると仮定する。一般に、地帯を面と考え計算より求めた地帯平均一雨雨量と点で観測された代表雨量観測所の一雨雨量とは等しくなく、各出水について前者を後者で割ったものを求めると表-4のようになる。1との差が大きいような雨量観測所は雨量の代表性がよくないことを示している。

表-4 一雨雨量の比率 (計算/観測)

地帯番号						
出水番号	1	2	3	4	5	6
1	1.11	1.19	1.17	1.14	1.02	1.10
2	1.20	1.34	1.41	1.29	1.27	1.17
3	1.24	1.10	1.00	1.00	0.96	0.96
4	1.25	1.25	1.05	1.05	0.97	1.29
5	1.17	1.13	1.08	1.25	0.97	1.04
6	1.07	1.13	1.17	1.10	1.07	0.97
7	1.01	1.09	1.20	1.08	1.08	1.21
8	1.09	1.12	1.17	1.08	1.17	1.14
9	1.36	1.20	1.14	1.09	0.83	1.34
10	0.98	1.19	1.01	1.09	1.07	1.21

地帯平均時雨量は代表雨量観測所と相似な時間変動をしていると仮定すれば、その値は代表雨量観測所の時雨量に表-4に示す比率を掛ければ得られる。

(3) 流出量

本文でとり扱っている流量は、全流出量より(地下流出量+損失量)をとり除いた残りの(表面流出量+中間流出量)の部分についてだけ考えることにする。

雨量と流出量とは対応させているので、雨量を考えた

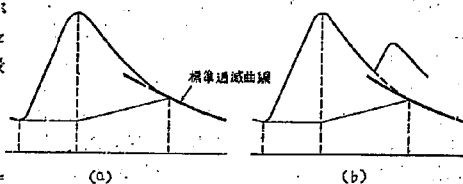


図-4 流出の分離

のと同じ10個の主要出水について流出量を計算する。

一雨流出とはどこからどこまでをいうかという点については次のようにきめる。図-4(a)に示すように、始点は対象とする一雨流出が始まる前の最低流量の点とし、終点は減速部が標準還滅曲線に乗った点とする。地下流出との分離については、始点より水平線を最大流量直下まで延長し、この点と終点を直線で結ぶという方法を採用する。また、一つの独立流出に接近して次の降雨が起こるという場合も考えられる。この場合には独立流出の減速部で標準還滅曲線にのせる値が実際にあらわれる前に次の流出の影響がきてくるのである。ここでは図-4(b)に示すような推定を行なって流出の終点をきめる。

(i) 時流出量

各出水に対し毎時流出量を求める。流量の単位としては(mm/hr)を採用する。

(ii) 一雨全流出量

各出水について始点より終点までの時流出量を累加した一雨全流出量は表-5の第6列に示すとおりである。

表-5 coaxial relation 図作成のための要素

出水番号	初期流量 (m³/sec)	選番号	降雨継続時間 (hr)	流域平均一雨雨量 (mm)	流出量 (mm)
1	13.4	35	32	314.0	338.1
2	21.7	31	20	212.1	186.6
3	11.0	37	28	239.6	207.8
4	6.5	38	43	123.2	72.6
5	11.7	30	60	201.8	123.7
6	12.1	38	59	112.1	75.3
7	18.2	41	31	102.4	73.9
8	7.9	39	33	119.3	62.4
9	14.5	38	49	112.7	60.1
10	35.3	32	10	82.8	46.4

3. 雨量より有効雨量の求め方

(1) coaxial relation 法

(i) coaxial relation 図の作成

流出量に支配的な影響を与える要素としてここでは初期流量、選番号、降雨継続時間、雨量をとりあげている。10. 出水につきこれらの要素の値を示すと表-5のようになり、この資料を用いて coaxial relation 図を作成*すると図-5が得られる。

* coaxial relation 図の作成については稿を改めて書くつもりである。

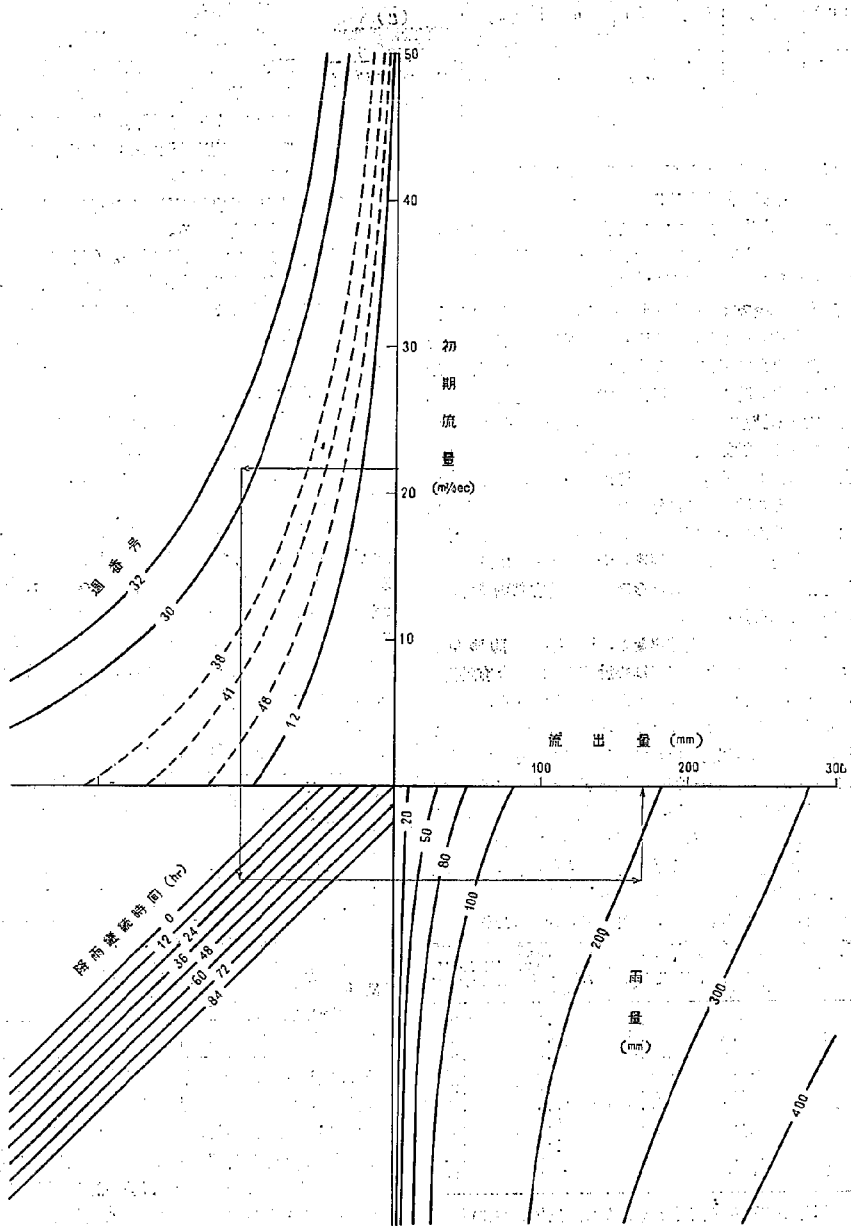


図-5 coaxial relation 図

表-6 地帯別時有効雨量計算表

(a) 時刻	(b) 時雨量 (mm/hr)	(c) 累加時 雨量 (mm)	(d) 降雨継 続時間 (hr)	(e) 累加時有 効雨量 (mm)	(f) 時有効 雨量 (mm/hr)	(g) 時有効雨量修正 (mm/hr)	
						観測修正	受持分組

(ii) coaxial relation 図を用い地帯別に雨量より
有効雨量を求める

図-5は流域全体に対して作成されたものであるが、この関係図は流域を分割した各地帯にも同様に当てはまるものであるという仮定を設ける。

元来この関係は、一雨雨量があり、これによって一雨流出がじやっ起され、この現象が丁度おわた状態を10個とりあげて作られたものである。これを降雨が未だ終わらない時々刻々の降雨に対し、ある時刻までの降雨に対する流出はいかになるかという計算に使おうとするのである。計算は表-6に示す様式にしたがうのが便利である。ある時刻における降雨というものを独立に考えないでその時刻までに降った累加時雨量というもので大きくくるんで考えていこうというやり方である。すなわち累加時雨量を1つの要素と考え、図-5に適用し累加時有効雨量を求め、これをほくして時有効雨量を得るという方法を採用する。

10 出水につき観測流出量と、流域平均一雨雨量をcoaxial relation 図に当てはめ計算より求めた有効雨量とを比べると表-7のようになる。両者の比を求めると誤差20%を超えるもの2個、10%を超えるもの1個、その他は10%以内となっている。出水番号1で誤差の大きいのは観測所開設当初の観測値で精度がよくなかったためと推定される。現在のところ、この比率が1にならない原因をきわめることができないので、解析にあたっては表であらわされる値をそのまま用いることとし、時有効雨量にこの比率をかけて修正する。

表-7 観測流出量と計算有効雨量との比較

出水 番号	観 測 値 (mm)		coaxial rela- tion 図より求 めた有効雨量 (mm)	観測流出量 計算有効雨量
	雨 量	流 出 量		
1	314.0	338.1	265.2	1.27
2	212.1	186.6	168.0	1.11
3	239.6	207.8	191.3	1.09
4	123.2	72.6	66.4	1.09
5	201.8	123.7	122.8	1.01
6	112.1	75.3	60.7	1.24
7	102.4	73.9	70.4	1.05
8	119.3	62.4	68.7	0.91
9	112.7	60.1	65.0	0.92
10	82.8	46.4	49.9	0.93

(iii) 地帯別に得られた有効雨量を流域全体に対して
まとめる

(ii)によって流域の各地帯からの時有効雨量が得られたのであるから、次にはかように地帯ごとに求められた

ものをいかにして流域末端で合成するかという問題が残る。

流域を分割したのは、流域内における降雨分布の差を考慮に入れると同時に各地帯からの流出に時間差をつけようという考えからでもある。流域内の各地帯から流域末端までの到達時間については次の2段階をふむことにする。

- (a) 地帯の時有効雨量にそれぞれおくれを加え合わせる。
(b) (a) に対して追跡する。(追跡とは時間をおくらせ、全体をつぶす作業をいう。

おくらせるということについて考えると2種類の和になっており、3. では(a)についてだけ示すことにする。

流域は6地帯に分割されている。ここではいちばん奥の地帯から流域末端までの到達時間は6時間、つぎの地帯からは5時間、……などという分割を考えている。すなわち最も奥と最も出口に近い地帯とに到達時間差5時間を与え、これを5等分したわけである。この他に時間差としては4-2時間もとりうるのであって、この場合地帯分割数を変えて計算しなおすには手間がかかるので同じ6つのままとし、おくれの時間がround numberになるように隣りの地帯にくっつけるという近似法を採用することにする。こうして得られたのが表-8(1)の組み合わせである。各地帯内では1時間かかるとしているが、1時間未満で打ち切られたとすると表-8(1)の最下行は表-8(2)のようになる。

表-8(1) おく れ

時間差 等分數	地帯番号 お く れ (hr)					
	1	2	3	4	5	6
5	6	5	4	3	2	1
4	5	4	3	3	2	1
3	4	3	3	2	2	1
2	3	3	2	2	1	1

表-8(2) おく れ

時間差 等分數	地帯番号 お く れ (hr)					
	1	2	3	4	5	6
2	5	2	2	1	0	0

第1地帯と第6地帯との流域末端への到達時間の時間差は雨量が大きくなるほど小さく考えられる。表-8で示したのは時間差の組み合わせであるが、これより各出水に適合する時間差をきめることが必要である。その選択がよかったかどうかは最終の計算と観測とのハイドログラフを比較することによって判定され、前記(a), (b)のうち(a)だけを単独にとり出してきめるというわけにはいかない。すなわち、表-8の組み合わせのうちから、いくつかの場合をとり出し、それぞれについ

て流域全体の時有効雨量を合成し、これを4.のウィルソン法のO-T曲線によって追跡する。追跡して求められた流出ハイドログラフが観測ハイドログラフとよく合えば採用した時間差が適当であったと判定するのである。到達時間は前述のように(a), (b)で分組されてをり、それぞれの受持の割合は厳密には区分されていないが、計算上はだいたいめどがつくものである。

解析によって求める場合ウィルソン法のO-T曲線は出水ごとに違ったものが得られるが、これはなるべく1本になるようにし、しを(a)のおくれでとるようにした。4.の計算結果につき総合判断をして各出水に適合する時間差として表-9に示す値を選んだ。10出水のうち最大流量の大小によって2組の組み合わせを採用する。

表-9 おくれ(採用値)

地帯番号	お くれ (hr)					
出水番号	1	2	3	4	5	6
1~4	2	2	3	1	0	0
5~10	4	3	3	2	2	1

(ii)で得られた地帯時有効雨量に表-9で示されるおくれを与えて合成すれば流域全体に対する時有効雨量が得られる。

〔2〕φ法

雨量より有効雨量を計算するのに(1)coaxial relation法では時雨量より1つ1つ求めていったが、このφ法では時間ごとの計算はしないで、(地下流出量+損失量)が降雨継続時間中一様であると仮定し、この合計を総雨量より差引き、残りを有効雨量と考えるというやり方で、前者に比べて計算の手間がずつとはぶけることになる。

表-10 地下流出量+損失量

出水番号	地下流出量+損失量 (mm)	
	実測	計算
1	-24.1	48.8
2	25.5	44.1
3	31.8	48.3
4	50.6	56.8
5	78.1	79.0
6	36.8	51.4
7	25.7	29.2
8	42.9	36.6
9	52.6	47.7
10	36.4	32.9

とにする。各出水について観測された(地下流出量+損失量)は表-10に示すとおりである。なお、この表には流出量を計算で求めた場合の(地下流出量+損失量)をも併記してある。

計算は地帯毎に求められている地帯平均時雨量より出発する。地帯別に表-1で示される流域受持%をかけ、それらに表-9に示される地帯のおくれを与えて加算すると流域全体に対する時雨量が得られる。これから一様

な(時地下流出量+時損失量)を差引き、その残りの和が表-10で示される(地下流出量+損失量)になるようにすればよい。この一様な(時地下流出量+時損失量)は(地下流出量+損失量)を降雨継続時間で割れば得られるわけであるが、時雨量の中にはこれより小さいものがあったり、降雨が途中で中休みをしている場合があったりするので計算から一度にはきめられず、試算により最も接近した値を探し求める。この一定値を差引いた残りがφ法による時有効雨量である。

4. 有効雨量より流出量の求め方

3.によって流域全体に対する有効雨量が求められたことになる。これには前述のようにおくれの現象は一部考慮されている。本章では流域全体に対する有効雨量にさらにおくれを与え、つづぶという作業を加える。このための作業法として取上げたのは次の3方法である。

(a) ウィルソン法

(b) コーラー法

(c) マスキング法

〔1〕ウィルソン法

(i) 基本式

ウィルソン法*はダムによる洪水量の調節を計算する方法であるが、ここではハイドログラフの扁平化の方法として採用することにする。

ダムによる総貯留量 V とその時の流出量 O との間にある関係式が成立するとする。

$$V=f(O)$$

総貯留量の時間的変化を貯留量 S で表わすと、

$$dV/dt=S$$

一般に流入量 I と流出量 O との間には次の関係がある。

$$I-O=S$$

したがって

$$I-O=\frac{dV}{dt}=\frac{df(O)}{dO} \cdot \frac{dO}{dt}$$

いま、 T を O のみの函数とし

$$\frac{df(O)}{dO}=T$$

とおくと

$$I-O=T \frac{dO}{dt} \quad (4.1)$$

なる関係式が得られる。これはウィルソン式における基本式であって、これを図式によって解いていこう。

時間 dt の前後における I , O の値に1, 2のサフィックスをつけて考えると、(4.1)式は次のようになる。

$$\frac{I_1+I_2}{2} - \frac{O_1+O_2}{2} = T \frac{dO}{dt} \quad (4.2)$$

上式の左辺を図-6で考えると、

* W. T. Wilson: A graphical flood-routing method T.A. G.U. p. 633-638, 1941

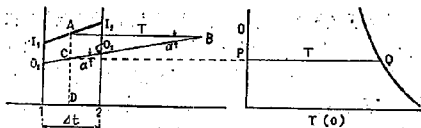


図-6 ウィルソン法、基本式

$$\frac{I_1 + I_2}{2} = AD$$

$$\frac{O_1 + O_2}{2} = CD$$

よって

$$\frac{I_1 + I_2}{2} \cdot \frac{O_1 + O_2}{2} = AC \quad (4.3)$$

(4.2) 式の右辺を図-6で考えると、 O_1, O_2 の中心 C は $(O_1 + O_2)/2$ の値を表わしているが、この O によってきまる函数 $T(O)$ を考えよう。図の右側に $T=T(O)$ 関係図を作り、点 C に対する T の値 PQ を求める。いま $PQ=AB$ にとると

$$AB=T$$

となる。

$$\frac{dO}{dt} = \tan \alpha = \tan \angle ABC$$

$$\therefore T \frac{dO}{dt} = AC \quad (4.4)$$

(4.3) と (4.4) とより (4.2) は幾何学的に証明されたことになる。

ここで問題となるのは $O-T$ 曲線の作成と点 O_2 のきめ方であるから、次にこれらについて述べることにする。

(ii) $O-T$ 曲線の作成

有効雨量と流出量とのハイドログラフの既知なるものについて $O-T$ 曲線を求めるには次のようにする。図-7において時間1-2より作業を始める。 I_1, I_2, O_1, O_2 に対する $T_{1,2}$ を求めるには I_1, I_2 の中点 A より水平線を引きこれと O_1, O_2 の延長との交点を B とすれば、

$$AB=T_{1,2}$$

となる。 O_1, O_2 の中点 C より水平線を引き、右側の $O-T$ 面上において

$$PQ=T_{1,2}$$

なるように点 Q の位置をきめる。つぎに時間2-3に対して同じ操作を行なうと点 S が得られる。かようにして得られた点 $Q, S, \dots$ を連ねるなめらかな曲線を引けばこれが求める $O-T$ 曲線である。

ただし (iii) の簡便法では T を考える O の位置が少し違う。すなわちここでは O_1O_2 の中点に対する T を考えたが、簡便法では左端

の点 O_1 に対する T を用いている。

(iii) 点 O_2 の求め方

(i) では I と O とが既知であるとしてその関係が説明されている。実際には I が与えられて O が未知なる場合、 O の計算方法としてこの関係を使用していこうというのである。(4.2) において I_1, I_2 は既知の量であり、 O_1 は初期条件として与えられる。こういう条件の下で O_2 を求めようというのである。ここで dO/dt は O_2 が求まれば、同時に決まる量である。

I_1, I_2, O_1 と $O-T$ 曲線とが図-8のように与えられている場合、 O_1 の次の時刻2に対する O_2 を求めよう。いきなり O_2 を求めることはできないから、その近似値をまず求め、それをもとにして正しい位置に近づけるといって試行錯誤法を採用することにする。所要の $T_{1,2}$ は O_1O_2 の中点に対するもので、これも O_2 がきまらなにかぎり得られない。正しい $T_{1,2}$ は得られなくとも、それに近い値は求められないかと考え、 O_1, O_2 の中点にま近い点 O_1 に対する $O-T$ 曲線上の T の値 RS を近似的に借用することにする。 I_1, I_2 の中点 A より水平線を右側に引き、

$$AD=RS$$

になるように点 D をとり、これと点 O_1 とを結びこれが時間軸2と交わる点を O_2' とする。 O_1O_2' の中点を C' とし、 C' に対する $O-T$ 曲線上の T の値を UV とすると $O-T$ 曲線は減衰曲線をしているので、

$$RS > UV$$

すなわち、最初に仮定した T の値は中点に対して求められたものより大きかったということになる。よって AD の D より左側に点 B をとり、 B と点 O_1 とを結び、これと時間軸2との交点を O_2 とし、 O_1O_2 の中央を C

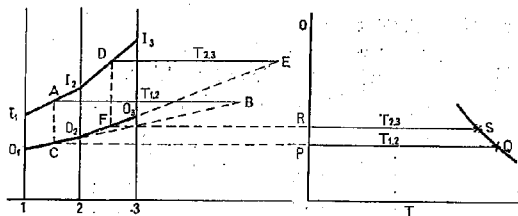
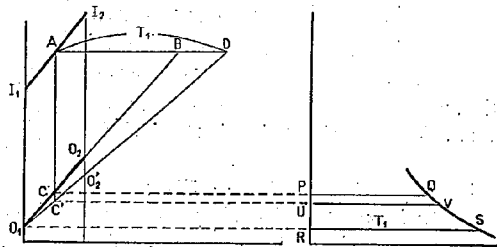
図-7 $O-T$ 曲線の作成

図-8 ウィルソン法、試行錯誤法、簡便法、図式

とする。C に対する O-T 曲線上の T' の長さ PQ を求める。たまたま

$$AB = PQ$$

であったとすると、点 C は条件を満足し、 O_2 は求める点となる。もし AB と PQ とがまだ等しくなければ、さらに同様な作業を続ける。通常 2-3 回繰り返すことにより仮定と計算とが相等しい T' の値が求まり、満足する O_2 が得られる。

O_2 の求め方として、最初に仮定した T' を用い、試行錯誤法により正しい値に近づける方法を示したが、実際には最初の仮定だけの簡便法でも十分目的にいうものであることがわかった。このことについては、後の (iv) にあらためて述べることにする。

(iv) 計算法

これまで述べて来たのは定規を用い、作図によって流出量を求めようという方法であったが、同じ作業を計算のみによることが出来る。計算のみといっても O-T 曲線が数値でなく、図形で与えられているので、このよみとりは図に頼らざるをえない。この場合にも (iii) の作図法と同様、簡便法と試行錯誤法との2方法が考えられる。

(a) 簡便法

I_1, I_2 の中点より右側に引く T' の長さとして、点 O_1 に対する T' の値を用いた場合である。図-9 より時間

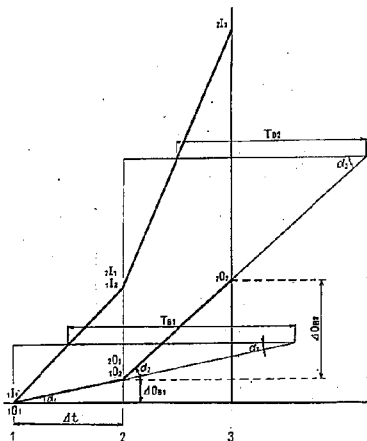


図-9 ウィルソン法、簡便法、計算法

2 における O_2 の値のうち O_1 より増加分を ΔO_{B1} となると、

$$\begin{aligned}\Delta O_{B1} &= \Delta t \tan \alpha_1 \\ &= \Delta t \cdot \frac{\frac{I_1 + I_2}{2} - O_1}{T_{B1} + \frac{\Delta t}{2}}\end{aligned}$$

時刻 3 における増加分 ΔO_{B2} は

$$\Delta O_{B2} = \Delta t \cdot \frac{\frac{I_1 + 2I_2}{2} - O_1}{T_{B2} + \frac{\Delta t}{2}}$$

一般に時刻 n における増加分 ΔO_{Bn} は

$$\Delta O_{Bn} = \Delta t \cdot \frac{\frac{nI_1 + nI_2}{2} - O_1}{T_{Bn} + \frac{\Delta t}{2}}$$

出水番号 2 に対しこの方法で計算した $O_2, O_3, \dots, O_n$ の値を表-11 第 3 列に示す。

(b) 試行錯誤法

最初は O_1 に対する T' の値を O-T 曲線より読み取り簡便法によって計算する。かようにしてきまってきた O_2 を O_2' とおく。 O_1 と O_2' との中点に対する T' の値 $T'_{1.2}$ を求めると、これは前の O_1 に対する T_1 の値より小さいのが普通である。 T_1 より小さい $T'_{1.2}$ を仮定し、これに対する O_2'' の増加分 ΔO_{M1} を次式により計算する。

$$\Delta O_{M1} = \Delta t \cdot \frac{\frac{I_1 + I_2}{2} - O_1}{T'_{1.2} + \frac{\Delta t}{2}}$$

もし O_1 と O_2'' との中点に対する $T'_{1.2}$ と仮定した $T'_{1.2}$ とが等しくれば、最初の仮定が正しいことになる。もし等しくなければ等しくなるまで作業を繰り返すことが必要であるが、実際には 2-3 回の繰り返し作業でほとんど初期の目的を達することができる。 O_3 以下に対しても同様な作業を繰り返せばよい。これらの式を用いて計算した $O_2, O_3, \dots$ の値も表-11 第 5 列に示す。

表-11 は出水番号 2 に対し、図式法と計算法、簡便法と試行錯誤法の 4 つの組み合わせを計算したものである。表に見られるように、図式法と計算法とで得られた流出量の値はほとんど違わない。それなら作業に手間の

表-11 ウィルソン法、簡便法と試行錯誤法、
図式と計算、比較

日 時	簡 便 法 (mm/hr)		試 行 錯 誤 法 (mm/hr)		実測値 (mm/hr)
	図 式	計 算	図 式	計 算	
31-6	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
7	0.2	0.2	0.2	0.2	0.1
8	0.4	0.3	0.4	0.4	0.2
9	0.7	0.6	0.7	0.7	0.3
10	1.2	1.2	1.2	1.3	0.5
11	2.8	2.7	3.1	3.1	0.9
12	4.2	4.6	4.9	5.1	2.8
13	5.5	5.4	5.5	6.0	3.7
14	6.1	6.0	6.3	6.6	4.2
15	6.7	6.7	6.7	7.2	4.8
16	7.7	7.6	7.8	8.2	5.3
17	9.0	8.9	9.1	9.4	7.5
18	10.9	10.9	10.9	11.4	10.0
19	13.4	13.2	13.5	14.0	12.9
20	14.9	14.7	14.5	15.5	14.7
21	15.9	15.8	15.9	16.5	16.3
22	18.1	17.9	18.1	18.7	18.0
23	19.6	19.5	19.2	20.2	20.2
24	18.4	18.5	18.8	19.1	18.9
1-1	16.4	16.2	16.5	16.8	17.9
2	14.1	13.8	14.1	14.4	16.2
3	11.7	12.0	12.5	12.5	13.9
4	10.6	10.4	10.8	10.9	12.0
5	9.2	9.1	9.5	9.5	9.7
6	7.6	8.0	8.4	8.4	9.0

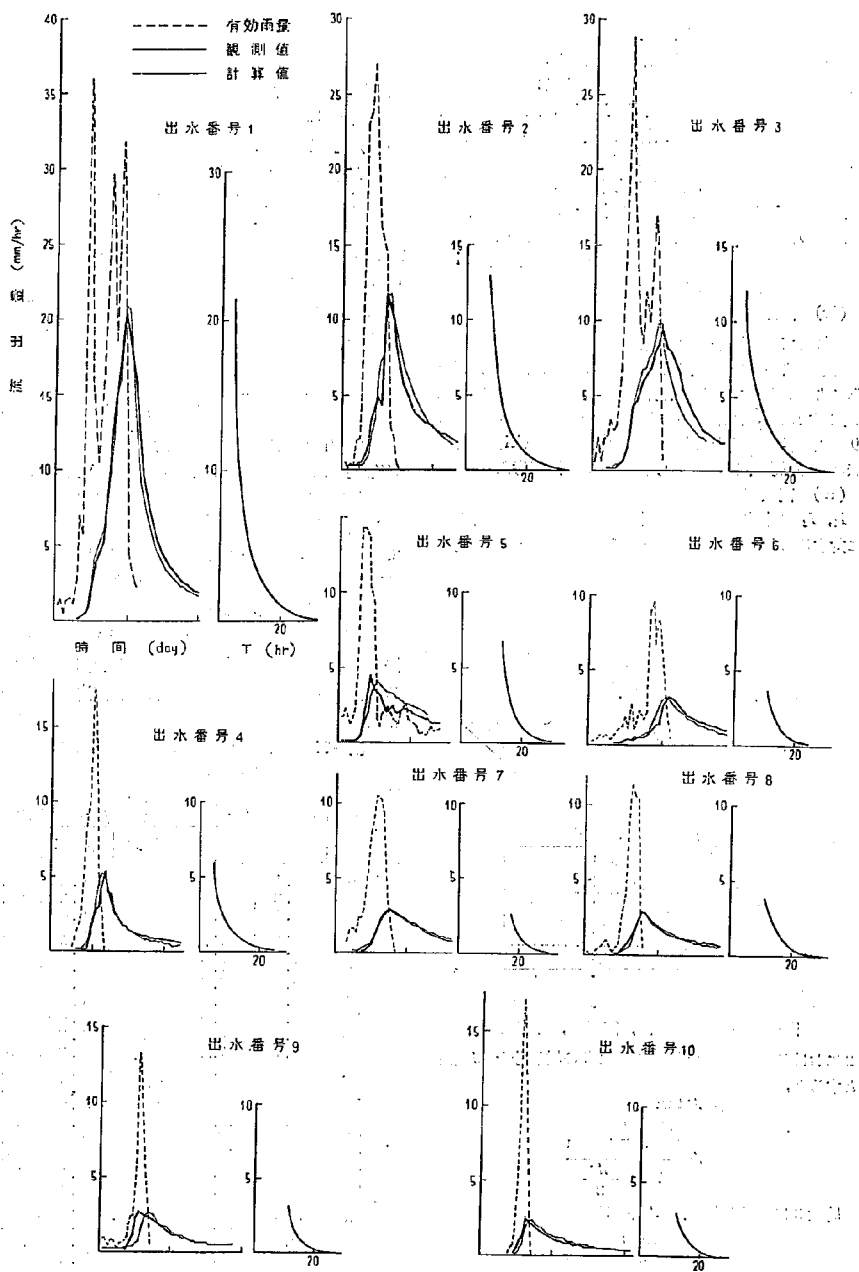


図-10 O-T曲線解析

かからない図式で十分だということになる。また試行錯誤法と簡便法とを比べてみてもその結果はほとんど違わない。それなら簡便法で十分目的を達すと考えてよい。よって、以下の計算は図式の簡便法によることにした。

以上は流量の大きい出水に対して計算したのであるが、出水番号8のような中出水に対して同様な計算を行なうとその差は僅少で無視できる程度のものであることがわかった。

(v) 各出水のO—T 曲線

各出水に対し図式の簡便法によってO—T曲線を作成する。与えられた流入量 I を解析により求められたO—T曲線に当てはめて流出量 O を計算してみる。この計算値が観測値とよく合っていればそれでよいのであるが、そうでない場合には使用したO—T曲線を局部的に修正することが必要になってくる。たとえば、計算値で最大流量附近のところが観測値に比べてたりない場合には、O—T曲線の上部をもっと急にすることが必要である。また計算値の最大流量の時刻がどうしても実測値と合わない場合には、必要に応じて到達時間までさかのぼって修正しなおすこともやむをえない。

かようにして各出水に対して得られたO—T曲線は図-10に示すとおりである。ただし有効雨量としてはcoaxial relation法により求めた値を用いている。

10 出水のそれぞれに対して得られたO—T曲線を1枚の紙に重ね合わせてえがくと、図-11のようになる。各曲線のお互の違いは無視して平均曲線を引いた。

平均O—T曲線を各出水に適用して流出量ハイドログラフを描いたのが図-12である。出水ごとに量も適合するO—T曲線を求め、これを用いて作成したハイドログラフ(解析)と平均O—T曲線を用いて作成したハイドログラフとでその差は少ない。

(vi) coaxial relation法と ϕ 法との比較

有効雨量というものは計算の過程で想定した値であるから、coaxial relation法と ϕ 法とで求めた有効雨量を何か観測した有効雨量と比べることによってそれぞれの方法の優劣を論ずるというわけにはいかない。それぞれの方法で得られた有効雨量を使って流出量まで計算し、この計算ハイドログラフを観測ハイドログラフと比較し、どちらの方法で得られた計算ハイドログラフがよりよく観測値に合うかよりさかのぼって有効雨量の推定法はどちらの方が適正であったかと判断するわけである。かようにして得られたのが図-13である。この場合O—T曲線は各出水ごとに最も適合する曲線を用いており、平均曲線は使っていない。

図-13の10出水の全体を眺めてみて、coaxial relation法と ϕ 法のうちいずれか一方が他より常によい結果を与えているということはいえない。結果において大して優劣がないとなると計算方法が簡単な方がよいと

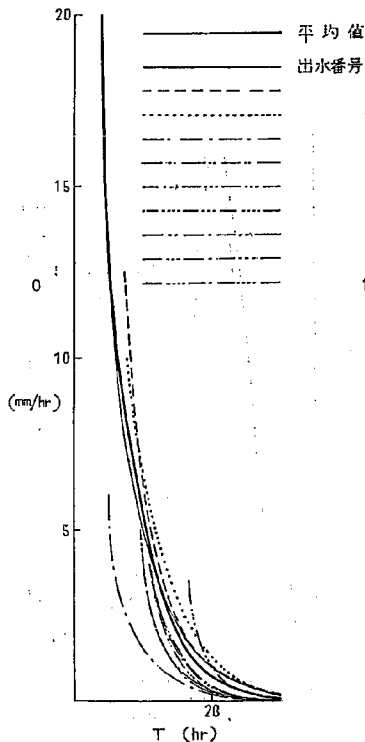


図-11 平均O—T曲線

いうことになる。coaxial relation法では累加時雨量より累加時有効雨量を求めるさい、coaxial relation法より値を読みとるのに手間がかかるが、 ϕ 法では1つ1つ読みとる作業ははぶけるので、ずっと簡単になる。したがって、 ϕ 法の方がcoaxial relation法に比べて計算がらくだということになる。ただし、 ϕ 法といえども、それ自身では(地下流出量+損失量)を求める方法がないので、最初のこの値だけはcoaxial relation法のたすけを借りねばならないのは前述のとおりである。

〔2〕コーラー法

河道追跡法によって流入量より流出量を求めるのに、まず時間 t_1 離れた時刻1および2に対する I_1, O_1 について考えてみよう。 I_1, I_2 は既知の量であり、 O_1 は初期条件で与えられる量である。未知量 O_2 を他の3つの値の関数であると考える。

$$O_2 = f(I_1, O_1, I_2)$$

この関係を図式で解くのであるが、 O_2 をまず I_1, O_1 の関数であるとしその形をきめ、さらに I_2 を入れてその形をきめていこうとする方法である。この場合観測値は時間1-2, 2-3, ……を逐次当てはめていくのである。

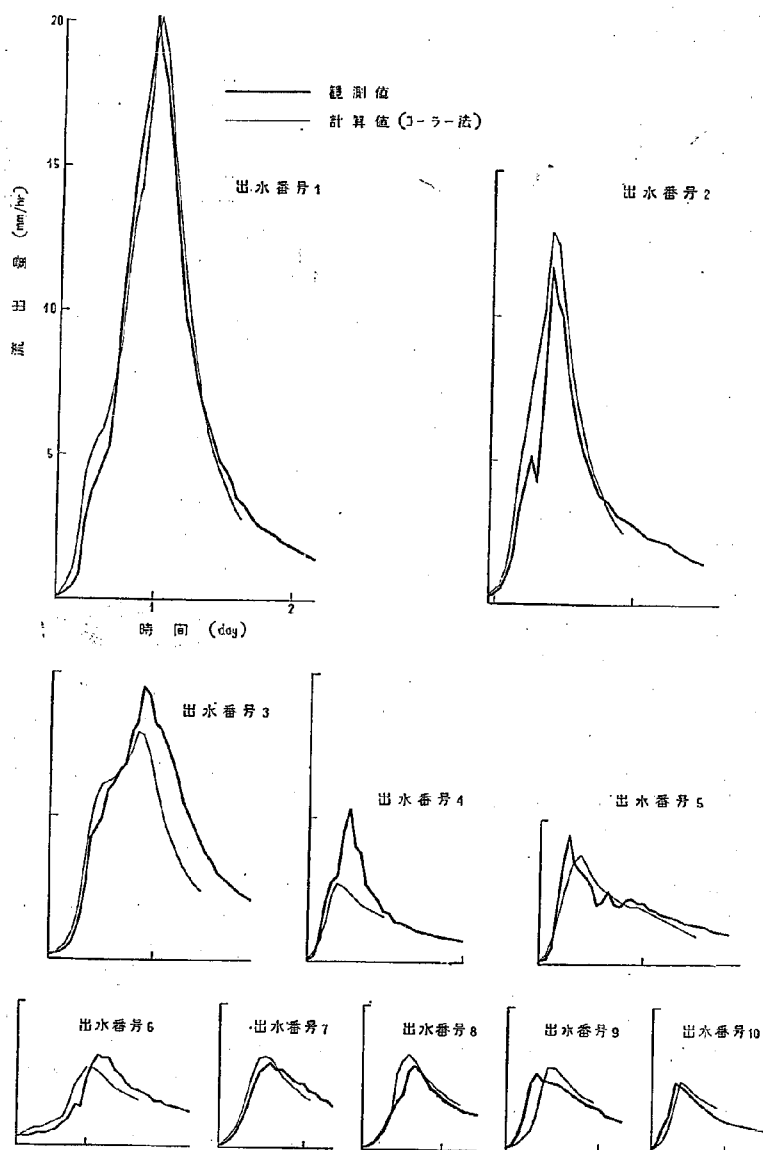
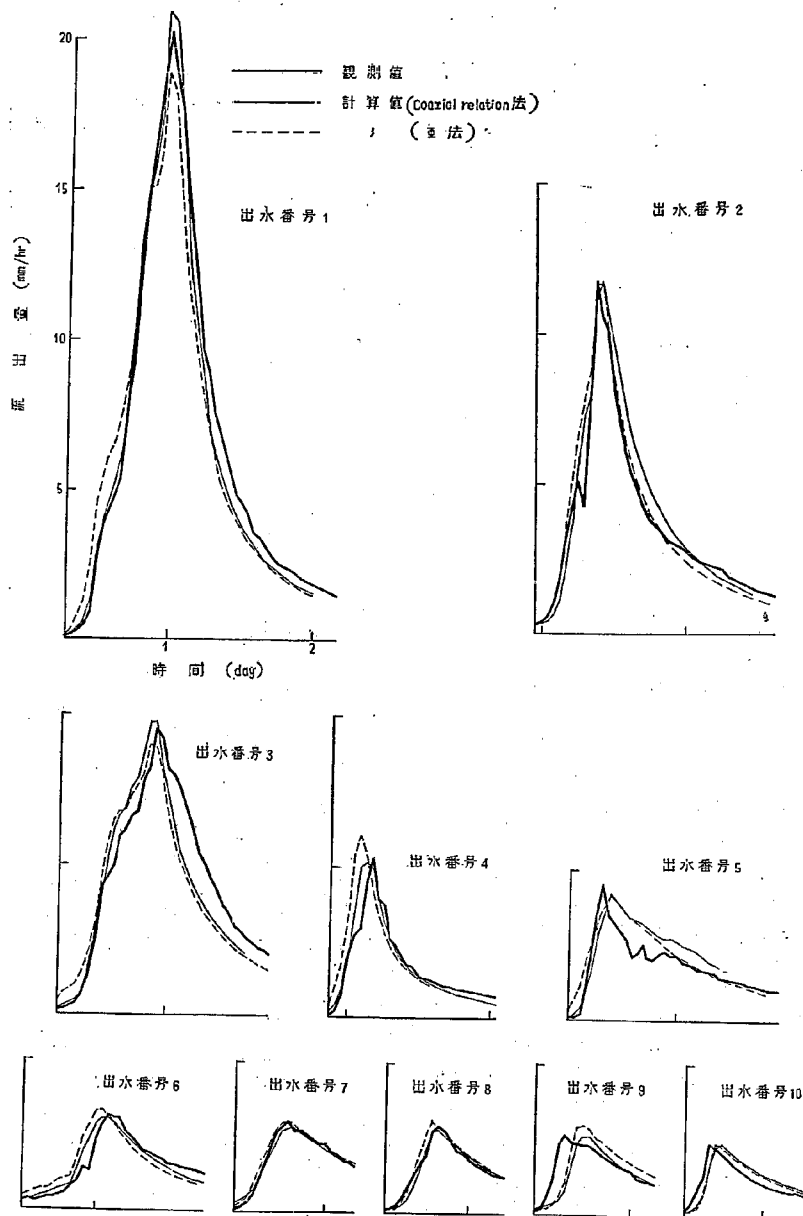


図-17 コーラ法, ハイドログラフ



図—13 coaxial relation 法と ϕ 法との比較

かくして得られた図形をコーラー図*とよぶ。この図が得られた場合、図に $I_1, I_2, \dots, I_n, O_1$ を適用すると $O_2, O_3, \dots, O_n$ が求められることになる。

前にもことわったように、コーラー法は河道追跡法であるが、その流入量に 3. で求められた有効雨量を適用すれば、流域末端の流出量が得られることになる。ただし、有効雨量としては 4(vi) の結果にもつぎの法で計算した値を使用する。

ウィルソン法の O-T 曲線は各出水に対して作成し、しかる後、これらを平均化したのが、コーラー法では 1 出水で得られた点だけでは曲線群を作図するのにたりないので、10 出水の全部の点をひとまとめにして、これらに 1 組の曲線群を引くことにした。

(i) コーラー図の作成

出水ごとに表-12 に示すような流入量 I 、流出量 O の並んだ表を作成する。この表の第 1, 2 行より 1 組の I_1, O_1, I_2, O_2 を選ぶ。図-14 のような I_1, O_2 を

表-12 コーラー図 I と O との組合せ

時刻	I		O	
24	①	2.0	0.4	①
1	①	③	9.2	0.6 ② ①
2	③	①	16.2	1.0 ① ②
3	③	③	31.6	1.8 ③
4		18.0	3.2	

両軸とする図上に選ばれた値の点をプロットし、その点の位置に O_1 の値を記入する。次に表の第 2, 3 行の 1 組を I_1, O_1, I_2, O_2 と考え、同じ作業により新たな点 O_1 の位置を記入し、その値を記入する。この作

業を続けていくと図上に 1 出水に対する O_1 の点群が得られることになる。10 出水の全点群に対して 1 組の曲線群を引く。

つぎに図-14 より O_2 軸をとり去り、 I_1 軸、 O_1 曲線群だけとし、右側に新たに縦軸 O_2 をそえた図-15 をつくる。表-12 の第 1, 2 行より 1 組の I_1, O_1, I_2, O_2 を選ぶ。図-15 において左縦軸 I_1 の上に与えられた値をとり、これより水平線を引く。この直線上 O_1 曲線群内で与えられた O_1 の値の点をとり、この位置か

ら下に向って垂直線を引く。つぎに右縦軸 O_2 の上に与えられた値をとり、この位置から左に向って水平線を引く。この水平線と、 O_1 曲線群より下方に引いた垂直線との交点を

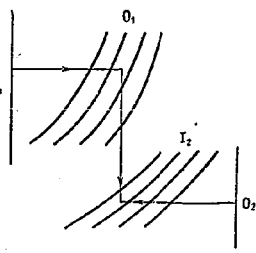


図-15 コーラー図作図法

プロットし、この位置にこの組の I_2 の値を記入する。つぎに表-12 の第 2, 3 行に対して同じ作業を繰り返す、つぎの I_2 の値を記入する。かようにして 1 出水に対する I_2 の点群が得られ、これを 10 出水に対して繰り返し全点群に対し 1 組の曲線群を引く。

O_1 および I_2 は一般に曲線群であるが、ここで取り扱った資料では図-16 に示すような放射線が得られた。

(ii) ハイドログラフの計算

図-16 で矢のように追っていくと、 I_1, O_1, I_2 に対する O_2 の値が得られる。表-12 において O の第 1 行の O_1 だけは初期条件として、ある値を与えなければならないが、最初の O_2 が求まれば、第 2, 3 行においてはこれを O_1 として使用できることになる。この逐次法を繰り返すことによって連続した O の値が得られることになる。各出水の時有効雨量を 図-16 に適用すると、図-17 に示すような流出ハイドログラフが得られる。

[3] マスキング法

マスキング法は河道追跡法であるが、ここでも (1)、(2) と同様その流入量に有効雨量を用い流出量の計算のために使用する。なお有効雨量としては (2) と同じくの法による値を採用する。

(i) K, x の解析

観測された流入量 I および流出量 O に適合するマスキング法の K, x とは絶対流量 V と $[xI + (1-x)O]$ とが直線的関係を保つ場合の値であると考えられており、各出水に対して求めたものは表-13 に示すとおりである。大きい出水では K の値は小さく、 x の値は大きくなることが想定されるので、この仮定にもつぎ表-13 を表-14 のように整理しなおすことにする。

一般に K は流入量および流出量の重心間の距離と考えられているが**、ここでは時間軸に対し面積が 50% になるような点間の距離と仮定し各出水につき計算すると表-15 に示すような値が得られ、これは表-13 に示すものより大きく出ている。

(ii) ハイドログラフの計算

出水に対し表-14 に示す K, x を使用して流出量を計算したのが図-18 であって、観測値と比較してある。

* Linsley and others: Applied Hydrology p.527

** 同上

p.498

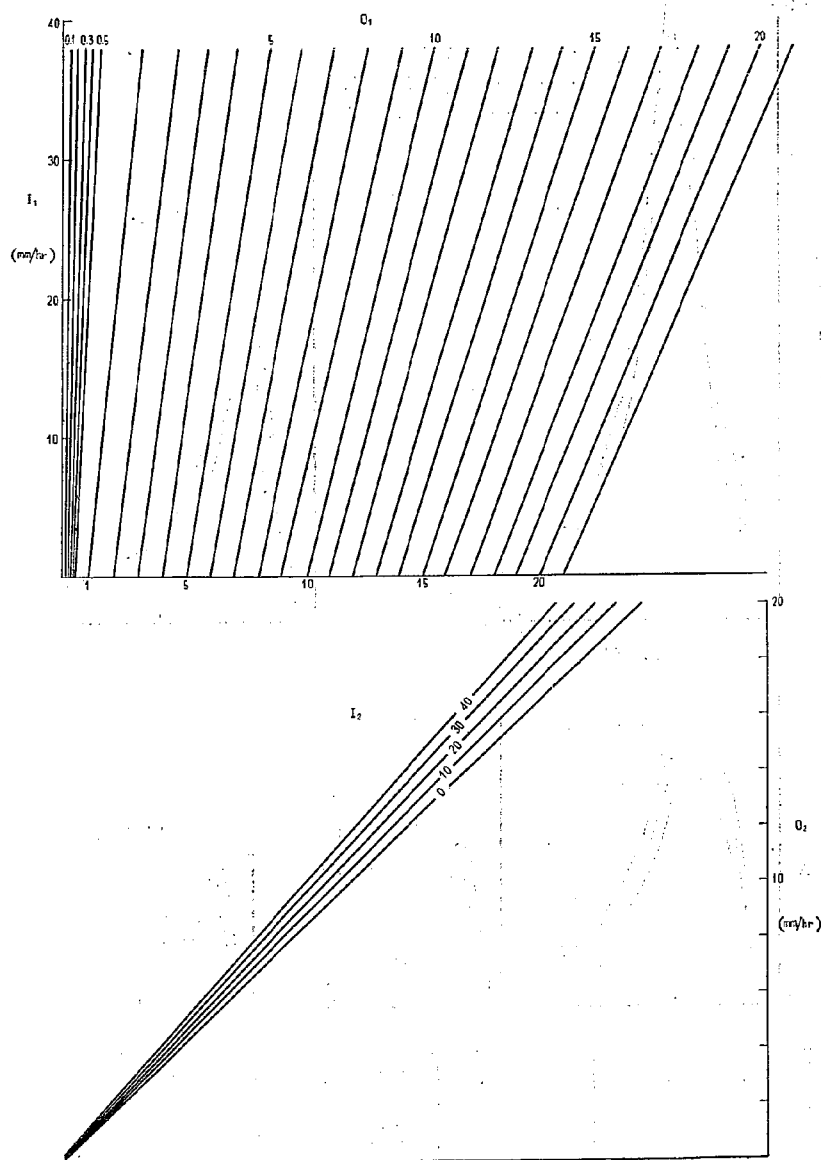
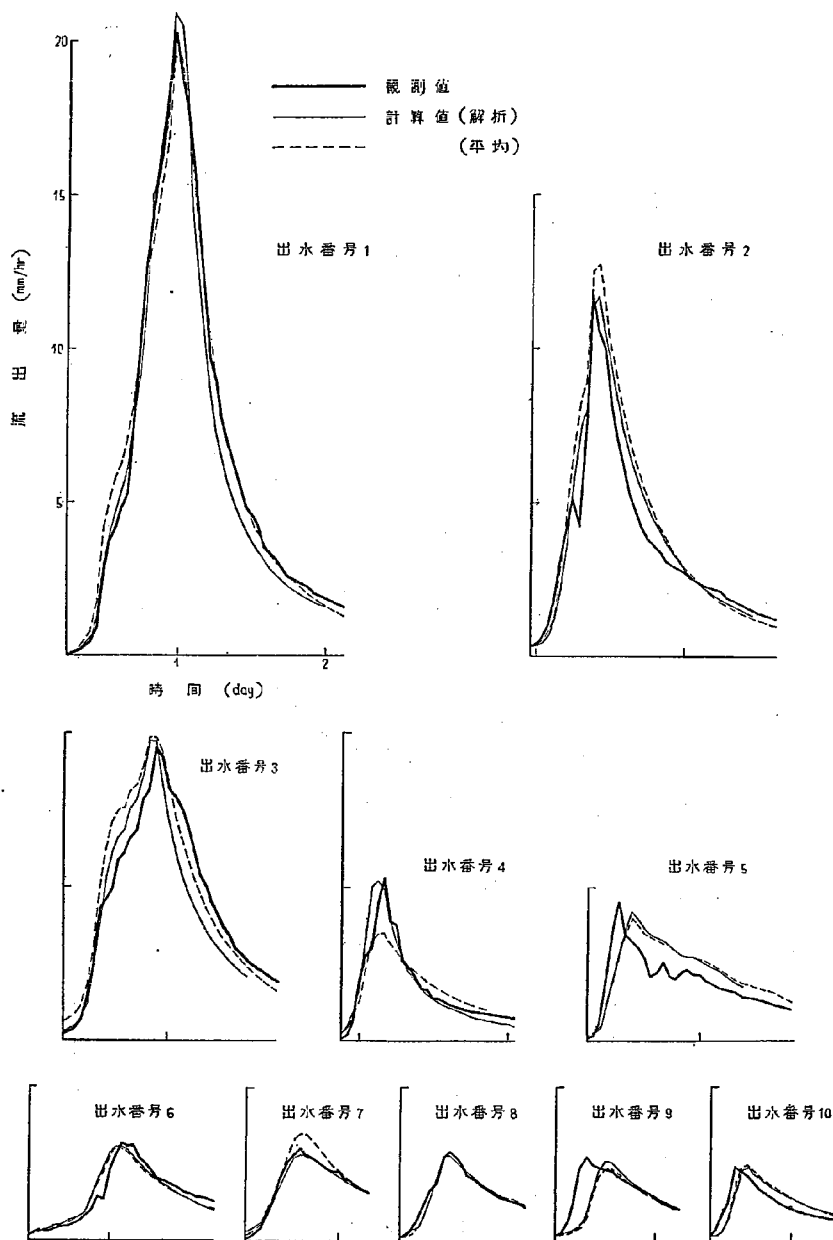


図-16 ユーラー図



図—12 ハイドログラフ比較解析と平均

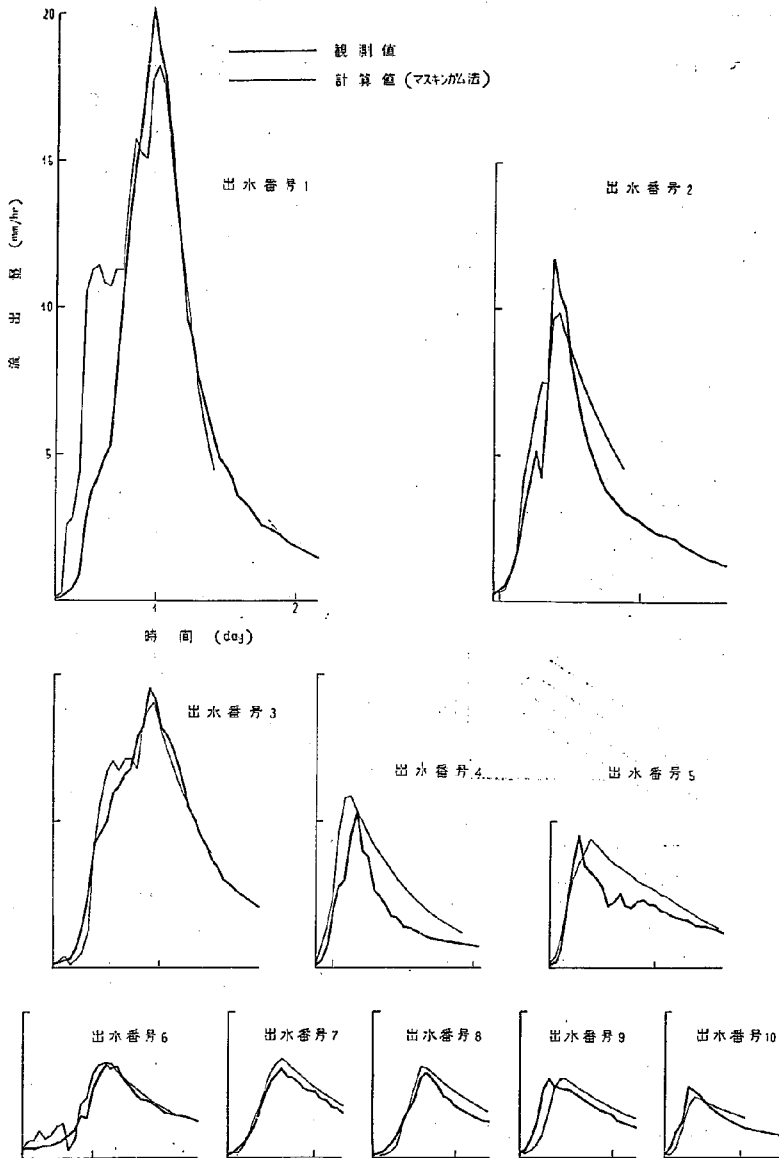


図-18 マスキンガム法、ハイドログラフ

表-13 マスキング法

K, x (解析)		
出水番号	K (hr)	x
1	6	0.2
2	15	0.05
3	14	0.15
4	13	0.15
5	17	0.05
6	17	0.15
7	18	0.07
8	18	0.08
9	17	0
10	21	0.01

表-14 マスキング法

K, x (整理)		
出水番号	K (hr)	x
1	5	0.25
2	15	0.15
3	15	0.15
4	15	0.15
5	20	0.15
6	20	0.15
7	20	0.10
8	20	0.10
9	20	0
10	20	0

表-15 マスキング法

法 K 図形より読取り

出水番号	K (hr)
1	10.1
2	12.7
3	15.1
4	11.7
5	27.9
6	14.9
7	15.5
8	15.4
9	9.5
10	15.1

(ii) コーラー法とマスキング法との関係

コーラー法は一般に

$$O_2 = f(I_1, O_1, I_2)$$

なる関係式を図式で解く方法である。この関係式が複雑ではよいではないので、簡単な場合の図形と函数形との関係を求めてみよう。

図-19 に示すような O_1, I_2 曲線群が特に平行等間隔直線で

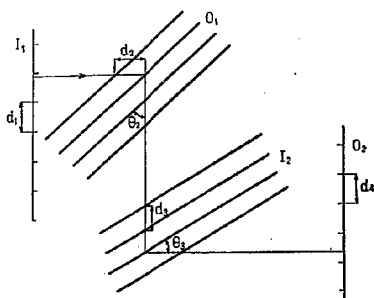


図-19 コーラー法

ある場合について考えてみよう。 I_1 の1単位を図上で d_1 なる長さにとると、 I_1 の原点からの図上の距離 l_1 は

$$l_1 = d_1 I_1$$

となる。同様にして O_1, I_2, O_2 について1単位を図上で d_2, d_3, d_4 なる長さにとると、図上での距離はそれぞれ

$$l_2 = d_2 O_1$$

$$l_3 = d_3 I_2$$

$$l_4 = d_4 O_2$$

となる。 O_1 の平行直線群が垂直線となす角を θ_2 、 I_2 の平行直線群が水平線となす角を θ_3 とする。明らかに I_3 の変化 dl_3 に対する l_4 の変化 dl_4 は等しいから、この際 l_1, l_2 を一定と考えると

$$\frac{\partial l_4}{\partial l_3} = 1 \quad \dots\dots\dots (4.5)$$

l_2 に対する l_1 の変化を考えると

$$dl_4 = dl_2 \tan \theta_3$$

この際 l_1, l_3 を一定と考えると

$$\frac{\partial l_4}{\partial l_2} = \tan \theta_3 \quad \dots\dots\dots (4.6)$$

l_1 に対する l_4 の変化を考えると

$$dl_4 = dl_1 \tan \theta_2 \tan \theta_3$$

このさい l_2, l_3 を一定と考えると

$$\frac{\partial l_4}{\partial l_1} = \tan \theta_2 \tan \theta_3 \quad \dots\dots\dots (4.7)$$

(4.5)(4.6)(4.7) より

$$l_4 = l_1 \tan \theta_2 \tan \theta_3 + l_2 \tan \theta_3 + l_3 + k$$

l を消去すると

$$O_2 = \frac{d_1}{d_4} \tan \theta_2 \tan \theta_3 I_1 + \frac{d_2}{d_4} \tan \theta_3 O_1 + \frac{d_3}{d_4} I_2 + \frac{k}{d_4}$$

上式をマスキング法における基本式

$$O_2 = C_1 I_1 + C_2 O_1 + C_0 I_2 \quad \dots\dots\dots (4.8)$$

ここに

$$C_1 = \frac{Kx + 0.5t}{K - Kx + 0.5t} \quad \dots\dots\dots (4.9)$$

$$C_2 = \frac{K - Kx - 0.5t}{K - Kx + 0.5t} \quad \dots\dots\dots (4.10)$$

$$C_0 = \frac{Kx - 0.5t}{K - Kx - 0.5t} \quad \dots\dots\dots (4.11)$$

t : 時間間隔

と比べると、両式は相似なことがわかる。したがって両者の対応する係数をあい等しいと置くと、

$$\begin{cases} C_1 = \frac{d_1}{d_4} \tan \theta_2 \tan \theta_3 \\ C_2 = \frac{d_2}{d_4} \tan \theta_3 \\ C_0 = \frac{d_3}{d_4} \\ o = \frac{k}{d_4} \end{cases}$$

いま

$$d_1 = d_2 = d_4 \quad \dots\dots\dots (4.12)$$

のように単位の長さをきめると、上の関係式はつぎのように書き改められる。

$$\begin{cases} \tan \theta_2 \tan \theta_3 = C_1 \\ \tan \theta_3 = C_2 \\ \frac{d_3}{d_4} = C_0 \end{cases}$$

コーラー図で O_1, I_2 が平行等間隔直線群で表わされているときに、それらの直線群の間隔 d_3, d_4 および方向 $\tan \theta_2 \tan \theta_3$ を読みとれば、 C_1, C_2, C_0 の値が求まり、マスキング法を計算によって求めていくことができる。すなわち、コーラー図の上で O_1, I_2 の曲線群に平行等間隔直線群なる仮定を設けて解くことはマスキング法で計算して解いているのと同じことをしているのである。そのときの条件は、それぞれ上式で与えられ

ていることになる。

逆にマスキング法で数値で与えられている場合に、これを数式によらず図式で解くにはどうすればよいかを考えてみよう。まず、 K , ϵ が与えられているわけであるが、(4.9)(4.10)(4.11)により C_1 , C_2 , C_0 は計算できる。しかるに、マスキング法の C と図形をきめる4要素 d_3 , d_1 , $\tan \theta_2$, $\tan \theta_3$ との間には

$$\begin{cases} \tan \theta_2 \tan \theta_3 = C_1 & \dots\dots\dots (4.13) \\ \tan \theta_3 & = C_2 & \dots\dots\dots (4.14) \\ \frac{d_3}{d_1} & = C_0 & \dots\dots\dots (4.15) \end{cases}$$

なる関係があり、これらの式の右边は与えられているのであるから、左辺はきまってくることになる。いま、 d_1 を任意の長さにとると、(4.15)より

$$d_3 = d_1 C_0$$

となり、 I_2 の平行等間隔直線群の等間隔がきまることになる。また I_2 の方向は (4.14)

$$\tan \theta_3 = C_2$$

よりきまってくる。これで I_2 の平行直線群の等間隔および方向がきまってきたことになり作図可能となる。

つぎに O_1 については、この平行等間隔直線群の等間隔 d_2 は (4.12) より d_1 に等しいからきまってくる。また O_1 の方向は (4.13)

$$\tan \theta_2 = \frac{C_1}{\tan \theta_3} = \frac{C_1}{C_2}$$

よりきまってくる。これで O_1 の平行直線群の等間隔お

よび方向がきまってきたことになり作図可能となる。

なお、原点の位置は I_1 軸で任意にきめると (4.8) よりあとの3軸上でもきまってくる。

(iv) コーラー図の函数形

与えられた実際の観測資料より作られた 図-16 のコーラー図では O_1 および I_2 群ともに平行等間隔直線群と見なすことは無理である。第1次近似としては図-20 (a) に示すように

$$\begin{cases} O_1 : \text{平行等間隔直線群} \\ I_2 : \text{放射線 (軸 } I_1, O_2 \text{ を切る長さが等間隔)} \end{cases}$$

と仮定する。この場合の函数形を計算より求めると

$$O_2 = a_1 I_1 I_2 + a_2 O_1 I_2 + a_3 I_1 + a_4 O_1 + a_5 I_2 + a_6$$

となり、2次式である。

さらに第2次近似として図-20(b) に示すように

$$\begin{cases} O_1 : \text{放射線 (軸 } I_1, O_2 \text{ に直角な軸を切る長さが等間隔)} \\ I_2 : \text{放射線 (軸 } I_1, O_2 \text{ を切る長さが等間隔)} \end{cases}$$

と仮定する。この場合の函数形を計算より求めると、

$$O_2 = b_1 I_1 O_1 I_2 + b_2 O_1 I_2 + b_3 O_1 I_2 + b_4 I_1 + b_5 I_2 + b_6$$

となり、3次式である。

かように2次式、3次式となると計算では手間がかかり、図式によらざるを得ない。

5. 計算例

本計算例に用いた資料は 10 出水のうち、出水番号2である。

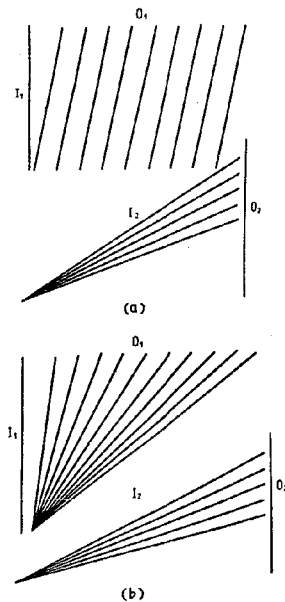


図-20 コーラー図

(1) 流域および雨量の要素は次のように与えられる。

- (a) 流域
- (b) 地帯代表雨量観測所の時雨量、一雨雨量
- (c) 地帯平均一雨雨量
- (d) 初期流量、順番号

(2) 与えられた関係式および値は次のとおりである。

- (a) coaxial relation 図
- (b) 地帯おくれ
- (c) O-T 曲線
- (d) 流出量の初期値 O_1

以上の条件の下で

(3) 雨量より有効雨量は coaxial relation 法により求め、有効雨量より流出量はウィルソン法により求めよ。

計算より求めたハイドログラフを観測値と図上で比較せよ。

解

- [1] 準備作業
- (i) 流域地帯分割

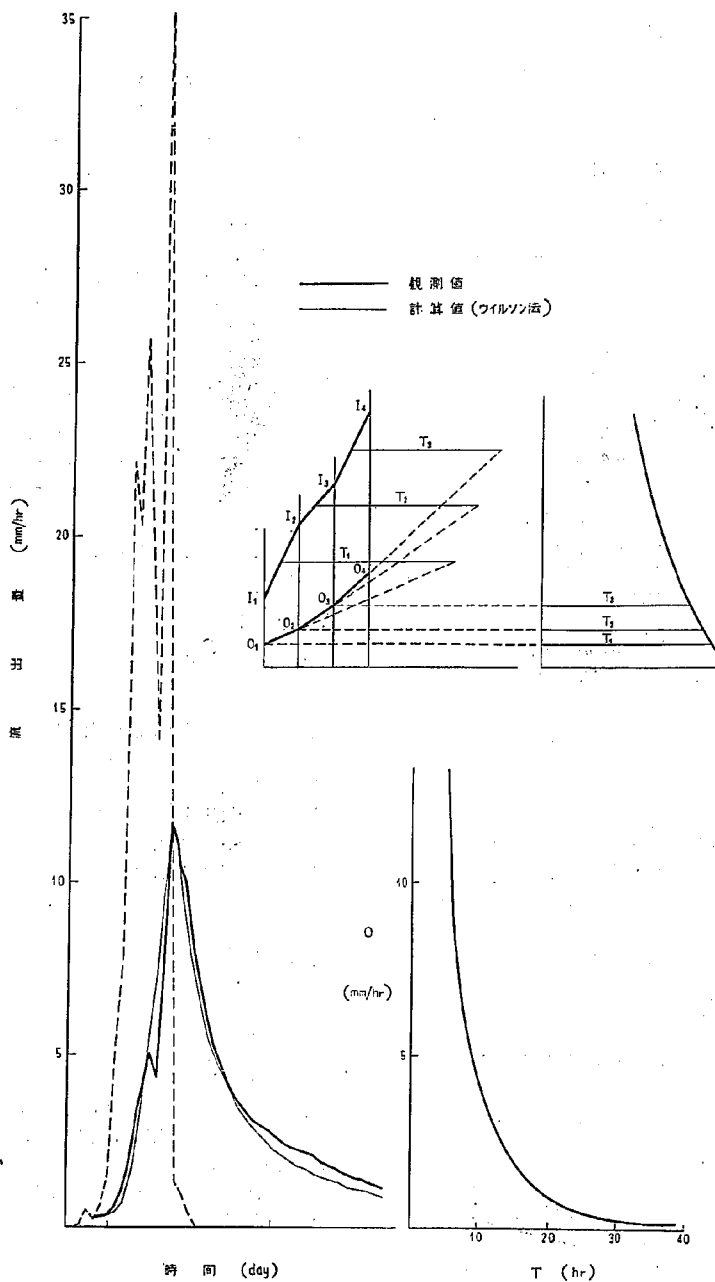


図-21 ウィルソン法, ハイドログラフ

- (a) 与えられた流域は図-2 に示すとおりである。
 (b) 地帯分割の単位を長さ 10.8km と仮定する。
 (c) 流域末端より 10.8km の等間隔で地帯を分割する。第 7 回目の地帯は面積が狭いので第 6 回目の地帯 (地帯番号 1) に合併する。(図-2)
 (d) 各地帯分割面積をプランメーターで測定し、その値を表示する。(表-1)

(ii) 雨量資料

- (a) 地帯代表雨量観測所時雨量 (表-16)
 (b) 地帯代表雨量観測所一雨雨量 (表-16 最下行)
 (c) 地帯平均一雨雨量 (表-3, 第 2 行)
 (d) 地帯平均一雨雨量と地帯代表一雨雨量との比
 各地帯につき (c) を (b) で割った値 (表-4, 第 2 行)
 (e) 地帯平均時雨量
 (a) 地帯代表雨量観測所時雨量 (表-16) に (d) を掛けたもの (表-17)

〔2〕雨量より有効雨量の計算

- (i) 地帯別に coaxial relation 図を用い時雨量より時有効雨量の計算

地帯別に 表-18 によって作業をする。本表は表-6 と似ているが、その第 7 列がここではふがれていない。

(a) 第 3 列

表-17 に示される流域平均時雨量を時間ごとに加えて累加値を作る。

(b) 第 4 列

第 1 列は時刻であるが、ここでは降雨が始まるからの継続時間を作る。

(c) 第 5 列

図-5 の coaxial relation 図を用いて累加時雨量より累加時有効雨量を求める。この際初期流量、週番号は全計算にわたって一定であるとし、表-5 第 2 行に示す値を用う。

(d) 第 6 列

累加時有効雨量の相隣る値の差を求めると、これは時有効雨量となる。

(e) 第 7 列

各地帯は流域全体に対してその面積分だけ受け持つから、第 6 列に表-1 に示される地帯面積 % をかけて地帯受持分を求める。

- (ii) 地帯別に得られた時有効雨量を流域全体に対して合成

(i)(e) で求められた地帯時有効雨量に表-9 第 1 行に示す地帯おくれを与えて流域全体に対して合成したものが表-19 である。

〔3〕有効雨量より流出量の計算

本計算は図式簡便法による。

- (a) 流域を代表する時有効雨量の値は 表-19 の最

表-16 地帯代表雨量観測所時雨量 (mm/hr)

地帯番号 日 時	1	2	3	4	5	6
4—15	0.1	0.1				
16	0.4	0.4	1.4	1.3		
17						
18					0.1	0.2
19					1.6	14.5
20	0.2	0.2	0.6	0.6	4.5	1.0
21	1.5	1.3	0.7	0.7	3.3	2.4
22	1.8	1.5	1.8	1.7	1.3	1.8
23	1.3	1.2	2.7	2.6	5.0	4.6
24	19.1	16.4	12.2	11.7	11.5	10.7
5—1	30.7	26.3	17.6	16.9	23.8	22.1
2	19.9	17.1	25.7	24.7	7.2	6.7
3	25.6	22.0	13.5	13.0	28.0	26.0
4	25.1	21.5	19.6	18.8	17.6	16.3
5	17.5	15.0	14.9	14.3	11.1	10.3
6	32.7	28.1	9.3	8.9	1.4	1.3
7	16.9	14.5	29.9	28.8	3.0	2.8
8	0.9	0.8	5.2	5.0	20.7	19.1
9	0.4	0.4	0.8	0.8	2.2	2.8
10	1.3	1.2	2.1	2.0	2.2	2.3
11	0.2	0.1	0.1	0.1	0.2	0.3
12	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
合 計	195.7	168.2	158.2	152.2	144.7	145.3

表-17 地帯平均時雨量 (mm/hr)

地帯番号 日 時	1	2	3	4	5	6
4—15	0.1	0.1				
16	0.5	0.5	2.0	1.7		
17					0.1	0.2
18					2.0	17.0
19					5.7	1.2
20	0.2	0.3	0.8	0.8	4.2	2.8
21	1.8	1.7	1.0	0.9	1.7	2.1
22	2.2	2.0	2.5	2.2	6.4	5.4
23	1.6	1.6	3.8	3.4	14.6	12.5
24	23.0	22.0	17.2	15.1	30.3	25.8
5—1	37.0	35.3	24.8	21.8	9.1	7.8
2	24.0	22.9	36.1	31.9	35.7	30.3
3	30.8	29.6	19.0	16.8	22.5	19.0
4	30.2	28.9	27.6	24.3	14.1	12.1
5	21.1	20.1	21.0	18.4	1.8	1.5
6	39.4	37.8	13.1	11.5	3.8	3.3
7	20.4	19.4	42.1	37.2	6.5	26.4
8	1.1	1.1	7.3	6.5	2.8	3.3
9	0.5	0.5	1.1	1.0	0.3	2.7
10	1.6	1.6	3.0	2.6	0.1	0.4
11	0.2	0.1	0.1	0.1		0.1
12	0.1	0.1	0.1	0.1		
合 計	235.8	225.6	222.6	196.3	184.3	169.6

表-18-(1) 地帯別時有効雨量計算

地帯番号 1.

時刻	時雨量 (mm/h)	累加時 雨量 (mm)	降雨 継続 時間 (hr)	累加時 有効雨 量 (mm)	時有効 雨量 (mm/hr)	時有効 雨量受 持分組 (mm/hr)
4—15	0.1	0.1	1			
16	0.5	0.6	2			
17			3			
18			4			
19			5			
20	0.2	0.8	6			
21	1.8	2.6	7			

22	2.2	4.8	8				
23	1.6	6.4	9	0			
24	23.0	29.4	10	9.5	9.5	2.7	
5—1	37.0	66.4	11	25.5	16.0	4.5	
2	24.0	90.4	12	46.5	21.0	5.9	
3	30.8	121.2	13	79.0	32.5	9.2	
4	30.2	151.4	14	109.0	30.0	8.5	
5	21.1	172.5	15	130.0	21.0	5.9	
6	39.4	211.9	16	169.5	39.5	11.2	
7	20.4	232.3	17	189.5	20.0	5.7	
8	1.1	233.4	18	190.5	1.0	0.3	
9	0.5	233.9	19	190.5	0	0	
10	1.6	235.5	20	191.5	1.0	0.3	
11	0.2	235.7	21	191.5	0		
12	0.1	235.8	22	191.5	0		

表-18-(2) 地帯別時有効雨量計算

地帯番号 2

時刻	時雨量 (mm/hr)	累加時 雨量 (mm)	降雨 継続 時間 (hr)	累加時 有効雨 量 (mm)	時有効 雨量 (mm/hr)	時有効 雨量受 持分組 (mm/hr)
4—15	0.1	0.1	1			
16	0.5	0.6	2			
17			3			
18			4			
19			5			
20	0.3	0.9	6			
21	1.7	2.6	7			
22	2.0	4.6	8			
23	1.6	6.2	9	0		
24	22.0	28.2	10	9.5	9.5	1.6
5—1	35.3	63.5	11	24.5	15.0	2.6
2	22.9	86.4	12	42.0	17.5	3.0
3	29.6	116.0	13	74.0	32.0	5.5
4	28.9	144.9	14	102.5	28.5	4.9
5	20.1	165.0	15	122.0	19.5	3.4
6	37.8	202.8	16	159.5	37.5	6.5
7	19.4	222.2	17	179.0	19.5	3.4
8	1.1	223.3	18	179.5	0.5	0.1
9	0.5	223.8	19	180.0	0.5	0.1
10	1.6	225.4	20	180.5	0.5	0.1
11	0.1	225.5	21	180.5	0	
12	0.1	225.6	22	180.5	0	

表-18-(3) 地帯別時有効雨量計算

地帯番号 3

時刻	時雨量 (mm/hr)	累加時 雨量 (mm)	降雨 継続 時間 (hr)	累加時 有効雨 量 (mm)	時有効 雨量 (mm/hr)	時有効 雨量受 持分組 (mm/hr)
4—15						
16	2.0	2.0	1			
17			2			
18			3			
19			4			
20	0.8	2.8	5			
21	1.0	3.8	6			
22	2.5	6.3	7	0		
23	3.8	10.1	8	1.0	1.0	0.2
24	17.2	27.3	9	9.0	8.0	1.2
5—1	24.8	52.1	10	18.5	9.5	1.4
2	36.1	88.2	11	44.0	25.5	3.9
3	19.0	107.2	12	65.5	21.5	3.3
4	27.6	134.8	13	92.5	27.0	4.1
5	21.0	155.8	14	113.5	21.0	3.2
6	13.1	168.9	15	127.0	13.5	2.1
7	42.1	211.0	16	168.0	41.0	6.2
8	7.3	218.3	17	175.0	7.0	1.1
9	1.1	219.4	18	176.0	1.0	0.2
10	3.0	222.4	19	179.0	3.0	0.5
11	0.1	222.5	20	179.0	0	
12	0.1	222.6	21	179.0	0	

表-18-(4) 地帯別時有効雨量計算

地帯番号 4

時刻	時雨量 (mm/hr)	累加時 雨量 (mm)	降雨 継続 時間 (hr)	累加時 有効雨 量 (mm)	時有効 雨量 (mm/hr)	時有効 雨量受 持分組 (mm/hr)
4—15						
16	1.7	1.7	1			
17			2			
18			3			
19			4			
20	0.8	2.5	5			
21	0.9	3.4	6			
22	2.2	5.6	7	0		
23	3.4	9.0	8	0.5	0.5	0.1
24	15.1	24.1	9	8.0	7.5	1.1
5—1	21.8	45.9	10	15.5	7.5	1.1
2	31.9	77.8	11	31.5	16.0	2.4
3	16.8	94.6	12	52.0	20.5	3.1
4	24.3	118.9	13	77.0	25.0	3.8
5	18.4	137.3	14	95.0	18.0	2.7
6	11.5	148.8	15	106.5	11.5	1.7
7	37.2	186.0	16	143.5	37.0	5.6
8	6.5	192.5	17	149.5	6.0	0.9
9	1.0	193.5	18	150.5	1.0	0.2
10	2.6	196.1	19	153.0	2.5	0.4
11	0.1	196.2	20	153.0	0	
12	0.1	196.3	21	153.0	0	

表-18-(5) 地帯別時有効雨量計算

地帯番号 5

時刻	時雨量 (mm/hr)	累加時 雨量 (mm)	降雨 継続 時間 (hr)	累加時 有効雨 量 (mm)	時有効 雨量 (mm/hr)	時有効 雨量受 持分組 (mm/hr)
4—15						
16						
17						
18	0.1	0.1	1			
19	2.0	2.1	2			
20	5.7	7.8	3	0		
21	4.2	12.0	4	2.5	2.5	0.3
22	1.7	13.7	5	3.5	1.0	0.1
23	6.4	20.1	6	6.5	3.0	0.4
24	14.6	34.7	7	12.0	5.5	0.7
5—1	30.3	65.0	8	25.5	13.5	1.7
2	9.1	74.1	9	30.0	4.5	0.6
3	35.7	109.8	10	68.5	38.5	4.9
4	22.5	132.3	11	90.5	22.0	2.8
5	14.1	146.4	12	105.0	14.5	1.8
6	1.8	148.2	13	106.0	1.0	0.1
7	3.8	152.0	14	110.0	4.0	0.5
8	26.4	178.4	15	135.5	25.5	3.2
9	2.8	181.2	16	138.5	3.0	0.4
10	2.8	184.0	17	141.0	2.5	0.3
11	0.3	184.3	18	141.0	0	
12						

表-18-(6) 地帯別時有効雨量計算

地帯番号 6

時刻	時雨量 (mm/hr)	累加時 雨量 (mm)	降雨 継続 時間 (hr)	累加時 有効雨 量 (mm)	時有効 雨量 (mm/hr)	時有効 雨量受 持分組 (mm/hr)
4—15						
16						
17						
18	0.2	0.2	1	0		
19	17.0	17.2	2	5.5	5.5	0.6
20	1.2	18.4	3	6.0	0.5	0.1
21	2.8	21.2	4	7.5	1.5	0.2

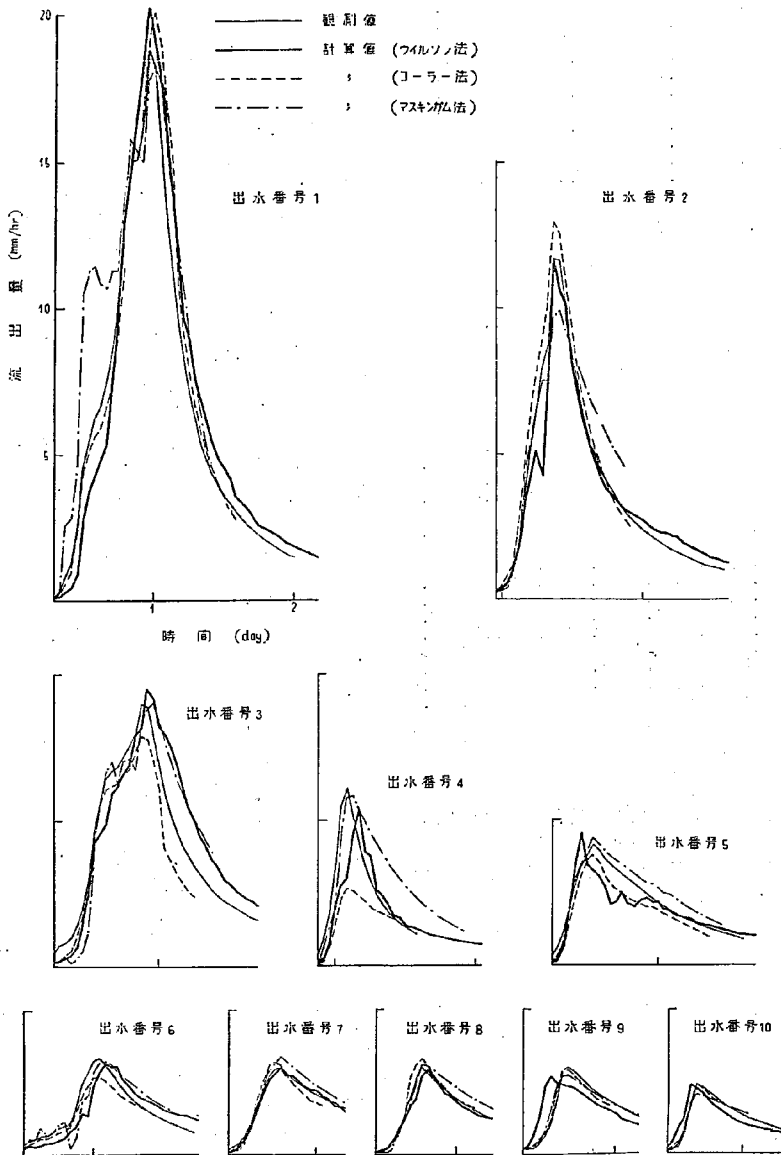


図-22 3方法の比較

22	2.1	23.3	5	8.0	0.5	0.1
23	5.4	28.7	6	10.0	2.0	0.2
24	12.5	41.2	7	14.5	4.5	0.5
5-1	25.8	67.0	8	26.5	12.0	1.4
2	7.8	74.8	9	30.5	4.0	0.5
3	30.3	105.1	10	64.0	33.5	3.9
4	19.0	124.1	11	83.0	19.0	2.2
5	12.1	136.2	12	94.5	11.5	1.3
6	1.5	137.7	13	95.5	1.0	0.1
7	3.3	141.0	14	99.0	3.5	0.4
8	22.1	163.1	15	120.5	21.5	2.5
9	3.3	166.4	16	123.5	3.0	0.3
10	2.7	169.1	17	125.0	1.5	0.2
11	0.4	169.5	18	125.0	0	
12	0.1	169.6	19	125.0	0	

表-19 地帯時有効雨量の合成 (mm/hr)

地帯 番号	1	2	3	4	5	6	計
日時	2	2	1	1	0	0	
4-15							
16							
17							
18							
19							
20						0.6	0.6
21					0.3	0.1	0.1
22					0.1	0.2	0.5
23					0.4	0.1	0.2
24			0.2	0.1	0.7	0.2	0.6
5-1			1.2	1.1	1.7	0.5	1.5
2	2.7	1.6	1.4	1.1	0.6	1.4	5.4
3	4.5	2.6	3.9	2.4	4.9	0.5	7.9
4	5.9	3.0	3.3	3.1	2.8	3.9	22.2
5	9.2	5.5	4.1	3.8	1.8	2.2	20.3
6	8.5	4.9	3.2	2.7	1.8	1.3	25.7
7	5.9	3.4	2.1	1.7	0.1	0.1	19.5
8	11.2	6.5	6.2	5.6	0.5	0.4	14.0
9	5.7	3.4	1.1	0.9	3.2	2.5	35.2
10	0.3	0.1	0.2	0.2	0.4	0.3	11.8
11	0	0.1	0.5	0.4	0.3	0.2	1.3
12	0.3	0.1					1.0
合 計							168.2

右列で示される。

- (b) O-T曲線は図-11で示される値を用う。
- (c) 図-21に示すように、時有効雨量のハイドログラフは左側、O-T曲線は右側に配置する。
- (d) 流出量の初期値 O_1 に対する T_1 の値をO-T曲線より読みとる。
- (e) H_1 の中点より右側に水平線を引き、この上に T_1 の長さをとる。
- (f) O_1 とこの T_1 のせん端とを結び、この直線が時間軸 2 と交わる点を求めこれを O_2 とする。
- (g) 以下同様な作業を繰り返すと、 $O_3, O_4, \dots$ なる流出量ハイドログラフが得られる。
- (h) 比較のため観測ハイドログラフを記入する。

6. 結 語

[1] おく れ

雨量から流出量の計算にあたり、全体のおくれについては有効雨量に与えるものと、それ以後の計算で加味するものとの2つの部分に分けて考えた。最も適合した計

算ハイドログラフを見出すためにこの2つのうちどちらにしろをよせるかというのに、たとえばウィルソン法では、

- (a) 地帯分割のおくれを幾種類も考え、O-T曲線は1種類とする。
- (b) 地帯分割のおくれは1種類とし、O-T曲線はいく種類も考える。

という場合が考えられる。ここでは(a)の立場をとり、分割地帯のおくれとしては2種類を採用した。

[2] coaxial relation 法と ϕ 法との比較

雨量より有効雨量を求めるのに coaxial relation 法では図から時有効雨量を1つ1つ計算するのに非常に手間がかかる。 ϕ 法でもこの図の助けを借りねばならないが、1度だけであるから前者に比べれば、ずっと手間がはぶける。これらの2つの方法より得られた時有効雨量を用いて流出量を計算したのが 図-13 であって、結果的にはたいした違いはない。それなら手間のかからない ϕ 法で十分目的を達すと考えてよからう。

[3] ウィルソン法、コーラー法、マスキングム法
など3方法の最終結果の比較

有効雨量より流出量を求める3計算方法の最終結果を各出水について比較したのが図-22である。3者ともたいたの優劣はないが、マスキングム法ではいくつが無理なところも見られる。

[4] 3方法の特性

3方法ではつぎの要素にもとづいて流出計算を行なっている。

方 法	要 素
ウィルソン法	O-T曲線
コーラー法	コーラー図
マスキングム法	K, α

既往の出水資料を解析することによってこれら要素を求めたが、これはあくまで神流川流域に対して得られたものであって、どこの河川でもそのまま、あてはまるといものではない。この解析法を他の河川にも適用することにより、これらの要素を数多く求め、これを体系だてて仕事を今後続けたいと考えている。

附 記

本文は筆者が 1955 年アメリカ・スタンフォード大学においてリンズレー教授の下で研究したものに、帰国後手を加えたものである。数カ月にわたり懇切に指導してくださった教授の御厚情は筆者の終生忘れ得ぬところである。また観測および計算には水文研究室全員の協力を得た。ともに深じんな謝意を表わすものである。

γ -線透過方法によるコンクリートの材料

分離現象の測定(第1報)

有泉 昌*・近藤 紀**・森 芳徳***

(昭和34年7月)

Measurements on the Segregation of Concrete by Means of γ -ray Penetration (July 1959)

A. Arizumi, O. Kondou and Y. Mori

Synopsis :

Concrete is a mixture composed of materials which differ in their densities

After concrete is placed, its rheological properties change continuously until it hardens. In fresh concrete, heavy materials tend to go to the bottom, and light materials tend to rise to the surface. Thus segregation of concrete is resulted and the homogeneity of concrete is lost.

We carried out the measurements of the density distribution caused by the segregation of concrete along the direction of placing and also the experiments on the non-destructive measurement of one side of segregating phenomena.

Preliminarily with the concrete containing magnetite and barite as high-density aggregates, the authors carried out the experiment of narrow-beam penetration test of γ -rays, and discussed on the results of the γ -rays penetration test comparing with the data of actually measured densities and of chemical analysis of the sliced specimens.

As we found the γ -ray penetration method is effective, we applied this method to the ordinary concrete to study the degree of segregation. Ordinary concrete was placed changing some factors such as unit cement content, slump, sand percentage, air content, type of cement and time of vibration.

Here the authors report the results on the concrete with heavy aggregates as the first report of this experiment. The second one which deals with the results of ordinary concrete shall be published the other day.

Some results obtained from the experiment of heavy concrete are as follows :

(1) Measurement must be done at as many points as possible on the line vertical to the direction of placing, and the larger the area of the flux of γ -rays, the smaller the deviation of the measured counts becomes.

(2) Distribution of intensities of γ -rays agreed with that of actually measured densities.

(3) Densities of the concrete calculated from cpm and μ_m (calculated from complete chemical analysis of the concrete specimens) agreed with the actually measured densities.

(4) The γ -ray penetration method enables the non-destructive study on the segregation of concrete using cpm as an index.

要 旨

コンクリートは密度の相違した材料の混合物であって、打設後時間の経過とともに流動学的性質が変化し、ついに硬化するにいたる。まだ固まらないコンクリートでは重い材料は沈降するし、軽い材料は浮上しようとする。このために材料の分離が起こり、コンクリートの均一性は失われてくる。

われわれは γ -線透過法によって材料分離にともなう打設方向での密度の分布を測定し、材料分離の一面を無破壊的に測定する方法について実験した。はじめにマグネタイト、パライトなどの重骨材を使用するコンクリートについて、 γ -線の narrow beam による透過方法を実験し、同時にコンクリートの切断試料についての密度の測定および化学分析を併用して、 γ -線透過方法の特性を検討した。つぎに普通コンクリートについて単位セメント量、スランプ、粗細骨材比、空気量、セメント種類などを変えて、振動締め固めによる計数値分布を測定した。ここではその第1報として重骨材を使用したコンクリートについて得られた結果を報告し、普通コンクリートの実験結果は第2報として後日報告する予定である。

重コンクリートについて得られた結果の一部は次のとおりである。

(1) コンクリートの打設方向に直角な線上での密度の測定はなるべく多くの点で実施させるべきであり、 γ -線の線束面積の大きい方が測定値の変動は小さい。

* 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) r -線透過法でえられた計数値と実測強度の分布はよく一致している。
 (3) コンクリートの化学分析値より μ_m を求め、計数値と μ_m より算出した強度は実測強度とよく一致する。
 (4) r -線透過法はコンクリートの材料分離現象を無破壊的に計数値を指標として研究することを可能にする。

目 次

1. ま え が き	(2)	7. 実測密度と計数値との関係	(7)
2. 供試体の製作	(2)	8. 化学分析値と密度, μ_m などの相互関係	(8)
3. 予 備 実 験	(2)	9. セメントペーストと骨材との分離	(9)
[1] r -線 源	(2)	10. 骨材の密度の差にもとづく分離	(9)
[2] r -線束の大きさ	(3)	11. スランプと振動が材料分離に及ぼす影響	(9)
4. 測 定	(3)	12. 空気連行剤の混入が材料分離に及ぼす影響	(10)
[1] 実験装置	(3)	13. 分離度と数的表現について	(12)
[2] 測定位置	(4)	14. ま す び	(12)
5. 測定位置による計数値の偏倚	(4)		
6. r -線のエネルギーと計数値との関係	(4)		

1. ま え が き

コンクリートの打設後固化するまでの期間に起こる材料分離現象を Co^{60} , Tm^{170} から放射される r -線を使って調べた。

コンクリートの材料分離、沈下現象については吉田徳次郎氏、吉田弥七氏らの研究が有名であり、最近でも中条金兵衛氏の報告がある。これらの研究ではコンクリートの洗分析、切断コンクリート試料についての強度試験などの方法が用いられている。ここでは材料分離の結果コンクリート供試体に生ずる密度の不均一性を定性的ならびに定量的に r -線の透過試験によつてとらえ、また供試体の部分的な密度を実測してこれと比較し、 r -線透過法をコンクリートの材料分離現象の調査に応用した場合の測定上の問題点について検討したものである。この研究の一部として実施した重コンクリートの材料分離では測定終了後供試体の断片を化学分析し、測定値と化学分析値との両者から材料分離現象の実際をとらえ、 r -線透過法による結果と比較して、 r -線透過法のコンクリート無破壊試験法としての意義を検討した。この結果 r -線透過法の価値を十分認めることができたので、普通コンクリートの材料分離現象については、打設条件、配合比などをいろいろ変えた場合の供試体を製作し、 r -線透過法で得られたカウント数の打設方向での変化で材料分離の程度を表わし、打設条件、配合比などと材料分離との関係について調べたが、その結果は第2報で報告することとし、以下それにさきだつて行なった重コンクリートについての実験の経過および結果を述べる。

2. 供試体の製作

コンクリート供試体はすべて手練りで所要量だけ秤量した材料を練りあげ、スランプを測定した後 $15 \times 15 \times 75$ cm の鉄製型わくを立てて流し込み、振動を与えない

ものについては打設を3回にわけ、おのおの径3 cm の鉄製つき棒で20回つき固めてコンクリートに空けきなどが生じないようにした。バイブレーターは径38 mm, 振巾32 mm, 振動数8,000回毎分のものを使用し、使用にさいしては振動が打設コンクリートの全体に平均していきわたるようにコンクリート中で規則的に上下させた。

以上のようにして打設し、48時間経過後脱型し2週間の水中養生を行なったのち、測定途中での水分逸散による影響を防止するためにラテックスの薄膜を表面に形成させて測定に供した。供試体の製作に使用した材料は次のようなものである。

セメント	小野田ポルトランド	比重	3.14
砂 利	粒 径 5~20 mm	比重	2.60
川 砂	粒 径 5 mm以下	比重	2.62
バライトれき	粒 径 5~20 mm	比重	4.5
バライト砂	粒 径 5 mm以下	比重	4.5
マグネタイトれき	粒 径 5~20 mm	比重	5.2
マグネタイト砂	粒 径 5 mm以下	比重	5.2
A E 剤	ポゾリスおよびダレックス		

3. 予 備 実 験

r -線透過法によってえられるカウント数の分布が、はたしてその供試体における密度分布を示すものであるか否かは、測定法の良し悪しにかかっており、使用するRIの種類、 r -線束の大きさおよび強度、測定位置の選択などはとくに重要な点であると考えられる。

[1] r -線 源

r -線源として一般的に用いられているものには、 Co^{60} , Cs^{137} , Ir^{192} , Tm^{170} などがあるが、半減期、 r -線のエネルギー、透過力、などの点からこの場合最も適していると思われる Co^{60} を使用し、透過後の r -線強度が10,000 cpm 前後になるようにした。

〔2〕 γ線束の大きさ

γ線透過法をコンクリートのように不均一組成物体の密度分布を調べる手段として応用する場合には、γ線の線束の大きさは測定値の信頼度を左右する要素となるものであって、検体の大きさおよび構成材料の性質を十分考慮し、最も適した線束を選ぶことが必要である。以上の理由からγ線束をしぼるために用いる鉛製コリメーターの口径を決定するため、以下に述べるような実験を行った。

すなわち、普通モルタルおよび重コンクリート供試体について図-1に示してあるように、各測定線別に測定を行ない、各線ごとのコリメーター径を変えた場合の測定値のパラッキを標準偏差 σ として求める。コリメーター

一径が違うために起こるγ線束強度変化の影響を消去するために、標準偏差 σ を測定線別の測定値の総加平均値 $\bar{x}$ で除して変動係数 $\sigma/\bar{x}$ を算出した。コリメーターの径別、測定線別の変動係数を比較した結果を表-1に示す。

ここで、 σ および $\sigma/\bar{x}$ の値は各測定点において透過γ線束内に占めるコンクリートの部分的密度に対応する測定値 x_i が、総平均密度に対応している総加平均計数率 $\bar{x}$ に対して、どのようなバラツキをもっているかを示すもので、同一供試体にあつてはそれらの数値が小さいほど全体的な実際の密度分布に近い値を示すものと云える。

しかし本実験においては、測定器のシンチレーションプローブに装着されているシンチレーターの直径が1"であるため、使用できるγ線束の大きさは制限されてしまい、10 mm以上のコリメーターの使用はあまり効果がないことがわかった。

4. 測定

〔1〕 実験装置

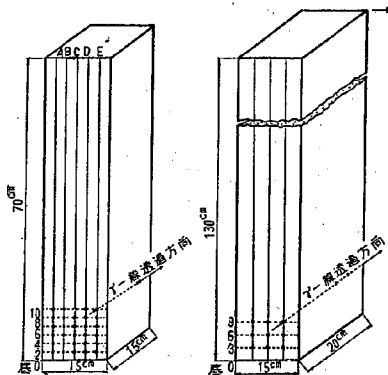


図-1 コンクリート供試体の測定点配置
(実線と点線との交点が測定点)

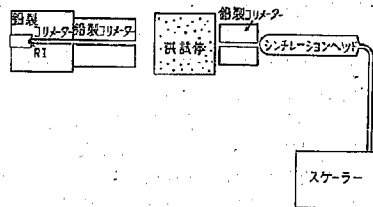


図-2 γ線透過試験装置図

表-1 標準偏差と変動係数
普通モルタルについての計算値
(プローブ側のコリメーターはすべて径20 mm長さ10 cmを使用)

測線	コリメーター径5 mm			10 mm			20 mm		
	σ	$\bar{x}$	$\sigma/\bar{x}$	σ	$\bar{x}$	$\sigma/\bar{x}$	σ	$\bar{x}$	$\sigma/\bar{x}$
A	131	8694	1.51×10^{-2}	348	24164	1.44×10^{-2}	325	32768	0.99×10^{-2}
B	145	8661	1.67	241	24311	0.99	361	32208	1.12
C	131	8640	1.52	232	23412	0.99	312	32481	0.96
D	112	8680	1.29	284	23956	1.19	308	32521	0.95
E	174	8750	1.99	233	24160	0.96	387	32940	1.17
$\sigma/\bar{x}$ の平均値	1.60×10^{-2}			$\sigma/\bar{x}$ の平均値	1.11×10^{-2}		$\sigma/\bar{x}$ の平均値	1.04×10^{-2}	

重コンクリートについての計算値

測線	5 mm			10 mm			20 mm		
	σ	$\bar{x}$	$\sigma/\bar{x}$	σ	$\bar{x}$	$\sigma/\bar{x}$	σ	$\bar{x}$	$\sigma/\bar{x}$
A	191	4701	4.06×10^{-2}	459	13765	3.59×10^{-2}	529	20134	2.63×10^{-2}
B	222	4757	4.66	587	14520	4.04	647	19745	3.28
C	182	4822	3.77	520	13619	3.82	787	19622	4.02
D	167	4693	3.56	595	14338	4.15	730	19586	3.72
E	188	4718	3.98	316	13916	2.29	592	20185	2.93
$\sigma/\bar{x}$ の平均値	4.01×10^{-2}			$\sigma/\bar{x}$ の平均値	3.57×10^{-2}		$\sigma/\bar{x}$ の平均値	3.32×10^{-2}	

γ線の透過試験は図-2に示すような narrow beam の実験装置を用いて行なった。線源としては Co^{60} 5 mc を使用し、コリメーターは鉛製で内径10 mm、外径10 cm、長さ30 cm のものを線源側に、内径20 mm、外径10 cm、長さ10 cm のものをプローブ側に置いた。供試体とコリメーターとの間隔は両側にそれぞれ5 cm づつとした。この幾何学的配置ではγ線の本影はシンチレーションプローブの位置でシンチレーターとちょうど同じ大きさになり、またプローブ側でもコリメーターで線束をしぼるのでコンプトン散乱γ線の入射をほとんど防止できる。この実験装置を使って予備的に鉄、鉛、アルミニウムなどの吸収板を用いて行なった実験結果では narrow beam に関するγ線の減衰法則が正

確に適用できることが認められた。

〔2〕測定位置

測定位置は図-1に示すように、供試体の縦軸に平行に等間隔で5本の線を引き、この線上にそって底面から2 cm 間隔に点をとった。測定時間は3分間とり、底面から同じ高さの5本の線上の測定位置における測定値の平均値をおのおのとしていき、バックグラウンドを差引き測定結果とした。

5. 測定位置による計数値の偏倚

供試体は大局的に見て底部と上部との間に材料分離による密度の連続的な変化が認められるのであるが、これを局部的に見るとコンクリート骨材の集合、空洞の存在などの原因で、その密度にある程度のバラツキが認められる。それで、あるコンクリート供試体の打設方向に沿って直線をとって、この線に沿って γ -線透過法で密度分布を測定しても、これは必ずしもコンクリート供試体の密度分布を表示するものではなく、厳密に言えばその線上における密度分布を示すにすぎない。

図-3に供試体の打設方向にそった5本の測定線間の計数値の偏倚状態を代表的なものについて示すが、この平均偏倚度は $\pm 4.2\%$ であった。図-3でもそうであるが、一般に密度が急激に変化する部分での計数値の偏倚は大きい。このことは密度が大きいか、あるいは小さい部分では比較的均質な組成をもってをり、その中間の部分では密度が小さい部分の中に密度の大きい材料が分散している状態にあり、かつその粒径が透過 γ -線の線束の大きさに比べて大であるため、測定位置のわずかのずれによっても計数値が大きく変化するものと考えられる。以後あげる計数値はすべてこれら5本の測定線上で測定した計数値の平均である。

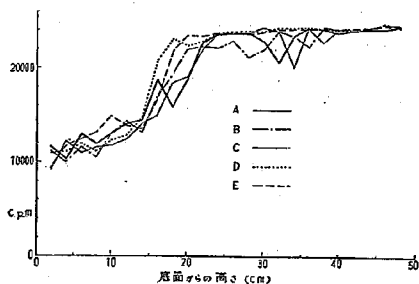


図-3 測定位置によるカウント数の偏倚

6. γ -線のエネルギーと計数値との関係

γ -線の narrow beam については、その物質中通過による減衰に次の公式が適用される。

$$I = I_0 e^{-\mu_m x}$$

I_0 : 通過前の γ -線強度

I : 通過後の γ -線強度

μ_m : 物質の γ -線に対する質量吸収係数 (cm^2/g)

x : 透過厚さ (g/cm^2)

ここで、 μ_m は γ -線のエネルギーが一定であれば、通過物質の構成原子比によって定まる常数であるが、構成原子比による μ_m の変動量は通常使用されているRIから放射される γ -線のエネルギー範囲ではさほど大きくなく、条件によってはほとんど無視できるくらいであるから、 μ_m は主として γ -線のエネルギーの関数であるとみておさしつかえない。

いま、コンクリートの透過厚を20 cmとし、 μ_m , I_0 を一定、 ρ をコンクリートの密度とすれば、透過後の γ -線強度 I は

$$x = 20 \rho \quad (\text{g}/\text{cm}^2)$$

$$I = I_0 e^{-20 \rho \mu_m}$$

となる。

μ_m として普通コンクリートに対する値0.0572 (Co^{60} の1.33, 1.17 MeVの γ -線の平均エネルギーに対するもの), 0.0771 (Cs^{137} の0.661 MeV) 0.106 (Ir^{192} の平均0.31 MeV) 0.187 (Tm^{170} の0.084 MeV)をそれぞれとり、コンクリートの密度が2.3から2.2に減少した場合の I/I_0 の変化を調べて見ると Co^{60} については

$$I = I_0 e^{-1.144 \rho}$$

となり、これから

$$I/I_0 = e^{-1.144 \rho}$$

$$\frac{(I/I_0)_{2.2}}{(I/I_0)_{2.3}} = \frac{e^{-1.144 \times 2.2}}{e^{-1.144 \times 2.3}} = e^{0.1144} = 1.12$$

同じく Cs^{137} については1.17, Ir^{192} については1.24,

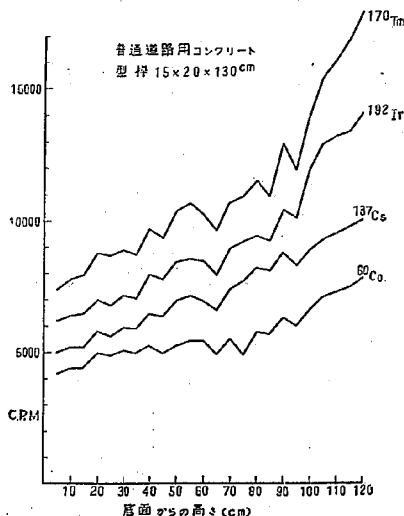


図-4 γ -線のエネルギーと計数値との関係

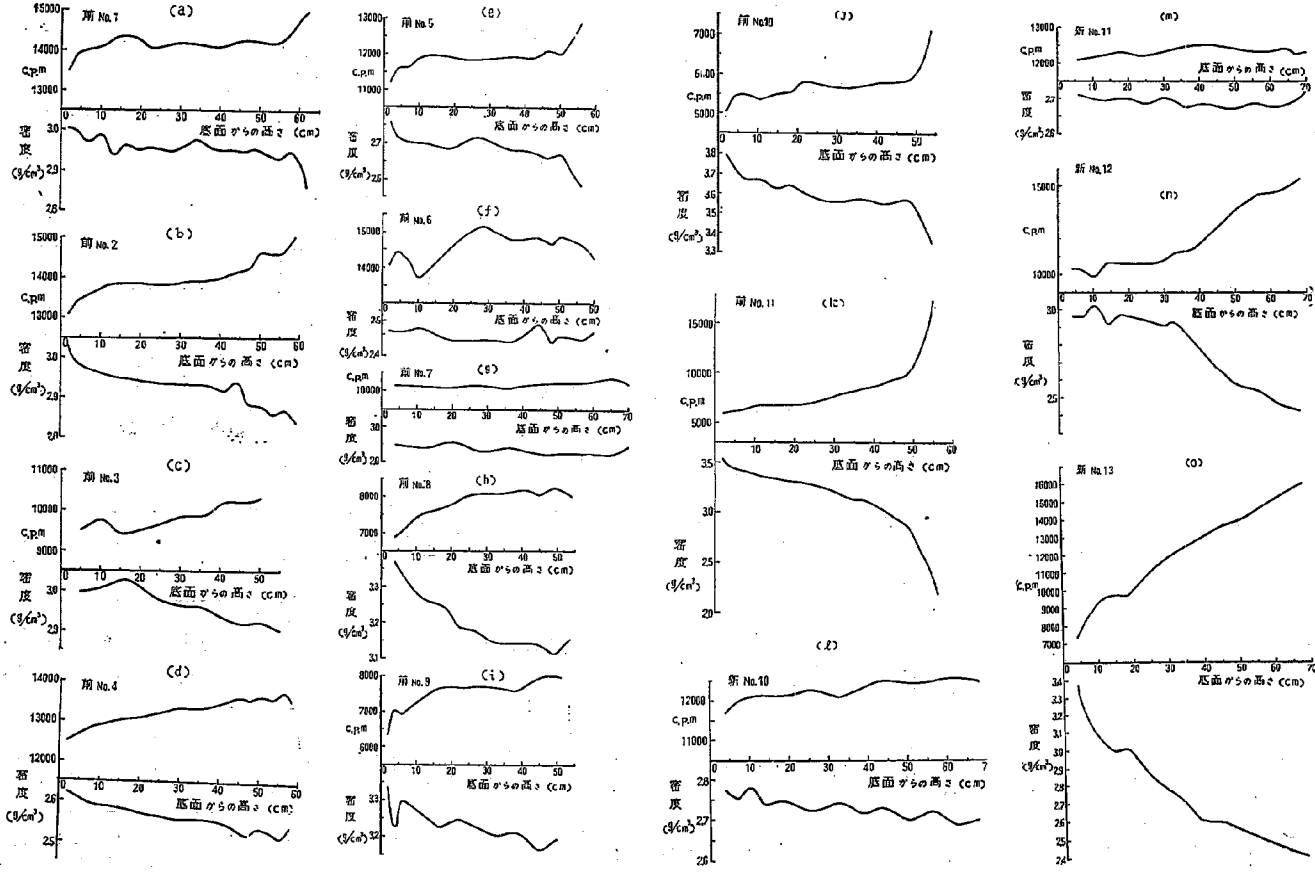


図-5 コンクリートの実測密度と計測値

(5)

表-2 実測密度と c. p. m との関係

 $I_0=126,500 \text{ c. p. m}$

供試体 A

No.	底からの距離 (cm)	重 量 (g)	体 (c. c) 積	ρ	c. p. m	ρ_c (計算値)	$\frac{\rho-\rho_c}{\rho} \times 100$
1	3~9	3921	1306.9	3.000	9566	3.009	0.3
2	9~11	1115	370.8	3.007	9771	2.985	0.73
3	11~15	2450	812.1	3.016	9573	3.009	0.23
4	15~17	1029	339.7	3.029	9455	3.024	0.15
5	17~31	9185	3080.8	2.981	9641	3.001	0.67
6	31~33	1307	441.1	2.963	9863	2.974	0.37
7	33~39	3649	1231.9	2.962	9859	2.974	0.41
8	39~41	1186	403.8	2.937	10160	2.939	0.07
9	41~49	4792	1641.6	2.919	10226	2.931	0.41
10	49~51	1196	409.1	2.923	10317	2.923	0.00
11	51~59	4752	1636.4	2.904	10562	2.896	0.28

供試体 B

 $I_0=126,900 \text{ c. p. m}$

No.	底からの距離 (cm)	重 量 (g)	体 (c. c) 積	ρ	c. p. m	ρ_c (計算値)	$\frac{\rho-\rho_c}{\rho} \times 100$
2	3~5	1332	395.5	3.368	7550	3.290	2.3
3	5~9	2589	815.7	3.174	8546	3.146	0.88
4	9~11	1112	362.5	3.067	9251	3.052	0.49
5	11~17	3850	1281.5	3.004	9713	2.995	0.30
6	17~19	1089	361.4	3.013	9689	2.998	0.50
7	19~31	7342	2583.2	2.842	11100	2.840	0.07
8	31~33	1141	417.1	2.735	12120	2.738	0.11
9	33~43	5701	2183.2	2.611	12807	2.674	2.40
10	43~45	1175	451.4	2.603	13546	2.608	0.19
11	45~55	5270	2063.6	2.554	13891	2.578	0.96
12	55~57	965	386.4	2.497	14518	2.528	1.2
13	57~67	5131	2091.2	2.453	15149	2.478	1.0
14	67~69	945	392.4	2.408	15940	2.418	0.41

供試体 C

 $I_0=119,400 \text{ c. p. m}$

No.	底からの距離 (cm)	重 量 (g)	体 (c. c) 積	ρ	c. p. m	ρ_c (計算値)	$\frac{\rho-\rho_c}{\rho} \times 100$
1	1~3	1119	405.7	2.755	11230	2.756	0.00
2	3~5	940	346.0	2.715	11583	2.719	0.11
3	5~9	2217	820.2	2.703	11628	2.717	0.52
4	9~11	950	351.5	2.702	11887	2.690	0.44
5	11~25	8499	3163.4	2.686	11930	2.684	0.09
6	25~27	926	340.7	2.717	11841	2.695	0.81
7	27~41	8243	306.5	2.689	11922	2.686	0.11
8	41~43	1046	390.7	2.677	11908	2.686	0.34
9	43~49	3330	1250.9	2.662	12107	2.668	0.23
10	49~51	917	343.0	2.673	12034	2.675	0.08
11	51~55	2198	835.9	2.629	12393	2.641	0.46
12	55~57	866	335.1	2.584	12857	2.596	0.47

表-3 実測密度と μ_m

No.	試料の 採取位置	試 料	110°Cでの 乾燥減量	1) 強熱減量	分析結果より求めた配合比				セメント ノ 水
					水	重晶石	セメント	合計	
1	1~3	1360.4	1.80	2.94	4.68	85.5	9.34	99.52	1.996
2	3~5	1240.0	3.08	3.25	6.16	82.9	10.68	99.64	1.717
3	5~7	1108.5	3.48	3.56	6.86	80.3	12.13	99.29	1.768
4	7~9	1052.3	3.30	3.81	7.06	80.8	12.06	99.92	1.708
5	9~11	1188.1	4.38	4.32	8.37	76.6	15.20	99.57	1.816
6	11~13	1106.3	3.78	4.66	8.17	75.2	16.21	99.68	1.984
7	13~15	1101.6	3.96	5.59	9.20	71.5	19.15	99.85	2.081
8	15~17	886.8	6.61	6.96	12.83	62.8	23.49	99.12	1.830
9	17~19	1021.4	7.44	7.49	14.00	57.7	27.59	99.29	1.970
10	19~21	992.6	6.82	8.98	14.90	52.5	31.86	99.26	2.138
11	21~23	736.2	8.16	9.90	16.90	46.3	35.65	99.86	2.109
15	29~31	729.6	9.22	9.99	17.70	46.7	35.03	99.43	1.979
18	35~37	749.9	9.54	9.73	17.75	47.2	34.10	99.05	1.921

1) 110°C 乾燥重量に対するパーセンテージ

2) μ_m としてコンクリートに対する値 $\mu_m=0.0572$ を使った。

Tm¹⁷⁰ については 1.45 の値をうる。このように、r線のエネルギーが小さいほど、密度の変化の割合に対して計数値の変化が大きく、コンクリート供試体密度測定の精度があがるわけである。この間の関係を普通コンクリートと比較的分離をおこなっている供試体について (この供試体の上部と下部の密度差は 0.39 である) 種々のエネルギーの r線を透過させて試験した結果を図-4 に示す。この図でもわかるように r線エネルギーが小さくなるほど、すなわち Co⁶⁰, Cs¹³⁷, Ir¹⁹², Tm¹⁷⁰ の順に計数値変化の割合が大きくなっていることがわかる。しかし Tm¹⁷⁰ が密度に対する分解能にすぐれているかといっても、上下の密度差が 1.0 以上に及ぶ分離のはなはだしい重コンクリート供試体にあつては、上下の計数値の比は 30:1 以上となり、バックグラウンドとの関係もあつて、測定値に対する誤差が大きくなっている危険がある。

こういう理由で重コンクリートについては Co⁶⁰ の r線程度のエネルギーでも十分目的を達しうるから、重コンクリートの透過試験には Co⁶⁰ を使い、分離の程度が小さい普通コンクリートには分解能の大きい Tm¹⁷⁰ を使った。

7. 実測密度と計数値との関係

重コンクリートは重骨材としてマグネタイト、パラライト、またはこの両者の混合物を使用し打設した。この供試体は測定終了後コンクリートカッターで測定点間の中央で切断し、通常の固体の比重測定法によって密度を測定した。その結果は図-5 に示すとおり、密度の変化は計数値の変化とよく一致しており、本法がコンクリートの材料分離現象の調査法としてきわめてすぐれていることを立証している。また表-2 に重骨材としてマグネタイトを使用した 3 個の供試体についての実測密度と、c.p.m から算出した計算密度とを比較しておいた。

表-2 での供試体の配合、打設条件は次のとおりである。

計算密度との関係

μ_m (cm ² /g)	c.p.m	密 度				偏 差		
		実測密度 (A)	c.p.m から求めた密度 (B)	μ_m から求めた密度 (C)	実質密度 (D)	$\frac{A-B}{A} \times 100$	$\frac{A-C}{A} \times 100$	$(1 - \frac{A}{D}) \times 100$
$\times 10^{-2}$								
5.48	10456	3.34	3.195	3.335	3.736	4.2	0.00	10.7
5.50	11088	3.26	3.127	3.252	3.566	3.9	0.30	8.7
5.52	12000	3.17	3.035	3.145	3.475	4.1	0.63	8.9
5.52	11309	3.15	3.057	3.166	3.464	2.8	0.31	9.0
5.54	13003	3.05	2.942	3.037	3.310	2.9	0.32	7.9
5.54	13742	2.97	2.877	2.950	3.317	3.0	0.67	10.5
5.56	13417	2.87	2.855	2.911	3.204	0.34	1.4	10.3
5.61	17620	2.67	2.587	2.628	2.897	3.0	1.5	7.9
5.63	19633	2.54	2.461	2.491	2.791	3.2	2.0	9.0
5.63	21062	2.39	2.379	2.391	2.702	0.42	0.00	11.6
5.65	22573	2.283	2.300	2.312	2.567	0.61	1.3	11.1
5.69	23260	2.267	2.263	2.275	2.537	0.17	0.35	10.6
5.69	23730	2.264	2.240	2.252	2.536	1.0	0.52	10.7

供試体 A : ポルトランドセメント 12 kg, マグネタイト砂 15 kg, マグネタイトれき 15 kg, 川砂 9 kg, 振動は与えていない。

供試体 B : ポルトランドセメント 12 kg, マグネタイト砂 12 kg, マグネタイトれき 12 kg, 川砂 15 kg, 振動 10 分間

供試体 C : ポルトランドセメント 15 kg, マグネタイト砂 18 kg, 川砂 15 kg, 振動は与えていない。

重コンクリートにあつては、その密度が普通コンクリートに比べて大なるため、スランプの値は普通コンクリートの場合と同じに解釈することはできないが、ここでは水セメント比のだいたいの目安としてスランプを 15 cm にとつた。スランプ 15 cm の重コンクリートの軟らかさは普通コンクリートのスランプ 8 cm くらいのものに相当する。表-2 で μ_0 が供試体ごとに変わっているのは、Co⁶⁰ の半減期による減衰はほとんど無視できるから、コリメーターとシンチレーションプローブのわずかの相互的な位置のずれが原因となっているものと思われる。

計算密度 ρ_c は

$$I = I_0 e^{-15 \mu_m \rho}$$

から、 μ_m として普通コンクリートに対する値 0.0572 を使って

$$\rho_c = \frac{1}{0.858} \ln \left(\frac{I_0}{I} \right)$$

から求めた。なお、ここで供試体の透過厚は 15 cm としたが、実測した結果によると 15.00 ± 0.02 cm であつて、厚さの誤差は考慮に入れなくてもよいことがわかつた。実測密度 ρ と計算密度 ρ_c との差を最右欄に百分率で示したが、 ρ_c の平均誤差は密度の変化が小さい供試体 A, C では 0.33 %, 変化の大きい供試体 B では 0.83 % であつて、 ρ_c がかなり正確な密度を表示しているということが云える。ここでは μ_m として普通コンクリートに対する値 0.0572 を採用しているが、マグネタイトの μ_m

は 0.0548 であり、供試体 B での最大密度 3.4 のときマグネタイトがコンクリート中で占める重量比は 30 % であるから、普通コンクリートの $\mu_m = 0.0572$ に対して重コンクリートでは $\mu_m = 0.0565$ となり、1 % 程度の誤差が生じてくる。この μ_m の誤差が供試体 B の底部では相当影響しているものと思われる。すなわち

$$\rho_a = \frac{1}{15 \mu_m} \ln \left(\frac{I_0}{I} \right)$$

で μ_m が 0.0572 より小さくあるべきところを補正しなかったため ρ_a は実際の密度より小さくでる。この傾向は表-2 の供試体 B でよく認められる。

B. 化学分析値と密度、 μ_m などの相互関係

バライトの砂、バライトのれき、ポルトランドセメントをそれぞれ 16 kg, 24 kg, 12 kg で配合し、スラングを 15 cm にして打設し、分離をおこなうに十分な 10 分間の振動を与えた供試体について、その各部で薄片に切断し、おのおのその密度、Ba 含有量、CaO 含有量などを化学分析によって求め、c.p.m と比較したのが表-3 である。表-3 でバライトとセメントの割合を算出する基礎となったこれら材料の化学分析値を表-4 に示す。また、その他分析に供した供試体についての分析結果と実測密度との関係を表-5 に示す。表-3 におけ

表-4 配合材料の化学分析値

試料	強熱減量	Fe ₂ O ₃	Al ₂ O ₃	CaO	BaSO ₄
セメント	0.77	3.21	4.79	64.50	
砂	0.98	7.19	13.53	2.41	
マグネタイト	-1.00	95.43	0.87	0.75	
バライト	0.73	0.25	1.39		91.22

表-5 化学分析結果と実測密度

測定位置 底から cm	水	セメント	バライト	合計	密度
1~3	6.2	22.7	70.4	99.3	3.027
3~5	6.7	23.7	67.7	98.1	2.986
37~39	6.7	24.2	67.9	98.8	2.928
43~45	6.6	24.3	67.7	98.6	2.938
49~51	7.0	25.4	66.0	98.4	2.879
55~57	7.3	24.8	66.8	98.9	2.870

配合 {セメント 12 kg, 砂 12 kg, バライト 18 kg} 切片を密着、110°C 3 時間乾燥後、分析材料の調製法は前 No. 2 に同じ

前 No. 4

測定位置 底から cm	水	セメント	砂	バライト	合計	密度
3~5	6.1	30.8	22.0	31.6	90.5	2.622
11~13	5.5	30.7	22.0	33.9	92.1	2.589
27~29	6.2	30.3	25.6	33.7	95.8	2.559
43~45	5.5	30.3	24.0	34.8	91.0	2.537
46~61	6.2	31.4	26.4	30.5	94.5	2.539
55~57	6.0	31.8	22.5	31.3	91.6	2.515
57~57	6.2	30.1	30.5	31.4	98.2	2.541

配合 {セメント 12 kg, 砂 12 kg, バライト 12 kg} 分析材料の調製法は前 No. 2 に同じ

前 No. 10

測定位置 底から cm	水	セメント	マグネタイト	合計	密度
1~3	1.9	14.6	81.1	97.6	3.787
3~5	2.3	16.0	80.4	98.7	3.731
9~11	2.6	16.0	80.3	98.9	3.673
17~19	2.2	16.6	79.4	98.2	3.644
33~35	2.7	18.0	77.1	97.8	3.571
47~49	2.7	19.1	76.6	98.4	3.571
53~55	3.5	22.6	72.1	98.2	3.345

配合 {セメント 10 kg, マグネタイト 12 kg, バライト 24 kg} 分析材料の調製法は前 No. 2 に同じ

前 No. 11

測定位置 底から cm	Ig loss	R ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	Al ₂ O ₃	CaO	密度
1~3	1.52	75.90	75.47	0.43	9.07	3.526
3~5	1.64	74.07	69.85	4.22	9.30	3.454
5~7	1.74	73.54	67.89	5.65	9.77	3.418
25~27	2.31	67.26	60.50	6.76	11.90	3.259
37~39	2.94	64.66	56.01	8.65	14.19	3.106
47~49	4.38	56.72	46.21	10.51	16.99	2.891
55~57	8.77	22.72	6.50	16.22	27.62	2.200

配合 {セメント 8 kg, マグネタイト 8 kg, バライト 24 kg} 分析材料の調製法は前 No. 2 に同じ

る供試体は分離がおこるよう十分振動が与えられているため、バライトが底面に集積し、セメントペーストが上面に浮びあがっている傾向が明瞭に認められる。この供試体に対しては Co⁶⁰ の γ -線の $I_0 = 162,000$ c.p.m で透過試験を行なったが、透過減衰後の c.p.m とコンクリートに対する μ_m の値 0.0572 cm²/g から計算した密度を密度(B)としてあげた。密度(B)は供試体の下部で実測密度との間にそうとう大きな差が生じているが、これはこの供試体が普通コンクリートの主構成成分と比べて μ_m がそうとう異なっているバリウム ($\mu_m = 0.0517$) を主成分とするバライト ($\mu_m = 0.0538$) を非常に多く含むため、 μ_m の差が原因となっているものと思われる。 μ_m の差異は供試体の上部に近くなってくるとコンクリートの $\mu_m = 0.0572$ にそうとう接近してくるが、底部では 0.0572 に対し 0.0548 であるから、その差ははなはだしい。このために c.p.m から算出した密度(B)は供試体下部では実測より 4 % 程度小さい値 ($\mu_m = 0.0572$ と 0.0548 との差は 4 % である) を出しており、この密度間の差は上部に近づくにしたがって狭まってきている。表-3 ではこの供試体の化学分析結果からその位置における μ_m を計算し、この μ_m を使って c.p.m から密度(C)を出したが、密度(C)は密度(B)と比べて実測密度に非常に近似している。実測密度とこの間の平均誤差は 0.72 % であって、密度(B)の 2.28 % に比べて精度が高い。また化学分析結果より逆算した実質密度を(D)で表わしているが、密度(D)と実測密度との差は供試体内部に存在する気ほう、空げきなどによるものと仮定して、その空気容積を算出すれば、平均 9.8 容積 % でだいたい同一の値を得た。

表-6 バライト、マグネタイト、セメント、砂で打設した供試体の化学分析値

供試体	No.	試料の* 採取位置	110°での 乾燥減量	強熱減量	分 析 結 果 (%)					CaO/H ₂ O
					H ₂ O	Fe ₂ O ₃	Al ₂ O ₃	CaO	BaSO ₄	
No. 11	2	5~7	6.89	7.69	13.62	21.98	10.39	12.35	21.04	0.907
	4	17~19	6.43	6.70	12.33	21.63	9.11	14.23	20.38	1.154
	6	29~31	9.15	6.82	14.62	21.27	7.84	12.03	19.05	0.823
	8	41~43	5.43	7.22	12.00	22.32	8.54	12.70	20.49	1.058
	10	55~57	5.97	7.16	12.40	22.74	8.80	14.18	21.64	1.144
	12	63~65	6.61	7.32	13.07	21.27	9.15	14.35	20.48	1.098
	14	69~71	6.89	7.55	13.50	21.80	9.86	12.42	20.37	0.929
No. 12	2	3~5	6.87	5.19	11.29	28.17	4.17	12.12	22.45	1.074
	4	9~11	5.68	5.17	10.28	31.32	3.19	11.07	23.77	1.077
	6	17~19	6.37	5.30	10.97	29.86	3.05	11.59	22.09	1.057
	8	31~33	6.59	5.70	11.51	26.83	2.94	12.29	24.11	1.068
	10	43~45	8.54	7.36	14.66	17.63	4.08	14.65	21.16	0.999
	12	55~57	8.80	8.92	16.29	12.92	4.95	16.25	19.32	0.998
	14	67~69	8.26	9.44	16.34	11.59	5.23	17.90	17.25	1.095

* 底面からの高さ (cm)

9. セメントペーストと骨材との分離

重コンクリートにおいては材料分離は主としてセメントペーストと重骨材間にその密度の差にもとづいて起こると考えられている。すなわち均質に混合された生の重コンクリートでは型わくに打設されると密度が大きな材料はセメントペースト中に沈下していき、逆にセメントペーストは上昇してくる。その状況を図-6 に表-3 にあげた供試体を例にとって示した。図-6 において供試

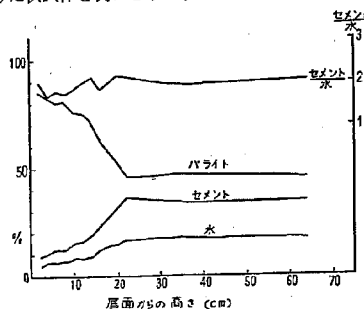


図-6 バライトとセメントペーストの分離

体の底面から高さ 22 cm までの部分はバライトとセメントの各成分が対照的に増減しており、バライトとセメントペーストとの分離の状況をよく示している。これより上方の部分はほとんど一定の成分比を持っており、バライトも 47 % 程度含まれているので、バライトでも粒径が小さいバライト砂の方は振動によってもセメントペーストと分離することなく、行動をともにしていたものと思われる。

10. 骨材の密度の差にもとづく分離

2 種の骨材の密度間の差が小さい場合の分離の状況を調べる目的でマグネタイト (比重 5.2), バライト (比重 4.5), 砂 (比重 2.62), セメント (比重 3.14) の 4 成分を

1:1:1:1 の比率で配合して供試体を打設し、その供試体を測定終了後切断して化学分析した。その結果を表-6 に示す。供試体 No. 11 は振動を与えていないものであり、No. 12 は 10 分間の振動を与えたものである。No. 11 はほとんど分離を起していないが、No. 12 はセメントペーストと重骨材間、またマグネタイトとバライト間に分離が起っていることが認められる。図-7 はこの分離の状況を示す。この図で認められるように Fe₂O₃ と BaSO₄ とのピークが供試体底面から 10~20 cm のところにあるのは型わくの大きさに関係があるためではないかと思われる。すなわち、骨材の最大粒径に対して、型わくの縦横の寸法が骨材が自由に沈下するのを妨害しないくらい十分大きくないので、骨材のかみ合いが型わくのこの付近で起っているためであろう。

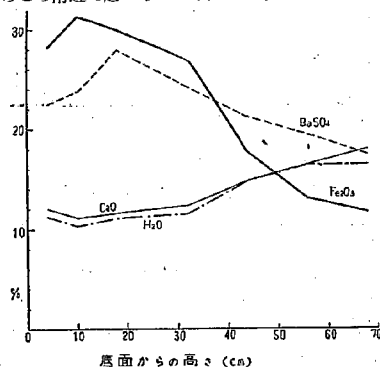
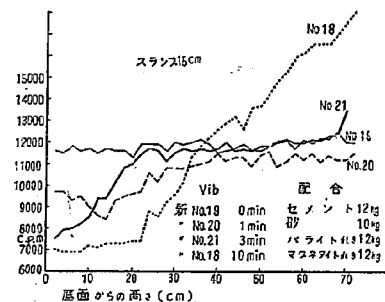


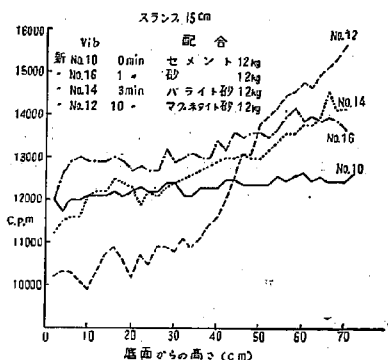
図-7 マグネタイトとバライトの分離

11. スランプと振動が材料分離に及ぼす影響

スランプは生コンクリートの流動性に関する数値であるから、同じ配合比のコンクリートにあっては当然スランプが大きいほど、骨材の沈下現象は顕著に起こるものと考えられる。また、振動は骨材が自然沈下の際に生コンクリート中に成立する骨材の沈下力と、それを妨げる



図—8 振動が材料分離に及ぼす影響



図—9 振動が材料分離に及ぼす影響

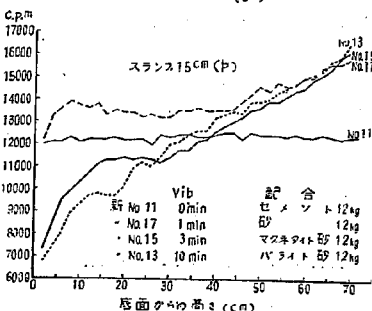
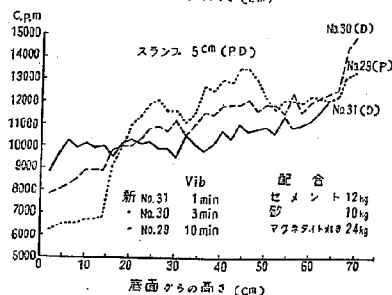
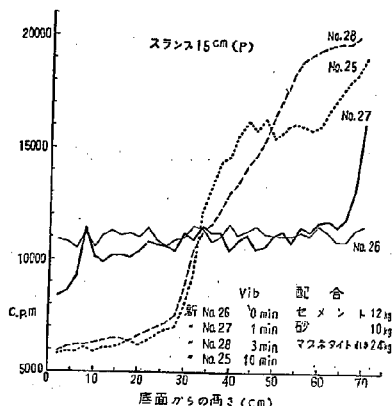
方向にはたらく複雑な内部抵抗力との平衡関係を破壊し、沈下による分離を促進させ、同時にセメントペーストあるいはセメントペーストと細粒砂との混合物の易動性を増加させるから、骨材、とくに粗粒度の骨材の分離をはなはだしくする作用を呈するのではないかと考えられる。それで、その影響の程度を調べるために、0分、1分、3分、10分の振動をスランプ 5 cm, 15 cm の 2 種類の配合比のものに与え、それらの供試体の γ -線透過法による計数値をそれぞれ測定した結果を図—8、図—9 に示す。

これらの図からわかるように振動時間が長くなればなるほどそれに比例して分離も進行し、スランプの大きなものにあつては、その変化は比較的に規則性を有し段階的であるが、小さいスランプのものでは変化が不規則で

あることが認められる。このことは生コンクリート中で骨材の沈下分離に対してはたらく抵抗力が、スランプの値によって非常に違うためであろうと考えられる。

12. 空気連行剤の混入が材料分離に及ぼす影響

空気連行剤の混入はコンクリートの練りまぜの初期において連行空気量が最大値を示し、練りまぜ時間の経過とともに減少の傾向を有している。また振動の賦与はその脱泡を促進させ、スランプ、または初めの含有空気



図—10 A.E 剤の混入が材料分離に及ぼす影響
(ボジョリス (P): 0.3% 添加
ダレックス (D): 0.001% 添加)

表-7

供試体番号	配 合 (kg)			振動 (分)	空気進行剤 (%)	スランプ (cm)	変動係数 (分離度)
前 No. 1	セメント	バライトれき	バライト砂	なし	なし	測定せず	19.8×10 ⁻³
	12	12	18	"	"		32.1
	12	18	12	"	"		40.4
	12	15	15	"	"	"	38.1
	セメント	砂	バライトれき	"	"	"	28.7
	12	12	15	"	"	"	30.8
	12	9	9	"	"	"	7.7
	セメント	バライト砂		"	"	"	59.8
	14	42		"	"	"	50.8
	セメント	マグネタイトれき	マグネタイト砂	"	"	"	135
新 No. 4	14	14	14	"	"	"	352
	12	12	18	"	"	"	24.5
	8	24	12	"	"	"	22.2
	セメント	マグネタイトれき	砂	"	"	"	19.3
	8	24	8	"	"	"	33.0
	セメント	バライトれき	バライト砂	1	"	15	46.6
	12	24	16	なし	"	"	25.4
	12	24	16	"	+ボゾリス 0.3%	"	18.6
	12	24	16	"	"	"	10.7
	セメント	マグネタイトれき	マグネタイト砂	"	なし	"	155
	12	24	16	"	"	"	206
	12	24	16	"	+ボゾリス 0.3%	"	65.4
	セメント	マグネタイト砂	バライト砂	"	なし	"	164
	12	12	12	"	+ボゾリス 0.3%	"	38.5
	12	12	12	"	"	"	64.0
	12	12	12	"	+ボゾリス 0.3%	"	326
	セメント	マグネタイトれき	バライトれき	10	なし	"	21.9
	12	12	12	0	"	"	86.4
	12	12	12	1	"	"	135
	12	12	12	3	"	"	116
	12	12	12	10	"	5	68.0
	12	12	12	3	"	"	30.5
	12	12	12	1	"	"	413
	セメント	マグネタイトれき	砂	10	+ボゾリス 0.3%	15	25.3
	12	24	10	0	"	"	116
	12	24	10	1	"	"	444
	12	24	10	3	"	5	219
	12	24	10	10	"	"	151
	12	24	10	3	+ダレツクス 0.001%	"	66.5
	12	24	10	1	"	"	18.2
	セメント	マグネタイト砂	バライト砂	なし	なし	8	20.9
	10	8	10	"	+ダレツクス 0.001%	"	63.3
	10	8	10	10	"	"	98.4
	10	8	10	10	+ダレツクス 0.001%	"	23.3
	10	8	10	3	なし	"	28.3
	10	8	10	3	+ダレツクス 0.001%	"	12.6
	10	8	10	1	なし	"	14.6
	10	8	10	1	+ダレツクス 0.001%	"	49.1
	セメント	砂利	砂	20	なし	"	59.5
	10	18	10	20	+ダレツクス 0.001%	"	34.3
	10	18	10	10	なし	"	47.5
	10	18	10	10	+ダレツクス 0.001%	"	18.1
	10	18	10	3	なし	"	21.4
	10	18	10	3	+ダレツクス 0.001%	"	5.8
	10	18	10	なし	なし	"	
	10	18	10	なし	なし	"	

量のいかにかわからず、約1分程度の振動で空気量はほとんど一定値を示すようになる」と云われている。これら連行された小気ほうは沈下分離しようとする骨材に対しては、分離に対する緩衝作用を呈し、当然放置の場合には分離を阻止する効果をもつであろうと考えられ、一方振動に対してはかえって分離に対抗する骨材間の相互緩衝力を弱める潤滑油のようなはたらきが予測される。A.E.剤の影響についての実験の結果も、図-10に示すように予想したとおりであって、そのもようは図-9に示されているスランプ、配合比が等しくA.E.剤の混入していないコンクリートの分離状況と比較すればよくわかると思う。

13. 分離度合と数値表現について

コンクリートの材料分離現象にともなう生ずる上部から底部にわたる密度の分布は、連続的な変化をもって起こり、 γ -線透過法はその密度分布をカウント数の分布として表わすので、カウント数の総加平均値……これは総平均密度に対応する……に対する測定値の分布状態をもって分離の度合いを一応表現できるのではないかと思う。もちろん密度のみで分離の内容を表示できるのではないが、無破壊的に分離を表示するためには、このような方法によるのが最も妥当と考えるのが現状である。

すなわち、平均値に対する測定値のバラツキの度合いは標準偏差 σ として表わすことができるので、さらにコリメーター径の決定の項で行なったようにして σ を計算した。この場合の測定値としては、これもさきに述べたように、同じ高さにとった5個の測定点における計数値の平均値を用いた。

このようにして求めた σ は、配合比、打設条件の異なる供試体についての比較をする場合には、供試体全体の平均密度の違い、使用 γ -線束強度の違いなどの影響を消去しなければならない。したがって、この σ を測定値の総加平均値で除した値、つまり変動係数をもって表現し比較するのが最も妥当であると考えられる。

表-7に重コンクリートについて行なった実験結果より算出した変動係数を示した。この値と今までにあげたグラフと比較してみれば、この変動係数は一応分離の傾向をとらえているということが判明する。

14. む す び

本報では重コンクリートの密度を γ -線透過方法で測定する方法を検討し、この方法により打設方向での密度分布を支配するいくつかの要因について実測した結果を報告した。 γ -線透過方法でえられた結果は、化学分析値、実測密度などと関連して考察し、この方法は材料分離現象の解明に有力な1手段であることを示した。この方法の特徴は無破壊試験であること、材料分離の時間的経過を知りうること、および迅速測定が可能な点である。しかし、この方法では密度に対応する数値がえられるのみであり、密度分布は材料分離により起こるものではあるが、この値のみからはコンクリート供試体の材料の割合は知りえないのが現状である。しかし、水分の測定がたとえば中性子線を利用して可能となり、セメント量の測定も β 線の背面散乱などを利用して可能となることも想定されるので、コンクリートの材料分離現象は将来原子力を利用してさらに精密に研究しうるに至るであろう。密度の測定のみに関しても、大型シンチレーターの使用、波高分析器の併用などにより、さらに簡便化されることが期待される。

密度分布は材料分離現象にともなう一つの結果であることを知りえたので、ひきつづき普通コンクリートについて配合、打設条件などが材料分離に与える影響を γ -線透過方法により測定している。それらの結果は第2報で報告する。

本研究は原子力平和利用研究の一部として原子力局より配布された予算により実施したものである。

また当所コンクリート研究室長伊東技官から供試体の作製について助言をえたことを感謝する。

幅厚ぜきの流量係数に関する研究

吉川 秀夫* 芦田 和男** 土屋 昭彦***

(昭和 34 年 7 月)

Study on the Discharge Coefficient of Broad-Crested Weirs

H. Kikkawa, K. Ashida and A. Tsuchiya

(July 1959)

Synopsis:

The velocity and pressure distributions on the crests of broad-crested weirs in experimental flumes were measured, and it was found that the minimum pressure on the crest was the important factor on the discharge coefficient.

The characteristics of flow from the sharp-crested weirs had been already studied by many investigators, but authors found that the ratio of discharge coefficients of broad-crested weirs to sharp-crested weirs gradually increased according to the increase of l/L , in which l was a horizontally measured distance from crest to the lower free nappe of a sharp-crested weir and L was a width of a broad-crested weir. From this fact authors derived the new method of the calculation of discharge from broad-crested weirs.

The effects of contraction by the abutments on the crest were calculated theoretically and the discharge measurement for the prototype weir showed the agreement with the calculation.

要 旨:

幅厚ぜきのせき頂の流速分布、圧力分布などの水理特性を明らかにし、これと刃形ぜきの水理特性と対比させて、種々の条件に対して一般的に適用しうる流量公式を導いた。さらに流量係数に対する三次元の補正法の水理的方法を求め、実測により確かめた。

目 次

1. 緒 言.....(1)	[3] せき上の流速分布および圧力分布.....(6)
2. 幅厚ぜきと刃形ぜき.....(2)	[4] せき上の圧力変化.....(8)
[1] 幅厚ぜきの分類.....(2)	4. 幅厚ぜきの流量公式.....(10)
[2] 刃形ぜきとの比較.....(2)	[1] 上流端に丸味を有するもの.....(10)
[3] 刃形ぜきの水理.....(2)	[2] 上流端が角ばっているもの.....(10)
3. 幅厚ぜきの実験.....(4)	5. 流量公式に対する三次元の補正.....(11)
[1] 実験装置.....(4)	6. 計算方法および計算値と実測値との比較.....(13)
[2] 実験方法.....(4)	7. 結 論.....(15)

1. 緒 言

最近河川改修の発展にともない河川計画と砂防計画の一貫的、合理的なとりあつかいが要求されるようになった。これらの基礎として、水源池、溪流、河川など広範囲にわたって流量および流送土砂量の現況を十分に把握することが重要である。これらの諸量の正確な測定は、いづれも容易なことではないが、とくに流勢の強い溪流部において洪水時の測定をおこなうことは困難である。開水路の流量の測定には支配構造物の利用が有効であり、溪流部における支配構造物としては砂防ダムなどがあ

る。したがって、これらのせきの流量公式を求めることが重要である。砂防ダムの越流部は、その断面形状が幅の厚いせきの形をしている。このようなせきの水理現象は従来一貫的に研究されたものは少なく、信頼して使える流量公式がないのが現状である。さらに、三次元の影響になるとほとんど明らかにされていない。

著者らはこのようなせきの流量公式を求める目的で、実験的研究をおこない、その水理現象を明らかにすることができた。さらにこれと従来比較よく研究されている刃形ぜきの水理特性と対比することにより、幅厚ぜきの流量公式を求めた。本公式は前のりこう配、せきの厚さ、高さ、越流深などがいろいろ変化しても一般的に使用しうる。さらに流量公式に対する三次元の補正法に関

* 工研 河川部河川研究室長

** 河研 河川研究室研究員

して理論的研究をおこない、実験値とかなりよく一致することを明らかにした。

本研究により、砂防ダムのような幅の厚いせきに対しては一般的にかなりの精度で流量係数を求めるようになった。また本研究の結果は、砂防ダムの水通しの設計に利用できることはもちろんである。

2. 幅厚せきと刃形せき

〔1〕 幅厚せきの分類

一般に支配構造物の附近の水流は加速度が支配的であり曲った流れとなる。しかし幅厚せきではせきの上流端から境界層が発達し摩擦の影響を無視できない。このようなせきには、大別して次の二つの型式がある。

(a) せきの上流端に丸みを有するもの……せきの上流端から境界層が発達し、せき頂がもし水平でありその長さが十分あれば境界層がもっとも発達するせきの下流端に支配断面が生ずる。しかし厳密には下流端は曲った流れとなり圧力分布は静圧的とならないのでこの影響があらわれ支配断面は多少上流側に生ずる。しかし、いずれにしても、このようなせきでは境界層が流量係数に影響を与える。これに対して Ippen⁽¹⁾が計算をおこない、Woodburn の実測値と比較している。

また、せき頂の幅が短くなると、上流端や下流端の丸みの大きさが流量係数におよぼす影響はいちじるしくなり、その影響については網岡⁽²⁾により実験的に求められているが、理論的にはこれらの関係を導いたものはない。せき頂の短い場合には、Ippen の方法はせき頂の流れが—ようになつて圧力分布も静圧的になることを前提としているために用いることができない。

(b) せきの上流端が角ばつているもの……せきの上流端から流れはく離し、その流れの最高位置が支配断面となる。このようなせきに対しては、従来十分な研究がおこなわれておらず、個々の実測資料は比較的多いがこれを一般的に説明しうるものがない。

流量係数に影響を与える要素としてせきの厚さの他に上流側および下流側のり面こう配がある。上流側のり面がゆるくなるにつれて、せき頂ではく離が小さくなり垂直の場合に比べて流量係数は大きくなる傾向を持つ。また下流側のり面の傾斜が急で自由落下となる場合は影響がないが、傾斜がゆるくなり下側ナップが密着して流れるようになると流量係数が減少し始める。

このように幅厚せきの水理現象は、いろいろな境界条件によって影響され、それによって流量係数も変化十分に信頼して適用できる流量公式がないのが現状である。そこで著者は、上流端に丸みのないせきのはく離現象に着目し、これと刃形せきの自由ナップの形とを結びつけて解析をおこなった。

〔2〕 刃形せきとの比較

刃形せきを越流する流れについては従来よく研究されており、ナップの形や流量係数についても各種の実験によって測定されている。幅厚せきの上流端に丸みがなく離れが生ずる流れではこのはく離境界層の大きさが求められその最高位置で限界水深が生ずるとして流量係数が求まるが、現在のところ理論的にはく離境界線を求めることはほとんど不可能である。そこで幅厚せきに対して、前面のりこう配、せき高、越流水頭を等しくした場合の刃形せきを越流する下側ナップの形状と、はく離境界線との間になんらかの関係があれば、刃形せきの自由ナップの形状を指標にとつてはく離境界層の影響をあらわすことができる。

刃形せきからの自由ナップは周辺の圧力が大気圧に等しいが、幅厚せきでは、はく離領域内の圧力は大気圧に等しくなく、このためにはく離境界線は自由ナップの下側曲線とは異なり幅厚せきの流量係数は刃形せきのそれとは異なってくる。したがってこの差がどのような要素で決定されるかを明らかにすることが重要である。

〔3〕 刃形せきの水理

刃形せきの自由ナップの形は、Bazin, Scimemi, および U. S. Bureau of Reclamation⁽²⁾ などにより測定されている。図-1 に示すように、刃形せきの刃先から測った越流水頭を H 、速度水頭を h_s とすれば、 h_s/H の値が大きくなるほどナップが平坦になる傾向を持つ。またせき板のり面こう配の変化によってナップの形も変化し、傾斜がゆるやかになるほどナップの上昇高が減少する。しかしこの最高位置を合わせれば、ナップの形状はほとんど一致することが確かめられている⁽⁴⁾。したがってナップの形は、 h_s/H の関数としてあらわされる。前項に述べたように、幅厚せきのはく離境界層と比較するために、Bureau of Reclamation の実験結果を用いて自由越流の下側ナップの水平到達距離 l と、全水頭 H との比 l/H と、速度水頭 h_s と H との比 h_s/H との関係を求めると図-2 のようになる。実測値は前面のりこう配が $x=0, 1/3, 2/3$ および 1.0 の場合についてであり、 $x=0.3$ 、および 0.5 の曲線は、これらの値から内挿し

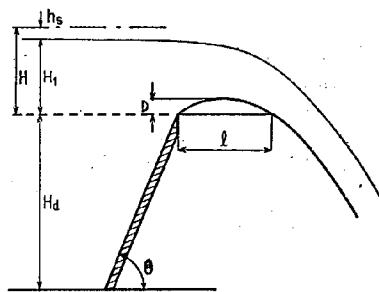
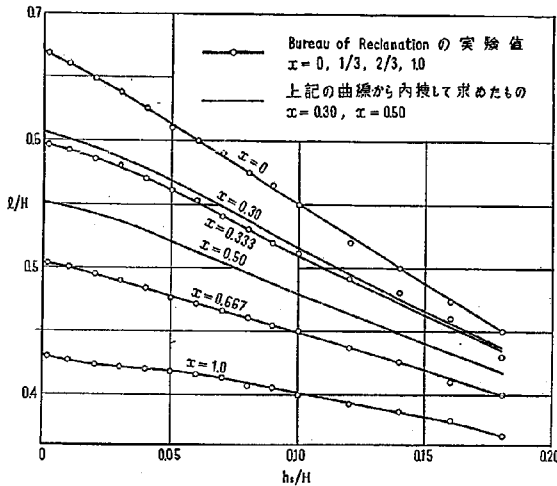


図-1

図-2 h_s/H と l/H の関係

て求めたものである。

つぎに流量係数の変化については、同じく Bureau of Reclamation の実験結果によれば、越流量公式を

$$Q = C_0 B (H - D)^{3/2} \dots \dots \dots (1)$$

るが、これも Bureau of Reclamation の結果から図-4 のように求められる。

一方 H_s/H は h_s/H の関数としてつぎのようにあらわされる。

としたときに C_0 が $(H - D)/(H_s + D)$ の関数として表-1⁽⁵⁾ 或は 図-3 のようにならわされる。ここに、 D は下側自由ナップの最大上昇高、 Q は流量、 B は越流幅をあらわす。このように整理した場合には、流量係数 C_0 は上流側のり面こう配には関係しない。

また

$$Q = C_0' B H^{3/2} \dots \dots \dots (2)$$

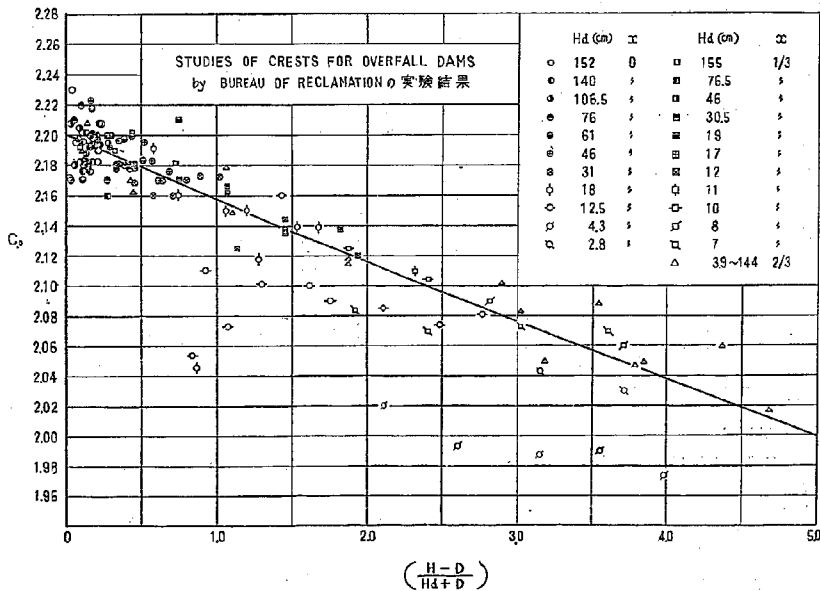
で C_0' を定義すると

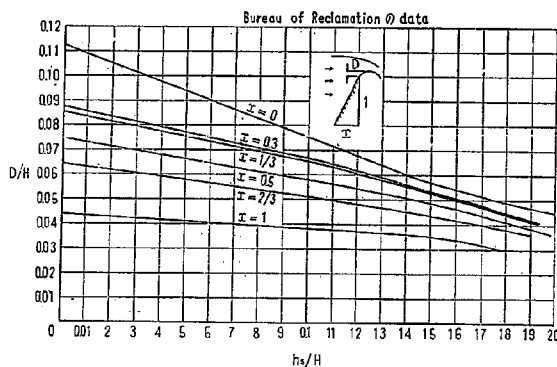
$$C_0' = C_0 \left(1 - \frac{D}{H}\right)^{3/2} \dots \dots \dots (3)$$

となる。幅厚せきでは越流水深をせき頂から測るから、流量係数は(2)式の形で与えられる。したがってこれに対比すべき刃形せきの流量係数として C_0' を使用する。(3)式を用いて C_0' を求めるためには、 D の値を知る必要があ

表-1

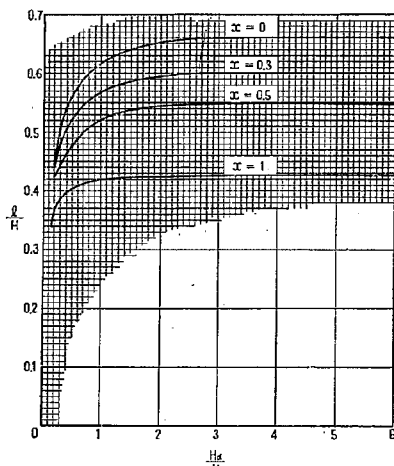
$(H - D)/(H_s + D)$	0	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0
C_0	2.200	2.180	2.157	2.136	2.115	2.096	2.077	2.057	2.038	2.018	1.998

図-3 C_0 と $H - D/H_s + D$ の関係

図-4 h_1/H と D/H の関係

$$\frac{H_a}{H} = \frac{C_0}{\sqrt{2g}} \sqrt{\frac{h_2}{H}} + \frac{h_2}{H} - 1 \quad (4)$$

(4)式と図-3, および図-4の関係から H_a/H と h_2/H の関係を求め, 図-2 より l/H と H_a/H の関係は図-5のようにあらわされる。図-5を用いれば H_a および下流側のり面こう配から簡単に l/H が求められる。

図-5 l/H と H_a/H との関係

3. 幅厚せきの実験

(1) 実験装置

表-2 実験に用いたせきの形状寸法

$x=0$							
L (cm)	10	10	10	10	10	10	5
H_a (cm)	45	30	15	10	6	45	
$x=0.3$							
L	22.5	22.5	22.5	22.5	9	9	6
H_a	45	33.5	22.3	10	45	10	10

 $x=0.5$

L	10	10	10	10
H_a	45	30	15	10

いろいろの断面形状の砂防ダムに対する流量係数を求めるために, 二次元模型を製作した。せきの断面形状は, 従来砂防ダムに用いられてきた形状を検討した結果 表-2 に示すように下流側のり面こう配を2分, 上流側のり面こう配をそれぞれ垂直, 3分および5分, せき頂の幅は四種類, せき高は最大45cmとし, 上流側の底板を上下することによって各種のせき高を得るようにした。表-2に用いた記号は 図-6 に示されたものである。

せきの模型はモルタルで製作し, 表面はサンドペーパーおよび砥石仕上とした。実物の砂防ダムせき頂は, 天然石の埋め込みにより10cm程度の高低の見られるものもあるが, 模型では平滑面とした。せき

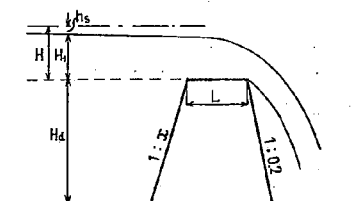


図-6

頂の中心線に沿って静水圧測定用の内径1mmの孔が設けられ, マノメーターにより圧力測定を行なった。

使用した水路は幅60cm, 高さ70cm, 長さ18mの木製水路で, 下流端に設けられた長方形刃形せきにより流量が測定され, その最大流量は約60 l/secである。

(2) 実験方法

表-2のせきについて, 流量を変化してつぎの諸項目の測定を行なった。

- 越流量の測定
- 越流水深の測定
- せき頂における水面形の測定
- 静水圧測定孔による静水圧の測定
- ピトー管による流速分布の測定
- 静水圧測定器による静水圧分布の測定

(b)および(c)はポイントゲージによりせき上流の越流水深およびせき頂の静水圧測定孔位置の水深を測定した。(d)については前に述べたマノメーターを読むことによってえられる。流速分布の測定は, 静水圧と測定孔の位置で鉛直方向にピトー管を移動して求めた。(a)および(b)の測定から

$$Q = CBFH^{3/2} \quad (5)$$

によって流量係数Cが 表-3 のように求められる。

表-3 流量係数の実験結果

 前のり 3分 $\theta = 73^\circ 18'$

Q (l/sec)	H (cm)	C	Q (l/sec)	H (cm)	C	Q (l/sec)	H (cm)	C
$L=$ 22.5cm	$H_d=$ 22.27cm	$B=$ 62.18cm	$L=$ 22.5cm	$H_d=$ 10cm	$B=$ 62.18cm	$L=$ 6.0cm	$H_d=$ 45.0cm	$B=$ 61.86cm
1.02	1.07	1.482	5.01	2.99	1.555	4.95	3.00	1.542
3.35	2.30	1.521	10.70	4.52	1.530	10.00	4.66	1.611
5.00	3.05	1.514	14.96	6.39	1.494	14.98	5.92	1.675
10.02	4.87	1.500	19.90	7.73	1.494	20.10	7.10	1.721
15.00	6.39	1.498	25.00	8.91	1.514	25.00	8.00	1.789
20.35	7.76	1.515	30.00	9.98	1.533	30.00	8.91	1.826
25.25	9.02	1.498	35.00	11.02	1.541	35.00	9.62	1.902
30.34	10.12	1.516	40.46	12.10	1.550	40.30	10.63	1.885
34.40	11.00	1.517	45.10	12.95	1.561	43.95	11.22	1.895
39.84	12.02	1.536	50.10	13.73	1.587	49.62	12.04	1.922
45.32	13.31	1.501	55.40	14.67	1.590	54.63	12.73	1.953
49.87	13.97	1.539	2.90	1.98	1.675			
55.50	15.00	1.536	1.50	1.28	1.670			
60.36	15.80	1.550						
64.60	16.49	1.550						
$L=$ 6cm	$H_d=$ 10cm	$B=$ 61.88cm	$L=$ 9cm	$H_d=$ 45cm	$B=$ 62.20cm	$L=$ 9cm	$H_d=$ 10cm	$B=$ 62.20cm
4.94	2.98	1.558	1.22	1.32	1.299	1.25	1.09	1.786
10.10	4.68	1.613	2.58	2.08	1.386	3.20	2.10	1.694
14.33	5.95	1.665	5.00	3.04	1.520	4.96	2.89	1.621
20.00	7.06	1.723	10.00	4.80	1.535	10.00	4.62	1.639
25.00	7.94	1.807	14.92	6.26	1.536	15.19	6.09	1.632
30.00	8.88	1.833	20.00	7.45	1.586	20.00	7.21	1.666
35.00	9.69	1.877	25.00	8.46	1.639	25.02	8.24	1.715
39.98	10.57	1.881	30.00	9.49	1.651	30.35	9.21	1.755
44.86	11.35	1.897	35.00	10.28	1.710	35.71	10.22	1.759
50.30	12.13	1.929	40.35	11.35	1.698	40.33	11.05	1.769
55.05	12.88	1.926	45.35	12.05	1.753	43.83	11.68	1.775
			50.64	12.86	1.780	50.47	12.63	1.815
			54.95	13.47	1.790	55.30	13.37	1.821
			59.60	14.11	1.811	59.90	14.01	1.837
			64.50	14.85	1.817	64.50	14.79	1.827

 前のり 垂直 $\theta = 90^\circ$

Q (l/sec)	H (cm)	C	Q (l/sec)	H (cm)	C	Q (l/sec)	H (cm)	C
$L=$ 10.33cm	$H_d=$ 45cm	$B=$ 62.37cm	$L=$ 5.20cm	$H_d=$ 45cm	$B=$ 62.37cm	$L=$ 10.14cm	$H_d=$ 4.96cm	$B=$ 62.40cm
4.90	3.05	1.471	6.15	3.46	1.530	4.72	3.00	1.461
6.85	3.81	1.476	7.15	3.80	1.547	8.10	4.31	1.452
8.72	4.50	1.465	9.12	4.41	1.581	12.51	5.67	1.507
10.80	5.20	1.460	10.90	4.92	1.602	15.94	6.57	1.518
13.40	5.99	1.464	12.45	5.33	1.622	19.53	7.42	1.550
15.66	6.61	1.477	14.20	5.77	1.643	23.82	8.40	1.570
17.65	6.98	1.534	16.75	6.32	1.690	28.33	9.26	1.610
19.50	7.51	1.515	18.08	6.60	1.709	34.17	10.33	1.648
21.15	7.95	1.513	19.45	6.92	1.714			
24.80	8.67	1.556	21.30	7.23	1.760			
28.80	9.49	1.580	23.50	7.63	1.787	$L=$ 10.10cm	$H_d=$ 14.9cm	$B=$ 62.40cm
33.10	10.20	1.606	24.60	7.83	1.800	3.87	2.74	1.367
36.80	10.92	1.633	26.93	8.27	1.812	7.47	4.20	1.391
39.60	11.49	1.629	28.50	8.54	1.830	12.03	5.63	1.445
43.43	12.09	1.657	29.80	8.74	1.848	17.00	6.93	1.493
46.54	12.63	1.662	32.05	9.06	1.885	22.34	8.26	1.507
			33.62	9.32	1.893	27.92	9.44	1.543
			36.36	9.77	1.864	33.30	10.36	1.600
			38.85	10.20	1.913	37.04	11.04	1.618
						42.68	12.03	1.638
						47.01	12.68	1.667
						51.18	13.33	1.683
						57.08	14.21	1.706
						62.64	14.93	1.739
$L=$ 10.10cm	$H_d=$ 30cm	$B=$ 62.40cm	$L=$ 10.14cm	$H_d=$ 9.96cm	$B=$ 62.40cm			
5.04	3.21	1.404	4.22	2.84	1.411			
8.56	4.60	1.389	8.18	4.39	1.425			
13.65	6.08	1.460	12.92	5.80	1.482			
16.76	6.96	1.463	16.76	6.88	1.489			
21.04	8.01	1.487	21.40	7.98	1.552			
25.26	8.85	1.540	25.94	8.96	1.552			
28.95	9.53	1.577	30.10	9.71	1.595			
32.21	10.18	1.587	35.51	10.69	1.627			
36.40	10.88	1.624	41.83	11.74	1.666			
39.81	11.52	1.631	47.00	12.58	1.686			
43.85	12.21	1.647	53.50	13.56	1.716			
51.40	13.26	1.705	59.45	14.39	1.745			
56.41	13.99	1.725						
61.11	14.65	1.747						

表-3 の2

前より 5分 $\theta=63^{\circ}26'$

Q (l/sec)	H (cm)	C	Q (l/sec)	H (cm)	C	Q (l/sec)	H (cm)	C
$L=$ 10cm	$H_d=$ 45cm	$B=$ 62.07cm	$L=$ 10cm	$H_d=$ 30cm	$B=$ 61.16cm	$L=$ 10cm	$H_d=$ 10cm	$B=$ 62.07cm
0.90	1.08	1.305	1	1.24	1.190	1.52	1.33	1.600
3.08	2.22	1.502	2.5	2.07	1.374	3.00	2.06	1.639
5.00	3.05	1.515	4.0	2.77	1.422	4.92	2.88	1.623
10.04	4.81	1.536	5.0	3.23	1.411	10.05	4.66	1.611
15.00	6.26	1.544	10.0	4.97	1.480	15.00	6.08	1.612
20.00	7.50	1.570	15.0	6.36	1.533	20.00	7.30	1.635
24.90	8.46	1.631	20.0	7.57	1.575	25.00	8.22	1.710
30.00	9.49	1.654	25.0	8.65	1.610	29.74	9.18	1.723
34.92	10.53	1.645	30.0	9.62	1.648	35.05	10.14	1.751
40.25	11.30	1.707	35.0	10.50	1.684	40.07	11.01	1.765
45.37	12.17	1.722	40.0	11.26	1.736	45.65	11.87	1.804
50.32	12.98	1.722				50.66	12.69	1.810
55.57	13.77	1.751				54.88	13.34	1.826
60.13	14.31	1.788				59.60	13.96	1.845
64.65	15.00	1.792				65.00	14.66	1.869
			$L=$ 10cm	$H_d=$ 15cm	$B=$ 62.07cm			
1.13	1.16	1.467	1.23	1.27	1.400			
2.74	1.98	1.592	3.35	2.29	1.557			
5.00	2.96	1.581	4.90	2.96	1.560			
10.00	4.73	1.565	10.02	4.76	1.555			
15.00	6.17	1.576	14.88	6.15	1.574			
20.00	7.34	1.620	20.00	7.40	1.603			
25.00	8.38	1.661	25.02	8.42	1.651			
30.15	9.40	1.685	30.03	9.32	1.699			
34.80	10.17	1.732	34.86	10.26	1.708			
39.98	11.11	1.737	40.70	11.25	1.736			
44.97	11.92	1.763	45.04	11.98	1.747			
50.30	12.88	1.758	49.75	12.48	1.818			
55.67	13.63	1.782	55.02	13.44	1.801			
60.48	14.25	1.811	60.40	14.21	1.818			
64.80	14.92	1.812	65.01	14.82	1.840			

前より 3分 $\theta=73^{\circ}18'$

Q (l/sec)	H (cm)	C
$L=$ 22.5cm	$H_d=$ 45cm	$B=$ 62.11cm
4.95	3.03	1.541
9.81	4.83	1.490
14.85	6.46	1.459
20.45	8.00	1.489
25.10	9.11	1.471
29.80	10.17	1.480
35.00	11.24	1.499
39.90	12.35	1.482
44.87	13.25	1.500
49.25	14.17	1.488
55.86	15.29	1.505
1.17	1.28	1.301
2.99	2.18	1.502
$L=$ 22.5cm	$H_d=$ 33.52cm	$B=$ 62.11cm
1.23	1.28	1.368
3.30	2.28	1.542
4.98	3.02	1.525
10.17	4.92	1.498
14.95	6.41	1.440
20.05	7.84	1.467
25.00	9.00	1.490
30.00	10.23	1.487
34.78	11.19	1.508
40.00	12.17	1.514
44.50	13.24	1.486
49.63	14.03	1.521
54.85	14.87	1.540
59.76	15.79	1.532
65.24	16.64	1.541

〔3〕. せき上の流速分布および圧力分布

前にも述べたように、上流端の角ばった幅厚せきでは、はく離境界層の規模が重要であるが、この大きさを求めることは困難である。実験(e)によってえられた縦断方向の流速分布を 図-7~10 に示す。図-7 から 図-9 迄は流量 20 l/sec の場合のせき頂の厚みが 6cm, 10cm, および 22.5cm のせきに対するもので、いずれも上流端から境界層が発達していることを示す。せきの厚い場合には、図-8 に見られるように上流端で底面の速い流速が次第に減速され、境界層の発達した開水路の流れのような流速分布に近づく。さらに下流では水流の段落ちによる曲りの影響で再び底面に近いほど加速され上流端と似たような流速分布を示す。図-10 はせきの厚さが 10cm で 40 l/sec の流量の場合を示す。図-8 と 図-10 を比較すると流量の多い程最高流速を示す位置が高くなることがわかる。この最大流速の位置をはく離境界線と仮定して、厚さ 10cm のせきを越流する 20 l/sec および 40 l/sec の流量のときの流速分布から求めてみると 図-11 に示すようになり流量とともにその厚みを増す。このはく離境界線の位置に大きな影響を与えるものはこのはく離層内部の圧力であると考えられる。せき頂で実測した静水圧分布を 図-12~16 に示す。図-12~14 は流量が 20 l/sec のときにせきの厚さを変えた場合、図-15, 16

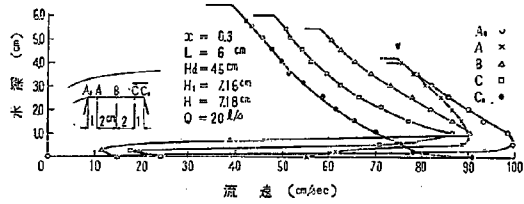


図-7 せき頂流速分布図

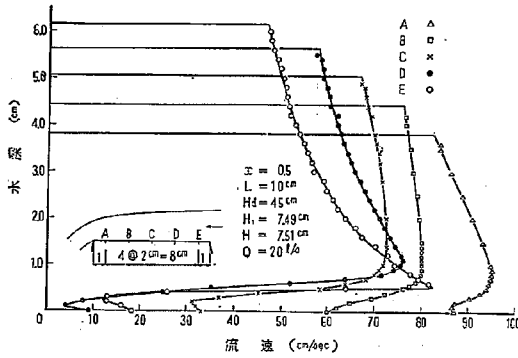


図-8 せき頂流速分布図

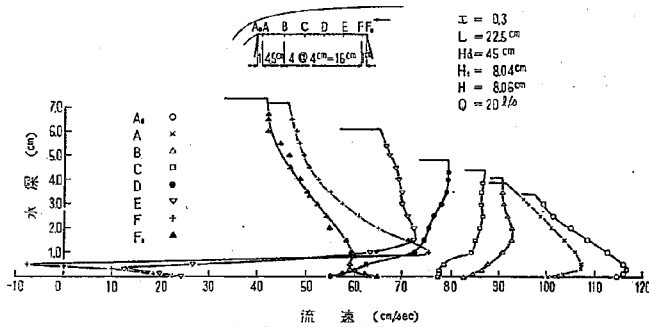


図-9 せき頂流速分布図

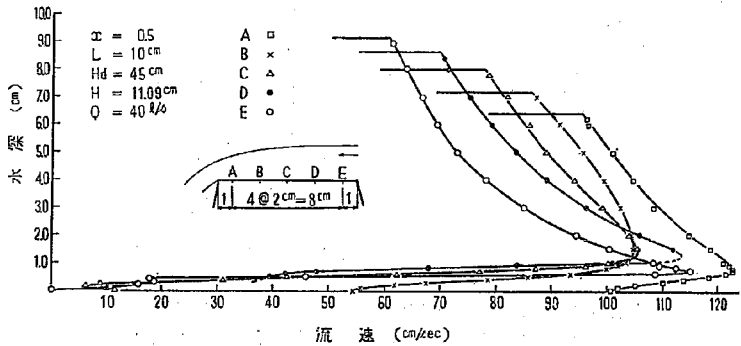


図-10 せき頂流速分布図

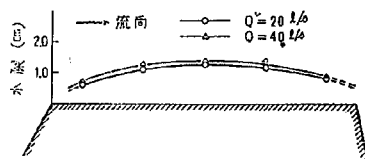


図-11 最大流道線

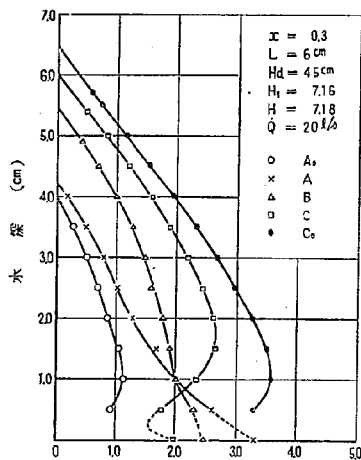


図-12 せき頂の圧力分布

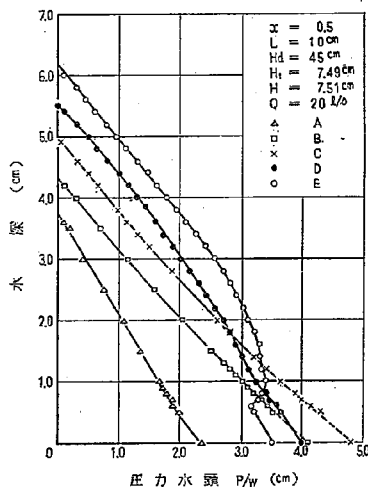


図-13 せき頂の圧力分布

はせきの厚さ 10cm の場合の流量を変えた結果を示す。これで見ると静圧的な三角形分布をするのは、 $L=10\text{cm}$ および 22.5cm の $Q=20\text{ l/sec}$ のときにせき中心部だけ

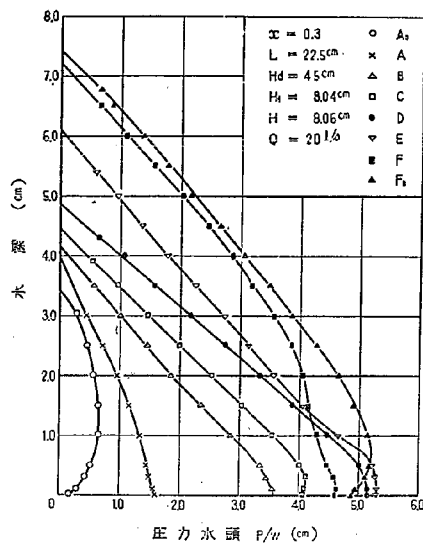


図-14 せき頂の圧力分布

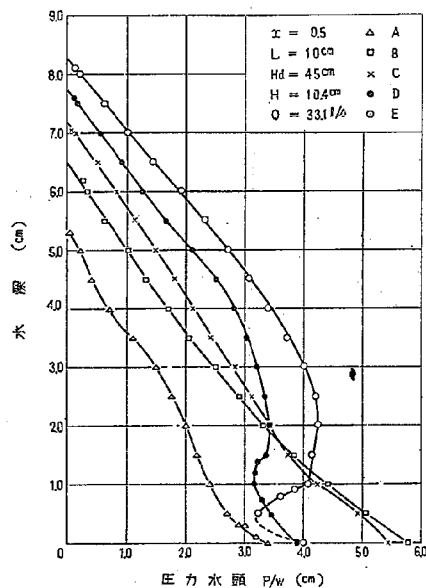


図-15 せき頂の圧力分布

で、他は全部流線の曲りの影響を受けているのがわかる。

〔4〕 せき上の圧力変化

はく離境界層内の圧力変化を調べるために、せき頂での圧力水頭を P/w とした時その位置の水深 H との比

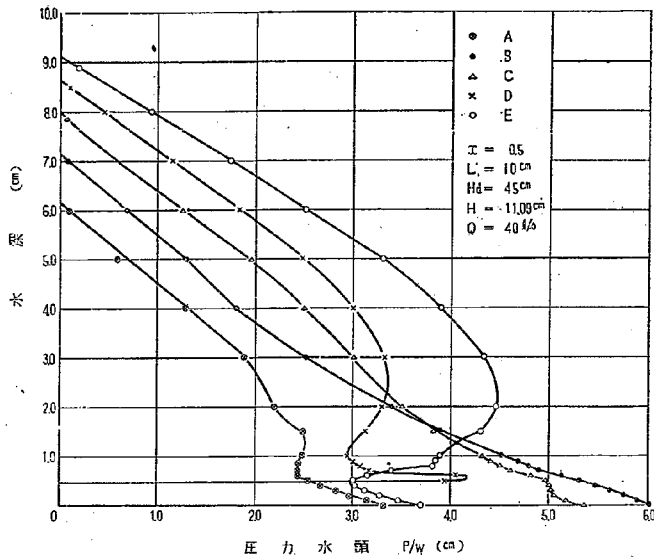
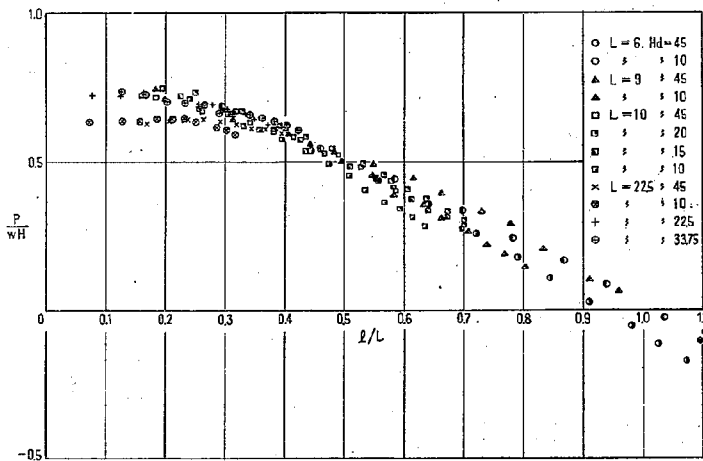


図-16 せき頂の圧力分布


 図-17 せき頂の P/wH の最小値と l/L との関係

P/wH の最小値と、同じ超流水頭で刃形せきからの自由ナップの水平到達距離 l とせきの厚さ L との比 l/L との関係を求めてみたのが図-17である。せき頂での圧力測定孔の位置は一定しているために、この図に示した P/wH は必ずしも最小値とはいえないが、だいたいの傾向はあらわしていると思われる。また、この誤差は流量の多いほど少なくなる傾向にある。図-17によると、せき高の等しいものについてはせきの厚さに関係なく一

本の曲線によってあらわされるが、せき高が異なるにつれてパラツキが増える。このパラツキは、せき高が小さくなり、はく離境界とせき頂とのなす角が小さくなるにつれて P/wH が小さくなる傾向にあることがわかる。このことは P/wH が主として l/L の関数としてあらわされるが、さらに流線とせき頂とのなす角により二次的に変化することを示している。

4. 幅厚せきの流量公式

幅の厚いせきを越流する流れでは、せき上流端の条件や、せき頂の厚さなどによって異なった流れを生じ、それぞれの場合によって適用する法則も異なってくる。ここでは、2, (1) で述べた分類にしたがって適用すべき流量公式について述べる。

〔1〕 上流端に丸味を有するもの

はく離を生じないくらいに十分丸味を帯びている場合は境界層の排除厚を考へて、その厚さが最大になる位置で限界水深を生ずるとしてよい。この位置を近似的にせき下流端とすれば、Ippen によれば、

$$Q = 1.70 BH^{3/2} \left(1 - 2 \frac{\delta^*}{B}\right) \left(1 - \frac{\delta^*}{H}\right)^{3/2} \quad (\text{m単位}) \dots\dots\dots (6)$$

で与えられる。ここに Q = 流量 (m^3/s) B = 越流巾 (m) H = せき頂よりの越流水頭 (m)。 δ^* は境界層の排除厚で Reynolds 数 R の大きさに応じて (7) 式あるいは (8) 式によって与えられる。

$$\delta^* = \frac{1.73}{\sqrt{C_f}} \cdot L \quad R = \frac{VL}{\nu} \leq 3 \times 10^5 \dots\dots (7)$$

$$\delta^* = 0.63 C_f \cdot L \quad R = \frac{VL}{\nu} \geq 3 \times 10^5 \dots\dots (8)$$

$$\text{ただし, } \frac{1}{\sqrt{C_f}} = 1.70 + 4.15 \log_{10} (R \cdot C_f)$$

(6) 式はせき頂において流線が平行になり圧力も静圧的分布をするような、水深にくらべて十分長いせきについてのみ成立する式であるから、あまりせき長の短いものに対して適用することができない。

銅岡⁽²⁾の実験結果について、 $L=5\text{cm}$, $H_s=15\text{cm}$, 上流側のり面が垂直、上流端の丸味が半径 1cm のせきに対し流量係数は表-4 のようになり、これに対して (6) 式を適用した結果を C'' として示してある。

表-4

$q(\text{l/sec})$	$H_1(\text{cm})$	$H(\text{cm})$	C	C''	$D(\text{cm})$
12.07	3.681	3.702	1.695	1.674	0.407
15.83	4.454	4.488	1.666	1.680	0.493
19.93	4.690	4.941	1.814	1.682	0.539
24.41	5.480	5.552	1.864	1.683	0.601

これによると流量の少ない始めの二つについては、ほぼ一致するが流量が大きくなるとよくあわない。(6) 式を持つ意味から、 C'' の値は 1.70 を越すことはなく、 C が 1.8 よりも大きくなる領域では、流れの機構が変化したと考えられる。すなわちこの領域では、流線の曲りによる影響が大きく流線が平行にならないためと思われる。表-5 は同じく銅岡の実験からせき頂の厚さ 25cm のものについてであるが、流量の大きい場合にも比較的良好一致している。

表-5

$q(\text{l/s})$	$H_1(\text{cm})$	$H(\text{cm})$	C	C'	$D(\text{cm})$
12.07	3.675	3.966	1.700	1.646	0.406
15.83	4.460	4.494	1.665	1.654	0.494
19.93	5.050	5.100	1.734	1.662	0.557
24.41	5.830	5.900	1.705	1.668	0.637
29.02	6.540	6.632	1.700	1.673	0.710
33.49	7.240	7.356	1.680	1.677	0.788

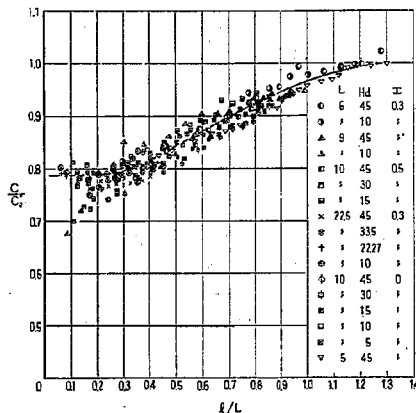
表-4 および 表-5 の場合について、刃形せきから越流する場合のナップの上昇高 D も計算してあるがすべて上流端の丸みの半径よりも小さい。 ($<1\text{cm}$) これらのことから、(6) 式は次の 2 つの場合には適用できないと考えられる。

- (a) 上流端の丸みの半径が、同じ越流水頭の刃形せきからの自由ナップの上昇高 D よりも小さくなった場合
(b) 半径が自由ナップの上昇高 D より大きくても、せき頂の長さが十分でなく曲った流れとなる場合。

これについては現在まだまだ明らかではなく、さらに将来の研究にまづ必要がある。

〔2〕 上流端の角ばつているもの

前に述べたように、上流端からはく離を生じこの大きさが流量係数に影響を与える。図-17 に示したように、この境界層内の圧力を l/L で整理した所、比較的良好な結果をえたので幅厚せきからの越流量を、 $Q = CBH^{3/2}$ によって計算し求めた C と、同一越流水頭で刃形せきから越流する場合の流量係数を (3) 式から求めた C_0' との比 C/C_0' と l/L との関係を求めてみたのが 図-18 である。これによればせき高、せき幅、のり面こう配の異なるせきで、各種の越流水頭に対し C/C_0' と l/L との関係はほぼ一本の曲線によってあらわされている。しかしせき高が低くなると多少のパラツキがあらわれるが、これは 図-17 について指摘したように l/L のみでは完全に $P/\rho uH$ の変化をあらわすことができないのに対応して

図-18 C/C_0' と l/L との関係

いると思われる。

図-18について C/C' と l/L の関係を一本の曲線で代表させれば、 C の未知な幅厚ぜきについて越流水

頭 H を仮定すれば、これに対応する C'_0 が図-4、図-3 および (3) 式から求まり、また 図-5 から l/H が求まるから幅厚ぜきの流量係数 C を図-18 から逆に求めることができる。

5. 流量式に対する三次元の補正

以上は流れを二次元的としてとり扱った。実際にはせきの両側から縮流する三次元的な流れ方をする場合が多いが、このような場合にはその影響を考慮して、二次元的に求めた流量係数を補正しなければならない。

とくに砂防ダムのようにせき流入部の両側が角ばっている場合には、縮流の度合は大きいので補正すべき量も大きくなる。

この補正量は接近水路の幅とせき幅の比、全水頭とせき幅の比などにより変化すると考えられるが、従来これらについての関係は明らかにされていない。

著者らは次に示す方法により、補正量の一般式を求めた。

三次元の場合の流量係数 C_n を

$$Q = C_n \cdot B \cdot H^{3/2} \quad \dots\dots\dots (9)$$

で定義する。

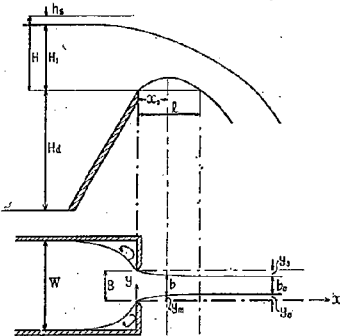


図-19 三次元の補正の説明図

図-19 でわかるように流れは両側から収縮し、限界水深の生じている断面（下側ナップの最高となる断面）では流水の幅 b は B よりも小さい。

$$\text{いま、} Q = C \cdot b \cdot H^{3/2} \quad \dots\dots\dots (10)$$

で C を定義するとこの値は二次元の流量係数に等しいと考えられる。したがって、三次元と二次元の流量係数の比（三次元の補正量とよぶ） C' は (9) および (10) 式から

$$C' = \frac{C_n}{C} = \frac{b}{B} = 1 - 2 \frac{y_n}{B} \quad \dots\dots\dots (11)$$

表-6

x/y_0	0	0.002	0.014	0.047	0.116	0.244	0.449	0.795	1.445	∞
y/y_0	0	0.015	0.060	0.134	0.234	0.357	0.500	0.658	0.826	1

で表わされる。ここに C' は 1 より小さい値である。

したがって b/B を求めれば補正量が求まる。 b/B の値は W/B , H/B , および流入口のとがりぐあいに関係し一般的に求めることは困難である。しかし W/B が十分に大きく、流入口が十分にとがっている場合は近似的に普通の流出口として求めることができる。 W/B の値がある程度以上になると、その影響がなくなり、十分に大きい場合と変らなくなるので、普通の流出口としてのとり扱いで、かなりの適用範囲があると考えうる。

普通の流出口からの流線の方程式は 図-19 を参照して

$$\begin{aligned} x/y_0 &= \log_e \left(-\cot \frac{\theta}{2} \right) - \cos \theta \\ y/y_0 &= 1 + \sin \theta \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (12)$$

ここに、 $\theta = -\frac{\pi}{2} \sim 0$

で表わされる。

$$\begin{aligned} \text{また、} y_0 &= 0.195 B \\ b_0 &= 0.61 B \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (13)$$

である。

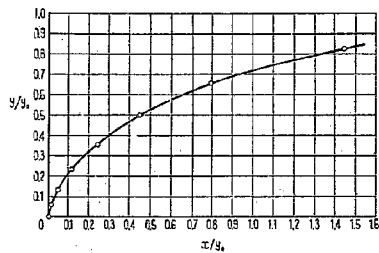


図-20 x/y_0 と y/y_0 の関係

(12) 式より x/y_0 と y/y_0 の関係は 表-6 および 図-20 のとおりである。

(11) 式および (13) 式より

$$C' = 1 - 0.39 \frac{y_n}{y_0} \quad \dots\dots\dots (14)$$

として三次元の補正量を求めることができる。

また、 y_n の断面の位置は

$$\begin{aligned} \frac{x_n}{y_0} &= \frac{x_0}{l} \cdot \frac{l}{H} \cdot \frac{H}{y_0} \\ &= 5.13 \cdot \frac{x_0}{l} \cdot \frac{l}{H} \cdot \frac{H}{B} \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (15)$$

で与えられる。

ここに x_0/l , l/H は刃形ぜきの下側ナップの形状特性から求めることができる。

図-20 および (14), (15) 式より補正量 C' を求めるこ

表 - 7

W=260 cm L=15 cm H_d=65cm 前のりこう配 5分

Q (l/sec)	B (cm)	$(\text{cm}^3/\text{sec.})$ cm	H_1 (cm)	H (cm)	C_n	C'	Q (l/sec)	B (cm)	$(\text{cm}^3/\text{sec.})$ cm	H_1 (cm)	H (cm)	C_n	C'
$B_o=125$ cm							60.15	97.2	619.1	12.16	12.17	1.456	0.915
3.05	126	24.1	1.34	1.34	1.505		71.80	98.7	727.0	13.72	13.73	1.429	0.871
5.00	127	39.4	1.94	1.94	1.458		80.35	99.3	808.4	14.33	14.34	1.489	0.898
10.10	128	78.8	3.05	3.05	1.487	0.994	$B_o=63.5$						
20.17	130	155.2	4.80	4.80	1.478	0.975	3.05	65.7	46.45	2.17	2.17	1.451	
39.97	132	301.6	7.49	7.49	1.470	0.958	5.00	66.6	75.20	3.08	3.08	1.392	0.929
60.15	135	446.5	9.63	9.64	1.498	0.967	10.10	68.2	148.20	4.66	4.66	1.468	0.951
71.80	136	528.1	10.83	10.84	1.473	0.942	20.00	70.8	282.5	7.32	7.32	1.427	0.929
80.35	136	588.8	11.40	11.41	1.528	0.969	39.97	74.5	536.2	11.02	11.02	1.466	0.935
100.1	138	732.0	13.04	13.06	1.550	0.957	60.15	77.6	755.2	14.08	14.09	1.430	0.867
120.0	140	859.0	14.73	14.76	1.510	0.903	63.75	78.1	816.2	14.55	14.56	1.471	0.886
$B_o=105$ cm							$B_o=44$ cm						
3.05	107	28.6	1.60	1.60	1.375		3.00	46.7	64.24	2.71	2.71	1.428	0.955
5.00	107	46.6	2.18	2.18	1.434		4.95	47.7	103.8	3.70	3.70	1.459	0.969
10.10	108	92.4	3.43	3.48	1.455	0.969	10.10	49.8	202.9	5.78	5.78	1.459	0.957
20.17	110	183.2	5.44	5.44	1.443	0.949	20.17	52.9	381.2	8.88	8.88	1.446	0.938
39.97	113	352.4	8.37	8.37	1.456	0.947	39.97	57.8	685.5	13.27	13.27	1.420	0.875
60.15	116	519.7	10.70	10.71	1.481	0.947	49.95	59.0	847.0	14.97	14.98	1.460	0.876
71.80	117	613.6	11.96	11.97	1.481	0.934	$B_o=23$ cm						
80.35	118	682.2	12.74	12.75	1.500	0.932	2.88	27.0	106.5	4.03	4.03	1.310	0.868
100.1	119	837.5	14.47	14.49	1.519	0.915	5.00	28.4	175.87	5.44	5.44	1.385	0.911
$B_o=85$ cm							10.10	31.1	324.55	8.11	8.11	1.405	0.914
3.05	86.9	35.2	1.88	1.88	1.364		20.17	35.0	578.3	11.96	11.96	1.402	0.883
5.00	87.5	57.2	2.47	2.47	1.477		25.00	36.5	684.7	13.50	13.50	1.381	0.847
10.10	88.8	113.6	3.83	3.83	1.515	1.005	31.95	38.3	833.6	15.29	15.29	1.398	0.832
20.17	91.2	221.2	6.17	6.17	1.446	0.947							
39.97	94.5	422.8	9.54	9.54	1.433	0.925							

とができる。

その方法は、まず(15)式により x_0/y_0 を求め、次に図-20 よりそのときの y/y_0 の値 y_m/y_0 を知り、(14)式に代入して C' を求める。

(15)式各項の中もっとも大きく変化するものは H/B であるので、 C' は主として H/B の関数で表わされる。 H/B が大きくなるほど C' は小さくなり、三次元の影響が大きく表われることがわかる。

x_0/l 、 l/H などは前のりこう配および h_2/H により多少変化するので、 H/B の他にこれらの値も C' に影響することがわかる。なお x_0/l 、 l/H と前のりこう配および h_2/H との関係は U.S. Bureau によって実験的に求められている。

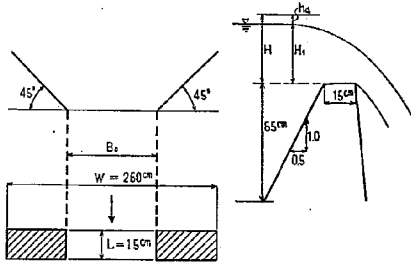


図-21

次に三次元の補正に対する実験的研究として図-21の形の砂防ダムについて、 B_0 および H をいろいろ変えて流量係数 C_n を求めた。結果を表-7 に示す。 q は単位幅あたりの流量で

$$q = \frac{Q}{B} = \frac{Q}{B_0 + H_1} \quad (16)$$

で求めた。また C は4に示す方法で求めた。

実測値について C' と H/B の関係を調べると図-22のごとく $B_0/W < 0.48$ の範囲の資料について B_0/W に無関係に一つの曲線によってあらわされる。図-22の破線は実測値の平均値をあらわす。

前のりこう配5分、 $h_2/H \approx 0$ に対して、U.S. Bureauの資料は、

$$x_0/l = 0.36 \quad l/H = 0.56$$

を示し、これと(15)式、図-20 および(14)式から C' を求めると表-8のごとくなる。

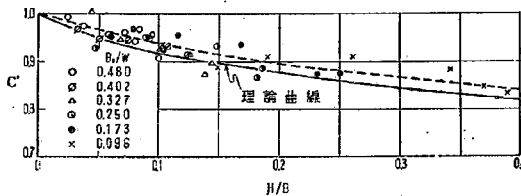


図-22

表-8

H/B	0.05	0.10	0.15	0.20	0.30	0.40
C'	0.944	0.918	0.895	0.876	0.844	0.817

表-8 を図-22 に理論曲線として示した。理論曲線は刃形せきの場合であり、実測値は台形断面をした幅厚せきの場合であるにもかかわらず、両曲線はほぼ同様な傾向を示す。理論曲線の C' はわずかに小さい(2%程度)が、この程度では実用上さしつかえないものと考えられる。

このことから次の2つのことがいえる。

- (1) 三次元の補正は(15)式、図-20 および(14)式を用いて行なうことができ、主として H/B の関数となる。
- (2) 台形断面はそれと同面積の長方形になおしてとり扱ってさしつかえない。

6. 計算方法および計算値と実測値との比較

[1] 鋸網の実験結果との比較

上に述べた流量公式で上流端の角ばっているものにつき、鋸網の実験結果を計算してみた。計算に用いたせきの形状は表-9に示す。

表-9

せき頂の厚さ (cm)	せき高 (cm)	前面のりこう配
5	15	0.
25	15	0.
3	15	1.0
5	15	1.0

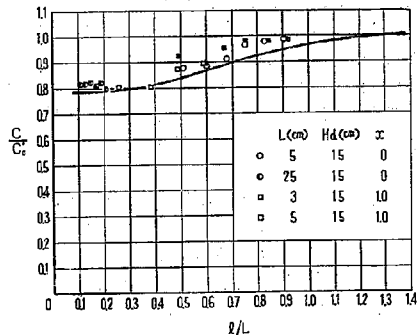


図-23 鋸網の実験結果

これらのせきについて、それぞれの流量の C 、 C_0 、および l/L を求めたのが図-23である。図中実線で示したものは、図-18の曲線である。これによれば、鋸網の実験結果もわれわれの整理方法ではほぼ一致することがわかる。またわれわれの実験範囲外である上流側のり面こう配が1の場合($\theta = 45^\circ$)にもよく一致することを示す。

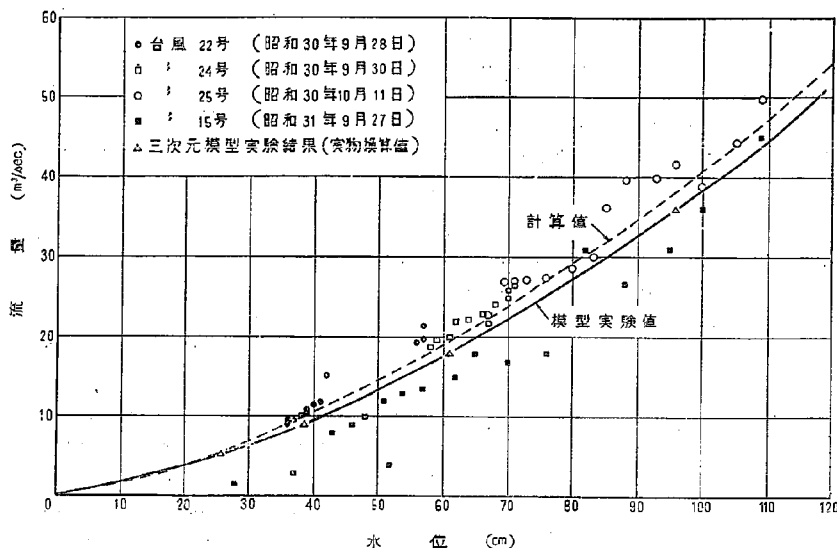


図-24 南郷ダムにおける流量観測値との比較

〔2〕三次元模型と実測値との比較

小規模の模型実験から求められた流量式を、実物に適用する場合には、相似法則の成立つことが前提条件となるが、これについては多くの人によって研究され、模型において表面張力の影響が無視できるような大きさをいけば Froude の法則によってほぼ満足される。また W.E.S. においても、最近このことについて実物ダムの流量観測を行なって研究をしている状態である。われわれの実験において、実物の砂防ダムの越流量と模型による実験値とを比較するために、利根川支流根利川にある南郷ダムの流量観測の結果⁽⁶⁾を用いることにした。南郷ダムは高さ約 20m 水通し天端長 25m ダム頂の厚さ 3m 両袖こう配 45° 上流側のり面こう配が 5 分である。流量はダム上に架橋した片持ばりの上を移動する流量測定機により管谷式プロベラ流速計を用いて測定する⁽⁶⁾。流量観測は昭和 30 年の洪水期から始められ 30 年に 3 回、31 年に 1 回おこなっており、その結果について図-24 に示す。これによると、30 年度と 31 年度の観測でかなり差があるが、これは、観測法を変えたため 30 年度には流速計をダム頂から水面までを一定速度で移動させる方法により、また 31 年度には流速計を固定した定点法にしたためと思われる。模型実験は、縮尺比を 1/20 としダム地点から上流 160m までの模型をつくり流況をできるだけ一致せしめるようにした。図-24 に△印で実験結果を示すが、30 年度と 31 年度の流量観測の中間値を示している。この結果から直ちに模型実験が実物とよく一致するとはいえないが、現在の流量観測の精度

からいえば模型実験の結果から求められた流量の算定方法は、実用上さしつかえないと思われる。

〔3〕計算値と実測値との比較

南郷ダムの場合についての上の計算法を適用して実測値と比較する。

計算に必要な諸元は次のとおりである。

$L=3m$ 上流のり面こう配：5 分 ($\alpha=0.5$)

$B_0=25m$ 両袖こう配：45°

$H_d=20m$

計算の手順は次のとおりである。

水位 H_1 (与える) $\rightarrow Q$ を仮定 $\rightarrow h_s \rightarrow H \rightarrow l, D \rightarrow C_0$

$$\rightarrow C_0' \rightarrow C/C_0' \rightarrow C_1 \rightarrow C_n (=C \cdot C')$$

$$H/B \rightarrow C'$$

ここに、

C_0 : 刃形せきの流量係数。(ナップの最高位置から測った全水頭に対する値)

C_0' : 刃形せきの流量係数。(せき頂から測る)

C : 幅厚せきの流量係数。(2 次元)

C' : 流量係数の 3 次元の補正量。

C_n : 幅厚せきの流量係数 (3 次元)

計算の 1 例を示すと次のとおりである。

$$H_1=0.4m$$

Q を仮定するのは h_s を求めるためであるから、 H_d が大きくて h_s が非常に小さい場合には、 Q を仮定せず最初から $h_s=0$ とおいてさしつかえない。この場合にも $h_s=0$ として

$$H=0.4m, H_d/H=50, \alpha=0.5, \text{ 図-5 により}$$

$l/H=0.65$, $l=0.22$, また $h_0/H=0$ 図-4 により
 $D/H=0.0744$, $D=0.0298$, $H-D/H_0+D=$
 0.01847 , 表-1 により $C_0=2.20$

(3)式により

$$C_0'=2.09$$

$$l/L=0.22/3=0.0733$$

$$\text{図-18 により } C/C_0'=0.787 \therefore C=1.646$$

両袖こう型 45° であるから, 台形断面と等面積の台形
 になおすと

$$B=B_0+H=25.4\text{m}$$

$$\therefore H/B=0.017$$

$$\text{図-22 の理論曲線より } C'=0.98$$

$$\therefore C_N=C \cdot C'=1.62$$

$$Q=C_N \cdot H^{3/2} \cdot B=1.62 \times 0.43^{3/2} \times 25.4=10.4\text{m}^3/\text{sec}$$

このようにして求めた水位—流量曲線を 図-24 に示す
 現地観測値はかなりばらついているので, 完全に検照
 するにはいたらないが, 十分よく一致していると考えら
 れる。

7. 結 論

本研究により明らかとなった主な事項は次のとおりである。

(1) 幅厚ぜきにおいてせきの上流端が丸く, 厚さの十分に厚いせきでは, Ippen によって与えられた (6) 式で, 流量係数を求めることができる。

(2) せきの上流端が角ばっているものは, 流線がはく離し, この領域の大きさにより流量係数がきまる。

(3) はく離領域を理論的に求めることはほとんど不可能であり, また実験的にも明確に定めがたいので, 羽

形ぜきの自由ナップと, 領域内の圧力を指標にとる。

(4) はく離領域内の圧力とその点の静水圧の比は 図-17 に示すように l/L の関数となる。

(5) 羽形ぜきの自由ナップの形状は U. S. Bureau において 図-2 および 図-4 のように求められているが 図-2 を実用上便利な形で表わすと 図-5 のようになる。

(6) 幅厚ぜきの流量係数は, それと同じ越流水頭を持つ羽形ぜきの流量係数を基準にし, 図-18 に示すように l/L の関数で表わされる。

(7) 流量係数に対する三次元の補正量は理論的に (14) 式, (15) 式および 図-20 により計算され主として H/B の関数であらわれ, 実測値とかなりよく一致することが知られた。

(8) 以上により, 三次元の幅厚ぜきの任意の形状に對して流量係数を計算することができる。

参 考 文 献

- (1) A. T. Ippen : Channel transitions and controls, Engineering Hydraulics p.p. 527
- (2) 鍋岡昭三 : 低いダムの溢流係数に関する研究, 電研所報 Vol. 4 No. 2
- (3) Bureau of Reclamation : Studies of crests for overfall dams. Boulder Canyon Project, Final Report, 1948
- (4) 石原藤次郎編 : 応用水理学 (中一) p. p. 136
- (5) " " " " p. p. 138
- (6) 関東地方建設局 : 利根川流域砂防調査報告書 (第二回) 32年6月

Report
of
The Public Works Research Institute
Ministry of Construction.

Vol. 103, February 1960.

CONTENTS

1. S. Satō, H. Kikkawa, K. Ashida and K. Asakura :
Researches on the Diversion on the River (4)
——Functional design of the diversion of Ina river——(1)
2. Y. Tahara, T. Kutsukake and S. Nakamura :
Study on the Prestressed Composite Girder and the Design of It
(1) Experimental study by model test(17)
3. H. Takeshita and J. Tanaka :
Experimental Research on Soil Stabilization, Third Report
——An example of construction control of Cement-Stabilized base course and
the tentative standards of design and control of soil-cement Stabilization——(29)
4. H. Kikkawa and H. Mitsui :
Hydraulic Tests on Hoshiyama Diversion Channel of Urui River, ...(61)
5. H. Takeshita and S. Iwama :
Studies on the Joint Materials for Concrete Pavements (II).....(71)
6. T. Takenouchi :
Some Calculation Methods for Estimating Runoff from Rainfall.....(87)
7. A. Ariizumi, O. Kondou and Y. Mori :
Measurements on the Segregation of Concrete by Means of γ -ray Penetra-
tion, ...(111)
8. H. Kikkawa, K. Ashida and A. Tsuchiya :
Study on the Discharge Coefficient of Broad-Crested Weirs(123)