

土木研究所報告

第 116 号

アーチダム余水吐の水理機能に関する研究 (1)

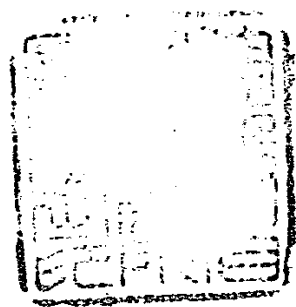
一天ヶ瀬ダム余水吐に関する実験的考察一 ……中川博次, 江崎一博, 多田敏一…(1)

変形アーチの解法 (1) ……中村慶一, 大久保忠良, 飯田隆一, 徳岡康夫…(33)

有機物処理による粘土の性質の改変に関する研究 ……有泉 昌,

牧 隆正, 和田茂治…(53)

活荷重合成ゲタ橋の大型模型実験 ……多田安夫, 中村正平, 篠原洋司…(79)



昭和 38 年 11 月

建設省土木研究所

アーチダム余水吐の水理機能に 関する研究 (1)

——天ヶ瀬ダム余水吐に関する実験的考察——

(昭和 37 年 7 月)

中 川 博 次*

江 崎 一 博**

多 田 敏 一***

目 次

まえがき	(1)	(2) 模型相似律	(10)
要 旨	(2)	[3] 水罅池の検討	(10)
1. 計 画 概 要	(2)	(1) 概 説	(10)
2. 余水吐の設計	(2)	(2) 水罅池底面圧力	(10)
〔1〕 設計条件	(2)	(3) 水罅水深の決定	(11)
〔2〕 放水管の型式と配置	(3)	(4) 端末シルの減勢効果と 導流壁高の検討	(13)
〔3〕 放水管設計	(4)	(5) 副ダムの検討	(15)
(1) 設計流量係数の決定	(4)	[4] 放水管の検討	(17)
(2) 放水管形状	(5)	(1) 形状の修正と実験検証	(17)
(3) 管内圧力分布	(6)	(2) 高圧ゲートの戸溝形状に関する 実験的考察	(23)
〔4〕 中央越流部の設計	(7)	[5] 堤頂越流部の検討	(28)
〔5〕 水罅池設計	(8)	(1) 橋脚形状の修正	(28)
(1) 必要水罅水深	(8)	(2) 越流量の測定	(28)
(2) 副ダム高	(9)	(3) 越流形状の検討と水面形	(28)
3. 実験による余水吐形状の検討	(9)	[6] 結 論	(29)
〔1〕 実験の目的と内容	(9)		
〔2〕 模型および模型相似	(9)		
(1) 模 型	(9)		

まえがき

建設省直轄の最初のアーチダムである鳴子ダムが完成
してから、今年で早や5年になるが、この間、アーチダ

ムに関する構造設計および施工技術の進歩に伴って、
より経済的な堤体設計の発展が遂げられてきた。それと
ともに、余水吐の機能設計に関しても新たに解決を要望
される数多くの問題が提起されるようになった。たとえ
ば、アーチダム放流設備の大きな特徴といえる自由落下
型余水吐の合理的減勢工法の確立に關連して、落下水脈
の空氣連行機構、噴流拡散効果および境界構造物の振動

* ダム部 ダム水理研究室研究員

** ダム部 ダム水理研究室研究員

*** 近畿地建天ヶ瀬ダム工事事務所

性状などの研究が必要とされ、わが国でも、近時多数の研究者によって理論、実験および実測による考究が盛んに行なわれ、すでにかなりの注目すべき成果が上っているが、これらの実用設計面への適用には、まだ程遠い感がある。

一方、筆者らは、多目的ダムで重要な機能を果たす高圧流量調節構造物のアーチダムへの適用性に関する一連の研究を続けており、これらについては、「堰堤放水管に関する研究」という表題で本報文に発表してきた。

ダム水理研究室では、過去5年にわたり二瀬、綾北、大倉、室牧、湯田、川俣、天ヶ瀬各ダムの余水吐に関する実験的研究を行ない、設計に有用な資料を数多く得たが、これらの解析結果が必ずしも一般化されておらず、また、理論的追究を欠き、単に技術的判断にもとずく結論が多いことも免がれない。そこで、アーチダム余水吐に関する今後の研究指針を明らかにし、また余水吐設計の標準化の一助として、アーチダム余水吐の設計ならびに実験的考察の結果を発表する次第である。

要 旨

天ヶ瀬ダムの余水吐を既往の実験資料にもとずいて設計し、その水理機能を実験的に検討した。とくに、放水管の高圧調節用ゲートに関しては、一般設計に直接役立つ

たせる結論を得た。

1. 計画概要

宇治川はその水源を琵琶湖に発し、滋賀県内は瀬田川として流れ、京都府に入って宇治川となり、京都府下八幡付近で淀川に合流する河川で、その流路延長は琵琶湖出口より 35.7km、流域面積は南郷洗堰より下流で 352 km²である。従来、宇治川を含む淀川水系の各河川に関しては、幾度か改修基本計画が立案されてきたが、昭和28年の台風13号による出水は、それまでの計画高水流量を上廻り、下流に多大の災害をもたらした。そこで、水系の保全開発の現状と将来を考えた計画の根本的再検討を行ない、治水を最優先とする淀川水系改修基本計画がたてられた。すなわち、宇治川については、南郷洗堰を改築し、京都府宇治市天ヶ瀬地先に高さ12mのアーチ式コンクリートダムを築造することが計画された。天ヶ瀬ダムは南郷洗堰と相まって、本津川、柱川、宇治川の3川合流点で計画高水量に対する宇治川流量を 260m³/sec以下に調節するとともに、本ダムを利用して発電を行ない、琵琶湖の未開発落差および流量の高度利用をはかるものである。天ヶ瀬ダムのダムおよび貯水池の計画概要を表-1に示す。

表-1 ダム および 貯 水 池 諸 元

河 川 名	淀 川 水 系 宇 治 川	出水期常時満水位	O. P. 72.00m
位 置	宇 治 市 植 鳩 町 字 六 石	計 画 高 水 位	O. P. 78.50m
流 域 面 積	352km ² (南郷洗堰より下流)	低 水 位	O. P. 58.00m
ダ ム 型 式	ドーム型 アーチ式コンクリートダム	推定堆砂面標高	O. P. 57.00m
堤 高	72.00m	利 用 水 深	20.50m
堤 頂 長	245.00m	総 貯 水 容 量	26,280,000m ³
堤 体 積	110,000m ³	有 効 貯 水 容 量	20,000,000m ³
湛 水 面 積	1.88km ²	計 画 高 水 流 量	1,360m ³ /sec
非 越 流 頂	O. P. 82.00m	計 画 放 流 量	900m ³ /sec (南郷洗堰放流時)
基礎岩盤標高	O. P. 10.00m	調 節 流 量	580m ³ /sec
基 礎 地 質	砂岩および粘板岩	異常洪水流量	1,630m ³ /sec

2. 余水吐の設計

[1] 設計条件

天ヶ瀬ダムの貯水池使用計画および計画洪水に対する調節計画は、それぞれ図-1および図-2で与えられる。洪水時には、出水とともに予備放流を行ない、貯水位をO. P. 72.00m (夏期制限水位) から O. P. 58.00m (最低水位) まで下げ、淀川のピーク流量時には、220m³/sec 放流する。調節計画達成時には、貯水位はO. P. 78.50m と

なり、その後、O. P. 72.00m に復してから南郷洗堰を開扉して、その放流量を 900m³/sec とする一定量放流を行なう。O. P. 58.00m における必要予備放流量については、予備放流上の制限をうけないから、放流条件として考慮する必要はない。したがって、本ダムの放流設備の設計流量条件は、次のとおりである。すなわち、

(1) 夏期制限水位 O. P. 72.00m で 900m³/sec を安全、確実に放流できること。

(2) 計画満水位 O. P. 78.50m で異常洪水量 1,630

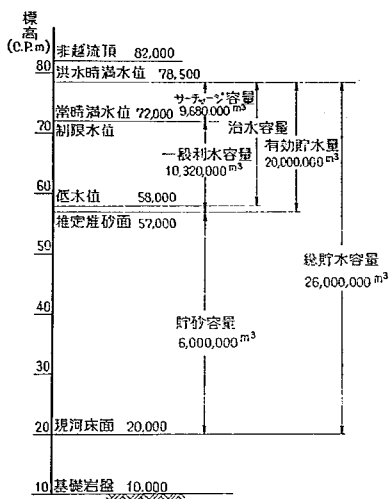


図-1 貯水池使用計画

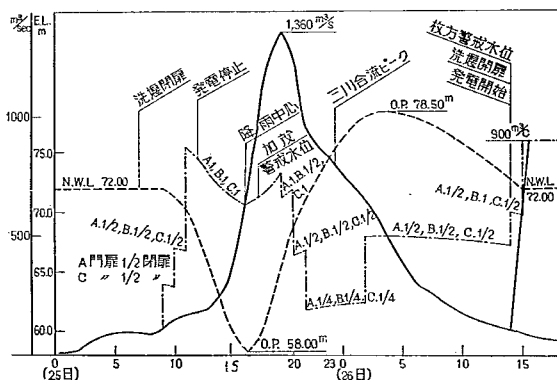


図-2 天ヶ瀬ダム洪水調節図

m³/sec を確実に放流できることである。

条件(1)を満足させる常用余水吐としては、主として工費および施工条件から、O.P.58.00m以下に呑口を有する放水管が選ばれ、条件(2)を満足させる非常用余水吐として、堤頂越流型余水吐が選ばれた(異常洪水量のうち放水管の放流量を差し引いた流量を堤頂部に配分する)。

[2] 放水管の型式と配置

堤内放水管形状は、ゲートの経済性を考慮して角形とし、下流端に設ける調節用主ゲートは作用荷重の分散を容易にし、また拱頂部に過大なモーメントを作用させないように、ローラーゲートを採用した。放水管数量はコンクリートブロック幅、水引き幅、越流部余水吐との相

対位置、放水管必要放流量および経済性を考慮して3条とした。

放水管呑口の標高は、推定堆砂面標高と任意時水位における管内流況とを併せて決定されねばならない。すなわち、呑口標高が推定堆砂面より極端に低い場合には、管の摩耗が促進され、また放流能力も早期に低下して遂には放流機能が失われるに至る。一方、低水位と放水管呑口標高との差が余りないと、管内流況は不安定になり、水理的に好ましくなく、また流木などが管内に巻き込んでゲート操作を不可能にすることがある。

天ヶ瀬貯水池で水平堆砂を仮定した計画堆砂面は O. P.57.00mであるが、いま、W. M. Borland と C. R. Miller の Area Increment 法によって、100年堆砂面標高を計算してみよう。ダム地点での堆砂面標高での貯水池面積を A_0 、それ以下の貯水容量を V_0 、貯水池内の総流入土砂量を V_s 、ダム地点での最大貯水深を H 、堆砂深を h_0 とすると、

$$V_s = A_0(H - h_0) + V_0 \quad \dots\dots\dots (1)$$

の関係が与えられ、本ダムについて h_0 を仮定して計算された V_s と h_0 との関係は図-3 に示すとおりである。この関係から、100年推定堆砂量60,000,000 m³に対応する h_0 を求めると、推定堆砂面は O.P.33.80m となり、水平堆砂の場合よりずっと低くなる。さらに、本貯水池については、水没区域内の既設の大峯貯水池による貯砂効果を期待することができから、ダム地点での実際の堆砂面は水平堆砂面を大幅に下回るものと考えられる。

一方、放水管内流況が開水路流から管路流へと変化する際の各流況を示す貯水頭の限界については、目屋ダムのオリフィス模型の実験資料によって、次の関係があることが確かめられた。すなわち、貯水面と管呑口敷高との標高差を

H_s 、管出口高さを a_n とすると。

$$\begin{aligned} H_s/a_n < 1.3 & \quad \text{開水路状態} \\ 1.3 < H_s/a_n < 1.8 & \quad \text{遷移流状態} \\ H_s/a_n > 1.8 & \quad \text{管路流状態} \end{aligned}$$

となることが確かめられた。いま、仮に、 $a_n=4.5$ m に選ぶと、管路流状態を呈するために必要な最小貯水深は、 $1.8 \times 4.5 = 8.1$ m であり、最低操作水位が O.P.58.00 m であるから、放水管呑口敷高を O.P.50.00 m 以下に選定する必要がある。以上の2つの必要条件を満足する放水管出口中心標高として、O.P.45.00m が決定された。

天ヶ瀬ダム工事事務所で当初計画された放水管の平面的配置は、幅16mの堤体ブロック中心に設置して、偏心荷重による過大な応力が堤体に発生しないようにし、ま

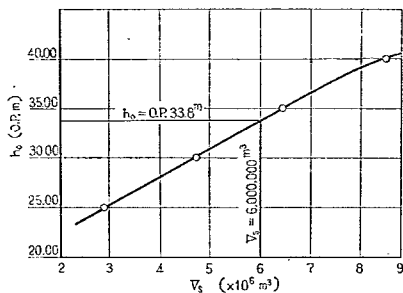


図-3 推定堆砂面標高

た、幅3.5mの越流部橋脚の直下に幅3.42mの角形放水管を設けて、放水管流と越流部落水脈とのオーバーラップをさせ、さらにコースターゲートの堤頂部への巻き上げを容易にするような設計上の配慮がなされた。ただ、この原案放水管を半開操作した場合、放出水脈が平面的に拡がって落下し、その落下地点が兩岸の山腹に当るものと推定されたので、越流部径間幅を12.5mから10.0mに変更し、左右岸放水管の位置を河心部へ寄せることにより、水簾池内へ放出水脈を落下させることとした。

放水管放出流の拡がり性状を検討するに当たっては、ゲート全開時の拡がり角 θ を 12.5° 、半開時の最大拡がり角を 40° とし（Cの値は、谷間ダムの高圧ゲート製作に先立って、三菱日本重工業K.K.が行なった試験結果にもとづくものである。模型縮尺は1/20、操作圧力は2 kg/cm²、模型最大流速は16m/secである）、また、放水管軸は水平と 10° 傾いているものとして、水脈拡がり幅および落下位置が求められた。越流部径間幅を10.0mとしたときの放出水脈の拡がり性状を図-4に示すが、半開時の水簾池導流壁面上の水脈落下点標高はO.P. 32.50m

であり、これに壁面での飛散水脈の高さを考慮すれば、高さ20mの導流壁を必要としよう。しかし、必要導流壁高は主として、後述の必要水簾水深から決定されるものであり、放水管放出流については、水理模型実験により全落水脈幅が水簾池水面幅より小さくなるよう、主ゲートの戸溝および戸当り形状を改良することとした。

〔3〕放水管設計

（1）設計流量係数の決定

原案放水管は、ゲート半開操作時の拡幅水脈を水簾池幅のかなり広い堤趾部付近に落下させて、山腹への攻撃をさせるとともに、越流部落水脈との干渉による水脈の飛散を防ぐために、放水管軸に水平と25%の傾きをもたせた傾斜直管とした。そのため、管呑口中心と出口中心との間に2.5mの標高差を生じ、管内に危険な負圧を発生することが予想されたので、管上面の傾きを35%として出口に向かって断面を絞りを、負圧の発生を防止することとした。

原案放水管の出口断面積は次式で表わされる流量係数Cを0.85として計算された。すなわち、

$$C = \frac{Q}{A_n \sqrt{2g(H+Z_0)}} \quad (2)$$

ただし、H：貯水面と呑口中心との標高差（m）

Z₀：呑口中心と出口中心との標高差（m）

A_n：放水管出口断面積（m²）

流量条件（1）を満足する放水管出口断面積は、

$$A_n = 300 / 0.85 \times \sqrt{2 \times 9.8 \times 27.0} = 15.343 \text{ m}^2$$

であり、高さ4.56m、幅3.42mの角形出口断面が与えられた。しかし、C=0.85は、一般にハウエルバンパーバルブなどのバルブ損失に対する値であり、本放水管のように断面絞りの小さい場合には、流量係数をより大きく見込んで差し支えない。

角形水平直管を採用した室牧ダムの放水管模型実験資料⁹⁾を用いて、断面絞りによる流量係数の減少率を推定してみる。実験値から求められた流量係数とH/a（aは放水管出口高）との関係は、図-5および図-6に示される。I型放水管はベルマウス下流端より出口まで断面不変（一辺2.62mの方形）の水平管であり、II型はI型の出口側面に図-7に示すようなデフレクターを設けて、戸溝への噴出流の巻き込みをさせるようにしたものである。いずれの場合にも、流量係数は貯水頭の増大とともに、若干増加するようであるが、H/a>5になると、入口損失の大きさがほとんど変化しないため一定値を示すとみてよい。天ヶ瀬ダム放水管が水平直管で、その軸線標高をO.P. 45.00mと仮定すると、計画貯水頭Hは、

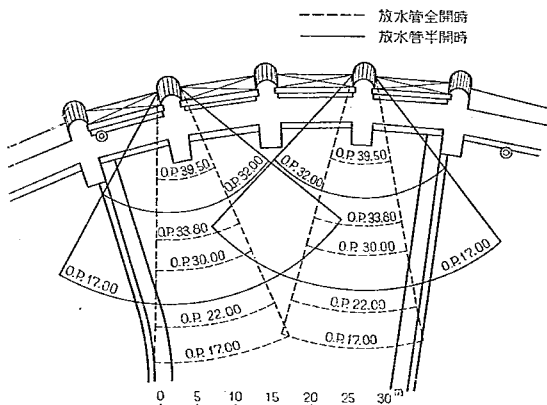


図-4 放水管流落下位置推定図

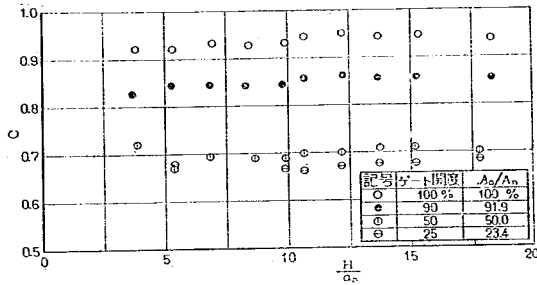


図-5 室牧Ⅰ型放水水管流量係数

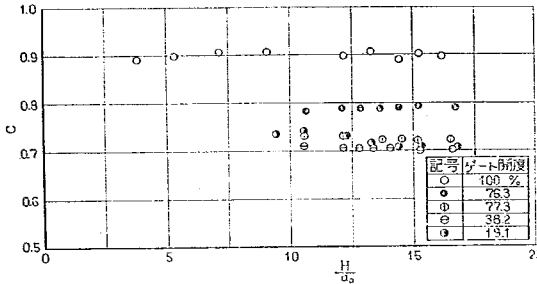


図-6 室牧Ⅱ型放水水管流量係数

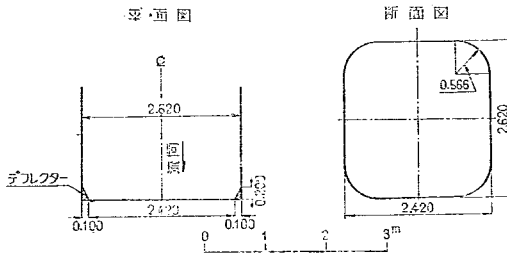


図-7 室牧Ⅱ型放水水管出口形状

27.0m となるから、 $H/a = 27.0/4.56 \approx 6.0$ である。したがって、この貯水位付近では流量係数はほぼ一定値を示すであろう。

Ⅰ型およびⅡ型放水水管のゲート全開時の流量係数の値を図から求めると、それぞれ、0.930および0.897の一定値を読みとることができる。Ⅰ型は断面不変管であるから、その流量係数は次式で表わされる。

$$C = \frac{1}{\sqrt{1 + f_e + \lambda \frac{L}{4R}}} \quad (3)$$

上式中、 f_e : 入口損失係数、 λ : 管摩擦抵抗係数、 L : 放水管理長、 R : 径深である。当研究室で行なった角形ベルマウスに関する模型実験によると、入口損失係数の値は H/a が5以上では、ほぼ一定値を示すことが認められ

ており、その値は円形管の場合に比して大きく、0.04位である。 $f_e = 0.04$ として、Ⅰ型模型の λ を求めると、 $\lambda = 0.0344$ となり、これを Manning の n で表わすと、 $n = 0.0196$ となる。この値は滑らかな真鍮管に対しては、やや大きすぎるようであるが、模型放水管路のレイノルズ数の大きさを考えると、かならずしも期待できない値ではない。

Ⅱ型放水水管では、管出口に設けたデフレクターによる出口損失が加わり、この場合の流量係数は、デフレクターによる断面縮少率が小さい場合には、近似的に次式で表される。

$$C = \frac{1}{\sqrt{1 + f_e + \lambda \frac{L}{4R} + f_0}} \quad (4)$$

上式中、 f_0 は出口損失係数であり、速度係数を無視しうる場合には、水脈の収縮係数 μ を用いて、 $(1/\mu^2 - 1)$ で表わすことができる。 f_e および λ はⅠ型と同じ値をとるものとして、 f_0 を計算すると、 $f_0 = 0.081$ となる。

室牧Ⅱ型放水水管の出口絞り率(出口幅/デフレクター上流の幅)は0.924であり、絞り率と f_0 とが直線的に比例するものと仮定すると、本ダムの放水管絞り率は0.898であるから、 $f_0 = 0.083$ となる。いま、原設計放水水管では、 $L \approx 10.0$ m、 R_n (放水管平均断面の径深) = 1.00 m であるから、設計流量係数は、

$$C = \frac{1}{\sqrt{1 + 0.04 + 0.0344 \times \frac{10}{4 \times 1.0} + 0.083}} \approx 0.910$$

となり、 C を0.91に選んだ場合の所要放水水管出口断面積 A_{n1} は、

$$A_{n1} = \frac{300}{0.91 \times 2 \times 9.8 \times 27} = 14.332 \text{ m}^2$$

となる。

(2) 放水管形状

高水頭で操作される角型放水水管は、その断面隅角部に応力集中がおり、また隅角部には空洞現象が発生しやすいから、角形断面隅角部には円弧による隅取りを行なう必要がある。従来の設計例では、放水管断面の経済性や隅角部での負圧の発生限界などを考えて、ベルマウス下流端での矩形断面積の約4%程度の隅取り面積を与えている。本放水水管についても矩形断面積の4%に当る削減面積を出口断面で与えるものとする、所要出

$$A_x = \left\{ a_0 - \frac{x}{L} (a_0 - a_n) \right\} b_0$$

$$P_x = 2 \left\{ \left\{ a_0 - \frac{x}{L} (a_0 - a_n) \right\} + b_0 \right\}$$

これを(6)式に代入して積分すると

$$P_x = \left\{ (H+L \sin \theta) \left\{ 1 - \left(\frac{A_x}{A_0} \right)^2 + \frac{\lambda}{4} \frac{L}{(A_0 - A_n) b_0} \right. \right.$$

$$\times \left(1 - \frac{A_n}{A_0} \right) \left(2A_n + b_0^2 + \frac{A_n}{A_0} b_0^2 \right) \left. \right\}$$

$$\left/ \left\{ 1 + f_0 \left(\frac{A_n}{A_0} \right)^2 + \frac{\lambda}{4} \frac{L}{(A_0 - A_n) b_0} \right. \right.$$

$$\times \left(1 - \frac{A_n}{A_0} \right) \left(2A_n + b_0^2 + \frac{A_n}{A_0} b_0^2 \right) \left. \right\} \dots (7)$$

となる。また、

$$\left. \begin{aligned} X断面の上面圧力 \quad p_{x0} \text{ は, } p_{x0} &= p_x - \frac{a_x}{2} \cos \theta \\ \text{〃 底面圧力} \quad p_{xn} &= p_x + \frac{a_x}{2} \cos \theta \end{aligned} \right\} \dots (8)$$

として計算される。

いま、原案放水管のベルマウス下流端断面中心より出口断面中心までの水平距離を10.0mとして、最も危険な圧力状態を示すと考えられる低水位 (O.P.58.00m) の場合の任意断面の圧力値を上式によって計算した結果を表-2に示すが、明らかに管壁面のいかなる点でも、許容圧力3m水柱以下の負圧が発生するおそれはないものと推定される。

表-2 放水管内圧力計算値(単位: m水柱)

断面番号	x	p_x	p_{x0}	p_{xn}
0	0 m	1.72m	-1.04m	4.48m
1	1.00	1.64	-1.07	4.35
2	2.00	1.55	-1.12	4.22
3	3.00	1.45	-1.17	4.07
4	4.00	1.33	-1.24	3.90
5	5.00	1.20	-1.32	3.72
6	6.00	1.01	-1.47	3.49
7	7.00	0.85	-1.58	3.23
8	8.00	0.61	-1.78	3.00
9	9.00	0.37	-1.97	2.71
10	10.00	0.13	-2.16	2.42
11	10.308	0.00	-2.28	2.29

[4] 中央越流部の設計

原案非常用余水吐は幅12.5m、設計水頭3.5mの堤頂越流部4径間よりなる。橋脚幅は3.5mである。堤頂部での堤体上流面は下流側約1:0.2の傾きを有するが、ほぼ鉛直上流面をもつ標準型越流部と考えて差し支えない。

設計水頭 H_d に対する標準型越流部の越流係数 C_d の

決定には、当研究所で行なわれた数多くの実験資料から得られた図-10に示される関係を用いた。すなわち、原案越流部の絞り度は、

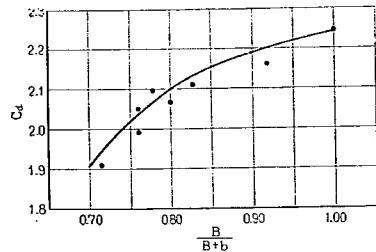


図-10 標準型越流部 $C_d \sim \frac{B}{B+b}$ 関係図

$B=12.5\text{m}$, $b=3.5\text{m}$, であるから

$$\frac{B}{B+b} = \frac{12.5}{16.0} = 0.781$$

であり、これに対応する C_d は2.07となる。計画高水位0.P.78.50mにおける越流量 Q_1 は、

$$Q_1 = 4 \times C_d B H_d^{3/2} = 2.07 \times 50 \times 3.5^{3/2} = 678 \text{ m}^3/\text{sec}$$

また、このときの放水管放流量 Q_2 は

$$Q_2 = 3 C A_n \sqrt{2gH} = 3 \times 0.91 \times 14.971$$

$$\times \sqrt{2 \times 9.8 \times 33.5} = 1,047 \text{ m}^3/\text{sec}$$

したがって、余水吐全放流量は、

$$Q_1 + Q_2 = 1,047 + 678 = 1,720 \text{ m}^3/\text{sec}$$

となり、計画高水位で異常洪水流量を確保しうる。このように、原案越流部余水吐は設計流量条件を満足するとはいえず、前述のように、放水管放出の拡がりやを考慮して、放水管位置をできるだけ、河心部へよせるために、越流部1径間の幅を10.0mに変更することとした。また、越流部に設けるゲート型式は、原案ではドロップゲートであったが、ゲート操作の確実性およびゲート上部より水脈が越流する場合の扉体振動の危険性を考えて、テンターゲートに変更した。

いま、越流部形状として、設計水頭 H_d が4.0mであるランドルフ曲線を採用し、越流頂標高を、0.P.74.50mに選ぶと、計画高水位における貯水頭は設計水頭に等しいから、原案余水吐と同様図-10から、 C_d を求めることができる。いま、 $B=10.0\text{m}$, $b=3.5\text{m}$ とすると、絞り度は、

$$\frac{B}{B+b} = \frac{10.0}{13.5} = 0.741$$

となり、 $C_d=2.00$ が与えられる。したがって、 Q_1 は、

$$Q_1 = 4 C_d B H_d^{3/2} = 640 \text{ m}^3/\text{sec}$$

となるから、余水吐全流量は、1,664m³/sec となり、異常洪水流量1,630m³/sec を確保しうる。このようにして設計された越流部の標準断面形状および平面形状をそれぞれ図-11、および図-12に示す。

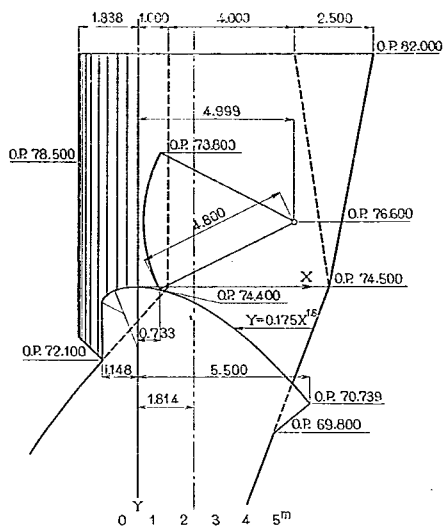


図-11 第1案越流部断面形状図

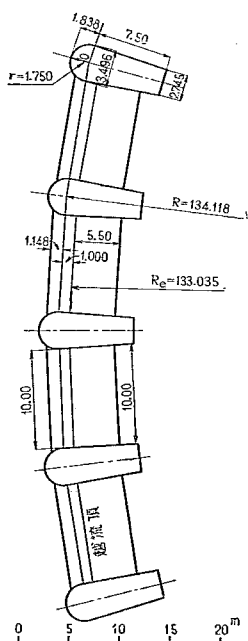


図-12 第1案越流部形状平面図

〔5〕水褥池設計

(1) 必要水褥水深

本ダムの必要水褥水深を決定するための余水吐操作条件としては、次の諸点を考慮して、計画高水位 O.P. 78.50m で放水管3門を全開操作した場合を対象とするのが合理的であると判断された。すなわち、

a. 放水管は洪水期、非洪水期をとわず、琵琶湖の放水量をそのまま放流するものであるから、操作頻度は極めて高く、またその単位幅放流量も堤頂越流部のその約5倍にも達する。

b. 放水管軸が傾斜しているため、その放出水脈は堤趾部近くに落下し、またゲート型式上、放出水脈を拡散させる構造物を設けることができないから、ゲート全開時には、水脈は水束となって落下し、そのため越流部落下水脈に比して水褥池底面に加わる運動量ははるかに大きいものと予想される。

c. 洪水調節中、計画高水位では放水管ゲートを半開操作する計画であるが、実際の操作に当っては、微妙なゲート操作を期待しがたい点から、操作条件に余裕をもたせることが望ましいと考えられる。水理模型実験に先立って、既往の実験資料にもとずいて、必要水褥水深の大きさを下記の方法で決定した。もちろん、検討に当っての放水管放出水脈の拡散度の仮定や落下水脈相互の干渉による拡散効果を無視したこと、ならびに落下水脈線が底面となす傾きを考慮していない点を考えると以下の決定結果は、従来の諸例に比してかなり高い安全率をもつものと思われ、最終的には、水理模型実験による検討をまって修正された。

水褥池の効果は、落下水脈を水中拡散させることによって水叩き面に作用する衝撃力を緩和し、水中での乱れによってエネルギーの減殺を行なうことであるが、この衝撃変動圧力と水褥池境界の破壊ないしは侵食との関係および落下水脈の空気連行による減勢効果などについては現在のところほとんど明らかにされていないから、水褥池水深を決定する設計基準は確立されていない。

従来、当研究所で行なったアーチダム自由越流型余水吐の実験では、水褥水深がある程度大きくなると衝撃圧力の減少率が極度に低下する事実から、最大動水圧と水褥池水深との関係曲線上でその変曲点の水深を与えることとしている。二次元放水の場合と比較すると、綾北、室牧および大倉ダムの実験例では、このようにして決定された水褥池水深は仮想跳水水深の1.2~1.3倍になることがわかった。仮想跳水水深とは、次のようにして計算された値である。

$$\left. \begin{aligned} h_f &= \frac{h_0}{2} (\sqrt{1+8F_0^2}-1) \\ F_0 &= v_0 / \sqrt{gh_0} \quad h_0 = q/v_0 \\ V_0 &= 0.9 \sqrt{2gHr} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (9)$$

には乾燥によるひび割れを防止するため、ビニール塗料を塗布したダム本体は鋼材を骨組とし、木製型枠を組んで、その上にモルタルを填充し漏水を防止するための塗装を施した。なお、堤体形状は当初案のうち16-2型が採用された。河道部はモルタルで製作し、水堀池左岸導流壁の一部にガラス板を挿入して水堀池内の流況が容易に観察できるようにした。水堀池底面にはそれぞれ図-14に示すように圧力測定用ピエゾメーターを設置した。

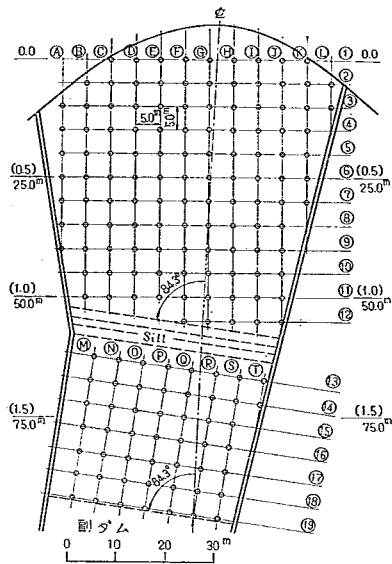


図-14 第1案水堀池底面圧力測定孔配置図

(2) 模型相似律

模型実験の水理量を原型に換算するに当っては、フルードの相似律を適用する。

〔3〕 水堀池の検討

(1) 概説

アーチダムからの自由落下水脈に対して、何らの減勢工を考慮しない場合には、落下水脈の巨大なエネルギーによっておそらく落下地点の河床付近に大きい滝つぼを形成するまでに洗掘が進行するであろう。この落下位置が堤体からかなり離れており、その侵食が堤体に何らの支障を与えないことが明らかである場合には、滝つぼがときとともに深くなって水堀効果を増大するから、保護工を設けないことが減勢処理上好ましいとさえ考えられる場合がある。しかし、余水吐放出水脈が堤趾部付近に落下する場合には、保護工を設けないための水脈による侵食破壊作用は堤体に重大な悪影響を及ぼすことが多い。したがって、一般には、水堀池を造成し、噴流の水

中拡散を利用した減勢法が採用される。水堀池は副ダムによって形成され、必要な長さの河床保護が行なわれる。

落下水流による河床岩の洗掘は、主として岩の割れ目に貫入する高速流のエネルギーが揚圧力として働き、水圧の小さい部分では、この揚圧力と釣り合うことができず、岩屑が持ち上げられる結果と考えられる。したがって、河床にかかる動水圧と圧力こう配が水堀池設計の判断の基礎資料としてとりあげられよう。岩の割れ目を発達させる原因となる圧力変動や河床岩の物理的性質や形質状態、風化の程度なども洗掘に対して大きい影響を与える。

落下点付近にコンクリートによる河床保護を施す場合には、河床岩の性状は必要水堀池水深決定のために考慮すべき要素から除外され、水叩き面にかかる揚圧力の大きさを示す動水圧の絶対値ないし圧力こう配が考慮の対象となる。

本実験でも水堀池の噴流拡散効果を判定する一つの指標として、水叩き面に作用する動水圧（マノメーターで読みとられた圧力水頭と水堀水深との差）を測定し、その集中度および水堀水深の変動に伴う変化を検討した。その詳細は次節で述べる。

さらに本ダムの放水管放出水脈はほとんど拡散することなく、水束となり、しかも斜めに水堀池に落下するから、落下角度が垂直に近くまた空気連行量も大きい越流部落下水脈よりも激しい高速潜流が発生することが予想される。したがって、もし水堀池に、この高速潜流を防ぐ何らかの構造物を設けないならば、副ダムに過大な圧力が作用した副ダム上流河床の侵食が促進される。そこで、河床保護工の下流端に端末シルを設け、これによって高速潜流をはね上げ、拡散減勢させることとした。その検討結果の詳細は(4)で述べる。

本ダムはわずか2km下流に宇治市を控え、また琵琶湖からの放流量をそのまま疎通させるため、余水吐の操作頻度が極めて高いから、ダム築造に伴って下流河床が低下し、河道に設けられる水理構造の基礎が侵食されるなど、河川の維持、管理の問題に対して特に慎重な考慮が必要である。このため、副ダムを越流する流れも十分減勢処理して、下流河床の侵食を最小限にとどめるよう実験的検討を行なった。その結果を(5)に述べる。

(2) 水堀池底面圧力

放水管、堤頂越流部をそれぞれ単独に操作した場合、ならびに両者を同時に操作した場合について、貯水位がO.P.72.00m（放水管単独放流時のみ）、O.P.78.50mおよびO.P.80.50mのときの水叩き面圧力を測定した。まず、水叩き内のシルおよび副ダムを設けない状態で、副ダム建設予定点における水位を水位調整板により、O.P.22.00m（水叩き面上5m）からO.P.34.00m（水

叩き面17m)まで、2 m ずつ変化させた場合の図-14に示される各圧力測定点における圧力水頭をマンメータで測定した。

上記各種の放流状態で得られた水叩き面圧力測定資料から次の推論が得られた。

a. 計画高水位で放水管が全開操作すると、放流水脈は水束となって落下し、その落下位置は測線 D.F および H のダム軸より 30~35m 下流に集中する。

b. 常時満水位で放水管を全開操作した場合には、最大圧力水頭は、下流水位の変動に対してあまり敏感でなく、ほぼ20m水柱の値を示した。

c. 堤頂越流部からの自由落下水脈の中心は、最大圧力発生位置から推定してダム軸より20~25m下流に落下する。

d. 計画高水位の場合、越流部落下水脈によって著しい圧力ピークを示すのは側線 I.J および C であり、O.P.80.50m の場合にはすべての側線上にピークが認められた。また計画高水位の場合は、最大圧力は下流水位が変化してもあまり変化しないが、O.P.80.50m の場合には下流水位の上昇とともに最大圧力は急激に減少する。

e. 越流部と放水管を同時操作したときは、水叩き面最大圧力はそれぞれを単独操作した場合に比して低下する。これは両余水吐からの落下水脈が部分的に衝突して拡散された結果、水叩き面での衝撃力が緩和されること、ならびに越流水脈の落下点より下流に発生する攪乱流中に落下する放水管流による衝撃圧も小さくなるためと考えられる。

f. 異常放流時の水叩き底面の圧力分布から、越流水脈に比し、放水管流による衝撃圧がかなり大きくなることが認められた。

図-15には、計画高水位 O.P.78.50m で放水管3条を全開操作した場合の最大底面圧力を示した縦断測線上の圧力分布の下流水位に対する変化を示す。

(3) 水罨水深の決定

[3] (1) で述べたように必要水罨水深を決定するための基礎資料として、水叩き面に作用する動水圧および圧力こう配をとることが適切と考えられる。水罨池の設計に当っては、既往の実験資料を解析して、二次元跳水の場合と比較した便宜的な方法によって水罨水深を決定した。現在までに、当研究所で実験されたアーチダム中央越流型余水吐の水罨池諸元を表-3に、また表中の記号は図-16に説明される。

水叩き面の破壊を問題とする場合、水叩き面に加わる衝撃力としての動水圧の絶対値および動水圧力こう配を示す圧力集中度を考えると、上表から、一般に、 $P_d < 30.0$ m 水柱、 $P_d/d < 1.0$ を与えるような水罨水深をとることが望ましいようである。

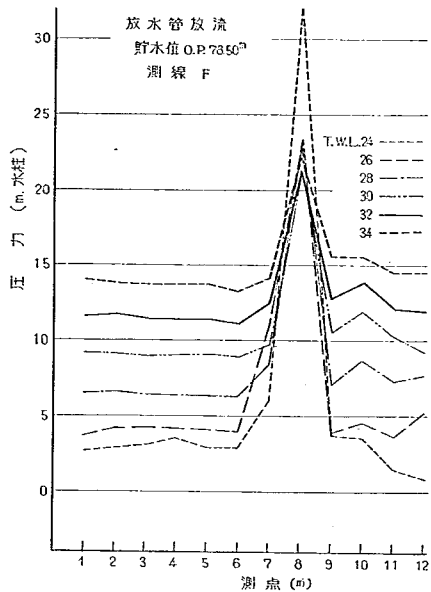


図-15 水罨池底面圧力分布

いま、本ダムの水叩き面圧力測定結果から、各操作条件ごとの P_d および P_d/d の値を計算すると、表-4 のようになる。表記した値は、各条件とも待てに大きい圧力ピーク値を示した測線に関するものである。これらの計算値を表-3に示された既往の実験資料と比較することによって、本ダムの必要水罨池水深を決定すればよいのであるが、表-3に記された各アーチダムの水罨池水深を決定する場合の放流条件が、本ダムの場合とやや異なるので、それぞれの放流設備の流量配分や水罨池の設計条件について簡単に述べる。

綾北ダムの放流施設は、巾5.6m×高さ5.2mの放水管2条と総越流巾27.60mの自由越流型余水吐よりなる。堤頂部余水吐はゲートをもたない非調節型であるから、計画高水位時には、計画最大放流量をこえないように、放水管ゲートを調節する。計画高水位時の放流量配分は、堤頂部余水吐が 500m³/sec、放水管が 670m³/sec となる。放水管放流はシュートディフレクターで十分拡散され、またその落下位置がダム軸より下流90mに当ることから、放水管放流水脈によって河床面に作用する衝撃力は極めて小さい値を示した。そこで、水罨水深決定のための放流条件として、計画高水位で越流部余水吐のみを操作した場合をとった。放水管と越流部とを同時操作した場合には、相互の水流の干渉によって減勢効果が生じ、水叩き面の最大圧力値も越流部単独操作の場合より低くなったから、越流部余水吐を単独操作した場合の

表-3 アーチダム水褥池諸元

諸 元	記 号	綾 北	室 牧	大 倉	川 俣*
水叩き面と貯水面との標高差(m)	H	68.1	79.0	75.6	117.0
堤 頂 越 流 水 頭(m)	H_1	4.6	6.3	7.25	6.5
越流部単位巾流量($m^3/s/m$)	q	20.5	32.2	43.2	35.6
水叩面初期射流流速(m/s)	V_0	32.9	35.4	34.6	43.1
仮想跳水水深(m)	h_j	11.4	14.8	16.9	19.4
水 褥 池 水 深 (m)	h	14.0	18.0	20.0	23.0
	h/h_j	1.23	1.22	1.18	1.19
水叩き面最大圧力水頭(水柱)	P_{max}	48.0	42.8	47.2	50.0
最大動水圧水頭(水柱)	P_d	34.0	24.8	29.0	27.0
拡 が り 巾 (m)	d	15.0	26.0	33.6	22.5
圧 力 集 中 度	P_d/d	2.26	0.95	0.86	1.20

* 原案余水吐に関する実験資料であり、放水管流の処理方法その他が変更になったため、最終的には必要水褥池水深に決定されていない。

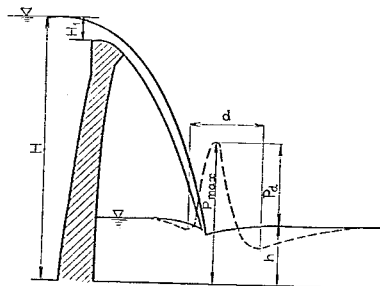


図-16 水褥池諸元説明図

資料に基づいて決定された水褥水深は、計画最大放流に対しては安全側の値を与える。

室牧および川俣ダムの放水施設も綾北ダムの場合と同じく、2条の放水管と堤頂越流型余水吐より成るが、洪水調節には常に放水管のみが操作される。異常洪水時の堤頂越流部と放水管との放流量配分は、室牧ダムでは、それぞれ $773m^3/sec$ と $306m^3/sec$ 、川俣ダムは、それぞれ $1,220m^3/sec$ と $580m^3/sec$ である。放水管放出水脈はいずれもダム軸から70m以上下流に落下し、落下地点付近の動水圧も小さいから、堤体に何らの影響も及ぼさないものと判定し、水褥池水深決定の対象放流条件から放水管の単独操作は除外した。一方、堤頂越流部余水吐は、原則として異常洪水時以外には操作されないが、これらのダムでは、放流量比率から見ても、堤頂越流部落水脈の方が放水管流に比して大きい底面圧力を示すと考えられるので、水褥池水深決定の主要条件として、最高貯水位における自由越流状態をとり上げるのが妥当と考えた。

大倉ダムの放流施設は、堤頂部に設けられた幅8.1m、設計水頭7.25mの自由越流型余水吐4径間より成る。計画最大放流量は $400m^3/sec$ 、異常洪水流量は $1,400m^3/sec$ である。水褥池水深の決定にあたっては、あらかじめ与えられた高さの幅ダムを設置して水叩き面の圧力値を測定し、 $400m^3/sec$ の場合に、 $P_d=25.5m$ 水柱、 $P_d/d=1.06$ 、 $1,400m^3/sec$ の場合に、 $P_d=29.0m$ 水柱、 $P_d/d=0.86$ を与える副ダム高を採用した。

さて、本ダムの必要水褥水深を決めるに当たっては、上記の各ダムとは異なった次の諸条件を考慮しなければならない。

1) 放水管軸が下流下りのこう配を有しているため、放水管放出水脈は堤趾部近くに落下する。実験結果では、ダム軸から25~35m下流に最大圧力を生じる。

2) 異常放流量放水管と越流部との流量比は約10:6であり、単位幅流量の比も約10:2にも達する。放水管放出水脈の飛翔距離も従来のものに比べて短く、空気連行による減勢効果を多く期待できないから、放水管放出水脈が水叩き面に作用する力が水褥池水深決定の大きい要素となる。

3) 異常放流時の流況は、放水管流と越流落水脈との干渉および拡散効果の増大によって、単独操作の場合よりはるかにエネルギー減殺効果が著しいことを示している。したがって、異常洪水時の資料は、水褥池水深決定の際の検討の対象とはならない。

4) 絶対余裕水位 O.P. 80.50m の場合の放流状態は、まったく稀有のことと思われるが、この場合の水叩き面圧力についても、既往の実験結果に照らして、許容しうるものかどうかを検討する必要がある。

以上の諸条件および放水管単独操作が頻繁に行なわれ

るために、操作条件より安全な設計条件を与える必要を考慮して、水唇池水深を決定する対象流況として、貯水位78.50mで放水管3門を全開操作した場合を採用する。

表-4から、 $P_d < 30\text{m}$ 水柱、 $P_d/d < 1.0$ をともに満足する水唇池水位は、O.P.30.0mとなる。図-17に放水管全開操作時 P_d と下流水位との関係を示す。圧力の時間的変動が激しいために、他のダムの場合のように、この関係を平滑な曲線で表わすことはできなかったが、図-17の実線で示された関係は、下流水位が O.P.30.0m 以上になると、 P_d の減少度が小さくなる。すなわち、これ以上下流水位をあげても動水圧の大きさは余り変らないことを示している。したがって、放水管を貯水位 O.P.78.50mで全開放流したときに、下流水位がO.P.30.0m、すなわち、水唇水深が13.0mとなるような副ダムを設置することとする。いま、下流水位を O.P.30.0m としたときの種々の放流状態に対する実験検討の結果は、次のとおりである。

表-4 (a) 水叩き面圧力測定結果総括表

放水管非調節操作時(貯水位EL. 72.00m)

測線 番号	T.W.L EL. (m)	最大 圧力 発生 点	P_{max} m水柱	P_d m水柱	d m	P_d/d
D	22.00	8	19.3	14.3	23.0	0.622
	24.00	〃	17.5	10.5	22.5	0.467
	26.00	〃	18.8	9.8	20.3	0.481
	28.00	〃	18.2	7.2	20.5	0.351
	30.00	〃	18.5	5.5	20.3	0.272
	32.00	〃	19.1	4.1	20.3	0.202
F	34.00	〃	19.8	2.3	20.0	0.138
	22.00	7	21.4	16.4	15.5	1.055
	24.00	7	26.8	19.8	15.5	1.403
	26.00	6	16.2	7.2	17.5	0.411
	28.00	7	20.9	9.9	15.0	0.660
	30.00	7	15.9	2.9	20.0	0.145
H	32.00	8	15.4	0.4	25.5	0.014
	34.00	6	17.9	0.9	25.5	0.035
	22.00	8	18.6	13.6	16.3	0.837
	24.00	〃	21.3	14.3	15.5	0.919
	26.00	〃	20.4	11.4	15.5	0.735
	28.00	〃	20.6	9.6	15.0	0.640
	30.00	〃	19.3	6.3	15.5	0.406
	32.00	〃	18.8	3.8	20.0	0.188
	34.00	〃	19.4	2.4	20.0	0.118

1) 貯水位 O.P. 78.50m で越流部を単独操作した場合の集中度は、0.572 であり、放水管放流量より流量が小さくなるための水唇水深の減少を見込んでも、集中度が1を越えることはなからう。

2) 貯水位 O.P. 80.50m で越流部から自由越流させたときにも、 $P_d=32.5\text{m}$ 水柱、 $P_d/d=1.30$ であり、綾北ダムの場合に比してなお安全であると考えられる。

3) 異常洪水流量を放流した場合には、ほとんど水叩き面の圧力変動は認められない。

4) 貯水位 O.P. 80.50m で放水管、越流部を同時操作したときには、測線 G に $P_d=27\text{m}$ 、 $P_d/d=1.47$ を与える点が現われるが、流量の増加による水唇水深の増大を考えれば、圧力値は減少するであろう。

表-4 (b) 水叩き面圧力測定結果総括表

放水管非調節操作時(貯水位EL. 78.50m)

測線 番号	T.W.L EL. (m)	最大 圧力 発生 点	P_{max} m水柱	P_d m水柱	d m	P_d/d
D	24.00	8	34.5	27.5	15.0	1.833
	26.00	〃	34.6	25.6	20.0	1.280
	28.00	〃	27.7	16.7	15.0	1.113
	30.00	〃	24.5	11.5	15.0	0.767
	32.00	〃	22.9	7.5	20.0	0.375
	34.00	〃	21.1	4.1	20.0	0.205
F	24.00	8	32.2	25.2	15.0	1.680
	26.00	〃	23.1	14.1	〃	0.940
	28.00	〃	23.4	12.4	〃	0.826
	30.00	〃	21.3	8.3	〃	0.553
	32.00	〃	21.4	6.5	25.0	0.260
	34.00	〃	22.1	5.1	〃	0.204
H	24.00	8	32.5	25.5	20.0	1.275
	26.00	〃	24.5	15.5	15.0	1.033
	28.00	〃	21.5	10.5	〃	0.700
	30.00	〃	22.8	9.8	20.0	0.490
	32.00	〃	19.4	4.4	〃	0.220
	34.00	〃	21.0	4.0	〃	0.200

(4) 端末シルの減勢効果と導流壁高の検討

前節で述べた各実験は水唇池底面に何らの減勢構造物を設けない状態でおこなわれた。しかしながら、余水吐からの自由落下水脈は高速潜流となって水叩き面をはい、副ダムに過大な動水圧を生じるおそれがあるから、水脈落下地点より下流に、シル、デフレクターなどの適当な減勢構造物を設けて高速潜流をはねあげ、その拡散

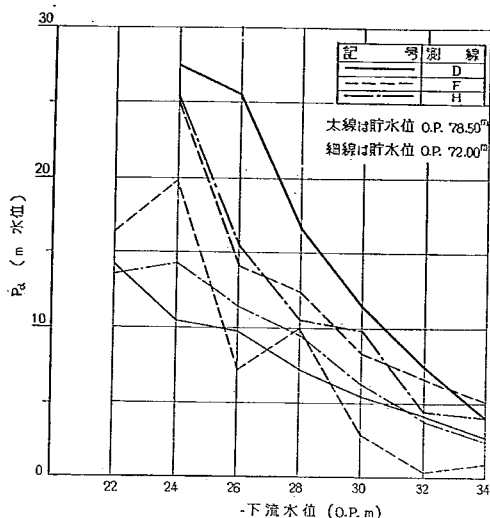


図-17 水表面最大動水圧と水貯池水位との関係
(放水管全開操作時)

減勢効果を増大せしめることが望ましいと考えられる。

そこでわれわれは原案水貯きの設計に当っては、図-14に示すようにダム軸より約600m下流に高さ2mの傾斜シルを設置することとした。必要水貯水深は先述のように、シルを設けない場合について決定されたが、シルを設置した場合にはシル付近で局部的に水面が上昇することが予想された。図-18には下流水位調整板を所要水貯池水位を確保しうる状態に保ち、原案シル(I-1型)を設けた場合の導流壁沿いの水面形を示す。図から明らかなようにシルによってはね上げられた水脈は水貯池平面形状の非対称性と、水貯池中心線と流向との不一致のために左岸側に偏向し、計画放流時の右岸側と左岸側の水位差はダム軸より75m下流の地点で約3mにもなる。この左右岸での水面形の不均衡を是正するために、図-19に示されるように、原案シルを角度 θ だけ回転させ、高速潜流を右岸側へ偏向させようと試みた。回転角は 5° 、 10° 、 13° 、 15° 、 20° 、の5種を選び、それぞれにつ

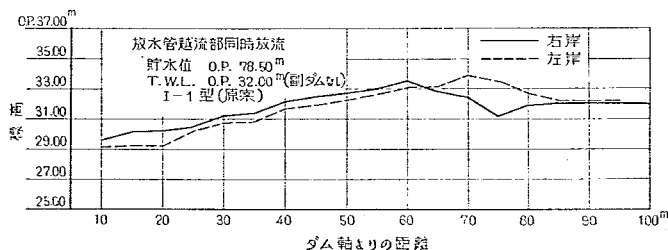


図-18 水貯池導流壁沿い水面形状図

いて、高さ7mの副ダムを原案位置に設けた場合の導流壁沿い水面形を測定した。測定結果によると、シルの回転角 θ を増大させるとともに漸次左岸と右岸の水位差はなくなり、 θ が 13° 以上になると逆に右岸側の水位が高くなる傾向が認められた。 θ が 10° の場合には図-20に示すように左岸の水位がやや高い程度であって、原案シルの場合にみられるような、左岸へ著しく流れが偏ることはなくなり、左右岸の水位差はほとんど認められない。

しかし、I型のシルを設けた場合は、どの型式に対しても副ダム直上流での水面の動揺がなお激しいことが認められたので、シルの位置を原案よりも約10m上流へ移動させ、落下水脈の減勢拡散効果をより大にして、減勢池下流端付近の水流の乱れを除去しようと試みた。この場合もI型と同様角度 θ だけ回転させ、それぞれII-1、II-2、II-3、II-4型と名付けた。これらの各シル形状について貯水位O.P.78.50mで放水管3条を全開放流した場合の導流壁沿い水面形を測定したが、これらII型シル全般を通じて、シル付近での水面の急激な隆起、および右岸と左岸との著しい水位差が認められた。したがって、II型シルは水貯池の水面変動を激しくし、あまり好ましい流況を示さないことが判った。

以上、述べたことから、シルとしてはI型が好ましく、その位置を原案のままとし、角度を 10° だけ回転させたI-3型にすれば、比較的良好な流況を呈するようである。

図-21にはI-3型シルを設け、貯水位O.P.78.50mで放水管3条を全開放流した場合の水深方向流速分布を示す。シルによる拡散減勢効果が著しいことが認められ、シル前面で約20m/secの流速が、副ダム上流約10mの地点では最大4m/secを示すにすぎなかった。

水貯池導流壁の高さは、ダム直下流に設けられる発電所やその付属構造物の安全性ならびに計画洪水量に対する余裕を考慮して、図-20に示される $2,300\text{m}^3/\text{sec}$ 放流時の水貯池水面形にもとずいて、20mと決定した。

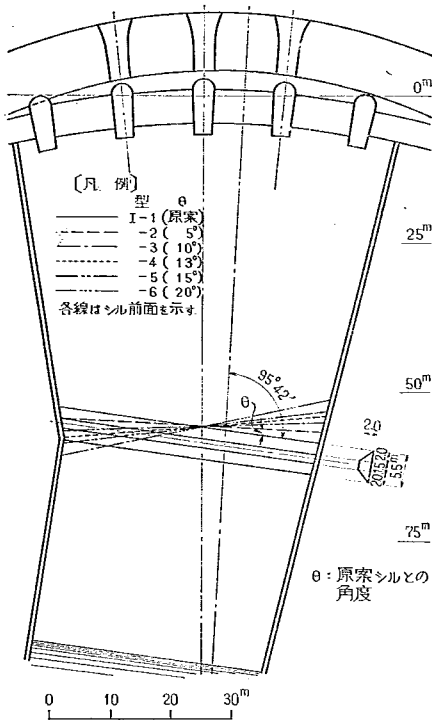


図-19 シルの位置および形状説明図

(5) 副ダムの検討

i) 越流部高さおよび上流面圧力分布

副ダムの型式は重力式コンクリートダムであり、その断面形状は図-22に示すとおりである。

まず越流部高さは、計画高水位 O.P. 78.50m で放水管 3 条のみを全開放流した場合の副ダム地点の水衝池水位が O.P. 30.00m になるように実験によって定めたところ、越流幅 38m として、越流部天端標高を O.P. 24.00m とすれば十分水位を確保することがわかった。副ダム設計資料として、上流面各点の水圧分布を測定したが、その結果を図-23に示す。

最終案水衝池は、ダム型式の変更に伴って導流壁の平面的形状を修正し、また副ダムを下流締切りとの位置関係から約 3m 上流へ移したものであって、図-24 にその平面形状を示す。この水衝池について測定された導流壁沿い水面形状を図-25 に示す。

ii) 越流水脈の減勢処理

先に述べたように本ダムは集落の多い平地部に近接して建設される関係から、下流河道の維持、管理および安全という点で放流水の減勢処理には慎重な考慮を払わねばならない。すなわち、副ダムを越流した流れが常に常流状態になり、下流平地部の河岸河道が浸食、洗掘される危険性をできるだけなくすよう何らかの対策をたるべきであろう。

このため、副ダムを越流する流れの減勢処理方法についても十分な実験的検討をおこなった。本ダムでは、副ダムの下流約 30m の地点に仮締切がそのまま存置される予定であったから、副ダム下流で十分な水位が確保でき、一方仮締切までの区間では満足すべき水叩き長がとれないことなどを考えて、バケット型減勢工を採用することにした。インバーテッドバケットの設計条件は次のとおり定められた。

a. 貯水位 O.P. 78.50m で放水管 3 条を全開操作したときに、自然下流水位条件で完全巻込み状態が得られるようにする。

b. インバート標高は現河床高および減勢能力を考慮して、O.P. 14.00m とする。

c. 計画放流時には潜流状態になることが予想されるから、リップ角は 45° として潜流流況の発生を防止する。

飛散巻込臨界水深は、当研究所報告第 98 号所載の論文の図-18(インバートを基準とした飛散巻込臨界水深 h_2 とインバート射流水深 h_0 との比 Cp と F_0 との関係図)を用いて計算された。計算結果は表-5 に示される。いま、仮締切がない場合のダム地点における自然下流水位は、O.P. 23.40m であり、ほぼ臨界水位に等しくなる。したがって、このときのバケット内流況は、巻込状態を示すものと考えられる。

実験では、まず副ダム越流水脈に対する仮締切の影響を検討するため、仮締切天端標高を種々変化させたとき

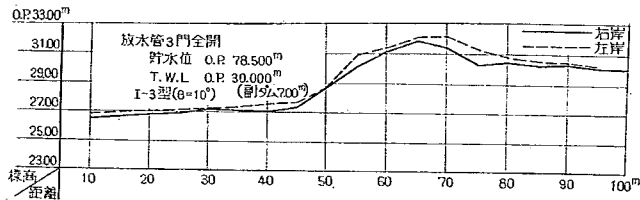


図-20 水衝池導流壁沿い水面形状図

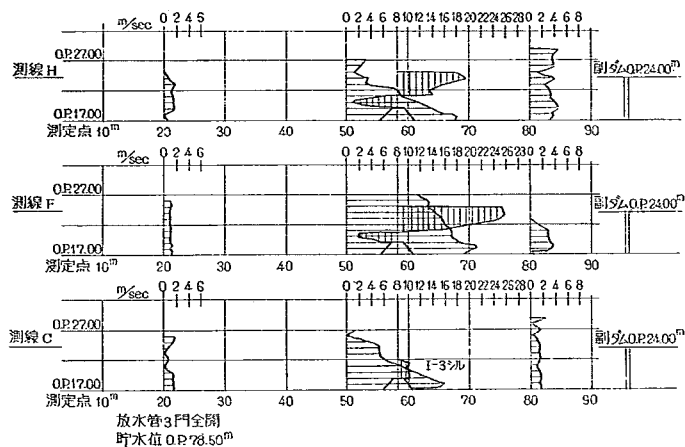


図-21 I～3型シル減勢池内流速分布図

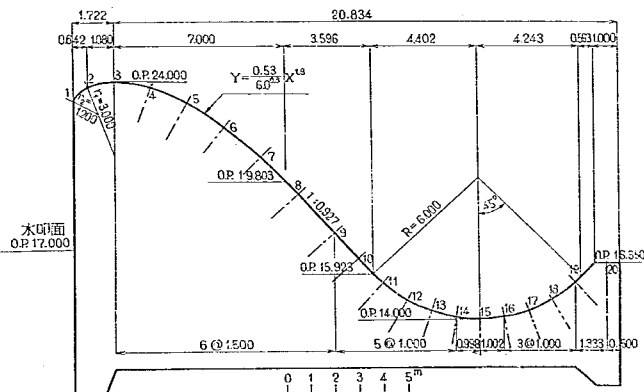


図-22 副ダム形状および圧力孔配置図

表-5 バケット水理量

諸元	記号	単位	数値
副ダム越流量	Q	m ³ /sec	1,100
単位幅越流量	q	m ³ /s-m	28.9
越流深	h	m	6.0
越流頂とインバートの標高差	D	m	10.0
リップ角度	α	deg	45.0
インバート射流水深	h_0	m	1.77
インバート射流フルード数	F_0		3.94
飛散巻込臨界水深とインバート射流との比	Cp_1		5.1
飛散巻込臨界水深	h_2	m	9.03
飛散巻込臨界水位		o.p.m	23.03

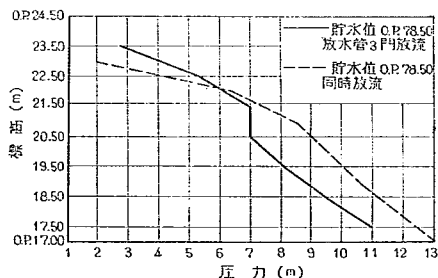


図-23 副ダム中心線上圧力分布図

の副ダム越流水脈の水面形を測定した。ただし、このときの副ダム位置は原案のとおりであり、最終案では、先述のように約3m上流へ移動させたが、副ダム付近の流況はほとんど変化しないと考えてよい。水樋池中心線に沿った縦断水面形状は図-26に示されるが、測定結果を要約すると次のとおりである。

a. 仮締切天端標高がO.P.18.00m(高さ2m)以上になると、仮締切上に支配断面を生じ、その下流で2次跳水を起す。また、現在の仮締切標高(O.P.22.00m)では、副ダム越流水は潜り流況を呈する。

b. 仮締切天端をバケットリップと同じ高さ(高さは0m)にすると、2次跳水を生じることなく、かなり安定した巻込みを流況を示す。

副ダムを最終案位置に移して、仮締切高を0と2mにした場合の仮締切下流約10mの点の流心部における流速分布を図-26に併記するが、仮締切を設けた場合にはバケットから流れ出た水流は仮締切によって減勢されるから、流速は全般的に小さくなる。また、バケットの巻込飛散臨界流量は、仮締切を設けた方が大きく、また低流量時に発生する高速潜流をはね上げ、拡散減勢するためにも仮締切の存置が望ましいと考えられ、リップ天端より2m上まで仮締切を残すことに決定した。

〔4〕放水管の検討

(1) 形状の修正と実験検証

2で述べた放水管形状を第1案と名付け、縮尺1/40の真縮製模型によって、管壁面圧力値および放流量を測定した。その結果、貯水位O.P.72.00mおよびO.P.78.50mでの放流量は、それぞれ、935m³/sec、1,050m³/secであり、所要放流量を確保することができることが認められた。管壁面圧力値はどの測定も貯水位の上昇とともに増加の傾向を示し、その最低圧力は、低水位(O.P.58.00m)で、上面中央測線No.10における-1.80m水柱であり、すべて許容負圧以内であって空洞現象発生のおそれがないことが確認された。

このように、原設計放水管形状は、あらゆる操作条件に対して十分安全な結果を与えると考えられたので、より経済的な呑口部設計をはかるために、ベルマウス楕円曲線(4)式の a_0 を出口幅 b_0 (=3.420m)に変え、より小さい呑口形状を与えることとした。また、製作上の複雑さを避けるために上下および側面ベルマウスの長さを等しくし、さらに、放水管出口下面での隅取円弧をなくし、ゲート半開操作時に戸溝内に高い飛散水脈が生じないような考慮をはらった。すなわち、呑口からベルマウス下流端までは、隅取面積の変化率を0.5%から4%

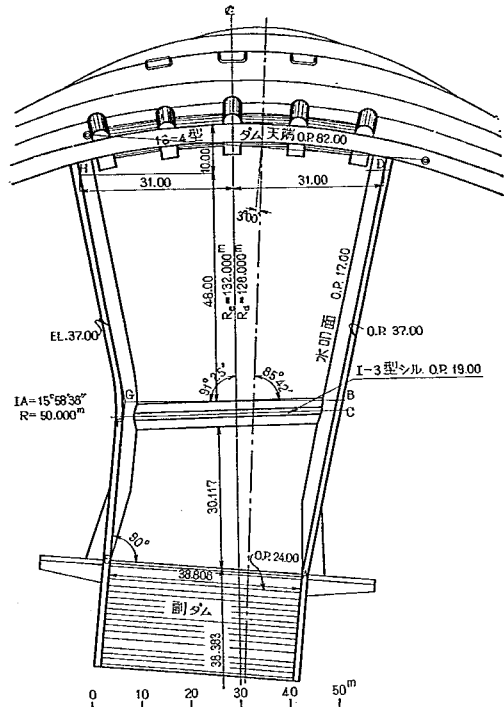


図-24 最終案余水吐水樋池平面図

まで直線的に変化させ、直管部では、上面は出口まで一様に断面積の4%隅取隅取を行ない、下面は出口で半径が0になるように設計された。この最終案放水管形状を図-27および図-28に、また各断面の寸法および隅取半径を表-6に示す。

放水管模型は第1案と同じく真縮製で、その縮尺は1/40である。圧力測定孔の配置は表-7に示される。測定された貯位と流量との関係を表-8、および図-29に、流量係数と貯水位との関係を図-30に示す。図表中のゲート開度は放水管出口高に対するゲート開きの百分率を示す。測定結果から、貯水位O.P.72.00mで3条全開放流したときの放流量は977m³/secであり、所要放流量を十分確保することができる。

ゲートを全開操作した場合に負圧の発生が認められた管上面中央および隅角部測線の圧力分布を図-31に示す。

最低水位時にベルマウス終端付近の測点7~9に-2m水柱以下の負圧が発生することが認められたが、許容負圧内にあるから空洞現象発生のおそれはない。他の測線ではいかなる操作条件でも負圧は発生しないことが確認された。

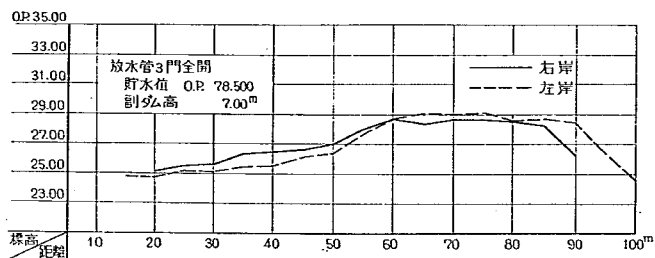


図-25(a) 最終案水海池導流壁沿い水面形状図

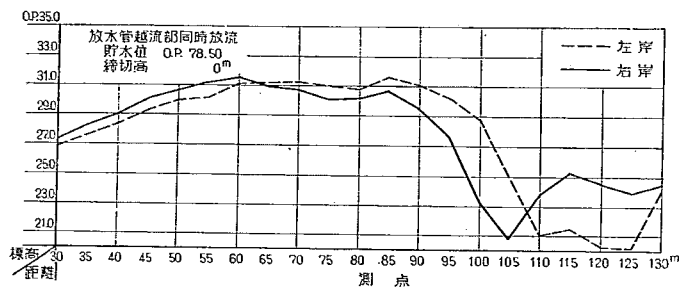


図-25(b) 最終案水海池導流壁沿い水面形状図

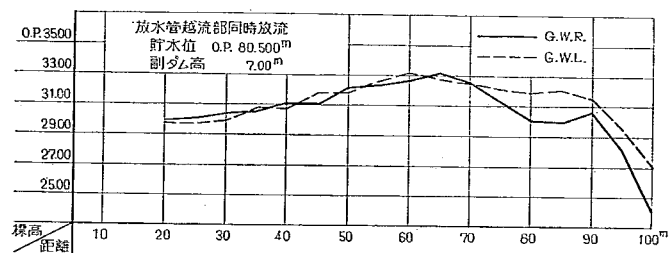


図-25(c) 最終案水海池導流壁沿い水面形状図

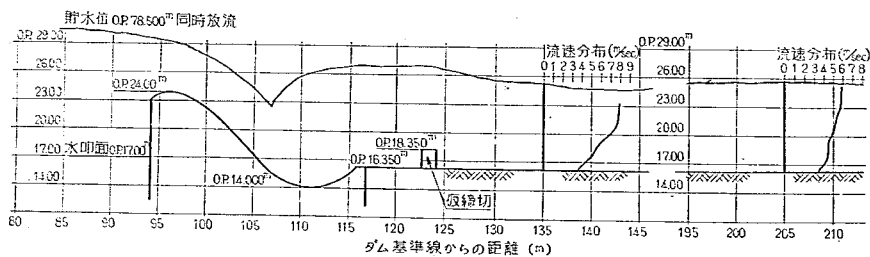


図-26 最終案副ダム付近流況図 (下流水位 O.P. 24.6m にした場合)

図-27(a) 最終案放水管軸線上平面図

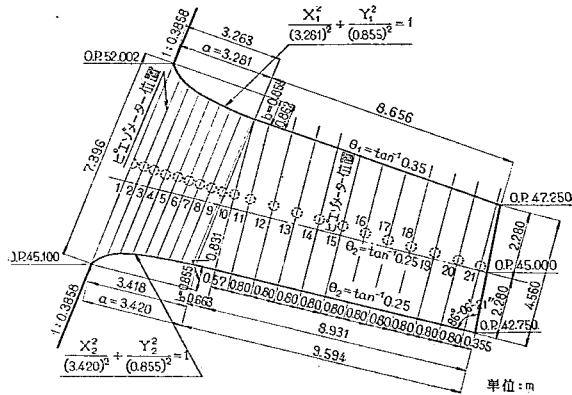
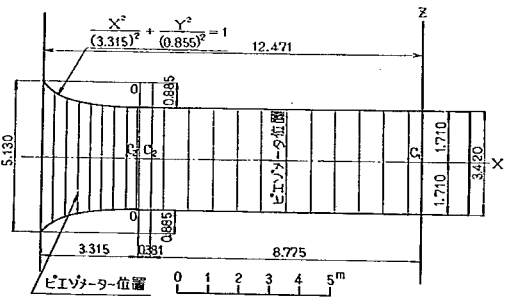
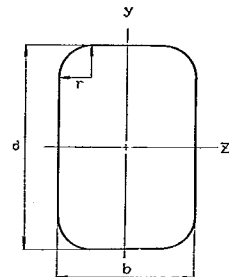
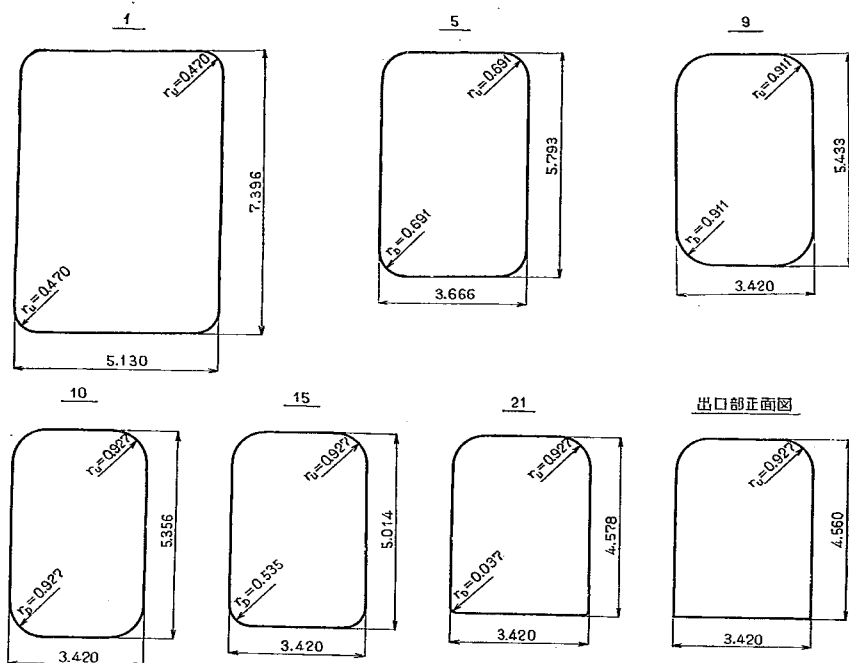


図-27(b) 最終案模型放水管断面図

表-6

測点	放水管断面寸法		隅取半径 (m)	
	a (m)	b (m)	上 面	下 面
1	7.396	5.130	0.470	0.470
2	6.540	4.316	0.525	0.525
3	6.210	4.016	0.580	0.580
4	5.972	3.814	0.636	0.636
5	5.793	3.666	0.691	0.691
6	5.652	3.560	0.746	0.746
7	5.543	3.486	0.801	0.801
8	5.462	3.440	0.856	0.856
9	5.433	3.420	0.911	0.911
10	5.356	3.420	0.927	0.927
11	5.304	3.420	0.927	0.867
12	5.231	3.420	0.927	0.784
13	5.159	3.420	0.927	0.701
14	5.086	3.420	0.927	0.618
15	5.014	3.420	0.927	0.535
16	4.941	3.420	0.927	0.452
17	4.868	3.420	0.927	0.369
18	4.796	3.420	0.927	0.286
19	4.723	3.420	0.927	0.203
20	4.650	3.420	0.927	0.120
21	4.578	3.420	0.927	0.037





各ベルマウス曲線式

$$\text{上面} \quad \frac{X_1^2}{(3.281)^2} + \frac{Y_1^2}{(0.855)^2} = 1$$

$$\text{下面} \quad \frac{X_2^2}{(3.420)^2} + \frac{Y_2^2}{(0.855)^2} = 1$$

$$\text{側面} \quad \frac{X^2}{(3.315)^2} + \frac{Y^2}{(0.855)^2} = 1$$

各ベルマウス座標

上	面	下	面	側	面
X_1	Y_1	X_2	Y_2	X	Y
0.000	0.855	0.000	0.855	0.000	0.855
0.500	0.845	0.500	0.845	0.500	0.845
1.000	0.814	1.000	0.818	1.000	0.815
1.500	0.760	1.500	0.768	1.500	0.763
2.000	0.678	2.000	0.694	2.000	0.672
2.250	0.622	2.250	0.644	2.250	0.628
2.500	0.544	2.500	0.583	2.500	0.562
2.750	0.466	2.750	0.508	2.750	0.477
3.000	0.346	3.000	0.401	3.000	0.364
3.100	0.280	3.100	0.361	3.100	0.303
3.200	0.188	3.200	0.302	3.200	0.223
3.281	0.000	3.420	0.000	3.315	0.000

図-28 天ヶ瀬ダム放水管断面図

単位: m

表-7(a)

	A			B		
	x (m)	y (m)	z (m)	x (m)	y (m)	z (m)
1	10.569	7.002	0	10.619	6.874	2.427
2	10.339	6.481	0	10.394	6.338	2.004
3	10.018	6.212	0	10.089	6.054	1.838
4	9.679	5.987	0	9.763	5.813	1.721
5	9.330	5.787	0	9.403	5.598	1.631
6	8.975	5.607	0	9.054	5.403	1.562
7	8.613	5.441	0	8.715	5.222	1.508
8	8.246	5.288	0	8.336	5.054	1.469
9	7.875	5.148	0	7.971	4.899	1.443
10	7.767	5.112	0	7.833	4.849	1.438
11	7.222	4.922	0	7.288	4.659	1.438
12	6.462	4.657	0	6.492	4.394	1.438
13	5.704	4.393	0	5.770	4.130	1.438
14	4.945	4.128	0	5.011	3.865	1.438
15	4.187	3.864	0	4.253	3.601	1.438
16	3.429	3.599	0	3.495	3.336	1.438
17	2.670	3.335	0	2.736	3.072	1.438
18	1.912	3.071	0	1.928	2.808	1.438
19	1.154	2.806	0	1.220	2.543	1.438
20	0.395	2.541	0	0.461	2.278	1.438
21	-0.364	2.277	0	0.298	2.014	1.438

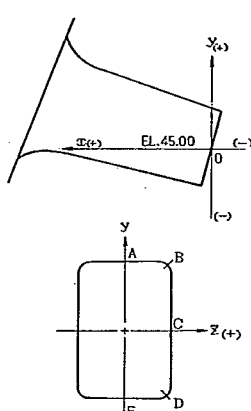


表-7(b)

	C			D			E		
	x (m)	y (m)	z (m)	x (m)	y (m)	z (m)	x (m)	y (m)	z (m)
1	11.896	3.550	2.505	13.177	0.228	2.427	13.227	0.100	0
2	11.101	3.431	2.158	12.223	0.523	2.034	12.278	0.380	0
3	10.720	3.316	2.003	11.777	0.577	1.838	11.838	0.419	0
4	10.345	3.201	1.907	11.353	0.589	1.721	11.420	0.415	0
5	9.958	3.085	1.833	10.928	0.572	1.631	11.001	0.383	0
6	9.577	2.970	1.780	10.515	0.537	1.562	10.594	0.333	0
7	9.195	2.885	1.743	10.109	0.488	1.503	10.193	0.269	0
8	8.815	2.740	1.720	9.703	0.426	1.469	9.798	0.192	0
9	8.428	2.614	1.210	9.310	0.320	1.443	9.406	0.079	0
10	8.416	2.514	1.210	9.030	0.179	1.438	9.066	-0.034	0
11	7.865	2.349	1.210	8.422	0.039	1.456	8.508	-0.224	0
12	7.097	2.119	1.210	7.665	-0.155	1.480	7.731	-0.418	0
13	6.329	1.890	1.210	6.889	-0.349	1.505	6.955	-0.612	0
14	5.562	1.761	1.210	6.113	-0.543	1.529	6.179	-0.806	0
15	4.795	1.432	1.210	5.337	-0.737	1.553	5.403	-1.000	0
16	4.028	1.203	1.210	4.561	-0.931	1.578	4.627	-1.194	0
17	3.261	0.973	1.210	3.785	-1.125	1.602	3.851	-1.888	0
18	2.493	0.744	1.210	3.009	-1.319	1.626	3.075	-1.582	0
19	1.726	0.515	1.210	2.233	-1.513	1.651	2.299	-1.776	0
20	0.959	0.286	1.210	1.457	-1.707	1.675	1.523	-1.970	0
21	0.191	0.057	1.210	0.680	-1.901	1.699	0.746	-2.164	0

表-8 (a) 放 水 管 貯 水 位 — 流 量 関 係 表

ゲート 開度	貯水位標高 E.L	流 1 門 操 作	流量係数 C	流 3 門 操 作	ゲート 開度	貯水位標高 E.L	流 1 門 操 作	流量係数 C	流 3 門 操 作
m	m	m ³ /sec		m ³ /sec	m	m	m ³ /sec		m ³ /sec
4.560 (100%)	50.120	58.69	—	176.07	3.192 (70%)	51.632	95.12	—	285.36
	54.788	188.22	0.890	564.66		55.280	114.35	0.713	343.05
	60.400	242.86	0.887	728.58		60.332	141.67	0.727	425.01
	64.748	281.32	0.937	843.96		64.988	160.90	0.730	482.70
	70.396	317.75	0.933	953.25		69.984	186.20	0.759	558.60
	72.030	325.84	0.928	977.52		72.248	194.29	0.759	582.87
	75.160	348.10	0.938	1,044.30		74.880	203.36	0.748	601.08
	78.728	368.34	0.939	1,105.02		78.328	211.49	0.748	634.47
	80.100	376.44	0.940	1,129.32		80.032	218.58	0.754	655.74
	80.540	380.49	0.944	1,141.47		80.520	220.60	0.757	661.80
4.104 (90%)	52.496	134.59	0.777	403.77	2.736 (60%)	50.160	61.73	—	185.19
	55.132	159.88	0.797	479.64		54.556	89.05	0.663	267.15
	59.960	203.36	0.825	601.03		59.892	113.34	0.694	340.02
	64.800	232.74	0.835	698.22		65.192	132.56	0.695	397.63
	69.972	271.20	0.867	813.60		69.772	149.77	0.712	449.31
	72.104	279.29	0.858	837.87		72.000	157.86	0.719	473.58
	75.092	296.50	0.864	889.50		74.820	167.98	0.730	503.94
	78.284	307.63	0.853	922.89		78.556	181.14	0.743	543.42
	80.080	318.76	0.861	956.28		80.044	184.17	0.740	552.51
	80.464	319.77	0.859	959.31		80.776	185.18	0.736	555.54
3.648 (80%)	55.140	133.57	0.737	400.71	2.280 (50%)	49.944	55.66	0.651	166.98
	60.000	166.97	0.763	500.91		54.996	74.88	0.647	224.64
	64.372	191.25	0.772	573.75		60.068	92.09	0.660	276.27
	69.792	216.55	0.774	649.65		65.436	111.31	0.691	333.93
	72.100	230.72	0.790	692.16		69.840	125.48	0.714	376.44
	75.492	244.89	0.791	734.67		71.624	129.53	0.709	388.59
	78.720	253.99	0.781	761.97		74.952	139.65	0.723	418.95
	79.904	257.03	0.777	771.09		78.760	150.78	0.736	452.34
	80.428	263.10	0.789	789.30		79.880	154.83	0.744	464.49
	—	—	—	—		80.592	155.84	0.742	467.52

表-8 (b) 放 水 管 貯 水 位 — 流 量 関 係 表

ゲート 開度	貯水位標高 E.L	流 1 門 操 作	流量係数 C	流 3 門 操 作	ゲート 開度	貯水位標高 E.L	流 1 門 操 作	流量係数 C	流 3 門 操 作
m	m	m ³ /sec		m ³ /sec	m	m	m ³ /sec		m ³ /sec
1.824 (40%)	50.140	40.47	0.542	121.41	0.912 (20%)	49.960	20.24	0.561	60.72
	54.872	56.67	0.574	170.01		54.012	26.31	0.577	78.93
	60.032	68.81	0.577	206.43		58.856	31.37	0.572	94.11
	65.016	80.95	0.594	242.85		64.720	39.47	0.614	118.41
	70.092	92.09	0.608	276.27		69.544	42.50	0.598	127.50
	72.144	96.13	0.611	288.39		72.464	46.55	0.621	139.65
	76.496	110.30	0.653	330.90		74.540	48.57	0.627	146.25
	78.656	115.36	0.662	346.08		78.740	52.62	0.638	157.86
	80.156	118.40	0.665	355.20		80.388	54.64	0.647	163.92
	81.072	125.42	0.668	361.26		80.536	55.66	0.658	166.98
1.368 (30%)	50.030	28.33	0.528	84.99	0.456 (10%)	49.680	9.11	0.508	27.33
	54.980	40.48	0.573	121.44		54.540	13.16	0.559	39.48
	59.604	46.55	0.557	139.65		60.184	15.18	0.528	45.54
	64.840	58.69	0.611	176.07		64.936	18.21	0.561	54.63
	69.528	64.76	0.610	194.28		70.064	22.26	0.618	66.78
	71.456	69.82	0.635	209.46		72.148	24.29	0.650	72.87
	75.040	75.89	0.650	227.67		74.172	26.31	0.680	78.93
	78.132	80.95	0.662	242.85		78.132	28.33	0.690	84.99
	80.240	83.99	0.667	251.92		79.700	31.37	0.748	94.11
	80.576	85.00	0.672	255.00		80.700	32.38	0.762	97.14

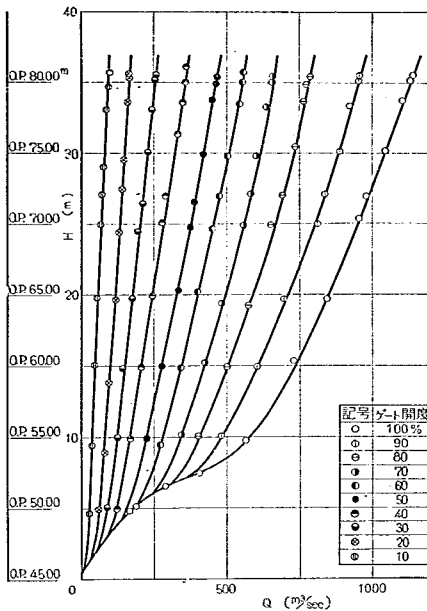


図-29 最終案放水管貯水位—流量関係図

(2) 高圧ゲートの戸溝形状に関する実験的考察

本ダムの放水管出口に設けられる高圧ゲートの型式として、パーティカルリフトが計画されたが、この型のゲートを高水頭下で半開操作する場合、ゲート下端より噴出した放出水脈がその支配断面の直下流で急激に拡がることにより、ゲート戸溝内に回転流を生じてゲートの振動を誘起したり、戸溝下流端に空洞現象を発生するなど、種々の水理的に好ましくない現象が現われる。これ

らの現象の発生を防止する方法としては、

a. 管内ディフレクターを設けて水脈の拡がりを抑制する。

b. 戸溝下流側の戸当り部を後退させる。

などが考えられる。aの方法は水脈の拡がりをさける上では効果があるが、出口損出が大きくなり、必要管断面面積が大きくなるから、本ダムのように管径の比較的大きいものでは堤体内部応力上も余り好ましくない。そこでbの戸当り部を後退させる案を採用することとし、各種の戸溝寸法に対する噴出流の拡がり性状を実験的に検討した。

以下、この検討結果について述べる。

戸溝下流戸当り部を後退させた場合の一般の戸溝部形状は、図-32に示されるようである。

普通、戸溝下流戸当り部の長さは、戸溝をつけない状態でゲートを半開操作したときの主水脈の拡がり角 α を考慮して決定される。すなわち、図-32の $l-d$ の値を $b \tan \alpha$ より大きくとれば少なくとも主水脈が戸当り部に接触し、戸溝に巻き込まれることはなくなると考えられる。

したがって、このためにはまず、ゲート半開操作時の主水脈の拡がり角を求めねばならない。

本実験でも先に述べた1/40縮尺の放水管模型により、貯水位がO.P.78.50mで、放水管出口底面に長さ1.5mのシュート台をつけ、戸溝をつけない状態で、厚さ1m、リップ角45°のゲートで調節操作した場合のゲート直下流における水脈の拡がり角を測定した。測定結果は表-9のとおりである。

この表をみると、ゲート開度が小さくなると水脈の拡がりは増大する傾向が認められる。したがってゲート開度が25%以下になると、本放水管の出口下面には隅取円弧をつけていないから、さらに水脈は拡がると考えられ

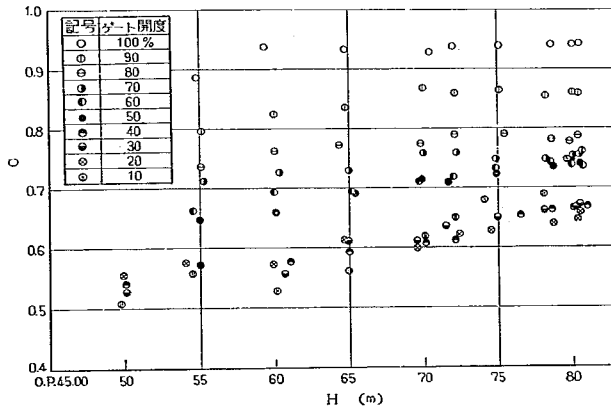


図-30 最終案流量係数—貯水位関係図

表-9 水脈の拡がり角 (貯水点O. P. 78.50m)

ゲート開度	100 %	75%	50%	25%
主水脈拡がり角	2°~3°	20°	25°	30°
全拡がり角	7°~8°	35°~40°	40°~50°	60°~70°

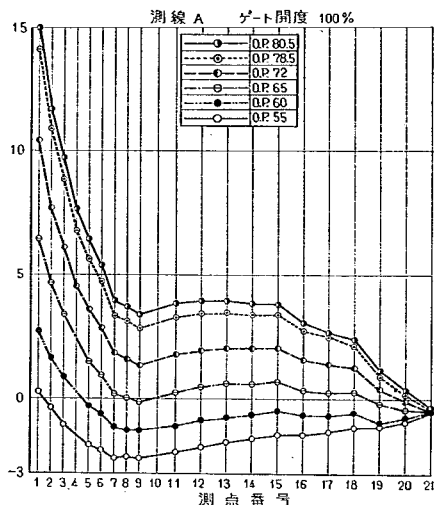


図-31(a) 最終案放水管内圧力分布図

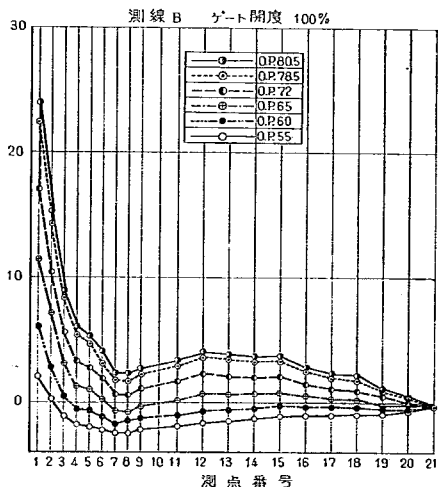


図-31(b) 最終案放水管内圧力分布図

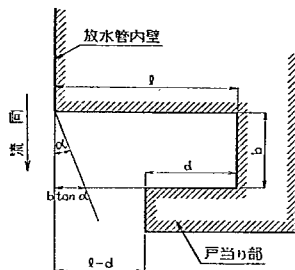


図-32 戸溝記号説明図

るが、この場合、水脈の厚さは1 m以下となり、開度25 %以上の場合に比べて戸溝内への巻込流量も少なく、ゲートを潜水させる危険も少ないものと考えられる。本ダムでは、調節計画上、開度25%以下で操作することは稀であることを考慮すれば、先に述べた戸当り部の後退量(図-32の $l-d$)は、ゲート開度25%の場合の主水脈の拡がり角(30°)によって定めれば十分であろう。

したがって、図-32の戸溝形状が次式を満足するようにすればよいことになる。

$$\frac{l-d}{b} \geq \tan 30^\circ \approx 0.58 \quad \text{.....(10)}$$

しかし、実際の戸溝形状はゲートの構造上、あるいは取付上の点から相当規制され、上の(10)式を満足しない可能性もある。

本実験では、このことを考慮して図-33に示すような種々の形状寸法の戸溝をそれぞれ設置した場合のゲート半開操作時の流況について比較検討をおこなった。戸溝の模型は圧力測定孔をつけた巾2.5cmの真鍮板、および戸当り部に相当する厚さ1.25cmの木板によって形づくられた。

本放水管出口より張り出して設置されるシュート台は、原案では長さ3 mであったが、一般にシュート台が長くなれば放水脈の拡がりは増大して、好ましくない。そこで長さを1.5 mに短縮した場合を考慮して、本実験では、戸溝の幅を1 m(模型寸法2.5cm)戸当り部の厚さを50cm(模型寸法1.25cm)とした。また戸溝の深さや戸当り部の長さは図-33に示すように変化させた。さらに戸当り部の先端形状を直角にしたもの(以下これをⅠ型とよぶ)と、戸当り先端形状が戸溝内および戸溝直下流の流れに対する影響を明らかにするため、半径20cmの円弧を戸溝側につけたもの(以下これをⅡ型とよぶ)と

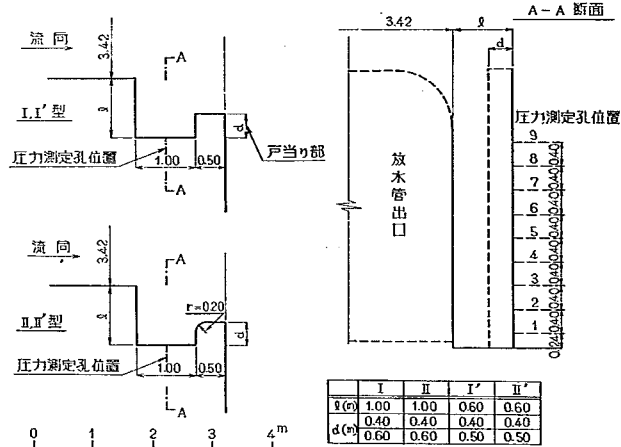


図-33 ゲート戸溝形状図

の2種類について比較検討を行なった。実験観測の結果をまとめたのが表-10である。また、戸溝内の流況を写真3および4に示す。

表-10には戸溝内の圧力測定結果を併記したが、戸溝内の圧力は底面付近が高いことが認められた。

表-10に記した流況観察および圧力測定結果から、戸溝形状に関する結論をまとめると、次のとおりである。

1) 戸溝の深さ l が 60cm の場合は、1m の場合に比べ一般に戸溝の後退量が小さいから、ゲート直下流の乱れは激しい。

2) 戸当り部の長さ d と戸溝の深さ l との差 $l-d$ が、各ゲート開度における主水脈の拡がり角 α によって定まる長さ $b \tan \alpha$ (図-32参照) よりも小さければ、ゲート直下流部の乱れは激しくなるが、 $l-d$ が $b \tan \alpha$ より大きいとこのような乱れは認められない。

3) 戸溝下流端の円弧の効果について検討した結果、戸溝の深さ l が 60cm の場合には、円弧の有無にかかわらず激しい水流の乱れを示した。しかし、 l が 1m の場合には、戸当り部の長さ d を 40cm にすれば、隅に円弧をつけた場合の方が、よりおだやかな流況を呈するようである。(写真3と4参照)

4) 戸溝の深さ l が同じ場合、戸当り部の長さ d を短くすれば、戸当り下流端での水脈の拡がり角は大きくなり、本実験での最大値は約 25° であった。

これまで述べたことから、ゲート開度を30%以上で操作する場合、戸溝の幅、深さおよび戸当り長をそれぞれ、1m、1mおよび0.4mとし、戸溝下流縁に0.2m半径の円弧を入れた場合に、ゲート直下流の流れが最もおだやかな流況を呈することがわかった。

しかし、この戸溝を設置した場合、表-10に示すように、戸当り下流端における水脈の拡がり角は、他の形状寸法の戸溝を設置した場合に比べ大きくなり、拡がった放出水脈が水衝油導流壁あるいは地山に衝突する危険性があったため、縮尺1/50の全体模型の放水管の出口にこの戸溝を設け、貯水位 O.P.78.50m で、ゲート開度を25%、50%および75%としたときの落下水脈の飛跡を測定した。測定結果を図-34に示す。

開度
放水管半開操作時(25%)の水脈の拡がり
貯水位 O.P. 78.50m

側壁長	θ	衝突点	備考	θ	衝突点	備考
1.5	105°	O.P. 25.000	衝突点 水案内	113°	O.P. 25.000	衝突点 水案内
1.5	90°	O.P. 17.000	衝突点 水案内	90°	O.P. 17.000	衝突点 水案内
2.0	113°	O.P. 25.000	衝突点 水案内	113°	O.P. 25.000	衝突点 水案内
2.0	90°	O.P. 17.000	衝突点 水案内	90°	O.P. 17.000	衝突点 水案内
3.0	120°	O.P. 20.000	衝突点 水案内	117°	O.P. 25.000	衝突点 水案内
3.0	90°	O.P. 17.000	衝突点 水案内	90°	O.P. 17.000	衝突点 水案内

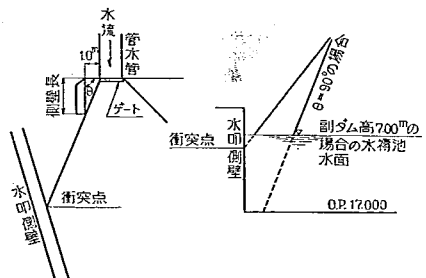
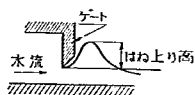


図-34 放水管半開(25%)操作時の水脈の拡がり

表-10 (I)

ゲート 開度	戸溝 形状 d(m)	I 型		II 型	
		流 況	圧力水頭(m)	流 況	圧力水頭(m)
30%	0.4m	1. 両戸溝の巻込みによる水脈が中央でぶつかりはねあがる 0.5~1.0m 2. ゲート戸当りにぶつかり水脈少しもりあがる。 3. 20°~25°	空気混入 測定不能	1. 両戸溝の巻込みによる水脈はあまりはねあがらず前方中央にでる 0.5 m 2. ゲート戸当りぶつかり水脈少しもりあがる 3. 20°	空気混入 測定不能
	0.6m	1. 両戸溝の巻込みによる水脈が中央でぶつかりはねあがる 1.0~1.5m 2. ゲート戸当りにぶつかり水脈もりあがり飛散する。 3. 15°~20°	空気混入 測定不能	1. 両戸溝の巻込みによる水脈がゲート前面でぶつかりはね上がる1.0~1.5m 2. ゲート戸当りにぶつかり水脈少しもりあがる。 3. 15°~20°	1. 5.21
50%	0.4m	1. ほとんど見られない。 0~0.5m 2. ゲート戸当りにぶつかり水脈少しもり上がる。 3. 20°	1. 4.09 2. 3.79	1. ほとんど見られない。 2. ゲート戸当りにぶつかり水脈少しもりあがり飛散する。 3. 20°	空気混入 測定不能
	0.6m	1. 両戸溝の巻込みによる水脈がゲート前面中央にでる 1.0m 2. ゲート戸当りにぶつかり水脈少しもりあがる。 3. 15°~20°	1. 5.29 2. 4.49	1. 両戸溝の巻込みによる水脈が少しゲート下端中央にでる程度0.5~1.0m 2. ゲート戸当りにぶつかり水脈少しもりあがり飛散する。 3. 15°~20°	1. 5.45
70%	0.4m	1. 両戸溝の巻込みによる水脈ほとんど見られない。 2. ほとんどもりあがり見られない。 3. 20°~35°	空気混入 測定不能	1. 両戸溝の巻込みによる水脈ほとんど見られない。 2. 盛り上がりは見られない。 3. 20°~25°	空気混入 測定不能
	0.6m	1. ほとんど見られない。 2. ゲート戸当りにぶつかり水脈少しもり上がり飛散する。 3. 15°~20°	空気混入 測定不能	1. ほとんど見られない。 2. ゲート戸当りにぶつかり水脈少しもりあがる。 3. 15°	1. 5.37

流況の項(1)はゲートリッパ直下流のはねあがり高を示す。



流況の項(2)は水脈が戸当り部に当つて飛沫となつて飛散する現象の発生の有無を示す。
流況の項(3)は戸溝下流における水脈の拡がり角 θ を示す。

表-10 (2)

ゲート 開度	戸溝 形状 d(m)	I' 型		II' 型	
		流 況	圧力水頭(m)	流 況	圧力水頭(m)
30%	0.4m	1. 両戸溝の巻込みによる水脈がゲート前面中央でぶつかる1.5~2.5m 2. ゲート戸当りにぶつかった水脈がうすく物線状に飛散する 3. 5°~10°	1. 4.53 2. 1.33	1. 両戸溝の巻込みによる水脈がゲート前方中央でぶつかる1.5~2.0m 2. ゲート戸当りにぶつかり水脈が少しもりあがる。 3. 10°	1. 7.61 2. 1.81
	0.5m	1. 両戸溝の巻込みによる水脈がゲート中央前面でぶつかり激しく飛散する。3.0~3.5m 2. ゲート戸当りにぶつかった水脈あまりもりあがりはないがしぶきとなり飛散する。 3. 5°~10°	1. 17.77 2. 1.69	1. 両戸溝の巻込みによる水脈がゲート中央前面でぶつかり激しく飛散する。2.0~3.0m 2. ゲート戸当りにぶつかった水脈あまり盛り上がりはないがしぶきとなり飛散する。 3. 5°~10°	1. 9.37 2. 2.73
50%	0.4m	1. 両戸溝の巻込みによる水脈がゲート前面でぶつかりはねあがる。 2. ゲート戸当りにぶつかり水脈少しもりあがり飛散する。 3. 10°~15°	1. 8.13 2. 8.81 3. 8.01 4. 7.85	1. はほとんど見られない。 2. ゲート戸当りにぶつかり水脈少し盛り上がり飛散する。 3. 15°~20°	1. 6.33 2. 5.49 3. 6.01
	0.5m	1. 両戸溝の巻込みによる水脈がゲート前面でぶつかりはねあがる2.0~2.5m 2. ゲート戸当りにぶつかり水脈少しもりあがり飛散する。 3. 10°~15°	1. 10.33 2. 9.89 3. 9.69 4. 10.33	1. 両戸溝の巻込みによる水脈がゲート前面でぶつかりはねあがる2.0m 2. ゲート戸当りにぶつかり水脈少しもりあがり飛散する。 3. 10°~15°	1. 8.29 2. 7.57 3. 7.29
70%	0.4m	1. 両戸溝の巻込みによる水脈がゲート前面でぶつかりはねあがる2.0~2.5m 2. ゲート戸当りにぶつかり水脈少しもりあがり飛散する。 3. 10°~15°	1. 9.17 2. 7.45 3. 7.09	1. 両戸溝の巻込みによる水脈がゲート前面でぶつかる。1.0~1.5m 2. ゲート戸当りにぶつかり水脈少しもり上がり飛散する。 3. 10°~15°	空気混入 測定不能
	0.5m	1. 両戸溝の巻込みによる水脈がゲート前面でぶつかりはねあがる。2.0~2.5m 2. ゲート戸当りにぶつかり水脈少しもりあがり飛散する。 3. 10°~15°	1. 9.61 2. 8.13 3. 7.89 4. 6.89	1. 両戸溝の巻込みによる水脈がゲート前面でぶつかりはねあがる。2.0~2.5m 2. ゲート戸当りにぶつかり水脈少しもりあがり飛散する。 3. 10°~15°	空気混入 測定不能

この図によると、水脈は左右岸とも導流壁との間に 4 m ~ 6 m の余裕をもって水褥池水面上に落下するから、導流壁に直接衝突するおそれはない。

〔5〕 堤頂越流部の検討

(1) 橋脚形状の修正

2 で述べたように、堤頂越流部の形状は、設計水頭を 4 m とするランドルフ曲線で、その越流頂標高は O.P. 74.50 m である。橋脚上流面は図-11 に示すように鉛直としたが、放水管呑口に設けるコースターゲートを傾斜上流面に沿わせてガイドし、水面上まで巻上げるために、図-35 および図-36 に示すように、橋脚前面を傾斜させることに変更した。本ダムの余水吐は、図-37 の平面図に示すように、構造中心に対しては左右非対称に配置されており、図の No. 2 および No. 3 径間の両側橋脚下に放水管が設置されるから、3 条の放水管の形状、寸法およびコースターゲートの巻上げこう配をまったく同一にすると、No. 3 径間の両側橋脚は同一寸法になるが、No. 2 径間の左右橋脚はその堤体断面形状が異なるために、異なった形状を与える。これらをそれぞれ A 型および B 型とす。5 本の橋脚のうち、No. 1 と No. 2 径間の間の橋脚のみ B 型とし、他はすべて A 型とした。No. 2 径間(A

—B 型) と No. 3 径間(A—A 型) ではその越流性状が異なるため、それぞれの径間をとり出した縮尺 1/20 の模型について、その越流量、越流面圧力および水面形の測定を行なった。

(2) 越流量の測定

図-37 から明らかなように、No. 1 および No. 2 径間と No. 3 および No. 4 径間はそれぞれ同じ形状の越流部を形成している。いま、越流部 4 門の総越流量を A—A 型と B—B 型径間の越流量の和の 2 倍と考える。図-38 は A—A 型および A—B 型についてゲートを全開、および半開操作したときの 1 径間あたりの越流量および貯水位との関係を示したものである。

この図によると任意貯水頭に対する越流量および越流係数は No. 2 径間の方がやや大きい。図-39 および表-11 は越流部 4 門を全開および半開操作したときの越流量の貯水位との関係を示したものである。計画高水位 O.P. 78.50 m における余水吐総必要放流量 1,630 m³/sec のうち、放水管の放流能力は、〔4〕に述べた実験結果から、1,100 m³/sec であるから、越流部所要放流量は 530 m³/sec となる。図-39 によると貯水位 O.P. 78.50 m における越流部放流能力は、680 m³/sec であるから、所要放流量は十分確保される。

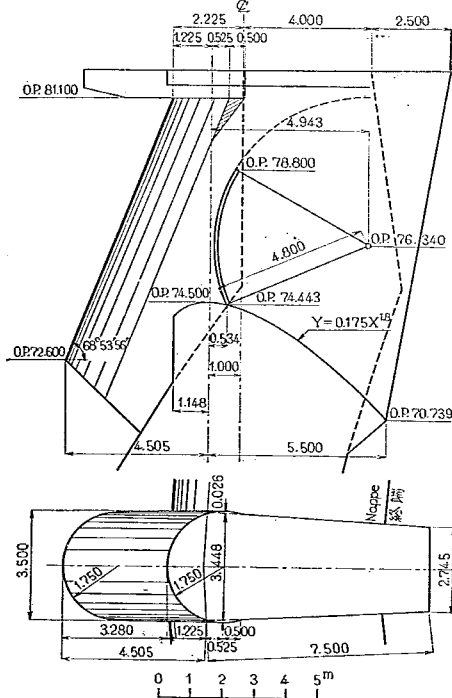


図-35 最終案 A 型越流部断面図

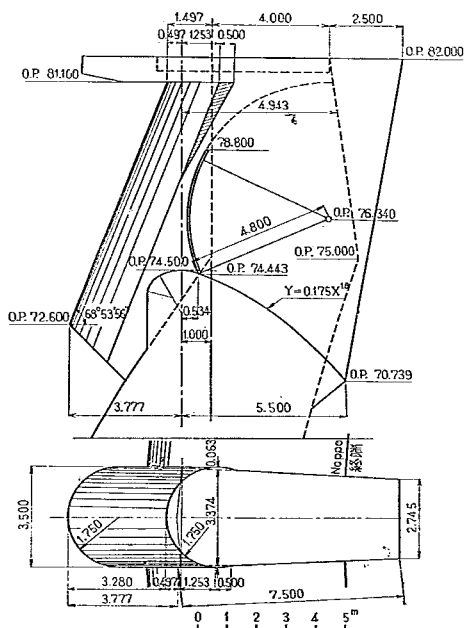


図-36 最終案 B 型越流部断面図

(3) 越流形状の検討と水面形

貯水位を O.P. 78.50 m、および O.P. 80.50 m とし、ゲ

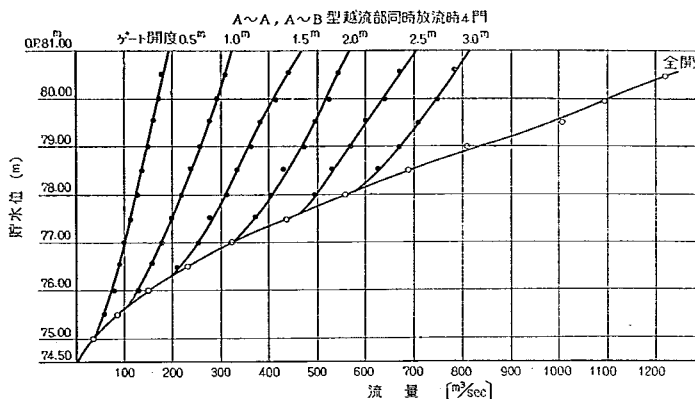


図-39 越流部貯水位—流量曲線

表-11 越流部 4 門全開時、およびゲート半開操作時放流流量

単位: m^3/sec

NO	水 位	全 開	$Go = 0.5\text{m}$	$Go = 1.0\text{m}$	$Go = 1.5\text{m}$	$Go = 2.0\text{m}$	$Go = 2.5\text{m}$	$Go = 3.0\text{m}$
1	EL. 75.0	32	—	—	—	—	—	—
2	75.5	82	52	—	—	—	—	—
3	76.0	142	70	130	—	—	—	—
4	76.5	224	85	156	210	—	—	—
5	77.0	320	99	178	250	—	—	—
6	77.5	430	111	196	280	364	—	—
7	78.0	558	122	216	308	401	494	—
8	78.5	684	131	234	334	430	526	624
9	79.0	806	142	250	360	476	564	664
10	79.5	1,010	152	270	384	490	598	703
11	80.0	1,086	160	286	407	518	632	741
12	80.5	1,220	164	302	432	536	667	778

Go: ゲート開度

しては、インバート標高を O.P. 14.00m、リップ角を 45° とするバケット型水叩きを採用し、リップ天端より 2 m 上まで下流仮締切を残置させることによって、計画放流時に完全巻込流況を確保することができる。

(5) 放水管は原設計形状に比して、より経済的な舌口形状を与えても所定貯水位で計画放流量を確保することができ、また、いかなる操作状態でも管壁面のあらゆる点で許容圧力以下の負圧を発生するおそれはない。最終決定放水管形状は、図-27および図-28に示される。

(6) 放水管ゲートからの噴出流によって、戸溝内に回転流が発生してゲートの振動を誘起したり、戸溝下流端に空洞現象を発生する危険性がある。戸溝形状に關す

る実験的検討の結果、戸溝幅、深さおよび戸当り長をそれぞれ 1 m、1 m および 0.4 m とし、戸溝下流縁に 0.2 m 半径の円弧を入れれば、最も平滑な噴出流況を呈し、またいかなるゲート操作状態でも落下水脈が水舞池導流壁に直接当るおそれのないことが認められた。

(7) 越流部形状は原設計案で所要放流機能をみたしうるし、また、いかなる操作状態でも越流底面に許容圧力以下の低圧を生じることはない。

(8) 計画満水位時の自由越流水面からゲート構造物までの余裕は 1.5 m 以上あり、設計必要条件は満足される。

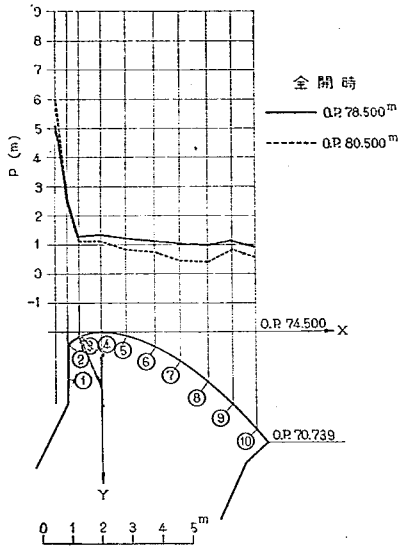


図-40(a) AA型越流部底面圧力分布

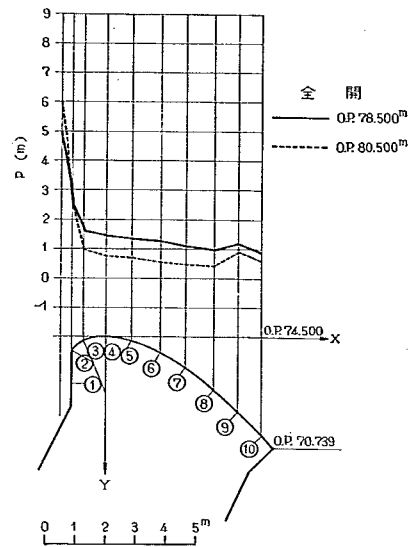


図-40(b) AB型越流部底面圧力分布

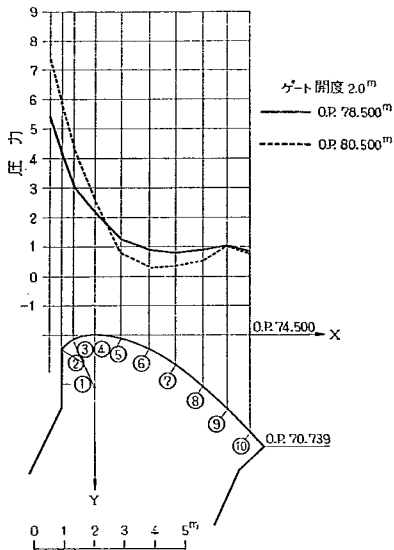


図-40(c) AA型越流部底面圧力分布

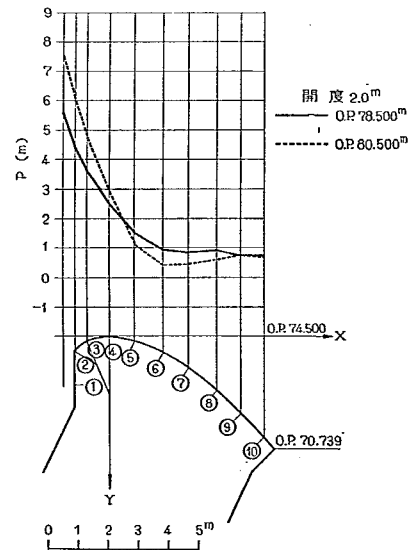


図-40(d) AB型越流部底面圧力分布

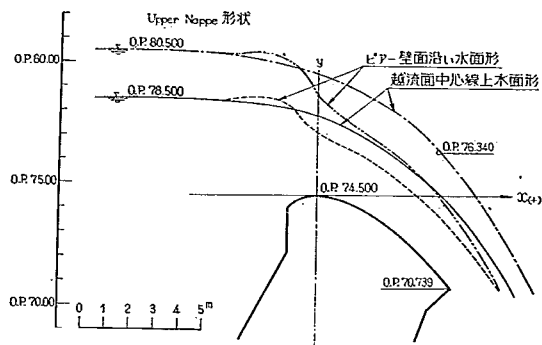


図-41 越流部水面形状



写真-1 最終案余水吐模型異常放流時流況

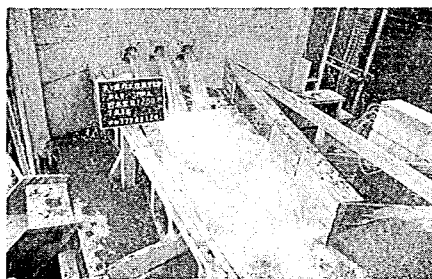


写真-2 最終案余水吐模型計画放流時流況

写真-3 放水管ゲート半開時流況 (I 型)
 $l=1.0\text{m}$ $d=0.6\text{m}$ ゲート開度=30%写真-4 放水管ゲート半開時流況 (II 型)
 $l=1.0\text{m}$ $d=0.6\text{m}$ ゲート開度=30%

参考文献

- 1) Borland W. M. and Miller C. R. Distribution of Sediment in Large Reservoir, Proc. of A. S. C. E., April 1958.
- 2) 建設省土木研究所: 目屋ダム水理模型実験, 昭和33

- 3) 建設省土木研究所: 室牧ダム水理模型実験報告, 昭和35年8月, P. 33
- 4) 村 幸雄, 中川博次, 酒井孝一: 堰堤放水管に関する研究(6)一角型放水管流入口に関する実験の考察—土木研究所報告, 第113号, 昭和36年3月, P. 60

変形アーチの解法(1)

(昭和37年10月)

中村 慶一* 大久保 忠良**
飯田 隆一*** 徳岡 康夫****

目 次

1. 従来の計算方法	(1)
〔1〕 一心等厚アーチ	(1)
〔2〕 二心不等厚アーチ	(3)
(a) 修正拱片分解法	(3)
(b) 数値積分による方法	(3)
2. 二心不等厚アーチの計算方法	(5)
〔1〕 二心不等厚アーチの幾何学的特性	(5)
〔2〕 二心不等厚アーチの解法	(6)
3. 五心不等厚アーチの計算方法	(8)
4. 放物線アーチ	(10)
〔1〕 放物線アーチの幾何学的特性	(10)
〔2〕 等厚放物線アーチの解法	(11)
〔3〕 不等厚放物線アーチの解法	(12)
5. 変形アーチの解法	(15)
付 記	(18)

1. 従来の計算方法

従来行なわれて来た計算方法は米国開拓局により、試算荷重法として完成されたものの一部であるが、等厚一心アーチの解法は変形アーチの計算方法の基礎となるので簡単にのべ、不等厚アーチの解法については説明を容易にするために、等分布荷重を中心に述べることにする。

〔1〕 一心等厚アーチ

アーチの拱頂における推力、曲げモーメント、せん断力を H_0 , M_0 , V_0 とし任意の断面におけるこれらの諸断面力をそれぞれ H , M , V とする。また拱頂における廻転、半径方向変位、接線方向変位をそれぞれ $\delta\theta_0$, δr_0 , δs_0 とする。

図-1 において、 ds 部分の変形による拱頂の変位は

$$\begin{aligned} d(\delta\theta)_0 &= \frac{M ds}{EcI} \\ d(\delta r)_0 &= -\frac{Mx}{EcI} ds - \frac{H}{EcA} \sin \phi ds \\ &\quad + \frac{KV}{GcA} \cos \phi ds \\ d(\delta s)_0 &= \frac{My}{EcI} ds - \frac{H}{EcA} \cos \phi ds \end{aligned}$$

$$-\frac{KV}{GcA} \sin \phi ds$$

いま、

アバットメントにおける曲げモーメントによる岩盤の廻転を与える係数を α ,

アバットメントにおける曲げモーメントによる岩盤の上下流方向の変位を与える係数を α_s ,

アバットメントにおける推力による岩盤の接線方向の

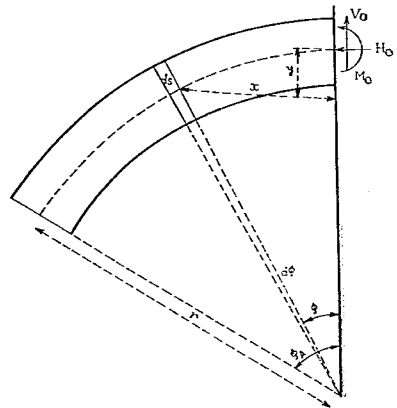


図-1

* ダム部 ダム構造研究室長

** 材料構造部 構造研究室長

*** ダム部 ダム構造研究室主任研究員

**** 水資源公団

変位を与える係数を β ,

アバットメントにおけるせん断力による岩盤の上下流
方向の変位を与える係数を γ ,
とすれば,

$$\left. \begin{aligned} \delta\theta_0 &= \int_0^{s_A} \frac{M ds}{EcI} + M_A \alpha + V_A \alpha_2 \\ \delta r_0 &= \int_0^{s_A} \left[\frac{Mx}{EcI} - \frac{H}{EcA} \sin \phi + \frac{KV}{GcA} \cos \phi \right] ds \\ &\quad + (M_A \alpha + V_A \alpha_2) x_A + (M_A \alpha_2 + V_A \gamma) \cos \phi_A \\ &\quad - H_A \beta \sin \phi_A \\ \delta s_0 &= \int_0^{s_A} \left[\frac{My}{EcI} - \frac{H}{EcA} \cos \phi - \frac{KV}{GcA} \sin \phi \right] ds \\ &\quad + (M_A \alpha + V_A \alpha_2) y_A - H_A \beta \cos \phi_A \\ &\quad - (M_A \alpha_2 + V_A \gamma) \sin \phi_A \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

ここに,

$$\left. \begin{aligned} M &= M_0 + H_0 y + V_0 x - M_L \\ H &= H_0 \cos \phi - V_0 \sin \phi + H_L \\ V &= H_0 \sin \phi + V_0 \cos \phi - V_L \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

ここに, M_L , H_L , V_L は拱頂から着目している点まで
の間の外荷重による着目している点での曲げモーメン
ト, 推力, せん断力である。(2)式を(1)式に代入して

$$\left. \begin{aligned} \delta\theta_0 &= A_1 M_0 + B_1 H_0 + C_1 V_0 - D_1 \\ \delta r_0 &= C_1 M_0 + B_2 H_0 + C_2 V_0 - D_2 \\ \delta s_0 &= -B_1 M_0 - B_3 H_0 - B_2 V_0 + D_3 \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

ここに,

$$\left. \begin{aligned} A_1 &= \int_0^{s_A} \frac{ds}{EcI} + \alpha \\ B_1 &= \int_0^{s_A} \frac{y ds}{EcI} + \alpha y_A + \alpha_2 \sin \phi_A \\ C_1 &= 1 + \int_0^{s_A} \frac{x ds}{EcI} \alpha x_A + \alpha_2 \cos \phi_A \\ B_2 &= \int_0^{s_A} \frac{xy ds}{EcI} + 2 \int_0^{s_A} \frac{\sin \phi \cos \phi}{EcA} ds \\ &\quad + \alpha x_A y_A - \beta \sin \phi_A \cos \phi_A + \gamma \sin \phi_A \cos \phi_A \\ &\quad + \alpha_2 x_A \sin \phi_A + \alpha_2 y_A \cos \phi_A \\ C_2 &= \int_0^{s_A} \frac{x^2 ds}{EcI} + \int_0^{s_A} \frac{\sin^2 \phi}{EcA} ds \\ &\quad + 3 \int_0^{s_A} \frac{\cos^2 \phi}{EcA} ds + \alpha x_A^2 + \beta \sin^2 \phi_A \\ &\quad + \gamma \cos^2 \phi_A + 2 \alpha_2 x_A \cos \phi_A \\ B_3 &= \int_0^{s_A} \frac{y^2 ds}{EcI} + \int_0^{s_A} \frac{\cos^2 \phi}{EcA} ds \\ &\quad + 3 \int_0^{s_A} \frac{\sin^2 \phi}{EcA} ds + \alpha y_A^2 + \beta \cos^2 \phi_A \\ &\quad + \gamma \sin^2 \phi_A + 2 \alpha_2 y_A \sin \phi_A \\ D_1 &= \int_0^{s_A} \frac{M_L}{EcI} ds + M_L \alpha + V_L \alpha_2 \\ D_2 &= \int_0^{s_A} \frac{M_L x}{EcI} ds + \int_0^{s_A} \frac{H_L \sin \phi}{EcA} ds \\ &\quad + 3 \int_0^{s_A} \frac{V_L \cos \phi}{EcA} ds + M_L \alpha x_A \end{aligned} \right\}$$

$$\left. \begin{aligned} &+ {}_A H_L \beta \sin \phi_A + {}_A V_L \gamma \cos \phi_A \\ &+ {}_A M_L \alpha_2 \cos \phi_A + {}_A V_L \alpha_2 x_A \\ D_3 &= \int_0^{s_A} \frac{s_A M_L y ds}{EcI} - \int_0^{s_A} \frac{s_A H_L \cos \phi}{EcA} ds \\ &+ 3 \int_0^{s_A} \frac{V_L \sin \phi}{EcA} ds + {}_A M_L \alpha y_A \\ &- {}_A H_L \beta \cos \phi_A + {}_A V_L \gamma \sin \phi_A \\ &+ {}_A M_L \alpha_2 \sin \phi_A + {}_A V_L \alpha_2 y_A \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

対称アーチは拱頂で廻転および接線方向変位は 0 であ
り, 拱頂におけるせん断力は 0 であるから

$$\left. \begin{aligned} A_1 M_0 + B_1 H_0 &= D_1 \\ B_1 M_0 + B_3 H_0 &= -D_3 \\ M_0 &= \frac{B_3 D_1 - B_1 D_3}{A_1 B_3 - B_1^2} \\ H_0 &= \frac{A_1 D_3 - B_1 D_1}{A_1 B_3 - B_1^2} \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

また,

$$x = r \sin \phi, \quad y = r(1 - \cos \phi) \quad (6)$$

等厚アーチの場合には I, A は常数となり, A_1, B_1, C_1, B_2, B_3 はつぎのように表わされる。

$$\left. \begin{aligned} A_1 &= \frac{12r}{EcT^3} \phi_A + \alpha \\ B_1 &= \frac{12r^3}{EcT^3} (\phi_A - \sin \phi_A) + \alpha y_A + \alpha_2 \sin \phi_A \\ C_1 &= \frac{12r^2}{EcT^3} \text{vers } \phi_A + \alpha x_A + \alpha_2 \cos \phi_A \\ B_2 &= \frac{12r^3}{EcT^3} (\text{vers } \phi_A - \frac{1}{2} \sin^2 \phi_A) \\ &\quad + \frac{r}{EcT} \sin^2 \phi_A + \alpha x_A y_A + \alpha_2 x_A \sin \phi_A \\ &\quad - \beta \sin \phi_A \cos \phi_A + \gamma \sin \phi_A \cos \phi_A \\ &\quad + \alpha_2 y_A \cos \phi_A \\ C_2 &= \frac{12r^3}{EcT^3} \cdot \frac{\phi_A - \sin \phi_A \cos \phi_A}{2} \\ &\quad + \frac{r}{EcT} \left[\frac{\phi_A - \sin \phi_A \cos \phi_A}{2} \right. \\ &\quad \left. + 3 \frac{\phi_A + \sin \phi_A \cos \phi_A}{2} \right] \\ &\quad + \alpha x_A^2 + \beta \sin^2 \phi_A + \gamma \cos^2 \phi_A \\ &\quad + 2 \alpha_2 x_A \cos \phi_A \\ B_3 &= \frac{12r^3}{EcT^3} \left(\phi_A - 2 \sin \phi_A \right. \\ &\quad \left. + \frac{\phi_A + \sin \phi_A \cos \phi_A}{2} \right) \\ &\quad + \frac{r}{EcT} \left(\frac{\phi_A + \sin \phi_A \cos \phi_A}{2} \right. \\ &\quad \left. + 3 \frac{\phi_A - \sin \phi_A \cos \phi_A}{2} \right) \\ &\quad + \alpha y_A^2 + \beta \cos^2 \phi_A + \gamma \sin^2 \phi_A \\ &\quad + 2 \alpha_2 y_A \sin \phi_A \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

また, M_L , H_L , V_L と D_1 , D_2 , D_3 は荷重により異な
って来るが, 等分布荷重の場合について求めてみると

$$\left. \begin{aligned} M_L &= R_u r \text{ vers } \phi \\ H_L &= R_u \text{ vers } \phi \\ V_L &= R_u \sin \phi \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (8)$$

$$D_1 = \frac{12R_u r^2}{E_c T^3} (\phi_A - \sin \phi_A) + R_u r \text{ vers } \phi_A \alpha$$

$$+ R_u \sin \phi_A \alpha_2$$

$$D_2 = \frac{12R_u r^3}{E_c T^3} \cdot \frac{(1 - \cos \phi_A)^2}{2}$$

$$+ \frac{R_u r}{E_c T} (\text{vers } \phi_A + \sin^2 \phi_A)$$

$$+ R_u r \text{ vers } \phi_A (\alpha x_A + \alpha_2 \cos \phi_A)$$

$$+ R_u \text{ vers } \phi_A \sin \phi_A \beta$$

$$+ R_u \sin \phi_A (\gamma \cos \phi_A + \alpha_2 x_A)$$

$$D_3 = \frac{12R_u r^3}{E_c T^3} (\phi_A - 2 \sin \phi_A$$

$$+ \frac{\phi_A + \sin \phi_A \cos \phi_A}{2})$$

$$+ \frac{R_u r}{E_c T} (2\phi_A - \sin \phi_A - \sin \phi_A \cos \phi_A)$$

$$+ R_u r \text{ vers } \phi_A (\alpha y_A + \alpha_2 \sin \phi_A)$$

$$- R_u \text{ vers } \phi_A \beta \cos \phi_A$$

$$+ R_u \sin \phi_A (\gamma \sin \phi_A + \alpha_2 y_A)$$

以上により拱頂における曲げモーメント, 推力, 変位
が求められ, (2) 式から各断面での曲げモーメント推
力, せん断力が求められる。

(2) 二心不等厚アーチ

(a) 修正拱片分解法

この方法は従来二心不等厚アーチにかなり数多く用い
られて来た方法で, 図-2のごとく, アーチの拱頂から
アバットメントまでの間を, 四つの長さの等しい拱片に
分け, おのおのの拱片は等厚で, 拱片の接合点において
アーチの厚さが不連続的に変わるようなアーチと同じ傾
きを有するとして解析する方法である。この方法はおのお
のの拱片を等厚と仮定するので各拱片のアーチ常数 A_1 ,
 B_1 , C_1 , B_2 , C_2 , B_3 および荷重常数 D_1 , D_2 , D_3 は容
易に計算され, 拱頂の接合点における偏心を考慮すべ
ば, アーチ全体のアーチ常数, 荷重常数が求められる。

この方法は厚さが中心角の正割に比例して変化する変
厚アーチの厳密解とこの方法により計算した場合と比較
したところ, きわめてよく一致したと言われているが,
次のような欠点をもっている。

- (i) ハリの計算はハリの中心線に沿って行ない, 応力
計算も中心線に垂直な断面に対して行なうのが一般
である。この方法では上流面に平行な不連続な線に
沿って行ない, 応力計算も上流面に垂直な断面に対
して行なっている。
- (ii) 二心不等厚アーチは上下流面とも平滑な円弧であ
るが, これを下流面が不連続な形に直して計算を行
なっている。

以上から, この計算方法は巨視的に見れば, かなり近
似度の高いものと考えられるが, 部分的にはかなり不正
確な応力値を示すおそれがある。

(b) 数値積分による方法

この方法は前項に述べた方法のように二心不等厚アー

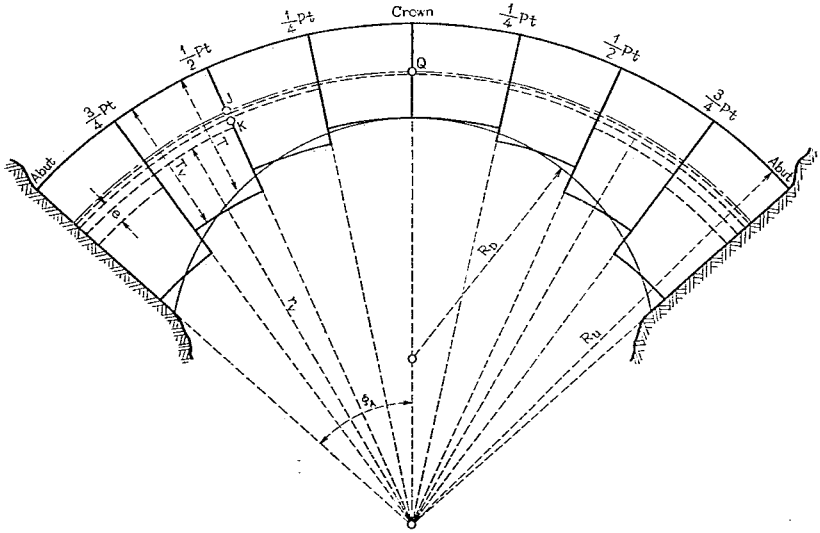


図-2

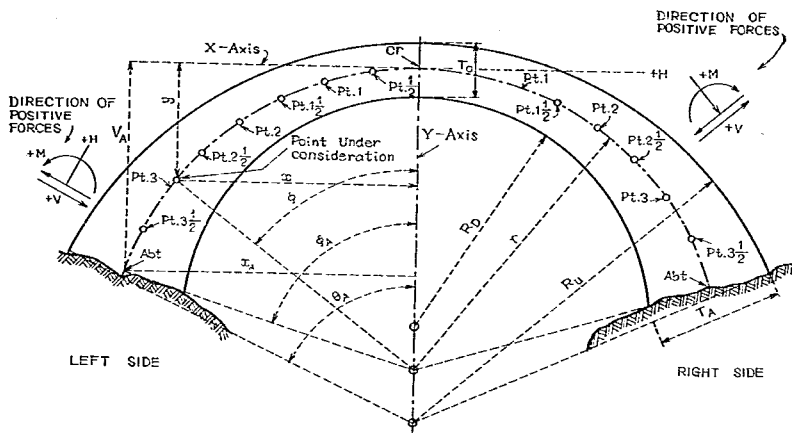


図-3

チを不連続な拱片に分けることなく、上下流面が中心の異なる円弧のままで、アーチ中心線を円弧と仮定しアーチ中心線に着目して数値積分を行なわんとするものである。この方法では片側のアーチ八等分点を求め、これらの点におけるアーチの厚さ、座標 M_L , H_L , V_L を求め、Simpsonの法則により、アーチ常数、荷重常数を求めている。

この方法は前項に述べた方法に比して計算はやや複雑になるが、方法的には明らかにすぐれた方法であるので、この方法において設けられた仮定と計算方法について簡単に述べてみる。

(i) アーチ常数

アーチの中心線を円弧と仮定し、各八等分点における厚さを図より求め、これから数値積分により、アーチ常数を求める。

(ii) 荷重常数

アーチの上流面に作用する半径方向荷重 $pdsu$ はアーチ中心線と上流面が平行でないため

$$\text{半径方向成分} = p \cos(\phi - \theta) dsu$$

$$\text{切線方向成分} = p \sin(\phi - \theta) dsu$$

$$\text{ねじれ力} = p \sin(\phi - \theta) \frac{T}{2} dsu$$

に分割され、上流面の中心角 θ と T に対しては

$$\left. \begin{aligned} \theta &= \frac{\phi_1}{\phi_A} \\ \sin(\phi - \theta) &= \frac{\sin(\phi_1 - \theta_1)}{\sin \phi_A} \sin \phi \\ T &= T_C + (T_A - T_C) \frac{\text{vers } \phi}{\text{vers } \phi_A} \\ \cos(\phi - \theta) &= 1 \end{aligned} \right\} \dots\dots(10)$$

なる仮定を導入して M_L , H_L , V_L を ϕ のみの関数とし

て求め、これに対する数表を作っている。これらの M_L , H_L , V_L を各八等分点に対して求め、これからアーチ常数の場合と同じように数値積分により荷重常数を求めている。

アーチの応力計算を検討する場合に、留意すべきことはアーチのような不静定構造物の計算の場合には不静定力を解く計算以前の計算誤差は不静定力を求める連立方程式を解く計算でかなり拡大される可能性があることである。さらにアーチダムの場合には、アーチ要素と片持バリエ要素との間の荷重配分を行なう際に、元数の多い連立方程式を解くので誤差がかなり拡大される可能性がある。また、われわれがアーチダムの設計を行なう場合、問題になるのは多くの場合、引張応力であって圧縮応力ではない。アーチの引張応力は上流面のアバットメントと下流面の拱頂部とに生ずる場合が多いが、これらの点では推力による応力と曲げモーメントによる応力とが逆符号となるため応力が圧縮であるか、引張りであるか、またその値はどの程度であるかという点に関しては計算過程における誤差が大きな影響を与えることが考えられる。したがって、アーチの計算方法においてはできるだけ仮定を小さくし、できるだけ近似度の高いもののみを用いることが必要である。

この方法では (10) に示された四つの仮定が設けられている。しかし、 M_L , H_L , V_L を ϕ と θ との関数として表すならば、これらの仮定のいくつかは不必要となる。またアーチ常数の計算ではアーチの厚さ T は図より求めるとされているが、もし (10) の第三式の近似値が高いものであるなら、当然これらを用いるべきであると考えられる。

たしかにこれらの計算を手動計算機または電動計算機

により行なうときは M_L, H_L, V_L を ϕ のみの関数として表わし、これに対し数表を作ることは計算をかなり簡易化し得ると考えられる。しかし電子計算機を用いる場合には数表を利用することは有利でないで、 M_L, H_L, V_L を ϕ のみの関数として表わしても ϕ と θ の関数として表わしても計算労力は大差ないものとなる。

このような観点から筆者らは電子計算機を利用することを前提に、きわめて近似度の高い仮定のみから出発した二心不等厚の解法を試みた。

2. 二心不等厚アーチの計算方法

[1] 二心不等厚アーチの幾何学的特性

上下流面が中心の異なった二つの円弧で表わされる二心不等厚アーチのアーチ中心は厳密には楕円で表わされ、任意の断面での厚さもきわめて複雑に表わされる。

このような形に対して厳密に解を求めることはきわめて手数を要するので、アーチ中心線を円弧で近似し、厚さを簡単な形で表わした場合、どのような誤差が生ずるかについて検討することにする。

アーチ中心線の半径を r とし、その中心を原点とし、上流方向に y 軸をとるとアーチ中心線の方程式は

$$x^2 + y^2 = r^2$$

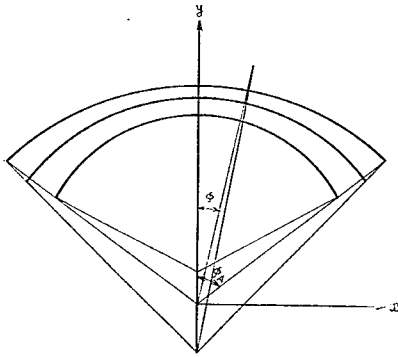


図-4

拱頂での厚さ T_c 、アバットメントでの厚さを T_A とすると、上流面は

$$\left(0, r + \frac{T_c}{2}\right), \left(r + \frac{T_A}{2}\right) \sin \phi, \left(r + \frac{T_A}{2}\right) \cos \phi_A$$

を通る円弧として規定される。

いま、

$$\left. \begin{aligned} r + \frac{T_c}{2} &= {}_0r_u & r - \frac{T_c}{2} &= {}_0r_d \\ r + \frac{T_A}{2} &= {}_Ar_u & r - \frac{T_A}{2} &= {}_Ar_d \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(11)$$

とおく。また上流面の中心を $(0, -d_u)$ 、上流面半径

を R_u とすれば

$$\left. \begin{aligned} x^2 + (y + d_u)^2 &= R_u^2 \\ {}_0r_u + d_u &= R_u \\ d_u &= \frac{{}_0r_u^2 - {}_0r_u^2}{2({}_0r_u - {}_Ar_u \cos \phi_A)} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(12)$$

同様に下流面の中心を $(0, d_d)$ 、曲線半径を R_d とすれば下流面の方程式は

$$\left. \begin{aligned} x^2 + (y - d_d)^2 &= R_d^2 \\ {}_0r_d - d_d &= R_d \\ d_d &= \frac{{}_0r_d^2 - {}_Ar_d^2}{2({}_0r_d - {}_Ar_d \cos \phi_A)} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(13)$$

アーチ中心線の法線

$$x = y \tan \phi$$

と上流面との交点を (x_1, y_1) 、下流面との交点を (x_2, y_2) とすると

$$\begin{aligned} y_1 &= [-d_u \cos \phi + \sqrt{d_u^2 \cos^2 \phi + {}_0r_u({}_0r_u + 2d_u)}] \times \cos \phi \\ y_2 &= [d_d \cos \phi + \sqrt{d_d^2 \cos^2 \phi + {}_0r_d({}_0r_d - 2d_d)}] \times \cos \phi \end{aligned}$$

これから、任意の断面での厚さ T と、アーチ中心線上の一点から、その点でのアーチ中心線の法線に沿って上下流面までの距離の差 e_1 を求めてみよう。

$$\begin{aligned} T &= (y_1 - y_2) \sec \phi \\ &= -(d_u + d_d) \cos \phi \\ &\quad + \sqrt{d_u^2 \cos^2 \phi + {}_0r_u({}_0r_u + 2d_u)} \\ &\quad - \sqrt{d_d^2 \cos^2 \phi + {}_0r_d({}_0r_d - 2d_d)} \\ e_1 &= (y_1 + y_2) \sec \phi - 2r \\ &= -(d_u - d_d) \cos \phi - 2r \\ &\quad + \sqrt{d_u^2 \cos^2 \phi + {}_0r_u({}_0r_u + 2d_u)} \\ &\quad + \sqrt{d_d^2 \cos^2 \phi - {}_0r_d({}_0r_d - 2d_d)} \end{aligned}$$

これらの式の近似式を求めるために、

$$\frac{T_A}{r} = \xi, \quad \frac{T_c}{T_A} = \eta$$

とおくと、実用的に使われるアーチは

$$0 < \xi \leq 0.4 \quad 1 \geq \eta \geq 0.5$$

の範囲である。ゆえに $T/r, \partial/r$ を ξ のべき級数に展開すると、

$$\left. \begin{aligned} \frac{{}_0r_u}{r} &= 1 + \frac{1}{2} \xi \eta, & \frac{{}_Ar_u}{r} &= 1 + \frac{1}{2} \xi, \\ \frac{{}_0r_d}{r} &= 1 - \frac{1}{2} \xi \eta, & \frac{{}_Ar_d}{r} &= 1 - \frac{1}{2} \xi, \\ \frac{d_u}{r} &= \frac{\xi(1-\eta)}{2 \text{vers } \phi_A} \left[1 + \frac{\xi(1-\eta)(1+\cos \phi_A)}{4 \text{vers } \phi_A} \right. \\ &\quad \times \left. \left\{ 1 + \sum_{n=1}^{\infty} (-1)^n \left(\frac{\xi(\eta - \cos \phi_A)}{2 \text{vers } \phi_A} \right)^n \right\} \right] \\ \frac{d_d}{r} &= \frac{\xi(1-\eta)}{2 \text{vers } \phi_A} \left[1 - \frac{\xi(1-\eta)(1-\cos \phi_A)}{4 \text{vers } \phi_A} \right] \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(14)$$

$$\times \left\{ 1 + \sum_{n=1}^{\infty} \left(\frac{\xi(\eta - \cos \phi_A)}{2 \text{vers} \phi_A} \right)^n \right\} \quad \left| \right.$$

これから

$$\frac{T}{r} = \frac{\xi(1-\eta)}{\text{vers} \phi_A} \text{vers} \phi + \xi \eta$$

$$+ \frac{\xi^3(1-\eta)^2(\eta - \cos \phi_A)}{8 \text{vers}^3 \phi_A}$$

$$\times (\cos \phi - \cos \phi_A)(1 - \cos \phi) + \dots \dots (15)$$

$$\frac{\epsilon_1}{r} = -\frac{\xi^2(1-\eta)^2}{4 \text{vers}^2 \phi_A} (\cos \phi - \cos \phi_A)$$

$$\times (1 - \cos \phi) + \dots \dots \dots (16)$$

一般に設計に用いられる $\xi = T_A/r$ は 0.4 以下で、多くの場合 0.2 以下である。ゆえに (15) (16) 式のべき級数はかなり収斂が早いと考えられるので、(15) 式の ξ の一次の項を T/r の近似式とし、 ξ の三次の項をその誤差項 ϵ_1/r を示すものとし、(16) 式における ξ の二次の項が ϵ_2/r を示すものと見なすと、

$$T = T_c + (T_A - T_c) \frac{\text{vers} \phi}{\text{vers} \phi_A} + \epsilon_2 \dots \dots \dots (17)$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{\epsilon_1}{r} &= \frac{\xi^2(1-\eta)^2}{4 \text{vers}^2 \phi_A} (\cos \phi - \cos \phi_A)(1 - \cos \phi) \\ \frac{\epsilon_2}{r} &= \frac{\xi^3(1-\eta)^2(\eta - \cos \phi_A)}{8 \text{vers}^3 \phi_A} \\ &\quad \times (\cos \phi - \cos \phi_A)(1 - \cos \phi) \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (18)$$

となる。これらの誤差は ϕ がいかなるときに最大になるかをみるに $\partial/\partial \phi \cdot (\epsilon_1/r)$, $\partial/\partial \phi \cdot (\epsilon_2/r)$ は $\cos \phi = 1/2 \cdot (1 + \cos \phi_A)$ のとき 0 になる。ゆえに、

$$\left(\frac{\epsilon_1}{r} \right)_{\max} = \frac{\xi^2(1-\eta)^2}{16}$$

$$\left(\frac{\epsilon_2}{r} \right)_{\max} = \frac{\xi^3(1-\eta)^2(\eta - \cos \phi_A)}{32 \text{vers} \phi_A} \dots \dots (19)$$

あるいは

$$\left(\frac{\epsilon_2}{T} \right)_{\max} = \frac{\xi^2(1-\eta)^2(\eta - \cos \phi_A)}{32 \text{vers} \phi_A}$$

すなわち、これらの誤差はいずれも $\xi = T_A/r$ の値が大きく、不等厚の度合いが大きいかほど大きい。試みに、 $T_A/r = \xi = 0.4$, $T_c/T_A = 0.6$, $\phi_A = 40^\circ$ の場合について計算すると $(\epsilon_1/r)_{\max} = 0.16\%$, $(\epsilon_2/T)_{\max} = 0.05\%$ となる。

このように、

$$T = T_c + (T_A - T_c) \frac{\text{vers} \phi}{\text{vers} \phi_A}$$

と仮定したための誤差とアーチ中心線を円弧と仮定したための誤差はきわめて小さく、最大 0.1% 前後である。筆者らが関係した不等厚アーチを用いたアーチダムの $(\epsilon_1)_{\max}$, $(\epsilon_2)_{\max}$ を求めると表-1のとおりで、いずれも 1 cm 以下である。

なお、米国開拓局で開発された数値積分を用いる方法において用いられた他の仮定はこのように級数展開により近似値を確かめることはできないので、種々のアーチに対し数値計算を行なったところ、いずれも $\xi = T_A/r$ が大きく、 $\eta = T_c/T_A$ が小さいほど誤差が大きくなる傾向を示しており、これらの仮定の中

$$\sin(\phi - \theta) = \frac{\sin(\phi_A - \theta_A)}{\sin \phi_A} \sin \phi$$

なる仮定はきわめて近似度は高く、誤差は 0.1% 以下であるが、 $\theta = (\theta_A/\phi_A)\phi$ なる仮定と $\cos(\phi - \theta) = 1$ なる仮定は近似度は比較的低く、 $\xi = 0.4$, $\eta = 0.6$, $\phi_A = 1$ のとき 2% 以上の誤差が生ずることが明らかとなった。ゆえに、二心不等厚アーチの解法を検討する場合、アーチ中心線を円弧と仮定することと、厚さを

$$T = T_c + (T_A - T_c) \frac{\text{vers} \phi}{\text{vers} \phi_A}$$

と仮定する以外は仮定を設けずに解を求めることが可能であれば、きわめて近似度の高い解法が得られることが明らかとなった。

〔2〕二心不等厚アーチの解法

前項の考察により、二心不等厚アーチにおいては、アーチ中心線を円弧と仮定し、任意の点における厚さを

$$T = T_c (T_A - T_c) \frac{\text{vers} \phi}{\text{vers} \phi_A} \dots \dots \dots (20)$$

と仮定してもきわめて近似度の高い解が得られることが明らかとなった。

前節の (1)~(6) 式はアーチ中心線が円弧で表わされるアーチでは一般に成立する式であるから (4) 式

表-1 既設アーチダムにおける ϵ_1 , ϵ_2

ダム名	標高	r	ϕ	ξ	η	$(\epsilon_1)_{\max}$	$(\epsilon_2)_{\max}$
室牧ダム	190	23.00	45°09'	0.46861	0.69586	0.02919	0.000218
川俣ダム	890 870	57.48 49.81	50°48' 48°56'	0.22723 0.31803	0.89412 0.75743	0.00208 0.01853	0.0000168 0.000294
湯田ダム	190 170 160	121.79 103.93 90.71	47°28' 48°01' 53°23'	0.27589 0.42267 0.51335	0.62492 0.66000 0.70864	0.08151 0.13415 0.12683	0.001737 0.01091 0.01587
矢木沢ダム	790 770 750	140.25 113.81 86.55	51°00' 47°30' 44°00'	0.10340 0.2384 0.3475	0.65670 0.60840 0.6150	0.11 0.62 0.97	0.0033 0.015 0.41

から

$$\begin{aligned}
 A_1 &= \frac{r \phi_A}{2E_c} \left[-\frac{1}{T_c^3} + \frac{1}{T_A^3} \right. \\
 &\quad \left. + \sum_{k=0}^3 \left(-\frac{2}{T_{2k}^3} + \frac{4}{T_{2k+1}^3} \right) \right] + \alpha \\
 B_1 &= \frac{r \phi_A}{2E_c} \left[\frac{y_A}{T_A^3} + \sum_{k=0}^3 \left(\frac{2y_{2k}}{T_{2k}^3} + \frac{4y_{2k+1}}{T_{2k+1}^3} \right) \right] \\
 &\quad + \alpha y_A + \alpha_2 \sin \phi_A \\
 C_1 &= \frac{r \phi_A}{2E_c} \left[\frac{x_A}{T_A^3} + \sum_{k=0}^3 \left(\frac{2x_{2k}}{T_{2k}^3} + \frac{4x_{2k+1}}{T_{2k+1}^3} \right) \right] \\
 &\quad + \alpha x_A + \alpha_2 \cos \phi_A \\
 B_2 &= \frac{r \phi_A}{12E_c} \left[6 \frac{x_A y_A}{T_A^3} + 6 \sum_{k=0}^3 \left(\frac{2x_{2k} y_{2k}}{T_{2k}^3} \right. \right. \\
 &\quad \left. \left. + \frac{4x_{2k+1} y_{2k+1}}{T_{2k+1}^3} \right. \right. \\
 &\quad \left. \left. + \frac{\sin \phi_A \cos \phi_A}{T_A} + \sum_{k=0}^3 \left(\frac{2 \sin \phi_{2k} \cos \phi_{2k}}{T_{2k}} \right. \right. \right. \\
 &\quad \left. \left. \left. + \frac{4 \sin \phi_{2k+1} \cos \phi_{2k+1}}{T_{2k+1}} \right) \right] \right] \\
 &\quad + \alpha x_A y_A + \alpha_2 x_A \sin \phi_A - \beta \sin \phi_A \cos \phi_A \\
 &\quad + \gamma \sin \phi_A \cos \phi_A + \alpha_2 y_A \cos \phi_A \\
 C_2 &= \frac{r \phi_A}{24 E_c} \left[12 \frac{x_A^2}{T_A^3} \right. \\
 &\quad + 12 \sum_{k=0}^3 \left(\frac{2x_{2k}^2}{T_{2k}^3} + \frac{4x_{2k+1}^2}{T_{2k+1}^3} \right) \\
 &\quad - 3 \frac{1}{T_c} + \frac{1+2\cos^2 \phi_A}{T_A} \\
 &\quad + \sum_{k=0}^3 \left\{ \frac{2(1+2\cos^2 \phi_{2k})}{T_{2k}} \right. \\
 &\quad \left. + \frac{4(1+2\cos^2 \phi_{2k+1})}{T_{2k+1}} \right\} \Bigg] \\
 &\quad + \alpha x_A^2 + \beta \sin^2 \phi_A + \gamma \cos^2 \phi_A + 2\alpha_2 x_A \cos \phi_A \\
 B_3 &= \frac{r \phi_A}{24 E_c} \left[12 \frac{y_A^2}{T_A^3} \right. \\
 &\quad + 12 \sum_{k=0}^3 \left(\frac{2y_{2k}^2}{T_{2k}^3} + \frac{4y_{2k+1}^2}{T_{2k+1}^3} \right) \\
 &\quad - \frac{1}{T_c} + \frac{1+2\sin^2 \phi_A}{T_A} \\
 &\quad + \sum_{k=0}^3 \left\{ \frac{2(1+2\sin^2 \phi_{2k})}{T_{2k}} \right. \\
 &\quad \left. + \frac{4(1+2\sin^2 \phi_{2k+1})}{T_{2k+1}} \right\} \Bigg] \\
 &\quad + \alpha y_A^2 + \beta \cos^2 \phi_A + \gamma \sin^2 \phi_A + 2\alpha_2 y_A \sin \phi_A \\
 &\quad \dots\dots\dots(21)
 \end{aligned}$$

ここに T_k , ϕ_k , x_k , y_k は図-3における k 点の T , ϕ , x , y の値とする。

つぎに, M_L , H_L , V_L を求めるために θ と ϕ との関係求めてみる。図-5から

$$\left. \begin{aligned}
 \frac{d_u}{\sin(\phi-\theta)} &= \frac{R_u}{\sin \phi} \\
 \theta &= \phi - \sin^{-1} \left(\frac{d_u}{R_u} \sin \phi \right)
 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(22)$$

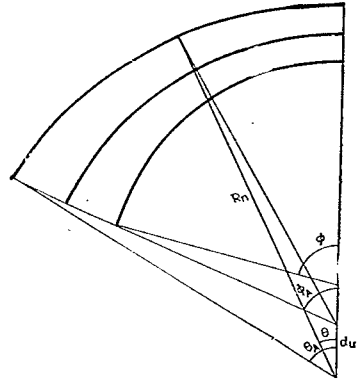


図-5

これから

$$\left. \begin{aligned}
 M_L &= R_u [r \sin \phi \sin \theta + (d_u + r \cos \phi)(\cos \theta - 1)] \\
 H_L &= R_u [\cos(\phi - \theta) - \cos \phi] \\
 V_L &= R_u \sin \phi - d_u \sin \phi
 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(23)$$

これから

$$\begin{aligned}
 D_1 &= \frac{r \phi_A}{2E_c} \left[\frac{M_L}{T_A^3} \right. \\
 &\quad \left. + \sum_{k=0}^3 \left(\frac{2_{2k} M_L}{T_{2k}^3} + \frac{4_{2k+1} M_L}{T_{2k+1}^3} \right) \right] \\
 &\quad + {}_A M_L \alpha + {}_A V_L \alpha_2 \\
 D_2 &= \frac{r \phi_A}{24 E_c} \left[12 \frac{{}_A M_L x_A}{T_A^3} \right. \\
 &\quad + 12 \sum_{k=0}^3 \left(\frac{2_{2k} M_L x_{2k}}{T_{2k}^3} + \frac{4_{2k+1} M_L x_{2k+1}}{T_{2k+1}^3} \right) \\
 &\quad + \frac{{}_A H_L \sin \phi_A}{T_A} \\
 &\quad + \sum_{k=0}^3 \left(\frac{2_{2k} H_L \sin \phi_{2k}}{T_{2k}} + \frac{4_{2k+1} H_L \sin \phi_{2k+1}}{T_{2k+1}} \right) \\
 &\quad + \frac{3 {}_A V_L \cos \phi_A}{T_A} \\
 &\quad + 3 \sum_{k=0}^3 \left(\frac{2_{2k} V_L \cos \phi_{2k}}{T_{2k}} + \frac{4_{2k+1} V_L \cos \phi_{2k+1}}{T_{2k+1}} \right) \Bigg] \\
 &\quad + {}_A M_L (\alpha x_A + \alpha_2 \cos \phi_A) \\
 &\quad + {}_A H_L \beta \sin \phi_A + {}_A V_L (\gamma \cos \phi_A + \alpha_2 x_A) \\
 D_3 &= \frac{r \phi_A}{24} \left[12 \frac{{}_A M_L y_A}{T_A^3} \right. \\
 &\quad + 12 \sum_{k=0}^3 \left(\frac{2_{2k} M_L y_{2k}}{T_{2k}^3} + \frac{4_{2k+1} M_L y_{2k+1}}{T_{2k+1}^3} \right) \\
 &\quad - \frac{{}_A H_L \cos \phi_A}{T_A} \\
 &\quad - \sum_{k=0}^3 \left(\frac{2_{2k} H_L \cos \phi_{2k}}{T_{2k}} + \frac{4_{2k+1} H_L \cos \phi_{2k+1}}{T_{2k+1}} \right) \\
 &\quad + \frac{3 {}_A V_L \sin \phi_A}{T_A} \Bigg]
 \end{aligned}$$

$$\left. \begin{aligned} & -3 \sum_{k=0}^3 \left(\frac{2_{2k} V_L \sin \phi_{2k}}{T_{2k}} + \frac{4_{2k+1} V_L \sin \phi_{2k+1}}{T_{2k+1}} \right) \Bigg] \\ & + {}_A M_L (\alpha y_A + \alpha_2 \sin \phi_A) - {}_A H_L \beta \cos \phi_A \\ & + {}_A V_L (\gamma \sin \phi_A + \alpha_2 y_A) \end{aligned} \right\} \quad (24)$$

ここに、 ${}_k M_L$, ${}_k H_L$, ${}_k V_L$ は k 点における M_L , H_L , V_L の値とする。

(21)(23)(24) 式により求められた A_1 , B_1 , C_1 , B_2 , C_2 , B_3 , M_L , H_L , V_L , D_1 , D_2 , D_3 の値を (5) 式に代入することにより、拱頂における拱力、曲げモーメントが、(2)(3) 式から各点の断面力、変位が求められる。

3. 五心不等厚アーチの計算方法

第1節、第2節に述べた解法を組合せることにより、より一般的な五心不等厚アーチの解法が得られる。前節で述べた二心不等厚アーチの解法は(20)式が、かなりの近似度をもって成立することを前提としている。したがって、ここに述べる解法は拱頂部に等厚部分をもち、両側が不等厚となっているアーチを対象としたものである。また等厚部と不等厚部とは接合点で上下流とも接しているものとする。

等厚部分のアーチ中心線の曲率半径を r_1 、中心角を ${}_A \phi_1$ とし、不等厚部分のアーチ中心線の曲率半径を r_2 、中心角を ${}_A \phi_2$ とする。また等厚部分の厚さを T_c 、アバウトメントにおける厚さを T_A とすると、不等厚部分の任意の点の厚さは

$$T = T_c + (T_A - T_c) \frac{\text{vers } \phi_2}{\text{vers } {}_A \phi_2} \quad (25)$$

$$\theta_2 = \phi_2 - \sin^{-1} \left(\frac{d_u}{R_u} \sin \phi_2 \right) \quad (26)$$

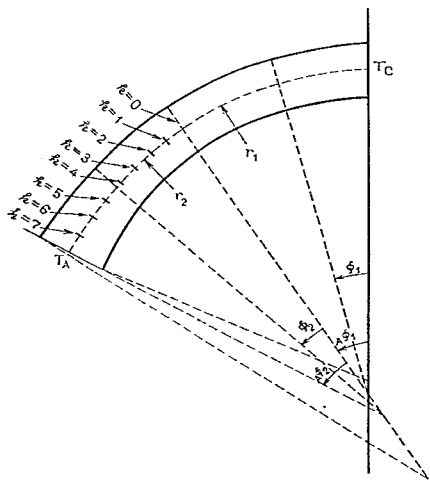


図-6

$$\begin{aligned} x &= r_1 \sin \phi_1, & \dots \dots \dots \text{等厚部} \\ r_1 \sin {}_A \phi_1 + r_2 (\sin ({}_A \phi_1 + \phi_2) - \sin {}_A \phi_1) & & \dots \dots \dots \text{不等厚部} \\ y &= r_1 (1 - \cos \phi_1), & \dots \dots \dots \text{等厚部} \\ r_1 (1 - \cos {}_A \phi_1) - r_2 (\cos ({}_A \phi_1 + \phi_2) - \cos {}_A \phi_1) & & \dots \dots \dots \text{不等厚部} \end{aligned} \quad (27)$$

これから、

$$\begin{aligned} A_1 &= \frac{12 r_1}{E_c T_c^3} {}_A \phi_1 \\ &+ \frac{r_2 {}_A \phi_2}{2 E_c} \left[-\frac{1}{T_c^3} + \frac{1}{T_A^3} \right. \\ &\quad \left. + \sum_{k=0}^3 \left(\frac{2}{T_{2k}^3} + \frac{4}{T_{2k+1}^3} \right) \right] + \alpha \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B_1 &= \frac{12 r_1^2}{E_c T_c^3} ({}_A \phi_1 - \sin {}_A \phi_1) \\ &+ \frac{r_2 {}_A \phi_2}{2 E_c} \left[-\frac{y_0}{T_c^3} + \frac{y_A}{T_A^3} \right. \\ &\quad \left. + \sum_{k=0}^3 \left(\frac{2 y_{2k}}{T_{2k}^3} + \frac{4 y_{2k+1}}{T_{2k+1}^3} \right) \right] \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_1 &= \frac{12 r_1^3}{E_c T_c^3} \text{vers } {}_A \phi_1 \\ &+ \frac{r_2 {}_A \phi_2}{2 E_c} \left[-\frac{x_0}{T_c^3} + \frac{x_A}{T_A^3} \right. \\ &\quad \left. + \sum_{k=0}^3 \left(\frac{2 x_{2k}}{T_{2k}^3} + \frac{4 x_{2k+1}}{T_{2k+1}^3} \right) \right] \\ &+ \alpha x_A + \alpha_2 \cos ({}_A \phi_1 + {}_A \phi_2) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B_2 &= \frac{12 r_1^3}{E_c T_c^3} \left(\text{vers } {}_A \phi_1 - \frac{1}{2} \sin^2 {}_A \phi_1 \right) \\ &+ \frac{r_1}{E_c T_c} \sin^2 {}_A \phi_1 \\ &+ \frac{r_2 {}_A \phi_2}{24 E_c} \left[12 \left\{ -\frac{x_0 y_0}{T_c^3} + \frac{x_A y_A}{T_A^3} \right. \right. \\ &\quad \left. \left. + \sum_{k=0}^3 \left(\frac{2 x_{2k} y_{2k}}{T_{2k}^3} + \frac{4 x_{2k+1} y_{2k+1}}{T_{2k+1}^3} \right) \right\} \right. \\ &\quad \left. + 2 \left\{ -\frac{\sin {}_A \phi_1 \cos {}_A \phi_1}{T_c} \right. \right. \\ &\quad \left. \left. + \frac{\sin ({}_A \phi_1 + {}_A \phi_2) \cos ({}_A \phi_1 + {}_A \phi_2)}{T_A} \right. \right. \\ &\quad \left. \left. + \sum_{k=0}^3 \left(\frac{2 \sin ({}_A \phi_1 + {}_A \phi_2) \cos ({}_A \phi_1 + {}_A \phi_2)}{T_{2k}} \right. \right. \right. \\ &\quad \left. \left. \left. + \frac{4 \sin ({}_A \phi_1 + {}_A \phi_2) \cos ({}_A \phi_1 + {}_A \phi_2)}{T_{2k+1}} \right) \right\} \right] \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &+ \alpha x_A y_A + \alpha_2 x_A \sin ({}_A \phi_1 + {}_A \phi_2) \\ &- \beta \sin ({}_A \phi_1 + {}_A \phi_2) \cos ({}_A \phi_1 + {}_A \phi_2) \\ &+ \gamma \sin ({}_A \phi_1 + {}_A \phi_2) \cos ({}_A \phi_1 + {}_A \phi_2) \\ &+ \alpha_2 y_A \sin ({}_A \phi_1 + {}_A \phi_2) \\ C_2 &= \frac{12 r_1^3}{E_c T_c^3} \cdot \frac{{}_A \phi_1 - \sin {}_A \phi_1 \cos {}_A \phi_1}{2} \\ &+ \frac{r}{E_c T_c} \left[\frac{{}_A \phi_1 - \sin {}_A \phi_1 \cos {}_A \phi_1}{2} \right. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& + 3 \frac{{}_A\phi_1 + \sin {}_A\phi_1 \cos {}_A\phi_1}{2} \Bigg\} \\
& + \frac{r_2 {}_A\phi_2}{24 E_c} \left[12 \left\{ -\frac{x_0^2}{T_c^3} + \frac{x_A^2}{T_A^3} \right. \right. \\
& \quad \left. \left. + \sum_{k=0}^3 \left(\frac{2x_{2k}^2}{T_{2k}^3} + \frac{2x_{2k+1}^2}{T_{2k+1}^3} \right) \right\} \right. \\
& \quad \left. - \frac{1+2\cos^2 {}_A\phi_1}{T_c} + \frac{1+2\cos^2 ({}_A\phi_1 + {}_A\phi_2)}{T_A} \right. \\
& \quad \left. + \sum_{k=0}^3 \left\{ 2 \frac{1+2\cos^2 ({}_A\phi_1 + {}_{2k}\phi_2)}{T_{2k}} \right. \right. \\
& \quad \left. \left. + 4 \frac{1+2\cos^2 ({}_A\phi_1 + {}_{2k+1}\phi_2)}{T_{2k+1}} \right\} \right\} \\
& + \alpha x_A^2 + \beta \sin^2 ({}_A\phi_1 + {}_A\phi_2) \\
& + \gamma \cos^2 ({}_A\phi_1 + {}_A\phi_2) + 2\alpha_2 x_A \cos ({}_A\phi_1 + {}_A\phi_2) \\
B_3 = & -\frac{12 r_1^3}{E_c T_c^3} \left({}_A\phi_1 - 2 \sin {}_A\phi_1 \right. \\
& \quad \left. + \frac{{}_A\phi_1 + \sin {}_A\phi_1 \cos {}_A\phi_1}{2} \right) \\
& + \frac{r_1}{E_c T_c} \left(\frac{{}_A\phi_1 + \sin {}_A\phi_1 \cos {}_A\phi_1}{2} \right. \\
& \quad \left. + 3 \frac{{}_A\phi_1 - \sin {}_A\phi_1 \cos {}_A\phi_1}{2} \right) \\
& + \frac{r_2 {}_A\phi_2}{24 E_c} \left[12 \left\{ -\frac{y_0^2}{T_c^3} + \frac{y_A^2}{T_A^3} \right. \right. \\
& \quad \left. \left. + \sum_{k=0}^3 \left(2 \frac{y_{2k}^2}{T_{2k}^3} + 4 \frac{y_{2k+1}^2}{T_{2k+1}^3} \right) \right\} \right. \\
& \quad \left. - \frac{1+2\sin^2 {}_A\phi_1}{T_c} + \frac{1+2\sin^2 ({}_A\phi_1 + {}_A\phi_2)}{T_A} \right. \\
& \quad \left. + \sum_{k=0}^3 \left\{ 2 \frac{1+2\sin^2 ({}_A\phi_1 + {}_{2k}\phi_2)}{T_{2k}} \right. \right. \\
& \quad \left. \left. + 4 \frac{1+2\sin^2 ({}_A\phi_1 + {}_{2k+1}\phi_2)}{T_{2k+1}} \right\} \right\} \\
& + \alpha y_A^2 + \beta \cos^2 ({}_A\phi_1 + {}_A\phi_2) \\
& + \gamma \sin^2 ({}_A\phi_1 + {}_A\phi_2) + 2\alpha_2 y_A \cos ({}_A\phi_1 + {}_A\phi_2) \\
& \dots\dots\dots(28)
\end{aligned}$$

ここに

$$\begin{aligned}
{}_k\phi_2 &= \frac{k}{8} {}_A\phi_2 \\
x_k &= r_1 \sin {}_A\phi_1 + r_2 \{ \sin ({}_A\phi_1 + {}_k\phi_2) + \sin {}_A\phi_1 \} \\
y_k &= r_1 (1 - \cos {}_A\phi_1) + r_2 \{ \cos {}_A\phi_1 - \cos ({}_A\phi_1 + {}_k\phi_2) \} \\
T_k &= T_c + (T_A - T_c) \frac{\text{vers } {}_k\phi_2}{\text{vers } {}_A\phi_2} \\
&\dots\dots\dots(29)
\end{aligned}$$

とする。

また、

$$\begin{aligned}
M_L &= R_{u1} r_1 \text{vers } \phi_1 \dots\dots\dots \text{等厚部分} \\
&= R_{u1} (r_1 - r_2) \text{vers } {}_A\phi_1 \\
&\quad + R_{u1} r_2 \{ \cos \phi_2 - \cos ({}_A\phi_1 + \phi_2) \} \\
&\quad + R_{u2} [r_2 \sin \phi_2 \sin \theta_2 \\
&\quad \quad + (d_u + r_2 \cos \phi_u) (\cos \theta_2 - 1)] \\
&\dots\dots\dots \text{不等厚部分}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
H_L &= R_{u1} \text{vers } \phi_1 \dots\dots\dots \text{等厚部分} \\
&= R_{u1} \{ \cos \phi_2 - \cos ({}_A\phi_1 + \phi_2) \} \\
&\quad + R_{u2} [\cos (\phi_2 - \theta_2) - \cos \phi_2] \dots\dots \text{不等厚部分} \\
V_L &= R_{u1} \sin \phi_1 \dots\dots\dots \text{等厚部分} \\
&= R_{u1} \{ \sin ({}_A\phi_1 + \phi_2) - \sin \phi_2 \} \\
&\quad + R_{u2} [\sin \phi_2 - \sin (\phi_2 - \theta_2)] \dots\dots \text{不等厚部分}
\end{aligned}$$

ここに、 $\theta_2 = \phi_2 - \sin^{-1} \left(\frac{d_u}{R_u} \sin \phi_2 \right)$

(30)

これから

$$\begin{aligned}
D_1 &= \frac{12 r_1^2 R_{u1}}{E_c T_c^3} ({}_A\phi_1 - \sin {}_A\phi_1) \\
&\quad + \frac{r_2 {}_A\phi_2}{2 E_c} \left[-\frac{{}_0M_L}{T_c^3} + \frac{{}_AM_L}{T_A^3} \right. \\
&\quad \left. + \sum_{k=0}^3 \left(2 \frac{{}_{2k}M_L}{T_{2k}^3} + 4 \frac{{}_{2k+1}M_L}{T_{2k+1}^3} \right) \right] \\
&\quad + {}_AM_L \alpha + {}_AV_L \alpha_2 \\
D_2 &= \frac{12 R_{u1} r_1^3}{E_c T_c^3} \cdot \frac{(1 - \cos {}_A\phi_1)^2}{2} \\
&\quad + \frac{R_{u1} r_1}{E_c T_c^3} (\text{vers } {}_A\phi_1 + \sin^2 {}_A\phi_1) \\
&\quad + \frac{r_2 {}_A\phi_2}{24 E_c} \left[12 \left\{ -\frac{{}_0M_L x_0}{T_c^3} + \frac{{}_AM_L x_A}{T_A^3} \right. \right. \\
&\quad \left. \left. + \sum_{k=0}^3 \left(2 \frac{{}_{2k}M_L x_{2k}}{T_{2k}^3} + 4 \frac{{}_{2k+1}M_L x_{2k+1}}{T_{2k+1}^3} \right) \right\} \right. \\
&\quad \left. - \frac{{}_0H_L \sin {}_A\phi_1}{T_c} + \frac{{}_AH_L \sin ({}_A\phi_1 + {}_A\phi_2)}{T_A} \right. \\
&\quad \left. + \sum_{k=0}^3 \left\{ 2 \frac{{}_{2k}H_L \sin ({}_A\phi_1 + {}_{2k}\phi_2)}{T_{2k}} \right. \right. \\
&\quad \left. \left. + 4 \frac{{}_{2k+1}H_L \sin ({}_A\phi_1 + {}_{2k+1}\phi_2)}{T_{2k+1}} \right\} \right. \\
&\quad \left. - 3 \frac{{}_0V_L \cos {}_A\phi_1}{T_c} + 3 \frac{{}_AV_L \cos ({}_A\phi_1 + {}_A\phi_2)}{T_A} \right. \\
&\quad \left. + 3 \sum_{k=0}^3 \left\{ 2 \frac{{}_{2k}V_L \cos ({}_A\phi_1 + {}_{2k}\phi_2)}{T_{2k}} \right. \right. \\
&\quad \left. \left. + 4 \frac{{}_{2k+1}V_L \cos ({}_A\phi_1 + {}_{2k+1}\phi_2)}{T_{2k+1}} \right\} \right] \\
&\quad + {}_AM_L x_A \alpha + {}_AH_L \beta \sin ({}_A\phi_1 + {}_A\phi_2) \\
&\quad + {}_AV_L \gamma \cos ({}_A\phi_1 + {}_A\phi_2) \\
&\quad + {}_AM_L \alpha_2 \cos ({}_A\phi_1 + {}_A\phi_2) + {}_AV_L x_A \alpha_2 \\
D_3 &= \frac{12 R_{u1} r_1^3}{E_c T_c^3} \left({}_A\phi_1 - 2 \sin {}_A\phi_1 \right. \\
&\quad \left. + \frac{{}_A\phi_1 + \sin {}_A\phi_1 \cos {}_A\phi_1}{2} \right) \\
&\quad + \frac{R_{u1} r_1}{E_c T_c} (2 {}_A\phi_1 - \sin {}_A\phi_1 - \sin {}_A\phi_1 \cos {}_A\phi_1) \\
&\quad + \frac{r_2 {}_A\phi_2}{24 E_c} \left[-12 \left\{ \frac{{}_0M_L y_0}{T_c^3} + \frac{{}_AM_L y_A}{T_A^3} \right. \right. \\
&\quad \left. \left. + \sum_{k=0}^3 \left(2 \frac{{}_{2k}M_L y_{2k}}{T_{2k}^3} + 4 \frac{{}_{2k+1}M_L y_{2k+1}}{T_{2k+1}^3} \right) \right\} \right.
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& - \left(\left\{ - \frac{6H_L \cos \phi_1}{T_C} + \frac{4H_L \cos(\phi_1 + \phi_2)}{T_A} \right\} \right. \\
& + \sum_{i=0}^3 \left\{ 2^{2i} \frac{H_L \cos(\phi_1 + 2^i \phi_2)}{T_{2^i}} \right. \\
& + 4 \frac{2^{2i+1} H_L \cos(\phi_1 + 2^{i+1} \phi_2)}{T_{2^{i+1}}} \left. \right\} \left. \right\} \\
& + 3 \left\{ - \frac{6V_L \sin \phi_1}{T_C} + \frac{4V_L \sin(\phi_1 + \phi_2)}{T_A} \right. \\
& + \sum_{i=0}^3 2^{2i} \frac{V_L \sin(\phi_1 + 2^i \phi_2)}{T_{2^i}} \\
& + 4 \frac{2^{2i+1} V_L \sin(\phi_1 + 2^{i+1} \phi_2)}{T_{2^{i+1}}} \left. \right\} \left. \right\} \\
& + {}_A M_L \alpha y_A - {}_A H_L \beta \cos(\phi_1 + \phi_2) \\
& + {}_A V_L \gamma \sin(\phi_1 + \phi_2) \\
& + {}_A M_L \alpha_2 \sin(\phi_1 + \phi_2) + {}_A V_L \alpha_2 y_A
\end{aligned} \quad (31)$$

ここで、 ${}_A M_L$ 、 ${}_A H_L$ 、 ${}_A V_L$ はそれぞれ(30)式において

$$\phi_2 = \phi_2 = \frac{k}{8} \cdot \phi_2$$

としたときの M_L 、 H_L 、 V_L の値とする。これらの式から二心不等厚アーチの場合と同様に断面力、変位が求められる。

4. 放物線アーチ

一般に岩盤の変形係数はコンクリートの弾性係数に比べてかなり低い。また岩盤の変形係数がコンクリートの弾性係数に比べて低い場合には、アバットメントの上流側よりも拱頂部下流側の方が引張応力が出やすくなるのが一般である。この拱頂部の引張応力を減少させる方法としてアバットメントでの拘束を大きくして、拱頂部における曲げモーメントを減少させることが考えられる。これはアバットメントにおけるアーチの厚さを厚くすることにより達成され、これが不等厚アーチである。さらにより根本的な解決方法として放物線アーチが考えられる。

放物線アーチの利点としては円形アーチに比してアーチの推力を山側に向け得るという点があげられる。下流側の山の厚みがないときこの利点は大きい。

ここでは放物線アーチのうち、等厚のものの解法について述べることにする。

(1) 放物線アーチの幾何学的特性

アーチ中心線が

$$y = \frac{1}{4p} x^2 \quad (32)$$

なる放物線で表わされる等厚アーチについて考察することにする。

この放物線の焦点を $C_0(0, p)$ 拱頂を O 、アバットメントを A とする。いま p とスパンの関係を求める。アーチのスパンを $2l$ とし、アバットメントにおけるアーチ中心線の接線と谷の法線のなす角を ϕ_A とする。

放物線の性質から

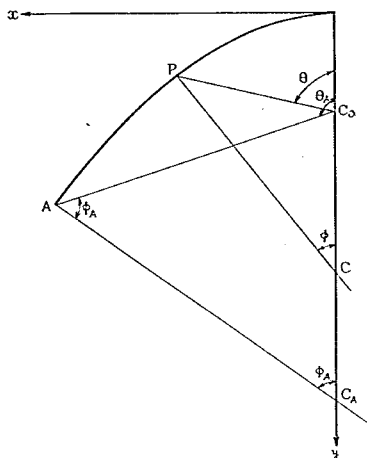


図-7

$$\angle C_0 A C_A = \phi_A \quad \theta_A = 2\phi_A \quad A C_0 = C_0 C_A$$

$$A C_0 = 2p - A C_0 \cos \theta_A$$

$$\therefore A C_0 = \frac{2p}{1 + \cos \theta_A} = \frac{2p}{1 + \cos 2\phi_A} = p \sec^2 \phi_A$$

$$l = A C_0 \sin \theta_A = 2p \tan \phi_A$$

$$\therefore p = \frac{l}{2} \cot \phi_A \quad (33)$$

つぎに、放物線上に任意の一点 $p(x, y)$ とする。すると図-7より

$$\theta = 2\phi \quad P C_0 = p \sec^2 \phi$$

$$P C = 2 P C_0 \sin \left(\frac{\pi}{2} - \frac{\theta}{2} \right) = 2p \sec \phi$$

$$x = P C \sin \phi = 2p \tan \phi$$

$$y = p + p \sec^2 \phi - 2p \sec \phi \cos \phi = p \tan^2 \phi$$

すなわち

$$\left. \begin{aligned} x &= 2p \tan \phi \\ y &= p \tan^2 \phi \end{aligned} \right\} \quad (34)$$

これから

$$\frac{dy}{dx} = \tan \phi$$

曲率半径は

$$\begin{aligned}
r &= \left[1 + \left(\frac{dy}{dx} \right)^2 \right]^{3/2} / \left(\frac{dy^2}{dx^2} \right) \\
&= \frac{[1 + \tan^2 \phi]^{3/2}}{\frac{1}{2p}} = 2p \sec^3 \phi
\end{aligned}$$

また

$$\begin{aligned}
ds &= \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx} \right)^2} dx = \sec \phi \cdot 2p \sec^2 \phi d\phi \\
&= 2p \sec^3 \phi d\phi = r d\phi
\end{aligned}$$

すなわち

$$ds = r d\phi \quad \dots\dots\dots(35)$$

このとき上流面の方程式は

$$\left. \begin{aligned} x &= 2p \tan \phi + \frac{T}{2} \sin \phi \\ y &= p \tan^2 \phi - \frac{T}{2} \cos \phi \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots(36)$$

下流面の方程式は

$$\left. \begin{aligned} x &= 2p \tan \phi - \frac{T}{2} \sin \phi \\ y &= p \tan^2 \phi + \frac{T}{2} \cos \phi \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots(37)$$

[2] 等厚放物線アーチの解法

放物線アーチの場合にも円形アーチの場合と同様に(1)~(5)式が成立する。

(4)式は前項に述べた関係式より次のように変形される。

$$\left. \begin{aligned} A_1 &= \frac{12p}{E_c T^3} \left[\log \frac{1 + \sin \phi_A}{\cos \phi_A} + \frac{\sin \phi_A}{\cos^2 \phi_A} \right] + \alpha \\ B_1 &= \frac{3p^2}{E_c T^3} \left[\frac{2 \sin \phi_A}{\cos^3 \phi_A} - \log \frac{1 + \sin \phi_A}{\cos \phi_A} \right. \\ &\quad \left. - \frac{\sin \phi_A}{\cos^2 \phi_A} \right] + \alpha y_A + \alpha_2 \sin \phi_A \\ C_1 &= \frac{16p^2}{E_c T^3} \left[-\frac{1}{\cos^3 \phi_A} - 1 \right] + \alpha x_A + \alpha_2 \cos \phi_A \\ B_2 &= \frac{48p^3}{E_c T^3} \left[\frac{1}{5} \left(\frac{1}{\cos^2 \phi_A} - 1 \right) \right. \\ &\quad \left. - \frac{1}{3} \left(\frac{1}{\cos^3 \phi_A} - 1 \right) \right] \\ &\quad + \frac{p}{E_c T} \left(\frac{1}{\cos \phi_A} - 1 \right) \\ &\quad + \alpha x_A y_A - \beta \sin \phi_A \cos \phi_A + \gamma \sin \phi_A \cos \phi \\ &\quad + \alpha_2 x_A \sin \phi_A + \alpha_3 y_A \cos \phi_A \\ C_2 &= \frac{12p^3}{E_c T^3} \left[2 \frac{\sin \phi_A}{\cos^3 \phi_A} \right. \\ &\quad \left. - \log \frac{1 + \sin \phi_A}{\cos \phi_A} - \frac{\sin \phi_A}{\cos^2 \phi_A} \right] \\ &\quad + \frac{p}{E_c T} \left[5 \log \frac{1 + \sin \phi_A}{\cos \phi_A} + \frac{\sin \phi_A}{\cos^2 \phi_A} \right] \\ &\quad + \alpha x_A^2 + \beta \sin^2 \phi_A + \gamma \cos^2 \phi_A + 2\alpha_2 x_A \cos \phi_A \\ B_3 &= \frac{p^3}{E_c T^3} \left[4 \frac{\sin \phi_A}{\cos^3 \phi_A} - 7 \frac{\sin \phi_A}{\cos^2 \phi_A} \right. \\ &\quad + \frac{3}{2} \frac{\sin \phi_A}{\cos^2 \phi_A} + \frac{3}{2} \log \frac{1 + \sin \phi_A}{\cos \phi_A} \left. \right] \\ &\quad + \frac{p}{E_c T} \left[3 \frac{\sin \phi_A}{\cos^2 \phi_A} - \log \frac{1 + \sin \phi_A}{\cos \phi_A} \right] \\ &\quad + \alpha y_A^2 + \beta \cos^2 \phi_A + \gamma \sin^2 \phi_A + 2\alpha_2 y_A \sin \phi_A \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots(38)$$

つぎに M_L , H_L , V_L を求める。

$$\left. \begin{aligned} M_L &= \int_0^{\phi} \left(\frac{2p}{\cos^3 \phi} + \frac{T}{2} \right) \\ &\quad \times \left[\left(\frac{p}{\cos^2 \phi} - \frac{p}{\cos^3 \phi} \right) \sin \phi \right. \end{aligned} \right\}$$

$$\left. \begin{aligned} &+ \frac{2p}{\cos^3 \phi} \sin(\phi - \phi) \Big] d\phi \\ &= p \left[p \left(2 + \frac{T}{2} \tan^2 \phi \right) + \frac{T}{2} \right] \tan^2 \phi \\ H_L &= \int_0^{\phi} \left(\frac{2p}{\cos^3 \phi} + \frac{T}{2} \right) \sin(\phi - \phi) d\phi \\ &= p \tan \phi \sin \phi + \frac{T}{2} (1 - \cos \phi) \\ V_L &= \int_0^{\phi} \left(\frac{2p}{\cos^3 \phi} + \frac{T}{2} \right) \cos(\phi - \phi) d\phi \\ &= p \sin \phi (1 + \sec^2 \phi) + \frac{T}{2} \sin \phi \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots(39)$$

これから D_1 , D_2 , D_3 を求めると

$$\left. \begin{aligned} D_1 &= \int_0^{\phi_A} \frac{M_L}{E_c I} ds + {}_A M_L \alpha + {}_A V_L \alpha_2 \\ &= \frac{p^2}{E_c T^3} \left[2p \frac{\sin \phi_A}{\cos^6 \phi_A} \right. \\ &\quad + \left(\frac{17p}{2} + 3T \right) \frac{\sin \phi_A}{\cos^5 \phi_A} \\ &\quad - \left(\frac{21}{2} p + \frac{3}{2} T \right) \\ &\quad \times \left(\frac{\sin \phi_A}{\cos^2 \phi_A} + \log \frac{1 + \sin \phi_A}{\cos \phi_A} \right) \left. \right] \\ &\quad + {}_A M_L \alpha + {}_A V_L \alpha_2 \\ D_2 &= \int_0^{\phi_A} \frac{M_L x}{E_c I} ds + \int_0^{\phi_A} \frac{H_L \sin \phi}{E_c A} ds \\ &\quad + 3 \int_0^{\phi_A} \frac{V_L \cos \phi}{E_c A} ds + {}_A M_L \alpha x_A \\ &\quad + {}_A H_L \beta \sin \phi_A + {}_A V_L \gamma \cos \phi_A \\ &\quad + {}_A M_L \alpha_2 \cos \phi_A + {}_A V_L \alpha_3 x_A \\ &= \frac{48p^3}{E_c T^3} \left[\frac{p}{14} \frac{1}{\cos^2 \phi_A} \right. \\ &\quad + \left(\frac{p}{5} + \frac{T}{10} \right) \frac{1}{\cos^5 \phi_A} \\ &\quad - \left(\frac{p}{2} + \frac{T}{6} \right) \frac{1}{\cos^3 \phi_A} \\ &\quad + \frac{8}{35} p + \frac{1}{15} T \left. \right] \\ &\quad + \frac{p}{E_c T} \left[\frac{4p}{3} \left(\frac{3}{\cos \phi_A} + \frac{2}{\cos^3 \phi_A} - 5 \right) \right. \\ &\quad + \frac{T}{2} \left(-\frac{1}{\cos^2 \phi_A} + \frac{1}{\cos \phi_A} - 5 \right) \left. \right] \\ &\quad + {}_A M_L \alpha x_A + {}_A H_L \beta \sin \phi_A \\ &\quad + {}_A V_L \gamma \cos \phi_A + {}_A M_L \alpha_2 \cos \phi_A + {}_A V_L \alpha_3 x_A \\ D_3 &= \int_0^{\phi_A} \frac{M_L y}{E_c I} ds - \int_0^{\phi_A} \frac{H_L \cos \phi}{E_c A} ds \\ &\quad + 3 \int_0^{\phi_A} \frac{V_L \sin \phi}{E_c A} ds \\ &\quad + {}_A M_L \alpha y_A - {}_A H_L \beta \cos \phi_A + {}_A V_L \gamma \sin \phi_A \\ &\quad + {}_A M_L \alpha_2 \sin \phi_A + {}_A V_L \alpha_3 y_A \\ &= \frac{p^3}{E_c T^3} \left[\frac{3}{2} p \frac{\sin \phi_A}{\cos^8 \phi_A} \right. \end{aligned} \right\}$$

$$\begin{aligned}
& + \left(\frac{15}{4} \rho + 2T \right) \frac{\sin \phi_A}{\cos^6 \phi_A} \\
& - \left(\frac{165}{16} \rho + \frac{7}{2} T \right) \frac{\sin \phi_A}{\cos^4 \phi_A} \\
& + \left(\frac{81}{32} \rho + \frac{3}{4} T \right) \\
& \times \left(\frac{\sin \phi_A}{\cos^2 \phi_A} + \log \frac{1 + \sin \phi_A}{\cos \phi_A} \right) \\
& + \frac{\rho}{E_c T} \left\{ \frac{\rho}{4} \left(\frac{\sin \phi_A}{\cos^3 \phi_A} + 5 \frac{\sin \phi_A}{\cos^2 \phi_A} \right. \right. \\
& \left. \left. - 11 \log \frac{1 + \sin \phi_A}{\cos \phi_A} \right) \right\} \\
& + \frac{T}{2} \left\{ 3 \frac{\sin \phi_A}{\cos^2 \phi_A} - 2 \tan \phi_A - \log \frac{1 + \sin \phi_A}{\cos \phi_A} \right\} \\
& + {}_A M_L \alpha y_A - {}_A H_L \beta \cos \phi_A + {}_A V_L \gamma \sin \phi_A \\
& + {}_A M_L \alpha_2 \sin \phi_A + {}_A V_L \alpha_2 y_A \\
& \dots \dots \dots (40)
\end{aligned}$$

以上から、アーチ拱頂力、断面力、変位を第1節と同様に求めることができる。

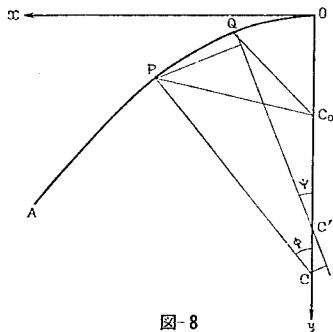


図-8

〔3〕 不等厚放物線アーチの解法

不等厚放物線アーチの解法について考察するにあたって、まず厚さの変化をどのような形で与えるのがよいかについて考察してみよう。

前項までの考察より明らかなように、放物線アーチの解法はアーチ中心線の法線と y 軸とのなす角 ϕ についての積分で計算されている。ゆえに厚さ T は ϕ の関数として与えられるのが便利である。また三心アーチ、五心アーチ等にみられるように、拱頂部で等厚、両岸取付部で不等厚を用いる場合に、等厚部と不等厚部との接合点

で形状の不連続線がでないようにするために、接合点の中心角 ${}_1\phi_A$ とすれば

$$\left[\frac{\delta T}{\delta \phi} \right]_{\phi={}_1\phi_A} = 0 \dots \dots \dots (41)$$

なる形にするのがよい。前節までの考察で円形不等厚アーチでは厚さは $\text{vers}(\phi - {}_1\phi_A)$ に比例して変化し

$$\begin{aligned}
T &= T_c + (T_A - T_c) \frac{\text{vers}(\phi - {}_1\phi_A)}{\text{vers}(\phi_A - {}_1\phi_A)} \\
& \quad (\phi > {}_1\phi_A) \dots \dots \dots (42)
\end{aligned}$$

なる形で近似し得ることが示された。この他(41)式を満足する簡単な形としては厚さが $\sec \phi$ に比例して変化するとした

$$\begin{aligned}
T &= \frac{1}{\text{vers}(\phi_A - {}_1\phi_A)} \left\{ T_c - T_A \cos(\phi_A - {}_1\phi_A) \right. \\
& \quad \left. + (T_A - T_c) \frac{\cos(\phi_A - {}_1\phi_A)}{\cos(\phi - {}_1\phi_A)} \right\} \\
& \quad (\phi > {}_1\phi_A) \dots \dots \dots (43)
\end{aligned}$$

が考えられる。この不等厚の度合いを調べるために、 $(T - T_c)/(T_A - T_c)$ なる量が ${}_1\phi_A = 0$, $\phi_A = 40^\circ$ としたとき $\phi = 10^\circ, 20^\circ, 30^\circ, 40^\circ$ にていかなる値を示すか調べると、表-2のごとくである。すなわち不等厚の度合いとしては、アバットに近づくにしたがって厚さの増加が著しい(43)式の方が効率はわずかによい。したがって、(42)式にもとづく不等厚アーチの方の式が簡単であるため、計算は簡単であるが、(43)式にもとづく不等厚アーチの方と同じ T_c , T_A で堤体積はわずかではあるが少なくし得る。したがって、以下(42), (43)式の両方について解法を述べることにする。

中心角が $0 \sim {}_1\phi_A$ の間は等厚 T_c で ${}_1\phi_A \sim \phi_A$ で不等厚であるとする。

アーチ中心線上の等厚部と不等厚部との接合点の座標を $({}_1x_A, {}_1y_A)$ とし、アバットメントの座標を (x_A, y_A) とする。

$${}_1x_A = 2\rho \tan {}_1\phi_A, \quad {}_1y_A = \rho \tan^2 {}_1\phi_A \dots (44)$$

$$x_A = 2\rho \tan \phi_A, \quad y_A = \rho \tan^2 \phi_A \dots (45)$$

また、厚さは

$$0 < \phi < {}_1\phi_A \quad T = T_c \dots \dots \dots (46)$$

$${}_1\phi_A < \phi < \phi_A$$

$$T = T_c + (T_A - T_c) \frac{\text{vers}(\phi - {}_1\phi_A)}{\text{vers}(\phi_A - {}_1\phi_A)} \dots \dots (42)$$

表-2 $\frac{T - T_c}{T_A - T_c}$ の値

	$\frac{T - T_c}{T_A - T_c}$ の関数形	$\phi = 10^\circ$	$\phi = 20^\circ$	$\phi = 30^\circ$	$\phi = 40^\circ$
厚さが $\text{vers} \phi$ に比例	$\frac{\text{vers} \phi}{\text{vers} \phi_A}$	0.0649	0.2578	0.5727	1.0000
厚さが $\sec \phi$ に比例	$\frac{\text{vers} \phi}{\text{vers} \phi_A} \cdot \frac{\cos \phi_A}{\cos \phi}$	0.0505	0.2101	0.5065	1.0000

または

$$T = \frac{1}{\text{vers}(\phi_A - 1\phi_A)} \left[T_c - T_A \cos(\phi_A - 1\phi_A) + (T_A - T_c) \frac{\cos(\phi_A - 1\phi_A)}{\cos(\phi - 1\phi_A)} \right] \dots\dots\dots(43)$$

上流面の方程式は

$$\left. \begin{aligned} x &= 2p \tan \phi + \frac{T}{2} \sin \phi \\ y &= p \tan^2 \phi - \frac{T}{2} \cos \phi \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(47)$$

下流面の方程式は

$$\left. \begin{aligned} x &= 2p \tan \phi - \frac{T}{2} \sin \phi \\ y &= p \tan^2 \phi + \frac{T}{2} \cos \phi \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(48)$$

また不等厚部分の計算を数値積分で行なうために、中心角が

$$1\phi_A + \frac{k}{8}(\phi_A - 1\phi_A) \quad (k=0, 1, 2, \dots, 8)$$

なる8個の断面をとり(図-9)

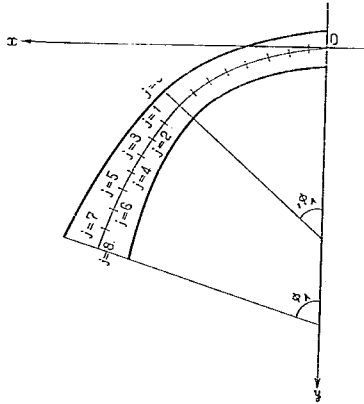


図-9

$$\phi_k = 1\phi_A + \frac{k}{8}(\phi_A - 1\phi_A) \quad (k=0, 1, 2, \dots, 8) \dots\dots\dots(49)$$

とし、この断面とアーチ中心線の交点の座標を(x_k , y_k)とすると

$$\left. \begin{aligned} x_k &= 2p \tan \phi_k \\ y_k &= p \tan^2 \phi_k \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(50)$$

この場合に円形アーチと同様に(1)~(5)式が成立する。すなわち

$$\begin{aligned} A_1 &= \frac{12p}{EcTc^3} \left[\frac{\sin 1\phi_A}{\cos^3 1\phi_A} + \log \frac{1+\sin 1\phi_A}{\cos 1\phi_A} \right] \\ &+ \frac{p}{Ec} \frac{\phi_A - 1\phi_A}{Tc^3} \left[\frac{\sec^3 1\phi_A}{Tc^3} - \frac{\sec^3 \phi_A}{T_A^3} \right. \\ &\left. + \sum_{k=1}^4 \left\{ \frac{2 \sec^3 \phi_{2k}}{T_{2k}^3} + \frac{4 \sec^3 \phi_{2k-1}}{T_{2k-1}^3} \right\} \right] + \alpha \end{aligned} \dots\dots\dots(51-a)$$

$$\begin{aligned} B_1 &= \frac{3p^2}{EcTc^3} \left[\frac{2 \sin 1\phi_A}{\cos^4 1\phi_A} \right. \\ &\quad \left. - \log \frac{1+\sin 1\phi_A}{\cos 1\phi_A} - \frac{\sin 1\phi_A}{\cos^3 1\phi_A} \right] \\ &+ \frac{p(\phi_A - 1\phi_A)}{Ec} \left[\frac{1y_A \sec^3 1\phi_A}{Tc^3} \right. \\ &\quad \left. - \frac{y_A \sec^3 \phi_A}{T_A^3} + \sum_{k=1}^4 \left\{ \frac{2y_{2k} \sec^3 \phi_{2k}}{T_{2k}^3} \right. \right. \\ &\quad \left. \left. + \frac{4y_{2k-1} \sec^3 \phi_{2k-1}}{T_{2k-1}^3} \right\} \right] \\ &+ \alpha y_A + \alpha_2 \sin \phi_A \dots\dots\dots(51-b) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_1 &= \frac{16p^2}{EcTc^3} \left[\frac{1}{\cos^3 1\phi_A} - 1 \right] \\ &+ \frac{p(\phi_A - 1\phi_A)}{Ec} \left[\frac{1x_A \sec^3 1\phi_A}{Tc^3} - \frac{x_A \sec^3 \phi_A}{T_A^3} \right. \\ &\quad \left. + \sum_{k=1}^4 \left\{ \frac{2x_{2k} \sec^3 \phi_{2k}}{T_{2k}^3} + \frac{4x_{2k-1} \sec^3 \phi_{2k-1}}{T_{2k-1}^3} \right\} \right] \\ &+ \alpha x_A + \alpha_2 \cos \phi_A \dots\dots\dots(51-c) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B_2 &= \frac{48p^3}{EcTc^3} \left[\frac{1}{5} \left(\frac{1}{\cos^5 1\phi_A} - 1 \right) \right. \\ &\quad \left. - \frac{1}{3} \left(\frac{1}{\cos^3 1\phi_A} - 1 \right) \right] \\ &+ \frac{p}{EcTc} \left[\frac{1}{\cos 1\phi_A} - 1 \right] \\ &+ \frac{p(\phi_A - 1\phi_A)}{Ec} \left[\frac{1x_A 1y_A \sec^3 1\phi_A}{Tc^3} \right. \\ &\quad \left. - \frac{x_A y_A \sec^3 \phi_A}{T_A^3} + \sum_{k=1}^4 \left\{ \frac{2x_{2k} y_{2k} \sec^3 \phi_{2k}}{T_{2k}^3} \right. \right. \\ &\quad \left. \left. + \frac{4x_{2k-1} y_{2k-1} \sec^3 \phi_{2k-1}}{T_{2k-1}^3} \right\} \right] \\ &+ \frac{p(\phi_A - 1\phi_A)}{6Ec} \left[\frac{\sin 1\phi_A \sec^2 1\phi_A}{Tc} \right. \\ &\quad \left. - \frac{\sin \phi_A \sec^2 \phi_A}{T_A} + \sum_{k=1}^4 \left\{ \frac{2 \sin \phi_{2k} \sec^2 \phi_{2k}}{T_{2k}} \right. \right. \\ &\quad \left. \left. + \frac{4 \sin \phi_{2k-1} \sec^2 \phi_{2k-1}}{T_{2k-1}} \right\} \right] \\ &+ \alpha x_A y_A + \alpha_2 x_A \sin \phi_A - \beta \sin \phi_A \cos \phi_A \\ &+ \gamma \sin \phi_A \cos \phi_A + \alpha_2 y_A \cos \phi_A \dots\dots\dots(51-d) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_2 &= \frac{12p^3}{EcTc^3} \left[2 \frac{\sin 1\phi_A}{\cos^5 1\phi_A} \right. \\ &\quad \left. - \log \frac{1+\sin 1\phi_A}{\cos 1\phi_A} - \frac{\sin 1\phi_A}{\cos^3 1\phi_A} \right] \\ &+ \frac{p}{EcTc} \left[5 \log \frac{1+\sin 1\phi_A}{\cos 1\phi_A} + \frac{\sin 1\phi_A}{\cos^3 1\phi_A} \right] \\ &+ \frac{p(\phi_A - 1\phi_A)}{Ec} \left[\frac{1x_A^2 \sec^3 1\phi_A}{Tc^3} \right. \\ &\quad \left. - \frac{x_A^2 \sec^3 \phi_A}{T_A^3} + \sum_{k=1}^4 \left\{ \frac{2x_{2k}^2 \sec^3 \phi_{2k}}{T_{2k}^3} \right. \right. \\ &\quad \left. \left. + \frac{4x_{2k-1}^2 \sec^3 \phi_{2k-1}}{T_{2k-1}^3} \right\} \right] \\ &+ \frac{p(\phi_A - 1\phi_A)}{12Ec} \left[\frac{(2 + \sec^3 1\phi_A) \sec 1\phi_A}{Tc} \right. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& - \frac{(2 + \sec^2 \phi_A) \sec \phi_A}{T_A} \\
& + \sum_{k=1}^4 \left\{ \frac{2(2 + \sec^2 \phi_{2k}) \sec \phi_{2k}}{T_c} \right. \\
& \left. + \frac{4(2 + \sec^2 \phi_{2k-1}) \sec \phi_{2k-1}}{T_A} \right\} \\
& + \alpha x_A^2 + \beta \sin^2 \phi_A + \gamma \cos^2 \phi_A + 2\alpha_2 x_A \cos \phi_A \\
& \dots \dots \dots (51-e) \\
B_3 = & \frac{p^3}{E_c T_c^3} \left\{ 4 \frac{\sin_1 \phi_A}{\cos^3_1 \phi_A} - 7 \frac{\sin_1 \phi_A}{\cos^3_1 \phi_A} \right. \\
& + \frac{3}{2} \frac{\sin_1 \phi_A}{\cos^3_1 \phi_A} + \frac{3}{2} \log \frac{1 + \sin_1 \phi_A}{\cos_1 \phi_A} \Big\} \\
& + \frac{p}{E_c T_c} \left\{ 3 \frac{\sin_1 \phi_A}{\cos^3_1 \phi_A} - \log \frac{1 + \sin_1 \phi_A}{\cos_1 \phi_A} \right\} \\
& + \frac{p(\phi_A - 1\phi_A)}{E_c} \left\{ \frac{1 y_A^2 \sec^3_1 \phi_A}{T_c^3} \right. \\
& - \frac{y_A^2 \sec^3 \phi_A}{T_A^3} + \sum_{k=1}^4 \left\{ \frac{2 y_{2k}^2 \sec^3 \phi_{2k}}{T_{2k}^3} \right. \\
& \left. + \frac{4 y_{2k-1}^2 \sec^3 \phi_{2k-1}}{T_{2k-1}^3} \right\} \Big\} \\
& + \frac{p(\phi_A - 1\phi_A)}{12 E_c} \left\{ \frac{(1 + 2 \sin^2 \phi_A) \sec^3_1 \phi_A}{T_c} \right. \\
& - \frac{(1 + 2 \sin^2 \phi_A) \sec^3 \phi_A}{T_A} \\
& + \sum_{k=1}^4 \left\{ \frac{2(1 + 2 \sin^2 \phi_{2k}) \sec^3 \phi_{2k}}{T_{2k}} \right. \\
& \left. + \frac{4(1 + 2 \sin^2 \phi_{2k-1}) \sec^3 \phi_{2k-1}}{T_{2k-1}} \right\} \Big\} \\
& + \alpha y_A^2 + 2\alpha_2 y_A \sin \phi_A + \beta \cos^2 \phi_A + \gamma \sin^2 \phi_A \\
& \dots \dots \dots (51-f)
\end{aligned}$$

つぎに, M_L , H_L , V_L について考察しよう。特に不等厚放物線アーチにおいては M_L , H_L , V_L は直観的には求められないので, 一般的な場合について数学的に求め, これから等分布荷重の場合について求めてみよう。

上流面の形状が $y=f(x)$ に与えられる場合の H_L , V_L , M_L について検討してみよう。いま H_L , V_L を求めんとする断面と x 軸とのなす角を ϕ とし, M_L を求めん

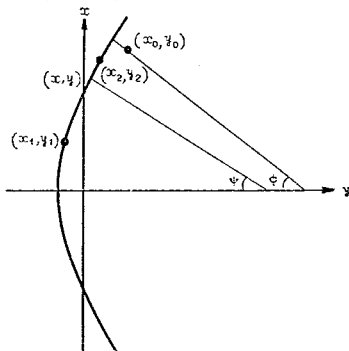


図-10

とする着目点 (x_0, y_0) とする。 H_L , V_L , M_L は $y=f(x)$ 上の点 (x_1, y_1) と (x_2, y_2) との間に $y=f(x)$ に垂直に作用する分布荷重 q により生ずるものとする。
 $y=f(x)$ 上の一点 (x, y) における法線の y 軸とのなす角を ϕ とする。

$$\phi = \tan^{-1} f'(x) \quad f'(x) = \tan \phi$$

ゆえに (x, y) 点の近傍 dn なる長さには作用する荷重 p による H_L , V_L は

$$\begin{aligned}
dH_L &= q \, ds \sin(\phi - \psi) \\
&= q [\sin \phi \cos \psi - \sin \psi \cos \phi] \, ds \\
dV_L &= q \, ds \cos(\phi - \psi) \\
&= q [\cos \phi \cos \psi + \sin \phi \sin \psi] \, ds
\end{aligned}$$

さて

$$ds = \sqrt{1 + [f'(x)]^2} \, dx = \sec \phi \, dx$$

$$\therefore dH_L = q [\sin \phi - \cos \phi \tan \psi] \, dx$$

$$= q [\sin \phi \, dx - \cos \phi \, dy]$$

$$dV_L = q [\cos \phi + \sin \phi \tan \psi] \, dx$$

$$= q [\cos \phi \, dx + \sin \phi \, dy]$$

$$H_L = \sin \phi \int_{x_1}^{x_2} q \, dx - \cos \phi \int_{y_1}^{y_2} q \, dy \quad \dots \dots (52-a)$$

$$V_L = \cos \phi \int_{x_1}^{x_2} q \, dx + \sin \phi \int_{y_1}^{y_2} q \, dy \quad \dots \dots (52-b)$$

同様に

$$\begin{aligned}
M_L &= \int_{x_1}^{x_2} q(x_0 - x) \, dx + \int_{y_1}^{y_2} q(y_0 - y) \, dy \\
&\dots \dots \dots (52-c)
\end{aligned}$$

(52)式にもとづいて, 不等厚放物線アーチに等分布水圧荷重が作用したときの H_L , M_L , V_L を求めると

$$\begin{aligned}
H_L &= p \sin \phi_j \tan \phi_j + \frac{1}{2} (T_j - T_c \cos \phi_j) \\
&\dots \dots \dots (53-a)
\end{aligned}$$

$$V_L = p \sin \phi_j (2 + \sec^2 \phi_j) + \frac{T_c}{2} \sin \phi_j \quad \dots (53-b)$$

$$\begin{aligned}
M_L &= p \tan^2 \phi_j \left[p \left(2 + \frac{1}{2} \tan^2 \phi_j \right) + \frac{T_c}{2} \right] \\
&- \frac{T_j^2 - T_c^2}{8} \quad \dots \dots \dots (53-c)
\end{aligned}$$

ただし T は

$$0 < \phi < \phi_A \quad T = T_c$$

$\phi_A < \phi < \phi_A$ では(42)または(43)式で表わされるものとする。これにもとづいて D_1 , D_2 , D_3 を求めると

$$\begin{aligned}
D_1 &= \frac{p^3}{E_c T_c^3} \left\{ 2p \frac{\sin_1 \phi_A}{\cos_1 \phi_A} \right. \\
&+ \left(\frac{17}{2} p + 3 T_c \right) \frac{\sin_1 \phi_A}{\cos^3_1 \phi_A} \\
&- \left(\frac{21}{2} p + \frac{3}{2} T_c \right) \left(\frac{\sin_1 \phi_A}{\cos^2_1 \phi_A} \right. \\
&\left. + \log \frac{1 + \sin_1 \phi_A}{\cos_1 \phi_A} \right\} \\
&+ \frac{p(\phi_A - 1\phi_A)}{E_c} \left\{ \frac{6 M_L \sec^3_1 \phi_A}{T_c^3} - \frac{M_L \sec^3 \phi_A}{T_A^3} \right.
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& + \sum_{k=1}^4 \left\{ \frac{2_{2k} M_L \sec^3 \phi_{2k}}{T_{2k}^3} \right. \\
& \left. + \frac{4_{2k-1} M_L \sec^3 \phi_{2k-1}}{T_{2k-1}^3} \right\} \\
& + {}_A M_L \alpha + {}_A V_L \alpha_2 \dots\dots\dots (54-a) \\
D_2 = & - \frac{48 \rho^3}{E_c T_c^3} \left[\frac{p}{14} - \frac{1}{\cos^3 \phi_A} \right. \\
& + \left(\frac{p}{5} + \frac{T_c}{10} \right) \frac{1}{\cos^3 \phi_A} \\
& - \left(\frac{p}{2} + \frac{T_c}{6} \right) \frac{1}{\cos^3 \phi_A} \\
& + \frac{8}{35} p + \frac{1}{15} T_c \left. \right] \\
& + \frac{p}{E_c T_c} \left[\frac{4}{3} p \left(\frac{3}{\cos^3 \phi_A} + \frac{2}{\cos^3 \phi_A} - 5 \right) \right. \\
& + \frac{T_c}{2} \left(\frac{1}{\cos^3 \phi_A} + \frac{4}{\cos^3 \phi_A} - 5 \right) \left. \right] \\
& + \frac{p(\phi_A - \phi_A)}{E_c} \left[\frac{{}_0 M_L x_0 \sec^3 \phi_A}{T_c^3} \right. \\
& - \frac{{}_A M_L x_A \sec^3 \phi_A}{T_A^3} \\
& + \sum_{k=1}^4 \left\{ \frac{2_{2k} M_L x_{2k} \sec^3 \phi_{2k}}{T_{2k}^3} \right. \\
& + \frac{4_{2k-1} M_L x_{2k-1} \sec^3 \phi_{2k-1}}{T_{2k-1}^3} \left. \right\} \\
& + \frac{p(\phi_A - \phi_A)}{12 E_c} \left[\frac{{}_0 H_L \sin \phi_A \sec^3 \phi_A}{T_c} \right. \\
& - \frac{{}_A H_L \sin \phi_A \sec^3 \phi_A}{T_A} \\
& + \sum_{k=1}^4 \left\{ \frac{2_{2k} H_L \sin \phi_{2k} \sec^3 \phi_{2k}}{T_{2k}} \right. \\
& + \frac{4_{2k-1} H_L \sin \phi_{2k-1} \sec^3 \phi_{2k-1}}{T_{2k-1}} \left. \right\} \\
& + 3 \frac{{}_0 V_L \sec^3 \phi_A}{T_c} - 3 \frac{{}_A V_L \sec^3 \phi_A}{T_A} \\
& + 3 \sum_{k=1}^4 \left\{ \frac{2_{2k} V_L \sec^3 \phi_{2k}}{T_{2k}} \right. \\
& + \frac{4_{2k-1} V_L \sec^3 \phi_{2k-1}}{T_{2k-1}} \left. \right\} \\
& + {}_A M_L (\alpha y_A + \alpha_2 \cos \phi_A) + {}_A H_L \beta \sin \phi_A \\
& + {}_A V_L (\gamma \cos \phi_A + \alpha_2 x_A) \dots\dots\dots (54-b)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
D_3 = & - \frac{\rho^3}{E_c T_c^3} \left[\frac{3}{2} p \frac{\sin \phi_A}{\cos^5 \phi_A} \right. \\
& + \left(\frac{15}{4} p + 2 T_c \right) \frac{\sin \phi_A}{\cos^5 \phi_A} \\
& - \left(\frac{165}{16} p + \frac{7}{2} T_c \right) \frac{\sin \phi_A}{\cos^5 \phi_A} \\
& + \left(\frac{81}{32} p + \frac{3}{4} T_c \right) \\
& \times \left(\frac{\sin \phi_A}{\cos^5 \phi_A} + \log \frac{1 + \sin \phi_A}{\cos \phi_A} \right) \left. \right] \\
& + \frac{p}{E_c T_c} \left[\frac{p}{4} \left\{ 6 \frac{\sin \phi_A}{\cos^4 \phi_A} \right. \right.
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& + 5 \frac{\sin \phi_A}{\cos^5 \phi_A} - 11 \log \frac{1 + \sin \phi_A}{\cos \phi_A} \left. \right\} \\
& + \frac{T_c}{2} \left(3 \frac{\sin \phi_A}{\cos^5 \phi_A} \right. \\
& - 2 \tan \phi_A - \log \frac{1 + \sin \phi_A}{\cos \phi_A} \left. \right) \\
& + \frac{p(\phi_A - \phi_A)}{E_c} \left[\frac{{}_0 M_L y_0 \sin^3 \phi_A}{T_c^3} \right. \\
& - \frac{{}_A M_L y_A \sec^3 \phi_A}{T_A^3} \\
& + \sum_{k=1}^4 \left\{ \frac{2_{2k} M_L y_{2k} \sec^3 \phi_{2k}}{T_{2k}^3} \right. \\
& + \frac{4_{2k-1} M_L y_{2k-1} \sec^3 \phi_{2k-1}}{T_{2k-1}^3} \left. \right\} \\
& - \frac{p(\phi_A - \phi_A)}{12 E_c} \left[\frac{{}_0 H_L \sec^3 \phi_A}{T_c} \right. \\
& - \frac{{}_A H_L \sec^3 \phi_A}{T_A} + \sum_{k=1}^4 \left\{ \frac{2_{2k} H_L \sec^3 \phi_{2k}}{T_{2k}} \right. \\
& + \frac{4_{2k-1} H_L \sec^3 \phi_{2k-1}}{T_{2k-1}} \left. \right\} \\
& + \frac{p(\phi_A - \phi_A)}{4 E_c} \left[\frac{{}_0 V_L \sin \phi_A \sec^3 \phi_A}{T_c} \right. \\
& - \frac{{}_A V_L \sin \phi_A \sec^3 \phi_A}{T_A} \\
& + \sum_{k=1}^4 \left\{ \frac{2_{2k} V_L \sin \phi_{2k} \sec^3 \phi_{2k}}{T_{2k}} \right. \\
& + \frac{4_{2k-1} V_L \sin \phi_{2k-1} \sec^3 \phi_{2k-1}}{T_{2k-1}} \left. \right\} \\
& + {}_A M_L \alpha y_A - {}_A H_L \beta \cos \phi_A + {}_A V_L \gamma \sin \phi_A \\
& + {}_A M_L \alpha_2 \sin \phi_A + {}_A V_L \alpha_2 y_A \dots\dots\dots (54-c)
\end{aligned}$$

以上からアーチの拱頂力, 断面力, 変位を第1節と同様に求め得る。

5. 変形アーチの解法

円形アーチの曲率半径は $r=R$ で, 放物線アーチの曲率半径は法線と y 軸とのなす角を ϕ とすれば, $r=2p$

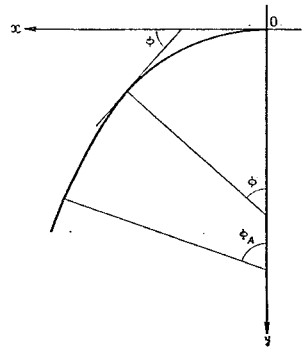


図-11

$\sec^3 \phi$ で表わされることはすでに示した。そこで、さらに一般的な形として曲率半径が $r = R \cos^a \phi$ で表わされる曲線形のアーチの解法について考察してみよう。ただし a が整数の場合のみとりあつかうことにする。

いま曲率半径が $R \cos^a \phi$ にて表わされるような曲線を $y = f(\phi)$ $x = g(\phi)$

とする。

$$\frac{dy}{dx} = \frac{dy}{d\phi} / \frac{dx}{d\phi} = \tan \phi$$

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \sec^2 \phi \frac{d\phi}{dx}$$

$$r = \left\{ 1 + \left(\frac{dx}{dy} \right)^2 \right\}^{3/2} / \left\{ -\frac{d^2y}{dx^2} \right\} = R \cos^a \phi$$

であるから

$$\frac{dx}{d\phi} = R \cos^{a+1} \phi$$

$$\frac{dy}{d\phi} = R \sin \phi \cos^a \phi$$

この曲線が原点を通り、原点にて x 軸に接するとすれば

$$\left. \begin{aligned} x &= R \int_0^\phi \cos^{a+1} \phi \, d\phi, \\ y &= R \int_0^\phi \sin \phi \cos^a \phi \, d\phi \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (55)$$

にて表わされる。また

$$\frac{ds}{d\phi} = \sqrt{\left(\frac{dx}{d\phi} \right)^2 + \left(\frac{dy}{d\phi} \right)^2} = R \cos^a \phi$$

$$\therefore ds = R \cos^a \phi \, d\phi \dots\dots\dots (56)$$

さて、(55)式を a の種々な値について求める。

$a = 2b$ のとき、ただし b は 0 および正整数とする。

$$\left. \begin{aligned} x &= R \left\{ \sum_{k=0}^b \frac{2^{2k} (2b-2k)!}{(2b+1)!} \left\{ \frac{b!}{(b-k)!} \right\}^2 \right. \\ &\quad \times \sin \phi \cos^{2(b-k)} \phi \Big\} \\ y &= \frac{R}{2b+1} \left\{ \sum_{k=0}^{b-1} \sin^2 \phi \cos^{2(b-k-1)} \phi + 1 - \cos \phi \right\} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (57)$$

$a = 2b+1$ のとき、ただし b は 0 および正整数とする。

$$\left. \begin{aligned} x &= R \sum_{k=0}^b \frac{(2b+2)!}{2^{2k+2} (2b-2k+1)!} \left\{ \frac{(b-k)!}{(b+1)!} \right\}^2 \\ &\quad \times \sin \phi \cos^{2(b-k)+1} \phi \\ &\quad + \frac{(2b+2)!}{2^{2b+2} ((b+1)!)^2} \phi \Big\} \\ y &= \frac{R}{2b+2} \left\{ \sum_{k=0}^b \sin^2 \phi \cos^{2(b-k)} \phi \right\} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (58)$$

$a = -1$ のとき

$$x = R\phi \quad y = -R \log(\cos \phi) \dots\dots\dots (59)$$

$a = -2b$ のとき、ただし b は正の整数とする

$$\left. \begin{aligned} x &= R \left\{ \sum_{k=0}^{b-2} \frac{(2b-2)!}{2^{2k+1} (2b-2k-3)!} \left\{ \frac{(b-k-2)!}{(b-1)!} \right\}^2 \right. \end{aligned} \right\}$$

$$\left. \begin{aligned} &\times \sin \phi \cos^{-2(b-k-1)} \phi \\ &+ \frac{(2b-2)!}{2^{2b-2} ((b-1)!)^2} \log \frac{1 + \sin \phi}{\cos \phi} \Big\} \\ y &= \frac{R}{2b-1} \left\{ \sum_{k=0}^{b-2} \sin^2 \phi \cos^{-2(b-k)+1} \phi + \frac{1}{\cos \phi} - 1 \right\} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (60)$$

$$a = -(2b+1) \text{ のとき、ただし } b \text{ は正の整数とする}$$

$$\left. \begin{aligned} x &= R \left\{ \sum_{k=0}^{b-1} \frac{2^{2k} \{2(b-k-1)\}!}{(2b-1)!} \right. \\ &\quad \times \left\{ \frac{(b-1)!}{(b-k-1)!} \right\}^2 \sin \phi \cos^{-(2b-2k-1)} \phi \Big\} \\ y &= \frac{R}{2b} \left\{ \sum_{k=0}^{b-1} \sin^2 \phi \cos^{-2(b-k)} \phi \right\} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (61)$$

となる。さてアーチ中心線のスパンを $2l$ とし、アバットメントにおけるアーチ中心線の法線と y 軸とのなす角を ϕ_A (以後これをアーチ中心角とする) とすれば

$$l = x_A = f(\phi_A) \dots\dots\dots (62)$$

であるから(62)と(57)式ないし(61)式より l と ϕ_A が与えられれば R が求められ、これからアーチ中心線上の点の座標 (x, y) が計算される。

上流面上の点の座標を (u_x, u_y) 、下流面上の点の座標を (s_x, s_y) とすれば

$$\left. \begin{aligned} u_x &= x + \frac{T}{2} \sin \phi \\ u_y &= y - \frac{T}{2} \cos \phi \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (63)$$

$$\left. \begin{aligned} s_x &= x - \frac{T}{2} \sin \phi \\ s_y &= y + \frac{T}{2} \cos \phi \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (64)$$

ただし、 T は ϕ_A の関数でよく $0 < \phi < \phi_A$ で等厚、 $\phi_A < \phi < \phi_A$ にて(42)式または(43)式にて示される不等厚であれば ϕ の値に応じ(46)式および(42)または(43)式にて求めたものを用いる。いま

$$\phi_j = \frac{j}{8} \phi_A \quad (j=0, 1, 2, \dots, 8)$$

$$\phi_j = \frac{j-8}{8} (\phi_A - \phi_A) + \phi_A \quad (j=8, 9, 10, \dots, 16)$$

ϕ_j に対応した T, x, y, u_x, u_y をそれぞれ T_j, y_j, u_{xj}, u_{yj} とする。この場合にも(1)~(5)式が成立しているから

$$\begin{aligned} A_1 &= \frac{R \phi_A}{2 E_c T_c^3} \left\{ 1 - \cos^2 \phi_A \right. \\ &\quad \left. + \sum_{j=1}^4 (2 \cos^2 \phi_{2k} + 4 \cos^2 \phi_{2k+1}) \right\} \\ &\quad + \frac{R (\phi_A - \phi_A)}{2 E_c} \left\{ \frac{\cos^2 \phi_A}{T_c^3} - \frac{\cos^2 \phi_A}{T_A^3} \right. \\ &\quad \left. + \sum_{k=1}^8 \left(-\frac{2 \cos^2 \phi_{2k}}{T_{2k}^3} + \frac{4 \cos^2 \phi_{2k-1}}{T_{2k-1}^3} \right) \right\} + \alpha \end{aligned} \dots\dots\dots (65-a)$$

$$\begin{aligned}
B_1 = & \frac{R_1 \phi_A}{2E_c T_c^3} \left[-y_8 \cos^a \phi_A \right. \\
& + \sum_{k=1}^4 (2y_{2k} \cos^a \phi_{2k} + 4y_{2k-1} \cos^a \phi_{2k-1}) \\
& + \frac{R(\phi_A - \phi_A)}{2E_c} \left[\frac{y_8 \cos^a \phi_A}{T_c^3} \right. \\
& - \frac{y_{16} \cos^a \phi_A}{T_A^3} + \sum_{k=5}^8 \left(\frac{2y_{2k} \cos^a \phi_{2k}}{T_{2k}^3} \right. \\
& \left. \left. + \frac{4y_{2k-1} \cos^a \phi_{2k-1}}{T_{2k-1}^3} \right) \right] \\
& + \alpha y_{16} + \alpha_2 \sin \phi_A \dots\dots\dots (65-b)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
C_1 = & \frac{R_1 \phi_A}{2E_c T_c^3} \left[-x_8 \cos^a \phi_A \right. \\
& + \sum_{k=1}^4 (2x_{2k} \cos^a \phi_{2k} + 4x_{2k-1} \cos^a \phi_{2k-1}) \\
& + \frac{R(\phi_A - \phi_A)}{2E_c} \left[\frac{x_8 \cos^a \phi_A}{T_c^3} \right. \\
& - \frac{x_{16} \cos^a \phi_A}{T_A^3} + \sum_{k=5}^8 \left(\frac{2x_{2k} \cos^a \phi_{2k}}{T_{2k}^3} \right. \\
& \left. \left. + \frac{4x_{2k-1} \cos^a \phi_{2k-1}}{T_{2k-1}^3} \right) \right] \\
& + \alpha x_{16} + \alpha_2 \cos \phi_A \dots\dots\dots (65-c)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
B_2 = & \frac{R_1 \phi_A}{2E_c T_c^3} \left[-x_8 y_8 \cos^a \phi_A \right. \\
& + \sum_{k=1}^4 (2x_{2k} y_{2k} \cos^a \phi_{2k} \\
& + 4x_{2k-1} y_{2k-1} \cos^a \phi_{2k-1}) \\
& + \frac{R(\phi_A - \phi_A)}{2E_c} \left[\frac{x_8 y_8 \cos^a \phi_A}{T_c^3} \right. \\
& - \frac{x_{16} y_{16} \cos^a \phi_A}{T_A^3} + \sum_{k=5}^8 \left(\frac{2x_{2k} y_{2k} \cos^a \phi_{2k}}{T_{2k}^3} \right. \\
& \left. \left. + \frac{4x_{2k-1} y_{2k-1} \cos^a \phi_{2k-1}}{T_{2k-1}^3} \right) \right] \\
& + \frac{R_1 \phi_A}{12E_c T_c} \left[\sin \phi_A \cos^{a+1} \phi_A \right. \\
& + \sum_{k=1}^4 (2 \sin \phi_{2k} \cos^{a+1} \phi_{2k} \\
& + 4 \sin \phi_{2k-1} \cos^{a+1} \phi_{2k-1}) \\
& + \frac{R(\phi_A - \phi_A)}{12E_c} \left[\frac{\sin \phi_A \cos^{a+1} \phi_A}{T_c} \right. \\
& - \frac{\sin \phi_A \cos^{a+1} \phi_A}{T_A} \\
& + \sum_{k=5}^8 \left(\frac{2 \sin \phi_{2k} \cos^{a+1} \phi_{2k}}{T_{2k}} \right. \\
& \left. \left. + \frac{4 \sin \phi_{2k-1} \cos^{a+1} \phi_{2k-1}}{T_{2k-1}} \right) \right] \\
& + \alpha x_{16} y_{16} - \beta \sin \phi_A \cos \phi_A + \gamma \sin \phi_A \cos \phi_A \\
& \dots\dots\dots (65-d)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
C_2 = & \frac{R_1 \phi_A}{2E_c T_c^3} \left[-x_8^2 \cos^a \phi_A \right. \\
& + \sum_{k=1}^4 (2x_{2k}^2 \cos^a \phi_{2k} + 4x_{2k-1}^2 \cos^a \phi_{2k-1}) \\
& + \frac{R_1 \phi_A}{12E_c T_c} \left[3 - (1 + 2\cos^2 \phi_A) \cos^a \phi_A \right. \\
& + \sum_{k=1}^4 \left\{ 2(1 + 2 \cos^2 \phi_{2k}) \cos^a \phi_{2k} \right. \\
& \left. + 4(1 + 2 \cos^2 \phi_{2k-1}) \cos^a \phi_{2k-1} \right\} \Big] \\
& + \frac{R(\phi_A - \phi_A)}{2E_c} \left[\frac{x_8^2 \cos^a \phi_A}{T_c^3} \right. \\
& - \frac{x_{16}^2 \cos^a \phi_A}{T_A^3} + \sum_{k=5}^8 \left(\frac{2x_{2k}^2 \cos^a \phi_{2k}}{T_{2k}^3} \right. \\
& \left. \left. + \frac{4x_{2k-1}^2 \cos^a \phi_{2k-1}}{T_{2k-1}^3} \right) \right] \\
& + \frac{R(\phi_A - \phi_A)}{12E_c} \left[\frac{(1 + 2 \cos^2 \phi_A) \cos^a \phi_A}{T_c} \right. \\
& - \frac{(1 + 2 \cos^2 \phi_A) \cos^a \phi_A}{T_A} \\
& + \sum_{k=5}^8 \left\{ \frac{2(1 + 2 \cos^2 \phi_{2k}) \cos^a \phi_{2k}}{T_{2k}} \right. \\
& \left. \left. + \frac{4(1 + 2 \cos^2 \phi_{2k-1}) \cos^a \phi_{2k-1}}{T_{2k-1}} \right\} \right] \\
& + \alpha x_{16}^2 + \beta \sin^2 \phi_A + \gamma \cos^2 \phi_A + 2\alpha_2 \cos \phi_A \\
& \dots\dots\dots (65-e)
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
B_3 = & \frac{R_1 \phi_A}{2E_c T_c^3} \left[-x_8^2 \cos^a \phi_A \right. \\
& + \sum_{k=1}^4 (2y_{2k}^2 \cos^a \phi_{2k} + 4y_{2k-1}^2 \cos^a \phi_{2k-1}) \\
& + \frac{R_1 \phi_A}{12E_c T_c} \left[1 - (1 + 2\sin^2 \phi_A) \cos^a \phi_A \right. \\
& + \sum_{k=1}^4 \left\{ 2(1 + 2 \sin^2 \phi_{2k}) \cos^a \phi_{2k} \right. \\
& \left. + 4(1 + 2 \sin^2 \phi_{2k-1}) \cos^a \phi_{2k-1} \right\} \Big] \\
& + \frac{R(\phi_A - \phi_A)}{2E_c} \left[\frac{y_8^2 \cos^a \phi_A}{T_c^3} \right. \\
& - \frac{y_{16}^2 \cos^a \phi_A}{T_A^3} + \sum_{k=5}^8 \left(\frac{2y_{2k}^2 \cos^a \phi_{2k}}{T_{2k}^3} \right. \\
& \left. \left. + \frac{4y_{2k-1}^2 \cos^a \phi_{2k-1}}{T_{2k-1}^3} \right) \right] \\
& + \frac{R(\phi_A - \phi_A)}{12E_c} \left[\frac{(1 + 2\sin^2 \phi_A) \cos^a \phi_A}{T_c} \right. \\
& - \frac{(1 + 2\sin^2 \phi_A) \cos^a \phi_A}{T_A} \\
& + \sum_{k=5}^8 \left\{ \frac{2(1 + 2\sin^2 \phi_{2k}) \cos^a \phi_{2k}}{T_{2k}} \right. \\
& \left. \left. + \frac{4(1 + 2\sin^2 \phi_{2k-1}) \cos^a \phi_{2k-1}}{T_{2k-1}} \right\} \right] \\
& + \alpha y_{16}^2 + \beta \cos^2 \phi_A + \gamma \sin^2 \phi_A + 2\alpha_2 y_{16} \sin \phi_A \\
& \dots\dots\dots (65-f)
\end{aligned}$$

また、等分布荷重のときの M_L , H_L , V_L を (52) 式より求めると

$$\left. \begin{aligned} {}_j M_L &= \frac{1}{2} \left\{ x_j^2 + y_j^2 + y_j T_c - \frac{T_j^2 - T_c^2}{4} \right\} \\ {}_j H_L &= x_j \sin \phi_j - y_j \cos \phi_j \\ &\quad + \left(\frac{T_j}{2} - \frac{T_c}{2} \cos \phi_j \right) \\ {}_j V_L &= x_j \cos \phi_j + y_j \sin \phi_j - \frac{T_c}{2} \sin \phi_j \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (66)$$

これにより

$$\begin{aligned} D_1 &= \frac{R}{2E_c T_c^3} \left\{ -{}_8 M_L \cos^4 \phi_A \right. \\ &\quad + \sum_{k=1}^4 (2 {}_{2k} M_L \cos^2 \phi_{2k} + 4 {}_{2k-1} M_L \\ &\quad \times \cos^2 \phi_{2k-1}) \\ &\quad + \frac{R(\phi_A - 1 \phi_A)}{2E_c} \left[\frac{{}_8 M_L \cos^4 \phi_A}{T_c^3} \right. \\ &\quad - \frac{{}_{16} M_L \cos^2 \phi_A}{T_A^3} + \sum_{k=5}^8 \left\{ \frac{2 {}_{2k} M_L \cos^2 \phi_{2k}}{T_{2k}^3} \right. \\ &\quad \left. \left. + \frac{4 {}_{2k-1} M_L \cos^2 \phi_{2k-1}}{T_{2k-1}^3} \right\} \right] \\ &\quad \left. + {}_{16} M_L \alpha + {}_{16} V_L \alpha_2 \dots\dots\dots (67-a) \right\} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} D_2 &= \frac{R}{2E_c T_c^3} \left\{ -{}_8 M_L x_8 \cos^3 \phi_A \right. \\ &\quad + \sum_{k=1}^4 (2 {}_{2k} M_L x_{2k} \cos^2 \phi_{2k} \\ &\quad + 4 {}_{2k-1} M_L x_{2k-1} \cos^2 \phi_{2k-1}) \\ &\quad + \frac{R(\phi_A - 1 \phi_A)}{12E_c T_c} \\ &\quad \times \left[-({}_8 H_L \sin \phi_A + 3 {}_8 V_L \cos \phi_A) \cos^3 \phi_A \right. \\ &\quad + \sum_{k=1}^4 \left\{ 2 ({}_{2k} H_L \sin \phi_{2k} + 3 {}_{2k} V_L \cos \phi_{2k}) \right. \\ &\quad \times \cos^2 \phi_{2k} + 4 ({}_{2k-1} H_L \sin \phi_{2k-1} \\ &\quad + 3 {}_{2k-1} V_L \cos \phi_{2k-1}) \cos^2 \phi_{2k-1} \left. \right\} \\ &\quad + \frac{R(\phi_A - 1 \phi_A)}{2E_c} \left[\frac{{}_8 M_L x_8 \cos^3 \phi_A}{T_c^3} \right. \\ &\quad - \frac{{}_{16} M_L x_{16} \cos^2 \phi_A}{T_A^3} \\ &\quad + \sum_{k=5}^8 \left\{ \frac{2 {}_{2k} M_L x_{2k} \cos^2 \phi_{2k}}{T_{2k}^3} \right. \\ &\quad \left. \left. + \frac{4 {}_{2k-1} M_L x_{2k-1} \cos^2 \phi_{2k-1}}{T_{2k-1}^3} \right\} \right] \\ &\quad + \frac{R(\phi_A - 1 \phi_A)}{12E_c} \\ &\quad \times \left[\frac{({}_8 H_L \sin \phi_A + 3 {}_8 V_L \cos \phi_A) \cos^3 \phi_A}{T_c} \right. \\ &\quad \left. - \frac{({}_{16} H_L \sin \phi_A + 3 {}_{16} V_L \cos \phi_A) \cos^3 \phi_A}{T_A} \right] \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &+ \sum_{k=5}^8 \left\{ \frac{2 ({}_{2k} H_L \sin \phi_{2k} + 3 {}_{2k} V_L \cos \phi_{2k}) \cos^2 \phi_{2k}}{T_{2k}^3} \right. \\ &+ \frac{4 ({}_{2k-1} H_L \sin \phi_{2k-1} + 3 {}_{2k-1} V_L \cos \phi_{2k-1}) \cos^2 \phi_{2k-1}}{T_{2k-1}^3} \left. \right\} \\ &+ {}_{16} M_L \alpha x_{16} + {}_{16} H_L \beta \sin \phi_A + {}_{16} V_L \gamma \cos \phi_A \\ &+ {}_{16} M_L \alpha_2 \cos \phi_A + {}_{16} V_L \alpha_2 x_{16} \dots\dots\dots (67-b) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} D_3 &= \frac{R}{2E_c T_c^3} \left\{ -{}_8 M_L y_8 \cos^3 \phi_A \right. \\ &\quad + \sum_{k=1}^4 ({}_{2k} M_L y_{2k} \cos^2 \phi_{2k} \\ &\quad + 4 {}_{2k-1} M_L y_{2k-1} \cos^2 \phi_{2k-1}) \\ &\quad + \frac{R(\phi_A - 1 \phi_A)}{12E_c T_c} \left[-({}_8 H_L \cos \phi_A \right. \\ &\quad + 3 {}_8 V_L \sin \phi_A) \cos^3 \phi_A \\ &\quad + \sum_{k=1}^4 \left\{ 2 (-{}_{2k} H_L \cos \phi_{2k} + 3 {}_{2k} V_L \sin \phi_{2k}) \right. \\ &\quad \times \cos^2 \phi_{2k} + 4 (-{}_{2k-1} H_L \cos \phi_{2k-1} \\ &\quad + 3 {}_{2k-1} V_L \sin \phi_{2k-1}) \cos^2 \phi_{2k-1} \left. \right\} \\ &\quad + \frac{R(\phi_A - 1 \phi_A)}{2E_c} \left[\frac{{}_8 M_L y_8 \cos^3 \phi_A}{T_c^3} \right. \\ &\quad - \frac{{}_{16} M_L y_{16} \cos^2 \phi_A}{T_A^3} \\ &\quad + \sum_{k=5}^8 \left\{ \frac{2 {}_{2k} M_L y_{2k} \cos^2 \phi_{2k}}{T_{2k}^3} \right. \\ &\quad \left. \left. + \frac{4 {}_{2k-1} M_L y_{2k-1} \cos^2 \phi_{2k-1}}{T_{2k-1}^3} \right\} \right] \\ &\quad + \frac{R(\phi_A - 1 \phi_A)}{12E_c} \\ &\quad \times \left[\frac{(-{}_8 H_L \cos \phi_A + 3 {}_8 V_L \sin \phi_A) \cos^3 \phi_A}{T_c} \right. \\ &\quad - \frac{(-{}_{16} H_L \cos \phi_A + 3 {}_{16} V_L \sin \phi_A) \cos^3 \phi_A}{T_A} \\ &\quad + \sum_{k=5}^8 \left\{ \frac{2 (-{}_{2k} H_L \cos \phi_{2k} + 3 {}_{2k} V_L \sin \phi_{2k}) \cos^2 \phi_{2k}}{T_{2k}^3} \right. \\ &\quad \left. \left. - \frac{4 (-{}_{2k-1} H_L \cos \phi_{2k-1} + 3 {}_{2k-1} V_L \sin \phi_{2k-1}) \cos^2 \phi_{2k-1}}{T_{2k-1}^3} \right\} \right] \\ &\quad + {}_{16} M_L \alpha y_{16} - {}_{16} H_L \beta \cos \phi_A + {}_{16} V_L \gamma \sin \phi_A \\ &\quad + {}_{16} M_L \alpha_2 \sin \phi_A + {}_{16} V_L \alpha_2 y_{16} \dots\dots\dots (67-c) \end{aligned}$$

以上からアーチの拱頂力、断面力、変位を第1節と同様に求める。なお本節においては、 a が整数の場合について解法を述べたが(55)式を数値積分により求めれば(62)~(67)式はそのまま計算できるので、 a が実数であれば計算し得る。

付 記

以上、円形不等厚アーチについては従来のものより精度がよいと考えられる。また放物線アーチ、変形アーチについてはその方法を述べてきた。これらはいずれも電子計算機の使用を前提とした解法であるので、筆者らはこれらの解法を用い、五心不等厚アーチ、変形アーチに

表-2(a) 矢木沢ダム F₃ タイプ入力データ

$n\theta$	z_n	r_{1n}	r_{2n}	$R_{c,n}$	$T_{c,n}$	$T_{s,n}$	$\phi_{1,n}$	$\phi_{2,n}$	$x_{s,n}$
7.0	116	185.0708	185.0708	189.0208	7.9	10.68	0.4180432	0.5	0.
6.5	113	183.0707	183.0707	186.4387	8.2	11.76	0.4258972	0.5	0.732
6.0	110	181.04	181.04	183.826	8.5	12.84	0.4337511	0.5	1.464
5.5	100	174.05	174.05	174.896	9.5	16.44	0.4599311	0.5	3.904
5.0	90	166.72	166.72	165.626	10.5	20.04	0.4861110	0.5	6.344
4.5	80	159.05	159.05	156.016	11.5	23.34	0.5035643	0.5	8.784
4.0	70	151.04	151.04	146.066	12.5	26.04	0.5035643	0.5	11.224
3.5	60	142.69	142.69	135.836	13.5	28.14	0.4861110	0.5	13.604
3.0	50	134.0	134.0	125.686	14.5	29.64	0.4512044	0.5	15.564
2.5	40	124.97	124.97	115.676	15.5	30.54	0.3988446	0.5	17.044
2.0	30	115.6	115.6	105.806	16.5	30.84	0.3377580	0.5	18.044
1.5	20	105.89	105.89	96.076	17.5	30.54	0.2766715	0.5	18.564
1.0	10	95.84	95.84	86.486	18.5	29.64	0.2155850	0.5	18.604
0.5	5	90.6875	90.6875	81.7435	19.0	28.965	0.1741334	0.5	18.444
0.0	0	85.45	85.45	77.036	19.5	28.14	0.1108652	0.5	18.164

表-2(b) 下笠ダムDタイプ入力データ

n	z_n	l_n	$T_{c,n}$	$\phi_{a,n}$		$x_{c,n}$
				Radian	Degree	
7.0	108	118.95	5.0	0.8726646	50°00'	0
6.5	104	117.00	5.5	0.8717920	49°57'	0.5
6.0	100	115.07	6.0	0.8709193	49°54'	1.5
5.5	95	111.83	6.7	0.8688831	49°47'	2.63
5.0	90	108.39	7.4	0.8665560	49°39'	3.6
4.5	80	101.06	8.8	0.8613200	49°21'	5.6
4.0	70	93.63	10.2	0.8543387	48°57'	7.4
3.5	60	84.29	11.6	0.8479391	48°35'	9.1
3.0	50	75.00	13.0	0.8403760	48°09'	10.5
2.5	40	65.10	14.4	0.8325220	47°42'	11.7
2.0	30	54.27	15.8	0.8237954	47°12'	12.6
1.5	20	43.64	17.2	0.8141961	46°39'	13.2
1.0	10	32.68	18.6	0.8028515	46°00'	13.2
0.5	5	25.28	19.3	0.7949975	45°33'	13.05
0.0	0	16.77	20.0	0.7853982	45°00'	12.5

$H_0 : 107$	$H_d : 106$	$H_s : 60$
$\rho_c : 2.3$	$\rho_0 : 1.0$	$\rho_s : 2.0$
$k : 0.12$	$c_c : 0.5$	

	6	5	4	3	2	1
t_n						

$E_c : 2.5 \times 10^6$		$r_c : 0.2$		$r_R : 0.2$		c	
n	6	5	4	3	2	1	0
E_R	2.0×10^5	2.0×10^5	2.0×10^5	6.0×10^5	6.0×10^5	6.0×10^5	6.0×10^5
T	+1						
a	-3						

対し、拱頂調整計算、半径方向調整計算、完全調整計算のプログラムを作製し、すでに川俣ダム、矢木沢ダム、下笠ダム、小洪ダム等の設計に用いている。

これらのプログラムを作製する上において、最も注意した点は、入力データを極力へらした点である。米国開拓局において完成された試算荷重法では、計算を行な

いやすくするために岩盤の変形常数、アーチ常数、荷重常数等に対し、数多くの図および数表が作られている。しかし電子計算機を用いるときは、これらの常数を図および数表から求め、これを入力データとして用いることは入力データ作製に時間を要し、計算違い、パンチミスなども生じやすくなる。そこで、これらのプログラムに

おいては、これらの常数はすべて計算機の中で計算する すとおりである。また表-2(a)により計算した結果は
ようにした。入力データとして用いるものは表-2 に示 図-12のごとくである。

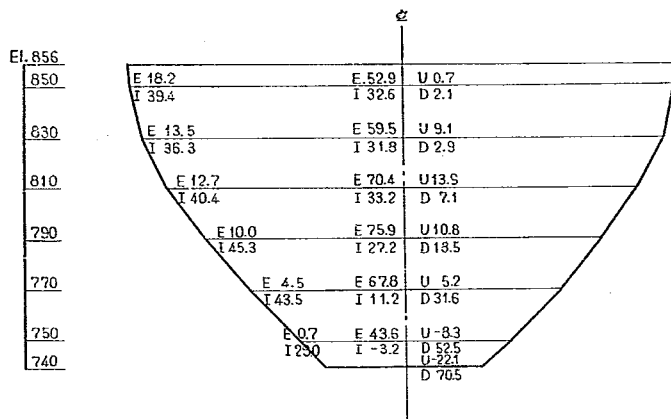


図-12.(a) 矢木沢ダム F₃タイプ扱頂調整計算結果

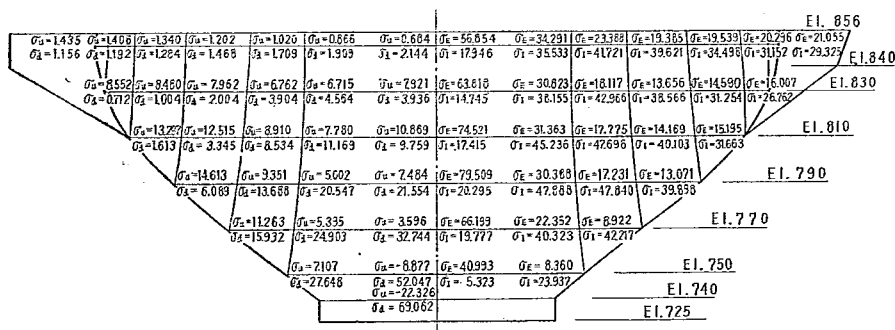


図-12.(b) 矢木沢ダム三成分調整計算

有機物処理による粘土の 性質の改変に関する研究

(昭和 36 年 8 月)

有 泉 昌*
牧 隆 正**
和 田 茂 治***

目 次

1. 化学的土質安定方法について……………(2)	3. 各種アミン類の添加によるベントナイトお よびアロファン ² , ³ の性質について……………(13)
2. 各種粘土鉱物および粘土にアミン類および 界面活性剤を加えた場合の土質の変化につ いて……………(4)	〔1〕 ベントナイトとアミン類の反応生成物 の性質について……………(13)
〔1〕 粘土鉱物を界面活性剤で処理した場合 のコンシステンシーの変化……………(4)	〔2〕 アロファン(飯島味噌土)とアミン類 の反応生成物の性質について……………(20)
〔2〕 ベントナイトおよび鹿沼土を芳香族ア ミンで処理した場合のコンシステンシ ーの変化……………(8)	〔3〕 結 言……………(21)
〔3〕 粘土を陽イオン活性剤で処理した場合 の最適含水比(o.m.c.)と最高乾燥 密度(γ_d)……………(11)	4. 重縮合物質で土を処理した場合の圧縮強度 について……………(21)
〔4〕 結 言……………(12)	〔1〕 各地の路床土のアニリンフルフラル処 理について……………(21)
	〔2〕 関東ロームに対するクロムリゲニン処 理等について……………(22)
	5. 本研究の結論……………(24)

ま え が き

土は建設工事の材料であり、構造物の基礎ともなっており、地域的にもまた季節的にもその性質は変化している。このような土にある目的のために定まった工学的性質を与えることを近代技術は要求する。

多くの場合土に強度を与え、荷重に対し変形を起させず、圧縮性と透水性を減少させ、自然の破壊力に抵抗して土の性質が不変であることが要求される。この要求をみたすために土質工学の一分野として土質安定の問題が存在する。しかし土は元来が自然物であり、処理するとしても取扱量は膨大である等のために、特殊な処理方法は導入されないう。しかし構造物の規模が巨大化または特殊化し、時間的要因が重要視され、地域性に依存することが不可能となり、経済性が重視され機械化施工方式が採用されるにおよんで、目的に応じて土質を改変することが必要となってきた。

土質の安定化だけに限定してもその安定性と恒常性が

要求され、この目的のためには種々の方法が試みられている。これを分類すれば次のようになる。

機械的方法: 締め固め、振動等

物理的方法: 粒度調整、含水量の調節

化学的方法: 化学的材料の添加、化学的処理方法

ここで化学的方法に限定すれば、土粒子を膠着させる Cementing Materials の添加により、土を安定化することが主要のテーマとなる。このような添加材料としてはポルトランドセメント等の無機セメント材料および歴青材料が主役をなしてきたし、今後も重要な材料である点は変らないであろう。

この報告では歴青材料等を除いた有機質材料の添加により土の性質の改変を計ることを目的とした実験結果をのべる。ベントナイトおよびアロファンの処理方法としては化学的処理法が有効であることがすでに十分予測されているので、これらを含む土について有機材料による処理方法の有効性を確かめ、新しい化学的処理方法開発のための糸口を見出すことを目的とした。研究はまだまだ中途であるが、一部の目的を達しているのでここに報告する。

* 地質化学部 工博 ** 地質化学部 化学研究室主任研究員
*** 地質化学部化学研究室研究員

1 化学的土質安定方法について

セメントや歴青材料による化学的土質安定方法については多数の研究報告¹⁾²⁾もあるが、ここでは主として最近の化学工業の発達にともなう種々の有機材料による安定方法についてその概要をのべる。

(1) アクリル酸カルシウムによる安定方法

アクリル酸カルシウムによる安定方法については Lambe³⁾の報告がある。アクリル酸カルシウムのモノマーを水溶液として土に混合し、触媒を加えて硬化させる。粘土の表面の交換性の Na^+ は Ca^{++} に置換され粘土は Ca を橋としてアクリル基に結合する。この方法での硬化体の強度はアクリル酸カルシウム量と共に大となり、吸水性は土の性質とアクリル酸カルシウムの添加量による。他のアクリル酸等との共重合は有効である。強度、耐凍結融解性が大きく、透水性と圧縮性が減少し、水の脱出は少なく、クラックや収縮が少ない。砂質土では透水性は見られなくなり、砂では乾燥中は砂岩に似る。高価であり軍事目的には使用されてきた。Zn の塩類は Ca 塩より有効ともされる。

カルシウムアクリル酸塩についてはほかに

Hopkins⁴⁾, Meunier⁵⁾ 等³⁾ Murray⁶⁾ の研究がある。

(2) アニリンフルフルアルによる処理方法

アニリンはフルフルアルと樹脂を造ることは知られている。アニリンとフルフルアルは 7:3 程度の割合で処理すべき土に約 2% を加える。反応は比較のおそい。各種の土に広く用いられる。この反応では始め土中のモンモリロナイトの格子層間にアニリンおよびフルフルアルが収着され、この層間または収着体と周囲の遊離した分子間で樹脂を造ることが知られている。アニリンフルフルアル法については Sheeler 等⁷⁾ の詳細な研究があるが戦時中には急速安定法として海浜で使用されたという⁸⁾。

なおアニリンフルフルアル処理法については Gieseking⁹⁾, Mainfort¹⁰⁾, Markus¹¹⁾ 等の研究がある。

(3) 合成樹脂類による安定方法

水に不溶性だが粘性の低い単量体を用いて土の中に侵入させてから重合させることも多く試みられている。しかし現在では実用性が低いと考えられている。次に研究例を示す。

スチレン樹脂¹²⁾

尿素フォルマリン樹脂¹³⁾

フェノールフォルマリン樹脂¹¹⁾¹²⁾¹³⁾

塩化ビニール¹²⁾

レゾルシンフォルマリン樹脂¹²⁾

尿素フルフルアル樹脂¹²⁾

特に Cardwell¹³⁾ は石油工学の分野で透水性地層の処理材料としてフェノールフォルマリン樹脂について

のべている。この樹脂ではフェノールを変えることにより反応速度を変えうることができる点をのべている。反応速度はレゾルシンノール、3,5-キシレノール、 n -クレゾール、2,3,5-トリメチレンフェノール、フェノール、3,4-キシレノール、2,5-キシレノール、 p -クレゾール、サリゲニン、 o -クレゾール、2,6-キシレノールの順である。

(4) クロムリグニンによる安定方法

パルプ工業の廃液である Ca -リグニンスルホン酸は安定材として古くから使用されてきたが、特にわが国のように雨量の多い所では、それが水溶性であることが難点である。しかし $\text{Na}_2\text{Cr}_2\text{O}_7$ を加えると Ca -リグニンスルホン酸は不溶性化することが見出されて、土質安定材として使用されるに至り、その安価なことと関連して将来最も有望な安定材と考えられている。Cornell 大学での詳細は実験によれば¹⁴⁾ 数百の添加材の試験結果では、安定にはポルトランドセメントとクロムリグニンを除いて有望でないことが判明したとしている。14~25%の重クロム酸塩と75~86%の Ca -リグニンスルホン酸を混合したものを1~2% 加えれば透水性を低下させ、3~10% 加えれば圧縮強度を与えたとする。砂では機械的混合は不要であり、粘土では十分混合して締め固める必要がある。 Al^{+++} , Fe^{+++} の添加も有効とされる。 $(\text{NH}_4)_2\text{SO}_4$ の添加は有効である。 KMnO_4 は僅かに有効であり、 NaClO_2 , CaOCl_2 , Na_2O_2 , P_2O_5 , SnCl_4 等は無効である。

Ca -リグニンスルホン酸は分子量が3,000~30,000 であり、 $\text{Cr}_2\text{O}_7^{--}$ による酸化は硬化の主体ではない。PH が2以下か、9以上では硬化しない。 Cr イオンは配位化合物を造り、複核錯塩構造をとることが強度発生に関係する。クロムリグニンによる土質安定については Smith¹⁵⁾ 山内¹⁶⁾ Anger¹⁷⁾ 原田¹⁸⁾ 等の報告がある。

(5) Acrylamide による安定方法

N, N' メチレンビスアクリルアミド¹⁹⁾ とアクリルアミドとの混合物は水に50%まで可溶であり、粘性も余り大きくなく長期間安定に保存する。 N, N' メチレンビスアクリルアミドは架橋剤となり、 β メチルアミノプロピオニトリルは架橋反応の活性剤となり、赤血塩は負触媒となる。この薬品は AM-9 として American Cyanamide Co. より発売されている。この薬品によれば95%の水をふくむ物質をもゲル化させることができる。“Solidified water” 化合物とも言われる。この薬品による処理方法については Lauritzen²⁰⁾ の詳細な研究がある。

(6) 第4級アミンによる安定方法

第4級アミンは疎水性の基が陽イオンとなり、土のイオン交換容量のために粘土表面に疎水基がならび、

粘土を疎水性化し、安定に役立つ、アミン1%以下を土の締め固めに際して使用する。防水性を土に与えるが、一部の強度も与える。処理した土は一旦乾燥されることが好ましい。

Giesekeing²⁹によれば巨大陽イオンは粘土にイオン交換的に吸着され、粘土を疎水性とする。 $N(CH_3)_2(C_{16}H_{33})_2^+$ は例えば Wyoming ベントナイトを完全にカバーするに必要な有機物量としてすでに40%過剰になっているのに、 $NH_3(C_{16}H_{33})^+$ ではベントナイトの表面積の72%しかカバーできない。Davidson 等^{21) 22) 23)}は Iowa 大学で第4級アミン処理方法を開発してきたが、Arquard 2HT (di-hydrogenated tallow dimethyl ammonium chloride) がすぐれていると言う。これらの効果の一部はすでにのべたが、塑性の減少、最大乾燥密度の僅かな減少、CBRの増加と膨潤性の低下等をとめない、また水中浸漬強度は養生法に敏感であること等をのべている。

Grossi, Woolsey²⁴⁾は0.1%ジメチルジオクタデシールアルモニウムクロライド (DDAC) 処理した Putnam 土 (Beidelite 型粘土) についていろいろの性質を実験している。処理土は水量の増加とともに圧縮強度が低下するが、15%以上の含水量では一定値を与え非処理体は水量が多くなれば崩壊するのとは異なる。Iler²⁵⁾はポリメタリン酸と第4級アミンとの塩類はフィルムを形成する重合体を生成するものと述べている。これらの土質安定への利用が考えられる。テトラメチルアルモニウムポリメタリン酸塩は水溶性であり、セチルトリメチルアルモニウムポリメタリン酸塩は不溶性である。

(7) 樹脂類による安定方法

土は天然樹脂によって疎水性とすることが出来る。疎水化された土は水浸時の安定性や強度が改良される。Mainfort¹⁹⁾は種々の薬品による土の安定について報告しているが、天然樹脂としては Vinsol Resin, Rosin, Resin 321, Stabinal NVX 等について研究し、土に対し約2%位が最も効果が大きいと適当とまでは言えないとしている。ポルトランドセメントの共用は効果があり、最も効果のある Resin 321 (Rosin よりの抽出物を20%だけ NaOH で中和したもの) も苛酷な条件では使用しえないとしている。

Mainfort, Winterkorn, Mc Alpin²⁶⁾等は Resin 321を用い8種の土を0.2~0.5%で処理し、CBR、吸水性、圧縮強度を測定した。処理土は7日の水浸でもスレーキングしないし、CBRは2倍となる。この処理では土に粘着力を与えないので粘着力を有する粘土の相当量存在する土に有効である。

Vinsol 等の効果²⁷⁾、オカロイド樹脂の CH₃OH 溶液よりの析出物の効果²⁸⁾も知られている。

(8) シリコンによる安定方法

シリコンによっても土は疎水性となる。

Blackburn²⁹⁾はアルキルシリコンエステルについて研究している。水と同じ粘度をもつこのエステルは SiO₂ を析出し、これが不溶性の結結材としての作用を持つ。分解時間は任意に調節が可能である。コンクリート、岩石の空隙に侵入しうることを特長とする。

Warnick³⁰⁾は Na-シリコンの不透過性化工法を現場で大規模に実験した。Na-シリコン水溶液を散布し小形農耕機で混合して転圧する。透水試験では特に有効とは考えられないが、外観上では土は安定化されたと判断された。

また Lanning³¹⁾は Na-メチルシリコネートについて研究し、アルカリ性では余り安定性はなく、アルカリ土壌には適しないとされる。

(9) 界面活性剤による安定方法

界面活性剤による安定方法については一部すでに第4級アミンの項でふれた。Davidson²³⁾は6種のカチオン活性剤について研究し、塑性の大きい土の安定剤として用いることを示めた。さらに Davidson 等³²⁾は19種のカチオン活性剤について圧縮強度、吸水性、膨潤性等を比較している。一平方ヤードで厚さ6インチの基層処理は0.14~1.13ドルの材料費で効果を上げようとしている。なお Greene等³³⁾はアニオン活性剤は透水性を増しカチオン活性剤は透水性を増すときもあり、また減少させることもある。非イオン活性剤も増減させる。

(10) その他の有機薬品による安定方法

Markus¹¹⁾は多くの材料について実験している。この内でカルシウムアクリル酸塩が最もすぐれているとしている。つぎに実験した材料を既述との重複はあるが記する。

ロジン、リグニン、天然樹脂(多数)、油脂類、アニリン-フルフラール、尿素-フォルムアルデヒド、尿素-フルフラール、フェノール-フルフラール、カルシウムサルファート-フォルムアルデヒド、フルフリルアルコール-硫酸、ポリビニルアルコール、乾性油、メラミン、エチルセルローズ、ジメチロール尿素、メチロール尿素-メラミン、レブリンノールアルデヒド樹脂。

Tauxe 等によれば薬業分野での有機薬品の知識が土の安定に応用できることをのべている。最も有望なのはドデシルアミンアセテトであり、次のものも使用できる。

トリ-n-ブチルアミン、β-ナフチルアミンアセテト、p-トルイジンアセテト、フェニルヒドロジン、n-ヘキシルアミン、ジ-n-ジブチルアミン、アニリン、ベンジルアミン、テトラ-n-ブチルアルモニウ

ムアイオダイト, n-アミルアミン, シベンジルアミンアセテト, n-ブチルアミンアセテト, ベンジルデシルジメチルアモニウムクロライド, エチルジメチルオクタデシルアモニウムブロマイド, その他の構造不明のカチオン活性剤等。

密度の大きい土を与えるものは次のようである。

ジメチルアニリン, トリメチルアミン, ジエチルアミン, テトラエチルアモニウムクロライド, ピペリジン, ピリジン, 2,4コリジン, トリエタノールアミン, ベンジジンハイドロクロライド, フェニレンジアミン, o-トルイジン, エチレンジアミン。

これらの有効物質は比較的大きい炭化水素基を持った1価の有機カチオンを生成するものであり, OH または SO₃ 基さらに親水基が予期されるものを含まないものである。もし有機カチオンの炭化水素部が多官能性であれば, フルフルアルやフォルミンと反応し強度を持った Clay-plastic を生成する。

Witt³³⁾ は分子量が 5,000~50,000 程度の dextran の効果を, Dymanski³⁴⁾ はフミン酸アルカリの効果を, Emerson³⁷⁾ はアルギン酸ナトリウムおよび醋酸ビニール-無水マレイン酸, 共重合体の効果をのべている。

Nicholls³⁵⁾ は巨大有機カチオンと高分子物の共用, クロムリグニンと Zein (トウモロコシのタンパク) の共用を論じているし, Nicholls と Davidson³⁶⁾ は Polyacids-Lignin を巨大有機カチオンと共用したり, またはパルプ廃液-Zein を FeCl₃ のような塩類と共用したりして土に強度を与えることを論じている。

(11) 土壌改良剤 (Soil conditioner)

土壌改良剤は主として農業分野で使用され, 土を団粒化する機能を持つ。団粒化により土はほぐれやすくなり, 混合されやすくなり土壌侵食を防ぐことができる。土壌改良剤の使用はまた安定処理の施工方法とも関係があり, 粘土の多い土の性質を改良できる。

土壌改良剤としては高分子電解質が用いられ, Ruehrwein, Ward⁴⁰⁾ はポリカチオンがモンモリロナイトの層格子間に収着されることが団粒化の機構としており, ポリアニオンは綿毛状とならないが凝集した粘土の安定剤として有効であるとのべている。Jacobson, Swanson⁴¹⁾ は醋酸ビニール-マレイン酸の効果は土のイオン交換容量により変り, 粘土量により使用量は増加する。ポリアクリロニトリルの加水分解生成物が主要な土壌改良剤である。

Warkentin, Miller⁴²⁾ はモンモリロナイト-ポリアクリル酸の間の結合力の生成に及ぼす諸条件について研究している。Holmes, Toth⁴³⁾ はメチルビニルエーテルとマレイン酸の縮合体と粘土との反応体について研究し, はかに Doyle⁴⁴⁾, Basdekis⁴⁵⁾, Abel⁴⁶⁾ 等

の特許も見られる。なお三木, 山内⁴⁷⁾ の著書は最近の傾向を記述している。

なお有機物による安定処理方法はソイルセメントや厩青材料による処理が有効でない場合に特に有利である。わが国の土にはこの例が多いし, わが国では今後ますます時間的要素がより重視されたり, 防災の意味からも経済性を無視する必要性も見られるに至ると考えられる。さらに化学工業の進歩は安定材をより安価に供給するに至るであろう。このような観点から有機物による安定方法については今後も研究が開発されねばならない。

2. 各種粘土鉱物および粘土にアミン類および界面活性剤を加えた場合の土質の変化について

粘土鉱物と有機物との反応により, 土質が変化することとは明らかであるが, どのような有機物ではどのような効果があるか等については系統化が行なわれていない。ここでは界面活性剤, 有機アミン類を用いてコンシステンシー変化を求め, 粘土鉱物別の差異等を明らかにしようを試みた。さらに締め固めに対する影響についても実験を試みた。

〔1〕 粘土鉱物を界面活性剤で処理した場合のコンシステンシーの変化

粘土鉱物の別により有機物に対する感受性の差があれば, 化学的処理の対象となりやすい粘土鉱物の行動について研究を進める方針を定めうる。このような目的で本実験を実施する。

(1) 試料と実験方法

試料粘土鉱物は産業界原料を取扱う商社の好意により送付をうけたものであり, 実験には送付されたものをそのまま用いており, 特に粒度の調整等は実施しない。X線回折およびコンシステンシーの測定は実施したが, 粒度分布は測定していない。

取扱った粘土は下記のもので, 主要粘土鉱物も並記する。

関白カオリン	カオリナイト	L.L. 80	P.I. 47
苗木白土	ハロイサイト	L.L. 62	P.I. 27
ベントナイト 200番	モンモリロナイト	L.L. 233	P.I. 207
ベントナイト 300番	モンモリロナイト	L.L. 390	P.I. 355
加茂木原粘土	カオリナイト	L.L. 78	P.I. 39
村上粘土	セリサイト	L.L. 83	P.I. 59
鹿沼土	アロファン	L.L. 88	P.I. 29
鳥山粘土	モンモリロナイト	L.L. 128	P.I. 81
蛙目粘土	カオリナイト	L.L. 93	P.I. 64

使用した界面活性剤はミヨシ油脂社, 日本油脂社より送付をうけたものであり, その構造は下記のものである。

レバソープN (Alkyl dimethyl ammonium bromide)
 レバソープL.C (Alkyl pycolium chloride)
 レバソープB.A.C (Alkyl dimethyl benzalconium chloride)
 レバソープA.S (Alkyl dimethyl ethyl ammonium sulfate)
 レバソープN.O (Alkyl imidazoline)
 ノニオン215-E (Polyoxyethylen oleinether)
 ソフタン No.401 (構造不詳, 陰イオン活性剤)

これらの活性剤は固状、液状であり、純度も一応明示されているので、使用量はこの純度に換算している。

コンシステンシーの測定方法は J I S A 1205, 1206 による。粘土にこれら界性剤を 0.5 % になるように加えよく練り混ぜた後、ただちに測定したり (A 処理)、練り混ぜ後 1 日間放置風乾させたり (B 処理)、また練り混ぜ後直に 110°C で乾燥させたり (C 処理)、してコンシステンシーを測定した。

(2) 実験結果と検討

実験結果を表-1, 図-1 および 図-2 に示す。

1) 粘土鉱物の相異について

図より明らかなように、モンモリロナイト型鉱物を主要組成とするベントナイトおよび島山粘土は、陽イオン活性剤の添加により L.L が著しく低下し、その反面 P.L は大きい変化をうけなく、その結果として P.I は低下する。カオリン鉱物を組成鉱物とする関白カオリン、加茂本節、蛙目粘土および苗木白土では、いずれも L.L は相当増加するが、P.L はそれ程増加しないで結局 P.I は増加する。カオリン鉱物を主とするもので蛙目粘土は余り影響をうけない。

セリサイトを組成鉱物とする村上粘土はカオリン鉱物の場合と大体同様だが、P.L の変化の巾がむしろ大きいと言える。

アロファンを組成鉱物とする鹿沼土は、L.L は僅かずつ増加する傾向を認めるが、P.L が確実に増加して結局 P.I は減少する。

添加活性剤または添加後の処理条件の差があっても、図-2 の L.L と P.I の関係で見ると、カオリン鉱物型粘土の場合は塑性図上の“A”線に沿って下方より上方に向かって変化し、モンモリロナイト型粘土でも大体この線に沿い僅かに傾斜はしているが直線にのって上方より下方に変化している。セリサイト型粘土では“A”線の上下に広く分散しており、アロファン型粘土ではいずれも“A”線より下方にあり規則的变化は見られない。

2) 処理方法の相異について

添加直後に測定したり、風乾させて後に測定する処理方法 A, B, C の差でコンシステンシーがどのように変わるかも問題である。モンモリロナイト型粘土はいずれも A

処理の方が B 処理より L.L が大きく、P.L はほとんど変化がないので、P.I は A 処理の方が大きい。しかし A 処理の場合は無添加の場合と大きい差のないこと、すなわちまだ添加剤の効果が見られないことに注意せねばならぬ。C 処理と B 処理は余り差はない。カオリン型粘土では A, B, C 処理で大きい影響はうけないと考えられる。村上粘土でもカオリン型粘土と同様であるが、A, B, C の順が明瞭になっている。鹿沼土ではレバソープ N の場合を除いて、A の方が C より L.L および P.L が小さくなる。

3) 添加剤による相異

添加剤の間でも、その効果に差のあることは当然考えられる。例えばベントナイトに対してはレバソープ N.O の添加はほとんど効果がなく、レバソープ B.A.C は L.C より僅かに効果は大きく、N および A.S よりはやや効果は大きい。鹿沼土のコンシステンシーに与える影響も大体上記の順である。カオリン型粘土、セリサイト型粘土の場合も同様の傾向が見られる。

4) 陰イオン活性剤と非イオン活性剤

非イオン活性剤 (ノニオン 215 E) とアニオン活性剤の添加は、ベントナイトおよび鹿沼土のみについて行なっている。非イオン活性剤の場合は鹿沼土については陽イオン活性剤と同様の効果を示し、ベントナイトでも同様ではあるがその効果はより小さいと言える。

アニオン活性剤 (ソフタン No. 401) は鹿沼土に対しては L.L および P.L を余り増大させないで、むしろ低下させる効果を有し、P.I は陽イオン活性剤の場合のように減少はしない。ベントナイトに対しては陽イオン活性剤と同様に P.L は変動させないで、L.L を減少させる。しかし L.L を低下させる効果は陽イオン活性剤より相当小さい。

5) 実験結果の考察

カオリン型鉱物はベントナイト型鉱物およびアロファンと行動が異なることが明瞭であり、カオリン鉱物は陽イオン活性剤によりむしろ親水性を与えられる結果となる。この効果はこれら活性剤が分散剤として作用し、粘土の表面積が増加したためと考えられる。カオリン鉱物はその結晶構造が示すように、化学的には活性でないことに関係している。

ベントナイトはイオン交換容量も大きく、負に帯電して膨張性格子を持ち著しく親水性であるが、陽イオン活性剤の処理によってその L.L が低下することから、親水性が相当に減少したことが明らかである。一方 P.L の変化が余り認められないことは、粘土表面に配位される固着水の厚さには変化のないことである。陽イオン活性剤が粘土の表面に存在しても、固着水層は変化せず、水分子を配位させる力は小さくなったと考えるべきである。しかしこれらの微細な機構については明らかでない。

表-1 界面活性剤の添加による粘土鉱物のコンシステンシーの変化

試料名	混 合 直 後			風 乾			110° C 乾燥			備 考
	L.L	P.L	P.I	L.L	P.L	P.I	L.L	P.L	P.I	
関苗ベベ加 白ン茂 カ木ナナ木 オイトイト リ白トト ン土番土 土300番土	115 72 210 380 101	47 40 27 35 48	68 32 183 345 53	102 70 145 287 76	43 42 30 38 41	59 28 115 249 35	112 62 138 258 71	45 37 26 35 32	67 25 112 223 39	レバソープN (0.5g)
村蛙鳥鹿 上目山 沼	105 97 125 100	30 34 43 68	75 63 82 32	105 96 125 —	32 30 45 —	73 66 80 —	95 92 105 96	32 42 45 81	63 50 60 15	
関苗ベベ加 白ン茂 カ木ナナ木 オイトイト リ白トト ン土番土 土300番土	122 113 169 350 120	40 59 33 45 49	82 63 136 305 71	118 116 125 253 116	39 46 36 48 50	79 70 89 205 66	117 79 103 242 78	51 46 34 39 46	66 33 69 203 32	レバソープ L.C (2 cc)
村蛙鳥鹿 上目山 沼	118 102 123 112	40 34 49 91	78 68 74 21	99 97 115 —	39 33 44 —	60 64 71 —	93 64 108 83	36 35 48 69	57 55 60 14	
関苗ベベ加 白ン茂 カ木ナナ木 オイトイト リ白トト ン土番土 土300番土	100 76 180 313 108	41 43 39 50 42	59 33 141 263 66	99 83 122 285 103	49 42 35 42 44	50 41 87 243 59	107 74 114 220 85	42 40 41 48 41	65 34 73 172 44	レバソープAS (2 cc 混入)
村蛙鳥鹿 上目山 沼	120 105 98 130	29 90 31 63	91 15 67 67	122 — 101 148	41 — 36 60	81 — 65 88	93 93 74 114	25 74 27 43	68 19 63 71	
関苗ベベ加 白ン茂 カ木ナナ木 オイトイト リ白トト ン土番土 土300番土	122 90 177 346 98	51 41 40 78 51	71 49 137 268 47	116 80 107 242 83	51 44 40 48 43	65 36 67 194 40	111 77 115 230 93	45 30 31 54 45	66 47 84 176 48	レバソープABC (2 cc 混入)
村蛙鳥鹿 上目山 沼	119 127 —	47 102 —	72 25 —	103 — —	41 — —	62 — —	97 90 —	39 80 —	58 10 —	
関苗ベベ加 西木ナナ木 カ木ナナ木 オイトイト リ白トト ン土番土 土300番土	103 61 217 386 124	42 39 33 53 42	61 22 184 333 82	— — — — —	— — — — —	— — — — —	102 58 233 341 91	42 38 42 50 42	60 20 191 291 49	レバソープNO (0.5g 混入)
村蛙鳥鹿 上目山 沼	102 99 96 115	32 84 31 44	70 15 65 71	— — — —	— — — —	— — — —	95 84 96 161	34 84 32 58	61 10 64 103	
鹿 ベントナイト 300番	86 383	67 40	19 343	— —	— —	— —	94 322	77 43	17 279	ノニオン215-E (0.5g) (非イオン活性剤)
鹿 ベントナイト 300番	98 340	74 44	24 296	— —	— —	— —	78 308	48 54	30 254	

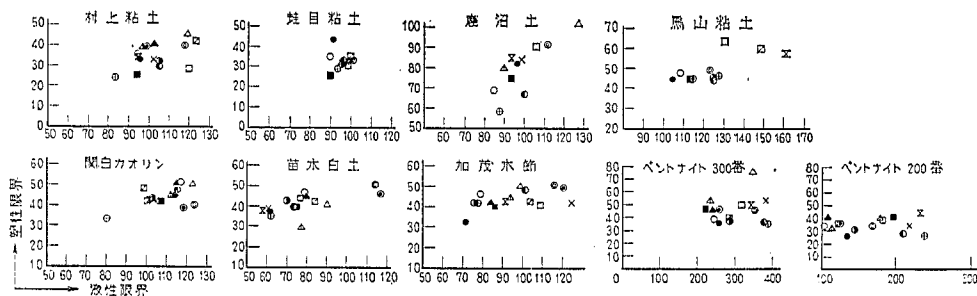


図-1 液性限界と塑性限界との関係

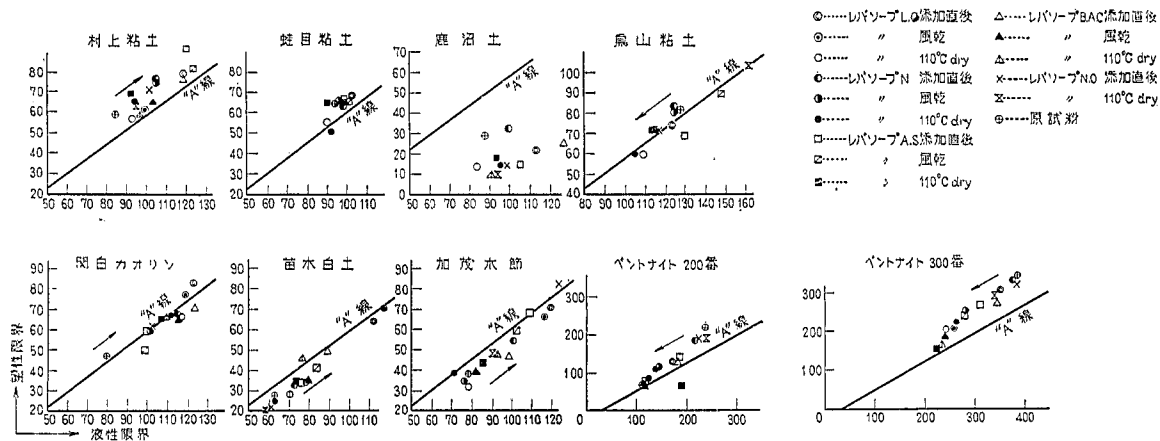


図-2 液性限界と塑性指数との関係

い。

アロファンは陽イオン活性剤で処理すると L.L. は余り変化せず、P.L. がむしろ増大することはモンモリロナイトの場合とは反対であり、固着する水の層が厚くなったことを示めし、アロファンの構造と関係するものであろう。

ベントナイトを陽イオン活性剤で処理した直後と24時間放置してからでは、L.L. 等が著るしく変り、直後の測定では未処理の場合と余り変らない。このことは活性剤が粘土表面と反応するのにある時間を要し、さらに水分子の配位状態の変化にも時間を要するためと考えられる。カオリン鉱物の場合は反応に時間を要することは少ない。アロファンの場合も同じである。

非イオン活性剤はアロファンについては陽イオン活性剤の場合と余り変らないし、ベントナイトの場合も大体同様である。これらのことに関する説明はできない。

陰イオン活性剤はアロファンに対しては、陽イオン活性剤の場合と異なった行動を示し、傾向としてはモンモリロナイト陽イオン活性剤の關係に似ている。陰イオン活性剤はモンモリロナイトに対しては陽イオン活性剤と同じ効果を与えるが、その効果はやや低い。これらの機構については今後の研究を要する点と考える。

(3) 要 約

この実験では活性剤の構造等とコンシステンシーの關係が存在することは十分推定したが、いまだどのような構造を選択的に選べるかの段階には至らない。しかし粘土鉱物の種類とその構造が重要な因子であり、モンモリロナイト型鉱物とアロファンが活性剤の添加によって著るしくそのコンシステンシーが変るので、当然これらの添加剤で処理した粘土の土質も変化することが予測される。

これらの実験よりアロファンと特にモンモリロナイトをふくむ粘土が化学的処理の対象となりやすいことが明瞭となったと言える。今後これらの問題についてはさらに広範な実験研究が実施されるべきであらう。

[2] ベントナイトおよび鹿沼土を芳香族アミンで処理した場合のコンシステンシーの変化

[1] でモンモリロナイトまたはアロファンを組成鉱物とする粘土は、陽イオン界面活性剤の添加でコンシステンシーが顕著に変わるを見た。一方芳香族アミンはモンモリロナイトと結合することが知られておるので、その結果としてコンシステンシーがどのように変わるかを実験的に確かめた。またアロファンとアミンの反応については明確には知られていないので、コンシステンシーに対する影響のみについて実験を試みた。

(1) 試料および実験方法

試料としては [1] の実験で用いたベントナイト 300

番および鹿沼土を用い、アミン類としては分析試薬より一応次のものを選んだ。

塩酸アニリン、ジメチルアニリン、スルファニル酸ソーダ、p-フェニレンジアミン、o-フェニレンジアミン、ジメチルパラミン、ベンジルアミン、ピリジン、 α -アミノピリジン、p-アミノフェノール

コンシステンシーの測定は [1] の場合と同様に J I S A 1205, 1206 によった。添加するアミン類の量は N 量としてそれぞれ 0.1%, 0.5%, 1.0% とした。

(2) 実験結果とその検討

実験結果を表-2 および図-3, 4 に示す。

1) ベントナイトに対する影響

図-3 はベントナイトに対するアミン添加の影響である。アミンの添加により L.L. は低下し、その添加量が多い方が L.L. の低下は著るしい。しかし P.L. はほとんど影響をうけないので、P.I. は L.L. と共に低下する。添加量が N 量で 0.1% 位までは L.L. の低下は比較的小さいが、0.5% に至れば急に L.L. は低下する。さらに多量の添加剤を加えると依然として L.L. が低下する場合と飽和に近づく場合が見られる。アニリン、ジメチルアニリン、オルトフェニレンジアミン等は飽和状態が見られる場合である。

化学構造との關係を考えて見るが、いまだ資料が不足しているので不明である。しかしこの実験結果の範囲内でも興味あることが見られる。すなわちピリジンおよび α -アミノピリジンはベントナイトに対して僅かの变化を与えるのみである。一方アニリンは顕著な变化を与え、ジメチルアニリンは大体アニリンと同程度の变化を与える。アニリンにさらにバラの位置に SO_3Na , NH_2 , OH 基が導入された場合は、コンシステンシーの変化はより鈍感となり、オルトの位置またはアニリン自体の NH_2 に近い場合は敏感となる。なおオルトとバラの異なるフェニレンジアミンで著るしく影響が異なることについて、オルトの方はアルコールに溶解して用いたことが關係するかも知れない。

2) 鹿沼土に対する影響

鹿沼土の場合は添加剤の影響がベントナイトほど明確でなく、その変化の状況も複雑している。図-4 で見るように L.L. が添加と共に漸次増加する場合、一旦増加後に減少する場合が見られる。L.L. の変化と P.L. の変化が同じ傾向を持つ場合と、反対な傾向を持つ場合も見られ、統一した解釈は現在できない。モンモリロナイトの場合と同様にピリジン等の影響は小さいこと、添加量との間に何等かの關係のあること、L.L. と P.I. を共に増加させる作用と相反作用を示す添加剤もあるらしいことは理解しうる。

表-2 アミン類の添加によるコンシステンシーの変化

	鹿 沼 土 (100gr)					ベントナイト 300番 (100gr)				
	添加量 (gr)	N (%)	L.L	P.L	P.I	添加量 (gr)	N (%)	L.L	P.L	P.I
ア ニ リ ン 塩 酸 塩	1.2	0.1	92	35	57	0.9	1	345	41	304
	6.0	0.5	87	56	31	4.6	5	150	51	91
	12.0	1.0	83	60	23	9.2	10	101	50	51
ジ メ チ ル ア ニ リ ン	1.3	0.1	102	48	54	0.87	1	296	50	246
	6.5	0.5	89	35	54	4.4	5	130	41	89
	13.0	1.0	98	27	71	8.7	10	128	40	88
ス ル フ ァ ニ ル 酸	1.4	0.05	109	84	25	1.4	1	363	75	288
	7	0.25	77	64	33	7	5	261	76	185
	14.0	0.5	85	63	22	1.4	10	135	89	46
バ ラ フ ェ ニ レ ン ジ ア ミ ン	0.45	0.1	97	65	32	0.45	1	362	34	328
	2.3	0.5	100	59	41	2.3	5	307	45	262
	4.5	1.0	98	70	28	4.5	10	165	51	114
オルトフェニレンジアミン	0.45	0.1	108	44	64	0.45	1	180	39	141
	2.3	0.5	83	50	33	2.3	5	113	41	72
	4.5	1.6	75	51	24	4.5	10	111	42	69
ジ メ チ ル パ ラ ミ ン	0.49	0.1	122	80	42	0.49	1	367	43	324
	2.43	0.5	110	85	25	2.43	5	310	40	270
	4.85	1.0	99	74	25	4.85	10	250	58	192
ベ ン ジ ル ア ミ ン	0.77	0.1	107	77	30	0.77	1	360	58	302
	3.9	0.5	110	70	40	3.9	5	191	51	140
	7.7	1.0	108	69	39	7.7	10	140	85	55
ピ リ ジ ン	0.40	0.1	88	61	27	0.57	1	406	53	353
	2.0	0.5	85	65	20	2.7	5	370	42	328
	5.7	1.0	100	74	26	5.7	10	347	37	310
α -アミノピリジン	0.34	0.1	86	61	25	0.34	1	389	38	351
	1.7	0.5	88	62	26	1.7	5	361	49	313
	3.4	1.0	90	67	23	3.4	10	339	56	273
バ ラ ア ミ ノ フェ ノ ール	0.8	0.1	101	77	24	0.8	1	320	43	277
	4.0	0.5	103	78	25	4.0	5	320	39	281
	8.0	1.0	110	71	29	8.0	10	175	35	140

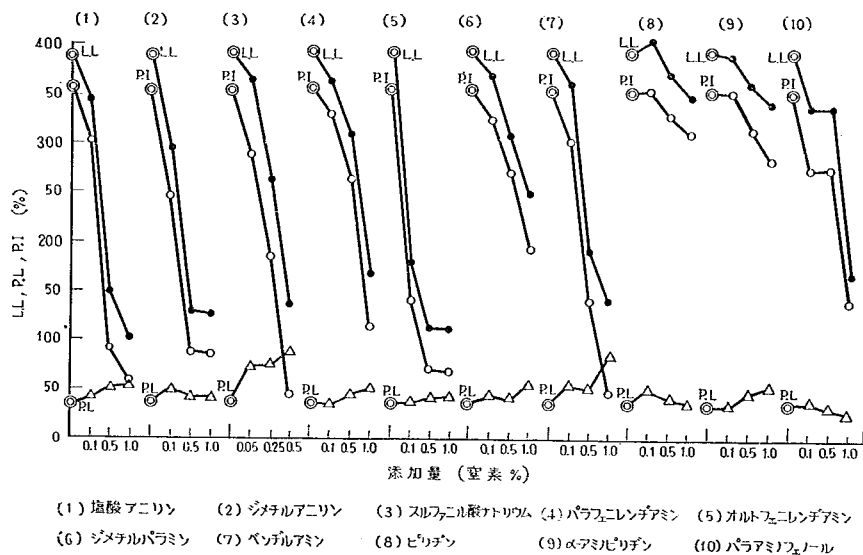


図-3 アミン類添加による L.L., P.L. および P.I. の変化 (ベントナイト 300 番)

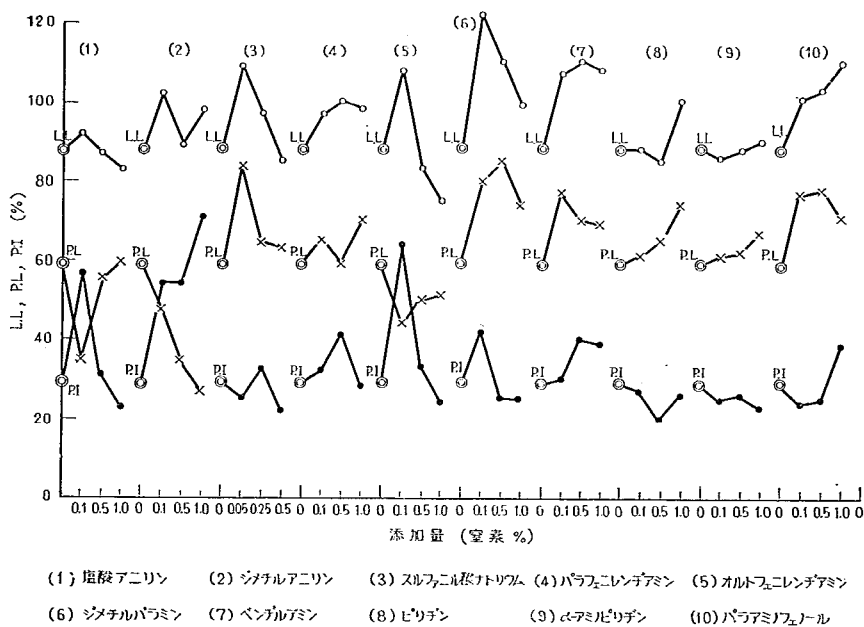


図-4 アミン類添加による L.L., P.L. および P.I. の変化 (鹿沼土)

3) 粘土の化学処理に対する考え方

粘土のコンシステンシーが化学薬品の添加により影響されるが、モンモリロナイトとアロファンが特異な行動を取り、しかも顕著に影響されることがアミンによる処理からも明らかとなった。しかもモンモリロナイトの方が行動に規則性が見られ、しかもモンモリロナイトとアミンの結合についても相当研究がなされているので、モンモリロナイトをふくむ土の処理にはアミン等の使用が考えられるであろう。この実験ではたしかにモンモリロナイトを相当疎水性にしていたが、この程度の性質の改変では満足できない。将来はモンモリロナイトに結合したアミンをさらに結合の相手として利用すべきであろう。

アロファン粘土も好ましくない土であるが、有機物での処理よりもすでに報告した $\text{Ca}(\text{OH})_2$ - $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ 系による処理方法がむしろ適していると考えべきである

(3) 要 約

ベントナイトおよび鹿沼土にアミン類を加え、そのコンシステンシーの変化を調べた。

ベントナイトはアミン類の添加により L.L が低下し、P.L はほとんど影響されないことを示めた。ピリジンはアニリンよりはるかに効果が小さいこと等のほか、化学構造とも一応の相関性のあることを示した。

鹿沼土はアミン類に対する行動が複雑であるが、P.L が相当の影響を受けることがモンモリロナイトの場合と異なり、アミンによっては L.L と P.L が同様に行動したり、また相反した行動をする場合もある。アロファンとアミンの間にモンモリロナイトの場合のような関係があるか否かは、コンシステンシーの実験結果からは判断できない。

土の化学的安定処理にはモンモリロナイト粘土では有機物を、アロファンでは無機物を用いるべきであろう。

[3] 粘土を陽イオン活性剤で処理した場合の最適含水比 (o.m.c) と最高乾燥密度 (γ_d)

粘土鉱物を陽イオン活性剤で処理すると L.L が低下し、疎水性となることはすでに [1] で述べた。ここでは路床として好ましくない土および [1] で使用した粘土鉱物の判明している粘土について、陽イオン活性剤による最適含水比と最高乾燥密度を測定した。

(1) 試料および実験方法

粘土鉱物の判明している粘土は [1] でのべた関門カオリン、苗床白土、ベントナイト (300番)、ベントナイト (200番)、加茂木節粘土、村上粘土、鳥山粘土、御依鮭目粘土である。

路床土試料としてはつぎのものを用いた。

関東ローム	: 立川ローム層
岡山国道路床土	: 土質研究室より送付
出雲国道路床土	: 〃
黒ボク	: 道路研究室より送付

東北ローム (灰色)	: 〃
東北ローム (赤色)	: 〃
鹿沼土	: 市場より購入したもの

添加した陽イオン界面活性剤はつぎのものである。

レバソープN (Alkyl dimethyl ammonium bromide) (ミヨシ油脂製)	
カチオンAB (Alkyl trimethyl chloride) (日本油脂製)	

実験方法はつぎのべるようである。

試料土の形成等はハーバート小型締め固め試験器によった。40lbのタンパーで3層に各25回の締め固めを行なう。活性剤の使用量は乾燥土に対して0.1%から1.2%まで適宜に選んだ。

(2) 実験結果と検討

実験結果は図-5および図-6に示す。

図-5は粘土鉱物の判明している粘土にレバソープNを加えた場合を示めし、図-6は路床土にカチオン ABを加えた場合を示めす。つきに実験結果を検討する。

1) 路床土中の粘土鉱物の検索結果

試料路床土をアンモニヤ水で分散させ、塩化カルシウムで沈澱させ、過酸化水素水で有機物を除去して1 μ 以下の粘土試料を求め、X線回折およびDTA曲線により検討した。その結果を簡単にのべる。

関東ロームはアロファンが主と考えられるが一部のハロイサイト鉱物の混合層鉱物も見られる。

岡山国道路床土は海湾区内沖積土であり、モンモリロナイトを主としクロライトとイライトの一部が共存し、カオリン鉱物は存在しても少量であろう。間隙水は塩分が著しく多いが Mg/Cl, K/Cl は海水の組成とは著しく離れている。

出雲国道路床土は湖沼での沖積土であり、モンモリロナイトが主であり一部のコロイド径の石英をふくむ。間隙水は海水の影響をうけていない。

黒ボクは関東ローム試料と同様にアロファンを主としているが、有機物等については実験していない。

東北ローム (灰色) はモンモリロナイトとハロイサイトをふくみ、東北ローム (赤色) はハロイサイトのほかおそらくアロファンと推定されるゲル状物質をふくむ。鹿沼土はアロファンをふくむ。

2) 粘土鉱物の判明している粘土の場合

カオリン鉱物型粘土の含水比と乾燥密度は図-5で見ると、比較的僅かな含水比で乾燥密度が著しく変化するものであるが、活性剤の添加によって含水比の中は大きくなり乾燥密度は低下する傾向を示す。セリサイト型粘土である村上粘土では、この傾向が顕著に認められる。モンモリロナイト型粘土では、含水比-密度曲線は含水比軸の方向に変動し、カオリン型粘土のように密度軸の方向には変動しない。

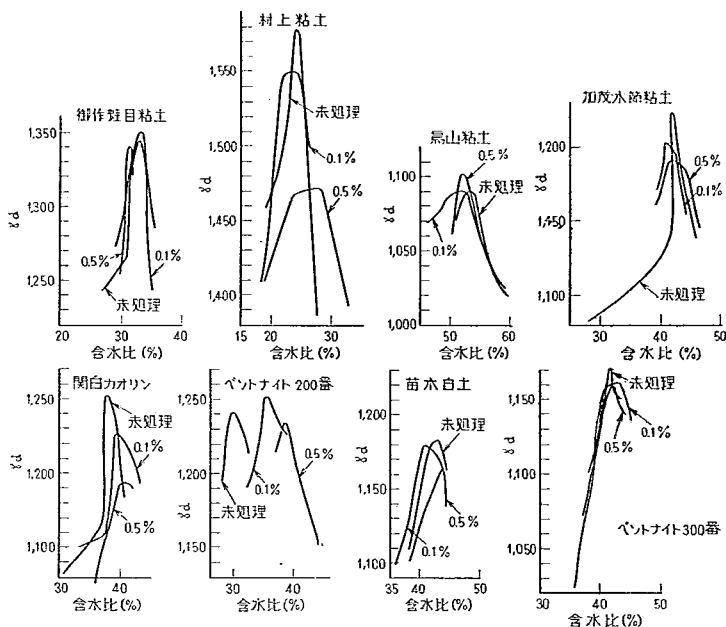


図-5 粘土にレバソープNを加えた場合の l_d, o, m, c 変化

3) 路床土の場合

路床土の場合でも鹿沼土、関東ローム、黒ボクは活性剤の添加により、何れも最適含水比 (o.m.c) が低く、最大乾燥密度 (γ_d) が高い方に含水比-密度曲線は移動する。アロファンを含むと推定される東北ローム (赤色) の場合も同じ傾向を示す。モンモリロナイトを含む岡山国道、出雲国道、東北ロームはアロファン型とは著しく相異した曲線部を与えるが、出雲国道のものがモンモリロナイト型粘土の行動に近く、岡山国道のものもやや似ているが、東北ローム (灰色) ではカオリン鉱物がはるかに優勢なのかも知れない。

4) 粘土鉱物による特性について

上のべたように乾燥密度と含水比の間の曲線が、活性剤の添加により変化する場合にカオリン鉱物型、モンモリロナイト型、アロファン型の存在することが示めされた。このような結果を与えることの機構に関する説明は、いまだ確言できないが[1]でのべたようにカオリン鉱物は活性剤の添加により、L.L.が増加し、モンモリロナイトはP.L.が変化せずにL.L.が減少し、アロファンはL.L.は余り変らずにP.L.が増加することに関係していると言える。

土の締め固めに際して活性剤の使用は、反対の効果を与える場合のあることを示めし、粘土鉱物に関する実験

を実施せずにこれらの結果を解釈することは危険である。

(3) 要 約

土を陽イオン活性剤で処理した場合の o.m.c と γ_d の関係を実験し、カオリン鉱物型、モンモリロナイト型、アロファン型の存在をのべた。それらは[1]でのべたカオリン鉱物、モンモリロナイト、アロファンのL.L.およびP.L.の変化と関係がある。

[4] 結 言

粘土鉱物に界面活性剤を加えるとコンシステンシーが顕著に変わり、カオリン鉱物、モンモリロナイト、アロファンはそれぞれ特異な行動を示す。モンモリロナイトはL.L.が低下し、P.L.は変らない。アロファンはP.L.が大きくなるがL.L.は余り増加しない。カオリン鉱物はL.L.とP.L.が何れも増加する。

アミン類を加えればモンモリロナイトはL.L.が低下し、アロファンはその行動が複雑である。アミン類の効果はその構造と関係があり、モンモリロナイトとアロファンに対する効果は異なった機構によると考えられる。

さらに締め固めに対する界面活性剤の影響について実験し、同様にモンモリロナイト型、アロファン型、カオリン鉱物型と分類できることを示めした。このことは処理困難な路床土でもたしかめられ、粘土鉱物によっては

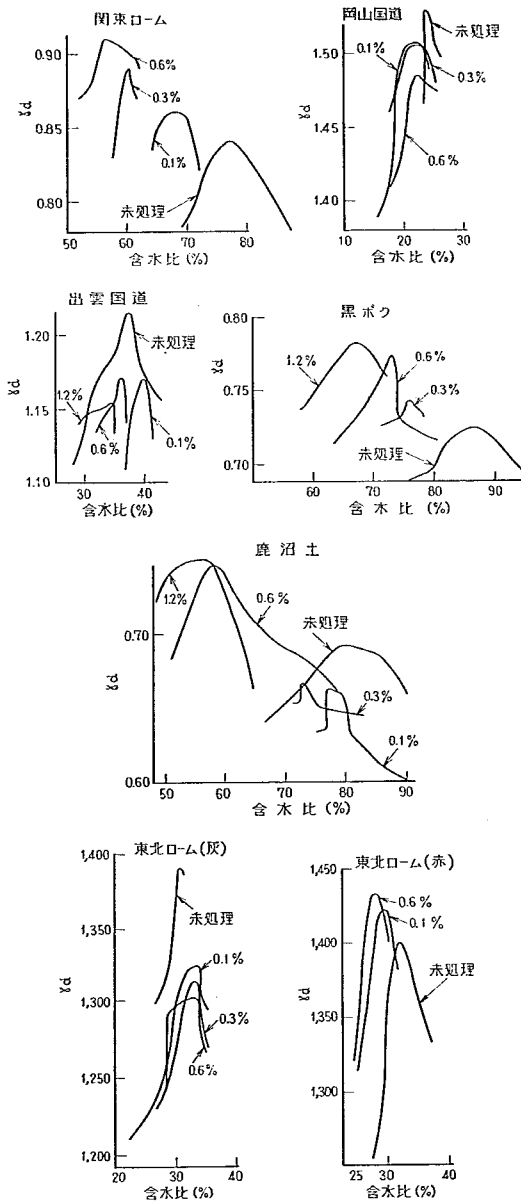


図-6 路床土にカチオン A、B を加えた場合の ζp , o.m.c. の変化

相反した結果を与えることをのべた。

これらの実験結果から土の化学的処理を実施するには先ず組成粘土鉱物を知ることが必要であり、モンモリロナイト型であれば、有機物処理の対象となり、アロファン型であれば $\text{Ca}(\text{OH})_2$ - CaSO_4 処理が有効であろうし、カオリン型であれば有機物処理も余り効果は期待できないであろうが、反面好ましくない土質を与えることも少ないと言える。さらに多くの研究が積み重ねばすべての粘土にそれぞれ適合した有機薬品を発見しうるかも知れないが、モンモリロナイト型粘土が理論的にも最も有効に処理されるであろう。

3 各種アミン類添加によるベントナイトおよびアロファンの二、三の性質について

2 でベントナイトとアロファンのアミン類に対する行動は異なった機構によることをのべた。またベントナイトのコンシステンシーはアミンの種類によっても異なるとのべたが、使用したアミン類の数も少なく、コンシステンシーとの関係に限定した。ここではさらに多種類のアミン類を用い、コンシステンシーのほかに (001) 面よりの X 線の反射、水中での沈降容積および吸水率を測定し、アミン類との反応について考える。

〔1〕ベントナイトとアミン類の反応生成物の性質について

2 でベントナイトがアミン類との反応でコンシステンシーが最も顕著に変化することを認めた。コンシステンシーのほかに 2, 3 の性質について検討する。

(1) 試料

ベントナイトの試料としては 2 で述べた豊順ベントナイト 300 番を風乾状態で使用する。

アミン類は約 100 種を用意したが、現在まで実験に使用したものは表-3 に示すように 56 種である。これらのアミン類は何れも有機試薬として入手したものである。

(2) 実験方法

1) ベントナイトのアミン類による処理方法

アミン類の添加量はベントナイトの陽イオン交換容量が風乾土 100 g に対し 100 meq

表-3 ベントナイトおよびアロファン粘土のコンシステンシー等に対するアミン類添加の影響

有機化合物名	ベントナイト(＃300)							飯島味増土						
	添加量				ゲル容積	吸水量	網面隔	添加量				ゲル容積	吸水量	
	g	L.L	P.L	P.I	cc/g	cc/g	(001)	g	L.L	P.L	P.I	cc/g	cc/g	
無添加ベントナイト	—	407.6	37.0	370.6	9.5	7.19	—	—	12.6	94.5	31.5	6.0	1.54	
	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
E.D.T.A ナトリウム	3.72	372.9	34.3	338.6	5.0	5.95	13.4	1.86	103.5	82.3	21.2	5.5	1.51	
	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
o-アミノフェノール	1.09	359.3	49.7	309.6	11.0	5.90	13.0	0.55	120.0	82.5	37.5	6.6	1.97	
	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
m-アミノフェノール	1.09	382.8	52.2	330.5	6.0	7.02	13.4	0.55	118.3	83.5	34.8	4.0	1.47	
	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
p-アミノフェノール	1.09	360.6	47.2	313.4	11.0	6.73	13.2	—	—	—	—	—	—	
	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
m-フェニレンジアミン	1.08	392.5	42.6	349.9	9.5	6.34	13.6	0.54	108.0	88.5	19.5	6.0	—	
	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
p-フェニレンジアミン	1.08	361.1	50.7	310.4	7.0	5.11	13.6	0.54	117.3	83.2	34.1	5.1	—	
	5.4	256.6	55.2	201.4	3.3	—	15.0	2.7	114.6	81.9	32.7	5.0	—	
o-フェニレンジアミン	1.08	333.8	62.3	271.5	9.0	6.12	16.4 14.3	0.54	114.0	95.9	18.1	6.0	—	
	5.4	272.0	58.6	213.4	8.0	—	—	2.7	115.2	77.4	37.8	5.5	—	
2, 4 ジアミノトルエン	1.22	374.8	47.8	327.0	5.5	4.63	14.3	0.61	129.0	86.1	42.9	5.0	—	
	6.1	321.0	55.3	365.7	3.5	—	14.7	3.1	112.0	79.1	32.9	5.0	—	
3, 4 ジアミノトルエン	1.22	254.2	47.8	206.2	沈降困難	2.91	14.3 (br)	0.61	112.0	85.0	27.0	6.0	—	
	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
2, 5 ジアミノトルエン	1.95	131.0	48.5	82.5	4.0	2.86	13.8	0.98	111.0	78.2	32.8	4.0	—	
	9.8	94.1	53.8	40.3	2.3	—	13.4	4.9	113.0	71.5	31.5	4.5	—	
m-アニシジン	1.23	368.3	44.8	323.5	10.0	6.32	14.7	0.62	110.7	74.3	36.4	6.5	—	
	12.3	284.9	58.3	226.6	8.8	—	15.8	—	—	—	—	—	—	
p-アニシジン	1.23	360.5	—	—	10.0	5.64	13.2	0.62	109.0	83.5	25.5	6.0	—	
	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
o-アニシジン	1.23	346.6	37.1	309.5	11.3	6.35	13.8	0.62	113.3	82.9	30.4	6.2	—	
	12.3	263.5	60.1	203.0	7.0	—	—	6.2	—	—	—	—	—	
エチレンジアミン	0.60	335.2	55.3	279.9	10.0	7.10	13.4	—	—	—	—	—	—	
	3.0	394.2	47.0	347.2	9.0	—	14.7	1.5	114.9	88.2	26.7	4.0	—	

表-3 (つづき)

有機化合物名	ベントナイト (# 300)							飯島味噌土						
	添加量				ゲル容積	吸水量 (48hr 後)	網面間隔	添加量					ゲル容積	吸水量 (24hr)
	g	L.L	P.L	P.I	cc/g	cc/g	(001)	g	L.L	P.L	P.I	cc/g	cc/g	
n-プロピルアミン	0.59	341.9	52.3	289.6	6.8	6.61	13.4	—	—	—	—	—	—	—
	5.9	196.4	41.5	154.9	8.0	—	13.2	3.0	115.0	85.8	29.2	5.0	—	—
イソ-プロピルアミン	0.59	341.5	38.1	303.4	4.0	6.92	13.4	—	—	—	—	—	—	—
	5.9	287.5	48.9	238.6	7.8	—	13.2	3.0	109.5	85.3	24.2	5.0	—	—
1, 2-プロパンジアミン	0.74	354.0	38.2	315.8	6.8	5.83	13.4	0.37	108.2	75.1	33.1	5.0	—	—
	3.7	268.8	55.6	213.2	8.0	—	13.4	3.7	110.8	85.4	25.4	4.0	—	—
n-ブチルアミン	0.73	319.0	50.8	268.2	6.3	6.05	13.6	—	—	—	—	—	—	—
	7.3	101.1	42.6	58.5	6.3	—	13.4	3.7	108.5	85.7	22.8	4.0	—	—
イソ-ブチルアミン	0.73	359.0	40.6	318.4	7.3	5.54	13.4	0.37	111.0	84.9	26.1	6.0	—	—
	7.3	261.2	59.8	201.4	8.8	—	12.0	3.7	119.6	83.0	36.6	4.0	—	—
第二-ブチルアミン	0.73	336.8	40.8	296.0	4.8	5.62	13.6	—	—	—	—	—	—	—
	7.3	211.0	47.8	163.2	8.0	—	13.0	3.7	111.2	86.7	24.5	5.0	—	—
第三-ブチルアミン	0.73	369.5	48.6	320.9	8.0	—	—	0.37	131.1	102.9	28.2	4.9	—	—
	7.3	137.2	49.8	87.4	6.5	—	13.2	3.7	98.3	72.8	25.5	4.0	—	—
n-アミルアミン	0.87	316.5	52.9	263.6	8.8	—	13.8	—	—	—	—	—	—	—
	8.7	138.0	46.8	91.2	4.3	—	13.4	4.4	112.5	83.8	28.7	5.0	—	—
イソ-アミルアミン	0.87	311.6	47.8	263.8	4.0	3.61	13.8	—	—	—	—	—	—	—
	8.7	244.0	53.6	190.4	7.3	6.07	13.4	4.4	110.5	83.9	26.6	4.0	—	—
ジエチレントリアミン	1.03	324.0	47.2	276.8	6.3	—	13.8	0.52	107.5	85.1	22.4	5.0	—	—
	3.4	321.9	54.6	267.3	4.3	—	13.8	1.72	111.0	83.7	27.3	5.0	—	—
トリエチレンテトラアミン	1.46	284.1	50.2	233.9	6.5	—	14.0	0.73	111.0	82.5	28.5	5.9	—	—
	3.6	319.2	56.7	262.5	4.8	—	13.4	1.80	112.0	83.9	28.1	4.8	—	—
ヘキサメチレンテトラアミン	1.40	355.0	52.5	302.5	6.5	—	14.7	0.70	123.3	71.2	52.1	5.2	—	—
	3.5	389.6	50.7	338.9	11.0	—	14.7	1.80	121.5	86.9	34.6	4.0	—	—
α-ピコリン	0.93	361.8	—	—	7.8	—	13.6	0.47	118.3	66.4	41.9	5.3	—	—
	9.3	368.8	55.2	313.6	10.0	—	13.0	—	—	—	—	—	—	—
β-ピコリン	0.93	386.4	46.9	339.5	7.8	—	13.4	0.47	119.8	73.5	46.3	5.5	—	—
	9.3	323.8	63.7	260.1	9.5	—	13.0	—	—	—	—	—	—	—
γ-ピコリン	0.93	363.3	46.6	316.7	5.0	—	14.0	0.47	108.6	75.3	33.3	5.0	—	—
	9.3	253.7	48.2	205.5	9.5	—	13.0	—	—	—	—	—	—	—

表-3 (つづき)

有機化合物名	ベン ト ナ イ ト (# 300)							飯 島 味 噌 土						
	添加量	L.L	P.L	P.I	ゲル 容積 cc/g	吸水量 (48hr 後) cc/g	網 面 積 (001)	添加量	L.L	P.L	P.I	ゲル 容積 cc/g	吸水量 (24hr) cc/g	
N,N'-ジメチルジ アミン	1.21	353.3	41.2	312.1	7.8	—	{13.8 15.8	0.61	120.6	77.8	4.28	5.2	—	
	12.1	277.8	50.4	227.4	3.0	—	14.5	—	—	—	—	—	—	
ヘキサメチレンジア ミン	1.16	162.3	51.4	110.9	5.0	—	13.6	—	—	—	—	—	—	
	5.8	106.1	53.0	53.1	3.0	—	13.6	2.9	115.6	87.4	28.2	4.0	—	
ピペリジン	0.85	284.5	52.7	231.8	5.8	—	14.7	0.43	110.8	78.8	32.0	5.8	—	
	8.5	130.0	57.6	72.4	2.5	—	13.8	4.3	106.0	74.6	31.4	4.0	—	
ピリジン	0.79	360.8	48.0	312.8	6.8	—	13.6	0.40	118.2	89.1	29.1	5.7	—	
	7.9	364.0	50.5	313.5	9.5	—	13.0	—	—	—	—	—	—	
ピロール	0.67	368.0	—	—	6.0	—	{15.8 14.7	0.34	130.6	70.4	60.2	6.0	—	
	6.7	298.3	55.0	243.3	8.5	—	13.0	—	—	—	—	—	—	
ピロリジン	0.71	321.0	43.4	277.6	7.8	—	13.4	0.36	121.5	73.1	48.4	5.1	—	
	7.1	118.5	47.3	71.2	2.3	—	13.8	3.6	108.7	81.8	26.9	4.5	—	
β -フェニルエチル アミン	1.21	236.4	39.9	196.5	7.5	—	{15.2 (br) 15.2	0.61	113.8	76.0	42.0	5.4	—	
	12.1	141.5	58.5	83.0	2.3	—	15.2	6.1	109.1	84.4	33.1	4.0	—	
n-ヘキシルアミン	1.01	283.6	54.2	229.4	10.0	—	13.8	—	—	—	—	—	—	
	10.0	320.0	61.7	258.3	4.0	—	13.4	5.0	112.5	84.0	28.5	3.5	—	
エタノールアミン	0.61	345.1	44.8	300.3	8.8	—	13.0	—	—	—	—	—	—	
	6.1	399.5	55.2	344.3	5.8	—	—	3.1	112.5	82.7	29.8	5.0	—	
ベンズアミド	1.21	363.5	45.7	317.8	8.0	—	14.7	0.61	120.5	71.3	49.2	6.0	—	
	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
p-アミノアセト フェノール	1.35	340.2	38.6	301.6	8.8	—	13.4	0.68	115.7	73.4	42.3	6.0	—	
	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
ベンジルヒドロジ ン	1.36	320.7	43.2	277.5	9.7	—	{15.0 13.4	0.62	129.9	71.2	58.7	5.5	—	
	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
m-アミノアセト フェノール	1.35	344.2	46.6	297.6	8.0	—	{14.4 13.4 (br)	0.68	120.5	71.4	49.1	6.9	—	
	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
2-アミノピリジン	0.94	347.1	38.0	309.1	8.5	—	13.2	0.47	113.2	73.6	39.6	5.5	—	
	4.7	247.1	53.1	194.0	7.5	—	13.2	—	—	—	—	—	—	
1, 2, 4-トリアミ ノベンゼン	1.95	160.4	54.4	106.0	4.8	—	13.6	0.98	117.0	70.2	47.0	6.0	—	
	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	

表-3 (つづき)

有機化合物名	ベントナイト(＃300)							飯島味噌土						
	添加量				ゲル容積	吸水量	断面	添加量				ゲル容積	吸水量	
	g	L.L	P.L	P.I	cc/g	(48hr後)	間隔	g	L.L	P.L	P.I	cc/g	(24hr)	cc/g
ベンゼンチオール	1.25	336.9	48.5	288.4	6.0	—	—	0.63	120.3	85.8	34.5	8.0	—	—
	1.25	383.8	52.4	331.4	6.0	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2-アミノチアゾール	1.00	372.0	39.9	332.1	9.3	—	13.2	0.50	115.0	65.8	49.2	5.5	—	—
	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
m-アミノ安息香酸	1.37	321.0	37.3	283.7	9.8	—	13.2	0.69	128.5	93.9	34.6	5.0	—	—
	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
p-アミノ安息香酸	1.37	305.8	42.2	263.6	9.5	—	13.2	0.69	123.6	87.6	36.0	4.0	—	—
	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
アントラニル酸	1.37	306.3	51.1	255.2	9.0	—	13.6 (br)	0.69	134.2	96.8	37.2	5.0	—	—
	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
p-トリイジン	1.07	370.0	55.4	314.6	7.5	—	13.2	0.54	127.3	84.4	42.9	5.0	—	—
	—	—	—	—	—	—	13.0	—	—	—	—	—	—	—
o-トリイジン	1.07	368.8	45.5	323.3	9.0	—	13.0	0.54	124.0	95.2	28.8	4.0	—	—
	1.07	317.0	44.4	272.6	5.5	—	13.0	—	—	—	—	—	—	—
p-アミノアセトアニリド	1.46	325.0	54.5	270.5	8.3	—	15.0	0.73	128.2	94.2	34.0	4.5	—	—
	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
p-キシリジン	1.21	336.5	44.9	291.6	8.0	—	13.6	0.61	136.2	85.7	50.5	4.5	—	—
	1.21	313.7	58.6	255.1	10.5	—	13.0	—	—	—	—	—	—	—
p-ジアミノジメチルアニリン	1.36	217.5	51.3	166.2	4.3	—	15.2	—	—	—	—	—	—	—
	6.8	235.0	52.3	182.7	2.0	—	14.7	—	—	—	—	—	—	—
ベンジルアミン	1.07	241.5	51.2	190.3	7.0	—	15.8	—	—	—	—	—	—	—
	10.7	141.0	63.0	78.0	2.0	—	—	—	—	—	—	—	—	—
p-ニトロアニリン	—	—	—	—	—	—	—	0.67	129.0	93.2	35.8	5.0	1.46	—
	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

備 考

ベントナイトの場合イオン交換容量を 100meq/100g としアミンのN量を交換容量に対する当量%として 10% (上段) として添加量を算出する味噌土の場合はイオン交換容量を 50meq/100g とする。

と考え、その10%および100%をN基準で求める。添加すべきアミン類の重量を秤量して50ccの蒸留水に溶解させる。風乾したベントナイトをガラス板上にとり、アミン溶液を徐々に添加し、十分によく練り混ぜ、ほぼペースト状になるようにさらに蒸留水を加えてよく練り混ぜる。練り混ぜた後は風乾させる。

2) コンシステンシーの測定方法

コンシステンシーはJIS, A, 1205および1206に規定される方法による。上記のようなアミン添加試料は風乾体であり、L.L. を求めるときは蒸留水を添加する。

3) 沈降ゲル容積の測定方法

アミンで処理したベントナイトを200番フルイを通し、その1gを精秤し、刻線まで蒸留水をみだし100ccのメスシリンダーに5分間毎に1/10量づつ落とし、24時間後の沈降ゲル容積をよむ。

4) 吸水量の測定方法

測定器は喜多村式の吸水量測定器を用いる。が過板以下に蒸留水をみだし、が過板上に伊紙をおき、マイクロビュレットの水位が一定となった後、200番フルイを通した風乾試料0.1gを精秤して伊紙上にのせる。吸水が平衡状態に達するには長時間を要するが、一応48時間の吸水量で比較することとした。測定は20°Cの恒温室で行なう。

5) X線回折

風乾したアミン処理ベントナイトはGeigerflexにより回折図を求める。試料は相対湿度が35~40%の室内におかれた。

測定条件は銅対陰極(Ni フィルター) Scale, Factor 16, Time Constant 4, Scanning Speed 1/2, Chart Speed 1cm/min, Slit. 1, 1, 0.4, 30KV, 15mA

(3) 実験結果と検討

1) X線回折結果

アミン類で処理したベントナイトの(001)面より回折線(Å)を表-3に示す。

ベントナイトが有機物と反応し(001)線が変ることはずすでにHofmann等⁴¹⁾により見出され、Giesecking等⁴²⁾も同様なことを報告している。さらにMac. Ewan³⁹⁾およびBradley³¹⁾は有機性の非解離有機化合物の分子は粘土鉱物に吸着され、(001)線の変化が起ることを詳細に研究している。これらの研究は粘土鉱物とある種の有機化合物間に結合関係の存在することを示したものであり、その機構および応用等に関し多くの関心を集めてきた。これらの有機化合物は主としてグリコール類およびアミン類であり、これらの分子は粘土鉱物の層格子間に入り、層格子との間に規則的配位体を生成するのである。この現象については勿論有機化合物の分子構造と、粘土鉱物の表面の電気化学的性質が関与するのであるが、その機構についての解釈はHendricks³²⁾、Grim

等³³⁾ Bradley等³¹⁾ Mackenzie³⁵⁾により報告されている。これらの報告によればアミン等の主としてイオン反応とグリコール等の極性結合があり、両者の差はアミンの場合にはその炭素の数の増加により層間隙が増し、グリコールの場合には炭素の数の増加とともに層間隙は減少するとしている。

アミンとの反応によりベントナイトの表面がアミンで包まれば、吸水性は著しく減少し、アミンの分子が大きい方が疎水性になる割合が大きくなり、水との懸濁液の粘性も大きくなる。アミンとの反応でベントナイトは疎水性になるとともに親油性ともなる³⁶⁾。この実験の目的はベントナイトの性質を疎水性にする方法を見出すことでもあるので、アミン類との反応による(001)線の変化を求めてみた。

(001)線はアミンの添加量、アミンで処理されたベントナイトの含水量、または未処理ベントナイトの時の持つ交換性イオン等により変化をうけることは知られているが、ここでは交換容量近かくのアミンを用い、風乾状態で実験し、交換性イオンはKでないことは別に確かめてあるので、ここではこれらの誤差について考えないこととする。

脂肪族アミンであるプロピルアミン(n, iso), ブチルアミン(n, iso, sec, tert), アミルアミン(n, iso), ヘキシルアミン(n)はいずれも(001)線が13.4~13.8Åであり、Jordan³⁰⁾のえた13.6Åの値と一致し、層格子間に配位されるアミンの分子層の厚さは1~2枚である。しかし次にのべるように配位数は同じでも親水性には相当の差も見られる。

芳香族アミンの内アミノフェノール(o-, m-, p-)、トルイジン(p-, o-)、キシリジン(p-)、アニシジン(o-, p-)、アミノ安息香酸(o-, m-, p-)、アミノアセトフェノン(p-)はいずれも(001)線は13.0~13.8Åであり、層格子間の配位されるアミンの分子層の厚さは1~2枚である。このうちでもm-アニシジンのみは14.7Å線を示めし、配位分子層の厚さは2枚に近く、m-アミノアセトフェノンの場合は拡散した13.4~14.4Å線を与える。

フェニレンジアミンの場合はm-, p-, が13.6Åであり、o-のみが14.3~16.4Å線と拡散した線を与える。Hendricks³²⁾によればo-, m-, p-, の場合はいずれもアミンの添加量が100gのベントナイトに対し約1ミリ当量以下で13.0Å以下の値を与え、添加量が多くなると、14Åに近い値を与える。この実験結果ではアミンの添加量が多いので配位分子層の厚さはやや厚くなることも予想できる。ジアミノトルオール、トリアミノベンゾールの場合には大体14.0Å前後である。

ベンゾール様の側鎖にアミンの入ったベンジルアミン、ベンズアミド等のほかベンゾイルヒドラジン、アミ

ノアセトアニリド, ジメチルアニリン等では14Åを超えることが一般であり, 配位層は2枚程度となる。

ピリジン, ピコリン(α -, β -, γ -), ピロリジン, 2-アミノピリジン, アミノチアゾール等は13.2~13.6Åであり, ピペリジンおよびピロールは15Åに近い値を示めす。なお Hendricks²⁹⁾ によればピリジンで14.2Å, ピペリジンで13.4Åである。

エチレンジアミン, ヘキサメチレンジアミン, ジエチレントリアミン, トリエチレントトラアミンは13.4~14Å線を与え, ヘキサメチレントトラアミンは14.7Å線を与える。

ベントナイトの層格子間に配位されるアミン類の分子は1層ないし2層であり, 3層となることは稀とされることはこの実験結果からも言える。X線回折の結果では, 時に拡散した線を与えることがあり, さらにメタまたはオルト等の位置により著しく異なった(001)線を与えることがしばしば見られるのであるが, この点については明らかにしない。

2) コンシステンシー

アミン類の添加によるコンシステンシーの変化についてはすでに2で一部触れた。ここではさらに多くのアミン類について実験したので, その結果を検討する。

脂肪属アミンではプロピール, ブチル, アミール, ヘキシルの順にL.L.が規則的に低下し, 異性体の間ではノルマルのものが最も効果的大きいと考えられる。この場合炭素鎖の長さおよび異性体では(001)線はほとんど差は見られない。したがってベントナイトの親水性を低下させるためにはC数の多い直鎖状の脂肪属アミンが有効と考えられる。なお β -フェニールエチルアミンの添加は特に有効である。

芳香属アミンの内アミノフェノール, アニシジン, トルイジン, アミノアセトフェノール等の場合はL.L.を低下させる力は比較的弱く, キシリジン, アミノ安息香酸はそれにつづいている。異性体の間ではoの位置のものがmまたはpの位置のものに比してL.L.を低下させる効果は大きい。フェニレンジアミンは同様にoの位置が有効であるが, L.L.を低下させる力は余り大きくはない。ジアミノトルオールでは2,4の場合と3,4の場合と2,5の場合が著しくL.L.を低下させる力が異なることは特異である。その理由は明らかでない。さらに1,2,4-トリアミノベンゾールも特異の効果を示す。アミノアセトアニリド, ベンズアミド, ベンズイルヒドロジン等も余り効果はなく, ベンジルアミン, β -フェニールエチルアミン, p-ジアミノジメチルアニリンは比較的效果が見られる。

ピリジン, ピコリン, 2-アミノピリジン, ピロール, ピロリジン, アミノチアゾール等はいずれもL.L.を減少させる割合は小さい。ただピペリジンは上記の化合物

より僅かであるが有効である。

アルキルポリアミンはここで取扱ったもののうちヘキサメチレンジアミンがL.L.を低下される効果を持つ場合は余りその効果は認められない。

ベントナイトがアミンと反応して(001)線に変化が認められるのであるが, (001)線が同一の場合でもコンシステンシーの方は著しい相異もしばしば見られ, 両者の間には相関性は認められない。アミンの添加がL.L.に及ぼす影響は, 主としてアミンの構造に関係があり, その一部の規則性を知ることができた。またP.L.が僅かであるが上昇するのが一般であるが, L.L.の変化に比べれば著しく小さく, P.I.は主としてL.L.により支配される。

3) ゲルの沈降容積および吸水量

ベントナイトは水中での沈降容積が大いのであるが, アミンで処理した場合その沈降容積がどのように変わるかを実験した結果を表-3に示してある。同様に吸水量として膨潤性も測定しておいた。ベントナイトがアミンで処理して親水性を失えば, ゲル沈降容積は小さくなり, また吸水量も低下することが期待される。コンシステンシーの測定はやや煩雑であるから, 沈降容積の測定等でアミンの効果を推定できれば都合がよい。

ゲルの沈降容積とコンシステンシーの間には明確な一般的相関性は見出しがたいことが実験結果より判明する。しかしゲル沈降容積の小さいものは一般にコンシステンシーに対する影響が大きく, L.L.が小さい。

吸水量とゲル沈降容積の間には一応の関係があり, 沈降容積の大きいものは吸水量も多いことが示めされる。吸水量の測定はまだまだ実験中であるから, さらに資料が集まってから論ずるべきであろう。

これらの実験結果から, 最も測定しやすいゲル沈降容積はコンシステンシーと密接な関係を持つことは推定されながら, 相関性が余り明確ではない。しかし特にL.L.を低下させる作用のある場合は, ゲル沈降容積が相当に低いことも確かである。したがって有機物の選択の基準として沈降容積を求めることは十分価値のあることを知った。しかし吸水量に関しては信頼性のある値はえがたいし, コンシステンシーとの相関性も明確でないので, この方法は選択基準とはなりがたい。

4) アミン類の使用による土質の改変に関連して

ベントナイトの存在は好ましくない特異な土質を与えるので, ベントナイトを含む土をアミン等で処理してベントナイトの表面の性質を変えることが考えられる。ここに報告する実験結果からでもこの問題に関連して言及すべき点がいくつかある。

アミン類の構造はベントナイトの疎水性化に関係があり, 芳香属でも脂肪属でも効果が期待されるが, 異節環状化合物には効果は期待されないと推定できる。脂肪属

の場合は直鎖状アミンで炭素数が多いものの方が効果は大きく、芳香族の場合はオルト、メタ、パラの位置に何が存在するかで著しく異なった結果も与えるが、一般にはオルトの位置が効果が大きい。アルキレンジアミンの場合も直鎖状の方が有効である。

実験結果では 100g のベントナイトに 10meq を添加した場合に L.L の低下に特に効果のある例を示す。

2, 5 ジアミノトルオール	131	(無処理の場合 L.L = 408)
ヘキサメチレンジアミン	162	()
1, 2, 4 トリアミノベンゼン	160	()

これらの効果もアミンの添加量により増大するのが一般であるが、特に顕著の例は n-ブチルアミン, tert-ブチルアミン, n-アミルアミン, ピペリジン, ピロリジン, ベンジルアミン等に見られる。しかし添加量の増加に対し L.L の減少する割合はアミンの種類により相当異なると言える。

ベントナイトの層格子間に配位されたアミンの分子層の厚さは、その分子の大きさと共に変るが 3 分子層より大きくはないとされ、この実験結果でも同じ結果となっている。アミンで完全にベントナイトの帯電状態の平衡が充たされれば、水中では膨潤しないのであるが、ベントナイトの交換性イオンの種類が関与していることは明らかであり²⁾考慮すべき点と考える。特に実際の土の処理に当っては特に以上の点を考慮しておかねばならない。

アミンによる処理はベントナイトに有効と考えられるが、加水ハロイサイトにも有効であることは注意せねばならない点であり、わが国土壌の組成粘土鉱物の観点からの帰結でもある。

アミン処理による (001) 線の大きさ、コンシステンシー、沈降容積、吸水量等の相互関係については今後の研究が必要であるとともに、地すべり粘土または軟弱土質等のモンモリロナイト型粘土についてアミン処理実験を実施し、土質全般について研究する必要が認められる。

(4) 要 約

ベントナイトを 56 種のアミン類で処理した場合 (001) 線の変化、コンシステンシー、水中沈降容積および吸水量を測定し、ベントナイトの疎水性化に有効なアミン類の検索を試み、さらに検索方法を見つけることを試みた。

アミン類はベントナイト層格子間に 1~2 分子層で配位される場合が多く、3 分子層の場合も稀に見られる。アミンの内でも (001) 線をきわめて拡散した形とするものもあり、甚だしいものは二重線を与えると推定される。

アミンで処理したベントナイトの L.L は一般に低下

し、P.L は余り変化をうけないが、特に L.L を低下するに有効なものも見られる (例: 2, 5 ジアミノトルエン, ヘキサメチレンジアミン, 1, 2, 4 トリアミノベンゼン)。添加量が増加すれば効果の著しいものもある (例: n-アミルアミン, tert-ブチルアミン, ピロリジン)。脂肪族アミンでは長い直鎖状のものが有効であるが、系統化する程に資料はえられない。異節環状化合物では有効のものは余りないと推定されるが、ピペリジンまたはピロリジン等は有効であった。

(001) 線の値、コンシステンシー、水中沈降容積、吸水量の間には明確な相関性は見られない。しかし沈降容積と L.L の間には関係があり、コンシステンシーの顕著な変化が見られるか否かは沈降容積より推定しうるので、アミンの種類、添加量の選別には簡単な沈降容積法を利用しうる。

加水ハロイサイトの疎水性化も重要であり、地より粘土または軟弱土質処理への利用も研究が必要であることに触れた。またアミンによる単なる疎水性化のほか、層間のアミンの化学反応化についても研究が必要と考ええる。

[2] アロファン (飯島味噌土) とアミン類の反応生成物の性質について

[1] でベントナイトとアミン類との反応生成物の (001) 線、コンシステンシー、水中沈降容積、吸水量等についての実験結果をのべた。ここではアロファンについて同様な実験を行なった結果についてのべる。

(1) 試料と実験方法

試料は飯島味噌土の常温での風乾物を用いる。味噌土は長野県より送付されたもので、風乾後 0.4 mm フルイを通過させたものである。味噌土のアロファンの含量は不明であるし、粒度分布も測定してない。しかしすでに報告した²⁾実験に用いたものであり、X線回折の結果では一部の長石を認めるほか、アロファンが主要組成成分と考えられる。

アミン類は [1] の実験で用いたものと同じである。

実験方法は [1] の場合と同じである。ただアミン類の添加量は味噌土の陽イオン交換容量を 50meq/100g と仮定し、N基準でアミン量を 10%、50%または100%とする。コンシステンシーの測定、水中沈降容積、吸水量の測定等は全く [1] の場合と同じであるが沈降容積の測定試料は 2g とし、吸水量の測定は 24 時後とする。なお X線回折では 2θ を 30° までとする。

(2) 実験結果と検討

アミン類で処理した味噌土の (001) 線、コンシステンシー、水中沈降容積および吸水量を 表-3 に示す。

1) X線回折結果

X線回折図は原土と変化なく、この処理によって新し

い結晶性物質が生成しないことが認められ、このことは予想しうところである。

2) コンシステンシー

L.L.はアミン類の添加によって僅かに低下する傾向は認められるが、ベントナイトの場合のように顕著ではない。P.L.も同様に僅かながら低下の傾向が見られる。両者の低下の割合が規則性を示さないで、P.I.には比較的顕著な差異が見られる。またアミン類の添加によってコンシステンシーは余り変化をうけない点はベントナイトの場合と著しく異なる点である。時に P.I.が 50 をこす場合もあるが、P.L.の低下が比較的大きい場合であり、アミンの構造との関係は必ずしも明瞭ではない。脂肪族のアミン等ではほとんどコンシステンシーは変化をうけず、芳香族でも大体同じであるが、ピロール、ベンズアミン、アミノチアゾール等では一般に P.I.が 50 以上となる。しかしこれらの傾向は規則性とは考えがたい、土質の改変に対しては意義を持つものとは考えがたい。なお 2 でのべた鹿沼土とは味噌土はやや異なった行動を示すことは注意を要する。

3) ゲルの沈降容積および吸水量

アミンで処理した味噌土は、沈降容積が未処理のものに比べて一般には低下する傾向を認めるが、特に大きい値ではない。またコンシステンシーとの間に相関性があるとも思えない。アロファンはアミンでは処理しても親水性は余り低下しないと考えてよい。

吸水量の測定は僅かの試料についてしか実施していないが、アミン処理で変化すると考えられない。

(3) 要 約

アロファンはアミン処理により、コンシステンシー、沈降容積、吸水量はほとんど変化をうけないし、アミンの種類の影響も確認はされないが、たとえ存在しても土質の改変の目的からは離れていると考えてよい。

[3] 結 言

ベントナイトとアロファンのアミン類に対する行動を(001)線、コンシステンシー、沈降容積および吸水量について実験した。ベントナイトはアミン類をその層格子間に配位させ、ベントナイトの親水性を低下させることが明らかであり、その効果はアミンの構造またはその添加量により異なることを明らかとした。この効果の大きいものは脂肪族アミンでは直鎖状の炭素数の多いものであり、芳香族ではオルトの位置に置換基の存在するものでありアルキレンジアミンでもメチレン基の多いものである。異節環状化合物は有効でないと推定される。芳香族アミンについてはさらにその構造との関係を検討する必要がある。

水中沈降容積の測定方法は疎水性化判定の方法として利用しう。

地すべり粘土、軟弱土質、不良路床土等のモニタリ

ナイトをふくむ土の処理方法としてアミン類処理方法も問題となりうるし、加水ハロイサイトをふくむ土にも適用の可能性があろう。しかし経済性、適当な施工法との関係からさらに実験的研究の必要性が認められる。また有効なアミン類の検索もさらに実施されるべきである。

アロファン粘土はアミンによっては余りその性質は変えられないと推定できる。

4 重縮合物質で土を処理した場合の圧縮強度について

土を重縮合物質で処理した場合にどの程度の強度がえられるか、土の種類の差異、重縮合物質別の差異等について実験し、今後の研究開発のための資料にしようとする。

[1] 各地の路床土のアニリンフルフル処理について

各地の好ましくない路床土のアニリンフルフル処理の効果を知るための実験結果についてのべる。

(1) 試料と実験方法

試料として用いた路床土はいずれも好ましくない土質を示すものであり、すでに 2 でのべた東北ローム、鹿沼土、黒ボク、関東ローム、岡山国道軟弱路床土である。

アニリンおよびフルフル、さらに触媒として加えた過硫酸アンモンは化学用試薬である。

実験方法はつぎのようである。すでに 2 でのべたようにこれら試料土の o.m.c および γ_d を測定しておく、風乾土にアニリンと水を加えよくかきまぜる。加える水は o.m.c. になる量とする。つぎにフルフルをアニリンに対しモル比で 2 倍になる量を加え、十分かきまぜる。この土は o.m.c. を測定した場合と同じハーバード試験器により 40lb タンパーでつき固め成形する。脱型後は 3 日または 10 日風乾養生を行ない。強度測定前に 24 時間水中に浸漬した。アニリンフルフルの添加量は乾燥土に対し 0.3, 0.5, 0.8, 1.0, 2.5, 5.0% とする。触媒の添加量はアニリンフルフル量に対し、15% 溶液 1% とする。

(2) 実験結果と検討

実験結果を 図-7, 8, 9, に示す。

1) 図-7 は東北ローム、鹿沼土、関東ローム、黒ボク、岡山国道軟弱土をアニリンフルフルを無触媒で処理した場合の 3 日風乾養生 24 時間水中浸漬の場合の圧縮強度を示す。この場合黒ボク、岡山軟弱土は何れも水中浸漬中に崩壊し、また東北ローム（灰色）を除いては 0.5% 以下の添加量で同様に崩壊している。しかし 1.0% 以上では黒ボク等を除いてある程度の強度を示めている。結局アロファン系の土ではアニリンフルフルの量を多くしても余り効果は見られないが、アロファン量の

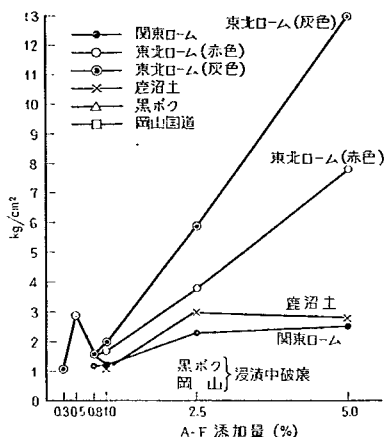


図-7 3日風乾後24hr浸漬の圧縮強度
(アニリンフルフル添加)

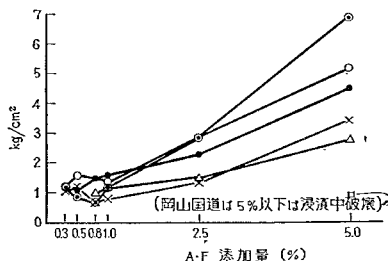


図-8 3日風乾後24hr浸漬の圧縮強度
(アニリンフルフル添加, 触媒使用)

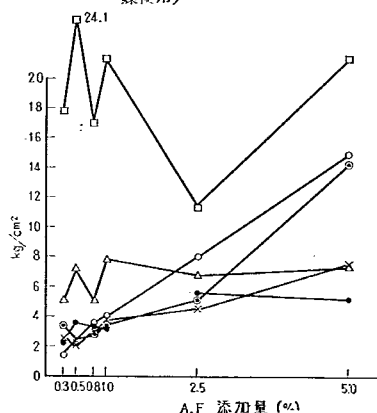


図-9 10日風乾後24hr浸漬の圧縮強度
(アニリンフルフル添加)

少くないものまたはカオリン鉱物型の土では、添加量の増加と共に強度も大きくなっている。

2) 触媒を添加した場合は図-8に見られるようにアロファン型の土でも一応の強度を与え、アニリンフルフル量が少なく、0.5%程度でも強度を与えることを見る。しかし無触媒の方が触媒を加えた場合よりもアニリンフルフル量の増加に対し有効である。

3) 図-9は無触媒で、10日風乾後24時間水中浸漬の場合の強度である。図-7と比較すれば、養生期間中に強度の増進が認められ、特にアニリンフルフルの量が0.3%位でも2kg/cm²程度の強度が期待できる。アロファン型の土ではアニリンフルフルの添加量が多くても大した効果はないし、カオリン型の土では材合の影響等は大きく見られない。モンモリロナイト型の岡山国道軟弱土では、3日養生の場合はすべて水中で崩壊するが、10日養生では0.3%程度の添加量で20kg/cm²の強度を与え、その有効性を認める。

4) 以上の実験でも解るようにアニリンフルフル処理は少量でも有効であり、材合と共に強度を増加し、アロファン型の土では添加量の増加は必ずしも必要ではなく、特に触媒の添加が必要ではない。たとえば黒ボクのように取扱いがたい土では僅か0.3%の添加で10日の風乾放置の場合でも約5kg/cm²の圧縮強度を与え、おそらく0.1%程度でも必要量の支持力を路床土に与えうると推定できる。モンモリロナイト型の土でも同様に微量でも効果があり、むしろアロファン型よりも適合性があると考えられる。アニリンおよびフルフルは工業用の粗製品で十分目的を達しうる。その価格は150円/kg以下で入手可能と考えられるので、今後さらに黒ボク等への使用方法について研究が必要であらう。特に微量物質の添加による均一混合体をうる方法が研究されねばならない。

(3) 要約

アニリンとフルフルによる樹脂生成により土に圧縮強度を与える実験を試みた。アロファン型の土には0.3%程度の添加で2kg/cm²程度の強度は期待できることができる。カオリン型の土では添加量の影響が顕著である。モンモリロナイト型の土では時間さえ長ければ最も強度が期待できる。今後現場での混合方法について研究すれば有効な安定剤となりうると考えられる。

〔2〕 関東ロームに対するクロムリグニン処理等について

関東ロームに対するクロムリグニン処理、ソイルラック、尿素樹脂等の処理結果をのべる。

(1) 試料と実験方法

試料は〔1〕でのべたと同じ関東ロームを用いた。リグニンスルホン酸石灰は日本曹達社のアスパスを用い、触媒としては分析用の $\text{Na}_2\text{Cr}_2\text{O}_7$ を用いる。

第四級アンモニウム塩としてはカチオン AB (alkyl trimethyl chloride) およびレバソープ N (alkyl dimethyl ammonium bromide) を用う。

ソイラックは信越化学社のものを用いる。

尿素樹脂はモノマー30%溶液を用いる。

焼酸と第二級アミンの場合はアミン O.D.T. を用いる。

ポルトランドセメントは実験室の普通セメントとする。

実験は〔1〕の場合と同じくハーバード試験器によって o. m. c. でしめ固めた供試体を用いて行なう。

クロムリグニンの場合はアスパスを乾燥土に対し10%の割合で加え、 $\text{Na}_2\text{Cr}_2\text{O}_7$ 量をアスパスに対し 0.1, 0.5, 1.0, 2.0%の割合で加えてよく混合する。水は o. m. c. になるように加える。成型した土は10日間空中養生し、24時間水に浸漬後強度を測定する。

第四級アンモニウム塩は、0.3%, 0.5%, 1.0%, 2.5%, 4.5%を加え o. m. c. で供試体を造り10日空中養生して、24時間水中浸漬を行なう。この場合は関東ロームのほか東北ローム、鹿沼土、岡山国道軟弱土、黒ボクについて実験した。

ソイラックの場合は0.1%, 1.0%, 2.0%, 5.0%を添加し、10日養生で24時間水中浸漬を行なう。

尿素樹脂水溶液の場合は添加量の樹脂分について5%, 10%になるようにし、水溶液中の水分も o. m. c. の中に考慮し、10日風乾後24時間水浸する。尿素樹脂5%添加の場合にアニリンフルフラル 0.3%, 1.0% を共用し、5%添加の場合にアニリンフルフラルを1%共用することも試みた。

アミン O.D.T. と焼酸を用いる場合は、アミンを0.5%, 1.0%, 2.5%, 5%を用い、それぞれ焼酸を2%添加し、同様な実験を試みた。

ポルトランドセメントは5%, 10%, 15%添加し10日湿気養生後24時間水浸する。

(2) 実験結果と検討

実験結果を図-10に示す。

1) クロムリグニンの場合は $\text{Na}_2\text{Cr}_2\text{O}_7$ の添加量の

多い方が著しく効果がある。リグニンスルホン酸石灰の量は10%として変えてないが、その量を少くとも $\text{Na}_2\text{Cr}_2\text{O}_7$ の量を調制すれば適当の条件が存在すると推定される。クロムリグニン法が土の化学的安定方法として最も将来性が期待されていることは、この実験結果から関東ロームを有効に処理しうる可能性を示す点から理解しうる。リグニンスルホン酸石灰は亜硫酸パルプ工業の廃液であるが、安定剤として使用するためには濃縮が必要であろうから、その価格が特に高いことは問題である。関東ロームでこの程度の強度を与えることは、その使用価値を十分推定できるのであり、今後使用するための条件をさらに研究する必要がある。これの使用が有効であれば、パルプ廃液の脱水法が大規模となりその価格も現在よりはるかに低くなると考えるべきである。

2) 陽イオン界面活性剤で処理した場合は水中浸漬で形を保持してスレーキングしないが、測定しうる程度の強度はえられない。関東ロームのほか鹿沼土、黒ボク、東北ローム、岡山国道軟弱土でも同様である。

3) ソイラックは同粒剤であり、強度は与えないと予期されるが、実験結果でも2%以上の添加では水中で原形を保持し崩壊しない。

4) 尿素樹脂モノマー水溶液に触媒を加えたものでは、いずれも水中では崩壊した。これにアニリンフルフラルを0.3%, 1.0%共用すれば $2.1\text{kg}/\text{cm}^2$, $3.4\text{kg}/\text{cm}^2$ の強度をえたが、むしろアニリンフルフラル効果と言うべきであろう。

5) アミン O.D.T. と焼酸での処理は $1\text{kg}/\text{cm}^2$ 程度の強度を与えるが、アミン O.D.T. の添加量が少ない方が好ましいことと、焼酸が共存しない場合は強度を発生しないことが示される。

6) 関東ロームは、ポルトランドセメントによる処理方法が有効でないことは、一般に知られていることであり、有機物による処理方法が適用の可能性を示す。しかし安定剤の価格とその混合方法に解決されねばならない問題が残っている。

(3) 要 約

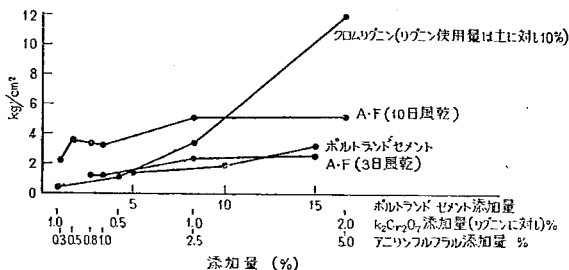


図-10 関東ロームによる各種安定剤の比較

リグニンスルホン酸石灰は重クロム酸ソーダを触媒とすれば関東ロームを硬化させることが可能であり、今後の研究が必要であることをのべた。またその他の薬品についての定性的実験を試みた。

5 本研究の結論

著者は地すべり粘土、路床土、軟弱土質等の中に存在する粘土鉱物を検索し、土を好ましくない性質を与える粘土鉱物は主としてモンモリロナイト型鉱物とアロファンであることを認めている。したがって土の安定処理の対象となるものはこれらの粘土鉱物であり、アロファンについてはすでに $\text{Ca}(\text{OH})_2$ - CaSO_4 処理の有効であることを明らかにした。モンモリロナイト型鉱物はその結晶構造からも活性を持つので化学的処理の対象となりやすく、アロファンでも同様のことが言えるな粘土鉱物検査結果は一部公表してあるが、その詳細については別に報告する。

ソイルセメント、歴背材料、無機材料等を除いて有機材料によるこれらの鉱物を含有する土の性質を改変させ、有機材料による処理方法の有効性を確かめ、新しい化学的処理方法開発のための糸口を見出すべく、本研究試験を行なった。

研究実施にあたり、有機材料による土の化学的安定方法の発展の現状について、主として米国で研究開発の状況を概観した。

モンモリロナイトおよびアロファンをもふくむ種々の粘土鉱物に、アミン類および界面活性剤を加えた場合の主としてコンシステンシーの変化について研究し、モンモリロナイト粘土は最もこれらの添加剤に対して敏感であり、アロファン粘土に対する効果とは異った機構に基づくと考えられる。またしめ固めに対する界面活性剤の影響は、モンモリロナイト型、アロファン型、カオリン型に分別される。

さらに多数のアミン類をベントナイトおよびアロファンに添加した場合のコンシステンシー、吸水量、水中沈降容積、(001)線等を測定し、ベントナイトはアミン類の層格子間配位により親水性が低下することをのべた。アミン類の構造も関係することを知り、水中沈降容積の測定は疎水性化判定の手段として利用しうることを知った。またアロファンはアミン類の添加で余りその性質は変わらないと推定できる。

アニリンフルフラルによる処理を粘土鉱物の異なる6種の土に加え、その効果を認めた。さらに関東ロームに対しクロムリグニン処理を行ないその効果を認めただけ、その他数種の処理方法を定性的に試みた。

これらの研究結果から土の化学的処理を実施する場合は、組成粘土鉱物を知ることが必要であり、モンモリロナイト型であれば有機物処理の対象となり、アロファン

では粘土自体を反応に関与させがたいと推定され、カオリン型であれば粘土との反応性は余り期待できないことを明らかにした。また有機物による処理で好ましくない土質を著しく改変しうることも確かめられ、さらに研究を進めれば粘土鉱物別に適応した有機材料による処理方法を系統化させることが可能と確信するに至った。

参 考 文 献

- 1) Altering Soil properties with chemicals. Ind. Eng. Chem., 47, 2230~2281, 1955
- 2) Proc. Conf. on Soil Stabilization, M. I. T 1~311, 1952
- 3) T. W. Lambe. J. Boston Soc. Civil Eng., 38, 257, 1951
- 4) R. P. Hopkins. Ind. Eng. Chem., 47, 2258, 1955
- 5) V. C. Meunier, et al. Ind. Eng. Chem., 47, 2265, 1955
- 6) G. E. Murray. Proc. H. R. B., 34, 602, 1955
- 7) J. B. Sheeler, J. G. Ogilvie, D. T. Davidson. Proc. H. R. B., 36, 755, 1957
- 8) F. E. Lawance, et al. Proc. Conf. Soil Stabilization, M. I. T. 275, 1952
- 9) J. E. Gieseking. Bull. H. R. B., No. 108 1955
- 10) R. C. Mainfort. Bull. H. R. B., No. 108 1955
- 11) T. A. Markus. Modern Plastics 33, 1955
- 12) U. S. Patent. 2, 274, 297
- 13) P. H. Cardwell. Colloid Chemistry, Vol. VII. 455
- 14) Cornell University. Final report on soil solidification research, 1946 to 1951
- 15) J. C. Smith : Proc. Conf. Soil. Stabilization, M. I. T. 81. 1952
- 16) 山内豊聡 : 第13回土木学会学術講演会講演概要 II. 37. 昭 33
- 17) G. Anger, Tappi, 38, 242, 1955
- 18) 原田広, 夏目忠彦, 鹿島建設技研年報. 9. No. 9, 67, 1960
- 19) R. H. Karol, Proc. A.S. T. M., 57, 1219, 1957
- 20) C. W. Lauritzen. Ind. Eng. Chem., 47, 2230, 1955
- 21) D. T. Davidson. Proc. H. R. B., 29. 531, 1949
- 22) D. T. Davidson. J. B. Sheeler. Sym. on. Exchange Phenomena in Soils. A. S. T. M. 142, 1952
- 23) F. B. Kardoush, J. M. Hoover, D. T. Davidson, Proc. H. R. B., 36. 736, 1957

- 24) F. X. Grossi, J. L. Woolsey. Ind. Eng. Chem., 47, 2253, 1955
- 25) R. K. Iler, J. Phys. Chem., 56, 1086, 1952
- 26) R. C. Manifort, H. F. Winterkorn, G. W. Mc Alpin, Tech. Development Note No.35 (1944), Civil Aeronautics Administration
- 27) H. F. Winterkorn, R. G. Fehrman, G. W. Mc Alpin, Proc. Soil Sci. Soc. Am., 10, 548, 1945
- 28) U. S. 2, 348, 484. (1944)
- 29) W. C. Blackburn, U. S. 2,618,570(1952)
- 30) C. C. Warnick. Progress Report No. 3 (1956), Eng. Exp. Sta. University of Idaho
- 31) F. C. Lanning. Project No. 236 (1955), G. E. Company
- 32) D. T. Davidson. Proc. H. R. B., 29, 531, 1949
- 33) J. M. Hoover, D. T. Davidson. Bull. H. R. B., No. 129, 1956
- 34) L. M. Greene, K. C. Dean, W. W. Agey. Preliminary Report 121 (1959) U. S. Bureau of Mines.
- 35) E. E. Witt, L. J. Novak. U. S. 2,822,643 (1958)
- 36) A. V. Dumanskii. Chem. Abst., 52, 11, 327, 1958
- 37) W. W. Emerson. Chem. Abst., 52, 5,709 1958
- 38) R. L. Nicholls. Chem. Abst., 52, 11, 327, 1958
- 39) R. L. Nicholls, D. T. Davidson, Proc. H. R. B., 37, 517, 1958
- 40) R. A. Ruehrwein, D. W. Ward., Soil Sci., 73, 485, 1952
- 41) H. G. M. Jacobson, C. L. W. Swanson, Soil Sci., 86, 216, 1958
- 42) B. R. Warkentin, R. D. Miller, Soil Sci., 85, 14, 1958
- 43) R. M. Holmes, S. J. Toth. Soil Sci., 84, 6, 1957
- 44) J. J. Doyle. Chem. Abst., 52, 6684, 1958
- 45) C. H. Basdekis U. S. 2,812,314 (1957)
- 46) G. Abel : Ger 927,444 (1955)
- 47) 三木五三郎, 山内豊聰 : 土質安定の理論と実験, オーム社 1959
- 48) U. Hofman, K. Endell, D. Wilm, Angew. Chem., 47, 539, 1934
- 49) J. E. Giesecking, L. E. Ensminger, Soil Sci., 48, 467, 1939
- 50) D. M. C. Mac Ewan, Nature, 154, 577, 1944
- 51) W. F. Bradley, J. Am. Chem. Soc., 67, 975, 1945
- 52) S. B. Hendricks, J. Phys. Chem., 45, 65, 1941
- 53) R. E. Grim, W. H. Allaway, F. L. Cuthbert. J. Am. Ceram. Soc., 30, 137, 1947
- 54) W. F. Bradley, R. E. Grim. J. Phys. Chem., 52, 1404, 1347
- 55) R. C. Mackenzie. Trans. Faraday Soc., 47, 368, 1948
- 56) J. W. Jordan. J. Phys. Colloid Chem., 53, 294, 1949
- 57) D. M. C. Mac Ewan. Trans. Faraday Soc., 47, 349, 1948
- 58) 有泉 昌 : 土木研究所報告, 110号 97, 昭36

活荷重合成ゲタ橋の大型模型実験

(昭和 37 年 1 月)

多 田 安 夫*

中 村 正 平**

篠 原 洋 司***

要 旨

この報告書は一等橋、支間 36m、幅員 9.5m、の活荷重合成ゲタ橋を原型とする寸法 縮尺比 1/2 の静的大型模型実験に関するものである。主目的は模型の原型である活荷重合成ゲタ橋標準設計の設計法、構造細目の決定とその耐荷力の推定である。実験の結果としては当初計画どおり格子理論が合理的であり、その荷重分配作用は、静的荷重のみであれば床版あるいは簡単な対傾構でも十分な作用をさせることができるが実橋がくり返し荷重をうけることを考えると床版の負担を軽減するため支間中央に剛な横ゲタを設けるのが適当であるという結論を得た。なお供試体の鋼ゲタには T 形鋼を使った溶接工形鋼を使用し、ずれ止めは、プレートにフープ筋(異形鉄筋)を溶接したものを高張力ボルトで取付ける方式をとったが、いずれも十分の耐荷力があることが実証された。

目 次

1. 緒 言.....(1)	[2] 実験 No. 1(11)
2. 供試体.....(2)	[3] 実験 No. 2(23)
[1] 供試体の寸法.....(2)	[4] 実験 No. 3, No. 5.....(24)
[2] 主ゲタ.....(2)	[5] 実験 No. 4(32)
[3] 対傾構および横構.....(5)	[6] 実験 No. 6(32)
[4] ずれ止め.....(6)	[7] 実験 No. 7(37)
[5] コンクリート床版.....(9)	[8] 実験 No. 8(39)
[6] 支承その他.....(10)	[9] 実験 No. 9(44)
3. 実験方法.....(10)	[10] 実験 No. 10(47)
[1] 実験計画.....(10)	[11] 実験 No. 11 (破壊実験)(55)
[2] 実験施設および載荷装置.....(11)	[12] 実験 No. 12(59)
[3] 計測の方法および計測機器.....(11)	[13] 実験 No. 13(66)
4. 実験結果.....(11)	5. 結 言.....(67)
[1] 実験結果の概要.....(11)	

1. 緒 言

合成ゲタがわが国で用いられるようになってから、すでに10年近くの年月が経ている。この間にずれ止めに関する試験、合成ゲタ単独についての載荷試験、さらに合成ゲタ橋の小型模型試験等が各種実施されているが、支間40m程度の多主ゲタ合成ゲタ橋を対象とし、しかも縮尺1/2という大型模型実験は未だ行なわれていない。

一般に上路多主ゲタ道路橋は、単純ゲタ橋といえども主ゲタは床版、対傾構、横構等と一緒に結合され、力学的には版格子ゲタと考えられる複雑な立体構造物であ

る。したがって、このような構造の実際の耐荷力や挙動とくに局部の挙動については現在のところ厳密に理論解析することは困難であり、設計理論と実橋の挙動は相当異なるのが普通である。そこで従来は各部の構造を設計者の判断でその適用した理論にしたがって適当に決まっていた。このような問題は単に合成ゲタ橋のみならず、他の構造形式においてもいえることである。

ところで、これらの点を解決するには縮尺比の小さい小型模型では供試体の製作技術上困難であって、どうしても大型模型を用いた実験解析によらなければならない。戦後欧米においても大型模型実験がさかんなのは同様の理由によるものである。当研究室においてもこの必要性を認め橋梁大型模型載荷試験装置を設置し、まず35年度に PC ラーメン橋(首都高速道路公団委託)を、36

* 道路部 橋梁研究室 室長
** 道路部 橋梁研究室 主任研究員
*** 道路部 橋梁研究室 研究員

年度にはこの活荷重合成ゲタ橋をとりあげたものである。次に、本実験の目的は

- (1) 活荷重合成ゲタ橋標準設計の設計法、構造細目の決定および、その耐荷力の推定。
- (2) 実橋の構造細目までをほぼ相似させることのできる大縮尺模型によって、実橋の弾性域、非弾性域の挙動を把握し、その実験解析によって、設計法、構造細目の合理化を研究しさらに新技術の開発をはかる。
- (3) プレートにフープ筋を溶接したずれ止めを高張力ボルトで取り付けてから床版を打設し合成後これを緊締することによって、ずれ止的作用ならびにプレキャスト床版の基礎研究を行なう。

の以上三項目である。

実験は合成前、合成後にわたり多くの項目について実施したが十分所期の目的を達することができた。これによって得られた資料は膨大であるので、今回はこれらのうち主要部分について報告を作成した。なおこの実験は昭和36年度道路事業調査費によるものである。

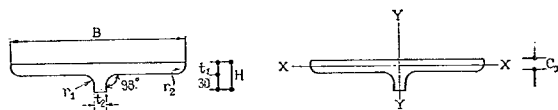
2. 供試体

〔1〕 供試体の寸法

供試体は、1等橋、幅員9.5m、支間36mの活荷重合成ゲタ橋標準設計の原案を対象とし、寸法をその約1/2にとった。

ただし、ウェブプレートの厚さは支間36mでは9mm

表-1



呼び方	B	H	t ₁	t ₂	r ₁	r ₂	断面積 (cm ²)	単位重量 (kg/m)	重心位置 C _x (cm)	断面二次モーメント		断面二次半径		断面係数	
										J _x (cm ⁴)	J _y (cm ⁴)	i _x (cm)	i _y (cm)	Z _x (cm ³)	Z _y (cm ³)
250×16	200	46	16	12	8	3	46.06	36.2	1.06	33.6	2080	0.854	6.72	9.49	167

表-2

(1) T型钢 (L-250×16)

JIS Z 2201, 1号試験片による

種別	板厚 (mm)	幅 (mm)	断面積 (mm ²)	荷重 (kg)	降伏点 (kg/mm ²)	最大荷重 (kg)	引張強さ (kg/mm ²)	伸び (%)	破断箇所
SS 41	15.60	50.02	780.0	20,700	26.5	34,800	44.6	28.7	A
SS 41	15.59	50.03	780.0	21,600	27.7	35,200	45.1	27.0	A

(2) 普通鋼板 (厚さ6%)

1号試験片による

種別	板厚 (mm)	幅 (mm)	断面積 (mm ²)	荷重 (kg)	降伏点 (kg/mm ²)	最大荷重 (kg)	引張強さ (kg/mm ²)	伸び (%)	破断箇所
SS 41	6.11	60.10	367.0	11,500	31.3	16,200	44.1	28.6	A
SS 41	6.12	60.05	367.5	11,600	31.6	16,200	44.1	28.2	A

(3) L型钢 L-50×50×4

5号試験片による

種別	板厚 (mm)	幅 (mm)	断面積 (mm ²)	荷重 (kg)	降伏点 (kg/mm ²)	最大荷重 (kg)	引張強さ (kg/mm ²)	伸び (%)	破断箇所
SS 41	4.11	15.15	62.2	1,920	30.9	2,800	45.0	35.0	A
SS 41	4.12	15.18	62.5	1,920	30.7	2,820	45.1	34.4	A

(4) T型钢 (L-250×16) のシャルピー型衝撃試験 JIS Z 2202 4号試験片による。

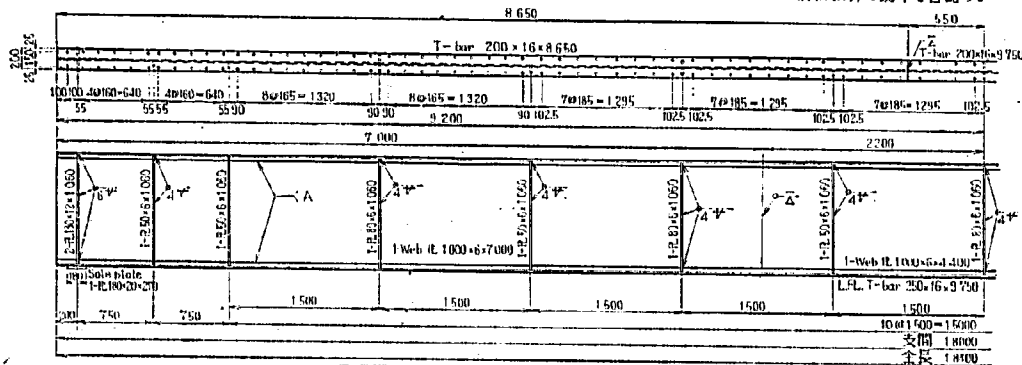
温度 °C	衝撃値 (kg-m/cm ²)			
	1	2	3	平均
0	2.3	2.8	3.0	2.7
-20	0.7	0.7	0.7	0.7

を用いるので、供試体では4.5mmとしなければならないが、このような薄い材料ではその機械的性質と工作に難点があるので、これらの点について保証の得られる最小板厚の6mmを採用することにした。

〔2〕 主ゲタ

主ゲタ設計は当初普通の溶接I形ゲタであったが、たまたま供試体の製作に日本鋼管(株)があたることにな

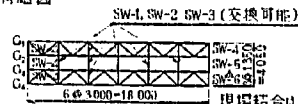
本橋においては現寸工数の低減のため下橋構以外は現寸を省略する



得祖因

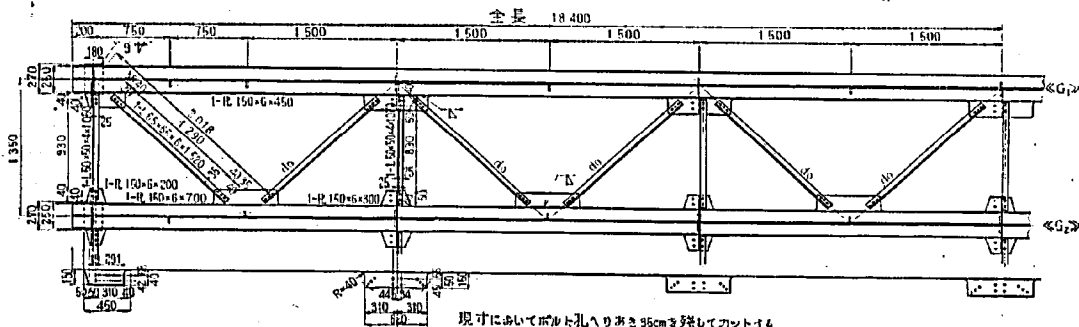
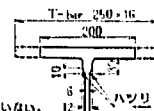
以下詳細(250×16をカットして200×16とする)

- 注 1) 製作キャンパーは不要
2) ●16φ高張力ボルト穴17.5φとする
3) 塗装リヒ止めスボイド1回塗(工場)
(上フランジ上面およびリヒ止めは無塗装)



現場結合は全て高張力ボルト

(16φホルト孔17mmφ)により鎖は用いない。



現寸においてボルト孔へりあき95cmを残してカットする

図-1(1) 主ゲタ、横構

ったので同社のT形鋼を使用した溶接1ゲタを同工法の適性試験もかねて供試体として採用することにした。

主ゲタの設計図は図-1(1),(2)に示すとおりである。上下フランジには、T型鋼(T-250×16)を用いて製作、圧縮フランジはフランジ両端を削り200×16にした。

この際、ウェブプレートとの溶接性を向上するために、T型鋼の突出部を少し切削し、突出部先端の厚さを6mmとした。使用鋼材はすべてSS41規格のものであり、T型鋼の断面諸数値を表-1に、鋼ゲタに使用された鋼材の機械的性質を表-2に示す。

前述のように、ウェブプレートの厚さが縮尺によるよりも厚いので、ウェブの垂直補剛材の配置に当っては、DIN 4114 にしたがって詳細に検討して、座屈安全度が過度にならないように設計した。一方、ゲタ端支承部の垂直補剛材の強度は、主ゲタの破壊荷重に対して設計し、この実験の目的が達成できるようにした。

製作はすべて日本鋼管株式会社の工場で、アーク溶接によって行なわれた。

主ゲタ(鋼ゲタのみ)断面の諸数値は次のとおりである。

	A_s	y	$A_s y$	$A_s y^2(\text{cm}^4)$	$I_0(\text{cm}^4)$
U. Fl. T-200×16	37.02	-53.5	-1,980	105,900	30.5
W. Pl.-1000×6	60.00	0	0	0	5,000
L. Fl. L-250×16	46.06	53.54	2,470	132,200	33.6
	143.08		490		288,164
					-1,680
$e = \frac{490}{143.1} = 3.42\text{cm}$					
$I_s = 286,500\text{cm}^4$					
$y_c = 54.6 + 3.42 = 58.02$ $y_r = 54.6 - 3.42 = 51.18$					

[3] 対傾構および横構

対傾構は、一般に格子作用をする横ゲタとして働き、その選定は、合成ゲタ橋の安全率に大きな影響を有すると考えられるので、図-4および写真-1〜3に示す3種

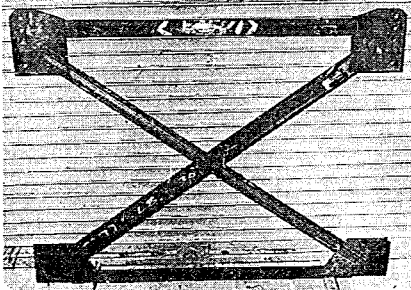


写真-1 中間対傾構 SW-No.1

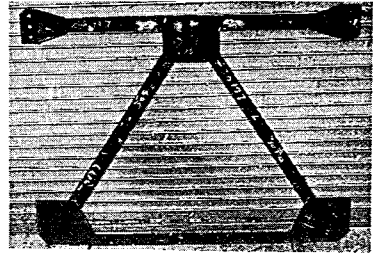


写真-2 中間対傾構 SW-No.-2

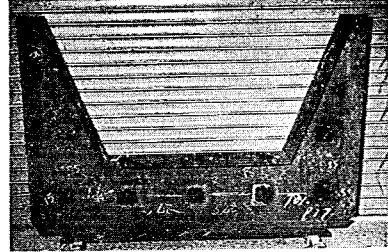


写真-3 中間対傾構 SW-No.3

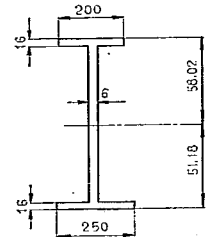


図-2

について、その効果を比較実験することにした。対傾構を比較する場合、どのようなものについて試験すればよいかということは、判定が困難であるので、従来、多く用いられている図示の3種が取り上げられた。

よく知られているように、主ゲタのねじり抵抗を無視したときの格子ゲタの荷重分配を支配する曲げ格子剛度は

$$Z = \left(\frac{l}{2a} \right)^3 \cdot \frac{I_0}{I} \dots \dots \dots (1)$$

l : 主ゲタ支間

a : 主ゲタ間隔

I_0 : 横ゲタ(対傾構)断面二次モーメント

I : 主ゲタ断面二次モーメント

で表わされる。今回の実験に用いられた対傾構の I_0 は、次のような換算断面二次モーメントで与えられる。

すなわち、図-3において、各対傾構の格点(主ゲタ)

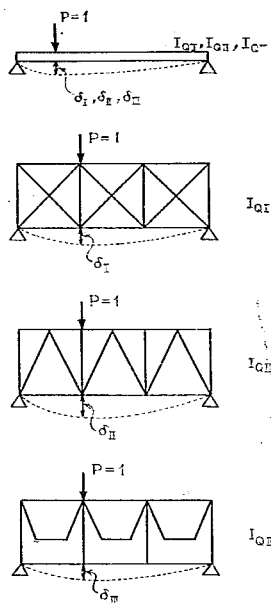


図-3

に単位荷重が載ったとき、その格点のタワミを $\delta_I \sim \delta_{III}$ とすると、単純ゲタに単位荷重がかかったとき、相等位置におけるタワミを $\delta_I \sim \delta_{III}$ にするような単純ゲタの断面二次モーメントをもって、この対傾構の換算断面二次モーメントとするのである。このようにして

$$I_{QI} = 11,360 \text{ cm}^4$$

$$I_{QII} = 8,012 \text{ cm}^4$$

$$I_{QIII} = 28,330 \text{ cm}^4$$

を得る。

横構は図-1に示すように、両外側主ゲタについて設けた。

対傾構および横構は、実験の都合上、高張力ボルト(φ16)を用いて取り付けられた。

高張力ボルトについては、後に述べる。端対傾構は、図-4に示す3種類について比較実験することにした。

端対傾構は、コンクリート床版を支持して、ずれ止め

の合成作用および床版の有効幅を確保するものである。いずれの場合も、上弦材がコンクリート床版を直接に支持するように設計した。(写真-14参照) 対傾構および横構に使用された山形鋼の材料試験の結果は表-2に示してある。

〔4〕 ずれ止め

土木研究所において実施した試験の結果²⁾に基いて、いわゆる“軟いずれ止め”を用いることにし、標準設計に適用する場合を考慮して、特許製品であるスタッポルトを用いずに、図-1(2)に示すようなワープ鉄筋を使っている。主ゲタへの取り付けは、ずれ止めを緩めた実験も行なうことを考慮して、高張力ボルト(φ16)を用いることにした。

ずれ止めの設計のためのせん断力は、鋼ゲタ下縁が許容応力に達する荷重(77.6t-mすなわち支間中央で17.3t)の1.25倍とした。その値は $Q = (17.3/2) \times 1.25 = 10.8 \text{ t}$ である。

したがって、水平せん断力は、支間中央からゲタ端に向って、

$$\tau = \frac{10.8 \times 10^3 \times 1080}{611.5 \times 10^3 \times 7} = 87 \text{ kg/cm}$$

となる。

図-4に示したずれ止めの許容耐荷力は、文献²⁾によって1個当り

$$Q_a = \frac{2\tau_a \cdot A}{\sin \alpha} = 1,610 \text{ kg} \cdots \cdots (2)$$

A = 鉄筋断面積 : D10では0.713cm²

τ_a = 溶接部許容せん断応力度 : 800 kg/cm²

α = 鉄筋傾斜角 : 45°

となる。この式を用いれば、ずれ止めの破壊に対して3以上の安全率が得られるはずである。

したがって、ずれ止めの所要間隔は $Q_a/\tau = 18.5 \text{ cm}$ となる。次に、ずれ止めを鋼ゲタ上フランジに取りつけるためのφ16高張力ボルトは、摩擦係数 $\mu = 0.35$ とすれば、許容力 $P_a = 2.03 \text{ t}$ となる。³⁾ ゆえに、ずれ止め1個当り2本のφ16ボルトを用いれば許容せん断力は $2 \times 2.03 \text{ t} = 4.06 \text{ t}$ となり、充分な抵抗せん断力を有する。この際の必要ボルト張力は文献³⁾より8.7tを得る。

また、ずれ止めのズレ定数は、 $2 \times 10^5 \text{ kg/cm}$ 程度と推

表-3

(1) 普通鉄筋 6%

No.	種別	径 (mm)	断面積 (mm ²)	降伏点 (kg/mm ²)	最大荷重 (kg)	引張強さ (kg/mm ²)	伸び %	破断箇所
1	SS 41	5.35	22.5	~	2,120	94.2	6.5	A
2	SS 41	5.20	21.5	~	2,070	97.6	5.2	A
3	SS 41	5.30	22.1	~	2,110	95.5	6.9	B
4	SS 41	5.20	21.2	59.9	1,350	63.7	19.4	A

(2) 異形鉄筋 10%

No.	種類	径 (mm)	断面積 (mm ²)	降伏点 (kg/mm ²)	最大荷重 (kg)	引張強さ (kg/mm ²)	伸び (%)	破断箇所
1	SSD 39	9.53	71.3	36.5	3,460	48.5	28.7	B
2	SSD 39	9.53	71.3	38.2	3,740	52.5	26.2	B
3	SSD 39	9.53	71.3	34.6	3,470	48.7	19.8	C
4	SSD 39	9.53	71.3	37.3	3,600	50.5	25.2	B

表-4

(1) トルク試験値

5/8" 高張力ボルト, 導入軸力 9.700 t

所要トルク: 最大35kg・m, 最小24kg・m, 平均29.5kg・m

(2) ボルト, ナット, 座金 (完成品) 硬度試験

ボルトの LOT	ボルト (HRC)	ナット (HRB)	座金 (HRA)
1	平均 28.7	平均 95.4	平均 73.2
2	〃 30.3	〃 96.6	〃 74.0
3	〃 28.1	〃 95.6	〃 69.6
4	〃 28.6	〃 95.8	〃 70.2

上数値はロックウェル C, B, A 硬度である。

(注) 標準示様は { ボルト HRC.26~32 } とした。
{ ナット HRB.80~100 }
{ 座金 HRA.66~76 }

(3) ボルト材 (JIS 4 号片) の機械的性質

ボルト (5/8") より削成

径 (mm)	断面積 (mm ²)	降伏点 (kg/mm ²)	引張強さ (kg/mm ²)	伸び (%)	絞り (%)	硬度 (HRC)	破断部
13.83	150.2	71.9	101.0	16.0	46.6	28.8	B
13.99	153.7	72.3	102.7	17.6	43.7	29.9	A

(注) 標準示様は { 径: 14.0mm において }
{ 降伏点 70 kg/mm² 以上 }
{ 引張強さ 90 kg/mm² 以上 }
{ 伸び 14 % 以上 絞り 35% 以上 }
{ 硬度 ロックウェル HRC 26~32 }

(4) ボルト完成品の最大荷重試験

ボルト 5/8"

ボルトの LOT	最大荷重 (kg)	引張強さ (kg/mm ²)	破断部	ナットの 具合
LOT-1	17,000	115.9	ネ ジ	良
〃 -2	15,900	108.2	ネ ジ	良
〃 -3	15,200	103.6	ネ ジ	良
〃 -4	16,300	111.1	ネ	良

(注) 標準示様は { 最大荷重 13,200 kg 以上 }
{ 引張強さ 90 kg/mm² 以上 }
{ 破断部 ネジ }
{ ナットの具合 良 }

定される²⁾ のに対し, 高張力ボルトのズレ定数は 1×10^6 kg/cm 程度と考えられる³⁾ ので, ボルトのズレは, ずれ止めのズレに対して無視して支障ないと考えられる。

また, フランジとずれ止めの接断面については, 高速グラインダーを用いて研磨を行なっているが文献⁵⁾ によると摩擦係数 $\mu=0.35$ は確保されていると考えられる。

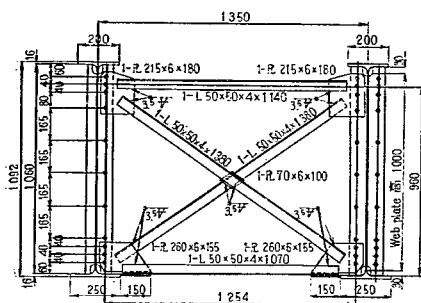
ずれ止めの異形鉄筋の溶接は, 日本鋼管の工場におい

て行なわれ, フランジへの取り付けは, 載荷試験場においてトルクレンチを用いて行なわれた。

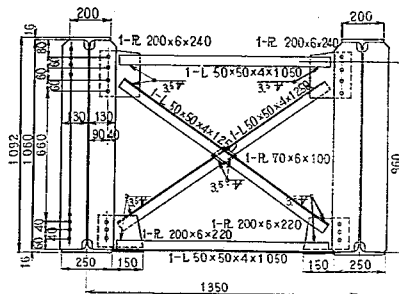
フープに用いた異形鉄筋 (SD39) の材料試験結果を表-3 に, 高張力ボルトに関する諸試験値を表-4 に示す。

なお, フープに用いたものと同じ異形鉄筋をコンクリート床版の主鉄筋 (橋軸直角方向) に, またずれ止めの取り付けに用いたものと同じ高張力ボルトを対傾構およ

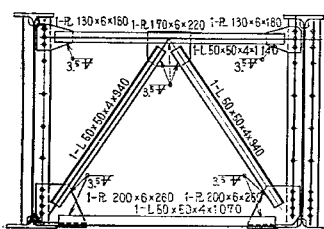
中間対傾構 No.1《SW-1》製作数 15



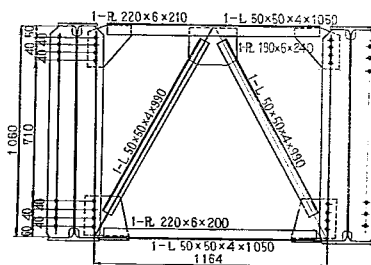
端対傾構《SW-4》製作数 4



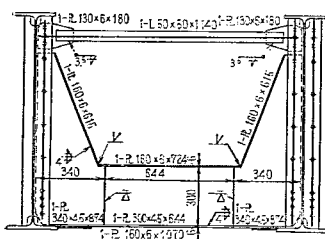
中間対傾構 No.2《SW-2》製作数 15



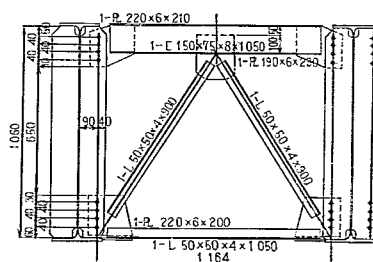
端対傾構《SW-5》製作数 1



中間対傾構 No.3《SW-3》製作数 15



端対傾構《SW-6》製作数 1



端対傾構取付要領

(一端のみ、他端は全て《SW-4》)



0 200 400 600 800 1000mm

図-4 対傾構

実験は、床版コンクリート打設前の実験と打設後の実験とに大別され、そのおのおの場合における実験名、実験目的、供試体の状態、荷重、載荷点、測定項目は表-6に示すとおりである。実験は土木研究所千葉支所の橋梁大型載荷試験室において、昭和36年10月から開始して、同年12月に終了した。

供試体の製作、計測および計測データ整理は日本鋼管株式会社が担当した。

〔2〕 実験施設および載荷装置

橋梁大型模型載荷試験装置は、図-7(1)、7(2)、7(3)に示すように250 t ジャッキ2基を有し、供試体幅6 m、高さ3 m、支間10 m (左右の扉をあげて室外に支点をつくった場合50~60 mでも可能) のものを試験できる。

今回は支間18 mであるので北口入口を出たところに支持台を置いた。

荷重はジャッキ1基による集中荷重と2基を使用した載荷ゲタ (図-8) による線荷重の2種類である。

いずれの場合も載荷用の金物とゲタのフランジまたはコンクリート床版の間には、厚さ3 cm の硬質ゴム (ネオプラス) 板を敷いてなじみを良くすると同時に、このゴム板に適当な切目を設けて、載荷点付近のワイヤストレーンゲージに直接に荷重のかかることを防いだ。

実験の実施に当って、基本荷重と考えられる値を表-7に示す。

表-7

13 t	鋼ゲタとしてのケター本当りの許容耐力
30 t	合成ゲタとして、ケター本の弾性限度内耐荷力
35 t	合成ゲタとしてケター本の弾性限度外耐荷力
60 t	30 t × 2 2点載荷のとき
70 t	35 t × 2 2点載荷のとき
88 t	合成ゲタとしてケタ二本の極限耐荷力
18 t	合成ゲタとしてケター本の許容耐荷力
2.8 t	床版の許容耐荷力
4.6 t	床版の弾性限度内耐荷力

〔3〕 計測の方法および計測機器

鋼ゲタおよびコンクリート床版のヒズミの計測には、ワイヤストレーンゲージを用いた。ゲージ長さはそれぞれ20 mm、60 mmであり、抵抗値は120 Ω、ヒズミ感度は2.1である。なお、ワイヤストレーンゲージによる測定値を検査する意味で、必要に応じてコンタクトストレーンゲージによるヒズミ測定を行なった。

ゲタのタワミの測定は1/100 mm 読みのダイヤルゲージにより、鋼ゲタと床版の間のズレは1/1000 mm 読みのダイヤルゲージを用いて測定した。計測位置は4.の実験結果の中で、各実験ごとに示してある。

4. 実験結果

〔1〕 実験結果の概要

3.に示した実験計画によって得られた実測結果は、極めて膨大なものであって、全部をここに集録することは不可能である。そこで、全実測結果のリストを表-8に一括して示し、その中から今回の実験目的に対して特に重要と考えられる実測値を図示し、それについて考察することにする。なお写真-5、写真-6にヒズミおよびタワミの測定状況を示す。

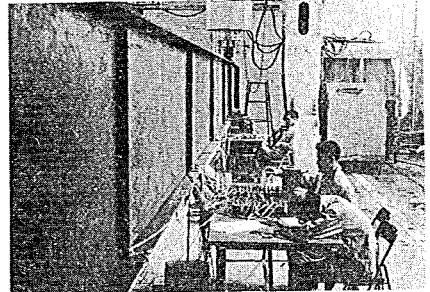


写真-5 ヒズミの測定

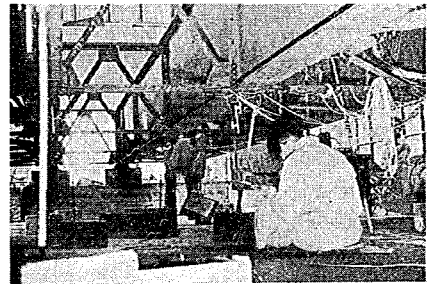


写真-6 タワミの測定

〔2〕 実験 No.1

供試体の主ゲタ2本を組合せて、支間中央に荷重をか

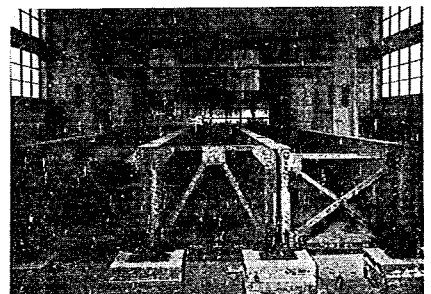
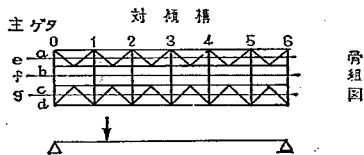


写真-7 実験No.1

表-6 合成ゲタ橋大型模型実験計画

	実験 番号	実 験 名	目 的	供 試 体 の 状 態
床 版 打 設 前	1	鋼ゲタのキャリブレーション	鋼ゲタの性状の調査 製作初期応力の除去	支間中央で横方向に支持され た単独のゲタ (2本選ぶ) ずれ止め対傾構、横構なし
	2	中間対傾構の比較	3種の対傾構の性能比較 対傾構、換算断面二次モー メントを求めること	主ゲタおよび支間中央の対傾 構のみ配置
	3	横構の主ゲタ断面としての働 き	同左の調査	対傾構は全部配置 (No.2で 決定したもの)。 (ゲタはa, b またはc, dの二本を用いる) 横構をつけたもの } 比較す くをつけないもの } る。
	4	完全組立後の格子ゲタ	鋼格子ゲタ (対傾構、横構) の荷重分配機能の調査	床版とずれ止めは全部取付
	5	ずれ止めを取付けた鋼ゲタの キャリブレーション	ずれ止め取付けによる鋼ゲタ 性状変化の調査	No.1 の状態にずれ止めをつ けたもの
床 版 打 設 後	6	鋼ゲタと床版のみの場合 (中間対傾構、横構なし)	床版の荷重分配作用の調査	端対傾構のみ取付け
	7	対傾構を取付けた場合 (横構なし)	3種の対傾構の比較	支間中央の対傾構をつけて比 較
	8	合成ゲタ橋とした状態 (対傾構、全部を取付済)	床版と対傾構の荷重分配作用	対傾構はすべて取付ける
	9	合成ゲタとして完成した状態 (対傾構横構取付済)	合成ゲタ橋の機能を知ること	完成した合成ゲタ橋
	10	ずれ止めの高張力ボルトをゆ るめた場合	合成ゲタ橋のずれ止めの働き を見る	ずれ止めの高張力ボルトのみ ゆるめる
	11	合成ゲタ橋の破壊実験	合成ゲタ橋の最終耐荷力、破 壊までの性状変化	完成した合成ゲタ橋
	12	床版の破壊	ゲタ端、張出し、中間部床版 の耐力	実験11の終了した状態
	13	橋端部の破壊実験	床版端部およびその補強、ゲ タ端補剛材、ゲタ端付近の中 間補剛材に関する資料を得る	同 上
	14	死荷重応力の測定	ゲタ自重、二次部材、床版等 の死荷重応力を知る。 コンタクトゲージを使用	鋼ゲタ据え付けから床版打設 まで各段階において測定。



荷 重	載 荷 点	測 定 項 目	備 考
間隔約 1 m の 2 点 集中荷重	支 間 中 央	曲げモーメント分布 中立軸位置 鉛直タワミ	座屈に注意
集中荷重 (1 点)	a3, b3 (c3, d3)	曲げモーメント分布 対傾構応力分布鉛直タワミ (a, b 間のもののみ)	
2 点集中荷重	a3, b3	曲げモーメント分布 横構の応力 鉛直タワミ	
集中荷重	a1, a2, a3 b1, b2, b3	曲げモーメント分布 対傾構、横構の応力(一部のみの) 鉛直タワミ	
実験 No. 1 に同じ			
集中荷重	a3, b3 a2, b2	曲げモーメント分布, 中立軸 の位置 床版の応力 鉛直タワミ, 床版ズレ	
集中荷重	a3, b3 a2, b2	曲げモーメント分布, 対傾構 の応力, 床版の応力 鉛直タワミ, 床版ズレ	
集中荷重 線 荷 重	a3 e3 b3 f3 a2 b2 ab3 bc3	曲げモーメント分布, 対傾構 の応力 (一部のみの) 鉛直タワミ, 床版ズレ	
集中荷重 線 荷 重	a3 e3 b3 f3 a2 b2 ab3 bc3	曲げモーメント分布, 床版の 局部応力 対傾構の応力 (一部のみの) 鉛直タワミ, 床版ズレ	
集中荷重	a3 b3 a2 b2	曲げモーメント分布, 床版応 力 中立軸, 鉛直タワミ 床版ズレ	載荷に注意を要す
線 荷 重	ab3	曲げモーメント分布, 中立 軸, 床版応力, 対傾構, 横構の 応力鉛直タワミ, 床版のズレ	載荷に注意
集中荷重	e1 e2 f1 f2	コンクリート応力	
集中荷重	e0 f0 g0 a0	床版の応力, 端対傾構の応力 ウェブおよび補剛材の応力 端補剛材の応力	床版端部の実験は 3 種を許容 応力付近で比較検討した後 で, 破壊実験を行なう
合成ゲタ橋の自重		曲げモーメント分布 タワミ	

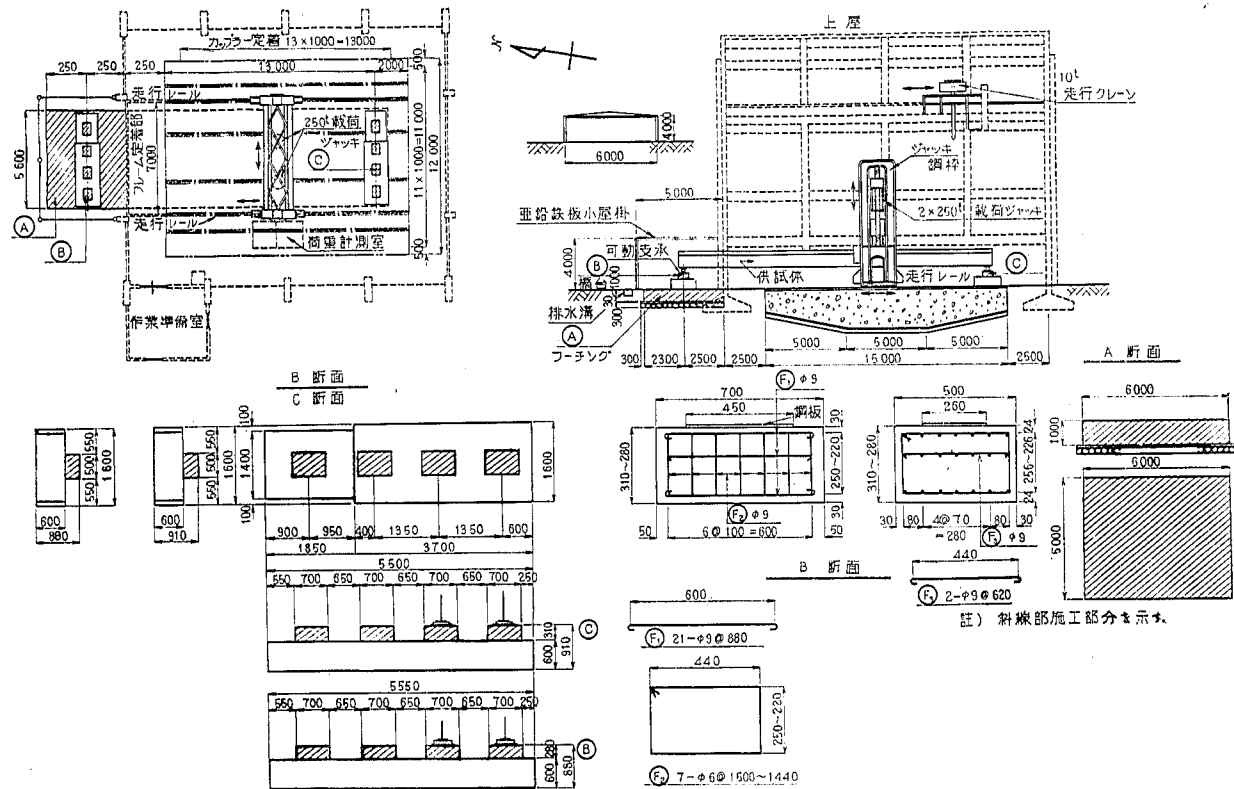


図-7 (1)

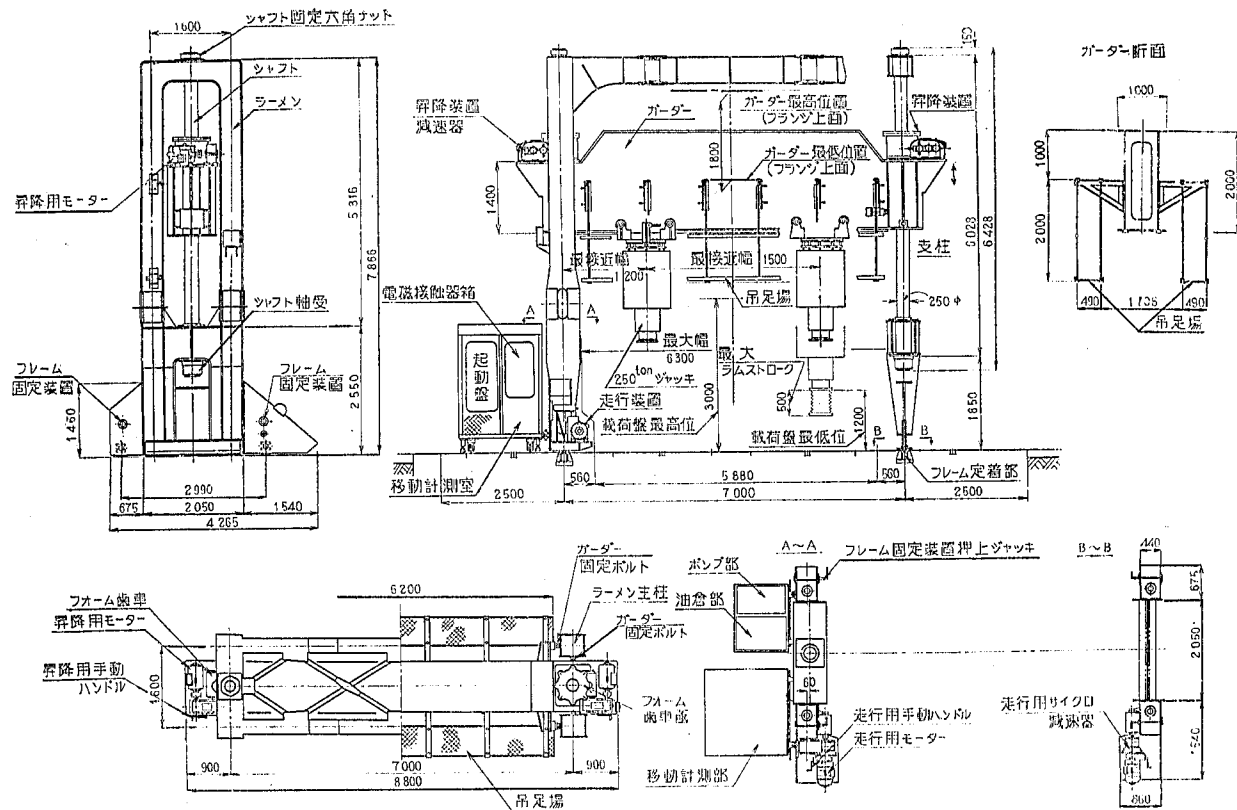


図-7 (2)

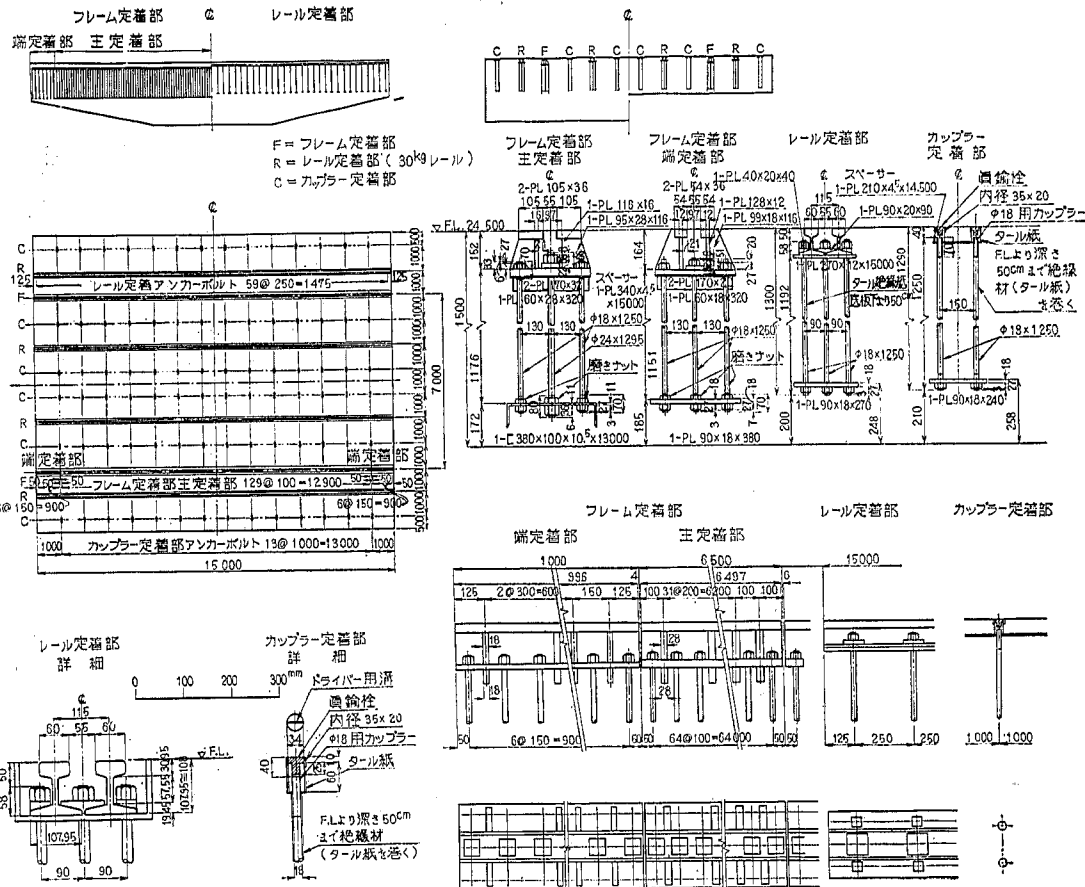


図-7 (3)

(17)

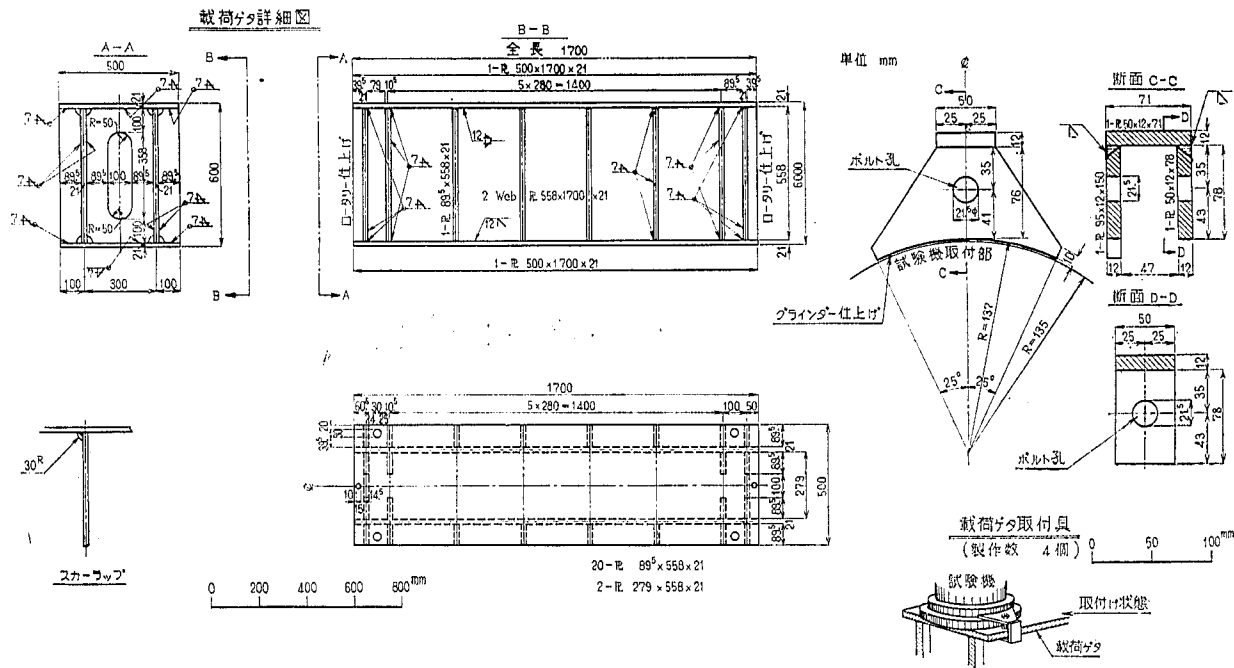


図-8

表-8 (1)

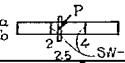
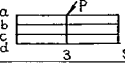
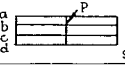
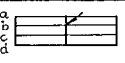
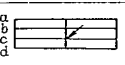
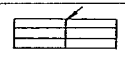
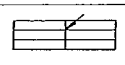
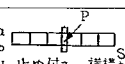
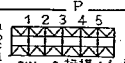
実験番号	月/日	試 験 体	載荷点および荷重	備 考
実験 No. 1	10/6		25 ^t	板 G No.1~51 did. G1~12 コンタフトゲージ(20 ^{mm})ボール打込み
実験 No. 2-1-a	10/11		a 3 15 ^t	コンタフトゲージ(100 ^{mm})ボール打込み
2-1-b	10/11		b 3 15 ^t	
2-1-b'	10/12	同上	b 3 15 ^t	実験 No.2-1-b のチェックのため 支間中央付近のみ測定
2-2-b	10/12		b 3 15 ^t	
2-2-c	10/12		c 3 10 ^t	
2-2-a	10/12		a 3 10 ^t	
2-3-a	10/12		a 3 10 ^t	
2-3-b	10/12		b 3 15 ^t	
3-1	10/17		35 ^t	
3-1'	10/18	同上	30 ^t	実験 No.3-1 の再試験 3-1' は採用 せず 3-1' を正式データとする。
3-1''	10/18	同上	30 ^t	a ₃ および b ₃ のタワミをチェック
3-2	10/18		30 ^t	
3-2'	10/19	〃	30 ^t	タワミのチェック
3-1'''	10/19	3-1 に同じ	30 ^t	タワミのチェック
4-a-3	10/20		a 3 20 ^t	
4-a-2	10/20	同上 (但し、載荷点は異なる)	a 2 20 ^t	

表-8 (2)

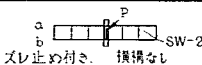
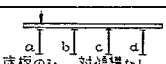
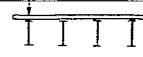
実験番号	月/日	試 験 体	載荷点および荷重	備 考
4-a-1	10/20	"	a 1 20 ^t	
4-b-1	10/20	"	b 1 30 ^t	
4-b-2	10/20	"	b 2 30 ^t	
4-b-3	10/21	"	b 3 20 ^t	
4-c-3	10/21	"	c 3 20 ^t	4-b-3に対応
4-d-3	10/21	"	d 3 20 ^t	4-a-3に対応
4-d-3'	10/23	"	d 3 20 ^t	4-d-3のチェック(部分的にのみ測定)
4-d-2	10/23	"	d 2 20 ^t	
4-c-2	10/23	"	c 2 20 ^t	
4-c-2'	10/23	"	c 2 20 ^t	時間短縮のため 0→20 ^t →0
4-c-1	10/26	"	c 1 20 ^t	
5'	10/26		30 ^t	予荷、データは採用せず
5	10/26	同上	30 ^t	
5''	10/26	"	30 ^t	実験 No.5 の確認のため行なった
床板 コンクリート打設	11/11	実験 No.4 の状態に型枠、鉄筋、スレ止めを設置		
14	11/11 11/22	同上		コンクリート打設および養生中におけるタワミとヒズミの変化を測定
6-a	11/24		a 3 30 ^t	試験機調整後初めて使用。 0 ^t →5→10→20→30→20→0 残留目盛 950kg
6-a'	11/24		a 3 30 ^t	0 ^t →10→20→30→20→10→0 残留目盛 250kg

表-8 (3)

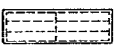
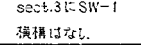
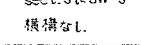
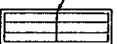
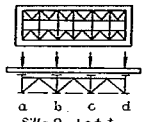
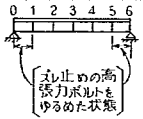
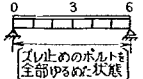
実験番号	月/日	試 験 体	載荷点および荷重	備 考
6-b	11/24		b 3 40 ^t	以下 6-a の要領にて荷重を降下する。
6-d	11/24		d 3 30 ^t	
6-c	11/24		c 3 30 ^t	実験 No.6 スレは測定したが変化なし
7-2-b	11/25		b 3 20 ^t	実験 No.7 スレは測定せず。
7-2-a	11/25	 sect.3に SW-2 横構なし	a 3 20 ^t	
7-1-a	11/27		a 3 20 ^t	0 ^t →10→20→(30)→0 約 5 分間停電。 30 ^t まで上げず、0 ^t も測定。
7-1-b	11/27	 sect.3に SW-1 横構なし。	b 3 20 ^t	
7-3-b	11/27		b 3 30 ^t	
7-3-a	11/27	 sect.3に SW-3 横構なし。	a 3 30 ^t	
8-a	11/30	 SW-2 を全部配置。横構なし。	a 3 40 ^t	実験 No.8: スレは測定せず。
8-b	11/30	同 上	b 3 40 ^t	
8-c	11/30	同 上	c 3 40 ^t	
8-d	11/30	同 上	d 3 40 ^t	
8-b'	11/30	同 上	b 3 40 ^t	実験 No.8-b においてゲージ No.c-107, 108, 109 が測定出来なかったのので 8-b と同様の実験を行なったもの。
8-sa	12/1	同 上	a 3 30 ^t	測点数に限りがあるため、実験 No.8-a b' においては床板のゲージを全部測定出来なかった。
8-sb	12/1	同 上	b 3 30 ^t	この実験 No.8-Sa Sd で 断面3 の床板のゲージをすべて測定した。
8-sc	12/1	同 上	c 3 30 ^t	
8-sd	12/1	同 上	d 3 30 ^t	

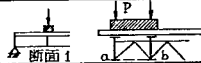
表-8 (4)

実験番号	月/日	試 験 体	載荷点および荷重	備 考
9-d-3	12/7		d 3 40 ^t	実験 No.9 ズレは測定したが変化なし
9-c-3	12/7		c 3 40 ^t	
9-b-3	12/8		b 3 40 ^t	
9-a-3	12/8		a 3 40 ^t	
9-a-2	12/8		a 2 40 ^t	
9-b-2	12/8		b 2 40 ^t	
9-d-2	12/8		d 2 40 ^t	
9-c-2	12/9		c 2 40 ^t	
9-d-1	12/9		d 1 40 ^t	
9-c-1	12/9		c 1 40 ^t	
9-b-1	12/9		b 1 40 ^t	
9-a-1	12/9		a 1 40 ^t	
10-1-a	12/11		a 3 40 ^t	0 ^t -10-20-30-40-30-20-10-0 (ヒズミとタワミ測定) ズレは全荷重において測定した。
10-1-b	12/11		b 3 40 ^t	
10-1-c	12/11		c 3 40 ^t	0 ^t -20-40-20-0 タワミとズレのみ測定。
10-1-d	12/11		d 3 40 ^t	
10-2-d	12/12		d 3	
10-2-c	12/12		c 3	

(22)

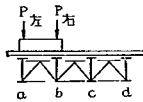
実験番号	月/日	試験体	載荷点および荷重	備考	
10-2-b	12/12		b 3		
10-2-a	12/12		a 5		
10-3-a	12/12		a 3	40t	
10-3-b	12/13		b 3	40t	○ 締まっているボルト × ゆるんでいるボルト 断面 1 断面 2 断面 3
10-3-c	12/13		c 3	40t	
10-3-d	12/13		d 3	40t	
10-4-d	12/13		d 3	40t	
10-4-c	12/13		c 3	40t	断面 1 断面 2 断面 3
10-4-b	12/13		b 3	40t	
10-4-a	12/14		a 3	40t	
11	12/16	完成合成ゲタ橋		予備破壊実験。 Foil ゲージが不良。	
12-1	12/19		10t		
12-1	12/19	同上	10t	実験 No.12-1 において試験機荷重計が不安定であったので同じ実験を再度行った。	
12-2	12/20				
12-2	12/20	同上			
11-1	12/21			降伏点付近まで載荷	
11-1	12/21		※参照	完全破壊まで載荷	
12-3	12/25		最大荷重	29t	

図-8 (6)

実験番号	月/日	試 験 体	載荷点および荷重	備 考									
12 - 2"	12/25	12 - 2に同じ	37 ^t										
12 - 1"	12/25	12 - 1に同じ	56 ^t										
13	12/26		<table border="1"><tr><td></td><td>a上</td><td>b上</td></tr><tr><td>P</td><td>89^t</td><td>92</td></tr><tr><td></td><td>88.5</td><td>11.8</td></tr></table>		a上	b上	P	89 ^t	92		88.5	11.8	
	a上	b上											
P	89 ^t	92											
	88.5	11.8											
12 - 4	12/27		23 ^t 500										
12 - 5	12/27		16 ^t 500										

*

実験 No.11-1' 荷重の推移



P 左	0	40	50	55	60	85	112.5
P 右	0	40	50	55	60	55.4	30.8
合 計	0	80	100	110	120	140.4	143.3
備 考	調整	測定	測定	測定	測定		

大音響のため55^tにて降下、測定せず

ガーター降下

最大荷重コンクリート床版圧縮破壊

左右バランスせず(シーソー)測定せず

け(写真-7)、ヒズミを測定し、鋼ゲタの荷重を受けたときのヒズミ発生性状を検査した。ウェブのヒズミ分布の一例を図-9に、フランジのヒズミ分布の一例を図-10に示す。ヒズミ計測位置は図-11に示す。

これによって、ウェブプレート内のヒズミの分布はほぼ直線分布をしていると言えるが、溶着金属あるいは補剛材の影響で、補剛材の近傍6cm程度の所では、かなりヒズミ分布が理論値と相違していることがわかる。しかしその乱れは、断面Ⅰ(補剛材から75cm)においては、ほとんど消えている。それで、ウェブプレートのヒズミ測定位置は、垂直補剛材から75cm程度以上、すなわち、ゲタ高の3/4程度以上離れた断面が良いことが判る。また図-10からわかるように、フランジがウェブに対して非対称形をしている場合には、応力の乱れが大きいことがわかる。

また、垂直タワミおよび水平変位の測定結果を図-12に示す。これによって、荷重を取り去ってもタワミが完全に元にもどらないことがわかる。これは、支承等の摩擦の影響および、溶接部等の部分的塑性変形に原因する

ものと思われる。しかし、これも第1回の載荷のみについて生ずることで、載荷を繰返した場合には、ほとんど残留タワミは見られなかった。

〔3〕 実験 No.2

対傾構1本を主ゲタ支間中央においた場合の載荷実験であり、3種の対傾構の荷重分配効果の比較を行なった

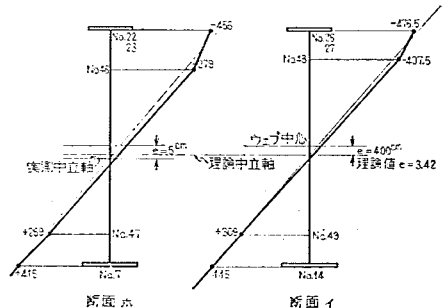


図-9

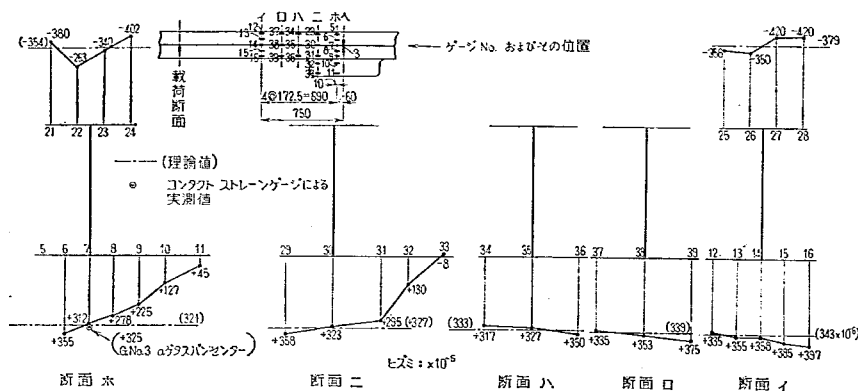


図-10

ものである。

3種の対傾構のヒズミ計測位置を 図-13~15に示す。

実測されたケタの各部のタワミの大きさを 図-16~21に、支間中央断面のタワミ分布を 図-22に示す。理論値は、Hombergの方法⁹⁾で算出したものである。これからわかるように、3種の対傾構の荷重分配作用および剛性は初めの予想どおりに No.3>No.1>No.2であることがわかるが、いずれにしても、その差は極めて僅かであることが知られた。

したがって、標準設計としては、鋼重の最も少ない No.2形式を探ることが適当であると考えられる。しかし、これは、あくまでも普通的设计荷重に対する考察であって、破壊時のような極限の変形状態については、おそらく相当な荷重分配力の相違が見られると考えられる。これについては、後で考えることにする。

実測された主ゲタの各部のヒズミの例を 図-23, 24に支間中央断面の主ゲタのヒズミの例を 図-25に示す。

また、対傾構 No.1, No.2についてはヒズミの計測は行なわなかったが、No.3については、応力状態の予想が困難であったので、ロゼット解析を行なった。その結果を 図-26に示す。タワミおよびヒズミの理論値としては、Hombergの表⁹⁾を用いて、主ゲタのネジリ剛度を無視した場合の計算を行なった。図からわかるように、理論値と実測値は良く一致している。この場合のねじり剛度係数 Z は、対傾構 No.1, No.2, No.3 に対してそれぞれ、12, 8.5, 30となった。

また、ロゼット解析の結果から、対傾構 No.3の変形

の様子は 図-26の変形図のようであることがわかる。

なお、対傾構の応力のくわしい測定は、後の実験で行なった。

〔4〕 実験 No.3, No.5

横構を取りつけた場合の、ケタの性状について調べたものである。No.3は、ずれ止めをつけない場合、No.5はずれ止めを取付けた場合である。

横構のヒズミ計測位置は、図-27のとおりであり、ヒズミ実測値の例も同時に 図-28~30に示してある。

理論値は、横構がトラスとして、下フランジと協同して主ゲタの曲げに抵抗するとした値であるが、実測の結果からは、そのような作用の効果は得られなかった。したがって、横構の主ゲタ作用を考慮に入れる必要はないと思われる。

また、ずれ止めを上フランジに高張力ボルトで取りつけても、主ゲタの曲げ剛性については、ほとんど影響しないこともわかった。(図-30 (2))

また、主ゲタウェブ内の応力分布も、載荷点からほぼケタ高 (75 cm) だけはなれば、理論値と一致することがわかった (図-31)。しかし、載荷点近傍の応力状態は、理論値とかなり相違しているようである。

しかし、極めて精密にタワミを測定してみると、横構およびずれ止めは、主ゲタ剛度に極めて僅かの影響があることがわかる。すなわち、図-32においては、タワミが横構、ずれ止めの取付によって、減少して行く様子が知られる。この際に、横構よりも、ずれ止めの方が、ケタの曲げ剛性に大きな貢献をすることがわかる。

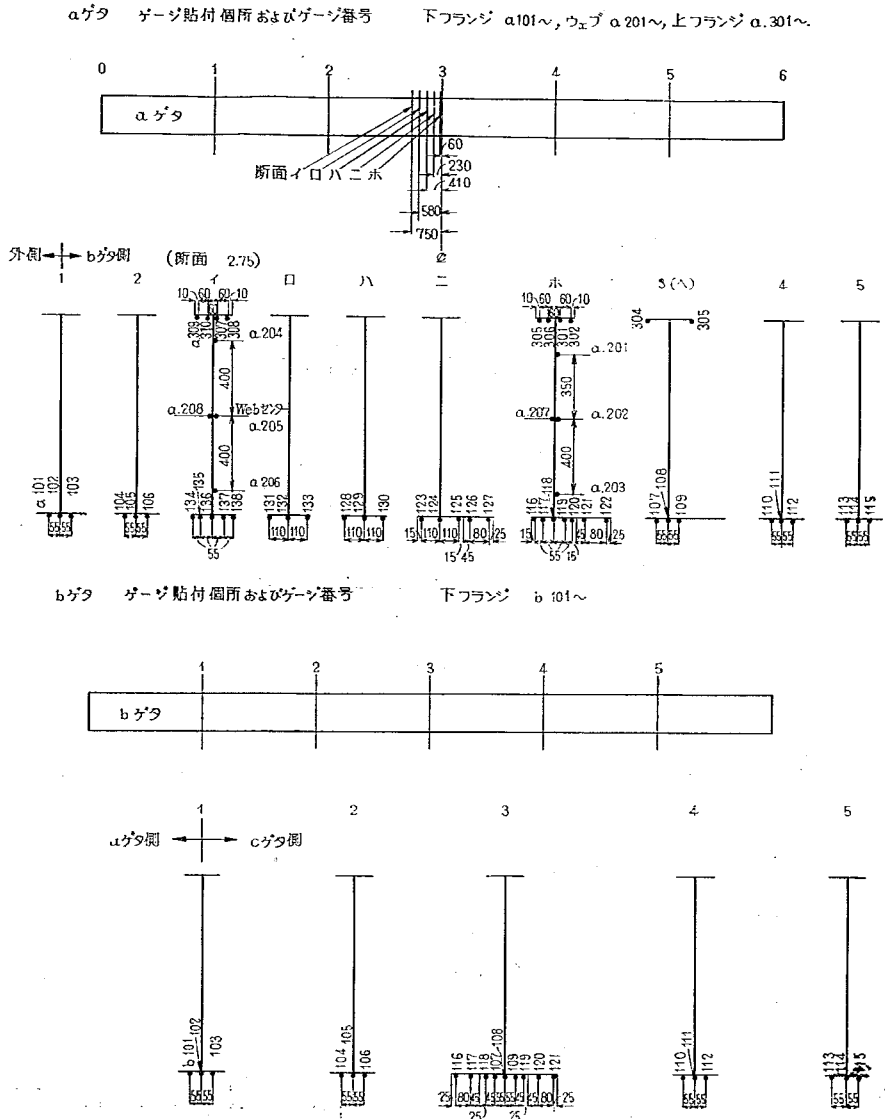


図-11

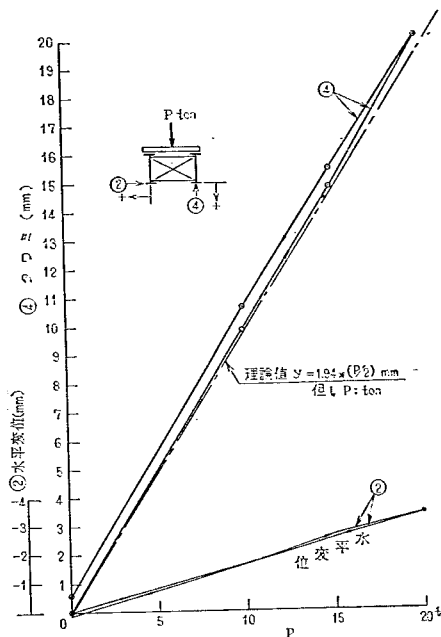
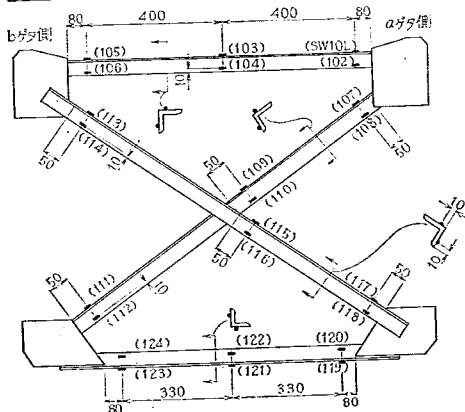


図-12

No. 1



註 { 1. () 内数字はゲージ番号を現わす。
2. 番号の前には SW がつくが省略する。

図-13

No. 2

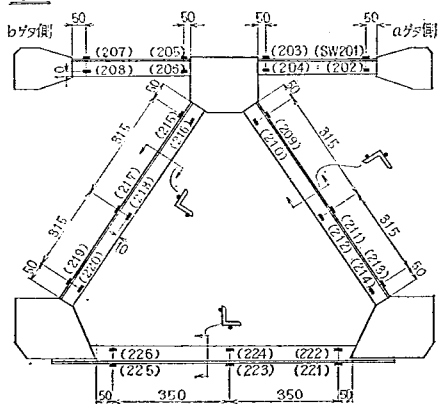


図-14

No. 3

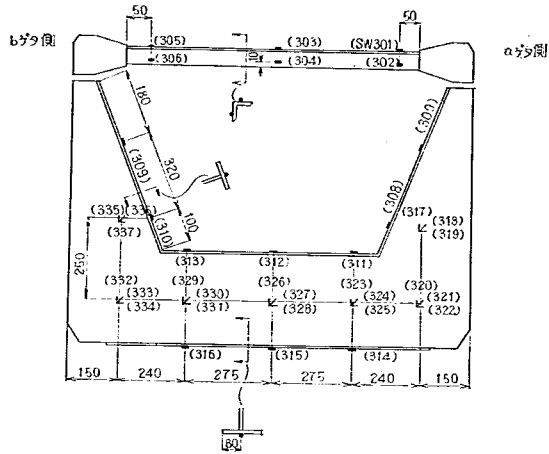


図-15

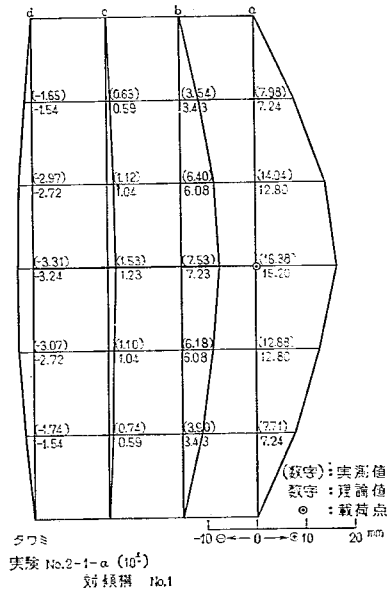


図-16

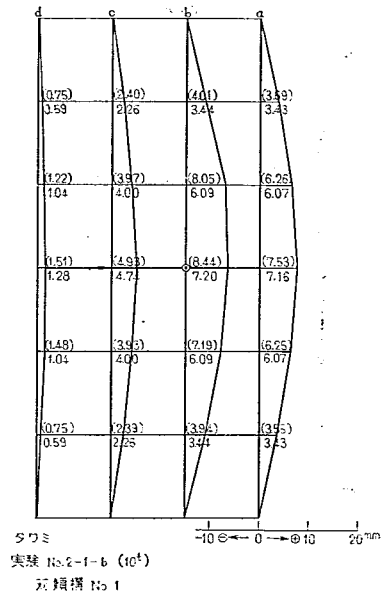


図-17

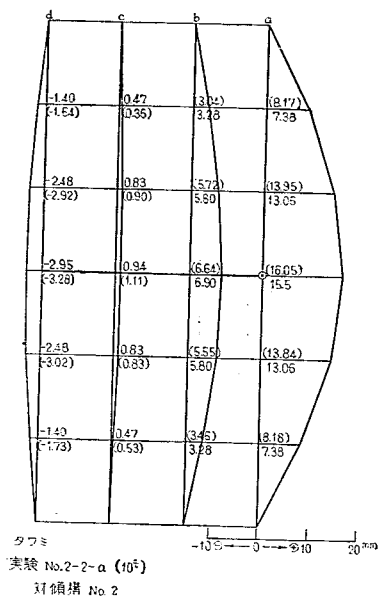


図-18

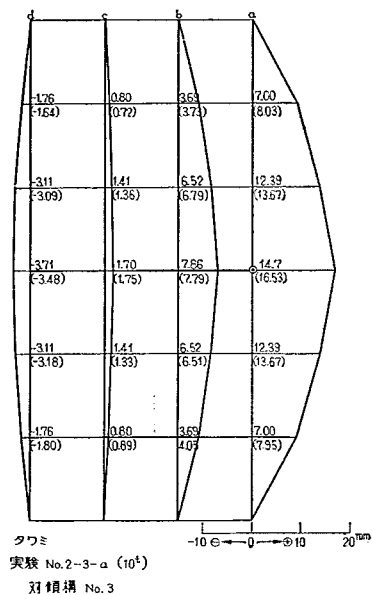


図-20

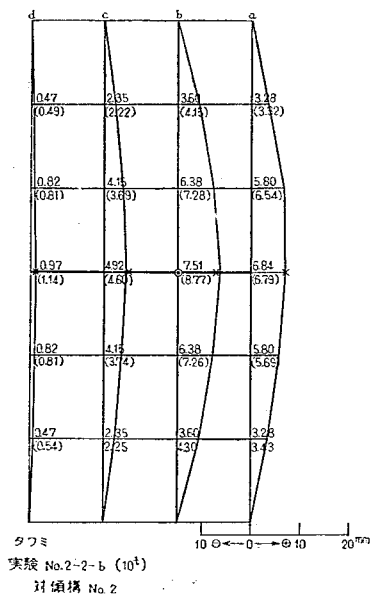


図-19

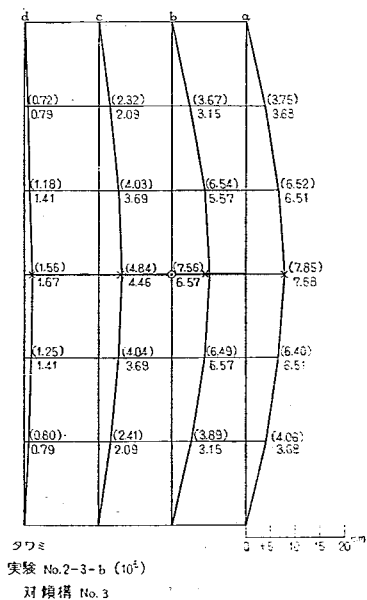


図-21

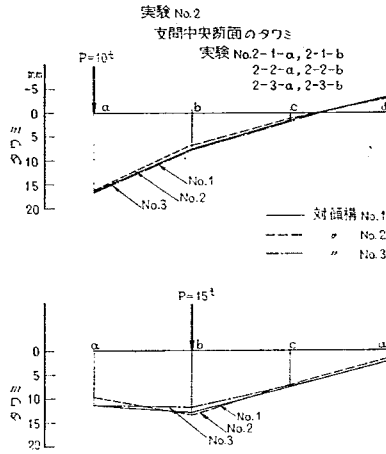


図-22

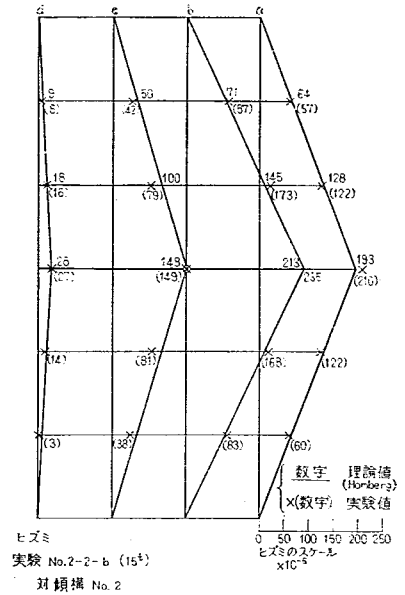


図-24

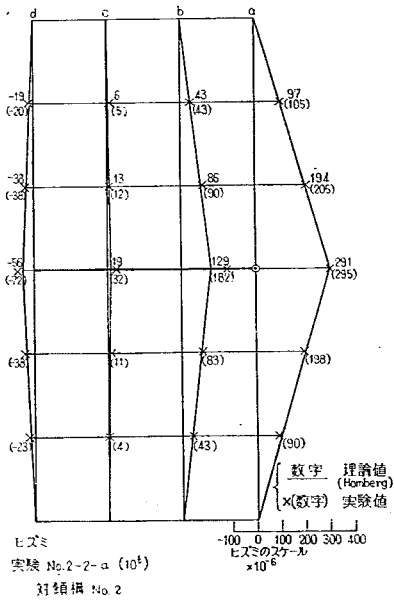


図-23

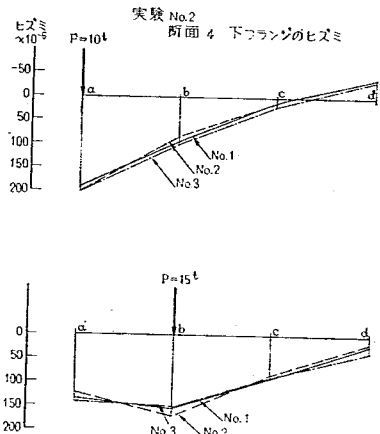


図-25

実験 No.2-3-A 主ガタ a,b間の対傾場変力実験図

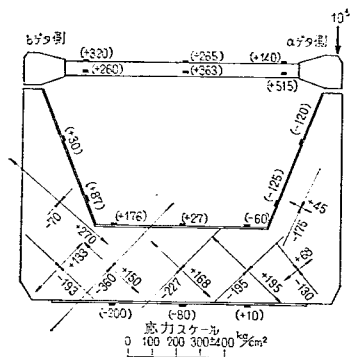


図-26

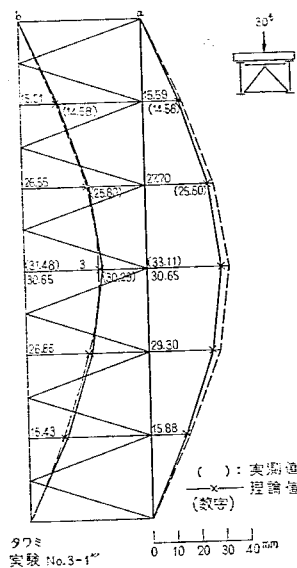


図-28

実験 No.3-1' 横構のヒズミ (20°の場合) ゲージ番号 L1~L12

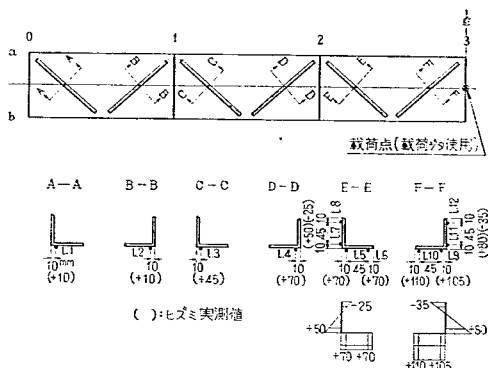


図-27

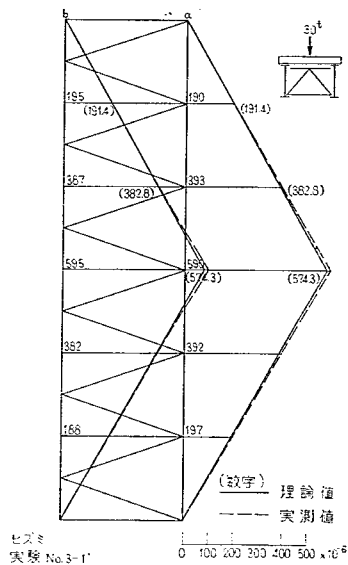


図-29

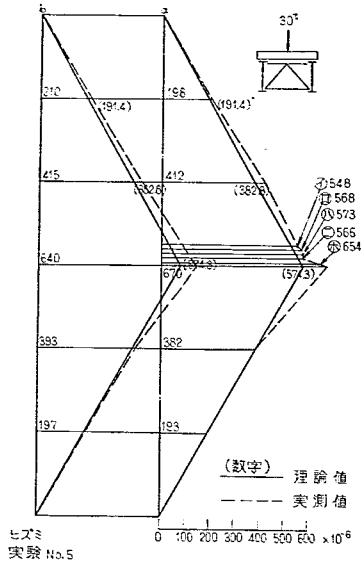


図-30 (1)

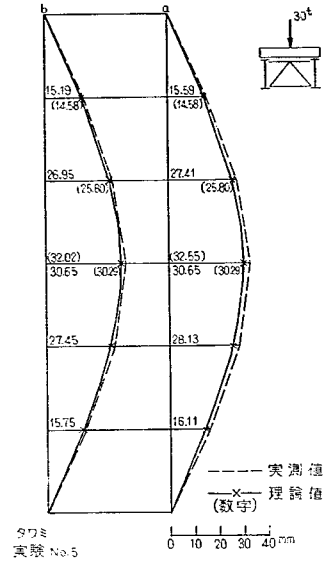


図-30 (2)

実験 No. 5 aゲタ断面ヒズミ分布 (a,bゲタに計30°載荷)

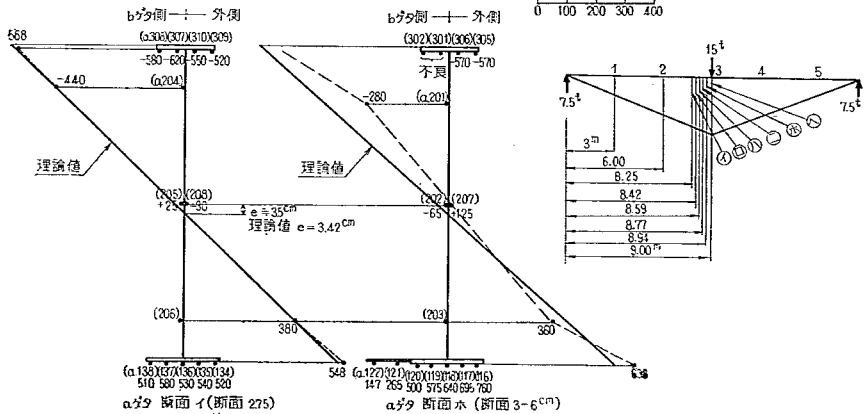
註) ()はゲージ番号
ヒズミのスケール ($\times 10^{-6}$)

図-31

実験 No.3, No.5

a3, b3 点のタワミの平均の比較

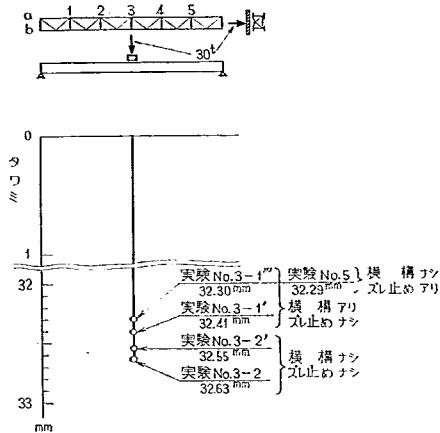


図-32

〔5〕 実験 No.4

これは、対傾構 No.2 を全部（ケタ端を除く5カ所）に取り付け、横構も取りつけて、格子ゲタとして載荷試験を行なった結果である。（写真-8）

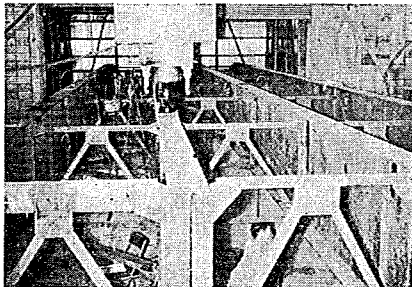


写真-8 実験 No.4

タワミおよび主ゲタ下フランジのヒズミ分布の計測値と理論値（Hendry & Jaeger の方法）^{7b)} を図-33~44 に示す。いずれの場合も実験値と理論値は良く一致しているといえるが、実験値の絶対値が小さい場合には、計測誤差が大きな影響を与えるために、実験値と理論値の開きが大きくなるようである。

〔6〕 実験 No.6

床版コンクリート打設二週間後、中間対傾構、横構を取外し、端対傾構と床版のみの状態で載荷試験を行なった。試験体と一緒に試験室内で養生を行なった供試体の

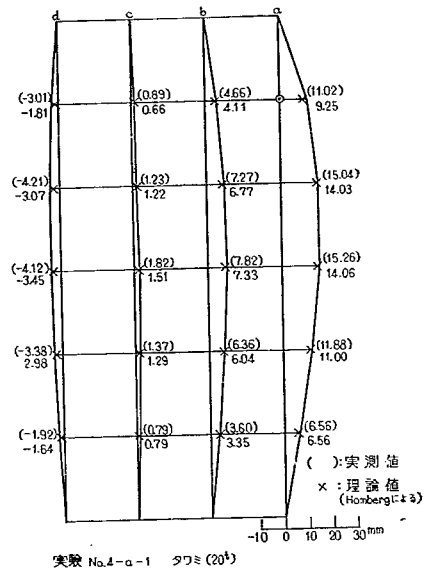


図-33

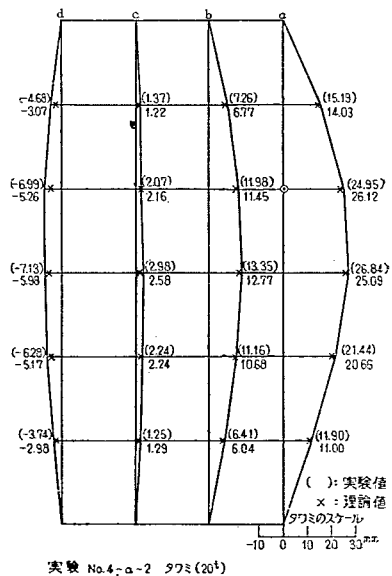


図-34

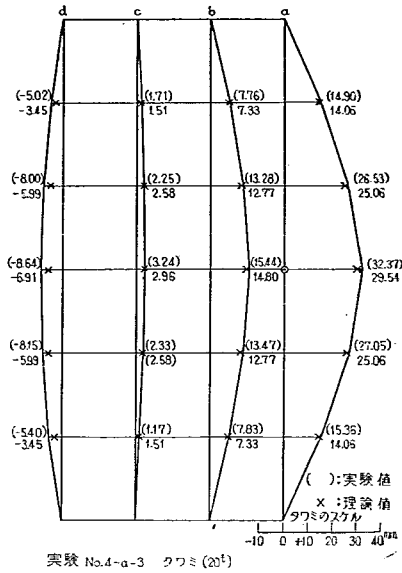


図-35

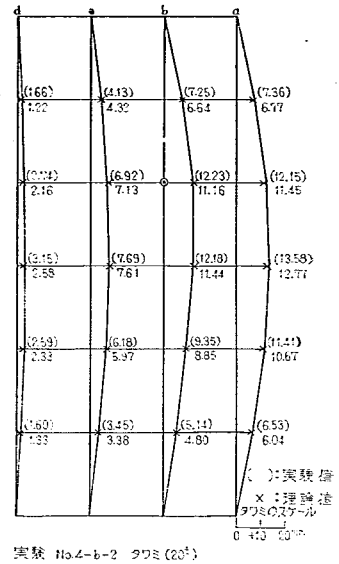


図-37

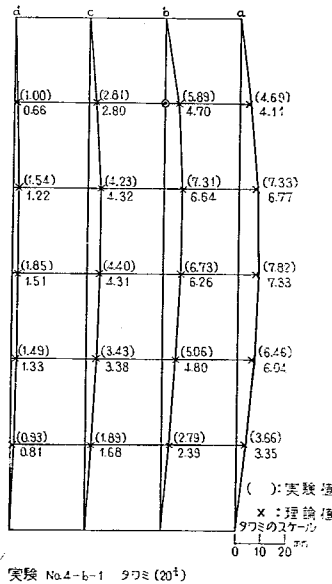


図-36

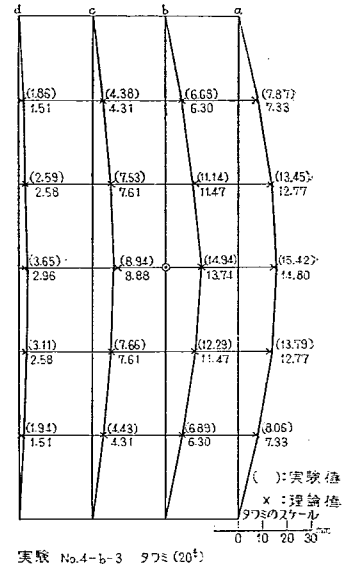


図-38

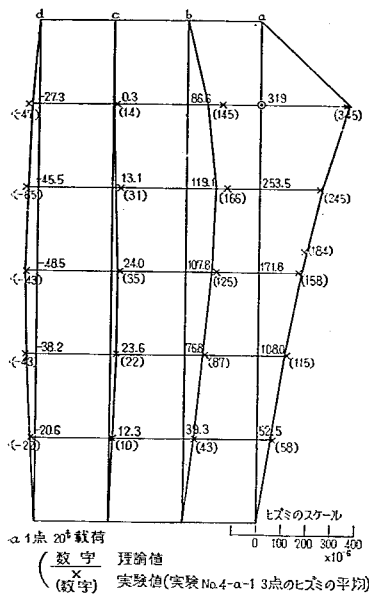


図-39

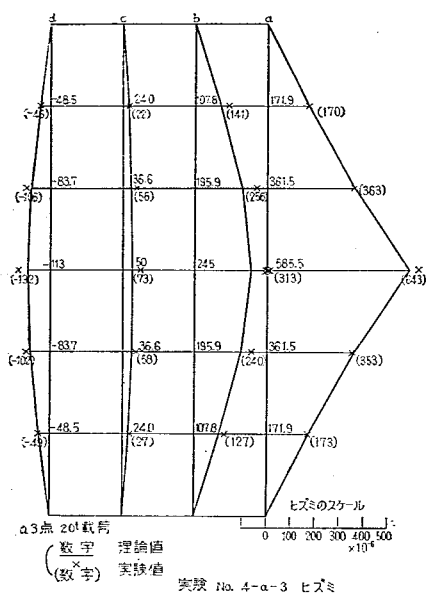


図-41

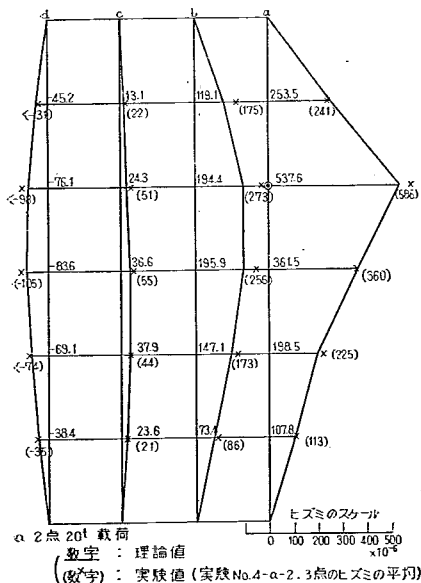


図-40

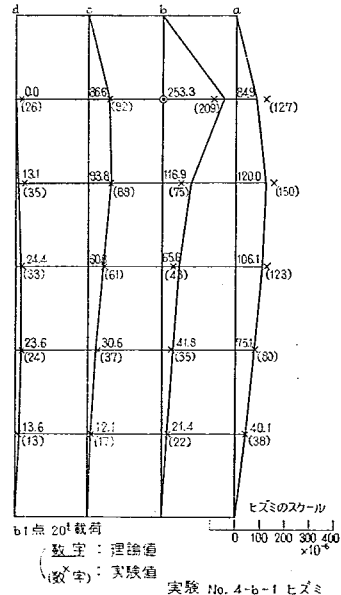


図-42

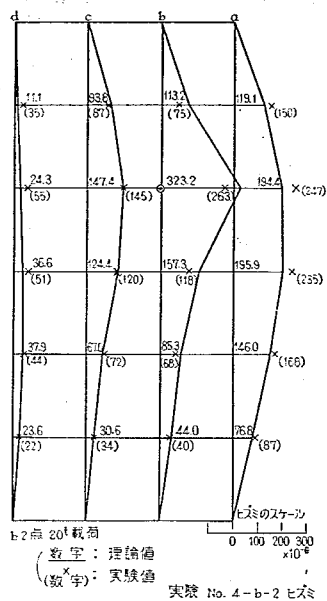


図-43

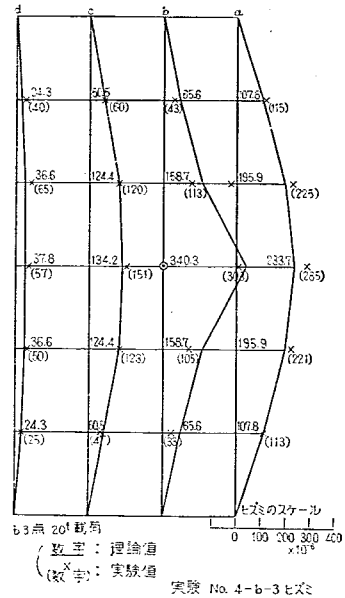


図-44

平均圧縮強度は、 361 kg/cm^2 ($\sigma_c \text{ max} = 405 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_c \text{ min} = 321 \text{ kg/cm}^2$) 平均弾性係数は $328,000 \text{ kg/cm}^2$ であった。

この実験よりいえることは、何ら荷重分配のための部材がなくとも床版のみによって、ある場合のそれとはほとんど変わらないことが、タワミ曲線図 (図-45~46) よりわかる。しかしながら、図-47に見られる通り、床版の上、下縁に大きな応力が発生する。特に荷重が耳ゲタにのるときは、断面全般に亘り大きな応力の発生が見られる。中ゲタに荷重があるときは、載荷点直下およびその近傍には大きな応力が発生するが、その外ではその平均値は耳ゲタのそれより小さい。このことから対傾構や横ゲタがない場合には、床版に、ひび割れを生ずるに十分に大きな応力が生ずることがわかる。

タワミ曲線図に示した理論値は、軸方向 1 m 当りの床版の断面二次モーメントにコンクリートの弾性係数を乗じたものを横方向の曲げ剛性として主ゲタのネジリ剛性を無視して Hendry & Jaeger の方法⁽⁷⁾⁽⁸⁾ で計算したものである。これによると分配が実際のものより少しわるくなるが、これは、後にも述べるが主ゲタのネジリ剛性の影響を無視したためと思われる。しかしながらこの値は安全側であって、実験値ともよく合い、実際の設計計算への適用を可能とするものである。

主ゲタがネジリ剛性を有し床版と一体化したごとくに

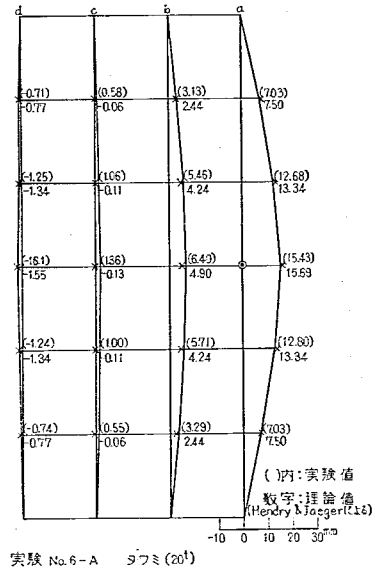


図-45

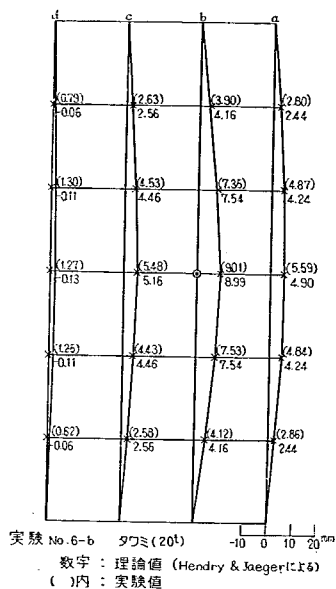


図-46

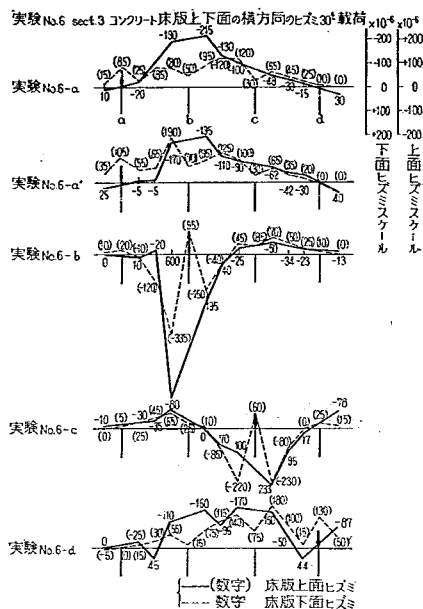


図-47

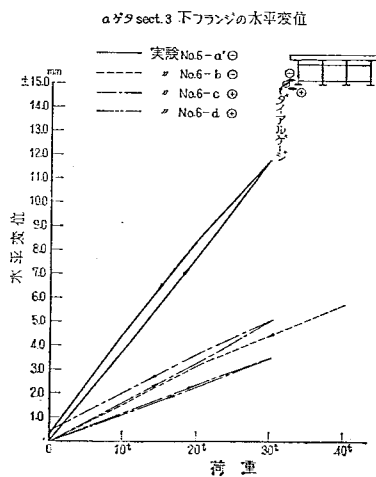


図-48

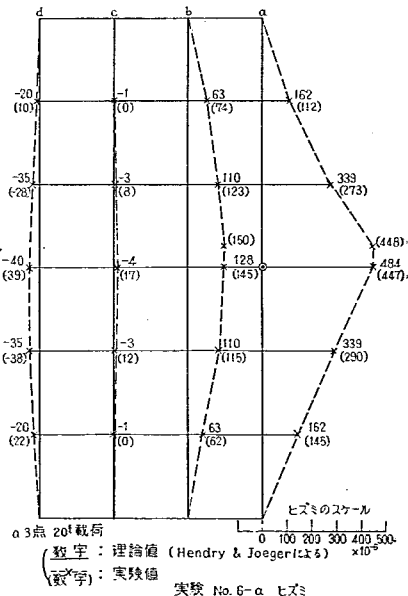
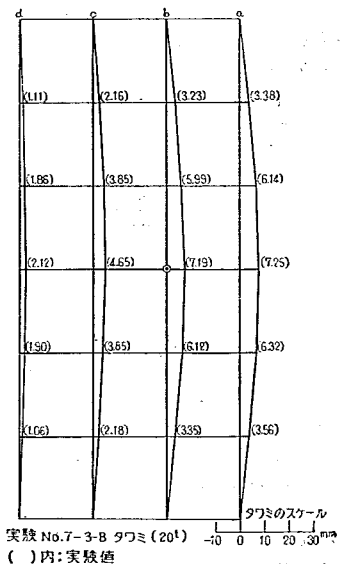
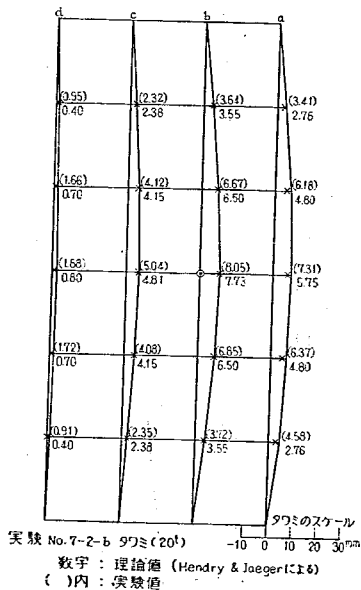
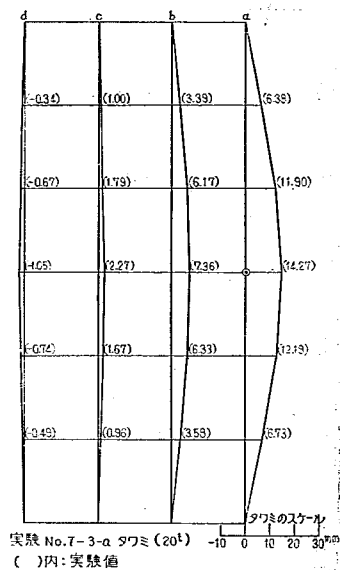
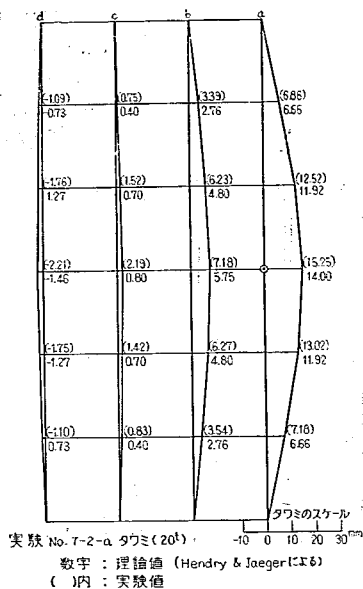


図-49



あまり剛な対傾構を用いることは部材の有効利用の面から考えて好ましくない。しかし、部材の有効性のみ考慮すると、荷重分配作用のため床版に生ずる応力を計算することは、解析が複雑で正確なものはつかみにくい。このため、床版の影響を無視して計算し、より剛な横方向部材（横ゲタまたは対傾構）の挿入により、床版に発生する応力を、いくぶんでも小さくし、ひび割れの発生を防止することが肝要である。この点現在まで行なわれてきた設計法は妥当性があると思う。

本実験におけるヒズミ測定の結果、下フランジのヒズミ曲線図を、図-57～62に示す。また、対傾構部材に生じているヒズミは、図-63～65のとおりである。

〔8〕 実験 No. 8

対傾構 SW-No. 2 を 5 断面に配置した状態、すなわち、横構のみを有しない合成ゲタ橋の載荷実験である。この実験では、前の実験で取付けた支間中央の対傾構以外に、同じ対傾構を新たに 4 断面に挿入し、これらが、どのように荷重分配に影響するかを調べたものである。

この場合のタワミ曲線図は図-66～69に示す。図中に示した理論値は、前同様 Hendry & Jaeger の方法⁷⁾⁸⁾で行なったものである。実験値の方が値が大きくなっているが、荷重の精度および実験誤差によるものと思われる。しかし、分配率に直して実験と理論を比較すると良

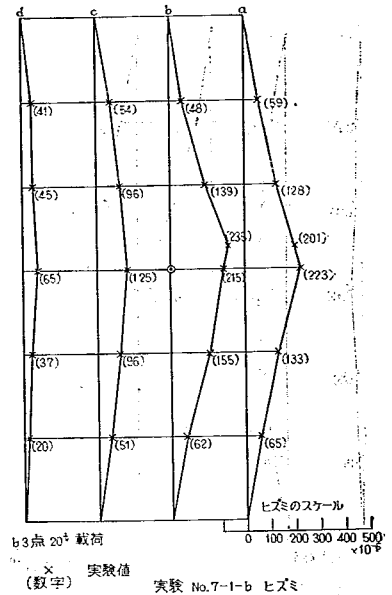


図-58

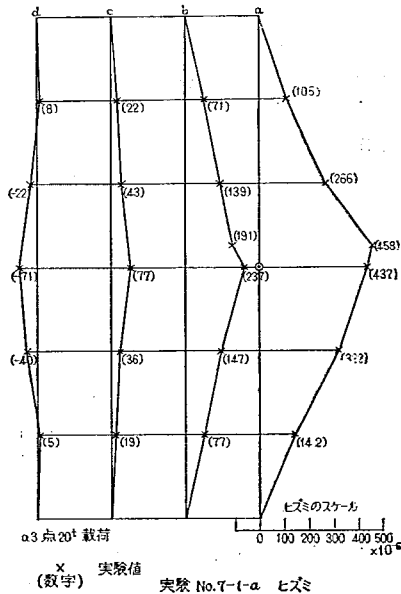


図-57

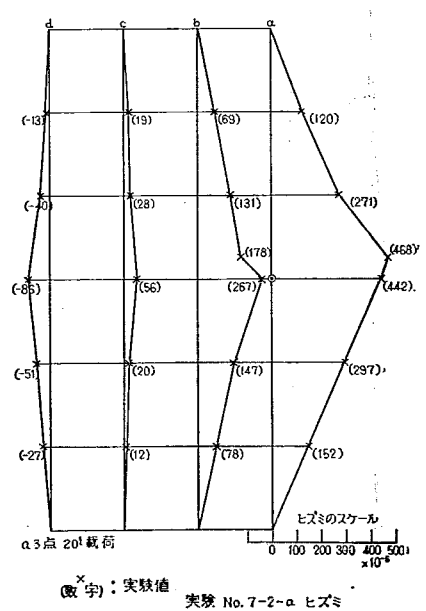


図-59

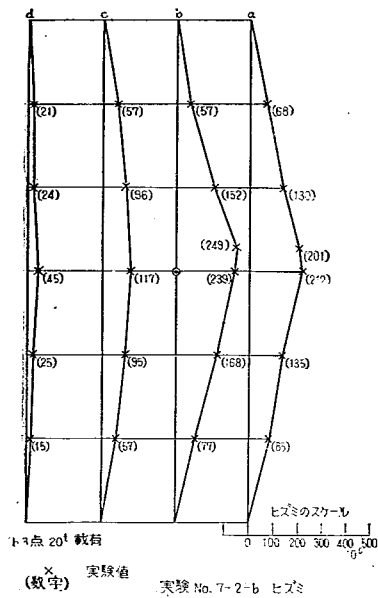


図-60

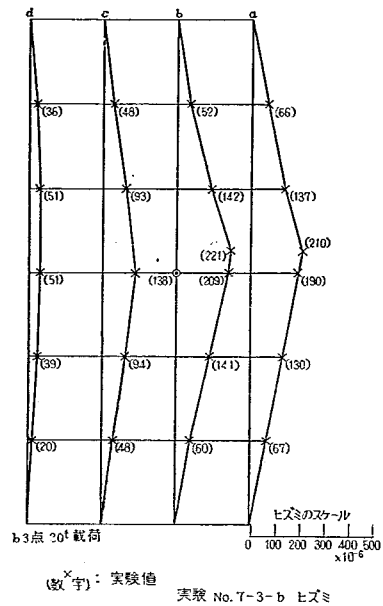


図-62

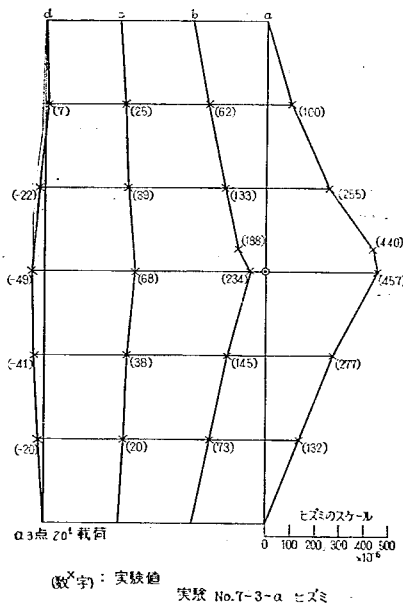


図-61

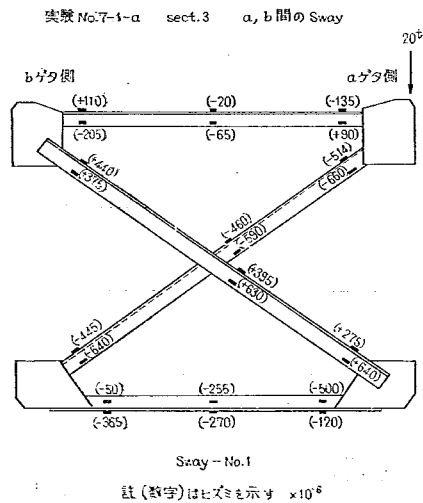


図-63

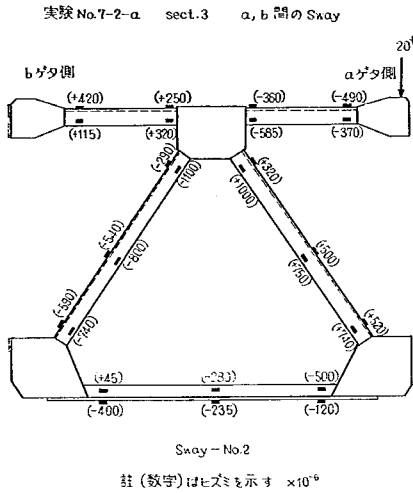


図-64

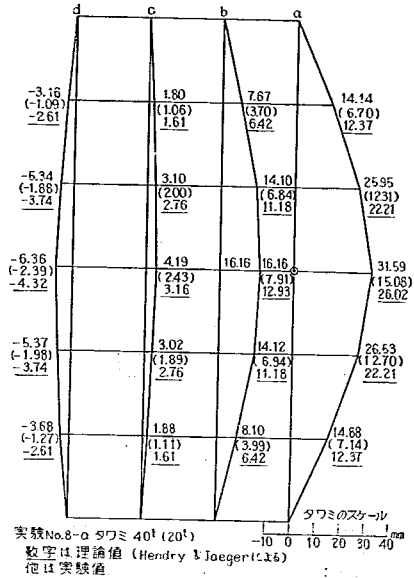


図-66

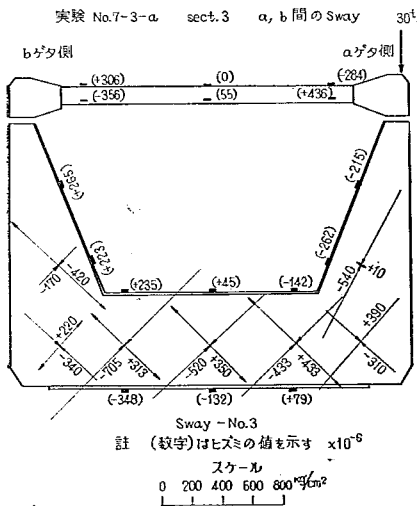


図-65

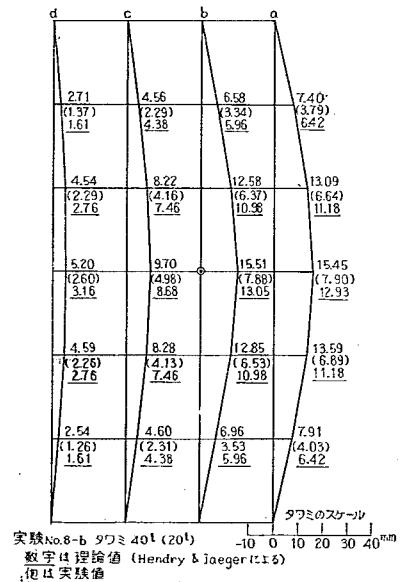


図-67

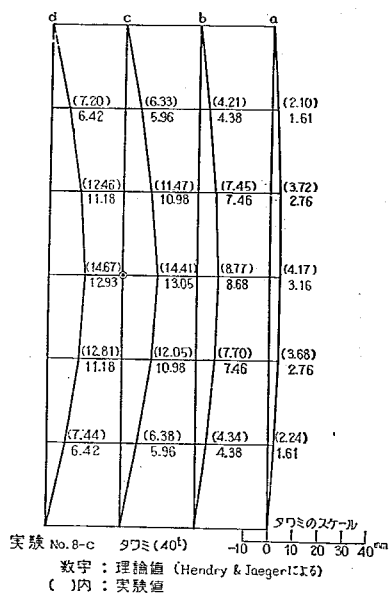


図-68

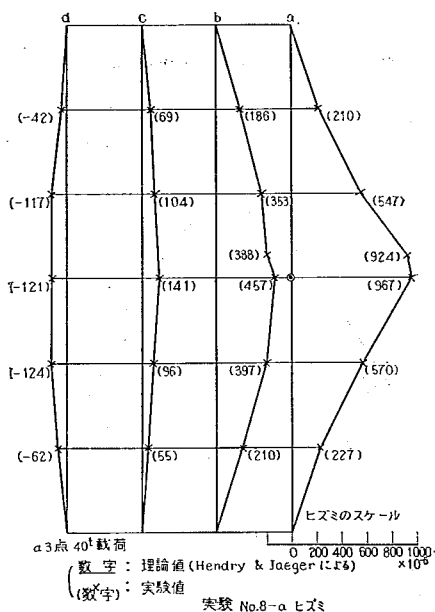


図-70

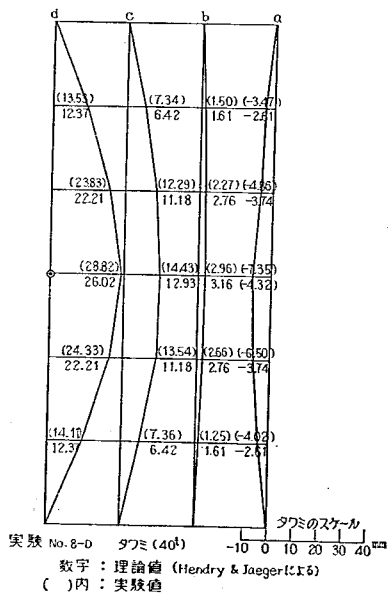


図-69

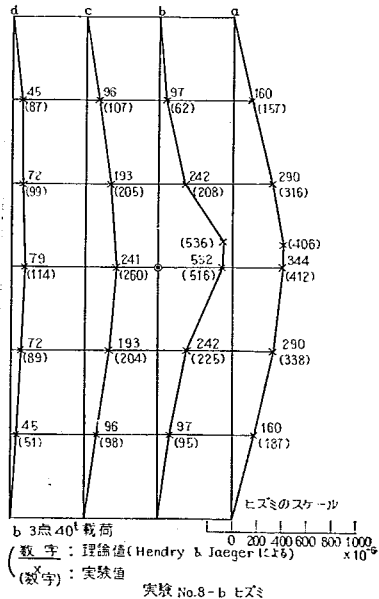


図-71

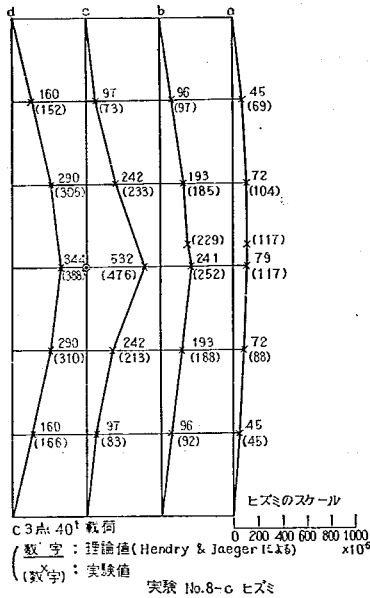


図-72

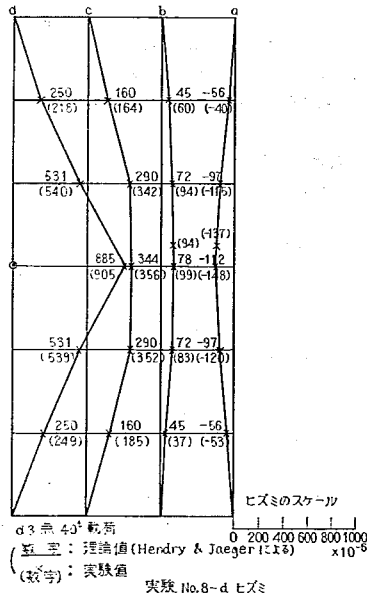


図-73

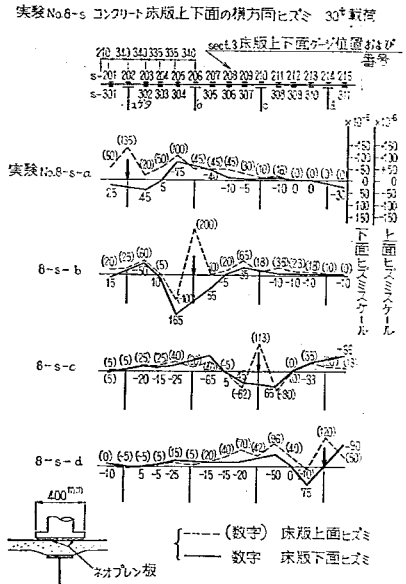


図-74

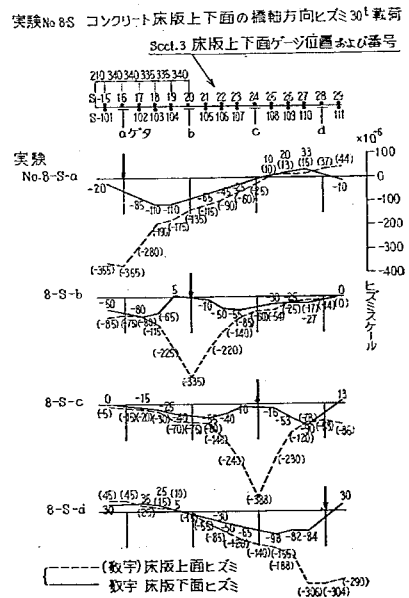


図-75

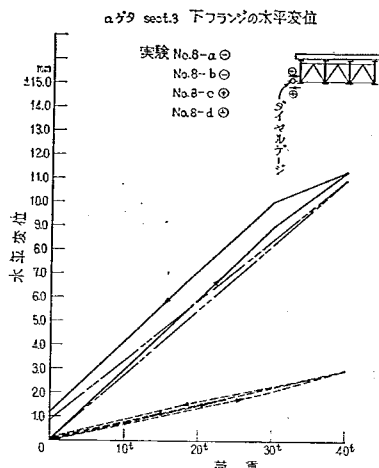


図-76

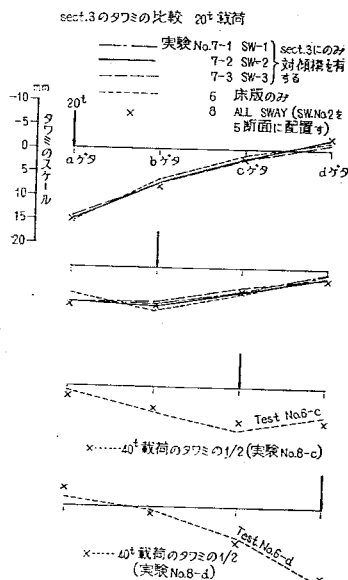


図-77

く合い、定性的には十分信頼のおける結果となっていると思う。

分配比率は当然のことながら、No.6→No.7→No.8と徐々にようになってきている。

ヒズミの測定の結果、ヒズミ曲線図は図-70～73に示すとおりである。既出の実験結果からもわかるとおり、ヒズミの測定には比較的誤差が入りやすく、理論によって求まる曲線のごとく、なめらかなものではないが、一般的にいえることは、タワミの図と比べて分配率がよい。(これは理論でも同様である)

コンクリート床版上下面の横方向ヒズミ図を図-74に橋軸方向ヒズミ図を図-75に示す。横方向ヒズミ図を実験No.6のそれと比較すると総じて応力は小さくなり、平均化されてきていることがわかる。

実験No.6で見られた、b, cゲタ付近の過大な応力は消散し、ただ、荷重直下のみ局部的な影響のため大きくなっている。このことは、5格点に配置せられた対傾構が働いていることを示し、SW-No.2程度のもでもその効果を十分期待してよいと思われる。

No.6と比べて、耳ゲタ載荷のときで約3分の1、中ゲタ載荷のときで約2分の1ほど平均応力が減少していることは注目すべきである。

前にも触れたが、荷重分配自体は対傾構の有無にたいして影響されぬが、設計では考慮されにくい。有害な横方向引張応力を減少させ、無視しうるほど小さなものとするために、ある程度、剛な横ゲタを分配ゲタとして入れる方が望ましい。これにより、設計時の仮定と実際の状態とを一致させることが可能となる。

垂直方向の荷重によって主ゲタに生ずるねじれの様子は、図-76の下フランジの水平変位の大きさからわかる。荷重が大きくなるにしたがって水平変位は増大する図-77に既に行なわれた実験の支間中央におけるタワミ比較を示す。

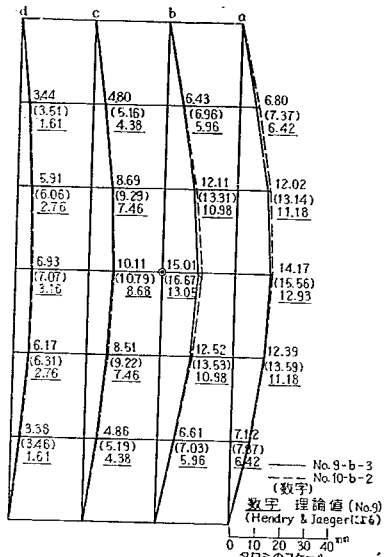
〔9〕 実験 No.9

これは、横構も取付けられた、完成した合成ゲタの載荷実験である。

aゲタまたはbゲタ上のL/2点またはL/3点に荷重40tを載荷し、それぞれの場合のタワミおよびヒズミを測定した。その結果を図-78～81および図-82～83に示す。タワミ曲線図に示した分配率より次のことがわかる。

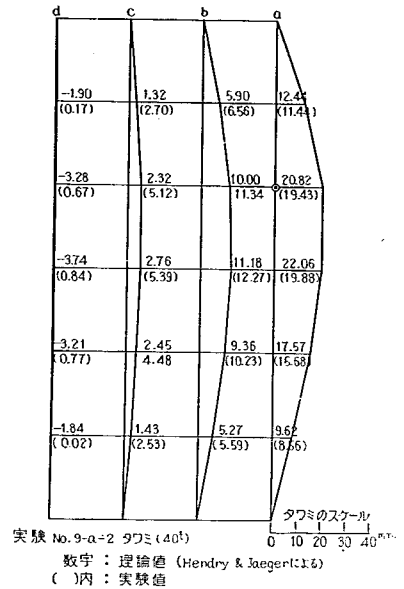
理論値では荷重分配率が、実験No.8と実験No.9では同じであるが、実験値では明らかに異なっている。

すなわち、実験No.8では荷重直下のゲタは耳ゲタ載荷のとき約70%、中ゲタ載荷のとき約33%を負担する。しかし、横構を取付けた実験No.9では、耳ゲタ載荷のとき、約53%、中ゲタ載荷のとき約32%となっている。これより、中ゲタ載荷ではほとんど変わらないが、耳ゲタ載荷のとき横構取付けの影響が顕著に現われて、分配が非常にようになってきている。このため、各ゲタの負担率が平均化され中ゲタ、耳ゲタとの荷重負担が等しくなる傾向となり、設計上中ゲタ、耳ゲタ同一断面として十



実験 No. 9-b-3 タワミ (40t) と 実験 No. 10-b-2 (40t) のタワミの比較

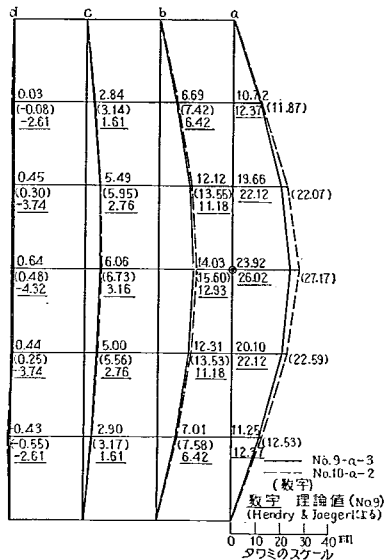
図-78



実験 No. 9-a-2 タワミ (40t)

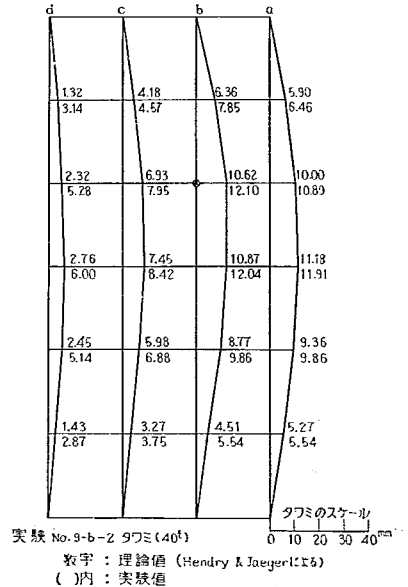
数字 : 理論値 (Hendry & Jaegerによる)
() 内 : 実験値

図-80



実験 No. 9-a-3 タワミ (40t) と 実験 No. 10-a-2 (40t) のタワミの比較

図-79



実験 No. 9-b-2 タワミ (40t)

数字 : 理論値 (Hendry & Jaegerによる)
() 内 : 実験値

図-81

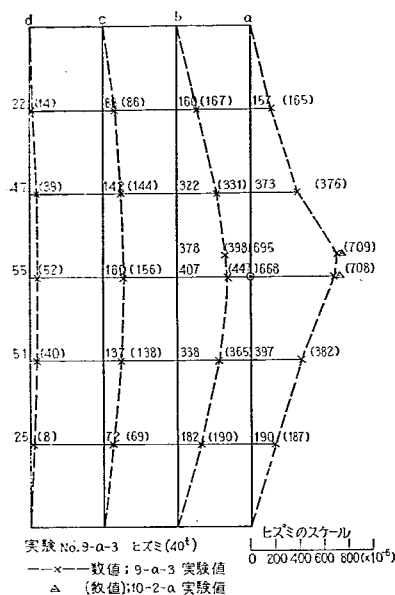


図-82

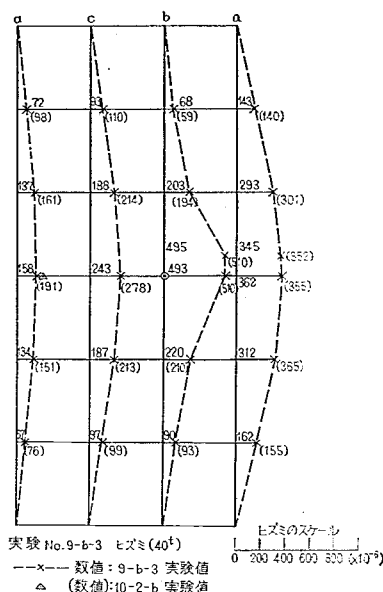


図-83

表-9 実験 No.8 と実験 No.9 との分配率比較

較荷点	種 別	タ				モ			
		ワ				メ			
		ミ				ン			
耳 ゲ タ 中央断面	実験 No.8	0.693	0.355	0.092	-0.140	0.670	0.316	0.098	-0.084
	同 上	0.742	0.372	0.076	-0.189	0.747	0.294	0.082	-0.122
	理 論 値*	0.688	0.342	0.084	-0.114	0.740	0.288	0.066	-0.094
	実験 No.9	0.535	0.314	0.136	0.014	0.518	0.316	0.124	0.043
中 ゲ タ 中央断面	実験 No.8	0.337	0.338	0.212	0.133	0.316	0.396	0.200	0.088
	同 上	0.349	0.343	0.208	0.099	0.315	0.386	0.204	0.095
	理 論 値*	0.342	0.345	0.229	0.084	0.288	0.444	0.202	0.066
	実験 No.9	0.306	0.326	0.218	0.150	0.288	0.493	0.193	0.126

* 理論値は実験No.8とNo.9とは同じである。

分取扱えることがわかる。

分配がよくなることは、横構の取付けにより、主ゲタ2本が組合わされて、箱ゲタの性質をもつようになり、ねじり剛性が増すためと思われる。

このことから、横構は既に行なわれた実験で明らかのように、主ゲタ断面としての作用は無視しうるほどのものでしか、ないが(実験 No.3) 主ゲタのねじり剛性への影響は、その部材断面が小さい場合でもかなりあるものと考えられる。このことは横構の設計において、横荷重しか考えられていないが、ねじり剛性を増し、分配率に影響している以上それによる応力が、かなり生じていることが考えられる。

タワミ曲線図に示した理論値は、実験 No.8 と同じ方法で求めた値である。

参考のために、実験 No.8 と実験 No.9 との分配率を比較したものを表-9 に示す。

前者は中央断面 (Sect.3) の分配率を示したもので、荷重はaゲタまたはbゲタ上の同一断面にある。後者は中央断面でなく測定した5断面について分配率を平均したものである。荷重は前と同じだが、最下段のみSect.2に載荷している。

次にaゲタ支間中央点下フランジにおける水平変位の測定結果を図-84に示す。同時に荷重30tのときの変位量を、実験 No.6~No.9 までについて比較した図を図-85に示す。これより床版のみの場合 (No.6) 対横構が挿入せられた場合 (No.7, 8) 横構も取付けた場合 (No.9)の水平変位量がどのように変化してゆくかわかる。

床版のみのときはゲタのねじり剛性が小さいゆえに床

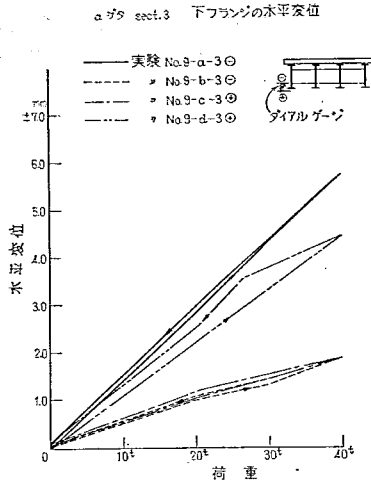


図-84

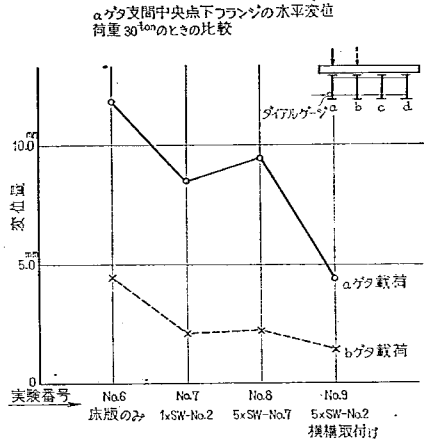


図-85

版が載荷によるタワミのため水平から下方へ傾斜するが、それに応じてケタも傾く。

この場合、それぞれのケタの傾斜角は独立であって耳ゲタ載荷のときの耳ゲタの傾きが最も大きくなる。対傾構の取付けによりそれぞれのケタが拘束しあってその傾斜は橋全体の傾斜に近づいてくる。

さらに、横構の取付けによりケタ 2 本が一組となり箱ゲタのような性質を示すのでねじり剛性が大きく、ケタの傾斜による下フランジの水平変位は床版のみの場合の 1/3 程度に減少し、橋全体として剛性の大きなものとなり、荷重に対して橋全体が一体的に抵抗するようになっていられる。

以上のことから、合成ゲタを構成する各部材はそれぞれ有機的に作用しあって、耐力を生ぜしめ大体、設計時の仮定を満足しつつあることがわかる。したがって、部材の設計に当っては、おのおのが、釣合のとれた強さに設計されて始めて合理性、経済性が保たれる。

特別な考慮なくして、ある種の二次部材の強度を増減することは、床版その他に過大な応力を生ぜしめたりするので注意を要する。

[10] 実験 No. 10

これは、ずれ止めを鋼ゲタ上フランジに取りつけてある高張力ボルトを一部あるいは全部ゆるめた不完全合成ゲタについて載荷試験を行なった結果である。

(1) 実験 No. 10-1

ケタ端のずれ止め(各支間の 6 分の 1 長宛)を完全にゆるめた場合に、主ゲタの支間中央に 40 t の荷重を加えて各主ゲタ支間中央のタワミを測定した。その結果を図

-86に示す。

タワミの理論値は、ずれ止めをゆるめた部分を非合成区間と考え、変断面バリとして求めた。載荷ゲタでは、実際のタワミは理論値よりも小さく、また、ずれ止めの高張力ボルトを完全に締めてある状態(実験 No. 9)(図

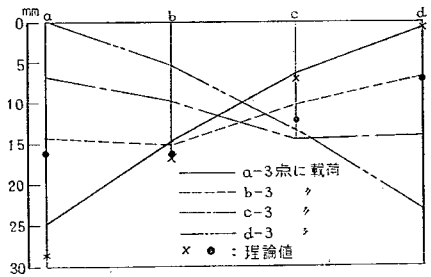


図-86

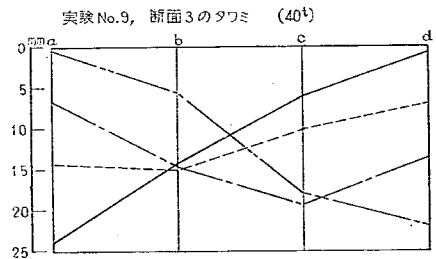


図-87

-87) 完全合成ゲタと比較して、ほとんど差が現われていない。完全合成ゲタと両端部ずれ止めをゆるめた場合でタワミの差は0.8~0.2mmにすぎない。]

したがって、端ずれ止めの作用について強調することは、大して意味のないように思われる。

(2) 実験 No. 10-2

ずれ止めの高張力ボルトを全部ゆるめて、各主ゲタ支間中央に40tを載荷した場合の主ゲタのタワミと床版と主ゲタの各点におけるズレとを測定した。その結果を図-88~93に示す。ズレの計測位置は表-8のとおりである。また、荷重40tの場合の、各主ゲタ支間中央のタワミは図-83のとおりである。

理論値としては、コンクリート床版と鋼ゲタの間に摩擦力が働かず、また、それぞれの受ける曲げモーメント

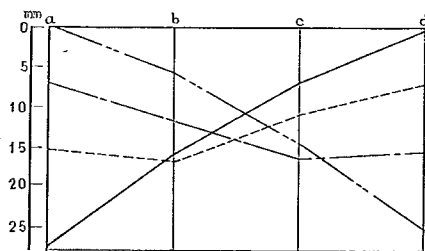


図-88

荷重とタワミの関係
(支間中央点)

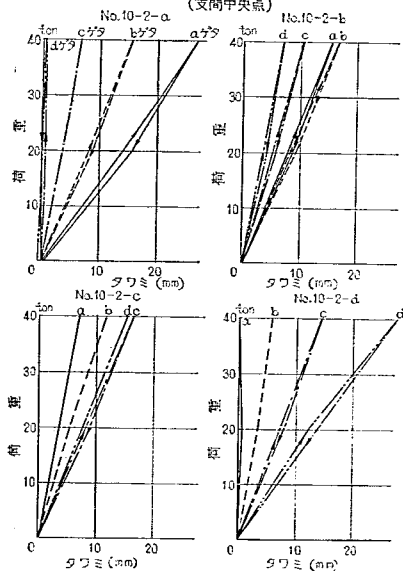


図-89

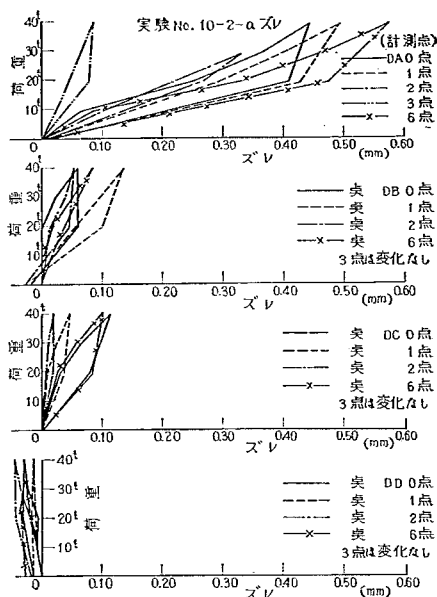


図-90

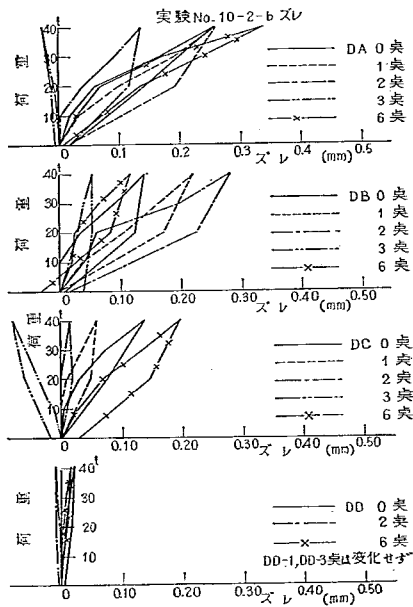


図-91

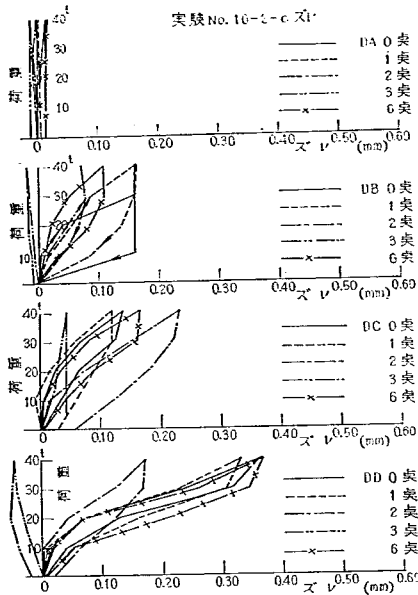


図-92

の和が、荷重による全曲げモーメントに等しいこと、および床版と鋼ゲタの曲率が相等しいことを条件として、合成ゲタを初等的に解いた次の式を用いた。

$$M_{11} = \frac{1}{E_{11} \cdot I_{11} + E_b \cdot I_b} \cdot E_{11} \cdot I_{11} \cdot M \quad \dots\dots\dots (3)$$

ただし、

- M_{11} : 鋼ゲタの受ける曲げモーメント
- E_{11} : 鋼ゲタのヤング率
- E_b : コンクリート床版のヤング率
- I_{11} : 鋼ゲタの断面二次モーメント
- I_b : コンクリート床版の断面二次モーメント

M : 合成ゲタの受ける全曲げモーメント

この式から得た理論値と実測値を表-10に示す。

表-10 から明らかなように、実測値は理論値よりもかなり小さくなっている。これは、コンクリート床版とフ

表-10 (mm)

載荷 ゲタ	測定した主ゲタ			
	a	b	c	d
a	2.70	1.55	0.68	0.05
	4.31	2.54	1.10	0.11
b	1.50	1.66	1.08	0.70
	2.43	2.58	1.84	1.19

上段: 実測値 下段: 理論値

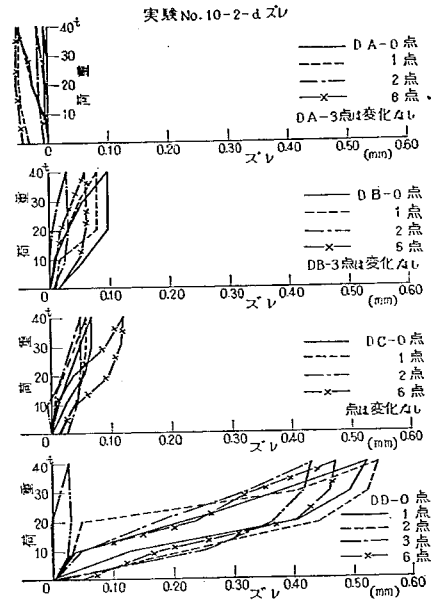


図-93

ランジの間はタール紙で絶縁してあるが、ずれ止めの下は処置していない。したがって、摩擦力は主として、このずれ止めの下の面積でとったものと思われる。これにより、なお、相当な合成作用が残っているためと考えられる。

ゲタ端の理論値は、タワミに関する理論値と同様な仮定の下に次式を得る。

$$\epsilon = \int_0^{l/2} \left\{ -\frac{d}{2} \cdot \frac{M_b}{E_b I_b} + \frac{M_{11}}{E_{11} I_{11}} \cdot y \right\} dx \quad \dots\dots\dots (4)$$

ϵ : ズレ

M_b : コンクリート床版の受ける曲げモーメント

a : コンクリート床版と鋼ゲタの重心間距離

d : コンクリート床版の厚さ、 l : 支間長

この式から得られる理論値と実測値を表-11に示す。

表-11 (mm)

載荷 ゲタ	測定した主ゲタ			
	a	b	c	d
a	0.575	0.135	0.110	-0.045
	3.877	2.283	0.986	0.101
b	0.340	0.280	0.195	0.020
	2.189	2.319	1.660	1.073

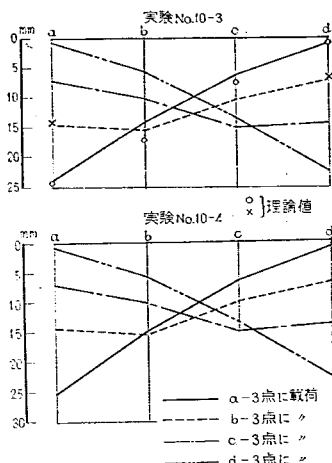


図-94

実測値と理論値は良く一致しない。これは床版と鋼ゲタ間に摩擦の影響が入るためと思われるが、荷重-ズレ曲線から見て高張力ボルトが孔に接触しているとは考えられない。

(3) 実験 No. 10-3 No. 4

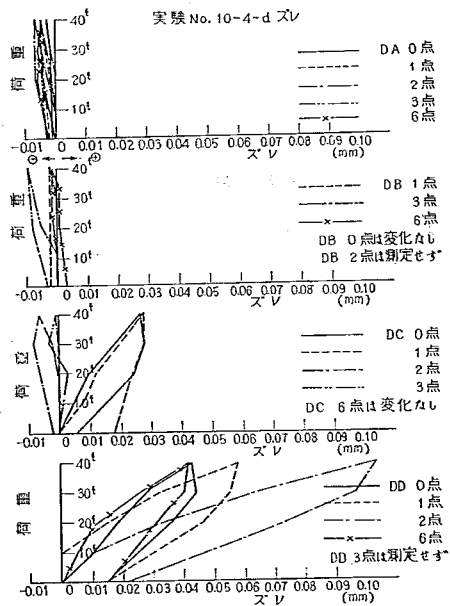


図-95

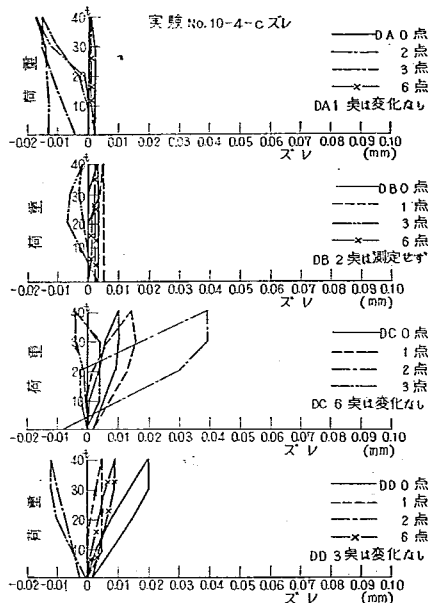


図-96

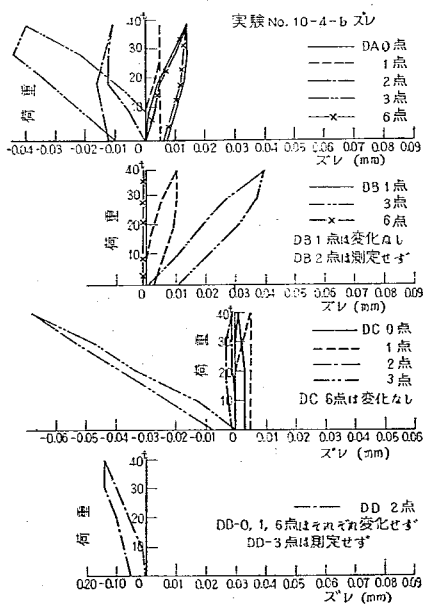


図-97

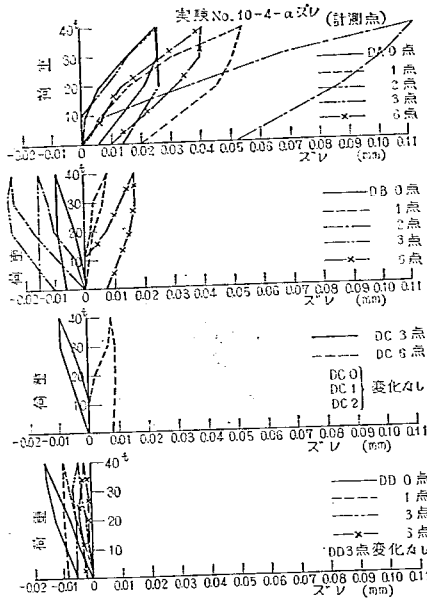


図-98

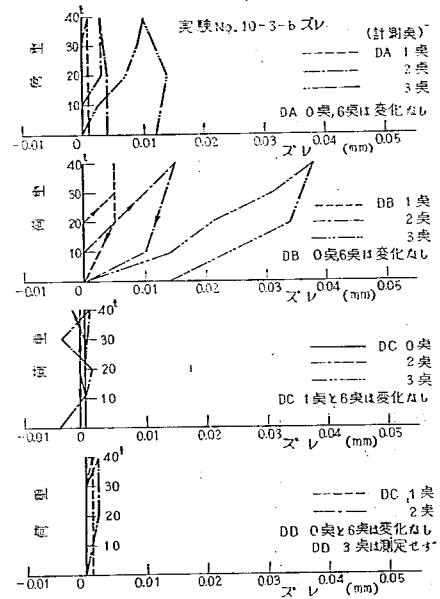


図-100

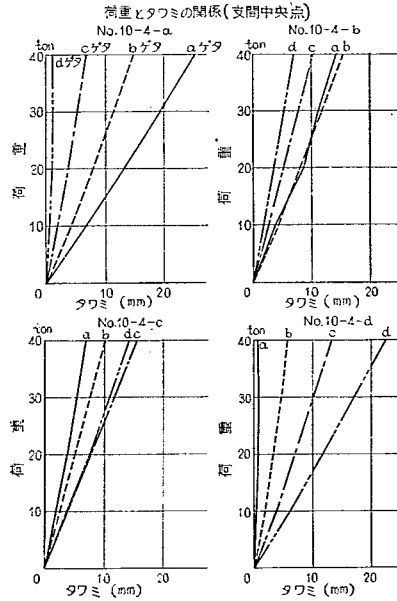


図-99

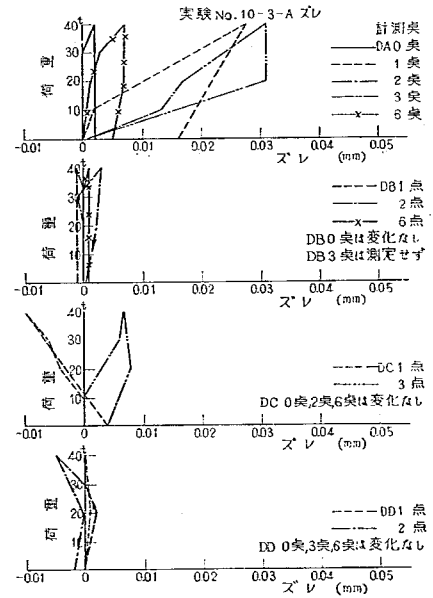


図-101

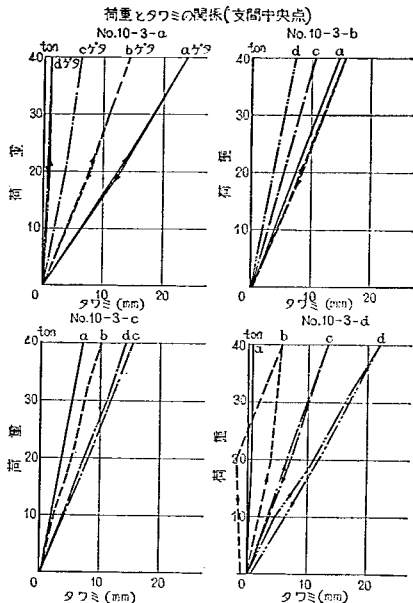


図-102

ずれ止めの高張力ボルトを1本とびおよび2本とびに締めた状態について荷重試験を行ない、主ゲタ支間中央のタワミと各点のズレを測定した。その結果を図-95~102に示す。また、荷重40tを各主ゲタ支間中央のせたときのタワミの実測値と理論値を図-94に示す。

ここで、高張力ボルト接合については、そのズレを無視できると考える。ドイツの Dörnen 氏の論文⁵⁾によれば二列に並べた高張力ボルト接合の剛性は隅肉溶接接合の場合よりも高いといわれる。したがって、本実験に用いた荷重の範囲では、フープ鉄筋ずれ止め自体のズレのみが表われてくると思われる。

文献¹⁾によれば、このずれ止めのズレ定数は、 $C_0 = 8 \times 10^5 \text{ kg/cm}$ と考えられる。したがって、1個おきに高張力ボルトを緩めた場合には、ずれ止め1個に加わる荷重は2倍となるから、せん断力によるズレは倍加することになり、 $C_1 = 4 \times 10^5$ となると考えられる。同様に、2本おきに緩めた場合には $C_2 = 2 \times 10^5$ と考えられる。

床版と鋼ゲタの間にズレが生ずるような場合については、すでに山本教授の論文²⁾があるが、ここではそれと異なり別に単純化して考察してみると次のようになる。

図-103においてせん断力によるズレは：

$$(dx + ddx_{st}) - (dx + ddx_s) = d\delta = \frac{dT}{c} \dots (0)$$

T ：せん断力 (t/m)

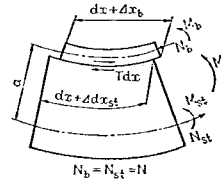
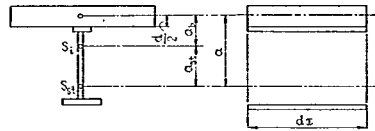


図-103

c ：ずれ止めのバネ常数 (t/m²)

(0) から

$$\frac{ddx_{st}}{dx} - \frac{ddx_s}{dx} = \frac{1}{c} \cdot \frac{dT}{dx} \dots (1)$$

一方、接触面の伸びは曲げの方程式から、

コンクリート版：

$$\epsilon_s = \frac{ddx_s}{dx} = -\frac{N}{E_s \cdot I_s} + \frac{M_s}{E_s \cdot I_s} \cdot \frac{d}{2}$$

鋼ゲタ：

$$\epsilon_{st} = \frac{ddx_{st}}{dx} = \frac{N}{E_{st} \cdot I_{st}} + \frac{M_{st}}{E_{st} \cdot I_{st}} \left(a - \frac{d}{2} \right)$$

..... (2a, b)

接触面が離れないという仮定 (曲率が相等しいと仮定する) から

$$\frac{M_s}{E_s \cdot I_s} = \frac{M_{st}}{E_{st} \cdot I_{st}}$$

また、

$$\frac{dT}{dx} = \frac{d^2 N}{dx^2}$$

..... (3)

から基本方程式は

$$N \left(\frac{1}{E_s \cdot I_s} + \frac{1}{E_{st} \cdot I_{st}} \right) - \frac{M_{st}}{E_{st} \cdot I_{st}} \cdot a = \frac{1}{c} \cdot \frac{d^2 N}{dx^2} \dots (4)$$

また合成ゲタの仮定から

$$M = N_a + M_s + M_{st} \dots (5)$$

また、(3) と (5) から、

$$\left. \begin{aligned} M_s &= \frac{E_s \cdot I_s}{E_s \cdot I_s + E_{st} \cdot I_{st}} (M - N_a) \\ M_{st} &= \frac{E_{st} \cdot I_{st}}{E_s \cdot I_s + E_{st} \cdot I_{st}} (M - N_a) \end{aligned} \right\} \dots (6a, b)$$

(6) を (4) に代入して

$$N \left(\frac{1}{E_b \cdot I_b} + \frac{1}{E_{st} \cdot I_{st}} \right) c - \frac{M - N a}{(E_b \cdot I_b + E_{st} \cdot I_{st})} \cdot a \cdot c = \frac{d^2 N}{dx^2}$$

これに、合成ゲタの断面に関する基本式

$$I_t = I_{st} + \frac{1}{n} I_b + F_b a_b \cdot a_{st} \quad \dots\dots\dots (7)$$

$$\left. \begin{aligned} a_b &= \frac{F_{st}}{F_t} a, \\ a_{st} &= \frac{F_b}{n F_t} a \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (8 a, b)$$

を用い

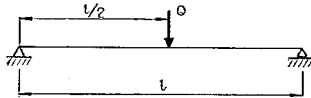
$$\left. \begin{aligned} r &= \frac{a}{E_b (I_b + n I_{st})} \cdot c \\ \omega^2 &= \frac{a n I_t}{a_b E_b (I_b + n I_{st})} \cdot c \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (9 a, b)$$

とくと、変形のあるずれ止めを有する合成ゲタの基本方程式は

$$\frac{d^2 N}{dx^2} - \omega^2 N = -r M \quad \dots\dots\dots (10)$$

これに、 $M(x)$ を代入して、とけば、 N が求まり、 $\{dN(x)/dx\}$ から T が求まる。

集中荷重がゲタ支間中央に加わった場合、すなわち、
下図のように、 $M = (Q/2)x$ を(10)式に代入してとけば



$$N = \frac{F_{st} a_{st}}{I_t} \cdot M \cdot \left[1 - \frac{\sinh \omega \cdot x}{x \omega \cosh \omega \cdot \frac{l}{2}} \right] \dots\dots\dots (11)$$

せん断力は

$$\begin{aligned} T &= \frac{dN}{dx} \\ &= \frac{F_{st} \cdot d_{st}}{I_t} \cdot Q \cdot \left[1 - \frac{\sinh \omega x}{\cosh \omega \cdot \frac{l}{2}} \right] \dots\dots\dots (12) \end{aligned}$$

ズレは

$$\delta = \frac{F_{st} \cdot a_{st}}{c I_t} \cdot Q \cdot \left[\frac{l}{2} - \frac{1}{\omega} \tanh \omega \cdot \frac{l}{2} \right] \dots\dots\dots (13)$$

となる。

しかし、前記のような c の値に対して、 N を求め、ゲタのタワミを計算して見ると表-12のようになり、比較的良く一致している。さらに、実験値と理論値がよく合致するためには、 c の値を表の値のように決めればよい。したがって、ゲタのタワミから見たずれ止めのズレ常数は、 $c_0 = 5 \times 10^5$ 、 $c_1 = 4 \times 10^5$ 、 $c_2 = 3 \times 10^5$ であることがわかる。

鋼ゲタのタワミは(11)式から、次の式のように与えられる：

まず、

$$M_{st} = \frac{E_{st} \cdot I_{st}}{E_b \cdot I_b + E_{st} \cdot I_{st}} (M - N a) \quad \dots\dots\dots (14)$$

から M_{st} を求め、これから等価荷重を求め、それを用いて、近似的に支間中央の鋼ゲタのタワミを得る。

この場合に、各ゲタに加わる荷重としては、格子作用を考慮した分配荷重の実測値を用いた。

(4) その他の測定値

表-12

			ゲ タ 記 号 (cm)			
			a	b	c	d
ずれ止め完全締結 (No.9)	a ゲタ 載荷	実測値	2.40	1.45	0.60	0.064
		理論値 $\begin{cases} c_0 = 8 \times 10^5 \\ c_0 = 5 \times 10^5 \end{cases}$	2.26 2.42	1.33 1.42	0.57 0.61	0.059 0.067
	b ゲタ 載荷	実測値 理論値 $\begin{cases} c_0 = 8 \times 10^5 \\ c_0 = 5 \times 10^5 \end{cases}$	1.43 1.27 1.36	1.50 1.35 1.44	1.03 0.97 1.03	0.70 0.62 0.67
一本 おきに 締結 (No.10-3)	a ゲタ 載荷	実測値 理論値 $\begin{cases} c_1 = 4 \times 10^5 \\ \text{---} \end{cases}$	2.54 2.95	1.50 1.74	0.65 0.75	0.10 0.08
	b ゲタ 載荷	実測値 理論値 $\begin{cases} c_1 = 4 \times 10^5 \\ \text{---} \end{cases}$	1.45 1.41	1.55 1.49	1.05 1.07	0.73 0.69
一本 おきに 締結 (No.10-4)	a ゲタ 載荷	実測値 理論値 $\begin{cases} c_2 = 2 \times 10^5 \\ c_2 = 3 \times 10^5 \end{cases}$	2.54 2.95 2.66	1.50 1.74 1.57	0.65 0.75 0.67	0.10 0.08 0.07
	b ゲタ 載荷	実測値 理論値 $\begin{cases} c_2 = 2 \times 10^5 \\ c_2 = 3 \times 10^5 \end{cases}$	1.43 1.67 1.50	1.55 1.76 1.59	1.02 1.26 1.14	0.70 0.82 0.74

実験 No.9 および 10 中央断面のタワミの比較

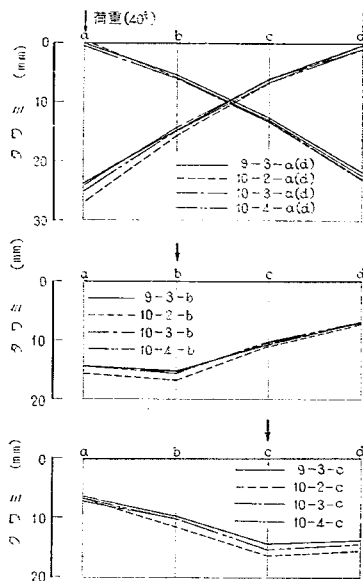


図-104

図-104に、これまでのずれ止めに関する実験で得られた結果を示す。

これから、ずれ止めを緩めた場合においても、タワミの差が極めて僅かであることがわかる。したがって、単一集中荷重が短期間作用する場合には、床版と鋼ゲタ上

表-13

有効幅 (%)	ズレ常数			
	$c_0=5 \times 10^5$	$c_1=4 \times 10^5$	$c_2=3 \times 10^5$	$c_3=5$
	高張力ボルトを全部締める	一本おきにゆるめる	三本おきに締める	全部ゆるめる
タワミから	100	100	97	66
中立軸の移動から	100	85	78	33

フランジの間の摩擦力のずれ止め作用が非常に大きく働くと考えてよい。この実験ではコンクリート床版と鋼フランジとの間にはタール紙を敷いて絶縁してあるが、摩擦は相当にあると思われる。

つぎに、ずれ止めを緩めた場合の断面の中立軸の移動の状況を調べて見ると 図-105, 106 のようになる。ずれ止めの高張力ボルトを緩めることは、コンクリート床版との合成作用を減らし、合成ゲタとしては床版の有効幅が減ったと同じ効果になり、中立軸が低い位置に移動する状況が良くわかる。この中立軸の移動の大きさは、荷重の大きさに比例していることは直ちにわかり、ここでもフランジと床版の間の摩擦力の影響の大きいことがうかがわれる。すなわち、直接載荷されたゲタでは、有効幅の減少、したがって中立軸の低下は著しいが、他のゲタではほとんどズレによる有効幅の減少は認められない。

ズレ常数とコンクリート床版の有効幅との関係を、主ゲタのタワミおよび中立軸の移動から求めて見ると表-13 のようになる。

ずれ止めのボルトをゆるめた場合の中立軸の移動

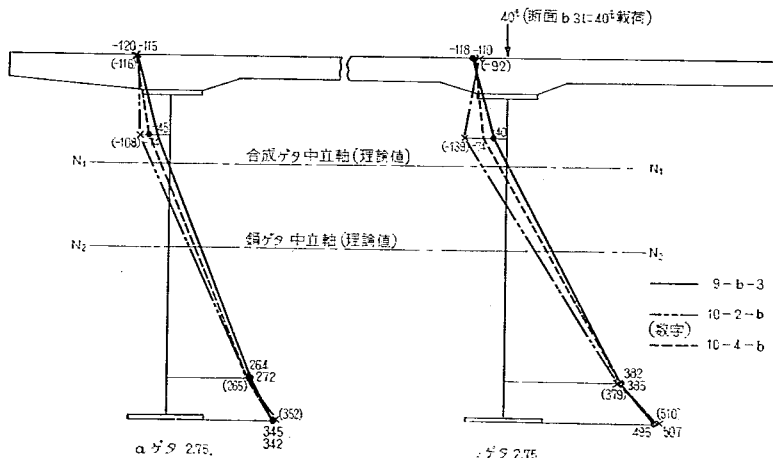
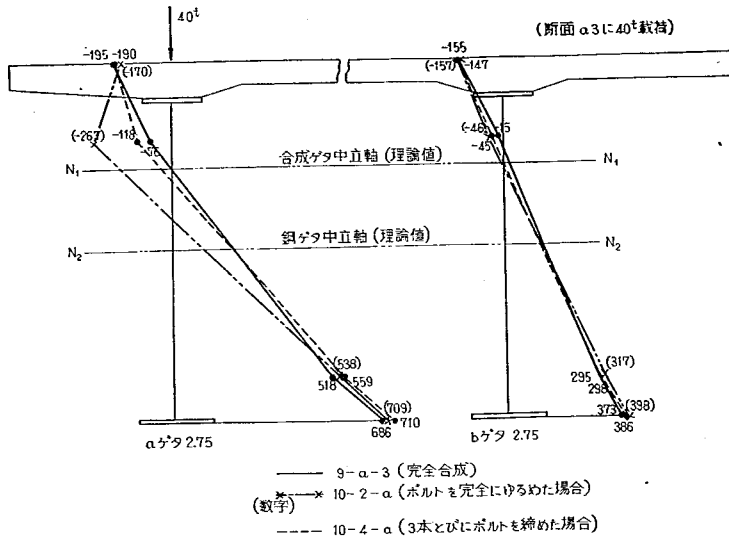


図-105

ずれ止めのがすとをゆるめた場合の中立軸の移動



〔11〕 実験 No. 11 (破壊実験)

これは実験 No. 9 の状態すなわち活荷重合成ゲタ橋として完成した状態における破壊試験である。対傾橋はすでに定めた剛性の最も小さい SW-No. 2 を用いた。

載荷は a ゲタ、b ゲタ上に図-8 に示すように載荷ゲタをおき 2 台の載荷ジャッキを載荷ゲタの両端部に位置させ荷重をかけた。載荷ゲタとジャッキおよび合成ゲタ橋の床版との間には硬質ゴム (ネオプラス) 板 (幅 500 厚さ 30、長さ 1,700) を敷き荷重の伝達をなめらかにした。

理論的には橋幅の約半分に線荷重を載荷したことになる。荷重はすでに実験 No. 9 において弾性限度内の試験を了えているので本実験では橋全体としての降伏の始ま

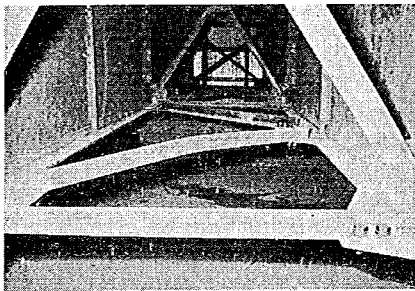


写真-9 a, b ゲタ間横橋の座屈 (実験 No. 11)

る点をつかむべく、次のような荷重のかけ方を行った。

0 t → 10 t → 20 t → 0 t → 30 t 40 t → 0 t → 40 t
 → 50 t → 0 t → 55 t → 60 t →

破壊までこのようにして各荷重ごとにどの程度の残留が生じているかを測定することによって降伏の進行を判断した。ただし上に示した荷重は一つのジャッキの指示荷重であって載荷ゲタにはこの 2 倍の荷重が作用し線荷重として供試体に働いている。(以下においても荷重はすべてジャッキ 1 台の指示荷重をいう。)

荷重の増大にしたがってまず a ゲタ、つづいて b ゲタが降伏する。(いずれも下フランジが先) これによって支間中央で各ゲタにかなりのタワミ差が生じ、橋全体が荷重位置側で大きく片下がりとなり傾斜の増加に伴い、ねじられ、まず 55 t に荷重が達したとき、大きな音とともに横橋の橋端部側より順に圧縮材が座屈を起し (写真-9)、下フランジ自体も完全に降伏し、それからはウェブにはったストレインゲージより判断すると中立軸が荷重の増大にしたがって圧縮縁側へ次第に上昇していった。

荷重は 60 t までは両ジャッキとも均等に上昇したが、60 t を境いにバランスせず片側が増加すると他方が減少し左右の荷重を交互に増加させるべく試みたが單にタワミの増大のみで荷重の増加が得られなかったので、バランスを無視して全体としての荷重が増加するような荷重

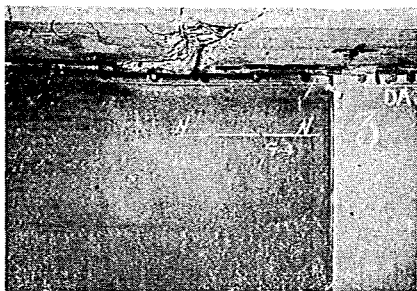


写真-10 aゲタ片持部床版コンクリートの圧壊
と上フランジの座屈 (実験 No. 11)

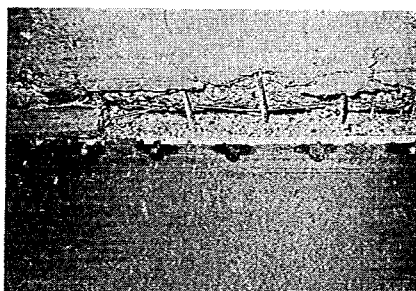


写真-12 bゲタ上, cゲタ側床版下面コン
クリートのはげ落ち (実験 No. 11)



写真-11 床版の押抜きせん断破壊 (実験 No. 11)

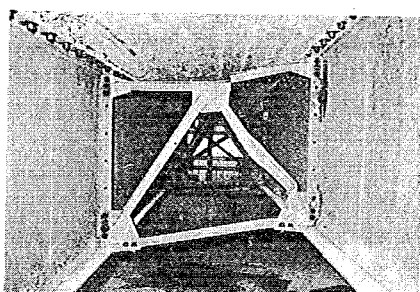


写真-13 対傾構の切断 (b, cゲタ中間対傾構)
(実験 No. 11)

操作により破壊まで増量していった。

破壊は下フランジの降伏の進行とともに中立軸が上昇コンクリート床版が圧壊したときと考えられる。

このときの荷重が一番大きく、aゲタ上のジャッキ112t、bゲタ上ジャッキ31t計143tであった。

圧壊と同時に急激に荷重が減少し、ジャッキのストローク一杯まで伸びきったので試験を終了した。破壊後の観察によれば、床版は載荷ゲタより直接荷重を受ける部分ではaゲタ上および張出し部は圧縮座屈し、座屈した鉄筋が露出(写真-10)、bゲタ上は押抜きせん断力により破壊した。(写真-11) またbゲタとcゲタとの間で、bゲタ降伏後の剛性の減少と対傾構の変形により床版がほとんど荷重分配をうけもつためcゲタとのタワミ差が増大し、このため床版はbゲタ近くとcゲタ近くとでせん断され、cゲタ上とその近傍に橋軸方向に大きなクラックを無数に生じ、下側ではゲタに沿って所々コンクリートがはげ落ちた。(写真-12)

鋼ゲタは下フランジの降伏後ヒズミの増大により黒皮がはく離し浮き上り、ウェブも変形の増大のため座屈した。上フランジは床版の圧壊まで異状はなかったが、床版の圧壊と同時に座屈を起した(写真-10)。これはaゲタについていえることで、bゲタでは下フランジの降伏

のみ、c、dゲタは異状がなかった。

ずれ止め取付けの高張力ボルトや補剛材、溶接部などにおける異状はまったく見られなかった。

横構はa、bゲタ間に配置されたものは圧縮材は支間中央付近のものを除き座屈したが、引張材は異状なかった。

圧縮材も支間中央近くのものは座屈していない。対傾構はb、cゲタ間の支間中央にあるものは切断および座屈を起し、(写真-13)他のものも切断はされてないが完全に座屈を起していた。a、bゲタ間c、dゲタ間の対傾構はほとんど異状が見られなかった。供試体の極限耐荷力として鋼ゲタ下縁の応力が材料試験による破断応力44.1kg/mm²コンクリート床版上縁の応力が2日圧縮強度420kg/cm²に達し(表-2、表-5参照)応力分布が矩形分布となるとき最大の塑性モメントより求めたものは46.8tとなる。破壊実験の載荷状態でa、bゲタの極限荷重の計算値はc、dゲタへの荷重分配を弾性限内の分配率で求めた場合131.8tである。実験値は143tであるから理論値より10%程度上まわっている。しかしながら測定結果をみてわかるように弾性限をこえると分配率は悪くなるので、a、bゲタの極限荷重は計算値よ

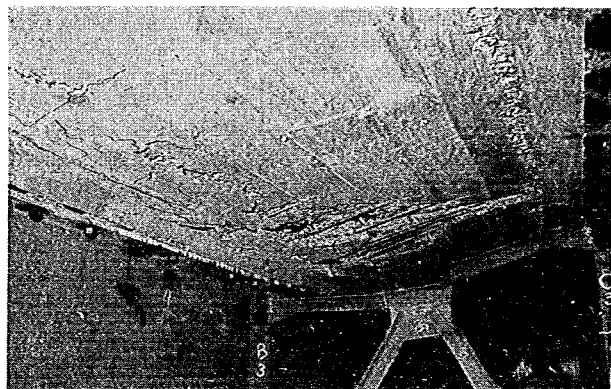


写真-14

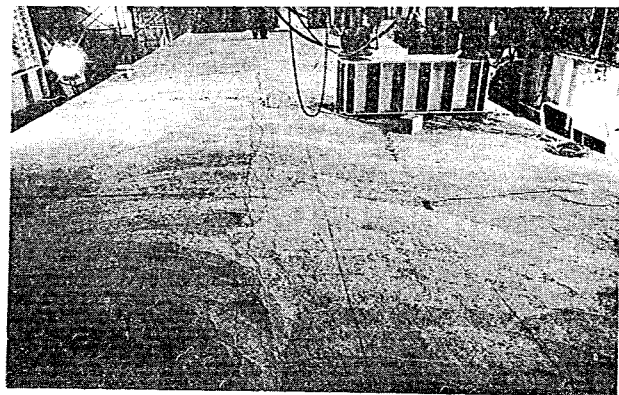


写真-15

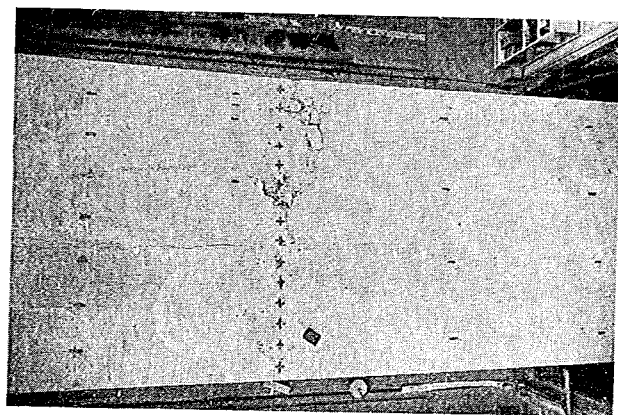


写真-16

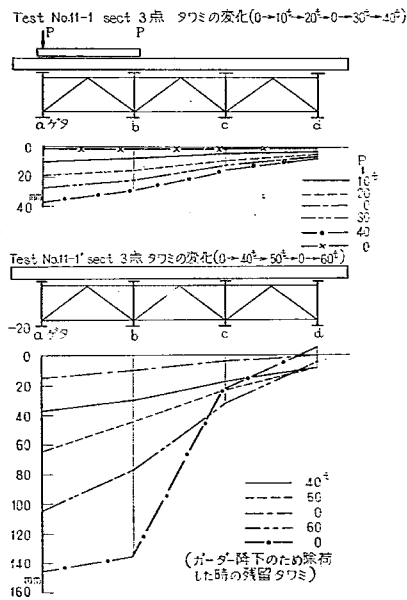
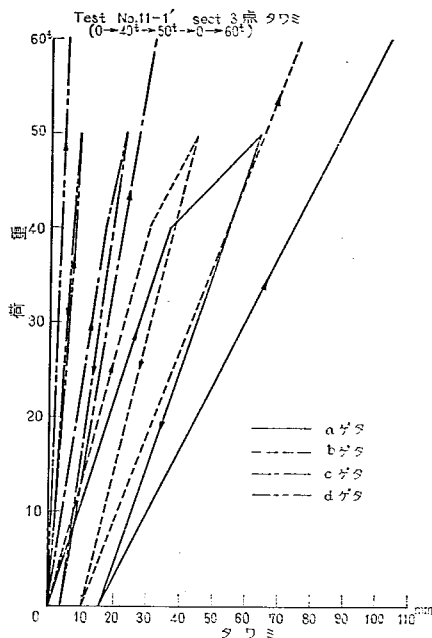
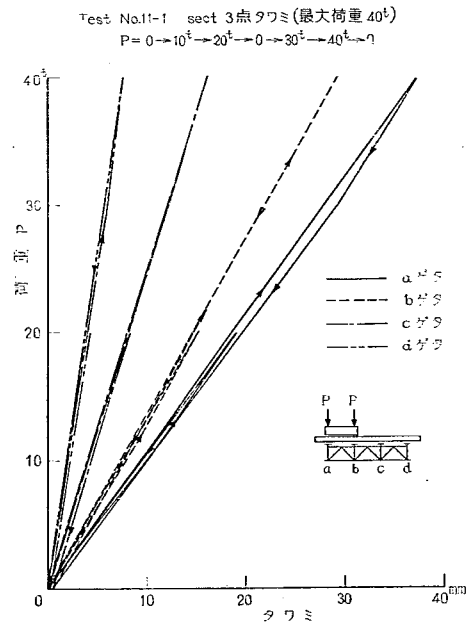
り相当大であることがわかる。この原因については種々の要因の組合せで一概に断定できないが、第一に中央の対傾構が破壊しかつ床版コンクリートが割れても、橋軸直角方向の鉄筋の引張り抵抗によって、相当の荷重分配が行なわれること、第二にa, bゲタの計算は単独であるが実際は上部を床版、下部を横構で囲まれた箱ゲタ形状であるため計算では無視した主ゲタのねじり抵抗が存在すること、さらに支間中央付近の床版は橋軸方向に沿って破壊されていても、橋端近くは、健全であるので、この付近の床版がa, bゲタの変形を阻止していること、これは対傾構についても同様なことがいえる。また横構が主ゲタ断面に寄与していることなどがあげられる。写真-14, 15, 16に床版の破壊状況を示す。次に個々の測定項目について実験結果を考察する。

(1) タワミ

各ゲタの支間中央点下フランジにダイヤルゲージをセットして荷重の増大にしたがって破壊まで測定した。タワミ量が大きくなってからはダイヤルゲージスタンドにとりつけた30cmの竹尺で測定した。これらの測定結果を図-107, 図-108に示す。

図-107は弾性限内荷重, 図-108は弾性限界外荷重による測定結果である。

図-108より明らかなように40 tを越えたと急に増大し傾斜がゆるくなっている。この現象はaゲタはもちろん



直接荷重ののっていないcゲタにおいても見られ、cゲタ下フランジもわずかに降伏していることを示す。したがって荷重を除去してもかなりの残留タワミがあり、その量も各ゲタの分担荷重に比例している。次に60tではさらに降伏が進み直線のこう配もゆるくなっている。60tになると対傾構も降伏が顕著になり一部の圧縮材(支間中央b、cゲタ間の対傾構の斜材)は座屈し、横構も橋端部の圧縮材に座屈が生じ荷重分配機能が低下する。

このため直接荷重を受ける。a、bゲタは分配率の減少のために負担が増大するが、逆にcゲタdゲタは負担が減少するため、タワミの開きが直接載荷のゲタと間接載荷のゲタとでかなり目立ってくる。特に降伏現象を起していないdゲタでは、分配が減った影響がはっきり現われ、直線のこう配が急になっている。これらは各ゲタのタワミの横方向分布を見ることによってわかる。

図-109は支間中央の各ゲタのタワミを横方向分布がわかるように書きなおしたものである。

(2) ヒズミ

aゲタ、bゲタについて図-110、図-111に示すように鋼ゲタの上下フランジと腹板、および、コンクリート床版上面にストレンゲージをはりヒズミを測定した。図の測定位置は支間中央ではスチフナーのため応力の乱れが考えられたのでこれより75cm離れた点を選んだ。各断面におけるヒズミは図より明らかなように弾性限内の荷重ではほぼ直線的に分布している。コンクリート上面におけるヒズミが小さ目に出るのは荷重の小さい時はすれ止めと床版とのなじみがよくないため効きが悪いためと、コンクリート内の分布の不均等があらわれたものであろう。このことはフレキシブルジベルのPush Out試験においても見られる現象である。これは図-111を見れば荷重の増大により直線分布ののってくることから推定できる。

図-112にコンクリート床版上下面の橋軸方向ヒズミの測定結果を示す。図中床版下面において引張ヒズミが生じているがこれは直接荷重による局所的な影響である。

主ゲタとしての床版断面は上下面のヒズミの平均値の分布曲線より判断して、各ゲタの荷重分担に依じて有効に働いている。これは図-113でもみられるようにヒズミは弾性限内においては荷重の増大に伴いほぼ直線的に変化している。ここで示したヒズミは載荷ゲタ直下ではなくそのフランジ縁より橋軸方向に50cmはなれた点(載荷ゲタ中心より75cm)のヒズミである。図-114はa、b、ゲタ間にある横構のヒズミの測定結果である。図中I-2、I-4、I-1、I-3、などは40tでかなり大きな値になっているが、同一部材におけるヒズミI-5、I-6、I-7、I-8、の値のバラツキを見てわかるように測定値は曲げの影響が入り真の部材力におけるヒズミを表わしていない。こ

のためこの結果のみで横構について検討を加えるのは冒険だが、主ゲタ破壊前における横構部材の座屈などより判断して、横構にはかなりの応力が発生していることが推定されるがこのために横構を補強する必要があるかどうかは設計方針によるものと考ええる。

現段階としては横構は荷重分配作用にあずからず、したがって横荷重のみで設計してさしつかえなからう。ただ、今後の理論解析の方向として、横構を主ゲタを形成する一部材として考慮することは十分可能性のある問題である。

つぎにb、cゲタ間の支間中央にある対傾構のヒズミ測定結果を図-115に示す。これについても横構と同じく曲げの影響により、正しい部材力の測定は困難であったが、定性的なことは知ることができた。荷重40tのときに引張材でも 1000×10^{-8} 程度のヒズミ量が測定され、かなり大きな値となっており、断面および剛性の不足が目立つ。タワミの測定結果の所でも述べたように、ゲタの降伏の進行とともにまず対傾構が損傷され、荷重分配機能の低下によりさらにゲタの降伏が進む。したがって、通常の応力状態(弾性限内荷重)では破壊試験に使用した山形の対傾構(SW-No.2)で十分であるが、破壊までを考慮する極限耐力荷重を問題とする場合には全体のバランス、部材の有効利用の面から、もっと剛な対傾構または横ゲタを使用するのが適当である。

このように二次部材の剛性や強度は設計荷重以内ではそれ程橋の耐力に影響をおよぼさないが、設計荷重以上の荷重に対しては、剛性の差が橋全体の極限耐力に影響する。

(3) コンクリート床版と上フランジとの間のズレ

すでに実験No.10においてズレの問題を検討したが本実験においても荷重40tまでの測定結果は図-116、図-117において見られるように、ゲタ端および支間中央で測定したズレ量がきわめて小さい。このことは試験体に用いたすれ止めとその間隔はかなり余裕のあるもので、十分に合成作用が確保されていることを示す。

このため破壊時、コンクリート床版が圧壊するまで異常はなかった。むしろこれほど強固な結合度は設計のバランスから考えて必要ないのではないと思われる。

[12] 実験 No. 12

これは床版に関する実験で、次の3項目よりなる。

- 1) 橋端部床版の実験。
- 2) 中間部床版の実験。
- 3) 床版張出し部の実験。

(1) 橋端部床版の実験

橋端部では床版が不連続となるので、中間部に比べて強度が不足する。このため、床版端部より橋軸方向30cmの区間は、床版厚を12cmとし、実橋に対しては16cmを

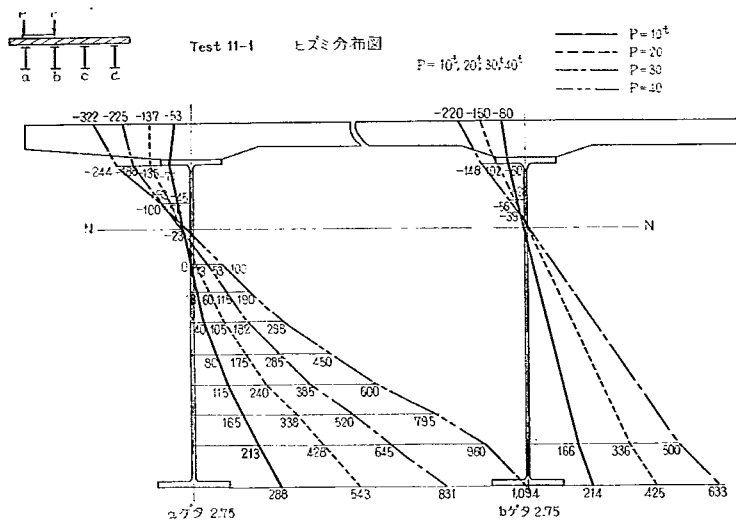


図-110

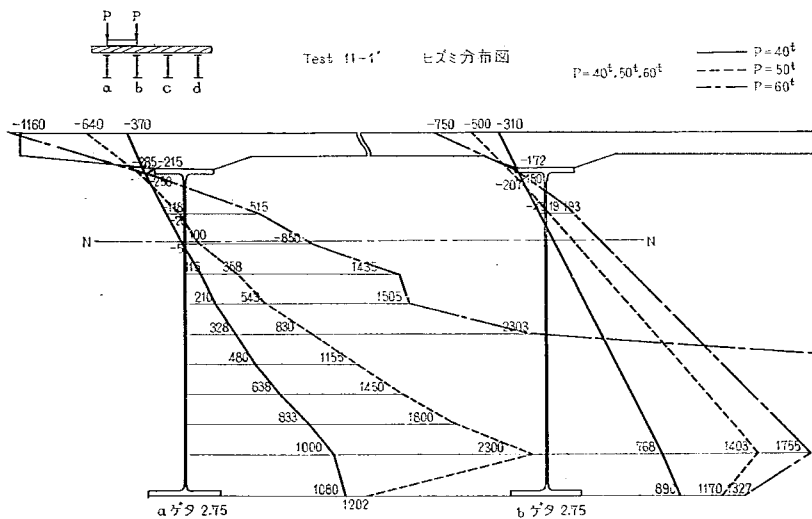
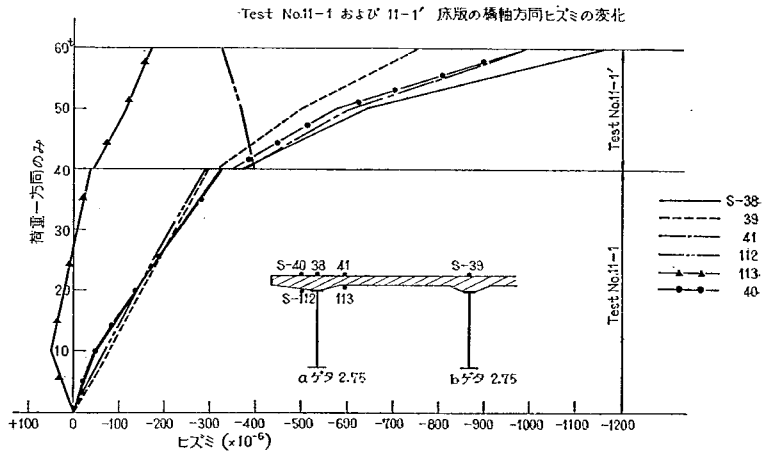
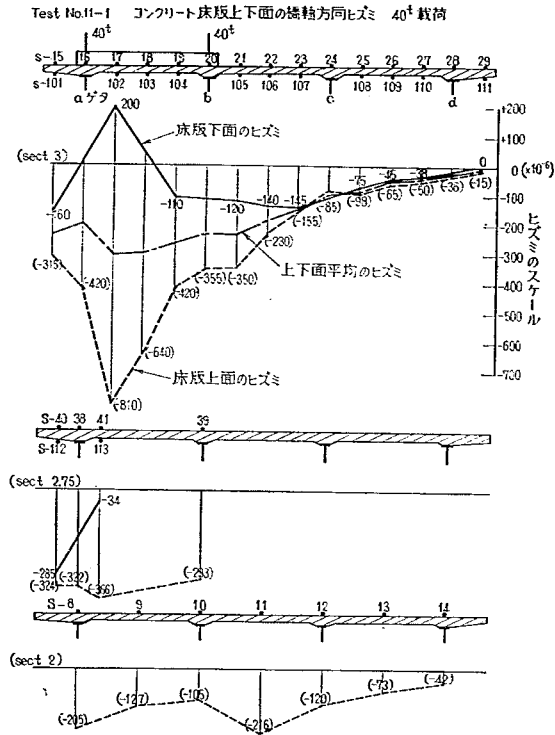


図-111



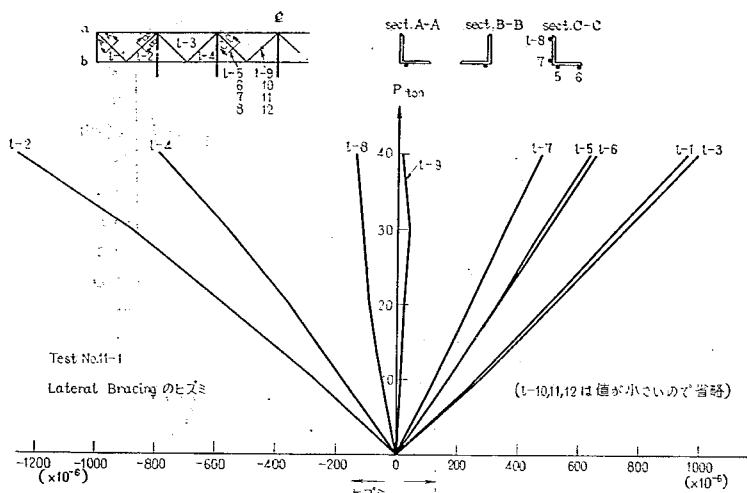


図-114

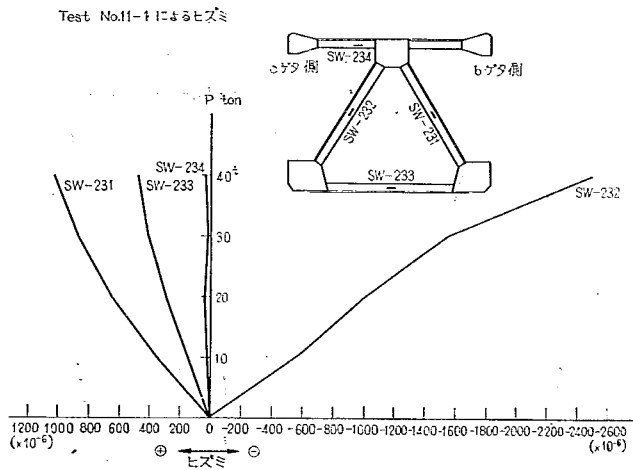


図-115

Test No.11-1 sect 2,3 点のズレ

Test No.11-1 sect 0 点のズレ

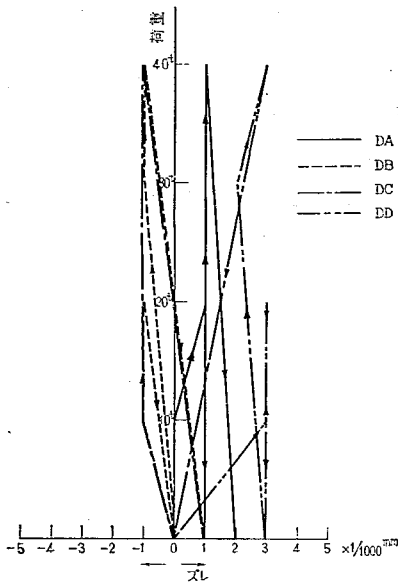


図-116

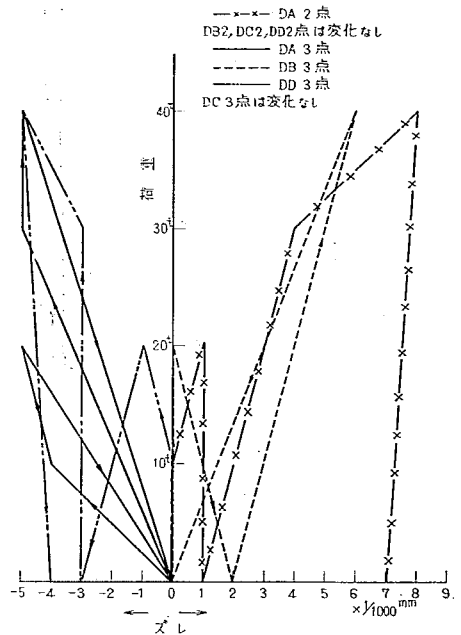


図-117

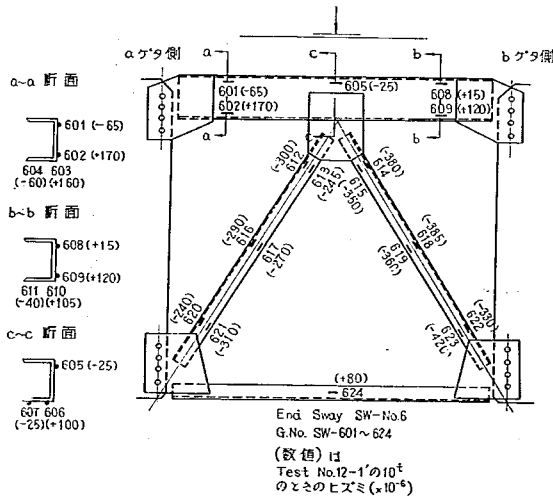
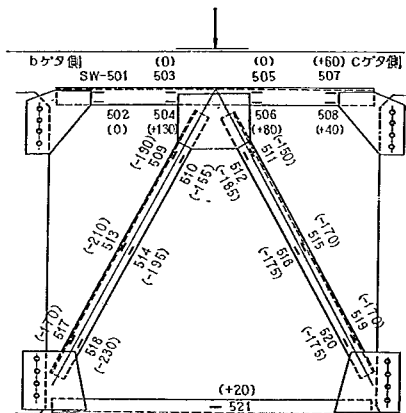


図-118

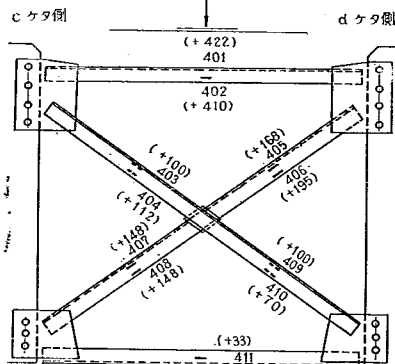


End Sway SW-No.5

G.No. SW-501~521

(数値)は
Test No. 12-2 の
5t のときのヒズミ ($\times 10^6$)

図-119



End Sway SW-No.4

G.No. SW-401~411

(数値)は
Test No. 12-3 の
10t のときのヒズミ ($\times 10^6$)

図-120

24 cm としたことになる。それに応じて有効高も増大させ、かつ、鉄筋量も中間部の2倍に増やして配筋、補強した。さらに床版端部自由端の補剛の程度を決定するために、端対傾構は図-118、図-119、図-120の3種を用意した。(写真-17) このうち、図-118、図-119に示すものは、上弦材上に、床版がのっているが、図-120は床版自身の補剛のみで対傾構は、直接には床版を支持しない構造である。

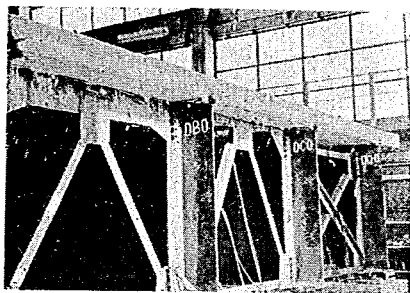


写真-17 端対傾構 (実験 No.12)

荷重は端部より 20cm の所で各ケタとの中間に使用させた。

その結果、端対傾構に生じたヒズミは、図-118、119、120の()内に記してある。

また橋軸直角方向のコンクリート床版の上下面のヒズミの測定結果を図-121、図-122、図-123に示す。同じく、橋軸方向における床版上下面のヒズミの測定結果を、図-124に示す。

これらの測定結果を見ると、弾性限内では剛性の小さい山形鋼による補剛効果はほとんどなく、補強のないときとヒズミの値が変わらない。これに反し、溝形鋼で補剛されたものは有効に働き、ヒズミがかなり減少している。

しかし、単に静的な荷重に対してのみならば、補剛されない床版(図-123)でもその測定結果よりみて、鉄筋量を増やし、厚さを1.5倍にした程度で十分である。この場合の極限強度は29tで、後でのべる中間部、および張出部の極限強度に比べて大きい。また、山形鋼を補剛ゲタとした床版の極限強度は37tでこれがない場合より27%ほど増大し、極限荷重を考える場合には弾性限内に比し、その有効性が期待できる。一方溝形鋼を用いた場合は、極限強度が56tとなり、2倍以上に増大している。

以上総合すると、橋端部の床版は静荷重のみに対しては、床版だけの補強で済むが、伸縮継目との取付部が損傷されやすく、衝撃も他の部分に比べて大きいので、確実な補剛効果の期待できる補剛ゲタの使用がのぞましい。

(2) 中間部床版の実験

床版中間部における極限強度を求めるために、図-125に示すごとく、ケタとケタの中央に幅250×厚さ30×長さ180の硬質ゴム(ネオプラス)板をおきこれを介して荷重をかけ、破壊させた。最終荷重は23.5tでせん断引抜きによる破壊を示した。破壊時の単位圧は52.2kg/cm²である。

(3) 床版張出し部の実験

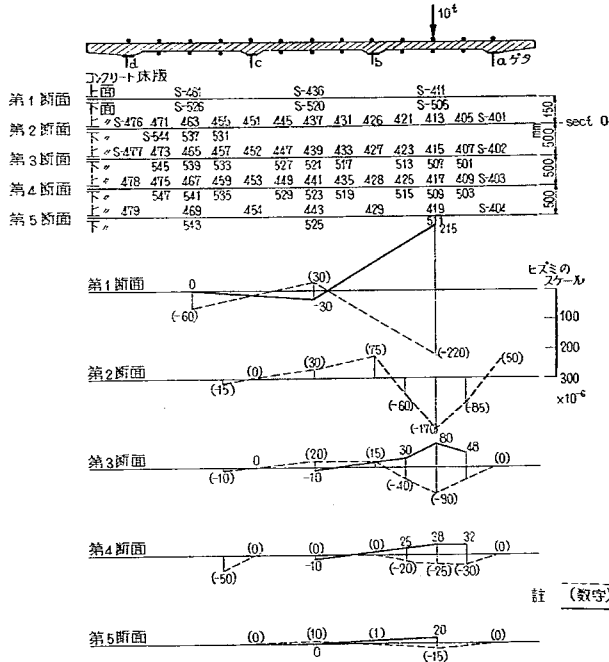
Test No.12-1' コンクリート床版上下面の橋軸直交方向のヒズミ 10^4 載荷

図-121

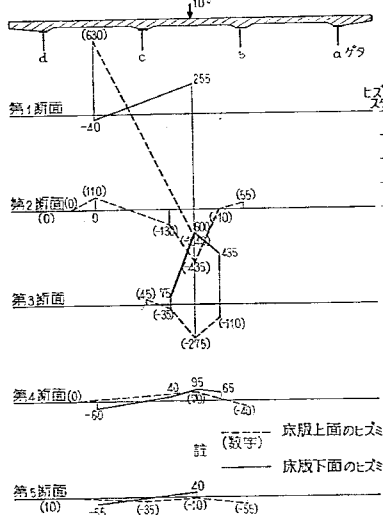
Test No.12-2' コンクリート床版上下面の橋軸直交方向のヒズミ 10^4 載荷

図-122

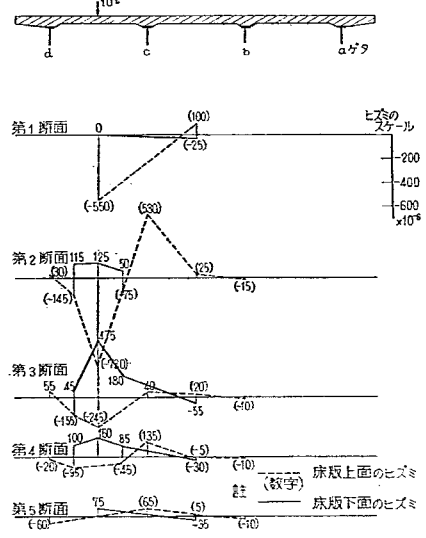
Test No.12-3' コンクリート床版上下面の橋軸直交方向のヒズミ 10^4 載荷

図-123

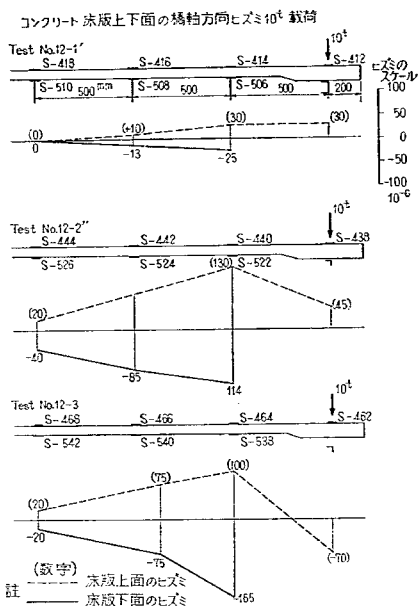
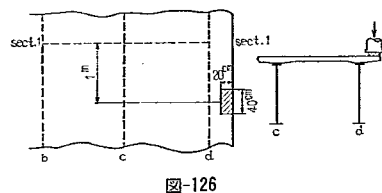
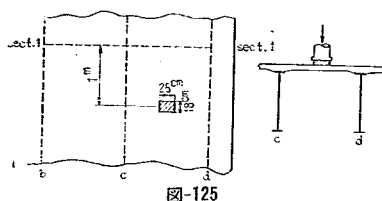


図-124

張出し部の極限強度を求めるために行なったもので、荷重の載荷位置は図-126のとおりである。同じく、幅 $400 \times$ 厚さ $30 \times$ 長さ 200 の硬質ゴム板を敷き荷重をかけた。

破壊荷重は 16.5 t で接地圧になおすと 20.6 kg/cm^2 となる。



以上の結果より、極限強度は片持部が最も弱く、他は、 $40 \sim 70\%$ 大である。

〔13〕 実験 No.13

これは橋端部におけるせん断抵抗力に対する実験である。載荷位置はゲタ端支点より 3 m の位置に載荷ゲタを中央で行なった破壊試験と同じく、aゲタ、bゲタ上におき、腹板がせん断破壊するまで荷重をふやしていった。腹板には、ロゼットゲージを用いて主応力の方向を求めた。荷重 20 t のときの応力測定結果を図-127に示す。

また、橋端部付近および支点上の補剛材の鉛直ヒズミの測定結果を図-128に示す。これよりわかるように、支点上の補剛材以外は荷重の増減にほとんど影響されない。

極限荷重は、aゲタ上のジャッキの指示荷重 85 t 、b

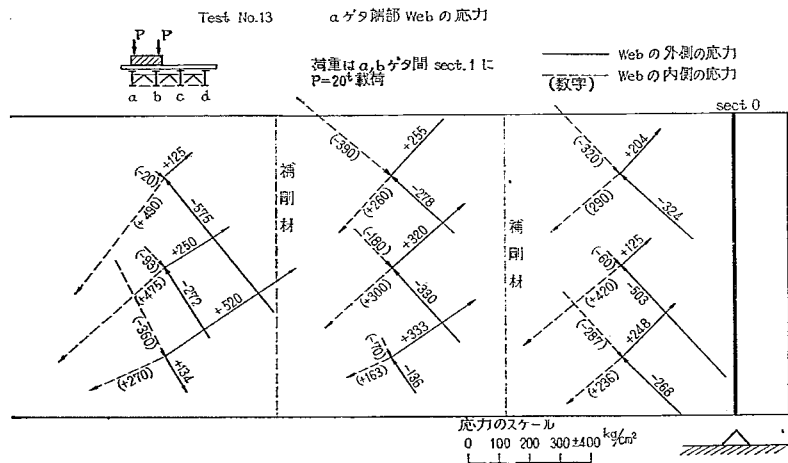


図-127

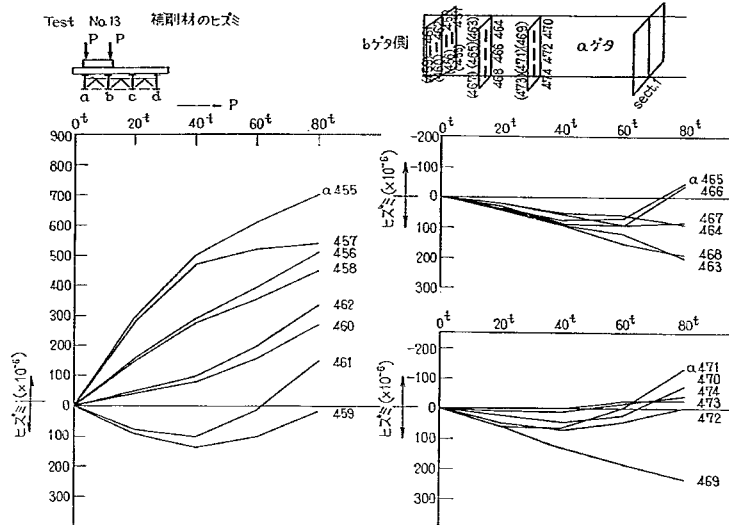


図-128

ゲタ上のそれは118tで計203tであった。これは中央載荷のときの耐荷力143tに比べても42%も大きくなり腹板厚が製作上の理由で4.5mmより6mmと33%厚くしたが、これを差し引いてもなお十分なせん断強度を有する。

5. 結 言

以上実験より得た注目すべき観察結果を忠実に記録しさらに実験値と計算値を比較し考察を行ってきたが、これを総合すると次のことがいえよう。

まず第一の目的に対しては、

- (1) 供試体の原型の標準設計は、各部とも所期の耐荷力を十分有していることが実験結果より推定できる。したがってその設計法は妥当である。
- (2) 標準設計の荷重分配機構としては、中央に剛性の高い荷重分配ゲタを設けて、床版のみに負担をかけることをさけるべきである。この主ゲタへの取付けは作用する格点力に応ずる程度のせん断スリベットのみにさしつかえない。
- (3) 床版の橋端部自由端は、補剛ゲタを設けて補強すべきである。この大きさとしては、溝形鋼程度がのぞましい。
- (4) すれ止めの抵抗力は、先に行なった Push out 実験結果より求められた許容荷重を用いて設計すれば十分安全な強度を有する。したがって今後その許容荷重をさめるための資料として Push out 実験結果を適用してもさしつかえない。

(5) 床版の損傷は、橋自体の耐荷力を急減させるから、床版の設計施工には十分注意しなければならない。とくに床版厚の減少は床版の寿命に重大な影響がある。

(6) 原設計のせん断抵抗に対する耐荷力は、曲げモーメント抵抗に対するそれより大である。

次に第二の目的に対しては、

- (1) 主ゲタがI形ゲタの上路主ゲタ並列橋で、主ゲタ間に横構を有するときは、その横構で結合された主ゲタは、床版と横構で閉合された主ゲタ断面としてのねじり剛性で期待できる。その大きさは、横構断面、横構の取付け位置、取付け方法等によってことなる。
- (2) 弾性限内では、もっとも簡単な対横構でも、その荷重分配機能は剛なものに比べて大差はない。ただしその際の内部応力はその構造によっておおいにことなる。
- (3) 現行の設計において二次部材としてとりあつかわれている部材も、橋の極限強度には一次部材として一体となって作用する。
- (4) 合成ゲタ橋では、床版とゲタがすれ止めによって緊結されているので、支間中央偏心載荷の場合、破壊近くなって中央付近の床版が橋軸方向にワレを生じせん断抵抗がなくなった後でも、橋軸直角方向の床版主鉄筋による引張抵抗が荷重分配機能として残る。さらに両橋端部近くの健全な床版のせん断抵抗

抗による主ゲタ変形阻止作用が同じく荷重分配機能として作用する。

- (5) T形鋼使用の溶接 I 形鋼は、従来の溶接 I 形ゲタに比して十分の安全性を有する。

第三の目的に対しては、

- (1) 高張力ボルトで取付けたずれ止めは、溶接接合のずれ止めと同等の耐荷力を有する。
- (2) 床版打設後高張力ボルトをゆるめることにより、乾燥収縮による応力の大部分を解放することができる。
- (3) 床版を分割施工する場合、静的実験結果によれば床版自由端の補強は、床版厚、鉄筋量を増加することによって、必要強度を得ることができる。

などである。なおこれらのことは、この実験が静的実験であって、実橋はくり返し荷重、衝撃荷重をうけることを考えると、さらにくり返し荷重試験、衝撃試験などにより、たしかめる必要があろう。ただし第一の目的に対してはその影響を推定して結論を出した。

今回の報告は主として実験結果の整理と予備計算との比較検討を中心としてまとめたものである。したがってさらに検討すべき点が多いが、これは今後順次に検討を加えてゆくつもりである。

終りに本実験の供試体の製作、実験作業を担当された

日本鋼管株式会社および同社社氏の御協力を感謝する。

参 考 文 献

- 1) 山本, 中村: Block, Channel および Hoop Shear Connector の試験報告 土木研究所報告第109号 昭和36年11月
- 2) 山本: 不完全合成ゲタ橋の曲げ理論 土木学会論文集第67号 昭和35年3月
- 3) 建築構造標準委員会: 高張力ボルト摩擦接合設計・施工基準案 昭和34年12月
- 4) 大宮, 田島: 高張力ボルト摩擦接合継手のすべりおよび応力分布 鉄道技術研究所報告 第236号 昭和36年7月
- 5) A. Dörnen, G. Trittlar: Neue Wege der Verbindungstechnik im Stahlbau. Der Stahlbau, 25 Jahrgang, 1956
- 6) H. Homberg, J. Weinmeister: Einflußflächen für Kreuzwerke: Springer-Verlag, 1956
- 7) A. W. Hendry, L. G. Jaeger: The Analysis of Grid Frameworks and Related Structures. Chatt and Windus, 1958
- 8) 多田, 国広: 格子ゲタの簡易計算法 土木技術資料 第2巻7号 昭和35年7月

Report
of
The Public Works Research Institute
Ministry of Construction

Vol. 116, November 1963

CONTENTS

1. H. Nakagawa, K. Ezaki and T. Tada
Studies on Hydraulic Behaviors of Arch Dam Spillways (1)
—Experimental Research on Amagase Dam Spillways—.....(1)
2. K. Nakamura, T. Okubo, R. Iida and Y. Tokuoka
Analytical Solution for Modified Arch.....(33)
3. A. Ariizumi, T. Maki and S. Wada
Modification of Some Engineering Properties of Clays by
Amines Additives.....(53)
4. Y. Tada, S. Nakamura and H. Shinohara
Large Scale Model Test of Composite Steel and Concrete Bridge.....(79)