土木研究所報告

第九十六号

観測々定器に関する研究（4）
——水面追随器について——
……吉川秀夫　高木　昇　八木龜助　杉本昭典…（1）
格子桁橋の研究（I）……田原保二　池田哲夫　林田義業…（9）
ダムに使用されたセメントの性質について
——第一報　上椎葉ダム用セメントについて——
……有泉　昌　小松原正夫　安沢俊二…（33）
高炉セメントに関する研究（第1報）
——高炉セメントの一般的性質，特に強度及び水和熱について——
……松村孫治　有泉　昌　小松原正夫…（53）
猿谷ダム水理模型実験……村　幸雄　永田二生…（85）
鈑桁に於ける集中荷重の拡散について（2）……高田孝信　貞升文槌…（135）
井筒基礎および杭に対する地盤常数の分布に関する基本的研究
……猪瀬寧雄　高田孝信　安部清孝…（163）

昭和三十二年三月

建設省土木研究所

土木研究所報告第96号

正　誤　表

ダムに使用されたセメントの性質について

——第一報　上椎葉ダム用セメントについて——

頁		誤	正
38 (2)	表 — 2	Fl_2O_3	Fe_2O_3
40 (8)	表 — 3	$\sigma 28$	σ_{28}
〃		σ_h	σ_n
40 (8)	下から7	年5	5年
41,50(9)(18)	上から7 18,	Cal/g	cal/g
44 (12)	表 — 6	最小値 0.88 最大 0.80	入れかえ
45 (13)	上から14	小野田	小野田社
48 (16)	下から13	きれて	されて

高炉セメントに関する研究（1）

頁		誤	正
57 (5)	下から8	M_nOは特に多いことは望ましくなく	削除
59 (7)	表—1中	A製鉄所のV式総平均値1.40	14.0
64 (12)	下から1	原セメント化の	原セメントの
67 (15)	上から2	(SO_2)	(SO_3)
〃	下から8	0.8～0.6%	0.8～4.6%
70 (18)	下から 5,4,3	Cal	cal
71 (19)	表-10中下から2	土椎葉	上椎葉
73 (21)	下から1	分離分砕	分離粉砕
76 (24)	下から12	時に凝結時間	特に凝結時間
80 (28)	下から8	適用	適当
81 (29)	上から2	組分	組成
〃	下から12	同様なもので個々の	同様なものでも個々の
82 (30)	上から12	心よく料を	心よく試料を
82 (30)	文献 9)	Spmp	Symp(
	〃 10)	Dentscher Aus sch$\mu\beta$ für stahtbeton	Deutscher Aussch $\mu\beta$ für Stalbeton

鈑桁における集中荷重の拡散について（2）

頁		誤	正
136(2)	22	$\cdots=t\frac{\partial^2 F_0}{\partial x^2}-t\sum_{n=1}^{\infty}\{$ ……	$\cdots=t\frac{\partial^2 F_0}{\partial x^2}+t\sum_{n=1}^{\infty}\{$ …
137(3)	18	$\cdots=-\frac{K_1}{Et}\{$ ……	$\cdots=-\frac{K_3}{Et}\{$ …
138(4)	11	$\cdots+b_1 sh\mu_1 y)/cy\mu_1$	$\cdots+b_1 sh\mu_1 y)/ch\mu_1$
142(8)	5	$e^{-\alpha n x}/\alpha_n'$	$e^{-\alpha_n x}/\alpha_n'$
142(8)	18, 20	$C_0\mathfrak{T}_2'$	$C_0\mathfrak{T}_2$
143(9)	8	$B_0\mathfrak{B}_3$	$B_0\mathfrak{B}_2$
143(9)	14	$\cdots\cdot\alpha_n'^2/(\lambda'^2+\alpha_n'^2)^2$	$\cdots\cdot\alpha_n'/(\lambda'^2+\alpha'^2_n)^2$
143(9)	22	$/\mathfrak{B}_2\alpha^{-}_4-\mathfrak{B}_4\cdot\mathfrak{T}_2$	$/\mathfrak{B}_2\mathfrak{T}_4-\mathfrak{B}_4\cdot\mathfrak{T}_2$
143(9)	9	$\mathfrak{A}_1\cdot H_{3n}-D_3\cdot H_{1n}$	$\mathfrak{A}_1\cdot H_{3n}-\mathfrak{A}_3\cdot H_{1\cdot n}$
156(22)	表—3—4	$n\varphi_0\cdots 4.46$ 4.49	$n\varphi_0\cdots 4.49$ 4.46
156	表—3—5	$n\cdots 3.24$	$n\cdots 3.54$
	写真—4	フランヂ無 $t_1=3.9$ $\phi=25°10'$	フランヂ無 $t_1=3.9$ $\varphi=0°$
	写真—4	フランヂ無 $t_1=4.9$ ϕ 25°10′	フランヂ無 $t_1=3.9$ $\phi=25°10'$
	写真—4	2W—10.7kg&40.4kg^{-1}mm	2W＝10.7kg $\alpha=40.4\text{kg}^{-1}\text{mm}$
	写真—6	2W＝9.07cg	2W＝9.07kg

井筒基礎および杭に対する地盤常数の分布に関する基本的研究

頁		誤	正
164(2)	下より6	こと仮定すれば	と仮定すれば
165(3)	表 — 2	ξ_m	ϵ_m
170(8)	4	(3)	(2)
174(12)	12	$\frac{4x}{3}$	$\frac{\Delta x}{3}$
175(13)	2	M_i	M_j
〃	式 15 3	$\frac{s-i}{s-j+1}$	$\frac{s-j}{s-j+1}$
〃(13)	式 17 12	$B_j(\zeta)-\zeta(\zeta)A_{010j}$	$B_j(\zeta)-\delta(\zeta)A_{010j}$
〃	11	p	P
174(12)	式9の中4	ξ_v	ξ_j^n
180(18)	14	地盤常数が K	地盤常数 K が
〃	19	K_c の頃の	K_c の項の
164(2)	式(1)にて	$z=\frac{2I}{D}$	$Z=\frac{2I}{D}$
185(23)	式(19),(d)にて	$\frac{Dl_1^4 Kl_1}{EI}$	$\frac{Dl_1 Kl_1}{EI}$
184(22)	下より6	$Dz_4 Kz$	$Dz^4 Kz$

所報刊行に際して

建設省土木研究所長　伊　藤　　剛

私が所長就任してから丁度1年になるが，その間所報が発行されるのは今回が 4 回目に当る。今迄の所報は前任者の当時の研究結果であり，今回のもまだ大半はそうである。何れにせよ所報を読むに当り各位の感想，批判をどしどし御遠慮なく戴き度いものである。私自身当所の研究発表は所報にのつてから始めて読むのが普通である。所報用の原稿が私の手元に届き，それについての説明を受けるが原稿の文章は特別のものを除き読まない。それぞれ独自の筆跡で書きなぐつた他人の文字など到底読めるものではない。

所報に載つて活字になつたものを始めて読むが，先づ所報の論文には表現に一種の型があるのが気付く。その型は飽く迄担々と書きつゞることを原則としているようだ。科学と云うものは個人的意志は余り強調せず，事実に基づき論理によつて推定できる結論を述べるに停める可きだとの考へ方は正しいとは思う。併し多忙な身で論文をよみ何処の点に重点が置かれ，どの所が著者の新たに導いた結論なのかわからないようでは不便であると感ずる。

之は当所の所報記載の論文だけに就いての事ではなく，学術誌全般に通じての一般読者共通の要求であろう。今回の所報はこの点特に注意を始め，今後益々そのように導き度いと思う。

戦後土木工学の研究の仕方が著しく変つて来た。それは数学的の研究の仕方が改められて実験的に研究されるようになつたことである。実物を造る以上それの模型をつくつて，実験により諸性質を調べることが一番確実で実際的であることはわかる。併し模型実験にも比例則等の関係で自ら限界がある。現場を担当される技術者にお願いし度いことは，実物の実測をやつて戴き度いことである。実測と模型試験と数学的解析と三者揃はないことには土木工学の発展進歩は望めないと思うから。繰返へしお願いする。この所報を読まれ感想や土木研究所の研究の内容，やり方等について遠慮のない御注文を戴き度いことである。

観測々定器に関する研究（4）

——水面追随器について——

建設技官　吉川秀夫
文部教官　高木昇*
建設技官　八木亀助
建設技官　杉本昭典

（昭和30年7月）

目　次

Ⅰ 序　言……（1）
Ⅱ 水面追随器の概要……（1）
〔1〕 水面追随器の設計要目……（1）
〔2〕 水面追随器及び動作原理……（2）
（1） 水面指示伝達装置……（2）
（2） 水面追随器の動作原理……（4）
Ⅲ 水面追随器の一応用例……（5）
〔1〕 流量及水位調節の連動機構遠隔操作……（5）
〔2〕 電子管部分の動作原理……（6）
Ⅳ 水面追随器の今後の改良点……（7）

Ⅰ 序　言

最近，水理試験に用いられる模型は，次第に大型化し，また水位観測の精度は次第に精密さが要求される様になつて来たために観測に要する人数も次第に多くなつてきた。それで，河川第一研究室及び大型水型試験室では，東京大学生産技術研究所と協同して，遠隔水面測定用の装置，自動水面追随器，を製作し，模型の各点の水位観測を1ケ所で遠隔測定し，精度を上げると共に確実さを増し，あわせて人員の節約を計つた。

また，本器はバルブと連動させることにより，流量の遠隔操縦および測定が，また水位調節装置と連動させることにより下流水位の遠隔自動調節が可能となり，水理模型試験における観測種目の内，流速及び流向の観測を除いて，ほぼ遠隔操作をすることができることになる。

本器を使用した結果，まだ改良すべき点もあるが，一応所期の目的を達することができたので，こゝに報告する。

Ⅱ 水面追随器の概要

〔1〕 水面追器の設計要目

* 東京大学生産技術研究所教授

本器が満足すべき条件，或いは設計要目として考慮された条件は大体次の如きものである。

（1） 水位測定の精度は，現在使用中の水面測定器は 1/10 mm であるが，本器では 1/100 mm まで読みうるものであること。このため操作室に設置する指示装置にはレボリューション式回転計を用いた。

（2） 水位の追随速度はできるだけ速やかで，しかも微量の水位変動が測定できる必要があるので，上下の向の追随速度は約 0.6 mm/sec とした。

（3） 回転運動等の組合せにより，水位の変動を伝達するのであるが，伝達中にズレの生じないことが必要である。このため，伝達機構はすべて歯車及びギァーによつた。またセルシン・モーターには回転運動のズレは微小であることを確めた。

（4） 設置はできる限り容易であり，かつ零点調整は確実，迅速にできるように考慮した。

（5） 操作はできる限り簡単にした。

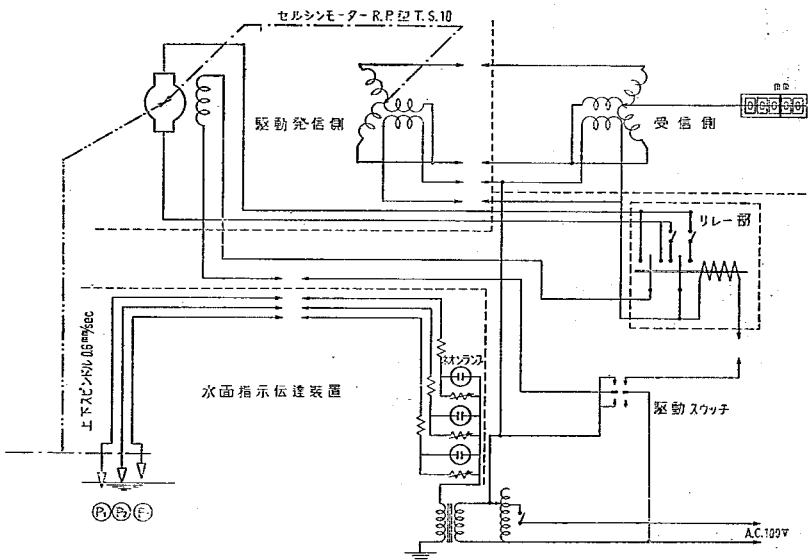
（6） 送信側は野外に放置することがあり，雨中で観測できる様に，防護装置を考慮した。

（7） 上下運動のストロークは 30 cm とした。

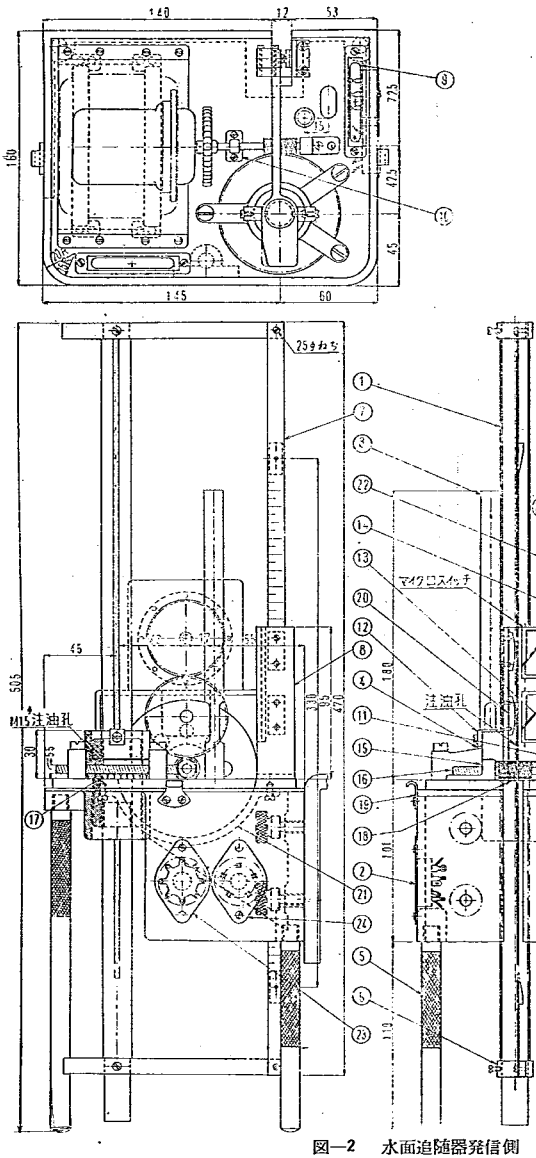
〔2〕 水面追随器，及び動作原理

〔1〕に述べた条件を考慮して試作した水面追随器は図—2，3 に示した如くであり，水位測定に於ける動作原理は次の如くである。

（1） 水面指示伝達装置



図—1.　水面追随器系統図

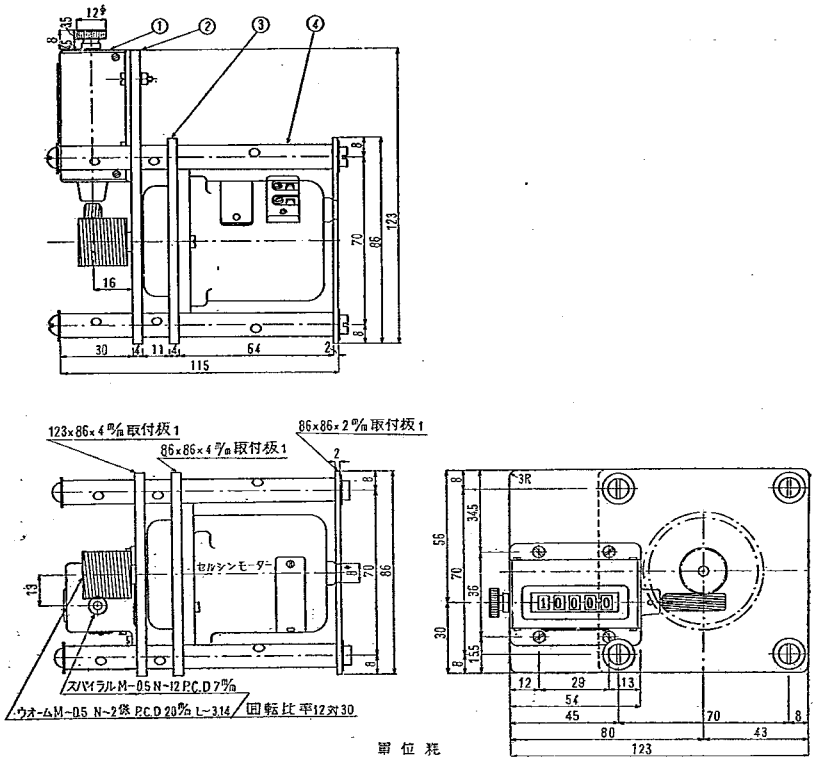


製作材料表			
図番	部品名	材質	個数
①	スピンドル	BST	1
②	ベース	BC	1
③	コード用スタンドパイプ	BST	1
④	ウォームギヤー軸受	BC	1
⑤	滑	BSBM	基 1
⑥	ストッパーストリップ取付版	BSBM	2
⑦	ストッパー用ストリップ	BSP	1
⑧	ミクロスイッチ取付板	BSP	1
⑨	ウォーターケージ	BC	2
⑩	ベベルギヤーベアリングハウス	BSBM	2
⑪	ウォームシャフト	BS	1
⑫	スピンドル溝案内爪	BSBM	2
⑬	モーター付スパーギヤー	SS	1
⑭	セルシン付スパーギヤー	SS	1
⑮	ウォーム軸側ベアリングハウス	BSBM	1
⑯	ウォームギヤー	SS	1
⑰	単列深溝型球軸承	BS	球29
⑱	ウォーム	SF45	1
⑲	カバー止金	BS	2
⑳	マイクロスイッチ取付台ライナー	BS	2
㉑	モーター取付イケール	BC	2
㉒	セルシンモーター取付板	BSP	1
㉓	オクナアルコンネクター	ヘクライト底板BSP	1
㉔	ユーワイコンネクター	ヘクライト底板BSP	1
㉕	カバー	SPS(アクリル)	1
㉖	カバー取付金具	Ni	2
㉗	カバー把手	取付台SS握手堅木	1
㉘	随隨駆動受信部	SPS	1
㉙	四行レボリューションカウンタ	SPS	1

註 モーター付スパーギヤー歯数16セルシンモーター付スパーギヤー歯数48

回転比1対3

図—2　水面追随器発信側



図—3.　水面追随器受信側

水面の位置の指示は水面追随器のスピンドルの先に取付けた三本の針とネオン・ラムプとを組合せて指示させる。

即ち，3本の針，P_1, P_2, P_3, を高さを求める精度により間隔を変えて取付け，真中の針（P_2）が水面と一致する点が，正しい位置を示す様，零点を調整しておく。

水面に針が達すればネオン・ラムプが点ずるから，針が下りすぎれば，三つのネオン・ラムプが点じ，上りすぎれば，全部点じていない。それで追随器の高さをネオン・ラムプが1つ点じ，中央のラムプが点滅する位置になる様調節すれば正しい高さを指示することになる。

（2）　水面追随器の動作原理

水位指示ラムプにより，水面追随器を上下する必要を認めたとき，操縦者は図—1 に示す駆動スイッチAを上又は下にたおす。スイッチAより，リレーOが仂らき，駆動発信側の駆動モーターが正または逆に回転す

る。駆動モーターの回転は，ギヤーによつてスピンドルに伝えられ，スピンドルが上下する。一方，駆動モーターの回転はギヤーにより1/3に減速して発信側セルシン・モーターに伝達される。

受信側セルシン・モーターはこれと対になる発信側セルシンの駆動を受け，レボリューションカウンターを駆動する。指示はスピンドルの上下の動きをそのまゝ指示する様にしてあるから，丁度針 P_2 か水面に達するまで，スイッチAにより上下に操作すれば，指示計の示す読みは基準点からの水面の高さを示すことになる。

Ⅲ　水面追随器の一応用例

本研究所篠崎分室では，河川模型を3ケ乃至4ケ所で実施しており，此の模型の水は，1個の高水槽から分けて使用している。

実験を 3，4 ケ所で実施する場合，他の実験を実施中に流量の変更することがあるが，その場合，1つの高水槽から水をとつているので，他の実験への影響かあり，他の実験の方も，流量を再調整しなければならない。

また，他の原因，供給電圧の変動，等により流量が変動することがあり，常に流量を看視する必要がある。

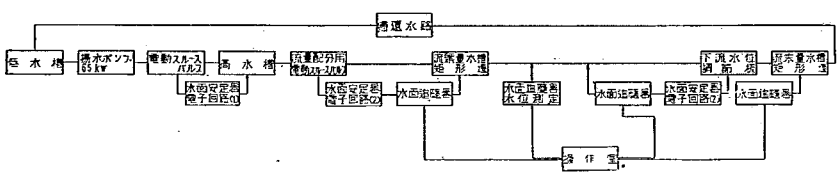
それで，自動的に流量を一定に保ち，かつ操作室からの遠隔操作が可能になれば，実験の精度も向上し，かつ実験を実施する上においても甚だ便利となる。水面追随器と矩形堰及びポムプ室内のバルブを連動せしめて自動的に流量を制禦することにした。

実験の境界条件は，普通，模型下流端における水位流量曲線で与えられる。それで，下流水位を下流水位調節板によつて調節して境界条件を定めている。

従来は下流水位調節は人が下流まで行つて実施していたのであるが，模型が長いために相当多くの時間と労力が必要であつた。そのため，水位と調節板とを連動させ，遠隔操作に切換えて，実験の能率と精度を向上させることにした。

〔1〕 流量及水位調節の連動機構

河川模型の水位及び流量の遠隔操作系統を図—4 に示す。



図—4

（1） 流量の遠隔操作

流量の遠隔操作は図—4 に示した。河川模型上流端に設けた矩形堰によつて，流量を水位に直し，溢流深によつて，流量を求める。一般に模型実験では定常状態に於ける測定が多いから，必要とする流量に対応する溢流深を求め，常にその溢流深が確保される様にすればよい。そこで，水面追随器を上の溢流深から定まる水位

に固定し，電子管回路により，バルブを常にその水位になる様に開閉せしめる様に装置を考えた。

また流量を変えたいときは，水面追随器の針の高さを変れば自動的にバルブが連動して流量が変えられる。

高水槽の水位は，各実験の流量に応じて，変動する。これを一定水位に確保するために流入側のバルブを開閉する必要がある。それで，高水槽水位と流入側バルブと連動させ，自動的に高水槽水位を一定に保たせ，できるだけ，1ケ所の流量変動を他の実験に及ぼせない様にした。

（2） 下流水位調節板の遠隔操作

下流水位が流量にかゝわらず与えられる場合には，水面追随器をその水位に固定し，電子管回路により，下流調節板と連動し，自動的に水位を一定に保たせる。

下流水位が流水量曲線によつて定められ，最終の流量がわからない場合には，トライアル・アンド・エラーの方法により，定める必要がある。

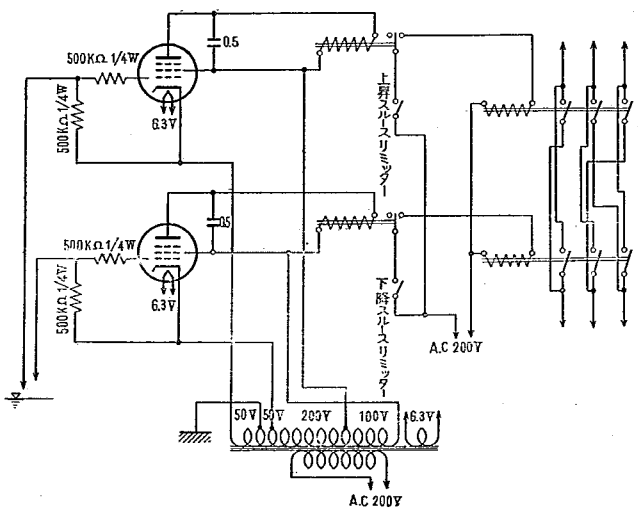
すなわち，下流々水量水槽に設けた水面追随器によつて流量を求め，それによつて定まる水位に水面追随器の高さを調節する。水位調節板はその水位になるまで自動的に上下する。新しい水になると流量か変るので，新しい流量を測り，そによつて定まる水位に，水面の高さを再び調整する。二，三回の操作を実施すれば，最終の流量及び水位が決められる。

〔2〕 電子管部分の動作原理

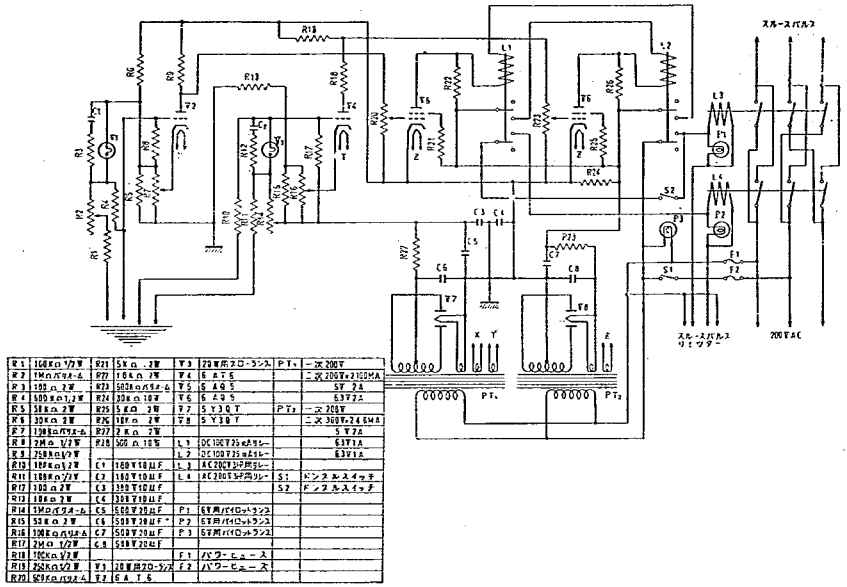
この遠隔操作に用いた電子管回路は

（1） 高水槽の水位安定器と

（2） 流量及び水位遠隔操作のための連動装置



図—5



R 1	1MΩ 1/2W	R21	5kΩ 2W	V3	2SK30A ゴロータンス	PT1	一次 200V
R 2	1MΩ バリエータ	R22	10kΩ 2W	V4	6 A T 6		二次 200V×2 150MA
R 3	100Ω 2W	R23	500kΩバリエータ	V5	6 A Q 5		5V 2A
R 4	100kΩ 1/2W	R24	33kΩ 10W	V6	6 Z P 5		6.3V 2A
R 5	5MΩ 2W	R25	5MΩ 2W	V7	5 Y 3 Q T	PT2	一次 200V
R 6	30kΩ 2W	R26	10kΩ 2W	V8	5 Y 3 G T		二次 300V×2 65MA
R 7	100kΩバリエータ	R27	2kΩ 2W				5 V 2A
R 8	2MΩ 1/2W	R28	500Ω 10%	L 1	DC100V ラッチリレー		6.3V 1A
R 9	250kΩ 1/2W			L 2	DC100V ラッチリレー		6.3V 1A
R10	10kΩ 1/2W	C 1	100V 10μF	L 3	AC200V 3P用リレー		
R11	100kΩ 1/2W	C 2	100V 10μF	L 4	AC200V 3P用リレー	S 1	ドンタルスイッチ
R12	100Ω 2W	C 3	300V 10μF			S 2	ドンタルスイッチ
R13	10kΩ 2W	C 4	300V 10μF				
R14	5MΩバリエータ	C 5	500V 20μF	P 1	6V用パイロットランプ		
R15	5MΩ 2W	C 6	500V 20μF	P 2	6V用パイロットランプ		
R16	10MΩバリエータ	C 7	500V 20μF	P 3	6V用パイロットランプ		
R17	2MΩ 1/2W	C 8	500V 20μF				
R18	10MΩ 1/2W			F 1	パワーヒューズ		
R19	250kΩ 1/2W	V 1	2SK30A ゴロータンス	F 2	パワーヒューズ		
R20	50kΩバリエータ	V 2	6 A T 6				

図—6

で，回路は図—5，6 に示す如くである。

（1）の電子管回路は，高水槽の水面近に設けた針により，水位の変動から，揚水ポンプの主バルブ，及びバイパスのバルブを自動的に開閉する。水面の位置は二本の針の間にあるとき安定である。

（2）の電子回路は，模型に水を供給するバルブの開閉により流量の変動が，矩形堰まで達する時間，及び下流調節板の上下の運動が基準点，水面追随器の設置点，まで達する時間的遅れを考慮し，段階的にある時間を置いて，バルブの開閉又は水位調節板の上下の移動が行われる様にしてある。

時間の遅れは可変抵抗器 R—2，R—14 により適当に調節できる。

（3） 使用結果

篠崎分室の江戸川模型において，水面追随器及び遠隔操作を実施した。使用した結果ほゞ所期の目的を達することができた。

Ⅳ 水面追随器に関する考察

流量或いは境界の水位を与えるために用いる水面追随器としては，今後

（1） 小型軽量化

（2） 配線を少なくする

ことを除いて，ほゞ満足できると考えられる。

模型中に置いて水面高を測定するために用いる水面追随器としては，水面まで，追随器を上下に操作室から駆動してやらねばならない。

それで，この次の段階として，水面高を自動的に追随させる様改造することか望ましいと考えられ，現在考慮中である。

本自動水面追随試作に当つて東京大学生産技術研究所試作工場長鈴木技官，当研究所高岡技官より多くの御意見，御協力を得た．こゝに記して感謝の意を表する。

格子桁橋の研究 (I)

建設技官　田原保二
建設技官　池田哲夫
建設技官　林田義業

(昭和 31 年 10 月)

目　次

序……(1)
Ⅰ　まえがき……(1)
Ⅱ　飯塚橋の概要……(2)
Ⅲ　試験の概要……(4)
〔1〕 試験の目的および種類……(4)
〔2〕 試験荷重車……(4)
〔3〕 測定方法および測定機器……(5)
Ⅳ　コンクリート試験……(5)
Ⅴ　現場載荷試験……(6)
〔1〕 試験準備……(6)
〔2〕 載荷の状態……(8)
〔3〕 ひずみの測定およびその結果……(8)
〔4〕 たわみの測定およびその結果……(9)
〔5〕 温度の測定およびその結果……(11)
Ⅵ　試験結果の考察……(12)
〔1〕 コンクリート床版と鋼桁の合成作用……(12)
〔2〕 桁組の格子作用……(13)
〔3〕 橋の温度……(23)
Ⅶ　むすび……(23)

序

橋梁設計の合理化の一方法として，横桁，床版，対傾構等による荷重分布を利用した型式が，戦後盛んに研究されるようになつてきたが，格子桁橋もその一つである。

格子桁の理論は相当以前から研究されていたが，これが実用化され，設計合理化の一翼を担うようになつたのは極く最近のことである。

わが国においても，実用化への理論的，実験的研究が数年前から行われてきたが，昭和 30 年の夏に実用化の第1号として東京都内に飯塚橋が完成した。土木研究所はその耐力試験を依頼されたので，それを機会に格子桁橋の力学的性質を明かにするとともに，これによる更に進んだ設計合理化の研究を行いつゝある。この報告はそのうち，飯塚橋の試験に関するものである。

Ⅰ まえがき

桁橋において，主桁間に数本の横桁を配置し，作用する荷重をその横桁によつて広く分布させるようにした構造がすなわち格子桁橋である。

横桁を配した桁橋は，従来でも実際に使用されて来ていたというよりも，桁橋には横桁（あるいはこれとおなじ作用をする対傾構）を配置するのが慣習であり，横桁がない場合のほうが特殊構造と考えられていた。しかし従来の設計法では，これら横桁の荷重分布作用を認め，剛性の増大を認めながらも，その程度を確めて設計することはしなかつた。これは格子桁橋が高次不静定構造物であり，厳密解による計算は非常な労力を要し，それによる設計は実用上不可能に近いためであつた。近時，この近似解法が種々研究され，割合容易に計算することができるようになつた結果，外国では実際，橋梁の設計に応用されるようになつてきた.

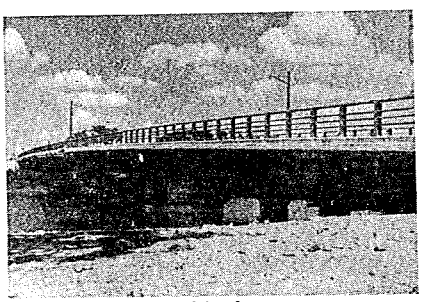
近似解法の主なものとして，F. Leonhardt の方法，H. Homberg の方法，E. Weber の方法，L. Mühe の方法がある。

格子桁橋の実験的研究は，小型模型によるものの他まだあまり例がなく，その実際の性状を明らかにされていない現状であつたが，今回東京都の飯塚橋が完成し，その耐荷力試験を依頼されたので，その力学的性質を明らかにしてその安全性を確かめるとともに，格子桁橋の設計を合理化するための資料をうるための試験を実施した.

試験の結果，格子桁橋設計に際しての諸仮定は実用上は妥当であることがわかつた。なお，飯塚橋は床版と桁を合成した合成桁橋でもあり，また高張力鋼材を用いた溶接橋としても，わが国では最初の橋である。

Ⅱ 飯塚橋の概要

飯塚橋は東京都の足立区大谷田町と葛飾区水元飯塚町と結ぶ道路が中川を渡るところに架けられたもので，



写真—1

写真—1はその全景である。

その設計要項は次のとおりである。

全　　長　143 m
有効幅員　1.5 m(歩道)+6.0 m(車道)+1.5 m(歩道)
支　　間　19.5 m+5@19.3 m+19.0 m
型　　式　溶接単純合成格子桁橋
橋の等級　1等橋（内示昭和 15 年）
使用鋼材（主桁）　高張力鋼材

現場の基礎地盤が悪いので，合成は活荷重だけに限られた。主桁のフランジおよびウエブには高張力鋼材を使用しているが，高張力鋼材による溶接橋は，わが国では始めてであり，その溶接については経験に乏しいので，多数の試験片をとり，溶接性および機械的性質について各種の試験を行い，充分安全であることを確かめてから橋桁を製作した。これらの試験については，すでに報告されているので，ここでは省略する。高張力鋼材は，三菱製鋼と川崎製鉄のものを用いた。その規格は表—1，2 のとおりである。

表—1 機 械 的 性 質

引張強度 (kg/mm²)	降伏点 (kg/mm²)	伸び	曲げ
50～58	>32	>20 %	$r=2t$　180°

表—2 化 学 成 分

C	Si	Mn	P	S	Cu	Ni	Cr
<0.18	<0.40	<1.30	<0.025	<0.030	<0.30	<0.30	<0.10

主桁のフランジおよびウエブ以外にはＳＳ41を用いている。主桁，横桁の取付，その他現場継手はすべてリベット接合である。荷重分布横桁は支間の3等分点におき，2本である。床版は厚さ 22cm の鉄筋コンクリート床版であり，5cm のコンクリート舗装を行つている。床版用のコンクリートには，レデーミクスト・コンクリートを用いた。その規格は次のとおりである。

圧縮強度	$\sigma_{28}=300\,kg/cm^2$ 以上
水セメント比	45 %以下
粗骨材最大寸法	2.5cm
スランプ	2～6cm

コンクリートの施工配合は表—3のとおりである。

表—3

コンクリート1m³に用いるセメント量 (kg)	水セメント比 (%)	粗細骨材重量比
369	38	2.0

セメントは浅野普通ポルトランドセメントである。細骨材は相模川産で，粗粒率 2.94，単位容積重量 1,700 kg/m³，粗骨材は安倍川産で，粗粒率 7.05，単位容積重量 1,670 kg/m³ である。コンクリートの施工に際しては，道路工事用の平版式バイブレーターおよび棒状バイブレーターを使用して充分に締固めた。

飯塚橋工事に使用した主要資材及工費は次のとおりである。

鋼　材	157.44 t（内高張力鋼材 104.38 t）
鉄　筋	88.9 t　（上下部工用）
セメント	197.7 t　（下部工用）
レデー・ミクストコンクリート	393.7 m³
総 工 費	53,093,000 円
橋体工事費	42,412,000 円
m² 当り工費	33,000 円

設計に当つては，次のように仮定し，F. Leonhardt の簡易法で計算された。

（i）　死荷重は格子桁としての鋼桁組が負担する。

（ii）　活荷重は格子桁としての合成桁組が負担する。

(iii) 主桁と横桁の接合部にはねじり抵抗がない。

(iv) 床版と鋼桁組が合成された全断面に対するネジリセン断抵抗は考慮しない。

(v) 床版の荷重分布作用としては，主桁あるいは横桁の上部フランジとしての分布作用だけを考える。

設計細部は附図—1，2 のとおりである。(附図—1.2 は格子桁橋の研究（Ⅱ）に掲載)

Ⅲ 試 験 の 概 要

〔1〕 試験の目的および種類

この試験の目的は，格子桁橋（この場合は特に合成格子桁）の設計に際しての仮定，特に次のような事項を検討し，格子桁橋設計合理化の資料を得るためである。

(1) コンクリート床版と鋼桁の合成作用

鉄筋コンクリート床版と主桁および横桁は，ジベルで結合され，合成桁構造と考えているが，実際にどの程度の合成作用を発揮しているか。

(2) 桁組の格子作用

主桁と横桁で形成している桁組を格子構造と考えているが，はたして実際にそうであるか。また，主桁と横桁の連結は，ネジリに対して無抵抗と仮定しているが，ある程度のネジリコワサがあるとも考えられる。実際の橋ではこの点はどうか。

(3) その他前項 Ⅱ の(iv)，(v) による仮定の適否についての検証

上記の目的のため，次のような試験を行うこととした。

(a) コンクリート試験

床版用コンクリートに使用したレデー・ミクストコンクリートで製作した供試体について，材令と圧縮強度および弾性係数の関係を試験し，載荷試験結果の解析に資する。

(b) 現場載荷試験

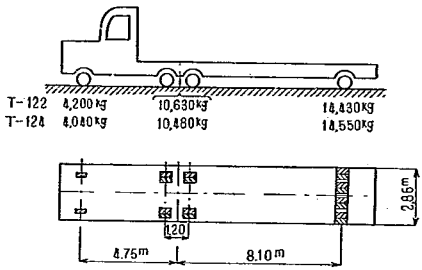
完成した橋について，自動車荷重による載荷試験を行ない，橋諸点のヒズミ，タワミを測定する。なお，測定結果の解析に資するため，および橋の温度と気温の関係を知るため，橋諸点の温度も測定した。

コンクリート構造物の試験は，コンクリートが充分硬化し，活荷量を受けて構造物が弾性的になつてから行うのが好都合であるが，現場の都合で左岸の第一径間について，まだ舗装をしていない状態において，昭和30年7月 11 日から 15 日までの間に行うこととした。試験時のコンクリートの材令は約7週であつた。

〔2〕 試験荷重車について

この橋は旧内示の1等橋として設計されており，設計荷重は 13t 自動車と 500 kg/m² である。載荷試験としては，耐力を知るため設計荷重に相当する位の荷重を用いる必要があり，また試験精度を高め，試験結果の解析を容易にするために充分大きい集中荷重を用いることが望ましい。しかし実際問題となると，適当なものがなかなか得られず，この場合には図—1に示すようなトレーラートラック2台を用いた。この車は最後輪が8輪になつていて，積載能力は 20t である。トラックには，鋼板と船舶試験用のブロック荷重を，全重量が約

30 t になるように載せた．トラックの諸寸法および軸荷重は図—1 とおりである。



図—1 試験荷重車

〔3〕 測定方法および測定機器

(1) 応力度の測定

応力度はひずみを測定して，それから計算することとし，ひずみは総てワイヤー・ストレーンゲージで測定することとした。ワイヤー・ストレーンゲージとしては，コンクリート床版に対しては，KK共和無線研究所製の紙ゲージK—8 (ゲージ長 60mm，抵抗値約 120 オーム，ゲージファクター約 2.1) を用い，鋼桁に対してはベークライトゲージKB—1 (ゲージ長 .8 mm，抵抗値約 120 オーム，ゲージファクター約 2.1) を用いた。ゲージの接着材としては，K—8 にはKK共和無線研究所製の接着材 BC—1 を，KB—1 にはアミライト No. 1 を用いた。ストレーンメーターとしてはKK共和無線研究所製のもの，新興通信工業社製のものおよび Bauldwin 社製のものを用い，スイッチボックスには共和無線研究所製および新興通信工業社製のものを用いた。

(2) たわみの測定

たわみの測定はダイヤルゲージ (1/100 mm 読，ストローク 15 mm で行つた。足場の関係で，ダイヤルゲージは橋のほゞ中央にすえたトランシットで読みとつた。

(3) 温度の測定

温度は 1°C 読のアルコール温度計で測定した。温度測定点への固定にはパテを用いた。

(4) コンクリート試験

コンクリートは，アムスラー式 200 t 圧縮試験機で試験した。この場合のコンクリートのひずみは，Martens ひずみ計およびワイヤーストレンゲージで行つた。

Ⅳ コンクリート試験

床版コンクリートの施工時に現場で製作した圧縮試験用供試体 12 ケについて，材令 1, 2, 4, 7 週で圧縮試験を行い，強度および弾性係数を測定した。試験結果は表—4 のとおりである。

表—4 コンクリート圧縮試験結果

番号	材令 (日)	単位重量 (kg/m³)	圧縮強度 (kg/cm²)	弾性係数 (kg/cm²)	番号	材令 (日)	単位重量 (kg/m³)	圧縮強度 (kg/cm²)	弾性係数 (kg/cm²)
1	7	2390	258	——	1	28	2380	383	241,000
2		2400	264	252,000	2		2400	366	315,000
3		2410	256	246,000	3		2390	325	291,000
平均		2400	259	249,000	平均		2390	358	282,000
1	14	2360	275	257,000	1	49	2340	373	——
2		2350	263	270,000	2		2330	368	290,000
3		2350	267	——	3		2330	338	276,000
平均		2350	268	264,000	平均		2330	359	283,000

供試体は床版コンクリートとほぼおなじ状態で養生し，試験の前日に土木研究所へ運び，試験までぬれむしろで覆っておいた．なお，供試体は同一のバッチから採取しなかったので，ある程度のちらばりがあるものと考えられる。また現場で養生中，端面を損傷した供試体は石膏で整形して試験した。

弾性係数としては，応力度が約 0～40 kg/cm² の範囲に対するものを示した。

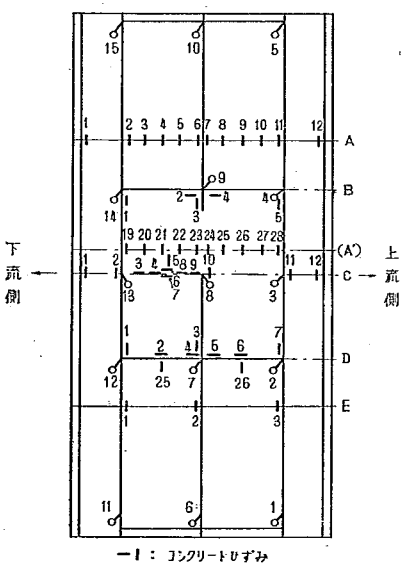
V 現場載荷試験

試験を夏期に行うため，橋各部の温度は時間に伴なつて大きく変化することが予想され，ひずみ，たわみにおよぼす温度変化の影響も相当大きいと考えられたので，これをできるだけ少くするため，測定は夜間に行うこととし，7月 11～13 日に測定用足場の組立および測定器の設置，13 日の夜，小型トラックによる予備試験実施，14 日の夜から 15 日の朝にかけて本試験実施という計画を立てて準備した。

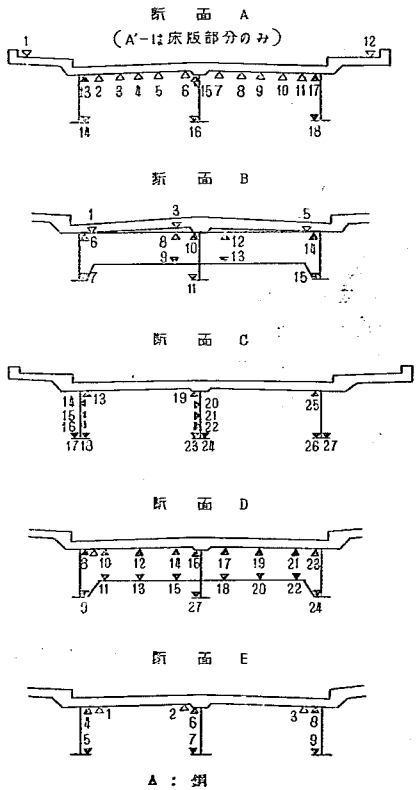
ひずみ，たわみおよび温度の測定位置は次のとおりである。

〔1〕 ひずみの測定位置

ひずみは図—2,3 に示す位置で測定した。すなわち A, B, C, D, E, A′ の 6 断面について，コンクリートお



図—2 たわみ，コンクリートのひずみ，測定位置

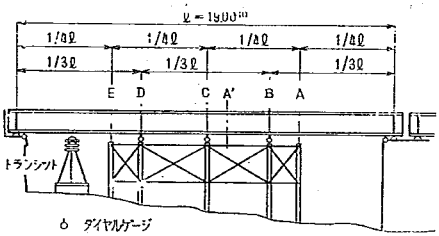


図—3 ひずみ，測定位置

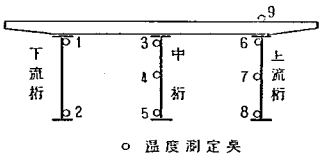
よび鋼桁のひずみを測定することとし，各断面について，コンクリート床版の表面および裏面，主桁の上フランジの下面，下フランジの上面，ウエブ，横桁の上フランジの下面，下フランジの上面，合計 96 ケ所にワイヤー・ストレーンゲージを配置した。

（2） たわみの測定位置

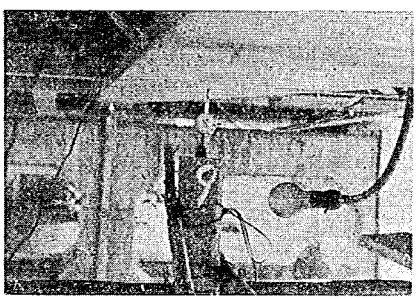
たわみは各主桁について支承，横桁取付部，支間中央の5ケ所で測定することとし，図―2,4 に示す位置にダイヤルゲージ 15 ケを取付けた。写真―2はダイヤルゲージを取付けたところである。



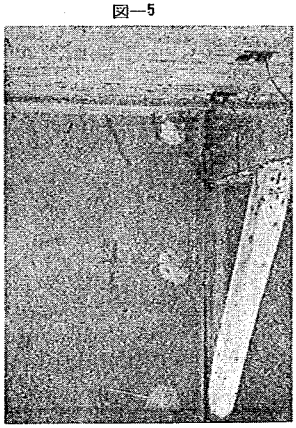
図―4



図―5



写真―2



写真―3

（3） 温度の測定位置

温度測定は図―5に示すように床版表面，上流側主桁の上フランジ，ウエブ中央，下フランジおよび下流側主桁の上フランジ，ウエブ中央，下フランジおよび橋付近の日陰とし，温度計 10 ケを配置した。写真―3はウエブに温度計を取付けたところである。

なお，夜間測定であるため，数ケの投光器および 10 数ケの電灯によつて，橋面および橋下を照明した他，試験指揮のため，拡声機を設けた。

13 日に予定どおりの予備試験を終り，本試験は 14 日の夜9時から開始した。14 日は快晴で，床版の温度が 40°C 近くまで上昇したので，その下るのを待ち，大体温度一定になつてから試験するつもりであつたが，その状態は望めないことがわかつたので，できるだけ温度下降度の小さい時間に試験することとし，午後9時か

ら始めたわけである。試験は夜間であつたにもかかわらず順調に進み，15 日朝5時頃に完了した。

〔2〕 載荷の状態

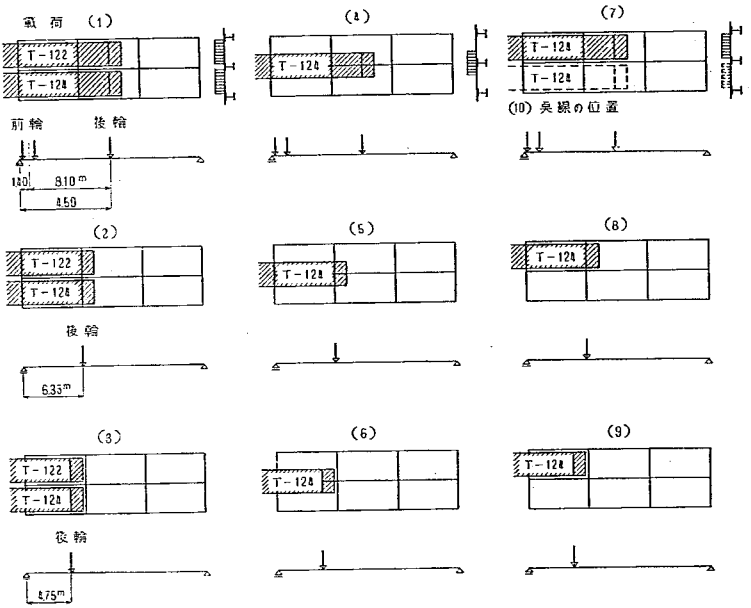
試験した載荷状態は，前記のトレーラー・トラック2台による図—6のような 10 とおりである。

載荷(1)(2)(3)は橋軸に対して対称な載荷状態で，(1)は後輪が支間中点に，(2)は横桁上に，(3)は支間の 1/4 点にある。載荷状態(4)(5)(6)はトラック1台を橋軸上に載荷したものであり，(4)は後輪が支間中点に，(5)は横桁上に，(6)は支間の 1/4 点にある。載荷(7)(8)(9)は1台のトラックを橋の下流側に片寄せて，橋軸に対し偏心させて載せたもので，後輪の位置は(7)では支間中点，(8)は横桁上，(9)は支間の 1/4 点上であり，(10)はトラックを上流側に片寄せて後輪を支間中点にのせたものである。以上の状態に正確に載荷するため，あらかじめ橋面上に白エナメルで載荷位置を標記しておき，載荷係が荷重車を誘導した。載荷順序は

無載荷　(0)—(1)—(0)—(2)—(0)—(3)—(0)—(1)—(0)—(2)—(0)—(3)—(0)—(4)—(0)—(5)—(0)—(6)
—(0)—(7)—(0)—(8)—(0)—(9)—(0)—(7)—(0)—(10)—(0)

とし，その都度ひずみおよびたわみを測定した．載荷状態(1)(2)(3)(7)(8)(9)(10)では，荷重車の軸線を中桁と縁桁の中心に一致させ，(4)(5)(6)では，荷重車の軸心を中桁に一致させるように載荷したのであるが，実際には表—5のように多少の偏差が生じた。載荷状態は写真—4,5 のようである。

〔3〕 ひずみの測定およびその結果

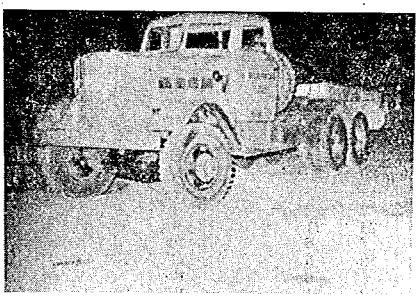


図—6 載　荷　状　態

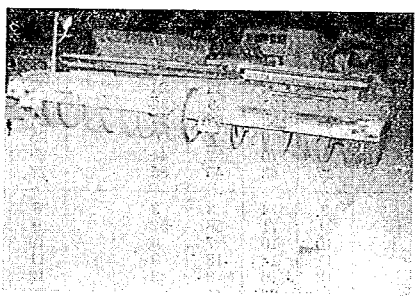
表—5 荷重車の偏倚

載荷状態	回数	下流側	中央	上流側
1	1	+5 cm	cm	−5 cm
	2	+14		+12
2	1	−1		−22
	2	+12		−9
3	1	−6		−18
	2	+10		−5
4	1		−17	
	2		+18	
5	1		−10	
6	1		−7	
7	1	−3		
	2	−13		
8	1	+10		
9	1	+16		
10	1			−12

註 荷重車の軸線が載荷計画線より下流側にあれば＋，上流側にあれば − とした．



写真—4



写真—5

前記の載荷状態に対して，測定した鋼桁部分とコンクリート床版のひずみは表—6,7,8 のとおりである。なお同一載荷状態に対する測定値は平均してある。また，表には鋼桁部分のひずみだけを示した。コンクリート床版のヒズミは，温度変化のため相当の影響を受けるものと予想し，温度補償用のダーミーゲージを数多く配置して測定したが，その結果は充分でなく，温度変化の影響を分離することは困難であつたので，表示は省略した。

〔4〕 たわみの測定およびその結果

ダイヤルゲージは橋の下に据付けたトランシットで読取つたが，照明が良好であつたため，夜間にかかわらず迅速に測定することができた。各載荷状態に対する測定結果は表—9, 10, 11 のようである。無載荷状態に対するダイヤルゲージの指示値は，載荷を繰返すに伴い増大したので，各載荷状態に対して載荷のときと，そ

表—6 実測ひずみ（単位 10^{-6}）

断面	ゲージ番号＼載荷法	(1)	(2)	(3)
A	13	—	—	—
	14	47	20	18
	15	0	0	5
	16	40	20	15
	17	2	6	0
	18	51	28	18
B	6	2	0	4
	7	50	26	17
	8	9	3	2
	9	32	10	6
	10	−1	0	−1
	11	58	30	21
	12	3	3	−2
	13	32	11	9
	14	7	0	0
	15	63	32	27
C	13	5	2	1
	14	26	16	6
	15	41	26	17
	16	60	38	25
	17	90	54	36
	18	72	52	34
	19	7	1	−1
	20	30	13	4
	21	60	37	22
	22	74	42	24
	23	101	59	32
	24	103	59	35
	25	0	2	0
	26	70	52	44
	27	82	45	35
D	8	4	3	3
	9	71	58	52
	10	10	7	6
	11	14	18	9
	12	5	8	3
	13	28	41	26
	14	8	9	5
	15	38	43	34
	16	0	9	0
	17	11	9	5
	18	40	45	37
	19	4	7	4
	20	—	—	—
	21	7	7	7
	22	—	—	—
	23	3	11	4
	24	65	60	53
	27	—	—	—
E	4	5	4	8
	5	58	54	50
	6	−3	0	6
	7	51	65	68
	8	3	8	11
	9	60	54	60

表—7 実測ひずみ（単位 10^{-6}）

断面	ゲージ番号＼載荷法	(4)	(5)	(6)
A	13	−2	−4	0
	14	20	11	11
	15	0	2	−3
	16	16	11	9
	17	0	0	−3
	18	21	15	10
B	6	−6	2	4
	7	25	10	9
	8	5	3	2
	9	29	6	4
	10	1	0	0
	11	28	11	11
	12	3	5	4
	13	25	8	4
	14	0	0	0
	15	32	17	11
C	13	2	5	2
	14	4	10	5
	15	9	18	12
	16	22	27	16
	17	40	32	19
	18	33	31	18
	19	8	4	−6
	20	20	10	4
	21	—	—	—
	22	40	19	11
	23	62	35	18
	24	60	44	21
	25	−6	2	7
	26	23	17	14
	27	34	20	25
D	8	0	2	2
	9	32	24	21
	10	4	7	6
	11	10	12	5
	12	7	5	6
	13	23	32	21
	14	4	9	5
	15	33	44	40
	16	−2	12	1
	17	6	12	9
	18	34	45	39
	19	1	5	17
	20	—	—	—
	21	1	5	9
	22	—	—	—
	23	1	2	6
	24	35	33	31
	27	—	—	—
E	4	0	10	2
	5	28	23	18
	6	0	3	20
	7	25	40	49
	8	7	10	9
	9	36	30	21

表—8 実測ひずみ（単位 10^{-6}）

断面	ゲージ番号＼載荷法	(7)	(8)	(9)	(10)
A	13	1	1	0	0
	14	36	19	15	8
	15	0	4	−1	1
	16	19	10	8	24
	17	0	0	0	2
	18	12	6	4	38
B	6	3	0	3	−4
	7	40	17	13	7
	8	2	3	1	1
	9	20	3	0	8
	10	0	0	1	−1
	11	31	13	10	23
	12	1	5	9	8
	13	10	5	9	19
	14	0	0	0	0
	15	13	4	4	43
C	13	2	1	0	−4
	14	21	15	10	0
	15	35	22	18	2
	16	47	30	24	5
	17	71	40	29	10
	18	56	41	32	10
	19	2	0	1	1
	20	13	7	6	13
	21	20	—	—	30
	22	35	16	17	35
	23	39	26	21	56
	24	60	28	21	42
	25	0	1	0	5
	26	8	8	5	55
	27	11	10	3	70
D	8	3	9	5	−4
	9	59	55	51	13
	10	4	5	9	3
	11	13	17	11	0
	12	4	9	8	2
	13	20	38	20	4
	14	8	8	6	0
	15	26	28	16	5
	16	−4	5	4	−4
	17	3	1	2	3
	18	17	3	7	16
	19	0	1	−2	−4
	20	—	—	—	—
	21	1	4	−9	6
	22	—	—	—	—
	23	−1	−1	−2	0
	24	12	2	1	57
	27	—	—	—	—
E	4	8	3	2	−1
	5	42	45	44	8
	6	−1	1	8	−3
	7	26	32	28	23
	8	3	5	1	8
	9	14	11	10	53

表—9 実 測 た わ み (単位 1/100 mm)

載荷状態 / ゲージ番号	1		2		3	
	1 回	2 回	1 回	2 回	1 回	2 回
1	26	24	20	18	19	160
2	230	228	194	188	160	159
3	262	260	197	191	157	157
4	219	216	158	152	123	122
5	25	25	18	12	14	5
6	29	30	21	21	22	22
7	250	252	206	205	168	175
8	299	300	207	207	159	171
9	237	238	156	157	119	125
10	23	24	16	17	11	13
11	31	33	20	24	20	22
12	231	242	176	190	145	158
13	261	275	181	193	144	157
14	222	230	147	154	115	123
15	27	29	18	19	14	16

表—10 実測たわみ (単位 1/100 mm)

載荷状態 / ゲージ番号	7		5	6
	1回	2回	1回	1回
1	13	11	9	8
2	119	109	94	75
3	125	122	95	77
4	107	104	74	62
5	13	11	9	6
6	17	17	12	11
7	130	133	110	92
8	156	162	105	85
9	119	124	76	63
10	12	13	8	7
11	12	15	10	9
12	102	119	82	70
13	113	134	87	74
14	95	113	68	48
15	13	14	9	8

表—11 実 測 た わ み (単位 1/100 mm)

載荷状態 / ゲージ番号	7		8	9	10
	1回	2回	1回	1回	1回
1	4	4	2	3	23
2	53	58	36	28	190
3	58	65	38	31	230
4	50	53	28	23	184
5	6	6	4	4	22
6	15	16	11	10	15
7	130	131	105	89	126
8	151	155	104	82	152
9	121	123	81	63	122
10	12	12	8	12	12
11	27	27	22	21	3
12	187	181	154	131	46
13	216	201	159	129	52
14	177	171	123	100	46
15	21	21	15	12	5

の直後の無載荷のときの指示値の差をたわみとした。無載荷状態に対する指示値の変化は表—12のようである。

〔5〕 温度の測定およびその結果

載荷試験を行つた 14 日～15 日における気温，鋼桁，コンクリート床版の温度を，30 分～1 時間毎に測定した。14 日は快晴であつたので，日中の気温は相当上り，又日光の直射を受ける桁および床版の温度は非常に上昇した。夜間になつて気温の下るにつれ，鋼桁の温度は次第に下つたが，コンクリート床版の温度はなかな

か下らず，橋全体の温度が等しくなる状態は見られなかつた。コンクリート鋼桁との温度分布が時々刻々に変化しており，コンクリート床版に対しては温度応力は相当大きい影響をおよぼしているようである。温度の測定結果は表—13 のようである。

表—12 残留たわみ（単位 1/100 mm）

載荷状態＼ゲージ番号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1	0	13	13	7	1	2	15	15	10	1	2	14	18	9	2
2	1	24	24	15	0	4	29	28	21	2	3	24	29	18	4
3	1	35	34	22	0	5	42	42	32	5	3	34	40	26	6
1	2	42	40	27	0	7	52	50	38	6	4	43	50	33	7
2	2	47	44	30	5	7	58	55	44	6	5	49	57	38	8
3	2	50	48	43	9	7	60	58	47	7	5	52	61	42	9
4	2	67	81	84	10	9	92	86	73	12	7	69	85	68	11
5	2	77	92	101	12	9	101	102	90	13	7	77	99	84	13
6	2	95	114	129	16	13	119	121	111	14	8	94	114	111	17
4	3	99	117	132	17	13	122	125	114	15	8	94	115	111	18
7	3	100	119	132	17	14	124	126	114	15	8	97	117	113	19
8	3	102	120	134	17	14	126	126	114	15	8	98	117	113	20
9	3	104	121	134	17	15	127	127	115	15	8	98	117	112	20
7	3	105	122	134	18	15	129	128	116	16	8	99	127	115	21
10	3	107	124	136	19	15	127	127	114	16	8	97	115	112	22

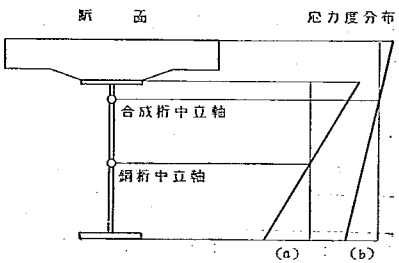
表—13 実測温度（単位 °C）

時刻＼測点		1	2	3	4	5	6	7	8	9	気温	摘要
14 日	11.30	29.5	30.0	28.7	29.3	30.5	29.6	30.6	29.5	37.0	28.8	
〃	12.30	30.2	30.5	29.6	30.0	31.1	30.4	31.7	29.7	37.2	29.0	
〃	14.00	—	—	—	—	—	—	—	—	—	30.0	
〃	15.00	31.9	30.5	30.8	31.0	32.0	33.7	32.8	31.2	38.3	—	
〃	15.30	32.3	30.5	32.7	31.2	32.5	34.2	33.3	31.8	38.8	30.0	
〃	16.20	32.4	30.4	33.0	31.4	32.5	34.4	33.5	32.7	37.7	—	
〃	18.45	31.3	28.8	33.4	30.2	30.9	36.0	34.0	33.3	31.3	26.3	日没
〃	20.10	31.0	27.3	33.0	29.2	29.5	32.9	29.3	28.8	28.4	24.0	
〃	21.00	30.7	26.6	33.0	28.6	28.6	31.4	28.2	27.7	28.0	23.2	
〃	22.00	—	—	—	—	—	—	—	—	27.8	22.8	
〃	23.00	—	—	—	—	—	—	—	—	—	22.5	
〃	24.00	30.2	26.4	31.8	28.4	28.0	30.2	27.0	26.5	27.0	—	微風あり
15 日	3.00	—	—	—	—	—	—	—	—	26.0	22.5	〃
〃	4.00	—	—	—	—	—	—	—	—	26.0	22.5	〃
〃	5.00	28.3	25.6	29.7	26.9	26.7	27.8	25.5	25.2	26.0	22.5	もや

Ⅵ 試験結果の考察

〔1〕 コンクリート床版と鋼桁の合成作用

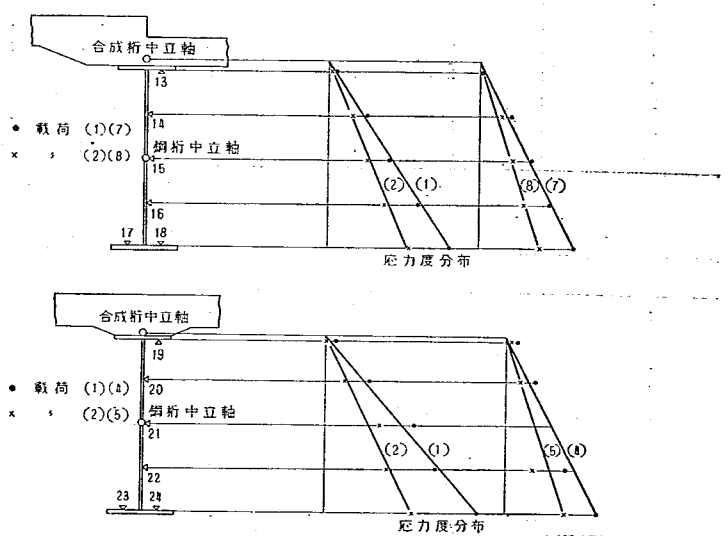
コンクリート床版と鋼桁が，仮定したように合成されているかどうかを調べるために，桁断面中の応力分布を調べてみる。もしも合成されていないで，桁と床版が別個に仂いているとすれば，応力分布は図—7 (a) のようになり，応力度は鋼桁の中立軸の位置で0となり，またもし，完全に合成されている場合には，応力分布は図—7 (b) のようになり，合成断面の中立軸の位置で0となる。したがつて断面中の応力度分布を調べれば，合成されているかどうかを知ることができる。まず主桁応力を検討してみよう。図—8は断面 C における縁桁および中桁の応力分布を実測ひずみから計算して示したものである。図中に示した合成しない場合，および合成した場合の中立軸の位置を実測応力分布と比較すれば，床版と主桁とは完全に合成作用を発揮していることがわかる。次に横桁について調べてみると，図—9のようになり，この場合も床版と横桁とは完全に合成されていることがわかる。なおこの場合，床版の有効幅としては，主桁に対しては中桁，縁桁とも主桁中心間隔 300 cm を，横桁については横桁中心間隔 633 cm をとり，コンクリートのヤング係数としては，材令7週に対する試験値をとり 280.000 kg/cm² とした。



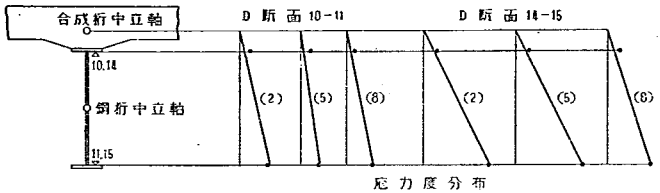
図—7

〔2〕 床組の格子作用

まず，実測たわみと F. Leonhardt の簡易法による理論たわみを比較すると，表—14～23，図—10のよう



図—8



図—9

になる。なおこの場合，桁は前節の結果から合成桁として計算した。これからわかるように，実測値と理論値はよくあつており，たわみ比（実測たわみ/理論たわみ）は 74～207 %となつている。しかしなお詳しくみれば，対称載荷(1)～(6)の場合には，たわみ比は 74～98 %，また各載荷状態に対するたわみ比の平均値は 87～92 %で，実測値と理論値は非常によくあつているが，偏心載荷(7)～(10)に対しては，たわみ比は 78～207 %，各載荷状態に対するたわみ比の平均値は 104～124 %で，実測値と理論値の間には幾分差があることがわかる。すなわちたわみ比は，載荷側で小さすぎ，非載荷側で大きすぎる。現象的にいえば，理論よりも実際は荷重分布

表—14　載荷状態（1）　単位 1/100 mm)

ゲージ番号	実測値 ①	理論値 ②	たわみ比 ①/②
2	229	244	94
3	261	279	94
4	218	236	92
7	251	273	92
8	300	316	95
9	238	265	90
12	237	262	90
13	268	299	90
14	226	254	89
		平均	92

表—15　載荷状態（2）

ゲージ番号	実測値 ①	理論値 ②	たわみ比 ①/②
2	191	204	94
3	194	220	88
4	155	179	87
7	206	214	96
8	207	231	90
9	157	187	84
12	183	189	97
13	187	204	92
14	151	166	91
		平均	91

表—16　載荷状態（3）

ゲージ番号	実測値 ①	理論値 ②	たわみ比 ①/②
2	160	168	95
3	157	175	90
4	123	141	87
7	172	176	98
8	165	183	90
9	122	148	82
12	152	164	93
13	151	171	88
14	119	137	87
		平均	90

表—17　載荷状態（4）

ゲージ番号	実測値 ①	理論値 ②	たわみ比 ①/②
2	114	122	94
3	124	139	88
4	106	118	90
7	132	147	90
8	159	172	92
9	122	143	85
12	111	122	91
13	124	139	89
14	104	118	87
		平均	90

作用が大きいことを意味しているわけである。Leonhardt の理論では横桁の荷重分布作用だけを考え，主桁のねじり抵抗は無視しているので，荷重分布の理論値は実際より小さくなるのは明かである。いま主桁のネジリ抵抗を考慮（横桁と主桁の連結はねじりに抵抗すると仮定）して，載荷状態(7)，(8)に対して理論計算すれば，

表—18 載荷状態（5）

ゲージ番号	実測値 ①	理論値 ②	たわみ比 ①/②
2	94	100	94
3	95	108	88
4	74	88	84
7	110	115	96
8	105	124	85
9	76	101	75
12	82	94	87
13	87	98	89
14	68	80	85
		平均	87

表—19 載荷状態（6）

ゲージ番号	実測値 ①	理論値 ②	たわみ比 ①/③
2	75	83	90
3	77	87	88
4	62	69	90
7	92	95	97
8	85	98	87
9	63	31	78
12	70	77	91
13	74	81	91
14	48	65	74
		平均	87

表—20 載荷状態（7）

ゲージ番号	実測値 ①	理論値 ②	たわみ比 ①/②
2	56	36	156
3	61	41	149
4	52	35	149
7	131	137	96
8	153	160	96
9	122	133	92
12	184	216	85
13	209	247	85
14	174	209	83
		平均	110

表—21 載荷状態（8）

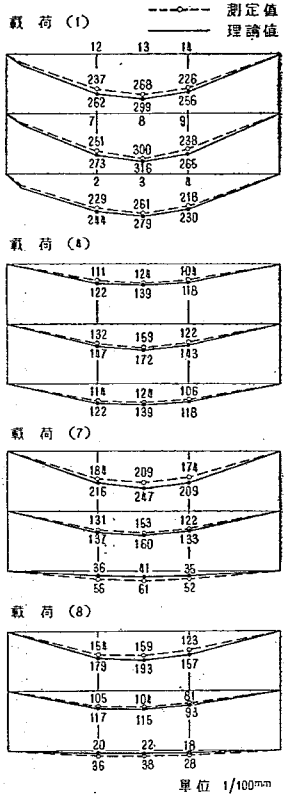
ゲージ番号	実測値 ①	理論値 ③	たわみ比 ①/③
2	36	20	180
3	38	22	173
4	28	18	156
7	105	117	90
8	104	115	90
9	81	93	87
12	154	179	86
13	159	193	82
14	123	157	78
		平均	115

表—22 載荷状態（9）

ゲージ番号	実測値 ①	理論値 ③	たわみ比 ①/③
2	28	14	200
3	31	15	207
4	23	12	192
7	89	89	100
8	82	92	89
9	63	74	85
12	131	152	86
13	129	159	81
14	100	127	79
		平均	124

表—23 載荷状態（10）

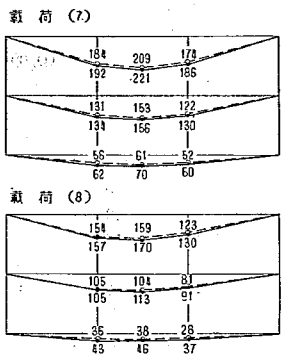
ゲージ番号	実測値 ①	理論値 ③	たわみ比 ①/③
2	190	216	88
3	230	247	93
4	184	209	88
7	126	137	92
8	152	160	95
9	122	133	92
12	46	36	128
13	52	41	127
14	46	35	131
		平均	104



図—10　たわみ（単位 1/100 mm）

表—24，25 および図—11 のようになり，たわみ比は 76～100 %，たわみ比の平均値は 90～93 %となつて，対称載荷に対するものとほゞおなじ精度になる。さて，たわみの理論値が実際よりも大きくでるのは，コンクリート床版の荷重分布作用を無視したこと等によるもので当然の結果といえるが，約 90 %というたわみ比は，従来行われた模形，実物実験の結果と比較すれば適当な値と考えられ，上で行つた理論的解析は，実際の格子桁作用を充分正確に説明していると考えることができる。

次に，実測応力度を Leonhardt の簡易法による理論値と比較してみる．この場合も合成桁として計算するが，応力度比較の精度を上げるため，測定精度の高い点，すなわち各断面中で応力度の一番大きい下部フランジ応力について比較することとする。各載荷状態について実測理論応力度を比較すれば表—26～35 および図—12 のと



図—11　主桁たわみ

おりである。なお実測応力度は，実測ひずみに鋼の弾性係数 2,100,000 kg/cm² をかけたものとした。これをみると，対称な荷重(1)～(6)では，応力比（実測応力度/理論応力度）の平均値は大体 72～81 %で，中桁縁桁を通じてほぼ平均している。しかし偏心載荷(7)～(10)の場合の応力比の平均値は，載荷側の縁桁では 71～83 %，非載荷側の縁桁では 80～166 %となつていて，載荷側と非載荷の応力比に相当の差がある。これはたわみに関する考察の項でのべたとおなじく，主桁のねじり抵抗を無視して計算したためと考えられるので，主桁のネジリ抵抗を考慮して応力度を計算すると，表—36，37，図—13 のようになり，応力比は平均 76～85 %となり，対称載荷の場合と大体おなじ精度になる。

主桁の応力比は，上記のようにして大体 70～85 %となつていることがわかつた。この値はたわみ比の平均値，約 90 %に比較して幾分小さいが，これは従来の研究で示された傾向とおなじである。たとえば，新三菱

表—24 載荷状態 (11)

ゲージ番号	実測値 ①	理論値 ②	たわみ比 ①/②
2	56	62	90
3	61	70	87
4	52	60	87
7	131	134	98
8	153	156	98
9	122	130	94
12	184	192	96
13	209	221	95
14	174	186	94
		平均	93

表—25 載荷状態 (12)

ゲージ番号	実測値 ①	理論値 ②	たわみ比 ①/②
2	36	43	84
3	38	46	83
4	28	37	76
7	105	105	100
8	104	113	92
9	81	91	89
12	154	157	98
13	159	170	94
14	123	138	89
		平均	90

表—26 主桁応力度，載荷状態（1）

断面	桁	実測値 ①	理論値 ②	応力比 ①/②
A	a	99	120	83
	b	84	118	71
	c	107	111	96
B	a	105	160	66
	b	122	158	77
	c	133	148	90
C	a	170	225	76
	b	224	261	81
	c	160	208	77
D	a	149	178	84
	b	136	164	83
E	a	122	142	86
	b	107	141	76
	c	126	134	94
			平均	81

表—27 主桁応力度，載荷状態（2）

断面	桁	実測値 ①	理論値 ②	応力比 ①/②
A	a	42	63	64
	b	42	72	58
	c	59	71	83
B	a	55	88	62
	b	63	96	72
	c	67	95	71
C	a	111	132	84
	b	124	144	86
	c	103	142	73
D	a	122	175	70
	c	126	185	68
E	a	113	131	86
	b	137	144	95
	c	114	142	80
			平均	76

表—28 主桁応力度，載荷状態（3）

断面	桁	実測値 ①	理論値 ③	応力比 ①/②
A	a	38	50	76
	b	32	55	58
	c	38	52	73
B	a	36	67	54
	b	44	73	60
	c	57	69	83
C	a	74	104	71
	b	71	103	69
	c	84	106	79
D	a	109	140	76
	c	111	143	78
E	a	105	147	71
	b	143	173	83
	c	126	150	84
			平均	73

表—29 主桁応力度，載荷状態（4）

断面	桁	実測値 ①	理論値 ②	応力比 ①/②
A	a	42	58	72
	b	34	56	61
	c	44	58	76
B	a	53	78	68
	b	59	74	80
	c	67	78	86
C	a	71	96	74
	b	128	156	82
	c	61	96	64
D	a	67	89	75
	c	74	89	83
E	a	59	68	87
	b	53	68	78
	c	76	69	120
			平均	80

表—30 主桁応力度，載荷状態（5）

断面	桁	実測値 ①	理論値 ②	応力比 ①/②
A	a	23	35	66
	b	23	39	59
	c	32	40	80
B	a	21	42	50
	b	23	52	44
	c	36	46	78
C	a	67	63	106
	b	84	78	108
	c	39	69	57
D	a	50	84	60
	c	69	93	74
E	a	48	63	76
	b	84	78	108
	c	63	69	91
			平均	75

表—31 主桁応力度，載荷状態（6）

断面	桁	実測値 ①	理論値 ②	応力比 ①/②
A	a	23	23	100
	b	19	32	59
	c	21	25	84
B	a	19	31	61
	b	23	42	55
	c	23	33	70
C	a	39	51	53
	b	42	52	81
	c	42	54	78
D	a	44	71	62
	c	61	75	81
E	a	38	62	61
	b	103	109	95
	c	44	67	66
			平均	72

表—32 主桁応力度，載荷状態（7）

断面	桁	実測値 ①	理論値 ②	応力比 ①/②
A	a	76	100	76
	b	40	53	75
	c	25	18	139
B	a	84	133	63
	b	65	71	92
	c	27	24	113
C	a	133	188	71
	b	97	134	72
	c	20	26	77
D	a	124	146	85
	c	25	28	89
E	a	88	119	74
	b	55	65	85
	c	29	21	138
平均	a			74
	b			81
	c			111

表—33 主桁応力度，載荷状態（8）

断面	桁	実測値 ①	理論値 ②	応力比 ①/②
A	a	41	60	67
	b	21	36	58
	c	13	7	185
B	a	36	83	43*
	b	27	48	56
	c	8	9	89*
C	a	85	124	69
	b	44	72	61
	c	19	14	135
D	a	116	165	70
	c	4	18	22*
E	a	95	124	77
	b	67	72	93
	c	23	13	177
平均	a			71
	b			68
	c			166

* は平均値計算には除いた。

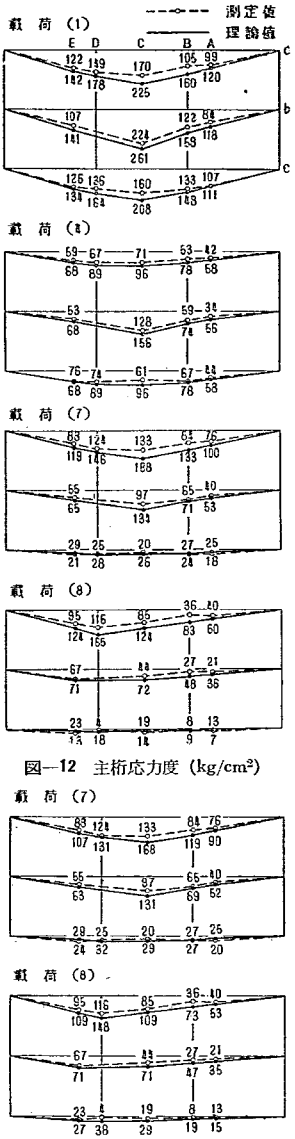
表—34 主桁応質度，載荷状態（9）

断面	桁	実測値 ①	理論値 ②	応力比 ①/②
A	a	32	47	68
	b	17	27	63
	c	8	5	160
B	a	27*	63	43
	b	21	36	58
	c	8	6	133
C	a	64	96	67
	b	40	52	77
	c	8	10	80
D	a	107	128	84
	c	2*	14	14
E	a	92	66	66
	b	59	69	69
	c	21	190	190
平均	a			71
	b			67
	c			140

* は平均値計算には除いた。

表—35 主桁応力度，載荷状態（10）

断面	桁	実測値 ①	理論値 ②	応力比 ①/②
A	a	17	18	94
	b	50	53	94
	c	86	100	86
B	a	15	24	63
	b	48	71	68
	c	90	133	68
C	a	21	26	81
	b	96	134	72
	c	131	188	70
D	a	27	28	97
	c	120	146	82
E	a	17	21	81
	b	48	65	74
	c	110	119	92
平均	a			83
	b			77
	c			80



図—12　主桁応力度 (kg/cm²)

図—13　主 桁 応 力 度

表—36　主桁応力度，載荷状態 (7)

断面	区分	桁の区分 a	b	c
A	実測値	76	40	25
	理論値	90	52	20
	応力比	84	77	85
B	実測値	84	65	27
	理論値	119	69	27
	応力比	71	94	100
C	実測値	133	97	20
	理論値	168	131	29
	応力比	79	74	69
D	実測値	124	—	25
	理論値	131	—	32
	応力比	95	—	78
E	実測値	88	55	29
	理論値	107	63	24
	応力比	82	87	120
応力比平均		82	83	90
		85		

表—37　主桁応力度，載荷状態 (8)

断面	区分	桁の区分 a	b	c
A	実測値	40	21	13
	理論値	53	35	15
	応力比	75	60	86
B	実測値	36	27	8
	理論値	73	47	19
	応力比	49*	58	42*
C	実測値	85	44	19
	理論値	109	71	29
	応力比	78	62	66
D	実測値	116	—	4
	理論値	146	—	38
	応力比	79	—	11*
E	実測値	95	67	23
	理論値	109	71	27
	応力比	87	94	85
応力比平均		80	69	79
		76		

重工業株式会社神戸造船所で行つた合成格子桁の実験では，たわみ比が約 80 %であつたのに対して，応力比は約 83 %であり，また大阪市の神崎橋の実験では，たわみ比が平均 80 %であつたのに対して，応力比は平均 66 %であつた。さて，前記のようにこの実験の応力比は 70~85 %となつていて，幾分小さすぎるようであるが

表—38 並列桁理論による比較

断面	区分	桁の区分 a	a	c
A	実測値	76	40	25
	理論値	85	96	0
	応力比	89	42	∞
B	実測値	84	65	27
	理論値	113	128	0
	応力比	74	51	∞
C	実測値	133	97	20
	理論値	169	192	0
	応力比	79	50	∞
D	実測値	124	—	25
	理論値	124	—	0
	応力比	100	—	∞
E	実測値	88	55	29
	理論値	100	114	0
	応力比	88	48	∞
応力比平均		86	48	∞

表—39 横桁応力度

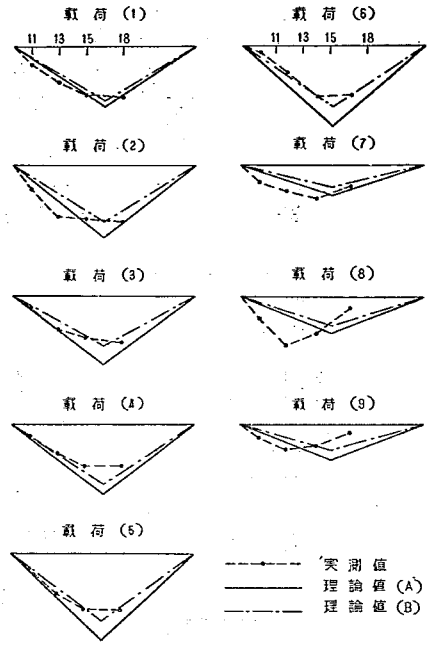
載荷状態	区分	ゲージ番号 11	13	15	18
1	実測値	29	59	80	84
	理論値	20	50	80	80
	比%	145	118	100	105
2	実測値	38	86	90	95
	理論値	24	61	97	97
	比%	158	141	93	98
3	実測値	19	55	71	78
	理論値	23	57	91	91
	比%	83	97	78	86
4	実測値	21	48	69	71
	理論値	23	59	94	94
	比%	91	81	73	76
5	実測値	25	67	92	95
	理論値	29	72	115	115
	比%	86	93	80	83
6	実測値	11	44	84	88
	理論値	27	68	108	108
	比%	41	65	78	76
7	実測値	27	42	55	36
	理論値	10	25	40	40
	比%	270	168	137	90
8	実測値	36	80	59	17
	理論値	12	31	49	49
	比%	300	267	120	35
9	実測値	23	42	34	15
	理論値	11	29	46	46
	比%	210	145	74	33

これは主として床版の重分布作用を無視したためと考えられる。

次に桁組の格子作用を無視して理論応力を計算し，これと実測値を比較してみよう。表—38 は載荷状態(7)

に対する比較であるが，実測値と理論値の差が非常に大きいことがわかる。

次に横桁の応力を検討してみよう。表—39 および図—14 は，断面 D における横桁下部フランジ応力度の実測値と理論値の比較である。理論値（A）とは，Leonhardt の簡易法による理論値，理論値（B）とは桁のねじり抵抗を無視した場合の厳密解法による理論値である。なお表—39 中の理論値としては（A）のほうを採用してある。これをみると Leonhardt の理論値は，主桁応力度の場合ほど実測値とよくあつていないことがわかる。特に荷重が横桁上に直接載つた場合（載荷状態 2,8）および偏心載荷の場合（載荷状態 7, 8, 9）にはその差が甚だしい。また理論値は直線的で横桁支間中点に対して対称であるが，実測値は上に凹の曲線上にあり，偏心載荷の場合には非対称である．このような実測値と理論値の差は，次のような原因から生ずるものと考えられる。すなわち第1に，主桁のねじり抵抗を無視したことである。この影響が最もよく現われたのが偏心載荷の場合である。第2に，横桁への直接載荷の影響を無視したことで，これは載荷状態 2, 5, 8 に現われている。第3は床版の荷重分布作用を無視したことである。床版は主桁と横桁の上部フランジの部と考えているので，格子作用による荷重分布作用は考慮されているが，床版としての荷重分布作用は考慮されていない。



図—14 横 桁 応 力 度

ところで，横桁の設計に最も重要な支間中央附近の曲げモーメントについては，載荷状態(1)～(6)の平均応力比は 86 %で，主桁の応力比とおなじ程度であることがわかる。

以上の主桁，横桁のたわみおよび応力度についての考察を綜合すると次のようになる。

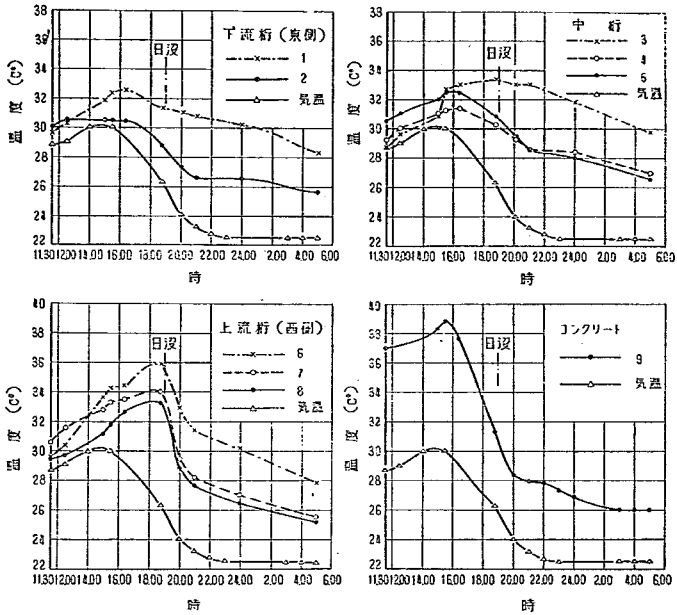
（i） 桁組の格子作用は理論の示すとおり発揮されており，対称載荷の場合では一応 Leonhardt の簡易計算法で実用上充分正確に説明できる。

（ii） 偏心載荷の場合には主桁のネジリ抵抗の影響が相当あり，Leonhardt の簡易計算法では載荷桁側でやや危険側の値を示す。

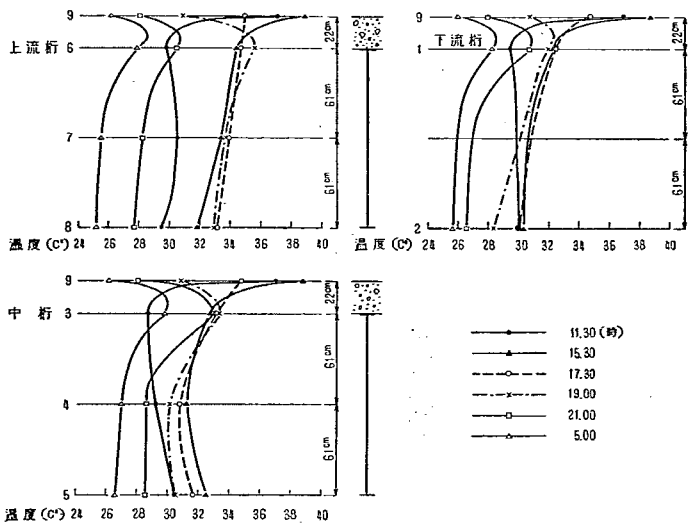
（iii） 主桁のねじり抵抗の影響は，主桁に対してよりも横桁に対して大きい。

（iv） 横桁には直接載荷の影響を考慮する必要がある。

（v） 支承部摩擦力の影響が相当ある。このことについての詳しい考察はここでは省略するが，合成桁では


下流桁（東側）
日没
1
2
気温
中桁
3
4
5
上流桁（西側）
6
7
8
コンクリート
9
温度（℃）
時

図—15


上流桁
下流桁
中桁
温度（℃）
11.30（時）
15.30
17.30
19.00
21.00
5.00

図—16

桁の中立軸がずつと上にあるため，摩擦力は軸方向圧縮力として作用する他相当の負の曲げモーメントを生じ，桁の下部フランジ応力度は相当減少するようである。

(vi) 床版による荷重分布作用の影響は，主桁に対しては無視できる程度であるが，横桁に対しては割合に大きい。

〔3〕 橋の温度

図—15 は表—13 を図示したものである。これをみると日射と橋の温度，気温と橋の温度との関係がわかる。コンクリート床版の表面最高温度は最高気温より約 9°C 上昇している。上路橋であるため，桁の温度は大して上昇しておらず，その最高温度と最高気温との差は 6°C である。図—16 は同一断面中の温度分布を図示したものである。これをみると，温度分布の時間的変化が大体わかるが，コンクリート床版の温度分布の変化は複雑で温度応力については，今後の研究が必要である。

Ⅷ む　す　び

以上の試験結果およびその考察から飯塚橋について，次のように結論することができる。

(1) コンクリート床版と桁は完全に合成されていると考えられる。

(2) 格子桁橋の設計に際しての仮定は，実用上充分正確に満足されていると考えられる。主桁のネジリ抵抗を無視する影響は，偏心載荷の場合には割合に大きいが，本橋の如き場合では設計の際の支配的載荷状態でないので，実用上は大きい影響はない。

なお，合成格子桁橋として設計するのは，実際の橋の力学的性状によくあい，合理的であるが，経済的設計とするには，主要寸法，構造等についてなお研究する必要がある。また格子桁橋の設計理論は，前述のようにいろいろあるが，橋の規模，材料の種類，構造等によつてその橋に最適のものを採用する必要があり，これもなお研究を要する問題である。又偏心載荷の影響を無視し得ない様な格子桁橋では主桁のねじりを考慮した実用簡易設計法を更に研究することが必要である。

附　記

最後に，この研究の実施に際して御協力をうけた東京都建設局の方々に対し，深く感謝の意を表する。

ダムに使用されたセメントの性質について

——第一報　上椎葉ダム用セメントについて——

建設技官　有　泉　　昌
建設技官　小松原　正　夫
建設技官　安　沢　俊　二

（昭和31年10月）

目　　次

Ⅰ　緒　　言……（1）
Ⅱ　試料，試験法および試験結果……（3）
Ⅲ　試験結果の検討……（5）
〔1〕　一般的性質について……（5）
〔2〕　均斉度について……（9）
〔3〕　水硬性化合物含量と水和熱および圧縮強サの関係について……（13）
〔4〕　圧縮強サと水和熱の関係について……（16）
Ⅳ　要　　約……（18）

Ⅰ　緒　　言

国土の綜合開発を推進する建設省は，戦後ダム用セメントについて大いに関心を持つてきた。最初に中庸熱セメントを五十里ダムに使用したのであるが，その仕様書作成のためにも土木研究所は低発熱型セメントの性質について試験研究し，その一部は既に著者[1]等により報告されている。

コンクリートの品質管理の点からは，セメントの品質が均一であることが特に望ましい。このためにはセメント使用者の側は，1 工場製のセメントの入手を強く希望しているのであるが，セメントの需給状況又はセメント製造者側の営業政策のために，2 工場以上のセメントを購入せざるをえないことが多い。この場合多くは仕様書に品質の均一性を規定するのが普通である。

上椎葉ダムの場合は，始め工場立地条件の似た小野田社津久見工場と，日本社佐伯工場で納入することとし，次で宇部興産社よりも納入されることになつた。上記3工場よりの納入量は宇部社 23,000 屯，小野田社 36,000 屯，日本社 35,000 屯である。このうち宇部興産社のものは湿式法により，日本社および小野田社のものは乾式法により製造されている。上椎葉ダムの打設開始は昭和 28 年6月であり，ダム完成は昭和 30 年6月である。セメントはこの間約2ケ年に亘つて製造されている。

宮崎県当局は，ダムに使用されるセメントの品質を調査する必要があり，土木研究所に試験を委託した。又本試験を実施した当時には，セメント製造者側の品質管理を目的とした，品質の均一性に関する資料は一部公表されていたが，当時の河川局利水課は，一定仕様書に基づいて長期間に亘り，多量に納入される中庸熱セメントの品質の均一性の実態を，使用者側の立場から把握しておく必要があつた。

---

1)　有泉　昌等　土研報 87　昭 29

土木研究所ではこれらの目的のために五十里ダム，長安口ダムおよび上椎葉ダムに使用されたセメントについて調査したのであり，ここには上椎葉ダム用セメントの試験結果，及びこれらの結果より得られたセメントの性質間に存在する 2,3 の関係について検討した結果も併せて報告する．尚検収試験は九電当局が実施した。

表—1 試　験　結　果

(1) 化学試験

試験項目 / 試料名		化学分析値 (%)							
		強熱減量	不溶解残分	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	SO_3
宇部 (Lot 2～Lot 22)	A—1	0.67	0.72	24.22	4.61	3.99	62.92	1.27	1.46
	2	0.56	0.18	23.97	4.46	3.89	63.75	1.39	1.58
	3	0.72	0.18	24.32	4.48	4.02	62.74	1.69	1.48
	4	0.68	0.19	24.43	4.23	3.93	63.27	1.67	1.47
	5	0.55	0.26	24.04	4.34	3.68	64.08	1.62	1.41
	6	0.55	0.31	24.19	4.24	3.82	63.92	1.62	1.38
	7	0.62	0.17	23.77	4.39	3.90	63.81	1.60	1.51
	8	0.73	0.06	24.10	4.27	4.07	63.73	1.53	1.49
	9	0.80	0.09	24.17	4.10	4.00	63.85	1.45	1.52
	10	0.62	0.15	24.35	4.46	3.94	63.23	1.49	1.53
平均値		0.65	0.23	24.16	4.36	3.92	63.53	1.53	1.48
小野田 (津久見) (Lot 2～Lot 47)	B—1	1.00	0.46	24.43	4.36	3.52	63.18	1.28	1.27
	2	0.95	0.46	24.76	3.96	3.86	62.99	1.08	1.23
	3	0.63	0.54	24.32	4.03	3.98	63.71	1.31	1.29
	4	0.60	0.53	24.09	4.26	3.65	63.73	1.37	1.47
	5	0.78	0.47	24.05	4.33	3.76	63.53	1.22	1.24
	6	0.83	0.45	24.19	4.45	3.73	63.68	1.23	1.23
	7	0.63	0.40	23.75	4.55	3.63	63.77	1.51	1.12
	8	0.75	0.45	23.63	4.12	3.72	64.08	1.98	1.26
	9	0.67	0.49	23.87	4.01	3.65	63.76	2.24	1.27
	10	0.70	0.37	23.63	4.09	3.65	64.12	1.96	1.21
	11	0.60	0.36	23.60	4.48	3.90	63.64	1.70	1.20
	12	0.57	0.40	23.45	4.47	3.89	63.58	1.79	1.32
	13	0.75	0.37	23.29	4.39	3.75	63.85	1.79	1.21
	14	0.71	0.31	23.19	4.37	3.79	64.48	1.63	1.26
	15	0.63	0.40	23.52	4.31	3.81	63.78	1.50	1.22
平均値		0.72	0.43	23.85	4.28	3.75	63.73	1.57	1.25
日本 (佐伯) (Lot 2～Lot 58)	C—1	1.29	0.54	24.32	4.20	3.74	62.28	1.35	1.36
	2	0.95	0.54	24.68	4.20	3.88	62.74	1.29	1.28
	3	1.03	0.32	24.47	4.12	3.81	63.09	1.49	1.37
	4	1.04	0.65	24.04	3.90	3.96	62.97	1.41	1.38
	5	0.99	0.37	23.77	4.23	3.93	63.42	1.72	1.29
	6	1.06	0.57	23.59	4.15	4.15	63.04	1.59	1.36
	7	0.97	0.66	23.64	3.94	3.89	63.35	1.40	1.42
	8	0.80	0.53	23.74	4.09	3.92	63.40	1.99	1.43
	9	0.97	0.50	23.74	3.94	3.91	63.18	1.50	1.42
	10	0.95	0.38	23.20	4.05	3.92	63.78	2.09	1.51
	11	0.98	0.39	23.04	4.17	3.91	63.79	2.17	1.40
	12	1.07	0.19	23.43	3.83	4.07	63.23	1.99	1.49
	13	0.98	0.36	23.24	4.19	4.01	63.37	2.07	1.41
平均値		1.01	0.46	23.76	4.08	3.93	63.21	1.70	1.39
総平均値		0.80	0.39	23.90	4.23	3.86	63.50	1.60	1.36

備　考　焔光分析によるアルカリ分析値

	Na_2O %	K_2O %
宇部社　A—10	0.19	0.33
小野田社　B—15	0.14	0.40
日本社　C—13	0.12	0.48

Ⅱ　試料，試験法および試験結果

本試験はセメントの検収試験ではなく，実際にダムに打込まれるセメントにできるだけ近い性質，およびそ

Total	比率					水硬性化合物（%）			
	水硬率 H. M	活動係数 SiO_2/Al_2O_3	珪酸率 SiO_2/R_2O_3	鉄率 Al_2O_3/Fe_2O_3	L.S.R	C_3S	C_2S	C_3A	C_4AF
99.86	1.92	5.25	2.82	1.15	0.82	31.1	46.0	5.5	12.1
99.76	1.97	5.37	2.88	1.15	0.84	37.3	40.7	5.3	11.7
99.63	1.91	5.43	2.86	1.11	0.80	30.4	46.8	5.1	12.2
99.87	1.94	5.78	2.99	1.08	0.82	33.8	44.8	4.6	11.9
99.98	2.00	5.54	3.00	1.18	0.84	39.7	39.1	5.3	11.2
100.03	1.98	5.71	3.00	1.11	0.84	38.4	40.4	4.8	11.6
99.77	1.98	5.41	2.87	1.13	0.85	39.7	38.3	5.0	11.8
99.98	1.96	5.64	2.89	1.05	0.83	37.5	40.9	4.4	12.4
99.98	1.98	5.90	2.98	1.03	0.84	38.6	40.3	4.1	12.2
99.77	1.93	5.46	2.90	1.13	0.82	32.3	45.5	5.2	12.0
99.86	1.96	5.55	2.92	1.11	0.83	35.9	42.3	4.9	11.9
99.63	1.96	5.60	3.10	1.23	0.83	33.5	44.8	5.6	10.7
99.29	1.93	6.25	3.17	1.02	0.81	32.2	46.7	4.0	11.3
99.81	1.97	6.03	3.04	1.01	0.83	38.0	41.1	3.9	12.1
99.70	1.99	5.65	3.05	1.17	0.84	38.2	40.3	5.1	11.1
99.53	1.98	5.55	2.96	1.14	0.84	38.2	40.2	5.0	11.5
99.79	1.97	5.44	2.96	1.19	0.83	36.6	41.8	5.5	11.3
99.36	2.00	5.22	2.90	1.25	0.84	40.1	37.9	5.9	11.0
99.99	2.04	5.74	3.01	1.11	0.86	44.6	34.2	4.6	11.3
99.96	2.02	5.95	3.12	1.10	0.85	42.3	36.6	4.4	11.1
99.73	2.05	5.78	3.05	1.12	0.86	45.2	33.7	4.7	11.1
99.48	1.99	5.27	2.82	1.15	0.85	40.5	37.1	5.3	11.8
99.47	2.00	5.25	2.81	1.15	0.85	41.2	36,2	5.3	11.8
99.40	2.03	5.31	2.88	1.17	0.87	44.6	33.2	5.3	11.4
99.74	2.06	5.31	2.84	1.15	0.88	47.8	30.5	5.2	11.5
99.17	2.02	5.46	2.90	1.13	0.86	42.9	35.1	5.0	11.6
99.60	2.00	5.59	2.97	1.14	0.85	40.4	38.0	5.0	11.4
99.08	1.93	5.79	3.02	1.12	0.81	31.2	46.3	4.8	11.3
99.56	1.91	5.88	3.05	1.08	0.81	30.4	47.9	4.6	11.8
99.70	1.95	5.94	3.09	1.08	0.82	33.8	44.7	4.5	11.6
99.35	1.97	6.16	3.06	0.98	0.83	37.3	40.9	3.6	12.0
99.72	1.99	5.62	2.91	1.08	0.84	39.7	38.2	4.6	11.9
99.51	1.98	5.68	2.84	1.00	0.84	39.6	37.8	4.0	12.6
99.27	2.01	6.00	3.02	1.01	0.85	42.1	36.1	3.9	11.8
99.30	2.00	5.80	2.96	1.04	0.85	40.4	37.7	4.2	11.8
99.16	2.00	6.03	3.02	1.00	0.84	40.6	37.5	3.8	11.9
99.88	2.05	5.73	2.91	1.03	0.87	46.1	31.8	4.1	11.9
99.85	2.05	5.53	2.85	1.07	0.87	46.9	30.7	4.4	11.9
99.30	2.02	6.12	2.97	0.94	0.86	43.5	34.5	3.3	12.4
99.63	2.02	5.55	2.83	1.04	0.86	43.4	34.0	4.3	12.2
99.48	1.99	5.83	2.96	1.04	0.84	39.6	38.3	4.2	11.9
99.63	1.99	5.66	2.96	1.10	0.84	38.9	39.2	4.7	11.7

(2) 物理試験

試験項目 / 試料名		比重	粉末度 フルイ	粉末度 ブレーン比表面積	粉末度 ワグナー換算値	凝結(時—分) 水量(%)	凝結(時—分) 始発	凝結(時—分) 終結	安定度 煮沸法	フロー	曲げ強さ 3日	曲げ強さ 7日	曲げ強さ 28日
宇部 A—	1	3.21	1.2	3270	1739	—	3-13	4-29	良	197	23.1	35.9	66.2
(Lot 2~Lot 22)	2	3.20	2.2	2970	1579	25.0	3-55	5-01	良	215	28.1	43.7	78.5
	3	3.22	2.0	3130	1664	25.0	2-28	3-54	良	203	22.5	38.1	74.9
	4	3.19	2.7	3020	1606	24.5	3-03	5-06	良	210	19.8	32.9	68.7
	5	3.21	2.9	3050	1622	23.5	2-06	3-52	良	218	15.8	32.6	84.4
	6	3.22	2.7	3040	1616	23.3	2-00	3-47	良	227	16.4	33.7	74.9
	7	3.22	2.7	3200	1700	25.3	2-17	3-12	良	219	15.0	34.0	62.5
	8	3.23	3.1	3180	1691	23.8	2-54	4-10	良	211	16.1	29.8	52.7
	9	3.23	3.2	3260	1733	24.0	3-04	4-21	良	214	17.0	29.3	55.2
	10	3.22	2.0	3100	1648	25.3	3-00	4-25	良	204	22.0	34.9	59.9
平均値		3.22	2.5	3122	1660	24.4	—	—		212	19.6	34.5	67.8
小野田 B—	1	3.19	1.6	3240	1723	—	2-50	4-42	良	211	17.6	33.6	56.2
(津久見)	2	3.22	1.6	3260	1733	—	3-18	4-19	良	214	23.0	35.3	58.7
	3	3.23	1.6	3200	1701	24.0	2-37	4-04	良	222	25.5	44.7	71.3
	4	3.19	1.2	3460	1839	24.0	2-02	3-14	良	213	31.1	44.9	74.5
	5	3.19	1.8	3320	1765	24.5	1-52	3-33	良	221	25.2	48.1	70.2
(Lot 2~Lot 47)	6	3.20	2.4	3230	1717	25.0	2-44	4-14	良	219	21.4	47.4	65.8
	7	3.20	2.6	3260	1733	24.5	2-14	3-45	良	218	22.1	41.1	61.0
	8	3.21	1.2	3240	1723	23.3	2-03	3-00	良	227	25.8	37.6	60.8
	9	3.23	2.1	3280	1744	22.6	1-51	3-18	良	228	18.7	34.3	62.2
	10	3.22	2.2	3250	1728	23.3	2-17	3-23	良	222	21.1	36.2	59.1
	11	3.19	1.9	3260	1733	24.0	2-15	3-21	良	238	21.3	37.2	61.9
	12	3.21	2.5	3300	1753	24.8	2-08	3-03	良	220	21.8	35.6	60.5
	13	3.21	2.2	3400	1808	24.3	2-58	4-03	良	224	26.5	45.1	60.8
	14	3.21	3.2	3390	1802	24.3	2-34	3-43	良	218	23.5	43.3	58.8
	15	3.21	2.4	3360	1787	25.0	2-53	4-17	良	217	26.9	40.4	56.8
平均値		3.21	2.0	3297	1752	24.1	—	—		221	23.4	40.3	62.6
日本 C—	1	3.18	1.4	3160	1680	—	3-35	5-12	良	208	23.4	29.0	55.2
(佐伯)	2	3.19	1.8	3210	1706	—	3-32	4-30	良	203	19.2	27.2	50.5
	3	3.22	2.2	3220	1712	25.0	2-36	3-43	良	212	23.4	32.7	58.7
	4	3.21	2.0	3130	1664	25.0	2-36	3-50	良	212	22.5	35.3	60.9
	5	3.22	2.0	3030	1611	25.0	2-19	3-37	良	212	24.8	41.4	73.1
(Lot 2~Lot 58)	6	3.22	1.8	3110	1654	24.5	2-16	3-46	良	211	29.0	44.5	81.5
	7	3.18	2.7	3240	1723	24.3	2-17	4-25	良	222	21.1	31.7	60.0
	8	3.21	2.8	3140	1669	24.3	2-23	3-53	良	224	20.6	33.7	63.1
	9	3.20	2.4	3160	1680	24.5	1-53	3-51	良	222	24.3	37.9	71.3
	10	3.21	3.1	3210	1707	24.8	2-33	3-26	良	230	23.3	32.9	57.7
	11	3.21	3.0	3220	1712	24.8	2-43	3-55	良	230	22.6	36.0	60.2
	12	3.18	2.2	3210	1707	26.8	3-25	4-45	良	217	27.6	34.4	59.4
	13	3.19	2.3	3260	1733	26.3	3-11	4-25	良	222	27.4	38.3	62.7
平均値		3.20	2.3	3177	1689	25.0	—	—		217	23.8	35.0	62.6
総平均値		3.21	2.2	3210	1706	24.5	—	—		217	22.5	37.0	64.0

の変動を知るを目的とした。したがつて試料数も多くなるので各ロットごとの試料については試験せずに，数ロットに亘り引きつづき製造された1製造単位のセメントについて代表試料を得ようとした。この場合1製造単位毎の各ロットセメントについては均一な性質のものと仮定し，各ロットごとに解袋所に到着するセメントの流れの前後を除き，400 屯について，10 屯に約1瓩の試料を採つた。斯様にしてこれらの各ロットより採取した試料を合成縮分して，1 製造単位を代表する試料とした。尚試料採取は，監督官を介して現場担当者に依頼した。採取した試料は土木研究所に密封送付され，その数は全部で 38 試料である。

試験は現場より送付された約 40 瓩の各試料をよく混合して約 10 瓩に縮少し，JIS 法により化学分析，一般物理試験および水和熱試験を行つた。

及び水和熱

圧縮強さ (kg/cm²)									水和熱 (cal/g)					
3日	7日	28日	91日	180日	365日	91日	180日	365日	溶解熱	7日	28日	91日	180日	365日
73	134	277	501	—	—	91.2	—	—	594.9	54.7	74.5	—	—	—
99	160	368	477	—	—	92.9	—	—	602.4	59.2	75.4	89.0	90.2	92.6
84	134	345	512	—	—	86.4	—	—	600.7	57.0	72.7	—	—	—
69	108	283	477	—	—	72.8	—	—	601.0	53.5	72.7	—	—	—
64	108	337	495	499	483	81.2	81.0	77.0	607.1	60.8	80.0	86.2	89.4	97.4
60	111	303	495	—	—	80.0	—	—	602.6	65.4	75.4	—	—	—
52	116	265	476	455	462	77.3	70.2	74.0	601.7	56.6	74.4	83.6	85.3	85.6
56	114	254	445	—	—	77.2	—	—	598.1	53.1	72.3	—	—	—
51	105	258	444	508	508	75.4	80.3	82.5	592.2	48.1	65.5	73.0	79.4	82.6
82	134	305	466	560	505	73.2	83.8	87.0	598.1	57.3	71.7	77.5	89.9	94.0
69	122	300	479	506	490	80.8	78.8	80.1	599.9	56.6	73.5	81.9	86.8	90.4
55	104	199	403	519	—	82.0	98.2	—	590.5	52.6	67.0	74.0	82.3	85.1
65	116	220	436	—	—	88.1	—	—	594.4	50.7	66.6	—	—	—
102	176	261	467	—	—	93.8	—	—	596.9	51.7	66.7	81.2	83.3	86.0
113	172	305	476	—	—	90.3	—	—	599.7	56.0	74.9	—	—	—
94	180	333	499	—	—	91.4	—	—	602.5	61.7	76.8	—	—	—
86	174	304	497	—	—	89.7	—	—	601.3	59.8	74.3	84.3	—	—
75	163	299	474	—	—	87.1	—	—	601.2	57.3	74.9	79.2	—	—
76	145	262	414	—	—	69.7	—	—	602.3	57.7	76.2	—	—	—
62	124	239	371	413	483	72.3	79.3	79.1	600.8	50.5	70.3	79.0	83.8	84.5
69	136	257	395	—	—	67.8	—	—	601.1	55.7	79.5	—	—	—
77	127	290	430	444	471	79.6	70.1	77.2	608.3	59.3	78.4	85.9	89.7	92.8
77	161	286	419	—	—	71.6	—	—	605.4	64.9	77.5	—	—	—
92	197	298	426	498	541	71.3	76.4	83.0	602.8	56.8	77.9	83.1	85.5	85.0
82	173	291	436	—	—	76.2	—	—	602.2	59.4	75.4	—	—	—
96	168	307	453	547	516	71.5	80.8	84.2	600.4	58.2	72.4	81.1	91.4	96.2
81	154	277	440	484	503	80.2	81.0	80.9	601.0	56.8	73.9	81.0	86.0	88.3
64	116	242	476	—	—	89.6	—	—	594.3	51.2	66.4	82.6	83.0	86.3
57	115	232	449	—	—	85.3	—	—	595.8	56.3	70.8	79.2	86.4	88.5
62	126	214	422	—	—	83.5	—	—	596.2	48.8	66.4	—	—	—
77	138	232	464	—	—	83.4	—	—	599.1	51.6	68.3	—	—	—
95	147	315	453	—	—	82.9	—	—	604.3	58.2	74.8	—	—	—
103	165	375	515	—	—	82.9	—	—	602.0	57.6	73.9	83.9	—	—
55	89	229	370	—	—	79.1	—	—	595.6	50.8	65.3	—	—	—
56	92	249	413	435	434	76.1	78.2	80.3	596.9	50.6	68.0	77.6	81.0	82.5
65	110	269	441	—	—	79.2	—	—	600.2	52.9	70.1	—	—	—
82	105	243	396	415	442	81.1	67.4	76.7	600.6	55.9	70.8	79.0	84.8	92.4
92	125	275	422	—	—	70.6	—	—	603.8	57.6	73.6	—	—	—
102	140	259	399	—	—	74.0	—	—	599.8	55.6	69.2	—	—	—
100	150	308	452	457	473	75.5	77.5	79.2	601.3	56.3	70.1	83.1	91.0	97.1
78	124	265	436	436	450	80.2	74.4	78.7	599.0	54.1	69.8	80.9	85.2	89.4
77	136	279	449	479	483	80.3	78.6	80.0	600.0	55.8	72.4	81.2	86.0	89.3

試験結果を表—1 に示す。尚参考として表—2 に上椎葉ダム用セメント規格，並びに小野田，日本両社の協定した品質の目標値を示した。

Ⅲ　試験結果の検討

〔1〕 一般的性質について

ここでは化学的，物理的の一般的性質を簡単に述べ，主として強サおよび水和熱について検討することとする。

化学的組成は各試料の分析値について見ても，特に異状のあるものは認められない。以下主要分析値，水硬

表—2 セメント仕様書及び品質の目標値

(1) 上椎葉ダム用セメント仕様書

項目	単位	規格
強熱減量	%	<2.0
不溶解残分	%	<0.75
シリカ (SiO_2)	%	—
アルミナ (Al_2O_3)	%	—
酸化第二鉄 (Fl_2O_3)	%	—
酸化カルシウム (CaO)	%	—
マグネシア (MgO)	%	<3.0
無水硫酸 (SO_3)	%	<2.0
ケイ酸三石灰 (C_3S)	%	<50
ケイ酸二石灰 (C_2S)	%	—
アルミン酸三石灰 (C_3A)	%	<7.5
比重		>3.05
粉末度 (ワグナー法)	cm^2/g	>1700
凝結 始発	時間	>1
凝結 終結	時間	<10
安定度(オートクレーブ)	%	<0.5
曲げ強さ 3日	kg/cm^2	>10
曲げ強さ 7日	〃	>20
曲げ強さ 28日	〃	>30
圧縮強さ 3日	〃	>(40)
圧縮強さ 7日	〃	>90
圧縮強さ 28日	〃	>220
圧縮強さ 91日	〃	>320
水和熱 7日	cal/g	<70
水和熱 28日	〃	<80

(2) 小野田，日本両社の協定した品質の目標

項目	単位	目標値
強熱減量	%	1.0±0.2
不溶解残分	%	<0.8
無水硫酸 (SO_3)	%	1.2±0.2
ケイ酸三石灰 (C_3S)	%	36±2
ケイ酸二石灰 (C_2S)	%	41±2
アルミン酸三石灰 (C_3A)	%	6±0.5
アルミン酸鉄四石灰(C_4AF)	%	12±1
粉末度 (ブレーン)	cm^2/g	3400±100
圧縮強さ 3日	kg/cm^2	>50
圧縮強さ 7日	〃	>100
圧縮強さ 28日	〃	>240
圧縮強さ 91日	〃	>360
水和熱 7日	cal/g	<67
水和熱 28日	〃	<77

性化合物含量について，当研究所で行つた昭和 30 年における我が国普通ポルトランドセメント 16 試料の平均値と比較しつつ，本ダムに使用した中庸熱セメントの性質を検討し，普通セメントとの差異を明らかにしよう。

中庸熱セメントは普通セメントより高 SiO_2，低 Al_2O_3，低 CaO として，焼塊中の水硬性化合物を低 C_3S，高 C_2S とし，C_3A を 8% 以下に保持するよう製造される。試験結果より見ると，強熱減量では普通セメントのように余り大きな値を示すものはほとんどなく，又不溶解残分は平均値 0.39 % であつて，普通セメントより一般に少ない。これは中庸熱セメントの如き特殊なセメントでは，製造および取扱に際して特に注意が払われているためと考えられる。次に SiO_2 について見るとその含量は平均 23.90% であり，これは普通セメント平均 21.93% より約 2% 増加しており，中庸熱セメントの性質をよく表わしている。特に宇部社のセメントは平均 24.16% と云う大きい値を示している。Al_2O_3 は平均 4.23% であり，普通セメント平均 5.16% より約 1% 少ない。CaO について見ると，その平均値は 63.50% であり，各社とも同程度であるが，普通セメントの平均 64.50% と比較すると，1% 少なくなつている。又 SO_3 の含量は 1.58%～1.12% の間にあつて，宇部社セメントの平均値は 1.48% であり，他社のセメントより稍高い値を示している。

C_3S についてはその平均値は 38.9% となつており，普通セメント平均 52.8% と比較すると約 14% 少なく，普通セメントと著しい相違が認められる。特に宇部社のセメントについては，その平均値が 35.9 % と云う他社より約 4% 低い値を示しており，組成より見れば A.S.T.M. 規格の低熱セメントに近い。C_2S の含量は平均 39,2% であり，普通セメント平均 23.2% より 16% 多い。工場別にみると宇部社セメントの平均値は 42.3% で，他社のセメントより 3～4% 程度の高い値を示している。C_3A の含量は 5.9～3.3% の間にあつて平均 4.7% となつており，これを普通セメント平均 8.2% に比較すると 3.5% も少ない。(Ca

$O-0.7\,SO_3)/(2.8\,SiO_2+1.18\,Al_2O_3+0.65\,Fe_2O_3)$ で示される石灰飽和度は，0.88～0.80 の間にあつて，その平均値は 0.84 であり普通セメントの 0.90 に比較し相当低い値を示している。

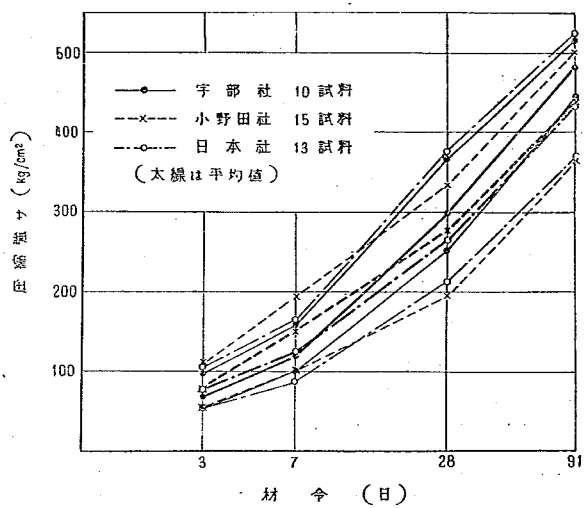
物理的性質について見ると，比重は何れも 3.23～3.18 の間にあつて，平均値は 3.21 であり普通セメントよりも大きい。

粉末度については 88 μ フルイによる残分量およびブレーン法による比表面積の測定を行つた。なおワグナー法による比表面積は実測していないので，ブレーン比表面積に係数 0.5317 を乗じて一応の参考値とした，フルイ残分量はそれぞれ 3.2～1.2％ の間であり，平均値は 2.2％ である。工場別にみると宇部社セメントが僅かに大きく，小野田社セメントが僅かに小さい程度である。ブレーン比表面積は平均 3210 cm^2/g であり，小野田社セメントが僅かに細かい程度である。

凝結については始発平均 2時—40分，終結平均 4時—01分であり，始発3時—30分，終結5時—0分以上の稍緩結性のセメントが数試料あつた。

安定性試験は煮沸法によつて行つたが，異状な結果を示したものはなかつた。

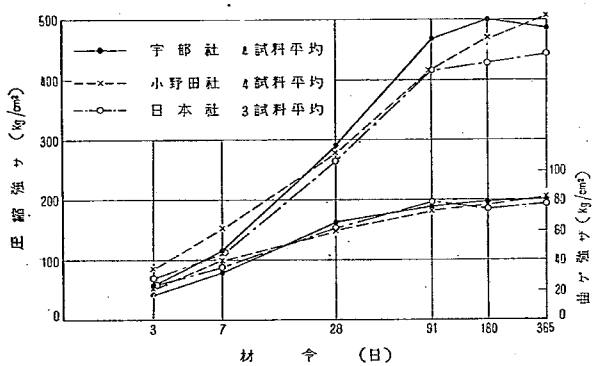
強サ試験について見ると，曲げ強サでは材令 3日，7日，28日，91日に於ける平均値はそれぞれ約 23 kg/cm^2，37 kg/cm^2，65 kg/cm^2，80 kg/cm^2 となつている。圧縮強サは材令 3日，7日，28日とも小野田，日本両社の協定した目標値から見ても妥当な強サと考えられる。材令 91 日の強サは，協定した目標値から見てやや大きい値を示している。各社セメントについて，3 日より 91 日までの各材令における圧縮強サの上限，下限及び平均値を図—1 に示す。又材令1年までの各社セメントの曲げ，圧縮強サの平均値およびその強サ増加率を，材令 28 日圧縮強サを基準として百分率で求めて表—3 に示す。ここに使用した試料は材令 91 日までは宇部社，小野田社，日本社それぞれ 10 箇，15 箇および 13 箇の全試料であり，材令180日，1年に於ける強サは各社とも実測した数試料について算出した。図—2 は材令1年までの宇部社4試料，小野田社4試料，日本社3試料のそれぞれの各材令に於ける平均強サを示している。なおここで使用した試料は，水和熱との関係を見る必要もあり，長期水和熱試験に使用したものである。この結果によると長期材令に亘つて強サの増加する状況は，製造工場によつて多少異なつている。材令 91 日よ



図—1　材令91日までの各社セメントの圧縮強サ上限，下限及び平均値

表−3 材令1年迄の各社別曲ゲ強サ，圧縮強サ及びその増進率

		曲ゲ強サ (kg/cm²)						圧縮強サ (kg/cm²)					
		3日	7日	28日	91日	180日	365日	3日	7日	28日	91日	180日	365日
宇部社	平均値(σ_u)	19.6	34.5	67.8	80.8	78.8	80.1	69	122	300	479	506	490
	$\sigma_u/\sigma 28\times 100$	29	51	100	119	116	118	23	41	100	160	169	163
小野田社	平均値(σ_u)	23.4	40.3	62.6	80.2	81.0	80.9	81	154	277	440	484	503
	$\sigma_u/\sigma 28\times 100$	37	64	100	128	129	129	29	56	100	159	175	182
日本社	平均値(σ_u)	23.8	35.0	62.6	80.2	74.4	78.7	78	124	265	436	436	450
	$\sigma_u/\sigma_{28}\times 100$	38	56	100	128	119	126	29	47	100	165	165	170



図−2 材令1年までの各社別曲ゲ，圧縮強サ平均値

り1年までの間では曲ゲ強サは，宇部社および日本社のセメントで 1～4 km/cm² 程度の増加であるが，小野田社のセメントは約 7 kg/cm² 増加しており，圧縮強サでは宇部社および日本社のセメントは，20～30 kg/cm² 程度の増加であるが，小野田社のセメントは可成大きく，420 kg/cm² より 503 kg/cm² となり約 20% 増加している。曲ゲおよび圧縮強サは材令 180 日より1年の方が大きくなつている。宇部社のセメントの圧縮強サは，材令 180 日より1年が若干低いが，これは実験誤差に入る程度である。

尚 Verbeck[2] は，米国産中庸熱セメントの A.S.T.M. 法による長期材令の圧縮強サを測定し，1年および年5における5試料の平均圧縮強サが，388 kg/cm² から 400 kg/cm² に増加した結果をえた。JIS 法と A.S.T.M. 法の実験法は異なるが，ここに試験したセメントも，1年以上たつても強サは僅かながら増加すると考えてよい。

次に各社別の圧縮強サを比較して見ると，特に目立つことは宇部社のセメントの圧縮強サは，初期材令においては小さいが，材令の増加するにつれて他社のセメントより急速に増加していることである。曲ゲ，圧縮強サの大きさ，およびその増加率は水硬性化合物の量的関係に支配されるところが大きいので，C_3S および C_2S の含量と，材令 91 日までにおける各社別圧縮強サ平均値との関係を表−4 に示した。主として C_3S は初期

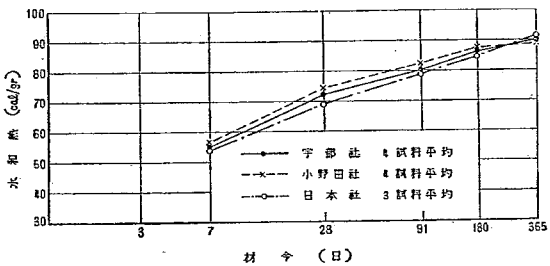
2) G.J. Verbeck 等 Proc. A.S.T.M. 50, 1235, 1950.

表—4　各社別 C_3S, C_2S の含量と圧縮強サの関係

項目 / 製造社名	C_3S (%)	C_2S (%)	圧縮強サ (kg/cm²) 3日	7日	28日	91日
宇部社 (10 試料)	35.9	42.3	69	122	300	479
小野田社 (15 〃)	40.4	38.0	81	154	277	440
日本社 (13 〃)	39.6	38.3	78	124	265	436

材令の強サを，C_2S は 28 日以降の強サを支配すると云われているが，宇部社と他社のセメントの強サ発生状況の相違は，ここに基因するところが大きいと考えられる。

水和熱について見ると，材令 7 日においては 50 cal/g 程度のものが数試料あつたが，各社セメントとも平均値は大体 56 cal/g 程度で，日本社のセメントが僅かに他社のセメントより低く，又材令 28 日においても日本社のセメントが，僅かに他社のセメントより低い値を示している。長期水和熱は長期の強サ試験に使用した試料について測定した。図—3 は材令 1 年までの各材令における水和熱の平均値を示す。この結果によれば各社セメントの材令 91 日から 1 年までの間の水和熱は何れも 7～11 cal/g 程度の増加を示している。この間における圧縮強サ増加が 20～30 kg/cm² 程度の宇部社，日本社のセメントは，水和熱の増加がそれぞれ 9.8 cal/g および 10.8 cal/g とやや大きく，圧縮強サ増加が 83 kg/cm² の小野田社セメントは 7.3 Cal/g と小さくなつており，圧縮強サの増加が最大であるに拘らず水和熱の増加は最小である。又材令 180 日より材令 1 年に至るまでの水和熱は，各社とも 2～5 cal/g 程度の増加を示しているが，小野田社セメントでは 2 cal/g の増加である。なお各材令における発熱状況から見れば，材令 1 年以後の長期においても，水和熱は僅かながら増加して行くものと考えられる。なお Verbeck[2] 等によれば，A.S.T.M. 規格による中庸熱セメント 5 試料の材令 1 年～6 1/2 年における水和熱は，平均約 3 cal/g の増加を示している。



図—3　材令 1 年までの各社別水和熱平均値

〔2〕 均齊度について

上椎葉ダムに使用したセメントの如く，数ロットづつ断続的に長期間に亘つて製造され，しかも 3 社より納入されたセメントでは，特に均斉度について関心が払わるべきものと考える。均斉度はいろいろの方法によつて示されるであろうが，ここでは試験試料についての最大最小値，度数分布図および標準偏差，変異係数について検討して見ることとする。

(1)　最大，最小値及び平均値

化学分析値については一般に標準偏差は大きくないので，それらの最大，最小及び相加平均値を示すに止め表—5 に示す。又セメントの成分比率及び水硬性化合物についても表—5 に示す。同表によると各分析値，比率については大体一定した値を示している。又 C_3S および C_2S の値は分析誤差により或程度変つてくるのであるが，ともに最大，最小値の間に約 17 % 程度の大きな差異が認められる。

表--5　化学分析値，比率および水硬性化合物の最大，最小並びに平均値（38 試料）

試験項目 / 比較項目	強熱減量	不溶解残分	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	SO_3
最大値	1.29	0.72	24.76	4.61	4.15	64.48	2.24	1.58
最小値	0.55	0.06	23.04	3.83	3.52	62.28	1.08	1.12
平均値	0.80	0.39	23.90	4.23	3.86	63.50	1.60	1.36

H.M	$\frac{SiO_2}{Al_2O_3}$	$\frac{SiO_2}{R_2O_3}$	$\frac{Al_2O_3}{Fe_2O_3}$	L.S.R	C_3S	C_2S	C_3A	C_4AF	$CaSO_4$
2.06	6.25	3.17	1.25	0.88	47.8	47.9	5.9	12.6	2.7
1.91	5.22	2.81	0.94	0.80	30.4	30.5	3.3	10.7	1.9
1.99	5.66	2.93	1.10	0.84	38.9	39.2	4.7	11.7	2.3

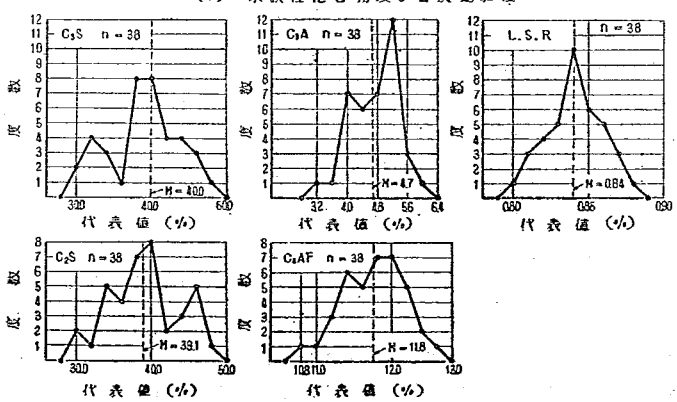
（2）度数分布図

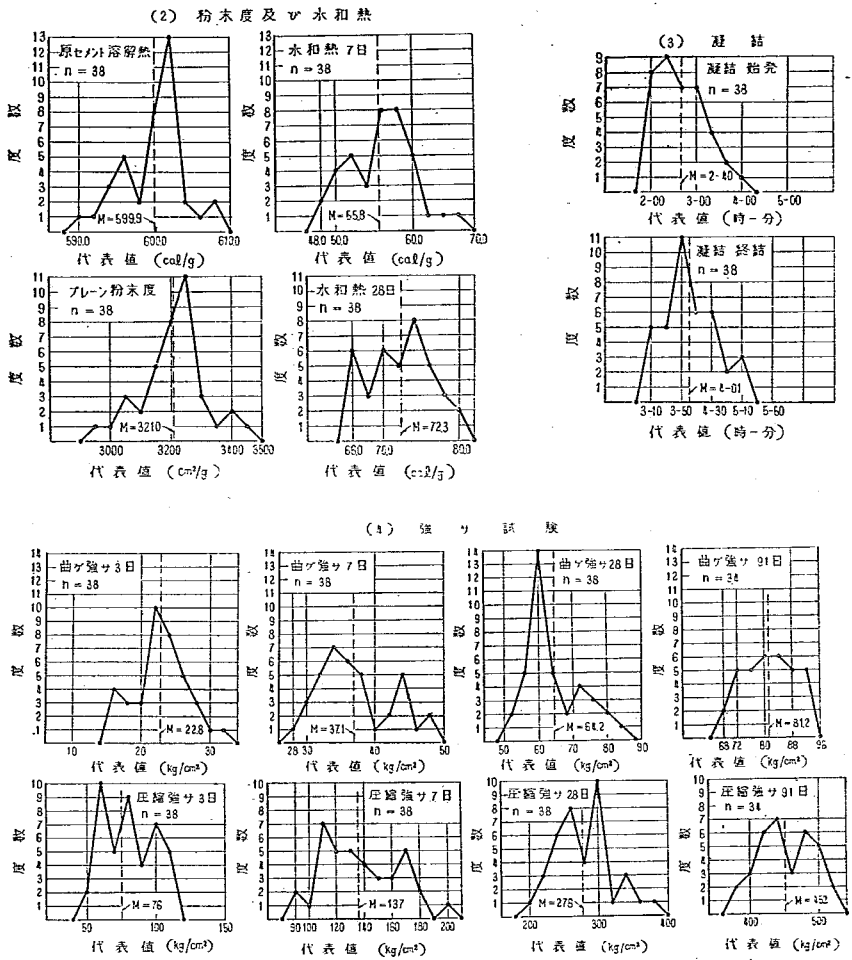
石灰飽和度，水硬性化合物，ブレーン比表面積，水和熱，凝結及びモルタル強サの値は，比較的変動範囲が大きいので最大，最小及び平均値のほか，度数分布図をつくつた。これを図--4 に示す。度数分布図は試料数および級間のとり方等によつて多少異なるのであるが，図--4 によると材令 7 日の曲グ強サ及び材令 28 日の圧縮強サのように，その度数分布図が正規分布曲線とかなり異なつたものもあり，C_3S 又は C_3A 含量の如く稍ことなつたものもあるが，測定値は何れもそれらの平均値の近くに多く分布しており，特に状異のものは認められない。試料数を増加すれば大体において正規分布曲線に近づくと考えられる。

（3）標準偏差，変異係数

全試料についての品質変動の程度を見るために，度数分布図を作つた各項目について，更に標準偏差及び変異係数を求めて表--6 に示す。この結果よりセメントの成分についてみると，C_3S 及び C_2S 含量は共に標準偏差 4.5 %，変異係数 12 % 程度で他の成分より変動は大きいが，特に異状のものとは思われない。又凝結の

（1）水硬性化合物及び石灰飽和度





図—4 度数分布図

始発，終結時間についても標準偏差は 30 分程度であり，その変異係数より見ても特に大きな変動とは思われない。曲ゲ強サの変異係数は，3 日，7 日，28 日，91 日の各材令においてはそれぞれ約 17％，14％，13％，9％であり，又圧縮強サの変異係数は 3 日，7 日，28 日，91 日の各材令ではそれぞれ約 22％，20％，15％，9％となつている。これらの値より見れば，曲ゲ及び圧縮強サ共に，材令が増加するにつれて変異係数は小さくなつている。

表—6 セメントの構成成分及び物理試験結果の平均値及び変動状況

試験項目＼変動状況		試料数	最小値	最大値	平均値 ($\bar{x}$)	標準偏差 (σ)	変異係数 (s)
L.S.R		38	0.88	0.80	0.84	0.02	2.2
水化硬合性物	C_3S	38	30.4	47.8	40.0	4.7	11.6
	C_2S	38	30.5	47.9	39.1	4.6	11.8
	C_3A	38	3.3	5.9	4.7	0.6	13.0
	C_4AF	38	10.7	12.6	11.8	0.4	3.4
ブレーン比表面積		38	2970	3460	3208	105	3.3
凝結	始発	38	1—51	3—55	2—40	0—32	20.0
	終結	38	3—00	5—12	4—01	0—34	14.2
曲ゲ強サ	3日	38	15.0	31.1	22.8	3.9	16.9
	7日	38	27.2	48.1	37.1	5.3	14.2
	28日	38	50.5	84.4	64.2	8.1	12.5
	91日	34	67.8	93.8	81.2	7.2	8.9
圧縮強サ	3日	38	51	113	76	17	22.4
	7日	38	89	197	137	27	19.8
	28日	38	199	375	278	40	14.5
	91日	34	370	515	452	39	8.6
水和熱	7日	38	48.1	65.4	55.8	4.2	7.6
	28日	38	65.3	80.0	72.3	4.1	5.7
	未水和セメント溶解熱	38	590.5	608.3	599.9	4.0	0.7

こゝに水硬性化合物は % で示し，ブレーン比表面積の値は cm^2/g，凝結は時—分，強サは kg/cm^2，水和熱は cal/g で示す。又 $\bar{x}$ は度数分布表より求めた。

水和熱は7日および 28 日の各材令では，標準偏差は共に約 4cal/g 程度であり，変異係数はそれぞれ約 8 % 及び 6 % 程度であり，特に大きな変動とは思われない。

変動の例について見ると，例えば白山[3]が，昭和 28 年に工場を異にする普通セメント 32 試料について試験を行つた結果によると，変異係数はブレーン比表面積で約 10 % であり，3 日，7日，28日の各材令における圧縮強サでは，それぞれ約 13 %，11 %，10 % 程度であつた。又同一仕様書に基づいて納入される上椎葉ダム用セメントについての大橋[4]の結果によると 7 日，28 日，91 日の各材令における圧縮強サの変異係数はそれぞれ宇部社セメントでは 6 %，6 %，4 %，小野田社セメントでは 13 %，8 %，4 %，および日本社セメントでは 8 %，4 %，4 % 程度になつている。次に本試験より得た変動の結果について，上記2例と比較しつつ検討することとする。

上椎葉ダム用セメントは，上記の如く3社3工場で製造されたものである。したがつて各工場によつて，原料の成分や性質も異なり，機械設備，製造方式等それぞれ製造条件が異なつている。したがつて製造されたセメントについても，すべての性質について高度の均一性を保持することは困難と思われる。例えば全体の試料についてみると，或る性質についての高度の均一性を保持するためには，他の性質については不均一にならざ

3) 白山和久 セメント・コンクリート 88 34 1954
4) 大橋光太郎 セメント・コンクリート 109 2 1956

るを得ない場合も生ずるであろう。強サの変異係数を白山[3]の普通セメント試験結果と比較すると。本試験結果による方が大きいが，ブレーン比表面積の変異係数は，本試験結果による方がむしろ小さくなつている．なお普通セメントの水硬性化合物，凝結，水和熱等についてはその変動の結果が出ていないので比較することは出来ない。しかしながら短期強サの増加のみに重点が置かれているような現在の普通セメントと比較して，上椎葉ダム用セメントは，広範囲に亘つて細部の規格が設けられているので，圧縮強サ以外の性質についての変動は，上記普通セメントの場合より小さくなるであろうと考える。本試験に於ける強サの変動係数が，上記普通セメント試験結果に比して大きいのは，使用セメントが断続的に長期に亘つて製造されている等のためと思われる。したがつてその間におけるセメントの製造条件および試験条件が異なつてくることが充分考えられる。又製造後或る期間を経過した後において試験を実施したことも，大きな原因と考えられる。

次に圧縮強サの変異係数について九電当局の立会つた工場試験結果と比較検討して見よう。本試験結果より得た変異係数は 38 個の全試料についての結果であり，上記工場試験結果は各社セメントの変異係数なので，このまま比較できない。したがつて本試験結果より各社セメントの圧縮強サの変異係数を求めた。その結果によると 7 日，28 日，91 日の各材令における圧縮強サの変異係数は，それぞれ宇部社セメント 14％，13％，5％，小野田セメント 17％，13％，8％ および日本社セメント 18％，16％，8％程度であつた。これらの値を工場試験による変異係数の値と比較すると，約 2 倍程度の大きな値を示している．この原因について考えると，両者の間では試験設備及び個人誤差による差異もあろうが，試料採取法の異なつていること及び各工場では，各ロットごとの試験結果より変異係数を求めており，本試験の場合では，各社とも 10～15 試料の小数試料より変異係数を求めていることが，両者の変異係数の間に大きな差を与えている原因であることも一応考えられる。しかしながら変動の差が斯様に大きいと言うことは，試料採取法及び試料数だけのためではなく，むしろ製造後相当時間を経過したセメントについて試験を行つていることに，主として基因すると考えられる。製造してから工事現場における試料採取時に至るまでの間においては，セメント自体の性質の変化，輸送及び取扱よりくる変化等，種々の原因によるセメントの性質の変化が生ずるであろう。したがつて現場で実際に使用するセメントの圧縮強サの変動は，製造と同時に採取した試料について直ちに試験に着手して得られた値よりは，相当大きいとみなければならない。

以上圧縮強サの変動状況について，本試験結果と白山[3]，大橋[4]の例とを比較検討したのであるが，このダムに使用したセメントは初期における強サの如く，或程度大きい変動を示すものもあるが，特に異状な変動状態を示すものではないと考える。上椎葉ダムの場合には，工事現場にはセメントの混合施設はなく，3 社セメントの同時購入によつたものであり，コンクリートの品質管理に当る側としては不利な立場にある。したがつてセメントの性質の均斉度については関心を払わざるを得ない。尚試料採取法との関連もあるので，これらの計算値から直ちに約 94,000 屯の母集団を信頼できる確率で推定することは出来ないが，以上の結果はダムコンクリートに実際に使用されるセメントにできるだけ近いセメントの均斉度の実態を推察する資料になると思われる。

〔3〕 水硬性化合物含量と水和熱および圧縮強サの関係について

セメントの水和熱および強サを左右する因子は色々あるが，養生条件一定なる時は，水硬性化合物相互間の量的関係に影響されるところが大きい。例えば C_3A，C_3S 等は主として初期における発熱及び強サを支配するが，C_2S はこれに較べて初期よりむしろ 28 日以後の性質を支配する。最小自乗法によつて水硬性化合物の発熱分担係数を求めることは，既に H. Woods[5] 等により行われており，又 Verbeck[2] 等によつても行われているが，使用されたセメントはその水硬性化合物の含量が広範囲にわたつている．此処には本邦産の中庸熱セメントとして上椎葉ダム用セメントを使用し，その水硬性化合物の発熱分担係数がどのようになるかを算出して，その適用性を検討することとする。水和熱が水硬性化合物と次式

$$H=\alpha C_3S+\beta C_2S+\gamma C_3A+\delta C_4AF$$

の関係にあるものとして，38 試料についての材令 7 日の測定値を用いて，最小自乗法により各係数を算出した結果次の数値を得た。

$$\alpha=0.2769$$

$$\beta=0.1299$$

$$\gamma=3.793$$

$$\delta=1.896$$

これらの値を小数点以下第 2 位迄採ると，材令 7 日における関係式は (1) 式の如くになる。

$$H_7=0.28\,C_3S+0.13\,C_2S+3.79\,C_3A+1.90\,C_4AF \quad \cdots\cdots(1)$$

同様にして材令 28 日については，(2) 式

$$H_{28}=0.41\,C_3S+0.23\,C_2S+4.45\,C_3A+2.28\,C_4AF \quad \cdots\cdots(2)$$

となる。又 Verbeck 等による式は，(3) 及び (4) 式

$$H_7=0.53\,C_3S+0.10\,C_2S+3.72\,C_3A+1.18\,C_4AF \quad \cdots\cdots(3)$$

$$H_{28}=0.90\,C_3S+0.25\,C_2S+3.29\,C_3A+1.18\,C_4AF \quad \cdots\cdots(4)$$

である。セメント化学的に見れば，C_3A は材令の初期において水和熱を最も大きく支配し，ついで C_3S，C_2S も材令の大きくなるにつれて支配してくるとされている。又 C_4AF は材令の初期においては水和熱を或程程支配するが，材令が大きくなつてもその影響は余り変化しないと考えられている。(3)，(4) 式を C_3S，C_2S C_3A の係数について見ると，材令 7 日においては C_3A の係数が最も大きく，ついで C_3S，C_2S の順に小さくなつている。又材令 7 日と 28 日に於ける係数を比較して見ると，C_3A の増加率は最も小さく，ついで C_3S，C_2S の順に大きくなつている。これらの点は又著者等の関係式についても言えることである。C_4AF の係数が C_3S の係数より相当大きくなつている点等，必ずしも適切と言い難い点もあるが，著者等の得た実験式はセメント化学的にみると妥当性を認められる点が多い。これらの式について使用した 38 試料の測定値と計算値とを比較した結果を表—7 に示す．又実測値から計算値を減じた値の平均，及びその絶対値の平均値を求めた。即ち

(5) H. Woods 等 Eng. News. Rec. 110 431 1933

表—7　水和熱の計算値と実測値の比較表

比較項目 / 試番料号	材令 7 日に於ける水和熱 実測値	計算値 (A)	差 (ε) 実測値—計算値	計算値 (B)	差 (ε′) 実測値—計算値	材令 28 日に於ける水和熱 実測値	計算値 (A)	差 (ε) 実測値—計算値	計算値 (B)	差 (ε′) 実測値—計算値
1	59.2	58.0	+1.2	57.4	+1.8	1	74.5	75.5	−1.0	71.9	+2.6
2	57.0	57.1	−0.1	54.2	+2.8	2	75.4	75.0	+0.4	75.0	+0.4
3	53.5	55.3	−1.8	53.5	0	3	72.7	73.8	−1.1	70.2	+2.5
4	60.8	57.6	+3.2	57.8	+3.0	4	72.7	71.8	+0.9	70.8	+1.9
5	65.4	56.3	+9.1	56.0	+9.4	5	80.0	74.4	+5.6	76.1	+3.9
6	56.6	57.5	−0.9	57.3	−0.7	6	75.4	72.8	+2.6	74.1	+1.3
7	53.1	56.1	−3.0	55.0	−1.9	7	74.4	74.3	+0.1	75.7	−1.3
8	48.1	54.7	−6.6	54.2	−6.1	8	72.3	72.7	−0.4	73.1	−0.8
9	57.3	57.4	−0.1	55.2	+2.1	9	65.5	71.1	−5.6	72.7	−7.2
10	51.7	53.7	−2.0	53.0	−1.3	10	71.7	74.2	−2.5	71.7	0
11	56.0	56.3	−0.3	56.3	−0.3	11	67.0	73.3	−6.3	72.4	−5.4
12	61.7	56.8	+4.9	56.4	+5.3	12	66.6	67.5	−0.9	67.1	−0.5
13	59.8	57.9	+1.9	57.4	+2.4	13	66.7	70.1	−3.4	71.6	−4.9
14	57.3	59.4	−2.1	60.0	−2.7	14	74.9	73.0	+1.9	74.3	+0.6
15	57.7	55.8	+1.9	57.4	+0.3	15	76.8	73.4	+3.4	74.5	+2.3
16	50.5	54.4	−3.9	55.6	−5.1	16	74.3	74.9	−0.6	74.8	−0.5
17	55.7	56.0	−0.3	58.0	−2.3	17	74.9	76.5	−1.6	78.0	−3.1
18	59.3	58.6	+0.7	58.8	+0.5	18	76.2	72.5	+3.7	77.2	−1.0
19	64.9	58.7	+6.2	59.0	+5.9	19	70.3	70.6	−0.3	74.8	−4.5
20	56.8	58.6	−1.8	60.1	−3.3	20	79.5	72.5	+7.0	77.7	+1.8
21	59.4	59.0	+0.4	61.3	−1.9	21	78.4	75.6	+2.8	77.1	+1.3
22	58.2	57.6	+0.6	58.5	−0.3	22	77.5	75.7	+1.8	77.5	0
23	48.8	54.4	−5.6	52.8	−4.0	23	77.9	75.5	+2.4	79.3	−1.4
24	51.6	52.1	−0.5	51.5	+0.1	24	75.4	75.9	−0.5	81.3	−5.9
25	58.2	56.1	+2.1	55.9	+2.3	25	72.4	74.4	−2.0	77.5	−5.1
26	57.6	55.1	+2.5	54.6	+3.0	26	66.4	70.6	−4.2	68.8	−2.4
27	50.8	53.7	−2.9	54.3	−3.5	27	70.8	70.9	−0.1	68.4	+2.4
28	50.6	54.5	−3.9	54.7	−4.1	28	66.4	70.6	−4.2	70.1	−3.7
29	52.9	53.3	−0.4	53.4	−0.5	29	68.3	68.1	+0.2	69.8	−1.5
30	55.9	55.1	+0.8	56.9	−1.0	30	74.8	72.7	+2.1	74.5	+0.3
31	57.6	56.4	+1.2	58.4	−0.8	31	73.9	71.4	+2.5	73.1	+0.8
32	55.6	52.8	+2.8	53.5	+2.1	32	65.3	69.9	−4.6	73.7	−8.4
33	56.3	56.1	+0.2	56.8	−0.5	33	68.0	70.9	−2.9	73.5	−5.5
34	54.7	58.5	−3.8	55.9	−1.2	34	70.1	69.2	+0.9	72.5	−2.4
35	52.6	56.7	−4.1	55.7	−3.1	35	70.8	71.5	−0.7	77.0	−6.2
36	50.7	51.8	−1.1	50.0	+0.7	36	73.6	73.0	+0.6	78.4	−4.8
37	51.2	54.4	−3.2	52.3	−1.1	37	69.2	68.7	+0.5	73.3	−4.1
38	56.3	54.5	+1.8	51.9	+4.4	38	70.1	72.5	−2.4	76.1	−6.0

（A）に示した数値は上椎葉ダム用セメント試験結果より導いた式によるものであり，

（B）に示した数値は Verbeck 氏等の式によるものである。

ε＝実測値－計算値

とし，n を試料数として $\sum\varepsilon/n$ 及び $\sum|\varepsilon|/n$ を求めて表—8 に示した。又 (3)，(4) 式についても表—8 に示した。その結果によれば (1)，(3) の何れの式においても，H_7 においては計算値は実測値より大きいものと小さいものと大体同程度であり，実測値とは平均 2～2.5 cal/g 程度の差でよく合致する。H_{28} は (2) 式によれば，上記 H_7 と同様のことが言いうるが，(4) 式によると計算値の方が一般に実測値より大きく，実測値とは平均 2.9 cal/g の差があるので，著者等の計算式の適合性はよりすぐれていると考えられる。

また五十里ダムに使用した中庸熱セメント 24 試料について (2) 式を使用して H_{28} を計算し，その結果を

表—8 水和熱及び圧縮強サの計算値と実測値の比較表

種類＼比較項目	測定数	$\frac{\sum \varepsilon}{n}$	$\frac{\sum \lvert\varepsilon\rvert}{n}$	$\frac{\sum \varepsilon'}{n}$	$\frac{\sum \lvert\varepsilon'\rvert}{n}$
H_7	38	−0.18	2.37	0.01	2.42
H_{28}	38	−0.16	2.23	−1.68	2.86
H'_{28}	38	0.09	3.63	—	—
σ_{28}	38	0.45	27.02	—	—
五十里ダム用セメント H_{28}	24	0.39	2.16	−3.85	4.14

(1) ε' は Verbeck 氏等の実験式による計算
(2) H' はブレーン比表面積の値を変数に入れた5変数による水和熱の推定値

表—8 に示す。この結果によれば，計算値は実測値よりも大きいものと小さいものと大体同程度にあつて，平均 2 cal/g 程度の差で実測値とよく適合することを認めた。

次にブレーン比表面積の値を1成分とした5変数と，水和熱の関係式について考えて見よう。ブレーン比表面積の値を水硬性化合物と対等に1変数とすることは考慮すべき点があるが，粉末度がセメントの発熱及び硬化速度に関係していることは明かなので，水和熱と5変数の関係を同様に 38 試料について最小自乗法で求めると，

$$H_{28}=0.96\,C_3S+0.83\,C_2S+5.71\,C_3A+5.73\,C_4AF-0.0285\,B$$

となる。ここに B はブレーン比表面積の値を示した。この式についての実測値と計算値の比較の結果も表—8 に示した。これによると実測値と計算値の差の平均は，3.6 cal/g と言うかなり大きな値を示す。この式によれば粉末度の持つ発熱分担係数は負であり，一見奇異の感を持つのであるが，粉末が細くなり比表面積が大きくなれば，セメント粒子の反応界面は大きくなり，反応速度も大となる。この結果による水硬性化合物の発熱分担係数増加の割合が，比表面積増加の割合より大きいので，見掛上ブレーン比表面積の発熱分担係数は負になると考えられる。然しながらこの実験式はやや合理性を欠き，実測値と計算値の差の平均も 3.6 cal/g に達し実用上の適合性を認め難い。

次に水硬性化合物と JIS モルタル圧縮強サとの関係を見ることとする．水硬性化合物と圧縮強サとの関係は既に Gonnerman[5] によつて研究きれているところであるが，ここでは本試験に使用された試料について，どのような関係にあるかを見るため，水和熱の場合と同様に 38 試料について4変数に依る関係式を求めた。その結果は

$$\sigma_{28}=0.41\,C_3S-0.24\,C_2S+25.30\,C_3A+13.14\,C_4AF$$

となり，この式による計算値と実測値との比較結果も表—8 に示した．その結果によると C_3S, C_2S の係数が他の係数と比較して非常に小さいこと，又 C_2S の係数が負になつている等，セメント化学的には合理性を認めがたい点もある。又実測による材令 28 日圧縮強サの平均値 278 kg/cm² に対して計算値は，平均 27 kg/cm² 即ち約 10% の差を生じている。C_3A, C_4AF の含量は殆ど変化なく，C_3S および C_2S の僅かに変動する範囲のセメントだけについて実験式を求めることは，その妥当性について考慮せねばならない点を含むのであるが，一応使用上ある程度の有用性も考えられるので参考までに示した。

〔4〕 圧縮強サと水和熱の関係について

(1) 材令別にみた圧縮強サと水和熱

材令 7 日における全試料 38 個についての圧縮強サと水和熱の相関係数を求めると

5) H.F.Gonnerman Proc. A.S.T.M. 34 244 1934

$$\gamma_7=0.433$$

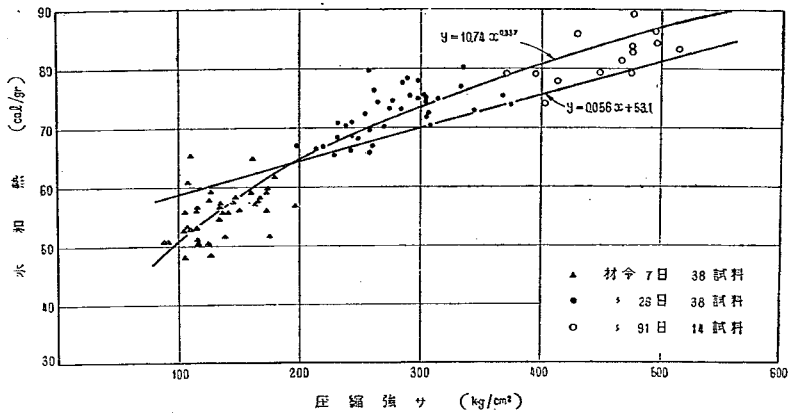
となるので，僅かに相関があると認められる程度である．材令 28 日における圧縮強サと水和熱も，全試料 38 個について同様に相関係数を求めた。その結果によると

$$\gamma_{23}=0.612$$

となり材令 7 日におけるよりも更に高い関係があると思われる。材令 91 日以後のものについては，水和熱の測定値が少ないので省略した。

（2） 材令を考えない圧縮強サと水和熱

38 試料についての材令 7 日，28 日及び 91 日における圧縮強サと水和熱の関係を図—5 に示す。但し材



図—5　材令 7 日—91 日間の圧縮強サと水和熱の関係

令 91 日の値は，水和熱測定数の関係上 38 試料中の 14 試料の値である。これらの 90 個について同様に相関係数を求めると，

$$\gamma=0.907$$

となり，この相関は極めて高い。又これらの値から計算した回帰直線は，水和熱を y とし圧縮強サを x とすれば，

$$y=0.056\,x+53.1$$

となる。しかし図—5 より見ても明かな様に，この直線は余り良くこれらの点を代表していない。むしろ

$$y=ax^n$$

なる曲線によつて代表されると考えられるので，同様に 90 個の測定値より $\sum\Delta$ 法により a 及び n を求め次式 (5) をえた。

$$y=10.74\,x^{0.337} \quad \cdots\cdots (5)$$

これを図示すると図—5 の如くになり，割合によくこれらの点を代表すると考えられる。又この曲線について

圧縮強サ 100～600 kg/cm² の間を 100 kg/cm² ごとに区分し，(5)式について各点における微係数を求めると，それぞれ 0.17，0.11，0.08，0.07，0.06，0.05，となる。この結果は圧縮強サ 100 kg/cm² の点においては，強さ 1 kg/cm² 増加するごとに水和熱は 0.17 cal/g 増加し，圧縮強サ 600 kg/cm² の点においては，強さ 1 kg/cm² の増加に対し，水和熱は 0.05 cal/g 増加することを示す。

次にこの曲線を用いて圧縮強サより求めた水和熱の値と，実測による水和熱の値はどの程度の差があるかを見ることとする。材令 7 日より 91 日までの全測定値について見ると，圧縮強さ 200 kg/cm² 以下においては水和熱の差 3 cal/g 以内で合致するものは約 64 %，差 3～5 cal/g 以内で合致するものは約 18 %，差 5 Cal/g 以上のものは約 18 % であつた。又圧縮強サ 200～400 kg/cm² の間においては，差 3 cal/g 以内のものは 200 kg/cm² 以下の場合と同程度で約 64 %，差 3～5 cal/g のものは約 23 %，差 5 cal/g 以上のものは約 13 % であつた。又圧縮強さ 400 kg/cm² 以上のものについては，水和熱の差 3 cal/g 以内で合致するものは約 35 %，差 3～5 cal/g のもの約 41 %，差 5 cal/g 以上のもの約 24 % であつた。この結果は圧縮強サ 400 kg/cm² 以上の場合は 400 kg/cm² 以下の場合に比較すると，適合性がより小さいことを示す。又図—5 より見ても明かなように圧縮強サ 400 kg/cm² 以上においては，曲線上より求めた水和熱の値は実測値より大きな値を示すものが多い。更に (5) 式を簡便にするため，近似値をとつて次式 (6) とし

$$y=11\,x^{1/3} \quad \cdots\cdots (6)$$

(5)，(6) 両式を用いて計算した水和熱の値を比較した。その結果によると，(6) 式による水和熱の値は (5) 式による値より僅かに高いが，その差は圧縮強サ 100～500 kg/cm² の間においては約 0.5 cal/g 程度以内になる。なお長安口ダム用セメントについては他の関係式をえているが，これは別に報告する。

Ⅳ 要　　約

同一仕様書に基づいて 3 工場より納入された上椎葉ダム用セメント 38 試料について，長期材令の水和熱，強サをふくめて JIS 一般試験を実施し，その結果を考察して次に要約する。

1. 各試料の試験結果では，何れも仕様書の規定をみたしている。

2. セメントは製造工場の別により多少その性質を異にする。特に湿式法で製造される宇部社セメントは，乾式法による小野田及び日本社セメントと強サ，水和熱発生状況または C_3S 含量等が相違する。乾式の 2 工場のセメントでも長期強サ発生状況はある程度相違し，それぞれの特性を示す。

3. セメントは一年程度の長期材令においては曲ゲ，圧縮強サおよび水和熱は共に僅かながら増加して行くことが認められる。又上椎葉ダムに使用した中庸熱セメントでは，全試料の材令 91 日圧縮強サ平均値は，材令 1 年圧縮強サ平均値の 93 % である。

4. セメントの均一性について検討した結果次のことが言える。即ちそれぞれ特性のあるセメントについて化学的，物理的および水和熱等多くの性質のすべてについて高度の均一性を望むことは困難である。

試験結果より見れば C_3S，C_2S および初期材令の強サの変動は稍大きいと思われるが，その他の性質についての変動は，特に大きいと思われるものはない。セメントの製造条件，輸送条件，試料採取条件，試験設備お

よび試験に対する個人誤差等を考慮すれば，製造に当つて可成の注意が払われても，ダム現場のサイロに納入されるセメントは，本試験結果のごとき或程度大きい変動状態を示すものと考える。

5. 曲ゲ，圧縮強サ及び水和熱について見ると，その変異係数は初期材令における程大きく，材令が増加すると共に減少しており，91 日では曲ゲ，圧縮強サとも 8~9 % 程度になつている。

コンクリートの管理は 91 日圧縮強サを対象としているので，コンクリート品質の変動に占めるセメント強サの変動以外の要素を推知する資料を示しえた。

6. 性質の異なる数社のセメントを購入する場合には，細部に亘りすぎた仕様書を作製することは，考慮すべき問題を持つ．1 性質に対する変動範囲を細部に限定すると，そのために他の性質の変動が大きくならざるをえない場合も生ずるからである。

なお本試験は第三者の立場より，使用されるセメントの均一性および諸性質の実態を把握しえたと考える。又諸性質の均一性より見れば，セメントは必ず 1 工場より購入する原則を守るべきである。やむをえず数工場より入手せねばならない場合にも，製造条件，立地条件の類似している工場より入手することが望ましい。

7. 中庸熱セメントについて水硬性化合物の水和熱分担係数を求め，その適合性を検討し，充分信頼し得る実験式を得た．又水硬性化合物の圧縮強サ分担係数も求めたが，セメント化学的には合理性を欠くものと考える。

8. 材令に関係なく，圧縮強サと水和熱の関係を表わす実験式を求め，その適合性を検討し近似式として

$$(\text{水和熱}) = 11 \times (\text{圧縮強さ})^{1/3}$$

をえた。

本試験を実施するにあたり，後援していただいた宮崎県当局，協力していただいた監督官中岡二郎技官および，試料採取を実施された現場担当者に感謝の意を表します。

高炉セメントに関する研究（第1報）

——高炉セメントの一般的性質，特に強度及び水和熱について——

建設技官　松　村　孫　治
建設技官　有　泉　　昌
建設技官　小松原　正夫

（昭和 31 年 10 月）

目　　次

Ⅰ　緒　　言……（1）
Ⅱ　高炉セメントの性質及びスラグの性質について……（3）
Ⅲ　試料について……（9）
Ⅳ　試製高炉セメントの一般的性質……（10）
Ⅴ　要　　約……（27）

Ⅰ　緒　　言

環堤コンクリートの単価を低下させる問題が検討される場合は，コンクリートの配合設計の問題を別にすれば，使用するセメントの単価の問題に帰結する。

安価なセメントを得ようと思つても，ポルトランドセメントでは，この様なことは期待できないのが現状である。また大塊コンクリート用セメントとして，ポルトランド系のものが唯一の最良のセメントでもないことは明瞭にされていることでもある。ポルトランドセメントの欠点を改善した安価なセメントの出現は，セメント使用者の立場からは待望されて来た。たとえセメントの性質の相異のために，コンクリート工法に又コンクリートの性質に，今までとは別の考慮を払わねばならない点も認めねばならないとしても，これらは技術的に解決しうる所が多い。

安価なことおよび特殊な性質を持つことを利用して，種々のセメントが大規模に使用されるに至つたのは，比較的最近のことである。次にこれらセメントについて簡単に説明して見ることとする.

1.　ポゾランセメント

人工，又は自然のポゾランでポルトランドセメントを代替してコンクリートの性質を改善し，より安価なコンクリートを得ようとする。代替率はポゾランにもよるが，大体 40 % 程度までである。ポゾランには種々の型があり，その使用法は何れも相異している点は特に留意せねばならない.

我が国で云うシリカセメントはポゾランセメントの一種であり，フライアッシュセメントもポゾランセメントの一種である。

2.　高炉セメント

製鉄熔鉱炉である高炉より生ずる水滓とポルトランドセメントの混合物であり，水滓は 85 % 程度の代

替率まで使用されている。我が国の高炉セメントは水滓の含有率が 35 % 程度までが一般である。このセメントの性質は水滓の潜在水硬性と密接に関係するので，セメントの均一性がやや劣るとされ，又初期強度が低くく，硬化速度が温度に敏感だとされている。しかし Trief 法[1] の導入により 80 % 程度の水滓を混合した高炉セメントが高堰堤に実用される様になつて来た。

3. **石膏スラグセメント**[2]

スラグは硫酸塩の存在で水和反応を起し，アルカリの存在で加速される。従つてスラグと石膏の混合物に，少量のポルトランドセメントでも加えれば水硬性セメントがえられる。このセメントはある組成のスラグを使用すれば，甚だしく安定な早強セメント級の高級セメントがえられる。Sealithor セメントは強度的には早強セメントに匹敵し，水和熱は甚だ小さく，収縮量は小さく，コンクリート強度は水セメント比に敏感でないとされており，特に耐化学性がすぐれており，特異水質河川の堰堤に使用された例もある。しかし硬化体が空中に曝露されたとき，表面の硬化状態が不良となることと，セメントとして貯蔵中に変質することがある点を欠点としている。

4. **膨張性セメント**[3]

ポルトランドセメントを使用したセメントモルタルおよびコンクリートが，硬化過程で収縮することは宿命的性質とされて来た。膨張性セメントはこの難点を除いたものであり，収縮量はある程度調節しうるとされる。このセメントはアルミナセメントと石膏よりなるクリンカにポルトランドセメントクリンカを加え，さらに安定材として高炉水滓を加えている。フランスではこの膨張セメントが規格化されているが，使用方法が難しいとされている。

以上最近の普通セメント以外のセメントについて簡単に説明したのであるが，高炉スラグを使用したものが多い。我国では年間約 400 万トンの銑鉄が造られ，必然的に約 250 万トンのスラグを副生している。このスラグの処理のためには製鉄原価はある程度高くなる。我々は焼成しない水硬性材料の処理に，資材と労力を消費しているのである。このスラグをセメントとして有効に利用することこそ，我国技術者に課せられた一つの使命でもある。このスラグを使用した高炉セメントが，種々のすぐれた性質を持つていることは，すべての人により明確に認められているのである。

しかしドイツやフランス等と異なり日本では，スラグを使用したセメントは，高炉セメント以外は皆無であり，高炉セメントでもせいぜい全セメント生産量の 2~3 % が製造されているに過ぎないのが実情である。

雄物川の支流である玉川は，我国有数の酸性河川であり，鎧畑ダムコンクリートの化学的耐久性のために玉川の水質[4] を調査したのであるが，一方セメントとしても僅でも耐酸性が望ましいと考えた。このダム用セメントとして高炉セメントについて検討する必要があり，我国の高炉セメントに関する既往の研究資料文では十分ではないことを知つた。それで高スラグ高炉セメントを，各セメント製造会社より提出して貰い，それらの一般的性質を試験し，ダム用セメントとして使用する場合の諸性質，特に施工法に関係する注意すべき点，およびポルトランドセメントと性質の相異する点を明らかにしようとした。

この研究は昭和 29 年度より実施してきたのであり，ここに一部の研究結果を報告する。

Ⅱ 高炉セメントの性質およびスラグについて

ポルトランドセメントは万能セメントではないし，又万能セメントと考えられるセメントもない。ポルトランドセメントはすぐれた性質を持つているが，更に改善されねばならない性質も持つている。例へばポルトランドセメントは，その構成上著るしくその組成を変えることができないし，従つて性質の変りうる範囲は狭く，特殊な性質を与えうる期待も持てない。又その性質には両立しがたいものがあり，例えば水硬率を大きくして圧縮強度を大きくすると，その割合に引張強度は上昇しない，早強性をうるために微粉砕すれば収縮量は大きくなり，安定性も低下する，水和熱を低下させれば強度も低下する等である。これらの性質を改善するために，ポゾラン等を加えることが試みられるのであり，人工ポゾランとも云える高炉スラグの添加が考えられた。スラグの量が少量であればポルトランドセメントと似た性質であるが，更にスラグ量を増加してゆくと相当性質は相異してくるし，好ましい性質と好ましくない性質を持つに至る。

高炉セメントはこの様にして生れたのであり，スラグに関する基礎的研究の発展と共に高炉セメントの合理性が認識され，トリーフ法等の研究とも関連して，スラグ 70% 以上を含有する高炉セメントを使用した Bort ダム[5)6)] (700,000 m³) Glen Moriston ダム[7)8)]等が建設された。

1) 高炉セメントの性質について

我国で云う高炉セメントとは，急冷砕した高炉スラグにポルトランドセメントクリンカを混ぜて微粉砕したものを云い，スラグ量は高炉セメントの 70% 以下であると規定されている。従つてスラグの混合量によつて性質の異なる高炉セメントができるのであり，外国では鉄ポルトランドセメント，高炉セメント，過スラグセメント等として区別しているのが実状である。

高炉セメントはスラグを乾燥させ，クリンカと同時に粉砕する方法と，クリンカ及びスラグを別々に粉砕してから混合する方法により製造される。我国では実施されていないが，この外スラグのみを湿式微粉砕してスラリーを造り，コンクリートミキサでポルトランドセメントと混合するトリーフ法もある。

我国では大正2年より高炉セメントが製造されているが，その生産量はポルトランドセメント生産量の 2~3% 程度であり，欧州大陸諸国の生産割合に比べると著るしく少量である。では何故に我国に於ける高炉セメントの需要量が少ないのであろうか。ここでは高炉セメントの欠点とされる点を述べて見よう。

① 高炉セメントは水和速度がおそいので短期強度も小さく，水和初期に乾燥されやすく，養生を特に注意しないと表面硬化状況が不良となり，強度の低下を来たすとされている。

② 水和速度は温度に敏感であり，寒冷時のコンクリート打設を不可能とし，型枠の取り外し時間が特に長くなるとされている。

③ スラグの配合はその潜在水硬性を利用することを目的としているが，何となく増量材の様に考えられており，その割合に価格が普通セメントと相違しない。しかもスラグの配合量は定量的に測定しえない。又任意の配合の高炉セメントはえがたいのが実情である。

④ スラグは製鉄の副産物であり，その組成は均一性を欠くと考えられており，しかもスラグの水硬性を決

定する簡単な方法が見出されていない。従つて品質の均一な高炉セメントはえがたいと考えられている。

⑤ 高炉セメントは中性化の進行速度が早く，鉄筋を腐食させやすいとされている。

⑥ 高炉セメントで造られるコンクリートは乾燥収縮がやや大きく，ブリーデングもやや大きく，同一ウオカビリチをうるに要する水量は普通セメントより僅かに大きいとされている。

⑦ 高炉セメント用のスラグが海水で水滓化されることがあり，セメントは塩分を含有しやすく，スラグ及びクリンカの粉砕過程又は被粉砕性とも関連して，凝結が正常でない傾向があるとされている。

⑧ 高炉セメントは水和速度の関係もあるが，硬化体が空気中の炭酸ガスの影響をうけやすく，表面硬化の程度が劣り，耐磨耗性が劣るとされている。又色は単味ポルトランドセメントより白色であり，硬化体の内部と表面の色調も異なり，安定性が劣るかの様に見受けられる。なお凍結融解試験に対する抵抗性について信頼すべき実験資料を欠く。

以上述べた点は高炉セメントの短所として需要者側が考える所であるが，製造者側はポルトランドセメントと競争するために，需要者側の要求に迎合し，特に初期強度の増加のみに専念し，必然的にスラグの配合量を制限し粉砕費が高くなり，高炉セメントの長所を忘れがちの傾向がある。

次に高炉セメントはどの様な長所を持つているだろうか。先づ価格の安いことである。この価格はスラグの配合量の多い程安価となる。強度は一般に初期強度は低くく，材令 28 日位で普通セメントの強度に近かく，それ以後の強度増進は普通セメントより大きい。例えば[9] 1950 年のドイツ普通セメント（Ⅰ）720 ケ，低スラグ高炉セメント（Ⅱ）680 ケ，高スラグ高炉セメント（Ⅲ）160 ケの平均圧縮強度は，28 日材令を 100 とすれば，7 日では Ⅰ：66％ (265 kg/cm²)，Ⅱ：60％ (244 kg/cm²)，Ⅲ：56％ (201 kg/cm²) であり，曲ケ強度は圧縮強度に比して概して大きい値を示している。又コンクリートについては 28 日の強度を 100 としたとき，ポルトランドセメントを使用した場合は 90 日で 119％，360 日で 135％ であるのに対し，高炉セメントでは 90 日で 127％，360 日で 156％ である。

次に発熱性の問題であるが，スラグの添加によりセメントの水和熱は低下するが，添加割合と同じ割合では低下しない。大体 50％ 程度のスラグを含有するもので中庸熱セメント程度と考えてよい。高炉セメントの発熱速度は初期に特に小さいことが特色である。さらに高炉セメントの特色は化学的耐久性が大きいことである。硫酸塩に対する抵抗性[10]は甚だ大きく，耐酸性も普通セメントよりは著るしく大きい。なお高炉セメントはアルカリ骨材反応を防止するほか，オートクレーブ膨張値は甚だ小さいし，容積変化[5] もポルトランドセメントより小さい。

なお高炉セメントはスラグの配合割合，または粉砕方法等を適当に選べば，セメントの性質を任意に変更することが可能となる点が有利である。しかしスラグによつてもその性質は変化するのであり，これらの点については詳細には明らかにされていない。

結局高炉セメントはその特性を理解し，その特性を利用し，その特性に応じた施工法を取ればよいのであり，高炉セメントに対する偏見はこの際はつきりと捨てなければならない。しかしスラグの判別法を始め高炉セメントそのものについての研究すべき問題も多いし，高炉セメントの短所も改善される可能性も十分にあるの

で，この種セメントの育成についてセメント需要者側でも考慮せねばならないことを強調したい。一方製造者側でも普通セメントと競争することのみに専念せず，高炉セメントの均一性を充分確保し，任意の配合のセメントを供給することを始め，高炉セメントの品質向上に努力することが望ましい。

高炉セメントはその工学的性質よりして大塊コンクリートに使用するのが妥当であり，特に貯水池の pH が 5 前後と推定される微酸性水に接する鎧畑堰堤等には高炉セメントの使用が妥当と考えられる。施工に当り養生条件については勿論のことコンクリート工法全般について十分な管理が実施され，セメントについても事前に十分試験されることが前提条件である。

(2) スラグの性質について

高炉セメントの性質は使用するスラグの性質に依存する点が多いことはすでにのべた。ここではどの様な性質のスラグが望ましいかについて述べる。スラグ自体には水硬性はないのであるが，アルカリ又は硫酸塩の存在で水硬性を発揮する。すなわち潜在水硬性を持つている。この潜在水硬性の測定は，我国の山内教授[11]を始めとして多くの研究者により合成水滓を使用したり，又は高炉スラグを使用したりして実施されて来たのでありこの点については山内[12]，Keil[9] の綜説がある。スラグの潜在水硬性はその化学的組成とガラス化の程度により定まることは，すべての研究者の一致した結論である。

化学的組成については多くの研究者により，色々の水硬性を表示する塩基度が提案されており，各国の規格等にも採用されている。次にこれらの塩基度式を示す。

1. $CaO/SiO_2 > 1$, JIS R 5211, 1950
2. $(CaO+MgO+1/3\,Al_2O_3)/(SiO_2+2/3\,Al_2O_3) > 1$, A.S.T.M.
3. $(CaO+MgO+Al_2O_3)/SiO_2 > 1.4$, JIS R 5211, 1952 (DIN 1164, 1942 では >1)
4. $(CaO+CaS+1/2\,MgO+Al_2O_3)/(SiO_2+MnO) > 1.5$, Keil[13]
5. $(20+CaO+Al_2O_3-0.5\,MgO-2\,SiO_2) > 12$, Langavant[14]

以上の塩基度式よりは高石灰低シリカのスラグが好ましいことになるが，一方この様なスラグはガラス化が十分でない傾向を持つに至る。これら塩基度とそのスラグより試製された高炉セメントの圧縮強度との関係は多数研究されており，例へば田中[15]によれば 28 日強さと塩基度間の相関係数は (1), (2), (3), (4) では，それぞれ 0.81, 0.82, 0.92, 0.93 である。この外 MgO は特に多いことは望ましくなく，MnO は特に多いことは望ましくなく，MnO 及び FeO の存在も好ましいものではないとされている。

ガラス化の程度については示差熱分析曲線の解析が Langavant[14]，田中[16] 及び山内[17] により行われ，結晶潜熱の測定は Blondiau[18] により行われ，70—80 cal/g 程度のスラグが好ましいとしている。結晶潜熱の測定は田中[19]によつても行われ，化学組成によつても結晶潜熱は変化するとされる。X線分析も有用な方法であり $2CaO\cdot Al_2O_3\cdot SiO_2$ の廻折線を与えるものは好ましくないとされ，又紫外線による螢光の観測も有力な手段であることが Langavant[20] により見出され，この方法は Bort ダム用スラグの受入試験に使用された。スラグはガラスであるから光学顕微鏡により，光学的性質を測定しガラス化の程度を知ることができ，この方法は古くから有力な方法として用いられている。この外スラグよりの CaO, Al_2O_3 又は SiO_2 等の溶出状況の測定，

又は $Al_2(SO_4)_3$ 溶液より石膏の生成速度の測定等[21][22]の方法がある。

以上のべたスラグ品質の判定法は何れも高炉セメント用スラグ品質判定の直接的方法ではない。最も直接的方法はスラグを使用して高炉セメントを造り，その性質を測定することである。しかしこの場合スラグとクリンカの配合割合によりセメントの性質は異なるので，造ろうとする高炉セメントと同じ配合でセメントを試製して，その強度を調べることが一般に行われている。この方法ではある配合では秀れた性質を与えないスラグでも，別の配合では秀れたセメントをうることもあるので注意せねばならない。

Keil[3]はスラグの水硬性を DIN モルタルについて次の様に表示している。即ちスラグを加えないセメントのみの場合の 28 日強度を a とし，セメントの一定量をスラグおよびスラグと同一粒径の不活性である石英粉末でおきかえた場合の強度をそれぞれ b，c とすれば，$(b-c)/(a-c)$ の値を以て水硬性を示す係数とした。例えばあるスラグについて，クリンカ：スラグが 70：30 及び 30：70 の場合について実験した結果では，この水硬性を示す係数はそれぞれ 65％，47％ であるとしている。この係数はスラグの代替率又は材令により相異する。

又，田中[23]は合成水滓に関する研究に於いて，スラグ：クリンカが 80：20 のセメントモルタル（小型モルタル，配合及水量 JIS）について圧縮強度を測定し，$CaO—Al_2O_3—SiO_2$ 系合成スラグの化学組成と圧縮強度の関係を求めている。この外 NaOH 液でスラグモルタルを造り，その強度と高炉セメントの強度の関係を調べ，スラグ選定の促進試験として Bort ダムで使用した[5]。

Parker[24]は多数のスラグを使用してクリンカ：スラグが 65：35 の高炉セメントを造り，このセメントで B.S. のコンクリートを造り，その 90 日圧縮強度を測定し，スラグを加えないコンクリートの強度との 100 分率で水硬性を表示しうることを実験的に認めた。即ちスラグの塩基度とガラス含量を知ればコンクリートの強度比を次式で推定しうるとした。

$$0.38\times(\text{ガラス含量})\times\left\{\text{塩基数}\left(\frac{CaO+MgO+1/3Al_2O_3}{SiO_2+2/3Al_2O_3}\right)-0.72\right\}+75.0$$

以上スラグの判定法について述べたのであるが，間接法であろうと直接法であろうと，その結果からえられる高炉セメントの性質を確実に規定することは不可能とされている。従つてスラグの品質判定にはできるだけ多くの判別法の結果を総合するのがよい。しかしガラス化の程度が大きければ，主として化学的組成がスラグの重要な性質となるので，高炉セメント用のスラグの規格には，一般に塩基度の規定がある。

（3） 我国製鉄所スラグの化学的組成

次に現在我国のスラグはどの様な化学組成であるかを述べてみる。表—1 は我国製鉄所より送付されたスラグの分析表より，各種塩基度式を算出した値を示す。これらの結果から，各スラグは何れも高炉セメント用に要求される塩基度数より相当大きな値を示していることが解る。又製鉄所別に見ても塩基度に相当大きな相異があるとも思えない。

スラグの品質の変動が高炉セメントの品質の変動に関係すると考えられるので，スラグの塩基度の変動状況を求めて見て，表—1 に示す。この値はスラグの月平均試料より求められたものであり，分析値はすでに平均化されているのではあるが，塩基度の変異係数は意外に小さい。ガラス化度の相違もあるのでスラグの潜在水

表—1.　各製鉄所産出スラグ塩基度

Ⅰ式：CaO/SiO_2
Ⅱ式：$(CaO+MgO+1/3Al_2O_3)/(SiO_2+2/3Al_2O_3)$
Ⅲ式：$(CaO+MgO+Al_2O_3)/SiO_2$
Ⅳ式：$(CaO+CaS+1/2MgO+Al_2O_3)/(SiO_2+MnO)$
Ⅴ式：$20+CaO+Al_2O_3-0.5MgO-2SiO_2$

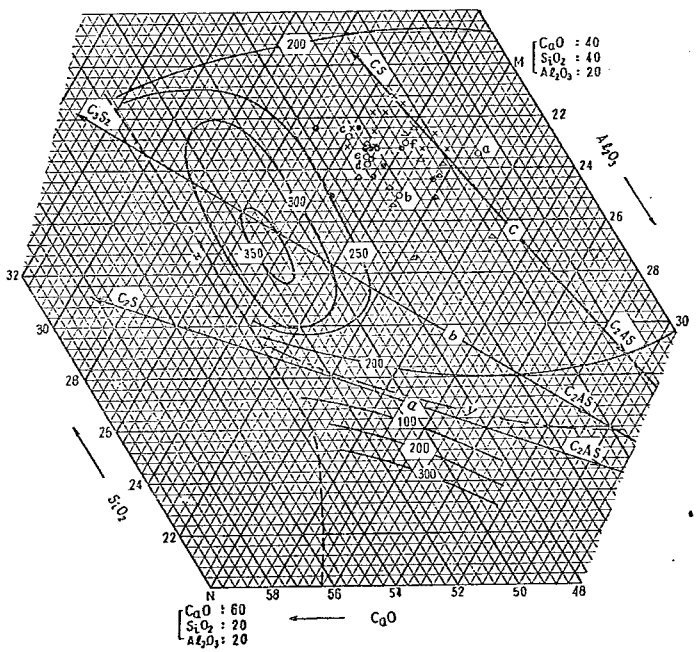
製鉄所別	産出時日	Ⅰ式	Ⅱ式	Ⅲ式	Ⅳ式	Ⅴ式
A製鉄所	昭和27-1	1.26	1.26	1.84	1.69	11.2
	2	1.31	1.30	2.01	1.84	15.5
	3	1.28	1.24	1.98	1.82	15.9
	4	1.39	1.20	1.84	1.70	11.5
	5	1.22	1.18	1.89	1.75	13.5
	6	1.26	1.13	1.97	1.83	16.3
	7	1.26	1.20	1.89	1.76	13.7
	8	1.26	1.20	1.88	1.74	13.3
	9	1.25	1.17	1.87	1.73	13.2
	10	1.26	1.18	1.85	1.70	12.7
	11	1.28	1.18	1.88	1.74	13.8
	12	1.30	1.19	1.90	1.77	14.8
	平均	1.26	1.20	1.90	1.76	13.8
	28-1	1.29	1.18	1.95	1.81	15.1
	2	1.31	1.21	1.92	1.80	15.1
	3	1.31	1.20	1.95	1.83	16.0
	4	1.29	1.20	1.92	1.79	14.9
	5	1.26	1.18	1.86	1.73	13.2
	6	1.26	1.18	1.87	1.71	13.3
	7	1.26	1.19	1.89	1.75	13.9
	平均	1.28	1.19	1.91	1.77	14.5
	総平均	1.28	1.19	1.90	1.76	1.40
	標準偏差	0.025	0.035	0.049	0.047	1.037
	変異係数	1.0	2.9	2.6	2.7	9.8

製鉄所別	産出時日	Ⅰ式	Ⅱ式	Ⅲ式	Ⅳ式	Ⅴ式
B製鉄所	昭和29 5-1～5-10	1.29	1.26	1.95	—	15.1
	11～20	1.25	1.22	1.91	—	13.9
	21～31	1.30	1.25	1.97	—	16.0
	平均	1.28	1.24	1.94	—	15.0
	6-1～6-10	1.26	1.22	1.90	—	14.0
	11～20	1.31	1.25	1.96	—	16.0
	21～30	1.28	1.23	1.96	—	15.6
	平均	1.28	1.23	1.94	—	15.2
	7-1～7-10	1.25	1.22	1.90	—	13.8
	11～20	1.30	1.25	1.90	—	15.6
	21～31	1.20	1.17	1.91	—	12.6
	平均	1.25	1.21	1.92	—	14.0
	昭和27—1	1.32	1.25	2.00	1.80	17.1
	2	1.31	1.26	1.98	1.85	16.4
	3	1.25	1.22	1.89	1.71	13.3
	4	1.25	1.17	1.97	1.81	16.3
	5	1.29	1.16	1.98	1.84	17.4
	6	1.23	1.15	1.92	1.76	15.1
	7	1.23	1.17	1.93	1.77	14.7
	8	1.33	1.21	2.01	1.86	18.0
	9	1.24	1.11	1.92	1.79	15.6
	10	1.20	1.13	1.80	1.66	11.2
	11	1.15	0.90	1.69	1.58	7.9
	12	1.28	1.23	1.86	1.73	13.5
	平均	1.26	1.17	1.90	1.76	14.7
	総平均	1.26	1.19	1.92	1.76	14.7
	標準偏差	0.051	0.09	0.085	0.079	0.277
	変異係数	4.1	7.9	4.7	4.5	14.1

製鉄所別	産出時日	Ⅰ式	Ⅱ式	Ⅲ式	Ⅳ式	Ⅴ式
C製鉄所	昭和29-1	1.18	1.12	1.75	1.66	9.3
	2	1.22	1.15	1.79	1.70	10.9
	3	1.22	1.14	1.81	1.72	11.4
	4	1.20	1.10	1.81	1.72	11.4
	5	1.26	1.16	1.84	1.75	12.7
	6	1.25	1.10	1.81	1.73	12.2
	7	1.19	1.08	1.81	1.73	12.1
	8	1.16	1.06	1.68	1.64	7.3
	9	1.17	1.06	1.75	1.68	10.1
	10	1.27	1.16	1.80	1.73	11.7
	11	1.23	1.16	1.77	1.68	10.1
	平均	1.22	1.12	1.78	1.70	10.8
	標準偏差	0.035	0.042	0.038	0.033	1.49
	変異係数	2.9	2.4	3.4	1.9	13.7
	29-1	1.27	1.16	1.80	1.71	11.1
	2	1.26	1.18	1.81	1.74	11.6
	3	1.26	1.18	1.81	1.73	11.6
	4	1.23	1.14	1.80	1.72	11.6
	5	1.28	1.19	1.85	1.75	12.9
	6	1.22	1.12	1.79	1.71	11.3
	7	1.21	1.11	1.80	1.72	11.6
	8	1.17	1.11	1.67	1.59	6.3
	9	1.21	1.13	1.71	1.64	8.5
	10	1.25	1.12	1.74	1.69	10.1
	11	1.26	1.17	1.77	1.69	10.4
	平均	1.24	1.14	1.78	1.70	10.6
	標準偏差	0.032	0.049	0.030	0.045	1.74
	変異係数	2.6	2.7	2.6	2.6	16.4

硬性の変動は，更に大きいと考えられるのであるが，水滓化に注意が払われればガラス化度はそれ程変動しないので，スラグの潜在水硬性の変動は余り大きいものとは考えられない。なおA，C製鉄所スラグよりもB製鉄所スラグの方が，変動係数がやや大きい。

スラグの分析値より $(CaO+Al_2O_3+SiO_2)=100$ として，$CaO—Al_2O_3—SiO_2$ の3成分系を求めて，三角座表に示して図—1 をうる。図は田中[23]の合成水滓に関する研究よりえられた材令 28 日の高炉セメント圧縮強度等高線を示す。x 及び y 線は強度の谷を示し，x はガラス化可能の限度を示し，x より左側ではスラグはガラス化困難であることを示す。高炉セメント用スラグとして特に秀れたものの化学組成は，比較的狭い範囲であり，この部分で強度はするどい山型を造り，低 CaO 側に緩傾斜した高原状をなしている。スラグは MgO 等の副成分も含有し，合成水滓とはその性質も異なるのであるが，高炉セメント用スラグはその主成分の組成が多少相違しても，この高原上に存在すれば水硬性は著るしく異なるとは考えなくてもよい。従つて我国製鉄所より産出されるスラグは，適当にガラス化されておれば，高炉セメント用としての性能は概して一様性を持つと考えられる。高炉セメントの品質の均斉性より考えれば，CaO 含量の僅かな増減によつて水硬性に大きい変動を及ぼす組成範囲にスラグが存在するよりも，むしろこの高原状の範囲に存在する方が好ましい点も認めねばならない。



図—1.　$CaO—Al_2O_3—SiO_2$ 三成分系図

表—2. 各 国 の ス ラ グ 系 セ メ ン ト の 規 格

国別	セメント種別		規格番号	年度	粉末度 88μ篩, 比表面積 %	粉末度 88μ篩, 比表面積 cm²/g	比重	凝結 始発 (時)	凝結 終結 (時)	凝結 室温 (°C)	安定性	軟練モルタル試験 配合 セメント	配合 砂	水セメント比 (%)	フロー (mm)	供試体寸法 (cm)	曲げ強さ (kg/cm²) 1日	3日	7日	28日	圧縮強さ (kg/cm²) 1日	3日	7日	28日	化学成 Ig. loss (%)	Insol. Res. (%)	SiO_2 (%)	Al_2O_3 (%)	Fe_2O_3 (%)
日	高炉セメント		R 5211	1953	8.0>	(ブレーン法) > 3,000	>2.85	> 1	<10	20±3	浸水法完全 煮沸法完全	1	登浦 2	65	—	4×4×16	—	12	25	36	—	45	90	200	< 4.0	—	—	—	—
米	Portland Blast Furnace Slag Cement		A.S.T.M. C—205 T	1953	<12.0	(ブレーン法) > 3,400	—	>45分	< 7	23±1.7	オートクレーブ < 0.20%	1	Ottawa Sand 2.75	50~52	100—115	2吋立方体	—	(psi) 150	(psi) 275	(psi) 350	—	(psi) 900	(psi) 1800	(psi) 3000	< 3.0	< 1.0	—	M_2O_3 < 1.5	Mn_2O_3 < 1.5
英	Portland Blast Furnace Cement		B.S. 146	1947	<10.0	(ヲー・ナース法) > 2,250	—	>0.5	<10	14.4~17.8	ルシャテリー法 水中24時, 煮沸1時 < 10 mm	1	Leighton Buzzard Sand 3	40	—	2.78立方体	—	—	—	—	—	(psi) 1600	(psi) 2500		< 3.0	< 1.0	—	—	—
独	Eisen Portland Zement	225	D.I.N. 1164	1942	(90μ) <20.0	—	—	> 1	<12	18~21	浸水法完全 煮沸法(24時間)完全	1:(微砂)1:(粗砂)2 微砂: Hohenbocka 粗砂: Freienwalde		60	160—240	4×4×16	—	—	25	50	—	—	110	225	—	—	—	—	—
		325			<20.0	—	—	> 1	<12	18~21				60	160—240	4×4×16	—	30	40	60	—	150	225	325					
	Hochofen Zement	425			<20.0	—	—	> 1	<12	18~21				60	160—240	4×4×16	25	50	60	70	100	300	360	425	—	—	—	—	—
	Sulfat Hütten Zement	225	D.I.N. 4210	1952	< 5.0	—	—	> 1	<12	18~21				60	160—240	4×4×16	—	—	25	50	—	—	110	225	—	—	—	—	—
		325			< 5.0	—	—	> 1	<12	18~21				60	160—240	4×4×16	—	30	40	60	—	150	225	325	—	—	—	—	—
		425			< 5.0	—	—	> 1	<12	18~21				60	160—240	4×4×16	25	50	60	70	100	300	360	425	—	—	—	—	—
仏	Ciments de fer	160—250 250—315	NFP 15—303	1946	—	—	—	>30分	—	15~18	ルシャテリー法 煮沸3時 < 10 mm	1	Leucate Sand 3	約 45 (55g+1/5P) P: 標準稠度水量		5立方体	— —	— —	— —	— —	— —	— —	160 250	250 315	< 5.0	< 3.0	—	—	—
	Ciments metallurgiques mixtes	160—250 250—315	NFP 15—311	1946	—	—	—		—								— —	— —	— —	— —	— —	— —	160 250	250 315	< 5.0	< 3.0	—	(CaCl₂ < 1%) —	— 53
	Ciments de laitier an clinker	100—160 160—250	NFP 15—305	1946	—	—	—		—								— —	— —	— —	— —	— —	— —	100 160	160 250	< 5.0	< 3.0	—	(CaCl₂ < 1%) —	— <
	Ciments de haut-faurnean	100—160 160—250	NFP 15—304	1946	—	—	—		—								— —	— —	— —	— —	— —	— —	100 160	160 250	< 5.0	< 3.0	—	(CaCl₂ < 1%) —	— <
	Ciments metallurgiques Sursnefates	250—315 315—400	NFP 15—315	1950	—	—	—		—								— —	— —	— —	— —	— —	— —	250 315	315 400	—	—	—	—	—
白	Ciments der haut-faurnean	HFN HFHR	NBN 130	1949	≦ 18 < 5	—		>45分	12> >3		ルシャテリー法 浸水7日 < 6 mm 煮沸5時 < 6 mm	1:3 硬練モルタル 水セメント比 約 0.28 圧縮強さ (錘重 3 kg, 高さ 50 cm 150 回打)					— —	18 23	23 27	27 30	— —	200 300	300 400	400 500	—	—	—	—	—
	Ciments permetallurgiques	PMS PMN	NBN 131	1949	≦ 14 < 14	—											— —	— —	18 18	23 23	— —	— —	200 200	300 300	—	—	—	—	—
	Ciments der fer	HFN HFHR	NBN 198	1949	≦ 10 < 5	—											— —	18 23	23 27	27 30	— —	200 300	300 400	400 500	—	—	—	—	—
	Ciments metallurgiques Sursnefates	MSN MSHR	NBN 132	1949	— —	—											— —	18 23	23 27	27 30	— —	200 300	300 400	400 500	—	—	—	—	—
蘭	Ijzerportland Cement	N 483 A // B // C	N 483	1950	≦ 15 ≦ 10 < 5	—	—	> 1	—		浸水法完全 ルシマテリー法 < 10 mm						— — 23	17 23 27	21 27 32	27 32 35	— — 250	175 250 350	250 350 425	325 425 525					
	Hoogoven Cement	N 434 A // B // C	N 484	1950	≦ 15 ≦ 10 < 5	—	—		—								— — 23	17 23 27	21 27 32	27 32 35	— — 250	175 250 350	250 350 425	325 425 525					
伊	Cementi d'alto forna				(210μ) < 2	—	—	> 1	< 4	15~20	ルシャテリー法 煮沸3時 < 10 mm	1:3 硬練モルタル2 水 8%					— —	— 21	26 31	32 37	— —	— 290	380 500	500 680	< 5.0	< 1.5	—	—	MnO < 4.0

表—2. 各 国 の ス ラ グ 系 セ メ ン ト の 規 格

粉末度	比重	凝結			安定性	軟練モルタル試験												化学成分								スラグ	
						配合		水セメント比	フロー	供試体寸法	曲げ強さ (kg/cm²)				圧縮強さ (kg/cm²)				Ig. loss	Insol. Res.	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	SO_3	配合割合	塩基度
粉, 比表面積 cm²/g		始発 (時)	終結 (時)	室温 (°C)		セメント	砂	(%)	(mm)	(cm)	1日	3日	7日	28日	1日	3日	7日	28日	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	
(ブレーン法) > 3,000	>2.85	> 1	<10	20±3	浸水法完全 煮沸法完全	1	登浦 2	65	—	4×4×16	—	12	25	36	—	45	90	200	< 4.0	—	—	—	—	—	< 5.0	< 3.0	ポルトランドセメントクリンカ>30%	$\frac{(CaO+Al_2O_3+MgO)}{SiO_2} > 1.4$
(ブレーン法) > 3,400	—	>45分	< 7	23±1.7	オートクレーブ <0.20%	1	Ottawa Sand 2.75	50~52	100—115	2吋立方体	—	(psi) 150	(psi) 275	(psi) 350	—	(psi) 900	(psi) 1800	(psi) 3000	< 3.0	< 1.0	—	M_2O_3 < 1.5	Mn_2O_3 < 1.5	—	< 5.0	< 2.5 S < 2.0	スラグ 65~25%	$\frac{(CaO+MgO+1/3\,Al_2O_3)}{(SiO_2+2/3\,Al_2O_3)} > 1.0$
(ターナース法) > 2,250	—	>0.5	<10	14.4~17.8	ルシヤテリー法 水中24時，煮沸1時 <10 mm	1	Leighton Buzzard Sand 3	40	—	2.78 立方体	—	—	—	—	—	(psi) 1600	(psi) 2500		< 3.0	< 1.0	—	—	—	—	< 5.0	< 2.0 S < 2.0	スラグ <65%	
—	—	> 1	<12	18~21	浸水法完全 煮沸法(24時間)完全	1：(微砂) 1：(粗砂) 2 微砂：Hohenbocka 粗砂：Freienwalde		60	160—240	4×4×16	—	—	25	50	—	—	110	225	—	—	—	—	—	—	—	< 3.0	スラグ <30%	$\frac{(CaO+Al_2O_3+MgO)}{SiO_2} > 1.0$
—	—	> 1	<12	18~21				60	160—240	4×4×16	—	30	40	60	—	150	225	325	—	—	—	—	—	< 55	—	< 4.0	スラグ 85~31%	
—	—	> 1	<12	18~21				60	160—240	4×4×16	25	50	60	70	100	300	360	425	—	—	—	—	—	—	—	> 3.0	スラグ >75%	$\frac{(CaO+Al_2O_3+MgO)}{SiO_2} > 1.6$ $Al_2O_3 > 13\%$
—	—	> 1	<12	18~21				60	160—240	4×4×16	—	—	25	50	—	—	110	225	—	—	—	—	—	—	—	> 3.0		
—	—	> 1	<12	18~21				60	160—240	4×4×16	—	30	40	60	—	150	225	325	—	—	—	—	—	—	—	> 3.0		
—	—	> 1	<12	18~21				60	160—240	4×4×16	25	50	60	70	100	300	360	425	—	—	—	—	—	—	—	> 3.0		
—	—	>30分	—	15~18	ルシヤテリー法 煮沸3時 <10 mm	1	Leueate Sand 3	約 45 (55g+1/5 P) P：標準稠度水量		5立方体	— —	— —	— —	— —	— —	— —	160 250	250 315	< 5.0	< 3.0	—	—	—	—	—	< 3.0	スラグ 20~30%	
—	—		—								— —	— —	— —	— —	— —	— —	160 250	250 315	< 5.0	< 3.0	—	($CaCl_2$ <1%) —	—	53~58	—	< 3.0	スラグ 50%	
—	—		—								— —	— —	— —	— —	— —	— —	100 160	160 250	< 5.0	< 3.0	—	($CaCl_2$ <1%) —	—	< 50	—	< 5.0	スラグ >80%	
—	—		—								— —	— —	— —	— —	— —	— —	100 160	160 250	< 5.0	< 3.0	—	($CaCl_2$ <1%) —	—	< 55	—	< 3.0	スラグ 70%	
—	—		—								— —	— —	— —	— —	— —	— —	250 315	315 400	—	—	—	—	—	—	—	> 5.0		
—		>45分	12> >3		ルシヤテリー法 浸水7日 <6 mm 煮沸5時 <6 mm	1：3 硬練モルタル 水セメント比 約 0.28 圧縮強さ（錘重 3kg，高さ 50cm 150 回打）					— —	18 23	23 27	27 30	— —	200 300	300 400	400 500	—	—	—	—	—	—	—	< 3.0	スラグ 70~30%	
—											— —	— —	18 18	23 23	— —	— —	200 200	300 300	—	—	—	—	—	—	—	< 4.0	スラグ <70%	
—											— —	18 23	23 27	27 30	— —	200 300	300 400	400 500	—	—	—	—	—	—	< 3.0	< 3.0	スラグ <30%	
—											— —	18 23	23 27	27 30	— —	200 300	300 400	400 500	—	—	—	—	—	—	—	—		
—	—	> 1	—		浸水法完全 ルシマテリー法 <10 mm						— — 23	17 23 27	21 27 32	27 32 35	— — 250	175 250 350	250 350 425	325 425 525								< 3.0	スラグ <30%	$\frac{(CaO+MgO+1/3\,Al_2O_3)}{(SiO_2+2/3\,Al_2O_3)} > 1$
—	—		—								— — 23	17 23 27	21 27 32	27 32 35	— — 250	175 250 350	250 350 425	325 425 525									スラグ 85~31%	
—	—	> 1	< 4	15~20	ルシヤテリー法 煮沸3時 <10 mm	1：3 硬練モルタル2 水 8%					— —	— 21	26 31	32 37	— —	— 290	380 500	500 680	< 5.0	< 1.5	—	—	MnO <4.0		< 3.0	< 2.5 S < 2.0		

(4) 高炉セメントの規格および生産量について

スラグを使用したセメントは我国では高炉セメントとしているが，外国では種々な名称を持ち，スラグ含量により異つた名称を持つている。むしろ我国の様にスラグ 70 % まで認めているのに不拘，その細別を実施しないのは適当とは考えられない。

表—2 に諸外国のスラグ系セメントの規格[25]を示す。セメント別の名称には適訳がないのでこのままとしておく。

次に我国高炉セメントの生産量を表—3 に示す。

表—3. 我国高炉セメント生産量 (単位 1,000 ton)

セメント種別 / 年度	ポルトランドセメント	シリカセメント	高炉セメント	雑用セメント	ポゾランセメント (31. 3. より生産)
昭和 25	4,254	107	85	3.8	—
26	6,048	284	192	7.7	—
27	6,840	68	183	4.7	—
28	8,461	83	192	4.7	—
29	10,310	110	216	4.9	—
30	10,075	152	290	2.0	—
31(1-9)	9,056	77.8	337	1.2	36.5

上表より明らかの様に，高炉セメントのポルトランドセメントに対する生産量は，昭和 26 年の 3.2 % を除けば，2.0～2.7 % であり，その生産量はセメントの生産量と共に増加している。昭和 30 年よりポルトランドセメント生産量の 2.9 % に達し，昭和 31 年 (1 月～9 月) には 3.7 % となり，更にその値を上廻る様になつた。しかし欧州大陸諸国に比べれば，高炉セメントの生産量比率は小さい。

なお島津豊次郎氏の調査によれば，1955 年に於けるドイツの高炉セメントの生産量は，全セメント生産量の約 25 % に達している。この内スラグの配合量の低い鉄ポルトランドセメントは 60 % であり，スラグ 50 % 以上の含量である高炉セメントは約 40 % である。又フランスに於ては鉄ポルトランドセメントは 12 %，スラグ 50 % 程度の高炉セメントは 3.3 %，スラグ 85 % 程度の高炉セメントは 1.8 %，その他スラグ系セメントは 2.7 % である。フランスに於ても，約 20 % が高炉系セメントである。

又山内俊吉教授の講演によればドイツのスラグ系セメント生産量はセメント全生産量の約 33 % であり，フランスは約 20 % であり，ベルギーは約 22 % である。

Ⅲ 試料について

高炉セメントは急冷砕した高炉スラグとポルトランドセメントクリンカとを混ぜ，適量の石膏を加えて粉砕したものであり，JIS 規格ではポルトランドセメントクリンカの分量は重量で高炉セメントの 30 % 以上と規定している。従来市販された高炉セメントのポルトランドセメントクリンカの分量は 70 % 前後で，スラグの配合量は比較的少なく，充分高炉セメントの特色を発揮したものとは云いがたい。

当所においては，スラグ配合量の異なる高炉セメントの一般的性質を明らかにするために，セメント製造業

表—4.　試製高炉セメント提出工場名

製造会社名	粉砕方式	使用水滓出処	試料到着年月
磐城セメント社八戸工場	同時粉砕	富士製鉄KK室蘭製鉄所	29 年 11 月
大阪窯業セメント社大阪工場	分離粉砕	中山製鋼KK	30 年 1 月
小野田セメント社八幡工場	同時粉砕	八幡製鉄KK	30 年 2 月
第一セメント社川崎工場	同時粉砕	日本鋼管KK川崎工場	29 年 10 月
八幡製鉄社	分離粉砕	八幡製鉄KK	29 年 10 月
日立セメント社	同時粉砕	川崎製鉄KK千葉製鉄所	30 年 2 月

者に依頼して試料の提出を求めた。これ等高炉セメントのスラグ配合量は 30％ から 70％ にわたつており，いづれも昭和 29 年 10 月より 30 年2月迄に当所に到着した。また同時に高炉セメント製造に使用したスラグおよびポルトランドセメント，あるいはクリンカも送付してもらつた。試料の提出先，粉砕方式等を表—4に示す。試料数は各種高炉セメント 24 種，高炉セメント製造に使用したスラグ6種，ポルトランドセメント5種，同クリンカ1種である。これ等高炉セメントは6社により製造されたものであり，現在我国で得られる高炉セメントの品質を代表させることが出来ると考える。

なお試料名の表示法は，A，B，C等の記号により各工場において高炉セメントの製造に使用されたスラグを表示し，高炉セメントの製造に使用された原セメントは A—0，B—0，C—0 等の記号で示す。なは高炉セメントは A—40，B—40 等の記号で製造工場およびスラグ配合量を表示した。

Ⅳ　試製高炉セメントの一般的性質

〔1〕 一般 JIS 規格試験結果

スラグ配合量の異なる各種高炉セメントまたこれら高炉セトの製造に使用したポルトランドセメント（以下原セメントと略称）の化学分析，物理試験を行ない，一部の試料については水和熱を測定した。試験法は JIS R 5201，セメントの物理試験法，JIS R 5202，セメントの化学分析法，IIS R 5203，セメントの水和熱測定法によつた。たゞし水和熱の測定において水和セメントの強熱減量を測定する代りに，化学分析による石灰含有量より，未水和セメントに相当するセメント量を算出した。スラグについてもセメントの化学分析法を準用した。次に各項についてのべる。

（1） スラグの化学組成

スラグの分析結果を表—5 に示す。スラグの主要成分を酸化物の形で示せば SiO_2，CaO，Al_2O_3 であり，その他 MgO，MnO，FeO，S 等を少量づゝ含んでをり，これ等の化学組成は鉱石，融剤等により変化する。スラグの潜在水硬性は熔融スラグ冷却時の温度，水砕方法，スラグの乾燥温度，セメントとした時のスラグの粉末度等により影響される。これ等の条件が適当であれば，スラグの潜在水硬性は，塩基度式によつても推定される。その他スラグの活性度を判定する方法としては，すでにのべた様に結晶潜熱の測定，ガラス量の定量，熱分析による方法，紫外線照射による方法，硫酸アルミとの反応速度をみる方法等があるが，これらの実験結果については次報で報告する。

表—5. 使用スラグ化学分析表

スラグ試料＼項目	分析値 Ig. Loss.	Insol. R.	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	MnO	CaO	MgO	S	SO_3	合計	塩基度 (1)式	(2)式	(3)式	(4)式	(5)式	(6)式
A	−0.07	0.70	34.32	19.29	0.81	1.32	40.14	3.24	1.00	0.20	100.95	1.17	1.06	1.83	1.73	12.41	1.72
B	−0.52	0.98	32.16	17.15	1.79	0.65	41.90	3.90	1.65	0.27	99.93	1.30	1.18	1.96	1.88	14.74	1.89
C	1.14	0.32	33.20	14.35	0.39	1.26	41.40	5.56	0.99	0.26	98.87	1.25	1.21	1.85	1.71	12.13	1.84
D	0.64	0.61	32.11	15.14	0.90	1.18	41.20	5.99	1.52	0.20	99.49	1.28	1.24	1.94	1.86	15.11	1.98
E	0.78	0.23	31.75	14.72	1.14	1.34	40.35	7.43	1.16	0.26	99.11	1.27	1.27	1.97	1.79	15.28	1.94
F	−0.66	4.24	32.08	15.85	0.67	1.02	38.74	5.61	1.20	0.42	99.21	1.21	1.16	1.88	1.75	13.23	1.84

表—6 使用セメント，クリンカーの化学分析表

セメント試料＼項目	酸化物 Ig. Loss.	Insol. R.	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	MnO	CaO	MgO	SO_3	合計	水硬性化合物 C_3S	C_2S	C_3A	C_4AF	$CaSO_4$	比率 H.M.	A.I.	S.M.	I.M.	L.S.R.
A—0	0.73	0.60	21.24	6.30	3.30	—	64.93	1.71	1.10	99.91	52.6	21.2	11.1	10.0	1.9	2.11	3.37	2.21	1.91	0.93
B—0	0.71	0.59	20.81	6.20	3.22	—	64.74	1.68	1.59	99.54	54.6	18.5	11.0	9.8	2.7	2.14	3.36	2.21	1.93	0.94
C—0	0.75	0.55	21.75	4.85	3.09	—	64.48	2.32	1.38	99.17	56.0	20.2	7.6	9.3	2.3	2.17	4.48	2.74	1.57	0.93
D—0	0.17	0.49	22.13	4.96	3.45	—	64.69	1.69	1.65	99.23	52.2	24.3	7.3	10.2	2.8	2.12	4.46	2.63	1.44	0.91
E—0	0.37	0.29	23.00	5.10	3.13	—	64.39	3.21	0.38	99.87	47.4	30.2	8.2	9.5	—	2.06	4.51	2.79	1.63	0.89
F—0	0.76	0.15	22.75	5.69	3.13	—	63.95	1.17	1.44	99.04	40.7	34.6	9.8	9.5	2.4	2.03	4.00	2.58	1.82	0.87

表—7 使用原セメントの物理試験結果

セメント試料＼試験項目	オートクレーヴ試験	粉末度 0.088μ篩	粉末度 Blaine	比重	凝結 始発	凝結 終結	水量	フロー	曲げ強さ 3日	7日	28日	91日	圧縮強さ 3日	7日	28日	91日
A—0	+0.23	1.2	3700	3.14	2~02	3~05	25.8	225	22.4	50.5	77.9	69.6	90	197	379	449
B—0	—	1.3	3110	3.15	1~51	2~31	26.0	220	26.6	47.0	62.7	65.2	95	167	296	354
C—0	—	2.4	3850	3.15	1~38	2~30	25.8	212	34.0	53.5	72.2	73.0	138	198	409	408
D—0	+0.06	3.2	3510	3.12	1~59	2~56	26.8	211	26.1	43.7	70.1	71.1	81	192	344	391
F—0	—	1.5	3210	3.16	2~43	4~06	26.5	227	29.8	45.8	64.3	76.4	55	138	402	429

塩基度式はスラグの塩基性成分と酸性成分との比として示され，従来多くの人々により種々な式が提案されている。

$CaO/SiO_2 > 1$	旧 JIS. DIN 規格	(1) 式
$(CaO+MgO+1/3\,Al_2O_3)/(SiO_2+2/3\,Al_2O_3) \geqq 1$	ASTM 規格	(2) 式
$(CaO+MgO+Al_2O_3)/SiO_2 > 1.4$	JIS. DIN 規格	(3) 式
$(CaO+CaS+1/2\,MgO+Al_2O_3)/(SiO_2+MnO)$	Keil	(4) 式
$CaO+Al_2O_3+1/2\,MgO-2\,SiO_2+20$	Langavant	(5) 式
$(CaO/56+MgO/40+Al_2O_3/102)/(SiO_2/60)=1.85\sim2.00$	Tetmeyer 率	(6) 式

こゝでは上記各式について塩基度を計算した。

高炉セメント用スラグとしては塩基度の高いものが望まれ，SiO_2 30～35％，CaO 40～48％，Al_2O_3 14～20％，塩基度では (1) 式で 1.25～1.65，(2) 式では 1.25～1.60 の範囲のものが適当とされる。また ASTM では (2) 式を満足し高炉セメント用として適当なスラグの組成は SiO_2 30～40％，Al_2O_3 8～18％，FeO 0～1％，CaO 40～50％，MgO 0～8％，Mn_3O_3 0～2％，S 0～2％ の範囲にあると示している。SiO_2/Al_2O_3 はほぼ 2.3～3.2 で Al_2O_3 含有量の多いスラグからも硬化力のすぐれたセメントを得る可能性があるが，水砕化は困難である。スラグ中の MnO は望ましくなく 2.5％ 以上は特に有害とされる[26]。近藤[27]によれば日本の高炉水砕スラグの CaO/SiO_2 比は最近1ケ年の 48 個の分析例から平均 1.25，標準偏差 0.06，最大 1.41，最小 1.11 であると報告されている。

こゝに使用されているスラグの化学組成は SiO_2 31.75～34.32％，Al_2O_3 14.35～19.29％，CaO 38.74～41.90％，MgO 3.24～7.43％，MnO 0.65～1.34％，S 0.99～1.65％ であり，塩基度は (1) 式で 1.21～1.30，(2) 式で 1.06～1.27，(3) 式では 1.83～1.96 であり，塩基度からは高炉セメント用スラグとして適合したものと云える。化学成分では A，B スラグの Al_2O_3 量は幾分多く，F スラグの CaO 量は少ないことが目だつ。更にこれ等のスラグについて $CaO—Al_2O_3—SiO_2$ の3成分系について図—1 に，アルファベット小文字で夫々の位置を示す。これ等のスラグはいづれも，すでに説明した組成図中の低 CaO 側に緩傾斜した高原状の等強度域に分布している。また熔融スラグを水砕化する場合，製鉄工場によつては海水を使用することがある。この様なスラグを使用して製造された高炉セメント中には多量の塩類が含まれることになり，セメントの凝結性，安定性をそこなふ心配もあり，特に鉄筋コンクリート用として使用することはさけねばならぬ。

(2) 原セメントおよびクリンカの試験結果

高炉セメント製造に使用した原セメントおよびクリンカの分析結果を表—6 に，原セメントの物理試験結果を表—7 に示す。最近の当所における試験成績では，普通ポルトランドセメントの平均化学組成が SiO_2 21.93％，Al_2O_3 5.16％，Fe_2O_3 3.26％，CaO 64.50％ である。表—3 の酸化物組成，水硬性化合物量，比率等を見るに A—0，B—0，C—0 の水硬率 (H.M.) は 2.11～2.17，石灰飽和度 (L.S.R.) は 0.93～0.94 で高い，また A—0，B—0 の活動係数 (A.I.) は 3.36～3.37 で低く，鉄率 (I.M.) は 1.91～1.93 で高い。したがつてこれ等の原セメント化の水硬性化合物量は A—0，B—0 では C_3S，C_3A の含量比較的多く，C—0 は

C_3S 含量は特に多く，共に早強ポルトランドセメントに傾むいた組成である。D—0，E—0 は普通ポルトランドセメントの組成を有し，F—0 は水硬率，石灰飽和度低く中庸熱セメントに近い組成を有したものと云える。

この様に各社とも原セメントの組成は異なり，自社製のポルトランドセメントを使用しているのであるが，実験結果が示す様にスラグ混合量が変つても同一のクリンカを使用する等，高炉セメント用クリンカとしての適正なものの画定は考慮されていないものと考える。

高炉セメント製造用としての原セメントまたはクリンカの化学組成が，如何なる型のものがすぐれた性質を高炉セメントに与えるかは，高炉セメント使用に際して要求される性質によつても異なり，石膏の型態，適正添加量の問題と共に未だ学問的に明らかにされない処が多い。

物理試験の結果は表—7 に示した如く，凝結は正常であり，比重は 3.12～3.16，粉末度は 80 μ 標準篩残分 1.2～3.2 % であり Blaine 法による比表面積は 3100 以上を示す時に A—0，C—0 の比表面積は大きい。フロー値は 212～227 である。強さについては C_3S 含量多く，比表面積の大きな C—0 の強さは初期において特に高い，次いで A—0，B—0 であり，F—0 の中庸熱型に傾むいた組成を有する原セメントの初期強さは低いが，材令にともなう強さの増加は大であり，中庸熱セメントの特長を示す。安定性試験の一種であるオートクレヴ試験では，D—0 は 0.06 % の膨張量を示し，A—0 は 0.23 % の膨張量を示す。普通ポルトランドセメントで 0.1 % 程度の膨張量であるのに比較して A—0 の膨張量は幾分大である。

(3) 試製高炉セメントの試験結果

試製高炉セメントの分析結果を表—8 に，物理試験結果を表—9 に，水和熱測定結果を表—10 に夫々示す。

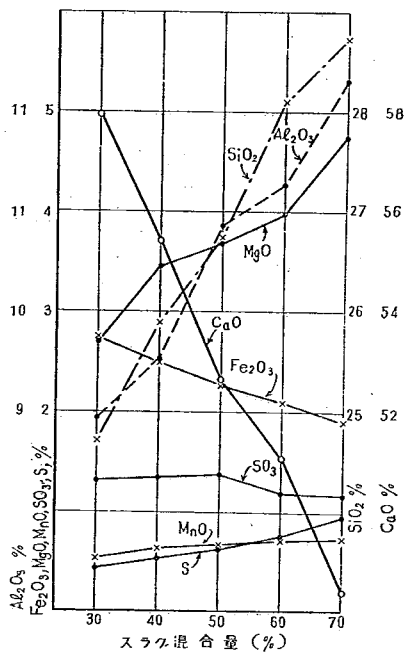
分析結果は表—8 に示した如く，スラグ混合量が増加するにつれて高炉セメントの SiO_2，Al_2O_3，MnO，S 等の含量は増加し，Fe_2O_3，CaO の含量は減少する。スラグ混合量 30，40，50，60，70 % の各高炉セメント

表—8 試製高炉セメント化学分析表

項目 / 試料名	Ig. Loss.	Insol. R.	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	MnO	CaO	MgO	S	SO_3	Total	推定配合	Cl
A—30	0.50	0.54	25.10	8.93	2.97	0.50	57.92	2.16	0.43	0.81	99.86	28	0.04
B—30	−0.27	1.01	24.37	10.40	2.94	0.33	57.22	2.48	0.57	1.18	100.23	33	0.04
C—30	0.35	0.41	24.27	7.58	2.44	0.44	58.56	3.19	0.32	1.78	99.34	28	—
D—30	0.28	0.53	25.15	8.88	2.74	0.89	57.82	3.01	0.45	1.27	101.02	29	0.04
(平均)			(24.72)	(8.95)	(2.77)	(0.56)	(57.88)	(2.71)	(0.44)	(1.26)			
A—40	0.16	0.62	26.70	10.15	2.61	0.74	55.35	2.15	0.59	0.73	99.80	39	0.04
B—40	−0.49	0.61	25.83	9.61	2.67	0.36	55.78	2.62	0.76	1.00	98.75	39	0.05
C—40	0.34	0.37	25.49	8.78	2.34	0.52	55.90	3.64	0.39	1.87	99.64	40	0.31
D—40	−0.10	0.59	26.39	9.93	2.47	0.82	55.03	3.61	0.61	1.11	100.56	41	0.04
E—36	1.33	0.19	25.11	9.11	2.29	0.84	55.00	5.06	0.42	2.02	101.87	—	0.04
(平均)			(25.90)	(9.52)	(2.48)	(0.65)	(55.41)	(3.42)	(0.55)	(1.35)			
A—50	0.21	0.89	27.09	11.61	2.65	0.66	52.94	2.45	0.66	0.65	99.81	49	0.04
B—50	−0.80	0.98	26.60	12.25	2.61	0.39	52.81	2.92	0.86	0.94	99.56	53	0.05
C—50	0.28	0.51	26.47	9.42	2.20	0.61	53.06	3.83	0.49	2.01	98.88	54	—
D—50	−0.36	0.55	27.41	10.90	2.24	0.86	53.22	4.00	0.73	0.97	100.88	49	0.04

E—46	1.31	0.21	25.91	10.02	2.06	0.86	52.30	5.27	0.53	2.19	100.66	—	0.04
F—50	−0.46	2.05	26.95	10.84	1.88	0.73	51.45	3.40	0.61	1.55	99.00		
(平均)			(26.74)	(10.84)	(2.27)	(0.68)	(52.63)	(3.64)	(0.64)	(1.39)			
A—60	0.05	0.70	29.40	12.40	2.22	0.76	50.36	2.37	0.74	0.55	99.29	59	0.04
B—60	0.99	0.85	28.09	11.31	2.47	0.42	51.62	3.03	1.05	0.81	99.66	58	0.06
C—60	−0.49	0.26	27.20	10.03	1.95	0.64	52.06	4.17	0.58	1.92	99.30	57	—
D—60	−0.59	0.65	28.61	11.91	1.97	0.90	50.81	4.52	0.87	0.80	100.45	59	0.04
E—56	1.10	0.13	26.87	10.81	1.93	0.86	50.60	5.79	0.64	1.94	100.67	—	0.06
(平均)			(28.11)	(11.29)	(2.11)	(0.72)	(51.09)	(3.98)	(0.78)	(1.20)			
B—70	−1.18	0.87	28.81	12.46	2.38	0.48	49.22	3.22	1.19	0.72	98.17	69	0.06
D—70	−0.11	0.63	29.57	12.82	1.72	0.86	48.78	4.91	1.03	0.65	100.86	68	0.04
E—66	1.55	0.17	27.89	11.66	1.62	0.96	47.21	6.15	0.64	2.14	99.99	—	0.06
(平均)			(28.75)	(12.31)	(1.91)	(0.76)	(48.40)	(4.76)	(0.95)	(1.17)			

の SiO_2 含量を，その平均値で示すと夫々 24.72％，25.90％，26.74％，28.11％，28.75％であり，Al_2O_3 含量では 8.95％，9.52％，10.84％，11.29％，12.31％となり増加している。これに反して CaO 含量では 57.88％，55.44％，52.63％，51.09％，48.40％と減少している。このスラグ混合量と化学組成の移り変りの関係を図示すれば図—2 の如くである。強熱減量 (Ig. Loss) は或る試料では増加を示したものがあり，この値は負符号で示した。このことはスラグや高炉セメントの分析結果にしばしば起ることである。水滓を常温より加熱する場合，温度の上昇に伴なつて減量し 550～800°C で減量最も著るしく，更に温度が上昇すると却つて増量し，1030～1150°C から再び減量し始める。この原因は FeO，MnO，MnS，CaS その他硫黄化合物の酸化，分解によるもので，これ等の含有量によつて温度一重量変化の様相は一定ではない。このような水滓の特質は水滓系セメントにもあらわれ，水滓配合量の多いほどその影響は大であるとされる。不溶解残分 (Insol. R.) は普通ポルトランドセメント系に比較すれば多量であるが，混.セメント系としては少なく，高炉セメントの特色の一つである。



図—2 スラグ混合量と高炉セメント化学成分

スラグ混合量の異なる各高炉セメントを通じて各社製品の特徴についてのべると，B 社の高炉セメントは一酸化マンガン (MnO) の含量少なく，硫化物硫黄 (S) の含量は比較的多い。また A 社の無水硫酸 (SO_3) の

量は他に比較して特に少ない。E社のマグネシヤ (MgO) 含量は特に多く JIS 規格に合格しない。また無水硫酸 (SO_3) 量は他社のものと比較して多量である。

なお JIS 規格では MgO 5% 以下, SO_3 3% 以下, Ig. Loss 4% 以下の規定があり, A.S.T.M. 規格では MgO 5% 以下, SO_3 2.5% 以下, Mn_2O_3 1.5% 以下, S 2% 以下, Insol. R. 1% 以下, Ig. Loss 3% 以下と規定している。

高炉セメントのスラグ混合量は, 使用した原セメントおよびスラグの分析値から推定できる。こゝでは石膏よりの CaO 量を考慮して, CaO 量を基準として配合割合を推定算出し表—5 に示した。この推定スラグ混合量と工場よりの送付書に表示された混合量とは, 大部分のものが ±2% で一致しており, B—30, B—50, C—50, C—60 では ±3% のへだたりがあるが, 一般に調合割合には表示された数値と比べて, 大きな差異はないものと云える。

なお Al_2O_3, Fe_2O_3, S を基準としてスラグ配合割合を推定すると, CaO を基準として算出した推定配合割合と, A社製品ではいづれも一致せず, B, C, D, E社製品では S からの推定値はよく一致する。D社製品では Fe_2O_3 からの推定値も一致する。Al_2O_3 からの推定値は, いづれの製品についても CaO を基準にした値と大きなへだたりがある。

各試製高炉セメント中の Cl 含有量について述べる。Cl 含有量は一般にスラグ混合量の増加と共に増大する傾向にあるが, A, D社製の各試料はスラグ混合量にかゝわらずほゞ一定である。A社高炉セメントでは, A—30 より A—60 の各試料を通じて Cl 含有量は 0.04% 程度であり, B社高炉セメントでは, B—30 で 0.04%, B—40, B—50 では 0.05%, B—60, B—70 では 0.06% の Cl が存在する。D社高炉セメントでは, D—30 より D—70 の各試料を通じて Cl 含有量は 0.04% であり, E社高炉セメントでは, E—36, E—46 では 0.04%, E—56, E—66 では 0.06% である。C社高炉セメントの C—40 試料では, Cl 含有量は 0.31% で特に大きな値を示す。C社で使用したスラグを除いて, 淡水で水滓化されていることが明瞭である。

物理試験結果は表—9 に示した如くである。比重はスラグ混合量 30% の高炉セメントでは 3.06 前後, 40% 混合のもので 3.04 程度, 50% 混合のもので 3.03 程度, 60% 混合のもので 2.96 程度, 70% 混合したものでは 2.94 程度であり, スラグ混合量の増加と共に比重は減少する。粉末度は 88μ 標準網フルイの残分 0.8~0.6% であり, Blaine 法による比表面積は 3350~3680 cm^2/g である。Blaine 法による高炉セメントの比表面積の値は一般に大きい, このことは粉末度を高めて初期強度の低下を少なくすることを目的としたものであり, 凝結試験, 安定性, 収縮性, 水和熱等の他の諸性質に悪影響を与えない限りでは粉末度の高いことが望まれる。しかし粉砕費の増加はさけられない。B, E社の分離粉砕方式による高炉セメントが, 大きな比表面積の値を有しており, しかもフルイ残分が多量であることが目立つ。フロー値は 203~237 であり, 凝結試験は異状を示したものはない。始発時間は総ての試料を通じて2時間 18 分~4時間 23 分であり, 終結時間は3時間 29 分~6時間 57 分で規格に合格しているが, やゝ緩結性の傾向を認める。スラグ 30% 混合高炉セメントでは, それ以上混合したものと比較すると始発時間は幾分早いが, 混合量が多くなつても凝結の

表—9. 試製高炉セメント物理試験結果

試験項目 / セメント試料	粉末度 0.088mm篩	粉末度 Blaine	比重	凝結 始発	凝結 終結	水量	オートクレーブ試験 (%)	フロー	曲げ強さ (kg/cm²) 3日	7日	28日	91日	180日	1年	圧縮強さ (kg/cm²) 3日	7日	28日	91日	180日	1年
A—30	0.9	3660	3.06	2~36	3~56	26.0	—	227	21.3	39.3	82.1	83.2	77.0	75.2	85	160	376	467	454	451
B—30	3.2	3610	3.07	2~55	5~22	26.8	—	233	37.9	50.7	74.4	75.6	75.2	74.7	127	183	396	455	474	465
C—30	2.6	3810	3.05	3~16	4~00	28.1	—	217	29.2	52.0	69.5	74.6	72.3	59.4	109	223	382	435	424	419
D—30	2.2	3570	3.06	2~56	4~24	26.0	+0.05	218	21.4	40.4	62.4	86.9	87.0	85.4	90	163	371	514	480	489
A—40	0.8	3780	3.04	3~00	4~40	27.3	—	224	19.3	36.4	73.5	88.7	86.1	85.7	63	139	354	493	524	497
B—40	3.4	3770	3.04	2~59	4~17	26.7	—	233	34.2	44.4	65.0	65.0	63.2	64.5	128	217	441	518	534	521
C—40	2.1	3810	3.04	2~55	3~44	27.9	—	218	29.7	49.6	67.9	68.7	66.7	66.3	112	213	375	453	475	469
D—40	2.2	3560	3.05	3~18	4~56	26.0	+0.03	222	17.5	35.6	67.6	89.2	87.5	85.8	70	142	372	524	502	546
E—36	4.0	4000	3.02	3~39	4~47	23.8	—	232	33.3	56.0	90.5	86.3	69.2	81.7	118	209	332	455	406	424
A—50	1.1	3870	3.03	3~15	5~01	27.3	+0.04	226	16.3	30.7	60.6	80.0	88.1	84.0	50	112	247	521	509	498
B—50	3.5	3820	3.00	3~00	3~59	26.5	+0.06	230	28.0	54.2	79.3	73.3	73.0	87.2	106	212	431	509	525	532
C—50	1.9	3810	3.01	2~34	3~41	26.5	+0.07	220	30.2	46.3	78.4	77.5	77.5	76.1	118	198	397	516	531	538
D—50	2.0	3570	3.01	3~53	6~07	26.5	+0.02	224	14.4	30.7	70.9	89.4	83.8	85.5	54	122	346	493	518	554
E—46	4.0	4250	3.00	4~00	5~13	23.3	+0.04	234	33.1	63.3	96.2	81.5	79.7	77.8	111	226	332	481	453	427
F—50-1	2.6	—	3.16	4~17	5~48	26.5	+0.05	203	13.0	22.3	37.0	46.9	—	—	34	71	121	178	—	—
F—50-2	3.0	4070	3.02	2~51	4~38	28.0	—	212	18.3	38.8	80.0	73.2	—	—	55	138	402	476	—	—
A—60	0.8	3730	2.99	3~55	5~30	28.7	—	224	12.3	26.1	61.9	70.6	78.5	79.5	37	95	230	463	468	470
B—60	3.9	3980	3.00	3~18	4~08	26.3	—	225	37.4	58.2	86.5	83.8	81.9	81.0	140	249	503	557	563	572
C—60	1.8	3700	2.99	2~18	3~29	26.0	—	222	28.0	45.6	65.6	72.0	74.2	72.1	97	162	310	414	428	428
D—60	1.8	3500	2.99	4~02	6~57	27.0	+0.01	225	12.9	26.9	68.9	83.9	86.7	94.8	48	118	316	468	530	581
E—56	4.6	4400	2.96	4~23	5~33	23.5	—	236	28.8	64.4	96.1	85.1	79.3	77.7	108	190	355	447	450	460
B—70	4.4	4100	2.96	3~30	5~55	27.0	—	223	39.4	60.6	91.8	90.2	87.9	85.2	128	212	433	466	472	467
D—70	1.6	3350	2.94	4~04	6~28	26.5	±0	227	10.8	28.3	73.2	84.5	90.4	82.4	41	114	322	410	519	530
E—66	4.6	4680	2.92	4~28	6~05	23.5	—	237	31.7	59.7	103.5	65.2	72.0	74.5	122	209	352	449	440	428

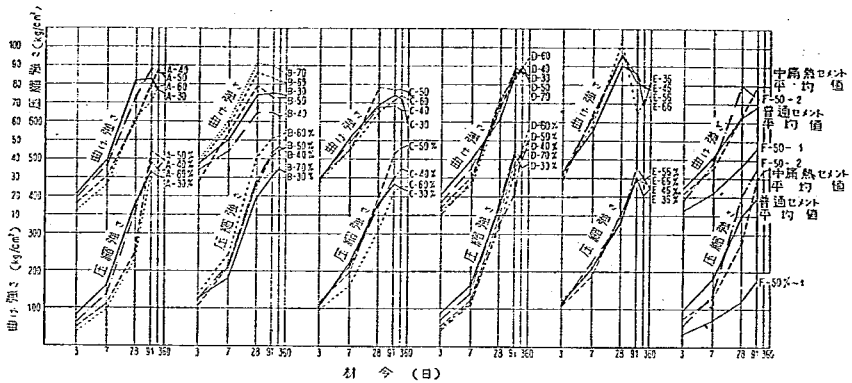
始発，終結時間にはあまり影響しない。また一般にC社高炉セメントの始発，終結の時間は他の試料に比較して早い。

次に当所で行なつた最近の普通セメントおよび上椎葉，長安口ダム用の中庸熱セメントの試験成績と比較して所要水量，強さ，水和熱についてのべる。標準軟度に要する水量は 26～27％ で普通セメントと変らない。中庸熱セメントでは 25～26％ であり，これに比較すれば幾分水量は多量であるが，E社の高炉セメントでは 23～24％ であり，特に比表面積の大きいE社高炉セメントの所要水量は最も少ない。オートクレヴ試験による膨脹量は 0.01～0.07％ で，中庸熱セメントと同程度であり，A社原セメントが 0.23％ の膨脹量を示したのに，A—50 試料では 0.04％ と低下している。また D—30 では 0.05％，D—40 では 0.03％，D—50 で 0.02％，D—60 で 0.01％ であり，D—70 では 0.00％ とスラグ混合量の増加と共に減少する傾向を示す。すなわちスラグの添加によりセメントの安定性は増加することが認められる。

曲げ強さでは中庸熱セメントが平均して材令 3 日で 22 kg/cm², 7 日で 36 kg/cm², 28 日で 64 kg/cm², 91 日以後 360 日まではほゞ一定で 80 kg/cm² 程度である。普通セメントではこの曲げ強さの値は平均して，材令 3 日で 25 kg/cm², 7 日で 42 kg/cm², 28 日で 63 kg/cm², 91 日では 69 kg/cm² 程度である。これに対し試製高炉セメントは全試料を通じて，材令 3 日では 23～27 kg/cm, 7 日で 44～49 kg/cm², 28 日で 72～89 kg/cm², 91 日で 79～81 kg/cm², 180 日で 74～83 kg/cm², 360 日では 74～81 kg/cm² であり，高炉セメントの材令 3 日，7 日，28 日の曲げ強さは，中庸熱セメントよりも大きな値を示す。材令 91 日以後では高炉セメントの曲げ強さは中庸熱セメントと同程度となる。

B社の高炉セメントは，一般に材令 3 日の曲げ強さは大きいが，材令にともなうその後の強度増加は少ない。C—30 では材令 1 年において曲げ強さの低下は大きく，E—36 では材令 91 日以後低下の傾向にあり，E—66，B—70 にもこの傾向を認める。この様に特異な性質を示す高炉セメントの比表面積は，概して大きな値を示している。F—50-1 では曲げ強さ，圧縮強さとも小さく，また材令が長くなつても強度の増進がない。この高炉セメントに使用したスラグの塩基度は 1.88 で他に比較すれば低く，また外観は黒灰色を呈し粒形も大きく，高炉セメント用としては不適格のものである。F—50-2 では正常な強度増進を示している。

圧縮強さの材令による強度の増加は図—3 に示した。B，C，E社の高炉セメントの初期強さは一般に大きい。スラグ混合量が増加するにつれて強度は一般に低下する傾向にあるが，スラグ 50％ 混合程度では強さの低下はあまりないものと認められる。スラグ混合量 50％ 以上では混合量の増加にともなつて圧縮強さは，特に初期材令において低下することが認められる。しかしながら中庸熱セメントの圧縮強さが平均して，材令 3 日で 76 kg/cm², 7 日で 132 kg/cm², 28 日で 283 kg/cm², 91 日で 450 kg/cm², 180 日で 476 kg/cm², 360 日では 480 kg/cm² 程度であり，普通セメンでは材令 3 日で 98 kg/cm², 7 日で 183 kg/cm², 28 日で 353 kg/cm², 91 日では 399 kg/cm² 程度であるのと比較すると，スラグ混合量の異なる各高炉セメントを通じて，その圧縮強さは材令 3 日で 80～103 kg/cm², 7 日で 163～184 kg/cm², 28 日で 343～381 kg/cm², 91 日で 442～499 kg/cm², 180 日で 458～507 kg/cm², 360 日では 456～510 kg/cm² であり，材令 3 日，7 日，28 日では普通セメントとほぼ同程度であり中庸熱セメントよりは高い圧縮強さを示す。材令が進み 91 日以後では，



図—3　試製高炉セメント圧縮及び曲げ強さ

高炉セメントの圧縮強さは中庸熱セメントとほゞ同程度となる。高炉セメントでは材令3日より7日に至る強さの増加は少なく，7日以後の増加は大きい。高炉セメントは，製造条件，使用原料等を適当に調整することにより，普通型，早強型のものを製造することが可能であり，また圧縮強さも普通ポルトランドセメント級のものも造ることが出来る。

D—30，A—30，C—30，E—46，D—50，E—46 等では材令 91 日以後の圧縮強さの低下が見られるが，曲げ強さよりも甚だしくはない。曲げ強さと圧縮強さとの比すなわち脆度係数により中庸熱セメントと比較すると，材令3日における中庸熱セメントの脆度係数は 3.3～3.6，7日で 3.4～3.8，28 日で 4.2～4.6，91 日で 5.3～5.9，180 日で 5.6～6.4，360 日では 5.7～6.4 であり，高炉セメントでは材令3日で 3.5～3.7，7日で 3.6～4.1，28 日で 4.1～5.3，91 日で 5.5～6.3，180 日で 5.7～6.5，360 日では 5.9～6.4 となる。材令3日より 28 日までの高炉セメントの脆度係数は，中庸熱のセメントより幾分大きく，それ以後では同程度となる。

水和熱の測定結果は表—10 の如くである。スラグ混合量の増加するにつれ，高炉セメントの水和熱は確実に低下している。スラグ混合量 60～70％ の高炉セメントでは，これ等セメントの水和熱は 180 日までの各材令を通じて低く，材令にともなう水和熱発生量も少ない。ポルトランド系セメントの水和熱発生状況は，材令 28 日までの水和熱の発生大きく，その後の材令にともなう水和熱の発生量は非常に少なくなる。高炉セメントでは，この水和熱の増加は材令 90 日に至るまで大きく，高炉セメントの強さが長期材令に至るまで継続することゝ対応している。また材令7日より 28 日に至る水和熱の増加は中庸熱セメントで 12～18 Cal 程度であるが，高炉セメントでは 18～22 Cal 程度で大きい。たゞしスラグ混合量の多い E—66，D—70，B—70 ではこの増加は 6～8 Cal で非常に少ない。未水和セメントの溶解熱と各材令における水和熱の関係をみると，ポルトランド系セメントにおいては溶解熱の大きなセメントの水和熱は大きく，両者の間にはほゞ直線関係を認めているが，高炉セメントにおいては溶解熱の大きなものゝ各材令における水和熱は，概して大きい傾向を

表—10 試製高炉セメント水和熱測定結果及び圧縮強さ水和熱比

試料名＼試験項目	水和熱 (cal/g) 溶解熱	7日	28日	90日	180日	σ_n/H_n 7日	28日	90日	180日
A—30	607.3	63.0	86.0	92.6	92.2	2.54	4.37	5.04	4.93
B—30	608.6	69.0	77.3	—	—	2.65	5.12	—	—
C—30	604.1	69.8	79.5	—	—	3.20	4.80	—	—
D—30	607.3	60.3	81.5	95.7	—	2.70	4.55	5.38	—
A—40	611.6	61.0	82.0	92.0	—	2.28	4.32	5.36	—
D—40	608.7	54.3	75.0	89.9	—	2.61	4.96	5.83	—
E—36	590.7	56.5	74.5	89.2	—	3.70	4.46	5.10	—
A—50	606.4	60.5	77.3	83.0	—	1.85	3.20	6.27	—
B—50	605.4	69.4	74.9	82.1	77.2	3.06	3.76	6.20	6.80
C—50	596.4	55.7	71.8	77.4	75.4	3.56	5.53	6.67	7.04
D—50	608.5	45.2	70.0	87.4	—	2.70	4.95	5.64	—
E—46	585.7	55.6	67.7	83.2	86.5	4.07	4.90	5.78	5.23
F—50	572.1	45.7	57.9	—	—	1.56	2.09	—	—
A—60	606.0	56.7	70.0	81.6	—	1.71	3.29	5.56	—
D—60	609.9	44.8	69.3	81.8	—	2.63	4.56	5.72	—
E—56	587.6	53.8	61.9	78.5	81.6	3.53	5.74	5.70	5.74
B—70	601.0	51.1	57.1	—	—	4.12	7.59	—	—
D—70	604.4	42.4	60.4	70.5	—	2.69	5.33	5.82	—
E—66	577.5	52.9	59.6	65.6	64.7	3.96	5.91	6.85	6.82
五十里	—	54.3	70.1	79.4	85.5	2.36	3.71	4.92	5.17
長安口	598.5	55.5	71.4	79.8	84.0	2.32	4.00	5.65	5.63
土椎葉	600.0	55.8	72.4	81.2	86.0	2.44	3.85	5.54	5.57
普通セメント	615.0	72.4	86.1	—	—	2.84	4.42	—	—

〔備考〕 五十里……五十里ダム用中庸熱セメント平均値
長安口……長安口ダム用中庸熱セメント平均値
上椎葉……上椎葉ダム用中庸熱セメント平均値
普通セメント……普通ポルトランドセメント平均値

示すが，規則的な関係は認め難い。

スラグ混合量 30% 程度で水和熱は材令7日 60~70 cal/g，28日では 77~86 cal/g である。混合量 40% 程度の高炉セメントでは，材令7日の水和熱は 54~61 cal/g，28日では 74~82 cal/g，90日では 89~92 cal/g である。50% 混合のものでは，材令7日では 45~69 cal/g，28日では 58~77 cal/g. 90日では 77~87 cal/g である。スラグ混合量 60% 高炉セメントでは材令7日で 45~58 cal/g. 28日では 62~70 cal/g，90日では 78~82 cal/g であり，スラグ混合量 70% 程度のものでは，材令7日で 42~53 cal/g，28日では 57~60 cal/g となる。上述した如く高炉セメントは必ずしも低熱型ではなく，スラグ混合量 50% 程度で中庸熱セメントの規格に合格するものと思われる。スラグ 60% 以上混合したものでは，水和熱，圧縮強さに限つては A.S.T.M. Ⅳ型（低熱セメント）の規格にも合格する。

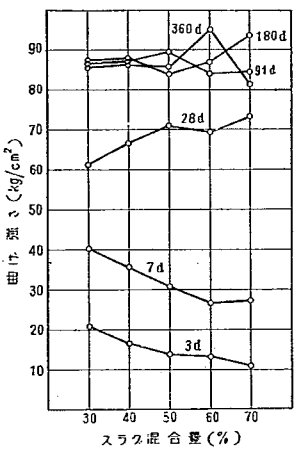
表—10 にはまた或る材令における圧縮強さ (kg/cm²) とその材令における水和熱 (cal/g) との比を σ_n/H_n として示した。大塊コンクリート用セメントとしては，この比の値は大きなことが望まれるわけである。中庸熱セメントのこの値は平均して7日で 2.3，28 日で 4.1，90 日で 5.5，180 日では 5.7 である。これに比較すると A—50，F—50，A—60 の特に低いのを除けば，7日で 2.5～4.1，28 日では 4.3～7.6，90 日で 5.0～6.7，180 日で 4.9～7.0 であり高炉セメントでは7日，28 日の値は大きい。

なお高炉セメントの水和熱については，次報で更に検討することとする。

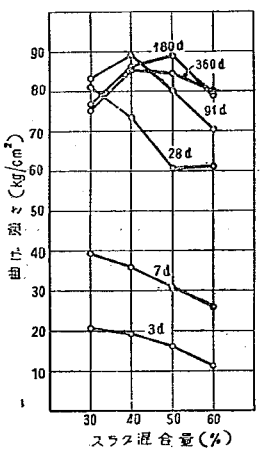
次にスラグ混合量と強さおよび水和熱の変化を，同一原料から製造された高炉セメントについて比較する意味で，同一工場製品について検討する。

スラグ含量と曲げ強さの関係は 図—4～8 に示す。スラグ混合量の増加に従い，初期材令で曲げ強さの低下する例 (図—4，5) と，曲げ強さは混合量に影響されない例 (図—7，8)，また混合量が増加するにつれて低下し，更に増加すると再び曲げ強さが増大する例 (図—6) に大別することが出来る。これ等の関係は，使用したスラグ，原セメント，石膏等の諸性質および粉末度等が相関連して現われるものであり，初めから予測することは困難である。図—4 に示すD社製品では材令 3，7 日における曲げ強さは，スラグ混合量の増加に従い低下する。材令 28 日ではスラグ混合量の増加するにつれ，曲げ強さは大きくなる傾向がある。更に材令が進み 91 日，180 日，360 日になると 30，40，50% 混合のものでは大差なく，混合量 60% に最大値がある。これより混合量が増加し 70% になると曲げ強さは低下している。

図—5 に示したA社製品では材令 28 日までは，混合量の増加するにつれ曲げ強さは低下している。更に材令が進み 180 日，360 日の長期材令では，スラグ混合量が 30，40，50% までは混合量の増加に従い曲げ強さも増大するが，60% になるとかえつて低下する。



図—4. スラグ混合量と曲げ強さ (D社)

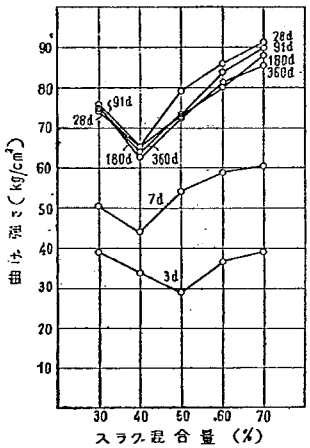


図—5. スラグ混合量と曲げ強さ (A社)

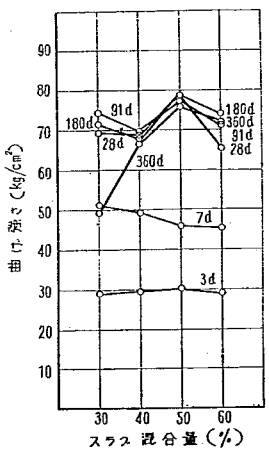
図—6 に示すB社製品では，スラグ混合量の増加とともに曲げ強さは一旦低下し，更に混合量が増大すると再び曲げ強さが大きくなり，ある混合量で曲げ強さの極小値がある。この傾向は材令360日までも継続する。また極小値を示すスラグ混合量は材令3日では 50％，7日以後では 40％ である。

図—7 に示すC社製品では，スラグ混合量により材令 3，7 日の曲げ強さには大きな差異がない。更に材令が進み長期になると，スラグ混合量 50％ で最大値を示す。図—8 に示したE社製品では曲げ強さの低下激しく，規則だつた傾向を示していない。材令 360 日では混合量の増大につれ曲げ強さが低下する傾向を示す。

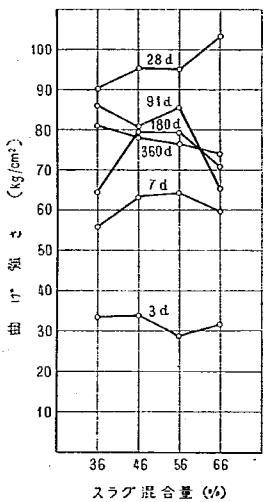
スラグ混合量と圧縮強さの関係を図—9～13 に図示する。一般に圧縮強さはスラグ混合量の増加に従い，材令 28 日までは低下する傾向を示す。その後材令が進むと，或るスラグ混合量で極大



図—6.　スラグ混合量と曲げ強さ（B社）

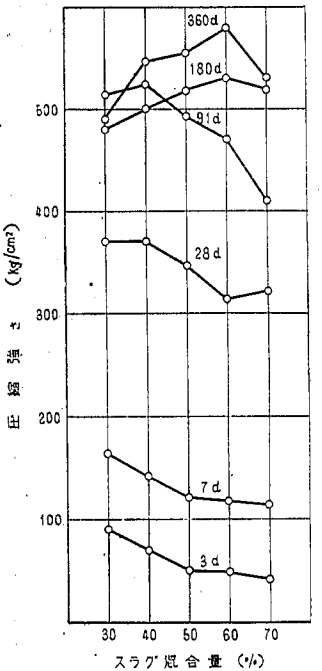


図—7.　スラグ混合量と曲げ強さ（C社）

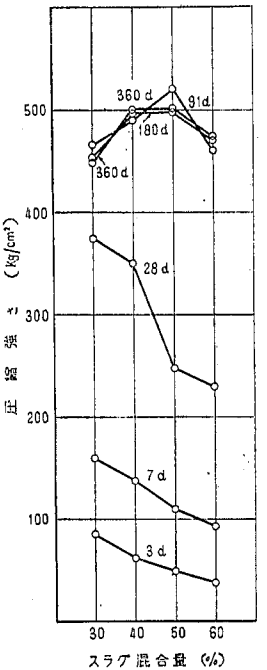


図—8.　スラグ混合量と曲げ強さ（E社）

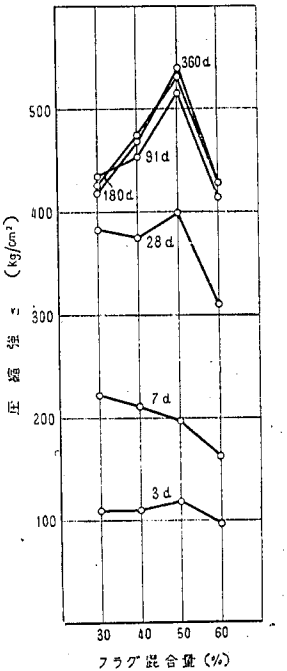
値をとり，この混合量よりスラグ量が少なくても多くても圧縮強さは低下する。これ等の例を図—9，10，11 に見ることが出来る。またスラグ混合量と圧縮強さとの間に，初期材令では一定の関係を示さず，長期になつて混合量の増加に従い圧縮強さが増大するもの（図—12），初期材令から長期材令まで圧縮強さが混合量にあまり影響されないもの（図—13）とがある。この 図—12，13 に示した製品は分離分砕により製造されたもの



図—9. スラグ混合量と圧縮強さ（社D）



図—10. スラグ混合量と圧縮強さ（A社）

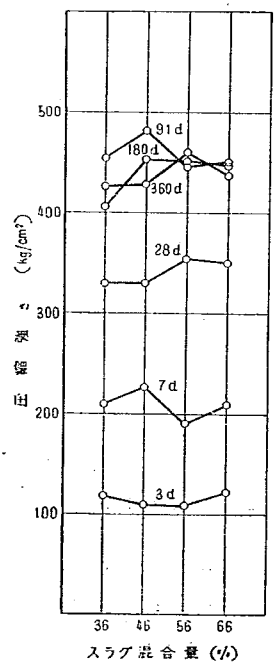


図—11. スラグ混合量と圧縮強さ（C社）

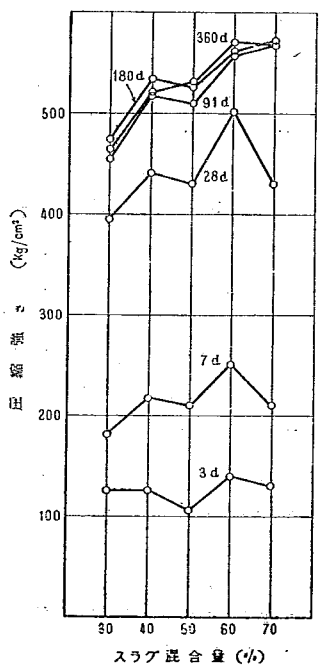
である。

ほぼ同様な傾向を示すD, A, C社製品（図—9, 10, 11）において，スラグ混合量の増加に従い圧縮強さが低下する傾向は，D社製品では材令91日まで継続してをり，A社製品では28日まで，またC社製品では7日まで継続する。これ等の材令をすぎると，D社製品ではスラグ混合量60％に，A社製品では40～50％に，またC社製品では50％に圧縮強さの極大点がある。この様に最大圧縮強さを与えるスラグ混合量も，また強さ発生の時間的様相も個々の製品により夫々異なる。B社製品については図—12に示す様に，スラグ混合量による圧縮強さの変化は材令3日では大差なく，7日，28日では混合量40，60％に極大値があり，その後材令が進むとスラグ混合量の多いものが，高い圧縮強さを示す傾向となる。E社製品については図—13に示す。この製品のスラグ混合量と圧縮強さの関係は，明瞭ではなく各材令を通じて圧縮強さには大差ないものと認められる。

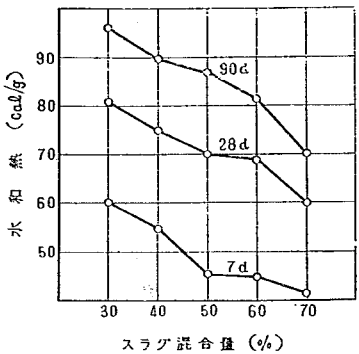
このスラグ混合量の増加による強さ発生の時間的様相は，曲げ強さと圧縮強さでは同一の傾向を必ずしも示さない。一般的には曲げ強さの方が早期材令においてこの時間的様相に変化が起り，圧縮強さは相当期間経過したのちに起る。この傾向が曲げ，圧縮ともほぼ同材令で現われるものはA, C社製品にみられるが，他のB,



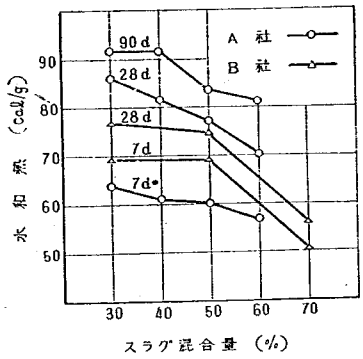
図—13.　スラグ混合量と圧縮強さ（E社）



図—12　スラグ混合量と圧縮強さ（B社）



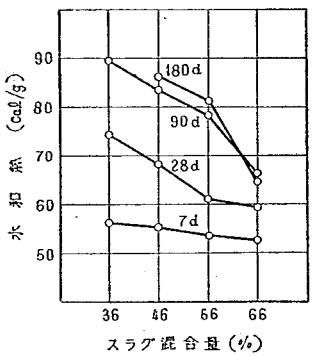
図—14. スラグ混合量と水和熱 (D社)



図—15. スラグ混合量と水和熱 (A, B社)

D, E社製品ではいづれも曲げ強さの低下の方が早期に現われる。

スラグ混合量と水和熱の関係を 図—14~16 に示す。各社製品ともスラグ混合量が増加するに従つて水和熱は規則的に低下し，この傾向は長期材令まで継続する。特に 図—14 に示すD社製品ではスラグ混合量の増加による水和熱の低下は著しい。



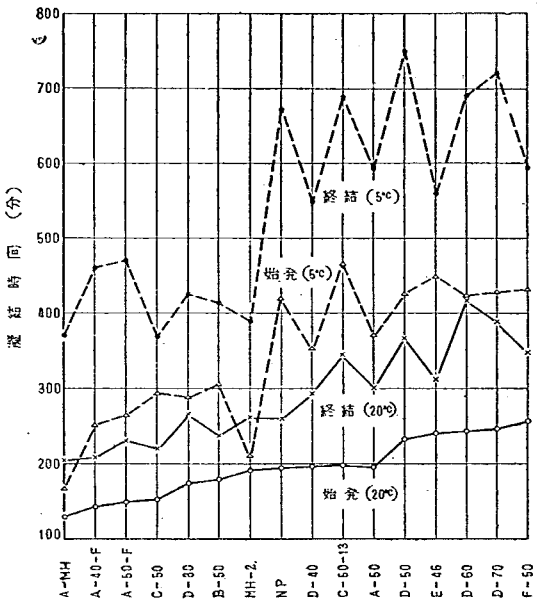
図—16. スラグ混合量と水和熱(E社)

〔2〕 凝結時間，強さにおよぼす温度の影響

一般に高炉セメントは温度に対して敏感であり，低温における使用には充分な注意をはらう必要のあることは，しばしば指摘されるところである。この影響はスラグ混合量が増加するにつれて大きくなり，時に凝結時間，強度の変化に表示されると考える。次に二，三の他種セメントと比較試験を行なつた結果について述べる。こゝに比較のために使用した他種セメントは，夫々の代表的な試料と云う意味ではなく，当時手元にあつた試験ずみの比較的新鮮なものを選んだ。

(1) 凝結時間について

こゝに使用した試料は一般的性質の試験に使用した高炉セメントの他に中庸熱セメント，普通セメントおよびその後に到着した二，三の高炉セメントである。A—MH，MH—2 は中庸熱セメントであり，NP は普通セメント，A 40—F，A 50—F，C 50—13 はその後に到着した高炉セメントである。試験法は JIS 法であり，温度は 20°，5°C であり標準軟度水量は 20°C の場合をとつた。温度と凝結の始発，終結の時間との関係は図—17 に示す。20°C における始発および終結の時間と，5°C における始発，終結の時間との比について比較すれば次の如くである。始発に関しては普通セメント NP は 2.08，中庸熱セメント A—MH，MH—2 では夫々 1.36，1.14 である。これに対し各種高炉セメントでは 1.52~2.43 となる。終結に関しては NP は 2.



図—17. 凝結時間と温度との関係

58, A—MH, MH—2 では夫々 1.83, 1.48 であり, 各種高炉セメントは 1.61～2.22 になる。この比からみれば凝結時間に及ぼす温度の影響は, 始発時間よりも終結時間に大きく, また中庸熱セメントよりも, 高炉セメントが影響されやすいことを示している。同一の原料を使用して製造されスラグ混合量の異なる D—30, D—40, D—50, D—60, D—70 についてみれば, スラグ混合量の少ない D—30, D—40 では, 始発時間の 20°C と 5°C との比は夫々 1.64, 1.52, 終結時間では 1.61, 1.86 で, 温度による凝結時間の影響は比較的少ない。スラグ混合量が多くなつた D—50, D—60, D—70 では, 始発時間の比は夫々 1.82, 1.75, 1.77 であり, 終結時間の比は 2.22, 1.65, 1.85 となり, スラグ混合量が 50% 以上になるとこの比は幾分大きくなつている。使用原料が異なりスグラ混合量の等しい D—50, A—50—F, C—50, B—50, C—50—13, A—50, E—46, F—50 では, 個々のセメトにより凝結時間の比は相違し, 始発では 1.64～2.43, 終結では 1.68～2.22 となつている。一般的な傾向としては比表面積の大きな高炉セメント, またその使用スラグの塩基度の高いもの程この比は小さい。また終結時間の比が小さい C—50, E—46 の SO_3 量は 2.04%, 2.19% で他に比較して特に大きい。

5°C における終結時間は NP, C 50—13, D—50, D—60, D—70 の試料が 10 時間以上を要している。

(2) 強さにおよぼす養生温度の影響

試験法は供試体製形後 24 時間 20°C の湿気箱中で養生し, 夫々の養生温度で所定材令水中養生を行なつた。

ただし 38°C 養生の場合には湿気箱より取出した後，金属製容器に密封養生を行なつた。養生は 38°C, 20°C, 10°C, 5°C の恒温室で行い，供試体の水量，配合，製型法等は JIS 法によつた。

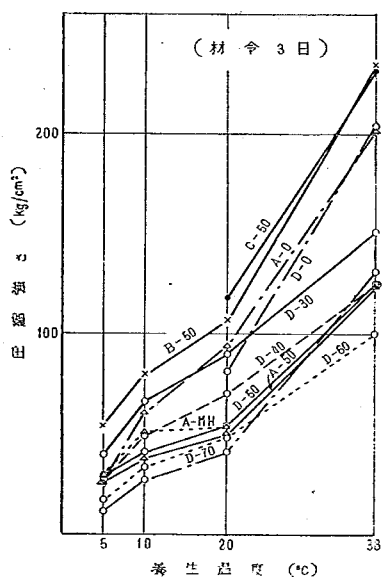
試験結果は表—11 に示した如くである。また表—11 には 20°C 養生における材令 28 日の曲げ強さ，およ

表—11. 高温及び低温養生に於けるモルタル強さ

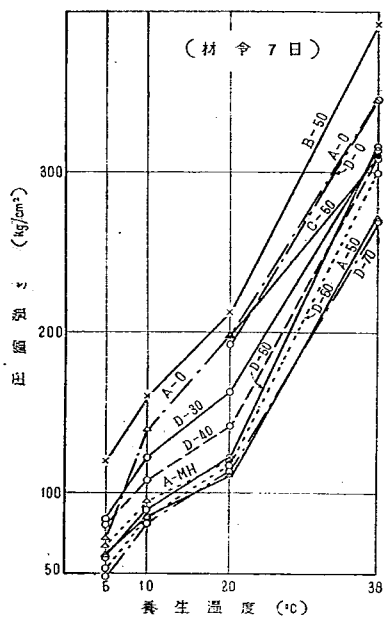
	養生温度 °C	曲げ強さ (kg/cm²)			圧縮強さ (kg/cm²)			曲げ強さ百分率			圧縮強さ百分率		
		3日	7日	28日	3日	7日	28日	3日	7日	28日	3日	7日	28日
D—30	38	39.4	63.0	64.5	151	314	414	63	110	103	41	85	112
	20	21.4	40.4	62.4	90	163	371	34	65	100	24	44	100
	10	17.6	40.0	58.2	66	122	267	28	64	93	17	33	72
	5	11.3	28.6	51.2	39	84	157	18	46	82	11	23	42
D—40	38	33.3	70.7	68.4	125	309	427	49	104	101	34	83	115
	20	17.5	35.6	67.6	70	142	372	26	53	100	19	38	100
	10	15.1	31.8	60.2	49	108	268	22	47	89	13	29	72
	5	7.1	20.8	47.4	27	80	151	11	31	70	7	22	41
A—50	38	33.6	75.3	80.3	124	270	458	55	124	133	50	110	186
	20	16.3	30.7	60.6	50	112	246	27	51	100	20	46	100
	10	11.8	26.5	47.7	38	85	183	19	44	79	15	35	89
	5	7.4	15.8	37.4	26	61	119	12	26	62	11	25	69
B—50	38	43.2	88.3	100.3	235	393	479	55	112	127	55	91	111
	20	28.0	54.2	79.2	106	212	431	35	68	100	25	49	100
	10	22.2	42.8	66.1	80	161	385	28	54	84	19	37	89
	5	15.6	35.9	55.0	54	119	298	20	45	69	13	28	69
C—50	38	47.0	72.4	100.0	232	311	461	60	92	128	58	78	116
	20	30.2	46.3	78.4	118	198	397	39	59	100	30	50	100
D—50	38	31.0	66.1	73.5	125	316	423	44	93	104	36	91	122
	20	14.4	30.7	70.9	54	122	346	20	43	100	16	35	100
	10	11.6	27.1	54.9	41	90	242	16	38	77	12	26	70
	5	9.1	16.1	42.8	29	60	132	13	24	60	8	17	38
E—46	38	63.0	89.1	95.5	195	279	384	65	93	99	59	84	116
	20	33.1	63.3	96.3	111	226	332	34	66	100	33	68	100
	10	23.8	43.7	97.0	80	163	252	25	45	80	24	49	76
	5	15.1	26.1	66.3	47	90	179	16	27	69	14	27	54
D—60	38	26.2	62.7	85.1	100	299	437	38	91	124	32	95	138
	20	12.9	26.9	68.9	48	118	316	19	39	100	15	37	100
	10	9.6	22.2	52.8	33	86	224	14	32	77	10	27	71
	5	5.1	16.5	38.8	17	53	126	7	24	56	5	17	40
D—70	38	25.7	61.9	113.1	131	270	479	35	85	155	41	84	150
	20	10.8	28.3	73.1	41	114	322	15	39	100	13	35	100
	10	9.1	21.5	53.3	27	82	222	12	29	79	8	25	69
	5	2.7	13.2	36.1	11	47	119	3	18	49	3	15	37
A—0	38	49.5	72.8	58.1	202	345	377	64	94	75	53	91	99
	20	22.4	50.5	77.9	90	197	379	29	65	100	24	52	100
	10	16.4	35.4	72.5	61	140	293	21	45	93	16	37	77
	5	8.0	21.5	65.8	26	78	200	10	28	84	7	21	53
D—0	38	49.5	72.8	58.1	204	345	377	71	104	83	59	100	110
	20	26.1	43.7	70.1	81	192	344	37	62	100	21	56	100
A—MH	20	20.2	34.0	63.3	54	122	248	32	54	100	22	49	100
	10	14.5	27.3	48.2	51	95	192	23	43	77	21	38	77
	5	7.9	21.5	47.0	29	69	119	12	34	74	12	28	48

び圧縮強さを 100 とした場合に 38°C, 10°C, 5°C 養生における各材令の強さとの比も同時に示してある。各材令における養生温度と圧縮強さの発生状況を図示すれば 図—18, 19, 20 の如くである。各高炉セメントとも初期材令において温度の影響をうけやすく，特に 38°C 養生における材令3日の強度増加は大である。38°C 養生の材令3日では，同材令における 20°C 水中養生の強さに較べて，曲げ強さでは 1.6 倍から2倍であり圧縮強さでも 1.7 倍から2倍の強度増加がある。材令7日でも同程度の強度増加を示すが，28 日になるとこの強度増加は急激に低下し，材令 28 日の 20°C 水中養生の強さに比較して 1.1 倍から 1.5 倍程度になる。10°C 水中養生の材令3日，7日では，20°C 養生同材令の強度の 70～76% 程度の強さを発生するが，材令 28 日になると 20°C 養生との強度差はこれより幾分大きくなる。5°C 養生では強さの低下は，はなはだしく圧縮強さでは 20°C 養生同材令の 40～50% 程度の強度発生にとゞまる。曲げ強さは圧縮強さの場合より温度の影響は少なく，60～70% 程度の強さを発生している。

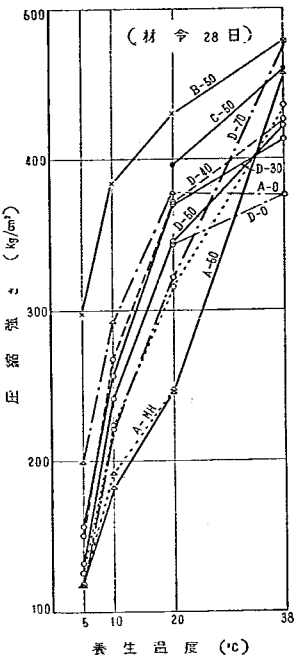
同一原料を使用した混合量の異なる D—30, D—40, D—50, D—60, D—70 の試料では，スラグ混合量が多くなる程養生温度の影響を多く受けるが，とくにスラグ混合量 60% 以上になつたものは高温，低温養生を



図—18. 養生温度と圧縮強さ (材令3日)



図—19. 養生温度と圧縮強さ (材令7日)



図—20. 養生温度と圧縮強さ（材令 28 日）

とわず温度の影響は大きく，材令 3 日では特に温度に影響される。スラグ混合量が等しく原料の異なる E—46, D—50, A—50, B—50 では，E—46, B—50 の20°C 養生で早期強度の高いものが，低温養生における材令 3 日の強度低下は比較的大きい。D—0, A—0 の普通ポルトランドセメント，A—MH の中庸熱セメントと比較すればスラグ混合量 50％程度までの高炉セメントでは，とくに温度に対して敏感であるとは云えない，スラグ混合量が更に多くなるとポルトランド系セメントより幾分温度の影響を受けやすくなる。

V 要　約

本報告では高炉セメントの一般的性質に関する試験研究の内，第一報として高炉セメントの概要を紹介し，欧米諸国の規格等について説明を行い，我国の現況について述べた。また各社の協力を得て送付された，スラグ混合量の異なる各種高炉セメントについて，主としてその強度，水和熱および養生温度の影響について試験を行なつた。これ等の試製された高炉セメントは，同時粉砕および分離粉砕方式により製造され，スラグ混合量は 30～70％ にわたつている。次に試験結果を要約する。

（1） 使用スラグの塩基度 $\left(\frac{CaO+Al_2O_3+MgO}{SiO_2}\right)$ はいづれも 1.4 以上であり，JIS 規格に合格する。化学成分上からは高炉セメント用として適用したものと云える。また我国製鉄所より送付されたスラグの分析表より算出した塩基度は，高炉セメント用として要求される塩基度数よりも相当大きな値を示してをり，変異係数も小さい。

（2） 原セメントの化学組成は，夫々の工場により早強，普通，中庸熱型であり，一定しない。また石膏量も夫々の工場製品により異なる。スラグ配合量の多い高炉セメントに使用されるクリンカの型及び添加すべき石膏量については今後の研究を要する点と考える。

（3） 試製高炉セメントの化学組成はスラグ混合量の増加するにつれて CaO, Fe_2O_3 量は減少し，SiO_2, Al_2O_3. MgO, S 等は増加する。一工場製品では MgO 量が規格に不合格であり，高炉セメントの JIS に規

定される MgO 含量については再考を要するものと考える。また表示されたスラグ混合量は，使用原料の化学組分が明らかであれば，高炉セメントの分析値から推定することが出来る。

(4) 強さはスラグ混合量が増加するにつれて初期材令では一般に曲げ，圧縮強さとも低下する。スラグ塩基度高く，比表面積の大きな高炉セメントは一般に初期強度は大きい。分離粉砕を行なつた高炉セメントは混合粉砕のものより高強度であるが，長期材令において強度の低下を見る例がある。このことは曲げ強さで特に著るしい。高炉セメントによつては普通セメント級の強さを発生するものもあり，また適当に製造条件，原料等を調整することにより普通型，早強型のものを製造することが出来る。また高炉セメントの強度は，長期材令になるとスラグ混合量には影響されず，ほゞ同程度の強さを示す。

普通および中庸熱セメントと比較すると，曲げ強さでは，初期材令では中庸熱セメントより大きく普通セメント級である。長期材令になると中庸熱セメントと同程度の曲げ強さを発生する。圧縮強さでは初期材令においては普通セメントとほぼ同程度であり中庸熱セメントより高い圧縮強さを示す。長期材令では中庸熱セメント同程度になる。

(5) 脆度係数は初期材令において大であり，曲げ強さの発生割合は中庸熱セメント比較して大きい。オートクレーヴ膨張量は中庸熱セメントより一般に小さく，スラグ混合量の増加するに従つてこの値は小さくなる。凝結性も異状はなく，凝結時間は規格に合格するが，やゝ緩結の傾向を認める。

(6) 水和熱はスラグ混合量の増加にともなつて低下する。スラグ混合量 50% 程度で中庸熱セメントの規格に合格し，60% 以上になると低熱セメントの規格にも合格する。なお初期材令における圧縮強さと水和熱との比は中庸熱セメントに比較して大きい。

(7) 凝結時間に及ぼす温度の影響は，セメントの種類をとはず一般に始発時間よりも終結時間に大きく現われる。中庸熱セメントに比較すると高炉セメントの凝結時間は温度の影響を受けやすい。混合量 30, 40% 程度ではこの影響は少ないが，50% 以上になると大きくなる。スラグ混合量が同様なもので個々のセメントにより一定ではない。5°C における凝結時間は 20°C で要する時間の始発で 1.6~2.2 倍であり，終結では 1.5~2.4 倍を要する。

(8) 強度に及ぼす温度の影響は，初期材令で特に大きい。スラグ混合量が増加するとこの影響は大となり，混合量 50% 程度までは中庸熱セメントと比較して特に影響を受けやすいとは云えないが，更に混合量がますと，強度はポルトランド系セメントよりも温度に影響される。

38°C 養生における強さは曲げ，圧縮とも材令 3 日，7 日では同材令における 20°C 養生に比較して 1.5~2.2 倍の強さを示すが，材令 28 日では 1.1~1.5 倍の増加に止まる。10°C, 5°C 養生における強さは，20°C 養生に比較して低下する。材令 28 日でもこの低下の度合は回復せずかえつて大きくなる傾向を認める。20°C 養生と比較して 10°C 養生では 70~76% の強度発生に止まる。5°C 養生では曲げ強さでは 60~70% の強度が発生するが，圧縮強さの低下は甚だしく 40~50% の強度発生に止まる。

(9) 凝結時間，強度とも比表面積大きく，使用スラグの塩基度の高いもの程低温時の強度低下，凝結時間の増大は少ない。

(10) 高炉セメントの性質は種々の要因により変り，ポルトランドセメントとは異なる性質を持つことを明らかとし，今後の研究によつては使用者側が各種性質を或る程度任意に要求しうることが期待されることを示した。

また高炉セメントは大塊コンクリート用セメントとして好ましい性質を持つていることを明らかとし，初期材令における性質が，セメントの使用原料による影響を比較的受けることが少なく，長期材令の強度発生状況が良好であり，低温時における強度低下の少ないことおよび中庸熱セメント程度の水和熱を持つこと等の理由から，普通ポルトランドセメントの使用に慣れているコンクリート技術者に使いやすいものとしてスラグ 50% 程度の高炉セメントが好適のものと考え，鎧畑ダム用セメントの仕様書を作製した。

(11) ダム等にセメントを使用する場合には，コンクリートの品質の均一性を確保するために，粉砕方式を異にする二工場よりの購入は避けなければならないし，同一工場製品でもスラグの供給高炉を任意に変更しない様に規定すべきである。またセメント購入にあたつては検収試験を実施する必要がある。

終りに心よく料を提出して下さつたセメント会社当局，および実験に協力した牧 隆正，安沢俊二，佐藤 彰，貝原 隆の諸氏に謝意を表します。

文 献

1) D.R.P. 829, 270 KI 80 b Gr 5/01 20/7 1949.
2) 例えば G. Mussgnug Zemert-Kalk-Gips 4 208 1951.
3) 例えば H. Lafuma Proc. 3rd. Intern. Symp. Chem, Cement. 581 1952.
4) 有泉 昌，牧 隆正 土木研報 No. 90, 93, 1955.
5) M. Mary Zement-Kalk-Gips, 5, 350, 1952.
6) 藤井光蔵 セメント・コンクリート No. 91, 1, 1954.
J. Cleret. De Langavant 大ダム会議報告（ストックホルム），1948.
7) by Special Correspondent Rock Prod. 59 (6), 96, 1956.
8) — Cone. Const. Eng. 49, 265, 1954.
9) F. Keil Proc. 3rd. Intern. Symp. Chem. Cement, 530, 1952.
10) A. Eckhardt, W. Kronsbein. Dentscher Aus schμβ für stahlbeton, 1950, No. 102.
11) 山内俊吉，近藤連一 窯協誌，67, 489, 1951.
12) 山内俊吉，近藤連一 セメント技術年報 Ⅶ，67, 1953.
13) F. Keil Zement, 30, 659, 1941.
14) J. Cleret De Langavant Rev. Mat. Constr. Trav. Pub. No. 409, 381, 1949.
15) 田中太郎 水滓委員会報告 (0—1) 3, 1954.
16) 田中太郎，竹本国博，菊地 央 セメント技術年報 Ⅵ，56, 1952.
17) 山内俊吉 等 セメント技術年報 Ⅷ，156, 1954.
18) L. Blondiau Rev. Mat. Constr. Trav. Pub. No. 424, 6, 1951, No. 425. 42, 1951.
19) 田中太郎 窯協誌，61, 219, 1953.
20) J. Cleret De Langavant Rev. Mat. Constr. Trav. Pub. No. 402, 77, 1949.
21) S. Michelsen Zement. 20, 588, 1931.
22) 田中太郎 セメント技術年報 Ⅳ，119, 1950.
23) 田中太郎 等 セメント技術年報 Ⅵ，49, 1952, No. 75, 1953.

24) T. W. Parker, R. W. Nurse Nat. Build. Studies. London 1954, Technical Paper, No. 3.
25) W. Wittekendt Zement, 181, 1948, 5, 184, 1952.
26) R. Ferom Silicates Industriels 14, 199—206, 1949.
27) 近藤連一 窯協誌, 62, 696, 1954.

猿谷ダム水理模型実験

建設技官　村　幸　雄
建設技官　永　田　二　生

(昭和 31 年 11 月)

目　次

Ⅰ 緒　言……(1)
Ⅱ 製作及び準備……(1)
Ⅲ 固定河床による実験……(6)
Ⅳ 移動河床による実験……(14)
Ⅴ 導流壁及びガイドバッフルの圧力に関する実験……(25)
Ⅵ 越流頂の形状に関する検討……(29)
Ⅶ 越流係数に関する実験……(33)
Ⅷ 結　言……(49)

Ⅰ 緒　言

本文は近畿地方建設局の依頼により，当研究所篠崎分室において昭和 29 年9月より同 31 年5月迄に実施された総合開発十津川利水事業の一部，猿谷ダムの余水吐の水理型実験結果について概説するものである。

本ダムは直線型重力コンクリートダムで，越流式余水吐を採用する (表—1)。

下流河川はダムの下流で急に左曲しているので，余水吐斜面を流下する高速流は，流れの方向に跳水に必要な長さを充分に取り得ず，高速射流を跳水と同時に平面的に曲げなければならぬので，これに対する方策として，門扉を一門減じ導流壁の絞りをなくし，副ダムを設置する等通常の対策の外，更に水叩内部に流れの方向に走る三本のガイドバッフル (導囲壁 Guide baffle と称することにする) を設置せざるを得ない結果となつた。なお，門扉半開操作の越流係数について越流深と開度の一次式として比較的良く整理出来ることが判明した。

表—1 寸法表示

名　称	現地寸法
余水吐全幅	30 m
越流頂標高	EL. 425.50
余水吐高 (水叩より越流頂まで)	52.50 m
門　数	7.50 m×4
水叩楽高	EL. 373.00
シルの高さ	EL. 378.25
通常洪水量	1300 m³/sec
計画流量	2060 m³/sec
越流深	10.50 m

改良第3案による。

Ⅱ 製作及び準備

〔1〕 製　作

本ダムは水叩上より越流頂迄 52.50 m を有し，通常洪水は 1.300 m/sec とし，最大は異常洪水の場合，約

表—2 換算表

名称	模型	現地
長さ	1	25
面積	1	625
流速	1	5
流量	1	3125
圧力	1	25

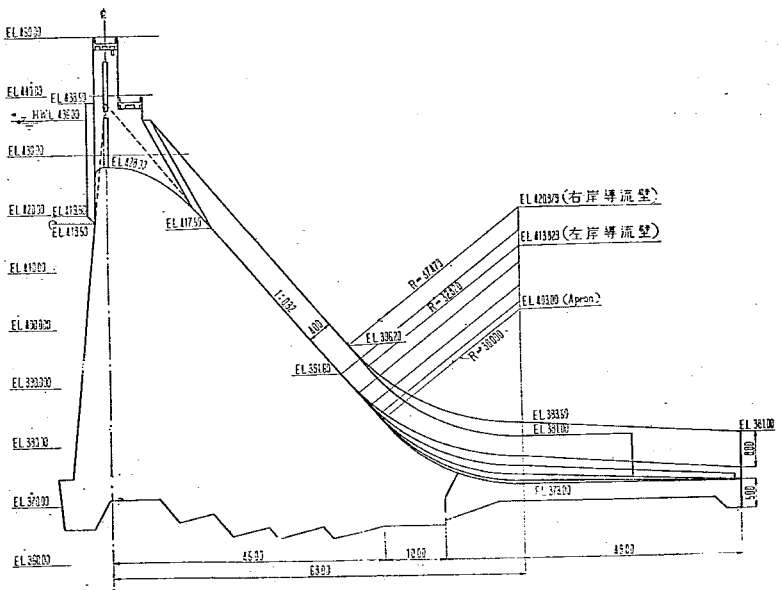
2.060 m³/sec を実験の対象とする。模型は 1/25 とし，形状及び流量・流速等の換算は Froude の相似率が成立するものと考えた（表—2）。

模型は堤体及び水叩は木製とし，下流部は測点 10 迄製作，表面はモルタル粗面仕上げとし，水叩末端より測点6迄は移動河床となし得る如く，箱型部分を製作しておいた。ダムより上流の地形は比較的影響少なきものと認め，実験の都合で製作を省略した。下に原案の図面を示す（図—1，2）。

〔2〕 下流水位

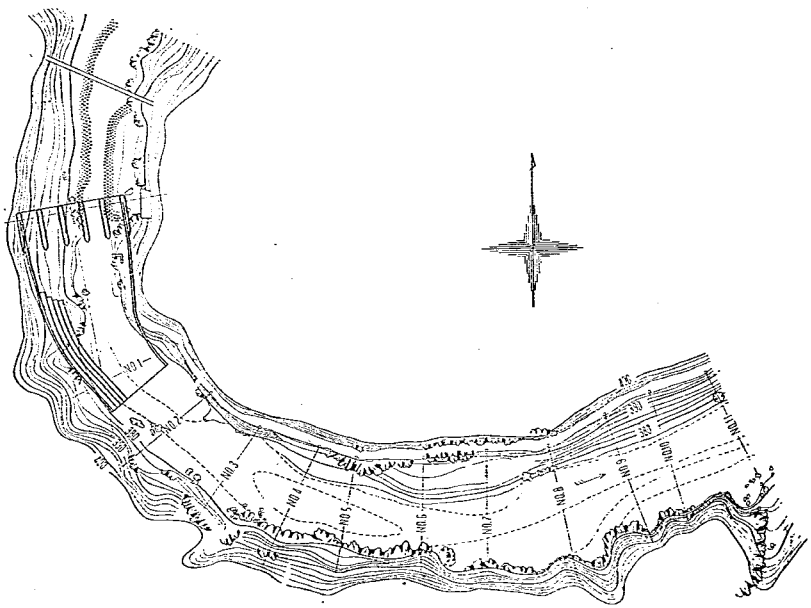
ダム下流の水位は水叩部を設計する重要な資料であるので，一応 Mannig の粗度係数を 0.035 として図式計算* により求め，之を二次元の場合の所要跳水水位と比較すると図—3，4 の如くなる。

測線6附近で支配断面となり，計算上はそれより下流の水位は，上流には無関係となるが，実験では下流水位は測線8附近で保持することにした。然し実験の結果は，自然の水位より高い水位を必要とすることとなつたので，副ダムの設置が必要となり，実際には下流水位は副ダムの高さ及び越流係数に関係するが，これについての詳細の実験はしない事になつた。

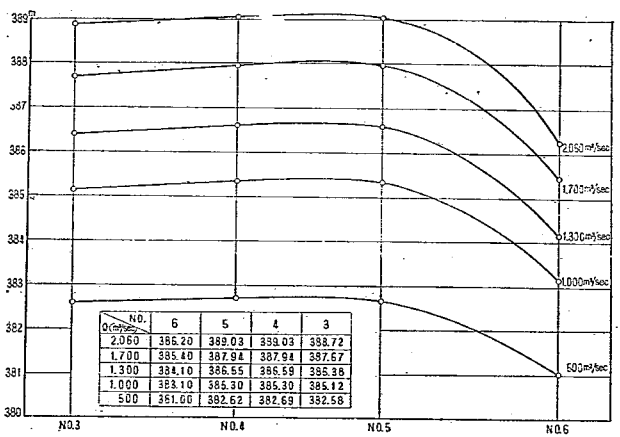


図—1 原案ダム側面図

* Civil Engineering, Aug., 1953.

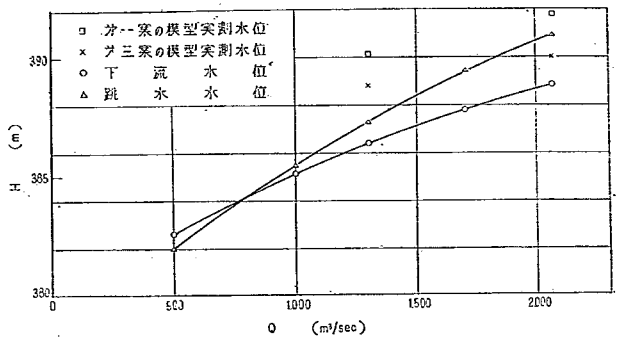


図―2 原案ダム下流平面図

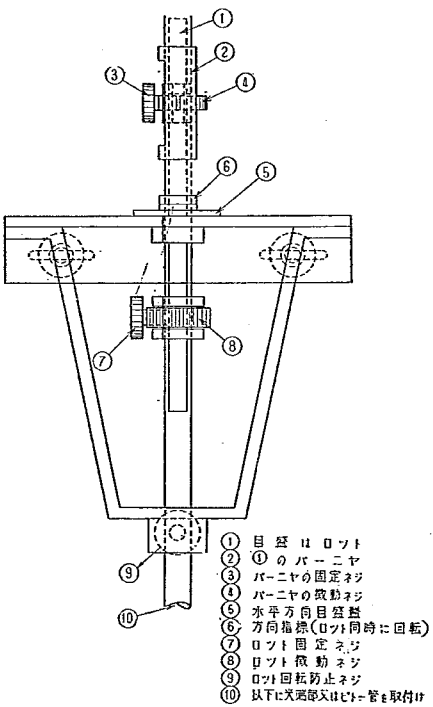


Q(m³/sec) \ NO.	6	5	4	3
2,050	386.20	389.03	389.03	388.72
1,700	385.40	387.94	387.94	387.67
1,300	384.10	386.55	386.59	386.38
1,000	383.10	385.30	385.30	385.12
500	381.00	382.62	382.69	382.58

図―3 改良案（4門案）の自然下流水位従断図



図—4 下流水位流量曲線図



図—5 水面測定器説明図

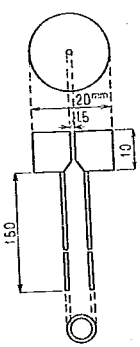
〔3〕 測定器具

(1) 水位及び流速測定器具

ポイントゲージは 2.5 mm までの目盛を附し，バーニャで 0.25 mm 迄読み得るもので，先端をピトー管に変えることにより，流速測定にも兼用した。流向の測定の便利のために，鉛直軸の囲りに回転できる様な構造とした（図—5)。

なお，越流係数に関する実験は従来からある 1 mm 目盛，バーニャー 0.1 mm のポイントゲージによつた。

(2) 流量測定施設



図—6 ピエゾメーター断面図

流　量　測　定　堰

	越流巾 (mm)	堰の巾及び深さ (mm)	使用公式	使用対象	備考
堰 Ⅰ	2.495	5.000×1.300	沖公式	第3章	五十里藤原実験と同じ
堰 Ⅱ	2.000	4.000×1.000	〃	第3章〔3〕	小河内実験と同じ
堰 Ⅲ	500	1.000×0.575	〃	小流量	

流量測定は鋭縁堰により公式により算出した。使用した堰は上記の三種である。

（3） 平均圧力測定装置

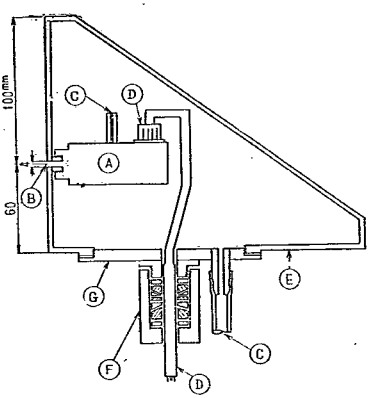
平均圧力測定用ピエゾメーターは，図—6の如く 2.0cm の円形中心部に 1.5mm の穴を開けてあり，之をビニール管で内径5mmのガラス管に導いて読んだ。

（4） 変動圧力測定装置

図—7の如く，内径4mmのピエゾメーターに Statham 製（図—30D点）及び東洋測器製（図—30 A, B, C点）の差圧計を直接取付け，全体を水密な金属製の箱として箱の内部をビニール管で連結して大気圧と等しくした。変動は箱から導かれた電流を横川製電磁オシログラフ3Nに接続して測定した。

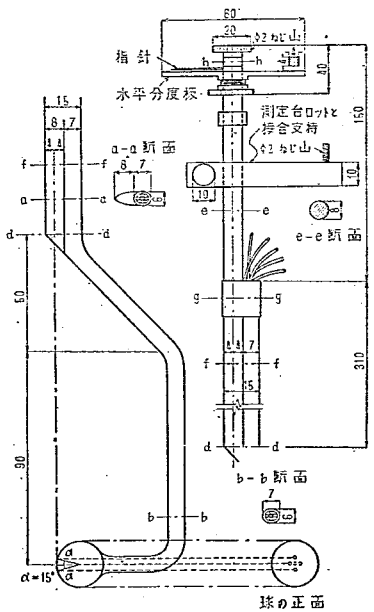
（5） 5管式球形圧力計 (Staukugel)

シル上での流向を測定するために設計されたもので，平均の流向を測定するに便利である。必要に応じ流速



Ⓐ プレッシャーゲージユニット
Ⓑ 測定圧力を加える開孔
Ⓒ 差動々作を行わせるために差圧を加える
Ⓓ 差計に接続するコンセント
Ⓔ 圧力測定用装置箱（真鍮製）
Ⓕ コンセント引出口で箱内圧力の密閉装置
Ⓖ プレッシャーゲージユニット出入口蓋

図—7　変動圧力測定説明図



図—8　五管式球形圧力計

も測定し得る*（図—8）。

Ⅲ　固定河床による実験

〔1〕方針

先ず固定河床により工法の適否につき大略の傾向を知る事にした（表—3参照）。原案の状態で水を流した結果，写真—1，2の如く余水吐を落下する射流は跳水を起さず，右岸山腹を攻撃し，測線6を越えても射流の状態で水叩は全く静水池の役目を果していない。

したがつて原案を実施可能な案に改良するためには，次の如き根本的対策が必要とされる。即ち

（i）　門数を一門減じ全越流幅を 10 m 減じ 30 m とすることにより，高速流を絞る事による好ましくない影響を除く。

（ii）　副ダムを設置することにより，水位を保持してエプロン内部を静水池とする。

（iii）　エプロン内にガイドバッフル（特殊の跳水を助長し，流向を変える工作物）を設ける。

従来跳水を安定させるため，勢力減殺のため，跳水の長さを短縮する為等の目的で，種々の水叩内部の工作物が計画され，設置されて来たが，本ダムの如く，跳水を助長し転向させる目的に使用したものは見ない様である。本ダムは水叩が曲つているために，副ダムにより下流水位を保持しても，高速流はエプコンの底部をはつて直進し，右岸山腹を集中攻撃するので，直線水路の場合の如く，充分に射流の勢力を減殺するに至らない。此の場合，考えられる方法として水叩にカントを付する場合と，階段をつける場合とが考えられる。両者を比

表—3　固定河床実験一覧表

図面説明					写真説明				
図面番号	名称	下流水位	流量 m³/sec	備考	写真番号	名称	下流水位	流量 m³/sec	備考
10	流速 Ⅰβ1	EL. 393	2.060		1	流況	Jet	1.060	改造以前
11	〃 Ⅰβ2	〃 390	〃		2	〃	〃	〃	〃
12	〃 Ⅱβ1	〃 393	〃		3	〃	EL. 390	〃	〃
13	〃 Ⅱβ2	〃 390	〃		4	〃	〃 〃	〃	門数及び導流壁の改造
14	〃 Ⅱα2	〃 〃	1.300		5	〃	〃 〃	〃	〃
15	〃 Ⅲβ2	〃 〃	2.060	ガイド・バッフル高 3 m	6	〃	〃 388	〃	〃
					7	〃	〃 〃	1.300	〃
					8	〃	〃 390	〃	〃
					9	〃	Jet	2.060	〃
16	〃 Ⅲβ1	〃 393	〃	〃	10	〃	〃	1.300	〃
17	〃 Ⅲα2	〃 390	1.300	〃	11	ガイド・バッフル	ナシ	ナシ	ガイド・バッフル高 4 m
18	〃 Ⅳβ	〃 384	2.060	〃	12	流況	EL. 388	2.060	ガイド・バツフル高 4 m
19	〃 Ⅳα	〃 〃	1.300	〃	13	〃	〃 390	〃	〃
20	〃 Ⅳβ	〃 〃	2.060	ガイド・バッフル高 4 m	14	〃	Jet	1.300	〃
					15	〃	EL. 388	〃	〃
21	〃 Ⅳα	〃 〃	1.300	〃	16	〃	〃 390	2.060	ガイド・バッフル 4 m 副ダム取付
↳ 名称（Ⅳβ，Ⅳα）各々2種には副ダム取付。詳細は図—18，19，20，21 を参照の事。					17	〃	〃 390	〃	〃

* "Strömungsmessuungen wit der Staukugel" Zeitschrift des Vereines Deutsche Ingenieur. Bd 79, Nr 51, 21., Dezember 1935.

較すると，

（イ）　カントの場合　高速射流を曲げる為に必要なカントは相当大であり，一方下流常流部の彎曲流に原因して起る左右岸の水位差は極めて小である。したがつて外側部に適当した水深を保持するためには，下流水位は極めて大なることを要し，高い副ダムを必要とするばかりでなく，内側部は潜流となり，エネルギーは比較的減殺されない。これに対して内側部に適当した水位を用いた場合は，外側部は勿論水位不足を来し，恐らくジェットとなつて飛ぶ結果となるであろう。更にカントを流量大なる場合に適当した値を持たせるときは，流量小なる場合には，水流は内側に集中する結果となり，好ましくない。

（ロ）　階段の場合　射流は高さの低い階段は乗り越えるものであるから，流れを曲げるためには，高い階段を数少く設置する必要がある。この場合は，流量小なる場合に内側へ集中する傾向はなくなるが，下流水位との関係は（イ）の場合と同様で好ましくない。

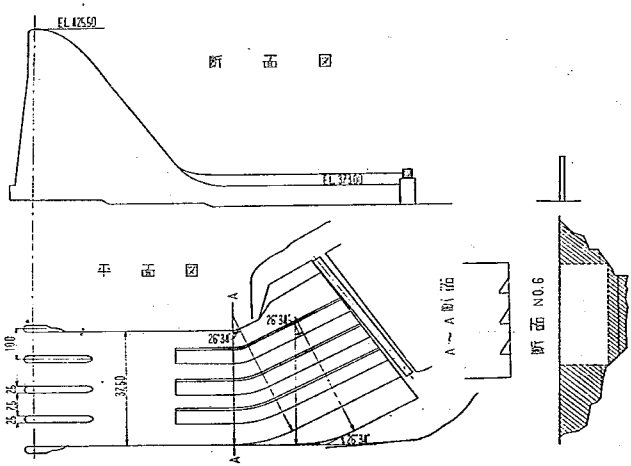
以上二種の対策は下流水位と適合せず，且つ掘削及びコンクリート量が膨大となり，実施困難なためこの構想を生かし，工費も余り増さず，然も水流を曲げる効果を持つ様な工作物を工夫する必要上，図—9，写真—11の様なガイド・バッフルの案を採用せざる得なかつた。

即ち（i）（ii）の外に，対策として水叩内部にガイド・バッフルを設置する実験を行う事になつた。

〔2〕 実　験

実験Ⅰ　原案につき，下流水位5種（EL. 393, 390, 388, 386 及び射流の場合）及び流量 2.060 m³/sec について実験を行つた。写真—1，2 及び写真—3に見る如く，副ダムのある時は勿論であるが，副ダムにより水位を保持しても，右岸山腹を著しく攻撃する事がわかる。

実験Ⅱ　前節対策（i）図—9により門数及び導流壁を改造し，水叩の絞りをなくし，更に下流水位によつ



図—9　橋脚間隔導流壁 G.B 副ダム説明図

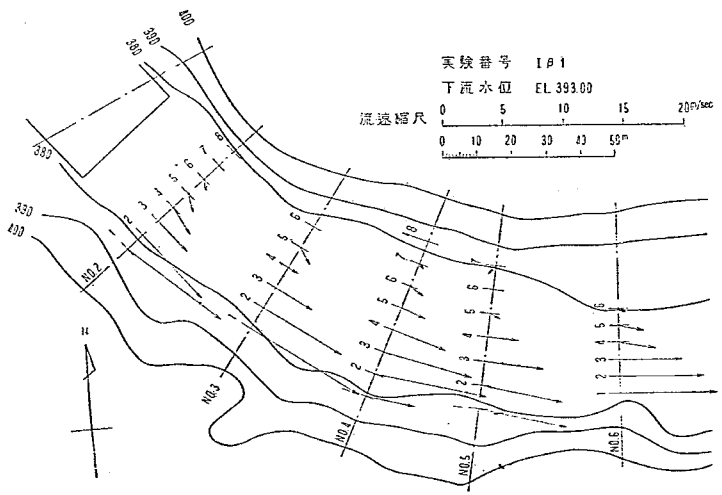
てエネルギーの減殺を計るため，下流の水位調節装置により水位を5種，流量を 2.060 及び 1.300 m^3/sec の大小2種につき流況を観察した。写真—4と写真—5を比較すると，導流壁に当る攻撃力は原案より減少している如く見受けられるが，右岸山腹の攻撃は必ずしも減少していない。写真—4と6を比較すると，流水位が2m減少した事により，右岸山腹への攻撃力は著しく大となつている事が判る。写真—7及び写真—8により流量小なる場合も同様な事が言える。副ダムがないと，写真—9及び写真—10 の如く流量大なる場合は勿論流量小なる場合も非常に悪い状態となる。

実験Ⅲ 次に対策(iii)により高さ3m のガイド・バッフルを設置し，同様に水位及び流量を変化せしめて流況を観察し，次に高さ4m のガイド・バッフルに改造した。写真—11 は高さ4m のものである。写真—12 及び 13 と写真—4及び6を比較すると，ガイド・バッフルの有無により右岸山腹の攻撃が著しく減少していること，及びガイド・バッフルがあつても，副ダムにより水位の保持は絶対必要であることが判る。なお流量が小なる場合でも，副ダムを造らなければ跳水は起らない (写真—14)。但し写真—15 と7を比較すると，流量小なる場合はガイド・バッフルの効果により下流水位が低くとも (EL. 388 m) 跳水が有効に生じ右岸の攻撃が減少している事が判る。

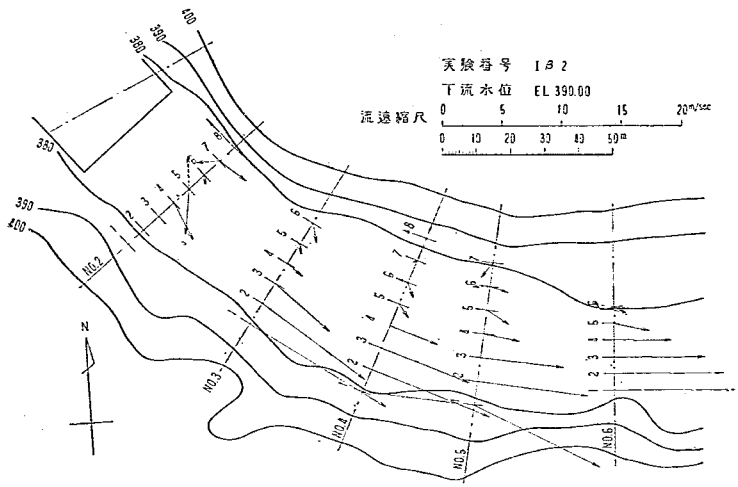
ガイド・バッフルの高さによる影響は顕著でない (写真—13 及び 16)。

実験Ⅳ 更に対策 (ii) により測線6附近に副ダムを築造するものと仮定し，其の越流頂高を模型で必要な最小限と思われる EL. 384.00 とし，水通し巾 34 m として実験を行つた (写真—17)。此の場合，水位は 2.060 m^3/sec の場合，EL. 393.00 程度にまで高められた。

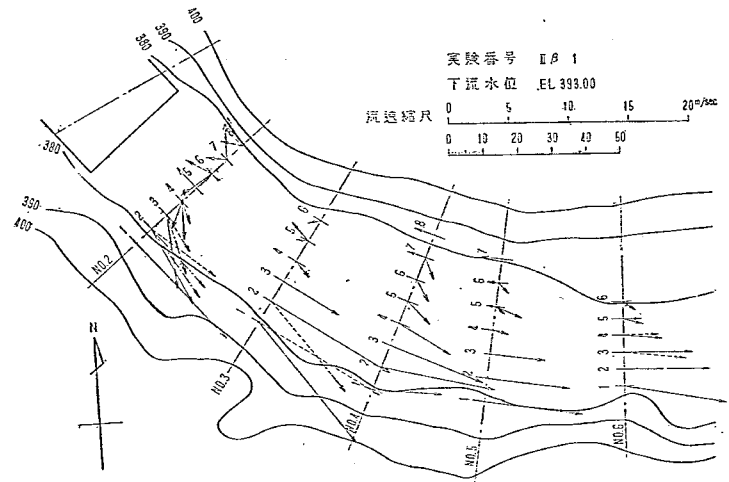
流速分布 各実験について水叩より下流部の流速を測定した。その結果は図—10 より図—21 までである。



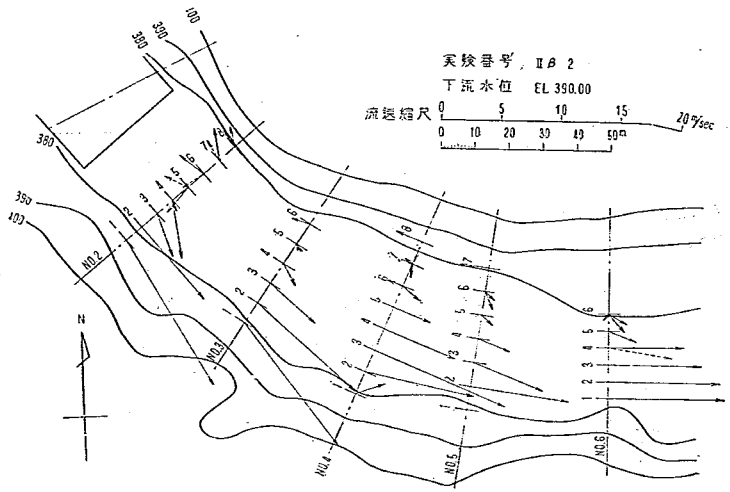
図—10 下流断面流速比較図



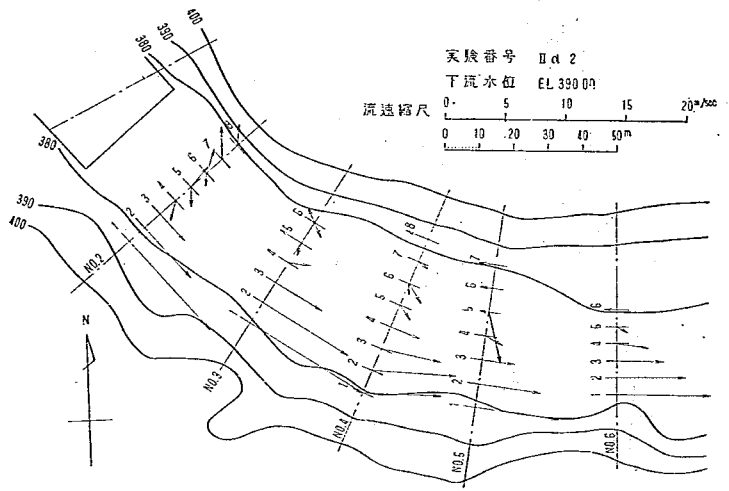
図—11　下流断面流速比較図



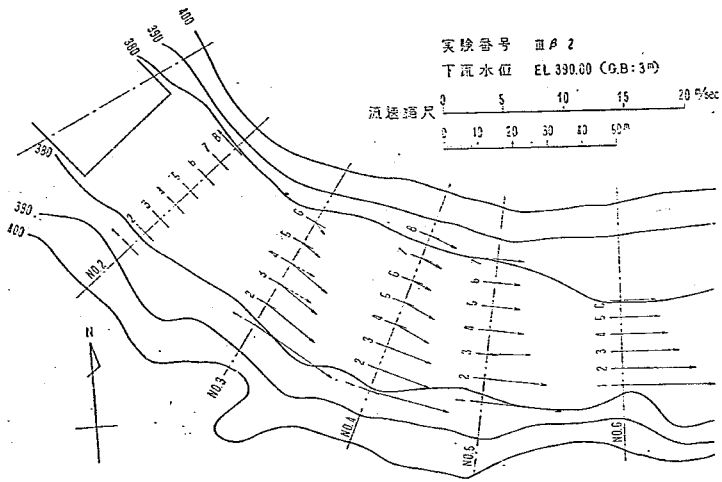
図—12　下流断面流速比較図



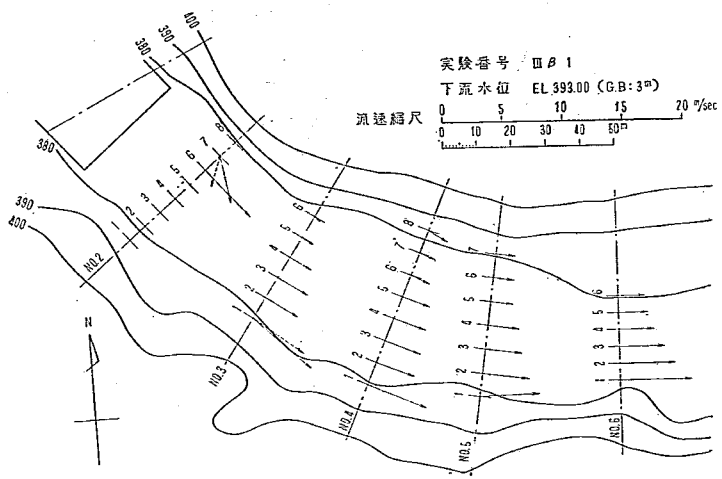
図—13 下流断面流速比較図



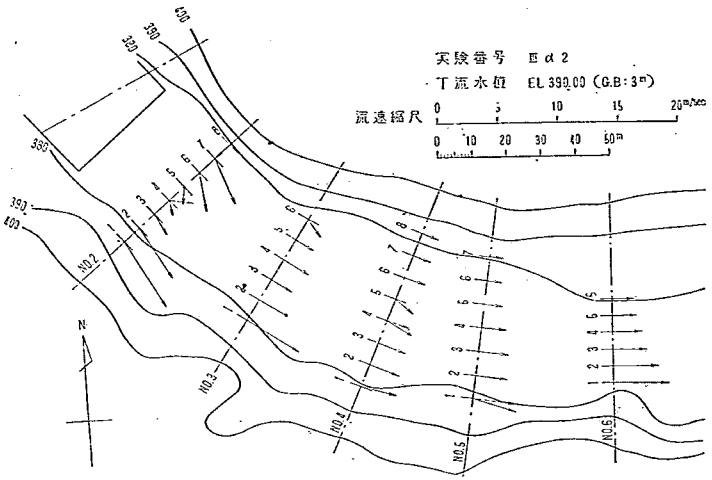
図—14 下流断面流速比較図



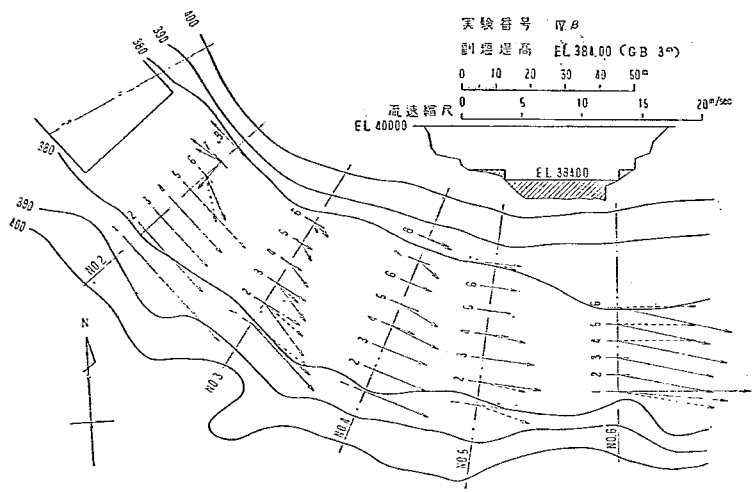
図—15 下流断面流速比較図



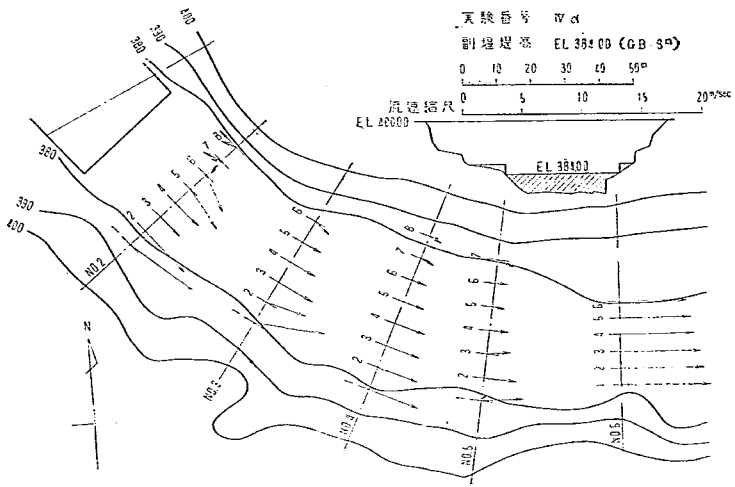
図—16 下流断面流速比較図



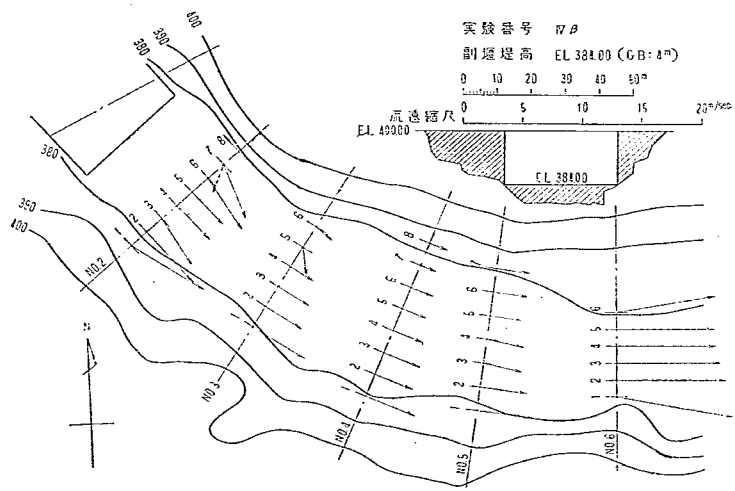
図—17 下流断面流速比較図



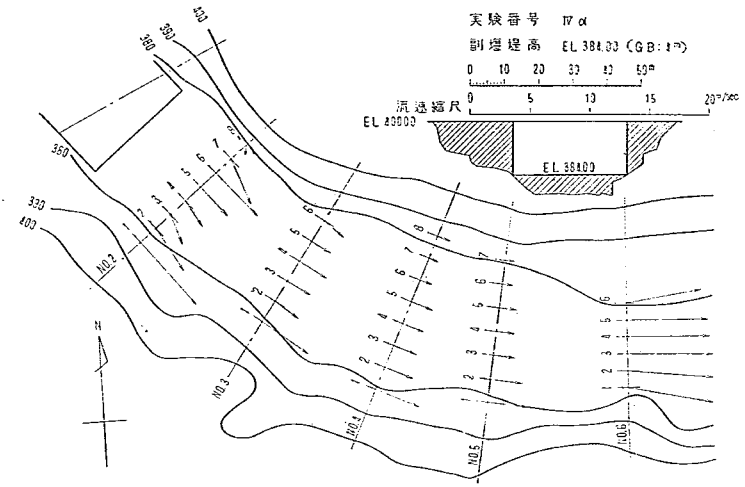
図—18 下流断面流速比較図



図—19 下流断面流速比較図



図—20 下流断面流速比較図



図—21 下流断面流速比較図

この結果より見ても，実験Ⅰの場合は勿論，実験Ⅱの場合も下流水位を保持しても右岸へ片寄つて流れる。しかるにガイド・バッフルを置いた実験Ⅲの場合は，下流水位を保持する時は，流れが左右均等になつていることが明瞭に判る。

Ⅳ 移動河床による実験

〔1〕 方 針

前章〔1〕に述べた3種の対策が何れも有効で，必要欠くべからざるものである事が判明した。本章では更にこれを現地に応用する具体的方法について検討を進めた。即ち現地の仮締切は，丁度水叩先端部にあり，補強すると水叩のシル (Sill) に利用できると考えられたので，これの高さを3種 (EL. 375.25, 378.25, 381.00) 実験した。これと副ダムの高さ3種 (EL. 384.00, 381.00 及び副ダムなし) 及び両岸を直壁にした場合との組合せにより表—4の如き実験を行つた。尚，門扉を不対象に操作する事による水叩内部への土砂の巻込の可能性の問題をも併せ検討した。

〔2〕 実 験

判定資料として，移動河床用の箱型部に径 14～16 mm の砂利を入れ，1.5 時間通水して洗掘状態を示す等高線を撮つた。

これ等の等高線と下流部の流速の資料とを参考として，現地にて採用し得る改良案として次の三案を選んだ (表—5)。

表—4 洗 堀 実 験 一 覧 表

型式	実験番号	流量 (m^3/sec)	導流壁	バッフル高	副ダム高	備考
A 型式	A 11α3	1300	現地案	EL. 375.25	ナシ	越流時間：90分
	A 11β3	2060	〃	〃	〃	
	A 12α3	1300	〃	〃	EL. 381.00	
	A 12β3	2060	〃	〃	〃	
	A 13α3	1300	〃	〃	〃 384.00	
	A 13β3	2060	〃	〃	〃	
	A 22α3	1300	〃	〃 378.25	〃 381.00	改良第3案
	A 22β3	2060	〃	〃	〃	
	A 23α3	1300	〃	〃	〃 384.00	改良第2案
	A 23β3	2060	〃	〃	〃	
	A 31α3	1300	〃	〃 381.00	ナシ	
	A 31β3	2060	〃	〃	〃	
AE 型式	AE 22α3	1300	〃	EL. 378.25	EL. 378.25	
	AE 22β3	2060	〃	〃	〃	
B 型式	B 23α3	1300	左岸直壁	〃	〃 384.00	
	B 23β3	2060	〃	〃	〃	
BC 型式	BC 22α3	1300	両岸直壁	〃	EL. 381.00	
	BC 22β3	2060	〃	〃	〃	
	BC 23α3	1300	〃	〃	〃 384.00	改良第1案
	BC 23β3	2060	〃	〃	〃	
	BC Ⅰ 13γ3		〃	〃 375.25	〃	ゲート操作
	BC Ⅱ 13γ3		〃		〃	
C 型式	C 23α3	1300	右岸直壁	EL. 378.25	〃	
	C 23β3	2060	〃	〃	〃	
D 型式	D Ⅰ 13γ3		現地案	EL. 375.25	〃	ゲート操作
	D Ⅱ 13γ3		〃	〃	〃	
	D Ⅲ 13γ3		〃	〃	〃	
	D Ⅳ 13γ3		〃	〃	〃	

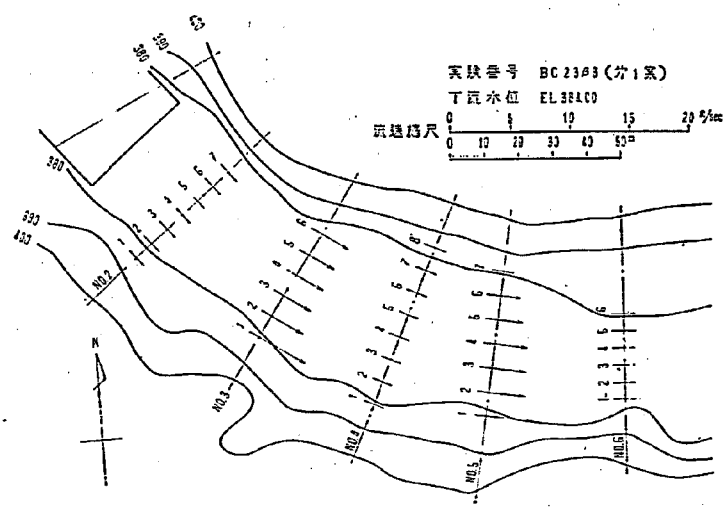
表—5 改 良 案 三 種

	副ダム水通部の高さ	シル高	備考
第1案	EL. 384.00	EL. 378.25	水路巾はシルの位置迄変えないで両岸を直壁とする。
第2案	〃 384.00	〃 384.00	平面曲線の終点より下流の導流壁は EL. 381.00 以上を後退して山腹えコンクリートをはつてもたせる。
第3案	〃 381.00	〃 381.00	

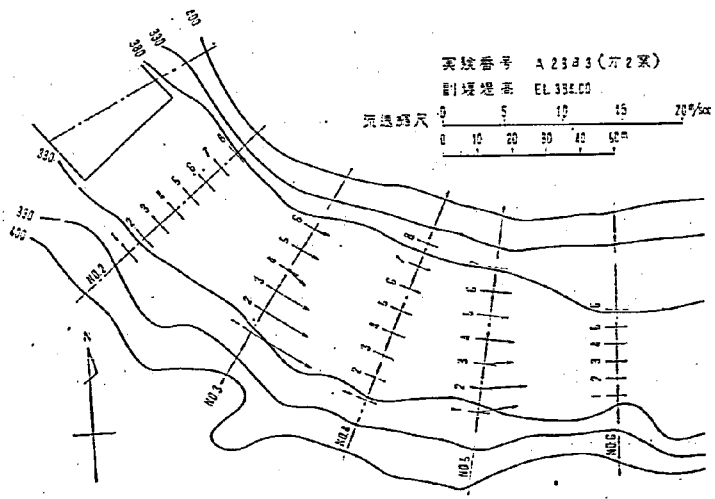
写真—18 より 23 まで及び図—22 より 27 迄はこれ等3案に対する洗掘深の等高線及び流速図である。等高線の数字は EL. 373.00 を基準とした模型での深さを現地に換算したもので，勿論単なる比較のためで現地の実際の洗掘深を意味するものではない。なお，以上の三案以外の資料は省略し，単に次の最大洗掘深—最大流速比較図（図—28）を示すに止める。

〔3〕 実施案の大綱の決定

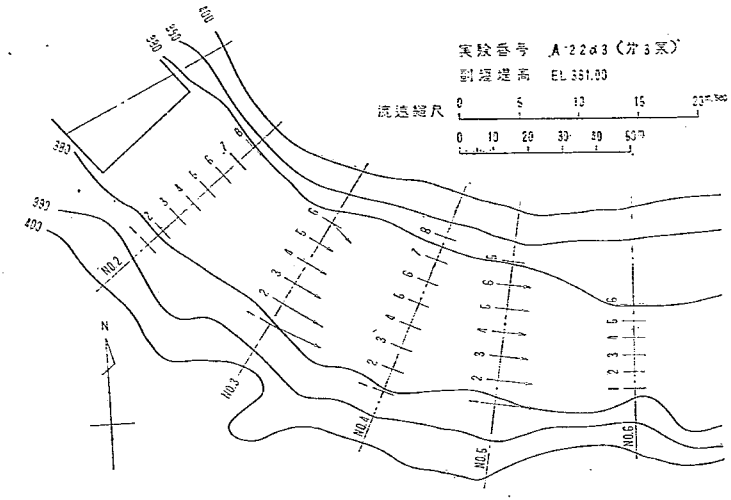
以上の三案の内，いずれを採択すべきかについては本節の外，後述の門扉の操作及びガイド・バッフルの圧力等の各節を参考にするは勿論，経済的な問題も考慮して決定さるべきである。これについては昭和 30 年9月に関係者が集り協議した結果，第3案による方針に決定したので，以後の実験は此の方針により進められた。以後越流頂の形状（第Ⅳ章）及びガイド・バッフルの位置及び高さシルの形状等若干の修正が加えられ，最終



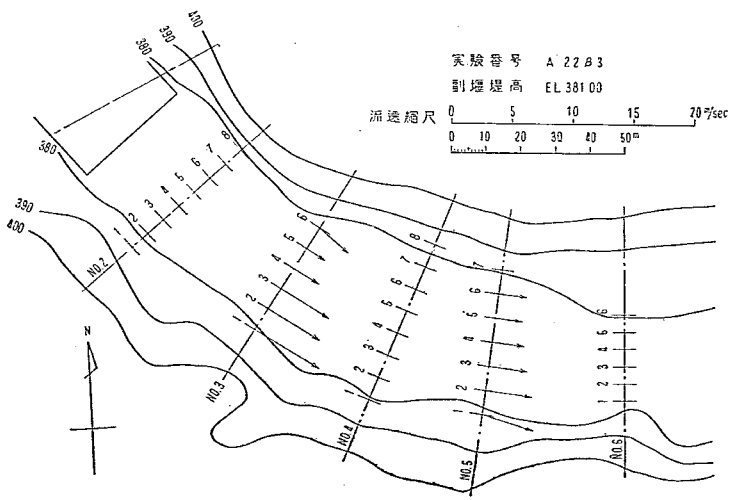
図—22 下流断面流速比較図



図—23 下流断面流速比較図

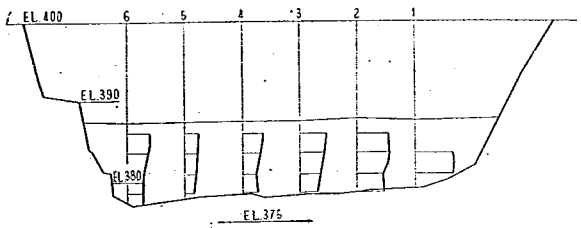


図—24　下流断面流速比較図

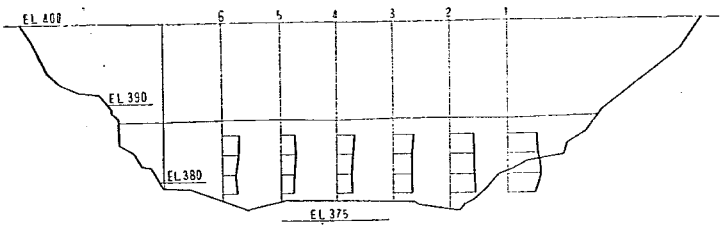


図—25　下流断面流速比較図

測 線 No. 3 実験番号 A 22α3(第3案)

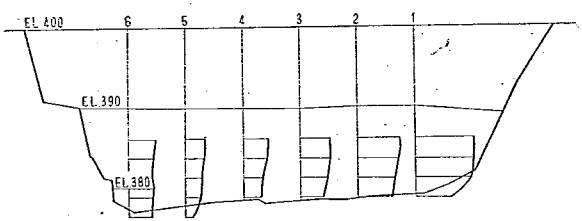


測 線 No. 5 実験番号 A 22 α3(第3案)

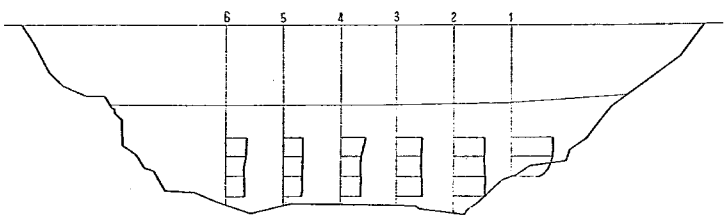


図—26

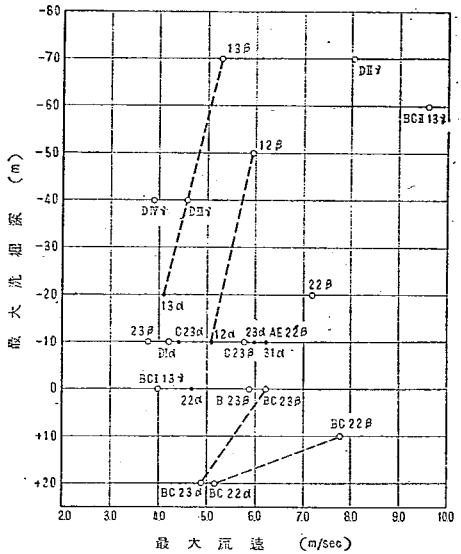
測 線 No. 3 実験番号 A 22 β3(第3案)



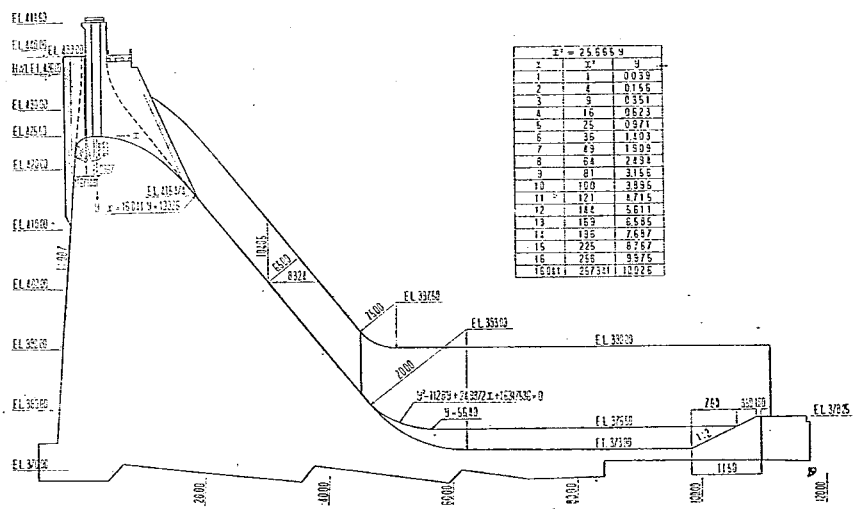
測 線 No. 5 実験番号 A 22 β3(第3案)



図—27

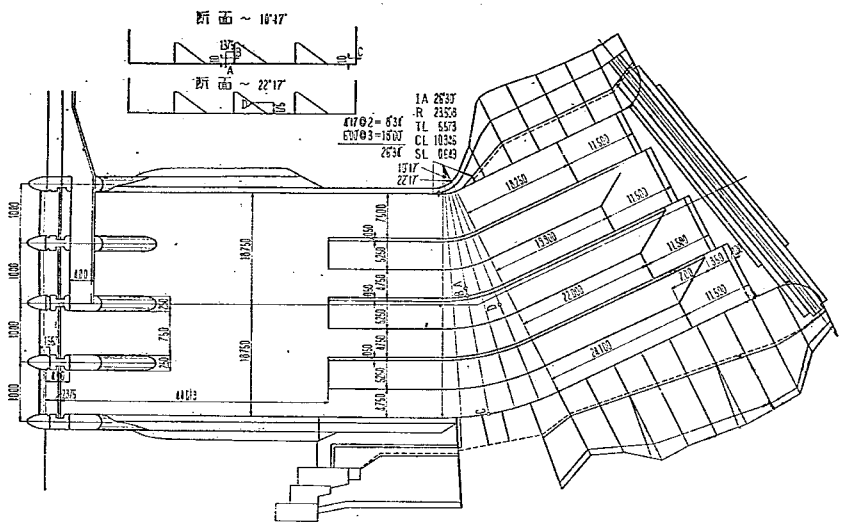


図—28　最大洗掘深—最大流速比較図



x' = 25.565 y		
x	x'	y
1	1	0.039
2	4	0.155
3	9	0.351
4	16	0.623
5	25	0.971
6	36	1.103
7	49	1.909
8	64	2.494
9	81	3.156
10	100	3.895
11	121	4.715
12	144	5.611
13	169	6.585
14	196	7.637
15	225	8.767
16	256	9.975
16.0011	257.301	10.025

図—29　最終実施案側面図



図—30 最終実施案平面図

的実験は図—29, 30 の如くである。

〔4〕 門扉の操作に当つての注意

本ダムの如く，下流河川が曲つている場合には，門扉の操作をあやまると，水叩内部に土砂を巻込む可能性がある。このために，図—31，表—4に示す6種の実験を行い，その結果下流河川の流速分布は図—32 より 37 までの如くである。此等の内，最悪の場合は左岸2門を開き右岸を閉じた場合で，写真—24，図—38 の如き結果となる故，此の様な操作は絶対に行つてはならない。

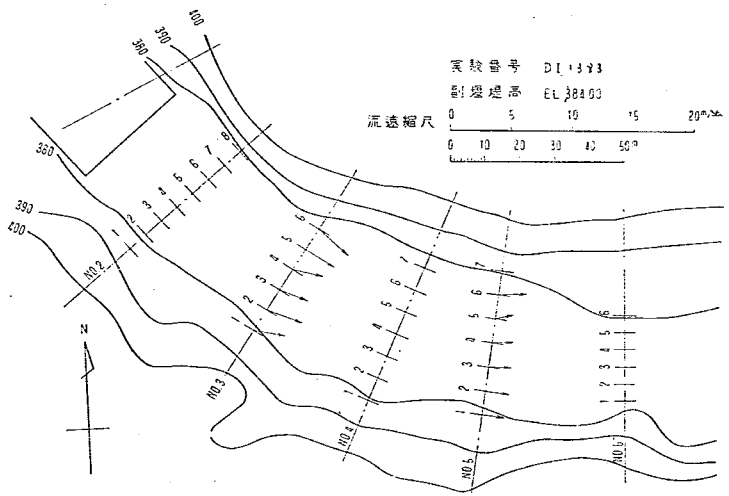
実験の内，BC I 13r3 も水叩内部に土砂の巻込があつた。他の4種の実験については，模型に於て実際に土砂の巻込は起らなかつたが，然しこれによつて，現地においても土砂の巻込がないと考える事はできない。

この様な危険を除去するために，前節の方針決定後次の実験を行つた。これ等の巻込は，左岸側に逆流が生じるためで，これをなるべく避ける目的で導流壁を前に出した実験を行つた。

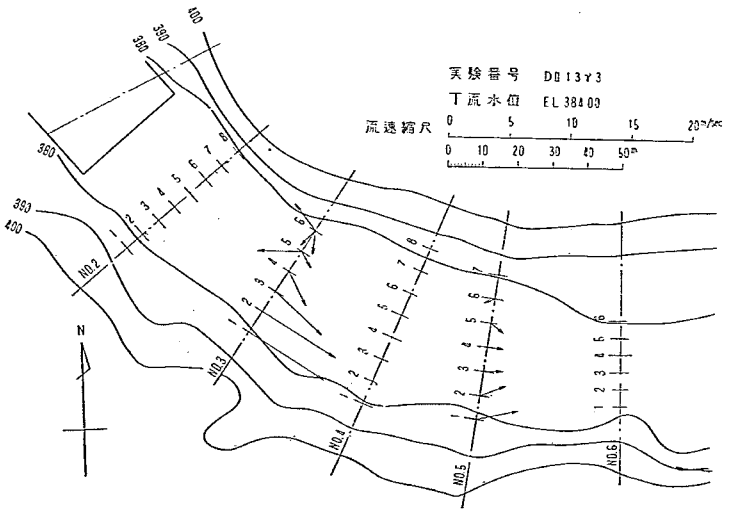
前〔2〕の実施案を立案する時は，図—39 斜線の部分を EL. 381.00 m 程度までに高めて置けば，逆流をかなり減少できると考え実験の裏付はなかつた。第3案を採用することになつたので，これに関し実験をする必要が生じた。先ず図—39 の斜線の部分を EL. 376.50, 378.75 及び EL. 381.00 の3種に変化せしめ，流況を観察し，略々シルと同高で良いと推定した。次に，シル上 10 cm，左岸より 20 cm に5管式球形圧力計を置き（図—39），平面的な流向を観測した。これは，シルを越えてエプロン内部え巻込む恐れがあると考えられたからで，即ちこの部分の流れは非常に乱れているので，測定した流向が下流より上流に向いていなくてもシルと平行に近い流向になると，巻込まれると考えられるからであつた。巻込みを測定する位置は図—39 に

	記　　号	門　扉　操　作　図
1	BCI — 1373 DI — 1373	左岸　右岸　EL.436.00
2	BCII — 1373 DII — 1373	
3	DIII — 1373	EL.430.75
4	DIV — 1373	

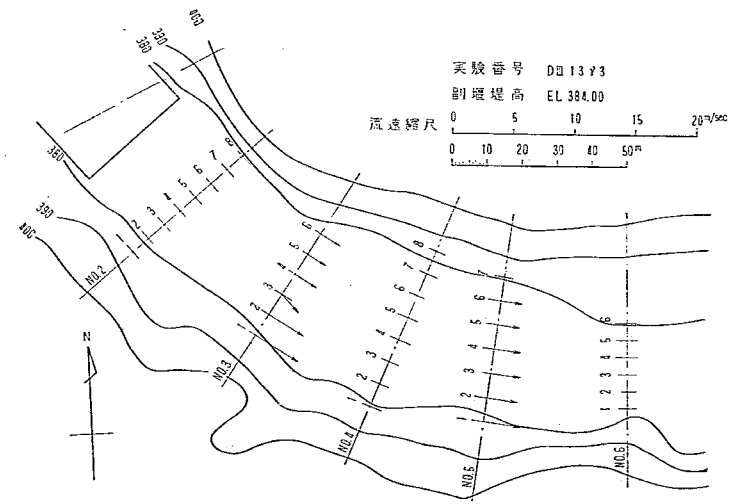
図—31 門　扉　操　作



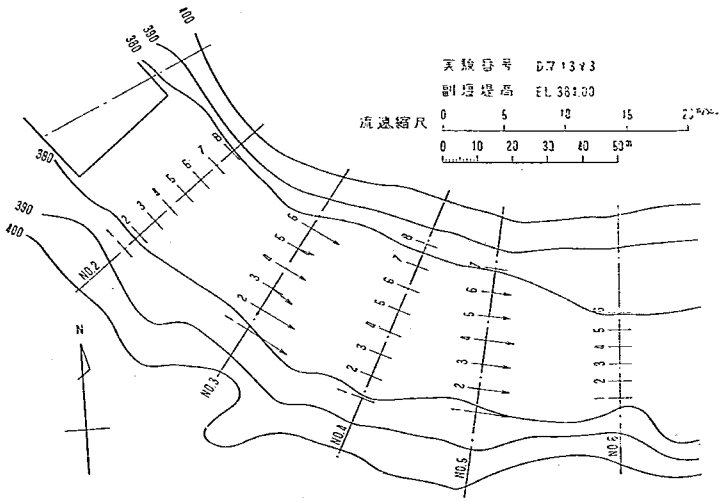
図—32 下流断面流速比較図



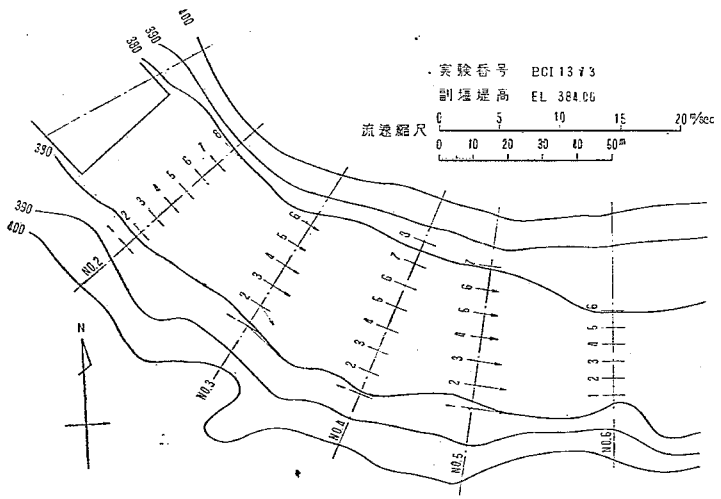
図—33 下流断面流速比較図



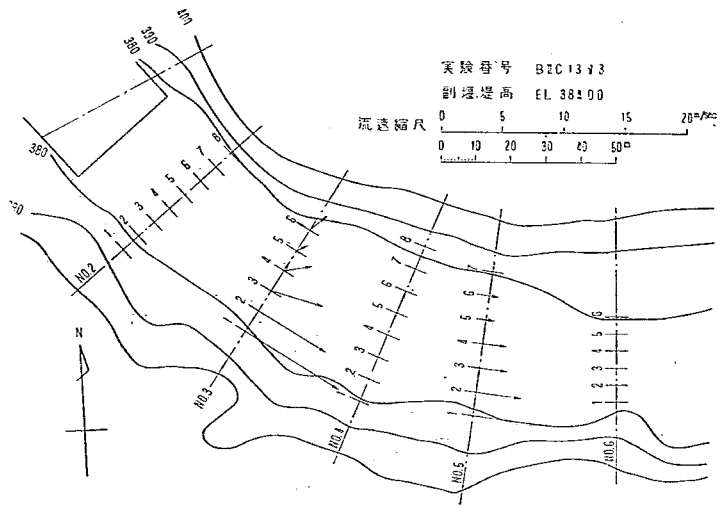
図—34 下流断面流速比較図



図—35 下流断面流速比較図

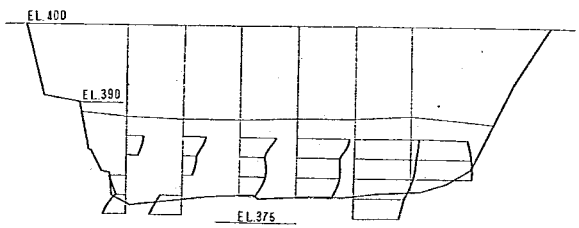


図—36 下流断面流速比較図

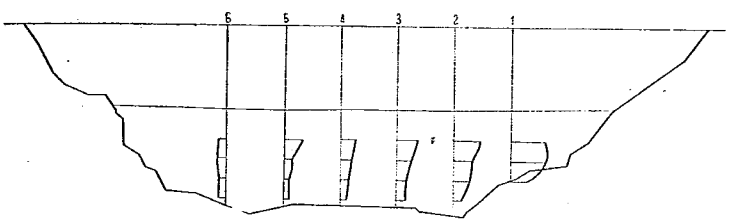


図—37 下流断面流速比較図

測 線 No. 3 実験番号 DⅡ 13 γ 3



測 線 No. 5 実験番号 DⅡ 13 γ 3



図—38

図示の如くである。

図—39 の測定位置において，次の二つの場合について流向を測定し，図—40 に図示した。

（i） 右岸2門自由溢流，左岸2門半開　　（ii） 左岸2門自由溢流，右岸2門半開

開度は　全開 10.5m，7割開度 0.7×10.5m，4割開度 0.4×10.5m　の三種である。

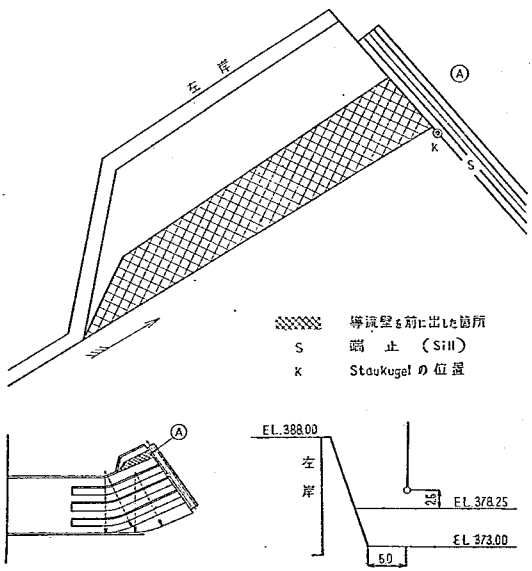
測定結果から，貯水池水位が計画高水位に近い場合，いずれか一方の門扉を半開する必要を生じた場合は，右岸2門を半開にして左岸門扉を自由越流させた場合の方が逆流現象に対しては幾分有利の様に思われる。

図—40（b）は左岸の導流壁の下部を前に出さない場合で，貯水池水位を堤頂上 10.5m に保つた時を示している。即ち，此の場合は平均の方向が 70° 位であるので，流れの時間的変動を考慮する時は，下流の土砂を巻込む危険はかなりあるものと予想される。従つて逆流の現象を考慮するときは，左岸の導流壁の下部を前に出す必要があるものと判断される。

V　導流壁及びガイドバッフルの圧力

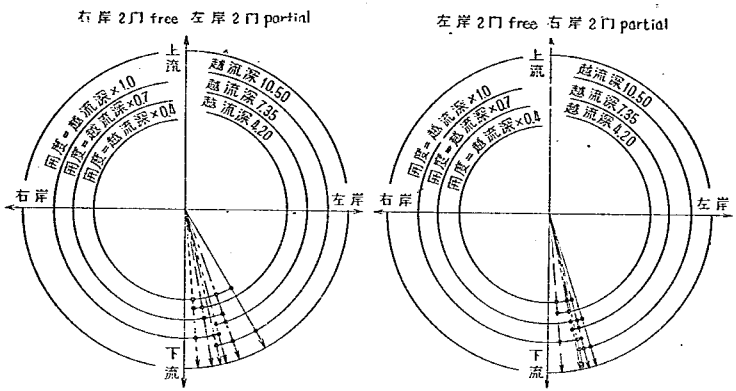
〔1〕 方　針

Ⅱにおいて，水叩内部での射流の方向変換強制のため止むなくガイド・バッフルを設ける案を採用することに決定したことは，既に述べた処である。この構造物は勢力減殺，跳水長の短縮及び跳水中の流向変換等の役

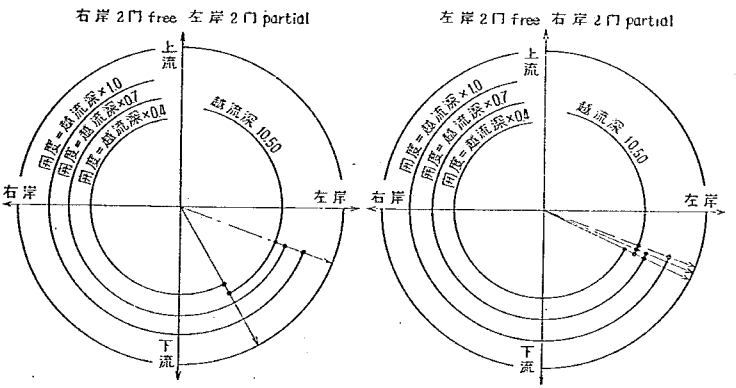


図—39 逆流測定位置図

(a) (左岸の導流壁を前に出した場合)



(b) (左岸の導流壁を前に出さない場合)



図—40 Sill 端流向説明図

目をなすものであるが，これを強制するがため，大なる平均圧力更に高周期の圧力変動を受けるものであるから，これ等の外力に対し安全な構造とすることが必要である。然るに，変動圧力については其の原因機構について力学的に解明することは，現在未解決の問題であり，したがつて相似律についても幾多の疑問があり，且つこの型式の構造物は未だ実施された例がなく，構造物設計上必要な外力の資料を現地に報告するには，特に困難を感じた次第であるが，参考として壁面並びに底面にピエゾメーターを設置して，平均圧力を測定すると共に，圧力変動の程度を知るために，壁面に4点を選び，オシログラフによつて圧力の瞬間値を実測すること

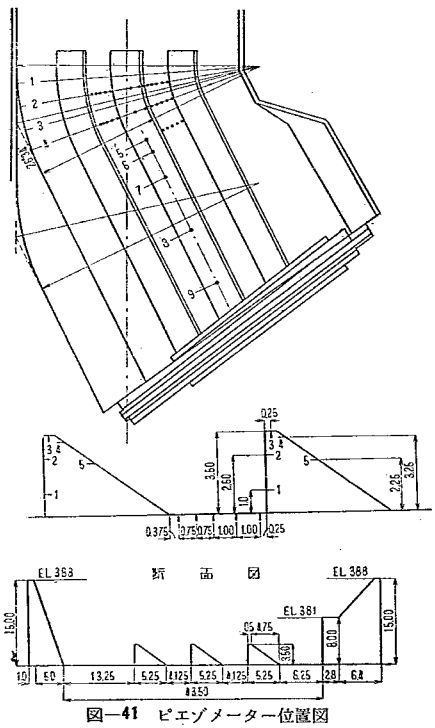
とした。

〔2〕 ガイド・バッフルに加わる圧力の縦断及び横断

ガイド・バッフルの設計に資するため，まずその最も危険な位置と圧力を知る必要がある。水平の円弧のある位置に図—41 の如くピエゾメーターを埋込み，圧力を測定した。各実験について測定した結果，最大圧力及び最小圧力の起きる位置及びその値，並びにその位置での最大圧力差を示すと，表—6 の様になる。

圧力はマノメーターで測つたエプロンよりの高さを現地に換算したものを示してある。最大圧力は測線 3,4 或はそれより下流の断面に現れると考えられ最大圧力は測点 1 に最小圧力は測点 2 に生じている。次に実験 22 B の場合の横断方向の圧力分布を示すと図—42 の如くなる。圧力はその穴の位置に加わる圧力を現場に換算してある。

次に平面的な円弧より下流における縦断面の分布を知るために，穴 1 及び 5 だけを中央バッフルに図—41 の如く設け測定した結果は図—43 の如く最大圧力は円弧の部分が最も大であり，円弧の部分を過ぎると次第に減少している。最大圧力と最小圧力との差についても同様であり，7, 8, 9 附近では静水圧分布にやゝ近ずいている。すなわち，水を曲げるに大きく役立つている部分は，7番附近までと考えて良い。圧力の示し方は表—6



図—41　ピエゾメーター位置図

表—6　ガイド・バッフルに加わる圧力表

実験番号	最大圧力 位置 Baffle	測線	断面	絶対圧力 m (現地)	圧力差 m (現地)	最小圧力 位置 Baffle	測線	断面	絶対圧力 m (現地)	圧力差 m (現地)
A 12 α 3	中央	4	1	18.200	10.200	中央	2	3	6.700	7.725
A 12 β 3	〃	3	〃	25.925	28.000	〃	3	〃	2.075	28.000
A 13 α 3	左側	〃	〃	23.050	11.550	右側	4	〃	11.300	10.000
A 13 β 3	〃	4	〃	27.800	14.250	〃	3	〃	8.675	13.500
A 22 α 3	中央	〃	〃	18.800	9.750	中央	2	〃	7.925	8.875
A 22 β 3	〃	〃	〃	25.050	20.000	〃	3	〃	4.800	19.750
A 23 α 3	左側	〃	〃	12.500	11.500	左側	4	〃	11.000	11.500
A 23 β 3	〃	3	〃	29.375	15.000	右側	〃	〃	10.000	14.750
A 31 α 3	中央	4	〃	21.425	10.125	中央	2	〃	8.000	10.050
A 31 β 3	〃	〃	〃	25.550	22.875	〃	3	〃	2.300	22.750
B 23 α 3	左側	3	〃	24.250	13.250	左側	4	〃	10.375	11.750
B 23 β 3	〃	〃	〃	28.950	18.700	右側	〃	〃	8.500	15.200
BC 22 α 3	中央	4	〃	19.125	8.000	中央	2	〃	7.250	9.500
BC 22 β 3	〃	3	〃	24.500	20.500	〃	〃	〃	3.750	19.875
BC 23 α 3	左側	4	〃	22.500	13.750	左側	4	〃	8.750	13.750
BC 23 β 3	〃	3	〃	28.550	15.800	中央	3	〃	7.125	19.625
BC Ⅰ 13 γ 3	〃	〃	〃	24.500	18.750	左側	4	〃	3.250	20.000
BC Ⅱ 13 γ 3	右側	4	〃	19.125	9.875	右側	〃	〃	9.250	9.875
C 23 α 3	左側	3	〃	22.750	11.125	左側	〃	〃	9.625	12.875
C 23 β 3	〃	〃	〃	27.625	13.500	中央	3	〃	6.625	20.500
D Ⅰ 13 γ 3	〃	〃	〃	26.050	16.750	左側	4	〃	4.800	19.150
D Ⅱ 13 γ 3	右側	4	〃	18.750	9.500	右側	〃	〃	9.250	9.500
D Ⅲ 13 γ 3	左側	3	〃	25.750	14.500	左側	〃	〃	20.250	15.000
D Ⅳ 13 γ 3	〃	〃	〃	25.250	13.500	〃	〃	〃	10.450	13.700

の場合と同じである。

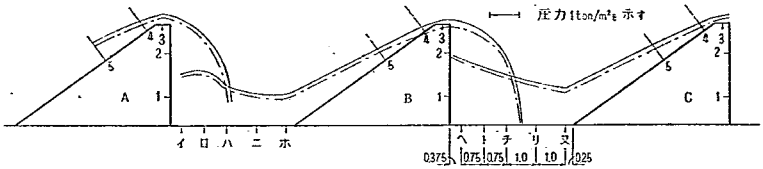
〔3〕 オシログラフによる圧力の測定

水叩内部は非常に乱れていて，圧力が時間的に変動している。現地に設置するのと同じ位置（図—30）に設けた4点の圧力の測定結果は図—44に示す如くであり，したがつて平均及び最大，最小を大気圧との差圧（模型での水頭）で表わすとほゞ表—7の如くなる。

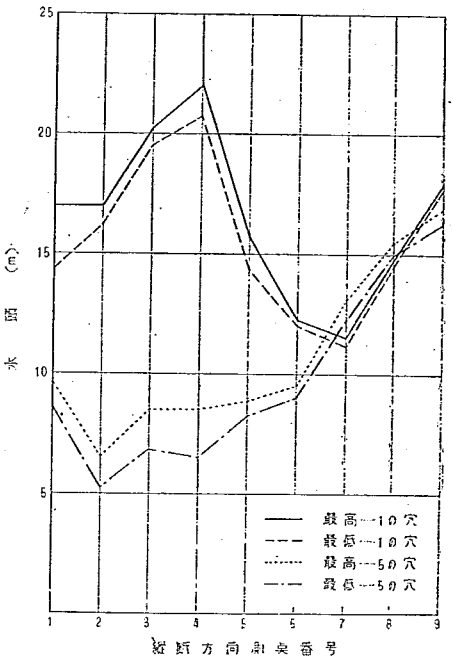
此等の値を現地に換算する方法として，圧力の平均値は Froude の相似率により行つたが，其のひん度（frequency），平均よりの変動値は Froude の相似率で良いかどうかは疑問があり，今後の問題として残る。一応

表—7　圧力比較表　　(単位 Metre)

位置＼流量		2.060 m³/sec	1.700 m³/sec	1.300 m³/sec	1.000 m³/sec
鉛直面	平均	0.51	0.36	0.27	0.21
	最高	0.91	0.85	0.85	0.63
	最低	−0.03	−0.09	−0.09	−0.06
水平面	平均	1.10	1.60	1.95	1.70
	最高	3.10	3.20	3.75	3.10
	最低	−1.31	−0.40	0.45	0.50
斜面	平高	−0.21	−0.15	0.09	0.21
	最均	0.36	0.36	0.45	0.57
	最低	−0.48	−0.48	−0.30	−0.21
右岸導流壁	平均	0.67	0.82	0.76	0.67
	最高	0.88	1.09	1.06	0.97
	最低	0.44	0.51	0.33	0.00



図—42　BC 22β3 Guide Baffle 断面圧力分布図



実験番号 BC 22 β 3
図—43　縦断方向圧力分布図

Froude の相似率で拡大し，更に 3 倍乃至 4 倍程度の余裕を見込む方が良いと考えられる。

Ⅵ　溢流頂の形状に関する検討

〔1〕 方　針

第Ⅲ章〔Ⅰ〕において越流標高及び門扉径間割を変更した。これによつて四門自由越流の場合の必要な越流係数を逆算すると

$$C=\frac{Q}{BH^{3/2}}=\frac{2.060}{30\times10.5^{3/2}}=2.018$$

となり，此の程度の係数は必要である。Creager 曲線に近似した堤頂部に対する係数は，通常 2.2 程度のものであるが，本ダムの改造案を更に多少の修正を施して測定した結果は，いずれも 1.95 程度しか出ず，明らかに不足していた。これは堤頂部にかなりの水平部が挿入されていることと，越流深に比較して径間が小なることの二つが大きな原因となつているものと推定された。

所要の越流係数を出すために，越流頂標高及び径間割等は現地の工程との関係で変更は困難な状況であつたので，越流頂部の形状のみを工夫して目的を達しなくてはならなかつた。更に時間的にも，種々変更して実験を行う余裕もなかつたので，必要な越流係数の出ることを或る既成の資料によつて期待し得る形状を決定し，実験は一種のみ確認実験を行う方針を取つた。

〔2〕 実験公式の採用

(1) 概略の説明

前節の目的を達成するためには，信頼し得る実験公式により越流係数を算出するのが一つの有力な方法である。今この方式を採用するとして，実験公式として佐藤・山本* 公式を用いることにした。

すなわち越流頂は，できるだけ同公式に用いた形状と相似のものを採用すれば，同公式により算出した越流係数は信頼できる筈である。

$$C=1.64+\left\{0.056+0.416\left(\frac{B}{B+b}\right)\right\}\frac{H}{Hs} \quad \cdots\cdots(1)$$

B＝越流幅　m（1門につき）

b＝橋脚幅　m

H＝越流水深　m

Hs＝設計水深　m

今（1）式に採用すべき数値を代入すると，未知数は Hs のみである。すなわち

$$B=7.5\,\mathrm{m},\quad b=2.5\,\mathrm{m},\quad H=10.50\,\mathrm{m},\quad Hs=\text{未知数}$$

であり，Hs を変えて図上で検討した結果，上流側勾配（1；0.07）を変えないで然も下測側勾配（1；0.8）に取付くような佐藤・山本公式に全く相似な（上流勾配を除く）越流頂の形状を挿入した場合，過然にも丁度予期した流量を得ることを発見した。計算の過程は次にゆずりその結果だけを述べると

$Hs=10.026$ m

$H=10.5$ の場合の越流係数＝2.025

$H=10.5$ の場合の流量＝2,066.9 m

水平部の長さ＝0.376 m

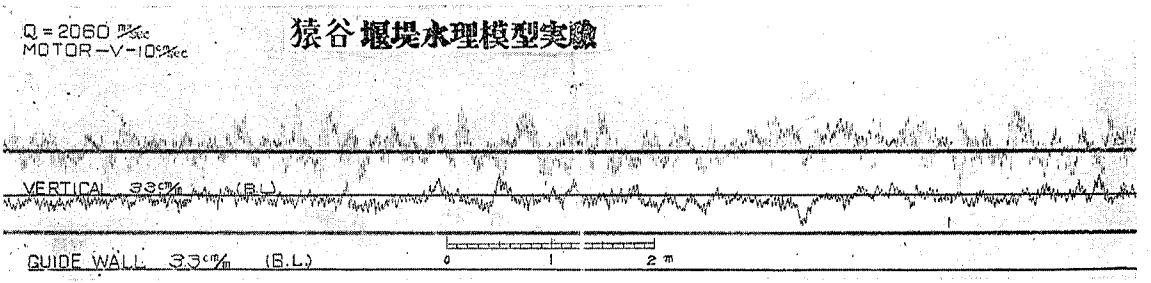
水平部下流端の堤軸よりの位置＝2.380 m

(2) 計算式の誘導

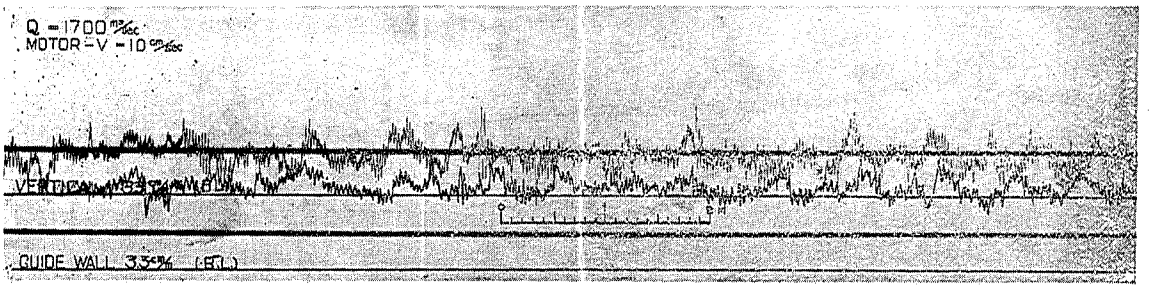
（1）で述べた如く，公式に採用された形状と全く相似な越流頂形状を上下流の勾配内に挿入することは，以

---

* 土木研究所報告 第 66 号 75 頁及び 113 頁


Q = 2060 m³/sec
MOTOR-V-10m/sec
猿谷堰堤水理模型実験
VERTICAL 33cm/m (B.L.)
GUIDE WALL 3.3cm/m (B.L.)
0
1
2 m

図—44 (a)


Q = 1700 m³/sec
MOTOR-V = 10 m/sec
GUIDE WALL 3.3cm/m (B.L.)
5 m

図—44 (b)

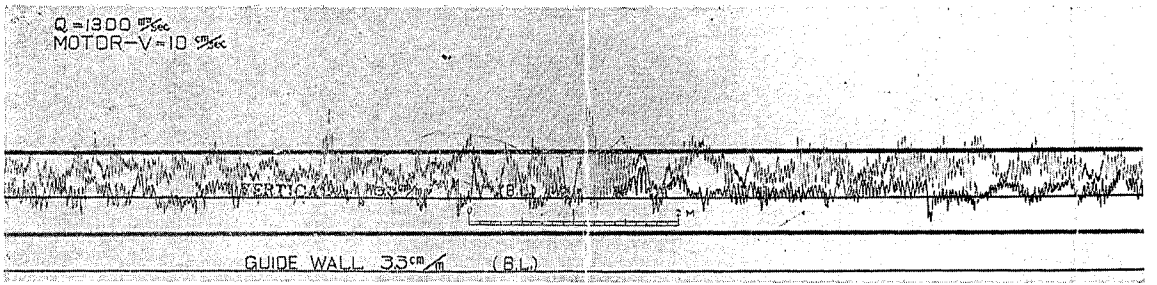
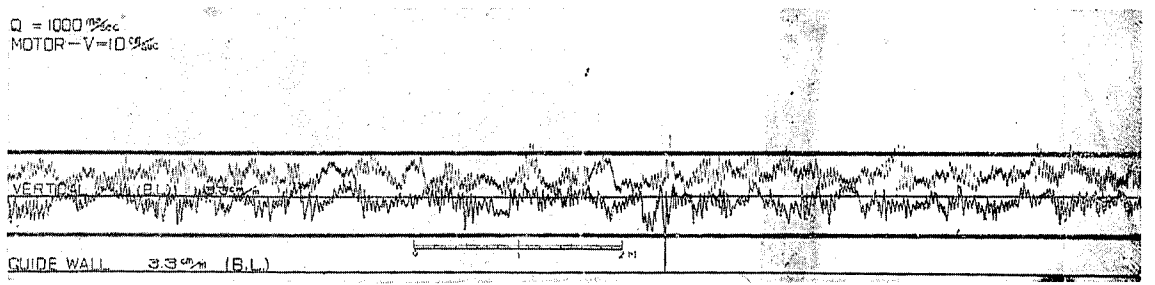
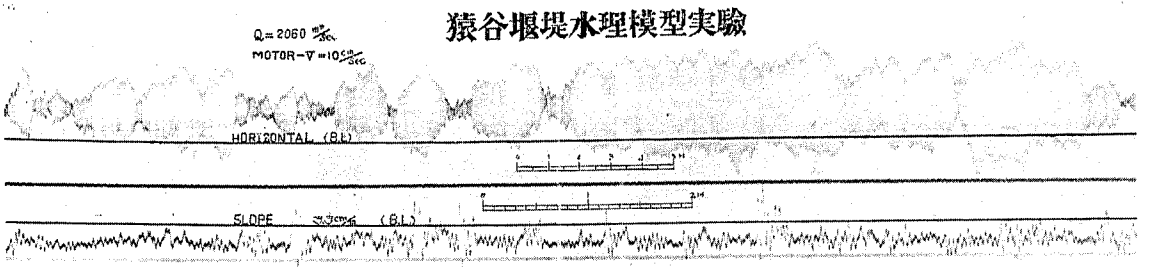

Q=13.00 m³/sec
MOTOR-V=10 cm/sec
VERTICAL
(B.L.)
GUIDE WALL 3.3cm/m (B.L.)

図--44 (c)

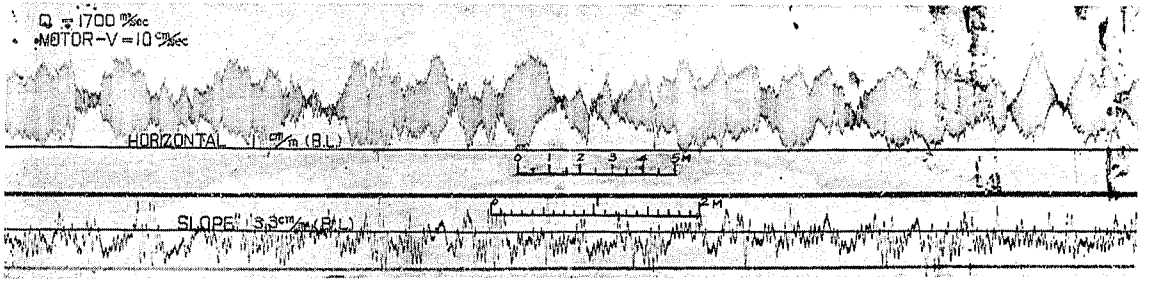

Q = 1000 m³/sec
MOTOR-V=10 cm/sec
VERTICAL
GUIDE WALL 3.3cm/m (B.L.)

図—45 (d)

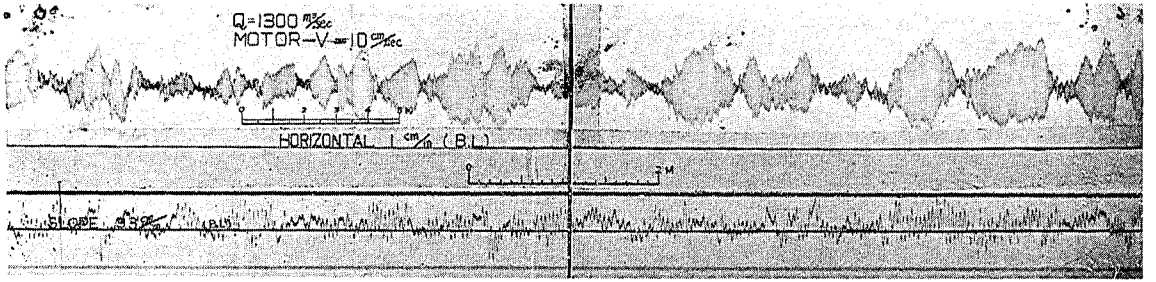
猿谷堰堤水理模型実験



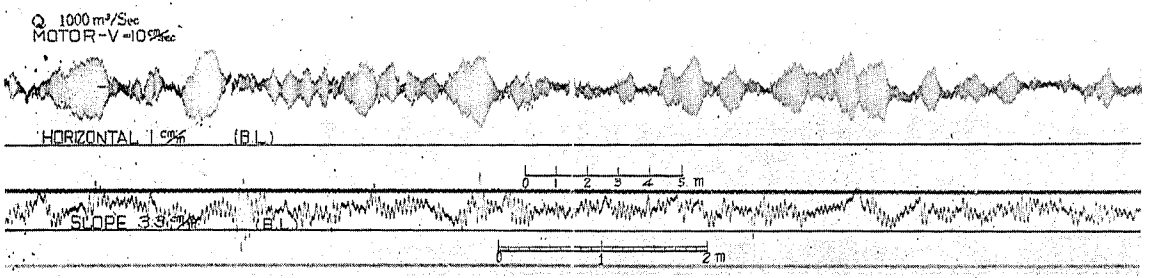
図—44 (e)



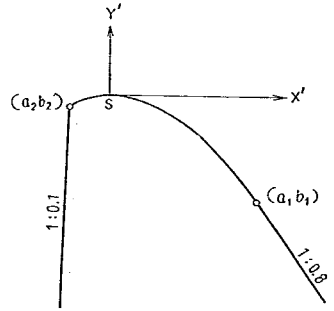
図—44 (f)


Q=1300 m³/sec
MOTOR-V=10 cm/sec
HORIZONTAL 1 cm/m (B.L.)
SLOPE 3.3% (B.L.)

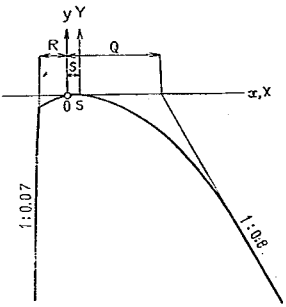
図—44 (g)


Q 1000 m³/Sec
MOTOR-V=10 cm/sec
HORIZONTAL 1 cm/m (B.L.)
0 1 2 3 4 5 m
SLOPE 3.3% (B.L.)
0 1 2 m

図—44 (h)



図—45



図—46

下の如く簡単な聯立二元一次式の解法に帰せられる。今，図—45 は佐藤・山本公式に採用された形状とし，その頂点に原点を取り，水平及び鉛直に直交軸 X', Y' を取る。a_1, b_1 及び a_2, b_2 は夫々曲線の下流端及び上流端の座標とする。

図—46 においては，x は越流頂上水平に，y は鉛直に任意に取つた座標である。

今図—45 に相似に曲線が挿入出来たとして，越流頂は S なる点にあるとして，座標軸を X, Yとする。

今，下流及び上流面が堤頂標高線と交る点の座標をそれぞれ $x=Q$, $x=-R$ とすると，下流及び上流面の方程式は次の如し

$$0.8\,Y=-X+(Q-S) \quad \cdots\cdots(1)$$

$$0.07\,Y=X+(R+S) \quad \cdots\cdots(2)$$

今，相似の拡大率を P とすると $(a_1,\ b_1)$ 及び $(a_2,\ b_2)$ に対応する点は $(Pa_1,\ Pb_1)$, $(Pa_2,\ Pb_2)$ になり，此の点が夫々（1）式及び（2）式を満足せねばならぬ。すなわち

$$0.8\,Pb_1=(-Pa_1)+Q-S \quad \cdots\cdots(3)$$

$$0.07\,Pb_2=Pa_2+R+S \quad \cdots\cdots(4)$$

此の二式を聯立させて P 及び S を解くと

$$P=\frac{R+Q}{a_1-a_2+0.8\,b_1+0.07\,b_2} \quad \cdots\cdots(5)$$

$$S=\frac{Q(-a_2+0.07\,b_2)-(a_1+0.8\,b_1)R}{a_1-a_2+0.8\,b_1+0.07\,b_2} \quad \cdots\cdots(6)$$

となる。

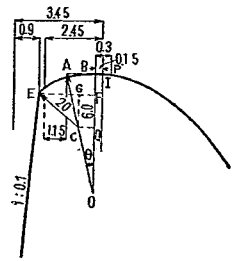
（3） 拡大率及びの数値計算

$$OD=CO\cos\theta=2.924$$

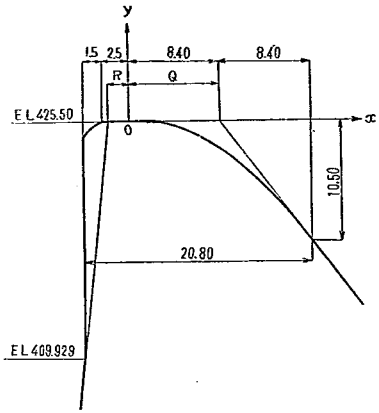
$$b^2=OB-OD-CG=5.00-2.924-1.007=1.069\ \mathrm{m}$$

y 軸として当初の原案の堤頂水平部の下流端を原点とし，a_1, b_1; a_2, b_2 を計算すると

$$\begin{cases} a_1=12.8\ \mathrm{m} \\ b_1=-8.0\ \mathrm{m} \end{cases} \qquad \begin{cases} a_2=-2.7\ \mathrm{m} \\ b_2=-1.069\ \mathrm{m} \end{cases} \qquad \begin{cases} Q=8.4\ \mathrm{m} \\ R=2.91\ \mathrm{m} \end{cases}$$



図—47



図—48

であるから

$$P=\frac{8.4+2.91}{12.8+2.7-0.8\times 8.0-0.07\times 1.069}=1.2532$$

$$S=8.4-(12.8-6.4)\times 1.2532\fallingdotseq 0.380$$

（4） 頂部の形状の算出

前節で求められた拡大率 $P=1.2532$ を使用し，各部の寸法を計算すると，表—8及び図—29 の如くである。

表—8

名　　称	原寸法 (m)	拡大寸法 (m)
設　計　水　深	8.0	10.026
水　平　部 (BP)	0.8	0.376
曲率半径 R_1 (BO)	5.0	6.265
曲率半径 R_2 (CE)	2.0	2.506
水平部中央より曲線上流端まで ($EF+BI$)	2.55	3.196
〃 ($AB+BI$)	1.3	1.629
水平部の半分 ($BI=IP$)	$0.3\times\frac{1}{2}$	0.188
R_1 の区域 AB		1.441
R_2 の区域 AE の水平距離		1.567
中心軸より上流側		3.384
曲線の下流端までの距離		16.041

また，下流の方程式は

$$\left(\frac{X}{\frac{10.026}{8}}\right)^2=20.48\times\frac{Y}{\frac{10.026}{8}}$$

$$X^2=25.665\,Y$$

(5) 越流係数の計算

$Hs=10.026$ である故，(1) 式に $\frac{B}{B+b}=7.5$ を代入すると

$$C=1.64+(0.056+0.312)\frac{H}{Hs}=1.64+0.368\times\frac{H}{Hs}$$

$H=10.5$ m では

$$C=1.64+0.368\times\frac{10.5}{10.026}=2.025$$

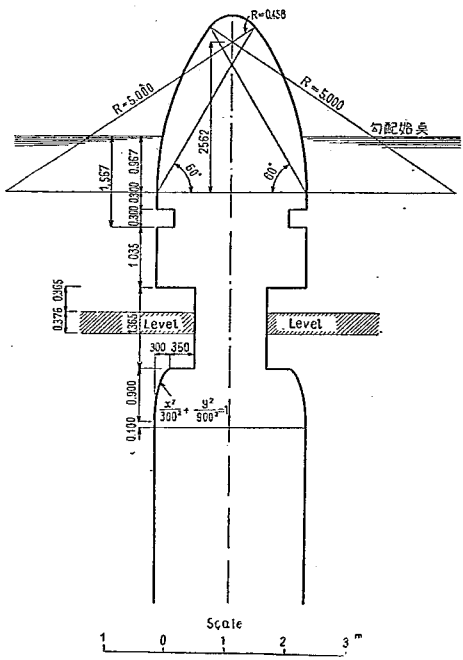
$$Q=2.025\,BH^{3/2}=2.025\times30\times10.5^{3/2}=2.066.9\ \mathrm{m^3/sec}$$

計画流量は 2.060 m³/sec であるから，計算上では一応安全となる。

Ⅶ 越流係数に関する実験

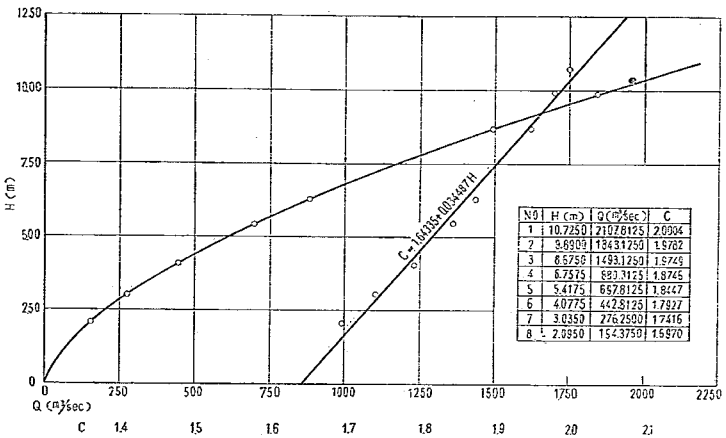
〔1〕 自由越流の場合

本ダムは期間の関係で越流係数を精度良く推定によつて決定する方針をとつたので在来の実験公式（佐藤・山本公式）に使用されたものと良く似た形状のクレスト（図—29，30，49）を採用し，実験公式により越流係数を算定した後で結果を確かめる方法を採用したことは前章で述べた。



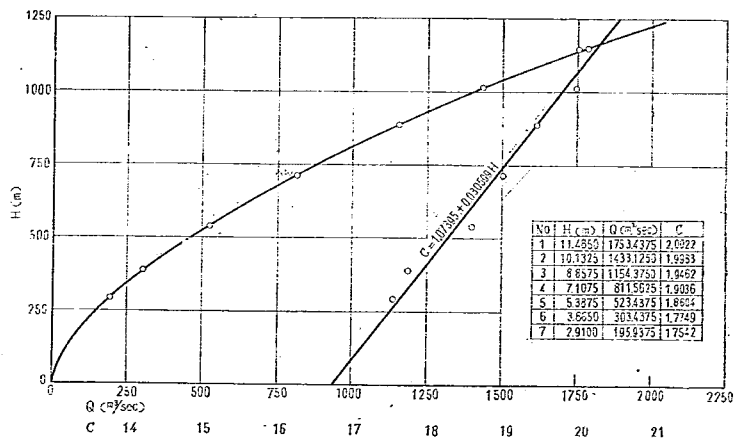
図—49 橋脚詳細図

四門自由越流の場合 H=10.5 m について必要な越流係数 2.018 に対して，実測値（図—50）において越流係数 2.006（$\because$ H=10.5 m, C=1.64335+0.0034487 H に代入すると C=2.006）で其の差は 0.99 %であるので普通に考えられる誤差の範囲内とみなし得る。各種自由越流の場合の $H-Q$, $H-C$ 線図は表—9及び図—50～56 の如くである。



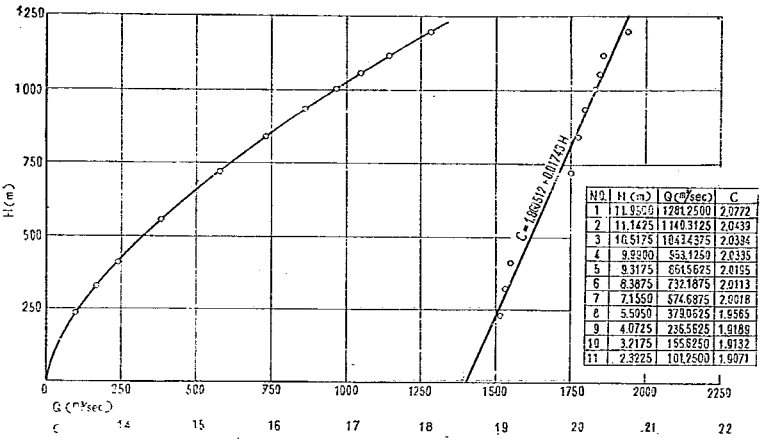
H—Q H—C GATE 1, 2, 3, 4

図—50 全 門 開 放



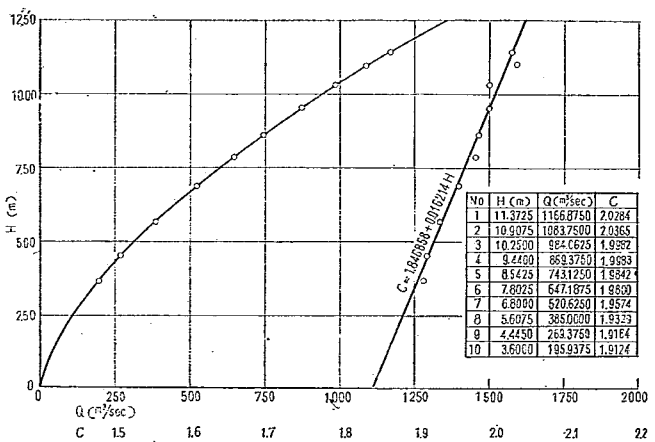
H—Q H—C GATE 1, 2, 3

図—51 3 門 開 放



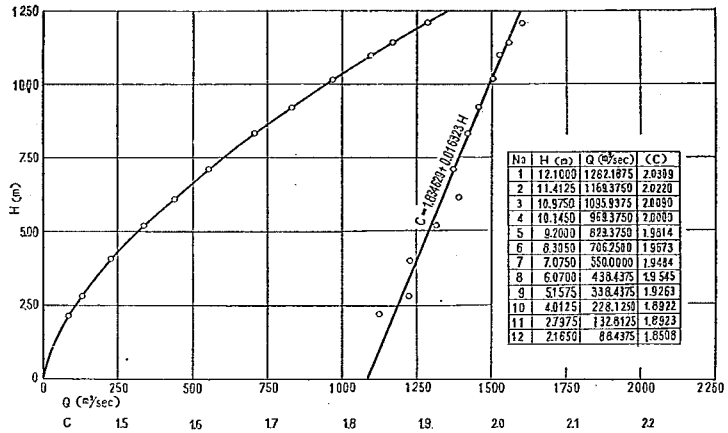
H—Q H—C GATE 2, 3

図—52 2 門 開 放



H—Q H—C GATE 1, 3

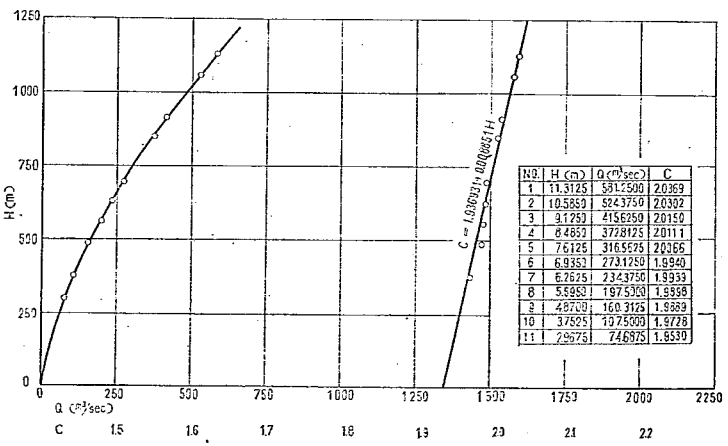
図—53 2 門 開 放



No	H (m)	Q (m³/sec)	(C)
1	12.1000	1282.1875	2.0389
2	11.4125	1169.3750	2.0220
3	10.9750	1095.9375	2.0090
4	10.1450	963.3750	2.0003
5	9.2000	823.3750	1.9814
6	8.3050	706.2500	1.9673
7	7.0750	550.0000	1.9484
8	6.0700	438.4375	1.9345
9	5.1575	338.4375	1.9263
10	4.0125	228.1250	1.8922
11	2.7375	132.8125	1.8923
12	2.1650	88.4375	1.8508

H—Q H—C GATE 1, 4

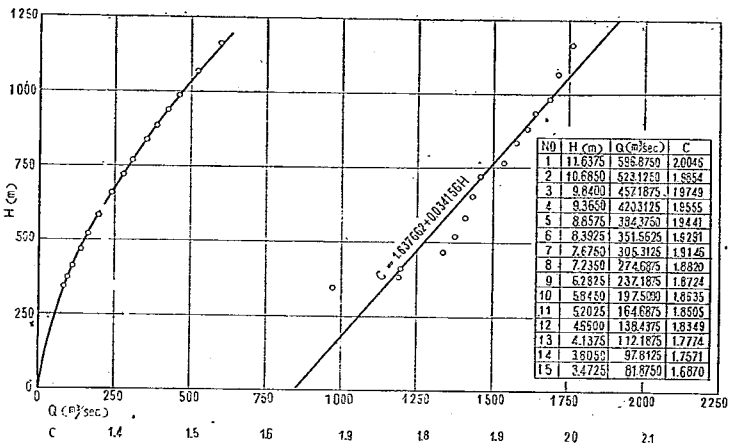
図—54 2 門 開 放



No.	H (m)	Q (m³/sec)	C
1	11.3125	581.2500	2.0369
2	10.5859	524.3750	2.0302
3	9.1250	415.6250	2.0150
4	8.4863	372.8125	2.0111
5	7.6125	316.5625	2.0066
6	6.9353	273.1250	1.9940
7	6.2625	234.3750	1.9933
8	5.5953	197.5000	1.9956
9	4.8700	160.3125	1.9989
10	3.7525	107.5000	1.9728
11	2.9675	74.6875	1.9530

H—Q H—C GATE 2

図—55 1 門 開 放



NO	H (m)	Q(m³/sec)	C
1	11.6375	599.8750	2.0045
2	10.6850	523.1250	1.9854
3	9.8400	457.1875	1.9749
4	9.3650	420.3125	1.9555
5	8.6575	364.3750	1.9441
6	8.3925	351.5625	1.9231
7	7.6750	305.3125	1.9145
8	7.2350	274.6875	1.8820
9	6.2825	237.1875	1.8724
10	5.8450	197.5000	1.8535
11	5.2025	164.6875	1.8505
12	4.5500	138.4375	1.8349
13	4.1375	112.1875	1.7774
14	3.6050	97.8125	1.7571
15	3.4725	81.8750	1.6870

H—Q　H—C　GATE 1

図—56　1　門　開　放

表—9　自　由　越　流　の　場　合

図面番号	名　称	門扉番号	摘　　要	図面番号	名　称	門扉番号	摘　　要
50	全門開放	Gate 1, 2, 3, 4	H～Q，H～C	54	2門開放	Gate 1, 4	H～Q，H～C
51	3門 〃	〃 1, 2, 3	〃 ， 〃	55	1門 〃	〃 2	〃 ， 〃
52	2門 〃	〃 2, 3	〃 ， 〃	56	1門 〃	〃 1	〃 ， 〃
53	2門 〃	〃 1, 3	〃 ， 〃				

〔2〕 半開操作の場合

各門扉を同じ高さに対称に操作するものと考えて

$$Q=CB(H^{3/2}-H_p{}^{3/2}) \quad \cdots\cdots(1)$$

Q……流量　(m^3/sec)　　B……越流巾　(m)

H……越流水深　(m)　　h……開度＝門扉の下端と堤頂との距離　(m)

H_p……$H-h$　　C……越流係数

C は自由越流の場合，越流水深のみの函数であるが，半開操作の場合は H と H_p の両方の函数である。

実験資料を整理してみると，開度の極めて大なる場合と小なる場合，及び自由越流への変換点附近を除外すると大体次の如く置く事が出来ると考える。

$$C=aH+bH_p+d \quad \cdots\cdots(2)$$

したがつて（2）の式から，最小自乗法により次式を得る。

$$\left.\begin{aligned} a[H^2]+b[H_pH]+d[H]&=[CH] \\ a[H\cdot H_p]+b[H_p{}^2]+d[H_p]&=[CH_p] \\ a[H]+b[H_p]+nd&=[C] \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots(3)$$

これより a, b, d が求められる。

各門扉等高半開操作による図面の説明を一括して表—10 に示す。計算した（2）式と実測のデーターを比較すると，図—57 から図—70 までの結果となり，一次式が良く実験と一致している。

表—10　門扉等高半開操作

図面番号	名　　称	門扉番号	摘　　要	図面番号	名　　称	門扉番号	摘　　要
57	全門等高半開	Gate 1, 2, 3, 4	H～Q	64	2門等高半開	Gate 1, 3	H～C
58	〃	〃　〃	H～C	65	〃	〃 1, 4	H～Q
59	3門等高半開	〃 1, 2, 3	H～Q	66	〃	〃 1, 4	H～C
60	〃	〃　〃	H～C	67	1門等高半開	〃 2	H～Q
61	2門等高半開	〃 2, 3	H～Q	68	〃	〃 2	H～C
62	〃	〃　〃	H～C	69	〃	〃 1	H～Q
63	〃	〃 1, 3	H～Q	70	〃	〃 1	H～C

〔3〕 自由越流と半開操作との組合せの場合

各門扉は対称に操作する。此の場合流量は

$$Q=Q_p+Q_f$$

Q_p……半開部分の流量，　Q_f……自由越流の部分の流量，　Q……全体の流量

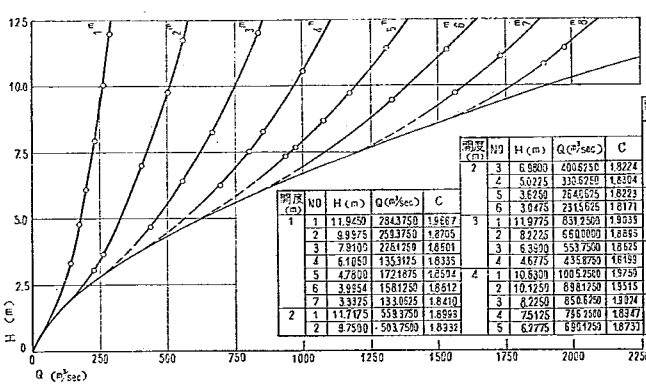
実験では Q_p と Q_f を別々に測定した。

$$Q_p=C_pB(H^{3/2}-H_p{}^{3/2})$$

$$Q_f=C_fBH^{3/2}$$

と考えられるゆえ，〔2〕の場合と同様に C_p 及び C_f を H 及び H_p の函数と考え，最小自乗法により係数を決定した。

計算の結果図面は表—11 に示した通りである。

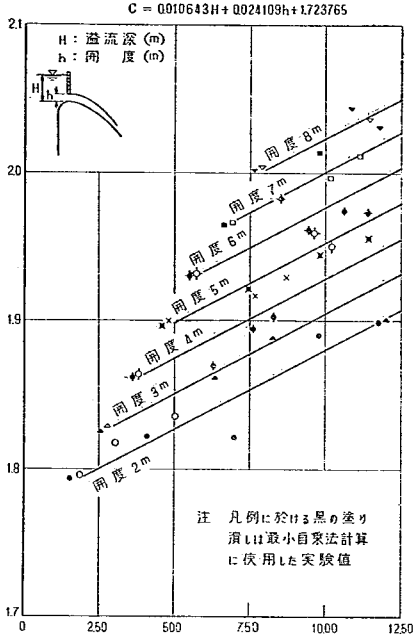


開度(m)	NO	H (m)	Q(m³/sec)	C
1	1	11.9450	2843.7500	1.9667
	2	9.9975	2593.7500	1.8705
	3	7.9100	2261.2500	1.8501
	4	6.1050	1353.1125	1.8335
	5	4.7800	1721.8875	1.8594
	6	3.9954	1581.2500	1.8612
	7	3.3325	1330.0625	1.8410
2	1	11.7175	5593.7500	1.8993
	2	9.7590	5037.7500	1.8932
2	3	6.9800	4006.2500	1.8224
	4	5.0225	3306.2500	1.8304
	5	3.6250	2646.6875	1.8223
	6	3.0475	2315.6625	1.8171
3	1	11.9775	8312.5000	1.9035
	2	8.2225	6600.0000	1.8895
	3	6.3900	5537.7500	1.8625
	4	4.6775	4356.8750	1.8199
4	1	10.6300	10052.5000	1.9750
	2	10.1250	8981.2500	1.9515
	3	8.2250	8506.2500	1.9024
	4	7.5125	7562.5000	1.8347
	5	6.2775	6901.2500	1.8730
5	1	11.3700	13035.5625	1.9564
	2	9.7175	11700.0000	1.9455
	3	8.6925	10731.2500	1.9304
	4	7.6550	9690.6625	1.9166
	5	7.4450	9506.2500	1.9215
6	1	11.3125	15261.2500	1.9740
	2	9.5575	13428.1125	1.9600
	3	9.4025	13275.0000	1.9619
	4	8.4875	12387.5000	1.9842
7	1	11.0900	17287.5000	2.0106
	2	10.1125	15984.3875	1.9960
	3	9.7225	15612.5000	2.0153
	4	8.8500	15321.8875	2.1395
8	1	11.7400	20030.6625	2.0298
	2	11.4000	19581.2500	2.0359
	3	10.8275	18925.0000	2.0432

H—Q　　GATE 1, 2, 3, 4

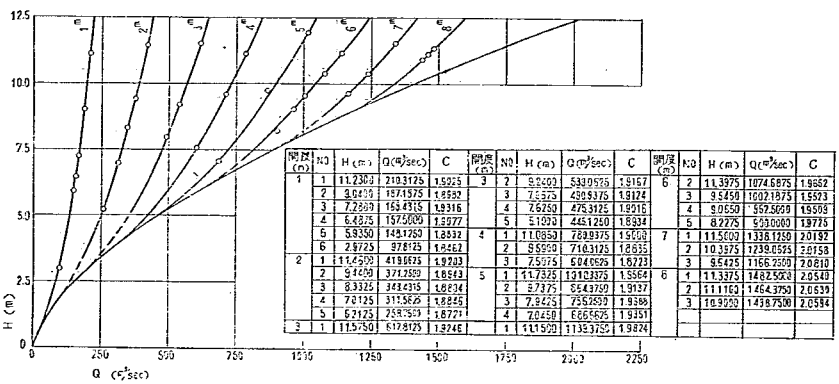
図—57　全門等高半開

$$Q = B.C\{H^{\frac{3}{2}} - (H-h)^{\frac{3}{2}}\}$$
$$C = 0.010643H + 0.024109h + 1.723765$$



H—C　GATE 1, 2, 3, 4

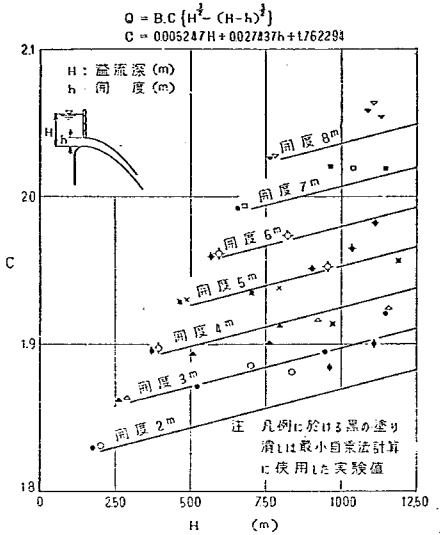
図—58　全門等高半開



開度(m)	NO	H (m)	Q(m³/sec)	C	開度(m)	NO	H (m)	Q(m³/sec)	C	開度(m)	NO	H (m)	Q(m³/sec)	C
1	1	11.2300	210.3125	1.5025	3	2	9.9400	539.0938	1.9167	6	2	11.3975	1074.6875	1.9652
	2	9.0400	157.1875	1.8552		3	7.9375	430.9375	1.9124		3	9.5450	1002.1875	1.9593
	3	7.2600	153.4375	1.9316		4	7.6250	475.3125	1.9016		4	9.0650	957.5000	1.9508
	4	6.4875	157.5000	1.9977		5	9.1000	445.1250	1.8934		5	8.2775	900.0000	1.9775
	5	5.9350	148.1250	1.8532	4	1	11.0850	789.9375	1.9000	7	1	11.5000	1338.1250	2.0192
	6	2.9725	97.8125	1.9462		2	8.5990	710.3125	1.8635		2	10.3375	1239.0625	2.0158
2	1	11.4500	418.0625	1.9203		3	7.5075	604.0625	1.8723		3	9.5425	1166.2500	2.0810
	2	9.4600	373.2500	1.8643	5	1	11.7325	1310.3375	1.9564	6	1	11.3375	1482.5000	2.0543
	3	8.3325	348.4375	1.8834		2	8.7375	954.3750	1.9137		2	11.1160	1464.3750	2.0639
	4	7.3125	313.5625	1.8845		3	7.9425	758.2500	1.9386		3	10.9000	1438.7500	2.0594
	5	6.2125	258.1250	1.8721		4	7.0450	666.5625	1.9351					
3	1	11.5750	617.8125	1.9245		1	11.1500	1135.3750	1.9824					

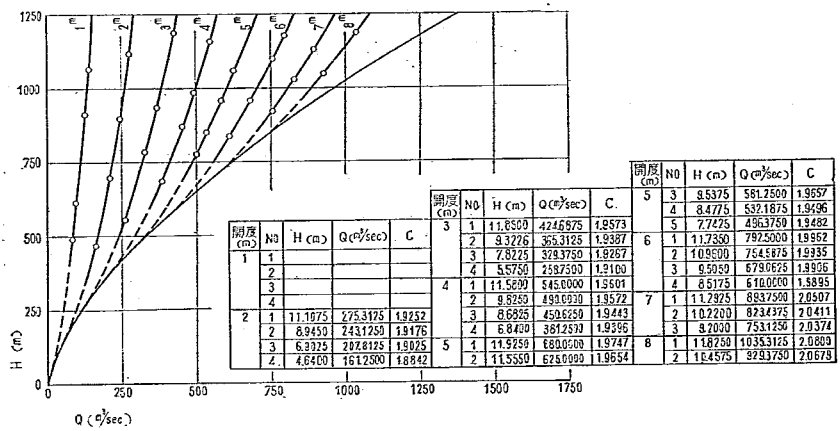
H—Q　GATE 1, 2, 3

図—59　3門等高半開



H—C GATE 1, 2, 3

図—60 3門等高半開



開度(m)	No	H (m)	Q(m³/sec)	C
1	1			
	2			
	3			
	4			
2	1	11.1075	275.3175	1.9252
	2	8.9450	243.1250	1.9176
	3	6.9025	202.8125	1.9025
	4	4.6400	161.2500	1.8842

開度(m)	No	H (m)	Q(m³/sec)	C.
3	1	11.8500	424.6875	1.9573
	2	9.3226	365.3125	1.9387
	3	7.8225	329.3750	1.9267
	4	5.5750	268.7500	1.9100
4	1	11.5800	545.0000	1.9601
	2	9.8250	490.0000	1.9572
	3	8.6625	450.6250	1.9443
	4	6.8400	381.2500	1.9296
5	1	11.9250	680.0000	1.9747
	2	11.5550	625.0000	1.9654

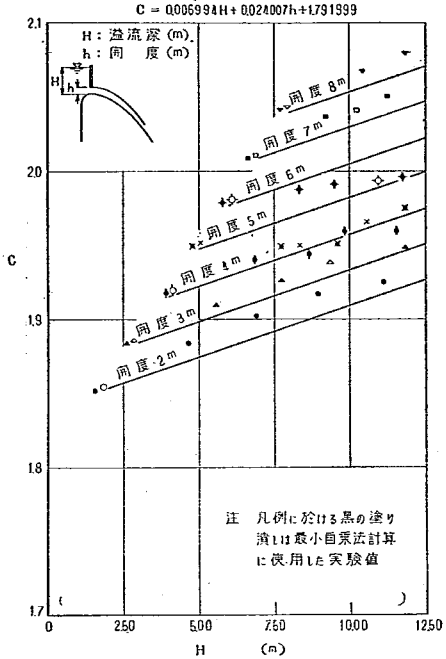
開度(m)	No	H (m)	Q(m³/sec)	C
5	3	9.5375	561.2500	1.9657
	4	8.4775	532.1875	1.9496
	5	7.7425	496.3750	1.9482
6	1	11.7350	792.5000	1.9952
	2	10.9000	754.5875	1.9935
	3	9.5050	679.0625	1.9906
	4	8.5175	610.0000	1.9895
7	1	11.7925	893.7500	2.0507
	2	10.7200	823.4375	2.0411
	3	9.7000	753.1250	2.0374
8	1	11.8250	1035.3125	2.0809
	2	10.4575	929.3750	2.0678

H—Q GATE 2, 3

図—61 2門等高半開

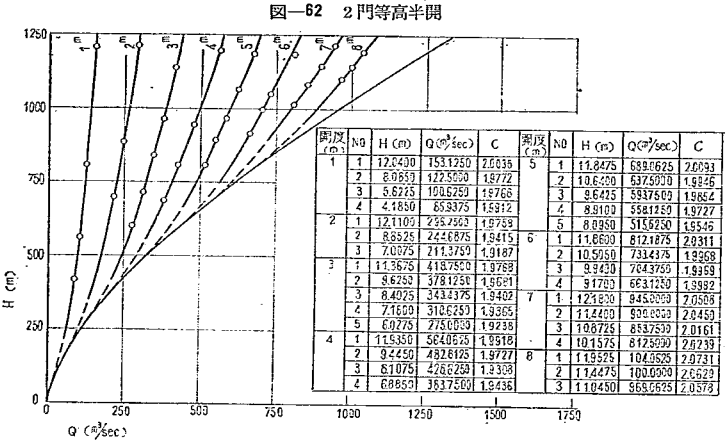
$$Q = BC\{H^{\frac{3}{2}} - (H-h)^{\frac{3}{2}}\}$$

$$C = 0.006994H + 0.024007h + 1.791999$$



H—C　GATE 2, 3

図—62　2門等高半開

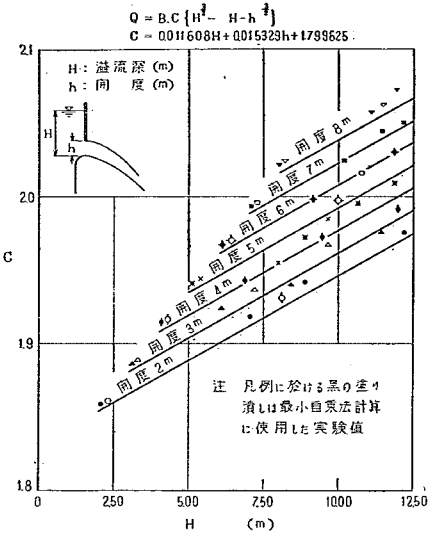


開度 (m)	No	H (m)	Q (m³/sec)	C
1	1	12.0400	153.1250	2.0035
	2	8.0650	122.5000	1.9772
	3	5.6225	100.6250	1.9768
	4	4.1850	853375	1.9812
2	1	12.1105	238.2563	1.9758
	2	8.8525	244.6875	1.9415
	3	7.0075	211.3750	1.9187
3	1	11.3675	418.7500	1.9788
	2	9.6250	378.1250	1.9681
	3	8.4025	343.4375	1.9402
	4	7.1600	310.6250	1.9365
	5	6.0275	275.0000	1.9238
4	1	11.9350	564.0625	1.9918
	2	9.2450	482.6125	1.9727
	3	8.1075	426.6250	1.9308
	4	6.8650	363.7500	1.9436

開度 (m)	No	H (m)	Q (m³/sec)	C
5	1	11.8475	689.0625	2.0093
	2	10.6200	637.5000	1.9946
	3	9.6425	593.7500	1.9864
	4	8.9100	556.1250	1.9727
	5	8.0950	515.6250	1.9546
6	1	11.6600	812.1875	2.0311
	2	10.5050	733.4375	1.9968
	3	9.9450	704.3750	1.9959
	4	9.1700	663.1250	1.9882
7	1	12.1830	945.0000	2.0506
	2	11.4400	900.0000	2.0450
	3	10.6725	853.7500	2.0161
	4	10.1575	812.5000	2.0239
8	1	11.9525	104.9625	2.0731
	2	11.4475	100.0000	2.0629
	3	11.0450	968.0625	2.0578

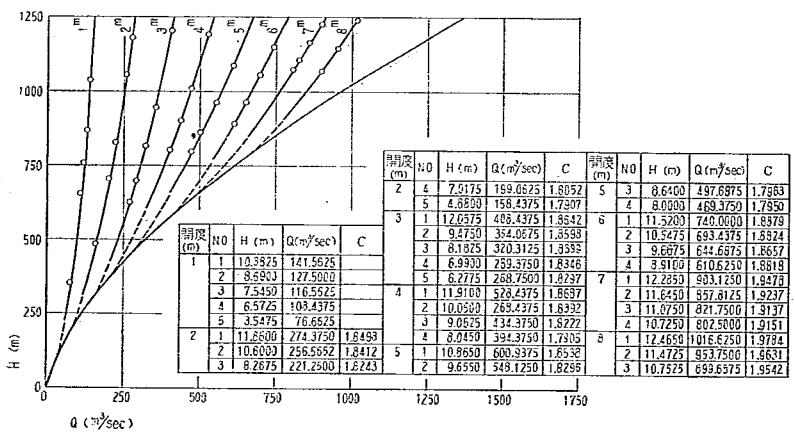
H—Q　GATE 1, 3

図—63　2門等高半開



H—C　GATE 1, 3

図—64　2門等高半開



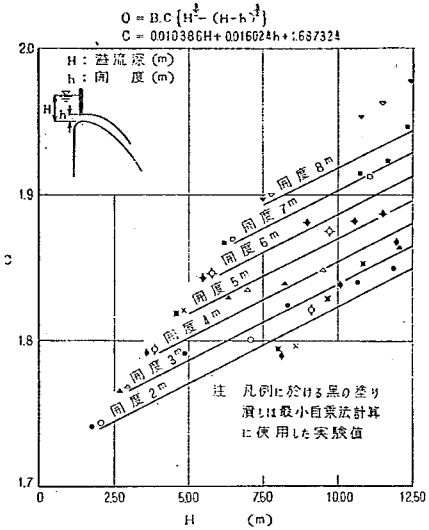
開度 (m)	NO	H (m)	Q (m³/sec)	C
1	1	10.3825	141.5625	
	2	8.6900	127.5000	
	3	7.5450	116.5625	
	4	6.5725	103.4375	
	5	3.5475	76.6625	
2	1	11.8600	274.3750	1.8498
	2	10.6000	256.5652	1.8412
	3	8.2675	221.2500	1.8243

開度 (m)	NO	H (m)	Q (m³/sec)	C
2	4	7.5175	159.0625	1.8052
	5	4.6800	158.4375	1.7307
3	1	12.0575	408.4375	1.8642
	2	9.4750	354.0625	1.8598
	3	8.1825	320.3125	1.8392
	4	6.9900	289.3750	1.8346
	5	6.2775	268.7500	1.8237
4	1	11.9100	528.4375	1.8697
	2	10.0500	469.4375	1.8332
	3	9.0525	434.3750	1.8272
	4	8.0450	394.3750	1.7305
5	1	10.8650	600.9375	1.8532
	2	9.6550	548.1250	1.8286

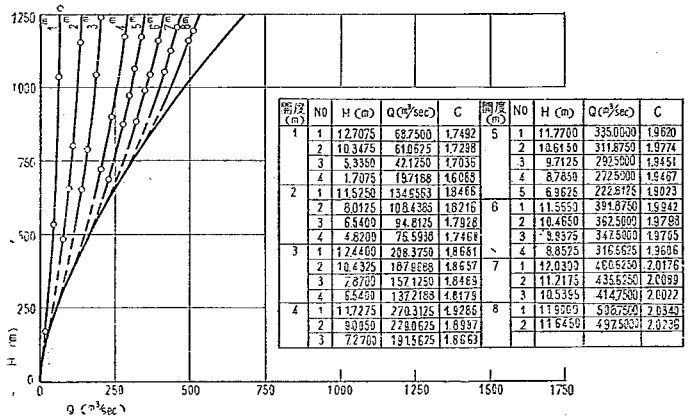
開度 (m)	NO	H (m)	Q (m³/sec)	C
5	3	8.6400	497.6875	1.7963
	4	8.0000	469.3750	1.7850
6	1	11.5200	749.0000	1.8379
	2	10.5475	693.4375	1.8324
	3	9.6875	644.6875	1.8657
	4	8.9100	610.6250	1.8818
7	1	12.2850	903.1250	1.9475
	2	11.6450	857.8125	1.9237
	3	11.0750	821.7500	1.9137
	4	10.7250	802.5000	1.9151
8	1	12.4650	1016.6250	1.9784
	2	11.4725	953.7500	1.9631
	3	10.7525	899.6575	1.9542

H—Q　GATE 1, 4

図—65　2門等高半開



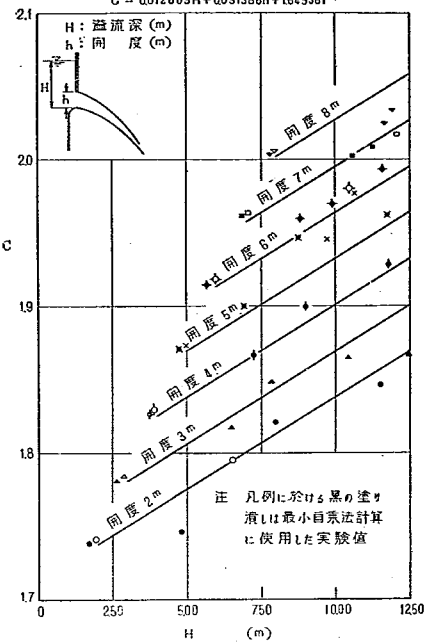
H—C　GATE 1, 4
図—66　2門等高半開



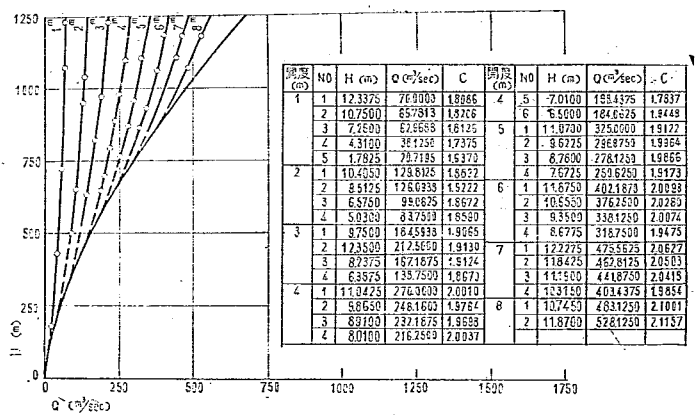
開度(m)	NO	H (m)	Q(m³/sec)	C	開度(m)	NO	H (m)	Q(m³/sec)	C
1	1	12.7075	68.7500	1.7492	5	1	11.7700	335.0000	1.9620
	2	10.3475	61.0625	1.7298		2	10.6150	311.8750	1.9774
	3	5.3350	42.1250	1.7035		3	9.7125	292.5000	1.9451
	4	1.7075	19.7188	1.6085		4	8.7850	272.5000	1.9467
2	1	11.5250	134.9563	1.8466		5	6.9625	222.8125	1.9023
	2	8.0125	108.4375	1.8216	6	1	11.5550	391.8750	1.9942
	3	6.5400	94.8125	1.7928		2	10.4650	362.5000	1.9788
	4	4.8200	75.5938	1.7468		3	9.8575	342.5000	1.9705
3	1	12.4400	208.3750	1.8681		4	8.8525	316.5625	1.9606
	2	10.4325	187.6875	1.8657	7	1	12.0300	400.6250	2.0176
	3	7.8700	157.1250	1.8469		2	11.2175	435.6250	2.0099
	4	6.5450	137.2188	1.8179		3	10.5355	414.7500	2.0022
4	1	11.7275	270.3125	1.9286	8	1	11.9565	508.7500	2.0343
	2	9.0850	228.0625	1.8937		2	11.6450	497.5000	2.0236
	3	7.2700	191.5625	1.8663					

H—Q　GATE 2
図—67　1門等高半開

$$Q = B.C\{H^{\frac{3}{2}} - (H-h)^{\frac{3}{2}}\}$$
$$C = 0.012663H + 0.031386h + 1.649361$$



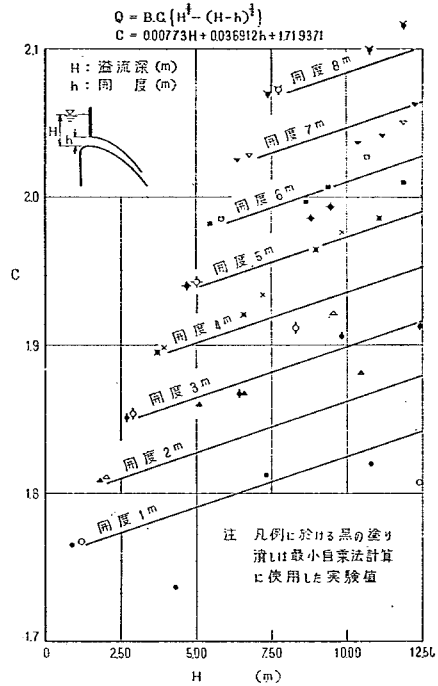
H—C　GATE 2
図—68　1門等高半開



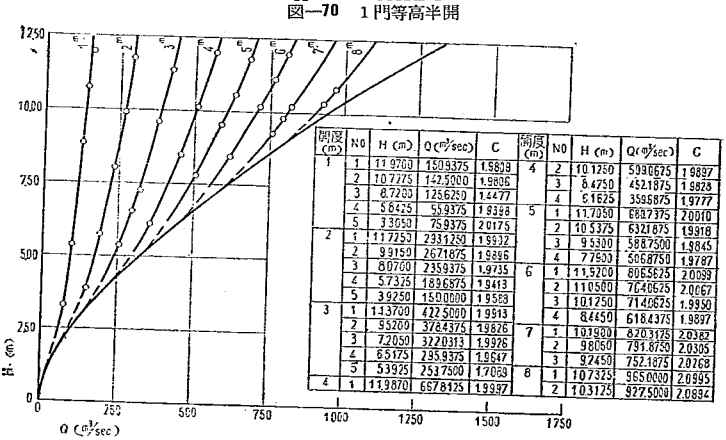
開度 (m)	NO	H (m)	Q (m³/sec)	C
1	1	12.3375	76.0003	1.8886
	2	10.7500	65.7813	1.8726
	3	7.7600	42.9655	1.8125
	4	4.3100	18.1250	1.7375
	5	1.7825	20.7195	1.5370
2	1	10.4050	129.8125	1.9622
	2	8.5125	126.0938	1.9222
	3	6.5750	99.0625	1.8672
	4	5.0300	83.7500	1.8580
3	1	9.7500	184.5938	1.9065
	2	12.3500	212.5000	1.9130
	3	8.2375	162.1875	1.9124
	4	6.3575	135.7500	1.8673
4	1	11.0425	274.0000	2.0010
	2	9.8650	248.1600	1.9764
	3	8.9700	232.1875	1.9688
	4	8.0100	216.2969	2.0037

開度 (m)	NO	H (m)	Q (m³/sec)	C
5	5	7.0100	195.4375	1.7837
	6	6.5000	184.6625	1.8448
	1	11.0700	325.0000	1.9122
	2	9.6225	286.8750	1.9364
	3	8.7600	278.1250	1.9866
	4	7.6725	250.6250	1.9173
6	1	11.6750	402.1875	2.0093
	2	10.5550	376.2500	2.0289
	3	9.3500	338.1250	2.0074
	4	8.6775	318.7500	1.9475
7	1	12.2775	475.5625	2.0627
	2	11.8425	462.8125	2.0503
	3	11.1500	441.8750	2.0415
	4	10.3150	403.4375	1.9854
8	1	10.7450	483.1250	2.1001
	2	11.8700	528.1250	2.1157

H—Q　GATE 1
図—69　1門等高半開



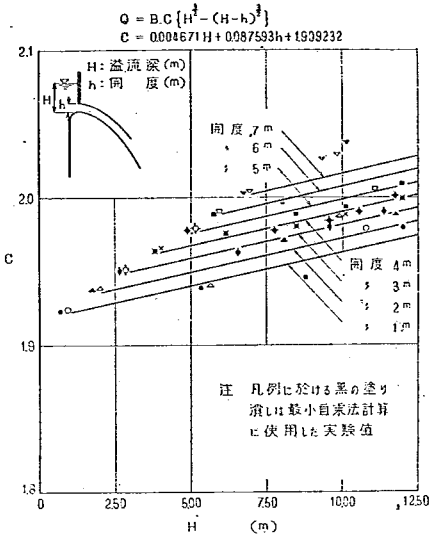
H—C　GATE 1
図—70　1門等高半開



開度 (m)	No	H (m)	Q (m³/sec)	C
1	1	11.9700	1509.9375	1.9898
	2	10.7775	1412.5000	1.9806
	3	8.7200	1256.250	1.9477
	4	5.8425	959.9375	1.9398
	5	3.3050	758.9375	2.0175
2	1	11.7250	2331.250	1.9932
	2	9.9150	2071.875	1.9896
	3	8.0700	1759.375	1.9735
	4	5.7325	1896.875	1.9413
	5	3.9250	1500.000	1.9568
3	1	11.3700	422.5000	1.9913
	2	9.5200	3784.375	1.9826
	3	7.2050	3220.313	1.9926
	4	6.5175	295.9375	1.9647
	5	5.3925	2537.500	1.7068
4	1	11.9870	6678.125	1.9947

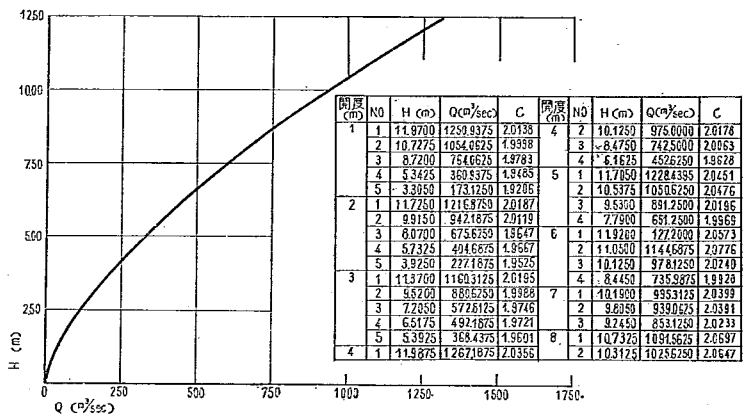
開度 (m)	No	H (m)	Q (m³/sec)	C
4	2	10.1250	5390.625	1.9897
	3	8.4750	452.1875	1.9878
	4	6.1625	3595.875	1.9777
5	1	11.7050	6687.375	2.0010
	2	10.5375	6321.875	1.9918
	3	9.5300	5887.500	1.9845
	4	7.7900	5068.750	1.9787
6	1	11.5200	8065.625	2.0099
	2	11.0500	7640.625	2.0067
	3	10.1250	7140.625	1.9950
	4	8.4450	6184.375	1.9897
7	1	10.1900	8203.125	2.0382
	2	9.8060	7918.750	2.0305
	3	9.2450	752.1875	2.0268
8	1	10.7325	965.0000	2.0995
	2	10.3125	977.5000	2.0892

H—Q
図—71　自由越流と半開操作組合



H—C

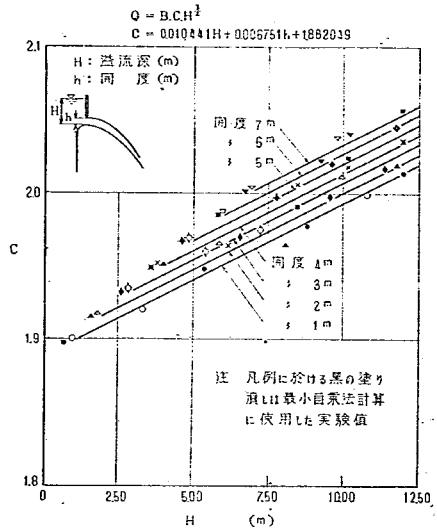
図—72　自由越流と半開操作組合



開度(m)	NO	H (m)	Q(m³/sec)	C	開度(m)	NO	H (m)	Q(m³/sec)	C
1	1	11.9700	1259.9375	2.0138	4	2	10.1250	975.0000	2.0176
	2	10.7775	1054.0625	1.9998		3	8.4750	742.5000	2.0063
	3	8.7200	754.0625	1.9783		4	6.1625	452.6250	1.9678
	4	5.3425	360.9375	1.9485	5	1	11.7050	1228.4395	2.0451
	5	3.3050	173.1250	1.9206		2	10.5375	1050.6250	2.0476
2	1	11.7750	1216.8750	2.0187		3	9.5300	891.2500	2.0196
	2	9.9150	942.1875	2.0119		4	7.7900	651.2500	1.9969
	3	8.0700	675.6250	1.9947	6	1	11.9200	1272.2000	2.0573
	4	5.7325	404.6875	1.9667		2	11.0500	1144.6875	2.0776
	5	3.9250	227.1875	1.9525		3	10.1250	978.1250	2.0240
3	1	11.3700	1160.3125	2.0195		4	8.4450	735.9375	1.9928
	2	9.5200	886.5250	1.9988	7	1	10.1900	995.3125	2.0399
	3	7.2050	572.6125	1.9746		2	9.6850	939.0625	2.0391
	4	6.5175	492.1875	1.9721		3	9.2450	853.1250	2.0233
	5	5.3925	368.4375	1.9601	8	1	10.7325	1091.5625	2.0597
4	1	11.9875	1267.1875	2.0356		2	10.3125	1025.6250	2.0647

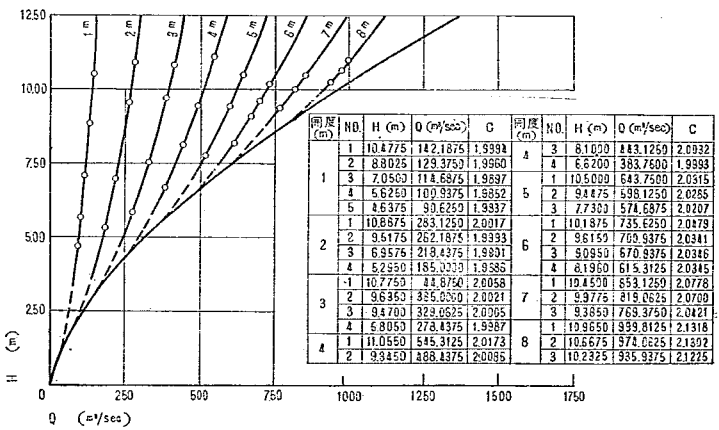
H—Q

図—73　自由越流と半開操作組合



H—C

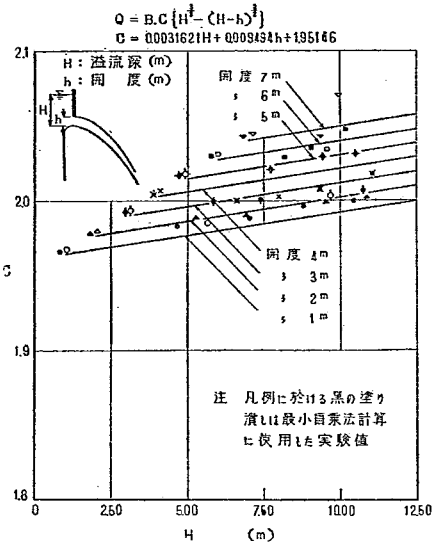
図—74　自由越流と半開操作組合



同度(m)	NO.	H (m)	Q (m³/sec)	C	同度(m)	NO.	H (m)	Q (m³/sec)	C
1	1	10.4775	142.1875	1.9998	4	3	8.1000	383.1250	2.0032
	2	8.8025	129.3750	1.9960		4	6.6200	383.7500	1.9993
	3	7.0500	118.6875	1.9697	5	1	10.5000	643.7500	2.0315
	4	5.6250	100.9375	1.9852		2	9.4875	598.1250	2.0255
	5	4.6375	90.6250	1.9937		3	7.7300	574.6875	2.0207
2	1	10.8875	283.1250	2.0017	6	1	10.1875	735.6250	2.0279
	2	9.5175	262.1875	1.9993		2	9.6150	709.9375	2.0341
	3	6.9576	218.4375	1.9801		3	9.0950	670.9375	2.0386
	4	5.2350	185.0000	1.9865		4	8.1960	615.3125	2.0345
3	1	10.7750	44.8750	2.0058	7	1	10.4500	853.1250	2.0778
	2	9.6350	335.0000	2.0021		2	9.9775	819.0625	2.0700
	3	9.4700	329.0625	2.0065		3	9.3850	769.3750	2.0421
	4	6.8050	278.4375	1.9987	8	1	10.9650	959.8125	2.1318
4	1	11.0550	545.3125	2.0173		2	10.5675	974.0625	2.1302
	2	9.9450	488.8375	2.0085		3	10.2325	935.9375	2.1225

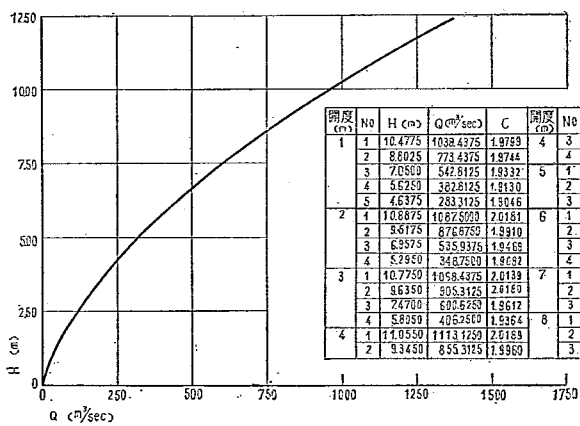
H—Q

図—75　自由越流と半開操作組合



H—C

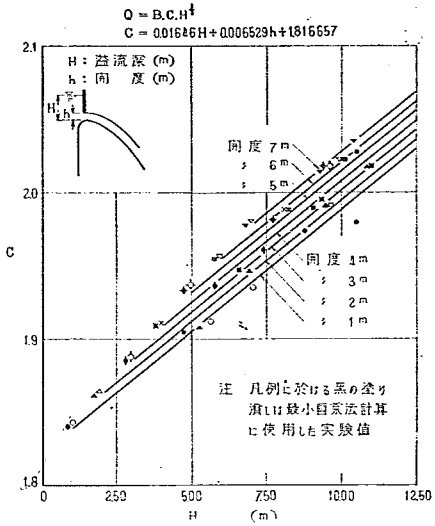
図—76 自由越流と半開操作組合



開度(m)	No	H (m)	Q(m³/sec)	C	開度(m)	No	H (m)	Q(m³/sec)	C
1	1	10.4775	1038.4375	1.9759	4	3	8.1000	687.8125	1.9891
	2	8.8025	773.4375	1.9744		4	6.6700	497.5000	1.9472
	3	7.0500	542.8125	1.9332	5	1	10.5000	1035.0000	2.0289
	4	5.6250	382.8125	1.9130		2	8.4475	678.0625	2.0192
	5	4.6375	283.3125	1.9046		3	7.7300	595.0625	1.9624
2	1	10.8875	1087.5000	2.0181	6	1	10.1875	986.6625	2.0227
	2	9.6175	876.8750	1.9910		2	9.6150	858.6250	1.9915
	3	8.3575	685.9375	1.9465		3	9.0850	816.1250	1.9893
	4	5.2950	348.7500	1.9082		4	8.1950	698.6875	1.9857
3	1	10.7750	1058.4375	2.0139	7	1	10.4500	1030.9375	2.0349
	2	9.6350	905.3125	2.0169		2	9.9775	956.2500	2.0228
	3	7.4700	600.6250	1.9912		3	9.3650	869.3750	2.0159
	4	5.8050	406.2500	1.9364	8	1	10.9650	1115.0000	2.0472
4	1	11.0550	1113.1250	2.0189		2	10.6675	1070.0000	2.0414
	2	9.3450	855.3125	1.9960		3	10.2325	997.5000	2.0316

H—Q

図—77 自由越流と半開操作組合



H—C
図—78　自由越流と半開操作組合

表—11　自由越流と半開操作組合

図面番号	名　　称	門扉番号	摘　要
71	自由越流と等高半開対称組合	Gate 1, 4—Partical	H～Q
72	〃	〃	H～C
73	〃	Gate 2, 3—Free	H～Q
74	〃	〃	H—C
75	〃	Gate 2, 3—Partical	H—Q
76	〃	〃	H～C
77	〃	Gate 1, 4—Free	H～Q
78	〃	〃	H～C

なお，半開と半開との組合せは時間の関係で省略した。

Ⅷ　結　　言

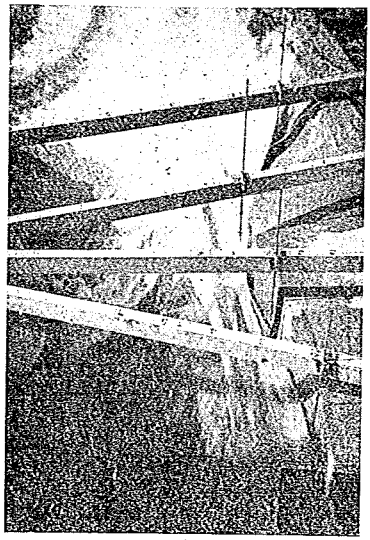
本実験の結果判明した事は次の二つである。

（1）　この様に急に曲つた水叩の場合でも，ガイド・バッフルを用い，且つ下流水位を適当に保持する事により，実施可能な流況となし得る事。

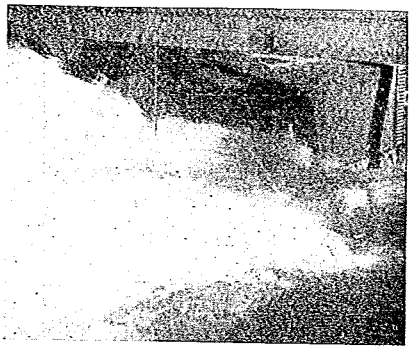
（2）　本堰堤の操作実施上，要請された流量公式を見出すに当つて，門扉半開の場合の越操係数を越流深と

門扉開度の一次式によつて表わし得た事。

ガイド・バッフルについては問題が多いので，今後現地における実測結果の重要性が痛感される。なお，本実験遂行のため，近畿地方建設局及び十津川利水工事々務所より賜つた御協力に深く感謝致します。



写 真— 1

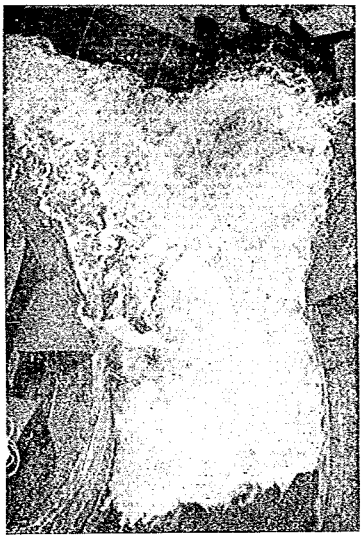


写 真— 2

写 真— 3

写 真— 4

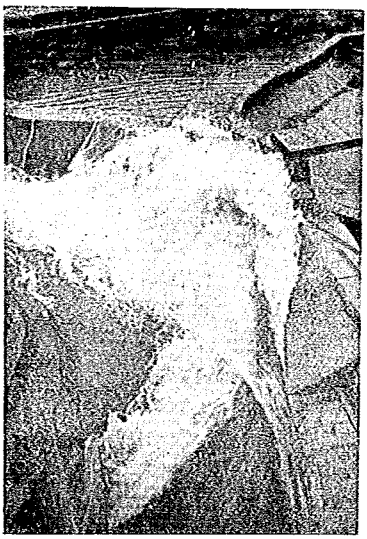
写 真— 5



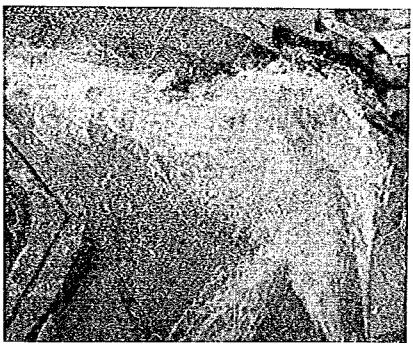
写 真— 6

写 真— 7

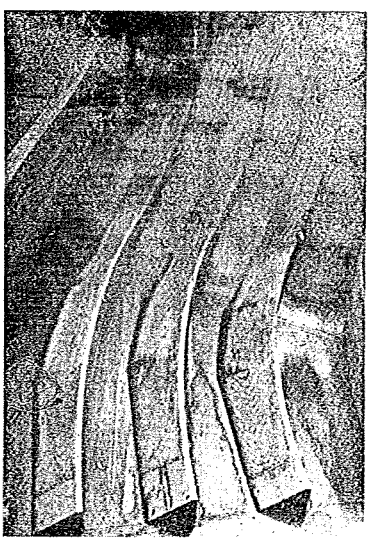
写 真— 8



写 真— 9

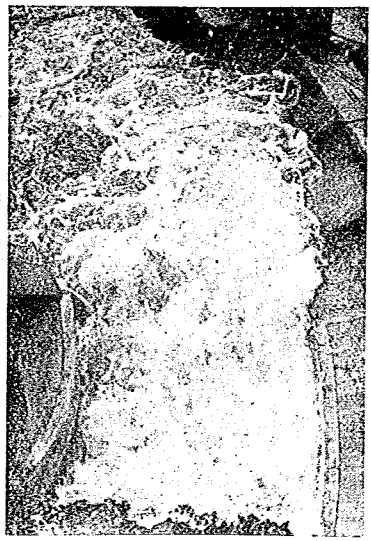


写 真—10

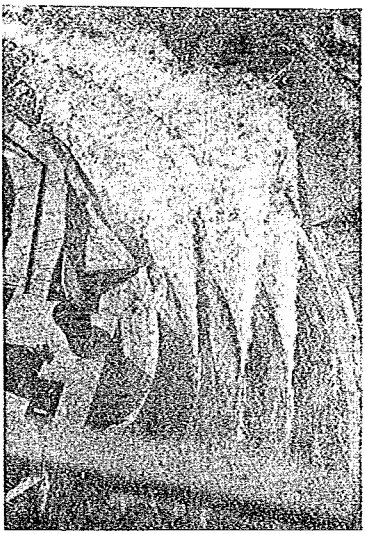


写 真—11

写 真—12

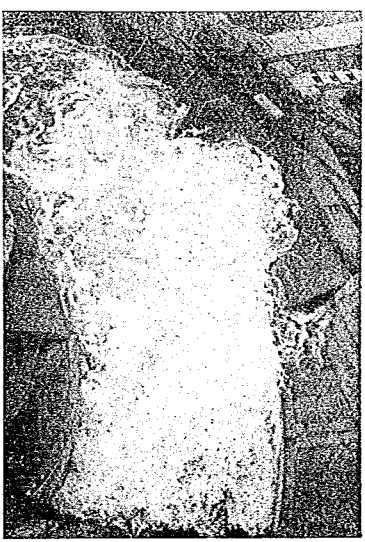


写 真—13

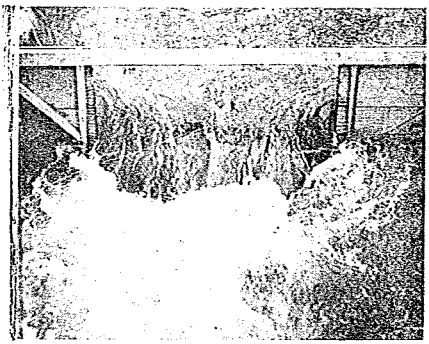


写 真—14

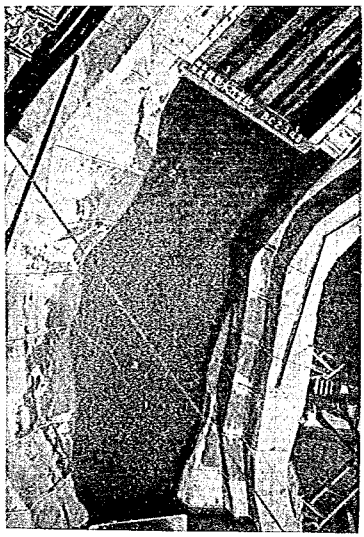
写 真—15



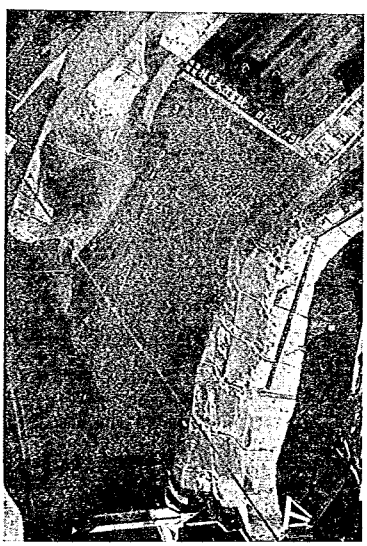
写 真—16



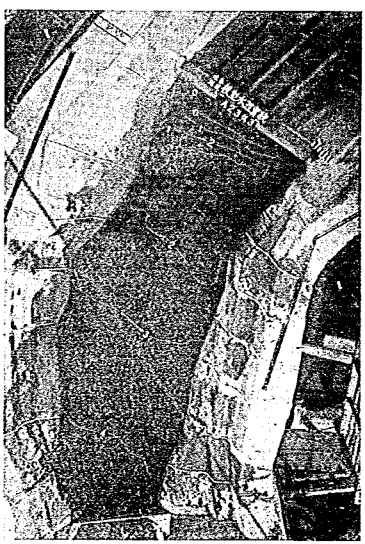
写 真—17



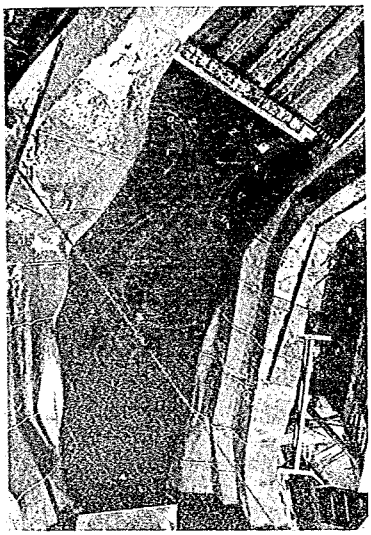
写 真—18



写 真—19

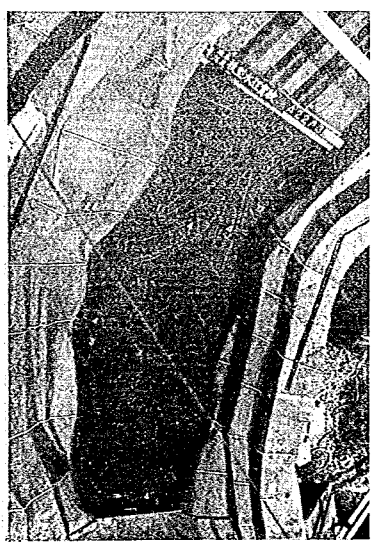


写 真—20



写·真—21

写 真—22



写 真—23

写 真—24

鈑梁に於ける集中荷重の拡散について（2）

建設技官　高　田　孝　信
建設技官　貞　升　文　槌

（昭和 31 年 12 月）

目　次

まえがき……（1）
Ⅳ　中央集中荷重の拡散について
　　其の二　負荷点に垂直材がある場合……（1）
　〔1〕 問題の取扱い方……（1）
　〔2〕 腹板，垂直材並びに縁材に生ずる力及び変位……（2）
　〔3〕 境界条件……（3）
　〔4〕 補強材が熔接々合の場合……（6）
Ⅴ　光弾性実験による中央集中荷重の拡散状況測定……（14）

まえがき

前報告[1]においては最も簡単な基礎的な場合を取扱い縁材があつても集中荷重による腹板の応力集中度は極めて顕著である事を示して応力の拡散状況を明かにしたが，本報告では更に一層実際問題に近い負荷点に垂直材がある場合について求めて見た。その結果本問題の場合のように理想化された場合に対しても数理的に納得出来る解を求める事は極めて繁雑で実用計算としては殆ど不可能に近い事が分つた。尚腹板と補強材とが熔接々合の場合には数理計算は稍々簡単となる。然しこの場合には光弾性実験材料による模型供試体の製作が可能となるので，数理計算より光弾性実験による方法が便利である。従つて垂直材の剛性変化に対する影響及び垂直材の効力を求めるのには主として光弾性実験による事にした。

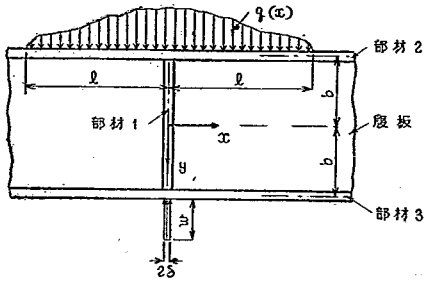
Ⅳ　中央集中荷重の拡散について

其の二　負荷点に垂直材がある場合

〔1〕 問題の取扱い方

前報告に於ては負荷点に垂直材が存在しない場合を取扱つたが，一般に鈑材は集中荷重に対して抵抗力が極めて小さいので大きな集中荷重を受ける所には強い垂直材を配置して集中荷重は一旦垂直材で受取り，この垂直材より鋲等の接合材を通して腹板に力を伝達するものである。本章では主としてこの垂直材より腹板えの力の伝達状況を調べて垂直材の作用を求めようとするものである。この場合荷重状況は前報告同様とし，集中荷重は最初全部垂直材に負荷されるものとした。図—1 参照

1)　土木研究所報告　82 号参照



図—1

尚　$2W=\int_{-t}^{t}q(x)dx=2\int_{0}^{t}q(x)dx$

但し $q(x)$ は x の偶函数

実際には或間隔をおいて垂直材を数多く配置するものであるが，それ等の作用が防撓材としての効力以外に集中荷重の拡散に如何程の効力を発揮するかは，これ等を取除いて計算した結果より略推察出来るもので，拡散状況が緩慢の場合には数個の垂直材が拡散に影響を与える事を示し，中央以外の垂直材を取除いて計算する事はそれ丈誤差を生ずる可能性があるが，拡散状況は急激となる事は前報告により予想されるので中央以外の垂直材を取除いて計算しても拡散状況を調べるには大した誤差を生じないものと思われる。

〔2〕 腹板，垂直材，並びに縁材に生ずる力及び変位

今座標を図—1 のように取れば，鈑桁の形状及び荷重状況は y 軸に対して対称であるから $x\geqq 0$ の領域について考えれば，腹板の応力函数 $F_2(x,y)$ は

$$F_2(x,y)=F_0(x,y)+\sum_{n=1,2,\cdots}^{\infty}\left\{\left(A_n+D_n\frac{x}{b}\right)\cos\alpha_n y+\left(B_n+C_n\frac{x}{b}\right)\sin\alpha_n y\right\}\frac{e^{-\alpha_n x}}{\alpha_n^2} \quad\cdots\cdots(4\text{–}1)$$

但し

$$\begin{cases}F_0(x,y)=\int_0^{\infty}\left\{A_0(\lambda)Ch\lambda y+B_0(\lambda)Sh\lambda y+C_0(\lambda)\frac{y}{b}Ch\lambda y+D_0(\lambda)\frac{y}{b}Sh\lambda y\right\}\frac{\cos\lambda x\,d\lambda}{\lambda^2 Ch\lambda b}\\ \alpha_n=\frac{n\pi}{b}\end{cases}$$

$A_0(\lambda)$，$B_0(\lambda)$，$C_0(\lambda)$，$D_0(\lambda)$，A_n，B_n，C_n，D_n は積分常数

然る時は腹板に生ずる各力は

$$\begin{cases}N_x(x,y)=t\frac{\partial^2 F_0}{\partial y^2}-t\sum_{n=1}^{\infty}\left\{\left(A_n+D_n\frac{x}{b}\right)\cos\alpha_n y+\left(B_n+C_n\frac{x}{b}\right)\sin\alpha_n y\right\}e^{-\alpha_n x}\cdots(4\text{–}2\text{–}1)\\ N_y(x,y)=t\frac{\partial^2 F_0}{\partial x^2}-t\sum_{n=1}^{\infty}\left\{\left(A_n+D_n\frac{x}{b}-\frac{2}{\alpha_n'}\right)\right)\cos\alpha_n y+\left(B_n+C_n\left(\frac{x}{b}-\frac{2}{\alpha_n'}\right)\right)\sin\alpha_n y\Big\}e^{-\alpha_n x}\cdots\cdots(4\text{–}2\text{–}2)\\ S(x,y)=-t\frac{\partial^2 F_0}{\partial x\partial y}-t\sum_{n=1}^{\infty}\left\{\left(A_n+D_n\left(\frac{x}{b}-\frac{1}{\alpha_n'}\right)\right)\sin\alpha_n y-\left(B_n+C_n\left(\frac{x}{b}-\frac{1}{\alpha_n'}\right)\right)\cos\alpha_n y\right\}e^{-\alpha_n x}\cdots\cdots(4\text{–}2\text{–}3)\end{cases}$$

腹板に生ずる変位 u，v は

$$\begin{cases} u=u_0+\dfrac{1}{2G}\sum_{n=1}^{\infty}\left[\left(A_n+D_n\left(\dfrac{x}{b}-\dfrac{m-1}{m+1}\dfrac{1}{\alpha_n'}\right)\right)\cos\alpha_n y+\left(B_n+C_n\left(\dfrac{x}{b}\right.\right.\right. \\ \qquad \left.\left.\left.+\dfrac{m-1}{m+1}\dfrac{1}{\alpha_n'}\right)\right)\sin\alpha_n y\right]\dfrac{e^{-\alpha_n x}}{\alpha_n}+g(y) \quad \cdots\cdots(4\text{-}3\text{-}1) \\ v=v_0+\dfrac{1}{2G}\sum_{n=1}^{\infty}\left[\left(A_n+D_n\left(\dfrac{x}{b}-\dfrac{2m}{m+1}\dfrac{1}{\alpha_n'}\right)\right)\sin\alpha_n y-\left(B_n+C_n\left(\dfrac{x}{b}\right.\right.\right. \\ \qquad \left.\left.\left.-\dfrac{2m}{m+1}\dfrac{1}{\alpha_n'}\right)\right)\cos\alpha_n y\right]\dfrac{e^{-\alpha_n x}}{\alpha_n}+h(x) \quad \cdots\cdots(4\text{-}3\text{-}2) \end{cases}$$

但し $\alpha_n'=\alpha_n b$，u_0，v_0 は $F_0(x,y)$ に対応する腹板の変位にして，$g(y)$，$h(x)$ は夫々 y 及び x のみの積分函数である。これ等を決定するには前報告Ⅲの (3-3) 式より

$$\frac{dh}{dx}+\frac{dg}{dy}=0$$

従つて

$$\begin{cases} h(x)=C_0'x+C_3'' \quad \cdots\cdots(4\text{-}4\text{-}1) \\ g(y)=-C_0'y+C_0''' \quad \cdots\cdots(4\text{-}4\text{-}2) \end{cases}$$

但し C_0'，C_0''，C_0''' は積分常数であるが，力のみを求むる時には定むる必要がない。

次に垂直材，縁材に生ずる変位及び軸力を求むるには前報告Ⅱより

$$\begin{cases} \text{部材1の } x \text{ 方向の変位：} \quad U_1=0 \quad \cdots\cdots(4\text{-}5\text{-}1) \\ \text{部材2の } y \quad 〃 \quad : \quad V_2=v(x,-b)-\dfrac{1}{K_2'}Ny(x,-b) \quad \cdots\cdots(4\text{-}5\text{-}2) \\ \text{部材3の} \quad 〃 \quad : \quad V_3=v(x,b)+\dfrac{1}{K_3'}Ny(x,b) \quad \cdots\cdots(4\text{-}5\text{-}3) \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{部材1の軸力決定式：} \quad \dfrac{d^2P_1}{dy^2}-\mu_1^2P_1=-\dfrac{K_1}{Et}\left(N_y(0,y)-\dfrac{1}{m}N_x(0,y)\right) \quad \cdots\cdots(4\text{-}5\text{-}4) \\ \text{部材2} \quad 〃 \quad : \quad \dfrac{d^2P_2}{dx^2}-\mu_2^2P_2=-\dfrac{K_2}{Et}\left(N_x(x,-b)-\dfrac{1}{m}N_y(x,-b)\right) \quad \cdots(4\text{-}5\text{-}5) \\ \text{部材3} \quad 〃 \quad : \quad \dfrac{d^2P_3}{dx^2}-\mu_3^2P_3=-\dfrac{K_1}{Et}\left(N_x(x,b)-\dfrac{1}{m}N_y(x,b)\right) \quad \cdots\cdots(4\text{-}5\text{-}6) \end{cases}$$

但し　$\mu_i^2=\dfrac{K_i}{EF_i}$　　$i=1,\ 2,\ 3$

従つて部材2及3の y 方向の変位 $V_2(x)$，$V_3(x)$ は (4-5-2)，(4-5-3) より

$$\begin{cases} V_2=\dfrac{1}{2G}\left[\int_0^{\infty}\left[A_0\left(th\lambda'+2\dfrac{Gt}{K_2'b}\lambda'\right)-B_0\left(1+2\dfrac{Gt}{K_2'b}\lambda' th\lambda'\right)-C_0\left(th\lambda'\right.\right.\right. \\ \qquad \left.\left.-\dfrac{m-1}{m+1}\dfrac{1}{\lambda'}+2\dfrac{Gt}{K_2'b}\lambda'\right)+D_0\left(1+2\dfrac{Gt}{K_2'b}\lambda' th\lambda'-\dfrac{m-1}{m+1}\dfrac{th\,\lambda'}{\lambda'}\right)\right]\dfrac{\cos\lambda x}{\lambda'}d\lambda' \\ \qquad -b\sum_{n=1}^{\infty}(-1)^n\left[2\dfrac{Gt}{K_2'b}\left\{A_n+D_n\left(\dfrac{x}{b}-\dfrac{2}{\alpha_n'}\right)\right\}+\dfrac{B_n}{\alpha_n'}+\dfrac{C_n}{\alpha_n'}\left(\dfrac{x}{b}\right.\right. \\ \qquad \left.\left.\left.-\dfrac{m}{m+1}\dfrac{2}{\alpha_n'}\right)\right]e^{-\alpha_n x}\right]+h(x) \quad \cdots\cdots(4\text{-}6\text{-}1) \end{cases}$$

$$V_3(x)=-\frac{1}{2G}\left[\int_0^\infty\left\{A_0\left(th\lambda'+2\frac{Gt}{K_3'b}\lambda'\right)+B_0\left(1+2\frac{Gt}{K_3'b}\lambda' th\lambda'\right)+C_0\left(th\lambda'+2\frac{Gt}{K_3'b}\lambda'-\frac{m-1}{m+1}\frac{1}{\lambda'}\right)+D_0\left(1+2\frac{Gt}{K_3'b}\lambda' th\lambda'-\frac{m-1}{m+1}\frac{th\,\lambda'}{\lambda'}\right)\right\}\frac{\cos\lambda x}{\lambda'}d\lambda'-b\sum_{n=1}^{\infty}(-1)^n\left\{2\frac{Gt}{K_3'b}\left\{A_n+D_n\left(\frac{x}{b}-\frac{2}{\alpha_n'}\right)\right\}-\frac{B_n}{\alpha_n'}-\frac{C_n}{\alpha_n'}\left(\frac{x}{b}-\frac{m}{m+1}\frac{2}{\alpha_n'}\right)\right\}e^{-\alpha_n x}\right]+h(x) \quad \cdots\cdots(4\text{-}6\text{-}2)$$

但し $\lambda'=\lambda b$

次に垂直材の軸力 P_1 は (4-5-4) より

$$\frac{d^2P_1}{dy^2}-\mu_1^2P_1=\frac{m+1}{m}\frac{K_1}{E}\left[\int_0^\infty\left\{A_0ch\lambda y+B_0sh\lambda y+C_0\frac{y}{b}ch\lambda y+D_0\frac{y}{b}sh\lambda y+\frac{2}{m+1}\left(\frac{C_0}{\lambda'}sh\lambda y+\frac{D_0}{\lambda'}ch\lambda y\right)\right\}\frac{d\lambda}{ch\lambda'}-\sum_{n=1}^{\infty}\left\{\left(A_n-\frac{2m}{m+1}\frac{D_n}{\alpha_n'}\right)\cos\alpha_n y+\left(B_n-\frac{2m}{m+1}\frac{C_n}{\alpha_n'}\right)\sin\alpha_n y\right\}\right] \quad \cdots\cdots(4\text{-}7)$$

よつて

$$P_1(y)=\frac{(a_1ch\mu_1y+b_1sh\mu_1y)}{ch\mu_1}+\frac{m+1}{m}\frac{K_1}{E}\left[\int_0^\infty\left\{\left(A_0+\frac{2}{m+1}\frac{D_0}{\lambda'}\right)\frac{ch\mu_1y-ch\lambda y}{\mu_1^2-\lambda^2}+\left(B_0+\frac{2}{m+1}\frac{C_0}{\lambda'}\right)\frac{\lambda sh\mu_1y-\mu_1sh\lambda y}{\mu_1(\mu_1^2-\lambda^2)}-\frac{C_0}{\mu_1^2-\lambda^2}\left(\frac{y}{b}ch\lambda y+\frac{2\lambda' sh\lambda y-\left(\mu_1'+\frac{\lambda'^2}{\mu_1'}\right)sh\mu_1y}{\mu_1'^2-\lambda'^2}\right)-\frac{D_0}{\mu_1^2-\lambda^2}\left(\frac{y}{b}sh\lambda y-\frac{2\lambda'}{\mu_1'^2-\lambda'^2}(ch\mu_1y-ch\lambda y)\right)\right\}\frac{d\lambda}{ch\lambda'}+\sum_{n=1}^{\infty}\frac{\left(A_n-\frac{2m}{m+1}\frac{D_n}{\alpha_n'}\right)\cos\alpha_ny+\left(B_n-\frac{2m}{m+1}\frac{C_n}{\alpha_n'}\right)\sin\alpha_ny}{\alpha_n^2+\mu_1^2}\right] \quad \cdots\cdots(4\text{-}8\text{-}1)$$

次に P_2, P_3 は (4-5-5), (4-5-6) より

$$P_2(x)=a_2ch\mu_2x+b_2sh\mu_2x+\frac{m+1}{m}\frac{K_2}{E}\left[\int_0^\infty\left\{A_0-B_0th\lambda'-C_0\left(1+\frac{2m}{m+1}\frac{th\,\lambda'}{\lambda'}\right)+D_0\left(th\lambda'+\frac{2m}{m+1}\frac{1}{\lambda'}\right)\right\}\frac{\cos\lambda x}{\lambda^2+\mu_2^2}d\lambda+\sum_{n=1}^{\infty}\frac{(-1)^ne^{-\alpha_nx}}{\alpha_n^2-\mu_2^2}\left\{A_n+D_n\left(\frac{x}{b}+\frac{2}{m+1}\frac{m\alpha_n'^2+\mu_2'^2}{\alpha_n'^2-\mu_2'^2}\frac{1}{\alpha_n'}\right)\right\}\right] \quad \cdots\cdots(4\text{-}8\text{-}2)$$

$$P_3(x)=a_3ch\mu_3x+b_3sh\mu_3x+\frac{m+1}{m}\frac{K_3}{E}\left[\int_0^\infty\left\{A_3+B_0th\lambda'+C_0\left(1+\frac{2m}{m+1}\frac{th\,\lambda'}{\lambda'}\right)+D_0\left(th\lambda'+\frac{2m}{m+1}\frac{1}{\lambda'}\right)\right\}\frac{\cos\lambda x}{\lambda^2+\mu_3^2}d\lambda+\sum_{n=1}^{\infty}\frac{(-1)^ne^{-\alpha_nx}}{\alpha_n^2-\mu_3^2}\left\{A_n+D_n\left(\frac{x}{b}\right.\right.\right.$$

$$+\frac{2}{m+1}\frac{m\alpha_n'^2+\mu_3'^2}{\alpha_n'^2-\mu_3'^2}\frac{1}{\alpha_n'}\Big)\Big)\Big) \quad \cdots\cdots(4\text{-}8\text{-}3)$$

但し a_i, b_i, $(i=1, 2, 3)$ は積分常数にして，$\mu_i'=\mu_i b$, $\mu_i \neq \alpha_n$ とす.

以上により腹板，垂直材，縁材に作用する力は全部求められた事になる。

〔3〕 境界条件

前記のように板の応力及び垂直材，縁材の軸力は (4-2-1), (4-2-2), (4-2-3), 及び (4-8-1), (4-8-2), (4-8-3), のように一般解として求むる事が出来たが，之等の中には 14 個の積分常数を含んで居るので次のような 12 個の境界条件を考える。

（1） 垂直材と腹板との接合部の条件

一般に腹板の任意の点に於て剪断力 S は

$$S=Gt\left(\frac{\partial u}{\partial y}+\frac{\partial v}{\partial x}\right)$$

$$\therefore \quad \frac{\partial u}{\partial y}+\frac{\partial v}{\partial x}=\frac{S}{Gt}$$

$$\therefore \quad \frac{\partial^2 u}{\partial y^2}+\frac{\partial^2 v}{\partial x \partial y}=\frac{1}{Gt}\frac{\partial S}{\partial y} \quad \cdots\cdots(a)$$

$$\text{又} \quad \frac{\partial v}{\partial y}=\frac{1}{Et}\left(Ny-\frac{1}{m}Nx\right)$$

$$\therefore \quad \frac{\partial^2 v}{\partial x \partial y}=\frac{1}{Et}\left(\frac{\partial Ny}{\partial x}-\frac{1}{m}\frac{\partial Nx}{\partial x}\right) \quad \cdots\cdots(b)$$

又 $\frac{\partial Nx}{\partial x}=-\frac{\partial S}{\partial y}$ であるから（b）式は

$$\frac{\partial^2 v}{\partial x \partial y}=\frac{1}{Et}\left(\frac{\partial Ny}{\partial x}+\frac{1}{m}\frac{\partial S}{\partial y}\right) \quad \cdots\cdots(c)$$

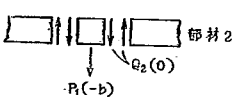
然して垂直材と腹板との接合部 $x=0$ では

$$u(0, y)=0 \quad \therefore \quad \left(\frac{\partial u}{\partial y}\right)_{x=0}=\left(\frac{\partial^2 u}{\partial y^2}\right)_{x=0}=0$$

よつて (a), (c) より

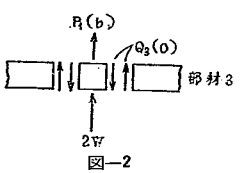
$$\frac{1}{G}\left(\frac{\partial S}{\partial y}\right)_{x=0}=\frac{1}{E}\left\{\left(\frac{\partial Ny}{\partial x}\right)_{x=0}+\frac{1}{m}\left(\frac{\partial S}{\partial y}\right)_{x=0}\right\}$$

$$\therefore \quad \left(2+\frac{1}{m}\right)\left(\frac{\partial S}{\partial y}\right)_{x=0}=\left(\frac{\partial Ny}{\partial x}\right)_{x=0} \quad \cdots\cdots(4\text{-}9\text{-}1)$$



垂直材の軸力と腹板の力との関係は

$$\frac{dP_1}{dy}+2S(0, y)=0 \quad \cdots\cdots(4\text{-}9\text{-}2)$$



図—2

（2） 垂直材の軸力に対する条件

部材 1 と部材 2 との結合部の y 方向の力の釣合より

$$P_1(-b)+2Q_2(0)=0 \quad \cdots\cdots(4\text{-}10\text{-}1)$$

部材1と部材3との結合部の y 方向の力の釣合より

$$P_1(b)-2Q_3(0)+2W=0 \quad \cdots\cdots(4\text{-}10\text{-}2)$$

但し

$$\begin{cases} Q_2(0)=-EI_2\left(\dfrac{d^3V_2}{dx^3}\right)_{x=0} \\ Q_3(0)=-EI_3\left(\dfrac{d^3V_3}{dx^3}\right)_{x=0} \end{cases}$$

若し部材1と部材 2, 3 との結合が不十分にして剪断力の伝達力がないと見做される場合には

$$\begin{cases} P_1(-b)=0 \quad \cdots\cdots(4\text{-}10\text{-}1)' \\ P_1(b)+2W=0 \quad \cdots\cdots(4\text{-}10\text{-}2)' \end{cases}$$

(3) 縁材（部材2及び3）の軸力に対する条件

前報告の場合と同様に

$$\left.\begin{array}{l} x=0 \text{ にて } \dfrac{dP_2}{dx}=0 \\ \qquad\quad \dfrac{dP_3}{dx}=0 \end{array}\right\} \quad \cdots\cdots(4\text{-}11)$$

$$x=\infty \text{ にて } \quad P_2=P_3=0 \quad \cdots\cdots(4\text{-}12)$$

(4) 縁材の y 方向の釣合の式

$$\frac{d^4V_2}{dx^4}=\frac{1}{EI_2}\left\{Ny(x,-b)+\frac{2}{\pi}\int_0^\infty \cos\lambda x\lambda y\int_0^t q(\xi)\cos\lambda\xi\, d\xi\right\} \quad \cdots\cdots(4\text{-}13\text{-}1)$$

$$\frac{d^4V_3}{dx^4}+\frac{1}{EI_3}\left\{Ny\ (x,b)\ +\frac{2W}{\pi}\int_0^\infty \cos\lambda x\, d\lambda\right\}=0 \quad \cdots\cdots(4\text{-}13\text{-}2)$$

(5) 縁材の軸力と腹板の剪断力との関係

$$\begin{cases} \dfrac{dP_2}{dx}+S(x,-b)=0 \quad \cdots\cdots(4\text{-}14\text{-}1) \\ \dfrac{dP_3}{dx}-S(x,\ b)=0 \quad \cdots\cdots(4\text{-}14\text{-}2) \end{cases}$$

〔4〕 補強材が熔接接合の場合

以上により腹板と補強材との接合が滑り係数 K の場合に対する一般解及び之に対する境界条件を示したが，この場合に対する積分常数の決定には尚相当の手数を要する。然るに近時腹板と補強材との接合には鋲結合よりも熔接の場合が多くなつて来た。この場合を考えて見るに，腹板と補強材との結合に相当強固で，剛接合に近いものが多い。従つてこのような場合には見掛けの滑り係数 K は

$$\gamma \fallingdotseq 0$$

従つて

$$K \fallingdotseq \infty$$

と見做す事が出来て，腹板と補強材とは略一体と見做され，補強材は鈑桁に対して極めて有効に効力を発揮する事になる。尚この場合には取扱いは鋲結合の場合よりも非常に簡単となる。然し縁材の軸力 P_2, P_3 に対す

る式を厳密に表はす事は困難で，近似的には次の二通りが考えられる。

（i） 縁材と腹板との接合条件を縁材自身の中立軸と腹板との接合部に取つた場合：

この場合には (4-5-5), (4-5-6) にて $K\fallingdotseq\infty$ とおけば，

$$P_i=\frac{F_i}{t}\left\{Nx(x,\mp b)-\frac{1}{m}Ny(x,\mp b)\right\} \quad \cdots\cdots(4\text{-}5\text{-}5)$$

図—3—(a) 参照

（ii） 縁材と腹板との接合条件を縁材の内側に取つた場合：

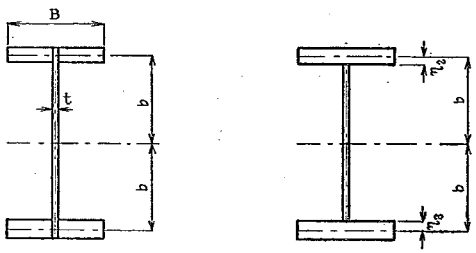
この場合には縁材の曲げの影響が加わり

$$\frac{P_i}{F_i}\pm\frac{\eta_i M_i}{I_i}=\frac{1}{t}\left\{Nx(x,\mp b\pm\eta_i)-\frac{1}{m}Ny(x,\mp b\pm\eta_i)\right\} \quad \cdots\cdots(4\text{-}5\text{-}5)''$$

但し $M_i=-EI_i\dfrac{d^2V_i}{dx^2}$

図—3—(b) 参照

但し (4-5-5)′, (4-5-5)″ にて $i=2$, 3, 又上方符号は $i=2$, 下符号は $i=3$ に対するものである。



図—3

実際には見掛上両者の中間にあると思はれるが，両者の数値的差異は僅かである。(後記，図—4 参照) 従つて本文では（i）の場合について論を進める事にする。尚垂直材（部材1）に対する軸力 P_1 の式は (4-5-4) より

$$P_1=\frac{F_1}{t}\left\{Ny(0,y)-\frac{1}{m}Nx(0,y)\right\} \quad \cdots\cdots(4\text{-}5\text{-}4)'$$

縁材に対する変位 V_i に (4-5-2), (4-5-3) より

$$V_i=v(x,\mp b) \quad \cdots\cdots(4\text{-}5\text{-}2)'$$

従つて P_i 及び V_i は次の如くになる。

$$\left\{\begin{aligned}P_1=\frac{m+1}{m}F_1\Big[\int_0^\infty\Big[&A_0ch\lambda y+B_0sh\lambda y+C_0\frac{y}{b}ch\lambda y+D_0\frac{y}{b}sh\lambda y+\frac{2}{m+1}\Big(\frac{C_0}{\lambda'}sh\lambda y\\&+\frac{D_0}{\lambda'}ch\lambda y\Big)\Big]\cdot\frac{d\lambda}{ch\lambda'}-\sum_{n=1}^{\infty}\Big[\Big(A_n-\frac{2m}{m+1}\frac{D_n}{\alpha_n'}\Big)\cos\alpha_n y+\Big(B_n\\&-\frac{2m}{m+1}\frac{C_n}{\alpha_n'}\Big)\sin\alpha_n y\Big]\Big]\end{aligned}\right. \quad \cdots\cdots(4\text{-}8\text{-}1)'$$

$$\left.\begin{aligned} P_i=&\frac{m+1}{m}F_i\Big\{\int_0^\infty\Big(A_0\mp B_0th\lambda'\mp C_0\Big(1+\frac{2m}{m+1}\frac{th\lambda'}{\lambda'}\Big)+D_0\Big(th\lambda'\\ &+\frac{2m}{m+1}\frac{1}{\lambda'}\Big)\Big)\cos\lambda x\,d\lambda-\sum_{n=1}^{\infty}(-1)^n\Big[A_n+D_n\Big(\frac{x}{b}-\frac{2}{m+1}\frac{1}{\alpha_n'}\Big)\Big]e^{-\alpha_n x}\Big\}\end{aligned}\right\}\quad\cdots\cdots(4\text{-}8\text{-}2)'$$

$$\begin{aligned} V_i=&\pm\frac{1}{2G}\Big\{\int_0^\infty\Big(A_0th\lambda'\mp B_0\mp C_0\Big(th\lambda'-\frac{m-1}{m+1}\frac{1}{\lambda'}\Big)+D_0\Big(1\\ &-\frac{m-1}{m+1}\frac{th\lambda'}{\lambda'}\Big)\Big)\frac{\cos\lambda x}{\lambda}d\lambda\mp b\sum_{n=1}^{\infty}(-1)^n\Big[B_n+C_n\Big(\frac{x}{b}-\frac{m}{m+1}\frac{2}{\alpha_n'}\Big)\Big]\frac{e^{-\alpha_n x}}{\alpha_n'}\Big\}\\ &+h(x)\end{aligned}\quad\cdots\cdots(4\text{-}6)'$$

以上により力及び変位に対する一般解が求められたが之等の中に含まれる積分常数は次のようにして求められる。先づ境界条件 (4-9-1) より

$$\left.\begin{aligned} A_n=&-\frac{m-1}{m+1}\frac{D_n}{\alpha_n'}\\ B_n=&-\frac{m-1}{m+1}\frac{C_n}{\alpha_n'}\end{aligned}\right\}$$

従つて A_n, B_n を消去して応力函数 F_2 を cosine の Fourier integral で表わせば

$$F_2=F_0-\frac{2}{\pi}\frac{2}{m+1}\int_0^\infty\sum_{n=1}^{\infty}\frac{m\lambda^2-\alpha_n^2}{\alpha_n^2(\lambda^2+\alpha_n^2)}\Big(\frac{D_n}{b}\cos\alpha_n y+\frac{C_n}{b}\sin\alpha_n y\Big)\cos\lambda x\,d\lambda$$

よつて $Ny(x,\mp b)$ は次のように表はされる。

$$\begin{aligned} Ny(x,\mp b)=&-t\int_0^\infty\Big\{A_0\mp B_0th\lambda'\mp C_0+D_0th\lambda'\\ &-\frac{2}{\pi}\frac{2}{m+1}\sum_{n=1}^{\infty}(-1)^n\Big(\frac{\lambda}{\alpha_n}\Big)^3\frac{m\lambda^2-\alpha_n^2}{(\lambda^2+\alpha_n^2)^2}\frac{D_n}{b}\Big\}\cos\lambda x\,d\lambda\end{aligned}$$

次に (4-6)′ を cosine の Fourier integral で表はし，之等と上式を境界条件 (4-13-1), (4-13-2) に代入すれば，

$$\left.\begin{aligned} &A_0\mathfrak{A}_1-B_0\mathfrak{B}_2-C_0\mathfrak{T}_2'+D_c\mathfrak{D}_1=\frac{2}{m+1}\frac{4}{\pi}\sum_{n=1}^{\infty}\frac{(-1)^{n+1}\lambda}{(\lambda^2+\alpha_n^2)^2}\Big\{\Big(m\lambda^2+\frac{m-1}{2}\alpha_n^2\Big)\frac{C_n}{\alpha_n'}\\ &\quad-\frac{Gtb^3}{EI_2}\frac{m\lambda^2-\alpha_n^2}{\lambda'^2\alpha_n'}\frac{D_n}{\alpha_n'}\Big\}+\frac{4}{\pi t}\frac{Gtb^3}{EI_2}\frac{1}{\lambda'^3}\int_0^\infty q(\xi)\cos\lambda\xi\,d\xi\end{aligned}\right\}\quad\cdots\cdots(4\text{-}15\text{-}1)$$

$$\left.\begin{aligned} &A_0\mathfrak{A}_1+B_0\mathfrak{B}_2+C_0\mathfrak{T}_2'+D_0\mathfrak{D}_1=\frac{2}{m+1}\frac{4}{\pi}\sum_{n=1}^{\infty}\frac{(-1)^n\cdot\lambda}{(\lambda^2+\alpha_n^2)^2}\Big\{\Big(m\lambda^2+\frac{m-1}{2}\alpha_n^2\Big)\frac{C_n}{\alpha_n'}\\ &\quad+\frac{Gtb^3}{EI_2}\frac{m\lambda^2-\alpha_n^2}{\lambda'^2\alpha_n'}\frac{D_n}{\alpha_n'}\Big\}+\frac{4W}{\pi t}\frac{Gtb^3}{EI_2}\frac{1}{\lambda'^3}\end{aligned}\right\}\quad\cdots\cdots(4\text{-}15\text{-}2)$$

次に (4-8-2)′ を cosine の Foupier integral で表はせば，

$$\begin{aligned} P_i=&\frac{m+1}{m}F_i\int_0^\infty\Big\{A_0\mp B_0th\lambda'\mp C_0\Big(1+\frac{2m}{m+1}\frac{th\lambda'}{\lambda'}\Big)+D_0\Big(th\lambda'+\frac{2m}{m+1}\frac{1}{\lambda'}\Big)\\ &+\frac{4}{\pi}\sum_{n=1}^{\infty}\frac{(-1)^n\lambda^2}{(\lambda^2+\alpha_n^2)^2}\frac{D_n}{b}\Big\}\cos\lambda x\,d\lambda\end{aligned}\quad\cdots\cdots(4\text{-}8\text{-}2)''$$

$$\text{又}\quad S(x,\mp b)=\mp t\int_0^\infty\left\{A_1 th\lambda'\mp B_0\mp C_0\left(th\lambda'+\frac{1}{\lambda'}\right)+D_0\left(1+\frac{th\lambda'}{\lambda'}\right)\right.$$
$$\left.\pm\frac{1}{m+1}\frac{4}{\pi}\sum_{n=1}^{\infty}(-1)^n\frac{\lambda(m\lambda^2-\alpha_n^2)}{(\lambda^2+\alpha_n^2)^2}\frac{C_n}{\alpha_n'}\right\}\cdot\sin\lambda x d\lambda$$

従つて上式及び (4-8-2)″ を (4-14-1), (4-14-2) に代入すれば，

$$A_0\mathfrak{A}_3\mp B_0\mathfrak{B}_3\mp C_0\mathfrak{T}_1+D_0\mathfrak{D}_3=\mp\frac{1}{m+1}\frac{4}{\pi}\sum_{n=1}^{\infty}(-1)^n\frac{\lambda(m\lambda^2-\alpha_n^2)}{(\lambda^2+\alpha_n^2)^2}\frac{C_n}{\alpha_n'}\quad\cdots\cdots(4\text{-}15\text{-}3)$$

但し $\mathfrak{A}_i$, $\mathfrak{B}_i$, $\mathfrak{C}_i$, D_i 等は前報告に示したものと同様である。尚部材 2 と 3 との断面が相等しい場合を取扱えば (4-15-1), (4-15-2), (4-15-3) より

$$\begin{cases}A_0\mathfrak{A}_1+D_0\mathfrak{D}_1=\sum_{n=1}^{\infty}H_{1\cdot n}\dfrac{D_n}{\alpha_n}+R_1\\ B_0\mathfrak{B}_3+C_0\mathfrak{T}_2=\sum_{n=1}^{\infty}H_{2\cdot n}\dfrac{C_n}{\alpha_n}+R_2\\ A_0\mathfrak{A}_3+D_0\mathfrak{D}_3=\sum_{n=1}^{\infty}H_{3\cdot n}\dfrac{D_n}{\alpha_n}\\ B_0\mathfrak{B}_4+C_0\mathfrak{T}_4=\sum_{n=1}^{\infty}H_{4\cdot n}\dfrac{C_n}{\alpha_n}\end{cases}$$

但し

$$\begin{cases}H_{1\cdot n}=\dfrac{4}{\pi}\dfrac{2}{m+1}\dfrac{Gtb^3}{EI}\dfrac{(-1)^n}{\alpha_n'}\dfrac{m\lambda'^2-\alpha_n'^2}{\lambda'(\lambda'^2+\alpha_n'^2)^2}\\ H_{2\cdot n}=\dfrac{4}{\pi}\dfrac{2}{m+1}\dfrac{(-1)^n\lambda'\left(m\lambda'^2+\dfrac{m+1}{2}\alpha_n'^2\right)}{(\lambda'^2+\alpha_n'^2)^2}\\ H_{3\cdot n}=\dfrac{4}{\pi}\dfrac{m+1}{m}\dfrac{F}{bt}\dfrac{(-1)^{n+1}\lambda'^3\cdot\alpha_n'^2}{(\lambda'^2+\alpha_n'^2)^2}\\ H_{4\cdot n}=\dfrac{4}{\pi}\dfrac{1}{m+1}\dfrac{(-1)^n\cdot\lambda'(m\lambda'^2-\alpha_n'^2)^2}{(\lambda'^2+\alpha_n'^2)^2}\end{cases}$$

とす．尚 R_1, R_2 は前報告同様である。然る時は上の四個の連立方程式より

$$\left.\begin{aligned}A_0&=\sum_{n=1}^{\infty}f_{A\cdot n}\cdot D_n/\alpha_n+A\\ B_0&=\sum_{n=1}^{\infty}f_{B\cdot n}\cdot C_n/\alpha_n+B\\ C_0&=\sum_{n=1}^{\infty}f_{C\cdot n}\cdot C_n/\alpha_n+C\\ D_0&=\sum_{n=1}^{\infty}f_{D\cdot n}\cdot D_n/\alpha_n+D\end{aligned}\right\}$$

但し $f_{A\cdot n}$, $f_{B\cdot n}$, $f_{C\cdot n}$, $f_{D\cdot n}$ は次の如きものである。

$$\begin{cases}f_{A\cdot n}=\dfrac{\mathfrak{D}_3\cdot H_{1\cdot n}-\mathfrak{D}_1\cdot H_{3\cdot n}}{\mathfrak{A}_1\mathfrak{D}_3-\mathfrak{A}_3\cdot\mathfrak{D}_1}\\ f_{D\cdot n}=\dfrac{\mathfrak{A}_1\cdot H_{3\cdot n}-\mathfrak{D}_3\cdot H_{1\cdot n}}{\text{〃}}\end{cases}\qquad\begin{cases}f_{B\cdot n}=\dfrac{\mathfrak{T}_4\cdot H_{2\cdot n}-\mathfrak{T}_2\cdot H_{4\cdot n}}{\mathfrak{B}_2\cdot\alpha_4-\mathfrak{B}_4\cdot\mathfrak{T}_2}\\ f_{C\cdot n}=\dfrac{\mathfrak{B}_2\cdot H_{4\cdot n}-\mathfrak{B}_4\cdot H_{4\cdot n}}{\text{〃}}\end{cases}$$

尚 A, B, C, D は負荷点に垂直材がない場合の積分常数である。従つて垂直材を追加したための影響は C_n D_n の項として求める事が出来る。尚上の諸式で

$$\left.\begin{aligned}
&\lim_{\lambda'\to 0} f_{A\cdot n}=\lim_{\lambda\to 0} f_{D\cdot n}=0\\
&\lim_{\lambda\to \infty} f_{A\cdot n}=\lim_{\lambda\to \infty} f_{D\cdot n}=0\\
&\lim_{\lambda\to 0} f_{B\cdot n}=\infty\\
&\lim_{\lambda\to 0} f_{B\cdot n}sh\lambda'=\frac{1}{m+1}\frac{4}{\pi}\frac{(-1)^n}{\alpha_n'^3}\frac{1}{\frac{13}{6}+\frac{F}{bt}+\frac{m}{m+1}\frac{EI}{Gtb^3}}\\
&\lim_{\lambda\to 0} f_{C\cdot n}=-\lim_{\lambda\to 0} f_{B\cdot n}sh\lambda'\\
&\lim_{\lambda\to \infty} f_{B\cdot n}=\frac{4}{\pi}\frac{m(-1)^{n+1}}{m+1}\frac{}{\alpha_n'}=-\lim_{\lambda\to \infty} f_{C\cdot n}
\end{aligned}\right\}\cdots\cdots\cdots\cdots(4\text{-}16)$$

又之等の函数は 0 と∞の間で連続にして有限である。従つて A_0, B_0, C_0, D_0 に対する積分値は有限確定を有する。

次に未知の常数 C_n, D_n を決定するには境界条件 (4-9-2) を用う。それは先づ (4-8-1)′ より

$$\frac{dP_1}{dy}=-\frac{m+1}{m}F_1\Big\{\int_0^\infty\Big(A_0sh\lambda y+B_0ch\lambda y+C_0\frac{y}{b}sh\lambda y+D_0\frac{y}{b}ch\lambda y+\frac{m+3}{m+1}\Big(\frac{C_0}{\lambda'}ch\lambda y+\frac{D_0}{\lambda'}sh\lambda y\Big)\Big)\frac{\lambda d\lambda}{ch\lambda'}+\sum_{n=1}^{\infty}\alpha_n\Big\{\Big(A_n-\frac{2m}{m+1}\frac{D_n}{\alpha_n'}\Big)\sin\alpha_n y-\Big(B_n-\frac{2m}{m+1}\frac{C_n}{\alpha_n'}\Big)\cos\alpha_n y\Big\}\Big\}$$

又 $$2S(0,y)=\frac{4mt}{m+1}\sum_{n=1}^{\infty}\Big\{\frac{D_n}{\alpha_n'}\sin\alpha_n y-\frac{C_n}{\alpha_n'}\cos\alpha_n y\Big\}$$

従つて (4-9-2) より

$$\sum_{n=1}^{\infty}\Big\{\frac{4m}{m+1}\frac{bt}{F_1}\frac{1}{\alpha_n'}+\frac{3m-1}{m}\Big\}\Big\{D_n\sin\alpha_n y-C_n\cos\alpha_n y\Big\}-\frac{m+1}{m}\int_0^\infty\Big(A_0sh\lambda y+B_0ch\lambda y+C_0\frac{y}{b}sh\lambda y+D_0\frac{y}{b}ch\lambda y+\frac{m+3}{m+1}\Big(\frac{C_0}{\lambda'}ch\lambda y+\frac{D_0}{\lambda'}sh\lambda y\Big)\Big)\frac{\lambda' d\lambda}{ch\lambda'}=0\quad\cdots(4\text{-}17)$$

上式に含まれる C_n, D_n は次の条件を満足するように決定する。即ち

$$\begin{cases}\int_{-b}^{b}(4\text{-}17)\sin\alpha_n y dy=0\\ \int_{-b}^{b}(4\text{-}17)\cos\alpha_n y dy=0\end{cases}$$

又

$$\begin{cases}I_{A\cdot n}=-\frac{1}{2b}\int_{-b}^{b}\frac{ch\lambda y}{ch\lambda'}\sin\alpha_n y dy=\frac{(-1)^n\cdot\alpha_n'\cdot th\lambda'}{\lambda'^2+\alpha_n'^2}\\ I_{B\cdot n}=\frac{1}{2b}\int_{-b}^{b}\frac{ch\lambda y}{ch\lambda'}\cos\alpha_n y dy=\frac{(-1)^n\cdot\lambda'\cdot th\lambda'}{\lambda'^2+\alpha_n'^2}\\ I_{C\cdot n}=\frac{1}{2b}\int_{-b}^{b}\frac{y}{b}\frac{sh\lambda y}{ch\lambda'}\cos\alpha_n y dy=\frac{\alpha_n'}{\lambda'^2+\alpha_n'^2}\Big\{(-1)^n\Big(\frac{\lambda}{\alpha_n}\Big)+I_{A\cdot n}-\Big(\frac{\lambda}{\alpha_n}\Big)I_{B\cdot n}\Big\}\end{cases}$$

$$\left\{ I_{D\cdot n}=-\frac{1}{2b}\int_{-b}^{b}\frac{y}{b}\frac{ch\lambda y}{ch\lambda'}\sin\alpha_n y dy=\frac{(-1)^n-I_{B\cdot n}}{\alpha_{n'}}-\left(\frac{\lambda}{\alpha_n}\right)I_{G\cdot n}\right.$$

とおけば，D_n，C_n を決定するための次の二式を得る。即ち

$$\left\{\left(\frac{4m}{m+1}\frac{bt}{F_1}\frac{1}{\alpha_{n'}}+\frac{3m-1}{m}\right)D_{n'}+\frac{m+1}{m}\int_0^\infty\left\{\left(A_0+\frac{m+3}{m+1}\frac{D_0}{\lambda'}\right)I_{A\cdot n}+D_0 I_{D\cdot n}\right\}\lambda'\cdot d\lambda'=0 \quad\cdots\cdots(4\text{-}18\text{-}1)\right.$$

$$\left.\left(\quad\text{〃}\quad\right)C_{n'}+\frac{m+1}{m}\int_0^\infty\left\{\left(B_0+\frac{m+3}{m+1}\frac{C_0}{\lambda'}\right)I_{B\cdot n}+C_0\cdot I_{G\cdot n}\right\}\lambda'\cdot d\lambda'=0 \quad\cdots\cdots(4\text{-}18\text{-}2)\right.$$

但し $D_{n'}=D_n b$，$C_{n'}=C_n b$

上式にて $\int_0^\infty[\ ]d\lambda$ に於ける［ ］内の収斂性を調べて見るに，λ が非常に大きくなれば，

$$\left\{\begin{aligned}
&I_{A\cdot n}\to(-1)^n\frac{\alpha_{n'}}{\lambda'^2}\\
&I_{B\cdot n}\to(-1)^n/\lambda'\\
&I_{G\cdot n}\to\frac{\alpha_{n'}}{\lambda'^2}\left\{(-1)^n\left(\frac{\lambda}{\alpha_n}\right)-\frac{(-1)^n}{\alpha_{n'}}\right\}\to\frac{(-1)^n}{\lambda'}\\
&I_{D\cdot n}\to\left\{\frac{(-1)^n}{\alpha_{n'}}-\frac{(-1)^n}{\alpha_{n'}}\frac{1}{\lambda'}-\frac{(-1)^n}{\alpha_{n'}}\right\}\to\frac{(-1)^{n+1}}{\alpha_{n'}}\frac{1}{\lambda'}
\end{aligned}\right.$$

従つて前項に於ける A, B, C, D の収斂性及び (4-16) によつて［ ］は $\lambda=\infty$ にて零となり，積分は有限確定値を有する。(4-18-1)，(4-18-2) にて更に

$$\frac{m+1}{m}\Big/\left\{\frac{4m}{m+1}\frac{bt}{F_1}\frac{1}{\alpha_{n'}}+\frac{3m+1}{m}\right\}=N_n$$

とし，

$$\left.\begin{aligned}
&\left\{\left(f_{A\cdot p}+\frac{m+3}{m+1}\frac{f_{D\cdot p}}{\lambda'}\right)I_{A\cdot n}+f_{D\cdot p}\cdot I_{D\cdot n}\right\}\frac{\lambda'}{\alpha_{n'}}=X_{D\cdot n\cdot p}\\
&\left\{\left(A+\frac{m+3}{m+1}\frac{D}{\lambda'}\right)I_{A\cdot n}+D\cdot I_{D\cdot n}\right\}\frac{\lambda'}{\alpha_{n'}}=Y_{D\cdot n}\\
&\left\{\left(f_{B\cdot p}+\frac{m+3}{m+1}\frac{f_{G\cdot p}}{\lambda'}\right)I_{B\cdot n}+f_{G\cdot p}I_{Gn}\right\}\frac{\lambda'}{\alpha_{n'}}=X_{G\cdot n\cdot p}\\
&\left\{\left(B+\frac{m+3}{m+1}\frac{C}{\lambda'}\right)I_{B\cdot n}+C\cdot I_{G\cdot n}\right\}\frac{\lambda'}{\alpha_{n'}}=Y_{G\cdot n}
\end{aligned}\right\}$$

とおけば，

$$\left\{\frac{D_{n'}}{\alpha_{n'}}+N_n\int_0^\infty\left\{\sum_{p=1}^{\infty}X_{D\cdot n\cdot p}\cdot\frac{D_{p'}}{\alpha_{p'}}+Y_{D\cdot n}\right\}d\lambda'=0\cdots\cdots(4\text{-}18\text{-}1)'\right.$$

$$\left.\frac{C_{n'}}{\alpha_{n'}}+N_n\int_0^\infty\left\{\sum_{p=1}^{\infty}X_{G\cdot n\cdot p}\cdot\frac{C_{p'}}{\alpha_{p'}}+Y_{G\cdot n}\right\}d\lambda'=0\cdots\cdots(4\text{-}18\text{-}2)'\right.$$

従つて $C_{n'}$，$D_{n'}$ は上の二組の無限連立方程式を解けば決定される。尚実用上の数値計算の場合には近似的に

$$\begin{cases} D_n/\alpha_n \fallingdotseq -N_n \int_0^\infty Y_{D\cdot n} d\lambda' \\ C_n/\alpha_n \fallingdotseq -N_n \int_0^\infty Y_{C\cdot n} d\lambda' \end{cases}$$

として決定される。

以上により数理的には一応解が得られたわけであるが，之の数値計算は相当手数を要する。

数値計算としては次の条件の下に実施した。即ち縁材及び垂直材の断面の大きさを相等しく取り，後記の光弾性実験に対応させるため，次のような寸法のものに対して実施した。尚 $q(x)=q_0=\text{const}$ 及び $l/b=2$ とした。

$$b=27\ \text{mm}$$

$$t=4\ \text{mm}$$

$$\eta_2=\eta_3=3\ \text{mm}$$

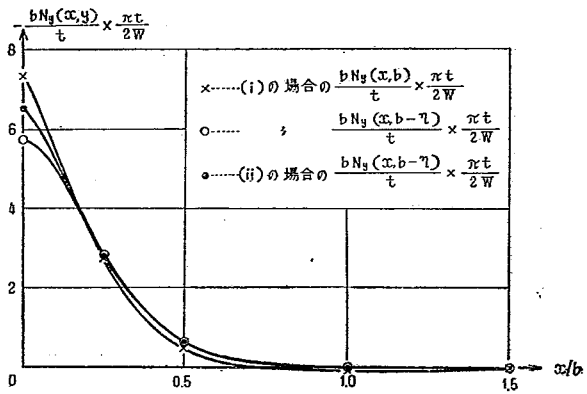
$$B=16\ \text{mm}$$

その際弾性常数 E, G, m は光弾性実験材料 Ethoxylin Resin の凍結温度に於ける値を取れば

$$E=2.5\ \text{kg/mm}^3, \qquad m\fallingdotseq 2, \qquad E/G=3$$

とした。

以上の場合に対して中央集中荷重の拡散状況を調べて見る事にする。尚その前に，P_i に対する条件式の取り方の差異について，前述のように（i），（ii）の二通りが考えられると述べたが，その数値的差異を垂直材のない場合について求めて見るに，表—1 及び図—4 のようになり，可成りの相違がある事が分る。然しこの相違は極めて局部的である。然も本計算は集中点荷重に対しての結果であるが，点荷重でなければこの差異は更に緩和される筈である。又実際には点荷重はあり得ないし，P_i に対する条件も（i）と（ii）との中間にあるべきであるから，実際上は両者の差異は殆どないと見做してもよいと思はれる。



図—4

表—1

x/b	0	0.25	0.5	1.0	1.5
（i）の場合の $\frac{bN_y(x,y)}{t}\times\frac{\pi t}{2W}$	7.268	2.725	0.446	−0.083	−0.005
〃 $\frac{bN_y(x,b-\eta)}{t}\times\frac{\pi t}{2W}$	5.696	2.822	0.630	−0.022	−0.006
（ii）の場合の $\frac{bN_y(x,b-\eta)}{t}\times\frac{\pi t}{2W}$	6.476	2.751	0.650	−0.053	−0.011

表—2　集中点荷重$2W$を受けた鈑桁の応力値：$-\frac{bN_y(x,y)}{t}\cdot\frac{\pi t}{2W}$

	y/b ＼ x/b	0	0.25	0.5	1.0	1.5
垂直材無き場合	−1.0	+0.801	0.797	0.790	0.774	0.753
	−0.5	1.113	1.008	0.885	0.754	0.578
	0	1.673	1.521	1.208	0.620	0.346
	0.5	2.901	2.302	1.265	0.285	0.027
	1.0	7.268	2.725	0.446	−0.083	−0.005
垂直材ある場合	−1.0	0.705	0.707	0.745	0.750	0.750
	−0.5	0.901	0.903	0.861	0.766	0.585
	0	1.400	1.335	1.175	0.626	0.345
	0.5	2.250	1.925	1.225	0.290	0.024
	1.0	2.948	2.405	0.451	0.095	0.001

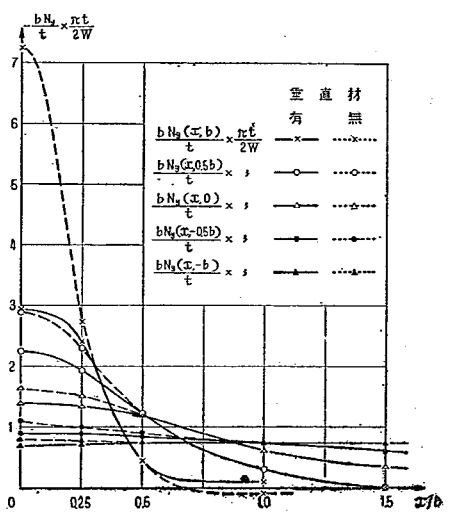
次に負荷点に垂直材がある場合とない場合とで集中荷重に対する応力分布が如何に変化するかを求めて見れば（(i)の場合について），表—2及び図—5のようになる。従つて集中荷重負荷点の応力集中度は負荷点に垂直材がなければ

$$7.25/0.75=9.76$$

となるが，垂直材があれば

$$2.95/0.75=3.93$$

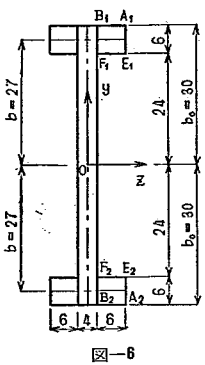
となり，垂直材のために応力の集中度が半分以下に減ずると云う事が分る。従つて集中荷重の拡散に対して垂直材の効力が極めて大きい事を示して居る。



図—5

V 光弾性実験による中央集中荷重の拡散状況の測定

前節に於ては，鈑桁に対する集中荷重の拡散状況と補強材特に垂直材の効力について最も簡単な場合に対し数理解を求めて見たが，之は形状，荷重条件共に極めて簡単な特例である。然も之を数値的に求めるには非常に大きな労力を要し，更に荷重条件が複雑で補強材が追加されたような場合には之を数理的に求める事は殆ど不可能である。茲に実験的研究が生じてくる。本節では前節と同様な問題を出来る丈同一条件を満足するように光弾性実験により求めて数理解と比較検討し，更に垂直材の剛性変化による応力分布及び垂直材効力の変化状況を求める事にした。尚数理解では計算が簡単になる様に集中荷重は点荷重，支承反力 $q(x)$ の分布は一定とする等実際には起り難い事柄を想定してそれ等を満足するように解いた。然るに実験に於ても実際と同様に完全な点荷重及び $q(x)$=const にする事は不可能であるので，之等による相異も検討する事にした。又補強材として最も重要な意味を持つのは負荷点の垂直材である。特に集中荷重に対するこの垂直材の分担度及び之に対する垂直材の断面積との関係を知る事は実用上極めて重要な事と思はれるので，之等の点についても検討する事にした。之等の目的のため，供試体は次の 6 種のものを製作して，之等について実験を行つた。尚垂直材の断面積は



図—6

供試体番号	垂直材の断面積 F_1(mm²)
No. 1—0	6 × 0 × 2
No. 1—1	6 × 2 × 2
No. 1—2	6 × 4 × 2
No. 1—3	6 × 6 × 2
No. 1 4	6 × 8 × 2
No. 1—5	6 ×10× 2

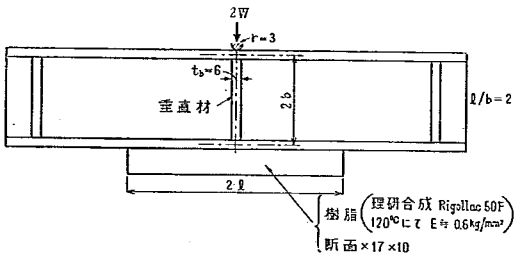
尚光弾性実験材料としては Epoxy 樹脂の Avaldite costing Type（応力凍結温度約 120°C，凍結温度に於けるヤング係数 $E\fallingdotseq 2.5\,\mathrm{kg/mm^2}$，凍結温度に於ける光弾性感度 $\alpha\fallingdotseq 40\,\mathrm{kg^{-1}mm}$）を使用し，之等を所要の形状に同一樹脂にて接着したもので，その断面及び接着状況は図—6 に示すようなものである。

実験は先づ電気炉内にて図—7 のように負荷して応力を凍結し，腹板厚さの中心を中心として両側より削り取り，この厚さの変化に対する光弾性干渉縞次数分布の変化を写真に撮った[2]。写真-1，2，……6 参照，先づ No. 1—0 についてその縞次数を求めて見れば図—8—1，2，3，4，5，6 のようになる。

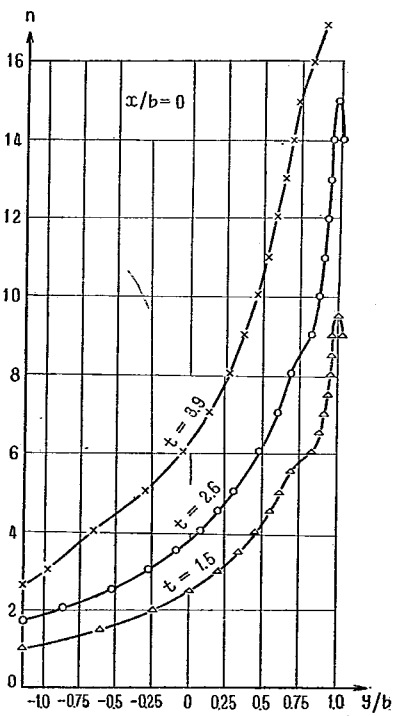
この供試体の応力分布は補強材取付部附近では完全に三次元的である。然し之等の縞次数分布図から縞次数 n の減少は全域に渡つて板厚 t の減少につれて略直線的に減ずる事を示している。従つて最も薄く削り取つた板厚中心部の薄片の応力状態は略々二次元的と見做して差支えない。従つてこのような場合の応力は二次元問

2) 写真撮影の際には浸漬法によつた。尚浸漬液には 屈折率≒1.64 の Cynnamic Aldehide を用いた。実験材料の無歪時に於ける屈折率≒1.65

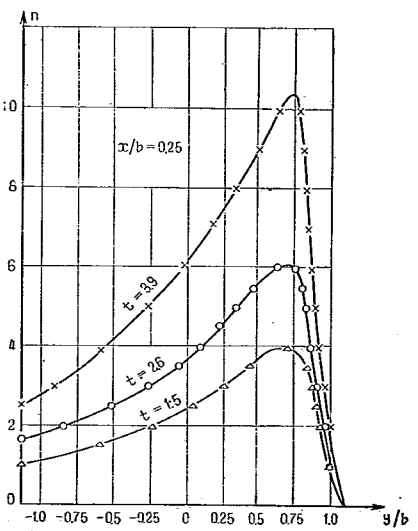
題と同様に取扱える。この最も薄い薄片について求めた等傾曲線は図—9 の右半分である。この等傾曲線より左半分に示すような主応力線図を求める事が出来る。従つてこの供試体（No. 1—0）のように上下方向の割合より応力を補正し易い場合には応力の決定に対しては次の方法を用いるのが便利である。即ち二次元状態にあ



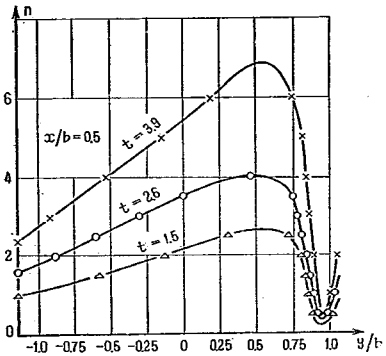
図—7



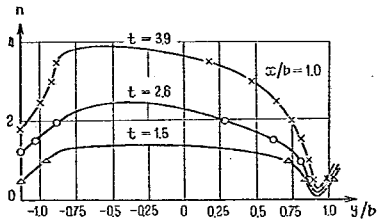
図—8-1



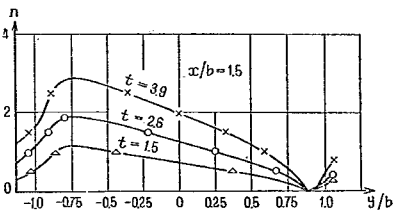
図—8-2



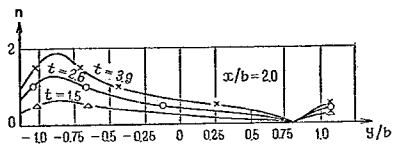
図—8-3



図—8-4



図—8-5



図—8-6

る板に於ける光弾性縞次数 n と，二つの主応力 σ_1，σ_2，との関係は

$$n=\alpha t(\sigma_1-\sigma_2)$$
$$=\alpha(N_1-N_2) \quad \cdots\cdots(a)$$

板の面内の力の釣合は

$$\left.\begin{aligned}\frac{\partial N_x}{\partial x}+\frac{\partial S}{\partial y}&=0\\ \frac{\partial N_y}{\partial y}+\frac{\partial S}{\partial x}&=0\end{aligned}\right\}$$

従つて第二式より

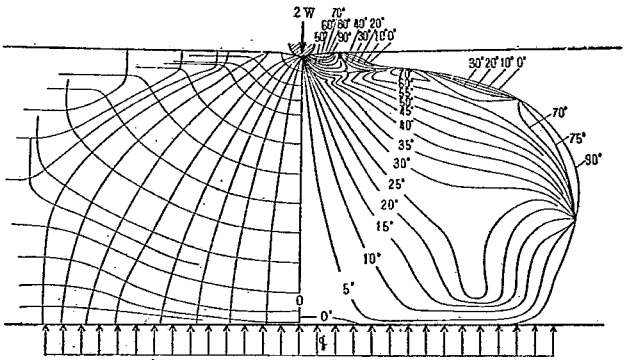
$$N_y(x,y)=N_y(x,b_0)+\int_y^{b_0}\frac{\partial S}{\partial x}dy \quad \cdots\cdots(b)$$

$y=b_0$ にては $x=0$ の点を除けば

$$N_y(x,b_0)=0$$

よつて $y=b_0$，$x=0$ の点を除けば

$$N_y(x,y)=\int_y^{b_0}\frac{\partial S}{\partial x}dy=\int_y^{b_0}\frac{dS}{dx}\cdot dy \quad \cdots\cdots(b)'$$



図—9

よつて N_1 と x 軸とのなす角を θ とすれば（図-10参照）

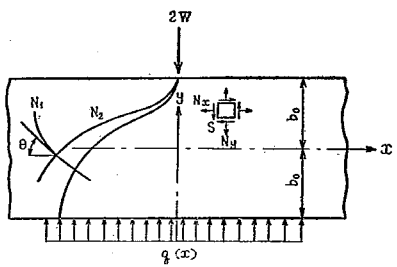
$$S=\frac{N_1-N_2}{2}\sin 2\theta \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(c)$$

従つて (a), (c) より

$$S=\frac{n}{\alpha}\,\frac{\sin 2\theta}{2}\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(c)'$$

故に $\Delta x=x_2-x_1$ とし，(x_1,y)，(x_2,y) に於ける n，θ の値をそれぞれ 1，2 なる記号をつければ，

$$\frac{\Delta S}{\Delta x}=\frac{1}{2\alpha}(n_2\sin 2\theta_2-n_1\sin 2\theta_1)/\Delta x\cdots(d)$$



図—10

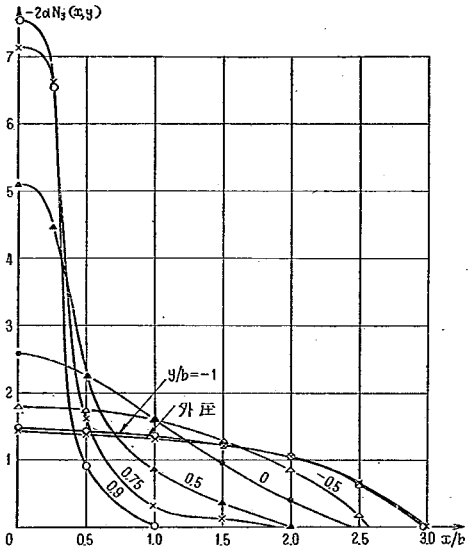
従つて全域に於ける n 及び θ の分布を求むれば $(b)'$，(d) より $N_y(x,y)$ を求むる事が出来る。その結果は図—11，12 に示すようになる。尚 N_x は

$$N_x-N_y=(N_1-N_2)\cos 2\theta=\frac{n}{\alpha}\cos 2\theta$$

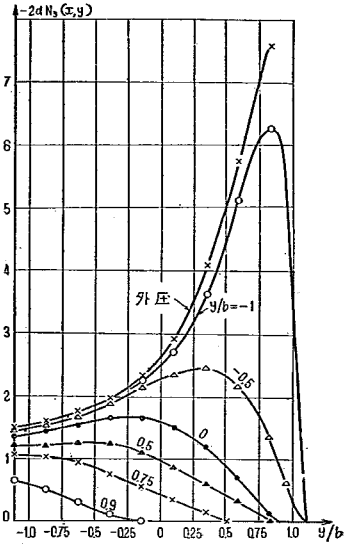
より決定される．又前節の計算値と比較するために縦座標を同一にすれば 図—13 のようになる．この図により計算値と実験値との間には相当の差異がある事が認められる。之は集中荷重の負荷状況及び下方支承が数理計算の場合と同様に行はれなかつた為である。又集中点荷重による応力集中は極めて大であるが，この集中荷重でも僅かな領域に分散すれば応力集中は大いに緩和される事を示している。

次に負荷点に垂直材がある場合（供試体 No. 1—1, 2, 3, 4, 5），垂直材の断面積の大小により応力状態及び垂直材の分担荷重が如何になるかを求めて見る．之等に対する光弾性干渉縞の模様は写真—2, 3, 4, 5, 6 之等に対する等傾曲線及び主応力線図は図—14-1, 2, 3, 4, 5 のようになり，之等によつて応力状態を決定する事が出来る。

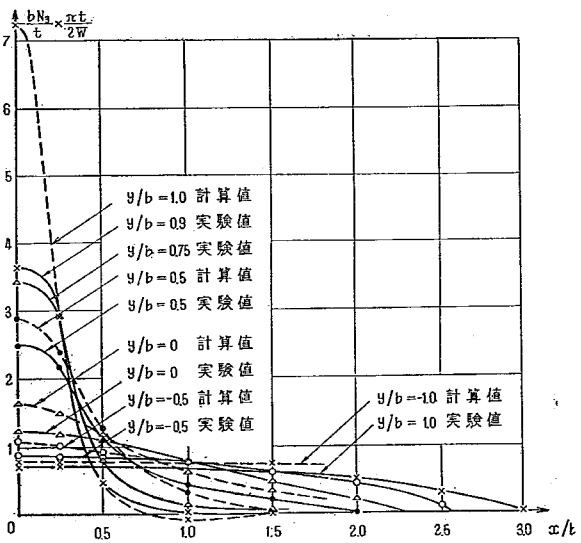
応力値の決定には，このように構造形態が稍や複雑となつて境界条件の決定及び釣合に対する補正が困難な


-2dN₃(x,y)
y/b=-1
外圧
0.75
0.9
0.5
0
-0.5
x/b

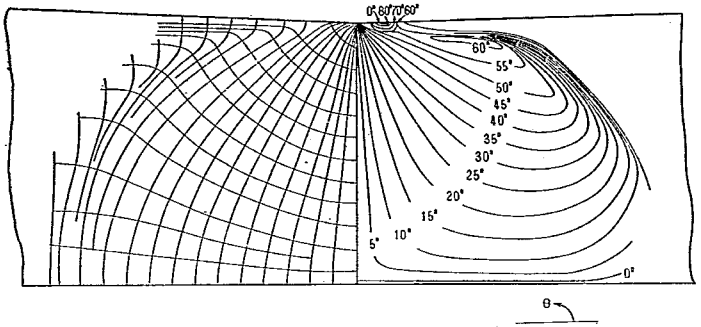
図—11


-2dN₃(x,y)
外圧
y/b=-1
-0.5
0
0.5
0.75
0.9
y/b

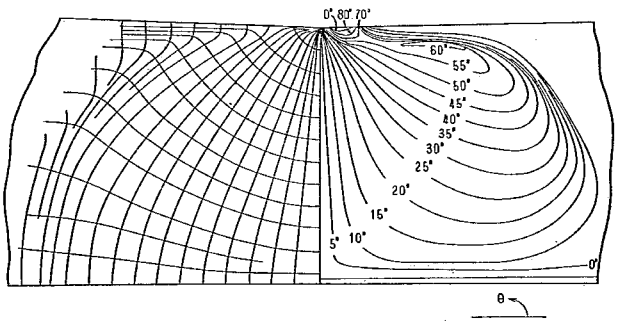
図—12


bN₃/t × πt/2W
y/b=1.0 計算値
y/b=0.9 実験値
y/b=0.75 実験値
y/b=0.5 計算値
y/b=0.5 実験値
y/b=0 計算値
y/b=0 実験値
y/b=-0.5 計算値
y/b=-0.5 実験値
y/b=-1.0 計算値
y/b=1.0 実験値
x/t

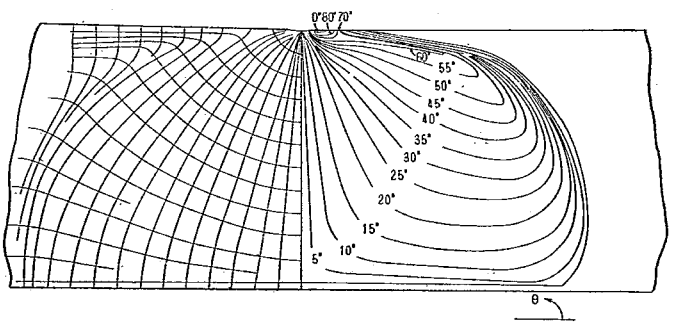
図—13



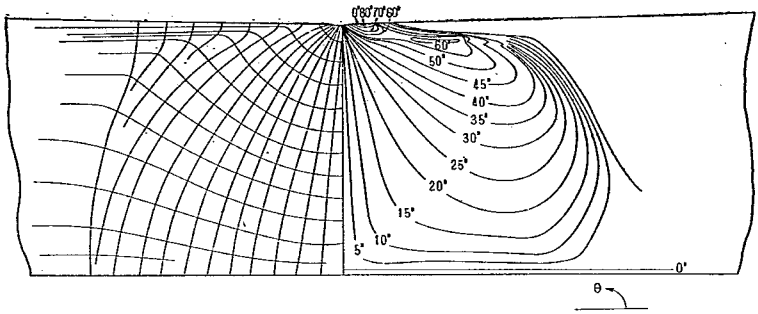
図—14-1



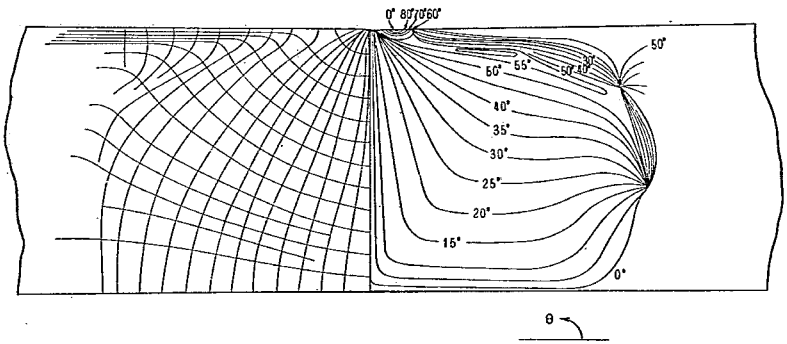
図—14-2



図—14-3



図—14-4



図—14-5

場合には，D.C. Drucker の提唱した斜め入射法[3]が便利である。本法によれば二つの主応力 $\sigma_1=N_1/t$, $\sigma_2=N_2/t$ を次のように求める事が出来る。即ち厚さ t なる腹板に所要の応力を凍結し，之に垂直に偏光を投射した場合の縞次数を n，任意の点 (x, y) に於ける一つの主応力 σ_1 の方向を図—10 のように θ とし，この腹板を φ 丈傾斜して偏光を投射した場合の縞次数を $n_{\varphi\theta}$ とすれば，次のような2式を得る。

$$\begin{cases}\sigma_1+\sigma_2=\dfrac{n}{\alpha t}\left\{\pm\dfrac{2\cos\varphi}{\sin^2\varphi}\sqrt{\left(\dfrac{n_{\varphi\theta}}{n}\right)^2-\sin^2 2\theta}-\dfrac{\cos 2\theta(1+\cos^2\varphi)}{\sin^2\varphi}\right\}\\ \sigma_1-\sigma_2=\dfrac{n}{\alpha t}\end{cases}$$

或は又

$$\begin{cases}\alpha[N_1+N_2]=\pm\dfrac{2\cos\varphi}{\sin^2\varphi}\sqrt{n_{\varphi\theta}{}^2-(n\sin 2\theta)^2}-n\dfrac{\cos 2\theta(1+\cos^2\varphi)}{\sin^2\varphi}\\ \alpha[N_1-N_2]=n\end{cases}$$

3) D.C. Drucker : Photoelastie Seperation of Principal stresses by Obliqre Incidence. J. Appl. Mech. Trans. A.S.M.E. Vol. 10 No. 3 (1943)

特に $\theta=0$ の場合では

$$\begin{cases}\alpha(N_1+N_2)=\pm\dfrac{2\cos\varphi}{\sin^2\varphi}n_{\varphi\theta}-\dfrac{1+\cos^2\varphi}{\sin^2\varphi}\cdot n\\ \alpha(N_1-N_2)=n\end{cases}$$

従つて任意の点に於ける φ, θ 及び $n_{\varphi\theta}$ が求まれば，その点に於ける二つの主応力 σ_1, σ_2（或は N_1, N_2）を決定する事が出来る。尚 N_x, N_y に板に於ける面内の力の釣合より

$$\begin{cases}\alpha N_x=\alpha[N_1\cos^2\theta+N_2\sin^2\theta]\\ \quad=\dfrac{\alpha}{2}[N_1+N_2+(N_1-N_2)\cos 2\theta]\\ \alpha(N_x+N_y)=\alpha(N_1+N_2)\end{cases}$$

より決定する事が出来る。

上述の原理により，鈑桁の腹板に於ける応力を決定するため，本実験では先づ集中荷重 $2W$ を負荷して応力を凍結し，その供試体から縁材及び垂直材を手鋸で切り取つて腹板を取り出し，その両面をやすりで仕上げ，この面に偏光を投射して干渉稿の写真を取る事にした。之等を元にして各部の応力値を求める事が出来るが，玆では各供試体に於ける垂直材の影響を調べるため，腹板の y 方向の力 N_y 及び垂直材に作用する力 P_s に着目し，次の諸点について求める事にした。

（i）　各供試体腹板に於ける集中荷重負荷線上の応力値 $N_y(0,y)$

（ii）　各供試体腹板中央（$y=0$）に於ける $N_y(x,0)$ の分布状況。

（iii）　各供試体垂直材の荷重分担度 $P_s/2W$

$N_y(0,y)$ 及び $Ny\,(x,0)$ について求めた結果は表—3-1, 2, 3, 4, 5 ； 図—15 及び表—4 ； 図—16 の如くになる。尚腹板全般に於ける N_y の値としては供試体 No. 1-3 を取り出し，之について求める事にした。その結果は表—5 及び図—16 の如くになる。

表—3-1　No. 1-1 に於ける $N_y(0,y)$
$\varphi=26°10'$　$\alpha=40.4\,\mathrm{kg^{-1}mm}$,　$2W=9.07\,\mathrm{kg}$

y/b	n	$n_{\varphi 0}$	$-\alpha N_y$	$-\dfrac{bN_y}{t}\cdot\dfrac{\pi t}{2W}$
0.88	14.70	13.17	14.90	3.45
0.8	11.90	10.30	13.74	3.18
0.6	9.40	8.09	11.02	2.55
0.4	8.00	7.11	8.34	1.93
0.2	7.07	6.50	6.40	1.48
0	6.33	5.93	5.17	1.196
−0.2	5.72	5.40	4.45	1.03
−0.4	5.30	5.06	3.89	0.90
−0.6	4.80	4.60	3.46	0.80
−0.8	4.00	3.78	3.13	0.725
−0.88	3.52	3.26	3.07	0.71
−1.0	4.50	4.36	3.02	0.70
−1.06	4.85	4.76	2.94	0.68

表—3-2　No. 1-2 に於ける $N_y(0.y)$
$\varphi=25°10'$　$\alpha=40.4\,\mathrm{kg^{-1}mm}$　$2W=9.07\,\mathrm{kg}$

y/b	n	$n_{\varphi 0}$	$-\alpha N_y$	$-\dfrac{bN_y}{t}\cdot\dfrac{\pi t}{2W}$
0.85	14.60	13.68	12.30	2.85
0.8	12.30	11.28	11.60	2.69
0.7	9.20	8.05	10.475	2.425
0.6	8.34	7.34	9.40	2.175
0.4	7.39	6.69	7.365	1.705
0.2	6.68	6.19	5.96	1.38
0	6.11	5.75	4.96	1.15
−0.2	5.60	5.24	4.21	0.975
−0.4	5.18	4.98	3.715	0.86
−0.6	4.79	4.62	3.37	0.78
−0.7	4.52	4.35	3.20	0.74
−0.8	3.80	3.58	3.10	0.72
−0.9	3.50	3.28	2.96	0.685
−1.0	4.25	4.12	2.915	0.675
−1.06	4.50	4.41	2.805	0.65

表—3-3 No. 1-3 に於ける $N_y(0,y)$
$\varphi=25°10'$ $\alpha=40.4\,kg^{-1}mm$ $2W=10.7\,kg$

y/b	n	$n_{\varphi 0}$	$-\alpha N_y$	$-\frac{bN_y}{t}\cdot\frac{\pi t}{2W}$
0.85	15.10	14.40	11.46	2.25
0.8	12.60	11.74	10.95	2.15
0.6	9.45	8.43	10.06	1.975
0.6	8.45	7.51	9.17	1.80
0.4	7.40	6.65	7.65	1.50
0.2	6.75	6.20	6.37	1.25
0	6.25	5.85	5.28	1.036
−0.2	5.82	5.50	4.62	0.906
−0.4	5.40	5.15	4.08	0.80
−0.6	5.00	4.79	3.70	0.725
−0.7	4.75	4.54	3.57	0.70
−0.8	4.05	3.79	3.44	0.675
−0.9	3.50	3.20	3.36	0.66
−1.0	4.10	3.87	3.31	0.65
−1.05	5.00	4.88	3.21	0.63
−1.10	5.75	5.79	2.80	0.55

表—3-4 No. 1-4 に於ける $N_y(0,y)$
$\varphi=24°30'$ $\alpha=40.4\,kg^{-1}mm$ $2W=9.07\,kg$

y/b	n	$n_{\varphi 0}$	$-\alpha N_y$	$-\frac{bN_y}{t}\cdot\frac{\pi t}{2W}$
0.85	14.80	14.87	7.47	1.73
0.8	12.50	12.40	7.125	1.65
0.7	8.90	8.52	6.65	1.54
0.6	7.45	7.03	6.22	1.44
0.4	5.92	5.44	5.58	1.29
0.2	5.32	4.95	4.79	1.11
0	5.05	4.73	4.16	0.96
−0.2	4.76	4.54	3.665	0.85
−0.4	4.65	4.46	3.395	0.786
−0.6	4.60	4.49	3.02	0.70
−0.7	4.50	4.40	2.94	0.68
−0.8	4.00	3.89	2.805	0.65
−0.9	3.70	3.55	2.76	0.64
−1.0	5.35	5.37	2.70	0.625
−1.05	6.25	6.36	2.70	0.625
−1.09	7.00	7.21	2.59	0.60

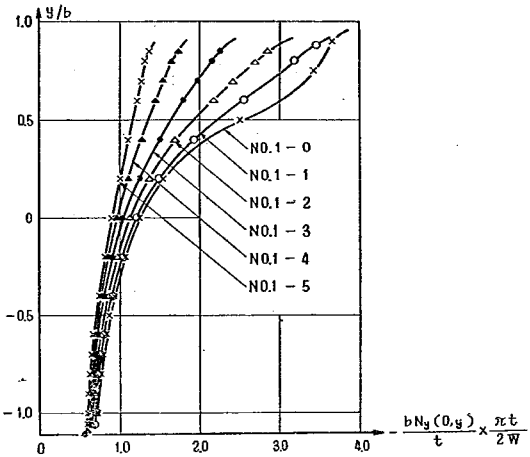
表—3-5 No. 1-5 に於ける $N_y(0,y)$
$\varphi=23°10'$ $\alpha=40.4\,kg^{-1}mm$ $2W=9.07\,kg$

y/b	n	$n_{\varphi 0}$	$-\alpha N_y$	$-\frac{bN_y}{t}\cdot\frac{\pi t}{2W}$
0.85	14.56	14.62	5.93	1.375
0.8	9.90	9.70	5.72	1.325
0.7	7.25	6.94	5.51	1.275
0.6	6.35	6.03	5.18	1.22
0.4	5.20	4.80	4.79	1.11
0.2	4.50	4.07	4.32	1.00
0	4.05	3.68	3.89	0.90
−0.2	3.72	3.39	3.54	0.82
−0.4	3.60	3.41	3.24	0.75
−0.6	3.90	3.90	2.94	0.68
−0.8	3.24	3.66	2.72	0.63
−0.9	3.25	3.35	2.63	0.61
−1.0	4.28	3.47	2.59	0.60
−1.05	4.78	5.02	2.55	0.59

次に負荷点下の垂直材の荷重分担度を調べて見る。垂直材に作用する軸力 P_s に垂直材のみの縞次数 n_s が求められると決められる。然しこの縞次数は垂直材の厚さ t_s が縁材の厚さ（$t_s=6\,mm\times 2$）と等しい場合には（例えば供試体 No. 1-3 の如き）良好な縞写真さえ撮る事が出来れば容易に決定し得るが，本実験では縁材取付状態に於ける縞次数が余りに高次のため，縞次数の正確な判読が困難であつた。従つて各供試体垂直材の軸力は，垂直材の縞次数分布を利用して決定する事は出来なかつた．従つて本実験では，腹板と垂直材との接着は良好にしてこの両者は完全に一体として作用し，両者の応力は相等しいと見做して接合部に於ける腹板の応力より垂直材の軸力及び荷重分担度 $P_s/2W$ を決める事にした。その結果は表—6-1, 2, 3, 4, 5 及び図—18のようになる。

次に垂直材の荷重分担度と剛性との関係を求めて見る。今垂直材の圧縮剛性度を

$$t_s\cdot t_s/2l\cdot t_w$$



図—15

表—4　各供試体に於ける〔$-\alpha N_y(x,0)$〕及び $\left[-\frac{bN_y(x,0)}{t}\frac{\pi t}{2W}\right]$

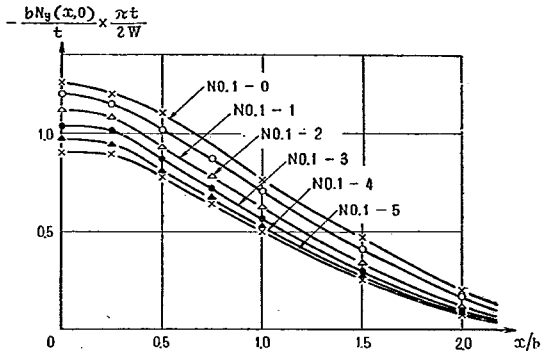
供試体番号	x/b	0	0.25	0.5	0.75	1.0	1.5	2.0
No. 1—1	$-\alpha N_y$	6.60	5.87	5.20	4.43	3.62	2.09	0.87
	$-\frac{bN_y}{t}\cdot\frac{\pi t}{2W}$	1.196	1.15	1.02	0.87	0.71	0.41	0.17
No. 1—2	$-\alpha N_y$	4.96	5.55	4.71	3.98	3.21	1.734	0.61
	$-\frac{bN_y}{t}\cdot\frac{\pi t}{2W}$	1.148	1.08	0.924	0.78	0.63	0.34	0.12
No. 1—3	$-\alpha N_y$	5.28	5.15	4.44	3.67	2.88	1.53	0.51
	$-\frac{bN_y}{t}\cdot\frac{\pi t}{2W}$	1.036	1.01	0.87	0.72	0.565	0.30	0.10
No. 1—4	$-\alpha N_y$	4.93	4.79	4.13	3.42	2.70	1.38	0.46
	$-\frac{bN_y}{t}\cdot\frac{\pi t}{2W}$	0.97	0.94	0.81	0.67	0.53	0.28	0.09
No. 1—5	$-\alpha N_y$	4.58	4.54	3.95	3.26	2.55	1.30	0.41
	$-\frac{bN_y}{t}\cdot\frac{\pi t}{2W}$	0.90	0.89	0.775	0.64	0.50	0.255	0.08

で表わす事にする。但し t_w は腹板の厚さである。然る時は $P_s/2W$ と $t_b\cdot t_s/2l\cdot t_w$ との関係は図—18 を用いて図—19 のような関係が得られる。この図より次のような事が云える。即ち

（i）t_b=const の場合　t_s=6mm×2 以上増加しても最大荷重分担度 $(P_s/2_W)_{max}$ は大して増加しない

（ii）$(P_s/2_W)_{max}\fallingdotseq 0.5$

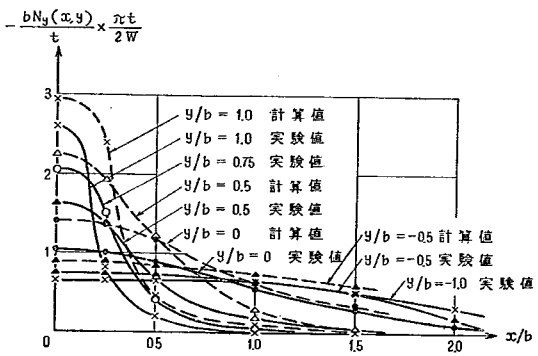
である。之は t_s を 6mm×2 以上に増加しても，垂直材が腹板の両面から縁材以上に突き出るからと思はれる



図—16

表—5 No. 1—3 に於ける $\left\{-\frac{bN_y}{t}\ \frac{\pi t}{2W}\right\}$ の値

y/b \ x/b	0	0.25	0.5	1.0	1.5	2.0
1	2.60	0.81	0.18	0.00		
0.75	2.05	1.50	0.41	0.05		
0.50	1.63	1.38	0.70	0.20	0.06	
0	1.04	1.01	0.87	0.57	0.30	0.10
−0.50	0.76	0.75	0.73	0.65	0.51	0.18
−1.0	0.66	0.66	0.65	0.60	0.50	0.32



図—17

表—6-1　No. 1-1 に於ける垂直材の軸力 P_s 及び荷重分担度 $P_s/2W$
$t_s=2\times2$mm　$2W=9.07$ kg

y/b	$-N_y$	$-\sigma_y=-N_y/4$	$-P_s=-t_b t_s \sigma_y$	$P_s/2W$
0.85	0.368	0.092	2.210	0.244
0.8	0.340	0.085	2.040	0.225
0.6	0.272	0.068	1.632	0.180
0.4	0.206	0.0515	1.236	0.1364
0.2	0.158	0.0395	0.948	0.1045
0	0.128	0.032	0.768	0.085
−0.2	0.110	0.0275	0.660	0.073
−0.4	0.096	0.024	0.576	0.0635
−0.6	0.086	0.0214	0.513	0.057
−0.8	0.077	0.0194	0.465	0.051
−0.88	0.076	0.019	0.456	0.050
−1.0	0.075	0.019	0.449	0.050

表—6-2　No. 1-2 に於ける垂直材の軸力 P_s 及び荷重分担度 $P_s/2W$
$t_s=4\times2$ mm　$2W=9.07$ kg

y/b	$-N_y$	$-\sigma_y=-N_y/4$	$-P_s=-t_b t_s \sigma_y$	$P_s/2W$
0.85	0.304	0.076	3.650	0.403
0.8	0.287	0.072	3.448	0.381
0.6	0.232	0.058	2.784	0.308
0.4	0.182	0.0455	2.185	0.241
0.2	0.147	0.037	1.767	0.195
0	0.123	0.031	1.472	0.1625
−0.2	0.104	0.026	1.247	0.1376
−0.4	0.092	0.023	1.104	0.122
−0.6	0.0834	0.021	0.998	0.110
−0.8	0.077	0.019	0.917	0.100
−1.0	0.072	0.018	0.863	0.095

表—6-3　No. 1-3 に於ける垂直材の軸力 P_s 及び荷重分担度 $P_s/2W$
$t_s=6\times2$ mm　$2W=10.7$ kg

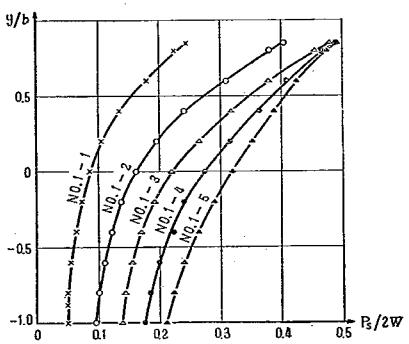
y/b	$-N_y$	$-\sigma_y=-N_y/4$	$-P_s=-t_b t_s \sigma_y$	$P_s/2W$
0.85	0.284	0.071	5.110	0.478
0.8	0.271	0.068	4.880	0.455
0.6	0.227	0.057	4.085	0.382
0.4	0.1894	0.047	3.312	0.318
0.2	0.1575	0.0394	2.835	0.265
0	0.131	0.033	2.351	0.220
−0.2	0.1144	0.0286	2.063	0.192
−0.4	0.101	0.025	1.821	0.170
−0.6	0.0916	0.023	1.652	0.154
−0.8	0.085	0.021	1.530	0.143
−1.0	0.082	0.0205	1.474	0.138

表—6-4 No. 1-4 に於ける垂直材の軸力 P_s 及び荷重分担度 $P_s/2W$
$t_s=8\times2$ mm　$2W=9.07$ kg

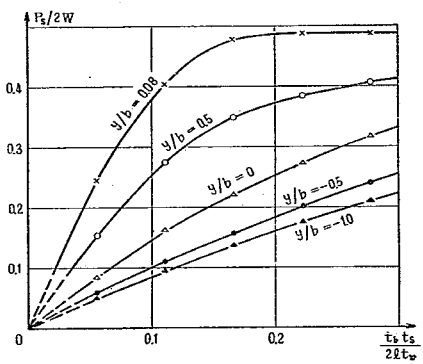
y/b	$-N_y$	$-\sigma_y=-N_y/4$	$-P_s=-t_b t_s \sigma_y$	$P_s/2W$
0.85	0.1845	0.046	4.425	0.488
0.8	0.176	0.044	4.226	0.466
0.6	0.154	0.0385	3.700	0.408
0.4	0.138	0.0345	3.312	0.366
0.2	0.1185	0.0296	2.844	0.314
0	0.1034	0.026	2.480	0.274
−0.2	0.0906	0.0226	2.175	0.240
−0.4	0.084	0.021	2.016	0.2225
−0.6	0.075	0.019	1.796	0.198
−0.8	0.0694	0.0174	1.666	0.184
−1.0	0.067	0.017	1.604	0.177

表—6-5 No. 1-5 に於ける垂直材の軸力 P_s 及び荷重分担度 $P_s/2W$
$t_s=10\times2$ mm　$2W=9.07$ kg

y/b	$-N_b$	$-\sigma_y=-N_y/4$	$-P_s=-t_b t_s \sigma_y$	$P_s/2W$
0.85	0.147	0.037	4.426	0.488
0.8	0.1414	0.035	4.245	0.468
0.6	0.128	0.032	3.840	0.424
0.4	0.1185	0.030	3.551	0.392
0.2	0.1066	0.027	3.200	0.353
0	0.096	0.024	2.880	0.318
−0.2	0.0875	0.022	2.630	0.290
−0.4	0.080	0.020	2.400	0.265
−0.6	0.073	0.018	2.186	0.241
−0.8	0.067	0.017	2.018	0.223
−1.0	0.064	0.016	1.920	0.212

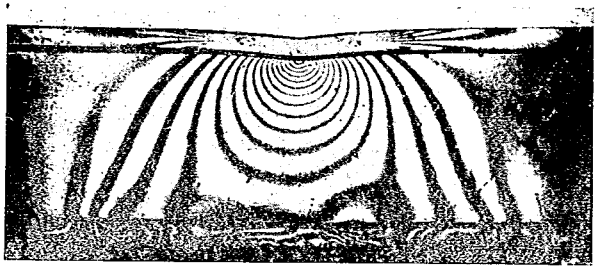


図—18

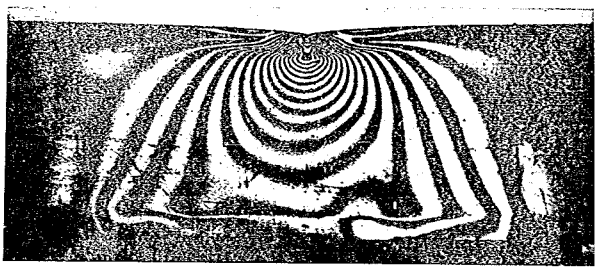


図—19

以上に述べた事柄は，均一分布荷重を受ける連続桁の支点附近に於ける応力分布と補強効果を明かにするために行つたもので，鈑桁としては最も簡単な場合である。更に複雑な場合については次の機会に報告したいと思う。

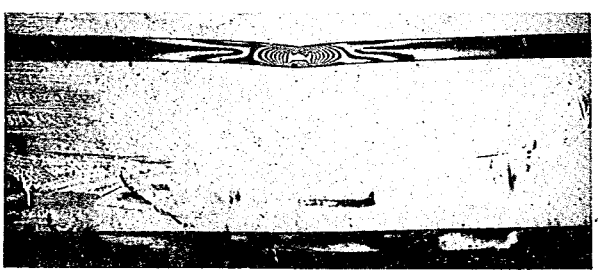


フランヂ附　$t_0 = 3.9$ mm



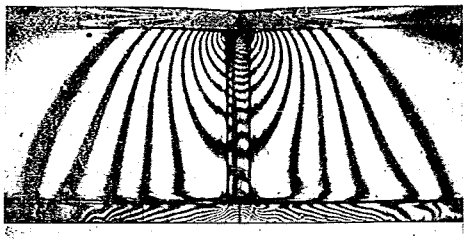
フランヂ無　$t_1 = 3.0$ mm

フランジ無　$t_2 = 1.5$ mm

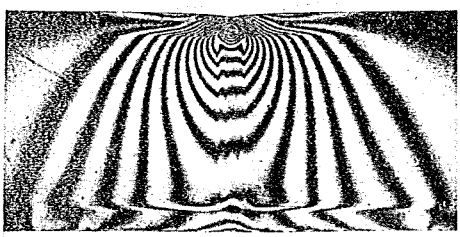


フランジ　$t_3 = 4.9$ mm

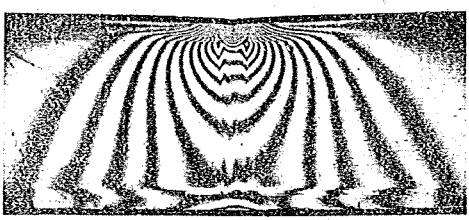
写真－1　No. 1-0 に於ける光弾性干渉縞模様（明視野）
($2W = 5.24$ kg $\alpha = 43.8$ kg^{-1}.mm)



フランヂ附　$t_0 = 4.0\,mm$



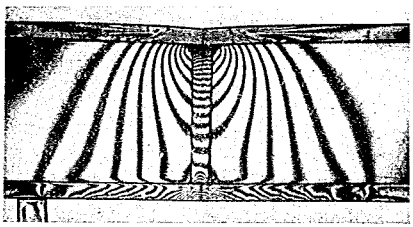
フランヂ無　$t_1 = 3.9$　$\varphi = 0°$



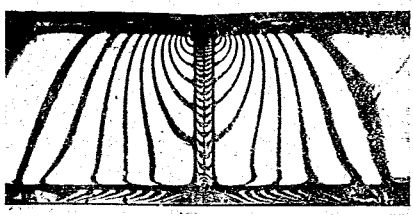
フランヂ無　$t_1 = 3.9$　$\varphi = 26°\ 10'$

フランヂ無　$t_P = 2.9$

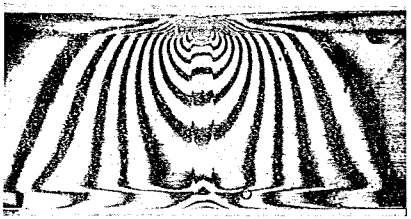
写真—2　No. 1 に於ける光弾性干渉縞模様
($2W = 9.07\,kg$　$\alpha = 49.4\,kg^{-1}.mm$)



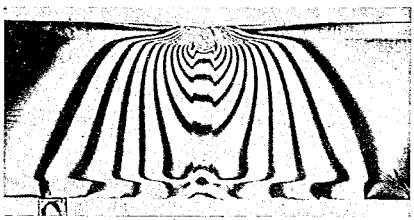
フランヂ附　$t_3 = 4.0$



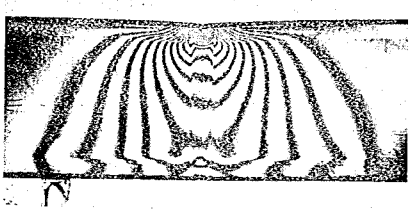
フランヂ附　$t_3 = 4.0$



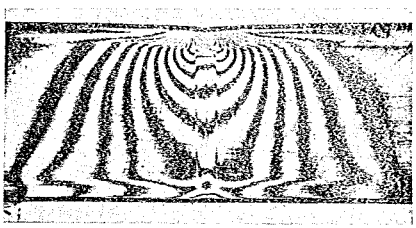
フランヂ無　$t_1 = 3.5$ $\varphi = 0°$



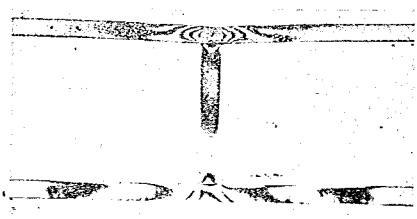
フランヂ無　$t_1 = 3.9$ $\varphi = 25°10'$



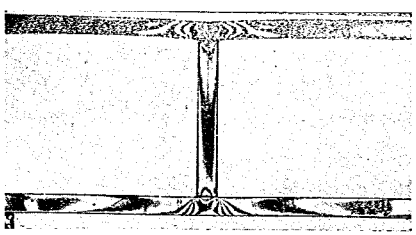
フランヂ無　$t_1 = 3.9$ $\varphi = 25°10'$



フランヂ無　$t_1 = \varphi.9$ $\varphi 25°10'$



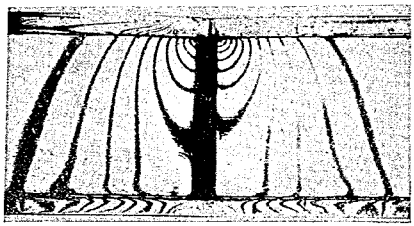
$t_F = 3.5$　$t_S = 2.1$



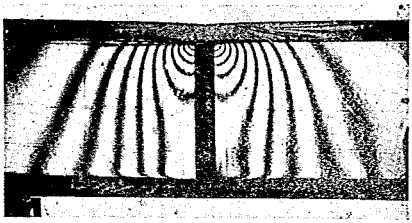
$t_F = 3.0$　$t_S = 3.0$

写真—3　No. 1-2 に於ける光弾性干渉縞模様
（2W=9.07 kg α =40.4 kg^{-1}. mm）

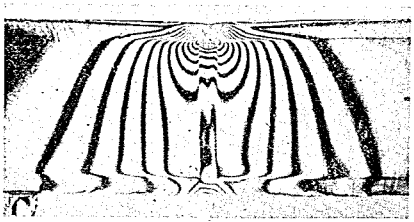
写真—4　No. 1-3 に於ける光弾性干渉縞模様
（2W—10.7 kg & 40.4 kg^{-1}. mm）



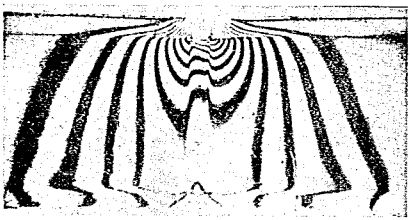
フランヂ附　$t_0 = 4.0$



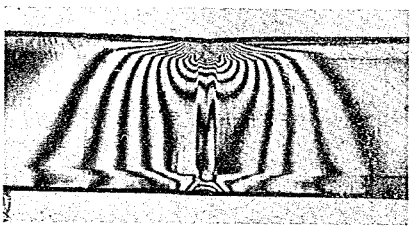
フランヂ附　$t_0 = 4.0$



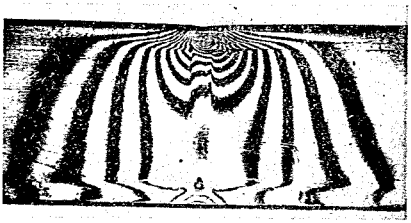
フランヂ無　$t_1 = 3.8$ $\varphi = 0^0$



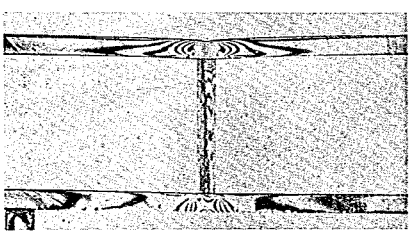
フランヂ無　$t_1 = 3.8$ $\varphi = 0^0$



フランヂ無　$t_1 = 3.8$ $\varphi = 24^0 30'$

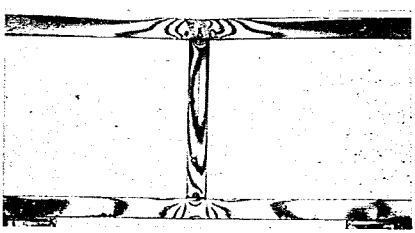


フランヂ無　$t_1 = 3.8$ $\varphi = 23^0 10'$



$t_P = 4.0$ $t_S = 4.0$

写真—5　No. 1 = 4 に於ける光弾性干渉縞模様
($2W = 9.07\,\mathrm{kg}$ $\alpha = 40.4\,\mathrm{kg^{-1}}.\,\mathrm{mm}$)



$t_P = 3.1$ $t_S = 8.1$

写真—6　No. 1-5 に於ける光弾性干渉縞模様
($2W = 9.07\,cg$ $\alpha = 40.4\,\mathrm{kg^{-1}}.\,\mathrm{mm}$)

井筒基礎および杭に対する地盤常数の分布に関する基本的研究

総理庁技官　猪瀬寧雄
建設技官　高田孝信
建設技官　安部清孝

(昭和 32 年2月)

目　次

Ⅰ 緒　言……(1)
Ⅱ 地盤常数 k の分布測定に対する実験……(2)
〔1〕実験杭の曲げ剛性試験……(2)
〔2〕実験装置並びに実験方法……(3)
〔3〕地盤常数測定用地盤の構成……(5)
〔4〕実験結果……(6)
〔5〕実験結果に対する考察……(10)
Ⅲ 現実地盤の地盤常数値の想定……(18)
〔1〕均質地盤に対する地盤常数値……(18)
〔2〕非均質地盤に対する地盤常数の想定……(26)
Ⅳ 結　語……(29)

Ⅰ 緒　言

水平力を受ける井筒基礎杭等の水平反力分布及び耐荷力を算定するのに Engels の公式がある。この式は取扱いが簡単なために，現場では極めて重宝視されてきたが，これの適用は或特定の地盤の場合に限られるもので，一般の土の場合には大いに異なつてくる。したがつて水平力に対する杭等の耐荷力を合理的に算定するには，土の性質を考慮に入れねばならぬ。その性質として，著者等は杭に対する土の地盤常数 k を考え

$$k=k_0+\varpi x^n$$

を導入する事により，可成り広範囲な地盤の場合に対する杭の安定性と耐荷力を求める事ができる事を示した[1]。したがつて，この k の分布状況が明かになれば，水平力に対する杭の耐荷力も合理的に算定されるわけである。本文では上記のように k の分布型を

$$k_0+\varpi x^n \text{ 又は } \alpha+\beta\xi^n \left(\text{但し } \xi=\frac{x}{l_1},\ \alpha=\frac{k_0 l_1^4}{EI_1},\ \beta=\frac{\varpi l_1^{n+4}}{EI_1}\right)$$

と見做し，これ等に含まれる常数 α, β, n を代表的な土の状態に対して実験的に求めると共に，更に任意地盤に対する k 値の鉛直分布をボーリング結果より近似的に求める方法，並びにそれを用いて杭に作用する曲げモーメント及び水平変位を求める一般的方法を示す事にした。

---

1) 猪瀬・安部：杭の耐荷力に関する実験的研究　建設省土木研究所報告　第 85 号

Ⅱ　地盤常数 k の分布測定に対する実験

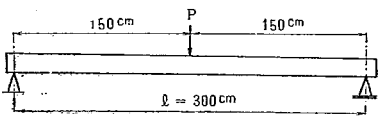
〔1〕 実験杭の曲げ剛性試験

杭を地中にある長さ打込んで水平力を作用させ，その結果を検討する場合には，先づ杭自身の曲げ剛性が明かでなければならね。そのため次のような剛性試験を行つた。

使用した実験杭は公称 4″ 管で，外径 98 mm，内径 90 mm，長さ 3,100 mm の鋼管で，これを 50 cm 間隔で 7 ケ所について測定した結果は表—1 である。

表—1　外径 D (mm)

測点	1	2	3	4	5	6	7	8
D	97.5	98.1	98.3	99.0	98.6	97.5	97.0	98.0



図—1

この杭を図—1 に示す様に，径間 l=300 cm にスラブテスターにて単純支持して，中央集中荷重 P を負荷した場合の杭の中点の撓み y_m と，縁繊維曲げ歪み ε_m とを測定した。

y_m の測定にはダイアルゲージを使用し，ε_m の測定には Baldwin の抵抗線歪計を使用した。

いま

B：杭の曲げ剛度　　D：杭の外径の平均値

I：杭の断面 2 次率　　d：杭の内径の平均値

E：杭の曲げ弾性係数　　M：杭の中点の曲げモーメント

z：杭の断面係数　　σ_m：杭の中点の縁繊維曲げ応力

とすれば

$$\left.\begin{aligned} B&=\frac{Pl^3}{48\,y_m}=\frac{PDl}{8\,\varepsilon_m}, & I&=\frac{Pl^3}{48\,Ey_m}=\frac{B}{E}\\ z&=\frac{2\,I}{D}, & \sigma_m&=\frac{DM}{2\,I}=\frac{PDl}{8\,I}=E\varepsilon_m \end{aligned}\right\}\cdots\cdots(1)$$

によつて B は求められ，弾性係数を E=2,100,000 kg/cm² こと仮定すれば I も求められる。

y_m および ε_m より求められる B を，それぞれ B_y, B_ε とすれば，これらの値は表—2 に示すごとくなり，かつ E=2,100,000 kg/cm² と仮定した場合の I の値を求めると図表に示すごとくなる。なお，この様な仮定の下に杭の内径を求めると

$$d=\sqrt[4]{D^4-\frac{64\,I}{\pi}}\cdots\cdots(2)$$

のごとくなる。

表—2

P (kg)	y_m (cm)	ε_m (10^{-6})	B_y(10^3 kg/cm^2)	B_ε(10^3 kg/cm^2)	B(10^3 kg/cm^2)	I (cm^4)
20	0.03887	25.398	2.8943	2.8939	2.8941	137.81
40	0.07776	50.800	2.8935	2.8937	2.8936	137.79
60	0.11665	76.200	2.8933	2.8937	2.8935	137.79
80	0.15556	101.600	2.8928	2.8937	2.8932	137.77
100	0.19445	127.020	2.8928	2.8932	2.8930	137.76

負荷を 20 kg, 40 kg……80 kg, 100 kg と増加する試験を 6 回繰返して，その 6 回の y_m, ε_m の値の平均値を求め，これに対応する B_y, B_ε の平均値 B を求め，最後に $E=2,100.000$ kg/cm^2 と仮定して I を求めたのが表—2 である。

この試験に使用したダイアルゲージは $\frac{1}{100}$ mm まで読めるものであり，Baldwin の Indicator Box は 10^{-6} in/in までの歪が読めるものである。

$P=60$ kg 位までは $I\fallingdotseq 137.79$ cm^4 であるから，この I の値を用いて d を求めると

$$d=\sqrt[4]{9.8^4-\frac{64\times 137.79}{3.1416}}=8.9501\text{ cm}$$

したがつて d の平均値は $d=8.95$ cm として採用する事にする。

したがつて $D=9.8$ cm, $d=8.95$ cm として I, Z, B を求めると

$$I=137.8019\text{ cm}^4,\qquad Z=28.1228,\qquad B=EI=2.89384\times 10^3\text{ kg/cm}^2$$

とななる。

なお歪計の読みを S とし，$E=2.1\times 10^6$ kg/cm^2 と仮定すると，杭の曲げモーメントは

$$M=2.1ZS=59.05788S\cdots\cdots(3)$$

によつて与えられる。

〔2〕 実験装置並びに実験方法

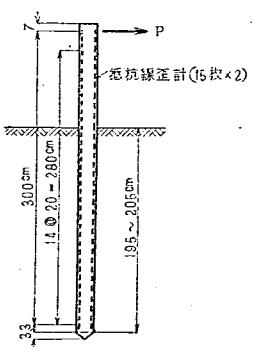
(1) 実験杭の使用方法に関する概要

外径 9.8 cm，内径 8.95 cm，長さ 310 cm の鋼管を地中に 195～205 cm 入れて，上端より 7 cm の所にて水平に負荷する事にした。

其の概要は図—2 に示すごとくである。杭の直径の両端に向合つて，杭の外面に 20 cm 間隔に抵抗線歪計を貼つて曲げ歪みを測つた。(写真—1, 2 参照)

それと同時に，杭の空間部分の撓みをダイアルゲージで数点測つた。(写真—2 参照)

なお，杭の下端には外部に約 3 cm 位ある様な木栓を填めて，杭中に土が侵入する事を防止する様にした。

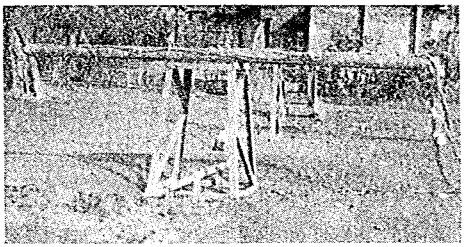


図—2

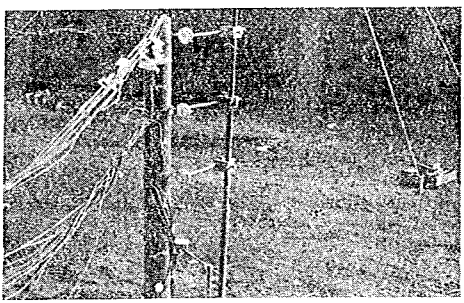
(2) 負荷装置並びに負荷方法

負荷装置の大要は写真—3 に示す。即ち手動ウインチに巻付けられた径 5

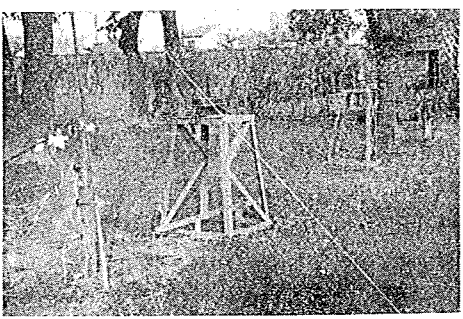
mm の鋼索を高さ保持用のフレームの天端下に取附けられた滑車を通して，負荷測定用フレームの天端鋼板上に径 5 mm の真鍮棹 5 本を敷いてのせられたスプリング秤の把手の一端に結付け，その秤の他の把手に別の径 3 mm の鋼索を結付け，この鋼索の他端を杭の頭部の負荷用孔を通して杭に取付けたものである。従つて，負荷は手動ウインチにより自由に加減出来る。尚その際，負荷点，スプリング秤，高さ保持用滑車は，同一高さになるようにした。（図—3参照の事）



写真—1



写真—2



写真—3

（3） 撓度測定用装置

杭の空間部分の撓度測定は，地表面における測点以外の測点には，図—4に示す様なダイアルゲージ支持装置を使用し，地表面における測点には，固定腕付きダイアゲージ支持台を使用して行つた。図—4に示す支持装置を使用すると，任意高さの点の撓度も測定出来る。

ダイアルゲージを杭に接着する具合は，図—5に示すごとくである。

この撓度測定用ダイアルゲージには $\frac{1}{100}$ mm まで読めるものを使用した。

（4） 歪測定装置

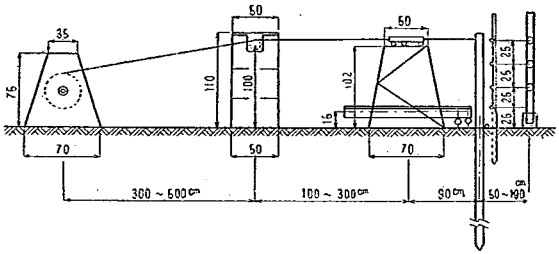
図—2に示す様に，杭の下端の上 3 cm の位置より 20 cm 間隔で，順次上方に貼られた表裏あわせて 30 枚の抵抗線歪計によつて，杭の曲げ歪みを測定した。

この歪計は，Gauge factor 2.03 の共和無線会社製の K—22 を使用した。

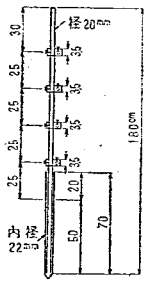
指示計には 10^{-6} in/in まで読める Baldwin Indicator を使用し，Switch Box には共和無線の 24 点 Switch Box を使用した。

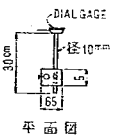
指示計の読みを S とすれば，応力 σ は

$$\left.\begin{aligned} &\sigma=10^{-6}ES \\ \text{又は}\quad &\sigma=2.1S \quad (E=2,100,000\ \mathrm{kg/cm^2}) \end{aligned}\right\} \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (4)$$

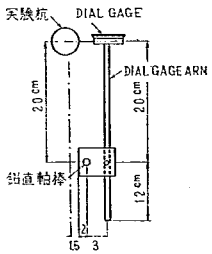


図—3





図—4



図—5

の形の関係式で求められる。

（5） 荷重測定方法

荷重測定に使用したスプリング秤は，5 kg 目盛で 500 kg まで読み取れるものである。

最初の予備負荷の場合には 20 kg まで測定出来る小型のスプリング秤を使用し，5 kg おきに負荷した。

本負荷の場合は 20 kg おきに 100 kg まで負荷して測定を行つた。

（6） 撓度並びに歪み測定方法

撓度は原則として地表を起点に，25 cm 間隔に 5 個のダイアルゲージを取付け測定を行う事にしたが，個々の実験の状況に応じて，幾分取付位置を変更する事もあつた。

歪は杭の表裏各 15 枚，都合 30 枚の W.S.G によつて測定する事にしたが，実際は Switch Box の Point の関係上，最大 24 点にせざるを得なかつた。

撓度と歪の測定は，荷重を 20 kg，40 kg，60 kg，80 kg，100 kg まで増加して行き，つぎに 100 kg，80 kg，60 kg，40 kg，20 kg，0 と減少して，その都度荷重を停止して行うを原則としたが，歪計の残留歪の影響を調べるため，時々 100 kg より急に 0 に戻して測定を行う様にした。

〔3〕 地盤常数測定用地盤の構成

地盤の減込抵抗は，土の圧縮抵抗に基因する項と，土粒子間の凝集力に基因する項の和によつて近似的に与えられる。

したがつて，同一材質の同一寸法の滅込体に対する地盤常数 K は，土の圧縮抵抗に基因する K_p と粒子間凝集力に基因する K_c との和

$$K=K_p+K_c$$

によつて与えられる。

したがつて $K_c\fallingdotseq 0$ と見做される様な代表的な乾燥砂地盤に対しては $K\fallingdotseq K_p$ となり，地表にては零になる事は明らかである。

ところが，逆に土丹に近い様な硬質粘土質地盤とか，硬質関東ロームの様な地盤では，K_c の影響が大きく，かつ均質地盤では K_c は近似的に一定と見做しても良いので，この様な地盤では K は殆んど一定に近く，僅か漸増するものと考えられる。

最初関東ローム地盤に径 10 cm の孔を掘るオーガーで孔を開けて杭を入れて，関東ロームの微粒子を間隙に填入して実験を行つたが，どうしても杭と孔の周辺との間に間隙が残つて，均一な杭周辺状況を現わす事は非常に無理である。

したがつて，最初の負荷状態にては砂地盤に近似し，次第に負荷が増加するにつれて，関東ローム地盤に近似して行く様な地盤を構成する事を考えた。

すなわち，径 15 cm のオーガーで孔を開けてその中心に杭を入れ，その周辺に砂を填入して地盤を固めて，試験地盤を構成する事にした。

〔4〕 実験結果

(1) 合理的な測定結果が得られるまでの経過

(i) 地盤の構成

均一な杭の周辺状況が得られなければ，想定の理想的な地盤は得られず，得られた歪測定結果は不規則になつて，一定の結論が得られない。したがつて，前述の様な地盤を構成した。

(ii) 歪計の貼附並びに防湿方法

歪計が地中に存在するので，直接外力がゲージに掛かり，これらの外力に対しても，ゲージが出来るだけ安定である事，および防湿性を必要とするため，樹脂系のスイス製常温接着用アラルダイトがこの歪測定用には最も合理的である事が予備実験の結果判明した。したがつて歪計の貼付には，常温接着用アラルダイトを使用した。

つぎにゲージ並にゲージとリード線の接合点が防湿性である事が絶対に必要であるので，ゲージ並にリード線接合部分にコロイド状硅酸ソーダ溶液を塗布し，さらにゲージの上にはワックス溶液を塗布し，リード線接合部の上にはブラックテープを巻いて防湿効果をを挙げる様に努力した。

この様にしなければ，杭を地中に入れて暫くすると，次第に地中の湿気がゲージ並びにリード線接合部分に及んで指示計の読みが次第に変化（針が流れる）するので，得られた読みは正しいものとはならない。

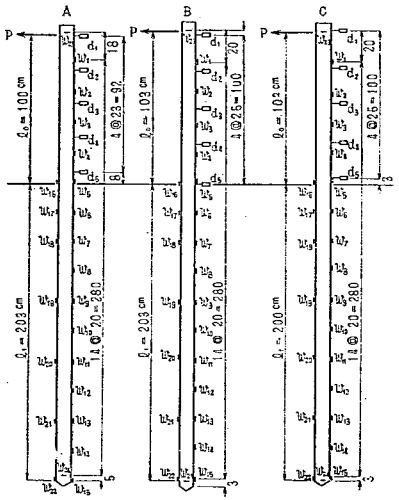
(iii) 温度並びに風の影響

野外の模型試験のため，温度並びに風の状態により測定結果が相当変動する。

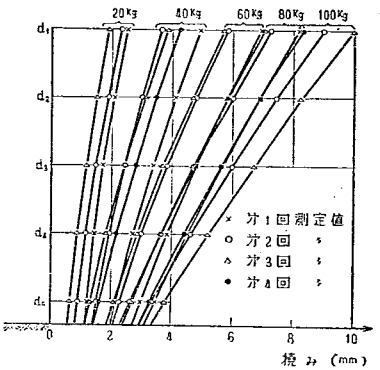
温度補正用 Dumy Gauge は，地中部分に対しては応力を最も受けない根入れ先端近くで周辺方向に貼つてあり，空間部分に対しては頭部近くで周辺方向に貼つてある。

防湿と云う意味では，晴天の続いた後でかつ晴天の日に実験を行う事が望ましいのであるが，晴天の日に時間を掛けて実験を行つている内に，杭は空間部分で暖められて，この熱が次第に根入れ部分に伝わるので，上下両端の Dumy Gauge では中間部分のすべての Active Gauge に対する温度補正は出来なくなる。

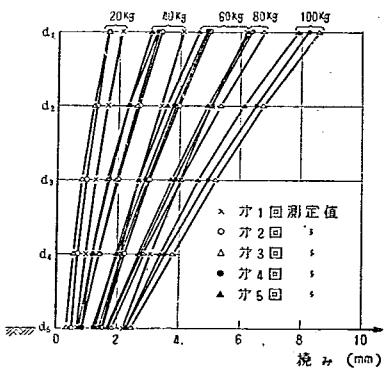
したがつて，この様な状態で得られた測定結果には誤差がはいり易く，又一方 Dumy Gauge を杭の中間に貼つた場合に，二次元的な応力の影響をうけて指示計の針が流れ易い。又風の影響も相当顕著である。要するに，晴天の日の日没近くで，杭の空間根入れ両部分の温



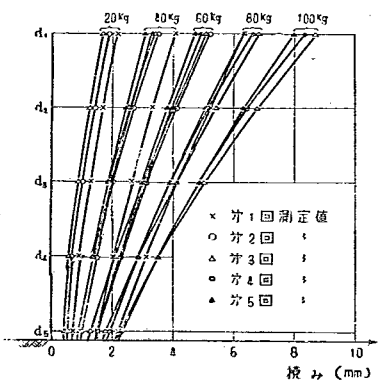
図—6



図—7 (A)



図—7 (B)



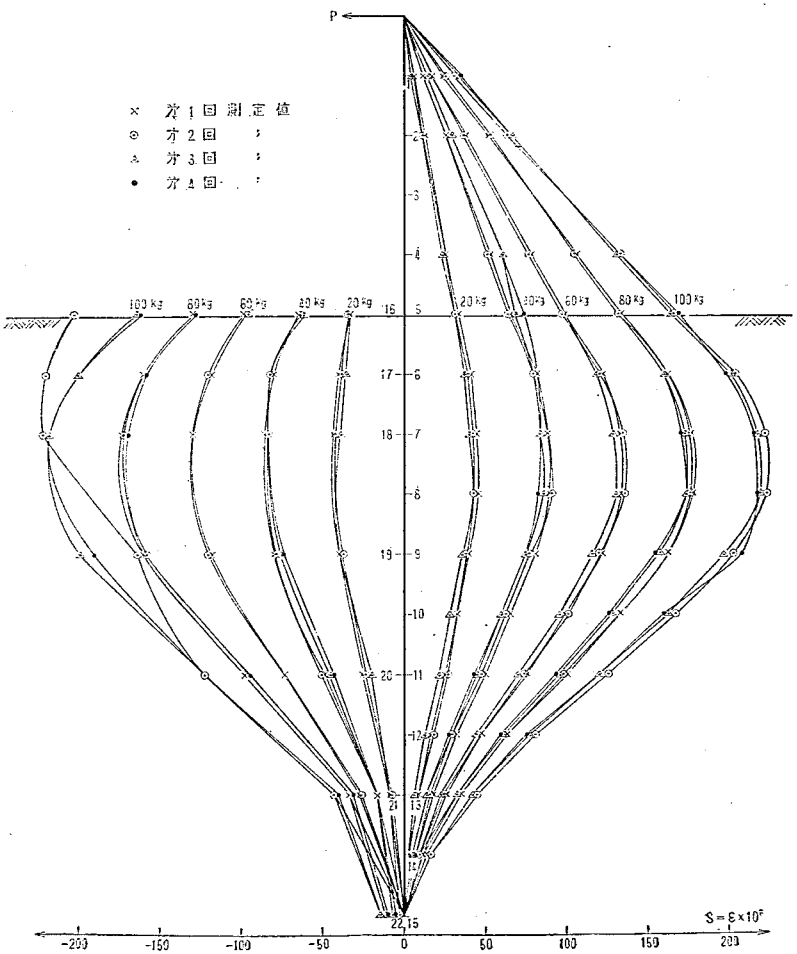
図—7 (C)

度変化の少い，日に無風に近い状態で測定を行わねば，合理的な測定結果は得られなかつた。

このような多くの制約が存在するので，多くの測定結果において合理的な測定結果は容易に得られなかつたが，割合合理的と思われる２～３の測定結果を次に示す事にする。

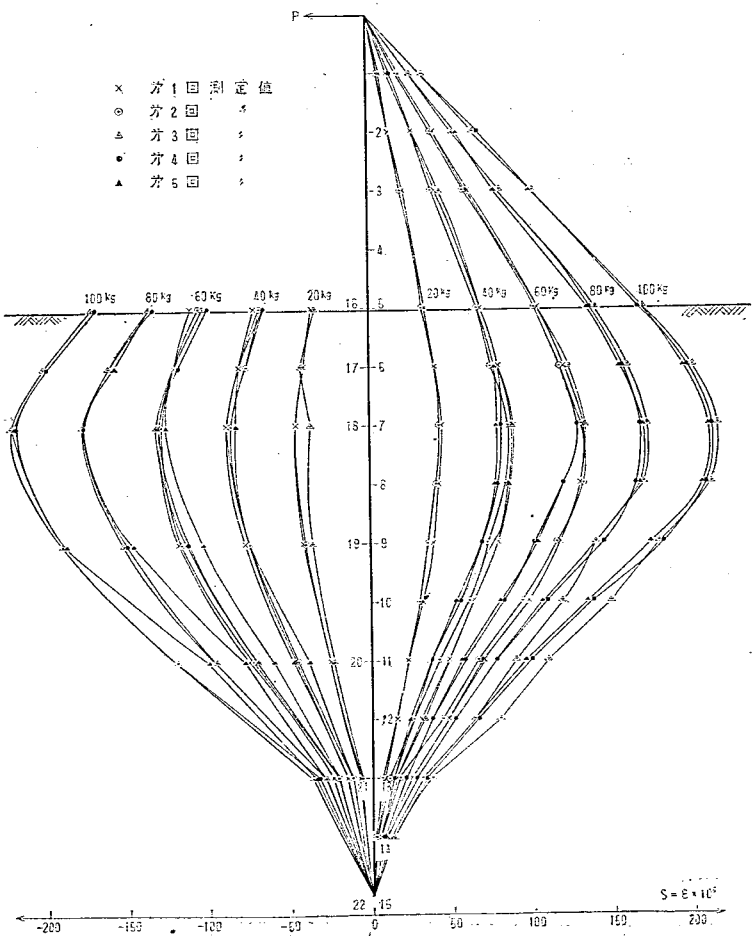
（３） 測定結果

代表的な測定値は，A，B，C の３回の実験によつて得られたものである。これ等の測定におけるダイヤル



図―8 (A)

ゲージ，歪計の杭に対する取付位置は，大要図—6に示す通りである。図にて w_1, w_2, w_3,…, w_{22} は Active Gauge, w_{23}, w_{24} は Dumy Gauge を示し，d_1, d_2, d_3, d_4, d_5 はダイヤルゲージの測定位置を示している。尚実験としては，A では4回，B では5回，C では5回の測定を行つた。これ等に対する測定結果は，撓度に対しては図—7 (A, B, C)，歪測定に対しては図—8 (A, B, C) のようになる。従つて，これ等より杭の各部における曲げモーメントを M は（3）式により算出する事が出来る。



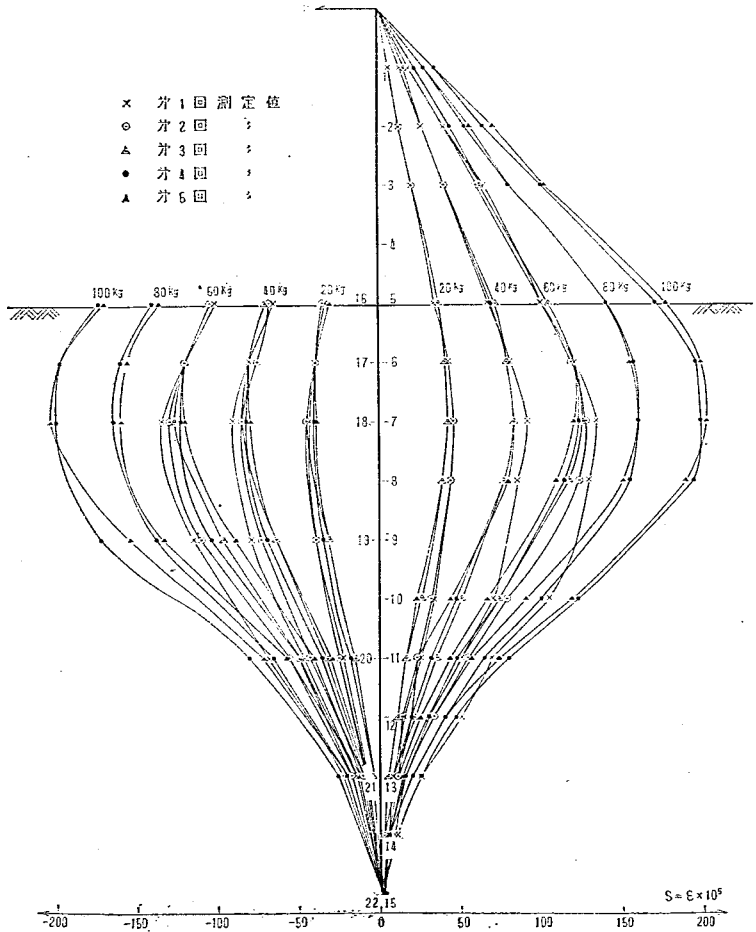
図—8 (B)

〔5〕 実験結果に対する考察

(1) 考察過程に対する概要

先ず測定曲げモーメント M を用いて杭の弾性曲げ曲線 η を求め，杭の空間の特定点，例えば負荷点における杭の変位 y_0 との代数和 $(y_0+\eta)$ を求める。

つぎに，地盤係数の分布型に応ずる地盤係数の根入れ端における常数 β を求める。



図—8 (C)

つぎに根入れ部に作用する地盤反力が，外力に釣合うと云う条件によつて各地盤反力の分布型に応ずる杭の剛体的廻転角 θ を求め，この θ を用いて

$$y=y_0+\eta-x\cot\theta \qquad (x：杭の負荷点より考えている点までの距離)$$

なる関係によつて，杭の水平変位を求める。

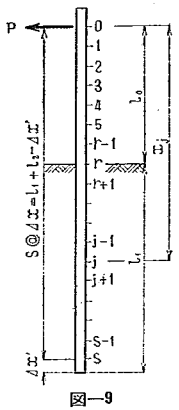
この算出水平変位と実測値とを比較する。

つぎに，この地中部分の y の算出値と β とを用いて地盤反力の分布を求め，これより各分布型に応ずる曲げモーメントをもう一度算出して実測曲げモーメントと比較して，地盤係数の分布型の妥当性を検討する。

（2） 考察過程に必要な理論式の誘導

（i） 曲げモーメント分布より η_j を求める式

図—9に示す様に，杭の負荷点を0とし，以下歪計による歪測定点の点列，もしくは曲げモーメント既知点の点列を順次 1, 2,……s とし，s 点より先に $4x'$ だけの部分が存在する場合の取扱いを行う事にする。



図—9

各点の曲げモーメント M_1, M_2……M_s を使用すれば，各点の弾性変形 η_j (j=1……$s-1$) はつぎの式によつて求められる。

$$\left.\begin{aligned}
&\eta_j=\frac{1}{p}\bar{\eta}_j \qquad (j=1.2\cdots\cdots s-1)\\
&\eta_0=0, \qquad \eta_s=\frac{e}{p}M_s\\
&\bar{\eta}_j=\frac{s-j}{s-j+1}\bar{\eta}_{j-1}+\frac{1}{s-j+1}\sum_{n=j}^{s}\alpha_n M_n
\end{aligned}\right\} \cdots\cdots\cdots\cdots(6)$$

$$\left.\begin{aligned}
&p=\frac{EI}{\Delta x^2}\\
&\alpha_n=s-n \qquad n\leqq s-1\\
&\alpha_s=e=\frac{\tau^2}{3}, \quad \tau=\frac{\Delta x'}{\Delta x} \qquad (n=s)
\end{aligned}\right\} \cdots\cdots\cdots\cdots(7)$$

E：杭の曲げ弾性係数，　I：杭の断面2次率

（ii） 地盤反力の釣合条件式

杭の j 点における単位長当り地盤反力 q_j は

$$q_j=-k_j y_j \cdots\cdots(8)$$

によつて与えられる。

ここに

$$\left.\begin{aligned}
&k_j=\frac{EI}{l_1^4}\cdot\beta\xi_j^n=\frac{p}{\Delta x^2}\cdot\lambda_j=\frac{EI}{\Delta x^4}\cdot\lambda_j\\
&\beta=\frac{\alpha l_1^{n+4}}{EI}\\
&\xi_j=\frac{x_j-l_0}{l_1}=\frac{z_1}{l_1}
\end{aligned}\right\}$$

$$\left.\begin{aligned} EI&=\frac{d^4y}{dz^4}+\alpha z^n y=0\\ z&=x-l_0=l_1\xi\\ p&=\frac{EI}{\Delta x^2}\\ \lambda_j&=\frac{\Delta x^4}{EI}\cdot k_j=\varepsilon^4\beta\xi_u\\ \varepsilon&=\frac{\Delta x}{l_1}\end{aligned}\right\}\quad\cdots\cdots(9)$$

一方 y_j は

$$y_j=y_0+\eta_j-x_j\cot\theta\quad\cdots\cdots(10)$$

によつて与えられる。

地盤反力と外力 P との釣合条件式は

$$P\fallingdotseq\Delta x\sum_{j=\gamma}^{s}y_jk_j\mu_j=\Delta x\sum_{j=\gamma}^{s}(y_0+\eta_j-x_j\cot\theta)k_j\mu_j\quad\cdots\cdots(11)$$

又は $s-\gamma=2n$ (n : 正の整数) の時は

$$P\fallingdotseq\frac{1}{3}\Delta x\sum_{j=\gamma}^{s}y_jk_j\nu_j=\frac{4x}{3}\cdot\sum_{j=\gamma}^{s}(y_0+\eta_j-x_j\cot\theta)k_j\nu_j\quad\cdots\cdots(12)$$

によつて与えられる。

ここに

$$\left.\begin{aligned} &\mu_\gamma=\mu_s=\frac{1}{2}\\ &\mu_j=1\quad(j=\gamma+1,\cdots\cdots s-1)\\ &\nu_\gamma=\nu_s=1\\ &\nu_j=4\quad(j=\gamma+1,\ \gamma+3,\cdots\cdots s-1)\\ &\nu_j=2\quad(j=\gamma+2,\ \gamma+4,\cdots\cdots s-2)\end{aligned}\right\}\quad\cdots\cdots(13)$$

(11) 式又は (12) 式より

$$\left.\begin{aligned} \cot\theta&=\frac{1}{\sum_{j=\gamma}^{s}\mu_j\cdot k_j\cdot x_j}\left(\sum_{j=\gamma}^{s}\mu_jk_j(y_0+\eta_j)-\frac{P}{\Delta x}\right)\\ \text{又は}\\ \cot\theta&=\frac{1}{\sum_{j=\gamma}^{s}\nu_j\cdot k_j\cdot x_j}\left(\sum_{j=\gamma}^{s}\nu_jk_j(y_0+\eta_j)-\frac{3P}{\Delta x}\right)\end{aligned}\right\}\quad\cdots\cdots(14)$$

が得られる。

ここに

$$k_j=\frac{EI}{l_1^4}\cdot\beta\xi_j^n=\frac{EI}{\Delta x^4}\lambda_j=\frac{P}{\Delta x^4}\lambda_j$$

によつて与えられる k_j は $j=\gamma\cdots s$ に対してのみ存在し，かつ γ が丁度地表面又は地表に極く近くであれば，$k_\gamma\fallingdotseq0$ と見做して差支えない。

この様な $\cot\theta$ の値を用いれば，杭の水平変位 y_j は (10) 式によつて与えられる。

k_j, y_j を用いると，地盤反力 q_j は (8) 式によつて与えられる。

(iii)　$q_j=-k_j y_j$ より曲げモーメント M_j を求める式

根入れ部分の q_j 分布が与えられれば，杭の曲げモーメント Mi 分布はつぎのごとく与えられる。

$$\left.\begin{aligned} M_j&=p\overline{M_j}=\frac{s-i}{s-j+1}M_{j-1}-\frac{p}{s-j+1}\sum_{n=j}^{s}\alpha_n'\lambda_n y_n \qquad (j=1,\cdots\cdots s-1)\\ M_0&=0, \qquad M_s=pe'\lambda_s y_s\\ \overline{M_j}&=\frac{s-j}{s-j+1}\overline{M_{j-1}}-\frac{1}{s-j+1}\sum_{n=j}^{s}\alpha_n'\lambda_n y_n \end{aligned}\right\}\cdots\cdots(15)$$

$$\left.\begin{aligned} \alpha_n'&=s-n \qquad (n=1.2\cdots\cdots s-1)\\ '\alpha_s'&=-e'\lambda_s \qquad e'=\frac{\tau^2}{3}, \qquad \tau=\frac{\Delta x'}{\Delta x}\\ p&=\frac{EI}{\Delta x^2} \qquad \lambda_j=\frac{\Delta x^2}{p}k_j \end{aligned}\right\}\cdots\cdots(16)$$

(iv)　杭の空間負荷点の水平変位 y_0 を与えて，β を求める方法

いま，つぎの記号を使用する事にする[2]。

$$\left.\begin{aligned} \delta(\zeta)&=\frac{6EI}{pl_0^3}y_0(\zeta)\\ \varpi_{0j}(\zeta)&=B_j(\zeta)-\zeta(\zeta)A_{010j}\\ B_j(\zeta)&=\sigma^2\vartheta(3A_{120j}+\sigma A_{130j})+\sigma\vartheta(3A_{020j}+\sigma A_{030j})\zeta-3A_{010j}\zeta^2-A_{010}\zeta^3\\ \sigma&=\frac{l_1}{l_0} \end{aligned}\right\}\cdots\cdots(17)$$

この式の ζ は，地表面に原点を取つた杭の空間部分の座標変数 x を l_0 で割つたもの

$$\zeta=\frac{x}{l_0}$$

とする。

こうすると $B_j(\zeta)$ は ζ のみの函数で，ζ を与えれば $B_j(\zeta)$ は一定値となり，ϖ_{0j} は $\delta(\zeta)$ のみの函数となる。

P, $y(\zeta)$ を与えて，すなわち $\delta(\zeta)$ を与えて β を求める式は

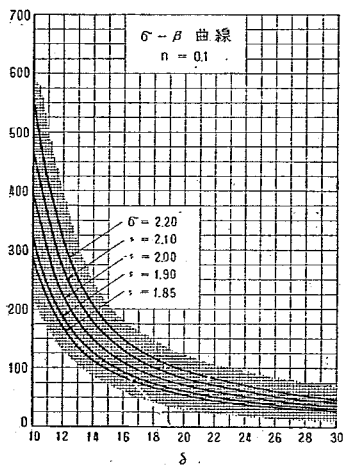
$$\sum_{j=0}^{8}(-1)^j\varpi_{0j}(\zeta)\beta^j=0 \qquad \cdots\cdots(18)$$

によつて与えられる。

これを一々解く事は面倒なので，現実によく起る σ の領域に応じて $\beta-\delta$ 曲線を求める事にする。

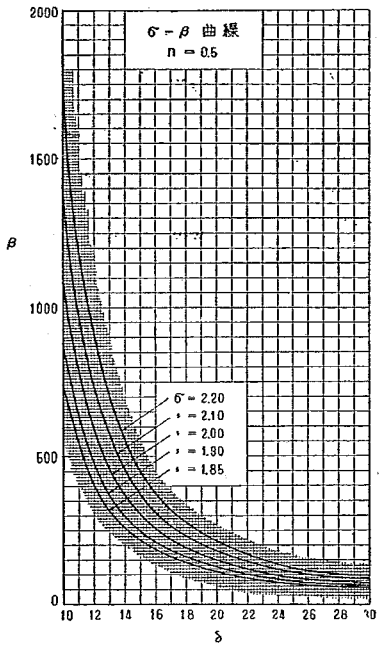
σ の値を 1.85～2.20 に変えて，$n=1.0$, $n=0.5$, $n=0.1$ に対して δ の値の 10−30 に応ずる β の値を求めたのが図—10 (1, 2, 3) である。

これらの計算においては $\zeta=1$ として，負荷点の y_0 の値を使用してある。　　$y_0=y_0(1)$

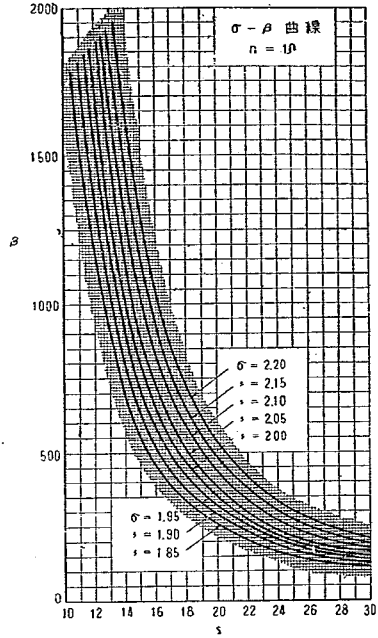


図—10 (1)

2)　記号の詳細は既出　1) 参照の事。



図—10（2）



図—10（3）

（3） 実験結果よりの地盤常数の分布型の想定

前記 A, B, C 測定の内，A, B 測定はなお指示計の針が幾分流れて，余り合理的な結果を与えていない模様であるから，ここでは C 測定結果につき検討する事にする。

（i） 第1回測定結果に対する検討

第1回測定は，地盤の圧縮その他の複雑な現象が起らず，基本的な地盤の状態に対する測定であると考えられる。

空間の変位曲線を見ると，20 kg, 40 kg, 60 kg 負荷の場合に対して割合規則的に増加しているし，又一方モーメント分布の方も規則的に増加しているので，第1回の測定では代表的な荷重として 20 kg を選ぶ事にする。

今，図—8 (C) に示した歪 S_{pj} に対応する曲げモーメント値 M_{pj}，杭の弾性撓み η_j，水平変位 y_j，地盤常数 k_j，地盤反力 q_j，計算モーメント M_j の値を P=20 kg に対して求めたのが表—3である。

n=1.0, n=0.5 とした場合の y_0, β, $\cot\theta$ の値は表の上部に示してある。

測点7もしくは測点8における曲げモーメントが最大となるので，測点7における M_{p7} と M_7 の値との比を取ると

$$\frac{(M_7)_{n=1}}{M_{p7}}=0.9937 \qquad \frac{(M_7)_{n=0.5}}{M_{p7}}=0.7802$$

となる。

これよりして，この場合の地盤常数の分布型は $n=1.0$ の方に遙かに近似する事が分る。

表—3

j	$P=20$ kg			$n=1.0$, $\beta=518.4$, $y_0=0.210$ cm, $\cot\theta=0.0007154$				$n=0.5$, $\beta=209$, $y_0=0.210$ cm, $\cot\theta=0.0007230$			
	S_{pj}	$-M_{pj}$	$-\eta_j$	y_j	k_j	q_j	$-M_j$	y_j	k_j	q_j	$-M_j$
0	0	0	0	0.2100			0	0.2100			0
1	6.8	402	0.01499	0.1807			398	0.1805			329
2	13.6	803	0.02944	0.1519			797	0.1516			642
3	20.4	1205	0.04277	0.1243			1195	0.1239			962
4	27.1	1600	0.05443	0.0982			1593	0.0977			1284
5	33.9	2002	0.06388	0.0746			1992	0.0738			1605
6	40.7	2404	0.07057	0.0536	7.97	−0.4270	2390	0.0527	11.02	−0.5804	1926
7	44.6	2634	0.07393	0.0359	17.35	−0.6230	2617	0.0349	16.30	−0.5679	2059
8	44.3	2616	0.07365	0.0219	26.72	−0.5848	2576	0.0207	20.18	−0.4170	1965
9	40.0	2362	0.06976	0.0115	36.10	−0.4140	2323	0.0088	23.45	−0.2061	1705
10	32.9	1943	0.06260	0.0043	45.48	−0.1964	1905	0.0028	26.33	−0.0736	1362
11	24.3	1435	0.05275	0.0001	54.85	−0.0063	1408	−0.0018	28.91	0.0526	990
12	15.7	927	0.04092	−0.0026	64.23	0.1685	914	−0.0045	31.29	0.1393	639
13	8.3	490	0.02781	−0.0038	73.61	0.2813	487	−0.0058	33.49	0.1943	344
14	2.9	17	0.01402	−0.0043	82.98	0.3602	172	−0.0065	35.66	0.2316	126
15	0	0	0	−0.0046	92.36	0.4272	2	−0.0069	37.52	0.2592	1

（ii）　第2回測定結果に対する検討

第2回測定結果は，必ずしも各負荷値に応じて比例的に測定値が変化していないが，この第2回測定の内，$P=40$ kg 以上の負荷値の場合は，杭の水平変位が急に減少し始めるので，$P=20$ kg の場合を選んで検討する事にする。

図—8 (C) に示した S_{pj} に対応する曲げモーメント値 M_{pj}，杭の弾性撓み η_j，水平変位 y_j，地盤常数 k_j，地盤反力 q_j，計算モーメント M_j，y_0，β，$\cot\theta$ の値を $P=20$ kg，$n=1.0$，$n=0.5$ に対して求めたのが表—4である。

この場合も測点7における M_{p7} と M_7 との比を取ると

$$\frac{(M_7)_{n=1.0}}{M_{p7}}=0.9921 \qquad \frac{(M_7)_{n=0.5}}{M_{p7}}=0.8215$$

となる。

この場合は前の（i）の場合に較べれば，極く僅か $n=1.0$ なる分布型より離れて $n=0.5$ の方に移行しているけれども，やはり $n=1.0$ の分布型で殆んど一致する事を示している。

（iii）　第3回測定結果に対する検討

前同様にして S_{pj}, M_{pj}, η_j, y_j, k_j, q_j, M_j, y_0, β, $\cot\theta$ 等の値を $P=60$ kg, $n=1.0$, $n=0.5$ に対して求めたのが表—5である。

$P=60$ kg を選んだのは，これ以後の実験に対しては各回とも杭の水平変位の変化が僅かになつて来たので，この荷重値程度の荷重が各回の実験における特性を代表的に表わすものと思われるからである。

表—4

j	P=20 kg			n=1.0, β=725, cot θ=0.0005253, y_0=0.187 cm				n=0.5, β=278, cot θ=0.0006313, y_0=0.187 cm			
	S_{pj}	$-M_{pj}$	$-\eta_j$	y_j	k_j	q_j	$-M_j$	y_j	k_j	q_j	$-M_j$
0	0	0	0	0.1870			0	0.1870			0
1	6.8	401	0.01426	0.1620			403	0.1592			360
2	13.7	809	0.02853	0.1335			805	0.1320			720
3	20.5	1210	0.04167	0.1078			1208	0.1059			1079
4	27.1	1600	0.05315	0.0838			1610	0.0816			1439
5	33.7	1990	0.06240	0.0621			2013	0.0595			1799
6	40.6	2398	0.06891	0.0431	11.15	−0.4319	2416	0.0402	22.53	−0.9059	2159
7	44.5	2628	0.07211	0.0274	24.43	−0.6681	2607	0.0243	33.24	−0.8079	2116
8	43.5	2569	0.07167	0.0153	37.37	−0.5714	2531	0.0121	41.26	−0.5001	1796
9	39.2	2315	0.06768	0.0068	50.48	−0.3419	2226	0.0035	47.95	−0.1689	1403
10	32.1	1896	0.06049	0.0015	63.60	−0.0929	1786	−0.0018	53.82	0.0977	943
11	22.3	1317	0.05068	−0.0012	76.71	0.0952	1308	−0.0044	59.13	0.2627	522
12	12.3	726	0.03905	−0.0021	89.82	0.1901	868	−0.0051	63.96	0.3270	206
13	6.0	354	0.02642	−0.0020	102.93	0.2046	504	−0.0046	68.47	0.3156	21
14	2.1	124	0.01329	−0.0014	116.05	0.1591	222	−0.0036	72.20	0.2609	5
15	0	0	0	−0.0006	129.16	0.0750	3	−0.0024	76.70	0.1826	0

表—5

j	P=60 kg			n=1.0 β=980, cot θ=0.001735, y_0=0.510 cm,				n=0.5, β=375, cot θ=0.001725, y_0=0.510 cm			
	S_{pj}	$-M_{pj}$	$-\eta_j$	y_j	k_j	q_j	$-M_j$	y_j	k_j	q_j	$-M_j$
0	0	0	0	0.5100			0	0.5100			0
1	20.4	1205	0.0414	0.4339			1298	0.4338			1200
2	40.7	2406	0.0811	0.3595			2596	0.3591			2401
3	61.1	3607	0.1175	0.2884			3895	0.2878			3601
4	81.1	4808	0.1489	0.2223			5193	0.2215			4802
5	101.8	6011	0.1737	0.1628			6491	0.1619			6001
6	120.0	7087	0.1902	0.1117	15.07	−1.6829	7789	0.1105	18.82	−2.0809	7202
7	125.0	7429	0.1969	0.0703	32.79	−2.3068	8414	0.0690	27.77	−1.9162	7495
8	115.8	6839	0.1932	0.0393	50.52	−1.9835	8116	0.0377	34.47	−1.3002	6981
9	97.1	5729	0.1802	0.0176	68.24	−1.2040	7025	0.0159	40.06	−0.6372	5882
10	74.2	4382	0.1592	0.0039	85.97	−0.3378	5452	0.0020	44.97	−0.0984	4575
11	51.0	3012	0.1321	−0.0037	103.69	0.3864	3744	−0.0058	49.38	0.2890	3295
12	30.4	1795	0.1009	−0.0072	121.41	0.8767	2192	−0.0095	53.44	0.5098	2131
13	14.6	862	0.0672	−0.0082	139.14	1.4454	989	−0.0107	57.21	0.6146	1170
14	4.8	283	0.0323	−0.0080	156.86	1.2632	245	−0.0108	60.74	0.6535	455
15	0	0	0	−0.0075	174.59	1.3063	0	−0.0104	64.08	0.6651	0

この場合も測点7における M_{p7} と M_7 との比を取ると

$$\frac{(M_7)_{n=1.0}}{M_{p7}}=1.1326 \qquad \frac{(M_7)_{n=0.5}}{M_{p7}}=1.0061$$

となる。

これよりして，この場合は $(M_j)_{n=0.5}$ の方が M_{pj} に近接している事が分る。

(iv) 第Ⅳ回測定結果に対する検討

前同様にして，S_{pj}, M_{pj}, η_j, y_j, k_j, q_j, M_j, y_0, β, cot θ の値を P=60 kg, n=0.5, n=0.1 に対して求めたのが表—6 である。

この場合，n=0.5, n=0.1 に対して検討するのは，前の (iii) の場合 n=0.5 に幾分近い分布をしている事が判明したので，この場合は n=0.5 に近い分布をするであろうと云う想定の下にこの様な検討をしたのである。

表—6

j	$P=60$ kg			$n=0.5$, $\beta=387$, $y_0=0.496$ cm, $\cot\theta=0.001692$				$n=0.1$, $\beta=155$, $y_0=0.496$ cm, $\cot\theta=0.0017025$			
	S_{pj}	$-M_{pj}$	$-\eta_j$	y_j	k_j	q_j	$-M_j$	y_j	k_j	q_j	$-M_j$
0	0	0	0	0.4960			0	0.4906			0
1	20.3	1199	0.0413	0.4209			1174	0.4207			948
2	40.8	2409	0.0808	0.3475			2348	0.3471			1897
3	61.2	3614	0.1171	0.2774			3251	0.2768			2846
4	81.5	4813	0.1483	0.2123			4695	0.2115			3794
5	101.9	6018	0.1727	0.1540			5869	0.1530			4743
6	118.9	7022	0.1888	0.1041	20.40	−2.124	6858	0.1029	21.91	−2.254	5691
7	121.0	7146	0.1952	0.0639	30.08	−1.922	7031	0.0625	23.68	−1.479	5738
8	109.5	6466	0.1915	0.0337	37.33	−1.258	6455	0.0321	24.73	−0.793	5194
9	89.3	5274	0.1757	0.0127	43.39	−0.551	5379	0.0109	25.48	−0.277	4332
10	65.5	3868	0.1581	−0.0006	46.67	0.028	4082	−0.0026	26.08	0.067	3359
11	42.5	2510	0.1316	−0.0080	53.50	0.428	2791	−0.0102	26.57	0.270	2419
12	24.2	1429	0.1012	−0.0114	57.89	0.660	1666	−0.0138	16.99	0.372	1575
13	10.7	632	0.0683	−0.0124	61.94	0.768	804	−0.0150	27.36	0.410	885
14	2.6	153	0.0343	−0.0123	65.61	0.807	243	−0.0150	27.69	0.416	360
15	0	0	0	−0.0118	68.32	0.818	0	−0.0148	27.99	0.413	0

測点 7 に対する M_{p7} と M_7 との比を取ると

$$\frac{(M_7)n=0.5}{M_{p7}}=0.9648, \qquad \frac{(M_7)n=0.1}{M_{p7}}=0.7874$$

となる。

この場合は $(M_j)0.5$ の方が M_j に近似している事が近似しているので，$n=0.5$ 分布の方が $n=0.1$ 分布よりよく一致している事が分る。

表—7

j	$P=60$ kg			$n=1.0$, $\beta=436$, $y_0=0.477$ cm, $\cot\theta=0.0016336$				$n=0.1$, $\beta=171$, $y_0=0.477$ cm, $\cot\theta=0.001643$			
	S_{pj}	$-M_{pj}$	$-\eta_j$	y_j	k_j	q_j	$-M_j$	y_j	k_j	q_j	$-M_j$
0	0	0	0	0.4770			0	0.4770			0
1	20.6	1217	0.0402	0.4041			1229	0.4040			974
2	41.1	2427	0.0787	0.3330			2458	0.3326			1950
3	61.7	3644	0.1139	0.2651			3687	0.2645			2924
4	82.2	4855	0.1441	0.2022			4916	0.2015			3899
5	102.8	6071	0.1676	0.1460			6145	0.1451			4874
6	120.2	7099	0.1828	0.0981	22.99	−2.256	7178	0.0970	24.17	−2.344	5849
7	123.4	7288	0.1884	0.0599	33.92	−2.030	7343	0.0585	26.13	−1.529	5886
8	113.5	6703	0.1842	0.0314	42.10	−1.322	6717	0.0299	27.28	−0.815	5312
9	94.8	5599	0.1711	0.0118	48.93	−0.579	5566	0.0101	28.11	−0.284	4694
10	71.8	4240	0.1507	−0.0005	54.92	+0.025	4181	−0.0024	28.77	0.068	3646
11	48.9	2888	0.1250	−0.0074	60.31	0.446	2829	0.0094	29.31	0.278	2626
12	29.0	1713	0.0958	−0.0108	65.26	0.706	1649	−0.0131	29.78	0.390	1717
13	13.7	809	0.0645	−0.0123	69.87	0.856	748	−0.0147	30.19	0.445	963
14	3.9	230	0.0324	−0.0128	74.18	0.948	187	−0.0154	30.55	0.472	388
15	0	0	0	−0.0131	78.26	1.023	0	−0.0159	30.88	0.492	0

（v）　第Ⅴ回測定結果に対する検討

前同様にして，S_{pj}, M_{pj}, η_j, y_j, k_j, q_j, M_j, y_0, β, $\cot\theta$ の値を $P=60$ kg, $n=0.5$, $n=0.1$ に対して求めたのが表—7 である。

測点7に対する M_{p7} と M_7 との比を取ると

$$\frac{(M_7)n=0.5}{M_{p7}}=1.0276, \qquad \frac{(M_7)n=0.1}{M_{p7}}=0.8237$$

となる。

これよりしてこの場合も $(M_7)_{0.5}$ の方が $(M_7)_{0.1}$ より M_{p7} に遙かによく一致している事が分る。

(4) 基本測定結果に対する結論

以上の検討結果より，負荷を繰返す事により，地盤常数の分布型が次第に変つて行くと云う事が判明した。これに対して二つの事が考えられる。その一つは負荷を繰返す事によつて地盤の圧密が或る程度起ると云う事で，もう一つはこの様な現象はこの試験用杭孔の特性，すなわち杭孔の周辺には割合硬質な関東ロームの周壁が存在し，圧密が進むと地盤抵抗としては近似的に関東ローム地盤の抵抗を示す様になると云う事である。

初めの負荷状態に対しては砂地盤の特性を近似的に表わし，負荷回数が進むにつれて関東ローム地盤の特性を表わす事が分つた。

従つて土の圧縮抵抗に基因する地盤常数 K_p のみが考えられる様な地盤，例えば，完全な砂地盤に対しては地盤常数の分布型は $n=1.0$ と仮定しても，実用上の目的には充分であり，土の圧縮抵抗に基因する K_p と土の粒子間凝集力に基因する K_c との双方によつて地盤常数が K 表わされる様な地盤では n の値は1とは異なるものとなるのであつて，関東ローム程度の地盤では $n=0.5$ と仮定しても工学上の目的には充分である事が分つた。

第1回の全負荷と第Ⅱ回の 20kg 負荷までは大体 $n=1.0$ と想定される分布型を示しているが，それ以降は次第に n の値は減少して，$n=0.5$ に近づいて行くと云うのが真相の様である。

以上を要するに，砂地盤の初めの負荷では $n=1.0$ と想定してよく，又関東ロームの様な K_c の頃の影響が相当効く地盤では近似的に $n=0.5$ と想定しても工学上の目的を失しないと云う事が云える。

Ⅲ 現実地盤の地盤常数値の想定

〔1〕 均質地盤に対する地盤常数値

均質地盤に対しては地盤常数は

$$K=K_p+K_c$$

の形に表わされるのであるが，K_p が優越する地盤であるか K_c が優越する地盤であるかによつて分布型を想定すべきである。

前述の様な基本試験結果よりして，均質地盤に対しては地盤常数は近似的に指数函数型に分布する様に与えられると考えても工学上の目的を失しない事が判明したので，各種現実地盤に対する杭の水平変位を測定して地盤常数値を決定した。

流動性粘土を主体とする軟弱地盤としては赤羽分所構内東部端低地を選び，シルト系地盤としては岩淵水門下流荒川放水路洪水敷を選び，純砂および純砂利地盤としては六儀園構内の径約 50cm の人工孔中にこれらの

材料を填めたものを選び，真土，混合土砂および砂質粘土地盤としては赤羽構内パレイコート東側空地および荒川放水路右岸堤防小段を選び，関東ローム地盤としては六儀園構内を選び，硬質粘土地盤としては愛知県知多半島半田市海岸粘土岩山を選び，水平変形試験を行つた。

この現場水平変形試験には原則的には基本試験に使用した鋼管と同一種鋼管を使用し，衣浦湾半田市における試験には外径約 100 mm，内径約 91.9 mm，曲げ剛度 $EI=2.95647\times10^3\ \mathrm{kg\,cm^2}$ の鋼管を使用した。

この試験では図—11 に示す様な長さの杭を地中に 2 m 打込んで空中に 1 m 残す様にし，負荷点上に約 10 cm 位残す様にした。

これらの水平変位結果より，地盤常数の分布型を表わす指数 n の値は

①軟弱地盤　$n=1.0\sim0.9$

②シルト系地盤　$n=1.0\sim0.9$

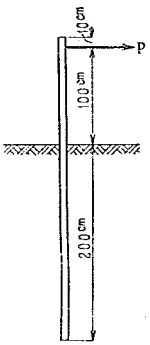
③純砂および純砂利地盤　$n=1.0\sim0.9$

④真土および混合土砂地盤　$n=1.0\sim0.7$

⑤硬質関東ローム地盤　$n=0.8\sim0.5$

⑥硬質粘土地盤　$n=0.6\sim0.3$

の様な範囲内に大体存在する事が想定された。



図—11

これは分布型を想定し，杭の空間部分の水平変位を計算し，この計算値と実測値とのなるべく一致する様な分布型 n を求める方法，すなわち試索法によつて想定したものである。

なお工学上の目的を達する精度においては，上記の①→④地盤に対しては近似的に $n\fallingdotseq1.0$，⑤⑥地盤に対しては近似的に $n\fallingdotseq0.5$ と想定しても支障はないと思われる。

この様な考察よりして，つぎの事も想定される。

⑦河床深所の膠着せる粗砂又は砂利地盤：　$n=1.0\sim0.7$

⑧土丹および粘板岩地盤　：　$n=0.3\sim0.1$

⑨軟岩および硬岩地盤　：　$n=0.2\sim0.1$

なお近似的には⑦地盤に対しては $n\fallingdotseq1.0$，⑧，⑨地盤に対しては $n\fallingdotseq0.1$ と想定しても支障はないと思われる。

この水平試験の主眼は地盤常数の分布型 n の値が大体想定されてからは，地表下 100 cm の点の地盤常数値 K_{100} を求める事である。

同一試験地で測定孔は 3～4 回変え，同一測定孔で負荷を 3～4 回操返し，原則として第Ⅱ回負荷試験結果を採用する事にした。

負荷点の水平変位 y_0 の値は試験孔によつても，又負荷回数によつても変つて行つた。勿論負荷荷重 P の大さによつても P/y_0 の値は変つて行つた。

地盤は外見上同一の様でも，その位置が変れば構成具合，含水具合，その他の物理的条件が異つて，地盤常

数の値も変動するので，同一種の他の地盤に対しても地盤常数の値を一概に規定するのは困難である。

①，②地盤では $P \fallingdotseq 10$ kg の時すでに y_0 の値は相当大きくなるので，これらの地盤に対する標準負荷値は $P \fallingdotseq 10$ kg とし，③→⑥地盤に対する標準水平負荷値は $P \fallingdotseq 50$ kg とした。[3)]

これらの現実地盤の水平変形試験における空間部分の変位測定には負荷点にダイアルゲージ D_1 を，空間部分中点にダイアルゲージ D_2 を地表部分に，ダイアルゲージ D_3 を附けて行つた。

これらの各地盤に対するダイアルゲージの読みは測定孔位置によつて相当異り，負荷回数によつても異るので，その代表的なものを各地盤毎に示すと表—8 のごとくなる。

第1回の負荷では抗周辺の地盤の状態が安定していない状態に対する負荷であり，変形値が大きく出ている

表—8-1 軟弱地盤赤羽（テニスコート左） (0.01 mm)

		Ⅰ		Ⅱ		Ⅲ		
		5 kg	10 kg	5 kg	10 kg	5 kg	10 kg	15 kg
A	D_1	321	433	216	405	207	384	609
	D_2	271	328	165	308	157	290	450
	D_3	122	231	115	214	110	202	300
B	D_1	352	692	325	646	322	621	918
	D_2	272	543	251	500	256	478	700
	D_3	200	403	182	358	185	348	494
C	D_1	613	1210	604	1198	597	1195	1700
	D_2	477	949	469	936	461	938	1341
	D_3	345	688	340	678	335	677	970
D	D_1	175	346	163	317	152	310	455
	D_2	130	255	122	237	110	232	327
	D_3	85	170	82	160	71	153	210

表—8-2 シルト系地盤（赤羽ゴルフ場） (0.01 mm)

		Ⅰ		Ⅱ		Ⅲ			Ⅳ		
		5 kg	10 kg	5 kg	10 kg	5 kg	10 kg	15 kg	5 kg	10 kg	15 kg
A	D_1	144	280	135	263	135	260	402	132	260	395
	D_2	101	205	100	195	98	192	295	96	190	290
	D_3	69	135	67	130	68	128	197	64	120	198
B	D_1	118	221	105	199	97	190	288	95	186	284
	D_2	76	149	72	140	69	140	210	67	138	209
	D_3	51	95	48	93	45	91	136	45	92	135
C	D_1	195	384	188	368	186	365	554	183	359	550
	D_2	147	289	142	276	138	272	420	136	276	418
	D_3	118	204	101	194	98	190	295	98	192	211
D	D_1	224	431	215	426	212	415	631	206	408	627
	D_2	160	319	159	321	160	325	471	162	321	469
	D_3	118	230	116	227	115	224	340	112	225	330

3) 20 kg まで計測するバランスとしては 20 kg まで測定出来るものを使用し，50 kg まで計測するバランスとしては 100 kg まで測定出来るものを使用した。

表—8-3　純砂（六義園ソイルーオーガを用いたもの　$D=40$ cm 位）　(0.01 mm)

		Ⅰ		Ⅱ		Ⅲ		
		25 kg	50	25	50	25	50	75
A	D_1	287	561	269	534	266	531	793
	D_2	188	368	177	351	171	350	508
	D_3	99	200	98	192	93	185	274
B	D_1	251	496	245	484	241	480	718
	D_2	162	326	159	314	156	316	464
	D_3	87	173	85	166	80	168	236
C	D_1	384	671	331	657	324	641	967
	D_2	258	455	227	449	217	439	645
	D_3	152	271	133	263	128	254	380
D	D_1	332	645	313	619	304	607	907
	D_2	228	432	211	417	202	418	601
	D_3	135	255	131	240	118	240	350

表—8-4　真土（混合土砂）（赤羽テニスコート及堤防中小段）　(0.01 mm)

		Ⅰ		Ⅱ		Ⅲ		
		5 kg	10	5	10	5	10	15
A	D_1	346	673	327	645	322	639	958
	D_2	239	447	224	439	218	435	652
	D_3	138	260	131	256	127	243	369
B	D_1	424	826	402	798	399	787	1195
	D_2	302	576	285	561	283	548	832
	D_3	178	350	175	325	174	340	500
C	D_1	371	734	356	711	350	697	1138
	D_2	255	515	247	493	240	486	775
	D_3	151	298	148	297	141	281	442
D	D_1	286	563	271	559	279	553	831
	D_2	190	372	180	373	185	371	558
	D_3	104	210	100	208	105	205	302

表—8-5　硬質粘土（半田知多半島衣浦橋）　(0.01 mm)

		Ⅰ		Ⅱ		Ⅲ		
		25	50	25	50	25	50	75
A	D_1	164	321	161	318	160	318	476
	D_2	102	199	96	195	95	197	301
	D_3	52	96	47	93	46	90	133
B	D_1	138	269	136	265	133	263	397
	D_2	85	155	79	152	75	150	231
	D_3	37	60	33	60	31	55	168
C	D_1	191	369	185	364	183	361	544
	D_2	116	221	110	215	105	210	315
	D_3	60	107	55	104	51	102	153

表—8-6 関東ローム（六義園） (0.01 mm)

		Ⅰ		Ⅱ		Ⅲ		
		25 kg	50	25	50	25	50	75
A	D_1	193	374	188	369	179	361	535
	D_2	113	225	106	219	101	217	319
	D_3	58	113	55	106	50	102	153
B	D_1	228	443	212	414	203	424	604
	D_2	136	280	135	260	130	266	385
	D_3	74	140	69	131	65	135	195
C	D_1	237	463	228	455	224	451	665
	D_2	156	296	148	295	145	288	438
	D_3	80	156	75	151	75	146	226
D	D_1	203	395	196	387	194	382	580
	D_2	125	245	120	240	120	235	358
	D_3	64	120	60	115	57	115	175

ので，これをその地盤に対する代表負荷状態と考えるのは不合理の様に思われる。従つて第Ⅱ回の負荷状態をもつて代表負荷状態と考える事にして，第Ⅱ回負荷の 10 kg 又は 50 kg の場合の負荷点の水平変位 y_0 の散らばりの範囲を示すと表—8 の様になる。

つぎにこの y_0 の値を用いて，地表下 100 cm の点の地盤常数を決定する方法について述べる。

l_0 ：杭の負荷点下の空間部分長

l_1 ：杭の地中部分長

EI ：杭の曲げ剛度

P ：杭に負荷した水平力

z ：杭の地中部分の地表を原点とした位置座標

D ：杭の外径

q_z ：杭の地中部分 Z 点の単位長当りの地盤反力

$y_1(z)$ ：杭の地中部分 Z 点の水平変位

K_z ：z 点における単位面積当りの地盤常数

K_{100}：z=100 cm の点の K_z

β_z ：DZ_1K_z の EI に対する比，すなわち DZ_1K_z/EI

β_{l1} ：$z=l_1$ に対応する β_z

β_{100}：z=100 cm に対応する β_z

δ ：$6EIy_0$ の Pl_0^3 に対する比，すなわち $\dfrac{6EI}{Pl_0^3}y_0$

ζ ：地表を原点に取つた杭の空間部分の座標 x の l_0 に対する比，すなわち x/l_0

とすれば，

$$q_z=k_z y_1(z)=DK_z y_1(z) \quad (a)$$

$$\delta(\zeta)=\frac{6EI}{Pl_0^3}y_0(\zeta), \qquad \delta=\frac{6EI}{Pl_0^3}y_0 \quad (b)$$

$$\beta_z=\frac{z^4k_z}{EI}=\frac{Dz^4K_z}{EI} \quad (c)$$

$$\beta_{l_1}=\frac{Dl_1^4Kl_1}{EI}=\frac{Dl_1^{n+4}}{EIz^n}K_z=\frac{D(l_1/z)^{n+4}}{EI}z^4K_z \quad (d)$$

$$\beta_{100}=\frac{100^4D}{EI}K_{100}=\frac{100^{n+4}D}{EI}K_z \quad (e)$$

$$\beta_{l_1}=\left(\frac{l_1}{100}\right)^{n+4}\beta_{100}=\left(\frac{l_1}{Z}\right)^{n+4}\beta_z \quad (f)$$

$$K_z=\frac{EI}{Dz^4}\beta_z=\frac{z^nEI}{Dl_1^{n+4}}\beta_{l_1} \quad (g)$$

$$K_{100}=\frac{EI}{100^4D}\beta_{100}=\frac{100^nEI}{Dl_1^{n+4}}\beta_{l_1} \quad (h)$$

$$K_z=\left(\frac{z}{100}\right)^nK_{100} \quad (i)$$

(19)

(6)式の δ の値は $[\delta(\zeta)]_{\zeta=1}$ である。

試験より得られた y_0 の値より(b)式により δ の値が求まり，図—10 の方法により分布型に応ずる β_{l_1} の値が求まり，(h)式により K_{100} の値が求まる。

逆に，或る地盤に対して K_{100} が与えられていれば，分布型に応じて (i) 式より K_z が求まり，(d) 式より任意根入れ長さ l_1 に対応する β_{l_1} が求まり，後は杭の EI，負荷 P，外部曲げモーメント並等に応じて杭の水平変位，曲げモーメント，剪断力等および地盤反力 q_z 等が容易に求まつてしまうのである。

従つて均質地盤に対して近似的にでもよいから，地盤常数を規定する n の値と K_{100} の値とを与える事が実用化と云う意味において本研究の有意義な1項目となる。

杭の負荷点の水平変位は表—9に示す様に相当散ばつているが，一応これをその目安の限界に応じて δ, β_{l_1}, K_{100} の値を求めると，表—9の様になる。

①，②地盤に対しては

$n=1.0$,　$P=10$ kg,　$EI=2.89384\times10^5$ kg/cm^2

$\delta=173.63\,y_0$,　$K_{100}=0.0092278\,\beta_{l_1}$

③，④地盤に対しては

$n=1.0$,　$P=50$ kg,　$EI=2.89384\times10^5$ kg/cm^2

$\delta=34.73\,y_0$,　$K_{100}=0.0092278\,\beta_{l_1}$

⑤地盤に対しては

$n=0.5$,　$P=50$ kg,　$EI=2.89384\times10^5$ kg/cm^2

$\delta=34.73\,y_0$,　$K_{100}=0.0129708\,\beta_{l_1}$

⑥地盤に対しては

$n=0.5$,　$P=50\,\mathrm{kg}$,　$EI=2.95647\times10^{8}\,\mathrm{kg/cm^2}$

$\delta=35.48\,y_0$,　$K_{100}=0.0130659\,\beta l_1$

なる関係式を使用すれば，表—9の各数値が求まるのである。

⑦，⑧，⑨地盤も併せて n，K_{100} の値を大体想定したものが表—10 である。

表—9

番号	地盤の種類	y_0 (cm)	δ	βl_1	K_{100} (kg/cm²)	n
1	流動性粘土を主体とする軟弱地盤	1.198～0.317	208.0～55.0	12.5～ 60	0.12～0.55	1.0
2	鉱物質微粒子を主体とするシルト系地盤	0.426～0.199	74.0～34.6	40～ 120	0.34～1.11	1.0
3	純砂および純砂利地盤	0.657～0.484	22.8～16.8	260～ 570	2.40～5.26	1.0
4	真土，混合土砂および砂質粘土地盤	0.798～0.559	27.7～19.4	175～ 420	1.61～3.88	1.0
5	硬質関東ローム地盤	0.455～0.369	15.8～12.8	270～ 490	3.50～6.30	0.5
6	硬質粘土地盤	0.364～0.265	12.9～ 9.4	485～1425	6.34～18.62	0.5

表—10

番号	地盤の種類	分布型 n の値		K_{100} の値 (kg/cm²)	
		想定範囲	平均採用値	想定範囲	平均採用値
1	流動性粘土を主体とする軟弱地盤	1.0～0.9	1.0	0.10～0.50	0.3
2	鉱物質微粒子を主体とするシルト系地盤	1.0～0.9		0.35～1.00	0.7
3	純砂および純砂利地盤	1.0～0.9		2.50～5.00	3.5
4	真土，混合土砂および砂質粘土地盤	1.0～0.7		1.50～4.00	2.5
5	膠着せる粗砂又は砂利地盤	0.9～0.7		4.00～6.50	5.0
6	硬質関東ローム および中硬質粘土地盤	0.8～0.5	0.5	3.50～6.00	4.5
7	硬質粘土地盤（頁岩に近いものもある）	0.6～0.3		6.00～20.00	10.0
8	頁岩および粘板岩地盤	0.3～0.1	0.1	15.00～100.00	50.0
9	軟岩および硬岩地盤	0.2～0.1		100.00～1500.00	500.0

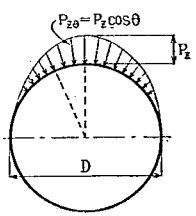
表—10 の様に，分布型 n の値および K_{100} の値が一つの目安として得られたのであるが，実際には色々な条件によつて K_{100} の値は相当異るので，出来れば試験杭を現地地盤に打つて変位試験又は振動試験を行つて K_{100} の値を想定すべきである。

円形杭の地中部分 Z 点における単位長当りの杭周辺に作用する地盤反力は，一様分布するのではなくて，杭の前面中央で最大で，両側直径端で零になる様な分布をするものと思われる。

例えば図—12 に示す様な地盤反力 $P_{z\vartheta}$ の分布

$$P_{z\vartheta}=P_z\cos\vartheta \qquad \cdots\cdots(20)$$

は上記の条件を満足する分布の一つと考えられる。



図—12

杭前面周辺の地盤反力がこの仮定に従つて分布するものとすれば，円形杭の前面に作用する杭の単位長当りの地盤反力 q_z は

$$q_z=DP_z\int_0^{\frac{\pi}{2}}\cos^2\vartheta\,d\vartheta=\frac{\pi}{4}P_zD \qquad \cdots\cdots(21)$$

によつて与えられる。

(19)式より得られる

$$q_z=DK_zy_1(z)$$

を用いると，z 点における杭周辺の最大の単位面積当りの地盤反力 P_z は

$$P_z=\frac{4}{\pi}K_zy_1(z) \quad \cdots\cdots(22)$$

の形に与えられる事になる。

従つて，円形杭の場合(4)式が近似的に成立するものとすれば，杭周辺における単位面積当りの地盤反力は一様に $K_zy_1(z)$ で与えられるのでなく，杭周辺に沿つて変化し，その最大値は $\frac{4}{\pi}K_zy_1(z)$ によつて与えられるので，杭の地盤反力に対する地盤抵抗力の検討には $\frac{4}{\pi}K_zy_1(z)$ を用いなければならない。

最後に，載荷体の形状，大小によつて地盤常数は変化するのかどうかと云う事を考えて見よう。

いま，地面上に置かれた剛度等しく面積異る2つの円形載荷板に載荷する場合の地盤常数を考えよう。

A_1, A_2 ： 2つの円形載荷板の面積 (cm²)

P_1, P_2 ： 2つの円形載荷板上にそれぞれ同心円状に集中分布（半径等しい）する力 (kg)

q_1, q_2 ： 2つの円形載荷板中央下の実在地盤反力 (kg/cm²)

η_1, η_2 ： 2つの円形載荷板中央点の沈下量 (cm)

$$P=\frac{P_1}{A_1}=\frac{P_2}{A^2}$$

とすれば，2つの円形載荷板下の見掛けの地盤常数 $\overline{K_1}$, $\overline{K_2}$ は

$$\overline{K_1}=\frac{p}{\eta_1}, \qquad \overline{K_2}=\frac{p}{\eta_2}$$

によつて与えられる。

実際の地盤常数 K_1, K_2 は

$$K_1=\frac{q_1}{\eta_1}, \qquad K_2=\frac{q_2}{\eta_2}$$

によつて与えられる。

$A_1<A_2$ と仮定すれば，応力集中により一般に $q_1<q_2$ となる。

従つて $A_1<A_2$ であると，$\eta_1<\eta_2$ となり

$$\overline{K_1}>\overline{K_2}$$

となる。

これが $A_1<A_2$ であれば，常識的に $\overline{K_1}>\overline{K_2}$ であると云われている事の説明であるが，実際の K_1, K_2 の大小は載荷板の剛度，その他に関係し，何れが大なるかは不明である。

一般に，剛度等しき2次元載荷体を用いる時は，見掛上は上記の様に $\overline{K_1}>\overline{K_2}$ となると考えられているが，3次元載荷体，すなわち杭等では載荷面積の増大よりも載荷体の剛度の増大の方が大きくなる事が多く，従つて大きい載荷体による K の方が，小さい載荷体による K より大きくなる事の方が多いものゝ様である。しかし或る程度以上大きい断面の載荷体になれば，K の値の変化は同一地盤に対しては割合少くなる様である。

3次元載荷体の場合には，K の値の変化は寧ろ載荷体の断面形状による方が多い様であるが，この変化も載荷体の断面積が或る程度以上大きくなると，割合少くなるものである。

いま，一辺長 D なる正方形杭と，直径 D なる円形杭を考え，この2種の杭の曲げ剛変 B が同一になる様に材料を選んだとする。

正方形杭の減込みに対する抵抗は，側辺の剪断抵抗と前面の支圧抵抗であるが，円形杭に対する抵抗は前面の支圧抵抗のみであつて，減込みに対する地盤変形の機構が相当異るのである。

この意味で一般に正方形杭に対する K の方が大きく出るのは当然であるが，断面が或る程度以上大きくなると，これによる K の変化も割合少くなる。

従つて K_{100} の値は，実物橋脚の根入れ等に対しては安全側の値として採用されるものと思う。

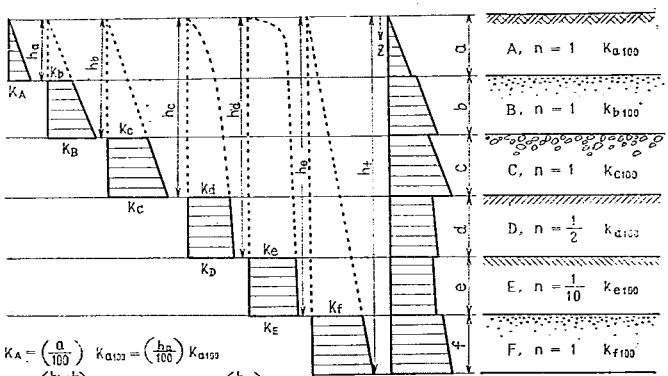
〔2〕 非均質地盤に対する地盤常数の想定

現実地盤では，均質地盤なる事は少く，地盤の構成状態が地中に下るに従つて変化するのが普通である。

この場合には，前述の均質地盤に対する結果をそのまゝ使用する事は出来ない。

従つて，ボーリング試験結果に応ずる地盤構成地層を知り，これより各地層に応ずる分布型 n の値，K_{100} の値を想定し，これれよりこの地盤に対する K の分布を知り，近似的に地盤常数の分布型を想定し，階差方程式解の方法によつて，ありのまゝの想定地盤常数分布に応ずる杭の変形，曲げモーメント，地盤反力等を求めるのも一つの方法である。

ボーリング結果より想定地盤常数の分布が分れば，その全体としての分布型の代表値 n の値を地盤常数の分布図より想定して，試験杭を打つて水平変形試験又は振動試験を行つて，その全体を代表する仮想地盤に対する K_{100} の値を知るのも一つの方法である。



$$K_A = \left(\frac{a}{100}\right) \quad K_{a100} = \left(\frac{h_a}{100}\right) K_{a100}$$

$$K_b = \left(\frac{h_b - b}{100}\right) K_{b100} \qquad K_B = \left(\frac{h_b}{100}\right) K_{b100}$$

$$K_c = \left(\frac{h_c - c}{100}\right) K_{c100} \qquad K_C = \left(\frac{h_c}{100}\right) K_{c100}$$

$$K_d = \left(\frac{h_d - d}{100}\right)^{\frac{1}{2}} K_{d100} \qquad K_D = \left(\frac{h_d}{100}\right)^{\frac{1}{2}} K_{d100}$$

$$K_e = \left(\frac{h_e - e}{100}\right)^{\frac{1}{10}} K_{e100} \qquad K_E = \left(\frac{h_e}{100}\right)^{\frac{1}{10}} K_{e100}$$

$$K_f = \left(\frac{h_f - f}{100}\right) K_{f100} \qquad K_F = \left(\frac{h_f}{100}\right) K_{f100}$$

図—13

又，ボーリング結果の得られない場合，試験杭を打つて前記の水平変形試験を行つて，負荷点の変位を使用して n=2.0, 1.0, 0.5, 0.1 等の分布型に応ずる β_{t1} を求め，これが実測値に一致する様な分布型 n の値を決定し，それに応ずる β_{t1} より想定地盤に対する K_{100} を知るのも一つの方法である。

現実地盤に対しては，以上3つの何れかの方法を選んで解析を進める以外，適当な簡便な方法はない様である。

最後に，現実地盤のボーリング結果より，現実地盤に対するK分布を想定する方法について述べる。

図—13 に示す様に，A, B, C, D, E, F なる5種類の地盤に対する K 分布を求める方法を具体的に示す。

A, B, …E, F 層の深さは a, b, …e, f とし，これらの層に対する分布型 n 並びに K_{100} の値は図—13 に示す様に与えられるものとし，座標原点を地表に取ると

地盤 A に対して

$$K_{Az}=\left(\frac{z}{100}\right)K_{a100} \qquad 0\leqq z\leqq a$$

地盤 B に対して

$$K_{Bz}=\left(\frac{z}{100}\right)K_{b100} \qquad a\leqq z\leqq a+b$$

地盤 C に対しては

$$K_{Cz}=\left(\frac{z}{100}\right)K_{c100} \qquad a+b\leqq z\leqq a+b+c$$

地盤 D に対しては

$$K_{Dz}=\left(\frac{z}{100}\right)^{\frac{1}{2}}K_{d100} \qquad a+b+c\leqq z\leqq a+b+c+d$$

地盤 E に対しては

$$K_{Ez}=\left(\frac{z}{100}\right)^{\frac{1}{10}}K_{e100} \qquad a+b+c+d\leqq z\leqq a+b+c+d+e$$

地盤 F に対しては

$$K_{Fz}=\left(\frac{z}{100}\right)K_{f100} \qquad a+b+c+d+e\leqq z\leqq a+b+c+d+e+f$$

……(22)

によつて与えられる。

ここに

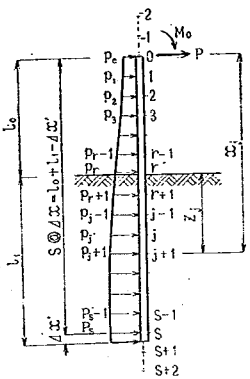
K_{a100}……K_{f100} ： 各地盤の固有地盤常数値 K_{100} の値

この K_{Az}……K_{Fz} によつて，この地盤に対する K 分布が得られるのである。

この様にして，現実地盤に対する K の分布を知れば，階差解により次のようにして杭の変形，地盤反力，曲げモーメント等を求める事が出来る。

図—14 に示すように，杭頭端に水平力 P，曲げモーメント M_0，途中任意点 j に分布荷重 p_j が作用する場合，根入れ下端に於ける β（地盤常数が曲線的に変化する時）又は k_j（地盤常数が不規則に変化する時）を知つて，杭の水平変位を誘導する事にする。

空間に -1，-2 なる仮想点，根入れ先端の先に $s+1$，$s+2$ なる仮想点を考える事にする。



図—14

いま

$$\lambda_j=\frac{\Delta x^4}{EI}k_j=\varepsilon^4\beta\xi_j^n,\quad k_j=\frac{EI}{l_1^4}\beta\xi_j^n,\quad \xi=(x_j-l_0)/l_1,\quad j>r,\quad q_j=-k_jy_j,\quad \varepsilon=\Delta x/l_1,\quad \varepsilon'=\Delta x'/l_1,$$
$$a=\frac{\Delta x^2}{EI}M_0,\quad b=\frac{\Delta x^3}{EI}P,\quad c=\frac{\Delta x^2\Delta x'^2}{2EI}k_s=\frac{\varepsilon^2\varepsilon'^2}{2}\beta\cdot\xi_s^n$$
$$d=\frac{\Delta x^3\Delta x'}{EI}k_s=\varepsilon^3\cdot\varepsilon'\beta\xi_s^n,\qquad p_j:\ j\text{ 点に於ける分布外力}$$
$$\sigma_j=\frac{\Delta x^4}{EI}p_j,\qquad s-1\geqq j\geqq -1\qquad \sigma_0=\frac{\Delta x^4}{2EI}p_0 \qquad (23)$$

とすれば，基本階差方程式は

$$\left.\begin{aligned} &y_2-4y_1+6y_0-4y_{-1}+y_{-2}=2\sigma_0\\ &y_{j+2}-4y_{j+1}+(6+\lambda_j)y_j-4y_{j-1}+y_{j-2}=\sigma_j\\ &j\leqq r\text{ の時 }\lambda_j=0,\quad j=1,2,3,\cdots\cdots s\end{aligned}\right\}\cdots\cdots(24)$$

によつて与えられ，境界条件式は

$$\left.\begin{aligned} &y_1-2y_0+y_{-1}=a\\ &y_2-2y_1+2y_{-1}-y_{-2}=2b\\ &y_{s+1}-(2-c)y_s+y_{s-1}=0\\ &y_{s+2}-2y_{s+1}-2dy_s+2y_{s-1}-y_{s-2}=0\end{aligned}\right\}\cdots\cdots(25)$$

によつて与えられる。この(24),(25)式より，杭の水平変位 y_j はつぎの如く求められる。

$$y_j=\phi_j+\varphi_jv_s+\Psi_ju_s\qquad (j=-2,\ -1,\ 0,\ 1\cdots\cdots,\ s+1,\ s+2)\cdots\cdots(26)$$

こゝに

$$\left.\begin{aligned} &\phi_i=h_{i+1}+\sum_{n=0}^{i}(i+1-n)\sigma_n+2\phi_{i+1}-\phi_{i+2}\\ &\varphi_i=2\varphi_{i+1}-\varphi_{i+2}\\ &\Psi_i=2\Psi_{i+1}-\Psi_{i+2}\end{aligned}\right\}\quad i=0,\ 1,\cdots\cdots r_1\cdots\cdots(27)$$

$$\left.\begin{aligned} &\phi_j=h_{j-1}+\sum_{n=0}^{j-2}(j-1-n)\sigma_n-\sum_{m=1}^{j-r-2}m\lambda_{j-m-1}\phi_{j-m}+\phi_{j-m-1}+2\phi_{j-1}-\phi_{j-2}\\ &\varphi_j=-\sum_{m=1}^{j-r-2}m\lambda_{j-m-1}\varphi_{j-m-1}+2\varphi_{j-1}-\varphi_{j-2}\\ &\Psi_j=-\sum_{m=1}^{j-r-2}m\lambda_{j-m-1}\Psi_{j-m-1}+2\Psi_{j-1}-\Psi_{j-2}\end{aligned}\right\}\quad j=r+3,\cdots\cdots,\ s+2\cdots\cdots(28)$$

となる。

つぎに

$$\left.\begin{aligned} &u_{s1}=\varphi_{s+2}-2\varphi_{s+1}-2d\varphi_s+2\varphi_{s-1}-\varphi_{s-2}\\ &v_{s1}=\Psi_{s+2}-2\Psi_{s+1}-2d\Psi_s+2\Psi_{s-1}-\Psi_{s-2}\\ &w_{s1}=\phi_{s+2}-2\phi_{s+1}-2d\phi_s+2\phi_{s-1}-\phi_{s-2}\\ &u_{s2}=\varphi_{s+1}-(2-c)\varphi_s+\varphi_{s-1}\\ &v_{s2}=\Psi_{s+1}-(2-c)\Psi_s+\Psi_{s-1}\\ &w_{s2}=\phi_{s+1}-(2-c)\phi_s+\phi_{s-1}\end{aligned}\right\}\cdots\cdots(29)$$

とおけば(25)式より

$$\left.\begin{aligned} u_s &= \frac{w_{s1}u_{s2}-w_{s2}u_{s1}}{u_{s1}v_{s2}-u_{s2}v_{s1}} \\ v_s &= -\frac{w_{s1}v_{s2}-w_{s2}v_{s1}}{u_{s1}v_{s2}-u_{s2}v_{s1}} \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots(30)$$

が得られる。u_s, v_s が求まれば，(27), (28) 式より杭の任意点に於ける変位 y_i 又は y_jが求められる。尚，この場合，曲げモーメントは次の如くにして求められる。

$$M_i=-\frac{EI}{\Delta x^2}\left\{h_i+\sum_{n=0}^{i-1}(i-n)\sigma_n\right\}, \quad (i=0,\ 1,\cdots\cdots,\ r) \quad \cdots\cdots(31)$$

$$M_{r+1}=-\frac{EI}{\Delta x^2}\left\{h_{r+1}+\sum_{n=0}^{r}(r+1-n)\sigma_n-\frac{1}{6}\lambda_{r+1}y_{r+1}\right\} \quad \cdots\cdots(32)$$

$$M_j=\frac{EI}{\Delta x^2}\left\{h_j+\sum_{n=0}^{j-1}(j-n)\sigma_n-\sum_{m=1}^{j-r-1}m i_{j-m}y_{j-m}\right\}, \quad (j=r+2,\cdots\cdots s) \quad \cdots\cdots(33)$$

以上の階差解による以外に，混成層地盤を代表する仮想地盤の n の値，K_{100} の値を知つて，積分方程式解による計算を遂行する方法もある。

以上の様にして，一応混成層地盤に対する地盤常数の分布を求める方法，並びに力学的取扱いの方法を述べたが，実際の地盤では地層の変り目特に密な層と粗な層との間には，良く特別の不連続層，例えば含水帯層等が存在するような場合があつて，層全体が不連続層を界して辷り出すと云つた困つた現象も起り，混成層地盤の示す力学的機構は複雑で，その真相を完全に地握する事は非常に困難である。

Ⅳ 結　　語

以上により，井筒基礎及び杭の安定性及び耐荷力を決定するのに必要な地盤常数を代表的な土の状態に対して決定する事が出事た。即ち大抵の地盤に対しては，地表面からの深さを x とすれば，地盤常数 k は

$$k=\alpha x^n$$

にて表わされ，代表的な地盤に対して n を求めて見ると次のようになる。

	地　盤　の　種　類	分布型想定範囲	n の値（平均採用値）
1	流動性粘土を主体とする軟弱地盤	1.0～1.9	1.0
2	鉱物質微粒子を主体とするシルト系地盤	1.0～0.9	
3	純砂及び純砂利地盤	1.0～0.9	
4	真上混合上砂及び砂質粘土地盤	1.0～0.7	
5	膠着せる粗砂又は砂利地盤	0.9～0.7	
6	硬質関東ローム及び中硬質粘土地盤	0.2～0.5	0.5
7	硬質粘土地盤（頁岩に近いものもある）	0.6～0.3	
8	頁岩及び粘盤岩地盤	0.3～0.1	0.1
9	軟岩及び硬岩地盤	0.2～0.1	

尚本研究において，将来の利用の便のために，任意地盤に対する k 値の鉛直分布をボーリング結果より近似的に求める方法並びにそれを用いて階差法によつて杭に作用する曲げモーメント及び水平変位を求める一般的方法を提案したのであるが，これによつて実用の範囲は一層拡げられたものと思う。