土木試驗所報告

第四十六號

上下弦に任意の慣性モーメントを有せる
フィーレンディール桁の應力算定法（1）……佐藤清一…… 1

波による河口附近の砂の移動に
關する實驗……噶　託本間　仁… 29

河道に設けた貯水池の水理……内務技師 伊藤　剛… 49

杭の水平抵抗力に關する試驗(第2報)…内務技師 松尾春雄… 65

普通早強中庸熱硅酸質混合高爐セメ
ント及禁土セメントに關する比較試
驗(第2報)……内務技手 川畑健雄… 81

河川合流點の調整に就いて(第1報)……内務技師 安藝皎一…… 97

昭和十四年七月

内務省土木試驗所

建設省沼津支所圖書

分類	II－K	番号	ノ－78
受入年月日		年　月　日	

所長

正　誤　表

頁	行	誤	正
14	図—20, l の単位	$\dot{0}, \dot{1}, \dot{2}, \cdots\cdots$	$\dot{0}^m, \dot{10}^m, \dot{20}^m, \cdots\cdots$
14	図—21, h, p の単位		$\dot{m}$
17	下から 5 行目	$+(K_1+K_2'+\dot{p}_2)\mu_1=0$	$+(K_1+K_2'+\dot{p}_2\dot{K}_2)\mu_1=0$
17	下から 3 行目	$+(\dot{K}_n+\dot{K}_n')\dot{p}_n]\cdot\mu_1=0$	$+\dot{K}_n'+\dot{p}_n\cdot\dot{K}_n]\cdot\mu_1=0$
30	上から 1 行目	水槽に	水槽底に
33	本文下から 2 行目	1 cm の	−1 cm の
79	下から 2 行目	図—19	図—24

上下弦に任意の慣性モーメントを有せるフィーレンディール構の應力算定法（1）

佐藤清一

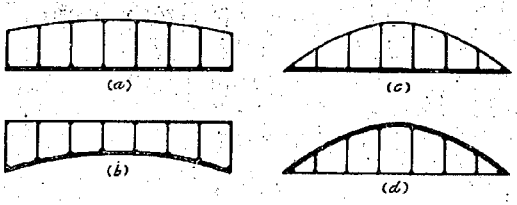
目次

I. 緒言……（1）
II. 基本式……（2）
［1］假定……（2）
［2］撓角撓度一般式……（2）
［3］節點式……（3）
［4］格間式……（4）
［5］角方程式……（6）
［6］支間式……（7）
III. 徹端フィーレンディール構……（8）
［1］未知數と方程式の數……（8）
［2］圖上逐次計算……（8）
［3］初値……（10）
［4］軸應力及び剪應力……（11）
IV. レンズ型フィーレンディール構……（12）
［1］未知數と方程式の數……（14）
［2］圖上逐次計算……（15）
［3］初値……（16）
［4］計算例……（18）

I. 緒言

本應力算定法は上下兩弦の慣性モーメントの値に何等制限を加へざるフィーレンディール構を取扱つたものであつて，構中に於ける部材の慣性モーメントを解法上より來る所の制限より全く離れ，其の位置に對し最も經濟的に適合せるものを撰定して材料の節約を計らうといふのがその目的である．又圖—1 (b) の如き拱橋を設計する際には普通主拱と垂直材，垂直材と上路桁とを別々に切り離して夫々單獨に計算して行くのであるが，之も主桁，垂直材，上路桁の三者を一體に働かしめて設計したならば一層合理的であり且經濟的であらう．斯る場合には必ず主桁の慣性モーメントは上路桁の夫れに比して著しく大であり，之を解くには結局上下弦の慣性モーメントに何等制限を加へざるフィーレンディール構を解かねばならない事となる．之も亦其の目的の一つである．

圖 — 1



尙ほランガー桁の如きもの>二次應力

を算定する場合にも上下弦の慣性モーメントに制限を加へざるフィーレンディール桁を取扱ふ必要が起る.

本應力算定法は根本を撓角撓度法に依つたものであつて，斯る構造物を取扱ふ誰でもが出會ふ多元一次聯立方程式の解法を——此の解法に就ては Jacobi とか Hertwig とか，Seidel とか其の他多くの人々によつて研究されてゐるが——鷹部屋博士に依る撓角分配法なる逐似計算法に依つた.

圖—1 に示す如きフィーレンディール桁を取扱つて行くに當り桁の兩端が垂直材に終つてゐるものと，兩端に於て上下弦が一致してゐるものとに大きく分けて其の算定法を述べて行く事とする.

II. 基　本　式

[1] 假　定

フィーレンディール桁を取扱つて行くに當り，ラーメンを計算する時によく行ふ所の假定を此處にても行ふ. 之を箇條にして揭ぐれば，

(a) 部材と部材は總て剛的に連結されてゐる事. 即ち桁の變形後も部材節點に於ける連結角度の變化せぬ事.

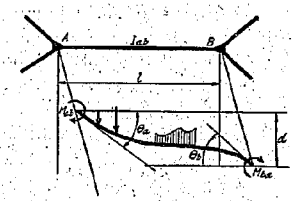
(b) 直應力による部材長の變化を無視する事.

(c) 剪應力に依る變形も無視する事.

(d) 曲げモーメントによる格間の變長を無視する事.

(e) 一部材の全長に亘つてその慣行モーメントは一定と見做し得る事

圖 — 2



[2] 撓角撓度法—般式

此の方法は元來 1878 年 Manderla の提出せる懸賞論文に始まり 1892 年に至り Mohr 教授に依りて完成されたものであつた.

圖—2 の如く任意の剛節綱より任意の一部材を取出して考へる.

此の任意の一部材 AB の A 端及び B 端に於ける曲げモーメントは周知の如く次の式にて表はされる.

$$M_{ab}=2EK_{ab}[2\theta_a+\theta_b-3R_{ab}]-C_{ab} \quad \cdots\cdots(1)$$

$$M_{ba}=2EK_{ab}[2\theta_b+\theta_a-3R_{ab}]+C_{ba} \quad \cdots\cdots(2)$$

茲に

$$K=\frac{I}{l}$$

$$R=\frac{d}{l}$$

l=部材 AB の長さ

d=B 端の A 端に對する相對的變位

θ_a, θ_b=節點 A・節點 B の廻轉角

C_{ab}=荷重項

$$=\frac{2F(\eta\lambda-l)}{l^2}$$

C_{ab}=荷重項

$$=\frac{2F(2l-3\lambda)}{l^2}$$

F=AB 間に外力の存する場合，$\overline{A\,B}$ を單純桁と考へた時の曲げモーメント圖の面積

λ=其の面積の重心の，B からの距離

但し M, θ, R の符號は時計の方向を正とす．

撓角撓度法の一般式は上の如くであるが，橋梁に於ては荷重は節點にかゝる事となるので荷重項の C は無くなる．又取扱の關係上

$$\left.\begin{aligned} 2E\theta_a&=\varphi_a\\ 2E\theta_b&=\varphi_b\\ -6ER_{ab}&=\mu_{ab}\end{aligned}\right\}\quad\cdots\cdots(3)$$

とおく時は (1) 及 (2) 式は

$$\left.\begin{aligned} M_{ab}&=K_{ab}(2\varphi_a+\varphi_b+\mu_{ab})\\ M_{ba}&=K_{ab}(2\varphi_b+\varphi_a+\mu_{ab})\end{aligned}\right\}\quad\cdots\cdots(4)$$

となり以下此の形にて取扱つて行く事とする．

［3］ 節點式

圖—3 の如くトラス支間中任意の 2 格間を取出して考へる．

l=各部材長とす

K_r=上弦材 r, $r+1$ の $\dfrac{I}{l}$

K_r'=垂直材 $r\bar{r}$ の $\dfrac{I}{l}$

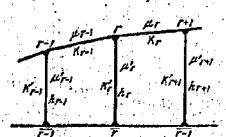
$K_{\bar{r}}$=下弦材 $\bar{r}\,\overline{r+1}$ の $\dfrac{I}{l}$

μ_r=上弦材 $r\,r+1$ の廻轉角の $-6E$ 倍$=-6ER_r$

$\mu_{\bar{r}}$=下弦材 $\bar{r}\,\overline{r+1}$ の廻轉角の $-6E$ 倍$=-6ER_{\bar{r}}$

μ_r'=垂直材 $r\,\bar{r}$ の廻轉角の $-6E$倍$=-6ER_r'$

圖 — 3



格點 r にて $\Sigma M=0$ を適用すれば

$$M_{r,r+1}+M_{r\bar{r}}+M_{r,r-1}=0$$

更に (4) 式に依り書き直せば

$$K_{r-1}\varphi_{r-1}+\rho_r\varphi_r+K_r\varphi_{r+1}+K_r'\varphi_{\bar{r}}+K_{r-1}\mu_{r-1}+K_r\mu_r+K_r'\mu_r'=0\quad\cdots\cdots(5)$$

又は

$$\varphi_r=(\varphi_{r+1}+\mu_r)(r)_r+(\varphi_{\bar{r}}+\mu_r')(r)_v+(\varphi_{r-1}+\mu_{r-1})(r)_l\quad\cdots\cdots(6)$$

但し $(r)_r$=( ) 内の r はその格點の番號を表し，下の小さい r は right を意味する．

$$=-\frac{K_r}{\rho_r}$$

$(r)_v$=前と同樣で v は vertical を意味する．

$$=-\frac{K_r'}{\rho_r}$$

$(r)_l$=之も前と同樣で l は left を意味する．

$$=-\frac{K_{r-1}}{\rho_r}$$

$$\rho_r=2(K_{r-1}+K_r'+K_r)$$

又下弦格點 $\bar{r}$ に對しては

$$K_{\bar{r}-1}\varphi_{\bar{r}-1}+\rho_{\bar{r}}\varphi_{\bar{r}}+K_{\bar{r}}\varphi_{\bar{r}+1}+K_r'\varphi_r+K_{\bar{r}-1}\mu_{\bar{r}-1}+K_{\bar{r}}\mu_{\bar{r}}+K_r'\mu_r'=0 \cdots\cdots(7)$$

又は

$$\varphi_{\bar{r}}=(\varphi_{\bar{r}-1}+\mu_{\bar{r}-1})(\bar{r})_l+(\varphi_r+\mu_r')(\bar{r})_0+(\varphi_{\bar{r}+1}+\mu_{\bar{r}})(\bar{r})_r \cdots\cdots(8)$$

但し

$$(\bar{r})_l=-\frac{K_{\bar{r}-1}}{\rho_{\bar{r}}}$$

$$(\bar{r})_r=-\frac{K_{\bar{r}}}{\rho_{\bar{r}}}$$

$$(\bar{r})_0=-\frac{K_r'}{\rho_{\bar{r}}}$$

$$\rho_{\bar{r}}=2(K_{\bar{r}-1}+K_r'+K_{\bar{r}+1})$$

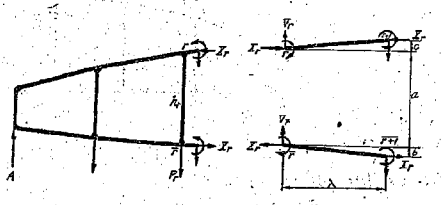
斯くて得られた (5) 及 (7) 式又は (6) 及び (8) 式を節點式とす.

[4] 格間式

次に圖−4 の如くトラスを切斷し始め水平荷重は無きものとして其の平衡を考へれば

$$X_rh_r-X_rh_{r+1}+M_{rr+1}+M_{r+1\,\bar{r}}+M_{\bar{r}\,\bar{r}+1}+M_{\bar{r}+1\,\bar{r}}+\mathfrak{M}_r'=0 \cdots\cdots(9)$$

圖 — 4



茲に $\mathfrak{M}_r'=(V_r+V_{\bar{r}})\lambda$

$$=\left(A-\sum_{i=2}^{i=r}P_i\right)\lambda$$

$=S_r\lambda$　S_r=節點 $\bar{r}$ に於ける剪力

然るに左の部分の釣合により,

$$-X_rh_r-M_{rr+1}-M_{\bar{r}\,\bar{r}+1}+\mathfrak{M}_r^0=0$$

茲に $\mathfrak{M}_r^0$ とは此のトラス全體を單純桁と考へた場合, $\bar{r}$ 點に於ける外力の曲げモーメントである.

之より X_r を求めば

$$X_r=\frac{\mathfrak{M}_r^0-M_{rr+1}-M_{\bar{r}\,\bar{r}+1}}{h_r}$$

之を (9) 式に代入して X_r を消去すれば,

$$\frac{(\mathfrak{M}_r^0-M_{rr+1}-M_{\bar{r}\,\bar{r}+1})(h_r-h_{r+1})}{h_r}+M_{rr+1}+M_{r+1\,\bar{r}}+M_{\bar{r}\,\bar{r}+1}+M_{\bar{r}+1\,\bar{r}}+\mathfrak{M}_r'=0$$

或は

$$\mathfrak{M}_r^0(h_r-h_{r+1})+\mathfrak{M}_r'h_r+h_r(M_{r+1\,\bar{r}}+M_{\bar{r}+1\,\bar{r}})+h_{r+1}(M_{rr+1}+M_{\bar{r}\,\bar{r}+1})=0 \cdots\cdots(10)$$

然るに (4) 式に依り,

$$h_rM_{r+1\,\bar{r}}=K_r(2\varphi_{r+1}+\varphi_{\bar{r}}+\mu_r)h_r$$

$$h_rM_{\bar{r}+1\,\bar{r}}=K_{\bar{r}}(2\varphi_{\bar{r}+1}+\varphi_{\bar{r}}+\mu_r)h_r$$

$$h_{r+1}M_{rr+1}=K_r(2\varphi_r+\varphi_{r+1}+\mu_r)h_{r+1}$$

$$h_{r+1}M_{\bar{r}\,\bar{r}+1}=K_{\bar{r}}(2\varphi_{\bar{r}}+\varphi_{\bar{r}+1}+\mu_r)h_{r+1}$$

但し後に述べる (18) 式によりて $\mu_r=\mu_{\bar{r}}$ となした.

之等に依りて (10) 式を書き直せば,

$$\mu_r(h_r+h_{r+1})(K_r+K_{\bar{r}})+\varphi_r K_r(2h_{r+1}+h_r)+\varphi_{r+1}K_r(h_{r+1}+2h_r)+\varphi_{\bar{r}}K_{\bar{r}}(2h_{r+1}+h_r)$$
$$+\varphi_{\bar{r}+1}K_{\bar{r}}(h_{r+1}+2h_r)+\mathfrak{M}_r^0(h_r-h_{r+1})+\mathfrak{M}_r'h_r=0$$

$$\mu_r+\varphi_r\cdot\frac{K_r(2h_{r+1}+h_r)}{(K_r+K_{\bar{r}})(h_r+h_{r+1})}+\varphi_{r+1}\frac{K_r(h_{r+1}+2h_r)}{(K_r+K_{\bar{r}})(h_r+h_{r+1})}+\varphi_{\bar{r}}\cdot\frac{K_{\bar{r}}(h_r+2h_{r+1})}{(K_r+K_{\bar{r}})(h_r+h_{r+1})}$$
$$+\varphi_{\bar{r}+1}\cdot\frac{K_{\bar{r}}(2h_r+h_{r+1})}{(K_r+K_{\bar{r}})(h_r+h_{r+1})}+\frac{\mathfrak{M}_r}{(h_r+h_{r+1})(K_r+K_{\bar{r}})}=0$$

或は

$$\mu_r=D_r+\varphi_r\cdot R_r+\varphi_{r+1}\cdot L_{r+1}+\varphi_{\bar{r}}\cdot R_{\bar{r}}+\varphi_{\bar{r}+1}\cdot L_{\bar{r}+1}\quad\cdots\cdots(11)$$

但し

$$D_r=-\frac{\mathfrak{M}_r}{(h_r+h_{r+1})(K_r+K_{\bar{r}})}$$

$\mathfrak{M}_r=\mathfrak{M}_r^0(h_r-h_{r+1})+S_r\lambda h_r$

$\mathfrak{M}_r^0$＝トラス全徑間を單純桁と考へた時の $\bar{r}$ 點に於ける外力に依る曲げモーメント

S_r＝同樣に考へた場合の $\bar{r}$ 點に於ける外力の剪力

$R_r=R$ は right を意味し r は格點の番號を意味す. 以下同樣.

$$=-\frac{K_r(h_r+2h_{r+1})}{(K_r+K_{\bar{r}})(h_r+h_{r+1})}$$

$$R_{\bar{r}}=\alpha_r\cdot R_r$$

$$L_{r+1}=\frac{K_r(2h_r+h_{r+1})}{(K_r+K_{\bar{r}})(h_r+h_{r+1})}$$

$$L_{\bar{r}+1}=\alpha_r L_{r+1}$$

$$\alpha_r=\frac{K_{\bar{r}}}{K_r}$$

斯くして得られたる (11) 式を格間式とする.

以上は垂直荷重のみの場合であるが水平荷重が之に加はりたる時は次の如くに訂正すればよい.

今垂直荷重並びに水平荷重が圖—5 の如くにかゝつてゐるものとす.

この truss の任意の格間を圖—6 の如くに切り出して考ふれば,

$$X_r=X_r-\sum_{i=0}^{i=r}W_i$$

$$V_{\bar{r}}\cdot\lambda+M_{\bar{r}\,\bar{r}+1}+M_{\bar{r}+1\,\bar{r}}=0$$

$$V_r\cdot\lambda+X_r(h_r-h_{r+1})+M_{rr+1}+M_{r+1\,r}=0$$

圖 — 5

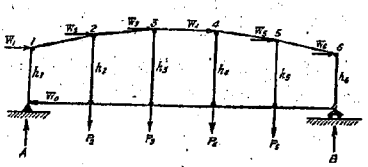
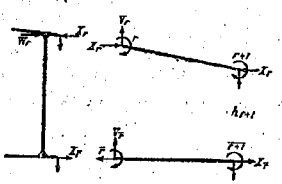


圖 — 6



然るに

$$V_r+V_{\bar{r}}=A-\sum_{i=2}^{i=r}P_i=S_r$$

$$\therefore\quad S_r\cdot\lambda+M_{rr+1}+M_{r+1r}+M_{\bar{r}\,\overline{r+1}}+M_{\overline{r+1}\,\bar{r}}+X_r(h_r-h_{r+1})=0$$

又左の部分の釣合より

$$-X_rh_r-M_{rr+1}-M_{\bar{r}\,\overline{r+1}}+\mathfrak{M}_r{}^0+\sum_{i=1}^{i=r}W_i\,h_i=0$$

故に結局前の式に於て $\mathfrak{M}_r{}^0$ の代りに

$$\mathfrak{M}_r{}^0+\sum_{i=1}^{i=r}W_i\,h_i$$

を用ひればよい事となる.

故に水平荷重をも有する時は (II) 式中 $\mathfrak{M}_r$ を次の如くにおけばよい.

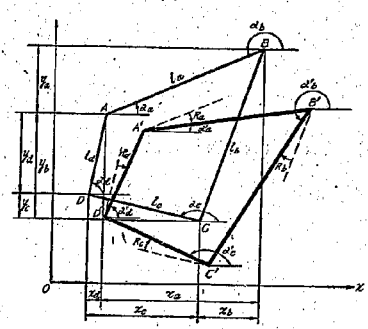
$$\mathfrak{M}_r=[\mathfrak{M}_r{}^0+\sum_{i=1}^{i=r}W_i\,h_i]\,(h_r-h_{r+1})+S_r\lambda \qquad \cdots\cdots(12)$$

後は全部元のまゝでよい.

[5] 角方程式

トラス各部材についての μ の間に, 互の關係をつけるものとして**角方程式**を用ふ. 之は或る任意の閉ラーメンを考へた時, 之を構成する各部材の, 其の閉ラーメンを含む平面内にある互に直角なる二軸 x 軸, 及び y 軸への正射影の代數和が, 閉ラーメンの變形前の形に對しても亦變形後の形に對しても其の閉ラーメンが閉じてゐる限りは零に等しいといふ條件より出て來るものである.

圖 — 7



圖—7 に於て元 $ABCD$ であつた閉ラーメンが $A'B'C'D'$ に變形したものとする.

$l_a\,l_b\,l_c\,l_d$=變形前の夫々の部材の長さ

α=各部材の x 軸となす角

R=變形前の部材と變形後の部材との間の角

α'=變形後の部材と x 軸となす角

とすれば,

變形前にこの閉ラーメンが閉じてゐるといふ條件よりして

$$\left.\begin{aligned}\Sigma l\cos\alpha&=0\\ \Sigma l\sin\alpha&=0\end{aligned}\right\} \qquad \cdots\cdots(13)$$

又變形後も閉じてゐる爲めには

$$\left.\begin{aligned}\Sigma l'\cos\alpha'&=0\\ \Sigma l'\sin\alpha'&=0\end{aligned}\right\} \qquad \cdots\cdots(14)$$

なる事を必要とす.

此の Vierendeel truss を取扱つて行くに當り, 第 [1] 節の假定 に於て部材の變長を考へに入れない事にしておいたが, 今この變長を考慮に入れて (13) 及び (14) 式を取扱つて見れば,

$$l'=l+\Delta l$$

$$\alpha=R+\alpha'$$

であるから，

$$l'\cos\alpha'=(l+\Delta l)\cos(\alpha-R)$$

R は微小にして，

$$\sin R\fallingdotseq R$$

$$\cos R\fallingdotseq 1$$

と見做し得るから，

$$l'\cos\alpha'=(l+\Delta l)(\cos\alpha+R\sin\alpha)$$

更に Δl, R を無視すれば，

$$l'\cos\alpha'\fallingdotseq l\cos\alpha+\Delta l\cos\alpha+lR\sin\alpha$$

を得る．同様にして，

$$l'\sin\alpha'\fallingdotseq l\sin\alpha+\Delta l\sin\alpha-lR\cos\alpha$$

を得る．之等2式に依りて (14) 式は，

$$\left.\begin{aligned}\Sigma l\cos\alpha+\Sigma\Delta l\cos\alpha+\Sigma lR\sin\alpha=0\\ \Sigma l\sin\alpha+\Sigma\Delta l\sin\alpha-\Sigma lR\cos\alpha=0\end{aligned}\right\}\quad\cdots\cdots(15)$$

となる．即ち部材長の變長を考慮に入れて取扱つて行く場合には之等の式に依れば良いのであつて，斯る取扱をした場合は後に改めて書く積りである．今は部材の變長を考へない事にしたので，

$$\Delta l\fallingdotseq 0$$

とすれば，

$$\left.\begin{aligned}\Sigma lR\sin\alpha=0\\ \Sigma lR\cos\alpha=0\end{aligned}\right\}\quad\cdots\cdots(16)$$

を得る．

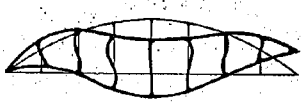
斯くて得られたる (15) 式又は (16) 式が**角方程式**である．

[6] 支 間 式

最後に今一つ重要なる條件がある．それは荷重に依りて truss が如何に變位するも，支間の兩端は其の位置を變へない事である．前節の [5] に於ける角方程式は各閉ラーメン毎に對してそれが變位後も閉じてゐる事を意味するのであつて，此の事は橋全體が圖—8 の如く，變位せる場合でも各剛節網の目が夫々閉じてゐさへすれば云へる事である．故に玆に新に支間全體に亘つて前述の如き條件が必要となるのである．

各下弦格點に於ける撓度を夫々 d_2, d_3, d_4, ……d_n とすれば今の條件に依りて之等の代數和は零に等しい．

圖 — 8



$$\Sigma d=0$$

格間長は總て等しく，其の値を λ とすれば，

$$\Sigma\frac{d}{\lambda}=0$$

然るに $\frac{d}{\lambda}=R$, $R\times(-6E)=\mu$ であるから

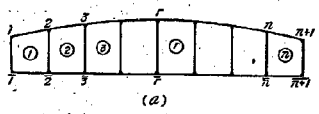
$$\Sigma\mu=0\quad\cdots\cdots(17)$$

之を**支間式**とす．

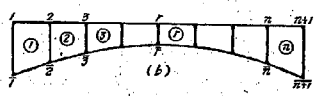
III. 裁端フィーレンディール構

此名の下に圖—9 (a) の如き型式のフィーレンディール構を呼ぶ事とする．尙圖—9 (b) の如き型式のものの中上弦と下弦の平行に近いものも引續めて之から述べる算定法を適用する．特に下弦の曲率の大なるものに對しては後に改めて述べる．

圖 — 9



(a)

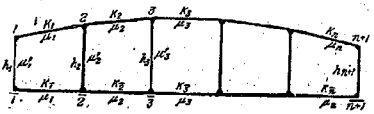


(b)

[1] 未知數と方程式の數

以上の II に於て述べたる如き基本式に依りて解を求めて行くのであるが，先づ第一に未知數と方程式の數に付て調べて見る事とする．

圖 — 10



圖—10 に於て未知數となるものは φ_r $\varphi_{\bar{r}}$, μ_r, $\mu_{\bar{r}}$ μ_r' の 5 種類であつて，夫々の數は

φ_r ……	$(n+1)$ 個
$\varphi_{\bar{r}}$ ……	$(n+1)$ 〃
μ_r ……	n 〃
$\mu_{\bar{r}}$ ……	n 〃
μ_r' ……	$(n+1)$ 〃
合 計	$(5n+3)$ 〃

之に對して方程式の數は

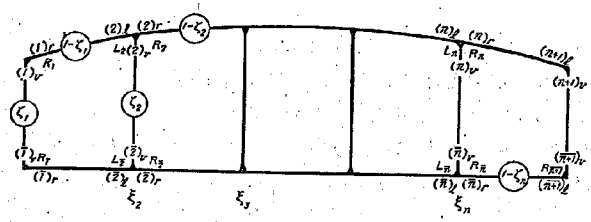
節 點 式 ……	$2(n+1)$ 個
格 間 式 ……	n 〃
角方程式 ……	$2n$ 〃
支 間 式 ……	1 〃
合 計	$(5n+3)$ 個

依りて解き得る事となる．

[2] 圖上逐次計算

圖上に於て逐次計算を行つて行くに當り，各格點の φ の値を計算するには 前述の節點式に依るのであつて，(6) 式に依り上弦格點の φ の値を計算し，(8) 式に依りて下弦格點の φ の値を計算する．即ち或る格點 r の φ の値を計算せんと欲せば，其の格點に集る部材の他端格點の φ の値，即ち φ_{r-1}, φ_r', φ_{r+1} に夫々其部材固有の μ の値，即ち μ_{r-1}, μ_r', μ_{r+1} を加へ，夫々の部材に固有の係數 $(r)_l$, $(r)_0$, $(r)_r$ を掛けて，出來た 3 つの積を加へ合せば良い事となる．云換へれば，格點 r には $(r-1, r)$, $(\bar{r}r)$, $(r+1, r)$ といふ 3 部材が集つてゐるが，先づ第一に部材 $(r-1, r)$ に對して其の部材の他端格點 $r-1$ の φ の値 φ_{r-1} にその部材の μ の値 μ_{r-1}

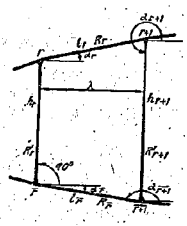
圖 — 11



を加へ，之に $(r-1,\ r)$ 部材に特有の係數（この係數の位置は圖—11 に示す）$(r)_r$ を乘じ，u_{r-1} なる數値を得る．次に部材 $(\bar{r}\,\bar{\bar{r}})$ に對して今と同樣，部材他端格點 $\bar{r}$ の φ の値 $\varphi_{\bar{r}}$ に，その部材の μ の値 μ_r' を加へ之にその部材特有の係數 $(r)_r$ を乘じて u_r' なる數値を得る．最後に部材 $(r,\ r+1)$ に對しても同樣部材他端格點 $(r+1)$ の φ の値 φ_{r+1} にその部材の μ の値 μ_r を加へ之にその部材に特有の係數 $(r)_r$ を乘じて數値 u_{r+1} を得たとする．この 3 數値 u_{r-1}，u_r'，u_{r+1} の代數和が φ_r の値となる．この際 φ_{r-1}，φ_r'，φ_{r+1} の値は夫々卽知なりとして φ_r の値を求めたのである．之は次節に於て述べる初値の求め方によりて φ の夫々の初値を豫め求めおき，其等を用ひてより一段と眞の値に近き φ_r の値を今述べた如き方法に依り圖上に於て求めて行くのである．

次に之等の計算に依りて求められた φ の値に依りて μ の値を計算せんとす．先づ

圖 — 12



角方程式 (16) の中 cos の方を圖—12 に適用すれば，

$$l_r \cdot R_r \cos\alpha_r + l_{\bar{r}} R_{\bar{r}} \cos\alpha_{\bar{r}+1} = 0$$

$$R_r l_r \cos\alpha_r - R_{\bar{r}} \cdot l \cos\alpha_{\bar{r}} = 0$$

$$R_r \cdot \lambda - R_{\bar{r}} \cdot \lambda = 0$$

$$\therefore \quad R_r = R_{\bar{r}}$$

此の兩邊に $(-6E)$ を乘すれば

$$\mu_r = \mu_{\bar{r}} \quad \cdots\cdots (18)$$

なる極めて簡單なる關係を得る．

故に μ の値を計算するに當りては單に上弦の μ の値を (11) 式によりて計算すればよい事となる．

式 (11) に於て D_r は常數であるから豫め計算しておき，係數 R_r，L_{r+1}，$R_{\bar{r}}$，$L_{\bar{r}+1}$ は圖—11 に示す位置に圖に書き込んでおく．そこで μ_r の値を求めるには r 番目なる格間を取圍む格點 r，$r+1$，$\bar{r}$，$\overline{r+1}$ の夫々の φ の値に，其の各隅に書き入れた係數 R_r，L_{r+1}，$R_{\bar{r}}$，$L_{\bar{r}+1}$ を夫々掛け合はせ，斯くて出來たる 4 個の積を加へ合せ，更に其格間に就ての常數 D_r を加へれば μ_r の値が得られる．

次に μ_r' の計算に移る．

角方程式 (16) 中 sin の方の式を圖—12 に適用すれば，

$$h_r R_r' + l_r R_r \sin\alpha_r + h_{r+1} R'_{r+1} \sin\alpha_{r+1} + l_{\bar{r}} R_{\bar{r}} \sin\alpha_{\bar{r}+1} = 0$$

$$h_r R_r' - h_{r+1} R_{r+1}' + R_r l_r \sin\alpha_r + R_{\bar{r}} l_{\bar{r}} \sin\alpha_{\bar{r}} = 0$$

$(-6E)$ を乘じ，(18) 式を適用すれば，

$$h_r \mu_r' - h_{r+1}\mu'_{r+1} + \mu_r (l_r \sin\alpha_r + l_{\bar{r}} \sin\alpha_{\bar{r}}) = 0$$

$$h_r \mu_r' - h_{r+1}\mu'_{r+1} + \mu_r (h_{r+1} - h_r) = 0 \quad \cdots\cdots (19)$$

を得．之を更に次の形に直す．

$$\mu_r' = \zeta_{r-1}\,\mu'_{r-1} + (1-\zeta_{r-1})\mu_{r-1} \quad \cdots\cdots (20)$$

但　$\zeta_{r-1}=\dfrac{h_{r-1}}{h_r}$

此式に於ける係數 (ζ_{r-1}) 及び $(1-\zeta_{r-1})$ を夫々圖—11 に示す如き位置に書き入れておく．而して μ'_r の値を計算するには μ'_r に相當する垂直材の一つ前の垂直材の μ の値 μ'_{r-1} にその部材に書入れた係數の ζ_{r-1} を掛け，又 μ_r' と μ'_{r-1} に相當する 2 垂直材により作られる格間の μ の値 μ_r' に，その格間特有の係數 $(1-\zeta_{r-1})$ を掛け，斯くして得られた 2 つの積の代數和をつくれば，それは求むる μ_r となる．此の方法に依りて $r=2$ より $r=n+1$ まで計算され得るのであるが μ_1' に就ては之に依る事が出來ず支間式 (17) に依るのであつて，この (17) 式に (19) 式を用ゐれば，

$$\left(\frac{h_1}{h_1-h_2}\right)\mu_1'+\left(\frac{h_2}{h_2-h_3}-\frac{h_2}{h_1-h_2}\right)\mu_2'+\left(\frac{h_3}{h_3-h_4}-\frac{h_3}{h_2-h_3}\right)\mu_3'$$

$$+\cdots\cdots+\left(\frac{h_n}{h_n-h_{n+1}}-\frac{h_n}{h_{n-1}-h_n}\right)\mu_n'-\left(\frac{h_{n+1}}{h_n-h_{n+1}}\right)\mu'_{n+1}=0$$

或は

$$\mu_1'=\xi_2\mu_2'+\xi_3\mu_3'+\cdots\cdots+\xi_n\mu_n'-\mu'_{n+1} \qquad \cdots\cdots(21)$$

但　$\xi_r=\dfrac{(h_1-h_2)}{h_1}\cdot\dfrac{h_r[2h_r-(h_{r-1}+h_{r+1})]}{(h_{r-1}-h_r)(h_r-h_{r+1})}$

即ち此の (21) 式に依りて近似的に出てゐた μ_2' より μ'_{n+1} までの値を用ひて μ_1' を求める．更に此の μ_1' と $\mu_1\cdots\cdots\mu_n$ を用ひ，(20) 式に依りて $\mu_2'\cdots\cdots\mu'_{n+1}$ を求め，又この $\mu_2'\cdots\cdots\mu'_{n+1}$ を用ひ (21) 式に依りて更に眞の値に近い μ_1' を求めて行くのである．係數 $\xi_2\cdots\cdots\xi_n$ は圖—9 に示す如くに書入れて運算に便ずる．

[3] 初　　値

以上の如き運算を陸上に於て繰返し，逐次眞の値に近づけるのであるが，其れには先づ最初に φ, μ, μ' の夫夫の概算値を必要とする．此の節に於ては之等の初値を見出さんとす．

載端フィーレンディール桿にては通常曲弦の曲率は極めて小であるので，

表　—　1

	左邊						右邊	
	φ_1	φ_2	φ_3	φ_4	φ_5	φ_6	μ'	荷重項
1	K_1+6K_1'	$-K_1$					$-2K_1'$	$+\dfrac{2\mathfrak{M}_1}{h(1+\alpha_1)}$
2	$-K_1$	$K_1+K_2+6K_2'$	$-K_2$				$-2K_2'$	$+\dfrac{2}{h}\left(\dfrac{\mathfrak{M}_1}{1+\alpha_1}+\dfrac{\mathfrak{M}_2}{1+\alpha_2}\right)$
3		$-K_2$	$K_2+K_3+6K_3'$	$-K_3$			$-2K_3'$	$+\dfrac{2}{h}\left(\dfrac{\mathfrak{M}_2}{1+\alpha_2}+\dfrac{\mathfrak{M}_3}{1+\alpha_3}\right)$
4			$-K_3$	$K_3+K_4+6K_4'$	$-K_4$		$-2K_4'$	$+\dfrac{2}{h}\left(\dfrac{\mathfrak{M}_3}{1+\alpha_3}+\dfrac{\mathfrak{M}_4}{1+\alpha_4}\right)$
5				$-K_4$	$K_4+K_5+6K_5'$	$-K_5$	$-2K_5'$	$+\dfrac{2}{h}\left(\dfrac{\mathfrak{M}_4}{1+\alpha_4}+\dfrac{\mathfrak{M}_5}{1+\alpha_5}\right)$
6					$-K_5$	K_5+6K_6'	$-2K_6'$	$+\dfrac{2}{h}\dfrac{\mathfrak{M}_5}{1+\alpha_5}$

$$h_1=h_2=h_3\cdots\cdots\cdots=h_{n+1}=h$$

とおけば (19) 式に依りて

$$\mu_1'=\mu_2'=\mu_3'=\cdots\cdots\cdots\mu_n=\mu'_{n+1}=\mu'$$

を得，更に $\varphi_r=\varphi_{\bar{r}}$ とおけば，格間式は簡單に

$$\mu_r=-\frac{\mathfrak{M}_r}{2\,hK_r(1+\alpha_r)}+1.5\,\varphi_r+1.5\,\varphi_{r+1}$$

となり，之に節點式を合せ用ひて μ の項を消去すれば (表−1) を得る．

玆に $\mathfrak{M}_r$ 及び α_r 等は (11) 式にて示す所のものである．

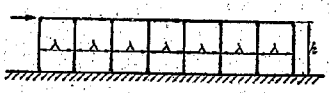
荷重狀態が垂直荷重のみの場合ならば實驗上 μ' の値は非常に小さく初値を求むる時には

$$\mu'=0$$

とおいて表−1 より φ の夫々の初値を見出す．又水平荷重のある場合には μ' の値は無視する事が出來ない．此場合は h_1 より h_{n+1} までの平均の高さ h をその高さとする圖−13 の如きラーメンを考へ之に水平荷重を作用せしめて得られたる μ' の値を表−1 に入れ φ の初値を計算する．

圖−13 の如きラーメンに對しての解は大抵のラーメンの書物に公式として出てゐる所であるから此所には省略する．

圖 −13

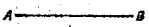


斯くの如くにして求められた φ_r, $\varphi_{\bar{r}}$, μ_r, μ_r' の初値を用ひ前述の如き順序で逐次眞の値に近づけて行く．

［4］ 軸應力及び剪應力

格點に於けるモーメントを求める時は軸力 N に依る部材の變長を無視してモーメントを求めた．之は一般に $\frac{N}{A}$ が E に比して極めて小さいので成立するのである．

圖−14



何となれば，軸應力に依りて部材 AB の長さ l が $l+\Delta l$ に變じたものとす．此場合の A 端のモーメントの式は

$$M_{ab}=2\,EK'(2\,\theta_a+\theta_b-3\,R')$$

變長後も部材の I に餘り變化無きものとすれば

$$K'=\frac{I}{(l+\Delta l)\cos R'}\fallingdotseq\frac{I}{l+\Delta l}=\frac{I}{l\left(1+\frac{N}{EA}\right)}=K\cdot\frac{E}{E+\frac{N}{A}}$$

$$R'=\frac{d}{(l+\Delta l)\cos R'}\fallingdotseq\frac{d}{l+\Delta l}=\frac{d}{l\left(1+\frac{N}{EA}\right)}=R\cdot\frac{E}{E+\frac{N}{A}}$$

$$\therefore\quad M_{ab}=2\,EK\cdot\frac{E}{E+\frac{N}{A}}\left(2\,\theta_a+\theta_b-3R\cdot\frac{E}{E+\frac{N}{A}}\right)$$

故に $\frac{N}{A}$ が E に比して極めて小さいので，之を無視してモーメントの計算を行つてよい．

併し剪力竝びに軸力を求める時はモーメントは大きな因子となる.

圖 — 15

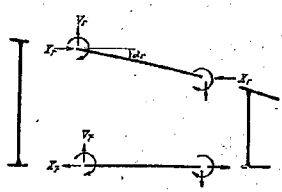
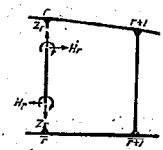


圖 — 16



弦材の軸應力と剪應力とは前に求めておいた樣に,

$$X_r=-\frac{1}{h_r}\left[\mathfrak{M}_r^0+\sum_{i=1}^{i=r}W_ih_i-M_{rr+1}-M_{\bar{r}\,\overline{r+1}}\right] \quad \cdots\cdots(22)$$

$$X_{\bar{r}}=X_r-\sum_{i=0}^{i=r}W_i \quad \cdots\cdots(23)$$

又 V_r 及び $V_{\bar{r}}$ については

$$V_r=-\frac{1}{\lambda}\left[X_r(h_r-h_{r+1})+M_{rr+1}+M_{r+1r}\right] \quad \cdots\cdots(24)$$

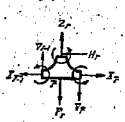
$$V_{\bar{r}}=-\frac{1}{\lambda}\left[M_{\bar{r}\,\overline{r+1}}+M_{\overline{r+1}\,\bar{r}}\right] \quad \cdots\cdots(25)$$

より求められる.

次に H_r に對しては圖—16 の如くに切斷を行ひて垂直材の平衡を考へれば,

$$H_r=-\frac{1}{h_r}\left[M_{r\bar{r}}+M_{\bar{r}r}\right]$$

圖—17



次に垂直材の軸力 Z_r を求めるには圖—17 の如く格點 $\bar{r}$ に於ける平衡を考へればよい.

$$Z_r+V_{\bar{r}-1}-V_{\bar{r}}-P_{\bar{r}}=0$$

$$\therefore \quad Z_r=P_{\bar{r}}-(V_{\bar{r}-1}-V_{\bar{r}})$$

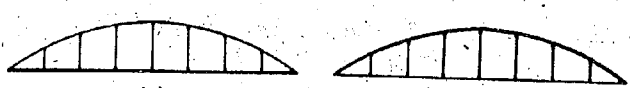
之に (24) 及び (25) 式を代入すれば,

$$Z_r=P_{\bar{r}}+\frac{1}{\lambda}\left[M_{\bar{r}-1\,r}+M_{\bar{r}\,\bar{r}-1}-M_{\bar{r}\,\overline{r+1}}-M_{\overline{r+1}\,\bar{r}}\right] \quad \cdots\cdots(26)$$

IV. レンズ型フィーレンディール構

此の名の下に圖—18 の如き型式のフィーレンディール構を呼ぶ事とする.

圖 — 18

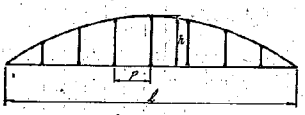


實際に架設されてゐるフィーレンディール構としては殆と此の型式のものであつて, 前章に於て取扱つた載荷

フィーレンディール桁は稀である．本家であるベルギーに於ても大概この型で，曲弦には 2 次の抛物線を使用してゐる．此の型式のものは，荷重を下弦である桁の外に上弦なる彈性拱に依りて引きうけるので前章の型とは餘程異つた働き方をするのである．上曲弦の拱作用の爲めに，上方向への撓みが著しく，又單に垂直方向のみの荷重の課せられた場合に於ても垂直材の撓度が著しく現はれるのである．

今實例 13 橋をあげその中の 10 橋について主なる寸法 l, h, p を調べて見るに次の如くである．

圖 — 19



n＝格間の數

		p	n	l	h	$\frac{h}{l}$
		m		m	m	
1	Pont de Lnaeken-Smeermaes	5.436	10	54.36	7.55	$\frac{1}{7.2}$
2	Pont de Malines	8.14	11	89.54	12.80	$\frac{1}{7.0}$
3	Pont 40 N de Schooten	5.25	12	63.00	8.40	$\frac{1}{7.5}$
4	Pont «C» d'Hérenthals	4.781	12	57.37	8.42	$\frac{1}{6.8}$
5	Pont de Lanaye	5.667	12	68.00	9.20	$\frac{1}{7.4}$
6	Pont-rail sur la Bushimaye	6.00	12	72.00	10.67	$\frac{1}{6.75}$
7	Pont-route de Dudzeele	4.25	8	34.00	4.57	$\frac{1}{7.45}$
8	Pont-route de l'Ili Monsin	4.25	12	51.00	6.93	$\frac{1}{7.37}$
9	Pont-route de Stockroye	5.083	12	61.00	8.00	$\frac{1}{7.62}$
10	Pont-rail de Val-Benoit	7.795	11	85.745	12.15	$\frac{1}{7.00}$
11	Pont-route de Haccourt	7.50	12	90.00	—	—
12	Pont-route de Eygenbilsen	5.76	12	69.20	—	—
13	Pont-route de Vivegnies	7.50	12	90.00	—	—

此の中には h の値が明らかに出てゐない爲めに圖より計つたものもある．之等の資料より l と h 及び p と h との關係を調ぶれば次の如くである．

圖 — 20

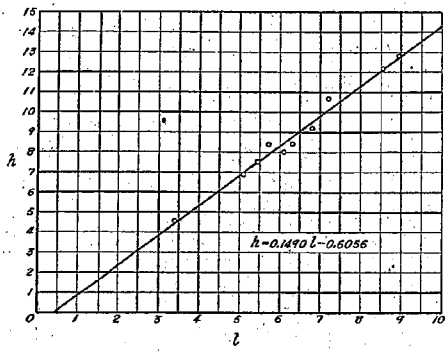
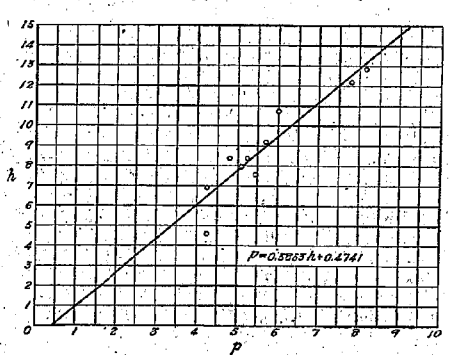


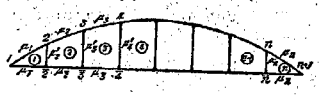
圖 — 21



[1] 未知數と方程式の數

此の型式のフィーレディール構に於ても先づ未知數と方程式の數を調べて見る事とする.

圖 — 22



圖—22 に於て未知數となるものは前章の場合と同樣に φ_r, $\varphi_{\bar{r}}$, μ_r, $\mu_{\bar{r}}$, μ_r' の 5 種類である.

φ_r ……	$(n+1)$ 個
$\varphi_{\bar{r}}$ ……	$(n-1)$ 〃
μ_r ……	n 〃
$\mu_{\bar{r}}$ ……	n 〃
μ_r' ……	$(n-1)$ 〃
合 計	$(5n-1)$ 〃

之に對して方程式の數は,

節點式……	$2n$ 個
格間式……	$(n-2)$ 〃
角方程式……	$2n$ 〃
支間式……	1 〃
合計	$(5n-1)$ 〃

［2］ 圖上逐次計算

前章に於ける場合と殆ど同樣であるが支間の兩端に於て上弦と下弦が一致してゐるので，其れ丈變つたものとなる．

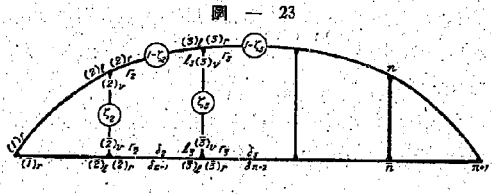
先づ節點に於ける φ の計算に對しては，其の運算法は全く前章に於けるものと同一にして式 (6) 及び (8) を用ふ．之に對する係數の位置は圖—23 に $(1)_r$, $\textcircled{1}_r$……等で示してある．

又 μ_r の計算に對しては前章に於けると同じく，(11) 式を用ひ圖—23 に書込んだ係數 r_2, l_3, r_3, l_5;……等に依りて前章に說明したると全然同樣の運算を行ふ．但し此の (11) 式に依る計算は $r=2$ より $r=n-1$ 迄に適用する．

μ_1 及び μ_n に對しては次の如くす．

レンズ型フィーレンディール構に於ては支間兩端に於て上下兩弦材が合致してゐる爲めに兩端格間に對する角方程式により

圖 — 23



$$\mu_1=\mu_1=\mu_2'$$

及び　$$\mu_n=\mu_n=\mu_n'$$

を得る．從つて角方程式は

$$\mu_2'=\mu_1$$

$$h_2\mu_2'-h_3\mu_3'-\mu_2(h_2-h_3)=0$$

$$h_3\mu_3'-h_4\mu_4'-\mu_3(h_3-h_4)=0$$

……

$$h_{n-1}\mu_{n-1}'-h_n\mu_n'-\mu_{n-1}(h_{n-1}-h_n)=0$$

$$\mu_n'=\mu_n$$

となり之等の式を全部加へ合すれば，

$$-h_2\mu_1+(h_2-h_3)\mu_2+(h_3-h_4)\mu_3+\cdots\cdots+(h_{n-1}-h_n)\mu_{n-1}+h_n\mu_n=0$$

を得．之と更に支間式

$$\Sigma\mu=0$$

に依りて

$$\mu_1=\delta_2\mu_2+\delta_3\mu_3+\cdots\cdots+\delta_{n-1}\cdot\mu_{n-1} \quad\cdots\cdots(28)$$

$$\mu_n=\delta_{n-1}\cdot\mu_2+\delta_{n-2}\cdot\mu_3+\cdots\cdots+\delta_2\mu_{n-1} \quad\cdots\cdots(29)$$

を得る．但し　$\delta_r=-\left(\frac{1}{2}+\frac{h_{r+1}-h_r}{2h_2}\right)$

此2式により兩端格間の μ_r を計算する．即ち φ の値を用ひて計算された μ_2 より μ_{n-1} までの値を用ひ，

圖—23 に書き込まれた係數 δ と，其れが書込んである格間の μ の値とを掛け合はせ，其等を全部加へ合せば兩端格間の μ の値を得るのである．

斯て μ の値が各格間について揃つたならば，前章にて用ひた (20) 式に依りて μ_r' の値を逐次計算して行く．此の順序は前章に述べたものと同一である．

始め次に述べる如き方法に依りて各初値を求め，此の初値を用ひて，先づ φ を (6) 及び (8) 式にて計算し，一通りの φ の値が定つたら，之を用ひて (11) 式に依りて μ_2 より μ_{n-1} までを計算し，之等の μ の値を用ひ，(28) 及び (29) 式に依りて μ_1 及び μ_n を計算する．斯くて μ の値が一通り定つたら (20) 式に依りて μ_r' の値を計算する．此の運算を今の順序に何度も繰返して，φ_r, $\varphi_{\bar{r}}$, μ_r, μ_r' の適當な精度の處にて打切ればよいのである．

[3] 初　　値

以上の如き繰返し逐次計算を行つて行く時には，計算の初めに成る可く眞の値に近い φ_r, $\varphi_{\bar{r}}$, μ_r, μ_r' に對する概算値を必要とする．而してこの初値の眞の値に對して如何に近いかに依りて其の眞の値に到達する速さが定まり，其れに伴ふ勞力の多寡が決定するのである．筆者は初値を求めるに，次に述べる如き方法を用ひたが，之とて必ずしも最良の方法とは考へず，更に時を追ふてより良き方法へと改良して行きたいと思ふ．

それは或る一つの簡單なレンズ型フィーレンディール構の μ—影響線を利用して他のレンズ型フィーレンディール構を解いて行かうとするもので，之に用ひられる μ—影響線はトラスの形，荷重の位置，$\alpha_r=\frac{K_r'}{K_r}$，格間の數 n の函數になるのであつて，之の合理的取扱は次回に於てなす事とし，今回は後に示す如き 5 格間の簡單な例に就て行つて見る事とする．

元來此のレンズ型フィーレンディール構を解くに當つては第 [1] 及び [2] 節に於ても示した如く (6) 及び (8) 式，(11) 式，(28) 及び (29) 式，(20) 式を用ひるのであるが夫れも係數にはデメンションが無い．從つて，之は式 (1), (2) 及び (3) からも分る如く，φ 及び μ_r, μ_r' は同一デメンションでなければならず，それは $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ に等しくなければならない．然るに荷重項 D_r を計算すれば $a\cdot\frac{P\lambda}{K}$ なる形になる．$\frac{P\lambda}{K}$ のデメンションは $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ に等しいのであるから a にはデメンションがなく，總ての φ_r, $\varphi_{\bar{r}}$, μ_r, μ_r' は $\frac{P\lambda}{K}\times$(デメンション無き係數) にて表はされねばならない．即ち φ 及び μ の値は總て P と λ に比例し K に逆比例する．又 (デメンション無き係數) はトラスの形，即ち h_1, h_2,……h_r,……の間の關係，h_r と λ との間の關係，及び $\alpha_r=\frac{K_r'}{K_r}$, $\frac{K_r'}{K_r}$ 格間の數，荷重の位置の函數となつてゐるものである．

處がトラスの形としては殆ど 2 次の拋物線が多く，當に上曲弦を 2 次の拋物線とすれば h_1, h_2,……h_r,……の間の關係は一定して來る．又本章の始めに於てあげた實例に依れば h と λ の關係もほゞ一定につくられ，$\frac{h}{l}$ が又略々一定の關係につくられるものとすれば間接に n の關係も一定して來る．それで何時も圖—20 及び圖—21 に示す如き關係に近い truss を設計して行くものとすれば，變數として殘るものは荷重の位置と α_r と $\frac{K_r'}{K_r}$ である．此の中最後の K_r' は通常 K_r に比して極めて小さいので此の變數は無視してよく，一定位置の荷重に對しては α_r のみを考慮して行けばよい事となる．即ち α_r の値が變ずると共に φ 又は μ の (デメンション無き係數) は如何に變ずるかを見ればよい事となる．之に就ては (其の 2) に於て述べる事とする．尙ほ其の他

n の數を變へてみた場合，$\frac{h}{l}$ の値を色々に變じた場合にその係數は如何なる變化をするか，等に就ても（其の2）に於て述べる事とする．

要するに φ 及び μ の値は $\frac{P\lambda}{K}$×(ヂメンション無き係數) であるから荷重の或る位置について形及び α_r の一定な truss に對しては μ の間の關係，φ の間の關係は略々一定して來る筈である．從つてある μ と他のある μ との比，ある φ と他のある φ との比は略々一定である筈で，後に畫く μ一圖等は略々一定の形となる．そこで各 α_r の値に對して μ一影響線，φ一影響線をつくりおき，荷重の或る位置について各影響線の荷重位置に相當の縱距を取り出して μ一圖，φ一圖を作り，之より φ_r と $\varphi_{\bar{r}}$ の比 s_r，μ_r と μ_1 との比 p_r を求め，次に述べる式 (30) を用ひて φ_m を φ_1 と μ_1 と常數とで表はし，式 (31) と (32) とに代入して此等二元一次方程式を聯立に解き φ 及び μ の概算初値を得るのである．

(11) なる形の式 $(n-2)$ 個に，節點式 (6) 及び (8) の中，支間兩端の φ に對する 2 式を合はせ n 個の式を得るが，之等を φ_1 及び μ_1 を既知として聯立に解けば φ_m の一般式として次の式を得る．

$$\varphi_m=(-1)^m\left[\left\{\sum_{j=1}^{j=m-1}(-1)^{j+1}\left(\frac{p_j}{b_j}\right)\prod_{i=j+1}^{i=m-1}\eta_i\right\}\mu_1-\left\{\prod_{j=1}^{j=m-1}\eta_j\right\}\varphi_1\right.$$

$$\left.+\left\{\sum_{j=1}^{j=m-1}(-1)^j\left(\frac{D_j}{b_j}\right)\prod_{i=j+1}^{i=m-1}\eta_i\right\}\right] \quad \cdots\cdots(30)$$

玆に

$$D_j=-\frac{\mathfrak{M}_j}{(h_j+h_{j+1})(K_j+K_{\bar{j}})}$$

$$\mathfrak{M}_j=\mathfrak{M}_j^0(h_j-h_{j+1})+S_j\lambda h_j$$

$$p_j=\frac{\mu_j}{\mu_1}$$

$$\eta_j=\frac{a_j}{b_j}$$

$$a_j=-\frac{(h_j+2h_{j+1})(K_j+s_jK_{\bar{j}})}{(h_j+h_{j+1})(K_j+K_{\bar{j}})}$$

$$b_j=-\frac{(2h_j+h_{j+1})(K_j+s_{j+1}K_{\bar{j}})}{(h_j+h_{j+1})(K_j+K_{\bar{j}})}$$

$$s_j=\frac{\varphi_{\bar{j}}}{\varphi_j}$$

但し $r=j$ の時は $\prod_{i=j+1}^{i=r}\eta_i=1$ とす．

此の式に依りて前述の如く φ_m 及び $\varphi_{\bar{m}}$ が φ_1 と μ_1 と常數とにて表はされるのであるが，更に節點式中には (30) 式を導く時に用ひた支間兩端點の φ の計算式 2 式の外に，更に (27) 式なる條件の爲めに K_r' が入らず，φ_r，$\varphi_{\bar{r}}$，μ_1 を未知數として有せる式が必ず 2 本出來る．

$$K_1\varphi_1+(\rho_2+K_2's_2)\varphi_2+K_2\varphi_3+(K_1'+K_2'+p_2)\mu_1=0 \quad \cdots\cdots(31)$$

$$K_{n-1}\varphi_{n-1}+(\rho_n+K_n's_n)\varphi_n+K_n\varphi_{n+1}+[K_{n-1}p_{n-1}$$

$$+(K_n+K_n')p_n]\cdot\mu_1=0 \quad \cdots\cdots(32)$$

此の 2 式に (30) 式によつて得たる φ の値を入れ，聯立に解けば先づ φ_1 と μ_1 の概算値が決定する．更に之を逆に (30) 式に代入して他の φ の概算値を得．又 $\mu_j=p_j\mu_1$ に依りて μ_r の概算値を得，前章 (20) 式に依

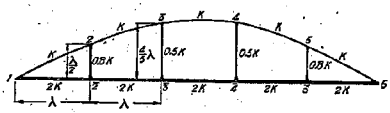
りて μ_r' の概算値を得るのである.

本章に於ける計算法を例に依つて示す事とする.

[4] 例

唯此の方法の順序を説明する意味に於て圖—24 に示す如き形のレンズ型フィレンディール構について計算を行つてみる事とする.

圖 — 24



此のトラスに於て始め

$$K_1=K_2=K_3=K_4=K_5=K$$

$$K_I=K_{II}=K_{III}=K_{IV}=K_V=2K$$

$$K_2'=K_5'=\frac{4}{5}K \quad K_3'=K_4'=\frac{1}{2}K$$

とし，荷重が格點4と5とにある場合について夫々 φ_r, φ_r', μ_r, μ_r' の値を非常なる勞力と非常なる時間を費して求めてみた.

先づ格點4に荷重 p のある場合に就ては

$$\varphi_1=-0.0419\ \frac{P\lambda}{K}$$

$$\varphi_2=-0.0207\ 〃 \qquad \varphi_{II}=-0.0107\ \frac{P\lambda}{K}$$

$$\varphi_3=+0.0329\ 〃 \qquad \varphi_{III}=+0.0362\ 〃$$

$$\varphi_4=+0.0110\ 〃 \qquad \varphi_{IV}=+0.0143\ 〃$$

$$\varphi_5=-0.0201\ 〃 \qquad \varphi_V=-0.0192\ 〃$$

$$\varphi_6=-0.0121\ 〃$$

$$\mu_1=+0.0979\ \frac{P\lambda}{K} \qquad \mu_4=+0.0440\ \frac{P\lambda}{K}$$

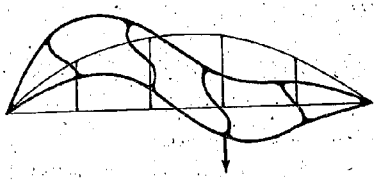
$$\mu_2=-0.0464\ 〃 \qquad \mu_5=+0.0437\ 〃$$

$$\mu_3=-0.1391\ 〃 \qquad \mu_3'=\mu_4'=+0.0438\ 〃$$

を得た.

變形の樣子を容易く頭に畫く爲めに之等の値に依りて概略の變形圖を畫けば圖—25 の如くである.

圖 — 25



次に格點5に荷重 P を移した場合に對しては

$$\varphi_1=-0.0427\ \frac{P\lambda}{K}$$

$$\varphi_2=-0.0260\ 〃 \qquad \varphi_{II}=-0.0129\ \frac{P\lambda}{K}$$

$\varphi_3=+0.0175$ 〃　　$\varphi_8=+0.0193$ 〃

$\varphi_4=+0.0478$ 〃　　$\varphi_7=+0.0518$ 〃

$\varphi_5=-0.0265$ 〃　　$\varphi_9=-0.0043$ 〃

$\varphi_6=-0.0844$ 〃

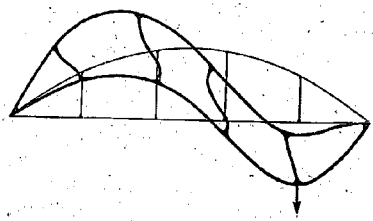
$\mu_1=+0.1027\ \frac{P\lambda}{K}$　　$\mu_4=-0.1381\ \frac{P\lambda}{K}$

$\mu_2=-0.0082$ 〃　　$\mu_5=+0.1806$ 〃

$\mu_3=-0.1370$ 〃　　$\mu_3'=\mu_4'=+0.0430$ 〃

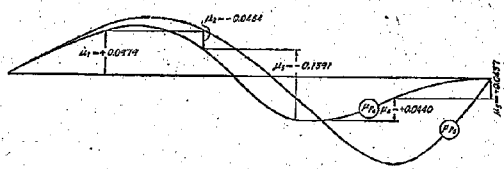
を得た．之に依りて概略の變形圖を畫けば次の如くである．

圖 — 26



更に以上に於て求められた μ の値に依りて μ—圖をかけば圖—27 の如し．

圖 — 27



圖—27 に於て μ_{p3} とあるは荷重 P が格點 4 にある時の μ—圖を示す．

之に依りて μ—影響線をかけば圖—28 の如くである．

次に以上に於て求められたる結果を用ひて圖—29 に示す如き他のレンズ型フィーレンディール梁を本章に於て述べたるが如き方法で解いて見る．トラスの形としては前のものと同一で $K_T=K_T'$ の場合を取扱ひ，$K_T'=2K_T$ の場合に對して如何なる差が現はれて來るかを見やうとした．尙ほ以下に於て，上述の如き方法で應力の算定を行つた所，前例の消去計算に比して著しい時間と努力の節約を見た．

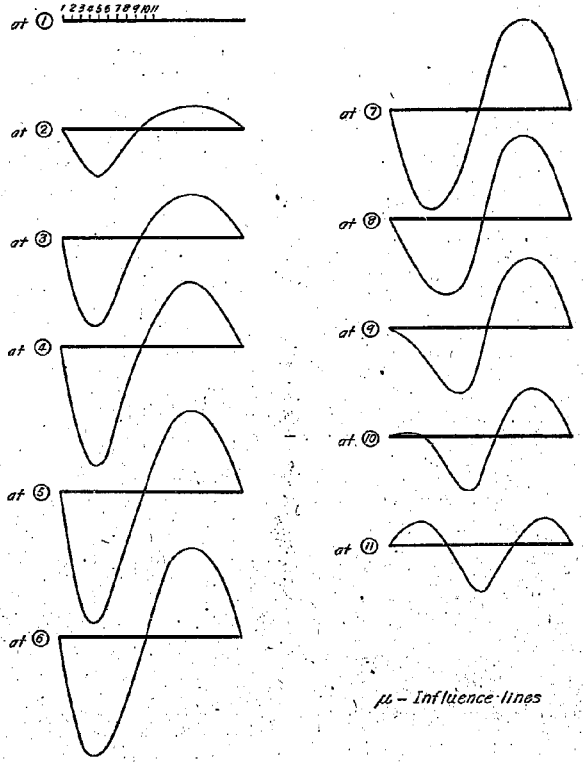
圖—29 に於て $K_2'=0.8K$ となし，$K_3'=0.5K$ となせるは，或る實例に依りて

$$I'=\left(\frac{1}{5}\sim\frac{1}{6}\right)I$$

なる關係を得たからである．但し I は弦材の慣性モーメントであり，I' は垂直材のそれである．

此の例に於ては $I'=\frac{1}{5}I$ と取つた．故に

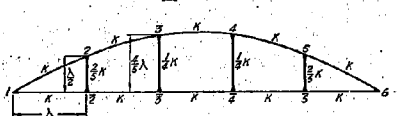
圖 — 28



$$K_3'=\frac{\frac{I}{5}}{\frac{4}{5}\lambda}=\frac{1}{4}K$$

$$K_2'=\frac{\frac{I}{5}}{\frac{1}{2}\lambda}=\frac{2}{5}K$$

圖 — 29



となる.

此の例の如くに上下弦材の K の値が等しい時には一般に次の事が云へる.

即ち圖—22 に於て, 支間兩端の格點を除いては節點式として

$$K(\varphi_{r-1}-\varphi_{\bar{r}-1})+(\rho_r-K_r')(\varphi_r-\varphi_{\bar{r}})+K(\varphi_{r+1}-\varphi_{\bar{r}+1})=0$$

なる形の式が $(n-1)$ 個出來る. 之等の式に於て $(\varphi_r-\varphi_{\bar{r}})$ 等を未知數として取扱へば, 其の數は $r=2$ より $r=n$ までに於て $(n-1)$ 個であるから常數項を有せぬ $(n-1)$ 元一次聯立方程式となる.

故に $(\varphi_r-\varphi_{\bar{r}})=0$

$$\varphi_r=\varphi_{\overline{r}} \quad \cdots\cdots(33)$$

圖—23 の如き諸係數を計算する事とす．先づ (6) 式に於ける係數 $(r)_r$, $(r)_v$, $(r)_l$ については，

$$(1)_r=(6)_l=-0.25 \qquad (2)_v=(5)_v=-0.0833$$
$$(\overline{1})_r=(\overline{6})_l=-0.25 \qquad (3)_l=(4)_r=-0.2222$$
$$(2)_l=(5)_r=-0.2083 \qquad (3)_r=(4)_l=-0.2222$$
$$(2)_r=(5)_l=-0.2083 \qquad (3)_v=(4)_v=-0.0556$$

次に (11) 式に於ける φ の係數を計算すれば，

$$R_2=-0.8077 \qquad L_3=-0.6923$$
$$R_3=-0.75 \qquad L_4=-0.75$$
$$R_4=-0.6923 \qquad L_5=-0.8077$$

然るに此の場合は $\alpha_r=\frac{K_{\overline{r}}}{K_r}=1$ であるから (33) 式の條件により，φ の値から μ の値を求める時の式 (11) の φ の係數は

$$(R_r+R_{\overline{r}}) \qquad (L_{r+1}+L_{\overline{r+1}})$$

となり，$r=2$ より $r=4$ までについて計算すれば

$$r_2=-1.6154 \quad r_3=-1.5 \quad r_4=-1.3846$$
$$l_3=-1.3846 \quad l_4=-1.5 \quad l_5=-1.6154$$

を得る．

次に (28) 及び (29) 式に於ける係數 δ を計算すれば，

$$\delta_2=-0.8 \quad \delta_3=-0.5 \quad \delta_4=-0.2$$

更に (20) 式に於ける係數 ζ を計算すれば，

$$\zeta_2=0.625 \qquad 1-\zeta_2=0.375$$

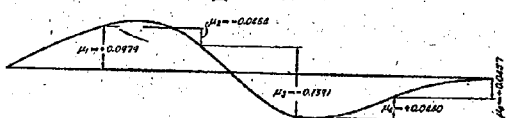
先づ荷重 P が格點4にあるものとす．此場合の $\mathfrak{M}_r$ 及び D_r を計算すれば

$$\mathfrak{M}_2=\frac{2}{25}P\lambda^2 \qquad D_2=-0.03077\frac{P\lambda}{K}$$
$$\mathfrak{M}_3=\frac{8}{25}P\lambda^2 \qquad D_3=-0.1\frac{P\lambda}{K}$$
$$\mathfrak{M}_4=-\frac{3}{25}P\lambda^2 \qquad D_4=+0.04615\frac{P\lambda}{K}$$

次に (30) 式を使用するに當り前例により p_r を決定せねばならない．此の爲めには前例に於ける μ の解を其の儘用ひて比 p_r を作れればよいのであるが，故意に廻り道をして本算定法の順序を辿る事とする．

圖—28 によりて荷重が格點4の位置にある場合の μ—圖を作れば圖—30 の如し．

圖 — 30



此の圖上より μ_1, μ_2, μ_3, μ_4, μ_5 を計りて比 p_r を作れば

$p_1=+1.0$ $p_4=+0.4494$

$p_2=-0.4739$ $p_5=+0.4460$

$p_3=-1.4216$

を得る．そこで次の表の如くにして (30) 式を計算する．

表 — 2

r	a_r	b_r	$\eta_r=\frac{a_r}{b_r}$	$\overset{1}{\Pi}_r\eta_i$	$\overset{2}{\Pi}_r\eta_i$	$\overset{3}{\Pi}_r\eta_i$	$\overset{4}{\Pi}_r\eta_i$	$\overset{6}{\Pi}_r\eta_i$	$p_r=\frac{\mu_r}{\mu_1}$	$(-1)^{r+1}\frac{p_r}{b_r}$	$M_{m=2}$
1	−2.0000	−1.0000	+2.0000	+2.0000	+2.3334	+2.3334	+2.0000	+1.0000	+1.0000	−1.0000	−1.0000
2	−1.6154	−1.3846	+1.1667	+1.0000	+1.1667	+1.1667	+1.0000	+0.5000	−0.4739	−0.3423	
3	−1.5000	−1.5000	+1.0000		+1.0000	+1.0000	+0.8571	+0.4286	−1.4216	+0.9480	
4	−1.3846	−1.6154	+0.8571			+1.0000	+0.8571	+0.4286	+0.4494	+0.2782	
5	−1.0000	−2.0000	+0.5000				+1.0000	+0.5000	+0.4460	−0.2230	
6								+1.0000			
Σ											$\Sigma=-1.0000$

r	$M_{m=3}$	$M_{m=4}$	$M_{m=5}$	$M_{m=6}$	D_r	$(-1)^{r+1}\frac{D_r}{b_r}$	$N_{m=2}$	$N_{m=3}$	$N_{m=4}$	$N_{m=5}$	$N_{m=6}$
1	−1.1667	−1.1667	−1.0000	−0.5000	0	0	0	0	0	0	0
2	−0.3423	−0.3423	−0.2934	−0.1467	+0.03077	+0.02223		+0.02223	+0.02223	+1.01905	+0.00951
3		+0.9480	+0.8125	+0.4063	+1.0000	−0.06667			−0.06667	−0.05714	−0.02858
4			+0.2782	+0.1391	−0.04615	−0.02857				−0.02857	−0.01429
5				−0.2230	0	0					0
6											
Σ	$\Sigma=-1.5090$	$\Sigma=-0.5610$	$\Sigma=-0.2027$	$\Sigma=-0.3243$			$\Sigma=0$	$\Sigma=+0.02223$	$\Sigma=-0.04444$	$\Sigma=-0.06666$	$\Sigma=-0.03333$

但し $M=(-1)^{r+1}\left(\frac{p_r}{b_r}\right)\prod_{i=r+1}^{i=m-1}\eta_i$ $N=(-1)^{r}\left(\frac{D_r}{b_r}\right)\prod_{i=r+1}^{i=m-1}\eta_i$

表中 D_r 以下 $N_{m=6}$ までの項は係数 $\frac{P\lambda}{K}$ を有す．

斯くて φ_1 と μ_1 とにて表はされた φ は

$$\varphi_2=+[-\mu_1 \quad -2.0000\,\varphi_1+0]$$

$$\varphi_3=-\left[-1.5090\,\mu_1-2.3334\,\varphi_1+0.0222\,\frac{P\lambda}{K}\right]$$

$$\varphi_4=+\left[-0.5610\,\mu_1-2.3334\,\varphi_1-0.0444\,\frac{P\lambda}{K}\right]$$

$$\varphi_5=-\left[-0.2027\,\mu_1-2.0000\,\varphi_1-0.0667\,\frac{P\lambda}{K}\right]$$

$$\varphi_6=+\left[-0.3243\,\mu_1-1.0000\,\varphi_1-0.0333\,\frac{P\lambda}{K}\right]$$

此の場合の (31) 及び (32) 式は,

$$\varphi_1+5.2\,\varphi_2+\varphi_3+0.92613\,\mu_1=0$$

$$\varphi_4+5.2\,\varphi_5+\varphi_6+1.0738\,\mu_1=0$$

此の2式に上の φ を代入して聯立に解けば

$$\varphi_1=-0.06656\frac{P\lambda}{K}\qquad \mu_1=+0.1621\frac{P\lambda}{K}$$

を得る. 從つて他の φ_r の値, μ_r の値, μ_r' の値は

$\varphi_2=-0.0290\frac{P\lambda}{K}$	$\mu_2=-0.0768\frac{P\lambda}{K}$
$\varphi_3=+0.0671$ 〃	$\mu_3=-0.2304$ 〃
$\varphi_4=+0.0200$ 〃	$\mu_4=+0.0728$ 〃
$\varphi_5=-0.0335$ 〃	$\mu_5=+0.0723$ 〃
$\varphi_6=-0.0193$ 〃	$\mu_3'=\mu_4'=-0.0723$ 〃

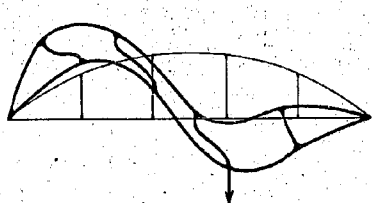
之等の値を初値とする. 之に依つて圖—31 の如く圖上逐次計算を行ふ.

斯くて決定せる値は

$\varphi_1=-0.0637\frac{P\lambda}{K}$	$\mu_1=+0.1548\frac{P\lambda}{K}$
$\varphi_2=-0.0275$ 〃	$\mu_2=-0.0688$ 〃
$\varphi_3=+0.0590$ 〃	$\mu_3=-0.2261$ 〃
$\varphi_4=-0.0244$ 〃	$\mu_4=+0.0644$ 〃
$\varphi_5=-0.0335$ 〃	$\mu_5=+0.0738$ 〃
$\varphi_6=-0.0201$ 〃	$\mu_3'=\mu_4'=+0.0710$ 〃

之に依りて概略の變形圖を誇張して畫けば圖—32 の如し.

圖 — 32



次に荷重を格點5に移す.

圖 — 33

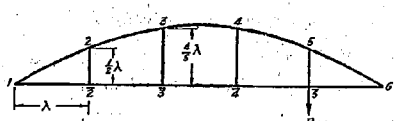


圖 — 31

μ_2
+ 0.0725
+ 0.0272
+ 0.0452
+ 0.0724
+ 0.0260
+ 0.0457
+ 0.0717
+ 0.0254
+ 0.0458
+ 0.0712
+ 0.0249
+ 0.0461
+ 0.0710

μ_1	μ_6	μ_5	μ_4	μ_8
+ 0.1621	— 0.0768	— 0.2304	+ 0.0728	+ 0.0723
+ 0.0614	— 0.0308	— 0.1000	+ 0.0462	+ 1.0153
+ 0.1152	+ 0.0469	— 0.1005	— 0.0277	+ 0.1152
— 0.0145	— 0.0930	— 0.0300	+ 0.0541	— 0.0582
+ 0.1621	— 0.0769	— 0.2305	+ 0.0726	+ 0.0723
+ 0.0574	— 0.0308	— 0.0933	+ 0.0462	+ 0.0143
+ 0.1143	+ 0.0452	— 0.0352	— 0.0324	+ 0.1143
— 0.0138	— 0.0861	— 0.1000	+ 0.0554	— 0.0554
+ 0.1579	— 0.0727	— 0.2285	+ 0.0692	+ 0.0732
+ 0.0557	— 0.0308	— 0.1000	+ 0.0462	+ 0.0139
+ 0.1135	+ 0.0454	— 0.0906	— 0.0335	+ 0.1135
— 0.0135	— 0.0836	— 0.0363	+ 0.0549	— 0.0541
+ 0.1557	— 0.0696	— 0.2269	+ 0.0676	+ 0.0733
+ 0.0550	— 0.0308	— 0.1000	+ 0.0462	+ 0.0138
+ 0.1131	+ 0.0444	— 0.0893	— 0.0339	+ 0.1131
— 0.0133	— 0.0824	— 0.0368	+ 0.0541	— 0.0531
+ 0.1548	— 0.0688	— 0.2261	+ 0.0664	+ 0.0738

φ_1	φ_2	φ_3	φ_4	φ_5	φ_6
— 0.0665	— 0.0290	+ 0.0671	+ 0.0200	— 0.0335	— 0.0193
— 0.0666	— 0.0165	+ 0.0666	+ 0.0271	— 0.0286	— 0.0191
— 0.0650	— 0.0125	— 0.0038	— 0.0038	— 0.0056	— 0.0196
— 0.0641	— 0.0290	+ 0.0628	+ 0.0233	— 0.0342	— 0.0199
— 0.0637	— 0.0160	+ 0.0642	+ 0.0280	— 0.0284	— 0.0201
	— 0.0121	— 0.0038	— 0.0038	— 0.0056	
	— 0.0281	+ 0.0604	+ 0.0242	— 0.0340	
	— 0.0155	+ 0.0632	+ 0.0282	— 0.0280	
	— 0.0120	— 0.0037	— 0.0037	— 0.0055	
	— 0.0275	+ 0.0595	+ 0.0245	— 0.0335	
	— 0.0156	+ 0.0627	+ 0.0281	— 0.0278	
	— 0.0119	— 0.0037	— 0.0037	— 0.0057	
	— 0.0275	+ 0.0590	+ 0.0244	— 0.0335	

H_2

+ 0.0744	+ 0.1474
	− 0.0619
	+ 0.0855
− 0.0622	
+ 0.1409	
+ 0.0787	+ 0.1476
	− 0.0619
	+ 0.0857
− 0.0618	
+ 0.1434	
+ 0.0816	+ 0.1479
	− 0.0619
	+ 0.0860
+ 0.1454	
− 0.0620	
+ 0.0834	
+ 0.1466	
− 0.0616	
+ 0.0850	

H_1		H_2		H_3		H_4		H_5	
+ 0.1214		− 0.0099		− 0.1657		− 0.1657		+ 0.2184	
+ 0.0041		− 0.0154	− 0.0154	− 0.0500		− 0.1063	− 0.1063	+ 0.1327	+ 0.0014
+ 0.0918		+ 0.0405	+ 0.0517	− 0.0327	− 0.0500	+ 0.0334	+ 0.0407	+ 0.0918	+ 0.1024
+ 0.0332		− 0.0302	− 0.0435	− 0.1008	− 0.1548	− 0.0930	− 0.0994	+ 0.0010	+ 0.1320
+ 0.1291		− 0.0051	− 0.0072	− 0.1835	− 0.2048	− 0.1659	− 0.1650	+ 0.2255	+ 0.2358
+ 0.0036	+ 0.0058	− 0.0154	− 0.0154			− 0.1063	− 0.1063	+ 0.0009	+ 0.0014
+ 0.0967	+ 0.1024	+ 0.0473	+ 0.0523	− 0.0500	− 0.0500	+ 0.0372	+ 0.0410	+ 0.0967	+ 0.1028
+ 0.0330	+ 0.0330	− 0.0364	− 0.0439	− 0.1433	− 0.1556	− 0.0958	− 0.0997	+ 0.1319	+ 0.1320
+ 0.1333	+ 0.1412	− 0.0045	− 0.0070	− 0.1933	− 0.2056	− 0.1649	− 0.1650	+ 0.2295	+ 0.2362
+ 0.0040	+ 0.0056	− 0.0154	− 0.0154			− 0.1063	− 0.1063	+ 0.0010	+ 0.0015
+ 0.0994	+ 0.1028	+ 0.0501	+ 0.0523	− 0.0500	− 0.0500	+ 0.0384	+ 0.0412	+ 0.0994	+ 0.1030
+ 0.0331	+ 0.0330	− 0.0397	− 0.0442	− 0.1487	− 0.1561	− 0.0975	− 0.1000	+ 0.1323	+ 0.1321
+ 0.1365	+ 0.1414	− 0.0050	− 0.0073	− 0.1987	− 0.2061	− 0.1654	− 0.1651	+ 0.2327	+ 0.2366
+ 0.0048	+ 0.0058	− 0.0154				− 0.1063		+ 0.0012	
+ 0.1020	+ 0.1030	+ 0.0525		− 0.0500		+ 0.0410		+ 0.1020	
+ 0.0329	+ 0.0330	− 0.0431		− 0.1539		− 0.0990		+ 0.1314	
+ 0.1397	+ 0.1418	− 0.0060		− 0.2039		− 0.1643		+ 0.2346	

R	R_1		R_2		R_3		R_4		R_5
− 0.0551	− 0.0139		+ 0.0123		+ 0.0649		− 0.0189		− 0.0998
− 0.0495	− 0.0156	− 0.0213	+ 0.0257	+ 0.0359	+ 0.0711	+ 0.0763	− 0.0039	− 0.0071	− 0.0989
− 0.0499	− 0.0095	− 0.0107	− 0.0039	− 0.0045	− 0.0039	− 0.0045	− 0.0168	− 0.0181	− 0.1026
− 0.0511	− 0.0251	− 0.0320	+ 0.0218	+ 0.0314	+ 0.0672	+ 0.0718	− 0.0207	− 0.0252	− 0.1028
− 0.0542	− 0.0194	− 0.0215	+ 0.0304	+ 0.0362	+ 0.0733	+ 0.0765	− 0.0057	− 0.0072	− 0.1050
− 0.0539	− 0.0099	− 0.0109	− 0.0041	− 0.0045	− 0.0041	− 0.0045	− 0.0173	− 0.0181	− 0.1050
− 0.0544	− 0.0293	− 0.0324	+ 0.0263	+ 0.0317	+ 0.0692	+ 0.0720	− 0.0230	− 0.0254	− 0.1052
− 0.0545	− 0.0207	− 0.0215	+ 0.0330	+ 0.0364	+ 0.0747	+ 0.0767	− 0.0062	− 0.0073	− 0.1053
	− 0.0103	− 0.0109	− 0.0043	− 0.0045	− 0.0043	− 0.0045	− 0.0176	− 0.0182	
	− 0.0310	− 0.0324	+ 0.0287	+ 0.0319	+ 0.0704	+ 0.0722	− 0.0238	− 0.0255	
	− 0.0217		+ 0.0356		+ 0.0760		− 0.0071		
	− 0.0108		− 0.0045		− 0.0045		− 0.0183		
	− 0.0325		+ 0.0311		+ 0.0715		− 0.0254		

$$\mathfrak{M}_2=\frac{1}{25}P\lambda^2 \qquad D_2=-0.01538\frac{P\lambda}{K}$$

$$\mathfrak{M}_3=\frac{4}{25}\ 〃 \qquad D_3=-0.05\ 〃$$

$$\mathfrak{M}_4=\frac{8.5}{25}\ 〃 \qquad D_4=-0.10625\ 〃$$

前例に倣つて φ_m を計算する.

表 — 3

r	p_r	$(-1)^{r+1}\frac{p_r}{b_r}$	D_r	$(-1)^{r+1}\frac{D_r}{b_r}$	$M_{m=2}$	$M_{m=3}$	$M_{m=4}$
1	+1.0000	−1.0000	0	0	−1.0000	−1.1667	−1.1667
2	−0.0800	−0.0578	+0.01538	+0.0111		−0.0578	−0.0578
3	−1.3350	+0.8900	+0.05000	−0.0333			+0.8900
4	−1.3350	−0.8264	+0.10625	+0.0658			
5	+1.7600	−0.8800	0	0			
6							
Σ					$\Sigma=-1.0000$	$\Sigma=-1.2245$	$\Sigma=-0.3345$

r	$M_{m=5}$	$M_{m=6}$	$N_{m=2}$	$N_{m=3}$	$N_{m=4}$	$N_{m=5}$	$N_{m=6}$
1	−1.0000	−0.5000	0	0	0	0	0
2	−0.0459	−0.0248		+0.0111	+0.0111	+0.0095	+0.0048
3	+0.7628	+0.3815			−0.0333	−0.0285	−0.0143
4	−0.8264	−0.4132				+0.0658	+0.0329
5		−0.8800					0
6							
Σ	$\Sigma=-1.1131$	$\Sigma=-1.4365$	$\Sigma=0$	$\Sigma=-0.0111$	$\Sigma=-0.0222$	$\Sigma=+0.0468$	$\Sigma=+0.0234$

但し　$M=(-1)^{r+1}\left(\frac{p_r}{b_r}\right)\prod_{i=r+1}^{i=m-1}\eta_i$　　$N=(-1)^{r}\left(\frac{D_r}{b_r}\right)\prod_{i=r+1}^{i=m-1}\eta_i$

D 及び N の項は係數 $\frac{P\lambda}{K}$ を有す.

$$\varphi_2=+(-1.0000\,\mu_1-2.0000\,\varphi_1+0\qquad)$$

$$\varphi_3=-(-1.2245\,\mu_1-2.3334\,\varphi_1+0.0111\frac{P\lambda}{K})$$

$$\varphi_4=+(-0.3345\,\mu_1-2.3334\,\varphi_1-0.0222\frac{P\lambda}{K})$$

$$\varphi_5=-(-1.1131\,\mu_1-2.0000\,\varphi_1+0.0468\frac{P\lambda}{K})$$

$$\varphi_6=+(-1.4365\,\mu_1-1.0000\,\varphi_1+0.0234\frac{P\lambda}{K})$$

此の場合の (31) 及び (32) 式は

$$\varphi_1+5.2\,\varphi_2+\varphi_3+0.92613\,\mu_1=0$$

$$\varphi_4+5.2\,\varphi_5+\varphi_6+1.0738\,\mu_1=0$$

上の φ の式を夫々此の二式に代入し，聯立に解けば，

$$\varphi_1=-0.0551\,\frac{P\lambda}{K} \qquad \mu_1=+0.1241\,\frac{P\lambda}{K}$$

之に依りて他の φ 及び μ を計算すれば

$\varphi_2=-0.0139\,\frac{P\lambda}{K}$	$\mu_2=-0.0099\,\frac{P\lambda}{K}$
$\varphi_3=+0.0123$ 〃	$\mu_3=-0.1657$ 〃
$\varphi_4=+0.0649$ 〃	$\mu_4-=0.1657$ 〃
$\varphi_5=-0.0189$ 〃	$\mu_5=+0.2184$ 〃
$\varphi_6=-0.0998$ 〃	$\mu_3'=\mu_4'=+0.0744$ 〃

之等を初値として圖—34 の如く圖上計算を行ふ．

斯くて決定した値は

$\varphi_1=-0.0545\,\frac{P\lambda}{K}$	$\mu_1=+0.1418\,\frac{P\lambda}{K}$
$\varphi_2=-0.0324$ 〃	$\mu_2=-0.0073$ 〃
$\varphi_3=-0.0319$ 〃	$\mu_3=-0.2061$ 〃
$\varphi_4=-0.0722$ 〃	$\mu_4=-0.1651$ 〃
$\varphi_5=-0.0255$ 〃	$\mu_5=+0.2366$ 〃
$\varphi_6=-0.1053$ 〃	$\mu_3'=\mu_4'=+0.0860$ 〃

變形の概略を圖に示せば圖—35 の如し．

圖 — 35

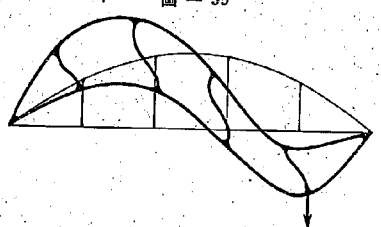
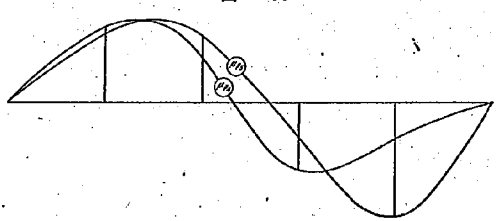


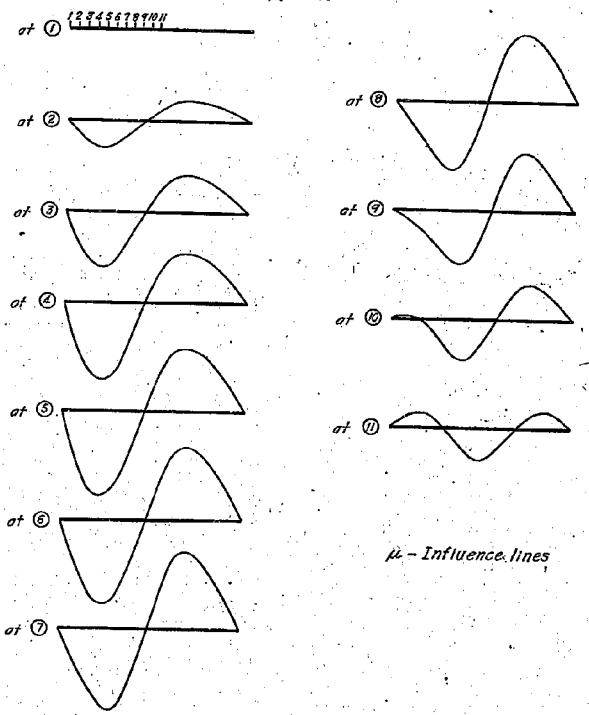
圖 — 36



更に荷重が格點4及び5に在る場合の μ—圖を經めてかけば圖—36 の如し.

前例に倣つて μ—影響線を描けば圖—37 の如し.

圖 — 37



荷重 P が格點4に在る時の曲げモーメント圖は圖—38 の如し.

$$M_{12}=0$$

$$M_{21}=[2(-0.0275)-0.0637+0.1548]P\lambda=+0.036\,P\lambda$$

$$M_{23}=[2(-0.0275)+0.0590-0.0688]P\lambda=-0.0648\,P\lambda$$

$$M_{32}=[2(0.0590)-0.0275-0.0688]P\lambda=+0.0217\,P\lambda$$

$$M_{34}=[2(0.0590)+0.0244-0.2261]P\lambda=-0.0837\,P\lambda$$

$$M_{43}=[2(0.0244)+0.0590-0.2261]P\lambda=-0.1183\,P\lambda$$

$$M_{45}=[2(0.0244)-0.0335+0.0664]P\lambda=+0.0817\,P\lambda$$

$$M_{54}=[2(-0.0335)+0.0244+0.0664]P\lambda=+0.0238\,P\lambda$$

$$M_{56}=[2(-0.0335)-0.0201+0.0738]P\lambda=-0.0133\,P\lambda$$

$$M_{65}=0$$

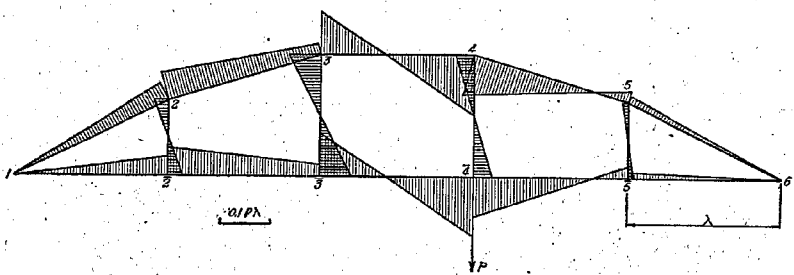
$$M_{62}=[3(-0.0275)+0.1548]\frac{2}{5}P\lambda=+0.0289\,P\lambda$$

$$M_{33}=[3(0.0590)+0.0710]\frac{1}{4}P\lambda=+0.0620\ P\lambda$$

$$M_{11}=[3(0.0244)+0.0710]\frac{1}{4}P\lambda=+0.03605\ P\lambda$$

$$M_{55}=[3(-0.0335)+0.0738]\frac{2}{5}P\lambda=-0.0107\ P\lambda$$

圖 — 38



波による河口附近の砂の移動に關する實驗

囑託　本間　仁

內容梗概

河口附近の砂の運動と河川流量，風向，海濱の勾配等の關係，並に直線形導流堤と砂洲生成の關係等に就て實驗を行つたものである．

目　次

I. 緒　論……（1）
II. 實驗方法……（1）
III. 實驗結果……（3）
IV. 結　語……（20）

I. 緒　論

河口漂砂の問題を理論的に取扱ふ事は今日の處未だ不能に近い．海底の砂が如何なる經路をたどつて河口附近に移動して沈澱するかと言ふ事も確實な豫想は出來難い狀態にある．

漂砂の原因として擧げられるものは風浪，潮流及び海流であるが，その中で最大の原因となるものは風浪であると言つてよいと思ふ．之は海濱附近で碎けた波浪の水分子は一般の潮流又は海流に比較して可成り大きい速度を持つてゐると考へられるからである．勿論場所によつては潮流又は海流の影響の著しい處もあるから，斯う言ふ場所の漂砂の問題を考へる時には特別の注意が拂はれねばならない．

今回の實驗では砂の移動を起す原因としては波浪のみとした．河からは或る流量の水を流し，之に伴つて砂が海に流れ出る．之に對して海岸に平行又は垂直の方向に進む波浪が當り，海濱の漂砂及び河から出た砂はその時の狀況に從つて沈澱し，色々な形の砂洲を形成する．本實驗は主として導流堤の位置及び長さと砂洲の位置，形狀の關係を見る爲に行つたものである．

尙實例に就て漂砂の著しい海岸に開口する河口附近の砂洲の形狀を見れば，導流堤の樣なものがなくとも，近くに半島又は岬の樣な突出のある時は之によつて著しい影響を受けてゐる事がわかる．卽ち風向，潮流の如何に拘らず，砂洲はこの半島又は岬に向つて延びてゐる．河口に限らず潟，湯等の口に出來る砂洲も同じで，秋田縣の八郎潟，島根縣の中ノ海の口等はその好い例と言へやう．此處に實驗しやうとする導流堤もこの突起の一つの例であるが，實驗の結果によればやはり同樣の傾向が見られた．

海濱の勾配に就ては餘り多くの實驗をしなかつたが，砂洲の大さのみならずその形狀にも相當の影響を及ぼす處がある樣であつた．

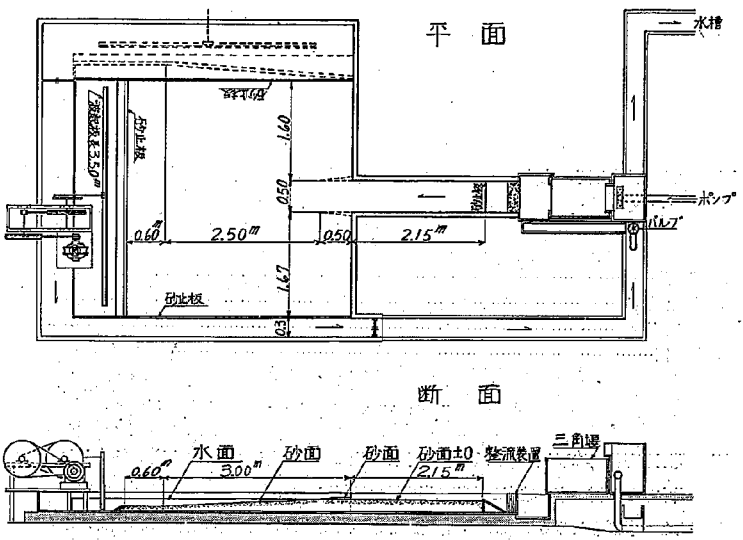
II. 實驗方法

(1) 實驗設備

實驗設備の大要は圖—1 に示す樣な形の水槽であつて，之に河川となるべき流出口及び波起し板を取付けてゐ

る．波起し板は蝶番によつて水槽に取付け上端を振動させて波を起すのである．

圖—1　實　驗　裝　置



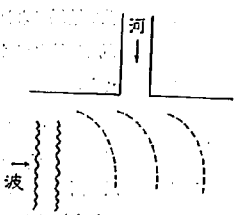
水槽底及び流出口の底は砂を置いて海底及び河床を作る．使用した砂は荒川砂であつて，新荒川大橋と荒川水門の間で採取したものである．その粒度は次の表の通りで，比重は 2.70 であつた．

使　用　砂　粒　度

No. 8 (2.362 mm) 以上	0.06 %
No. 8 以下 No. 14 (1.168 mm) 以上	1.00 %
No. 14 以下 No. 28 (0.589 mm) 以上	6.27 %
No. 28 以下 No. 48 (0.295 mm) 以上	54.53 %
No. 48 以下 No. 100 (0.147 mm) 以上	36.09 %
No. 100 以下 No. 200 (0.074 mm) 以上	1.97 %
No. 200 以下	0.08 %

波起し裝置は後に述べる様に初め圖—1 の上方の位置に置いて波を海岸線に平行に送り，後には左方の位置に移して波を海岸線に直角に送る様にした．波は海岸線に平行の方向に送つても，波頂線は直ちに圖—2 の點線の様な形になるから，實際には海岸線と稍傾斜した方向の波に就て實驗してゐる事になるのである．生じた波は强い時で波長が 1 m 前後，波高が 2～3 cm 程度であつた．

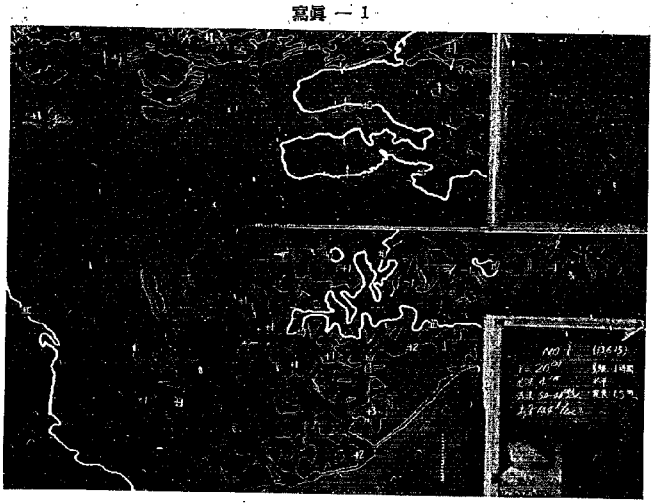
圖 — 2



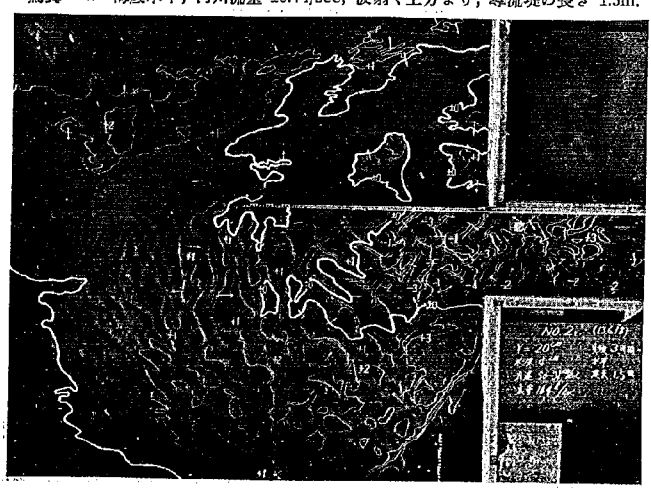
III. 實驗結果

實驗は前節に述べた方法によつて3時間連續して行ひ，そこで大體安定狀態に達したものと考へてその時の砂洲の形狀を調べた．寫眞—1 及び寫眞—2 は同じ實驗を1時間繼續したもの及びその後更に2時間繼續したものであつて，1 時間で既に安定に近い狀態に達してゐる事がわかり，從つて3時間繼續すれば安定狀態に達したものと見做して差支へないと言へやう．

寫眞 — 1



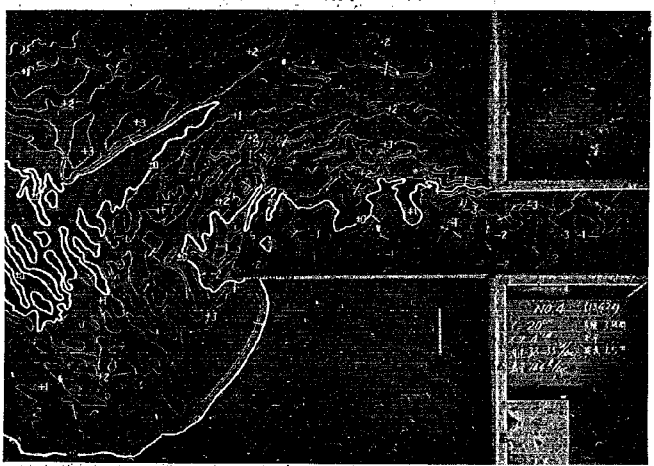
寫眞 — 2　海底水平，河川流量 10.4 l/sec，波弱く上方より，導流堤の長さ 1.5m.



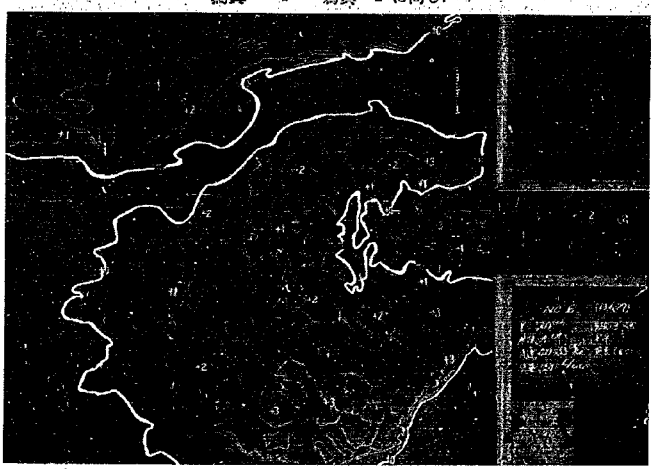
［1］ 河川からの流出土砂の非常に多い場合の河口附近の土砂堆積狀態

寫眞—2，寫眞—3 及び寫眞—4 は殆ど水平な海底に土砂が堆積する場合で，波浪は何れも寫眞の上方から下に向ふが波の强さは著しくない時の狀態である．導流堤が兩岸から出てゐる時にはその先の方に導流堤のない時と似た形の砂洲が出來るものと考へればよい．等高線の數字は河床面（この場合は靜水面に一致してゐる）以下を負とする．

寫眞 — 3　寫眞—2 に同じ．

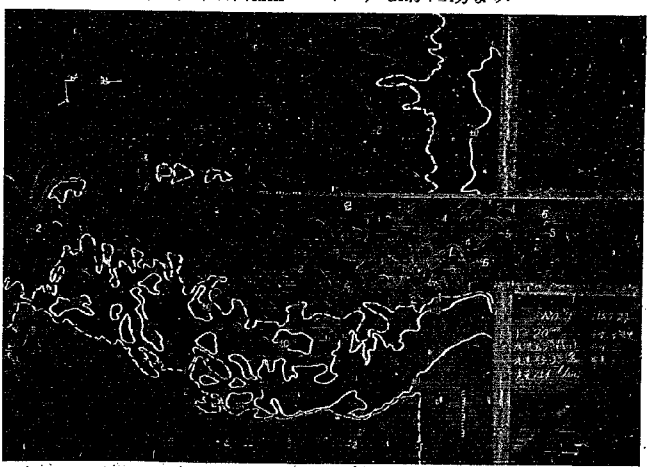


寫眞 — 4　寫眞—2 に同じ．



寫眞 — 5

海底 1/40，河川流量 10.4 l/sec，波弱く上方より．



寫眞 — 6

寫眞—5 に同じ．寫眞中の破線で示したものは水際線である．

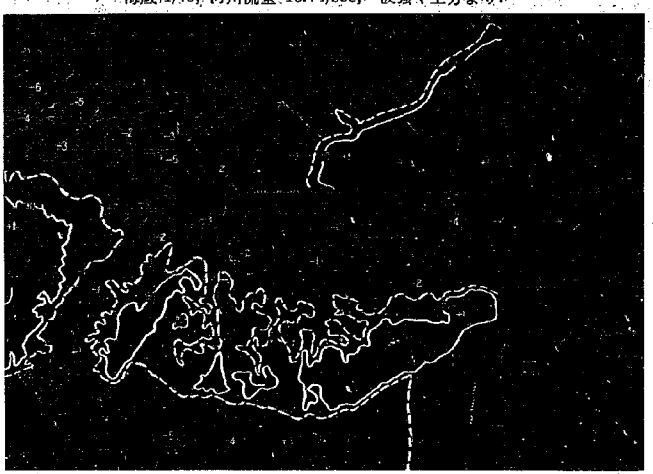
寫眞—5～10 は海濱線より 3 m の處まで海底に 1/40 の勾配を附けた場合であつて，その中で寫眞—5～7 は波浪の弱い場合，8～10 は波浪の相當に强い場合である．[1] 波は前と同じく上方から下方に向ひ，導流堤は長さ 1.5 m であるから 3.75 cm の水深まで達してゐる．寫眞中の水際線は大體 1 cm の等高線に近い．導流堤の有無又はその位置によつて，生ずる砂洲の形狀には著しい特徴のある事が見られる．

1) 波の强弱は波起し板の腕木の長さを 17.5 : 20 の比にして變へてゐる．

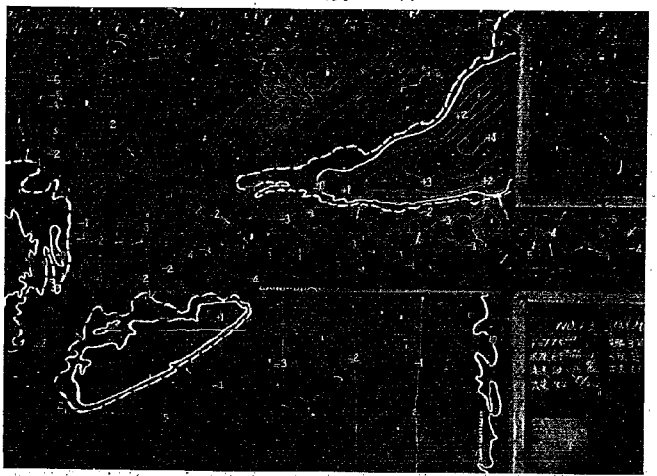
寫眞 — 7 寫眞—5 に同じ.

寫眞 — 8

海底 1/40, 河川流量 10.4 l/sec, 波強く上方より.



寫眞 — 9　寫眞—8 に同じ.



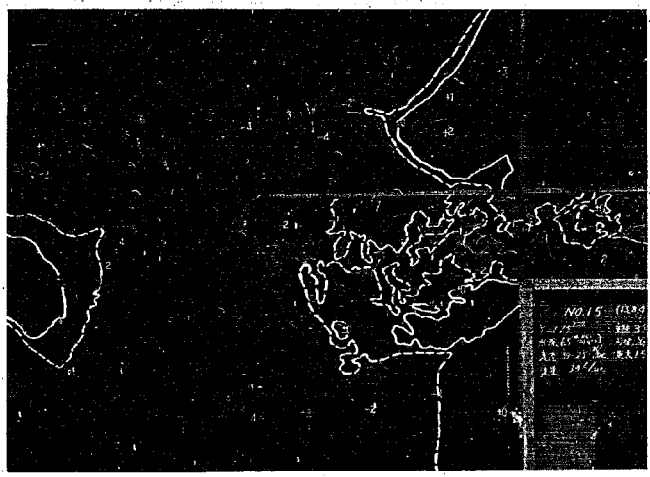
寫眞 — 10　寫眞—8 に同じ.

[2] 河川からの流出土砂は比較的少く，波浪は海岸線に平行な場合の砂洲生成狀態

以下の實驗に於ては波浪は總て [1] の強い場合の狀態とし，河川からの流量を 1/3～1/5 に減じて從つて流出土砂量を著しく少くした．かくして三角洲又は眞洲の問題から漂砂の問題に移行させたが，相似律の樣な數量的關係が明かでない爲に，この點では餘り興味ある結果は得られてゐない．

寫眞—11，12 及び 13 は夫々寫眞—8，9 及び 10 の狀態に於て河川からの流量を 3 l/sec に減じた結果である．

寫眞 — 11
海底 1/40, 河川流量 3 l/sec, 波上方より.



寫眞 — 12 寫眞—11 に同じ.

寫眞 — 13　寫眞—11 に同じ.

寫眞 — 14
海底 1/40, 河川流量 2 l/sec, 波上方より.

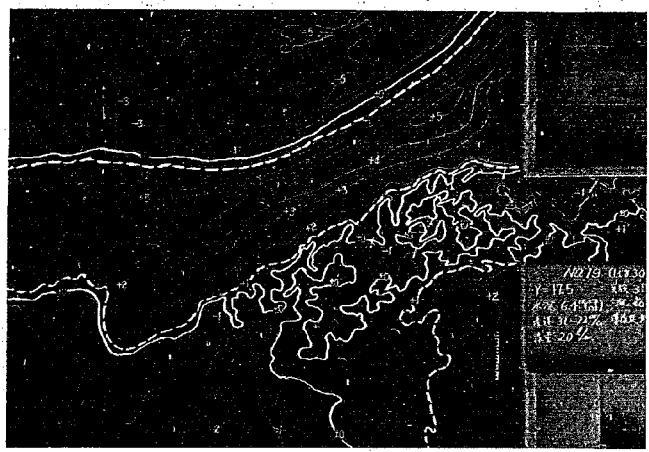
この場合には尚貫洲が相當著しく發達してゐる. 又寫眞—11 の樣に導流堤が波の來る方の側にあるよりも, 寫眞—12 の樣に反對側にある方が航路筋の水深が良く維持されてゐる事がわかる. 之は以下の實驗に於ても同樣である.

寫眞—14 及び 15 では海底の勾配はやはり 1/40 であるが, 河川か

圖 — 3

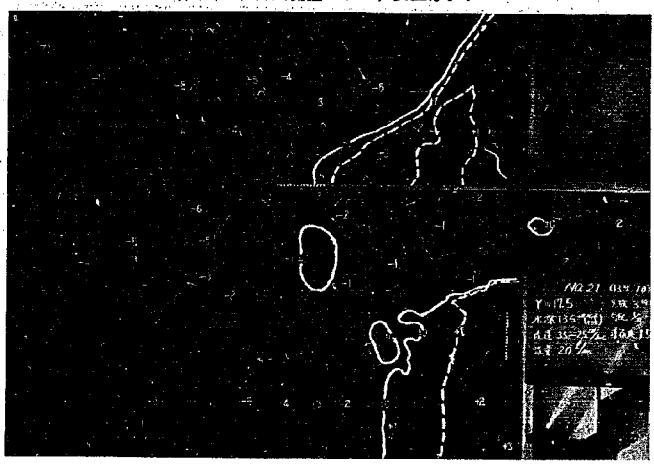
寫眞 — 15

寫眞—14 に同じ．寫眞中の破線が水際線を表はす事は之までと同じである．



寫眞 — 16

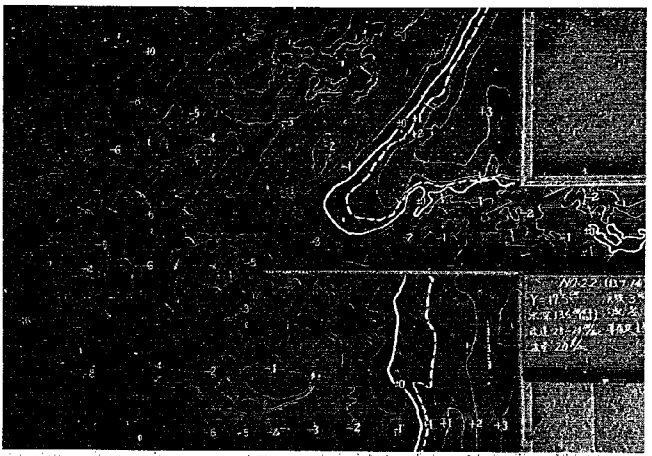
海底 1/20，河川流量 2 l/sec，波上方より．



らの流出土砂を少くする爲に豫め河川の河床を約 2.5 cm 下げ，流し初める前から約 1 cm の水深を保たせる樣にして，流量は 2 l/sec に減じた（圖—3 參照）．之は次の寫眞—16 以下の場合との中間的な狀態を示すものである．砂洲は眞洲の形から劈洲に近い形に變化してゐる．尙寫眞中の靜水時の水際線は大體 +1cm の等高線と見てよい．

寫眞—16，17 及び 18 は河川からの流量は 2 l/sec で，海底の勾配を 1/20 にしたものである．河床は同じく

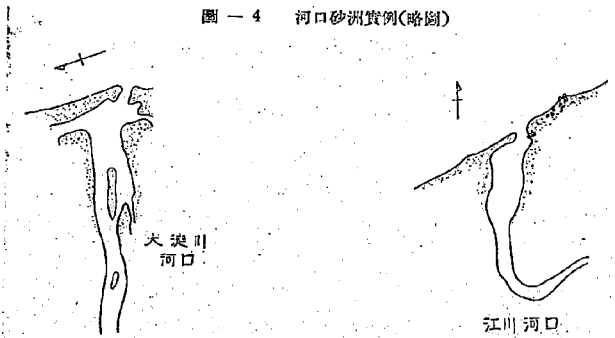
寫眞 — 17　寫眞—16 に同じ.



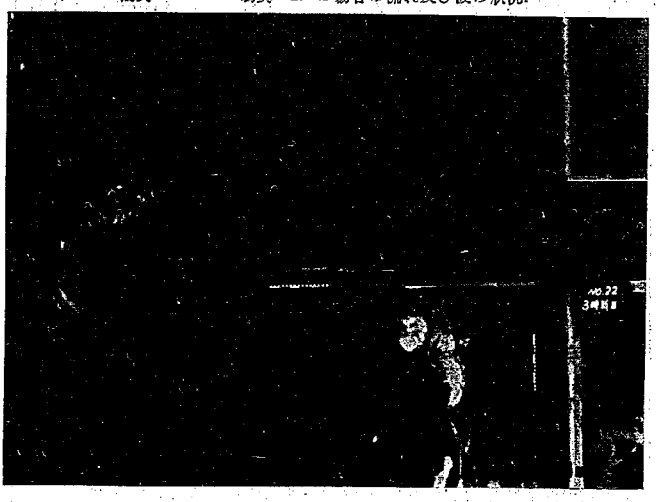
寫眞 — 18　寫眞—16 に同じ.

約 2.5 cm 下げ，流し初める前の河床上の水深を約 1 cm としてゐる．從つて靜水時の水際線は大體 +1 cm の等高線である．この樣に條件は寫眞—14 及び 15 の場合と大差ないが砂洲の形狀は可成り著しく異つて居り，導流堤のない場合等は實際に漂砂の著しい海岸地方に現れるものと類似の形を呈してゐる（圖—4 參照）．從つて寫眞—16 及び 17 に示す樣な導流堤のある時の砂洲の狀態も實地に於て豫想されるものに近いのではないかと思はれる．實際の海濱の勾配は一般に水際線附近は相當に大きく，1/20 程度は實際にも考へられる處であるからこの點では幾何學的相似關係が大體存在してゐる樣である．

圖 — 4 河口砂洲實例(略圖)



寫眞 — 19 寫眞—17 の場合の流れ及び波の狀況.

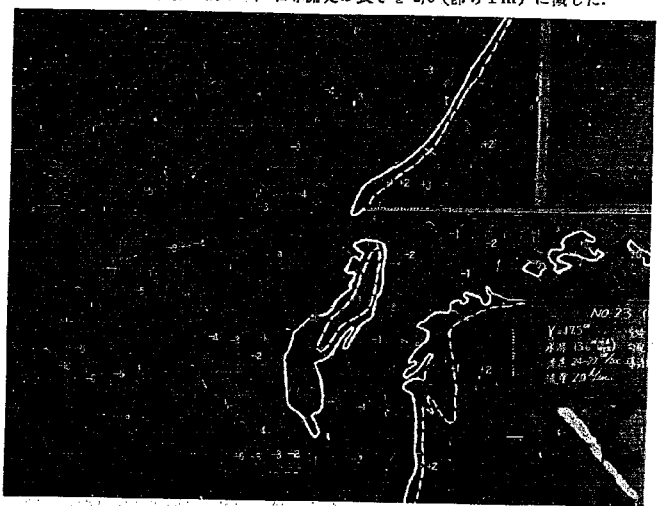


寫眞—19 は 17 の場合の流れ及び波の狀態を示すものである. 導流堤先端部では流れは著しく導流堤に近付き, 流速も相當に大きくなつてゐる事が見られる.

寫眞—20 及び 21 は夫々 16 及び 17 の場合と同樣で, 唯導流堤の長さを 2/3 に減じて 1 m としたものである. 靜水時の水際線は大體 +1 cm であるから 寫眞—20 の場合等は導流堤の效果が殆ど現れてゐない. 砂洲の形は導流堤のない場合と大差がなく, 航路筋の水深は却つて淺い位である. 卽ちこの海底勾配に對してはこの程度の長さの導流堤では不充分であると云はねばならない. 然し寫眞—21 の樣に波の來る方向と反對側に導流堤を出した時には良く水深維持の效果を擧げてゐる.

寫眞 — 20

寫眞—16の場合と同じで，唯導流堤の長さを 2/3（即ち 1 m）に減じた．



寫眞 — 21　寫眞—20 に同じ．

導流堤を波の來る方向の岸から出した時の利害として擧げるべきものは，

(i) 河口を港灣として利用する時には導流堤が防波堤としての效果を擧げる．

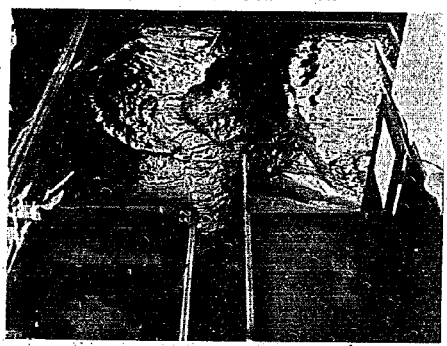
(ii) 上述の實驗結果から見れば砂洲の形が航路筋の水深維持上から見て不良である．

(iii) 導流堤を相當に長くしなければ漂砂の移動を止める事が出來ない．

導流堤を反對側の岸から出した時の利害は大體上述の利害と反對である．河口を港灣として利用する時には兩

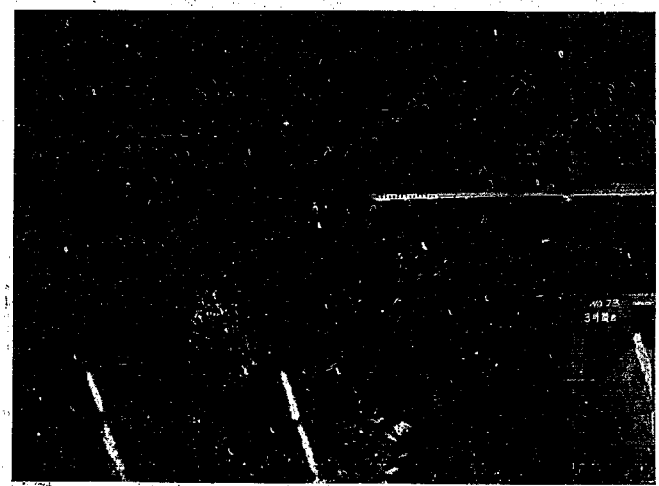
寫眞 — 22

寫眞—20 の場合の實驗中の狀況.



寫眞 — 23

寫眞—20 の場合の流れ及び波の狀況.



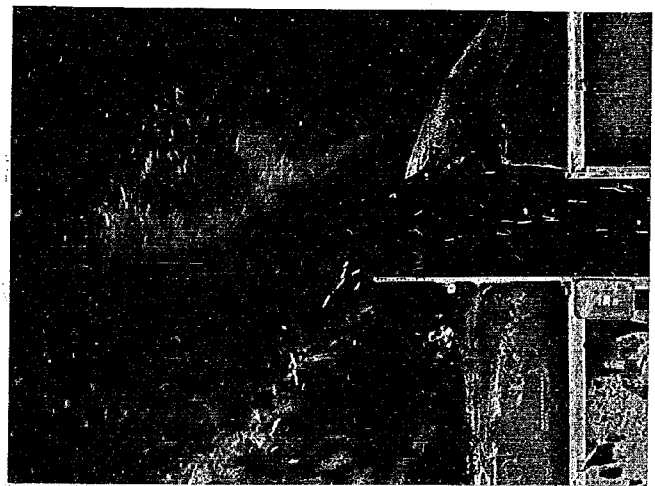
岸から充分に長い導流堤を出せば最も良い事は明かであるが，簡單な施設によつて效果を擧げんとする時には何れの點を重しとするかによつて決定せねばならない.

以上は何れも波が海岸に平行に進む場合に就ての實驗であるが，既に述べた樣に海岸線附近では波は海岸線に斜めに進んでゐる. 之は寫眞—19 或は 22 からも明かに見る事が出來る.

寫眞—22 は 20 の場合の實驗中の狀況を示す. 又寫眞—23 及び 24 は夫々 寫眞—20 及び 21 の場合の流れ及び波の狀況を示すものである.

寫眞 — 24

寫眞—21 の場合の流れ及び波の狀況.



寫眞 — 25

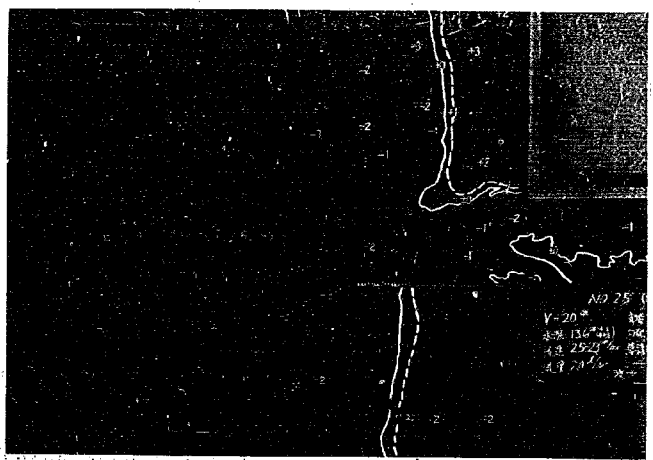
海底 1/20, 河川流量 2l/sec, 波左方より.

［3］ 波浪が海岸線に直角に進行する時の漂砂の移動狀態

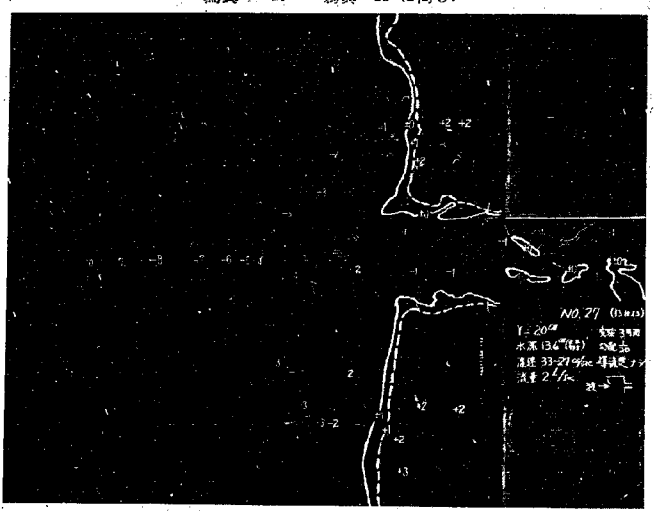
此處には波が海岸線に直角の方向に進行し來り，海底の砂はその方向に上下運動をしてゐる時に，河口から導流堤を出した場合を想像して，その時の砂の移動による砂洲生成の狀態に就て實驗を行つた.

寫眞—25, 26 及び 27 は河川からの流量 2l/sec, 海底勾配 1/20 にしたものである. 流し初める前の河床上の水深は約 1 cm, 靜水時の水際線は大體 +1 cm の等高線である. 即ち寫眞—16 以下の場合と同じ狀態であつ

寫眞 — 26　寫眞—25 に同じ.



寫眞 — 27　寫眞—25 に同じ.

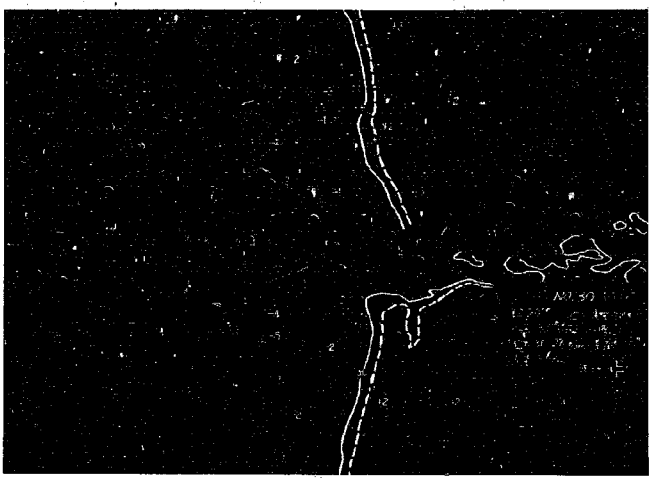


で，唯波が前方から來るだけの違ひである．寫眞—25 では導流堤の長さは 1.5 m，寫眞—26 では之が 1 m，寫眞—27 は導流堤のない場合である．

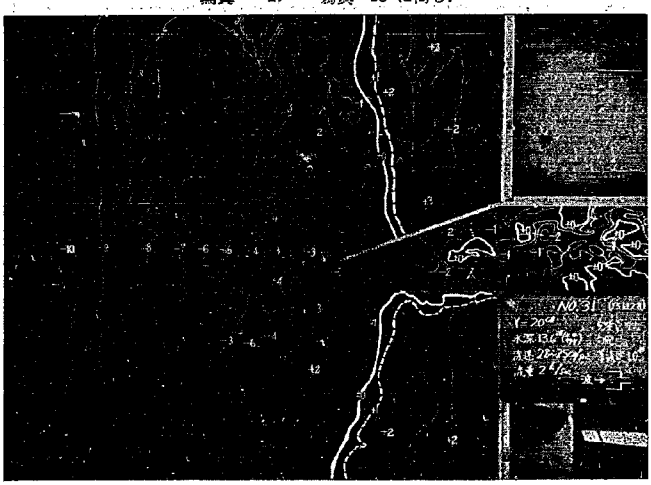
この結果は比較的平凡であるが，導流堤のある時は航路筋は著しく導流堤に近寄り，流水幅は狹められる傾向がある．之は導流堤の長い程著しい．導流堤のない場合は砂の流出が少い爲に河口には三角洲型を表はさなかつた．更に角導流堤に平行な方向から波が來ても導流堤の存在は砂の動きに或る程度の影響を與へるものである事

寫眞 — 28

海底 1/20，河川流量 2 l/sec，波左方より，導流堤は 20° 傾斜す．



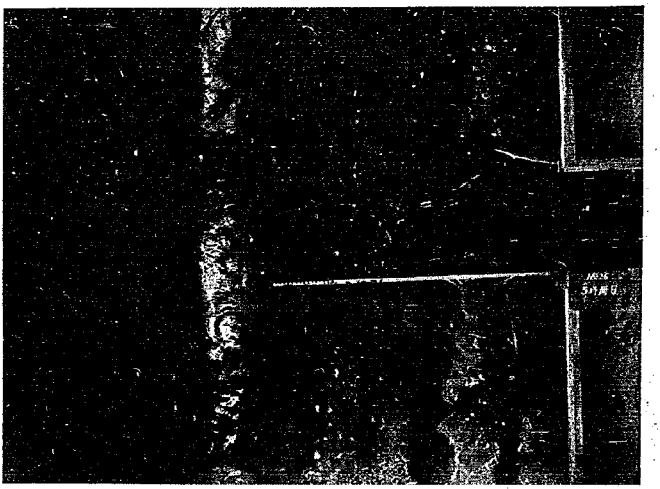
寫眞 — 29　寫眞—28 に同じ．



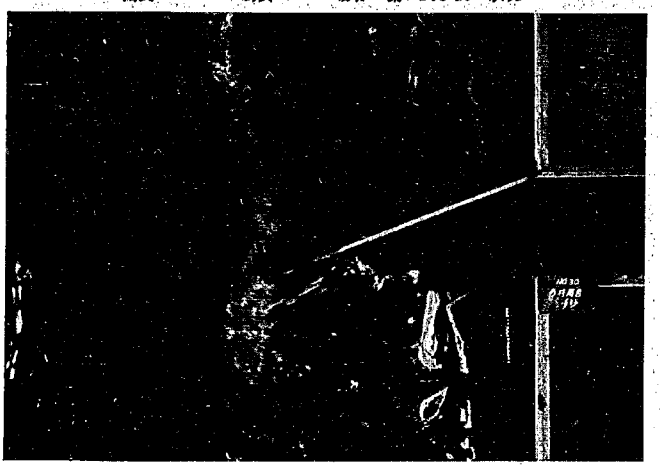
が判る．

寫眞—28 及び 29 は夫々前の寫眞—25 及び 26 の場合に導流堤の方向を流れの方向から 20° だけ傾けたものである．この傾きが更に大きくて河口を波に對して相當に保護する樣になつてゐたならば，恐らく寫眞—16 又は 20 に似た形の砂洲が出來たであらうと思はれる．然しこの寫眞—28 及び 29 の樣な狀態では結果はむしろ反對で，導流堤先端附近には砂洲の代りに深い洗掘部を生じた．この時の砂の移動狀況は寫眞—33 及び 34 に

寫眞 — 30 寫眞—25 の場合の流れの狀況.

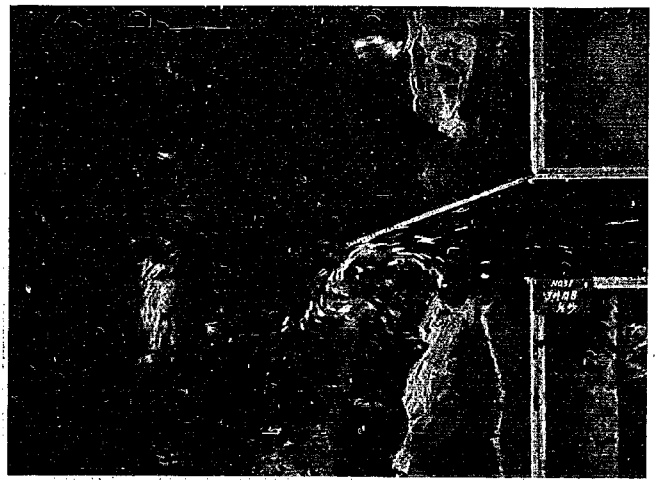


寫眞 — 31 寫眞—28 の場合の流れ及び波の狀況.

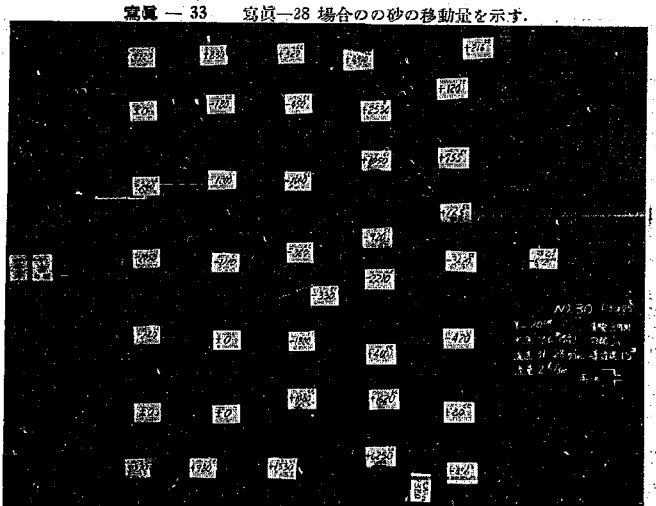


見る事が出來る. 之等の寫眞中の數字の中で+符號のものはその區劃內に堆積した砂の量(cc)を表はし, 一符號のものはその區劃外に運び去られた砂の量を示すものである. 之から見ると河口附近で洗掘された砂は實驗水槽の兩側に多く堆積してゐる. 然し實際には砂濱は長く續いてゐるのであるからこの樣な堆積は出來ず, この砂が遠方に運び去られる事もこの樣な方向の波では餘り期待出來ない. 從つて實際には導流堤先端附近に起るべき洗掘は實驗の結果よりも小規模になるのではないかと考へられる. 導流堤の長さが 1 m の場合 (寫眞—29) には更

寫眞 — 32　寫眞—29 の場合の流れ及び波の狀況.



寫眞 — 33　寫眞—28 場合のの砂の移動量を示す.

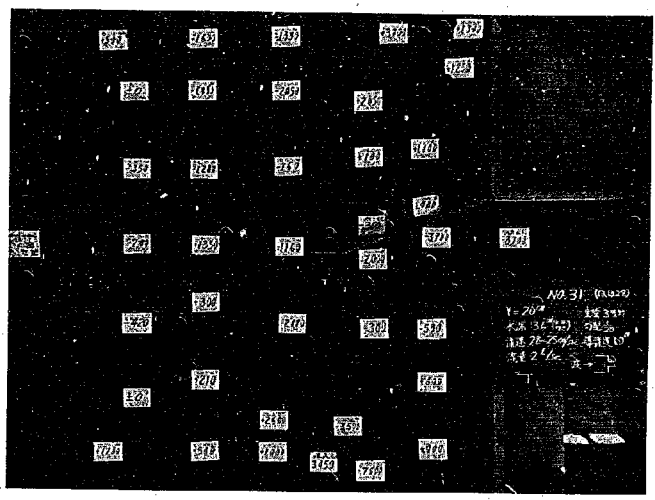


に今一つの洗掘部が少し神合に出來てゐる．その原因は餘り明瞭でないが，恐らくは上述の洗掘部の延長に過ぎないのであつて，中間部が何等かの原因によつて少し淺くなつた結果 2 個の洗掘部の樣に見えるのであらう．

尙寫眞—30，31 及び 32 は夫々 25，28 及び 29 の場合の實驗中に於ける流れ及び波の狀況を示すものである．之から見ると寫眞—28 及び 29 の場合の洗掘部は渦の樣な流れによつて出來るものである事が判る．

最後に本實驗に於ては色々な量の間の幾何學的又は動水力學的の相似律が考慮されてゐないから，上述の實驗

寫眞 — 34　寫眞—29 の場合の砂の移動量を示す.



結果から何等かの推論を下すには必ず2つ以上の結果の比較によつて行はれなければならない. 又地形及び導流堤の寸法に比して, 波及び砂の大さが縮少されてゐないのであるからその點は考慮に入れて置く事が必要である. 然し波の性質としては大體海面波に近い形が得られたと思ふ.

IV. 結　　語

この實驗は前にも述べた樣に2つ以上の場合を比較する爲の參考資料を提供するものであり, 絕對的な結論を下す事は困難でもあり又危險でもあるが, 主な結果を要約すれば大體次の樣なものである.

1. 波の來る方の側に導流堤を設くれば航路筋の水深が維持困難である. 導流堤を反對側に設くれば波は防ぎ得ないが航路筋水深の維持は容易である.
2. 海濱勾配が緩になると砂洲は著しく沖の方まで延びるから導流堤の長さも著しく延長する事が必要になる.
3. 海底の砂の移動は地形, 導流堤の存在等によつて可成り影響される.

最初にも述べた樣に漂砂の運動の原因は波浪のみではなく; 海流, 潮流, 地形等種々の原因が組み合せられてゐるのであるから, 實地に起る現象を判斷する爲には先づその原因の中の主なるものに就いて考察しなければならない. 又判斷の適否はこの主原因の認識如何に係ると言つてもよい.

此處には一般に諸原因中の最大のものとなつてゐる波浪に就てのみ實驗を行つて, 之に關する資料を提供せんとしたのであるが, 實際問題の解決の爲には更に問題の箇所毎に模型實驗その他の適當な方法で研究を行はねばならない. この實驗も更にその方向に進めて行き度いと思つてゐる.

本實驗は昭和 13 年 5 月より同年 11 月までに行つたもので, 內務技師松尾春雄氏の御援助に負ふ處頗る多く, 又觀測には內務技手細山角三氏及び澤田一夫氏を煩はした. 本報告發表に際して深甚の感謝の意を表する次第である.

河道に設けた貯水池の水理

内務技師　伊　藤　　剛

目　次

I. 概　論 ……（1）
II. 實　測 ……（2）
III. 結　論 ……（15）

I. 概　論

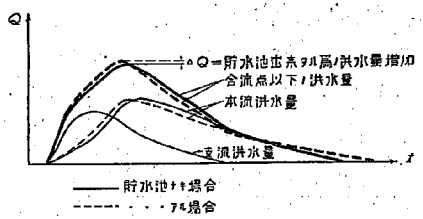
こゝに論ずる貯水池とは，よく水力發電等の爲に河道を堰堤で堰き上げてつくつた貯水池を指す．即ち水深は堰堤の高さにもよるが相當深く，幅の方はさう廣くなく長さの長い言はゞ鰻の寢所の如く長々としてゐるのが特徴である．水深が深いと云つても堰堤に近い所のみで，それより上流に及ぶに從ひ次第に淺くなり結局元の河川の水深に收斂して了ふ．

此の樣な貯水池でも今迄洪水を調節する性質を持つと考へられ，この點を相當高く評價されてゐた．例へば水力發電のみの爲につくつた貯水池の樣に常に水を一杯にしており，溢流堰以外に水位を低下する設備を持たぬものでも，複利として洪水を貯節する等と文章にも書かれ言葉にも言はれて之が一つの利點と考へられてゐたのが現狀である．この樣な貯水池が洪水調節用として果してどの位の役割をするか，又水力發電の上から大して效果を減ぜずに洪水調節用として役立たせ得るかは稿を改めて詳論することにする．こゝでは現狀の貯水池では殆んど調節作用が行はれ得ないことを實例で示し尙電力國營となつて水力開發が一段と盛んになれば，今迄の樣な貯水池即ち放流設備としては溢流扉以外に無い貯水池が我國の總ての狹谷，盆地に出來て了ひ數年の後には洪水調節池にする樣な地點は全國に無くなつて了ふことを警告し度い．

實例として洪水調節能力を調べた貯水池は木曾川の笹置，大井；天龍川の泰阜（所謂天龍峽の下流）；庄川の小牧祖山；阿賀野川の鹿瀨，豐實の7つであるが，之等は放流設備として溢流堰しかないからその洪水調節能力を調べるにも貯水池表面の調節能力を調べれば足りる．來襲する洪水としては木曾川では昭和7年，10年，13年；天龍川では13年，庄川では昭和9年，阿賀野川では昭和4年及び6年等最近の最高記錄を示した實際の洪水を採り，之を微分子計算法により貯水量と流出量との和は流入量に等しいものと云ふ連續式にあてはめて流入量を計算したのである．流出量と流入量との差が貯水池の調節量を示すのは勿論である．その結果調節能力の最もあつたのは庄川の小牧貯水池で，之すら流入量と流出量との比は最大流量の時僅か5%しか無く，他は微小で計算の誤差位の程度であつた．この位の調節量は溢流堤の可動扉操作でも下手をすれば失はれて了ふ量であつて先づ之等貯水池は調節能力無しと斷ずるより他はない．

次に近頃我々が云ひ出したことであるが，「貯水池は洪水波の傳播を速める」と云ふ性質の理論的根據に就いて論じて見度い．若しこの性質があるとすれば，本流に貯水池がある場合こゝで洪水波が速められ今迄先に流下してゐた支流洪水のピークと一致して，合流點以下の洪水がより大きくなり由々しき大事となる（圖—1 參照）．一般に河川を流下する洪水波の速さは，今迄の研究によれば淺い河道を段波の樣に流下する場合を除き，河道中央

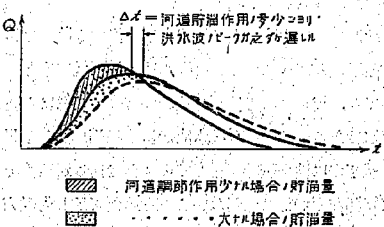
圖—1　本流の洪水傳播が速くなれば合流點以下の洪水を增す



部分の流速にほゞ等しいことがわかつた．このことも何れ稿を改めて論ずるつもりであるが，從つて急流河川でも 5~6 米毎秒以上の傳播速度を有することは稀である．故に貯水池が洪水波の傳播を速めるのが事實ならば，貯水池が出來た爲に自然河道に於けるよりも流速を速める何等かの事情が生じたかを先づ考へる必要がある．貯水池が出來，水深が深くなれば徑深は增す．併し勾配は却つて非常に緩くなるから流速は寧ろずつと遲くなる．故に流速が速くなつたのではない．

第 2 の理由を考へる前に次の如き自然現象を考へやう．河川に 2 つの頂點を持つ洪水波が現れた場合，水位又は水位上昇率が後へ低くとも後方の頂點の方が傳播速度の速いことはよく知られた現象である．之は後方のピークの方は既に水位が高くなつた河道を走る故，河道を埋める即ち河道の調節作用をうけることがなく，從つて後方の洪水波は調節作用の爲その前面を削り取られることがない．この樣な場合洪水波の傳播が速くなる——否寧ろ遲くならないと云ふ方が適當だ——のは圖—2 を參照すればよくわかると思ふ．

圖—2　河道の調節作用が多ければ洪水波の傳播が遲くなる



傳播速度が速くなるのは上記の現象も一つの大きな理由であるが，その他に洪水波の傳播が水流として下流に傳はらずにこゝに問題にしてゐる．以下述べるが如き現象として傳はるのではあるまいかと思はれる．

貯水池が洪水波を速める第 2 の理由として次のことが考へられる．感潮河川に於ける河口からの潮波は河流に逆らつてゐる爲非常に速く傳播する．之は長波の作用をなして傳はる爲であつて，貯水池の如く水深が深くなれば上流端に來た洪水波は水位の上昇も少く長波としてその傳波速度 $\sqrt{gh}$ で傳はり得る．例へば水深 20 米とすればその速さは 14 米毎秒となり，河川の流れの速さに比較してずつと速い．即ち自然河川に於ては，水流として下流に傳はつて來た洪水波が，貯水池では長波として傳はる爲に洪水波の傳播を速めると云ふのが第 2 の理由である．

第 3 の理由として考へられるのは所謂タラヒの現象（この言葉は東北振興電力理事萩原俊二氏がいみじくも喝へたものである，）である．タラヒの一端に水道の水を注ぐと他端の水位も瞬間的に上昇する．之は靜水壓の作用によるものであつてその傳はる速さは音波の傳播速度に等しく約 1,400 米毎秒に達する．貯水池の下流の方は幅も廣く水深も深い故この現象が起り得るが中流より上流部は幅が狹く深さもさう深くない故矢張り先の長波として傳はると見る可きであらう．

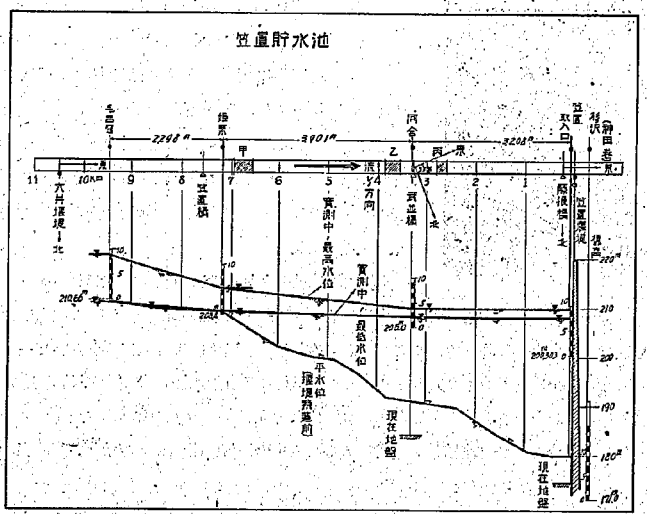
II. 實　　測

筆者は機會を得て昭和 13 年 2 月から 5 月にかけ，木曾川の笠置貯水池（大井堰堤と笠置堰堤との間の貯水池）に於て前記の起り得ると斷じた貯水池の諸現象を實驗し得た．

笠置貯水池の水深及び後に揭げる實測結果一覽表中に出て來る地名，即ち甲，乙，丙地點，毛呂窪，姫栗，河

合の水位觀測所，笠置橋，武並橋，藤浪橋等の位置や之等の相互の距離を圖—3 に示す．

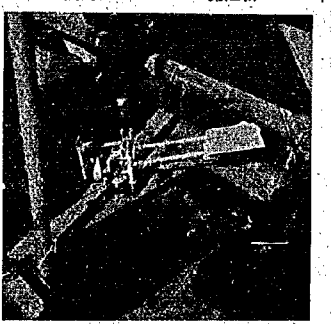
圖　—　3



圖の上はこれ等相互の距離を示した模圖であるが，圖中武並橋及び藤浪橋の所にこの地點の北と東の方向を示して置いた．實際の貯水池はこの圖の樣に一定幅の直線的のものでないことは勿論である．

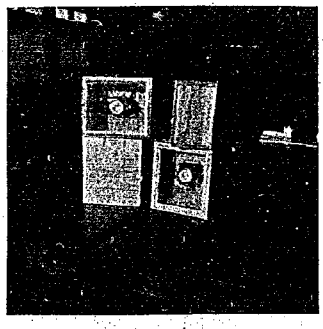
圖—4 ～圖—18 は夫々武並橋又は藤浪橋上からエクマン流速計（寫眞—1 參照）を釣下げて觀測した流速分布圖を示す．各圖の左上に觀測した日時及び開始，終了時刻を揭げておいたが，この實測期間前後に渉つての各量水標の水位圖をその下にのせた．圖中の大井とは大井貯水池水位，大井堰堤下流とは毛呂窪の水位（一部には毛呂窪と訂正しておいた．）笠取とは笠置取入口の水位を示し，更に記入しておいた大井，笠置の流量とは各發電所の使用水量と堰堤溢流量との和即ち堰堤箇所通過流量を示す．この流速分布圖を見ると貯水池底部迄流速があり，ある論者の云ふが如く貯水池は上面のみが流れ底部は死水であると云ふことは當らないことがわかる．流速分布が非常に不整なのは觀測中使用水量が急變した爲で，下の水位圖と對照して見て戴くと了解出來ると思ふ．この結果から見ると今迄我々が使つてゐた背水曲線計算中の假定即ち流速は全河積を通じて流れると云ふことは正しかつたことがわかる．

寫眞—1　エクマン流速計



圖—19，圖—20 は武並橋中央部水深（之は時々刻々變化する）1 米の所の流速を長期觀測した結果で，その時の各量水標の水位，風の具合，大井，笠置兩堰堤地點の流量等の參考資料も併せて揭げておいた．流速の小變化は風の變化によるものらしいが大變化，例へば圖—20 の午前 12 時午後 1 時との間に流速が落ちたのは，水

寫眞—2　夜間觀測用浮子



位圖で見る通り笠置貯水池が滿水して水を湛へた爲である.

その他流速を觀測する方法として表面浮子を使つた. 之は約 10 cm 角の木の箱を用ひ, 夜間でも觀測出來る樣表面をガラス張りとして中に懷中電燈を設置しておいた (寫眞—2). 觀測場所は甲, 乙, 丙の 3 つの短區間及び姫栗河合間と武並橋笠置取入口間との 2 つの長區間に於てゝあり, その結果を別揭一覽表中に載せた. 表面浮子で觀測した理由は洪水の場合は流速計が押し流されて使用出來ない爲ともう 1 つ一般河川の波速はほゝ表面附近の流速に等しいと云ふ旣述の理論を基とし, 貯水池の場合波速とこの流速とがどう違ふかを調べる爲である.

水位觀測は波速を知る上に重要であるが圖—4 ～圖—20 に示した樣に流速觀測と併行して行つた. こゝに云ふ波速とは洪水波——短期間にはさう何回も洪水はないし, こゝでは雪融けによる洪水を狙つた——許りでなく大井發電所の使用水量變化による人工の小さいピーク波を, 寧ろ之の方を數多く觀測した. 中には負波も含まれてゐる. 水位觀測には各量水標に 2 人宛受持ちを置き 1 人を時計を持つた時刻報知係り, 1 人を壁に應じて觀測する水位係りとし 2 分 30 秒毎に觀測をした.

以上總ての結果を纏めたものが實測結果一覽表である. 表中の備考に述べてある通り各行の表題は次の如きものである.

(1)　日時：實測した時の時刻

(2)　毛呂窪水位, 姫栗水位, 河合水位, 笠置 (取入口) 水位＝(1)なる時刻に於ける各量水標 (位置は圖—3 參照) の水位を東京灣中等潮位を基準として示す.

(3)　流速：之は大井堰堤と笠置堰箇所の通過流量より適宜判斷して各區間の流量を定め; 之をその區間の平

圖　—　4

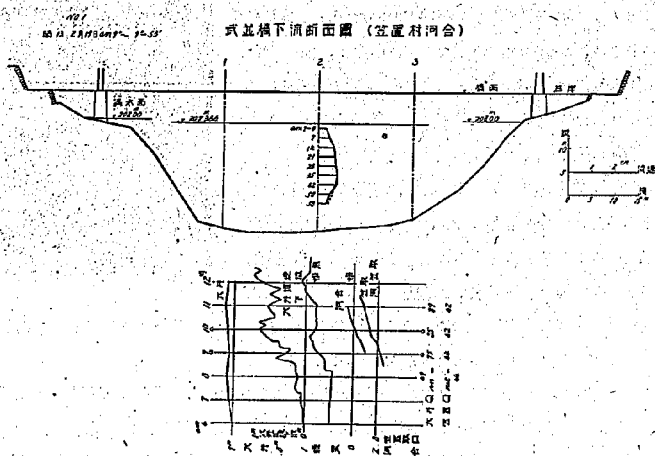


圖 — 5

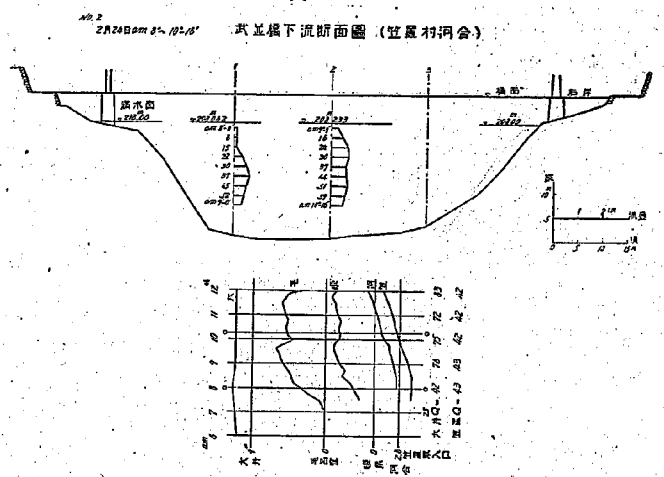


圖 — 6

武並橋下流断面圖（笠置村洞合）

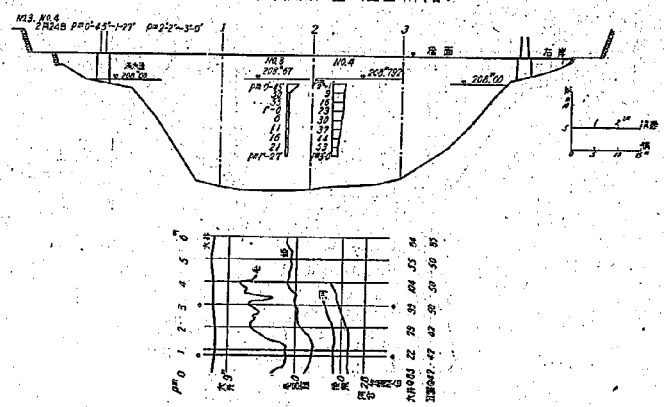


圖 — 7

武並橋下流斷面圖（笠屋村河合）

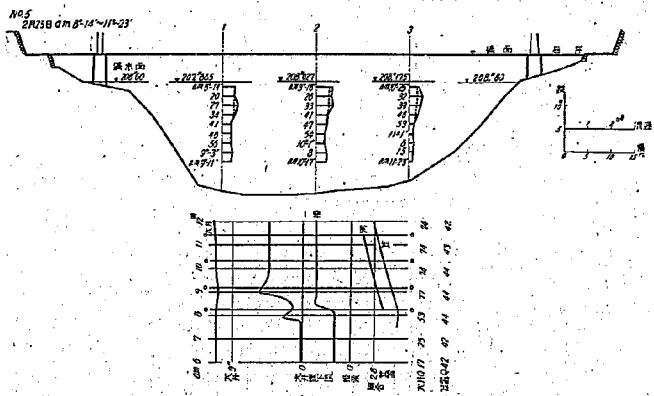


圖 — 8

武並橋下流斷面圖（笠屋村河合）

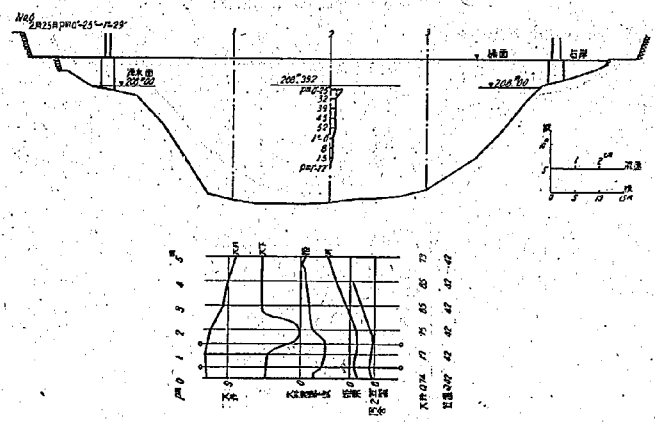


圖 — 9

武並橋下流斷面圖（堂屋相河合）

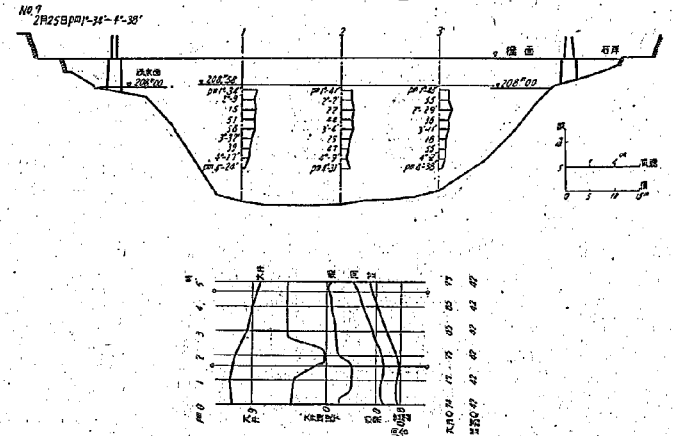


圖 — 10

武並橋下流斷面圖（堂屋相河合）

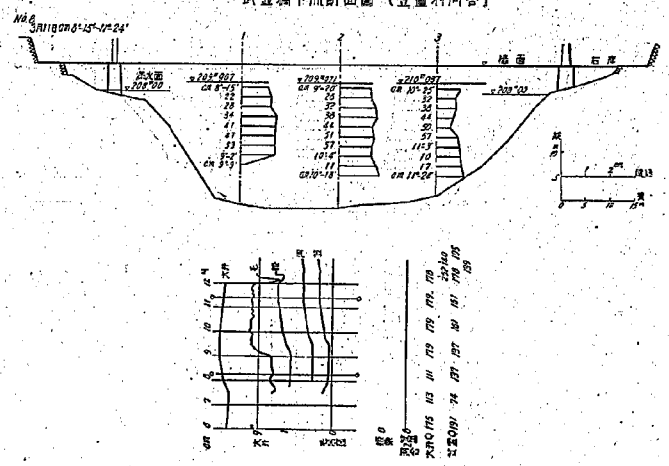


圖 — 11

武並橋下流斷面圖（笠置村側）

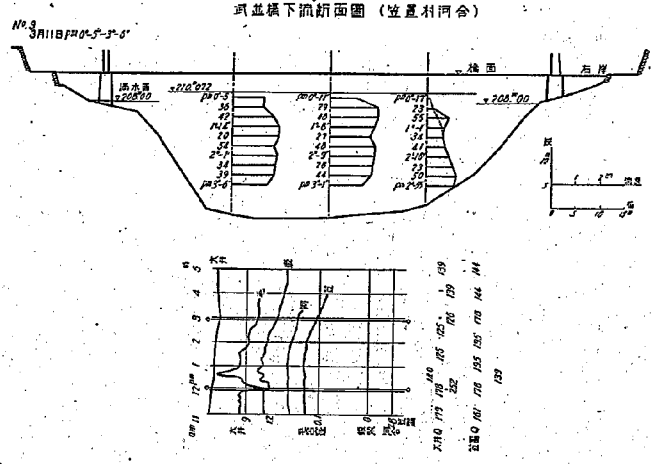


圖 — 12

武並橋下流斷面圖（笠置村側）

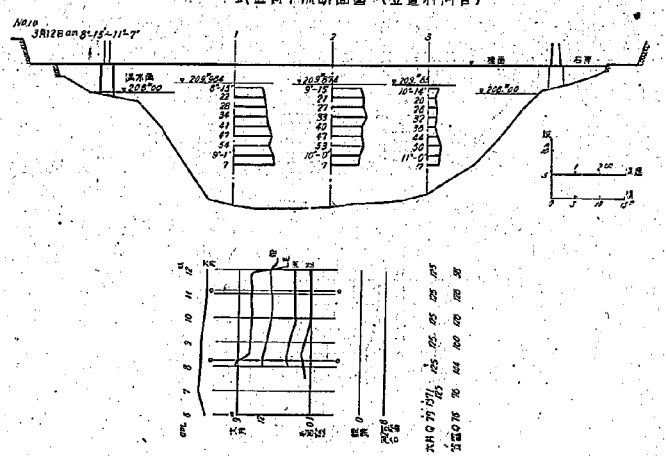


圖 — 13

武並橋下流断面圖（竪直村側）

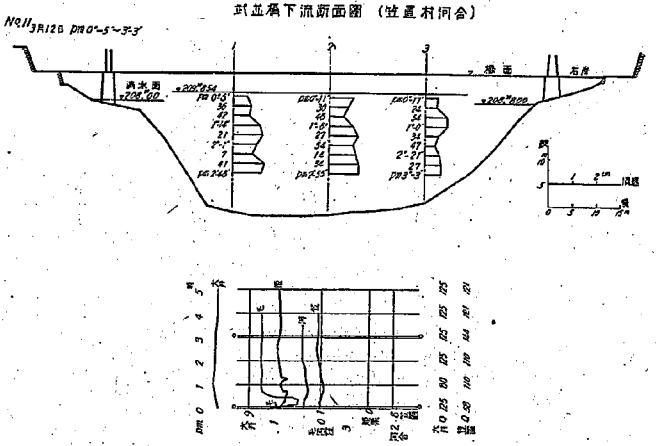


圖 — 14

藤浪橋上流側断面圖（飯地村岸浪）

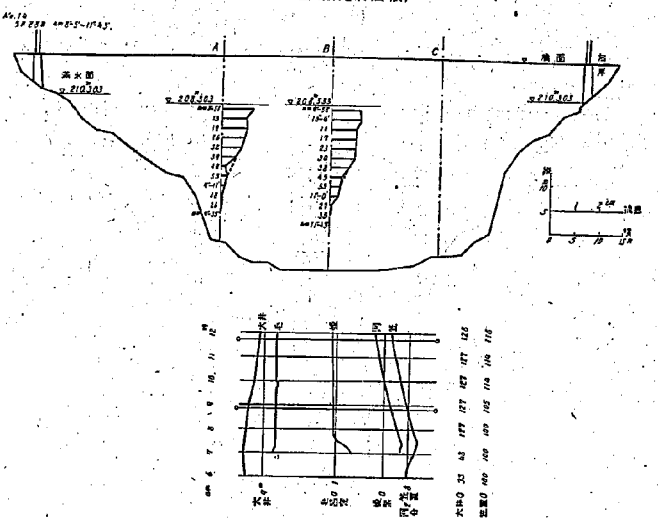


圖 — 15

蘇浪橋上流側斷面圖(飯地村岩浪)

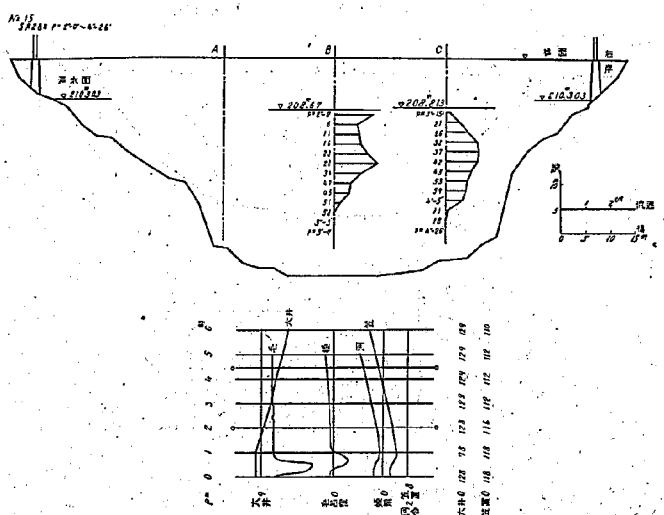


圖 — 16

蘇浪橋上流側斷面圖(飯地村岩浪)

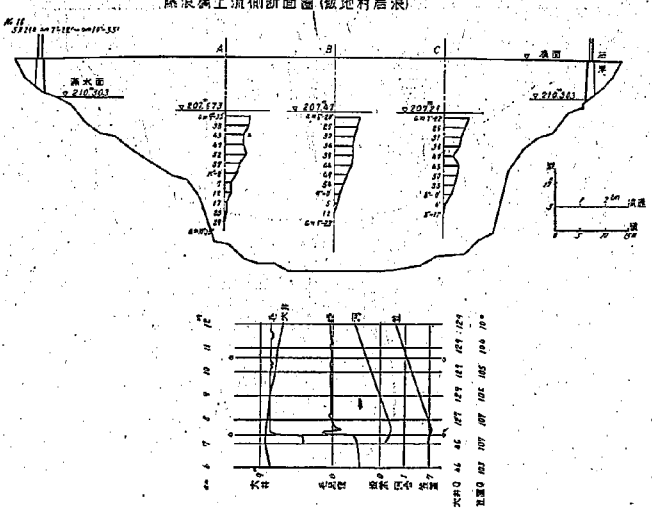


圖 — 17

藤浪橋上流側斷面圖(飯地村岩浪)

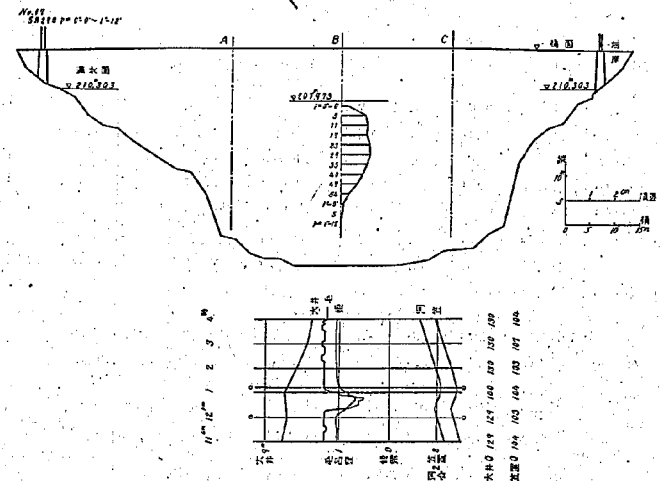
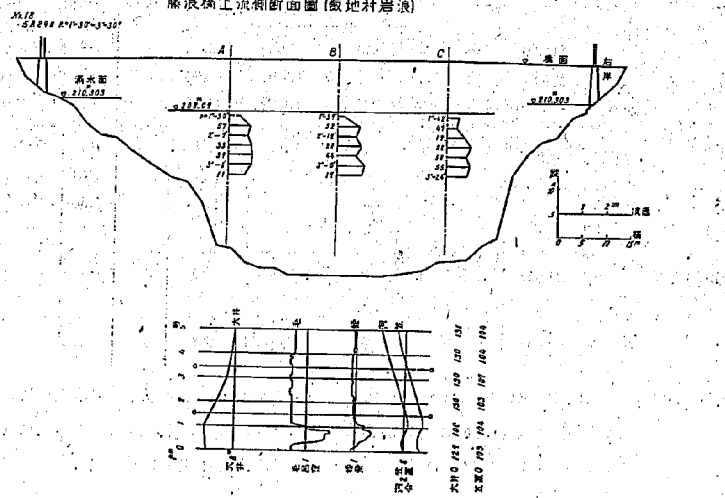


圖 — 18

藤浪橋上流側斷面圖(飯地村岩浪)



笠置貯水池水理試

日	時	毛呂窪水位	流速	波速	$\sqrt{gh}$	勾配	姫栗水位	甲流速	流速	姫＝河速	波速	$\sqrt{gh}$
2月19日	am 9—10	211.73	0.88	7.6	4.0	1/945	209.30	—	0.07	—	—	9.7
	10—45	211.31	1.70	3.8	3.6	1/1,070	209.16	—	0.07	—	—	9.7
2月24日	am 8—20	211.56	0.90	7.6	3.8	1/920	209.07	—	0.05	—	3.5	9.6
	8—35	211.12	0.70	7.6	3.4	1/1,100	209.02	—	0.05	—	5.4	9.6
	9—35	211.66	0.94	7.6	3.9	1/870	209.24	—	0.06	—	3.5	9.7
	10—30	211.47	1.00	∞	3.7	1/990	209.15	—	0.06	—	—	9.7
	11—40	211.64	0.95	7.6	3.9	1/975	209.28	—	0.05	—	2.7	9.8
	pm 1—15	211.20	0.60	7.6	3.7	1/1,260	209.38	—	0.08	—	23.7	—
	3— 0	211.72	1.10	3.8	4.1	1/1,040	209.47	—	0.08	—	9.5	—
	4— 0	211.91	0.55	15.3	3.7	1/995	209.60	—	—	—	—	—
3月11日	pm 0 - 5	211.76	2.00	3.8	4.7	1/1,800	210.43	0.81	0.19	—	4.3	10.8
	0—40	212.76	0.97	3.8	5.2	1/1,000	210.67	0.81	0.16	—	4.3	10.5
3月12日	am 8— 0	212.21	0.93	3.1	4.9	1/1,300	210.41	0.63	0.12	—	3.6	10.8
	pm 0—20	211.14	1.33	2.2	4.1	1/2,020	210.11	0.46	0.09	—	5.4	10.3
3月17日	am 11—50	211.86	1.40	15.3	4.0	1/890	209.27	—				
	pm 0—30	211.09	0.83	3.8	3.3	1/1,060	208.92	0.54				
	1—20	211.78	1.00	∞	3.9	1/880	209.18	—				
	2—20	211.83	1.05	15.3	4.0	1/880	209.22	—				
3月19日	am 8—10	211.97	1.43	2.5	4.3	1/960	209.57	0.76	—	—	—	—
	11—20	—	—	—	—	—	210.12	0.92	0.07	—	3.6	4.1
3月24日	am 7— 0	215.66	2.04	1.3	6.8	1/550	211.52	—	—	1.63	1.6	10.5
	pm 0—10	213.81	1.8	3.8	5.7	1/730	210.75	—	—	—	∞	—
	1—20	214.55	1.75	7.6	6.1	1/665	211.10	—	—	—	1.6	10.5
5月3日	am 10—50	220.50	1.20	∞	11.4	1/345	213.86	—	1.83	1.72	—	11.1
	pm 0— 5	—	—	—	—	—	213.54	—	1.58	—	∞	10.9
	2— 5	—	—	—	—	—	212.76	—	1.30	—	5.4	10.5
	4— 0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
5月28日	pm 0—30	211.11	1.30	3.8	3.5	1/1,100	209.10	0.34	0.10	—	27.0	9.5
5月29日	pm 0—15	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	0—45	211.16	2.00	∞	3.5	1/1,000	209.07	—	0.12	—	2.4	9.5

○備考：(イ)単位は總て米單位とす．(ロ)水位は東京灣中等潮位基準．(ハ)流速とは堰堤溢流量，發電使用水波と考へたる場合の波速にして計算より求む．(ヘ)甲，乙，丙流速とはこの地點（笠置貯水池圖により實測せしもの．(チ)武並，藤浪流速とは該地點（前記圖參照）に於てエクマン流速計により

験　實　測　結　果　一　覽　表

乙流速	勾　配	河合水位	武並流速	丙流速	流速	武＝笠流　速	藤浪流速	波速	$\sqrt{gh}$	勾　配	笠置水位	備　考
—	1/4,200	208.38	0.04		0.05			∞	15.0	1/107,000	208.35	+
—	1/7,200	208.62	0.04		0.02			∞	15.1	1/160,000	208.60	−
—	1/3,900	208.08	0.04		0.04			∞	16.9	0	208.07	+
—	1/4,000	208.09	0.04		0.04			∞	16.9	1/160,000	208.07	−
—	1/4,000	208.30	0.04		0.04			∞	15.0	0	208.30	+
—	1/5,200	208.39	0.04		0.04			∞	15.0	0	208.38	+
—	1/6,400	208.67	—		0.03			4.3	15.1	0	208.67	+
—	1/16,100	—	0.03		0.03			∞	12.8	1/107,000	208.94	−
—	1/13,700	—	0.03		0.03			∞	12.5	0	208.95	+
—	—	—	—		—			—	—	—	—	
—	1/13,000	210.13	0.15		0.08			26.0	15.6	1/53,500	210.07	−
—	1/7,000	210.16	0.15		0.08			26.0	15.6	1/107,000	210.13	小洪水＋
—	1/11,000	210.02	0.10		0.07			21.7	15.6	1/160,000	210.00	+
—	1/11,000	209.77	0.09		0.03			8.6	15.5	1/64,000	209.72	−
			0.01								—	+
			—								—	−
			—								—	
			—								—	
	—	—	0.10	0.05	—	—		—	—	—	—	
	1/11,000	209.76	0.04	—	0.02	—		∞	15.5	0	209.75	+
—	1/2,100	209.62		—	—	0.57	—	—	—	—	—	洪水＋
—	—	—		—	—	—	—	—	—	—	—	−
—	1/3,000	209.82		—	—	—	—	∞	15.5	1/64,000	209.77	+
2.25	—	209.70		1.72	1.14	1.59	—	∞	15.8	—	209.27	洪水＋
—	1/960	209.48		—	0.94	—	—	13.0	15.3	1/10,000	209.16	+
—	1/1,200	209.38		—	0.70	—	—	26.0	15.6	1/16,000	209.18	+
—	—	209.38		—	0.60	—	—	∞	15.6	1/26,000	209.25	+
—	1/7,200	208.56		—	0.06	—	—	∞	15.1	1/80,000	208.52	−
—	—	208.05		—	0.05	—	0.10	∞	15.0	1/160,000	208.03	+
—	1/3,400	207.93		—	0.05	—	0.10	∞	14.9	1/160,000	207.91	−

量の和を斷面積にて除したるもの，(ニ)波速は水位記錄により計算す．(ホ)$\sqrt{gh}$ は貯水池内を傳はる波を長参照）にて浮子により實測せるもの．(ト)姫＝河，武＝笠流速とは姫栗河合間及武並橋笠置堰堤間に於て浮子り實測せしもの．(リ)備考欄中の＋，－の符號は觀測せし波が正波（凸の波），負波（凹の波）なることを示す．

圖 — 19

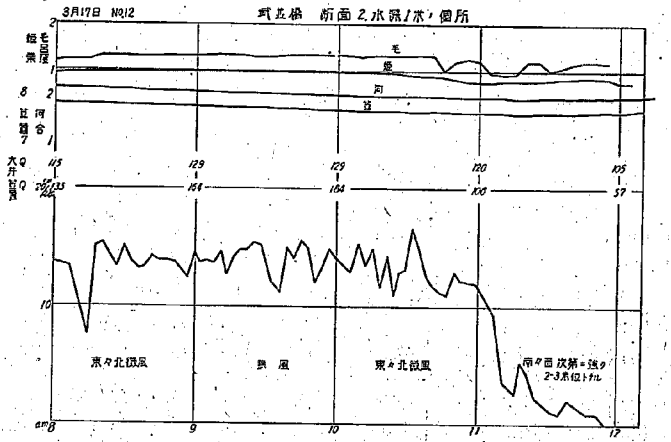
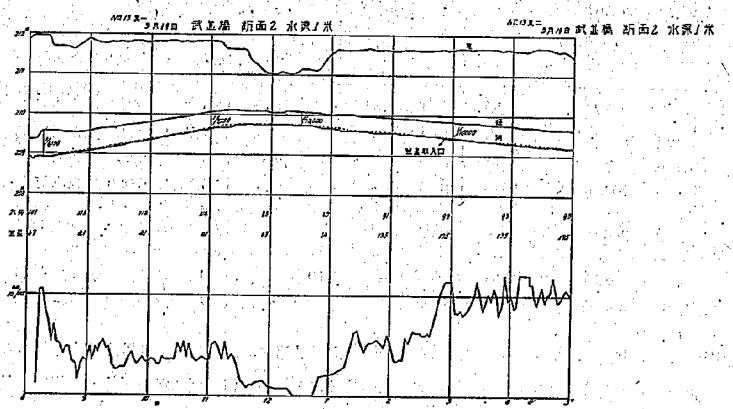

3月17日 NO12
武五橋 断面2 水深1米ノ個所
東々北微風
無風
東々北微風
南々西次第ニ強ク
2-3米位トナル

圖 — 20


3月18日 武五橋 断面2 水深1米
3月18日 武五橋 断面2 水深1米

均河積で除したもの．毛呂窪姫栗間，姫栗河合間，河合笠置取入口間の3區間に於て求めた．

（4）　波速＝水位觀測の結果認め得た正負の波に就て（3）と同じ區間に於てその傳播速度を求めた．

（5）　$\sqrt{gh}$＝(3), (4) と同樣の區間に於て平均水深（1斷面に於て複斷面形をなす所では深い部分のみ考慮に入れ，その平均水深を更に各斷面毎に平均したもの）より求めた．之はこの區間を通過する長波の傳播速度を示してゐる．

（6）　甲，乙，丙流速＝圖—3 記載の甲，乙，丙の3區間に於て，表面浮子により觀測した流速に係數を乘じて平均流速に換算したもの．

（7）　姫一河，武一笠流速＝姫栗河合間及び武並橋笠置取入口間に於て（6）と同樣にして求めた平均流速．

（8）　武並，藤浪流速＝武並橋及び藤浪橋上よりエクマン流速計を釣下げて觀測した該地點の流速分布より求めた平均流速を示す．

（9）　備考欄中＋とは正波即ち凸波，－とは負波即ち凹波を示す．洪水と記入してあるのはその時の波が洪水波であることを示す．

III. 結　　論

此の實測結果からして次のことが云ひ得ると思ふ．

（1）　毛呂窪姫栗間及び姫栗河合間の如き貯水池の中流部以上では波速と $\sqrt{gh}$ とは大體等しい．即ち波は長波として傳播する．併し3月11日午後，3月24日午前，5月3日午前の如き洪水波に於ては波速は寧ろ流速に接近して來る．即ち貯水池水深に比し洪水波の水位上昇が大きい故長波とはならず一般河川の洪水の如く水流として傳播する．換言すれば貯水池でも一般河道と同樣な作用をする．

（2）　河合笠置間の如く水深が非常に深い所では波速は殆んど無限大の速さで傳はる．この樣な所では波速は長波としてよりも寧ろ壓力の傳播即ち音の傳播速度に近づく．

（3）　(1), (2) により水深の深い貯水池では洪水波の傳播を無限に速くし，水深のさう深くない所では長波として傳はる故，やはり一般河川よりも傳播を速める．

後者の如き所に大洪水が來れば水深に比して水位上昇が大きい故傳播速度は却つて遲くなり貯水池がある爲の影響は殆んどなくなる．

（4）　河道に設けられた貯水池は堰堤近くは水深極めて深く上流に行くに從ひ次第に淺くなり背水位の終る所で自然河川の水深と一致する．こゝに洪水が來襲すれば上流では水流として，中流では長波として，下流では靜壓力として傳播する．故に貯水池が深い程洪水波の傳播速度を速め，若し之が本流にあれば今迄分離してゐた支川の洪水波に追ひ付き合流點以下の洪水をより大きくする．

杭の水平抵抗力に關する試驗 (第2報)

內務技師　松　尾　春　雄

目　次

I. 概　要……(1)
II. 自然地盤に於ける實際の杭による試驗……(1)
III. 杭の深さによる影響試驗……(10)
IV. 塔狀構造物の支索の控杭として使用した場合の模型試驗……(13)
V. 結　語……(15)

I. 概　要

第1報 (所報 42 號所載) に述べたものは主として砂の中に模型杭を打込んだものであつた. その結果杭の水平抵抗力はその傾が負の方向に 15° 傾いてゐる場合に最大であるとの結果を得た.

しかし此の目的に杭を使用する場合は岸壁等の埋立地が多く, 杭の長さの大部分が水を多く含んだ粘土中にある時が多い. 依つて第1報の試驗に引續き粘土質の地盤に實際に使用する程度の大いさの杭を打込んで試驗を行つた.

尙杭の頭部が地表面以下にある時の關係に就て模型試驗を行ひ深さの影響を調めた. 塔狀構造物の支索に使用する控杭は力が水平方向からでなく斜上から加はる爲に上記の試驗とは多少事情を異にする. 依つて之に就ての模型試驗をも行つた. 茲には此等の結果を掲げる.

II. 自然地盤に於ける實際の杭による試驗

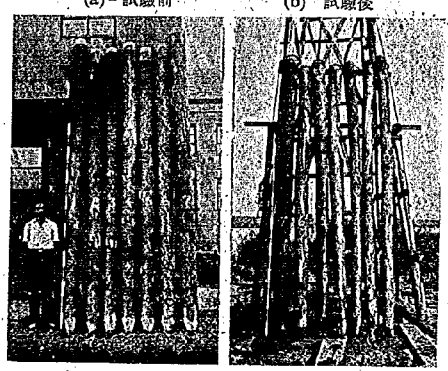
[1]. 試驗方法及種類

杭　末口 20 cm の日本松丸太長さ 4.5 m のもの 21 本を使用した. 試驗は第1, 2 及 3 組の 3 種に就て行つたが其の中第1及2組では, 上記の杭を地中に 4.0 m 打込み杭の先端部長さ約 25 cm を尖らし, 之の部分を除いた地中の長さが 3.75 m になる樣にした. 3 組の試驗の中, 第1組は皮の儘打込み第2及3組では皮を剝がして打込んだ. 第3組は長さ 2.30 m の杭を用ひ地中の長さが 1.80 m, 外に 20 cm は尖らした. 之は前記第1及2組に使用した杭の內完全な部分を選んで用ひた.

各1本毎の杭の太さに相違があるから1本毎の寸法を試驗表に記入した. 出來る丈眞直なものを選

圖—1　第1組試驗に使用した杭

(a)－試驗前　　(b)　試驗後



んだが多少の屈曲は免れ得なかつた．圖—1 に第 1 組試驗に使用した杭の試驗前及後の狀態を示した．水平力を十分に加へた時には杭が折れた爲に圖—1 b の如くなつた．

地盤　試驗は何れも本所赤羽分所構內に於て行つた．第 1 組の試驗（低地試驗）は粘土質地盤の低地に於て杭の全長が殆んど水面以下にある狀態に於て行つた．即ち地盤高は約 A. P.＋2.20 m に對し潮の干滿による水位は A. P.＋2.40～＋0.75 m の間に變化する．第 2 及 3 組試驗（高地試驗）は地盤高 A. P.＋5.0 m に打込んで行つた爲潮の干滿による影響は殆い．地盤の表面より 50 cm 下に於て採取した土の物理的性質の結果は表—1 及圖—2 に示す通りである．低地に於ける水の量は水位により多少影響を受ける事は勿論であるが表の値は水面以下の粘土を採取して調べた値である．鐵道省土質調査委員會規定によれば低地は粘土質沈泥，高地は砂質ロオムに相當する．試驗後杭を引拔いた場合に杭に附着した土より推定するに低地の地質は大體一樣であつて次の通りである．

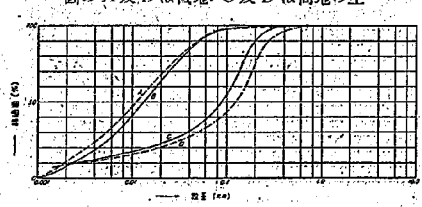
地表下　0　1.10　1.40　2.40　3.75 m
粘土　砂　砂混り粘土　粘土

高地のボーリング試驗結果によればこの地質は地表以下 30 cm 位は粘土交り細砂であるが夫以下はすべて粘土であつた．高地は河川改修に伴ふ浚渫による埋立地である爲場所により多少の地質の相違は免れないやうである．

表—1　物理的性質試驗結果

		低地		高地	
試驗項目	試料番號	A	B	C	D
機械分析	mm以下 mm以下	%	%	%	%
	2.362～1.168	0	0	0.1	0.1
	1.168～0.589	0.2	0	0.1	0.2
	0.589～0.295	0.7	0.1	1.7	8.8
	0.295～0.147	0.7	0.2	22.5	33.3
	0.147～0.074	1.7	4.1	31.7	21.4
	0.074～0.005	60.5	68.7	29.2	23.2
	0.005～	36.2	26.9	14.7	13.0
	合計	100.0	100.0	100.0	100.0
	砂	3.3	4.4	56.1	63.8
	澁泥	60.5	68.7	29.2	23.2
	粘土	36.2	26.9	14.7	13.0
	合計	100.0	100.0	100.0	100.0
比重		2.61	2.61	2.67	2.69
含水比		75.51	65.86	27.59	27.54
遠心力含水等量		35.43	41.90	13.00	9.09
アッターベルグ限界	液性限界	62.81	59.76	31.71	31.68
	塑性限界	36.57	33.17	26.33	26.10
	塑性指數	26.24	26.59	5.38	5.58
	收縮限界	43.46	32.77	19.44	25.09
	收縮比	1.27	1.32	1.64	1.61

圖—2　地盤の土節分の結果
圖の A 及 B は低地．C 及 D は高地の土



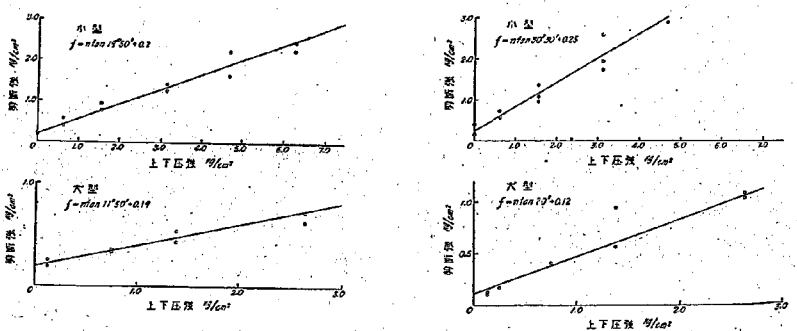
此の土の性質を見る爲に土の剪斷試驗を行つた．試驗器は剪斷面の大きさ 20×20 cm 及 4×4 cm の二種何れも二面剪斷のもので剪斷力は彈係の變形によつて測定するものである．前者は電動機により運轉，後者は手働である．

ノ圖—3 a 及び b は低地及び高地の土の最大の剪力に就て得た結果である．最大剪力は大型では剪斷面が約 3cm 動いた時，小型では約 0.7 cm が最大である．剪斷の速さは大型では 1～3 cm/min 小型では 0.5cm/min 程度である．

大型と小型との相違が大であつて判斷に迷ふが大型のものゝ方が實際に近いと考へるのが至當であらう．但し單位面積に作用する壓力は小型のものゝ方が大きい値をとる事が出來た．剪斷試驗器の大小による結果の相違は土質試驗の立場から尙研究すべき問題であると思ふ．尙この杭の試驗と直接關係はないが前記寸法の影響を調べる爲モルクル試驗に使用

圖 — 3　土の剪斷試験結果

(a) 低地の土　　(b) 高地の土



する標準砂（平均粒徑約 0.7 mm）に就て前記 2 種の大きさの剪斷器に就て行つた結果は

20×20 cm　　$f = n \tan 35° + 0.02$　；$n < 1.4$ kg/cm²

4×4 〃　　$f = n \tan 29°30' + 0.20$；$n < 3.15$ kg/cm²

となり，摩擦角に關する限り前記と反對の結果が出た．

地盤の支持力を圖—4 に示す裝置によつて低地及高地に於て測定した．荷重は 50 kg，面積は 20 cm² 及び 50 cm² 即ち單位面積への壓力は 1 及 2.5 kg/cm²，力を加へて 5 分間放置し安定した狀態に於て沈下量を比較した．(表—2)

圖—4　地盤支持力試驗器

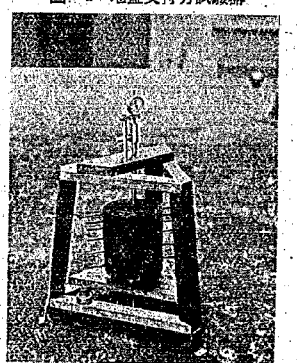


表 — 2

	荷重 1.0 kg/cm²							荷重 2.5 kg/cm²	
	低地（潮位＋1.85 m）				高地			低地（潮位＋1.85 m）	
試驗番號	4	5	6	7	1	2	3	8	9
沈下量 (cm)	3.55	2.98	3.43	3.07	1.98	2.41	1.49	4.95	4.80
荷重撤去後の沈下量の殘り(cm)	2.39	1.73	1.80	1.48	1.20	—	0.85	3.02	2.58
平均沈下量 (cm)	3.24				1.96			4.88	

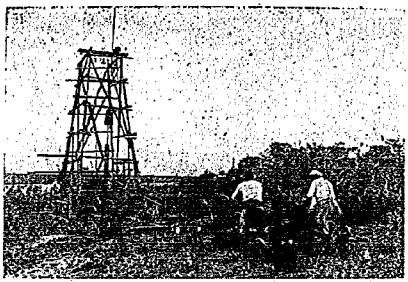
試驗方法　圖—5 の寫眞に示す如き櫓を組み手捲きウインチに依り重量 383 kg の錘を使用して打込んだ．錘の落下高は打ち始めは 1.0 m 打ち終りは 3.0 m である．杭の傾斜が鉛直に對し 30° までは特別の裝置なしに打込む事が出來たが 45° の場合は圖—6 に示す如くモンキーが軌條の上を滑りながら落下する樣にした．

低地に於ける試驗では水位が地表面以上にある場合を避けた．打込後の經過時數が影響を與へる事を考へたので豫備試驗に於ては打込直後，一晝夜後の 2 種に就て行つた處，打込後大體一晝夜を經過すれば略安定する樣に見えたから之を標準とし，更に長く經過したものも相當にあつた．

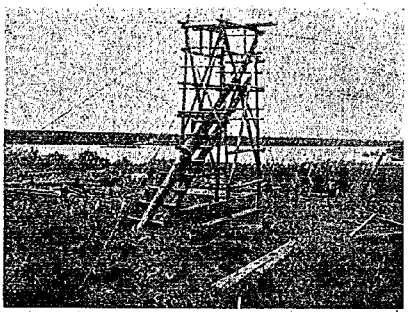
杭の太さ及引張試驗時の潮位は影響が大であるから各杭毎の太さ及潮位は詳しく調べた．

尙潮位は低地試驗に於て影響が大であるから潮位が A.P.＋1.00～1.50 m の間にある間に引張試驗を行ふ樣心

圖—5 杭の打込



圖—6 $\theta=-45°$ 杭の打込



掛けた.

低地試驗は一本打込んで翌日之を試驗する方法を反復したが高地では全部の本數を打込んだ後に一日の中に全部の杭の引張試驗を行ふ樣に代えた. この方が天候の影響を受ける事が尠いと思つたからである. 但しその爲各杭の經過時數が異つて來る事は止むを得ない.

杭の打込に際し錘の落下の高さは沈下量により 1~4 m の間に變化せしめたから各杭の打込の難易を示す爲に打ち初めから終りまでに要した打込回數を, hm の落下高を n 回反復した場合には nh とし打ち初めから終りまでの Σnh を以て示した. その中代表的のもの丶打込の詳細を表—3 に示した.

表—3 杭 打 込 狀 態

(表の數字は打撃回數を示す, 左第 1 欄 No. 5 等は試驗番號である)

場所	θ	錘の落下高$=h$ (m)							Σnh
		1	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	
低地(長い杭) No. 5	0	15	—	15	—	17	—	—	96
〃 No. 8	−30°	48	—	51	—	—	—	—	150
〃 No. 10	−45°	20	—	40	—	51	—	9	289
高地(長い杭) No. 16	0	15	—	10	10	10	12	—	132
〃 No. 18	−30°	20	15	15	15	15	3	—	165
〃 No. 19	−45°	10	—	15	5	15	16	10	193
高地(短い杭) No. 24	0	6	—	10	—	3	—	—	35

打込後普通一晝夜以上を經過した後杭の地表面上鉛直より 25 cm の高さにワイヤーロープを以つて水平力を加へる. 打込に用ひた手捲きウインチに依り 3 車の滑車を通して 2 人乃至 4 人に依つて捲く. 最大 10 t を測定し得る板バネ張力計を滑車と杭との間に置き 0.2 t 毎に力を讀みとる. 同時に杭の地表面と地表上 25 cm 或は 50 cm の高さとに於て杭の水平移動量を觀測する. 之は圖—7 b に示す簡單な裝置によつた. 力は杭の地表での動きの速さが 2~3 cm/min 程度に徐々に加へた. 地表での杭の動きが 40 cm 移度に至つて止めた. それ迄に至らぬ中に杭の折れたものもあつた. 表には之を明記した. 尙試驗終了後ウインチを弛めた場合の杭の戻り高をも測定した.

圖—7　引　張　り　試　驗　中

(a) 一　般　　(b) 張力計及杭

試驗事項　表—4 乃至 6 は夫々低地に於て長さ 4.5 m の杭によるもの，高地に於て長さ 4.5 m の杭によるもの及び高地に於て長さ 2.3 m の杭による試驗結果である．經過時數とあるは打込後試驗開始時までの時間，天候及び潮位は引張試驗中のもの，P は試驗の最後に於ける水平張力である．表—4 のものだけは杭の皮をつけた儘打込んだから太さの項に地表に於ける皮共の太さを記入したが，他は何れも皮なしの太さである．—1.75 m，—3.75 m は打込んだ場合の地表よりの夫に相當する深さに於ける値である．P は杭に加へた最大の力である，

表—4　低　地　試　驗　(杭の長さ 4.50 m，地中の長さ 3.75 m)

試驗番號	杭番號	傾 (θ)	太さ（皮なし）周圍長 (cm) 地表 0.0 皮共	皮なし	m −1.75	m −3.75	Σuh	經過時數	天候	潮位 (m)	P (ton)	備考
								時間				
No. 1	杭 1	−15	65.7	60.3	54.6	51.0	91	2	曇	A.P.+1.22	5.19	
2	1	−15	65.7	60.3	54.6	51.0	109	1	〃	+1.10	4.02	杭折レル
3	2	−15	64.0	61.7	57.5	56.0	80	1– 5	〃	+1.40	5.22	
4	3	−15	70.0	65.0	63.8	57.2	87	1– 4	晴	+1.42	5.18	杭折レル
5	5	0	69.0	68.0	61.8	54.3	96	1– 2	〃	+1.42	4.59	〃
6	4	+15	66.0	66.0	61.0	54.0	90	1– 1	〃	+1.44	3.30	〃
7	6	+30	71.0	66.2	64.2	55.0	168	1– 0	〃	+1.50	3.58	〃
8	7	−30	77.0	71.0	63.0	57.0	150	1–19	〃	+1.35	7.50	
9	8	+15	67.1	—	*61.0	*57.3	81	17	〃	+1.19	7.30	(* 皮付杭寸法)
	9	−15	68.6	—	*62.7	*56.3	68	15				
10	7	−45	77.0	71.0	63.0	57.0	289	2– 0	〃	+1.95	4.80	
11	13	−30	63.8	63.3	56.8	54.0	81	1–13	〃	+1.25	5.42	
12	15	+30	71.8	—	*60.0	*54.0	119	9– 8	曇	+1.00	3.67	
13	17	−30	71.9	—	*60.2	*54.9	96	6– 7		+0.95	7.03	

表—5 高地試驗（杭の長さ 4.50 m 地中の長さ 3.75 m）

試驗番號	杭番號	傾 (θ)	太さ（皮なし）周圍長 (cm) 地表(0.0)	−1.75 m	−3.75 m	Σnh	經過時數	天候	P (ton)	備考
							H 時間			
No. 14	杭 10	+30	72.2	66.3	58.3	196	6–5	快晴	4.41	
15	7	+15	71.0	63.0	57.0	142	5–7	〃	4.03	
16	14	0	69.6	61.7	61.5	132	4–0	〃	6.44	杭折レル
17	16	−15	69.5	65.3	58.2	163	4–0	〃	6.03	〃
18	11	−30	67.5	59.5	54.2	165	4–0	〃	7.34	（ウインチノ杭折レル）
19	12	−45	67.5	59.0	50.7	193	1–0	〃	5.41	
20	17	+15	67.5	58.8	53.5	106	2–5	〃	5.83	杭折レル
	13	−15	63.3	56.8	54.0	103	2–2			

表—6 高地試驗（杭の長さ 2.30 m 地中の長さ 1.80 m）

試驗番號	杭番號	傾 (θ)	太さ（皮なし）周圍長 (cm) 地表(0.0)	−0.8 m	−1.8 m	Σnh	經過時數	天候	P (ton)	備考
							H 時間			
No. 21	杭 14	+30	73.4	66.8	63.3	46	2– 0	曇	1.37	
22	10	+45	74.1	70.0	66.5	73	2– 6	〃	1.60	
23	16	+15	71.9	68.9	69.5	48	3– 0	〃	2.76	
24	12	0	71.6	61.8	59.2	35	3– 2	〃	3.15	
25	11	−15	70.2	64.9	62.8	40	3– 0	〃	4.14	
26	17	−30	70.5	63.5	60.3	40	2– 4	〃	2.58	
27	7	−45	74.0	68.0	64.3	66	1– 4	〃	1.42	
28	13	+15	64.1	59.7	57.0	45	3–13	〃	6.55	
	18	−15	62.9	60.7	57.5	43	3–11			

圖 — 8 水平力と水平移動量との關係（低地の長い杭）何れも $\theta = -15°$ 打込直後と一晝夜放置した場合の比較．No. は試驗番號（表—4 參照）

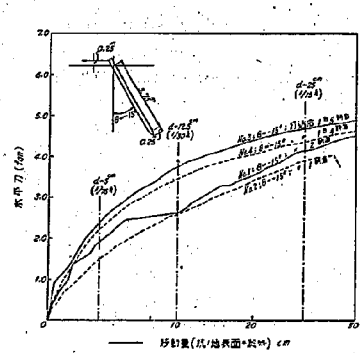


圖 — 9 同樣の狀態に就て 2 回若くは 3 回試驗した結果の比較（低地の長い杭）

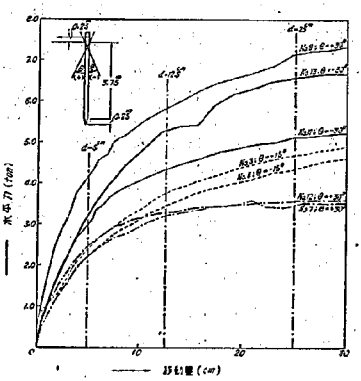


圖 — 10　θ の相違による比較(低地の長い杭)
±15° は +15° と −15° 2本を組合はせたもの(寫眞—4 參照)

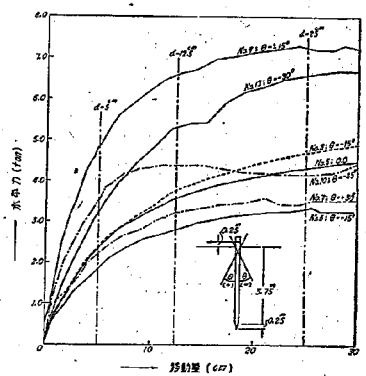


圖 — 11　θ の相違による比較
(高地の長い杭)

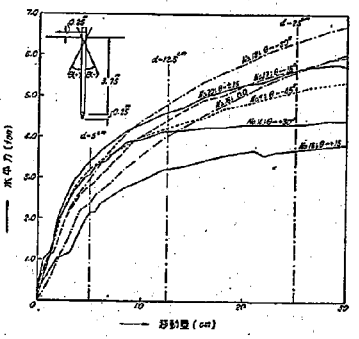
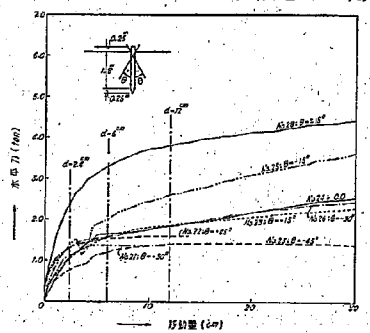


圖 — 12　θ の相違に依る比較(高地の短い杭)



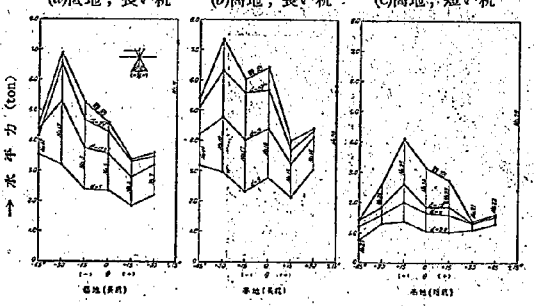
[2] 試 驗 結 果

杭に加へた張力と地表に於ける杭の水平移動量との關係は圖—8～12 の如くである．その中圖—8は打込直後と一晝夜後との各 2 回宛の比較である．之によれば一晝夜後に於ては同一の移動量に對する水平抵抗力が概合に大である．圖—9 は $\theta=-30°$, $-15°$ 及 $+30°$ のものを同一 θ のものに就て各 2 回若しくは 3 回の比較試驗を行つた結果である．杭の太さ及びその時の潮位により差が生じ，特に No. 11 のものは杭が細かつた爲に抵抗力が著しく小であつた．No. 3 と 4, 12 と 7 とに於ける程度の相違は現場試驗としては止むを得ないと思ふ．圖—10 は低地，圖—11 は高地の何れも 4.50 m の杭を使用しての結果であり圖—12 は高地に於て 2.30 m の杭を使用したものである．

上記の結果によつて第 1 報と同樣杭の鉛直に對する傾 θ と P との關係を圖表にして 圖—13 の結果を得た．圖—13 (b) に不規則な結果が出てゐるが之の原因としては地盤が等齊でなかつた事以外には考へる事が出來なかつた．

上記の結果によれば長い杭では −30°，短い杭では −15° が最大との結果が出てゐる．第 1 報では何れも −15° が最大との結果が得られてゐるが兹でも短いものは −15° に出てゐるが長いものは −30°

圖 — 13　θ と力との關係
(a)低地；長い杭　(b)高地；長い杭　(c)高地；短い杭



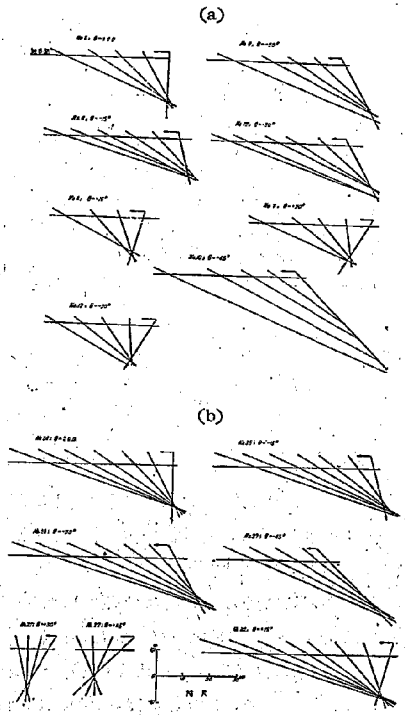
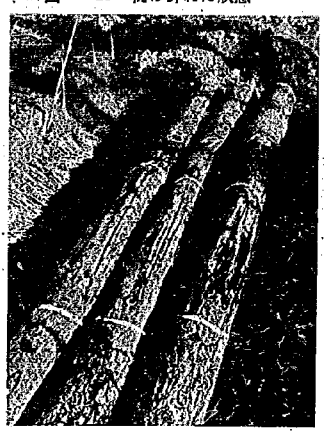


圖 — 14　杭が水平力を加へた時に傾いた狀態

杭の全長は 4.5m ((a)及(b)) 及 2.3m (c) であるが圖はその頂部附近だけを示す
地表の間隔 25cm 或は 50cm の二點にて測定した移動量を直線にて連結したもの.
×印の點は杭が折れた點, 圖—15 に示した如く折れた點が明瞭でないから折れた部分の中央部を示す

圖 — 15　杭の折れた狀態



が最大との結果が得られた.

圖—14 は引張試驗中に順次杭が傾く狀態を地上の高さの異る 2 點即ち間隔 25cm 或は 50cm の兩點に於て測定して直線で結んだ結果である. 直線で結ぶ爲に實際とは異るが圖に記入した折れた點と此等直線の交點とが割合によく一致した.

圖—15 には杭の地中に於て折れた狀態を示した. 本文終りの寫眞—1～4 に各種杭の試驗中の狀態を示した.

[3] 結果に對する考察

圖 — 13 に依れば粘土地盤では杭の傾による水平抵抗力の相違は砂に於ける時程に影響は顯著でないが尙且此の爲 2 倍位力が相違する事が明らかとなつた.

第 1 報では $\theta=-15°$ の場合に最大の抵抗力だつたものが, 此の場合には地中の長さ 3.75m のものは $\theta=-30°$, 地中の長さ 1.80m

のものは $\theta=-15°$ が最大の抵抗力を示した．その原因は地盤が砂と粘土との相違のみでなく長さの影響を受け長いもの程粘着力及摩擦力による杭の抜け出し抵抗力が割合に大となる爲と思ふ．砂と粘土との相違は第1報の地中の長さ 1.50 m のものと本報告の 1.80 m のものと何れも $\theta=-15°$ が最大であつて土の θ に及ぼす影響は認められない．

地表面の地盤の鉛直支持力は低地と高地とでは著しく異る事は表—2 によつて明らかである．水平抵抗力は一般には高地が大であるがその差は地盤の支持力程大ではない．地中の深さによつて土が相違し地表面の支持力が必ずしも全體の土の性質をあらわしてゐない事が大きい原因と思ふ．此の事は杭の打込回數によつて見れば略々推定出來ると思ふ，即ち高地は低地よりも Σnh が大であるがその差は地盤の支持力程ではない．

地表面上の水平力から地中に於る壓力を概算するに，その分布狀態は圖—16 の如くではなく，圖—17 の如くである事が推定出來る．

即ち圖—18 は $\theta=0$ の場合（實驗 No. 5）に就て壓力分布狀態が圖—17の如くであると考へ，且 $b=(C_p-C_a)wh$，不動點を第 1 報の寫眞 5 及 6と同樣に考へ下から地中の杭の長さの 1/5 即ち 75 cm として $P=4.5$ t から c を定め杭に働く彎曲力率を定めた．C_p は抵抗土壓力係數であるが $\varphi=15°$，$\varphi_o=-15°$ として Krey の土壓表から $C_p=2.39$，$C_a=0.52$ を得た．圖では大型試驗結果は $\varphi=11°50'$ となつてゐるが粘着力を φ の中に含めて近似的に $\varphi=15°$ を採用した．又杭の前面に抵抗土壓力が働く有効幅は 1 m に採つた．地表面の土の崩れから推定される處では 1 m より小なる樣に見えたが $P=4.5$ t と一致せしめる爲には 1 m 位を要したから上の如くした．計算の結果彎曲力率は最大 6.9 tm となり $\sigma=\frac{M}{W}=\frac{690000}{784}$ kg/cm^2 = 880 kg/cm^2．日本松の之に對する抗曲破壞强度は 500～600 kg/cm^2 である．實際に折れた場合は $P=4.5$ t になる前であつて兩者の結果は必ずしも一致しない事はない．

圖—16　圖—17

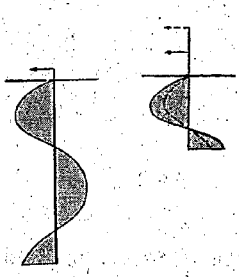
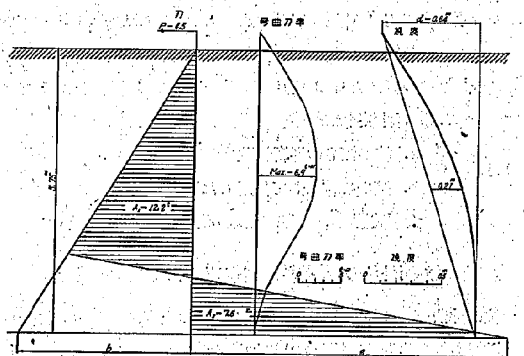


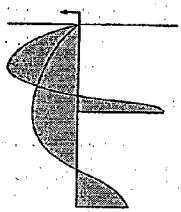
圖 — 18



杭の長さによる水平抵抗力は高地に於ける 3.75 m と 1.80 m とを比較するに前者は後者の約 2 倍になつてゐる．杭に作用する土の中の壓力分布狀態が相似ならば 4 倍になる筈である．之は圖—19 に示す如く長短により分布狀態が異つて來る爲である．即ち長い杭では杭の太さが不足の爲に土が 4 倍の抵抗力を發揮する前に折れる事によると思ふ．

第 1 報の地中の深さを同一にして地上の水平力の加はる點の高さを $h=25$ cm と 50 cm とに變へた結果（第

圖—19



1 報圖—12 及 13) によれば $h=25$ cm の値は 50cm の 1.7 倍位にあたつてゐるのも杭の强さに關係する處が大である. 卽ち杭の太さから長さを決定し最大の力が働いた時にも折れない程度に長さを選ぶ事が大切である. その場合の計算方法は杭が特に弱い場合の外は圖—18 の如き壓力分布を想定して大して誤る事はないと思ふ.

以上を綜合して考ふるに, 試驗の範圍では挫杭は鉛直に對し常識で考へてゐると反對の側 (圖—8 等の負の方向) に短い杭の場合には −15°, 長い場合には −30° 傾けた場合が水平力に對し最も有效である. 又最も有效な杭の長さを決定する場合には杭の太さを考へ之が折れない程度の彎曲力率が働く程度に止めるのが良い. 試驗の場合に就て考へるに長さが 1/2 になれば挫力も約 1/2 になるが一本の單價, 打込の難易 (打込回數は約 1/3 となる), 杭が水平力に依つて折れる危險等を考へれば短いものの方が有效との結論が得られる. 勿論之に附隨して起る挫捍等の事は又別に考へなければならぬ.

杭の間隔を接近して 2 本を用ふれば 力は必ずしも 2 倍にならないと 考へられるが, 試驗の場合には徑約 20 cm の杭に對し 1 m の間隔を置いた時にも隣の杭の影響は殆ど認められなかつた.

組合せ杭は頭部をボールトで締めた程度では各別々の杭の和だけの水平抵抗力は發揮しない.

III. 杭の深さによる影響試驗

上記の結果は何れも杭の頭が地表上に出てゐる場合であるが一般に使用されるのは之が全部地中にある時が多い, 依つて之を模型に就て試驗した.

試驗は第 1 報の圖—1 に示した 幅 60 cm×高 30 cm×長 80 cm の函を用ひた小型裝置及び 圖—8 の幅 1.8 m, 高 1.8 m, 長 2.5 m の函を用ひた大型裝置に就き乾燥した砂 (第 1 報と同樣の) を使用, 杭は小型では何れも函の中央に於て第 1 報と略同じ寸法のものを用ひ大型では長さ 100 cm の溝形鋼を用ひ平らな面に力が加はるやうにした. 砂は此の試驗では何れも杭を設置して靜かに上から注入した.

試驗は小型裝置による 2 種及大型裝置による 1 種合計 3 種である.

1. 小型裝置
   a. 杭の深さの影響試驗
   b. 壁の挫杭として使用した場合の試驗
2. 大型裝置　壁の挫杭試驗

[1] 杭の深さの影響試驗 (小型裝置による結果)

杭の寸法 高 28.86 幅 11.0 厚 1.7 cm の上端に水平力を加へ力と杭の移動量との關係を見る. 力は第 1 報と同樣であるが移動量は杭を地中に埋込んだ爲杭の上端に取付けた鐵線の地表面に於ける動きをダイヤル, ゲージにより讀み取る. 杭の上端の高さを地表面上及下に變化した場合に各深さ毎に 0 の影響を見た.

試驗の種類は次表の通りである. 杭の長さは常に 28.86 cm

地表面上の高さ h_1 (cm) (−は表面下を示す)	+8.06	+5.78	+2.0	±0	−2.0	−5.0	−10.0
h_1/h (h は杭の長さであつて常に 28.86 cm)	+0.28	+0.20	+0.07	±0	−0.07	−0.173	−0.347

試驗の結果は第 1 報と同樣に地表面の動き d が 0.333 cm. 0.833 cm 及 1.666 cm 卽ち杭の長さ h の 1/75, 1/30 及 1/15 に相當する時の力と θ との關係を圖—20 の如く表はした．更に d=0.833 cm に於ける $\frac{h_1}{h}$ と P との關係を圖—21 に示した．

之等によれば杭が地中深くなると共に最も有效な傾 θ は −15° から次第に −30° に移る事が明に認められ又深さの增大と共に力は著しく增大し力は杭の地中にある部分の高さの中央部の地表面からの深さの自乘に略々比例する．

之は杭が非常に丈夫な場合卽ち撓みが殆ない場合に抵抗土壓理論から考へられる處と一致する．自然地盤の試驗（II 章）で之と異つた結果が出てゐるのは撓みの影響である．

［2］ 壁の控杭として使用した場合の試驗（小型裝置による結果）

上記と同樣の裝置により函の一側に設けた高 30 cm 幅 60 cm の底部の蝶番の周りに回轉し得る壁を初め鉛直に立て控桿及控杭を取付けて函內に砂を滿した後壁の上部に外方への力を加へその移動量と力との關係を調べ之

圖 — 20　深さの異る場合の θ と力との關係

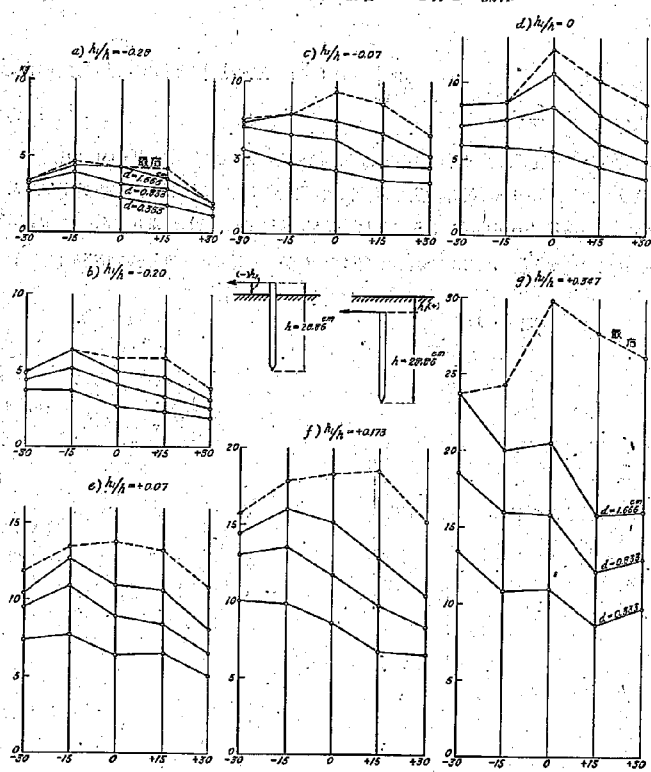
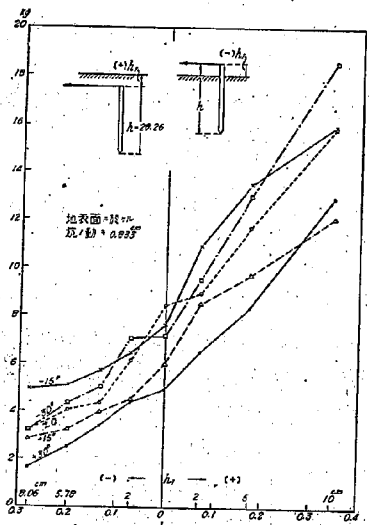


圖 — 21　h_1/h と力との關係(小型試驗)



によつて控杭の有效さを比較した．控は壁の上端より 5.2 cm の部分に取付け，その長さは常に 33.3 cm と定めその他端に長さ 15 cm の控杭を取付けた．控杭は幅 5 cm 厚 1.0 cm の寸法のもの 4 枚を各 12.5 cm 間隔に取付けたのであつて控桿の取付は杭の上端より 1.6 cm の距離に定めた．杭の傾は鉛直に對し $\theta=-45°$ 乃至 $+30°$ の範圍に變化せしめたもの及組合はせ杭 ($\theta=\pm15°$ 及 $\pm30°$ の 2 組) とに就て比較試驗を行つた．組合はせ杭は試驗に θ が 2 本の間の角が自由に變化し得る樣裝置した．試驗の結果は圖—22 に示した通りであつて $\theta=-30°$ が最も有效であるとの結果を得た．圖—21 の $\frac{h_1}{h}$ は此の場合 $\frac{3.6}{15}=0.24$ となり有效な θ が $-15°$ から $-30°$ に移る附近であつて兩者の結果は略々一致する．

［3］ 壁の控杭として使用した場合の試驗

(大型裝置による結果)

上記と同樣の試驗を大型裝置に就て行つたのであるが控杭には薄形鋼の長さ 100 cm の斷面 15×7.5 cm のもの 4 本を用ひ壁との間隔は 200 cm 控桿の高さは砂表面以下 31.2 cm にある樣にし桿の間隔は 37.5 cm にした．杭の上端から 10 cm の箇所に力が加はるやうにした．結果は圖—23 に示した通りであつて $\theta=-15°$ が最も有效である．圖—21 の $\frac{h_1}{h}=\frac{21.3}{100}=0.212$ であつて有效な θ が $-15°$ と $-30°$ との境附近に相當する．

圖 — 22

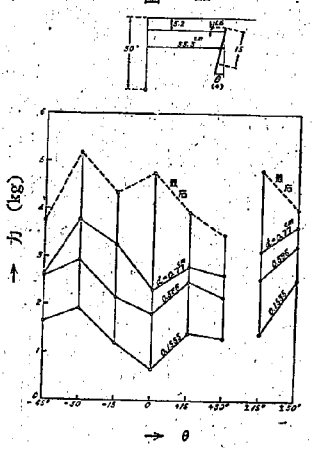
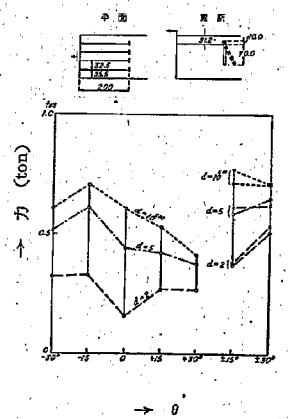


圖 — 23



［4］ 結果に對する考察

杭の深さが大になれば有效な θ の絕對値が次第に大になる事は II 章に得た結果を裏書するものである．杭の長さが異る時の長さと力との關係は II 章の結果と異るやに見えるが旣に述べた通り理論上からは力は杭の土中の長さの自乘に比例すべきであつて此の小型試驗結果は略々之と同じ結果が得られてゐる．しかし實際に丸太杭を使用する場合には杭の撓みが非常に影響して非常に硬い地盤でない限り地表附近の抵抗土壓力は杭の撓みを支へるだけの力なく之によつて杭の水平支持力が左右される．卽ち撓みの大なる松丸太等の場合は II 章に述べた結果——卽ち水平支持力が長さの一乘に略々比例するとの結果——が適用され撓みが餘ない頑丈な鐵筋コンクリート杭或は鐵筋コンクリート控壁等では折損しない範圍では地中の長さの自乘に比例するとの結果に次第に近くなる樣に思ふ．

底面の軸の周りに回轉する壁に控杭を取付けて行つた結果も θ に對する關係は從來得たのと略同樣，深さによつて $\theta=-15°$ 乃至$-30°$ に於て最も有效との結果を得た．

倚組合はせ杭の $\theta=\pm15°$ 及 $\theta=\pm30°$ の 2 組をたゞ頭部をボールトでつなぎ各 2 本の間の角が試驗中自由に變るやうにした時と 2 本を頭部で固定し角が全然變化しないやうにした場合とで小型試驗を行つた結果によれば後者が前者の約 1.5 倍の力を支へ得るとの結果が得られた．

IV. 塔狀構造物の支索の控杭として使用した場合の模型試驗

以上はすべて水平力の加はつた場合であつたが塔狀構造物の控杭を考へて斜上から力を加へた場合に就て（第 1 報圖—1 と略同樣の裝置で）試驗を行つた結果は次の通りである．卽ち側面硝子張の槽內に砂（第 1 報と同樣）を滿し水平と $\alpha=15°$, $30°$ 及 $45°$ の傾きから力を加へた時の杭の頭の水平方向への移動量と力との關係を圖—24 に示す．此の場合 θ のとり方を力の方向と直角の面からの傾とした．θ と水平力との關係を圖—25 に示した．

之に就て見るに $\alpha=0$ の場合には $\theta=-15°$ が最大であつたものが，α が大になるに從つて θ の負の値が大となり $\alpha=45°$ では $\theta=-45°$ より稍大なる時に最大となる．$\alpha=0$, $\theta=0$ の抵抗土壓力と $\alpha=15°$, $\theta=-15°$ の抵抗土壓力は略々同一であるに拘らず拔け出す力の分力は前者は 0，後者は $P\sin 15°$ だけあるから後者の場合の方が拔け出し易い．次に $\alpha=0$, $\theta=0$ と $\alpha=15°$, $\theta=0$ とでは拔け出す分力は何れも 0 であるが抵抗土壓力は前者の方が大である．その他の場合も同樣に考へて α による P が最大になる θ の値は，鉛直の場合に比して α だけずれる事はないと考へられる．卽ち $\alpha=0$ の場合には $\theta=-15°$ が最大，$\alpha=15°$ の場合には最大は $\theta=-15°$ と $-30°$ とにあると考へられる．同樣に

$\alpha=30°$ では　$\theta=-15°$ と $-45°$ の間

$\alpha=45°$ では　$\theta=-15°$ と $-60°$ の間

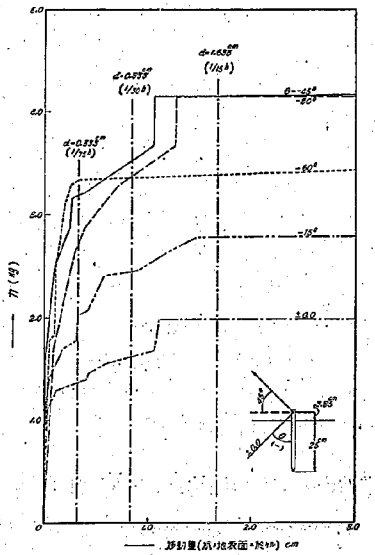
になるべき事は試驗を俟たずとも明であるが試驗の結果は上記の範圍が著しく縮少されて明瞭になつてゐる．

卽ち塔の控杭として使用する場合に最も有效な傾は支索の方向と直角な面から測定した角を θ とすれば長さ 2m 以下の短い杭の場合には $\theta=-15°-\frac{\alpha}{2}$ なる時と極めて近似的ではあるが考へてよいやうに思ふ．更に長い杭或は地中深く埋込んだ場合には $\theta=-30°-\frac{\alpha}{2}$ に近い値が最大抵抗力を示すと思ふ．

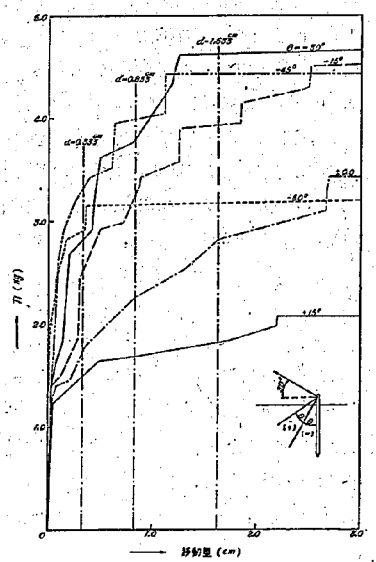
水平方向の抵抗力と杭の傾 θ との關係に就て實驗結果から $d=1.668$ cm の場合の P と θ との關係は次式に依つて表はされる．

圖 — 24 斜上から力が加つた場合の力と水平移動量との關係

(a)



(b)



(c)

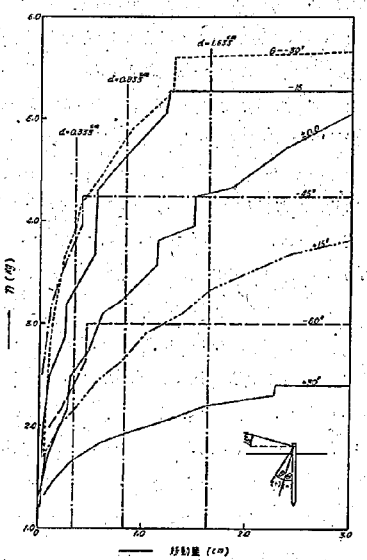
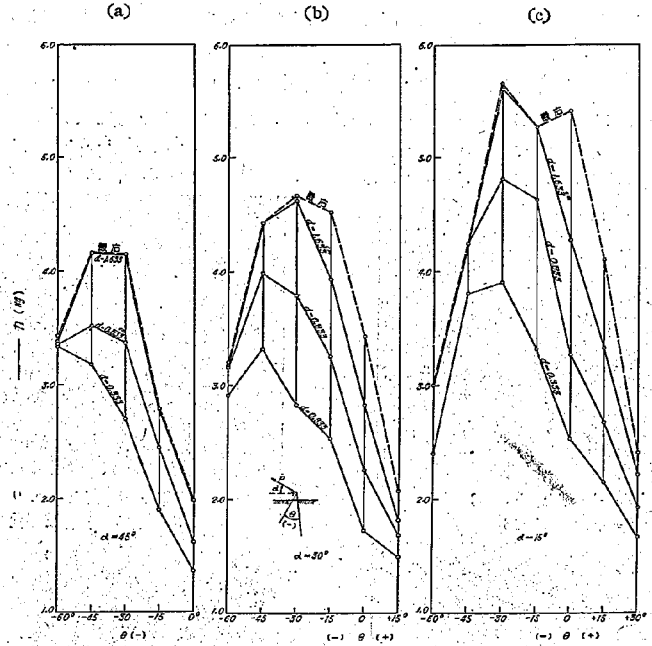


圖 — 25　斜上から力を加へた場合の θ と力との關係



$\alpha=0$ の場合（第 1 報圖—4(b)參照）　$P=-2.0\sin(4\theta-30°)+5.0$

$\alpha=15°$ 〃　（第 2 報圖—25(c) 〃 ）　$P=-1.7\sin(4\theta)+4.0$

$\alpha=30°$ 〃　（ 〃　圖—25(b) 〃 ）　$P=-1.5\sin(4\theta+30°)+3.5$

$\alpha=45°$ 〃　（ 〃　圖—25(a) 〃 ）　$P=-1.3\sin(4\theta+60°)+3.0$

V. 結　　語

以上の結果を要約するに控杭の抵抗力はその傾きが普通に考へてゐる傾きと反對の方向に，ある傾をなした場合の方が有效であり，この傾によつてその抵抗力を 2 倍位大になし得る．

實際の寸法の杭を使用し粘土及砂地盤に於て試驗した本報告の結果によれば，短い杭（長さ 2.3 m 以下）の場合には −15°，長い杭（長さ 4.5 m）の場合には −30° 傾けた場合が最も有效である．

試驗の時よりも杭が土中深く打込まれた場合即ち同じ長さの杭でもその頂が土の表面より下にある樣な場合には拔け出しの危險が少となり θ の絕對値が尚大なる傾の方が有效になると思ふ．

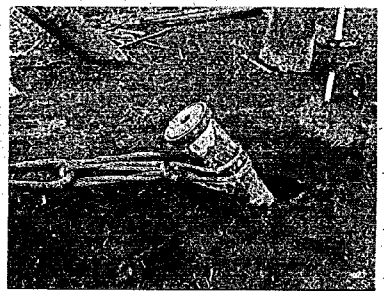
塔の支索等の控杭の最も有效な傾は，砂を用ひ模型杭によつて試驗した結果によれば $\theta=-15°-\alpha/2$（θ 及 α に就ては圖—19 參照）の場合である．この場合も長さが大になれば（4.50m 程度の長さでは）$\theta=-30°-\alpha/2$ となると推定される．

控杭として使用する時出來る丈杭を土中深く埋込めばその有效さは著しく增加する.

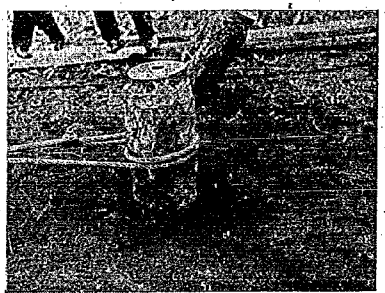
2 本の杭を組合せて使用する（寫眞—4）時の水平抵抗力は各別々の 1 本の杭の支持力の和よりも少であつて必ずしも有效ではない.

本試驗には主として當所員山川技手及三森利夫が從事し昭和 13 年 9 月～11 月に行つたものである. 倘裝置の一部は內務省東京土木出張所及橫濱土木出張所より借用した. 玆に記して感謝の意を表する.

寫眞—1 低地試驗 試驗番號 No. 11.
$\theta=-30°$ 地表面に於ける水平移動量 $d=16$cm の時



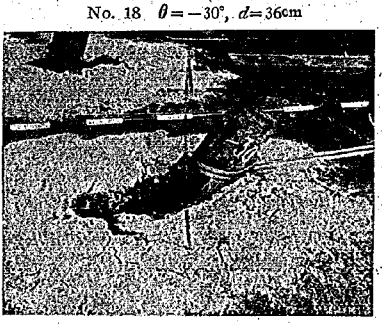
寫眞—2 同左 No. 5
$\theta=0$, $d=15$



寫眞—3 同上 No 12
$\theta=+30°$, $d=18$

寫眞—4 同上 No. 9
$\theta=\pm 15°$ 組合はせ杭

寫眞—5 高地試驗，長い杭
No. 18 $\theta=-30°$, $d=36$cm



寫眞—6 同左 $d=49.5$cm までになつた後力を弛めた狀態
此の場合の d の戻り高 26.0cm

普通早强中庸熱硅酸質混合高爐セメント及磐土セメントに關する比較試驗(第2報)

內務技手　川　畑　健　雄

目　次

I. 總　說……(1)
II. 試料及び試驗方法……(1)
III. 試驗結果並に其の考察……(2)
[1] 普通セメント……(2)
[2] 早强セメント……(4)
[3] 硅酸質混合セメント……(4)
[4] 磐土セメント……(5)
IV. 各種セメントの比較……(11)

I. 總　說

本報告は先に本所報告 41 號に報告せる各種セメントの比較試驗（第1報）に引續き，其の後に送付を受けたる本邦產各種セメントに就て行ひたる化學組成，物理的性狀並に諸强度に關する試驗結果を記述し，之が補遺としたるものである．尙本文の最後には第 1 報及び第 2 報の結果を一括總合し要約した．要するに第 1 報及び第 2 報に於ては最近に於ける各種セメントの諸性質に就て聞く概括的批判を與へたものである．

II. 試料及び試驗方法

試料は第 1 報に述べたると同樣各セメント工場に依頼し，鐵力罐に密封して送付を受けたる新鮮なるセメントにして，昭和 13 年 3 月～4 月中の製品である．其の種類は普通ポルトランド・セメント 12，早强ポルトランド・セメント 1，硅酸質混合セメント 3，磐土セメント 1，合計 17 である．而して各試料の製造工場を列記すれば次の如くである．

淺野セメント（東京工場，門司工場）	日本セメント（八代工場，佐伯工場）
大分セメント（由良工場，津久味工場）	豐國セメント（名古屋工場）
大平セメント（德浦工場）	日の出セメント（天草工場）
宇部セメント（宇部工場）	三河セメント（田原工場）
土佐セメント（高知工場）	磐土セメント（大阪窯業工場）

之等各種セメントの中普通セメント，早强セメント及び硅酸質混合セメントの概要に就ては既に第 1 報（2章）に記述したるを以て之を省略し，今回新に試驗に加へた磐土セメントに就てのみ次に概說する．

磐土セメント

磐土セメントは佛國，米國に於て 1907～1909 年頃夫々獨立に發明せられたものであつて，現在では佛國のシマン・フォンデュー (Ciment Fondu)，米國のラムナイト (Lumnite)，伊國のシタデュール (Citadur) 等が製

造販賣せられて居るが，價格もポルトランド・セメントに比較して數倍の高價である爲，特殊の場合に使用さるるに過ぎず產額も大なるもので無い．礬土セメントの主成分は，ポルトランド・セメントと同樣に珪酸，礬土，酸化鐵及び石灰の4成分であるが其の含有割合は著しく異なり，礬土含有量が特に多く且つ早强性なるを特徵とする．即ち後述の如く礬土の含有量が40～50％にも達し，從つて其の水硬性化合物もポルトランド系セメントの珪酸石灰鹽類に比較して，著しく短期强度の大なる1:1礬土酸石灰（$CaO \cdot Al_2O_3$），3:5礬土酸石灰（$3\,CaO \cdot 5\,Al_2O_3$）等の礬土酸石灰鹽を主體となし著しく早强性なるセメントである．從つて其の原料も高礬土質のものを必要とし，外國に於ては含水礬土鑛であるボーキサイト（Bauxite）を使用して居り，又製造法もポルトランド・セメントと全く異なり熔融法に依つて製造するものである．即ちポルトランド系セメントは廻轉窯中にて1,400～1,450℃の溫度で半熔融（Sinter）狀態に燒成するのであるが，礬土セメントは粗粉碎せるボーキサイトと，粗碎石灰石或は石灰を配合し，電氣熔融爐或は鼓風熔融爐にて完全に熔融せしめ，流出するものを急冷し且つ微粉碎し還元鐵を電磁石で分離して製造したセメントである．本邦に於ては從來礬土セメントの原料であるボーキサイトの國內產出が無かつたので，その製造は全く企てられなかつたが，最近北支及び滿洲國に於て高礬土質原料である長城粘土（主にダイアス・ポール）が豐富に產出さるゝ樣になり，始めて礬土セメントの製造を見るに至つたのである．

試驗は第1報と同一項目に就て行つたが之を列記すれば次の如くである．

（1） 化學成分とセメント中に含まるゝ主要水硬性化合物

（2） 日本標準規格（J.E.S. No. 28）に依る物理的諸性質

(i) 比重 (ii) 4,900孔篩查 (iii) 標準稠度水量又び凝結時間．(iv) 膨脹性龜裂

（3） 强　　度

(i) 1:3 硬練規格モルタル强度

(ii) 1:1 及び 1:2 日本工學會制定軟練モルタル强度

(iii) 1:2:4 コンクリート强度

III. 試驗結果竝に其の考察

第2回試料に就て前記各項目の試驗を行つた結果を表—1—7 に示した．而して之等の結果を各種のセメントに就て第1報の試驗結果と比較して考察すれば次の如くである．

［1］ 普通セメント

第2回試料は12工場の製品であるが，其の灼熱減量は0.69～1.21％平均0.90％を示し，第1報試料12製品の灼熱減量と大差なく何れも新鮮であつて，第1回試料と第2回試料とは製造年月日及び試驗期日を夫々異にして居るが，各種セメントの性質を比較し得るに足るものと認められる．其の化學成分を見るに，主要成分たる珪酸，礬土，酸化鐵及び石灰の中，石灰及び礬土の含有量は大差なきも，珪酸約0.5％多く酸化鐵0.25％少くなつて居る．從つて水硬性化合物中珪酸三石灰約3％少く，反對に珪酸二石灰約3％多く，セリツト部分1％少く礬土酸三石灰は大差がない事になる．然し或る試料例へばNo. 37 は珪酸三石灰 36.3％，珪酸二石灰38.9％で珪酸三石灰の含有量が珪酸二石灰より約3％も少ない點他の普通セメントと稍趣きを異にして居る．次に物理的性質は何れも日本標準規格に合格するものであつて，平均凝結時間は始發2時間38分，終結4時間16分で第1報の平均と大差が無い．比重も平均3.16にして全く等しい結果を示して居る．粉末程度は4,900

孔殘査に依つて表したが平均 3.14 %を示し，第 1 報の平均値 2.77 %に比較して幾分粉末度が大に出て居るが，試料 No. 36 及び No. 33 K の殘査が夫々 8.59 %，5.12 %の如く特に多いものが存在して居た事に原因するのであつて，其の他の試料の粉末度は何れも大同小異である．膨脹性龜裂は煮沸法に依つて檢したが何れも異狀を呈するものが無かつた．1:3 硬練モルタルの引張及び壓縮强さは各試料何れも第 1 報試料同樣に日本標準規格强度に合格し，優れた成績を示して居り又强度の增進も順調である．又軟練モルタル强度（配合 1:2 及び 1:1）は共に日本工學會軟練モルタル規格案强度に合格して居る．次に 1:2:4 コンクリート强度は第 1 報同樣にスランプ 12 cm を標準とし，使用骨材は多摩川產洗砂及び砂利にして砂は 5mm 以上を篩分け除去して使用し，又砂利は粒度を一定にする爲に 10～5 mm，20～10 mm，25～20 mm の 3 部分に大約篩分けたるものを更に次の如く混合して使用した．

10～5 mm 45 %，20～10 mm 35 %，25～20 mm 20 %

又此の場合セメントのみは 1,500 kg/m³ として計算した．

表—8 は砂及び砂利の物理的性質を再錄せるものである．供試體製作方法はすべて標準試驗方法に依つた．之等の試驗結果を見るに同一軟度に要する水比は平均 62.5 %であつて，第 1 報試料より 0.5 %少なかつたのは粉末度其の他の影響によるものと考へられる．試料 12 の平均壓縮强さは材齡 3 日，7 日，28 日に於て夫々 58.6 kg/cm²，110 kg/cm²，220 kg/cm²，282 kg/cm² であつて，第 1 報平均强度の夫々 76～87 %を示し幾分劣つて居る．之は 1:3，1:2 及び 1:1 モルタルの場合も認められる事であるが，其の原因は試驗期日の相違其の他の誤差に基くものであるが，猶セメントの各水硬性化合物の含有割合の相違に由るものと考へられる．各試料間の强度に可成の相違のある事は第 1 報に於て指摘した處であるが，第 2 回試料に就ても同樣な事實を認め得た．

猶最近北支唐山啓新洋灰工場の普通セメントに就て試驗を行つた結果を參考の爲に示せば次表の如くである．

北支唐山啓新洋灰工場製ポルトランド・セメントの性質

化學分析	灼熱減量 %	不溶解殘査 %	珪酸 SiO_2 %	礬土 Al_2O_3 %	酸化鐵 Fe_2O_3 %	石灰 CaO %	苦土 MgO %	硫酸 SO_3 %
	1.31	0.13	22.63	5.36	2.88	64.53	1.28	1.16

比率及び構成化合物	水硬率 H. M	活動係數 SiO_2/Al_2O_3	珪酸率 SiO_2/R_2O_3	鐵率 Al_2O_3/Fe_2O_3	珪酸三石灰 $3CaO\cdot SiO_2$ %	珪酸二石灰 $2CaO\cdot SiO_2$ %	礬土酸三石灰 $3CaO\cdot Al_2O_3$ %	礬土酸酸四石灰 $4CaO\cdot Al_2O_3\cdot Fe_2O_3$ %
	2.09	4.22	2.75	1.86	46.3	30.5	9.5	9.0

物理的性質	粉末程度 %		比重	凝結時間				膨脹性龜裂		
	4,900孔	10,000孔	(其儘)	水量%	始發時分	終結時分	室温°C	濕度%	浸水法	煮沸法	濕氣箱°C
	4.58	—	3.10	28.5	1—45	3—25	21.0~21.5	—	—	完全	—

硬練モルタル强度 (1:3)	引張强さ kg/cm²				壓縮强さ kg/cm²				水槽温度 °C		
	水量%	3 日	7 日	28 日	水量%	3 日	7 日	28 日	3 日	7 日	28 日
	6.8	32.1	32.8	41.4	7.0	279	369	465	22.0～20.0 °C		

軟練モルタル强度 (1:2)	w/c %	フロー %	曲げ强さ kg/cm²			壓縮强さ kg/cm²		
			3 日	7 日	28 日	3 日	7 日	28 日
	65	173	30.2	42.0	61.5	106	154	249

之を見るに本セメントは化學成分，物理的性質竝に諸强度何れも日本標準規格に合格する製品であつて，本邦產普通セメントに類似し，中强度のものと略同强度の性質を示し，一般工事用として使用し得られるものと考へられる．

[2] 早强セメント

第 2 回の早强セメント試料は僅に 1 工場の製品 1 個に過ぎなかつた. 其の化學成分を同一工場の普通セメント (No. 37j) に比較するに, 珪酸約 0.4 %少く, 石灰約 1.5 %多く, 從つて之等を水硬性化合物に直して見るに早期强度を支配する珪酸三石灰は 48 %にして約 10 %多く, 反對に珪酸二石灰は 29 %にして約 10 %少くなつて居る. 然しながら之を普通セメント 12 工場の平均に比較すれば, 珪酸は大差なく石灰僅かに 0.4 %增して居るに過ぎない. 從つて珪酸三石灰及び珪酸二石灰の含有量は普通セメントの平均値と殆んど相等しく, 僅かに水硬性化合物中最も加水分解速にして, 早期强度に影響する礬土酸三石灰が 1.2 %多い點が異るのみである. 一方其の粉末程度は 4,900 孔殘査 0.68 %にして, 普通セメントの平均 3.14 %に比較して著しく微粉碎せられて居り, 此の點が早期强度發生に役立つて居るものと考へられる. 第 1 報中の早强セメント試料 No. 19 i が珪酸三石灰約 50 %, 珪酸二石灰約 26 %であつて, ほゞ此の No. 37 j と類似する成分を示して居り, 之等の早强セメントは他の早强セメントの如く水硬性最も强き珪酸三石灰の含有量が 60~65 % であるのに比較して, 著しく異なる化學組成を示して居る. 從つて兩試料の 3 日, 7 日の短期强度は他の早强セメントに比較して劣り, 例へばコンクリート强度に就て見るに夫々約 70 %, 80 % であるが材齡の進むと共に接近して 28 日, 91 日に於ては遜色を認めない. 然しながら 1:3 硬練モルタル强度は, 何れも最近制定せられたる早强セメント規格强度に合格するものである.

第 1 報及び本報の試驗結果より見て一般に早强セメントは, 同一工場の普通セメントに比較すれば高石灰型にして, 珪酸三石灰の含有量約 5~10 % 多くなつて居る. 然しながら早强セメント中には No. 19 i, No. 37 j の如く珪酸三石灰の量は略普通セメントの平均に類似して居るが, 微粉碎に依つて早强性を發揮せしめて居るものと, 又一方其の他の早强セメントの如く珪酸三石灰の含有量を 60~65 % の如く普通セメントに比し著しく大ならしめ, 且つ微粉碎に依つて早强性セメントたらしめたものと 2 樣のものが存在する樣に見受けられる. 然しながら本邦最近の普通セメントは早期强度に重點を置く傾向があり從つて品質は高石灰型に傾きつつあり, 其の成分も早强セメントに類するもの數種ある事を念頭に置く必要がある.

[3] 珪酸質混合セメント

珪酸質混合セメントは 3 工場の製品に就て試驗を行つたが, 其の化學成分を見るに第 1 報試料 3 種の平均に比較して灼熱減量約 1.33 %にして 1.6 %少く, 珪酸 33.23 %にして 3 %少く, 石灰約 53.25 %にして 4 %多くなつて居る. 之は第 1 報に於て旣に說明せる如く, 混合材たる珪酸質物の化學組成, 混合量の相違に依つて化學組成は勿論物理的性質も當然異るべきものである. 粉末程度は 4,900 孔殘査平均 1.98 %にして, 同一工場の普通セメント或は普通セメント平均 3.14 %に比較して著しく微粉碎されて居り, 特に試料 No. 43 k の 4,900 孔殘査は 0.82 %の如く僅少にして, 普通セメント No. 33 k の殘査 5.12 % に比較して甚しく微粉末であり, 混合材混和による强度の遲發生の緩和に役立つて居る事が知られる. 平均凝結時間は始發 3 時間 18 分, 終結 5 時間 30 分で共に普通セメントより遲く, 煮沸法に依る膨脹性龜裂試驗では各試料共安定であつた. 而して之等の物理的性質は何れも日本標準規格に合格する事を示して居る.

强度試驗結果を見るに, 1:3 硬練モルタル强度は普通セメントと大略同程度の强度を示し, 混合材混和の影響が現れて居ないが, 軟練モルタル 1:2, 1:1 及び 1:2:4 コンクリートに於ては各材齡共普通セメントの平均强度

に劣り，混合材混和による强度の低下を明瞭に知る事が出來る．之は全く第1報に述べたる如く，現行硬練モルタル强度試驗法は此種混合セメントに不適當である事を示すものである．一般に混合セメントは强度の增進大にして長期强度は著しき遜色を示さない．

［4］礬土セメント

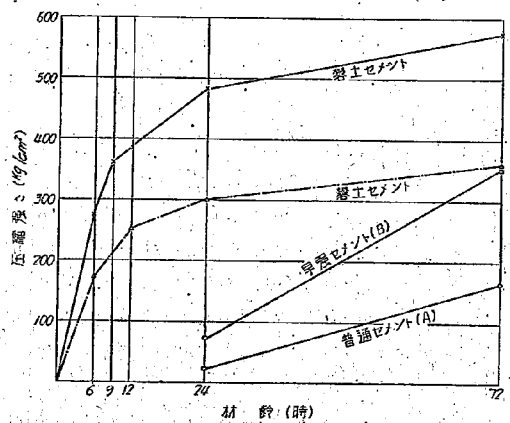
礬土セメントは其の名の示す如く礬土を主成分とする特殊セメントであり，其の主成分をポルトランド・セメントに比較するに，珪酸 5.3 %で約 17 %少く，酸化鐵 2.2 % で約 1 %少く，石灰 37.8 %で約 27 %も少いが然し礬土は 51.2%で約 45 %も多く全く普通のセメントと化學組成を異にするものである．從來報告されたラムナイト，シマン・フオンデュー[1]，及びアルカ等の外國製礬土セメントの礬土含有量は 44～35 %であるに比較して，本試料の礬土セメントは約 10～15 %多く，又酸化鐵は 10 % 以上も少ない事は前者と著しい相違である．從つて從來の文獻に報告されて居る如く，外國製礬土セメントは早期强度は大なるも長期强度は比較的小なる 1:1 礬土酸石灰($CaO \cdot Al_2O_3$)[1]を主要水硬性化合物とし，其他少量の 5:3 礬土酸石灰 ($5CaO \cdot 3Al_2O_3$)，珪酸二石灰 ($2CaO \cdot SiO_2$) から構成せられて居る．之に對し此の礬土セメントは礬土の含有量が 50 %の如く特に多量である爲に，大體早期强度は 1:1 礬土酸石灰に劣るが長期强度の大なる，3:5 礬土酸石灰 ($3CaO \cdot 5Al_2O_3$)[2] が主要水硬性化合物であつて，1:1 礬土酸石灰は少く，且珪酸はゲーレナイト ($2CaO \cdot Al_2O_3 \cdot SiO_2$) を形成して居ると云はれて居る．此の礬土酸石灰鹽は珪酸石灰鹽に比較して著しく水和作用 （本文は10頁につづく）

1) 永井彰一郎　セメント概論

圖—1　ポルトランド・セメント竝に礬土セメントの短期壓縮强さの比較 (I)

——— 1:1 軟練モルタル普通養生 (16°～18°C)

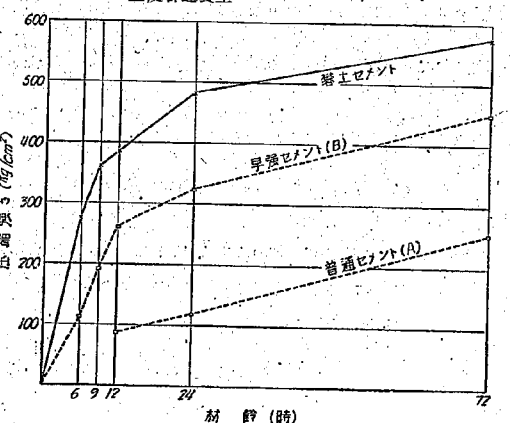
—·—·— 1:2:4 コンクリート普通養生 (16°～18°C)



圖—2　ポルトランド・セメント竝に礬土セメントの短期壓縮强さの比較 (II)

——— 1:1 軟練モルタル普通養生 (16°～18°C)

------ 1:1 軟練モルタル 12 時間 50°C，蒸氣養生後普通養生



表—1 本邦最近の各種セメントの化學組成並に比率係數

セメントの種類	試料番號	灼熱減量	不溶解殘査	珪酸 SiO_2	礬土 Al_2O_3	酸化鐵 Fe_2O_3	石灰 CaO	苦土 MgO	無水硫酸 SO_3	水硬率	珪酸率	活動係數	鐵率
		%	%	%	%	%	%	%	%				
普通セメント	No. 29	0.80	0.22	23.66	4.96	2.68	64.66	1.48	1.51	2.03	3.10	4.77	1.85
	No. 30	0.88	0.12	21.84	5.57	3.85	65.24	0.88	1.16	2.09	2.32	3.92	1.45
	No. 31	0.70	0.34	22.52	5.27	2.89	65.20	1.28	1.11	2.13	2.76	4.27	1.82
	No. 32	0.87	0.20	22.84	5.61	2.97	64.90	0.96	1.07	2.04	2.66	4.07	1.89
	No. 33 k	0.82	0.10	22.58	5.88	3.28	64.71	1.06	1.12	2.04	2.47	3.84	1.79
	No. 34	1.21	0.27	22.11	6.12	3.23	63.51	1.28	1.56	2.02	2.36	3.61	1.89
	No. 35	0.82	0.23	22.95	4.72	3.11	65.73	1.10	0.97	2.14	2.93	4.86	1.52
	No. 36	1.04	0.55	22.61	5.69	3.09	64.50	1.20	1.11	2.05	2.58	3.97	1.84
	No. 37 j	0.74	—	23.11	6.09	2.76	63.87	1.78	1.16	2.00	2.61	3.79	2.20
	No. 38	1.20	0.34	22.34	4.97	2.99	65.22	1.10	1.14	2.15	2.81	4.49	1.66
	No. 39	0.97	0.15	23.12	5.24	3.06	65.58	0.77	1.05	2.09	2.79	3.80	1.71
	No. 40 l	0.69	0.03	22.25	5.53	3.13	65.41	1.20	0.99	2.12	2.57	4.02	1.77
早强セメント	No. 41 j	0.62	—	22.71	5.75	2.82	65.27	1.55	0.98	2.08	2.65	3.95	2.04
混合セメント	No. 42 l	1.13	19.89	33.76	7.69	2.99	51.46	1.01	0.85	—	—	—	—
	No. 43 k	0.87	14.49	33.96	5.38	2.62	55.19	0.99	0.98	—	—	—	—
	No. 44 j	1.98	14.54	31.98	7.06	2.70	53.09	1.55	1.32	—	—	—	—
礬土セメント	No. 45	0.25	1.30	5.30	51.20	2.15	37.80	0.45	—	—	—	—	—
普通セメント	平均値	0.90	0.23	22.66	5.47	3.09	64.88	1.17	1.16	2.08	2.66	4.12	1.78
混合セメント	〃	1.33	16.31	33.23	6.71	2.77	53.25	1.18	1.05	—	—	—	—

備考 1. No. 34, 36, 38 以外の各種セメントの分析結果は總て各セメント會社の分析結果に依る.

2. 試料番號中符號 j, k, l は夫々同一工場の製品たるを示す.

3. 試料番號は各種セメントの 1:2 軟練モルタル壓縮强さの順である.

4. 表 中

$$\text{水硬率}=\frac{CaO}{SiO_2+Al_2O_3+Fe_2O_3},\quad \text{珪酸率}=\frac{SiO_2}{Al_2O_3+Fe_2O_3}$$

$$\text{活動係數}=\frac{SiO_2}{Al_2O_3},\quad \text{鐵 率}=\frac{Al_2O_3}{Fe_2O_3}$$

表—2　本邦最近のポルトランド・セメント中に含まるる主要水硬性化合物[1]（其—2）

セメントの種類	試料番號	珪酸三石灰 $3CaO\cdot SiO_2$ (C_3S)	珪酸二石灰 $2CaO\cdot SiO_2$ (C_2S)	礬土酸三石灰 $3CaO\cdot Al_2O_3$ (C_3A)	セリット部分 $4CaO\cdot Al_2O_3\cdot Fe_2O_3$ (C_4AF)	硫酸石灰 $CaSO_4$
		%	%	%	%	%
普通セメント	No. 29	42.0	36.2	8.6	8.2	2.6
	No. 30	53.4	22.3	8.2	11.7	2.0
	No. 31	51.6	25.7	9.1	8.8	1.9
	No. 32	45.7	31.0	9.8	9.0	1.8
	No. 33 k	44.5	31.2	10.0	10.0	1.9
	No. 34	40.4	32.9	10.7	9.8	2.7
	No. 35	54.3	24.8	7.2	9.5	1.7
	No. 36	44.9	31.0	9.9	9.4	1.9
	No. 37 j	36.3	38.9	11.5	8.4	2.0
	No. 38	54.8	22.7	8.1	9.1	1.9
	No. 39	49.9	28.2	8.7	9.3	1.8
	No. 40 1	52.8	24.0	9.4	9.5	1.7
普通セメント	平均値	47.5	29.1	9.3	9.4	2.0
早强セメント	No. 41 j	47.6	29.2	10.5	8.6	1.7

備考　1) R.H. Bogue の方法にて計算

表—3　本邦最近の各種セメントの物理的諸性質

セメントの種類	試料番號	凝結時間				比重	4,900 殘査 %	膨脹性龜裂煮沸法
		室温 ℃	水量 w/c %	始發時時分	終結時時分	(其値)		
普通セメント	No. 29	20.0	27.0	2–59	4–54	3.18	3.46	完全
	No. 30	19.7	27.3	3–25	4–58	3.17	2.63	〃
	No. 31	22.5	27.5	1–46	3–07	3.16	1.84	〃
	No. 32	20.0	27.0	2–39	4–04	3.13	1.29	〃
	No. 33 k	22.0	28.0	2–33	4–03	3.17	5.12	〃
	No. 34	22.7	28.0	2–10	3–40	3.15	1.76	〃
	No. 35	18.0	27.8	2–15	4–26	3.16	1.82	〃
	No. 36	18.5	25.7	2–31	3–50	3.14	8.59	〃
	No. 37 j	22.0	27.8	2–48	4–19	3.17	2.79	〃
	No. 38	22.5	27.3	2–30	4–10	3.16	2.99	〃
	No. 39	18.0	27.5	3–38	5–40	3.16	3.00	〃
	No. 40 1	19.0	26.0	2–25	4–04	3.14	2.44	〃
早强セメント	No. 41 j	19.0	26.7	3–28	4–52	3.16	0.68	〃
混合セメント	No. 42 1	19.0	29.5	3–50	5–53	2.97	2.49	完全
	No. 43 k	18.5	28.8	2–41	5–18	3.08	0.82	〃
	No. 44 j	19.0	32.0	3–23	5–18	2.98	2.64	〃
礬土セメント	No. 45	20.0	31.3	1–15	3–00	2.97	1.92	完全
普通セメント	平均値	20.4	27.2	2–35	4–16	3.16	3.14	〃
混合セメント	〃	18.8	30.1	3–18	5–30	3.01	1.98	〃

表—4 本邦最近の各種セメントの硬練 1:3 モルタル強度

セメントの種類	試料番號	引張強さ kg/cm² 水量 w/c %	3日	7日	28日	壓縮強さ kg/cm² 水量 w/c %	3日	7日	28日
普通セメント	No. 29	26.4	26.9	30.6	39.0	27.2	282	343	462
	No. 30	26.8	29.6	31.3	39.5	27.6	293	394	508
	No. 31	26.8	33.3	34.2	41.4	27.6	341	424	515
	No. 32	26.8	30.4	34.8	40.0	27.6	322	390	477
	No. 33 k	26.8	33.0	34.6	39.7	27.6	252	396	500
	No. 34	26.4	29.6	32.4	38.9	27.2	347	407	513
	No. 35	26.8	30.7	31.7	39.4	27.6	279	402	510
	No. 36	26.8	33.4	35.5	40.5	27.6	340	390	493
	No. 37 j	26.8	30.9	31.9	38.2	27.6	322	405	505
	No. 38	26.8	29.8	33.7	40.3	27.6	299	403	494
	No. 39	26.8	31.4	34.1	42.6	27.6	335	494	566
	No. 40 l	26.8	27.8	32.4	39.4	27.6	378	455	510
早強セメント	No. 41 j	26.8	36.4	38.3	42.0	27.6	415	514	600
混合セメント	No. 42 l	29.2	27.5	32.5	40.4	30.0	284	346	474
	No. 43 k	28.0	32.8	35.7	40.9	28.8	297	424	534
	No. 44 j	29.2	28.4	30.5	43.8	30.0	263	353	494
礬土セメント	No. 45	26.8	60.1	62.1	62.2	27.6	667	720	738
普通セメント	平均値	26.7	30.6	33.1	39.9	27.5	316	409	504
混合セメント	平均値	28.8	29.6	32.9	41.7	29.6	281	374	501

備考 I. 供試體：標準規格型にて製形
II. 實驗室温度 20°～27°C. 水槽温度 20°～25°C

表—5 本邦最近の各種セメントの軟練モルタル強度
配合 1:2 (セメント：九味浦砂) モルタル
水セメント比 65 %

セメントの種類	試料番號	フロー %	曲げ強さ kg/cm² 3日	7日	28日	壓縮強さ kg/cm² 3日	7日	28日
普通セメント	No. 29	176	21.7	32.8	54.9	71.2	115	212
	No. 30	176	20.7	36.7	58.6	74.8	137	252
	No. 31	188	24.9	36.8	59.5	76.0	126	257
	No. 32	184	26.3	39.7	57.2	91.6	152	258
	No. 33 k	163	20.1	34.0	59.8	74.9	124	261
	No. 34	191	30.3	39.0	63.7	110	146	262
	No. 35	191	21.2	36.7	58.8	80.8	140	272
	No. 36	193	26.8	38.8	65.1	92.5	159	285
	No. 37 j	189	22.4	35.4	53.8	87.4	144	287
	No. 38	197	20.0	32.5	60.3	63.8	129	296
	No. 39	195	25.0	35.8	68.9	81.4	139	337
	No. 40 l	199	28.0	45.9	67.6	123	196	357
早強セメント	No. 41 j	203	30.1	48.5	73.2	116	217	388
混合セメント	No. 42 l	182	20.8	33.0	55.7	70.4	124	197
	No. 43 k	183	22.6	36.3	57.2	70.1	130	239
	No. 44 j	171	22.7	33.9	59.7	71.3	121	265
礬土セメント	No. 45		68.4	69.2	73.6	453	474	674
普通セメント	平均値	187	24.0	37.0	60.7	86.0	142	278
混合セメント	平均値	179	22.0	34.4	57.5	70.6	125	234

備考 I. 供試體：4×4×16 cm
II. 實驗室温度 20°～27°C 水槽温度 20°～25°C

表—6　本邦最近の各種セメントの軟練モルタル强度
配合 1:1（セメント:九味浦砂）モルタル
水セメント比 45％

セメントの種類	試料番號	フロー %	曲げ强さ kg/cm²			壓縮强さ kg/cm²		
			3 日	7 日	28日	3 日	7 日	28日
普通セメント	No. 29	220	44.5	61.9	84.9	176	275	403
	No. 30	210	41.1	73.0	113.0	185	329	514
	No. 31	206	42.1	72.5	107.0	199	384	575
	No. 32	207	54.2	75.7	99.5	228	348	429
	No. 33 k	188	48.7	67.1	94.0	196	336	505
	No. 34	223	62.1	74.0	101	265	367	540
	No. 35	218	41.9	63.7	98.3	167	298	482
	No. 36	215	47.2	79.6	112	217	409	537
	No. 37 j	212	54.2	69.7	103	211	321	510
	No. 38	212	48.8	67.6	111	202	348	585
	No. 39	217	47.8	71.0	106	178	350	533
	No. 40 l	219	58.7	83.3	109	257	388	570
早强セメント	No. 41 j	209	60.7	87.3	119	248	432	585
混合セメント	No. 42 l	199	40.5	60.5	85.5	171	251	352
	No. 43 k	200	44.6	65.6	85.7	183	305	438
	No. 44 j	178	44.0	63.7	94.4	177	275	419
礬土セメント	No. 45	174	94.5	123	132	573	656	714
普通セメント	平　均	212	49.3	71.6	103	207	346	515
混合セメント	〃	192	43.0	63.3	88.5	177	277	403

備　考　1. 供試體：4×4×16 cm
2. 實驗室温度 20°～27°C　水槽温度 20°～25°C

表—7　本邦最近の各種セメントのコンクリート壓縮强さ
配合 1:2:4　スランプ 12 cm. 標準

セメントの種類	試料番號	w/c %	軟度		壓縮强さ kg/cm²			
			フロー %	スランプ cm	3 日	7 日	28日	91日
普通セメント	No. 29	62	212	11.9	58.2	93.8	201	286
	No. 30	63	220	13.0	47.4	88.5	190	270
	No. 31	63	218	12.1	52.8	111	255	276
	No. 32	63	220	13.2	73.1	132	240	295
	No. 33 k	63	212	9.5	49.4	95.2	219	273
	No. 34	62	215	11.9	77.0	116	215	298
	No. 35	62	225	12.3	48.9	100	218	318
	No. 36	62	210	11.5	66.1	147	213	286
	No. 37 j	63	220	10.6	51.5	93.2	199	238
	No. 38	63	220	12.7	40.8	101	199	254
	No. 39	63	220	11.3	54.8	105	218	288
	No. 40 l	62	222	12.5	83.0	134	272	300
早强セメント	No. 41 j	62	213	10.7	88.1	172	303	313
混合セメント	No. 42 l	65	217	12.8	51.0	94.1	185	243
	No. 43 k	63	227	12.9	51.3	92.5	224	249
	No. 44 j	67	202	9.1	48.3	83.6	188	279
礬土セメント	No. 45	60	210	13.5	359	397	496	535
普通セメント	平均値	62.5	218	11.9	58.6	110	220	282
混合セメント	〃	65	215	11.6	50.2	90.1	199	257

備　考　1. 供試體：15×30 cm 圓筒
2. 實驗室温度 18°～27°C　水槽温度 20°～25°C

表—8 多摩川産砂，砂利の性質

		砂	砂利
比重		2.65	2.60
単位重量 (kg/cm²)	標準	1765	1732
	中突	1701	1660
	輕突	1644	1614
空隙率 (%)	標準	33.4	33.4
	中突	35.8	36.2
	輕突	38.0	37.9
篩分析 各篩上殘留物の百分率 (%)	20	0	16.82
	15	0	31.48
	10	0	53.38
	7	0	79.74
	5	0	100
	25	7.41	100
	1.2	31.20	100
	0.6	55.66	100
	0.3	83.00	100
	0.15	96.25	100
粗粒率		2.74	7.81
泥分		1.62	—

が急速に進行し，硬化作用も迅速にして，後述の如く6時間程度の短時間に，普通セメント7日以上の壓縮強さを示し，到底ポルトランド系セメントの到達し得ざる短期強度を示すものである．聚土セメントはポルトランド・セメントの如く急結性を有せざる爲，粉碎時に急結緩和劑たる硫酸石灰 ($CaSO_4$) を加へない．

次に一般セメント同樣に日本標準規格によつた物理試驗結果を見るに，比重は2.97でポルトランド・セメントより稍少く，粉末程度は4,900孔殘査 1.92％で普通セメント平均より細く，早强セメントの程度である．凝結時間は前述の如く硫酸石灰を加へて無いのであるが，本試驗の結果に依れば始發 1 時間 15 分，終結 3 時間で日本標準規格の範圍内にある．又膨脹性龜裂試驗も異常を示さない．

聚土セメントの最も長所とする處は，他のセメントに比較して短期强度が著しく大なる點である．表—9 は普通セメント 1 種，早强セメント 2 種及び聚土セメント 1 種に就て製形後 6 時間，9 時間，12 時間，24 時間及び 72 時間までの短期壓縮强さを試驗し以て强度發生の經過を比較せるものである．供試體は配合 1:1，水量 45％の軟練モルタルであつて養生は普通セメント及び早强セメントに就ては普通養生 (16°～18°C) 竝に 12 時間高溫蒸氣養生後普通養生 (50°C) の 2 方法を採り，聚土セメントには普通養生のみを行つた．圖—1，2 は此の結果を圖示せるものである．

表—9 ポルトランド・セメント竝に聚土セメントの短期强度

試料	試料番號	配合	w/c %	軟度 フロー %	軟度 スランプ %	(1) 養生溫度 °C	壓縮强さ kg/cm² 6時間	9時間	12時間	24時間	72時間
普通セメント	A	1:1 モルタル	45	213	—	16～18	—	—	—	22.4	163
〃	〃	〃	〃	〃	—	50	—	—	91.2	123	253
早强セメント	B	〃	〃	206	—	16～18	—	—	—	75.0	352
〃	〃	〃	〃	〃	—	50	113	195	262	325	449
〃	C	〃	〃	210	—	16～18	—	—	—	57.9	260
〃	〃	〃	〃	〃	—	50	70.3	176	232	316	380
聚土セメント	No. 45	〃	〃	177	—	16～18	276	363	385	486	573
〃	〃	1:2:4 コンクリート	60	210	12.8	172	172	—	255	302	359

備考 (1) 高溫養生：12 時間 50°C の蒸氣養生其後標準養生

(2) 供試體：モルタル 4×4×16 cm，コンクリート 15×30 cm 圓筒

2) 橋本，長野．コンクリートの早期强度に就て 日本ポルトランド・セメント技術會報告 24 號

之等の表及び圖に依つて明らかなる如く，礬土セメントの 24 時間以内の短期强度は，他のポルトランド・セメントに比較して斷然他を拔んでて高强度を示して居る事が分る．例へば 1:1 モルタルの 6 時間壓縮强さは 270 kg/cm² を示し，高温蒸氣養生を行つた普通セメント（A）の 24 時間强度の約 2.2 倍，又早强セメント（C）の 6 時間强度の約 2.4 倍にも達して居る．次に普通養生のものを比較すれば，僅に 6 時間或は 9 時間で早强セメントの 72 時間の强度を示して居る．尙コンクリート供試體に就て之を見るに 6 時間に於ける 1:2:4 コンクリート壓縮强さは（表—7 參照）172 kg/cm² を示し，普通セメント 7 日或は早强セメント 3 日の强度を凌駕し，24 時間では既に 302 kg/cm² に達し，普通セメント 91 日の强度或は早强セメント 28 日の强度に迫つて居る．從來の報告[1]に依れば，外國製礬土セメントは 28 日以後の長期强度增進極めて少く，往々低下の傾向を示す事あるのに比較して本試料は强度の增進も順調であり，91 日までの試驗に依れば猶 28 日强度の 108％を示し强度の低下を示して居ない．然しながら壓縮强さ大なるに比し，一方引張或は曲げ强さの之に伴はない傾向が見受けられる．例へば普通セメントの 1:2 軟練モルタルの脆度係數（壓縮强さ/曲げ强さ）は 3 日，7 日，28 日に於て夫々 2.5，2.3，4.6 であるに比し礬土セメントは夫々 6.6，6.8，9.2 の如く著しく大であり此の點は礬土セメントに就て留意すべき事項であると考へられる．

IV．各種セメントの比較

以上第 1 報，第 2 報に於て本邦の主なる 17 セメント製造會社 26 工場の製品，即ち之を種類別にすれば普通セメント 24，早强セメント 9，中庸熱セメント 3，珪酸質混合セメント 6，高爐セメント 2 並に礬土セメント 1 總數 45 に就て其の化學組成，物理的性質並にモルタル及びコンクリートの諸强度の比較試驗を行ひ，以て相互の性質を比較檢討して本邦最近の各種セメントの品質並に傾向を明にした．而して之等各種セメントに就ては既に第 1 報に要約した處であるが，猶第 2 報の結果を補足して之を要約すれば次の如くである．（表—10，圖—3 參照）

（1）　中庸熱セメントはセメントの主要成分即ち珪酸，礬土，酸化鐵，石灰の間に生成する主要水硬性化合物含有割合を適當に調節し，以て硬化過程中に於ける水和作用に伴ひて生成する發熱量を或る限度に制限した特徵を有し，ポルトランド系に屬する低發熱性セメントである．其の平均化學成分を普通セメントと比較するに，珪酸約 2.4％多く，酸化鐵約 1％多く，他方礬土約 1.3％，石灰約 2％夫々少なく，要するに高珪酸，高酸化鐵或は低石灰，低礬土型セメントである．從つて一方水硬性化合物中特に發熱量著しく大にして且早硬性なる礬土酸三石灰は約 5％少く，珪酸三石灰も約 20％少く，他方發熱少く緩硬性の珪酸二石灰，セリット部分が夫々約 20％，3％多きを以て，其の結果比較的に發熱量も少く硬化も緩慢である特性を有するものである．此のセメントの物理性は上記の如き成分を有する結果當然比重は平均 3.24 にして他種セメントより大であり，粉末度も小にして凝結時間も遲い．又早期强度は普通セメントに比較し相當に劣り，コンクリート壓縮强さに就て見るに 3 日，7 日の材齡に於て夫々普通セメントの 40％を示すに過ぎないが，然し强度の增進は大にして 28 日に於ては 77％，13 週に於ては 98％に達し，長期强度に於ては普通セメントに比し殆んど遜色を認め得ない．此種のセメントは高堰堤及び大橋脚等の大塊コンクリート工事用セメントとして近來數々利用される樣になり此方面に就て特殊の用途を有するものである．

（2）　普通セメントは各試料何れも日本標準規格に合格し，1:3 硬練モルタル强度は現行規格强度より遙に大

1）内務省土木試驗所報告第 4 號．

なる値を示し，强度の增進も順調であり獨逸高級ポルトランド・セメントにも匹敵する優秀な成績を示し，粉末度も著しく高くなつて居る．中には化學成分，物理的性質及び諸强度等が早强セメントに類するものも見られるが，此の事實は最近本邦セメントが短期强度に重點を置き，高石灰型セメントとして製造されて居るものゝある事を表示するものである．

普通セメント中には其の諸性質並に强度に於て相當の差異あり，例へば1:2:4 コンクリートの 3 日，7 日，28 日，91 日の各平均壓縮强さに對して最高及び最低値は夫々 3 日のもの 189％（最高），60％（最低），7 日のもの 161％（最高），71％（最低），28 日のもの 137％（最高），74％（最低），91 日のもの 124％（最高），78％（最低）を示して居る．之は各工場に於て使用して居る粘土質材料及び設備の相違に因るものと考へられるが，一方セメントの夫々の特質を示す原因でもある．要するに本邦の普通セメントの品質は歐洲及び米國の普通セメントに較べて優良なセメントにして一般土木工事に廣く使用されて居るものである．

（3） 早强セメントは短期に高强度を發揮せしむる爲に，各製造工程に嚴密なる注意を拂ひ，主として短期强度の大なる珪酸三石灰の含有量を增加せしめ且つ微粉碎を行つたものである．本邦最近の早强セメントの化學組成は，本試驗の結果に依れば前記珪酸三石灰の含有量が，普通セメントの平均に比較して 10～15％も大なるものと，略，同量度の化合物組成を有するものとの 2 種が存在するものの觀であるが，一般に早强セメントの平均組成を普通セメントに比較するに，珪酸約 0.7％少く，石灰約 1％多く從て水硬率大なる高石灰型セメントである．更に水硬性化合物を見るに珪酸三石灰約 10％多く，反對に珪酸二石灰約 10％少く，鐵土酸三石灰，セリット部分は大差がない．粉末度は 4,900 孔篩査 0.63～2.65％ 平均 1.68％にして，普通セメント平均に比較して約1.3％少く著しく微粉碎されて居る事度が認められる．此の結果當然短期强度大にして 3 日，7 日のコンクリート强度を普通セメントに比すれば夫々 180％，171％ を示し早期强度の目的に適ふものなる事が窺はれるが，91 日に於ては 114 ％に止まり長期に於ける强度の增進は差程著しくない．又各試料間の强度の相違は普通セメント同樣可成の範圍に亘つて居る事が知られる．早强セメントは工事に敏速を要し且つ早强コンクリートを必要とする種々の土木建築工事に使用される高級ポルトランド・セメントである．

（4） 珪酸質混合セメントは，セメント塊塊に天然產珪酸質物を混合し微粉碎せるものにして，其の性質は混和材の種類，混合量及び塊塊の性質等の相互の相違に依つて其の性質も當然異るもので，要するに一樣に珪酸質混合セメントと稱しても，製造工場を異にすれば其の品質も相當の相違を示すものである．

一般に珪酸質混合セメントを普通セメントに比較するに，混和材混合に依り珪酸約 12％多く，石灰約 15％少く，比重 2.98 で少く，凝結時間遲く，4,900 孔篩査 1.19％で他種セメントに比し著しく微粉碎され强度の遲發生緩和に役立つて居る．次にコンクリート强度に就て見るに，普通セメントに比し同一軟度を得るに要する水量は多く，又混和材混合の影響等に依り此種混合セメントの共通の缺點として，短期强度低く 3 日，7 日，28 日の壓縮强度は普通セメントの夫々 78％，80％，87％を示して居るに過ぎないが，91 日の長期に於ては 93％ となり略之に接近する．從つて普通セメントを用ひたコンクリート强度と同等となるには養生條件殊に養生溫度の影響により一定せぬが，本試驗の結果に依れば 3 月以上の時日を要する事になる．

猶珪酸質混合セメント及び高爐セメントの如き所謂混合セメントの本來の特質を明にするには耐水，耐藥性試驗及び發熱量試驗等の結果より其の一般性狀を檢討すべきであるが，之に關しては目下試驗中に付近く報告する豫定である．

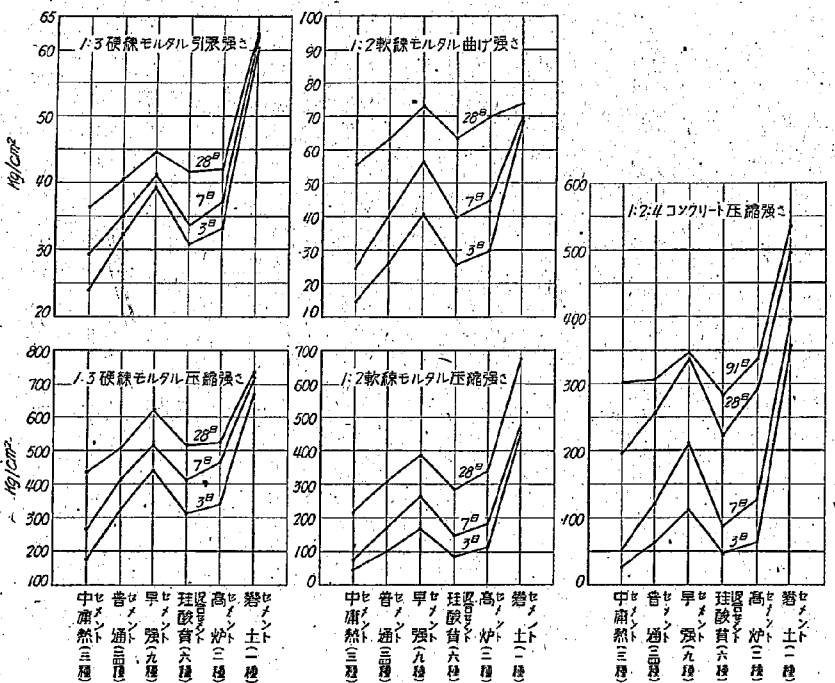
（5） 高爐セメントはセメント塊塊に高爐鑛滓を混合微粉碎せる混合セメントの一種である．其の化學成分は

普通セメントに比較して珪酸約 3％多く，石灰約 9％少く，混和材たる鑛滓の成分上礬土は約 5％多くなつて居る．又比重は 3.05 にして低く，凝結時間僅かに遲く，4,900 孔殘査 1.71％を示し普通セメントより微粉碎されて居る事實が認められる．其の强度は普通セメントと同程度の成績を示し，本試驗の結果に依れば一般に高爐セメントは普通セメントに比肩せる成績を示して居る．

上記の珪酸質混合セメントにしろ高爐セメントにしろ，何れもポルトランド・セメントに天然又は人工產混和物を適當に混合した稀釋セメントであつて，比較的廉價なセメントを製造し且つ耐侵蝕性を增大せしめんとするを目的とし，一般ポルトランド・セメントの代用品として製產されたるものである．獨逸，伊太利等に於ては既にトラス・セメント或はプツゾラン・セメントとして多量の混合セメントが製造せられ，各種の築造物に使用されて實績をあげて居るのである．本邦に於ける混合セメントの性質は今後各種の試驗研究或は實際上の經驗に依つて批判且つ改良さるべきものであるが，斯かる比較的低廉な混合セメントの健全な發達をうながし，且つ認識を深め適所適材の使用方法を講ずる事は，工費を低減し非常時局における國策線に沿ふものであると考へられる．

（6）　礬土セメントは他の各種ポルトランド系セメントに比較して，製造法竝に化學組成を全く異にする特殊早强性セメントである．即ち礬土含有量大なるボーキサイト或は粘土を原料として，熔融法に依つて製造するものであつて，其の化學組成は本試驗結果に依ればポルトランド・セメントに比較して，珪酸約 17％少く，礬土

圖—3　本邦最近の各種セメントの平均强度の比較



表—10 本邦最近の各種セメン

項目＼種類		中庸熱セメント 3種	普通セメント 24種	早強セメント 9種	珪酸質混合セメント 6種	高爐セメント 2種	白土セメント 1種
比重	範圍	3.21～3.27	3.13～3.19	3.11～3.17	2.89～3.08		
	平均	3.24	3.16	3.14	2.98	3.05	2.97
粉末程度 4,900孔殘渣 %	範圍	3.41～5.33	1.29～8.59	0.68～2.65	0.82～2.64		
	平均	4.33	2.96	1.68	1.59	1.71	1.92
凝結 水量 %	平均	26.2	27.1	27.7	30.6	29.0	31.3
凝結 始發時分	範圍	2-01～5-35	1-33～3-38	1-30～3-28	1-50～3-50		
	平均	3-45	2-37	2-13	2-46	2-47	1-15
凝結 終結時分	範圍	3-40～7-15	3-05～5-40	2-25～5-00	4-10～5-33		
	平均	5-20	4-18	3-44	5-08	4-30	3-00
化學成分							
灼熱減量	範圍	% 0.24～0.81	% 0.39～1.22	% 0.41～1.42	% 0.87～3.52	%	%
	平均	0.57	0.85	0.87	2.21	0.59	0.25
不溶解殘渣	範圍	0.16～0.36	0.03～0.55	0.12～0.62	14.28～19.89		
	平均	0.24	0.23	0.31	16.89	0.55	1.30
珪酸 (SiO_2)	範圍	24.44～25.20	21.08～23.66	21.10～22.71	31.98～38.30		
	平均	24.84	22.44	21.79	34.74	25.47	5.30
礬土 (Al_2O_3)	範圍	3.57～5.14	4.72～6.33	4.84～5.75	4.66～7.76		
	平均	4.23	5.51	5.20	6.29	10.34	51.20
酸化鐵 (Fe_2O_3)	範圍	3.96～4.57	2.68～3.86	2.34～3.40	2.44～3.20		
	平均	4.31	3.21	3.01	2.78	2.40	2.15
石灰 (CaO)	範圍	62.80～63.18	63.51～65.78	64.72～66.57	47.40～55.19		
	平均	63.01	64.89	65.83	50.13	56.02	37.80
苦土 (MgO)	範圍	1.08～2.02	0.77～1.89	1.01～1.76	0.99～1.55		
	平均	1.48	1.28	1.36	1.23	2.88	0.45
無水硫酸 (SO_3)	範圍	1.01～1.42	0.90～1.57	0.98～1.74	0.85～1.34		
	平均	1.23	1.20	1.40	1.14	1.44	—
水硬率	範圍	1.85～1.91	2.00～2.15	2.08～2.25	—	—	—
	平均	1.89	2.08	2.18			
珪酸率	範圍	2.64～3.03	2.19～3.10	2.19～2.79	—	—	—
	平均	2.89	2.58	2.55			
活動係數	範圍	4.67～6.91	3.43～4.86	3.60～4.43	—	—	—
	平均	5.97	4.06	4.11			
鐵率	範圍	0.78～1.30	1.39～2.20	1.48～2.27	—	—	—
	平均	1.00	1.73	1.78			
クリンカー化合物							
珪酸三石灰 ($3CaO \cdot SiO_2$)	範圍	% 27.2～35.2	% 36.3～57.6	% 47.6～64.9	% —	% —	% —
	平均	29.9	48.7	58.5			
珪酸二石灰 ($2CaO \cdot SiO_2$)	範圍	45.1～51.7	18.4～38.9	12.6～29.2	—	—	—
	平均	48.8	27.5	18.4			
礬土酸三石灰 ($3CaO \cdot Al_2O_3$)	範圍	1.7～6.9	7.0～11.5	7.3～10.5	—	—	—
	平均	3.9	9.2	8.9			
セリット部分 ($4CaO \cdot Al_2O_3 \cdot Fe_2O_3$)	範圍	12.0～13.9	8.2～11.7	7.1～10.3	—	—	—
	平均	13.1	9.8	9.2			
硫酸石灰 ($CaSO_4$)	範圍	1.7～2.4	1.5～2.7	1.7～3.0	—	—	—
	平均	2.1	2.0	2.4			
1:3 硬練モルタル		kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²
引張強さ 水量 (%)	平均	26.7	26.9	27.9	29.4	28.0	
引張強さ 3日	範圍	22.5～26.8	26.9～39.7	36.4～43.0	27.5～35.0		
	平均	24.0	32.4	39.4	30.6	33.4	60.1
引張強さ 7日	範圍	29.1～29.8	30.6～42.8	38.3～45.7	30.5～36.0		
	平均	29.4	35.1	41.4	33.8	37.3	62.1
引張強さ 28日	範圍	35.9～37.0	37.3～44.5	41.8～46.8	40.4～43.8		
	平均	36.3	40.4	44.6	41.9	42.1	62.2

トの物理的竝に化學的性質

項目＼種類			中庸熱セメント 3 種	普通セメント 24種	早強セメント 9 種	珪酸質混合セメント 6 種	高爐セメント 2 種	粉土セメント 1 種
壓縮强さ	水量 (%)	平均	27.6	27.7	28.7	30.2	28.8	27.8
	3 日	範圍	152～199	249～426	402～491	263～390		
		平均	177	324	444	311	340	667
	7 日	範圍	253～287	343～523	494～537	346～467		
		平均	267	411	514	411	467	720
	28日	範圍	428～442	451～566	594～641	474～540		
		平均	433	507	621	515	529	738
1:2 軟練モルタル			kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²
水量 (%)		平均	65	65	65	65	65	65
フロー (%)		平均	204	198	214	182	207	198
曲げ强さ	3 日	範圍	14.6～15.2	20.1～41.3	30.1～53.2	20.8～31.9		
		平均	14.8	26.5	40.7	25.7	29.8	68.4
	7 日	範圍	23.3～26.1	32.5～58.2	43.7～67.9	33.0～48.4		
		平均	24.4	40.3	56.9	39.7	44.8	69.2
	28日	範圍	49.7～61.1	53.8～76.6	64.8～80.4	55.7～74.3		
		平均	55.4	63.8	73.6	63.7	70.0	73.6
壓縮强さ	3 日	範圍	40.0～44.6	68.8～181	116～245	70.1～116		
		平均	42.2	100	170	87.3	114	453
	7 日	範圍	74.5～79.4	115～324	217～328	121～194		
		平均	77.3	168	266	149	184	474
	28日	範圍	191～227	212～393	348～418	197～374		
		平均	215	307	389	284	341	674
1:1 軟練モルタル			kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²
水量 (%)		平均	45	45	45	45	45	45
フロー (%)		平均	220	217	224	180	198	202
曲げ强さ	3 日	範圍	26.6～31.1	38.1～68.3	58.2～80.7	38.5～60.2		
		平均	28.8	50.7	70.0	47.3	40.7	94.5
	7 日	範圍	40.4～53.1	61.9～92.2	85.3～103	60.5～76.6		
		平均	47.6	74.4	94.1	69.0	68.5	123
	28日	範圍	83.7～97.3	84.9～113	98.3～119	78.0～94.4		
		平均	92.4	99.9	108	87.0	89.4	132
壓縮强さ	3 日	範圍	84.7～114	167～363	248～469	171～278		
		平均	97.7	231	346	208	227	573
	7 日	範圍	168～219	275～536	431～573	251～408		
		平均	190	369	485	325	356	656
	28日	範圍	466～486	403～614	585～706	352～578		
		平均	477	543	633	461	557	714
1:2:4 コンクリート			kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²
水量 (%)		平均	63	63	64	67	63	60
フロー (%)		平均	211	216	210	213	207	210
スランプ (cm)		平均	11.6	11.9	11.6	11.8	10.9	13.5
壓縮强さ	3 日	範圍	24.4～25.8	37.9～119	88.1～143	28.7～62.7		
		平均	25.1	63.0	114	49.3	62.7	359
	7 日	範圍	47.8～51.7	88.5～200	172～236	82.6～121		
		平均	50.2	124	212	98.6	128	397
	28日	範圍	144～237	190～350	303～373	185～273		
		平均	196	256	340	222	294	496
	91日	範圍	285～321	238～380	313～374	243～383		
		平均	301	306	349	283	338	535

約 45％多く石灰約 27％少く從て其の主要水硬性化合物は早期强度甚だ大なる，3:5 礬土酸石灰，1:1 礬土酸石灰等の礬土酸石灰鹽である．一般物理的性質を見るに比重 2.97 で少いが其他凝結時間，粉末程度，膨脹性龜裂等何れも日本標準規格 No. 27 に適合するものである．礬土セメントの最も長所とする處は水和作用急速にして短期强度の甚だ大なる點である．例へば 1:2:4 コンクリート 6 時間の壓縮强さは 172 kg/cm² であつて普通セメント 7 日或は早强セメント 3 日の强さを凌駕して居り，24 時間では既に 302 kg/cm² に達し普通セメント 91 日或は早强セメント 28 日の强さに匹敵し，ポルトランド系セメントでは到達し得ざる優秀な壓縮强さを示して居る．又本試料は强度增進も良く外國製礬土セメントに往々見らるる如き 28 日以後の强度の低下を示して居ない．然しながら脆度係數大にして，壓縮强さの大なるに比し引張或は曲げ强さの之に伴なはない缺がある．

要するに礬土セメントは特に工事の迅速を必要とし短期間に早期强度の大なるコンクリート構造物を築造する場合に最も適合し，又高發熱性なる爲寒中コンクリート工事にも適するものとして近來注目されて來たセメントである．唯本邦に於ては原料の不足價格の高價な點が遺憾とする處である．

附記　本試驗に當り所員今井長吾君の助力を謝す。

河川合流點の調整に就いて (第1報)

內務技師　安　藝　皎　一

目　次

I. 緒　論……(1)
II. 河川合流點の形態……(1)
III. 河川合流點の調整に就いて……(3)
IV. 實　例……(4)
V. 結　尾……(9)

I. 緒　論

河川合流點を如何に處置するかと云ふことは吾々が河川改修工事を實施するに當つて，屢々遭遇する重要な問題である．一般に合流する諸河川の內一河川が他の河川に比し規模が著しく小さい場合には比較的問題は簡單であるが，勢力の匹敵する場合には相當困難となる．緩流の航行河川では航路維持，急流の場合には偏流に依る河岸，堤防の保全に就いて充分考慮する要があると共に，洪水の疏通に關しても考へねばならない．

著者は此處に現地に就いて河川合流點の形態を觀察し，之が處置方法を考究して，實例を示し，更に之等の問題を模型試驗に依つて說明しやうとするものである．

本文に於ては先づ現地に於て得られた資料，其の考察の結果を報告し，第1報とする．

II. 河川合流點の形態

拙著 "河川の自然勾配に及ぼす砂礫の性質と掃流力との影響に關する調査竝に之に基く河川平衡勾配に關する實驗的研究"(1) に於て述べたるが如く，一河川に於ける河床構成砂礫の狀態に就いて見ると，何れの河川に於ても上流に於けるもの程粒徑の大きなものを含み，流下するに連れて粒徑の大きなものを減じ，細粒が增加して來る．河狀に影響を及ぼす程の支流のない場合には普通之は規則正しく變化して來るが，相當大きな支流の合流する場合には，此の沙礫の混和狀態に變化を來し，夫れから下流の河狀に變動を與へてゐる．

一般に水源山地の崩壞の著しい場合，特に之等の地點からの距離の餘りに遠くない場合には，下流河川は著しく此の影響を受けて，粒徑の大きなものを含むと同時に又極めて細い粒徑のものをも相當に含んでゐる．山地の崩壞は一般に大粒を流下せしめると共に，其の崩壞の際の磨擦，衝擊に依つて極めて細い砂礫を形造り，此の量は又相當多いのである．

之等の砂礫は流下するに從つて，之は距離と共に時間をも考に入れるのであるが，新しい次の著しい崩壞の續かない限りは，水の流下作用に依つて自然選擇が行はれ，河狀は其の流れに適應する樣な形態を形造つて行く．

總ての河川は此の段階に在るものと考へることが出來る．

(1) 河川の自然勾配に及ぼす砂礫の性質と掃流力との影響に關する調査竝に之に基く河川平衡勾配に關する實驗的研究——土木試驗所報告第 44 號

以上の如く考へられることから，河川は一般に上流部に屬するもの程不安定な狀態に在り，山地の荒廢の程度に依つて其の狀態も異る．山地部の地形は場所に依つて異るものであり，又同一水系に於ても合流する諸河川の流路延長の異ることから，之等諸河川の狀態には著しい差異の見受けられることが屢々ある．河川は流下するに從つて夫れ自體の狀態に適應する樣になつて行くので，下流部に於ては比較的其の差異は減ぜられて來るのが普通である．

河川合流點に於ける一般的形態は便宜上其の河床構成砂礫の移動の甚しい場合と然らざる場合とに區別して考へるのが適當である．勿論其の間には判然とした境界は見られないのであるが，之が改修上の對策から大體以上の樣に區分して考へる方が好都合である．

(1) 河床砂礫の移動の甚しい場合

上述の如く之は主として山地部急流河川に屢々見受けられる所であつて，本川(1)は比較的安定してゐる場合にも河狀の惡い支川の合流する時等には其の本川に及ぼす影響は相當著しい．

一般に支川の砂礫輸送程度に依つて其の影響は異るが，之に隨する扇狀地を形成して，本川を壓迫し，支川は其の上流側を流れて本川に合流する傾向がある．一般に支川は圖—1 の如く，或る角度 α を以て本川に合流する場合に，初めは其の儘流下しても，次第に α は大きくなり，時には 90° 近くなり，場合に依つては上流に向ひ (圖—2 參照)，本川流水と眞正面に向ひ合つてしまふ樣になることがある．之は輸送される砂礫は急に流勢の緩和されるに依つて，支川合流點直下に堆積せしめられるため扇狀地を形造るのであるが，此の砂礫の堆積は出水毎に增大する．出水の場合には其の最盛時には主流は眞直に下流に向つて流下するので，此の部分では砂礫の移動は最も甚しいのであるが，減水すると共に砂礫の移動も急激に減少し，結局之の部分に著しい砂礫の堆積を見ると共に，流水は最少抵抗の線に沿ふて上手に廻る．此の場合には又河床は急勾配をとるため，砂礫の移動が行はれ，扇狀地の發達を促すことになる．再び出水を見る場合には初めは上手の流向をとつて，本川流水と激衝して著しくその疏通を阻害するが，漸次下手に向ひ，最大出水時を過ぎて又還元し，之を繰返す．本川及び支川の出水の程度に從つて，扇狀地の形狀は多少變化するが，本川出水の比較的少い場合には支川流水は對岸堤防に直射して，之に脅威を與へ，本川の比較的多い時には普通は扇狀地は浸蝕せられるが，其の都度下流に及ぼす影響は異り，其の流向は變轉を見るのが常である．

圖 — 1

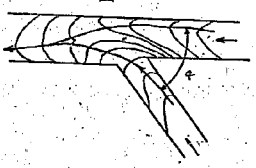
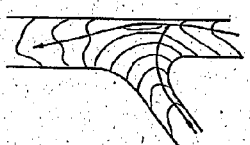


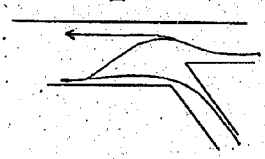
圖 — 2



(2) 河床砂礫の比較的少い場合

之は主として河川の下流部に見受けられるのであるが，合流點附近に多少共砂洲を生ずることは普通である．此のために流向の偏倚を見ることは免れない．此の場合特に支川では流水の疏通に支障を來すことが多い．流向の偏倚する結果は局部的洗掘を來すと同時に，其の下流は一般に河床が上昇し，亂流して，深筋が連絡出來なくなり，舟航の阻害されることが屢

圖 — 3



(1) 河川の合流する場合に規模の大きな方，主として合流後の河狀を支配する方の河川を本川と稱し，然らざる方を支川と稱す．

屢起る．然し此の場合は一般に前者の場合よりも改良方法は比較的容易である．

之を要するに河川の合流する場合には河床の移動と流水の動きに關して複雜な現象を見るものであり，其の各々の河狀に從つて，寄洲の發生，之に依る流向の偏倚，堤防の脅威を見，流水の疏通に障害を來し，航路に支障を及ぼすものであつて，之が對策に關しては既に種々の多くの考慮が拂はれて來てゐるのである．

III. 河川合流點の調整に就いて

河川が合流する場合に如何なる形態を採るかと云ふことに就ては既に述べた通りである．一般に合流する諸河川の河狀により，其の程度は異るが，互に相關聯して，若し之が舟航河川ならば船舶の交航に支障を來し，或る場合には洪水の疏通を阻害する原因となり，又は流水が偏倚して局部的に著しい水衝個所を生ずる虞がある．之を如何に調整するかと云ふことはなかなか困難であり，流線の動き，砂礫の運動に就いて充分な知識を要すると共に，其の原狀を形成する諸力を理解することが必要であつて，之は一度其の處置を誤ると將來に長い禍根を殘すことになる．合流點の調整に當つては，其の現況に應じた對策が注意深く考へられなければならない．一般に河川改修に當つては合流點の處置が大抵の場合問題となる．今其の一例を富士川改修工事に採れば

（1） 釜無川，笛吹川，鷹川合流點

（2） 富士川，大柳川合流點

（3） 釜無川，御勅使川，鏖川合流點

等が此の場合考へられる．(1) に於ては釜無川と鷹川との合流口に挾れて笛吹川が流入するのであつて，2 個の急流に挾れた比較的緩流な笛吹川は常に其の合流口を狹塞せられ，漸次河床の隆起を見ると共に著しく洪水の疏通を阻ばまれ，沿岸の滯水甚しく，排水に常時困難を來してゐた．(2) は富士川の甲府盆地を出て，再び山間部に這入つた直後に在るのであつて，此の大柳川は水源山地の狀態惡るく，而も其の距離が短いため土砂の排出は著しく，河道は屈れ，又富士川に殆んど直角に合流するために，洪水に際しては本川を著しく堰きあげて其の背水は平地部に迄及ぶことがあつて，甲府盆地內の排水に支障を來し，或は高水位を高める原因となつてゐる．本川洪水に依つて流送される之等排出砂礫は其の直後に在る天神龍と稱する急彎曲部に阻ばまれて，合流口下流に堆積し，萬年洲を形成して，洪路を偏倚せしめ，彎曲を助長せしめてゐる．(3) は釜無川に左岸から鏖川，右岸から御勅使川の合流する所であつて，之等の內御勅使川は流域は釜無川の約 1/12 に過ぎないが，河床勾配は急峻で 1/45 に達し，土砂の排出著しく，大きな扇狀地を形成して本川に流入するのであつて，對岸の堤防を急襲すると共に出水に應じ，常に合流點下流の水向を亂す原因となつてゐる．

此の場合合流點の調整を如何にするかに關しては，各所に於ける在來の實績に徵し云はれたる所，並に著者の私見に依れば，原則として次の事項を擧げることが出來る．

(1) 河狀の異る河川の合流に際しては成るべく之等諸河川の河狀を同一ならしむる樣是正を試みること．

(2) 兩川の合流點は成るべく一河川は他河川に對し，切線の方向に合流する樣處置すること．

(3) 一般に河狀共に良好な場合には合流後の幅員は合流前の諸河川の幅員の和とするのが良いが，一方不良な場合には合流後の幅員は夫れより狹く，大體に於て合流前の本川程度の幅員とすべきである．

一般に合流點では河狀の類似の場合は別として，多少でも異る時には支川の方では急激に河狀に變化を來すから，合流點附近に砂礫の沈澱を招き，之の結果は洪路の偏倚を來して洗掘を生ずるのであつて，合流點に惡影響を與へるのは主として之に原因する．此の障害を取り除くためには可及的に河狀を類似せしめなければならない．

此のためには背割堤を設けて合流口を下流に導く（圖—4 參照），之に依れば次第に兩川の河狀を緩和せしめ得ると共に，常に被害のある一方の河川への影響を輕減することが出來る．或は又排出土砂の多量な河川では其の上流に堰堤を築設して（堰堤の位置は可及的に合流點に近い方がよく，土砂の抱容量は出來るだけ充分にとる）流下土砂を扞止すると共に，合流口附近には床固を設けて，階段的に河床を緩和して合流せしめる方法もある（圖—5 參照）．同時に又合流點では兩川は切線の方向に合流せしめるのである．之は合流の結果が兩川流水を出來るだけ混亂せしめぬ樣注意しなければならぬのであつて，渦流は洗掘發生の原因となり，又深淵を生ずる基となる．土砂の移動の餘り甚しくない場合には注意深く合流せしめられた河川では合流後の幅員は合流前の 2 河川幅員の和の程度とした方が流速の變化を生じないし，又流量を平滑に流下し得るから好ましいが，排出土砂のある場合には多少幅員を狹く，2 河川の和より小に或は本川の夫れと同じ位にするか，或は又合流口に或る程度の角度を持たしめた方が土砂を流送し得るのに好都合である（圖—6 參照）．

圖 — 4

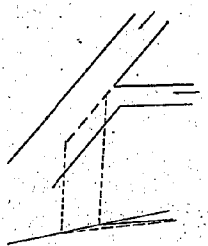


圖 — 5

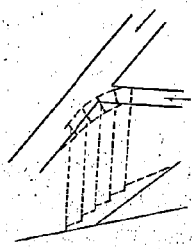
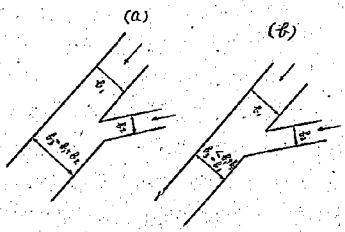


圖 — 6



之を要するに合流點の調整は合流する諸河川の形狀，大小，其の勢力を考へて，如何にして砂礫の堆積，局部的の洗掘を防ぎ得るかを考究するにあるのであつて，此の結果は流水の疏通を容易ならしめ，堤防，河岸の保全を期し得るのである．

IV. 實　　例

今回の富士川改修工事に當り，合流點の調整に關し採用した又は計畫中の工法に就いて其の主なる 2，3 のものを述べると次の通りである．

（1） 釜無川，笛吹川，蕪川合流點

之等 3 河川の合流點に於ける河狀は大體次の通りである．

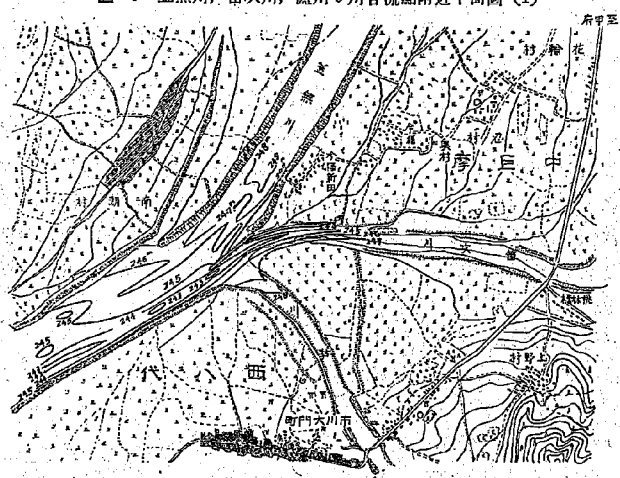
	流域 KM²	河床勾配 J	計畫高水流量 m³/sec	昭和 10-9-25 最大洪水量 m³/sec
釜無川	979.2	0.0033	3,100	3,100
笛吹川	921.9	0.00095	2,500	1,500
蕪　川	85.4	0.0137	300	355

釜無川は富士川の幹川をなすもので，源を山梨縣北巨摩郡の駒ケ岳に發し，甲信の國境を北上して鳳來村落合地先で東南に急變轉して八ツ岳の山麓に沿ふて走り，北巨摩郡龍王村地先で甲府盆地に出る．其の間地勢急峻で花崗岩質の山肌は崩壞甚しく，河狀甚だしく荒廢して古來水災に惱み，幾多の對策が講ぜられて來た所である．

盆地に這入つてからは其の西邊を南下すること 11 km, 西八代郡市川大門町地先で笛吹川を合流する．其の間水源よりの流路延長約 58 km である．笛吹川は富士川の最大支川であつて，甲武信の國境を水源として南下し，東八代郡加納岩町地先で盆地に出て，其の東邊を流れ，盆地の諸水を集めて釜無川に入る．水源山地の狀態は比較的良好であるが，其の中流部左支の流域は地相脆弱で，殆んど總て所謂天井川をなして流入し，左支日川，御手洗川，金川等の明治 40 年に於ける水害は恐つても戰慄を覺へる程である．然し其の後は砂防其の他の諸施設と相俟つて現在は相當落付いてゐる樣である．水源よりの流路延長約 50 km である．藤川は前二者に較ぶれば甚だ小さく，流域面積は約 9% に過ぎないが，河床勾配急で，流勢强く，排出土砂も著しい．水源を河口湖畔の黒岳に發し，狹い山間を流れて市川大門町地先で盆地に出て，直ちに笛吹川に入る．各川の河狀，河床砂礫構成狀態に就いては所報第 44 號掲載“河川の自然勾配に及ぼす砂礫の性質と掃流力との影響に關する調査並に之に基く河川平衡勾配に關する實驗的研究”に述べた通りである．

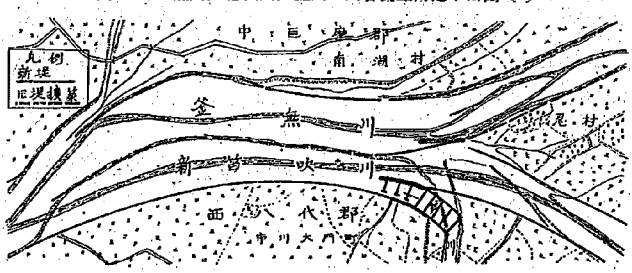
之等 3 河川の合流點に於ける狀況は既に本文第 3 節に記述した如くであつて，甲府盆地の排水幹川である笛吹川の水位如何は上流地域に影響する所最も大きく，常に排水に困難して，沿岸には濕地多く，水害を受けること屢々であつた．改修工事着手前の合流點の狀況は圖—7 に示す通りであつて，等高線の配置で大體其の樣子を知ることが出來る．

圖—7　釜無川，笛吹川，藤川 3 川合流點附近平面圖（1）

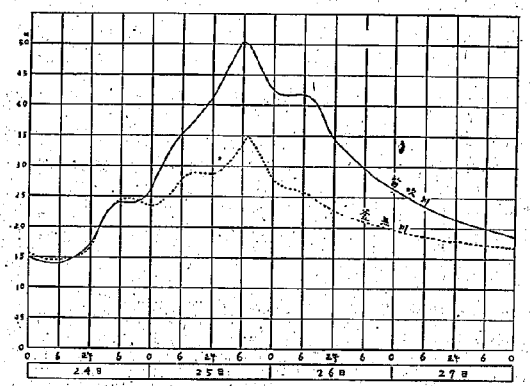


夫れで今回の改修工事に當つては先づ釜無川及び笛吹川の合流點を 3 km 下流に移し，在來の富士川（笛吹川合流後の幹川を富士川と稱す）の左岸堤を笛吹川の右岸堤として新笛吹川を開鑿し，藤川は合流點を多少下流に下げ，其の間に延長 450 m の導水堤を設け，藤川には 8 個の床固を設置して河狀を調整せしめることにした．新笛吹川を開鑿し，藤川を下流に移し，取不敢 5 個の床固を設けて，舊合流點を締切つたのは昭和 5 年 5 月であつて，現在藤川の導水堤及び 3 個の床固を施工中

圖—8　釜無川，笛吹川，藤川 3 川合流點附近平面圖（2）



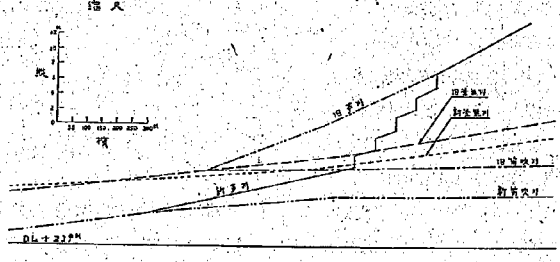
圖—9　釜無川，笛吹川合流點に於ける水位曲線
昭和 10 年 9 月洪水



である．更に近く釜川の上流山間を出る附近に土砂扞止用の堰堤を築造する豫定である．圖—8 は改修後の狀態を示す．

合流點付換後は笛吹川は急激に河床の低下を來し，沿岸の排水極めて良好となり，大體に於て豫期の效果を擧げることが出來た．昭和 10 年 9 月の洪水は稀に見る大出水であつたが，此の場合の釜無川及び笛吹川の水位曲線は圖—9 に示す通りであつて，著しく釜無川の笛吹川に及ぼす影響を緩和することが出來た．最高水位時の兩川水位差は 55 cm に過ぎなかつたが，最高後 24 時間には 165 cm となつてゐる．釜川の合流點が尙多少不充分なため，幾分か傾倚を見てゐるが，今施工中の諸工事が完了すれば之も漸次除却し得ると思はれる．此の洪水後の河床縱斷圖は圖—10 に示す通りであるが，之に依つて改修後の變遷を知ることが出來る．笛吹川の低下に依つて釜無川も舊合流點より上流は其の河床は低下してゐるが，夫れより新合流點の間は餘り變化を見ない．寧ろ新合流點附近からは多少上昇を見てゐる．是は此の間は在來の富士川の河道に對し釜無川を通ずるのみであり，新合流點以下は河幅を擴げてゐる．此の事は明らかに昭和 10 年 9 月の洪水には現はれて居り，釜無川は舊合流點より 2.6 km 上流の淺原橋附近では計畫高水位に達してゐるのに，舊合流點では計畫高水位より低きこと 165 cm 之より 6.1 km 下流の鰍澤町地先では同じく 191 cm となつて居る．此の場合笛吹川の出水が多少尠なかつたとは云へ，豫定よりは相當低い水位で流下せしめて居り，既往に比して河床に異狀の影響を與へてゐるものと考へられる．

圖—10　釜無川，笛吹川合流點附近縱斷圖



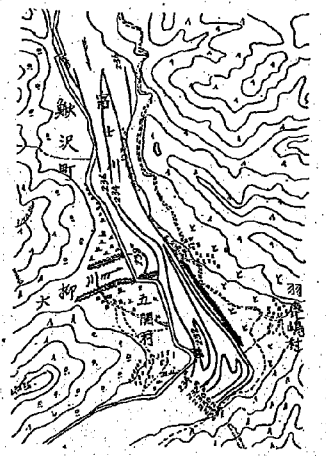
（2）富士川，大柳川合流點

此の合流點の狀況は第 3 節に述べた通りであつて，之は其の直後の天神灘と稱する急彎曲部と共に本川洪水の疏通を阻害すること著しく，常に之が改善が要望されてゐた．

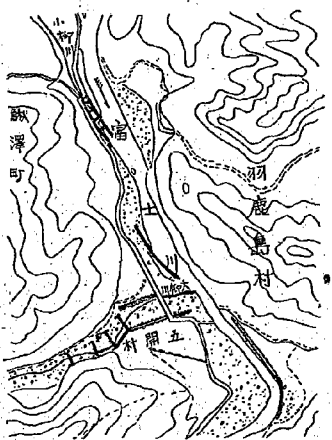
合流點に於ける兩川の河狀は次の通りである．

	流域 km²	河床勾配	計畫高水量 m³/sec	昭和 10-9-25 最大洪水量 m³/sec
富士川	2121.3	0.0021	5,500	5,000
大柳川	36.7	0.023	—	130

圖—11　富士川，大柳川合流點
附近平面圖 (1)

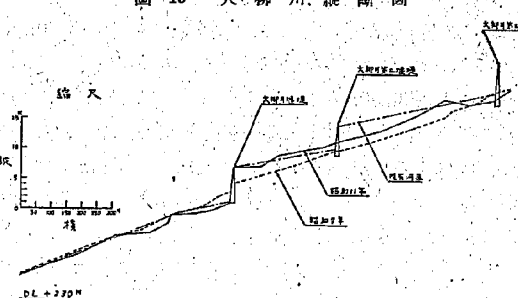


圖—12　富士川，大柳川合流點
附近平面圖 (2)



改修工事着手前の河狀を示せば圖—11[1]の通りで，其の等高線に依り本川壓迫の狀態を知ることが出來る．今回の改修工事に於ては先づ大柳川筋に 3 個の土砂扞止用堰堤を設け，流下土砂を阻止すると共に其の合流口附近には其の直射を緩和する餘地がないので，合流點直上本川右岸に延長 380 m の護岸を施設して導水堤たらしめ，本流を誘導して合流點の堆積砂礫を流送せしめやうとするのである．既に堆積してゐる合流點直下の砂洲は之を掘鑿して，下流彎曲部の調整に利用する．圖—12 は本計畫を示すもので，現在堰堤工事は殆んど竣工し，護岸を施工中である．土砂扞止用堰堤の高さは下流から 5 m，4 m，7 m（基礎より水通し迄の高さ）のもので，昭和 10 年 9 月には下流堰堤は殆んど竣工してゐたが，一回の出水で全部貯砂せられ，既に完成してゐた天神淵の變入の是正と共に好結果を奏し，同年の出水には實測の結果に依ると鰍澤町地先の狹窄部に於ては當初推定の水位流量曲線から求めた水位より 185 cm 程低い水位で所定の流量を流して居た．圖—13 は大柳川の縱斷圖であるが，現在殆んど竣工の 3 堰堤は共に全部貯砂せられ，下流堰堤以下は河床著しく低下し，今は堰堤の保全に努める樣になつた．合流點近くでは河床の移動は僅かになつて來たが，其の進展は本川の水位に左右せられるものである．河床は漸時安定に向ひつゝあることが認められるから本川への支障も次第に一層減ぜられるであらう．之からの流送砂礫はより細粒からなるものと考へられるから，本川の流水を適當に導流することに依つて之等の障害は取除き得られると思ふ．

圖—13　大 柳 川 縱 斷 圖



(3) 釜無川，御勅使川合流點

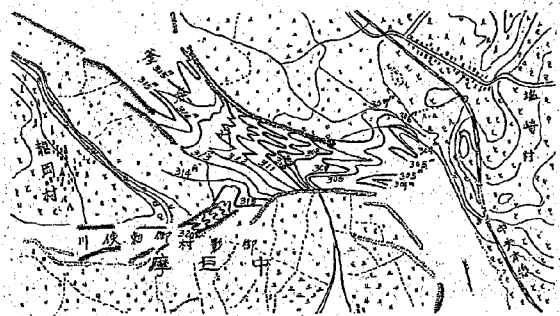
合流點に於ける之等諸河川の狀況

を示せば次の通りである.

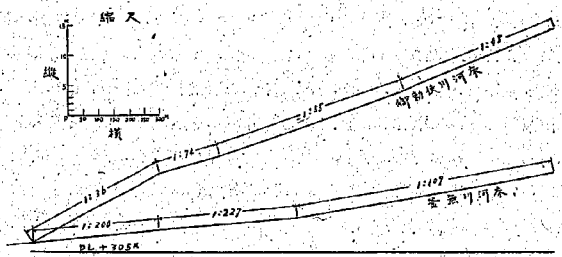
	流域 km²	河床勾配	計畫高水量 m³/sec
釜無川	313.2	0.010	1,300
御勅使川	72.0	0.022	400
合流點	366.0	0.007	1,400

本合流點附近の現況は圖—14 に示す. 圖—15 は此の附近の河床縱斷圖である. 之等の內御勅使川は水源の荒

圖—14 釜無川, 御勅使川合流點附近平面圖 (1)



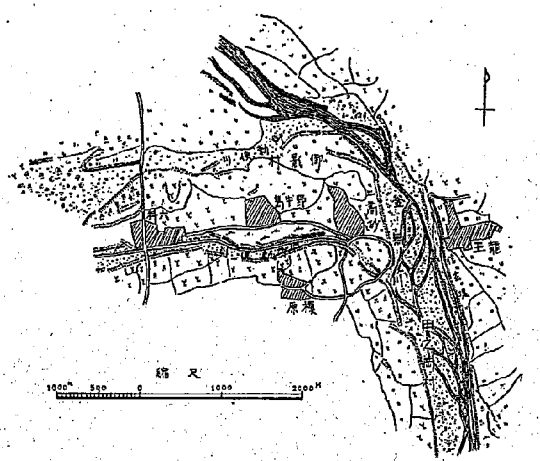
圖—15 釜無川, 御勅使川縱斷圖



廢甚しく, 圖—16 に示す樣に流末は非常に發達した扇狀地を形成して, 明らかに釜無川を壓迫し, 往時に於ける其の狀態を追想せしめてゐる. 現今は國直轄の砂防工事成り, 略々安定を見せてゐる.

曾つては御勅使川は現在の合流點より約 4 km 上流の北巨摩郡百田村六科地先から現在の河道の南側を通り, 今の合流點から約 3 km 下流の同郡御影村高砂地先で釜無川に合流してゐたものである. 然るに天文 11 年(1542年)の大洪水に鑑み, 武田信玄は之が改修を計畫し, 六科地先に將棊頭と稱する尖頭堤防を設け, 現在の河道を新に開鑿して, 其の一部を之に分派せしめたのである. 之は當合流點が釜無川の甲府盆地に流入する所, 其の保全上最も肝要な中巨摩郡龍王村地先に在り, 常に同地先の堤防に脅威を與へるので, 之を充分堅固にすると共に御勅使川を一部分派せしめ, 龍王村堤防に續く高岩に導くと同時に其の反發する所を當御勅使川の流水に依つて其の勢力を相殺せしめ樣と試みられたものである. 斯して新なる御勅使川の合流點には十六石と稱し 16 個の巨

圖—16 御勅使川平面圖



石を竝置して，雨川の流水を誘導し，其の激衝を緩和したと云はれてゐる．現在では曾御勅使川は其の分派點で締切り，一河川となつて居り，合流點附近の諸設備は埋沒されて見られない．圖—14 は昭和 10 年 9 月の出水後の狀況で，此の洪水は本流の方の流量が比較的多かつたので，合流點の堆積砂礫を幾分浸蝕し，主流は右岸に寄つてゐるが，御勅使川の流量の多い場合には砂洲は著しく發達して，本流を左岸寄りに壓迫して，以下下流の水向は前の場合と反對になる．

圖—17 御勅使川，釜無川合流點附近平面圖 (2)

本地點の改修工事は未だ着手に至らないのであるが，大體に於て先づ御勅使川筋には床固堰堤を設けて河狀を整へ，其の左岸堤を延長して，先端には透過式導水堤を築設し，適當に雨川を導流しながら，其の激衝を緩和せしめ様とする豫定である．(圖—17)

V. 結　　尾

河川合流點の調整方法は一つに之等河川の狀態に關聯するものであつて，此の爲には水の流れと河床の狀態とに就いての充分なる知識が必要である．此の兩者は密接な關係を持つもので，流れの狀態が河床を構成してゐる砂礫の狀態に相應してゐる時には流れに混亂を來たさないから流水の疏通にも無理を生ぜず，河川構作物の維持も結局容易であるが，此の間に或る相違を來たすと河床はたやすく移動，變化し，流れの狀態も混亂して，尙一層此の兩者は相待つて不安定な程度を高めるものと考へられる．河川の平衡勾配に關する問題の解決が痛切に感ぜられるのである．水力學的に水の流れを考へると共に充分自然現象を觀察し，模型試驗を試みることに依つて初めて合理的な對策が得られるのである．之はあながち河川合流點の調整に限られたことではなく，一般に河川工事を企圖する場合に考へねばならぬことであつて，小論の主旨も此處に在るつもりである．

土木試驗所出版圖書

（＊印は殘部なし）

報告

號	件名	發行年月
1	路面及勾配が馬車運送に及ぼす影響に就ての研究中間報告(牧) 瀝青質材料竝瀝青質混合物に關する研究第一報(三木)	(大正)14. 3
2	瀝青質材料針度に就て	15. 1
3	「ヴァイアログ」に依る路面凹凸測定 瀝青混合物に關する研究 「アスファルト」合材混合の際に於ける「アスファルト」の粘度に就て	15. 2
*4	急硬セメントに關する試驗報告	15. 5
*5	簡易鋪裝に關する試驗報告	(昭和)2. 3.
*6	混凝土及鐵筋混凝土抗扭力試驗報告(宮本)	2. 5
*7	八幡製鐵所副產部製品，瀝青質材料，瀝青質鋪裝，「セメント」類及揮發油に對する「アスファルト」の可溶率等に關する試驗成績(三木,山田耕,小田)	2. 7
*8	瀝青質材料標準試驗方法 石材類標準試驗方法	2.10
*9	急硬性「セメント」に關する試驗(三木，高田，稻生，小田，大和田) 「ソリデチット」の耐壓强度に關する試驗(高田，細山) 「ブロック」に關する試驗(西川，眞崎，船山) 高知縣黑潮川產砂に關する試驗(高田) 多摩川產砂利及砂に關する調査(高田) 石材類試驗成績(高田，眞崎)	2.11
*10	路面構造の運輸經濟に及ぼす影響に就て(第一)(藤井，船山) 道路構振動試驗(宮木)	3. 3
*11	瀝青滲透ブロック試驗成績(三木，小田) 鋪裝工事用サーフエス・ヒーターの碎石に及ぼす影響に關する試驗(高田) 常願寺川產砂に關する試驗(高田，眞崎，細山)	3. 7
*12	アスファルト・ブロック試驗成績(三木，松本) 各種アスファルト・ブロック比較試驗成績(三木，松本) 石油アスファルトとコール・タール・ピッチとの混合物に關する試驗(三木，山田耕)	

號	件名	發行年月
*12	瓦斯瀝及骸炭瀝タール及ピッチに關する試驗成績(三木，山田耕) コール・タール・ピッチ中の純瀝青に就て(三木,山田耕) 大氣中に於けるアスファルト・セメントの變化(永井) 石炭瓦斯のアスファルト・セメントに及ぼす影響(永井) 標準砂モルタルの强度に及ぼす火山灰及石粉の影響(高田)	4. 1
13	ポートランドセメント混凝土鋪裝の磨耗試驗(山田，船山) 橋梁用鋼板强度試驗（青木，鈴木)， 舊廢橋鐵材の腐蝕に關する調査(青木) 鋪裝用鑄鐵ブロック磨耗試驗(高田)	4. 5
*14	瀝青乳劑及ピチユマルス鋪裝に關する試驗（藤井，永井) 瀝青滲透ブロックに關する試驗(三木) 瀝青質材料の滲透性に關する試驗(三木) 瀝青質材料の粘度及膨脹係數に關する試驗（三木，山田耕)	4.12
*15	北上川降開式轉動堰模型試驗(物部，青木，伊藤) 電氣鎔接法による鐵筋の接合(青木) 現場打混凝土の耐壓試驗報告(高田)	5. 2
*16	路面の構造の運輸經濟に及ぼす影響に就て(第二)（藤井) 瀝青滲透ブロック鋪裝試驗(三木) 工事用石材試驗成績（高田，眞崎)	5. 5
*17	路面構造の運輸經濟に及ぼす影響に就て(第三)（藤井)	5. 5
*18	混凝土鋪裝の粗骨材別磨耗比較試驗(山田，船山) 鋪裝混凝土工に及ぼす氣象作用の影響竝に之に應ずる設計及工法に就て(一)(藤井) 鬼怒川上流改修工事用角礫凝灰岩砂利及砂に關する試驗(高田) 鐵筋混凝土道路橋設計資料(大野) 各種土木工事用材料試驗成績(三木)	5.10
*19	路面構造の運輸經濟に及ぼす影響竝に之に基く道路設計の基本に關する研究(第四)(藤井)	5.11
*20	東京山手赤土の彈性的性質に關する試驗(一)(高田) 基礎の沈下量算定法(一)(松村) 岩淵水門に關する水理試驗(青木，	6. 6

號	件名	發行年月
*20	伊藤) 單鉸拱模型試驗(三浦) 國道鐵筋混凝土丁桁橋標準設計案(大野)	
21	背水曲線の一般的解法(物部,伊藤) 單鉸拱の振動に關する理論竝に實驗(三浦) 混凝土鋪裝の縫目に關する試驗(山田,船山) 河水のポルトランド・セメントに及ぼす影響(西川,川畑) 標準砂モルタルの强度に及ぼす石粉の影響(高田) 瀝靑乳劑試驗成績(西川)	6.12
22	地震時土壓の實驗的研究(松尾) 混凝土鋪裝繼目用ニラスタイト試驗(西川,松本) 高田馬場試驗鋪裝の路床土質に關する試驗(高田) 基礎の沈下量算定法(第二)(松村) 新土壓計算圖表(本間)	7. 5
23	簡易鋪裝に關する實地比較試驗(山田,船山) 鋼矢板試驗(青木) 大和川筋龍ノ瀨地辷に關する調査(第一)(高田)	7. 7
24	道路の背向曲線の設計に就て(藤井) 阻桂に關する試驗(本間) 乳劑の粘度に就て(島田) 府縣道鐵筋コンクリート丁桁橋標準設計案(大野)	8. 6
*25	三陸津浪調査報告(松尾) 本邦產鋪裝用石材(附錄)(高田,眞崎) 本邦鋪裝用タールの性質に就て(西川,山田幷) 横溢流堤流量試驗(伊藤,本間) 擁壁の安定增大に關する一提案及之に關する試驗(松尾) 砂利層の支持力に關する試驗(第一報)(山田,船山) 鋼矢板試驗(續)(青木) エタニット・パイプ試驗(青木)	8.11
26	地震に因る動水壓を考慮せる重力堰堤の斷面決定法(物部) 田中村調節池溢流堤に關する水理試驗(本間) 瀝靑鋪裝切取試驗體の性質(西川,松本)	9. 3
27	道路用骨材の性質に及ぼす粒子形狀の影響に就て(藤井) 津浪の災害輕減に關する模型試驗(松尾) 津浪の變形の理論(本間) 三陸津浪調査報告(追加)(松尾)	9. 6

號	件名	發行年月
27	自動車の路面に及ぼす衝擊に關する研究(其の二)(松村) 瀝靑透入マカダムに關する試驗(第一報)(山田,船山)	
28	地震動による土堰堤の變形(松村) 鋳鋼鋼引張試驗用小型試驗片(青木,佐藤) 國產瀝靑乳劑試驗成績(西川) 骨材及び類似材の靱性に關する研究(島田) 鐵筋コンクリート無鉸拱の經濟的竝に耐震的設計(1)(大野)	9.10
29	矢板擁壁の控板に作用する力に關する試驗(松尾) 瀝靑繼目材試驗成績(西川,松本) 南洋材カポール竝にターペンタインの物理的諸性質に關する試驗(青木,石川) 道路鋪裝用瀝靑乳劑の性狀に關する基本的研究(第2報)(島田,扇島) 阪神地方沿岸風水害調査報告(松尾)	9.12
30	道路鋪裝用瀝靑乳劑の性狀に關する基本的研究(第3報)(島田) 鐘口狀河口に於ける水流に就て(本間) 下關海峽の潮流に關する模型試驗(本間) 基礎版の基本的研究(第1報)(松村) 溢流堤下游洗掘防止に關する一試驗(八木) 國道鋼結鈑桁橋標準設計案(青木,牧野)	10.4
31	土砂の安定强度試驗(山田,西川) 本邦鋪裝用タールの性質(其のⅡ)(西川) 道路鋪裝用タール乳劑に關する研究(第1報)(扇島,川畑) 擁壁裏込の土壓輕減の効果に關する試驗(松尾) 浦戸港々口の潮流に關する試驗(第1報)(本間)	10.8
32	本邦道路橋の重量(青木,佐藤) 道路鋪裝タール乳劑に關する研究(第2報)(島田) 河川灣曲部に於ける水流に就て(本間) タールとアスファルトとの混合物の鋪裝材としての性質(西川) タール鋪裝と水稻の發育との關係(西川) ポートランドセメントの凝結後に於ける溶解物のPHに就て(高田) 玉泊堰堤の湧水の溫度及水素イオン濃度(高田)	10.11
33	砂利路面工の配合比に關する試驗(山田,船山) 鋼橋鉚接杳壓縮試驗(青木,鈴木) 基礎版の基本的研究(第2報)基礎桁(松村) 道路鋪裝用アスファルトの力學的特性に就て(其の1)(島田) 停止波に就て(椹田)	11. 3

號	件名	發行年月
34	瓦斯切斷による制裁が熔接の强度に及ぼす影響(青木) 防波堤の安定に關する一試驗(松尾) 二,三の土木材料の比熱測定結果に就て(島田) 二,三の外國製鋪裝用瀝青乳劑の性狀に就て(鷹島) 土砂の安定强度に及ぼす加壓回數の影響(山田) 土木工事用金屬材料分析試驗(西川,鷹島,川畑) 種々の土木工事用材料に關する試驗(西川,鷹島,川畑) 施工方法による砂利路面工の耐力の比較試驗(山田,船山) 鐵筋コンクリート無鉸拱の經濟的竝に耐震的設計(2)(大野)	11. 6
35	基礎版の基本的研究(第3報)圓形基礎版(松村,中西) 浦戸港々口の潮流に關する試驗(第2報)(松尾,本間) アスファルト混合タールの鋪裝材としての性質(西川) 鋪裝コンクリートの力學的性質に關する試驗(藤井) 道路鋪裝用瀝青乳劑の性狀に關する基本的研究(第4報)(島田)	11. 8
36	瀝青透入マカダムに關する試驗(第2報)(山田,船山) 熔接鈑桁突縁鈑衝合接手の接合角度に就て(青木) 大阪港附近の津浪の災害輕減に關する模型試驗(松尾) 道路鋪裝用瀝青乳劑の性狀に關する基本的研究(第5報)(島田)	11.11
*37	骨材の最大密度の粒度に就て(藤井) 土の乾燥に伴ふ壓縮强さの變化(山田) アスファルト,タールの性質に及ぼす氣象作用の影響,特にその薄層の場合の性質變化(西川,山田耕) 岸壁裏込の特殊工法がその安定度に及ぼす影響に關する試驗(松尾,高橋) コンクリートの熱的性質に關する試驗(第1報)(島田)	12. 5
*38	現場コンクリートの强度竝に之に及ぼす施工條件の影響に就て(藤井,大野,佐藤) 現場に於ける瀝青乳劑製造の設備及び製法竝にその乳劑の性質に關する試驗(西川,鷹島) 重力式岸壁の耐震限度(松尾,大門) 彈性地盤上の圓形水槽(松村,中西)	12. 9
*39	電氣熔接法による鐵筋の接合(第2報)(青木) 本邦鋼道路橋衝擊係數に關する一考察(小澤) 路面の光反射に關する試驗竝に之に基く道路照明基準に就て(島田) X線反射法によるV形衝合電弧熔接部の內部歪分布試驗(豫報)(島田)	12.11
*40	滿洲產タール,重油,中油及び重油に依るカット・バックタール等の鋪裝材料としての性質(西川,山下) 鐵線蛇籠の防錆塗料に就て(西川) 江戸川河水統制水門下流洗掘に關する水理實驗(青木,横田) 江戸川河水統制水門に於ける鹹水の侵入に關する實驗(横田) 路面の滑及横滑り摩擦抗抵に及ぼす路面種別と其の性狀との影響に就て(島田)	12.12
41	利根川河口の防波堤,導流堤,航路浚渫及び砂洲の消長に關する模型試驗(松尾) 普通,早强,中庸熱,珪酸質混合セメント及び高爐セメントに關する比較試驗(第1報)(川畑,齋藤) 自動車の速度に及ぼす車線幅の影響に關する實驗,竝に之に基く鋪裝幅員の決定に就て(金子) 河川工事用藥液の强度竝に耐久性に關する試驗(青木,鈴木)	13. 5
42	上路補剛構桁を有する拱橋に關する研究(小澤) 杭の水平抵抗力に關する試驗(第1報)(松尾,高橋) 瀝青乳劑の試驗成績より見たる品質の比較,竝にその最近の趨勢に就て(西川,松本) 流速計檢定成績(松尾,八木) 全熔接國道橋鶴川橋の設計竝に熔接作業に就て(青木)	13. 8
43	路線路面の經濟的價値に關する試驗(1)(藤井) 神崎川分流に關する模型試驗(松尾,柄澤) 砂防堰堤の洗掘防止に關する水理試驗(第1報)(安藝,槇田) 混成タールの性質に及ぼす氣象作用の影響,特に薄層の場合に於ける性質變化(西川,山田耕) 江戸川河水統制水門附近の河水の鹽分含度試驗(鷹島) 新京滾國道多摩川架橋地點に於ける河水の水質化學試驗(鷹島) 鋪裝用アスファルトの溫度傳導率に關する試驗(島田)	13.11
44	勢力式に依る變斷面對稱長柱の挫屈荷重を求むる近似計算法(槇田) 河川の自然勾配に及ぼす砂礫の性質と掃流力との影響に關する調査並に之に基く河川平衡勾配に關する實驗的研究(第1報)(安藝) 瀝青鋪裝切取供試體の試驗結果より見たるその性質の比較(西川,松本) 市のアスファルト鋪裝に關する試驗(第1報)(松本)	14. 2
45	檢收試驗の成績より見たる瀝青乳劑の品質比較,竝に最近の趨勢に就て(西川,松本) 物理地下探査法に依る橋梁架設地點の岩盤の深さに關する試驗測査	14. 4

號	件名	發行年月
	(鳥田) 鐵筋コンクリート揺水に關する壓縮 强度試驗(一本)	

彙報

號	件名	發行年月
1	試驗調査事務分掌 試驗調査事項の處理方法 現在實施中の主なる試驗調査事項 昭和11年に於ける材料その他の依頼試驗 備付雜誌 附　處務細則	12. 3
2	赤羽分所水理試驗設備	12. 3
*3	獨逸 Oder 河の流量調節の Ottmachau 貯水池建設に就て	12. 8
4	黄河に關する H. Engels の模型實驗に就て	13. 3
5	大塊コンクリート用特殊セメントに就て(第1報)	13. 8
6	大塊コンクリート用特殊セメントに就て(第2報)	13.11

其他

*本邦道路橋輯覽	14.12
*本邦道路橋輯覽　第二版	3. 3
本邦道路橋輯覽(增補)	3. 3
*第六回國際道路會議に關する報告書	7. 4
土木工事用材料標準試驗方法	7. 4
本邦道路橋輯覽　第三輯	10.11
本邦道路橋輯覽　第四輯	14. 4

昭和十四年七月 五 日印 刷
昭和十四年七月 十 日發 行

內務省土木試驗所

東京市本鄉區駒込上富士前町二十六番地

電話大塚(86)自3101番至3103番

印刷者 井上源之丞

東京市下谷區二長町一番地

印刷所 凸版印刷株式會社

東京市下谷區二長町一番地