

# 抄 録

第24巻第12號 昭和18年12月

応 用 力 学	頁
(174) シリンダ及プリズムの捩りと撓の問題	1345
(175) 片持梁の撓の一般式	1347
(176) 支點が撓む場合の連続梁の応力	1348
<b>水 理</b>	
(177) 砂中及薄板上の水流	1350
<b>施 工</b>	
(178) 盛土の安定に及ぼす岩石の影響	1353
(179) 土のセメント處理に關する試験	1354
<b>熔 接</b>	
(180) 鋼製煙突に用ひた新熔接法	1359
<b>河 川</b>	
(181) 揚子江口に就て	1359
(182) ライン、マイン、ドナウ河を連絡する大運河	1361
<b>堰 堤</b>	
(183) 堰堤貯水池容量の図式解法	1364
(184) 横溢流堰よりの流出量計算に就て	1366
(185) 最高の複拱堰堤	1368
<b>港 灣</b>	
(186) Galveston 海岸の防護	1372
<b>道 路</b>	
(187) ワシントン州の改正道路法	1373
(188) 平面交叉に於ける見透しの問題	1375
<b>橋 梁 及 構 造 物</b>	
(189) 鋼鉄道橋の曲線主桁の計算	1377
(190) ラーメン隅角部の計算	1382
(191) 連続梁の最大撓を求める図表	1383

## 応 用 力 学

### (174) シリンダ及プリズムの捩りと撓の問題

W. J. Dunkan, "Application of the Galerkin Method to the Torsion and Flexure of Cylinder and Prisms." Phil. Mag., April 1938, p. 634-649.

第1部 捩り： 捩りの問題は、断面の周囲で  $\psi = 0$  で断面内で

$$P^2\psi + 2 = 0 \quad \dots\dots\dots (1)$$

である様な  $\psi$  を見出せば良い。さうすれば

$$X_z = \mu\tau \frac{\partial\psi}{\partial y}, \quad Y_z = -\mu\tau \frac{\partial\psi}{\partial x} \quad \dots\dots\dots (2)$$

で応力が求められる。捩りモーメントは

$$C = 2\mu \iint \psi \, dx \, dy \quad \dots\dots\dots (3)$$

である。Galerkin の方法を此の場合に応用するには

$$\psi = \sum_{r=1}^n C_r F_r \quad \dots\dots\dots (4)$$

と假定する。 $F_r$  は断面の周囲で 0 である様な  $x$  と  $y$  の函数である。断面が OX 軸に關して對數である場合

$$y = \pm t \quad \dots\dots\dots (5)$$

が境界であるとする。先づ  $F_r$  としては、大体に

$$F_{rq} = (t^{2q} - y^{2q})x^q \quad \dots\dots\dots (6)$$

の如くするのが普通である。そこで Galerkin の方法と云ふのは (4) 式を (1) 式の左邊に代入したものを  $\epsilon$  とし

$$\iint \varepsilon F_r dx dy = 0 \dots\dots\dots(7)$$

から,  $C_r$  を決定するので, この方法は本質的には Lagrange の方程式を解くこと又は仮設仕事の原理と同じものである。

例-1: 拋物線で囲まれたレンズ形断面棒

$$t = \frac{\theta}{2b}(b^2 - x^2)$$

とする。

$$\varphi = (t^2 - y^2) \left[ c_1 + c_2 \left( \frac{x}{b} \right)^2 \right]$$

と仮定すれば,

$$\varepsilon = E_0 + E_2 \left( \frac{x}{b} \right)^2 + E_4 \left( \frac{x}{b} \right)^4 - 2c_2 \left( \frac{y}{b} \right)^2$$

$$E_0 = 2 - c_1(2 + \theta^2) + \frac{1}{2} c_2 \theta^2$$

$$E_2 = 3c_1 \theta^2 - c_2(2 + 6\theta^2)$$

$$E_4 = \frac{15}{2} c_2 \theta^2$$

Galerkin の方程式は,

$$\iint (t^2 - y^2) \varepsilon dx dy = 0 \text{ 及}$$

$$\iint (t^2 - y^2) \left( \frac{x}{b} \right)^2 \varepsilon dx dy = 0$$

即ち  $c_1(99 + 33\theta^2) + c_2(11 + \theta^2) = 99$

$$c_1(143 + 13\theta^2) + c_2(39 + 29\theta^2) = 143$$

これを解き  $c$  を求めれば

$$c = \frac{2\mu r^4 \theta^2}{315} \left( \frac{858 + 1166\theta^2}{286 + 484\theta^2 + 118\theta^4} \right)$$

例-2: 矩形断面

$$f_r = (b^2 - y^2) \left[ 1 - \left( \frac{x}{a} \right)^{2r} \right], \beta = \left( \frac{b}{a} \right)^2$$

として  $\varphi = c_1 f_1 + c_2 f_2 + c_3 f_3$

とすると

$$\varepsilon = E_0 + E_2 \left( \frac{x}{a} \right)^2 + E_4 \left( \frac{x}{a} \right)^4 + E_6 \left( \frac{x}{a} \right)^6 + \left( \frac{y}{a} \right)^2 \left\{ F_0 + F_2 \left( \frac{x}{a} \right)^2 + F_4 \left( \frac{x}{a} \right)^4 \right\}$$

$$E_0 = 2 - 2(c_1 + c_2 + c_3) - 2\beta c_1$$

$$E_2 = 2c_1 - 12\beta c_2$$

$$E_4 = 2c_2 - 30\beta c_3$$

$$E_6 = 2c_3$$

$$F_0 = 2c_1, F_2 = 12c_2, F_4 = 30c_3$$

Galerkin の方程式は,

$$\iint \varepsilon f_r dx dy = 0, r = 1, 2, 3$$

これを解き  $c$  を計算すれば

$$c = \frac{4\mu ab^2(60060\beta^2 + 9340\beta + 225)}{7(7722\beta^3 + 8910\beta^2 + 1125\beta + 25)}$$

そこで  $\gamma = c/16\mu ab^2 r$  としてこの値を Galerkin の方法に依るものと Saint-Venant の厳密な解と比較して見れば次の如くであつて Galerkin の方法の有効さが分かるであらう(表-1. 参照)。

表-1.  $\gamma = \frac{c}{16\mu ab^2 r}$  の値

(Galerkin の方法に依る値)

$b/a$	$\beta$	$f_1$ 及 $f_2$	$f_2$ 及 $f_3$	$f_1, f_2$ 及 $f_3$	St. Venant
0	0	0.3111	0.3188	0.3114	0.333
1/10	1/100	0.3047	0.309	0.3100	0.312
1/4	1/16	0.2795	0.2805	0.2806	0.281
1/3	1/9	0.2637	0.2629	0.2631	0.263
1/2	1/4	0.2382	0.2277	0.2283	0.229
2/3	4/9	0.1952	0.1934	0.1952	0.196
1	1	0.1396	0.1371	0.1396	0.141

第 2 部 撓: 矢張り境界を  $y = \pm t$  とすれば撓(片持梁)の問題は剪断力の分布を定めるのが問題であり, それには

$$\nabla^2 \Omega + \frac{1}{2} \frac{dt^2}{dx} - \frac{\sigma r}{1 + \sigma} = 0 \dots\dots\dots(1)$$

を満足し境界上で  $\Omega = 0$  であるやうな  $\Omega$  を求めることに歸する。この  $\Omega$  が求めれば

$$X_z = \frac{W \partial \Omega}{I \partial y}, Y_z = -\frac{W}{2I} \left( t^2 - y^2 + 2 \frac{\partial \Omega}{\partial x} \right)$$

となる。

例-1:

$$t^2 = \theta^2 c x \left( 1 - \frac{x}{c} \right)^2 \dots\dots\dots(2)$$

で與へられる断面とすれば, 上の (1) 式は

$$\nabla^2 \Omega + \frac{1}{2} \frac{dt^2}{dx} - \frac{\sigma r}{1 + \sigma} + \frac{3-r}{7(1+\sigma)} = 0$$

となり, これに (2) 式を入れれば

$$\nabla^2 \Omega + \frac{3\sigma r}{7(1+\sigma)} + \frac{1}{2} \theta^2 c - x \left( \frac{\sigma}{1+\sigma} + 2\theta^2 \right) + \frac{3}{2} \frac{\theta^2 x^2}{c} = 0 \dots\dots\dots(3)$$

となる。

$$\Omega = (t^2 - y^2) \left[ c_1 + c_2 \left( \frac{x}{c} \right) \right]$$

として (3) 式に代入すれば

$$\varepsilon = E_0 + E_1 \left( \frac{x}{c} \right) + E_2 \left( \frac{x}{c} \right)^2$$

$$E_0 = 2\theta^2 c_2 - c_1(2 + 4\theta^2) + \frac{1}{2} c\theta^2 + \frac{3\sigma r}{7(1+\sigma)}$$

$$E_2 = \frac{3\theta^2}{2}c + 12c_2\theta^2$$

$$E_1 = -\frac{\sigma c}{1+\sigma} - 2\theta^2c + 6c_1\theta^2 - c_2(2+12\theta^2)$$

Galerkin の方程式は、

$$c_1(13+11\theta^2) + c_2(5+3\theta^2) = \frac{2\sigma c}{7(1+\sigma)}$$

$$c_1(255+153\theta^2) + c_2(119+81\theta^2)$$

$$= -\frac{34\sigma c}{7(1+\sigma)} - 8\theta^2c$$

これより、 $c_1$  と  $c_2$  を解けば良い。

(最上武雄)

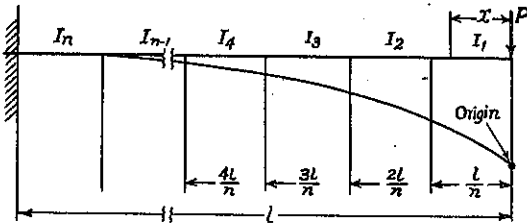
(175) 片持梁の撓の一般式

(R. Reuben Kohn, "General Formula for Deflections of Cantilevers." Civil Eng, July 1938 p. 477~478.

茲に示す 3 つの異つた載荷状態に於ける慣性モーメントの一樣でない片持梁の撓に關する一般式は、時間と勞力とを save する爲に提案したものである。之を圖式の moment area method に依つて求め様とすれば非常に煩雜であつて、而も scaling に誤りを生ずる可能性が多分に含まれて居る。筆者提案の此の一般式は moment area method の代數的解法である。而して次に示す式は何れも慣性モーメントの變化する區間が等しい場合であるが、若し等しくない場合には積分範圍を變へればよい。

(1) 先端に集中荷重  $P$  を受ける場合 (圖-1)。

圖-1.



moment area method に依つて

$$\begin{aligned}
 d_1 &= \frac{1}{EI} \int_0^l Mx dx = \frac{1}{EI} \int_0^l Px^2 dx \\
 &= \frac{P}{EI_1} \int_0^{l/n} x^2 dx + \frac{P}{EI_2} \int_{l/n}^{2l/n} x^2 dx + \dots \\
 &+ \frac{P}{EI_n} \int_{(n-1)l/n}^l x^2 dx
 \end{aligned}$$

積分して

$$\begin{aligned}
 d_1 &= \frac{Pl^3}{3n^3E} \left[ \frac{1^3}{I_1} + \frac{2^3-1^3}{I_2} + \frac{3^3-2^3}{I_3} + \frac{4^3-3^3}{I_4} + \dots + \frac{n^3-(n-1)^3}{I_n} \right] \\
 &= \frac{Pl^3}{3n^3E} \left[ \frac{1}{I_1} + \frac{7}{I_2} + \frac{19}{I_3} + \frac{37}{I_4} + \dots + \frac{n^3-(n-1)^3}{I_n} \right] \dots \dots \dots (1)
 \end{aligned}$$

若し  $I_1=I_2=\dots=I_n=I$  であれば  $d_1 = \frac{Pl^3}{3EI}$  となる。

(2) 等分布荷重  $w$  を受ける場合 (全荷重 =  $wl = W$ )

$$\begin{aligned}
 d_2 &= \frac{1}{EI} \int_0^l Mx dx = \frac{1}{EI} \int_0^l \frac{w}{2} x^2 dx \\
 &= \frac{w}{2EI_1} \int_0^{l/n} x^2 dx + \frac{w}{2EI_2} \int_{l/n}^{2l/n} x^2 dx + \dots + \frac{w}{2EI_n} \int_{(n-1)l/n}^l x^2 dx
 \end{aligned}$$

積分して

$$\begin{aligned}
 d_2 &= \frac{wl^3}{8n^4E} \left[ \frac{1}{I_1} + \frac{2^4-1^4}{I_2} + \frac{3^4-2^4}{I_3} + \frac{4^4-3^4}{I_4} + \dots + \frac{n^4-(n-1)^4}{I_n} \right] \\
 &= \frac{Wl^3}{8n^4E} \left[ \frac{1}{I_1} + \frac{15}{I_2} + \frac{65}{I_3} + \frac{175}{I_4} + \dots + \frac{n^4-(n-1)^4}{I_n} \right] \dots \dots \dots (2)
 \end{aligned}$$

若し  $I_1=I_2=\dots=I_n=I$  であれば  $d_2 = \frac{Wl^3}{8EI}$  となる。

(3) 自由端で 0、固定端で  $(2W)/l$  となる三角荷重を受ける場合 (全荷重 =  $W$ )

$$\begin{aligned}
 d_3 &= \frac{1}{EI} \int_0^l Mx dx = \frac{1}{EI} \int_0^l \frac{W}{3l^2} x^2 dx \\
 &= \frac{W}{3l^2EI_1} \int_0^{l/n} x^2 dx + \frac{W}{3l^2EI_2} \int_{l/n}^{2l/n} x^2 dx + \dots + \frac{W}{3l^2EI_n} \int_{(n-1)l/n}^l x^2 dx
 \end{aligned}$$

積分して

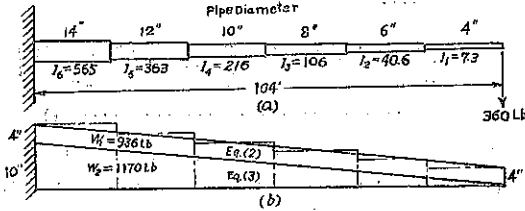
$$\begin{aligned}
 d_3 &= \frac{Wl^3}{15n^5E} \left[ \frac{1^5}{I_1} + \frac{2^5-1^5}{I_2} + \frac{3^5-2^5}{I_3} + \frac{4^5-3^5}{I_4} + \dots + \frac{n^5-(n-1)^5}{I_n} \right] \\
 &= \frac{Wl^3}{15n^5E} \left[ \frac{1}{I_1} + \frac{31}{I_2} + \frac{211}{I_3} + \frac{781}{I_4} + \dots + \frac{n^5-(n-1)^5}{I_n} \right] \dots \dots \dots (3)
 \end{aligned}$$

若し  $I_1=I_2=\dots=I_n=I$  であれば  $d_3 = \frac{Wl^3}{15EI}$  となる。

例： 圖-2 に示す旗竿の先端の撓を求め (之はワシントンで設計された旗竿の實例である)。

先端の荷重は旗に依つて生ずる張力 360 lb とする。  
竿に働く風圧は 27 lb/ft<sup>2</sup> とする。即ち風圧は

図-2.



区間	1	2	3	4	5	6	計
風圧	156	234	312	390	468	546	2106 lb

であるが之を図-2(b)に示す様に分布するものと假定して計算する。

$$\begin{aligned}
 A &= A_1 + A_2 + A_3 \\
 &= \frac{360 \times (104 \times 12)^3}{3 \times 6^3 E} \left( \frac{1}{7.3} + \frac{7}{40.6} + \frac{19}{106} \right) \\
 &\quad + \frac{37}{216} + \frac{61}{363} + \frac{91}{565} \\
 &+ \frac{936 \times (104 \times 12)^3}{8 \times 6^3 E} \left( \frac{1}{7.3} + \frac{15}{40.6} + \frac{65}{106} + \frac{175}{216} \right) \\
 &\quad + \frac{369}{363} + \frac{671}{565} \\
 &+ \frac{1,170 \times (104 \times 12)^3}{15 \times 6^3 E} \left( \frac{1}{7.3} + \frac{31}{40.6} + \frac{211}{106} \right) \\
 &\quad + \frac{781}{216} + \frac{2,101}{363} + \frac{4,651}{565} \\
 &= 37.0 + 25.0 + 13.8 = 75.8 \text{ in}
 \end{aligned}$$

但  $E = 29,000,000 \text{ lb/in}^2$  とす。

(古河順治)

(176) 支點が撓む場合の連続梁の応力

(Odd Albert, "Stresses in Continuous Beams from deflecting Supports." Civil Eng., June 1938, p. 411~413.)

桁で支へられた連続桁は一般に支點となる其の支桁が撓まないと言ふ假定のもとに設計されてゐるのであるが、連続桁から傳つてくる荷重によつても支桁が撓むことは明かなことである。従つて連続桁には或る特殊なモーメントが生ずるのであるが、一般には是等のモーメントは考慮に入れないのが常である。

是等のモーメントを求めるには連続桁のある一部分を取り支點の反力及他の部材の影響を荷重として作用する突桁として考へ其の自由端の撓を求めることによ

つて簡単に計算することが出来る。自由端に作用せしめた是等の反力や或はモーメントは其の方向により自由端を上向或は下向に曲げ様とするのである。例へば図-3に於て連続桁の支點 D が d だけ撓むとすれば、これは D 點に於ける負の反力或は D 點に作用する之に等しい荷重又はモーメントによつて生じたものであることを表はしてゐる。

各桁を切り取つて、先づ一端を固定した突桁、次に他端を固定した突桁として別々に取扱ふものとする、固定の程度は撓角や其の端に於けるモーメントによつて表はすことが出来る。図-4は兩支點に反力に等しいモーメントを有する桁 BC を取り出したもので、これらは荷重として作用してゐる。而して B 點に於て固定された突桁と考へ自由端 C の撓を求めんとする。B 點に於ける撓角  $r$  は C 點に於て  $rL$  なる上向きの撓を生ずる。この撓角  $r$  は桁 AB の B 點に於ける角にも等しく、従つて A 點に於ける  $rL$  なる下向きの撓にも等しいのである。C 點に於ける外側のモーメント  $M_0$  は此の點を下向に動そうとするに反し、C 點の反力は之を上向きに動そうとする故に之等移動量の總和が C 點に於ける全移動量に等しくなければならぬ(若し C 點が固定であれば移動量は 0 である)。同様にして C 點に於て固定された突桁として考へると自由端 B 點の移動量が決定される。支點の撓みによつて起るモーメントは突桁の撓に關する一般式を與へておけば容易に計算することが出来る。即ち是等の撓は、

單荷重が自由端に働くとき、

$$d = \frac{PL^3}{3EI} \dots \dots \dots (1)$$

モーメントが自由端に働くとき、

$$d = \frac{ML^2}{2EI} \dots \dots \dots (2)$$

図-3.

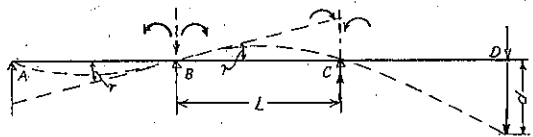
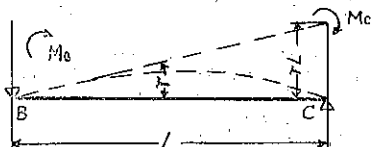


図-4.



次に述べるのは等径間の連続桁の場合のみであるが不等径間の場合も一般原理は同様である。茲には1支點が撓む場合のモーメントについてのみ論じてゐるが、2支點以上の撓によるモーメントは加算によつて簡単に求められる。而してモーメントは支點から支點へ、(-)から(+)へ、或は(+)から(-)へ直線的に変化するものとする。

(1). 2等径間：支點Cがdだけ撓む場合(図-5)

先づ桁ABをとりA點の撓を考へる。A點は固定されてゐるのであるからこの點の撓は0である。B點に於ける撓角を $r_1$ とすればA點に於ける全上向移動量は $r_1L$ である、A點に於ける下向きの反力によつて生ずる下向きの移動量は(1)式で表わされる。即ち全移動量は、

$$-\frac{AI^3}{3EI} + r_1L = 0 \dots\dots(3)$$

$A = M_B/L$ を代入して、

$$r_1 = \frac{M_B L}{3EI} \dots\dots(4)$$

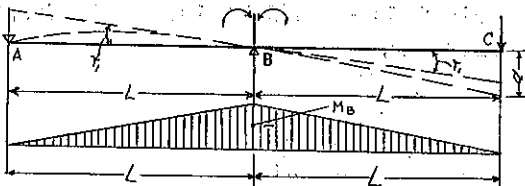
次に桁BCを取りC點の撓を考へるとそれはdである。 $r_1$ は下向き移動量 $r_1L$ を生じ反力も亦(1)式で示す下向き移動量を生ずる即ち、

$$-r_1L - \frac{CL^3}{3EI} = -d \dots\dots(5)$$

之に $C = M_B/L$ 及(4)式の $r_1$ を代入し、

$$M_B = -\frac{3dEI}{2L^2} \dots\dots(6)$$

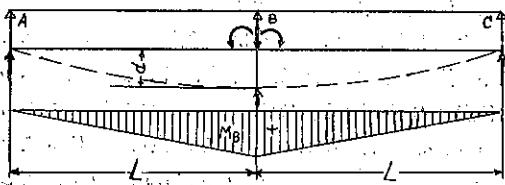
図-5.



(2). 2等径間：支點Bがdだけ撓む場合(図-6)

この場合は對稱であるから唯一の桁について考へればよい。尚B點に於ける撓角は0である。桁ABはB點で固定されてゐると考へればA點に於ける撓は上

図-6.



向き即ち正である。(1)式と $A = M_B/L$ とより

$$M_B = +\frac{3dEI}{L^2} \dots\dots(7)$$

(3). 3等径間：支點Dがdだけ撓む場合(図-7)

先づ桁BCを取りC點に於ける撓を考へると0である。

$$r_1L + \frac{CL^3}{3EI} - \frac{M_c L^2}{2EI} = 0 \dots\dots(8)$$

之に $C = \frac{M_B}{L} + \frac{M_c}{L}$ ,  $r_1 = \frac{M_B L}{3EI}$ を代入して

$$M_B = \frac{M_c}{4} \dots\dots(9)$$

B點に於ける撓も0であるから、

$$r_2L + \frac{M_B L^2}{2EI} - \frac{BL^3}{3EI} = 0 \dots\dots(10)$$

之に $B = \frac{M_B}{L} + \frac{M_c}{L} = \frac{5M_c}{4L}$ を代入して

$$r_2 = \frac{7M_c L}{24EI} \dots\dots(11)$$

次に桁CDを取りD點に於ける撓を考へると-dである。

$$-r_2L - \frac{DI^3}{3EI} = -d \dots\dots(12)$$

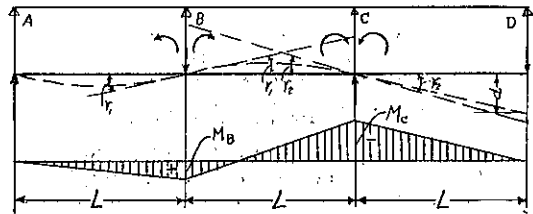
之に $D = M_c/L$ を代入して、

$$M_c = -\frac{8dEI}{5L^2} \dots\dots(13)$$

(9)式に代入して

$$M_B = +\frac{2dEI}{5L^2} \dots\dots(14)$$

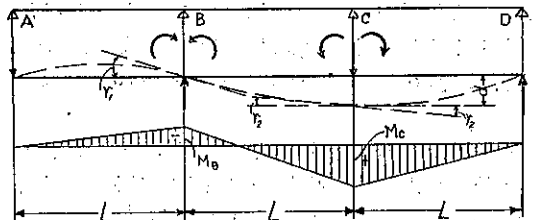
図-7.



(4). 3等径間：支點Cがdだけ撓む場合(図-8)

先づ桁BCを取りC點の撓を考へると-dである。次にC點を固定してB點の撓を考へると+dである。斯の如く桁CDに於てもC點を固定してD點の

図-8.



撓 +d を考へるときは次の式を得る、

$$M_c = + \frac{18dEI}{5L^2} \dots\dots\dots(15)$$

$$M_B = - \frac{12dEI}{5L^2} \dots\dots\dots(16)$$

(5). 計算例： 各、10 呎の 3 等径連続桁に 800 封度/呎の荷重が働き桁は B 點及 C 點に於て長さ 20 呎桁で支へられ A 點及 D 點は撓まない支點で支へられてゐるものとす。

若しどの支點も撓のないものとして桁の断面を計算すれば B 點及 C 點のモーメントは 8000 封度-呎での支あるから鋼の許容応力を 18000 封度/吋<sup>2</sup> とすれば所要断面係数は 5.33 である、依つて 6 吋 10 封度 I ビーム  $I=17.8$   $S=5.9$  を使用すればよい。次に C 點の支桁が撓む場合の影響を考慮してみる、C 點に於ける支桁が  $1/360 \times 20 \times 12 = 2/3$  吋だけ撓んだとすれば之に伴ふ C 點のモーメントは (15) 式より +7410 封度-呎 B 點のモーメントは (16) 式より求め -4950 封度-呎である。依つて B 點に於ける全モーメントは -12950 封度-呎で設計モーメント -8000 封度-呎より大である。

且つ応力は、

$$\frac{12950 \times 12}{5.9} = 26'200 \text{ 封度/吋}^2 \text{ である。}$$

此のモーメントは C 點の撓によつて出来たもので正であり、荷重によつて負のモーメントを減るのである。 (佐田悦二)

水 理

(177) 砂中及薄板上の水流

(M. A. Hogan & E. F. Gibbs, "Flow in Channels," Concrete & Constr. Eng., June 1938, p. 331~337.)

薄い板の上の水流； 普通の大きさの水路中の水流は通常渦流 (turbulent flow) であるが、溢流堰堤の上を非常に薄い層をなして流れたり又緩勾配の地表面を雨水が流出したりする場合は整流になる。斯る場合の限界は Reynolds number  $Q/v$  を以て表し得る。Q は水流の單位幅に對する流量である。水深は非常に淺く径深が水深と等しく 1 呎の幅の流量は速度と水深の積に等しい。限界 Reynolds number の値は大略 600 程度である。

今水平と勾配 s をなす面の表面を考へ、その上を流れる水流が水深 D なる整流であるとする (図-9)。水流中の任意の面 AB では粘性による剪断応力は、

$$\tau = -\mu \frac{dv}{dd}$$

であり、之は面 AB より上の水の重量に依る重力と平衡する。即ち

$$\rho g (D-d) s$$

それ故  $\rho g (D-d) s = \mu \frac{dv}{dd}$

$$\text{之より } dv = \frac{\rho}{\mu} g s (D-d) dd$$

積分して、

$$v_s = \frac{gs}{v} \left( Dd - \frac{d^2}{2} \right) \dots\dots\dots(1)$$

水路底では  $v_s = 0$  であるから、積分定数は零である。平均流速は、

$$v = \frac{1}{D} \int_0^D v_s \cdot dd$$

$$\text{即ち, } v = \frac{gs}{Dv} \int_0^D \left( Dd - \frac{d^2}{2} \right) dd$$

$$\text{又は } v = \frac{gs}{Dv} \cdot \frac{D^3}{3} = \frac{gsD^2}{3v}$$

$d=D$  より表面流速  $v_s$  は式 (1) より得られる。

$$v_s = \frac{gs}{v} \left( D^2 - \frac{D^2}{2} \right) = \frac{gsD^2}{2v}$$

$$\text{即ち } v_s = \frac{3}{2} v$$

單位幅に對する流量は、

$$Q = vD = \frac{gsD^3}{3v}$$

今勾配が 1 : 60 で水深が 0.01 呎の面を流下する流量を計算せば、

$$Q = \frac{gsD^3}{3v} = \frac{g \times (0.01)^3}{60 \times 3 \times v \times 12^3}$$

若し温度 10°C ならば、 $v = 1.41 \times 10^{-5}$  平方呎毎秒なる故、 $Q = 0.00735$  立方呎毎秒

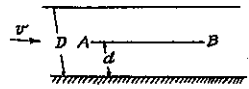
Reynolds number R は

$$R = \frac{0.00735 \times 10^5}{1.41} = 521$$

之は整流の限界内に於てである。

砂中の水流； 砂、砂利又は滲透性物質の中を流れる地下水は非常に良く水路の水流と似てゐる。と言ふのは任意の 2 點間の水流は水面の勾配に支配されるからである。その自由水面は必ずしも地表面からは見えない。普通井戸なり孔なりを掘つて確めねばならぬ。若し

図-9.



井戸が滲透層の中にある距離に掘られれば、水流は水位の低い方へ生ずるから。各々の水位は地下水流の方向を示す。水面が大氣に直接ふれなくとも尙動水勾配を表すものに關係する。砂粒の間の空隙の大きさは極端に小さく大抵の場合には動水勾配も亦非常に小さい。それ故水流は大概整流である。整流の限界は大體  $vd/v=2300$  であるから管流の場合と同様である。 $v$  は水流の有効速度、 $d$  は水流の生ずる通路の有効径である。流速は水面勾配に直接比例する。それ故流速と勾配の間に同様の關係がある。

$$v = k \frac{h}{l}$$

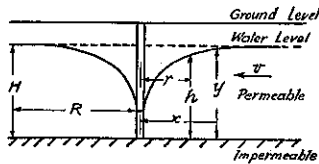
$k$  の種々の砂粒に對する代表的な數値は表-2 の如くである。

表-2.

砂粒の有効径(吋)	0.154	0.180	0.060	0.043	0.038	0.028	0.018	0.015	0.013	0.009	0.007	0.005
$k$ (呎/日)	50 000	13 600	10 600	5 800	8 000	1 660	700	500	333	160	105	60

水を含んだ層に穿孔せる井で汲出しを始めると直ぐ井の周圍に自由水面の低下が生ずる。此の低下の深さは井に向ふ砂中の水流が汲出される量に等しくなつて一定の状態になるまで増加する。之等の條件の下にある砂中の自由水面の形狀は次の如く勘定し得る。圖-10 に示す様に不滲透層の上に在る一様な滲透層にある井を考へる。 $y$  を井から  $x$  の距離にある不滲透層からの水面の高さとし、 $v$  をそれに相應する水流の流速とする。

圖-10.



$$v = k \times \text{勾配} = k \times \frac{dy}{dx}$$

$Q = v \times x$  の距離にある滲透層の面積

$$= k \frac{dy}{dx} \times 2\pi xy$$

それ故  $Q \frac{dx}{x} = 2\pi k y \cdot dy$

積分すれば、

$$Q \log_e x = \pi k (y^2 + C)$$

それ故水面の横断形は次式で與へられる。

$$x = e^{\xi} \quad \xi = \frac{\pi k}{Q} (y^2 + C)$$

若し 2 點で水位を測れば 1 つは井自身の水位である

が井の中心から  $x=R$  と  $x=r$  の距離では、

$$Q \log_e \frac{R}{r} = \pi k (H^2 - h^2)$$

此の式から若し  $Q$ ,  $H$  及  $h$  が既知なら  $k$  が勘定出来る。同様に又若し  $Q$ ,  $H$  及  $k$  が既知なら他の場所で低下する水位の高さが勘定出来る。

砂層地盤の地下水面以下を掘鑿せねばならぬ時、掘鑿の前にその場所の水を除く方法としてよく管井を設ける。掘鑿箇所全部の排水を確かにする爲にその場所の周圍に多くの垂直の管井を掘る。井は適當の濾過装置の有る穿孔された鋼管からなる。井からの汲出しは各々の井で潜水し得る電力ポンプによるか又は總ての井戸を扱ふ中央のポンプ機關に依る 2 方法がある。掘鑿するべき土地は水を井から汲み出して、地下水面を施工面以下にする様排水する。

下にする様排水する。

此の管井に依る方法の設計の最初に先づ  $k$  の値を決めるべきである。之は試験的に汲出して見るのが最良である。何依ら井から採取された砂の試料の實驗で決められたものは、材料の緻密の変化により信頼し得る結果が得られない。井からの汲出しは地下水面が一定の状態になる迄充分長い間続けらるべきで、その時は  $k$  の値は滲透式から得られる。

次にポンプ設備を決定すべきである。即ち各井より汲出す水量と低下さるべき深さを決めるべきである。若しも各井でポンプを使用して汲出せば之等の量は使用するべきポンプ 1 個に就ての大きさと馬力から決められるが、併し中央のポンプ機關による時は変化に對してより多くの餘地がある。異なる汲出す深さ及管の工事の深さに對する井の比較上の費用の如き種々の因子が決められねばならぬ。そして相互の計畫が比較されねばならぬ。各井の深さと汲出される量が決めれば、施工より地下水面が下げられる円形の範圍の井戸からの半径の距離が式によつて計算出来る。掘鑿の部分も此の限界距離より井から離れない様に井を配置せねばならぬ。廣いそして深い掘鑿には掘鑿地の周圍に異なる深さの井の多くの環を作るのが得策である。此の配置は表面に近い水は外側の環の深い井から汲出され、低い水位の水のみが内側の深い井から汲出されるから汲出すのに經濟的である。

今地下水面が地表面から 2 呎低く砂粒の有効径が 0.038 吋のある土地を 10 呎の深さに掘鑿すると考へ、

径 12 吋深さ 18 呎の井からポンプで 5 呎<sup>3</sup>/秒汲出し得るとする。然る時井の間隔を求むれば、

$$Q = 5 \times 60 \times 60 \times 24 = 432\,000 \text{ 呎}^3/\text{日}$$

$$Q \log_e \frac{R}{0.5} = \pi \times 3\,000 [(18-2)^2 - (10-2)^2]$$

$$\log_e 2R = \frac{\pi \times 3\,000 \times (256-64)}{432\,000}$$

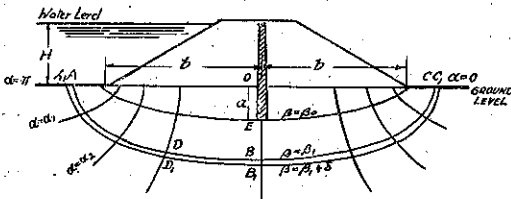
$$= 4.195$$

$$\therefore R = 33.15 \text{ 呎}$$

井の周囲半径 33 呎の円の中は地下水は地表面から 10 呎下に低下される。若し面積が廣く井が斜の列に配置されれば、最經濟的な間隔は平行の列が  $3R/2$  離れて一列の井の距離が  $\sqrt{3}R$  離れてある場合である。斯くの如く今の例で井の列の間の距離は 50 呎となる。1 列の中の井と井の距離は 57 呎になる。

更に砂中の水流の例に堰堤下部の滲透がある(図-11)。地盤の中に入った粘土心壁の有る土堰堤を示す。此の場合堰堤の上流側では水位従つて動水勾配は地盤の上にある。砂中の水流を生ぜしむる水頭は堰堤の上部の水位

図-11.



とそれより下の地下水との差である。そこに生ずる水流は堰堤の上部と下部との表面に依つて表される 2 つのポテンシャル面の間の電導体中の電流に似た水流として電流的解析を使用して簡単に研究出来る。この場合砂は電導体に喩へられる。図に示す様に電流の場合の等位線は共焦点双曲線の一群である。流線はどこでも之等に直角であり共焦点楕円の一群である。共焦点双曲線群は

$$\frac{x^2}{\cos^2 \alpha} - \frac{y^2}{\sin^2 \alpha} = c^2$$

又共焦点楕円は、

$$\frac{x^2}{\cosh^2 \beta} + \frac{y^2}{\sinh^2 \beta} = c^2$$

今堰堤の長さ 1 呎を考へる。H を堰堤の上の水頭とする。双曲線  $\alpha = \pi$  (堰堤の上部) により表される部分の圧力は H である。 $\alpha = 0$  (堰堤の下部の地盤) に沿ふては水頭は零でその間の任意の双曲線に沿ふては  $H(\alpha_1/\pi)$  呎である。単位幅の假想の通路に沿ふ流量及  $\beta = \beta_1$  及

$\beta = \beta_2$  の楕円に依る部分は  $\beta_2 - \beta_1$  に比例し、それより、

$$Q = K \frac{H}{\pi} (\beta_2 - \beta_1) \text{ 呎}^3/\text{秒}$$

流れる割合は一定でなく楕円間の距離が減ずるに従ひ増加して来る。楕円 ABC と  $A_1B_1C_1$  を考へると

$$OA = c \cosh \beta_1$$

$$OA_1 = c \cosh (\beta_1 + \delta)$$

それ故若し  $\delta$  が小ならば  $AA_1 = c\delta \sinh \beta_1$  である。

同様に  $OB = c \sinh \beta_1$

$$OB_1 = c \sinh (\beta_1 + \delta)$$

若し  $\delta$  が小ならば  $BB_1 = c\delta \sinh \beta_1$  である。

任意の點例へば點 D では  $DD_1$  なる距離は  $AA_1$  と  $B_1$  の中間になり、

$$c\delta \sqrt{\cosh^2 \beta_1 - \cos^2 \alpha_1}$$

に等しい。之では  $\alpha = \alpha_1$  は點 D 及  $D_1$  のある双曲線を示す。それ故管 AA, BB, 及 CC に沿ふ 1 呎<sup>2</sup> に對する流れは點 A 及 C の近くで最大値となつてその間で次の如く變化する。

$$v_1 = \frac{K \frac{H}{\pi} \delta}{AA_1} = K \frac{H}{\pi c \sinh \beta_1}$$

滲透の速度は之等の點では垂直の方向になりその最小値は點 B の近くで次の如くである。

$$v_2 = \frac{K \frac{H}{\pi} \delta}{BB_1} = K \frac{H}{\pi c \cosh \beta_1}$$

流速の方向は水平である。 $v_1$  も  $v_2$  も  $\beta$  が減少するに伴ひ、即ち楕円が心壁の底に近づくにつれて増加する。併し  $\beta$  の最小値は堰堤の下部兩端及心壁の下端を過る楕円に相當するものである。その楕円は

$$c \cosh \beta_0 = b$$

$$c \cosh \beta_0 = a$$

それ故  $v_1$  及  $v_2$  の最大値は

$$v_{1 \max} = \frac{KH}{\pi a} \text{ 點 A 或は C に於ける垂直方向}$$

$$v_{2 \max} = \frac{KH}{\pi b} \text{ 點 E に於ける水平方向}$$

堰堤の下部の滲透水の揚圧力は、

$$h = \frac{Hx}{\pi} = \frac{H}{\pi} \left( \cos^{-1} \frac{x}{c} \right)$$

x は堰堤の上流端からの距離である。

(山田順治)



施 工

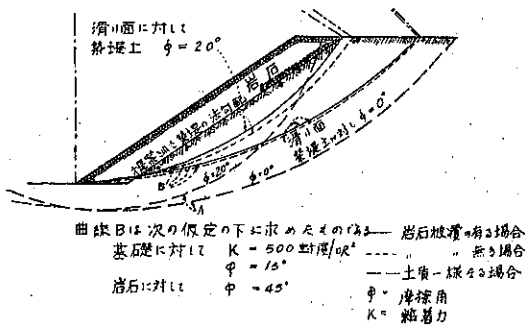
(178) 盛土の安定に及ぼす岩石の影響

(Naughan, "Stabilizing Earth Fills with Rock." E. N. R., July 7, 1938, p. 27~28)

築堤に際して適当な選搬距離の所には容量の充分な土取場が得られないが、岩石を適宜に併用するものとするれば所要土量が極く手近な所で容易に得られる場合がある。Alabama 州の北部 Guntersville 貯水池地點に於て Tennessee Nalley Authority に依つて道路の路線の再選定が行はれた時に斯様な問題が起つた。築堤の高さを 30 呎、法勾配を 1:1.5 とすれば所要土量を得るには事狭かないが、他方土質の點から考へるとこの勾配では不安定である事が明らかとなつた。更にこれ以上の土を得る爲には土取場は相當遠くなるので、土石の併用が考慮せられ 6 呎厚に岩石を以て法面被覆を施す案が提示せられた。岩石の摩擦抵抗は大きいから恐らく之に依つて築堤は増強せられ滑動崩壊が除かれるだらうと考へられたからである。そこで岩石による法面被覆の築堤に及ぼす効果を決定する爲の研究が行はれた。

図-12.

土の摩擦抵抗が異なる場合滑り面の勾配に及ぼす岩石の影響を表す図表



法面の安定を決定するには所謂瑞典式の解法を用ひた。即ち滑面は一つの円盤で、滑動はこの滑面上の土の自重に依つて起りこの円盤形滑面に沿ふた摩擦力と粘着力とを以て抵抗せらるゝものとするのである。或る一定の内部摩擦角に對して粘着力が最大なる如き面が求めらるれば之が即ち滑面である。摩擦角が異なれば滑面も之に對して異つて来る。この方法は何處にも直ぐ見當るだらうから詳細に就ては簡略してこゝには述べない。

(譯者註、野坂孝忠著 土圧論の研究 p. 117  
 山口 昇著 応用力学ポケットブック  
 p. 194.)

築堤の法面に岩石の被覆を施せる場合築堤の安定に如何なる効果を及ぼすかを決定するに際し次に述ぶる 2 つの一般の場合が考究せられた。

第 1 の場合は被覆用の岩石を除けば基礎も築堤も同一の摩擦力、粘着力を有し等質は一体として働くものと考へた場合であり、第 2 の場合は基礎の方が築堤よりも大なる剪断強度を有するものと考へた場合である。この場合には基礎の方が築堤よりどの程度大なる剪断強度を有するや否やに依つて支配せられ、滑動面が地盤内を通過するや否やは確定せられない。

第 1 の等質と考へた場合には崩壊面は築堤と同時に基礎盤内をも通過し図-12の曲線 A にて示す如く基礎地盤内 5 呎にも達し法先に於ては地表より相當深く而かも被覆用の岩石内を通過せぬから岩石は築堤の安定には何等効果がない。築堤が安定を保つに必要な粘着力は附表に示した通りで土の摩擦角に応じて異つて来る。

第 2 の強い基礎を有する場合に對する崩壊面の一例は曲線 B で示す通りで此の場合には基礎は 500 封度/呎<sup>2</sup>の粘着力を有し、その摩擦角は 15°と假定して求めたのである。斯様な値を有する場合には崩壊面は築堤内に留まるから滑動に對して抵抗するのは築堤土そのものであるか或は岩石被覆を施せる場合には築堤土と岩石とである。築堤土の摩擦角が異なればこれに對する安定に必要な粘着力は表-3 に示す通りであり岩石の摩擦角は 45°と假定したのである。

表-3. 岩石被覆の築堤に及ぼす影響

被覆厚 6 呎 法勾配 1:1.5  
築堤高 30 呎

崩壊の型式	安定に必要な築堤上の粘着力 (封/呎 <sup>2</sup> )		
	φ = 0°	φ = 15°	φ = 22°
基礎地盤並に築堤土は等質 A.	551	323	127
基礎の剪断抵抗大、岩石被覆無、B*	483	309	156
基礎の剪断抵抗大、岩石被覆有、B*	475	280	110
基礎に對しては k=500 封度/呎 <sup>2</sup>			
φ = 15°			
岩石に對しては φ = 45°			
但し k=土の粘着力			
φ=土の摩擦角			

(譯者註：一般に滑り面に垂直に働く力を N、滑り面の大きさを A とすればその面に於ける剪断抵抗 R は次式で表はされる。S=N tan φ+1A)

表-3 に示した通り上記の如き條件の下では築堤の法面に岩石被覆を施せば築堤の安定度は増大せられるのである。更に説明を加ふれば上記の如き條件の下では崩壊面は築堤内に留まる故必然的に被覆の岩石内を通過する結果、岩石の大なる摩擦抵抗に依つても築堤の安定度は一応増大せられるのであるが、この場合曲線 B で

示す崩壊面は基礎と岩石との境界にある岩石を極めて危険の状態に横ぎつて居ると云ふ事に注意せねばならない。境界面に沿ふ剪断抵抗が岩石内の摩擦抵抗より小なる場合には崩壊面は確かに岩石と基礎地盤との間を通り其の結果曲線 B の下部が多少変つて來ても滑動を起す諸種の力の大きさは本質的の變化は起らない。

岩石と基礎地盤との間に於ける摩擦力及粘着力の眞の値を決定する事は困難であるけれども岩石だけ或は土だけの場合よりは恐らく小さいだらうと考へられる。水頭水或は滲透水があれば滑動抵抗は殆んど考へられぬ様になり此の境界に沿ふて滑動するに到るであらう。この境界面に沿ふて起る滑動を除く爲には被覆用の岩石を基礎地盤内に相常切り込んで置かねばならない。切り込むべき深さは基礎と築堤との相對的の強さに依つて異なるのであるが、こゝに例示した場合には 4~5 呎で先づ充分であらう。

基礎と築堤とが同一の強度を有する場合には切り込みは 5 呎以上とせねばならぬ。滑動曲線 A は既に 5 呎の深さに達して居り 10 呎の深さにした所が危険の度合は幾らも減少しない。従つてこの場合には是非 10 呎の切込みが必要であるが、安定度の増加は輕微であるから實際上多くの場合斯様な事は行はぬであらう。

結論として築堤土そのものより基礎が非常に大きい強度を有する場合には充分の深き迄基礎に切込んで岩石を楔として働かせれば滑動に對する法の安定度を増大する事が出来るし土の摩擦係數がかなり大きい場合にはその効果が著しい。他方築堤と基礎とが同一強度を有する場合には切込みを非常に深くせぬ限り何等効果がなく、必要程度迄深く切り込めば非常に高價となり工事が行はれにくくなる。斯様な研究をなすと共に築造費をも併せて比較検討した結果 Guntersville の築堤に於ては法面に岩石被覆を施せるための安定の増大には頼らないで使用すべき土に對して安定なる勾配を以て設計する事とした。而して岩石被覆は貯水池を横ぎる所のみに而かも波力に對する法面保護の爲の捨石として用ひるものではない。

築堤の安定を増大する爲に他の考慮は拂はれなかつたかとの質問がありかも知れないが元來 Guntersville の築堤に於ては波力に對する法面保護の爲に必然的に岩石は法面に置かねばならなかつたのである。

岩石を法面に置く必要もなく單に安定増大の目的のみに使用せらるゝ場合には他の方法も可能である。例へば岩石を築堤の中心に心壁として使用すれば全掘削土量も増さないで使用する土を今迄よりも緩勾配に敷きならす事も出来る。又岩石を築堤の下層に使用するものとするれば土工の高さが減り一定の勾配に對しては安定を増大する結果となるであらう。前の研究の結果可能なる第三の方法としては岩石は法先のみならず充分基礎に切込んで使用する事である。その研究によれば築堤の安定を増大するのは法面上の岩石ではなく楔の作用をなす法先の岩石である。この場合法先に岩石を埋込めば擁壁として働く事になるのである。

(黒澤喜代治)

(179) 土のセメント處理に関する試験

(Frank T. Sheets & Miles D. Catton, "Basic Principles of Soil Cement Mixtures." E. N. R. June 23, 1938, p. 869~875.)

土をセメントで處理することについては多くの研究所の手で色々な角度から研究を進められて居るが其の根本方針としては實驗室に於ける試験と現物に於ける調査とを組合せて或る關係を見出し將來現場に於て、セメント處理を行はうと云ふ場合に、實驗室の試験しかも簡単な基本試験のみによつて施工に關する諸種の必要條件を見出さうとするものである。

此の報告は實驗室に於ける試験で、試料として米合衆國全土から代表的の土を集め、その試験結果から系統的の群を作り實驗室の進むべき道を一步前進させた所に興味あるものと思ふ。その試験の方法を略記すると次のやうである。

(1) 米合衆國全土から集めた代表的土の試料を表-4 の如く、番號を附し、その物理的性質及粒度を決定する。(表-4 の命名は此の報告に於て最後まで使用する。)

表-4. 土質試料

Lab. No.	Soil Group, U. S. Bu. of P. R. Classification	Source	Description
2a	A-2	South Carolina.....	Fine sandy loam top-soil
3a	A-3	San Joaquin Co., California.....	Fine sand topsoil
4a	A-4	Calloway Co., Missouri.....	Silty clay loam subsoil
5a	A-5	Minnesota.....	Clay subsoil
5e	A-5	Maryland.....	Micaeous sandy loam top-soil
5d	A-4	Latah Co., Idaho.....	Heavy silt loam top-soil
6a	A-6	Pike Co., Missouri.....	Clay subsoil
6b	A-7-6	Fairfax Co., Virginia.....	Clay subsoil
6c	A-6	Guadalupe Co., Texas.....	Clay subsoil
6d	A-6	San Joaquin Co., California.....	Clay (adobe) top-soil
7a	A-4	Franklin Co., Kansas.....	Light silty clay subsoil
7b	A-6-7	Michigan.....	Clay subsoil
7c	A-7-6	Pike Co., Missouri.....	Clay subsoil
7d	A-7	Hinds Co., Mississippi.....	Clay subsoil
7e	A-7	Hinds Co., Mississippi.....	Clay (Sharkey) subsoil
7f	A-7-4	Sangamon Co., Illinois.....	Light silty clay loam top-soil (Bates Road)
8a	A-8	Minnesota.....	Penty muck (silt loam) top-soil

(2) Proctor の標準搗固め法を用ひて、セメントを混じらない生の土に對し、含水量—密度の關係を決める。

(3) 同様にセメントを混じて含水量—密度の關係に及すセメントの含量 (%) の影響を調べる。

(4) Proctor 法で搗固められた土・セメント混合試料を乾濕繰返し、剝落其他の損失重量を測定し、その耐久性及安定度に対するセメント含量の影響を定める。

13 及 図-14 参照、図-14 は 図-13 のものを機械化して個人的誤差を少くしたもので搗固め、密度を測定し含水量—密度曲線を作成する。図-15 は細砂質ロームの含水量—密度曲線であるが、此の曲線の型が多く土の代表的のものである。(2) 及 (3) の試験からそれぞれの土に對して又セメント含量に對して、最適含水量が決める。それで次の (4) 及 (5) の試験に用ふる供試体は

表-5. 土質の係数と粒子の大きさ

Lab. Sample No.	Optimum Moisture Per Cent	Liquid Limit (L.L.)	Plastic Limit (P.L.)	Plastic Index (P.I.)	Shrinkage Limit (S.L.)	Shrinkage Ratio (S.R.)	Centrifuge Moisture Equivalent (C.M.E.)	Field Moisture Equivalent (F.M.E.)	Sand, Above 0.05 mm.	Colloids & Clay		Colloids Below .001 mm. (1)	Specific Gravity
										Silt, mm. .05-.005	.005-.000 mm.		
2a.....	10	19	17	2	15	1.8	10	18	77	1	22	15	2.662
3a.....	11	18	.....	.....	28	1.5	7	23	88	1	11	7	2.600
4a.....	16	30	23	7	20	1.7	28	25	7	69	24	10	2.683
5a.....	31	65	35	30	31	1.5	49	43	6	24	70	17	2.647
5c.....	17	36	33	3	30	1.5	19	35	61	23	16	10	2.732
5d.....	16	32	25	7	22	1.7	26	28	16	66	18	8	2.647
6a.....	20	58	22	36	13	1.9	34	28	23	28	49	32	2.680
6b.....	20	62	29	33	13	1.9	40	39	23	35	42	24	2.815
6c.....	22	61	23	38	10	2.1	39	34	10	43	47	20	2.720
6d.....	19	49	20	29	10	2.0	31	25	14	48	38	18	2.696
7a.....	17	35	21	14	16	1.8	25	21	14	56	30	18	2.635
7b.....	18	44	24	20	18	1.8	52*	23	5	19	70	32	2.727
7d.....	20	60	27	33	14	1.9	39	34	11	43	48	29	2.711
7e.....	28	118	35	83	14	1.9	98*	50	14	18	68	**	2.761
7f.....	22	67	45	45	12	1.9	58*	32	32	16	62	28	2.721
7f.....	21	46	29	17	20	1.7	31	29	20	60	20	10	2.597
8a.....	81	170	.....	.....	66	0.8	92	244	10	80	10	7	2.070

(1) Also included in clay fraction.

\* water logged.

\*\* flocculated.

図-13.



図-14.

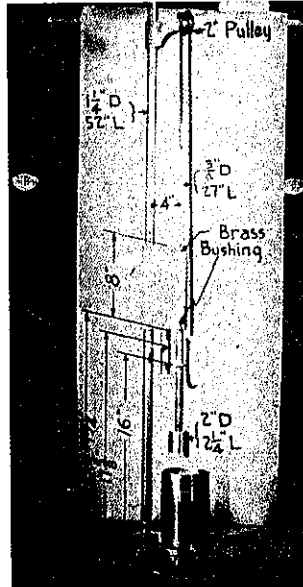
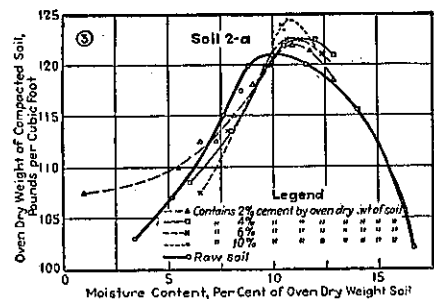


図-15. 細砂質ロームの含水量密度曲線図



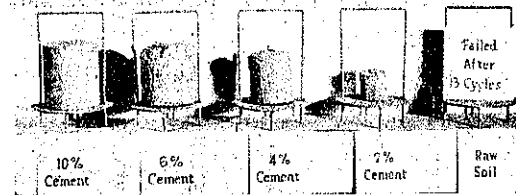
(5) (4) と 同様に土・セメント混合体の 耐久性及安定度 に 及ぼすセメントの影響を決める規準として凍結、融解を繰返し含水量の変化、体積変化、損失重量等を測定する。

試験方法: 上記の試験方法について順を追ひ説明して見る。(1) の試験は the Bureau of Public Road によつて決められた標準試験法に従つて行ひ、その結果は表-5 に示してある。(2) 及 (3) の試験は含水量及セメントの含量を変へて、Proctor の搗固め試験機(図-

此の最適含水量で搗固めて作製する。型から取出した供試体は試験にかゝる前7日間、最初は空気乾燥を行つたのであつたが、數度の試験の結果セメントの水化作用が硬化に重大な影響を有することを知り、空気乾燥をやめて、濕氣の多い大氣に7日間養生してセメントを正常の状態の水化せしめ現場に於ける養生と同様な状態たらしめた。さて次に乾濕繰返し試験であるが、養生を終へた供試体は160°Fの乾燥爐に42時間入れられ、爐から取出すとすぐ、重量及容積を測定し直ちに水に浸し5時間を経て再び取り出し、重量及容積を測定し、又針金のブラシュで強くこすり、損失重量を測定する。これで乾濕繰返し1回が終るのであるが此の繰返しは少くとも12回位続ける。

凍結試験は 7 日間の養生の後、更に 5~7 日間湿氣の多い室内に供試体をフェルトに載せて置き完全に湿氣の毛管吸収を行はせる。重量及容積の変化は毎日測定し、重量の変化がなくなつた所で此の準備は完了したものと認める。此の準備操作完了と共に供試体は図-16に示

図-16. 凍結融解繰返 20 回後の供試体 (2a)



す如き特別の運搬臺にのせ冷凍機に入れる。此の冷凍機は 3 時間で供試体の中心まで冷えるやうになつて居り

中心の温度  $-15^{\circ}\text{F}$  になるまで約 20 時間冷す。其の後供試体を取り出し重量及容積をはかり湿氣の多い室にフェルトの敷物の上のせ 24 時間融解させる。

図-17. ミシシッピー-粘土(7d)の含水量-密度曲線図

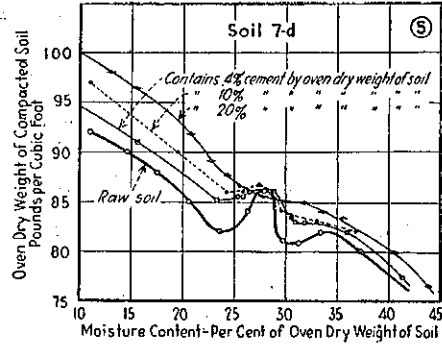


表-6. 試験成績總括表

Soil Characteristics	Treatment GROUP I				Treatment GROUP II				Treatment GROUP III			
	Soil Lab. No.	U.S.B.P.R. Soil Class	Description	Test Values	Soil Lab. No.	U.S.B.P.R. Soil Class	Description	Test Values	Soil Lab. No.	U.S.B.P.R. Soil Class	Description	Test Values
Liquid Limit	2a	A-2	S. C. fine sandy loam	19	4a	A-4	Mo. silty clay loam	30	5a	A-5	Minn. clay	65
	3a	A-3	Calif. fine sand	18	5d	A-4	Idaho heavy silt loam	32	6a	A-6	Mo. clay	58
	5c	A-5	Md. micaceous sandy loam	36	7a	A-4	Kans. light silt loam	35	6d	A-6	Calif. adobe	48
Plasticity Index					7f	A-7-4	Ill. silty clay loam	46	7b*	A-6-7	Mich. clay	44
	2a	A-2	S. C. fine sandy loam	2	4a	A-4	Mo. silty clay loam	7	5a	A-5	Minn. clay	30
	3a	A-3	Calif. fine sand		5d	A-4	Idaho heavy silt loam	7	6a	A-6	Mo. clay	36
	5c	A-5	Md. micaceous sandy loam	3	7a	A-4	Kans. light silt loam	14	6d	A-6	Calif. adobe	28
Clay Content					7f	A-7-4	Ill. silty clay loam	17	7b*	A-6-7	Mich. clay	20
	2a	A-2	S. C. fine sandy loam	22	4a	A-4	Mo. silty clay loam	24	5a	A-5	Minn. clay	70
	3a	A-3	Calif. fine sand	11	5d	A-4	Idaho heavy silt loam	18	6a	A-6	Mo. clay	40
	5c	A-5	Md. micaceous sandy loam	16	7a	A-4	Kans. light silt loam	30	6d	A-6	Calif. adobe	38
Per Cent Solids at Maximum Density					7f	A-7-4	Ill. silty clay loam	20	7b*	A-6-7	Mich. clay	76
	2a	A-2	S. C. fine sandy loam	73	4a	A-4	Mo. silty clay loam	66	5a	A-5	Minn. clay	53
	3a	A-3	Calif. fine sand	65	5d	A-4	Idaho heavy silt loam	65	6a	A-6	Mo. clay	63
	5c	A-5	Md. micaceous sandy loam	63	7a	A-4	Kans. light silt loam	66	6d	A-6	Calif. adobe	63
					7f	A-7-4	Ill. silty clay loam	60	7b*	A-6-7	Mich. clay	64
Nature of Proctor Curve	2a	A-2	S. C. fine sandy loam	Regular	4a	A-4	Mo. silty clay loam	Regular	5a	A-5	Minn. clay	Regular
	3a	A-3	Calif. fine sand	Regular	5d	A-4	Idaho heavy silt loam	Regular	6a	A-6	Mo. clay	Regular-Irregular
	5c	A-5	Md. micaceous sandy loam	Regular	7a	A-4	Kans. light silt loam	Regular	6d	A-6	Calif. adobe	Regular
					7f	A-7-4	Ill. silty clay loam	Regular	7b*	A-6-7	Mich. clay	Regular

\* Soil 7b, Michigan clay subsoil, almost falls in Treatment GROUP II. The characteristics of soils in Treatment GROUP II predominate and additional testing may identify it definitely with this group.

此の際フェルトには供試体が完全な毛管吸収をなすやうに水を與へておく。そして再び重量及容積を測定し又1組の供試体は、針金ブラシュをかけて損失重量を測定する。これで凍結-融解繰返しの1回は終るのであるが、此の操作は少くとも12回又は測定出来なくなる迄(供試体が崩れて)続ける。

試験結果の解析: 以上の試験結果のデータは表-6に總括してあるが、これらを解析するのに Treatment Group (以下 T. G. と略記する) に分つと便利である。即ちセメントの混和により、硬化の程度に応じ T. G. I, T. G. II, T. G. III と分け T. G. I は最も著しい硬化を示した一群である。6b, 6c, 7c, 7d, 8a 等の土は例外的に悪いものでセメント処理は殆ど役に立たなかつた。図-17 はミシシッピ-粘土 (7d) の含水量-密度曲線であるが、極めて不規則な形を示して居る。これらの土は假に T. G. IV. として置く。

T. G. I に入る土は一般に砂質で少量のセメント処理で極めて、良好な結果を與へて居る。2a, 3a, 5c 等の土

がそれである。図-18 は T. G. I の乾濕繰返し試験の損失量の結果を示し、図-20 及 図-16 は凍結-融解繰返し試験の代表的結果を示すものである。これによると6%のセメントを加へたものが目立つて良い結果を示して居る。又図-21 及 図-22 を見ると2%のセメント附加でも相當の成績を示し6%のものとは大して差がない。

7a, 5d, 4a 及 7f 等の T. G. II に屬する土は一般に沈泥質で6%のセメント混和で明に硬化される。しかし最も有効にセメントを働かせるには10%の混和が必要である。図-19, 23, 24, 25, 26 はこれら T. G. II に屬する土の代表的結果を示す。

T. G. III に屬する土はセメント10%位加へて多少

図-18. 乾濕繰返し試験による損失量圖  
供試材 2-a

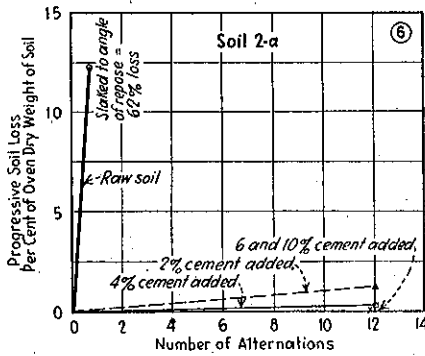


図-19. 同上供試材 5-d

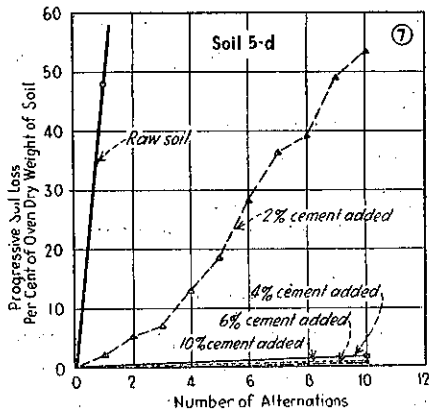


図-20. 凍結融解繰返し試験成績圖

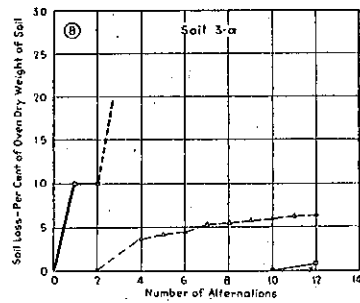


図-21. 同上

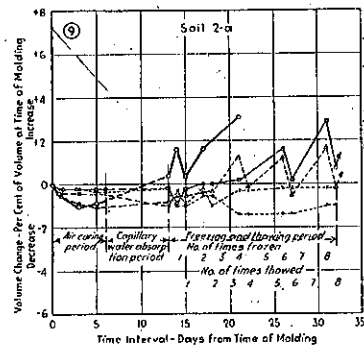


図-22. 同上

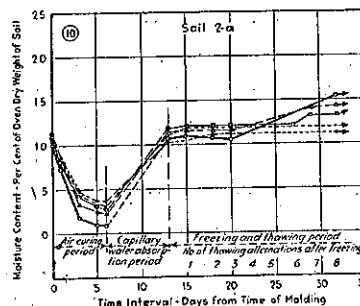


図-23. 凍結融解繰返試験成績図

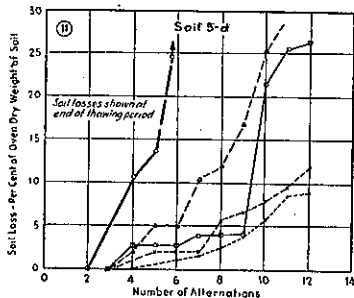


図-24. 同上

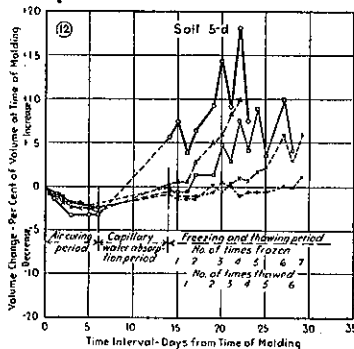
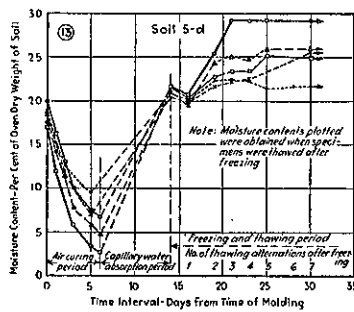


図-25. 同上



凡 例

—	Contains 0% cement by oven dry weight of soil
- - -	" " " 4% " " " " " " " "
x x x	" " " 6% " " " " " " " "
· · ·	" " " 10% " " " " " " " "
○	Raw soil

硬化される程度である。図-27 は T.G. III に属する土 5a に對して凍結融解の繰返し試験を行った結果である。

図-28 及 図-29 は凡ての試料に對して液狀限界、塑性指數及粘土含有量の相互關係をプロットしたもので T.G. I 及 II の土は図の左隅に集り液狀限界は 50 以下塑性指數は 25 以下粘土含有量は 35% 以下になつて居ることは注意すべきであらう。

T.G. III 及 IV に属する土は點が散在し、普遍的な關係は見出し得なかつた(粘土含有量と云ふ値は一見定

數のやうであるが粘土をどう定義するかにより異り、結局膠質化学にまで入りこんで追究しなければいけない性質のものと思ふ)。

図-26. 凍結融解繰返 13 回後の供試材 (7a)

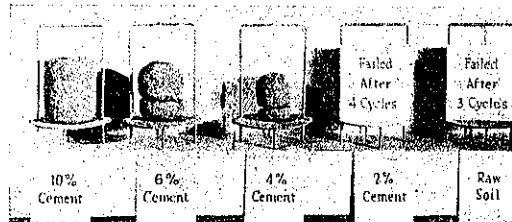


図-27. 凍結融解繰返後の供試材 (5a)

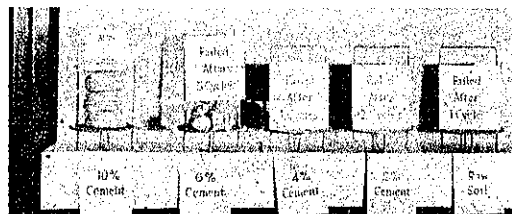


図-28.

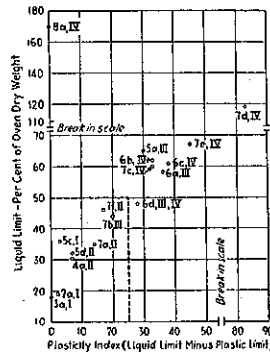
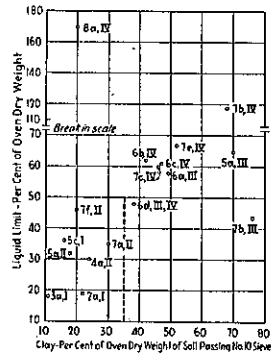


図-29.



總結：以上の實驗から得られた表及圖を参照して大体次の結論が得られる。

即ちもしある土が次の各項に合ふものであれば T.G. I 及 II と認めて適當量のセメント混和により有効に硬化され得る。

1. 液狀限界は 50 以下
2. 塑性指數は 25 以下
3. 粘土含有量は 35 以下
4. 最大密度に於ける solid の % は 60 又はそれ以上
5. 含水量-密度曲線は規則的である。

此の中なほ適合しない項目の 2, 3 あるものは T.G. III の土と認められ、此の研究に用ひられたと同様な耐久試験を行ひ必要なセメント量を決定すべきであらう。

T. G. IV に対しては、更に研究を要する。又此の他多くの試料をとり、表-6 を充實させて行けば將來非常に簡単に Treatment Group を決定しその最適の硬化方法を直ちに與へ得るであらう。

(片平信貴)

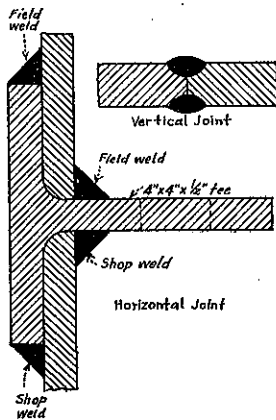
熔 接

(180) 鋼製煙突に用ひた新熔接法

(New Type of Weld for Steel Stack.)  
(E. N. R. May 19, 1938, p. 719.)

シカゴのコンモンウェルズエヂソン會社の Fisk St. Generating Station の全熔接鋼製煙突では butt lap welds の代りに T-welds を用ひた。此の方法を用ひたのは恐らく最初であらう。煙突は高さ 219'。内径 13' -10" で、外殻は軟鋼で造り、その内部に vitreous shale brick の覆工を施す。鋼製外殻は 3 枚の曲版を用ひて高さ 7' の管に造る。各縦横接合部の熔接方法は図-30 に示す通りである。T の stem は煉瓦覆工の支へとなる。外殻の取扱ひには普通用ふる 4 支點でなく、6 支點の浮足場の上に据付けたデリッキを使用した。6 支點であれば 1 點が挫折しても足場は正規の姿勢を保つ事が出来、その結果施工中には何等事故も起きなかつた。熔接には電弧熔接装置を用ひた。熔接を選んだのは、填隙が省かれる事、腐蝕が最も少い事及びリベッティングに較べて工費が多少低廉な事の理由に基いたものである。

図-30. 熔接部詳細図



1937 年 4 月 9 日組立を開始し、6 月 25 日には全鋼管の建込を終り、7 月 26 日から煙突を使用した。(古河順治)

河 川

(181) 揚子江口に就て

(Herbert Chatley, "The Yangtse Estuary.")  
(The D. and H. A., July 1938, p. 275~p. 279.)

揚子江はその流域 750 000 哩<sup>2</sup> で延々 3 000 哩以上

を流過して中支沿岸東寄りの一角に於て海に注ぐ。揚子江は年々驚くべき多量の silt, 恐らくは年に 500 000 000 噸<sup>3</sup> と云はれる silt を流して約 20 000 哩<sup>2</sup> の delta を作り上げ、しかもその delta は刻々増大しつつあるのである。delta の外側には比較的水深の浅い広い Continental Shelf があつて其處では普通の大潮で 12 呎の潮差があるが、小潮になると 5 呎に減るのである。

海水の色は懸垂物質の爲に牛乳の入つたコーヒーの様な色をしてゐる。そして淡水との境になると、opal 色から綠色に変わる。海上から見わたす平坦な海岸線には丘一つ無い。風は一般に東寄りが多く時々ま生ずる颯夏の颯風、強い冬の風は北風である、そして霧の爲に江口に近づく事の困難な事もある。

支那の外國貿易の約半分(1936年に於て約 100 000 000 磅)は上海港を經由する、そして夏季に於ては航洋船で揚子江より 60)哩上流の漢口まで溯航するものがある。それ故印度洋太平洋航路の最大船でも揚子江を溯航する必要がある。Empress of Britain 號は江口の Bar を通過した航洋船中最大のものである。しかしもつと大きな殆んど 33 呎に近い吃水をもつた船が他にある。大潮昇は大潮の低水而上 13 呎を超える事は殆んど無い、そして Bar は大潮の低潮而下 20 呎に在る。随つて 53 呎と云ふ数字は吃水の最大限を示すものである。33 呎と云ふ大きな吃水をもつた船は 2 週間の間に Bar を往復通過すると云ふ事は不能であるだらう。この Bar を通過する航洋船の年總量は入出各、15 000 000 登噸である。船貨の年總噸數は輸出入各、5 000 000 噸である。潮流は 6 節にも達するから船速は少くも 8 節必要である。

潮汐による水位の上昇は冬季に於ては揚子江を 375 哩溯つた大通に於てさへ見られるのであるが、潮流の交転は鎮江(江口より 200 哩上流)より上流では殆んど生じない、そして夏季になつて水勢が強くなるとそれは江陰(江口より 120 哩上流)より上流では起り得ないのである。この江陰こそまづ揚子江 delta の尖端と云つて差つかへ無い。嚴密な地理学的見地よりすれば鎮江がその delta の眞の尖端なのである。鎮江と江陰の間で揚子江は古い沙洲のために幾條にも分岐し、しかも江陰で全く元の通り合流する。しかるに今度は Plover Point(江口より 65 哩上流)に於て長さ 50 哩もある崇明島の爲に揚子江は North Branch と South Branch とに劃然と分流するのである。この崇明島の中間邊で South Branch は再び North Channel と South

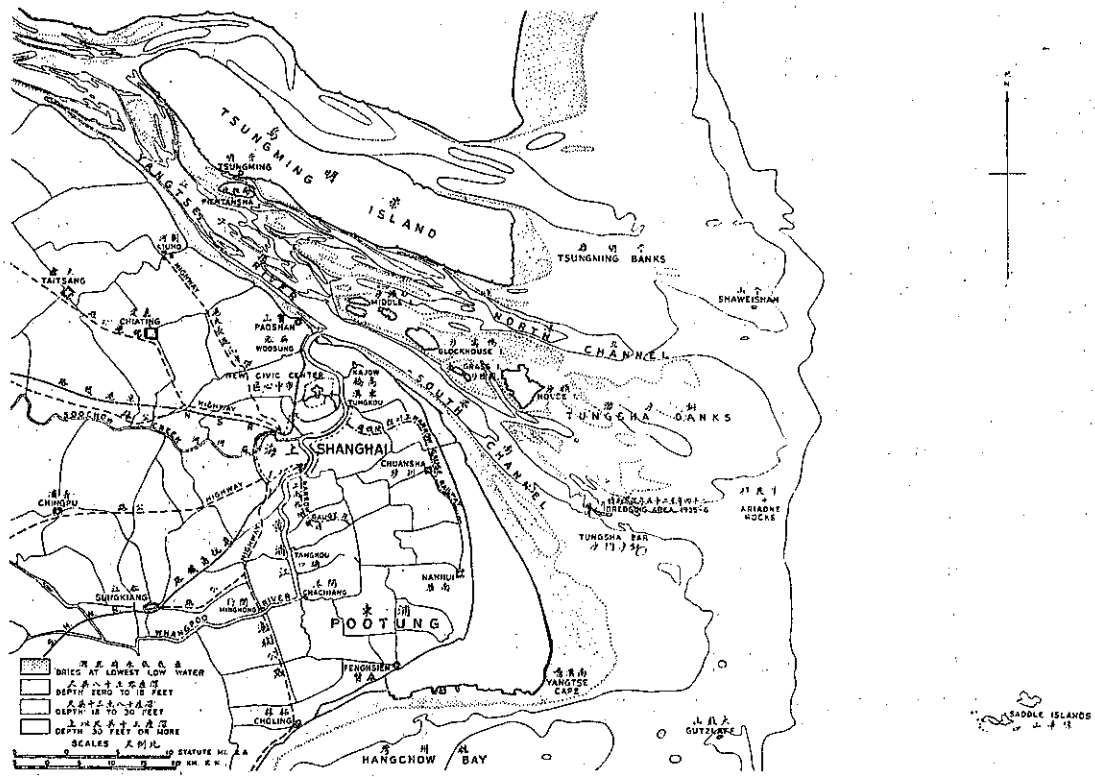
Channel とに分岐する。この分岐点は吳淞から數哩上流であつて、この吳淞こそ黃浦江の揚子江に注ぐ處である。江口から約 10 哩ほど陸地寄りの所で 3 主要水道 (North Branch, North Channel, South Channel) 共に各約 1 哩ほどの幅にわたつて大潮の最低潮面から 16 呎乃至 18 呎の水深を持つた Bar がある。各水道の低水幅は名々約 4 哩である。その内 South Channel は最も直線に近く且最も深く最も安定であるので此處數年來大きな航洋船は South Channel のみを使用して來たのである。South Channel の Bar に近く最低潮位で約 10 呎の水深を有する銅沙灘と云ふ淺灘によつて更に一つに分岐が出來てゐる。この 2 つの分水道は各々 North Fork, South Fork と呼ばれる。North Fork (以前の銅沙水道) は South Fork より深い、しかし South Fork (以前の神灘) は North Fork より屈曲が少い。江口に於ける底及兩岸の物質は一般に細い泥土 (粒子の径 0.1mm) である、しかし或場所では小さな面積に清らかな砂のある場所もあつて、その砂の粒子の径は 1mm ぐらゐで堅く固結してゐる。泥土は一

見グリースの様な感じがする、そして乾燥すると非常に堅いビスケットの様になる。その比重は (濕潤時) 約 1.8 でその間隙比 (間隙容積/粒子容積) は殆んど一定である。砂は殆んど 2.0 の濕潤比重を有しその間隙比又殆んど一定である。

江口の最外部に於ける低水断面は約 3 000 000 呎<sup>2</sup> である。10 哩上流の Bar に於ては約 2 000 000 呎<sup>2</sup> となる。そして約 40 哩上流の吳淞では 1 500 000 呎<sup>2</sup> である。以上の數字は各水道の断面を合計したものである。North Branch と South Branch とが 70 哩上流の、即ち崇明島の上流で合流する處では断面は約 1 000 000 呎<sup>2</sup> であり、120 哩上流の江陰では僅々 350 000 呎<sup>2</sup> であるに過ぎない。大潮時の高水面積は更に大きな変化がある、即ち江口に於ける 7 000 000 呎<sup>2</sup> から江陰の 600 000 呎<sup>2</sup> と変化するのである。

江口に於て大潮時に流入する全漲潮波は約 300 000 000 000 呎<sup>3</sup> である、しかしこれは Bar の處で 200 000 000 000 呎<sup>3</sup> と成り吳淞で 90 000 000 000 呎<sup>3</sup> となり、江陰で 5 000 000 000 呎<sup>3</sup> と減少する。揚子江の

圖-31. 揚子江口平面圖





流出量は 1 月の終りの 250 000 呎<sup>3</sup>/秒から 8 月に於ける 2 500 000 呎<sup>3</sup>/秒にまで変化する。若し夏季の流出量が落潮の間に全部流出するものと假定すると、一落潮期間中に 65 000 000 000 呎<sup>3</sup> が流出し、これは丁度 Bar に於て落潮に原因する流速に落潮に起因せざる 1 呎/秒の平均流速を附加へた事になる。Bar に於ける朔望高潮時は 11 時 20 分である。大潮は月齢 3 日又は 18 日に生じ小潮は月齢 10 日又は 25 日に生ずる。颱風とか非常に強い風の場合を除いて非常大潮の低潮面からの潮升は 8~18 呎の間にある。しかし一般の大潮時で 16 呎、小潮時で 11 呎である。又此處に顯著な日潮不等の現象がある。それは或時期例へば 4 月に於ける交互の小潮の高潮は僅か 8 呎の潮升しかないのである。實際の潮升は風の爲に天文学上或は統計上計算された値とは可成違ふのが普通である。次に掲ぐる數字は Bar に於ける潮位の正しい概念を與へるだらう。

最高高潮面 (颱風の場合)	22~18 呎	…大潮の普通低潮面上
標準大潮高潮面	16~12 呎	…同
平均高潮面	13~9 呎	…同
最低低潮面	12~8 呎	…同
標準小潮高潮面	11~7 呎	…同
平均潮面	9~5 呎	…同
標準小潮低潮面	7~3 呎	…同
平均低潮面	5~1 呎	…同
最低高潮面 (颱風の場合)	4~0 呎	…同
標準大潮低潮面	4~0 呎	…同
最低低潮面	0~4 呎	…同

Bar に於ては風、氣圧揚子江の流出量等の爲に 1.5 呎の昇降限度を持つた潮位の年変化がある。それ故冬季 (1 月, 2 月) の水位 (最高高潮, 最高低潮面, 最低低潮面の特別の場合を除く) は 0.25~1.0 呎だけ低く、夏季 (8 月, 9 月) の水位は 0.25~1.25 呎だけ高くなるのである。颱風は普通の高潮面を 4 呎だけ、又普通の低潮面を 6 呎だけ高め得る。12 月に起る大陸内部より外海に向つて吹く強風は低潮面を 2 呎だけ低下させる事が出来る。

揚子江の感潮部に於て懸垂 silt の量は重量で云つて季節により 100/1 000 000~1 000/1 000 000 の間を上下する。平均値は約 500/1 000 000 である。揚子江の流量は冬季よりも夏季に於て非常に大きいから適當な silt の平均値は中位の高水位の場合に與へられ中間の水位では平均値を與へない。感潮區域でも丁度江口に於る部分の海水は稀釋される結果 silt の含量は割合少いのである。しかし江口に於ても潮流の流速が極めて大きくなると silt の含量が重量にして 2 000/1 000 000 にも昇る事があり得る。これは silt の夥しい量が潮流のため江口で絶えずその進行方向を変じ、そして或場所

浸蝕せられ他の場所に沈積する事を示すものである。

Bar の上で海水の比重は潮流の如何に依り 1.0 から 1.02 にまで変化する。上げ潮の後の部分は必然的にかなり純粋な海水である (比重 1.025), しかし平均して比重は 1.01 より小さい。冬季に於て潮流が淡水と混合する事によつて鹽分が吳淞までも延び擴がるのである。2 人の和蘭人技師即ち M. Jolles 氏は黃浦江改修委員會の報告書に又 M. Canter Cremers 氏は The D. and H. A. 誌の 1923 年 9 月號に於て Bar に於ける海鹽による膠質沈澱の問題を取り上げてゐる。江口の外側で突然コーヒー色の濁りの消滅する事から判断して成程こうした沈澱現象は起り得る。しかし Bar の上での潮流は非常に強いからこの沈澱現象が Bar を作り上げるのに大きな役割を務めたかどうかは疑問である。

上海の近郊にある徐家匯天文臺及江口の丁度外側にある大戦山島に於ける氣象觀測は長年の間有効に行はれて居る。そして徐家匯、香港、マニラ、日本の各天文臺との間に精密な通信聯絡組織があつて海上船舶よりの通報と相俟つて颱風や低氣圧の警報を發し得るのである。Bar に於ける風は第 5 風階以上のものが時間の約 27% を占める、しかも 12 月、1 月になると 6 月、10 月に於ける靜穩なる場合と同じく時間の 40% 以上にも達する事になる。第 6 風階及それ以上強い風は時間の約 12% を占め第 7 風階になると約 2% となる。卓越風は東寄であるが、冬季の強風は北北西乃至北であつて江口から水を押出す傾向を持つのである。夏季の風は南南東乃至南東であつて江口で水位を高める傾向を有する。この夏季の風は氣圧の低い場合及揚子江の流量の多い場合と時を同じくして起る事があるので夏の終になると驚くほど高い水位の現出する事があるのである。温度は氷點附近から 100°F の間を上下する。霜は一般に 1~2 日以上続く事は無い。そして霜はよく蒸氣運轉の甲板要具に悪影響を與へると云はれてゐるが、此處ではそんなに劇しい事は稀れである。Bar に於ては主として 2~6 月にかけて時間に於てその 6% は霧がかかつてゐる。それは一般に朝の 10 時までには晴れるのであるが、時として晝一日中続く事もある。

(大串満馬)

### (182) ライン、マイン、ドナウ河を 連絡する大運河

(Geh. Baurat Dr.-Ing. K. Dautscher,  
"Großschiffahrtsstraße Rhein-Main-Donau.")  
V. D. I. 13. Aug. 1938. S. 954~958.

ライン、マイン、ドナウ大運河計畫といふのは獨逸のライン川及其の支流のマイン川とオーストリアのドナウ川とを連絡して舟航運輸の便に資せんとするもので中部ヨーロッパに於ける交通問題上の極めて重要な問題である。

曩然し乍ら此の計畫に於てマイン川のバンブルグ市とドナウ川のケルハイム市とを連絡する部分の運河掘鑿工事は可成り困難を生じる者であるが、一面非常に興味ある又それだけ効果的な計畫であると認められて居る。

一休此計畫は 1836 年頃 から 1845 年頃にかけて既に『Ludwigs-Donau-Main 運河』と稱されてライン川流域とドナウ川流域をば、ライン川側はバンブルグ市に於て、ドナウ川側はケルハイム市に於て兩河川に依つて連絡せんとするものであつた。此の計畫された大運河は閘門内に於て計畫水深は 1.40 m で幅員は 4.47 m であつ

た。そして 120 t 級の航運能力を標準にとつて考へてあつた。此の計畫はドナウ川のレーゲンスブルグ市にある古い歴史的價值のある石造の名橋と又 “Kachlet” と呼ばれて居る岩質の層がヴキルスホーヘンからパツソウー間に横つて居て此等が大きな障害となつた。

1880 年から 1921 年にかけてマイン川のマインツとアツシャフェンブルグ間の航路開鑿工事が爲され世界大戰の終末頃には愈々國家の力に依つて此の大計畫が實現される様にちいたつた。1921 年迄に調査計畫及設計が遂行され 1921 年 建設工事に着手するに至つた。

1938 年終り頃には マイン川のウルツブルグ市附近航路が竣功する状態に迄なつた。ドナウ川の方はレーゲンスブルグよりヴイルスホーヘン迄の間の改良工事が着々と爲された。今日の状態は 1938 年の終り頃にはマイン川のライン合流點よりウルツブルグ迄 260 km の區間が運河化されるだらうと思はれる。

運河計畫の現在の設計標準となる可き船舶の大きさはライン川とドナウ川の間を自由に航行出来る様な且亦運輸貨物の經濟的關係から 1200 t の船舶を採用した。此の標準船は船長 81.0 m, 船幅 10.0 m, 吃水 2.3 m のものとされて居る。本運河は次の 3 區域に分けて考究することが便利である。

圖-32. Rhein-Main-Donau 連絡大運河計畫圖

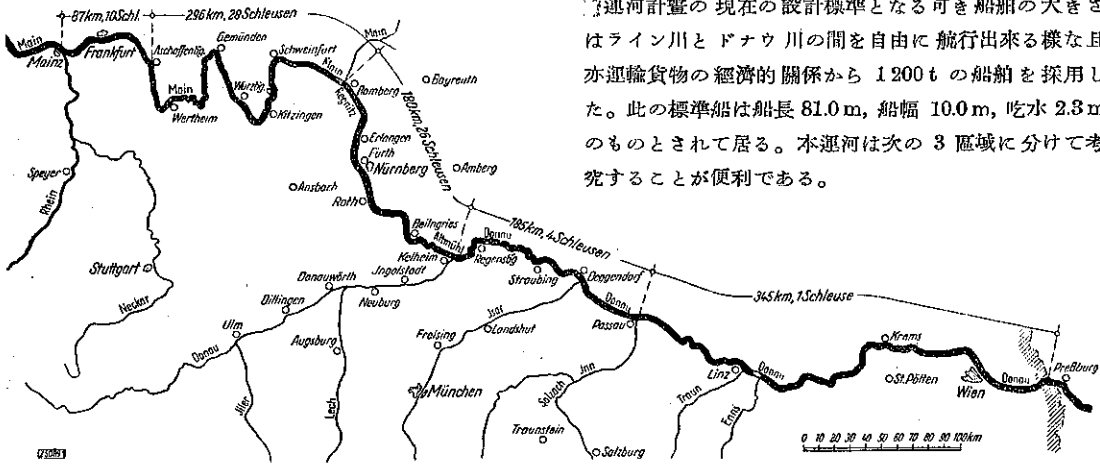
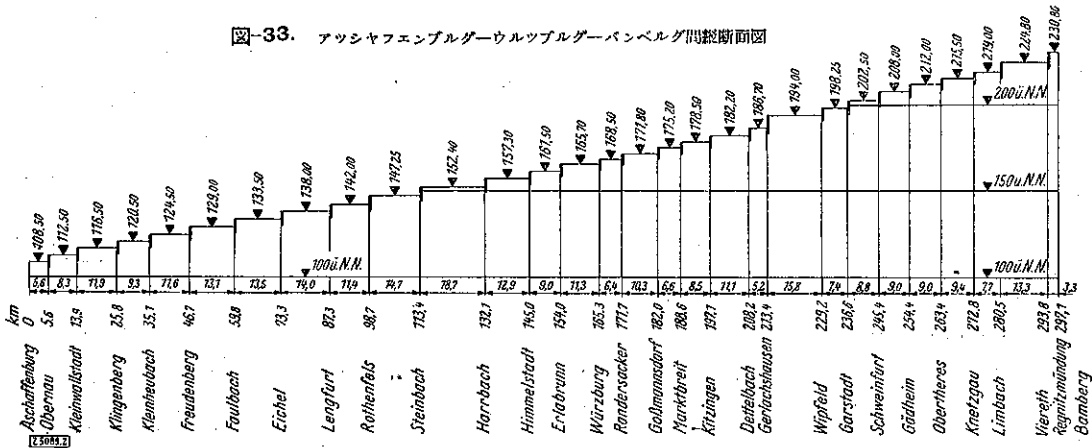


圖-33. アツシャフェンブルグーウルツブルグーバンブルグ間縦断面圖

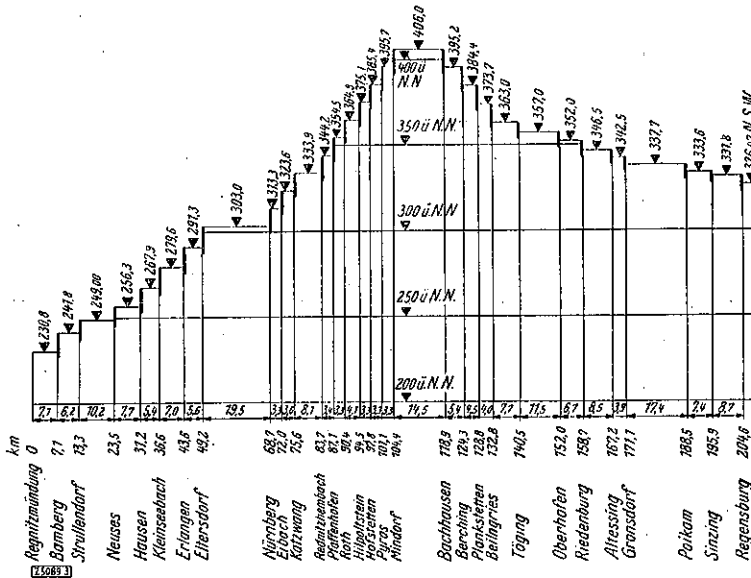


1. マイン川上流バンベルグ市迄の低水路
2. バンベルグ市とケルハイム市間を連絡する新運河
3. ドナウ川航行路

マイン川区域では航行速度は朔航毎時 5~6km、下航毎時 7~10 km とし連絡運河区域では毎時 5~6 km

ナウ川区域では朔航毎時 5 km 下航毎時 16 km とされて居る。マイン川に於ては流筏の問題が考慮に入れなければならない。以上の種々の諸条件から規準断面が考究された。即ちマイン川に於ては少くとも 36 m の幅員と 2.5 m の水深を航行上必要とした。ドナウ川に於ては

図-34. バンベルグ-レーゲンスブルグ間縦断面図

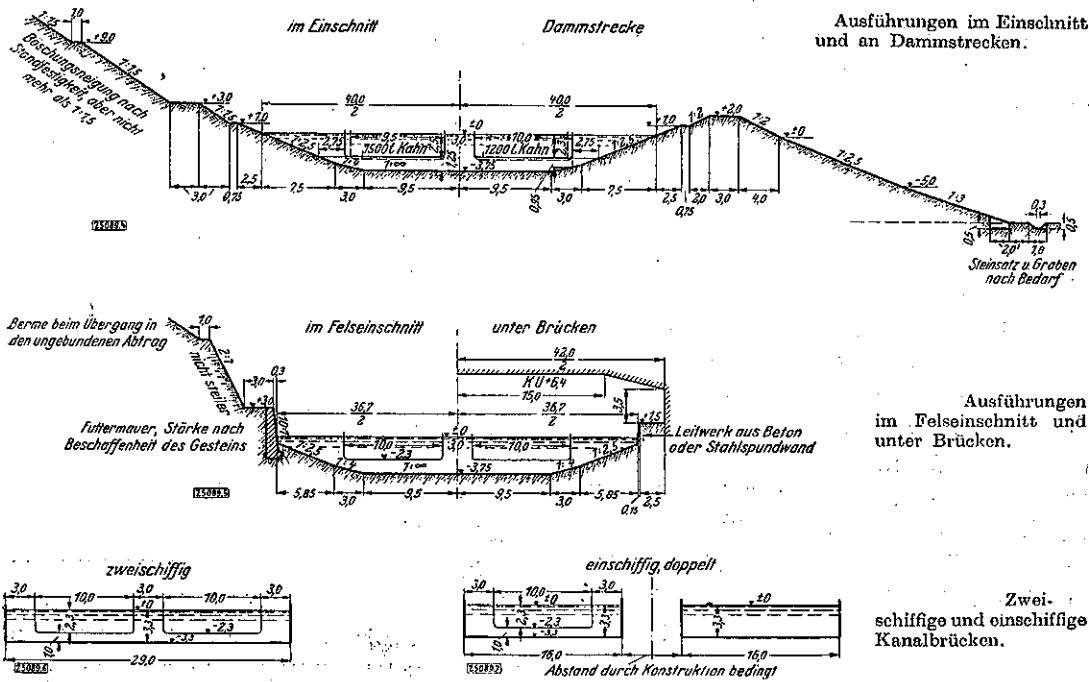


100 m の幅員 2.0 m の水深の低水路工事が必要とされた。開鑿區間たる新設運河の断面は図-35 に示されている様な計畫案が研究された。

般行船舶の心々距離は最小限度安全にとり得る爲に有效断面と全断面の面積比は 1/5 位になる様決定された。断面決定に際しては尙他に推進機の河床スコアーリングに対する防禦方法として Mittel-land Kanal に於て研究された最近の種々なる体験上からも決定された。

此の運河に依つて晝間作業のみの場合には 550 萬 t の貨物を又晝夜作業の場合には 1000 萬 t の運送能力を發揮出来ることになる。全

図-35.



Ausführungen im Einschnitt und an Dammstrecken.

Ausführungen im Felseinschnitt und unter Brücken.

Zweischiffige und einschiffige Kanalbrücken.

區域の閘門の長さ、數等は次表にまとめてあげることにする。

表-7.

der Großschiffahrtsstraße.

Strecken	Länge km	Höhenunterschied m	Anzahl der Schleusen	Länge der Schleusen m	Ausbauart
Würzburg-Bamberg . . .	131,8	62,2	15	300	Kanalinerungstrooko
Bamberg-Nürnberg . . .	66,7	72,2	7	230	Kanal
Nürnberg-Scheitellhaltung	35,7	103	10	230	Kanal
Scheitellhaltung-Beilngries	28,4	43	4	230	Kanal
Beilngries-Kellheim . . .	39,3	25,3	5	230	Kanal mit weitgehender
					Bornsetzung d. Altanühl
Kellheim-Regensburg . . .	33,5	11,2	3	230	Kanaliserung
Regensburg-Vilshofen . . .	125,6	37,7	—	—	Niederwasserregelung
Vilshofen-Passau . . .	25	6,2	1	2x230	Kanaliserung
Passau-Engelhardtzell . . .	28,0	11,8	—	—	Niederwasserregelung

前掲図-32 のルートは Beilngrieser 氏計畫線と稱されるもので多年各方面に渉る研究に依り提案されたものである。一体此のメイン川とドナウ川の連絡線に付いては實に 41 本の比較線が攻究されたのである。此の多くの比較線の何れもが或る一點の共通點をもつて居る。其は工業都市たる Nürnberg 市を通過するといふことである。

次にロックの給水問題であるが、此は本来河川たる區域に對しては困難はないが、閉塞運河區域に於ては可成り慎重に考究された。といふのは此の區間のロックの最高地點はユラ山脈の頂上地點にあつて此の附近一帯の地質は非常に水の洩れ易い地層である。交通運輸量からロック給水の必要水量を計算すると 1000 萬 t の貨物運輸の爲には毎秒 12 m<sup>3</sup> の水量を必要とする事になつて居る。然るにユラ山系の此の附近一帯にはかゝる大量の水量を求める事は可成り困難な狀況にある。此の難點を解決するには 2 つの方法が考へられた。即ちドナウ川の水をポンプ揚水する方法と、山頂附近にある瀑布を利用して導水路を 90 km 許り築造して給水する方法である。此の兩方法に對する研究の結果後者の案が採決された。

元來此の Rhein-Main-Donau 運河は全く航行船舶用水路として當初から設計されたものである。然し乍ら今日の如く水力發電の價値が非常に高く評價される時代には本運河の水量と落差を利用して水力發電計畫の問題が併せて攻究されるの一動機が発生した。即ち『貨物輸送の水路』を更に『動力生産の水路』に迄もつてこようとする考へ方である。然し此の運河の本来の使命は鮑迄ラインとドナウの水路連絡に依る大量貨物の運輸問題の解決策に在つて水力發電の問題は副的課題と認められて居る。然しオーストリア側には未開發水力地點の好適地が残されて居るので、今後尙研究の餘地がある。

(矢野勝正)

(183) 堰堤貯水池容量の図式解法

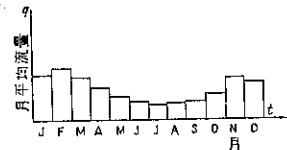
(V. Cherre, "Détermination graphique de la capacité nécessaire à un barrage-réservoir," Le Génie Civil, Tome CXLIII -No. 3, Samedi 16 Juillet 1938 p. 59-61.)

日々変化する河川流量を航行、灌溉、發電、飲料等に使用爲には流量の調節を必要とする。一方之等河水使用量は、例へば航行の頻繁さ、灌溉用水量の変化、飲料水消費量の変化等によつて決まるある一定の規準に支配される。同じ發電にしてもその電力の使用目的例へば電燈用、軌道用、電氣化学工業用、製造工業の動力用等によつて上記規準に相違がある。何れにせよ河川流量と必要用水量の変化とは一致しないから洪水の時貯溜し自然流量が涸した時補給出来る様な貯水池が必要となつて来る。

横軸に月日を取り縦軸に自然流量をとればある曲線を得る。之に更に消費水量の曲線を加へれば自然流量の調節方法を考究したり貯水池容量を求めることが出来る。

一般にはある期間例へば 1 ヶ月間は自然流量が一定であると假定する。図-36 はかくの如くして求めた流量変化図であり、この図に現はれた 12 個の矩形の面積は各月の自然流量の總量を示す。

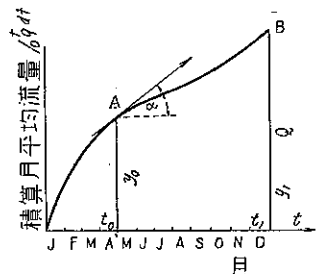
図-36. 河川流量変化図



この図-36 から直ちに縦軸に月平均流量を積算せる量をとつた図-37 をつくる事が出来る。

この新曲線の 1 つの性質としてある任意の點 A に於ける切線の傾き  $\alpha$  は A に對應する時刻  $t_0$  に於ける流量を示してゐる。 $y = \int_{t_0}^{t_1} q dt$ ,  $dy/dt = tg \alpha = q$  であるから 2 點  $t_1, t_0$  に於ける縦座標  $y_1, y_0$  の差  $y_1 - y_0$  は  $t_1 - t_0$  なる時間内に流れた總水量に等しい。消費水量に就ても同様な

図-37. 積算流量曲線



図面を畫くことが出来る。例へば月平均消費水量変化図を畫くには灌溉用水に於ては縦軸に毎月平均の 1 へクター當りの用水量をとればよいし。航行の消費水量変化図に於ては 毎月の航行船舶の數と閘門の數との積に

船舶が閘門を通過する毎に流失する水量を乗じたものをとればよい。図-37 に対応したものが図-38 でこの場合の切線の傾きはその時の消費水量を示す。図-37 と図-38 との曲線を同一座標軸に畫いたものが図-39 である。同一横座標値に對する 2 點に於て積算流量曲線の切線の傾きの方が消費水量曲線の其よりも大きいことはその時には流量の方が消費水量よりも大きいことを示す(図-39 に於て 1 月から 3 月迄の間参照)。

図-38. 消費水量増加圖

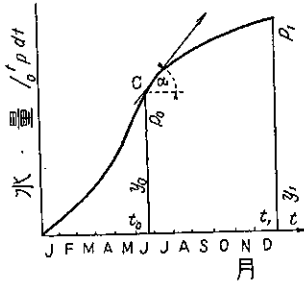


図-39. 積算流量及積算消費流量曲線

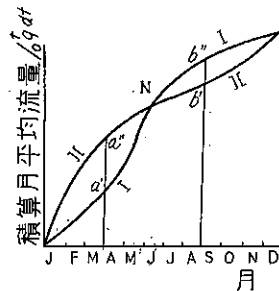
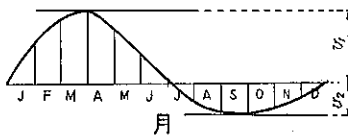


図-39 に於て a' a' 2 點の切線の傾きが等しいとすれば兩曲線の縦座標の差の極大が a' a' であつて、貯水池をつくつた場合この長さに相當する水量を貯へ得るわけである。この點を過ぎてから即ち 3 月から 6 月迄は事情が逆になり、今迄貯溜した水量を喰込まなければ消費水量を補給するわけに行かない。図-39 に於て兩曲線の交點 N に於ては貯水池が空になる。N を過ぎれば消費水量は減つて行き b', b' からは自然流量の方が多くなる。後半部の縦座標の差の極大 b' b' は豫め貯溜しておく可き容量を示す。貯水池に與へる可き容量を知る爲には図-39 に於ける縦座標の差を、ある水平軸からとつて図-40 をつくればよい。即ちこの曲線の上下兩頂點に於ける切線

図-40.



の間隔  $v_1 + v_2$  が貯水池に與へる可き容量を示す。

水力發電用の貯水池の容量は次の如くして決める。

先づ図-41 の A なる自然流量曲線を畫く。次に HH なる水平線を引き流量曲線の之より上の部分と下の部分とを等しくせしめる。即ち

$$S_2 + S_4 = S_1 + S_3 + S_5$$

HH の縦座標  $g$  は年平均流量を示す。A 曲線を積算して図-42 の曲線を畫く。

年平均流量  $g$  がわかれば、図-42 に見る如く直線 OS を引いて設備さへ設ければ利用し得る、1 年間の總流量  $Q$  を知ることが出来る。一方 OS の傾度  $\alpha$  は毎降利用し得る流量を與へる。

即ち 
$$\text{tg } \alpha = \frac{Q}{t}$$

図-41. 流況曲線とその水力發電使用の爲の調節

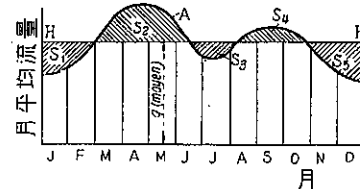
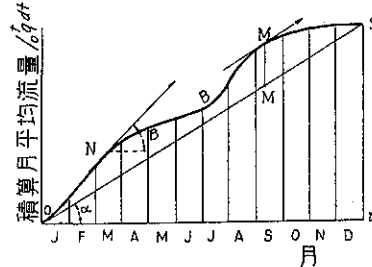


図-42. 水力發電に利用される積算流量曲線



曲線  $B(\text{tg } \beta = dy/dt = q')$  上のある點 N に於ける切線の傾度  $\beta$  により貯水池が空になりつゝあるか貯水されつゝあるかわかる。もし  $dy/dt > q$  ならば貯水される。B 曲線の切線が OS と平行なる點 M' に於ける B と OS との縦座標の差を  $MPM'$  とすれば之は全自然流量を完全に利用し得る爲に必要な貯水容量を示す。

例として灌漑用水調節用の貯水池容量を求めて見る。各月の平均自然流量を表-8 の第 2 行の通りとする。第 3 行には之の 1 月當りに直したもの、第 4 行には月毎に積算した水量を示す。

表-8.

月	平均流量 (m <sup>3</sup> /sec)	1 月間の總流量 (m <sup>3</sup> )	積算水量 (m <sup>3</sup> )
1 月	20.5	53 300	53 300
2 月	22.5	58 500	111 000
3 月	29	75 400	187 200
4 月	51.5	133 900	321 100
5 月	49	127 400	448 500
6 月	39.5	110 100	558 600
7 月	28	72 300	631 400
8 月	20.5	53 300	684 700
9 月	24	62 400	747 100
10 月	28.5	74 100	831 200
11 月	27	70 200	891 400
12 月	22.5	58 500	949 900

1ヘクタール當りに必要な灌漑用水量を表-9の通りとする。

故に全流量を利用すれば  
 $949\,900\,000/45\,000=21\,110$   
 ヘクタールを灌漑すること  
 が出来る。表-9の夫々に  
 $21\,110$ を乗じて表-3の第  
 2行に、之を積算したもの  
 を第3行に掲げる。  
 横軸に月を、縦軸に表-8  
 の第4行と表-10の第3行  
 とをとれば積算流量及積算

表-9.

1	月	8 000
2	月	7 000
3	月	4 000
4	月	1 000
5	月	0
6	月	2 000
7	月	2 600
8	月	2 200
9	月	3 100
10	月	4 100
11	月	5 000
12	月	6 000
總計		45 000

消費水量曲線を得る(図-43)。次に兩曲線の縦座標の差を水平線からとれば図-44を得る。之によれば貯水池

図-43. 積算流量消費流量曲線

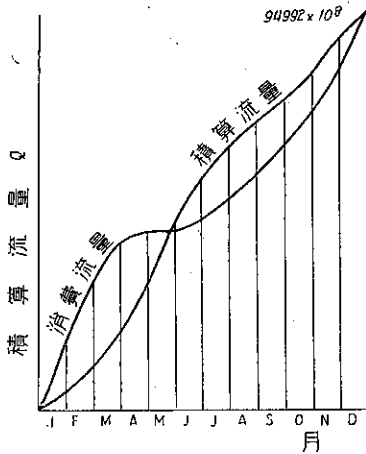
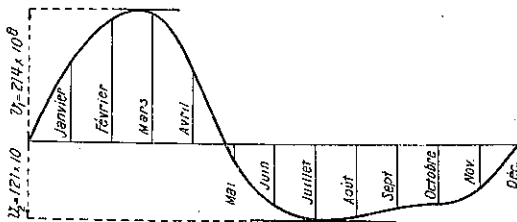


図-44. 貯水容量の決定



に與ふべき貯水容量は、

$$214\,000\,000 + 121\,000\,000 = 335\,000\,000\text{m}^3$$

であることがわかる。

表-10.

	1 000 m <sup>3</sup>	1 000 m <sup>3</sup>
1	月	168 870
2	月	147 760
3	月	94 440
4	月	21 110
5	月	0
6	月	42 230
7	月	54 886
8	月	46 442
9	月	65 441
10	月	86 551
11	月	105 550
12	月	126 650
		949 920

(伊藤 剛)

(184) 横溢流堰よりの流出量計算に就て

(R. Winkel, "Der Wasserabfluss über Streichwehre." Bauing.19.)  
 Aug. 1938, S. 478~479.

之は横溢流堰に對する簡單にして明瞭なる一新計算法を示したもので、其の要領を實例に就て示してゐる。

先づ河岸線へ沿へる  $ab$  なる小さな幅の横溢流堰を考へる、而して其より水路の全流量  $Q$  の一部分  $\Delta q_1$  が流出するものとする。然る時水路下流への流量は  $(Q - \Delta q_1)$  になる。次に又少し下流へ行つた所を考へてみれば、此所に於ける流量は前よりも  $\Delta q_2$  丈減少してゐる筈である。

かくて  $(Q - \sum \Delta q)$  なる流量の所に於ては水路断面の中央に於ける水深  $z$  は  $Q$  なる流量の所に於けるものよりも小になつてゐるわけであるから、當然この減少が横溢流堰よりの溢流量にきいてくる筈である。

今横溢流堰の堰頂の高さが河床と平行であるとすれば、堰頂より水路断面の中央に於ける水面までの高さ  $y$  は水路下流に行くにつれて減少し、

$$y_0 < y_2 < y_1$$

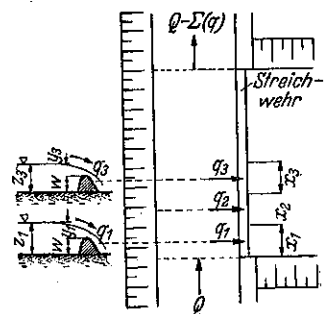
之に従つて夫々の溢流量も減少し

$$q_0 < q_2 < q_1$$

(図-45 参照)

此の事からして横溢流堰の計算には次の二つの關係を考慮せねばならないといふ事が判る。

図-45.



即ち其の第1は、水路の流量  $Q$  の減少に伴ふ所の水

路水深  $y$  若くは  $z=w+y$  の減少。此の關係は流量曲線即ち  $(Q; z)$ -曲線に依りて最も簡単に得られる。第 2 は、 $z=w+y$  の変ずると共に溢流高の  $y$  も変ずるのであるから、この水頭  $y$  の減少に依る所の横溢流堰の微小幅  $db$  に付ての溢流量の減少であつて、此の第 2 の關係に對しては、 $dq$  の簡單化された關係式  $dq=2/3\mu db y\sqrt{2gy}$  を用ひて充分である。此の式に於て  $y$  は凹味を帯びた堰頂に對しては  $\mu=0.68$  と取り得、從つて  $2/3 \cdot 0.68\sqrt{2g} \approx 2$  となるから前の式は簡単に  $d=2db y\sqrt{y}$  となる。

要するに問題は次の如くなる。即ち溢流高  $y$  なる場合溢流堰の幅  $db=x$  からは或る定つた流量  $dq$  が流出する。故に前の式を  $dq=(2y\sqrt{y})x=Ay x$  なる形に書いておく。茲で  $Ay=m^2/sec$  なる値は種々なる  $y$  の高さに對して計算出来る (表-11)。

表-11.

$y =$	$Ay =$	$y =$	$Ay =$	$y =$	$Ay =$	$y =$	$Ay =$
0.01 m...	0.002	0.06 m...	0.020	0.2 m...	0.18	0.6 m...	0.93
0.02 m...	0.0056	0.07 m...	0.037	0.3 m...	0.33	0.7 m...	1.17
0.03 m...	0.010	0.08 m...	0.045	0.4 m...	0.51	0.8 m...	1.43
0.04 m...	0.016	0.09 m...	0.054	0.5 m...	0.71	0.9 m...	1.71
0.05 m...	0.022	0.10 m...	0.063			1.0 m...	2.00

此の  $Ay$  なる値を曲線にして示せば図 46a~46b の如し。

次に實例に依りて以上の關係式の應用の仕方を示してみる。水面幅 10 m,  $T=1.4$  m の中凹みの水力用水路が流量増加の時の餘水吐として図-

47 に示せる如き横溢流堰を具へてゐるものとする。この時の値  $R=F/U \approx F/B$  は  $R=T:1.4=1$  m である (之は R Winkel: Flußquerschnitt und Profilraduis. Bautechn. 14 1936, S. 721 に依つたもので

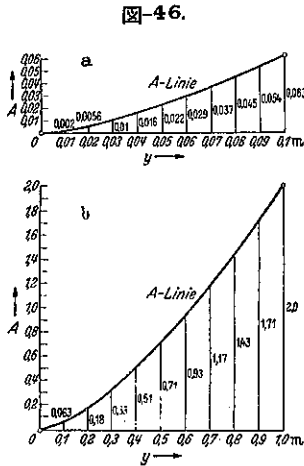
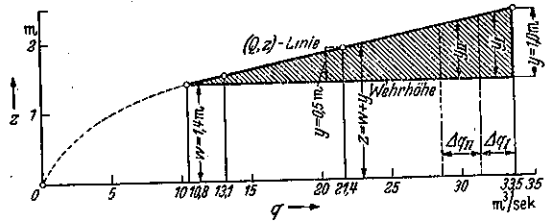


図-47.



ある)。水路勾配を  $J=0.001$  とす。  $F=R \cdot B=10$  m<sup>2</sup>。流速公式  $v=R^2/f(J)$  のノモグラム (R. Winkel: Grundlagen der Flußregelung, S. 14. Berlin 1934) に依りて  $J=0.001$ ,  $R=1$  m に對して流速  $v=1.08$  m/sec 從て  $Q=10.8$  m<sup>3</sup>/sec を得る。水位が 0.1 m 丈高い場合

図-48.

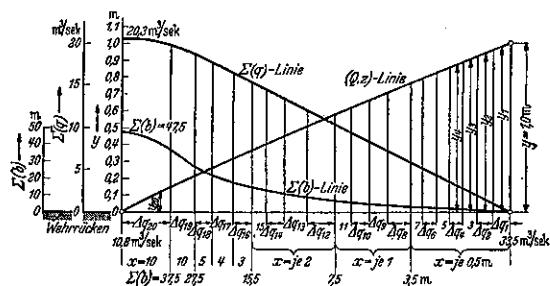


には  $z_1=1.4+0.1=1.5$  m となり  $F_1=F+B \cdot 0.1+2 \cdot 0.1=11.2$  m<sup>2</sup>;  $B_1=10.2$ ,  $R=1.1$  m 之に對してノモグラムより  $v_1=1.17$  m/sec を得。從て  $Q_1=1.17 \times 11.2=13.1$  m<sup>3</sup>/sec, 同様にして  $z_2=1.4+0.5=1.9$  m に對しては  $F_2=16$  m<sup>2</sup>;  $B_2=12$  m;  $R_2=1.33$  m;  $v_2=1.33$  m/sec;  $Q_2=21.4$  m<sup>3</sup>/sec を得。  $z_0=1.4+1=2.4$  m に對しては、  $F_3=22$  m<sup>2</sup>;  $B_3=14$  m;  $R_3=1.57$  m;  $v_3=1.52$  m/sec;  $Q_3=33.5$  m<sup>3</sup>/sec を得。

之等の値を曲線にて示せば図-48 の  $(Q; z)$ -曲線の如し。

横溢流堰の始めに於ては  $y=z_0-w=2.4-1.4=1$  m。先づ  $x=0.5$  m のストリップ ( $y_7$  まで  $x=0.5$  m にする) を考へてみる。  $db_1=ox_1=0.5$  m に對する横溢流堰よりの流出量は、  $y_1=0.98$  m と見積ると、  $A_1 \approx 2$  となるから  $dq_1=A_1x_1=2.05=1$  m<sup>3</sup>/sec。この値を圖-49 にて

図-49.



前に圖-48 にてなしたと同様にして横軸上にとる。

同様にして  $y_8 \approx 0.95$ ,  $A_2=1.85$  に對しては  $dq_2=1.85 \times 0.5=0.93$  m<sup>3</sup>/sec。又  $\Sigma(db)$  を其の相當せる場所に ordinate としてとる。  $y_8$  から  $y_{11}$  までは  $x=1$  m づつにとり、  $y_{12}$  より  $y_{15}$  までは  $x=2$  m づつにとり、  $y_{16}$  は

$x=3m$  に、 $y_{17}$  は  $x=4m$  に  $y_{18}$  は  $x=5m$  に  $y_{19}$  と  $y_{20}$  に対しては  $x=10m$  づゝにとる。図-46a, 46b を用ひて表-12 が出来る。

表-12.

Mittelwert m	$A_y$	$x =$ m	$\Sigma(b)$ m	$\Delta q = A_y \cdot x$ m <sup>3</sup> /sec	$\Sigma(q)$ m <sup>3</sup> /sec
$y_1 = 0,985$	2	0,5	0,5	$2 \cdot 0,5 = 1$	1
$y_2 = 0,95$	1,85	0,5	1	$1,85 \cdot 0,5 = 0,93$	1,93
$y_3 = 0,9$	1,71	0,5	1,5	$1,71 \cdot 0,5 = 0,85$	2,78
$y_4 = 0,87$	1,6	0,5	2	0,8	3,58
$y_5 = 0,83$	1,5	0,5	2,5	0,75	4,33
$y_6 = 0,8$	1,43	0,5	3	0,72	5,05
$y_7 = 0,77$	1,34	0,5	3,5	0,67	5,72
$y_8 = 0,75$	1,30	1	4,5	$1,3 \cdot 1 = 1,3$	7,02
$y_9 = 0,68$	1,14	1	5,5	1,14	8,16
$y_{10} = 0,65$	1,04	1	6,5	1,04	9,2
$y_{11} = 0,60$	0,93	1	7,5	0,93	10,13
$y_{12} = 0,55$	0,82	2	9,5	$0,82 \cdot 2 = 1,64$	17,77
$y_{13} = 0,48$	0,66	2	11,5	1,32	13,09
$y_{14} = 0,42$	0,54	2	13,5	1,08	14,17
$y_{15} = 0,37$	0,44	2	15,5	0,88	15,05
$y_{16} = 0,33$	0,38	3	18,5	$0,38 \cdot 3 = 1,14$	16,19
$y_{17} = 0,27$	0,3	4	22,5	$0,3 \cdot 4 = 1,2$	17,39
$y_{18} = 0,22$	0,2	5	27,5	$0,2 \cdot 5 = 1,0$	18,39
$y_{19} = 0,16$	0,13	10	37,5	$0,13 \cdot 10 = 1,3$	19,69
$y_{20} = 0,10$	0,06	10	47,5	0,6	20,3

$\Sigma(q)$  の値は各々相當の位置に ordinate にとる。図-49 の如し。この diagram より分る事は、堰の長さ約 37,5m, 或は 40,0m のあたりまでに既に 20<sup>3</sup>/sec 流出してしまふ、即ち 40m 位の長さで餘水の大部分が流れて了ひ、残りの餘水を流出せしめるには今までに較べて非常に大きな割合で堰長を延して行かなければならぬのであるから、此の場合の横溢流堰としては 40m 位より長くしない方がよいといふ事である。

又  $\Sigma(b)$ -曲線を見て  $\Sigma(b) \approx 40m$  あたりで曲線の向きが變つてゐる事からも今の事は分る。

以上の如き横溢流堰に対する新計算法を用ふれば如何なる堰長及び溢流高にすれば如何なる溢流量を得て、どの邊で堰を打ち切れれば最も得策であるが一目瞭然と分るのである。

譯者註：横堰の計算には普通横堰間の水面を直線と假定して tentative に解くのであるが、この計算法に於てはこの假定を全く止めて、其の代りに水路の流量曲線を用ひた所に面白味があるのであるが、上に述べた例題に少し首肯し得ない箇處がある様であるから注意せられたい。  
(佐藤清一)

(185) 最高の複拱堰堤

(“Highest Multiple Arch Dam.”)  
(E. N. R., July 7, 1938, p. 13~18.)

Arizona 州の Phoenix 市の北方 54 哩離れた Verde

河に建設中の複拱堰堤は世界最高のもので設計や建設方法も現今技術の粹を集めたものである。名前は Bartlett Dam と云ひ、その基礎からの高さ 287 呎、水面積 3170 エーカーの貯水池は雨季の洪水 201 500 エーカーの容量を貯溜して Salt 河沿岸地帯に放流して現在の Roosevelt, Horse Mesa, Mormon Flat, Stewart Mountain の 4 貯水池と共に、灌溉用水を供給する。貯溜水の一部は Salt 河のインディアン部落の用水に使用せられるので、工費の 20% は U. S. Indian Service で支拂はれ、その残部は開發事務局に割當てられた W. P. A 支拂資金から調達され、設計、施工は出張所をして行はしめた。工事は 1936 年 8 月から始め、1939 年 5 月に終る豫定である。

この複拱堰堤を擇ぶに當つて、當局では用意周到なる調査を行つた。複拱堰堤は餘り一般的でなく全世界に 100 呎を超過するもの僅かに 30 ばかりあるに過ぎぬ、この中 200 呎を超過するものは、イタリーの Castrola (226 呎)、イタリーの Tirso (239 呎) Arizona 州の Lake Pleasant (256 呎) の 3 つである。

抑拱堰堤は 100 年前初めて印度に建設せられ、1900 年には既に 100 呎のもので建設されたのであるが、1920~1930 年の 10 年間には俄然世界を風靡し、その數 23 の多き上つた、その後 10 ケ年間は衰微し僅かに 3 つが増加したに過ぎない。

複拱堰堤を擇ぶに當つては、拱堰堤、動力扶壁堰堤、土堰堤、石塊堰堤等について詳細な検討を行つた。

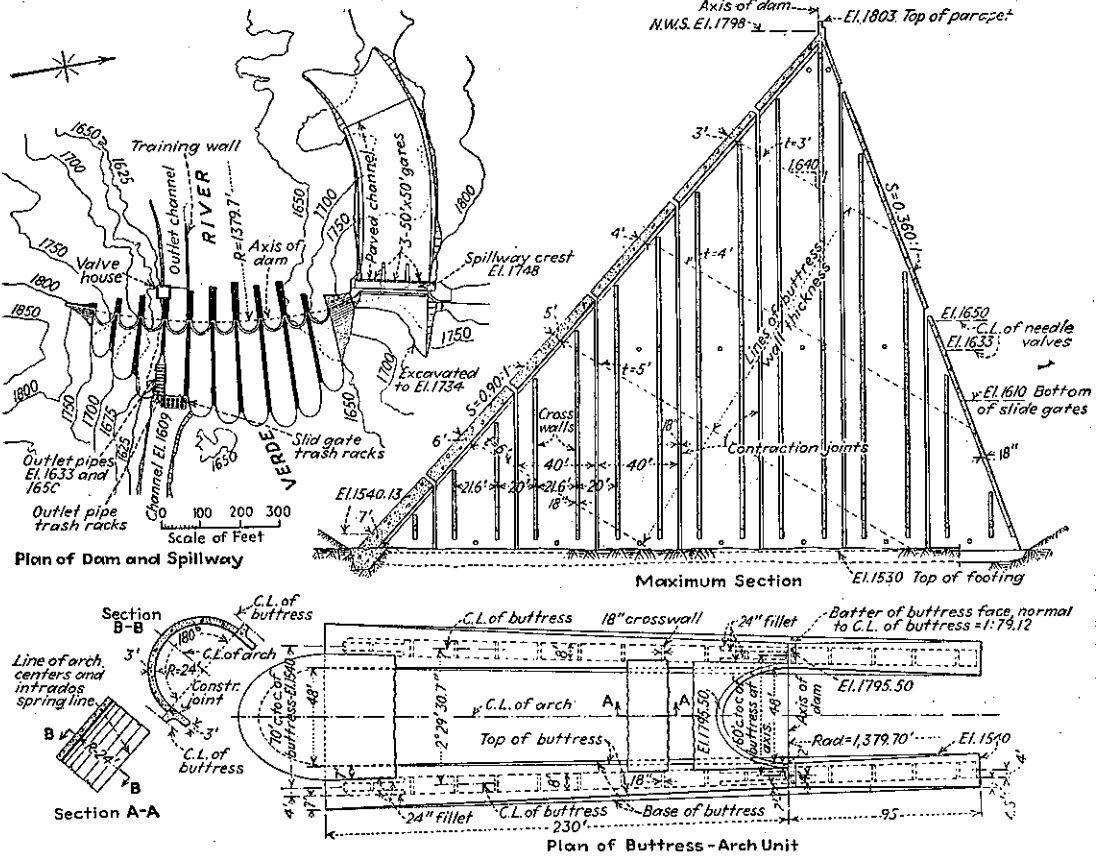
土堰堤、石塊堰堤は材料が不足し、溢流のために破壊する恐れがあり、之に加ふるに高價な餘水吐が必要となる。又動力堰堤、拱堰堤は高價となり結局設計建設費は幾分高價とはなるが材料の要らぬ複拱堰堤が採用された。

堰長は 170 呎の餘水吐を除いて 750 呎である、この中にはアーチ、扶壁、アバットメントが含まれてゐる。扶壁は載頭ピラミッドの形狀をなしてゐて、8' 離れた二重壁となつてゐる。

扶壁の上流側の壁は底部で 7 呎頂上で 2 $\frac{1}{2}$  呎の厚さがあり、内面は施工の都合上垂直となつてゐる。拱部についても同様に底部から頂上に厚さが減らしてゐる。下流側の扶壁は底で 4 $\frac{1}{2}$  呎頂上で 2 呎である、扶壁を放射狀に並べて、アーチの内側が一様に 48 呎になる様にし、堰堤の中心線が丁度地形に適合する様にする。扶壁には更に上下流に面する壁と垂直な補強隔壁がついてゐる。補強隔壁の頂上と底部及側壁の所々には穴があいてゐて換氣を良くし、溫度を等布する。アーチの中心角は 180°



図-50. 複拱堰堤の設計細目及寸法



であり斜面に垂直な面内では一定の厚さである。

北のアバットメントを切り抜き 50×50 呎の扉 3 枚を備へた餘水吐には 650 呎の水路があつて(その内 350 呎はコンクリートが敷かれてゐる) 規定満水位に於て 175 000 sec-ft の洪水量を流す様設計されてゐる。最大洪水時 (El. 1 807) には餘水吐からは 225 000 sec-ft、堰堤からは 25 000 sec-ft が流過する。

谷の左岸に近いアーチの下に水圧で動く滑戸があり、貯水池水位が 100 呎又はそれ以下となると操作される、滑戸の左側の扶壁には 72 吋の 2 つの鋼管が 2 段に配列され 66 吋のニードルバルブがついてゐて、水位 100 呎以上の時の流量を放出する。滑戸、ニードルバルブからの流出水は共に扶壁の間の被覆水路の中に入る。

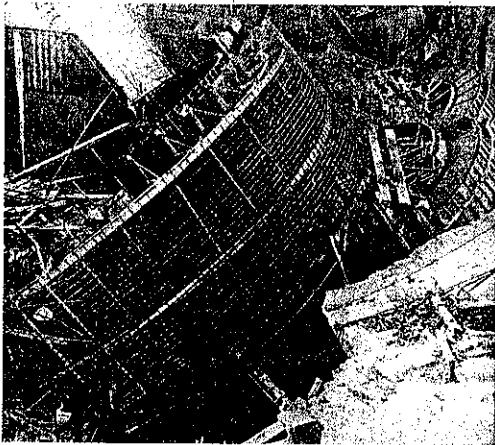
扶壁の応力はアーチから受ける荷重水からの荷重、水中と空気中との温度変化に依る荷重、地震荷重に依る彎曲率、推力、剪力について求められた。アーチから受ける彎曲率、推力に關してはパークライトの模型に荷重を

掛けて光学的に測定してその正否を確めた。アーチの応力計算は剪力、拱助收縮、拱臺の降伏、地震動及水圧に依る彈性変位をも考慮して行つた。アーチとしての計算と同時に桁としての計算も行つた。これ等の結果に依ると温度変化に依る応力は水圧に依る応力より可成り大きい。

貯水池は 1 年の中で僅かに 3 ヶ月間水を湛えてゐるに過ぎないので 1 年間の温度変化は非常に大きい。扶壁は迂り安定率を 0.7 としてコンクリート応力 600 lb/in<sup>2</sup> であつた。アーチでは貯水池満水の場合にはコンクリート応力 650 lb/in<sup>2</sup>、鉄筋応力 10 000 lb/in<sup>2</sup>、空虛時にはコンクリート応力 750 lb/in<sup>2</sup>、鉄筋応力 20 000 lb/in<sup>2</sup> であつた。主要なる扶壁の鉄筋は上流側の版及側壁に配置されてゐる。側壁には垂直鉄筋と上流面に平行な斜鉄筋とが配筋され温度応力を受ける。幅 18 時間隔 41 呎ある收縮接合では斜鉄筋は重ね接合となつてゐる。

収縮接合即縦溝の両側は鋸の齒の様な段々となつてゐて、この段の勾配は扶壁に作用する合力に垂直である様設計されてゐる。アーチでは、周に沿ふた鉄筋はアーチ全長に渡つて配置され、継手は直径の 50 倍を重ね合わせる。拱臺の鉄筋は直径の 50 倍だけ扶壁の中に入れて、接合を容易にする。縦鉄筋は拱臺から 8 分點までは 12 吋の間隔とし、その他の所では 24 吋とする。

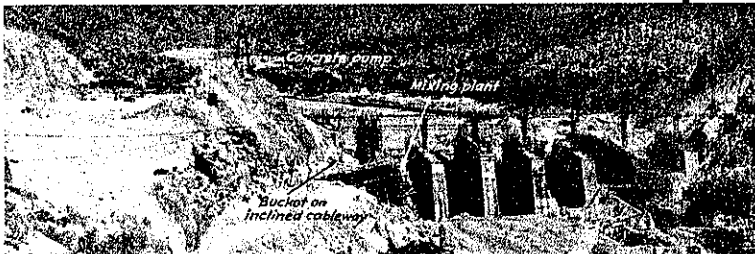
図-51. アーチ配筋図



堰堤地點は約 275 呎の廣さのある溪谷であつて、兩岸は可成り峻嶮である。河道は深さ 70 呎位の細い花崗岩で被はれてゐるが、兩岸は直接岩が出てゐる理想的の基礎である。

古い断層が谷を横過つてはゐるが、精々 3 呎の幅であつて容易にコンクリートを填充する事が出来る、と云

図-52. 工事中の Bartlett Dam



ふのは転石が長い間釣合つてゐる事實から、この邊は餘り地震はないと思われる。

工事の第一段階としては谷の中心に土堰堤を設けて河流を右岸に引寄せその間に排水路の兩側の扶壁を築造した。

次に扶壁と河の真中の丘とを木材の假締切で結んで、河道を排水路の方に切り替へる。かくして河道を右岸と

の掘鑿を行ひ、この部分の堰堤を築設する。この計畫は異常な洪水が數回あつたけれども大した被害を受けずに工事を進行する事が出来た。例へば 1938 年 3 月には實に 92 700 sec-ft の洪水が来て締切堤を押し流し、コンクリートミキサとドラグラインとを埋設したが、構造物には大した被害はなかつた。現在では堰堤コンクリートは約半分打たれ、扶壁は高水位、アーチは低水位まで完成してゐる。

滑り戸の付いてゐるアーチは他のアーチが完成するまで底の穴を開放して河水の一定量が流れる様にして置く。

施工に當つてはシャベル、ミキサ等の外コンクリート運搬用ポンプ、型枠を取扱ふための径間 1140 呎の索道用塔等を用意した。掘鑿土砂は上流並に下流の締切堤の中に捨てた。堰堤の掘鑿土量は 190 000 yd<sup>3</sup>、岩石掘鑿量は 125 000 yd<sup>3</sup> であつて餘水吐では 100 000 yd<sup>3</sup> の岩石と 10 000 yd<sup>3</sup> の土砂とを掘鑿した。扶壁とアーチでは、基礎岩盤に當着してから更に 10 呎位の溝を掘つた。

Bartlett Dam 工事で非常に興味があるのはコンクリート工事である。良質のコンクリートが入手であるので、堰堤工事には珍らしいポンプ運搬に依る事とし型枠も特種なものであり且複雑である。龜裂を防ぐために低熱セメントを使用し、バイブレーターを用ひてよくつき固め、鉄筋の廻りによく行き渡らしめた。コンクリートの使用量(扶壁で 85 500 yd<sup>3</sup>

アーチで 35 000 yd<sup>3</sup>) は少く 1 ヶ月 12 000 yd<sup>3</sup> の割合即ち 24 時間で 400 yd<sup>3</sup> の割合で打つた。最も 1 日に打つた量は殆んど 1 000 yd<sup>3</sup> に達する事もあつたが。

骨材は堰堤地点より 1 哩ばかり下流で採取し、こゝに篩分け施設を施した。最大の骨材は 3 吋と限定したが、重力式の所では 3×6 吋の使用も許可した。しかし施工に當つては、3×6 吋を使用する所が僅かであるので、すべての場所に 3 吋を使用した。河砂利は粒が大きい缺點があるので、篩分け施設に入る際に 15~30% の砂を加へた。篩分け施設を通過した骨材は、中をトロッコが通る事が出来る様になつたトンネルの上に貯へられる。骨材はトロッコでベルトコンベヤに導かれる。コンベヤには最初に砂がのせられ、次にそれより大きな骨材が乗せられて、最後にセメントと共にミキサー中

に入る。

コンクリートの運搬は主としてポンプに依つて行つてゐるが、基礎と扶壁下部にはトロッコと起重機に依つて運んでゐる。

工事の初めには、コンクリート運搬管は吊橋に依つて河を横切り、極く近くの扶壁に對するものゝみは、地上に置いて足場に依つて型枠の中に流し込んだ。この場合パイプの最大長さは 785 呎、最大揚程は 45 呎であつて 6 箇所の屈曲部がある。揚程がこれより高くなるとポンプを尙高い位置に上げ、パイプを通すための鉄橋を堰堤頂上に設けた。

この橋は扶壁を高さ 10 呎づゝ 4 回、即ち 40 呎打つ事が出来る様な高さに設けてある。そして 40 呎打ち終ると次に又 40 呎上げればよい。鉄橋は 6×6 呎の鉄塔

図-53. アーチ型枠及コンクリート打ち

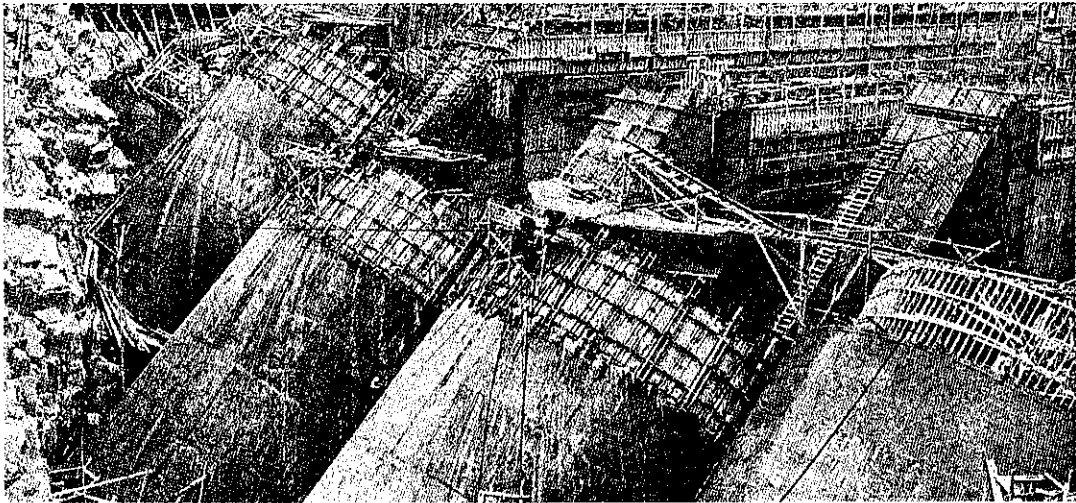
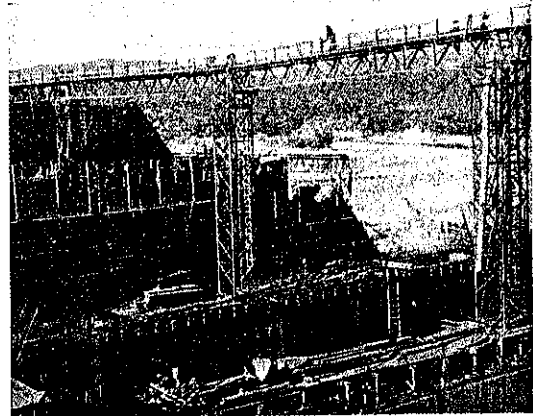
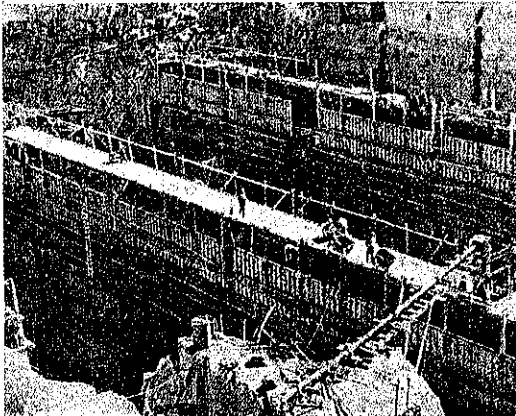


図-54. 扶壁コンクリート打ち及パイプ橋



に依つて支へられ、この内側には 2yd<sup>3</sup> 入りの漏斗がついてゐて、特殊なコンクリート打ちに對して高さを調節する事が出来る。コンクリートは橋の上をパイプで送られ、塔を下り漏斗を通して、使用地點に運ばれる。

扶壁の外側の型枠は鋼構造とし、收縮接合の間の高さ 10 呎、長さ 40 呎を 1 片とする。この型枠には鉛直に 8 呎の間隔を置いた 3 段の足場を設けて、人夫がボルトを點検したり、型枠の下の新らしいコンクリートを検べるのに便利ならしめる。又この型枠には 1 列の枝が突出してゐて垂直鉄筋、斜鉄筋を配筋するに便利である。型枠、足場、突出材は一体としてケーブルに依り運搬される(図-54)。扶壁内面の型枠も鋼製であつて 10×8 呎 20×8 呎、10×8 呎の 3 種から出来てゐる、これは 1 片を隔壁の型枠にも利用するためである。

アーチの型枠も又鋼製であつて、内面のものは半径が一樣に 24 呎であるから簡單である。型枠は扶壁のレール上を動くトラスの上に載つてゐて、捲揚機、滑車の通案に依つて捲揚げる。

外面の型枠は底部から頂上にかけて半径が変化するので、垂直高さ 11 呎のコンクリートを打つ度に横材を取除いた。扶壁の收縮接目はコンクリートを打つてから 15 日を経て、コンクリートを詰めた。このわけは、コンクリートの温度上昇は 3 日で最大となり 15 日で下降して一定となるからである。

基礎グラウチングは中心間隔 5 呎として、深さ 75 呎と 100 呎と交互に行ふ。先づ全孔を 10 呎に掘り 100 呎のは更に 40 呎、70 呎、100 呎の 3 段階に分つ。75 呎のは直接に掘る。グラウチングを行ふに際してはその時々水準を標す。浮力が 0.004 呎に達すると、グラウチング圧力を減じ、筒浮力が変化しなければ、中止して次の穴のグラウチングを行ふ。

(伊藤道夫)

港 灣

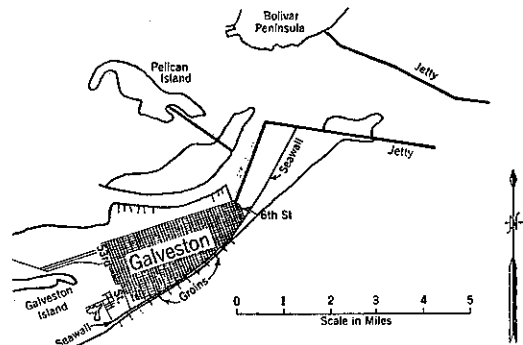
(186) Galveston 海岸の防護

(C. C. Washington, "Protecting Galveston Beach." Civil Eng. July 1938, p. 461~462.)

Galveston 島はメキシコ灣内にある低い砂島の列島の中の 1 つであつて、狭灣を距て Texas 州と相對して居る。灣内の平均潮位差は 2 呎で漂砂は屢々その方向を變へるが大体西から東に向つて居る。

Galveston 市の第 13 街から第 53 街までは濱は狭くて海水がさすことが度々である。この範圍外ではどち

図-55. Galveston 附近平面図



らに行つても濱の幅が大抵 300~400 呎ある。濱や海中の砂は非常に細粒で乾燥してゐる時は 10~12 哩/時の風では移動し、懸濁し易く漂流し易い。濕つてゐる時は堅く固つて居て滑らかで非常の良好な乗馬用路面となる。濱の傾斜は非常に緩やかで約 1:100 でそのまゝの傾斜で水中まで続いて居て理想的な海水浴場になる。

沖には約 200 呎離れてバーが陸に並行して居り、間に水深約 2 呎の水路がある。是等バーの數や位置は常に変化するが大体 3~4 で初めの 1 つが約 200 呎沖にある。折々バーがないことがある程変化が早い。

島は猛烈な暴風雨に屢々見舞はれ、風は 125 哩/時にもなり潮は 14 呎にまで昇る。暴風雨後は何時でも 300 呎許り沖の方にバーが出来、少し沖の方に普通より深い水路が出来る。7~10 日経つとバーは低くなり水上に出て居る部分は濱邊の方に移動する。嵐の間、侵蝕の烈しいことは明らかであるが、規則的な海流のために遙かに大量の土砂が堆積する。

突堤の建設 (1887-1910) 以前は Galveston 島の東端の自然通路は現在の 2 倍であつた。突堤は今日陸から灣内に 2 哩も突出して居るが、建設當時は灣側で第 6 街から始まり北東に走つて砂洲に達しそれから東に向つて 4 哩海中に突出して居た。それ以後突堤の作用により長さ 3 哩幅 1 哩半の三角形の面積が灣側に於いて低潮面上平均 6 呎の深さから平均 3 呎の高さにまで埋つた。即ち全堆積高は 9 呎である。現在の濱近くの突堤間にも多量の土砂が堆積した。總計約 25 000 000 yd<sup>3</sup> の土砂が侵蝕され西から此處へ移動して來た。違つた設計の突堤を用ひれば侵蝕が僅少で済んだかも知れないが、水深を増大するに有效な計畫が進展したかどうかは疑問である。

1838 年から 1850 年まで島の東端に決定的侵蝕が起り、1850 年から 1893 年までは島の東端から 2 哩の地

点から第 23 街まで侵蝕が非常に目立つて居た。1890 年に Galveston 市の技師 H. T. Wilson が第 4 街と第 24 街との間で海濱が 100 エーカー以上も失はれたと Beach Committee に報告して居る。彼はこの損失は南の突堤を築造したためであるとして陸地に直角に 300 呎海中に突出する多数の水制工を施工する様に推薦した。この水制工は施工宜しきを得て今尙存在して居る。

Galveston 市の西に起つた侵蝕がどの程度のものであるか正確な測定はして居ないが、海岸線が可なり後退した——平均約 300 呎後退した——ことはよく知られて居る。

Galveston 市の第 6 街から第 53 街までの護岸は 1902 年と 1904 年の間に建設された(断面は図-56 参照)。その後護岸は両方に延長されて今では南方の突堤から市の西まで延々として居る。

1909 年に灣は護岸の捨石工の所まで侵入して来た。そこで Galveston 市の委員会は General Robert に侵蝕防止を勧告する様に要求した。彼は護岸から 300 呎灣内に突出し、900 呎は離れて居ない岩石造りの水制工を勧告した。彼は亦現在の水制工を修理して護岸に連結する様に勧告した。

彼の勧告に従つた者はなく、間もなく Galveston 市で第 8 街と第 39 街との間に 33 の小さい木造水制工を施工したが、それは護岸に連結して置かず、又充分低く作つて置かなかつたので、間もなく shore (控柱) の両端で斜になり、基礎を掘られ、波のためにばらばらになつて役に立たなくなつた。構造物の残骸は美観を損じ、水浴者の障害物となるので取除かれた。

1922 年に杭の間隔約 18 呎の木杭の open groin を第 24 街に建造した。これは 400 呎ばかり灣内に突出して居た。この建設は実験的に行はれたに過ぎず、その理論は杭が潮流を防害すると言ふのであつたが、實際は潮流が流れて居た。この水制工は豫期しただけのことを果して居た。これを施工したので幅約 20 呎長さ約 400 呎の濱邊をつくつたが、亦水中に相當の土砂堆積を生じた。

1933 年頃、何か工作を施さぬ限り、護岸とその後方のブルバードは破壊されることが誰の眼にも見えて居た。中心が護岸の捨石の法先から 115~165 呎外方にある深さ 4.5~5 呎の水路を案出したが、潮は捨石の法先では深さ 2~3 呎であつた。Beach Erosion Board に出願したが、研究の結果この水制工の建設を薦められた。設計の基礎は次の様である(図-56 参照)。

水制工の控柱の断面の高さは護岸の法先に砂を集積し得るものでなければならぬが、約 5 呎の普通の犬走の高さで砂の自由通過を妨げる程の高さではない。そこで 4 呎の高さが適當であるとされた。是等の水制工は間隔 1500 呎で、一般に護岸の面に垂直である。控柱の端は護岸に結合され斜になるのを防ぎ更に嵐の間に護岸の法先が洗掘されるのを防いで居る。

(新妻幸雄)

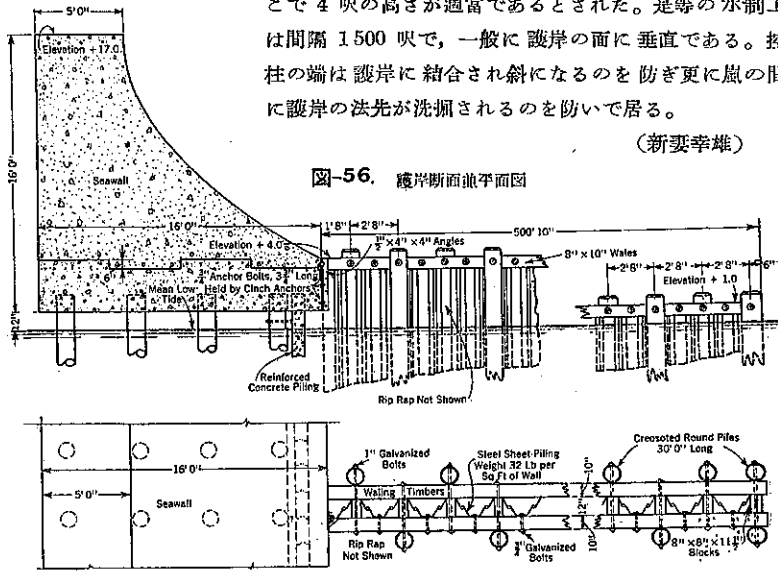


図-56. 護岸断面並平面図

道 路

(187) ワシントン州の改正道路法

(L. V. Murrow, "Code unifies Road Work.")  
(E. N. R., May 26, 1938, p. 754~757.)

ワシントン州に於ける州道路の築造に關する規定は非常に複雑で、運用上種々の缺點があつたので、1937 年新道路法を制定した。主題は 4 に分れ各々別個の法律として 1937 年の議會を通過した。即ち

- (1) 第 1 次道路及第 2 次道路を含む州道路の管理(53 章)
- (2) 幹道及街路に對する州費補助及管理(187 章)
- (3) 自動車所有權の認可及登記, 自動車運転手の登記, 免許統制(188 章)
- (4) 自動車車輛に關する規定, 道路に於ける自動車運転に關する規則及取締(189 章)

新道路法に於ける改正要點は次の如くである。

- (a) 道路工事請負人に豫め資格を與へておくこと。
- (b) アメリカ標準規格に基く道路標識及交通信號に關する一様の州標準規格の採用。
- (c) 第1次州道路組織の補助線又は支線となるべき第2次州道路組織の採用。
- (d) 郡及市に對する州費補助計畫の監督。
- (e) 自動車運転手試験。
- (f) 自動車交通事故の主要報告及統計の編纂及出版。
- (g) 自動車車輛の盜難及遺棄に關する主要報告及その告示。
- (h) 自動車修繕關係事項の每週報告。
- (i) 自動車車輛の週期的強制検査。

新道路法に依つて道路組織擴張に3の主要なる變化を生じた。即ち

(1) 第1次道路延長の増加：1937年の道路法に依つて第1次州道路組織の延長は275哩増加した。その大部分は當然第1次州道路組織に編入されるべきであつた連絡道路である。都市の郊外に於ける第1次道路組織の延長は現在375.4哩で、その財源は次の如くである。

燃料税 (1 1/2 c.)	4 354 000 卍
自動車登記料	2 584 000
補助金(州)	1 956 000
	計 8 894 000

車馬の通行を許してゐる道路は凡て可成り良好な路面を持つてゐるが、大部分は今日の交通状態から見れば時代遅れのものである。故に1937年中に於ける第1次州道路の工事は大部分改良工事であつた。管理、維持に對する必要な準備及州の補助を受けられない簡易舗裝の築造及改良を含む小改良事業に對する必要準備をなせる後、残りの収入は大道路工事を實施する爲に州補助金に割當てられた。

(2) 新第2次州道路組織：第2次州道路組織の作製に依つて6月10日以前に諸郡の管轄下にあつた延長2254哩の道路の築造、維持、運用に對する責任を州當局が負ふことゝなつた。この財源は次の如くである。

燃料税 (3/4 c.)	2 250 000 卍
補助金(州)	400 000
	計 2 650 000

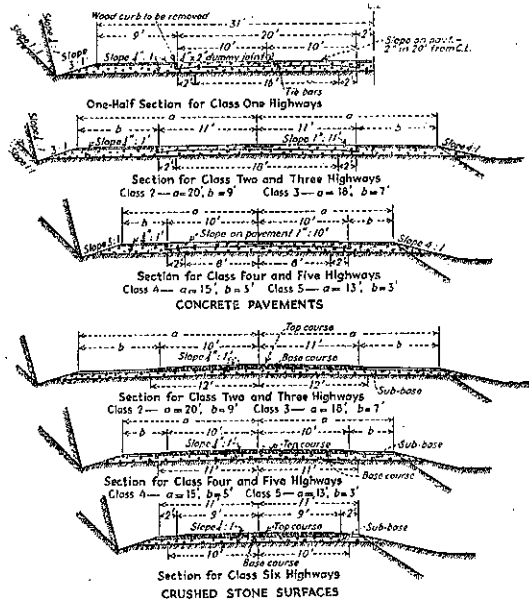
(3) 新財源割當：燃料税(5c.)は次の如く割當てられる。

第1次道路組織	1 1/2 c.
第2次道路組織	3/4 c.
郡道及街路	2 1/4 c.

ワシントン州に於ける道路技術の最近の進歩は次の如くである。

道路設計：道路の線形設計に於て凹曲線に對して緩和曲線を採用し、道路の分類をなし道路の標準断面を規定した(圖-57)。第1次道路に就ては80哩/時の速

圖-57. 道路標準断面圖



度に對して設計し、曲線は5 1/2度以下とする。第2次道路に就ては40哩/時の速度に對して設計し曲線は15度以下とする。この設計はMayerの式に基くものである。即ち

$$L = \frac{3.15 V^3}{CR}$$

但し、L: 緩和曲線長

V: 速度(哩/時)

R: 曲率半径(呎)

C: 定數(一定の割合で加速する C=2)

標準設計の採用不可能な箇所に對しては注意信號及速度制限信號を設置する。1度以上の曲線部に對しては片勾配を設ける。最大片勾配は1呎につき0.13とする。標準視距は第1次道路に對し1230呎、第2次道路に對し400呎とする。

道路築造：盛土及道路断面の適當なる築造に對して大なる注意が拂はれた。一般に盛土の場合には分割輾圧としその厚さを2呎以下とする。舗裝する場合にはその厚さを8吋以下とする。粘土路盤に於ては細い粒狀物質の薄層を設けて粘土が基層に滲透することを防止する。瀝青路面築造に際しては碎石層に填充材として土壤の使用を禁止することは結果がよい。若し填充材を必

要とする場合には碎石又は砂に限り使用する。

橋梁：旅行者の立場から見て橋梁の外観を改良する爲に高欄の美術的デザイン又は鉄道との低路交叉に於ける橋梁の設計に對して注意が拂はれた。橋梁の型式としては連続構造及ラーメン構造を採用する。

道路の維持に於ける主なる進歩は反射型信號を採用し道路信號組織を完全に改良することにあつた。かゝる信號に依つて夜間交通事故を減少するに役立つことが證明された。更に他の進歩は傘装には必ず中央帯を設置したことである。これは大に道路交通の安全に役立つた。

図-58.

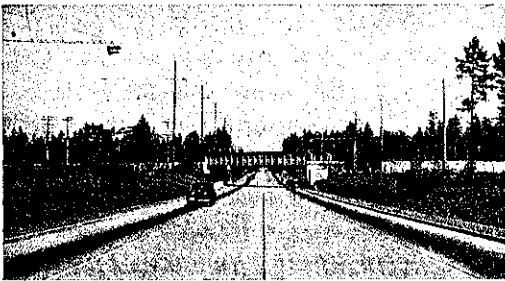


図-59.



著しく霧の多い Pacific Highway の一部 2.9 哩の區間にナトリウム 蒸氣燈を設置して交通を安全に且容易にした。

山嶽地方に於ける道路の除雪は道路の維持上重要な役割をなすもので、この爲に約 250 のロータリー除雪車と種々の型の除雪車を使用してゐる。

ラヂオは凡ての修理工事、特に除雪、崩壊土砂除却等の處置に際し大に有效である。その組織は種々の作業事務所にある 19 の固定放送所及ロータリー除雪車の如きものに附屬する 16 の放送所からなる。維持修繕工事従事員用の公用自動車には受信設備がある。之に依つて修繕工事に関する凡ての注意をなし、現場に何時でも到着せしむる事を可能にする。

交通の適當なる運転、整理の重要性は増大しつゝあ

る。そしてこれには次の如き事項も含まれてゐる。

- (1) 路側の發展と美化,
- (2) 道路照明,
- (3) 方向及注意信號,
- (4) 交叉點の注意深い設計と交通流線の交叉除却,
- (5) 計量所に於ける貨物自動車積載量の調節,
- (6) 交通安全。

車輛計量箇所は 28 箇所であり、1937 年間に於ける作業時間は 1 ヶ所につき 1582 時間、1 時間平均所要經費 1.24 弗であつた。其の間 3698.8 臺(總重量 5884 161 封度)を計量した。この内許容積載量を超過せるものは 16 臺につき 1 臺の割合であつた。計量所から發行する許可證に依る収入は總額 158 675 弗に昇つた。計量所作業時間平均 1 時間當り 3.58 弗であつた。故に計量所の 1 時間の經費を除いて純収入は 2.31 弗となつた。瀝青道路(區間 20 哩)に於て霜發生後の 6 週間に於ける維持費は平均 7500 弗であるが、道路の巡視、速度及荷重の制限等に依つて 2500 弗に減じた。故に 5000 弗の節約となつた。(中村清照)

(188) 平面交叉に於ける見越し問題

“Special Accounts summing up the Reports on the Questions for Discussion at the twelfth Session of the International Railway Congress Association (Cairo, 1933)”, Bull. of Int. Ry. Cong. Assoc. Vol. XV.-No. 1, January 1933. p. 4, 14~16 and 26~28.

1. 平面交叉に於ける道路交通規定：列車が近付いて來る際には、平面交叉の手前或距離の所で自動車を停めねばならぬのは判り切つた事では論外であら。

次に自動車が平面交叉の手前で一旦停止するか若くは速度を低減すべしと規定してゐる國を擧げ、其の平面交叉よりの距離及其の程度を述べれば次の如し。

(a) 保護設備無き平面交叉の手前では自動車が一旦停止することを要する國の場合：

- Switzerland; 10 m (11 yd), 一旦停止後は自動車は歩行速度にて軌道通過のこと。
- Georgia (U.S.A.); (46 m) 50 yd, 但し見越し悪き場合に於て手前の軌條より。
- Quebec (Canada); 自動信號設備無き場合。
- New Zealand; 交通相當頻繁なる平面交叉全般。

(b) 自動車の速度低減を要する國の場合；

- Australia; 交叉の手前 (92 m) 100 yd にて (24.1 km) 15 mi/hr.
- Belgium; 10 km (6.2 mi)/hr.
- Georgia (U.S.A.); 見越し良好なる場合に、(9.7 km) 6 mi/hr.
- Holland; 警報信號と平面交叉間にて、20 km (12.4 mi)/hr
- Poland; (自動車の場合 10 km (6.2 mi)/hr 他の種類の車の場合、6 km (3.7 mi)/hr.)

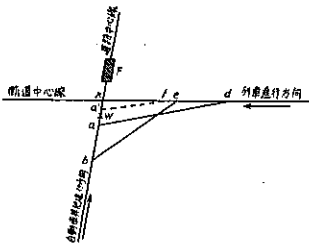
但し如何なる種類の車も平面交叉の手前では一応停止せしめると云ふ案に就き目下考慮中  
 Virginia (U.S.A): 交叉の手前 (46m) 50 yd にて (12.9 km) 8 mi/hr.  
 Finland: 自動車速度は運転者が必要に応じて直に停止せしめ得る程度たるべし。  
 Germany: 道路面又は道路状態の爲にその要あるか、又は交通量頗る大なるかの場合には、速度を低減することを要す。

3. 見透し条件: Baticle, Newlands, Miszke 3氏の各報告書を見ると、當問題に對し最も明確且具体的な報告は Germany, Denmark, Poland, Czechoslovakia の提出にかゝるものである。

(a) Germany;

The German Railways の報告では、少くとも次の visibility triangle があれば平面交叉に於ける見透しは良好なりとして可なりと。

図-60.



Visibility triangles:—

- {  $akd$ : 低速自動車に對するもの,
- {  $bke$ : 高速自動車に對するもの,
- {  $akf$ : 歩行者に對するもの (但し歩行者専用平面交叉の場合)

茲に  $a, b$  の高さ; 道路面上 1.3m

$d, e$  の高さ; 軌道面上 1.5m

$wk$  = 普通 5m; 十字形信號機と手前の軌條との距離。

$aw = 3m$

$bw = 15m$

$a'k = 3m$  但し手前の軌條より,

$kd = 5Vm$

$ke = 3Vm$

$kf = 2.5Vm$

但し  $V$  は平面交叉に於ける許容最大速度 (km/hr)

(b) Denmark:— 見透し十分良好なる条件としては次の如し。即道路上手前の軌條より 30m 及 10m 點にて、軌道上左右夫々 200m 及 300m の間を見得ることを要す。若し建物ありて平面交叉の直ぐ手前の軌道が見へぬとするも該障害物の周圍十分開濶ならば見透し良好と考へてよし。

(c) Poland:— 軌道兩側にて手前の軌條より最小

10m の道路上各點に於て、交叉點より  $Lm$  の地點から列車が接近して來る間中、列車 (晝間) 又は前部照明燈 (夜間) を見得ることを要す。茲に  $L$  は次の如し。

- (1) 幹線にて單線の場合:  $L = 5.5 V_{max}$ .
  - (2) 支線にて單線の場合:  $L = 5 V_{max}$ .
  - (3) 複線(軌道中心間隔 6m)の場合:  $L = 7 V_{max}$ .
- 但し  $V_{max}$ ; 當該線路に於ける列車の許容最大速度 (km/hr)

自動車道路の場合には上の見透し条件の他に猶次を満足することを要す。即軌道兩側にて手前の軌條より最少 20m 以内の道路上各點に於て、交叉點前  $L' = 3 V_{max}$  なる軌道區間中に在る列車を常に見得ることを要す。複線の平面交叉にありては  $L'$  は  $0.075 d V_{max}$  を増す。

茲に該線路の許容速度が假令其以下であらうとも、 $L, L'$  中の  $V_{max}$  の値は 40km (25 mi)/hr 以下に取るべからず。特に交叉點へ近附く際には最大速度に達せぬ場合は、國有鐵道地方的の所に當つては、該交叉點に限り其に近附く實際の最大列車速度より見透しを定めてよし。

車軸に全て制動装置を有する車輛の運転區間にありては、 $L, L'$  は交通省の承認を経たる上之を減ずることを得。

(d) Czechoslovakia:— 先づ道路上、手前の軌道中心より最小 4m 距離に於て列車を認め得ることを要す St. Andrew's cross sign は此の地點に之を設く。

次に道路上此の地點に於て、接近する列車を認知することを要する距離を定むるには次の條件に依る。即ち自動車運転者は平面交叉横斷地點にて、列車前部が之に達せぬ内に所謂交叉點危險帶 (dangerous zone) を通過し得ると云ふ時間以内に列車前部を認め得ることを要す。當危險帶は軌道中心線の左右夫々 2.50m に亙る。此の條件に基き、列車最大速度及自動車の最大長を考慮に入れて列車認知距離を決定するのである。

Czechoslovakia に於ける種々の列車許容速度に對し夫々列車認知距離を表示せば次の如し。但し之は單線に對するものなり。

表-13.

列車の許容最大速度	列車認知距離	
	支線	幹線
40 km (25) mi/hr. 及其以下	200 m	250 m
50 ,, (31) ,,	250 ,,	300 ,,
10 ,, (37.3) ,,	—	350 ,,

2 つ又はそれ以上の軌道を有する平面交叉に在りては、上表の距離は一軌道に付 50m の割合にて之を増すものとす。



上表は速度の中間の値に對する列車認知距離は、次のより大なる速度に對するものをとるものとす。

3. 平面交叉の見透しに關する法規(案): (S-2 参照) 適度の速度にて疾走する自動車にあつて、( $ak=8$  m) の距離で區間 ( $kd=L=5V^m$ ) に於ける列車を自動車運転者が認め得る時は見透し状態良好なりとす。

自動車専用道路に對しては、高速にて疾走する自動車にあつて、( $bk=20$  m) の距離で區間 ( $ke=L=3V^m$ ) に於ける列車を自動車運転者が認め得ることを要す。

茲に  $V$  は該地點該方向に對して列車の達し得る最大速度 (km/hr) を云ひ、一般には該線路に於ける許容最大速度なり。

2 又はそれ以上の軌道を有する平面交叉にありては、上の認知距離は次の如く之を増すものとす。

$$\begin{cases} kd=L=(5+0.25d)V \\ ke=L=(3+0.075d)V \end{cases}$$

茲に  $d$  は外側の軌道中心間隔なりとす。(?)

亦  $a, d$  は路面上 1.30 m,  $d, e$  は軌條面上 1.50 m の高さにあるものとす。 (入江一郎)

## 橋梁及構造物

### (189) 鋼鉄道橋の曲線主桁の計算

(Hailer, "Beitrag zur Berechnung bogenförmig gekrümmter Hauptträger stählerner Eisenbahnbrücken." Die Bautechnik Heft 30, 15, Juli, 1938. S. 114~118.)

今日に於ては材料の節約及外觀を良好ならしむるため、曲線軌道が敷設されてゐる鋼鉄道橋の主桁は屢々凹弧狀に曲げて造られる。斯くの如き橋梁の主桁は垂直荷重に依る彎曲及桁の凹弧狀なることに依る捩りを受けるものにして內的不淨定構造である。曲線桁の問題は今日までにも二三の論文が發表されてをり、或るものはこれを同心円狀に彎曲せる桁とし、或るものはこれを空間的に彎曲せる一般の鋼構造物として取扱つてゐるが、何れも曲線はある法則に従ふものである。本文は上述の問題に於て、曲線に基づくカント及遠心力の影響に就てきはめて簡単な解答を與へ、更に凹形又は任意の曲線狀をなせる鋼桁に對する簡單式を誘導せんとするものである。圖-61 は 2 つの鋼桁及一軌道をもつた曲線鋼桁橋にして、内外主桁は其の長さを異にし、横桁は放射狀に配置され、主桁と剛結されてゐる。而して軌道半径は大なるを以て弧長及弦長は殆ど其の長さが変わらない。

主桁が曲線なるため鋼桁の断面に捩りのモーメント

が作用し、即ち捩りに依る張力及突縁の彎曲が生ずる。本文は I 型鋼及溶接鋼桁(突縁鋼及腹鋼の溶接せるもの)よりなる曲線主桁に就て考察するものであるが、斯くの如き主桁構造に作用する捩りに依る張力は其の影響少く無視し得るものであるが、突縁の曲げモーメントに依る彎曲張力は非常に大なる影響を持ち、且つ垂直面の曲げモーメントに代數的に加はるものである。依つてこの突縁の曲げモーメントのみに就て考究することにする。而してこの値は滿載荷重の場合にその最大値がある。尙茲に一言注意することは横桁の取付けである、即ちこれが横桁の重心軸の高さにある場合には主桁の捩りには殆ど影響を持たないが、この軸から相當距離に配置される場合には捩りの作用を起すものである。しかしこの捩りは主桁の安全側に起るものであるから、以下取扱ふ場合に於ては計算を簡單ならしめる意味より、この影響は無視することにする。

1. 結論: 本文中に用ひる記號を下の如く規約する。

$l, l_a$ : 内外主桁の徑間長

$l$ : 橋梁中心に於ける徑間長

$b_0$ : 主桁間隔

$a$ : 横桁相互の間隔

$b$ : 縱鋼相互の間隔

$r$ : 軌道曲線半径

$y_i, y_a$ : 曲線主桁軸と、それに對應する弦との間隔

$Z_i, Z_a$ : 内外主桁の突縁鋼に水平彎曲を生ずる力

$h_i, h_a$ : 主桁の突縁の重心間隔

$Z_i h_i, Z_a h_a$ : 内外主桁に作用する捩りのモーメント

$\beta_i, \beta_a$ : 上記のモーメントに歸因する迴轉角(圖-61 b)

$A_p$ : 枕木に依り横桁に傳達される上部構造荷重

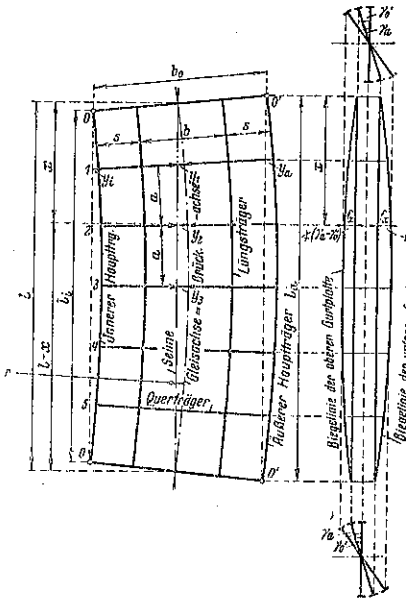
$\gamma_i, \gamma_a$ : 横桁支承點に生ずる迴轉角(圖-61 c)

$M_A = A_i y_i, M_B = B_a y_a$ : 横桁の支點反力  $A_i, B_a$  及腕  $y_i, y_a$  に依る横桁の曲げモーメント

$\delta_i, \delta_a$ : 横桁端に生ずる迴轉角(圖-61 d)

未知量  $Z_i$  及  $Z_a$  は横梁が滿載荷重の時、即ち中間の横桁は  $2 \times A_p$ 、端部の横桁は  $2 \times A_p/3$  なる荷重を受ける場合に、その最大値を取る。全横桁が同一の  $A_p$  を負荷される場合には、内外主桁は横桁の撓度の結果、等しく  $\gamma$  だけ内方に(この場合捩りのモーメント  $M_A$  及  $M_B$  は外方に働く)迴轉するが、この場合突縁鋼には水平の彎曲に基づく張力は生じない。これに對し中間の横桁が  $A_p$ 、端部の横桁が  $A_p$  の一部を負荷される場合には(茲に端部の横桁の迴轉角を  $\gamma_0$  とする)中間の横桁部分に於ける主桁腹鋼の迴轉角は  $(\gamma - \gamma_0)$  となる。

図-61.



横桁のこの異なる廻転は主桁突縁の水平彎曲張力に據るもので、この現象は横桁荷重が對稱ならざる場合には、直線縦桁橋の突縁板にも現はれるものである。

2つの主桁及支承點より  $x$  なる距離 (図-61) にある1つの横桁から成る橋梁の或る断面に就て次の如き關係が成立する。

$$\left. \begin{aligned} Z_i \text{ に対し } \beta_i &= \tau_i = (\gamma_i - \gamma_0) + \delta_i \\ Z_a \text{ に対し } \beta_a &= \tau_a = (\gamma_a - \gamma_0') - \delta_a \end{aligned} \right\} \dots (1)$$

茲に  $\gamma_0$  及  $\gamma_0'$  は端部横桁の廻転角を示す。

端部横桁が中間横桁と同一断面を有する場合には、横桁相互の間隔は  $a$ 、荷重は  $Ap/2$  なるを以て、端部横桁の廻転角は

$$\gamma_0 = \frac{1}{2} \gamma_i \text{ 及 } \gamma_0' = \frac{1}{2} \gamma_a$$

従つて (1) 式は

$$\left. \begin{aligned} \beta_i &= \tau_i = \frac{1}{2} \gamma_i + \delta_i \\ \beta_a &= \tau_a = \frac{1}{2} \gamma_a - \delta_a \end{aligned} \right\} \dots (2)$$

茲に兩主桁は荷重に依り相等しい撓度を生ずるものと假定してゐる。

2. 各未知量の決定: (a) 廻転角  $\beta_i$  及  $\beta_a$ ; 兩主桁は同一方法を有するを以て、

$$h_i = h_a = h \text{ 且 } \beta_i = \beta_a = \beta$$

図-62 より廻転角  $\beta$  は

図-62.

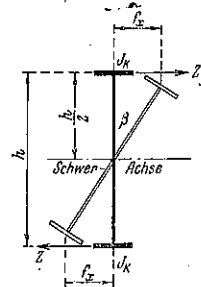
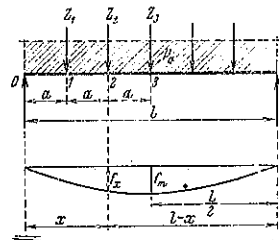


図-63.



$$f_x = \frac{h}{2} \cdot \beta \text{ 此れより } \beta = \frac{2f_x}{h}$$

茲に  $f_x$  は支承點より  $x$  なる距離にある主桁の上部又は下部突縁板の傾斜量を示す。一つの突縁板は水平に  $nZ$  なる荷重を受ける一つの桁であつて、この桁は滿載荷重の場合に最大水平応力を受けるものである。而してこの荷重に對する桁の中央の撓度は熟知の公式より (図-63)

$$f_m = \frac{1}{EJ_k} \frac{5}{384} Pq l^3$$

II.  $Pq = \sum Z = nZ$

$$f_m = \frac{1}{EJ_k} \frac{5}{384} nZ l^3$$

茲に  $l$ : 橋梁中心軸に於ける徑間長

$n$ : 横桁の數 (但し端部横桁は含まず)

$E$ : 彈性率

$J_k$ : 突縁の慣性モーメント

而して荷重  $Z$  に依る撓度は次式 (図-63) を以て拋物線として與へられる。

$$f_x = \frac{4f_m}{l^2} x(l-x)$$

上式に  $f_m$  の値を代入すると

$$f_x = \frac{Z}{EJ_k} \cdot \frac{20}{384} n l x(l-x)$$

II.  $\beta = \frac{2f_x}{h} = \frac{Z}{EJ_k} \frac{n l x(l-x)}{10 h}$

この値を用ひると、満載荷重の場合に於ける方程式

$$(2) \text{ は } \frac{Z_i}{EJ_k} \frac{nlx(l-x)}{10h} = \frac{n}{2} (\gamma_i + 2\delta_i)$$

$$\frac{Z_a}{EJ_k} \frac{nlx(l-x)}{10h} = \frac{n}{2} (\gamma_a - 2\delta_a)$$

故に

$$\left. \begin{aligned} Z_i &= \frac{5h}{\frac{1}{EJ_k} lx(l-x)} (\gamma_i + 2\delta_i) \\ Z_a &= \frac{5h}{\frac{1}{EJ_k} lx(l-x)} (\gamma_a - 2\delta_a) \end{aligned} \right\} \dots\dots(3)$$

(b)  $\gamma_i$  及  $\gamma_a$  の値； 図-64 にて

$A_p$ ： 横桁にかゝる縦桁上重量

$\varphi$ ： 衝撃係数

$a_i, b_a$ ： 荷重係数 (Belastungsbeiwert) 即ち曲線軌道及單位荷重 1t に依る遠心力の影響

$b_0$ ： 主桁間隔

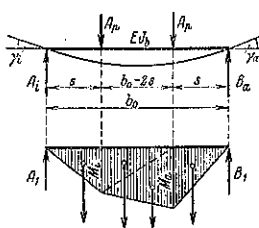
$s$ ： 縦桁と主桁との間隔

依つて内外主桁に及ぼす横桁の反力は

$$A_i = \varphi 2A_p a_i \quad B_a = \varphi 2A_p b_a$$

且つ主桁から  $s$  なる距離に於ける横桁の曲げモーメントは

図-64.



$$M_i = A_i s = \varphi 2A_p a_i s$$

$$M_a = B_a s = \varphi 2A_p b_a s$$

又廻転角は次式より求められる。

$$\gamma_i = \frac{A_i}{EJ_b}, \quad \gamma_a = \frac{B_a}{EJ_b}$$

茲に  $A_i$  及  $B_a$  は曲げモーメント図より求めたる支點反力にして、図-64 より

$$A_i = \frac{b_0 - s}{6} (2M_i + M_a)$$

$$B_a = \frac{b_0 - s}{6} (M_i + 2M_a)$$

従つて  $M_i$  及  $M_a$  の値を代入するときは

$$\left. \begin{aligned} \gamma_i &= \varphi A_p \frac{s(b_0 - s)}{3EJ_b} (2a_i + b_a) \\ \gamma_a &= \varphi A_p \frac{s(b_0 - s)}{3EJ_b} (a_i + 2b_a) \end{aligned} \right\} \dots\dots(4)$$

(c)  $\delta_i$  及  $\delta_a$  の値； 図-65 より

$$M_a = A_i y_i = \varphi 2A_p a_i y_i$$

$$M_b = B_a y_a = \varphi 2A_p b_a y_a$$

茲に  $y_i$  及  $y_a$  はその大ききに於て大差なきを以て次の如く見做すことが出来る。

$$y_i = y_a = y$$

又

$$\delta_i = \frac{A_i}{EJ_b}, \quad \delta_a = \frac{B_a}{EJ_b}$$

茲に  $A_i$  及  $B_a$  は  $M_i$  及  $M_b$  なるモーメント図より求めたる支點反力にして、図-65 より

$$A_i = \frac{1}{6b_0} [M_i(3b_0x - x^2) - M_b(b_0 - x)^2]$$

$$B_a = \frac{1}{6b_0} [M_b(b_0 - x)(2b_0 + x) - M_i x^2]$$

$$x = \frac{M_i}{M_i + M_b}, \quad b_0 = \frac{a_i}{a_i + a_a}$$

故にこれ等の値より

$$\left. \begin{aligned} \delta_i &= \varphi A_p \frac{b_0}{3EJ_b(a_i + b_a)^2} a_i^2 \left[ 2 + 3 \frac{b_a}{a_i} \frac{b_a^3}{a_i^3} \right] y_x \\ \delta_a &= \varphi A_p \frac{b_0}{3EJ_b(a_i + b_a)^2} b_a^3 \left[ 2 + 3 \frac{a_i}{b_a} \frac{a_i^3}{b_a^3} \right] y_x \end{aligned} \right\} \dots\dots(5)$$

(d)  $Z_i$  及  $Z_a$  の値； 前述の  $\gamma$  及  $\delta$  の値を用ひて

(3) 式より

内側主桁に對する  $Z_i$

$$\left. \begin{aligned} Z_i &= \varphi A_p \frac{5h}{\frac{1}{EJ_k} 3lx(l-x)} \left[ s(b_0 - s)(2a_i + b_a) \right. \\ &\quad \left. + \frac{2l_0}{(a_i + b_a)^2} a_i^3 \left( 2 + 3 \frac{b_a}{a_i} \frac{b_a^3}{a_i^3} \right) y_x \right] \end{aligned} \right\}$$

外側主桁に對する  $Z_a$

$$\left. \begin{aligned} Z_a &= \varphi A_p \frac{5h}{\frac{1}{EJ_k} 3lx(l-x)} \left[ s(b_0 - s)(a_i + 2b_a) \right. \\ &\quad \left. - \frac{2b_0}{(a_i + b_a)^2} b_a^3 \left( 2 + 3 \frac{a_i}{b_a} \frac{a_i^3}{b_a^3} \right) y_x \right] \end{aligned} \right\} \dots\dots(6)$$

3. 遠心力： 図-66 より

$$i = m \frac{\ddot{u}}{1.5} \quad l = n_m \text{tg} \alpha - i$$

茲にこれ等の單位はメートルとす。

$\ddot{u}$ ： カント

$m$ ： 軌條面上の車軸重心高

$n_m$ ： 車軸重心と主桁下部突縁との間隔、茲に對風櫛の高きは含まず。

$$\tan \alpha = \frac{H_f}{P} = \frac{v^2}{127r}$$

荷重係数  $a_i$  及  $b_i$  は内側主桁に対しては遠心力がその最大値の 1/2 なる場合、外側主桁に対しては遠心力がその最大値の場合に就て求める。

4. 遠心力が最大値の 1/2 なる場合： 図-66 を参照して荷重  $p=1t$  なる場合の荷重係数は

$$a_i b_0 - 1 \left( \frac{b_0}{2} + i - \frac{e+i}{2} \right) = 0$$

$$a_i = \frac{1}{b_0} \left( \frac{b_0}{2} - \frac{l-i}{2} \right)$$

$$b_a b_0 - 1 \left( \frac{b_0}{2} - i + \frac{e+i}{2} \right) = 0$$

$$b_a = \frac{1}{b_0} \left( \frac{b_0}{2} + \frac{e-i}{2} \right)$$

$$\therefore 2a_i + b_a = \frac{1}{2b_0} [3b_0 - (e-i)]$$

$$a_i + 2b_a = \frac{1}{2b_0} [3b_0 + (e-i)]$$

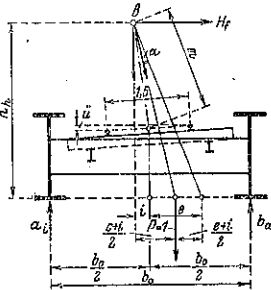
$$(a_i + b_a)^2 = 1$$

$$a_i^2 \left( 2 + 3 \frac{b_0}{a_i} - \frac{b_0^2}{a_i^2} \right) = \frac{1}{2b_0} [b_0 - 3(e-i)]$$

$$b_a^2 \left( 2 + 3 \frac{a_i}{b_a} - \frac{a_i^2}{b_a^2} \right) = \frac{1}{2b_0} [b_0 + 3(e-i)]$$

この結果を (6) 式に代入すると

図-66.



(a) 内側主桁

$$Z_i = \varphi A_p \frac{5h}{\frac{J_b}{J_k} \cdot 6b_0 l}$$

$$\times \left\{ \frac{s(b_0 - s)[3b_0 - (e-i)] + 2b_0(b_0 - 3(e-i))\eta x}{x(l-x)} \right\}$$

(b) 外側主桁

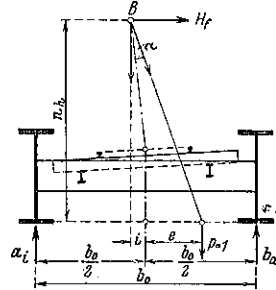
$$Z_a = \varphi A_p \frac{5h}{\frac{J_b}{J_k} \cdot 6b_0 l}$$

$$\times \left\{ \frac{s(b_0 - s)[3b_0 + (e-i)] - 2b_0(b_0 + 3(e-i))\eta x}{x(l-x)} \right\}$$

(7)

5. 遠心力が最大なる場合： この場合、荷重係数は 図-67 より

図-67.



$$a_i b_0 - 1 \left( \frac{b_0}{2} - c \right) = 0$$

$$a_i = \frac{1}{b_0} \left( \frac{b_0}{2} - e \right)$$

$$b_a b_0 - 1 \left( \frac{b_0}{2} + c \right) = 0$$

$$b_a = \frac{1}{b_0} \left( \frac{b_0}{2} + e \right)$$

4 の場合と同様に (6) 式を用ひて次式を得る。

(a) 内側主桁

$$Z_i = \varphi A_p \frac{5h}{\frac{J_b}{J_k} \cdot 6b_0 l}$$

$$\left[ \frac{s(b_0 - s)(3b_0 - 2e) + 2b_0(b_0 - 6e)\eta x}{x(l-x)} \right]$$

(b) 外側主桁

$$Z_a = \varphi A_p \frac{5h}{\frac{J_b}{J_k} \cdot 6b_0 l}$$

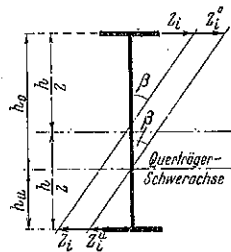
$$\left[ \frac{s(b_0 - s)(3b_0 + 2e) - 2b_0(b_0 + 6e)\eta x}{x(l-x)} \right]$$

(8)

茲に  $\varphi=1$ ,  $e-i=0$ . 且  $c=0$  と置くと (7) 及 (8) 式は静止荷重に対する  $Z_i$  及  $Z_a$  を與へる。

6. 横桁重心軸が主桁高の中央に在らざる場合： 前

図-68.



述の諸公式は横桁重心軸が主桁の高さの中央 ( $h/2$ ) に在る場合に就て誘導されたものであるが、主桁の高さの半ばよりも上又は下にある場合には、図-68より  $Z$  の値は下の如く求められる。

(a) 内側主桁

$$Z_i^o = \frac{2h_o}{h} Z_i, \quad Z_i^n = \frac{2h_u}{h} Z_i$$

(b) 外側主桁

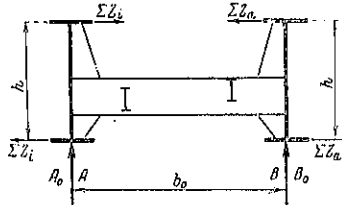
$$Z_a^o = \frac{2h_o}{h} Z_a, \quad Z_a^n = \frac{2h_u}{h} Z_a$$

.....(8)

依つて横桁は更に餘分の  $Z$  なる力に依る曲げモーメントを受けることになる。

7. 横桁支點の反力:  $A_o$  及  $B_o$  を死荷重及活荷重に依る反力とし  $\Sigma Z_i$  及  $\Sigma Z_a$  を前述せる力の和とすると、図-69 より

図-69.



$$A = A_o + \frac{h}{2b_o} [\Sigma Z_a - \Sigma Z_i]$$

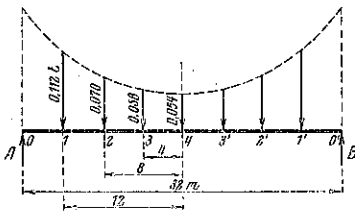
$$B = B_o - \frac{h}{2b_o} [\Sigma Z_a - \Sigma Z_i]$$

.....(10)

8. 例題: 次の如き寸法の橋梁 (図-61 及 図-70) に就て計算例を示す。

$l = 32\text{m}, \quad b_o = 5\text{m}, \quad a = 4\text{m}, \quad s = 1.6\text{m}$   
 $y_1 = 0.187\text{m}, \quad y_2 = 0.320\text{m}, \quad y_3 = 0.400\text{m}, \quad y_4 = 0.427\text{m}$   
 (茲に  $y$  は軌道中心軸と弦との間の間隔である)  
 $v = 85\text{km/h}, \quad r = 400\text{m}, \quad m = 2\text{m}, \quad \ddot{u} = 0.106\text{m}$

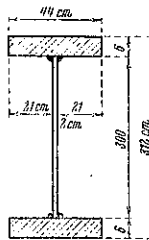
図-70.



$$i = m \frac{\ddot{u}}{1.5} = 2 \cdot \frac{0.106}{1.5} = 0.14\text{m}$$

$$t_{\alpha} = \frac{v^2}{127r} = \frac{85^2}{127 \times 400} = 0.1422$$

図-71.



又  $n_h = 4.30\text{m}$  なるを以て

$$e = n_h t_g \alpha - i = 4.3 \times 0.1422 - 0.14 = 0.47\text{m}$$

内側主桁に於ける  $Z$  の最大値は遠心力がその最大値の  $1/2$  の場合なるを以て、(7) 式より

$x_1 = 4\text{m}$  に對し  $l-x = 28\text{m}, \quad y_1 = 0.187\text{m}$   
 $q = 1.42, \quad A_p = 27\text{t}, \quad J_b/J_k = 4.25$

$$Z_i = 1.42 \times 27 \times \frac{5 \times 306}{4.25 \times 6 \times 5 \times 32} \times 5(5-1.6)[3 \times 5 - (0.47 - 0.14)] + \frac{2 \times 5[5 - 3(0.47 - 0.14)]0.187}{4 \times 28}$$

$$Z_i^{(1)} = 0.112\text{t}$$

同様にして

$x_2 = 8\text{m}$  に對し  $l-x = 24\text{m}, \quad y_2 = 0.32\text{m}$

$$Z_i^{(2)} = 0.070\text{t}$$

$x_3 = 12\text{m}$  に對し  $l-x = 20\text{m}, \quad y_3 = 0.40\text{m}$

$$Z_i^{(3)} = 0.058\text{t}$$

$x_4 = 16\text{m}$  に對し  $l-x = 16\text{m}, \quad y_4 = 0.427\text{m}$

$$Z_i^{(4)} = 0.054\text{t}$$

依つて  $Z$  なる力に依る 径間中央 (図-70 分格點 4) の突縁鉄の曲げモーメント  $M_4$  は次の如く見出し得る。

反力,  $A = B = 0.112 + 0.07 + 0.058 + \frac{0.54}{2} = 0.266\text{t}$

$$M_4 = 0.266 \times 16 - 0.112 \times 12 - 0.070 \times 8 - 0.058 \times 4 = 4.256 - 2.136 = 2.120\text{tm}$$

主桁断面は図-71 に示す如く、突縁の断面係数は

$$W_{ky} = \frac{6 \times 4^2}{6} = 1936\text{cm}^2$$

$$\therefore \sigma_k = \frac{212000}{1936} = 110\text{kg/cm}^2$$

今許容応力を  $1400\text{kg/cm}^2$  とすれば振れによる割合は

$$= \frac{110 \times 100}{1400} = 8\%$$

以上は横桁重心軸が主桁の高さの中央にある場合であるが、又図-72 の如き構造の場合には (9) 式より

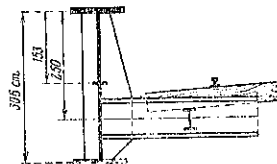
$$\sigma_{10} = \frac{2h_o}{h} \cdot \sigma_k = \frac{2 \times 2.50}{3.66} \cdot 110 = 180\text{kg/cm}^2$$

一方垂直荷重 (自重及活荷重) に依る主桁の応力は

$$\sigma = 1173\text{kg/cm}^2$$

従つて合成応力は

図-72.



$$\sigma_{max} = 1\,173 + 180 = 1\,353 \text{ kg/cm}^2$$

依つてこの場合に於ける振りの影響は

$$= \frac{180 \times 100}{1\,400} = 13\%$$

特別なる場合： 枕木が直接主桁上にある図-73 の如き構造の場合には (2) 式は

$$\beta_l = +\delta_l \text{ 及 } \beta_a = -\delta_l$$

となり、強固な端部横桁を使用してゐる場合には次の公式を得る。

(a) 遠心力が最大値の 1/2 なる場合

$$\left. \begin{aligned} Z_l &= \varphi \cdot A_p \cdot \frac{5h[b_0 - 3(c-i)]\eta_m}{J_b/J_K \cdot 3l \cdot x(l-x)} \\ Z_a &= -\varphi \cdot A_p \cdot \frac{5h[b_0 + 3(c-i)]\eta_m}{J_b/J_K \cdot 3l \cdot x(l-x)} \end{aligned} \right\} \dots (11)$$

(b) 遠心力が最大値なる場合

$$\left. \begin{aligned} Z_l &= \varphi \cdot A_p \cdot \frac{5h[b_0 - 6e]\eta_m}{J_b/J_K \cdot 3l \cdot x(i-x)} \\ Z_a &= -\varphi \cdot A_p \cdot \frac{5h[b_0 + 6e]\eta_m}{J_b/J_K \cdot 3l \cdot x(l-x)} \end{aligned} \right\} \dots (12)$$

茲に  $A_p = p \cdot a$

即ち列車荷重  $p/m$  横桁間隔  $a$  に依るものである。

この公式は又自重に依る  $Z$  の値を見出すにも用ひられ、この場合

$$c-i=0, \quad e=0$$

$$\text{且つ } \varphi \cdot A_p = G = ga$$

である。

茲に  $g$  は自重強度にして横桁に集中して負荷される。

結論： 前述の公式及計算例より我々は次の結論を得る。

(a) 曲線主桁を有する餘り大ならざる径間長の鉄道

橋にあつては曲線の振れに及ぼす影響に關しては列車荷重を受けた横桁に依る方 ( $\gamma$  なる値) が横桁支點の反力  $A_l, B_l$  及腕  $\eta$  及  $g_a$  ( $\delta$  なる値) に依るものよりも大である。

(b) 直線主桁 (軌道は直線又は曲線) も又、横桁にかかる荷重の異なることに依つて振りのモーメントを受ける。

(c) 上述の公式は又、振りを受ける銜接主桁の計算に

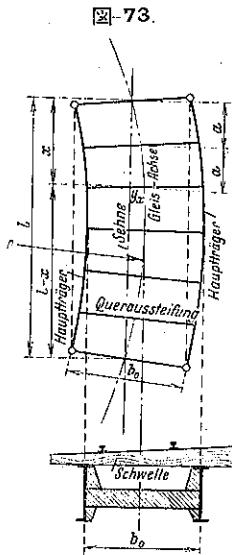


図-73.

も応用し得る。

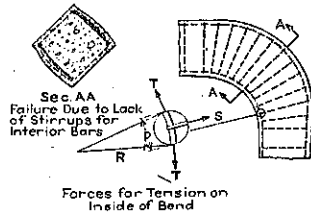
(d) 例題に依ると、主桁の高さの中央に横桁軸のある場合には振りに依る応力の割合は合成応力の約 8% である。 (櫻井豊三)

(190) ラーメン隅角部の計算

(B. J. Lambert and C. J. Iosey, "Handling Corners in Rigid Frames." E. N. R. Aug. 4, 1938, p p. 147~149.

コンクリート構造： (i) 曲線隅角部一構造上隅角内縁には正或は負の応力が起り得るが張力を生ずる場合には主鉄筋は張力側では引張られ、圧力側では押出される傾向を持つから筋鉄筋を使用して応力を分布せしめる。張力に依る筋鉄筋の全応力は次式に依り計算される。

図-74. 正負モーメントに對して配筋した曲線隅角部



$$s = \frac{\rho}{R} \cdot T$$

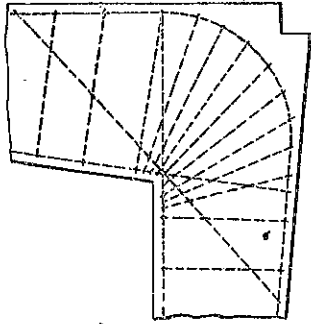
$s$ ：筋鉄筋の全応力,  $T$ ：主鉄筋の全張力,  $R$ ：主鉄筋の曲率半径,  $\rho$ ：筋鉄筋の曲線に沿ふピッチ。

内縁に数本の全鉄筋がある場合は各々筋鉄筋を用ひ、図-74 の如き破壊の起らぬ様になければならぬ。同様に筋鉄筋は圧力側に於て押出され様とする主鉄筋の応力の方向を変化させるために役立つ。又主鉄筋は圧力により挫折する傾向があるから、之に抵抗し得る。此の際の筋鉄筋の間隔決定にはコンクリートの抵抗は垂視し、螺旋鉄筋柱の場合の如くする。只偏心性の大なる點が問題となる。

内縁が圧力の場合には筋鉄筋を必要としないが外縁の主鉄筋は内縁のコンクリートの破壊を防ぎ又主鉄筋面の剝離を防ぐために半径は充分大きくする。

(ii) 直線隅角部： 内縁に張力を生ずる場合は内側主鉄筋を延ばしてコンクリート主体内に充分挿入し、又図-75に示す様に斜筋を用ひる。外側圧力側主鉄筋は曲線にし、曲線ラーメンと同様に筋鉄筋を入れる。内縁に圧力を受ける場合は曲線隅角部と同様である。

図-75. 正負モーメントを受ける直線隅角部



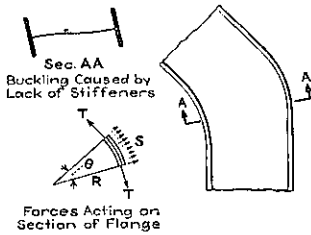
鋼ラーメン構造：(i) 曲線隅角部一隅角部が I 形鋼の場合鉄筋コンクリートの肋鉄筋の如く補剛材を必要とする。内突縁が張力の場合腹板は突縁に平行方面に張力を生ずる。曲率半径の小さい場合は張力は非常に大きくなる。図-76 に依つて腹板の引張程度  $s$  は近似的に次式で示される。

$$s = \frac{2T \sin \theta/2}{R \cdot \theta \cdot t} = \frac{T}{R \cdot t}$$

$T$ : 全突縁応力,  $t$ : 腹板の厚

若し此張力が許容強度を超過した場合は補剛材を用ひ、或は腹板を厚くしなければならぬ。

図-76. 腹板補強をしない I 形鋼曲線隅角部



外縁に強力を生ずる場合は腹板は横圧力を受け其の量は上式に依つて計算される。反張応力を生じない限り張力をとるために端部で溶接する必要はないが許容圧応力は許容張応力より小さいから補剛材はより以上に必要になる。

腹板は図-76 の断面 A-A の如く捩折する傾向がある。柱公式を用ひる時は腹板の全高を取る、A. I. S. C. の柱公式を利用すれば許容応力は

$$f = \frac{18000}{1 + \frac{1}{18000} \frac{d^2}{t^2}} = \frac{18000}{1 + \frac{1}{15000} \frac{d^2}{t^2}} < 15000 \text{ kg/cm}^2$$

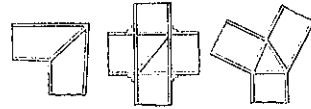
$d$ : 腹板の高,  $t$ : 腹板の厚,

曲線隅角の場合は突縁の正しい計算は明瞭になつて

ゐないが、曲部の各側に於ける端応力の計算には一般の梁公式を用ひ直圧力に依る応力に對して補正すれば良いと信ずる。突縁応力はかくして考へた 2 値の大なるものに等しいと考へて良い。

(ii) 直線隅角部一隅角部の場合腹板を厚くし、或は補剛材を多くして低下させた腹板応力も隅角を直線にし其の際突縁の方向変化に依つて起る全推力を單一補剛材でとることに依つて避けられる。図-77 の中央補剛材は隅角に相當のモーメントが起る時に使用する。

図-77. 腹板補強された I 形鋼直線隅角部

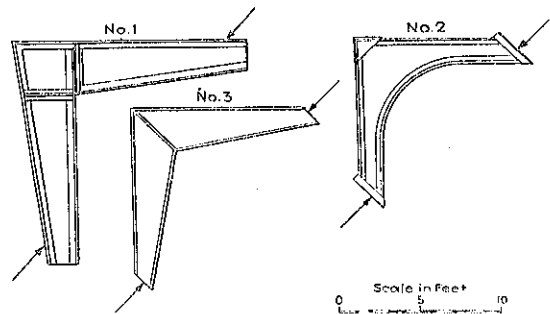


鋼構造の試験一供試体は A. I. S. C. と共同で N. B. S. で造られ結論は次の如くである。

表-14. 鋼ラーメン隅角部の試験結果

供試体 番 号	重 量 lb.	設計荷重 lb.	最大荷重 lb.	最大荷重 設計荷重 (安全率)	強度重量比
1	3 610	67 900	168 000	2.48	0.62
2	2 800	56 800	72 000	1.27	0.34
3	2 030	73 800	183 600	2.08	1.00

図-78. N. B. S. の試験用鋼ラーメン隅角部



No. 1 及 No. 3 は図-78 内側隅角部に近い突縁山形の捩折に依つて又 No. 2 は腹板の捩折に依つて破壊した。No. 3 の好結果を得たのは溶接構造の効果と言ふよりは圧力突縁の補強に依るものと考へられる。

(谷藤正三)

(191) 連続梁の最大撓を求める図表

(Dipl. Ing. E. Reichdorf "Kurvtafel zur Bestimmung der grössten Durchbiegungen für Durchlaufende Träger unter Einzellasten" Der Bauing. 8 Juli 1928, S. 406~407.

Bauingenieur 15 (1934) S. 246 に發表された論文の

補足として径間の中央に集中荷重を受ける連続梁の1部、或は固定梁(鋼)の最大撓を求める図表を示す。図-79 に於ける支點の曲げモーメント  $M_1$  及  $M_2$  は計算に依つて求めるか或は表から之を求める。

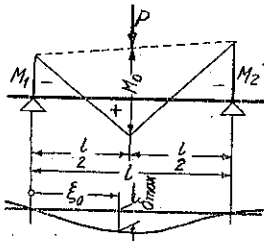
$$M_0 = \frac{Pl}{4}, K_1 = \frac{M_1}{M_0}, K_2 = \frac{M_2}{M_0} \text{ (茲に } M_1 \text{ 及 } M_2 \text{ は絶対値)}$$

とすれば、弾性曲線の方程式は

$$EJ\delta = \frac{Pl^3}{4} \left( \frac{\xi}{4} - \frac{\xi^3}{3} \right) - \frac{l^2}{6} (M_1 \omega' \eta + M_2 \nu \eta)$$

となる。

図-79.



この式に  $\omega' \eta = 2\xi^2 - 3\xi^3 + \xi^4$ ,  $\nu \eta = \xi - \xi^3$  と置いて、

$$EJ\delta = \frac{Pl^3}{8} \left( \frac{K_1 - K_2 - 2}{3} \xi^3 + K_1 \xi^2 + \frac{3 - 4K_1 - 2K_2}{6} \xi \right) \dots (1)$$

を得。

最大撓を求めるには  $d\delta/d\xi = 0$  を解き  $\xi = \xi_0$  と置けばよい。即ち  $\xi_0$  を (1) 式に代入して

$$\delta_{max} = \frac{\xi_0}{24E} \left[ K_1 \xi_0 + \frac{1}{3} (3 - 4K_1 - 2K_2) \right] \frac{Pl^3}{J} = \frac{Pl^3}{fJ} = 4f \frac{M_0 l^2}{J} \dots (2)$$

を得。

而して (2) 式の  $f$  の値は図-80 に示す図表から求められる。

更に次の事が言へる。

$$\delta_{zul} \leq l/200 : J_{erf} \geq 8f M_0 l = 2f Pl^2$$

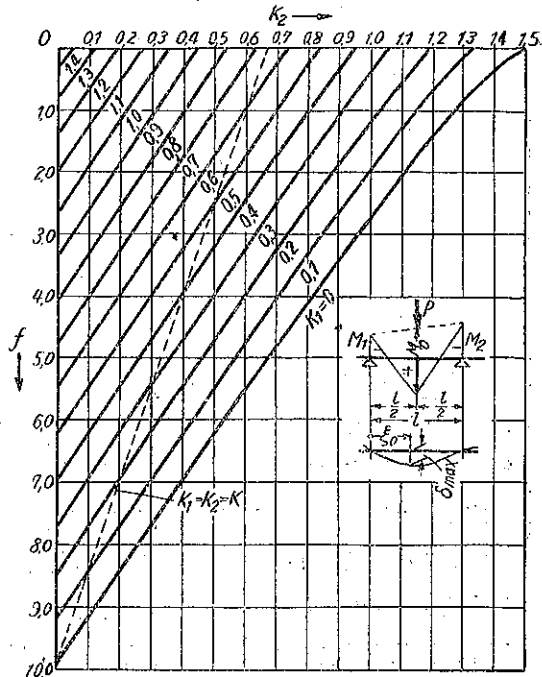
$$\delta_{zul} \leq l/300 : J_{erf} \geq 12f M_0 l = 3f Pl^2$$

$$\delta_{zul} \leq l/500 : J_{erf} \geq 20f M_0 l = 5f Pl^2$$

上式に於て単位は常に  $M_0$  は tm,  $P$  は t,  $l$  は m,  $J$  は  $cm^4$  とする。

鋼の弾性係数が茲に假定した  $E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$  でなく、他の値  $E_1$  である場合には図表から求めた  $f$  に  $E_1/E$  を掛けなければならぬ。

図-80.



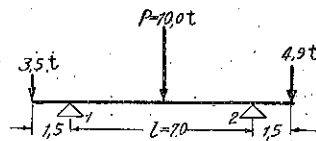
特別の場合として  $M_1 = M_2$  ならば明かに  $\xi = 1/2$  であつて、最大撓は次式で與へられる。

$$\delta_{max} = 4.9603 \frac{Pl^3}{J} (2 - 3K) \dots (2a)$$

此の場合には図表中破線で示した直線を使う。

次に図表の使用法を例に依つて説明する。(図-81 参照)。

図-81.



$$M_0 = Pl/4 = 17.5 \text{ tm}$$

$$M_1 = 3.5 \times 1.5 = 5.25 \text{ tm}$$

$$M_2 = 4.9 \times 1.5 = 7.35 \text{ tm}$$

$$K_1 = 5.25/17.5 = 0.30$$

$$K_2 = 7.35/17.5 = 0.42$$

$$f = 4.55$$

$$\delta_{zul} \leq l/300 \text{ なる爲には } J_{erf} \geq 12 \times 4.55 \times 17.5 \times 70 \approx 6700 \text{ cm}^4$$

(古河順治)