

抄 録

第 28 卷 第 6 號 昭 和 17 年 8 月

応 用 力 学

(109) 對稱に載荷された半無限弾性体上の円形版の問題 865

土 質 工 学

(110) 主働及受働土圧力の図式解法に對する一方法 867

水 理

(111) L-型吸出管内の流れ 871

コンクリート及鉄筋コンクリート

(112) 振動法によるコンクリート圧密に就て 874

(113) コンクリートの振動 875

(114) 鉄筋コンクリート桁の比較研究 876

施 工

(115) 鋼矢板の再用による締切費の節約 879

橋梁及構造物

(116) 獨逸 Bernau 路線に於ける一跨道橋 881

(117) 古い塔の沈下と補強 883

河 川

(118) Pregel 上流の運河計畫 885

道 路

(119) 乙字型道路改良の一例 888

都 市 計 畫

(120) ニューヨークに於ける立体交叉構造物 (其-2) 889

鉄 道

(121) 軌道の砂利添加問題 891

(122) 熔接軌條の狂ひに對する安全性 894

雜

(123) 氣象局のデータによる蒸發損失の決定 897

応 用 力 学

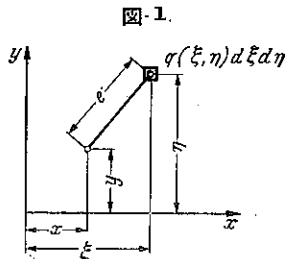
(109) 對稱に載荷された半無限弾性体上の
円形版の問題

(Alfred Habel "Die auf dem Elastisch-isotropen Halbraum aufruhende Zentral-symmetrisch belastete Elastische Kreisplatte" Bauing, April 16. 1937. S. 188~193.)

この解法は版及版の基礎を共に弾性体として取扱ひ基礎方程式より計算を容易に行ひ得る略近式を誘導し、

この略近式に於て版の垂直変位と基礎弾性体の垂直変位が各點毎に等しいことを條件として、版の下の反力の分布を求めた(譯者註: この嚴密な解法は松村孫治氏に依つて發表されてある)。

今円形版の変形を表はす微分方程式を、円筒座標を以て書けば



はす微分方程式を、円筒座標を以て書けば

$$\frac{d^4 \xi}{dx^4} + \frac{x}{x} \frac{d^3 \xi}{dx^3} - \frac{1}{x^2} \frac{d^2 \xi}{dx^2} + \frac{1}{x^3} \frac{d \xi}{dx} = p - q, \quad D,$$

$$D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)} \dots \dots \dots \text{式-1.}$$

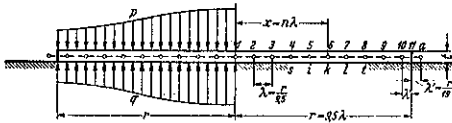
式中の記號は 図-1. に示すが如くで、 ξ は垂直変位、 x は中心からの距離、 p は荷重、 q は反力、 D は版の剛性係數である。

次に 図-2. に於て (ξ, η) 點に於ける荷重に依る (x, y) 點の垂直変位を $\xi_{x,y}$ とすれば、Boussinesq に依り

$$\xi_{x,y} = \frac{1}{C\pi} \frac{q(\xi, \eta) d\xi d\eta}{\sqrt{(x-\xi)^2 + (y-\eta)^2}}$$

$$C = \frac{E_0}{1-\mu_0^2}$$

図-2.



q の範圍を F とすれば、 (x, y) 點の変位 $\xi(x, y)$ は

$$\xi(x, y) = \frac{1}{\pi C} \iint_F \frac{q(\xi, \eta)}{\sqrt{(x-\xi)^2 + (y-\eta)^2}} d\xi d\eta \dots \dots \dots \text{式-2.}$$

式-1, 2. を解いて各點毎の変位を等しいとすれば各點の反力 q を求めることが出来る。

版の方程式の略近式 版を 図-1. の如く、1~11 の格點を設け、これ等の格點の垂直変位を $\xi_1, \xi_2, \xi_3, \dots$ で表せば

表-1.

Pkt. 1	...	$16 \xi_1 - 21.3333 \xi_2 + 5.3333 \xi_3 = \frac{r^4}{8145.06 D} (p_1 - q_1)$
Pkt. 2	...	$-3.5000 \xi_1 + 8.0000 \xi_2 - 6.5000 \xi_3 + 2.0000 \xi_4 = \frac{r^4}{8145.06 D} (p_2 - q_2)$
Pkt. 3	...	$0.5000 \xi_1 - 3.3125 \xi_2 + 6.5000 \xi_3 - 5.1875 \xi_4 + 1.5000 \xi_5 = \frac{r^4}{8145.06 D} (p_3 - q_3)$
Pkt. 4	...	$0.6667 \xi_2 - 3.46297 \xi_3 + 6.2222 \xi_4 - 4.75928 \xi_5 + 1.3333 \xi_6 = \frac{r^4}{8145.06 D} (p_4 - q_4)$
Pkt. 5	...	$0.7500 \xi_3 - 3.57031 \xi_4 + 6.1250 \xi_5 - 4.55469 \xi_6 + 1.2500 \xi_7 = \frac{r^4}{8145.06 D} (p_5 - q_5)$
Pkt. 6	...	$0.8000 \xi_4 - 3.6440 \xi_5 + 6.0800 \xi_6 - 4.4360 \xi_7 + 1.2000 \xi_8 = \frac{r^4}{8145.06 D} (p_6 - q_6)$
Pkt. 7	...	$0.8333 \xi_5 - 3.69678 \xi_6 + 6.05556 \xi_7 - 4.35878 \xi_8 + 1.16666 \xi_9 = \frac{r^4}{8145.06 D} (p_7 - q_7)$
Pkt. 8	...	$0.85714 \xi_6 - 3.73614 \xi_7 + 6.04080 \xi_8 - 4.30466 \xi_9 + 1.14286 \xi_{10} = \frac{r^4}{8145.06 D} (p_8 - q_8)$
Pkt. 9	...	$0.87500 \xi_7 - 3.76661 \xi_8 + 6.03126 \xi_9 - \left[4.26465 + 1.125 \alpha \left(1 - \frac{\mu}{38} \right) \right] + 2.25 \alpha \xi_{11} = \frac{r^4}{8145.06 D} (p_9 - q_9)$

$$\frac{d \xi}{dx} = \frac{\xi_2 - \xi_1}{2\lambda}, \quad \frac{d^2 \xi}{dx^2} = \frac{\xi_3 - 2\xi_2 + \xi_1}{\lambda^2}$$

$$\frac{d^3 \xi}{dx^3} = \frac{\xi_4 - 2\xi_3 + 2\xi_2 - \xi_1}{2\lambda^3}$$

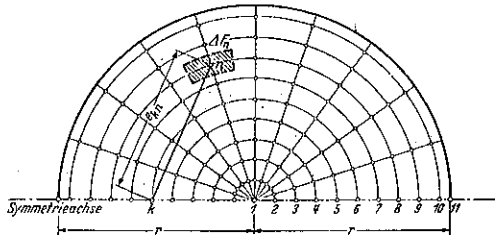
$$\frac{d^4 \xi}{dx^4} = \frac{\xi_5 - 4\xi_4 + 6\xi_3 - 4\xi_2 + \xi_1}{\lambda^4}$$

と替ける。これを 式-1. に代入して、境界条件を考へて演算すれば 表-1. の如き方程式を得る。

こゝで $\alpha = \frac{1}{1 + \frac{\mu}{38}}$ である。これで格點 1~9 に對する方程式は出來た。

弾性体の方程式 (2) 式の積分を、図-3. に示す様に円形版を 181 個の ΔF_n に分けて、之の代數和と考へて

図-3.



差支はない。即ち

$$\pi C \xi_k = x_{k,1} \cdot q_1 + x_{k,2} \cdot q_2 + \dots + x_{k,k} \cdot q_k + \dots + x_{k,10} \cdot q_{10} \dots \text{式-3.}$$

茲に

$$x = \sum \frac{\Delta F_n}{\xi_{k,n}}$$

$\frac{C\pi}{r} \xi_k$ を考へると、 $\frac{x}{r}$ は円形版の大きさに無關係の數であつて、之を計算して 表-2. を得る。これで $q_1 \dots q_{10}$ に對する $\xi_1 \dots \xi_{10}$ は計算出来る。

表-2.

	q_1	q_2	q_3	q_4	q_5	q_6	q_7	q_8	q_9	q_{10}
$\xi_1 \frac{C\pi}{r}$	0.32518	0.6620	0.6620	0.6620	0.6620	0.6620	0.6620	0.6620	0.6620	0.6620
$\xi_2 \frac{C\pi}{r}$	0.0829	0.7970	0.7085	0.6895	0.6707	0.6683	0.6646	0.6633	0.6626	0.6636
$\xi_3 \frac{C\pi}{r}$	0.0412	0.3550	0.9645	0.7602	0.7092	0.6917	0.6793	0.6765	0.6797	0.6698
$\xi_4 \frac{C\pi}{r}$	0.0275	0.2267	0.5063	1.0567	0.8030	0.7357	0.7092	0.6960	0.6846	0.6783
$\xi_5 \frac{C\pi}{r}$	0.0207	0.1742	0.3538	0.6021	1.1133	0.8401	0.7540	0.7284	0.7071	0.6983
$\xi_6 \frac{C\pi}{r}$	0.0165	0.1336	0.2758	0.4419	0.6737	1.1908	0.8742	0.7841	0.7688	0.7334
$\xi_7 \frac{C\pi}{r}$	0.0138	0.1108	0.2270	0.3539	0.5664	0.7291	1.1858	0.9111	0.8099	0.7604
$\xi_8 \frac{C\pi}{r}$	0.0118	0.0951	0.1931	0.2979	0.4163	0.5598	0.7817	1.2302	0.9151	0.8174
$\xi_9 \frac{C\pi}{r}$	0.0104	0.0829	0.1677	0.2572	0.3547	0.4651	0.6030	0.8027	1.2666	0.9421
$\xi_{10} \frac{C\pi}{r}$	0.0092	0.0737	0.1488	0.2265	0.3099	0.4021	0.5078	0.7898	0.8369	1.1253
$\xi_{11} \frac{C\pi}{r}$	0.0087	0.0690	0.1409	0.2143	0.2922	0.3765	0.4729	0.5814	0.7422	1.0970

問題の解法 表-1, 表-2. の聯立方程式及今一つ $\sum p = \sum q$ の條件から得られる方程式に依つて、 ξ を知り、 q の分布を知ることが出来る。今これ等から ξ を消去

表-3. (A)

Gl.	q ₁	q ₂	q ₃	q ₄	q ₅	q ₆	q ₇	q ₈	q ₉	q ₁₀	
(1)	(x+3,65408)	-4,57232	0,62133	0,12906	0,06671	0,02400	0,03627	0,00604	0,03360	6,00746	= x P ₁
(2)	-0,68773	(x+2,20490)	-1,90565	0,29910	0,04480	0,00475	-0,00060	0,00015	-0,00653	-0,00530	= x P ₂
(3)	0,04419	-0,01626	(x+2,15762)	-1,56033	0,22350	0,05702	0,00072	0,00055	0,00493	0,01530	= x P ₃
(4)	0,00718	0,06153	-1,03349	(x+2,11977)	-1,41260	0,01732	0,00652	0,00031	-0,01137	-0,01514	= x P ₄
(5)	0,00161	0,05183	0,11033	(x+2,08508)	(x+2,04841)	-1,47263	0,10328	0,05144	0,16256	0,01334	= x P ₅
(6)	-0,00017	-0,01851	0,12564	-1,06521	(x+2,20477)	-1,18885	-0,10441	0,10441	-0,17416	0,00105	= x P ₆
(7)	0,00052	0,00443	0,00383	0,01279	0,10301	-1,18457	(x+1,87253)	-1,20012	0,30085	0,04859	= x P ₇
(8)	-0,00038	0,00020	0,00281	0,02756	0,13575	-0,07217	(x+2,14596)	-1,36630	-0,01533	0,01533	= x P ₈
(9)	0,01058 α	0,15228 α	0,31703 α	0,48218 α	0,65745 α	0,81713 α	1,06403 α	1,36995 α	1,69995 α	2,46825 α	= x P ₉
	-0,01035 β	-0,08291 β	-0,16740 β	-0,25421 β	-0,34864 β	-0,45236 β	-0,57128 β	-0,88851 β	-0,91151 β	-1,26596 β	= x P ₁₀
	-0,00888	-0,07556	-0,15184	-0,22711	-0,30727	-0,38027	-0,43552	-2,30340	+1,28789 +	-1,53044	
(10)	0,00870	0,06661	0,13025	0,20885	0,27847	0,34809	0,41770	0,48736	0,55694	0,62662	= $\frac{\Sigma p_i F_i}{F}$

(B)

$$x = \frac{r^2 C \pi}{8145,06 D}, \quad C = \frac{E_0}{1 - \mu_0^2}, \quad D = \frac{E t^3}{12 (1 - \mu^2)}$$

$$\alpha = \frac{1}{1 + \frac{\mu}{38}}, \quad \beta = \alpha \left(1 - \frac{\mu}{38} \right)$$

して直接一般の對稱荷重を有する場合の反力分布を求める方程式は表-3.に示す。これに依つて一般に反力分布を求め、版の応力を容易に計算出来る。

(藤森謙一)

土 質 工 学

(110) 主働及受働土圧力の図式解法に對する一方法

(Dr-Ing, Rajko Kušević "Ein Verfahren zur zeichnerischen Ermittlung des Erd-druckes und des Erdwiderstandes" Bautech 12. Februar 1937. Heft 7. S. 85~87.)

I. 擁壁面上の1點よりの滑り面の求め方

土圧力決定の図式解法に關する一方法を以下に導きその応用を説いた。根本概念は最近の専門文獻と同じく Robhann-Mund の扱ひ方に倣つて居るが特に以下の3事項が有用である。

(1) 第一の決定線 (Bestimmungslinie) として滑り面と壁との間にある地表面の形や高さに左右されない (載荷重に就ても同様) 一つの曲線 (拋物線) を用ひる事。これに依ると色々な特異の問題の解法がやさしくなる。

(2) 第二の決定線 (Bestimmungslinie) として、今迄の方法に利用されて來た定置線 (Stellungslinie) を用ひる事。これは大さの決定に使ふ。

(3) この取扱ひ方に依り基準となる土圧力の大きの計算に關して明瞭で一般的で而も充分な法則が導かれる事。

図-4.

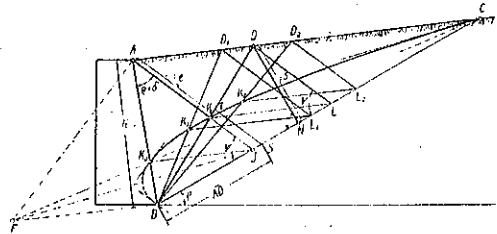


図-4. にこの新法の簡単な誘導を示す。

AB は擁壁背線, AC は直線の地表線, BC は水平と角 ρ 丈傾いた息角線, AJ は AB と角 ρ+δ を挟む定置線, AD は基準滑り面, DL は定置線に平行な直線である。

図に於て Robhann の法則に依り $\triangle BDA = \triangle BDL$ 邊 BD は兩三角形に共通の底邊であるから兩者の高さは等しい事になり、同様に兩者の頂點 A 及 L から底邊 BD に同じ傾きを以て交る線分の長さは等しくなければならぬ。即ち $AK = DL$ (K は定置線と滑り面との交點), 更に $KL // AD$ となる。換言すれば L 點を通り地表線と平行な直線と定置線とは基準滑り面上の1點に於て交るトライアルで任意にとつた滑り面 BD_n の D_n 點より定置線に平行線を引いて息角線と L_m で交はらせ、 L_m を通り地表線に平行な直線 $L_m K_n$ はこれに對應する BD_n と K_n 點で交る。この K_n 點の軌跡として一つの曲線が得られる。この曲線 (決定曲線 Bestimmungskurve) と定置線との交點 K は基準滑り面上の1點である。

決定曲線上の1點 (決定曲線と息角線との交點 C) は豫め分つて居る。第二の點 ($D_n \equiv A$ の場合に對應する壁線 AB 上の點 K_0) は J 點を通り地表線に平行な直線を引けば容易に求められる。通常平面曲線を畫く爲には更に尙滑り面 BD_1, BD_2 上の點 K_1, K_2 の2つの點が必要である。實際に K 點を決めるには2點 K_1, K_2 を結ぶ直線で充分間に合ふからなるべく基準滑り面に近い見當で BD_1, BD_2 を引くのが得策である。點 K_n

の作図方法から決定曲線 (Bestimmungskurve) が拋物線だと云ふ事は明らかだから、この曲線のこれから先の作図は歸する所用幾畫の問題になる。即ち無限遠の (A C 方向) 離れた 2 點 (B と C) 及この中の 1 點に於ける切線 (B 點に於て定置線に平行な直線) が分つて居る拋物線を畫くと云ふ事である。同様に何か他の図式でこの決定線を求めるのも亦容易である。圖-1. に一例として K. 點と C 點に於ける切線の簡単な作図を示してある。拋物線の軸方向が分るから更に切線や切點を求める事が出来る。即ち CK. 線の延長と B 點を通り地表線に平行な直線との交點 F を決め綫線 FA, FJ が夫夫 K. 點及 C 點に於ける切線の方向を與へる。

定置線が地表線の上側に来る時には (地表線が壁を遠ざかるにつれてうんと下つて居る場合) 決定曲線の滑り面決定に利用する部分も亦地表線の上側に来る。

定置線と地表線が一致する場合には Poncelet の方法と同様に作図を断念せねばならぬが實際には何の意味もなくこの場合には D 點が線分 AC の二等分點になつて居る。特別の場合として安息線と地表線と一致する場合には決定曲線は安息線と一致し同時に滑面となつて居る。

滑楔 ABD に對應する標準土圧力の大きさは Rebhann の土圧三角形に依つて示される。即ち

$$E = \frac{\gamma e}{2} \cdot \overline{DL}^2 \cdot \sin \psi = \frac{\gamma e}{2} \cdot \overline{DL} \cdot \overline{DN}$$

但し $\overline{DL} = \overline{AN}$ とし、次の様な土圧計算に對する簡単な一般法則を得る。基準土圧力は滑り面に依つて截りとられた定置線 (決定直線) 上の線分 e と滑り面上端の點 D から安息線への垂直距離との積の $\frac{\gamma e}{2}$ 倍である。

圖-4. には亦 Coulomb の力の三角形 (壁の抵抗, 滑り面の抵抗, 滑楔の重量) 並に三角形 BDL の相似から E に關する以下の既知の解法が示されて居る。即ち $\overline{BS} =$

圖-5.

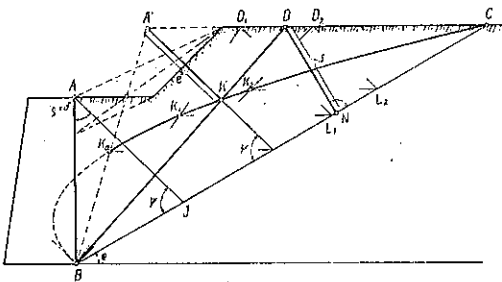
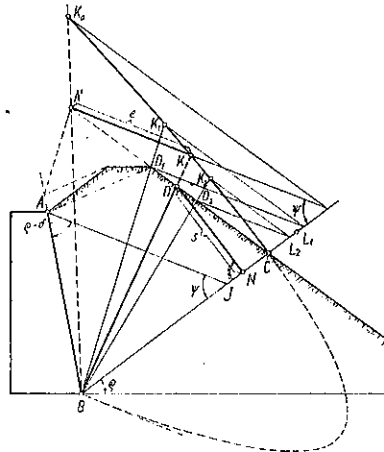


圖-6.

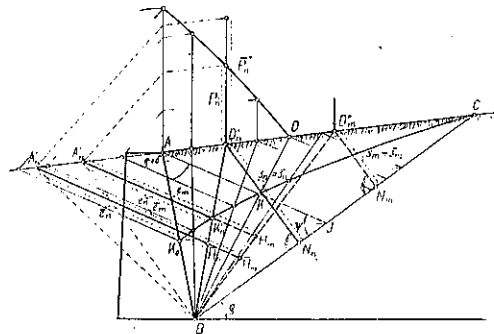


\overline{AD} , $ST \parallel AJ$, $H' \perp AC \therefore E = \frac{\gamma e}{2} \cdot ST \cdot h'$. この計算様式は種々の滑楔に應ずる土圧力を互に比較しようと思ふ時にも採用される。折線地表線に依る多角形の滑楔を既知の方法に依り等面積の三角形 $A'D$ に置き換える事が出来る。その際 A' 點は D 點の位する地表線の延長上にとらねばいけない。この地表線の線分は決定曲線の作図に對しても基準となるべきものである。無限遠點 (DC 方向), B 點及 C 點を過る拋物線として B 點に於けるその切線方向が確定されて居り, この場合の決定曲線は A' 點の位置には關係ないのであつて, その作図も前と同様である。決定直線としては A 點を過る定置線の代りにこれに平行な A' 點を通る定置線を用ひる。

地表に載荷した時にも同じく以下の様に扱ふ。

即ち任意の集中荷重 P_n は三角形面積 $A_nBA = P_n$ に置換える。その際 A_n' 點は地表線の延長線上に置く (圖-7.) A_n' 點を通つて定置線 (決定直線) を引きこれ

圖-7.



と決定曲線とを交はしめる (A_n' 點をその作図に用ひぬ

から設定曲線は A_n' 點には無関係である) A 點から D_n' 點迄の荷重 P の凡ての位置に応じて上の様にして得た交點 K_n' を通る基準滑面 BD_n' が得られ同時にそれに應ずる土圧力の大きさは明らかに $E_n = \frac{\gamma c}{2} \cdot e_n s_n$ として與えられる。荷重が D_n' 點を超えると基準滑面はその時々々の作用點 (D_m'') を通る。荷重の作用點が D_n' 點から土側に移動するにつれてそれに應ずる土圧力の大きさは無載荷の時の土圧力に等しくなる點 D_0'' (この點は或る方法で求めうる) 迄は段々小さくなる (これ以上放れると載荷は土圧力決定には最早基準とならぬ)。集中載荷された滑楔 ABD_n'' に應ずる Coulomb の力三角形並にそれに依つて作図される Culmann の土圧力線を夫々考へる事に依り以上の結果を得る。若し D_n 點と D_0'' 點との間の何處かに荷重が作用する時には Coulomb の力多角形は土圧力に對し何等分析的な最大値 (analytischen Grösstwert) を與えないが、無載荷の地表面に對するどの値よりも大きい値を確かに與える。この値は勿論基準となすべきものである。

決定曲線の助けに依りとりあげられた各滑面 BD_n' に應ずる荷重 P_n を滑楔 ABD_n' の上に決定出来る。この荷重の作用の下に土圧力は分析的な最大値 (analytischen Grösstwert) となり斯くして Rebhann に依り求め得る様になる (圖-7. 参照)。

決定曲線と取あげられた滑り面 BD_n' とのその鄰度の交點 K_n' を通つて定置線 (即ち決定直線) に平行線を引き地表線の延長線と交らしめる (點 A_n')。三角形 $A_n'BA$ の面積 (γc 倍して) が求める荷重 P_n を與える。線分 AA_n' を D_n' 點上の垂直線上に移す事に依り D_n' 點上に $1 : \frac{\gamma \cdot h'}{2}$ の尺度で荷重 P_n を示す様な図表を得る。

若し D_n' 點上に集中荷重 $\bar{P}_n > P_n$ がある場合には滑面 BD_n' はそのまま基準滑面として用ひられる。但し滑楔の重さは $(G + P_n)$ から $(G + \bar{P}_n)$ に増大する。同時に土圧力も同じ割合で大きくなる (Coulomb の力多角形の力が凡て元の方向を保持すると云ふ事からこの事が云へるのである)。

$$\begin{aligned} \text{故に } \bar{E}_n &= E_n \cdot \frac{G + \bar{P}_n}{G + P_n} = E_n \cdot \frac{\overline{A_n' D_n'}}{A_n' D_n'} \\ &= \frac{\gamma c}{2} \cdot e_n s_n \cdot \frac{\overline{A_n' D_n'}}{A_n' D_n'} \end{aligned}$$

である。 $e_n \cdot \frac{\overline{A_n' D_n'}}{A_n' D_n'}$ なる大きさはその滑面に依り \bar{A}_n' 點を通る定置線 (決定直線でもある) 上に決定される線分

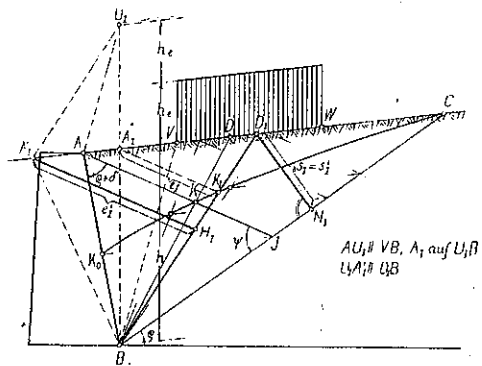
\bar{e}_n である。 $\overline{D_n'} \equiv D_n'$ であり $\bar{s}_n \equiv s_n$ であるから、この時の土圧力は上に與えられた一般法則に従て決定され $\bar{E}_n = \frac{\gamma c}{2} \cdot \bar{e}_n \bar{s}_n$ となる。

容易に證明される事であるが同様な方法を以て荷重 P が滑面 AD の向側の點 D_m'' 上に働き無載荷の地表に影響する場合の土圧力も決める事が出来る

$$\left(\text{圖-7: } E_m = \frac{\gamma c}{2} \cdot e_m s_m, \bar{E}_m = \frac{\gamma c}{2} \cdot \bar{e}_m \bar{s}_m \right)$$

任意の地表線分 \overline{VW} 上の等布荷重に従ひ無載荷の部分の滑楔 ABV を豫め前の様な方法で載荷部分 A_1BV に変えると (圖-8.) A_1B は A_1 から載荷された地表に對する假想壁と考へられる。そこでこの假想壁に應ずる滑面 BD_1 を無載荷地表 A_1C に對して決定する。等布荷重の始點 V 及終點 W に對する D_1 點の位置に

圖-8.



じ三つの場合に區別される。

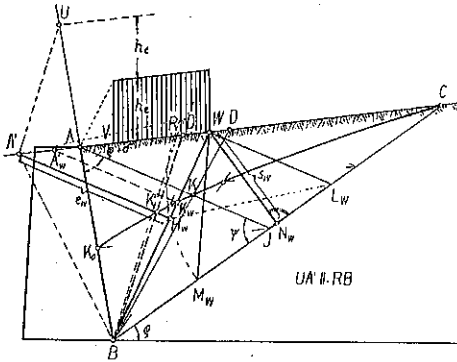
(a) 滑面 BD_1 が載荷された地表線分 VW を切る。この時には擴張された Rebhann の法則に従ひ滑面 BD_1 は同時に載荷地表 A_1W に應ずる基準滑面であり A_1D_1 上の荷重を等面積の三角形 $A_1'BA_1$ に置き換える事に依り定置線の始點 A_1' を決定出来更に一般法則に依り土圧力を決定出来る。

$$E_1 = \frac{\gamma c}{2} \cdot e_1' s_1', \quad A_1' U_1 // BD_1$$

であるから擴張された Rebhann の法則に従ひ図より $e_1' = e_1 \cdot \frac{h + 2h_n}{h}$ を得る。

(b) D_1 點が載荷線分の向側に來た場合には BD_1 は最早基準滑面ではなくなる。 $U_1 A_1' // BV$ (或は $U A' // BR$ (圖-9.)) なるべきに依り A' 點及 Rebhann の滑面 BD' は決定直線 $A'K'$ を用ひて求められる。但しその足が W 點の向側に來る様になる時のみその滑面は基

図-9.



準となる (W 点が無載荷地表で實在の壁 AB に応ずる滑面の終點 D の手前である場合並に荷重が Rebhann の方法に依つて求めた W 点に對する荷重に比して少く共等しい時即 $A' A \leq A' W$ の場合がこの場合である)。

滑面 BD' が地表の載荷された部分を通る場合には BW が基準滑面となる (図-9. 参照)。

(c) 滑面 BD_1 が載荷線分の始點 V の手前に來た場合には無載荷地表に對する Rebhann の滑面 BD が基準となる。

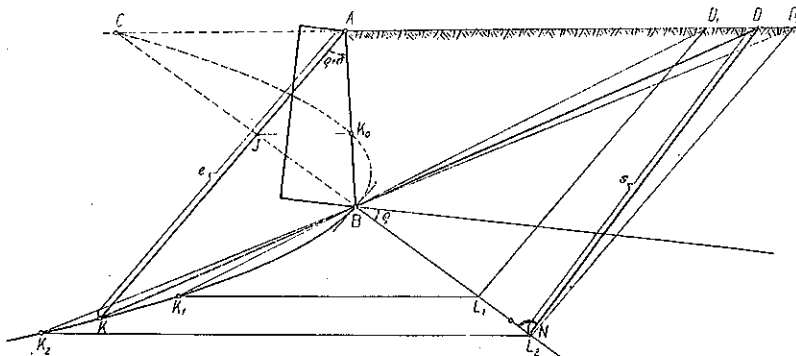
集中荷重と等布荷重とを組合せた場合にも同様にして容易に取扱ふ事が出来る。

例へば 図-9. に示した様に凡ての場合に就て土圧三角形を作図し得る事は尚注目すべき事である。

折線の壁面に關しては別々の傾きを持つ壁面の線分に對し夫々異つた傾きを持つ定置線が對應する。故に夫々の部分に應ずる土圧力は異つた決定曲線を用ひて決定される。

抵抗土圧力の解法は主動土圧力の解法と全く同様で

図-10.



ある。

即息角 ρ は負に摩擦角 δ は正又は負に置く。図-10. で分る様に二つの決定線の位置に關しては主動土圧力の解法に關する今迄の所論が適用される。

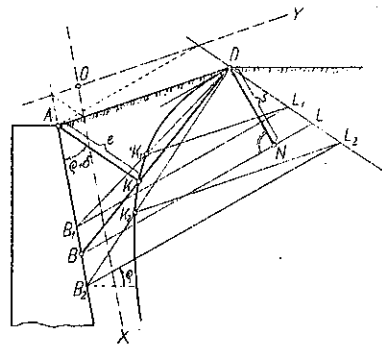
II. 地表の1點よりの滑り面の求め方

地表の1點 D からの滑面の直接的解法としては有名な Holzhey の昔の方法 (これに就ては Ponceléte の作図法が進められて居る) の他に猶最近發表された Mund の方法がある。この方法は壁面上の1點からの滑面決定の彼の方法と同じく 2 つの決定線を用ひたものであるが、その間には別に直接の關係はない。

図-11. にこの問題の直接解法の簡単な新方法が示してある。この方法は I. の問題に應ずる解法と同じ考へ方に依つて居り推理も全く同様であるから別に證明は要しない。

トライアルで色々にとつた滑面 $B_n D$ に就て B_n 點を通り息角線に平行線 $B_n L_n$ を引きこれと D 點を通る定置線に平行な直線との交點 L_n を通る地表線 DA に平行な直線を引いて滑面と K_n 點で交らせる。この

図-11.

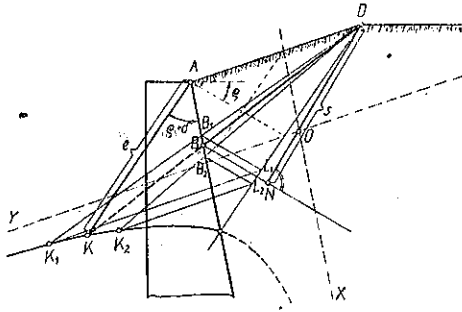


K_n 點に依つて決定曲線が作図される。この K_n 曲線は求め交る滑面 BD 上の1點 K に於て定置線 (決定直線) と交はる管である。この時の決定曲線は双曲線である。この曲線は滑面上の定點 D を通りこの點に於ける切線は息角線に平行である。この双曲線の位置のもつと旨い示し方として漸近線 OX, OY を 図-11.

に示してある。この漸近線は夫々明かに壁面及地表面に平行であり、その位置は Pascal の法則で非常に容易に決定される。

図-12. は抵抗土圧力の同様な問題に對する 解法を示

図-12.



して居る。この場合には D 點を通らない方の双曲線を滑面の決定に使ふ。

この場合の主働土圧力及抵抗土圧力の夫々の大きさは矢張り I. で與えられた一般法則に従て計算される。

(淵上克巳)



(111) L-型吸出管内の流れ

(C. A. Mockmore, "Flow Characteristics in Elbow Draft-tubes," Proceedings of A. S. C. E., Feb. 1937. p. 251~286.

吸出管は水車の末端より放水路水面下に達する気密の流路であつて、次の 2 つの要件を具備しなければならない。

1. 管を通過する時流速を効果的に減少せしむ。
2. タービン・ランナーを放水路水面上適当な高さに設置せしむ。

此の 2 つの要件の内何れがより重要であるかは各發電所の物理的條件に依つて異なるもので一概に決定する事は出来ない。その相對的重要性は兎も角、屈曲部の危険を軽減する

爲には全水頭は 25 呎以下とし、且タービンの速度に逆比例せしめなければならない。

曲管に關する實驗 吸出管の模型實驗を述べる前に、曲管に關する實驗を述べる。實驗に使用せる曲管は 5 種類で、No. 1 は 90° 屈曲の標準 6 吋管で中心線の半径 8 吋である。No. 2.~No. 5 は 図-13, 図-14. に示す通り

図-13.

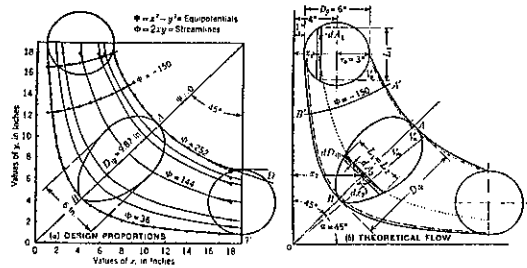


図-14.

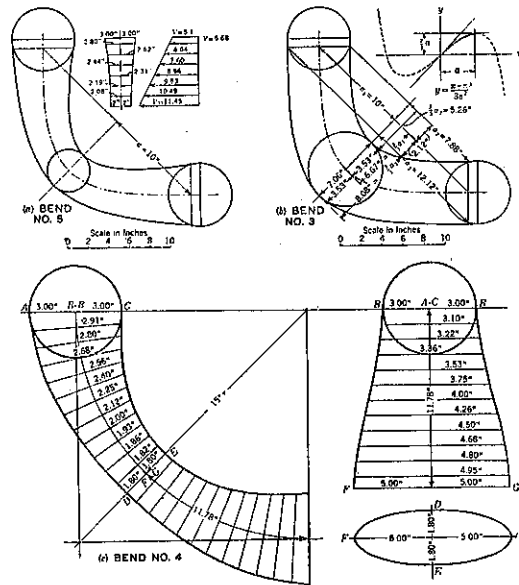


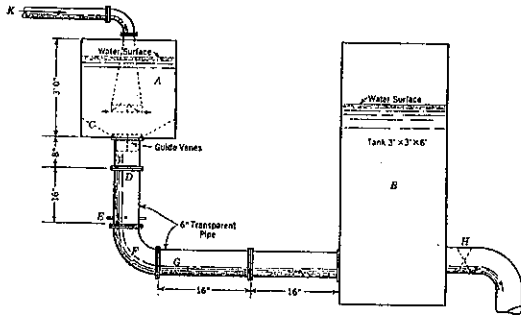
表-4.

Bend No.	Vertex area, in square inches	Length of bend on axis, in inches	Generating angle of equivalent conical tube, in degrees	Radius of curvature of axis at vertex of bend, in inches
1.....	28.27	12.6	0	8
2.....	47.00	23.0	4° 20'	12
3.....	38.15	26.4	2° 20'	5
4.....	28.27	23.6	0	15
5.....	12.57	26.4	4° 20'	5

である。No. 1~No. 5 の曲管の寸法を表示すれば表-4. となる。何れも入口の直径は 6 吋で脚は 15 吋 No. 1 のみ脚は 8 吋である。

実験に使用する曲管は總て透明な Pyralin (セルロイドの一種) で作った。2, 3 の豫備実験の結果此の物質は 275°F 附近まで熱すれば透明度を失ふ事なく塑性となり所望の型にプレスして冷却する時は再び剛性となる事を發見した。プレスして出来上つた各片はアセトンに溶解した Pyralin で接合した。

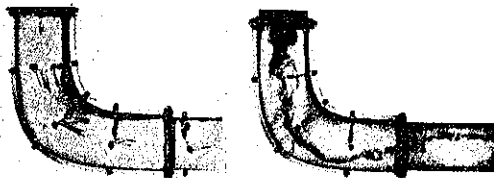
図-15.



実験装置は図-15. に示す通りである。図に於て F の部分が実験さるべき曲管である。流速はピド-管で測定され流量は量水槽に依り測定された。

曲管は直流及螺旋流の 2 種に就き実験された。直流及螺旋流は 図-15. に於て C 及透導翼 (guide vane)

図-16.



を加減して得られる。No. 3 の曲管に於ける直流及螺旋流の状態を 図-16. に示す。各曲管に於ける損失水頭を流速水頭で表せば次の様になる。

表-5.

Section No.	Area of 6° cone, in square inches	AREAS OF SECTIONS, IN SQUARE INCHES, FOR DIFFERENT MODEL DRAFT-TUBES			Section No.	Area of 6° cone, in square inches	AREAS OF SECTIONS, IN SQUARE INCHES, FOR DIFFERENT MODEL DRAFT-TUBES		
		Tube No. 1	Tube No. 2	Tube No. 3			Tube No. 1	Tube No. 2	Tube No. 3
1	28.3	28.3	28.3	28.3	9	34.5	76.0	83.7	68.5
2	33.6	33.6	33.6	33.6	10	91.7	88.7	96.5	81.0
3	39.4	39.0	39.4	39.4	11	103.0	100.3	104.5	94.5
4	45.8	46.8	45.6	45.8	12	113.0	111.0	114.0	107.5
5	52.6	53.5	54.3	47.0	13	124.0	122.3	124.0	120.5
6	60.0	61.5	60.0	45.5	14	135.0	132.8	135.5	134.0
7	67.7	60.0	66.4	45.5	15	146.0	143.0	148.5	146.5
8	75.7	65.0	75.0	55.5	16	159.0	153.0

曲管

90° 曲管に於ける損失水頭 (摩擦抵抗を除く)

No. 1.	$0.15 \frac{V^2}{2g}$
No. 2.	$0.15 \frac{V^2}{2g}$
No. 3.	$0.17 \frac{V^2}{2g}$
No. 4.	$0.13 \frac{V^2}{2g}$

此の表に依つて見れば No. 4 の曲管が流れに對して最も抵抗が少い事が解る。

吸出管に関する模型実験 吸出管に對しては No. 1~

図-17.

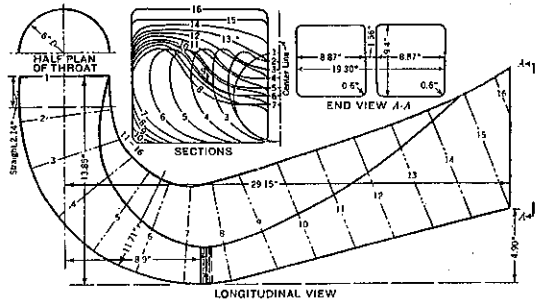
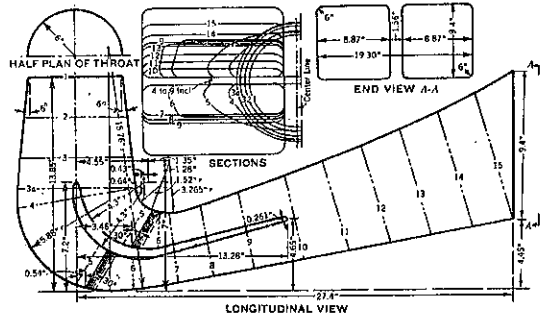


図-18.



No. 4. の 4 種の模型を曲管と同様に Pyralin で作り同様の装置に依り実験を行った。各吸出管の形状、寸法は 図-17, 表-5, 図-18, 図-19, 図-20. に示す通りである。

増加する、然し之には或る限度があつて其れ以上長くなれば摩擦抵抗が増大して効率率は減少する。此の限度に關しては更らに實驗を行はなければならない。

(横田周平)

コンクリート及鉄筋コンクリート

(112) 振動法によるコンクリート 圧密に就て

(“Über das Verdichten von Mörtel und Beton durch Rütteln” B. u. E. 5. März 1937 S. 76~77.)

以前より施工に際し振動を受けたコンクリートが、搦き固めのみによるものより 高き強度を有することは認められてゐた。とにかくコンクリートの振動用にこゝ十年の間は主として取扱に便利な器械が発達を遂げた。振動によるコンクリートの圧密に對する試験は少ない。而し種々試験の結果はコンクリートの振動は實際有利な圧密方法なりとの結論に達してゐる。大体以下述べるが如き經驗を綜合すればコンクリートの合理的な振動に對する條件が定められる。

1. 振動過程について 振動装置によりコンクリートの粒子は活潑なる微動を始める。これはセメント乳が周囲にあるため摩擦が割合に少なく、摩擦はセメント乳の性質と量には無關係であると考へられる。個々の粒子は振動により多少とも整頓作用を受けるため、この作用により空隙が満たされる。そしてコンクリートの層が大して厚くない限りセメント乳と空氣は外部に押し出されてしまふ。このときセメント乳は振動によりセメントと水に分離するのことに注意せねばならぬ。鉄棒を硬練コンクリート中に入れると振動状態が良く判る。振動中は力を入れなくとも獨りでに入るが、振動を止めると打込まねばならぬ。振動中泡が出て来るのが良いコンクリートの印と見られる。セメント乳の方は表面の方に段々出て来る。

2. コンクリートの硬さ 現今の器械を以てすれば、少々しめり氣のある位の程度のコンクリートでも施工できる。故に振動施工することにより比重大なるコンクリートを得る。併し乍ら硬練コンクリートのときは振動により強度の上昇を見るが、柔か練りの場合は逆となることも考へねばならぬ。柔か練りコンクリートの時はセメント乳が分離する。コンクリートの粗骨材の下に水多きモルタルが集る。之故振動による強度の上昇は

硬練のみに制限せられてゐる。

3. セメント量 振動によるコンクリートのセメントの最小量は何程であるかは未だ明白でない。實驗によると、 1m^3 の完全に施工せられたるコンクリート中 150kg のセメントを含むものは尙振動可能である。振動によるコンクリートの強度の増加は貧配合コンクリートの方が有効である様である。

4. コンクリートの粒度 振動により搦き固めコンクリートより大なる細骨材、多量の成分を含めるコンクリートを得るから、在來より少量のセメントを以て高強度の特に磨耗抵抗大なるコンクリートを得ることが出来る。

5. 器械の形状 振動は目下の所正揮空氣を以て前後に動く棒、又は電極棒を用ひて離心運動をなさしめることを利用してゐる。表面振動器もある。

6. 1分間の振動數 スタットガルトで行はれた試験では $2000\sim 3800$ 回/分の打撃が使用され、打撃數が増加するに従てコンクリート強度は漸次緩かに上昇する。

7. 振動器の使用範圍 之は棒の自重による表面圧、1分間の振動數、振動力、コンクリートの成分、使用時間などが問題となる。現今のものは $3000\sim 4000$ 回/分の打撃で 30cm の厚さの硬練コンクリート中で施工し得る。 25cm 厚位の版では 1m^2 に 2 分間見當である。

1~2 分間の振動時間の上昇に際し曲げ強さは尙大となる。振動時間を長くすることは効果がない。

8. 鉄筋 附着応力が搦き固めの時より大となる。コンクリート圧密に鉄筋が邪魔になるのは判り切つてゐる。振動に於ても同様である。

9. 結論 振動によるコンクリートの圧密は在來の搦き固めで施工するコンクリートに利用して有効である。振動により少量のコンクリートで高強度を得る。之は振動コンクリートは硬練りし得ることと、之故大なる密度を有するからである。施工伸縮接手は振動により良く施工できる。

振動が確實に全コンクリート軀体を通じ同じ位に行き渡れば、振動コンクリートは在來柔かねり、中練りコンクリートが使用された所へ使用するの差支えない。所が中練、柔かねりでは普通の施工より難しくなる。之はセメント乳の分離之より強度の減少が考へられるからである。使用時間を短くすることにより之は或程度まで防げる。

2~8 までの問題は振動器の使用に對し重要な條項を示すのである。(河合宏海)

(113) コンクリートの振動

(Harmer E. Davis, "Vibration of Concrete",
Western Construction News, April, 1936,
p. 117-120.)

コンクリート施工に於ける振動の利用はコンクリート混合機發明以來の一大進歩であると経験を有する技術者達により認められてゐる。現在に於て既に確認されてゐる其の利益は、1. コンクリートの質的向上、2. コンクリート中のセメント混合割合の減少による工費の節約等である。

コンクリート建造物の工築に於ける數多の階梯の中で手搦は從來最も不便なる點であつた。唯だに、手搦では施工出来るコンクリートが或る種に限られるばかりでなく、又施工機械化に對する最大の難關であつた。振動機の使用は極く最近の事に屬する。

振動搗固めの機械を使用せんとする者の知らんと欲する所は次の如き問題である。

1. 如何なる機械を手に入れる事が出来るか。
2. 振動は有效なりや。
3. 工事に對し振動搗固めは如何なる影響を有するや。
4. 現在に於ける限界と其の將來性。

種々なる振動機の中で直接コンクリート中に挿入する、即ち挿入振動機は最も一般的に使用され、且最も有効である。表面振動機は挿入振動機の補助として使用されるが床版或は鋪裝コンクリートに使用するのが最も有効である。型枠振動機は上記2機を使用出来ない場合へば薄い壁にして鉄筋が深山使用されてゐる時に使用する。

振動機の運轉には重に電氣モートル或は圧搾空氣が使用されてゐる。大抵の機械運動はモートルの軸或は振動裝置の軸に締結されたる偏心荷重により作られる。

振動機を列記すれば次の如し。

A. 内 式

1. 固定せる軸を有するもの。此の機械は中空の管を有し、管はモートルに取り付けられ、管口振動裝置が取り付けられてゐる。重力式コンクリート、基版、厚い床版等に使用される。動力は電氣或は空氣モートルにして偏心荷重を有し高周期である。
2. 柔軟なる軸を有するもの。中空管内の振動裝置は柔軟なる軸により動かされる。主として建築工事或は鉄筋を多く使用する部分に使用される。動力は同上。

3. 水筒或は球式のもの。振動裝置とモートルは1つものものに納められ、全然コンクリート中に埋める事が出来る。重力式コンクリートを大なるダンプバケツに依り施工する時に使用する。動力は同上。

B. 外 式

1. 鑿式。振動裝置が固着されてゐる。廣い浅いコンクリートに使用する。動力は電氣モートルにして偏心荷重を有し、普通の周期。
2. 臺式。振動裝置が移動可能なる臺に固定してゐる。重力式コンクリート或は厚い床版に使用する。動力は偏心荷重を有し高周期の電氣モートル、或はフライホイールの付いた低周期の瓦斯モートル。
3. 振動定規式。振動裝置が鋪裝定規に付いてゐる。主として鋪裝コンクリートに使用する。動力は偏心荷重を有する電氣モートルにて高周期。
4. 型枠振動機。振動裝置が型枠に固着してゐる。狭き型枠或は工場打コンクリートの型枠に使用する。動力は偏心荷重を有し高周期の電氣モートル、或は往復啣子を有し普通周期の空氣槌。
5. 机振動機。振動裝置が机に固着されてゐる。工場打コンクリートに使用する。動力は偏心荷重を有し高周期。

コンクリートの性質に對する振動の影響 コンクリートの応力は搗固めの方法に關せず一に水とセメントとの割合に依る様子である。振動を使用したコンクリートが大なる応力を示すのは、主として水分を少なく出来得る結果に外ならない。普通のコンクリートの混合に於て1立方碼のコンクリートに約8或は9ガロンの水量を減ずる事が出来る。此の割合は丁度1平方吋に對する1500ポンドの圧応力に相當する。即ち同じ水セメント比(即ち同応力)を得る爲にはより一層骨材を深山混入出来る事となる。

コンクリートと鉄筋或は新舊コンクリート間の附着力は手搗固めより振動を用ふれば一層増強される。同混合比を有し、同密度のコンクリートを以て手搗と振動の試験を行つた結果、振動を使用したコンクリートの方が強大なる附着力を示した。新舊コンクリートの附着力の試験の結果も同上の結果を示した。しかし振動を使用した場合含まれたる空氣は表面に浮び出て型枠面に附着する。此れ現今に於ける振動使用の際に於ける殘されたる問題である。

振動に依り搗固めたる場合は水の吸収が減じ大なる水密度を得、耐久力を増加する。全部の新コンクリート

が同時に振動せらるゝとせば其の圧力はコンクリートの比重を有する流動体と同じものである。然かし振動を停止すると同時に圧力も激減する。

同じ混合比と同じ密度を有するコンクリートでは収縮率は殆んど変化がないが、振動を使用すれば含水量、セメント量、或は砂の含有量を減少して龜裂が少なくなる。

手搦りも振動を使用すれば硬い混合コンクリートを搦固める事が出来る。此の利益が振動機を使用する費用を償ひて餘りある。搦固時間も短縮出来る。但し柔かき混合の場合は振動機使用の意義が無い。

現在に於ける限界と將來性 振動が最近急速に応用されて來た事を考慮すれば其の使用に關する大部分の問題が解決される。併し乍らまだまだ多數の残されたる疑問がある。其の疑問の或るものは現場に於ける注意深き觀察と器用さ及周到なる試験によりてのみ判る。最も必要にして又部分的に既に解決されたる問題は次の如きものであらう。

振動に如何なる周期を使用すれば最も有效であるか。長き施工には何機のそして如何なる能力の振動機を必要とするか。振動機を使用する距離は如何にして計るか。又或る所に於ける振動は如何程続けらるべきか。振動機と鉄筋或は舊設コンクリートの接觸を避く可きか否や。型枠而上の空氣泡を如何にして避け得らるゝか。狭い型枠間隔或は鉄筋量の大きな建築に振動を使用するなれば施工法を變更せねばならぬだらうか。

將來を考ふるに誰れでも容易にコンクリート工事に於ける機械搦固めの可能性を認める。コンクリートの一般的品質の向上により振動機の成績に對する確信を深め、一層其の使用が増加するだらう。特に工場打コンクリートの用途を擴大する。

實際工事の際に於けるコンクリート応力の増大は最も興味深い。

探究試験の結果次の事項が明らかにされた。(1) コンクリートを打つて後 2 時間に達する迄振動すれば圧応力は 25% から 30% 増加する。(2) コンクリートを打つて後 7 時間に達する迄鉄筋を振動すれば附着応力は 75% 増加する。此れは空孔を有し内応力が生じつゝある半粘性物質の再凝固が行はれてゐるからである。振動に依ると再凝固は金屬に於ける燒鈍作用と同様に半硬化コンクリートの鈍化と考へられる。

數多の工事現場に於ては既に高応力コンクリートの施工に成功してゐる。ノース堰堤に於ては 28 日の応

力 5500 ポンド毎平方時、6 ヶ月の応力 8000 ポンド毎平方時を得た。將來一流工事に於て最大応力 10000 ポンド毎平方時を得る事も豫言出来る様である。もし容積の一定及耐久力の如き性質が得らるゝ様になればコンクリート工事により大膽なる一層經濟的なる設計が可能となるであらう。

凝固時間に對する振動の影響

振動周期 (毎分の衝撃回数)	4 000	5 000	6 000	7 000	
凝固時間	1/2 時スランブ	90 秒	45 秒	25 秒	—
	0 時	200 秒	80 秒	50 秒	40 秒

振動機の能力

工 事	振動型式	能力 (1 時間に於けるコンクリート立方碼)	スランブ	
			手搦(時)	振動機(時)
重方式(掘削工事)	内式	50-40	3-4	1-2
大構造物(鋪設)	内式	10-20	4-6	2-3
其他の工事	内式(柔軟軸)	5-10	6-8	3-5
比較的小なるもの	型枠式			

(中谷茂壽)

(114) 鉄筋コンクリート桁の比較研究

P. Gebauer, "Vergleichsversuche über den Einfluß der Dicke der Eisentüberdeckung und über den Einfluß der Biegeleage auf das Tragvermögen von Eisenbetonbalken". B. u. E., 20. April 1937. Heft 8. S. 134-138.

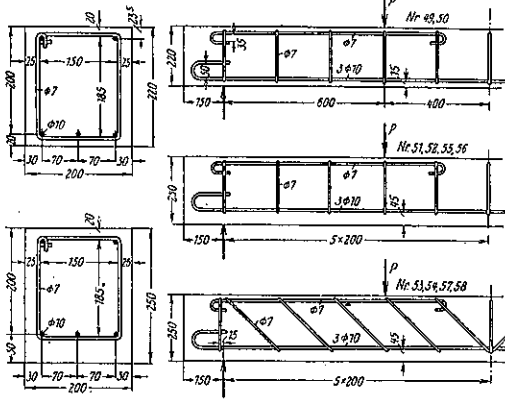
著者は曾てコンクリート桁の応力を受けぬ断面部分も又強度に或程度の影響を及ぼすと言ふ意味の論文を書いたが、種々の目的で行つた多くの實驗にも明かに認められるとは言へ直接比較試験した報告がないので此點を徹底的に究明する爲次の如き實驗を行つた。その結果被覆厚は桁の諸性質を支配する事が明かになつた。

又著者は純理論から筋筋配置の影響を推定し比較試験を併せて行ひ之を證明した。

試験用の桁は明確な結果を得る爲鉄筋量を少くし、 h を 20 cm とし 10 mm 径丸鋼 (St 37) 3 本を挿入した。鉄筋比 $\mu = fe/bh$ は 0.59%, 支間 2.00 m, 被覆厚は 49-50 號桁で 2 cm, 51-58 號桁で 5 cm とした。前の桁の筋筋は垂直に、後の二對の桁 (53-54 號, 57-58 號) では 45° に傾斜して入れた。桁の断面及側面は図-21 の通り、製作月日は 49-54 號は 1936. 1. 8, 55-58 號は 1936. 1. 13. で Wien 工科大学實驗室で作り、試験は 49-54 號は 7 週間の養生後、55-58 號は長期間の影響を知る爲後日行つた。

セメントは Mannersdorf 工場より、鉄筋は Donawitz 鉄工所より提供、桁の製作は Pittel & Brausewetter 會社が行つた。骨材は Wien, Donau 河産を

図-21.



用ひ、費用は凡てオーストリー、セメント業者協會より支出された。

コンクリートの配合は 1-8mm 削骨材 73kg, 8-12mm 中骨材 40kg, 12-20mm, 粗骨材 19kg, ポートランドセメント 22kg, 水 10kg より成り、セメント量 344kg/m³, 水セメント比 0.455 となり、20cm 方塊 12 箇を試験したるに強度 416-424kg/cm², 平均 f_{cb} = 420kg/cm² である。

鉄筋は 2 回の試験 (図-22.) を平均して降伏點の応力 σ_{es} = 2909kg/cm², 伸 ϵ_{es} = 1.134%, 破壊強度 σ_B = 4443kg/cm², 弾性率 E_s = 2565t/cm² を得た。

桁の試験方法は図-23. の通で、変形の測定は 4 點を桁に固定した 2 箇の鉄棒を 400mm 距て、設け桁端より一定距離で行ひ、桁端及鉄筋重心のものを算出したが、この方法は直接鉄筋を測る場合必ずコンクリート断面を減少し桁の性質を変化させ又 2cm の標點距離を測定する際コンクリート断面の減少により局部的伸び大となり結果が不正確になるを免かれぬ點より見て断然勝れて居る。只固定點に偶然ではあるが大きな龜裂を生じ

図-22.

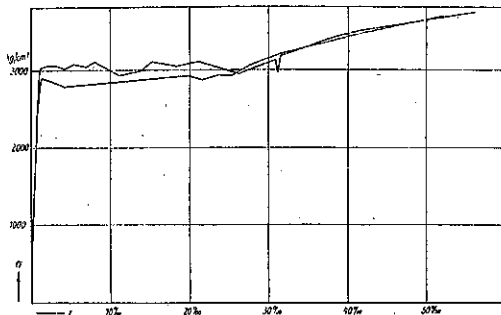
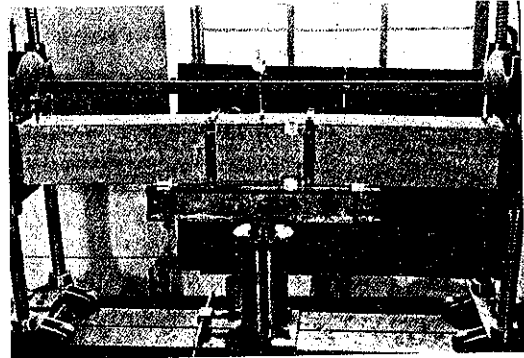


図-23.



た事故があつた。尙図-23. の如き装置で桁中央の撓度を測定した。

荷重は $2p=500$ kg より初め 300kg づゝ 20~24 回加へ約 1 時間内で破壊荷重に達した。破壊直前では差を小さくし、1.7t 以上では讀みを 2 回づゝ取り、龜裂を檢査してその進行状態を見、龜裂端にその時の荷重を記入した。この観測中変形の進行は一旦静止するが、変形が急に増して、も早静止する見込なまに至る時を破壊の終期とした。この時間時にコンクリートに圧縮破壊が起る。

實驗結果は図示したが、49-50 號桁 (被覆厚 2cm) の撓度は 51-54 號桁 (同 5cm) より 25~100% 大で (図-24.) 被覆厚が桁の性質を明かに左右して居る。最大撓度は番號順で 70, 55, 65 mm であつた。

被覆厚の影響は鉄筋の伸曲線及コンクリートの圧縮曲線を觀察する時一層明かとなる。図-25. は各一對の桁の平均値を示し、破壊に至るまで 51-54 號の伸縮又は内応力は 49-50 號のものより小さくなつて居る。

鉄筋の伸 (応力) は 51-52 號では漸次 49-50 號に近付くが斜筋筋の 53-54 號桁ではずゝと遅れ、斜筋筋の有効なる事を示した。コンクリートの圧縮長の差は 51-54 號 (被覆厚 5cm) と 49-50 號 (同 2cm) では終まで殆んど変らぬ一方筋筋の配置には關係しない。図-25. には尙 $n=8, 15, 30$ の時の鉄筋歪を右にコンクリート歪を左に算出記入したが、之より n -法が全く不合理なる事を知る。尙鉄筋の降伏點 S_2 は 51-52 號桁で 49-50 號桁より高く、鉄筋の眞の降伏點 $S_1T_1 \sim S_3T_3$ -線は何れ

図-24.

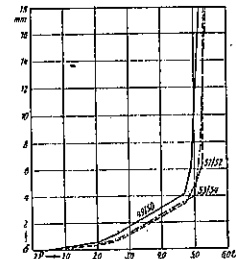
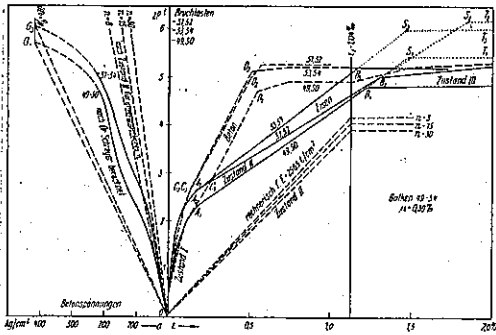


図-25.



の桁に於ても純引張試験の場合の1134%に比し高く且51-52 號は49-50 號より高い。斜筋桁53~54 號は餘り降伏點が昇らぬが49-50 號より大きく、鉄筋の伸が急に増大するのは龜裂状態から推すと桁中央に3本の肋筋が集まり(図-21. 下)コンクリートの廻りが悪い爲と考へられる。

鉄筋降伏點の上昇に關しては Rinagl 教授による鉄材純彎曲試験に於ける張降伏點の上昇と同様の考へが浮ぶが、著者の意見に依れば之は後に詳しく述べる様に桁の形状が異なり鉄筋收縮応力が異なる爲である。尙 Rinagl 博士説によれば3對の桁何れも同じ上昇を示すべきなるに、實際は図-25. の如く桁の形状により明かな差を生じて居る。

この點を一層明かにする爲、55-58 號桁の1年後の試験もあり、其他鉄筋の周圍のコンクリートを打つ時期を変へて、その收縮応力を變化させて比較實驗を行ふ筈である。

收縮応力を考慮した計算が實際と良く一致する事を示さう。破壊状態にてコンクリートの圧力分布を一樣と見做せば平衡條件より、

$$\left. \begin{aligned} Z &= f_c \sigma_{cz} = D = b x \sigma_{bd}, \quad M = Z z \\ z &= h - x/2 \text{ 及 } x = f_c \sigma_{cz} / b \sigma_{bd} \end{aligned} \right\} \dots \text{式-1.}$$

Saliger 教授に依れば、 σ_{cz} は降伏點の $\sigma = 2909 \text{ kg/cm}^2$ を、 σ_{bd} は立方体強度 $W = 420 \text{ kg/cm}^2$ の代りに三稜体強度 $\sigma_p = 0.8W = 336 \text{ kg/cm}^2$ を取つて10mm 径丸鋼10本 $f_c = 2356 \text{ cm}^2$, $Z = 6.86 \text{ t}$, $x = 1.02 \text{ cm}$, $z = 1.95 \text{ cm}$ なる時 $M = 133.60 \text{ t-cm}$ なるに對し、桁49號の破壊モーメント最小にして166.5t-cm、49~50號の平均は171.75t-cmである。 $\sigma_{bd} = 420 \text{ kg/cm}^2$ で計算すれば $M = 134.26 \text{ t-cm}$ となり誤差は-19.8%より-19.4%に減少し、 σ_{cz} を普通の降伏點応力より大きく選ぶべき事を示す。

收縮応力の計算法は2つあり：一は普通に $n, E_b z$ の値を用ひるもので $n = 30$ ならば $E_c = 2565 \text{ t/cm}^2$ より $E_b z = 85600 \text{ kg/cm}^2$, コンクリート收縮率 ϵ_s , 桁中央よりの鉄筋距離 a とすれば鉄筋の收縮応力は

$$\sigma_{ca} = \epsilon_s E_b z / k f_a, \text{ 但 } k = 1/f_a + 1/n f_c + a^2 / J_b \dots \text{式-2.}$$

他は Schreyer 博士のコンクリート伸を求める式で $\epsilon_s = 0.08 \sigma / (0.14 - \sigma) \times 10^{-3}$, 但 $\sigma_r = \sigma_{bz} / W \dots \text{式-3.}$

を用ひるもので、 a を入れると複雑となるから、收縮応力は大部分鉄筋を直接包んで居るコンクリートに依り引起されるものとし、その有效幅を被覆厚の倍とすれば鉄筋の応力は、

$$\left. \begin{aligned} N &= A \{1 - \sqrt{1 - B^2 / A^2}\} \\ \text{但 } A &= 0.07 W f_b + E_b z \left(0.04 + \frac{1}{2} 10^3 \epsilon_s\right) 10^{-3} \\ B^2 &= 0.14 \epsilon_s E_c f_c f_b W \end{aligned} \right\} \dots \text{式-4.}$$

$\epsilon_s = 0.4\%$, $e = 2$ 及 5 cm とすれば $\sigma_{ca} = 862 \text{ kg/cm}^2$ 又は 976 kg/cm^2 となり、式-2. による値 682 kg/cm^2 及 792 kg/cm^2 よりやゝ大きい。

表-7.

Balken No.	$f_c^{cm^2}$	$f_c^{cm^2}$	σ_{ca}	Z^{cm}	$\sigma_{ca}^{cm^2}$	$\sigma_{ca} + \sigma_{ca}^{cm^2}$	Z'	$\sigma_{ca}^{cm^2}$	M^{cm}	M^{cm}	M/M^{cm}	
49/50	2,356	437.6	9.05	17.554	682	3021	8.46	1.01	139.50	164.25	171.75	-4.0
51/52	2,356	437.6	7.51	23.908	732	3701	8.72	1.04	138.48	169.87	181.50	-7.0
53/54	2,356	437.6	7.51	23.908	792	3701	8.72	1.04	138.48	169.87	179.25	-5.2

表-8.

Balken No.	$f_c^{cm^2}$	$f_c^{cm^2}$	σ_{ca}	Z^{cm}	$\sigma_{ca} + \sigma_{ca}^{cm^2}$	Z'	$\sigma_{ca}^{cm^2}$	M^{cm}	M^{cm}	M/M^{cm}
49/50	2,356	77.01	862	2771	8,884	1.06	15.47	172.97	171.75	+0.7
51/52	2,356	107.04	715	3884	2,181	1.00	15.45	178.00	181.50	-3.5
53/54	2,356	107.04	916	3884	2,181	1.00	15.45	178.00	179.25	-0.7

表-7. に式-2. による結果を、表-8. に式-4. によるものを示した。被覆厚2cmの桁と5cmの桁の強度の差が僅か乍ら明かに現はれ、殊に式-4. は良結果を示す。尙 II の状態を越えて(図-25. の B_1 - B_2 點)荷重を増し変形曲線の階段的上昇状態を記載すべきであるが、測定による鉄筋の伸は5.2-5.5tの破壊荷重に達する直前 $\epsilon_c = 13-22\%$ に、コンクリートでは $\epsilon_b = 1.3-2.2\%$ 位になり、夫以上では測定器具を外さねばならない。單純引張試験に於ては鉄筋伸の漸進的増加は伸26%以上となつて始めて起り、伸35%及50%は応力3300t及3670 kg/cm^2 に當るが(図-22.)桁の鉄筋伸は26%以上である。図-25の切線 AB, ST 間の曲りは鉄筋が降伏點に達した事を示す。平均破壊強度は桁の番號順で5.725, 6.15, 5.975tであつた。

式-3. と同様に Schreyer に依りコンクリートの圧縮

を

$$\epsilon_{bd} = 0.63\sigma_r / (1.1 - \sigma_r) \times 10^{-3} \dots \text{式-5.}$$

と置き、 $\sigma_r = \sigma_{bd} / W$ なるを以て

$$\sigma_{bd} = 1100\epsilon_{bd}W / 10.63 - 10^3\epsilon_{bd} \dots \text{式-6.}$$

この式に測定した ϵ_{bd} の値と $W = 420 \text{ kg/cm}^2$ を入れた結果を図-25. の左側に示したが、実際に近いものと思はれる。然しこれには $3 \sim 5 \text{ kg/cm}^2$ 程度の僅かな収縮応力を考へて居らぬ。

図-25. より得られるなほ重要な結論は安全率を見込んだ實際荷重は $1.7 \sim 3.0 \text{ t}$ 位に當り、その際の内応力は甚だ小さい事で、例へば $2\eta = 3 \text{ t}$ なる時實線との交點が實際の内応力を示し、破線 GO 又は S_1O を結ぶ線との交點は鉄筋の降伏點応力又はコンクリートの立方体強度を基準とした応力を示す。これにより過大な荷重も左程危険な内応力を起きぬことを知る。

尙重要な事は斜筋桁 53-54 號に於て筋筋配置の影響がある事である。これは斜筋桁が斜張主応力を直接分擔して桁の斜張龜裂を防ぐ爲ばかり

でなく、図-26. の如き変形をなす爲と考へられる。即 $abcd$ を斜筋桁の一部とすれば彎曲に依り梯形 $a_1b_1c_1d_1$ となり筋筋 ac は中心 e に不動、上半部 ae は短縮、下半部 ec は伸張する。然して abc 部コンクリートと一体になつて働き桁の作用を一部受持つ。これにより斜筋桁が垂直筋桁より有效な事は確かで新規定 B2302, 4 版に禁ぜられて居るが、なほ實驗研究を要する。斜筋桁の働きは計算出来ぬがその有効なる事を認めねばならぬ、 n に關する委

圖-26.

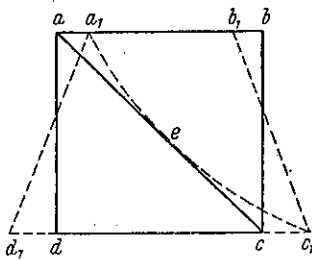


圖-27.

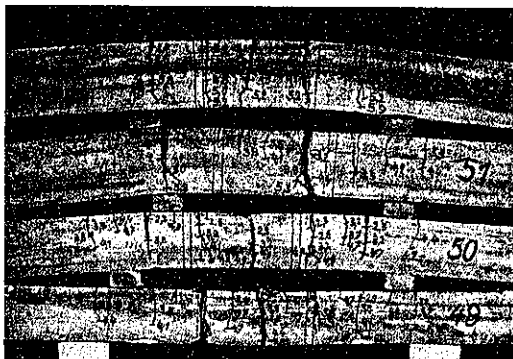
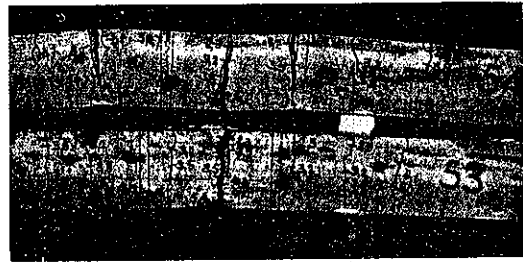


圖-28.



員の實驗でも斜筋筋を用いた結果は良好であつた。

圖-27, 圖-28. は桁の破壊状態を示す。龜裂は深く縁邊近く迄達し、荷重を除いた後龜裂の大きい所は全然分離した。龜裂數を檢べると 49-50 號で 23, 51-52 號は荷重が大なるにも拘らず 19, 53-54 號では僅 16 で、被覆厚の影響を明かに示して居る。

結論： 以上の實驗は著者の所説を完全に裏書した。

即

1. 製作後約 7 週間の桁の鉄筋は破壊時に降伏點以上の応力を生ずる。
2. 1 の原因は収縮応力に求めねばならぬ。
3. 被覆厚大なる桁は収縮応力が大きいから強度大となる。
4. 斜筋筋は龜裂の數を減じ、配置を適當にすれば桁の安全性を高めるに役立つ。

製作後 1 年目 1937. 1. 12. に 55-58 號の比較試験を行つたが、 $W = 475 \sim 500 \text{ kg/cm}^2$, 耐荷力 (荷重間隔 600mm) は 4.9, 5.0, 4.75, 及 5.05 t であつた。平均破壊モーメントは 173.25, 171.50 t-cm となり、先の桁に比し W に於て 15.5% 増なるにも拘らず 6.1%, 4.3% づゝ小さい。これは 1 年を経てコンクリートの疲勞と匍匐に依り収縮応力が減退する爲と推定される。

尙収縮応力は収縮の過程に依り異なるから、破壊荷重は試験の時期に依り異なり時間的影響も求められる。之に就ては "B. u. E." 1935, H. 3. に Steurmann の論文がある。 (星野 和)

施 工

(115) 鋼矢板の再用による繰切費の節約

("Pile Pulling and Re-Use Cuts Cofferdam Cost", E. N. R. March 4, 1937, p. 327-328.)

Pickwick Landing dam の建設に於て同じ鋼矢板を

3つの繰切に用ひる様に計畫して非常に工費を節約することが出来た。この爲には繰切の3つの段階に略同じ量の矢板を用ひる様に計畫し且再用の前に矢板の引板と掃除が必要であるが、此の爲に要する費用は新品を使用する場合の15%に過ぎない。

矢板はすべて15inの腹の平たい噛み合せ鋼矢板で重量38.8#/ft平均長51.3ftである。10~15ftの砂利層を貫いて岩に達して居り、内側はE.L. 585までサンドポンプで填充した。

杭の引拔は2回目の打込と同時に行ふ様にして、貯藏と再取扱の時間を省いた。

止水壁の矢板の引拔抵抗は主に噛み合せに生じた大きい張力によるものである。止水壁内外の土砂を掘撃すると著しく引拔抵抗が減少する。然し掘り過ぎると隣の矢板と一緒に抜けるので却つて困難である。

最初に引抜く矢板の附近では略水面まで掘り内外の圧力を等しくして噛み合ひの力を取除いた。

95ftのブームのついた電動起重機が繰切の上にある軌間16ftの軌道に載つてゐて、引拔には800lbのラム杭拔機を、掘撃にはクラムシエル・バケットを使つた。

図-29. 第二段の繰切をする爲最初に打つた矢板を抜いてゐる處

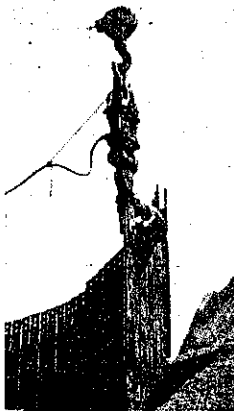
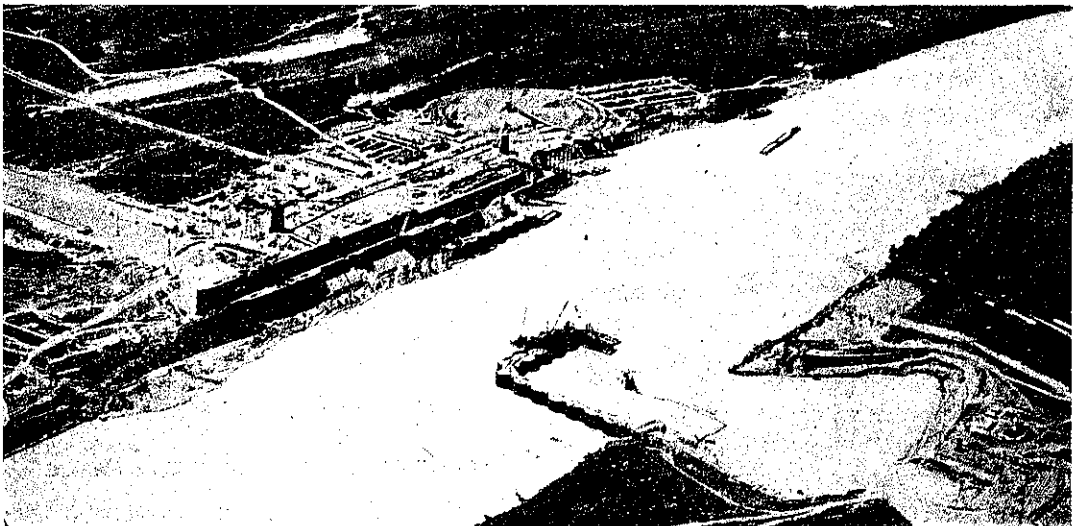


図-30. 移動起重機により操作される800lbの蒸汽ラム杭拔機



引抜いた矢板は附近の繰切の上に積み重ねて置く。又62x34ftの解に蒸汽起重機が積んであつて、掘撃の爲クラムシエルバケットを持つてゐる。又抜いた杭をこれに積んで打込場所へ運搬する。引拔機は25tの張力に耐へる様設計し、これに起重機の最大安全張力22tが作用する。掘撃して矢板を弛めておけば此の装置で十分である。

一部では掘撃が出来なかつたので、175tの張力と、杭拔機の打撃とを同時に與へる特殊の装置を造つた。

此の装置は回転起重機と起重機を備へた機力ショベルを用ひ何れも6-part lineで操作し、上部の滑車は丈夫なAフレームに取付けてある。二つの起重機の揚力を平均さす方法と引拔機の取付は図-29.に示してある。この装置を取付ける爲に2inの孔を4inにする必要がある。高い揚力を得る爲滑車を用ひると装置が嵩張り取扱に時間がかかる不利がある。

引拔機を連結し矢板を引抜き附近に積重ねるのに要した時間は平均1本に6.3分である。(牧野茂)

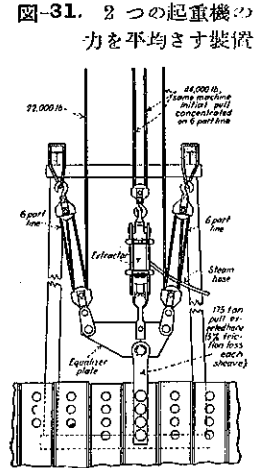


図-31. 2つの起重機の力を平均さす装置

橋梁及構造物

(116) 獨逸 Bernau 路線に於ける一跨道橋

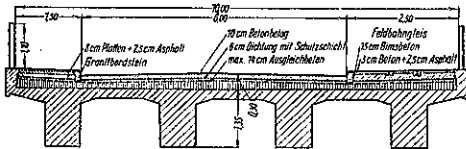
(Karl Blume, "Die Ueberführung der Straße Bernau-Oranienburg über die Reichsautobahn Berlin-Stett'n". B. u. E. 20. April 1937, Heft 8. S. 129-131.

Bernau 市附近に於て Berlin-Stettin 線國營自動車道は Berlin 北方郊外線の終端を横に連絡する Bernau-Wandlitz-Oranienburg 線一級地方道と 8.8+81.8km の地點で交叉するのであるが、土地が極めて平坦な爲に國營自動車道へ連絡する取付道路の用地費を可及的少額に止める必要上線形を何れも直線にすると地方道を最小限度 6.50m 高めねばならぬ。自動車道は交通量極めて大きく、その高の制限を成可く少くし、急な曲線を避けるには計畫に種々特殊な困難を伴つた。即ち

- (1) 道路中心線交角は僅に 36°5'35''
- (2) 橋梁中央部に於て橋桁下端より床版面までの高は最大 1.65m

であつて、2 徑間連続桁を採用し、4 通の主桁は互に横

図-32.



桁で連結されて居り、床版は連続版の計算をした(図-32)。橋梁の有効幅員は 10.00m で、車道 6.0m、歩道は片側 1.5m 他側は自動車道との交叉に本橋を占用した耕作用軌道敷を含む爲 2.5m となつて居る。支間は自動車道の有効幅員が 2×26.00m となつて居るが、桁高の制限がある爲之を 2×19.50m に短縮し、それに対応するだけ橋臺の上部を突出させる構造とした。かかる構造とした事に依り土木工事に大切な構造の實際性が確保され又同時に他の場合には長いだけで餘り役に立たない橋臺壁体の有効な活用を図り得た。構造の平面図及側面図は図-33. の通りである。上と同じ理由からと視距を成る可く大きくする爲、中央支柱は單柱とし地下の大きい基礎工上に共通の強固な臺脚を設けた。主桁の固定點はこの支柱上に置いて、大きな外力を受けて居る橋臺にその上制動荷重まで加はらない様に工夫した。従て支柱の鉄筋量が増した(図-34.)。橋臺も又比較的腹鉄筋を多く入れて支柱中心軸より 7.1m 突出した支點に加はる力を基礎版に傳達せしめねばならぬ(図-35, 図-36.) ので、一部には長 29m の大きく彎曲させた鉄筋を用ひて居る。ことに注意すべき事は基礎があまり良くない事で、約 4m 深に於ける粘土質砂盤の耐荷力は 2kg/cm² であつたから比較的大きな基礎面積を必要とした。

支間を 2×19.50m に縮小したから、桁高の制限により鉄筋量がやゝ大きくなり支點に於て桁の幅を擴大するを餘儀なくされた他に構造上特に困難も無かつた(図-38, 鉄筋の配置は図-37. 参照)。

工事の施工に當つては之を 3 に區分して、(1) 橋臺及

図-33.

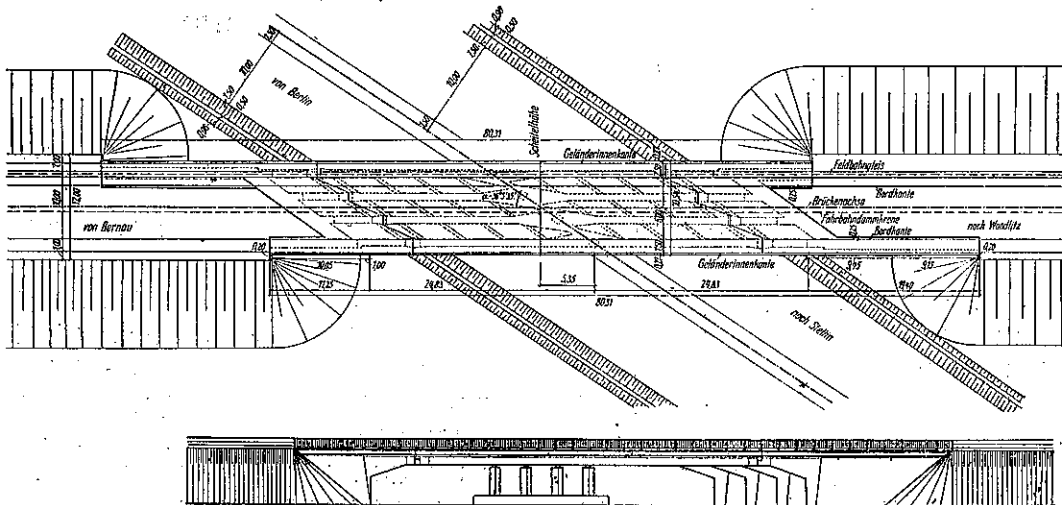


図-34.

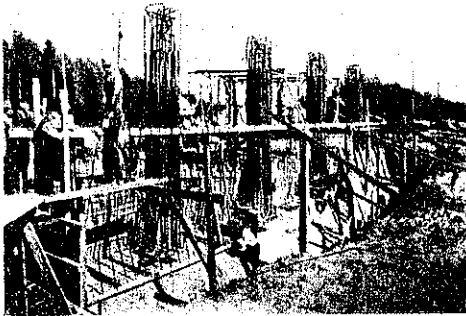


図-35.

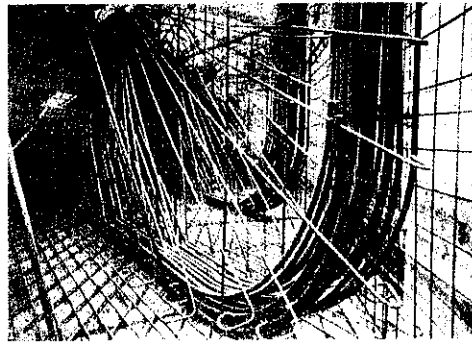


図-36.

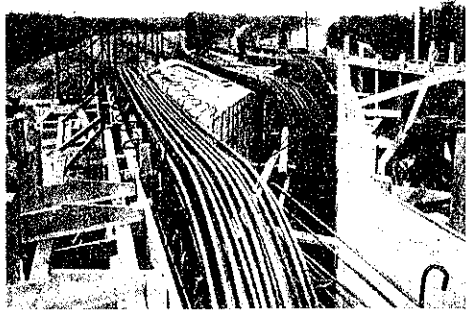


図-37.

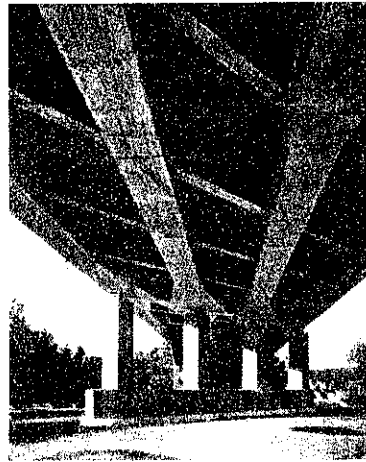
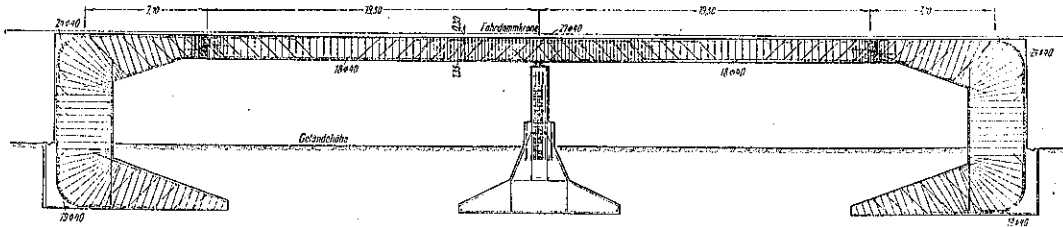


図-38.



中央支柱の地下基礎工、(2) 橋臺及中央支柱の軀体工、(3) 上部橋桁工、とし各工共1回にコンクリートを打終る如く段取をした。その爲に型枠の一部には大きな荷重がかかる恐があつたので足場を特に丈夫に作り、假基礎を施工して支柱を樹てた部分もある。

足場の内でも特に必要な箇所殊に橋桁や橋臺後方に突出した翼壁の足場にはコンクリートを打つ前に砂袋の試験荷重を載せてコンクリートを打つに作り荷重が増加して生ずる諸種の悪影響を除いた。この準備をした

爲に足場が沈下して他の既成部分に傳はる事を防ぎ簡單で且有效であつた。

コンクリート混合装置は現場に据付け桶流しを用ひ、橋桁を打つ時は鈎バケットを用ひた。骨材は3種の粒度のものを容積配合してベルトコンベヤーで混合機に搬入したが骨材置場との高さや距離が甚だしく変化しても簡便に連絡を保つ事を得た。型枠は飽仕上とし核接ぎにして型枠を取外してから表面仕上をしない事とした。出来上つた橋梁は径間大なるにも拘らず苦心の設計が

図-39.



報ひられて調和も良く、出来形も極めて良好である(図-39)。

設計は Stettin 土木事務所と Berlin のコンクリート基礎工會社 Mast 工務所の共同に成り、Bernau 土木出張所が現場を監督した。工期は着手より竣功まで6ヶ月でその中コンクリート工に要した期間は4ヶ月であった。(星 肇 和)

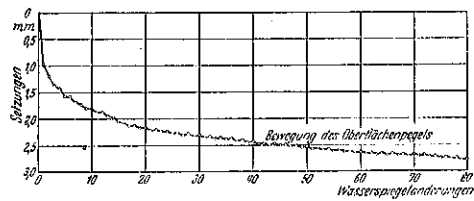
(117) 古い塔の沈下と補強

(H. Meischer, "Setzung und Sicherung alter Turmbauten." Bauing. 16 April 1937, S. 185~186.)

獨逸の土質力学に関する研究機關が、過去數回に亙つて或ひは直接に、或ひは間接に専門雜誌に於て、古い塔の改造に關係してゐた事が、同じ問題に付いて私が此の論文を書く動機となつた。本文に於ては再び、嘗つて問題になつた上部構造と基礎との構造の關係、及もつと立入つた廣い研究の必要さと云ふものを指示し、特に今日に於ても尚ほ多くの建築家及土木家にあまり知られてゐない考へ方を説明しやうと思ふ。この目的には古い塔建造物が、非常に良い研究材料となる。その理由の第一は、屢々數百年の間の沈下を読み取る事が出来る事、第二は、古く行はれた斯く斯くの修繕が無効であつたと云ふ事を知る事が出来る事、第三は、これらの建造物は、1ヶ所に大きくて重い荷重を集めると云ふ誤つた原則の良い手本であるからである。この場合、古い基礎が、化学的作用又は蟲類の作用に依つて破壊した損害には言及しないで、平たい基礎の構造物が、不均一な沈下に依つて害されて割目を生ずるか傾いて來た様な場合のみについて述べる。

緊密でない土地では、地下水の変化が、土の一つ一つの部分の運動を來す様な場合が多い(図-40)。だが多くの場合には、自然の地下水變動に依つて、既に古くから土の小さな粒があつまり厚い砂の層となり、静止の状

図-40.



態になつてゐる。砂粒が、震動に依り動く様な處は殆どかゝる状態になり得る。この揺り動かされるための沈下は相當の量に達する。これは勿論震動の源を取り去るか、適當な減衰作用と、隔離に依つて直ちに散ふ事が出来る。下に緊密な地盤がある場合には、最も多い沈下の原因は、この様な層が荷重に依つて收縮する事である。沈下曲線の形は、多くの刊行物に依り一般に知られてゐる。原則として、最後にはある漸近線に近づく。沈下の継続時間は材料の透水率と追ひ出された水分を導く道と、その層の厚さに關係する。この場合緊密な2層の間に挟まれた水を透しやすい砂層は、沈下を加速度的に進行さす。これは非常に大きな影響のあるもので例へば、10mの厚さの粘土層であるか、間に砂の層のある1mの粘土層10箇であるかは大いに異なる。後者では、前者のものに比して、同じ沈下に對する時間が1/100位に過ぎない。沈下が時間と共に終了したものならば建造物の壞れた部分を修繕し必要ならば、アンカーをし、つゝかひ棒をかつて補強する程度で充分である。この時新らしく大きな質量を付け、その荷重に依つて再び沈下を引き起こす様なことは避けねばならぬ。基礎に働く応力は後で計算して見ると多くは、その下の土の支持力に對して大きすぎるから、基礎を擴げるか、支持面積を大きくするかしてこれらの荷重を少なくする事を研究するのであるが、この場合に相當に大きなコンクリートブロックが作られるのである。かくの如き場合の一つに、こんなのがあつた。比較的小さな面積に約500tの荷重が新らしく追加されるとするに、坻坑面積の増大は極く僅かであるから、新らしく出來た底部が一樣に支持する時には、新らしく作つた基礎面は大した事がなく全体の基礎面は古いものと僅かしか違はないから底から僅か數メートルの處では、古い応力分布となる。図-41.の示す様に、50%の基礎擴げの場合には深部に行くに従つて圧力分布が直線的に減つて來るから、新らしく出來た深部に於ける基面は、古いものゝ約18%であるに過ぎない。

次に損害の多い不均一沈下の例はよく種々の場所にある新塔である。概してこの場合に建造物の諸部分は、

図-41.

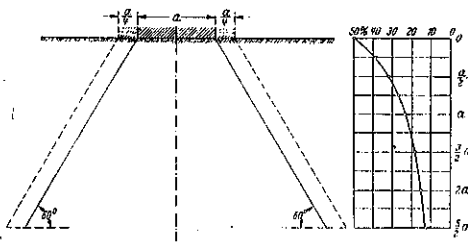


図-42.

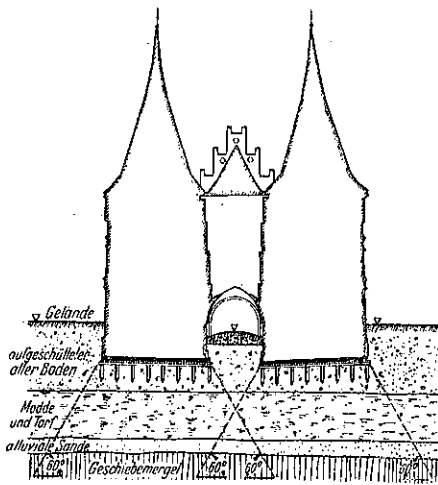
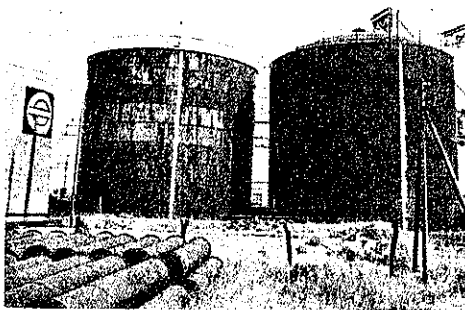


図-43.



圧縮し得べき層の上で傾いてゐる(図-42)。図に示す如く地下に於ては、相當の厚さの moade と泥炭の層がある。基礎に働く圧力は下に行く程緩がるから、兩方の塔の中間の部分に、その兩方の基礎から來る圧力のかきなる部分があり、そこでは單位面積に働く圧力が大きくなる。故に強く圧縮された部分の土は餘計に圧縮されて沈下も大きい。この現象の例は近頃の新しい建造物にも

ある(図-43)。他の場合に、一つの建築の兩方の塔が、お互に傾いた事があつた。この時は立て圓まれた円天井のために外側の垣の下で角の圧力が最大となり、この場所でも大きな沈下を生ずる事が期得され、その事が原因として擧げられたのである。その他、圧縮出来る層の異つた厚さ、又粒の分布の不同、堅度の違ひ傾く事の原因となり得る。屢々ある他の原因に依る沈下現象は、構造物の各部の重量の違ひのための不均一沈下である。基礎底部に於て相異なる大きさの基礎面に依つて理論的には何處も一樣な応力を目指しても下部の土の応力分布は一樣でない。大きさの違つた板からは、たとへ單位面積當りの応力が一定でも、同じ深さに對して力の傳達される大きさが異つて來る。図-44. に示す様に、高さの違つた2つの塔の下では、軽い方の塔は、殆ど荷重を及ぼさず、基礎面上では相等しい分布の荷重を受け乍ら圧縮し得る層に於ける同一深さの處の圧力が異つて來る。其の結果、多くの古代の教會や群塔に於ける如く、群塔が他の

図-44.

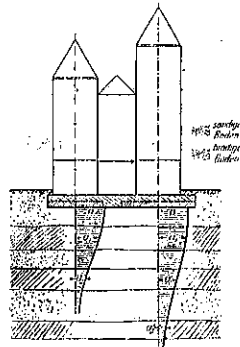


図-45.

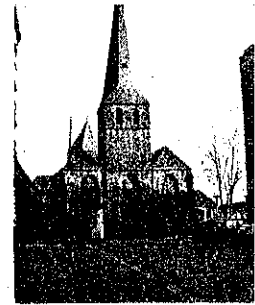
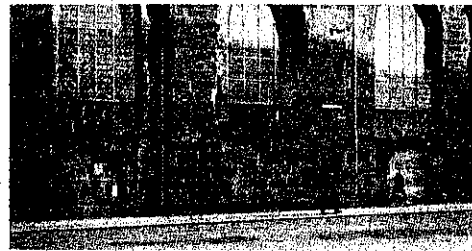


図-46.



構造物から全く切り離されるか、又は他の構造物が同時に變形はしてゐるが、傾いて了つてゐる。図-45. 及図-46. に見る如く、中央の重い塔と側方の構造物が、ゆがんでゐる。沈下の運動が止まつて了つた場合には、改造工事は少しも困難ではない。處が、今日に於ても尙靜止しない様な場合もある。數百年間も沈下が続いてゐる。

のは地下に非常に厚くて、非常に水の通り難い粘土の層があるからである。この場合には、等しい時間間隔の沈下は段々と少くなつてゐる。増築や改築に當り新しく荷重をかける事に依つて再び沈下を初める事がある。この沈下の状態は、沈下曲線で分かるが、今の如き場合は不連続になつてゐる。今までは沈下が、基礎地盤の研究に依り、後に計算して見て略ぼ様子の分かる様な通常の場合について述べたが、これに反して地下に上からの荷重に依り横の方に逃げ去る様な塑性層がある場合には簡単な計算では分からない。この沈下現象は構造物の重い部分が最も多く沈下し、相隣る部分が影響し合ふと言ふ様な特性を持つてゐる。今日の土質力学の位置から見て、緩やかな粘土の流れとか、時間沈下曲線の切線が時間と共に0にならないで、ある一定の値に近づくと言ふやうな粘土の現象は、よく分かつては居ない。まだ沈下の止まない構造物の改造は、充分の見通しを附けてなされねばならない。割目をぬりふさぐ事や基礎を掘げる事に依つては、前述の通り大した効果は得られない。だが、はつきりと2つの部分に異つた運動が起つた時は兩部分を切りはなして片分だけは損害を受けなと言ふやうに對する事が出来る。

又多くの場合は、アンカーを作つたり控壁を作るなど、と附加物をする事が行はれてゐる。同時に數ヶ月又は數年に及ぶ適當な水準測量を行ひ、沈下を適當に制御する方法に資せねばならない。沈下が減少しないで続く時は塑性層の逃げる事、又は何か他の原因を依るものである。この場合には、深所にまで達する矢板に依つて構造物を取囲む事が考へられる。(最上武雄)

河 川

(118) Prager 上流の運河計畫

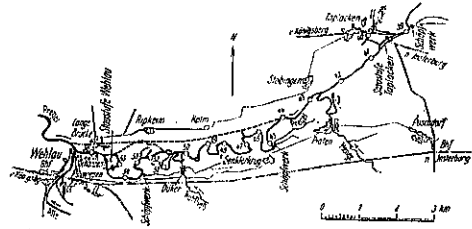
(Breuer und Schaerig, "Die Kanalisierung des Oberpregels." Die Bautech. 23. April 1937, S. 225~230.

1934 Taplacken 堰の完成作 Prager 上流の運河計畫案が決定し Wehlau 堰が計畫された。この計畫によれば Insterberg から Wehlau までの航路のみならず更に上流の Königs berg まで常に 250t の船が航行出来る様になる。

Wehlau 堰の建設に際しいろいろの計畫がたてられ、

位置の選定についても盛に論議された。先づ第一案として Ripkeim に閘門を作り、44km と 55.35km との間に新水路を開鑿し、航行を妨げる蛇行を短縮し、桶堰を分岐點のすぐ下に計畫した(図-47)。所がこの案は洪水があると、蛇行した舊川は土砂が沈澱し、浚渫費が相當にかゝり、新水路の開鑿も安くは出来ない。これらの理由でこの案は放棄された。

圖-47.



第二案として矢張 Ripkeim に閘門を作り 51.5km と 56.5 km の所に分水路を作る。これは費用は少なくてすむが最近移住地として撰定された Ripkeim が二分され、又洪水の流れをなるべく妨げない様に堰を低く作らねばならない。それは堰のあるため洪水は平地に溢流し運河が埋没する恐れがあるからで、この案も駄目である。結局 54.5 km と 55.5 km との間に堰を作る案が成立した。こゝに閘門と東に急曲した箇所桶堰を作る計畫が出来、後扉室には中島との連絡に跳開橋を作り、附帯工事として排水のため Piaten と Kuhfleiß とにポンプ場を設備する事になつた(図-48)。

圖-48.

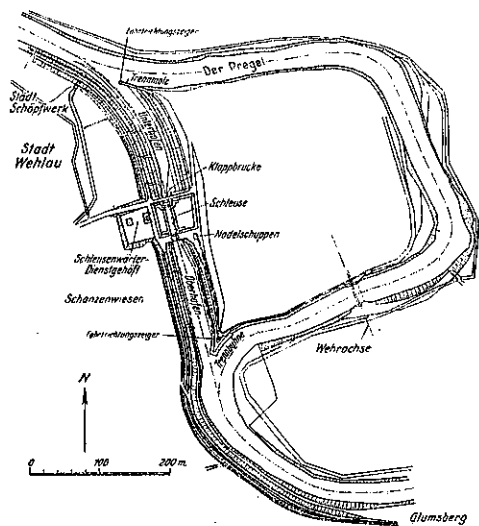


圖-49 (A).

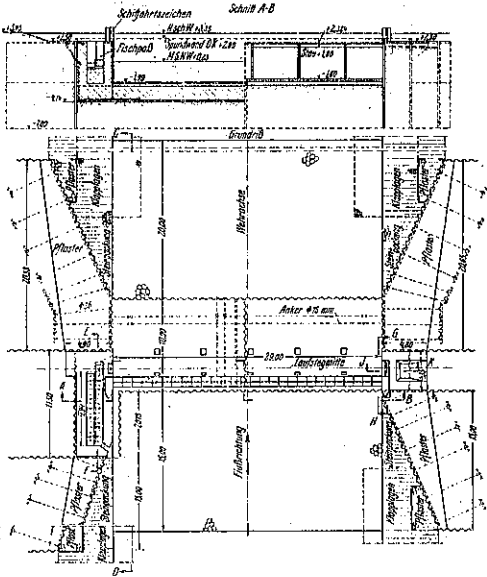


圖-49 (B).

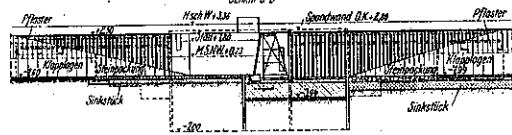


圖-49 (C).

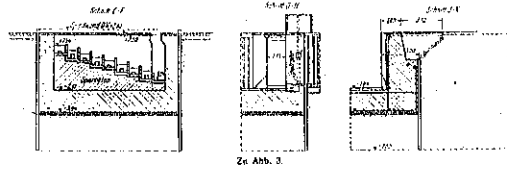


圖-50.

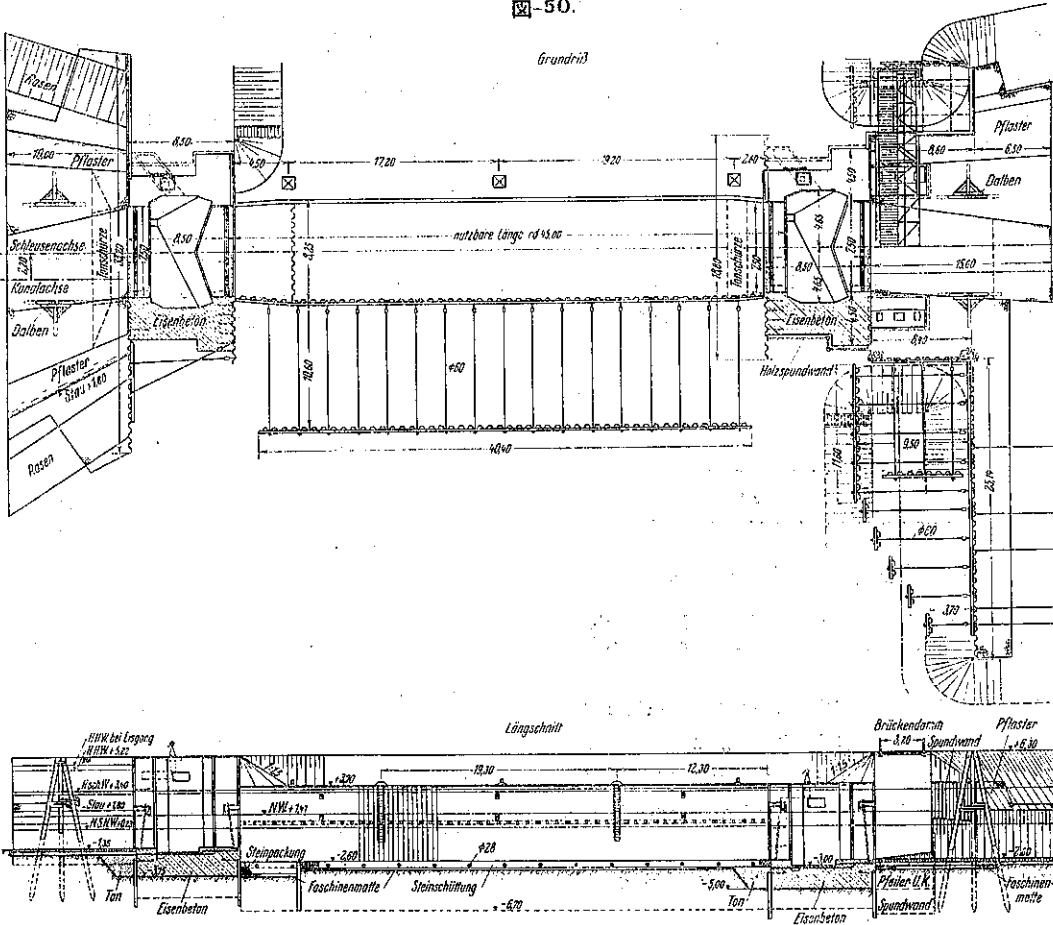


図-51.

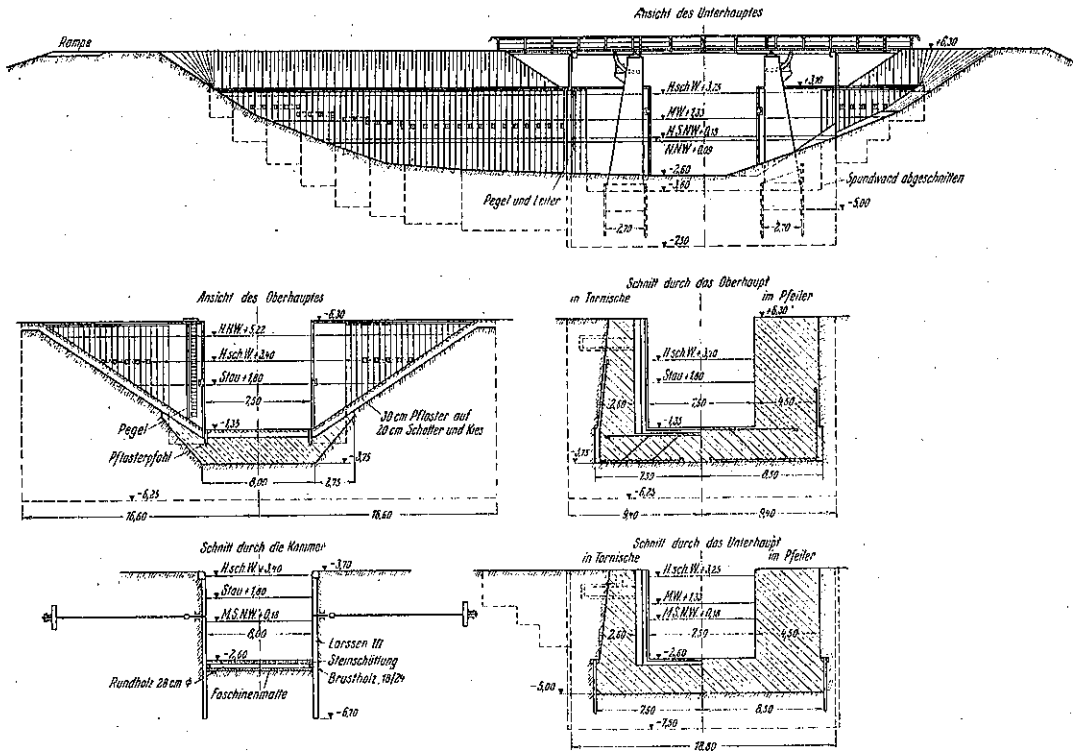


図-52.

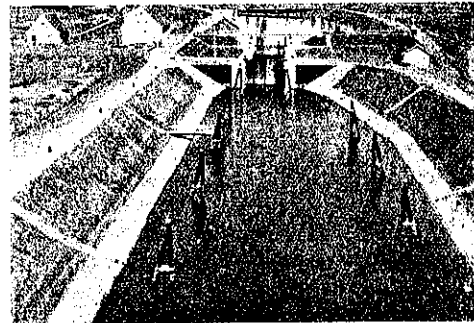
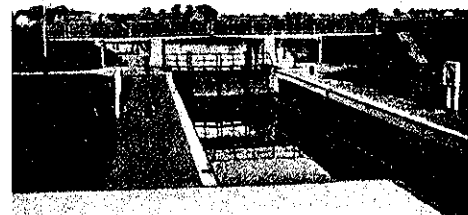


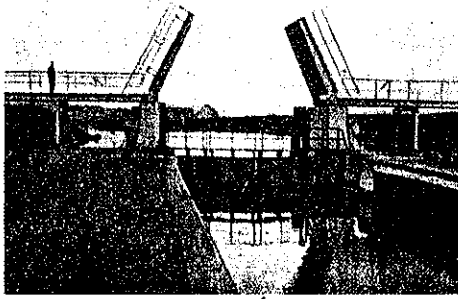
図-53.



I. 堰及閘門堰 (図-49.) と閘門 (図-50, 51, 52.) との構造は Bantechnik 1935 Heft 50 に記載の Taplacken 堰と殆ど同じである。ただこゝでは運河の分岐點に石張の背割堤を作り、その先に鉄矢板で作った標識を置いた。これは船が背割堤に乗り上げるのを防ぐため、又運河の河口には鉄矢板構造の防波堤を作った。下游は 45 m にひろげ船溜となつてゐる。防波堤の向ひ側には Wehlau の揚水設備があり Schanzen 平野の排水を行つてゐる。又背割堤の先には信號所を設け通行の良否を示す様になつてゐる。

II. 跳閘橋 閘門の後扉室に中島との連絡用として橋を作つた (図-53.)。高さは NN+6.30 m で本体の天端高と同じである。所が水位は NN+3.26 m あるから橋の空高は必要な 4 m に足りない。そのため跳閘構造とした (図-54.)。橋の固定部分は 2 径間の連続桁として行られ、橋臺は鉄筋矢板の上に作つたコンクリート構造となつてゐる。中央の支へは、椿接のラーメン構造で鉄筋矢板を基礎としてゐる。その取付けには丈夫なボルトでアンカーしてあつて、矢板と一体になつてゐる。跳閘の働作は手働式であつて、車道の下に對重をつけた。

図-54.



III. 灌漑計畫 Pregel 上流の運河計畫は舟運の便のみならず附近の平地の灌漑にも大いに考慮が拂はれた。そのため Piaten と Kuhfließ とに、揚水設備を設け人工的に灌漑出来る様になった。

IV. 工事の實施 Wehlau 堰は次の 3 つの部分に分けて工事が進められた。(1) 洪水の調節及 Schanzen 平野を囲む築堤、(2) 閘門の築造、(3) 桶堰と灌漑設備、第一の工事は閘門の根掘、堤防の修理が主なもので Holzmann A. G. 及 Wolf & Döring 商會の手になった。

第二の工事は閘門の築造、跳閘橋の建設、運河の分岐點の諸設備等を含んで Otto Krauskopf の手になった。

第三の工事は桶堰が主なもので Philipp Holzmann 商會の手になり灌漑設備は Possekell & Schader 商會の手になった。

V. 工事費 洪水調節に約 193 000 マルク、閘門に約 556 000 マルク、桶堰に約 245 000 マルク使用した。灌漑設備には

Piaten で	約 50 000 マルク
舊 Kuhlfließ で	約 32 000 マルク
Kuhlfließ の移転で	約 45 000 マルク

總計約 1 120 000 マルクの工事費がかゝつた。

Wehlau 堰の完成と共に 1921 年から始まつた Pregel 上流の運河計畫はすっかり出来上つた。今や Königsberg まで 250t の船が自由に出入出来、Insterberg 市の如きは一躍東プロシヤの主要港と密接な關係を結び事が出来る様になった。

(山内一郎)

道 路

(119) 乙字形道路改良の一例

(Murray D. Van Wagoner, "Getting Rid of Road Zigzags in Michigan Highways." E. N. R. April 15, 1937, p. 552-554.)

Michigan の廣大な面積の開拓に當り土地を四角形に區切つて所有したことは合理的で且つ便利であつた。所有地の區畫は道路とされ、其の狀態が暫らく続いた。

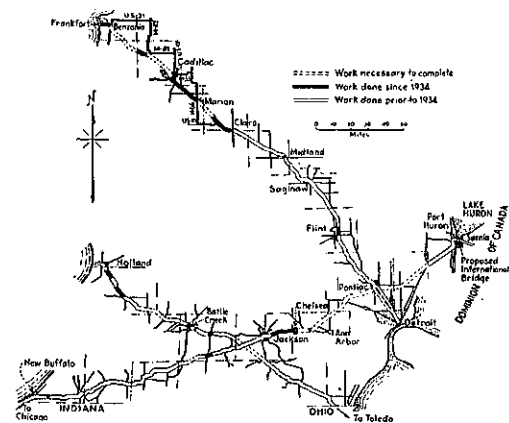
其の後自動車 の出現と共に道路の鋪裝が始つたが工事費の低廉と自動車 の長距離運転に對する一般の無知の爲に在來の道路を其の儘鋪裝して使用した。約 20 年前に主要道路の完成を計畫した時でさへ此等の鋪裝道路を結びつける計畫であつた。従て迂回せねばならぬ所が深山あつた。

自動車荷重の増大と速力の増加は道路工法を一変させた。急曲線は緩曲線に置き換へられ迂回は取り除かれた増加荷重に適當な且つ長距離運転に効果ある道路の建設にあらゆる努力が拂はれた。然し尙充分ではなかつた。

Michigan に於ける現在の主要道路計畫は 2 點間を直線で結ぶことで舊道路が計畫線上にある時は此を利用するが其他は新しく建設される。

現在 3 つの主要道路を工事中で其の目的は旅行距離の短縮と都市附近の交通の輻輳を防ぐにある(以下図-55. 参照)第一は Clare と Frankfort を結ぶ線で此に

図-55.



より Detroit と州北西部の遊覽地方との間の里程を 50 哩以上縮める。第二は州南西部に在つて Indiana との境に近い New Buffalo と東部 Canada の入口である Port Huron を結ぶ線で此は Chicago-Montreal 間

の計畫線の一部である第三は Toleds から Holland に至る線で Ohio 其他東南地方の各州から直接 Michigan に至る便宜を興へる。

以上の内第一が最も著名であり進んで居る。此の道路は Detroit から Clare 迄は大部分直線であるが Clare から Frankfort 迄は迂回して居る現在斜線的に道路が建設されて居るのは此の部分である。今迄は Clare からは 図-55. に示す。US-10, M-66, M-55, US-131, M-42, US-31 の各路線を経て Benzonia に至り、それより Frankfort に達した。これによると Clare Frankfort 間は 146 哩であつた。それが Clare Frankfort 間の新路線が完成すれば殆んど直線となり 50 哩以上縮められる。

Frank fort では上部 Peninsula の西部地方の入口である Menominee と Michigan 湖を過つて渡船により連絡される。故に新道路と渡船を利用すれば Detroit と此の地方は 150 哩以上も短縮される。

Chicago Montreal 線の一部を爲す道路は Midwest と東部 Canada 及東部各州の各地との交通に大に効果ありと期待されて居る。現在 Detroit を通つて居る路線に較べて特別に里程の短縮はないが輻輳せる都市附近を離れて輸送する便利があると信じられて居る。此の道路は New Buffals より Jackson に至り Pontiac を経て Port Huron に達する。Chelsea と Pontiac 間が未完成であり Jackson の南西に短縮其他の改良を必要とする所がある。Chicago Montreal 線の重要部として Port Huron と Ontario の入口である Sarnia 間に St. Clair 河に架橋の計畫がある。数ヶ月前の決定によると Michigan 及 Ontario の道路當局が取付道路を造り主構造の建設費は橋銭により回収する筈である。

Michigan 湖の保養地と Ohio を近づける目的の Holland Toledo 線の建設は現在の道路の改良に限られて居る。

過去 3 年間に迂回を廢して道路を短縮する工事に四百萬弗以上の金が使はれて居る。此の費用の大部分は計畫路線の一部分をなす在來の道路に投ぜられたものが計畫の完成には尙數百萬弗を要すると思はれる。

(宮地武夫)

都 市 計 畫

(120) ニューヨークに於ける立体交叉構造物 (其-2)

Dr.~Ing. E. Neumann, und Dr.~Ing. M. E. Feuchtinger "Anforderungen und Durchbildung grossstädtischer Verkehrsbauteile, gezeigt am Beispiel von New York." Bautech, Heft 18. 23 April 1937 S. 230~233.

舊ハドソン沿岸道路 アメリカの道路の如き大交通量を負擔する道路は交通を一方向とする事に依りその道路の使命を果してゐると言ふ事は既に 6 年前に開通した、マンハッタンのハドソン沿岸道路並に Pulaski 橋梁道路の例に依つて明らかである。このハドソン沿岸道路の最初の延長 7.2 km の工區は Holland 隧道の高さに始まり、Zentralpark の高さに至る迄ハドソン岸に沿つてゐる。George Washington 橋との取付箇所及 New York 北方の Westchester 郡の慰樂地域の公園道路網との取付箇所は工事中である。そしてマンハッタンを南北に走る街路の交通負擔を軽減し立体交叉構造の採用に依り交通時間を短縮する。その構造は中央の安全島(照明装置を必要とする)に依り左右 3 車線(幅員 9.15m)づゝに分離されてゐる。併しこれでも未だ完全ではない。南方の終端に於ける交叉點に就ては 図-56, 57. に依

圖-56.

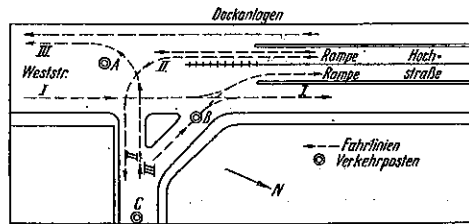
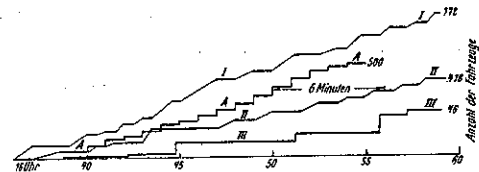


圖-57.

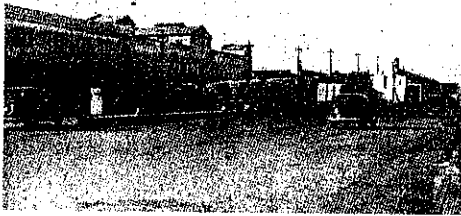


り説明する。この交叉點では同時に働く 3 個の信號機で、交通整理せねばならぬは A 交叉點の主要點であり、B, C の整理は A の交通量の如何に依る。A の交通量は交叉點の 3 方向に對して 図示しておく、左分岐の交

通 II は最も不利である。C から南北に向ふ交通に依り交通路 II の妨害が A の近くにある爲に A, C は交通能力を制限されてゐる。A, C の交通整理を一致させる事が出来ない爲に交通 II の停滞が起る。交通調査の結果取付坂路の交通量は 100 臺以上になる (図-58)。交叉點手前でこの方向の交通密度曲線 A—A から見積ると 6 分又はそれ以上の停止時間が算出される。機械的計數器を用ひて交通損失時間を調査する事に熟練せるアメリカの交通技術者は此處に示された方法の如く交通障害物前後の點に於ける交通量曲線を使用して簡単な方法で交通損失時間を算出した。

新ハドソン沿岸道路 ハドソン沿岸道路を北方に向つて延長する事は北方に未だハドソン岸に沿つて空地が

図-58.



残されてゐる故大した困難はない。此の部分を一木の鐵道線路が占有してゐるが、此の線路を隧道にし全沿岸を綠地化する計畫案を 1912 年に New York に留学せる E. Neumann は知つてゐた。この計畫案が今日完成されて見ると何等不利益とする點は見出されない。目下この綠地設備と共に沿岸道路を北方に向つて延長しつゝある。

Semiramis 傾斜公園 ハドソン河岸は岩盤の急斜面をなし M. W. より 40~50 m の高さにある。河岸に接して多數の線路が 15 年前に築造された幅員大なるパノラマ道路の高さにある。傾斜河岸地を利用して沿岸道路の交通量を減じ且既存の住宅地域の交通を集める可き道路を築造した。自動車道は延長 3.2 km の間は傾斜面に沿ひ其の後は種々の高さに分離して立体交叉となし種々の公園を中心として展覧臺、運動場を普及し傾斜面を懸樂地區として利用する (図-59. 参照)。

現在完成してゐるものは顧問技師 Madigan 及 Highland の計畫であるが非常に傾斜面をよく利用してゐる。北方の街路に取付ける爲に岩盤を隧道で貫いてゐる。之の上に Grant 將軍の墓碑がある。図-60, 61, 62. は鐵道線路を種々の方法で蓋をしてゐるのを示す。

図-63, 65 は環狀道路の桁架設工事狀況を示す。
(中村清照)

図-59.

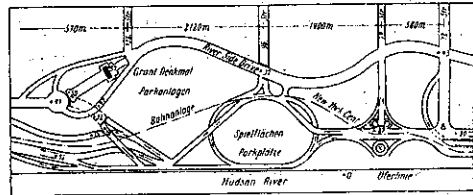


図-60.

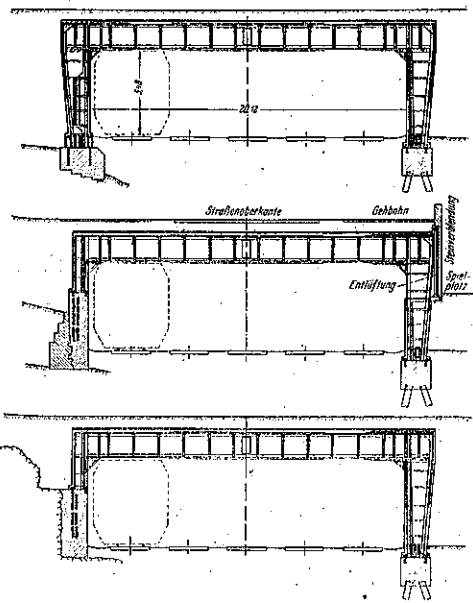


図-61.

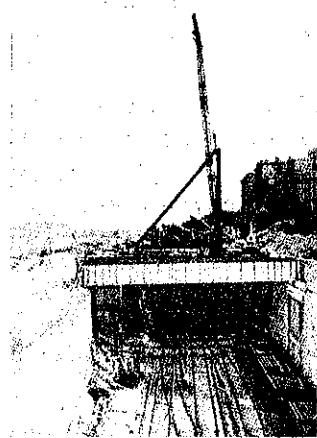


図-62.

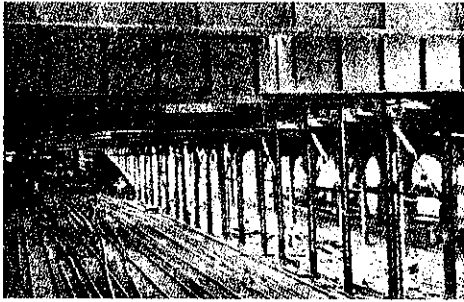


図-63.

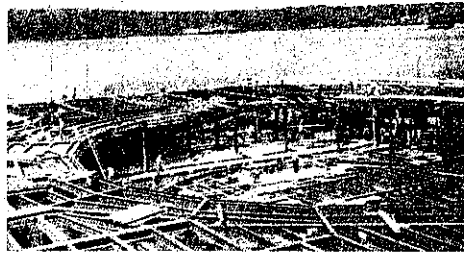
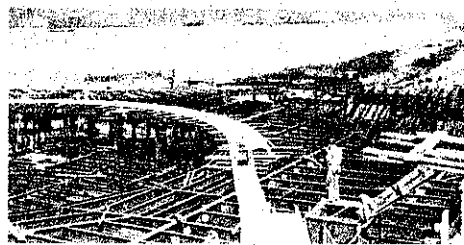


図-64.



鉄 道

(121) 軌道の砂利添加問題

(Anton Schrott "Ein Beitrag zur Frage der Gleiseinschotterung" Gleistechnik und Bahnbau 15. Jan. 1936. S. 17~20.)

「長尺軌條敷設軌道と連続熔接軌條敷設軌道との優劣比較」の討論に關して屢々軌條への砂利添加が提案せられるがこの論據をなすものに二あり。その一は軌條溫度變化の範圍を少くして溫度による軌條応力を減小せしめんとする爲、その二は枕木上にある餘分の荷重たる添加砂利の重量が軌道の浮上りへの抵抗を増大して線

路破壊への危険を豫防せん爲である。荷鉄枕木 (bet-tungsgriffige Fußschwelle) 並に木枕木への横材又は短軌條の取付等の適當なる施設によつてこの抵抗は更に増大されるわけである。

砂利添加による軌道溫度低下の程度は相當雜多で幾分散漫な結果ではあるが最大の場合(高溫度)で 10~15°C の低下を期待し得る。1°C の溫度上昇が略 25 kg/cm² の軌條応力を生じ、即ち軌道に約 3.2 t の壓力を起す事に考へ及ぶならば溫度低下に有效なる本方法が追究されるわけである。

實際軌條に働く溫度の狀態に就ては現場に於て試みられた種々の方法の砂利添加の實驗の結果を見れば判明する。

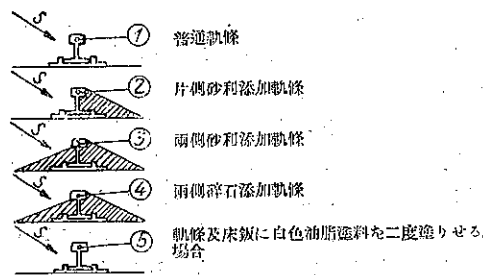
實驗の方法と結果

(a) 夏季に於ける高溫度の場合: 溫度測定は軌條の片側砂利添加の場合と、兩側添加の場合を調べ、更に軌條に白色塗料を施せば軌條溫度にどの程度まで影響するかを調べた。この實驗に用ひられた軌條は S 49 形式軌條で、頭部又或るものは底部にも軌條長さの方向に穿孔して寒暖計を挿入した。

敷設の狀態は枕木上に東西の方向に敷設され、1 日中軌道方向に直角に日光が直射する様にした。比較値(平均値)を得る爲に常に多くの試験軌條が設置された。短軌條を用ひた際、その測定結果に影響ある様な午前及午後の前面反射を避ける爲に各實驗軌條は 2 本の軌條片の間に密着して敷設された。實驗用寒暖計は檢定された。

實驗期間(1934 年 6 月末から 8 月中旬にかけて)の天候は特に實驗に好都合で(大体温暖、晴天、微風)あつた。軌條寒暖計は僅かしかないので、一實驗群に丁度割當て置かれた。この一實驗群には必ず普通軌條と塗料を施した軌條を比較觀測した。一實驗群については 5 又はそれ以上の實驗が行はれ、得られた結果はよく一致した。氣温は時々地上約 1.5 m の日蔭で測定した。

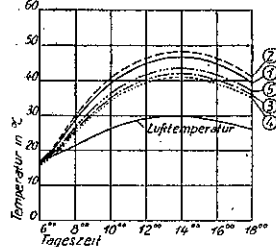
図-65. 實驗第 I 群の實驗構造



実験第 I 群の構造は大体 図-65. に示す如くでその結果は 図-66. に示す如くである。最高温度は豫期の如くに実験番号 ② の場合に

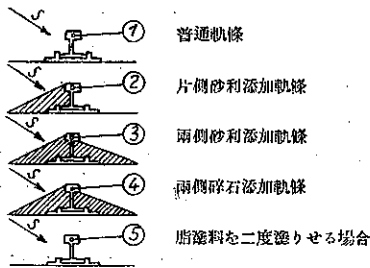
図-66.

実験第 I 群の實測軌條温度



起つたが、之は冷却せる空氣が太陽の反對側にある添加砂利の爲に軌條側面を通り抜けられず、軌條を冷却出来ないのみか、更に多くの熱が軌條に溜められるからである。軌條被覆に砂利を用ひず碎石を用ひた際、唯一つの実験に於て僅か許り異つた値が出た、白色油脂塗料を施した軌條及床板の実験番号 ⑤ からの結果は注目値する (即ち白色体は吸熱作用が小)。

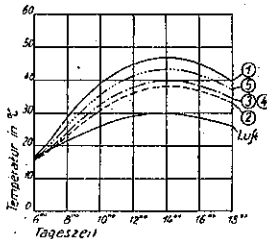
図-67. 実験第 II 群の實驗構造



実験第 II 群の實驗構造は僅かに異なるのみである (図-67.)。その結果は 図-68. に示す通りである。之を見ると実験第 II 群の ② の結果が第 I 群と非常に異つてゐる他は前述と異なるものは殆どない。太陽側は軌條が被覆さ

図-68.

実験第 II 群の實測軌條温度

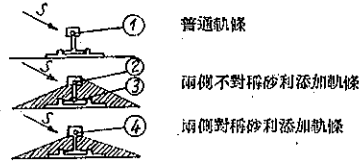


れてゐる上に反對側は附近の冷却せる空氣に過剰の熱を傳導する率が多い (空氣の熱傳導率は砂利の夫に較べて有利である)。他には之といつて擧ぐべき違ひもない。

実験第 III 群に於ては砂利添加された軌條に於ける温度の進行状態を調べる爲に軌條底に於ても温度を測つた (図-69.)。その測定値の差 (頭部と底部の差) は 4~5°C に昇つた。(普通構造軌條ではその差が 1~2°C なり)。この Δt -値 (図-70.) は軌條内部応力の差の大小に關し、どの程度まで軽減し得るかといふことに就ての一

つの尺度である ($\sigma = 128 \text{ kg/cm}^2$)。又軌條応力がこの応

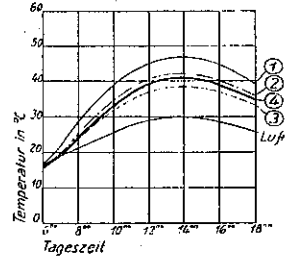
図-69. 実験第 III 群の實驗構造



力の差から生ずるといふことは注目すべきである。今軌條断面を (頭部、腹部、底部) 3 部分に分けて考へると、この温度の差によつて腹部に加はるる圧力は底部に較べて $P \approx 800 \text{ kg}$ もある事を知り、更に頭部に於ては $P \approx 3600 \text{ kg}$

図-70.

実験第 III 群の實測軌條温度

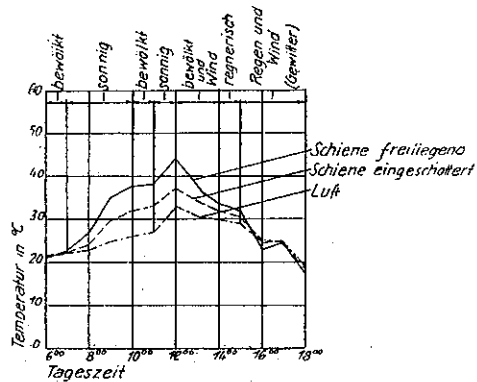


に達する。例へ之らの偏心的に働く圧力が直ぐ相隣つて現れても直ちに危険を惹起するものとは思はれない。

次の例が之を證明するが、軌條に於て約 5 m 延長で 10 mm 位の高斑がありとすれば、軌道状態が悪い様な (譯者註: 丙線, 簡易線) 場合に於ては普通軌道状態と認容する事が出来るが、この場合この高斑を生ずる偏心的の合力は僅か 30~40 kg に過ぎない。こんな僅かな力は枕木上の砂利の重量に抵抗して何ら危険な働きを爲し得るものではない。軌道の高斑はこんな原因から起る事は殆んどない。同様に bettungsgriffige Fußschwelle も亦前述の如く高斑を起さぬ様に働いてゐるのである。

軌條温度は氣温に遅れて進むといふ解釋が屢々行はれるが、その時間の差は 2~3 時間である。實際さうで

図-71. 天候急変の際の氣温と軌條温度の変化

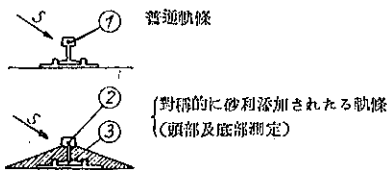


あるかないかは既に行はれた実験、特に図-71.を見れば明らかで、気温と軌條温度との関係はさしたる時間的变化を受けないことが判る。軌條温度が気温に遅れて昇降するといふ意見は、唯太陽の光線は(正午の)最高気温の時軌條を直角に照射するのではなく、2~3時間おくれて照射するのであるといふ説明のみで陳べられるのであるが、この移行は東西方向からの大きな偏倚によつて起つて来るのである。

砂利の代りに軌道への添加に灰か砂を使用する事は假令経験上から Δt が大きくなると期待されても之らの細粒や塵埃が混入して直ぐ道床汚損を來すから試られた事がない。優秀なる道床への根本的要求即ち通水性といふ事は如何なる場合に於ても犠牲にされてはならないのである。

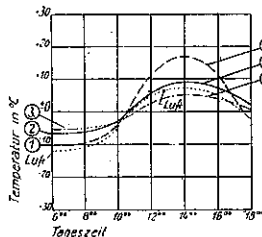
(b) 冬季の低温度の場合: 実験方法は夏季の場合と同様であるが、普通構造の軌條と對象的に砂利を添加せる軌條の二つの場合の比較観測をした(図-72.)。

図-72. 冬季に於ける実験構造(実験第IV群)



曇天 0°C 位の相當靜穩な気温の日(風、微雪)に行つた5 実験例によると讀み違ひの許容範囲内(1~2°C)で動く様な僅かの差違しか得られなかつた。しかし普通構造軌條に於ては日中は極めてはつきりと温度上昇が現れた。之に反し晴天の寒夜とかその翌朝とかには關係が異つて來る。夜又は早期には零下では砂利添加された軌條の温度は普通軌條の温度より高く(約 3~4°C の差)次に温度曲線は急激に上昇して午前中に交叉し正午には零度以上で、前者は後者より約6~7°C

図-73. 実験第IV群(冬季)に於ける實測軌條温度



低くなつてゐる。軌條頭部温度の上述の差(3~4°C)は -15°C (実験的の最低温度)の際には殆んど変化なく、気温は夜中は普通軌條より 1~2°C 低く、しかも最低で夜が明ける

に従て上昇するが砂利添加軌條の温度を越へることは稀である(図-73. 参照)。

砂利添加軌條の横斷面的最大温度差は冬季では天候の關係で(露又は霜)氷點上又は氷點下に現はれるが兎に角 1~2°であつた。

実験結果の概説 白色塗料を施した軌條は僅かに温度下降を示したが、之は經濟的觀點(直ぐ汚損して時々塗り換へなければならぬ點)が問題となつて適用されないであらう。

実験された砂利添加法の中で對稱的添加法が最も好結果で、この方法は對稱的であるから添加する際軌條の内側外側を考へる必要がない。軌條頭部の温度下降は夏季 6~7°C で、この値に冬季の差 Δt 値を加へると總温度变化の減少量は約 11°C となる。しかし非常な高温とか、非常な低温(+60° と -30°C)の際にもこの Δt 一値の更に大なる開きは殆んど生じないから約 12% の温度による応力の緩和が出来る事になる。

木製枕木軌道の際の実験の結果は判つたが、鉄枕木軌道の際の変化がどうなるかは更に多くの実験に俟たねばならぬ(熱傳導)。

結論 軌道に砂利を添加する事によつて軌條温度变化の輕減高斑發生に對する抵抗の増大等の利點を得るが又一面に於て不利點もある事は周知の事である。砂利を添加すれば犬釘緊縮やその監視に非常な困難を來すのである。之等の方法を施したとて軌道は常に堅固であり得ないのであるから、ある特別な軌條状態の時にのみ砂利添加を採用すべきである。がしかし大低の場合には監視は常に怠るわけには行かないのは勿論である。

軌條折損の一部は強応力の加はれる軌條底部から發するのであるから砂利添加軌道ではその砂利の爲に軌條が完全に折損するまで發見出來ぬ。又腹部及底部の縱裂をも發見出來ぬ。長尺軌條とか又は連続熔接軌條の場合には軌條は極く低温の場合に大きな張力を受けてゐる。かういふ際に不運にも軌條折損を生じて線路破壊を惹起することになるのである。

結局軌條の「總応力輕減」といふ事を考へても、上述の如き考慮を没却するわけには行かないのだから、軌條に砂利を添加する事に依つて得られたる応力輕減といふ事は殆んど問題にはならないのである。

(鈴木信孝)

(122) 溶接軌條の狂ひに対する安全性

(Hubert Lederle "Sicherheit gegen Verwerfung im durchgehend geschweißten Gleise")
Organ I. Juli 1935 Heft 13. S. 235-238.

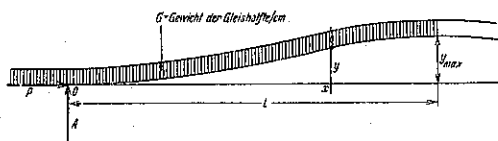
軌條を連続溶接すると軌道に接目鉋が少くなるといふ利點があるがそれ以上に重大なる軌道の狂ひといふ危険な不利點が疑問となつて來る。この軌道の狂ひといふ危険は如何にしても起るのか、又は何らかの方法に依つて避けられるのかに就て以下述べて見る事にする。現在この問題に就ては Org. Fortsch. Eisenbahnwes. に發表されてる Nemezek, Blach, Wattmann, v. Sanden 等の論文があるが、就中 Emmann 及 Grnenewaldt が試験軌道に於て爲した、營業線に於ると同様な研究によると以下述べる如き結果となるのである。尙この軌道の狂ひに対する安全性を概括的に知らんとすれば現場で再検討するれば恐らく他の原則からも判るであらう。

(a) 軌條浮上り 軌道に於て温度が上昇すると軌條はそれによる軸圧圧力に釣合はんとして伸びて浮上るがこの浮上り彎曲は次のものに抵抗して働くのである。即ち

1. 軸圧力に対する軌條の彎曲抵抗
 2. 枕木、枕木と軌條との締結装置及軌條の綜合重量
 3. 枕木が道床から浮上る際の摩擦力
- 3の摩擦力はこの軌條その他の重量と同方向に働くが浮上りが更に大となると軌條その他の重量に較べ甚だ小となり無視してもよいから結局前 2 者の影響のみを考慮すれば足りるわけである。

この場合の弾性曲線の式は 圖-74. の曲げモーメントから得られる。

圖-74.



$$M = Ax - \frac{Gx^2}{2} - Py, \quad A = Gl$$

故に此の弾性曲線の微分方程式は

$$\frac{d^2y}{dx^2} EJ + P \cdot y = Glx - \frac{Gx^2}{2}$$

之を積分すると

$$y = C_1 e^{ax} + C_2 e^{-ax} + \frac{Glx}{P} - \frac{Gx^2}{2P} + \frac{GEJ}{I^2}$$

$$y = C_1 e^{ax} + C_2 e^{-ax} + \frac{Glx}{P} - \frac{Gx^2}{2P} + \frac{GEJ}{I^2} \dots \text{式-1.}$$

常数 C_1, C_2 は $x=0$ の時 $y=0$ 及 $x=l$ の時 dy/dx は 0 なる限界條件より得られるから

$$y = \frac{GEJ \cos(ax-l)}{I^2 \cos al} + \frac{Glx}{P} - \frac{Gx^2}{2P} + \frac{GEJ}{I^2} \dots \text{式-2.}$$

更に限界條件に注意して見ると $x=0$ の點で浮上つて居る軌條が水平になるのだから $\frac{dy}{dx} = 0$ でなければならぬ。故に l は

$$\frac{dy}{dx} = -\frac{GEJ a \sin al}{I^2 \cos al} + \frac{Gl}{P} = 0$$

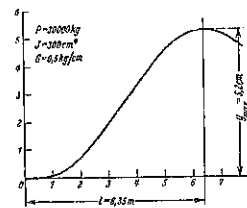
茲に $a^2 = \frac{P}{EJ}$
 $\frac{\sin al}{\cos al} = al$

$$l = 4.493 \sqrt{\frac{EJ}{P}} \dots \text{式-3.}$$

$$y = 4.613 \frac{GEJ}{I^2} \cos \left[4.493 \left(\frac{x}{l} - 1 \right) \right] + \frac{Gxl}{P} - \frac{Gx^2}{2P} + \frac{GEJ}{I^2} \dots \text{式-4.}$$

圖-75. は同圖に示せる如き諸値を有せる軌道に対する 式-4. の一例である。

圖-75.

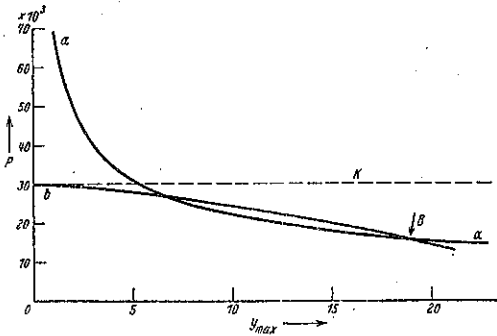


この場合は相當極端な場合で破壊力が軌條の抵抗力及軌道重量から生ずる抵抗力が等しい場合である。若しも軌條が之以上浮上れば破壊力が更に増大して軌條は益々浮上り、遂に或る限度に達すると軸圧力が一時に低下する。又若しも軌條がこの極端な場合より幾分でも低くなれば、抵抗力が増大して軌條は浮上らない。茲でこの安定條件の效力を直ちに認めないとすれば、この現象は昔からよく云はれてゐる軌道の狂ひの「自家治療(自然消滅)」として見るより他はないであらう。軌條は伸長して來ると段々浮上つて軸圧力は緩和される。 G を充分大とすると軸圧力は浮上りが増大するに從て漸次減少する數だけ緩和され得る。

圖-76. の a-曲線は y_{max} (軌條浮上り曲線の危險點の縦距) とその時の軸圧力との關係を示してゐる。

b-曲線は軌條浮上りの縦距 y_{max} に対する直線軌道の軸圧力の減少状態を示す。

図-76.



式-4. より y_{max} は $x=l$ とすれば

$$y_{max} = 4.613 \frac{G l^3}{P^2} + \frac{G l^2}{2P} + \frac{G l J}{P^2}$$

で式-3. より $l^2 = 4.493 \frac{E J}{P}$ であるから

$$y_{max} = 15.706 \frac{G E J}{P^2} \dots \dots \dots \text{式-5.}$$

$$P = 3.96 \frac{\sqrt{G E J}}{\sqrt{y_{max}}} \quad (\text{図-76. a-曲線}) \dots \text{式-5a.}$$

延長 l の軌道が y_{max} だけ浮上り、その半波の延長との差が λ とすると浮上り曲線の式は $y = y_{max} \sin^2 \frac{\pi x}{2l}$ に近くなるから λ は

$$\lambda = \frac{\pi^2}{16l} y_{max}^2$$

故に、この延長 λ は 式-3. 及 5. から次の如き軸圧力の緩和を來す。

$$\Delta p = \frac{\lambda E F}{l}$$

$$\Delta p = 0.1225 F \sqrt{\frac{G E J}{J}} y_{max}^2 \dots \dots \text{式-6.}$$

図-76. に於て見られる如く 0.5 kg/cm の軽軌條が 0.6cm 浮上つた際には その軸圧力は 軌道を破壊する様な大きなものではない事が判る。 y_{max} がもつと大となれば、浮上りは B まで進んで軸圧力は 応力緩和に伴ひて低下し必要な浮上り力以下となる。若し b-曲線が全然 a-曲線の下にあるならばある 假定の下ではあるが、軌道の狂ひは決して起らぬのでその極限の場合は曲線 a 及 b が相切する時である。即ち

$$\frac{dP}{dy_{max}} = \frac{-3.96 \sqrt{G E J}}{2 y_{max}^{3/2}} = -\frac{3}{2} \cdot 0.1225 F \sqrt{\frac{G E J}{J}} y_{max}^{-1/2}$$

$$y_{max} = 3.28 \sqrt{\frac{J}{F}} \dots \dots \dots \text{式-7.}$$

G の値を適當に擇べば式-7. によつて得られる y_{max} の値によつて a-曲線及 b-曲線の値を同値ならしむる事が出来る。

$$3.96 \frac{\sqrt{G E J}}{\sqrt{3.28 \sqrt{\frac{J}{F}}}} = K - 0.1225 F \sqrt{\frac{G E J}{J}} \left(3.28 \sqrt{\frac{J}{F}} \right)^{3/2}$$

K は直線軌道に於ける不変の軸圧力を意味する。

$$G = 0.1177 \frac{K^2}{E \sqrt{J F}}, \quad K = c d E F \dots \text{式-8.}$$

(図-76. に於ける 30×10^3 kg)

この式から軌道の必要なる 1 軌條當り重量毎 cm を計算すると、前述の例の 0.5 kg/cm は $G = 0.642$ kg/cm でなければならぬ。

849 の國有鉄道軌道では 1 軌條當り 0.93 kg/cm. 従て 1 軌道當り 1.86 kg/cm である。鉄枕木の場合は K 構造の實際の重量は 2.42 kg/cm で前述の假定の下に於ては斯くの如き軌道は安全であるが、輕軌條形式の軌道は軌道狂ひに對しては殆んど安全性けない。

以上述べた如く 將に狂はんとする軌道の応力の緩和が考へられるのであるが、事實上は 図-76. の曲線 b をもつと水平線 K に近づける様な軸圧力によつて、浮上り曲線に相當する部分の直線軌道が緩んで軌條の高斑が生ずるのである。

軌條と床板との僅かな摩擦からもこの關係を同じ様に理論的に誘導し得るが、之らの實驗をいかに精密にしたとて正確なる數字的誘導程正確に結果が得られるかどうかは疑問である。

即ち種々の影響の下にある軌道は計算上からの結果とは違ふ動き方をするのであるから、先づ正確な結果は得られない。強烈な日光の直射を受けてゐる軌條を見ると輪荷重の下にある枕木の枕下に較べ甚だ僅かな軌條上があるのが判る。

この事に就ては Org. Fortsch. Eisenbahnwes. 1932 にある Ammann 及 Gruenewaldt の實驗を参照されたい。

軌條が応力を有する場合どこかに弱點があるから浮上りを生ずるので、この經過は最高日中温度に達するまで長時間持続するか、又一方列車がその軌道上を運行してその爲生ずる振動がその浮上り部分だけに理論的な応力分布をさせない。とはいふが列車運転によつて振動してゐる際でも然も相等延長に涉つて軌條と床板との間に大なる摩擦力が保たれるとか、又軌條が枕木を通

じて道床に絶對的に固定されて 匍進に抵抗することいふ事はあまり期待出来ない。

前に述べた如く軌道の狂ひは漸減して来る圧力を對象として計算してゐないから、強度計算の際普通の不利な場合の假定は如何なる場合に適用しても安全側にはあるわけである。尙もし軌道が直線の場合は式-8. から求められる G の値はこの計算の假定を満足させるといふ事が云へるだらう。

軌條に応力がない場合に既に僅かでも軌條に弱點があるならば 温度応力が生じ出すとその場所に 圧力緩和の作用が起らずに直ちに顯著な破壊曲げモーメントが生ずる。この事は一夏一冬毎に作業によつてこの弱點が緩和されてゐる筈であるから 開通後 2 年を経た線路に於ては安全な筈であるが、上述の如き軌條応力の緩和といふ考へは軌條浮上りの安全度を探究するには有利すぎる假定なので、前掲の實驗からある完全な計算の基礎を定める事が出来るかどうかには就ては暫くおいて、兎に角此の考へに對しては Nemezek (Org. Fortschr. Eisenbahnwes. 1927) の實驗及 Ammann 及 Gruenewaldt (Org. Fortschr. Eisenbahnwes. 1932) の實驗が非常によく説明して呉れる。之等の發表を見ると何れも軌道破壊を生ずる前には先づ軌條応力の増大に伴つて浮上り曲線の正矢が増大する事(約 8 cm)が書かれてゐるが大した問題として取扱つてはゐなかつたがしかし道床の影響が相當あることは明かにして居る。弾性基礎にある軌條に關しての計算は今迄幾許かの假定に基いてゐたのであるが、今軌條がある軸圧力を受けてゐるとすると之の場合考へられるべき軌道重量は全長に涉り均一に採るべきではなく、浮上りが僅小なる場合は道床は軌條を強く把握し、浮上りが大なる場合はその把握力は弱い。軌條に軸圧力が働き初めた最初の間は軌條は全く道床に鈎合つてゐるから浮上りは普通の Euler の彎曲公式に従ふ。

浮上りの正矢が増大するに従て道床抵抗を含む軌道重量は漸次増大して遂に軌條応力が更に増大してもそれ以上の浮上りを許さない値に達する。之が更に進むと枕木が道床から離れ浮上つて仕舞つて軌道重量に不足を來して軸圧力と抵抗力が均衡を保つに到りこの點に達すると式-5. に従て突然軌道の破壊が生ずるのである。これが圧力を受けてゐる軌條の critical な點である。

Karlsruhe 操車場の營業線に於る Ammann 及 Gruenewaldt の前掲の實驗に依ると 140 mm 高さの

軌條の Baden 式軌道構造及國有鐵道の K 型構造ではこの危險な浮上りが如何に大なるかと判る。Baden 式構造の際には軌道破壊は 158 800 kg の軸応力の時に生じ、この時の浮上り量は 7.3 cm である。

この兩値に就き式-5 の正確さを見るに

$$y_{\max} = 15.706 \frac{GFI}{P^2} \quad \text{Baden 式構造の場合}$$

$$\left. \begin{aligned} G &= 1.01 \text{ kg/cm} \\ I &= 1\,450 \text{ cm}^4 \\ P &= 158\,800/2 = 79\,400 \text{ kg} \end{aligned} \right\} \text{1 軌條當り}$$

之等の値を上式に代入すると $y_{\max} = 7.29 \text{ cm}$ となり實驗値と一致し、實際の軌道狂ひの進行状態を計算することにこの式を用ひて差支へない事が判る。長さ l は式-3 より

$$l = 4.493 \sqrt{\frac{EI}{P}} = 858.7 \text{ cm}$$

この長さは上述の論文に l を以て示されたる大さの半分で浮上り曲線の全長ではない。試験軌道に於ける科学的實驗に於ては危險なる浮上り y_{\max} に對する道床の弾性の影響、道床から浮上る枕木の抵抗、其の他の影響の決定はしてゐないが、保線の現場にはこの現象が起つて居てはつきりと軌道の狂ひを起す力の大きさに達して居るといふ事が判りきへすれば充分である。又軌道に狂を來す様な危險な状態に於ては、凡ての軌條の彎曲曲線は皆幾何学的に似てゐるといふ假定は要求を充分ならしめる。之らの假定を以て式-3. 及式-5. 並に Baden 型上部構造に對する上述の結論を適用すれば次の事が云へる。

$$\frac{y_{\max}}{l} = \frac{15.706 G EI \sqrt{P}}{P^2 4.493 \sqrt{EI}} = \frac{7.3}{858.8} \dots \text{式-9.}$$

$$\text{即ち} \quad P = (411.2 G \sqrt{EI})^{2/3}$$

之は、軌條の浮上りが危險な程度になつて軌道の狂ひを生ずる力である。それで軸圧力と區別して破壊力 P_0 と示す事にする。温度応力が破壊力に達した時軌道が狂ひ出すのであるから軌道狂ひに對する安全性が続く爲には

$$\alpha EI P < (411.3 G \sqrt{EI})^{2/3} \dots \text{式-10.}$$

でなければならぬが勿論簡單に唯一つ安全度を以てしては満足な結果は得られない。軌道構造 K 型、鉄枕木に於ては軌條の盛り金とか、搭接の際に現はれる如き 50°C の如き高温度の時は 1 軌條當り 72 500 kg 即ち 1 軌道當り 145 000 kg の軸圧力を生ずる。

この時の破壊力は式-9. によつて

$$\left. \begin{aligned} P_0 &= 95\,910 \text{ kg} & \text{1 軌條當り} \\ &191\,820 \text{ kg} & \text{1 軌道當り} \end{aligned} \right.$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{但し } G=1.21 \text{ kg/cm} \\ I=1781 \text{ cm}^4 \end{array} \right\} 1 \text{ 軌條當り}$$

となる。

Ammann 及 Gruenewaldt の実験値は軌道當り 186 600 kg で (3% の差) この上部構造は 1.3 倍の狂ひに對する安全度を有し若し、温度上昇に對し、あまり安全すぎるとして、50°C の假定をなしてなかつたとすれば、この安全度は、實際現場には充分なものではない。1 軌條當り $G=1.27 \text{ kg/cm}$ の木枕木の K 形上部構造に對しては軌道當り $P_0=198 100 \text{ kg}$ となるが、之は Ammann 及 Gruenewaldt の実験と比較する事は出来ぬ。それは無理に実験しても軌條が張り出すか接目破折損を來すからである。20 kg/m 軌條に就ては既に多く実験されてゐるが 1 軌條當り $P_0=58 760 \text{ kg}$ である。

この場合

$$\left. \begin{array}{l} G=0.5 \text{ kg/cm} \\ I=300 \text{ cm}^4 \\ J=24 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} 1 \text{ 軌條當り}$$

で温度差 50°C の際には軸圧力は破壊力を 60 000 kg も越すのである。

(b) 軌條張出し 軌條張出しは軌條浮上りよりも重要な問題で張出しの際は軌條重量の代りに枕木の抵抗が働くが、之に就ては既に多くの報告がある。スクリーンスパイクで簡単に締結してある爲の拒働としての剛性は無視するとして、木枕木上に簡単な床板を取付けた 50m 軌條の軌道に於ては、夏季の炎暑時には全長に涉つて波状の狂が見られるが、更に Ammann 及 Gruenewaldt の実験を見ると、リッププレートを敷設した木枕木の場合多くは側方に狂ひ出すことが判る。即ち木枕木の場合は張出しの危険があるのである。

故に連続熔接軌條敷設の軌道の狂ひに對する安全性の増大に關する技術的な規準は先づ第一に側方に對する軌道の安全に注目しなければならぬ。少くとも張出しに對する安全性が浮上りに對する安全性より重大である事に注目すべきである。故に連続熔接軌條敷設の軌道の構造に對する根本的な條件としては、軌道の拒働としての剛性の強化、側方への移動に對する道床の抵抗を有効にする事、即ち結局軌道重量の増大を心掛けなければならぬ。之で初めて相當の温度差に對しても式-10 の浮上りに對する圧力に就ての安全度の約 2 倍の安全度が確定される。

(鈴木信孝)

雜

(123) 氣象局のデータによる蒸發損失の決定

(Adolf F. Meyer & A. S. Levens, "Determining Evaporation Losses from Weather Bureau Data." E. N. R. April 1, 1937, p. 481~483.)

蒸發式の再研究によつて其の實際値が確認され大湖水の損失の計算に適用する可き新係数が決定す。

賢明なる貯水計畫に於ては蒸發損失を考慮する事が必要である。かゝる損失は有利に使用する爲に長期貯水が計畫された場合に特に重要である。貯水の第一目的が流出を遅らせる爲であれば、蒸發も滲透も損失とはならない。之に反して水分は總て必然的に雨量として大氣中に戻らねばならないから、之等は實際に貯へられた雨量の一部をなす。空氣は水分を貯へる事は出来ない、通常任意の 1 回に降雨を生じ得る空氣中の水分は年雨量の 1~2% に過ぎない。雨量がある爲には蒸發が前以て必要である。

設計者に役立つ蒸發量データの種は急激に増加してゐる。Rohwer (1934), Follansbee (1934), Houk (1927) の論文は實際に観測したデータの總てを便利に略述してある、併し乍ら普通は河川工作物の設計者には彼の特珠な問題に直接応用し得るデータが見附かないであらう。蒸發量測定所の周囲の水理学的條件は彼の計畫と相似的ではないから、観測値を修正するか他の物理的データから蒸發量を計算しなければならなくなる。

公式の適用範圍擴大 水理学のこの分野に於ける重要な經驗によつて、先輩の著者は彼の蒸發公式に使用する爲に、三の新らしい係数を導き出した。最初は 1915 年に發表された ("Computing Runoff from Rainfall and other Physical Data" Transactions A. S. C. E. Vol. 79, p. 1056)。近年に至つて彼はこの公式によつて得た結果を益々信用するやうになつた。この式は故 John R. Freeman の獨立の研究 (Regulation of the Great Lakes, Chicago Sanitary District, 1926, p. 136) 及 Carl Rohwer の調査によつて證明された (Evaporation from Free Water Surfaces, Bulletin 271, U. S. Dept. Agric. 1931)。Rohwer によつて算入された、無視し得る程度の係数の変化と僅かな氣圧の補正を除外すれば彼の公式は Meyer 公式と同一である。

Meyer 公式は

$$E=c(V-v)(1+W/10)$$

- 但し E : 30 日間の蒸發量を吋で表はしたもの。
 V : 最寄の氣象局で観測した月平均気温に對する最大蒸氣圧 (水銀柱, 吋で表はす)。
 v : 空氣中の蒸氣圧の實際値, 最寄りの觀測所で氣象局が測定した月平均の気温と關係溫度とによる。
 W : 月平均風速哩/時, 最寄りの觀測所で氣象局が測定せるもの, 附近の平均標高又は市街の屋根より 30 呎上空に於ける。

小さく浅い池及草や葉等の水分に對しては $c=15$

大きく深い水からの蒸發量を計算するには V : 汽温で無く水温に對する最大蒸氣圧水銀柱, 吋, v : 水面より約 30 呎上空に於ける蒸氣圧

この公式の $11c=11$ なる係数は湖水や貯水地に応用出来る。

中程度の深さの大湖水からの蒸發量に對するこの式の係数の選擇は近年に於ける經驗を基礎としてゐる。これは主に先輩の著者が湖水の流入量と流出量の觀測記録を比較して損失を計算したものである。Minnesota 州西部の Traverse 湖, 同州北部の Red 湖は典型的な實例である。

水温は役に立たなかつた, 従て 4 月は 2° , 5 月は 1° 低く 9 月と 10 月は 1° だけ気温より高いとした假定水温が公式の最大蒸氣圧を決めるのに用ひられた。この汽温は水の風上にある最寄の觀測所で氣象局が測定したものである。

少く共 Traverse 湖の流入量の $3/4$ は一つの大支流から入る, 之に對しては連続的な記録が役に立つ。湖水からの流入量もやはり測定出来る, 最近の大きな流入は 1921~1922 年に起つた。1923 年より 1930 年に至る全流出量は湖水の深さで表せば僅か 2 呎に過ぎない, 1931 年から 1934 年迄は更に流出量が無かつた, 湖水は平常約 25 哩の面積を有してゐる。1934 年の 11 月には完全に乾燥してゐた, 1935 年には少し取戻した。11 なる係数を使つて Meyer 公式で計算した蒸發量はこの時季の有効流入量と流出量のデータでチェックして見るとよく合ふ。Red 湖の平水面積は 434 平方哩で支流の流域面積は 1950 平方哩ある。陸上の蒸發量計算と水面積から計算した蒸發量とは 1929 年 5 月 1 日から 1934 年 9 月 30 日迄に觀測した雨量流入量, 流出量をチェックして見るとよく合ふ。この期間中湖水は 4.35 呎下つた, 之は 1.15 呎の流出量で表はされる。この期間に於ける計算した雨量から損失を減じたものは地中の含水量を変化無きものとすれば陸地では 4.22 呎に達し湖水面積では 1.22 呎に相當する。湖水の雨量 (5.07 呎) に對する蒸發量の超過量を減ずれば 3.85 呎となる, 然

るに計算から出した損失は 3.20 呎である。之は支流域からの計算した損失で 1 年に僅か 0.32 吋, 湖水からの蒸發を計算せるもので年 1.5 吋しか違つてゐない事を示す。このチェックは恐らく基礎のデータ位正確である。

観測によるチェック 蒸發式に對する最良の試験は 1 時間毎に觀測せるデータを代入する事である。この種のデータで最良のものとして著者の注意をひいたものはカルホルニアの Davis に於て觀測したものである (Evaporation from Irrigated Solis, Bulletin 248, U.S. Dept. Agric., 1912, p. 72)。観測の間は気温は 50° 以下より 90° 以上に, 關係濕度は 30% 以下から 80% 以上に, 又風速は 3 乃至 14 哩/時迄變化した。Davis に於て用ひられた蒸發タンクは直径 22 吋, 深さ 28 吋で土の中に置かれ, 上半は水套でかまされてゐる, 故に之は露出せる蒸發皿に於けるより遙に蒸發量が少い。水温が平均して気温より 8° 高いと云ふ理由から且 1 時間毎の觀測による實際の平均温度は, 1 日の最高最低温度の平均とは違ふから, 又實際の平均關係濕度は朝夕の觀測による平均とは違ふから $c=11$ と云ふ係数は $9.13 \div (30 \times 24)$ になる。

Meyer 公式によつて計算した 1 時間毎の蒸發量を觀測した蒸發量に合はせるために。

他のデータとの相互關係 Rohwer 公式に從て計算した Davis に於ける蒸發量を 1 時間毎に觀測した蒸發量に合はせる爲には, Rohwer 公式では相當地上風に換算する爲に觀測せる風速を 2.5 で割るだけでなく, 更に數字係数を $1/3$ にしなければならぬ。斯く變形すれば Rohwer 公式は次の如くなる。

$$E = \frac{(0.295 + 0.031W)(V-v)}{24}$$

且つ 1 時間蒸發量に對する Meyer 公式は次の如し。

$$E = \frac{(0.304 + 0.0304W)(V-v)}{24}$$

1 日蒸發量に對する Horton 公式は

$$E = 0.4(\psi V - v)$$

但し $\psi = 2 - e^{-2.0\omega_0}$, ω_0 : 地上面の風速

観測せる風速 (地上 30 呎の所で觀測せるものと假定) をこの式に使用された當量地上風に換算したる後 Horton 公式によつて蒸發量を計算すれば上述の如く $0.4 \div 24$ の代りに $0.269 \div 24$ 適用す可きであると云ふ結果になる。約 8 哩/時の風速に對しては Horton 公式の結果は Meyer 及 Rohwer 公式のそれと大体同じになる。10 哩/時以上の風速に對しては Davis に於て觀測せる 1 時間蒸發量より 20% 迄少い結果を 6 哩/時以下の風

図-77.

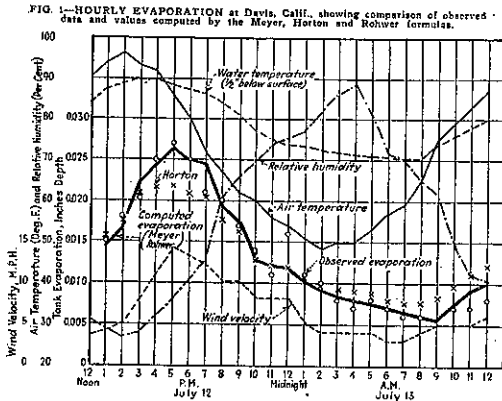
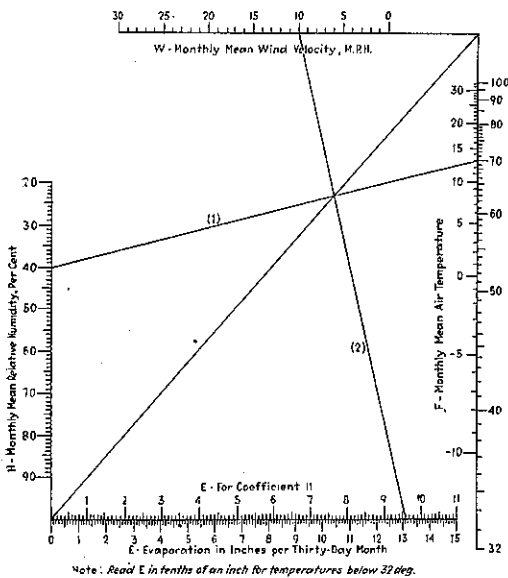


表-9.

OBSERVED AND COMPUTED HOURLY EVAPORATION IN INCHES AT DAVIS, CALIF., JULY 12 to 13, 1910

Hour	Observed Evaporation	Computed Evaporation		
		Meyer	Rohwer	Horton
12 Noon	0.0180	0.0144	0.0143	0.0137
1	0.0180	0.0167	0.0167	0.0177
2	0.0200	0.0222	0.0222	0.0210
3	0.0250	0.0210	0.0244	0.0217
4	0.0270	0.0244	0.0258	0.0218
5	0.0250	0.0248	0.0250	0.0209
6	0.0210	0.0245	0.0247	0.0204
7	0.0200	0.0210	0.0203	0.0177
8	0.0170	0.0174	0.0175	0.0161
9	0.0140	0.0128	0.0128	0.0129
10	0.0110	0.0122	0.0121	0.0122
11	0.0180	0.0110	0.0110	0.0119
12 Noon	0.0110	0.0101	0.0101	0.0108
1	0.0100	0.0091	0.0090	0.0090
2	0.0080	0.0084	0.0083	0.0083
3	0.0070	0.0080	0.0079	0.0080
4	0.0080	0.0075	0.0075	0.0087
5	0.0070	0.0050	0.0068	0.0070
6	0.0050	0.0045	0.0051	0.0056
7	0.0050	0.0051	0.0050	0.0077
8	0.0080	0.0057	0.0057	0.0082
9	0.0080	0.0070	0.0070	0.0067
10	0.0070	0.0062	0.0061	0.0110
11	0.0080	0.0101	0.0100	0.0121
12 Noon	0.0080	0.0101	0.0100	0.0121
Total	0.3220	0.3220	0.3221	0.3210

図-78.



速に對しては観測値より20% 迄多い結果を與へる。

理論的見地からは Horton 公式は現在まで工夫された内で最も論理的なものである。Meyer 及 Rohwer 公式は風速の影響を直線的に変化せしめてあるが、之は非常な強風の場合には明に應用出来ないのであるが、この式では之が用ひてない。それにも拘らず通常の範囲では Horton 公式は少く共 Davis の観測でチェックした所では他の 2 式程好い結果を與へない。

Rohwer は彼の公式に最高の係数を用ひてゐる。28 時から 18 時に至る氣圧降下に對しては蒸發量に於て 185% の増加を示してゐる。併し乍らもし Rohwer による 70 の観測から 9 個の記録が多量の雨と非常な強風のために、その期間の平均から根本的に違つてゐると云ふ理由で除外されるならば、Rohwer の観測によつて示された 28 時から 18 時までの氣圧降下に對する蒸發量の増加は約 10% に過ぎない。Horton の結論に従へば蒸發係数は Rohwer によつて與へられた変化より急激な最高値で変化するものである。

表-9. には 観測したものと 3 つの公式に照合して計算したもの、1 時間蒸發量が比較してある。但示してある如く 1 日の總蒸發量が等しくなるやうに係数を補正してある。之によれば Meyer 及 Rohwer 公式は同一の結果を與へ且つ観測値に非常に近い。図-77. では同じ事が図で示されてゐる。E. N. R. 8 月 6 日 1936 年には後輩の著者が Meyer の蒸發公式を圖式に解いた線圖を發表した。

$$E = 15(V - 0)(1 + W/10)$$

新線圖が (図-78.) 前述の如き最近の進歩を考慮して出来上つた。この線圖は原式のみならず潮水や貯水池に應用し得る新しい式をも併いてゐる。即

$$E = 11(V - 0)(1 + W/10)$$

二・三の實例によつて新線圖の簡易さが判明する。

例-1. $W = 10$ 哩/時, $H = 40\%$, $F = 70^\circ$ とす。40 と 70 を結ぶ、對角線とこの線との交點を求めこの點と W 目盛りの 10 を結び F 上で 13.15 を讀む。

例-2. $W = 10$ 哩/時, $H = 40\%$, $F = 13^\circ$ 例 1 と同様にする。但し E 上で 1.315 吋を讀む。

之等の例は小さい池や草葉の水分の蒸發量に對して應用すべきである。次に示すのは中位の深さを有する大きい湖に應用する。

例-3. $W = 10$ 哩/時, $H = 40\%$, $F = 70^\circ$ とす。例-1 と同様に操作して F 上で 9.6 吋を讀む。 E の上側で讀む事に注意。 (市浦 繁)