

抄 録

第22巻第8號 昭和11年8月

- | | | | | |
|-----------|------------------------|------------|---------------|---------|
| 1. 土木一般 | 2. 応用力学(1) | 3. 土質工学(2) | 4. 水理(3) | 5. 測量 |
| 6. 材料(11) | 7. コンクリート及鉄筋コンクリート(15) | 8. 施工 | 9. 橋梁及構造物(21) | |
| 10. 河川 | 11. 發電水力 | 12. 堰堤(24) | 13. 上水道(28) | 14. 下水道 |
| 15. 港湾 | 16. 道路(28) | 17. 都市計畫 | 18. 鉄道(32) | 19. 隧道 |
| 20. 雑 | | | | |

()内は本誌抄録頁を示す。

2. 応用力学

(11) 正方形サイロ壁底部の応力計算

(H. Marcus, "Die Beanspruchung des unteren Randes quadratischer Silozellen." B. u. E. 5. April. 1936, S. 115~117.)

サイロの側壁の断面計算に従来用ひられて居る計算法は水平の直接応力の存在する場合に限定されて居た。

本文ではこの計算を図-1に示す如く壁体を水平方向の面型ラーメンの如き作用をなすものと考え、相隣接したラーメンの平面間に作用する剪断応力及び垂直方向の曲げ応力を全く省略して考察したものである。

然し斯かる省略は上半部にては適當なるも下周邊部にては不適當である。夫は垂直壁の剛さは底邊との結合によつて増加されて居る故下部の形状によりては垂直応力を生ずるから、この垂直応力に就てはこの部分の龜裂防止上充分の考慮と注意を拂ふ必要がある。

本研究は平板の弾性理論より出發して周邊応力に對する配筋決定の根據を求めるのが目的である。

今 h : 壁の高さ, l : 壁の全幅, a : 壁の半幅, d : 壁の厚さ, p : 壁の受くる側圧, N : 剛さ, E : 弾性係數, m : ポアソン比, ξ : 水平方向の弾性歪, とすれば壁の弾性歪の微分方程式は次の如くである。

$$\Delta^2 \xi = \frac{\partial^2 \xi}{\partial x^2} + 2 \frac{\partial^2 \xi}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^2 \xi}{\partial y^4} = \frac{p}{N} = \frac{m^2}{m^2 - 1} \cdot \frac{12}{E d^3}$$

断面は正方形なる故垂直 z 邊埋込の平板と見做し得

る故 $x = \pm a$ にて $\xi = \frac{\partial \xi}{\partial x} = 0$ である。故に

$$\xi = \left(1 - \frac{2x^2}{a^2} + \frac{x^4}{a^4}\right) Y$$

の函数を以て表し之を(1)式に代入すれば

$$\Delta^4 \xi = \frac{24}{a^4} Y - \frac{4}{a^2} \left(1 - \frac{8x^2}{a^2}\right) \frac{d^2 Y}{dy^2} + \left(1 - \frac{2x^2}{a^2} + \frac{x^4}{a^4}\right) \frac{d^4 Y}{dy^4} = \frac{p}{N}$$

此の式を $x = \pm a$ まで積分すれば

$$Y + \frac{1}{45} a^4 \frac{d^4 Y}{dy^4} = \frac{a^3}{48N} \int_{-a}^{+a} p dx$$

Koenen 氏の與ふる填充物による側圧強度の式は

$$p = \frac{\gamma a}{2 \tan \varphi'} (1 - e^{-\lambda y})$$

茲に $\tan \varphi' \tan^2(45 - \varphi/2) = k, k \frac{2h}{a} = \lambda, \frac{y}{h} = \eta$

φ : 安息角, φ' : 填充物と壁体との摩擦角

前2式より $Y + \frac{1}{45} a^4 \frac{d^4 Y}{dy^4} = \frac{\gamma a^5}{48N \tan \varphi'} (1 - e^{-\lambda y})$

を得るを以て之を解けば

$$Y = \frac{\gamma a^5}{48N \tan \varphi'} (1 - \mu e^{-\lambda y}) + A \sin \lambda y \sinh \lambda y + B \sin \lambda y \cosh \lambda y + C \cos \lambda y \sinh \lambda y + D \cos \lambda y \cosh \lambda y$$

茲に $\lambda = \frac{h}{a} \sqrt{\frac{45}{4}}, \mu = \frac{1}{1 + \frac{1}{4} \frac{\lambda^4}{\lambda^2}}$

A, B, C, D は積分常數にして之を求むるに $y=0$ にて

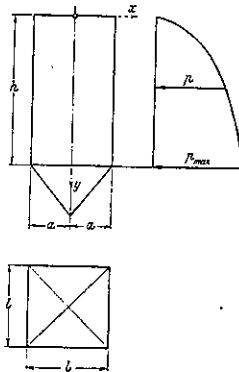
$$\xi = \frac{\partial \xi}{\partial y} = 0, \text{ 即ち } Y = \frac{d^2 \xi}{dy^2} = 0, y=h \text{ にて } \xi = \frac{\partial \xi}{\partial y} = 0,$$

即ち $Y = \frac{d^2 \xi}{dy^2} = 0$ の周邊条件を用ふれば

$$A = c \frac{\mu \lambda^2}{2 \lambda^2}$$

$$B = \frac{c}{\cosh \lambda} \left[(\cos \lambda - \sin \lambda) (1 - \mu e^{-\lambda}) + \mu \frac{\lambda}{\lambda} \left(\cos \lambda \cdot e^{-\lambda} - \frac{1}{2} \frac{\lambda}{\lambda} \cdot \cosh \lambda \right) \right]$$

図-1.



$$C = -\frac{c}{\cosh \lambda} [(\cos \lambda + \sin \lambda)(1 - \mu e^{-\lambda}) + \mu \frac{\lambda}{\lambda} \sin \lambda e^{-\lambda} - (1 - \mu) \cosh \lambda]$$

$$D = -c(1 - \mu)$$

茲に $c = \frac{\gamma a^3}{48N \tan \varphi'}$

次に垂直の中心線 ($x=0$) に沿ひて垂直の曲げ応力を生ずるモーメント \bar{s}_y は

$$\bar{s}_y = -N \frac{\partial^2 Y}{\partial y^2} = -\frac{N}{h^2} \frac{d^2 Y}{d\eta^2} = \frac{N}{h^2} \{ c\mu \chi^2 e^{-\chi \eta} - 2\lambda^2 [A \cos \lambda \gamma \cosh \lambda \gamma + B \cos \lambda \gamma \sinh \lambda \gamma - C \sin \lambda \gamma \cosh \lambda \gamma - D \sin \lambda \gamma \sinh \lambda \gamma] \}$$

壁底に於ては $y=h, \eta=1$ なる故次の如くなる。

$$\bar{s}_y = \frac{N}{h^2} \{ c\mu \chi^2 e^{-\chi} - 2\lambda^2 \cosh \lambda [\cos \lambda (A+B) - \sin \lambda (C+D)] \}$$

$$= -\frac{cN}{h^2} \{ \lambda^2 (2 - \mu e^{-\lambda}) - \mu (\chi - \lambda)^2 e^{-\lambda} \}$$

壁の摩擦を省略すれば $p = \gamma h \tan^2(45 - \varphi/2)$ なるを以て

$$Y = \frac{\gamma a^4 h}{24N} \tan^2(45 - \varphi/2) [\gamma - F \sin \lambda \gamma \cosh \lambda \gamma - G \cos \lambda \gamma \sinh \lambda \gamma]$$

茲に $F = \frac{1}{\cosh \lambda} \left[\frac{\lambda-1}{\lambda} \cos \lambda - \sin \lambda \right]$

$$G = -\frac{1}{\cosh \lambda} \left[\frac{\lambda-1}{\lambda} \sin \lambda + \cos \lambda \right]$$

故にモーメント \bar{s}_y (中心線 $x=0$ に沿へる) は

$$\bar{s}_y = \frac{\gamma h a^4}{12h^2} \tan^2(45 - \varphi/2) \lambda^2 [G \sin \lambda \gamma \cosh \lambda \gamma - F \cos \lambda \gamma \sinh \lambda \gamma]$$

壁底に於ては $p_{max} = \gamma h \tan^2(45 - \varphi/2)$ なるを以て

$$\bar{s}_y = -p_{max} \frac{a^4}{12h^2} \lambda (\lambda - 1)$$

計算例: $l=4.0m, a=2.0m, h=12.0m, a:h=1:6$, 填充物の安息角 $=40^\circ$, 壁との摩擦角 $=\tan \varphi' = 1/3$ とすれば

$$(\bar{s}_y)_{x=0} = -\frac{\gamma a^5}{h^2 \cdot 48 \tan \varphi'} [\lambda^2 (2 - \mu e^{-\lambda}) - \mu (\lambda - \chi)^2 e^{-\lambda}] = -0.2575 \gamma a^3$$

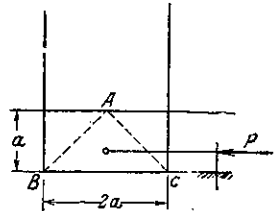
水平方向のモーメントは

$$(\bar{s}_x)_{x=a} = \frac{p a^2}{6} = \frac{\gamma a^3}{12 \tan \varphi'} (1 - e^{-\lambda}) \text{ 故に } \bar{s}_x = 0.1453 \gamma a^3$$

垂直平面に作用して居る負端モーメントは他の断面算定に用ひる水平モーメント \bar{s}_x より 70% 大である。實際底盤の部分のモーメント \bar{s}_x は小であるから底盤部の断面及び配筋決定は先づモーメント \bar{s}_y によらねばなら

ぬ。底部の計算を図-2に示す様な平盤 (Scheibe) として計算すれば、即ち下邊に於て埋込まれた平盤 ABC と見做し $\triangle ABC$ 上の荷重を $P = p_{max} a^2$ とすれば、BC 邊の端モーメントは

図-2.



$$\mathfrak{M}_y = -\frac{Pa}{3} = -p_{max} \frac{a^3}{3}$$

$$\bar{s}_y = -N \left(1 - 2 \frac{x^2}{a^2} + \frac{x^4}{a^4} \right) \frac{d^2 Y}{d\eta^2}$$

$$\int_{-a}^a \bar{s}_y dx = -\frac{16}{15} N a \frac{d^2 Y}{d\eta^2} = \mathfrak{M}_y$$

$$\therefore -N \frac{d^2 Y}{d\eta^2} = \frac{15 \mathfrak{M}_y}{16 a} = -\frac{5}{16} p_{max} a^2$$

$$x=0 \text{ に於ては } \bar{s}_y = -N \frac{d^2 Y}{d\eta^2} = -\frac{5}{16} p_{max} a^2$$

故に $h=12m, \tan \varphi' = \frac{1}{3}$ のとき $p_{max} = 0.8716 \gamma a$, $\bar{s}_y = -0.2724 \gamma a^3$ となり、この値は前述の精密なる計算値より 10% 小となる。故に上記近似式も充分信用出来る断面算定に利用出来る。(中西増藏)

3. 土質工学

(5) 水圧を利用せる地盤支持力の實驗法

(Paul Müller, "Zur Tragfähigkeit des Bodens." Bautech. 15. Mai 1936, S. 281-282.)

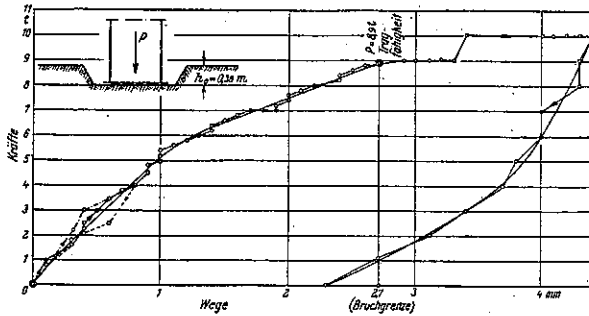
この方法は地盤支持力の實驗に水圧を利用せるもので、水圧機を支へるには地上 2m 高さにある鉸桁を利用した。水圧機の piston の断面は 200cm² で圧力は $P=0 \sim 10t$ の間を変

図-3.



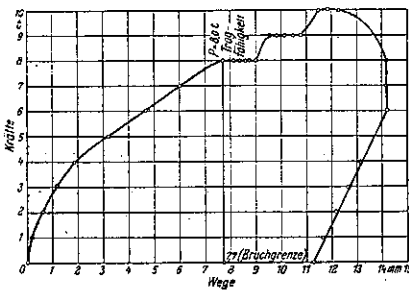
化する。内部摩擦による圧力の減少は piston の径 1mm 及び圧力 50kg/cm² に付いて 1kg であり、最大圧力 10t の場合に就いては 160kg 即 1.6% になる。最大荷重 10t をかけた時は棒の弾性歪は約 0.1mm で測定の誤差の範囲内にある。

図-4.



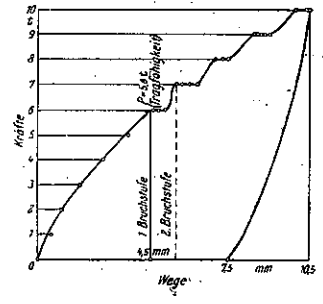
荷重面の沈下量は約 7mm 離れた位置に据ゑたレベルで 0.5mm 迄測定し 0.1mm 迄は estimate 可能である。荷重面には鉄製の厚 25mm 径 50cm の円板をあてゝある。試験する地盤は沖積層の表層で地面から 38cm 掘下げた所に棒の底部を置く。図-4 は試験の結果で先づ最初に荷重を 0 より 4t に上げる。此の間では残留変形はなく寧ろ地盤は弾性的な地質を持つてゐる。2 < P < 5t, 5.5 < P < 8.9t の間は夫々一様な変化をなし P = 8.9t になると地盤の最初の破壊が起り、9t 迄の間に 2.7mm から 3.3mm へと急激に増す。P = 10t で 4.4mm で、こゝから P を次第に 0 に戻してくると 2.3mm の残留変形 (沈下) を示す。此の試験は理論的な結果とよく一致してゐて、理論的支持力が P = 8.8t であるに對して試験で得たものは P = 8.9t である。図-5 は第 2 の試験で P = 8.0t の時の沈下量は 7.7mm である。これは最初の方は地面を前以てかためてゐた爲である。

図-5.



試験 1 圧力を受ける面積: $F=1960\text{cm}^2$, 地面下 38cm の支持力: $P=8.9\text{t}$, 圧力: $\sigma=4.5\text{kg/cm}^2$, 地盤係数: $C=16.7\text{kg/cm}^2$, 地盤の内部摩擦角: $\rho=36^\circ 50'$, 重量: $\gamma=1.4\text{t/m}^3$, 変形抵抗: $E=608\text{kg/cm}^2$. (図-4),
 試験 2 $P=8.0\text{t}$, $\sigma=4.1\text{kg/cm}^2$, $C=5.3\text{kg/cm}^2$, $E=193\text{kg/cm}^2$. (図-5)

図-6.



又第 3 の試験は粘土の含有量 34.7% の粘土質の砂についてなしたもので、これは即ち凝集力のある地盤で其の支持力は理論的計算

のものより 38% 大となる。

試験 3 理論的的支持力: $P_{th}=4.2\text{t}$, 測定による支持力: $P=5.8\text{t}$, $\sigma=2.96\text{kg/cm}^2$, $E=239\text{kg/cm}^2$, $C=6.57\text{kg/cm}^2$, $\rho=37^\circ$, $\gamma=1.67\text{t/m}^3$. (図-6).

更に次の問題としては [P (凝集力を考慮せるもの) - P (凝集力なき理論的のもの)] と粘土含有量との間の關係を見出すことである。 (佐友 彰)

4. 水 理

(3) 鋭縁流出孔 (水門) の計算

(H. Müller, "Rechnerische Ermittlung der Strömungsvorgänge an scharfkantigen Planschützen." Wasserkraft u. W. 16. Dez. 1935, S. 281~284.)

水門の如く水平床を有する鋭縁流出孔の流量、下流の射流状態等を決定するには門扉による收縮係数を計算する必要がある。即ち水門上流側の水深を h , 水門の開きを a , 收縮係数を μ とすれば、下流側の最小水深は ua であつて流量 Q は次式にて與へられる。

$$Q = \frac{\mu \cdot ab}{\sqrt{1 + \mu a/h}} \sqrt{2gh}$$

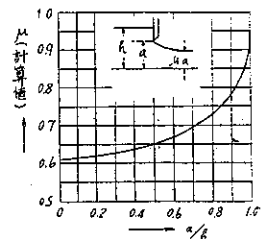
但し b は扉の長さである。

著者はこの μ を Mises の方法によつて計算し、その結果を Keutner 及び Koch の試験結果と比較した。この Mises の方法は二次元ポテンシャル流として自由流線の形を求めるものであつて、その結果は

$$\frac{a}{h} = \mu \frac{a}{h} + \frac{2}{\mu} \left[1 - \mu^2 \left(\frac{a}{h} \right)^2 \right] \arctan \left(\mu \frac{a}{h} \right)$$

之より計算せる結果と

図-7.



Keutner が $h=1m$ の場合に就て實測せる値とを比較すれば表-1 となる。

表-1.

a/h	0.60	0.50	0.40	0.30	0.20	0.05
μ (計算値)	0.400	0.322	0.253	0.186	0.123	0.081
μ (實測値)	0.418	0.324	0.254	0.184	0.123	0.085

斯くの如く比較的よく一致してゐるが流量に就て計算値と實測値の比較を行へば、Keutner の實測値は計算値よりも多少大きくなつてゐる。然るに計算は摩擦抵抗を全然無視してゐるから之もやゝ過大な流量を與へてゐる筈であつて、Keutner の實測値は過大と見なければならぬ。之に反し Koch の實測値は大体計算値よりも多少小さくなつてゐるから比較的正確であると思はれる。

(本間 仁)

(4) 廣き取入口と水路との間の取付部に於ける水頭損失の計算

(D. Sokolow, "Berechnung der Verluste im Verbindungsteil zwischen einer breiten Entnahmestelle und einem schrägen Kanal." Wasserkraft u. W. 16. Feb. 1936, S. 43~45.)

幅 B の取入口より流入せる水が之と直角の方向を有する幅 b の水路に移る間に於ける水頭損失を衝力方程式より計算せるものである。断面 CD を出る水の x 方向の運動量は、流

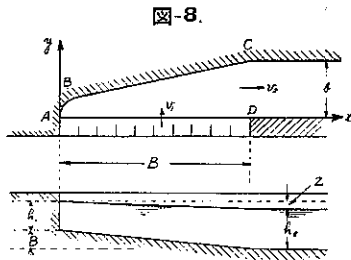


図-8.

速を v_2 、断面積を f_2 として $(\frac{\gamma}{g} f_2 v_2) v_2$

側壁 BC に加はる水圧の x 方向の分力は

$$\gamma b \cdot \frac{1}{2} \left(\frac{h_1 + h_2}{2} \right)^2 \cdot$$

傾斜せる底面に作用する水圧の x 方向の分力は

$$\gamma b \frac{2h_2 + h_1}{6} (h_2 - h_1 + z)$$

CD 断面に作用する水圧は $-\frac{\gamma h_2^2}{2} b$

従つて衝力方程式は次の形となる。

$$\begin{aligned} \frac{\gamma}{g} f_2 v_2^2 = & -\frac{\gamma b h_2^2}{2} + \gamma b \frac{(h_1 + h_2)^2}{8} \\ & + \gamma b \frac{2h_2 + h_1}{6} (h_2 - h_1 + z) \end{aligned}$$

之を變形すれば

$$z^2 + \frac{2}{3} (6h_2 - iB) z - \frac{1}{3} \left[\frac{24h_2 v_2^2}{g} + (iB)^2 \right] = 0$$

此處にて $a = \frac{2}{3} (6h_2 - iB)$, $c = \frac{1}{3} \left[\frac{24h_2 v_2^2}{g} + (iB)^2 \right]$ 置けば

$$z^2 + az - c = 0$$

$$\therefore z = -\frac{a}{2} \left(1 - \sqrt{1 + \frac{4c}{a^2}} \right)$$

一方に於て水頭損失を h_w とすれば Bernoulli の定理より

$$h_w = z - \frac{1}{2g} (v_2^2 - v_1^2)$$

之より h_w を計算する事が出来る。(本間 仁)

(5) 渦流の水力学的研究

(Hunter Rouse, "Modern Conceptions of the Mechanics of Fluid Turbulence." Proc. A. S. C. E. Jan. 1936, p. 21~63.)

管流の物理的現象と抵抗係數： ガラスの円管に水を通して流速を変化せしむれば、初め流速の小さな間は整流であるが流速を漸増すると突然渦流となる。之を逆に渦流より流速を漸減すると再び整流に戻るが、先の場合の流速と此の場合の流速とは異り、前者を増速限界流速と云ひ後者を減速限界流速と云ふ。即ち流れの抵抗を管両端の水位差より求め、更に管壁に沿ふ水流の剪断応力度 τ_0 を算出して平均流速 Γ との關係を図示すれば図-9 となる。

管内の流速と抵抗との關係はデイメンション解法により

$$\tau_0 = \frac{c'}{\left(\frac{\Gamma D \rho}{\mu} \right)^{2-n}} \rho \frac{\Gamma^2}{2} \dots \dots \dots (1)$$

茲に τ_0 : 管壁に沿ふ剪断応力度, Γ : 平均流速, D :

管径, ρ : 單位質量, μ : 粘性係數, c', n : 定數

であらはされる。尙抵抗に關する研究に Reynolds は偉大なる功績を示し、彼のレーノーズ數 $R = LV\rho/\mu$ は廣く利用される變數である。即ち水流の抵抗係數を f とすると

$$f = \frac{c''}{R^{2-n}} \quad (n: \text{定數}) \dots \dots \dots (2)$$

となり、整流の場合には $f = 64/R$ にして $n=1$ となる。渦流の場合には Blasius の實驗によると $f = 0.3164/R^{1/2}$ で示され、(1) 式より $\tau_0 \propto \Gamma^{1.75}$ なることを知る (図-10 参照)。

図-9.

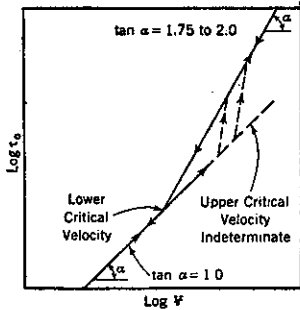


図-10.

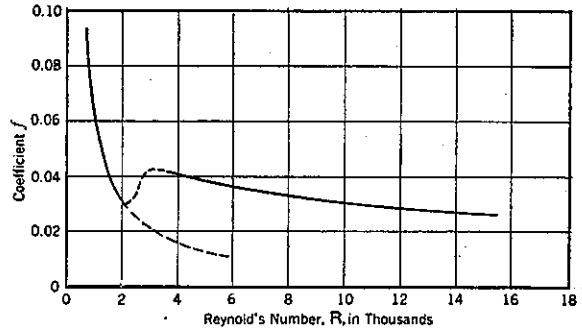
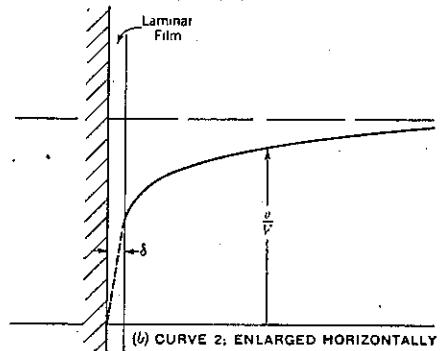
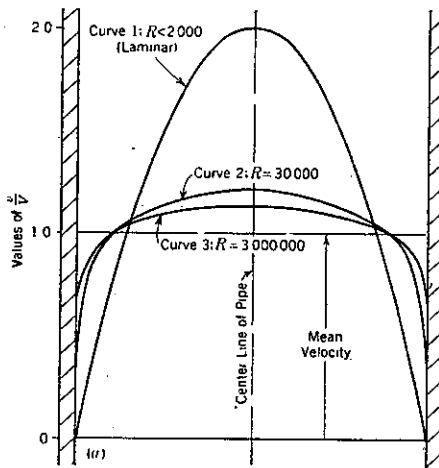


図-11.



管内の流速は管壁小にして管軸大きく拋物線型の分布をなす。整流に於いては管壁流速が零となり管軸流速は極めて速く、従つて其の流速勾配は大きい。之に反して渦流は管壁に v_w の流速を有し且管軸流速が餘り大ならざる故に流速勾配は小なるものと解されてゐるが、管壁に於いても図-11 の如く幅 δ の狭き整流帯を存するものと考へるのが妥當である。

$$\delta = 8 \frac{v_w D}{V f R} \dots\dots\dots(3)$$

管内水流の状態は主として壁面にある突起物の抵抗に影響され、 R 小なる整流の場合は整流帯が之を包み、 R 大となれば δ は減少して渦流帯が之に觸れ急激に渦流となる。

水道、ガス等に用ひられる粗なる管に於いては図-10 の $f \propto \frac{1}{R^2}$ ではなく、殊に R の大なる場合には R の変化が殆ど f に影響しない。かかる場合の抵抗を求めるために Nikuradse は人工的に粗度を與へたる管に對し

て次の實驗式を得た。

$$\frac{1}{\sqrt{f}} - 2 \log_{10} \frac{r_0}{\epsilon} = 1.74 \dots\dots\dots(4)$$

茲に ϵ : 壁面突起物の高さ、 r_0 : 管の半径、 ϵ/r_0 : 比抵抗 (relative roughness)

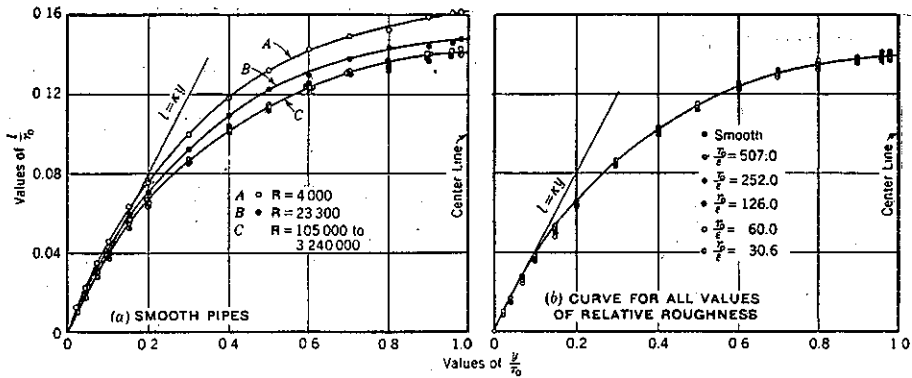
渦流の理論的解法: 一断面に於ける流速分布の状態 (流速勾配) と抵抗との關係は整流の場合には次の如くあらはし得る。

$$\tau = \mu \frac{dv}{dy} \dots\dots\dots(5)$$

茲に τ : 管軸方向の剪断応力度、 μ : 粘性係数、 v : 任意點の流速

但し座標は管軸を x とし之に直角方向を y とす。Boussinesq は渦流の場合には更に 1 項を加へ $\tau = \mu \frac{dv}{dy} + \eta \frac{dv}{dy}$ とした。 η は粘性係数の如き意義を有すれども定數ではなく、流体の密度、流れの状態、水流中の位置によつて変化する。然し粗度の異なる管に於いて

図-12.



は $\mu \frac{dv}{dy}$ にて示される粘性抵抗を省略することが出来る。

$$\tau = \eta \frac{dv}{dy} \dots \dots \dots (6)$$

此の近似値として Reynolds は、水流中の一点が v' の流速変化を行つた場合の各分速度を v_x', v_y' とし $\eta \frac{dv}{dy} = -\rho v_x' v_y'$ と置き換へた。更に Prandtl は x, y 軸の平均変位 (mixing length) と云ふ意味で l を假定し $v_x' \propto v_y' \propto l \frac{dv}{dy}$ とした。

$$\tau = \rho l^2 \left(\frac{dv}{dy}\right)^2, \tau_0 \left(1 - \frac{y}{r_0}\right) = \rho l^2 \left(\frac{dv}{dy}\right)^2 \dots \dots (7)$$

Nikuradse が実験より求めたる l の値は図-12 に示す如く管壁に於いて最小となり管軸にて最大となる。

又 Kármán は理論的解法を行ふために l に對して次の關係式を假定した。

$$l = k \frac{dy}{\frac{dv}{dy^2}} \quad (k: \text{定数}) \dots \dots \dots (8)$$

此の表はし方は水流中の任意の點に適用することが出来、且実験の結果より逆算すると $k=0.36 \sim 0.40$ となる。斯く k の値が小範圍に含まれてしまふのは假定の適當なる例證である。

(7) 及び (8) 式より

$$l = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}} \left(1 - \frac{y}{r_0}\right)^{\frac{1}{2}} = k \frac{dr}{\frac{dv}{dy^2}}$$

之を積分すると

$$\frac{dv}{dy} = \frac{1}{2k} \frac{\sqrt{\tau_0}}{\rho} \frac{1}{\sqrt{r_0} \sqrt{r_0 - y} \sqrt{r_0}}$$

更に積分して $y = y - r_0, v = v - v_{\max}$ を代入すれば

$$\frac{v_{\max} - v}{\sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}}} = -\frac{1}{K} \left[\log_e \left(1 - \sqrt{1 - \frac{y}{r_0}}\right) + \sqrt{1 - \frac{y}{r_0}} \right] \dots (9)$$

となる。而して $\sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}}$ は速度と同一デメーションを有し抵抗流速 (friction velocity) と云ふ。Kármán は管壁に近い點の流速 v と此の抵抗流速との比を示すに (9) 式と同型の關係を與へ

平滑管: $\frac{v}{\sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}}} = c_1 + \frac{1}{k} \log_3 \left(\sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}} \frac{y}{v}\right)$

粗管: $\frac{v}{\sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}}} = c_2 + \frac{1}{k} \log_e \left(\frac{y}{\epsilon}\right)$

$v = \frac{\mu}{\rho}$ とし、Nikuradse の実験より c_1 及び c_2 を求め、 $k=0.40$ として (10) 及び (11) 式を作つた。

$$\frac{v}{\sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}}} = 5.5 + 5.75 \log_{10} \left(\sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}} \frac{y}{v}\right) \dots \dots (10)$$

$$\frac{v}{\sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}}} = 5.85 + 5.75 \log_{10} \frac{y}{\epsilon} \dots \dots \dots (11)$$

更に v を平均流速 V に直し $V/\sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}} \propto \frac{1}{\sqrt{f}}$ を代入して前記の Nikuradse が実験より求めた (4) 式を導くことが出来た。(米屋秀三)

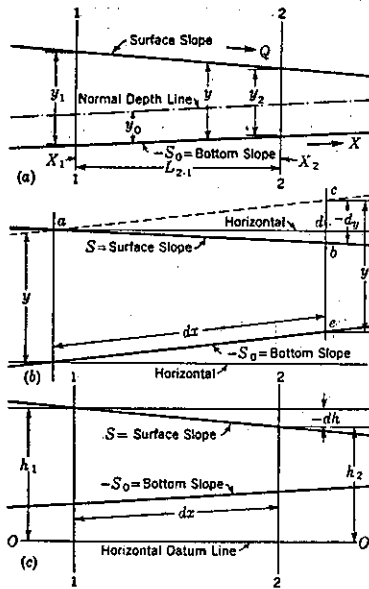
(6) 逆勾配開水路に於ける不等速定流

(E. Matzke, "Varied Flow in Open Channels of Adversed Slope." Proc. A. S. C. E. Feb. 1936, p. 193~202.)

茲に逆勾配と云ふは河床が流れの方向に上り勾配なる場合を指す。

1. 逆勾配開水路に於ける一般運動方程式: 逆勾配の場合も普通勾配の場合に於けると同様運動方程式を

図-13.



誘導することが出来る。図-13 (a) に於て Q は流量、河床の逆勾配を $-S_0$ にて表はし y_0 は同一水路断面に於て普通勾配 S_0 に於ける等速定流水深を表はす。一般に不等速定流水深を y とし流れの方向に x を計るときは図-13 (b) より水面勾配 S は

$$S = \sin \alpha = \frac{bd}{ab} = \frac{bc - cd}{ab} = -\frac{dy}{dx} - S_0 \dots (1)$$

dx 間の損失水頭を der にて表はせば

$$der = \left(h_1 + \frac{v_1^2}{2g} \right) - \left(h_2 + \frac{v_2^2}{2g} \right)$$

微分式にて表はす時は

$$\frac{der}{dx} = -\frac{dh}{dx} - \frac{d}{dx} \left(\frac{v^2}{2g} \right)$$

然るに $-\frac{dh}{dx} = S = \sin \alpha = -\frac{dy}{dx} - S_0$

故に $\frac{der}{dx} = -\left(S_0 + \frac{dy}{dx} + \frac{d}{dx} \left(\frac{v^2}{2g} \right) \right) \dots (2)$

水深 y なる時単位距離に對する損失水頭を同一水深に於ける等速定流に於ける如く考ふるときは

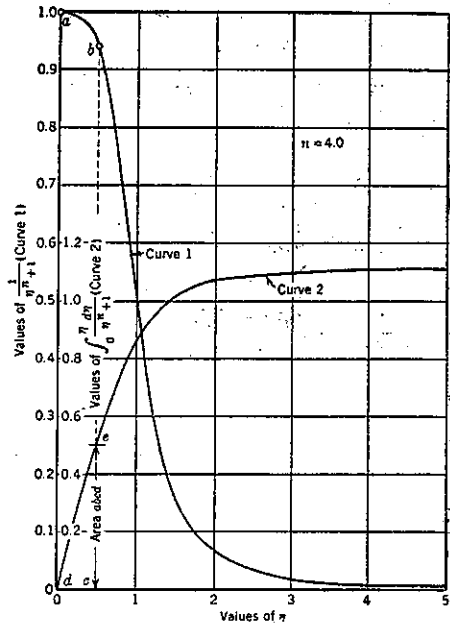
$$\frac{der}{dx} = \frac{Q^2}{K^2(y)}, \text{ 又 } \frac{d}{dx} \left(\frac{v^2}{2g} \right) = -\frac{Q^2 b}{g a^3} \frac{dy}{dx}$$

茲に a : 流水断面積, b : 水面幅

仍て (2) 式は $-S_0 \frac{dy}{dx} = \frac{Q^2}{K^2(y)} - \frac{Q^2 b}{g a^3} \frac{dy}{dx} \dots (3)$

然るに水深 y に對する限界水深を S_0 とせば橋狀水

図-14.



路に對しては

$$S_0 = \frac{ga^3}{K^2(y)b}; \quad \frac{b}{a^3} = \frac{a}{K^2(y)S_0}$$

又 $Q^2 = K_0^2 S_0, \left(\frac{K_0}{K} \right)^2 = \left(\frac{y_0}{y} \right)^n, \beta = \frac{S_0}{S_0}$ と置けば

(3) 式は

$$\frac{dy}{dx} = -S_0 \frac{1 + \left(\frac{K_0}{K} \right)^2}{1 - \beta \left(\frac{K_0}{K} \right)^2} = -S_0 \frac{1 + \left(\frac{y_0}{y} \right)^n}{1 - \beta \left(\frac{y_0}{y} \right)^n} \dots (4)$$

(4) 式は逆勾配開水路に於ける微分方程式である。

$$\eta = \frac{y}{y_0}, \quad dy = y_0 d\eta \text{ とせば}$$

$$\frac{S_0}{y_0} dx = -d\eta + (1 + \beta) \frac{d\eta}{\eta^{n+1}} \dots (5)$$

(5) 式を積分せば

$$\frac{S_0}{y_0} (x_2 - x_1) = \frac{S_0}{y_0} l_{2-1} = -(\eta_2 - \eta_1) + \int_{\eta_1}^{\eta_2} (1 + \beta) \frac{d\eta}{\eta^{n+1}} \dots (6)$$

一般に限界勾配 S_0 は水深によりて多少変化するも水深の変化が餘り大でない時は略常數と看做し得るから β を積分の限界内に於て常數と假定し $\int_0^\eta \frac{d\eta}{\eta^{n+1}} = B'(\eta)$ とせば

$$l_{2-1} = \frac{y_0}{S_0} [-(\eta_2 - \eta_1) + (1 + \beta) \{ B'(\eta_2) - B'(\eta_1) \}] \dots (7)$$

2. 積分法: 實際計算をなすには

$$B'(\eta) = \int_0^\eta \frac{d\eta}{\eta^{n+1}} \dots\dots\dots(10)$$

の積分を行はねばならぬが, n は一般に 3~4 である。

$n=3$ とせば $z = -\eta$ と置き

$$\int \frac{d\eta}{\eta^{n+1}} = \int \frac{dz}{z^2-1} = \frac{1}{8} \log_2 \frac{(z-1)^2}{z^2+z+1} + \frac{1}{\sqrt{3}} \cot^{-1} \frac{2z+1}{\sqrt{3}} \dots\dots\dots(11)$$

$\eta=4$ とせば

$$\int \frac{d\eta}{\eta^{n+1}} = \frac{1}{4\sqrt{2}} \log_2 \left(\frac{\eta^2 + \eta\sqrt{2} + 1}{\eta^2 - \eta\sqrt{2} + 1} \right) + \frac{1}{2\sqrt{2}} \tan^{-1}(2\sqrt{2}\eta + 1) + \tan^{-1}(2\sqrt{2}\eta - 1) \dots(12)$$

n が 3, 4 の間の数値に對しては収斂無限級數に展開し積分して計算するが是は可なり煩雜で是に代るべき便法は図式解法である。図-14 は $n=4$ なる特定の値に對して各 η に對する $\frac{1}{\eta^{n+1}}$ を曲線 1 にて示してある。此の曲線の任意の縦距の左側の曲線の面積は $\int_0^\eta \frac{d\eta}{\eta^{n+1}}$ を表はすが此の面積を測微器にて計り適當なスケールにて表せば曲線 2 となる。著者は斯くの如き方法にて図式的に求めたる値と (12) 式により計算せる結果とを比較せしに表-2 の結果を得、誤差は 0.33% 以下となつた。

表-2.

η の値	$\int_0^\eta \frac{d\eta}{\eta^{n+1}}$ の値(図式)	同左積分式	誤 差
0.500	0.4999	0.4940	-0.02
2.500	1.0880	1.0898	-0.16
5.000	1.1045	1.1081	-0.33

仍て $n=3.0, 3.2, 3.4, 3.6, 3.8, 4.0$ の各數値に對し上と同様の方法で図式積分法を行ひ之を表-3 に示す。表-3 の n の範圍内に於て表に含まれざる値に對しては挿入法によりて計算し得る。

表-3.

Value of η	Hydraulic Exponents, n							Value of η	Hydraulic Exponents, n						
	3.0	3.2	3.4	3.6	3.8	4.0	3.0		3.2	3.4	3.6	3.8	4.0		
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)		
0.00	0.900	0.900	0.900	0.900	0.900	0.900	1.80	1.094	1.092	1.091	1.090	1.089	1.088		
0.03	0.903	0.900	0.899	0.898	0.897	0.896	1.83	1.071	1.068	1.066	1.064	1.062	1.060		
0.10	0.910	0.900	0.899	0.898	0.897	0.896	1.85	1.047	1.043	1.040	1.037	1.034	1.031		
0.20	0.920	0.900	0.899	0.898	0.897	0.896	1.88	1.003	1.000	0.997	0.993	0.989	0.985		
0.30	0.930	0.900	0.899	0.898	0.897	0.896	1.90	0.959	0.956	0.952	0.947	0.942	0.937		
0.40	0.940	0.900	0.899	0.898	0.897	0.896	1.92	0.915	0.912	0.907	0.901	0.895	0.889		
0.50	0.950	0.900	0.899	0.898	0.897	0.896	1.94	0.871	0.868	0.862	0.855	0.848	0.841		
0.60	0.960	0.900	0.899	0.898	0.897	0.896	1.96	0.827	0.824	0.817	0.809	0.801	0.793		
0.70	0.970	0.900	0.899	0.898	0.897	0.896	1.98	0.783	0.780	0.772	0.763	0.754	0.745		
0.80	0.980	0.900	0.899	0.898	0.897	0.896	2.00	0.739	0.736	0.727	0.717	0.707	0.697		
0.90	0.990	0.900	0.899	0.898	0.897	0.896	2.02	0.695	0.692	0.682	0.671	0.660	0.649		
1.00	1.000	0.900	0.899	0.898	0.897	0.896	2.04	0.651	0.648	0.637	0.625	0.613	0.601		
1.10	1.010	0.900	0.899	0.898	0.897	0.896	2.06	0.607	0.604	0.592	0.579	0.566	0.553		
1.20	1.020	0.900	0.899	0.898	0.897	0.896	2.08	0.563	0.560	0.547	0.533	0.519	0.505		
1.30	1.030	0.900	0.899	0.898	0.897	0.896	2.10	0.519	0.516	0.502	0.487	0.472	0.457		
1.40	1.040	0.900	0.899	0.898	0.897	0.896	2.12	0.475	0.472	0.457	0.441	0.425	0.409		
1.50	1.050	0.900	0.899	0.898	0.897	0.896	2.14	0.431	0.428	0.412	0.395	0.378	0.361		
1.60	1.060	0.900	0.899	0.898	0.897	0.896	2.16	0.387	0.384	0.367	0.349	0.331	0.313		
1.70	1.070	0.900	0.899	0.898	0.897	0.896	2.18	0.343	0.340	0.322	0.303	0.284	0.265		
1.80	1.080	0.900	0.899	0.898	0.897	0.896	2.20	0.299	0.296	0.277	0.257	0.237	0.217		
1.90	1.090	0.900	0.899	0.898	0.897	0.896	2.22	0.255	0.252	0.232	0.211	0.191	0.171		
2.00	1.100	0.900	0.899	0.898	0.897	0.896	2.24	0.211	0.208	0.187	0.165	0.144	0.123		
2.10	1.110	0.900	0.899	0.898	0.897	0.896	2.26	0.167	0.164	0.142	0.119	0.097	0.075		
2.20	1.120	0.900	0.899	0.898	0.897	0.896	2.28	0.123	0.120	0.097	0.073	0.049	0.025		
2.30	1.130	0.900	0.899	0.898	0.897	0.896	2.30	0.079	0.076	0.052	0.027	0.002	0.000		
2.40	1.140	0.900	0.899	0.898	0.897	0.896	2.32	0.035	0.032	0.007	0.000	0.000	0.000		
2.50	1.150	0.900	0.899	0.898	0.897	0.896	2.34	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000		

3. 水面曲線: 此の種の開水路に於ける水面曲線には 2 種あり。其の一つは水深 y が限界水深 y_0 以上な

図-15.

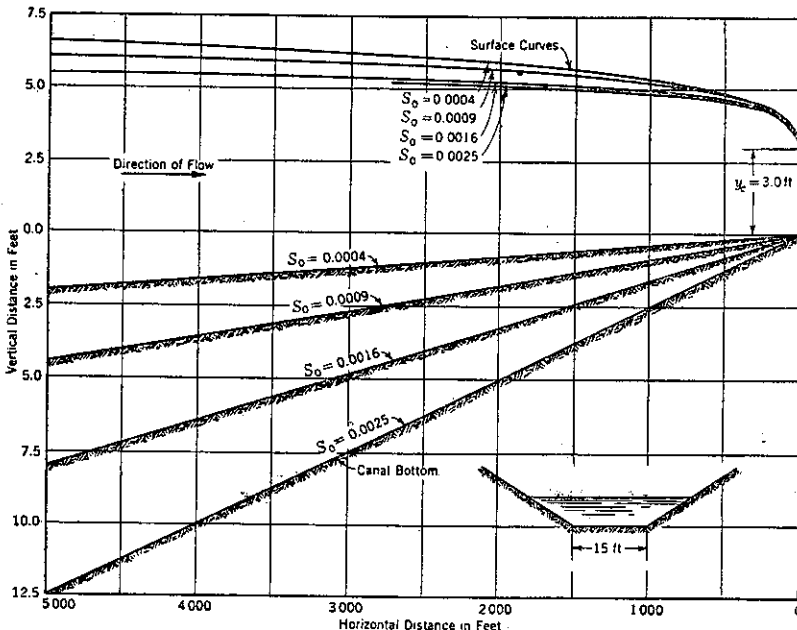
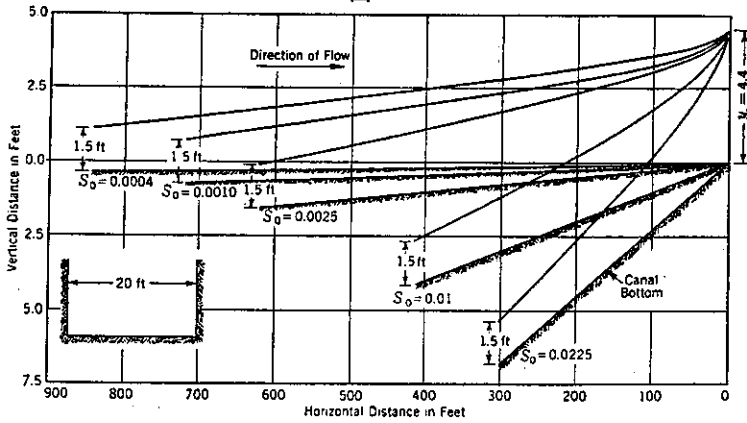


図-16.



る場合にして図-15 の如く M_2 型の下降曲線となり (B. A. Bakhmeteff, "Hydraulics of Open Channels." 1932, p. 76. fig. 60) 限界水深 y_c にて終る。其の 2 は水流の水深が限界水深以上なる場合にして図-16 の如き M_3 型の上昇曲線となり y_c にて終る。

例 1: $Q=519$ 呎³/sec, $S_0=0.0004$ として図-15 に示せる梯形水路にて $y_0=6.56$ 呎, $y_c=3$ 呎, $n=3.80$, $\beta=0.06$ (平均)。限界水深にては $\eta_c=0.457$, $B'(\eta_c)=0.452$ (表-3)。

$y_1=5.0$ 呎 とせば $\eta_1=0.762$, $B'(\eta_1)=0.715$, $l_{2-1}=459$ 呎。

同様に $y_c=3$ 呎より $y_1=4$ 呎, 5 呎に對して l を計算し得るから M_2 水面曲線を描き得る。図-15 は同一流量, 断面に對して $S_0=-0.0004 \sim -0.0025$ に對する M_2 水面曲線を示す。

例 2: $Q=1080$ 呎³/sec, $y_c=4.4$ 呎, $S_0=0.0004$, $y_0=8.65$ 呎, $n=3$, $1+\beta=1.17$ とせば水門に於けるベナコトラクタの水深 $y_1=1.5$ 呎より $y_c=4.4$ 呎迄の各

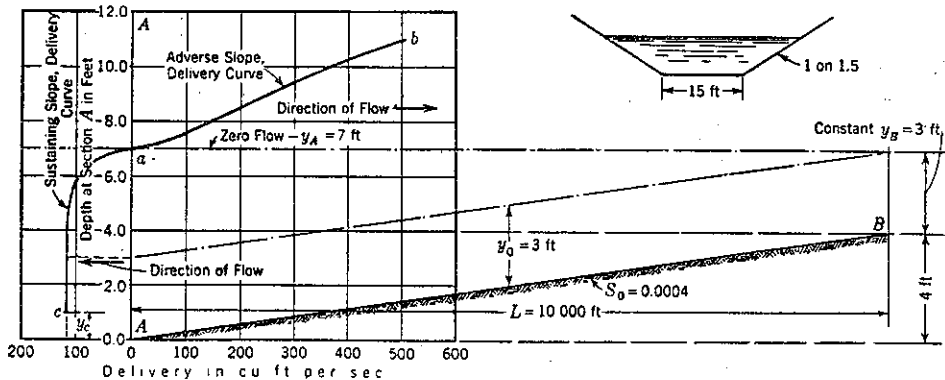
水深に對して l を計算し得るから M_3 水面曲線を描き得る (図-16)。

4. Delivery 曲線: Delivery 曲線は水路のある定断面 (普通終端) に於て, 水深の変化に伴ふ流量の關係を示す曲線である。今逆勾配の開水路の場合に Delivery 曲線を求めて見る。

例 3: 今図-17 の如き梯形水路が長さ 10000 呎ありて A 断面にては海洋と, B 断面にては廣大なる内潮と連続するものとせば B 断面の水位は略一定し, $y_B=3$ 呎, $S_0=0.0004$ とせば A 断面の水深 $y_A=7$ 呎なるときは水路の水面は水平にして流れを生ぜぬが是より超過するときは A より B に流れを生じ逆勾配水路の運動方程式が成立し (7) 式が適用される。図-17 に於ける ab 曲線は Delivery 曲線で各 y_A に對する水路の流量を表はす。今此の Delivery 曲線上の 1 點を求むるには $y_0=5$ 呎と假定して $K_0(5)=15200$, $Q=K_0(5)\sqrt{S_0}=304$ 呎³/sec, $1+\beta=$

1.06.
 $n=3.8$, $y_2=y_B=3$ 呎として $\eta_1=y_A$ を求むるに
 $l_{2-1} \cdot \frac{S_0}{y_0} = [-\eta_2 + (1+\beta)B'(\eta_2)] - [-\eta_1 + (1+\beta)B'(\eta_1)]$
 $= Z'(\eta_2) - Z'(\eta_1) \dots \dots \dots (13)$
 $Z'(\eta) = -\eta + (1+\beta)B'(\eta) \dots \dots \dots (14)$
 $y_0=5$ 呎とせば $l_{2-1} \cdot \frac{S_0}{y_0} = 0.8$, $\eta_2=0.60$, $B'(\eta_2)=0.584$ 。
(14) 式より $Z'(\eta_2)=0.019$, 故に
 $Z'(\eta_1) = Z'(\eta_2) - l_{2-1} \cdot \frac{S_0}{y_0} = -0.781 \dots \dots (15)$

図-17.



(15) 式より η_1 を求むるには η に對する $Z(\eta)$ 曲線を描くを便とす。斯くして $\eta_1=1.912$ とせば $y_A=\eta_1 \times y_0=9.59$ 呎。

故に Delivery 曲線上に於ける 1 點は求め得た。同様其他の y_0 を假定せば逐次曲線上の他の諸點を求め得る。
(淺野 好)

(7) 管を使用する決濁板の新装置

(Clifford A. Betts, "Controlling Flashboard Drop By Collapsing Pipe Supports."
E. N. R. Apr. 30. 1936, p. 627~628.)

比較的小範圍の貯水池水位の調節は或一定の水頭に依て倒潰し、過剰の洪水を溢流せしめる決濁板に依て容易に實行し得る。かゝる決濁板の使用に就ては數時の如き比較的小範圍の池水位の上昇に依て破壊する如き板の支承物が想定せられる、この目的に對し管を使用する決濁板の研究が The National Hydraulic Laboratory に於て行はれた。

本實驗に於て使用した管は標準亜鉛鍍鋼管及び鍊鉄管であつて、實驗室内の大試験用水路に高さ 20 呎、長さ 25 呎のコンクリート堰を築き、此堰頂に各寸法の管を取付け得る様に内径 4 吋、長さ 20 吋のソケットを埋設し、この中に套管を使用して取付けた。最初は堰を等間隔の 5 箇所に分けて管を夫々 1 箇所宛 5 呎の間隔に取付けて行ひ、而る後長さ 16 呎の決濁板門扉 1 箇所に就て板の高さを夫々變へ、板の中心に對して對稱的な 2 本の管に依て支へて行つた。尙、決濁板の寸法は厚さ 2 吋、高さ 1 呎 10 吋乃至 5 呎 2 吋であつて、その兩端には倒潰に到る迄の漏水を防ぐ目的を以てゴムを填隙した。又、決濁板の背後及び板上の水頭はポンプ或は水槽、又は其兩者に依つた。

圖-18. 1 1/2 吋管を使用する決濁板溢流試験(管の破壊後)

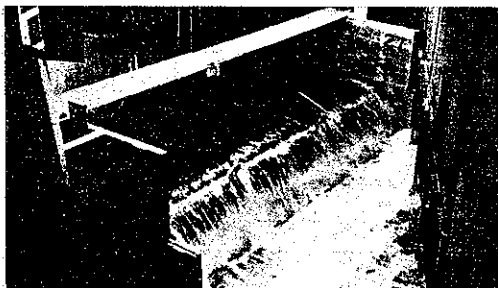
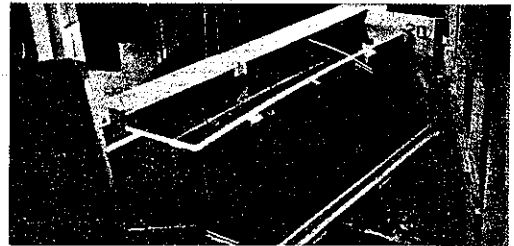


圖-19. 非溢流試験(管の破壊直前)



管の太さを決定するモーメントの公式は溢流並に非溢流状態を豫め試験して誘導した。即ち溢流状態の場合は $M=375 B^2 L(H+B/3)$ 、非溢流状態の場合は $M=125 h^2 L$ で單位は共に吋封度である。茲に B は餘水吐上の決濁板の高さ、 H は倒潰したる場合の決濁板上の水の高さ、 h は餘水吐上の水の高さ、 L は 1 本の管に依て支へられる徑間で凡て呎を以て表はしたものである。

モーメント M を試験に依て決定した(圖-18, 19 参照)鋼管の極限強さ(時に破壊係數と云ふ) f で除すると所定の水頭のもとに板を支へるに必要な管の断面係數 S が求められる。普通使用される管の断面係數は便宜表-4 に示してある。表-4 に載つてない寸法の管に對しては型録の寸法を使用するか、又は管の内径と外径を實際に測つて断面係數を求め得る。尙、試験に依て得た破壊強さの實際値は 67 000~81 000 封度/吋² の範圍であつたが、平均値を 75 000 封度/吋² に採ることは實驗に依ると操作に相當正確な結果を與へてゐる。

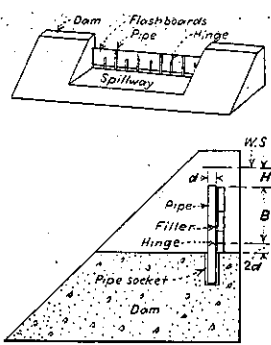
表-4. 標準亜鉛鍍鋼管に對する設計資料

管の公稱内径 (d) (吋)	断面係數 (S) (吋 ³)	極限強さ (f) (封度/吋 ² 實驗値)
3/4	0.070	80 000
1	0.135	77 000
1 1/4	0.235	73 000
1 1/2	0.330	72 000
2	0.560	70 000
2 1/2	1.070	"
3	1.750	"
3 1/2	2.400	"
4	3.250	"
5	5.450	"

破壊に至る迄の管の撓は管に取付けたスケールの目盛に依て記録した。其結果に依ると管は垂直と 20°~30° の角度に到達すると急速に降伏した、降伏點に達する迄の曲げは等量的に漸進した。而して水位を早期の曲げの間、即ち撓が 10° 以内の中に引下げた場合には管は彈性に依て多少舊態に復する。この有利なる特質は標準鋼管の場合に於て殊に然りである。尙、本試験装置

に於ては図-20 に示す如く決瀉板門扉の底部に鉸を取付け、洪水放流直後の建直しと新管の据付に便宜ならしめたが、此鉸門扉は Virginia の Sherando 堰堤に於ける長さ 35 呎、高さ 3½ 呎の決瀉板にも応用されてゐて、過日の高水に於ても試験に於けると同様な成績を挙げた。(玉置 巖)

図-20. 決瀉板試験装置図



6. 材 料

(3) 木材の缺點に関する実験と計算

(E. Gaber, "Der Einfluss von Fehlern auf die Holzfestigkeit nach Versuch und Rechnung. Bautech" 31, Jan. 1936, s. 64~68.)

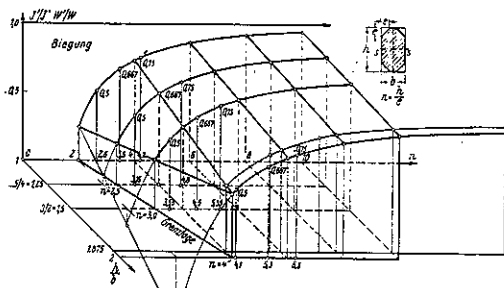
こゝに缺點と稱するのは外見を書ふものも又缺點であるが、その支持力を低下するものを指す。先づ計算からと、実験から得た結果とを比較研究して見る。次の実験は樺、蝦夷松の様な軟材料に對して行つたものである。

1. 曲げ及び圧縮強さに對する丸身の影響

(a) 曲げ: 方形断面の各隅を $e/2$ 宛切断する。短邊に平行な中立軸の周りの慣性モーメントを J , 切断後の夫を J' とし切取量 $e = h/n$ とするとき、重心軸 s に関し $W'/W = J'/J = 1 - 2 \frac{h}{b} \frac{2-4n+3n^2}{n^4} \dots (1)$

但し $2e < b$ なる範圍に適用する。図-21 に通常用ひられる断面形 $\frac{h}{b} = 1, 5/4, 3/2$, 及び 2 に於ける J'/J の關係を立体的に示した。抵抗モーメントの關係は慣性

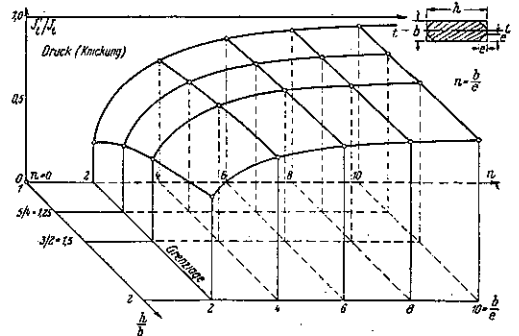
図-21.



モーメントの關係と同じであるから図-21 から總ての断面即ち $1/4, 1/3, 1/2 = \frac{h}{b}$ の桁の丸身の影響を知ることが出来る。

(b) 耐圧: 挫屈を伴ふ圧縮材の支持力は重心軸 t の周りの最小慣性モーメントに關係す (図-22), (1) 式を利用し $n = \frac{b}{e}$ とおけば

図-22.



$$J'/J = 1 - 2 \frac{b}{h} \frac{2-4n+3n^2}{n^4} \dots (2)$$

抗圧材の場合の J'/J の關係を示せば図-22 の如くである。同図より如何なる丸身に依り方形圧縮材 ($1/4, 1/3, 1/2$) の支持力が如何程低減されるかを知ることが出来る。丸身の影響は一般に少く考へられ過ぎてゐる。相當大きな材料の場合に

表-5.

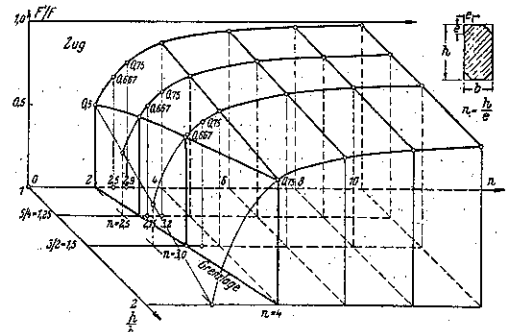
		$\frac{h}{b} = 1$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{2}$	2
$\frac{W'}{W} = \frac{J'}{J} = \frac{1}{n^4}$	$e = h \times$	0.24	0.21	0.19	0.16
	$= \frac{1}{3} h \times$	0.23	0.25	0.22	0.19
	$= \frac{1}{2} h \times$	0.38	0.32	0.28	0.24

に於て支持力は $1/3$ 丈

減少してゐる。圧縮材の場合には左程の影響は受けず $h/b = 1.5, e = 0.377 b = 0.25 h$ の時始めて支持力の $1/3$ の減少を來す。

(c) 引張: 丸身に依て減少せる面積を F' , 方形断面

図-23.



の次を F' とすれば

$$F'/F = 1 - \frac{h}{e} \cdot \frac{2}{n^2}, \text{ 茲に } n = \frac{h}{e} \dots \dots (3)$$

に比例して支持力も低下する。図-23 は F'/F と h/b 及び $n = \frac{h}{e}$ との関係を示す。引張材の支持力減少の割合は曲げ材のそれ程大ではない。支持力の 1/3 の減少は $h/b = 1.5, e = 0.33h$ のとき始めて生ずる。

次に丸身を附した材料の曲げ試験の結果を見る爲、楡、蝦夷松から取つた材料を飽を以て四隅を落し、5 t 試験機にかけ、正方形 4×4 cm を

表-6.

Verhältnis der Waldkante $n = \frac{h}{e}$	Tragkraft des Biegebalkens nach	
	Versuch	Rechnung
∞	1.00	1.00
4	0.97	0.97
4	0.77	0.73
2.66	0.57	0.50

Rechteckiger Balken 4×7.5 cm.
 $\frac{h}{b} = 1.88.$

Verhältnis der Waldkante $n = \frac{h}{e}$	Tragkraft des Biegebalkens nach	
	Versuch	Rechnung
∞	1.00	1.00
15	0.85	0.92
7.5	0.72	0.83
5	0.55	0.70

示すものであつて節の無いものは平均 917 kg/cm² の曲げ強さを有し、-4.5~+4.3% の変化がある。是は含有湿度 12.5% の時である。節の他の缺點なきものは、同じく含有湿度 12.5% に於て 828 kg/cm² であつて -7.5~+10% の変化がある。實驗の結果は計算と左程相違してゐない故ある程度迄計算を利用し得る。結論として丸身は捩風を伴ふ圧縮材及び曲げ材に於てその影響最も多く、引張材に於てその影響は最も少い。何れにしても相當大きな強度の低下を來す故土木建築材料としては純方形断面を用ふるのが最良である。

2. 斜方向繊維が木材の強さに及ぶ影響：力の作用線が繊維から離れてゐるときは木材の強さは繊維に

直角方向の強さ或は並行方向の剪断強さに關係する。この關係は引張応力の場合に比し圧縮応力の場合の方が有利である。故に引張状態の方が圧縮状態に於けるより斜繊維が余計

表-7.

	Zug		Druck	
	längs der Faser	quer zur Faser σ'	längs der Faser τ'	quer zur Faser σ'
縦・蝦夷松材の實驗より表-7を得	1	0.25	0.08	0.15

た。力学理論に依り応力方向が繊維と φ なる角をなすときの強さ σ を知ることが出来る。 φ 小なる時は強さ σ は剪断強さ τ' に關係し、 φ 大なるときは繊維と直角なる方向の強さ σ' に關係する。

$$\sigma = \frac{2\tau'}{\sin 2\varphi} \dots (4) \text{ 又は } \sigma = \frac{\sigma'}{\sin^2 \varphi} \dots (5)$$

兩者の内小なるものが斜繊維 φ に依る強さ σ を與へる。兩式は φ に就ての曲線を示し、引張圧縮状態に於

ける是等曲線を図-24 に示す。曲線は φ 小なるとき實用せられ、この時の値を計算すれば表-8 の如くである。

図-24.

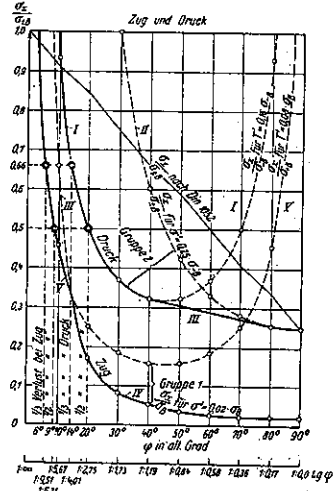


表-8.

φ, φ	4	6	8	9	10	12	14	∞
σ zug.	0.134	0.493	0.650	0.720	0.808	0.967	1	1
σ druck.	0.680	0.986	1	1	1	1	1	1

極限値は $\sin 2\varphi = 2\tau'$ にて
 $\text{tg } \varphi = 1 : 12.4$ (zug), $1 : 6.1$ (druck)
 $\sin \varphi = \sqrt{\sigma'}$ にて
 $\text{tg } \varphi = 1 : 7$ (zug), $1 : 1.7$ (druck)

表-9.

φ, γ	Biegefestigkeit in kg/cm ²			Verhältnis	
	Mittelwert	Grenzwerte	Streuung in	Versuch	Rechnung
0	607	540 bis 690	11 - 14	1	1
1:12.5	531	528 - 550	2 - 3	0.88	0.97
1:10	530	482 - 602	11 - 9	0.89	0.81
1:9.4	573	540 - 625	11 - 12	0.85	0.78
1:9.1	548	502 - 655	8 - 20	0.90	0.73
1:6.4	483	492 - 513	3 - 4	0.81	0.55
1:5.8	536	579 - 550	1 - 3	0.88	0.46

4×4×75 cm の正方形材を用ひ、含有湿度 19~20% に於て斜繊維材の實驗をし、表-9 の結果を得た。但しこれは曲げ試験スパン 60 cm である。

3. 節の影響：方形材の引張側よりとなる距離に徑 d なる節孔を有す。幅 $b=1$, 高 $=h$, 節孔に依り減少せる断面の重心を A , 重心軸を a とし、引張側より a に到る距離を x とす。

$$m = \frac{d}{h}, n = \frac{t}{h}, x = h \frac{1 - mn}{1 - m}$$

縮少断面の慣性モーメントを J' とすれば

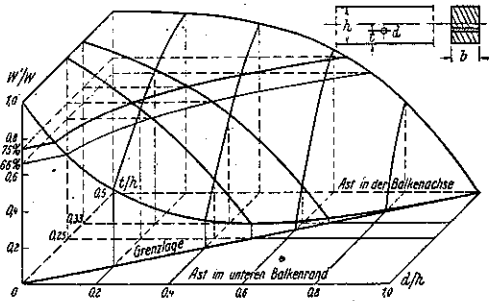
$$J'/J = 1 - m^2 - \frac{12m \left(\frac{1}{2} - m \right)^2}{1 - m} \dots\dots(6)$$

抵抗モーメントを $W=2J/h$, $W'=J'/x$ とせば

$$W'/W = J'/J \times \frac{h}{2x} = \frac{J'}{J} \frac{1-m}{1-2mn} \dots\dots(7)$$

この式は節孔が下縁と接した時即ち $t=d/2$ 又は $t/h = d/2h$, のときを適用範囲とする (図-25 及び 表-10)。

図-25.



蝦夷松より $4 \times 4 \times 75$ cm の試験材をとり各種の節を有するものを選び中央に集中荷重を加へ、スパン 60 cm とし、節無きものと比較したる破壊状況は図-26 の如くである。

表-10.

$t =$		Green	0.25	0.33	0.50 · h
$\frac{d}{h} = \frac{1}{2}$	$W' =$	0.34	0.63	0.87	0.98 · W
$\frac{1}{3}$	$W' =$	0.22	0.12	0.71	0.95 · W
$\frac{1}{4}$	$W' =$	0.08	0.03	0.47	0.87 · W

目的には使用をさける可きである。(糸川一郎)

(4) 木材支柱の實驗

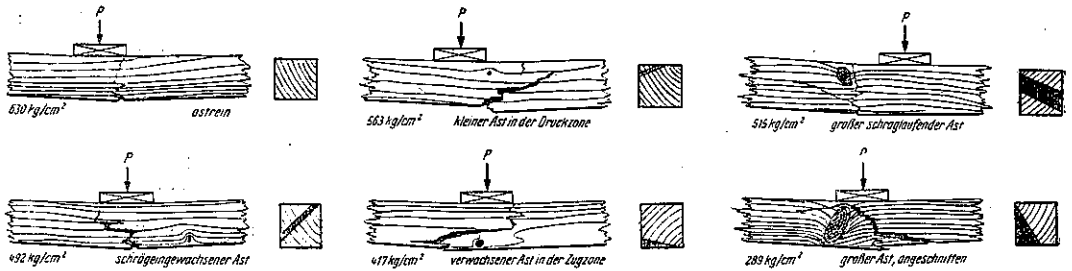
(Otto Graf, "Versuche mit Mehrteiligen Hölzernen Stützen." Bauing. 10. Jan. 1936, s. 1~3.)

1. 図-27 に依る支材の實驗: 一樣な試験材を得るため成る可く眞直な蝦夷松の幹から長さ約 1 m, 幅 50 mm, 厚 12~28 mm の角材を數本とる。これを自然乾燥し含有湿度を成る可く一樣ならしめる。然る後丁寧に鉋仕上をした後兩端に平な圧板を平行に装着する曲

表-11.

Versuchskörper	Spannungsstufe kg	Elastizitätsmodul E kg/cm ²	Versuchskörper	Spannungsstufe kg	Elastizitätsmodul E kg/cm ²
A 1	19.9 - 34.1	171 700	I b 3	0 + 34.4	95 000
	19.9 - 88.3	171 100		0 + 68.9	94 000
	19.9 - 122.5	170 700		0 + 34.8	172 000
A 2	20.0 - 34.3	178 500	II e 1	0 + 69.6	169 000
	20.0 + 88.6	176 200		0 + 34.8	161 000
	20.0 + 122.9	175 400		0 + 69.6	160 000
A 3	19.9 + 34.1	165 900	II a 2	0 + 38.4	134 000
	19.9 + 88.3	166 400		0 + 76.7	122 000
	19.9 + 122.5	167 200		0 + 37.6	169 000
A 4	20.0 + 34.4	166 600	II a 5	0 + 37.6	167 000
	20.0 + 88.7	167 200		0 + 75.2	138 000
	20.0 + 123.1	168 100		0 + 37.6	136 000
B 1	20.0 + 34.3	176 600	II c 4	0 + 38.2	144 000
	20.0 + 88.6	173 400		0 + 76.5	141 000
	20.0 + 122.9	173 400		0 + 38.4	159 000
			II d 3	0 + 75.7	157 000
				0 + 38.9	154 000
			II d 4	0 + 77.8	153 000

図-26.



結論: 以上の實驗よりして木材負荷力の減少は大体簡單な計算と一致するものなることを知つた。依て、

1) 丸身は曲げ及び圧縮材に於て、その影響特に著しく一般に見ても負荷力の減少大なる故、土木建築用材料には必ず方形断面を用ふるを要す。

2) 斜繊維は引張材又は曲げ材の引張側にあるとき危険であり圧縮材には左程でない。1:10 の斜繊維に於て圧縮材では影響は無いが引張及び曲げ材では既に 20% の負荷力を減少する

3) 曲げ材に於ける節は最も不可である。特にこの

げ試験に依り是等試験材の彈性係数を求めた (表-11)。

。然る後、この彈性係数を用ひ Euler 氏の式に依て長柱とした場合の破壊荷重を算出した (表-12, (4) の項参照)。一部試験材に對しては又 図-27 Abb. 2 の方法に依り破壊の實驗を行ひ、表-12 (5) の項に見る様な結果を得た。兩者を比較し満足すべき一致を得た。

図-27 Abb. 3 に依る實驗では Abb. 2 の様な球支承が無く、試験材は直接試験機の圧力板に接してゐる。この圧力板は、實驗に際し板自身の移動を防ぐため調整螺旋に依つて調節される。この結果は (7) 行に示す如く

図-27.

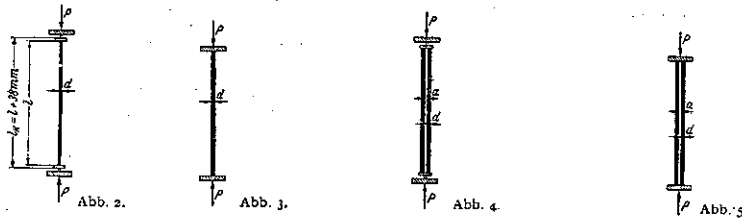


表-12.

I	2		3		4		5		6		7		8		9		10		11		12		13		14		15		
	Berechnung des Versuchskörpers	l	d	Berechnung des Versuchskörpers	Berechnung des Versuchskörpers	Durch den Versuch nach Abb. 2 ermittelte Knicklast P_k kg	Durch den Versuch nach Abb. 3 ermittelte Knicklast P_k kg	Durch den Versuch nach Abb. 4 ermittelte Knicklast P_k kg	Durch den Versuch nach Abb. 5 ermittelte Knicklast P_k kg	Verwendete Versuchskörper	l	a	Durch den Versuch nach Abb. 6 ermittelte Knicklast P_k kg	Verwendete Versuchskörper	l	a	Durch den Versuch nach Abb. 7 ermittelte Knicklast P_k kg	Verwendete Versuchskörper	l	a	Durch den Versuch nach Abb. 8 ermittelte Knicklast P_k kg	Verwendete Versuchskörper	l	a	Durch den Versuch nach Abb. 9 ermittelte Knicklast P_k kg	Verwendete Versuchskörper	l	a	Durch den Versuch nach Abb. 10 ermittelte Knicklast P_k kg
A 1 I	992	12	123	130																									
A 1 II	992	12	123	125	992	397 (3.21)																							
A 4 I	992	12	120	124	992	363 (2.98)																							
A 4 II	992	12	120	125																									
A 1	1000	28	1450																										
A 2	1000	28	1490	1475	1000	4665 (3.2)																							
A 3	1000	28	1410																										
A 4	1000	28	1470																										
B 1	1000	28	1470	1450	1000	4470 (3.1)																							

1 Breite sämtlicher Versuchskörper rd. 50 mm.
2 Berechnet aus Grund der durch Versuche ermittelten E-Werte, vgl. Tab. 1.

で、明かにこの場合は Abb. 2 の試験よりも破壊荷重が大きくなつてゐる。この係数を括弧内に示す。即ち 2.9~3.2 倍, 平均 3.1 倍になつてゐる。次に Abb. 4 では 2 本の試験材を間隔 a に並行におき両端に圧力板を装着する。圧力板は Abb. 2 の様に球状支承に依る機械の圧力板に圧される。この試験に依て、兩材が普通考

へられる様に Abb. 2 に求められた荷重しか支へないか又は Abb. 3 に求めた荷重迄も支へ得るかを決定しなければならない。結果を表-12, (11) 行に示した。是に依れば Abb. 2 の試験より求めた荷重の 2.2~3.2 倍の荷重を支へ得ることを知る。

Abb. 5 では Abb. 3 の様に直接機械の圧力板で圧したゝめ破壊荷重が増加した。而も Abb. 3 に依て求めた数字とよく一致してゐる。

上記試験の結果を綜合すると表-12 に明かな如く, Abb. 4 に示す如き 2 本の長柱を並列し

図-28.

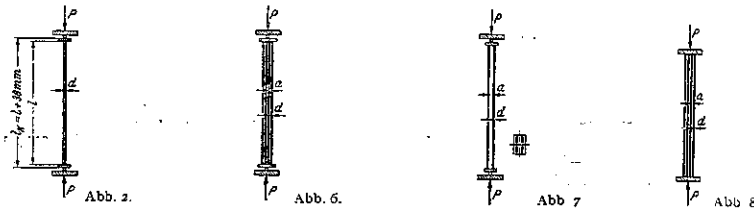
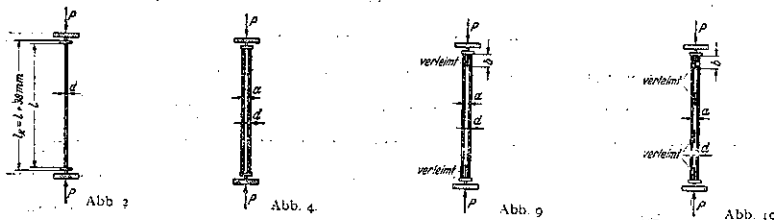


表-13.

I	2		3		4		5		6		7		8		9		10		11		12		13		14			
	Berechnung des Versuchskörpers	l	d	Berechnung des Versuchskörpers	Berechnung des Versuchskörpers	Durch den Versuch nach Abb. 2 ermittelte Knicklast P_k kg	Durch den Versuch nach Abb. 3 ermittelte Knicklast P_k kg	Durch den Versuch nach Abb. 4 ermittelte Knicklast P_k kg	Durch den Versuch nach Abb. 5 ermittelte Knicklast P_k kg	Verwendete Versuchskörper	l	a	Durch den Versuch nach Abb. 6 ermittelte Knicklast P_k kg	Verwendete Versuchskörper	l	a	Durch den Versuch nach Abb. 7 ermittelte Knicklast P_k kg	Verwendete Versuchskörper	l	a	Durch den Versuch nach Abb. 8 ermittelte Knicklast P_k kg	Verwendete Versuchskörper	l	a	Durch den Versuch nach Abb. 9 ermittelte Knicklast P_k kg	Verwendete Versuchskörper	l	a
A 1 I	992	12	123	130																								
A 1 II	992	12	123	125	992	12	1520																					
A 4 I	992	12	120	124																								
A 4 II	992	12	120	125																								

1 Breite sämtlicher Versuchskörper rd. 50 mm.
2 Berechnet auf Grund der durch Versuche ermittelten E-Werte, vgl. Tab. 1.

図-29.



上のことは實地に當つて非常に考ふべき重要なことである。

2. 図-28 に依る試験:

図-28 の Abb. 2 を除く 3 様の組立方に依て試験した。結果を表-13 に示す。(5) 行は Abb. 2 の結果である。(8) 行は Abb. 6 に依る最大破壊荷重であるが、之は (5) 行の各荷重合計の約 3 倍であり、又 図-27 Abb. 4 試験の A₁I, A₁II の破壊荷重の 2 倍になつてゐる。Abb. 7 の場合の最大破壊荷重は多少低下し(表-13, (11) 行及び (8) 行参照)(5) 行に比して約 2.8 倍に當つてゐる。Abb. 8 の試験は最大を示してゐる(14) 行及び (8) 行参照)。

3. 図-29 に依る試験:

この実験に用いた材料の番號,寸法,計算に依る破壊荷重及び同材料 Abb. 2 及び Abb. 4 に依る試験結果を通覽し,然る後 Abb. 9 の方法に依る實驗と對照しその結果を比較することが出来る。是れに依れば Abb. 9 の如き兩端の木片膠着は餘り役に立つてゐない。Abb. 10 の方法に依るときは最大破壊荷重は非常に増加してゐるけれ共それは $d=12$ のとき丈であつて $d=28$ となると,これは又餘り役に立つてゐないことを知る。

(糸川一郎)

7. コンクリート及鉄筋コンクリート

(15) 露西亞に於けるコンクリート

・アーチ橋の支保工

(E. L. Chlebnikov, "Nailed Timber Centering for Concrete-Arch Bridge in Russia." E. N. R. April. 16, 1936, p. 563-564.)

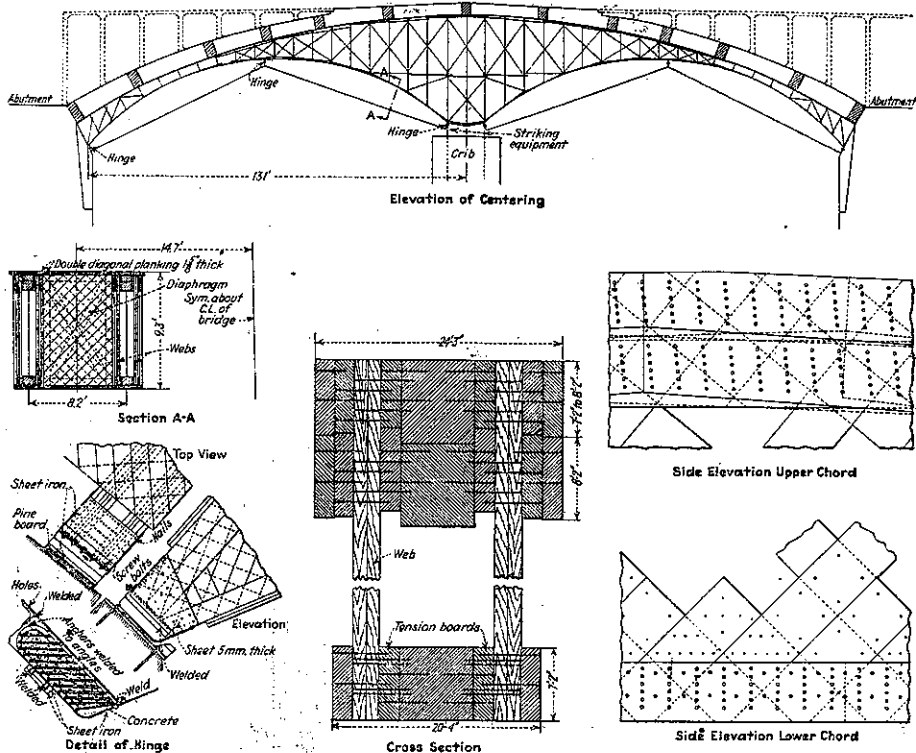
最近ソ露聯邦に於てコンクリート・アーチ橋を架設する場合に釘附けせる松板を主とする三鉸式木製支保工

を用ひて居るが,この新支保工は主として材木を用ふる故,經濟的であり且つ架設が簡單であるといふ二大利點がある。

此の型式の支保工は最初 Dniepropetrovsk に於て Dnieper 河に架る鉄道橋に用ひられたが,最近は Siberia の Irkutsk に於て Angara 河に架る道路橋に用ひられた。

Angara 橋は径間 262.5 呎のコンクリート・アーチ橋にして,支保工には 1 呎當り 8700 封度の荷重がかつた。各径間の中央に一つの木製井桁棒を据ゑ之を相隣れるアーチ型支保工の共通橋臺とし,支保工の上に足場を組み上部構造物の型枠を支持せしめた(圖-30)。支保工の各部は箱型断面とし腹材の中心距離を 8.2 呎,中央部分の高を 9.3 呎とした。上弦材は幅の廣い板と角材より成り最上部を曲線狀に仕上げ,下弦材は板と 1 本の角材より成り直線狀とした。支保工の腹材は中央部分を格子狀に組み,鉸に近い部分は板を密着させた(圖-31)。各箱型部材を結ぶ横櫓は上下弦共約 1 $\frac{1}{2}$ 吋厚の板を夫々十字に交又する様二重に張り詰めて作り,

圖-30.



横方向の隔板は角材と板から作った。

図-31.



アーチ型支保工の鈎は薄鉄板にて囲まれた鉄筋コンクリートから成るが、之は重くて高價なる鑄鋼品の代用として役立つものである。鈎の支承板は普通斯る場合に使用される鉛板の代りに約 1 吋厚の板材を用ひたが、實驗の結果此の板材は 7000 封度/吋² の圧縮応力まで有効であることが證明された。

支保工の取外し装置

は井桁枠上に設けられ鉄筋コンクリート製の砂箱と同じく鉄筋コンクリート製の枘め径とより成る(図-32)。支保工の水平推力は井桁枠上の床版に連結されたコンクリート塊に傳へしめた。

径間 120 呎、幅員 8.3 呎の支保工製作に用ひられた材料は、材木延べ長 39000 呎、釘 3483 封度及び螺子 550 封度である。

設計の基礎：釘は概して長 3~7 吋、径 5/32~1/4 吋のものを用ひた。板は裂けない様に釘の径の 4 倍以上の厚さのものを用ひた。釘の間隔は木の繊維に沿ひ徑の 20 倍、木目を横切る方向には徑の 4 倍とした。

釘の作用応力は次の公式に依つて求めた。

$$T_1 = 0.8d^2 \sqrt{N_1 \times N_2}$$

茲に d : 釘の直径 (cm), N_1 : 釘の許容曲げ応力 = 1800 kg/cm² = 25600 封度/吋², N_2 : 釘圧に依る板の破壊応力である。 N_2 の値は松材にては 80 kg/cm² (1138 封度/吋²), 樺材にては 110 kg/cm² (15650 封度/吋²) とした。

弦材及び腹材に於ける応力は風圧と縦方向の彎折を考慮し通常の方法にて決定した。

縦方向の曲げに依る剪断応力は次の公式に依つて決定した。

$$T_0 = \frac{K SN_2}{L/2 ZN_1} \left(\frac{1}{\alpha} - 1 \right) \frac{N}{F}$$

茲に T_0 : アーチ 1m 當りの剪断応力, K : 1 つの断面に於ける板材の數に因る實驗係數にして 1.1~1.26 とす, S : 中立軸に關する半断面の一次モーメント (cm³), Z : 最遠纖維と中立軸との距離 (cm), N : 圧縮応力 (kg), F : 總断面積 (cm²), L : 曲線に沿ふアーチの長 (m), α : 縦方向の彎折係數, N_1 : 許容曲げ応力 = 150 kg/cm² (2134 封度/吋²), N_2 : 許容圧縮応力 = 125 kg/cm² (1920 封度/吋²) (本城信治)

(16) Denkendorf 鉄筋コンクリート 連続桁橋の配筋

(K. Schaechterle, "Talübergang bei Denkendorf," B. u. E. 5. Jan. 1936, S. 1~4.)

Denkendorf 橋は Stuttgart の南方 Denkendorf

古僧院の附近に架設せられた鉄筋コンクリート連続桁橋である。橋梁幅員 20.5 m、車道中央に接目を有し、兩側車道は内側に向つて 1.5% 横断勾配を附し、中央に縦勾配を有する排水溝を有する

(図-33)。主桁は鉸脚ラーメンの橋脚上にあり、スパン

図-33.

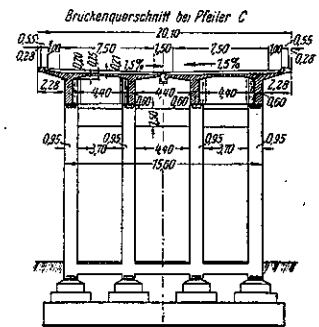
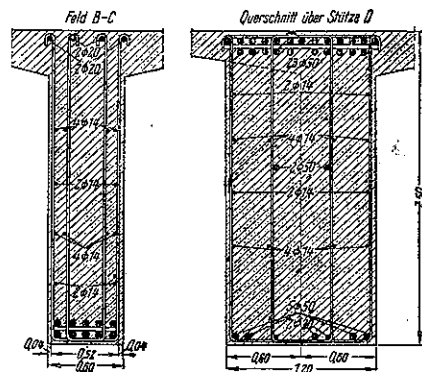


図-34.



夫々 24.75, 27.00, 30.00, 27.00, 25.25, 23.75 m, 中央に
 スパン 25 m の単純梁を有し, 最大連続桁長 78 m で
 ある。

主桁は幅 60 cm, 高さ 2.50 m で径 50 mm. 鉄筋丸
 鋼を 2 段に配列した (図-34)。50 mm 鉄筋の曲半径
 を 80 cm と大きくした。之は鉄筋彎曲部内側に於て,
 鉄筋内の引張力は依てコンクリートに生ずる圧縮応力
 を少くする爲である。長い主鉄筋の接合には接ぎ金具

引張応力が生じ此の引張応力は非常に大きいため歩道
 突桁部の側に龜裂を生じる。斯様な龜裂は既設の橋梁
 に於て屢々見出すものである。従来鉄筋 コンクリート
 連続桁の施工に當り引張部分に於ける引張応力が中立
 軸よりの距離が増加するに従つて増大することを考へ
 てはなかつた。又歩道突桁に生ずる龜裂は高欄取付の
 爲に残した餘地によつて保護せられるが一面この龜裂
 は高欄柱の爲に生ずる断面の減少の結果であることは

図-35.

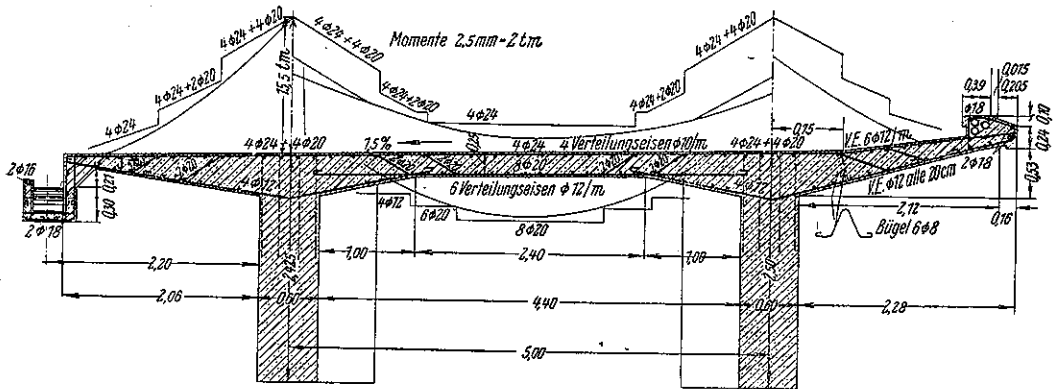
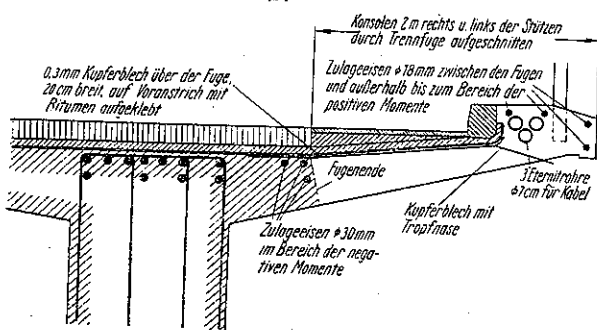


図-36.



を用いた。腹鉄筋として曲上鉄筋の他に径 14 mm の
 肋筋を 30~40 cm の間隔に挿入してある。主桁間幅
 5 m の車道版は両側に突桁部分を有し厚 25 cm である。
 主桁を 2 本にした爲, 突桁部分を非常に大きくせ
 ねばならぬ。故に最も危険な場合即ち 24 t 蒸氣軋圧機
 の後輪が突桁端に載つた場合非常に大きな曲げモー
 メントを生じ爲に主桁に振りモーメントを生ずる結果と
 なる。この長く突出した突桁を, 幅, 高さ共に大きな主
 桁に固定するに當つては, 突桁曲げモーメントの半分
 宛が路版及び主桁によつて受持たれるものとして計算
 した。車道版の配筋を図-35 に示す。

主桁上部の車道版上面の支端モーメントの範囲には

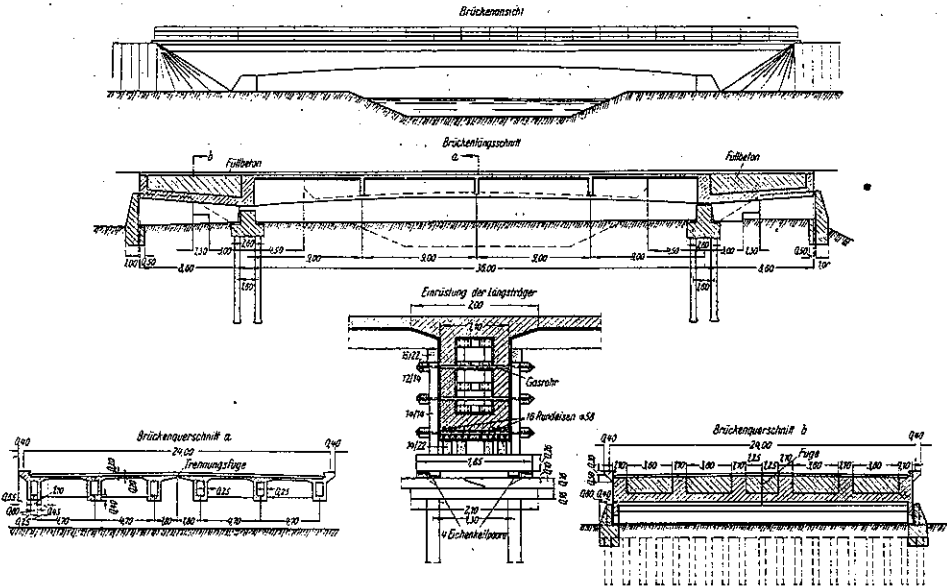
注目すべきことである。無数の國道橋に於て歩道
 突桁部に生ずる龜裂は皆支承上又は其附近であつ
 て, 是等はおほむね高欄柱の固定位置に生ず。即
 ち歩道突桁部分に於ける縦方向の鉄筋は作用しな
 いのである。然しこの龜裂は簡単な方法で避ける
 ことが出来る。即ち支承部分に接合目地を作りこ
 の接目と接目よりの曲げモーメントを受くる部分
 との間に縦鉄筋を挿入する。且つ接目面に於ける
 版の龜裂をさけるため接合断面の端を鉄筋を以て
 相當に補剛する必要がある。接目全体に互つて銅
 板を用ひその上に路盤を作り, 銅板の外側から水の滲
 透するのを防ぐ爲, コンクリート内に銅板を埋込む。
 或は鉛箔を用ひても良い。Denkendorf 橋では以上の
 設備を用ひて成功した (図-36)。 (糸川一郎)

(17) 連続桁のコンクリート注入の一例

(Hans Rausch, "Vom Bau der Okerbrücke
 bei Rothemühle im Zuge der Reichsautobahnstrecke
 Ruhrgebiet-Berlin."
 B. u. E. 5. Jan. 1936, S. 4~8.)

Okerbrücke は獨逸國道 Ruhrgebiet-Berlin 線
 Braunschweig の北方 9 km の地點に架した鉄筋コン

図-37



クリート連続桁で中央スパン 36 m, 對重片持梁部スパン各 8.6 m, 高欄間幅員 24 m の斜交橋である。縦方向中央に接目があり, 両側に各 3 箇の縦主桁を有す。主桁は幅 1.1 m, 高さ橋中央で 1.65 m, 兩側橋臺で 2.2 m にして, 中央に幅 0.6 m の孔を開けてある。この孔は橋臺前 4.5 m で無くなり, 且幅を 0.4 m に減じてある(図-37 横断面参照)。片持梁部に於ては重量を増加する關係上主桁に孔を明けず縦桁, 横桁及び抗压版を連結した三邊形様の箱を造り(図-37 縦断面参照)之に粗コンクリートを填充した。

上部構造に使用せる鉄筋は丸鋼 St 37 を用ひ, 主桁には獨逸の鉄筋コンクリート橋に於て曾て只 1 回しか使用した事のない径 58 mm と云ふ大径の丸鋼を使用した。

コンクリート使用材料としては Weser 河砂 0~7mm 及び同河砂利 7~30 mm を篩分けし, 1:1.3 の割合に混合し, ポルトランドセメント(出來上り量 1 m³ に就き 300 kg)を使用した。骨材は其時の濕度に応じて水を加へ混合物の含水量, 重量比で約 20% とした。之は水:セメント比 0.9 に相當しコンクリート注入装置として用ひたポンプ式注入設備に對し最も適應してゐる。

注入に際しては電動混合機を高位置に設け, 之よりコンクリート唧筒の漏斗に流入せしめ, 唧筒は電動機の方を用ひ, 圧送管を通じコンクリートを長さ 120 m, 高さ 4 m の使用個所に圧送し得るものである。注入完了後

圧送管を洗滌するため Flottmann 空氣圧搾機を用ひた。即ち管を唧筒より取外し, 中に軟い紙を押込み之を圧搾機に連結して中のコンクリートを排除する。使用圧力は最初 6 at, 終りに 1~2 at である。

第二の設備としてダイゼル機關 500-1 混合機を用ひ之より手押車で運搬した。手押車はコンクリートを各所に注入出来る様昇降機によつて型枠上に引揚げられる様になつてをる。唧筒注入に故障を生じた場合は兩混合機共この昇降機を利用して注入を行ふ。捲上には電氣又は蒸氣を利用した。

斯く設備は機械又は動力の故障等各場合を考慮し, 萬遺漏なきを期した。注入は先ず片持梁部分の抗压版を注入し, 次に片持梁部分の縦桁及び中央スパンの横縦兩桁を版と一緒に注入した。コンクリートは縦桁孔の底及び壁間に充分流入し得る丈軟いものとした。

コンクリート上面には各 1:5 の傾斜を附し, 1 時間平均 14 m³ の注入を行つた。之は橋全体の各断面に對し少く共 5 時間以内に注入しなければならないと言ふ條件に適合してゐる。重力混合機は何等故障なく橋梁半分に付き 580 m³, 全体で 1160 m³ のコンクリートを混合することが出来たから, 豫備設備及び動力は實際には使用しなかつた。

構造物, 鉄筋径及び鉄筋量非常に大なるため上部構造にコンクリート注入を終つて 6 週間後, 橋の型枠取外を始める直前に片持梁部分の填充コンクリートを施し

た。この填充コンクリートは下方が狭まつて楔状をなし、且其の重量は直接縦桁にかゝるため抗圧版に荷重をのせたと同じ結果になる。

抗圧版から填充コンクリート内に入つてゐる腹鉄筋は、抗圧版が填充コンクリートと共に其の全体の高さの桁として働く場合に作用する。路版上 40 cm 突出した歩道版片持梁は計算上版と別にしてある爲、上部構造の型枠取外し後注入したが施工目地の悪影響を生じなかつた。

型枠取外しは先づ両片持梁部分を行ひ、次に中央スパンの中央より兩橋臺に向つて行つた。取外し後、スパン中央に生じた撓及び片持梁先端に生じた起りは計算せるものとよく合致し、むしろそれ迄に達してゐなかつた。

(糸川一郎)

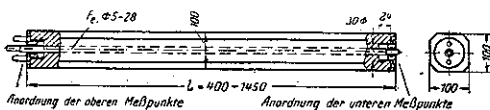
(18) 鉄筋コンクリート内部に於ける初応力

(H. Kayser, "Anfangsspannungen im Eisenbeton." B. u. E. 5. Jan. 1936, S. 14~18.)

鉄筋コンクリートの内部にはコンクリートの収縮により鉄筋及びコンクリート内に初応力を生ずる。この初応力は構造又は強度關係に影響する。初応力の大きさを實驗的に求めることは困難なる故、この問題に關する實驗結果は極少数しか發表されてゐない。1933年 Darmstadt 工業学校實驗室に於て爲された實驗(B. u. E. 1933 Heft. 7/8)は供試体の大き、鉄筋断面等が一定であつたが、鉄筋コンクリート内部の初応力は供試体の長さ、鉄筋断面積(%)及び其他の條件、特に断面に於ける鉄筋の位置に重大な關係を持つものであるから、是等の事情を考慮して供試体の長さ及び鉄筋の諸關係が収縮量及び初応力に如何なる影響を與へるかを研究して見る。

1. 供試体: (a) 供試体の形狀 各供試体は長さに於て異なるも一樣に断面積を 100 cm² とし、中心軸に 1 本の丸鋼を挿入した。兩端にコンクリート及び鉄筋の長さの変化を別々に測定出来る様に装置した(図-38)。

図-38.



實驗の目的にそふため 2 群の供試体を作つた。即ち第一に同一鉄筋及びコンクリート断面に對し長さ各 40 cm, 70 cm 及び 105 cm を有するもの及び長さを一

定にし(145 cm), 鉄筋径を 5~28 mm にしたものである。前者は供試体の長さ及収縮応力との關係を、後者にあつては鉄筋量の影響を與へるものである。材料の密度及び其他の條件に關係する収縮量の平均値を求め、且實驗による誤差を省くため 3 個の供試体に對し各異つた方法を用ひた。尙有鉄筋、無鉄筋兩コンクリートの収縮量の相違からこの試験と關係する點を求め得られるかもしれないと云ふので各供試体と同長を有する無鉄筋断面の物を作つた。

(b) 供試体の材料 材料として Rhein 河砂利及び Dyckerhoff セメントを用ひた。Phein 河砂利は概して細かい物を多く含んでゐるから乾燥して後篩分けした。使用した材料は径 0~1 mm : 25%, 1~7 mm : 40%, 7 mm : 35%, この配合に依る曲線は官省指定の最良材料の曲線とよく合致してゐる。水セメント比、0.66 とし、鉄筋としては丸鋼 5, 10, 16, 22, 及び 28 mm の市場品を用ひた。

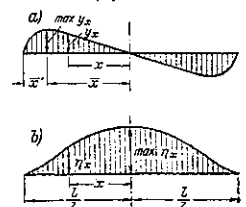
(c) 供試体の製作 供試体 36 個、手練り 1 回に 6 個を作り、充填する間の水の蒸發を防ぐため濕つた袋を以て覆つた。立てゝおき一度に約 10 cm 厚宛打足し、搗固め、最後に上の臍をはめる(図-38)。1 回練る毎に $W_{0.28}$ を檢するため一邊 10 cm の立方体を作つた。

2. 實驗の施行: 完成した供試体は立てた儘 48 時間 100% の湿度を有する室内に放置し、後型枠を外し、鉄筋及びコンクリートの長さを測定し、尙 7 日間放置し然る後定温室内で實驗を始める。70 cm 迄の短供試体には前に用ひた設備(1933, Heft 7/8)を用ひ、長い物には簡単な構造の物を作つた、誤差を無くするため終始一定室内で行つた。収縮は大抵材齡 5~7 週間で終止し結果の収縮量は材齡 15 週間のものを採つた(図-41, 44 参照)。同時に作製した立方体の平均圧縮強きは 199 kg/cm², 重量は 2.25 kg/l である。

3. 實驗の結果と其の利用: (a) 理論的原理計算には 15 週材齡の物を根本とし、長さの変化から初応力を計算するに當つては鉄筋応力曲線は鉄筋中央部に於て徐々に応力の減少を來し、同時に端圧は次第に減少して明かに零応力なる状態にあるものと考へた(図-39 b 参照)。図-39 a の応力分布曲線は n 次拋物線であつて、方程式は

$$y = \frac{2x}{l} - \left(\frac{2x}{l}\right)^n \quad (1)$$

図-39.



依て鉄筋内応力曲線は $\eta_x = \int_x^{l/2} \gamma dx \dots\dots(2)$

故に (1), (2) 式より

$$\eta_x = \frac{n-1}{4(n+1)} l - \frac{x^2}{l} + \left(\frac{2}{l}\right)^n \frac{x^{n+1}}{n+1} \dots\dots(2')$$

$$\frac{d\eta_x}{dx} = -\frac{2x}{l} + \left(\frac{2}{l}\right)^n x^n = 0 \text{ より鉄筋中央に於て}$$

は $\max \eta = \frac{n-1}{4(n+1)} l \dots\dots(3)$

又 $\sigma_{ex} = \frac{\eta_x}{\max \eta} \max \sigma_e \dots\dots(4)$ 但し次の条件を

満足すること $\frac{\Delta l_e}{2} = \int_0^{l/2} \frac{\sigma_{ex} dx}{E_s} = \frac{\max \sigma_e}{E_s \max \eta} \int_0^{l/2} \eta dx$

茲に Δl_e は鉄筋の測定収縮量。是の条件及び (2'), (3)

より $\max \sigma_e = k \frac{\Delta l_e}{l} E_s \dots\dots(5)$

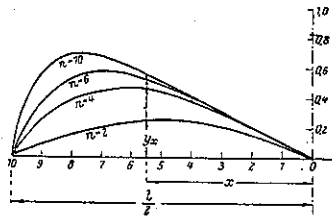
但し $k = 1.5 \frac{n^2+n-2}{n^2-1}$ n, k の

關係に就て見るに表-14 の如く $2 \leq n \leq \infty$ のとき $2 \leq k \leq 1.5$ 又 n に依る $\max \sigma_e$ の変化は最大 25% である。爾後の計算及び実験結果の利用に當つては $n=10$ 即ち $\max \sigma_e = 1.635 \frac{\Delta l_e}{l} E_s \dots\dots(5')$ を用ふる。

n の値による基本式 (1) の変化を図-40 に示す。是

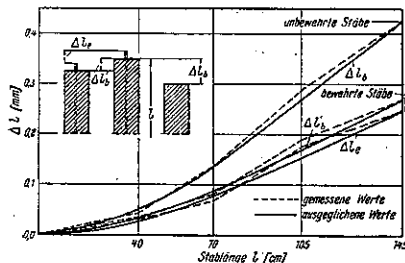
表-14.

n	k
2	2.000
4	1.800
6	1.715
8	1.668
10	1.635
∞	1.500



に依り $n=10$ が図-39 b に示す τ_h に最も合致してゐることを知る。主応力曲線方程式は最も簡單には $\tau_h = \alpha u dx = d(\sigma_{ex}) \cdot F_e$ なる条件より (1) 乃至 (5) は

図-41.



$$\tau_{hx} = 8 \cdot \frac{F_e \Delta l_e E_s}{ul^2} \left[\frac{2x}{l} - \left(\frac{2x}{l}\right)^{n+1} \right] \dots\dots(6)$$

max τ_h は

$$\bar{x} = \frac{l}{2} \sqrt{0.1} = 0.775 \frac{l}{2} \dots\dots(7) \left[\frac{d\eta_x}{dx} = 0 \text{ より} \right]$$

依て $\max \tau_h = 5.575 \cdot \frac{F_e \Delta l_e E_s}{ul} \dots\dots(8)$

又鉄筋応力よりコンクリート応力は

$$\sigma_{bx} = \sigma_e \frac{F_e}{F_b} \dots\dots(9)$$

$$\max \sigma_{bx} = \max \sigma_e \frac{F_e}{F_b} \dots\dots(10)$$

(b) 実験の結果及び利用 15 週後に於ける 3 供試体実験平均値及び上式による計算値の結果比較を図-41 ~46 に示す。

図-42.

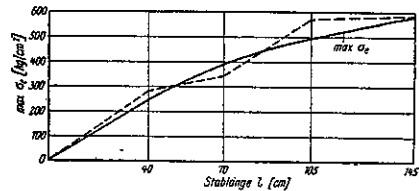


図-43.

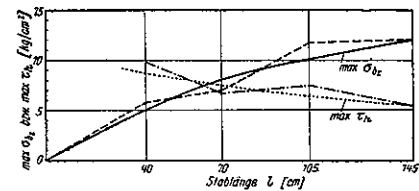


図-44.

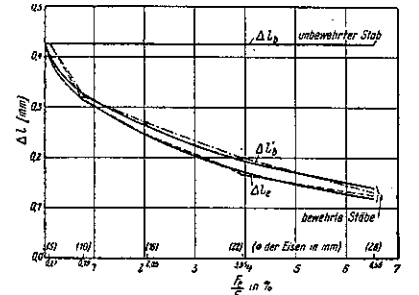


図-41, 44 に明白な様に観測した収縮量は次第に増加してゐる。

供試体第1群： 第1群に於ては異つた長さを有する供試体内の収縮關係を研究した。曲線は拋物線の性質を有し之に依て小供試体の場合は大きい物に比して断

図-45.

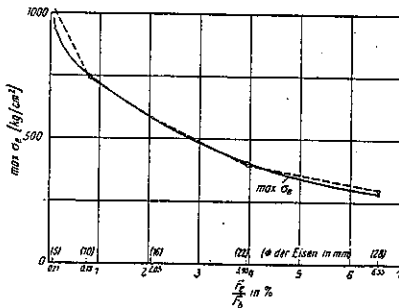
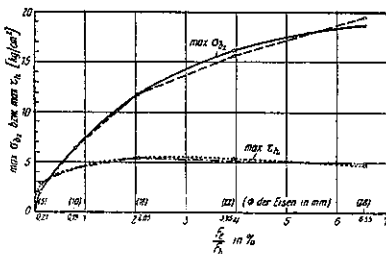


図-46.



面と長さの関係以外の関係に条件付けられてゐるものと思はれる。且内部は外部に比して収縮が遅い故、全体一様に収縮するものではない。試験の結果鉄筋長の変化 Δl_e とコンクリート長の変化 $\Delta l_b'$ とは等しからず、是は鉄筋が未だ軟いコンクリート内にある間にコンクリートが凝固し、そのため収縮するのとコンクリートの変化を鉄筋の直ぐ近くで測定しないのによる。図-42より鉄筋初応力は供試体長が増加するに従つて初めは急激に増加し、次第に徐々となつて遂には殆ど直線に増加することを知る。その他図-41, 43を参照し Δl_e , $\Delta l_b'$, Δl_b と各対応応力又は l と $\max \sigma_{bc}$ 及び $\max \tau_h$ との関係の研究されんことを希望する。

供試体第2群: $l=145$ cm とし、鉄筋断面積を変化し初応力の変化を研究した。鉄筋断面の増加により周長即ち附着力増加し、同時に収縮力に対する鉄筋張力の増大に起因し、図-44の結果を得たものと思ふ。荷 F_e の増加と共に σ_e は減少し、且極少量鉄筋 0.2% に於ても荷 σ_e が降伏點に達しないことは注目すべきことである(図-45)。一方コンクリート応力は $\frac{F_e}{F_b}=3.3\%$ に於て既に其引張強さ 15 kg/cm² に達してゐる(図-46)。附着力は最初急に増加し最大値 5.7 kg/cm² に達し爾後は略一定である。

上の試験の結果附着応力は(1)式により表はされる

ことを知る。

4. 結論及び實用上への顧慮: 上記実験の結果より次の結論を得る。i) 鉄筋初応力は、部材長く、且鉄筋小なる程大であつて、小鉄筋長部材では之が降伏點を超過する危険がある。

ii) コンクリート初応力は部材長及び鉄筋量により変化し、中庸鉄筋量に於て其の引張強さは既に超過せられ収縮龜裂を生ずる。

iii) 附着応力は殆ど一定にして且普通附着強度より小である。

i), (ii) 及び iii) の結論より鉄筋コンクリート構造物の初応力に對し實用上次の様な觀點を得らるゝものと信ずる。

a) 多量の鉄筋を挿入した柱等に収縮龜裂の生じた場合普通是を龜裂断面に過剩応力が生じた爲と考へるがそうでない。

b) 桁に曲げモーメントの生じた場合鉄筋及びコンクリート内の曲げ応力が初応力と各反對符號なる爲、有利である。之に反し引張側コンクリートの龜裂を促し破壊の原因ともなり得る。故に結論 ii) の様な場合特に保護コンクリートに注意するを要する。

c) コンクリート鋪裝に鉄筋を挿入するは一般に適當でないが収縮龜裂をさけるためには特にそうである。地盤堅固な場合は勿論であるが、而し地盤軟弱な場合鉄筋を挿入するには充分多量に挿入して且主鉄筋は成る可く短く即ち通常道路に直角におく。又収縮による曲げを防ぐため對稱に鉄筋を配置するのがよい。又上部の鉄筋を下部より反つて多くするのも有利である。

d) 熔接鉄筋を使用する場合熔接部に“Spannschlösser”又は約 $40d$ の附加鉄筋を配するときは結論 ii) に依て龜裂を生じ爲に力の傳達を防止する。故に熔接接合鉄筋を用ふる場合には是の方法を採用するのがよいことになる。(糸川一郎)

9. 橋梁及構造物

(25) 桁橋の固有振動計算法

(Konrad Sattler, "Beitrag zur Berechnung der Eigenschwingungen von vollwandigen Balkenbrücken." Bauing. 20. Dez. 1935, S. 507~508.)

Timoschenko 著 Festigkeitslehre 中の論文に關連し靜定又は不靜定構造物の固有振動數を簡單に近似的

に求める方法を次に述べる。
 先ず同底の引用せる例 (図-47) を用ひ中央に質量 Q なる集中荷重を有する梁を考

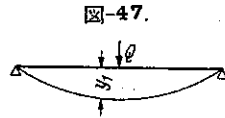


図-47.

へる。この振動系に對し勢方式に依てその振動数を求める。 y_1 を靜的的最大撓とすれば位置のエネルギーは $V = \frac{1}{2} Qy_1$ である。自由振動の任意の時期に於ける運動のエネルギーは $U = \frac{1}{2} \frac{Q}{g} \left(\frac{dy}{dt} \right)^2$ 又 $y_1(t) = y_1 \cos pt$ なる故 $\frac{dy}{dt} = -y_1 p \sin pt$ 。エネルギー不変の法則に依り各時期に於ける $U+V = \text{const.}$ でなければならぬ。故に

$$\max V = \max U \quad \text{或は} \quad \frac{1}{2} Qy_1 = \frac{1}{2} \frac{Q}{g} y_1^2 p^2 \dots (1)$$

$$\text{周期は} \quad T = \frac{2\pi}{p} = 2\pi \sqrt{\frac{y_1}{g}} \dots (2)$$

多數の Q あるとき

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{Q_1 y_1^2 + Q_2 y_2^2 + Q_3 y_3^2 + \dots}{g(Q_1 y_1 + Q_2 y_2 + Q_3 y_3 + \dots)}} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum Qy^2}{g \sum Qy}} \dots (3)$$

一様な分布荷重の場合 $T = 2\pi \sqrt{\frac{\int_0^L qy^2 dx}{\int_0^L qy dy}} \dots (4)$

$y = y(x)$ は與へられたる荷重に對する撓曲線である。故に $y = y(x)$ の形が分れば T は容易に知り得る。一定なる慣性モーメント及び定荷重 q を有する支間 L なる鉸桁に對し鉸支承の場合 x 點に於ける撓は

$$y = \frac{q}{24EI} (x^4 - 2x^3L + xL^3)$$

$$\int_0^L y^2 dx = \left(\frac{q}{24EI} \right)^2 \frac{31L^5}{630}, \quad \int_0^L y dx = \frac{q}{24EI} \cdot \frac{L^5}{5}$$

故に周期 T は

$$T = 2\pi L^2 \sqrt{\frac{31 \times 5}{24 \times 630} \frac{q}{gEI}} = \frac{2\pi L^2}{\sqrt{97.55}} \sqrt{\frac{q}{gEI}}$$

こゝに $\pi^4 = 97.41$ なる故 $T = \frac{2L^2}{\pi k^2} \sqrt{\frac{q}{gEI}} \dots (5)$ とおき得る。基本振動に對しては $k=1$ とす。

實際の正弦波に對しても同様 (4) 式を用ひ近似的に求め得る。桁橋にして慣性モーメント及び荷重が変化するときには各構桁間に對し

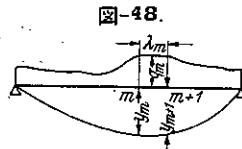


図-48.

弾性荷重の理論に依り撓 y を計算してゐる。積分の代りに次式を用ひ (図-48 参照)

$$\int_0^L qy^2 dx = \sum_0^n q_m \frac{\lambda_m}{3} (y_m^2 + y_m y_{m+1} + y_{m+1}^2) \dots (6)$$

$$\int_0^L qy dx = \sum_0^n q_m \frac{\lambda_m}{2} (y_m + y_{m+1})$$

是の式は總の場合に用ひられ、(4) 式を用ひ周期 T を求め得る。依て得たる値は實際の場合に對し充分満足なものである。この方法は又不靜定構造物にも用ひられる。即ち與へられたる荷重に對し不靜定組織の振動形に適應した撓を (4) 式に代入する。

多支點の梁に對しては各スパンに異つた撓が表れる。靜的撓を用ふればこの場合振動数が多くなりすぎる。一定の慣性モーメント及び荷重を有する場合 (5) 式より第二次振動に對し

$$T = \frac{2L^2}{\pi k^2} \sqrt{\frac{q}{gEI}} = \frac{L^2}{2\pi} \sqrt{\frac{q}{gEI}} \dots (7)$$

勢方式の使用に當つて是の場合撓の生じ得べき方向に負荷すべきである (図-49. 参照)。

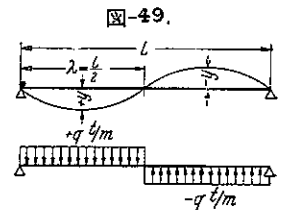


図-49.

この荷重に對し再び靜的撓を求める必要がある。撓曲線 y は支間 $\lambda = \frac{L}{2}$ を有する梁のそれと同一である。撓は左右反對にして等しい。故にこの場合

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{2 \int_0^{L/2} qy^2 dx}{2 \int_0^{L/2} qy dx}}$$

慣性モーメント及び荷重の異なる場合振動の計算には第二次を適宜行ふ必要がある。即ちこの振動の生じ得べき形を考へ、その考へた撓の方向に質量を作用せしめる。かくして生じた撓曲線に對し荷重の境界をある一定量 A 丈考へた撓の方向に移動するこの値 A が大なるに従つて新しい撓曲線についての計算を反復する。週期は (4) 式に依て求められるがこの場合積分の數字、文字は兩格間に對し正號を用ふるに注意を要する。同様な計算が連続桁の場合にも用ひられる。2 連桁にして一定慣性モーメント及び定荷重を有するとき

(a) 對稱振動の場合 (図-50) 撓曲線

$$y_m = \frac{q}{24EI} \left(x^4 - \frac{3}{4} x^3 L + \frac{1}{10} x L^3 \right)$$

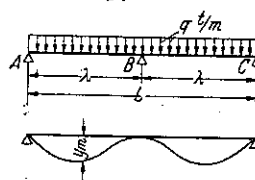


図-50.

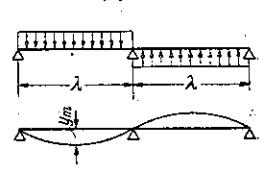


図-51.

故に $\int_0^{\lambda} y_m^2 dx = \left(\frac{q}{24EI}\right)^2 \frac{19}{2520} \lambda^9, \int_0^{\lambda} y m dx$
 $= \frac{q}{24EI} \frac{3}{40} \lambda^5.$

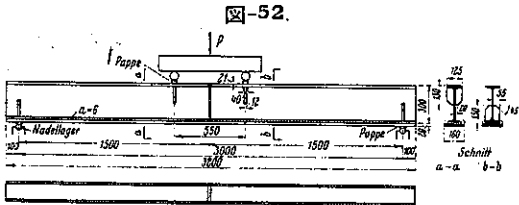
(4) より $T = 2\pi\lambda^3 \sqrt{\frac{q}{gEI}} \sqrt{\frac{19 \times 40}{24 \times 2520 \times 30}}$
 $= \frac{2\lambda^3}{1.565\pi} \sqrt{\frac{q}{gEI}} \approx \frac{4\lambda^3}{\pi^2} \sqrt{\frac{q}{gEI}} \dots (8)$

(b) 逆対稱振動の場合 (図-51) 撓曲線は図-49 と同様である。又振動週期は支間 $\lambda = \frac{L}{2}$ のときと等しく即ち $T = \frac{2\lambda^3}{\pi} \sqrt{\frac{q}{gEI}} \dots (9)$ 與へられた力に依て生ずる撓曲線は通常の橋梁の場合既知であるから上記近似計算は特に簡單となる譯である。(糸川一郎)

(26) 熔接桁の試験

(Otto Graf, "Dauerbiegeversuche mit geschweissten Trägern I 30 aus St. 37.")
 Stahlbau 24, April. 1936, S. 71~72.

1935年夏熔接鉄道橋脚則についての會議で、衝合接手は繰返し荷重を受ける際に張力よりも圧縮力に対する抵抗力が強いのか否かといふことが問題になった。既に (Stahlbau Heft 2, 1934, S. 9) 衝合接手は圧縮力に対しては張力に対するものよりも抵抗力が大きいことは分つてゐるが、著者がなした図-52 に示される様な桁に



就いて曲げ試験の結果からも圧縮力に対する抵抗力が大きいことが分つてゐる。引張側には 160×20mm の鉄板がとりつけられて居る。熔接は電弧熔接で電極棒は径 4mm と 5mm で電圧は 30~35 volt, 電流は 180~210 amp である。熔接の順序は最初に腹鉄の V 接ぎ、ついで圧縮側突縁を V 接ぎし最後に引張側突縁の順である。荷重は図の様に載せ荷重の変化は 1 分間に 160 回である。(引張側 $\sigma_{ubz} = 0.6 \sim \sigma_{obz} = 15.5 \text{ kg/mm}^2$ 圧縮

表-15.

試験体	σ_{ubz}	σ_{obz}	σ_{ubz}	σ_{obz}	繰返し回数
GHH 37. 8 D. 1	1	26	0.6	15.5	1 619 500 破壊す
GHH 37. 8 D. 2	1	26	9.6	15.5	2 111 800 破壊せず
	1	30	0.6	18	338 600 圧縮側接手に龜裂

側 $\sigma_{ubz} = 1 \sim \sigma_{obz} = 26 \text{ kg/mm}^2$) 引張側を補強したものは $\sigma_{ubz} = 1 \sim \sigma_{obz} = 16 \text{ kg/mm}^2$ で 2000 000 回繰返した後にも破壊しなかつた。實驗の結果を表-15 にあげる。

図-53.



表-15の試験体は何れも圧縮側の接手には異状は認めなかつた。続いて GHH 37.8 D. 2 就いて荷重を上げた所 338 600 回の後圧縮側接手に龜裂を認めた。345 000 回で完全に破壊して其の破壊面は図-53 に示す様なものである。之を見ると圧縮側突縁の龜裂は V 接ぎの根元 a から發生してゐることが分る。以上の實驗から見ても圧縮側の衝合接手は引張側のものより繰返し荷重に対しては、はるかに抵抗力が大であることが分る。(住友 彰)

(27) 機械の基礎に及ぼす害

(E. Rausch, "Schäden an Maschinenfundamenten." B. u. E. 5, Feb. 1936, S. 41~45.)

機械の基礎は動的力が之に作用する點で、他の基礎と異なる。動的力は即ち振動を喚起し、基礎並に其の附近に傳播し、之等に害を及ぼす。故にこの害を除去せんが爲には、先づ基礎の振動並に附近への傳播を出來得る限り除去する事が必要である。

それには次の點に留意すべきである。

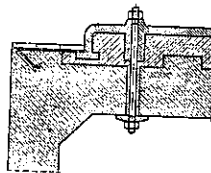
- 1) 質量を出來得る限り平衡せしめて、不平衡力の減少を図ること。
- 2) 目地を設けて、基礎とその周囲とを絶縁すること。
- 3) 振動工学上より見て適當なる設計をなすこと。即ち a) 衝撃力に対しては、基礎を大にし、柔軟な弾性体 (或は彈機) を設けて、振動の傳播を防ぐ、b) 往復力、回転力に対しては共鳴の生じないやうに、即ち基礎の固有振動数を機械の振動数より遙かに高くか低くかする。若し基礎を大きくし且つ柔軟な彈機を使用する事に依り、基礎の固有振動数が機械の回転数より極度に低くし得る場合は問題は簡單である。

然し、機械の回転数が低い場合 (200 回/分以下) は、一般に基礎の固有振動数をこれより遙かに低くすることは構造上不可能である。従つて、この場合は反對に固

有振動数を回転数より遙かに高くしなければならない。それには基礎容積を小にし(中空にする)、且つ彈機類は硬いものを用ひる(場合に依つては支持面を大にして彈機を使用しない)ことである。回転数が非常に高い場合(蒸氣タービン $n_m=3000$ 回/分)は、一般に基礎体の固有振動数は、基礎地盤上に直接支持せしめる事で充分低くなる。即ち彈機の介在は不要である。

以上の 1), 2), 3) 以外に尙、二三の事項を考慮しなければならない。即ち a) 抗曲的で且つ龜裂の生じないものたること。これには無筋コンクリート造や石造は不適當で、鉄筋コンクリート造とすること。b) 機械は、水平及び垂直方向共に基礎と確實に結合すること(例: 図-54)。

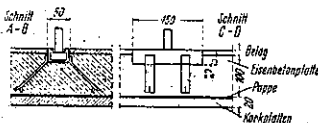
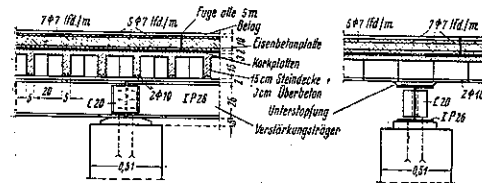
図-54.



建築物内で、天井や梁の上に機械を据付ける場合は、普通の基礎地盤上に置く場合と異り、非常に慎重を要する。即ち建築物内では人が起居する故に、特に振動に關し深甚の注意が必要となる。

若し言ふに足らざる如き力やモーメントを起す機械の場合は、彈性類の挿入で充分である。然らざる場合は、機械と確實に結合し、且つ曲げ剛きの大なる基礎版を天井上に彈性体を介して載置する必要がある。勿論基礎の最低振動数は機械の最低振動数より低くなるやうにする。図-55は斯の如き場合の一例である。即ち中空天井上に幾多の小工作機械を有する工場を設けねばならなかつた時の工法を示す。天井は支柱及び梁の補充に

図-55.

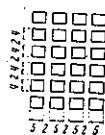


基礎版のアンカーレール



アンカーレールの配置

コルク板の配置



依つて補強し、上面には 2 cm 厚さのコルク板を配置し、其の上を原紙を以て被覆した。更に其の上を上下縦横に鉄筋を配置した 10 cm 厚さのコンクリート版を縦横約 5.5 m 間隔の目地を設けて設置した。尙コンクリート版のアンカーボルトを 4 個宛固定する爲にアンカーレールを使用し、最上面には適當な被覆を施して、機械油の浸入を防止した。

次に機械の基礎に及ぼした害の 1 實例とその補修工法に就て述べる。

例 鉄筋コンクリート造の蒸氣タービン基礎: 中央

の横桁の一つに龜裂を生じ(図-56) 機械がずり出した。計算に依つて、このラーメンは共鳴状態に近いものであることが分つた。尙鉄筋量も今日の設計としては不充分なものであつた。

図-56.

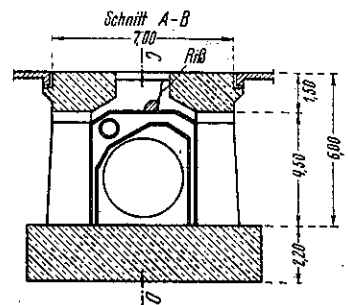
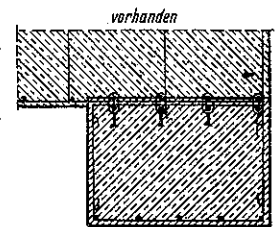


図-57.

尙、空気通路管の支持桁として、兩端をこの横桁に埋込とする断面三角状の鉄筋コンクリート桁を建増した爲、龜裂は更に甚だしくなつた。



そこで、横桁の固有振動数並びに支持力を増大する爲に補強ラーメンを築造した。このラーメンは出來得る限り既存のラーメンと確實に結合するやうに図つた(図-57)。(吉藤幸朔)

12. 堰 堤

(15) 土堰堤決潰の原因の推定

(P. E. Green, "Solving a Dam Break by Deduction." E. N. R. April, 16, 1936, p. 556~558.)

Illinois 州 Herrin 市水道の土堰堤は長さ 700 呎、高さ最大 40 呎でパドルの心壁を有するものであつたが、1935 年 6 月 21~22 日の豪雨に依て決潰したので改造上必要な其の原因を推定したものである。尙、堰堤の東端

に設けた幅 100 呎、有効深 4 呎のコンクリート餘水吐は何等被害を受けなかつた。

雨量：同貯水池の所在する地方は砂混り粘土の凹凸の激しい所で、低い丘地には樹木が茂り寧ろ急勾配をなし、又谿谷は長く狭くて叢林に被はれてゐる。集水面積は 2000 エーカー、長さ 4 哩、幅 1 哩であつて川の勾配は 1 哩當り 320~80 呎である。

同貯水池又は集水区域には雨量計が設置して無かつたが、其附近には幾多の雨量観測所が散在してゐて、その中最も近いのは西南 12 哩に位する Carbondale に於けるものである。そこで上記の各観測所に於ける 24 時間並に 1 時間最多雨量の記録を集め各観測所の地點を結んだ結果、Herrin に於ける 6 時間雨量の總量は 6 吋以上であつて、2 時間に於ては恐らく 4~5 吋の最多雨量があつたことが明瞭となつた。茲で附近に於ける過去の雨量を擧げて見ると、西部に位する St. Louis 観測所に於ける過去 100 箇年の 24 時間最多雨量は 1919 年の 7.02 吋、西南 50 哩に於ける Cairo に於ては 1910 年 10 月に 5.69 吋、北部 20 哩の West Frankfort に於ては 1931 年 9 月に 6.25 吋であつた。又、1935 年 6 月 21 日に於ける Carbondale の記録に依ると 5.57 吋の雨量があり、貯水池の東南 15 哩の New Burnside に於ては同期日に 6.22 吋の降雨があつた。尙、Herrin の北部 West Frankfort に於ける雨量は 2 吋、更に北 10 哩の Benton に於ては $\frac{1}{2}$ 吋であり、又東部西部の観測所は何れも 6 吋を示してゐるから豪雨は東から西に移動したことは明かである。尙、以上集めた記録の中過去 100 箇年に於ける 24 時間最大雨量は Chester に於ける 8.06 吋であつて、過去 500 年に於ける同雨量が之より遙かに多かつたとは考へられない。

流出量：貯水池の存在する Little Wolf Creek に於ける流出量は同時間中に等量の降雨のあつた Carbondale 貯水池に於て行はれた調査に基て決定した。Carbondale 貯水池は 1800 エーカーの集水面積を有し、地形が極めて類似してをり餘水吐も同一なのであつて、調査の結果に依ると餘水吐に於ける最大流深は 3 呎であつて、吐口に擧げた魚網に阻碍されたにも拘らず堰堤を溢流せず餘水吐は豪雨に對して無事であつた。尙、Herrin 堰堤に於ける餘水吐の最大容量は 2660 秒呎であつてその頂部は堤頂より 4 呎下にある。

流出量は Rational, Kuichling, Metcalf & Eddy, Burkli-Ziegler, Fuller 及び McMath の如き著名な流

出量公式並に谿谷の高水位を結んだ横断面から計算してみた。其結果に依ると同一の假定に對するそれ等の差異は大であつて、就中高水位に依る流出量は最も信を置けぬものであつた。實驗公式の中では 100 哩²より小なる流域に對する Kuichling 公式が地形上から見て最も妥當に考へられたが、前に求めた結果は Rational 公式が最も一致して、それに依る 6 吋雨量に對する流出量は 1475 秒呎、流心速度は 1 呎/秒であつた。Carbondale 貯水池に於ける餘水吐の流量は若し魚網に阻碍されなかつたならば明かに 2100 秒呎はあつた。表-16 は以上の計算の結果を示したものである。

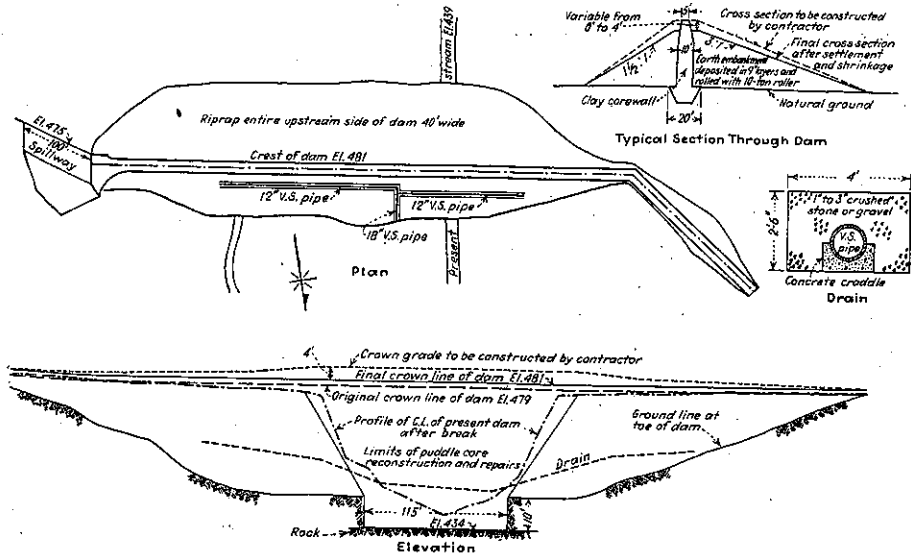
表-16. 各公式に依る Herrin 堰堤に於ける流出量
(流域 2000 エーカー)

	秒・呎	備 考
Rational 公式		
$C=0.20$	657	地盤浸潤、雨量 6 吋
$C=0.40$	1475	流心の $V=1$ 呎/秒
$C=0.60$	2341	水路の $N=0.035$
$C=0.80$	3253	—
Metcalf & Eddy 公式	326	—
Kuichling 公式	1000	1000 哩より小なる面積、地形は丘地にして Herrin に類似す
Fuller 公式	400	—
McMath 公式	500	—
Carbondale 餘水吐 (實数)	2100	餘水吐に於ける深さ 3 吋、雨量 5.57 吋、餘水吐に阻礙物あり。流域 1800 エーカー
Herrin 餘水吐 (計算)	1475	決潰前の 堰堤中央部堤頂に於ける流量、Carbondale と同一の豪雨
Herrin 排水區域		
Moyer 法, Dayton 型の暴風雨	2072	平均雨量 $\frac{1}{2}$ 吋/時、4 時間
Moyer 法, 普通の暴風雨	324	—

最後に到達した結論は次の通りである。6月21~22の6時間にも互る6吋雨量のあつた此集水区域には1500秒呎以上の流出量があつて、最大の流出量に於ては2400秒呎に達するであらう。所で餘水吐の容量は2600秒呎であつたから當時の洪水に對しては安全であつた譯で、堰堤の決潰は結局、堤頂の溢流若くは沈下又は漏水に依る構造上の弱點に因つたものと思はれる。

そこで流失箇所を含む谿谷を横断する水準測量を行つて圖に示し、その上に原堰堤の輪郭を入れて見たところが、堰堤はその中央部に於て2呎以上も沈下してゐたのであつて、若し之が眞實なりとすれば餘水吐が設計容量の約 $\frac{1}{2}$ 、即ち 1500 秒呎を流してゐる間に水は堰堤上を溢流し始め遂に堰堤を決潰せしむるに至つたものであらうことは想像に難くない。尙、現場調査の結果に依ると流失箇所は明瞭に識別出來て、且流失箇所の各

図-58. Herrin 堰堤改造設計



側から堤端に向ふ 100 呎の間には堤頂にも堤体にも些少の龜裂さへも發見出來なく、流失後沈下した形跡は認められなかつた。

沈下原因の推定：堰堤は転圧土堰堤であつて頂部幅 20 呎、高さ最大 40 呎、勾配は上流側 1:3、下流側 1:1.7 であつて、心壁は附近の砂混り粘土を中央の止水溝に放下し、絶えず濕潤にして造つたものである。材料に就ては特別の考慮を拂はなかつた、築造中の止水溝に於ける水の沈下並に凝固性の効果に全然信頼をかけてゐた。決潰箇所の下には豪雨に依て押流された數多の青粘土の大塊が發見され、之に依ると之等の塊は波浪に依て數百呎も転じた後に於ても直径 2~3 呎であつたから心壁は良好であつたと考へられる。然し乍らこの心壁の均等性に對しては使用材料の選擇の不充分なることに依て疑問が生じて來る。

次に心壁の最深箇所は岩盤まで達せしめなかつたが試錐坑に依ると岩盤は舊心壁の底部より 5 呎以内の箇所に存在してをつた。堰堤地點に於ける土壤は多く青粘土であつて、一般に不透水性のものであるが、一旦水脈が出來初めると遂には大なる漏水を生ぜしめる性質のものである。かゝる點から考へると恐らく堰堤中央部の重量がこの青粘土中に陥落を生ぜしめたものであり、又心壁は概して水密であつたけれども水脈が青粘土の中か下に生じた結果、滲潤線を高め、堰堤を著しく沈下せしめ、豪雨が餘水吐の流量を設計容量の $\frac{1}{2}$ に達せし

めた際、遂に堰堤を決潰せしめたものであらう。尙、滲潤線を引下げるための堰堤下流側の排水設備は設けて無く堰堤に就て行つた水準測量の結果は堰堤下流端を構成する材料が洗流された形跡を示してゐた。

以上を總括すると次の結論を得る。1) 2000 エーカーの本流域からの流出量は少くとも 1500 秒呎であつたので、最大の場合には 2400 秒呎に達することもあらう。2) 餘水吐は適當であつた。3) 砂混り粘土の心壁は一般には良構造と見做し得るも本堰堤の場合には恐らく均等性を缺いてをつて、その結果堰堤最深部に於て滲透箇所を生じ沈下の可能性を増大した。4) 堤体は少くとも 2 呎は沈下してをつた。

因に堰堤は同一断面を採用して目下改造中であるが、本設計に於ては心壁材料に對しては選擇を行ひ且つ心壁を岩盤まで掘下げ、下流側法面に排水設備を設けてある。(玉置 巖)

(16) 獨逸に於ける最近の盾堰と其の操縦方法

(Fritz Hartung, "Neuere Klappenwehre und ihre Steuerungen." V. D. I. 7. März. 1936, S. 277~280.)

盾堰の利點：盾堰は元來他の可動堰の有しない種々の利點を有する。即ち僅かの力を以て、細かい調節をする事が出来る。又放流水は滑かな扉板上を溢流するが

故に、転動堰や揚扉堰に於ける如き射流に依る不都合がない。更に盾堰では、洪水時に於て、水圧に依り自動的に倒れるやうにする事が出来る。又引揚げるものでないから、堰体の案内子や大なる倒壁若しくは堰柱工を必要としない。

最近の盾堰と其の構造：ドイツでは最近 M. A. N. が図-59 に示す如き魚腹状の断面を持つ扉——簡単に魚腹扉と呼ぶ——を有する盾堰を使用してゐる。

これの全扉体は前後兩鈹の共同作用に依つて振りモーメントに耐える様に設計せられる。従つて転動堰と同様 1 端運転が可能となる。

図-59、図-60 に見る如く、端の鈹には上端に腕を取付け、之とラックの一端とを蝶着せしめ、下端には軸と其の軸受を取付ける。

図-59.

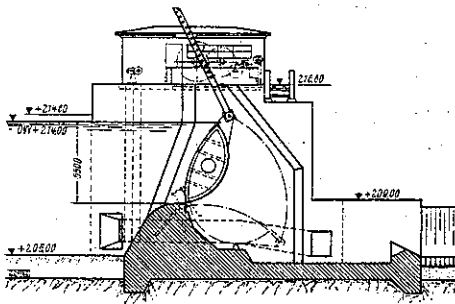


図-60.



この盾堰は、径間が比較的大で、それに比し堰上げ高さの小さな場合に最も適してゐる。

Wernshausen の製紙工場の堰では、幅 31.8m、高さ 0.75m の扉を採用した。此の盾堰は、今日迄は主として舟運なき小河上に於ける固定堰上に設ける補助堰として使用せられてきたが、最近 M. A. N. では、之を土砂の流出ある可航大河にも適用せしめんが爲、堰に附設する土砂吐装置を考案した（ドイツ特許公告中）。これは扉体の上流側下方に土砂溜溝を設け、土砂は上流側の水の圧力に依り、孔を透つて扉の收容凹處の底部に押し流されるやうにしたものである。

盾堰の操縦装置：普通一般に操縦は、正齒輪捲上機に浮動的に軸受せられた小齒輪 (pinion) と直棒式のラックとに依つて行ふ。勿論直棒式ラックの代りに曲げたるラック若しくはリンク式ラックを用ひてもよく、又正齒輪捲上機の代りに主軸 (spindle) 捲上機を用ひてもよい。

盾堰では自動操縦の可能なる事は前述した處であるが、之に關し若干述べる。

図-61.

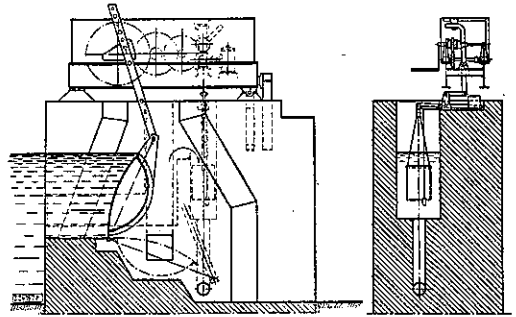


図-61 に示すものはその簡単な一例である。水量が一定の高さを超過した場合、水が側壁内に設けた遮水鈹を越えて一容器中に流入する。然る時は容器は重量の増加に依つて下降し、これに依つて捲上機では一連結子 (爪車) が外れ、従つて扉体は自重と水圧の作用に依り倒れ始める。尙爪車が外れると同時に容器に設けた放水弁が開き、水が徐々に流出するやうに装置するが故に、水の補充がある間は、扉の下降運動は持続されるが、水の補充がなくなつた場合、即ち水位が堰上げ限度以下に下れば、容器内の水は次第に減少して軽くなり、對重の爲に容器は上揚され、従つて爪車が再び係合する。無論、扉体は動かずに其の儘である。更に水位の上昇に依つて扉体が完全に倒れる迄上述の運動は繰り返される。扉体を起すには、普通の運転方法で行ふ。此の方法は何等の力源にも據らないが故に、安全性は甚大である。

起伏兩動作とも自動的に行ふには自動式フロート連結装置を取付ければよい (図-62)。

フロートは堰上限度を一定量超過若しくは低下した場合に、スキッチを作働せしめ、これに依つて捲上機のモーターを回転せしめ、扉体を起伏する。

この方法を前述の方法と併用するならば、危険時電流供給不能若しくは電動機の故障等に遭遇するも、何等の心配がない。

次に前述の方法と異り、起伏兩動作共完全に自動的には行はしむる操縦装置としては、図-63 の如きものがある。

図-62.

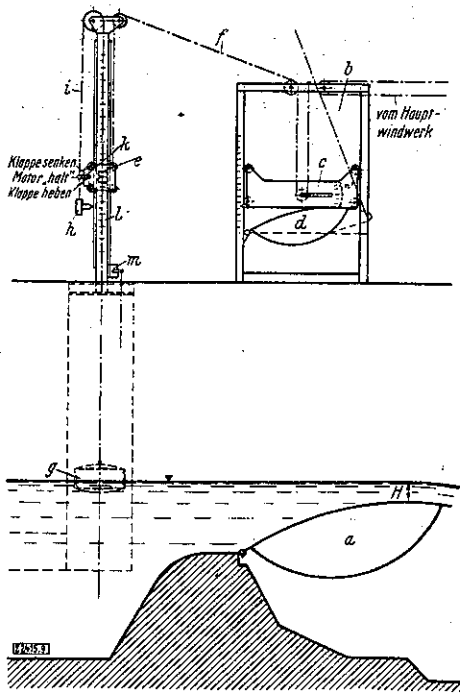
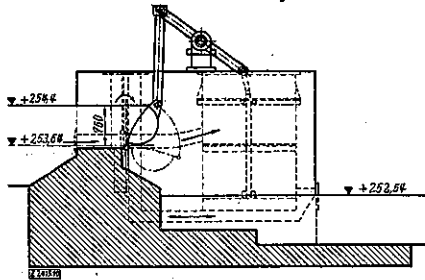


図-63.



これは側壁内に竪坑を設け、この中を宛もピストンの如くに上下に滑動する円盤と、扉体とを連針に依つて連結する。斯くすれば、堰上時に於ては、円盤の自重と扉体に働く水の浮力で静止してゐるが、水量が増加せる場合は、水が流入小竪坑を通過して、円盤下にとり、之を押し上げ、従つて扉体を倒す。尚流入の一部は下流側に放流されるから、水の補充のない場合は、竪坑内の水は次第に減少し、従つて扉体は再び上昇せられる。

(吉藤幸朔)

13. 上水道

(7) 脱酸性と飲料水の澄清

(M. Guizerix, "La désacidification et la clarification des eaux potables." Ponts et chaussées, jan. 1936.)

佛國アンデー州の森林地方で飲用に供してゐる水は長石質の岩盤から来るもので、この岩石はポツタシューム、カルシュームの化合物を含み、此處から出て来る地下水は 6~6.8 の pH を有する。之は地下から汲み上げた際の事であるが、自然に地盤から滲透する湧泉水であると 5.8~6.7 の pH を有し、耕作地に含まれる硝化物、鹽化物等の諸影響を受ける。

一般に長石質の岩盤から出る地下水は純正な蒸溜水に比べると軽い青褐色を呈するが、地盤の水抜きが餘り深くに達して居らず、表土水に対する絶縁が十分で無いときは、更にコロイド状の粘土や混入有機物の爲に薄い濁りを生じ之は通常的手段では除去し得ないものである。然して湧泉水に對しては此の事は一層著しいものであつて、若し之等の地下水を飲用に供せざるを得ない場合には完全なる澄清を加へる必要がある。

Guizerix 氏は近來地表面下 3~4m 程度までしか水抜きの行はれて居ない花崗岩を含む片岩層を通して来る地下水に對して(鑿泉水、湧泉水兩者を含む)独自の方法を適用し之を飲料水とするに成功した。此の方法を一言にすれば、脱酸性法(désacidification)、澄清法(clarification)、傾瀉法(décantation)、濾過法(filtration)を順次使用するものであつて、此の第一段階の脱酸性法が Guizerix 氏處理法の大事な點である。

(藤田龜太郎)

16. 道路

(13) 獨逸に於ける自転車道

(Eduard Schneider, "Praktische Erfahrungen im Bau von Radwegen." Strassenbau. 1. Mai. 1936, S. 140~143.)

道路築造計畫に自転車道を考慮しないものは不完全であると獨逸の道路總監 Todt 博士が提唱して居るが、實際近年の道路計畫に於て自転車は餘り考慮されなかつた。

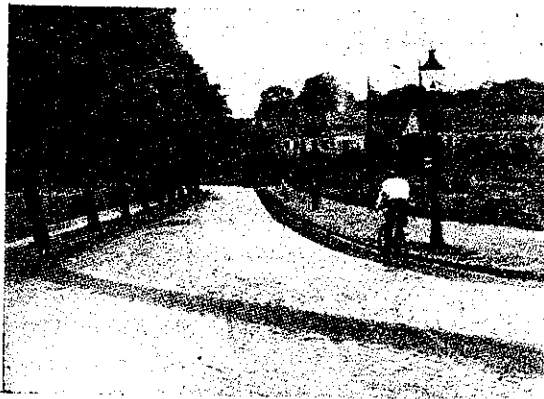
獨逸に於ける地方道の延長は 220 000 km に及ぶが自転車道は僅か 5 000 km に過ぎず、自転車道の發達は未だ其の初期にある。

現在獨逸には 1 500~1 600 萬臺の自転車があるが、將

來益と増加の傾向があり、尙自転車交通事故も年々少なからぬ數に及ぶ故自転車道の築造は必要缺くべからざるものである。

人家連絡せる都市に於て自動車及び自転車の交通を考慮せず單に荷車及び歩行者のために築造された街路は、自転車に乗る者に取つて最も困難を感じる。斯る場合の處置として若し鋪石に凹凸の劇しい場合は、加熱用タール又は瀝青乳劑を以て其の不陸を均す(圖-64)。この自転車道の幅員は約 0.75~1.50 m である。Köln 及び其の近郊に於ては數年前よりこの種の鋪石上の自転車道が作られて居るが好い成績を擧げてゐる。

圖-64.

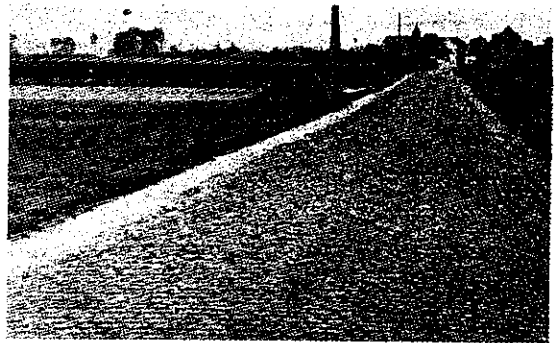


施工は簡單である。先づ破損せる孔部にタール又はアスファルトの粉末を以て填充したる後、鋪石を充分清掃しタール又は瀝青乳劑を撒く。然し 1 回の處理のみではタール又は瀝青乳劑が鋪石道の目地に流れ込み充分表面を覆はないので、第 1 回の撒布材の固まりたる後第 2 回目の處理を行ひ表面に砂を撒く。この最も簡単な自転車道の築造費は僅かに 1 m² 當りペーニヒ (約 25 錢) である。この自転車道の表面は交通に依つて間もなく再び擦減り、自転車交通に最良の状態となる。横断的の排水も妨げられることなく、路面の平滑も交通上支障がない。郊外地で圖-65 に示す如き場所では 0.5 m 幅で充分である。

大都市の周圍に於て街路を新設する場合には過去 20 年間の交通量を參考とし適當に自転車道を設ける。自転車道の必要はないが將來の交通量増加を見越して非常に幅の廣い車道を設けた場合には、Köln-Nippes の Boltenstern 街にて實施せる如く(圖-66) 車道の一部を一時的の自転車道とする。

荷車交通の餘り多くない住宅地の道路では特殊の自

圖-65.



転車道を車道の中に設ける(圖-67)。Köln の舊市及び新市並びに其の郊外の一部の軌道併用道路に於ては從來の鋪石道の場合と同様に 2.5 m 幅の車道部分又は全車道部分をタール又は瀝青乳劑にて鋪裝して居るが、

圖-66.

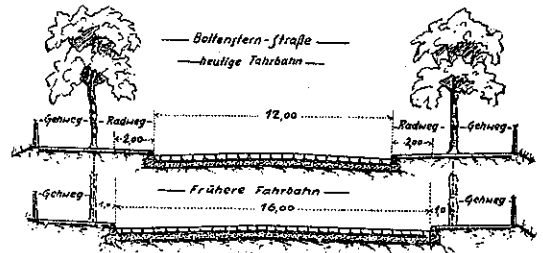


圖-67.



これは単に車道を清潔にし且つ騒音を防止するのみに
なく自転車交通に取つても好ましいものである。

道路横断面に於ける自転車道の配置は種々の關係に
依つて異なるが、最も普通の位置は車道と歩道との間
である。一つの自転車道に對して一方交通の場合には 1.0
~2.0m の幅員とし、行交ふ場合には 1.50~2.50m の
幅員を要するが、幅員は尙幾分大きく取ることが出來れ
ば一層よい。そうすれば追ひ越すことも出來るし又自
転車上の 嵩張つた荷物も通すことが出來る。並木のな
い場所では自転車道と歩道との間に境界石を敷設して
區分する(図-68)。車道のみを道路を新設する際並木を
植ゑる場合には並木と道路縁石との間に自転車道を設
ける。即ち並木と道路縁石との間は 斯かる特殊の道を
設けなくとも 1.00m の幅を要し、それが全く役に立た
ない部分であるから、此部分を僅か擴張することに依つ
て立派な自転車道にする事が出來る(図-69)。

大都會の周圍部に於ても約 20~30km の範圍内は自
動車交通が相當激しいから自転車道を設ける必要があ
る。此の場合には自転車道を並木の外側に設けて自動
車交通の危険から避けしめ、尙歩道と自転車道との配置
は図-70 の如くする。郊外に於て老樹に依つて制限され
た道路の外側にある水の濡れた荒廢せる溝とか図-71 の

図-68.



図-69.

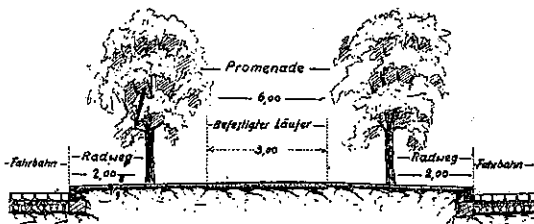


図-70.

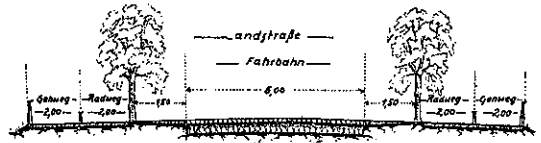
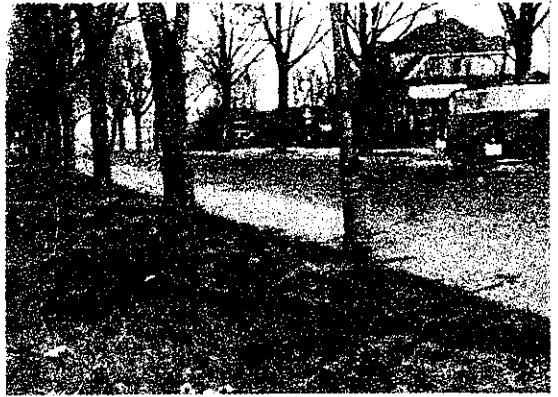


図-71.



如く平坦で廣い斜面の部分は少し手を入れるだけで自
転車道とする事が出來る。

交通量の多い地方道が貫通して居る町村の周圍には
數多くの自転車道を造らねばならない。斯かる村が交
通の混雜する地帯であり又一番危険なる場所であるか
ら、全交通に對する高い費用を容易に出し得ないにし
ても相當の費用が得られたならば自転車に乗る人を先づ
此の交通禍から救ふべきである。斯くして只に自転車
に乗る者のみならず一般の交通物に對して安全性を増
す事が出來る。此の種の計畫が Düsseldorf 及び Köln
の地方計畫協會にて行はれ、Rheinland に於ける廣範
圍の然かも互ひに連絡する自転車道路網が立案された。
此の計畫に基き先づ Düsseldorf より Siebengebirge
までの自転車道を造り、夫れを Koblenz 及び Mainz
まで延長する豫定である。

自転車道築造に際して基礎に充分注意を拂はねばな
らない。路盤が軟弱なる場合は夫れを充分固める事が
出來ない。盛土の場合に植物性物質とか他の有機物を
除去するを要す。濕潤なる路盤は石を詰めるか、排水
管に依つて排水する。法勾配は餘り急とならない様最
高 1:1½ 又は 1:1¼ とす。1m 以上の法面は石積とす
る。

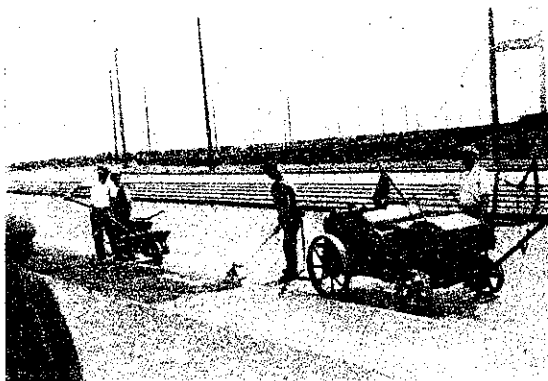
自転車道の築造は一般近代的道路築造方法に依つて
簡単に出來るので、その内最も信用あり、最も廣く行は

れて居るのは所謂“表面処理による散歩道築造法”である。充分均らされ且つ輾圧された路盤上に7~10 cm 厚に石材を敷き充分之を輾圧する。築造材料としては附近にて安價に得られるところの碎石、砂利、煉瓦片、石屑、鐵滓、熔岩滓等を用ひる。粗いものは約 40 mm の粒狀に碎く。石の層は荒い隙間を稍小粒の石にて充たし、その上に砂と粘土を等量に混ぜたものを撒き、絶へず濕氣を含むところには灰を撒く。最後の被覆には粘着を防ぐために固い砂とか冶金用砂を用ふる。

此の築造方法は適當なる築造材料が至る所で得られる故工費は安く済み、1 m² 當り 0.50~0.80 マルクである。

表層が 2~3 週間又は 1 箇月後に落ち付くと直ぐに表面処理が次いで行はれる(図-72)。之に要する工費は約 0.25 マルクであるが、此の表面処理に依つて表層の流出及び早期の破損を防ぐ事が出来る。

図-72.



2~3 cm 厚に敷いたタール又はアスファルトの粉末は自転車道に對して強固なる構造とし又同時に安く経済的である。地盤支持力に応じて石の薄層の上に石層を撒き充分結合させる。良好なる基礎の場合にはよく搗き固めた路盤上に直接施工する。

撒布圧入による表層仕上げは又自転車道に對して有利なものである。自然に輾圧された石層に於ては粘土と砂の混合物の代りにタール或はアスファルトの粉末を撒き、表層中に輾圧して均らし込む。斯くして石層を互ひに附着させ、表面を均らし且つ堅固にするが、此の場合にも最後に表面処理を行ふのがよい。タール砂或は Dammann 法による粉末混合物を使用することによつて同じ目的が達せられる。

滲透法も同様であるが只タール或は瀝青にて包まれた粉末を用ふる代りに熱處理タール或は常温アス

ファルト等の結合材を石層中に注ぎ込むか、圧力によつて射出する。此の瀝青にて濕つて居る石層の上に乾燥せる硬石の粉末を撒き之を輾圧する。一度の處理にて不十分なればもう一度表面處理を行ふ。

同様にタール及びアスファルトマカダム、タール及びアスファルトコンクリート、シートアスファルト、セメントコンクリート等は適當の厚に仕上げ之等を使用することが出来る。然し此の工法は複雑で多額の費用を要する故交通量の多い人家連擔せる大都市の自転車道に對してのみ使用されるものである。又自転車道が荷車と共用される處ではより堅固な築造方法を採らねばならない。斯かる堅固な築造方法による自転車道の工費は地方的事情並びに適當なる石材の有無によつて 1 m² 當り 1.50 及び 2.50 から 3.00 マルクの間に變化する。

コンクリート平板(玄武岩を含むもの)、アスファルト平板、砂岩平板等は優雅な大都市の自転車道に用ひられる。

又小鋪石道は市街に於いて交通量の多い自転車道に適したものである。之は大なる耐久力を有し走り工合がよく且つ安全である許りでなく、之は又美的であり人々に快感を與へるものである。多くの目地を有する小さな石は主に郊外の野原にある道に用ひられる。小鋪石は維持容易で必要に應じ之を掘り起して再び使用することが出来る。

(本城信治)

(14) 圧搾空氣を利用する路面擴張の爲のコンクリート鋪石分離

(Alen S. Pank, "A new application of pneumatique method." The compressed Air Magazine, Dec. 1935.)

此の方法は最近ニュージャージー(合衆國)の一國道に於て延長 13 km に亘つて行はれたもので、面白い思ひ着きと見られるものである。

問題の道路は鉄筋コンクリートの鋪版で蔽はれたもので此の鋪版の寸法は幅 4.40 m 長さ、10.6 m、厚さ 23 cm、重量 30 t で路面中心線に對して對稱に配置され、此の中心線に中央の目地が一致して走つて居る。計畫は此の既設道路を一方側に擴張し、新路面の中央幅 3.60 m の地帯に植樹帯を設けんとするにあつた。此の爲には從來の路面中心線を界として、一方側の鋪版を 3.60 m 一様にづらせばよい譯であつて、此の間には鋪版を一つ一つはがす事なく其の儘押しやれば頗る便利である。恰も目地が中心線を走つて居る事を利用し、此の

間に可撓性の管をおし込み之に圧搾空気を通じて管を膨脹させ鋪石をづらさうと云ふ事が考へられた。實際に使用された設備は、使用氣圧は 7 kg/cm^2 で之を通ずる管は消防ポンプに用ひるものが其の儘利用され、之は圧搾空気を通じ始めた時は 75 mm 径であるが膨脹の最後には 150 mm 径に達する。鋪石がおしやられて出来た空隙には木型を詰めて、再び同様の膨脹を行はせ、斯くする事約 40 回にして、所要の空地を得る事が出来た。同時にづらした鋪版の数は 12~14 箇此の施行中新路面となるべき地盤には豫め鋪石を置くに十分な基礎工其他の準備は施してあつたが、鋪石を滑らす爲、地面との摩擦を減少する意味の仕事は別に行はなかつた。之を行はずとも十分に工事は進捗せしめ得たので、毎日延長 150 m の區間の鋪石分離を行つた。

(藤田龜太郎)

18. 鉄 道

(3) 軌條損傷の原因と其の対策

("Les ruptures accidentelles des rails: causes et remèdes." Génie Civil, 9. Mai 1936, p. 447~448.)

軌條用の十分に鍛へられた脆くない鋼を得る事は幾分以前からの研究題目であつた。特に 1925, 1930 兩年の國際鐵道會議上討論の議題とされて以來此の必要性は一般の關心事となつて來てゐる。然し乍ら最小弾性エネルギーが 3 kg/cm^2 に達する硬鋼軌條を作る事は全然不可能と迄は云はずとも極めて困難な事であつて、斯る鋼を以てしては到底所期の目的を達する事は覺束ない。事實硬鋼の弾性エネルギーは或種の鋼構造用軟鋼に要求されてゐる 10 kg/cm^2 より遙かに低い。

動力輸送鉄柱の破壊に關する記事 (Le Génie Civil, Jun. 22, 1935.) を見ると、強度 $R=54\sim 64 \text{ kg/mm}^2$ で、弾性限は 36 kg/mm^2 、最小弾性エネルギーは 8 kg/cm^2 (圧延方向に於て) の脆くない半硬鋼の型钢、鋳の製作使用の可能が述べられて居るが、一方 1903 年頃西部鐵道に於ける老朽軌道に就いて認められた硬鋼軌條が潰れ始めてから猶暫らくの期間軟鋼軌條は使用に堪え得たと云ふ事實を想起すれば、前記の如き半硬鋼の使用に従つて適當に磨損に抵抗し得べき事が豫想出来る。又 81 kg/mm^2 の強度を有する硬鋼を用ひた市街電車の溝型軌條が溝の部分とタイヤを受ける部分に於てより早く磨損した事があつたが、之等から判断すれば、現在佛蘭西鐵道で規格にされてゐる強度 70 kg/mm^2 と云ふ硬鋼

軌條を捨て、前記の $R=54\sim 64 \text{ kg/mm}^2$ 最小弾性エネルギー 8 kg/cm^2 程度の炭素含有度の稍低い脆くない半硬鋼軌條を採用する方が一層合理的である様に思はれる。

而して現在の規格を止めて、各鑄入毎に行はるべき弾性エネルギーと金屬組織學的試験を以て之に代ふべき事は既に其の必要が唱へられてから古く、最近漸く其の妥當なる事を認めらるゝに至つたものである。

軌條が十分其の役目を果すには、磨損に對し適當なる抵抗力を具へ、同時に軌條接合點の完全なる處理に依つて安全快速裡に荷重を通過せしむるにある。今迄の研究に於ては之が爲の種々の條件を仔細に點檢し、其の結果として上述の如き半硬鋼軌條の採擇さるべきを結論したが、然らば之が如何にして從來未解決に残された軌條損傷の諸案件を解くかを以下に吟味する。

A. 脆度 (fragilité), 等質度 (homogénéité): 上述の半硬鋼を用ひた軌條の各部に於て最小弾性エネルギーを測ると $8.13\sim 11.22\sim 15.53 \text{ kg/cm}^2$ の値が得られる。従つて規格に於ては 8 kg/cm^2 を取つて置けば差支へない。

等質性に關しては、強度 R が問題となるが前記軌條に就いて此の値は場所に依り $51.5\sim 58.5 \text{ kg/mm}^2$ で弾性限は $29.7\sim 36.15 \text{ kg/mm}^2$ 程度に変化がある。之に反し金屬組織學的な立場から顯微鏡試験にかけた結果は明かに組織の一樣性が認められた。強度 R の値が多少變化する事は止むを得ぬ事であつて規格には最少強度を 58 kg/mm^2 とし最少弾性限を 36 kg/cm^2 とすれば良い。因みに獨逸鐵道規格に於ては最近此の點に關し $R=60 \text{ kg/mm}^2$ を採つて居る。前述の値と似たものである。

B. 分離 (ségrégation): 鋼地金の完全に硬化する前の圧延所謂若過ぎた圧延は往々にして逆分離の現象を惹起する。此の現象には二三の異つた解釋が行はれてゐるが、地金硬化中に發生する炭素熔析に關係すると見る方が眞實らしく、此の熔析は炭素含有量 $0.45\sim 0.50$ の硬鋼にあつては往々危険量に迄達し得る過炭素帶の原因となるが 0.22 C 以下の軟鋼にあつては心配とならぬ。最近亞米利加で認めて居る如く、軌條内部の龜裂は軌條鍛錬中に生ずる引き裂き作用に起因すると云ふ説を信ずれば、 0.22 C 以下の非常に粘り強い鋼にあつては此の作用に影響される事少なく、従つて内部龜裂の缺點を有する軌條の数は著しく減少すべき事が想はれる。

C. 磨損: 半硬鋼軌條が磨損に強い事は上記の通りである。軌條の磨損、潰損 (écrasement) は蓋し其の支

持する荷重量、鋼の硬さにも依るものでなく、使用鋼材の不十分な還元にも起因するものである。而して此の不十分な還元を見出すものは顕微鏡試験に外ならない。

D. 軌條の温度處理：硬鋼軌條にあつては是非とも此の處理は必要であるが、半硬鋼軌條では表面裂虧の生ずる事は稀であり、譬へ生じても鋼が脆くない故真正の損傷を招くには至らぬので、それ程の必要はないが、やらざるよりは磨損に強くなし得る利がある。

之を要するに軌道の安固を保持するには 1) 列車の通過から受ける動力学的影響に十分抗し得る金屬軌條を用ひる事、2) 軌條と枕木の取付けを出来る丈完全なものとする事であつて前述の半硬鋼軌條の使用に依り年來の難題は凡べて解決し得、且つ近來の高速化にも十分件ひ得べき事を確信する。此の軌條が壽命の點に於ても現在の硬鋼軌條に勝るべき事はあらゆる點より豫測し得る事であるが、よしんば壽命に於て若干劣ると假定しても之から受ける費用の増加は半硬鋼軌條の使用に依つて除去又は減少せしめ得べき事故、損傷を思へば償つて餘りありと稱し得るものである。(藤田龜太郎)

(4) 軌條継目の對策

(“Long Welded Rails” Railway Gazette, March. 6. 1936, p. 447~451 & 433~434.)

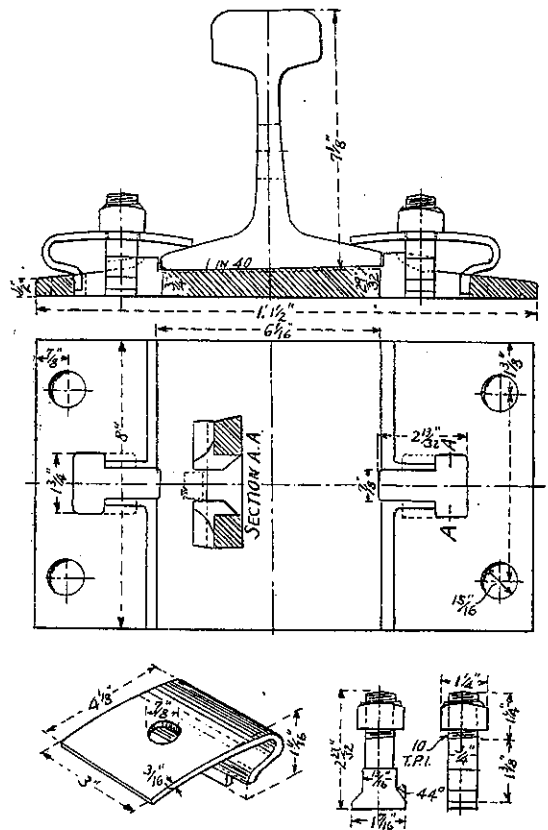
軌條継目の存在は鉄道技術者の生命を毒するものである。即ち軌條端の磨耗を成るべく少くし、軌條端陥落を防止する爲に、どれ位鉄道技術者は保守作業に心を砕いてゐる事であらうか。又保守費の點から見ても、米國の A. R. E. A. の軌道保守作業經濟委員會 (Committee on Economics of Railway Labour of the A. R. E. A.) の調査によれば、軌條継目の爲の保守作業費は全体の 45% と云ふ数字を擧げて居る。故に歐米各國では盛に軌條の連続熔接を行ひ、軌條継目の減少に努力して居る (譯者註：米國に於る軌條連続熔接の現況は本誌 6, 7 月號抄録欄参照)。

獨逸に於ける軌條熔接は盛に行はれつゝあるが、その軌道構造は大部分は Reichsbahn 鐵道の最近の標準型を採用してゐる。軌條は平底 49 kg/m 型で、枕木と軌條との取付けは後に述べる M, L 型 Rail fastening と同様構造のものを用ひ、軌條とタイプレートとの間は壓縮したポプラ片又は堅い木片を挿入し、乘心地をよくすると共に、軌條翹進防止の目的とし、良結果を得て居る。又勾配 0.5% 以上の所、又は列車制動のよく起る所には

レール、アンカーを用ひ大體軌條長 30 m に付 6 本とす。路盤は排水をよくし、泥土層等の悪い地質の所では、砂か石炭殻を袋に入れたものを撒いてその上に碎石を敷き、充分に機械タンピングを行ふ。斯くの如き良條件の下に於ては、相當の大きい温度変化に遭遇しても、決して撓風は生じないと確信を以て述べて居る。

米國に於てはこの問題を如何に取扱ひ、又現在の状態は如何と見るに、Delaware & Hudson 鐵道の Clarke 氏は次のやうに述べて居る。“軌條は一つの氣體と見做し得る。即ち同一氣圧の下では体積は温度の変化に直接の影響をうけるものである。故に一定体積の下では、温度の上昇に従つて圧力は増加する。即ち軌條は夏は膨脹し、冬は收縮するから若し夏と冬との中間の時期に軌條を敷設し、枕木と軌條の啞着を充分にし、又道床砂

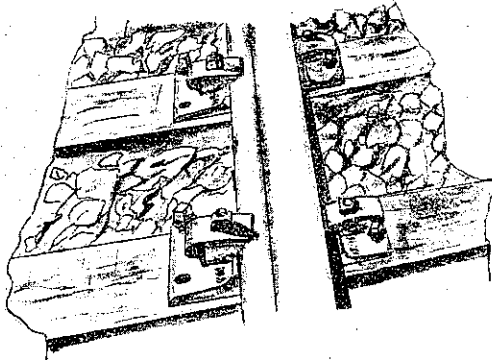
圖-73.



利を豊富にして、枕木の翹進を防止するならば、換言すれば軌條を一定体積の下におけば、夏と冬との時期には明かに内部応力を生ずる。冬期には張力、夏期には壓縮力である。然しこの応力は決して大きいものではなく

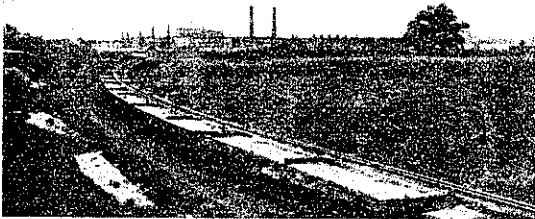
て、軌條の負擔力を減ずる程のものではない”。その結果として、氏は D. H. 鐵道に於て、軌條と枕木との礎着を充分にすることを研究し、現在 M. L. 型 rail fa-

圖-74.



stening を提唱し且つ實施して居る。その構造は圖-73, 74 に示して居るが、この特徴は枕木とタイププレート及びタイププレートと軌條との取付を別々にしたことである。タイププレートと軌條との礎着のためのスプリングクランプは軌條底を充分に圧へ付けて軌條匍進に對して2500封度の防止力があり、又列車通過に際して起る

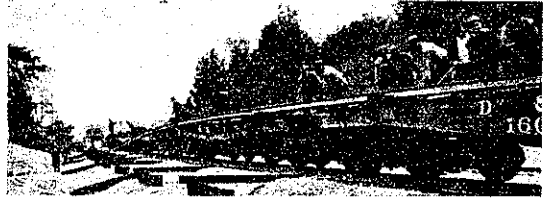
圖-75. 1400 呎に繋接せる 131 封度軌條の運搬



軌條の波狀運動をある程度追加減するので、枕木下の道床部に加はる衝撃を大いに減ずるものである。

この M. L. 型 rail fastening を最初に取付けたのは冬季であつて継目遊間は規定間隔とした。そしたら夏になつてその遊間は密着せなかつたので次の年は遊間

圖-76. 長塔接軌條を現場にをろしてある圖



(間隔) を半分にしたが次の夏も密着せなかつたので、その後は遊間なしに現在に及んで居るが何等の障害も起らない。斯くの如くにして、歐米では着々として、軌條継目問題の解決に努力しつゝある。(古賀 登)

(5) 列車の速度と速度抵抗

(P. Kandanroff, "La vitesse des trains et leur résistance de marche." Génie Civil, 16. Mai. 1936, p. 468-470.)

鐵道が世に出てから約一世紀になるが、其の進歩は凡べての方向に於て歩調を同じうした譯でなく、列車速度の點からすると特に遅々たる憾みを免れない。

後世に正確な記録を留めて居る最古の機關車たるスティヴンソンのロケット號が 1830 年 10 月 1 日レインヒルの歴史的競争に於て現はした速度は 46.5 km/hr に達し當時としては驚くべき高速度を示した。其の後機關車の速度は一時急速に増加し、1851 年倫敦萬國博覽會には牽引量 44t と共に上り勾配で 104.5 km/hr, 下り勾配で 117.6 km/hr の速力を示した蒸汽機關車が出品された。

之を以て見れば現在佛蘭西其他歐洲諸國の大部分に行はれつゝある現行規定速度は既に 80 年の昔に實現済みのものであつて、當時以後の速度昂上は頗る微々たるものと云はざるを得ない。表-16 に數値的にこの事實を示す。實際鐵道經營者が列車速度の昂上に努力を拂ひ出したのは僅々 5 箇年來の事であつて、それも經濟的危機と最近擡頭しつゝある自動車及び航空機か

表-16. 1890 年より 1935 年に至る列車速度の増加

	白耳 義	佛 蘭 西	獨 逸	瑞 西	伊 太 利	
1890 {	急行、高速度列車速度 (km/hr)	48.3	48.7	49.9	36.3	42.5
	最大速度 (km/hr)	60.3	65.7	73.8	44.1	49.5
	線 名	Malines-Louvain	Amiens-Laon	Berlin-Hamburg	Winterthur-St-Gall	Rome-Pise
1933~1935 {	延長 (km)	24	107	386	58	334
	"	81.5	85.8	73.0	64.6	68.2
	"	97.8	110.5	132.6	80.0	98.4
	Bruxelles-Gand	Paris-Deauville	Berlin-Hanovre	Genève-Lausanne	Vérone-Padoue	
	52	221	254	60	82	

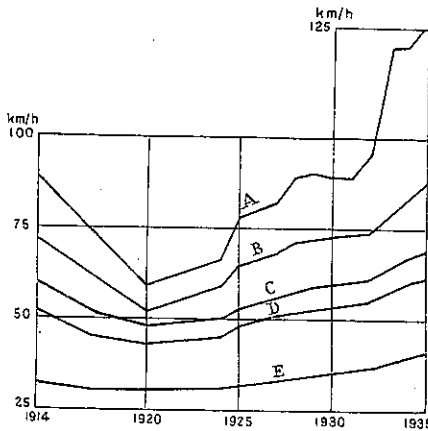
らの挑戦に依つて其の保持し來つた旅客運輸に甚大な影響を蒙るを餘儀なくされた結果に外ならないので、此の努力の大半は高速度軌動車 (automotrice rapide) の導入に向けられ、正規の列車に對しては極めて少数の場合にしか見られぬ實状である。

図-77 は獨逸主要鉄道線に就き最近の速度増加を图示したものである。

若し蒸汽機關車をして之以上の高速度を出させんと

図-77. 列車速度

A: 最高速列車 B: 15 主要幹線の高速列車
C: 残りの幹線の高速列車 D: 急行列車 E: 普通列車



する場合には、従来の構造を更に完全なものとして出来る限り進行する機關車に對し空氣の及ぼす抵抗を減少せしむる事が必要である。此の抵抗は所謂速度抵抗であつて機關車速度の 2 乗に比例して増加する。

鉄道用機關車に流体力学型通稱流線型の適用されたのは全く近來の新工夫と云ふ譯ではなく、既に 1865 年合衆國に於て此種型式の特許が許されてゐる。

二十世紀當初ベルリンに近いマリーンヘルド・ツォセン線に於て列車速度試験が行はれ、此の時は 210 km/hr 高速度を得たが、其の後暫くの間之に継ぐものは出なかつた。

然し乍 1904 年獨逸のヘンシェル會社の製作した流線型蒸汽機關車が 144 km/hr の速度を有した事は注意に値する。

鋼板の流線型被覆を施した蒸汽機關車が各國に現れたのは、列車の高速度化が旅客運輸に必須となつて來た 1930 年來の事である。當初は此の鋼板被覆は動輪から上部に施されたに留まり、従つて下半部は從來の儘に残され、此の部分に對する速度抵抗は一向減少せしめられなかつた。

1934 年、1935 年に獨逸に於ては図-78, 79 に示す如き軌條面に迄達する流線型被覆を施した二つの蒸汽機關車を製作した、孰れも 175 km/hr を出し得、前者は普通重量の列車に後者は輕重量列車の牽引に宛てられた。而して此の獨逸製 2 種の新型機關車に於ては流線型の採用と同時に汽罐及び機構上の改良が加へられ車輪の直径も從來久しく顧みられなかつた 2.3 m と云ふ寸法を適用して居る。

図-78. 伯林ボルシヒ會社パシヒック型流線機關車

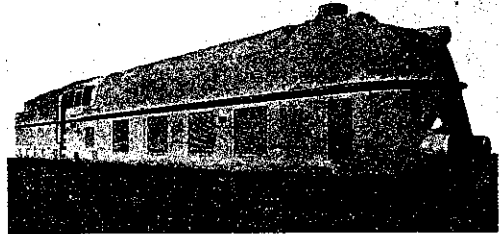
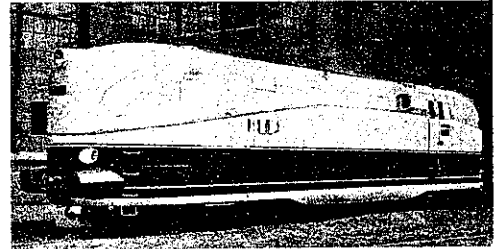


図-79. カッセル(獨)ヘンシェル會社パシヒック型流線機關車



該機關車の受ける速度抵抗に就いては模型實驗及び實際試運転の結果、機關車横断面積の 45% 丈が有効と判定せられた。故に此の機關車が進行中空氣より受くべき抵抗 R (kg) は F を横断面積 (m^2), V を速度とすれば次式で計算される。

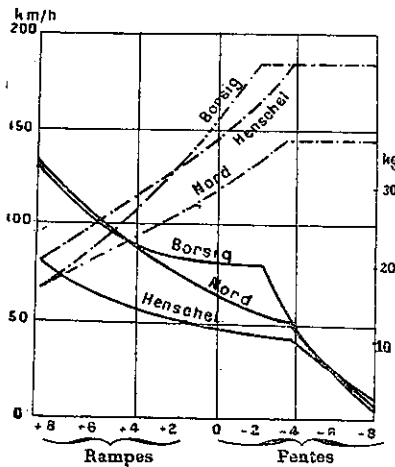
$$R = 0.5 \times 0.45 \times \left(\frac{V}{10}\right)^2 = \frac{0.225}{100} FV^2$$

此の外機關車が進行中受くべき他の諸抵抗に就いてはストラール氏係数を、牽引車輛から受ける抵抗に就いてはソートホッフ氏計算式を用ひて、此の流線型機關車が種々の正負勾配に於ける速度と消費燃料の比較を図-80 に示した。但しボルシヒ會社のものに對しては 50 t 車 8 輛をヘンシェル會社のものに對しては同重量のもの 4 輛を牽引するものとした。図-80 に於ては同時に流線型でない通常の型式を有する佛國ノール型機關車に對し同様の計算結果を示してあるが、此の際の牽引荷重は 50 t 車 8 輛である。

図-80 を見るとボルシヒ會社製パシヒック型機關車

は同量の荷重(50t車8輛計400t)をノール型機關車に比べてより高い速度で牽引する事が出来、2mm/mの下り勾配に於て其の差は40km/hr即ち約30%に達して居る事が諒解される。然し乍ら此の差は勾配の上ると共に減少し、9mm/mの上り勾配に於ては僅かに2km/hrに過ぎなくなる。ヘンシェル會社製パシヒック型とノール型を比較すると此の差は一層著しくなり、且つ兩者の速度曲線は大體並行して見える。

図-80. ボルシヒ、ヘンシエル、ノール機關車に對する速度と燃料消費量の比較、實線は走行距離1km當りの燃料消費量、破線は速度(km/hr)

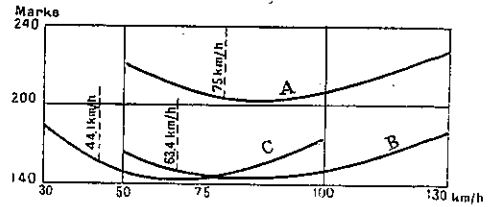


燃料消費量は流線型機關車を普通機關車に比べると+4mm/m程度迄の弱い上り勾配と-2mm/m迄の弱い下り勾配の區間に對し特に増加がひどいが、兩者の速度差も此の區間に於て最も著しい。従つて流線型機關車の採用は水平部分及び緩勾配(此處では大體±5mm/m以内)の多い所謂平坦線に有利であると結論され得る。

列車軒當りの燃料費は速度昂上に依つて嵩む事は必定であるが他方、列車職員、廻転、牽引部分の維持、更新の如き列車軒に依倚すべき性質のものに就いては費用の減少を計り得又同數職員を以て一層有效なる列車の走行をなさしめ得るものである。

図-81を一見すれば獨逸の鐵道に於て昨1935年度

図-81. 1935年度列車平均速度と總体費用の比較
A. 高速度列車 B. 急行列車 C. 普通列車



の列車速度は凡べて經濟速度以下であつた事が解る。高速度列車にあつては稍經濟速度に近きを想はせるが、之とて流線型機關車を以てしたのでは經濟速度に達しなくなる。蓋し流線型機關車に對する經濟速度は更に高かるべきものであるから。

巴里・モーブーグ間228km410mの間は勾配に於て5:1000以上のものなく、曲線に於て曲率半径1000m以下のものは存在せぬ。今ボルシヒ、ヘンシエル、ノールの3機關車を走行せしめるとして表-17の如き計算を行へば、t.km當りの燃料消費の増加率はボルシヒ、ヘンシエル兩流線型に對し速度昂上の割合より低い事が示される。

表-17. ボルシヒ、ヘンシエル、ノール機關車性能

	ノール、 フランス	流線型	
		ボルシヒ	ヘンシエル
走行時間(分)	120.1	99.0	98.5
平均速度(km/hr)	114.2	137.1	139.2
%	100	120.1	121.8
t.km(機關車を含む)	131 800	139 700	75 000
總体水消費量(m ³)	28.35	25.10	15.84
100 t.km當り(ℓ)	17.72	17.97	21.10
%	100	101.4	119.2
總体石炭消費量(t)	3.975	4.780	2.720
100 t.km當り(kg)	3.02	3.42	3.62
%	100	113.2	119.9

如上より結論するに所謂流線型機關車の使用は列車の速度昂上策として經費の著しい昂騰を伴はない良法である事が云はれる、巴里=ース間或は米大陸内遠距離區間に於て鐵道運輸に代へるに自動車運輸を以てせる如きは正當の策とは稱し得ざる可く、斯かる場合に對しては流線型機關車の使用に依り此の一時的変態を匡正し得るものなる事が期待される。(藤田龜太郎)