

抄 録

第 24 卷 第 10 號 昭和 13 年 10 月

応 用 力 学	頁
(143) 高度を函数とせる風速の計算	1127
水 理	
(144) 水理研究委員会報告	1129
(145) 地下水流に對する新しい考察	1130
熔 接	
(140) 熔接用電極棒の研究に就て	1136
河 川	
(147) ソビエト聯邦の新運河	1143
發 電 水 力	
(148) 發電に於ける水火力の併用運転	1144
上 水 道	
(149) Norwalk 淨水場	1147
下 水 道	
(150) Atlanta に於ける下水處分計畫	1149
橋梁及構造物	
(151) 10 噸の木製トラスの架設	1151
(152) 多くの縦桁及横桁を有する桁の簡易計算	1152
雜	
(153) ノモグラムによる土積計算	1160
(154) 腐蝕性液体を扱ふポンプに就て	1162

応 用 力 学

(143) 高度を函数とせる風速の計算

(G. Tiercy et Ch. Golaz, "Essai sur le calcul de la vitesse du vent en fonction de l'altitude" Archives des sciences physiques et naturelle (Génève) vol. 20 1938.)

風は運動しつゝある空氣であるから風速の問題も流体力学を武器として計算する。此處では地球の彎曲は考慮に入れないで地球表面に沿ふ定常状態にある空氣の運動を考へ高度の函数として風速の計算に關する公式を誘導する。

座標軸の取り方として原點 O は地球表面に取り、z 軸を天頂に向ふ方向に、x 軸を西方向に、y 軸を北方向に正軸となる様に逆向きにとる。流体力学の式に依り

$$\left. \begin{aligned} \frac{\eta}{\rho} \frac{d^2 u}{dz^2} + \lambda v &= -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} \\ \frac{\eta}{\rho} \frac{d^2 v}{dz^2} - \lambda u &= -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(1)$$

但し ρ は密度、 η/ρ は渦動粘性係数、左邊第 2 項は地球回転の偏向力に依るもの。

(1) 式に種々の假定を入れ近似的に解法を得る。

先づ η は確に z の函数であつて Koschmeider, Baldit 等の観測事實を綜合して、

$$\eta = 10 \left(1 - e^{-\frac{z}{100}} \right) \dots\dots\dots(2)$$

とおく。一方各水準面に於て、y 軸が氣圧傾向の方向となる様に座標軸を選ぶと、

$$\frac{\partial p}{\partial x} = 0; \quad -\frac{\partial p}{\partial y} = G \dots\dots\dots(3)$$

(2), (3) 式を (1) 式に代入して、

$$\left. \begin{aligned} \frac{10}{\rho} \left(1 - e^{-\frac{z}{100}} \right) \frac{d^2 u}{dz^2} + \lambda v &= 0 \\ \frac{10}{\rho} \left(1 - e^{-\frac{z}{100}} \right) \frac{d^2 v}{dz^2} - \lambda u &= \frac{G}{\rho} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(4)$$

補助的な關係として、

$$\frac{p}{\rho} = RT, \quad R = 286.83 \text{ (單位 m. kg. sec.)}$$

$$T = T_0 e^{-\frac{z}{45000}}, \quad T_0 = 300^\circ\text{C}$$

$$\frac{p}{p_0} = \left(\frac{T}{T_0}\right)^{gm/R}, \quad p_0 = 760 \text{ mm}$$

m は毎 1°C 温度の減少する高さ, 150 m とす, を用ひて,

$$\frac{10}{\rho} = 8.5 e^{\frac{z}{45000}} \dots\dots\dots(5)$$

又, $G = G_0 e^{\mu z} \dots\dots\dots(6)$

μ は一般に 0 ならざる係数

(5), (6) 式を (4) 式に代入して,

$$\left. \begin{aligned} 8.5 e^{\frac{z}{45000}} \left(1 - e^{-\frac{z}{100}}\right) \frac{d^2 u}{dz^2} + \lambda v &= 0 \\ 8.5 e^{\frac{z}{45000}} \left(1 - e^{-\frac{z}{100}}\right) \frac{d^2 v}{dz^2} - \lambda u & \\ = 0.85 G_0 e^{\mu z} \left(\mu - \frac{4}{45000}\right) & \end{aligned} \right\} \dots\dots(7)$$

$\lambda = (1.0637) 10^{-4}$ として計算する (7) 式の第 1 式から

$$v = -8.10^4 e^{\frac{4z}{45000}} \left(1 - e^{-\frac{z}{100}}\right) \frac{d^2 u}{dz^2}$$

微分して第 2 式に代入すると結局,

$$\begin{aligned} &\left(1 - e^{-\frac{z}{100}}\right)^2 \frac{d^4 u}{dz^4} + \frac{1}{45000} \left(1 - e^{-\frac{z}{100}}\right) \\ &\times \left(8 + 892 e^{-\frac{z}{100}}\right) \frac{d^3 u}{dz^3} + \frac{1}{(45000)^2} \\ &\times \left(1 - e^{-\frac{z}{100}}\right) \left(16 - 198916 e^{-\frac{z}{100}}\right) \frac{d^2 u}{dz^2} \\ &+ \frac{\lambda}{68 \cdot 10^4} e^{-\frac{8z}{45000}} u \\ &= -\frac{0.001 \gamma}{68 \cdot 10^4} e^{\mu z} \left(\mu - \frac{4}{45000}\right) \dots\dots\dots(8) \end{aligned}$$

但し γ は m. kg. sec. 単位としての G を気象学上用ふる単位, 即ち地球大円弧 1 度による気圧² 係数差を水銀柱耗で表はした単位で書きかへたもので, $G_0 = 133 \gamma / 111000$ 又 μ は観測理論上から小さい値である事が分つて居るから z の函数であるが, 大体常数と見做し計算の都合上 $-4/45000$ と選んだ。

(8) 式を解くに當つて先づ (8) 式の特別解として

$$u_1 = -9.6 \gamma \dots\dots\dots(9)$$

次に $e^{-\frac{z}{100}} \div \frac{1}{2}$ とおき又 $e^{-\frac{8z}{45000}} = 0.27$ とおいて計算を簡単にする。(8) 式は結局左邊が,

$$\frac{d^4 u}{dz^4} + \frac{1}{50} \frac{d^3 u}{dz^3} - \frac{1}{10^4} \frac{d^2 u}{dz^2} + \frac{6.3 \times 0.27}{10^{10}} u = 0 \dots\dots\dots(10)$$

となるから $u = e^{r z}$ とおいて解ける。即ち

$$\begin{aligned} r^4 + \frac{1}{50} r^3 - \frac{1}{10^4} r^2 - \frac{6.3 \times 0.27}{10^{10}} &= 0 \\ \left(r^2 - \frac{2.5}{10^3} r - \frac{0.44}{10^3}\right) \left(r^2 + \frac{2.25}{10^2} r - \frac{4}{10^3}\right) &= 0 \\ \therefore r_1 = -\frac{119}{10^3}, \quad r_2 = \frac{-2415}{10^3}, \\ r_3 = \frac{369}{10^3}, \quad r_4 = \frac{165}{10^3} \end{aligned}$$

$$\frac{u}{\gamma} = A e^{r_1 z} + B e^{r_2 z} + C e^{r_3 z} + D e^{r_4 z}$$

にて C, D の屬する $e^{r_3 z}, e^{r_4 z}$ は $z \rightarrow \infty$ のとき $u \rightarrow \infty$ となるから省く。又第 2 項も第 1 項に比べ甚だ小さい事が分るから結果第 1 項のみ残つて,

$$\frac{u}{\gamma} = A e^{-\frac{119}{10^3} z} \dots\dots\dots(11)$$

(9), (11) 式より

$$\frac{u}{\gamma} = -9.6 + A e^{-\frac{119}{10^3} z} \dots\dots\dots(12)$$

(12) 式が所要の式なり,

残る問題は常数 A の決定なり, 先づ

低い高度の場所では $z=0, u=0$ の条件を代入

$$\frac{u}{\gamma} = -9.6 + 9.6 e^{-\frac{119}{10^3} z}$$

土地の縦曲は省略してあるから 10 m 位の所では有効でないが, $40 \sim 50 \text{ m}$ 位では大体實驗の値と一致する。

次に 50 m 以上 5000 m 位迄は實驗値と大分喰違ひがあるから大氣層を數層に區切つて其の各層の間でのみ A が常数とし, 實驗値を基準に A を計算して行つた處, A の値は大体次の如くで勿論極限に於ける條件が變つて居るが, (10) 式を満足する事に變りはない。

z	50	100	500	800	1000	2000	3000	4000	5000	6000
A	5.4	3.8	3.0	3.4	4.0	11.0	25.0	62.5	80	-400

最後に 6000 m 以上では實驗の事實はないが, 6000 m で $\left|\frac{u}{\gamma}\right|$ が略々 $10, 14000 \text{ m}$ 位即ち無風圏の下層の面では大体 20 位で, (12) 式の第 2 項はその間連続的に變化する。理論法則がないから近似的に 1000 m 毎に區切つて大体の値を想像し, 曲線を想定するとその曲線式は

$$\frac{u}{\gamma} = -24.2 e^{-\frac{152 \cdot 10^3}{z^2}} - 9.6$$

例: 14000 m 位では $u/\gamma = -20$, (72 km/hour)

v は実際には凡べての高度にて 0 となるべきであるが (問題の條件や座標軸の選び方によりそうなる), 此の事は計算からも證明される。即ち,

$$\frac{v}{\gamma} = -8.10^4 e^{\frac{4z}{45000}} \left(1 - e^{-\frac{z}{100}}\right) \frac{d^2 u}{dz^2} \frac{1}{\gamma}$$

により、計算すると、

z	50	100	500	1000	2000	3000	4000	5000	5500	6000
u/v	5%	4%	2.5%	2%	1.6%	1.2%	0.9%	0.4%	0%	0.6%

の如く無視し得る程度である。

譯者註 $\lambda = 2\omega \sin \varphi$ に
 $\omega = 0.000073$ (地球回転角速度)
 $\varphi = 47^\circ$ (その地點の緯度)

を代入して $\lambda = (1.0637) \cdot 10^{-4}$ (m. kg. sec. unit) を出したと思ふ。(菱田耕造)

水 理

(144) 水理研究委員會報告 (特別委員會)

“Reports of Research Committees as prepared for the 1938 Annual Meeting of the Society Special Committee on Hydraulic Research”. Civil Eng. March 1938, p 194~196.

1937 年中に水理研究特別委員會は、その計畫に従つて全体の仕事が進捗した。その詳細を次に述べる。

模型と實物の一致 委員會は、前に行つた模型實驗と、實際の構造物の有様の比較を行つてゐる。ある條件の下では差違が認められた。

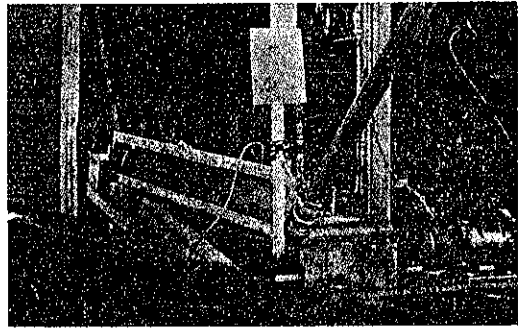
委員會は、實地の観測値を容易に求める装置を作ることを勵めた。比較をする機械は、Grand Coulee, Madden, Fort Peck, Noris, Bonneville Dam に取付けられ、他の場所も近き將來に取付けられることを望んでゐる。比較は、Iowa City Dam に於ても行はれた。R. R. Randolph, (Proceeding 1937 年 5 月) の ‘Hydraulic Tests on the Spillway of the Madden Dam と云ふ論文には、Madden Dam に於ける多くの比較が入つてゐる。

多くの場合に於て、最後の實際構造物は、模型のと違つて來るので比較が困難になることが判つた。もつと精密な比較をなすために委員會は、大学の實驗室其の他を督勵して、現在の構造物の模型實驗を、實際の場合と同様な條件の下で操作をなして行はうとしてゐる。Iowa City に於ては、このやうに計畫が進んでゐる。

基本的な研究問題 各々の計畫に對して、大きな進歩があつた。

計畫-1: 急な傾斜を傳はる波 (H. A. Thomas. M. Am. Soc. C. E. Carnegie Institute of Technology Pittsburgh, Pa.) この研究は、大学院の学生の助力の下に Thomas 教授に依り、大いに研究され、2 つのものは完成した。1 つは R. F. Schnake に他は Frank

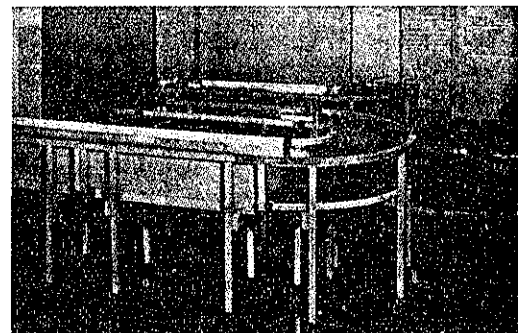
圖-1.



Morrison に依る。矩形的のり子張りの樋の中の、動いてゐるベルトを傳はる波を研究した。大きな傾斜のある矩形渠で、傾斜が自由に變へられる如くになつて居り、モーター仕掛けの取入れ口が上部に備はり、波聯は下方に來る如くなつてゐる。電氣的に波の速さを正確に測る装置を設計し寫眞を取つた。それ以下では、波が減衰してしび、それ以上になれば、波の形と速さが増すやうな、critical な傾斜のあることが發見された。1938 年の題目としては、矩形渠中の單獨波の研究及矩形でない、渠中の高潮の研究が、J. W. Dongherty の指導の下に計畫されてゐる。現場に對して、照會をなして、傾斜を登る波についての現場のデータを集めた。委員會としては、アメリカ地球物理協會の洪水波特別委員會と協力してやつてゐる。

計畫-2: 開渠中の曲線部分 (C. A. Mockmore, M. Am. Soc. C. E. Oregon State College, Corvallis,

圖-2.

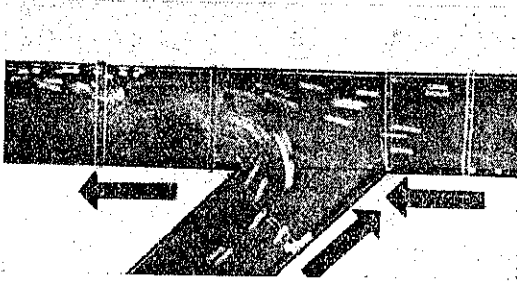


Ore.)。水の運動を活動寫眞に依つて研究した。180° の曲がりを作つた。曲線部の速度を測ることに大いに困難を感じもつと適當な装置を考へねばなるまい。深さと巾の比を約 0.25 とすれば曲線部の内側と外側の速さの比も 0.25 になることが判つた。速さが早くなると、表面の水は外側に、底部の水は内側に運動する傾向を生じ、

螺旋運動を生ずる。之等の研究は、半径を変へ、大きさを
変へて、継続する筈である。

計畫-3: 合流する流れの現象 (M. P. O'Brien, As-
soc. M. Am. Soc. C. E. University of California,
Berkeley, Calif.) 金屬製の渠に依り、45°, 90°, 135° の

図-3.



分枝をつけて研究した。水を流す方向は、主渠の方へ向
はしたり、それを逆にしたりした。運動量の関係を調べ
ることが、R. L. Stoker 教授の指導の下に、Cecil
Horowitz 及 J.R. Morgan に依り行はれた。枝渠中
の流量と主渠中の流量との比は各々の場合に測定をな
し、枝渠中の小さい方の流れに就て計算されたものと良
く合ふことが示された。流れの方向を研究するには、表
面に糸を浮べて行つた。各渠の大小、方向を変へて實驗
を継続し、尚ほ断面の流速分布を測定しようとしてゐ
る。

計畫-4: 漸増断面の導管中の運動及位置のエネルギー
の変はり方 (F. T. Mavis, M. Am. Soc. C. E. Uni-
versity of Iowa, Iowa City, Iowa.)。色素を流れの中
に入れ、その運きと速さを、活動寫眞で決定する。側
面の方ではあるものは上流の方に動き、他のものは側面
から側面に振動してゐる。圧力を測定し、そのデータを
漸増する断面に依る流体の速さの変化に依る勢力の損
失と關聯をつけやうとしてゐる。

図-4.



計畫-5: 河の合流點に於ける沈澱 (L. G. Straub,
Assoc. M. Am. Soc. C. E. University of Minnesota,
Minneapolis, Minn.) 合流する渠に於て、その各々獨
立に砂を流した。合流角とその各々の渠の傾斜は可変に
した。砂は渠の端部で止め、重さを測定した。

(最上武雄)

(145) 地下水流に対する新しい考察

(Konrad Chwalla "Neue Untersuchungen zur
Berechnung von Grundwasserströmungen."
Die Bautech. Heft 8, 25. Feb. 1938, S. 94~98;
Heft 12, 18, März S. 165~167.)

I. 地下水流の公式

1858 年に Darcy は地中の滲透水に關する式を發表
した。

$$v = kJ \quad q = kJF \dots\dots\dots(1)$$

こゝに v : 地下水の流速, k : 定数,

$$q: \text{流量} \quad J = \frac{h}{l}: \text{勾配}$$

F : 地盤断面積

Dupuit はこの式を微分式にて示した。

$$q = k \cdot \frac{dy}{dx} \cdot y \dots\dots\dots(2)$$

x 及 y は地下水面の一點を示す座標である。これを
積分して

$$y^2 = 2 \cdot \frac{q}{k} x + C \dots\dots\dots(3)$$

1870 年 Thiem は Darcy 式を利用して泉の水位低
下の式を導いた

$$q = k \cdot \frac{dy}{dx} \cdot 2\pi x \cdot y \dots\dots\dots(4)$$

x は泉の中心から地下水面までの距離である。

$$\text{故に} \quad y^2 = \frac{q}{\pi k} \cdot \ln x + C \dots\dots\dots(5)$$

Seichter は實驗によつて滲透係数 k は流量の粘着力
及水の温度によつて変化し, η を粘性係数とせば Zun-
ker は次の式を示す。

$$v = \frac{k_0 g}{\eta} J_0 \dots\dots\dots(6)$$

$$v = \frac{k_0}{\eta} J_0 \dots\dots\dots(6a)$$

g は重力加速度, J_0 は 1cm 長の地中に於ける水圧
の低下を cm で示したもので 4°C の時で, k_0 又は k_0'
は地質による實驗滲透係数である。

Darcy-Dupuit の公式及これより誘導された式は地

下水の水位曲線の近似的計算を示すにすぎない。地下水面の勾配が大なる程確信性を缺き數多の学者によつて指示されてゐて、 $v=kJ^m$ を以て示すべきであると紹介してゐる、こゝに m は 1 より小なる數である。

Schaffernak は實驗によつて限界出泉口高 (Kritische Austrittshöhe) では泉の水位低下によつて流量は増加しない事を示した。Ehrenberger は同様に實驗によつて泉の近くの水位はある一定の限度があるが、泉の中の水位は底まで低下出来る事と泉の直径を大にすると流量を増加出来る、又模型實驗で水位曲線には背向點の存する事を示す。

Casagrande は不透過性地盤上に於ける堰堤の地下水位の實驗をなして色々な傾斜面の出水口高 (Austrittshöhe) を出した。水面勾配は $J_s = dy/ds$ を以て示し、こゝに、 s は水面の長さであつて $J_x = dy/dx$ にて導いた式よりも實際に近い値を得た。 $J_x = dy/dx$ による結果は水面勾配が水平に近い時には $J_s = dy/ds$ に近似的に等しくなる。dam の上流及下流の水位高を知ると Forchheimer の等温等圧曲線を利用して Casagrande は水位曲線を求めたが、Darcy-Dupuit 又は Thiem の公式では泉の出水高及急勾配の地下水の式は求められない。

II. 水位曲線計算に對する新實驗

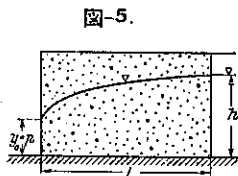
1. 地下水流の落差： 普通の地下水に對しては粘着力を考慮しないので (6) 式又は (6a) 式を用ひなくとも簡単に (1) 式を以て滲透係數 k を定むればよい。

(2) 式にて dy/dx は水面勾配でなく水位落差を示すものであつて地下水流の式を理論的に導くには實際の水面勾配即ち $J = h/l$ を確める必要がある。 h は 2 點間の水位差で l は水面の實際に通過した距離である。

Casagrande の模型實驗によれば dy/ds = 水面勾配を導くには勾配が急であれば計算値と實驗値は一致をしない事を示してゐるので、こゝでは次の方法を利用した。即ち地下水位の低下を各所で計つた、又 Casagrande の實驗によれば斜面上に於ける泉の流れの方向は斜面と同じで垂直な壁では泉の流れは鉛直となる。

2. 水位曲線の近似式及垂直壁に於ける出水口高：

(a) 垂直壁に於ける出水口高を決定するために水位曲線式を近似的に拋物線なりとする (圖-5)。出口に於ける實際の勾配は、
 $J = \frac{dy}{ds} = 1 = J_s \dots (7)$



(1) 式より $F = y_0 l$
 $Jy_0 = \frac{q}{k} = p \dots (8)$

出水口高は $y_0 = p \dots (9)$
 $J=1$ は地下水の上面水流の勾配である、全落差は $(h-p)$ である故に平均勾配は

$J_m = \frac{h-p}{L} \dots (10)$

平均断面積は
 $F_m = \frac{pL + 2/3 \cdot J \cdot L(h-p)}{J} = p + \frac{2}{3}(h-p) \dots (10a)$

(1) 式より
 $q = kJ_m F_m \dots J_m = \frac{q}{kF_m} \dots (11)$

(8) 及 (11) 式より
 $J_m = \frac{p}{F_m} \dots (12)$

(10), (10a) 及 (12) 式より
 $\frac{h-p}{L} = \frac{p}{F_m} = \frac{p}{p + 2/3(h-p)}$
 $\therefore p^2 + 2(h+3L)p - 2h^2 = 0$
 $p = -\frac{h+3L}{2} + \sqrt{\frac{(h+3L)^2}{4} + 2h^2} \dots (13)$

(13) 式を計算せるものが表-1 である。

表-1.

	L	Casagrande の實驗値 $r_0 = p$	(13) 式による計算値 p
39	46	14	15.1
24.7	47.9	6.3	6.9
25	100	3.25	3.3

以上の實驗によつて平均勾配が 1 より大なる時は最大流速は k より大となる。

(b) 第 2 の近似式。水平に近い不透過性地盤上の垂直壁に於ける出水口高を求め次に次の假定による場合である。即ち全断面の各流管に同量の流量が流れれば上面流管の勾配は他のものと同様である。

(7) 及 (8) 式より
 $\frac{dy}{ds} = \frac{q}{ky} = p \dots (14)$

垂直壁にては $dy/ds = 1$ であり緩なる傾斜では $dy/ds = dy/dx$ である。勾配が小である故に入水口高は $h = y$ であり (7) 式より

$\frac{dy}{ds} \cdot h = \frac{dy}{ds} \cdot y = \frac{q}{k} = p \dots (15)$

$\therefore \frac{dy}{dx} \cdot h = \frac{dy}{dx} \cdot y = \frac{q}{k} = p \dots (16)$

$$y^2 = 2px + C \dots\dots\dots(17)$$

最下面流管では

$$x=0, y=0, \therefore C=0$$

$$\therefore y^2 = 2px \dots\dots\dots(18)$$

(18) 式に $y=h, x=L$ を代入せば

$$h^2 = 2pL$$

(9) 式により

$$p = y_0 = \frac{h^2}{2L} \dots\dots\dots(19)$$

即ち出水口高は求められる。

(c) 第 3 の近似式, (17) 式に

$$x=L, y=h \text{ を代入す。}$$

$$h^2 = 2pL + C \dots\dots\dots(20)$$

$$\therefore C = h^2 - 2pL \dots\dots\dots(21)$$

故に水位曲線式は

$$y^2 = 2px + h^2 - 2pL \dots\dots\dots(22)$$

原点にては $x=0, y=y_0$ 。

$$y_0^2 = h^2 - 2pL \dots\dots\dots(23)$$

(9) 式と (23) 式より

$$y_0^2 = h^2 - 2y_0L \dots\dots\dots(24)$$

$$\therefore y_0 = p = -L + \sqrt{L^2 + h^2} \dots\dots\dots(25)$$

表-2. には (19) 及 (25) 式より得た計算値と Casa-grande の実験値を示した。この実験値については毛細管現象による高さを考慮する必要があるので計算値は実験値に一致してゐると見做し得る。

表-2.

h	L	Casa-grande の実験値 $y_0=p$	計 算 値	
			(18) 式	(25) 式
38	46	14	15.7	13.7
24.7	47.9	6.3	6.37	6.0
25	100	3.25	3.13	3.1

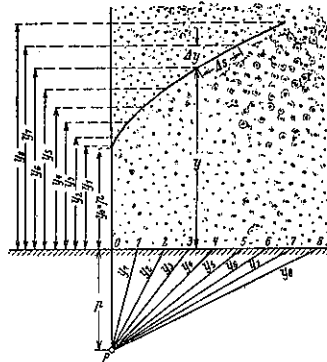
3. 図式解法。簡単な水位沈下曲線の図式解法は拋物線の作図によつて求められる。(14) 式より

$$\frac{dy}{ds} = \frac{p}{y} \dots\dots\dots(26)$$

作図は図-6 に示す様に (25) 式によつて極距離 p を計算して p の位置を定め 0-1, 1-2, 2-3 を同値の力として図に示す如き力の多角形を作図す。沈下曲線に出發點を 0 に置くこと縦距に極距離 $p-0(p), p-1(y_1), p-2(y_2)$ を取つてこの點より水平線を引き $y_0=p$ 點より初まる連力図を畫けば沈下曲線は求められる。力の多角形と連力図とが相似であるから

$$\frac{dy}{ds} = \frac{p}{y} = \frac{dy}{ds} \dots\dots\dots(27)$$

図-6.



即ち図は求むる曲線式を示す。

4. 水位曲線の嚴密なる解法。公式 (1) にて幅を 1 とせば $F=y, J=dy/ds$ にして方程式は

$$\frac{dy}{ds} y = \frac{q}{k} \dots\dots\dots(28)$$

(8) 式を代入して

$$dy y = p \cdot ds \dots\dots\dots(29)$$

$$\therefore y^2 = 2ps + C \dots\dots\dots(30)$$

$$s=0, y=p \therefore C=p^2$$

$$\text{故に } y^2 = 2ps + p^2 \dots\dots\dots(31)$$

水面曲線長は

$$s = \frac{y^2 - p^2}{2p} \dots\dots\dots(32)$$

$$\text{又 } ds = \sqrt{dx^2 + dy^2} \dots\dots\dots(33)$$

(29) 式とにより

$$\frac{dy^2}{dx^2} \cdot \frac{y^2}{p^2} = 1 + \frac{dy^2}{dx^2} \dots\dots\dots(34)$$

$$\frac{dy}{dx} = \frac{p}{\sqrt{y^2 - p^2}} \dots\dots\dots(35)$$

積分して

$$y\sqrt{y^2 - p^2} - p^2 \ln(y + \sqrt{y^2 - p^2}) + C = 2px \quad (36)$$

$$x=0, y=p \therefore C = p^2 \ln p$$

故に曲線式は

$$2px = y\sqrt{y^2 - p^2} - p^2 \ln(y + \sqrt{y^2 - p^2}) + p^2 \ln p \dots\dots\dots(37)$$

(37) 式につき説明せば次の如くなる。

p の値が y に比して小なる場合は近似的に次の如く

$$y^2 = 2px \dots\dots\dots(38)$$

(35) 式より

$$\frac{dy}{dx} = \frac{p}{\sqrt{y^2 - 0}} = \frac{p}{y} \dots\dots\dots(39)$$

これを積分すれば (38) 式となる、即ち (18) 式に示せる第 2 の近似式と同様である。

(40), (41), (42), (43) 式は略す。

(37) 式は垂曲線と近似してゐる。即ち垂曲線式は

$$y = \frac{p}{2}(e^{x/p} + e^{-x/p}) \dots\dots\dots(44)$$

$$\therefore \frac{dy}{dx} = \frac{1}{2}(e^{x/p} - e^{-x/p}) \dots\dots\dots(45)$$

これは双曲線函数にして次の如くなる。

$$\frac{dy}{dx} = \frac{1}{2}(e^{\varphi} - e^{-\varphi}) = \sinh \varphi \dots\dots\dots(46)$$

$$\varphi = \frac{x}{p}$$

(44) 式より

$$\frac{y}{p} = \frac{1}{2}(e^{\varphi} + e^{-\varphi}) = \cosh \varphi$$

$$\sinh \varphi = \sqrt{\cosh^2 \varphi - 1} = \sqrt{\left(\frac{y}{p}\right)^2 - 1}$$

$$= \frac{1}{p} \sqrt{y^2 - p^2} \dots\dots\dots(47)$$

(35) 式より

$$\frac{dy}{dx} = \frac{p}{\sqrt{y^2 - p^2}} = \frac{1}{\sinh \varphi} = \frac{1}{e^{\varphi} - e^{-\varphi}} \dots\dots(48)$$

(37) 式を垂曲線と同様に双曲線函数にて示せば

$$2px = py \sqrt{\left(\frac{y}{p}\right)^2 - 1}$$

$$- p^2 \ln \left(\frac{y}{p} + \sqrt{\left(\frac{y}{p}\right)^2 - 1} \right) \dots\dots(49)$$

$$\therefore 2px = p^2 \cosh \phi \sinh \varphi - p^2 \cosh^{-1} \varphi$$

又は $\frac{2x}{p} = \cosh \varphi \sinh \varphi - \cosh^{-1} \varphi \dots\dots(50)$

水位曲線にて抱合せられた面積は

$$F = \int y \cdot dx, \quad dy = \frac{p dx}{\sqrt{y^2 - p^2}} \dots\dots(51)$$

$$\therefore F = \frac{1}{3p}(y^2 - p^2)^{3/2} \dots\dots\dots(52)$$

接觸點に於ける切線の x-軸までの長さは

切線長

$$t = \frac{y^2}{p} = y \cdot \cosh \varphi \dots\dots\dots(53)$$

切線影長

$$t_s = \frac{y}{p} \sqrt{y^2 - p^2} = y \sinh \varphi \dots\dots\dots(54)$$

法線長

$$n = y \frac{\cosh \varphi}{\sinh \varphi} = y \coth \varphi \dots\dots\dots(55)$$

法線長

$$n_s = \frac{yp}{\sqrt{y^2 - p^2}} = \frac{y}{\sqrt{\sinh \varphi}} \dots\dots\dots(56)$$

表-3 には實驗値と (37) 式による計算値とを表示してあるが一致してない。

表-3.

y=h	x=L	Casagrande の實驗値 y ₀ =p	計算値 (37) 式 p
38	46	14.0	12.00
24.7	47.9	6.30	5.5
25	100	3.25	3.0

5. 水平なる不透透性地盤上の均一土砂に於ける垂直壁の出水口高。

(14) 式の dy/ds は嚴密には地下水の上面流線に對するもので最長のものである、等圧では上面流線の全落差は下面のより小である。故に上面水位の落差を探れば p の値は小となる。今 s を上面水流長、s_m を平均水流長として s/s_m によつて出水口高を修正する。修正値を p₁ とす。

$$s_m = \frac{s+x}{2} \dots\dots\dots(57)$$

(32) 式より

$$s_m = \frac{1}{2} \left(\frac{x^2 - p^2}{2p} + x \right) \dots\dots\dots(58)$$

修正値は

$$p_1 = p \cdot \frac{s}{s_m} \dots\dots\dots(59)$$

表-4 にこの修正値を記す。この修正値を緩なる勾配では充分な修正とならない。

表-4.

y=h	x=L	Casagrande の實驗値 y ₀ =p	計 算 値			
			p (37)式	s (32)式	s _m (58)式	p ₁ (59)式
38	46	14	12	54.2	50.1	13.1
24.7	47.9	6.3	5.5	52.7	50.3	5.8
25	100	3.25	3.0	102.5	101.25	3.04

又 s_m を一定の断面に於ける水流の平均径路でありとし dy/ds_m を考へて式を導く

$$\frac{dy}{ds_m} = \frac{p}{y} \dots\dots\dots(60)$$

(57) 式より

$$\frac{2dy}{dx+ds} = \frac{p}{y} \dots\dots\dots(61)$$

$$ds = \frac{2dy \cdot y}{p} - dx \dots\dots\dots(62)$$

(62) 式に ds²=dx²+dy² を代入して式を簡単にせば

$$\frac{dy}{dx} = \frac{p}{y - \frac{p^2}{4y}} \dots\dots\dots(63)$$

故に $\frac{y^2 - p^2}{2} \ln y = px + C \dots\dots(64)$

$x=0, y=\frac{p}{2}, C=\frac{p^2}{8} - \frac{p^2}{4} \ln \frac{p}{2}$

水位曲線式は

$2px = y^2 - \frac{p^2}{2} \ln y + \frac{p^2}{2} \ln \frac{p}{2} - \frac{p^2}{4} \dots\dots(65)$

平均水流に対して垂直壁に於ける勾配は (60) 式より

$J_m = \frac{dy}{ds_m} = \frac{p}{y} = \frac{p}{\frac{p}{2}} = 2 \dots\dots(66)$

$y=p$ では

$\frac{dy}{dx} = \frac{p}{p-p/4} = \frac{4}{3} \dots\dots(67)$

$x=0, y=p$ に対し

$C = \frac{p^2}{2} - \frac{p^2}{4} \ln p$

故に $2px = y^2 - \frac{p^2}{2} \ln y + \frac{p^2}{2} \ln p - p^2 \dots\dots(68)$

表-4 に計算値を記す

$ds_m = \sqrt{dx^2 + \left(\frac{dy}{2}\right)^2} \dots\dots(69)$

(60) 式に代入

$\frac{dy}{\sqrt{dx^2 + \frac{dy^2}{4}}} = \frac{p}{y}$
 $\frac{dy}{dx} = \frac{p}{\sqrt{y^2 - \frac{p^2}{4}}} \dots\dots(70)$

この式を積分せば

$2px = y\sqrt{y^2 - \frac{p^2}{4}} - \frac{p^2}{4} \ln \left(y + \sqrt{y^2 - \frac{p^2}{4}} \right) + C$

$x=0, y=\frac{p}{2}, C=\frac{p^2}{4} \ln \frac{p}{2}$

沈下曲線式は

$2px = y\sqrt{y^2 - \frac{p^2}{4}} - \frac{p^2}{4} \ln \left(y + \sqrt{y^2 - \frac{p^2}{4}} \right) + \frac{p^2}{4} \ln \frac{p}{2} \dots\dots(71)$

$x=0, y=p$ に対し

$C = -\frac{p^2}{2} \sqrt{3} + \frac{p^2}{4} \ln \left(p + \frac{p}{2} \sqrt{3} \right)$

故に $2px = y\sqrt{y^2 - \frac{p^2}{4}} - \frac{p^2}{4} \ln \left(y + \sqrt{y^2 - \frac{p^2}{4}} \right) - \frac{p^2}{4} \sqrt{3} + \frac{p^2}{4} \ln \left(p + \frac{p}{2} \sqrt{3} \right) \dots\dots(72)$

表-5 は以上の計算値を集めたものである。

以上 (S. 94~98)

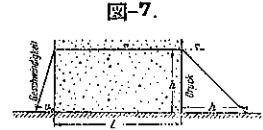
表-5.

$y=h$	$x=L$	Casagrande の 実験値 $y_0=p$	計 算 値 p			
			(65)式	(68)式	(71)式	(72)式
38	46	14.0	13.5	12.9	14.1	13.3
24.7	47.6	6.3	5.9	5.8	6.0	5.9
25	100	3.25	3.07	3.08	3.07	3.05

6. 勾配と流速に関する実験。

以上の実験は略信類の出来るものである。

図-7 は地下水の上面流及底流の経路を示すもので水圧は上面にて 0, 底面にて h である。壁の底に於ける流速は



$v_u = k \cdot \frac{h}{L} \dots\dots(73)$

流量は

$q_u = k \cdot \frac{h}{L} \cdot h$

$\frac{q_u}{k} = \frac{h^2}{L} = p u \dots\dots(73 a)$

上面では

$v_0 = 0, p_0 = 0 \dots\dots(74)$

平均面では

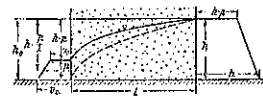
$v_m = k \cdot \frac{h}{2L}, \frac{q_m}{k} = p m = \frac{h^2}{2L} \dots\dots(75)$

p_m は拋物線式の $q/k=p$ の値に相当し沈下曲線は拋物曲線 (図-8) となる。

$J = \frac{dy}{dx}, \frac{q}{k} = p = \frac{h^2}{2L}$

上面の水位は底面に対して h だけ高くして落差となる平均水面に対する理論的數値である $q/k=p$ は大きく上面流は拋物線にては示されない。

図-8.



(32) 式より

$p = \frac{p^2 - y^2}{2s} = \frac{(y+p)(y-p)}{2s} \dots\dots(76)$

$(y+p)/2$ は平均断面積 F_m , $(y-p)$ は落差, s は上面流の経路の長さである。平均落差は $(h-p)/2$ でこの値の大なる程平均水流経路 $s_m = (s+x)/2$ は小となる。故に實際は

$$p_s = \frac{(h+p)\left(h - \frac{p}{2}\right)}{2sm} \dots\dots\dots(77)$$

表-6 にこの計算値を示す。表にて知られる様に実験値よりも大であり (19) 式の値に近い。

表-6.

$y=h$	$x=L$	Casagrande 実験値 $y_0=p$	(37)式 p	$\frac{h+p}{2}$	$\frac{h-p}{2}$	sm	p_s	P_t
38	46	14.0	12.0	26	32	50.1	15.95	13.1
24.7	47.0	6.30	5.5	15.1	21.05	50.3	6.6	5.8
25	100	3.25	3.0	14.0	23.5	101.25	3.25	3.04

平均流速は

$$v_m = \frac{k+v_u}{2} \dots\dots\dots(78)$$

又 一般に

$$\frac{q}{k} \geq y_0 \leq p_s \dots\dots\dots(79)$$

以上の関係を先に導いた式に入れて訂正をする。

(37) 式より

$$2np_0x = y\sqrt{y^2-p_0^2} - p_0^2 \ln(y + \sqrt{y^2-p_0^2}) + p_0^2 \ln p_0 \dots\dots\dots(80)$$

(50) 式より

$$\left. \begin{aligned} \frac{2nx}{p_0} &= \cosh \varphi \sinh \varphi - \cosh^{-1} \varphi \\ \cosh \varphi &= \frac{y}{p_0} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(81)$$

こゝに p_0 は實際の出水口高, n は與へられた高さと幅を充す式の數値である。

(35) 式は

$$\frac{dy}{dx} = \frac{np_0}{\sqrt{y^2-p_0^2}} \dots\dots\dots(82)$$

図-9.

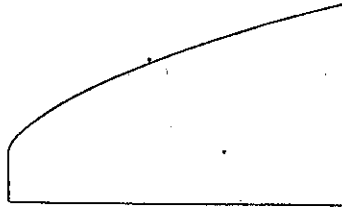


図-9 は $n=1$ の時の沈下曲線図である。

(80) 式は

$$\left. \begin{aligned} 2np_0x &= y\sqrt{y^2-m^2p_s^2} - m^2p_s^2 \ln(y) \\ &+ \sqrt{y^2-m^2p_s^2} + m^2p_s^2 \ln(mp_s) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(83)$$

$$mp_s = p_0$$

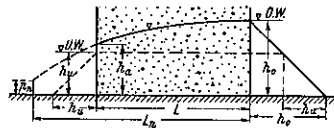
7. 種々なる地下水位の垂直壁に於ける比流量及出水口高。

表-7.

h_u	$\frac{h_u^2}{2}$	P_n	p_n
0	0	32.5	3.00
2.5	3.1	309.4	2.97
5.0	12.5	300	2.88
7.5	28.1	284.4	2.73
10.0	50	262.5	2.52
12.5	78.1	234.4	2.25
15.0	112.5	200	1.92
17.5	153.1	159.4	1.53
20.0	200	112.5	1.08
22.5	253.1	50.4	0.578
25.0	312.5	0	0

上述の如く $p_s = q/k$ は入口に於ける圧力によつて定まり沈下曲線の型には多少左右される。落差の少ない時は沈下曲線は緩となり拋物線に近くなり $p_s \approx h^2/2L$ は少しの変化をする。即ち水圧の減少に一致して p_s は変化する。

図-10.



水平な不滲透性地盤上 (図-10) にて下流の地下水位を h_u , 上流のものを h_0 とす。 $h_u=0$ の時上流の全水圧である。

$$\max P = \frac{h_0^2}{2} \dots\dots\dots(84)$$

h_u によつて水圧は次の様に変化する。

$$P = \frac{h_0^3}{2} - \frac{h_u^2}{2} \dots\dots\dots(85)$$

比流量は水圧に比例する

$$p : p_1 : p_n = q : q_1 : q_n \dots\dots\dots(86)$$

$p_s = y_0$ なる故に (79) 式より

$$p : p_1 : p_n = y_0 : y_{01} : y_{0n} \dots\dots\dots(87)$$

表-8.

P_n	p_n	(91)式 $\frac{y}{L_n}$	$L_n - L$	$2pn(L_n - L)$	(92)式 $\frac{y}{h_u}$	h_{11}
312.5	3.1	100	0	0	3.1	0
309.4	3.06	100.6	0.60	3.67	3.61	2.50
306.0	2.97	104.0	4.00	23.7	5.70	5.00
284.4	2.82	109.5	9.50	53.6	7.85	7.50
262.5	2.60	119.0	19.50	101.2	10.39	10.00
234.4	2.32	133.5	33.5	155.5	12.68	12.50
200	1.97	158	58.0	228	16.21	15.00
159.4	1.58	197	97.0	336	17.56	17.50
112.5	1.11	282	182.0	404	20.13	20.00
50.4	0.588	532	433.0	506	22.51	22.50
0	0	0	0	0	25.00	25.00

表-7 は $h/L=1/4$ を選んだので p は修正しなくとも $p=ps$ である。 $p=q/k$ は (37) 式より計算して修正をしてない。

比流量 q_n はこれに比例する p_n によつて示してある。比流量 q に對する地下水の影響は初めは小であるが水位の上昇によつて増大する。故に平均断面の増加によつて比流量、勾配及出水口角は直ちに減少する。(14) 式より

$$\frac{dy}{dx} = \frac{p_n}{y} \dots\dots\dots(88)$$

即ち沈下曲線を補助変數 $p_n=q_n/k$ にて示した式で (25) 式より簡単に導びかれる

$$p_n = -I_m = \sqrt{L_n^2 + h_0^2} \dots\dots\dots(89)$$

$$h_0^2 - p_n^2 = 2p_n L_n \dots\dots\dots(90)$$

図-10 は下流水位が $0 \rightarrow h_u$ の時の關係を示したものである、 h_u なる時は (90) 式は

$$I_m = \frac{h_u^2 - p_n^2}{2p_n} \dots\dots\dots(91)$$

$$h_u^2 - p_n^2 = 2p_n(L_n - I) \dots\dots\dots(92)$$

表-8 は $h_0=25, L=100$ に對し $h_u=0 \rightarrow 25$ の時の h_a を計算したものである。即ち上流水位の変化に對する沈下曲線である。

表-9.

h	L	(25) 式による p	h/L	Cassagrande の實驗値 $p_0=p$
10	2.5	7.61	4	8.1
10	3.33	7.20	3	7.25
10	4.00	6.77	2.5	6.75
10	5.00	6.18	2.0	6.20
10	6.07	5.35	1.5	5.35
10	10.00	4.14	1.0	4.20
10	20.00	2.36	0.5	2.50
10	40.00	1.22	0.25	1.30

8. 比流量と距離の關係。

比流量は一定なる高さ h にては距離によつて變化する。距離 L が無限小なる時水圧が有限で無限小の細導管内の流速は有限であつて下流管では $v < 2gh$ である。

比流量を計算するにはまづ垂直壁に於ける出水口高を (25) 式によつて算出する。表-9 にはこの場合の計算値が表示してあつて實驗値と略一致する。

不透透地盤上の締切内では次の如くなる。

$$\frac{y_0}{v_2} = \frac{p_0}{p_2} = \frac{\sqrt{L_n^2 + h_0^2} - L_n}{\sqrt{L_n^2 + h_2^2} - L_n} \dots\dots\dots(93)$$

$$h_0 = h_2 = h$$

$$\frac{p_0}{p_2} = \frac{\sqrt{L_n^2 + h^2} - L_n}{\sqrt{L_n^2 + h^2} - L_n} \dots\dots\dots(94)$$

h/L が小なる時 (19) 式より

$$\frac{p_0}{p_2} = \frac{h_0^2 - 2L_n}{2L_n \cdot h_2^2} \dots\dots\dots(95)$$

もし $h_0 = h_2$

$$\therefore \frac{p_0}{p_2} = \frac{I_n}{L_0} \dots\dots\dots(96)$$

$$L_0 = I_n$$

$$\therefore \frac{p_0}{p_2} = \frac{h_0^2}{h_2^2} \dots\dots\dots(97)$$

即ち締切堤の比流量は上流及下流の水位差即ち勾配によつて左右される。しかし h/L が小なる時は次の方法による。

$$p = \frac{q}{k} = \sqrt{L_0^2 + h^2} - L_0 \dots\dots\dots(98)$$

$$q = k(\sqrt{L_0^2 + h^2} - L_0) \dots\dots\dots(99)$$

(19) 式により

$$p = \frac{q}{k} = \frac{y_0^2 - y_1^2}{2L} \dots\dots\dots(100)$$

この式は滲透係数を定める式である。

(小倉宏三)

熔 接

(146) 熔接用電極棒の研究に就て

——(特に鋼構造に就て)——

(Dr. Ing. K. L. Zeyen, "Über Forschungsarbeiten zur Entwicklung von Schweiseselektroden, insbesondere für den Stahlbau." Der Stahlbau Heft 6, 18 März 1938 S. 41~46.)

熔接々合の品質に關する最も重要なるものは、それに使用する附加材である。即ち、高級な附加材の現はれる迄は、熔接法は、部材接合の古い工法、例へば鉸鉋やボルト締め工法には匹敵出来なかつたのである。かゝる高級な附加材を、多年の研究と經驗を要すもいとはず、實際に努力を拂つて、Krupp 商會の研究所在り出したのである。以下鋼構造の熔接に關する範圍内で、此の研究の現状を報告する。

a) 熔接材の化學組成の品質上の影響：最近に於ける幾多の發表に由れば、熔接部の品質に對しては、先づ第 1 に其の化學的組成が重要な意義を有つのである。以下その主要なる點を列挙すれば、

1. 熔接棒の化學組成。被覆電極棒では其の外に被覆の組成。

2. 熔接方法。即ち、瓦斯熔接とか、電気熔接とかの問題。
3. 當該の熔接法に於ける熔接諸條件。
即ち瓦斯熔接に於ては、吹管口径、吹管据置法、及熔接法の種類（前方熔接又は後方熔接）。
電弧熔接に於ては、電流の種類と強度。更に直流熔接では極の置き方。
4. 熔融せる熔接棒と共に熔解して接合部を構成せる母材の化学的組成。

表された諸論文は、窒素及酸素の含有量が増加すれば、その強度は減少するといふ結論に一致してゐる。此處に於て、窒素の含有量は酸素のそれより、數値的には少いけれども、後述する如く酸素よりも重要な影響があるのである。裸電極棒とガス發生式厚肉被覆電極棒との2つの電弧熔接試験片を比較すると、前者では窒素 0.140% 酸素 0.210% を含有し、伸び 7.5%、断面收縮 17%、切込衝撃強度 1.5 m-k_g/cm² を示すに過ぎないが、後者では窒素 0.013%、酸素 0.099% を含有し、前者より遙

表-10. 熔接棒の化学組成と熔接材試験片の強度

材 料	化 学 組 成					強 度					
	C %	.Si %	Mn %	N ₂ %	O ₂ %	降伏點 kg/mm ²	引張強さ kg/mm ²	伸 度 %	收縮率 %	切込衝撃 強度 m- kg/cm ²	ブリネ ル硬度
熔 接 棒	0.13	0.07	0.66	0.005	0.021						
熔 接 材, 瓦 斯 熔 接	0.10	0.02	0.40	0.017	0.037	25.4	39.8	18.5	38	11.8	113
熔 接 材, 直 流 電 弧 熔 接 (裸 電 極 棒)	0.03	0.02	0.20	0.140	0.210	30.8	41.8	7.5	17	1.5	135
熔 接 材 同 上 (薄 肉 被 覆 電 極 棒)	0.04	0.02	0.20	0.120	0.180	29.8	47.7	11.2	21	1.9	129
熔 接 材 同 上 (中 肉 被 覆 電 極 棒)	0.04	0.04	0.25	0.079	0.140	30.8	43.8	15.0	30	6.1	131
熔 接 材 同 上 (瓦 斯 發 生 式 厚 肉 被 覆 電 極 棒)	0.06	0.07	0.36	0.013	0.099	32.8	46.9	25.0	47	9.6	140

表-10 は同じ熔接棒を使用せる場合、ガス熔接或は電弧熔接—裸棒、薄肉被覆棒(die leicht umhüllte Elektrode)、中肉被覆棒(die mittelstark umhüllte Elektrode)、厚肉被覆棒(die stark umhüllte Elektrode)に由る——に於て、如何に熔接部の品質に相異があるかを示す。こゝに扱ふ試験片は、各々其の熔接部から取つたものである。此の品質を近年特に重要視されてゐる値、即ち伸び(Dehnung)と切込衝撃強度(Kerbschlagzähigkeit)に付き比較すれば次の如し。

ガス熔接試験片(die autogen geschweißte Probe)は伸び 18.5% 切込衝撃強度 11.8 m-k_g/cm²。但し他の試験片と同様、熔接後に熱処理を加へず。裸棒使用電弧熔接試験片は伸び僅か 7.5%、切込衝撃強度 1.5 m-k_g/cm²。薄肉被覆棒使用試材も特に良質ではなく、伸び 11.2%、切込衝撃強度 1.9 m-k_g/cm²、中肉被覆棒使用試材では伸び 15%、切込衝撃強度 6.1 m-k_g/cm²、厚肉被覆棒使用試材(保護ガス使用)に至つては伸び 25%、切込衝撃強度 9.6 m-k_g/cm² の高値を示す。

かゝる品質の大なる相異は熔接材の化学組成に由り説明出来る。即ち各試験片について唯、炭素、珪素、マンガンの含有量を比較するだけでも可成の相異がある。之は熔接材の合金としての成分は棒が熔融する場合に、熔接條件が違ふと酸化の程度も違つて来る爲である。然し乍ら、窒素及酸素の含有量は以上の各合金成分に比して、品質上遙かに大なる影響を有するのである。近年發

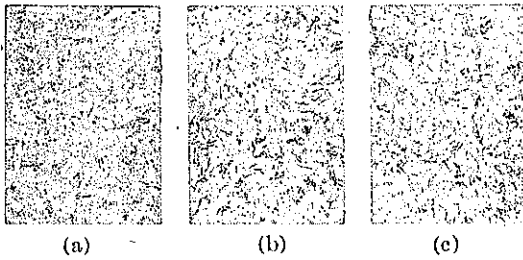
かの高値を、即ち伸び 25%、断面收縮 47%、及切込衝撃強度 9.6 m-k_g/cm² を示す。

b) 熔接部の熱処理に由る強化は窒素及酸素の含有量に基くものである：從來鋼構造物の熔接部を、熔接後に熱処理を加へる事の可能性は殆ど考慮されてゐなかつたし、従つて斯様な加工法は實施されてゐなかつたのである。併し鋼構造物の熔接部の熱処理も、將來は、少くとも特別の場合には問題になると豫想することを今日提唱しうる。依つて、2, 3 の質験報告を例にとつてみれば、熔接部の品質の改良は、その部分に含まれる窒素及酸素の含有量と親密な關係を有する事が分る筈である。圖-11 は裸電極棒使用の電弧熔接に於て、熔接部には非常に多量の窒素化合物針狀結晶と酸化物が含まれてをり、標準化に依つても、応力除却焼鈍に依つても熔接材の品質を改良する事の不可能なるを示すものである。此の質験に使用した試材は 0.14% の窒素と 0.21% の酸素を含むものである。

圖-12 は中肉被覆電極棒に依る熔接試験片の熱処理の結果を示すものであるが、之に由ると窒素 0.079%、酸素 0.140% の場合に於ても、熱処理により其の品質を改質する能はざる事を知る。此の場合、熱処理をせぬ材に於ては大部分溶体として存在してゐた窒素化合物が、熱処理の結果一部分遊離して針狀結晶を呈してゐる。其の爲に、切込衝撃強度は熱処理を加へたる試験片の方が加へざるものよりも悪くなつてゐる。此處に注意すべき

図-11.

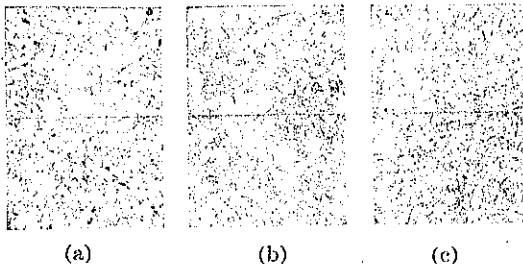
陽極に裸電極棒を使用せる電弧溶接一試験片の窒素含有率 0.14%



	(a) 熱処理を加へざるもの	(b) 標準化せるもの の1/2時間 900°C	(c) 焼鈍せるもの 2時間 600°C
降伏點 kg/mm ²	30.8	27.8	27.8
引張強度 kg/mm ²	41.8	41.8	39.8
伸度 (L-5d) %	7.5	9.5	7.5
収縮率 %	17	23	14
切込衝撃強度 m-kg/cm ² (DVMB-試験)	1.5	1.4	1.0
ブリネル硬度	135	125	110

図-12.

陽極に中肉被覆棒を使用せる電弧溶接一試験片の窒素含有率 0.079%

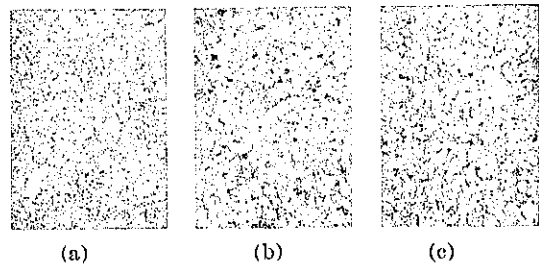


	(a) 熱処理を加へざるもの	(b) 標準化せるもの (1/2時間 900°C)	(c) 焼鈍せるもの (2時間 600°C)
降伏點 kg/mm ²	30.8	28.8	27.8
引張強度 kg/mm ²	43.8	40.8	40.8
伸度 (L-5d) %	15	16	16
収縮率 %	30	28	27
切込衝撃強度 m-kg/cm ² (DVMB-試験)	6.1	5.6	5.7
ブリネル硬度	131	127	119

は、ある報告に由れば、熱処理を加へぬ溶接部の組織中に現出する窒素化合物の針状結晶は特別の熱処理法に由り、亦熔体となし得るといふ事である。

図-13 は、図-11, 12 に示す例に對し、窒素含有率の低いものゝ溶接部の強度が、それ自身既に非常に高いのに、熱処理によつて更に高く爲し得る事を示す。此のガス發生式厚肉被覆電極棒使用の、窒素含有量僅か 0.013%、酸素含有量 0.099% の試験片は、如何なる熱処理を

図-13. 陽極にガス發生式厚肉被覆電極棒を使用せる電弧溶接一試材の窒素含有率 0.013%



	(a) 熱処理を加へざるもの	(b) 標準化せるもの の1/2時間 900°C	(c) 焼鈍せるもの 2時間 600°C
降伏點 kg/mm ²	32.8	32.8	35.7
引張強度 kg/mm ²	46.9	46.3	43.1
伸度 (L-5d) %	25	26	28
収縮率 %	47	49	50
切込衝撃強度 m-kg/cm ² (DVMB-試験)	9.6	9.9	10.4
ブリネル硬度	140	131	127

加ふるも接合部に窒素化合物針状結晶を遊離するとは認められぬ。

c) 鋼構造物に對する溶加材：近年の各國に於ては溶接部が稍不良なる普通溶接棒よりも、高級な溶接棒を使用する方が多くなる勢にある。表-11 に示す如く、例

表-11. 北米合衆國に於ける溶接用電極棒の生産率 (J. Muller による)
(The Weld. Eng. 21, 1936, Nr. 1, S. 30)

電極棒の種類	生産率 %		
	1933	1934	1935前半年
手溶接用裸棒	26.7	20.3	15.3
機械溶接用裸棒	5.2	3.3	4.0
極薄肉被覆棒	15.2	14.9	12.0
中肉被覆棒	14.2	7.8	5.9
厚肉被覆棒	32.6	47.7	57.7
Fe 及 C 以外の金屬を 1.25% 迄含む特殊鋼用	2.5	2.1	2.2
Fe 及 C 以外の金屬を 2.25% 迄含む特殊鋼用	3.4	3.2	2.1
3% 以上の Cr を含む特殊鋼用	0.1	0.7	0.7

へば北米合衆國に於ては、裸電極棒の使用率は、1933 年には未だ全体の 26.7% を占めてゐたのに、1935 年の前半に至つて 15.3% に減少せるのが認められる。超薄肉被覆電極棒 (schl leicht umhüllte Elektrode) 及中肉被覆電極棒も同様の減少を示す。是に反し、形成溶接部の成績優劣なる厚肉被覆電極棒の使用率は、同前期に於て 32.6% のものが、57.7% に増してゐる。

Krupp 工場の溶接作業も、近年以上と同様な發展を遂げてゐる。殊に鋼構造物に於ては現在殆ど全部が厚肉被覆電極棒によつて溶接されてゐる。

さて、鋼構造に於ては、如何なる熔接法、如何なる種類の附加材が問題となつてゐるのか？ 鋼構造に於ては、ガス熔接は經濟的理由に由り、是迄の所、特別の場合に限つて使用してゐる。従つて主に興味あるのは電弧熔接に於ける附加材に關する點である。鋼構造の場合には通常熔接々合の機械的特性に關する註文者の要求に従つて、熔接電極棒の型を選定する。一般には註文者は電極棒の型については何も要求しないし、しても唯電極棒のマークを定める位のものであつて、熔接せる材の試験に於て、例へば接合部の引張強度、曲げ角度、切込衝撃強度、或は各種の隅肉熔接々合の引張強度等に於て、ある定つた最低値が示される事を要求するのである。此の際註文者は獨逸では「熔接鋼上部構造示方書」(“Vorschriften für geschweißte Stahlhochbauten”), 「熔接道路鉄鋼指示方書」(Vorschriften für geschweißte vollwandige, stählerne Straßenbrücken”) (DIN 4101) 及「熔接鉄道橋樑示方書」(“Vorläufigen Vorschriften für geschweißte vollwandige Eisenbahnbrücken”) (1935年11月20日より有效)を基準とするのを常とする。熔接々合部の静力学的試験の場合と同様に、近年では鋼構造物殊に橋梁に於て、動力学的試験、例へば繰返し引張強度に關する試験をも必要とすることが多くなつてゐる。熔接工場が、鋼構造の製作に當り、註文者の要求せる値の強度を確實に得られる種類の電極棒を使用し、好條件の場合にしか、必要な強度を示さない種類のものは使用しないのは勿論の事である。

更に鋼構造の施工者は註文者に対して、選定せる材料と電極棒を使用せる接合部は、註文者の要求せる強度を有する事を、特に製作せる試験片につき證明して見せるのみならず、當該の作業に従事する熔接工をも、或一定條件の下に試験を課し、其の場合も亦一定の試験値に到達すべきものである事を斟酌せねばならぬ。

d) 熔接々合の試験方法： 熔接々合の種々の試験方法の良否に關しては、今日未だ非常に雑多な意見がある。唯各意見の一致する點は、銜合熔接々合に於て、その部分に母材と同様な引張り強度を要求することの正當性、並に今日の發展狀況から見て、其の大部分が實現しうることの可能性である。曲げ試験は見方によりては、即ち熔接々合の形成可能性の規準としては、往々否とされてゐる。更に熔接部の切込衝撃試験の價值についても亦非常に論議される所である。各意見の一致せる點は構造物の、振動を免れ難い部分に對しては、其の接合部の動力学的試験は非常に大切であるといふ事である。

e) 有心電極棒 (Seelenelektrode) と被覆電極棒 (Mantelelektrode)： 一般の電極棒の中次の2種が鋼構造に重要な型である。

1. 厚肉被覆電極棒 (die stark umhüllte Elektrode.)
2. 有心電極棒 (die Seelenelektrode.)

F. Leitner は 1936 年行發表の一論文中に、合金心電極棒 (die legierte Seelenelektrode) の新發展に付、詳細なる報告をなしてゐる。1937 年初頭、R. Haekert と筆者の發表せる論文中では、Leitner の研究せる合金心電極棒と新式の被覆電極棒の比較實驗により、被覆電極棒の領域に於ても又最近著しい發達が遂げられてゐる事が證明してある。以下に於て、鋼構造につき問題になる電極棒に關する、未發表の實驗結果を報告する。

f) 試験溫度 $-70^{\circ}\sim+400^{\circ}\text{C}$ の熔接部切込衝撃強度：

最初に熔接部の切込衝撃強度確定の實驗について記さう。但し、切込衝撃試験が熔接々手に對する最上の規矩なりと言はんとするのではない。今 12mm の軟鋼 I 梁を、各種の電極棒で銜合接合をなし、熔接部は試材の中央に、又切込は熔接線と平行にその基部に附けて、切込衝撃用試験片となす。圖 14 は其の形狀並に寸法を示す。本實驗に於ける試験溫度は $-70^{\circ}\sim+400^{\circ}\text{C}$ である。圖-15 は各種の電極棒によつて得た實驗値を示す。各曲線の形狀の相似は熔接線の切込衝撃強度の最大値が、何れも $+20^{\circ}$ と $+200^{\circ}\text{C}$ の間に存在する事

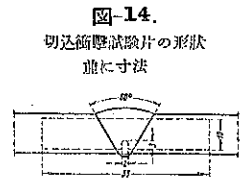
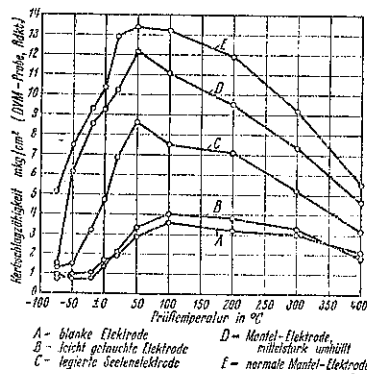


圖-15. 各種電極棒に依る銜合熔接部の切込衝撃強度 (厚 12 mm の軟鋼 I 梁)



である。曲線の勾配は低溫部では急激であり、高溫部では緩である。併し各種電極棒は、その種類により實驗値も曲線形狀も甚だ異なるものである。下方の 2 曲線は稜

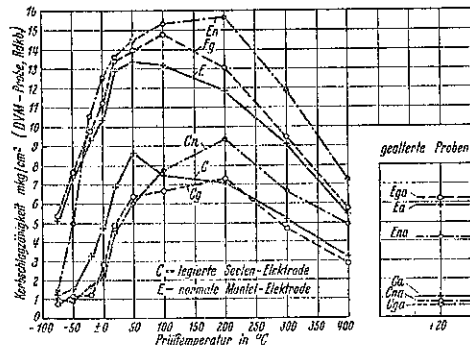
棒 (曲線 A) 及薄肉被覆棒 (曲線 B)——材料番號 E 37 以前の DIN 1913, E 37 及 E 42——に關するものである。此の稜棒及薄肉被覆非合金棒 (leicht getauchte unlegierte Elektrode) に於ては、熔接線切込衝擊強度は、試験溫度 +50°~+200°C 間に於て、3~4 m-k_g/cm² である。此の値は 0°C に於ては既に其の半値に、-20°C に於ては僅かに 1 m-k_g/cm² に過ぎない。下方より 3 番目の曲線 (c) は合金心電極棒に關するものである。但し、本試材は Leitner & Hackert, 及著者が以前に發表せるものと異り、更に進歩せる有心電極棒である。此の新しい有心電極棒は獨逸國有鉄道に由り、材級 E52 として許されてゐる。我々の實驗によれば、此の電極棒の熔接部切込衝擊強度は、試験溫度 +20°~+200°C 間に於て、既に 7~9 m-k_g/cm² を示し、前に示せる薄肉被覆棒や稜棒、即ち非合金心電極棒 (unlegierte Seelenelektrode) の値の約 2 倍である。併し、此の場合も溫度 0°C では非常に低下し、更に -50°C では遂に 1.5 m-k_g/cm² の切込衝擊強度を示すに過ぎない。下方より 4 番目の曲線 (D) は中肉被覆電極棒 (Mantelelektrode mit mittelstarker Umhüllung) に關するもので、此の種のもは鋼構造によく使用される (材級 -E37h 並に E25h)。此の電極棒は試験溫度 +50°~+100°C 間では、熔接部切込衝擊強度 11 m-k_g/cm² 以上であるが、前と同様低温に於ては急激にその値を低下し、-50°C に至つて約 6 m-k_g/cm²、-70°C に至つては、僅か 1.5 m-k_g/cm² となるのである。

最上端の曲線 (E) は Krupp 工場で多くの場合鋼構造に使用する被覆電極棒 (材級 -E34h, E37h, E52h) に關するものを示す。就中此の電極棒は Strelasund 橋及 Rhein 河の最新の 2 橋梁の製作に使用されたものである。本電極棒は、試験溫度 +20°~+100°C 間に於て、その熔接部切込衝擊強度約 13 m-k_g/cm² である。前の 3 者と異り、此の場合、溫度 -70°C に於て約 5 m-k_g/cm² の切込衝擊強度を得てゐる。H. Aysslinger, P. Jesson 及 W. Stöckmann によつても、被覆電極棒を使用する事に依つて、是に似た、否、より高値の値を得てゐる。

g) 被覆電極棒及合金心電極棒使用の熔接部切込衝擊強度に對する熱處理の影響：次に、現今鋼構造に於て特に重要と見られる最近發達せる被覆電極棒及有心電極棒の 2 種につき、更に研考する。図-15 に於て C 及 E が問題の曲線である。熱處理を加へる事に依て、熔

接部切込衝擊強度の値が溫度の變化にともない如何に変化するかを辿る事は興味深い事である。將來鋼構造に於ては、或る場合には熔接後に其の部分に熱處理を加へる事が問題になると豫想される事は前述の如くであるが、其故に、此の研究の結果は鋼構造にとつては重要である。鋼構造に於て熔接部を前に熱して置いてから熔接を行ふ場合に關しては改めて論述する事にする。図-16 は熱處理の前及後に於ける熔接部切込衝擊強度の曲線

図-16. 被覆電極棒及合金心電極棒による鋼合熔接部の切込衝擊強度 (厚 13 mm 軟鋼 I ビーム)



を示す。此處に實線の曲線 C 及 E は図-15 のものと同一であつて、有心電極棒 (C) 及被覆電極棒 (E) に由る熱處理を加へる前のものである。曲線 C_n 及 E_n (共に破線で示す) は、応力除却焼鈍 (2 時間 600°/O fen) をせるもの、C_n 及 E_n (鎖線) は標準化 (30 分, 900°/L) をせるものゝ結果を示す。是等の曲線から次の事が分る、即ち、熱處理を加へぬ試験片に於ては、熔接部切込衝擊強度の値は被覆電極棒の場合 (E) の方が、合金心電極棒の場合 (C) より遙かに高い。被覆電極棒の場合には応力除却焼鈍に依り、如何なる試験溫度についても強度は増加する (破線 E_n)。又、被覆電極棒では、標準化 (normalisierende Glühung) をせるものは、溫度 -20°~+400°C の間では熱處理を加へぬもの及応力除却焼鈍を爲したものより更に高い強度を示す (鎖線 E_n)。併し此の試験片は、試験溫度を -50°~-70°C とすると、其の強度を著しく減ずる。被覆電極棒に關する之に類似の試験結果が、J. Quadflieg に依り發見されて居る。

合金心電極棒の場合に於ては、+50°~70°C の試験溫度の全域に互り、熔接部切込衝擊強度は、兩種熱處理法の何れに由るも、熱處理を加へぬものより低くなつてゐる。+100°~+400°C 間に於ては、標準化せるもの (鎖線 C_n) は熱處理を加へぬものより強度が高いが、応力

除却焼鈍をせるものは一向良くはならぬ (図-16 破線 C₀)。

h) 時効処理 (Alterung) 後の 熔接部切込衝撃強度: 図-16 右部に時効処理 (10% の鍛錬 (Stauchung), 30分 250°C の焼鈍) せるもの、切込衝撃強度の例を 2, 3 挙げておく。之では熔接後熱処理を加へぬもの及前述の 2 方法で熱処理を加へたるもの、各々を示してある。此の時効処理を加へた試材の +20°C に於ける熔接部切込衝撃強度は、合金心電極棒の場合には 1~5 m-k_g/cm² に過ぎないが、被覆電極棒の場合には 4~6 m-k_g/cm² になつてゐる。

鋼構造に於ける熔接に於て、熔接部の機械的なる時効処理が何故重要性があるかといふ疑問もあらう。それについては W. Kleinfenn が彼の学位論文の中に書いてゐる。即ち、融接法 (Schmelzschweißverlaufen) に由る熔接部に於て、収縮の爲に、熔接部にも其の邊の母材にも共に冷却組織 (Kaltverformung) が現はる故に此の問題は重要であるといふのである。J. Quardflieg も此の様な類似の確言を發表してゐる。従つて、時効処理を加へたる熔接試材に関する研究は、今日では既に純学理的興味のみでなくなつてゐるのである。

表-12. 熔接材の化学組成

電極棒の種類	C %	Si %	Mn %	P %	S %	N ₂ %	O ₂ %
被覆棒 (E)	0.10	0.08	0.50	0.028	0.030	0.026	0.004
合金心電極棒 (C)	0.09	0.04	1.17	0.024	0.021	0.110	0.048

材の分析表を示す。合金心電極棒の場合窒素含有量 10.1% が熔接部切込衝撃強度の強化を妨害するのは、+50°C 迄は全く徐々であるが、高温に於ては遙かに激甚である。併し乍ら被覆電極棒の場合には窒素含有量は 0.026% に過ぎず、従つて例外なく其の強化が成されてゐる。時効処理を加へた試験片の値が、合金心電極棒の場合に非常に低下することは、同様に含有窒素量によるものとすべきである。又同時に熔接材中の酸素含有量が合金心電極棒使用の場合の方が被覆電極棒使用の場合よりも遙かに少いといふ事により、熔接部に於ては、その窒素含有量の方が酸素含有量より重要性が大であることを證明しうる。

k) 熔接々手に於て、切込衝撃強度と曲げ角度との間に關係が存在するか否か? : 最後に報告せんとするのは、種々の熔接法、種々の附加材を使用せる熔接々手に於ける切込衝撃強度、曲げ角度及繰返し荷重強度に關する目下進行中の膨大な實驗の抜萃である。是等の實驗に際しては、熔接時に殊に注意される各試験値の間の關係の程度を、特に觀る必要がある。表-13 は各種電極棒使用にて熔接せる軟鋼 I ビームの +20°C に於ける切込衝撃強度及熔接部未仕上のものと、仕上済みのもの、穿孔曲げ試験 (Dornbiegeversuch) 及自由曲げ試験 (Freibiegeversuch) に於ける曲げ角度を示す。是等の數値の啓示する所は大である。曲げ試験 (Faltversuch) の結果として最初に挙げるものは、自由曲げ試験片 (Freibiegeprobe) の方が穿孔曲げ試験片 (Dornbiegeprobe)

表-13. 電弧衝合熔接々手の曲げ角度 (厚 12mm 軟鋼 I ビーム)

使用せる熔接棒の種類	熔接後の熱処理	熔接部切込衝撃強度 m-k _g /cm ² +20°C にて (DVMR-試験)	曲 げ 角 度 (度)			
			熔接部を仕上げせざるもの		熔接部を仕上げせるもの	
			穿孔屈曲	自由屈曲	穿孔屈曲	自由屈曲
裸 棒 (A)	加へず	2.0	61	78	22	53
薄肉被覆棒 (B)	加へず	2.1	65	114	45	91
合金心棒 (C)	加へざるもの	6.85	89	118	151	154
	焼鈍せるもの	4.8	110	129	135	180
	標準化せるもの	4.5	180	180	83	..
中肉被覆棒 (D)	加へざるもの	10.3	180	..
	焼鈍せるもの	10.5
	標準化せるもの	10.6
普通被覆棒 (E)	加へざるもの	12.9
	焼鈍せるもの	13.5
	標準化せるもの	13.65

i) 合金心電極棒と被覆電極棒とが、熔接時の熱處理に由り彼様に相異せる影響を受けるのは、熔接材の窒素含有量に依つて説明し得る: 合金心電極棒と被覆電極棒とが、時効處理に際し異なる影響を受ける理由は、最初に報告した實驗の場合と同様に、熔接材の化学的組織に由り説明し得る。表-12 に兩種の電極棒に由る熔接試

の場合より、曲げ角度が大きさは常に小さいといふ事である。熔接部切込衝撃強度と曲げ試験の際の曲げ角度との關係は、熱處理を加へぬ試験片では切込衝撃強度の最少のものは曲げ角度も最少である事である。切込衝撃強度のより高値のものでは、曲げ試験に依つては異なる結果を得る事はも早出來ない。何故なら熔接部切込衝撃強度が

10 m·kg/cm² 或はそれ以上の場合にはすべて、曲げ角度を 180° にしても破壊しないからである。熱処理を加へたる試験片に於ては、非熱処理加工の場合に比べ曲げ角度は 180° には到達しなくても一般に大きくなつてゐる。併し乍ら合金心電極棒に対する値の明示する如く曲げ角度を増大するやうな熱処理が、同時に熔接部切込衝撃強度を小とする事も可能である。

1) 電極棒による堅熔接—並に上向熔接可能性：

有心電極棒の被覆電極棒に比し優秀なる點は、普通の熔接工にとつては、有心電極棒を使用すると水平以外の状態での熔接が容易である點である。つい最近迄使用してゐた高級な被覆電極棒では、水平以外の状態での熔接を實施する場合、非常な練習を熔接工に要求したのである。かゝる被覆電極棒を使用して上向熔接をなし、十分な結果を得た例も少くないが、是は勿論熟練熔接工によるものである。之に付いては、上向熔接を餘儀なくされた鋼構造例を 2, 3 列挙しよう。

圖-17. Müggelspre 河橋梁の現場堅熔接主構接合部のレントゲン寫眞

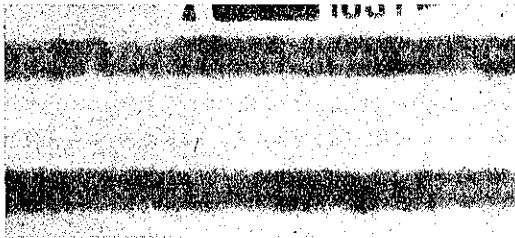
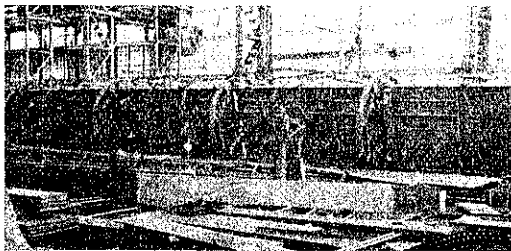


圖-17 は Krupp-Druckmüller 工場製作の普通被覆電極棒使用の Müggelspre 河橋の垂直なる主構接合部のレントゲン寫眞である。之に由り此の堅熔接の完璧さが分る、だが Krupp 工場では極く最近迄上向熔接はやらなかつた。圖-18 は橋桁熔接の場合よく用ひる有名な廻転装置(Drehvorrichtung)の例の一つである。

圖-18. 熔接橋桁用廻転装置



G. Schaper 及 Brückner の發表によつて分るのであるが、der Stahlbau der Friedrich-Alfred-Hütte が、Dänholmseite の Strelasund 橋—全長 270 m

重量 1100 t —の製作に當り、同工場で製作するものは全て次の如くした。即ち個々の桁を工場熔接なし、之を Wälzringler の現場の築堤上で、相互に熔接組立をなし、以て非水平状態に於ける熔接は避け得たのである。圖-19 は Wälzringler に於ける本橋の組立熔接の状況を示す。Krupp 工場は非常な努力を以て此の現場熔接を遂行した。その結果は表-14 に示す如くである。レントゲン試験により判明した本橋現場熔接の不良箇所は次の如し。

圖-19. Rügendam 橋の橋桁の現場熔接

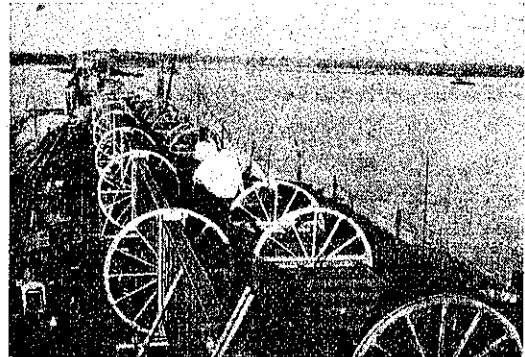


表-14. Rügendam 橋に於ける現場熔接部の不良箇所 (レントゲン試験に依る)

熔接部分總計		不良部分		熔接方法
腹板	弦材	腹板	弦材	
28.8 m	12.20 m	14.4 m = 50%	3.06 m = 25%	廻転装置使用せず 廻転装置使用す
115.2 m	24.65 m	11.5 m = 10%	0.77 m = 3%	

腹板 (Stegblech) に於て；

廻転装置 (Drehvorrichtung) に依らず熔接せる熔接部 28.8 m の中 14.4 m 即ち 50%。

廻転装置に依るものでは、115.2 m の中不良箇所 11.5 m 即ち 10%。

弦材 (Gurt) に於て；

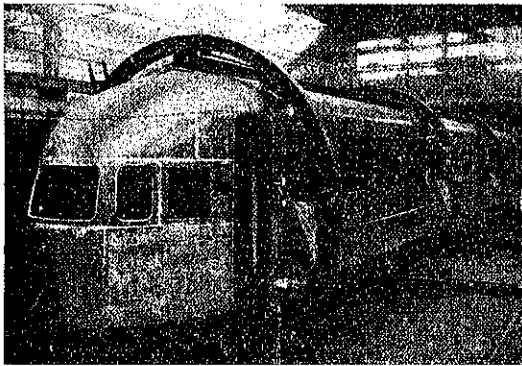
廻転装置に依らず熔接せる熔接部 12.2 m の中不良箇所 3.06 m 即ち 25%。

廻転装置に依るものは 24.65 m の中、レントゲン試験にて不良箇所と認定されたるもの僅か 0.77 m 即ち 3.1% のみ。そして此の弦材熔接部 (Gurtnähten) の 3.1% も改造を要する程重大ではなかつた。

他の工業部門 (Industriebranche) に於ても亦、堅熔接と上向熔接を避ければ、高級なる被覆電極棒を使用する事の利益は、單に質的であるのみではない事は明らかである。汽罐 (Kessel) 建造の場合には熔接作業をなすに當つては廻転装置に由るを常とする。車輻製作に當つ

ても、少くとも獨逸では數年前から同様の施工に由るのである。之を列擧すれば、Merdingen 車輛工場、Lindner 工場、Halle-Ammendorf 工場の如きはそれを實施してゐる。1937年11月12日、Hannoverに於ける熔接協會 (Schweißtagung) に於て、W. Gerritsen の報告せる所に依れば、オランダの Werkspoor 工場でも今日全熔接の D-Zug-Waggon 即ち Diesel 車を、すべて廻転装置により熔接し、其の爲に經濟的に遊

圖-20. Werkspoor 工場に於ける廻転装置による車輛の熔接



か良好なる様である。圖-20 は Werkspoor 工場に於ける Diesel 車熔接の廻転装置を示す。(続)

(吉原重明)

河 川

(147) ソビエト聯邦の新運河

(Louis SEGAL, M. A., Ph. D. (Econ.), Dr. Phil. "New Canals in the U. S. S. R." The D. & H. A. June, 1938. p. 230~232)

白海・バルチック海運河：遠く18世紀より計畫された此の運河開鑿は一時は施工不能とまで言はれ、運河案放棄、鉄道敷設案が宣言せられるに至つた。然るに1931年ソビエト聯邦政府は第1次5ヶ年計畫事業の1つとして、白海・バルチック海運河227km 全長を2年間に以つて竣功せしむると發表した。同時にモスコー・ボルガ運河128km, ボルガ・ドン運河100km, Mari-nsk 河及 Moscow 河の水路改良を始め Dneper 河の運河化工事を起工する事に決定した。

白海・バルチック海運河の開鑿は、従来の迂迴航路17日を10日以上短縮出来、此の結果木材、穀物、鐵石、油類建築材料の北方より來る貨物の運賃低減により、莫大なる利益あるのみならず間接に利する所は次の如く更に大きい。即ち

- (1) 中部ヨーロッパ程の面積を有する Karelia 地方の發展
- (2) 未調査地帯の礦物資源の探知
- (3) 新都市の開發
- (4) 低濕地の排水
- (5) 工場地帯の造設
- (6) 流入河川の水位差による發電

等が擧げられる。就中 Karelia 地方の礦物資源としては、銅、鉄が多量にあり、更に Vygo 湖附近には金を産する。又此の地方に産する花崗岩は極めて優秀な建築材料である。水力發電は10m 程度の小落差のものであるが、Tuloma 河、Not 湖、Vigo 河、Vol 湖外數ヶ所にある。

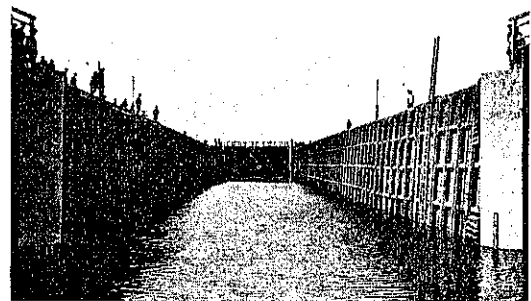
大洋航路船の港灣設備としては運河北端の Soroka に防波堤を設け安全泊地を有する。構造物としては、水門90ヶ所、堰堤15ヶ所、突堤40ヶ所、閘門12ヶ所、附屬水路32本、森林伐採面積200000エーカーが擧げられてゐる。水深、水路幅員は不詳であるが閘門の大体寸法は圖-22により察知し得る。

特に注目すべきは

圖-21.



圖-22. 白海・バルチック運河の一閘門



Orega (湖北端 圖-21) より Soroka 迄の區間は全く人力により掘鑿し12ヶ月で掘終つた。更に之をパナマ運河(延長81.3km), スエズ運河(延長164km)が各10年の年月を要したるに反し、白海、バルチック海運河227kmは1931年決定案を見てより、1933年6月30日には早くも通航開始して居る。此の間僅に21ヶ月である。

モスコウ・ボルガ運河：17世紀以來幾多の計畫を見たが遂に成功を見なかつた。モスコウ河とボルガ河を結ぶ延長128 kmの此の運河をソビエト政府は1932年末決定案樹立、1937年7月15日より通航開始する事に成功した。其の規模は正にパナマ、スエズ兩運河に肩比すべきもので、主要埠頭の旅客驛或は兩岸護岸上の裝飾等は幾多の立像、彫刻を配し公園を配し、附近河川の堰堤により満水せる貯水池の景等優美なるを誇つて居る。殊に日立つものは北端 Moscow Sea 入口にそり立つ Renin, Stalin の巨像でソビエトらしきやり口である。工事の大意は下記の如くであるが、幅員、水深は不詳である。

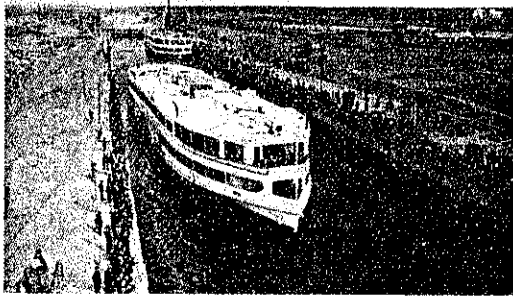
圖-23.



延長 128 km, 掘鑿土量 200 000 000 m³, 使用コンクリート量 3 000 000 m³, 鉄筋コンクリート量 450 000 m³, 使用セメント量 870 000 t, 石材 1 000 000 m³, 鉄材 170 000 t, 砂利及割石 180 000 車。

以上の他に施工機械としては機關車 160 輛, トラック

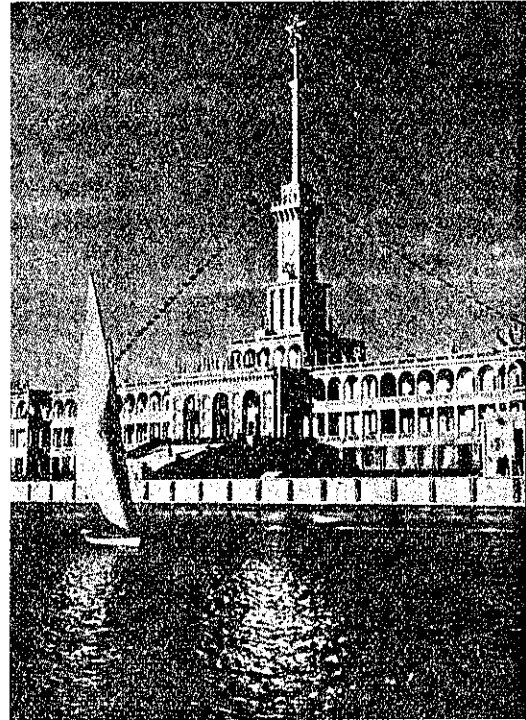
圖-24. モスコウ・ボルガ運河に於ける閘門



2 100 臺, 掘鑿機 171 臺, 狹軌機關車 225 臺, モーターカー 3 000 臺等であり, 鉄道は工事終了後も使用するもの 125 km, 工事中使用せるもの 375 km (廣軌), 274 km (狹軌) を利用し, 材料運搬等の爲の道路は 690 km に及ぶ。

開鑿の爲に農民 4 000 人を転住せしめ, Dmitrov と云ふ村は大半が運河敷に使用せられた。

圖-25. モスコウ・ボルガ運河 Khimki 旅客驛



現在は本運河用として特別に 183 隻の船 (圖-24) を建造し, 技術關係者 600 人, 船員 308 人サービス・スタッフ 939 人, 其の他海事關係者 1 960 名を配して居る。尙この工事は 5 年間に互り晝夜兼行 3 交替制で施行した。(比田 正)

發 電 水 力

(148) 發電に於ける水火力の併用運転

(Ezra B. Whitman "Combined Energy Generations" Proc. A. S. C. E. April 1938, p. 702~713.)

水力發電所は 1890 年頃より建設された, 當時は使用水量を湯水量にとり極めて消極的發電方法を採用してゐた。之等の水力發電所は亞米利加の火力の高價な地方に建設された。其の後使用水量を増大し貯水池式發電所が處々に出現し或は火力發電所を併用する方法が採用されるやうになつた。

水力併用の諸形式: (i) 湯水期特に冬期湯水期電力需要の大なるとき火力を焚き, 水力の不足を補ふもの。(ii) 基底負荷に火力を焚き尖頭負荷時に水力を運転せしめるもの。(iii) 豊水期に於ては基底負荷に對し

水力を當て尖頭負荷時に火力を運転し、渦水期に於ては基底負荷に對し火力を運転し尖頭負荷時に水力を運転せしめるもの。

往時に於ては水力発電所の使用水量は専ら渦水量を標準として計畫されたが、使用水量を渦水量以上にとり設備を大にするときは河川流量に應じ特殊電力を發生せしめ之は常時必要とせざる工業用電力として消化せしめることが出来る。而して水火力併用運転が極度に發達した現今に於ては水力発電所の使用水量は全く從來とは異なつた見地より考察する必要がある。即ち全發電設備の一部である水力発電所の電力は火力発電所と併用することに依り或は揚水式発電所、大規模貯水池式水力発電所等と極度に綜合的合理的運転を行はしむることに依り負荷曲線の一部を負擔することが可能なる故に水力発電所は極めて大規模に開發することが出来るのである。

水力火力併用運転に於ける電力原價に及ぼす諸要素：

(i) 水力及火力発電所の建設費： 最近に於ける火力発電所の建設費は發電力 1kw に就き 62~151 弗、水力発電所は 1kw に就き約 125~350 弗或は其以上に及ぶ。即ち火力発電所に就き一例を挙げれば Cincinnati, Ohio 地方に供給してゐる Ohio 河畔の火力発電所は Maryland Baltimore にある火力発電所より其の建設費は遙に大である。前者は河水を冷却水として使用せるものであるが Ohio River は洪水時に平水位以上 70 呎水位上昇し従つて基礎工事費及冷却水取水設備費に莫大なる工費を要したるに反し後者の取水水位は常時僅か 13 吋最大 5 呎の干満の変化に過ぎず従つて建設費に於て前者は後者の數倍に及んだのである。

水力発電所に就ては其の電気工事費は概して一樣(發電力の大なるに従つて 1kw 當り電気工事費は割安になる)であるが土木工事費に於ては local condition に依り非常な開きがある。遊路附換費、鉄道路線の変更費、電信、電話線の位置変更、補償費等地方に依り一定せざる因子を多分に含んでゐる。

(ii) 固定費： 固定費としては (1) 益金 建設費の 7%，(2) 租税公課 火力発電所は建設費の 2%，水力発電所は建設費の 0.5~1.5% 平均 1%，(3) 減價償却費、火力発電所は建設費の 2.5~4% 平均 3.5%，水力発電所は建設費の 0.5~1.5% 平均 1% 即ち固定費は火力発電所に就ては平均 12.5% 水力発電所に就ては平均 9% と考へられる。

(iii) 運転維持費： 電力原價の算定に當つて更に運

轉維持費を考慮しなければならぬ。運転維持費は發電所出力の大小、水車、發電機の個數其他設計に依り相當變化するものである。火力発電所に就ても石炭費は山渡噸當り約 1.75 弗であるが炭鑛より遠隔にある火力発電所に於ては 5 弗以上を見込む必要がある。又石炭費以外に負荷率及負荷曲線の形狀が運転維持費に著しい影響のあることは云ふまでもない。

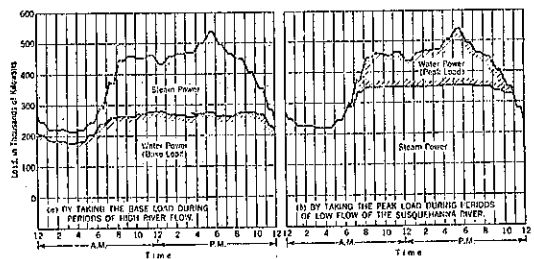
(iv) 送電費： 一般に火力発電所は負荷の中心に建設されるが水力発電所は之と反對に需要地より遠隔の山地に建設されるのが普通である、此の場合送電費を電力原價の算定に當り考慮すべきである。

電力原價の算定： 一般に水力及火力発電所を共に適當に有するものは水力発電所のみ又は火力発電所のみを有するものより遙に低廉な電力を得られるのが普通である。

多くの火力発電所を有する電力會社は能率の良い新しい火力発電所を基底負荷用發電所として使用し能率の低下せる古い火力発電所は之を尖頭負荷用として又豫備として使用するのが普通である。實際古い火力発電所は其の發生電力量を其の會社の年發電電力量に比すれば殆ど問題にならない程度運転し、時には全然運転しないこともある。而し此の様な發電所も實際は豫備設備として立派な役目を果してゐる事實を見落す譯にはゆかない。

図-26 は水火力併用運転の一例を示す。水力発電所は図-26 (a) に示す如く豊水期に於ては基底負荷に運転し渦水期に於ては図-26 (b) の如く尖頭負荷時に運転してゐる。

圖-26. Baltimore 及 Washington 地方の負荷曲線



此の電力は Pennsylvania Water and Power Company の Holtwood 發電所及 Safe Harbor Water Power Corporation の Safe Harbor 發電所より供給されてゐるもので前者は 1913 年前に建設され後者は 1932 年に建設されたもので、Safe Harbor 發電所が建設された當時は Baltimore と Washington と

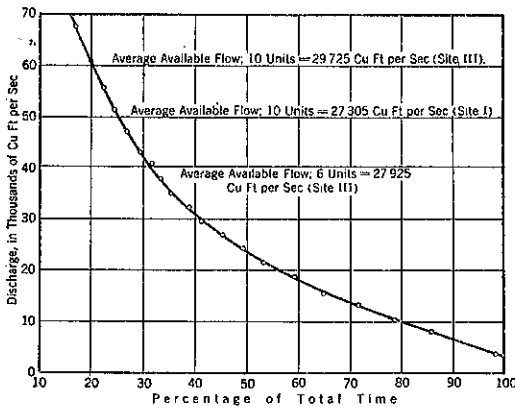
は送電連絡がなかつた。

Philadelphia 電力聯繫に於ける Conowingo 水力發電所の經濟的價值：1925 年に Maryland Public Service Commission 及 Pennsylvania Public Commission は Susquehanna River に Conowingo 水力發電所を計畫した。

需要地 Baltimore に供給すべき電力として 30 年程前から此の水力地點は考慮されてゐた。而し Baltimore は本地點の常時出力は消化出来るが本地點として最も經濟的な 4 ヶ月水量に對する發電力は消化出来なかつた。而し大需要地なる Philadelphia に供給する時は最大出力の消化が可能となり従つて本地點の積極的開發は可能となるのである。本地點に於ける河川流量は 1891~1923 年間の測水記録に依り圖-27 の如き流況曲線で示される。

Philadelphia に於ける火力發電所全出力は 476 480 kw, Philadelphia の地方の負荷率は 1923 年は 43.8%, 1924 年には 44.8% に向上した。1930 年に於ける豫想

圖-27.



需要電力は最大 600 000 kw にして尖頭負荷時に於て火力は 405 000 kw 水力は 195 000 kw (主として尖頭負荷用), 發生電力量は 1 278 000 000 kwh の中 90% の 1 150 000 000 kwh は Philadelphia に供給され別に火力發電所の發生電力量は 1 080 000 000 kwh に達するものと考へられるから水力は 51.5%, 火力は 48.5% を發電することになる。

Conowingo 水力發電所を建設する代りに火力を以て全需要に應ぜしめんとする方策を探るとすれば、

- 燃料費.....9 722 000 弗
- 人件費.....1 394 100 〃
- 運轉維持費.....1 410 520 〃

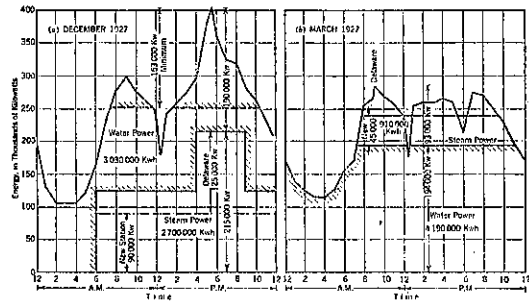
其他..... 139 880 〃
合計 12 666 500 弗

勿論此の數字は固定費を含まない。而して 1 kwh 當り 5.68 mill に及ぶ。Conowingo 水力發電所の代りに火力を以てするときは 250 000 kw の火力發電所を要し Conowingo 水力發電所を建設するときは火力は 100 000 kw で足り、火力としては結局 1 kw 當り建設費 135 弗, 建設費 20 250 000 弗を要する 150 000 kw の火力發電所を節約することが出来る。此の火力發電所の固定費を建設費に對し 11.5% とすれば固定費に於て 2 300 000 弗, 年經費としては 82 000 弗を節約することが出来るのである。

此の 150 000 kw は圖-28 から決定される。尙需要に応じ水力發電所は湯水時 153 000 kw. を發電することが出来る。圖-28 (b) は 1927 年 3 月に於ける豐水期の平均週日負荷曲線を示す。

Philadelphia Electric Company's System に於ける Conowingo 水力發電所の價值に就てこの水力發電

圖-28. 週日に於ける平均負荷曲線



所の代りに新に火力發電所を以てした場合と年經費を比較すれば

- 火力發電所のみによる場合の年經費 (1930).....12 666 500 弗
- 水力を併用した場合の火力の年經費 (1930)..... 7 163 000 〃
- 水力に依り節減された火力の年經費 5 503 500 〃
- 150 000 kw の火力發電所建設費 20 000 000 弗
- 同上に對する固定費.....2 330 000 弗
- 水力の併用に依り節減された石炭費, 機械設備費..... 82 000 〃
- 水力の爲に支出し得る年經費 .. 7 915 500 弗
- 水力發電所の年經費
- 水利使用料.....4 580 000 弗

発電所（送電線を含む）運転維持費、

租税公課及減価償却	2 556 000 //
		7 136 000
水力の使用に依る剩餘金	779 500 弗

水力発電所発生電力量は 1150 000 000kwh であるから Conowingo 水力発電所は 1kwh に就て 0.7 哩の節減となり會社の水火力合計発電電力量 2 280 000 (00 kwh に就ては 1kwh に就き 0.36 哩の節減となるのである。即ち水力発電所の Philadelphia に送電してゐる電力は 1kwh、當り 6.2 哩、所要電力量を全部火力で供給する時は 1kwh 當り 5.68 哩となるが之を若し湯水期尖頭負荷時水力を以て當らしめ豊水期に基底負荷用として水力を運轉せしむるとき水火力併用運轉に基づく節減額は年 800 000 弗に及ぶのである。

T. V. A. (Tennessee Valley Authority) の発電計

畫：米國政府は 1933 年 5 月テネシー溪谷開發局を設け Tennessee Valley の綜合的河水統制計畫を決定した。其の一部として水力発電事業を取入れたもので T. V. A. の発電計畫は之に依つて電氣公營と私營との優劣を制定する試金石たらしめんとするものである。

T. V. A. にて電氣事業を行ふときは益金は建設費の 3%、民間事業者に於ては 7% を要し更に事業者に於て開發する場合には水力発電所建設費に航運及治水事業費等をも負擔する事となり従つて電力料金を高むることとなるのである。又 Tennessee 河開發法にある如く發生電力線收入に對する租税公課は 5% を Tennessee 州へ交付す可きことを規定しあるも民間電力會社の場合は此の約 3 倍の租税公課を納めねばならぬのである。

國防に關しても國防工業に必要な電力を補充するために各電力會社は鑿つて水力発電所を建設した。而し民間會社の電力は國防工業用の電力としては信頼出来ない缺點がある、之に反して T. V. A. の開發計畫は豊富低廉なる電力以外に山林治水事業、水運の改善事業、效果的土地の利用法、灌溉事業等の有利な効果を

も收めんとするものである。他の如何なる民間電氣事業者も發生電力の有効なる販賣市場を得られざるため T. V. A. の如き大規模開發はよくなし得ざる所である。蓋し送電事業の如く事業財産に極めて巨額の資金を固定することを必要とする事業に於ては國家の統制する意図のもとに潤澤なる資本を以て國家的見地より最も合理的なる開發を行ひ之を大送電網を以て連絡運轉を行ひ國家の限りある資源を遺憾なく利用すべきである。

(篠原 清)

上 水 道

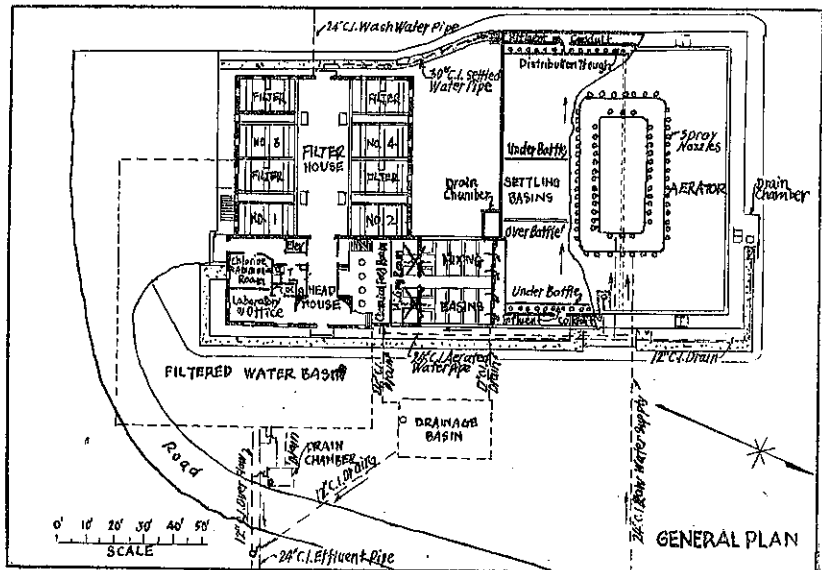
(149) Norwalk 淨水場

(“Filter Plant of Unusual Design”)
(W. W. E. May II, 1938)

Conn. 州 Norwalk 市の第 1 徴税區は Federal Emergency Administration of Public Works の許可を得て、經費の 1 部の補助を受け水道に數次の改良を施して來た。改良工事は新取水工、容量 5 m.g.d. の濾過場、20 吋送水本管並に附帶工事及配水組織變更工事を含むものである。

第 1 徴税區の人口約 18 000 人、1936 年の平均 1 日當り使用水量は 2.9 m.g.d. であつた。其の中の 1 m.g.d. 即ち約 35% は工業用途に對するものである。1936 年の最大使用水量は 4.48 m.g.d. であつた。

圖-29. 濾過場平面圖



取水：原水は市の西北約 6 哩の地點で Silvermine 河から取入れる。貯水池 3 池、其の總容量は 400 m.g. で分水嶺上に位し、流域面積 10.4 哩² を有す。新取水口は取入貯水池の最深部に設けられ、粗細の塵除があり、3 水位から水を引出し得る装置となつてゐる。又自動式鹽素滅菌装置がある。

濾過場：貯水池の下流約 11 000 呎の地點に在り、送水管容量を減ぜしむることなく、又配水系統に極度の圧力低下を來すことのない様に重力式濾過池を設けし得。

濾過場の容量 5 m.g.d.、豫備曝氣、混和槽、沈澱槽、急流砂濾床 4 池、淨水池及乾式藥品投入機、鹽素滅菌、アンモニア注加設備及實驗室のある本館から成る。

曝氣槽：原水は 2 本の送水管に接続せる 24 吋鑄鉄管によつて濾過場の曝氣槽に入る。曝氣槽は沈澱池の上部に在り、コンクリート胸壁から成る。曝氣は 2 つの大きな輪になつた管路に取附けた 76 個の 1 呎 3 吋 Binko Rotojet 噴出孔によつて行はれる。其の普通容量は水頭 7.5 呎の時 6 m.g.d. である。輪を 1 つ或は同時に使用すれば夫々 2.4, 3.6 及 6.0 m.g.d. の容量が得られる。中間の容量は噴出孔の圧力を変へて得られる。槽底には 24 吋流出管に向つて勾配を附してあり、流出管は本館の地下室を通つて混和池に通じて居り、此處で藥品が加へられる。

混和槽及混和機：混和槽は 1 部分本館内に在り、5 m.g.d. の設計流量に對して 2 池合して 30 分の滯留時間を有す。約 12 分の機械混和後 18 分間の自然流下による混和を行ふ。

機械混和機は垂直軸翼式で 3 對の調節出来る翼板を有し、周邊速度は 2.2, 1.5, 1.1 及 0.75 呎/秒で 3/4 HP 電動機を具ふ。自然流下による混和槽は上下阻流板を備へ、フロクを浮游状態に保ち得る如き流速を得る様配置されてゐる。混和槽に汚泥を試験的に返送し得る準備もしてある。

沈澱槽：沈澱槽の滯留時間は 2 槽合せて 5 m.g.d. の流量に對し 4 時間。何れの槽も濾過池を休止せしむることなく掃除出来る。各槽の流入端 1/3 には下部排水設備あり、其の末端に上阻流板がある。汚泥の大部分は阻流板の前に沈澱するから槽を空にすることなく汚泥は拔出し得られる。沈澱水は 30 吋管で濾池に導かれる。

特別の下部組織の濾池：濾池 4、各面積 400 呎²、濾速 1 m.g.d.、濾池は全部建物内に在る。濾材は砂層 30 吋 (有效径 0.5 mm 均等係數 1.6) と其の下部に砂利層、

上は 1/16 吋、底部は 2 1/2 吋の大きに至る 9 層の砂利が敷並べてある。下部排水組織は直径 7 吋の半円形鑄鉄管が 1 呎間隔に、床部と管の兩端に 1/2 吋の水平の隙間を形成する様、填材を挿入して作られてゐる。下部排水組織による損失水頭は無視し得。洗滌水樋はコンクリート製で縁端は砂層上 30 吋の高さに在る。

淨水池：配水組織中には有效なる貯水池が 1 つもないから、淨水池容量は經濟的に出来るだけ大にした。淨水池の 1 部は濾池と本館の下にあるが、殘部は建物前面の盛土中に在る。其の容量 750 000 ガロン、2 室に分られ、掃除のため交互に空にする様になつてゐる。

洗滌水槽：洗滌水は濾過場の上の山腹に設置された容量 100 000 ガロンの土被りコンクリート造水槽に貯溜されてゐる。水槽は水深 15 呎、最低水位は洗滌水樋の上縁から 28 呎上に在る。鹽素滅菌機、藥品投入機及その他の濾過場内用途に對する給水は此の水槽から得られる。淨水池から水槽への揚水用として、容量 350 g. m.p. 電動機運転ナッシュポンプ 2 臺を備ふ。ポンプの配置は噴射とか消火に對する圧力水を得る様、直列になつてゐる。

洗滌廢水と汚泥の處分：洗滌廢水と汚泥の處分は厄介な問題である。濾過場より下流の Silvermine 河は景色佳く休養遊山に利用される地帯を流れてゐる。従つて未處理の汚水を河に放流出来ないし、又沈澱池を造るための適当な敷地も得られなかつたので廢止になつた 12 吋セメント被覆鍍鉄送水管を利用する事にした。管路を修理し、河への放流口は河口から 32 哩上流に築造された。其處では河水量も充分であるから放流しても差支ないと考へられた。且放流口に敷池を求めて、若し將來必要な時には沈澱池を作り得る様にした。

濾池の洗滌速度が管路容量より大きいので、容量 65 000 ガロンの土被りコンクリート造汚水溜を築造して調整池の役目を行はせた。管路の流出量と汚水溜の容量を合すると洗滌水槽の水を全部有効に利用し得られる。

藥品投入機：硫酸アルミニウム、活性炭素及石灰投入用として Wallace & Tiernan Type MOF 乾式藥品投入機 4 臺あり、内 1 臺豫備として備ふ。

操作統計：1938 年の 1 月及 2 月に就て示すと、

淨水量	2 238 000 ガロン/日
洗滌水	36 200 ガロン/日
"	29 600 ガロン/1 洗滌
"	1.62%

濾過継続時間	77 時間
硫酸アルミニウム	12.7 p.p.m.
活性炭素	0.9 p.p.m.
石灰	7.7 p.p.m.
鹽素	0.28 p.p.m.
アンモニア	0.09 p.p.m.

(寺島重雄)

下 水 道

(150) Atlanta に於ける下水
處分計畫

“Seven Million for Sewage Disposal”
(E.N.R. May 26, 1938 p. 741)

南東部の中心都市 Atlanta は 5 處分場及 80 哩の
下水管を含む下水道改良計畫を完成せしめつゝある。

米國で一番初めにイムホフ槽を用ひた Atlanta 市
が最初の下水處分設備を竣功せしめて以來既に 30 年餘
を經過した。3 つのイムホフ撒水濾床を 1910~14 年に

建設した當時は下水處分の必要なる
事を認めた進歩的
都市の 1 つである
との名譽を博した
が、市の急速なる
發展に處分場の擴
張が伴はなかつた
結果、處分場の負
擔過大となり、好
ましからざる事態
を招來するに到つ
たのである。

圖-30. Atlanta に於ける
下水管及處分場配置圖



然し今日では、4 新處分場が完成し、5 番目のものが
建設されんとして居り、加之に約 80 哩の下水管は其の
約 75% は埋設終了した。總工費 700 萬弗内 200 萬弗が
5 處分場の工費になつて居る。工費の財源は 1934 年來
の市債と聯邦 P.W.A. 及 W.P.A. の割當金を以て充當
されてゐる。

市域面積は 34 哩²、處分場は風光明媚の郊外地に在
る。Atlanta 市は分水嶺上に位し、南西に流るゝ河川は
メキシコ灣に、東に流るゝ河川は大西洋に注がしむるの
で、自然、下水組織は中央から市境界に向つて排水され
る様設計された。且市は大面積を有するから數個の處分
場を築造する方が、1~2 個の處分場を有する遮集式に

するよりも經濟的であつた。

Clayton 處分場：處分場は凡て建築的に眺望が佳い
が、就中 Clayton 處分場の注目さるゝ所以は、(1) 35
年間市に奉職した技師故 R. M. Clayton の名譽のた

圖-31. Clayton 處分場(隨時藥品沈澱を行ひ得る
豫備處理設備を有する。堤防は洪水防禦のため)



め斯く命名されたこと、(2) 著名な郊外の中央に位置し
てゐること、(3) 處分場の中で最大なることである。

容量は 42 m.g.d.、設計人口 300 000 人に對するもの
で工費 899 000 弗である。自動掘寄式棒塵除、除砂池
(2 池、各 10×60×7 呎)、藥品混和槽(4 池、各 15×
80×12 呎、滯溜時間 15 分、散氣式曝氣裝置あり)、凹
形沈澱池(4 池、各直径 112 呎、深 12 呎、滯溜時間 2
時間)、2 段式消化槽(1 次槽 2 池、2 次槽 2 池、各
直径 90 呎、容量 1 人當 1.65 呎³)、汚泥脱水用真空濾
床(2-直径 8 呎濾床、濾過面積各 400 呎²)及瓦斯機
關(2 臺、180 馬力動力發生用)が設置されてゐる。又
3-乾式藥品投入機、3-石灰投入機、3-鹽素滅菌機が裝
置されてゐる。

興味ある設計特色の 1 つは篩渣の處理である。即ち
下水より機械的に除去され、掻集められた物質は 1 つの
溝に流し込まれ、次で篩渣を細分する磨碎機に導かれ
る。細分された篩渣は下水に返送される。更に、實際見
て操作し得る様又防臭の目的で篩渣及砂利の洗滌作業
は獨立した建物内で行はれる。同様の理由で地下の除砂
槽及豫備曝氣槽はコンクリート版で被覆され、排氣煙突
で換氣される。

藥品取扱設備は作業中人力を一切使はぬ様に設計さ
れてゐる。copperas, 硫酸第 2 鉄、消石灰等の乾燥藥品
は真空裝置によつて側軌軌條の或點から貯藏室に運ば
れ、必要に応じて汚泥處理槽と藥品混和槽とへ流入す
る様 screw conveyer に自動給入される。1 嚙入口掃容

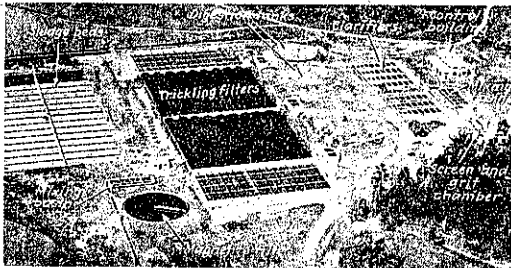
器の鹽素は側線と貯藏室間を運轉する移動クレーンによつて取扱れる。

鹽素貯藏には、漏出の危険に対する安全防護の爲、貯藏室に排氣用扇風器が装置されて居り、貯藏室から出る空氣は凡て高圧水噴霧装置のある部屋を通つて、瓦斯は大氣中に流出する前に吸收されて了ふ。

Intrenchment Creek 處分場：此の處分場の容量は 14 mg.d., 人口 117 000 人に對するもので、工費は 500 000 弗である。

塵除(磨碎機を有す)、除砂池(2池、各 8×40×4½ 呎)、1 次藥品混和槽(2槽、各 15×80×12 呎、滯留時間 20 分、散氣による曝氣を行ふ)、最初沈澱池(7池各 20×90×13 呎、滯留時間 2 時間)、撒水濾床(面積

圖-32. Intrenchment Creek 處分場



3 ャーカー、6 呎深、石底にして噴霧孔が分布されてゐる)、2 次藥品混和槽(2池、12.5×71×11 呎)、最終沈澱池(直径 100 呎、磁鉄鍍砂濾床を有す)、消化槽(1 次及 2 次槽各 1 槽、直径各 90 呎、容量 1 人當 2.3 呎³)及汚泥乾燥床(面積 81 600 呎²)を有す。

此の處分場には 1913 年秋完成した撒水濾床を有するのであるが、負擔大となり、長い間効果がなかつたものである。然し新處分場建設にはそれが 1 つの核として役立った。在來のイムホフ槽は直線式汚泥除去装置のある沈澱池に改良された。

濾床に流入する有機物の量を減少せしむる爲、沈澱池に導く前に下水に藥品処理を行ひ、曝氣し得る様各槽を設置した。撒水濾床の流出水に「磨をかける」爲、藥品處理設備と磁鉄鍍砂濾床とが準備されたのである。

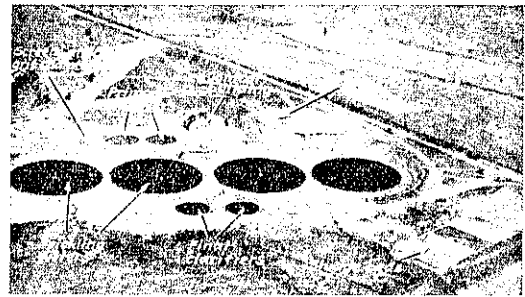
漂白場廢水のため、處分場に到達する下水に苛性度の高い時期がある。之れが pH 價を調整するため、汚泥機關及暖房の CO₂ を含む排出瓦斯を下水中に吹込む。消化槽から直接得た瓦斯は下水に吹込まれた後再び回收し得る様にしてある。

分析によると 70% 以上の浮游物が除去された事になる。藥品沈澱が行はれれば除去率は更に大となるであらう。此の處分場で藥品處理を行ふべきや否やの決定は、

容量 500 000 ガロンの試験處分場で行つた調査を基とした。之等の調査から次の如く結論された。(1) Chlorinated copperas を使用する時は、豫備沈澱は藥品節約の助けとならぬこと、(2) 酸性側に pH 價を調整する方が石灰使用より有效なること、並にかゝる調整に際しては CO₂ ガスの使用が實際的であること、(3) 少量の鉄鹽を注加すると、明かに下水を處理してコロイド狀物質の性質を變へ、撒水濾床にとつて扱ひ易いものとなること。

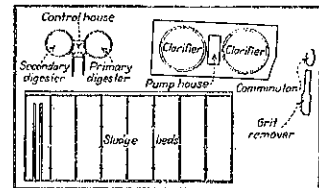
South River 處分場と Utoy 處分場：South River 處分場は容量 6mg.d., 人口 50 000 人に對するもので工費 400 000 弗である。

圖-33. South River 處分場



手動搔痒塵除(磨碎機を有す)、除砂池(2池、各 5×40×2.25 呎、機械式除砂機、洗砂機を有す)、沈澱池(1 次槽 2、直径 60 呎、深 11 呎、2 次槽 2、直径 60 呎、深 9 呎)、廻轉式噴霧型撒水濾床(円形濾床 4、各直径 173 呎、深 6 呎)、2 段式消化槽(1 次槽 1、2 次槽 1、各直径 55 呎、容量 1 人當 2.1 呎³)、1 次槽は浮蓋、2 次槽は固定蓋を有す)及乾燥砂床(面積 35 000 呎²)を有す。

圖-34 Utoy 處分場 一般計器圖



Utoy 處分場及 Eagan 處分場：

Utoy 處分場は容量 3 mg.d., 人口 16 700 人に對するもので、工費 90 000 弗である。除砂池(2池、各 22吋×40吋×24吋、除砂機、磨碎機を装置す)、円形沈澱池(2池、各直径 50 呎、深 9 呎)、2 段式消化槽(1 次 2 次槽各 1、直径 30 呎容量 1 人當 2.0 呎³)及乾燥砂床(面積 25 000 呎²)を有す。Atlanta 處分場の中最小なる Eagan 處分場は容量 0.75 mg.d. で間もなく起工されるであらう。之は撒水濾床と獨立せる消化槽を有するものである。

(寺島重雄)

橋梁及構造物

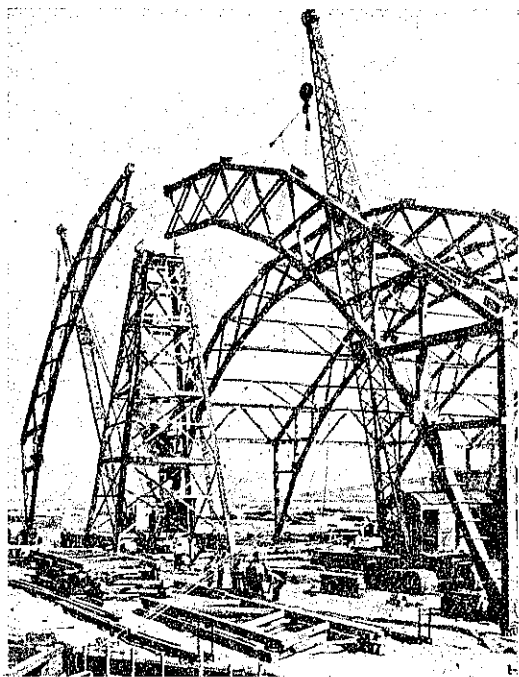
(151) 10 噸の木製トラスの架設

("Six-Point Pickup for 10-ton Timber Truss" E.N.R. Jan. 20, 1938. p. 114~115)

1939年にサンフランシスコに於て開催される博覧會の6つの陳列館の木製の骨組が組立を終つた。この骨組は径間200呎の3鉸拱で出来てゐる。その中で2つの建物は延長886呎もあり、骨組の各々は地上で拱の半分づつをトラスに組合せ、その半分づつを別々につりあげて組立てるといふ方針で施工された。先づ拱の中央のピンのくる下に作業臺として用ひる4脚の塔を持つて来て、その上に拱の半分づつの上端を持つてきて極く容易に中央の接続を行つた。この作業に於て最も特色ある點は、建物の骨組として不必要な部材を1部材たりとも用ひることなしに、拱の半分を形成してゐるトラスを引揚げる事が出来るやうな6つの點の配置を見出したことである。

この拱の半分の重量は19800磅であつた。骨組の組立を計畫する際に問題となつたことは、拱の各部材に過分の応力が作用しないやうにし、且かなりの速さで容易に運込めるやうな方法を見出すことであつた。この問題

図-35.



を解決する爲に、形状寸法及重量を比例して縮小した拱の半分の大きさ8呎の雛型を製作し、その重量及応力を計算し、6つの引揚げ點を、索と小さな滑車とを用ひて引揚げる際にその點全部に大体均等の荷重がかかるやうに選んで配置した。この雛型による實驗で(図-36)に示す如き6つの引揚げ點を選び出したのである。そして此等の點に引揚索を結び付けることにより、餘計な手間をかけずにトラスを水平の位置から所定の垂直の位置に引揚げた。

図-36.

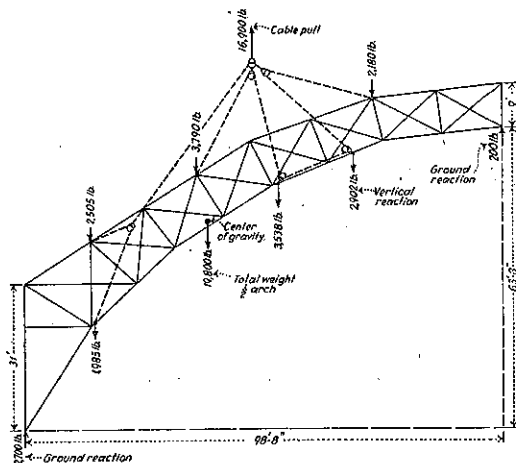


図-36に示された反力はトラスが地上全く離れて引揚げられる直前で、しかも猶その両端で幾らかの重量を支へてゐるといふ状態にて求められた値である。この場合に於て拱の各部材に最大の応力が生ずるのである。斯くの如くして施工せられた北側の2つの陳列館を形成する21組の拱は、模型實驗に於て示された結果と全く同一の成績を以て迅速に定位置に引揚げられた。拱は、その組立準備完了し、起重機の引揚げ索が取り付けられてから平均5分の組立速度で所定の位置に引揚げられた。この際用ひられた起重機は、85呎の腕を有するものであつた。次にピンを設置し、継目を締付け、拱頂の接続を概略完成するのに約30分を要した。

猶、組立作業に用ひられた4脚の塔は、1つの拱が組立てられると、次の拱の位置へ、拱を引揚げるための起重機で、移動させられた。

更に、この工事に於て特記すべきことは、10,000,000 ft.l.m.の木材を約20週間で組立てたといふこと、径間200呎の拱が1日(8時間労働)に4組組立てられ、壁、屋根及175,000呎²の面積を有する床を含んだ構

造物が約 8 週間で完成したといふことである。

(前島健雄)

(152) 多くの縦桁及横桁を有する 桁の簡易計算

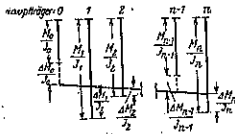
Dr. Ing. Ernst Hennigs, "Beitrag zur Vereinfachten Berechnung von Tragerrosten." B. u. E. 5. Mai 1938 Heft 9. S. 151.

筆者は昨年の本誌 20 號及 21 號に「多くの縦桁を有する鉄筋コンクリート桁橋に挿入せられたる横桁の影響に就て」數個の例を添へて論じたのであつたが、桁断面及載荷状態が、對稱のものゝみを取扱つたため、応用範圍が、限定されてゐるとの非難もあるので、茲に、任意断面と任意の載荷々重を採り、然も主桁のエンドコンディションが、自由支承なる場合、連続支承なる場合、固定支承なる場合、ゲルバー式なる場合等に就て、基本的計算の可能なる事を指示せんとするものである。

茲に、主桁の撓度は、横桁との交點に於て M/J に比例するものとすれば、図-37 に示す如く横桁が丈夫である場合には、

M0+ΔM0/J0 - 2(M1+ΔM1)/J1 + (M2+ΔM2)/J2 = 0
M1+ΔM1/J1 - 2(M2+ΔM2)/J2 + (M3+ΔM3)/J3 = 0
...
Mn-2+ΔMn-2/Jn-2 - 2(Mn-1+ΔMn-1)/Jn-1 + (Mn+ΔMn)/Jn = 0

図-37. 横桁丈夫な場合の格子桁撓度図



更に、 ΔM0 + ΔM1 + ΔM2 + ... + ΔMn-1 + ΔMn = 0
nΔM0 + (n-1)ΔM1 + ... + 1ΔMn-1 = 0
以上 (n+1) 個の方程式より、(n+1) 個の未知數 ΔM0, ΔM1, ... ΔMn を求めれば、

(1) ΔM0 = (-M0α + J0(M1β1 + M2β2 + ... + Mnβn)) / N
ΔMn = (-Mnα' + Jn(Mn-1β1' + Mn-2β2' + ... + M0βn')) / N

又、

(2) ΔM1 = J1/n [(n-1)M0 + ΔM0/J0 + (Mn + ΔMn)/Jn] - M1
ΔM2 = J2/n [(n-2)M0 + ΔM0/J0 + 2(Mn + ΔMn)/Jn] - M2
...

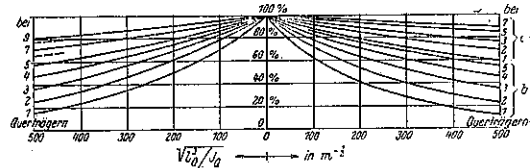
茲に、

- M: 横桁なき場合の主桁の曲げモーメント
ΔM: 横桁を挿入せる爲附加される曲げモーメント
N = n^2 J0 Jn + (n-1)^2 (J0 Jn-1 + J1 Jn) + (n-2)^2 (J0 Jn-2 + J1 Jn-1 + J2 Jn) + ...
α = (n-1)^2 J1 Jn + (n-2)^2 (J1 Jn-1 + J2 Jn) + (n-3)^2 (J1 Jn-2 + J2 Jn-1 + J3 Jn) + ...
β1 = (n^2 - n) Jn + [(n-1)^2 - (n-1)] Jn-1 + [(n-2)^2 - (n-2)] Jn-2 + ...
β2 = (n^2 - 2n) Jn + [(n-1)^2 - 2(n-1)] Jn-1 + [(n-2)^2 - 2(n-2)] Jn-2 + ...
β3 = (n^2 - 3n) Jn + [(n-1)^2 - 3(n-1)] Jn-1 + [(n-2)^2 + 3(n-2)] Jn-2 + ...

而して、α', β1', β2' ... は、指數変換を行ふ事により (例へば、J0 の代りに Jn を用ふる事により) α, β1, β2 ... と同様に取扱ふ事を得。従つて、對稱なる桁断面を有する場合には、α = α', β1 = β1', β2 = β2' ... となる。

横桁が、撓む場合には、昨年の本誌 21 號頁 349~350 の最初に示せる假定の下に求められたるカーヴを使用して概算的に定める事が出来る。図-38 は 1 徑間に 1 個乃至數個の可撓なる横桁を挿入せる場合のティビカ的なカーヴを示すもの也。

図-38. 可撓なる横桁を有する格子桁の主桁に附加される曲げモーメントの係數 鋼製格子の場合には JQ の代りに JQσzn(kg/cm^2)/50 を用ひよ。



2 個の横桁の影響を受けた主桁の曲げモーメントの減少度 ΔM は、之等相隣れる 2 個の横桁が無いものとせる場合の主桁の撓度丈け大なるものであつて、近似的に之を求めんには、図-38 より求められた ΔM に 1-

M'/M を乗ずれば宜敷い。茲に M' は、相隣れる 2 個の横桁の處で自由支承されたものと假定せる時の曲げモーメントである

(図-39 参照)。仍て図-39 の如き場合には $1 - \frac{M'}{M} \approx 0.87$

となる。此の他種々の場合に就ての計算には表-17 を参照されたい。

ΔM の真正値を求めんとする場合には次の如くして計算すべし。

横桁が可撓なる場合 (図-40 参照)、主桁に作用する力 (ΔM をとる) による横桁の撓度を y_0, y_1, \dots, y_n とし、 y_0, y_n 線よりの撓度即ち自由支承なりと考へたる場合の撓度を e_1, e_2, \dots, e_{n-1} とせよ (+; 上側, -; 下側にとる)。然る時は、

$$y_0 - 2(e_1 + y_1) + e_2 + y_2 = 0$$

$$e_1 + y_1 - 2(e_2 + y_2) + e_3 + y_3 = 0$$

.....

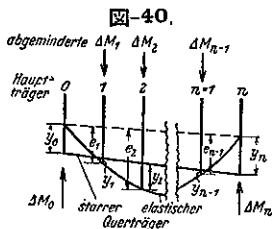
$$e_{n-2} + y_{n-2} - 2(e_{n-1} + y_{n-1}) + y_n = 0$$

又 $J_0 y_0 + J_1 y_1 + \dots + J_n y_n = 0$

$$n J_0 y_0 + (n-1) J_1 y_1 + \dots + 1 \cdot J_{n-1} y_{n-1} = 0$$

之等を解いて、

$$(3) \begin{cases} y_0 = \frac{e_1 J_1 \beta_1 + e_2 J_2 \beta_2 + \dots + e_{n-1} J_{n-1} \beta_{n-1}}{N} \\ y_n = \frac{e_{n-1} J_{n-1} \beta_{n-1}' + e_{n-2} J_{n-2} \beta_{n-2}' + \dots + e_1 J_1 \beta_1' n - 1}{N} \end{cases}$$



$$(4) \begin{cases} y_1 = \frac{(n-1)y_0 + y_n}{n} - e_1 \\ y_2 = \frac{(n-2)y_0 + 2y_n}{n} - e_2 \\ \dots \dots \dots \end{cases}$$

横桁の撓度 e : 次の弾性方程式より求めらる。

$$(5) \begin{cases} e_1 = -\Delta M_1 \delta_{11} - \Delta M_2 \delta_{12} - \dots - \Delta M_{n-1} \delta_{1,n-1} \\ e_2 = -\Delta M_1 \delta_{21} - \Delta M_2 \delta_{22} - \dots - \Delta M_{n-1} \delta_{2,n-1} \end{cases}$$

$\delta_{11}, \delta_{12}, \dots$ を $l^3 Q^3 / 100 \cdot E J Q$ で除せる値を表-16 に示す。

(5) 式の ΔM の値は概算的に図-38 より求まるが、凡ゆる載荷状態に關し唯一つの値しか求まらない事に注目せねばならぬ。此の故に図-37 と同じ様な図を豫め作り、図-38 より求められた ΔM を基礎にして横桁の假設の撓度曲線を畫け。然る時之と主桁の位置に於ける垂直線との交點の縦距は $\Delta M/J$ の値を與ふ可く、茲に各點の ΔM の値は求まる事となる。横桁の眞の撓度曲線の形は次の 2 條件に依つて與へられる。而して之が例は図-54 に記載する通りである。

$$\Delta M_0 + \Delta M_1 + \dots + \Delta M_n = 0$$

$$n \Delta M_0 + (n-1) \Delta M_1 + \dots + 1 \cdot \Delta M_{n-1} = 0$$

横桁の撓度曲線は結局 M/J 線の終端を求める事に歸するものであり、之は一般に、正弦曲線又は拋物線である。

変位 y (図-40 参照) の主桁の撓度 $\Delta M/J$ に對する比は、間接に横桁の弾性影響を示すものなる故、曲げモーメントの減少度を示す係数は次式を以て表はさる。

$$v = \frac{1}{1 + \gamma/\eta}$$

茲に η : 横桁の抵抗による主桁の撓度を示すものとす。故に今、1 徑間に 1 個の横桁が存在するものとし、横桁に 1 なる力が作用するものとするれば、

自由支承の場合 $\eta = \frac{1}{48} \cdot \frac{l^3}{E J}$

表-15. 主桁の二次率凡て等しき特殊例

Felderzahl n	N	α	β_1	β_2	β_3	β_4	β_5	β_6	β_7	β_8	β_9	β_{10}	β_{11}	β_{12}	β_{13}	β_{14}	β_{15}
2	6	1	2	-1													
3	20	6	8	2	-4												
4	50	20	20	10	0	-10											
5	105	50	40	25	10	-5	-20										
6	196	105	70	49	28	7	-14	-35									
7	336	196	112	84	56	28	0	-28	-56								
8	540	336	168	132	96	60	24	-12	-48	-84							
9	825	540	240	195	150	105	60	15	-30	-75	-120						
10	1210	825	330	275	220	165	110	55	0	-55	-110	-165					
11	1716	1210	440	374	308	242	176	110	44	-22	-88	-154	-220				
12	2366	1716	572	494	416	338	260	182	104	26	-52	-130	-208	-286			
13	3185	2366	728	637	546	455	364	273	182	91	0	-91	-182	-273	-364		
14	4200	3185	910	805	700	595	490	385	280	175	70	-35	-140	-245	-350	-455	
15	5440	4200	1120	1000	880	760	640	520	400	280	160	40	-80	-200	-320	-440	-560

連続桁の端径間に於て

$$\eta \sim \frac{1}{68} \frac{l^3}{EJ}$$

” 其他の径間に於て

$$\eta \sim \frac{1}{96} \frac{l^3}{EJ}$$

埋込桁に於て

$$\eta = \frac{1}{192} \frac{l^3}{EJ}$$

1 径間に 2 個以上の横桁が存在する場合には主桁の

表-16. 横桁撓度表 ($l_0^3/100 \cdot EJ_0$)

Felderzahl n	d_{11}	d_{12}	d_{13}	d_{14}	d_{15}	d_{16}	d_{17}	d_{18}	d_{19}	d_{20}	d_{21}	d_{22}	d_{23}	d_{24}	d_{25}
2	2,081														
3	1,617	1,419													
4	1,172	1,422	0,912												
5	0,853	1,390	1,007	0,615											
6	0,653	0,918	1,043	0,798	0,473										
7	0,529	0,738	0,969	0,812	0,611	0,295									
8	0,399	0,559	0,772	0,765	0,650	0,480	0,233								
9	0,295	0,551	0,771	0,708	0,650	0,511	0,306	0,201							
10	0,210	0,467	0,686	0,693	0,617	0,511	0,350	0,317	0,162	1,140	1,140	2,003	2,003	1,592	1,815

und für je zwei symmetrisch angeordnete Lasten

Felderzahl n	d_{11}	d_{12}	d_{13}	d_{14}	d_{15}	d_{16}	d_{17}	d_{18}	d_{19}	d_{20}	d_{21}	d_{22}	d_{23}	d_{24}	d_{25}
11	0,267	0,564	0,889	1,030	1,115										
12	0,202	0,510	0,792	0,917	1,003	1,033									
13	0,266	0,494	0,616	0,812	0,963	0,948	0,897								
14	0,231	0,421	0,593	0,733	0,814	0,860	0,892	0,829	0,708	3,111	3,151	2,505	2,513	2,704	
15	0,203	0,281	0,529	0,617	0,736	0,795	0,825	0,890	0,816	2,883	3,002	2,087	2,083	2,031	

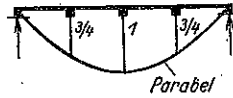
11	1,222	1,708	2,091	2,154	2,007										
12	1,081	1,486	1,779	1,849	1,607	2,083	2,247	2,777	2,854						
13	0,911	1,205	1,378	1,750	1,851	1,815	2,233	2,528	2,655	4,106					
14	0,830	1,154	1,409	1,522	1,700	1,788	1,642	2,098	2,229	2,472	2,917	3,306	4,016	(2,083)	
15	0,793	1,097	1,294	1,442	1,591	1,620	1,467	1,893	2,048	2,267	2,856	3,333	3,911	3,110	

表-17. 主桁の径間曲げモーメント減少係数

Stützungsart der Hauptträger	Längsschnittform	Abminderungsfaktor ν für Zusatzmomente			
		in einem Quertträger-anchlusspunkt	bei $a = \frac{l}{3}$	bei $a = \frac{3}{8} l$	in Feldmitte
frei aufliegender Balken		$\frac{1}{1 + 0,48 \omega}$	$\frac{0,71}{1 + 0,48 \omega}$		
		$\frac{1}{1 + 0,27 \omega}$			$\frac{0,87}{1 + 0,27 \omega}$
		$\frac{1}{1 + 0,192 \omega}$		$\frac{0,91}{1 + 0,192 \omega}$	
auch für Kräger von Gerberbalken	durchlaufender Balken, Endfeld		$\sim \frac{1}{1 + 0,68 \omega}$	$\sim \frac{0,63}{1 + 0,68 \omega}$	
			$\sim \frac{1}{1 + 0,40 \omega}$		$\sim \frac{0,80}{1 + 0,40 \omega}$
			$\sim \frac{1}{1 + 0,80 \omega}$		$\sim \frac{0,88}{1 + 0,80 \omega}$
durchlaufender Balken, Mittelfeld		$\sim \frac{1}{1 + 0,96 \omega}$	$\sim \frac{0,55}{1 + 0,96 \omega}$		
		$\sim \frac{1}{1 + 0,60 \omega}$			$\sim \frac{0,73}{1 + 0,60 \omega}$
		$\sim \frac{1}{1 + 0,45 \omega}$		$\sim \frac{0,85}{1 + 0,45 \omega}$	
eingespannter Balken		$\frac{1}{1 + 1,92 \omega}$	$\frac{0,45}{1 + 1,92 \omega}$		
		$\frac{1}{1 + 1,284 \omega}$			$\frac{0,61}{1 + 1,284 \omega}$
		$\frac{1}{1 + 0,96 \omega}$		$\frac{0,80}{1 + 0,96 \omega}$	

撓度を曲げモーメント零の點を過ぎる拋物線と假定して η を求める事が出来る。但し此の場合、桁の最も危険なる断面が充分強靱である事を前提とするのであつて、然らざる場合には Sine-曲線を利用するが宜い。今之が例として單桁に横桁 3 個を挿入する場合を考慮しやう。図-41 を参照して、

図-41.



$$\eta = \frac{1}{48} \left(1 + 2 \frac{3}{4}\right) \frac{l^3}{EJ} = \frac{1}{19,2} \frac{l^3}{EJ}$$

となる。

扱て、横桁 1 個の單桁の場合には、

$$\nu_0 = \frac{1}{1 + 0,48 \frac{\eta_0}{\Delta M_0} \frac{l_0^3 J_0}{J_0 l^3}} = \frac{1}{1 + 0,48 \omega_0}$$

$$\nu_1 = \frac{1}{1 + 0,48 \frac{\eta_1}{\Delta M_1} \frac{l_0^3 J_1}{J_0 l^3}} = \frac{1}{1 + 0,48 \omega_1}$$

となる。

此の ν を算出する場合の $\Delta M_0, \Delta M_1$ etc. の値は、基準載荷のものを代入すれば宜しい。

表-17 に之等 ω の値を示す。

茲に $\omega = (y/4M)(l_0^3 J_0 / J_0 J^3)$ である。各径間に 3 個以上の横桁が存在する場合 ω の係数の算出には図-42 を使用すべし。

以上は主桁の最も危険なる断面、若しくはその近所の断面の曲げモーメントの増減を専ら論じたのであるが、進んで支承上の夫れに論及しやう。

茲に、横桁の作用による支承上部の主桁の曲げモーメント及斜張応力の計算には例を掲げて説明する事にす。連続桁に就

ては、1937 年の本誌 20 号及 21 号に既載せる處であるから、本誌には単桁 (Bauwerk 299-1.) を取扱はふ。

二次率：

$$J_0 = 0.1701 m^4 \quad J_1 = 0.0877 m^4$$

$$J_2 = 0.0948 \quad J_3 = 0.1020 \quad "$$

$$J_4 = 0.1093 \quad J_5 = 0.1193 \quad "$$

$$J_6 = 0.0544 \quad "$$

本桁は 1 等道路橋にして、

$$\text{静荷重 } g_0 = 3.46 t/m \quad g_1 = 2.92 t/m$$

$$g_2 = 3.23 \quad g_3 = 3.26 \quad "$$

$$g_4 = 3.04 \quad g_5 = 3.44 \quad "$$

$$\text{換算活荷重 } p = 0.5 t/m^2 \quad \text{衝撃係数 } \varphi = 0.293$$

但し、 p ：車輻の處へは載荷されぬ筈であるから、車

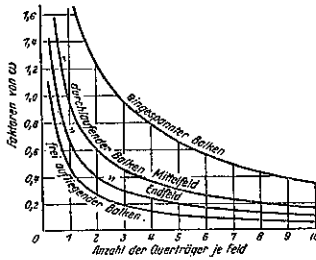


図-42.

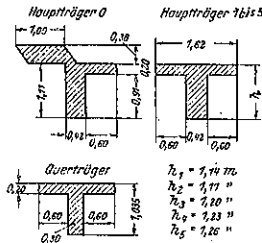
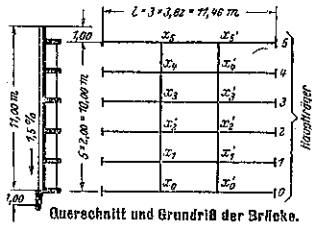


図-43.

輻の軸荷重は適宜減少さす事が出来る。

$$p_0 = 1.147 t/m \quad p_1 \sim p_5 = 1.294 t/m$$

輪荷重

$$\text{ローラー前輪 } P_V = 8.03 t$$

$$\text{〃 後輪 } P_H = 6.62 t$$

$$\text{トラック後輪 } P_D = 3.75 t$$

$$\text{〃 前輪 } = 0$$

載荷状態：図-44 に示す如し。

図-44. 車道載荷状態

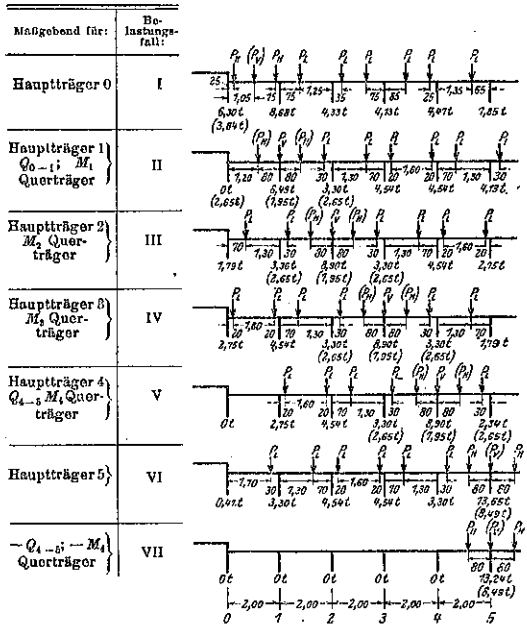
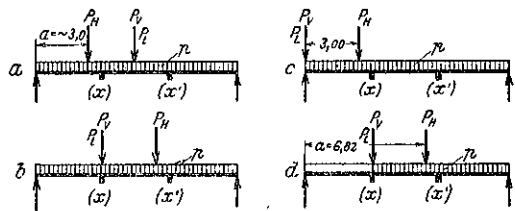


図-44.



桁方向の載荷状態は図-45 に示す。尚ほ

(a)：桁中心に於て max M を生ずべき載荷状態

(b)：横桁との交點に於て " " "

(c)：支承上の斜張応力が max. となる如き載荷状態

(d)：横桁との交點の " " "

を示す。

弾性体と見做しての計算結果は 表-18 の如し。

図-46 に示す如き基準載荷に於て

$$\Delta M_a = \frac{l}{9} (2x + x')$$

$$\Delta M_m = \frac{l}{6} (x + x')$$

図-46.

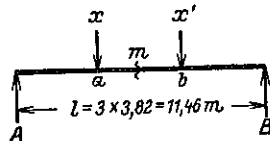


図-47.

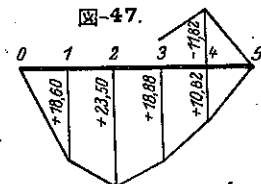


表-18. (a) 對稱載荷

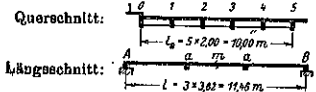
in t	g	p total	p 1 bis 4	Hauptlasten in Trägermitte; Belastungsfall:						
				I	II	III	IV	V	IV	
$x_0 = x_0'$	+2,451	+1,445	+3,002	+1,485	+2,043	+1,079	+0,920	+0,700	+0,431	
$x_1 = x_1'$	-2,071	-1,487	-2,318	-2,185	-3,012	-0,041	-0,718	-0,281	-0,766	
$x_2 = x_2'$	-1,499	-0,555	-1,000	+0,385	+0,530	-2,286	+0,549	+0,613	-0,669	
$x_3 = x_3'$	-0,885	-0,019	-0,652	+0,276	+0,068	+0,704	-1,925	+0,680	+0,272	
$x_4 = x_4'$	+1,299	+0,222	-1,445	-0,395	+0,104	-0,108	+0,477	-1,900	+2,334	
$x_5 = x_5'$	+0,206	+0,344	+2,411	+0,484	+0,267	+0,513	+0,697	+1,414	+1,612	

(b) 不對稱載荷

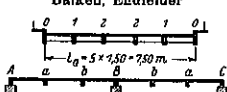
in t	p über 2/8 · l	Zweite Walzenachse in a = 3,00 m; Belastungsfall:						Hauptlasten über dem Querträger, zweite Walzenlast in a = 6,82 m; Belastungsfall:						
		I	II	III	IV	V	VI	I	II	III	IV	V	VI	VII
x_0	+1,090	+0,761	+2,185	+1,125	-0,061	-0,328	-0,279	+2,174	+3,846	+2,436	+1,345	+0,899	+0,197	-0,920
x_1	+1,088	+0,016	+0,491	+0,837	+0,397	-0,145	-0,816	+1,425	+8,186	+2,517	+0,711	+0,115	-0,190	-0,950
x_2	-1,078	-1,916	-3,746	-0,239	+1,037	+0,140	-0,154	-3,921	-6,086	+0,139	-0,507	-0,166	-1,111	-0,399
x_3	-1,098	-0,090	-0,424	-0,470	+0,168	+0,245	-0,081	-2,494	-4,670	-0,178	+0,989	+0,083	-0,653	-0,341
x_4	-0,484	+1,115	+0,463	-2,947	+0,384	+1,017	-0,148	+1,296	+1,091	-5,169	+1,328	-0,115	-0,896	-0,114
x_5	-0,396	-0,075	-0,499	-0,529	-0,852	+0,205	+0,162	-0,727	-0,196	-4,290	-0,019	+0,323	-0,471	+0,156
x_6	-0,010	+0,284	+1,224	+0,527	-2,614	+0,825	+0,212	+0,769	+0,723	+1,518	-4,863	+1,526	+0,999	+1,055
x_7	-0,018	+0,205	+0,199	-0,355	-0,339	-0,270	-0,550	+0,343	+1,249	+0,113	-3,994	+0,632	+0,420	+1,340
x_8	+0,167	+0,054	+0,166	+1,204	+0,232	-2,614	+2,091	-0,610	+0,400	-0,261	+1,045	-4,538	+3,551	+4,423
x_9	+0,155	+0,098	+0,340	-0,263	+0,167	-0,332	-0,323	-0,016	+0,438	+1,249	+0,555	-3,441	+3,782	+2,970
x_{10}	+0,261	-0,180	-0,311	-0,148	+1,022	+1,462	-1,662	+0,293	+0,027	+1,338	+1,652	-2,784	-2,940	-4,047
x_{11}	+0,264	-0,153	-0,107	+0,338	+0,488	+0,297	-0,636	+0,015	-0,107	+0,684	+1,778	+2,368	-2,339	-3,174

表-19.

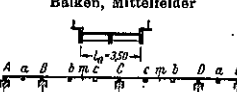
Musterbeispiel 1
maßgebend für frei aufliegende Balken



Musterbeispiel 2
maßgebend für durchlaufende Balken, Endfelder



Musterbeispiel 3
maßgebend für durchlaufende Balken, Mittelfelder



I 228	Träger un- abhängig	Rostwirkung allein		Gesamtbeanspruchung	Träger un- abhängig	Rostwirkung allein		Gesamtbeanspruchung	α 1 228	Träger un- abhängig	Rostwirkung allein		Gesamtbeanspruchung	I 188	Träger un- abhängig	Rostwirkung allein		Gesamtbeanspruchung
		tm(t)	%			tm(t)	%				tm(t)	%				tm(t)	%	
Hauptträger 0																		
M_a	+92,62	+22,24	+24	+114,86	+100,56	-34,73	-34 1/2	+65,85	M_a	+53,25	+31,42	+54	+89,67	M_B	-34,88	-9,52	+27 1/2	-44,40
M_m	+102,65	+22,04	+21 1/2	+124,69	+110,50	-32,90	-30	+77,60	M_B	-83,10	-29,40	+35 1/2	-112,50	M_b	+22,82	+9,87	+43 1/2	+32,69
Q_A	+93,35	+4,41	-11 1/4	+42,76	+41,98	-6,15	-15	+35,93	Q_A	+21,65	+4,78	+22	+26,38	M_m	+23,62	+8,80	+30 1/2	+37,42
Q_a^I	+17,05	+5,46	+32	+22,51	+19,94	-8,75	-44	+11,19	Q_a^I	+6,58	+5,82	+89	+12,40	M_c	+19,67	+7,75	+39 1/2	+27,42
Q_a^I	+17,05	-0,25	-1 1/2	+16,80	+19,94	+0,51	+2 1/2	+20,45	Q_a^I	+6,58	-2,17	-83	+4,41	M_c	-49,89	-13,12	+26 1/2	-62,51
Hauptträger 2																		
M_a	+106,60	-26,48	-25	+80,12	+106,95	-19,01	-18	+87,94	Q_a^I	-15,55	-2,34	+15	-17,89	Q_b	+19,88	+3,59	+19	+23,47
M_m	+117,80	-23,22	-20	+93,98	+117,60	-15,50	-13	+102,10	Q_b	-15,55	-8,56	+55	-24,11	Q_c	+7,18	+3,96	+55	+11,14
Q_A	+44,82	-4,73	-10	+40,09	+44,48	-2,43	-5 1/2	+42,05	Q_c	-81,28	-6,98	+22 1/2	-33,26	Q_b^I	+7,18	-0,51	-7	+6,67
Q_a^I	+21,08	-6,80	-32	+14,86	+21,14	-4,97	-23 1/2	+16,17	Hauptträger 1 (2)									
Q_a^I	+21,08	+0,31	+1 1/4	+21,39	+21,14	+0,29	+1 1/2	+21,43	M_a	+88,00	-33,00	-37 1/2	+55,00	Q_c	-9,44	+0,65	+7	-10,09
Hauptträger 4																		
M_a	+103,75	-10,13	-10	+93,62	+121,82	-9,18	-7 1/2	+112,69	M_B	-105,43	+27,00	-25 1/2	-79,57	Q_c^I	-9,44	+4,14	+44	-13,58
M_m	+113,80	-7,08	-6	+106,72	+124,05	-8,44	-6 1/2	+125,61	Q_c^I	+84,18	-3,84	-11	+30,34	Q_c^I	-22,01	-3,77	+17	-25,78
Q_A	+43,20	-0,33	-1	+42,87	+50,65	-0,77	-1 1/2	+49,88	Mittelträger									
Q_a^I	+20,71	+2,71	-18	+18,00	+24,65	-2,47	-10	+22,18	M_B	+13,66	+2,49	+18	+16,08	M_b	-31,47	-19,74	-53	+11,73
Q_a^I	+20,71	+0,36	+1 1/2	+21,07	+24,65	0	0	+24,65	M_m	-22,20	+1,58	-7	-20,67	M_m	+33,98	-16,92	-43 1/2	+22,06
Hauptträger 5																		
M_a	+103,75	-10,13	-10	+93,62	+121,82	-9,18	-7 1/2	+112,69	Q_b^I	-22,20	+9,16	-41	-13,04	M_c	+29,03	-15,50	-53 1/2	+18,53
M_m	+113,80	-7,08	-6	+106,72	+124,05	-8,44	-6 1/2	+125,61	Q_B	-41,13	+5,09	-12 1/2	-36,04	M_c	-59,80	+26,24	-44 1/2	-32,56

$$\Delta Q_A = \Delta Q'_a = \frac{2}{3}x + \frac{1}{3}x'$$

$$\Delta Q_{a'} = -\frac{1}{3}x + \frac{1}{3}x'$$

結果は範例 1 (Musterbeispiele 1) に示す如し。
 横桁へのモーメントの分配は図-47 に示す通りである。
 $\max Q$ の値は

$$\begin{aligned} \max Q_{0-1} &= +9.30t, \max Q_{5-4} = +5.41t \\ \min Q_{5-4} &= -5.91t. \end{aligned}$$

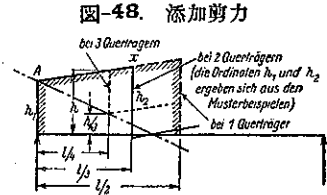
連続桁のものは、範例 2 及 3 に示す。曲げモーメント
 及剪力の増減は本質的に

支承上曲げモーメント: $\Delta M_s = \Delta M$ (範例 1 $\Delta M_s / \Delta M$)

剪力
$$\Delta Q = \frac{\Delta M}{l} \quad (\text{ " } \Delta Q / \Delta M)$$

範例に示すものは各径間に横桁が 1 個存在する場合

であるが、3 個以上の場合には、図-48 の如くして求められる。図中
 曲げ力線は Δx に平行なる直線である。



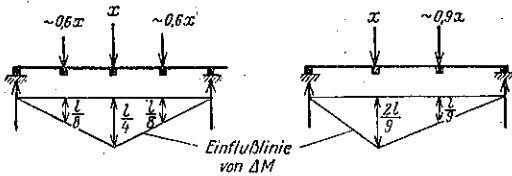
横桁の応力を算定する場合桁の断面方向に對し有效荷重 p のみは之を変化さす必要がある (如何となれば今横桁の正の曲げモーメントを求めんとする場合、端桁は無荷状態にあるのが普通であるからである)。かくて主桁の ΔM は容易に正す事が出来るのである (後に示す Bauwerk 138-2 の計算例参照)。此の ΔM の訂正值と、横桁上に作用する力 x との関係は、表-20 の説明欄に記載せる如し、之が求め方の 1 例として、單桁の

表-20. 横桁計算表

Stützungsart der Hauptträger	Längsschnittform	Beziehung zwischen ΔM und x	
frei aufliegender Balken		$x_a = 4,0 \cdot \frac{\Delta M_a}{l}$	
		$x_a = \sim 3,1 \cdot \frac{\Delta M_a}{l}$	
		$x_b = \sim 2,5 \cdot \frac{\Delta M_b}{l}; \quad x_a = \sim \frac{2}{3} \cdot x_b$	
auch für Kragträger von Gerberbalken	durchlaufender Balken, Endfeld		$x_a = \sim 5,0 \cdot \frac{\Delta M_a}{l}$
			$x_a = \sim 4,1 \cdot \frac{\Delta M_a}{l}; \quad x_b = \sim \frac{5}{6} \cdot x_a$
			$x_b = \sim 3,5 \cdot \frac{\Delta M_b}{l}; \quad x_a = \sim \frac{5}{6} \cdot x_b; \quad x_c = \sim \frac{1}{2} \cdot x_b$
auch für Kragträger von Gerberbalken	durchlaufender Balken, Mittelfeld		$x_a = \sim 6,3 \cdot \frac{\Delta M_a}{l}$
			$x_a = \sim 6,6 \cdot \frac{\Delta M_a}{l}$
			$x_b = \sim 4,8 \cdot \frac{\Delta M_b}{l}; \quad x_a = \sim \frac{3}{5} \cdot x_b$
eingespannter Balken		$x_a = 8,0 \cdot \frac{\Delta M_a}{l}$	
		$x_a = \sim 9,0 \cdot \frac{\Delta M_a}{l}$	
		$x_b = \sim 6,4 \cdot \frac{\Delta M_b}{l}; \quad x_a = \sim \frac{1}{2} \cdot x_b$	

場合を図-49 に示す。

図-49.



横桁 1 個の場合:

$$\Delta M = \frac{x \cdot l}{4} \text{ 又は } x = 4 \cdot \frac{\Delta M}{l}$$

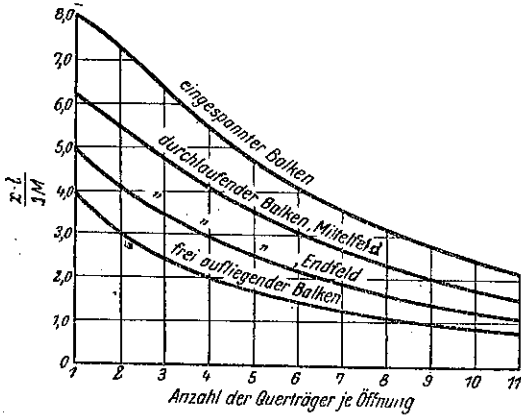
横桁 2 個の場合:

$$\Delta M = lx \left(\frac{2}{9} + \frac{0.9}{9} \right) = 0.322xl \text{ 又は } x = 3.1 \cdot \frac{\Delta M}{l}$$

横桁 3 個の場合:

$$\Delta M = \frac{x \cdot l}{4} (1 + 0.6) = 0.4xl \text{ 又は } x = 2.5 \cdot \frac{\Delta M}{l}$$

図-50.



3 個以上の横桁の存在する桁の ΔM と x との関係

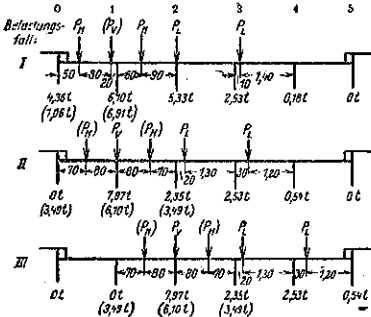


図-53. 車道載荷状態

maßgebend für:	Hauptmomente in a:
Hauptträger 0 (5)	$M_0 = 62,03 \text{ tm}; M_5 = 46,87 \text{ tm}$ $M_1 = 85,75 \text{ "}; M_4 = 58,99 \text{ "}$ $M_2 = 71,04 \text{ "}; M_3 = 62,69 \text{ "}$
Hauptträger 1 (4) Q_{0-1} M_1 Querträger	$M_0 = 54,00 \text{ "}; M_5 = 46,87 \text{ "}$ $M_1 = 89,67 \text{ "}; M_4 = 55,06 \text{ "}$ $M_2 = 69,28 \text{ "}; M_3 = 69,69 \text{ "}$
Hauptträger 2 (3) M_2 Querträger	$M_0 = 46,87 \text{ "}; M_5 = 48,48 \text{ "}$ $M_1 = 60,58 \text{ "}; M_4 = 61,00 \text{ "}$ $M_2 = 91,36 \text{ "}; M_3 = 69,28 \text{ "}$

Zusatzbelastungsfall IV:

Entlastung der Randträger
0 und 5 um $\frac{1}{2} \cdot q \cdot p = 0,369 \text{ t/m}$

$$M_0 = M_5 = -7,59 \text{ t/m};$$

$$M_1 = M_2 = M_3 = M_4 = 0.$$

は、図-50 より求められ度い。尚ほ上記 x の値は中央の横桁のものを示すが、此の他の横桁の x の値は図-51 の撓度曲線より求められる。

又、各々の横桁の處に作用する荷重を x_0, x_1, x_2, \dots とする時、

$$Q_{0-1} = x_0,$$

$$M_1 = x_0 \cdot \frac{l_0}{n}, M_2 = \frac{l_0}{n} (2x_0 + x_1) \dots$$

となる。

応用例: Bauwerk 188-2 に就て、不對稱載荷荷重を考慮せる場合を示す (図-52 及 1937 年の原書 20 號及 21 號参照)。

二次率

$$J_0 = J_5 = 0.138 \text{ m}^4 \quad J_1 = J_2 = J_3 = J_4 = 0.066 \text{ m}^4$$

$$J_Q = 0.0139 \text{ m}^4$$

主桁に對して有效荷重 p : 全載荷するものとし、横桁に對しては主桁 0~5 間に半載荷するものとする。集中荷重の載荷状態は図-53 に示す如し。

扱て荷重:

$$g_0 = g_5 = 2.00 \text{ t/m}, g_1 = g_4 = 2.14 \text{ t/m}$$

$$g_2 = g_3 = 2.24 \text{ t/m}$$

$$q p_0 = q p_5 = 0.738 \text{ t/m (又は, } 0.369 \text{ t/m)}$$

図-51.

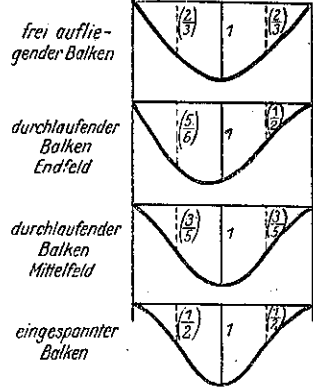
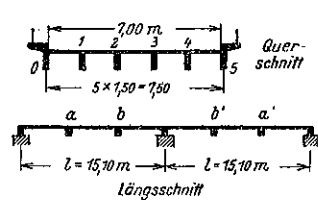


図-52.



$\varphi p_1 = \varphi p_4 = 0.952 \text{ t/m}$; $\varphi p_2 = \varphi p_3 = 0.956 \text{ t/m}$

$\varphi P_V = 7.97 \text{ t}$; $\varphi P_H = 6.54 \text{ t}$ 及 $\varphi P_L = 2.71 \text{ t}$

之等により求められた主桁の曲げモーメントは図-53に示す如し。

(1) 式より

$$\Delta M_0 = \frac{-M_0 \alpha + J_0(M_1 \beta_1 + M_2 \beta_2 + M_3 \beta_3 + M_4 \beta_4 + M_5 \beta_5)}{N}$$

$$\Delta M_5 = \frac{-M_5 \alpha + J_0(M_1 \beta_1 + M_2 \beta_2 + M_3 \beta_3 + M_4 \beta_4 + M_5 \beta_5)}{N}$$

茲に

$\alpha = +0.3604 \text{ m}^3$ $\beta_1 = 4.080 \text{ m}^4$
 $\beta_2 = +2.730 \text{ m}^4$ $\beta_3 = +1.38 \text{ m}^4$
 $\beta_4 = +0.030 \text{ m}^4$ $\beta_5 = -1.320 \text{ m}^4$
 $N = 25 \times 0.138^2 + 2 \times 16 \times 0.138 \times 0.066$
 $+ 9(2 \times 0.138 \times 0.066 + 0.066^2) + 4 \times 2 \times 0.066$
 $(0.138 + 0.066) + 0.066(2 \times 0.138 + 3 \times 0.066)$
 $= 1.1097 \text{ m}^3$

載荷状態 I に就て (丈夫な横桁を有する場合):

$\Delta M_0 = +50.74 \text{ t.m}$ $\Delta M_5 = +35.78 \text{ t.m}$

載荷状態 II に就て:

$\Delta M_0 = +54.75 \text{ t.m}$ $\Delta M_5 = +37.36 \text{ t.m}$

$\Delta M_1 = -40.01 \text{ t.m}$

載荷状態 III に就て:

$\Delta M_0 = +50.69 \text{ t.m}$ $\Delta M_5 = 46.94 \text{ t.m}$

$\Delta M_1 = -14.10 \text{ t.m}$ $\Delta M_2 = -45.11 \text{ t.m}$

載荷状態 IV に就て:

$\Delta M_0 = \Delta M_5 = +3.71 \text{ t.m}$

$\Delta M_1 \sim \Delta M_4 = -\frac{\Delta M_0}{2} = -1.86 \text{ t.m}$

ΔV を前記図-38 より求めんに $\sqrt{I_0^3/J_0} = 175 \text{ m}^{-1/2}$

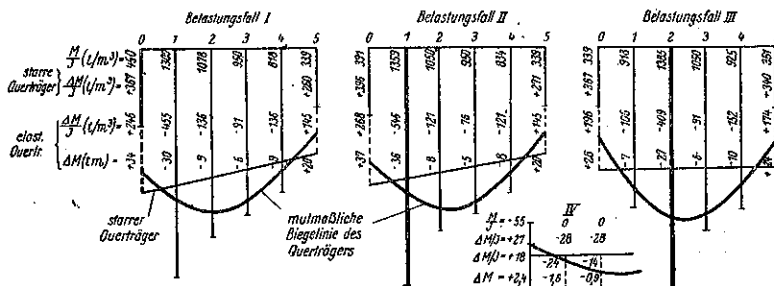
故に載荷状態 I に就て,

$\Delta M_0 = +34 \text{ t.m}$

載荷状態 II に就て, $\Delta M_1 = -36 \text{ t.m}$

" III " $\Delta M_2 = -27 \text{ t.m}$

図-54. Bauwerk 138-2 の撓度の図



" IV " $\Delta M_0 = -2.5 \text{ t.m}$

式 (3) より眞性値を求めんに、撓度曲線は図-54 に示す如く、拋物線とし、前記々載の ΔM を使用する。

茲に ΔM :

$\Delta M_0 + \Delta M_1 + \Delta M_2 + \Delta M_3 + \Delta M_4 + \Delta M_5 = 0$

$\Delta M_1 + 2\Delta M_2 + 3\Delta M_3 + 4\Delta M_4 + 5\Delta M_5 = 0$

なる 2 条件を満足せねばならぬ。(3), (4), (5) 式を用ひて ΔM を求めれば,

載荷状態 I に就て (主桁 0 又は 5 に對し)

$$\begin{matrix} e_1 \\ e_2 \\ e_3 \\ e_4 \end{matrix} \left. \vphantom{\begin{matrix} e_1 \\ e_2 \\ e_3 \\ e_4 \end{matrix}} \right\} = +30 \begin{bmatrix} 0.853 \\ 1.200 \\ 1.067 \\ 0.613 \end{bmatrix} + 9 \begin{bmatrix} 1.200 \\ 1.920 \\ 1.813 \\ 1.067 \end{bmatrix} + 6 \begin{bmatrix} 1.067 \\ 1.813 \\ 1.920 \\ 1.200 \end{bmatrix}$$

$$+ 9 \begin{bmatrix} 0.613 \\ 1.067 \\ 1.200 \\ 0.853 \end{bmatrix} = \begin{cases} +48.3 \\ +73.8 \\ +70.6 \\ +42.9 \end{cases}$$

$y_0 = +29.55$ $w_0 = +1.06$

故に表-17 より

$v_0 = \frac{1}{1 + 0.40\omega_0} = 0.703$

されば

$\Delta M_0 = 0.703 \times 50.74 = +35.65 \text{ t.m}$

(假定: +34 t.m)

對稱に載荷せられた場合には,

$\Delta M_0 = +31.42 \text{ t.m}$

載荷状態 II に就て (主桁 1 及 4 に對し)

$e_1 = +50.2$, $e_2 = +76.1$, $e_3 = +72.1$,

$e_4 = +43.3$

$y_0 = +30.50$, $y_5 = +28.53$, $y_1 = -20.1$

$\omega_1 = +0.325$

$\therefore v_1 = 0.885$

$\Delta M_1 = -0.885 \times 40.01 = -35.41 \text{ t.m}$

(假定: -36 t.m)

對稱に載荷された場合, $\Delta M_1 = -33.00 \text{ t.m}$

載荷状態 III に就て (主桁 2 及 3 に對し)

$e_1 = +50.9$, $e_2 = +81.8$,

$e_3 = +80.0$, $e_4 = +48.8$

$y_0 = +32.22$, $y_5 = +13.63$

$y_1 = -18.8$, $y_2 = -49.8$

$\omega_2 = +1.077$

$\therefore v_2 = 0.698$

$\Delta M_2 = -0.698 \times 45.11$

$= -31.52 \text{ t.m}$

(假定: -27 t.m)

對稱に載荷された場合、 $\Delta M_2 = -19.15 \text{ t.m.}$
 載荷状態 II+IV. (Q_{0-1} 及 横桁 a の M_1 に對し)
 IV の状態のみに就て

$$e_1 = e_4 = +4.40 \quad e_2 = e_3 = +6.97$$

$$y_0 = +2.80 \quad y_1 = -1.60$$

∴ II と IV に對して

$$\omega_0 = \frac{30.50 + 2.80}{37 + 2.4} \times 1.22 = +1.030$$

$$v_0 = 0.708$$

$$\Delta M_0 = 0.708(54.75 + 3.71) = +41.40 \text{ t.m.}$$

(假定: +39.4 t.m.)

表-20 より

$$x_0 = 4.1 \frac{41.40}{15.10} = 11.25 \text{ t} = Q_{0-1}$$

$$M_1 = 11.25 \times 1.50 = +16.87 \text{ t.m.}$$

對稱に載荷せられた場合には、

$$Q_{0-1} = +9.32 \text{ t}, \quad M_1 = +13.98 \text{ t.m.}$$

主桁の支承部の曲げモーメント及剪力は範例 2 より
 求める事が出来る。即ち、桁 z の ΔQ_A に就ては

$$\Delta Q_A = -3.84 \times \frac{31.52}{33.00} = -3.76 \text{ t}$$

となる。

最後に Bauwerk 299-I に就て近似的に求められた
 る結果を示して本稿を終る事とせしやう。

表-21. 主桁と横桁の交點に於て附加される
 曲げモーメント

(tm)	ΔM_0	ΔM_1	ΔM_2	ΔM_3	ΔM_4	ΔM_5
genaue Elastizitäts- berechnung	+22.24	-34.72	-26.48	-19.01	-10.18	-9.18
Näherungs- verfahren { aus- führlich: nur nach Abb. 2:	+22.38	-33.77	-26.07	-18.89	-10.55	-9.66
	+22.8	-33.7	-23.7	-18.5	-10.7	-5.8
Abweichung zwischen Zelle 1 und 2 in % . . .	+ 0.6	(-)2.7	(-)1.6	(+)2.0	(+)4.1	(+)5.8
Abweichung in bezug auf Gesamtmoment %	+ 0.18	+ 1.57	+ 0.55	- 0.46	- 0.48	- 0.49

(宮澤吉弘)

雜

(153) ノモグラムによる土積計算

(James R. Griffith "Area and Yardage"
 West. Const. News, June 1937 p. 241,
 Oct. 1937 p. 416, Feb. 1938 p. 84.)

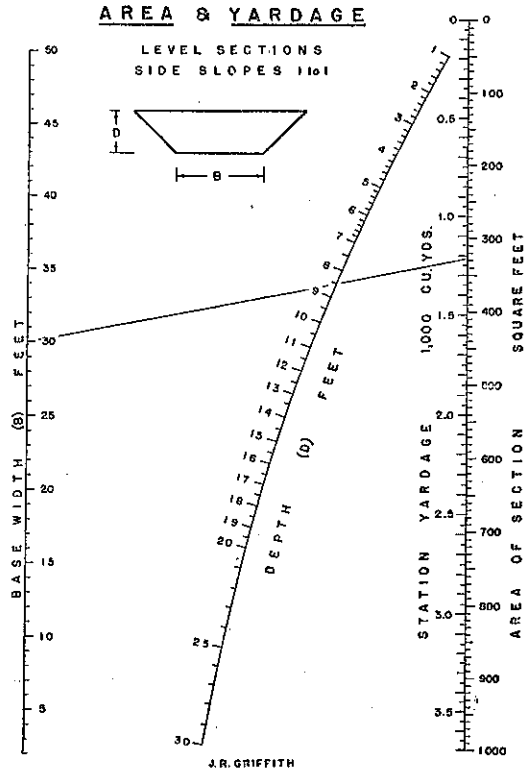
公道或は鉄道測量に於て掘鑿量又は盛土量の計算に
 水平断面を使用する場合は澤山ある。灌漑工事に於ては
 水平断面が主として使用される。図-55~57 は如上の断
 面積及 100 呎區間の必要立方碼量を得る様に作つたの

である。図-55 では兩側法を 1:1 に採つたが他の
 には他の法のものゝ示してある。解法は至極簡單にして
 次の様である。

例題 1: 30 呎の底幅にして法は 1:1 なる公道掘
 鑿量の見積りを爲すものとす。縦断より其の區間の兩端
 の深さ 8.5 呎を得たるものと假定す。解法線は底幅 30
 呎と深さ 8.5 呎を通して畫かれ、其の延長線が右端の
 目盛と交る點を見れば、断面積=328 呎²、區間掘鑿量
 =1215 碼³を知る。此の結果の照合をすれば、
 断面積=(30×8.5)+(8.5)²=255+72.2=327.2 呎²
 區間掘鑿量=327.2×100/27=1212 碼³
 もし深さが兩端相異なる時は其の平均深さを使用して
 平均断面積と平均掘鑿量が得られる。

例題 2: 同じ底幅 30 呎を使用し、深さは 15+00
 では 8.2 呎、155+00 では 13.6 呎にして平均深さ=
 10.9 呎と假定す。図より断面積=448 呎²、掘鑿量=
 1660 碼³を知る。計算すれば平均断面積=(30×10.9)+
 (10.9)²=329+120=449 呎²、掘鑿量=449×100/27=
 1663 碼³。

図-55.



もし上記の深さを別々に使用し其の結果を平均すれば、154では深さ=8.2呎、断面積=311呎²、掘整量=1160碼³、155では深さ=13.6呎、断面積=585呎²、掘整量=2170碼³。是れ等を平均すれば、断面積=448呎²、掘整量=1665碼³。

もし距離が100呎より小なる場合には掘整量を得るには其の距離の比率を掛けるとよい。

例題3：底幅は同じく30呎にして162+15では深さ6.4呎、162+45では深さ5.2呎とすれば平均深さは5.8呎比率は0.3。因而より、断面積=209呎²、掘整量=577碼³を見出す、故に區間掘整量=0.3×577=173碼³。

図-53では1½:1の法の場合に於ける断面積及盛土量を得る事が出来る様に作製した。大抵の場合公道或は鉄道工事に於ては掘整には1:1の法を盛土には1½:1を使用する。図-56では盛土に向く様に作製したのであるが法が1½:1なる掘整の場合にも使用出来る。掘整の場合には時に1:1の法より急傾斜を適當とする事もあり又1½:1よりも緩傾斜を適當とする事もあるが是

図-56.

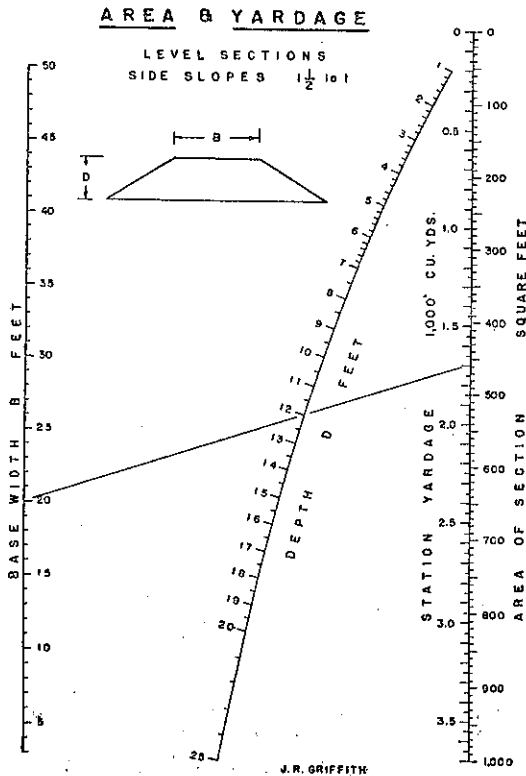
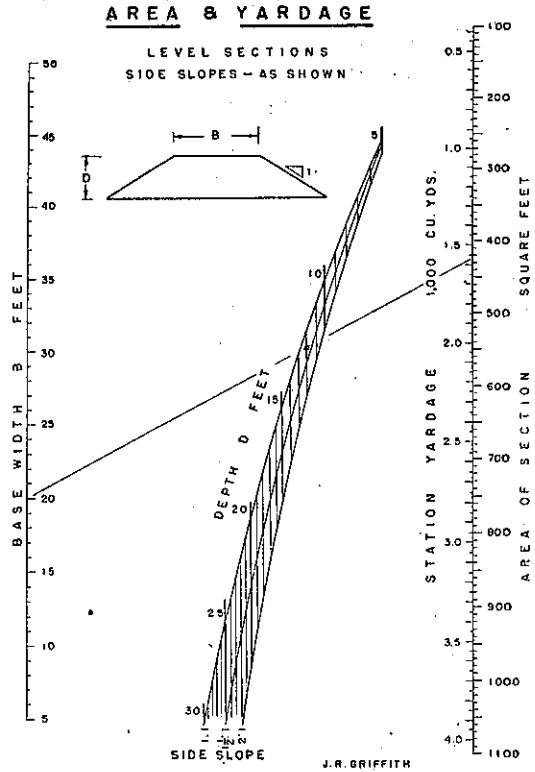


圖-57.



等は皆特別の場合に屬する故、本章に於ては最も普通の場合を示す事にした。

解例として、底幅を20呎、法を1½:1、兩端深さを12呎と假定して其の断面積と盛土量を計算する。此等の數量を通る解法線を引く。右端の目盛より断面積=456呎²、區間盛土量=1690碼³を得る。此の値を照合すれば、断面積=(20×12)+(1.5×12×12)=240+216=456呎²、區間盛土量=456×100/27=1690碼³

灌溉用水にありては先づ水の断面積が知られてゐるから本表より深さ或は底幅を假定して他の一方を容易に知る事が出来る。

上記図-55、56では法の1:1及1½:1の場合を示したが図-57は法1:1から2:1の間のあらゆる場合に使用出来る。図-57の兩外側の目盛は前図-55、56と同様であり、中央の目盛は1:1、1½:1、2:1の法の目盛を示してある。縦線にして此等の中央の目盛に交る線は種々異なる深さを示す。此等の線の交點は求め難いから、従つて其の結果も前図-55、56程正確ではない。此の図-57を解くには與へられたる底幅を通り使用

せんとする法の線上の與へられたる深さを通して直線を畫く。図中の 3 種の法以外の法を必要とする時は其の法の線を畫き入れればよい。解法線では 20 呎の底幅、12 呎の深さ、 $1\frac{1}{2}:1$ の法の場合を假定して行つた。即ち深さ 12 呎の線が法の $1:1$ と $1\frac{1}{2}:1$ の線の間と交る點を通して解法線を畫いた。右端の目盛より、断面積 = 423 呎² と區間盛土量 = 1 660 碼³ を得る。照合すれば、断面積 = $(1.25 \times 12) \times 12 + (12 \times 20) = 420$ 呎²、區間盛土量 = $420 \times 100/27 = 1 550$ 碼³。

此の解法線の $2:1$ の法との交點より底幅 20 呎にして深さ 10.4 呎の場合上記と同様の断面積と盛土量と與へる事が判る。是れを照合すれば、断面積 = $(2 \times 10.4) \times 10.4 + (10.4 \times 20) = 424$ 呎²、區間盛土量 = $424 \times 100/27 = 1 570$ 碼³。

同様に底幅 20 呎深さ 12.8 呎、法 $1:1$ の場合にも同様の断面積と區間盛土量を得る事が知られる。断面積 = $(12.8 \times 12.8) + (12.8 \times 20) = 420$ 呎²。

(中谷茂壽)

(154) 腐蝕性液体を扱ふポンプに就て

(Dr. Ing. F. R. Lorenz, "Pumpen und Armaturen für angreifende Flüssigkeiten" Zeit. des V.D.I. Bd. 82, Nr. 13, März 1938, p. 379~381.)

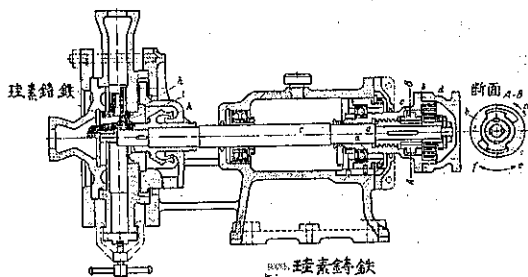
材質と構造型式 腐蝕性液体を扱ふ諸装置の中でポンプや止弁等の材質としては化学的の實驗によつて耐蝕性の充分確められた材料を選ばなければならぬ。青銅、不銹鋼等は大概の化学藥品には蝕されないし強さも充分あるが其の他の材料に於ては耐蝕性は優れてゐても物理的性質がそれ程でないものが多いから各々の材料に於て特別な構造に設計せねばならない。

先づ珪素を含んだ鑄鉄と磁器とを材質として採用する場合を考へてみる。兩者共値段もあまり高價でなく、然も耐蝕性は頗る強固である。特に磁器に於ては單に非化水素によつて蝕されるだけである。然し乍ら強さが低く、硬度高く、しかも温度の急変によつて非常に脆く、破壊し易い性質を有することはこれらの使用に大きな制限が加へられてくるのである。

珪素鑄鉄を以て渦巻ポンプを造るには図-58 の如き構造にしなければならぬ。ポンプ本体は耐蝕材料であるが外殼及臺は普通の鉄で造る。

図-58 の説明: ポンプ本体は珪素鑄鉄製であるが之を固定する外枠は通常の鑄鉄で造られてゐる。b なる部分は電動機に連結されて回転するが、球入軸受 a

図-58. パッキン箱を有せざる珪素鑄鉄製渦巻ポンプ



があつてが縦方向の運動はなし得ない。回転運動は b より c, g を經て車軸 c に傳へられるが断面 A-B に示す如く b と c との間は角 α の相對運動が可能で従つて廻轉翼車及車軸 c は少々縦方向に動き得る如く出來てゐる。d はバネで普通は c なる部分を e 方向に押付けてゐるが、廻轉中に於ては羽根車の抵抗が働いて c 部分を f の方向に引離さうとする。従つて静止時にありてはバネは廻轉部分を右に押し h を弁座 i 上に押付けることになり、廻轉時にありては羽根車の抵抗はネジ g を廻すことによつて弁を弁座 i より浮かせる如く働く。

k なる部分は精密に仕上げられ漏洩せる液体をはね散らす用とする。尙羽根車には裏側にも羽根をつけてゐる。

珪素鑄鉄も磁器もグラインダーでなければ加工が出來ないので仕上面は總てグラインダーの届く平面でなければならぬ。図-59 に示す止弁の弁蓋は此の點を考慮した設計の一例である。此の弁蓋は廻轉体に形成されてゐるから熱膨脹に對してもうまく行くだらう。

図-59 の説明: 弁蓋は a と b の 2 部分より成る。a は眞正の回転体に形造られ珪素鑄鉄製にして b は普通の鑄鉄にて造られ固定部分と運動部分とがある。弁棒 c は矢張り珪素鑄鉄製にして d に依りてネジを有する軸と連絡してゐる。弁 e に對しては f なる突起があつて、之が案内溝に沿つて動くために弁の上下動は出來るが回転運動は出來ないやうになつてゐる。

珪素鑄鉄に關する合金學的の研究が積まれた結果、又燃料方面に考慮が加へられて、磁器よりも温度の急変に際しても破壊せず、しかも強さに於ても優つてゐる陶器が使用されるに至つたりして此等の材料の利用範圍が段々と擴張されつゝあるやうである。既に市場には珪素鑄鉄や陶磁器製の種々の型式の部分品が出來てゐる。

有機的物質にして化学的に耐蝕性の強いものの中でゴムは最も廣く利用されてゐる。ゴムは普通の構造型式をもつた機械の外包用として恰も獨立の材料の如くに使用されてゐるのである。

図-59. 珪素鑄鉄製の傾斜型止弁断面図

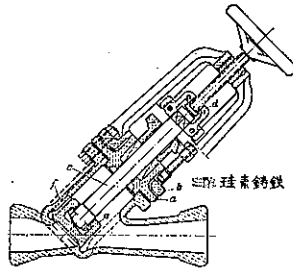
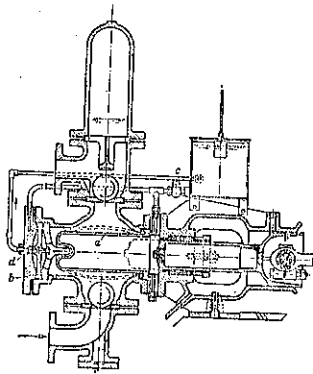


図-60 は壺型のゴム膜中に水圧を加へることによつて腐蝕性の液体を送るポンプを示す。材料の使用 방법에適當な考慮が拂はれた場合の一例である。

図-60 の説明： 薄ゴム製の壺 a は材質の研究が進んでゴムの内部に於ける漂白作用も最近は大いに減少されるようになった。壺型膜の外部の液体と其の内部の水とは通常同一の圧力にある。壺 a の内部と補助膜 b の内側とは連絡してゐて、驅動用の水が餘分に壺中に入り過ぎた爲に其の水圧が輸送液体

図-60. 壺型膜を使用せる隔膜ポンプ断面図



のそれより高まることdなる弁が開いて膜壺中の水はタンク中に送り返される。逆に壺中の圧力が下つたら弁cの作用に依つて水は自動的に其の中に吸込まれる。

ベークライトは耐蝕機械の材料としてどんどん利用されるようになった。図-61 に示す往復ポンプはベークライトをグラインドして工作仕上げたものである。渦巻ポンプに於てもプレス加工で形造られた部分品が市場に出てゐる。

然し乍ら此等は化学溶液に絶対に侵蝕されないわけでもないから表面は特に注意して緊密に滑らかにせねばならぬ。

図-61 の説明 此のポンプは全くベークライトで出来上つてゐる。ゴム輪 a はボルト b で締めつけられてゐるから硬質炭素のピストンリング c は常にシリンダー内壁に押付けられてゐる。

図-62の説明： 吸込管及吐出管中に於ける流体の抵抗を無視すればポンプ揚程は下記の如き状況になると考へられる。

即ち図-62(中央)は通常運転の状態にして、ポンプの全揚程 H_0 は吸込揚程 H_s と吐出揚程 H_D に分けられる。渦巻ポンプの渦形室中に於ける圧力 p_D は羽根 a 若くは裏側羽根 b の直径に相當する揚程 H_0 より H_s だけ小さい。裏側羽根の作用によつて液体は D_s なる直径に保持される。

図-62(下段)吐出液体がポンプに一杯になつた場合で渦形室の圧力 p_D は流込揚程 H_s だけ吐出揚程 H_0 より高い (I なる場合)。裏側羽根は従つて液体をパッキン箱より遠ざけて保ち得ない。而して羽根車による揚程を $H_0 + H_s$ の圧力に達せしむるには II の場合の様に大きな直径にしなければならぬ。裏側羽根を 2 段にする場合は図-64 にて示してある。図-62(上段)は吸込揚程だけで足る場合である。渦形室の圧力 p_D は H_0 より吸込揚程分だけ小さいから、大氣圧よりあまり高くない。裏側羽根の中に於ては液体は羽根車と殆ど同じ位の直径を保つてゐる。此の場合は吐出液中に空氣が侵入して脈動の危険が起り易い。

図-63 の説明： パッキン箱を無くする他の方法の一つで、パッキン箱 a の前方の部屋はポンプの吸込

図-61. ベークライト製往復ポンプ断面図

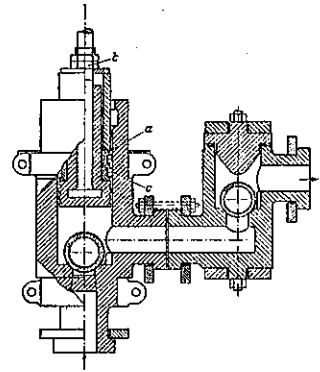


図-62. パッキン箱を必要とせぬ裏側羽根の作用

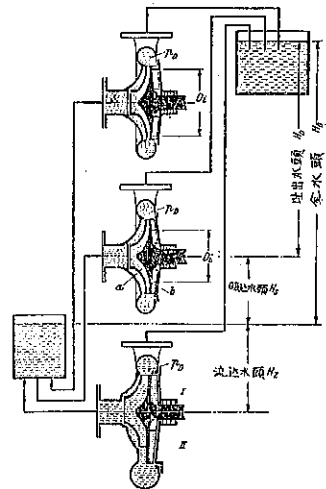


図-63 の説明： パッキン箱を無くする他の方法の一つで、パッキン箱 a の前方の部屋はポンプの吸込

側 b と小穴 c で連絡してゐて、ポンプの圧力側 d より分離させるために肩を附してある。肩と小穴の断面とが適當なる場合には a 室の圧力は d より低く吸込の圧力より高くなる。従つてパッキン箱には圧力がかゝらない。然し乍ら液体をパッキン箱の處へ近寄せない様にする事は出来ない。小穴が大きすぎると吸込ポンプなら a 室の中にも吸込揚程が及んで空氣がこの中に漏込む危険がある。

図-63. パッキン箱を無くする他の方法

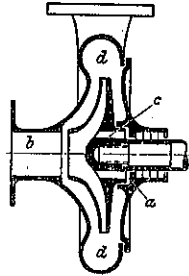


図-64 の説明： ポンプが回転しない場合はバネ b の弾力によつて羽根車と c とは密着して静止する。ポンプが回転すると重錘 a は遠心力のため先が開いて之が傾斜面に作用してポンプを左方へ押動かし c と羽根車が相離れる。裏側羽根 d と補助羽根 e (第 2 段の裏側羽根) とは圧力液体の漏洩を防止する。f より中和性液体を供給したり、或は豫備室に空氣を吹込んだりする。g より蒸氣を入れ、h より漏洩液を吸出す。補助パッキン i では軸受と豫備室とを隔離する爲に存在する。外套 k はポンプの保温のための装置で、l は取替可能となつてゐる。

図-64. パッキン箱を有せざる高圧渦巻ポンプ
(有毒ガス漏出を防ぐために豫備パッキン箱と温套を言ふ。)

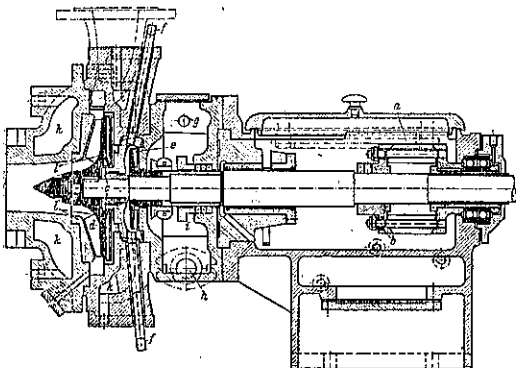
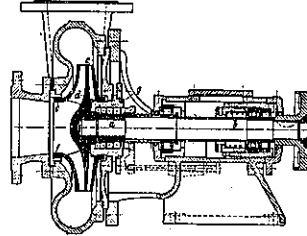


図-65 の説明： 此のポンプのパッキン箱に相當する部分は円錐型で、パッキン a 中に於て縦方向に動き得て、且軸受を兼ねてゐる。静止時にはバネ b がパッキン中へ推込む如く作用し、回転中は吸込側の圧力

が低いことによつてパッキンより羽根車が牽出される。此の力は c, d の直径及バネ b を適當に選擇してきめられる。又此のポンプの裏側羽根は密閉式になつてゐる。羽根車 e, f, g 等は容易に取替が可能である。

図-65. 円錐型パッキン箱を有する耐酸ポンプ



構造型式と運転方法 車軸や弁棒の隙間から液が漏洩することは工合が悪いから、此處のパッキンは非常に重要である。然し出来るならば唯單にパッキン箱に依つてのみ腐蝕性液体の漏洩を防止する方法を採用したくない。図-60 に示した隔膜ポンプにあつては唯壺型膜中の圧力ある水が外に漏れない様にパッキン箱で止めればよい。更に 2 重パッキン箱も屢々使用される。即ち漏洩液体をパッキン箱中間室に導くか或は此の室に空氣を吹込んで完全にパッキンを施す。

渦巻ポンプの場合は図-62 で説明した如き裏側羽根を附するが、之は普通のポンプのパッキン箱とは全然異つてゐて、パッキン箱には吐出液体が全く来ないのであるから、ポンプの運転中には外部に向つて完全なパッキンが出来る。

處理液がパッキンを侵すとしても此の場合は單に機械の静止してゐる時分だけであるから、羽根車とポンプ外殼の間には、弁と弁座の如き關係をもたせてある。

図-58 の渦巻ポンプでは羽根車の抵抗による廻轉モーメントを利用し、図-64 の渦巻ポンプにては重錘の遠心力を利用して、羽根車の軸向の動きを自動的に行はしめ静止の時分に於ける漏洩を防止してゐる。

裏側羽根を有するポンプはパッキン箱は回転中は乾いた儘の状態にあるから、漏洩液体によつて冷却作用も潤滑作用も行ふことが出来ない。従つて強く締過るとパッキンは車軸との摩擦により發生する熱の爲に燒損されるし、締方が弱過ると静止中に漏洩するに至る。多くの場合静止中は強く締めて置き、運転する時分に弛めるやうにして使用してゐる。図-65 のポンプではパッキンの締め方、弛め方を廻轉時に於ける水圧に依る羽根車の縦運動を利用して、全く自動的に行ふやうに出て来る。
(島山 正)