

抄 録

第 26 卷 第 1 號 昭和 15 年 1 月

應 用 力 學	頁
(1) 最大垂矢が與へられた場合にケーブルの水平引張力を簡單に求める方法	75
<u>水 理</u>	
(2) 水門流出水の理論的並に實驗的研究	76
(3) 地下水流量の新公式	77
<u>材 料</u>	
(4) 新光學的應力測定器	79
(5) 特殊ボルトランドセメント	79
(6) 木材の不均等收縮	81
(7) 木材断面周縁部分の強度に及ぼす影響に就て	83
<u>コンクリート及鐵筋コンクリート</u>	
(8) 破砕白雲石を用ひた振動コンクリート	84
(9) 鐵筋コンクリート梁に於ける斜筋筋の熔接	86
(10) 鐵筋コンクリート鉸及橋承に關する一實驗	89
<u>發 電 水 力</u>	
(11) 風力發電に就て	90
<u>堰 堤</u>	
(12) 基礎破壊による Fort Peck Dam の大滑動	91
(13) Mississippi 下流に於ける最初の洪水調節堰堤	93
<u>港 灣</u>	
(14) 閘室建設に就ての問題	95
<u>鐵 道</u>	
(15) 歐洲最長の電化鐵道完成す	97
(16) San Francisco—Oakland 橋梁の信號及聯動裝置	99
<u>橋梁及構造物</u>	
(17) 劃期的な木製拱架	103
(18) ドイツに於ける熔接鋼橋の事故に就て	103
<u>道 路</u>	
(19) 米國に於ける有料制高速度道路	106
(20) 道路工事用機械に於ける革新	108

應 用 力 學

(1) 最大垂矢が與へられた場合にケーブルの水平引張力を簡單に求める方法

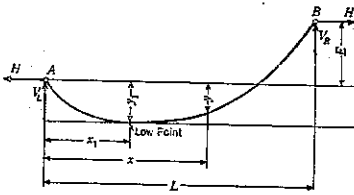
(Frederick Shapiro; "Horizontal Tension in Wires with Fixed Maximum Sag". Civil Eng., Vol. 9, No. 7, July 1939, p. 428~429.)
一木保夫抄

ケーブルの如き可撓性の物體を取扱ふ場合に、荷重が

非對稱で、最大垂矢が與へられ、兩支點の水平及垂直距離が與へられた時のケーブルに起る應力を求めることが屢々必要になる。この場合まづ非常に重要な點であるところの、最も低い點即ち最大垂矢の點を教學的に見出して、之からケーブルの水平引張力及支點に於ける垂直反力を計算する方法を次にのべる。

圖-1 に於て $\frac{dy}{dx}$ は x_1 の點で 0 となる。即ちその點で符號を變へる譯である。今 m を x より左の荷重

圖-1. 記號



の x 點に關するモーメントとすると $Hy = VLx - m$

$$\text{從つて } \frac{dy}{dx} = \frac{VL - dm/dx}{H}$$

然るに $dm/dx = v$, 但し v は x より左側にある荷重の總和である。故に x_1 の點で $VL - v$ は符號を變へることになる。又 m_1 を x_1 より左にある荷重の x_1 に關するモーメントとすれば

$$VLx_1 - Hy_1 - m_1 = 0 \dots\dots(1)$$

B 點のまはりのモーメントをとると

$$VL L + HE - M = 0 \dots\dots(2)$$

但し M は總ての荷重の B に關するモーメントである。

(1) 及 (2) の式より

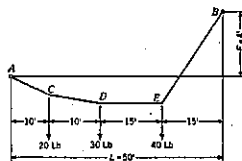
$$VL = \frac{M_1 E + M Y_1}{x_1 E + y_1 L} = \frac{m_1 + M y_1 / E}{x_1 + L y_1 / E} \dots\dots(3)$$

故に $\frac{m_1 + M y_1 / E}{x_1 + L y_1 / E} - v$ は x_1 點で符號を變へることになる。 x_1 點の位置が分ると VL は (3) 式より求まり、 H は次式で與へられる。

$$H = \frac{M \frac{x_1 - m_1}{L}}{E \frac{x_1}{L} + y_1} \dots\dots(4)$$

$\frac{m_1 + M y_1 / E}{x_1 + L y_1 / E} - v$ に於て $M, L, y,$ 及 E は既知數であり、 m_1, x_1 及 v のみが最大垂矢の點の位置によつて變るのである。若しケーブルの自重が相當大きくて、最大垂矢の點を正確に決定することが困難な時には、近似的にその位置をきめても普通の場合には満足な結果を與へる。

圖-2. 數値例



今計算例として圖-2 に示す如きケーブルの水引張力を求めてみる。ケーブルの自重は無視

し、最大垂矢を A より下 2 ft とする。

$$E = 4, \quad y_1 = 2, \quad L = 50, \quad y_1/E = 0.5$$

$$M = 20 \times 40 + 30 \times 30 + 40 \times 15 = 2300 \text{ ft}\cdot\text{lb}$$

D を最大垂矢の點と假定すると

$$x_1 = 20 \text{ ft}, \quad m_1 = 20 \text{ lb} \times 10 \text{ ft} = 200 \text{ ft}\cdot\text{lb}$$

$$VL = \frac{200 + 2300 \times 0.5}{20 + 50 \times 0.5} = \frac{1350}{45} = 30 \text{ lb}$$

D より左では $v = 20 \text{ lb}$, 右では $v = 50 \text{ lb}$ となり $VL - v$ は符號を變へるから D 點は最大垂矢の點であることが解る。

從つて (4) 式より

$$H = \frac{2300 \times 0.4 - 200}{4 \times 0.4 + 2} = \frac{720}{3.6} = 200 \text{ lb}$$

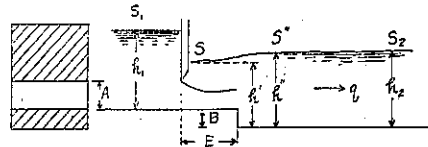
水 理

(2) 水門流出水の理論的並に實驗的研究

(M. Escande; "Recherches Théoriques et expérimentales sur l'écoulement par vanne de fond." Revue Générale de l'Hydraulique, No. 25, 1939 p. 21~34
本間 仁 抄)

先づ水門の開口部の幅が水路幅に等しい場合を考へる (圖-3)。流量を q , 断面 S_1, S 及 S_2 に於ける平均流速を v_1, v 及 v_2 とすれば

圖-3.



$$q = h_1 v_1 = m A v = h_2 v_2$$

但し m は扉による收縮係數である。断面 S' に於ける水深 h' を次の様に與へる。

$$h' = h_2 - \epsilon h \quad \text{但し } h = h_2 - h'$$

$$\therefore \epsilon = \frac{h_2 - h'}{h_2 - h'} = \frac{h_2 - h'}{h}$$

水路幅を w とすれば力積方程式は

$$\rho q (v_2 - v) = \frac{w (h' - B)^2}{2} + w \left(h' - \frac{B}{2} \right) B - \frac{w h_2^2}{2}$$

a) $\epsilon = 1$ と假定すれば $h' = h'$

$$h'^2 = h_2^2 - \frac{2q^2 h_2 - mA}{g mA h_2}$$

b) $\epsilon = 0$ と假定すれば $h' = h_2$

$$(h' - B)^2 = (h_2 - B)^2 - \frac{2q^2 h_2 - mA}{g mA h_2}$$

c) 實驗値に近くなる様に $\epsilon = 0.25$ と假定すれば、

$$(h' - B)^2 = (h_2 - B)^2 - \frac{2q^2 h_2 - mA}{g mA h_2} + \frac{B}{2} (h_2 - h')$$

水門からの流出状態には潜射出水 (射出水の表面が渦で覆はれたもの) と完全射出水 (射出水の露出するも

の)との2種がある。 $h' > mA + B$ ならば潜射出水であるから、之等の間の限界を見出す爲に $h' = mA + B$ の場合を考へれば

$$(h_2 - B)^2 - m^2 A^2 - \frac{2q^2 h_2 - mA}{g m A h_2} + 2B\varepsilon(h_2 - B - mA) = 0$$

次元のない量を導入する爲に $\frac{h_1}{A}, \dots, \frac{B}{A}, \dots, \frac{q}{A\sqrt{A}}, \frac{v}{\sqrt{A}}, \dots$ 等の量を用ひれば ε の3種の値に對して次の式が得られる。

a) $\varepsilon = 1, \left(\frac{h_2}{A}\right)^2 - \left(m + \frac{B}{A}\right)^2 - \frac{2}{g} \left(\frac{q}{A\sqrt{A}}\right)^2 \frac{h_2 - m}{m \frac{h_2}{A}} = 0$

b) $\varepsilon = 0, \left(\frac{h_2}{A} - \frac{B}{A}\right)^2 - m^2 - \frac{2}{g} \left(\frac{q}{A\sqrt{A}}\right)^2 \frac{h_2 - m}{m \frac{h_2}{A}} = 0$

c) $\varepsilon = 0.25, \left(\frac{h_2}{A} - \frac{B}{A} - m\right) \left(\frac{h_2}{A} - \frac{B}{A} + m\right) - \frac{2}{g} \left(\frac{q}{A\sqrt{A}}\right)^2 \frac{h_2 - m}{m \frac{h_2}{A}} = 0$

之等の式から限界状態を表すべき h_2 が計算出来る。水門からの流出流量は完全射出水の時に

$$\frac{q}{A\sqrt{A}} = m \sqrt{\frac{2g \frac{h_1}{A}}{1 + \frac{m}{\frac{h_2}{A}}}}$$

潜射出水の時に

$$\frac{q}{A\sqrt{A}} = m \sqrt{2g \left(\frac{H_1}{A} + \frac{B}{A} - \frac{h'}{A}\right)}$$

但し H_1 は水門上流に於ける全水頭である。

射出水が種々の状態を表すのは $\frac{h_1}{A} + \frac{B}{A}$ と $\frac{h_2}{A}$ の間の関係によつて定まる。圖-5, 6, 8 は実験の結果から之等の関係を示したものである。各領域 A, B, C... の意味は次の通りである。

A... 完全射出水で水脈は下方に向く(圖-4)。

B... " " " 上方に向く。

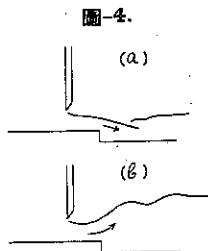


圖-4.

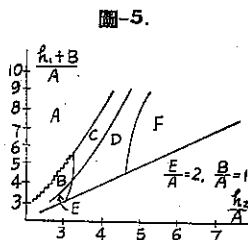


圖-5.

圖-6.

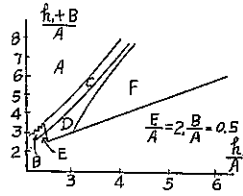
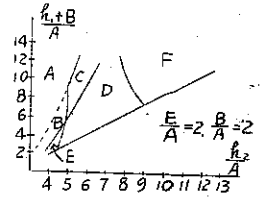


圖-7.



C... 潜射出水で

下向き又は完全射出水で上向きになる。

D... 潜射出水で水脈は時により上方にも下方にも向ふ。

E... 潜射出水で水脈は上方に向く。

F... 潜射出水で水脈は下方に向く。

残りの領域では射流を現さない。尙圖-9には $\frac{q}{A\sqrt{A}}$ と $\frac{h_1}{A}$ の実験値を示す。尙開口部の幅が水路幅よりも狭くなつた場合の実験もあるが之は省略する。

圖-8.

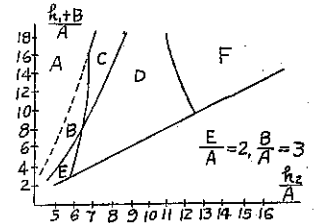
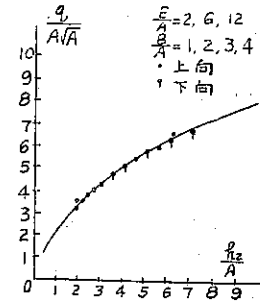


圖-9.



(3) 地下水流量の新公式

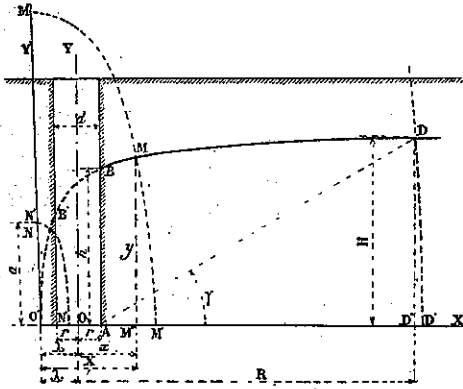
(A. Vibert; (Nouvelles formules pour le calcul du débit des nappes); Le génie civil, 11 Mars 1939, p. 216~217. 永井莊七郎 抄)

研究の結果井戸の周圍の地下水流には速度ポテンシャルが存在することを認めねばならぬ。其の等ポテンシャル面の母線は、一定の偏心率を持ち、同一の中心の而も長軸は井戸の底面(水流の基礎面)に垂直なる如き楕圓であらねばならぬ事が判つた。此の假定は實際に適用して正しい事が證明された。

(1) 流量式. 鉛直軸 OY を軸とし直徑 $d = 2r$ なる圓筒形井戸の底面 OX は不滲透層であるとする。流量 q を吸上げた時の水面低下曲線(水壓勾配線)を BMD とし其の曲線上の任意の點 $M(Xy)$ に於て等ポテンシ

ナル面の母線 MM' と交はる。而して $M'MM''$ は O' を中心とし $O'M'$ を短軸, $O'M''$ を長軸とする楕圓である。等ポテンシャル面の凡ての母線は O' を中心とし, 同一の偏心率を有する楕圓である。水面低下曲線 DMB は之等の母線に直角に交はり乍ら B', N' に延長して O' に於て $O'M'$ に垂直に交はる。 O' の座標は $(-D, 0)$ である (圖-10 参照)。

圖-10.



母線の座標軸原点を O' に移し, 任意の母線 $N'NN''$ の長軸 $O'N''=a$, 短軸 $O'N'=b$ とすれば

$$\frac{X^2}{b^2} + \frac{y^2}{a^2} = 1 \dots\dots(1)$$

其の偏率 $\frac{c}{a} = \text{const}$ である, 之を書直すと

$$X^2 + y^2 \beta^2 = m^2 a^2 \beta^2; \beta = \frac{b}{a} < 1 \dots\dots(2)$$

$N'NN''$ は N 點に於て低下曲線に直角に交はるから, 低下曲線に對しては

$$\frac{dy}{dX} = \frac{\beta^2 y}{X} \dots\dots(3)$$

従つて低下曲線の方程式は

$$\log_e y + C = \beta^2 \log_e X \dots\dots(4)$$

井戸の軸 OY から R 距つた點 D に於ては

$$\frac{dy}{dX} = \frac{\beta^2 H}{\lambda + R} \dots\dots(5)$$

井戸の軸から充分離れた點 D に於ては (實際 $R=10\sim 15$ m) 半径 R , 高さ H なる圓筒面からの流量 q は一般に次式で與へられる。

$$q = 2\pi R e H \text{arctg} \frac{dy}{dX} \dots\dots(6)$$

或は $q = 2\pi R e \frac{\beta^2 H^2}{\lambda + R} \dots\dots(7)$

$n = \frac{q}{2m\epsilon}$ と置けば

$$\lambda = \frac{R}{n} (\beta^2 H^2 - n) \dots\dots(8)$$

(4) 式の $\text{const } C$ を決定するには $D(\lambda + R, H)$ 及 $M(x + \lambda, y)$ は低下曲線上にあるから

$$\log_e H + C = \beta^2 \log_e (\lambda + R) = \beta^2 \log_e \frac{(R\beta^2 H^2)}{n} \dots\dots(9)$$

$$\log_e y + C = \beta^2 \log_e (\lambda + x) = \beta^2 \log_e \frac{R(\beta^2 H^2 - n) + xn}{n} \dots\dots(10)$$

$$\therefore C = \beta^2 \log_e \frac{(R\beta^2 H^2)}{n} - \log_e H, \dots\dots(11)$$

之を (10) 式に入れると,

$$\therefore \frac{y}{H} \left(\frac{R\beta^2 H^2}{n} \right)^{\beta^2} = \left(\frac{R(\beta^2 H^2 - n) + xn}{n} \right)^{\beta^2}$$

$n = \frac{q}{2q\pi}$ を置きかへると

$$q = \frac{2\pi\epsilon R \beta^2 H^2 \left[1 - \left(\frac{q}{H} \right)^{\frac{1}{\beta^2}} \right]}{R - x} \dots\dots(12)$$

$x=r$ にて $y=h$ であるから

$$q = \frac{2\pi\epsilon R \beta^2 H^2 \left[1 - \left(\frac{h}{H} \right)^{\frac{1}{\beta^2}} \right]}{R - r} \dots\dots(13)$$

式中の ϵ は滲透率である。又 $\frac{1}{\beta^2} \doteq 20$ である。

(2°) 低下曲線 (水壓勾配線) の方程式

井戸軸を含む鉛直断面内に於ける低下曲線は (12) 式より

$$R - x = \frac{\beta^2 R H^2}{n} \left[1 - \left(\frac{y}{H} \right)^{\frac{1}{\beta^2}} \right], \dots\dots(14)$$

(3°) 溝状井戸 (Exutoire rectiligne)

集水渠或は溝状井戸に於ける流量 q は

$$q = \frac{L \epsilon \beta^2 H^2 \left[1 - \left(\frac{h}{H} \right)^{\frac{1}{\beta^2}} \right]}{l}, \dots\dots(15)$$

其の場合の低下曲線或は

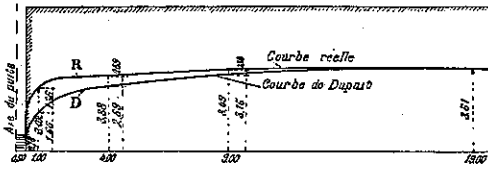
$$l - x = \frac{L \epsilon \beta^2 H^2 \left[1 - \left(\frac{y}{H} \right)^{\frac{1}{\beta^2}} \right]}{q} = K \left[1 - \left(\frac{y}{H} \right)^{\frac{1}{\beta^2}} \right], \dots\dots(16)$$

式中 L は地下水の流出方向に直角に測つた井戸或は渠の長さ, H は井戸軸から十分離れた所謂影響圏上に於ける低下曲線の縦距であり, l は其の横距である。

圖-11 は直径 1m の井戸に於ける實際の低下曲線を示すものである。之によれば以上の公式に因り求めた

曲線は實際のものと極めて良く一致してをる事が判る。之に反し、Dupuit の曲線は相賞異つて来る。

圖-11.



材 料

(4) 新光學的應力測定器

I. Föppl und R. Hiltcher; "Die neue Spannungsoptische Apparatur des Mechanisch-Technischen Laboratoriums der Technischen Hochschule München" Der Bauingenieur. Heft 17/18 5 Mai 1939, s. 231~232.
村上永一抄

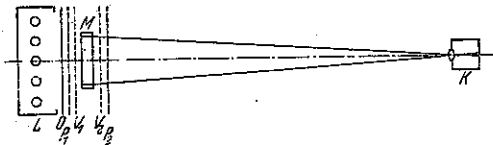
先づ舊式の装置の要點を述べれば、偏光子 (polariser), 檢光子 (Analyser) として使用する2つのニコールプリズムと小さいニコールプリズムを光線が通過する爲に光線を集約し、又試験體を通過する前に再び平行光線とする目的のレンズより成つてゐて、プリズム、レンズ、試験體 1/4 波長板等は一所にあり、2 m 離れた光學的作業臺の上にコンペンセーターが置いてあつた。

新測定器では精巧に造られたフィルター偏光子に依り初めて光學的應力測定に本質的改革と簡易化をなし得た。

圖-12 に示す如く新測定装置は總てのレンズは必要でなく、1つの電燈 (L) 1つの不透明板硝子 (O) 2つの偏光子 (P_1 と P_2) 及2つの 1/4 波長板 (v_1 と v_2) とより成り試験體は 1/4 波長板の間に置いた。

圖-12. 光學的應力測定器の原理

L 電燈箱, O 不透明板硝子, P_1, P_2 フィルター偏光子, v_1, v_2 1/4 波長板, K 撮影カメラ, M 試験體



舊式の場合は直径 7 cm 迄しか測定出来なかつたが新装置では 30 cm x 30 cm 程度の試験體に適用出来、橋梁その他の大構造物の研究に好都合である。

ランプの後にある金屬板に依り光線は總ての方向に散亂するが眼又は寫眞装置 (圖-12 の K) が試験體から充分 (2~3m) 離れてゐるので散亂した光線の中試験

體を通過して平行又は平行に近い光線のみを觀測する結果となる。故に寫眞装置の光軸上にある試験體の部分のみ寫眞に取られる。カメラの適當なる間隔に依り映象の最大角誤差は小さくなつた (約 2°)。これに依つて生ずる誤差は他の原因に依る誤差の範囲内である。比較的大なる誤差は試験體に完全に垂直でない光線が試験體に出入する場合に他の應力状態に依つて影響されることに依つて生ずる。

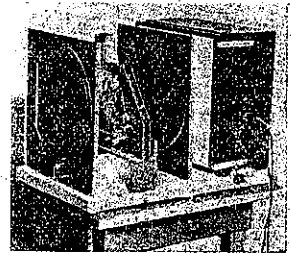
此の誤差は應力の急激な上昇の場合生じ易い。此の場合吾々は切目、穿孔、急な曲り等の試験體上の點をカメラの光軸上に置くことに依つて此の誤差は避けられる。實驗の場合

常に誤差の原因を排除出来るから、コンデンサーレンズを用ひて平行光線を得る必要はない。

舊装置に比して新装置の大なる利點は、簡易な操作、非常に安い價格、容易に持ち運びが出来ることである。又新装置の進歩せる點は試験體の上面を磨くことがそれ程必要でなくなつたことである。

圖-13.

ミュンヘン高等工業機械技術研究所の光學的應力測定器



(5) 特殊ポルトランドセメント

Gabriel A. Ashkenazi; "Special Portland Cements" Cement and Lime Manufacture Vol. XII, No. 5, May 1939, p. 91~98.
福島彌六抄

セメントの水和熱は大塊コンクリートの容積變化を起し龜裂發生の原因となるので、米國に於ては普通ポルトランドセメントと成分割合を異にする所謂「低熱セメント」が要求され又製造されて居る。此のセメントは普通セメントに比較して、石灰少く、酸化鐵多く、従つて水硬率低く、鐵率も小にして、例へば Morris 堰堤に使用した代表的低熱型セメントの成分割合は SiO_2 23%, CaO 60%, Al_2O_3 5%, Fe_2O_3 5% である。即ち、此のセメントは水硬率 (約 1.8) が低く鐵率 (0.64) も小なる1種のポルトランドセメントである。然しながら、此のセメントは既に 40 年以前に製造されたセメントと實質上異つて居ないものである。例へば D. B. Butler 氏は 1888 年の或る英國製セメントは、 SiO_2 23.4%.

CaO 60.9%, Al_2O_3 5.85%, Fe_2O_3 4.65% と報じ、S. B. Newberry 氏は 1897 年の或る米國市販セメントに SiO_2 20.6%, CaO 62.8%, Al_2O_3 36.9%, Fe_2O_3 5.4% のものがあつたと報じ、又 1898 年に Philadelphia 市セメント試験所は當時の普通セメントは SiO_2 20.99%, CaO 60.75%, Al_2O_3 4.12%, Fe_2O_3 5.4% であつたと報じて居る。此最後のものは C_3A 含量僅に 1.4% にして少量であり、今日の理想的低熱セメントと言ひ得られるであらう。

従來の試験成績 斯くの如き 40 年前のセメントは今日の専門家には一見奇異に見へるが、相當の強度を表してゐた。1897 年 H. P. Boordman 氏の試験成績に依ると、1:8 モルタル引張強さ 135~246 lb/in² (7 日)、209~316 lb/in² (28 日) であり、之を Morris 堰堤用低熱セメントの引張強さ 200~231 lb/in² (7 日) 及 353 lb/in² (28 日) と比較しても大差なく、此間に相當の進歩があつたとは考へ得られなく、又低熱セメントが Morris 及 Boulder 堰堤のコンクリート工事に成功した事實も此意見を裏切つてゐない。何故ならば、既に 40 年前に小規模の大塊コンクリート工事に此種のセメントが大した試験も經らずして用ひられて良結果を収めて居るからである。例へば、Crystal Spring 堰堤(1887~1890 年)に當時のセメントが使用され、此堰堤のコンクリートは其後 40 年の間硬く丈夫であり龜裂、滲水が無く、桑港の大地震を經ても毀損されずに存在するとの報告もある。一方今日の普通セメントも或る大塊コンクリートに使用して成績の香しからざる例もある。例へば Owyhee 堰堤は之を使用しその周縁に龜裂の發生を見た。然しながら此原因がセメントに依るとは未だ立證されてゐないものである。斯くてセメントの種類が變つてもコンクリートの性質を著しくは變化させないだらうとの意見もある。一般に、セメントはコンクリートの性質に影響を與へる一要素に過ぎなく、コンクリートの配合、混合、水量及養生等の條件がより以上の重要性を有する事が認められて居る。大塊コンクリート内部は非常に緩に乾燥し水和熱による温度變化に依り可成の歪を生ずる、斯くの如き見地より大塊コンクリート技術者が最低發熱のセメントを選ぶ理由がある。然しながら、水和熱は他の要素に較べて附隨的の役割をするに過ぎず、例へば、普通セメントの代りに低熱セメントを用ひて約 10°F 或は 15°F の温度を下げてても氣象作用によるコンクリートの始發及最高の温度差に較ぶると屢々重要ならざる場合もある。事實、J. L. Savage 氏は、コンクリートの温度低下に就ては施工温

度がセメントの發熱の影響よりも甚だ重要な事を報じて居る。低熱セメントは發熱は少いが然し附隨的に可成り強度低下を伴ふ故に其効果は甚だ疑問となる。實際上低熱セメントは硬化が遅く早期強度も弱く寒冷期の使用に適せず Boulder 堰堤では冬期間は之と普通セメントの混合物を用ひて強度を補つてをり、此處に於ける各月の最低温度の最小平均値は 39°F であつた。

大塊コンクリート用セメントとしては、低温時でも硬化し且つ初めの數日間内に水和熱の大部分を放出し、冷却時の龜裂に抵抗するに足る引張強さを有するコンクリートを造ることが必要である。低熱セメントは此要求に應ずるものでなく、水和熱は初め緩かなるも長期間繼續する、之に反して、普通セメントは數日間内に水和熱の大部分を發生してしまふ。一方、大塊コンクリート内部應力は低いからコンクリートの壓縮強さは大して重要でなく、寧ろ龜裂防止の爲めには引張強度の擴大なるが重要であるとの事は施工者が一般に認めるるものである。然るに、低熱セメントの引張強さは低いものである。例へば、加州大學材料研究室の成績に依れば、Boulder 堰堤用低熱セメントに大塊養生を行つた結果コンクリートの引張強さは 40 lb/in² (5 日) にして頗る貧弱であつた。

改良ポルトランド・セメント 斯く低熱セメントは硬化緩慢であり、早期の強度特に引張強さも弱く、又比較的多くの自由水がコンクリート中に生成され、之等が種々の影響を及ぼすに鑑み、最近では改良ポルトランド・セメント (Modified Portland Cement) が之に代つて好んで用ひられる様になつた。此セメントは先づ Grand Coulee 堰堤に用ひられ其成分は C_3S 85~55%, C_2A < 7% と規定されてゐる。

此セメントの特徴は、 C_3A は低熱セメントに類似し、 C_3S は普通セメントと大差なく、2 者の中間者たる觀を呈し又早期の引張強さは低熱セメントより大であるが良質の普通セメントに少しく劣るも、早期に脱型出来る充分の強度を表し、低温施工が可能であり且つ水和熱も 80 cal/gr (7 日) で中庸の値を示して居る。例へば、此セメントを用ひ骨材 0~1.5 in, セメント含量 1brnl/yd³, W/C=0.40 なるコンクリート供試體 (6×33 in) の引張強さ (kg/cm²) は 105(5 日)、265 (28 日) 及 295 (90 日) であつた。

セメントの成分と性質との關係 米國のセメント技術者は Bogue の計算法に依りセメントの成分を C_3S , C_2S , C_3A , C_4AF に分けて考へる傾向があり、又人工合成法による C_3A 化合物は最大の發熱量を表し、セン

ト中にも存在するものと一般に認められてゐる。斯くセメントの發熱の制禦には C_3A 含量を成るべく少量となすに依ると考へられ、實際の製造には酸化鐵を添加して礬土の一部を C_4AF となして C_3A の量を少くして居る。然し人工合成法による場合は兎も角、工場で實際造つたセメント塊中の C_3A の検出は相當に困難にして其存在も充分に明かにされない場合もある。例へば Brown は數箇のセメントに就て礦物學的試験したが算式上よりは C_3A が存するも、實際的には存在が不明であつたと報じてゐる。一方今世紀の初めに F. Ferrari 教授により礬土及酸化鐵を當分子量づつ含むフェマリ・セメントが造られ一時顧り見られなかつたが最近に至り再び注目されて來た。此セメントは Albert 氏により研究され普通セメントに比して優れた質のものなるを確められ、其成分は C_3S 75%, C_4AF 25%, 珪酸率 1.47 であり、高發熱性及可溶性あり有害と考へられて居る C_3A を含まないものである。

大塊コンクリート内の熱の蓄積 著者は米國の大塊コンクリート用特殊セメントに就ての研究問題を検討してコンクリート中に熱が蓄積する危険を疑はざるものであるが、然し此危険は特殊のセメントを使用するだけで本質的に解消するとは考へない。例へば普通セメントは早期強度が強く水和熱 80~100 cal/gr (7 日) であるが Boulder 堰堤用セメントは最高 65 cal/gr であり従つて其差が 15~35 cal/gr となり、此れが比較的貧配合のコンクリートに著しく影響を與へるとは考へ得なく、寧ろ其他の因子が重大な影響を及ぼすものであらうと考へる。即ち、大塊コンクリートに與へる熱影響の危険は熱の擴散の改良手段、例へば高熱傳導質の骨材の使用、良好な熱放散條件を具ふる様に施工上の注意、人工冷却の應用等に依り減少又は除去し得らるゝものである。J. L. Savage 氏は Boulder 堰堤に就て“若し人工冷却を用ひざれば、コンクリートの終局最高温度は、たとひ施工條件及打込み速度を同じにしても之に用ひたセメントの種別の何たるに關係なく實際上同じ程度であつたらう”と論じてゐる。

茲に著者は大塊コンクリート用セメントに就て、其水和熱を以て一方的見地より考へらるる事に疑問を有するものであり、此種セメントの評価の標準としては水和熱の絶對的割合でなくセメント 1 gr の發熱量に對する強度の發揮即ち (強度/水和熱比) が重要な意味を持つと考へる。此點に就ては低熱セメントは勿論、改良セメントも充分なものではない。

規格に於ける特殊要項 近年に至り米國セメント製

造者は計算による水硬性化合物の割合を以てセメントの性質を定める傾向が見へ、又各種の工事のセメント仕様書に此化合物の制限を附けて表してゐる。然しながら計算による化合物の決定は正當であるとは言へない。何故ならば、

- (1) 成分の錯雜した影響に關する我々の知識は完全なものではない。
- (2) 計算した化合物と其水和熱との間には満足すべき關係が見出せない。
- (3) 其化合物は純粹の型では存在せずして一部は固溶體の状態に存するものである。

次に特殊セメントの規格に於て重要な役割を有する C_4AF の存在は多數の研究家の認むるものであつたが、最近の山内氏のヤリット部分に關する研究に依ると、此化合物に就て新しい疑念を生じた。又米國にてはかゝる傾向に變化を生じ、P. H. Bates 氏は此化合物に依るよりもむしろ製造の操作に注意してセメントの改良を計る必要があると言つてゐる。

著者はセメントの性質に關して特定の化合物の含有量を嚴密に規定することは現在では不必要と考へる。米國のセメント製造者は多くの異なる規格の爲め各種のセメントを造る必要があるが之れは特別の場合に可能なるも一工場で各種のセメントを作るのは一般に甚だ困難であり不可能のこともあり得る。

結論 要するに正當に製造されたポルトランド・セメントは多くのコンクリート構造物の築造目的に對して良く水硬性結合材料の性質を有し、此場到大塊コンクリートのみが除外されるものではない。此目的に用ふる爲めには、鐵化合物を増して不充分的な (強度/熱比) を有する特殊セメントを用ふるより、むしろ早強性の早期に於て強大なる壓縮強さと引張強さを持つセメントを用ひて耐久性と伸張性の良い貧配合のコンクリートを作るべきである。

(6) 木材の不均等收縮

(Heinrich Behr; "Das ungleiche Schwinden der Bauhölzer." Die Bautechnik, 9 Juni 1938. Heft 24 s. 329~330.
村上永一抄)

樹木の含有液は大部分水で、一部は溶解質、一部は結晶質 (糊精、糖分、蛋白質、稀發性油等) である。

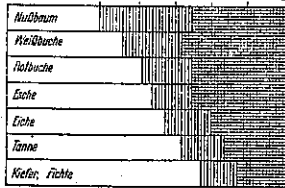
樹脂には水の成分を含んでないことを茲に記入しておく、汁液の運搬はそれ自身吸収力ある纖維に依りて行はれる。木材の合計量若しくは含水量は木材の種類に

依りては60%を含有するものである。之は木材の性質材齡、産地の状態、伐採の季節等に支配される。伐採材は通常3種の含水量等級に分ける。

1. 40~50%の含水の生材
2. 20~30%の含水の森林中乾燥材
3. 10~20%の含水の空気が乾燥材

伐採した木材は含水量を次第に失つて繊維は痩せ細り(然し長さは變化しない)白木質(若木材)は心材(老木材)より、又板は幹より多く収縮する。又硬質潤葉樹は針葉樹軟質潤葉樹等より多く収縮する。圖-14は各種木材に就て2方向の収縮量を示す。

圖-14. Schwinden des Holzes in Richtung der Jahresringe. Merkstrahlen: 0%



之から次の推定をなす。

- a) 木材は年輪の方向には10%迄収縮出来るが、髓線の方向には5%迄しか収縮できない。
- b) 一般に硬質潤葉樹は針葉樹、軟質潤葉樹より多く収縮する。

圖-15.

圖-15は不均一収縮に依りて生じた變形を圖示し、生木の乾燥度に応じて加工物となつた場合にも多少の収縮は認められる。年輪に横の方向が髓線の方向よりも木材は2位も多く収縮する。

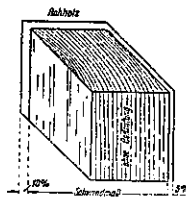
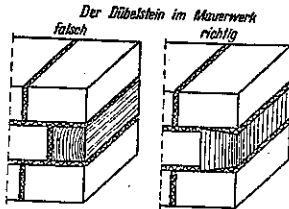


圖-16. 練瓦積の柱石

煉瓦積工では濕氣の多い煉瓦積に圖-16に示す如く差挟む柱石の代りに木材を使用すると漸次乾燥する際に緊密になり全く取外せなくなるのである。締切工の場合は土壓に應ずる爲に厚板の心材側を土壓の方に置かねばならぬ。



チンメルマン氏

は心材材を上向きにした桁に於て、乾燥の際生じた應力を旨く利用して撓を減少した。

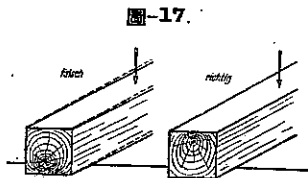


圖-17.

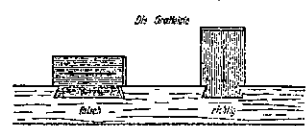
圖-17は角材の正しき設置を示す。木の北側は年輪

密であるから、之を上向にするのが良い、北側の材は南側に比して密度及耐荷力大で収縮は小さい。

階段に於て不快な軋をすることがある。これは木材の不均一収縮に依るもので、良く乾燥する白木質の面が上になる様に置くと木材は凹み(圖-17)接目板と前方の必要な接觸がなくなり、通行の際階段は下向きに反り不快な軋をする故に木髓側が上になる様に考慮しなければならぬ。

大工は垂直の年輪を有する床板(所謂柃目板)を選ぶ。之は板が丸くなり繼目が離れることがない爲である。木材加工で廣い木材板を眞平に維持する爲に往々必要なる合口縁は不動にして合口溝から弛まぬ様離れぬ様にしなければならぬ。それには縦に年輪の入つた木材を使用せねばならぬ(圖-18)。

圖-18. 合口の縁



製材業者は上に掲げた要求に應じた製材方法を考へねばならぬ(圖-19)。然し場合に依つては厚板、角材の

圖-19.

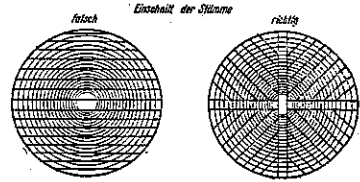
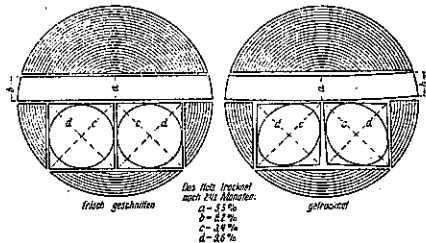


圖-20.



断面に不均等乾燥に依り歪がきて、加工の場合特別に混亂と故障とを再び起すことがある。例として切りたての山毛櫸材から切取つた角材(圖-20)の四角形断面をとれば、その元の圓形の横断面は不均一乾燥に依り卵形となる。

要約すれば、木材の註文の場合、伐採した儘の木材、森林乾燥材、空気が乾燥材に応じて有效なる寸法を表記することは注意すべきである。量の變化に依り不愉快な驚を豫防するために、どれ程の含水率の木材が供給さるべきかを豫めその目的に応じて決めておかねばならぬ。

(7) 木材断面周縁部分の強度に及ぼす影響に就て

(Otto Graf; "Über den Einfluß der Baumkante auf die Tragfähigkeit der Bauhölzer." Die B. u. techn. Hefte 12. s. 164~166. 尾之内由紀夫 抄)

永年來我々は適當に丸味を有する周縁部分を其の儘有する木材の桁又は柱が通常の角材と同じ強度を有するものと考えて來た。此の理由としては木材繊維が其の周縁部に於て比較的一樣に通つて亂れてゐない事のみならず圖-21に見る如く針葉樹の幹は通常外側に於て中心部より強い材質を有して周縁部を取除く事に依り比較的良い部分が切りとられてしまふと云ふ事である。夫故木材を適當に處理し出来るだけ多くの有効なる木材を得る様に考慮する事が必要である。

建築用木材の強度に及ぼす断面周縁部の影響に就て明確なる解答を得る爲には過去に於ても既に多くの連

圖-21. 松材の壓縮強度の變化

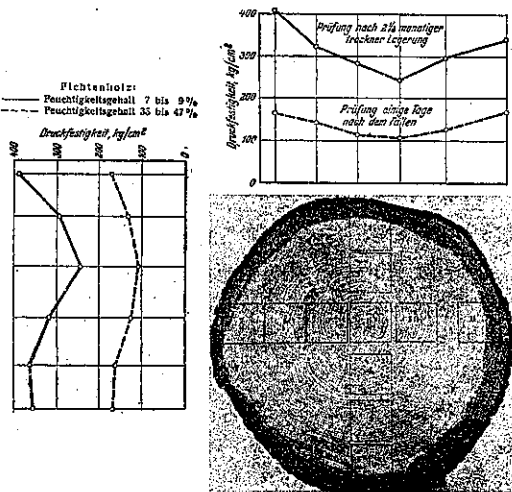
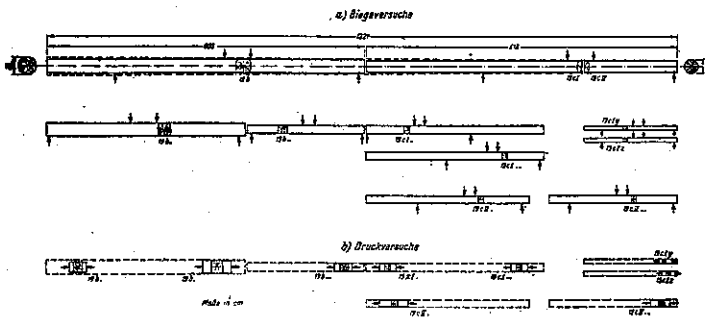


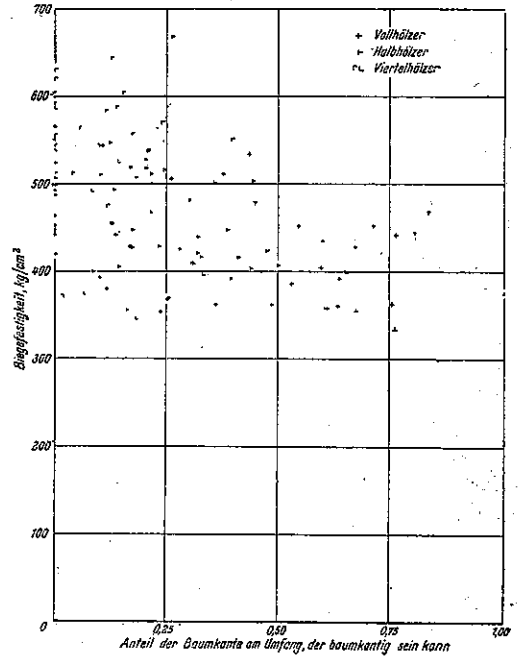
圖-22. 試験片, 試験方法, 試験順序



續的研究が行はれてゐる。ドイツ科學研究會及工事研究獎勵基金は木材問題に對する専門委員會に必要な手段を與へた。研究は未完成であるが、今此處に於て生の状態即ち30%以上の水分を含んだ木材についての試験結果を報告しやう。實驗は圖-22に示す如き試験片につき曲げ及壓縮について行はれた。

上の如くにして行はれたる生材についての曲げ試験結果は圖-23に示されてゐる。縦軸上には曲げ強さ(kg/cm²)横軸上には木材断面に對する其の周縁部の量

圖-23. 曲げ試験結果



が周縁部として残し得る量に對する實際木材周縁部の割合として表はされてゐる。此の圖に於ては完全材, 半挽割材, 四分ノ一挽割材等は夫々記號を以て區別せられる。

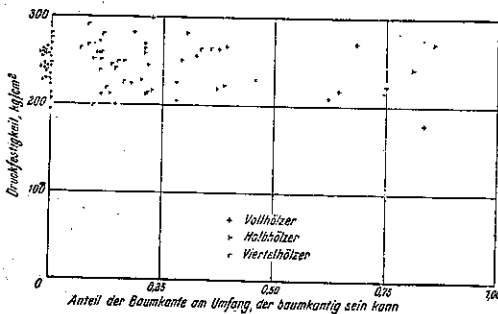
圖-23より次の事が理解せられる。

a). 曲げ強さを表す點の下方の散在状態は横軸に無關係か或は極く僅かしか關係を有しない。夫故松材に於ける断面周縁部分の量の一般的な制限は曲げ試験の爲には必要でない。

b). 圖に於ける上限値は一般に断面周縁部の割合の減少と共に上昇する。

圖-24 は周縁部として残し得る量に対する實際木材断面周縁部の比と周縁部無視の下に實驗計算せられたる壓力強度との關係を表してゐる。各點の散在狀況は周縁部分の量に無關係か或は極く僅か關係してゐる様に現れる。其故周縁部を有する木材は通常の角材と同様な荷重に抗し得る物である事が分る。強度に關するかくの如き考慮に依つて結論として生松材の梁又は柱に對する断面周縁部の制限は何等必要と考へられないと云ふ事が出来る。此の結果が一般に通用するかどうか、即ち乾燥せる又は龜裂の入つた木材にも通用するかどうかは今後の研究に俟たねばならない。

圖-24. 壓縮試驗結果



然し乍ら一方に於て工事材料として切出し木材其の儘の周縁部分を或る程度に制限する事は挿入楔、デューベル等の使用に依り適當なる木材組立構造物を造る爲又は完全なる支承を得る爲に今日に於ても尙必要であ

圖-25.

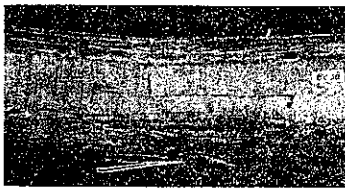


圖-26.

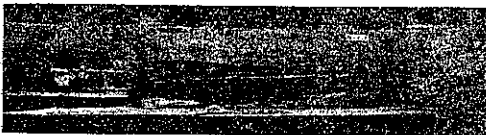


圖-27.



る。

圖-25, 26, 27 は夫々木材周縁部分を有する梁の破壊状態を示す。圖-25, 26 は中央附近に節を有し其處で破壊が起らぬ様に鋸を以て溝をつけたる梁にして、圖-25 は節の影響は殆どなく曲げ強さは 386 kg/cm² であつた。圖-26 は楔による鞍部に依り R 點で破壊し曲げ強さは 406 kg/cm² であつた。圖-27 は倒れたり、積込んだりする事に依つて生じた傷に依り破壊を生じたもので曲げ強さは 441 kg/cm² であつた。

コンクリート及鐵筋コンクリート

(8) 破碎白雲石を用ひた振動コンクリート

(M.O. Withey; "Factors affecting the Resistance to Freezing and Thawing of Vibrated Concrete made of Crushed Dolomite." J. of the American Concrete Institute, Vol. 10. No. 6, June 1939, p. 553-560. 福島彌六抄)

凍結及融解作用に對し相當の抵抗性のあるコンクリートを造るには其セメント含量を幾許にすべきかは從來より施工者間の問題であるが本試験は此目的に副ふ爲めに行つたものである。從來此抵抗性を測定する爲め、凍結及融解後、コンクリートの重量減少、膨脹或は壓縮強さ等を測つてゐたが例へば鋪裝又は歩道の基礎版としての見地からは、曲げ強さの測定が更に良い比較標準であると考へられる。

此意見は Highway Research Board で行つた氣象作用に對するコンクリートの試験結果に基くものであり、6×6×18 in' の梁型供試體を用ひてゐる。本試験は稠度が固く、密度の高いコンクリートとする爲め振動機で打つた供試體を用ひ又質が非常に硬く均一なる Niagara 産の白雲石を骨材に使用した。試験はセメント含量、水・セメント比及稠度を種々に變へたものに就て行ひ 101 個の曲げ強度の測定、200 餘の壓縮強さの測定をなし又或ものには重量減少及膨脹等の測定をなした。試験は 1935 年の春に始め其年の間繼續した。

供試體の製作及養生 セメントは普通のポルトランド・セメントを使用し、粒度率 2.6 及乾燥時の比重 111 lb/ft³ の Janesville 産の砂を細骨材となし、一方粗骨材は白雲石を 1 1/2 吋節を通過する様に破碎し之を篩分けて 3/4 吋節残量 48%, 3/8 吋節残量 90% 及 1/4 吋節残量 100% にして又乾燥重量 98 lb/ft³ なるものを粗骨材とした。比重はセメント 3.13, 砂 2.70, 粗骨材 2.73 であり骨材は夫々 0.7-0.6% の水量を含んでゐた。

先づ試力容器内で手練をなし、後濕つた布で覆ひ 1/2 時間放置し、更にスランブを測つた後鋼製モールド内に入れる。スランブ 1/4 及 2 時の供試體はすべて電動式振動機を用ひて搗固め、振動機は供試體の頂部に置き表面より水が出るまでかけた。其速度は 3600 r.p.m. であり、振幅は 6 吋離れた海綿状ゴム cushion 上に置いた時に 0.06 吋であつた。

供試體は 28 日間蒸養生をなしたる後、凍結・融解試験をなした。

試験法 凍結・融解に供する梁型試験片は先づ 24 時間水中に漬けた後容器に入れて深さ 1 吋の處まで水に浸して冷凍器中に入れた。圖-28 は 凍凍及融解時間と供試體の温度との關係を表したものである。16 時間冷凍したる後、之れを取出し温度 70°F の湖の水をかけて融解した。次に此供試體の中央に速度 0.027 吋/分の割合で荷重をかけて曲げ強さを測り、後兩斷した各部分を早強セメントに鹽化石灰 3% を添加したペーストでキャピングを施し 1 晝夜養生をなし、翌日之に速度 0.06 吋/分の割合で荷重をかけて壓縮強さの測定をなした。

圖-28.

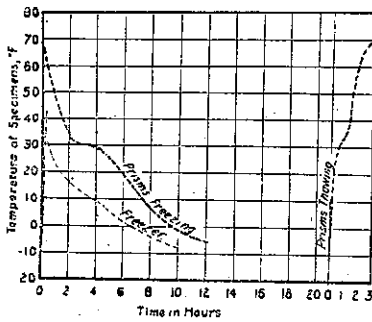


表-1.

Specimens	Mix, by Weight C:S:D	Slump, in.	Specific Weight, lb./cu. ft.	w/c by Weight	c	s	c/s	Cement
C1-15	1:4.80:3.39	0	154.6	0.675	0.9530	0.8570	0.371	2.97
C21-29	1:3.55:4.82	2	154.3	0.675	0.9937	0.8450	0.433	3.73
C31-35	1:2.99:5.55	5	154.3	0.675	0.9711	0.8353	0.463	4.32
C41-49	1:2.59:4.77	6	154.2	0.675	0.9573	0.8232	0.494	4.98
F1-15	1:4.05:7.52	0	155.6	0.616	0.9501	0.8601	0.430	3.36
F21-29	1:2.18:5.93	4	155.2	0.616	0.9739	0.8465	0.481	4.14
11-15	1:2.49:5.50	0	156.5	0.54	0.9692	0.8933	0.508	3.87
121-30	1:2.70:4.19	2	156.7	0.54	0.9843	0.8470	0.554	4.72
131-39	1:2.34:4.35	4	154.6	0.54	0.9598	0.8325	0.572	5.37
141-33	1:1.95:3.82	6	154.3	0.54	0.9117	0.8192	0.618	6.26

試験成績 表-1 は配合、スランブ及水比等のコンクリート供試體の性質を表した。水・セメント比は 0.54~0.68 (重量)、即ち 6.1~7.6 噸/袋を表し、セメント含量は約 3~6¹/₄ 袋/噸³ であり、比重量及密度は H であ

表-2.

Specimens	Mix by Weight C:S:D	Slump, in.	w/c by Weight	Strength in Pounds Per Square Inch								Ratio F/N	
				Modulus of Rupture				Compressive Strength					
				28-Day	3-Mo. Est. (N)	7-Mo	After Freezing 150 Cycles (F)	28-Day	3-Mo. Est. (N)	7-Mo	After Freezing 150 Cycles (F)		
C1-15	1:4.80:3.39	0	0.675	477	343	327	379	0.58	3528	4190	4618	4118	0.99
C21-29	1:3.55:4.82	2	0.675	319	283	272	319	0.39	3308	4209	4845	4043	0.94
C31-35	1:2.99:5.55	5	0.675	212	205	202	411	0.36	3352	4035	4312	4175	1.03
C41-49	1:2.59:4.77	6	0.675	114	749	867	229	0.32	3345	4160	4335	3970	0.93
F1-15	1:4.05:7.52	0	0.616	603	639	770	627	0.43	4208	5060	5706	4650	0.85
F21-29	1:2.18:5.93	4	0.616	616	725	444	573	0.72	3802	4799	5433	4950	0.94
11-15	1:2.49:5.50	0	0.54	739	646	934	773	0.91	4834	5320	5822	5360	1.01
121-30	1:2.70:4.19	2	0.54	651	705	805	844	1.02	4607	5383	5818	5320	1.03
131-39	1:2.34:4.35	4	0.54	706	651	1087	777	0.94	4417	4986	5363	5090	1.02
141-33	1:1.95:3.82	6	0.54	748	886	1339	876	0.91	4661	5353	6050	5716	1.08

る。表-2 は普通の強さ及凍結・融解を 150 週期なした後の強度を表す。3 ヶ月に於ける計算より求めた強度は、150 週期の凍結試験の間何等コンクリートに損傷作用が起らないと見做した場合に達し得る強度と考へられ、茲に強度は材齡の對數に比例すると見做して次の式より算出した。 $S_3 = 0.43 S_1 + 0.57 S_7$ 但し S_1, S_3, S_7 は夫々 1 月、3 月及 7 月の強度。此計算に依り表-2 に求めた比 F/N は、凍結及融解により受けるコンクリートの損傷の程度を表す指數と考へられる。×表-2 及圖-29(a) を見ると、上記のコンクリートの損傷は冷凍後の破壊係數 (Modulus of rupture) 或は之に基く比 F/N に依る方が壓縮強さ或は之に基く比 F/N によるよりも一層鋭敏に表はされてゐる事がある。圖-29 は冷凍試験による水・セメント比と壓縮強さ、破壊係數及比 F/N との關係を、又圖-29 (b) はセメント含量と夫等の強度との關係を表はして居る。

而して圖-29 (a) の方が圖 29 (b) よりもコンクリートの凍結・融解に對する抵抗性を一層良く示して居る。

表-3 及圖-30 は重量減少及膨脹との關係を表し、之

圖-29.

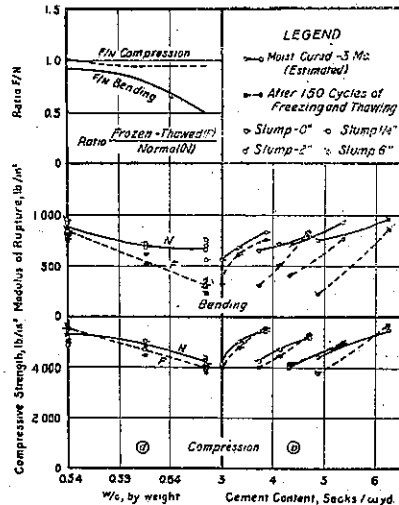
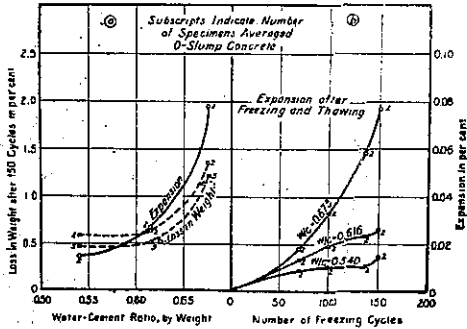


表-3.

Specimens	Mix by Weight C : S : D	Slump, in.	w/c by Weight	Absorption After 7 Days in Moist Room, Per Cent	After 150 Cycles of Freezing and Thawing	
					Per Cent Loss in Weight	Per Cent Expansion
C1-15	1:4.60:8.59	0	0.675	1.03	1.21	0.077
C2-20	1:2.85:6.25	5/8	0.875	0.89	0.76	
C3-20	1:2.08:5.55	2	0.875	0.95	1.79	
C4-49	1:2.58:4.77	6	0.675	1.23	3.77	
F1-15	1:4.00:7.22	0	0.618	0.98	0.50	0.0235
F2-15	1:3.19:5.93	0	0.616	0.96	0.50	
I1-15	1:3.49:6.50	0	0.54	1.13	0.47	
I2-30	1:2.76:5.13	0	0.54	0.87	0.52	
I3-30	1:1.84:4.35	0	0.54	1.17	0.33	0.0230
I4-30	1:1.52:3.92	0	0.54	1.23	0.27	

圖-30.



等の圖表の内、圖-30(a)が凍結によるコンクリートの損傷の度を良く表してゐる。

圖-31は、水・セメント比を變へて凍結・融解を150週期繰返した後のコンクリート供試體の損傷の程度を表した寫眞である。此試験中1個の供試體も崩壊しなかつたが供試體-C (W/C=0.68)は可成弱され最も強度の減少を見た。これに反して、供試體-I (W/C=0.54)は最大の抵抗性を表して居り、稠度はスランプ1/4時のものが最も有效であつた。次に成績を比較する爲め、粗骨材に砂利を用ひたものと比較すると白雲石の碎石を用ひたコンクリートの方が同じ水・セメントの時には遙かに強い抵抗性を表した。

結 論

- (1) 水・セメント比0.54のコンクリートが凍結・融解に対して最良の抵抗を表す。
- (2) 水・セメント比を一定とした場合には、稠度即ちスランプを0~6時に變へる事に依つて生ずる抵抗性

の相違は此試験では明瞭にする事が出来なかつた。

(3) 經濟上、セメントの含量をなるべく少くし、コンクリートの混合、打込み及仕上げを有効にする爲めには混合水の量をなるべく少量にすべきである。例へば、スランプ1/4時が良い時は、セメント含量を4³/₄袋/嗎³となして抵抗の強いコンクリートが得られる。又スランプ6時を必要とする時は、セメント含量を6¹/₄袋/嗎³に上げて良質のものが得られる。適當な時には更に固く、密にして貧配合のコンクリートを用ひても宜しい。

(4) 凍結及融解に抵抗が強く水・セメント比0.54のコンクリートは平均28日・壓縮強さ4200 lb/in²及破壊係數 (Modulus of rupture) 625 lb/in²を表すべきである。

(5) セメント含量4袋/嗎³以下にしてスランプ0のもの及5袋/嗎³以下にしてスランプ1/4時以上のものは、凍結・融解の150週期後には曲げ強さが弱く又供試體の縁及角の毀損したものが多くあつた。

(6) 曲げ強度試験は他の試験に較べて凍結及融解の抵抗性を定むるに一層鋭敏にして識別し易い標準となる。

(7) 此試験の結果、振動法は固いコンクリートを打込むに有效な方法である事が證明された。

圖-31.



(9) 鐵筋コンクリート梁に於ける斜肋筋の熔接

(Dewey M. McCain; "Welded Shear Reinforcing" for Concrete Beams", Civil Eng., Vol. 9, No. 7, July 1939 p. 418~421. 一木保夫抄)

從來肋筋は梁に對して直角に入れ之を主鐵筋に結束するのが普通の方法である。しかしこの方法は次に述ぶ様な種々の缺點を有してゐる。

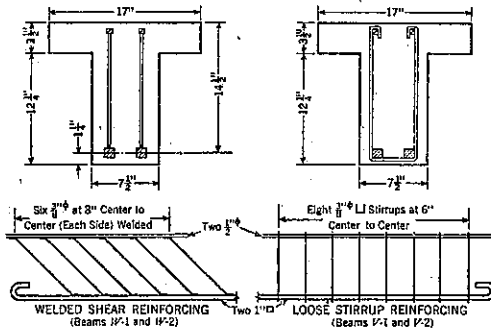
- 1. 鐵筋全體の不連続性。
- 2. 梁に龜裂が入るまで肋筋は殆ど働かない。
- 3. 肋筋の設計は殆ど大部分假定によつて行つてゐる。

之等の缺點を有してゐるために、從來の方法に代る他の方法が色々考へられて來たのである。

茲に1929年以來約10ケ年にわたつて研究し試験を行つた内から極く重要な部分をぬき出して簡単に述べる。

試験に使用した試験梁は圖-32に示す如く、從來の方

圖-32. 試験梁の配筋



法によるものと、筋筋を主鉄筋に斜に溶接したものである。実験の結果は圖-33~37に示す如くで順次説明を加へて行くが、歪測定の読みはいづれも2回宛とした。

圖-33は引張主鉄筋に於ける、測定した應力と計算より出した應力との比較及中立軸の位置を示すが、計算應力と測定應力は非常によく一致してゐる。但し應力の計算には実験によつて得た中立軸の位置を用ひたのである。

圖-33. 引張主鉄筋に於ける測定應力と計算應力との比較及中立軸の位置

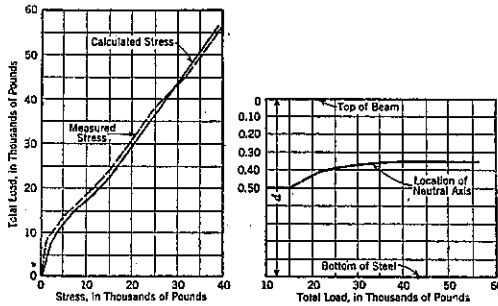


圖-34及圖-35は筋筋の荷重應力曲線を示すが、之より解る如く、従來の方法による筋筋はコンクリートに龜裂が入るまでは殆ど働いてゐない。之に對して斜に溶接した筋筋は荷重がかゝると同時に働いてゐる。勿論この應力と雖も、龜裂が入つた後の應力に比較すれば小さいが、とにかく荷重がかゝると同時に應力を取り得ることを示してゐる。

又従來の方法による筋筋の應力は不確實なばかりでなく、普通用ひてゐる計算は單なる假定に過ぎないことが解る。即ち圖-34の筋筋1-7及3-4は對稱の位置にあるにも拘らず、その應力の間に非常な差異がある。

$$f_v = \frac{V's}{A_v j d}$$
 計算によれば之は當然等しくなるのである。

圖-34. 試験梁 W-1及 V-1に於ける筋筋の荷重應力曲線

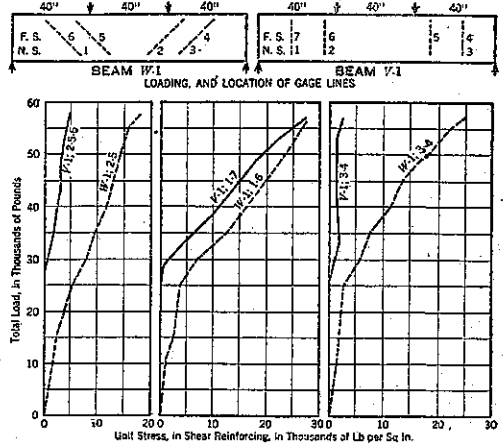


圖-35. 試験梁 W-2及 V-2に於ける筋筋の荷重應力曲線

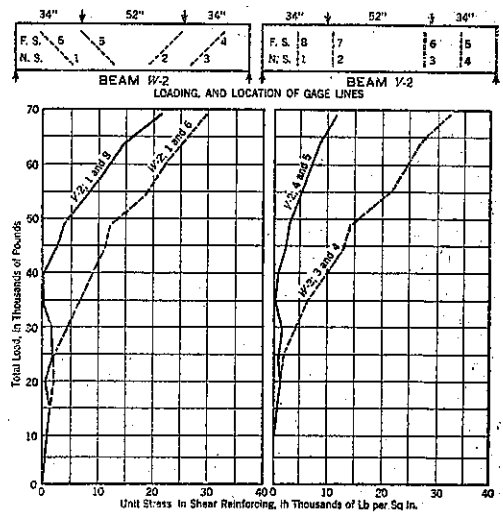


圖-36. 筋筋の測定應力と計算應力との比較

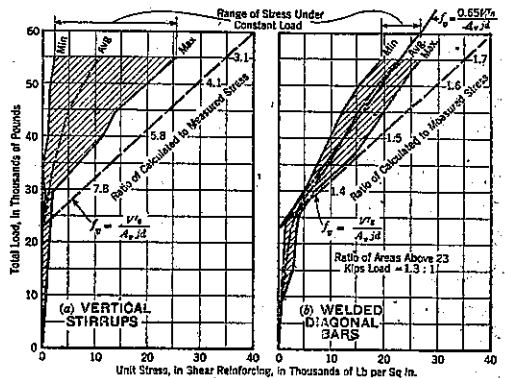
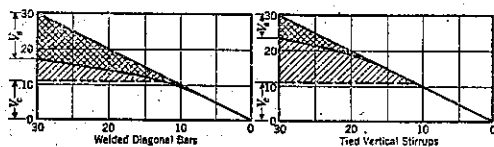


圖-37. 剪断力圖



なる式より計算した應力は圖-36(a)に示す如く平均測定應力の3.1~7.8倍になつてゐる。即ち荷重と應力の間には全然一定の関係がないと云ひ得るのである。

圖-38. 斜熔接助筋を有する梁の壓縮破損

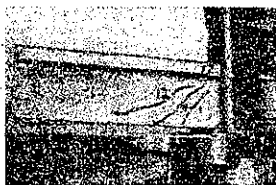


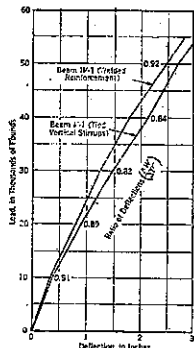
圖-39. 梁の曲げ試験



之に対して斜熔接助筋の方は圖-36(b)に示す如く、計算應力は測定應力の1.4~1.7倍になつてゐる。即ちこの鉄筋比に対しては $f_u = \frac{0.65 V_c s}{A_v f_j d}$ なる式を使へば實際と應力とよく一致し、荷重應力の関係が成立するのである。

筋筋の設計に當つては、一定量の荷重をコンクリートでとり、残りを筋筋にとらせるのであるが、この場合筋筋の間隔は $s = \frac{A_v f_j d}{V_c}$ によつて求める。圖-37に剪断力圖を示すが、この内 V_c はコンクリートにとらせる量であり、 V_c が實際に筋筋によつて受持たれ、斜線を施せる部分が残ることになる。この斜線を施せる部分の差が非常に大きく之によつても斜熔接助筋の優つて

圖-40. 梁の撓みの比較



る。圖-40に示す如くで、斜熔接助筋は剪断力による撓みを除き更に曲げモーメントによる撓みの一部を除いて、梁の剛性を増すに役立つことが見出された。

あることが解るのである。

又兩者に於ける梁の撓みを測定して比較したが、その結果は圖-40に示す如くで、斜熔接助筋は剪断力による撓みを除き更に曲げモーメントによる撓みの一部を除いて、梁の剛性を増すに役立つことが見出された。

圖-41は連続梁に於ける鉄筋の配置を示す。斜熔接助筋を用ふれば、引張主鉄筋を曲げ上げる必要なく、(b)の様にすることが出来る。引張主鉄筋の量を特に減ずることはないが、約5%位は減じ得る。

圖-41. 連続梁に於ける鉄筋の配置

- (a) 従来の助筋を用ふる場合
- (b) 斜熔接助筋を用ふる場合

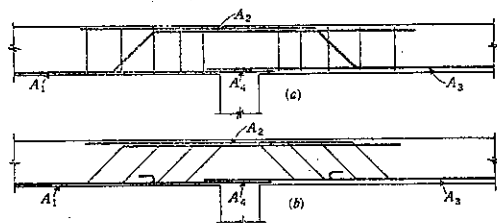


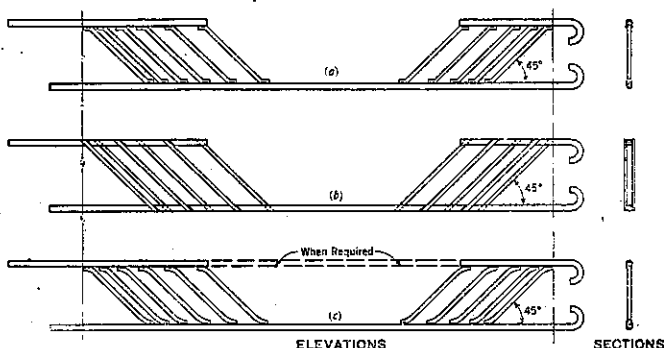
圖-42に筋筋の熔接方法を示すが、この内理論的に見て(c)の方法が、コンクリートに局部的に大きな壓縮應力を生ぜしめないで、最も良い様であるが、何れも大した差はない。

又工費の點についても色々調べてみたが、結局従来の方法によるよりは約10%安くなる。

以上の研究より得られた結論は大體次の如くである。

1. 鉄筋コンクリート梁の上下の主鉄筋に斜鉄筋を熔接する方法は、何等特別の困難なく實用し得て、之により鉄筋全體の不連続性を除くことが出来る。
2. 斜熔接助筋の應力は相當正確に計算することが出来る。
3. 斜熔接助筋は梁の剛性を増し、龜裂を減ぜしめ

圖-42. 斜筋筋の熔接方法



る。

- 斜溶接筋を用ふる方法は、従来の方よりも工費が安い。

(10) 鐵筋コンクリート鉸及搖承に關する一實驗

(Gaede; "Wälzelenke und Stelzenlager aus Eisenbeton". Beton u. Eisen. Heft 11. 5. Juni 1939. s. 184~185. 一木保夫 抄)

Graz の Bortsch 教授は曩に鐵筋コンクリート鉸及搖承の應力計算方法を本誌に發表した(譯者註: R. Bortsch, "Die Spannungen in Wälzelenkquadrern", Beton u. Eisen, Heft 4. 20. Feb. 1935 参照)。

之に關し Hannover の Technische Hochschule で昨年の各行つた實驗の結果を茲に紹介する。試験片としては厚 19 mm, 一邊の長 298 mm の正方形鋼板を使用し、之に 50×38×80 mm の鋼片を試験片と加壓板との間に挿入して載荷し、載荷 16 000 kg の場合の應力状態を試験したのである。圖-43 に示す如き各測點に Huggenberger-Tensometer を標點距離 30 mm として取付け、垂直、水平及左右 45° の 4 方向の歪を測定し、之より計算によつて主應力の大き及方向を見出した。歪は各測點にて鋼の前後面同時に 5 回繰返して測定し、この約 10 ケの測定値の平均をとつた。4 方向の歪測定値より、主應力 σ_I

及 σ_{II} は次の式により計算することが出来る。

$$\sigma_{I/II} = \frac{1}{4} \cdot E \left[\frac{m}{m-1} (\epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3 + \epsilon_4) \pm \frac{2m}{m+1} \sqrt{(\epsilon_1 - \epsilon_3)^2 + (\epsilon_2 - \epsilon_4)^2} \right] \dots (1)$$

$m=3$ とすれば

$$\sigma_{I/II} = \frac{3}{8} \cdot E \left[\epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3 + \epsilon_4 \pm \sqrt{(\epsilon_1 - \epsilon_3)^2 + (\epsilon_2 - \epsilon_4)^2} \right] \dots (2)$$

主應力の方向は

$$\alpha = \frac{1}{2} \cdot \text{arc tg} \frac{\epsilon_2 - \epsilon_4}{\epsilon_1 - \epsilon_3} \dots (3)$$

垂直方向 (1) 及水平方向 (3) の應力は

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= E \cdot \frac{m^2}{m^2-1} \left(\epsilon_1 + \frac{1}{m} \cdot \epsilon_3 \right) \\ \sigma_3 &= E \cdot \frac{m^2}{m^2-1} \left(\frac{1}{m} \cdot \epsilon_1 + \epsilon_3 \right) \end{aligned} \right\} \dots (4)$$

$m=3$ とすれば

$$\sigma_1 = \frac{3}{8} \cdot E (3\epsilon_1 + \epsilon_3) \dots (5)$$

圖-43. 試験器

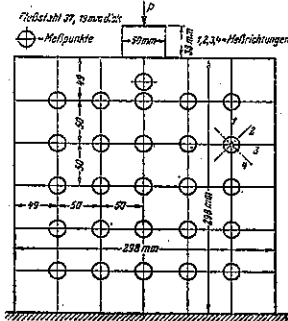


圖-44. 應力分布状態

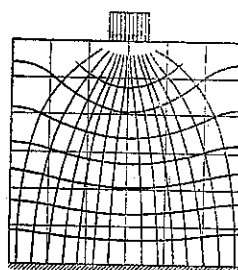
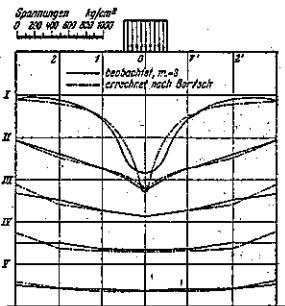


圖-45. 水平断面 I-V に於ける垂直應力



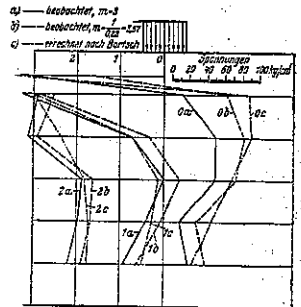
實驗結果より $m=3$ として計算した結果は圖-44, 45, 46 の如くである。

之と比較するために圖-45 及圖-46 に Bortsch の式により計算した應力を鎖線で書きこんだが、兩者非常によく合致してゐる。但し断面 I の中央に於ける差異は、荷重傳達面に於ける荷重の分布状態が、Bortsch の假定したものと、實驗に於けるものとでかなり異つてゐるための影響である。

茲に注意すべきことは、水平應力は計算に當り m のとり方によつて大いに影響を受けることである。圖-46 に参考として $m=3$ として計算した外に、 $m = \frac{1}{0.28} = 3.57$ として計算した値を示した。

以上の實驗によつて Bortsch の發表した計算方法が、實際とよく一致することがわかつた。

圖-46. 垂直断面 0.1 及 2 に於ける水平應力



發 電 水 力

(11) 風力發電に就て

H. Witte; "Über die Wirtschaftlichkeit und Durchführbarkeit von Gross-Windkraftwerken" Elektrotechnische Zeitschrift Heft 51. Dez. 22, 1938. s. 1:73~1376, Heft 52. Dez. 29 1938. s. 1404~1407
 島山正抄

本文に於ては 風力に關す獨逸の研究の結果を紹介する。

獨逸に於ける氣流狀態

- (1) 獨逸には數箇の氣流地域があり風の強さは各地域とも大體類似してゐる。
- (2) 風速は高度と共に急速に増大する。
- (3) 地表上平均 80 m 以下の層は地表渦流層と呼ばれ氣流は極めて不規則にして衝擊的渦流や突風を生ずる。
- (4) 400~900 m の上空の風速は平均 9~10 m に達する。突風は生ずるも其の強さは極めて弱い。全くの無風狀態は極めて稀である。

以上は航空觀測所のアスマン教授、氣象觀測所のヘルマン教授等の結論を要約したものである。ヘルマンに依れば地上 80 m 以下の地表渦流層に於ては風は晝間最も強く夜間に最も弱く突然に風向や強さを變へる爲規則的風向や風力を決定することが不可能で尙この層の厚さは地表面が平滑なる時最も薄く凹凸の大なる程厚さが増加する。従つて常識的に考へる如く平地に突出した丘陵の上では比較的低い風車でも氣流の一樣な層に達するであらうと云ふ。想像は誤である。凹凸のある地面上では空氣が渦流を生ずる爲風力發電には全く不適當で反つて廣々とした平野に於て最も低い風車に依つて風向や風力の突然變異を生ぜざる空氣層に達することが出来る。

又上空に於ては風の強さは地表渦流層と反對に晝に最も弱く夜間に最も強い。

風力發電の經濟性

風速 v m/s 風車の直徑 D とすれば風車に向ふ風の 1 秒時間になす仕事の量は

$$\left[\frac{1}{2} \times (\text{單位體積の空氣の質量} \times \text{風速}) \times \text{風速}^2 \times \text{面積} \right]$$

$$\text{kg} \cdot \text{m}^2 / \text{s}^2 (1/\text{s}) = \frac{1}{2} \times 1.293 \times v^3 \times \frac{\pi D^2}{4}$$

$$\text{kg} \cdot \text{m}^2 / \text{s}^2 1/\text{s} (= \text{W})$$

この約 60% を理論的に利用し得るものとし更に風車

の構造、動力傳達裝置及發電機の損失を差引いた合成能率 65% とすれば $v=20 \text{ m/s}$ $D=160 \text{ m}$ の場合

$$\left(\frac{1}{2} \times 1.293 \times 20^3 \times \frac{\pi}{4} \times 160^2 \right) \times 0.6 \times 0.65$$

$$= 41\,000\,000 \text{ W} = 41\,000 \text{ kW}$$

種々の風車風速の場合の出力を計算すれば次表の如し。

表-4.

風速 (m/s)	風 車 翼 直 徑 (m)					
	20	40	50	100	120	160
2	0.64	2.56	4	16	23.2	40.8
4	5.12	20.5	32	128	186	326
6	17.28	70	108	432	626	1100
8	41	164	256	1024	1485	2610
10	80	320	500	2000	2900	5100
12	138	550	864	3456	5010	8800
15	270	1080	1685	6740	9770	17185
20	640	2560	4000	16000	23200	41000

本表に依つて見るに 4 m/s 以上の微風で得られる出力は殆ど問題にならない。然るに 15 m/s 程度の風に直徑 160 m の風車を利用すれば 17185 kW の出力が得られる。この場合軸方向の壓力も相當大となることを覺悟せねばならない。

更にある速度の風の起る頻度を調査すれば發電々力量を計算し得る。風の頻度に関してはベッツ氏の表がある。これを使用して次に 2 つの例をとり計算して見る。

第 1 例 高 100 m, 直徑 50 m の風車

出力 2000 kW の設備

時間	出力 (kW)	發電々量(kWh)
1300	0	750 000 kWh
5000	21.4	
2460	210~975	

設備の利用率は 4.3% (年利用時間 375 時間) となる。

第 2 例 高 500 m, 直徑 160 m の風車

出力 20 000 kW の設備

この時は發電々力量 = $49.4 \times 10^6 \text{ kWh}$ となり年利用率 28.4% (年利用時間 2500 時間) となる。

以上の 2 例より風力發電は極めて大規模にして且つ上空の定常な相當強い風力を利用する場合にのみ經濟性が認められる。

發電原價

風力發電はその性質上發電時間が不定である爲に灌

灌溉水等に利用するか大電力系統に接続して低負荷用として他の発電設備と総合運轉を行ふことを要する。風力発電所の建設費を計算した實例に依れば60000kWで1800萬マルクとなり1kW當り300マルクに當る。第1例では1kWh當り約6プヘニツヒ、第2例では0.96プヘニツヒの見當となり後者は火力発電より安くなる。

風力発電設備の構造

鐵構に依つて高塔を作る事は必ずしも不可能のことではない。塔の振動に就いては風に周期的の強弱がないなら大したことは無いであらうし霜や氷の附着もそれ程害にはならない。最も困難な點は巨大な可動部と固定部との連結方法である。風車の軸受を如何にするか発電機の取付を如何にするか加速度の防止、暴風雨時の対策如何等從來經驗の無い幾多の難點がある。発電機に就いては充分な研究がない。尙周波数の一定せる電力を得るにも相當な困難がある。

然し乍ら何れも絶對不可能ではない。新しい試みの實現に邁進するならば必ずや成果を期待し得るであらう。

堰 堤

(12) 基礎破壊による Fort Peck Dam 大滑動

(Large Slide in Fort Peck Dam caused by Foundation Failure. E. N. R., May 11, 1939. p. 55-58.
廣田 一郎 抄)

1938年9月22日 Fort Peck Dam の上流側堤防に生じた大地に關して土木技術者及地質學者の調査委員會は此の原因としてダムがのつて居る谷の下層にある頁岩の抗剪力不足を擧げて居る。4月27日付本紙44頁に簡単に紹介した様に委員會は破壊部分の断面は上流側の勾配を今より緩くし他の部分は上流側に廣い高い犬走りを付け加へて此のダムを再建する様に勧告して居る。以下 Thaddeus Merriman 氏の報告書と共に委員會の報告書の概要を述べる。

Merriman 氏は一般的見解は委員會と同じきも特に靜物學的な揚壓力の作用を強調し滑動面とダム取付部分から更に多くの土壤を除去する様に要請してある。

W. J. Mead 教授は委員會の報告書並に Merriman 氏の説に賛成し、此のダムは餘り經濟的の價値が無いから其の包藏する破壊の危険の無き様に保證しても無意味なりとの意見を抱いて居る。

沈下の地促進

Fort Peck Dam は土堰堤で高さ220ft、長さ9000ft 上流側勾配は4割下流側勾配は8割である。此のダムは Montana 州の北東部 Glasgow の南西20哩 Fort Peck の遺跡にあたる所で Missouri 河の谷を横斷して居る。容積約1950000 エーカーの貯水池を形成して Sioux City から河口迄の航行を低水流量増加によつて改良し洪水防禦、灌溉及水力に利用せんとするものである(詳細の計畫に就いては E. N. R., Aug. 29-1935. p. 279 参照)。

1933年以來建設が進められて居たので地促が起つた時はダムの本體は殆んど完成に近かつた。ダムサイトに於ける溪谷は80ft乃至100ft下層にある頁岩即ち硬粘土上に主として砂と粘土よりなる氷河と河川の堆積物で廣く平くなつて居り河の兩岸は300ft乃至350ftの絶壁が峙立して居る。ダム築造の材料は水締法によりダムサイト上下流の谷底からポンプで吸ひ上げた。ダムの東部及西部は最初に着手し150ftの高さに作つた。而して東側の山腹に打ちぬいた4本の隧道で排水して後、河の凹隙を横斷する中間部分のダムをこれと同じ高になす計畫であつた。之の作業は1937年の終頃から始めて遂びにダムの全延長を150ftに築きあげた。

9月22日には天端上で130ft以内に仕事が進み夫に應じて心壁の溜池も土留堤防も狹ばまつて居た。11月中旬迄に水締作業を完成し浚漕を打ち切る豫定で全能力を傾倒して作業を續けて居たのである。

4組の浚漕機が1日200000yd³の土量をダムの中へポンプで注ぎ込み、ダムと心壁溜池は2ヶ月で約30ft高められた。貯水池には深さ約65ftの水が湛へられてあつた。尤も2ヶ月以前は更に19ftも深かつたのである。

9月22日の朝、監督が上流側堤防の天端餘裕高が心壁溜池上より測つて不充分であるとの報を齎した。即ち測量により堤防上に置いてある浚漕のパイプが規定高より後2ft低い事が判明した。

此の結果が午前11時45分に報告され協議會を此の事態究明の爲最大沈下を生じた地點に午後1時15分を期して開催する事になつた。地上は丁度委員が集つて來た時に起つたのである。

當時心壁溜池は標高2252ftであり貯水池水面は2117.5ftであつた。採石場から岩石を運ぶ2條の軌條と1本の道路が標高2212ftの上流側犬走りに沿ひて配置され、碎石積堤防が此の犬走りに接してあつた。

一隻のポンプ船炭水船及噴射船が心壁溜池中の東側ダム取付部附近に居り2臺のドラグラインが側點17+50附近の上流側堤防天端で作業して居た。即ち約180人の人達が地這り區域内及其の附近に作業中だったのである。

地這りの前日迄は重い岩石を運搬する列車の通過に依つて生ずる規則的な沈下現象以外軌條の變動は認められなかつた。且ダムは心壁も堤防も東側取付附近に於て何等の異常もなかつた。此處の心壁溜池は最小幅に保たれ頁岩の取付部から溜池への滑り出しは浚深の流入量に依る法表面の亂と第I水門軸の西の背を填めてある頁岩の小移動以外には認められなかつたのである。

地這の始めから終りまでの時間は約10分と見積られて居る。總計5217000yd³が貯水池中に滑り出し滑動の最大距離は約1200ftであつた(測點100から27の間)。上流側の上皮の土は延長1700ftに亘り一部を破壊された。地這區域内に作業中の人達の内34名が土と共に運び去られその内8名が生命を失つた。

地這區間の上流側上皮は殆んど一體となつて滑り出

圖-47. 地這り直後の Fort Peck Dam の航空寫眞

貯水池の水深は65ftに達し地這り物質の低い部分は見えぬ。破損面より最も遠方の水上に見える大塊は這り出した上流面の断面でありダムの殆んど水際近くまで破れて居る重い石の捨石工を未だに見せてゐる

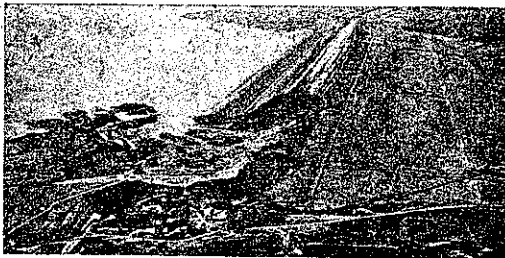
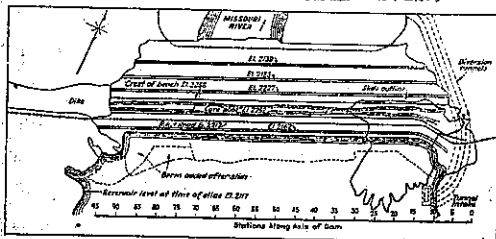


圖-48. Fort Peck Dam 平面圖

圖は地這り前のダムの狀況及破損状態の概要を示す



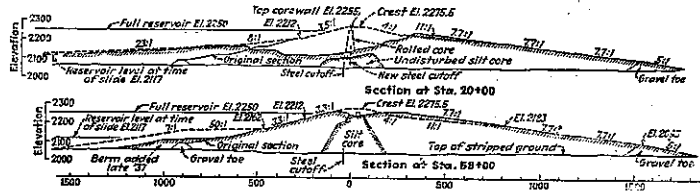
したので滑動停止後に見ると東側取付部の軸を大體中心として堆積物は扇状になつて居る(圖-47,48 参照)。

上流面の大部分は殆んど水平になつたが碎石で平均に被はれたので堤防は殆んど攪亂されなかつた。

凡ゆる適切な資料を慎重討究せる結果委員會は此の結論に達した。右側取付部に近いダム上流部に於ける地這りは基礎に當る風化せる頁岩の剪斷抵抗力の不足に基くものである。地這りが上流面に進行した擴りは或る程度迄滑り出した物質の液化現象によるものである。

地這り部分の再建に對する委員會の勸告は次の如くである。不透性の氷河漂礫土を輾壓し底部50ft、天端

圖-49. ダムの新舊断面圖
太い點線は再建断面を示す



15ftの狭い心壁を作り水締或ひは輾壓の堤防でかこむ(圖-49の測點20の断面参照)。此の堤防は上流側勾配が天端で3.5割、底部で23割となすべし。

再建する断面の上皮は水締法によるも輾壓法によるも可であり、心壁の最小幅は標高2255ftの處で15ft、標高2120ftの處では50ftとし左側取付部から不透性氷河漂礫土を輾壓して造るを良しとする。

委員會は地方技師の提案せる舊心壁と新心壁を鋼矢板を一列に打つて連結する計畫に賛成し此の案を採用する様に努めて居る。又静水壓を測定する爲兩側取付部の頁岩中にピエゾメーターのパイプを設置する案にも賛成し、更に進んでピエゾメーターで測定せる結果排水を必要とする地點には排水井戸を設置する案をも賛成してゐる。但し試験孔は透水材料を以て埋戻す様に勸告してゐる。

委員會は分解性頁岩を東側取付部より剥ぎ取ると云ふ問題を詳細に研究し地方技師の行へる剪斷試験及安定試験を慎重吟味せる結果再建部分の緩勾配は分解性頁岩中に剪斷應力を生ずるが其の強度は極めて小さく充分な安全率を持つて居るから分解性頁岩を除去する必要は無いと信じて居る。東側取付部の頁岩中の斷層にセメント注入をなす事の可否をも考慮したのであるが當事者の一層の研究を希望して居る。

地這りの影響が無かつた部分のダムに對して委員會

は上流側大走りの増大補強を勧告してゐる（圖-49の測點 58 に於ける横断面参照）。其の使用材料は勿論現在のダムの上皮を形成して居るものと同質なるか或ひは粗なるを要し而して搗き固める必要がある。

ダム上流側勾配を水締法に依り作る場合は築造材料を水で送る進げとならぬ限りトラクターを極度に現場に用ひ出来る丈固く締めるのが望ましく此れ以上固め得ないと云ふ程度迄進行すべきである。

ダムの現在の天端（標高 2250 ft）上の盛土は輾壓により完成される筈である。ダムの西側終端から西方に延びて居る延長 11000 ft の堤防は現在の工法で充分と考へらる。

山腹の滑出しを安全に防止し新しい法で阻れた排水隧道の取水口の前部呑口を閉づる爲に排水隧道の入口附近で二三山腹の勾配を變へる事及小規模の構造改變を提案してゐる。

Merriman 氏の貯水池面を低下する案

別の報告書で Thaddeus Merriman 氏は青色硬頁岩の上層をなす風化頁岩の弱い部分に生ずる特別の應力風化頁岩の上部に形成された粘土層の滑動性及風化層の間隙と割目に於ける静水壓學を述べて居る。氏は前記委員会の報告書よりも更に大規模な再建方法を勧告して居る。即ち敷地内にある風化頁岩は兩側取付部及地這り區域から全部取り除く様に望んでゐるが、併し標高 2100 ft 以下では此の悪質材料を除去するのが困難なる爲ダムの餘水吐を 50 ft 丈低くする。従つて其れ丈貯水池面を低下する事を奨励してゐる。

地這りに先立つ 60 日間に於ける心壁溜池と貯水池水面の差は 83 ft から 134 ft に變化してゐる。分解し軟化する頁岩に平らに接いだ爲此の水壓の大部分は心壁溜池からの排水が心壁と上皮土の間隙を通過する際に頁岩に傳つた。此の壓力はダムの上流側部分で揚壓力として作用した爲法尻の有効重量を輕減し遂ひに其の上の法を維持する事が出来なくなつた。

破壊は斯くて始つたのである。即ち測點 8 附近の法尻と U8 の區域が外側に向つて滑かになつた分解性頁岩の上を動き出した。破壊の主原因はダムの下部にある分解性頁岩による事は明白である。即ち之が水壓を傳達した事及滑り易かつたが爲である。

他の總べての材料は良く處理されて居り心壁も其れ自體としては優秀なものであつた。上皮となる材料も非常に良く施工されて居り強固で最も悪い條件下に於てきへ可成の固定性を示してゐた。凍結せしめて採取せるコアは此の材料の安定性を強調して居る。青色の

風化せぬ頁岩は何等の運動も示して居らぬ之に反して谷を埋めて居る風化された頁岩上の諸物質は甚だしく歪み攪亂されて居た。其の中で最も良い状態を示したのは砂の多い部分であつた。此の問題を合理的に解決する諸種の計畫案は何れも工事実施の前提條件として全部又は一部風化した頁岩を少くとも標高 2100 ft 以下迄除去せんとするものであつた。

此の除去は完全なものでダムの盛土断面は何處の部分も青色頁岩の上のり標高 2100 ft 以上ダムの天端面迄接して居らなければならぬ。併し風化する頁岩を標高 2100 ft 迄除去する事は實際問題として不可能であるから何等かの代案が必要である。著者は従つて溜池面を標高 2250 ft から 2200 ft に低下し餘水吐を低くし現在設置されてある水門を除去せんとするものである。斯くすれば主堰堤を現在の高さ迄高める必要は無いであらう。

(13) Mississippi 下流に於ける最初の洪水調節堰堤

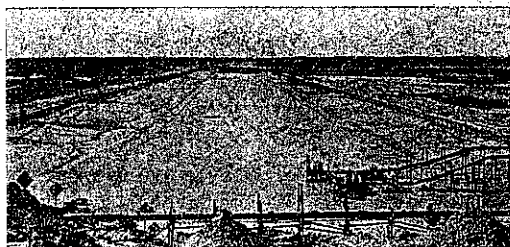
(First Mississippi Flood-Control Dam. E.N.R.,
March 16, 1939, vol. 122 p. 38~41.
横田周平抄)

Sardis 堰堤は Mississippi 下流の新洪水調節計畫の最初のものであつて米國に於ては Fort Peck 堰堤、Kingsley 堰堤に次で大きな水締土堰堤であるが、規模の大きさよりは寧ろ工事の目的に興味がある。斯くの如き計畫は Mississippi の洪水調節の歴史には初めてのものである。

改訂された Mississippi 河洪水調節計畫に於ては Vicksburg の附近で Mississippi に合流する Yazoo 河の上流各支川に數個の洪水調節池を豫定した。Sardis 堰堤はその最初に出来たもので支川 Little Tallahatchie 河に在り約 1850 m-km² の洪水抑留能力を有してゐる。

圖-50.

ポンプ液源船からの放水管が心壁を水締する爲の池を一周してゐる



Little Tallahatchie の河谷は未開発の氾濫平原であつて大部分樹木で覆れてゐるが大きな樹木は少い。貯水池は河谷に沿つて延長約 50 km, 面積約 240 km², 全容積 1937 m³-km² であるが常時 113 m³-km² を貯水して置く爲調節に使用し得る貯水量は 1 823 m³-km² で全容積の 94% に當る。當時貯水位は約 40 km² の地域を浸し、此の水位より 5 呎の高さ迄を伐採し其の他は放置した。此の貯水池有効貯水量は該地點に於ける既往最大洪水を完全に調節し得る。

堰堤 主要工事は堰堤であつて全土量 12 820 000m³, その内 10 550 000m³ は水締である。堰堤延長は取付部を含めて全長 4 440 m である。河床よりの最大高さは 117 呎であつて天端高は Mexico 灣中等潮位上 312 呎である。堰堤の平面及断面は圖-51 上の如くであ

る。原河床の部分は断面を大きくし不透透性の材料を敷均した。上流側法面保護に特色があり、此の爲に 75 300 m³ の砂利と 390 000 t の石材を使用した。下流法先の排水溝と法内に設置した有孔排水管も特徴の一つである。排水管の敷設方式は圖-51 中程に示す如くである。心壁の水締は天端より 10 呎低い處迄打切り其れより上の楔形部分は輾壓した。

貯水池の正規の流出孔は堰堤の南端に在り調節し得る様になつてゐる。取付水路の兩岸が輾壓せる盛土である事が注目される。洪水は堰堤の北端を廻る溢水路に溢流する。

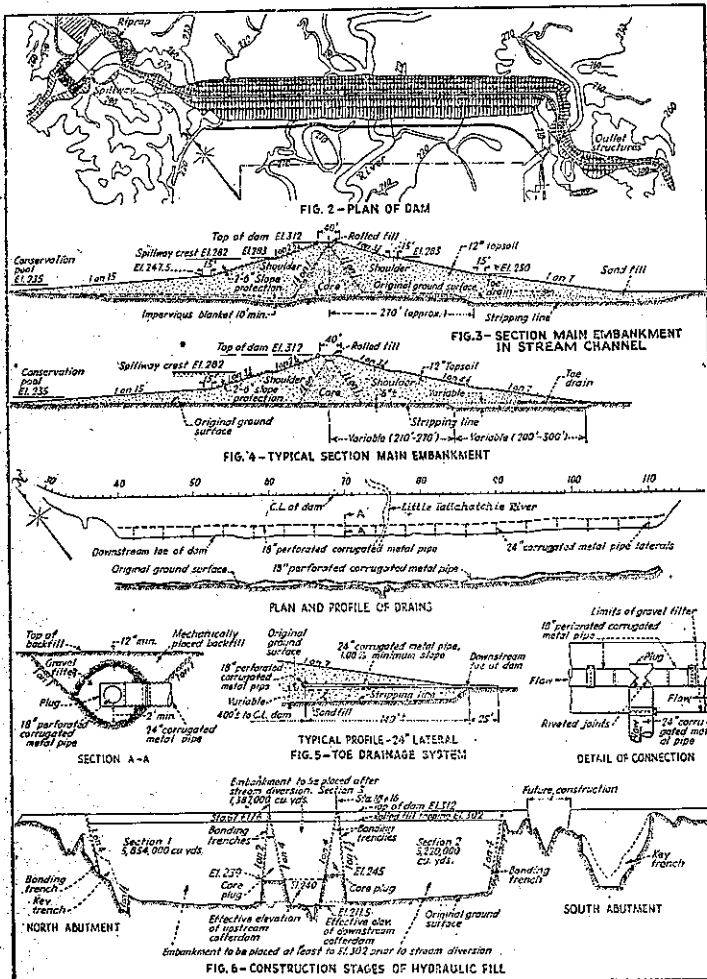
溢流頂は標高 282 呎、幅 400 呎で調節装置は無く非常洪水の時 132 000 個を放水する。放水流量は堰堤の 1 哩下流で本川に入る。

輾壓 輾壓に於ける技術的興味は材料、配置、締め具合の調節に在る。此の點に關しては請負業者は豊富な器材を動員して貢獻する處大であつた。輾壓締に於ては材料の配置、締め方が一樣でなければならない。土取場は土質試験に依つて指定し又工事中屢々檢證した。締める際には土を 6 吋の厚さに敷均し目地に対して成る可く表面を粗にした。各層は適當な含水率で sheepfoot roller を用ひて締め固めた。所期の締固程度が得られてゐるか否か試験する爲に屢々針度試験を行つた。

水締 堰堤本體の水締は兩翼及其の中間の 3 區に分けて行はれてゐる。兩翼(圖-51, 最下圖 Sect. II 及 Sect. I) を先に施工し流出孔の工事が完成して後中間の Sect. III を締め切る。中央の Sect. III の兩側は輾壓した障壁を設け兩翼の心壁を水締する爲の池を作る。圖-51 最下圖に一部示される如く障壁は水締の進行に従つて順次高められる。

堰堤材料は砂及泥氈であつて僅かに粘土分を含み堰堤より下流の土取場からカッターポンプ浚渫船で吸上げる。ポンプは 3 000 HP の電力に依るもの 2 臺で吸上 27 吋管、放水 24 吋管を用ひた。管路は堰堤の各断面を完全に一周する様に排置し堰堤材料の調節は

圖-51.



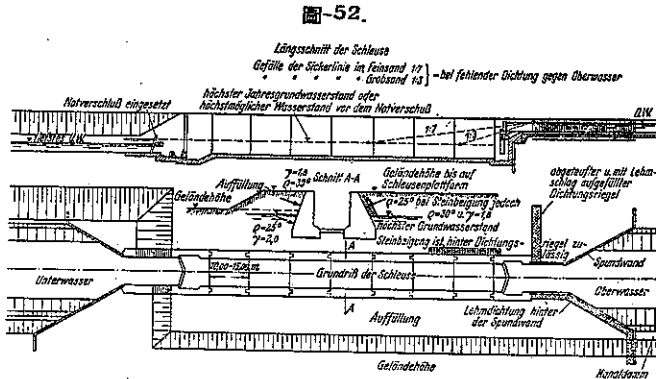
心壁の爲の池の周囲の管にシャッターを設けて完全に取り行ふ。餘水はポンプ船に依つて綺切外に排出する。材料の分布、池の岸の線の調節、心壁の形等最新の工法に従つたが特筆すべき事はなかつた。

港 灣

(14) 閘室建設に就ての問題

(A. F. Schäfer: "Grundsätzliche Fragen beim Bau von Kammerschleusen." Bautechnik, 2 Juni. 1939 Heft 23. s. 317~320. 福田秀夫 抄)

(1) 水位 河をせきとめると、その地下水はその堰の水面に逸昇してくる。それ故閘門を建設すれば水位の上昇することを考へねばならぬ。閘門は一種の堰とも見なすことが出来、その上流と下流の水位をはつきりと分ける。若し地下水が直接上流區に於て上流の水位に到達する場合を假定するならば、閘門より下流の運河は深い排出口となる。即ち上流から排出された地下水は、その土地の滲透率に應じて下流へと流れこむ。研究によると濕潤線の傾斜即ち地下水の滲透の勾配は土砂が微粒ならば 1:7、粗粒ならば 1:3 である (圖-52)。



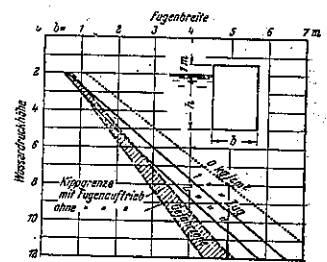
之とは別にすべての堰堤の築造に於て、上流よりの滲透を防ぐ装置を作る。これには河底及河岸に約 40 cm の厚きの粘土の層をおいたり、更に之を砂利の層で保護したり、矢板を地中に打込んだりする。

故に上流よりの水をうまくとめれば、閘門建設に於て高い水位をとる必要はない。併し修繕のために閘室を空にするならば、閘門の安全の見地より、下流區の起り得べき最高の水位を考へにいれねばならぬ。又地下水の毛管現象により飽和してゐるから、在來地盤以下の裏込土砂の傾斜角を $\rho=25^\circ$ 又比重を $\gamma=2.0$ にとり、在來地盤以上の裏込土砂は、上流區よりの水をよくとめた

時でも $\rho=30^\circ$, $\gamma=1.8$ 迄とすべきである。

(2) コンクリートの引張應力 引張應力としては、1:7 のコンクリートで許容壓縮應力が 40 kg/cm^2 位のものには、その 1/20 をとることが出来る。今日閘門工事に於て一般的に用ひられる火山灰: ポートランドセメント 30:70 の 1:7 のコンクリートは、平均 30 kg/cm^2 位の比較的高い彎曲引張應力を示すから、 3 kg/cm^2 迄の引張應力を採用する。時に長 20 m, 高 15 m 位のブロックに、溫度變化による收縮のため垂直や水平に龜裂が生ずるが、之は長 10 m 位迄の構造にすることによりさげられる。我々は屢、閘門に於て、多くの龜裂を見、又多孔質のコンクリートの繼目からは、壓力のある水が噴き出して居るのを見る。

圖-53.



双開の中間壁の接合の間隔 b に對する測定曲線が圖-53 である。

これを求めた公式は:—

繼目が持上らぬ時の限界

$$b = h \sqrt{\frac{h}{3\gamma(h+1)}}$$

4 邊又は 3 邊が持上るとすれば

$$b = h \sqrt{\frac{h}{3\gamma(h+1) - 2h}}$$

引張應力なきとき

$$b = h \sqrt{\frac{h}{\gamma(h+1)}}$$

引張應力を考ふるとき

$$b = h \sqrt{\frac{h}{\gamma(h+1) + \sigma_2}}$$

今繼ぎ目が持上る時を危險區域の限界とすれば、高 6 m の直角の構造物では、 2 kg/cm^2 の引張應力はもはや許容出来ぬ。一層高い構造物では、安全率を更にとるから、 2 kg/cm^2 より大なる引張應力は考へられぬ。即ち土壓及水壓を受けてゐる構造物では、許容引張應力は問題にならぬ。

(3) 閘室のインバート 圖-54 に示す如く、基礎の一周は b より 30° に引いた直線の外にはあり得ない。又 X-X 断面にて基礎地盤に働く力が $\max p$ をこえてはならぬ。この $\max p$ はしつかりした河砂利では $4 \sim 5 \text{ kg/cm}^2$ であり、断面 X-X の引張應力は地盤への壓力

$$\sigma_2 = \frac{pb^2 6}{2h^2}$$

と同じである。 $p = \sigma_2$
とすれば、

$$\frac{b}{h} = \sqrt{\frac{1}{3}} = 0.58 \text{ 故に}$$

$$\arctg 0.58 = 30^\circ$$

極端なる場合を考へると

$$\sigma_2 = \frac{p2b^2 6}{2.3 h^2}$$

$$\sigma_2 = p \frac{b}{h} = \sqrt{\frac{1}{2}} = 0.71$$

$$\arctg 0.71 = 35^\circ$$

同様に、剪断力 $\max \tau = \frac{3Q}{2h}$ $Q = pb$ 又
 $\max \tau = p$ とすれば、 $\tau = \frac{3pb}{2h}$ $\frac{b}{h} = 0.66$ 結局地
盤への圧力 $\max p$ は $4 \sim 5 \text{ kg/cm}^2$ をこえられぬ。

高い擁壁に於ては地盤への圧力を減少するため、基礎
を一般には擴げたり、又基礎地盤の載荷力を増加するた
め、構造物の前面に矢板を打込むことがある。

又圖-55に於て
開室の X-X 断
面で、引張應力を
 5 kg/cm^2 にする
ために必要な基
礎の高さを bc と
すれば、土壓の合
力のり面のため
に、基礎を傾斜し
たり、趾版を用ひ
て安全を取らねば
ならぬ。

今底板を開室の
中迄入れれば、構造物の移動は安全となるが、浮力に對
してしっかりとすねばならぬ。この底板を圓弧状と

圖-54.

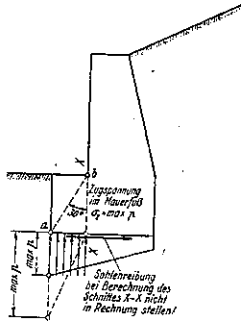


圖-55.

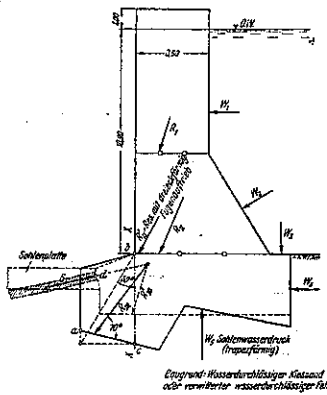
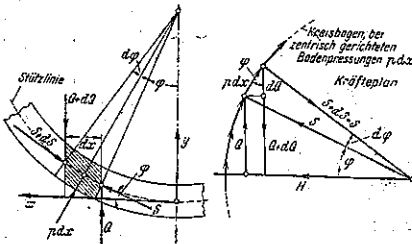


圖-56.



して一定の壓力 p をとるとすれば、底板は如何なる曲
線をとるか 圖-56 より

$$S + dS = S \quad \therefore dS = 0$$

$$\text{又 } Sd\varphi = pdx$$

底板の曲線が切線力の傾斜 φ に等しとすれば、

$$\varphi = \frac{dy}{dx} \quad d\varphi = \frac{d^2y}{dx^2} dx$$

これを上の微分方程式に入れて積分すれば

$$\therefore Sy = c_1 + c_2x + p \frac{x^2}{2}$$

故に曲線は拋物線となる。

$x=0, y=0$ にて $\frac{dy}{dx} = 0$ なら $Sy = p \frac{x^2}{2}$
又 $x = \frac{l}{2}$ にて $y=f$ とすれば

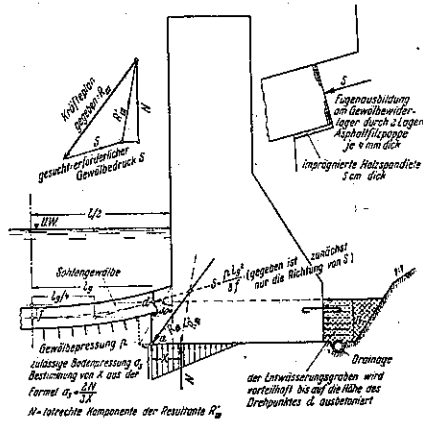
$$S = \frac{pl^2}{8f} \quad \text{又} \quad \text{tg } \varphi = \frac{f}{\frac{l}{4}}$$

$$\text{曲率半径は} \quad \rho = \frac{d^2y}{dx^2} = \frac{S}{\rho} = \frac{l^2}{8f}$$

圓の公式 $\gamma = \frac{l^2}{8f} + \frac{f}{2}$ と比較すれば、圓よりも γ と
ずつと平たいものであるし、圓弧を底板の曲線に用ふ
るより、もつと近いものである。

圖-57によると全體の合力 R_{II} により S の方向
が與へられる。それ故 x 及 N は地盤載荷力 σ_s が
 $\sigma_s = \frac{2N}{3x}$ の許容應力になる迄變へられねばならぬ。

圖-57.



次に應力圖より新たな合力 R'_{II} を得。故に S をも得
らる。又地盤の應力は弧の單位重量を考へて $p = \frac{SBf}{g^2}$
故に浮力もわかる。

(4) コンクリートの比 1:10 のコンクリートの厚さ
20 cm の版が 7 m の水壓迄充分水密であつたかと思ふ
と、充分な壓縮應力を示した 1:5 のコンクリートの厚

さ 80 cm の版が 1 m の水圧で滲透したことがある。河水は殆んど多少はコンクリートを浸す。即ち硫酸鹽、炭酸鹽を含むためである。水を滲透するコンクリートに、硫酸鹽や炭酸鹽を含む河水が作用すると、壓縮應力に必要なセメントの餘分の石灰分は流出するし、又常に水が變るために、硫酸鹽と結びついた石灰は石膏等に變化する。即ち 1:8 と 1:10 のコンクリートを使用して、多くの閉門工事に當り、上記の如き見解の下に非常に誤つた經驗を作つた。

かくの如き混合によるときは、平均の應力 $W_{28} = 150 \text{ kg/cm}^2$ に達したが、 120 kg/cm^2 におちたこともあるし、中心の組織が一定せず、時には 100 kg/cm^2 より少いこともある。之はこのコンクリートの耐久性が問題になる。火山灰等が溶解性の珪酸と遊離性の石灰を結合するために用ひられる。この火山灰は 30% 迄加へられるが、火山灰ポルトランドセメントは、普通のポルトランドセメントより幾分高い應張力を示す高級セメントと共に用ひられる。

結局結論としては、 $W_{28} = 150 \text{ kg/cm}^2$ 以上にセメントを入れる必要はなく、むしろセメントの量とその組織をえらぶべきで、水の不滲透性に対するコンクリート試験の結果により、最も完全なる防水性を得られる。即ち水を重量比にて 8~10%、砂を 36~44% 用ひて、河水に對して強いコンクリートを得るやう努むべきで、經驗によれば、壓力のかゝつた水が動く構造物にては混合比 1:7 又水壓がないものには 1:9 で充分である。

鐵 道

(15) 歐洲最長の電化鐵道完成す

(J. Dumas; L'électrification de la ligne de chemin de fer de Paris à Irun (Espagne). Le Génie Civil. 18. Fév. 1939. p. 145~151.)
立花文勝 抄

佛國首都パリよりオルレアン、ツール、アングレム、ボルドーを経て佛西國境の Irun に到る鐵道の電化工事は豫て着々進捗の所、昨年 (1938 年) 12 月 19 日アングレム-ボルドー間の電化完成を最後に全線を電化するに到つた。

圖-58 参照。主要區間の電氣運轉開始の年次を擧げると次の如くである。

Paris—Orléans	1926 年
Orléans—Tours	1933 年
Tours—Poitiers	1938 年 6 月 17 日

圖-58.

佛國々營鐵道會社西南區に於ける鐵道電化狀態

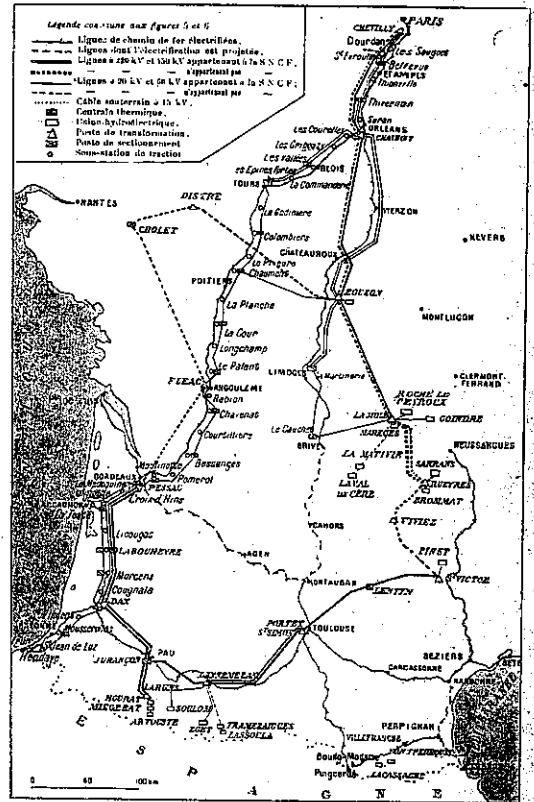
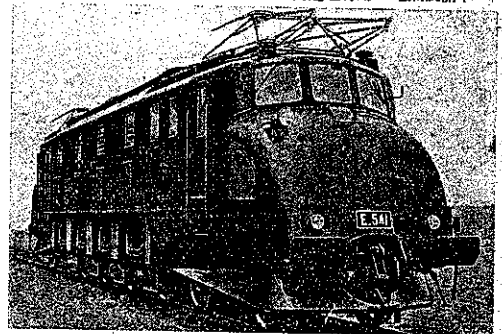


圖-59.

Paris—Irun 電化鐵道に於ける高速運轉用の電氣機關車



Poitiers—Angoulême	1938 年 7 月 5 日
Angoulême—Bordeaux	1938 年 12 月 19 日
Bordeaux—Dax	1927 年
Dax—Hendaye	1926 年
Hendaye—Irun	1929 年

Paris-Irun 間の料程延長は 824 km、歐洲に於ける最長の電化鐵道である。圖-59 は同鐵道に於ける高

速運転用の電気機関車で、その性能は4000馬力、最高時速150 km/hと云はれてゐる。圖-60は Bordeaux-Irun 間の電化状態を示すもので、架空線柱が弧状をなし、上部には送電線をキャリーしてゐるのが面白い。圖-61は Orléans-Bordeaux 間の電化状態を示すものである。架空線の電圧は1500ボルトである。

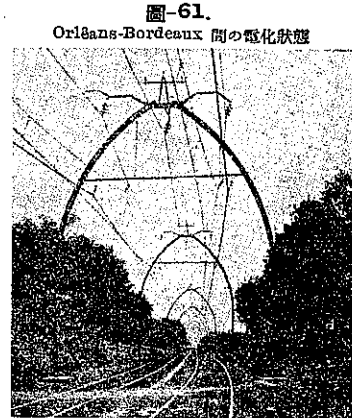
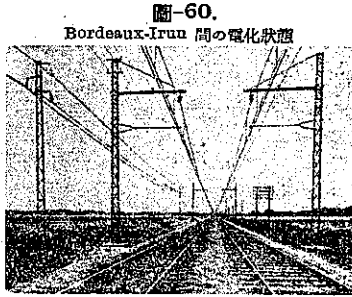


圖-60.

Bordeaux-Irun 間の電化状態

圖-61.

Orléans-Bordeaux 間の電化状態

佛國に於ける鐵道電化

世界大戦前フランスの鐵道に於ける電化區間は寥々たるもので、パリ-オルレアン鐵道 (le réseau d'Orléans) に22 km、南部鐵道 (le réseau du Midi) に169 km、其の他を入れて合計延長243 kmに過ぎなかつた。しかしこの状態は世界大戦により一變した。といふのは佛國に於ける石炭の年産は50000000トンなるにも不拘、年消費量は70000000トンに達し20000000トンは輸入に仰がなくてはならない。

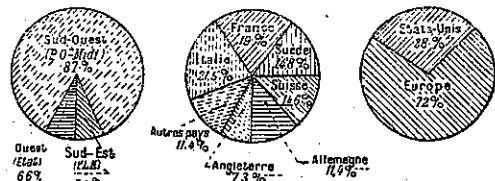
而もこの20000000トンの中、佛國鐵道で消費されるものは可成り多く、その大部分は蒸氣機關車用石炭として消費されるのである。従つて大戦當時石炭の價格が極度に高騰し、各鐵道は非常な苦難を嘗める事となつたのである。この対策として1917年以來佛國政府は特に列車運轉に對する重要水利資源の獲得に専念した。1919年政府の招請により各鐵道は合計9000 kmに互る鐵道電化計畫を提案した。この中2540 kmはパリ-オルレアン鐵道、3150 kmは南部鐵道に於けるものである。こゝに於て電化様式を統一するの必要を生じ、その結果として佛國政府は技術家を網羅する特殊の委員會を任命した。この委員會は歐洲及米國に於て行はれつゝある諸種のシステムを深く研究の結果架空線電壓を1500ボルトとする等種々の決定をなし、こ

れ等の決定事項は1920年8月29日附の官報により公告されてゐる。同時に上記の9000 km電化計畫も餘り大した修正も施されずに公告された。この計畫に基き現在迄に電化されたものは3112 kmの延長に昇つてゐる。この中978 kmはパリ-オルレアン鐵道、1696 kmは南部鐵道の區間である。之に大戦前の電化區間延長243 kmを加へると現在佛國に於ける鐵道電化區間の總延長は3355 kmとなる。この中オルレアン鐵道の電化區間が1000 km (即ち同鐵道全線延長の14%)、南部鐵道の電化區間が1865 km (即ち同鐵道全線延長の43%)といふ勘定であるが、線路延長でなく輸送量の方から云ふと、電化區間の輸送量は全區間の輸送量に對しオルレアン鐵道にあつては35%、南部鐵道にあつて70%の多きに達してゐる。又オルレアン鐵道と南部鐵道を併せて考へて見る時は、兩鐵道總輸送量の50%は電化區間に於て運ばれてゐるのである。9000 km電化計畫に従つて電化された3112 kmのお蔭で節約出來た石炭は年1500000トンの割合となつてゐる。

佛國鐵道の改組 (譯註参照) により、1938年1月1日よりオルレアン鐵道及南部鐵道は「佛國々營鐵道會社西南區」(La Région Sud-Ouest de la Société nationale des chemins de fer français) に屬する事になつてゐるが、この管理體形から云ふと電化區間2865 kmは全線の25%、佛國に於ける電化鐵道全區間の87%に當つてゐる。現在佛國鐵道に於ける鐵道電化状態を示せば圖-62 (左側) の如くである。又歐洲に於ける電化鐵道延長率は18500 kmで佛國はその19%を占め、伊太利の21.5%に次いでゐる。(圖-62 (中央) 参照)。圖-62 (右側) は世界に於ける鐵道電化の割合を示すものである。

圖-62.

佛國、歐洲及世界に於ける鐵道電化の割合



譯註 佛國鐵道の改組とは、1937年8月31日シヨータン内閣が財政再建のため政府に與へられた緊急命令發布權に基いて断行した鐵道管理組織の改變を謂ふのである。從來佛國には七大鐵道があり、その中國有である二鐵道を除けばすべて國家の免許 (Concession)

を得て事業を經營する株式會社であつたのであるが、この緊急命令によつて 1938 年 1 月 1 日より「佛國々營鐵道會社」(la Société nationale des chemins de fer français 略稱 S.N.C.F.) と稱する國策會社が佛國の全鐵道網を統治經營することになった。將來この會社の一切の資産は國家の所有に移り、1983 年より鐵道の國有化が實現する事となつてゐる。

(16) San Francisco-Oakland 橋梁の
信號及聯動裝置

“San Francisco-Oakland Bay Bridge Signaling and Inter-locking,” Railway Signaling, March 1939.
平川明之抄

延長 4.5 哩の新 San Francisco-Oakland 橋上の 2 本の鐵道線路と結びついて設備された車内信號と自動列車制御裝置及 San Francisco 及 Oakland の NX 聯動裝置とは列車記述法と共に一つの重要な信號計畫を構成してゐる。

橋の上部デッキは 6 本の乗用自動車線で一方下部デッキはトラックとバス用の 3 線及 2 本の Interurban 電車線となつて居り、旅客列車を橋梁上に通す設備は何ら施されない。

東部の驛々間を往來する Southern Pacific 及 Western Pacific の主本線列車は以前の様に Oakland 突堤で終つて居り、そして乗客や小荷物、郵便、速達物等は San Francisco との間を渡船によつて往來されて居る。

Oakland 及橋梁上の線路

橋梁の Oakland 端では橋梁線路から兩鐵道の上下線へ勾配上で交叉無しに接続させるのみならず各線の列車が他の列車の運動を妨害する事無く車輛を捨てたり仕立たりする事の出来る操車場を準備する爲に現在の Key System の配線は大規模に作り直された(圖-63)。

新連絡線は Interurban Electric の線路と連絡するやうに建造された。Oakland 突堤上軌道配線は數多くの互線や操車場連絡線等約 2 哩の長さに達して居る(圖-64)。この配線では單轉轍器 14、互線 11、信號 62 が又 G.R.S.C. の NX 聯動裝置によつて制御されて居る。制御裝置は操車場の中央に近い信號所の中に置かれてある。

橋梁を最初計畫した時、朝には西方へ、夕方には東方

圖-63. San Francisco に於ける聯動裝置圖

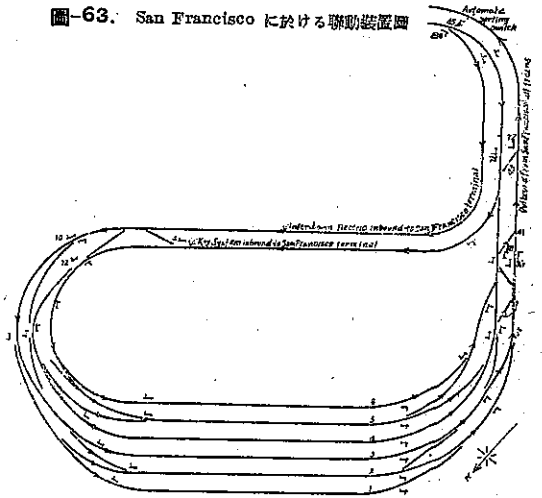
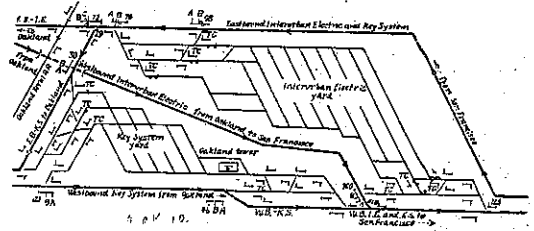


圖-64. Oakland に於ける聯動計畫



へ流れる最高の交通量を處理する爲めには、3 線準備する必要があるだらうと云ふ事が考へられた。然し密な間隔でも安全に列車を取扱ふ信號や列車制御裝置が工夫されたから唯 2 線だけ準備して第 3 線をトラック用に使ふと言ふ最後の計畫が採用された。各線は一方だけの列車運轉に對しては車内信號を受ける。反對運動は特定の制御の下に爲される。

全部で 520 本の列車が各週日 San Francisco 端終驛に出入し、Key System 結合列車の各 1 臺には 134 人の座席があり Interurban Electric car の各 1 臺には 116 人の座席がある。そして各郊外列車は 1 車乃至 10 車で編成して居るか或は 2 輛連結車の 1 組乃至 7 組で編成して居る。

San Francisco を往來して一方向に 20 分毎に運ばれる 1700 人の座席を準備するには、10 車或は 7 組編成の列車 16 本を 75 秒 headway で運轉する事が必要である。

交通量の不規則と増加を許すためには信號設計の仕様書に依れば長さ 780 呎 10 車連結列車を 63.5 秒 headway で而も走行料 35 で容易に運轉する必要がある。

列車制御装置と車内信號が使用された理由

San Francisco-Oakland 計畫で使用され發達した此の方法の顯著な利益を具體化する爲めに、以前幾分か之に似た問題の解決の爲め設備された方法に就いて、簡単に考察して見る。

New York の地下鐵では列車の運轉は機械挺子を持った路傍信號に依つて制御される。其れは運轉手が停止信號を通過すれば危急に制動を掛けるべく先導車の挺子を引く。この system は列車の後には常に停止を示す 2 本の信號がある。それは後続列車が若し最初の停止信號で自動的に制動が掛けられるならば、閉塞區間の入口に達する以前に充分な制動距離を持たず爲めである。

尙其の上に之の system では、停止距離は列車が各區間に於て達し得る最高速度を始末するのに充分である事を要し、實際には地下鐵の運轉手は先行列車の後二番目の閉塞區間で制動を掛け出會つた第一の停止信號で列車を止める。言換れば常に重複した一つの閉塞區間がある。橋梁上の運轉をも網羅した速度 1 時間 1 距離。曲線の研究の結果は、路傍信號と trip arm type の system では、列車の明細な headway を得る事は不可能である事が解つた。

此の事は非常に接近して置かれた信號の場合でも、又下り勾配で信號の wayside time element control に於てもそうで、headway 決定は、下り勾配で速度 35 m/h の列車の安全な運轉に對して、所要の重複長に依つて左右される。

路傍信號よりも寧ろ車内信號を採用するに至つたのは非常に屢々起る濃い霧の爲めである。

所要の headway を得る爲めに continuous cab signal は制動機と速度制御機が設備され、此の装置では運轉手は、列車が若し特定の速度を超へて特定の閉塞區間に近づいた時には制動を掛けねばならない。それで重複區間の使用を除く事が出来る。

新しくして下り勾配で所要の headway を得る事が出来る。同時に車内にある速度整調機は先行列車からの距離に依つて圖-65 に示すやうに、列車速度の連続的

な制御を許す。

圖-65 に於て red (11) 閉塞區間には、勿論一つ或はもつと澤山の軌道回路から成立つて居るが、何らの信號なく其處に進入り込む列車は“red 11”制限を受ける。同様に yellow 17 區間では圖の方向に進入つて来る列車は 1 分間に 75 斷續の符號電流を受ける。“yellow green 25” 區間では受ける符號は 1 分に 120 となる。“yellow green 25” の背後、開通區間では圖の方法に運轉する列車は 1 分間 180 斷續の符號電流を受け、車内信號機や速度制御機には“green 35”なる記號を受ける。

この装置に使用された符號列車制御法の特徴に就ては G.R.S.C. の報告 171 號に説明してある。先づ第一に San Francisco-Oakland 計畫の軌道能力に於て所定の結果を得んが爲めに如何にして車内信號と列車制御装置が使はれるかを説明する。

車内信號と列車制御装置の車内設備

運轉手の列車制御装置は、制御されぬ附隨車は除き、各車の終端に備へられ、又連結車及各車の終端には働車間に取付けられた速度測定器や自動制動制御機等が設けられてある。此の装置は key system 連結車 88 輛に Interurban Electric Car 110 輛 Sacramento Northern 17 輛に備へられた。cab signal は幅 4 1/4" 高さ 22" の金屬箱から成立つて居る。それには 4 個の四角なレンズと 2 個の圓レンズと合計 6 つの表示ランプがある。

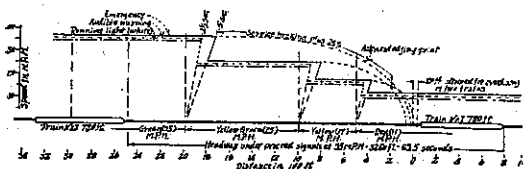
トップレンズは縁を表はし“35”なる文字がレンズの上にかかれてあり、次のランプは半分綠色半分黃色で“25”と記されてある。三番目は黃色で“17” 四番目は赤で“11”と記されてある。各記號は列車の最大速度を示すものであり、その表示に従つて列車は運轉される。

路傍自動信號は何ら使用されず、“red 11”の状態では列車は他の列車又は障礙物の近くで止り得る速度で進行する様になつて居る。

停止及制御表示を列車に與へねばならない場所は注意を要するから、聯動装置の所では路傍信號が使はれる。交通量の正當方向に於ける cab signal と train control とは實際には橋梁軌道上と同様に聯動關係になつて居る。

下から二番目の白レンズで記號のない車内信號燈は列車が全速力で走つてゐるか、或は許容最大速度以上にある時燈りがつく。若しも制限速度以上 1 哩に上ると車内信號の上部に入れてあるベルが key system で

圖-65. 下り勾配に於ける閉塞區間の配置と速度曲線



は鳴り Interurban Electric Car では汽笛が鳴る。

運轉手が此の警告を受けると、彼は列車の速度を最大許容速度迄遞減する操作をとらねばならない。若しかかる操作をせねば速度は増加し續け制動が自動的に適用され動力は断たれる。

今迄の車内信號の状態が他の特定のものに變るや否や可聴表示が與へられ、それから運轉手が動力を止めて制動を開始するのに $2\frac{1}{2}$ 秒かかる。勿論若し速度制限以下で走つてゐるならば何ら可聴表示は與へられず、運轉手は少しも操作しなくてよい。

若し“red II”を受けると、附加特殊信號が合圖され運轉手は承認挺子を、それから後 $2\frac{1}{2}$ 秒以内或は全配給の位置から制動挺子を動かす以前に壓す必要がある。

此の方法の特徴は制動挺子の動作がコンタクトに依つて check されることで、それは挺子が全配給の位置にある時だけ閉ぢる。此のコンタクトは實際は危急適用に先んずる回路に含まれる。

非常の場合に制動が自動的に適用される時には列車は制動が解除され得る前に止らねばならぬ。若しも列車が列車制御車内信號區域を走り過ぎた時には、車内信號ランプは消えて、“NS” (no signal) と記された底部紫色ランプが點燈される。速度制限装置は列車が無信號區域を通過すると同時に自動的に断たれ、進入すると同時に自動的に働く。

制動距離の變化

Berkeley の California 大學でフットボール、ゲームが行はれる日には、San Francisco を出發する列車は座席も吊革も全部占領される。それ故に制動距離は此の最大荷重を基礎として計算された。

Oakland 突堤上の線路の勾配は殆んど水平であるが實際には橋梁上の線路は全部勾配が附いて居る。

Oakland 聯動装置の西端を出發して線路は東海峽上の cantilever span 中央の縱曲線迄 2.74% の勾配で西へ上つて居る。此の點から勾配は Yerba Buena 島のトンネル迄約 2.5% で下り、それから 2 つの suspension bridge の center anchorage の縱曲線迄約 3% で上つて居る。それから西の anchorage に約 3% で下りそしてそれは軽い上り勾配 (0.5%) の San Francisco 構内線迄下り勾配で高架線上を續いてゐる。

滿載列車は 20 km/h 少しの平均速度で 3% 上り勾配を運轉し水平或は下り勾配に差しかゝつた時は 35 km/h を越えない走行速度に保たねばならぬ。

軌道回路の長さ、位置、橋梁軌道全體に亘る速度區域制御を決定する爲に、この軌道の全區間に於ける滿載列車の運轉を表示する速度 1 時間 1 距離曲線が用意された。此の曲線と最大速度に對しては 63.5 秒の headway が必要であると云ふ根據から出發して、軌道回路の位置及區域制御が計畫された。それに依れば列車間は常に 25% の餘裕を以つて制動距離が用意されねばならぬ。3% 上り勾配では軌道回路の長さは約 370 呎になり、2.74 及 3% の下り勾配では (速度制限 35 km/h) 軌道回路は凡そ 500 呎である。

西行列車が 3% 勾配を下る時、曲線の影響で速度を落す橋梁西端近くでは、軌道回路は約 250 呎で、橋梁上の軌道だけに就いて考へるならば、聯動装置の間には東方の軌道に 67 回路があり、西部に 64 回路がある。

此の System の明かな特徴は或る一つの軌道回路に列車が進入すると、其の後に 3 つの連續速度區域の位置及長さが決る事である。或る速度區域出發端の位置は先行列車の軌道回路の後方にあつて次の列車の運轉手が制動を掛けて列車の速度を減じ、充分安全に列車を止め得るだけの餘裕がある。かくて列車が進行するや、後方三速度區域には制御が設けられ、その區域は長さが違ふか或は 3 つの區域の全長は軌道が上り勾配か下り勾配かに依つて變る。實際此の長さは列車の後方 250~500 呎の間である。

橋梁上の非常亘線

非常の場合に備へる爲めに、2 本の主本線間に兩交叉亘線が橋梁上 5 箇所に設けられた。小型 2 位色燈式信號 (轉轍器標識) が各亘線の通路に置かれ、之等の信號は通常は綠色を示すが、若し 4 つの轉轍器の中どれか $4\frac{1}{2}$ " 以上の開きが出来ると信號は赤を現示し、接近せる列車は減速車内信號を受け、自働速度制限を受ける。

Oakland の配線

Oakland 出入口の聯動装置は San Francisco の其れより大規模で多くの轉轍器、亘線、信號を含んで居る。然し混雜の時期には西行列車も東行列車も車輛を拾上げる爲めに止らず、列車は交通量の多い方向に最大速度で通過する。この爲操作問題は亘線 41 號轉轍器 29 號及此等の運動を制御する信號の操作に局限される。朝には西方向交通の混雜次第に減ずる一方、東方向列車は車輛を仕立て、出し、同様に夕方には東方向交通の Oakland を通つて増加する一方、西行列車は車輛を拾ひ上げる。

かくて Oakland の信號扱者は急速に引續いて之等の作業を取扱はねばならない。

列車記述法

San Francisco を出発する時 Interurban Electric Trains は北側3本の構内線に定められ、Key System 及 Sacramento Northern Trains は他の3線に定められて居り、同様に Oakland 操車場では列車は仕譯けされねばならない。各聯動装置挺子取扱者には、それ故に、列車が視野に達する以前に、その列車をどの線にやるのか報告しなければならず、之を爲すために、列車記述法が計畫され、特にこの設備の操作条件に適するやうに發展された。各 Key System, Sacramento Northern Car は前面に A, B, C 等の大文字が識されてある。其れはこの列車を運轉する Oakland 或は Berkeley の線路を示す。各 Interurban Electric Train は 1, 2, 3 等の數字が識されて居り、列車記述を受ける爲めの指示ランプ、聯合指示器、記述傳達のための壓ボタンが NX 聯動装置の照明板の表面に整備されて居る。

Oakland の挺子扱者が列車“A”を San Francisco へ將に送らうとする時には、制御板上の列車記述ボタン A を壓す。其の時ボタン中央後にあるランプは點燈される。ボタンを壓す列車記述の操作は進路、整備を完全に爲す爲めの出口ボタンと同様に作用する。列車が Oakland 聯動装置を出発すると“A”記述が自動的に符號電氣衝擊に依つて2本の wire により San Francisco に傳達される。

それは Oakland 壓ボタンのランプを消さしめ、そして同時に San Francisco 側右第一列の列車記述燈を點燈する。

列車 A が San Francisco 聯動装置に近づいた時には、その到着は軌道盤上の接近軌道燈の點燈に依つて示され、列車が聯動装置に道入ると列車記述の A 燈は消える。列車記述設備は列車 10 本を示すに充分なだけ燈りを持つてゐる。此の装置に接近せる初めから3つの列車は全部文字及數字の表示燈第一組に依つて示される。その各組は縦2列のランプから成立つて居り、其の第一列は文字、第二列は數字表示燈で、第四番目から第十番目迄の列車は明瞭な白色燈によつて示される。列車が到着するとその記述は消え、第二のランプセットに示された次の或は第二番目の列車の記述は自動的に第一セットに移動し、第三の列車の記述は第二へ移り、それから白色燈で示された第四番目列車は第三セットに移される。

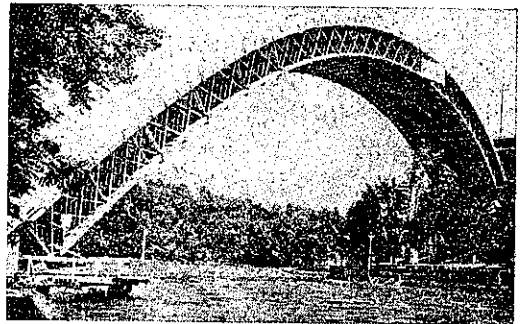
橋梁及構造物

(17) 劃期的な木製拱架

(H. Kaegi and A. J. Luchinger; "A Bold Arch Centre." E.N.R., July 20, 1939 p. 66~67.
廣田一郎抄)

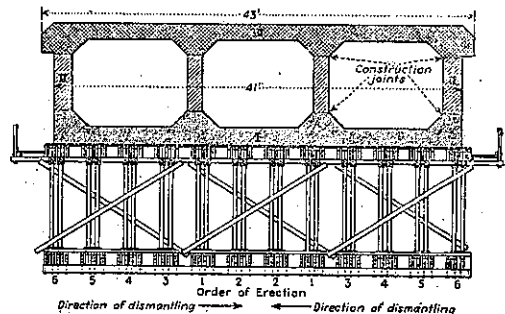
スイス國 Berne の新鐵道橋なる支間 460 ft のコンクリートアーチ用拱架として劃期的な木製構造物が必要であつた。即ち建設敷地の狀況から足場を組む拱架を用ひる事が出來ず支柱なしの木製アーチが採用された。此の木製アーチは一方の岸にある重要な建物に頭空を與へると共に足場に對する洪水の危険を解消せしめた。計算上からも此のアーチは他の方法によるより遙かに經濟的な事を示してゐる。

圖-66. スイス Berne 市に於けるコンクリート新鐵道橋用木製アーチ拱架



本橋は Aane 河を支間 460 ft 頂高 100 ft のコンクリートアーチで通過するもので、アーチの一侧には 83 ft のガーダーが2連、他側には4連のガーダーがある。拱環は中空で上下の版と其れを連結する垂直の肋材よりなる断面は圖-67 に示せる通りである。

圖-67. 拱環と木製拱架断面圖
(拱架の架設及取りはずし順序を示す)



拱環の幅は 41 ft 起拱點に於ては厚さ 15 ft 頂點に於て 10 ft である。アーチより出て居る 4 本の構柱は拱筋より直接出て居る支柱と共に幅員 51 ft の路版を支持すべき 4 本の桁を載せて居る。此の路版は各桁の中央に夫々軌條を置くのである。拱環の計算重量は 1ft 當り起拱線で 28 ton, 頂點で 18 ton である。断面を箱型とせる目的の一つは此の荷重の下に拱架の作業を出来る丈容易にせんとするものであつた。即ち先づ拱環の下方版のコンクリート打をし、之を完了する。次に肋柱のコンクリート打をなし最後に上部の版を完成するのである。斯かる建設順序により各完成された拱環の部分は連続的に死荷重の一部を負担するのである。

例へば第一階梯に於て下方の版は其のハウチと共にコンクリートを充填せられて完成する。實驗に依れば木材とコンクリートとの附着抵抗は 9 磅/平方吋であり、下方版と木製拱環とは一體のアーチとして働き拱筋及上部版の重量を負担するものと考へらる。

木製セントリングは固定端アーチとして設計され其の上下兩弦は共に 應力を受けるのであるから剛結せしむる爲に何等特別の設備を必要としなかつた。

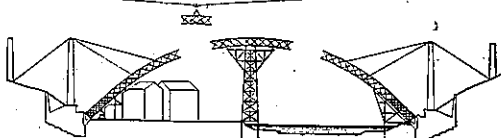
セントリングの全幅員は 43 ft であり全然同一設計の 12 箇のトラスよりなる。各トラスの理論高さは 11 ft であり頂點に於けるトラスは收縮による短縮と荷重とにより撓度を考へて 4.5 吋高く設置された。

トラスの上下兩弦材は 6 本の木材より成り全幅員は 3 ft である。トラス用木材は原則として 4×12 吋以下である。架設を容易ならしむる爲 44 ft 毎に接目を設けた。此の接目は割目を有する環の合釘 (locher system) によつて連結されて居る。

請負人は 1938 年 8 月 26 日から下方版のコンクリート打を開始し全拱環は同年 10 月 1 日に完成した。全荷重の下に於ける撓度は $3\frac{1}{4}$ 吋であつた。

製作及架設 トラスは請負人の大工組合工場で製作され、船で架設現場に積み出し其處で 2 ton 21 ft 及 4 ton 42 ft のトラスの形に再び組み立てる。3 ton の運搬能力ある 2 條の架空索道が各トラスを所定位置に運んだ。架設は索條碇着の助をかりて (圖-68) 補助場上の兩側橋臺に於て 2 つのトラス (圖-67 の 1 番)

圖-68. 木製拱架の最初の 2 連拱トラス架設用足場



から始められた。支間中央下に木製の塔を作り其の上に 2 つのトラスの中央部分を構築し順次橋臺のトラスに向つて進んだ。此の 2 つのトラスは支間の 1/4 の點で極めて正確に連結せしめられた。之が完成してから 42 ft の木材を下弦に緊結せしめ他の 10 箇のトラスは此の下弦に吊つた足場の上で組立てられた。

最初の 2 つのトラスは 1938 年 3 月 5 日に竣功し最後のトラスは同年 4 月 22 日に出来上つた。此の架設には僅か 14 名のものが従事し而も内 6 名は現場工場内でトラスの組立に従つたのである。トラスが全部架設された後此の木製アーチは水壓ジャッキにより頂點で整正された。3400 ton 等布試験荷重による頂點の撓度は僅か $2\frac{3}{4}$ 吋で長大なる支間に比して著るしく小さいものである。

(18) ドイツに於ける熔接鋼橋の事故に就て

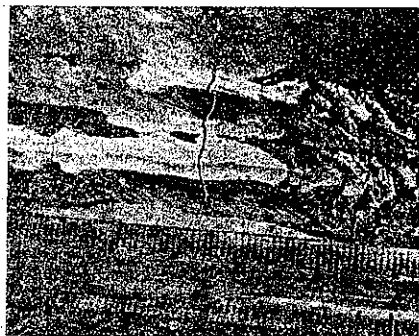
(Otto Kommerell; "Augenblicklicher Stand des Schweissens von Stahlbauwerken in Deutschland." Die Bautech, Heft 12 s. 161~163, Heft 15. s. 218~221. 1939.)
齋藤義治 抄

ドイツ熔接界の現状は重量の節約、外觀の單純性及美しい點で極めて多方面に其の應用を見て居る。橋梁界に於ても St 37, St 52 に就て詳細に研究せる結果熔接指示方書を作製し現在迄鐵道橋 150, 自動車専用道路橋 500 の多數の熔接橋を施工し別段異状は無かつた。

所がベルリンの Zoo の熔接鐵道橋及 Rüdendorf の自動車専用道路橋に龜裂が入り事故が起つたのである。

(1) Zoo の鐵道橋に就て 龜裂は肉眼では殆んど發見出来ない。若し龜裂が熔接部分のみであるならば橋梁としては該部分を取除けば良いのであるが調査の結果龜裂は 25 mm 厚の腹板及厚 60 mm, 幅 500 mm の蓋板に迄及んで居た (圖-69, 70 参照)。

圖-69. 熔接部の龜裂



龜裂箇所は圖-71に示す如く赤熱の状態から冷却する時に腹板及蓋板にも及んで居る事が解る。此の爲に上部構造は鉸結に取換へた。

失敗の原因の一として考へられたのは厚き蓋板に對し降伏點が高すぎた。即ち 44 kg/mm^2 、伸びは 24% である。

圖-70. 龜裂部の断面

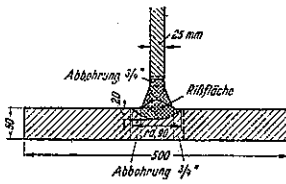
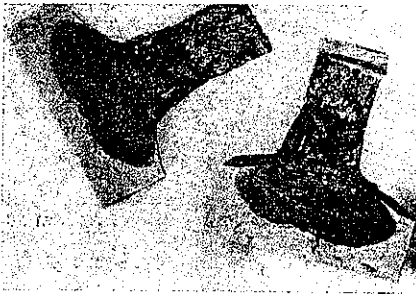


圖-71.



材料は分析の結果

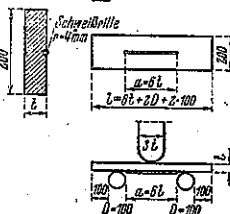
腹板 (厚 30 mm) C=0.18%, Mn=1.22%,
P=0.027%, S=微量, Si=0.37%, Cr=0.1%,
Mo<0.1%, Cn=0.4%, N=0.0067%
蓋板 (620×65 mm) C=0.25%, Mn=1.20%,
P=0.029%, S=0.023%, Si=0.8%, Cr=0.02%,
Mo=—, Cn=0.5%, N=0.012%

材料の機械的性質は良好なものであつたが熔接に對しては缺點が有るのでは無いか、即ち冷却に對して硬化するのである。長 1.2 m、厚 50 mm の St 52 の蓋板を赤熱し 23°C の水中に入れ硬化の程度を實驗せし結果、 60 kg/mm^2 の母材が 120 kg/mm^2 になる事より急激なる冷却に因り非常に硬化する事が解る。

次に硬化と曲げの關係を調べる爲に厚 50 mm の蓋板に深 4 mm の縱溝を掘り、其の中を熔接して圖-72の如き曲げ試験をした結果は龜裂が入る迄に 18° 曲つた。

即ち蓋板として材料は悪くは無いが熔接に因り均一體としての性質を失ふに至る。此の現象は現在迄知られ居なかつたものである。

圖-72.

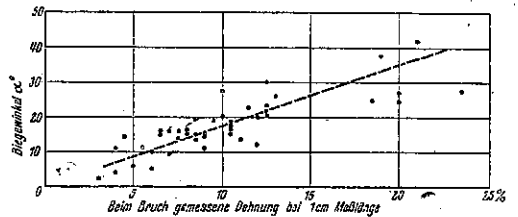


次に起る疑問は普通の判断では St 52 の降伏點は 36 kg/mm^2 であるのに何故 44 kg/mm^2 となるのであるか、これは硬化の現はれである。化學成分的に研究せる結果 St 52 に對する結論は成分の最大限は次の如し
C=0.2%, Si=0.5%, Mn=1.2%, Cn=0.55%, P=0.06%
S=0.06%, P+S=0.1% と推定され、更に Mn=0.3% 又は Cr=0.4%, Mo=0.2% は加へても可と思はれる。最小降伏點は厚 30~50 mm では 34 kg/mm^2 と決められた。

曲り角 (Biegewinkel) の問題: 曲り角を α とすると $\alpha = \frac{24t}{t}$ となる。(若し長 100 mm、歪 10% とする時) 即ち t が大となると α は小となり、 $4t$ が大となると α は大となる。t=50 mm とすると $\alpha=23^\circ$ となる。 α の試験の結果は

- a) C=0.2%, Cr=0.38%, Mn=1.04%, Cn=0.41%
Si=0.38% の材料で最小 $\alpha=2^\circ$ 、伸びは 3% であつた。
 - b) 最大 α は 40° 、伸びは 20% (C=0.16%, Si=0.58%
Mn=0.94%, Cn=0.21%)。
- 伸びと α の關係は圖-73 の如し。

圖-73.



我々の橋梁に使用する材料としては出来る丈 α の大なるもの、少くとも $\alpha > 20^\circ$ なる事が必要である。

實驗の結果板 (腹板) を前以て熱して置いて熔接すると極めて良好なる結果を得 α も大となつた。Zoo 橋の失敗より得たる結論は次の如くである。

- (1) 鋼の化學的成分は α に對して十分に無い。成分の一寸した加減で α を 30° にも出来る。
- (2) 絶對的硬度は決定的なものでは無い。前以て 300°C に加熱されて熔接した St 52 の板は、 20°C で熔接した St 37 の板より硬度は大であるが、性質は St 37、厚 45 mm の板は硬度は 60 kg/mm^2 で龜裂が入つたが、St 52 の厚 20 mm の板は龜裂が入らず硬度は 160 kg/mm^2 であつた。
- (3) レントゲン試験の結果解る如く熔接箇所附近は收縮の爲に非常に引張力を受けて居る。又縦及横方向の歪は同様である。

- (4) 鋼を前以て $200^{\circ}\sim 300^{\circ}\text{C}$ に加熱する事は極めて良好な結果を來す。曲げ試験の結果も龜裂が入らず、特に厚き鋼の熔接には前以て $200^{\circ}\sim 300^{\circ}$ に加熱する事が必要である。
- (5) St 52 でも (850°C に加熱し除々に冷却せるもの) 縦方向に熔接したものは曲げ試験に對し約 30° の α を示し且つ龜裂も入らなかつた。
- (6) 壓縮側の熔接接目は相當大きな α を示し殆ど龜裂は現はれぬ。

(2) Rüderdorf の橋梁の失敗に就て Zoo の失敗に鑑み本橋の上部構造の衝合熔接、隅肉熔接は特別の注意を拂ひ施工し、疑問の箇所はレントゲン試験を行ひ豫期通りの構造物が出來たと思はれて居た。

構造—— 總延長 700 m, St 52 の熔接連続鋼桁橋、振子支承は高 1.4 m である。断面は蓋鋼の厚 39 mm, 幅 660 mm, 床鋼は厚 40 cm の鐵筋コンクリート床鋼、20 m 間隔に伸縮目地を置いてある (圖-74, 75 参照)

圖-74

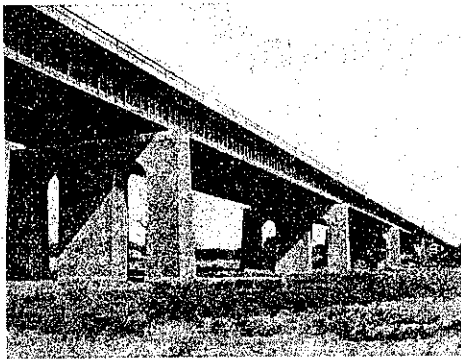
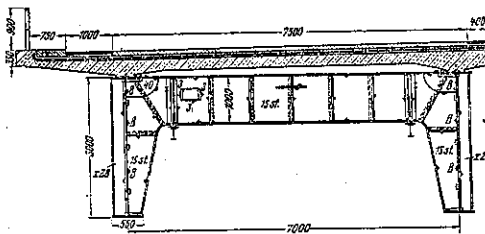


圖-75. 断面



1938 年 1 月 2, 3 日の夜半突然一大音響と共に下突縁に龜裂が入つた (圖-76 参照)。

其の後龜裂は腹鋼に及び遂に上突縁に達した。位置は殆ど曲げモーメント零の隅肉熔接の箇所である。腹鋼の斜熔接線は龜裂の箇所より 2 m 離れた所に在つたが別段異状は無かつた。2 時間後に他の主桁に同様な

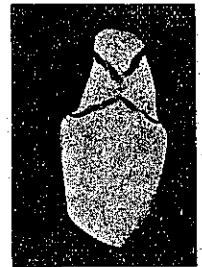
圖-76. 下突縁の龜裂



状態で龜裂が入つた。此の失敗に因り St 52 の熔接は根本的説明が出来る迄は一時中止した。

原因の探求: 龜裂の入つた腹鋼を切断し各種の試験をした。龜裂箇所を磨いたのは圖-77 で其處に豌豆大の熔接の缺點が見出される。此れが龜裂の原因となつたのである。鋼材の分析の結果 $C=0.2$ (%), $S_i=0.59$, $M=1.0$, $P=0.06$, $S=0.02$, $C_r=0.03$, $H_i=0.03$, $C_n=0.34$ で決して悪いものではない。

圖-77.

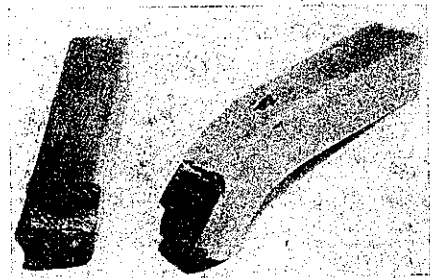


蓋鋼の引張強さ 58 kg/mm^2 , 比例限度 $35\sim 39 \text{ kg/mm}^2$, 伸びは $24\sim 30\%$ である。硬化の程度は引張強さ約 80 kg/mm^2 であつた。

熔接の變形強さを試験する爲に熔接と直角に切断して幅 25 mm, 厚 30 mm での結果曲り角 (α) は 55° であつた (圖-78)。

此の α の大なる事に依り現在迄の考へ方を訂正せねばならぬ即ち、熔接は相當大なる硬化 (80 kg/mm^2) に

圖-78.



も拘らず變形に對しても極めて良く $\alpha=55^{\circ}$ である。

(a) 原因の一つとして數へられた事は夜間の温度降

下はコンクリートより約10°C下つた。此の爲の桁の引張應力は300 kg/cm²で全體として高さ1600 kg/cm²であるので直接原因とは考へられぬ。

(b) 腹板の裡屈を防ぐ爲に配置する補剛材の溶接を1本除却して見ると圖-79の如く突縁は1.5 mm 撓んだ。此れは圖-80のBの溶接に原因するものである。

圖-79.

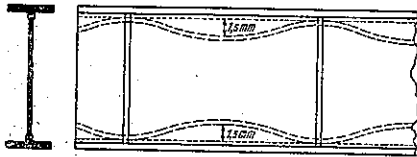


Abb. 15.

圖-80.

Verschweißen der Gurtung

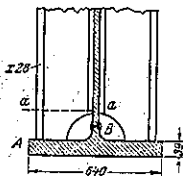
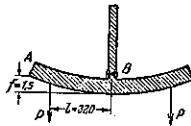


圖-81.



其の値を圖-81の如くしてPの値を計算すると $f = 0.15$ cm として

$$f = \frac{Pl^3}{3EI} = 0.15, \quad \sigma = \frac{M}{W}, \quad M = Pl, \quad W = \frac{2J}{3.9}$$

とすると $\sigma = 1800$ kg/cm² となる。

Siebel 及 Maier 氏の説に依ると一軸方向引張の時 St 37 に対し 93% の變形のものは2軸方向引張となると 12~15% となる。此の材料では一軸方向で約 16% である故、二軸方向となると 2~4% となる。勿論 Siebel 及 Maier 氏の説は直ちに適用は出来ないかも知れぬが補剛材の應力に因り腹板及蓋板に2軸方向應力状態として作用した事は考へられる。

結局 Rüdendorf 橋の龜裂の原因は不明で終つた。然し龜裂防止として現在認められて居る対策は

- (1) 出来る丈變形量の大きい材料を使用する事。
- (2) 構造の點を吟味する事。
- (3) 施工技術の優秀なる事。

次に溶接鋼構造物に對する結論を述べる。

(1) 材料は出来る限り溶接熱に對し抵抗力大なるものたる事。曲げ試験は 200×50 とし、 $\alpha > 20^\circ$ たる事。溶接材としては Siemens-Martin の St 37 が一番良い。特に蓋板に對して良成績である。

(2) 溶接々目に於ける溶け込の下部には硫黄の含有

の多い層が出来る故注意を要す。

(3) 蓋板の厚は 50 mm 以上としてはならぬ。其れ以上となると連続隅肉溶接で腹板に溶接しても無理である。

(4) 30 mm 以上の板は溶接には使用せぬ事。補剛材は蓋板に近づけ補剛材に溶接せる別な板で突縁と密着せしめる。

(5) 溶接に當り隙間風、冷却に對し保護すべし、断面が 30 mm 以上の部分は板を前以て 200°~300°C に熱する事が良い。

(6) 溶接々目の溶接がすむと直ちに冷却せぬ中に次の溶接に入る事が大切である。

(7) 過度の溶接により母材缺點を補ふ事は絶対に不可である。何となれば母材の硬化する故である。

(8) 板厚 30 mm 以上の溶接構造物には必ず試験荷重を積載すべきである。

道 路

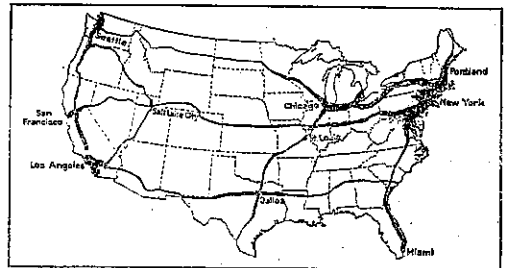
(19) 米國に於ける有料制高速度道路

“Toll Superhighway System Rejected.”
E. N. R., May 11, 1939 p. 63~66.
倉田宗章 抄

米國道路局は其の報告に於て大陸横断道路の料金制の不利なる事を主張して道路改良の地方共同制、近代の共同維持道路、立體交叉地方支線道路の改良に就き議會の考慮を勧告してゐる。

試みに推定交通量を基礎として路線を擬定すると圖-82の如くである。

圖-82.



(1) 建設費及収入 此の報告に依ると6本の高速道路の建設は技術的には全く可能である。全長は約 14336 哩、又建設費は約 2899 000 000 弗即ち哩當り平均 202 270 弗である。平均經費は哩當り最大 1 158 400 弗より最少 63 450 弗の範圍であり之等2區間の經營、維持の豫算は哩當り 66 560 弗乃至 5 700 弗である全道路

網について平均額は年哩當り 12 840 弗、年總額 184 054 000 弗である。之等の數字は理論的壽命、良好な維持、經營費（年收の 2.6% 僻地に於ては 2.24%）を基礎としてゐる。高速道路の使用は大きく見積つて全體で 1945～1960 年間に毎年料金支拂交通が 4 544 000 000 車哩であり、其の中 3 635 000 000 車哩は乗用車、909 000 000 車哩はトラックとバスに依る交通である。

1 日當りでは全體で 12 450 000 車哩、その中 2 490 000 車哩はトラックとバスである。依つて全道路網に就き平均すると哩當り 1 日旅客車 699 輛、重量車 175 輛である。

Jersey City, より New Haven 間では 1 日當り乗用車 5 998 臺、トラック 1 500 臺、Spokane, Wash. より Fargo, N. Dak. 間では乗用車 96 臺、トラック、バス併せて 24 臺である。1 車哩當り通行料金はトラック及バスに對して平均 3.5c 乗用車に對しては 1c で計算される。重量車の乗用車に對する臺數の比は平均して 1:4 であるから兩車輛に對して平均すると 1 車哩當り 1.5c となる之は適當な値を考慮して定められたものであつて高率に過ぎるも低率に過ぎるも共に收入を減ぜしむるものである。

之の假定料金を基礎として、6 本の高速度道路に就き理論的に見積られた最大交通量に對する全收は 1960 年度には 84 037 000 弗になる。1945 年より 1960 年の 16 箇年間の年平均 72 140 000 弗である。

之の報告から見て之等 6 本の高速度道路よりの收入制度は全般的に道路の各種の施設の經費を抽出する方法としては不可能である事が結論される。

そこで之の報告書に於ては道路網を區間に分けて各區間を別箇に考慮してゐる。即 Philadelphia, Pa. より New Haven, Conn. 間 173 哩では 1960 年度の豫想收入は其の年の推定經費の 109%～104% である。又 California 州中の 91 哩の區間、Washington, Baltimore 間 39 哩、Boston, Portland 間 134 哩、Miami, Jacksonville 間 326 哩、Baltimore, Philadelphia 間 76 哩の 5 區間に於ては 1960 年度豫想收入は推定經費の 91.8%～83.2% である。他の 19 の區間では 50.5%～76.1% である。他の主要區間全部に就ては經費對收入の比率は 50% 以下である。

(2) 路線設定及交通能力 法規の範圍内に於て路線の設定は次の事項に基いて爲された(圖-82 参照)。

(1) 地形及人口密度、(2) 最も用ひられてゐる路線に沿ふ事、(3) 重要な終端地點を結び、且つ合理的な直通

路なる事、(4) 通行料金の徴收に便なる事である。

地形的に不可能な合計 94.2 哩の 2 區間を除いて道路の詳細な設定は現在道路より全然離れた新しい路線である。

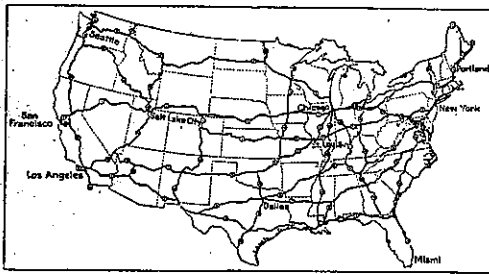
之等の路線は出来る丈交通を吸収する様都市に接近して通過する。尙細部に就ては次の事が考慮されてゐる。(1) 車輛の出入口は、可能な限り制限容易である事。(2) 都市の外方への發展の障害及高速道路を横斷する交通に依る混雜は出来る丈避けられる。(3) 立體交叉構造物の費用は出来る丈減ぜられる。(4) 安い地價の所を撰んで出来る丈利益を得る事。圖-83 に依るとアプローチの制限されてゐる典型の高速度道路の交通の 1/3 以上が、之の道路を有料施設とした時通行しなくなるものと認められる。之の改變に依る交通量の變化係數として實際に用ひられた値は諸區間に就て 0.164～0.4 の範圍である。1937 年度以降の有料交通量の推定増加率は 1960 年度には 2.5 又 1944～1960 年代には 34.2 である。茲に 1944 年の 1 月 1 日までに全系統の半分は完成し使用され、全線は 1946 年迄に完成されるものと假定した。

道路の幅員に就ては道路局の最近の高速度道路輸送能力の研究に依り、大體往環交通を平均して 1 時間 400 臺が常に不便無く 2 車線の道路を安全に通過せしめ得る最大量と假定出来る様である。記録に依ると之の時間的最大數は 1 日平均 1 500 臺の車輛に相應する、之の道路系統の各區間に於て 1 日の通行量は 1960 年には 1 500 車を超過するものと豫想される故に 2 車線以上の幅員とする様計畫される。幅員を擴張する場合は最少 4 車線とし 3 車線とする事は避けられる 4 車線に對しては常に不都合を感ずる事なく運行する爲には往環共に日に平均 7 500 臺が餘裕ある臺數と考へられる。

(3) 高速度道路計畫案 之れに就き報告書は、之の有料制高速度道路網の經費を回收し得る收入の可能性はないが、現在施設改善を必要とせぬ程交通量が少いと云ふ譯ではないと述べてゐる。

依つて以下その高速度道路改善のマスタープランを概説すると(1) 特別に決定した(試索的に)道路の構築、之等の道路は重要地點をすべて連絡してゐる(圖-83 参照)。(2) 現在の聯邦共同經營組織の改善。(3) 鐵道との立體交叉。(4) 土地利用計畫と提携した地方支線道路の改良、等である。之の計畫の全く新しい點は各州に跨がる道路組織なる事である。之の計畫は最近の交通速度と交通量の増加の爲在來道路が非常な改善を必要と

圖-83.



するに至つた爲生じたのである。

勿論其の改良計畫とは在來の急曲線の減少、急勾配の緩和、視透距離の増大、舗装の擴張、増設路線の築造、一方通行制、又出來れば急坂に於ける緩速専用の通路、多數の立體交叉相互の防護設備、危険な路側状態の改善、長距離交通に於ける主要地點間の路線位置の本質的改善等である。

國道計畫の測量報告に依り圖-83の如き長距離道路網を撰定する事が出来る。之の路線撰定に依ると總延長は約 26700 哩である。之の道路の設定、設計、築造等は前記有料制道路の標準に準據する、そして設定の困難及經費に鑑み多少變更される。尙顯著な問題として報告には次の 3 項に就き注意を喚起してゐる。即ち

(イ) 各都市連絡——多くの交通圖より次の事が歸結される即ち都市の入口に於ける公道交通量の相當部分は地方交通であるが、殘の大部分は其の都市着の、或は都市發の交通なる事で、此の交通は直通路に依つて他へ回避せしめ得ることの出来ない性質のものである。説明のため Washington-Baltimore 間の路線に就いて見るに直通路に依り他へ回避せしめ得る交通量の最大は Washington に於て市内へ入つて來る車 20500 臺中 2269 臺である Baltimore に於ては 18900 臺中 2670 臺である。殘りの臺数は市街の中へ入るものであつて街の中心へ行く車であるか或は市の中心より出た車である。かゝる状況の下で唯一の解決策は、市内進入の交通を適當な施設に依り整理する事及出入口の調整であつて、小は在來道路の擴張より大は (St. Louis の地下道及 New York の West Side Highway の様な) 地下道乃至高架道の如き都市連絡高速道路の建設の如き大施設である。

報告書は計畫に關係してくる重要な通行権問題を指摘して、主要地方道に依る都市連絡及都心に入る新高速道路の建設は議會に於て道路計畫案中第一に付議さる可しと述べてゐる。

(ロ) 環狀道路——報告書に依ると都市連絡に次いで大都市を取巻き小都市の附近を通過する環狀道路を緊急に必要なものとして強調してゐる。之の主なる機能は都市の周圍に環狀交通を通す事ではなく任意の道路に依りやつて來た交通を之の環狀道路に依り市内目的地の道路に連絡する事及通過交通を之れに依り互に振分け合ふ事である。

尙環狀道路は都市連絡の主要道路との交叉點にのみ出入を許し中間に於ける出入は非常に制限される。

任意の箇所から出入出来る所謂通過道路或は環狀道路は間もなく混雜した街路と化するものである。

(ハ) 通行権問題——報告書に於ては現在及既往の種々なる通行権の障害を引用して何等かの中央聯邦機關が設置されて新設道路或は道路擴張の爲に所要の土地を得る事が出来れば問題は簡單になると述べてゐる。

(20) 道路工用機械に於ける革新

(Fr. Riedig; "Neuerungen an Straßenbaumaschinen." Die Bautechnik, Heft 19, 1939, s. 266~270.)
高橋 脩一 抄

道路工用機械の中で改造された掘鑿機の發達は既に完成の状態に達し、其の爲今日では 11 種類もの異つた型式が採用出来るし又廻轉起重機や車に載せられた廻轉起重機等もそれが最もよい装置である爲の獨創的な計畫をする必要もなくなつた。

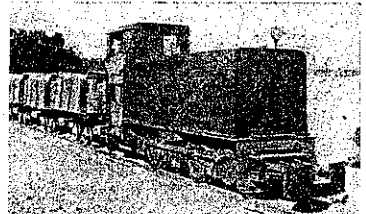
道路工事現場で一番普及されて居る機關車の設計では牽引能力と云ふ點で困難な問題がある。大形モーター機關車では、モーターエネルギーの利用と牽引能力の變化に對する適應の目的で Flüssigkeitsgetrieb が採用された。又小形モーター機關車では單純なる様式と軽い自重と云ふ事を條件として完全なる價值を有する機械を創り出す様に試みられた。モーター機關車では當分の間は 100 馬力の能力も疑はしいが、しかし速度の點では出来る限りの異つた種類の速度が出せる様になつて居る。例へば Orenstein & Koppel 製の軌間 600 mm、作用重量 12t の 70/75 馬力モーター機關車は毎時 2.5 軒から 21.5 軒の速度で走る

事が出来る

(圖-84)。

蒸氣機關車に就ては現今の大抵の鋼製の火室は銅に比して些

圖-84.
600 軌間、70/75 馬力モーター機關車



も遜色のない Krupp の Izett-鋼で作られて居る。此の Izett 鋼の主たる特質は長年使用しても變化しない事と、腐蝕を受けぬ事である。

新しいバケットコンベヤーの一例として 30 から 50 m^3/h の能力を有し 0.02~0.16 m/sec の 2 種の速度で行動出来るものが實現した(圖-85)。バケットの額の回轉速度は毎秒 0.55 m 、推進の爲には 6 馬力のディーゼルモーターが動く。

一般にローラーは大別して 2 種に分けられる。即ち主壓が只一つのローラーを通じて作用する單軸ローラーと、壓力が兩方の軸に分けら

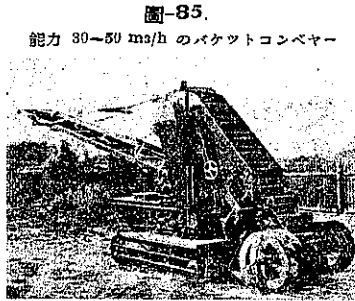


圖-85. 能力 30~50 m^3/h のバケットコンベヤー

れる双軸ローラーとである。然し單軸ローラーとは云ふものゝ之を理窟の上からだけで、實際は 2 つの車軸を持つて居る。然し前輪の行ふ搗固作用は云ふに足らぬものであつて、寧ろ之は操縦用のものである。本當の單軸ローラー、即ちタンデムローラーの使用は一般に瀝青材料の搗固だけに制限される。大抵のローラーは塀や立木の傍をすれすれに進む事が出来る。例へば 3.5 t タンデムローラーは横に飛出して居る部分が 30 cm しかない。少し許りの移動なら、ゴムを被せた車輪をくつつける事が出来る。

ローラーの運轉動力としてはディーゼルモーターが使はれて居るが、一方木ガス或は木炭ガスに依る動力装置が試みられて居る。ローラーはもともと重いものだから、機關車や自動車に於けるよりもガス發生機やガス淨化装置の様な附加的重量に對して有利な立場にある。Henschel & Sohn 製のローラーでは容量 400 立の木ガス發生装置が兩方の後輪間のラーメンの上に取付けられて居る。ガス發生機の始動は電動式通風機で行はれる。

圖-86 に示したローラーのガス發生機は木炭或は泥炭を燃料とする。又切換る事に依つてガソリンを使ふ事も出来る様になつて居る。燃料の消費量は木炭、泥炭共に 0.4 $kg/HP/h$ 、それで木炭なら原價 3.2 $RPf/HP/h$ のものから 8 $RM/100 kg$ 、泥炭なら 3.8 $RPf/HP/h$ のものから 7 $RM/100 kg$ の利益を得る。

ローラーは脆い地盤には屢々車輪が深くもぐつて使

用し兼ねる爲、他の装置が現はれた(圖-87)。即ちローラーに搗固装置を備へて、之が搗固を受持つのである。此の廻轉起重機、ウインチ、錘及それを任意の高さから落下させる装置とから成る搗固装置はローラーの前後左右に向ける事が出来る。

弛い砂利に對するパイプレーターとしては Riemenscheibe の様なものが現はれた(圖-88)。

コンクリート用のパイプレーターは電気モーターを内部に入れてある。其の爲に電流の自由にならぬ現場では別にガソリン發電機或はディーゼル發電機が必要となる。此のパイプレーターは小さなガソリンモーターと可撓性の軸とに依つて調整する。

コンクリートミキサーに對しても種々の改造が行はれた。今迄自動車で引つぱられる關係上、輕快でなければならぬと云ふ事が小さなミキサーの出現に依つて解決された。此のミキサーはドラムの容量 150 立で、車臺の下にゴムの車輪装置と始動ブレーキとを有する。此の機械は上手に作られて居るので、高速度で行動する事が出来る。コンクリート混合用水はポンプでタンクに汲み込まれ又此のポンプは練立ドラムを廻轉する爲に用ひるディーゼルモーターで運轉される。又コンクリート道路建設用の爲に 750 立のミキサーが作られた。此のミキサーは無限軌道がついて居て、用意なれる施工基面の上を進む事が出来る(圖-89)。コンクリートの分配は長さ 5 m のベルトコンベヤーで行はれる。此の機

圖-86. 木炭と泥炭のガス發生機を有するマカダムローラー

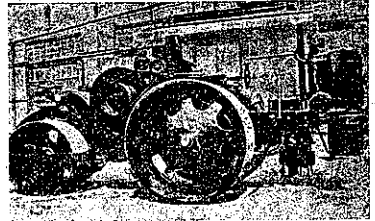


圖-87. 搗固装置を有するマカダムローラー

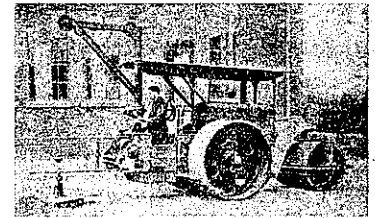
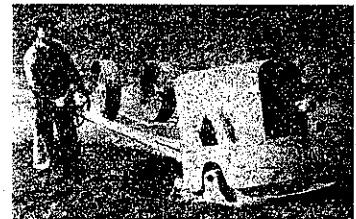


圖-88. 弛い砂利に對するパイプレーター

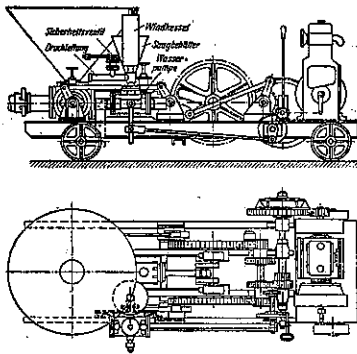


械は低く、作られて居るので、橋梁等の下を通過する場合でも一部分取外しと云ふ様な事をしないでよい。

連続ミキサーではセメント運搬機がセメントを運び込む間に他の運搬機が砂利や砂を取込む。此のミキサーの練立能力は1時間3立方米(圖-90)である。

コンクリートをポンプで受臺へ送るに當つて、シユートを時々掃除しなければならない。此の爲にコンクリートのポンプに水のポンプが装置してあるものが出来て居り(圖-91)、之に依つて清掃水がシユートの中を壓送されて掃除する。

圖-91. シユート清掃用の水ポンプを有するコンクリートポンプ



コンクリート道路の表面仕上機も改良されたので、1つのもので澤山の仕事出来る様になつた。例へばBaumaschinen Gesellschaft製の表面仕上機はほんの僅かなハンドルで、下層コンクリートの搗固から上層コンクリートの搗固まで出来る。Joseph Vögel製の幅

圖-92. コンクリート舗装の表面仕上機に取付けられた目地切り機

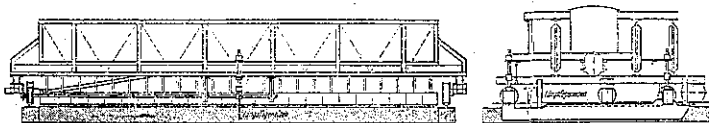


圖-89. ベルトコンベヤーと無限軌道を有する750立ミキサー

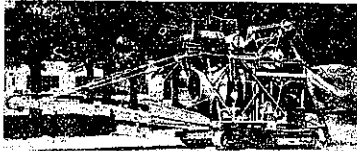
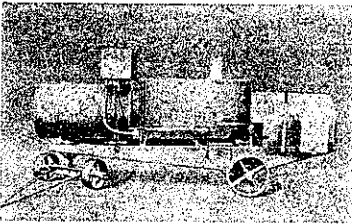


圖-90. 練立能力3m³/hの連続ミキサー



の廣い表面仕上機は中間の振動數(振動數毎分150~250回)から高度の振動數(振動數毎分3000~4000回)まで變へられる。表面仕上機は幅が廣いので搗固用角材(Schwingschleifbalken)を有するばかりでなく目地切り機も備へつけて居て、之で搗固を行ふと共に目地を切つて行くのである(圖-92)。コンクリート舗装に用ひる表面仕上機は大抵瀝青質材料の舗装の場合にも用ひられるので、其の爲に澤山の水の霧吹装置を備へて居る。

タール或はアスファルト加熱機に屬する混合機も亦發達した。例へば圖-93の容容量3.5tのモーター加熱機は高速で移動出来る様になつて居るが、之等も在來の4.5t加熱機から發達したものである。材料を満載して道路上を毎時25軒の速度で進める。Alfelder Eisenwerk Otto Wasselmann會社製の容容量2.5立方米から3立方米のものはディーゼルモーターで機械的に材料を攪拌して焦げるのを防ぐ様になつて居る。

瀝青質の混合物の撒布機に就ては、懸賞募集のお陰で澤山の改善が行はれた。牽引式撒布機に例を取れば、之は操作し易い様な獨創的な型式を持ち、ゴムを被せた車輪を持つて居る(圖-94)。搗均し機も同様に改善されて居て、之では盤均し用として引出し得る腕木が或る角度をなして開く様になつて居て、其の爲2.5~3.75米の幅まで作業出来る。機械の方向は操縦桿で運轉者の思ひの儘に向ける事が出来る。

此の他に工事用機械として空氣壓搾機があるが、之はFlottman A. G. 或はIrmer & Elze製のものを例にとつても、活潑な發展をして居る。

圖-93. 容容量3.5tの高速で運動出来るアスファルト加熱機

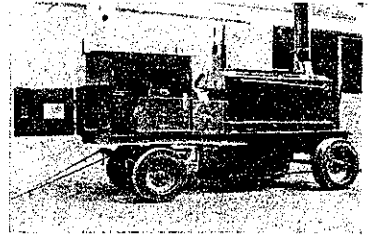


圖-94. 引出し得る盤均し腕木を有する瀝青質混合物の牽引式盤均し機

