

抄 録

第 22 卷 第 4 號 昭和 11 年 4 月

- | | | | | |
|-------------|-----------------------|-------------|--------------|-------------|
| 1. 土木一般 | 2. 応用力学(1) | 3. 土質工学 | 4. 水理(4) | 5. 測量 |
| 6. 材 料 | 7. コンクリート及鉄筋コンクリート(5) | 8. 施 工 | 9. 橋梁及構造物(6) | |
| 10. 河 川 | 11. 水力発電 | 12. 堰 堤(19) | 13. 上水道(22) | 14. 下水道(23) |
| 15. 港 灣(29) | 16. 道 路 | 17. 都市計畫 | 18. 鉄 道 | 19. 隧 道(34) |
| 20. 雜 | | | | |

() 内は本誌抄録頁を示す。

2. 応用力学

(8) アーチの挫屈に関する問題

(A. Nasarow, "Zur Frage der Knicksicherheit eines Bogens." Bautech. Feb. 7, 1936 S. 114~115.)

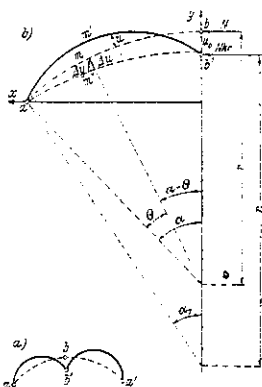
3 鉸の円アーチでその圧力線がアーチ軸線と合致する場合の挫屈を取扱ふ。 w 及び u をアーチ軸の軸及び軸に直角方向の歪とすれば変形後のアーチ軸線の一般微分方程式は次の如く成る。

$$\frac{d^2u}{d\theta^2} + u = -\frac{Mr^2}{EJ} \dots\dots(1)$$

$$\frac{dw}{d\theta} = u \dots\dots(2)$$

図-1 で amb は最初のアーチ軸線, $am'b'$ は挫屈をうけて危険荷重の下で平衡にあるアーチ軸線である。アーチ頂の歪 u_0 は極く僅かであつて荷重の方向の歪を無視しても極く僅かな誤差しか生じない。アーチの変形後も荷重はアーチ軸線に

図-1.



直角に働くとすれば、圧力線 $am'b'$ は鉸 $a b'$ を通る 1 つの円曲線を形作るわけである。圧力線 amb は α, r で表はされ又挫屈後の平衡状態に於ける圧力線 $am'b'$ は半径 r_1 及び中心角 α_1 で表はされる。

$$r \sin \alpha = r_1 \sin \alpha_1 \dots\dots(3)$$

$$r(1 - \cos \alpha) = r_1(1 - \cos \alpha_1) + u_0 \dots\dots(4)$$

$$\text{又 } \left. \begin{aligned} \alpha_1 &= \alpha - \Delta\alpha \\ r_1 &= r + \Delta r \end{aligned} \right\} \dots\dots(5)$$

(3) (4) (5) より

$$\left. \begin{aligned} \Delta\alpha &= u_0/r \cdot \sin \alpha / (1 - \cos \alpha) \\ \Delta r &= u_0 \cos \alpha / (1 - \cos \alpha) \end{aligned} \right\} \dots\dots(6)$$

$$\Delta u = \Delta y \cdot \cos(\alpha - \theta) \dots\dots(7)$$

又 amb 曲線の方程式は $y = -r \cos \alpha + \sqrt{r^2 - x^2}$

$am'b'$ 曲線は $y_1 = -r_1 \cos \alpha_1 + \sqrt{r_1^2 - x^2}$

(6) より $\Delta\alpha, \Delta r$ をとり

$$\Delta y = y - y_1 = \frac{u_0}{1 - \cos \alpha} \left[1 - \frac{\cos \alpha}{\cos(\alpha - \theta)} \right] \dots\dots(8)$$

又 (7) を用ひて

$$\Delta u = \frac{u_0}{1 - \cos \alpha} [\cos(\alpha - \theta) - \cos \alpha] \dots\dots(9)$$

軸圧力 N に依る曲げモーメントは $M = N(u - \Delta u)$ 依つて (1) 式は次の如く成る

$$\frac{d^2u}{d\theta^2} + u = -\frac{[N(u - \Delta u)]r^2}{EJ} \dots\dots(10)$$

$$1 + \frac{Nr^2}{EJ} = K^2 \dots\dots(11)$$

$$\beta^2 = \frac{N}{1 - \cos \alpha} \cdot \frac{r^2}{EJ} \cdot \frac{K^2 - 1}{1 - \cos \alpha} \dots\dots(12)$$

と置き微分方程式 (10) を積分すれば

$$u = \frac{\beta^2 u_0}{K^2 - 1} \cdot \cos(\alpha - \theta) - \frac{\beta^2 u_0 \cos \alpha}{K^2} + C \cos K\theta + D \sin K\theta \dots\dots(13)$$

恒数 C, D は次の条件式より定められる

$$\theta = 0 \text{ のとき } u = 0, \theta = \alpha \text{ のとき } u = u_0 \dots\dots(14)$$

$$u = \frac{u_0}{1 - \cos \alpha} \left[\cos(\alpha - \theta) - \frac{K^2 - 1}{K^2} \cos \alpha - \frac{\cos \alpha}{K^2} \cos K\theta - \cos \alpha \cdot \frac{1 - \cos K\alpha}{K^2 \sin K\alpha} \sin K\theta \right] \dots\dots(13')$$

$$\text{又 } \theta = 0 \text{ のとき } w = 0 \dots\dots(15)$$

$$\theta = \alpha \quad \text{のとき} \quad w = 0 \quad \dots\dots\dots(16)$$

これら条件を (13') に代入すれば

$$\frac{u_0}{1 - \cos \alpha} \left[\frac{2 \cos \alpha (\cos K\alpha - 1) + K^3 \sin K\alpha (\sin \alpha - \cos \alpha) + K\alpha \cos \alpha \sin K\alpha}{K^3 \sin K\alpha} \right] = 0 \quad \dots\dots\dots(17)$$

上式を変形して簡単にすれば (Ingenieur und Techniker 1934, Heft 6)

$$-2 \cdot \text{tg} \frac{K\alpha}{2} + K^3 (\text{tg} \alpha - \alpha) + K\alpha = 0 \quad \dots(18)$$

(12) 式より危険荷重は

$$N_{kr} = \frac{K^2 - 1}{\pi^2} \cdot EJ = \frac{(K^2 - 1)\alpha^2 EJ}{s^2} \quad \dots\dots(19)$$

ここに s は amb の長さである、従つて α が與へらるれば (18) より K が定まりこれを (19) に代入して危険荷重を得る。

両端鉸の柱の危険荷重は

$$N_{kr} = \frac{\pi^2 EJ}{l^2} \quad \dots\dots\dots(20)$$

(19), (20) より捩屈をうける鉸アーチの換算長 l_r は

$$l_r = \frac{\pi s}{\alpha \sqrt{K^2 - 1}} = t \cdot s$$

表-1 は種々の α の値に対する K, t の値である

表-1.

α	15°	30°	40°	50°	60°	70°	80°	90°
K	10.4	5.29	4.01	3.26	2.79	2.44	2.19	2.00
t	1.16	1.15	1.16	1.16	1.15	1.15	1.15	1.16

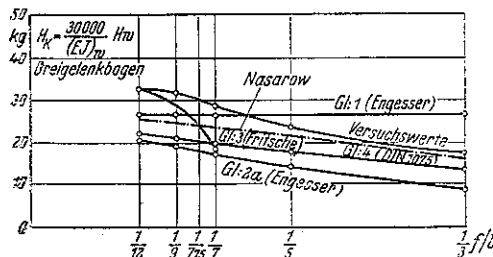
表-1 より分る如く 3 鉸アーチの危険荷重はアーチの半分の長さをもつ両端鉸の柱の危険荷重より 1.35 倍小さいわけである。

$$N_{kr} = \frac{\pi^2 EJ}{1.35 s^2} \quad \dots\dots\dots(21)$$

實驗との比較—

E. Gaber 教授が $l = 180 \text{ cm}$, 断面 $30 \times 4 \text{ mm}$ の拋物

図-2.



線軸の 3 鉸アーチに就いて實驗をして居るが、其と (21) 式より出した結果及び他の 2, 3 の結果との比較図は図-2 に示す如くである。 s は近似的に

$$s = \frac{l}{2} \left[1 + \frac{8}{3} \left(\frac{f}{l} \right)^2 \right]$$

$$l = 180 \text{ cm}, \quad EJ = 30\,000 \text{ kg-cm}^2$$

に對して (21) 式は

$$N_{kr} = \frac{27}{\left[1 + \frac{8}{3} \left(\frac{f}{l} \right)^2 \right]^2} (\text{kg})$$

(住友 彰)

(9) 壁体フーチングに於ける圧力分布

("Verteilung des Bodendruckes unter Mauern mit Fundamentverbreitung." Schw. Bauz. 18. Jan. 1936)

図-3 の如き構造物に於て、壁法よりの荷重 $Q \text{ kg/m}^2$ 底幅 $b \text{ cm}$ とする時、基礎地盤に作用する圧力が若し等布するものとすれば次の如くなるべきである。

$$\sigma = \frac{Q}{100 b}$$

図-3.

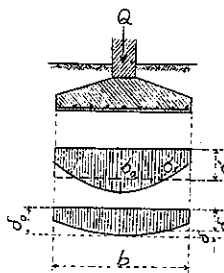
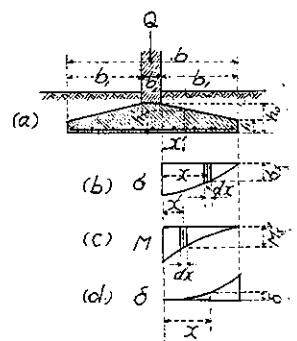
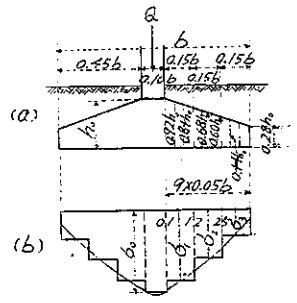


図-4.



然るに實際に於ては弾性基礎と見做すべきであつて、その圧力は中央にて σ_0 で最大を示し端縁に向つて次第に減少する。沈下の度も又中央で最大 δ_0 を示す。而して任意の點に於ての圧力 σ_x と沈下量 δ_x との関係は (1) 式の如くなる。 $B =$ 沈下係数とせば

図-5.



$$\sigma_x = B\delta_x \dots\dots\dots(1)$$

又最大沈下量と δ_x との間内は (2) 式の如くなる。

(図-3 参照)

$$\delta = \delta_0 - \delta_x \dots\dots\dots(2)$$

(1) 式より明らかなる如く $\sigma_x = \sigma_0 - \delta_x \cdot B$ であり、又

(1) 式及び (2) 式より

$$\delta = \frac{1}{B}(\sigma_0 - \sigma_x) \dots\dots\dots(3)$$

今図-4 a) に示す如き寸法ならば次の式が成立する、

$$h_x' = h + \frac{h_0 - h}{b_1}(b_1 - x') = h_0 - \frac{h_0 - h}{b_1}x'$$

尚ほ又慣性モーメントは壁延長 l に関して

$$J_x' = \frac{lh_x'^3}{12} \text{ である。}$$

次に図-4 b), c) に於いて距離 x' なる點に就いての曲げモーメントを求めれば

$$M_x' = \int_{x=b_1}^{x'} \sigma_x dx l(x-x') = l \int_{x=b_1}^{x'} \sigma_x(x-x') dx$$

従つて図-4 d) に示す如く任意の點 x に於ける撓 δ は

$$\delta = \int_{x'=0}^x \frac{1}{EJ_x'} M_x' dx'(x-x') = \frac{1}{B}(\sigma_0 - \sigma_x)$$

此の際底版の断面の変化を考慮すれば次式 (4) の如くなる。

$$\int_{x'=0}^x \frac{l}{J_x'} \left[\int_{x=b_1}^{x'} \sigma_x(x-x') dx \right] (x-x') dx' = \frac{E}{B}(\sigma_0 - \sigma_x) \dots\dots\dots(4)$$

(4) 式の精密なる解は求める事は出来ないが、差方程式の解法により充分に信頼し得る結果を得る事は出来る。

図-5 に示す如く底版を 3 つの部分に分つ時は、3 つの未知数 $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ を得る。此處に簡単に夫等の解のみ示せば次の如くである。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{K^2 + 135K + 358}{K^2 + 69K^2 + 140K + 9} K\sigma \\ \sigma_2 &= \frac{K^2 + 74K - 111}{K^2 + 69K^2 + 140K + 9} K\sigma \\ \sigma_3 &= \frac{K^2 - 32K + 17}{K^2 + 69K^2 + 140K + 9} K\sigma \end{aligned} \right\} \dots\dots(5)$$

但し $\sigma = \frac{Q}{bl}, \quad K = \frac{2000 E h_0^3}{B b^4}$

更に全体を下の圧力 σ_0 は $\sigma, \sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ が求められれば次式より知る事が出来、之等に依り圧力分布図を描き得る。

$$\sigma_0 = 10\sigma - 3\sigma_1 - 3\sigma_2 - 3\sigma_3 \dots\dots\dots(6)$$

$K=0$, 即ち $B=\infty$ の場合は基礎地盤が極めて固い時で、沈下を生ずる事なく従つて、 $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ は消滅し

$\sigma_0 = 10\sigma$ となる。かゝる事は實際に於ては殆ど皆無で如何なる場合でも多少の沈下を生じ、之の場合より大きな圧力を底版は受けるものである。

(5) 式各分母の最後の数字である 9 は實際の計算には之を省略するも少しも影響はないから、簡単に (7) 式を使用するが良い。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{K^2 + 135K + 358}{K^2 + 69K + 140} \sigma \\ \sigma_2 &= \frac{K^2 + 74K - 111}{K^2 + 69K + 140} \sigma \\ \sigma_3 &= \frac{K^2 - 32K + 17}{K^2 + 69K + 140} \sigma \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(7)$$

(7) 及び (6) 式に依つて K の異なる場合を色々計算して見ると表-2 の如くなる。

図-6.

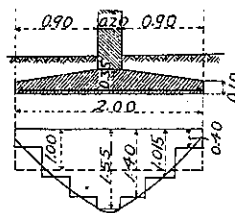
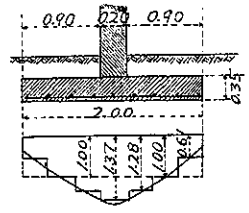


図-7.



若も図-7 の如く底版が断面変化なき一様の場合には慣性モーメント J の変化はないから、次の如き結果を得る。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{K^2 + 68K + 44}{K^2 + 32K + 18} \sigma \\ \sigma_2 &= \frac{K^2 + 32K - 21}{K^2 + 32K + 18} \sigma \\ \sigma_3 &= \frac{K^2 - 20K + 5}{K^2 + 32K + 18} \sigma \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(8)$$

此の場合同時に (6) 式も成立する。(8) 及び (6) 式を K の異なる値に就いて計算した結果が表-3 である。表-2, 3 共に K の値が大となる程、即ち沈下が多くなるほど $\sigma_0, \sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ の値が大きさが近づいて来る事は注意すべきである。又もつと正確に各部の圧力を知る爲めには、底版をより多くの部分に分ちそれに相応する数の未知数につき公式を誘導しなくてはならない。

表-2. 慣性モーメント J の異なる場合の圧応力 (倍數 $\times \sigma$)

K	0	50	100	200	500	1000	2000	5000	10000
σ_0	10.000	1.816	1.549	1.351	1.153	1.087	1.042	1.018	1.009
σ_1	-	1.578	1.402	1.248	1.118	1.062	1.032	1.013	1.005
σ_2	-	1.000	1.015	1.012	1.009	1.003	1.002	1.000	1.000
σ_3	-	0.150	0.400	0.623	0.822	0.906	0.952	0.981	0.992

表-3. 慣性モーメント J 一定の場合の圧力 (倍数 $\times \sigma$)

K	0	50	100	200	500	1 000	2 000	5 000	10 000
σ_0	10.000	1.603	1.366	1.207	1.090	1.045	1.027	1.009	1.006
σ_1	—	1.442	1.275	1.155	1.068	1.035	1.017	1.007	1.003
σ_2	—	0.991	0.997	0.999	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
σ_3	—	0.366	0.606	0.777	0.902	0.950	0.974	0.990	0.995

計算例: 図-6 の如く荷重 20 000 kg/m の場合に於ける分布状態を決定する。今 $B=65 \text{ kg/cm}^2$, $E=140 000 \text{ kg/cm}^2$ と假定すれば

$$K = \frac{2 000 \times 140 000 \times 35^3}{65 \times 200^4} = 99 \div 100$$

而して $\sigma = \frac{Q}{bl} = \frac{20 000}{100 \times 200} = 1.00 \text{ kg/cm}^2$

依つて表-2 より $\sigma_0=1.55 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_1=1.40 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_2=1.015 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_3=0.40 \text{ kg/cm}^2$ を得る。之を曲線で示せば 図-6 の如き圧力図となる。

図-7 に示す如き底版を有する場合は、表-3 により $\sigma_0=1.37 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_1=1.23 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_2=1.00 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_3=0.61 \text{ kg/cm}^2$ となる。(比田 正)

4. 水 理

(2) 急斜水路の水理

(E. W. Lane, "Recent Studies on Flow Conditions in Steep Chutes" E.N.R. Jan. 2, 1936 p. 5~7.

Cle Elum 堰堤の餘水吐及び Boulder 堰堤の水路隧道の設計に際し、特に急斜せる水路の水理に就いて研究が行はれた。

1. 水路の水流状態

堰堤餘水吐の如き急斜水路に通水すれば側壁並に底邊に接する部分に渦流を生じ、殊に側壁部は空気を混入して白濁する。然し此の渦流となつて流速の小なる部分は極めて小範囲に限られ其他の大部分は高流速にて流下す、即ち周壁より離れるに従つて流速は急激に増加される。水路



図-8.

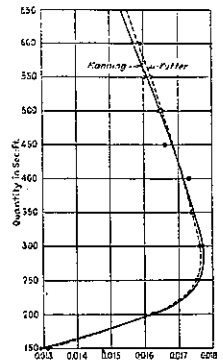
中央の高流速部分は比較的平滑な水面を示し、殆んど摩擦抵抗の影響を受けない様である。図-8 は Colorado 地方 Uncompahgre 灌溉水路の寫眞にして、周壁の渦流状態を示し尙其の状態は下流に至る程範圍を擴大してゐる。

水路が長くなれば渠底勾配が一定であつても、往々にして水面が凸形或は凹形の縦断水位曲線を描く。但し凸形曲線を示す場合でも重力による拋物線外に出ることはないが、餘りに急斜せる水路に於いては側壁より水位の高くなることがある。斜水路の勾配を決定するには通常水路頂點に於ける平均流速を用ふるが、水の各分子は個有の流速にて拋出され水面に近き分子は平均流速の分子より曲率小なる拋物線を描く。従つて平均流速にて求められる勾配より緩傾斜の水路を必要とする。

2. 高流速に於ける摩擦損失

高流速にて流れる開渠の摩擦損失水頭に關しては、實驗が極めて尠く且其の理論も各見界が異なつてゐる。即ち水中に空気が混入して Q (流量) = A (流積) $\times v$ (流速) で示されないから問題が複雑である。前記 Uncompahgre 灌溉水路にて行つた實驗は、既知流量に對して水位を測り $Q = Av$ より流速を求めて粗度係数を算出した。流量測定には流速計を用ひ水位を針狀水位計 point gage にて測り、流量を 20 種類に変化して各々に對する水位を測定した。水路はコンクリートにて造られ底部及び側壁上部は平滑であるが、側壁下部は凍害を受け苔が繁殖して粗雑な状態にあつた。かくて流量と粗度係数の關係を Kutter 及び Manning の兩公式より逆算すると 図-9 となる。

図-9.

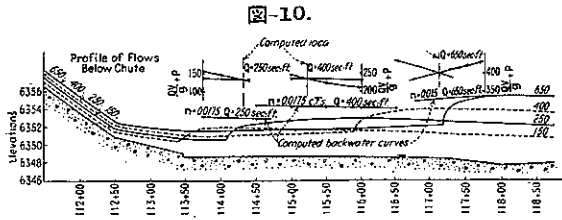


實驗中の流速は勿論限界流速を超過してゐるのであるが、限界流速以下の粗度係數と期待した程の差異を示して居ない。

3. 跳水の現象

一般に斜水路の終端には跳水現象を起すが、本水路に於いて廣く用ひられる跳水公式の精度を調査した。即ち Julian Hinds (E. N. R. Nov. 25, 1920 記載) 公式による計算値と本實驗とを對照すれば 図-10 となる。

其の結果跳水を生ずる位置は毎秒 650 呎³ の流量のみ稍一致するが其他の場合には可成りの相異がある。此の原因は明らかでないが、かゝる特種な水路に於いては



未知の抵抗力が作用して Julian Hinds 公式の適しないことは事實である。(米屋秀三)

7. コンクリート及鉄筋コンクリート

(11) Norris 堰堤に使用せる高炉セメント
コンクリート

(“Slag-Cement-Blend Concrete Tried at Norris Dam.” E. N. R. Dec. 19, 1935 p. 861.)

大塊コンクリート構造物に高炉セメントを混和剤として使用した場合、温度上昇、膨脹収縮、施工軟度及び耐久力の諸點に對して如何なる影響を及ぼすかを決定するために實物大の試験が昨秋 Norris 堰堤に於て行はれた。而してその供試体は、堰堤主要部の築造中、川の附帯に使用した水路に作った 50 呎の締切方塊であつて、高炉セメント 25%、普通セメント 75% の混合セメント・コンクリートである。尙、その外にも一つ同様の供試体を堤体に使用したものと同一普通コンクリートで作つた。

Norris 堰堤築造に使用したセメントは中位の發熱セメント (C₃A 含有量最大 8%, C₃S 35~55%, Wagner 式タービディメーターに依る比表面積 1600~2200 cm²/gr.) である B 型ポルトランド・セメントである。高炉セメントは粒狀鉄熔鑛の鑛滓及び水酸化石灰の混合物であつて、その主成分は表-4 の通りである。

表-4. 高炉セメント及び普通セメントの成分

	B 型セメント	
	43 方塊	40 方塊
灼熱減量	2.52	0.85
不溶雜殘渣	—	0.21
S	1.18	—
SO ₃	0.24	1.02
SiO ₂	32.11	21.54
Fe ₂ O	0.55	4.80
Al ₂ O ₃	9.83	5.53
CaO	51.06	63.64
MgO	1.84	1.86

表-4 に於ける如く 2 つの締切方塊は普通堰堤コンクリート (B 型セメント) の 40 方塊と高炉セメント混入の 43 方塊である。之等のコンクリートの配合を比較して見ると 43 方塊に於ては混合セメント 1 樽即ち 4 袋 (80 封度の高炉セメント 1 袋, 94 封度の普通セメント 3 袋) を使用したのに對し 40 方塊に於ては普通セメント 4 袋即ち 376 封度を使用した。その他の點に就ては混合セメント・コンクリートも 40 方塊及び堰堤のものと同じである。混合した 2 種のセメントはコンクリート・プラントに於て別箇のバッチャーに依て計量し、凡ての他のコンクリートと同様 2 分間混合した。尙、現場配合の供

試體は破壊強さの資料を得るために作つた。又、2 つの塊塊の内部に於ける温度は電氣溫度計に依て測定した。

以上 3 種のコンクリートは同一の施工軟度に對して配合しその所要水量の割合は略同一であつた (表-5)。而して砂の粒度が標準より粗なる場合には、混合セメントは普通セメントより少い使用水量で稍施工軟度の異なるコンクリートを生じ、又砂の

図-11. 破壊試験結果

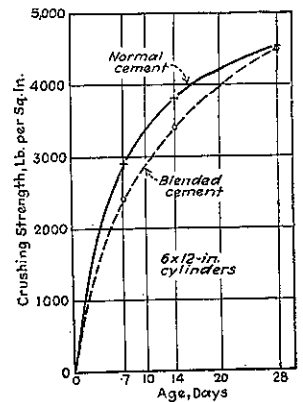


表-5. 大塊コンクリートに對する混合物資料 (3 碼バッチャー)

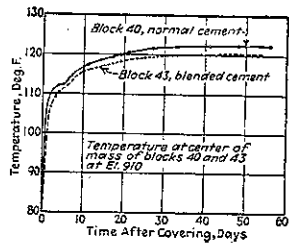
	B 型及高炉セメントの混合物	
	B 型普通セメント	B 型及び高炉セメント
セメント量	0.90 樽/碼 ³	0.90 樽/碼 ³
セメント量	1 015 封度/碼 ³	977 封度/碼 ³
重量に依る水セメント比	0.67	0.63
比例配分	封 度	封 度
微砂	0.25	2 829
粗砂	0.13	1 471
微岩	0.14	1 584
中位岩	0.14	1 584
粗岩	0.13	1 471
玉石	0.21	2 376
骨材總量	1.00	11 315
B 型セメント	—	1 015
高炉セメント	—	—
水	—	680
バッチャー重量	—	13 010

粒度が標準より微なる場合には同一の使用水量に對してその施行軟度の差異は殆んど無かつた。

材齡 28 日に至る迄の円筒体強さ(圖-11)は混合セメントに依るコンクリートの方が強さが出なかつたが、28 日に於ては普通セメント・コンクリートの強さに略達した。尙、他の供試体に依てその後の強さを試験する豫定である。

圖-12. 方塊の中央に於ける温度

塊塊に於ける温度測定(圖-12)に依ると混合セメントを使用したコンクリートは約 2 度低い温度を示してゐる。然しコンクリート打當時の温度も亦混合セメントを使用したコンクリートの方が低かつたから温度上昇は兩セメントに對して略同一である。尙、兩コンクリート方塊面に僅かの垂直温度龜裂が現れたが、現在の狀況では温度龜裂の満足な比較は不可能である。(玉置 巖)



で與へられ、之の中 ds は中立軸に沿つた單位長、 M は ds に於ける曲げモーメント、 y は 2 鉸を結ぶ水平線と ds の中心間の垂直距離である。

曲げモーメント M は M' 及び H_y の 2 部分より成ると考へられる。即ちスパンの擴大を拘束せぬ場合、換言すれば單純梁としての曲げモーメント M' 及び水平反力と其の臂長との積の H_y とである。更に曲げモーメントに依る スパンの変化の外に軸応力に依る中立軸の伸縮が在るが、之れは多くの場合看過されるし又實際に其の量は通常の構造物に於ては極めて重要性に乏しいものである。故に斯る直応力に起因する中立軸の徑間方向の伸縮を省略して H を求めると $\sum \frac{M'}{EI} y ds = 0$ 即ち

$$\sum \frac{M'}{EI} y ds + \sum \frac{(H_y)}{EI} y ds = 0$$

で、總べての積は H を除けば容易に求め得る。

圖-13.

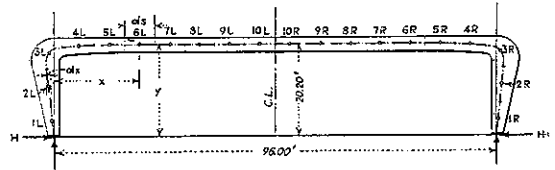


圖-13 は 2 鉸單徑間ラーメンで鉄道荷重 E70 に對して設計されたもので、1 軌道に對し 5 列のラーメンを使用し、鋼材は silicon 鋼である。又表-6 は死荷重に依る曲げモーメント算定の順序を示したもので肋材短縮の影響に關する補正をも含んでゐる。肋材の重心線を計算に便なる長さ ds (此の場合には 20 分割) に區切り、 x 及び y の値を各々表-6 の如くに記入する。距離 x は單純梁モーメントを計算する爲にのみ使用するもので、各断面に於ける慣性モーメントも同様に勘定して記入して置く。次に單純梁としての死荷重に依る曲げモーメントを計算して M' の欄に書き入れ、 $\frac{M'}{I} y ds$ の値及

9. 橋梁及構造物

(12) ラーメンの簡易解法

(C. D. Williams, "Rigid-frame Design by Elementary Mechanics", E.N.R. Jan. 2, 1936 p. 18-20.)

單徑間のラーメンの計算に於ては通例構造に比して複雑な応力算定を必要とする、其の未知量は 2 鉸ラーメンであれば 1 個であり、その値、例へば荷重に依る徑間方向の擴大を防ぐべき水平反力を知れば各部の応力は決定出来る。

曲げモーメントに依るスパンの変化量は $\sum \frac{M'}{EI} y ds$

表-6.

Point	x	y	Hy Moment						Dead-load Moment					Corrected Moment		
			dx	$\frac{dx}{I}$	$y \frac{dx}{I}$	H_y	$(H_y) y \frac{dx}{I}$	M	$M' y \frac{dx}{I}$	H_y	M	Moment Due to Rib Shortening 231 y (Table 2)				
1	-0.40	3.75	1.01	7.48	7.405	27.769	3.75 H	104.134 H	-24.000	-666.456	-161.460	-185.500	+850	-184.650		
2	-1.15	11.25	2.36	7.48	2.921	32.861	11.25 H	369.686 H	-66.700	-2,191.829	-484.400	-551.100	+2600	-348.500		
3	-1.90	18.50	5.81	7.01	1.206	22.320	18.50 H	412.920 H	-53.700	-1,198.584	-796.550	-850.250	+4270	-845.980		
4	5.49	19.90	2.05	6.54	5.190	65.485	19.90 H	1263.352 H	+273.300	+17,350.451	-856.800	-385.500	+4600	-378.900		
5	12.03	20.10	1.36	6.54	4.809	96.657	20.10 H	1942.806 H	+555.600	+51,702.629	-865.400	-309.800	+4640	-305.160		
6	18.57	20.20	1.06	6.54	6.170	124.630	20.20 H	2517.526 H	+790.800	+98,557.404	-869.700	-78.900	+4650	-74.250		
7	25.11	20.20	1.06	6.54	6.170	124.630	20.20 H	2517.526 H	+979.000	+122,012.770	-869.700	+109.500	+4650	+113.950		
8	31.65	20.20	1.06	6.54	6.170	124.630	20.20 H	2517.526 H	+1,20.000	+139,610.526	-869.700	+250.500	+4650	+255.150		
9	38.19	20.20	1.31	6.54	4.992	100.846	20.20 H	2037.089 H	+1,214.300	+122,457.298	-869.700	+344.600	+4650	+349.250		
10	44.73	20.20	1.31	6.54	4.992	100.846	20.20 H	2037.089 H	+1,261.300	+127,197.070	-869.700	+391.600	+4650	+396.250		
								15719.654 H			+676,834.079					
								31439.308 H								
											15719.654 H + 676,834.079 = 0					
											Rib Shortening H = + 231					
											Corrected H = -42,839 lb.					

び $\frac{(Hy)}{I} y ds$ を計算する。

E の値は全長を通じて一定であるから式は

$$\sum \frac{M'}{I} y ds + \sum \frac{(1+y)}{I} y ds = 0$$

となり、之れより $H = -43.056 \text{ lb}$ となる。 Hy の値から M' と共に M の数値を出す。

表-7 は死荷重の直応力に依る 拱肋短縮の影響を計算

表-7.

Point	S = Direct Load	Area Sq.Ft.	dr Ft.	$\frac{Sds}{AE}$ Hor. Rib Shortening	Moment = H_y
1	-69,000	0.463	-0.80	+0.00022	+850
2	-58,000	0.623	-0.80	+0.00022	+2600
3	-69,500	0.761	+3.82	-0.00088	+4270
4	-43,060	0.665	+6.54	-0.0010	+4600
5	-43,060	0.561	+6.54	-0.0012	+4640
6	-43,060	0.553	+6.54	-0.0012	+4630
7	-43,060	0.553	+6.54	-0.0012	+4630
8	-43,060	0.553	+6.54	-0.0012	+4630
9	-43,060	0.643	+6.54	-0.0010	+4650
10	-43,060	0.643	+6.54	-0.0010	+4650

$$E = 144 \times 30,000,000 \quad \sum \frac{Sds}{AE} = -0.0008111$$

$$(\text{For } \frac{1}{3} \text{ span}) \quad 15719.554H - (0.00084 \times 144 \times 30,000,000) = 0$$
$$H = +231$$

したもので、各點に於ける直応力は反力作用點と之の點の間の死荷重に依る 水平及垂直反力の合力として求められる。負號は直圧力を表す、 ds なる長さに対する短縮は Sds/AE であり、 ds 中に於ける短縮に依るスパンの変化量はこの水平分力であり $\frac{Sds}{AE} \times \frac{dx}{ds} = \frac{Sdx}{AE}$ となる。

$1/3$ スパンに就いてのこの値は -0.00084 呎で、前述した H の値に對する補正では $\sum \frac{(Hy)}{EI} y ds - 0.00084 = 0$ 、 $H = 231 \text{ lb}$ となる。以上の計算は對稱荷重の場合の一つの計算例であつて、全く計算尺を以つて満足に求められる。

車輛荷重が指定されてゐる場合には各點に對する影響線を作つて曲げモーメント 水平及垂直反力を求め得るのが便利である。

表-8は單位荷重を 4L, 6L, 8L, 及 10L に順序に置いた場合の曲げモーメントの表であつて、この場合には荷重の位置は對稱でないから計算は全スパンに對して行つて見ねばならぬ。

表-9 は各點に於ける曲げモーメントの影響線の縦距及び水平反力を示す。図-14 の如く曲げモーメント、 H 、垂直反力に對する影響線を畫けば、之れより車輛荷重に依る各種の応力を求め得て各點の断面を決定し得る。

表-9.

Point	Load at Point									
	4L	6L	8L	10L	10R	8R	6R	4R	3R	2R
1L	-0.850	-1.768	-2.321	-2.503	-2.475	-2.185	-1.522	-0.496		
2L	-5.204	-5.264	-6.930	-7.481	-7.403	-6.538	-4.558	-2.485		
3L	-5.278	-7.950	-10.798	-11.826	-11.758	-10.458	-7.323	-3.392		
4L	+2.584	+2.242	+7.215	+9.215	+9.389	+9.088	+6.408	+2.392		
5L	+1.879	+1.956	+2.940	+5.844	+6.664	+7.038	+5.420	+1.849		
6L	+1.879	+7.193	+1.388	-2.415	-3.078	-4.958	-4.193	-1.488		
7L	+1.805	+5.928	+5.772	+1.080	-0.630	-2.780	-2.928	-1.114		
8L	+1.131	+4.603	+10.156	+4.573	+2.417	-0.624	-1.663	-0.740		
9L	+0.757	+3.398	+8.001	+5.8.096	+5.464	+1.532	-0.398	-0.386		
10L	+1.483	+2.333	+3.845	+1.6104	+1.6104	+1.608	+0.868	+0.000		
11L	1262	13864	15475	16104	16104	14775	13054	11762		

溫度變化に依る曲げモーメント及び反力も求められる。前者は H_y であり、 H はスパン不変とする時の拱肋伸縮に依る水平反力である。50 度の溫度變化に依る水平

図-14.

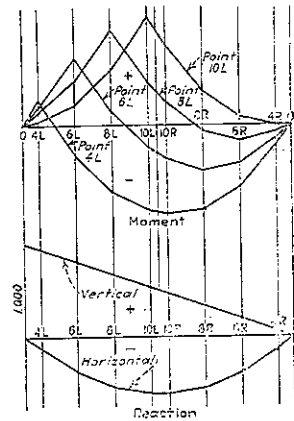


表-8.

Point	1-Lb. Load at 4L				1-Lb. Load at 6L				1-Lb. Load at 8L				1-Lb. Load at 10L			
	M'	$M_y \frac{dx}{I}$	H_y	M	M'	$M_y \frac{dx}{I}$	H_y	M	M'	$M_y \frac{dx}{I}$	H_y	M	M'	$M_y \frac{dx}{I}$	H_y	M
1L	-0.379	-10.469	-0.473	-0.850	0.323	8.969	-1.443	-1.768	0.295	7.442	-2.053	-2.321	0.214	5.942	-2.289	-2.503
2L	-1.084	-35.621	-1.420	-2.504	0.928	30.995	-4.336	-5.264	0.771	25.336	-6.159	-6.930	0.614	28.177	-6.867	-7.481
3L	-0.943	-30.046	-2.351	-3.278	0.806	17.990	-7.130	-8.929	0.670	14.954	-10.128	-10.798	0.534	11.919	-11.292	-11.826
4L	+3.176	-328.598	-2.512	+2.664	+4.428	281.111	-7.670	-3.242	+3.650	+233.625	-10.895	-2.932	+2.932	+186.138	-12.147	-9.215
5L	+4.803	-464.244	-2.537	+2.268	+9.703	937.863	-7.747	-1.956	+8.064	+779.442	-11.004	+1.004	+2.946	+622.021	-12.330	-5.844
6L	+4.429	-451.986	-2.550	+1.879	+14.978	1866.708	-7.785	-7.193	+2.447	+1531.263	-11.059	+1.059	+9.917	+1235.956	-12.330	-2.413
7L	+4.055	-505.375	-2.550	+1.131	+12.448	1551.394	-7.785	-4.663	+10.631	+2092.648	-11.059	+5.772	+13.410	+1671.288	-12.330	+1.060
8L	+3.681	-458.763	-2.550	+0.853	+9.918	1000.191	-7.785	-3.394	+21.213	+2644.035	-11.059	8.000	+20.508	+2056.835	-12.330	+4.573
9L	+3.307	-433.498	-2.550	+0.757	+11.183	1127.761	-7.785	-3.394	+19.060	+1922.125	-11.059	+5.845	+23.888	+2409.009	-12.330	+11.558
10L	+2.933	-295.781	-2.550	+0.383	+9.918	1000.191	-7.785	-1.668	+14.747	+1487.178	-11.059	+3.668	+20.841	+2101.731	-12.330	+8.511
11L	+2.559	-258.065	-2.550	+0.099	+8.653	872.620	-7.785	-0.868	+12.591	+1269.752	-11.059	+2.780	+17.794	+1794.454	-12.330	+6.064
9R	+2.184	-220.240	-2.550	+0.366	+7.387	744.949	-7.785	-0.308	+10.435	+1300.514	-11.059	+1.810	+14.747	+1837.918	-12.330	+2.417
8R	+1.810	-225.580	-2.550	+0.740	+6.122	765.328	-7.785	-0.608	+8.279	+1031.812	-11.059	+2.502	+11.700	+1458.171	-12.330	+0.630
7R	+1.436	-178.969	-2.550	+1.114	+4.857	605.328	-7.785	-0.928	+6.122	+762.985	-11.059	+4.937	+3.652	+1078.299	-12.330	+3.678
6R	+1.062	-132.357	-2.550	+1.488	+3.592	447.671	-7.785	-4.193	+3.966	+583.342	-11.004	+7.038	+5.605	+541.762	-12.269	+6.664
5R	+0.688	-66.500	-2.557	+1.849	+2.327	224.921	-7.747	-5.426	+1.810	+14.908	-10.895	+9.083	+3.530	+162.393	-12.147	+9.389
4R	-0.314	+19.274	-2.515	+2.982	+1.062	67.421	-7.670	-0.608	0.330	+7.366	-10.128	-10.458	+0.466	+10.401	-11.292	-11.798
3R	-0.957	+1.272	-2.315	+2.327	+0.193	4.308	-7.130	-7.323	0.329	+12.454	-6.159	-6.329	+0.556	+17.615	-6.867	-7.403
2R	-0.066	-2.169	-1.420	+1.486	0.222	7.295	-4.336	-4.558	0.152	+3.667	-2.053	-2.185	+0.186	+5.165	-2.289	-2.475
1R	-0.023	-0.639	-0.473	+0.496	0.077	2.138	-1.443	-1.523	0.152	3.667	-2.053	-2.185	+0.186	+5.165	-2.289	-2.475

$$31439.308H + 3968.680 = 0$$
$$H = -1262$$

$$31439.308H + 12148.778 = 0$$
$$H = -1364$$

$$31439.308H + 17212.105 = 0$$
$$H = -5475$$

$$31439.308H + 19190.401 = 0$$
$$H = -6104$$

方向の肋材長の変化は $50 \times 0.0000665 \times 96 = \pm 0.0312$ 呎, 従つて $\sum \frac{My}{EI} ds = \pm 0.0312$, 即ち $31439 H = \pm 0.0312 \times 144 \times 30000000$ これより $H = \pm 4280 \text{ lb.}$ となり各断面に於ける H_y は直ちに求められる。

肋材短縮に依る曲げモーメントの最大値は水平反力 H が最大の時に起り, スパン中央に於て曲げモーメントを増大せしめる, 活荷重がスパン中央點に最大の曲げモーメントを生ずる場合と共に之の最大水平反力 H は 171320 lb となり, 死荷重に依る反力の 3.98 倍に達する。故に肋材短縮の影響の最大値は $3.98 \times 231 = 920 \text{ lb}$ (表-7 $H=331$)。で, 之れは $920/4280 \times 50 = 10.72$ 度の温度底下に等しい。

更に活荷重の 20% の水平方向の牽引力を考慮しなければならぬ。即ち, 各點に最大曲げモーメントを生ずべき活荷重の位置で其の荷重の總和と, 之の 20% の水平牽引力が軌條面 6 呎の點に作用すると考へる。拱肋が對稱であるからこの水平反力の半分を兩端に分ち, 別に各端に於いて垂直反力が作用する。任意の點の曲げモーメントは $H_y + \Gamma x$ で, Γ の符號は H と反對である。

以上の解法は垂直材, 水平材が眞直でなければならぬと云ふ様な假定を必要としてゐないし又断面の慣性モーメントが或る一定の代數的变化である必要もない。従つて曲げモーメント分配法 (Cross の法) の如く傳達率, 關係剛性率, 又は固定端モーメントを算出して長い式に代入する苦勞も要らない。又荷重の型式も制限がないし, 骨組は半円でも, 楕円でも, よく, 又對稱でなくともよい事は勿論である。 (糸川一郎)

(13) 薄き平版床の強度試験

(H. Wheeler, "Thin Flat-Slab Floors Prove Rigid Under Test". E.N.R. Jan. 9, 1936 p. 49-50.)

最近 2 つの建物に就て床の載荷試験を行つたその結果薄い平版床で柱の配置の不規則なものも非常に強いことが認められた。

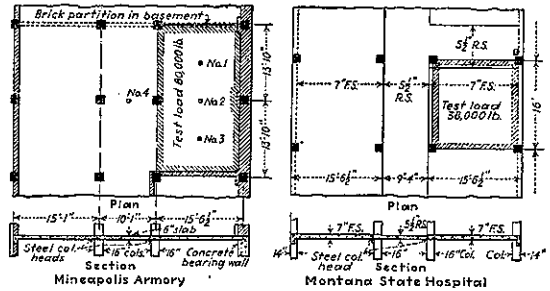
図-15 に示す如く Mineapolis Armory の事務所建築の 1 階の床に就て行つた。設計荷重の 2 倍, 200 封度/呎² の載荷とす。床の端はコンクリート支點に支へられてゐる。鉄筋コンクリート柱は 16 吋の直径である。この結果は表-10 の如くである。

Montana State Hospital の床は 160 封度/呎² に載荷した。床の厚きは $5\frac{1}{2}$ 吋の荒床で, ゴムタイルを張

表-10. Mineapolis Armory の床版の撓み (吋)

No.	2時間載荷	72時間載荷	載荷除却後同回復率(%)	最大撓/スパン
1	.0872	.0891	.0117	.87
2	.0855	.1084	.0276	75
3	.0752	.0910	.0174	81
4	-.0060	-.0097	.0049	50

図-15. 載荷試験の位置図



つた床は 7 吋の厚きである。試験箇所は一部 7 吋, 一部 $5\frac{1}{2}$ 吋である。撓は中央に於て測定し, レバーの作用で 10 倍に擴大した。最初の 24 時間に $5/100$ 吋まで達したが, 36 時間までは一定になつた。この撓はスパンの $1/3600$ に當る。

Mineapolis Armory ではコンクリート小梁の試験も行はれた。床は主梁の間に 20 呎 1 吋のスパンを有してゐる。小梁は幅 5 吋, 厚き 8 吋, 心々距離 25 吋である。床版の全厚きは $10\frac{1}{2}$ 吋で一端は連続し他端は約 $4\frac{1}{2}$ 呎の片持梁式になつてゐる。小梁の連続部並に片持部はスパンと同じ載荷をなし, 撓を測定した。荷重は 150 封度/呎² である。スパン中央に於ける撓は 0.225 吋でスパンの $1/1070$ である。撓の約 0.088 吋は主梁に起つた。載荷除去後の回復は 69% , 67 時間後には 75% であつた。 (傍島 溱)

(14) 波形コンクリート屋根の強度

(“Thin concrete shell roof tested under large unsymmetrical load”. E.N.R. Nov. 2, 1935 p. 635.)

非對稱荷重に對するコンクリート屋根の応力の状態を明瞭ならしめ, 加へて応力計算の結果を確める爲に Brook Hill 農場の搾乳場の屋根に於いて載荷試験を行つた結果次の如き報告を得た。

此の波狀の屋根は幅 14 呎長 36 呎の 5 個の円筒形より成り, コンクリートの配合 $1:2\frac{1}{2}:2\frac{1}{2}$, 水量 6 gal. セメ

ントは急硬セメントを使用した。

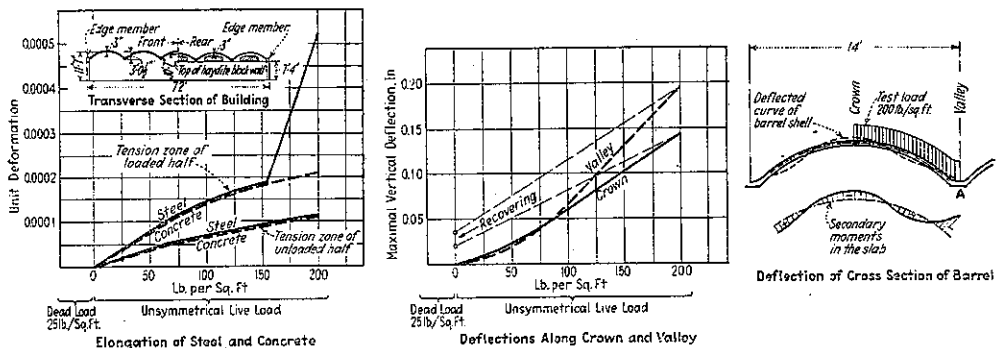
最初の 2 スパンに就いてのコンクリート填充後 5 日目の試験では 4 000 封度/時² の強度を示し、第 2 の断面に就いて打立後 3 日目に試験した結果は耐圧強度 1 860 封度/時² の強度を示した。第 1 回の結果に対して第 2 回の強度は比較的小であるのは單に試験前に経過した時間が短時日であつた事に起因するのみならず、第 1 回の施工に於ては温度 70 度であつたのが第 2 回の時には 34 度乃至 40 度であつたに依るものである。

完成後の構造物に對する載荷試験は 8 箇月経過後であつて、耐圧強度は平均 5 500 封度/時² を示した。1 スパンの $\frac{1}{2}$ の部分にセメント袋を載荷して試験した結果

想支點を有する場合の抵抗モーメントに相當する。アーチ頂點に於ける荷重支持力は實際に課せられた荷重より遙に大なる力をを有する故に、之の部分で他の部分の荷重をも負擔する傾向を有するものである。従つて 2 次的曲げ応力はアーチ頂點と A 點で支持する如き状態を示す。結局コンクリート屋根の主支持力は相互のスパンの 2 次的モーメントを考慮せずに幅 14 呎、長 36 呎の曲梁として考へて差支えないと云ふ結論に達する。

(糸川一郎)

図-16.



は非對稱載荷重 200 封度/呎² に耐へた。之は設計荷重 20 封度/呎² の 10 倍に相當し、死荷重を併せた場合の 5 倍に當る。

(此の試験に際しては Berry の歪計及び Ames 及び Wissler の指針器を用ひ、讀みは 20 箇所を採つた)

試験の結果よりすれば構造物はその弾性の點に於ては良好な成績を示し、荷重に依る変形も荷重除去と共に殆んど完全に恢復した。唯、最大張応力の起る中央スパンの谷の部に於て極く小なる罅を生じたのみであつたが、スパンの小なる鉄筋を數多く使用した爲、罅も小にして済んだ。

最大試験荷重に依るスパン中央の最大変位は 0.195 吋、即ちスパン長の 1/2 200 で、中央スパンの水平方向の撓りは 0.027 吋で幅の 1/6 200 を示した。此の屋根の主支持力はスパン長 36 呎の梁の場合と同様な状態になつて波形の曲面に依る応力は 2 次的に起るものである。図-16 に於ける A 點は隣接スパンの相互作用に依つて恰も支點の如き作用を爲してゐる。

A 點に於ける負曲げモーメントが支點に於ける抵抗力に相當し、アーチ頂點に於ける負曲げモーメントが理

(15) 人工地震に依る構造物震動の研究

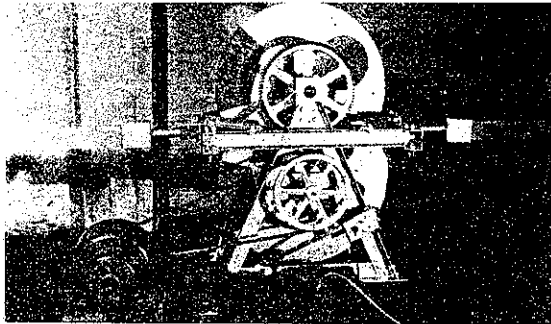
(Franklin P. Ulrich, "Man-made Earthquake". E.N.R. Nov. 14, 1935 p. 680~682.)

近來構造物に對する地震の影響の模様が非常に明白となつて來た爲、耐震構造物に注意が集中されるに到つて居るが、此の問題に對する根本的智識は現在に於ては未だ有用の域に達せず且伸々困難なものがある。斯る問題の解法の一助として 1931 年 California に於て U. S. Coast and Geodetic Survey の手に依り強振動に付する地震学的研究が行はれた。California は比較的地震多く且人口稠密で大建築物揃比せる故研究地として選ばれたもので、實驗の目的は如何なる形式の構造物が地震に際し如何に振動するか、又は他の力が作用した場合如何なる種類の振動を生ずるかを研究する、換言すれば構造物強制振動の研究を行つたのである。

1. 風に依る振動。構造物の振動に關する研究に資する爲、諸種の好都合な機械が考察され、斯る機械に依り 1935 年 5 月 1 日迄に建築物、橋梁、堰堤、橋脚、水櫃其の他 300 有餘の構造物に就て觀測した。實際には

是等試験の多数は風荷重に依る振動に就いて観測を實施したが、或地方では之の風力が非常に弱く、依て生ずる振動も亦極めて微弱なる爲、實際の地震又は其の他大なる力によつて生ずる振動週期が果して此れと同一なりや否やは疑問であつた。之の爲種々の振幅並に週期を有する振動を發生せしむる機械が考察された。該機械は構造物内に測定可能なる振動を生ぜしめ且使用、移

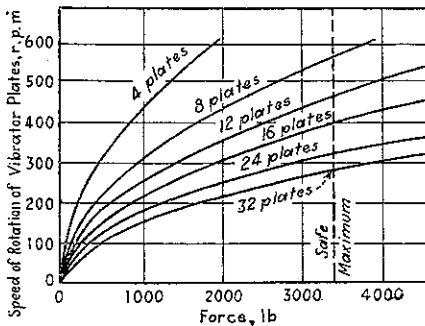
図-17.



転共簡單で、軽く、小型の物たるを要し、且週期 0.1~1.0 秒を可とする。図-17 に示す振動發生機は L. S. Jacobsen 教授 (Stanford 大学) 及 John A. Blume 氏の設計に關り、Stanford 大学内機械工場に於て組立てたもので、其の要部は 3 個の径 3 吋鋼円盤に平衡を破る鉛板を鉚結したものである。發生振動力は之の偏心荷重及回転數に依つて變化する。2 円盤は下方回転軸に、他の 1 つは直上第 2 軸に結合し、上方円盤の不均衡荷重は下方円盤と同量で、其の位置は水平力のみを生じ鉛直力は上下円盤に依り相殺する如く選定する。

2. 運転法 図-18 は各異つた重量及回転速度に依り

図-18.



生ずる力を示す。各鉛板は 48 吋-封度の不均衡モーメントを生じ、之等の曲線は次式により求める

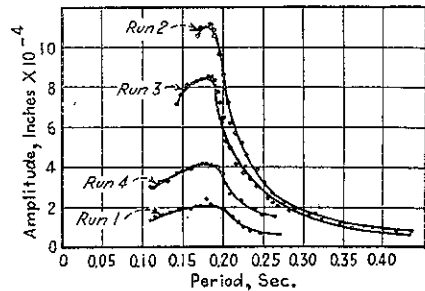
$$F = \frac{W r \omega^2}{6}$$

茲に F は遠心力 (lb), W = 不均衡荷重 (lb), r = 回転軸中心より不均衡荷重の中心に到る半径 (吋), ω = 角速度 (ラディアン/秒), g = 重力の加速度 (吋/秒²), 發生機使用に際しては同機を建築物の最上階に置き床に釘結するか又は 4x4 吋木材及機械附屬の扛重器に依り柱又は壁間に支張るかして固定する。回転速度約 600 r.p.m. とし、帶を外す。然る時は回転減衰し静止に到る迄に 3~6 分間回転を繼續する。

記録を正確ならしめる爲、振動計及記録器は帶を外す前に使用を開始し、回転が減衰するに従つて構造物の各種個有振動週期を經過し兩者間に共鳴現象を生ずる。之の現象は振幅の増加として記録に表はれる。

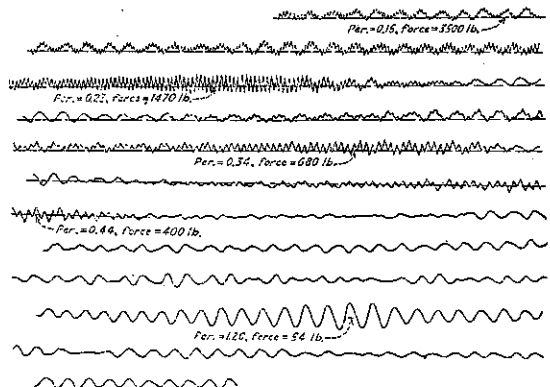
3. 共鳴現象の影響 図-19 は各種重量の偏心荷重を

図-19.



用ひた場合の共鳴曲線で、之れに依れば斯の如き特殊建築物に於ては振動發生機に用ひた各 4 種の偏心荷重に對し、實際には個有週期は一定であり且振幅は近似的に偏心荷重に比例する事を知る。第 1 次は 104 lb-inch の不均衡モーメントを用ひ、回転速度を最大 600 r.p.m. とするを得た。第 2, 3, 4 次は各々 576, 384, 及 192 lb-inch を用ひ、最大重量を用ひた第 2 次の場合には

図-20.



回転速度を 370 r.p.m. 以上にしなかつた。

図-20 は 13 階建築物に就いて該機を使用した代表的記録である。此試験には鉛板 16 枚を用ひ回転速度 400 r.p.m. (週期 0.5 秒) とした。之の速度に於て建築物に作用する分布力は 3 500 lb で、曲線中この週期を示す矢印迄の部分は機械の回転を増加する間に得たものであるが、帯を外し回転が減衰し始めた時の記録に酷似してゐる。之の部分の長い波形は風力に依て生ずる此建物の基本振動を示し、重複せる小波形は機械に依る振動を示す。

回転減衰と共に週期に増加し或る週期の點に於て振幅最大となる。之れは機械と建築物の共振に依つて生ずるものである。最初の明瞭な共振點は週期 0.23 秒の時に發生し、分布力は 1 470 lbs に減じてゐるが、之の特殊週期に對する振幅は非常に増大してゐる。週期 1.2 秒にて回転する場合にも共振現象を呈し、大振幅が記録されてゐる。之の時の分布力は僅に 54 lbs であり、之れより分布力は小となり固有振動週期と共鳴する時は大なる振幅を生ずることを知る。

4. 堰堤及橋梁に關する實驗 最近 Searsville dam, Norris dam, 鉄筋コンクリート 4 階建 Palo Alto 倉庫, Los Angeles 公會堂, Colorado 鋼橋, San Jose 13 階建築物及 Mare Island の地盤等に就いて觀測した結果は次の如くである。

Searsville 堰堤の實驗は比較的低い鞏固な構造物に對する最初の試みであつた。振動發生機を約 750 r.p.m. の高速度にするも尙固有振動週期に達せず、従つてこの固有振動週期は共鳴曲線の形から 0.08 秒より小なるを知る。Los Angeles 公會堂の場合には高層建築物に對する最初の試験でこの場合には或種の高振動に對する共鳴振動が測定され、發生機を 25 階に設置した時も強制振動は 5 階に於ても良く記録せられた。Colorado 橋の場合に當つては部材多数である爲各種週期に於て共鳴を生じ、發生機を 1 個所に固定し橋梁上各所に振動計を設置して得た共鳴曲線は不規則且複雑な形狀を示した。

San Jose の 13 階建事務所は振動發生機と共に廣般な試験組織を使用した唯一の構造物で、記録は各階同時に採り好結果を得た。この記録から基本及第 2 次振動に對する回転の概略の中心を決定することも出来る。この種實驗は振動の間に構造物に生ずる応力の研究に對し確實な資料を得る爲必要であり、實驗の結果により地震に起因する損害を一層良く分析し得る。

5. 爆發物及交通機關による振動 基礎工に對する

發生機の可否を決定する目的を以つて桑港の新造幣局敷地に於て大蔵省依頼に依り實驗を行つた。若し可能であれば地盤の優位振動が測定さるべきであるが、最高 580 r.p.m. 以下の回転速度では共鳴反応は見出されなかつた。尙次の如き強制振動を與へて觀測した。

- (a) 振動發生による振動, (b) 爆發による振動
(c) 交通機關による振動

(b) (c) の場合は 0.05~0.1 秒の週期を得た。造幣局敷地は街路面上約 100 呎に擴る岩石丘陵である故之の週期は丘陵自体の週期であつて周圍地盤の優位週期ではない。

Mare Island では低い埋戻地盤(地下水位地表面下 1 呎)で實驗され、23 回試験し發生機によつて、1 000 呎距つた地點で觀測した。各記録より得た共鳴曲線より其の地盤に對しては一定の共振點なきことを知る。少數の共鳴曲線は小さく尖端を有するが皆同一週期ではなく、基礎岩盤による反射波に起因するものと考へられる。

6. 研究の將來 數年來DüsseldorfのLösenhausen工場で種々の機械を造つて、橋梁家屋、地盤等に對する實驗を行つてゐるが、現在の振動發生機は之れを要するに特殊の建築物には適應してゐるが基礎工に對しては其の效用を決定すべき充分な實驗が行はれてゐない。

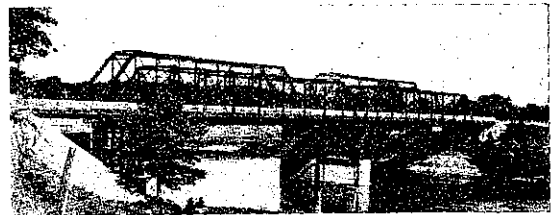
(糸川一郎)

(16) スパン 150 呎溶接道路構橋

(L. Dresser, "Welded Highway Bridge Trusses" (of 150 ft. Span". E.N.R. Jan. 9, 1936, p. 40~41.)

米國の Requette 河に架る橋梁は、スパン 150 呎の下路構橋 2 連と 40 呎の桁橋とより成る。電弧溶接によるトラスとしては世界最大のものである(図-21)。

図-21. Requette 河橋梁



型式を定めるに當つては構造の簡単な Pratt トラスを用ひた。上弦及下弦格點には 2 本の腹材が交るだけである。又斜材が引張材であつて經濟的である。上弦材、

端柱及び垂直材は rolled section とした。斜材は 2 本のアングルを用ひ下弦材は両端を 10×3/8 吋の 2 板鋼とし、中央を 10×9/16 吋鉄とした。図により明かなる如く工場製作は非常に簡單で、結合用ボルトの孔を作り、端柱と垂直材の 1 端及び strutt の両端を結合するだけである。

銲接は最も簡單な方法を用ひた。即ち多線銲接は時間及費用が増すために單線銲接 3/8 吋厚とした。但し上弦材の接手は X 型衝頭銲接を行つた。もしこゝに隅肉銲接を行へば 接手板が必要となつて上部横構の結合の妨げとなる。衝合銲接は 4 線にするが一般に技術上は良くても時間と経費がかかる。

銲接箇所は銲接者の最も仕事し易い部分に置いた。銲接棒の長さは 14 吋で 30° 傾けて使つた。

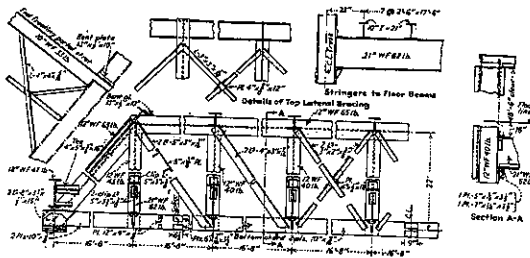
ゲル等を用ひずして横桁をトラスの垂直材に銲着せんとする方法は失敗に終つてゐる。

建設順序 先づ下弦材を陸上に集めて、横梁を反りに応じて置き、縦梁をその上に置いた。次に下弦材をその位置に出し、垂直材、上弦材、斜材の順序に建て、銲接準備に組合はした。上部横構の strutt はトラスを固定するために組立てられた。

次に横梁結合が銲接され、所要の反りを與へて横梁を固定し、次いで格點の銲接に進み端柱及門構を銲接した。斯くして構造物がその位置に置かれた後各部の銲接を行ひ、ボルトを取去つて全部孔銲接を行つた。

鋼材全重量は 150t であり、銲接棒は 1500 封度に達した。 (傍島 溱)

図-22. 銲接詳細図



銲接は瓦斯機關による 300 amp. の直流を用ひ、電弧に於ては電圧 20~22 volt, 150~175 amp. である。この構造物は 施工完成後 1 年の間銲接箇所は何等破壊現象を見ない。

上弦材の X 型銲接の外は銲接長 1 吋に 3000 封度の応力で設計した。上弦材の銲接は弦材と同じ圧縮応力を受けるが、弦材を一直線に保つ用をなすに過ぎな

(17) Zagreb に於ける銲接鉄道橋

(Anton Tempel, "Bau einer geschweissten Unterführung in Zagreb (Agram)". Bautech. Jan. 24, 1936 S.51~53.)

ユーゴスラヴィヤに於ける最初の全銲接橋である。最初の設計では通常の銲接 3 スパンのゲルバー式ラーメン橋で有り断面は図-23 に示される如きものであつた。梁は勾配なく水平で排水溝だけ両端に向つて適當な勾

図-23.

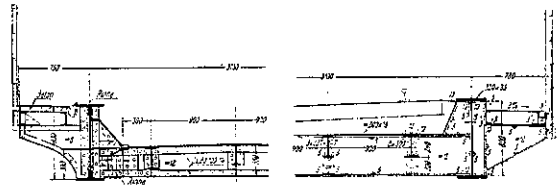
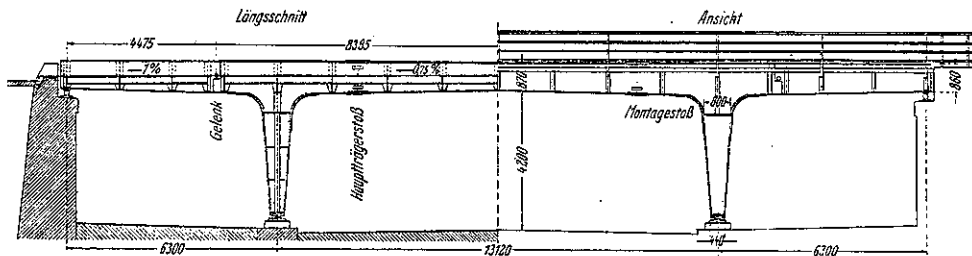


図-24.

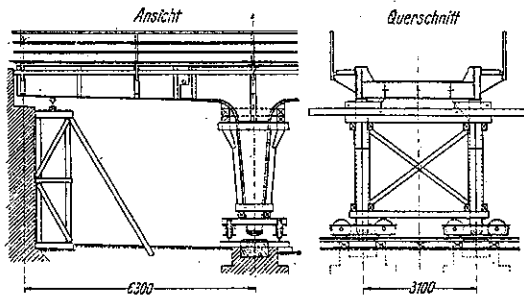


い。引張応力を銲接で取らせる部分は作らない。

床梁は 21 吋 62 封度の H 型でアングルを以て現場銲接を行つた。この連結も簡單で容易に現場で銲接され 2 年後の今尙完全である。こゝに注意すべきはアン

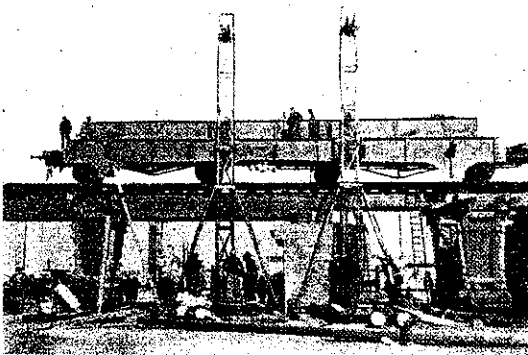
配を持たせてある。従つて外觀は美しく、其の爲変更後の設計にも特に前の形に倣つて行はれる事を 1 つの條件とした。銲接技術の進歩して居る時に當り鋼重の減少、構造の簡單化が望まれる銲接構造を採り又近年熟練

図-25.



した溶接工の手に依つて多くの溶接橋に就いての善い成績を得て居るので、実施設計には全溶接のラーメン橋とした。構造は図-23, 24, 25 に示される様なもので中央スパンは厚 15mm, 中央部で高さ 800mm の腹板に突縁板として 320×35mm 板を用ひて居る。鉄材の寸法の関係から 2 箇所で接ぎ合して居るが腹板は X 接で両側に添板を當て、補強して有る。突縁板は V 接である。ラーメンの組立接手は脚の取付部に設けて有り腹板に直角に挿入した 320×35mm の板に夫々隅肉溶接で脚部の腹板とラーメン上部の腹板とを接いで居る。横梁は又溶接梁で下縁は主梁の下部突縁に沿ひ高さは車道の勾配に従つて変化して居る。縦梁は I 鋼で上縁は横梁の上突縁の面に取付けられて居る。砂利を敷くため車道には厚 12mm の平板を張つて居り排水は此の滑

図-26.



かな板の上を両支端に向つて成され排水孔に導かれる。現場に於ける溶接は差程困難も生せず又収縮のための初応力の影響も僅かであつた。架設場所には鋼製の舊橋が有り此を工事用の假橋に利用し新橋は此の假橋の側で組立てられラーメン脚の下部には押出式の車を置き其上に組立てた足場でラーメン脚を支へて居る(図-26)橋の組立溶接が完了すると假橋を取除いて新橋を架け

渡したが短時間に差程困難もせずに架設した。試験荷重の結果は中央で計算から出したもの 6.80mm に對し 5.25mm の撓を示し荷重を取去つた後は全く原にかへつた。St. 57 の鋼重は 49t で溶接の爲の鋼重は此の 2% 要して居る。(住友 彰)

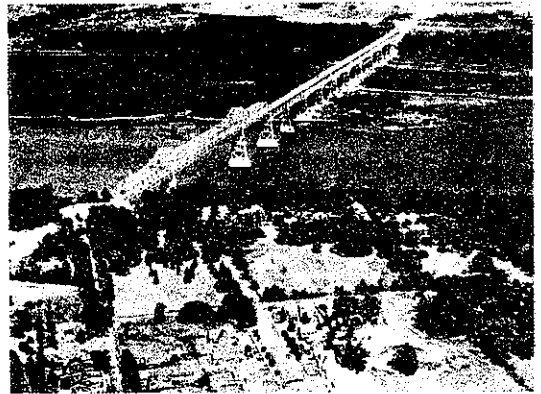
(18) Hudson 河橋梁の新架設法

("Modern construction practice on latest Hudson river bridge". E.N.R. Nov. 7, 1935 p. 640~642.)

Hudson 河を横断して Rip Van Winkle Bridge が New York 市の Catskill 街及び Hudson 街の近く唯一の公道として竣功した。該橋は形の大なる割合には設計の内容は目新しい點は無いが、架橋方法に於て數多の注目すべきものがある。

例へば陸上橋脚のコンクリート施工に際しては水上混合機、軌道及びコンクリート唧筒を併用して能率の増進を計り、河中深き函塊の掘付に對しては人工的に砂島を築造して工事を進捗せしむる方法を講じ、120 000t の鋼材は 2 臺の組立機を用ひて迅速に設置し、又床版コンクリートは打立箇所より 1200 呎離れた個處に設置

図-27.



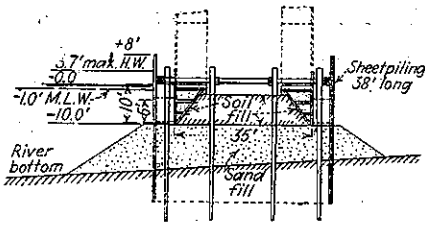
した 2 段式コンクリート唧筒で輸送した如きである。(図-27)。

架橋工事請負額 2 166 101 弗、起工年月日：1933年 5 月、開通式：1935 年 6 月

橋梁はスパン 330 呎の上路構橋 10 スパン、並に中央スパン 800 呎、兩側スパン 142 呎の片持梁橋より成り、舟運に便ならしめる爲、片持梁橋の中央スパンの梁下には幅 765 呎高さ 142 呎の空間を有せしめてある。

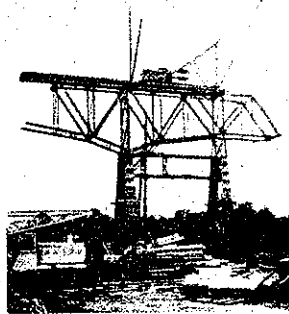
14 基の橋脚の中最も難工事であつたのは片持梁橋の

図-28.



東側橋臺で、この橋脚は略河の中央に位置し、水深 20 呎にして地下 70 呎の個處に岩盤を有する。勿論この工事は潜函を使用せねばならぬが、地盤が傾斜してゐる爲、斯る斜面を除いて潜函の安定を増加せしむるため及び外部水圧を減ずる爲図-28 に示す如き築島法を用ひた。

図-29.



鋼材の組立は組立機に依り施工し、最初組立機を橋臺上に置き順次片持梁式にスパンの中央に向つて迅速に組立を進めて行つた。この状況は図-29 の如くである。最も興味あるは床版コンクリート打ち工事であつて、其の施工に際してはコンクリートの唧筒を使用し、図-30 の如くに行ひ、1 日の工程は延長 246 呎、施工開始に當つて 7 吋の管を當日施工區間の最遠端個處に延ばして置き、施工の進捗と共に管を短縮して行つた。コンクリートの配合は 1:2:3 $\frac{1}{2}$ で水量は 1 袋に就き最大 5 $\frac{1}{2}$ gal. である。(糸川一郎)

(19) Rhein 河 Pfaffendorf 橋梁の架換

(H. Von Preschern", Umbau der Rhein Brücke zwischen Koblenz und Pfaffendorf". Bautech. 15 & 29 Nov. 1935, S. 651-655 & 677-681.)

舊 Pfaffendorf 橋梁は 1864 年複線鉄道橋として架設されたが、其の後 Horchheim Rhein 橋梁が完成した爲、この片方を路面電車線とし、他方は床板を張つて車道として利用してゐた。近年の交通量の増加に伴ひ

図-31.

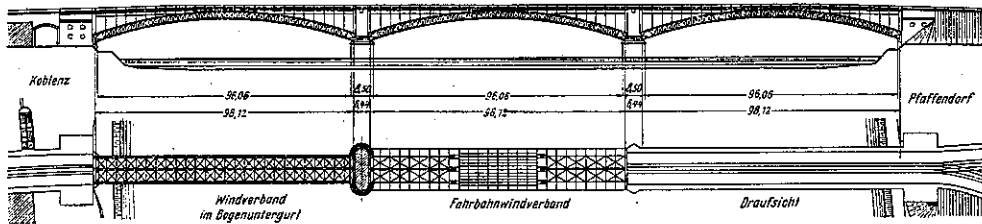


図-30.

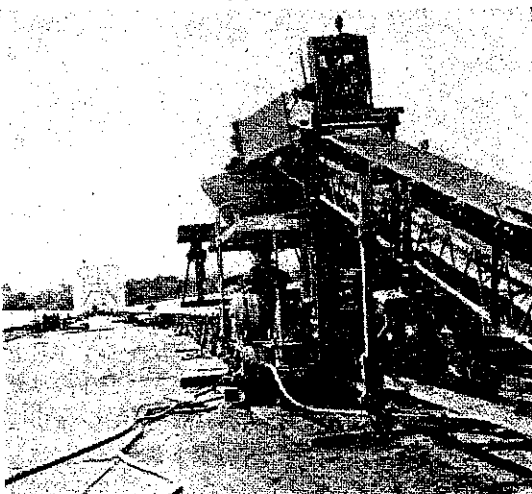
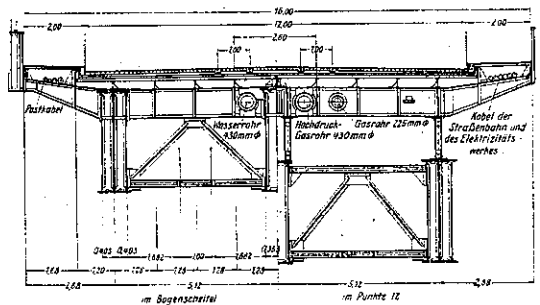


図-32.



車道幅に不足を來した爲改築せられる事となり 1934 年 8 月 24 日開通した (図-31)。

改築橋梁断面は図-32 に示す如く幅員 12 m の車道中央に複線路面電車線を有し、兩側歩道 2 m 宛とした。路面勾配は兩側橋臺より兩側拱頂迄 1/44、中央部は水平

である。

1. 舊橋梁上部構造材料の利用 調査の結果舊橋梁維持状態の良好なるを知り、且舊橋使用の「スイス」鋼材質の試験を行ひたる所平均抗張強度 34.2 kg/mm^2 平均応張降伏点 22.6 kg/mm^2 、平均破壊伸率 14.7% を示し、応力餘り大ならざる範圍に於て古材料使用の可能が證明されたので主要荷重（定荷重、交通荷重及温度応力）のみに對し許容応力 $\sigma_{zul} = 1.32 \text{ t/cm}^2$ 、主荷重及其他荷重の全部に對し $\sigma_{zul} = 1.5 \text{ t/cm}^2$ とした。従つて車道に於てはその構築法が根本的に相違する爲、之に古材を利用する事は不可能とされ、只拱桁だけに利用し、支承面及鑄鉄支承体は新荷重に耐ふる如く改造する事とした。

2. 拱桁負荷能力の補強 高欄間隔 16 m の新橋梁に對し舊橋外側拱の間隔は 9.84 m である爲、兩側に 3.08 m 宛突出せしめた。従つて中央拱桁には作用しない、兩側拱桁に作用する荷重が非常に増加した。依つて外側拱桁（2腹鉄）に尙 1 枚の腹鉄を舊兩腹鉄間の距離と同距離に配置して 50% の負荷力を増加した（図-33）。斯る工法に依り新舊兩腹鉄に同様の弾性状態を生じ、新舊兩拱の撓は部材断面に應じ、各點何れも同様となる。故に容易に各點を確實に接合し得た。

3. 拱桁内部応力 各拱桁断面は内力に對し部分的に均一でなく、上弦材に於ては下弦材に於けるより小であり、兩弦材応力を可及的均一ならしむるため内方

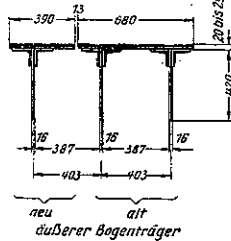


図-33.

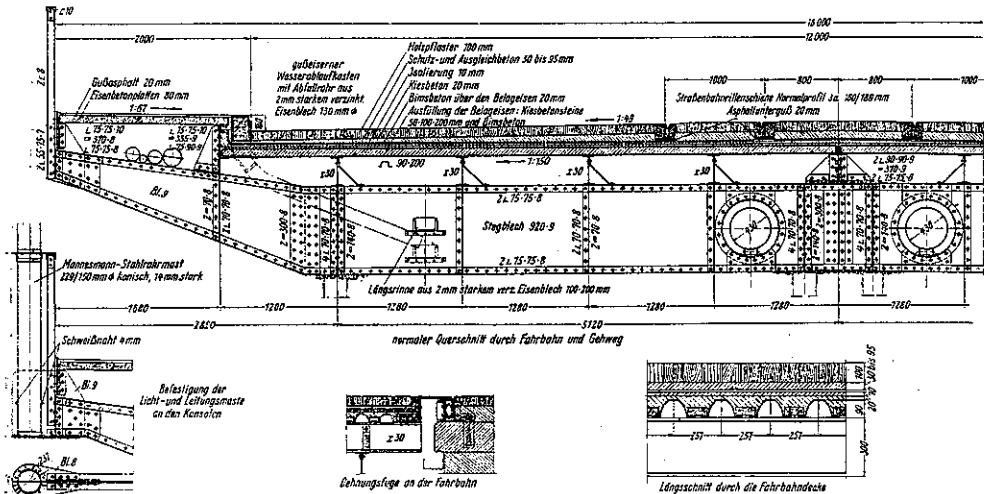
に向ふ圧力を加へる。是により上弦材に張応力を下弦材に圧応力を生じ、此の応力により中央拱桁に 3.8 cm 兩側拱桁に 3.4 cm 支間短縮を生ずる。この径間に對し拱組立に際し全部を約 4.2 cm 上方に組立て、先づ支承部を据付けて後中央拱支構を取去り初応力を與ふる事が出来る。この場合拱頂を 4.2 cm 沈下することは約 2 cm の支間短縮に相當する。新拱支間短縮は拱を相當する高さに組立て正確に橋脚に沈着する迄拱頂支構を用ひて施工した（図-34）。

4. 橋版並に鋼上部構造の詳細 図-35 に示す如く車道は \sim 形（ 90×200 ）路盤鋼及コンクリート・ブロックを用ひ、間隙を軽石コンクリートにて充填し、死荷重を小にした。此上に約 2 cm 厚のコンクリートを、其上に鉛鉛絶縁体を溼青に浸した羊毛フェルト厚紙の間に敷く。笠石部には 3 cm 厚、中央にて 16 cm 高の 9.5 cm 厚コンクリートを以て覆ひ、車道舗装として 10 cm 厚松煉瓦を用ひた。歩道は 8 cm 厚鉄筋コンクリート版を用ひ、上部を 2 cm 厚のシート・アスファルトを以て被つた。 \sim 形鋼は間隔 $1.20 \sim 1.28 \text{ m}$ の 11 本の縦桁に支へられ車道側桁は同時に歩道内側桁を兼ねる。歩道外側に尙 1 本の桁を有し、高欄支柱を結合する。歩道下に電車索道、電纜、地方郵便管を設け、瓦斯管は車道下横桁を貫き蟻子により支へらる。車道排水の爲笠石 20 m 間隔

図-34.



図-35.



に雨水樹を設け、下方連絡管により橋臺又は橋脚部に排水す。拱頂部に拱桁間又は其上に取付けてゐない横桁部分は主桁 1 節点おきに支柱を以て支ふ。故に其間隔 3.76 m となり、支柱は 3 腹飯の中央飯に接合す。中央拱にては各外側飯に各 1 の支柱があり、兩内側支柱により各側交通荷重は兩側各々に支へらるゝ故改築に際し交通を遮断せずに施工し得た。

拱桁下材下に水平絞構を設け、支柱と連絡せしめ、車道に働く風荷重の一部はこの絞構により拱桁に、一部は端柱絞構により支柱に導かる。主對風絞構は下拱腹にあつて、拱桁 1 節点おきに垂直絞構あるも、端支柱以外の車道支柱間には絞構を有せず。横絞構同様拱對風絞構にも舊橋の横貫材を利用す。横絞構の支へは舊橋の如く十字にせず K 字形とす。

温度変化による伸縮を顧慮し各径間に伸縮接合をおく。この接合は 2 滑板より成り其一は拱に、他は橋臺又は橋脚石工で作つた格子にはめてある (図-35)。新築上部構造建築材料として St. 37 を支承材として鑄鋼を用ひ支楔としては鑄鉄を用ひた。

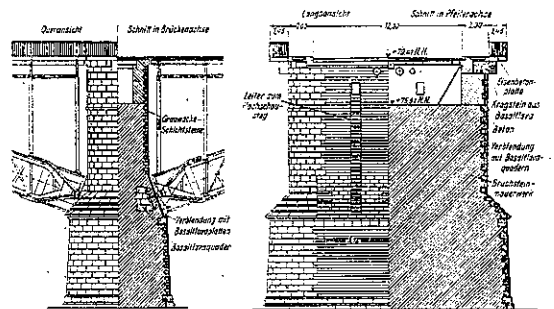
5. 新上構と舊上構との適合 厳密な測量の結果舊上構は拱桁高低位置、横間隔及支間に変差を有するのみならず、起拱點を通ずる垂直平面内に於て 60 mm の誤差を有することを知つた。併し乍らこの変差は新附加拱桁を工場で作るに當り全 6 箇の拱に對し同じ結構を使用出来る範囲内の物である故、新拱舊拱間の誤差を可及的小ならしむるため結構は全拱平均のものを用ひた。従て新拱は全部均一仕上ではあるが各舊 6 拱に添へ得る物でなければならぬ。この場合桁面内に於ける誤差を 20 mm 迄顧慮した。新舊兩拱の接合は只支柱面に作られた。横隔壁の中間で行はれてゐる故、桁面内の誤差は隔壁と舊拱との間の接合角釘により平均せしめる事が出来る。この角釘は穴を開けず、各種断面に作られ、現場に於て各々必要個所に使用した。桁の面に生じた誤差は、隔壁を新舊兩拱間の其時の距離に合致せしむる様にした。

新拱を組立て且舊車道を破壊せる後、新舊兩拱が各點共同一高にある如く新拱を据付ることは不可能である故拱桁上に組入る各部材に對し墳材を準備し、新拱が舊拱より高く、或は低くなるに從て新拱又は舊拱上弦上にこの墳材を挿入して高低を揃へた。各車道が横桁支柱上に在る部分に對し、車道は新築橋梁に於けるが如く施工す。即水平誤差による誤差は横桁支柱の極少量傾斜せしむることにより均一ならしめ、且垂直誤差を平均す

る爲に横桁支柱高を種々に變じて目的を達した。この他支柱頭部にも墳材を用ひた。車道が全部又は一部拱桁間に在る部分に對しては、車道を設計位置に在らしむる如く横桁を配置することは不可能である。依て此場合垂直誤差は横桁絞桁間に墳材を用ひてこれを除き、桁面内に生ずる横桁の誤差は、拱桁上の横桁又は持送りの長さを變へて消去した。横桁及持送りを拱に接合する各種角釘は穿孔せず、使用に當り穴を開けた。横断垂直絞構及び拱對風絞構の建設に當り、舊拱の誤差を豫想し全接合飯は据付に際し始めて穿孔す。

6. 橋合及橋脚の改築 橋合及橋脚、橋臺基礎工の寸法は改築橋梁新荷重に對し間に合ふものである。改築橋梁に於て支點反力が非常に増加せる爲支承体底面を相當擴大する必要があつた。現在の石工壁龕は新支承体に對し不充分なる故支承体下に生ずる殆んど 60 kg/cm² に近い応力を分布せしむる爲特別な鉄筋コンクリート支承石を直接支承下に準備した。併し壁龕の破壊に當り支承下石工は全部優秀なる玄武岩切石なる故鉄筋コンクリート支承石は棄却出来ることを知る。又車道を高くせる爲橋脚も相應に高めねばならぬ。この爲橋脚周囲に厚 1.25 m のコンクリート壁を置き兩長邊測を砂岩張と丸形部分を玄武岩張工とす。斯くして生じた空隙を鉄筋コンクリート版を以て覆ひ、前頭部を越し突出せしめ、大玄武岩裝石をして支へしめた。空隙は人孔と梯子により車道に通じ、且壁間の孔及梯子により橋の検査路に通ず。橋脚前頭部新舊兩石工の色が非常に異

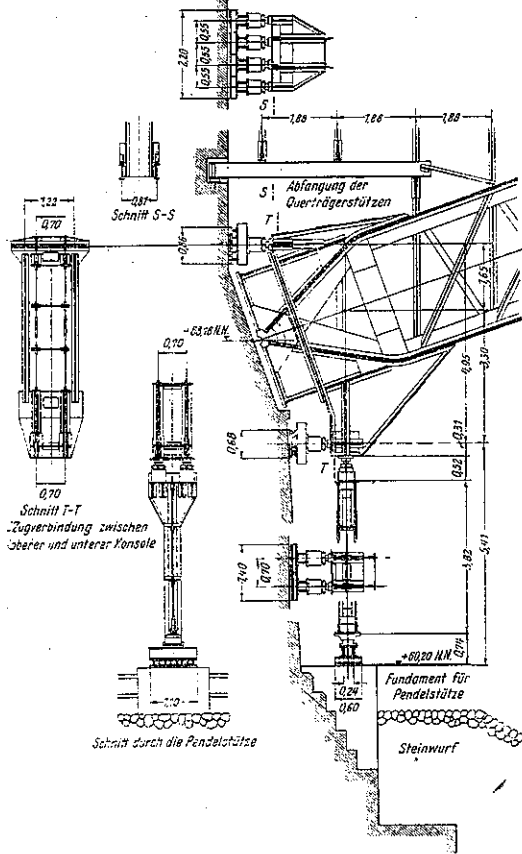
圖-36.



れ、爲之を洗滌し區別し難からしめ、且橋上の高欄面より 5.50 m. 突出せる橋臺塔は歩道と同高に平にし、又棒鋼の橋高欄と同構造高欄を以て棚とした。圖-36 に橋脚構造を示す。

7. 施工 交通遮断不可能なるため改築は片側毎に行つた。先づ南側を改築し、之が完成後この側を交通せしめ残半側を改築した。支承部の改築には河中に足場

図-37.



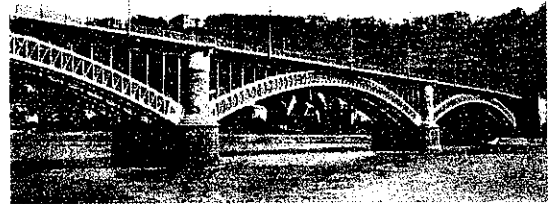
を組むこと不可能なる故図-37に示す如く、起拱點に近く上下弦に添ひ補助支承を作つた。橋臺及橋脚壁面とは等補助支承間に水圧機構を挿入し水平反力を除き、且垂直反力を除くため可動支柱を作り、基礎工上に取付た鑄鉄製型枠内に入れたコンクリート脊上に置き兩者間に同様水圧機構を挿入した。是等装置により水平垂直反力を相互に無關係に作用せしめ且初応力を附與するため必要な支間短縮を極めて簡単な方法に依り而も充分に行ふことが出来た。中央拱桁支承交換に當り水平力を除く爲各 250t の圧力を上方 4 個處、下方に 2 個處用ふ。搖支柱には同様強度の 2 圧力を用ひ、外側拱桁に對しては反力小なるため各個所に上記の半分の力を用ひた。

拱桁を水圧により扛起し、環により之を支持し而る後支承を橋脚軸方向に押出し、是に相當する壁龕を石工企面に於て作る。新支承の廣底面に必要な丈の石工部分を取除き新支承体を据付けた。

先づ中央拱支承を交換した。此場合無数の水平或は垂直絞構が支承點の移動に對し可なりの抵抗を生じ得ることを考へる必要がある。従て補助支承は計算上定荷重及活荷重より求めらるゝ支承反力以外に相當の力を支へ得る物でなければならぬ。中央拱支承交換後上流側拱支承を交換す。内外兩拱支間短縮略相等しき爲此側の古絞構の彈性變形を避け得ることが出来た。最後に下流側拱支承を交換した。外側拱支承の交換に際し絞構の抵抗大ならず、且垂直荷重に依る支承反力中央拱に比し非常に小なるため外側主桁の補助支承は可成弱く施工するを得た。中央拱に用ひた搖支柱及補助支承を外側拱に利用した。

外側拱に増接すべき新拱鉸は舊拱に吊足場上に組む。拱部材は 13~17 m 長に仕立て舊軌道を通る建設車により船より卸し、現場に運搬す。拱材を其位置に据え、ジャッキにより所定高に揚げ直ちに鉸結す。前述の如く先づ起拱部支承と拱脚との間に支榿を挿入した後拱頂支榿を取去つて初応力を與へた。組立間の誤差を消滅する爲簡単な補助支榿を用ひ垂直方向に可動なるも水平方向誤差を生ぜざる如く舊拱に接合し、拱組立を終

図-38.



り舊車道及再使用せざる絞構をデリック・クレーンにより取去る。是時、外拱は舊拱貫材及上弦部分横材により支持せらる。この取除作業完了後、新舊兩拱共其自重を受けてゐる間(貫材自重は無視し得)新拱鉸は各節點に於て支柱平面内に隔壁の緩釘を以て舊拱に接合した。

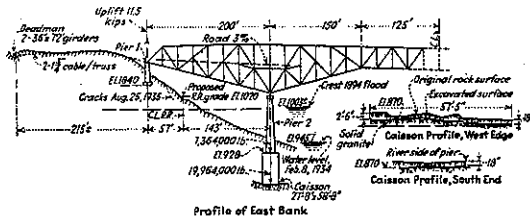
組立工事は先づ兩側に於て Pfaffendorf 岸より Koblenz に向け行ひ、是が終了後上を交通に供し北側を Koblenz 岸より Pfaffendorf に向け施工した。図-38に完成せる Pfaffendorf 橋を示す。(糸川一郎)

(20) 土圧に依る Grand Coulee 橋 橋脚の傾斜

(“Earth Pressure Tilts Pier of Grand Coulee Bridge”. E. N. R. Nov. 7, 1935 p. 646~647.)

Columbia 河を跨ぐ Grand Coulee 橋では、両端から同時に構造鋼の集積を運んで將に主スパン中央で出會はんとする時に到つて、東岸の橋脚が河心の方に傾斜し始めた。その橋脚は花崗岩より成る岩盤上に位し、高さ 150 呎のコンクリート單塊である。応急手段をとつて移動を防ぐ迄に橋脚上端は 9 吋も傾いた。

図-39.



河岸並に基礎岩盤に對するその橋脚の關係位置は図-39 の如くである。

傾斜の原因は堤防の傾斜角に在るのでなく、寧ろ表面の約 20~30 呎厚さの礫層の下に極めて細粒の堆積物(恐らくは水河によるもの)が存在し、これが一度攪亂される時は直ちに滑動せんとする傾向を持つてゐる爲である。

去夏、請負人はこの公道橋の東端第 1, 第 2 橋脚間を過ぎらず鉄道岐線を敷設する爲、堤防に沿ひ段付掘鑿をしたが、之が結局問題の堆積物層の平衡状態を攪亂した。

応急手段として次の 2 つを採用した。(1) 向ひ合ふ片持梁間隙に 50 噸のジャッキを据付ける。(2) 1 吋の 2 本のターンバックル付ケーブルを旋着腕トラスの下弦材端部に銲接した連結材に結び付ける。このケーブルは図-39 に見る如く 2 本の 36 吋鋼桁より成る埋込み控材に取付ける。

橋脚傾斜の現象が発見せられたのは 8 月 23 日で、その時の傾斜量は 5 吋であつたが、応急手段のとられる 8 月 25 日迄には前述の如く 9 吋に増加した。而して、増加せる 3 吋は除々に生じたのではなく、1 日のうちに生じた。

然し応急手段のジャッキを作働せしむるに到つて、この傾斜は停止し爾來何等の変化がない。

幸ひにも橋脚の傾斜方向は橋梁中心線に正しく平行

してゐた爲、結構部分に何等の歪曲を生じなかつた。

橋脚の傾斜がやみさへすれば橋脚には何等恐るべきものがないから、鋼鉄構造の方の仕事は續行される事になつた。

中央スパンの最後の連結が行はれた時は、既に曇中を過ぎてゐたので、橋脚の傾斜に依つて生じた 550 呎のうちの 9 吋の短縮は、伸縮接手でとる事が出来た。

然し夏期に、鋼部分は伸長するから、これを許す爲には、是非それ迄に橋脚の傾斜を元通りの位置にしなければならぬ。

橋脚は水平の接合部がなく、鉄筋コンクリート單塊として塑造せられたから、傾斜に際しては西側の面を軸として一体的に廻轉したものと信ぜられる。

橋脚の原位復歸手段並に傾斜力に對抗する爲の補強手段が種々検討されてゐるが、10 月半ば頃迄にはまだ最後の決定を見てゐない。然しながら、その手段が如何なるものであらうとも、それは必ず第 1 橋脚の移動防止手段を含むと考へられる。それは、旋着腕の端の下部に位する第 1 橋脚が第 2 橋脚と異つて岩盤上に置かれてなく、堤防法面に掘鑿した凹所に單にコンクリートを流し込んで築造したものに過ぎないからである。

(吉藤幸朔)

(21) アルミ合金を使用した掃海船

(H. Donaldson, "Sweep-Float made Portable Through Use of Aluminum Alloy". E. N. R. Jan. 9, 1936 p. 50~51.)

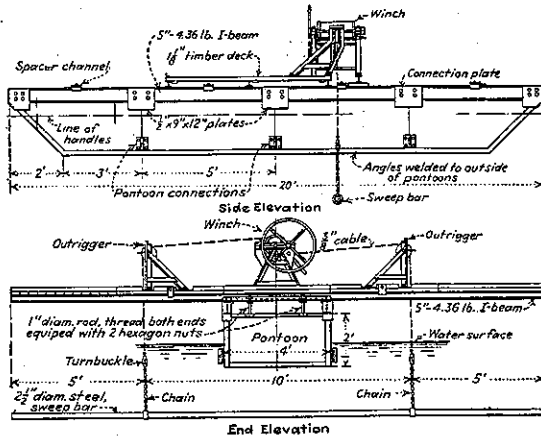
New York Buffalo で作つた掃海船はアルミニウム合金で作られた非常に軽く、取扱容易である。甲板を木で作り、それ以下はアルミ合金を用いた。hand winch と outrigger 及 bar は鋼製であつて、bar は 350 封度の重さがある。

この船は 4 つの水密な部屋から成り、両端の部屋は 45° に船尾を作つてある。各々上に 6 吋の孔が開けてあつて砂利の出入を行ふが通常は栓がしてある。各部屋は底にアングルを上端に I 梁を以て連結してある。その他図-40 に示す如き構造であつて波のために折れるやうなことはない。

船の横断方向に長さ 20 呎のアルミ合金の I 梁が 3 本亘つてゐる。この I 梁は船にボルトで止められてゐる。このやうな船 2 隻が互に I 梁の端を紐で結ばれ、押ボートの力で 3 本の I 梁は堅く結合してゐる。

winch は直径 8 吋のドラムを有し、3/8 吋線を 80

図-40.



帆巻き得る。winch には制動ドラムがついてゐて、bar を除々に下し任意の位置に保つことが出来る。

bar は 2 1/2 吋の鋼で長さ 20 呎、水平に吊られ 3~32 呎の深さに達し得る。ターンバックルは bar を水平に保つために設けてある。相隣る bar の端にはゴムをかぶせて音の出ないやうにしてある。

この全重量 2.8 t で長さ 40 呎である。4 人で操作出来る。そして 4 時間で完全に陸上分解出来る。貨車で運搬出来るために回漕の必要なく、従つて荒海の運搬を要せず危険と費用を省き得る。この掃海船によれば容易に妨碍物を発見出来、1 日に相當廣い面積を掃除出来る。(傍島 濠)

12. 堰 堤

(9) 歐洲最高の Chambon 堰堤

(“The Old World’s Highest Dam Constructed in France,” E.N.R. Dec. 26, 1935 p. 876~877.)

曩に佛蘭西技術者の手によつて Drac 河の峡谷に高さ 414 呎、特殊なアーチ型の素晴らしい Sautet Dam が築造され、又南東佛蘭西の Romanche 河の峡谷に、最大断面に於て堤頂から基礎の最深部迄の高さ 450 呎を有する Chambon 堰堤が築造された。之は水力發電事業擴張の爲に造られたもので、正にヨーロッパに於ける最高の堰堤である。次にその工事概要を述べる。

1. 堰堤の構造 図-41 は堰堤の略平面図であつて、その線形は直線部と曲線部とより成り、曲線部に溢水路を有す。図-42 は堰堤の最大断面を示す。總高 450 呎の内約 290 呎は河底上に立ち、残りの 160 呎は掘鑿部の中

図-41. Chambon Dan 平面図

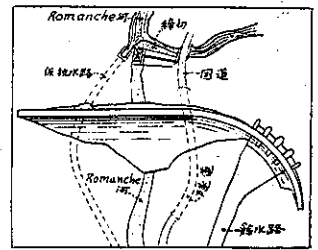
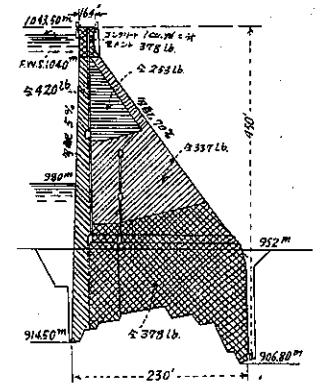


図-42. Chambon Dan 最大断面図



に在る。最大幅員は 230 呎、堤頂の幅員は 16.4 呎であつて、堤頂に添ふた延長は 930 呎である。堰堤に要したコンクリートの總量は 392 000 碼³、掘鑿總量は 150 000 碼³である。玉石コンクリートを使用し、そのセメント量は図-42 に示す如く、コンクリート 1 碼³ に付 253 封度から 420 封度に変化して居る。上流面は射着モルタル及び瀝青防水材を以て表面仕上を行つた。

堰堤の断面に就いて特に目立つのは排水坑及びインスペク

ションギャラリーの非常に多い事である。堰堤の基底に添ふてアバットメントからアバットメント迄高 8.2 呎の大排水坑が通つて居り、又堤頂から夫々約 143 呎及び 280 呎下つた所に同断面のギャラリーが堰堤の全延長に亘つて設けられ、同じく堤頂から 280 呎下つた所に、上流面の近くから下流面迄同寸法の横坑が設けられて居る。又堤頂から夫々約 174 呎及び 260 呎下つた所に高さ 6.2 呎の 2 條の縦方向の排水坑があり、更に径 1~2.6 呎の 豎排水坑が一定の間隔を置いて多數に設けられて居る。而して之等の總延長は 14 000 呎に及んで居る。

マスコンクリートの凝結及び硬化によつて温度は 120°F 以上に昇り、之が數ヶ月間持続した。Boulder 堰堤の様にコンクリートを冷却する特別の装置がなかつたから、收縮目地は特に注意して設計された。收縮目地は 49 呎毎に設けられ、各目地にはタールを塗り、熔接及び銲結をした厚さ 1/8 吋、断面 Z 型の焼なまし電気銅板を挿入した。

貯水池の出水口は (1) 堤体を通り、落差 295 呎、直径 7.2~6.2 呎、流出量毎秒 2 825 碼³ の 1 本の導水渠及び (2) 落差 230 呎、直径 5.25 呎、合計流出量 3 530 碼³ の 1

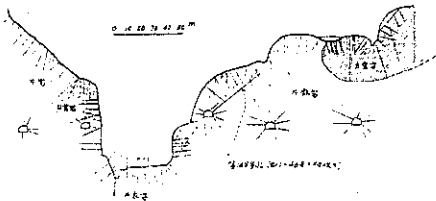
對の發電所用導水渠から成つて居る。

溢水路は4箇の水門から成り、内2箇は自働的であつて、堤頂から18呎下つた溢水面から流出量は毎秒26500呎³である。この溢水を受ける鋼製樋の餘水路が僅か毎秒14000呎³に對して設計されてゐるのは興味ある事である。98km²の水源地、free board 18呎を有する346エーカーの貯水池及び毎秒僅か3000呎³の記録洪水に對しては、毎秒14000呎³でも少いとは考へられない。

2. 基礎工事 堰堤基礎に於ける片麻岩、片岩及び白雲岩の分布状態は 図-43 に示す通りである。豫備のサウンディングでは基礎の眞の性質を明かにする事が出来なかつた。堰堤位置はスケールはずつと大きいが Ontelaunce 堰堤の場合とよく似て居る。掘鑿は當初の見積では65000碼³であつたが實際の量は150000碼³に達した。

基礎岩盤裂隙を塞ぐ爲のグルーテングも豫想を超過した。直径1 $\frac{1}{2}$ ~2吋の廻轉式ダイヤモンドボーリングは全延長約10000呎に達し、略、900tのセメントを消費した。ボーリングの深さは平均30~50呎であるが、或るものは130呎に及び、160呎のものさへもあつた。片麻岩の下層部はセメントを最も多く吸収する事がわかつた。その層に於ける第168號孔(図-43)の如きは

圖-43. Chambon 堰堤基礎岩盤圖
(セメント注入孔ヲ示ス)



略、46tを吸収した。吸収されたセメントの平均量は孔1呎に付約120封度であつた。グルーテングの圧力は355~570封度/時²であつた。

グルーテングの孔は交互に穿ち、一度に豫定深度掘下げずに程よい所で止めてグルーテングを行ひ、更に掘下げてグルーテングを行ふと言ふ方法を採用した。グルーテングを行ふ前に孔毎に水を圧入してグルートの所要量、密度、射入の圧力及び速度の目安をつけた。

堰堤は高低の甚しい土地に在つて道路が少い爲に、セメントは Bourg d'Oisans に在る最も近い停車場から6 $\frac{1}{2}$ 哩の鐵道によつて運搬した。鐵道の線は兩脚の長さ約2.6哩及び3.8哩の略、L字型をなし、正味の昇りは

1210呎、頂上では出發點から大方1760呎であつた。

直径1吋延長14哩の高級鋼製鐵道は、高さ131呎に迄及ぶ所の65基の鐵塔の上に架けられ、塔と塔との間の最大径間は2880呎であつた。セメント5袋其の重量約550封度を運搬する蓋附鋼製バケツは594呎置きに置かれ、毎秒6.6呎の速度で走つた之には110馬力を要したが、かくして1時間にセメント16.5tを運搬する事が出来た。

3. コンクリート設備 コンクリート設備は堤頂上方の断崖の側の鑿道終點に置かれ、碎石機、篩、貯藏箱及び混和機より成り、之等は互にコンベヤーで連絡されて居る。堰堤下部のコンクリートはケーブルで支へられたシュートに依り、上部のコンクリートは堰堤の全延長に亘つて張り渡した鑿道に依つて運搬した。シュートの能力は1時間に40~105碼³、その勾配は45~70%である。堰堤築造箇所の上に張つた鑿道は径間1143呎で約6tの力を有し、1時間のコンクリート運搬能力は40碼³である。

堤体には重量44封度以上の玉石を挿入し、その周囲のモルタルは8吋以上とした。併し堰堤の上流面の近くには玉石を入れる事を許さなかつた。コンクリートは Fuller 公式に基く Bolomey の式

$$P = A + (100 - A) \sqrt{d/D}$$

に依つて配合した。茲に P は径 d (mm) を越えない骨材の D は最大許容径 (mm)、 A の値はシュートに依るコンクリートに對しては14、バケツに依るコンクリートに對しては12である。この様に配合したコンクリートは相當な寸法の玉石を結合するには可塑性が十分でなかつたので、径0.5mm以下の粒子(セメントを含む)の割合を20%から21%迄、径10mm以下の粒子(セメントを含む)を41%から44%迄増加して配合を加減した。骨材及コンクリートは毎日サンプルを採つて試験をした。

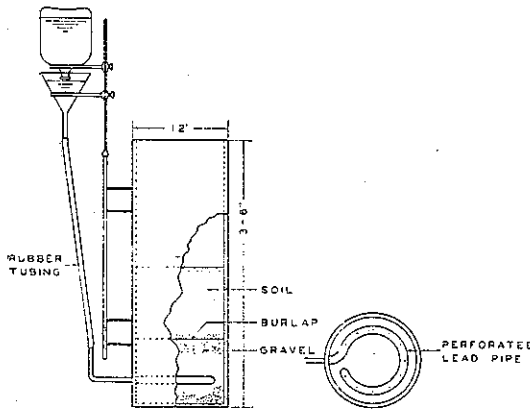
この貯水池を控へた發電所は全能力100000馬力、年出力65000000KW-hrである。貯水池に集めた水に依つて3箇村が水底に没した。又堤頂の上を重要な國道が通つて居る。貯水池には年々150000碼³の沈泥が溜る見込であるが、この割合で行けば500年経ては沈泥が貯水池を満す事になる。(古河順治)

(10) 輾圧土堰堤の土壤締固調整

(R. R. Proctor, "Soil Compaction Control for Rolled Earth Dam Construction," Journal of the American Water Works Association, Jan. 1936, p. 134-141.)

土堰堤築造材料の締固にては一般に盛土の水密性の点のみ考慮され、滲潤に依る土壤の軟化の點は等閑に附されてゐる。而して従來は土堰堤の滲潤線の位置を計算し、滲潤線以上の堰堤部分は滲潤されないものとしてその部分の不確定の重量を考慮に入れ、堰堤の安全度を出してゐた。この方法に依る誤謬の可能性は土堰堤に使用する土壤の適性を調査しつつあつた約5年前の著者の注意を著しく惹いた。そこで當時使用されてゐた普通の簡分析に依て堰堤材料として適當なりと確認さ

圖-44.



れた土壤を圖-44の如き滲透円筒管に12時の厚さに詰めて、現場工法に依るものと同様に極く堅く締固め、2ガロン入の壺に水を充たして滲透試験を開始した。然るにその翌日締固土壤を通過した水量を調査したところ、2ガロン入の壺は空になつてゐて円筒管中の土壤は極く濕つて軟化してゐた。即ち、この質験の結果全く異つた締固法が絶対に必要なること及び締固土壤の滲潤可塑性は水密性そのものよりも遙かに重要なことが判明するに至つた。

依て、前記したものと同じ滲透円筒管を12箇作り、土壤の含水量を夫々變へて前述の方法に依り締固めて見たのであるが、その結果に依ると最高と最低含水量を以て締固めた土壤が最も透水性で、中位の含水量で締固めたものが最も水密性であつた。即ち、この質験の結果はこの土壤に對しては中位の含水量で締固めた場合に

最も堰堤に適當なることが判明した。但し、この含水量は従來正しいと考へられてゐたものよりも大なるもの

圖-45.

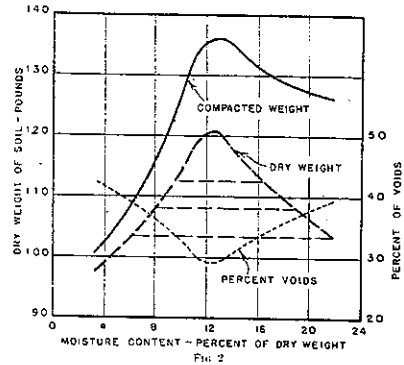


FIG. 2

であつた。圖-45は或特殊の土壤に種々の含水量を與へて質験した結果であつて、締固後の1立方呎當りの土壤の重量は左に、土壤の含水量は下に、空隙率は右に示してある。

次に締固土壤の可塑性の測定に就ては前述の12の滲透試験に依てその必要を生じたので、圖-46の如き1秒

圖-46.



間約 $\frac{1}{2}$ 時の割合の穿入に對する土壤の抵抗を測定する器具を作つた。この穿入を行ふに要する圧力は穿入面積の平方吋當り封度に依て表はされる。この測定器は質験的に締固めた土壤の可塑性を測定すると同時に穿入抵抗を測定することに依て線め作成した穿入抵抗曲線に依り締固土壤の含水量を測定し得る。而してこの試験は僅か2分間足らずで出来る。又、この器具は、締固一可塑性線に依り締固中許し得る最大含水量及び可塑性が解るから、土取場に於ける土壤の含水量も調節するのに使用し得る。

図-47.

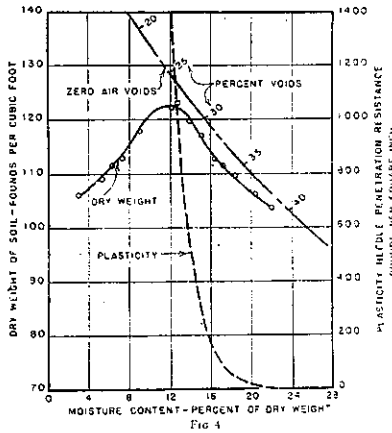
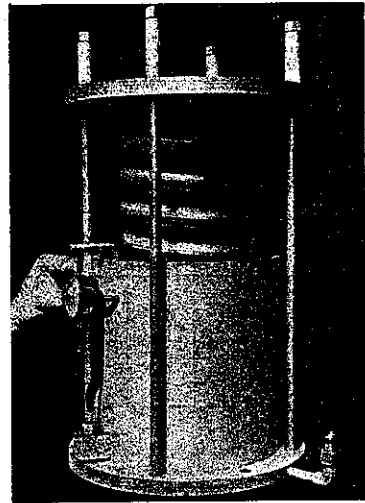


図-47は或土壤に就ての締固—可塑性試験の結果を示してゐる。之等の曲線はこの土壤が締固められてる場合又は乾燥重量が既知の場合に、滲潤に依る極限軟化を豫知することに使用し得る。今、土壤が含水量8%の状態にあつて、その乾燥重量が110封度/呎³であつたとすると、零空隙曲線に依て十分に滲潤した場合のこの土壤の含水量は20%なることが解る。可塑性曲線に依て20%の含水量に於て締固めた場合のこの土壤の可塑性測定針穿入抵抗は20封度/吋²であつて、堰堤又は基礎に對しては餘りに低い安全度であることが解る。堰堤に對しては大體300封度/吋²の滲潤穿入抵抗が望ましい。又締固—可塑性曲線は締固を行ふに要する最小乾燥重量と締固後の可塑性を決定するのに使用し得る。即ち、可塑性曲線に依て300封度/吋²の穿入抵抗に對しては15%の最大含水量が必要であることが解るから、120封度/呎³の乾燥重量に於て滲潤した場合の土壤はこれだけの含水量を持つてることになる。この乾燥重量に對して許し得る最大含水量は14%であつて、それに対する穿入抵抗は500封度/吋²である。即ちこの土壤に對しては締固後の穿入抵抗が500封度/吋²より小さくなる様な含水量を與へては不可なることが明らかである。而して含水量の低限界は締固後の穿入抵抗が重量堰圧機に對して約2500封度/吋²になつたところである。

図-48に示したものは目下使用してゐる改良滲透—凝固田筒管であつて、この装置に依る堰堤の一部分が上部の盛土重量から受けるものと同一荷重を土壤に與へ得る。凝固の量は図示の如き歪計を以て測定し得、又滲透の割合は供試体に入る水の量を測定することに依て決定される。此の装置に於ては土壤は2乃至3吋の層にして、その層の底部から約12呎の圧力水頭で水を作用せしめ

図-48.



〔尚、普通10呎の厚さの盛土に等しい荷重を土壤の頂部にかける。この凝固は10呎の厚さの盛土荷重に對して考へればよいのでそれ以上の凝固は水が必要な時間内に凝固を起させる様に急速に土壤から流出することが確認されない限りは、軟化に抵抗するのに必要な乾燥重量即ち土壤密度を求めるのに必要でない。要は凝固が起る前に滲潤に依る過剰の軟化を防ぎ得る様、必要な密度迄土壤を締固めることが肝要である。〕

滲潤した場合充分な安定度を保つ様に締固めた土壤の滲透速度は實驗の結果に依ると1年間當り數千分の1呎乃至1呎近邊と云ふ範圍であるが、大部分の土壤の滲透速度は1年間當り0.1呎以下である。この滲透速度は滲潤した場合300封度/吋²より大なる可塑性測定針穿入抵抗を有する様に充分締固めた土壤供試体に相當するものである。 (玉置 巖)

13. 上水道

(3) 河水の酸濃度を減ずる一方法

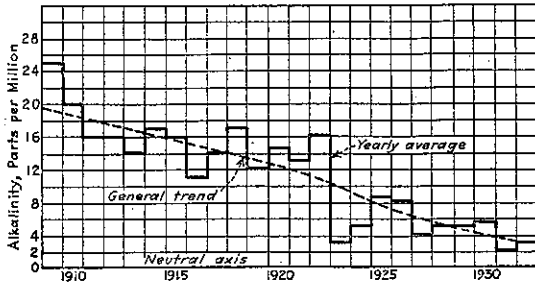
(“Mine-Sealing Program to Reduce Acid Pollution in Streams,” E.N.R. Jan. 9, 1936 p. 42~43.)

廢鐵から流出する約3000000噸/年の硫酸が Pennsylvania, Ohio, Kentucky, West Virginia 等の河中に入るのを防ぐために\$2500000を使つて大規模の封鎖計畫を行ふことが最近決定した。

酸は黃鐵礦の酸化によつて鐵山中に出来る。硫化鉄

は水に作用して硫酸に変化する。このやうな酸が非常に多く出る處はポンプで排水し、少い處は漸次坑口から流れ出る爲、その水が Ohio 河へと流れて行つた。その

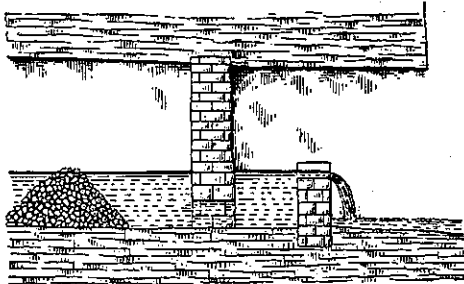
図-49. Alleghany 河の酸による水質の変化状態



濃度は約 5000 p. p. m. にも達してゐる。

1925 年には約 3000000 t が流出してゐる。尙ほ當地方には 40000~50000 の廢鐵があり、酸の約 70% 以上はこの廢鐵から出てゐる。其の残りは採掘中のものから又は僅か下水その他の工場下水中から出てゐる。

図-50. 酸化を防ぐ爲に空氣の侵入を防ぐ方法



この酸のための損害は米國の Public Health Service の調査によると約 \$10000000 と推定され、その中 50% 以上は公私有財産の直接の被害であるといふ。即ち水道の淨水費が増し、ボイラー類の腐蝕を生じ、堰堤閘門等の金屬を犯し、且魚類を滅す等その損害は廣範圍に亙る。

この防禦計畫には先ず酸の發生を防ぐ方法が考へられ、空氣の侵入を防いで黄鉄鐵の酸化を不可能ならしめる。このためには鐵坑の入口の中に石工造の壁を作り、4 方を密閉して下底だけ約 2 呎の穴を設けた。これによつて水は自由に出るが空氣は侵入出來ない。又その他の方法として下水曲管を壁の下に設け、或ひは單に堰堤と孔を作つて水を取る等を行ひ、空氣を絶つた。又空氣坑等も必要に応じて閉鎖した (図-50)。

この方法で封鎖した鐵山から出る水には最初 60 日間で 50~80% の酸を減じてゐることが分つた。

當局ではこの計畫が豫定通り進めば、Ohio 河流域の酸の問題は大部分解決し得るものと豫想してゐる。

(傍島 凌)

14. 下水道

(4) Cleveland に於ける新汚水處分場

“Cleveland Adds a New Plant to Its Sewage-Disposal Facilities”
E. N. R. Jan. 9, 1936 p. 52~58.

Cleveland に於ける下水道發展過程は相當変遷し來つたものであるが、1911 年に市が、故 R. Winthrop Pratt 氏に最も經濟的處理計畫の研究を委任し、1912~1918 年に亙り 150000 弗を投じて種々の調査、試験設備を設け、その結果次の如き結論を得てゐる。

(1) Metropolitan Cleveland は西部、東部、南部及び低段區の 4 大排水區に分割すべき事。低段區を除い

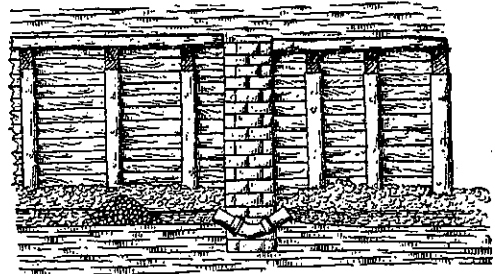
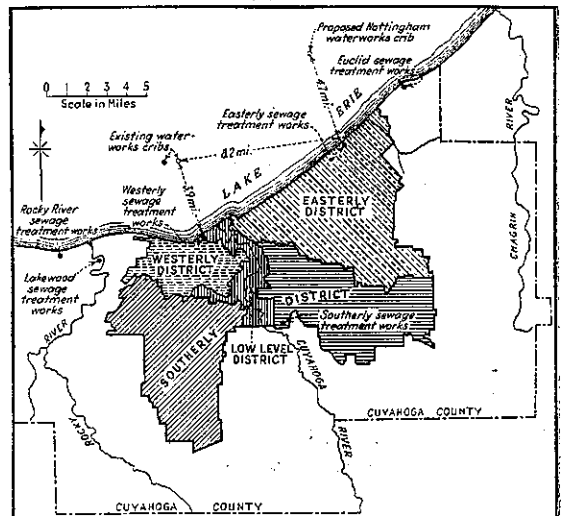


図-51.



ては、各區各々適當なる處分場に流達せしむべき遮集渠幹線を設ける事。

(2) 西部及び東部排水區の汚水は各々西部 58 番街及東部 140 番街、湖水に面せる位置に於て處理すべき事。一方殘區域の汚水は Willow Station の反對側 Cuyahoga 河畔陸地内に於て處理すべき事。

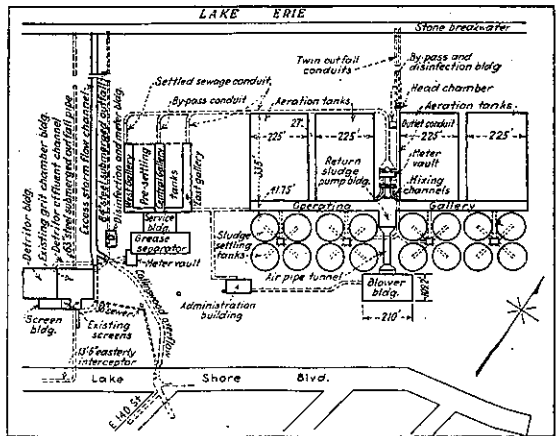
(3) 湖畔に設けらるべきものは部分處理とし、南部地區にては完全處理となす事。

東部排水區は Cleveland 市 (圖-51) より排除される汚水の 50% を占め、本地域一帶の前面湖水を汚染し次第に浸延するにより適當な處理を必要とし、1930 年 11 月に今次新設汚水處分場計畫をなし、12 000 000 弗の總工費を計上、之れが財源は公債の發行による。顧問技師 George B. Gascoigne 氏によれば東部 140 番街の在來濾格場を高級處理場となし、汚泥處分は此處に於ける敷地關係と住宅地の發達とにより 13 哩離れた南部汚水處分場にポンプ圧送する事が得策なりと云ふ、

本排水處分場計畫は人口 770 000 人、1 人 1 日當り 160 瓦倫を處理するもので將來 1 000 000 人まで處理能力を擴張する計畫である (圖-52)。

計畫人口は Pearl-Reed 法により決定せるもので、1930 年に於ける 539 000 人は 1945 年に 770 000 人、1960 年には 1 000 000 人まで増加する見込みなり。乾天時汚水量は工場廢水、家庭廢水、地下水を含めて 1 人當り 160 瓦倫で、従つて 1945 年に於て總處理水量は 123 m.g.d.

圖-52.



將來 160 m. g. d. までなる。汚水の強度は中位で、次の如き性質を有す。

固形物總量：700 p. p. m, 鉄：20 p. p. m, 浮游物質：200 p. p. m, 游離アンモニア：12 p. p. m, 5 日間 B.O.D：150 p. p. m, 有機窒素：8 p. p. m, 鹽素：70 p. p. m.

汚水處理は促進汚泥法を採用、汚泥處理は加熱式分離消化槽により、消化汚泥は砂濾乾燥床又は他の濾過方法により脱水極力焼却するものとす。

汚水は東部遮集渠及び Collinwood 幹線により流入、管渠總流下能力は 1055 m.g.d. であるが、雨天時 bypath により過剰量 390 m.g.d. まで湖水に放流し、粗目濾格、

圖-53.

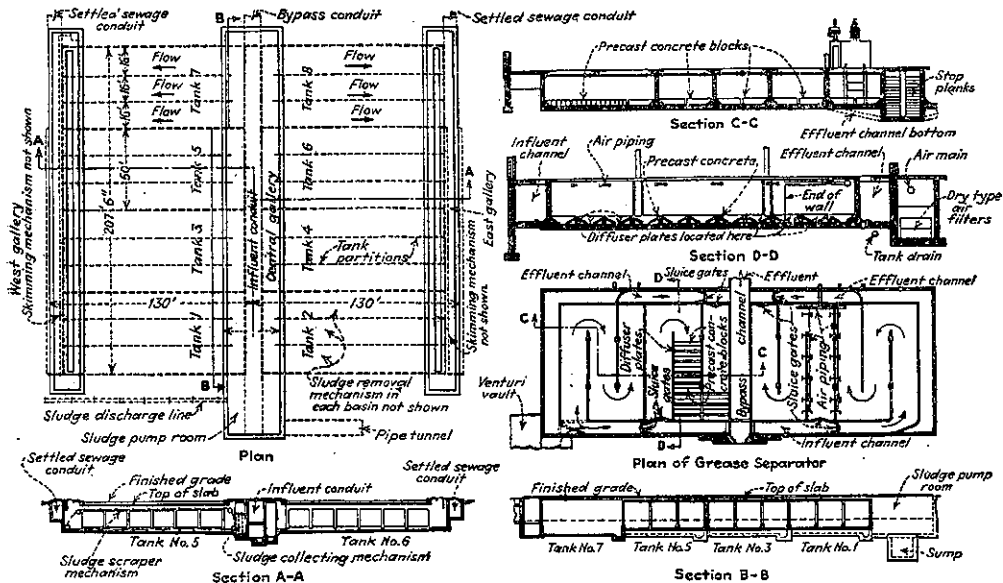
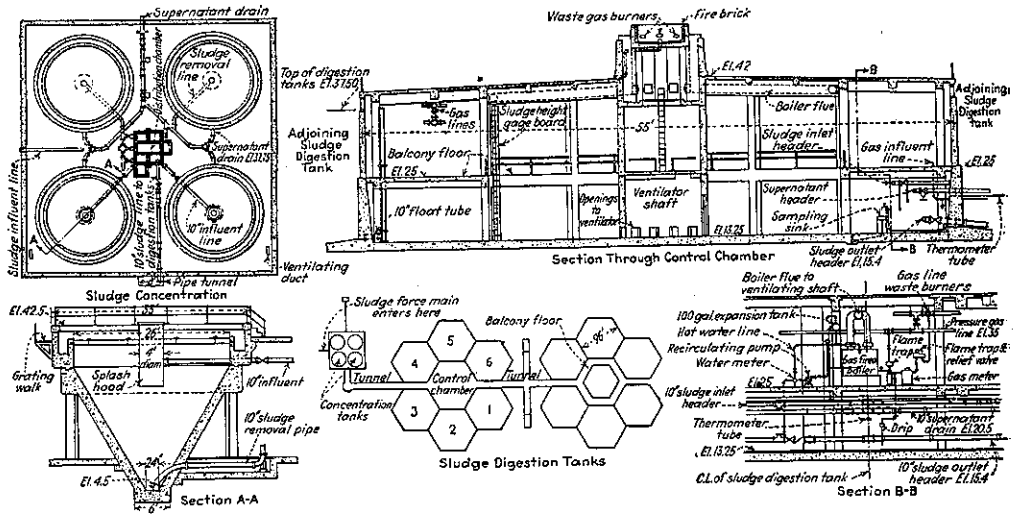


図-54.



detritor 沈砂池は 390 m. g. d. まで処理，グリーン分離室及び最初沈澱池は 307 m. g. d. 他は 123 m. g. d. を基本として設計する。

濾格は 1½ 吋目の bar screen で 4 個の粉碎機を具へ、篩渣は機械で採取する。4 池の detritor は各 36 呎²、深 3 呎 6 吋で沈砂を絶えず廻転スクレパー及び熊手式昇降機で除去する。過去の記録では汚水 mg. に対し約 0.08 碼³ の豫定、流出水は、グリーン分離室に入る。之れは千鳥の水平連続阻壁式槽で撒氣盤を具え、浮游性のグリーン、油を泡たせる。寸法は幅 15 呎、長 65 呎、深 9 呎、12 槽よりなり 1 槽が 3 廻路をなす。滯留時間 6 分、送風量 1 瓦倫に対し 0.025 呎³。

之れより正方形の最初沈澱池 8 槽に入る。完全に覆蓋され 8 廻路をなし各幅 50 呎、長 113 呎、4 槽宛 2 列をなす。滯留時間平均 60 分、最大流量に対し 24 分。兩側上屋には流出渠及びブスカム採集装置あり、中央上屋にはポンプ井ありて濃縮及消化槽に汚泥を送る。幅 50 呎は更に隔壁にて 3 池に分れ 16 呎幅の直線式汚泥除却装置が各並行に設けらる。沈澱水は 32 槽の曝氣槽に入る。槽は 4 群に別れ各長 334 呎、幅 27 呎、深 15 呎 8 廻路をなし 2 列の撒氣盤を具える。返送汚泥は流入渠の空気送入による亂流中に混合せしめられ、曝氣時間 5 時間。送風器は處理汚水 1 瓦倫當り 1 呎³ で、5 個の電氣運転の離心ポンプによる。送風管は径 60 呎 (図-53)。

之れより最後沈澱池 16 槽中に入る、曝氣槽と最後沈

澱池間に長 1 000 呎、幅 19 呎の操作室上屋があり、計量器、弁、通風渠、返送汚泥ポンプ及び散布管がある。他の主なる建物は管理事務所、操作室、圧搾空氣室等なり。

最後沈澱槽は廻転式汚泥採集機を具へ、各槽径 112 呎平均沈澱時間 2.2 時間で、沈澱率は 1 日 1 平方呎當り 850 瓦倫に相當す。返送汚泥は約 25%、剩餘汚泥は汚泥ポンプ井に 8 呎管で導かれ最初沈澱槽の汚泥と混合され消化槽に圧送される。放流渠は斜打丸太杭を基礎とした 2 本の径 9 呎コンクリート管で湖水中に 700 呎突込んでゐる。

汚泥消化槽は操作及び調整に便なる爲中央調整室をかこんだ 2 つの消化槽群となし隧道連絡してゐる。この調整室には温水鏡、計量器、管敷設及び調整用附屬物が具えられてゐる。

普通汚泥と剩餘汚泥との含水率は平均 97% で送泥されるが試験結果、この摩擦係数は水と大差なく、全揚程 225 呎であつた。推定汚泥量は 1937 年に 1 日 650 000 瓦倫、1945 年に 1 日 770 000 瓦倫の見込。汚泥は最初ドルムンド型の濃縮槽に入り、含水率 96% まで濃縮される。六角型は消化槽 12 槽の全容量は 1 人當り 2.75 呎³ なり (図-54)。斯の如き計畫にて本處分場は築造工事を過去 4 年確實に進められ目下 75% 以上完成してゐる。

(竹内 正)

(5) 促進汚泥處理場操作に於ける
Odeometer の利用

(H. Kessler, "The Odeometer-Its Place in the Control of Activated Sludge Plants." Water Works & Sewerage, Jan. 1936p.13~19.)

現在促進汚泥處理に於てはその處理程度を隨時簡單に而も敏速に検査する方法なく從來は單に汚泥の外観並其沈降性、曝氣槽空氣使用量の如き比較的のもの及び流入、流出水の水質試験を行ふのみで而も此の水質試験とても即席の用に役立たず加之熟練高級技術者を要する關係上小規模の處理場では甚だしく不便を感じてゐる。著者は斯かる不便を除き次の如き項目を即座に決定し得る方法を案出した。

- (1) 生活污水及促進汚泥混合物の直接自由酸素必要量,
- (2) 特殊汚泥の活性の度合, (3) 該處理場に於ける流入汚水負荷 (5日間 B. O. D. と比較), (4) 汚水、汚泥の混合物の酸化導程或は段階, (5) 必要處理時間。

斯く上の條件を決定する時は經濟的條件のみを考慮して操作すればよい。

1. 新試験法 "Odeometer": (Oxygen demand meter) (酸素要求量測定器) は C. H. Nordell 氏の發案になるもので、之は直接吸收試験により汚水と促進汚泥混合物の自由酸素使用量を短時間中に算定せんとする時に利用される。之にて測定される酸素要求量 (p. p. m./時) は 5日間 B. O. D. と區別するため Nordell 數 (N) にて表はされる。1934 年末來 Wisconsin 大学其他各地の處理場にて odeometer を利用した結果汚水淨化の段階、促進汚泥の活性及び下水負荷は僅々 1 時間を経ずして算定する事を得た。

2. Odeometer の原理 odeometer の機構は生下水と促進汚泥の混合物を一定容器中に入れ一定量の空氣と共に密閉し機械攪伴を行ひ溶解酸素にて飽和されたる時攪伴を止め空氣中の殘存酸素量より酸素使用量を算定せんとするものである。之の際汚水、汚泥混合物の酸化途中に生ずる CO₂ は補助槽内の NaOH 又は KOH にて吸收せしめる、斯様にして空中の酸素を直接に吸收せしめその減量を目盛を施せる計量管にて測定し之を酸素の重量に換算し之より 1 時間に要する空氣量 (p. p. m) を算出する。

3. 構造 odeometer の構造は 図-55, 56 に示す如きもので、中央に円形槽 (容量 4200 ml) を有しその頂部に空氣室及び攪伴機を有し前方は NaOH の溶液槽に連絡する。空氣室はニードル弁を通じて水平に設置さ

図-55. odeometer 正面圖並背面圖

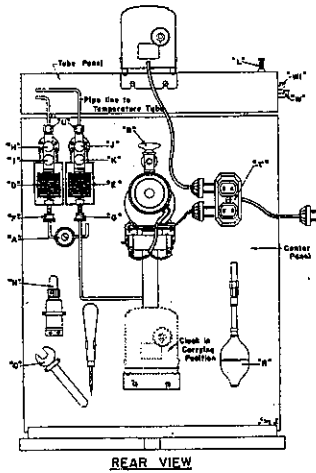
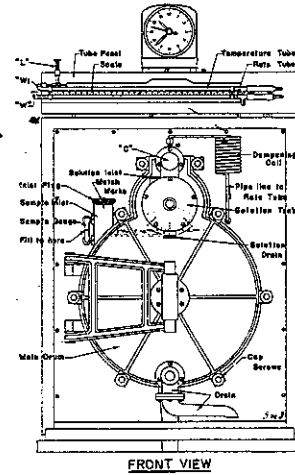
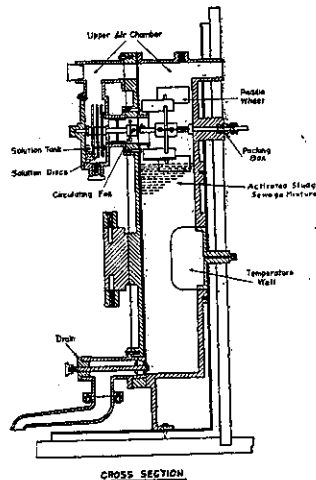


図-56. odeometer 断面圖



れた計量管に通じ又背部の檢温室からは計量管上の檢温管に通じる。最頂部に時計を据ゑ觀測時刻を読む。装置は操作簡單且持運びに便で試験汚水も水位指示管を取付け迅速且正確に漲水し得る。

4. 操作 汚水及び促進汚泥混合物の酸素要求量曲線の決定は次の如き順序による。先づ装置の組立と共に各部分の氣密性を調査する。図中 K, I は共に D, E に空氣を滿す時開閉し, H, J は D, E と檢温管及計量管とを連絡するニードル弁である。先づ A を閉ぢて之等を操作し計量管の檢温管の氣泡を O 點に合す, 溶解槽には NaOH の 10% 溶液 30ml 及び中央円形槽に 4200ml の檢水を注入攪伴して酸化を行ふ。酸素の吸收は迅速で約 2~3 分間で飽和される。酸素吸收量 (p. p. m/hr) は氣泡の移動した距離 (cm) に装置の定數 (Wisconsin にて用いたものは 17.8) を乗じて求

める。之の時検水の温度に對する補正は検温管内氣泡の0よりの左右移動距離を計量管のそれに加減して行ふ。

5. 生下水-促進汚泥混合物の所要酸素量曲線 上述の如く各時間的に求めたるものにより使用酸素量曲線を畫く事を得る。之と化学的方法により決定した曲線を圖-57, 58 に示す如きものである。酸素吸收量(N)は

圖-57. 化学試験による酸素使用量曲線並3日間B.O.D.曲線

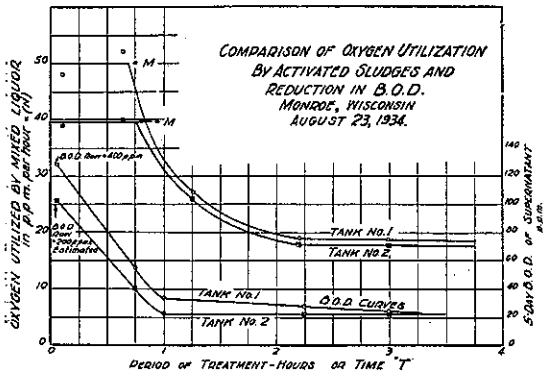
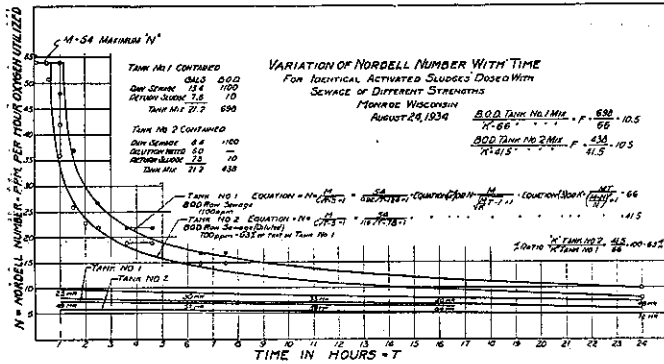


圖-58. 促進汚泥處理場に於ける曝氣の進行とNordell定數及B.O.D.の変化曲線



當初最大で汚水の強度大なれば暫時之が続くがやがては急激に減じ數時間以上曝氣するも殆んど一定となる。圖-57にも示す如く最大發酸素量(M)が一定なる間は流出水のB.O.D.は急激に減ずるも、酸素吸收量減ずる時はB.O.D.は殆んど変化なくなる。之等の結果より處理中の汚水の強度、汚泥の状態、處理程度を知る目的で次の如き實驗公式を得た。

$$N = \frac{M}{C\sqrt{T-S+1}} \dots\dots\dots (1)$$

N: T時間目の酸素吸收量 (p. p. m/hr), T: 曝氣開始よりの経過時間(時), M: 注加汚泥の最大發酸素吸收量 (N_{max}), S: M一定なる期間(時); 汚水のB.O.D.に正比例す, 即汚水強度. C: 定數

實驗の結果から推せば實用上 C²S=1と見做し得。又同一處理場にて同じ促進汚泥で汚水の強度(S)のみ変化するものでは MS=K一定と考へられる。故に(1)式は次の如く表はされる。

$$N = \frac{M}{\sqrt{MT/K+1}} \dots\dots\dots (2)$$

更にKは發酸素量 (p. p. m) にて表はされ其處理場の處理負荷量を示す故に何處の處理場でも普通行はるゝ方法によりB.O.D.を求めればNordell定數曲線は得られる。又, B.O.D.=F, Kであるが之のFの値は各處理場にて異り Monroe 處理場にては F=10である。上式よりKの値を求めれば次の如くなる。

$$K = \frac{M \cdot T}{\left(\frac{M-N}{N}\right)^2 + 1} \dots\dots\dots (3)$$

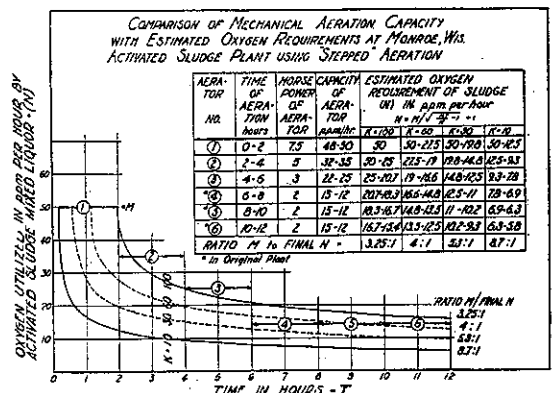
6. M: N_{min}の比と所要曝氣時間 斯くして著者は數個處の實驗より求めたる酸化曲線より最大發酸素吸收量(M)とT時間後の酸素要求量の間には一定の關係を有し, Mと最終發酸素吸收量(N_{min})の比は3:1乃至6:1で普通4:1なる事を發見した。

之の結果より操作者は經濟的な關係を考慮に入れてB.O.D.の減少率最大なるMとN_{min}の比を決定し, 生活污水及返送汚泥混合水を採取しodeometerにて發酸素吸收量曲線の始めの部分を書き次にKを算定して下に示す式にて所要曝氣時間を決定すればよい。

$$T = \frac{K \left[\left(\frac{M-N}{N} \right)^2 + 1 \right]}{M} \text{ (時)} \dots\dots\dots (4)$$

7. Monroe 處理場に於けるodeometer

圖-59. 曝氣時間別の所要發酸素量(N)と曝氣能力



の實用 Monroe 處理場では容量 43 000 gal の曝氣槽 6 個を備へ、汚水は工場廢水の流入あるため B. O. D. 2 000 p. p. m. のものあり、曝氣時間は平均 12 時間である。之の曝氣時間にて研究の結果 $M=55$ p. p. m/時ならば $K=100\sim 10$ p. p. m. であり、汚水、汚泥混合物の B. O. D 當量は 1 000 \sim 100 であつた。

$K=100, 60, 30, 10$ として酸素所要量曲線を描けば図-59 の如く、之より曝氣能力即曝氣機械の所要能力が分る。現在 Monroe 處理場では最大負荷 $K=100$ までの能力しか有しない。斯くの如く odeometer の利用によつて處理場の經濟操作をなし得るものである。

8. 下水道使用料算定への利用 下水道使用料の算定は水量のみならず水質にも據る可きで特別な工場廢水が處理場の効率を害する事甚だしき場合あるにかなり odeometer の利用により K を算定するか、又は特別な測定法により汚水の負荷を測定し家庭汚水を規準として料金を決定する。此際 odeometer による測定は汚水、汚泥の混合物の強度を示す故生汚水のみ強度或は人口當量を算定す可きである。

odeometer に用ふ可き混合汚泥量は其の處理場にて用ふる返送汚泥量と等量を探る可きで、實驗の結果浮游固形物量 5 500 p. p. m. 以下であれば odeometer の理論並に結果は如何なる汚泥濃度のものにも適用し得る。

(松見三郎)

(6) 汚水量の時間的变化と下水處理操作

(T. Killam, "Hourly load variations in relation to sewage treatment plant operation." Water works & sewerage. Jan. 1936 p. 26~27.)

汚水量並其の強度が時々刻々変化する爲處理操作に

圖-50, 汚水量並浮游固形物量による累積負荷曲線

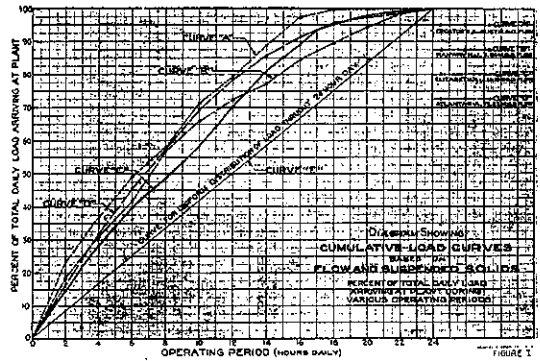
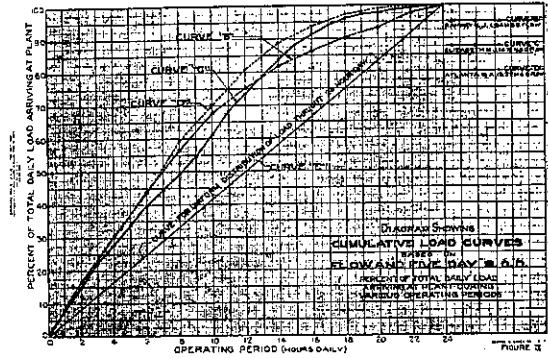


圖-61. 汚水量並 B. O. D 量による累積負荷曲線



甚だしく困難を感ずるものであるが、著者は Georgia 州並 Jersey 州の各 2 處理場に於て之の問題に關して研究を行つた。之の結果は各處理場共次の如く全く同じ傾向を示してゐる。

- (1) 1 日全負荷の大部分は比較的短時間中に流入する (圖 60,61 中曲線参照), (2) 負荷の時間的变化 (%)

表-11.

曲線番号	地名	標式	汚水量 (M.G.D.)	處理人口 (人)	試験月日	探前地盤より最遠隔地までの距離 (哩)	汚水量測定法
"A"	Decatur (Ga)	分流式 住宅地區	0.167	2 200	10月28日 4 p.m. 同月29日 4 p.m.	2.5	90度V型堰
"B"	Rahway (N. J)	分流式 住宅地區並一部商、工業地區	1.84	23 000	7月23日 3 p.m. 同月24日 3 p.m.	7.8	同上
"C"	Elizabeth (N. J)	同上	14.19	228 000	8月2日 2 p.m. 同月3日 2 p.m.	18.0	ベンチュリーメーター
"D"	Atlanta (Ga)	合流式 住宅地區並一部商、工業地區	15.3	110 000	5日3日 8 a.m. 同月4日 8 a.m.	8.0	流量計

註: 汚水量測定並に検水採扱は半時間置きに爲す。

"A" "B" "D" の検水は 4 本を一括にし分析, "C" の検水は 3 本を一括にして分析

は汚水量と B. O. D. 量又は浮游固形物にて表はし得、
 (3) 処理区域の大小其他の關係あるに拘らず各時間の
 負荷変化は不思議に均一で差異がない、(4) 負荷の時
 間的変化は処理効率及び操作方法に重大なる影響を及
 ぼすもので殊に薬品処理の場合に於て甚だしい。

1. 負荷変化 下水負荷の変化の狀況は次に 図-60、
 61 に示すが如く 15 分乃至 30 分置きに検水採取及汚
 水量測定を行ひ各時間に於ける全浮游固形物量又は全
 B. O. D 量を算定して累積曲線を畫けばよく、図-60 は
 水量と浮游固形物量、図-61 は水量と B. O. D 量より求
 めたものである。

尚表-11 は試験個處に於ける平均日汚水量、處理人口
 其他を示す。

2. 負荷変化の同一性 負荷の変化は 4 處理場共概
 めて類似し殆んど差異がない。即ち Decatur では處理
 人口 2200 人、汚水量 0.167 M. G. D なる住宅地區で
 遠隔地と雖も約 2.5 哩だが、Elizabeth では處理人口
 228000 人、汚水量 14.19 M. G. D、最遠隔地で 18 哩を
 隔り前者に比較して負荷の変化の度合も餘程緩和せら
 るる様思はれるが、4 つの曲線を比較しても操作時間中
 に於ては累積負荷總量は 13% 以上の差を示すことはな

い。又浮游固形物量によるものも B. O. D 量によるも
 のも兩方共非常に良く合致してゐる。

之等曲線の同一性は他の下水道にて負荷の変化も図
 示の如きものなることを示すもので、之の狀況を知る事
 は下水處理場の設計並に操作又處理場の處理効率並に
 受放流河川の汚染度測定に重要である。

(松見三郎)

15. 港 灣

(1) 佛國 Dünkirchen 港の新泊渠

(“Seeschleuse Dünkirchen.” V. D. I. 9. Nov. 1935)

Dünkirchen 港はフランス北部の工業地帯の貨物輸
 出港として重要な港湾である。然るに従來は其の水
 深淺き上、干満差 4.45 m にも及ぶ爲、大型船舶は滿潮
 時 3~4 時間最大水深 9.20 m を持つて辛じて入港し
 得る状態であつた。又 Trystram ドックの大きさは長
 161.7 m、幅 25 m、全高 10.90 m なる爲入渠船舶の大き
 きも之に依つて制限されて居た。

本港修築計畫は 1929 年に着工、その主なる工種は次

圖-62. Dünkirchen 港修築計畫平面圖

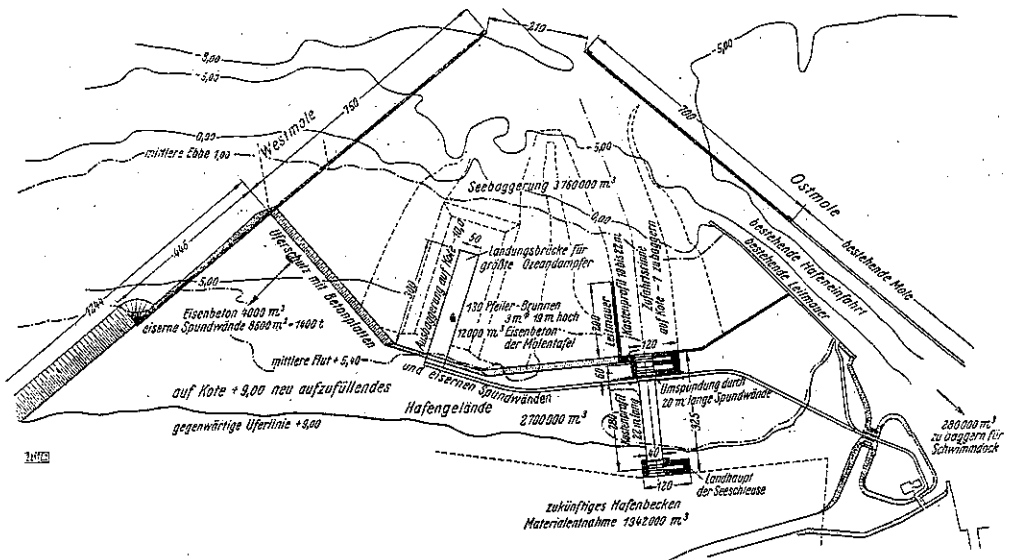


圖-63. 新泊渠断面圖



図-64. 外港側扉室の掘断面

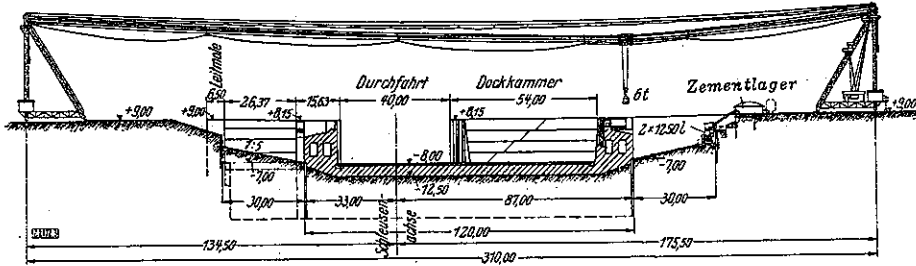


図-65. 外港側扉室の横断面

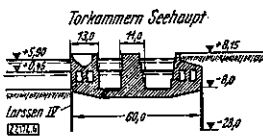


図-66. 内港側扉室の横断面

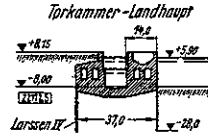
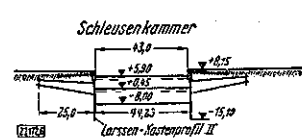


図-67. 渠室の横断面



の通りである (図-62)。

防波堤：東堤延長 700 m, 西堤新築 750 m, 港口幅 210 m, 之に依つて囲まれる外港水面積は 80 ヘクタールである。

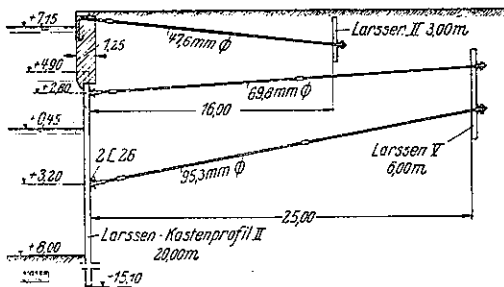
突堤：幅 50 m 長 300 m, 鉄筋コンクリート橋式, 船座水深 -10. m

護岸：西堤基部より泊渠西端まで

浚渫：外港浚渫土量 3 760 000 m³, 東堤沿航路浚渫 280 000 m³

泊渠及び泊渠導堤：最後の泊渠に關してその概要を略説する。泊渠の大ききは全長 325 m, 有效長 280 m (内渠室長 207 m), 有效幅 40 m で, 外港側及び内港側に各々 2 枚及び 1 枚の引戸を有する。その内外港側扉室の内側の 1 枚は應急用の換備である (図-62, 63)。底板口面は -8.00 m であるから満潮を利して 14.00 m までの水深を得られる。外港側扉室は 60 m × 120 m. 内港側は 37 m × 120 m で共にラルゼン IV 型鋼矢板を不滲透粘土層内に 3.50 m まで打込んである。使用矢板長は 21 m, 下端は -7.00 m 乃至 -28.00 m である。(図-64, 65, 66) 渠室側壁延長 207 m の部分は、長 20 m ラルゼン

図-68. 渠室側壁の構造

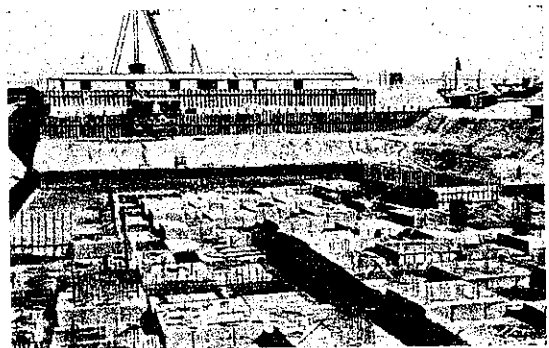


II 型鋼矢板を打ち (下端 -15.10 m 上端 +4.90 m) その上には鉄筋コンクリート矢板 1.25 m × 4.00 m を継足した。鋼矢板に対しては距離 25 m を隔て、ラルゼン V 型の長さ 6.00 m 鋼矢板の控板を設け、2 本の控棒径各々 69.8 mm 及び 95.3 mm 鋼棒を以つて取り附けた。鉄筋コンクリート矢板に対しては、控板は距離 1.6 m の所にラルゼン II 型長 3.00 m 矢板を埋め、控はコンクリート矢板の上部に取附けたる径 47.6 mm 鋼棒である (図-67, 68)。

又泊渠に入る船舶の便を計り外港側入口面西部に、導堤 200 m を設けた (図-62, 64)。之の構造は幅 6.50 m で、兩側にはラルゼン VI 型矢板を打ち中間に中埋をしたものである。

締切 I は幅 8 m で兩側に鋼矢板を打つた。掘鑿に際しては、-7.00 m まではサンドポンプを使用し得たが、それ以上は正確な寸法に開れないから、それ以下の部分は一応排水しなくてはならなかつた。地下水水位は +4.00 m であり之を最大 -14.50 m まで下げるには相當の苦

図-69. 外港側扉室の方塊工



心を必要とした。その爲に 60 本の長 28 m のパイプを挿入して 1000 馬力のディーゼル・ポンプで揚水した。然る後 図-62 に示す如きケーブルを張り渡して、之に掘揚器を吊し之に依り 残餘の土砂を掘つた。所定の深さまで掘るとすぐ鋼矢板を打つ。

コンクリートの施工には移動式の混合機と、ケーブルクレーンを併用した。扉室はその全体に互つて一つのエクステンション・ジョイントも無いベタ打である。従つて之の施工法と監督とは大いに頭を悩ました。その爲に 図-69 に見る様に、5.80 m × 5.60 m の大きさに基礎の目の如く方塊を並べ、相互に密着をはかる爲側面には溝を刻み、又上面も之を一様とならぬ様に各方塊の高さを異にした。塊の平均の高さは約 1.70 m 位である。之等の継目に充しその上に底版を打つた。

尙ほ新突堤及び港灣用地に至る道路は外港側の扉室と渠室の境に径間 42 m の單葉跳開橋を設けて連絡せしめる計畫である。 (比田 正)

(2) 佛國 Cherbourg 港の新旅客設備

“Die neuer Fahrgastanlagen in Hafen von Cherbourg”. Werft. Reederei. Hafen. 15. Okt. 1935.

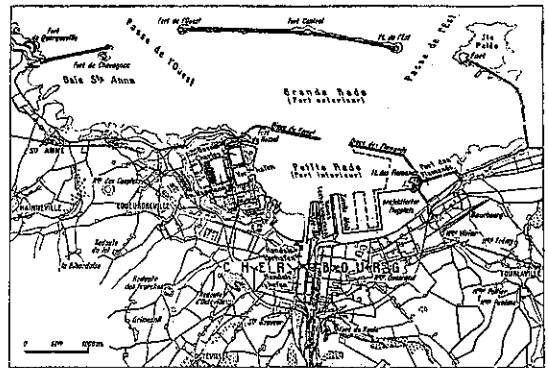
Cherbourg 港は 2 つの重要性がある。即ち軍事的に見れば水上機港であり潜水艦根拠地である。又海運上から見れば米國方面よりの旅客上陸港である。多い日には 1 日 6~7 隻の大型客船が入港し、約 1200 人の旅客を特別列車に依り陸路 371 km 首府パリに送つて居る。(パリまで 5 時間)上陸船客を最近数年間につき調査した結果は次の通りである。

1925 (184 662 人) 1927 (211 122 人) 1929 (203 992 人)
1931 (132 716 人) 1932 (93 588 人) 1933 (65 969 人)
1934 (54 851 人)

図-70 平面図の如く本港は、2 本の半島堤と 1 本の島堤に依り被覆された面積 1500 ヘクタールの廣大なる外港を有し、更に内港と外港は 2 本の突堤により區分されて居る。内港の西部は軍港で南部は従来の商港、東南部が新しい大型船舶岸壁である。

新岸壁は南北方向の 2 本の突堤より成り、西側突堤が鉄道連絡埠頭で、東側のものを第 2 突堤と呼ぶ。兩者間の水面は幅 330 m 奥行 620 m で 14 ヘクタール、その内北側(外方)は最大干潮面下 11.0 m 南側(内方)は 10.0 m の水深を有する。尙ほ鉄道岸壁は大船繋留の爲に之に沿つて幅 50 m を更に深く浚渫してある。即ち北側 350

図-70. Cherbourg 港平面図



m を最大干潮面下 13.0 m に残餘を突堤基部までを 12.0 m の水深にしてある。總ての構造は 當港の平均滿潮面 +3.90 m、春秋大潮最高潮面 +5.22 m を考慮して設計されて居る。

鉄道埠頭上には 図-71, 72, 73 の寫眞の如く、岸壁側に長 280 m 幅 42 m の税關上屋があり、之に接続して長 240 m 幅 15 m の自動車用連絡設備、幅 39 m の鉄道連絡驟があり、税關廣間待合室、プラットホーム、郵便

図-71. 鉄道埠頭の長寫

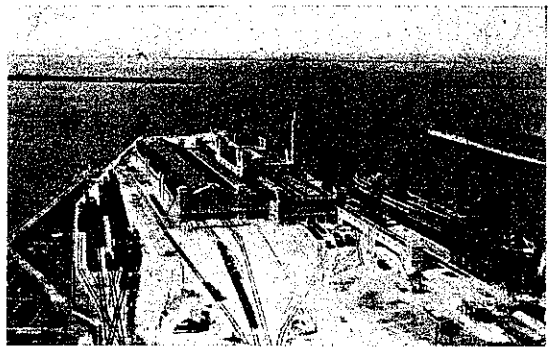


図-72. 鉄道埠頭の横断面

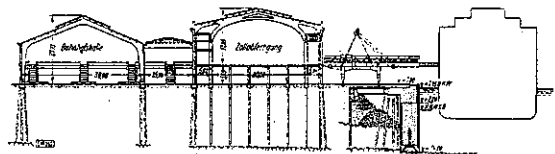
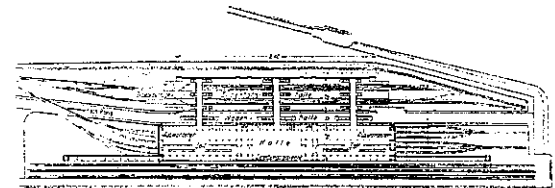


図-73. 鉄道埠頭の平面図



局、雨替所、等が完備してゐる。旅客は2階より乗車し、貨物は1階へ起重機により運ばれ此處より貨車に積み込まれる。

図-74. 渡橋の構造

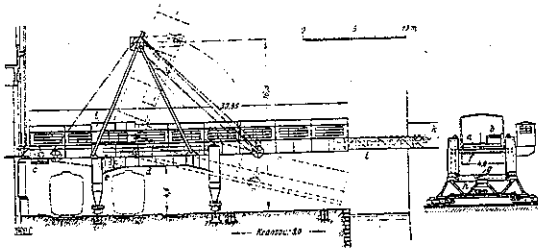
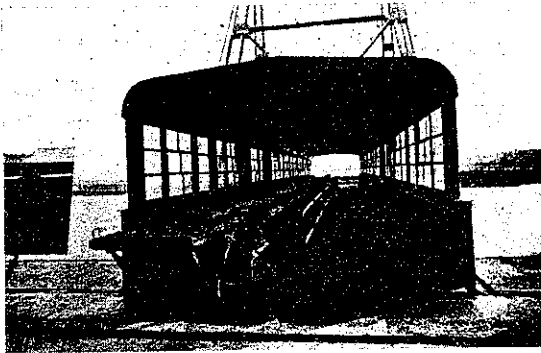


図-74, 75, は上陸用渡橋を示す。之は屋根のある事、長さの長い事、あらゆる水位に對して傾斜を変化せしめ得る事、岸壁に沿つて軌條の上を移動し得る事等その構造は注目すべきである。

図-75. 渡橋の内部



因みに参考文献を挙げれば、Cherbourg 港全般に關しては、Dock and Harbour Authority 1935年6月號及び Science et Industrie. 1933年特別號“フランス港灣輯”を、岸壁工法に關しては、Die Bautechnik. 1932, Heft 40, 及び Jb. Hafenbautechn. Ges. 12. Bd. S. 258 を、渡橋に關しては、Jb. Hafenbautechn. Ges. 12. Bd, S. 271~273. に詳細記載されて居る事を附記する。(比田 正)

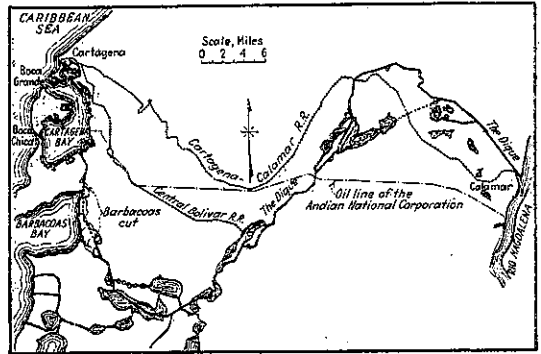
(3) コロンビア Cartagena 港の新港灣施設

(H. Cady, "New Deep-Water Port at Cartagena, Colombia". E.N.R. Nov. 21, 1935 p. 710~713.)

1. 沿革 Cartagena 港は南米 Colombia 國 Cartagena 灣に臨み、近時急激なる發展を遂げ現在では Colombia の主要港灣の1つである。始めて港として工事を始められたのは 1884 年で極めて水深の深い埠

頭を有するのみであつた。爾來 1891 年には木造棧橋を築造し、1894 年には後方地帯 Calamar とを連絡する鐵道が敷設せられるに至り次第に港勢發展して來た。1923 年には Dique 河の浚渫が開始せられたが不幸完成に至らずして、1929 年中止の已む無きに至つたが、その年には Cartagena 港の入口なる Catagena 灣口 Boca Chica が幅員 500 呎水深 40 呎に擴張浚渫せらるゝに至り、漸くにして大船の入航が可能となつた。又

図-76. Cartagena 港と後方連絡の關係



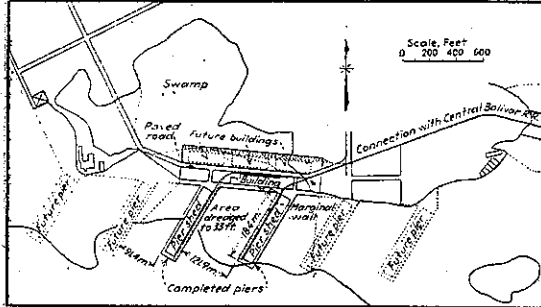
當時既に後方地域の一部たる肥沃なる Conca Valley 地方と本港を結ぶ Bolivar Central R. R. が起工されたが、之又不幸資金不足で工事中止に至つた(図-76 参照)。斯くする内に 1930 年偶、前記木造棧橋は火災の爲灰燼に歸してしまつた。この事件は Colombia 政府をして愈々本格的に本港修築計畫を樹立の必要を痛感せしめた。而して入念なる港灣調査の結果茲に載せる計畫案が決定された。

2. 新地域の選定 舊港を擴張せずに全く新しい地點を選定した理由は次の通りである。(1) 市域の將來の擴張 (2) 道路鐵道による連絡 (3) Dique 河船運の關係 (4) 將來計畫の爲めの餘地充分なる事 (5) 泊地の浚渫區域の土質は 40 呎まで浚渫に極めて平易なる事 (6) 構造物設置箇所は杭打基礎により充分耐支力ある事 (7) 新岸壁背後の沼澤地を埋立てるに充分なる浚渫土量を得る事、等が夫である。1931 年調査報告が政府に提出され、1932 年には實行豫算決定、同年4月 I 期 27 箇月工費 2 850 000 弗を以て請負事業として落札された。

3. 新規計畫の大要 湿度高く、氣温高く、鹽分を帯びた貿易風の常に吹きつける Cartagena 港の氣候は構造物を著しく害する。又非常に蟲害の多い海である爲め上記の氣候を併せて構造物には、例へば鉄筋コンクリート、石綿の屋根等を使用し、鉄材に對しては殊に注意を拂ふ等施工上に多大の苦心を要した。

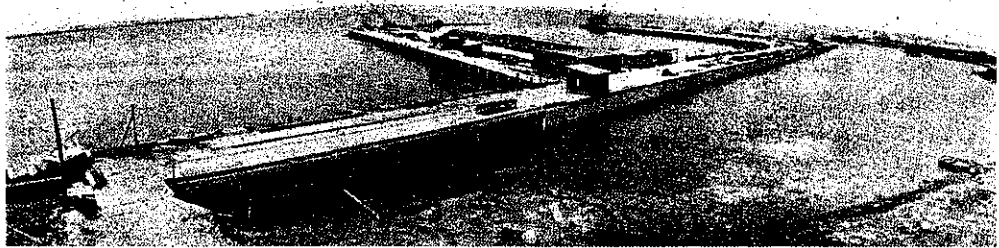
(1) 前面の岸壁：浚渫土量と埋立土量の平衡する様な水深の位置を選んだ(図-77,78)。大きさは 1 065×33 呎で Dique 河の浅い吃水の河船を着ける。所要杭は

図-77. Cartagena 港計画図



18 吋角で、矢板断面は 14×18 吋で、抗長は共に 50～70 呎である。床版の設計荷重は、移動式ガントリー・クレーン及び将来の鉄道をも考慮して 750 lb/ft² である。

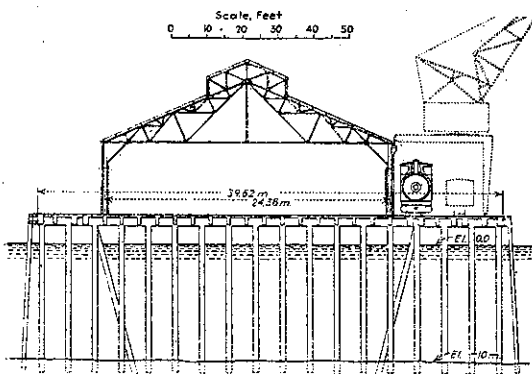
図-78. 新岸壁の背面よりの風景



構造は杭も床版もすべて鉄筋コンクリートである。杭及び床桁の鉄筋被覆厚は 3 吋、床版は 1½ 吋で干潮面以上はアスファルトを塗布して防水した。

(2) ビーヤ：2本のビーヤは幅員共に 130 呎、長さ

図-79. ビーヤの断面図



600 呎及び400 呎で 60 度の角度をなして突出する。岸壁の全延長は 3 280 呎となる。各ビーヤ共その一方側には大船繫留と同時に Dique 河の小型船繫留とを兼用出来る設備になつて居る。図-79 に示す如き構造で詳細は前面岸壁の構造と全く同様であるが唯杭長は最大 84 呎である。

(3) 浚渫と埋立：Manzanillo の浅洲と同所の突端部を連ねる運河延長 500 呎は幅員擴張し、水深も増加せしめ直線に改める。3 つの突塊の内その最西端のベースは水深干潮面下 39 呎、その他は 33 呎、兩突塊間の前面岸壁水深は 15 呎で、之等に囲まれる水面は約 500 000 碼² である。新岸壁背面の埋立地は面積 40 エーカーである。

(4) 上屋：各ビーヤには幅 80 呎長さ 570 呎の上屋を有する。又将来は突塊後方に海岸に平行して同様の構造の長さ各 300 呎の上屋 3 棟を建てる計畫である。

總て鉄骨構造で通風、採光の爲に段屋根とし之を石綿瓦でふいてある。又事務所は同様の構造で 50×50 呎の 2 階建である。

(5) 荷役設備：大型船は自己のクレーンに依つて荷役するものとし、その設備の無い小型船の爲に、兩突塊の側には電気で運転する能力 3t のセミポータル・ガントリー・クレーンを備へる。之は急動水平ラフティング式では恐らく米國製では最初のものである。その他前面岸壁にはフルポータルの移動式ガントリー・クレーン及び 15t の固定ポータル・クレーンがある。又海上には 25t (ブーム長 90 呎) の浮起重機がある。その他にモーター船、100 馬力ディーゼル曳船等の設備もある。尚ほコーヒーの荷役用としては特にエレベーター、コンベヤーがある。

(6) 鉄道、道路：埋立地には舗装道路を設けて後方との連絡を便らしめ、鉄道は Central Bolivor R. R. 及び Cartagena-Calamar R. R. に直通する。

(7) Dique 河の浚深：浚深土量 2 100 000 碼³ で主として Barbacoas の切取部の土量が大部分を占める(図-76 参照)。サンドポンプを用ひて居るが、土質は軽い泥土と緻密な粘土より成つてゐる。

(8) コンクリート骨材：適當なる土地なき爲 Castillo Grande にコンクリート材料の倉庫を設けて、此處に假事務所を置いた。使用せる組骨材たる砂利は多孔質の珊瑚性石灰岩であつた。又細骨材の砂は海濱のものは細粒に過ぎるので、Castillo Grande の浚深に依り割合に粗い砂を得た。(比田 正)

19. 隧 道

(2) 下水隧道で行つた礫の水力搬出

(“Hydraulic Mining on Twin Cities Sewer Tunnels”. E.N.E. Nov. 7, 1935 p. 627~631.)

Minneapolis—St. Paul 間の隧道式遮集渠では、砂岩の特性を利用して極めて珍らしい礫の搬出を行つた。

即ち礫はポンプに依つて導坑から運びその全操作は寧ろ水力採掘法に類似する。

砂岩は攪亂されない状態では極めて安定であつて、加骨の非常に大きい場合アーチ支保工のみを必要とする位であるが、用氣錐鋼かスベード若くは爆破に依つて容易に細砂に粉碎される。

此の砂を水と混合すれば容易に坑門又は 堅坑上部迄も管路を通じて水力搬出する事が出来る。

從來幾多の下水隧道が斯の如き岩層に遭遇しながら、嘗て此の方法を試みたものがなく、普通一般の運搬車に依る搬出に終始してゐた。

本隧道の 1 請負人が此の方法を使用して見たらと考へ、先づ試みに真空式の蒸氣ポンプで行つて見た。處がその結果實施可能な事が分つたので、直ちに標準的の渦巻ポンプを用ひた。處がこれは砂の磨滅作用で金屬部分が急激に磨耗し、修繕が度々でその費用も高くなる結果之は採用し難く、仍つて次にベアリング、羽根車、容器にゴム被ひをした渦巻ポンプを用ひて見た。

之は結局成功であつたので、之に據る事とした。この水力搬出は數區間に於て實施せられたが、そのうちの代表的なもの即ち請負第 105 の長さ 5 300 呎の隧道に就いて詳述することにする。

此の區間は断面四角形で直径 11 呎 9.5 吋、内側に 12 吋の鉄筋コンクリートの覆工を施すのであるが、全部白

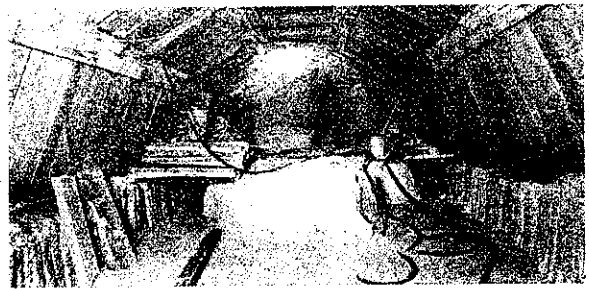
色の砂岩内に存在する。岩層は極度の濕潤状態にあり、砂岩内の裂目を通じて多量の水流出るので排水設備を充分にする必要があつた。

掘鑿は導坑ベンチ式に依つた。先づ空氣ジェットを用ひて導坑奥端の下部切取を行ふ。ジェットは極めて易々として一見硬岩に見える砂岩に深い水平孔を穿ち得た。次いで深さ 4 呎〜5 呎の所は用氣錐鋼で奥端が崩落する。

導坑作業が進むにつれ直ちに角材を以てアーチ式支保工を施して行つた。導坑底面の兩側には狭い溝を穿ち(図-80)、導坑面から洗ひ流される礫は之を通つて約 25 呎下手の集水池に運ばれる。礫の洗ひ流しには導坑奥端面及び側面から流出する水で間に合ふ事も屢々あつたが、一般には水射に依つた。

集水池には レール上に 4 吋の渦巻ポンプ(容量 500 ガロン/分)を取付けた。ポンプは磨滅を減ずる爲に水

図-80.



潤滑を施した。集水池に洗ひ流された水と砂は、ポンプにより吸上げられ 4 吋のパイプを通つて最大距離 3 600 呎の堅坑底部迄運ばれる。

底部では補圧機(booster) 2 臺に依つて更に流体は街路面迄昇げられる。此處には木製の 3 個の溜函があり、流体は何れかつ函に放流される。其處で砂は殆ど直ちに沈殿し、水は堰板を越えて排水管に入り更に下水渠に入る。

1 つの溜函が一杯になれば、他の室の溜函に移す。

各函は 2 個の井戸打込多孔管を備へ、5 分間もすれば砂は充分乾燥するので底扉を開いてトラックに投下する。(吉藤幸朝)