

抄 録

第 27 卷 第 9 號 昭和 16 年 9 月

應 用 力 學

- (103) 砂地に立てた片持棒の安定 863
- (104) 擁壁計算の公式と表 865

水 理

- (105) 開水路に於ける渦流 867

材 料

- (106) 獨逸自動車専用道路のコンクリート及鋪裝用セメントに関する試験報告 869

施 工

- (107) 簡易水底土砂試料採取設備 870

河 川

- (108) 沈泥試料採取器の比較試験 871

水 力 發 電

- (109) Ontario 水力發電委員會に依る北方水系分水工事着手 872

堰 堤

- (110) Parker 堰堤の龜裂 873

港 灣

- (111) 商船の登陸噸數と滿載吃水線 874

道 路

- (112) 泥濘地通過の爲の板敷道路 877

橋梁及構造物

- (113) 橋脚高さ 350 呎の Pit 河橋 877
- (114) 獨逸自動車國道に築造せられたる石造拱橋 879
- (115) タコマ橋の振動週期 880
- (116) 新式橋形起重機 881

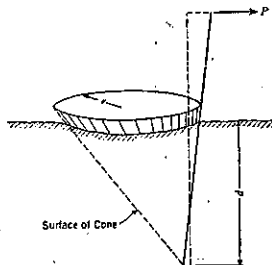
應 用 力 學

(103) 砂地に立てた片持棒の安定

(Robert W. Abbett; "Stability of Cantilever Poles in Sandy Soils." Civil Engineering, May, 1941, p. 301~303. 新妻 幸雄 抄)

堅い砂地に立てた片持梁状の棒が上端附近に水平な力を受けると、棒は地下の或點のまはりに廻轉する様になる。この様な棒についての實驗に依ると廻轉の中心は少しづつ移動するが、一般には地下に埋つた部分の地面から 2/3 から 3/4 の間であるとされて居る。そして廻轉が大きくなるにつれて上の方へ移動する。力が増大すると圖-1 に示す様に圓錐形の土が地面から押出されて、棒は轉倒して

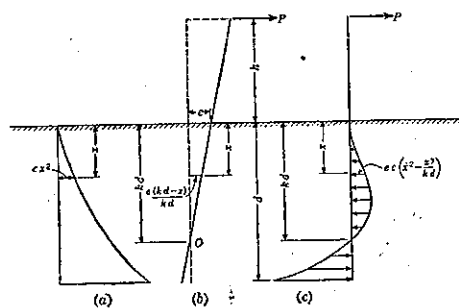
圖-1.



しまふ。廻轉が起る瞬間の抵抗力は、圓錐の表面に作用する摩擦力と粘着力とから成つて居る。それ故棒に垂直に働く此等の力の合力は圓錐の表面積 $\pi r \sqrt{r^2 + l^2}$ に比例する。r が l の函數とすれば横の運動に対する抵抗は cd^2 となる。こゝに c は比例係數であり、微小な運動の場合は常數と見てよい横方向に対する抵抗係數である。微小な横方向の運動を y とすれば、運動を起すに要する力は cd^2y となる。

この關係を棒を模範的な傳達線と考へた場合に適用

圖-2.



すれば圖-2 の様になる。種々の深さに對する横方向の土の抵抗力を示す双曲線圖は圖-2a であり、土に埋つた棒の廻轉圖は圖-2b に示す。地上の變位が e である様な廻轉の場合、棒に働く壓力は圖-2c で示す。これは抵抗圖と廻轉圖の相對應する x 座標の積に依つて求められる。又棒の彈性的撓みは無視する。

水平方向の平衡を考へると、

$$\left. \begin{aligned} \Sigma H = 0 = P - ec \int_0^a \left(x^2 - \frac{x^3}{kd} \right) dx \\ \text{或は } P = ec d^3 \left(\frac{1}{3} - \frac{1}{4k} \right) \end{aligned} \right\} \dots (1)$$

又棒の廻轉の中心に關して $\Sigma M = 0$ とすれば

$$\begin{aligned} P(h + kd) = ec \int_0^a \left(x^2 - \frac{x^3}{kd} \right) (cd - x) dx \\ = \frac{ec d^4}{30} \left(\frac{10k^2 - 15k + 6}{k} \right) \dots (2) \end{aligned}$$

(1), (2) 式から ec を消去すると

$$k = \frac{12d + 15h}{15d + 20h} \dots (3)$$

圖-3.

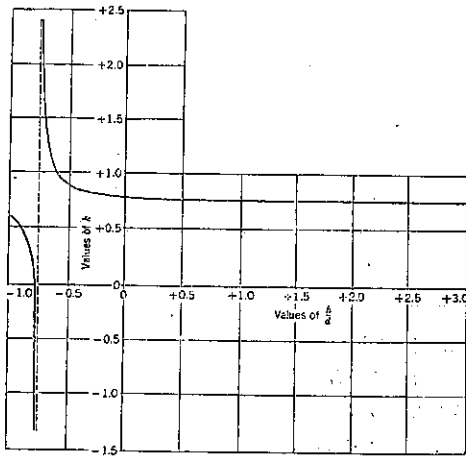


圖-3 のグラフの様に (3) 式は不連続である。このグラフを研究すると次の様な性質が出る。

1. h/d の値が一般に用ひられる大きさの範圍では、 k の値は極限值 0.75 に近づく。この値は實驗で決めた値と大して變らない。
2. 地表面下に荷重がかゝれば (h/d は負の値を取る) 廻轉の中心は h/d が減るにつれて急に下方に移動する。
3. k のグラフは h/d が -0.75 に近づくにつれて漸近的で k の値は無限大となり、棒は廻轉しなくなる。この場合棒の運動は單なる移動となる。
4. h/d の値が -0.75 の近くの小範圍内に變化すれば $h/d > -0.75$ の場合は棒は棒より下の一點を中心として廻轉するが、 $h/d < -0.75$ の場合は棒より上の一點を中心として廻轉する。
5. h/d が -0.75 から -0.80 までの値に對しては、

k は負の値を取り kd は地表面から上方に測られる。従つて棒は地上の點を中心として廻轉する。

6. h/d が -0.80 から -1.0 までの値をとる時は k は再び正の値をとり廻轉の中心は再び地表面下の棒上の點となる。

(2) 式に依れば廻轉の中心の周りの轉倒のモーメントは $M = P(h + kd)$ であり、抵抗モーメントは $M = \frac{ecd^4}{30} \left(\frac{10k^2 - 15k + 6}{k} \right)$ である。

それ故に棒の必要な打込の深さは

$$d = \sqrt[4]{\frac{30kM}{ec(10k^2 - 15k + 6)}} \dots (4)$$

この理論に依れば棒の安定を決定するには 2 つの常數を知らなければならぬ。第一に地上の移動で測つた棒の許容廻轉を決定しなければならぬ。次には種々の土地に於ける試驗に依つて抵抗係數 C を測る必要がある。後者の目的を達成するためには (1) 式が用ひられる。 C について解けば

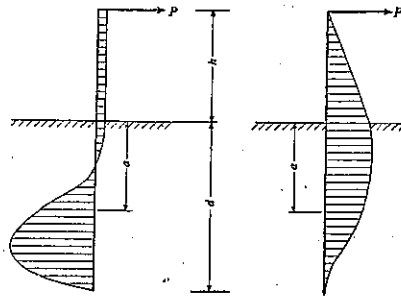
$$C = \frac{P}{ed^3 \left(\frac{1}{3} - \frac{1}{4k} \right)} = \frac{12P}{ed^3(4k - 3)} \dots (5)$$

又 (2) 式から

$$C = \frac{30Pk(h + kd)}{ed^4(10k^2 - 15k + 6)} \dots (6)$$

斯くて、係數 C は種々の深さに置いた棒に既知の荷重をかけて移動量を測定すれば決定される。設計に必要な安全率は ρ か C の實際の値を加減すれば決定される。

圖-4.



地上の棒の各點に於ける剪斷力は片持梁の場合の様に決定される。地下 a の所の斷面に對しては剪斷力は圖-4 により

$$V = P - ec \int_0^a \left(x^2 - \frac{x^3}{kd} \right) dx = P - ec \left(\frac{a^3}{3} - \frac{a^4}{4kd} \right) \dots (7)$$

棒を普通の傳達線と考へた場合には剪斷力は $a = 0.75d$ の時に最大となる。

同様にして、地表面下 a の距離の斷面についての曲げモーメントは

$$M = P(h+a) - ec \int_0^a \left(x^2 - \frac{x^3}{kd}\right) (a-x) dx$$

$$= P(h+a) - ec \left(\frac{a^3}{12} - \frac{a^4}{20kd}\right) \dots \dots \dots (8)$$

棒を普通の傳達線と考へた場合の曲げモーメントは $a \doteq 0.20d$ のとき最大になる。しかし最大のモーメントは地表面に於ける片持梁のモーメント Ph より僅かに大きいだけであるから實用的には之が使用される。

圖-2c から或點の土壓は $P = ec \left(x^2 - \frac{x^3}{kd}\right)$ 。土壓は $x = \frac{2}{3}kd$ の場合に最大となり、其の時は $P = \frac{4ec}{27}(kd)^2$ となる。別に最大の點が棒の底部にあるがその場合は $x = d$ であり、 $P = ecd^2 \left(1 - \frac{1}{k}\right)$ となる。こゝに負の土壓は右に向つて居る。

(104) 擁壁計算の公式と表

(Raimund Grabner; "Formeln und Tafeln zur Bemessung von Stützmauern." Bautech., Heft 14, 1941, p. 156~158. 瀬尾五一抄)

1. 要旨

背後に乾いた土を有する擁壁の断面に關しては Christani, Schäfer, Nietzsche 等により種々の公式が發表されてゐるが、こゝでは土壓と水壓を受ける擁壁と護岸の計算公式を考案したのである。之には次の2つの場合を研究したのである。

- (1) 護岸は背面に土壓と水壓を受け、前面では水壓を受けて両面の水位が等しき場合。
- (2) 地下水位のある所に擁壁を築造したる場合、壁體は背面にだけ土壓と水壓が作用する。此の場合壁體は耐水性にして浮揚力によりて其の密度を減ぜざるものとす。

土壓の計算にあたりては、計算の基礎になる密度、空隙率、摩擦角等は充分に知られてゐないので、確實なる計算は不可能であるが、本論では後述の表を作るにあたりては、大抵の場合に充分實用的なる假定をした。

2. 計算式の符號

γ_e (t/m ³)	乾いた土の密度
γ_{en} (t/m ³)	水中にある土の密度
$\kappa = \frac{\gamma_{en}}{\gamma_e}$	上記密度の比
ρ °	土の摩擦角
λ —	クレ-土壓表の土壓係數
γ_b (t/m ³)	擁壁の密度
$\gamma_{bn} = \gamma_b - 1$ (t/m ³)	水中に於ける擁壁の密度
$n:1$	擁壁前面の勾配
$m:1$	擁壁背面の勾配
h (m)	擁壁の高さ
d (m)	擁壁の底幅

d, l (m)	載荷重の影響を受ける場合の擁壁底幅の増加
μ	擁壁の高さと水深の比
p (t/m ²)	載荷重
H (t)	水平剪力
N (t)	垂直力

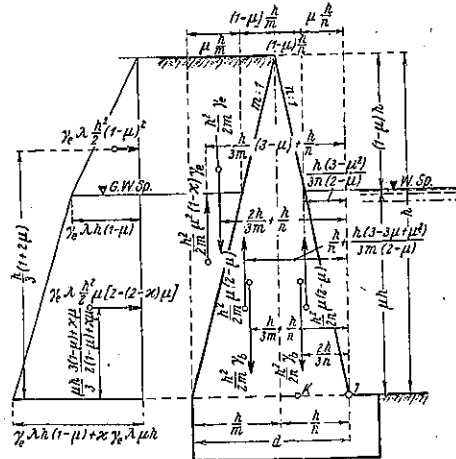
後述の公式には、擁壁の断面は三角形である場合を取扱つてある。又壁體と土との間の摩擦力は無視し、土壓は擁壁底面の背端を通る鉛直面に作用し、水壓は背面に垂直に作用し、乾いた土も濡れた土も同じ安息角を持つと假定する。背面の勾配の逆数を未知數と考へれば、

$$d = \left(\frac{1}{m} + \frac{1}{n}\right)h \dots \dots \dots (1)$$

初め載荷重なき場合を考へ、次に載荷重の影響は別個に考へる。公式は 1m 當りについてである。

3. 荷重状態 1. (圖-5)

圖-5.



擁壁は μh まで水中にある場合、壁の両側の水位が等しい時は両側の水壓は相殺される。水平力の總和は土壓に等しい。

$$E = \frac{1}{2} \gamma_e \lambda h^2 [1 - \mu^2(1 - \kappa)] \dots \dots (2)$$

鉛直力の總和

$$N = \frac{h^2}{2m} [\gamma_e + \gamma_b - \mu(2 - \mu) - \mu^2(1 - \kappa)\gamma_e]$$

$$+ \frac{h^2}{2n} [\gamma_b - \mu(2 - \mu)] \dots \dots \dots (3)$$

點 1 に於けるモーメントの總和

$$M_1 = \frac{h^3}{6m^2} [2\gamma_e + \gamma_b - \gamma_e(1 - \kappa)(3 - \mu)\mu^2 + (1 - \mu)^3 - 1]$$

$$+ \frac{h^3}{2mn} [\gamma_e + \gamma_b - \gamma_e(1 - \kappa)\mu^2 + (1 - \mu)^3 - 1]$$

$$+ \frac{h^3}{6n^2} [2\gamma_b - \mu(3 - \mu^2)] - \gamma_e \lambda \cdot \frac{h^3}{6} [1 - (1 - \kappa)\mu^3]$$

.....(4).

底断面に張力が作用しないためには前核點に関するモーメントの總和は零である。

$$M_k = M_1 - N \cdot \frac{h}{3} \left(\frac{1}{m} + \frac{1}{n} \right) = 0 \dots (5)$$

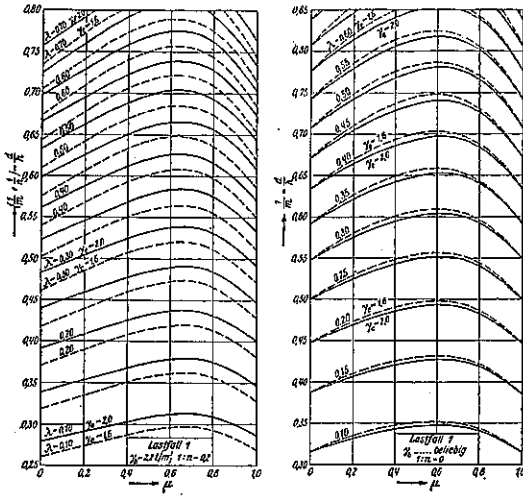
(3), (4) 式の N, M_1 を代入すれば

$$\begin{aligned} & \frac{1}{m^2} [\gamma_b - \gamma_e (1 - \kappa) (2 - \mu) \mu^2 - \mu (1 - \mu)^2] \\ & + \frac{1}{mn} [2\gamma_e + \gamma_b - 2\gamma_e (1 - \kappa) \mu^2 - \mu (2 - \mu)] \\ & + \frac{1}{n^2} [\gamma_b - \mu (1 + \mu - \mu^2)] \dots \dots \dots (6) \end{aligned}$$

(6) (1) 式より $1:n=0.2, 1:n=0$ の場合を表示すれば表-1 及び表-2 となる。 $\kappa=0.6$ とす。

表-1.

表-2.



特殊の場合

(a) $1:n=0$, 即ち $n=\infty$ の場合は (6) 式より

$$\frac{1}{m^2} [\gamma_e - \gamma_e (1 - \kappa) (2 - \mu) \mu^2 - \mu (1 - \mu)^2] \dots (6a)$$

此の場合は擁壁の底幅は壁の密度 γ_b には無関係である。

(b) 乾いた土の場合 ($\mu=0$) は (6) 式より

$$\frac{1}{m^2} + \frac{1}{mn} \left(2 + \frac{\gamma_b}{\gamma_e} \right) + \frac{1}{n^2} \cdot \frac{\gamma_b}{\gamma_e} - \lambda = 0 \dots (6b)$$

$n=\infty$ の時

$$\frac{1}{m} = \sqrt{\lambda} \dots \dots \dots (6c)$$

(c) 水位が擁壁の頂部に達したる時は $\mu=1$ とすればよい。

4. 荷重状態 2. (圖-6)

擁壁の背面に於て水壓と土壓を受ける場合、圖-6 より、水平力の總和を求むれば、

$$H = \frac{1}{2} \gamma_e \lambda h^2 [1 - \mu^2 (1 - \kappa)] + \frac{1}{2} h^3 \mu^2 \cdot \cos \alpha \dots (7)$$

同様に鉛直力の總和は、

$$\begin{aligned} N = & \frac{h^2}{2m} [\gamma_e + \gamma_b - \gamma_e (1 - \kappa) \mu^2] \\ & + \frac{h^2}{2n} \cdot \gamma_b + \frac{h^2}{2} \cdot \gamma_b + \frac{h^2}{2} \cdot \mu^2 \cdot \sin \alpha \dots (8) \end{aligned}$$

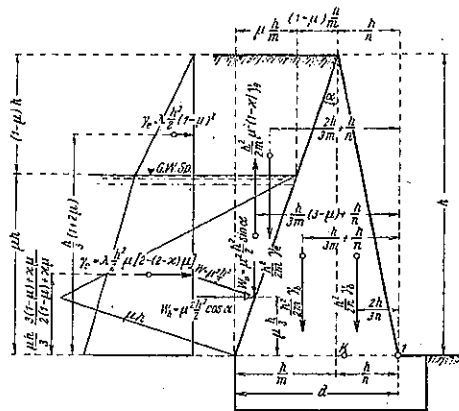
點 1 に関するモーメントは、

$$\begin{aligned} M_1 = & \frac{h^3}{6m^2} [2\gamma_e + \gamma_b + (3 - \mu) \mu^2 \cos \alpha - (1 - \kappa) \gamma_e] \\ & + \frac{h^3}{2mn} [\gamma_e + \gamma_b + \mu^2 \cos \alpha - (1 - \kappa) \gamma_e] + \frac{h^3}{3n^2} \cdot \gamma_b \\ & - \frac{h^3}{6} \cdot \mu^2 \cdot \cos \alpha - \gamma_e \lambda \cdot \frac{h^3}{6} [1 - (1 - \kappa) \mu^2] \dots (9) \end{aligned}$$

(6) 式を得たと同様に、

$$\begin{aligned} & \frac{1}{m^2} \{ \gamma_e + \mu^2 (2 - \mu) \cos \alpha - (1 - \kappa) \gamma_e \} \\ & + \frac{1}{mn} [2\gamma_e + \gamma_b + 2\mu^2 \cos \alpha - (1 - \kappa) \gamma_e] \\ & + \frac{\gamma_b}{n^2} - \mu^2 \cdot \cos \alpha - \gamma_e \lambda [1 - (1 - \kappa) \mu^2] = 0 \dots (10) \end{aligned}$$

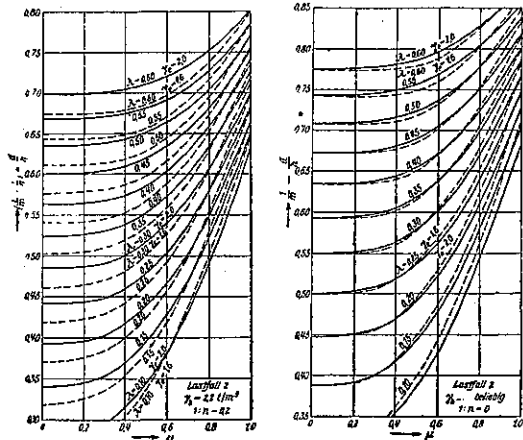
圖-6.



(10) 式により表-3, 表-4 を得。 $\tan \alpha = 1/m$ である。
 $n=\infty$ の場合は前と同様に d は γ_b に無関係である。
 $\mu=0$ の場合は全く (6b) 式と同様の式が得られる。

表-3.

表-4.



5. 載荷重に依る影響 (圖-7)

載荷重は $p \text{ t/m}^2$ の等布荷重とし、之が擁壁の高さに添うて様に $e = p \lambda \text{ t/m}^2$ の土壓を及ぼすものとすれば、載荷重に依る土壓の増加は、

$$\Delta E = p h \lambda \dots\dots\dots(11)$$

鉛直力の増加は、

$$\Delta N = p \cdot \frac{h}{m} \dots\dots\dots(12)$$

點 1 に於けるモーメントの増加は、

$$\Delta M_1 = p \cdot \frac{h^2}{m} \left[\frac{1}{2m} + \frac{1}{n} \right] - p \lambda \cdot \frac{h^2}{2} \dots\dots(13)$$

前核點に關するモーメントの増加は、

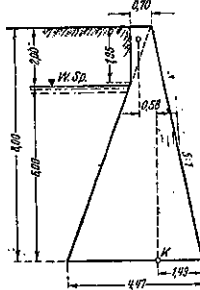
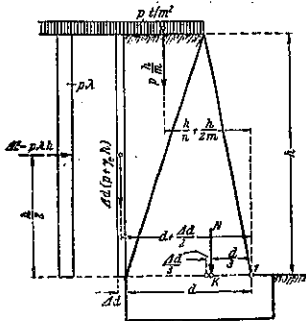
$$\Delta M_x = p \cdot \frac{h^2}{6m} \left[\frac{1}{m} + \frac{4}{n} \right] - p \lambda \cdot \frac{h^2}{2} \dots\dots(14)$$

(4), (5), (9) 式には h が 3 乗で入つてゐるが, (13), (14) 式には 2 乗で入つてゐる。 p, h が (6), (10) 式に入り來り、表を作るためには可成り困難なので、次に載荷重のある場合の近似式を示す。始め載荷重をなきものとして表-1 から表-4 にて斷面を求め次に載荷重による d の變化 Δd を求める。核點は $\frac{1}{3} \cdot \Delta d$ だけ移動する。載荷重があつても平衡を保つてゐるから、核點に關する載荷重によるモーメントの總和は零である。

$$\Delta d \left[2d(p + \gamma_e h) - p \cdot \frac{h^2}{m} \left(\frac{1}{n} + \frac{1}{2m} \right) - N \right] + p \cdot \frac{h^2}{m} \left(\frac{2}{n} + \frac{1}{2m} \right) - \frac{3}{2} \cdot p \lambda h^2 = 0 \quad (15)$$

圖-7.

圖-8.



6 例 1, (圖-8)

水深 6 m, 護岸の頂部は水面より 2 m 高, 前面の勾配は 5:1,

$$\rho = 30^\circ \quad \lambda = 0.334 \quad \gamma_e = 1.85 \text{ t/m}^3 \quad \mu = \frac{6}{8} = 0.75$$

表-1 より $\frac{1}{m} + \frac{1}{n} = 0.559$

故に求むる底幅は、

$$d = 8 \times 0.559 = 4.472 \approx 4.47 \text{ m}$$

護岸の天端の幅は 70 cm により合力の底面に於ける移動は、

(3) 式より $N = 39.05 \text{ t}$

頂部の重量は、

$$\frac{1}{2} \times 0.70 \times 1.95 \times (9.2 - 1.85) = 0.24 \text{ t}$$

$$M = 0.24 \times 0.58 = 0.14 \text{ tm}$$

故に移動は、

$$C = \frac{0.14}{39.05 + 0.24} = 0.0036 \text{ m}$$

にして殆ど影響はない。

例 2.

擁壁の高さ $h = 5 \text{ m}$ にして一方側にだけ土壓と水壓が働き、前面の勾配 10:1 にして水面が土の表面より 2 m 低い場合。

$$\gamma_e = 1.6 \text{ t/m}^3 \quad \rho = 25^\circ \quad \lambda = 0.406 \quad \mu = \frac{5}{5} = 0.6$$

表-3 より、

$$\frac{1}{m} + \frac{1}{n} = 0.598 \quad d_1 = 5 \times 0.598 = 2.99 \text{ m}$$

表-4 より、

$$\frac{1}{m} = 0.677 \quad d_2 = 5 \times 0.677 = 3.39 \text{ m}$$

故に $n:1 = 10:1$ に對しては、

$$d = 3.19 \text{ m}$$

水	理
---	---

(105) 開水路に於ける渦流

(A. A. Kalinske and J. M. Robertson; "Turbulence in Open Channel Flow." E. N. R., April 10, 1941, p. 53-54. 永井莊七郎抄)

河川及運河に於ける土砂の流送問題に對する基礎的研究として、開水路に於ける渦流に就てその渦動の分散量を實驗に因り測定したものである。

十分に發達した渦流に於て單位應剪力 τ は Prandtl に因り次式で與へられてゐる。

$$\tau = \rho e d U / dy \dots\dots\dots(1)$$

茲に dU/dy は速度勾配、 e は運動量の分散係數、 ρ は液體の密度である。

流送される沈澱物が集合する割合を dN/dy で表せば、沈澱物の流送される割合は $D dN/dy$ に等しい。但し D は渦動に因り沈澱物が分散される程度を示す係數である。今浮游物質に就て、其の平均集合 N が時間に對して一定であるとすれば、渦動に因り上方に運ばれる割合は重力に因り沈降する割合に等しい。從て

$$c N = D (dN/dy) \dots\dots\dots(2)$$

c は考へてゐる物質の靜水中に於ける沈降速度である。沈澱物の相對的集合の割合は D が水面から底面まで y に因り如何に變ずるかに因る。今迄は浮游物の分布を表はす式に於ては D は (1) 式に於ける e に等しいと假かれて來た。分散係數 D は [長さ]・[速度] な

る dimension を有し、その内の長さの項は渦動の大きさに比例し、速度の項は横方面の分速度 v の或平均値に比例する。此の速度 v は時間と共に變化し、その算術平均は零である。又 $\sqrt{v^2}$ は渦流内の横方向の速度の大きさを示すに用ひられ、時々「渦動の強さ」と呼ばれるものである。

水と密度が同一で混合せざる粒子を渦流中に投入すると、粒子は渦動の分散能力に依り上下左右に分散するであらう。

斯る實驗を開水路の流れに於て行ふ可く、四鹽化炭素と anthracene の粉末を含んだ benzine との混合物を細管を通して渦流中の一點に投入し、その粒子の運動を撮影した。投入點から下流種々なる點 x に於ける Y^2 (Y は投入點を通る水平面から測つた粒子の垂直變位) を計算した。

G. I. Taylor は渦流中に於ける分散過程を靜的に解いて次式を與へてゐる。

$$\frac{dY^2}{dx} = \frac{2v^2}{U^2} \int_0^x R dx \dots \dots (3)$$

式中の R は粒子が距離 x 動いた後に於ける粒子の速度 v と U との間の關係を示す相關係数で、 $R = v/v_0$ 、 $x=0$ にて $R=1$ 、又偶然渦動が發生した場合は x が大きくなるにつれて R は零に近附く。従て $R=0$ なる如き x' より大なる x の凡ての値に對して $\int_0^x R dx = x_0$ (一定) にて表はし得る。故に (3) 式を積分すれば

$$\bar{Y}^2 = \frac{2v^2 x_0}{U^2} (x - x_0) \dots \dots (4)$$

Taylor に依れば $x > x'$ の時は $D = \frac{U}{2} \left(\frac{dY^2}{dx} \right)$ で定義されるから $D = \left(\frac{v^2 x}{U} \right)$ 、従て (4) 式は

$$\frac{\bar{Y}^2 U}{2D x_0} = \left(\frac{x}{x_0} - 1 \right) \dots \dots (5)$$

圖-9. A は $\bar{Y}^2 U / 2D x_0$ と x/x_0 との關係を示す。 x の小なる値に對しては、 \bar{Y}^2 と x との關係は相關係数 R の x に因る變化に關聯する。然し R の變化が如何なるものにも $\bar{Y}^2 U / 2D x_0$ は x/x_0 の或る函數でなければならぬことが判る。圖9. A 中の y は水路床から上方に測つた距離である。又 No. 4 以外の凡ての資料は水路中央に於ける垂直断面にて測定したものである。

分散係數 D を決定し、次に ϵ の値を (1) 式より計算して兩者の關係を圖示すれば圖-9. B 及圖-10. A の如くである。圖-9. B は幅 2.5 ft 開水路に於て、勾配、平均流速及水深を變じて實驗した結果にして、圖-10. A は幅 0.94 ft 水路に於けるものである。

圖-9, 10 より ϵ と D との變化は一般に同一にして、實際問題として ϵ は D に等しい。上下方向の分散係數は水面及底面で零にして、水深の中央で最大である。此の事は理論と一致してゐる。次に左右方向の分散係數を測定した結果、水面に於ける横の分散は縦の最

大分散より大であつた。従て床面に發生した渦動は水面に近附くに從て水平方向に分散し、水面にて強い横分

圖-9.

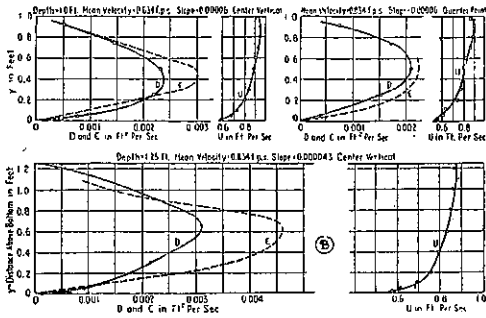
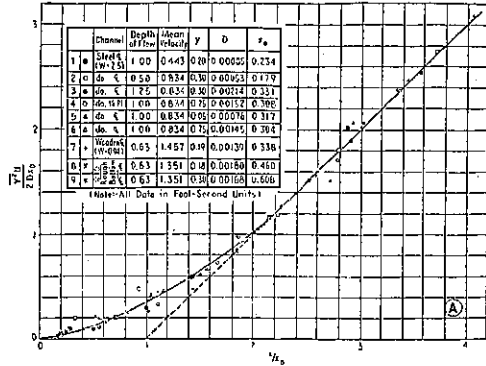
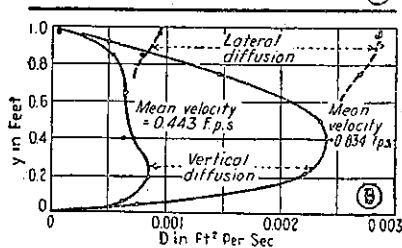
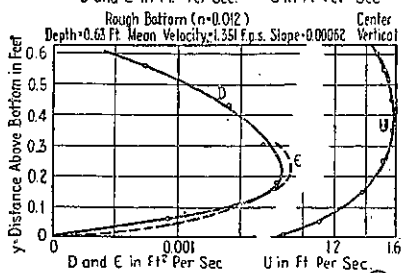
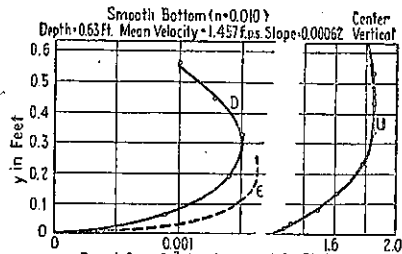


圖-10.



散を生ずる (圖-10. B 参照)。

材 料

**(106) 獨逸自動車専用道路のコンクリート
及鋪裝用セメントに関する試験報告**

(Otto Graf u. K. Walz; "Untersuchung von
Sonderzementen in der Versuchsanstalt und
in der Strasse," Zement, 1941. Heft 13~17.
S. 153~158, 169~176, 181~186, 191~194, 205
~210, 219~225. 福島彌六抄)

獨逸自動車専用道路建設の爲めコンクリート試験鋪
装を行ひ、之に使用した鋪裝用特殊セメント及び其コン
クリートに關する廣般なる研究報告が發表された。

此セメントは特別に製造したセメントにして、其7種
を用ひ、成分に鐵分が多く、乾燥による收縮が少く且壓
縮強さに比して引強強きの強大なるセメントと云はれ
てゐる。

此セメントは 1938 年ルール-ベルリン間の専用道路
の試験鋪装に用ひられ、其成果は製造會社、試験所及び
工事當局の協同による綜合研究がなされた。試験の要
領は次の通りである。

A, B, C-セメント及びコンクリートの品質に關する
研究室及び現場試験の研究; D-試験成績に基く鋪裝
用セメントの考察; E-總結緒言

A-研究室内のセメントの試験

セメントは鋪裝用特殊セメント7種及び普通セメン
ト2種を製造し、先づ其化學分析、安定度 (DIN 1164),
粉末度 (DIN 1171), 凝結 (DIN 1164), 發熱、強度等を
試験してゐる。強度は硬練モルタル (DIN 1164), 軟練
モルタル (DIN 1165, 1166) により壓縮、曲げ強度等を
測定し又 4×4×16 cm 供試體を用ひ伸縮を DIN の統
一養生法により測定してゐる。其成分は表-5 の通りで
ある。

B-現場試験鋪装

コンクリート試験鋪装の設計延長、面積及び施工材料

を表示して説明をなしてゐる。配合に就ては上下兩層
のコンクリート次の通りである。

下層 セメント使用量 300 kg (6袋)/m³
33% ライン川砂 0~3 mm=622 kg; 12% 同砂 3~
7 mm=226 kg; 55% 同砂利 7~50 mm=1 036 kg

上層 セメント使用量 前同
29% ライン川砂 0~3 mm=561 kg; 18% 同砂 3~
7 mm=348 kg; 18% 玄武岩碎石 7~15 mm=348 kg;
35% 同碎石 15~30 mm=677 kg

	0~0.2	1	3	7	15	30	50 mm
下層...	1	22	32	45	60	86	100%
上層...	1	20	29	45	63	98	100%

コンクリートの混合及び施工には特別な機械を用ひ
てゐる。打設直後のコンクリートは外觀検査、穿入度試
験を行ひ、又品質は單位容積重量、セメント使用量、水・
セメント比、骨材の粒度等を測り、同様に材齡 28 月或は
7~8 ヶ月の壓縮及び曲げ強度等を測つてゐる。次に各
鋪裝區間のコンクリート切取供試體に就ても同様の試
験を行つた。結果は多數の圖表を以て表してゐる。

C-實驗室に於けるコンクリート試験

鋪装に供したコンクリートの品質は實驗室にて廣般
なる試験を行ひ特に鋪裝用コンクリートとして曲げ強
さと乾燥による收縮に就ては丹念に研究してゐる。特
に伸縮は 70×15×10 cm のコンクリート供試體にて
19°C, R.H. 80~87%, 材齡 28, 90, 180, 330 日の收縮
を測つてゐる。コンクリートの品質は表-6 の通りであ
る。

D-成績よりのセメント品質の考察

鋪裝用特殊セメントの成分は Fe₂O₃ 分が多く 3.87~
5.99% 平均 4.99%; Al₂O₃ 分 4.78~6.21%, SiO₂ 分
19.53~22.29% 平均 20.4%, CaO 分 63.88~65.94%,
SO₃ 分 2.10~2.31% であり、一般に普通セメントと較
べて Fe₂O₃ 分多く反對に CaO 分が少い。

粉末は一般に稍々粗く、粉末度は節 0.091 DIN 1171
残渣量が平均 5% 或は 8% にして、粉末が細く粉末度

表-5. 道路鋪裝用セメントの成分

成分 セメント	灼熱 減量 (%)	化 學 分 析									粉末度(残渣量)	
		SiO ₂ (%)	Al ₂ O ₃ (%)	Fe ₂ O ₃ (%)	CaO (%)	MgO (%)	SO ₃ (%)	水率 ⁽¹⁾	凝結率 ⁽²⁾	鐵率 ⁽³⁾	≦0.20 (%)	≦0.09 (%)
M*	1.85	22.06	6.49	2.30	65.01	1.23	1.54	2.14	2.49	2.73	0.4	8.0
A	3.33	22.29	4.97	2.05	65.83	0.81	2.44	2.28	3.18	2.43	0.3	8.4
L	1.72	20.34	5.70	5.22	65.02	0.89	2.29	2.08	1.36	1.09	0.2	4.6
BL	1.67	21.73	4.78	3.57	65.94	0.94	2.26	2.17	2.51	1.24	0.05	4.0
H	1.94	20.43	5.88	5.99	63.88	1.09	2.10	1.98	1.72	0.98	0.1	5.5
K	2.71	19.53	5.63	4.06	64.79	2.02	2.16	2.22	2.02	1.39	0.1	4.4
B	0.86	19.92	6.21	5.81	64.15	1.41	2.31	2.01	1.66	1.07	0.1	1.8
T*	3.48	21.83	5.64	2.44	66.97	0.95	2.12	2.27	2.34	2.76	0.7	8.5

註 M 及 T...普通鋪裝用セメント; A, L, BL, H, K, B...特殊鋪裝用セメント

(1) CaO/(SiO₂+Al₂O₃+Fe₂O₃)

(2) SiO₂/(Al₂O₃+Fe₂O₃)

(3) Al₂O₃/Fe₂O₃

表-6. 舗装コンクリートの平均強度 (獨逸自動車専用道路) (セメント 300 kg/m³ 併用)

試験 セメント	下層コンクリート						上層コンクリート						取扱きコンクリート供試體 壓縮強さ (7~8月)		
	穿入度 ² (cm)	水・セメント比 W	強度 (7~8月)			曲げ (,,)	壓縮 (,,)	穿入度 (cm)	水・セメント比 W	強度 (28日)				曲げ (,,)	壓縮 (,,)
			70×15×10 cm	20 cm ²	壓縮					70×15×10 cm	20 cm ²	壓縮			
M	2.1	0.47	60	309	415	71	505	3.1	0.49	63	330	3.3	75	500	431
A	2.1	0.45	55	392	397	69	465	3.9	0.52	59	349	4.4	72	535	456
L	2.1	0.46	69	467	501	75	589	4.2	0.52	75	522	631	85	669	526
BL	2.1	0.46	65	386	477	83	559	4.2	0.51	68	427	551	89	627	535
H	3.0	0.48	60	362	464	70	614	4.0	0.51	66	398	498	78	575	484
K	3.0	0.45	67	423	519	70	615	3.6	0.50	67	487	594	77	610	488
B	2.9	0.47	58	428	529	75	558	5.7	0.52	62	444	551	78	619	529
T	2.2	0.48	56	276	372	61	412	4.0	0.53	58	318	347	71	469	419

が高くなる乾燥による収縮が多くなる結果となつてゐる。

凝結は始發 2時 55分~7時 11分 (18°C) で、終結及び始發間の時間は 45分~2時である。此試験では一般に凝結硬化と成分との関係は見出されなかつた。舗装用セメントの強度は早強性であり、硬鎖 DIN 1164にて平均 44 kg/cm² (3月), 535 (28日) 不軟練 DIN 1165, 1165 では曲げ強さは 48~68 kg/cm², 平均 58 (7日), 68~85 kg/cm², 平均 78 (28日) を表し、壓縮強さは 248~385 kg/cm² (7月), 377~530 kg/cm², 平均 450 (28日) となり表-7 の獨逸舗装用セメントの強度規定を満足してゐる。

表-7. 舗装用セメントの強度規定 (軟練)

舗装用セメント	普通品	最良品
強度		
曲げ強さ (kg/cm ²) 7日	> 45	> 55
,, 28日	> 60	> 76
壓縮強さ (kg/cm ²) 7日	> 200	> 250
,, 28日	> 350	> 400

更に試験舗装コンクリートに就ては乾燥収縮及び之に伴ふ龜裂調査が詳細になされてゐる。

E-結 言

以上の試験結果より特殊な織分の多いセメントが舗装用セメントとして適當であるとの解答が與へられてゐる。

施 工

(107) 簡易水底土砂試料採取設備

(W. H. Jacobsen; "Underwater Soil Samples Taken by Portable Test Rig." E. N. R., March 27, 1941, p. 59. 原 正 路 抄)

橋梁架設箇所の水底土砂サンプルを經濟的に採取するためカリフォルニア州に於ては現在主として次に記述する方法が採用せられてゐる。

土砂採取管の詳細な構造並にその操作法は E. N. R., June 4, 1936 に既に發表した。次に述べんとする新案はこの土砂採取管を實地に使用する際現場で簡単に組

立てられる水面に浮べる筏に就いてである。

この筏の材料はどんな小さな部落でも集めて作られる様に工夫された圖-11に示す如く、10×12呎の大き

で6個の50ガロン入のドラム罐で支へられ、3人の人と300封度の物品が搭載される。土砂のサンプルを孔より引き掲げるに2,000封度或はそれ以上の力を上向に加へると筏の浮力は不足して来る。そこで筏の四隅にパイプを立て柱とする事が考案された。最初はこの柱を4吋×4吋の木の棒にして見たが端の斷面積が小さいので水底に於ける支持力が不足し且浮力のため取扱が困難であることが分つ

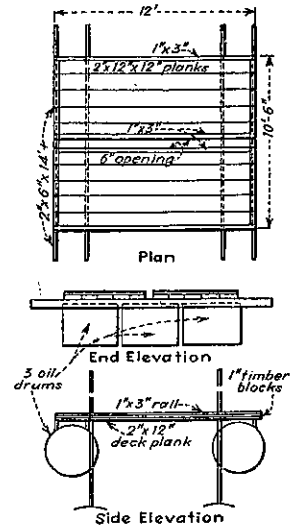
た。そこで長さ各6呎の繼ぎ足し式の直徑2吋のパイプを使用し、末端には支持力を増大するため鋼製圓盤を熔接したものを使用し極めて好成績である。

筏は鎖によりパイプに錠着される。そして水深による調節を行ふためパイプの長さ1呎毎に鎖をつなぐボルト孔が作られてゐる。土砂採取管をジャツキにより引き掲げる際、筏に作用する下向きの力はこの鎖によりパイプに傳り筏は4本足により支へられた臺となる。

筏の方向がそれることを防ぐために使用される錨は直徑約1.5呎の圓盤に熔接された長さ3呎の5/8吋アイボルトよりなり、この種の錨は筏の隅より下される。又水流に抵抗する錨は10吋I型鋼長さ3呎のものが使用され、重量は各120封度である。

直徑1吋の鋼製の筒管よりなる三脚が筏上に立てられケーシング又は土砂採取管を打ち込むために必要な

圖-11. 筏詳細圖



Details of foundation testing rig.

動力設備を支持する。ガソリン機関で働く75封度ハンマーが設備され、木杭や大鈎で到底打ち込めぬ場合に使用される。

3時のケーシングを位置におき、土砂採取管をその中に下し、必要な深さの試料が採取出来たらジャッキで引き揚げる。

この設備は餘り流速の早い所や水深の深い所では使用出来ない。今迄の所水深14呎の箇所、水底下77呎もの土砂試料を具合よく採取出来た。此處に示した袋の全費用はパイプ、錐、ケーシングを含めて100非以下である。

圖-12. 土砂採取管降下中の圖

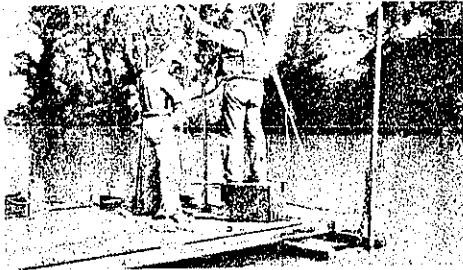
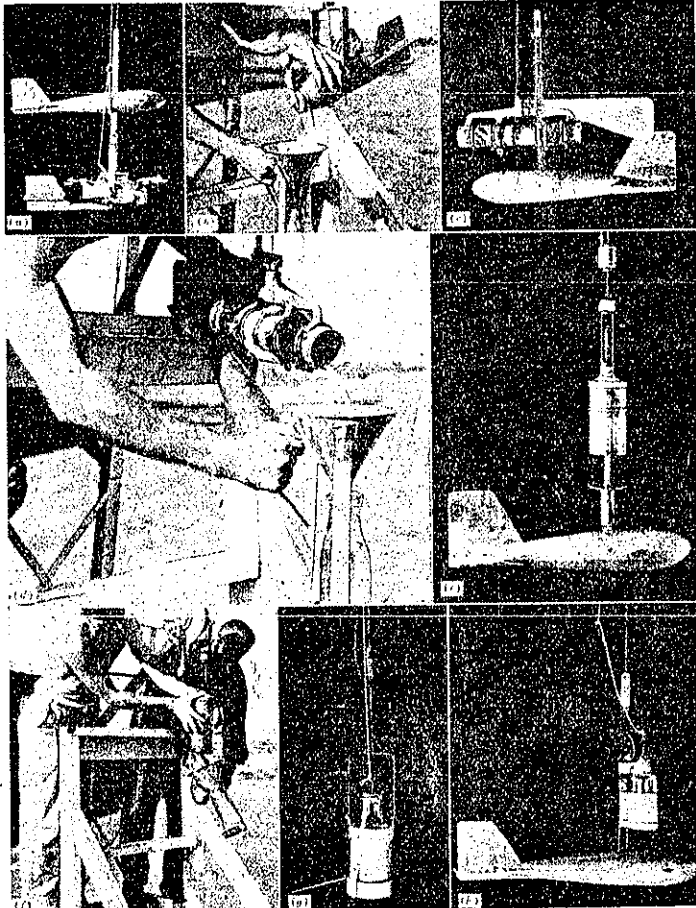


圖-13.



河 川

(108) 沈泥試料採取器の比較試験

(David S. Jenkins; "Silt Samplers Compared in Special Tests." Civil Eng., Jan. 1941, p. 3-6. 竹内俊雄抄)

沈泥試料採取器として代表的な5種類を選び其の正確さ、取扱ひの容易さ及沈めて居る時間の影響をBrazo Riverで實驗した。

代表的な構造を有する沈泥試料採取器として T.V.A. 試料採取器, Tait-Binckley 試料採取器, Eakin 試料採取器, U.S.G.S. 試料採取器及 Paris 試料採取器の5つを選んだ。此等の試料採取器の構造を寫眞で説明する。

T.V.A. 試料採取器は外部に瓣を有する水平管である(圖-13(a),(b)参照)大變丈夫であるが可成り嵩張つて居る。深淺測量用の錐に似た重い圓筒形の水平な管で兩端に蝶番の瓣が有る。直徑2吋、長さ8吋で容量は1 pint 程有る。瓣を開いたまま希望の深さまで下し、網によつて瓣をとち試料を採取する。此の場合には試料を他に移す必要が有る。

Tait-Binckley 試料採取器は内部に瓣を有する水平管である(圖-13(c),(d)参照)。此の水平圓筒管は直徑2½吋、長さ16吋有り、圖に見る様に5つの部分から成る。5つの中、中央部分に試料をとるのであるが此の部分は長さ8吋で容量1 pint 有る。此の中央部分の前後はゴム管であり、中央部分を廻轉するとゴム管はねぢられ、瓣の働きをして試料が其處に捕へられる事になる。廣い口を有して居るから試料は一時に満たされると考へてよい。此の場合にも試料を他に移す必要が有る。

Eakin 試料採取器は sleeve valve を有する圓筒である(圖-13(e),(f)参照)。水中で垂直に保たれる直徑3吋、長さ3吋の金屬の sleeve で出来て居る。此の sleeve と薄いゴムで被れた金屬板の間に試料が捕へられる。前2者と同一様に試料は一時に満たされる事になる。此の場合にも試料を他に移す必要が有る。

U.S.G.S. 試料採取器は廣口壺である(圖-13(g)参照)。重い金屬の容器に垂直に入つて居る容量1 pint の牛乳壺である。希望の深さに下して其處でゴム栓を抜くと、試料で満たされるが試料が入つてから栓をする方法はない。此の場合に

は試料を他に移す必要が無い。

Faris 試料採取器は狭口壘である(圖-13 (h) 参照)。此の容量は 8 オンスである。廣口壘の場合と比べて深淺測量用の錘を用ひて居る。希望の深さで栓を抜くのであるが、容器が一杯になつてから栓を閉ぢる方法はない。此の場合も試料を他に移す必要がない。

試料採取の際に重要な事は試料が正確である事と、其の取扱ひが早く容易である事である。

試料が正確である事を決める方法はないのであるが、或る短時間内に繰返して採取した沈泥の量が互に似て居れば似て居る程正確であると考へて、前記 5 つの採取器について夫々實驗した。これによると Faris が最も成績が良く、Eakin が最もよくないといふ結果を得た。

取扱ひが容易である事を検べる爲に各採取器を 10 回連続して採取した際に要した全時間を測定した(表-8 参照)。此の表によると満たす丈に要する時間を除いて

表-8.

SAMPLER	Sta. 100, AT 0.6 OF STREAM DEPTH		Sta. 100, AT 1-Ft DEPTH		Sta. 280, AT 0.6 OF STREAM DEPTH		AVERAGE TIME PER SAMPLE	
	(a)	(b)*	(a)	(b)	(a)	(b)	(a)	(b)
Eakin	24	24	9 1/2	9 1/2	21	21	1.82	1.82
TVA	10	10	5 1/2	5 1/2	8	8	0.78	0.78
Tait								
Bineckley	9	9	8 1/2	8 1/2	8	8	0.85	0.85
U.S.G.S.	10	9	7 1/2	5 1/2	10	8	0.92	0.75
Faris	17	10 1/2	14 1/2	7 1/2	15	7 1/2	1.22	0.85

* Faris sampler required 35 to 45 sec for filling; U.S.G.S., 8 to 15 sec.

考へると Eakin 試料採取器以外は何れも同じ位であるが、Faris 試料採取器は満たすのに時間がかかるのがわかる。

各試料採取器は操作の上でどんなところに故障が有つたかを記録した。これによると探器取を下げて居る網と瓣を閉ぢたり栓を抜いたりする爲に用ふる網とが水中でもつれるのが、各場合に共通な弊害である事を知る。

壘の採取器では試料を捕へてから栓をしなないがこれで採取後壘内の沈泥の量が變化しないだらうかと疑問に思ふ。これについては壘中の濃度と流水の濃度の差が餘り大きくない限り問題とならないといふ結果を得た。

結論としては(1)採取器は靜に試料を採取するものがよい。(2)試料を他の容器に移さないものがよい。(3)沈泥濃度 0.25% 以下のものでは長い時間沈めておいても沈泥の量は増加しない。(4)重量 1% 或ひはそれ以下の流れで 30-45 秒間に於ける沈泥の量の變化の割合が無視出来る場合には Faris の試料採取器が適して居る。沈泥の變化の著るしい場合には試料を短時間で採取する必要が有り、U.S.G.S. 試料採取器が適當である。

水 力 發 電

(109) Ontario 水力發電委員會に依る
北方水系分水工事着手

("Ontario Begins Diversion of Arctic Waters." E. N. R., April 24, 1941, p. 55-56.
廣田 一郎 抄

Niagara 地方の軍需工業に更に動力を提供するとの去る 10 月のカナダ合衆國兩政府間の協定に基き (E. N. R., Oct. 17, p. 508), Ontario 水力發電委員は Ogoki 河の分水工事を始めた。

此の Ogoki 河は分水嶺から北流し James Bay に注いで居るのであるが、之れを Superior 湖に落しカナダが電力開發の爲 Niagara 瀑の周りに分水してゐる水量に 5000 個の増加をなさんとするものである。4000 個は Albany 河の支流たる Ogoki 河より分流する豫定であり 1000 個は同じ Albany 河の支流である Long 湖の南端から Superior 湖にパルプ用木材を流送する爲數哩に亙る分流工事が行れてゐる。新計畫が完成した場合分流さるべき 5000 個の水は Nipigon 湖と Long 湖を通り 5 湖と St. Lawrence 河を経て Montreal で海水に落ちる迄に 350000 馬力を發電する可能性がある。

圖-14 に明かな如く南流して Superior 湖に注ぐ河と北流して Hudson 灣の分枝である James Bay に注ぐ河の分水嶺は、Long 湖の南端で Superior 湖に接し Nipigon 湖の北端に迫つてゐる。Nipigon 湖は Superior 湖に注ぐ大きな湖である。此の地帯の北に向つての傾斜が非常に緩かで、小さな沼沼が点在し流れは何れも蛇行してゐる。

James Bay に北流してゐる河を Nipigon 湖並に Superior 湖に分水し得ると云ふ事が 1923 年 Ontario 委員會で注意を喚起され、翌年此の地域の測量が開始されたのである。

其の結果 Ogoki 河は Waboose Rapids に於て 5800 平方哩の集水面積、即ち 4000 個の流量を Nipigon 湖に流入せしめるのは易々たる事である事が判つた。電力の使用が遠隔の地域である限り此の流量は Ogoki 河又は Albany 河自體の電力開發としては採算不可能である。其の理由は James Bay の海面に對する豫定湖の標高は 1080 ft で 1 哩に僅か數呎の高低差よりなく、落差の集つてゐる地點は二、三に過ぎないからである。

目下進行中の工事は Waboose Rapids の頭部に高さ 50 ft 長さ 1700 ft の主堰堤と貯水池内の低い地點を繋切る爲の 2 箇所の補助堰堤の建設である。此等の堰堤によつて西は 30 哩の上流迄、南は Mojikit 湖に達する貯水池が現出する譯である。Mojikit 湖に入る水路を横断する堰堤も亦必要となるであらう。上昇する水

面は南に延びて North Summit 湖と云はれてゐる小湖に達し、此處より分水嶺を切り開いた水路で South Summit 湖に入り Seymour Creek を流れて Nipigon 湖に注ぐ。

數ヶ所に於て水路工事が必要であり、分水嶺には調節装置が建造される筈である。以上の経費は 5 000 000 弗と見積られてゐる。

Long 湖分水工事 Kenogami 河に於ても同様な分水工事が最近完成した。之は主としてバルブ原料用木材を Superior 湖に輸送する爲のものである。湖の吐口の直ぐ下に河を横切つて堰堤を設け、水路の調節装置が湖の南端に設けられた。従つて水は Superior 湖に注ぐ Aquasabon 河に分流する事が出来る。此の水路によつて約 1 000 個の水が分流された。

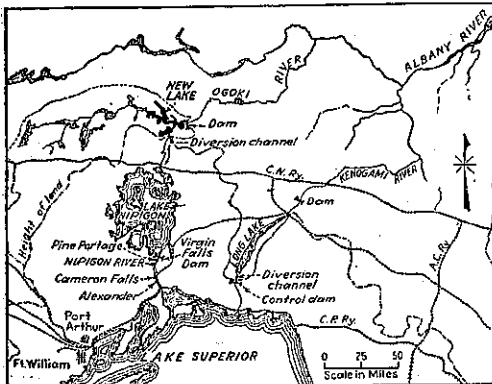
発電量 標高 852 ft の Nipigon 湖から標高 604 ft の Superior 湖に至る 40 哩の間に、248 ft の落差を Nipigon 河は有してゐる。

Ontario 水電は Nipigon 湖からの流量を調節する爲に、Virgin Falls に堰堤を 1 箇所設けてゐる。河沿ひにある 2 箇所の発電所中 Cameron Falls は落差 75 ft、出力 75 000 馬力、Alexander は落差 60 ft、出力 54 000 馬力である。此の発電所は Pine Portage に計畫されて居り、落差 105 ft、出力 100 000 馬力が豫定されて居る。

Ogoki 河からの 4 000 個の流量は上記の 3 地點で 90 000 馬力を出す筈であり、Long 湖から Superior 湖への落差によつて 20 000 馬力の出力が可能である。Superior 湖に流入した後、分流による水は Sault, Ste. Marie で 10 000 馬力、Niagara で 150 000 馬力、St. Lawrence 河の International Rapids で 40 000 馬力で、Quabec で 50 000 馬力以上、合計 360 000 馬力となる。

分水工事の建設は目下 Ontario 水力発電委員会に依

圖-14. Long 湖の水を分水嶺を横断して Superior 湖に注ぐ河に分流させる工事が目下行れてゐる。更に大規模の分水計畫が開始された。其れは Nipigon 河沿ひの Sault Ste. Marie 及 Niagara 嶺に St. Lawrence 河の発電所の出力を増加さす爲に Nipigon 嶺に Ogoki 河の水を流さうと云ふのである。



つて遂行されて居り、Ontario 州 Toronto の主任技師 竝に會長である Thomas H. Hogz 氏が指導の任に當つてゐる。

O. Holden 氏が水力關係の主任技師である。

Waboose 堰堤に到る冬期用の道路は建設され、過去數ヶ月間に調節用堰堤及び建設設備竝に所要材料が可成多量に搬入されて居り、近い將來に工事は活潑に進捗する筈である。

堰 堤

(110) Parker 堰堤の龜裂

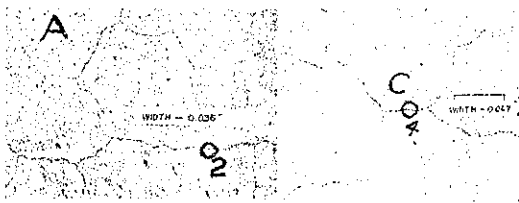
(R. F. Blanks; "Concrete Deterioration at Parker Dam." E.N.R., March 27, 1941 p. 41) ~49. 谷本 勉之助抄

Parker 堰堤は Boulder 堰堤の downstream 175 哩の位置にある。完成後 2 年を経ずしてコンクリートが非常な退化をし始めた。堰堤のコンクリート表面に縦横無盡な龜裂を生じたのである。調査の結果内部張力とアルカリの作用による分解がこの原因であるとわかつた。開發局 (Bureau of Reclamation) では今迄に 54 基の堰堤 (このコンクリート量は 3 000 萬立方碼) を築造したが、こんなひどい現象は他の堰堤には見られない。コンクリートに就ての最近の "進歩した" 知識によれば、Parker 堰堤の如き工費 600 萬弗も投じた代物が落成後幾許も経ないでこの様な惨めな状態に成つたのは他に先例はないと言へ減相もないことである。開發局ではセメント製造業者と協力してこの現象の究明に着手した。

アルカリ度の高いセメントを使用したこと Parker 堰堤は定半径の拱堰堤で、高さ 320 呎、最大底幅 95 呎、堤頂長さ 800 呎である。コンクリート打込を開始したのは 1937 年 7 月で、翌年 6 月には全量 276 204 立方碼を打込み一應落成した。コンクリート工に就ては材料、施工共に大塊コンクリートの最も進歩した仕様に従ひ慎重を期した。骨材は堰堤上流流速からぬ支川 Bill Williams 河の河底堆積物を使用した。その物理的性質は通常以上に良好であつた。セメントは 4 工場から供給せられ、低熱のポルトランドセメントで、アルカリ度 (Na₂O, K₂O) は夫々 0.55, 1.13, 1.25, 1.42% である。内 Na₂O が大部分である。

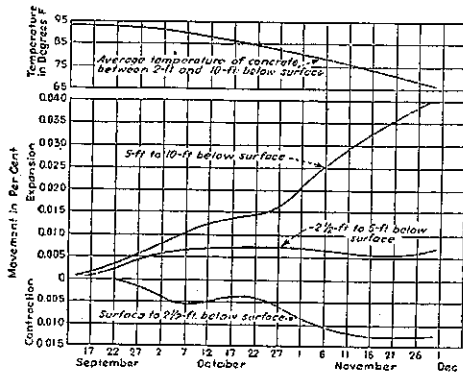
龜裂の發生 Parker 堰堤のコンクリートの龜裂が著しく認められる様になつたのは 1940 年の春からで、夏に到つて急速に發達しコンクリート表面は全面に互り文字通り縦横無盡に龜裂を生じた。鑿孔試験の結果今迄判明してゐるところでは龜裂は概して表層部に限られてゐる様である。龜裂は幅 1/8 吋以上に達するものもあるが、その深さは 6~8 吋である。

圖-15. Parker 堰堤のコンクリート面に生じた亀裂



機器による研究 鑿孔の深さは最大 87 呎迄行ひ、内部に機器を挿入して堤體の變位を測定した。内部のコンクリートには今尙ほ混合の際の餘剰水が残つてゐて、化學變化を受けて膨脹しつゝあり、一方表面近くは乾燥が繼續して收縮して行く。この様にして龜裂の進行する條件が重る。圖-16 は膨脹計の読み取りを記したもので、現在も引き續いて行つてゐる。この期間中溫度は漸次降下してゐる。深さ 2 1/2 呎では溫度の降下に連れて收縮するだけで、2 1/2~5 呎の深さでは或る期間膨脹してをり、5~10 呎では大きな膨脹を生じてゐる。

圖-16. 堤體内部の鑿孔内に觀測機器を設置して内部の膨脹と表面の收縮とを測定した結果



コンクリート・コアを水中に放置すると、その表面に膠狀の皮膜を生ずる。乾燥すると收縮性の大きい青白色の薄膜となる。これは水筒子(珪酸ナトリウム)で、セメント中のアルカリと骨材中の變性安山岩、流紋岩中の珪酸化合物との作用によるものである。骨材中これらの岩の割合は 2% 以下であつた。この様な現象は Parker 堰堤だけでなく California 州でコンクリート道路築造の場合にも起つたことが Thomas E. Stanton により報告せられてゐる (E.N.R., Feb. 1, 1940 及び Proc. A.S.C.E., Dec. 1940.)

他の退化の現象 セメント中のアルカリと骨材中の珪酸化合物との作用の外に、コンクリート面を精密な顯微鏡検査の結果結合物質の組織 (cementing matrix) がこわれてゐるのが判る。寫眞に撮つたのではよくわからないが、眼でみると明かに面ががさがした粉末状を呈してゐるのが見える。この様な分解が起る原因に就ては未だよく究められてゐないが、恐らくセメントペースト、アルカリ性骨材の兩方の作用によるものであらう。

コンクリート 供試體の強度と 彈性係数との 試驗結果は表-9 の様である。

表-9.

簡 要	供 試 體	壓縮強度 (lbs./sq.in.)	彈性係數 (10 ⁶ /sq.in.)
90 日實驗室試驗	18"×36"圓塔形	3,950	4,500,000
1ヶ年實驗室試驗	6"×12"圓塔形	4,620	4,200,000
28 日現場養生試驗	6"×12"圓塔形	4,120	—
1938 年鑿孔供試體	6"×12"のコア	4,180	3,800,000
1940 年鑿孔供試體	6"×12"のコア	3,450	2,200,000

1940 年の供試體の成績をみるに、強度の低下よりも彈性係数の低下が非常に顯著であつて、コンクリートの退化を識別する規準としては、強度よりも彈性係数の方を取り上げるのがよいと考へられる。

基本的研究の必要 コンクリート中のアルカリの作用に就ては、現在のところ非常に淺るげな知識しかないが、Parker 堰堤の様な事態を生じたからとてコンクリート構造物の壽命が數十年しか無いではなからうかと騒ぎ立てる必要はない。Parker 堰堤の様な場合は極く顯著な丈けで、新しい検査方式で詳細に調べるならば、むしろ到るところに発見せられる現象であらう。問題はこのような事態に立ち到つた直接の原因を解明し、將來再び起らない様研究を進めることである。

コンクリート材料の配合は最も大切な事柄であると考へられるが、差し當り開發局で取り上げてゐるのは、セメントのアルカリ含有量であつて、その限度は色々と議論もあらうが大塊の重要な構造物ではこの限度を 0.60% と規定してゐる。この限度は酷に過ぎぬか又これがため餘りにも高價に付かぬか? 或る種の骨材は使用を禁すべきか? 又はこれを中和して無害ならしめる法ありや? この様な種々の問題がこれから研究されねばならぬ事柄である。

セメント中のアルカリがコンクリートに色々な悪い影響を與へることは從來漠然と説明されてゐたのであるが、その組成がすつかりわかれば悪影響の度も遂には明確になる日が来るであらう。Parker 堰堤のコンクリート面に生じた不可解な龜裂は、コンクリートの研究者に對して、“研究と實際との間に横はる溝を埋める”様要求してゐるのである。

港 灣

(111) 商船の登灣噸數と滿載吃水線

(E. W. Blockside; "Register Tonnage and Load Lines of Merchant Ships," The Dock and Harbour Authority, March, 1941 p. 98~101. 内田 一 郎 抄

1422 年英國 Newcastle の石炭運搬船に對して、強制的にその内容積を測定してその大きさを決め、且滿載吃水線をつける事としたのが噸數の用ひられる様になつ

た最初である。而して噸數 (Tonnage) なる言葉は佛國より輸入する葡萄酒を詰めた樽から出發し、その樽の大きさは容積 252 英ガロン、重量 2240 lbs であつた。約 250 年經過して 1678 年 Thames 河の造船業者は此の噸數を積載可能船貨の重量を表はすものとしたのであるが、後、時の經過と共に變化し遂に純粹な船舶運搬量を表はさぬものとなつた。現今用ひられて居る總噸數 (Gross tonnage) の基礎は 1854 年英國噸數測定長官たりし Moorsom 氏が與へたるものにして、船舶の全容積を 100 ft³ で割つたものである。其の後船型の變化と共に船舶の容積のとり方に色々變更を見て居る。かくして決めた噸數は元來關稅の査定、船渠の使用料等の基礎とするために採用されたもので種々議論が多い。1931 年 Geneva にて開催の國際聯盟技術委員會にて幾分變更され、具體化されて居るが未だ缺點は少くない。

港に關係ある業務者の収入の内、噸稅は登簿噸數に、切込船渠、ポンツーン、斜路等の使用料は總噸數に、倉庫使用料、勞賃は取扱貨物の實際量及種類に基いて居る。船舶の入出港料の徴収に關しては、入出港に對して一定料金を課する事と、關稅に比例して課する事とがある。和蘭に於ては以前より總噸數に應じて入出港料を支拂はせて居る。水先案内料の徴収法も所に依つて色々で、例へば London に於ては水先案内距離の大小に應じて船の最大吃水、總噸數に基き課して居る。又總噸數のみに基き徴収する所、船の吃水及登簿噸數に基き徴収する所等もある。燈臺局は 1898 年以來その管理下にある燈臺、柱燈、浮標等の航路標識維持の爲め、燈臺稅を徴収する權限を賦與されて居る。之は英國では船の登簿噸數に甲板上載貨物の占める空間を加へたものに對して課して居る。しかし之の徴収方法も種々で登簿噸數のみに基く所も又總噸數に基く所もある。

船舶の登簿噸數はその貨物收容可能な空間を噸數で表はしたものである。船舶の噸數測定には測度甲板 (Tonnage deck) が基礎となり、それ以下の噸數を甲板下噸數 (Under-deck tonnage) といふ。又此の測度甲板の上の圍まれた空間を測定して甲板下噸數に加へたものが總噸數であり、登簿噸數は此の總噸數から或る一定空間を差引いたものである。

法規上總噸數に參入せざる空間は次の如くである。此の空間中には乗客又は船貨を收容し得るものもあるのでそのものは登録證明書中に書き入れられる事がある。

- (a) 甲板乗客庇護の爲め上甲板に設けた承認空間
- (b) 機關室上の採光通風室
- (c) 上甲板にある主機關と連結せざる副汽罐のある場所
- (d) 總噸數の 1/2% 迄の艙口

(e) 上甲板にある操舵機具、繫船機具、揚錨機具等の占めて居る場所

(f) 船室昇降階段、採光窓

(g) 上甲板にある艙室、蒸溜水及パン製造所

(h) 上甲板にある船員、水夫用の便所及風呂

(i) 水脚荷 (船に安定を與へるための) に用ひる二重底

次にスクリッパー汽船の場合、登簿噸數を算出するために上の如くして求めた總噸數より控除すべき空間を示せば、

(a) 機關室、此の噸數が其船の總噸數の 1%~20% なる時は總噸數の 32% を控除噸數と定める。もし 1% 以下か又は 20% 以上の時は測定噸數にその 75% を加へたもの、即ち測定噸數を 1 $\frac{1}{4}$ 倍したものを控除噸數とする。此の控除噸數と現貨噸數との差には測定されて居ない油艙が考へてある。

(b) 船長及水夫室

(c) 荷足水艙

(d) 水夫長室

(e) 副汽罐及副汽機室

(f) 海圖室

(g) 上甲板下にある操舵機具、繫船機具、揚錨機具等の占めて居る場所

(h) 無線電信室

(i) ポンプ室

(j) 發電室

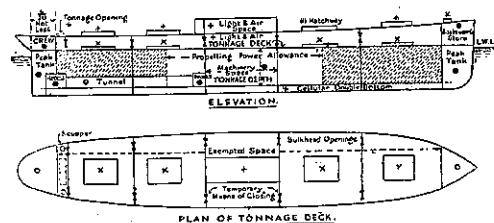
圖-17 に示してあるのは現今用ひられて居る最も普通の貨物船にして、測度甲板 (此の型の船の時は上甲板といふ) と甲板口 (Tonnage opening) の設けてある上部庇護甲板との間の空間は、總噸數に算入せざる空間 (a) に示す如く、總噸數中に含ませない。

圖-17 ※ 噸數に對して全然考へざるもの

× 總噸數の 1/2% 迄は總噸數より差引く

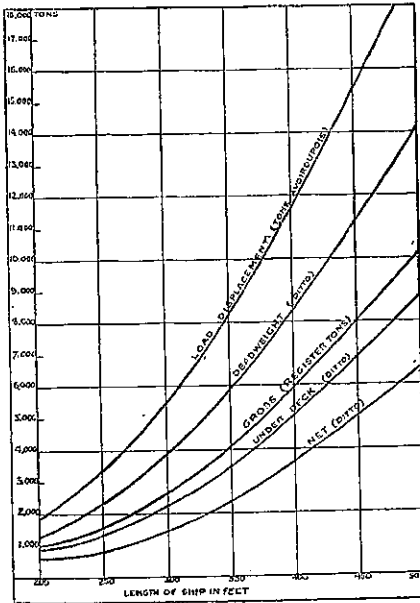
● 總噸數中には含まれるが登簿噸數に對して考へない。

+ 機關室に必要な採光通風の他は噸數に對して考へない。但し艙口部分は登簿噸數中に入れる。



以上の總噸數登簿噸數を算出するために控除すべき空間は、今迄に屢々議論をまきおこした問題である。船舶の登録證明書中には船長、船幅、吃水が書かれてあり、且船に於ては上甲板第 2 艙口の覆ひをあげるとわかる様に、主桁に登簿噸數と共にはりつけてある。圖-18 は船長と噸數との關係を示すものにして、貨物の貨物船からひろつたものの平均である。

圖-19. 船長と満載排水噸數、重量、総噸數、乾舷數、甲板下噸數、登簿噸數との關係



貨物船に於ける「甲板下噸數、登簿噸數、重量載貨噸數、満載排水噸數」と「總噸數」の比率を示せば表-10の如し。

表-10.

船長 ft.	甲板下噸數 總噸數	登簿噸數 總噸數	重量載貨噸數 總噸數	満載排水噸數 噸數
200	0.79	0.58	1.42	3.02
250	0.84	0.60	1.53	2.27
300	0.89	0.62	1.65	2.21
350	0.90	0.63	1.54	2.13
400	0.90	0.63	1.48	2.08
450	0.88	0.63	1.40	2.1
500	0.87	0.63	1.31	2.00

スエズ、パナマ運河通航の際には出發前に本國政府に依つて噸數を測定してもらひ、證明書の交付を受けておかぬと、運河にさしかゝつて手間取る事となる。現今控除空間に關して國に依つてまちまちで不自由が多い。出来るだけ早く國際的に統一が望ましい。

乾舷 (Freeboard) とは船舶の吃水面以上に浮び出たる舷側の事で上甲板より吃水面に達する垂直距離に依つて其の大小を示して居る。船の貨物を積み得る限度を示す満載吃水線を表はすために、Plimsoll mark と呼ばれる標識が兩舷長さの中央部にしるされて居る。乾舷の測定される規準となる連続せる上甲板を乾舷甲板 (Freeboard deck) と云ふ。標準船は前甲板を有するものと假定され、此の前甲板の有無、吃水面以下の船の形即ち反りや丸味の如何、船長と吃水との比等に依つて Plimsoll mark の位置も上下する。此の Plimsoll mark に依り積荷の限度が示され、此の限度内の積荷の

際には豫備浮力は未だ充分あつて、航海上安全である。

乾舷規則は次の如く4つの部分に分れて居る。

- (a) 普通貨物船に對して
- (b) 帆船に對して
- (c) 甲板上に木材を積んで運ぶ貨物船に對して (此の場合には甲板上船貨に依り浮力増大する故乾舷は少くする)
- (d) 油船に對して (油艙を隔壁で小區分に分つ事に依り乾舷は少くすむ)

Plimsoll mark には次の圖-19~22 に示す如きものがある。

圖-19.

圖-20.

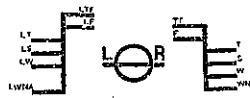


圖-21.

圖-22.

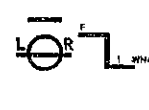
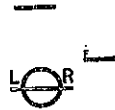


圖-19 の右側は普通船貨のみを運ぶ貨物船、左側は甲板上に木材を積んで運ぶ貨物船、圖-20 は旅客を12名以上載せた場合の標識 O を附した汽船、圖-21 は圓盤の中央に引いた線のみにてあらゆる季節のものを代表させた汽船、圖-22 は帆船の夫々 Plimsoll mark を示したものである。尙圖中にある記號の意味を示せば次の如くである。

T = 熱帯海洋満載吃水線

S = 夏季満載吃水線

W = 冬季満載吃水線

WNA = 冬季北大西洋満載吃水線

F = 清水中に於ける満載吃水線

TF = 熱帯清水中に於ける満載吃水線

O = 旅客12名以上載せた際の満載吃水線

L₁ = 甲板上に木材を積める場合を示す

又圓盤に附せる LR は Lloyd's Register の略にして Lloyd's Register に登録してある事を示す。Lloyd's Register は獨國、伊國、日本、米國以外の世界各國の乾舷を決定する權限を有して居る。

船舶の満載吃水線證明書は5ヶ年有効にして、その證明書の確認のための検査は毎年行はれる。而して5ヶ年の有効期間が經つと船全體に渡る検査が行はれる。船の噸數と満載吃水との關係は船の設計に際して色々考慮すべき問題を與へて居る。

道 路

(112) 泥濘地通過の爲の板敷道路

("Fighting Mud at Camp Wallace." E. N. R., April 10, 1941 p. 58-60. 藤森謙一抄)

米國テキサス州の或兵營の敷地が豪雨出水にて冠水久しきに亙り、在來の道路初め、附近一帯泥濘化し、之を克服する爲臨時板敷道が築造せられ水害の復舊工事を行つた。

在來道路 國道 6 號線から分岐して幅員 30 呎、路面は介殻を厚 18~24 時に積み、交通車輪で厚 9~12 時に輾壓したものである。最初の計畫はコンクリート舗装とする豫定の處、經濟上の理由で上記の如く變更せられたものである。路面高は國道から約 2 哩の端末で 3 呎下つてゐる。

土壌 附近の土壤は表層約 3 呎眞黒な腐蝕質土壤でその下は粘土である。この腐蝕質土壤は水分を多量に

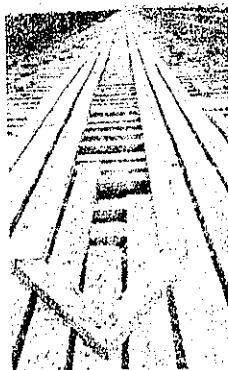
圖-23.



吸收保持し、之に加へて下層の粘土は不透水性なので附近一帯は全くの沼澤地と化した(圖-23 参照)。

板敷道 前記出水に依り在來道路は全く使用不能となり、早急に板敷道を築造した。その構造の大要は次の如くである。沼澤地上に厚 3 時の材木を縦に並べ、この上に厚 3 時、長 12 呎の材木を横に並べて、更にもう上に厚 3 時の材木を走行路用に 3 本宛並べて打付け、その内側に保護縁として厚 3 時の木縁を取付けた。その大略は圖-24 の如くである。これに依つて充分重車輛の交通に耐へた。

圖-24.



この他に臨時鐵道も敷設されたが、この基礎は海岸より採取した介殻質碎石を直接泥濘の上に敷並べて早急に築造された。

以上の應急交通路にて復舊工事が迅速に行はれたのである。

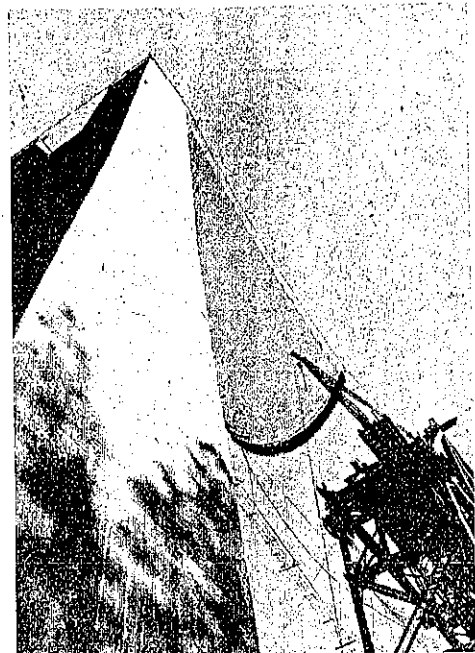
橋 梁 及 構 造 物

(113) 橋脚高さ 350 呎の Pit 河橋

("Design Features of the Pit River Bridge." E. N. R., May 8, 1941 p. 68-72. 瀬尾五一抄)

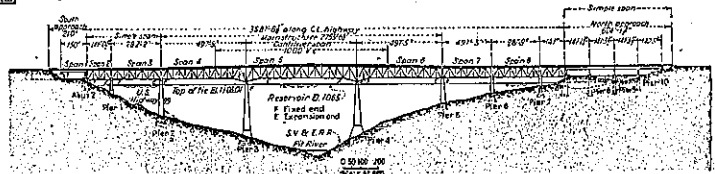
Shasta Dam によりて形成される貯水池を横斷する箇所に本橋梁が架設せられる爲に、350 呎餘の高橋脚を必要とする。道路 鐵道の二階付橋梁である。地震力を考慮して設計され、高橋脚の縦の鐵筋は 2 吋角で、衝合溶接されて、頂部より底面まで連續してゐる。橋脚底部の大量コンクリートは冷却法に依りて施工する必要がある。

圖-25. 普通の荷重の外に地震荷重を考慮せる 350 呎の高橋脚



下部構造 此の大きな橋脚が殆ど水中に没して浮力を受けると云ふ事と、地震帯にあるが故に耐震的でなければならぬと云ふ點に設計上の大きな問題があつたので、廣範圍の力學的研究や震動實驗を行ひ、此の結果に基いて設計されてゐる。實驗の結果、地震動の強さは Long Beach の地震 (1933. 3. 10.) Helena 地震 (1935. 10. 31.) の強さに等しと云ふことになり、此の地震動に

圖-26. 上部、下部工事の工費に關する廣汎なる研究の結果決定せられたる橋梁型式とスパン強



よる力は静荷重(重力の 20%)として作用すると考へる。然る時は橋脚に作用する總べての力の合力は基礎底面外に出て倒れることになるのであるが、更に研究すると、橋脚を倒れんとする、基礎地盤の横の運動は、橋脚が其の運動に随ふ前に、逆となり、其故に橋脚は倒れないで基礎上で僅かな振動をなすだけである。Long Beach の地震や Helena の地震で、多くの橋脚や類似

の構造物が何故に倒れなかつたかがよく證明される。其の外橋脚の模型を水中に吊り下げた振子実験により、地震動に依る水の作用が研究されて設計に於て考慮された。

高橋脚 (3, 4) 底部に近い、大きな断面では縦の方向に 4 列の 2 吋角の鉄筋が配筋されており、鉄筋の中心間隔は 6 吋、列と列の鉄筋間隔は 7 1/2 吋以上、コンクリートを節約する爲橋脚 3, 4 では隔室を設け、橋脚 3 では 4800 cu. yd., 橋脚 4 では 3600 cu. yd. のコンクリートが節約された。隔室は後で水を満すのである。又収縮龜裂防止のため橋脚 2, 3, 4 では 5 呎置きにパイプを施設して冷却した。最下のパイプには 35 日間、最上のパイプには 10 日間冷却水を通した。

上部構造 二階附橋梁であるが、下床を鐵道、上床を道路橋とした方が最も經濟的である様に思はれる。下弦は 3, 4 橋脚間を除いては 0.4% の勾配で、單構桁と中央の吊構桁は平行弦である。構の中心間隔は 34 呎、上弦下弦の中心間距離は單構桁では 57 呎、橋脚 3, 4 の支承上では 87 呎である。格間長は 35 呎が經濟的の長さであるが單構桁では 34 呎 8 吋、トラスの depth の大きい所では 39 呎 4 1/2 吋である。設計には種々の荷重状態が考慮された。鐵道に對しては荷重 E-72、道路に對しては H-20、上部構造に作用する地震荷重は死荷重の 10% と活荷重の 50% (衝撃は考慮せず) を取

圖-27. 高橋脚の 2 吋角鉄筋の森

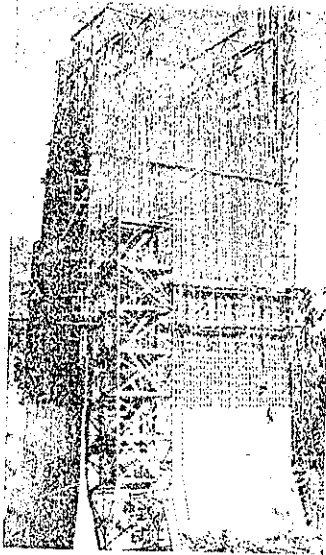
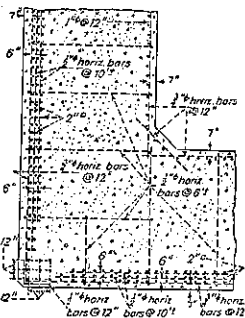


圖-28. 橋脚配筋圖



る。風荷重は橋梁に直角に作用し、其の 71% が橋梁に平行に働く。温度の變化は $\pm 60^{\circ}\text{F}$ 、橋梁の最大移動は吊構桁の自由支承の上で生じ、其の移動量は $\pm 5\frac{1}{2}$ 吋である。此の橋梁の興味ある特徴の一つは有孔鉄を使用せし事である。孔は楕圓形で中心間隔は 4 呎位で、man hole としても充分の大きさであり、riveting にも役立つ。此の有孔鉄は竣工の代りに使用される。此を使用するに先だつて、セルロイドの模型で直應力、曲ゲモーメント、剪力に對する試験をなし、其上ベークライトで光弾性の實驗をなし孔の附近の應力状態を研究した。實驗の結果は、孔は長さが 2 呎 3 吋、幅が 14 吋で充分である事が判つた。直應力に對して充分な純断面を有してをればよい。

路面の版は 6 1/2 吋厚、横桁は built up girder 若くは rolled beam である。横桁に對しては珪素鋼、縱桁に對しては炭素鋼が使用されてゐる。縱桁は横桁に水平力を起すので 4 格間以上は連續させず、横桁より 4 呎離れたる箇所に sliding joint を置く。車道は 44 呎、歩道は 2 呎半、其の他排水工や Inspection platform runway が設計されてゐる。

橋臺、橋脚の下部工事(主なる事項は 94000 cu. yd. のコンクリート打、と 10930000 lb の鐵筋)は 1939 年 10 月 5 日に Union Paving Co. San Francisco に 1138288 弗で落札した。上部構造は 1940 年 1 月 16 日に入札に附せられ American Bridge Company が 2588354 弗で最低入札であつた。所要構造用鋼は 34220000 lb である。其の内の約 57% が珪素鋼で、殘部が炭素鋼である。

圖-29. 橋脚下部に採用せる冷却法

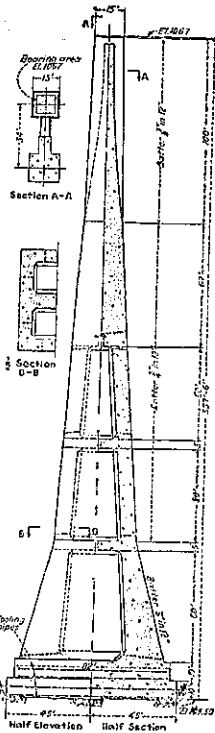
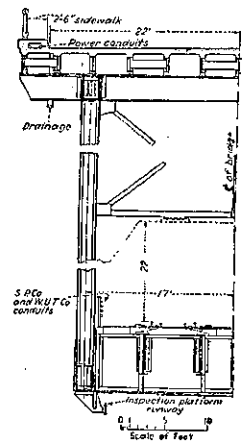


圖-30. 二階付橋梁の断面

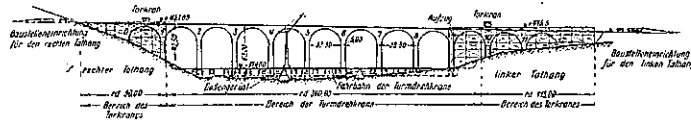


(114) 獨逸自動車國道に築造せられたる石造拱橋

(Peucker; "Der Bau einer Reichsautobahn-Talbrücke." Die Bautechnik, April 1941, Heft 15, S. 153~159. 池田克己抄)

此の石造拱橋は其の大きさの點のみでなく、其の特殊の架設敷地の仕組及び施工の點で注目すべきである。其の縦斷は圖-31 に示す如くにして、兩端構造部も入れて

圖-31.

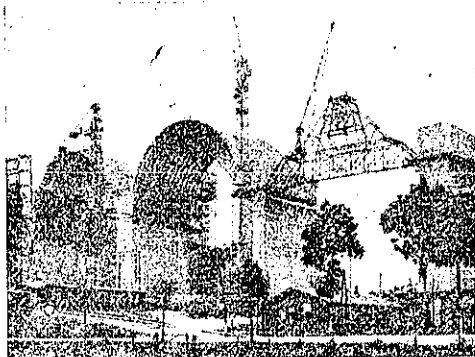


全長 635 m, 500 m 幅の峽谷を橋脚間隔 38.50 m, 徑間 33.50 m の 12 のアーチを以て越え、谷底より車道までの最大高は 60 m である。アーチの拱頂厚は 0.70 m, 起拱部厚は 1.40 m で、真行き長さは 18.28 m である。アーチに使用せる石は仕上せる切石にして、帯黄青色の花崗岩である。全橋脚は粘板岩よりなる良好なる岩石上に基礎付けられた。橋脚は 1 層毎に外側に切石を置き、目地をモルタルで填充し、又其の石の内側の核心部はコンクリートで填充する方法で築設された。

架設方法の概略 峽谷は架橋敷地に於て比較的廣く、兩岸に勾配急なる傾斜面があつた(圖-31 参照)。施工の爲に架橋敷地を 3 つの架設區間に分けた、即ち橋の兩側の傾斜地の範圍の部分と、谷底を越える部分とに分けた。峽谷傾斜部に於ては架橋の爲に高い足場が設けられ、其の上を門式起重機が走行して行はれた。一方中央區間即ち 12 ケのアーチの内 9 ケの部分は構式廻轉起重機が用ひられ、構桁式拱架の方法で架設された。

拱架 アーチの施工の爲には峽谷の兩岸傾斜部分の徑間では据置き足場が使用され、他方残りのアーチ(2 より 10 まで)は持運びの自由なる足場即ち拱架が使用され、夫の梁は半分づゝ 2 つに分れ夫々アーチ型状

圖-32. 鋼製拱架と補助足場



を成してゐる。各拱架は 14 ケの梁で構成され、其の間隔は 1.45 m に、但し最外側は 0.765 m に配置された。

全部で 6 組の拱架が作られ、其の内 3 組は鋼製であり、他の 3 組は木製である。此の拱架を支へる爲には、各梁の下方で橋脚の壁に 2 つの I 形鋼が埋込された。之は拱架の梁を支持する許りでなく、移行路及び梁の組立並びに除去改築に必要な補助足場の場所を有する如き廣さに突出せしめられた。

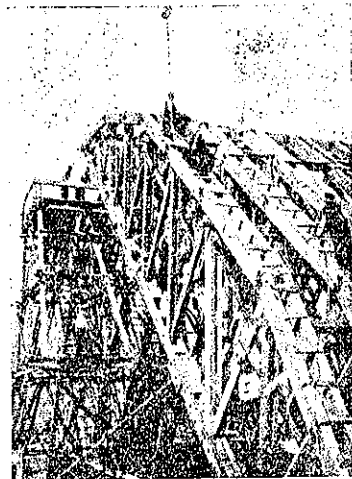
拱架の梁の下端は、押し面の直徑 225 mm のサンドボックス上にあり、橋脚の壁面に對しては木の楔に依つて支へられた。サンドボックスには 0 から 7 mm までの粒大の砂が填充された。

拱架の梁を組立てるには、鋼製も木製も同様に、圖-32, 33 に示す如き補助足場が用ひられた。之は橋脚から次の橋脚

へ渡された 2 つの鋼製の軽い構梁、及び鋼又は木よりなる 2 つの枱狀上置構造より成つてゐる。且つ其の幅は同時に 3 個の拱架の梁を支へ得る如くである。

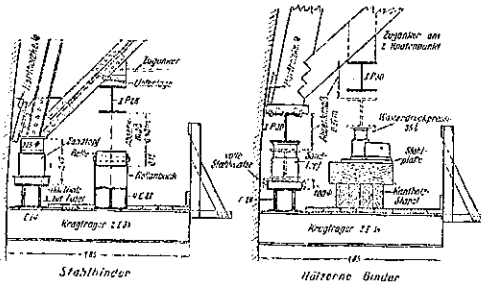
拱架が除去された後、之を改築する爲に、I 形鋼梁上に設けられたローラー道を使用して横の方へ移動された。圖-34 は拱架の鋼製(左)及び木製(右)梁の支承部を示す。即ち鋼製梁の拱架の際はローラー道は持送 I 形鋼の略中央にあり、木製梁の場合は、移動の爲に鋼ローラーが使用され夫は梁の足部の下に置かれ、其の除去沈降には水壓ジャッキが使用された。

圖-33. 木製拱架と補助足場



アーチの段階式架設 初めは、持運びの出来る拱架が使用された。全 9 個のアーチは同時に施工する積りであつた。何故なれば、橋脚の高さが大なる場合には、片側アーチよりのみの全反力を受容することが出来ないであらうからである。然し詳細なる吟味の後、同時にアーチを製作する事を度外視して、アーチを段階的に施工すること、即ち同時に着手中の 1 組のアーチに關して常に 1 つのものは先行のものより築造部片に於て後れてゐる如く築造することになつた。此の方法の長所は、全徑間は同時に足場が組まれなくても良く、従つて拱架の數

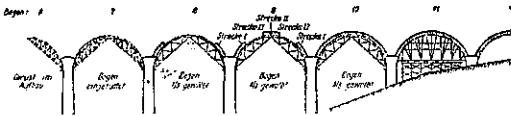
図-34. 拱架の支保部



が少くて済む、而して更に活動の範囲を擴げ得る事である。即ち此のアーチ築造法に依れば、最後の橋脚を建築中に既に、アーチの製作に取りかゝれること、及び亦最後のアーチが閉ぢられない前にアーチの上部構造の施工を始めることも可能である。

圖-35 は本橋梁の段階式アーチ架設法を示す。アーチ製作が始められる前に、アーチ 10 より 7 までの拱架が組立てられねばならぬ。アーチ 7 は先づ無載荷状

圖-35. 段階式アーチ架設法



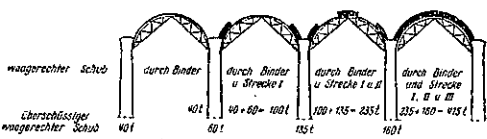
態にあるが、徑間 10, 9 及び 8 に於ては區間 I が作られ、夫から徑間 10 及び 9 に於て區間 II が續いて作られ、其の上に最後に徑間 10 が區間 III の製作に依り完成される。其の間に徑間 6 の拱架を組立て、アーチ 7 では區間 I、アーチ 8 では區間 II、アーチ 9 では區間 III が製作され得る。此の方法でアーチ架設の経過は、段階式にアーチ 1 に接続するまで續いて行く。圖-39 は段階式架設法にて施工中の橋梁外観を示す。

此の關係の下に於て、橋脚に作用する最大アーチ反力は 180 t になつた。之はアーチの完成及び 2/3 製作のものゝ間の反力の差に同じい。此の力より橋脚に起る應力は全く許容範囲内にある。圖-37 は施工中アーチ

圖-36.



圖-37.



及び拱架より橋脚に作用する水平力を示す。此の値はアーチの全真行 18.28 m に就いてある。夫等は橋脚に曲げを起し、最大片側應力の際に起つた橋脚頭部の弾性移動は各橋脚に就き 5~10 mm となつた。此の値は計算で求めた大きさ 8 mm と非常に良く合ふ。隣接アーチの閉ぢられた後、此の移動は 1 部分だけ戻り、10mm の際には約 2 mm であつた。隣接アーチの閉ぢられることに依つて橋脚に片側的に作用したアーチ反力は取除かれる。此の結果として橋脚の曲げも亦完全に戻るに違ひなかつた。アーチ製作の進行中に、又夫に伴ふ橋脚の弾性曲げの爲に、拱架及びアーチも亦小なる移動を爲し、其の爲に區間 III の製作の際にアーチ継手が直ちに閉ぢられるならば、好ましからぬ龜裂を發生するであらう。此の龜裂發生を出来るだけ防止する爲に拱頂方継手は全く開けておき、起拱部方區間に於ては 1 つの継手が半分だけ填充された。此の開けてある継手は次のアーチが完全に製作され、橋脚に何等の進行する移動が最早や期待されなくなつた後に填充された。

アーチの製作中に起つた、拱頂の沈下は拱架の鋼製梁の際及び木製梁の際平均 36mm となり、計算に依れば鋼製梁に對し 29 mm、木製梁に對しては 28 mm を與へた。拱架の除去中にアーチ頂點は更に 6 mm だけ沈下した。

(115) タコマ橋の振動週期

(W. T. Thomson ; "Vibration Periods at Tacoma Narrows." E.N.R., March 27, 1941, p. 61~62. 谷本勉之助抄)

タコマ橋の破壊の原因は床構造が或る特定の振動に對して動力學的に不安定であつたことによると考へられる。この様な複雑な構造物の自己振動週期を正確な解析から求めることは不可能だが、極く粗い近似計算なら可能である。T.C.Rathbone 氏が述べた如く(E.N.R., Dec. 5, 1940, p. 40) 振動には 2 種ある。第 1 は主桁が兩側同時に上下の方向に振動するもので、この週期は約 12 秒、第 2 は主桁が兩側交互に上下の方向に動く振りの振動で、この方の週期はずつと速く約 4 秒と報告せられてゐる。

第 1 の上下振動を考へるに、床自身の剛性は非常に小さいからこれを無視し得る。又塔は完全に剛であると假定する。この振動體系を吊索と床構造との合成質量に等値な質量を有する可曲な索と見做す(圖-38)。今何等かの攪亂がこの等値な索に生じたとすればその傳播速度 v は

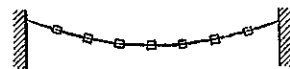
$$v = \sqrt{T/m}$$

茲に T = 索の張力、

m = 索の 1 呎當り

の質量。攪亂が 1 往復するに要する時間は

圖-38.



$$\gamma = 2l/v$$

以下にこれの 数値計算を行ふ。索 1 本 1 呎當りの床構造の重さ w は

$$w = (\text{床}) + (\text{補剛桁}) + (\text{索の重さ}) = \left(110 \times \frac{39}{2}\right) + 32.2 + \frac{\pi}{4} \times \left(\frac{17}{12}\right)^2 \times 0.82 \times 490 = 3105 \text{ 呎}$$

$$T = \frac{wl^2}{8d} = 13.1 \times 10^6 \text{ 呎}$$

茲に $l = \text{徑間} = 2800 \text{ 呎}$, $d = \text{最大撓み} = 232 \text{ 呎}$, $w = 3105 \text{ 呎}$, $m = \frac{w}{g} = \frac{3105}{32.2} = 96.4 \text{ 呎秒}^2/\text{呎}$, $v = \sqrt{\frac{13.1}{96.4} \times 10^6} = 369 \text{ 呎/秒}$, $\gamma = 2 \times 2800/369 = 15.2 \text{ 秒}$

この近似計算では週期が 15.2 秒となつたが、観測値は 12 秒である。

次に第 2 種の振り振動であるが、振動體系は塔、索、床の 3 部に分れその振動の微分方程式は集中質量の體系の方程式とは異なるが、假りに等布荷重の體系として振りの式は

$$m^2 \frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2} = \frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2}, \quad m = \sqrt{\frac{c}{J}}$$

茲に $c = \text{振り剛さ (呎呎/ラジアン呎)}$, $J = 1 \text{ 呎當りの極慣性モーメント [(呎/呎)秒}^2/\text{呎}] \times \text{呎}^2 = \text{呎秒}^2$, $\theta = \text{ラジアンによる振り角}$

ここで考へてゐる様な幅員が狭い橋梁では、床自身の振り剛さは索の振り剛さに比して小さいから、これを無視し得る。前の場合と同じに塔は剛であると假定すれば、索の影響は床に対する振り剛さを求め、これを端の質量に加算すればよい。2 本の索の振り剛さは張力を T として $c = Tb^2$ である。茲に b は兩索の距離である。

床構造を突込みに考へて實際の橋の断面を圖-39 下の様な振りの剛性率 Tb^2 をもつ等値な體系におきかへる。

数値計算は次の様である。

$$c = Tb^2 = 13.1 \times 10^6 \times 39^2 = 19900$$

$$\text{極慣性モーメント } J = \sum \frac{w}{g} k^2$$

$$\text{中、床の分布荷重の分} = \frac{4800}{32.2} \times \frac{39^2}{12} = 17000$$

$$\text{桁及び索の分} = 2 \times \frac{950}{32.2} \times \left(\frac{39}{2}\right)^2 = 22400$$

$$\therefore J \text{ の計} = 39400 \text{ 呎秒}^2$$

徑間の中央に腹があるとして、週期は

$$\gamma = l \sqrt{\frac{J}{c}} = 2800 \sqrt{\frac{39400}{19900}} \times 10^{-3} = 3.94 \text{ 秒}$$

この計算値は観測値の 4 秒とよく一致する。

橋の振り剛さが索の張力と 兩索間の距離の平方との

積で變化するといふことは次のことを指示する。即ち他の多くの橋梁では振りの剛性率が少くともタコマ橋の場合の 8 倍位はある。タコマ橋の幅員はこの程度の大さの吊橋の幅員の半分以下で、もつとずつと幅員の大きい吊橋では先づ起らない様な困難な問題がタコマ橋の場合には存在してゐたのである。

(116) 新式橋形起重機

(Holtschmit; "Neuere Verladebrücken". Bau- tech. Heft 14, 1941, P. 154~156 瀬尾五一抄)

獨逸の港灣荷役設備は高度の發達をして來た。歐洲やアメリカの港灣に各種の起重機が設備されてゐるのは其の證據である。特に留意すべきは重き貨物荷役用の橋形起重機の構築である。Emden, Bremen, Hamburg, Stettin, Gothafen, Danzig には石炭や鐵石荷役用の大きな橋形起重機が設備された。Rotterdam, Antwerpen, Calais Bordenx には更に大規模のものが施工されてゐる。スウェーデン、ノルウェイの港には橋形起重機が備へ付けられ、石炭、鐵石の荷役をなしてゐる。戦争直前までは英國、南米、極東方面へ各種の橋形起重機が供給されてゐた。獨逸の橋形起重機は大規模で堅牢、經濟的であり、合理的である。

圖-40~42 は Duisburg の Demag 株式會社によりて設立された大きな橋形起重機である。此の起重機は 1939 年秋スウェーデンの或港に設立されて鐵石荷役に使用されてゐる。

圖-40 は概略を示すものであるが、支間 73 m、陸地側は 51 m の片持梁となつてゐて、グラフは網に 35 t の支持力を及ぼす。海側の片持梁は、汽船の繫船、出帆が自由に出来る様に高く跳ね上がる様になつてゐる。橋桁は兩支承の上にて回轉する様になつてゐるので、橋桁は埠頭に直角の位置から斜の位置になる事が出来る。陸側の橋桁端の移動は兩側へ 6 m である。支承の下には 8 個の車輪がある、支承は各車輪に等分布される様に装置してある。各橋脚は複線のレールの上につてゐる。埠頭とレールの基礎は堅固でなければならぬ。圖-40 にある様に 50 kg/m² の風壓の場合には固定支承の橋脚の下部へは、344 t 即ち 1 車輪の壓力は $\frac{344}{8} t = 43 t$ となる。暴風に對しては各橋脚の下部には Demag の自動式安全装置がある。

圖-43 に示されてゐる橋形起重機は兩橋脚の上で、橋軸の方向に移動することも、回轉する事も出来る橋桁をもつ新しい形のもので、Demag の特許である。之はフランスの或港灣で構築される筈であつたが、戦争突發のために中止となつた。支間は 75 m であるが旋開起重機を入れると全長 133.5 m となる。

圖-43. c の回轉したる場合の橋桁の偏位は 13 m である。

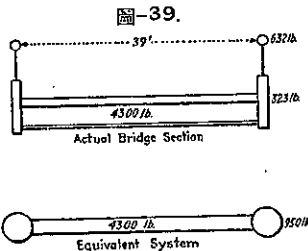


圖-40. 兩橋脚上で回轉可能の橋桁を有する橋形起重機

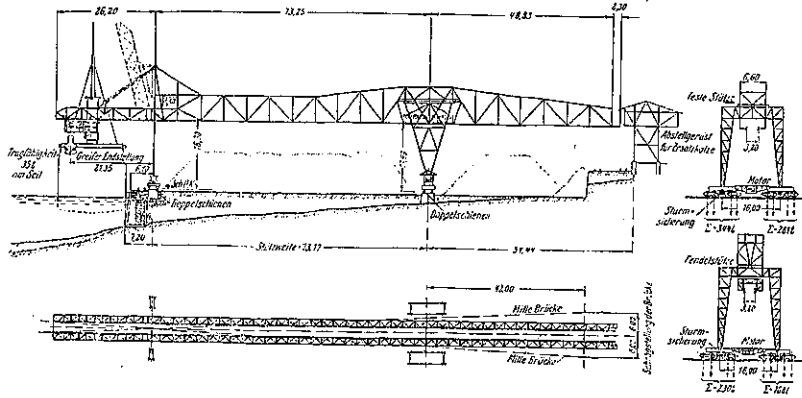


圖-41. 圖-40 の橋形起重機の海に面する鏡底

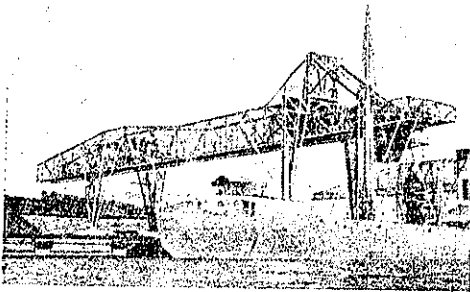


圖-42. 圖-40 の橋形起重機の陸地側の橋脚

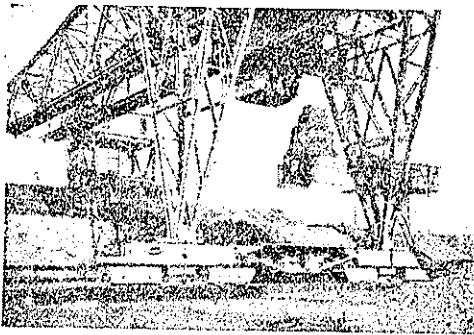


圖-43. 兩橋上で移動し回轉可能の橋形起重機

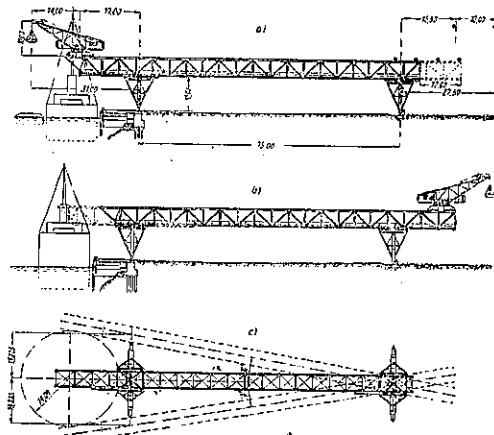


圖-44. 3 個の跳開起重機と橋桁を有する石炭荷役設備

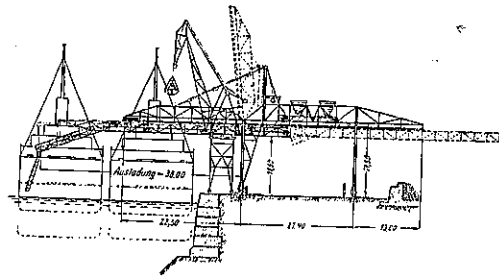


圖-43. b の橋桁が後方へ移動した場合は 高い上屋を有する船でも差支はない。

圖-44 は Spanisch-Marokko の或港灣で石炭荷役

用として築造される筈であつたが、戦争のために實現出来なかつた。