

抄 録

第 27 卷 第 10 号 昭和 16 年 10 月

應 用 力 學

- (117) 剛支承上の連続矩形版に於けるモーメント 959
- (118) 力學計算に代る電氣模型試験法 962

水 理

- (119) 直角三角堰の流量係數 966
- (120) 餘水路側壁の安定に就て 967

コンクリート

- (121) Friant 堰堤工事で使用した片持版型式樁 969
- (122) Parker 堰堤に於けるセメント中のアルカリ分と骨材との化學變化に伴ふ膨脹龜裂 969

施 工

- (123) 細砂質基礎の爆破に依る締固工法 971
- (124) 杭打基礎の支持力に關する中間報告 974

河 川

- (125) 可動堰に依る河川流量の調節 976
- (126) ソ聯に於ける國內水路の發達 978

發 電 水 力

- (127) 經濟的な發電所の趨勢 979

道 路

- (128) 氷洋へ通ずる道路 981

橋梁及構造物

- (129) 戦時の耐久性假橋工事 983

應 用 力 學

(117) 剛支承上の連続矩形版に於ける モーメント

(L. C. Maugh; "Moments in Continuous Rectangular Slabs on Rigid Supports." Proc. of A.S.C.E., May 1941, p. 739~752. 西畑 勇 夫 抄)

整理の形式が代数的であつても、算術的であつても、版の縁の弾性曲線勾配は、單純支承版の場合の適用荷重に依る勾配と、四週邊に於ける拘束モーメントに依る勾配との和として表はされることを要する。この關係は、多くの荷重形式に對して、勾配を次の形の收斂級數として表はし得る。

$$\theta_x = A_1 \sin \frac{\pi x}{a} + A_2 \sin \frac{2\pi x}{a} + A_3 \sin \frac{3\pi x}{a} + \dots (1)$$

茲に各係數は、荷重と、版の寸法を包む $\frac{b}{a}$, 又は $\frac{a}{b}$ の項で表はし得るものである。

圖-1 (a) の單純支承パネル ABCD に於て、

$$\frac{b}{a} = 1.0 \text{ なるとき,}$$

$$\theta y' = \frac{pa^3}{D} \left(0.0137 \sin \frac{\pi x}{a} + 0.00025 \sin \frac{3\pi x}{a} + 0.000033 \sin \frac{5\pi x}{a} + \dots \right) \dots (2a)$$

$$\frac{b}{a} = 1.5 \text{ なるとき}$$

$$\theta y' = \frac{pa^3}{D} \left(0.0184 \sin \frac{\pi x}{a} + 0.00025 \sin \frac{3\pi x}{a} + 0.000033 \sin \frac{5\pi x}{a} + \dots \right) \dots (2b)$$

上式に於ける D なる項は版の撓抵抗を表はすに用ひ

られ、次の値に等しい。

$$D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)} \dots\dots\dots(3)$$

茲に

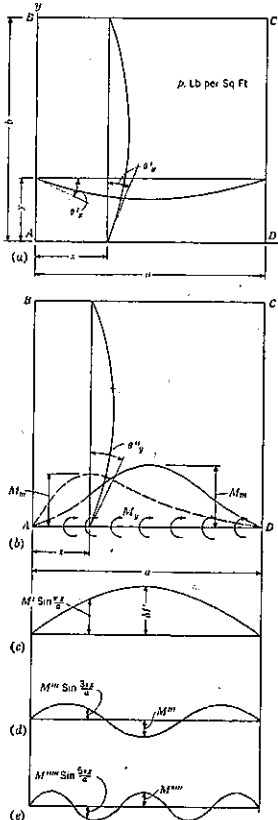
h = 版の厚

μ = ポアソン比

圖-1 (b) の AD の如き任意の境界に添ふ拘束モーメントは、次の如き正弦級数にて表はさる。

$$M_y = M_1' \sin \frac{\pi x}{a} + M''' \sin \frac{3\pi x}{a} + M'''' \sin \frac{5\pi x}{a} + \dots\dots\dots(4)$$

圖-1.



このモーメントの分布に對し、任意の縁にそふ勾配も亦正弦級数として表はされ、

$$\frac{b}{a} = 1.0 \text{ なるとき,}$$

$$\theta_y'' = \frac{\alpha}{D} \left(0.156 M' \sin \frac{\pi x}{a} + 0.053 M''' \sin \frac{3\pi x}{a} \right)$$

$$+ 0.0318 M'''' \sin \frac{5\pi x}{a} + \dots\dots\dots(5a)$$

$\frac{b}{a} = 1.5$ なるとき

$$\theta_y'' = \frac{\alpha}{D} \left(0.159 \sin \frac{\pi x}{a} + 0.053 M''' \sin \frac{3\pi x}{a} + 0.0318 M'''' \sin \frac{5\pi x}{a} + \dots\dots\dots(5b) \right)$$

若し、 AD 端が固定、他が單純支承なる時、 $\theta_y' + \theta_y''$ は境界 AD 上のすべての點で零にならねばならぬ、故に、

$\frac{b}{a} = 1.0$ なる時、 $\sin \frac{\pi x}{a}$ に對して

$$\frac{0.156 M'a}{D} = \frac{0.0137 pa^2}{D}$$

$$\therefore M' = -0.0877 pa^2$$

$\sin \frac{3\pi x}{a}$ に對して、

$$\frac{0.053 M'''a}{D} = -\frac{0.00025 pa^2}{D}$$

$$\therefore M''' = -0.0047 pa^2$$

同様に、 $M'''' = -0.0010 pa^2$

故に縁モーメントは次の級数にて與へられる。

$$M_y = -pa^2 \left(0.0877 \sin \frac{\pi x}{a} + 0.0047 \sin \frac{3\pi x}{a} + 0.001 \sin \frac{5\pi x}{a} + \dots\dots\dots(6a) \right)$$

縁の中央に於けるモーメント M_a は、 $x = \frac{a}{2}$ なるとき

$$M_a = -pa^2(0.0877 - 0.0047 + 0.001 + \dots\dots\dots(6b) = -0.084 pa^2$$

同様に、 $\frac{b}{a} = 1.5$ なる時、

$$M_y = -pa^2 \left(0.1158 \sin \frac{\pi x}{a} + 0.0047 \sin \frac{3\pi x}{a} + 0.001 \sin \frac{5\pi x}{a} + \dots\dots\dots(7) \right)$$

而して、 $x = \frac{a}{2}$ なるとき、 $M_a = -0.112 pa^2$

若し、パネルがどの縁にても拘束されてみると、4 側縁の勾配は、4 つの拘束モーメントと、適用荷重との項にて表はされねばならぬ。これの數值的解法は唯一つのパネルのみが探究される時には別に困難でない。併し、パネル間に連續性が立てられねばならぬ時、而してそのパネルがすべて不規則であるとき、もつと平易な應用の爲に、或程度の數學的精確性を放棄してもよい。

この理由に依り、筆者が普通の条件に對しては十分正確な結果を與へ、その應用に當つて實際的であると信ずる近似解法について考察しよう。

連続床版の任意の支承に添ふ拘束モーメントの分布は、圖-1 (b) の AD 側に點線で示す如く不對稱でもあり、且又實線で示す如く對稱でもある。多くの實際の荷重條件に對して、最大モーメント値 M_m は、實際の分布には可なり差違があるとしても、 $M' \sin \frac{\pi x}{a}$ なる分布と對する M' (圖-1 (c)) の値と大差はない。かゝる近似法に最もよく適する荷重形式は、必然的に全パネル上の等布荷重とか、中心に近い集中荷重の如き、パネルの中心に對して對稱である様なものである。支承に近い集中荷重の如き稀な條件は、剪力に對して通常危険であり、之には特別の考慮を要するであらう。

數值解法を簡單化する爲、多くのパネル間の連続性

圖-2. 近似法に用ひられるモーメント及勾配

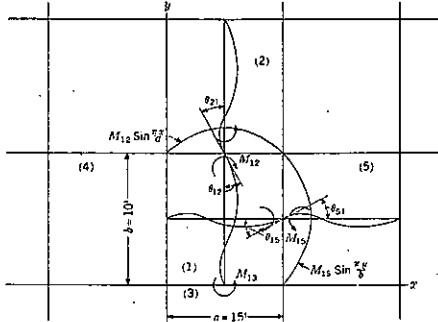
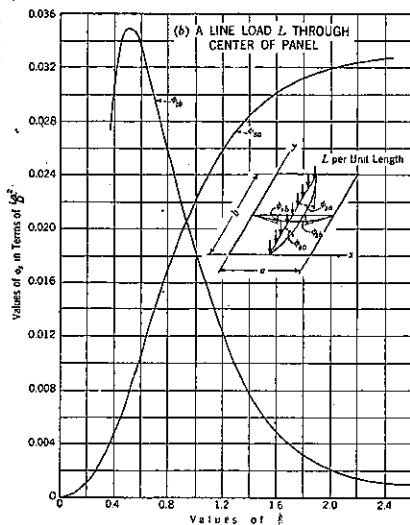
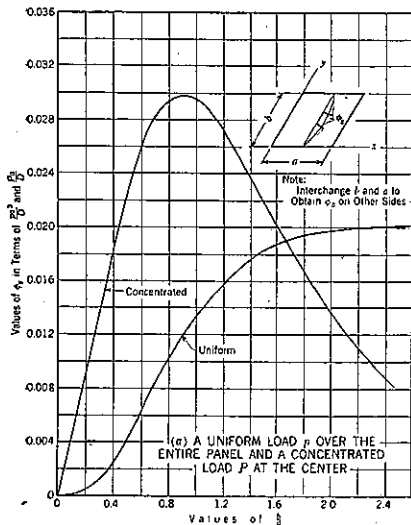


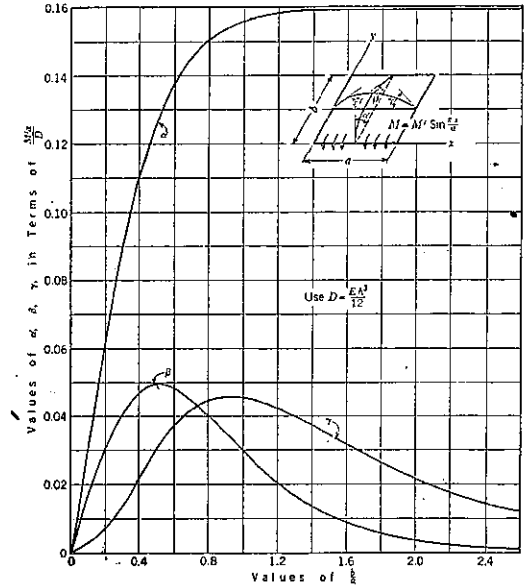
圖-4. 線勾配 ϕ_s



は、各縁の中央に於てのみ保持されてゐるとする。

圖-2 の如き任意の連続版に對して、縁モーメントは

圖-3. 一邊に加へられたモーメントに依る単純支承版の縁勾配 $\alpha, \beta,$ 及 γ



中心モーメント $M_{12} = M_{21}, M_{13} = M_{31}$ 等の項で表はされ、パネル間の連続性は $\theta_{12} + \theta_{21} = 0, \theta_{13} + \theta_{31} = 0$ 等にて得られる。

而して事實、すべての縁にそふモーメントの分布は、正弦曲線と見做されるので、その勾配は直接に剛支承上の

連梁に於ける如く、縁モーメントと、適用荷重の項とで表はし得る。而して、圖-3 に於て角 α, β, γ は b/a の色々な値に對してモーメント $M' \sin \frac{\pi x}{a}$ の項にて與へられ、從つて、圖-2 の θ_{12} の如き任意の縁勾配は次の形で表はさる。

$$\theta_{12} = \alpha \left(\frac{M_{12} a}{D} \right) + \beta \left(\frac{M_{13} a}{D} \right) + \gamma \left[\frac{(M_{14} + M_{15}) l}{D} \right] + \phi_s \dots \dots \dots (8)$$

茲に ϕ_s = 適用荷重に對する単純支承版の勾配 ϕ_s の値として、圖-4 (a) は全

パネル上の単位面積當り p なる等布荷重に對するもの
及パネルの中心に於ける集中荷重 P に對するものを與へ、
圖-4 (b) はパネルの中心を通る線荷重 L に對するものを與へる。

圖-5 に示された連続版に於けるモーメントの値として、
この近似法にて得たものと、正確法及アメリカコンクリート
協會 (A. C. I.) 規則とに依つて得たものとを比較すれば表-1
の如くである。

表-1. 圖-5 の床 に対し、 p の項で表はせる支板中央に於ける線モーメント

Description	M_{12}	M_{21}	M_{32}	M_{23}	M_{43}	M_{34}	M_{54}
Approximate	-20.95	-12.54	-3.00	-4.94	-12.25	-6.83	-3.87
Exact	-20.99	-12.14	-3.93	-5.40	-12.17	-10.03	-4.59
A. C. I.	-19.18	-8.20	-5.54	-2.94	-8.18	-9.91	-2.50

圖-5.

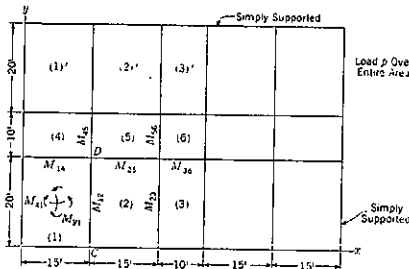
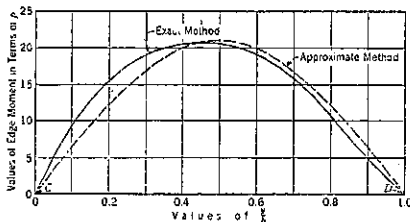


圖-6 は 圖-5 のパネル (1) と (2) との間の支承 CD にそふ線モーメントの、近似法及正確法に依つて得た分布を示すものにして、正確な分布に對する最大縦距は、中心近くに在り、實際上、假定された正弦曲線の最大縦距に等しいことがわかる。

パネル中央に於けるモーメント：—線モーメントが出ると、パネル中央に於けるモーメントは、単純支承パネルの上に加へられた荷重に依る中央モーメントと、縁拘束モーメントに依つて生ずる中央モーメントの代数和として計算される。

圖-7 (a) は全パネル上に等分荷重を受けた場合、圖-7 (b) は中央に集中荷重を受けた場合、圖-7 (c) は中央線に添ふ線荷重を受けた場合の中央モーメントを示す。

圖-6. 線 CD にそふモーメント分布



集中荷重に對する値は、1930 年 H. M. Westergaard の發表せる解法より得たもので、荷重は半径 $0.10 a$ なる圓の上に分布され、ポアソン比は 0.15 又 $a/h > 13$ なる假定に基くものである。圖-7 (d) はモーメント $M' \sin \pi x/a$ の a 線に添ふ分布を示すものである。

圖-7 を用ひ、圖-5 のパネル (1) の中央に於ける正モーメントを計算すれば、

$$M_{x1} = 0.0618 p 15^2 - 0.144 \times 20.98 p - 0.132 \times 12.25 p = 9.28 p \dots (12 a)$$

$$M_{y1} = 0.032 p 15^2 - 0.1365 \times 20.98 p - 0.0015 \times 12.25 p = 4.36 p \dots (12 b)$$

となる。

表-2. 圖-5 の版のパネル中央に於ける正モーメントを p にて表はせる場合の比較

Description	M_{x1}	M_{y1}	M_{x2}	M_{y2}	M_{x3}	M_{y3}	M_{x4}	M_{y4}	M_{x5}	M_{y5}
Approximate Method:										
$\mu = 0$	9.28	4.36	7.90	2.60	2.08	-0.95	2.48	0.42	2.87	2.07
$\mu = 0.2$	10.12	0.22	8.49	4.10	1.84	-0.56	+0.21	2.43	0.99	2.45
Exact Method: $\mu = 0$	9.34	4.57	7.85	2.73	1.86	-0.70	2.38	0.36	2.84	2.00
A. C. I.	7.21	0.16	5.94	4.13	2.30	1.55	-1.72	-0.06	1.81	0.84

以上述べたものはポアソン比 $\mu = 0$ とせるものである。この假定は線モーメントには殆んど影響せぬが、正モーメントには可なり影響する。

併し $\mu = 0$ に對する正モーメントを得れば、 μ の任意の値に對するモーメントは次の關係式より計算し得る。

$$M_x = M_{x'} + \mu M_{y'} \dots (13 a)$$

$$M_y = \mu M_{x'} + M_{y'} \dots (13 b)$$

茲に $M_{x'}$ 及 $M_{y'}$ は $\mu = 0$ に對する値である。

結論—

- (a) 連続矩形版の解は、個々の細長い片よりなる連綴梁としてよりも、構造單位としての全パネルを取扱ふ方がより正確である。
- (b) 線モーメントが正弦曲線として分布されると假定し、且各線の中央にて連續性を與へる所のこの近似解法の使用は可能であつて、而も任意のパネル上の普通の荷重條件に對しては、十分なる精度を有する正及負の最大モーメントを與へる。
- (c) 使用される方程式は、普通の計算尺を使つて、反覆法に依り速に解きうる。又種々の荷重條件は、各方程式の常數項を變へるとわかる。

(118) 力學計算に代る電氣模型試驗法

(Friedrich Bruckmayer; "Electrische Modellmessungen an Stelle Statische Berechnung." Bauingenieur. Mai 1941. 高見太一抄)

梗概—1つの荷載されたる桿に就てそれに相應する

圖-7. 単純支張版の中心に於けるモーメント

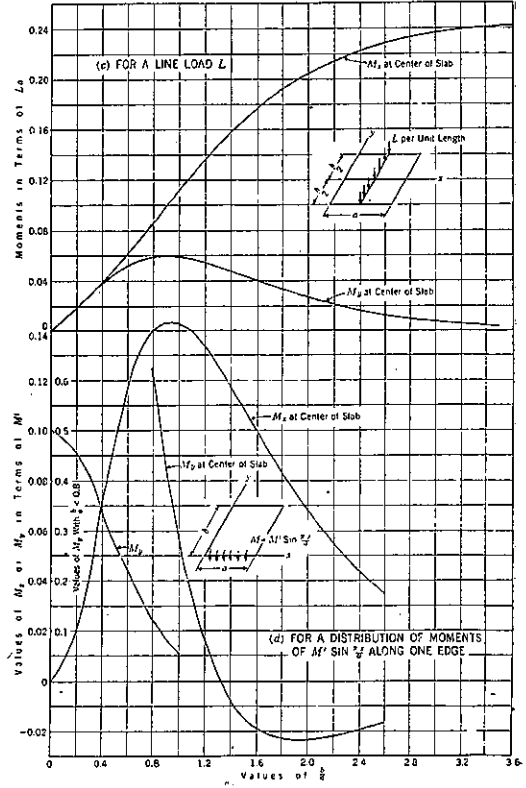
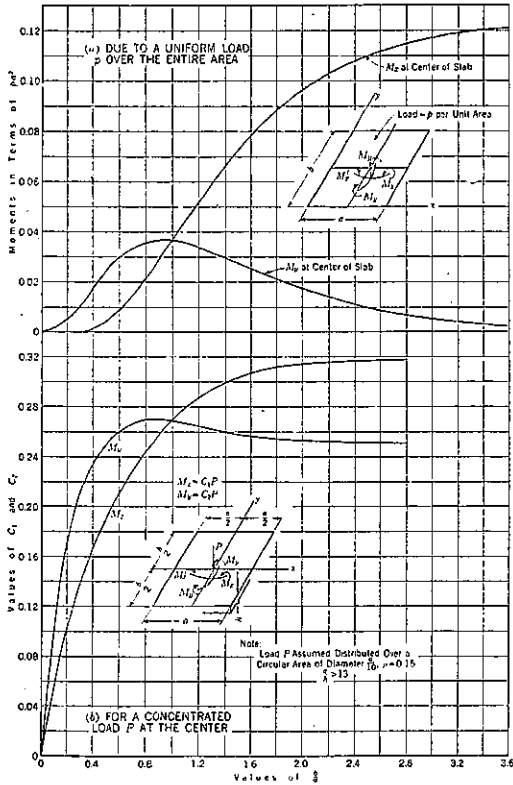


圖-8.

模型をつくり、その剪断力分布と電流曲げモーメントと電圧との間の関係をしらべて静力學的の計算をなすかはりに電氣の模型を利用するところに根據をおく。

模型の使用については例題にて示す、此の方法の利點は特に移動する荷重をうる場合の内力の大きさを明らかにし得る、又影響線の値を知ることも直接可能である。

一般の模型試験に於て多くの場合力學的に正しい結果に導くために著るしき勞力の消費を要するが、之が簡單な電流ならびに電壓の測定を以て代用し得る譯であつて、次に述べる如く荷重をうる桿(結構)に於ける内力の状態を扱ふ。

剪断力分布と電流との關係一

圖-8 に示す如く $g=f(x)$ なる分布荷重と $p_1 \dots p_n$ なる集中荷重とを受くる梁に於てその x なる位置における剪断力を Q_x とすれば

$$Q_x = Q_0 - \int_0^x g dx - \sum_0^x p_n \dots (1)$$

而して梁の dx なる距離における剪断力の變化は

$$dQ_x = -g \cdot dx \dots (2)$$

x の位置における曲げモーメント M_x の値は

$$M_x = M_0 + \int_0^x g d\xi(x-\xi) + \sum_0^x p_n(x-p) \dots (3)$$

而して梁の dx なる距離における曲げモーメントの變化は

$$dM_x = Q_x dx + g \cdot dx \cdot \frac{dx}{2} = Q_x dx \dots (4)$$

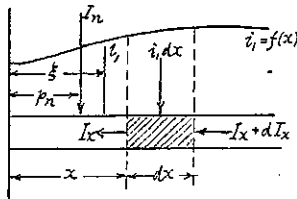
第二項は小なる故に省略するものとする、よつて曲げモーメント、剪断力及び荷重の間の關係は次の如く表し得る。

$$\frac{dM_x}{dx} = Q_x \dots \dots \dots (5)$$

$$\frac{d^2 M_x}{dx^2} = \frac{dQ_x}{dx} = -g \dots \dots \dots (6)$$

我々は導率 ϵ 、断面積 F なる電気の導体について電流ならびに電圧の分布状態を比較対称して観察する。それには恒に一定の電流 i_1 が通ぜられ而して個々の位置における値 J_1, J_2, \dots, J_n が圖-9 の如くあらはされる場合導体の x なる位置において流れてゐる電流は

圖-9.



$$J_x = J_0 - \int_0^x i_1 \cdot dx - \sum_0^n J_n \dots \dots (7)$$

而して導体の dx なる距離における電流の變化は $dJ_x = -i_1 \cdot dx \dots \dots (8)$

電流の J_x なる位置における電圧は $U_x = U_0 + \frac{1}{\epsilon F} \left[\int_{\xi=0}^{\xi=x} i_1 \cdot d\xi (x-\xi) + \sum_0^n J_n (x-p_n) \right] \dots \dots (9)$

而して梁の dx なる距離における電圧の變化は $dU_x = \frac{1}{\epsilon F} J_x \cdot dx = \frac{\rho}{F} J_x \cdot dx \dots \dots (10)$

茲に ρ は導体の單位の電気抵抗とする、静力学の時と同様に電流の場合にも同じ關係が成立する故に

$$\frac{dU_x}{dx} = \frac{1}{\epsilon F} J_x \dots \dots (11)$$

及び

$$\frac{d^2 U_x}{dx^2} = \frac{1}{\epsilon F} \frac{dJ_x}{dx} = -\frac{1}{\epsilon F} i_1 \dots \dots (12)$$

公式 (1)-(6) 及び (7)-(12) をまとめて考へれば電氣的の測定について次の2つの結論が得られる。

(I) 剪断力の分布 Q_x を得るためには荷重點に相當する位置に i_1 又は J_n なる電流が通じた場合の導体内の力に相應する電流 J_x を測定すればよい、それが内部におこつてゐる剪断力に數値が等しくなつてゐる。

(II) 曲げモーメント M_x の分布を知るためには荷

重點に相應する位置に於て、導体の性質に應じて電流 i_1 又は J_n の $\epsilon \cdot F$ 倍又は F/ρ 倍の電流を通じて導体内の電圧 U_x を測定すればよい。

公式 (5) によつて曲げモーメントは剪断力を積分して得らるゝ様に公式 (11) によつて電流の $1/\epsilon F$ を積分したものが電圧となる、同様に公式 (6) により荷重を積分して剪断力が得らるゝ様に (12) によつて通じてゐる電流を積分して熱電流が得られる。

2 點にて支持せられ

る梁の計算—

茲に簡單なる例として1個の集中荷重をうくる自由支持の梁について力學的計算と模型試験とを比較對照して見よう。

圖-10 (a) は梁の荷重状態ならびに寸法を示す。梁の算式によれば、

$$A = \frac{P \cdot b}{l} = 2.4t, \quad B = \frac{P \cdot a}{l} = 1.6t$$

曲げモーメントの値は a の範圍に於ては

$$M_x = A \cdot x = \frac{P \cdot b}{l} x = 2.4x$$

b の範圍に於ては

$$M_x = A \cdot x - P(x-a) = 2.4x - 4(x-2)$$

故に最大曲げモーメントは荷重點におこり

$$M_{max} = 4.8t \cdot m$$

計算せられた剪断力及び曲げモーメントの値は圖-10 (b), (c) に示す。此の問題についての電氣試験用模型を圖-11, (a) に示す。抵抗 r_a 及び r_b は導体中の金屬線にて a 及び b を示すこととする。荷重點に相應する位置に於て電流 J_1 が通ぜられる。支點に於て流るゝ電流 A 及び B が電流計によつて測定せられる。此際電流の分派は次の如く算定せられる。

$$J_1 = i_a + i_b$$

$$i_a r_a = i_b r_b$$

従つて

圖-10.

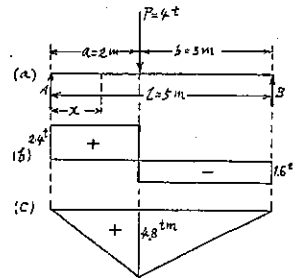
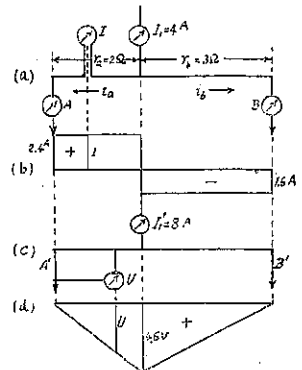


圖-11



$$i_a = J_1 \frac{r_b}{r_a + r_b}, \quad i_b = J_1 \frac{r_a}{r_a + r_b}$$

之に數値を代入して考へ $J_1 = 4$ アムペアとし抵抗 r_a 及び r_b は金屬線中一様とす、然らば

$$i_a = 4 \cdot \frac{3}{5} = 2.4A, \quad i_b = 4 \cdot \frac{2}{5} = 1.6A.$$

之は測定せられた A 及び B の電流と等しくなる。剪断力の分布は [I] の結論によつて電流計 I を挿入して直接測定すれば電流の分布を知ることにより得られる、之を 圖-11 (b) に示す。曲げモーメントの分布測定は通じた電流 $J_1 = 4'$ に F/ρ を乗じて求むる。模型が今一定の抵抗線を有するものと思ふれば、例へば抵抗を 0.5 、断面 1 mm^2 とすれば結論の (II) によつて次の如く算出される。

$$J_1' = J \frac{F}{\rho} = 4 \cdot \frac{1}{0.5} = 8A$$

圖-11 (c) に示す如くこの電流 J_1' を通じて電壓計 U により電壓の分布を測定する。支點との間の最大電壓差 U_{\max} を知れば (II) の結論によつて荷重點における最大の曲げモーメントが次の如く得られる。

$$U_{\max} = i_a r_a = 8 \cdot \frac{1.5}{2.5} \cdot 1 = 4.8V$$

電壓計 U による電壓分布の測定値は 圖-11 (d) に示す。

圖-11 (b) 及び (d) における測定値を 圖-10 (b) 及び (c) における計算による値と比較對稱すれば荷重を受ける梁の剪断力及び曲げモーメントの値と等しい數値を示すことになる。

電氣の模型による利點は既に茲に簡単な問題について呈示したが、若し集中荷重の外に分布荷重 (三角形荷重、梯形荷重、任意の形の分布荷重) の作用する場合には力學計算は極めて面倒な勞力を要する。特に荷重點を種々に移動した状態を考慮して剪断力及び曲げモーメントの最大値を計算によつて知りたい場合には特にそうである。此の際電氣の模型によれば電流計及び電壓計の観測をしてゐて荷重の移動に相應して接觸帶鐵上を移動して電流が通ずる場合の最大値を読みとればよい。

荷重 I (電流 I) が移動して作用する際任意の断面の内力の大きさは影響線の値として夫々の断面について観測しうる。

異なる抵抗の考慮 (慣性モーメントの異なる場合) 一次の問題の如き不静定量を有する場合の模型試験に應用する際には豫備計算をする必要がある、之について1つの不静定量をふくむ問題について示すこととする。電氣の模型においても桿の異なる慣性モーメント J と同

様に異なる抵抗を考慮する必要がある。

圖-12 に対し反力 A, B, C, D は1組の梁の格子について1個の集中荷重が主梁及び副梁の重心である交點に作用した場合を示す、不静定量として副梁 l_2 における荷重 P の分配量 X を考ふれば荷重點における撓みは等しいといふ條件よりして X の算式を得る。即ち、

$$X = \frac{P l_1^3}{l_1^3 + \frac{J_1}{J_2} l_2^3}$$

圖-12 に於て數値を代入し $J_1 = 2J_2$ とすれば

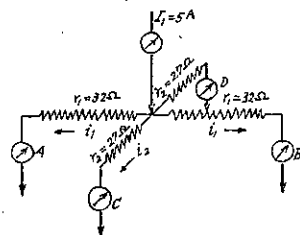
$$X = \frac{5 \times 512}{512 + 2 \times 216} = 2.71 \text{ t}$$

従つて反力の値は

$$A = B = 1.145 \text{ t} \quad C = D = 1.355 \text{ t}$$

此の問題について電氣の模型の形成を 圖-13 に示す、抵抗 r_1 及び r_2 は長さの三乗に比例せしめねばならないから次の如くなる

圖-13.



$$r_1 = 4^3 = 64\Omega \quad r_2 = 3^3 = 27\Omega \quad \frac{r_2}{r_1} = \frac{27}{64} = 0.421$$

然るに抵抗 r_1 は主梁の慣性モーメントの値が副梁の2倍であることを考慮して $1/2$ の値即ち 32Ω を採用しなければならない、従つて抵抗の比は次の如くかはる、

$$\frac{r_2}{r_1} = \frac{27}{32} = 0.843$$

此の抵抗の變化については長さの變化による外断面積の變化又は違つた抵抗を有する材料を使用することによつても模型構成の目的は達しうる。

電流の分岐する量は既知の抵抗によつて算定しうる、即ち分派電流は

$$i_2 = \frac{J}{2 \left(\frac{r_2}{r_1} + 1 \right)} = \frac{5}{2(0.843 + 1)} = 1.355A$$

$$i_1 = \left(\frac{r_2}{r_1}\right) i_2 = 0.843 \times 1.355 = 1.145 \text{ A}$$

即ち電氣の模型にて A, B, C, D に夫々電流計をおけば上の計算値と同様に測定し得て $A=B=1.145 \text{ t}$, $C=D=1.355 \text{ t}$ を得る。

電氣模型試験の装置及び應用に就て一力學の問題に關する電氣模型の應用は極めて簡單にして且つ合理的である。

剪断力分布の測定は任意断面について電流計を挿入することによつて知り得る。此の場合接觸線の装置は中に抵抗をおくのが好都合である。影響線即ちモーメントの最大値の測定のためには抵抗用針金の輪よりなる接觸帶鐵の裝置が好都合である。影響線及び内力の最大値の決定は位置を移動して通ずる電流に對する瞬間的の測定によつて容易に得られる。

水 理

(119) 直角三角堰の流量係數

沼知福三郎, 黒川及淵澤; "Über den Überfall-lbeiwert eines rechtwinkeligdreieckigen Messswulhs (1. Mittheilung)," 東北帝大工學報告, 第13卷, 第2號, 62~83頁. 永井莊七郎抄

日本の機械學會では, 直角三角堰に因り流量測定を行ふに當り, 豫め檢定を行はないうで實驗式に依らんとする際は, 水路幅 B 及び堰高 W (水路床から三角頂點までの高さ) は

$$B > 4H' + 30 \text{ cm}, \quad W > 3H'$$

とし, 計算は Strickland 式に依らねばならぬことになつてゐる。 H' は最大溢流高である。然し此の規定によると設備が非常に大きくなり, 實際に工場等では規定に従ひ難い。それで委員會では此の規定を緩らげ, 更に適用範圍を廣くしようと努めてゐる。 B 及び W の影響に就ては J. Barr の實驗があるが, その範圍が狭いので, 沼知教授が委員の 1 人として, 流量係數に及ぼす B 及び W の影響を實驗されたのである。

實驗水路は木製で, 長さ 460 cm, 幅 $B=118 \text{ cm}$ 及堰高 $W=46 \text{ cm}$ である。此の水路にて

$$B = 44 \quad 54 \quad 64 \quad 74 \quad 118 \text{ cm}$$

及び $W = 9.5 \quad 19.5 \quad 29.5 \quad 35 \quad 46 \quad 65.7 \text{ cm}$

に變じた。zero reading の時には 圖-14 の如き 2 本針の水面測定器を用ひ, 一方の針 A を三角頂點に合せ, 三角頂點より少し低い位に水に満たし, その水面に他

方の針 B を合せ, その時の垂直移動距離を顯微鏡で読み h_2 とし, 又その水位を側孔内で別の水面測定器で読み H_0' とする。次に水面測定器を堰に直角上流に 2 cm 以上移動させ, その位置で針 A 及び B を水面に合せ, 兩讀みの差 h を顯微鏡で讀む。然る時は

$$h_1 = h - h_2$$

從て側孔内で主水面測定器にて測り得る零高 H_0 は

$$H_0 = H_0' - h_1$$

で得られる。

30 種類の實驗の結果に依れば, 溢流水深 H が相當大なる時は, 水路幅 B が小さい程益々流量係數 C は大きくなる。此の傾向は堰高 W が小さい程顯著である。又 B を一定にして H 及び W を變ずると, 相當大なる H の時は, W が小さい程流量係數 C は大きくなる。之等の關係は圖-15 a, b, c, d, e 及び f の如くである。

以上の實驗より次の式を得てゐる。

$$C = 1.954 + \frac{0.004}{H} + \left(0.14 + \frac{0.2}{\sqrt{W}}\right) \left(\frac{H}{B} - 0.09\right)^2 \quad (1)$$

式中 H, B 及 W は m 單位, 流量は m^3/sec 單位である。圖-15 にて點線で示した曲線は之である。(1) 式にて $W = \infty, B = \infty$ と置くと

$$C = 1.355 + \frac{0.004}{H} \quad \dots\dots\dots (1')$$

今適用ひられて來た Strickland 式は

$$C = 1.334 + \frac{0.0205}{\sqrt{H}} \quad \dots\dots\dots (2)$$

此の式は堰縁が突出した Barr の實驗値から誘導したものである。從て大きな値を與へてゐる。

又 Barr, 沼知氏 (1939 年) 及 Yarnall の實驗値より誘導された東大の兼重氏の式

$$C = 1.359 + \frac{0.0035}{H} \quad \dots\dots\dots (3)$$

も稍大なる値を與へる。

沼知教授の (1) 式の實驗値に對する誤差は 0.5% に過ぎなかつた。(1) 式の適用範圍は嚴密には

$$B = 44 \sim 118 \text{ cm}, \quad W = 9.5 \sim 66 \text{ cm}$$

及び $H = 7 \sim 25 \text{ cm}$

であるが, Yarnall の實驗結果 ($B=183.5 \text{ cm}, W=111 \text{ cm}, H=10 \sim 38 \text{ cm}$) 及 Parloe の實驗結果 ($B=152.5$

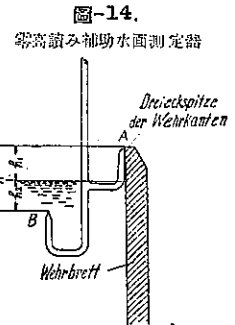
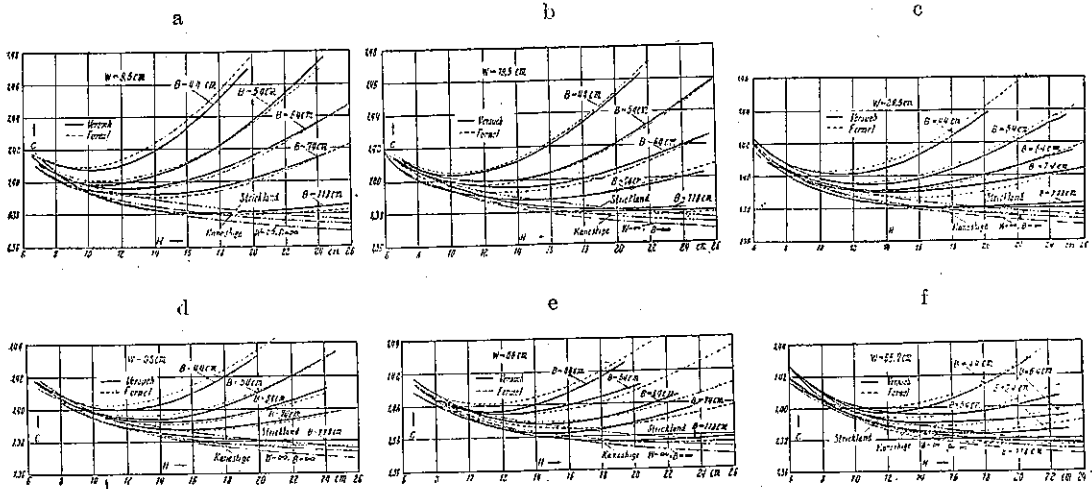
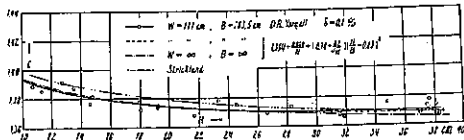


圖-15. H と C との関係



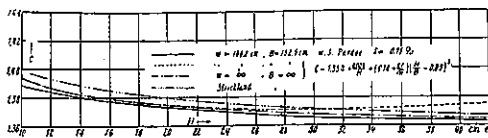
cm, $W=109.2$ cm, $H=9\sim 42$ cm) に対しても 夫々 0.1% 及び 0.75% の誤差に過ぎない。圖-16, 17 の如し。
 溢流水深 H を測定する位置に就ては、堰板から 25 cm, 50 cm 及び 270 cm の距離で測定して見た處、全く同一であつたから水面測定器を堰板から 25 cm まで近附けてもよい。

圖-16. C と H の関係 (Xarball の實驗値)



溢流水深の zero reading には、水路内に徐々に水を満たし、堰の三角頂點まで達せしめ、堰の兩縁とその水面像とが夫々 1 直線上に合し、三角頂點で 2 直線が

圖-17. C と H の関係 (Purdie の實驗値)



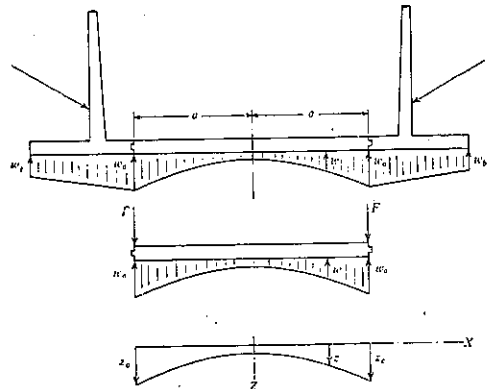
交叉する時の讀みを取れば、誤差を 0.2 mm に留め得る。

(120) 餘水路側壁の安定に就て

(Stanley Benscoter; "Stability of Spillway Channel Side Walls". Civil Eng., June 1941, p. 355~359 神 勲抄)

餘水路は普通側壁と底板との間に側壁に接近して繼手を設ける(圖-18)。この繼手は剪力は傳達するが彎曲率は傳達しない。側壁の安定は反力を決定する三方程式を用ひて求められる。側壁の前趾と水路の底板の間の繼手に働く剪力は省略するのが常である。而してこれに依り計算した合力は基礎面の middle third の中になければならない。本論に於ては側壁の安定を解析する時普通省略される前述の剪力も考慮に入れた理論的な算式を求めるにある。而して水路の底板に坐する彎曲率の算式を同時に求められる。

圖-18. 水路の断面及び荷重



- a = 底版幅の 1/2
- E' = コンクリートの弾性係数
- $E = E'(1 - \mu^2)$
- I = 底版の単位幅に対する慣性力率
- k = 基礎の如何に関する係数
- M = 彎曲率, S = 剪力
- w = 任意點の反力
- w_a = 側壁の前趾にかゝる壓力
- w_b = 側壁の後趾にかゝる壓力
- x = 水平軸に関する座標
- z = 荷重に依る底版の垂直變位
- z_a = 垂直變位 ($x = a$ なる點)
- $\alpha = a/\lambda$
- $\lambda = \sqrt[4]{4EI/k}$
- μ = ポアソン比
- ϕ = 便宜上設けた函數 ((16) 式及び圖-19 参照)

底版の垂直變位は次の微分方程式で表される。

$$\frac{d^4 z}{dx^4} = \frac{w}{EI} \dots\dots\dots (1)$$

今任意點に於ける變位が反壓力 w の大きさに比例すると假定すれば、壓力 w 及び變位の圖を求める事が出来る。又この假定は次式の如く表される。

$$w = -kz \dots\dots\dots (2)$$

(1) 式及び (2) 式より

$$\frac{d^4 z}{dx^4} + \frac{k}{EI} z = 0 \dots\dots\dots (3)$$

又、

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{4EI}{k}} \dots\dots\dots (4)$$

故に

$$\frac{d^4 z}{dx^4} + \frac{4}{\lambda^4} z = 0 \dots\dots\dots (5)$$

この微分方程式の解を求めると次式を得る。

$$z = A \sin x/\lambda \cdot \sinh x/\lambda + B \cos x/\lambda \cdot \cosh x/\lambda + C \sin x/\lambda \cdot \cosh x/\lambda + D \cos x/\lambda \cdot \sinh x/\lambda \dots\dots\dots (6)$$

4 個の常数は boundary condition より求められる。断面及び荷重が對稱であるから、 x に關し非對稱の項の係数は 0 である。

$$C = D = 0 \dots\dots\dots (7)$$

又 $x = \pm a$ に於て

$$M = 0 \text{ 及び } V = -F \dots\dots\dots (8)$$

故に次式を得る。

$$\left[\frac{d^2 z}{dx^2} \right]_{x=a} = 0, \quad \left[\frac{d^3 z}{dx^3} \right]_{x=a} = \frac{-F}{EI} \dots\dots (9)$$

故に $A = \frac{F\lambda^3}{EI} \frac{\sin \alpha \sinh \alpha}{\sin 2\alpha + \sinh 2\alpha} \dots\dots\dots (10)$

$$B = \frac{F\lambda^3}{EI} \frac{\cos \alpha \cosh \alpha}{\sin 2\alpha + \sinh 2\alpha} \dots\dots\dots (11)$$

z に関する式は

$$z = \frac{F\lambda^3}{EI \sin 2\alpha + \sinh 2\alpha} \times \left(\sin \alpha \sinh \alpha \sin \frac{x}{\lambda} \sinh \frac{x}{\lambda} + \cos \alpha \cosh \alpha \cos \frac{x}{\lambda} \cosh \frac{x}{\lambda} \right) \dots\dots (12)$$

彎曲率に関する式は

$$M = EI \frac{d^2 z}{dx^2} = \frac{2F\lambda}{(\sin 2\alpha + \sinh 2\alpha)} \left(\sin \alpha \sinh \alpha \cos \frac{x}{\lambda} \cosh \frac{x}{\lambda} - \cos \alpha \cosh \alpha \sin \frac{x}{\lambda} \sinh \frac{x}{\lambda} \right) \dots (13)$$

(9) 式及び (4) 式より

$$w_a = -kz_a = -\frac{kF\lambda^3}{EI} \frac{(\sin^2 \alpha \sinh^2 \alpha + \cos^2 \alpha \cosh^2 \alpha)}{\sin 2\alpha + \sinh 2\alpha} \dots\dots\dots (14)$$

$$F = -\phi \lambda w_a \dots\dots\dots (15)$$

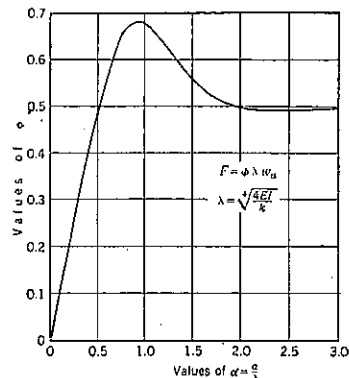
茲に $\phi = \frac{1}{2} \frac{(\sin 2\alpha + \sinh 2\alpha)}{(\cos 2\alpha + \cosh 2\alpha)} \dots\dots\dots (16)$

ϕ の値は圖-19 の曲線となる。

F は (15) 式に依り w_a で表される。側壁の反力の垂直分力は w_a 及び w_b の項で表される。即ちこれ等は側壁の安定に關して、 $\sum V = 0$ 及び $\sum M = 0$ を用ひれば求められる。

上述せる諸式の利用はすべて k の値を求める事に關

圖-19. ϕ の値



係してゐる。これは實際の構造物の底版の下の各點の土壓及び各點の垂直變位を求める事を必要とする。 k の値については種々論ぜられてゐるけれども、現在次の値が用ひられる。

$$k = 100 \text{ lb/cu. in.}$$

この k の値は唯土砂の上に造られた水路の場合に適用されるものであつて、岩石の場合は適しない。

コンクリート

(121) Friant 堰堤工事で使用した片持版式型枠

("Cantilever Forms at Friant Dam." ENR., April 10, 1941 p. 56~57. 原 正路 抄)

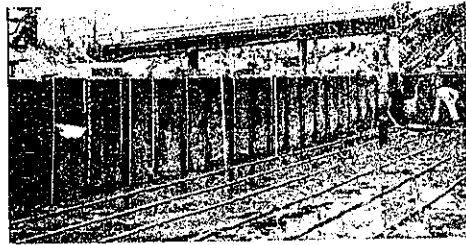
California 州に於ける Central Valley 開發計畫中の Friant 堰堤(コンクリート量 2,000,000 立方碼、高さ 324 呎)工事では新しい片持版式型枠が使用された。従来の片持版式型枠とは次の諸點に於て異なる。(1)既に打つたコンクリートより連結ボルトを出し之に型枠を繋ぎこのボルトにより張力を傳へる。(2)間隔をおいて垂直に立てた柱で 3 本の水平の柱を支へこの柱の内面に堰板をおく。(3)型枠を眞直ぐに立てるため特殊ボルトをおき螺旋ジャツキにより調節する。(4)長さ 50 呎高さ 10 呎の打上り 5 呎に設計した並外れて大きな型枠が 3 時間で組立てられる。

型枠の主材は心々 9 呎間隔に垂直に立てられた断面 10×14 吋の柱である。之等の柱を通して直径 1 1/4 吋のボルトが 1 1/4 : 12 の勾配で型枠の内側に向つて下方に傾いて通されて既に打つたコンクリート中にしつかり埋め込まれてゐる。各柱には 3 本の此種ボルトがあり下方の 2 本は型枠を使用する時には硬化したコンクリート中に錠着されてゐる。この 2 本のボルトの中間下方のボルトの近くに螺旋を刻んだ棒が入れられこの棒をジャツキとして働かせて型枠の内面を眞に垂直に調節す

圖-20 型枠を外側より見た寫眞



圖 21 型枠を内側より見た寫眞 垂直の管は收縮接手のグラウト管、水平の管は冷却水を送る管

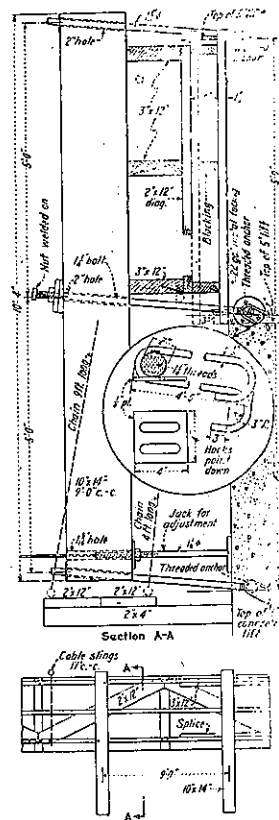


る。型枠の最上部に第 3 のボルトを入れ之等 3 本のボルトは 1 列に等距離に並べられてゐる。一番上のボルトは遊んでゐるのであるが之は次に型枠を一段上げた場合に正確な位置にボルトを入れるためのものである。

型枠下部には鎖で吊り下げられた足場臺があり労働者はこの上の方にジャツキにより型枠を正しく垂直に調節する。そしてこの臺はすぐ隣のブロックのコンクリート打の際バケットの衝突する虞のあるときは鎖により除かれる。

型枠を一段上げるには手働式ローラー付鎖ジャツキ及び吊柱を有する A 型架構が用ひられる。

圖-22 上圖は片持版式型枠の断面圖、下圖は外側より見た標準立面圖



(122) Parker 堰堤に於けるセメント中のアルカリ分と骨材との化學變化に伴ふ膨脹龜裂

(Meissner: "Cracking in Concrete Due to Expansive Reaction between Aggregate and High-Alkali Cement as Evidenced in Parker Dam." Jour. of A.C.I., April 1941 p. 549~568 丸安隆和抄)

今日までコンクリートの膨脹性龜裂については骨材

とセメントの膨脹率が関係するのみだとされてゐたが、最近の研究によると、低熱セメントを得る爲に用ひられるアルカリ分を多量に含有するセメントと、ある種の骨材中に含まれてゐる礦物成分との化學作用がこの膨脹性龜裂に非常に大なる關係を有すると言ふ事が明かになつた。今まで充分説明出来なかつた破壊の原因も、この事實からその質相の判明したものが随分ある。この發見からセメントと骨材の作用の更に深い研究がなされた結果頁岩、珪酸性の石灰岩、安山岩、花崗岩、黒珪岩、流紋岩、珪長岩、千枚岩、花崗片麻岩等の如き骨材が其の種類に屬するものである事が分つた。此の事から骨材として用ひる多くの礦物が破壊力として作用する事になるのだと言ふ事、而も其れに出會ふ可能性が非常に多いと言ふ結果が導かれた。

本論中には、かかる作用によつてコンクリートに非常な害を受ける例として Parker 堰堤に於ける種々の實測及試験結果を示した。本工事に用いたセメントはローグ及加里分を多量に含有し且骨材には少量ではあるが安山岩、流紋岩を含んでゐた事が分つた。これがコンクリート中で化學變化を行つて表面に龜裂を生ぜしめたのである。其の實験及實測の方法は大體次の通りである。

先づ堤體中に坑を掘りインバールの棒を挿入し其の膨脹の量を測定した事。堤體から core を取つて其の様子を調査し更に其れを碎いて其の内部に deposit してゐる生成物質について分析を施した事。同じ材料で供試體を作つて種々の場合について Parker 堰堤のそれと比較研究した。其等の結果から大體推論し得られる事は

(1) 龜裂は Parker 堰堤の殆んど全表面に互つて見られ且つ其れは不規則な分布をなし、従つて此等の特徴と外觀からコンクリート内部の膨脹によるものである事が明かとなつた。

(2) 4種の低熱セメントを用ひたが其のアルカリ含有量は夫々 0.55, 1.13, 1.25, 1.42 であつた。最後のものは一番廣い範圍に用ひたが、其の場所には龜裂が起つてゐる。

(3) 數種のセメントを用ひた部分には、其の龜裂の程度は用ひたセメントと共に變化して居りアルカリ 1.42% 含んでゐると言ふセメントを用ひた部分には一層著しい。

(4) 龜裂の幅は表面で 0.11 吋もあるがその深さは 6/8 吋位しかない事が分つた(圖-23)。

(5) Parker 堰堤の内部から取つた core はその壓縮強度が非常に弱く且彈性係数が低い。

(6) 堤體中から取つた core には deposit を生じて居り、それを破砕して分析して見ると主として silica, soda, 及 potassa からなる膠狀物質である。又 core の外部は内部も同様であるが破砕すると變質した安山岩の片鱗がある。

(7) そこに生じた deposit は安山岩質の骨材がセメント中のアルカリ分と接觸して生じたものだと信ずべき充分の理由のある事。

(8) mass concrete の中に穴を掘つてインバールの棒を挿入し、dial gauge で其の膨脹する大きさを測定した結果表面から 2½ 呎までの部分は收縮し、2½~5 呎までの部分は膨脹して居る。3ヶ月間の膨脹した大きさは2ヶ月半の間 80°F に保つたとしたのと同じ程である。

(9) Parker 堰堤に用ひたと同じセメント及骨材を用ひて實驗室に於て供試體を作り5ヶ年間貯藏したらその上に deposit を生じ、變質した安山岩が顯はれた。

(10) Parker 堰堤の砂とアルカリ分の多いセメントを 1:3 の割合に混じて作つたモルタルバーを湿度を充分にした密閉した貯藏器の中で16週間養生した結果 0.05% 膨脹した。其れと同時にセメントの 1% だけ NaOH を混合した供試體を作つたが此れは同期間中に 0.11% の膨脹を示した。Platte 河の砂を用ひて同じ條件の下に作つたモルタルはその膨脹量は殆んど見られなかつた。Parker 堰堤の砂とアルカリの量の少いセメントを用ひて作つた場合にはほんの纒か膨脹した。

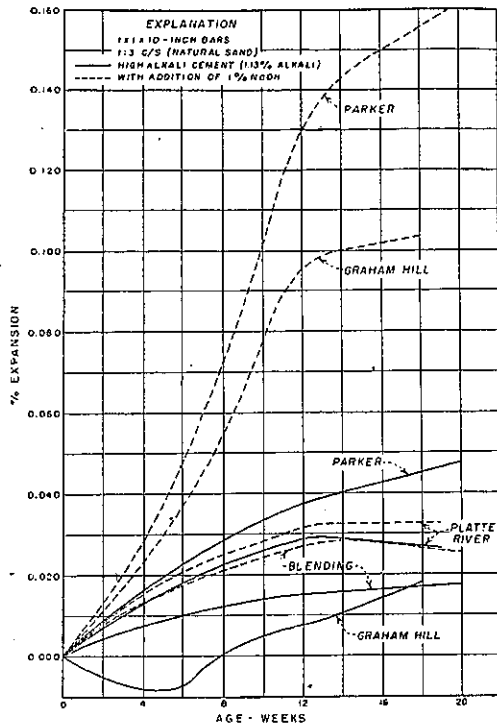
(11) 故に Parker 堰堤に於ける龜裂は、アルカリ量を多く含んだセメントを用ひた爲にこのセメントと骨材中のある礦物成分と化學變化を起し膨脹した爲に起つたのだと斷定する事が出来るのである。

Parker 堰堤は Colorado 河の Boulder 堰堤の下流約 155 哩の地點に設けたアーチ堰堤である。このセメント中のアルカリと骨材との化學變化によるコンクリート膨脹龜裂について始めて述べたのは Stanton で E. N. R., Feb. 1 1940 に“コンクリートの膨脹に及

圖-23. 龜裂幅最大箇所のコア



圖-24. モルタルバーの 100°F に於ける膨脹



ぼすセメントと骨材の影響”であり、その詳細なる記事は同氏の論文 Proc. of A. S. C. E., Dec. 1940 p. 1781 を読まれたい。

施 工

(123) 細砂質基礎の爆破に依る締固工法

(A.K. B. Lyman; "Compaction of Cohesionless Foundation Soils by Explosives." Proc. of A.S. C.E., May 1941 p. 769~780. 木村 與四松 抄)

緒言 Menimack 河の洪水を調節する目的を以て設計された Pemigemasset 河の Franklin 溢流堤地点は自然状態のままでは軟い細い沖積砂が堆積し、之は特に堰堤の基礎面地域の河段丘に於て著しい。廣範圍の研究の結果、これらの沖積砂が地震、破壊又は爆破に依つて生ずる動搖に因る“流動化”を減少するように締固められれば、堰堤の安定度はかなり増加するであらうとの結論に達した。杭打法、堆積材料の空隙比を A. Casagrande が定義した限界値以下に減少する方法としての大型振動機の使用及び締固機械を使用する方法、

又軟い材料を取除いて他の材料を緻密な状態に置換ふる方法について考慮を排つたが、これらは一様に多額の費用を要するため爆破に依つて軟い材料を締固める方法について研究した。

軟い材料を本方法を以て締固めるには前以て次のことを考慮する必要がある。(a) 土の種類、(b) 土の濕潤の状態又は程度、(c) 堆積の深さ。この方法は、最初は Franklin 堰堤に於ける粒度の一樣な、幾分粘土質である細粒~中粒の堆積砂に對する改良法であつたが、その後 2, 3 の場所で多量の粘土を含む砂も本方法に依つて十分締固め得た。

締固められるべき土が飽水状態にあることは少なくとも爆破地域に於て良好な結果を得る助けとなるものと思はれる。併し、一部飽水の状態に於ても Denison 堰堤に於ける實驗では良好な結果を得た。毛管水は最初は締固媒體として働き、かくして、振動波即ち火薬の爆發に因る衝撃の傳達を容易ならしめる。その爆破のために土塊の“流動化”を生じ、次いで過剰間隙水の地表面への逸出を生ずる。而して、之は爆破地點附近の土粒子を緻密な状態に容易に再配列する滑材として作用するものである。

爆破に依つて締固め得る堆積物の深さに關しては明かな限界がなかつた。併し、他の方法では殆んど不可能であるのに本方法ではかなりの深さの沖積砂を締固め得る。

深さが 30 ft. 以上もある軟い砂の地層を締固める場合には、多量の火薬を 1 段に用ひるよりも少量の火薬を 2 段に用ひた方がよい。深さが 30 ft 以下の堆積に對しては地表面より下方軟い土塊の厚さの約 2/3 の處で爆破すればよい。

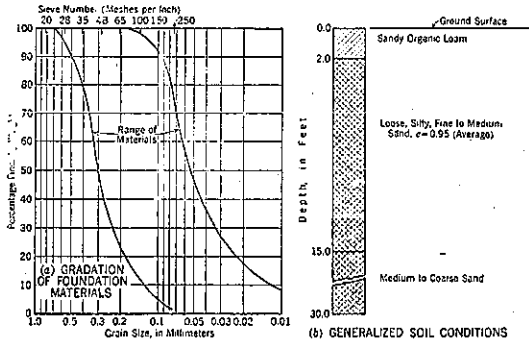
火薬の分布及び大きさは土塊を十分打碎くが、表面に永久孔を生じない程度とし、横方向の分布は單發の結果に依つて決定するやうにしなければならない。

爆破に依つて得られる締固めの程度は締固めの作業の前後に採つた土塊標本の試験結果から判定する。杭又は固定板に依る地表面の沈下の觀測に依つて爆破法の有効性に對する一般の判断をなし得る。又、之は各爆破被覆面の沈下を示し、從つて、被覆面の所要敷を決定する鍵となる。

Franklin 溢流堤に於ける實驗 Franklin 溢流堤は軟土に依るものであつて長さは約 1700 ft, 高さは約 130 ft, この内約 110 ft は河段丘の高さである。

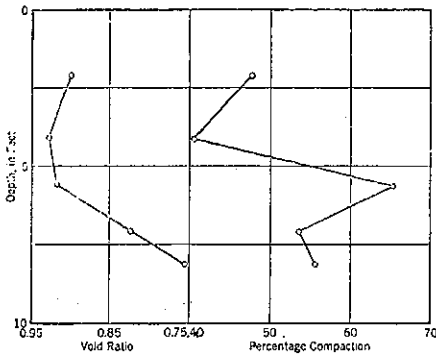
堰堤基礎面地域は 2 つの河段丘から成り、軟い細粒~

圖-25.



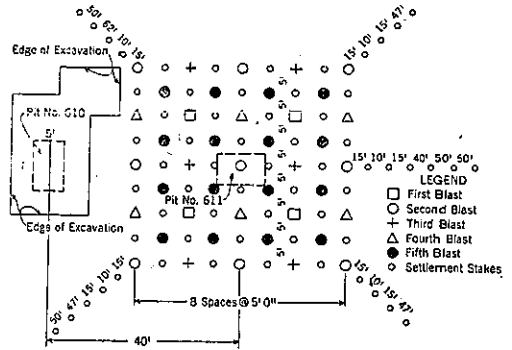
中粒の沖積土の廣きは約 400 ft, 厚きは 15~30 ft の範圍である。この地層以下は強固な粗砂及び砂利である。圖-25 (a) は粒度範圍を示し、圖-25 (b) は河段丘の材料の分布を示す。豫備試験の結果、地表面から 15 ft の深さに於て 8lb の 60% ダイナマイトを爆發せしめた場合に最も良好に締固め得ることが分つた。次に同じ試験地域を 15 ft の深さで、4種の被覆面に分布した 21 個のダイナマイトを以て爆破した。爆破地域の中央に掘つた試験坑から採つた土壤標本の試験結果は圖-26 に示す如く、爆破前の空隙比は平均 1.0 であり、締固めの程度は 36% である。これらの結果を確め、更にこの工法を改良するために行つた、5種の爆破被覆面(圖-27 参照)を有する第2次試験の結果、地表面の沈下は平均 2ft であり、締固めは深さ 20ft に亘つて有効であることが分つた。

圖-26.



透水性は締固作業に依つて著しく減少された。之は次の2つの原因に因るものである。(1) 土粒子間の空隙比の減少 (2) 自然堆積状態の土のレンズ状及び成層の破壊。これらの2つの效

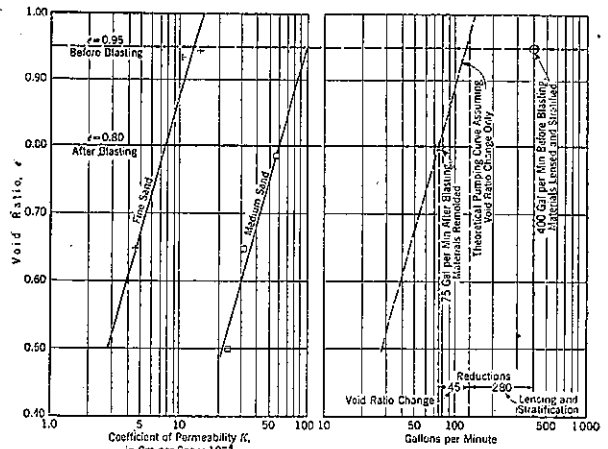
圖-27.



果の大きさは圖-28 に示す。試験坑 610 及び 611 に於て締固作業の前に行つた吸上試験の結果は 1 分間に夫々、400 gal 及び 75 gal の流量であつた。實驗の結果、空隙比の減少は僅かに 45 gal/分を減少せしめるに過ぎず、残りの 280 gal/分の減少はレンズ状及び成層の破壊に原因することが分つた。

これらの試験結果として軟い沖積砂は爆破法に依つて十分満足される程度に締固め得ると結論された。約 400×850 ft の各河段丘は全部で 12000 個のダイナマイトを使用して締固められた。57 個の土壤標本を試験した結果、空隙比は西河段丘の締固材料に對しては 0.780, 東河段丘では 0.736 を示し、締固めの程度は西河段丘に對しては 45.7%, 東河段丘に對しては 56% を示した。これらの試験結果は、河段丘のと同様な軟い凝集力の無い材料について行つた限界密度試験結果と關聯して、一部を経験と判断に依つて評價しなければならなかつた。溢流堤の築堤材料について試験した結果、

圖-28.



設計荷重に対しては限界空隙比は 0.67 と決定した。厳密な相関的関係があるわけではないが、爆破後の空隙比は（一般に 0.72~0.80）機械的に締固められた築堤材料の空隙比とかなり一致し得た。これらの空隙比の比

圖-29.

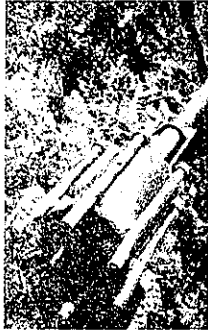
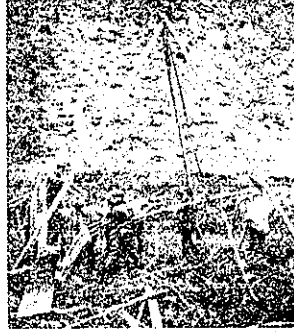


圖-30.



較に依つて流動化の危険が著しく減少するのは明かであることが分る。

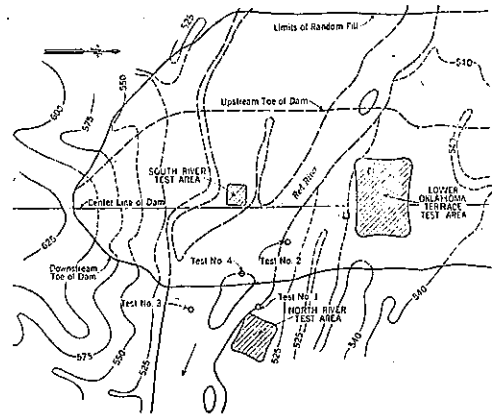
本方法に依る締固めに要した費用は、約 35 000 ドル即ち 0.09 ドル/yd³ であつた。他の方法で締固めるとすれば、計算に依ると 125 000 ドルを必要とした。圖-29, 30 は火薬を埋込むに使用した設備を示す。

Denison 堰堤に於ける試験 Red 河沿岸の Denison 堰堤地点に於ては河床は深さ 30 ft に亘つて粘土を混じてゐる砂及び淤泥の軟い堆積物から成つてゐる。河南地域に於てダイナマイトを單發せしめた豫備試験の結果、深さ 16 ft に於て 16 lb の火薬量が最良の結果を生ずることが分つた。

250×180 ft の河北試験地域（圖-31 参照）は 5 種の獨立した總計 78 個のダイナマイトを以て爆破した。地表面の沈下は平均 0.68 ft であつた。爆破前後の土壤標本の試験の結果、空隙は著しく減じたことが分つた。

次に軟い凝集力のない材料が存在する Oklahoma 河段丘試験地域を 2 回に亘つて爆破した。この附近の地下水は地表から約 22 ft 下方にあつて、爆破に依る締固めに對して必要なる 濕潤状態を保たしめるためには締切り及び注水が必要であつた。2 回に亘る爆破の内、第 1 次の爆破には深さを 5, 10 及び 15 ft の 3 層とし、312 lb のダイナマイトを 51 個に分けて配置した。各層の各ダイナマイトは一つの被覆面上に 40 ft の間隔で格子状に置かれ、上下の層のダイナマイトは中間層の格子の中心に配置した。第 2 次の爆破には深さを 10 及び 15 ft の層とし、414 lb のダイナマイトを 51 個に分けて配置した。

圖-31.



第 1 次の爆破に對しては沈下の平均は 0.27 ft, 第 2 次の爆破に對しては 0.22 ft であり、全體として沈下の平均は 0.49 ft であつた。この 2 回の爆破に依る空隙比の減少は約 0.09 であつた。十分締固め得た場所は材料が飽水の状態にある部分よりも、十分濕潤状態に保たれてゐる 2.5~7 ft の深さの部分であつた。

Almond 堰堤に於ける試験 Dinghamton 河の洪水調節施設の一つである Almond 堰堤地点に於ては、地質調査の結果、基礎面地域に細粒~中粒砂が堆積してゐると云ふ結論に達した。

飽水した堆積砂利が地表下 17 ft 迄擴がり、軟い細かい堆積砂を被覆してゐるために、危険材料の密度を定めるに必要な土壤標本の採取が困難であつた。その土、細砂の堆積状態はかなり緻密であると云ふ地質學者の意見である。この點を確かめるために、砂利層を掘進して堆積砂を爆砂した。第 1 次の爆破には 50 lb の 60% ダイナマイト 9 個を間隔 50 ft の格子状に地表面下 40 ft の深さに置いた。第 2 次の爆破には 50 lb ダイナマイト 4 個を第 1 次の 9 個の中心に置いた。第 3 及び第 4 次の爆破は夫々前の 9 及び 4 個の孔に再装填して點火したが、この場合には火薬量を 20 lb、深さを地表面から 30 ft に減じた。

4 回に亘る爆破試験の結果、試験地域の地表面は平均 0.1 ft 沈下した。斯くの如く非常に沈下が小なることから細砂の堆積状態は最初からかなり緻密であるとの結論に達した。併し、更に進んで研究を行はない限り、爆破地域に沈下を生じなかつたからと云つて、材料は限界空隙比以下にあるとか、總ての應力状態に對して之が安全であるとかの結論的證明にはなり得ないことは強調する必要がある。

要約 爆破に依つて凝集力のない基礎土壌を締固める方法は、杭打法又は振動機を用ひる方法の如き以前から利用されてゐるものに比してかなり経済的であり、又土壌を置換して締固める方法に比しても経済的である。

この方法は簡単に云ふと軟い土壌全體に亘つて水平、鉛直方向に置いた火薬の爆發から成つてゐる。同一面積を餘計被覆すれば更に締固め得るが、この方法に依る特殊材料に對する締固め限界は研究しなかつた。又今日迄の實驗では、最大の結果は飽水した土壌に對して得られるのか、濕潤状態にある土壌に對して得られるものであるかを明かにし得なかつた。

併し乍ら、現在の示す處では、材料が實質上飽水されてゐれば、本方法は軟い凝集力のない構造物の基礎材料に廣範圍に適用し得ることは明言出来る。材料の締固め程度の増加の外に、透水性を大いに減少する。

(124) 杭打基礎の支持力に関する中間報告

“Pile-Driving Formulas: Progress Report of the Committee on the Bearing Value of Pile Foundations.” Proc. A.S.C.E., May 1941, p. S53-866. 片平信貴抄

總論 委員會は各種の杭打基礎及其の支持力について概括的に色々の角度から研討して來たのであるが未だその最後の結論に達し得ない。現在用ひられて居る杭の支持力公式はいづれも40年以前に考へられたものであるが、其の後杭の材料形状及施工法には多くの發達があり、又土に關しても新しい學問としての土質力學が登場して基礎工への新しい概念を與へるに至つた。しかもこれらの進歩發達に對して杭の支持力公式は殆ど舊態のまゝであると云つても過言ではない程度である。しかもこれらの公式は永い間習慣的に用ひられ一應の理論の上に或程度役立つて來たものであり、一概に否定し去ることも出来ないのである。基礎工の難しさは、土と云ふものを構造物の一部として考へねばならないに拘らず、その材料學的性質を一律にきめ得ない所にある。たとへば土の試料をとりそれを現在の最も進歩した方法で試験したとしても、その試料はその試料のあつたほんの特殊の箇所を代表するに過ぎないと云ふことは、他の構造材料に比して非常な困難を基礎工の設計、施工にあたへることになるのである。結局本委員會に於ては現在の公式にいかなる缺點があるか、又將來これを補正すべき、調査の方法はいかにすべきか、の方向について下調査し、報告 A 及報告 B として以下説明

した (Report A 及 Report B. は内容重複して居る箇所があるので一括して、重要な點のみを譯者に於て取捨し列記した)。

杭の公式について

1. 定義: 杭の支持力公式とは“土に關する杭の運動の抵抗を算定するための算式である”これに動力學的及靜力學的の2種類ある。前者は急速穿入に對する抵抗を決定するものであり、後者は土壓論、摩擦力等によつて決定するものである。
2. 公式の限界: 一般に杭の支持力公式は或る限界及條件の範圍内に於てのみ適用される近似計算法であることは銘記すべきである。
3. 土質の影響: 一動力學的公式はその基本理論が急速穿入に對する抵抗に基礎を置いて居るのであるからそれが靜力學的抵抗のある尺度になり得る場合にのみ公式の値が實際の値を示すのである。これは地質に關係する。即ち砂、砂利等の透水性の非壓縮性の土では急速穿入に對する抵抗と靜力學的抵抗とが一致するが、粘土、沈泥等の非透水性の壓縮され易い土では動力學的抵抗は靜力學的抵抗より小さいかあるひは全く無關係である。

動力學的公式について

1. 基本形

$$R_{d3} = eWh - eWh \frac{P(1-n^2)}{W+P} - R_{d1}k$$

但

$$k = c + c_1 + c_2$$

- R_d = 動力學的抵抗 R = 許容荷重 (安全支持力)
- W = 錘重 P = 杭の重さ
- h = 落下高 s = 1 打撃穿入量
- E = 彈性率 A = 杭の斷面積
- L = 杭長 n = 反撥係數
- e = 錘の能率 (落錘に對し 0.75, 單働蒸汽錘 0.9)
- $2c$ = 杭帽の彈性壓縮, $2c_1$ = 杭の彈性壓縮
- $2c_2$ = 土の壓縮其他による跳ね反り

以上の基本形から各種の動力學的公式は導かれるとして其の検討を行つて居るのであるが、委員會は主として Hiley の公式について論じて居るので此所には其の主なる検討を抄録する。

2. Hiley の公式

$$R_d = \frac{eWh}{s+k} \times \frac{W+n^2P}{W+P}$$

3. 反撥係数について:—Hiley の実験結果から反撥係数 n は次のやうな値を示す。

鋼の錘で鋼の金敷, 鋼杭, コンク リート杭を打つ	0.5
鑄鐵の錘でコンクリートを打つ	0.4
鑄鐵の錘で木製杭帽上の鐵板を打つ	0.32
鑄鐵の錘で丈夫な木製帽又は木杭 頭を打つ	0.25
鑄鐵の錘で悪くなつた木製帽又は 木杭頭を打つ	0.00

4. Hiley の公式の單純化:—以上の実験から Hiley は n^2 を省略し得るものとして

$$Ra = \frac{eWh}{s+k} \times \frac{W}{W+P}$$

と單純化した。

5. k の値:— k の値の中, c_1 は杭が尖端支持の場合と假定し, $c_1 = \frac{1}{2} \frac{RaL}{EA} = \frac{3}{2} \frac{RL}{EA}$ (安全率 3)

c は実験から 0.025~0.05 で普通の場合は 0.05 とする。 c_2 は一般に不定のため省略し c_1 を尖端支持とした假定の中に含ませる。

$$k = 0.05 + \frac{3}{2} \frac{RL}{EA} + 0$$

又 k の値は, 次のやうにしても導かれる。

$$k = \frac{h_0 s}{h - h_0}$$

此所に h_0 は沈下 0 の落下高で杭打の際に求めることが出来る (h_0 と s とは大體直線的關係を有するものとして, 落下高を變へて穿入量をはかりこれをプロットして, $s=0$ の所の h をとる)。

佛國の Boulogne stirmer に於て砂及砂利の地層で 3000 lb の落錘で実験した結果此の 2 つの方法は 0.07 吋及 0.12 吋で大體近似した。

6. 結論:—結局動力平均公式は假定を正しくすれば動力學的抵抗に對しては信頼し得る値を與へ得る。しかしこれが實際の杭の支持力といかなる關係があるかは別問題である。

靜力學的公式について

1. 總論:—一般に見られる靜力學的公式は M. Be-

naberg 及び H. Dörr の式であるがいづれもランキンの土壓から出發して居る。従つてこれらは杭にかゝる壓力を深さに直接的に増加すると云ふ假定が置いてあるが実験の結果これは誤であることが判つた。即ち未だ完全でないと言へる。

2. 近似公式:—

$$R = \frac{A_s f}{3}$$

A_s = 摩擦面積, f = 單位面積當りの摩擦
3 = 完全率

f は非常に廣範圍に變化し又深さと共に變化するものであることは注意を要する。表-3 は, これについての試験結果である。

表-3.

Location	Soil	Penetration, in ft	Friction, f , in lb per sq ft
Apina Creek, Va.	Field mud	40 to 50	65
New York, N. Y.	Mud	50	150
Rhine Valley	Soft mud	0 to 35	150
Rhine Valley	Soft clay	24 to 34	250
Proctorville, La.	Med. sand, clay	35	370
Portland, Me.	Soft blue clay	14	740
Hull, England	Stiff blue clay	18	1,820
Sungai, China	Stiff, micaceous sand	20	130 to 500
Tunis, Africa	Soft, muddy clay	100	570
Zwintrecht, Holland	Fill, soft clay, peat, sand	40 to 80	600 to 900

* Seventeenth Street, North River.

杭の試験について

此の項では將來の検討に資するため試験結果を正しくする概念を與へやうとして居るやうである。

1. 試験杭の目的:—試験杭の目的には 2 つある。

(1) 設計に先立つて杭の選定, 基礎工の選定等のために打つもの。

(2) すでに杭も選定され, 設計荷重も假定して杭打を施工した後, 設計との検討をするためのものでこれは施工した杭群中から適當に選定する。

2. 試験杭の選定:—實際構造用の杭群中から試験用の杭を選定する場合には最も一般性のあるものを選定せねばならない。そして試験杭として選定された杭は打込みの際に充分な記録をとる必要がある。

3. 載荷法:—一般には試験用の單杭又は杭群に適當な載荷臺をとりつけその上に銑鐵とか其他適當な既知の重量をかけるのであるが, 附近適當な位置に充分な既設構造物があればそれに反力をとらせて水壓ジャッキを用ふる方法もある。摩擦杭は假定された設計荷重では最小限載荷して見る。載荷の増加は先の荷重による沈下がなくなつてから最小 24 時間放置して次の荷重 (先の荷重の 50%) を増加する。

註:—此の反撥係数は, 杭の場合には, 當然その杭の打込まれる土質の影響を受くべきことを, 當山氏は指摘して居る。

4. 沈下測定法：一沈下測定の方法としては感度のいいレベルと1/1 000 呎讀の遊尺付標尺を用ふるの
 が良い。此の場合の水準標の位置及他の方法(ダイヤルゲージを用ふる方法など)の場合の基準
 高の支持點の位置等は杭の沈下による地盤沈下
 の影響を受けない範圍に置くべきである(試験杭
 から最小 10 呎はなす)。

4. 一就注意：一次のことは注意すべきである。

イ. 單杭の支持力を一般的に杭群に擴張する
 ことは出来ない。

ロ. 短時間に行はれる載荷試験による荷重—
 沈下曲線はそのまゝ長時間のそれと考へるこ
 とは出来ない。特に壓密をおこし易い地層では注
 意を要する。

河 川

(125) 可動堰に依る河川流量の調節

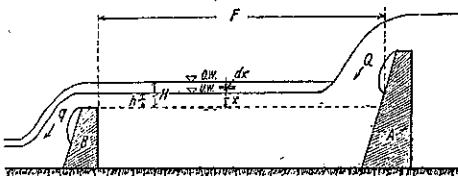
(E. Groh; "Läßt sich durch Wasserstaumaschinen der Abfluß in Wasserläufen auch unterhalb solcher Wehre verzögern; ihr Wasserspiegel also heben?" Wasserk. u. Wasserwirt. Heft 4, 1941, S. 100~104. 篠原 清抄)

著者は Elbe 河の舟運の問題を解決する方法として
 可動堰を利用する方法を提唱する。例へば河川流量 200
 m³/sec の時之を可動堰の操作に依り 24 時間 100 m³/
 sec に制限して使用する場合、貯水池に貯溜される水量
 は

$$Q = 24 \times 60 \times 60 \times 100 = 8\,640\,000 \text{ m}^3$$

之を次の 24 時間で 200 + 100 = 300 m³/sec 使用するも
 のとすれば、堰の下流水位を一時的に上昇せしめる事が
 可能である。此の場合流量の變動する状態は堰の位置、
 流路の長さ、勾配、粗度、水質、水温、風の向き、流水
 中の植物の繁茂等の爲め一定しない。それ故可動堰下流

圖-32.



の流水は流路を自然流下せしむる代りに流路の終端に
 溢流堰壩を設けて流水を堰上げる方法を用ひた。圖-32

に示す A は流量調節用の可動堰, B は溢流堰を示す。

茲に $Q =$ 補給水量 (一定)

$q_m =$ 調整せざる自然の状態に於ける河川流量

$q =$ 貯溜時に於ける流量

$F =$ 流路水面積

$b =$ 流路幅員

$l =$ 流路互長

溢流量 $q = \frac{2}{3} \mu b h \sqrt{2gh}$

$$Q > q_m > q$$

$$H > h_m > h$$

$$F = bl$$

上流貯水池が次第に貯溜され AB 間の流路に於て流
 入量 = 流出量 = q に到達した瞬間より突然 A よりの補
 給水量が q より Q に増加した場合に就て、流量並水
 位の變動状態を調べて見やう。

$$Q dt - \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} x^3 dt = F \cdot dx$$

$$\therefore \left(Q - \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} x^3 \right) dt = F \cdot dx$$

$$\therefore dt = \frac{F \cdot dx}{Q - \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} x^3}$$

$$t = F \int_h^H \frac{dx}{Q - \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g} x^3}$$

不定積分

$$J = \frac{1}{\frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g}} \int \frac{dx}{\frac{Q}{\frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g}} - \sqrt{x^3}}$$

$$\frac{Q}{\frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g}} = \sqrt{H^3} = a^3$$

及び

$$\sqrt{x^3} = y^3$$

と置くと

$$\frac{dy}{dx} = \frac{1}{2\sqrt{x}} = \frac{1}{2y}; \quad dx = 2y dy$$

$$J = \frac{1}{\frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g}} \int \frac{2y dy}{a^3 - y^3}$$

$$J = \frac{3}{\mu b \sqrt{2g}} \int \frac{y dy}{a^3 - y^3}$$

茲に

$$\frac{y}{a^3 - y^3} = \frac{1}{3a(a-y)} + \frac{y-a}{3a(y^2 + ay + a^2)}$$

$$J' = \frac{1}{3a} \int \frac{dy}{a-y} + \frac{1}{3a} \int \frac{(y-a)dy}{y^2+ay+a^2}$$

$$J = \frac{1}{\mu b \sqrt{2g}} \left[\int \frac{dy}{a-y} + \int \frac{(y-a)dy}{y^2+ay+a^2} \right]$$

$$\int \frac{ydy}{y^2+ay+a^2} = \frac{1}{2} \ln(y^2+ay+a^2) - \frac{a}{2} \int \frac{dy}{y^2+ay+a^2}$$

$$\int \frac{ydy}{y^2+ay+a^2} = \frac{1}{2} \ln(y^2+ay+a^2) - \frac{1}{\sqrt{3}} \tan^{-1} \frac{2y+a}{a\sqrt{3}}$$

$$J = \frac{1}{\mu b \sqrt{2g}} \left[-\ln(a-y) + \frac{1}{2} \ln(y^2+ay+a^2) - \sqrt{3} \operatorname{tg}^{-1} \frac{2y+a}{a\sqrt{3}} \right]$$

$$y = \sqrt{x}$$

$$a = \sqrt{H}$$

$$J = \frac{1}{\mu b \sqrt{2gH}} \left[-\ln(\sqrt{H}-\sqrt{x}) + \frac{1}{2} \ln(x + \sqrt{Hx} + H) - \sqrt{3} \operatorname{tg}^{-1} \frac{2\sqrt{x} + \sqrt{H}}{\sqrt{3H}} \right]$$

従つて

$$t = \frac{F}{\mu b \sqrt{2gH}} \left[\ln \frac{\sqrt{H}-\sqrt{h}}{\sqrt{H}-\sqrt{H}} + \frac{1}{2} \ln \frac{\sqrt{H} + \sqrt{H}\sqrt{H} + H}{\sqrt{h} + \sqrt{H}\sqrt{h} + H} - \sqrt{3} \left(\tan^{-1} \sqrt{3} - \tan^{-1} \frac{2\sqrt{h} + \sqrt{H}}{\sqrt{3H}} \right) \right] \text{ sec}$$

茲に $\sqrt{H}-\sqrt{H}=0$ なるに依り $\ln \infty = \infty$

B の溢流水頭が H に到達するに要する時間は無限大となる。従て解を可能ならしむる爲めに、H より稍小なる H' を考へる。尙 H と h との差は僅少であるから近似的に

$$\frac{\sqrt{H} + \sqrt{H}\sqrt{H} + H}{\sqrt{h} + \sqrt{H}\sqrt{h} + H} \approx 1 \quad \ln \approx 0$$

同様に

$$\sqrt{3} \left(\tan^{-1} \sqrt{3} - \tan^{-1} \frac{2\sqrt{h} + \sqrt{H}}{\sqrt{3H}} \right) \approx 0$$

従て實際問題としては次の様に考へて充分正確である。

$$t = \frac{F}{\mu b \sqrt{2gH}} \cdot \ln \frac{\sqrt{H}-\sqrt{h}}{\sqrt{H}-\sqrt{H}} \text{ sec}$$

計算例：Elbe 河下流部に就て試みるものとす。之に就ては著者は“Hydraulische Kanalisierung” Wasserk. u. Wasserwirt. Heft 13/14. 1937 に於て取扱つた。

圖-32 の A を Magdeburg, B を Elbmündung においた。AB 間の距離 $l=300$ km, 平均流路幅員 $b=$

120 m, 低水量 $q_m=200$ m³/sec, t 秒間 100 m³/sec 貯留せる後、 t 秒間 300 m³/sec 放流するものとす。流路の水面積 $F=300\,000 \times 120$ m², 表-4 は水位-流量關係を示す。

表-4.

Zahlentafel 1.

b in	μ	q m ³ /sec	$h = \sqrt[3]{\frac{q^2}{\left(\frac{2}{3} \mu b\right)^2 \cdot 2g}}$	\sqrt{h}
120	0.81	100	0.495 m	0.704
		200	0.786 m	0.887
		300	1.030 m	1.015

上流貯水池に於て貯留せられる時は F の水位は q に対する水位 0.786 m より低下し 0.495 m となる。次に A より 300 m³/sec を補給する事に依つて水位が 1.030 m 迄上昇するに要する時間は $H'=1.025$ m とすれば

$$t = \frac{300\,000 \times 120}{0.81 \times 120 \times 4.43 \times 1.015} \ln \frac{1.015 - 0.704}{1.015 - 1.012}$$

$$= 380\,000 \text{ sec}$$

$$\approx 4 \text{ 日}$$

同様の貯留放流を繰返す時は一週間内の水位は表-5 に示す様に變動する。

表-5.

Zahlentafel 2.

Zeit	Spiegelhöhe	
1. Tag	0.495 m	} 3 Tage über dem Beharrungszustand
2. Tag	0.629 m	
3. Tag	0.763 m	
4. Tag	0.906 m	
5. Tag	1.030 m	
6. Tag	0.996 m	
7. Tag	0.763 m	

F に於て貯留される水量は4日後に於ては $S=300\,000 \times 120 \times (1.030 - 0.786) = 9\,000\,000$ m³ 可動堰を使用して調整をなす爲には充分大なるポケットを有する適當な堰堤地點を選定せねばならぬ。而して貯水池容量

$$Q = 4 \times 86\,400 \times 100 = 34\,000\,000 \text{ m}^3$$

河川勾配 $J=0.0002$

流路の平均幅員 $b=200$ m

堰上背水高を 4.5 m とすれば

$$K = \frac{4.5 \times 5\,000 \times 200 \times 4.5}{2} = 10\,000\,000 \text{ m}^3$$

となり。

堰堤地點は3ヶ所必要となるが、Elbe 河に於て Bodenbach から Strehla に至る區間に於て、低水位上高さ 4.5 m の堰堤地點は容易に選定される。

圖-33. 大ヴォルガ河改修計畫平面圖

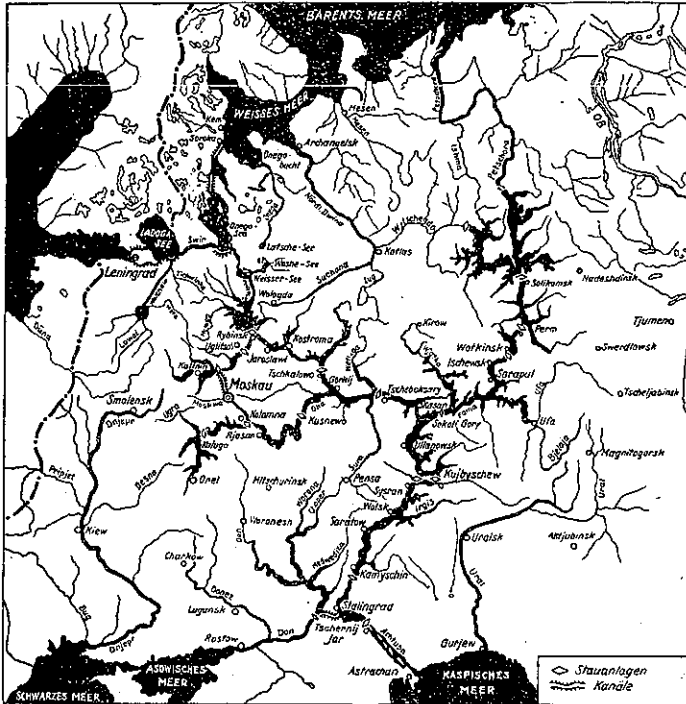


圖-34. ヴォルガ河縦断面圖

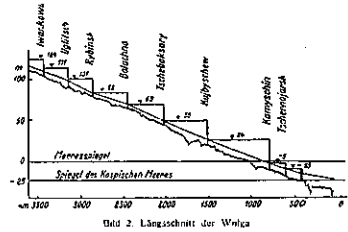


表-6. ヴォルガ河發電計畫

發電計畫	發電力 1000KW單位	電發量 (KWEH)
Iwankowo (完成)	30	120
Uglitsch } (建設中)	110	200
Rybinsk } (建設中)	315	1 010
Tschkalowo } (未着手)	350	1 440
Tscheljabinsk } (未着手)	900	3 670
Kamyschkin (建設中)	3 200-3 400	14 520
Kamyschkin	2 200	13 460
Tschernojarsk	1 445	9 270

要するに Elbe 河は可動堰を合理的に計畫すれば異状の旱災が続いても、水源地方の Thüringern 及 Sudetendeutschen に貯溜された水を適宜に下流に放流して相當の効果があげられるものと思はれる。

(126) ソ聯に於ける國內水路の發達

(Saller; "Die Entwicklung der inneren Wasserstraßen der Sowjetunion." Wasserkr. u. Wasserwirt. Heft 15, April 1941, S. 87~92.)
永井 莊七郎 抄

ソ聯國內の利用し得る水路延長(湖水を含む)は 320 000 km, その中航行可能 110 000 km, 流筏可能 210 000 km である。ソ聯河川の年平均發電能力は 2 億 8 千万乃至 3 億 kW と見積られてゐる。現在尙未耕地が廣い事及個人の利益を否定する政治組織が、ソ聯國內の全河川からその特長を取去り、春季の出水を貯溜す可き貯水池を多数造ることを可能ならしめてゐる。之等の貯水池は又新興工業及開門用の莫大な電力を起し得ると共に、今日迄旱魃に悩まされてゐた、廣大なる穀物畑に灌漑し得るのである。世界大戦迄は Astrachan から Kama 河口までの航路水深は 2.15 m, Gorliij まで 1.8

m, Rybinsk まで 1.4 m にして、それより上流は積載量 1 000 t の船が(吃水 0.6~0.7 m)常に航行し得たに過ぎなかつた。又 Rybinsk 及 Astrachan 間には約 350 の砂洲が存し、その内の 125 は特に航行の障害となつた。測り知れない水量がそれ等の砂礫を流送し、河口の三角洲に沈澱堆積して砂洲を増し、約 100 年間に凡そ 20 km 砂洲が延びた。Volga 河が流入するカスピ海は第三期時代には外海と連絡してゐて、當時はその水面も外海と同一であつたに違ないが、現在では水面は外海より 26 m 下にあり、數百年來最も低下してゐる。それ故にその堆砂は各方面から有害であると感じられて來た。

大ヴォルガ河改修計畫に因り、その全川を根本的に改修する必要がある。その計畫の極く一部が完成し、更に一部分は實施中であるが、尙未だ全川に亘つては計畫が確定してゐない。その計畫の概略は圖-33 及 圖-34 の如くで、表-6 はその發電計畫を示す。Iwankowo 發電所は既に 1937 年 7 月 15 日發電を開始し、その貯水池、所謂モスコフ湖は 1933~1937 年に完成されたモスコフ・ヴォルガ運河をその中に収めてゐる。その開門は 290×30×5.5 m にして大ヴォルガ河計畫に於て標準と

なるであらう。大ヴォルガ計畫は獨りヴォルガ河のみに限らず、ヨーロッパ全土の水路網に亘り、モスコを中心として、バルト海、北氷洋、カスピ海、アゾフ海及黒海の5つの海を連絡せんとするものである。ヴォルガ河及カスピ海とドン河、アゾフ海及黒海とを既に工事中の Manitsch-Don 及 Wolga-Don 運河に依て連絡すること、ヴォルガ河とバルト海とを連絡すること、大 Solikamsk 貯水池の建設に因り、Kama 河、Petschora 河及 Wytshchegda 河の水源を集め、北方の Dwina 河及 Petschora 河を越えて北氷洋に通ずる計畫等が立てられた。又 Oka 河上流に於ては大ドニエプル計畫とも關聯してゐる。大ドニエプル計畫は、既に改築されて開通せる Dnjepr-Bug 運河、その他の運河連絡に依り北海に通ずることを企ててゐる。Dnjepr 河から Don 河への運河への運河は準備され、又既に以前からその完成を期待されて來た Wolga-Don 運河計畫は次の第3次5ヶ年計畫に於て實施されることになつてゐるから、1945~46年には開通するであらう。Wolga 河及その支川に於ける計畫全發電力は1千2百萬kW、全發電量は6百億kWhである。

發 電 水 力

(127) 經濟的な發電所の趨勢

(H. G. Gerdes; "Trends in Power-Plant Space Economy." Civ. Eng., Apr. 1941. p. 214~217.)
市浦繁抄

1915年から1930年の間に水力發電所は盛に開發されたが構造物の節約と云ふ事は重要視されず、改良されたのは大部分能率、運轉の確實性、氣分の好き、外觀等であつた。過去10年間に於て各種電源による電力業者間の競走が激化したが中央水力發電所の競走者として出現したのは低利公共水力發電所、改良されたkW當り80\$の高能率汽力發電所、低廉にして確實性ある“Package-power”内燃機關發電所であつた。之等は中央水力發電所の設計者を刺戟し、設計の簡潔、附屬機械の數並に費用の減少及び發電所構造物を小さくする事を促進し従つて水力發電所過去のものより著しく低廉となり新しい高能率汽力發電所の競走者乃至は適當な補助となるやうになつた。

堰堤として作用する低落差發電所では充分重量を必要にし上流面の水壓は堰堤としての安定を亂さぬ様に

基礎に傳へねばならぬ。マスコンクリートの設計から漸次進歩して多くの鐵筋を用いた床版一支柱構造に向つてゐる。多くの構造物は單に取水口断面のみで設計されて來た、之は堰堤として計算された場所を含む渦巻甲殼より上流である。より進んだ方法では取水口の断面を水理的に最少にし渦巻甲殼間の支柱壁を扶壁として利用し荷重を吸出管の支柱を通して基礎に傳へる。塵除金物と同じく傾斜せる取水門扉が取水口の鐘型構造を小さくする爲に用ひられる。之は水壓を傾斜せしめて安定に必要なコンクリートを減少せしめる。

この構造物は壓力又は真空の下に水槽より渦巻甲殼、水車、吸出管及水車出口を通して放水路まで水路として作用せねばならぬ。初期の設計は屋根の重量が安定を與へた。次期の構造物は支柱に連結した床板を用ひ上方の力に平衡するやうに全重量が考へられた。最近の設計は箱型水路として内部壓力に對抗する爲に壁、床、及屋根を用ひてゐる。

古い設計では一般に渦巻甲殼の上や周圍にコンクリートの大量を使用した。大型水車の出現に伴ひスピードリングの上側と底に甲殼を固定する爲に箍鐵筋を使用してゐる。種々の細部設計があるが標準的、經濟的な設計は出て居ない。

熔接はスピードリングを歪ます虞があるため反對があり切目にはめ込んだ突線は不便且高價である。Pinopolisではネジを切つた鐵棒をスピードリングの穴に固定し箍鐵筋を重ねた。

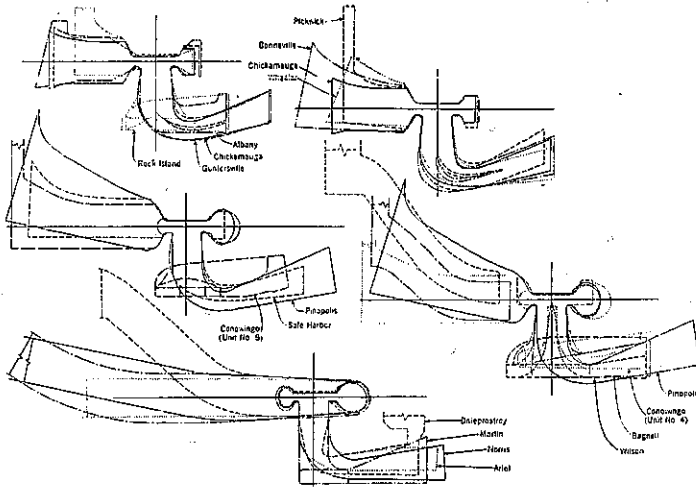
コンクリート施工は打終る前に最大變形を生ぜしめ、龜裂を最少ならしめる様に進んで居る、この方法は尙改良されつゝある。

大型渦巻甲殼を吸出管内型の型枠は高價な爲(1.5~3.0\$/呎²)この20年間は質的に進歩しなかつた。圖-35に示す如くコンクリート渦巻甲殼には種々の型があり水理的並に構造的能率の適當な組合せは殆んど一致してゐない。多年の間矩形の断面を有するものが普通に用ひられてゐたが最近の5ヶ年間に低落差水車に於ては全能率の幾分は渦巻の中で決る事が認められた。

Bonnevilleに於ける水理模型は渦巻甲殼の設計を改良して水車能率を約3%好くした、之は矩形断面の隅を圓くしたのである。Pinopolisでは橢圓断面の渦巻を使用してゐる、之は鋼製渦巻の形に類似し模型試験に依れば最大能率は94%以上であつた。

種々の型の發電所に於て構造物は機械及び附屬物を收容し支持せねばならぬ。水車と發電機の周圍のコンク

図-35. 通水路の比較



リート構造物は回転部分に対する固定支持物とし働く様に適当し、補強されて居なければならぬ。回転機械の周囲には有害な振動を避ける爲にむしろ大量のコンクリートを必要とすると考えられてゐた、キロワット即當り0.5立方碼のコンクリートを使用するものと云はれてゐる。最近の水車能率及平衡技術の進歩により振動を起す傾向のある力は少くなつた。

経済的構造物として考慮を要する重要な點は發電機室の床面積の總計である。發電機の上下流側に沿つた通路は運轉の通路としてより以上のものは必要ない。極く稀にしか行はれない水車或は發電機のランナーの分解のための場所は發電機室の竝に置く。發電機室の天井の高さは屋内起重機を使用するならば起重機の下之餘裕は發電機ランナーと水車を同時に持ち上げ隣の機械の上を越して修繕室迄運搬出来るやうにする。之は通常比較的高い天井を必要とし建屋の費用を高價にする。之を避けるには所謂屋外式にする。

Ariel, Osage, Wheeler, 及び Hiwasee の四大發電所では屋外式を採用した。Wheeler では發電機の保護は甲殻のみとし別に事務所及び作業所を作つたが他の發電所では發電機を蓋ふ低い建屋を造り頭上の屋外起重機を使用する爲可動式屋根とした。低壓屋内母線構造の無い發電所では屋外式は大いに経済的である。起重機はあまり高價にはならないで建屋の費用の方が非常に安くなる。

發電機のすぐ反對側に補助機械の單位配列を行ふ事は敷地を最も経済的に利用する標準となつた。排水、下

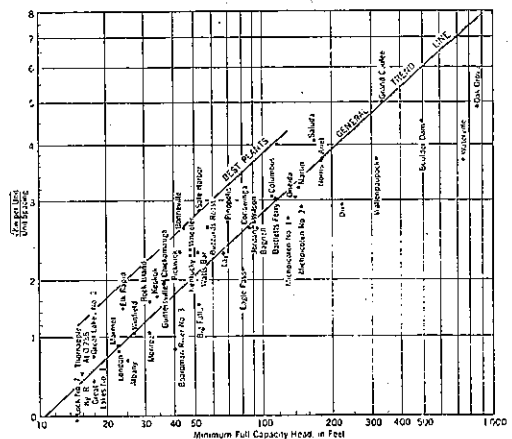
水溜ポンプ、油ポンプ、濾過器及貯藏槽の如きものは建屋の隅の修繕場の發電機床面の下に置くがよい。渦巻甲殻のすぐ下流側及吸出管臺 (draft tube deck) の下の場所を利用する事を考へる。こゝはポンプ、油濾過器コンプレッサー及油槽室とするのが理想である。

カリフォルニアの山地の如く遠隔地の大發電所では數ヶ月間一時自給する必要のため修繕工場に對してかなりの場所と設備を必要とする。大發電所の建設は從つて便利な場所に造れば場所と設備に對する投資を減ずる事が出来る。

發電機ユニットの大きを選ぶに際しては送電網及び河川水量にうまく適合するやうに慎重に考慮する、經濟の點よりは各ユニットを出來得るだけ大きくすれば建屋の大き費用及補助機其他を節約出来る。プロペラー水車ランナー製作可能の最大直徑は26 呎 (7.94 m) 位に達した。之以上になると現在利用出来るボーリングミルより大きいものが必要となるから低落差大容量發電所のユニットの大きは事實上制限される。最近の中落差發電所では之に相當なる制限はない。しかし發電機の型と大きは Boulder 堰堤と Grand Coulee で現今の最大發電々壓 13.8 kV に近づいてゐる。

2 つ以上のユニットを有する發電所では1つのユニットの大きが一旦定まれば全體の費用と經濟に影響す

図-36. 既設發電所のユニットの間隔



る唯一のファクターはユニットの心心の間隔である(圖-36)。

之は出来るだけ小さくせねばならぬ、ユニット間の収縮継手を省略すれば3乃至5呎短縮出来る。この點渦巻の断面が重要となる。大容量発電所の矩型断面渦巻では同流速の楕圓断面渦巻を持った発電所に比しユニットの間隔を6呎縮められる、一方楕圓渦巻は他のものに比し約1% 能率が大きい。このファクターを経済的に評價する事が大切である。例へば30000kWの1% ではkW 當り200\$ としてユニット當り

圖-37. Pinopolis 堰堤の発電所基礎

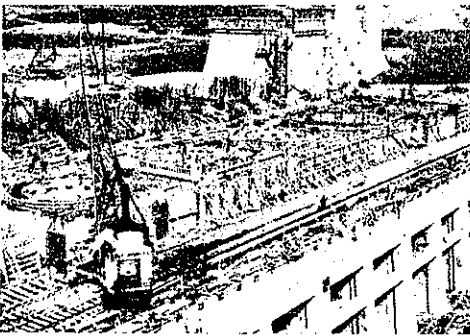


圖-38. 下流發電所建屋及閘門

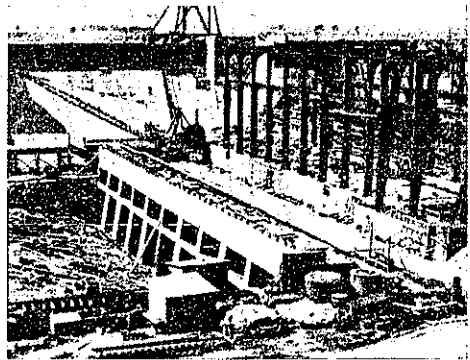
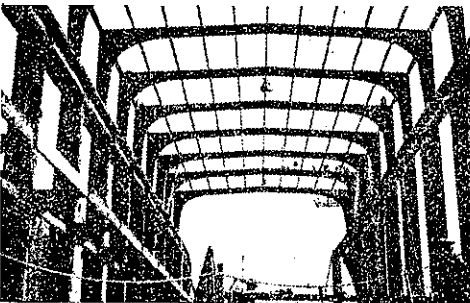


圖-39. Pinopolis 堰堤の發電所建屋鐵構



60000\$ となる。一方ユニット間の費用は1呎當り約800\$ であるから6呎ではユニット當り48000\$ となる。現在の知識を基とすれば圓い隅の矩型渦巻は楕圓断面渦巻程度の能率を出し得る。かうすれば間隔も同時に小となる。

ユニットの間隔に関する設計の進歩を示す爲に圖-36を用意した。之は過去30年間に造られた多数の発電所のユニットの間隔を示す。新しい発電所では平均より非常によい、ユニット間隔に意を用いた事を示す。2,3の古い発電所殊にKeokukは平均より良好である。200呎以上の落差を有する発電所の全部線の下になる、之は水車の間隔が比較的大きい事を示す。

圖-35は取水口、渦巻甲殼、及び吸出管形の變化を示す、断面は總て比較の爲水車出口の直径を同じにして畫いてある。

道 路

(128) 氷洋へ通ずる道路

(Vitalis Pantenburg; "Straße zum Eismeer."
Die Strasse, Nr. 718, Apr. 1941. 池田克巳抄)

Petsamo は芬蘭の Lappland 地方の主都 Rovaniemi より北方に出發して 531 km にある。此の Petsamo 狹灣の Iinakami 港まで、芬蘭の鐵道網の終點 Rovaniemi から最初の貨物自動車が行った時、從つて初めて北氷洋迄通行し得るやうになつてから今や10年以上になる。此の芬蘭の北氷洋道路は氷洋に通じた最初のものであつた、又1940年の12月までは唯一のものでもあつた(現今は諾威の Oslo-Kirkene の "Riksvei 50" が出來上つてゐる)。

此の道路では近傍に於て直接手に入る材料、從つて石材、岩石(時には爆發された)、砂礫、砂等よりなる基礎工事だけであり、又表面は砂礫及び砂、時には碎石が軽く輾壓されるだけである。然るに、車道を他の締合材で固めることが既に始められてゐる。又間斷なく建設が行はれ、強い曲線は切取られ、餘りに急な短い勾配は除かれた。先の各種の渡船の代りに今や致る所に橋梁がある。當地方の運轉手は約70~80 km/hr の進行速度を樂に出し得る。車道は快速に車輛を通過せしめるに十分な幅がある。然るに最大の困難は少くとも7ヶ月の冬(Lappland 地方内部に於ては1年の内約210日は深雪で覆はれてゐる)が考慮されねばならないことであ

る。1937 年以來初めて自動車交通が冬に維持された。大抵夫は“Moonselka”（Bolten 湖と氷洋間の分水界）の高所に於て、此所に生ずる非常に強烈な雪の吹き埋め（森なきツンドラ）の爲中断された。芬蘭の地の最北部の植民の目的の開拓は、氷洋道路と夫より出る支線道路のお蔭で強行されてゐるが、其の遂行の爲、又既にもう着手せんとしてゐる Petsamaland に於ける重要な Nickel の生産の爲に、芬蘭道路建設局（Qinnischen Strassenbaubehörden）をして、困難なる冬季中の總ての状況の元で、道路の開通を保持せしめた。

敷料米に涉る長い防雪柵を設け、之は時には 4m 又は其以上の高さとなり、又強力な排雪車を運行し、必要ある場合には 1 日數回道路の除雪を行ふことに依り、最も困難なる事情の下に於ても、交通を可能ならしめる。圖-40 は Petsamo 地域に於ける氷洋道路を示し、高い防雪柵が雪の吹埋めを防ぐ爲に道路の兩側に設けられてゐる。圖-41 は氷洋道路上、暴風雪中の芬蘭の除雪自動車（Schnee-Raupenfahrzeuge）を示す。

圖-42 は氷洋道路上の除雪車を示す。又有能なる芬蘭の設計者は特殊の車輛に就いて試みた。之は深雪の際

圖-40. Petsamo 地域の氷洋道路

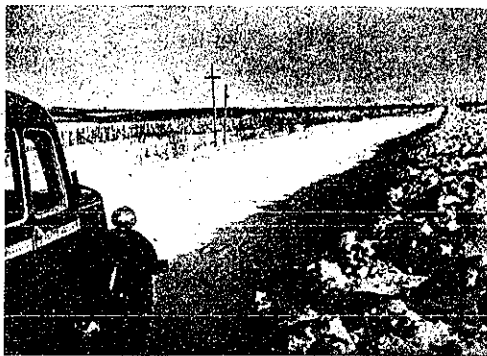


圖-41. 芬蘭の除雪自動車



き地形上をも克服出来るものである。此の試験は成功

圖-42. 除雪自動車

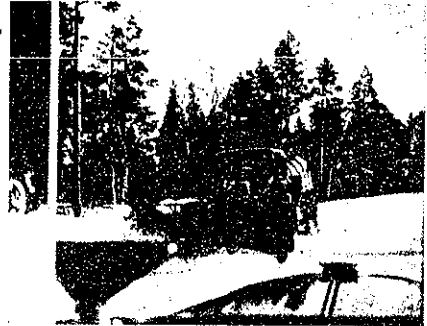
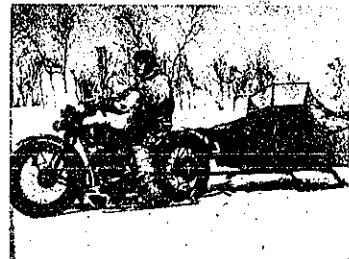


圖-43. 暴風雪中の雪橇自動車



圖-44. 芬蘭北極地方の自動自轉車



し、今日では既に完成せる構造のものが非常に困難なる道路を通行してゐる。圖-43 は Lappland 地方の極地ツンドラの暴風雪中の雪橇自動車（Schneegleite-Wagen）を示す。又特別速い交通の爲には並列せる鋼製柵を有する重自動自轉車が用ひられ（圖-44 参照）、夫は載荷又は 2 人乗りの爲の軽い柵を引張る。勿論此の運轉には可成の體力と熟練を要する。

北歐の外縁の此の亞北極地帯に於ける自動車交通網は益々密となつた。此の自動車交通無しには、將來達する空地の開拓は當然何年後に於ても殆ど不可能であるであらう。

にも先行する除雪車なしに道路上の交通を、更に道路な

橋梁及構造物

(129) 戦時の耐久性假橋工事

(Rudolf Riedl; "Der Bau von Duerbelhel-fsbrücken im Kiege." Die Bautechnik, 17. Januar 1941 Heft 2/3., S. 21~25.)
 廣田 一郎 抄

敵の砲火未だ熾烈な中に工兵隊によつて先づ應急的な道路の作られる事がしばしばである。速かに主力部隊を通過せしめ主要の後継部隊を安全ならしめる爲に此の應急處置は最短時間に完成する必要がある。多くの場合豫め準備してある軍用器具が用ひられるのであるが時として工兵隊は他の資材を使用しなければならぬ。落ちた橋の破片の中や上に(圖-45)並んである荷船の上に(圖-46)或ひは河床に弛く打込まれた橋柱の上に應急の通路を設けるのである。此等最初の假橋は最も迅速に架け換へなければならぬ。と云ふのは軍用架橋材料は最前線の新たな場所に必要となるので再び取り拂はなければならず其の後に残る橋は破屑の沈下、水位の變化及び洪水の危険に堪へ得ぬのである。

期の如き橋の代りに耐久性の假橋が用ひられる。此は最も重い後継部隊の通行に必要な條件に總べて叶ひ且数年の耐久性を有する様に作られる。此の耐久的な假橋を迅速且精確に設計する事によつてのみ適時の復舊と充分な給付能力を達成する事が出来るのである。荷重は最小第2種橋梁に對するものであり幅員は1+6+1mに統一規定されて居る。第2種橋梁の荷重による構造物は最も密集せる實戰的な縦體行進に耐へるものであり16噸輾壓荷重に適するものであるから若し車道を作る際荷重の横方向の傳達が確實である場合は緩やかに進み且適當な間隔を置く時にはより重い車輛の行進に耐へるのである。

車道の幅員が6mあれば2方向交通は可能である。平時の道路橋に2方向の交通を許すには7.20m以上の車道が必要である。併し戦時の應急的な構造物は能ふ限り最小限度の大きで我慢せねばならず従つて最小幅員を斯く定めたのである(市街橋或ひは元の橋の残存せる場合には車道幅員を元の橋のそれと一致させる)。

斯様に荷重と幅員が與へられると次に2つの重要な判定を下さなければならぬ。其の1つは耐久的な假橋を元の橋の位置で道路に接続せしめるか或ひは全然道路を付替へるかと云ふ問題と今1つは假橋のタイプを如何様に選ぶかである。元の橋の位置を持續するに

は何よりも接続道路の輸送機能が損傷を受けて居らぬ事であり次に橋脚が使用可能の状態に残つてゐるか或ひは少くとも橋の基礎工が再使用の出来る場合である。

併し破壊された橋梁の残骸が此の企に大きな支障となる。特に支間が大きく中間に多数の柱脚を立て、架橋する場合には柱脚設置箇所の橋梁の破屑を取除き柱脚の基礎に間に合ふ様整理する事が是非必要である。

適當な材料を缺く時水深大なる時水流強き時或ひは工期が極めて短き場合等には、假橋は元の橋の近くに架設するがよい。殆んど元の橋の破屑の上に假橋を造る場合其の爲に交通の中絶が許されぬ時には新しい架橋地點を求めべきである。最後に後になつて永久的な橋梁を建設する時の事を考へなくてはならぬ。即ち假橋が橋軸中にあれば邪魔になる譯である。

道路の能率を保持する爲に通風が充分な様にしなければならぬ。大きい半徑を挿入する爲に橋梁の爆破によつて甚だしく損傷した近接家屋の撤去をも考慮する。

以上此等の條件は皆架橋位置の選定に當り考慮すべき事であり又假橋の設計にも影響がある。

假橋の設計に對しては支間、徑間、船舶の爲の幅員、高さ等の他に建設材料並に器具設備の如何なるものが使用可能であるか及び決定的な意義を持つ施工の迅速等を考へねばならぬ。建築用木材は一般に外國に於ても比較的容易に入手出来る。而も假りの應急措置とし

圖-45. 破壊された橋の破屑の上に作られた應急の假橋は既に沈下してゐる

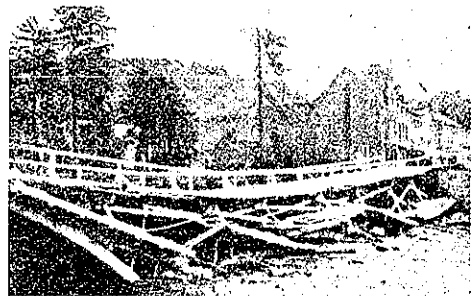


圖-46. 一部は河床に不安定に建てられた柱脚の上に、一部は荷船の上に建てられた、應急の假橋は既に其の車道がひどく折り曲つてゐる

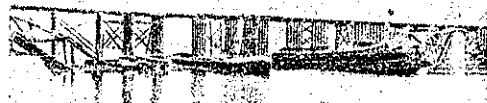


圖-47. 破壊された橋に接して作られた歴延鋼桁の上構、之は16m長の杭打の上に直接乗つてゐる

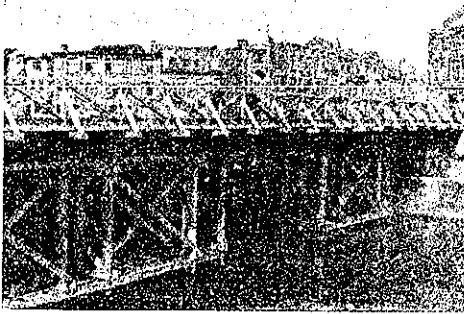


圖-48. 木杭柱脚の連続せるもの

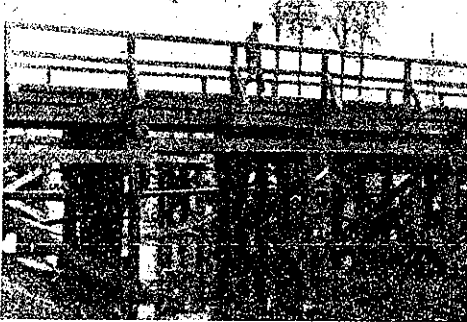


圖-49. 破壊された橋の近くに架した歴延鋼桁橋、2列の杭打基礎の上に簡単に木の柱脚を積せたもの



て大した設備なしに製作組立が出来る。破壊された鋼橋の場合には其の破屑の中から假橋に適當な桁を捜し出す。又側線の軌條は戦時にあつては使用されぬから厚く重ねて桁の代用とする事が出来る。工業地帯の近くでは加工されぬ鋼桁の在庫品にあるのが普通であつて之を支間の大きい橋の上構として役立て得る。

製鋼所が操業を再開するならば之を簡単な鉄結桁に建直す事が出来る。

簡単な耐久性の假橋の迅速な架設を容易なしむる爲に1本の或ひはザバルを使用した組立木桁——此等の木桁は枕梁及び脇木で補強出来る——方杖及び加工せざる鋼桁を以てする標準設計が作られてゐる。更に頻々と使用される支間のものに対しては計算の一部が表になつてゐる。耐久的な假橋標準形は木の柱脚歴延鋼桁及び木材の車道よりなる。之れが“應急的性質と耐久

圖-50. 元の橋の位置に架設した鉄桁の上構 鉄桁は新しく製作したものであり柱脚上の横桁は破壊された元の橋から取り戻つたものである。柱脚の基礎の部分も其の上の部分も2列になつてゐる。

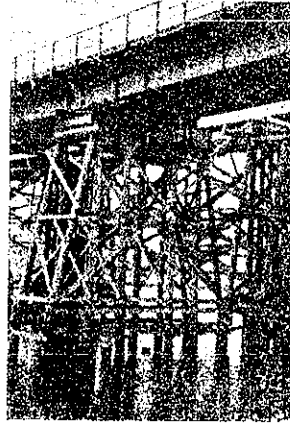


圖-51.

基礎及び上部共2列の柱脚

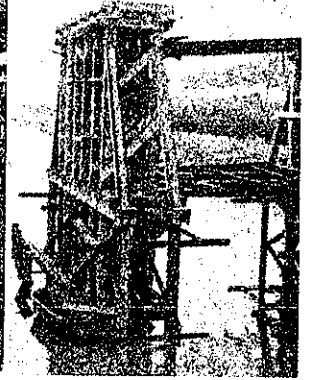


圖-52. 舊橋の位置に架設した歴延鋼桁の上構木の橋架はコンクリートの基礎工に溝を造つて其の上に建てられてゐる

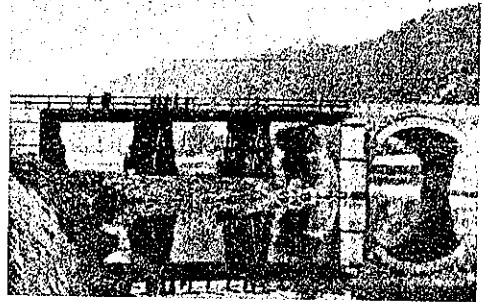
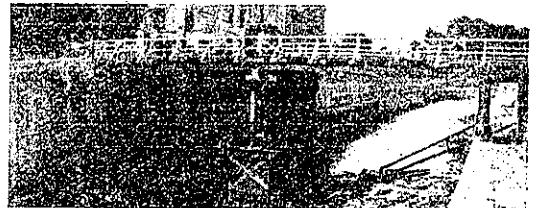


圖-53. 元の橋軸に架けられた歴延鋼桁の上構 コンクリート基礎工の上に建てられた2列の柱脚を作る爲に運河の水を替へたのである



的性質”の要請に最適して居り斯様のタイプのものが亦實際に施工される事が多いのである。

中間の柱脚を建造するのが耐久的な假橋を造るに最も主要な問題である。杭と其れを打込む機械が速かに調達出来柱脚を打つ場處から橋の破屑を取除き得れば工事の最難關は突破し得た事になる。此の期間中茲に柱脚建設の間に上構の準備を進める事が出来るから柱

脚が完成すれば其の後該橋梁の完成迄は極く短日時で充分である。

若し充分長い杭を調達出来るならば柱脚は 1 本の杭ですむ(圖-47, 48) 併し多くの場合柱脚は基礎部と其の上部の接合されたものである(圖-49, 50, 51)。

沿岸地方(圖-52) 或ひは運河の水替をする如き場合は杭打ちに長時間を費す事が出来ぬから石工又はコンクリート工で基礎を造り其の上に木の架柱を建てる。河の浅い時には元の橋脚の残存せるものを締切りによつて保護改修し中間の柱脚は其の基礎を石等で疊んで壁で用ふ(圖-54)。橋臺に接する築堤が破壊されたのを修補する場合には簡単な枕木のサンドル(圖-55) 或

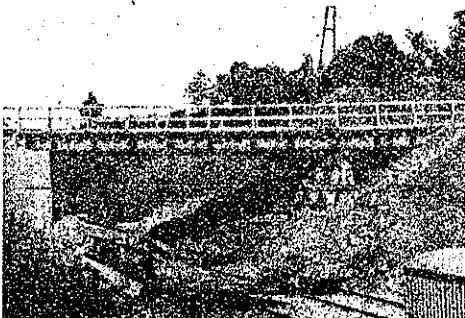
圖-54. 石でたんだ基礎工の上に建てた柱脚上の歴延鋼桁の上構 建設時日の日間



圖-55. 破壊された橋臺の上に枕木サンドルを組んで架けた歴延鋼桁上構の橋床



圖-56. 破壊された橋臺の處に木架を作つて架けた歴延鋼桁上構の橋床



ひは木材の架柱(圖-56) で充分である。

橋臺橋脚等の無傷の時は上構を直接其等の上に載せる事が多い(圖-57)。歴延鋼桁は銜き合はせ継目を單に鋼接目板を用ひボルトで締めつける。

圖-57. 残存せる橋脚橋臺上に作られた歴延鋼桁上構

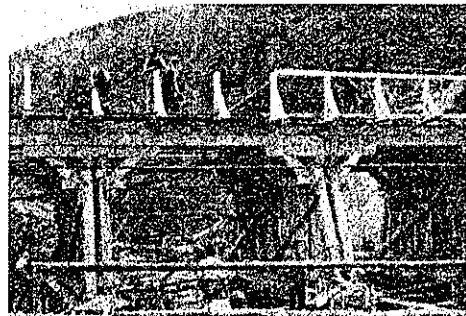


連続的な作用をさせる爲に格子を形成する様に完全に接合する事は普通行れて居らない。稀に桁を相互に重ね合せ適當な横桁を配置し完全ならしめて之を行ふ事もある。0.50~0.90 m の間隔に並べられた歴延鋼桁を緊結する爲に荷重分布用の横方向の桁を稀に而も不完全な状態で作る事がある。

車道には一般に木材が用ひられるが荷重の分布に就いて考慮しなければならぬ。歴延鋼桁の間隔が小さいと大概横方向の木桁はなくても済む。木橋の場合と同様橋板は車道の進行方向に對して横に主桁に直接載つてゐる。

荷重の分布をよりよくし且橋の強さを増す爲に進行方向に對して 45° 以下の傾斜で磨耗層の橋板を魚の脊骨の様に配列する。併し此の方法は少しく難かしく切り損ずる事が多い。此の配列の爲に生ずる車道橋板の間接の接目は鋼板を挿入して蓋ふのである。車道上面の排水は充分には行れない。車道に横断勾配をつける事は困難であり損傷が出来た時は修繕すればよい。橋が長い場合には橋板の穴はその縁或ひは縁の刺目に沿ふてトタン板を継ぎ合して大きくなるのを防ぐ。無数の方法がある中以上は耐久性の假橋の一般的施工方法の一例であるが他に今 1 つの施工法式を擧げよう。例へて活荷

圖-58. 元の橋軸に作られた耐久性の假橋 組立桁 枕梁及び脇木を有す



重が大きく其れを克服するに多大の困難が伴ふにしても良質の建設用木材が入手出来、而も製材所が運轉を開始して居り製作に必要な大工が居る場合には本格的な眞正の木橋を施行する事が出来る。枕梁と肘木を用ひて補強出来るデベルを用ひた桁は支間 8 m 迄を架橋可能である(圖-58)。支間が同一の場合には壓延鋼桁の代りに釘で組合せた木の充腹桁が用ひられる(圖-59)。此の桁は同一製作所で多數製作され多くの架設箇所に引渡され其處で壓延鋼桁と同様に架橋される。支間 15 m 迄に對しては——直線桁としてデベル或ひは釘で組合

圖-59. 2 列の柱脚上に作られた充腹合成桁

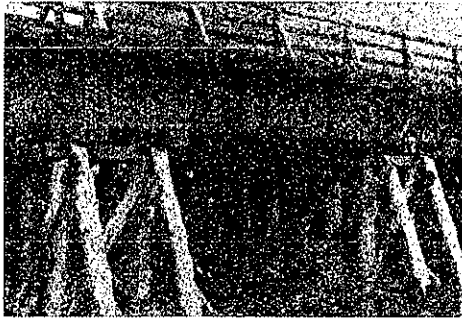


圖-60. 間門々扉上に架した合成桁を有する方杖橋

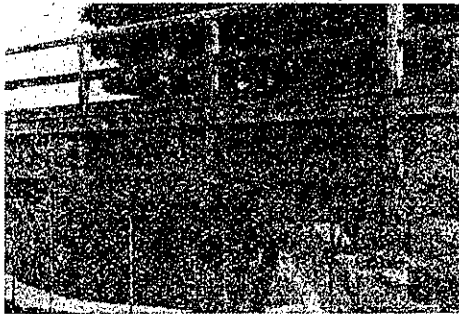
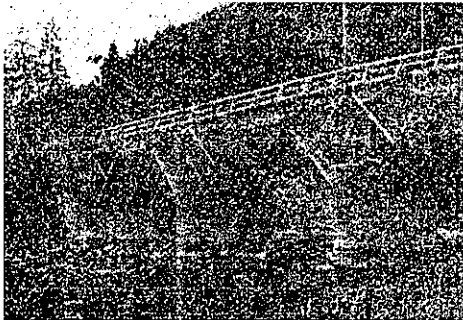


圖-61. 破壊された橋の殘存せる橋脚に合成桁を有する方杖橋 橋脚の間隔は約 15 m である



せた桁が——方杖橋で架設出来る(圖-60~63)。破壊さ

圖-62. トラスに組んだ三角型方杖で舊橋の位置に架けたものである。充腹合成桁を用ひてゐる



圖-63. トラスに組んだ三角型方杖で舊橋の位置に架けたものである。充腹合成桁を用ひてゐる

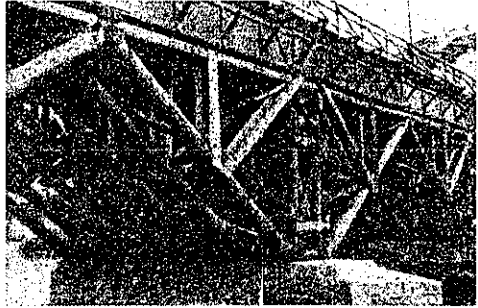


圖-64. 壓延鋼桁の上構と支柱 柱は何れもコンクリートの落ちた破壊された上構より拾ひあげたもの

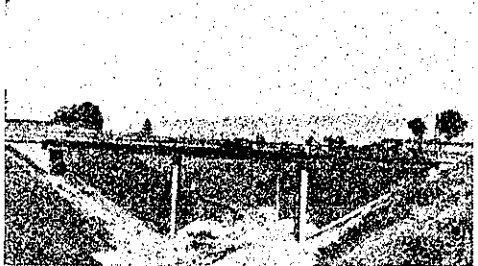


圖-65. 木柱脚上の鍍付化の柱脚は石橋の橋脚の殘りの上に建てられたものである。鍍桁は敵地の新に操業を始めて製向所に於て 19 日間で製作されたものである



れた橋の再用し得る部分から又實際の價値ある構造物を作り上げる事がしばしばである。圖-64 に示す橋梁はコンクリートで包んだ桁を有するコンクリート橋の代りに自由支承の壓延鋼桁を架して作ったものである。此の桁は橋の墜落に際して僅かしか損傷を蒙つて居らなかつたので建設箇所起重機によつて持ち上げ振動防止用の支柱を立て、上構を完了した。河川に架ける橋は舟航と洪水の疎通を避けぬ爲20~30mの支間を必要とし斯様に支間が大きくなると壓延鋼桁では最早架設が不可能になる。斯る場合は一部は故國に於て一部は直ちに操業を再開した領地域の製鋼所に於て柱脚を立て、居る間に銲結せる桁を最短日時中に製作するのである。此等の桁は連続桁として組立てられる(圖-65~67)。繼目は建設の現場で上構を一致させた上で銲結しトラスの如き對傾構によつて

圖-66 或る大都市に於ける耐久性の假橋 此の假橋は新たな位置に作った鋼矢板の柱脚上に銲桁と構を架したものである。



圖-67 元の橋軸に作った銲桁 鋼矢板を破屑の間に打ち込んだものである。



圖-68 應急的起重機船による銲桁の組立

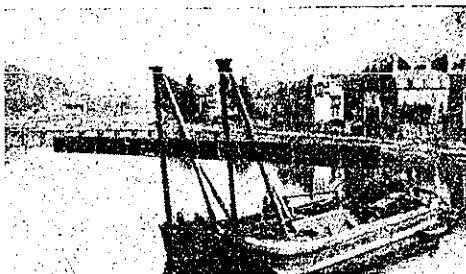


圖-69 フランジの廣い型鋼を打込んで其の上に架した壓延鋼桁

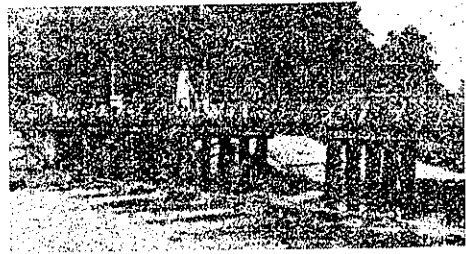


圖-70 破棄された橋の破屑の間にフランジの廣い型鋼の杭を打込んだもの



床組を安全ならしめる。橋梁の建設は2隻の荷船の上に置かれた應急的の起重機によつて行はれ極めて好結果を得た。對傾構を有する2本の主桁が海岸で約長さ25mの箱型に組立てられ起重機船によつて設置された(圖-68)。主桁の間隔が1.5~2.0mになると横桁を50~80cmの間隔に配置しなければならない。

此の横桁は大體小桁か或ひは主桁の上に置かれるU字型の鋼材である。斯様に横桁を用ひると橋板は長さの方向に置く事が出来る。磨耗層の橋板は橋の横方向に敷きかゝって荷重の良好なる分布を得る事となる。

大きな橋梁に對しては中間の柱脚は多く鋼柱から成る。矢板(圖-66)或ひはフランジの廣い型鋼(圖-69)を杭として打込む場合には柱脚設置箇所の大きな破屑を除去すればよい。此の工法は又柱の数が少くてよいので工期を短縮する(圖-70)。柱脚は一般に基礎の部分

と上部よりなる。

基礎の部分は斜杭とし一定の高さに截り取られる(圖-66)。而して上部の柱は溝を附したり衝合熔接等によつて基礎杭と接合される。運河に架する橋梁は多くの場合可動部分を準備しなければならぬ。圖-71に示す橋は端の方は固定されてゐるが中央の可動部分は荷船に水の荷重を種々加減して水位の激しい變動に應じ車道の昇降は螺旋棒によつて調節する。占領地帯に關

係ある場合に架橋する場合には技術的並に行政的に多數の經驗が生れて來た。

此等總べての經驗と觀察事項を集成利用するのは戦後の仕事である。西部及び東部に於ける占領地帯の此等すべての橋梁工事に關する課題を急速且技術的に克服する事は今日未だ見逃されてゐる。而して此の克服こそは獨逸の技術者及び工業家の技術と物質的準備を示すに他ならない。

圖-71. 中央に可動部分を有する耐久性の假橋

