

抄 録

第 28 卷 第 2 號 昭和 17 年 2 月

施 工

- (13) 二重矢板の計算に関する基本的考察 179
 (14) 吸水性物質をコンクリート型枠に使用せる場合の研究 182
 (15) ビット河橋梁の橋脚の施工と鉄筋の溶接に就いて 185

道 路

- (16) パナマ地峡横断の新道路 187
 (17) 作戦區域の道路工事 (3) 188

都 市 計 畫

- (18) 戦時下英國の都市問題 191

橋梁及構造物

- (19) 鉄筋コンクリート桁構特に拱橋の弾性的及塑性的變形 (其の 2) 191
 雑
 (20) 鐵塔の脚の應力によつてセメント貯藏倉庫の貯藏量を計量すること 209
 (21) 高水頭の揚水ポンプの例 210

施 工

(13) 二重矢板の計算に関する基本的考察

(E. Jacoby; "Grundsätzliches über die Berechnung von doppelten Spundwänden (Fangedämmen)" Baut. Heft. 22, 1941, S. 240~243.)
 瀬尾五一抄

著者は此の前の論文 (Grundsätzliches über die Berechnung von Spundwänden, Baut. Heft. 1941, Heft. 8, S. 88.) に於て普通の矢板の計算を取り扱つてゐるが、本論文では二重矢板或は締切りの場合を考察し、併せて矢板の前或は後に打込まれた杭工の土壓軽減作用に就き論究してゐる。計算に當つての假定は前の論文の場合と同様で、滑り面の假定には古典的土壓理論を用ひ、地盤の附着力 (Bindung, Haftung) を考慮し、安全側に働く土と壁との間の摩擦力は無視してある。

(1) 二つの矢板が錠結され、 $l > x_1 \cdot \text{tg}(45^\circ + \rho/2)$ にして且つ $l > t \cdot \text{tg}(45^\circ - \rho/2)$ (圖-1) の場合、

此の場合は前面矢板の主働土壓は一板に働く、隨而單一矢板の公式に依つて前面の矢板は計算される事が出来る。後の矢板には上部に受働土壓が一板に働く様になる。後の矢板は水平力、 $H=A$ に依りて平衡を保持してゐる。此の場合は前に導出して置いた方程式に依

りて計算する事が出来る。

$$x_1 = \frac{k(4t+6h)}{t^2-2k} \dots\dots\dots (1)$$

$$x = \frac{k(4t+6h)}{2x_1t-x_1^2-2k} \dots\dots\dots (2)$$

$$\sigma = (\lambda_p - \lambda_a) \left[\frac{x_1x-2k}{t-x} \right] \dots\dots\dots (3)$$

$$\text{茲に、} k = \frac{H}{(\lambda_p - \lambda_a)b}, \quad \lambda_p = \gamma \cdot \text{tg}^2(45^\circ + \rho/2)$$

$$\lambda_a = \gamma \cdot \text{tg}^2(45^\circ - \rho/2)$$

b は矢板断面の幅である、 $H=A$ は前面の矢板の計算から求められる錠定力である。茲に注意すべきは h は負である、と云ふのは水平力 H が地盤上を過る事もあるからである。地表より上では h は正とする。附着力を考慮する場合は前論文に於て示された方法に依る。

(2) 二つの矢板が互に錠結され、 $l < x_1 \cdot \text{tg}(45^\circ + \rho/2)$ 且つ $l < t \cdot \text{tg}(45^\circ - \rho/2)$ の場合、

兩矢板が接近すればする程、受働土壓に對しても、能働土壓に對しても、最も都合悪き滑り面は、地盤が無限に續いてゐる場合の様な滑り面とはならない。此の場合には前面の矢板に作用する能働土壓と、其れに依る錠力は小さくなる。同様に後の矢板の受働土壓が減少する。該矢板の後方からは主働土壓が一板に働いてゐる。先づ第一に前面の矢板に就いて考察する (圖-2 参照)。A 點から C 點までは後の矢板の影響は受けない、

其の土壓の分布は三角形である。C 點から下では最早土壓は地盤が無限に續いてゐる時の様には増加しない。

圖-1.

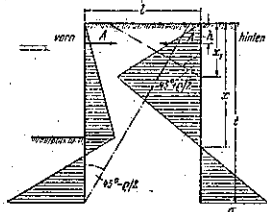
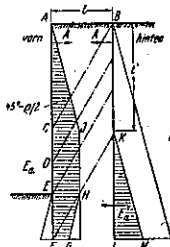


圖-2.



Homborg は、垂直に對して $\vartheta_a = 45^\circ - \rho/2$ なる角度をなせる滑面以下の矢板の部分には能働土壓の大きさは先づ同じになると見てよいと説いてゐる。D, E, F の各點を通る滑り面を考へると、相隣れる壁部 CD, DE, EF は其の壁部の高さに比例する土壓を受ける。其故に土壓の分布は、前面矢板の地盤に打込まれたる部分 EF に前面より働く土壓を差引けば、AFGHI (圖-2) の様になる。單位面積當りの能働土壓は地表に於ては(載荷重なき場合)零から $l' = l \cdot \text{ctg}(45^\circ - \rho/2)$ なる深さに於ては $l'\lambda_a$ まで直線的に増加する。l' より下にては矢板前の地表までは土壓は不變にて、地表より下は再び減少する。此の場合土壓圖は土壓 Ea を與へる、この計算に依りて礎着力 A を求める事が出来る。後の矢板には前面からは、前面矢板に働いたと同様の減ぜられたる土壓が働き(減ぜられたる土壓と云つても EF の部分は除外)、後からは全土壓が働く、兩土壓の合力が Ea' となり土壓圖 KLM (圖-2) にて表現される。後の矢板には此の土壓の外に、前面矢板の計算の時得られたる錨定力 A が働く。A と Ea' の合力が水平力 H となる(圖-3)。此の力は兩矢板間の土に壓縮抵抗を起さしめる。此の壓縮力は上部に於ては $t_1 = l \cdot \text{ctg}(45^\circ + \rho/2)$ の深さまでは受働土壓一杯の大きさであり、 t_1 に於ては其の値は $t_1(\lambda_p - \lambda_a)$ に達する。能働土壓の時と同様に $45^\circ + \rho/2$ より下即ち t_1 より下の滑り面が最も少い受働土壓を與へると假定すれば、單位面積當りの土壓は深さと共に増加しない。實際に於ては此の滑り面は幾分平になり遂には兩矢板の底部を結んだものになる。後の矢板に働く土壓は圖-3 に示される、 t_1 までは直線的に増加し、 t_1 に於ては $t_1(\lambda_p - \lambda_a)$ となり、 x_1 までは其儘で、深さ x に於て零になる、それから後の土壓が増加する(圖-3)。

圖-3.

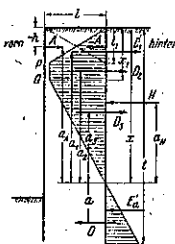
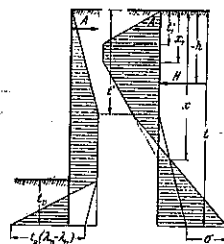


圖-4.



x_1, x の値は次の三つの平衡條件より計算する事が出来る。

$$D_1 a_1 + D_2 a_2 + D_3 a_3 + D_4 a_4 - H a_H = 0 \dots (4)$$

$$D_1 + D_2 + D_3 - D_4 - H = 0 \dots (5)$$

$$\frac{\sigma}{t-x} = \frac{t_1(\lambda_p - \lambda_a)}{x - x_1} \dots (6)$$

之を解けば

$$x_1 = \frac{k(4t + 6h) - t_1(t - t_1)^2}{2tt_1 - t_1^2 - 2k} \dots (7)$$

$$x = \frac{k(4t + 6h) + t_1 x_1^2 - t_1^3 + 2tt_1^2 - 2tt_1 x_1}{2tt_1 - t_1^2 - 2k} \dots (8)$$

H, h, t の同じ値に對して兩矢板間の距離が大きくなればなる程 t_1 が大きくなり x_1 が小さくなる。若し $x_1 \leq t_1$ ならば (7) は (1) に、(8) は (2) となる。圖-4 は兩矢板の土壓圖である。後の矢板には $l' = l_1 \text{ctg}(45^\circ - \rho/2)$ の深さに折目がある。

兩矢板が接近すればする程 t_1 は小さくなり、A が小さくなり Ea' (圖-3) が小さくなるので H の作用點が深くなる。其の節に x_1 が大きくなるか小さくなるかと云ふ事は (7) よりすぐには解らない。實際に入り来る λ_p, λ_a のために x_1 は t_1 と共に減少する筈であり、 t_1 よりも小さくなる。(7) に依りて求めたる x_1 が t_1 よりも小さな値を與へる場合には最早 (7) ではなくて (1) を使用すべきである。x の計算に當りては勿論 (2) を用ふ。x が負ともなり得る。 x_1 と x が求められると後の矢板の前面の土壓分布圖を描くことが出来る。矢板の如何なる部分に於ても、兩矢板間の土が受ける壓縮力は受働土壓よりも小さい。若し能働土壓が受働土壓よりも大きい場合は其の差は前面の矢板に附加的に働く。唯此の場合注意すべき事は、其の際に礎着力 A には變化はない。何故ならば礎着力は兩矢板間の土が惹起する土壓にのみ基くからであり、此の附加的土壓は外部から二重矢板に作用し、兩矢板間にある土は其の傳達物としての役割を演ずる譯である。前面の矢板は、兩矢板間の土が生ずる土壓と、後の矢板より傳達される附

加的土壓と、碇着力 A とを受けてゐる 矢板として計算出来る。如何なる場合に於ても二重矢板には基礎地盤の挫屈と云ふ事を研究すべきである。

(3) 二重矢板が互に碇結され尙且つ後方に碇結された場合

上部を碇結された後の矢板には次の様な力(圖-5)が働く、即ち後側には全能働土壓 E_a が働き、前面には前方矢板に依り減ぜられた土壓 E_{aw} (圖-2) が作用する。結局其の差 E_a' が背面に作用し、前からは受働土壓 E_w が作用する。この受働土壓の極限值は滑り面 BC に於ける抵抗である、(或程度の深さからは滑り面は兩矢板の底部を結ぶ面と考へてよい)、若し此の抵抗力が土 $ABCD$ が此の滑り面に沿ふて移動するのを阻止するに充分であるならば、 E_a' は兩矢板間に作用して前方の矢板には影響を及ぼさない。若し矢板が完全に硬剛ならば、上部の碇結點の廻りの廻轉に際して矢板の任意の點の水平移動量は其の點からの距離に比例して直線的に増加する。變位は矢板の前面の土の側で、一般に圖-6a にて示される様な壓力に比例する。若し矢板が完全に可撓性ならば壓力は E_a' と同様な分布をするであらう。簡單のために抵抗力が圖-6b の様に直線的に分布するものと假定しても大誤はない。

圖-5.

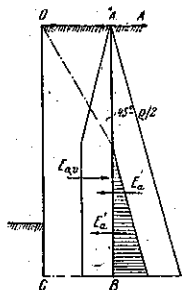
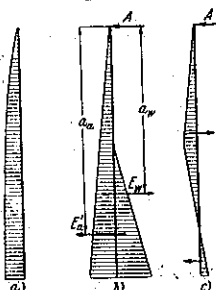


圖-6.



矢板が平衡を保つに必要な受働土壓の大きさは、 $E_w = \frac{E_a' a_a}{a_w}$ 更に碇着力、 $A = E_w - E_a'$ は E_a' と同方向に働く。其故に後の矢板の曲げの計算をする事が出来る。荷重分布圖は圖-6c に依り示される。若し受働土壓が、後の矢板に前から作用する 能働土壓 E_{aw} を除外して、滑り面 BC の抵抗よりも大なる事を必要とする場合には、兩矢板間に挟まれる土は矢板の背面に働く 能働土壓に抗するに充分ではない。其の時能働土壓の差が前方の矢板に働く。尙ほ前方の矢板は荷重としては此の土壓の差の外に、兩矢板間の土のために生ずる能働

土壓を受ける。而して、普通の碇結された 矢板の様に計算する事が出来る。計算に依り求められた碇着力 A は兩矢板を碇結してゐる 碇結部分にも適用される事は留意すべきである。後の矢板と碇着板との間の碇結部は後の矢板に負の碇着力を與へる。後の矢板は前の矢板に對して碇着板として役立ち碇着板にかゝる荷重を軽減する。

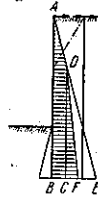
(4) 矢板の後に打込まれた杭の土壓軽減に就いて

矢板の後方餘り遠くない所に杭がある場合には矢板に働く土壓を軽減すると云ふことはよく知られてゐる。杭は上の方で矢板と碇結(岸壁に於いては杭工或はコンクリート板)されてゐるのが普通である。杭が一行に非常に密に打ち込まれ、矢板と杭壁が後へ碇結された場合を考へるとそれは 3 節の場合と同様である。計算は後へ碇結された二重矢板と同様である。所謂「土壓軽減」は前の矢板と後の杭壁との距離に依る。若し水平距離 $l \geq t \cdot \text{tg}(45^\circ - \rho/2)$ (茲に t は壁の全高) の時は後の壁は前壁に作用する土壓を軽減しない。即ち土壓軽減作用「Abschirmwirkung」は零である。距離 l が減少するに従つて前矢板に及ぼす土壓が減少する、即ち土壓軽減作用が増加する。前の矢板が全土壓の 25% の作用を受ける場合には後の矢板が 75% を受け持ち其のために特に曲げ剛度を有せしめねばならぬと云ふ事は當を得てゐない。後の矢板は圖-6c に示されてゐる通り能働土壓と抵抗土壓との差だけを受け持つ。兩矢板が餘り接近し過ぎて滑動抵抗(兩矢板間の土の)が充分でない場合には前の矢板に土壓がかゝる。従つて土壓軽減作用は兩矢板間の距離が或距離になつた時に最もよい値を取る事になる。

残念な事にはこれまでに杭の土壓軽減作用に關しては殆んど研究されてゐない。土壓軽減作用は矢板と杭列の距離に影響され又杭列の杭自身の間隔にも影響される。杭が非常に密に打込まれてなくても、各杭自身の間隔が或限度を超えなければ土壓軽減作用は同じである。間隔率 $V = \frac{\text{杭の徑}}{\text{杭の中心間隔}} \times 100 = 50\%$ の場合には $V = 100\%$ の時と同様の土壓軽減作用をなす。 V が小さくなればなる程矢板の土壓が増大し $V = 0$ の場合には土壓が一杯に作用する。前の矢板に作用する土壓は次の方法に依りて計算する事が出来る。碇結された二重矢板の場合と同様に土壓を計算する事が出来る。土壓の分布圖の $ABCD$ (圖-7) とす。この圖は $V = 50\%$ まで適用される。三角形 CDE は $V = 0$ の時の土壓の増加に相當する。 $V = P\%$ の時は土壓の増加は DCE'

となる。 $FE = P/50 CE$ であり、矢板の土壓は $ABFD$ で與へられる。此の方法は根據が的確を缺くため土壓軽減の見當を付ける手段としてのみ適用される、從而廣範圍の矢板の計算には安全度を撰擇すべきである。矢板の背後に打込まれた杭列の計算に際しては $V \geq 50\%$ の時は全幅 b に作用する土壓を計算すべきである。 $P\%$ の時は幅を $P/50 \times b$ として計算すべきである。

圖-7.



(5) 矢板の前に打込まれた杭列の影響に就いて

杭打と其の背後に打ち込まれた矢板の上の岸壁の様な場合には、矢板の前に打ち込まれた杭列は矢板の地中にある部分の受働土壓の増加の作用をなし、矢板の打ち込み深さは少く済みます事が出来る。杭打ちに依りて地盤を凝結するばかりでなく、最も抵抗の少い滑り面が杭のない場合とは違つて来る。先づ第一に矢板の前方 l なる距離に杭列が打ち込まれたものとし、矢板と杭列は上の方で強く連結されてゐるとす(圖-8)。矢板には能働土壓 E_a が働く、之は礎着力 A と矢板の地中の部分の抵抗土壓に等しい。(圖-8)に於て、土 I, II を最も抵抗の少い滑り面に沿ふて移動させる必要な抵抗土壓の極限値は水平力 E_p である。此の極限値は E_{p1} と E_{p2} の二つの部分より成つてゐる。前方に杭列がない場合には E_{p2} に等しくなる。從而前方の杭列に依りて E_{p1} だけ増加した譯である。双方とも平衡を保つに必要なだけ深く打ち込まれてゐると假定すれば

$$E_a a - E_{p1} a_1 - E_{p2} a_2 - W_{iat} + W_{iat} = 0 \dots (9)$$

$$A_1 + A_2 + E_{p1} + E_{p2} - E_a + W_I - W_{II} = 0 \dots (10)$$

圖-8.

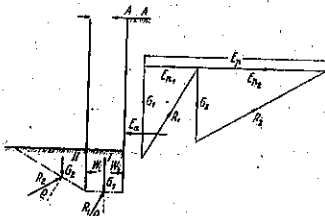
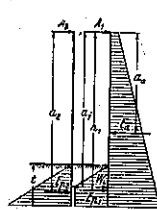


圖-9.



打ち込み深さ l を假定すれば E_{p1}, E_{p2} 及び其の作用點を決定する事が出来る。試行に依りて方程式 (9) を満足せしむる l を發見する。礎着力 A_1, A_2 の算定には杭列と矢板とを別々に考へなければならぬ。後の矢板が固定點 A の廻りに回轉する事を防ぐには E_{p1} だけでは充分ではない。 I の部分の土(圖-8)が II の

部分の土に力 W_I を及ぼす。矢板が完全に硬剛で、變位が土中の應力に正比例する様な場合には W_I の作用點は梯形の重心を通る。矢板の可撓性のためと應力が變位よりも徐々に増加するので作用點は稍上になる。大體に於て W_I の作用點は打ち込み深さの中點を通るものと假定す。後の矢板の平衡條件より、

$$E_a a - E_{p1} a_1 - W_{iat} = 0 \dots (11)$$

之より W_I が得らる。

$$E_a - E_{p1} - W_I - A_1 = 0 \dots (12)$$

之より A_1 が得られ、前方の杭列に對しては、

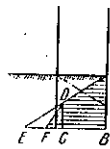
$$W_{iat} - E_{p2} a_2 = 0 \dots (13)$$

$$A_2 = W_I - E_{p2} \dots (14)$$

此の計算は $V = 50\%$ まで適用出来る。

圖-10.

V が減少すれば E_{p1} の部分が大きくなり、 E_{p2} が小さくなる。 $V = 0$ の場合は $E_{p2} = 0$ で E_{p1} は杭のない場合と同じ大きくなる。 $V = P\%$ の中間の値に對しては“Abschirmung”の場合と同様である。圖-10に於て $EF = P/50 CE$ 、 E_{p2} は幅 b に作用せずして $\frac{P}{50} b$ に作用する。



矢板の土壓軽減と云ふ事を慎重に考慮して計算し、これまでよりもより經濟的に設計する事が可能である。

(14) 吸水性物質をコンクリート型枠に使用せる場合の研究

(W. R. Johnson; "The Use of Absorptive Wall Boards for Concrete Forms," Jour. of A.C.I. June 1941 p. 621~631. 丸安隆和抄)

Kentucky 堰堤に於てコンクリート型枠に高度の吸水性の物質を張つた時の實験結果及現場に於ける觀察を總括したものである。最近 20 年位前から vibrator が用ひられる様になつて固練りコンクリートが使用される様になつて來た。其の爲に水セメント比を減じて overwet の爲に起る材料の分離やレイタンスの害を除く事が出来たと同時に強度其の他の望ましい結果が大いに増大されたのであつた。然し vibration によつてはコンクリート表面に水が現れ W/C がこゝで著しく増大すると言ふ面倒が起つたのである。

吸水性の型枠は新しく發達したのではなく John J. Early が 20 年も前に A.C.I. 誌上に既に發表してゐるので今までの技術者はこれが massive な構造物に使用して如何に有效であるかと言ふ事を知らなかつたのである。即ち高度の吸水材が經濟的に見付からな

かつたのである。

実験結果 開発局が Denver でコンクリート型枠として吸水材を用いた場合の実験及研究をなしたが、其れを更に進める爲に Kentucky 堰堤のコンクリート実験室で実験を行った。開発局の実験の結果は垂直及傾斜をなせる型枠の部分のコンクリート表面には非常に優秀な結果が得られ微細な孔や空隙が殆んどないと言つてよい位であり且氣候天候に對する抵抗力も非常に優秀なものであつた。報告書では "Case hardened Concrete" が得られたと報告してゐる。

斯の如く表面コンクリートが硬さ及強さを増加するのはコンクリート表面の過剰水分を吸着される爲であつて、普通行はれてゐる様に型枠に油を塗つた場合と正反對の現象である。特に堰堤の餘水吐の部分の如く傾斜面の下部に於て重要な問題となる。

此の豫備試験を Kentucky に於てなしたが此の場合 10 吋角の試験片について市場から求めた吸水材を型枠に張つて行つた。この結果も開発局で得られたと同様であつて空隙や微細な孔が現はれず、表面の密度も大となり而も其の吸水材が強力であればある程良結果であつた。此等の試験結果より型枠に張るべき吸水材を種々業者に發註したのである。

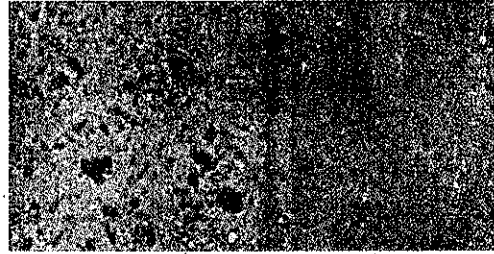
之に續いて堰堤餘水吐の模型を作りその底面のコンクリートの結果を驗した。其の底面は 45° の傾斜をなしその半分は油を施した型枠他の半分は吸水材を張つたものとし、4 回に打ち vibrator を使用した。24 時間後型枠を取除いて見たが、吸水材はコンクリートに附着して居らず然し 24 時間以上経過したものは附着して鏝の如きもので掻取らねばならなかつた。吸水材は之を二回用ひられるものはなかつた。

有孔性については次の実験を行つた。コンクリートの表面に水を吹きかけたのであるが、油を型枠に塗つた部分では水は直ちに滲透して緩やかながら泡立ちを見せ 5 分経つと表面は乾燥した。一方吸

水材を用いた部分では可成長時間浸潤の状態にあり結局表面の水は蒸發した。従つて泡立ちの現象はなかつた。

磨耗に關する実験として其の表面の砂を吹付けて調べて見た。同量の砂を吹きつけた後之を擴大して見ると圖-12 に示す如くである。

圖-12. 砂をふきかけた後の状態 左方：油をぬつた型枠 右方：吸水材を持つ型枠



即ち油をぬつた型枠には粗骨材の露出せるもの多く吸水材を用いたものには 2,3 の空隙を除いては殆んど變化は認められない。即ち之によつて砂を吹付ける事による磨耗の影響を知る事が出来る。吸水率の高い程磨耗抵抗は大であつた。

尙かくして處理したコンクリート表面は水密性が大であると言ふ事を實驗する爲に、兩種の型枠を用ひて作つた供試體を浸潤な養生室と普通の實驗室とに分けて之を養生し、その中の水分の増減による重量の増加率を算定し結局吸水性の型枠を用いた方が表面の水密性が大である事を確證し得た。其の時の状態は表-1 及圖-12, 13, 14, 15 に示す如くである。

此の實驗で知り得た今一つの重要な事項は養生法の相違により其の強度に及ぼす影響が分つた事で、吸水性の型枠では、空氣中で養生した時は浸潤の状態で養生した時の 80~82% の強度を示すに對し、油を施した型枠では 66% まで減少する事である。

表-1. 6 吋立方の供試體の型枠と其の養生法の影響

6 吋立方の供試體の強度 形式 R 及養生法
骨材：Tennessee 河産 (10~No. 4 - 級) の Sand 60 磅、5 1/2 吋、No. 1 1/2 吋型ホルトランドセメント
混合比：重量比にて 1.25 : 4.5 W/C : 60% スラック J 型
材料 1, 7, 14, 27 及 28 日おと秤量。各試験は浸潤状態、乾状態、養生中で養生せし試験中の試験の 24 時間水中中の 2 日、養生後 4 時間中の試験の平均値なり。

型枠の種類	養生法	27日後の重量増加 %	圧縮強度 28日 P.S.I.	養生法中の強度 %
油をぬつた型枠	浸潤状態で養生	+16.4	4410	66
	乾燥状態で養生	-3.1	3910	
吸水性の型枠	浸潤状態で養生	+10.1	6045	81
	乾燥状態で養生	-2.6	5800	
吸水性の型枠	浸潤状態で養生	+9.3	6330	82
	乾燥状態で養生	-2.8	5960	
吸水性の型枠	浸潤状態で養生	+9.1	4930	80
	乾燥状態で養生	-2.9	3940	

圖-11. 型枠を取除いた直後の状態 左：油を施した型枠部分 右：吸水材を施した型枠部分

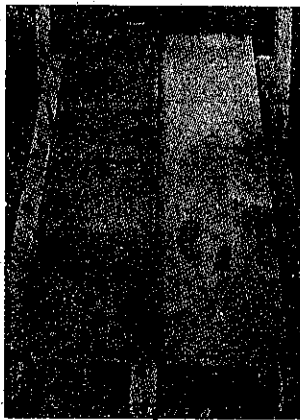


圖-13. コンクリートの重量の増減

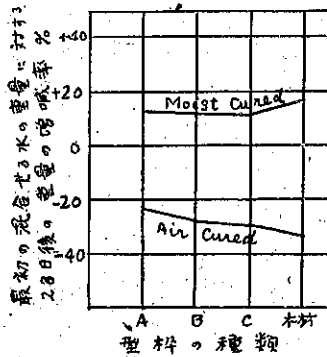


圖-14. 強度の比較

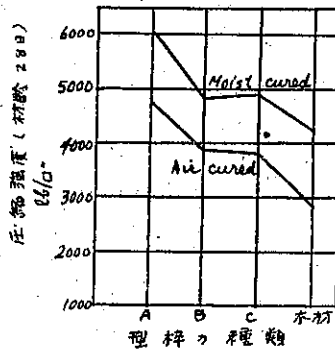


圖-15. 強度比

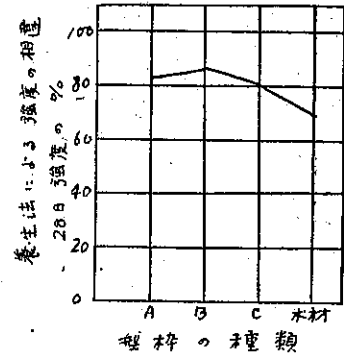


圖-16. 表面の吸水率

吸水性型枠の4時平方の表面に0.5c.cの水を入れこれを完全に吸収するまでの時間

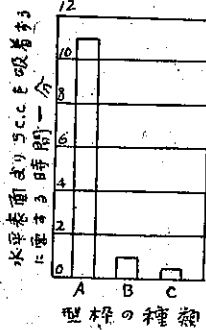


圖-17. 浸透による吸収

12x12 時の供試體を水中に浸し一定時間毎に秤量した結果

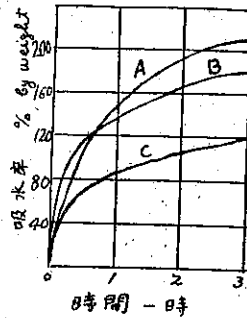


圖-16 及圖-17 は 3 種類の型枠を用ひて作つた供試體の吸水率の實驗結果である。此の圖によると最初急速に吸水するものは必ずしも最大量を吸水するものでない事が分る。

現場に於ける實驗 Kentucky 堰堤に於ては今日まで 200 000 呎³以上の吸水性型枠を使用した。この型枠を使用する場合にはコンクリートによる壓力が與へられる事が好結果が得られる條件であるので水平型枠には使用しなかつた。堰堤及發電所の外表面全部にこの種型枠を用ひたのである。此處では別に大した困難もなかつたが、吸水材を取付る前に又取付けてコンクリートを打つ前に雨から保護する事が必要であつた。

取付ける方法は釘で 6 時間隔に縁をとめ中央は 20 時間隔でとめたが、釘はコンクリート表面に丁度達する位にする事が必要で 斯くしなければコンクリートに凹凸が生ずるからである。

かくして得たコンクリート表面には 空隙や孔等全然ないと言つてもよい位であつた。型枠は 24 時間以内に

取外す事にしたが、これは吸水材のコンクリートに附着するのを妨ぐ爲である。吸水材の附着する事と再使用の出来ない事は大なる缺點である。

結論 實驗室の實驗及現場の使用結果から次の如き結論を得た。

1. 鉛直及傾斜面には常に現れる空隙や微細な孔は全然なくなつた事。
2. かくして得たコンクリート表面は一層強度が大で浸蝕に對する抵抗も大で、不透水性が著しい事。
3. 養生法の缺點による強度の減少が普通の方法より少い。
4. 吸水材は唯一回より使用し得ない。
5. コンクリート表面に吸水材が附着するのを防ぐ爲に 24 時間以内に型枠を取除かねばならぬ事。これは研究を要する題目である。
6. この方法を用ひて好結果を得る爲にはコンクリート自身の壓力が必要であるから、水平型枠としては未だ使用出来ない。
7. コンクリート表面を非常によくする點から考へると費用が少し蓄んでも大した問題ではない。即ち型枠材として安い材木が使用出来る事、型枠に油を塗り又一回毎に掃除する事の勞力の節約等である。又 W/C を大きくしセメント量を減じて普通 W/C が少くセメント量の大きなコンクリートより良質のものが得られる。今日築造される構造物のコンクリートは實際の荷重以上のコンクリートが使用されてゐるがこれは耐久性と言ふ點から必要なのであつて、實際耐久性の大きなものが作られれば、主體とするコンクリートは荷重を支へるだけのものであればよい事になる。かくしてセメント量を減じ得ると言ふ事も大きい費用の節減となる。

(15) ビット河橋梁の橋脚の施工と 鉄筋の溶接に就いて

“Placing and Welding Reinforcing Steel in Pit River Bridge.” E. N. R. May 22, 1941. P. 81~83. 瀬尾五一抄

2 吋角、長さ 60 呎の鉄筋は電気溶接（衝頭接合）され、鉄筋の最小中心間隔は 6 吋である。鉄筋の組立には一時的の鋼製の足場を内側に作り、溶接には瓦斯焰で豫め熱し、鉄筋は溶接が完了するまで位置に狂ひが生じない様に締金にて締付けた。2 吋角鋼の溶接箇所は總数は 8280 である。

施工概要 Pit River Bridge の高橋脚（363 呎）の鉄筋の組立が完了された。該橋梁は南太平洋鐵道がシャスター貯水池を横断するために架設されるもので、設計に必要な事項即ち、地震、衝撃、地盤の緻密さ、橋脚周囲の水の運動等は E. N. R. May 8, 1941, P. 736 に既述されてゐるので茲では此の大橋脚の施工が如何にしてなされたかを記述する。

重量の大きい鉄筋を如何にして設計位置に配筋し組立て置くかと謂ふ事が難問であつたが、之には橋脚の内部に支保工として central tower を建て、解決した。此の塔の垂直部材には 60 lb. T-rail（中古）を使用した。之の支保工の結構は轉鏡儀にて掘付けて配筋組立に利用し、尙内部のコンクリートの型枠（二つの大きい橋脚に於てはコンクリート節約のために橋脚内部に中空部を設けるのであるが此の部分の箱型の型枠）の組立支持にも利用した。支保工の垂直部材は前述の様に T-rail から成つてゐるのであるが、斜撐構は或部分は山形鋼で或部分は木材より成つてゐる。支保工の高さがコンクリート上相當高くなると山形鋼よりなる對傾構を取り付ける。コンクリート打ちが進むに随つて木材は取り除けるが、支保工の鋼部分の大部分（rail も含む）は埋め殺しである。垂直間隔 12 呎毎に、支保工の周圍に 6 吋角木材の結構を水平に組立て、作業足場を支持させ、此の作業足場に依つて配筋し、内型枠の組立、コンクリートを elephant trunk に送り込むのに利用した。橋脚内部に中空を作るための型枠の木材は各々の頂部にある 30 吋の圓孔より取り出す。橋脚の安全性を増すために此の内部の徑間は 4 吋の亜鉛引き鐵管で貯水池と連絡してゐて内部の水位と貯水池の水位とが一致する様になつてゐる。

材料運搬のために 2 様式が準備された。elevator tower に derrick boom を取り付け、作業が進行する

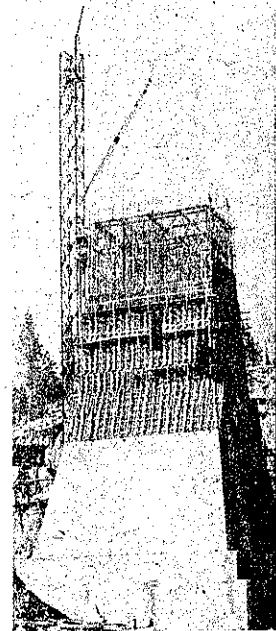
につれて上方に移動し、コンクリート以外の總べての材料を捲き揚げて所定の位置に置く。コンクリートは作業が進むにつれて、橋脚に沿ふて運び上げられる鋼結構の内をスキップに依りて運び上げられる。コンクリートは dump トラックにより無水配合のまま各橋脚まで運搬されて elevator tower の下にある混合機の中へ直接投入される。elevator tower から運搬されたコンクリートは side-dump car や或ひは手押四輪車に依つてシュートのホッパーまで運ばれる。

二つの大きな橋脚の下部は大量のコンクリートとなるので垂直に 5 呎間隔の層毎に pipe を設備し養生期間中は冷却水を循環させた。然し冷却装置をしたのは橋脚の下方 85 呎及徑 40 呎に過ぎない。Pit River から pump up した水の温度は冷却作用には充分な低温であつた。

木製パネルは普通 8×12 呎で橋脚の外側の型枠として使用し、其の型枠は最も外列の鉄筋よりは 6 吋離れて組立られた（純被覆 5 吋）、橋脚の角の部分は特殊のパネルを使用して角立たない様に 2 吋の面取りの細長い棒を使用した。尙パネルの端は規定のバタールを保つ様にしてある。

次に粗骨材の大きさであるが、中空部の型枠を有する部分と配筋の部分は純間隔が比較的小であるので粗骨材の大きさは 3 吋徑のものを限度としたが、橋脚の底部やずつと上部は 6 吋徑位の玉石を使用した。注意深い監督の下に振動機を使用し鋼筋の周圍によくコンクリートが廻る様にした。2 吋角の長さ 60 呎の鉄筋は重量約 813 lb. (13.5 lb./ft) であるので配筋の場合にはデリックでピックアップして各々の垂直位置に置く。四つ相隣れる鉄筋の列の各々の位置に垂直に鉄筋を降り得るだけの充分の高さの boom でなければならぬ。各々の鉄筋の其の下の鉄筋の頂部に 3/16

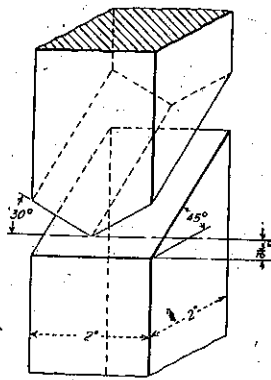
圖-18. 橋脚の施工状況、中の支保工に依りて配筋が支持され、材料運搬用の derrick boom がコンクリート捲揚げ用の塔に取り付けてある。橋脚の下部に立てる就業人に注意



吋厚の金属板を置いて規定の距離を保たせる(圖-19 参照)。

新しい鉄筋が其の下の鉄筋の上に適當の間隔をおいて置かれると20吋の長さの clamp でしつかりと締め付ける。此の clamp は上下の鉄筋に夫々10吋のひつかまりを持つてゐる。是等の clamp の4對の耳部には孔

圖-19. 熔接のため工作された鉄筋の端部



があつて楔が打ち込まれる様になつてゐる。而して熔接完了まで clamp に狂ひが來ない様にしてある。楔が打ち込まれるとすぐ2×8吋の定規(template)のまはりに9番線を巻きつけて緊結する。是等の template は轉鏡儀にて正確な位置に置かれ、垂直間隔10呎毎におかれた6×6吋の cross-member の上に支持された。是等は橋脚の外輪全部に設置して、コンクリート打が進んできて guide としても support としても必要がなくなるまで其の儘にして置く。接合部を集中させないために種々の長さの鉄筋を使用することが望ましい。任意の一行の鉄筋の熔接は熔接の都合のため普通同じ高さで接合したが相隣れる列の継手の高は少くとも5呎だけ噴違ひを保たせた。橋脚4では相隣れる2列の熔接が同じ高であると云ふ例外も幾等かある。兩端熔接部の工作に就いては(圖-19)を参照。兩端熔接部の間隔は熔接に充分と思はれる熔接鋼の量(1.5~1.75 lb)により決定せられる。

熔接以前に間隔板が取り除かれ熔着鋼を注入して熔

圖-20. 2吋角鉄筋の衝頭接合。左の方には鉄筋の兩端を支持する clamp がある。最左端は鉄筋を加熱するガスバーナーである



圖-21. 熔接の出来上り、熔接者は繩手に自身のマークを付ける。約100熔接毎に試験して、其の強度が母材強度の80%を要請されてゐる



接する。此の場合熔接部の clamp には鋼板が置いてあるので clamp には附着しない(熔着鋼は銅には附着しない)。

熔接前に鉄筋の隣接する端部(熔接部8~9吋)は天然瓦斯バーナーで約500°F位まで熱せられる。之には2つの天然ガスバーナーが使用され、ガスバーナーは熔接助手が持つて熱作業をなし1箇所に就き8~10分を要した。鉄筋加熱の燃料としては冬期間はプロパンが使用された。之は他の燃料に比してバルブを凍結させる傾向が少いからである。プロパンは液状でタンク車にて仕事場に運搬され、28 gal 入れの樽に詰められる。1つの樽からは4本のバーナーを出し、壓力は12~15 lb/in²を保持する。寒い時期以外には butane gas が早く熱する事が出来るので經濟的な燃料である。普通熔接者は二人一組である(或は數組)、之は材料の供給や偶發的作業を容易ならしむるためである。熔接が進むにつれて次から次とビードは pneumatic peening tool (各組の間の都合のよい所に置いてある)で助手により取り除けられて綺麗にされる。peening tool の先端は故意に鈍くして、熔着鋼を切込まずに表鱗を有効に取り除く様にしてある。1熔接完了には一時間足らずである。一週間の平均が一交替一人に就き8熔接である。普通は四時間交替(6人の熔接者と一人の助手)である。橋脚3では2926、橋脚4では3896箇の熔接を必要とし全橋脚では總數8280である。熔接技術者の仕事は約100熔接毎に(毎12日毎に)照査される。即ち其の熔接部分を鉗掛鋸で切り取り California 大學で貨物そのまま、大きな抗張試験機にかけて試験する。此の抗張試験で抗張力が母材の80%以上なければいけない事になつてゐる。熔接者は熔接部のすぐ上方にサインをする事になつてゐる。橋脚は桑港の鋪裝會社の請負で、熔接は紐育のロングアイランドの T. K.

熔接會社の下請である。

道 路

(16) パナマ地峡横断の新道路

“Work pushed on New Highway across Isthmus of Panama.” E.N.R. July 17, 1941, p. 60-62. 新妻 幸雄 抄

パナマ地峡横断の道路建設が以前企圖されたことがなかつたのは、一つには非常に困難があるためであり、一つにはパナマ鐵道の業務を奪ふことを恐れ、又此の様な道路は運河地帯に於ける故に軍事行動を容易ならしめるかも知れぬと言ふ心配のためである。

新しい道路の測量は 1940 年 10 月 3 箇所から始められ 1941 年 4 月に終了した。道路の延長は 24 1/2 哩。最大の上勾配は、太平洋の方へは 5% であり、大西洋方面へは 400 呎より短い勾配に對しては 7% であるが、より長い場合は 6% である。最小の曲率半径は 573 呎で、視距の最短は 600 呎である。所要の掘鑿は、3 000 000 碼³と見積られ、Madden 堰堤では可成りの岩賦が露出して居り、深い切取もあるが、大部分は普通の掘鑿と考へられて居る。深い切取の中には 100 呎に及ぶものがあり、夫れ相應に盛土も大きい。

パナマは雨が多いので、この路線ではアメリカの同じ様な長さの路線に要するよりも大きい排水設備を必要とする。パナマの平均年雨量は 100 吋であり、この中大部分は 5 月から 10 月までの雨季に降る。

多數の暗渠の外に大きな橋が 6 箇所、小さな橋が 6 箇所必要である。最大の橋梁は Gatun 河に架かるもので延長 330 呎である。主要構造はいづれも支間は 3 で鋼製の連続桁である。床版は鐵筋コンクリート、道路幅員は縁石間 26 呎である。欄干は鋼鐵製である。川の洪水のため工事が遅延するのを避けるため橋を架ける場

圖-22.

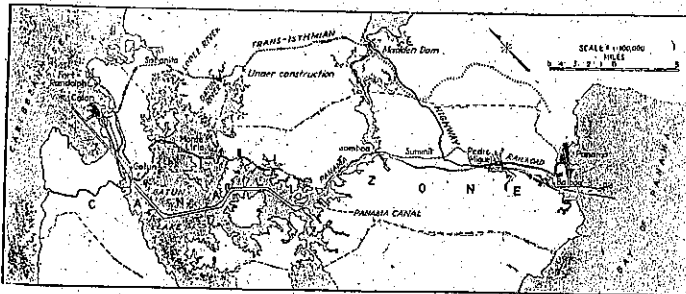
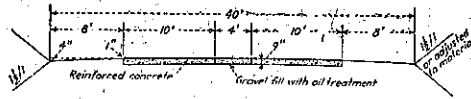


圖-23.



合足場を使用しない設計である。道路幅員は 40 呎、鐵筋コンクリート作りの 10 呎路線が 2 本あつて中間に oil treated gravel を詰めた 4 呎の帯がある。両側の路肩の幅は 8 呎である。道路の設計には American Association of State Highway Officials の H-15 荷重を用ひ、橋梁や暗渠の設計には S-12 荷重が使用された。この荷重で設計すれば 55 噸のタンクを通し得る。24 1/2 哩の見積金額は約 4 000 000 弗で、大部分は陸海軍の國防費から支出される。

建設作業 約 1 000 人の人が仕事に従事して居る。彼等は Sabanita, Gatun 河や Madden 堰堤に天幕生活をして居る。或場所には、1 週 6 日間 24 時間作業を行ふために電燈設備を施した。切均らしには牽引車附の 12 ヤードのグレーダー 27 臺が 1 1/2 ヤードの機力シャベル 3 臺と 3/4 ヤードのドラグラインと共に使用されて居る。開拓道路建設と大切取施工には 15 臺のブルドーザーが使用された。

ショベル、牽引車、スクレーパー等の機力設備の運転者は熟練者を必要とするので米國から呼び寄せた。しかし熟練者を呼ぶのに船腹不足のため相當暇がかゝつた。

パナマの勞働者は、自分の適當した所に何時でも働かれるし、伐採とか掘取とか其の他の建設工事に廣く働かれて居る。パナマの測量者、鎖手、ポール持、machete man は組で働かれて居る。

砂や砂利は道路との交叉點から 1 哩ばかり離れた Gatun 河で浚深されて居る。8 吋の砂、砂利吸上ポンプを 2 臺船に載せて置き浚深した砂、砂利をポンプで採取場に送り、其處では 6 碼³のトロに積込んで Gatun 河の交叉點にあるミキサーの所へ曳送する。鋪裝用セメントは供給が中絶したりすることがない様に傭入れた船で米國から運搬する。

暗渠のコンクリート作業は行はれて居り鋪裝工事は近い中に始められる。

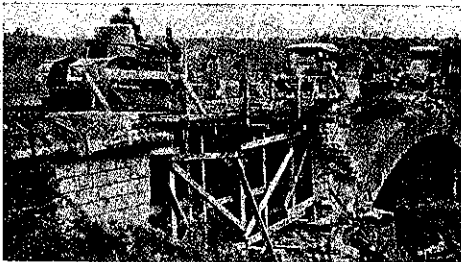
(17) 作戦区域の道路工事 (3)

(Robert H. Burrage ; "Road Work in Theaters of Military Operations Part III." C. E. July 1941, p. 401~404. 新妻幸雄抄)

作戦区域に於いては道路とか鐵道の様な輸送路は兵隊とか材料と言つた様な軍の生血の流れる動脈である。流れとの交叉點や橋などは動脈の中で一番害を受け易い點である。戦闘區域では道路は時々破壊されたり或は交通を阻害されたりして絶えず損害を受けるが橋梁は大小を問はず完全に破壊される。技術者への公理と言ふものがあるとすれば夫れは戦争中再建を要する橋梁の数は道路網の交叉點の數と殆んど等しいがそれに少し加へたものと言ふことである。

技術部隊に課せられた廣範圍の架橋工事は或獨軍の報告によれば、1940年に西部へ急進撃をした時、8~10週間に183の假橋(鐵道橋を除く)を架設した、が是等は橋長が80~1300であり、16~24トン頃の荷重に耐へるもので、中に57の船橋を含む。此の成果を擧げ得たのは、建設可能の見透しが早く、損害を受けた橋梁の修理についての判断が正確であり、工事施工並材料運

圖-24.



搬の組織が好かつたためである。

世界大戰時代には、作戦區域は數年間一定して居た。従つて道路網は定つて居た。それ故、仕事を豫定すること、必要な材料を見積ること、適當な技術部隊を割當てることは比較的簡單であつた。今日では作戦區域が不明なので架橋工事は決してはつきりは決められない。

前線に於て、攻撃部隊に配屬されて居る師團附の技術部隊は師團と行動を共にしなければならない。夫れ故重い設備を持つて居て行動を妨げられてはならない。次に彼等は敵に監視され、敵の攻撃を受ける、夫れ故完全な構造

物は作れない。彼等の仕事は師團を前進せしめるに足りる最小限であつて、筏とか小船とか歩橋とか其の他緊急の設備を作つて前進部隊の通路を作ればよい。

師團に續いて軍團や軍が来る。裝備の良い軍團の技術者は更に大なる重量に耐へ得る船橋や構脚橋を架ける。又道路の修理もする。軍の技術部隊はあらゆる設備を改良したり、軌道を延長したり、半永久的橋梁を架けたり、總ての維持を行ふことになつて居る。

圖-25.



世界大戰中、軍が運ぶ最大荷重は20トン以上はなかつた。技術部隊が前進地帯に架けた固定橋は木の構脚や杵や杭を使用しなければならぬし、勿論現存の橋脚や橋臺を使用した。縦桁も同様に一般には大きな木材を使用した。動力附の器具等は實用にならなかつた、又特別の設備としては即製の杭打機や起重機だけであつた。

此の様な條件の下に技術部隊の行つた仕事は注目すべきものであつた。一例は破壊された支間約30呎の石造拱橋は粗雑ではあるが15トンの荷重に耐へられる木橋に架換へられた。而して砲彈彈雨の下とは言ひながら架換へに2時間を要して居なかつた。第二の例は60呎のクリーク、幅員188呎の川、24呎の運河、30呎の用水等と交叉し、更に水面上12呎で30トン荷重に

圖-26.

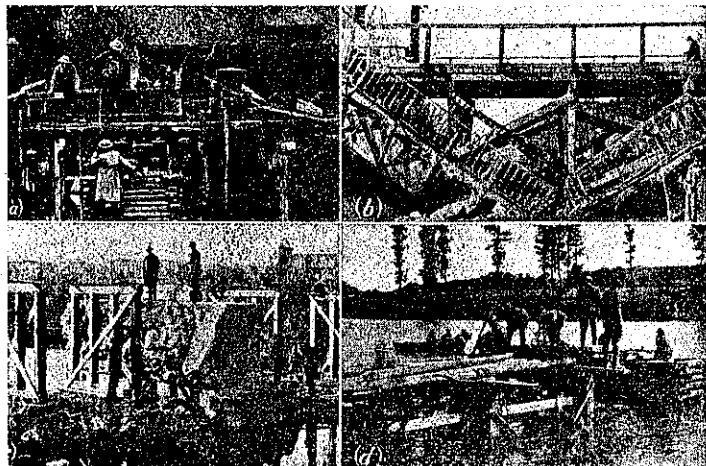
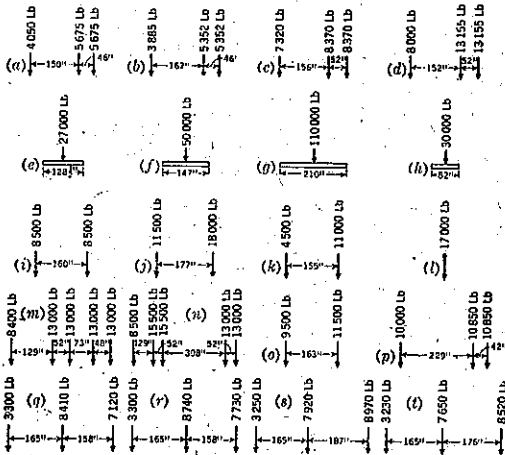


圖-27. 軍用車の輪荷重

(a) 探照燈トラック, 2 1/2 トン (b) トラック, 2 1/2 トン (c) トラック, 4 トン (d) トラック, 7 1/2 トン (e) 輕戰車, (f) 中級戰車, (g) 重戰車, (h) 重牽引自動車, (i) 3 吋の高射砲, (j) 155 mm 砲車, (k) 240 mm 榴彈砲車, (l) 90 mm 高射砲, 單軸, (m) 燃料補給トラック, (n) 救難トラック, (o) 輕氣球ウィンチ, (p) ヘリウム精製車, (q) 作業車, (r) 殺菌車, (s) 炊事車, (t) 補給車



耐へる様に設計した 2 路線の橋も架けた。建造には 2 日と 15 時間を要したが橋は戦後 5 年間主要道路として使用されて居た。

現代の軍に使用されて居る荷重の種類の代表的なものには圖-27 に示す。

侵略國は何處が 作戰區域になるか判つて居るから有利である。即平和の時に廣範圍の偵察をし準備を整へる機会がある。そして充分準備が整ふ迄は攻撃しない。

逆に侵略される場合には、作戰區域は判らないし、特別の準備は出来るわけがない。そこで我々は出来る限り廣範圍の準備をしなければならぬ。しかし如何なる場所であらう共建造される橋の大多數はフランスで建造されたものに似て居るだらう。そして一般の條件の場合には 4 本柱の構脚と杭の組立橋脚とを用ひた設計が適用されるだらう(圖-28)。標準型の構脚は軍に伴ふ最大の荷重で設計されて居る。即 American Association of State Highway Officials で標準と決めて居る H-15 で設計されて居る。

設計標準を決めることは、橋梁材料を容易に獲得し、貯藏し、要求するために必要である。木材の縦桁を使用する場合には構脚の中心間の支間が 15 呎を越さぬとか支間 25 呎迄は鋼製の桁を使用するとかである。但し材料の都合上この基準によらないことも有る。

架橋が比較的容易であるため適當な基礎がある場合

には関をつけた構脚が

よく使用されて居る。地盤が軟い場合、水が深い場合、洗掘の甚しい場合は勿論杭打が有利である。杭の組立橋脚の寸法は構脚に相應して居る。そして高さが 8 呎迄の組立橋脚では斜材は要らない。荷どの橋脚でも外側の 2 本は安定を考へて傾斜をつけて居る。

支持力を決定する場

合、事情が許せば試験荷重によるか又は連續的に叩いて杭の沈下を觀察して決めるが、一般には安全荷重は表-2 の様に考へられて居る。

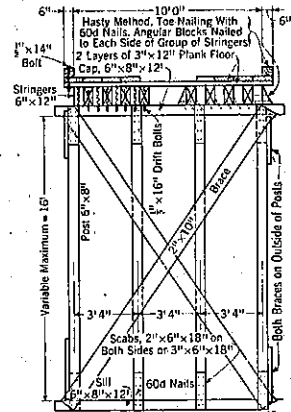
表-2. 種々な土質に於ける沈下に對する直徑 1 呎當りの杭の支持力

土質	沈下 (呎)	安全荷重 (ポンド)	土質	沈下 (呎)	安全荷重 (ポンド)
軟 泥	15	4 500	硬 砂	8	16 000
	30	10 000		10	20 000
軟 粘 土	10	7 000		12	24 000
	15	10 000		15	28 000
硬質泥土	20	13 000	20	36 000	
	30	20 000	30	48 000	
硬質粘土	10	15 000	砂 及 砂 利	8	20 000
	15	23 000		10	24 000
	20	30 000		12	28 000
30	45 000	15		34 000	
				20	43 000
			30	60 000	

更に簡單で釣合は悪いがあらゆる所に非常に便利であり又割合に價値のある構造に枠組がある。この値打は高低ある基礎に適應し得ることゝ、容易に利用し得る材料を使用する點にある。枠組の中には石や礫を詰め全體は構脚で圍む。

支間が普通より長いとか中間に支點を取れない様な困難な場所に急速に架橋する時には、運搬出来る鋼製の函型桁を使用する。是の函型桁は約 12 呎長に區切つて運搬し、2 つの寸法として役に立つ。使用する桁数を種々にすると H-10 荷重の小さい橋は次の様な支間に

圖-28.

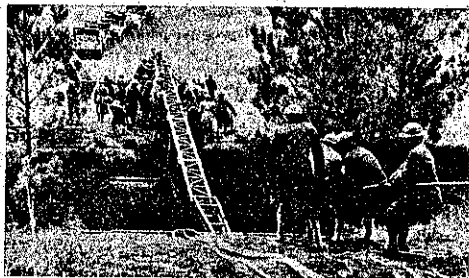


使用される。

	H-10 荷重	H-20 荷重
桁 2 本	72 呎	36 呎
桁 3 本	96 呎	60 呎
桁 4 本	108 呎	72 呎

更に重い断面のものを使用すれば、H-20 荷重の橋も 125 呎迄の支間では桁 2 本で間に合ふだらう。桁を数多く使用し、中間に杵を用ひるとか構脚を用ひたりすれば 50 トンタンクをも通す様に出来ることは明らかである。この事に関して面白いことは、一般の 2 方交通用

圖-29.



の H-15 級道路橋も、安全率の取り方や荷重分布法に依つては、交通を一方交通に制限すればこの様なタンク（低速で）も通すことが出来る。

圖-30.

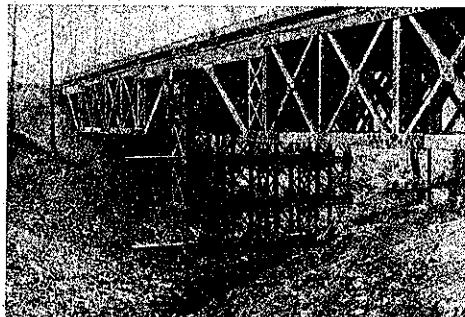


機械化部隊の先頭に立つて輸送されるため、特に田野を横切る様な場合のため、技術者の工夫したものは幅約 18 吋、長 18 呎、重量約 600 ポンドで 13 トンのタンクを通し得る桁構成の假橋 (skid 又は ramp) である。是等は狭くて深い流れ、砲弾の穴、溝を横切るのに有効であり、特に急速を要する場合に有効である。急速架橋の補助として考へらるるものに、型钢で作られてあつて急速に積上げられる鋼製立方體がある。是を寄せ集めて積上げると中間の橋脚となつて更に重い荷重が通せる。存在しては居るが不十分な構造物を一時的に補強するためには多くの道路橋に見られる様な jack-type の支柱が廣く應用される。

型式の異なる運搬可能な構桁橋は、外國の例を基礎にして研究中で、橋の代りに鋼索を使用することも研究して居る。

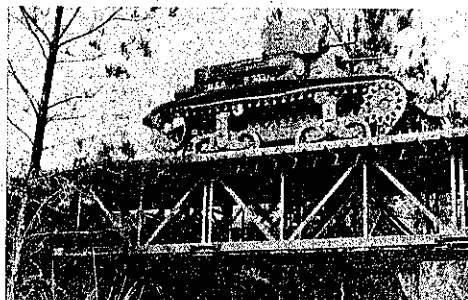
「米國では戰略的道路網に含まれて居る様な州を連絡する主要道路に架してある割合新しい橋梁は大抵 15 トンの荷重は通せるし、第 2 流の道路に架けてある比較

圖-31.



的新しい橋梁も少なくとも 10 トン荷重を通すことが出来る。この様な橋では橋床はコンクリート其の他で荷重は廣く分布する様に作られて居り、一臺の車が低速で通れば一路線橋では荷重が 50% 超過してもいいし、更に廣い橋では 100% 超過してもよい。

圖-32.

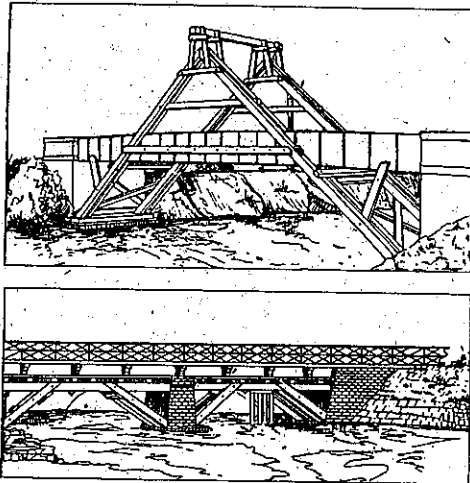


古い橋で状況や能力が不明な時は注意して検査しなければならない。如何なる場所に進んでも道路と橋梁を検査することが技術者の第一の義務である。

橋臺や中間の支點は先づ信頼してもよい様である。上部構造に於ては、水平の線形と垂直の線形を検査すれば弱點が判る。支間、寸法、縦桁の數及間隔、桁の高さ、橋床の厚さとか總ての部材の記録を取る。簡単な法則として、鋪板の厚さを吋で表はすと縦桁間隔の呎數の少なくとも 1½ 倍で最小 2 吋で 3 吋なら尚よい。床が不十分な場合は横木を加へれば簡単に補強出来る。縦桁は橋床に加算してもいい、そして構の部材は木の支材又鋼索とターンバックルを使用すれば補強は容易である。最も簡単な方法は、基礎が使用出来るなら構脚を幾つか用ひ、水が深い時は閉控又は A 型の構を用ひて補強す

ることである。(圖-33)。

圖-33.



都市計畫

(18) 戦時下英國の都市問題

“Running British Cities in War Time.” E.N.R., July, 3, 1940. p. 68. 後藤正三抄

英國の諸都市はその歳入を主として不動産の課税に仰いで居たが、連続的空襲の結果甚しい税収入の減少に直面し、且つ防空諸施設の支出は多額に昇つて居るので現在概ね政府の補助に依存して居る。従つてその市政は防空管理官 (Air raid precaution controller) と市會の一委員會に委ねられて居る。多數の都市は消防、道路修理等の事業財源を共有融通することになり、政府より派遣せられた地區委員の命令によりこれらの事業を實施して居る。地區委員は戦争勃發後直ちに全國に 14 人任命され、防護室の規格化、住宅喪失者の救恤、破壊物の清掃修理、市町村への國庫補助等の仕事をして居るが本官の設置は英國地方行政機構の最も重要な戦時改革である。

第二の改革は全國 1400 の消防署の國營移管である。これは消防施設及び組織の一元的統制を目的とするものである。次に本年 1 月 16 歳以上 60 歳までの男女を 1 ヶ月 48 時間以内無報酬で防空關係作業に徵用し得ることになり、同時に内務大臣より 14 地方に防空作業の勞務動員計畫の樹立が命ぜられた。

防護室、救護所、食糧配給所は全部國庫補助を受けて

居る他、都市歳入不足を補填するため戦後償還すべき無利息の融資が與へられ、又本年 3 月より市町村の 4 分利以上の公債を低利償還し得る許可が與へられた。戦時下地方行政事務は益々煩雜となり、上述の如き都市財政の緩和にも拘らず各都市は財務、土木事業、塵埃蒐集等の平時業務を行ふ財源及び人員の缺乏に悩み、剩さへ火災の結果、新住宅の建設、時計爆彈の處理、負傷者の醫療等の新規業務に依る出費に多大の困難に遭着して居る。

住宅を喪失した人々に市町村は空屋、アパート、ホテル等を探して斡旋して居る。倫敦では現在まで少くも 35 000~40 000 人を收容し得るだけ住宅に豫裕があつた。地方官廳は家賃を統制し、被害家屋の修理をなす。もし家屋所有者にして修理費用意なき場合は戦後徵集する。

食糧配給所の設置により食糧の浪費が防がれ、燃料が節約された。又家庭の手が省かれて家庭外の勞働力を産み、食糧價格騰貴を抑制し一般の營養水準を高め得た。倫敦府に 147 箇所、他の市町村に 200 箇所設けられて居る。地方官廳は休閒地耕作のため Dig for Victory 運動を起し、土地の斡旋を行つて居る。又家庭厨芥を蒐集し、全英國養豚 400 萬頭の中 10 萬頭を養つて居る。

橋梁及構造物

(19) 鐵筋コンクリート桁構特に拱橋の
彈性的及塑性的變形 (其の 2)

(Fr. Dischinger; “Elastische und plastische Verformungen der Eisenbetontragwerke und insbesondere der Bogenbrücken.” Der Bauingenieur, Heft 31/32 1939. 服部博太郎抄)

II. 固有函数に従ふモーメントを受ける桁或ひは拱の塑性變形に對する微分方程式の成立及び解法。

弾性變形に對する微分方程式は

$$E \cdot J(x) \frac{d^2 V}{dx^2} + M(x) = 0 \quad \text{である。}$$

一般に拱に於ては $M(x)$ は

$$\begin{aligned} M(x) &= M_0 + H_G \cdot v + M_c - H_P(Z-v) \\ &= M_0 + M_c + H \cdot v - H_P \cdot Z \end{aligned}$$

上記微分方程式を誘導するに當つて基礎となれるは、ベルヌーイの假定、フックの法則及び應力は直線的に分布するとせることである。且前述の如く、フックの法則はクリープ現象にも成立する。塑性變形を考慮に入れる時には剪断力及び變形は新しく入る變數即ち時間に

よつて左右される。故に上の式は

$$E(t)J(x) \frac{\partial^2 v(x,t)}{\partial x^2} + M(x,t) = 0$$

この式は常に成立すべきを以て

$$(46) \quad \frac{d}{dt} \left[EJ \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + M_0 + H \cdot v + M_0 - H \cdot v \cdot Z \right] = 0$$

これは時間を考慮した場合の塑性変化について成立する微分方程式であるが、これを一般的形で解くことは不可能である。しかし生ずるモーメント M_0 が固有面数に従つて変化すれば、

$$(46a) \quad M^D = M_0 \frac{v}{v_0 - 1} \quad \text{が成立するを以て、}$$

上記微分方程式の代りに代数式が入る。且偏微分方程式 (46) は時間に對して一次全微分方程式となる。

$$\frac{dM_t^D}{dt} = \frac{v}{v_0 - 1} \cdot \frac{dM_0}{dt}$$

即ち時間 t に於て、クリーブによつて、荷重によつて誘起された固有面数に従ふモーメント M_0 が増加し始めるや否や、變形モーメントの増加は $\frac{v}{v_0 - 1} \cdot dM_0$ を時間で微分することにより與へられる。又捩屈安全率が時間的に變化する場合に於ても $(v_t) dM_0$ に $\frac{v_t}{v_t - 1}$ を乗じなければならない。

捩屈安全率が變化する時は 塑性的撓亂に對する微分方程式が成立する。

$$(46b) \quad \begin{cases} \frac{dM_t^D}{dt} = \frac{v_t}{v_t - 1} \cdot \frac{dM_0}{dt} \\ \frac{dM_t^D}{dt} = \frac{v_0}{v_0 - 1} \cdot \frac{dM_0}{dt} \end{cases}$$

この式は又排にも成立する。

次に研究せんとしてゐる直線型桁に於ては軸方向の短縮はモーメントに何等の影響を與へない。故に彎曲クリーブの作用のみを研究すればよいこととなる。

時間 t に於ては變形モーメントは M_t^D の大きさを有してゐるがこれを dt 時間に適用すれば塑性變形は

$$\frac{dv_t}{dt} = \frac{M_t^D}{Hv_0} \cdot \frac{d\varphi_t}{dt} \quad \text{である。}$$

茲に注意すべきは塑性變形を計算するに當つては常に $t=0$ に於ける弾性率或ひは捩屈安全率 v_0 が重要であることである。故に微小時間に生ずるクリーブによるモーメントは

$$(46c) \quad \frac{dM_0}{dt} = \frac{Hdv_t}{dt} = \frac{M_t^D}{v_0} \cdot \frac{d\varphi_t}{dt}$$

又一方變形モーメント M_t^D は微小時間内に $\frac{dv_t}{dt} = \frac{M_t^D}{Hv_0} \cdot \frac{d\varphi_t}{dt}$ なる大きさの塑性變形を生ずる。且 dM_t^D の増加により更に純弾性的變形が起る。これは (37c) 式

により $\frac{dV_t}{dt} = \frac{1}{Hv_t} \cdot \frac{dM_t^D}{dt}$ となる。故に微小時間内に生ずる全弾性的及び塑性的變形量は

$$\frac{dV_t}{dt} = \frac{M_t^D}{Hv_0} \cdot \frac{d\varphi_t}{dt} + \frac{1}{Hv_t} \cdot \frac{dM_t^D}{dt}$$

$\frac{dM_t^D}{dt}$ は $H \cdot \frac{dV_t}{dt}$ より生ずる故に

$$(46d) \quad \frac{dM_t^D}{dt} = \frac{v_t}{v_t - 1} \cdot \frac{M_t^D}{v_0} \cdot \frac{d\varphi_t}{dt} = \frac{v_t}{v_t - 1} \cdot \frac{dM_0}{dt}$$

この式は上記 (46b) 式と一致する。もし (46c) 式により $\frac{M_t^D}{v_0} \cdot \frac{d\varphi_t}{dt} = \frac{dM_0}{dt}$ とおくならばリヤカー微分方程式の解は

$$M_t^D = \int C \cdot e^{\int \frac{v_t}{v_0(v_t - 1)} \cdot d\varphi_t} \quad \text{にして常數 } C \text{ は境}$$

界條件より與へられる。モーメント M_0 が $t=0$ に於て生ずる時は $e^{\int \frac{v_t}{v_0(v_t - 1)} \cdot d\varphi_t} = 1$ となり、且弾性的撓曲による變形モーメントは (37) 式により、 $M^D = M_0 \cdot \frac{v_0}{v_0 - 1}$ となるを以てこれより $C = M_0 \cdot \frac{v_0}{v_0 - 1}$ となり従つて解は

$$(47) \quad M_t^D = M_0 \cdot \frac{v_0}{v_0 - 1} \cdot e^{\int \frac{v_t}{v_0(v_t - 1)} \cdot d\varphi_t}$$

然るに後れて時間 $t=t_1$ に於て初めて彎曲モーメントが生ずる時は即ち $v_t = v_{t_1}$ 且 $\varphi_t = \varphi_{t_1}$ となる故に

$$M^D = M_0 \cdot \frac{v_{t_1}}{v_{t_1} - 1} \quad \text{にして、且塑性的撓亂率}$$

$e^{\int \frac{v_t}{v_0(v_t - 1)} \cdot d\varphi_t} = 1$ となる。故にこの時は $C = \frac{v_{t_1}}{v_{t_1} - 1} \cdot M_0$ となり且解は

$$(47a) \quad M_t^D = M_0 \cdot \frac{v_{t_1}}{v_{t_1} - 1} \cdot e^{\int \frac{v_t - v_{t_1}}{v_0(v_t - 1)} \cdot d\varphi_t}$$

即ち、任意のクリーブ曲線 φ_t に對して、且弾性率 $E_{0t} = E_0(1 + \psi_t)$ が任意の場合に對し或ひは $v_t = v_0(1 + \psi_t)$ に對して解を見出したことになる。次に (47) 式を既に Bauingenieur 1937 に於て扱つた弾性率一定にして $E_{0t} = E_0$ 或ひは $v_t = v_0$ の場合に利用して見やう。撓亂されたモーメント M_0 は任意の時間 $t=t_1$ に於て生ずべきである。この時間にはクリーブ量は φ_{t_1} が相當してゐる。故に直ちに積分の値を得るを以て

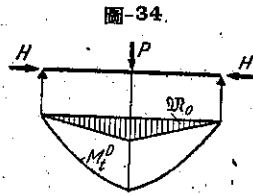
$$(48) \quad M_t^D = M_0 \cdot \frac{v_0}{v_0 - 1} \cdot e^{\frac{\varphi_t - \varphi_{t_1}}{v_0 - 1}} = M_0 \gamma^{t_1}$$

或ひは $t=0$ に於て撓亂が起つた時には

$$(48a) \quad M_t^D = M_0 \cdot \frac{v_0}{v_0 - 1} \cdot e^{\frac{\varphi_t}{v_0 - 1}} = M_0 \gamma^{t_0}$$

γ^{t_0} 及び γ^{t_1} は時間 $t=0$ 及び $t=t_1$ に對する撓亂率である。又變形モーメントの最大値は $t=t_n$ 或ひは $\varphi_t = \varphi_n = m$ の時に生ず。クリーブが全く生ぜぬ時は (48) 式は (37) 式と一致する。

圓變形を考慮せぬ時の彎曲モーメントは $M_0 = \frac{Pl}{2} \xi$ にして、その最大値は $\xi = \frac{1}{2}$ の時 $\frac{Pl}{4}$ となる。これを正弦函数に展開すれば



$$M_0 = \frac{2Pl}{\pi} \sum_{K=1}^{\infty} \frac{1}{K^2} \sin \frac{K\pi}{2} \sin K\pi\xi$$

$$= \frac{2Pl}{\pi^2} \left[\sin \pi\xi - \frac{1}{9} \sin 3\pi\xi + \dots \right]$$

(37) 式より挫屈安全率 $\nu_1 = \nu$ に対する弾性變形による彎曲モーメントは

$$M^D = \frac{2Pl}{\pi^2} \left\{ \frac{\nu}{\nu-1} \sin \pi\xi - \frac{1}{9} \frac{9\nu}{9\nu-1} \sin 3\pi\xi + \frac{1}{25} \frac{25\nu}{25\nu-1} \sin 5\pi\xi + \dots \right\}$$

又弾性的及び塑性的變形に起因する彎曲モーメントは (48a) 式により $E_0 n = E_0 = \text{const}$ なるを以て

$$M_t^D = \frac{2Pl}{\pi^2} \left\{ \frac{\nu}{\nu-1} e^{\frac{\varphi t}{\nu-1}} \sin \pi\xi - \frac{1}{9} \frac{9\nu}{9\nu-1} e^{\frac{9\varphi t}{9\nu-1}} \sin 3\pi\xi + \frac{1}{25} \frac{25\nu}{25\nu-1} e^{\frac{25\varphi t}{25\nu-1}} \sin 5\pi\xi + \dots \right\}$$

此の式に於て $\nu=3, \xi=\frac{1}{2}, \varphi t=m=3$ とし、且つ最初の 5 項をとれば弾性的變形に對しては

$$M^D = \frac{2Pl}{\pi^2} \left[\frac{3}{2} + \frac{3}{26} + \frac{3}{74} + \frac{3}{146} + \frac{3}{242} \right] = \frac{Pl}{4} \cdot 1.35$$

塑性的變形に對しては

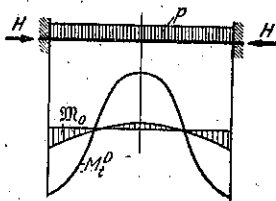
$$M_t^D = \frac{2Pl}{\pi^2} \left[\frac{3}{2} e^{3/2} + \frac{3}{26} e^{3/26} + \frac{3}{74} e^{3/74} + \frac{3}{146} e^{3/146} + \frac{3}{242} e^{3/242} \right] = \frac{Pl}{4} \cdot 3.28$$

もし塑性變形の第一項 $e^{3/2}$ のみを考慮に入れ、他の項に於いては弾性變形のみを計算に入れば $M_t^D = \frac{Pl}{4} \cdot 3.27$ となる。このやうに近似計算にもかゝらず非常によく一致せる結果を得たのは塑性擾亂係数 $e^{\frac{\varphi t}{\nu-1}}$ が弾性的擾亂率 $\frac{\nu}{\nu-1}$ に比し非常に大きな收斂性を有するからである。

算例：-2.

$\nu=3, m=3$ の等布荷重を有する固定桁の變形を扱ふ

図-35.



(圖-35)。近似計算による彎曲モーメントは $M_0 = \frac{Pl^2}{12} [6(\xi - \xi^2) - 1]$ にして、 $\xi=0$ 及び $\xi=1$ に對して

$$M_{\min} = -\frac{Pl^2}{12}, \quad \xi = \frac{1}{2}, \quad M_{\max} = \frac{Pl^2}{24} \quad \text{である。}$$

これを展開すれば

$$M_0 = -\frac{Pl^2}{2\pi^2} \sum_{K=1}^{\infty} \frac{1}{K^2} \cos 2K\pi\xi \quad K=1, 2, 3, \dots$$

これより弾性變形による彎曲モーメントは

$$M^D = -\frac{Pl^2}{2\pi^2} \left\{ \frac{\nu}{\nu-1} \cos 2\pi\xi + \frac{1}{4} \frac{4\nu}{9\nu-1} \cos 4\pi\xi + \frac{1}{9} \frac{9\nu}{9\nu-1} \cos 6\pi\xi + \dots \right\}$$

又弾性的及び塑性的變形によるモーメントは

$$M_t^D = -\frac{Pl^2}{2\pi^2} \left\{ \frac{\nu}{\nu-1} e^{\frac{\varphi t}{\nu-1}} \cos 2\pi\xi + \frac{1}{4} \frac{4\nu}{9\nu-1} e^{\frac{4\varphi t}{9\nu-1}} + \frac{1}{9} \frac{9\nu}{9\nu-1} e^{\frac{6\varphi t}{9\nu-1}} + \dots \right\}$$

これより挫屈安全率 $\nu = \nu_1 = 3$ の時に $\xi=0$ 或ひは $\xi=1$ に對して最初の 6 項をとつた時の弾性變形による彎曲モーメントは

$$M^D = -\frac{Pl^2}{2\pi^2} \left[\frac{3}{2} + \frac{3}{11} + \frac{3}{26} + \frac{3}{47} + \frac{3}{74} + \frac{3}{107} \right]$$

$$= -\frac{Pl^2}{12} \cdot 1.23$$

又 $\xi = \frac{1}{2}$ に對しては

$$M^D = -\frac{Pl^2}{2\pi^2} \left[-\frac{3}{2} + \frac{3}{11} - \frac{3}{26} + \frac{3}{47} - \frac{3}{74} + \frac{3}{107} \right]$$

$$= +\frac{Pl^2}{24} \cdot 1.58$$

或ひは又 $\varphi t = m = 3$ に對して塑性的擾亂を考慮すれば

$$M_t^D = -\frac{Pl^2}{2\pi^2} \left[\pm \frac{3}{2} e^{3/2} + \frac{3}{11} e^{3/11} \pm \frac{3}{26} e^{3/26} + \frac{3}{47} e^{3/47} \pm \frac{3}{74} e^{3/74} + \frac{3}{107} e^{3/107} \right]$$

茲に \pm は $\xi = \frac{1}{2}$ に適用する。そこで固定端 $\xi=0$ 或ひは $\xi=1$ に對しては

$$M_t^D = -\frac{Pl^2}{12} \cdot 4.45$$

桁中央にては $\xi = \frac{1}{2}$ にして

$$M_t^D = +\frac{Pl^2}{24} \cdot 7.86$$

これに對して、第一項のみにて塑性的擾亂を考慮すれば

$$\text{固定端に於ては } \xi=0 \text{ 或ひは } \xi=1 \quad M_t^D = -\frac{Pl^2}{12} \cdot 4.40$$

$$\text{桁中央に於ては } \xi = \frac{1}{2} \quad M_t^D = +\frac{Pl^2}{24} \cdot 7.82$$

即ち高次固有函数に従つて變化するモーメント係數 $\bar{\varphi}^R$ に於ては塑性的撓亂を略して差支へなく、且つ計算には第一固有函数のみをとれば差支へないことになる。

拱に於ては \mathfrak{M}_0 は固有函数に従つて變化はしないが、塑性變形より生ずる彎曲モーメントを定めることは可能であつて (44f) 式より

$$M^D = \mathfrak{M}_0 + M^Z = A \left[\frac{Z}{f} + \bar{\varphi}_i + \bar{\varphi}_R \right]$$

茲に $A\bar{\varphi}_i$ は附加モーメントを示す項で、第一次固有函数によつて變化し、且又これによつてのみ塑性撓亂を考慮することが出来るのである。この時は又 (49) 式とは反對に \mathfrak{M}_0 の代りに、第一次固有函数によつて變化する附加モーメント $A\bar{\varphi}_i$ が與へられる。故に (49), (49a) 式を M_i^Z 及 M_i^Z に適用出来るやう變形せねばならない。附加モーメント M_i^Z を時刻 $t=0$, $v_t=v_0$ の附加モーメント M^Z に適用すれば、 t_1 に於ける撓亂モーメントは (49) 式より

$$M_i^D = \mathfrak{M}_0 \cdot \frac{v_{t_1}}{v_{t_1}-1} \cdot e^{\frac{\varphi t - \varphi t_1}{v_0}} \left(1 + \frac{\ln(\varphi t - 1) - \ln(\varphi t_1 - 1)}{v_t - v_{t_1}} \right) = \mathfrak{M}_0 \cdot \gamma^{t_1}$$

但し塑性撓亂係數を α^{t_1} とす。これより附加モーメントは

$$M_i^Z = M_i^D - \mathfrak{M}_0 = \mathfrak{M}_0 (\gamma^{t_1} - 1) = \frac{\mathfrak{M}_0}{v_0 - 1} \cdot (v_0 - 1) [\gamma^{t_1} - 1]$$

然るに $\frac{\mathfrak{M}_0}{v_0 - 1}$ は $t=0$ に於ける附加モーメント $A\bar{\varphi}_i$ である。故に

$$(50) \quad M_i^Z = A\bar{\varphi}_i (v_0 - 1) \times \left\{ \frac{v_{t_1}}{v_{t_1}-1} \cdot e^{\frac{\varphi t - \varphi t_1}{v_0}} \left(1 + \frac{\ln(\varphi t - 1) - \ln(\varphi t_1 - 1)}{v_t - v_{t_1}} \right) - 1 \right\} = A\bar{\varphi}_i (v_0 - 1) [\gamma^{t_1} - 1]$$

$t=t_1$ に於ては (50) 式に $t=t_1$ 及 $\varphi t = \varphi t_1$ とおけば

$$M_i^Z = A\bar{\varphi}_i (v_0 - 1) \left[\frac{v_{t_1}}{v_{t_1}-1} - 1 \right] = A\bar{\varphi}_i \frac{v_0 - 1}{v_{t_1} - 1}$$

即ち t_1 に於ける附加モーメントは $t=0$ に於けるモーメントよりも $\frac{v_0 - 1}{v_{t_1} - 1}$ 倍大きくならねばならぬ。

$t=0$ に於いて撓亂が起る時には $v_{t_1} = v_0$, $\varphi t_1 = 0$ なる故

$$(50a) \quad M_i^Z = A\bar{\varphi}_i (v_0 - 1) \times \left\{ \frac{v_0}{v_0 - 1} \cdot e^{\frac{\varphi t}{v_0}} \left(1 + \frac{\ln(\varphi t - 1) - \ln(\varphi_0 - 1)}{v_t - v_0} \right) - 1 \right\} = A\bar{\varphi}_i (v_0 - 1) [\gamma^{t_0} - 1]$$

特別な場合として $F_0 = E_0 = \text{const.}$ にして且 $v_t = v_0$ なる時は式は簡單となり、 t_1 に於て生ずるモーメントは

$$(51) \quad M_i^Z = A\bar{\varphi}_i (v_0 - 1) \left[\frac{v_0}{v_0 - 1} \cdot e^{\frac{\varphi t - \varphi t_1}{v_0 - 1}} - 1 \right] = A\bar{\varphi}_i (v_0 - 1) [\gamma^{t_1} - 1]$$

又 $t=0$ に於いて生ずるモーメントは

$$(51a) \quad M_i^Z = A\bar{\varphi}_i (v_0 - 1) \left[\frac{v_0}{v_0 - 1} \cdot e^{\frac{\varphi t}{v_0 - 1}} - 1 \right] = A\bar{\varphi}_i (v_0 - 1) [\gamma^{t_0} - 1]$$

γ^{t_0} の値は既に表-4 中にある。

III. 任意の形の拱が弾性的及塑性的變形をなす時、三鉸拱の彎曲モーメントを求む。

茲に扱ふ拱に於いては死荷重分布状態、拱の形、慣性モーメントの分布状態及び断面形について全く任意の場合を考へる。死荷重壓力による拱軸の弾性的短縮により、 $t=0$ に於て拱頂は Δf_e だけ沈下し、

$$\Delta f_e = \frac{H_0}{E \cdot I_0} \cdot \frac{a^2 + f^2}{f}$$

又 $t=0$ に於いて支點移動によりスパンが Δl だけ擴大するために更に $\Delta f_w = \frac{\Delta l a}{2f}$ だけ沈下する。この兩沈下量に相當して靜定性彎曲モーメント $\mathfrak{M}_a = H_0 (\Delta l_e + \Delta f_w) \left(\frac{2}{f} - \frac{\alpha}{a} \right) = H_0 (\Delta l_e + \Delta l_w) \frac{2}{f}$ を生ずる。このモーメントを消去するためコンクリートを打つ時には拱に、 \mathfrak{M}_a が生ずる時の抵抗線とは外れた形を與へる。故に $t=0$ に於けるモーメントは

$$\mathfrak{M}_a = H_0 \cdot \frac{2}{f} \cdot (\Delta f_a + \Delta f_w + \Delta f_e)$$

にして、 Δf_a は前記 \mathfrak{M}_a に相當する拱頂上昇或ひは沈下量である。コンクリートの收縮及びクリープによつて、 $t=0$ より $t=t$ までに更に拱頂は沈下する。その大きさは (7) 式を微分して得られる。

$$d(\Delta f_t) = \left(\Delta f_e + \frac{\Delta f_s}{m} \right) \cdot d\varphi t$$

但し Δf_s は普通の計算方法より得られる收縮による拱頂沈下量である。このため $t=t_1$ に於ては靜定性モーメント $d\mathfrak{M}_a$ を生ずる。

$$d_0 \mathfrak{M}_a = H_0 \cdot \left(\Delta f_e + \frac{\Delta f_s}{m} \right) \cdot \frac{2}{f} \cdot d\varphi_1$$

逐次近似法によればこれより、弾性的撓亂をも含む彎曲モーメントを得る。

C. I. 2 に於て固定桁について計算せる算例から、弾性的撓亂を考へに入れた時の彎曲モーメントは

$$M^D = (H_0 + H_w + H_S) \left[\frac{Z}{f} + \bar{\varphi}_i + \bar{\varphi}_R \right]$$

(44f) 式参照。

然るに三鉸拱にては \mathfrak{M}_0 は圖-7 に示す如く Z によらずに γ より、且 M^D は次の如くなる。

$$M^D = H_0 (\Delta f_a + \Delta f_w + \Delta f_e) \left\{ \frac{2}{f} + \bar{\varphi}_i + \bar{\varphi}_R \right\}$$

$t=t_1$ に於て生ずるモーメントは

$$dM^D = H_0 \left(A f_e + \frac{A f_s}{m} \right) \left[\frac{y}{f} + \bar{\Phi}_i + \bar{\Phi}_R \right] \cdot d\phi_{t_1}$$

t_1 に於ける $\bar{\Phi}_i$ 及 $\bar{\Phi}_R$ の値は捩屈安全率が増加するにつれて $t=0$ に於ける値より小さくなる。

同時に t に於て弾性的撓亂を含む彎曲モーメントは

$$M_t^D = H_0 (A f_a + A f_w + A f_e) \left\{ \frac{y}{f} + \bar{\Phi}_R + \bar{\Phi}_i (\nu_0 - 1) [\gamma^{t_0} - 1] \right\} + H_0 \left(A t_a + \frac{A f_s}{m} \right) + \int_{\phi_{t_1}=0}^{\phi_t} \left\{ \frac{y}{f} + \bar{\Phi}_R \frac{\nu_0}{\nu_{t_1}} + \bar{\Phi}_i (\nu_0 - 1) [\gamma^{t_1} - 1] \right\} \times d\phi_{t_1}$$

初めに行は $t=0$ に於て生ずるモーメント M_0 の撓亂を示し、この時は第一次固有函数による $\bar{\Phi}_i$ には撓亂係数 $(\nu_0 - 1) [\gamma^{t_0} - 1]$ を乗すべきであるが、 $\bar{\Phi}_R$ の高次固有函数によつて變化する部分では塑性的撓亂は無視して差支へない。

t_1 に於ける $t=0$ より t までに生ずるモーメントの中第一次固有函数に従ふ部分の塑性的撓亂に對しては (50) 式の撓亂係数 $(\nu_0 - 1) (\gamma^{t_1} - 1)$ が有效であるが、既述の如く $\bar{\Phi}_i$ は t_1 に於て生ずるに反し、 $\bar{\Phi}_R$ は $t=0$ に於ける値に關係附けねばならない。それには表-4g の注意によつて $\frac{\nu_0}{\nu_{t_1}}$ を乗ぜねばならない。 $\nu_t = \nu_0 (1 + \delta \phi_t)$ 或ひは $\nu_{t_1} = \nu_0 (1 + \delta \phi_{t_1})$ にして且

$$d\phi_{t_1} = \frac{1}{\nu_0 \delta} \quad \text{及} \quad \frac{1}{\delta} = \phi_{t_1} \frac{\nu_0}{\nu_t - \nu_0} \quad \text{であるから}$$

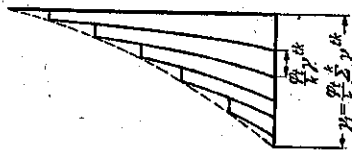
$$\bar{\Phi}_R \int_{\phi_{t_1}=0}^{\phi_t} \frac{\nu_0}{\nu_0 \nu_{t_1}} d\phi_{t_1} = \bar{\Phi}_R \int_{\nu_0}^{\nu_t} \frac{1}{\nu_0 \delta} \cdot \frac{\nu_0}{\nu_t} d\nu_{t_1}$$

$$= \bar{\Phi}_R \frac{1}{\delta} (\ln \nu_t - \ln \nu_0)$$

$$= \bar{\Phi}_R \phi_{t_1} \frac{\nu_0}{\nu_t - \nu_0} \ln \frac{\nu_t}{\nu_0} = \bar{\Phi}_R \phi_{t_1} \gamma_2$$

これに反して $\bar{\Phi}_i (\nu_0 - 1) \int_{\phi_{t_1}=0}^{\phi_t} \gamma^{t_1} d\phi_{t_1} = \bar{\Phi}_i (\nu_0 - 1) \gamma_1$ は數值的に求めるより他ない。この積分の値を γ_1 と置き

圖-36.



變形して $\bar{\Phi}_i \sum_{k=1}^K \frac{\gamma_0^k}{K} \gamma^{t_1 k}$ とかく。即ち全クリープ量を K を含む項に分解し、且それに相當する撓亂係数 $\gamma^{t_1 k}$ を

乘ずる。圖-36 は全撓亂現象を示して居る。これより $t=t_1$ に於ける全變形モーメントは

$$M_t^D = H_0 (A f_a + A f_w + A f_e) \left\{ \frac{y}{f} + \bar{\Phi}_R + \bar{\Phi}_i (\nu_0 - 1) (\gamma^{t_1} - 1) \right\} + H_0 \left(A f_e + \frac{A f_s}{m} \right) \times \left\{ \frac{y}{f} \phi_t + \bar{\Phi}_R \gamma_2 \phi_t + \bar{\Phi}_i (\nu_0 - 1) (\gamma_0 - \phi_t) \right\}$$

この式を撓亂係数によつて 3 部分に分ては

$$(52) \left\{ \begin{aligned} M_t^D &= H_0 (A f_a + A f_w) \left\{ \frac{y}{f} + \bar{\Phi}_R + \bar{\Phi}_i (\nu_0 - 1) (\gamma^{t_0} - 1) \right\} \\ &+ H_0 A f_e \left\{ \frac{y}{f} (1 + \phi_t) + \bar{\Phi}_R (1 + \gamma_2 \phi_t) + \bar{\Phi}_i (\nu_0 - 1) (\gamma^{t_0} + \gamma_1) - (1 + \phi_t) \right\} \\ &+ H_0 \frac{A f_s}{m} \left\{ \frac{y}{f} \phi_t + \bar{\Phi}_R \gamma_2 \phi_t + \bar{\Phi}_i (\nu_0 - 1) (\gamma_1 - \phi_t) \right\} \end{aligned} \right.$$

γ^{t_0} の値は表-4 に示す通りで、又 γ_1 及 γ_2 に相當する値も次の表-5, 6 及び 7 に示してある。

特別の場合として $\nu_t = \nu_0 = \text{const.}$ なる場合には

$$(51a) \text{ より } \gamma_{t_0} = \frac{\nu_0}{\nu_0 - 1} e^{\frac{\phi_t}{\nu_0 - 1}} \text{ にして、} \gamma_2 \text{ は}$$

$$\lim_{\nu_t \rightarrow \nu_0} \left[\frac{\nu_0}{\nu_t - \nu_0} \ln \frac{\nu_t}{\nu_0} \right] = 1$$

より $\gamma_2 = 1$ となり、 γ_1 は (50a) より

$$\gamma_1 = \int_{\phi_{t_1}=0}^{\phi_t} \frac{\nu_0}{\nu_0 \nu_{t_1} - 1} \cdot e^{\frac{\phi_t - \phi_{t_1}}{\nu_0 - 1}} \cdot d\phi_{t_1} = \nu_0 \frac{\phi_t}{\nu_0 - 1} \left(1 - e^{-\frac{\phi_t}{\nu_0 - 1}} \right) = \nu_0 \left(e^{\frac{\phi_t}{\nu_0 - 1}} - 1 \right)$$

且、 $\nu_t = \nu_0$ に對しては上の (52) 式は次の (52a) 式となる。

$$(52a) \left\{ \begin{aligned} M_t^D &= H_0 (A f_a + A f_w) \left\{ \frac{y}{f} + \bar{\Phi}_R + \bar{\Phi}_i (\nu_0 - 1) \left[\frac{\nu_0}{\nu_0 - 1} e^{\frac{\phi_t}{\nu_0 - 1}} - 1 \right] \right\} \\ &+ H_0 A f_e \left\{ \frac{y}{f} (1 + \phi_t) + \bar{\Phi}_R (1 + \phi_t) + \bar{\Phi}_i (\nu_0 - 1) \left[\nu_0 \left(\frac{\nu_0}{\nu_0 - 1} e^{\frac{\phi_t}{\nu_0 - 1}} - 1 \right) - (1 + \phi_t) \right] \right\} \\ &+ H_0 \frac{A f_s}{m} \left\{ \frac{y}{f} \phi_t + \bar{\Phi}_R \phi_t + \bar{\Phi}_i (\nu_0 - 1) \left[\nu_0 \left(e^{\frac{\phi_t}{\nu_0 - 1}} - 1 \right) \right] \right\} \end{aligned} \right.$$

これに對する撓亂係数は表-5, 6, 7 に與へられてゐ

る。クリープの起らぬ時には $q_0=0$ 即ち弾性的撓亂のみを考ふれば $\gamma_0 = \frac{v_0}{v_0-1}$, $\gamma_1=0$ 及 $\gamma_2=1$ となるを以て

$$(52e) \quad M^D = H_G (df_a + df_w + df_0 + df') \left[\frac{y}{f} + \bar{\vartheta}_l + \bar{\vartheta}_R \right]$$

$\gamma_1=0$ なるを以て収縮モーメントは 0 となる。即ち (6a) 式により $\varphi_2=0$, $t=0$ なるを以て、収縮モーメントは 0 となるのである。上記の表により (52) 式から弾性的變形より彎曲モーメントが求められれば、任意の形の、且慣性モーメントも任意の状態にあるすべての三鉸拱に於て塑性變形によるモーメントを計算することが出来る。次章では拋物線拱に應用した場合には如何になるかを述べる。

表-5.

Kriechmaß	$\varphi_0 = m$	Erregungsfaktoren γ_1			
		0	1	2	3
$E_m = E_s$ $\nu_m = \nu_s$	$\gamma_0 = 3$	0.00	1.05	5.15	10.43
	4	0.00	1.58	3.79	6.87
	5	0.00	1.42	3.24	5.58
	6	0.00	1.33	2.95	4.93
	7	0.00	1.29	2.77	4.54
	8	0.00	1.23	2.65	4.28
	9	0.00	1.21	2.56	4.10
	10	0.00	1.17	2.49	3.95
	12	0.00	1.14	2.40	3.77
	∞	0.00	1.06	2.18	3.33
$E_m = 1.5 E_s$ $\nu_m = 1.5 \nu_s$	$\gamma_0 = 3$	0.00	1.75	4.52	8.93
	4	0.00	1.48	3.50	6.28
	5	0.00	1.35	3.07	5.25
	6	0.00	1.28	2.83	4.71
	7	0.00	1.23	2.67	4.38
	8	0.00	1.19	2.57	4.15
	9	0.00	1.17	2.49	3.99
	10	0.00	1.15	2.43	3.87
	12	0.00	1.12	2.35	3.69
	∞	0.00	1.06	2.16	3.32
$E_m = 2.0 E_s$ $\nu_m = 2.0 \nu_s$	$\gamma_0 = 3$	0.00	1.63	4.19	8.15
	4	0.00	1.42	3.34	6.05
	5	0.00	1.31	2.97	5.06
	6	0.00	1.25	2.75	4.57
	7	0.00	1.20	2.62	4.28
	8	0.00	1.16	2.53	4.07
	9	0.00	1.15	2.46	3.92
	10	0.00	1.14	2.41	3.79
	12	0.00	1.11	2.33	3.66
	∞	0.00	1.05	2.15	3.30

表-6.

Kriechmaß	$\varphi_0 = m$	Erregungsfaktoren γ_2			
		0	1	2	3
$\nu_m = \nu_s$	0.00	1.00	2.00	3.00	4.00
	0.81	0.81	1.62	2.43	3.24
	0.69	0.69	1.38	2.07	2.76

1. 慣性モーメント $J(w) \cos \varphi = J_0 = \text{const.}$ なる拋物線拱、拋物線に近似な形の三鉸拱にして、水平面に投射せる慣性モーメントが略々一定な場合には M_0 は近似的に第一次固有函数に従ふ。實際の撓屈形は正弦及餘弦の組合はされた形になるが、拋物線を基として出發すれば Bauingenieur 1937 に示せる如く撓屈値は嚴密

表-7.

Die Erregungsfaktoren $\gamma_0 + \gamma_1$ und $\frac{v_0}{m}$

Kriechmaß $\varphi_0 = m$	$\gamma_0 + \gamma_1$	$\gamma_0 + \gamma_1$				$\frac{v_0}{m}$				
		0	1	2	3	0	1	2	3	
$E_m = E_s$ $\nu_m = \nu_s$	$\gamma_0 = 3$	1.50	4.42	9.23	17.17	30.25	1.50	2.95	3.58	3.48
	4	1.33	3.44	6.38	10.40	16.93	1.33	2.58	2.89	2.79
	5	1.25	3.03	5.30	8.23	13.99	1.25	2.42	2.62	2.52
	6	1.20	2.80	4.74	7.12	10.20	1.20	2.33	2.48	2.38
	7	1.17	2.65	4.40	6.46	8.91	1.17	2.27	2.39	2.31
	8	1.15	2.55	4.17	6.04	8.18	1.15	2.23	2.33	2.26
	9	1.13	2.48	4.00	5.74	7.70	1.13	2.21	2.28	2.23
	10	1.11	2.41	3.88	5.50	7.32	1.11	2.17	2.23	2.20
	12	1.09	2.33	3.71	5.20	6.84	1.09	2.14	2.20	2.17
	∞	1.00	2.15	3.31	4.55	5.90	1.00	2.06	2.09	2.11
$E_m = 1.5 E_s$ $\nu_m = 1.5 \nu_s$	$\gamma_0 = 3$	1.50	4.12	8.27	14.85	25.32	1.50	2.75	3.26	3.09
	4	1.33	3.37	6.00	9.20	14.79	1.33	2.48	2.75	2.69
	5	1.25	2.94	5.00	7.84	11.29	1.25	2.35	2.54	2.51
	6	1.20	2.74	4.50	6.81	9.59	1.20	2.28	2.44	2.39
	7	1.17	2.60	4.20	6.28	8.61	1.17	2.23	2.34	2.29
	8	1.15	2.50	4.08	5.89	7.97	1.15	2.19	2.29	2.24
	9	1.13	2.44	3.93	5.62	7.52	1.13	2.17	2.25	2.21
	10	1.11	2.39	3.81	5.40	7.17	1.11	2.15	2.22	2.19
	12	1.09	2.31	3.65	5.13	6.72	1.09	2.12	2.18	2.15
	∞	1.00	2.15	3.30	4.51	5.99	1.00	2.06	2.08	2.11
$E_m = 2.0 E_s$ $\nu_m = 2.0 \nu_s$	$\gamma_0 = 3$	1.50	3.94	7.77	13.67	22.88	1.50	2.63	3.10	2.92
	4	1.33	3.23	5.79	9.84	14.00	1.33	2.42	2.67	2.58
	5	1.25	2.89	4.96	7.99	10.99	1.25	2.31	2.49	2.43
	6	1.20	2.70	4.50	6.98	9.33	1.20	2.24	2.38	2.32
	7	1.17	2.57	4.22	6.10	8.42	1.17	2.20	2.31	2.25
	8	1.15	2.49	4.04	5.79	7.82	1.15	2.18	2.27	2.22
	9	1.13	2.41	3.89	5.53	7.40	1.13	2.15	2.23	2.19
	10	1.11	2.37	3.79	5.32	7.09	1.11	2.14	2.21	2.17
	12	1.09	2.30	3.63	5.09	6.66	1.09	2.11	2.17	2.14
	∞	1.00	2.14	3.29	4.49	5.73	1.00	2.05	2.08	2.10

値たる $7.437 \frac{EJc}{H\alpha^2}$ よりは僅かに小さい。 $7.272 \frac{EJc}{H\alpha^2}$ となる。撓亂されたモーメント M_0 が第一次固有函数に従ふならば高次固有函数に従ふ附加モーメント $\bar{\vartheta}_R$ は消えてしまう。縦距 y 及び $M_0 = H_G \cdot df \cdot \frac{y}{f}$ は第一次固有函数によつて變化し且 $M^Z = \bar{\vartheta}_l \cdot H_G \cdot df$ も同様に變化するが、これは (37a) 式により $M^Z = \frac{M_0}{v_0-1} = H_G \cdot df \cdot \bar{\vartheta}_l$ 或ひは $H_G \cdot df \cdot \bar{\vartheta}_l (v_0-1) = M_0$ 又

拱軸壓力より生ずるモーメントを $H_G \cdot df \cdot \frac{y}{f} = M_e$ とし

支點移動によるモーメントを $H_G \cdot df \cdot w \cdot \frac{y}{f} = M_w$

収縮によるモーメントを $H_G \cdot df \cdot s \cdot \frac{y}{f} = M_s$

とし且又

拱軸が人工的に曲がる爲めを $H_G \cdot df \cdot a \cdot \frac{y}{f} = M_a$ とすれば變形モーメントに對して次式を得る。

$$(53) \quad M_t^D = (M_a + M_w) \gamma_0 + M_e (\gamma_0 + \gamma_1) + M_s \frac{\gamma_1}{m}$$

撓亂係数 $(\gamma_0 + \gamma_1)$ 及び $\frac{\gamma_1}{m}$ は表-7 に、又 γ_0 は表-4 に示す通りである。 E_0 が一定の時は γ_1 は γ_0 と同様に積分され且これを (53) 式に入れれば、

$$(53a) \quad M_t^D = (M_a + M_w) \frac{v_0}{v_0-1} \cdot e^{\frac{\varphi t}{v_0-1}} + M_e v_0 \left[\frac{v_0}{v_0-1} \cdot e^{\frac{\varphi t}{v_0-1}} - 1 \right] + \frac{M_s}{m} v_0 \left(e^{\frac{\varphi t}{v_0-1}} - 1 \right)$$

$\varphi_t=0$ なる時は $\gamma_t=0$ となる故 $M_t^D = \mathfrak{M}_0 \frac{v_0}{v_0-1}$ が得られねばならぬ。上記 (53) 式は又 (46f) 式から簡単に誘導出来る。即ち、

$$\frac{dM_t^D}{dt} = \frac{v_t}{v_t-1} \frac{d\mathfrak{M}_0}{dt} \quad \text{にして、}$$

且この式は \mathfrak{M}_0 が固有函数に従ふ時にのみ有効である。然るに今の場合はこれに適合する。而して、 t に於ては尙未知の M_t^D がある。クリープのため生ずる變形は (37c) 式と (4) 式とより $v = \frac{M_t^D}{H_0 v_0} \frac{d\varphi_t}{dt}$ にして、同時に $d\mathfrak{M}_0 = \frac{M_t^D}{v_0} \frac{d\varphi_t}{dt}$ なる新しいモーメントを生ずる。然るに、又クリープ及収縮により拱は短縮するため更に新しいモーメントを生ずる。このために拱は $d\varphi_t = \left(df_0 + \frac{df_s}{m} \right) d\varphi$ 、だけ沈下し且モーメント $d\mathfrak{M}_0 = H_0 \left(df_0 + \frac{df_s}{m} \right) d\varphi$ を生ずる。故に微小時間 dt 間に生ぜる全モーメントは

$$\frac{d\mathfrak{M}_0}{dt} = \left[\frac{M_t^D}{v_0} + H_0 \left(df_0 + \frac{df_s}{m} \right) \frac{y}{f} \right] \frac{d\varphi_t}{dt}$$

これを微分方程式中に入れれば (53) 式を得。或ひは E_0 が一定の時 (53a) 式となる。即ち、前述の説明が正しい事が立證せられたのである。

2. 以上の結論、及び塑性變形による大きな彎曲モーメントを除くため扁平な、三鉸拱を建設する事に對する提案。

別表は 弾性的及塑性的變形に對する三鉸拱の明らかに不利益な影響を示してゐる。就中、捩屈安全率小さく且クリープ値が大きな場合に殊に甚しい。然るにこの不利益も 屈軸壓力による彎曲モーメントに對して生ずるのであつて、これに反して、支點移動或ひは人工的の拱變形による彎曲モーメントに對しては幾らか小さく、収縮によるモーメントに對しては 弾性的及塑性的撓亂が最も小さい。 \mathfrak{M}_0 の大きさと、符號を適當に選ぶと任意の時間に於て M_t^D を 0 とする事が出来る。しかしこの場合にはクリープ終了後即ち $t=t_n$ に於て非常に大きなモーメントが生ずる。同様に $t=t_n$ 於けるモーメントを 0 とする事も可能であるが、そうすると $t=0$ に於て大きなモーメントを生ずるやうになる。故に既に近似計算に於て用ひた如く $t=0$ 及 $t=t_n$ に於けるモーメントを互に等しいと置いて \mathfrak{M}_0 を決めると、最小のモーメントを生ずることとなり、その大きさは前の半分になる。しかし、材料についての常數が確定的でないでこれは不可能である。それで何か他の方法と同様な効果をあげられぬかと言ふことになる。その方法としては

a) クリープ及び収縮の量を出來得る限り小さくせねばならない。即ちコンクリートの養生期間は一層長くする必要がある。

b) 出來得る限り長期間灌水して、コンクリートを濕潤に保たねばならない。

c) 捩屈安全率は出來得る限り大きくする事が必要である。これは拱肋を核の距離の大きい中空拱とすれば比較的簡單であるが、扁平な重たい拱に於ては、拱を強くすれば同時に重量及び水平推力が増加する故あまり簡單ではない。規定によれば 3 倍の捩屈安全率があればよい事になつて居る。又變形に對して重要な死荷重のみに對しては $v=3.5 \sim 4.0$ の安全率があればよいとされてゐるが、これは小さすぎる。もし次に述べるやうな手段で變形モーメントを阻止せぬならば、三鉸拱に對しては $v=5$ まで高める必要がある。

クリープも収縮も共に時間的現象である故、變形を除くための手段も又時間の函数でなければならぬ。且 1/4 の點はクリープ及び収縮の行はれてゐる期間中、抵抗線の計算の際得たと同様にライズに關して常に正しい高さにある様にせねばならない。このための方法は非常に簡單で、コンクリートを打つ時に最初から 1/4 點が抵抗線から求めた量だけ下になるやうに拱架を組立てればよい。クリープ及び収縮が起ると縦距 Z はライズに比して増加してくる。すると拱環を上方へ曲げやうとする負モーメントが生ずる。

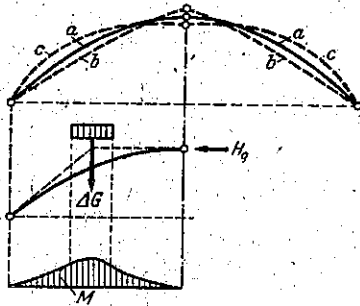
次に 1/4 の點が正しい位置をとつた時刻からは、この點の附近に更に一ヶの荷重を荷すと、このための正モーメントにより先に生ぜる負モーメントと同じ大きさを與へるやうにする。中空拱では約半年も荷せれば中止してもよいであらう。これは比較的僅かな附加荷重を扱ふ場合であるが、附加モーメントを非常に大きくする必要のある時でも小さな荷重によつて阻止することが出来る。と云ふのは、この方法は弾性的及塑性的撓亂作用の原因を除き得るからである。又このための費用も僅かであり、スパンの大きな扁平拱をも $v=3$ の三鉸拱として扱ひ得るのであつて、これは大スパンの橋梁の經濟性に對しても重要な意義を有するものである。

圖-37 に於て a-曲線は抵抗線を、b-曲線は修正せる形を、又 c-曲線はクリープ及収縮による最後の形を示す。

圖-37a はこの變形を妨げる附加荷重による 1/4 の點に於けるモーメントを示す。茲に 圖-37a に示す如く、第三次固有函数に従ふが何ら撓亂の原因とならない

微小モーメントが残存してゐる。

圖-37.



現存する最も大膽な拱橋例へば三鈎拱として造られたコブレンツ附近のモーゼル河に架せるアドルフ・ヒットラー橋は捩屈安全率 $\nu=3$ に過ぎぬが(死荷重のみに對しては 3.5) 大きな變形を示してゐない。これは彈性的及塑性的拱短縮並びに支承點移動量が正しく定められて居り、且濕氣の多いモーゼル谷ではクリープ作用は比較的少く、且、數ヶ月に亘る灌水によつてこの作用を減少せしめてゐるからである。しかし、塑性的變形を正確に決定することは出来ぬが、ドイツ及フランスの多數の拱について見るに圖-37 の c 曲線に従つて生じこれらの拱のうちのあるものに於ては拱頂を再び上げねばならぬものさへある。

IV. 不靜定橋に於ける彈性的及塑性的變形に基因する彎曲モーメントの解法

この解法は三鈎拱の場合と全く同一である。即ち、再び(44f)式から始める。時刻 $t=0$ に於て彈性的變形を考慮せる時の拱全壓力及び支承點移動による彎曲モーメントは、次式で與へられる。

$$M^D = (H_e + H_w) f \cdot \left\{ \frac{z}{f} + \Phi_R + \Phi_l \right\}$$

これに加ふるにクリープ及び收縮による短縮に基因する彎曲モーメントがある。この時の拱推力 H_t は一般に捩屈安全率が變化する時には(14b)式によつて與へられる。

$$H_t = \left(\frac{H_s}{m} - H_w \right) \left[1 - e^{-\varphi t \left(1 + \frac{\delta}{2} \varphi t \right)} \right]$$

これより t_1 に於ける水平推力の變化は

$$dH_{t1} = \left(\frac{H_s}{m} - H_w \right) \cdot (1 + \delta \varphi t) \cdot e^{-\varphi t \left(1 + \frac{\delta}{2} \varphi t \right)} \cdot d\varphi t_1$$

且又彈性的撓亂を含む彎曲モーメントの大きさは

$$dM_t^D = dH_{t1} \cdot \left(\frac{z}{f} + \Phi_l + \Phi_R \right) f$$

これらより t に於ける全變形モーメントは

$$\begin{aligned} M^D = & (H_e + H_w) f \cdot \left\{ \frac{z}{f} + \Phi_R + \Phi_l (\nu_0 - 1) [\gamma^{t_0} - 1] \right\} \\ & + \left(\frac{H_s}{m} - H_w \right) f \cdot \int_{\varphi t_1=0}^{\varphi t} \left\{ \frac{z}{f} + \Phi_R \cdot \frac{\nu_0}{\nu_{t_1}} \right. \\ & \left. + \Phi_l (\nu_0 - 1) (\gamma^{t_1} - 1) \right\} \cdot (1 + \delta \varphi t_1) \cdot e^{-\varphi t_1 \left(1 + \frac{\delta}{2} \varphi t_1 \right)} \\ & \times d\varphi t_1 \end{aligned}$$

撓亂係数は全く三鈎拱と同一であるが、 $d\varphi t_1$ の代りに複雑な $(1 + \delta \varphi t_1) \cdot e^{-\varphi t_1 \left(1 + \frac{\delta}{2} \varphi t_1 \right)}$ が入る。積分可能な部分には積分を行へば

$$\begin{aligned} M_t^D = & (H_e + H_w) f \cdot \left\{ \frac{z}{f} + \Phi_R + \Phi_l (\nu_0 - 1) [\gamma^{t_0} - 1] \right\} \\ & + \left(\frac{H_s}{m} - H_w \right) f \cdot \left\{ \frac{z}{f} \left[1 - e^{-\varphi t \left(1 + \frac{\delta}{2} \varphi t \right)} \right] \right. \\ & + \Phi_R \int_{\varphi t_1=0}^{\varphi t} \frac{\nu_0}{\nu_{t_1}} (1 + \delta \varphi t_1) + \Phi_l (\nu_0 - 1) \\ & \left. + \left[\int_{\varphi t_1=0}^{\varphi t} \gamma^{t_1} (1 + \delta \varphi t_1) e^{-\varphi t_1 \left(1 + \frac{\delta}{2} \varphi t_1 \right)} \cdot d\varphi t_1 \right] \cdot \left(1 - e^{-\varphi t \left(1 + \frac{\delta}{2} \varphi t \right)} \right) \right\}. \end{aligned}$$

次にこの式を再び同じ撓亂係数の部分に分ち、且下の如き記號を用ふれば

$$\begin{aligned} M_t^D = & H_e f \cdot \left\{ \frac{z}{f} + \Phi_R + \Phi_l \beta_{cl} \right\} \\ & + \frac{H_s}{m} f \cdot \left\{ \frac{z}{f} \cdot \beta_{s0} + \Phi_R \cdot \beta_{sR} + \Phi_l \cdot \beta_{sl} \right\} \\ & + H_w f \cdot \left\{ \frac{z}{f} \cdot \beta_{w0} + \Phi_R \cdot \beta_{wR} + \Phi_l \cdot \beta_{wl} \right\} \end{aligned}$$

茲に

$$(54a) \quad \left\{ \begin{aligned} \beta_{w0} &= e^{-\varphi t \left(1 + \frac{\delta}{2} \varphi t \right)}, \quad \beta_{s0} = 1 - \beta_{w0} \\ \beta_{sR} &= \int_{\varphi t_1=0}^{\varphi t} \frac{\nu_0}{\nu_{t_1}} (1 + \delta \varphi t_1) \cdot e^{-\varphi t_1 \left(1 + \frac{\delta}{2} \varphi t_1 \right)} \\ & \quad d\varphi t_1 = \int_{\varphi t_1=0}^{\varphi t} e^{-\varphi t_1 \left(1 + \frac{\delta}{2} \varphi t_1 \right)} \cdot d\varphi t_1 \\ \beta_{wR} &= 1 - \beta_{sR} \\ \beta_{sl} &= (\nu_0 - 1) \left[\int_{\varphi t_1=1}^{\varphi t} \gamma^{t_1} (1 + \delta \varphi t_1) \cdot e^{-\varphi t_1 \left(1 + \frac{\delta}{2} \varphi t_1 \right)} \cdot d\varphi t_1 - \beta_{s0} \right] \\ \beta_{cl} &= (\nu_0 - 1) [\gamma^{t_0} - 1], \quad \beta_{wl} = \beta_{cl} - \beta_{sl} \end{aligned} \right.$$

β_{sl} は再び複雑な高次の函数となり、三鈎拱と同様圖-26によつて數值的に求められねばならない。この時の撓亂されたモーメントは最早各時刻に於て一定の $\varphi t/K$ ではなくて $(1 + \delta \varphi t_1) \cdot e^{-\varphi t_1 \left(1 + \frac{\delta}{2} \varphi t_1 \right)}$ によつて與へられる。これに反して、 $\nu_t = \nu_0 =$ 一定なる特殊の場合にてはすべての撓亂函数は直接積分法によつて求められ

る。(54b) 式を見よ。

又次の表-8,9 にはすべての撓亂係数が数値で與へてある。

表-8.

Zahlentafel der Erregungsfunktionen der statisch unbestimmten Gewölbe.

Table with columns for load types (beta_w0, beta_wR, beta_s0, beta_s2) and parameters (rho, zeta, xi, zeta, xi, zeta). It lists numerical values for various load conditions.

この表は 任意の拱軸を有し且慣性モーメントが任意の變化をするすべての不静定拱に對して成立する故、この助けをかりると、塑性變形による彎曲モーメントを求めることが出来る。勿論このためには弾性的撓亂に對する問題は解決されて居るを要し、これは既に C. I. に於て示した如く逐次近似法に依つて簡單に求められる。今 I の例を塑性的撓亂についても計算して見るに nu = 6 とし、m=4, m=2, m=0 の場合に限定することとする。拱全壓力、收縮、支點移動に對して夫々求めた結果は表-10 及び圖-38 に示してある。これら 3 つの圖に於て、拱起點に於ける彎曲モーメントが普通の弾性理論に於ける 拋物線拱に比し非常に減少してゐるのが目立つてゐる。收縮及び支點移動に對するモーメントはクリープ量が増加するに従つて小さくなつてゐる。これは水平推力 H_st 及び H_wt 及び (14) 式による收縮及び支點移動のため生ぜる 桁モーメント Z_Hst 及び Z_Hwt はクリープのため非常に減少する爲めである。これに反して、拱全壓力より生ずる水平推力 H_E はクリープの影響を受けなため 桁モーメントは減少せず且このため第一固有函數に従ふ撓亂波により、拱起點に於けるモーメントの非常に大きな減少は拱頂モーメントの増加に相當することとなる。

最後に水平推力の影響について簡單に述べよう。コンクリートのクリープを考慮すると、弾性理論の際の推力に H_E, H_S 及 H_w が加はる以外に荷 H_E が加はる。しかも、附加モーメントは (45) 式によつて示される如くモーメントの變化毎に生じ、これらによるモー

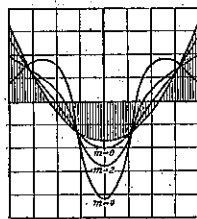


圖-38

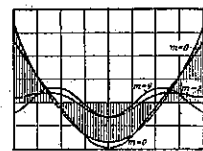
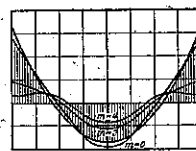


表-9.

Table titled 'Erregungsfaktoren der statisch unbestimmten Gewölbe' with columns for load types (beta_w0, beta_wR, beta_s0, beta_s2) and parameters (rho, zeta, xi, zeta, xi, zeta). It lists numerical values for various load conditions.

メントは次章に述べる。弾性變形と共に生ずる全水平推力の作用は (44f) 式に、又塑性變形の際生ずる推力に對しては (54) 式に含まれる。撓亂安全率が充分な時には弾性的及塑性的撓亂による 附加的的水平推力は非常に小さくて引張應力を求める際には無視して差支へない。

表-10.

Table titled 'Berechnung der Momente M^0 für nu = nu_0 = 6' with columns for load types (Eigengewicht, Schwinden, Wälder-Answ.) and parameters (rho, zeta, xi, zeta, xi, zeta). It lists numerical values for various load conditions.

I. 以上の結果に対する結論

不静定拱に対するコンクリートの塑性的性質は静定拱とは逆に、非常に都合よく作用し、就中クリープの影響は拱起點モーメントを大いに減少せしめる。しかし一方、拱頂モーメントは大きくなつたり小さくなつたりする故この部分をあまり薄くすることは不可で、又最良の岩盤を基礎とする場合に於ても微少な移動は許さねばならぬことを考へれば、拱起點強度の半分はとりたい。

又不静定拱に於ても三鉸拱と同様完成期日を繰り上げることが出来る。しかし勿論安全率は3~4であるを要する。

次に死荷重による抵抗線に従つて拱を作る可きか、或ひは屢々行はれるやうに $g + \frac{p}{2}$ による可きかと言ふ問題がある。もし、二鉸拱或ひは無鉸拱を $g + \frac{p}{2}$ なる抵抗線に従つて作ると死荷重モーメントに對しては近似的に第一次固有函数に従ふ。この死荷重モーメントは弾性的及塑性的變形により表-4の係数 γ^0 に相當して大きくなり且大きなモーメントを繼續して伴ふ。故に、拱は出来得る限り嚴密に死荷重抵抗線に従つて造られねばならない。

これと全く同様なのが拱頂部の正モーメント及び拱起點の負モーメントを減少せしめる目的のため行ふ無鉸拱の人工的變形に對しても成立する。

又種々のクリープ量のコンクリートを拱の上及下側に用ひることによつて拱頂部の正モーメント及び拱起點の負モーメントを除くことが出来る。例へば、中空の二鉸拱に、下側よりも上側の板に遅くコンクリートを打つたとすれば、より早く荷重がかかる事となりクリープが烈しくなる。このため時間がたつと共にスパンが擴大し、大きな水平推力を伴ふ。この推力は H_e , H_s 及 H_w とは反對に作用して彎曲モーメントの大きさは大略一致する。

終りに一言したい事は一鉸拱は橋梁型式としては非常に不適當であると言ふことである。Bauingenieur 1937に於て、この拱は非常に挫屈安全率が劣つて居るばかりでなく4分ノ1點の近くで非常に大きな變形モーメントを生じ且鉸の近くに行く程細くなつて拱に於て殊に然りであると言ふことを詳細に述べて置いたのである。

この故に、無條件に二鉸拱或ひは無鉸拱の優秀性を認む可きである。非常に扁平な拱には静定性の三鉸拱を専ら用ひるが、これも又非常に不利益ではあるが、前述

の手段によつて變形モーメントを除く事が出来る。

D. クリープ及び收縮によるコンクリートの塑性的變形に基因するコンクリートから鐵筋への内力移動

今迄は無筋コンクリートアーチのみを扱つたが、次にクリープ及び收縮の結果、内力がコンクリートから鐵筋へ移動する現象を取扱つて見よう。

I. 中心荷重を有する柱に於ける垂直力の移動

荷重はコンクリートと鐵筋の各引張強度に比例して二つに分れるのであるが、鐵筋の断面の引張強度は一定にして、

$$D_e = E_e \cdot F_e \quad \text{である。}$$

コンクリートの引張強度は時刻 $t=0$ に於ては

$$D_{ob} = E_o \cdot F_b \quad \text{である。}$$

然るに $E_{ot} = E_o \cdot (1 + \psi t)$ と共に増加し、

$$D_{tb} = D_{ob} \cdot (1 + \psi t) \quad \text{となる。}$$

然して、 $t=0$ に於ては全荷重 P は次の如く分れる。

即ち鐵筋に對しては

$$P_{oe} = P \cdot \frac{D_e}{D_e + D_{ob}} = P \cdot \frac{S}{S+1} = P \cdot \alpha$$

コンクリートに對しては

$$P_{ob} = P \cdot \frac{D_{ob}}{D_e + D_{ob}} = P \cdot \frac{1}{S+1} = P \cdot (1 - \alpha)$$

$$\text{但し } S = \frac{D_e}{D_{ob}}$$

吾人は $t=0$ に於て、 $n_o = \frac{E_e}{E_o}$, $\mu = \frac{F_e}{F_b}$ にて表示せば

$$n_o \mu = \frac{E_e \cdot F_e}{E_o \cdot F_b} = \frac{D_e}{D_{ob}} = S \quad \text{にして}$$

$$\text{且 } \alpha = \frac{S}{S+1} = \frac{n_o \mu}{n_o \mu + 1} \quad \text{或ひは } \frac{\alpha}{\alpha - 1} = S$$

コンクリートのクリープの爲め時間の経過と共に荷重はコンクリートから鐵筋へと移動する。この移動力を P_t とすれば、この大きさは dt 時間内に鐵筋の断面積がコンクリートの断面積と同じ量だけ縮少すると云ふ條件から定まる。故に柱の單位長さ $dS=1$ に對して次の微分方程式が成立する。

$$w_s T \frac{d}{dt} \left(\frac{\varphi_t}{\varphi_n} \right) + \frac{P_{ob}}{D_{ob}} \cdot \frac{d\varphi_t}{dt} - \frac{P_t}{D_{ob}} \cdot \frac{d\varphi_t}{dt} - \frac{dP_t}{dt} \cdot \frac{1}{D_{ob}} = \frac{dP_t}{dt} \cdot \frac{1}{D_e}$$

上式の左邊はコンクリートの收縮を示し、この式の各項の意味は次の如く要約される。

a) コンクリートの收縮は再びクリープに比例するとする。 $w_s T$ は時刻 $t=t_n$ に於て $\varphi_t = \varphi_n$ となり最大値に達す。

b) $t=0$ に於ける弾性的壓縮量 $\frac{P_{ob}}{D_{ob}}$ に $\frac{d\varphi_t}{dt}$ を乗ずれば、この大きさは (4) 式により求められる。

c) 變化する荷重 P_t の爲め、これもコンクリートのクリープにより、その大きさは同様に (4) 式によつて求められる。

d) dt 時間に新に生ぜる移動力 dP_t に於ける弾性的壓縮による。これを求むるには E_{ob} を要する。

鐵筋は dt 時間内に於ては dP_t なる力に基因する弾性的變形によつてのみ影響を受ける。そこで $D_{ob}=D_{ov} \cdot (1+\varphi_t)$ 、 $\varphi_n=m$ とおけば

$$\begin{aligned} \frac{dP_t}{dt} [D_e + D_{ob} \cdot (1+\varphi_t)] + P_t D_e (1+\psi_t) \frac{d\varphi_t}{dt} \\ - P_{ob} D_e (1+\psi_t) \frac{d\varphi}{dt} \\ - \frac{w_s T}{m} \cdot D_e (1+\psi_t) \cdot \frac{d\varphi_t}{dt} \cdot D_{ob} = 0 \end{aligned}$$

收縮に關する項を $D_{ob} = P_{ob} \cdot \frac{E_0}{\sigma_{ob}}$ とおくと、

$$\sigma_{ob} = \frac{P_{ob}}{F_b} = E_0 \cdot \frac{P_{ob}}{D_{ob}} \quad \text{となる。}$$

故に

$$(55) \quad \frac{dP_t}{dt} + P_t \cdot F(t) - P_{ob} \cdot \left(1 + \frac{w_s T}{m} \cdot \frac{E_0}{\sigma_{ob}}\right) \cdot F(t) = 0$$

但し

$$F(t) = \frac{D_e \cdot (1+\psi_t)}{D_e + D_{ob} \cdot (1+\psi_t)} \cdot \frac{d\varphi_t}{dt} = \frac{S(1+\psi_t)}{S + (1+\psi_t)} \cdot \frac{d\varphi_t}{dt}$$

$E_{ot} = E_0 = \text{一定の時}$ は、

$$F_t = \frac{S}{1+S} \cdot \frac{d\varphi_t}{dt} = \alpha \cdot \frac{d\varphi_t}{dt}$$

これは $\frac{d\varphi}{dx} + y p(x) + K p(x) = 0$ の形である

故この解は (13) 式により、 $y = K [C \cdot e^{-\int p(x) dx} - 1]$ で與へられる。

即ち移動力は

$$(55a) \quad P_t = P_{ob} \cdot \left[1 + \frac{w_s T}{m} \cdot \frac{E_0}{\sigma_{ob}}\right] \left(1 - e^{-\int F(t) dt}\right)$$

但し $F(t) = \frac{S(1+\psi_t)}{S+(1+\psi_t)} \cdot \frac{d\varphi_t}{dt}$

$E_{ot} = E_0 = \text{一定の時}$ は $\psi_t = 0$ にして

$$F(t) = \frac{S}{S+1} \cdot \frac{d\varphi_t}{dt} = \alpha \cdot \frac{d\varphi_t}{dt}$$

この特殊の場合には解は

$$(55b) \quad P_t = P_{ob} \cdot \left(1 + \frac{w_s T}{m} \cdot \frac{E_0}{\sigma_{ob}}\right) [1 - e^{-\alpha \varphi_t}]$$

一般には $E_{ot} = E_0(1+\delta\varphi_t)$ とおけば

$$\int F(t) dt = \int_{\varphi_{t1}=0}^{\varphi_t} \frac{S(1+\delta\varphi_t)}{S+(1+\delta\varphi_t)} \cdot d\varphi_t$$

$$= \frac{S}{\delta} \int_{Z=1}^Z \left(1 - \frac{S}{S+Z}\right) dZ$$

$$1 + \delta\varphi_t = Z \quad d\varphi_t = \frac{dZ}{\delta} \quad \frac{Z-1}{\delta} = \varphi_t$$

$$\frac{1}{\delta} = \varphi_t \cdot \frac{E_0}{E_{ot} - E_0} \quad \text{なる故}$$

$$\int F(t) dt = \frac{S}{\delta} (Z-1) - S \{ \ln(Z+S) - \ln(S+1) \}$$

$$= \varphi_t S \left\{ 1 - S \cdot \frac{E_0}{E_{ot} - E_0} \cdot \ln \frac{S + \frac{E_{ot}}{E_0}}{S+1} \right\}$$

$$= \alpha \varphi_t$$

故に $P_t = P_{ob} \left(1 + \frac{w_s T}{m} \cdot \frac{E_0}{\sigma_{ob}}\right) [1 - e^{-\alpha \varphi_t}]$ 但し

$$(55c) \quad \alpha \varphi_t = \varphi_t S \left[1 - S \cdot \frac{E_0}{E_{ot} - E_0} \cdot \ln \frac{S + \frac{E_{ot}}{E_0}}{S+1} \right]$$

故にこれより任意の時刻に於てコンクリート及び鐵筋によつて擔はれる荷重を求めることが出来る。即ち

$$\begin{aligned} P_{ob} &= P_{ob} - P_t \\ &= P_{ob} \cdot \left\{ 1 - \left(1 + \frac{w_s T}{m} \cdot \frac{E_0}{\sigma_{ob}}\right) [1 - e^{-\alpha \varphi_t}] \right\} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{tc} &= P_{oc} + P_t \\ &= P_{oc} \cdot \left\{ 1 + \frac{1}{S} \left(1 + \frac{w_s T}{m} \cdot \frac{E_0}{\sigma_{ob}}\right) [1 - e^{-\alpha \varphi_t}] \right\} \end{aligned}$$

茲に

$$P_{ob} = \frac{1}{S} \cdot P_{oc}$$

これを F_b 或は F_c にて割れば

$$\sigma_{ob} = \sigma_{ob} \left\{ 1 - \left(1 + \frac{w_s T}{m} \cdot \frac{E_0}{\sigma_{ob}}\right) [1 - e^{-\alpha \varphi_t}] \right\}$$

$$\sigma_{tc} = \sigma_{oc} \left\{ 1 + \frac{1}{S} \left(1 + \frac{w_s T}{m} \cdot \frac{E_0}{\sigma_{ob}}\right) [1 - e^{-\alpha \varphi_t}] \right\}$$

又 $n_t = \frac{\sigma_{tc}}{\sigma_{ob}}$ は

$$n_t = n_0 \cdot \frac{1 + \frac{1}{S} \left(1 + \frac{w_s T}{m} \cdot \frac{E_0}{\sigma_{ob}}\right) [1 - e^{-\alpha \varphi_t}]}{1 - \left(1 + \frac{w_s T}{m} \cdot \frac{E_0}{\sigma_{ob}}\right) [1 - e^{-\alpha \varphi_t}]}$$

但し $n_0 = \frac{\sigma_{oc}}{\sigma_{ob}}$

分母が 0 の時は $n_t = \infty$ となり全荷重は鐵筋のみによつて擔はれることとなる。即ち、 $\sigma_{ob} = 0$ 或ひは $n_t = \infty$ に對する條件は

$$1 - \left(1 + \frac{w_s T}{m} \cdot \frac{E_0}{\sigma_{ob}}\right) [1 - e^{-\alpha \varphi_t}] = 0 \quad \text{である。}$$

鐵筋の抵抗力のためコンクリートの收縮及びクリープは減少する。この妨げられたクリープ量を φ_t に對して φ_{tt} とする。

φu を求めるには先づ σ_{te} の式に於て $w_s T = 0$ とおけば

$$\frac{\sigma_{te}}{\sigma_{oe}} = 1 + \frac{1}{S}(1 - e^{-\alpha \varphi t})$$

然るに $\frac{\sigma_{te}}{\sigma_{oe}}$ より事実上のコンクリート柱の収縮を知る

ことが出来る。即ち $\frac{\sigma_{te}}{\sigma_{oe}} = 1 + \varphi u$

この兩式より φu を求めれば $\varphi u = \frac{1}{S}(1 - e^{-\alpha \varphi t})$
同様に妨げられたる収縮量 $w_s T$ も求められる。

次に此全収縮量 $\frac{\sigma_{te}}{E_e}$ はクリープ $\frac{\sigma_{ob}}{E_0} \cdot \varphi u$ 及び収縮 $w_s T$ より生ぜるもの、合成したものであるから

$$\begin{aligned} \frac{\sigma_{te}}{E_e} &= \frac{\sigma_{oe}}{E_0} \cdot \left\{ 1 + \frac{1}{S} \left(1 + \frac{w_s T}{m} \cdot \frac{E_0}{\sigma_{ob}} \right) [1 - e^{-\alpha \varphi t}] \right\} \\ &= \frac{\sigma_{ob}}{E_0} (1 + \varphi u) + w_s T \end{aligned}$$

茲に $\frac{\sigma_{oe}}{E_e} = \frac{\sigma_{ob}}{E_0}$ にして且、 $1 + \varphi u \left(1 + \frac{w_s T}{m} \cdot \frac{E_0}{\sigma_{ob}} \right) = 1 + \varphi u + w_s T \cdot \frac{E_0}{\sigma_{ob}}$ なるを以て $w_s T = w_s T \cdot \frac{\varphi u}{m}$ となる。

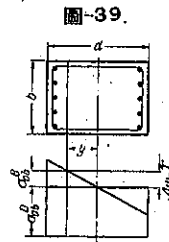
即ち鉄筋のため妨げられた収縮量は妨げられたクリープの量に比例してゐる。これは先の彎曲を受ける柱についてと全く同じやうな式になる。

II. 彎曲を受ける柱に於けるコンクリートから鉄筋へのモーメントの移動。

先づ彎曲は上述の如き壓縮應力によつて越されてゐること。張力は起らぬこと。又フックの法則は引張クリープに対しても有効である事を假定する。

次に述べる研究に於ては兩線端に於ける等しからざる収縮 $\Delta w_s T$ が考慮されてゐる。これに拱特に大きな中空拱に於ては重要な意義を有する。

中立軸より y なる距離にある繊維の収縮量を $\Delta w_s T$ にて表す(圖-39)。然る時はこの爲めに生ぜる微小長さ ds の回轉角は $\frac{\Delta w_s T}{y} \cdot ds$ にて與へられる。又 $t = 0$ に於て存在せるモーメント M は次の如く分れる。



鉄筋断面に対しては

$$M_{oe} = M \cdot \frac{K_e}{K_{ob} + K_e} = M \cdot \frac{S^B}{S^B + 1} = M \cdot \alpha^B$$

コンクリートに対しては

$$M_{ob} = M \cdot \frac{K_{ob}}{K_{ob} + K_e} = M \cdot \frac{1}{S^B + 1} = M \cdot (1 - \alpha^B)$$

但し $S^B = \frac{K_e}{K_{ob}}$

コンクリート及び鉄筋兩断面に於ける回轉角相等し

き條件より次の如き微分方程式が成立する。

$$\begin{aligned} \frac{\Delta w_s T}{y} \cdot ds \cdot \frac{d}{dt} \left(\frac{\varphi t}{\varphi n} \right) + M_{ob} \cdot \frac{dS}{K_{ob}} \cdot \frac{d\varphi t}{dt} \\ - M_t \cdot \frac{dS}{K_{ob}} \cdot \frac{d\varphi t}{dt} - \frac{dM_t}{dt} \cdot \frac{dS}{K_{ob}} = \frac{dM_t}{dt} \cdot \frac{1}{K_e} \end{aligned}$$

この式は中心壓縮の場合と全く同形である。次に再び $E_{ot} = E_0(1 + \psi t)$ とおけば $K_{eb} = K_{ob}(1 + \psi t)$ なる故に

$$\begin{aligned} \frac{dM_t}{dt} [K_e + K_{ob}(1 + \psi t)] + M_t K_e (1 + \psi t) \cdot \frac{d\varphi t}{dt} \\ - M_{ob} K_e (1 + \psi t) \cdot \frac{d\varphi}{dt} - \frac{\Delta w_s T}{y} K_e (1 + \psi t) \cdot \frac{d\varphi t}{dt} K_{ob} \\ = 0 \end{aligned}$$

収縮を示す項を次の如くおく。即ち、

$$K_{ob} = \frac{M_{ob}}{\sigma_{ob}^B} \cdot y \cdot F_0 \quad \text{故に} \quad \sigma_{ob}^B = \frac{M_{ob}}{J_b} \cdot y = \frac{M_{ob}}{K_{ob}} \cdot y \cdot E_0$$

σ_{ob}^B はコンクリート断面の線端彎曲應力である。故に上式は

$$(56) \quad \frac{dM_t}{dt} + M_t \cdot F(t) - M_{ob} \cdot \left(1 + \frac{\Delta w_s T}{m} \cdot \frac{F_0}{\sigma_{ob}^B} \right) F(t) = 0$$

但し $F(t) = \frac{K_e(1 + \psi t)}{K_e + K_{ob}(1 + \psi t)} \cdot \frac{d\varphi t}{dt}$
 $= \frac{S^B(1 + \psi t)}{S^B + (1 + \psi t)} \cdot \frac{d\varphi t}{dt}$

III. 結語及び算例。

次に應力計算に必要な式を整頓して見やう。茲に壓縮には D 、彎曲には B なる符號を附することとする。

$$(57) \quad \left\{ \begin{aligned} P_{oe} &= P \cdot \frac{S^D}{S^D + 1} = P \cdot \alpha^D \\ P_{ob} &= P \cdot \frac{1}{S^D + 1} = P(1 - \alpha^D) \\ S^D &= \frac{D_e}{D_{ob}} = n_0 \mu \quad \alpha^D = \frac{S^D}{S^D + 1} \end{aligned} \right.$$

及 $S^D = \frac{\alpha^D}{1 - \alpha^D}$

$$(57a) \quad \left\{ \begin{aligned} M_{oe} &= M \cdot \frac{S^B}{S^B + 1} = M \cdot \alpha^B \\ M_{ob} &= P \cdot \frac{1}{S^B + 1} = P \cdot (1 - \alpha^B) \\ S^B &= \frac{K_e}{K_{ob}} \quad \alpha^B = \frac{S^B}{S^B + 1} \end{aligned} \right.$$

及 $S^B = \frac{\alpha^B}{1 - \alpha^B}$

これより $t = 0$ に於ける壓縮及彎曲による應力は

$$(58) \quad \sigma_{oe} = \sigma_{oe}^D + \sigma_{oe}^B = \frac{P_{oe}}{F_e} + \frac{M_{oe}}{J_e} \cdot y$$

$$(58a) \quad \sigma_{ob} = \sigma_{ov}^D + \sigma_{ob}^B = \frac{P_{ob}}{F_b} + \frac{M_{ob}}{J_b} \cdot y$$

但し、 $D_e = F_e E_e$ $E_e =$ 鉄筋断面積
 $K_e = J_e E_e$ $J_e =$ 鉄筋慣性力率
 又 $D_{ob} = F_b E_o$ $F_b =$ コンクリート断面積
 $K_{ob} = J_b E_o$ $J_b =$ コンクリート断面の慣性力率

又時刻 t に於ける圧縮及び彎曲による應力は

$$(59) \quad \sigma_{te} = \sigma_{oe}^D \left[1 + \varphi u^D \left(1 + \frac{w_s T}{m} \cdot \frac{E_o}{\sigma_{ob}^D} \right) \right] + \sigma_{oe}^B \left[1 + \varphi u^B \left(1 + \frac{w_s T}{m} \cdot \frac{E_o}{\sigma_{ob}^B} \right) \right]$$

$$(59a) \quad \sigma_{tb} = \sigma_{ob}^D \left[1 - S^D \varphi u^D \left(1 + \frac{w_s T}{m} \cdot \frac{E_o}{\sigma_{ob}^D} \right) \right] + \sigma_{ob}^B \left[1 - S^B \varphi u^B \left(1 + \frac{w_s T}{m} \cdot \frac{E_o}{\sigma_{ob}^B} \right) \right]$$

茲に

$$(60) \quad \left\{ \begin{aligned} \varphi u^D &= \frac{1}{S^D} (1 - e^{-\frac{t}{\alpha \varphi t^D}}) \\ \frac{\overline{\alpha \varphi t^D}}{\alpha \varphi t^D} &= \varphi t S^D \left[1 - S^D \cdot \frac{E_o}{E_{ot} - E_o} \cdot \ln \frac{S^D + \frac{E_{ot}}{E_o}}{S^D + 1} \right] \end{aligned} \right.$$

$$(60a) \quad \left\{ \begin{aligned} \varphi u^B &= \frac{1}{S^B} (1 - e^{-\frac{t}{\alpha \varphi t^B}}) \\ \frac{\overline{\alpha \varphi t^B}}{\alpha \varphi t^B} &= \varphi t S^B \left[1 - S^B \cdot \frac{E_o}{E_{ot} - E_o} \cdot \ln \frac{S^B + \frac{E_{ot}}{E_o}}{S^B + 1} \right] \end{aligned} \right.$$

又弾性率の關係は次式の示す通りである。

$$(61) \quad E_{ot} = E_o (1 + \delta \varphi t)$$

故に $E_{ot} = E_o =$ 一定の時は $\frac{\overline{\alpha \varphi t^D}}{\alpha \varphi t^D} = \alpha^D \varphi t$, $\frac{\overline{\alpha \varphi t^B}}{\alpha \varphi t^B} = \alpha^B \varphi t$ となる。

収縮量は次式によつて與へられる。

$$(62) \quad w_{st} T = w_s T \cdot \frac{\varphi u^D}{m} \dots \text{中心圧縮に対して}$$

$$(62a) \quad \Delta w_{st} T = \Delta w_s T \cdot \frac{\varphi u^B}{m} \dots \text{彎曲に対して}$$

鉄筋及びコンクリートの應力の比 n_t^D , n_t^B は下の如し。

$$(63) \quad n_t^D = \frac{\sigma_{te}^D}{\sigma_{oe}^D} = n_o^D \cdot \frac{1 + \varphi u^D \left(1 + \frac{w_s T}{m} \cdot \frac{E_o}{\sigma_{ob}^D} \right)}{1 - S^D \varphi u^D \left(1 + \frac{w_s T}{m} \cdot \frac{E_o}{\sigma_{ob}^D} \right)}$$

茲に $n_o^D = \frac{\sigma_{oe}^D}{\sigma_{ob}^D} = \frac{E_e}{E_o}$

$$n_t^B = \frac{\sigma_{te}^B}{\sigma_{ob}^B} = n_o^B \cdot \frac{1 + \varphi u^B \left(1 + \frac{\Delta w_s T}{m} \cdot \frac{E_o}{\sigma_{ob}^B} \right)}{1 - S^B \varphi u^B \left(1 + \frac{\Delta w_s T}{m} \cdot \frac{E_o}{\sigma_{ob}^B} \right)}$$

茲に $n_o^B = \frac{\sigma_{oe}^B}{\sigma_{ob}^B} = \frac{E_e}{E_o}$

$n_t^D = \infty$ の時はコンクリートに應力作用せず又 $n_t^B = \infty$ の時は彎曲を受けてゐるコンクリートにも應力がなくなる。故にこの爲めの條件は

$$(64) \quad 1 - S^D \varphi u^D \left(1 + \frac{w_s T}{m} \cdot \frac{E_o}{\sigma_{ob}^D} \right) = 0$$

$$(64a) \quad 1 - S^B \varphi u^B \left(1 + \frac{w_s T}{m} \cdot \frac{E_o}{\sigma_{ob}^B} \right) = 0$$

又妨げられた中心収縮量は (65) $w_{st} T = w_s T \cdot \frac{\varphi u^D}{m}$ となる。

同様にしてコンクリートに於ては

$$(65a) \quad \Delta w_{st} T = \Delta w_s T \cdot \frac{\varphi u^B}{m}$$

故に静定系に對してはこれで問題は全部解決したことになるが、不静定系に於ては外部よりのモーメント及び荷重がコンクリートから鉄筋へ移動する力を生ずるのみでなく、クリープ及び収縮によつて、新に時間と共に變化する附加的の力が生ずるのであつて、この爲めに、既に近似理論で述べたやうに彎曲モーメント及び直應力が時間と共に變化する。これに關しては次章で述べる。

表-11 は圧縮を受けてゐる柱の回轉抵抗力 S^D 及び α の値を示してゐる。彎曲を受ける柱に對する表は、鉄筋の彎曲強度を求むるために中立軸から鉄筋迄の距離が常に變化する故、これを作製することは出来ない。しかし、 S^B の値が求められれば次の表-12a は彎曲にも利用される。妨げられたるクリープ量と全く同様な關係に於て、妨げられたる収縮量も又求められる。即ちこの2つの表と、上記の諸式を用ふれば比較的短時日にし

表-11.

Ermittlung der Dehnungseffizienzen S^D, n_o^D								
	$\mu =$	0,50	1,00	1,50	2,00	3,00	4,00	5,00%
$n_o = \frac{E_e}{E_o} = 15$	n_o^D	0,073	0,150	0,225	0,300	0,450	0,600	0,750
	α	0,0098	0,1304	0,1837	0,2368	0,3103	0,3750	0,4281
10	n_o^D	0,050	0,100	0,150	0,200	0,300	0,400	0,500
	α	0,0076	0,0909	0,1304	0,1697	0,2368	0,2857	0,3333
5	n_o^D	0,040	0,080	0,120	0,160	0,240	0,320	0,400
	α	0,0068	0,0741	0,1071	0,1379	0,1935	0,2474	0,2857
0	n_o^D	0,030	0,060	0,090	0,120	0,180	0,240	0,300
	α	0,0061	0,0566	0,0826	0,1071	0,1542	0,1935	0,2308

てすべての應力を計算することが出来る。次にこれを計算例を以て示さう。

計算例：—圖-40 の断面には垂力 $N=400t$ 及びモーメント $M=45t \cdot m$ が作用してゐる。

$$F_e = 100 \text{ cm}^2 = 0.01 \text{ m}^2, \quad F_b = 0.95 \text{ m}^2$$

$$J_e = 0.00122 \text{ m}^4, \quad J_b = 0.05 \text{ m}^4 \text{ にして } n_o = 8$$

とし、鉄筋比は $\mu = \frac{0.01}{0.95} = 0.0105$ となる。

表-12.

Table with multiple columns for material properties and load factors, including values for concrete and steel under various conditions.

表-13.

Table with columns for load factor n0 and various parameters, showing values for different load levels and material properties.

t=tに於ける應力は

σte = σob^D ± σte^B = -1410 ± 520

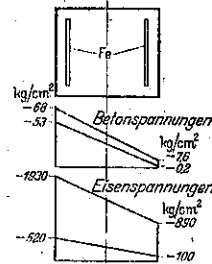
= -1930 kg/cm^2

σtb = σob^D + σtb^B = -26.6 ± 26.4

= -53.0 kg/cm^2

圖-40には t=0 及び t=t に於けるコンクリート及び鉄筋の應力を示してある。又この移動力の作用については表-13 に詳細に示してある。

圖-40.



故に引張及び彎曲抵抗率は

SD = De / Dob = n0 * μ = 8 * 0.0105 = 0.084

SB = (Ke / Kob) * (Je / Eb) * (Jc / Jb) = n0 * (Jc / Jb) = 8 * (0.0012 / 0.050) = 0.195

収縮量を wsT = 30 * 10^-6, クリーブ量を m = 2. とし、又弾性率の増加を Lon = 1.5 E0 と假定する。

表-12 より挿入法により

SD = 0.084 に対して φuD = 1.73, α^D = 0.0775

SB = 0.195 に対して φuB = 1.47, α^B = 0.163 なる故

POe = 400 * α^D = 31 t,

MOe = 45 * α^B = 45 * 0.163 = 7.3 t.m

POb = 400 (1 - α^D) = 369 t,

MOb = 45 (1 - α^B) = 37.7 t.m

σoe = σoe^D + σoe^B = -3100 ± 2100 = -520 kg/cm^2

σob = σob^D + σob^B = -37.8 ± 30.2 = -68 kg/cm^2

1 + (wsT / m) * (E0 / σob^D) = 2.04 茲に E0 = E0e / 8

ープ及び収縮のため無應力状態になり得ると言ふ事實は既にグラフによつて確められた處である。即ち、鉄筋がその弾性限度に達すると、流れ始める。流れたコンクリートはそれ以上應力の變化なしに、クリーブに従つて、故に鉄筋にも又コンクリートにも應力に變化なき不變状態に入つたのである。

IV. コンクリートの収縮及びクリーブに基因するコンクリートから巨大柱表装石への内力移動。

表面が石で被はれて居る大きなコンクリート柱に於ても鉄筋コンクリート柱に於けると同様な現象が起る。次に中心應縮を受ける杭について研究して見やう。先づ

Dob = E0 * Fb ... t=0 に於けコンクリート断面の引張強度にして Dob = Eoe * Fb にて t=t に於ける値とし、又

Ds = Es * Fs ... 表装石の引張強度にして一定値とす。

又 n0 = Es / E0, μ = Fs / Fb とすれば t=0 に於ては

石断面では $P_{OS} = P \cdot \frac{D_S}{D_S + D_{ob}} = P \cdot \frac{S}{S+1} = P \cdot \alpha$

コンクリート断面では $P_{ob} = P \cdot \frac{1}{S+1} = P(1-\alpha)$

茲に $S = \frac{D_S}{D_{ob}} = \frac{E_S \cdot F_S}{E_o \cdot F_b} = n_o \cdot \mu$

コンクリートの収縮量は $w_s T$ にして、石のそれは $K_s w_s T$ である。又クリープの量は夫々 φ_t , $K \varphi_t$ とする。高さ dh のコンクリート及び石断面は微小時間 dt 間に等しい収縮量を示すと云ふ條件から、次の如き全く (55) 式と同形の微分方程式を得る。

$$w_s T \frac{d}{dt} \left(\frac{\varphi_t}{\varphi_n} \right) + \frac{P_{os}}{D_{ob}} \frac{d\varphi_t}{dt} - \frac{P_t}{D_{ob}} \frac{d\varphi_t}{dt} - \frac{dP_t}{dt} \cdot \frac{1}{D_{ob}} = K_s w_s T \cdot \frac{d}{dt} \left(\frac{\varphi_t}{\varphi_n} \right) + \frac{P_{os}}{D_S} \cdot K \cdot \frac{d\varphi_t}{dt} + \frac{P_t}{D_S} \cdot K \cdot \frac{d\varphi_t}{dt} + \frac{dP_t}{dt} \cdot \frac{1}{D_S}$$

再び $D_{ob} = D_o \cdot (1 + \psi_t)$ とおけば

$$\frac{dP_t}{dt} [D_S + D_{ob}(1 + \psi_t) + P_t(D_S + K D_{ob}) + \psi_t \frac{d\varphi_t}{dt} - P_{ob} D_S (1 + \psi_t) \frac{d\varphi_t}{dt} + P_{os} K D_{ob} (1 + \psi_t) \frac{d\varphi_t}{dt} - (1 - K_s) \frac{w_s T}{m} \cdot D_S (1 + \psi_t) \frac{d\varphi_t}{dt} D_{ob} = 0$$

然るに $D_{ob} = P_{ob} \frac{E_o}{\sigma_{ob}^D}$ 且 $P_{os} = P_{ob} \cdot S^D$ なる故

$$(67) \left\{ \begin{aligned} & \frac{dP_t}{dt} [S^D + (1 + \psi_t)] + P_t (S^D + K) (1 + \psi_t) \\ & \times \frac{d\varphi_t}{dt} - P_{ob} S^D [(1 - K) + (1 - K_s)] \\ & \times \frac{w_s T}{m} \cdot \frac{E_o}{\sigma_{ob}^D} \cdot (1 + \psi_t) \cdot \frac{d\varphi_t}{dt} = 0 \end{aligned} \right.$$

この式の解は前と同様にして得られる。この式に於て K 及び K_s を 0 とおくと先の鉄筋コンクリート柱に

表-14.

Die Stiefigkeiten $S^D = n_o \mu$

	n	μ	0.10	0.15	0.20	0.25
$n_o = 3$	$n_o \mu =$	0.3	0.45	0.60	0.75	
	$\alpha =$	0.2308	0.3103	0.3750	0.4286	
$n_o = 2$	$n_o \mu =$	0.20	0.30	0.40	0.50	
	$\alpha =$	0.1667	0.2308	0.2857	0.3333	
$n_o = 1$	$n_o \mu =$	0.10	0.15	0.20	0.25	
	$\alpha =$	0.0909	0.1304	0.1667	0.2000	
$n_o = 0.5$	$n_o \mu =$	0.05	0.075	0.100	0.125	
	$\alpha =$	0.0476	0.0698	0.0909	0.1111	

於ける (55a) 式と全く一致する。故に、これによつてこの K 及び K_s の影響を考慮することが出来る。これ

は石のクリープ及び収縮量はコンクリートのそれに比し著しく小さく且つ石材に関する材料定数も明瞭でないから、この省略せるものを用ひて差支へない。そこで先の表を此處でも又利用出来ることになる。次に例を以て示さう。

圖-41 に示す如き杭が垂直力 25 000 t 及び曲げモーメント 20 000 t·m を受けるものとする。コンクリートの $E_o = 210 000 \text{ kg/cm}^2$ とし、花崗岩の弾性率を 420 000 kg/cm^2 とする。即ち $n_o = 2$ とする。

$m = 1$ にすぎぬとすればコンクリートの収縮量は、 $w_s T = 18 \times 10^{-5}$ となり、又不對稱性収縮 $\Delta w_s T$ は 0 となる。厚きは平均 0.50 m とすれば、

$F = 120 \text{ m}^2, F_b = 98 \text{ m}^2, F_s = 22 \text{ m}^2$

又 $S^D = n_o \mu = 0.45, \alpha^D = \frac{S^D}{S^D + 1} = 0.310$ にして

$J = 640 \text{ m}^4, J_b = 400 \text{ m}^4, J_s = 240 \text{ m}^4$

$S^B = \frac{K_s}{K_{ob}} \cdot \frac{E_s J_s}{E_o J_b} = 1.20, \alpha^B = \frac{S^B}{S^B + 1} = 0.546$

φ_{ti} の表より中間挿入法により

$S^D = 0.45$ に対しては

$\varphi_{ti}^D = 0.59$

$S^B = 1.20$ に対しては

$\varphi_{ti}^B = 0.35$

故に $t = 0$ に於いては

$P_{oS} = 25 000 \times \alpha^D$

$= 7 750 \text{ t,}$

$P_{ob} = 25 000 \times (1 - \alpha^D)$

$= 17 250 \text{ t}$

$M_{oS} = 20 000 \times \alpha^B$

$= 11 920 \text{ t·m}$

$M_{ob} = 20 000 \times (1 - \alpha^B) = 8 080 \text{ t·m}$

又 $t = 0$ に於ける應力は

$\sigma_{oS} = \sigma_{oS}^D \pm \sigma_{oS}^B = -35.2 \pm 19.8 = -15.4 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_{ob} = \sigma_{ob}^D \pm \sigma_{ob}^B = -17.6 \pm 7.0 = -10.6 \text{ kg/cm}^2$

又 $1 + \frac{w_s T}{m} \cdot \frac{E_o}{\sigma_{ob}^D} = 2.19$

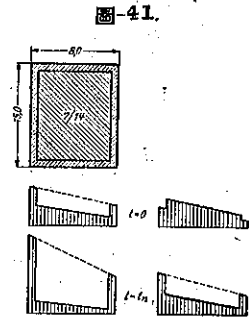
$t = t_n$ に於ける應力は

$\sigma_{tS} = \sigma_{tS}^D \pm \sigma_{tS}^B = -81.0 \pm 27.3 = -53.7 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_{tb} = \sigma_{tb}^D \pm \sigma_{tb}^B = -7.3 \pm 5.9 = -1.4 \text{ kg/cm}^2$

圖-41 に以上の結果を示してある。

次に同じ例について軟かい石灰石について計算して



見れば、これでは $E_s=140\,000\text{ kg/cm}^2$ である故 $n_0=0.67$ にして

$$S^D = n_0 \mu = 0.15, \quad \sigma^D = 0.130, \quad \varphi u^D = 0.81$$

$$S^B = 0.40, \quad \alpha^B = 0.286, \quad \varphi u^B = 0.62 \quad (\text{表-12a より})$$

$$\therefore P_{0S} = 3\,250\text{ t}, \quad M_{0S} = 5\,700\text{ t}\cdot\text{m}$$

$$P_{0b} = 21\,750\text{ t}, \quad M_{0b} = 14\,300\text{ t}\cdot\text{m}$$

$$\sigma_{0S} = \sigma_{0S}^D + \sigma_{0S}^B = -14.8 \pm 9.5 = -\frac{24.3}{5.3}\text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{0b} = \sigma_{0b}^D + \sigma_{0b}^B = -22.2 \pm 12.5 = -\frac{34.7}{9.7}\text{ kg/cm}^2$$

これを圖示すれば圖-41 右圖の如くである。以上の結果を見るに、クリープの量は $m=1$ にして非常に小さく、且 2 番目の例にては弾性率の小さい石灰石を用ひたにも拘らず、コンクリートは非常に大きな應力を受け、且石材の應力はコンクリートの 2 倍以上に達し、花崗岩を用ふる時は 8 倍にも達する。

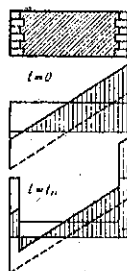
橋梁完成後ある時間をおいて柱に荷重がかかる時にはこの例の如くクリープ及収縮は僅少であるが、建設を急ぐ時には表装石にも大きな應力を生ずるばかりでなく、コンクリートには引張力さへも生ずる。以下完成せる柱について考へて見るに、これに於ても、硬化したコンクリートが新しくつけられた層によつて荷重を受けることとなり且つ養生期間を誤つてゐる故非常に大きなクリープを受けることになる。この時もし材料常数が既知ならば上記の微分方程式によつて縁端應力を求め得る。しかし、これが未知の時は上部構造の荷重は全く柱によつてのみ擔はれることになり、その上引張力が生ずることもあり得る。しかし、表装石の應力が増大してゐるにも拘らずコンクリートから表装石へ内力が移動することは殆んど總ての場合好都合なのである。と云ふのは圖-42 からもわかるやうにこのため表装石は應力から解放されるからである。このやうにコンクリートのクリープ及び収縮によつて、建造物の要求度は普通の計算の數倍にも高まり得るから、常に石の強度及び建造物の強度が充分であるや否やを檢する必要がある。

又特に注意すべきは、鉄筋コンクリート柱が非對稱性断面を有するか或ひは大きな柱の場合には鉄筋及びコンクリートの慣性モーメントは常に、共通の 0-線の軸に関するものであると云ふことである。

E. 鉄筋コンクリート拱に於けるコンクリートから鉄筋への内力移動の影響。

今迄は無筋アーチと假定したが次

圖-42.



に B 及 C 章の理論を鉄筋の影響を考慮に入れてこれを完全なものにして見やう。

I. 近似理論の基礎に及ぼす移動力の影響。

この近似理論は既に B. I. に於て取扱つたが、三鉸拱に於ては φu を φu^D で置換へる。クリープの量と比例してゐると認められる収縮量はこの妨げられたるクリープ量に比例することになる。即ち

$$w_{sl}T = w_sT \cdot \frac{\varphi u^D}{m} \quad \text{とおかれる。}$$

これに反して不静定拱にては移動力によつて附加される不静定性附加力が生ずる。そこで先づ (11) 式に於て $H=1$ による拱短縮 δ_{11} を直圧力による $\delta_{11}^a = \int \frac{dS \cos^2 \varphi}{E_0} \cdot \frac{F(x)}{K_{ob}}$ と、彎曲による部分 $\delta_{11}^b = \int \frac{Z^2 dS}{E_0 \cdot J(x)}$ とに分けねばならない。然る時は先の (12) 式の代りに次の微分方程式が成立する。

$$\begin{aligned} & \frac{w_s T l}{m} \cdot \frac{d\varphi u^D}{dt} + H_0' \frac{d\varphi u^D}{dt} \int \frac{dS}{D_{ob}} \\ & + \frac{d\varphi u^B}{dt} \int \frac{M_g \cdot Z}{K_{ob}} \cdot dS \\ & + (H_e + H_w) \cdot \left[\frac{d\varphi u^D}{dt} \int \frac{dS \cdot \cos^4 \varphi}{D_{ob}} \right. \\ & + \frac{d\varphi u^B}{dt} \int \frac{Z^2 dS}{K_{ob}} \left. \right] + H_t \left[\frac{d\varphi u^D}{dt} \int \frac{dS \cdot \cos^2 \varphi}{D_{ob}} \right. \\ & + \left. \frac{d\varphi u^B}{dt} \int \frac{Z^2 dS}{K_{ob}} \right] + \frac{dH_t}{dt} \left[\int \frac{dS \cdot \cos^2 \varphi}{D_{ob}} + \int \frac{Z^2 dS}{K_{ob}} \right] \\ & = 0 \end{aligned}$$

この式には次の如き假定の成立を條件とする。即ち、拱全體に對して鉄筋比は一定であると云ふ事、或ひは φu^D 及 φu^B は少くとも近似的には拱の全長に於て大きさが等しいと云ふ事である。しかし、もし φu を以て計算しても充分精密な値が得られる。 $\int \frac{M_g}{K_{ob}} \cdot dS = 0$ なる故死荷重モーメントは再び省略する。而る時は $\frac{w_s T l}{\delta_{11}} = -H_S$ にして且 $H_0' \int \frac{dS}{D_{ob}} = -H_0 \cdot \delta_{11}$ 又先と同様 $E_{ob} = E_{ob} \cdot (1 + \psi_t)$ 或は $K_{ob} = K_{ob} \cdot (1 + \psi_t)$ とおけば、

$$(68) \quad \left\{ \begin{aligned} & \frac{dH}{dt} + \frac{H_t}{\delta_{11}} \left[\delta_{11}^a \cdot \frac{d\varphi u^D}{dt} + \delta_{11}^b \frac{d\varphi u^B}{dt} \right] (1 + \psi_t) \\ & + \frac{H_e + H_w}{\delta_{11}} \cdot \left[\delta_{11}^a \cdot \frac{d\varphi u^D}{dt} \right. \\ & + \delta_{11}^b \cdot \frac{d\varphi u^B}{dt} \left. \right] \cdot (1 + \psi_t) \\ & - \left(H_e + \frac{H_S}{m} \right) \cdot \frac{d\varphi u^D}{dt} \cdot (1 + \psi_t) = 0 \end{aligned} \right.$$

この式は (12) 式と同様にして積分出来る。特に $\varphi u^B = \varphi u^D = \varphi u$ なる時は全く (12) 式に一致し、且 H_0 を省

略すると

$$(68a) \quad \frac{dH_t}{dt} + H_t(1+\psi_t) \cdot \frac{d\varphi u}{dt} + \left(H_w - \frac{H_s}{m}\right) \cdot (1+\psi_t) \cdot \frac{d\varphi u}{dt} = 0$$

唯だ φ_t の代りに φu を置きかへるのみである。もし鉄筋が断面に一様に分布して居る時には $\varphi u^D = \varphi u^B$ となる。これは中空拱にも近似的に成立する。故に鉄筋が非常に密に入つて居る時には (68a) 式による解も許容し得るが唯だ厳密理論の場合と同様に近似理論の場合に於ても φ_t 及 m の代りに表-12 の φu 及 m を用ふ可きである。

これに反して充實拱に於ては鉄筋はクリーブに對して大きな抵抗力を示さないし又鉄筋の量も少い故 φu^D 或ひは φu^B は φ_t に比し遙かに小さい。故に精密な研究は不要である。次に φu^D 及 φu^B の作用を明らかにしたい。この爲めには、もしスパン變化に及ぼす拱壓力の影響を無視し且 $\delta u^a = 0$, $\delta u^b = \delta u$ と置くらば次式を得る。

$$(69) \quad \frac{dH_t}{dt} + H_t \cdot \frac{d\varphi u^B}{dt} \cdot (1+\psi_t) + (H_e + H_w) \cdot \frac{d\varphi u^B}{dt} \cdot (1+\psi_t) - H_e + \left(\frac{H_s}{m}\right) \cdot \frac{d\varphi u^D}{dt} \cdot (1+\psi_t) = 0$$

この式は次の如き型式の線型微分方程式である。

$$\frac{dy}{dx} + y \cdot p(x) + q(x) = 0 \quad \text{この式の解は}$$

$$y = e^{-\int p(x) \cdot dx} \left[C - \int q(x) \cdot e^{\int p(x) \cdot dx} \cdot dx \right]$$

もし φu^D と φu^B との間の關係を明にし得れば直ちに上の積分の値を求める事が出来る。圖-43 には $E_{ot} = E_0$ 一定なる場合に對して表-12 の φu の値が示してある。これより S^D 及 S^B を基として φu^D 及 φu^B の關係を求め得る。即ち、これらの値の變化が小さい範圍内では $\varphi u^D = \varepsilon \varphi u^B$ とおくことが出来る。

茲に ε は 1 よりやゝ大きい値である。然る時は上式は

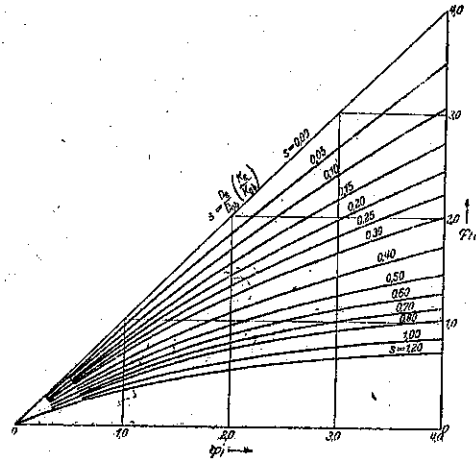
$$(69a) \quad \frac{dH}{dt} + H_t \cdot \frac{d\varphi u^B}{dt} \cdot (1+\psi_t) + \left[H_w - \frac{H_s}{m} \cdot \varepsilon - H_e \cdot (\varepsilon - 1) \right] \cdot \frac{d\varphi u^B}{dt} \cdot (1+\psi_t) = 0$$

この式の型は $\frac{dy}{dx} + y \cdot p(x) + Kp(x) = 0$ である。

この解は $y = K \left[C \cdot e^{-\int p(x) \cdot dx} - 1 \right]$ なる故

$$H_t = \left[H_w - \frac{H_s}{m} \cdot \varepsilon - H_e \cdot (\varepsilon - 1) \right] \times \left\{ C e^{-\int (1+\psi_t) \cdot d\varphi u^B} - 1 \right\}$$

圖-43.



常數 C は $t=0$ に對して $H_t=0$ 或ひは $\varphi u^B=0$ に對して $H_t=0$ より與へられ $C=1$ となる。故に

$$(70) \quad H_t = \left[\frac{H_s}{m} \cdot \varepsilon + H_e \cdot (\varepsilon - 1) H_w \right] \times \left[1 - e^{-\int (1+\psi_t) \cdot d\varphi u^B} \right]$$

この式はその成立に於て全く (14) 式と一致するが、只 φ_t の代りに φu^B が、又 $\frac{H_s}{m}$ に ε なる係數が入つたのみである。尚この他に (14) 式では H_e は全く省略されて居る。即ち拱屈縮による水平推力はクリーブによつて影響を受けぬとされたのであるが、茲ではこれは成立しない。

$t=0$ に於ては $H_t=0$ である。故に時間と共に變化する推力 H_{st} , H_{wt} , H_{st} を得る。

$$(70a) \quad H_{st} = \frac{H_s}{m} \cdot \varepsilon \cdot \left[1 - e^{-\int (1+\psi_t) \cdot d\varphi u^B} \right]$$

$$t=0 \text{ では } H_{st}=0$$

$$(70b) \quad H_{wt} = H_w \cdot e^{-\int (1+\psi_t) \cdot d\varphi u^B}$$

$$t=0 \text{ では } H_{wt}=0$$

$$(70c) \quad H_{et} = H_e \cdot \left[1 - \frac{\varepsilon - 1}{\varepsilon} \cdot e^{-\int (1+\psi_t) \cdot d\varphi u^B} \right]$$

$$t=0 \text{ では } H_{et}=0$$

積分 $e^{-\int (1+\psi_t) \cdot d\varphi u^B}$ は既に (14b) 式で求めておいた。故にこれより

$$(70d) \quad E_{ot} = E_0 \cdot (1 + \psi_t)$$

$$e^{-\int(1+\psi_e)\psi_e t^B} = e^{-\varphi t^B(1+\frac{\delta}{2}\varphi t^B)}$$

$$(70e) \quad E\sigma_t = E\sigma_0 = \text{一定} (\varphi_t = 0),$$

$$e^{-\int(1+\psi_e)\psi_e t^B} = e^{-\varphi t^B}$$

(70) 式を見るに H_{wt} では φ_t の代わりに φu^B が入つてゐる以外 先の (16) 及 (19a) 式と同じである。 H_{st} にはこの他に $\varepsilon > 1$ なる係数が入つてゐて、これは収縮のため自身短縮した拱に永久に不變なスパンを保たしむる爲めに、彎曲抵抗が高められた事に基因して、一層大きな水平力 H_{st} が作用せねばならぬことを示して居る。これで拱不静定力に及ぼす鉄筋の影響は明らかになつたのである。又 φu^D と φu^B の差に關しては、それに対する影響が小さい故何等考慮するを要しないが大スパンの場合問題となる中空拱にては $\varphi u^D \approx \varphi u^B$ にして、且、大スパンの拱にては一般に鉄筋は少く實際には φu^D と φu^B の差は僅少にして又 φu と φt とも同様に殆んど差はない。

II. 嚴密理論の成立に及ぼす移動力の影響。

各節について一言すれば、C. II. の場合には、(48) 及 (49) 式にては (50) 及 (51) 式に於ける如く φ_t を φu^B にて置きかへるのであつて、これには表-12 を借用することが出来る。唯だ必要な事は $S^B = \frac{K_e}{K_{ob}}$ を定めることである。

C. III. に對しては、モーメント H_{wZ} では φ_t を φu^B で置きかへるが $H_e Z$ 及 $H_s Z$ では φu^D と φu^B との差の影響が著しくなる。

C. IV. では三鉸拱の嚴密理論でも、不静定拱のモーメントに關しても何等難しい數學は不要であるが、唯 φu^D が φu^B の影響が著しくなる故、鉄筋の作用を詳細に追求すべきである。しかし、これらの注意からもわかるやうに中空拱では φu^D と φu^B の差は何等の役も果さず且充實拱では鉄筋はごく少い故、材料定数の誤りが大きな影響を與へる。これを除くには手間のかかる撓亂率の計算を必要とする。そこで鉄筋及彎曲モーメントに及ぼすその影響は簡単に φ_t を φu^B にて置換することによつて考慮することが出来ることを確言して此の章を終る。

F. 結 論

上の理論は全く一般に任意の拱に對しても成立するものであつて、近似理論は簡單ではあるが、クリープを考慮してある故普通の弾性理論よりは遙に精密な結果を表し得るものである。嚴密理論も各表を利用すれば何等困難な計算をも要しないが、唯、完全に塑性的撓亂

による曲げモーメントを求むる爲めには弾性的變形を逐次近似計算によつて求めるを要する。この一般解を求むるには固有函數を導入することにより $\frac{d^2 v}{dt dx^2} + \frac{d}{dt} \times \left[\frac{M(x)}{E \cdot J(x)} \right] = 0$ を一次の線型微分方程式に導く事に成功すると云ふ事である。

塑性現象を考へに入れる事が如何に重要な事かは既に圖-38 によつて明らかであるが、この場合、支點移動による無鉸拱の起拱點に於ける彎曲モーメントは普通の弾性理論によるものと反對の符號を有することを示し得るのである。

これらの計算に於ける假定はすべて材料に關する常數についてであつて、これは實驗室内に於ける測定及び實際の構造物を越えず監視、測定することによつて求められる。更にコンクリートに對して嚴密な規格を設けることが望ましいのであつて、かくすれば建設の最初に於て、既に與へられたる場所特に其所の空氣濕度に於けるクリープ及び収縮作用を正しく評價することが可能である。

雜

(20) 鐵塔の脚の應力によつてセメント貯藏倉庫の貯藏量を計量すること

("Strain in Steel Tower Legs Measures Cement E. N. R. July, 19, 1941 p. 62")
新妻幸雄抄

シヤスタ堰堤ではセメントを入れたサイロ倉庫を支へて居る鋼鐵構造塔の脚の變形を測微計で讀んで貯藏して居るセメントの重さ(従つて容積)を知る方法を用ひて居る。グランドクーリーの堰堤で、アメリカの Bureau of Reclamation が實行した計畫に従つてシヤスタのセメント貯藏のサイロ倉庫で、16 呎の鋼鐵棒の上端を各サイロを支へる塔の主脚にボルト締めとし、棒の下端を腕金に近付けてその隙間が測微計で讀める様にする。斯うすれば、應力による鐵塔の脚の 16 呎の變形が正確に測定出来る。サイロの中のセメント量の種々な値に對する測微計の讀みを取つて置けば、測微計の讀みから大體のセメント量を決定することが出来る。鋼鐵棒は各サイロ 4 本の脚全部に取付け、サイロの中にセメントが不平均に入つて居る場合平均の讀みが取れる様にする。

太陽光線による鋼鐵の溫度變化を除去するため、讀み

は夜に取る。此の方法は、サイロが殆んど空か殆んど一杯である場合以外は充分正確であることが分つた。言葉を換へると、200 000 ポンド〜2 000 000 ポンドのセメントが入つてゐる時は読みは信頼し得る。

勿論、船荷を運搬する曳船にセメントの重量の記録はあるし、堰堤の混合機でもセメントの重量を計る。かくしてサイロの計量器とは別に2つの正確な計量をする。サイロの歪による計量は一般にセメントの貯蔵量の月々の検査の場合に用ひられるのであるから正確な数字は必要でない。



圖-44.

(21) 高水頭の揚水ポンプの例

(R. F. Hornberger; "High-Head Pumping for Flathead Project." Civ. Eng., July 1941, p. 417~420. 谷本勉之助抄)

米國モンタナ州の西北部の Flathead 計畫に於けるポンプ揚水施設に就て記述する。Flathead 河に堰堤を築造して貯水池を作りこの水を上方の Flathead 湖に揚水するのが本計畫である。圖-45 は揚水施設の全景である。塵除け、取水口を通りポンプで揚水された水は直径4呎、長さ630呎の鐵管路を通じて上方の開渠に入る。開渠長さ約2.5哩を経て Pablo 貯水池に貯水され灌漑の用に供される。ポンプの出口にはフラブ式の逆止弁を設け管路上方終端には30吋の空氣弁をつける。これ以外にはどこにも弁はない。ポンプの始動は吸上部とポンプ外殼に水を張り管路は空虚の状態で行ふ。ポンプ室の圖面を圖-46 に示す。電動機は鉛直同周期型で、定格3000馬力900回轉毎分、電壓2400V、力

圖-45. ポンプ揚所

説明：電力は34500Vの木柱送電線で送られ電動機側で2400Vに下げる。



率である。圖-47 は電動機床の概観を示す。受電は Kerr 堰堤發電所近くの變電所から受ける。建家のコンクリート構造物は計畫洪水に對して浸水しない様に各電動機毎に隔壁を設け水密を確保する。機器の荷重を支へる床の桁は最大撓みを0.007吋に押へた。建家の基礎岩盤は龜裂が多かつたので基礎工、壁には特殊の鋼補強を施した。3臺の電動機の定格能力は孰れも全揚程335呎、毎分900回轉に於て67呎/秒である。揚程の範圍は322~341呎、吸上高は正の値で6呎よりも小さいことはなく通常8呎以上を使用する。ポンプ機器の大きが既設のものに比し遙かに大きいので模型試験を行ふ必要があつた。模型の縮尺は900回轉のポンプの場合最小3で720回轉の場合最大3を選んだがこの

圖-46. 第2號機の縱断面圖

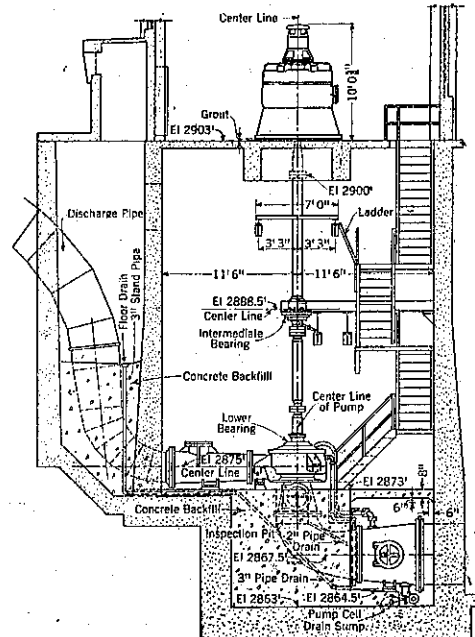
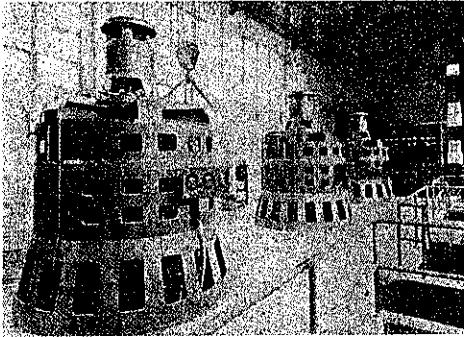


圖-47.



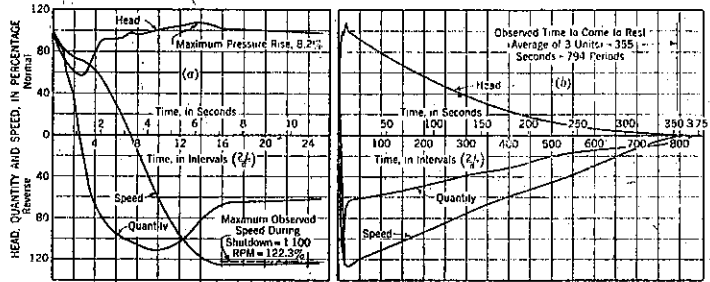
限度は実験室の設備に制限を受けて決められたのである。ポンプの設計で苦心したのは回転の制限速度と軸の太さの関係である。中間の軸承は種々の理由から無くするのがよいと考えられるがその主な理由は簡単なこと、壽命が長くなること、軸承から起る面倒がなくなることである。もし軸受けを無くすれば軸の直径は 720 回転毎分では 17 吋、900 回転では 21 吋以下で間に合ふ。又軸受けを適當に工夫すれば直径を 8~9 吋丈減じて差支へない。ポンプの無効トルク (breakaway torque) は比較的小さく常時運転の場合の 10% 程度である。回転数の餘裕は電源遮断のとき機器が逆

重力の壓力式とし、軸受け 1 基に對し 1 ガロン毎分の循環速度とした。

鐵管路は機器毎に分離せしめて 3 條としたが、その理は 1 條に纏めると弁の水壓が非常に大きくなり、且つ閉塞に長時間を要し、鐵管路の自重が嵩み過ぎるからである。分離式とした結果各條共長さの 59% は最小原 1/2 吋で間に合つた。

電源が遮断した場合のポンプの回転状態は稍、複雑である。先づ速度が落ち始める、すると負壓の波が鐵管路の頂端に達し反射して反対方向に降る。この波がポンプに達すると水頭を増加を來し、ポンプの速度が減ずるのを拍車する。管路内の水流は方向をかへ間もなく逆流し始める。ポンプは回転方向を變じ急速に最大速度

圖-49.



るに達する。この間の様態は次の様に 3 段にわかれる。

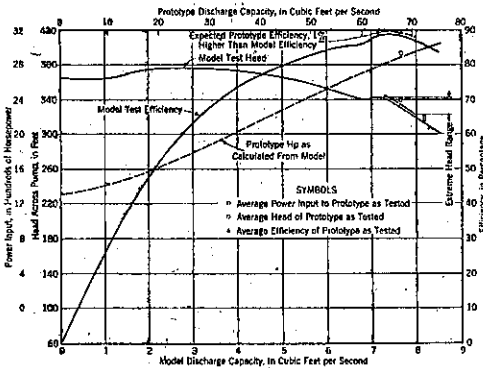
	1	2	3
水流	+	-	-
ポンプ回転	+	+	-

(+ 號は揚水方向、- 號は流下の逆流方向を示す)

この 3 段の様態に對してポンプの特性を調べて設計する爲め模型試験を行つた。同じ様な問題は R. M. Peabody 氏により研究せられたものがある。(Trans. A. S. M. E. 1939 年 2 月號) 電源遮断の場合管路の壓力、ポンプの速度、流量が時間につれて變化する模様は圖-49 に示す。機器の慣性 (WR^2) が大きければ管路内の壓力の上昇は小さいことは注意すべき事柄である。この模型試験では電源遮断の場合の水車の速度變化に関する全過程に亘つて観測することができなかつたが、水車反轉の最大速度及び停止迄に要する時間は観測出來た。又壓力上昇の概略の測定も行へた。これら 3 種の實驗値は數式計算値とよく符合する。

鐵管路の斜距離は 570 呎、地山の法勾配は大凡 1:1.5 で鉛直距離 316 呎である。地山の地質は上方部が氷河

圖-48.



回転する場合を考へて 30% を見込んだ。模型試験の結果 900 回転の方が經濟的であることがわかつた。模型による性能試験の結果を圖-48 に示す。

ポンプの殼は鑄鐵製で静水壓試験は 400 封度/吋² 迄かけ歪を測つた。これは水頭 341 吋に較べて約 2 倍半に當る。軸の潤滑は最小 36 呎の水頭 (油を使用) によ

による粘土より成り微細な砂のレンズ状の塊や裂罅を介在してをり、下方部は含水性の流砂より成る。鐵管の補剛桁の間隔は400呎としたが、これは理論的な經濟的徑間よりも幾らか短いか地山が悪いのと組立の便利の爲めとからこの間隔を決めた。設計條件は管路を連續桁と考へ1固定臺が參つて2徑間分の80呎となつても

材料の彈性限界を超えない様に設計した。各區間は1.5倍の靜水壓試驗を製作工場で行つた。

建設後の運轉狀況は良好で2冬を経過するも何等異狀を認めない。1641年は可成りの湧水を生ずる様豫想せられてゐるにつけても、本施設がこれを補ふべく重大な役割を果すであらうと考へられる。