

抄 録

第 27 卷 第 8 號 昭和 16 年 8 月

應 用 力 學

- (90) 移動桁の影響線 766
- (91) 多層ラーメン計算に對するメルシの公式の簡易化 767
- (92) 鐵道橋の動力學的應力の研究 767
- (93) 張力係數法の應用例 771

水 理

- (94) Ogee 形堰に對する理論的溢流係數 773

コンクリート及鐵筋コンクリート

- (95) 鐵筋コンクリート引張部材に就て 774

施 工

- (96) 土木工事用機械器具及其能率の進歩 776

堰 堤

- (97) 石塊堰堤として設計變更せられたる Mud Mountain Dam 778
- (98) 土堰堤の飽和に要する時間 779

港 灣

- (99) 世界最大のデツバ浚渫船 781

道 路

- (100) セメントに依る路面土壤安定工法 782
- (101) アメリカ陸軍飛行場の築造に就いて 783
- (102) 土壤安定工法に於ける土壤粒度並びに混和材の壓縮強さ及び毛管吸水に及ぼす影響に就て 784

應 用 力 學

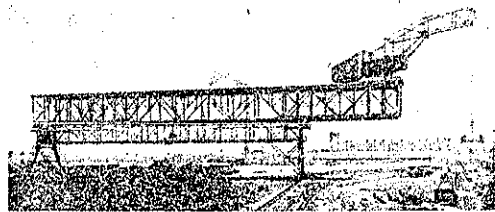
(90) 移動桁の影響線

(Karl F. Echinger; "Die Einflusslinien des Verschiebeträgers." Die Bautechnik, 21 März, 1941. H. 12/13 S. 133~134. 内田一郎抄)

本文にて述べるものは圖-1 に見る如き橋形起重機の移動桁の影響線である。此の橋形起重機は走行桁、移動桁、廻轉起重機の 3 つの構造物よりなり、最下部の走行桁は軌條上を走るものにして、上載構造物の荷重、廻轉起重機の制動力、構造物の受ける風壓等を支脚を経て軌條に傳へる。走行桁の支脚上端には轉子があつて移動桁の底部に設けた帶鐵がそれに載つて居る。而して移動桁は此の轉子上を軸方向に移動する。廻轉起重機はグラブを有する廻轉ジグを備へて居て、移動桁上を往復して直接荷役をつかさどる。圖-1 の廻轉起重機的能力は揚程 17 m の時 7.5 t、10 m の時 15 t である。又走行桁の兩脚間の徑間長は 58 m、移動桁の移動可能な長さは兩側へ 17.6 m 宛である。

此の橋形起重機の計算は各部が移動するので可成面倒である。n 次不靜定トラスの或る部材に就て考へる

圖-1. 移動桁、廻轉起重機を備へたる橋形起重機



時は、その部材の位置、方向に 1 なる變位を生ずる如くその部材を除いた (n-1) 次不靜定トラスの彎曲線を決めて、それを用ひて影響線を求める。廻轉、剪斷、伸縮等の變形に對しては夫々のモーメント、剪斷力、軸力等の影響線が決まる。

近年 Krabbe 氏は“變形法に従つて求めた彎曲線に依る影響線の一般的表示” (Stahlbau 1933, H. 2, S. 9) なる論文を提出して居る。此の論文に従つて桁の或る點に 1 なる彎曲、剪斷等を與へる事に依つてその點に於けるモーメント、剪斷力等の影響線が求まる。

圖-2 は移動桁の左端より x なる點に於けるモーメント影響線を廻轉 1 を有する彎曲線として現はしたものであり、圖-3 は同じく移動桁の剪斷力影響線を示せるものである。

圖-2. 移動桁断面のモーメントに対する彎曲線の變化

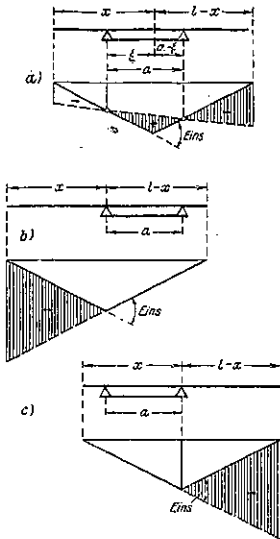


圖-3. 移動桁断面の剪断力に対する剪断曲線の變化

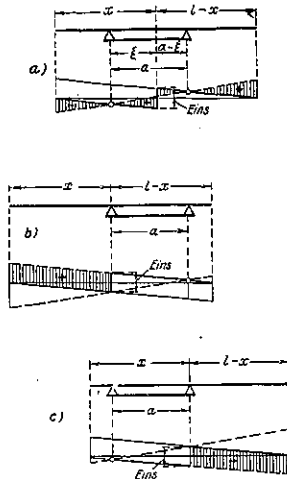


圖-7. 副斜材應力 d に対する影響線の變化 d1, d2

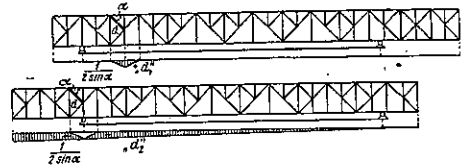
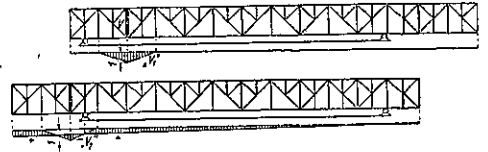


圖-8. 垂直材應力 v に対する影響線の變化 v1, v2



較的簡単に求められ、従つて橋形起重機の問題の解決も容易となる。

圖-4. 上弦材應力 O に対する影響線の變化 O1, O2

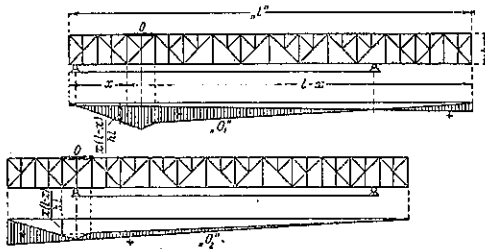


圖-5. 下弦材應力 U に対する影響線の變化 U1, U2

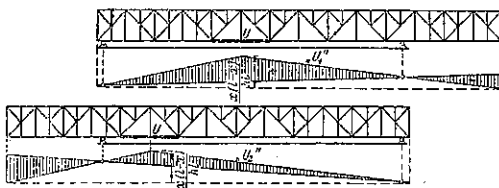


圖-6. 主斜材應力 D に対する影響線の變化 D1, D2

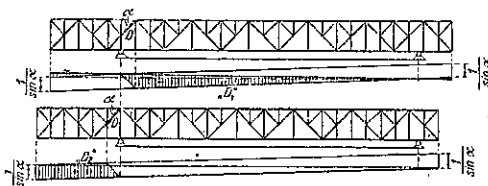


圖-4~8 に掲げたるトラス部材の影響線は荷重が節點に於て働くといふ假定の下に求めたものである。圖-7, 8 に見る如き廢材の場合には、それが支點を離れた位置にある時には單に附近の荷重に對してのみ働くが、もし支點の近くに來ると荷重を支點へ傳へる役をなし、桁上何處に荷重があつてもその影響を受ける。

彎曲線の概念を入れる事に依り移動桁の影響線は比

(91) 多層ラーメンの計算に對するメルシの公式の簡易化

“ Vereinfachung Mörscher Formeln zur Berechnung von Stochwerkrahmen. Beton u. Eisen, 1940, Heft 20, S. 282~283. 大橋 軒平抄

メルシ博士の“連續桁”に於て多層ラーメンの定點と過渡數(又は彎曲性と變位しない角を持つて一般部材組織)の計算に對する様式が説明されてる。それはマイヤー博士著の“部材値”と“端の捩れ強さ”の理解を経ると、次に示されねばならない様に簡易化される。

格間毎に變る二次率を持つて一つの多層ラーメンの計算に對しては次の様式が強ひられるだらう(圖-9)。

隅 E 又は部材 7 に對し: 節點 E に於て分離した部材 5 の撓角水平に緊結された位置 E に於て $M=1$ により:

$$E = \frac{l_6}{6EJ_6} \left(2 - \frac{i_6}{l_5 - i_6} \right),$$

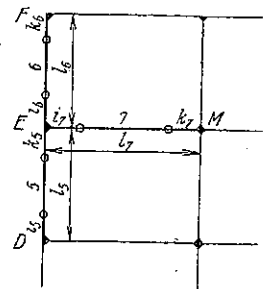
E に於ける部材 6 に就いても同様に

$$E = \frac{l_6}{6EJ_6} \left(2 - \frac{k_6}{l_n - k_6} \right)$$

そして、そこから部材組 5-6 の撓角は $M=1$ により

$$E_{5-6} = \frac{1}{\frac{1}{E} + \frac{1}{E}}$$

圖-9.



更に定點距離;

$$i_7 = \frac{l_7^2}{6EJ_7 E + 3I}$$

横材の隅 E に於て部材 5 又は 6 の方への一つのモーメントの次の指導のために過渡数

$$E \downarrow \mu_5^7 = \frac{\frac{1}{E}}{\frac{1}{E_5} + \frac{1}{E_6}} \quad \text{と} \quad E \uparrow \mu_7^6 = \frac{\frac{1}{E}}{\frac{1}{E_5} + \frac{1}{E_6}}$$

とが役立つ。

倍で導くと;

$$\begin{cases} S = \frac{EJ}{l} \quad (= \text{部材値}) \\ IV = \frac{1}{e} \quad (= \text{捩れ強さ}) \end{cases}$$

それで以て先立つ様式の位置を保つ;

節點 E に於ける部材 5 の抵抗:

$$W_5^E = \frac{1}{E} = \frac{6I_5 J_5}{i_5 (2 - \frac{i_5}{l_5 - i_5})}$$

(1)
$$W_5^E = \frac{6S_5}{2 - \frac{i_5}{l_5 - i_5}}$$

同様に

$$W_6^E = \frac{6S_6}{2 - \frac{k_6}{l_6 - k_6}}$$

部材 7 に對する節點 E の抵抗の總和:

$$W_{5+6}^E = \frac{1}{E} = \frac{1}{E_5} + \frac{1}{E_6}$$

(2)
$$W_{5+6}^E = W_5^E + W_6^E$$

定點:

$$i_7 = \frac{l_7}{\frac{6I_7 J_7}{l_7} \cdot \frac{1}{W_{5+6}^E} + 3}$$

(3)

$$i_7 = \frac{l_7}{3 + \frac{6S_7}{W_{5+6}^E}}$$

過渡数:

(4)
$$E \downarrow \mu_5^7 = \frac{W_5^E}{W_5^E + W_6^E} = \frac{W_5^E}{W_{5+6}^E}$$

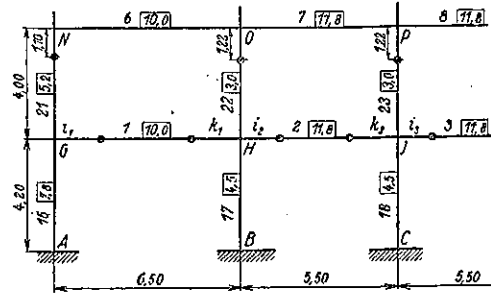
と
$$E \uparrow \mu_7^6 = \frac{W_6^E}{W_{5+6}^E}$$

利益は充分明かである。6 倍の部材値 (一つの換算因数で以て便利に定められたる) を計算して組織圖に適當に記入し、そして觀察して部材の端の附加部材の抵抗を出した。それは方程式 (1) から明かに知られる如く一徑間の程度に従つてそれ等の端は常に 3S と 4S の間に達し、それに対して總ての附加部材の抵抗の總和

(“捩角の相互の値の合計の相互の値” の位置) を作りそれから “明白な” 方程式 (3) で以て定點距離を出した。

モーメントの分配は抵抗の關係に於て方程式 (4) により非常に單純な結果を生じる。一例は解釋に役立つかも知れない。

圖-10.



上にある分配を持てる與へられた一つの多層ラーメン; 定點距離 \$k_{21}, k_{22}, k_{23}\$ は知られてる (又は見積り済み); 求められる定點距離と過渡数。

枠に附けられた数は部材値の 6 倍である

$$6S = \frac{6FJ}{l}$$

計算過程

$$W_{21}^G = \frac{5.2}{2 - \frac{1.10}{2.90}} = \frac{5.2}{1.62} = 3.21 \quad (\text{寸法略})$$

$$W_{16}^G = \frac{7.3}{2 - \frac{1}{2}} = \frac{7.3}{1.5} = 5.20$$

$$W_{16+21}^G = 8.41$$

$$i = \frac{6.70}{3 + \frac{10.00}{8.41}} = \frac{6.50}{4.19} = 1.55 \text{ m}$$

$$W_{1H}^H = \frac{10.00}{2 - \frac{1.55}{4.95}} = \frac{10.00}{1.69} = 5.92$$

$$W_{22}^H = \frac{3.0}{2 - \frac{1.22}{2.78}} = \frac{3.00}{1.56} = 1.92$$

$$W_{17}^H = \frac{4.70}{1.50} = 3.00$$

$$W_{1+17+22}^H = 11.84$$

$$i_2 = \frac{5.50}{3 + \frac{11.8}{10.84}} = \frac{5.50}{4.09} = 1.35 \text{ m}$$

$$W_{2J}^J = \frac{11.8}{2 - \frac{1.35}{4.15}} = \frac{11.8}{1.675} = 7.05$$

$$W_{13}^J = W_{22}^H = 1.92$$

$$W_{18}^J = W_{17}^H = 3.00$$

$$W_{2+18+23}^J = 11.97$$

$$i_3 = \frac{5.57}{3 + \frac{11.4}{11.7}} = \frac{5.57}{3.99} = 1.38 \text{ m}$$

以下同様

唯一の過渡数(符號に注意なく)

$$G \downarrow \mu = \frac{5.27}{5.20 + 3.21} = 0.62$$

$$\uparrow \mu = \frac{3.21}{5.20 + 3.21} = 0.38$$

$$H \downarrow \mu = \frac{5.92}{5.92 + 1.92 + 3.00} = 0.54$$

$$\uparrow \mu = \frac{1.92}{5.92 + 1.92 + 3.00} = 0.18$$

以下同様。

(92) 鐵道橋の動力學的應力の研究

(R. K. Bernhart; "Dynamic Stress Analysis of Railway Bridges", Proc. A. S. C. E., January, 1941, p. 47~6). 内田 一郎 抄

橋梁設計の際問題となる衝撃に依る應力を求める公式は一般に理論及實驗の結果を用ひて出されて居る。本論文にて述べんとするノモグラフを用ひて大略の動力學的應力を求める方法も同様米國並に歐洲に於ける理論及實驗的研究の組合せの結果である。橋梁の設計には次の2段階がある。即ち先づ第一に静荷重及動荷重に對して静力學的應力を求め次に最大衝撃を起す機關車に依つて生ずる動力學的應力を求める。此の際静力學的應力は最重の動荷重を考へて求めるけれども、動力學的應力になると軽い荷重に依つても共振のため最大静力學的應力以上のものが生ずる事がある。以後單軌道の徑間長 60~300 ft のものに就て述べる。

假定:—

- i) 主橋桁は限界速度の時に最大衝撃を受けるものとする。此の限界速度といふのは正弦型に變化する力を與へる蒸氣機關車の不平衡部分の振動数が橋の固有振動数と一致せる時(即ち共振の時)のものである。
- ii) 最大許容速度で走つて居る蒸氣機關車の往復運動をなす部分は最も大きい場合で動輪の垂直荷重の 15% の遠心力を生ずる。
- iii) 橋梁の減衰能力は今迄の實驗値から決める。
- iv) 或る橋梁に對して共振の場合桁の中央にて週期的に荷重が働く時の振動増大率 (Amplifying factor) は 16, その同じ荷重が移動する時は 13 であつた。従つて設計の際の手續をはぶくため此の減少率即ち $13:16 = 0.81$ を用ひて荷重の移動を考へに入れる事とする。
- v) 共振の場合に於ける主桁の振動は垂直面内にて起

るものとし、水平、捩れ等の振動は之を無視する。實際に於て垂直面内の共振に依つて生ずる動力學的應力と他の振動に基因する應力との比は 100:7 位である。

vi) 動力學的に考へて設計する事は徑間長 60~300 ft の靜定の桁及トラス鐵道橋に對してのみ行ふ。徑間長 60 ft 以下の橋梁に對しては通常その限界速度が最大許容列車速度より大きいので考慮する必要はない。

計算式:—

i) 橋梁の固有振動数

$$w_n = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{5}{354} \frac{1}{y}} \quad (\text{cycle/sec}) \dots\dots(1)$$

g = 重力の加速度 (ft/sec²), y = 橋梁の撓み (ft)

兩極値として静荷重のみの場合及静荷重と動荷重とを組合せたる場合を考へる。

ii) 橋梁への動輪の作用より起る限界速度

$$V_c = 0.68 \pi D w_n \quad (\text{mile/hr}) \dots\dots(2)$$

D = 機關車の動輪の直径 (ft)

V_c の極値は D の極値に支配される。限界速度が許容最高列車速度より大きいならば問題にならない。

iii) 蒸氣機關車動輪の不平衡部分に依つて橋梁の受ける垂直衝撃回数

$$N_t = \frac{L}{\pi D} \dots\dots(3)$$

L = 徑間長 (ft)

iv) 共振を形成するに必要な垂直衝撃回数

共振の際に於ける振動増大率 F 及共振を形成するに必要な垂直衝撃回数 N_t は次の通りである(圖-1(a) 参照)。

$$F = \frac{\pi}{\theta} \dots\dots(4a) \quad N_t = \frac{2.3}{\theta} \dots\dots(4b)$$

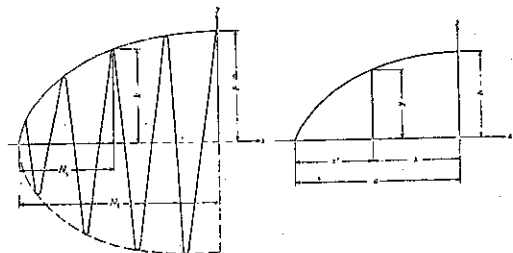
θ = 對數的減衰値 (logarithmic damping decrement)

筆者の實驗に依ると 0.05~0.20 程度の値にして、ここに於ては平均値 0.075 を用ふ。

共振、即ち一定振動増大率に達する迄に要する時間は共振に達する迄に必要な N_t の値に依つて決まる。而して一般に共振に於ける理論的な究極振動増大率の 9 割に到達すれば以後同一振動を續けるものとし、又簡

圖-11. 振動の形成

(a) 衝撃回数(一時的な振動の場合) (b) 橋梁曲線に依る近似



單のために振動増大率は N_i 回交楕圓包絡線に沿つて増大して行くと假定する。即ち圖-11 (b) の如き曲線を考へても誤差は僅少である。

$$\text{圖-11 (b) より } y = \frac{b}{a} \sqrt{a^2 - x^2} \dots\dots\dots(5a)$$

$x' = a - x$ を入れて

$$y = \frac{b}{a} \sqrt{2ax' - (x')^2} \dots\dots\dots(5b)$$

$y = K$, $b = F$, $a = N_i$, $x' = N_i$ とおいて

$$K = \frac{F}{N_i} \sqrt{2N_i N_i - N_i^2} \dots\dots\dots(6)$$

(6) 式に (4a), (4b) 式の値を代入して

$$K = 1.365 \sqrt{2N_i N_i - N_i^2} \dots\dots\dots(7)$$

即ち K は N_i 回数衝動後に於ける振動増大率である。車輪の橋梁上を通過する影響を考慮するために假定 iv) の所で述べた減少率 0.81 を用ひる。即ち

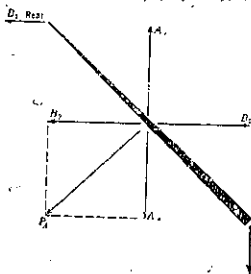
$$K_{10} = 0.81 \times 1.365 \sqrt{2N_i N_i - N_i^2} = 1.11 \sqrt{2N_i N_i - N_i^2} \dots\dots\dots(8)$$

従つて K_{10} は通過車輪の N_i 回衝動後に於ける振動増大率である。

v) 附加的垂直力

機關車のカウンターウェイトは左右動輪に於て 90° 位相を違へて設けてある。即ち圖-12 に見る如くカウンターウェイトのために生ずる遠心力 A_1, B_1 は位相を 90° 異にして居る。

圖-12. 蒸氣機關車に於ける動輪の不平衡力の分布



今動輪の中央に方向反對にして等しい 2 組の力 A_1, A_2 及 B_1, B_2 を作用せしむるとすれば之等諸力は 2 偶力 (A_1, A_2), (B_1, B_2) 及 A_3, B_3 の合成力 $P_A = A\sqrt{2} = 1.4A$ (但し $A_3 =$

$B_3 = A$ と假定) に依つて置きかへられる。偶力 (A_1, A_2) は橋に振れ振動を、偶力 (B_1, B_2) は橋に水平振動を引起すが此の場合に於ては無視して良い。正弦型變化をなし橋の中心線方向に沿つて有効な動輪に垂直なる分力 $P_A = A\sqrt{2}$ は考慮する必要がある。一般に附加的垂直力として 最大許容速度の時 $0.15 P_A$ に等しいと假定される。(假定 ii,) それ故橋梁に依り制約される限界速度の際の遠心力即ち附加的垂直力は次式で表はされる。

$$Z = 0.15 \times N_{10} \times P_A \left(\frac{V_c}{V_m} \right)^2 \dots\dots\dots(9)$$

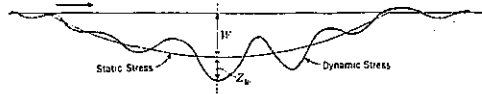
V_m = 機關車の最高許容速度, N_{10} = 機關車の動輪數
有效なる 最大衝擊荷重即ち最も危険なる状態に於て最大振動を起す荷重は次の如くである。

$$Z_{10} = K_{10} \times Z \dots\dots\dots(10)$$

vi) 動力學的衝擊

動荷重に依る應力は静力學的なもの と 動力學的なもの とに分けられる (圖-13)。

圖-13. 橋梁の静力學的及動力學的應力圖



此の最大静力學的の應力を起す動荷重を $W\phi$ とし、最大動力學的の應力を生ずる荷重としては前に求めた Z_{10} を用ひる。すると次式で動力學的衝擊係數が與へられる。

$$\phi = \frac{W + Z_{10}}{W} \dots\dots\dots(11)$$

即ち或る車輪に對して動荷重に依る應力を求むるには動荷重を ϕ 倍したものをを用ひて計算を行へば良い。

圖-14, 15 に掲げたノモグラフ I~VII は前述の式 (1)~(11) を表したものである。而して之等ノモグラフ中に畫ける連結線は撓み $y = 0.06$ ft, 對數的減衰値 $\theta = 0.075$, 徑間長 $L = 90$ ft なる單線鐵道橋に就て衝擊係數 ϕ を求めたるものである。但し通過貨物機關車は直徑 $D = 4.2$ ft の動輪 5 對を有し、各軸荷重は $P_A = 20$ t, 限界速度は $V_m = 40$ mile/hr である。

圖-14. ノモグラフ I-IV

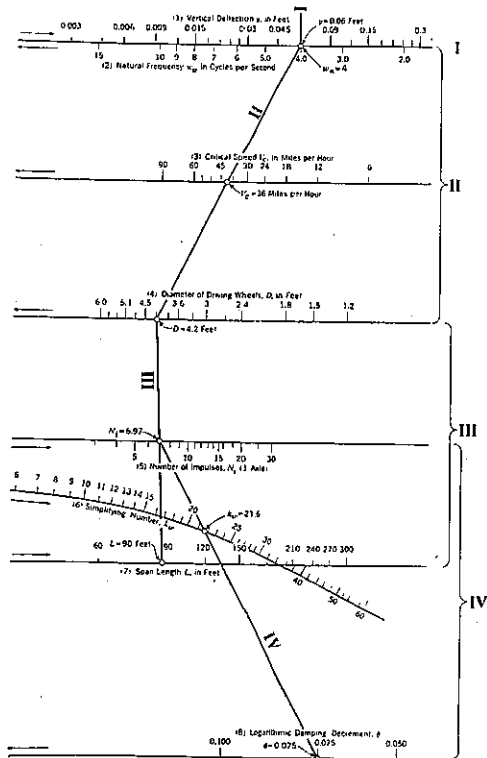
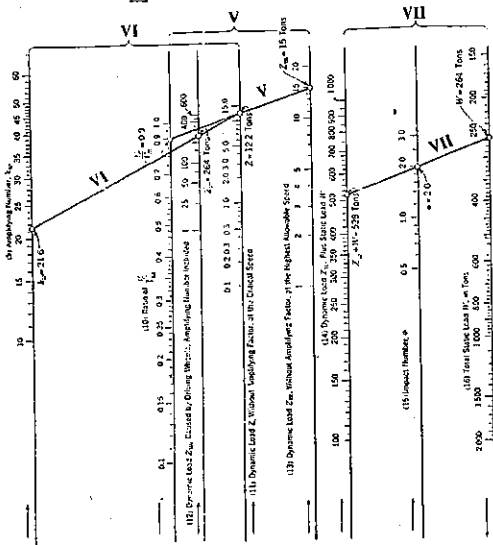


圖-15. ノモグラフV-VII



連結線をたどつてノモグラフ及値かの計算より順次 w_n, V_c, N_i, K_w, Z_m (最大許容速度時の附加的垂直力 $= 0.15 \times N_{10} \times P_A$), $\frac{V_c}{V_m}, Z_w, W, Z_{10} + W$ 等の値求まり結局 $\phi = 2.0$ が出来る。

米國鐵道技術協會 (A. R. E. A.) の舊示方書に依ると衝撃係数は 1.79 にして $\phi = 2.0$ より小さい。今衝撃係数を 1.79 とせる時の合成應力が $16\,000 \text{ lb/in}^2$ となれる例を考へる。此の合成應力の内動荷重に基因するものはその $5/8$ 即ち $5/8 \times 16\,000 = 10\,000 \text{ lb/in}^2$ である。従つて $\phi = 2.0$ とすれば動荷重に基因する應力は $10\,000 \times \frac{2.0}{1.79} = 11\,200 \text{ lb/in}^2$ となる。又静荷重に基因する應力は合成應力の $3/8$ 即ち $3/8 \times 16\,000 = 6\,000 \text{ lb/in}^2$ なる故結局 $\phi = 2.0$ とせる時の合成應力は $17\,200 \text{ lb/in}^2$ となる。然るに構造鋼の疲労限度を引張り破壊強さの $1/4$ と假定すると $1/4 \times 65\,000 = 16\,250 \text{ lb/in}^2$ となり、此の計算に依ると約 $1\,000 \text{ lb/in}^2$ の超過を見る事となる。

橋に大なる衝撃作用を及ぼすものは動輪の徑が大きくて数の少い高速度の旅客機關車ではなくて小動輪を多く有する割合低速度の貨物機關車である。圖-16 は 60~300 ft の徑間長の橋に對する ϕ を圖示せるものである。60 ft より短い橋及 300 ft より長い橋に就ては、共振の危険は割合少い。圖-17 は米國鐵道技術協會の新舊示方書及各國の示方書に依つて決められた衝撃式を比較せるものである。

米國鐵道技術協會

$$\text{舊式 } I = \frac{30\,000}{30\,000 + L^2} \dots\dots\dots (12)$$

$$\text{新式 } \begin{cases} I = 100 - 0.60 L, & (L \leq 100 \text{ ft}) \dots (13a) \\ I = \frac{1800}{L - 40} + 10, & (L \geq 100 \text{ ft}) \dots (13b) \end{cases}$$

90 ft より短い徑間長の橋に對しては共振よりは寧ろ

圖-16.

3種の機關車及米國鐵道技術協會示方書の衝撃係数の比較

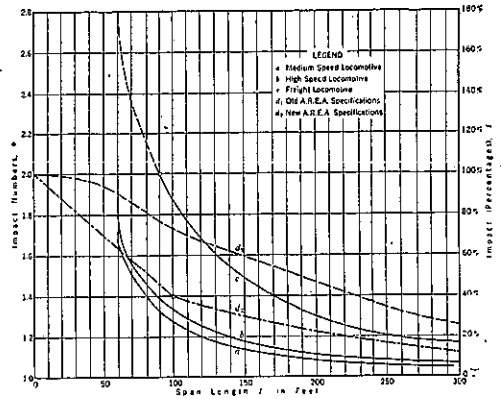
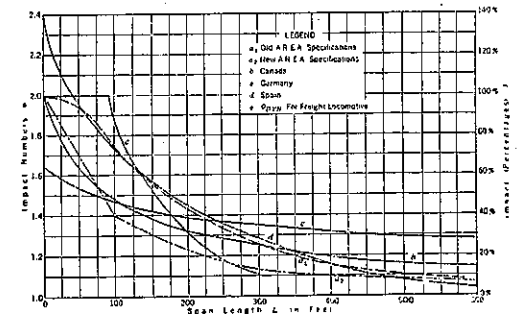


圖-17.

橋梁に對する各國の衝撃係數 \$\phi\$ 及衝撃百分率の比較



直接的に働く非週期的衝撃力の方が大なる影響を及ぼすといふ事を考慮する必要がある。

衝撃の研究をなすに當つては先づ第一に橋梁、車輛等の動力學的性質を明にしなければならぬ。而して常に實驗と充分に關聯をもたせて進めて行くべきである。

(93) 張力係數法の應用例

(H. J. Kenschner; "Some Applications of the Method of Tension Coefficient." Civil Engineering, Jan. 1941, p. 36-39. 三島慶三抄)

最近英國の教科書で有名な Southwell の "Theory of Elasticity" 及び Pippard and Baker の "Analysis of Engineering Structures" では靜定構造の骨組を "張力係數法" で解いて居る。Pippard 教授は又是の大略を "Stress Analysis for Space Frames" Civil Eng, Dec. 1935 に述べて居る。著者は此の方法に依る計算を更に組織的に爲す必要を感じた。

張力係數法の應用を説明する爲に F. H. Constant の "Stress in Space Structures" (Transaction of the Society, Vol. 100, 1935, p. 928) を例として解いて見た。記號は Pippard 教授のものを取つた。

圖-18. 立平面圖

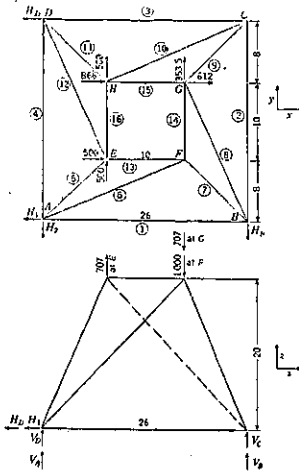


表-1. 圖-18の骨組の方程式

JOINT	EQUATIONS			
A	x	$20t_1$	$+ 8t_2 + 18t_3 - H_A$	$= 0$
	y	$+ 28t_1$	$+ 8t_2 + 18t_3 - H_B$	$= 0$
	z	$+ 20t_1 + 20t_2 + V_A$	$= 0$	
B	x	$- 20t_1$	$- 8t_2 - 8t_3$	$= 0$
	y	$26t_1$	$+ 8t_2 + 18t_3 - H_B$	$= 0$
	z	$20t_1 + 20t_2 + V_B$	$= 0$	
C	x	$- 20t_1$	$- 8t_2 - 18t_3$	$= 0$
	y	$- 26t_1$	$- 8t_2 - 8t_3$	$= 0$
	z	$20t_1 + 20t_2 + V_C$	$= 0$	
D	x	$26t_1 - 20t_2$	$+ 8t_2 + 8t_3 - H_D$	$= 0$
	y	$- 20t_2$	$- 8t_2 - 18t_3$	$= 0$
	z	$20t_1 + 20t_2 + V_D$	$= 0$	
E	x	$- 8t_2$	$- 8t_3 + 10t_4$	$+ 300 = 0$
	y	$- 8t_2$	$+ 18t_4$	$+ 10t_5 + 500 = 0$
	z	$- 20t_2$	$- 20t_5$	$+ 707 = 0$
F	x	$- 18t_2 + 8t_3$	$- 10t_4$	$= 0$
	y	$- 8t_2 - 8t_3$	$+ 10t_4$	$= 0$
	z	$- 20t_2 - 20t_3$	$- 1000$	$= 0$
G	x	$+ 8t_2 + 8t_3$	$- 10t_4$	$+ 0.12 = 0$
	y	$- 18t_2 + 8t_3$	$- 10t_4$	$+ 253.5 = 0$
	z	$- 20t_2 - 20t_3$	$- 707$	$= 0$
H	x	$+ 18t_2 - 8t_3$	$+ 10t_4$	$+ 860 = 0$
	y	$+ 8t_2 + 8t_3$	$- 10t_4 + 500$	$= 0$
	z	$- 20t_2 - 20t_3$	$- 707$	$= 0$

表-2. 表-1の方程式より得られた係数と應力

MEMBER	TENSION COMP.	LENGTH	STRESS
1	+ 7.65	26	+ 199
2	+ 30.60	26	+ 796
3	+ 48.28	26	+ 1255
4	+ 4.95	26	+ 129
5	+ 62.83	22.98	+ 1446
6	- 7.03	28.07	- 197
7	- 42.97	22.98	- 087
8	+ 18.10	28.07	+ 508
9	- 53.45	22.98	- 1228
10	- 45.97	28.07	- 1290
11	+ 45.97	22.98	+ 1056
12	- 27.58	28.07	- 774
13	- 21.72	10	- 217
14	- 40.00	10	- 400
15	+ 22.92	10	+ 329
16	+ 50.00	10	+ 500

$V_A = -1118 \quad V_B = +497.4 \quad V_C = +1998.6 \quad V_D = -367.8$
 $H_A = +675.7 \quad H_B = +575.7 \quad H_C = +1998.6 \quad H_D = +1402$

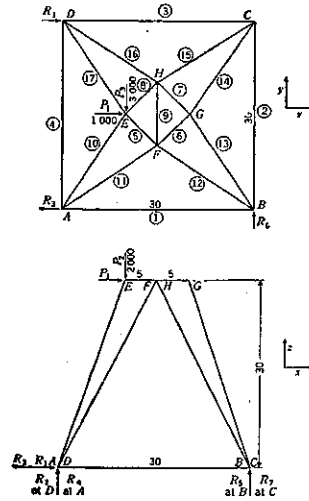
E 點の三式より t_{13} が、F 點の三式より t_{03}, t_{14} が、次で G, H の三式が解け残りは C, D, B, A の順に解ける。外力の釣合の式と Moment 式で検算出来る。

更に一例として著者は Dean L. E. Grinter が Constant 教授の論文に就き論じた骨組を解いて見た。此の式は如何にしても解けるが、此の場合 7 箇の反力と 17 箇の張力係数があるのであるから、構造物全體として x, y, z 軸につき合計 3 箇の均合の式と、3 箇の Moment 式より反力を求めて行くのが最も簡單である。勿論 1 箇の未知数 (此の場合 R_9) は残る。即ち、

表-3. 圖-19の骨組に對する方程式

JOINT	EQUATIONS			
A	x	$30t_1$	$+ 10t_2 + 15t_3 - R_1$	$= 0$
	y	$30t_1$	$+ 15t_2 + 10t_3$	$= 0$
	z	$+ 30t_1 + 30t_2 + R_1$	$= 0$	
B	x	$- 30t_1$	$- 15t_2 - 10t_3$	$= 0$
	y	$+ 30t_2$	$+ 10t_2 + 15t_3 + R_2$	$= 0$
	z		$+ 30t_2 + 30t_3 + R_2$	$= 0$
C	x	$- 30t_1$	$- 10t_2 - 15t_3$	$= 0$
	y	$- 30t_2$	$- 15t_2 - 10t_3$	$= 0$
	z		$+ 30t_2 + 30t_3 + R_3$	$= 0$
D	x	$+ 30t_1$	$+ 15t_2 + 10t_3 + R_1$	$= 0$
	y	$- 30t_1$	$- 10t_2 - 15t_3$	$= 0$
	z		$+ 30t_1 + 30t_2 + R_1$	$= 0$
E	x	$+ 5t_4$	$+ 5t_5 - 10t_6$	$- 10t_7 + 1600 = 0$
	y	$- 5t_4$	$+ 5t_5 - 15t_6$	$+ 15t_7 - 2000 = 0$
	z		$- 30t_6$	$- 30t_7 - 2900 = 0$
F	x	$- 5t_4 + 5t_5$	$- 15t_6 + 15t_7$	$= 0$
	y	$+ 5t_4 + 5t_5$	$+ 10t_6 - 10t_7$	$= 0$
	z		$- 30t_6 - 30t_7$	$= 0$
G	x	$- 5t_4 - 5t_5$	$+ 10t_6 + 10t_7$	$= 0$
	y	$- 5t_4 + 5t_5$	$- 15t_6 + 15t_7$	$= 0$
	z		$- 30t_6 - 30t_7$	$= 0$
H	x	$+ 5t_4 - 5t_5$	$+ 15t_6 - 15t_7$	$= 0$
	y	$- 5t_4 - 5t_5 - 10t_6$	$+ 10t_6 + 10t_7$	$= 0$
	z		$- 30t_6 - 30t_7$	$= 0$

圖-19. 立平面圖



$R_1 = +1500 \quad R_2 = R_6 = -3636.7 \quad R_3 = +2500$

$R_4 = 4000 - R_8 \quad R_5 = +3000 \quad R_7 = 1666.7 - R_9$

表-3 より $t_{11} = -t_{12}, t_{13} = -t_{14}, t_{15} = -t_{16}$ であるから始めの 9 式は 9 箇の未知数を含む式に書き直され、之を解けば A, B, C が完全にとける。即ち此等の式は表-4 となる。

表-4.

$+ 30t_1$	$+ 10t_2 - 15t_3$	$- 2,500 = 0$
	$+ 30t_1 + 15t_2 - 10t_3$	$= 0$
	$+ 30t_1 - 30t_2$	$- R_1 + 4,000 = 0$
$- 30t_1$	$- 15t_2 + 10t_3$	$= 0$
	$+ 10t_2 - 15t_3$	$+ 3,000 = 0$
	$+ 30t_2 - 30t_3$	$+ R_2 = 0$
$- 30t_1$	$- 10t_2 - 15t_3$	$= 0$
$- 30t_2$	$- 15t_2 - 10t_3$	$= 0$
	$+ 30t_2 + 30t_3 - R_3 + 1,666.7 = 0$	$= 0$

残りの接合點は G, H, F, E, D の順にとける。其の値を表-5 に示す。各部材の應力は張力係數に部材長を掛けたものである。

以上の如く“張力係數法”は立體骨組の解法に特に有效であるが各部材が一平面上にある如き骨組にも何

表-5. 表-3, 4 から得た係数と應力

MEMBER	TENSION COMP.	LENGTH	STRESS	REACTIONS
1	+ 63.88	30	+1,916	R ₁ = +1,500
2	- 40.74	30	-1,222	R ₂ = +706.7
3	- 36.11	30	-1,083	R ₃ = +2,500
4	+ 7.41	30	+ 222	R ₄ = -433.3
5	-346.67	7.07	-2,451	R ₅ = +4,433.3
6	+180.00	7.07	+1,273	R ₆ = +3,000
7	-180.00	7.07	-1,273	R ₇ = -2,766.7
8	+ 13.33	7.07	+ 94	
9	+ 33.33	10	+ 853	
10	- 73.33	35	-2,537	
11	+ 87.77	35	+3,072	
12	- 87.77	35	-3,072	
13	- 60.00	35	-2,100	
14	+ 60.00	35	+2,100	
15	+ 32.22	35	+1,128	
16	- 32.22	35	-1,128	
17	+ 6.67	35	+ 233	

等変形せずに適用出来る。

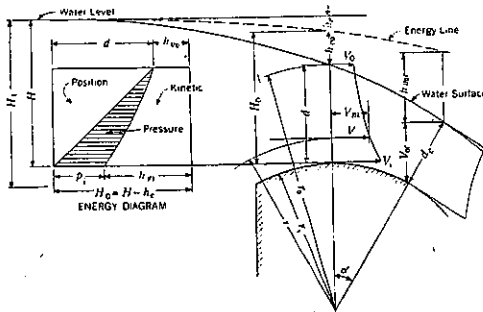
水 理

(94) Ogee 形堰に對する理論的溢流係数

(I. Nelidov; "Theoretical Discharge Coefficients for a Weir of Ogee Profile." Civil Eng., Jan. 1941, p. 40~41. 三島慶三抄)

矩形堰の場合普通溢流量を計算するには堰の形より溢流係数を假定し、之と與へられた水頭とより計算される。即ち堰頂の限界水深を $d_0 = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$ (q は堰長 1 呎に對する溢流量) で與へられる限界水深に採つて計算するのである。然し此の方法では堰頂の勢力即ち限界水深に限界流速水頭を加へたものが溢流水深と一致しないのである。之は入口に於ける損失があれば益々大きくなる。此の相違は結局係数 C の採り方に依り起るもので C の値の範圍は後の表-6 で示す如く Control Section の 3.09 より鋭線堰の 4, 18 の間である。

圖 20.



以下溢流係数 C , 堰頂の水深 d , 堰の半径 r , 堰の表面の壓力 P , 流速の不平均等を k なる係数にて表はす。

圖-20 の如く、損失水頭 h_e , 有效水頭 H_0 , 半径 r の堰を考へる。 $n = \frac{r}{d}$ と置く。control section では $n = 1.0$ で壓力は靜水壓、鋭線堰又は水脈下面と同半径の Ogee 堰では $n = 0.0$ で水脈下面の壓力は大氣壓である。

$k = V_0/V_i$ と置く

$$k = \frac{V_0}{V_i} = \sqrt{\frac{2(H_0 - d)}{2g(H_0 - r)}} \dots\dots\dots(1)$$

H_0 は有效水頭

$R_i = nd$ を入れて

$$d = H_0 \frac{1-k^2}{1-nk^2} \dots\dots\dots(2)$$

$$\frac{V_0}{V_i} = \frac{r_i}{r + d}$$

$$\therefore r_i = \frac{k}{1-k} d = H_0 \frac{k(1+n)}{1-nk^2} \dots\dots\dots(3)$$

水深 d 中の任意の點の流速 $V = \frac{V_0 r_i}{r}$ であるから

$$V = \sqrt{2g} \frac{H_0^{3/2} k(1+k)(1-n)^{1/2}}{r(1-nk^2)^{3/2}} \dots\dots\dots(4)$$

溢流量は次式の如くなる。

$$\begin{aligned} \therefore q &= \int_{r_i}^{r_0} V dr = \sqrt{2g} H_0^{3/2} k(1+k) \frac{(1-n)^{1/2}}{(1-nk^2)^{3/2}} \int_{r_i}^{r_0} \frac{dr}{r} \\ &= \sqrt{2g} H_0^{3/2} k(1+k) \log_e \frac{1}{k} \frac{(1-n)^{1/2}}{(1-nk^2)^{3/2}} \dots\dots\dots(5) \end{aligned}$$

溢流係数は (5) より

$$C_0 = \sqrt{2g} k(1+k) \log_e \frac{1}{k} \frac{(1-n)^{1/2}}{(1-nk^2)^{3/2}} \dots\dots\dots(6)$$

此の係数は H_0 に關係する。

溢流する時は流量が最大となる様な形を採るのであるから $\frac{dC_0}{dk} = 0$

$$(1+2k) \log_e \frac{1}{k} - (1+k) + k^2(1+k) \log_e \frac{1}{k} \frac{3n}{1-nk^2} = 0 \dots\dots\dots(7)$$

$$n = \frac{A}{k^2 A - B} \dots\dots\dots(8)$$

此處に $A = (1+2k) \log_e \frac{1}{k} - (1+k)$

$$B = 3k^2(1+k) \log_e \frac{1}{k}$$

k の範圍は $n = 0$ の鋭線堰に對する 0.4685 より $n = 1$ の control section に於ける 1 迄である。各種の k に對する $n, \frac{d}{H_0}, \frac{r_i}{H_0}, C_0$ を表-6 に示し之を圖示すれば圖-21 の如し。

表-6.

k	n	$\frac{d}{H_0}$	$\frac{r_i}{H_0}$	C_0
0.4685	0.000	0.780	0.688	4.183
0.5	0.141	0.778	0.778	4.078
0.6	0.452	0.763	1.146	3.800
0.7	0.647	0.747	1.742	3.584
0.8	0.786	0.724	2.807	3.403
0.9	0.898	0.697	6.280	3.241
1.0	1.000	0.667	∞	3.089

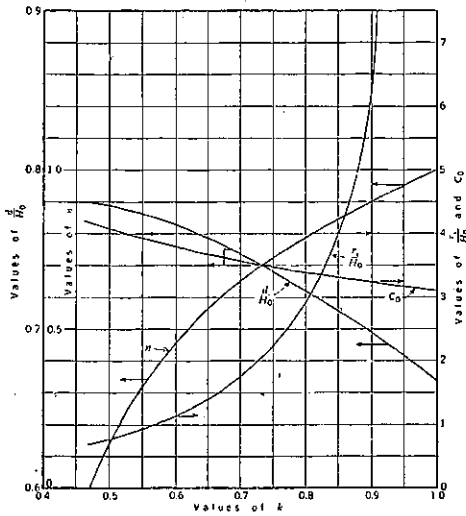
全水頭 H に掛かる係数 C は C_0 より小さく次式より出る。

$$C = C_0 \left(\frac{H_0}{H}\right)^{3/2} = C_0(1-P)^{3/2} \dots\dots\dots(9)$$

此處に $P = \frac{h_e}{H}$ である。

入口に於ける損失水頭は假定するのであるが control section に對しては資料もないから 0 にとり、鋭線堰では既知の C に 3.33 を用ひて計算出来る。即ち表-6

圖-21.



の $C_0=4.18$ に対する水頭は $H_1 = \frac{1.0}{1.0-0.11} = 1.12 H$ であるから

$$C = 4.183 \left(\frac{1.00}{1.12} \right)^{3/2} = 3.52$$

$$\therefore q = 3.52 (H_1 - h_c)^{3/2} = 3.33 H_1^{3/2}$$

本式より損失は

$$\therefore \frac{h_c}{H_1} = 0.037, \text{ 又は } \frac{h_c}{H} = 0.042 \text{ である。}$$

限界水深の起る位置は堰の最高點より α 丈下流であるが之は以上の論議には關係なく唯水脈の水平線に對する傾きと半径の増大は計算に入れねばならぬ。

例: $H=5.0 \text{ ft}$, $r_v=10.0 \text{ ft}$ の堰の水深と流量を求む。

$\frac{r_v}{H}=2$, 此の比より圖-21 を引いて

$$k=0.748, n=0.690, \frac{d}{H_0}=0.741, C_0=3.53,$$

2% の損失を見込み, $H_0=0.98 \times 5 = 4.9 \text{ ft}$.

$$\therefore d = 0.741 \times 4.9 = 3.63 \text{ ft}, h_{rc} = 4.9 - 3.63 = 1.27 \text{ ft},$$

$$C = 3.53 (1 - 0.02)^{3/2} = 3.42,$$

$$\therefore q = 3.42 \times 5.0^{3/2} = 38.3 \text{ ft}^3/\text{sec}/\text{ft}.$$

コンクリート及鉄筋コンクリート

(95) 鉄筋コンクリート引張部材に就て

(J. Bächtold; "Der auf Zug beanspruchte Eisenbeton." Schweizerische Bauzeitung, 18, Januar 1941, S. 27~30. 池田克己抄)

鉄筋コンクリートを引張りに應用することに對する主なる異議は、根本的に次の如くである。

1. コンクリートの引張力は計算に入れる事が出来ない、従つて引張部材に於てはコンクリートは全く不用な厄介のものである。

2. 經濟的でない。

3. 引張力を受ける鉄筋の錆を防ぐ爲に、其の鉄筋をコンクリート被りに依り保護しても、夫は龜裂發生に依つて十分でない。

此の否定論は次の如く弱め得る。

1. コンクリートの引張強さは敢えて加算されなくとも、コンクリートの引張に於ける協力は尙存在し、就中變形の實際上の減少に於て表はれる。

2. 鉄筋の腐蝕に對する保護として、コンクリート被りが適確に施された際には夫は全く信頼し得ることが示されてゐる。

3. 鉄筋コンクリート引張棒は著しく剛性を呈示し棒軸に斜めの偶發載荷に對して、コンクリートで固めざる鋼棒より感じ易くない。

4. 震動工學上の見地から、又は豫め認められざる荷重増大に對する確かな豫備を顧慮して、コンクリート被りに依る寸法又は自重の増大が、非常に屢望ましい。

5. 美的の見地から鉄筋コンクリート構造に於ては、鉄筋コンクリートの引張部材が、純鋼材よりなるものよりも好しい。

6. 威信の點から云つても、吾人は鉄筋コンクリート構造に於て全く建設的な鉄筋コンクリートに關する問題を解くべきである。

7. 建設上正當に實行された鉄筋コンクリート構造に於ける鉄筋コンクリート引張部材は、鋼の引張部材より一般に經濟的である。之は交番應力の際に先づ十分に有效である。

以上の7項目の意味で、鉄筋コンクリート引張棒を正當に完成せしめ得る爲には、鉄筋とコンクリートの合働の原則が知らねばならぬ。之に關して、特に引張力を受ける鉄筋コンクリートに就ての2, 3の實驗を次に報告する。

先づ圖-22 に示す如き引張棒に就て、其の鉄筋が普通の丸鋼にして端鈎を有するもの及び有しないもの、及びイステグバー等より成り、繼手を有するものに關して試験が行はれた。重ね繼手の長さは5~50 cm を變動した。其の結果、イステグバー及び端鈎を有する丸鋼より成る鉄筋を有する試片は比較的小なる應力の下で、鉄筋の破開作用の爲に既に破壊された。即ち丸鋼の端鈎及びイステグバーの外形がコンクリートに同様な破開作用を及ぼした。然し夫は、コンクリート寸法の増大と共に又、鉄筋直径の減少と共に迅速に小となる。圖-23 は有鈎丸鋼、圖-24 はイステグ及び有鈎丸鋼、圖-25 は比較的コンクリート寸法の小なる場合のイステグバー等、夫々鉄筋繼手の破開作用を示す。

鈎無し丸鋼により配筋された試片は非常に好都合の状態にあつた。繼手長25~30 cm までは、接合部分が鉄筋の引抜きにより破壊された。より大なる繼手長

圖-22. 引張試験

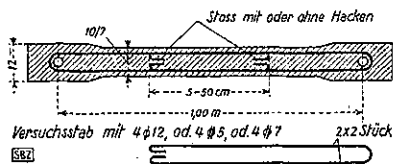


圖-23.

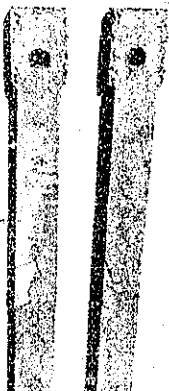
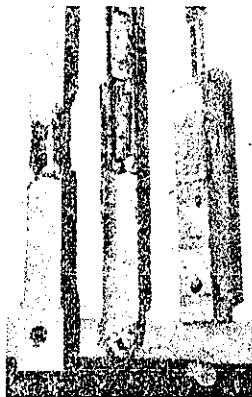


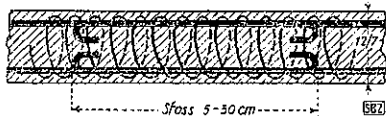
圖-24.



に於ては、初龜裂が入るまでに、引張試片のコンクリート引張應力は 60~80 kg/cm² まで作用した。此の段階に於て鉄筋の應力は計算上少くとも降伏點に達すべきであつたにも拘らず、再び荷重を除くことに依つて龜裂は閉ぢられた。之はコンクリートの協力の尙斷たれてゐない證據である。

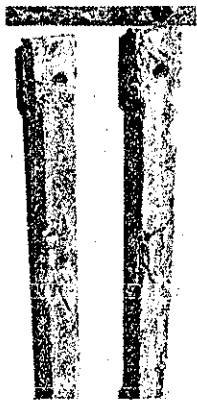
次は端鈎及びイステグバーの破開作用を防ぐ爲に、鉄筋繼手部に更に螺旋筋を施した引張り試片に依り同じく 3 組の試験が行はれた。圖-26 は此の試片を示す。此の結果は總て、螺旋筋無きものより良好であつた。端鈎

圖-26.



の破開作用又は鈎内側コンクリートの粉碎は螺旋筋により只幾分か防がれた。従つて端鈎を有する繼手の耐荷力は同じ端鈎無きものより寧ろ不良であつた。鈎無し丸鋼よりなる鉄筋繼手の附着力は 50~60 kg/cm² に達し、イステグバーよりなるものは 80~90 kg/cm² に達した。更に 1 組の試験が附着力の大いさ及び分布を明かならしめる爲に行はれた。最後の試験の組はコン

圖-25.



クリートの引張りに關する協力を明かならしめる爲に向けられた。

全試験結果を總括すれば次の如くである。

1. 鉄筋に沿ふ附着應力の分布は不均等である。
2. 粘着及び摩擦よりする附着力の合成は非常に多様で、主として鉄筋の表面状態に依存し、例へば軽く錆ついた鉄筋は、平滑なるもの又は壓延膜を有するものに較べて 2 倍までの附着力を示した。此の際により大なる移動を始めた後にも滑り摩擦は矢張り最大附着力の 80 % までとなつた。
3. 良く埋込まれたイステグバーの際には、ねじりとれない限り、粘着と滑り摩擦と區別され得ない。従つて破開作用が除外されるならば、附着力は略剪断力と同一視され得る。
4. 全試験に於て、附着力の衰弱するずつと以前に鉄筋とコンクリートの間に比較的大なる相對的移動を生ずることが見られた。之は次の事を推測せしめる。橋臺の近くにある大なる梁の際又は一般に梁軸の方向に曲げモーメントの著しく變化する際に、斯様な移動が生じ得る。此の爲に比較的大なる變形及び龜裂が生ずる結果となる。

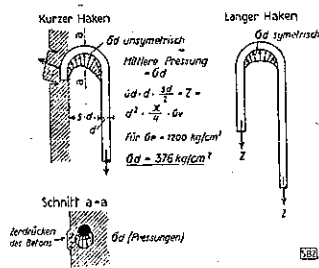
此の如きモーメントの著しい減少がある所に於て單にモーメントの負擔のみを考へた爲に鉄筋量が少いならば過度の附着應力及び龜裂を生ずる。此の場合良好なる礎着は少しも役立つず、唯十分な數の鉄筋のみ大なる變形及び龜裂發生を防ぎ得る。

5. 従つて唯十分な礎着長が得られない時に、端鈎が推奨される。その際鈎はコンクリートの内側に向けるやう努力せねばならず、尙端鈎の破開作用による損傷に耐へるに十分なるコンクリート寸法が在ると云ふことを前提とせねばならぬ。鈎が伸び開かんとする傾向を防ぐには、鈎の自由端を曲線部までの長さで十分礎着され、斯くして鈎の兩側で鉄筋が等量に應力を受ける程(曲線部に綱をかけた如く)の長さで作らねばならぬ(圖-27 参照)。次に鈎内側とコンクリート間の壓力は鈎の直径を増大せしめることにより減少せしめ得る。然し此のやうな端鈎に依る礎着は非常に大なる鉄筋長を要するであらう故、寧ろ十分な鉄筋端(鈎の無い)が望ましい。

6. イステグバーの場合には、端鈎は無用である許りでなく、5 に示された如く寧ろ有害となり得る。

7. コンクリートの引張に於ける協力は、龜裂の發

圖-27. 鈎の破開作用



m³/h の能力がある。掘鑿機の能率は掘鑿容器の大きさと機械を最も有効に働く位置に動かす移動設備の如何による。

上掘ショベル、下掘ショベル、ドラグライン、グラブ掘鑿機、スキムマ-掘鑿機又は浚渫船の如き本来のショベル型掘鑿機のみならず掘固機、打込機、回轉起重機、梯型掘鑿機又はスクレーパーの如き改良型のものも使用價值が廣い。

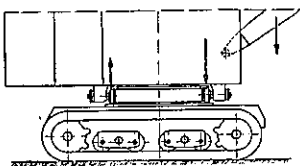
ショベル掘鑿機 Maschinen und Bahnbedarf AG. vorm. Orenstein & Koppel (MBA) の掘鑿機は表-7に示す。

表-7. Berlin の Maschinen und Bahnbedarf AG. vorm Orenstein & Koppel の掘鑿機

Baggerbezeichnung	L1	L3	6	9	16
Löffelhalt. . . m ³	0,35	0,75	1,0	1,5	2,5
Spitzzahl bei 100° Drehwinkel in . . . 1 min	4,5	4	3,6	3,4	2,6
Betriebsgewicht . . . t	13	26	36	58	110
Antriebsart	Diesel- oder Elektromotor		Diesel-, Elektromotor,		Elektromotor, Dampfmaschine

この中 0.35 m³ のものが多い。これは圖-31 に示す如く下の車にはローラー用の U 型断面圓形軌條がついて居り上の車體にはローラーが固定してあつて U 型軌條の間を動く、普通ローラーは軌條の上に乗つて居り大きな荷重が来た時に前のローラーは下の軌條に、後のローラーは上の軌條にくつゝき上の車體は傾くことなく能率増進に役立つ。

圖-31. ローラーの力を受ける掘鑿機の U 型断面圓形軌條 (MBA)



特別な場合は上の車體の後方の突出部を短くし狭い場所で働ける様にしたのもある。

Demag AG の

ショベル (圖-32, 表-8) は次の如く改良されてる。

a) ショベルの柄も一本の鐵管にしたもの。

圖-32.

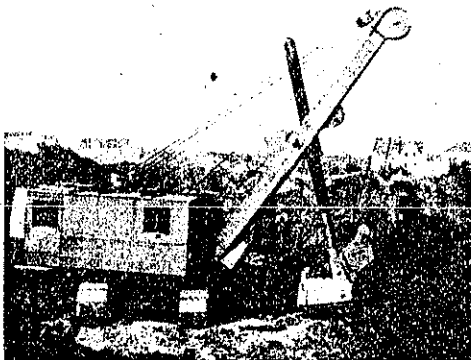


表-8.

Baggerbezeichnung	K1	K22	E31	E32	E33	U31	U32	U33	U34
Löffelhalt. . . m ³	0,6	0,9	1,35	2,0	3,0	1,35	2,0	3,0	4,5
Hochlöfleinrichtung	II A	II A	II A	II B	II B	II A	II B	II B	II B

b) ショベルの柄をブームに曲折自在に取付けたもの…“A”。

d) 齒車を改良したもの…“B”

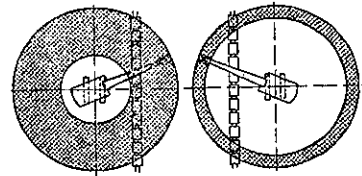
d) “A” “B” 共有のもの、それには

1. 普通のショベル容量及掘鑿力で 速度及到達距離を大にしたもの…“I”
2. 容量を大きく掘鑿力を大にして速度及到達距離を小にしたもの…“II”

それ故土砂の状態、能率、到達距離に応じて4つの型がある。尙上掘々鑿機には容量に依つて三つの型がある。

現場が支持力なく沈下をおそれ移動させられない時又はせまい現場の場合長いブームはこまるので水平荷動ブーム (ブームの傾きを變ずるも頭部は常に水平動をなす如き機襟を有するブーム) が採用されることあり、これによると機械を動かさず大きな圓形に土取出来る (圖 33)。

圖-33. 水平荷動ブームつきのグラブ掘鑿機 (左) と普通のブームのもの (右) との土取範圍の比較 (Demag)



其他 Eisenwerks Weserhütte AG, Les Gotwald KG (Mukag), R. Dolberg AG でも改良型掘鑿機を作つて居る。

梯型掘鑿機

次に土工用に小型梯型掘鑿機がある。

梯型掘鑿機はショベルに比して

- 1) 小量の調節及勞力によつて大きな能率が得られる。
- 2) 一度掘つた後を手直しする必要がない。
- 3) 大概何も設備を變へずに上掘下掘が自由に出来る。

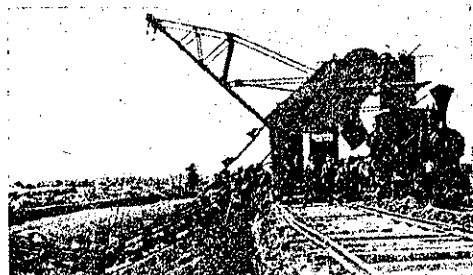
以上の得點を有し、ショベルは又

「ショベルの尖端に集中した大きな掘鑿力によつて重い土砂大きな石をも扱ふことが出来る。」

の得點を有し上掘、下掘各變換の際には前以て改造せねばならず時間の浪費を來す。

梯型掘鑿機には運搬用ベルトのブームがあり掘つた

圖-34. 170 m³/h 容量の梯型掘鑿機



土を盛上げる。ブームは大抵は掘鑿機の後について居るが前について居ることもある。小型の掘鑿機はなるべく重量を小にし軌條の上に乗るが移動性を要する場合はカタピラー上を動く。MBA のディーゼル梯型掘鑿機は特別な發動機附のもので圖-34 及表-9 はこれを示す。

表-9. Bad Oeynhausen の Eisenwerks Weserhütte AG

の梯型掘鑿機					
Bezeichnung	Leistung	Motorleistung	Brennstoffverbrauch	Gewicht	Fahrwerk
	m ³ /h	PS	kg/h	t	
Eo o	15-22	7	10	5	Schienen
Eo	18-27	10	14-17	7.5	.
E I	24-63	14	22-24	11.5	.
E Ia	24-63	18	30-34	17.5	.
E II	42-90	25	42-45	21.5	.
E III	60-140	40	66-70	33	.
E IV	96-200	60	100-110	48	.
ER o	18-27	12	18-20	9	Ranpen
ER I	24-63	18	30-34	16	.
ER Ia	24-63	25	42-45	21	.
ER II	42-90	30	54-58	31	.

齒車ディーゼル機關車(圖-37 は MBA の例、圖-38 は Klockner の例) は連結が速度に變化を與へた時衝

圖-37. 4.5 噸重量(MBA) の 23 馬力ディーゼル機關車

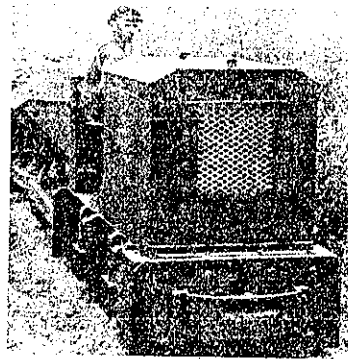


圖-38. 75 馬力發動機(Deutz) の 12 噸ディーゼル機關車

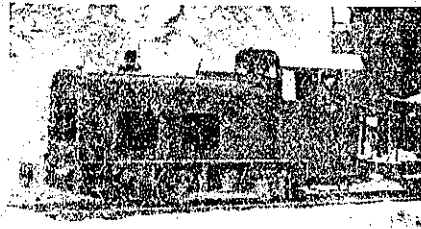
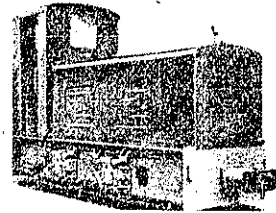


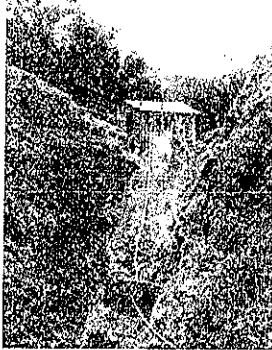
圖-39. 3 速度階程(Arn. Jung) の 49/44 馬力ディーゼル機關車(ZL 233)



撃が起きない様になつて居る。小さいディーゼル機關車は二種類の速度階程よりないが大きなのは三つ又は四つのそれを持つて居る(圖-39)。

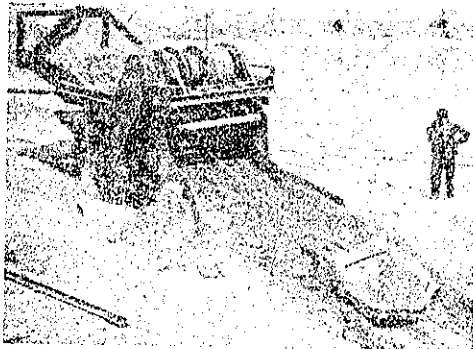
スクレーパー 比較的薄い上砂層で軽い土の時スクレーパーを使ふ。圖-35 は Demag AG のもの、圖-36 は Intern Baumaschinenfabrik AG. Imag のもので Demag のものでは荷重のかゝつた綱を空の綱より速度を大きくする。小型のスクレーパー(例へば 20 m³/h の能率)は 8 馬力位の發動機によつて運転される。

圖-35. 清掃に使はれるスクレーパー(Demag)



運搬設備 遠距離に土を運ぶ時は牽引が問題で能率増進の爲大きなものを用ふる様になり 20 kg/m の軌條 0.75~1.75 m³ の容量の土運車が使はれる。索引には蒸汽及ディーゼル機關車が使はれ

圖-36. スクレーパーの捲揚装置と土砂を斜面



る。何れも 1925~1930 年の形式のものより 2~3 倍の能率になつてゐる。蒸汽機關車は機關手の扱けなくとも相當の坂を昇れる得點を有す。ディーゼル機關車もこの様にするため努力せられ今は發動機と働輪の間の荷車を索引力をすべての荷重の變化に適應する様に造つてゐる。

堰 堤

(97) 石塊堰堤として設計變更せられたる Mud Mountain Dam

(“Mud Mountain Dam Redesigned as Rock-fill with Earth Core.” E. N. R. March 13, 1941 p. 80~82. 福田秀夫抄)

Washington 州の White River の洪水調節の目的のための土堰堤は、其の後この地點にはかくの如き型は不適當なることが判明したので、兩側に石塊を置き、中央部に心壁を持つた堰堤に變更せられた(譯者註:一このために純粹の石塊堰堤としては幾分その形を異にし、兩法とも著しくゆるく、又近代的の石塊堰堤とちがつて中央に心壁を有してゐる)。

その主なる數量をあげると、

河床土よりの高さ	425 ft
天端の延長	700 ft
天端の幅員	50 ft
基礎の幅員	1600 ft
填塞せられたる土量	427 000 yd ³
取費用の岩石量	2 109 000 yd ³
天端の高さ	1235 ft
餘水吐の高さ	825 ft
流域面積	425 mile ²
基礎岩盤の高さ	825 ft
背水影響範囲	6 1/2 mile
貯水量	130 000 acre-ft
既往最大洪水量(1933)	28 000 ft ³ /sec
餘水吐容量	139 000 ft ³ /sec
2 隧道の能力	16 000 ft ³ /sec

Mud Mountain Dam の地點は Seattle の南東 47 mile の地點にある絶壁をなす峡谷で、その高さは 280 ft にも達し、幅は水面で 90 ft、絶壁の上端で 150 ft である。築造の目的は White 川及び Puyallup 川の洪水の被害を軽減せんとするものである。

再設計に於ては、堰堤用として 2 109 000 yd³ の岩石

再設計に於ては断面を 3 区分してゐる。中央の心壁部は砂、砂利等を含む不滲透性のもので、比較的細かいものを中央に置き、順次外側へ粗くして、石塊の部分に接す。この部分は石切場の石 1 yd³ に對して 1 1/2 yd³ の水と共に積み重ねられ、荷河床は自然の儘としてをいた。

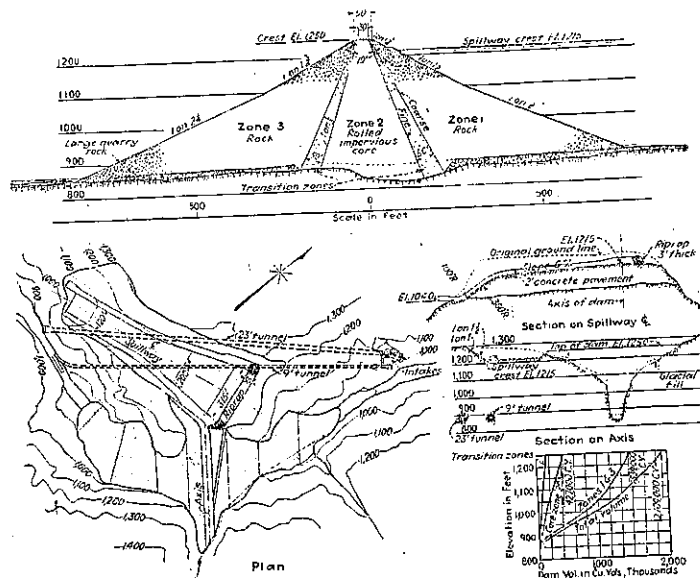
第 2 區の材料は殊に大塊のものを用ひ、石切場より堰堤箇所迄運んだものは、一度乾燥して、それより適當の大きさと湿度を與へる。更にベルトコンベヤ及び 8 yd² 積のバケツトにいれられて所要の位置に運び、かくして工事中の石屑を出来る限り少くする。

隧道は直徑 23 ft 及び 9 ft のものを備へ、大なる方を以て、工事中の水を放流する：96 in の Howell Bunger free discharge valve を備へて 340 ft の水壓の下に於ても有効に調節出来るやうにしてある。小なる方は、平水量用のものである。

圖-40.



圖-41.



を必要とし、この外に餘水吐、隧道の工事のために、總掘鑿量は 4 000 000 yd³ に及び、之に 60 000 yd³ のコンクリートを要す。

土堰堤の場合には、堰堤地點より約 1 1/2 mile はなれた右岸側より砂、砂利共に採集せられたが、1940 年 6 月 15 日に至り、本材料は計畫に適しないと決定せられ、次で、1940 年 7 月 1 日には、U. S. Engineer Department は、中央の心壁部のみは、土堰堤とし、それ以外は石塊堰堤となすことに決定し、その材料を 3 mile 北の石切場より仰ぐこととした。

餘水吐は全體コンクリートを以て張り、その能力は既往最大洪水量の約 5 倍で、その床は厚さ 2 ft の 30 ft × 30 ft の版を用ひ、接目は 3/4 in とし銅板を用ひて水密にしてある。

(98) 土堰堤の飽和に要する時間

(K. P. Karpoff; "Time Required to Saturate an Earth Dam." Civil. Eng. April 1941, p. 238~240)
篠原 清抄

土堰堤の設計に於ては堤體が滲透水に依り飽和水線に達する迄に要する時間と云ふ問題は餘り研究されてゐない様である。而し與へられた貯水池水位に對して

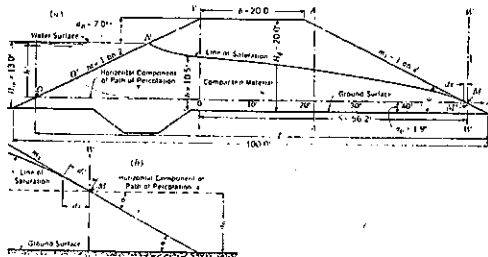
土堰堤が滲透水に依り完全に飽和されると滲透量が一定になると共に、飽和水線も最高の位置に上り一定となるものである。従て土堰堤築造後現場に於て滲透水に依る堤體中の水位が飽和水線に到達せるものなりや、又滲透量が該土堰堤固有の値に到達せるものなりやを知る爲には、土堰堤が滲透水に依り飽和されるに要すべき時間を理論的に算出する必要がある。

著者は Pavlovsky の提唱せる理論 (Andreas Suk-sch 並に W. F. Bingham が, "Technical Memorandum No. 383" U. S. Bureau of Reclamation に於て發表してゐる) より等質なる土堰堤の飽和に要する時間を理論的に求めた。

公式算出根據は不透水性基礎盤上の土堰堤内に於ける滲透水の運動から求めたものであるが、勿論此の公式は滲透性の基礎盤上に於ける土堰堤にも近似的に應用が出来るのである。此の場合には滲透の現象は堤體中に於けると同様に基礎にも起るのである。勿論土堰堤自體と基礎とは自然密度を異にする結果、滲透係數及滲透量に相違はある。不透水性基礎上の土堰堤として設計されたものが、實際は空隙に富んだ透水性基礎上に築造されたとすれば、飽和水線は設計より低下すべき事勿論である。其の結果土堰堤の安定度は設計より増大し、断面はより安全となる。従て或は設計變更をなし断面を節約する事も出来る。

扱て飽和水線の方程式を等質なる材料より成る圖-42

圖-42.



(a) に示す如き土堰堤の單位中に就て求むるものとす。

任意の断面 A—A に於ける滲透速度は Pavlovsky に依れば

$$v = -k \frac{dy}{dx} \dots\dots\dots(1)$$

茲に k : 滲透係數

従て滲透量は

$$q = vy = -ky \frac{dy}{dx} \dots\dots\dots(2)$$

之を積分して

$$\frac{qx}{k} = -\frac{1}{2}y^2 + c \dots\dots\dots(3)$$

断面 Y—Y に於ては $x=0, y=h, \therefore c = \frac{1}{2}k^2$

従て飽和水線の方程式は

$$y^2 = h^2 - \frac{2qx}{k} \dots\dots\dots(4)$$

断面 W—W に於ては飽和水線は土堰堤下流面と M 點に於て切してゐる。

飽和に要する時間を算出する爲に上流面 ON, 飽和水線並に W—W に依つて圍まれた部分を考へる。

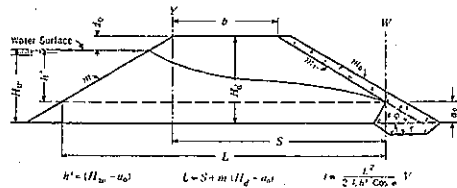
W—W より下流部楔形部分を考慮しないのは

(1) 土堰堤の設計が適當であればこの部分は極めて小さく高さ 30 呎以下のものでは圖-42 の a_0 は 1~3 呎に過ぎぬ。

(2) W—W 断面以下は M 點より法面を流下する水の爲め直ちに飽和されど。

(3) 高さ 30 呎以上の土堰堤では普通此の部分に碎石, 砂利等に依り排水設備を爲す (圖-43 参照)。

圖-43.



扱て圖-42 (b) に示す如く

x = 流水線の水深 h' に於ける水平射影

l = 流水線に沿つて測られた長さ

h' = 抵抗に依る損失水頭

$$J = \text{勾配} = \frac{h'}{x}$$

$$U = M \text{ 點に於ける滲透速度 } kJ = k \frac{h'}{x}$$

h = 築造材料 (築堤中と同一程度に締固められたる密度に於て) の實驗室に於いて測定せる滲透係數

$m:1$ = 上流面勾配

$m_1:1$ = 下流面勾配

ϕ = 下流面の水平面に對する傾斜角

とすれば、飽和水線に沿ふて dl を滲透するに要する時間は

$$dt = \frac{dl}{U} \dots\dots\dots(5)$$

M 點に於て飽和水線は下流面に切するから

$$dx = dl \cos \phi \quad \text{或は} \quad dl = \frac{dx}{\cos \phi}$$

従て (5) 式は

$$dt = \frac{dl}{U} = \frac{x dx}{kh' \cos \phi}$$

OL 間に就き積分すれば

$$t = \int_0^L \frac{x dx}{kh' \cos \phi} = \frac{J^2}{2kh' \cos \phi} \dots\dots\dots(6)$$

流水線は任意のものを考へれば良い。實際は泄水直後に於ては如何なる流水線を通る滲透水も、流水線に沿ひ抵抗に依り滲透速度は次第に低下するが、M 點に於ては皆同一の値に達するものである。

飽和に要する時間を算定するに、実際の流水線 O'-M の代りに近似的に O-M なる流水線を考へる。O-M を考へるのは O-M の方が O'-M より流水線に沿ふ長さが長いので、結果は安全側の近似値となるからである。

(6) 式は土堰堤の材料が乾燥せる場合に就き或る單位断面を飽和するに要する時間を算出せるものであるが、今日土堰堤を築造する場合には相當の水を使用してゐる。

築造後も此の水分は、堤體の空隙を充し恐らく灌水後も尙存在してゐる。従て飽和に要する時間を算定するには此の築造中に混和せる水分を考慮すべきである。

即ち (6) 式に貯水直前に於ける眞の空隙 1% を示す係数 V を考慮する必要がある。

而して V の値は材料の性質、土堰堤の大きさ、築造後貯水迄の時間等に依り一定しないが、 t の値は等質なる土堰堤に於ては一般に次式で表はされる。

$$t = \frac{L^2}{2kh' \cos \phi} V \dots \dots (7)$$

圖-42 の符號に従へば

$$t = \frac{\{S + (H_0 - a_0)m_1\}^2}{2k(H_0 - a_0)\cos \phi} V \dots \dots (8)$$

計算例 圖-42 に従ひ

- 堤高 $H_0 = 20$ 呎、
- 上流面勾配 $m = 2$
- 餘裕 $d_0 = 7$ 呎
- 下流面勾配 $m = 2$
- 貯水池水深 $H_0 = 13$ 呎
- 下流面の傾斜角 $\phi = 36^\circ 34'$
- 下流側水深 $h_0 = 0$ 呎
- $\cos \phi = 0.895$
- 頂幅 $b = 20$ 呎

築造中の材料に就き實驗室で試験せる結果は
 材料中の水分(乾燥重量に對して) = 9.7%
 築造中の乾燥比重(土壤及岩石) = 121.7 封度/呎³
 締固められた場合の同上比重(土壤及岩石)

絶対乾燥比重(土壤及岩石) = 159.3 封度/呎³
 滲透係數 $k = 3.37$ 呎/年 (0.000 325 cm/sec)
 a_0 を知るためには次の聯立方程式を解いて求められる。

$$\frac{q}{k} = \left(\frac{H_0 - d_0 - h}{m} \right) \log_e \left(\frac{H_0}{H_0 - h} \right)$$

$$\frac{q}{k} = \frac{h_0 - (a_0 + h_0)^2}{2s}$$

$$\frac{q}{k} = \frac{a_0}{m_1} \left[1 + \log_e \left(\frac{a_0 + h_0}{a_0} \right) \right]$$

$$s = b + m_1 [H_0 - (a_0 + h_0)]$$

此の場合 $a_0 = 1.9$ 呎

$$S = b + (H_0 - a_0)m_1 = 56.3 \text{ 呎}$$

係数 V 次の様にして求められる。

$$\text{築造材料の全空隙率} = \frac{159.3 - 128.1}{159.3} = 19.6\%$$

内築造中に加へられた水分の %

$$= \frac{121.7 \times 0.097}{62.4} = 18.9\%$$

$$\text{築造後の空隙率} \quad V = 0.7\% = 0.007$$

之等の條件を (8) 式に代入して

$$t = \frac{\{56.3 + (20.0 - 1.9)2.0\}^2}{2 \times 3.37(13.0 - 1.9) \times 0.895} \times 0.007 = 0.893 \text{ 年} = 10.7 \text{ ヶ月}$$

港 灣

(99) 世界最大のチッパ浚渫船

(“Dipper dredge excavates to 70 ft. on Norfolk job.” E.N.R. April 17 1941, p. 7. 瀬尾 五一抄)

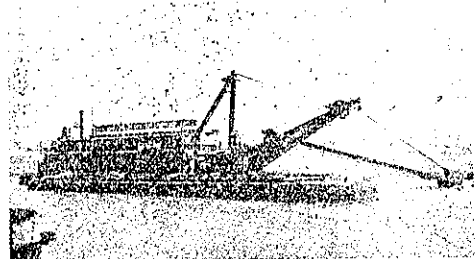
米國 Virginia 州の Norfolk 海軍造船所で乾船渠を築造する爲に、1500000 yd³ (1150000 m³) の掘鑿を必要としたのであるが、此の掘鑿には世界最大のチッパ浚渫船である Great Lakes Dredge “Crest” が使用された。チッパのハンドルの長さは 90 ft (27.4 m) である。現在は Bayonne, N. J. 乾船渠の掘鑿の爲 New York へ航行中である。

Norfolk の乾船渠は平均低水面から 70 ft (21.40 m) までの掘鑿を必要としたのであるが、最初の 50 ft までは 67 ft のハンドルを、50 ft ~ 60 ft の間は 77 ft のハンドルを、残りの 70 ft までは 90 ft のハンドルを有するチッパ浚渫船を使用した。掘鑿土は粘土と非常に硬質の泥灰土 (marl) より成り、之が掘鑿には相當強力な、“crest” の如きチッパ浚渫船を必要としたのである。

“crest” の船體は

船長	167 ft (51 m)
船幅	48 ft (14.60 m)
船深 (hull depth)	14 ft (4.30 m)
ハンドル	90 ft の鑄鋼製
動力	1600 馬力の diesel-electric motor
船員	100 人
建造年	1926 年
建造費	1000000 弗

圖-44. 90 ft ハンドルを有するチッパ浚渫船



掘鑿土の運搬距離は 28 mi.e (45 km)、土運船 (寫眞の手前に見える) は 1500 yd³ (1150 m³) の容量のもの 7 隻、曳船は 1000 馬力のもの 3 隻、他に 1 隻

の attending tug が使用された。掘鑿は 8 月 1 日に開始され、1 日 24 時間廻轉、1 週 6 日廻轉（時には 7 日廻轉）にて 7 ヶ月を要せり。

道 路

(100) セメントに依る路面土壌安定工法

“Bodenverfestigung mit Zement im Strassenbau.” Die Beton Strasse. Nov. 1939, Jan. 1941, Feb. 1941, S. 221~226 1~6, 17~23
藤森 鎌 一 抄

(I) 在來施工せる試験道路 1936 年以來セメントに依る路面安定工法の研究を進め、1938 年、1939 年に試験道路をミュンヘンに築造し一般の交通に供した結果の概要は次の如くである。

1938 年度に施工したものはセメント 50 kg/m² を用ひて築造したもので、目地なしであつたので築造後 4 週間で 8~10 m 毎に龜裂を生じた。その他は既に二回冬越しをしたが殆んど破損を認めない。

1939 年度に施工したものは特にセメント使用量を 4 種類 (50, 40, 33 及び 25 kg/m²) 變へて比較を行った。試験道路は幅員 3 m, 延長 100 m のものを 4 箇所築造した。伸縮目地は 8~10 m 間隔に設けアスファルト紙を挿入した。築造個所の土質は砂質土壌であつて、その備分試験結果は次の如くである。

3 mm を通過せざるもの	1.5 %
0.6 mm ..	12.5 %
0.2 mm ..	67.5 %
0.09 mm ..	17.0 %
0.09 mm を通過するもの	1.5 %

本試験道路は築造後一年有餘經過し、且つ昨冬の嚴寒 (1939/1940) を經てゐるが路面の状態は頗る良好である。1940 年夏各試験路面より直径 15 cm の圓錐切抜供試體を採取しベルリン國立材料試験所にて試験せる結果は次の如くである。

供 試 體	比重 (kg/dm ³)	壓強 (kg/cm ²)
No. 1 (セメント使用量 25 kg/m ²)	1.88	72
No. 2 (セメント使用量 33 kg/m ²)	1.92	92
No. 3 (セメント使用量 40 kg/m ²)	1.89	83
No. 4 (セメント使用量 50 kg/m ²)	2.15	156

材齡は約 1 年である。この結果上記の如き砂質土壌地帯に於ては、セメント使用量 50 kg/m² にて、厚さ 16~20 cm に仕上げれば、充分自動車道路となし得ることが明かになつた。25 kg/m², 33 kg/m² セメント使用のものゝ路面の状態並びに供試體の壓強強さを按ずるに、場所に依つてはセメントは相當節約可能であり、特に高級セメントの使用に依り然りである。鹽化カルシウムの混用は一年後にも何等の不利なきは認められなかつた。

(II) 1940 年度に施工した腐蝕土壌地帯道路 本道路は農場内のものであつて、土壌は黒色で腐蝕質を 10~

15 % 含有したものであつたが、砂利、砂等を用ひずセメントのみを以て安定工法を行ふこととした。本道路の土壌の備分試験結果は次の如くである。

0.2 mm を通過するもの	23.0 %
0.3 mm を通過せざるもの	43.7 %
1.0 mm ..	7.5 %
3.0 mm ..	7.7 %
7.0 mm ..	8.7 %
15.0 mm ..	8.6 %

セメント使用量 本道路施工個所の土壌は上記の如く多量の有機物を含有してゐるので、前年行つた試験に鑑みて 50 kg/m² 即ち平米當り 1 袋使用することとした。コンクリートに有機物は害物であるから、腐蝕上のセメント混和安定は問題にされたが、結果は比較的良好で搗固後 12 時間で歩行に耐へ、2~3 日で軽車輛の通行に耐へた。

施工 主として機械を用ひて行つた。その主なるものは「Tiger 型土セメント混合機」である。これは圖-46 に示す如きものであつて、グレーダーにて幅 3 m を深さ約 20 cm 迄掻起しセメントを撒布した上を撒布し、混合し、搗固めつゝ進む機械である。この他にグレ

圖-45.



-46.



圖-47.



ーダー 1 臺、牽引車 2 臺、4.5 ton ローラー 1 臺を用いた。

施工の順序は先づグレーダーにて路面を掘起し、次いでセメントを運搬してその上に平米當り 1 袋に並べ、袋を破つて路面に散布する。その後を「土セメント混合機」が進んで来て、撒水、混合、搗固をする(圖-45, 46, 47)。次にその後を手直

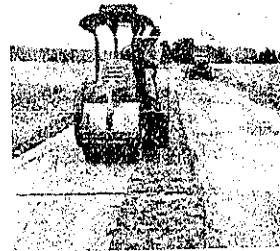
圖-48.

して、8~10 m 間隔に圖-48 の如く、伸縮目地を圓匙状のもので作り、アスファルト紙を挿む。最後に軋履して完成する(圖-49)。



圖-49.

結果 本道路は1940年7月に竣工して以來重交通に耐へ損傷は無い。土壤に有機物を多量に含有してゐた爲1940/1941 の冬越しは注目されてゐる。猶1941 年春に一部を碎石、タールで被ふ豫定である。而して保護層を施工せざる部分と比較研究を行ふこととなつてゐる。



(III) 土、セメント混合機

土セメント混合機は次の二種類が多く使用されてゐる。一つは Jäger 型(前節工法に使用したもの)であり、一つは Barber

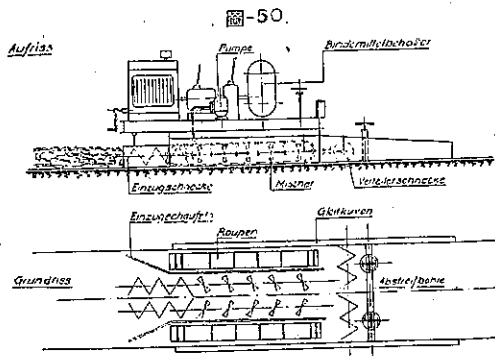


圖-51.

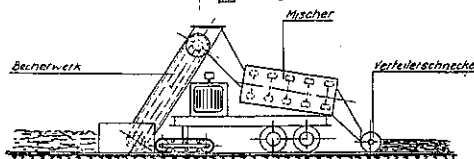
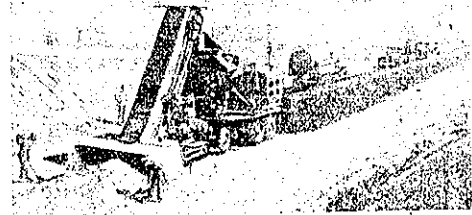


圖-52.



Green 型である。これ等の構造は圖-50, 圖-51 の如くである。Jäger 型の大要は前節に記したが Barber Green 型の操作状態は圖-52 に示すが如くである。これ等の機械は主として植民地道路建設へ活用せんとするものである。

(101) アメリカ陸軍飛行場の築造に就いて

(“Construction of Military Air Fields.” Civil) (Eng. 1941, April, p. 207~211, 新田亮抄)

今主としてアメリカ陸軍飛行場の工事状況に就き其の二、三を觀察する事とする。

(一) 飛行場内に於ける勾配

一般に飛行場に於ける最も重要な條件は勾配であるとしても理想的な位置を約 1.5% の自然勾配を有し、降水侵蝕の怖なく、迅速に表面水を流下せしむる様に爲してゐる。航空機操縦の立場から見れば、飛行場の勾配は出来得れば常に 1.5% 以下に維持すべきものとしてゐる。然してこれに對する表面工法に就いては、盛土を薄層に敷き均し、シープ・フートか或は軋履機及びトラクター等により地固めをする。

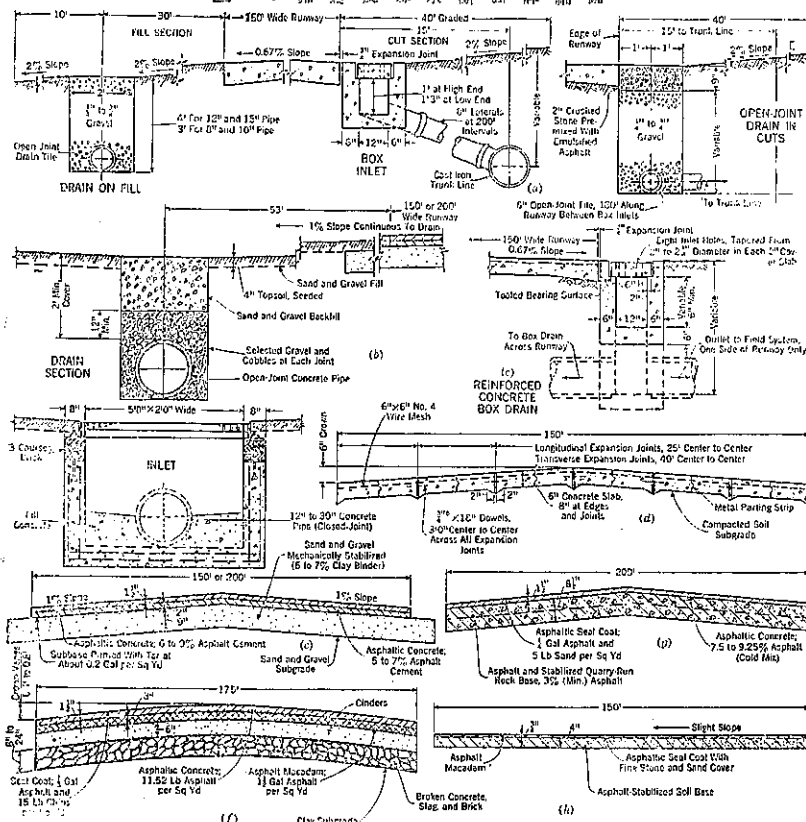
(二) 飛行場の排水

上記勾配と不可避の關係にある排水に關しては、離着陸場、特に滑走路の排水に就いては萬全を期すべく、種々なる試験的過程を経たる結果、次の二つの方法が有効と認められ、之れが採用の運びに至つたのである。

其の一として排水性舗裝の側溝は格子を通じて排出管と接続してゐる集水渠に流入せしめてゐる。尙施工基面の排水は側溝の下方に開接陶管を置き、この上部に砂利を埋込み、これに依り滲透水を流出せしめてゐる。

其の二の方法は、側溝の代りに滑走路の端に沿つて、多孔性排水管を設けるもので、この構造は砂利の上層は弛く瀝青材料で結合させ、砂利の空隙は、水の流入を可能ならしめる様にしてある。其の二の場合の砂利の上層表面は滑走路肩の部分の構造である。其の一の場合の構造に依る格子は、この上を飛行機の車輪が通過する場合にいきさか危険があるし、其の二の場合に於ては、砂利表面の僅かの空隙が塵芥及び泥、其の他等が容易に填塞される怖れがある露がある。

圖-53. 舗装及排水断面詳細圖



及び仕方書に従つて建設されてゐる。

以上の外陸軍飛行場の特色として、敵機の観測を避ける目的として、主なる基地には夫々隠蔽方法を研究してゐるが之れは殆んど不可能に近いものとされてゐる。然し乍ら舗装方法に依るか或は、敵機の目を瞞着させる方法に就いては現在技術協會等に於て不斷の研究が積まれ、これが最善の方法探究に没頭してゐる状態である。今日迄の方法としては、飛行場が目立たぬ様に芝生を張つたり、塗料をぬつたり、その他滑走路表面処理等の方法に依り既に試験済みとなつてゐるのである。

見せかけの滑走路や、其の他の見せかけ的な設備を計畫する事は敵機の観測者に識別を誤らせ、爆撃目標

(三) 滑走路の舗装

滑走路の舗装は大概の場合に於て、鐵筋コンクリート施工が最も良いものとされてゐるが、然し此の構造は經費の點に於て他の舗装よりも高價な爲め、特に堅固ならざる盛土の様な場合に於ては馬鹿々々しいものとして採用されてゐない状態である。

現在採用されてゐるものには、タークか或はアスファルトを使用してゐるが、其の結果は、コンクリート舗装の場合と同様に充分満足なる條件を與へてゐる状態である。一般に滑走路に於ける表面舗装は道路の場合と同様に見て大差ないものとされてゐる。其の他場所に依ては粘土交り砂利を用ひた所があるが、これに依ると砂利粒子がプロペラに害を及ぼす怖れがあるが、概して良好な成績を収めた場所もあるのである。

(四) 照明並に管理組織

照明及び管理組織に關しては、航空隊と地方技師と協力して設計せられ、風向標示燈、滑走路標示燈、場周燈及びライト・ビーコン、ラヂオ・ビーコン等を具備する一流飛行場と同様に重視し、これが設備をなしてゐる。尙ほ動力、瓦斯、上水、下水等の如き實利衛生設備は充分なる検討の上完備を考慮されてゐる。

(五) 其の他

道路、燃料貯藏倉、工場及び格納庫等は航空隊の計畫

の見當を誤らせる上に役立つものとされてゐる。例へばヨーロッパの如く重要飛行場の近邊に完全に敵の目を誤らせる航空港を築設し、これに依つて重要飛行場に於ける完全なる偽装となす事は實際上可能な事である。アメリカ陸軍の飛行場の新しいものの中には、二重の賃利組織に依る設備を以て危怖される爆撃を避け得る様な設備をなしてゐる。従つて燃料或は彈藥等の如きものは地下に貯藏され、建物の如きは、分散隱形をなし、例へば商店、工場等の如きものは地下構造物としてゐる有様である。

(102) 土壤安定工法に於ける土壤粒度並びに混和材の壓縮強さ及び毛管吸水に及ぼす影響に就て

“Effect of Grading and Admixtures on Compressive Strength and Capillary Water Absorption of Soil Base Course Mixtures” Roads & Streets, March 1941, p. 64~76, 藤森謙一抄

(1) 緒言 軍事上の要求から最近四季を通じて丈夫な安定した道路が取上げられて來た。實際に質舗装でも可撓性舗装でも基盤が充分しつかりしてゐること即ち平均して基盤が荷重を下に傳へ得る充分な強さと厚さを有してゐれば満足に永持ちする。House 式に依れ

ば充分なる基盤厚は次式で與へられる。

$$t = b \frac{P_0 - 4m_2}{4m_1} + \frac{bm_2}{p_0}$$

茲に

t = 必要なる基盤厚

b = 支持面積の直径

p_0 = タイヤ圧力

m_1 = 基盤の剪断抵抗

m_2 = 基盤下の土壌の剪断抵抗

従来舗装を行つた 道路は四季を通じて完全なものとして考へられてゐたが、これは基層材料が乾いてゐる時のみで、凍結した土壌が融ける時期には舗装はひどい凍害を受ける。この問題を處理せんとして下層砂利層を安定せしめんとするいろいろの混和材の使用が考究せられた。基盤厚の算定に大切な 剪断強さは 土壌の摩擦抵抗と粘着力の結果であつて、壓縮強さの $1/2 \sim 1/3$ の値を示し、分水率の増加と共に強度低減する。故に土壌安定法處理基層の強さを 研究する爲には 壓縮強さと毛管吸水率を調べればよい。以上の見地から Canada の N. W. McLeod 博士指導の下に 6 個所の研究所にて合同試験研究を行つた。その大要は次の如くである。

(2) 試験

粒度 粒度の影響を求めんが爲に 9 種類の粒度を異にした土砂混合物を用ひて試験した。

混和材 土壌安定法に用ひられる混和材を分類すると一般に次の 4 つの型に分けられる。

i) 機械的安定法 混和材なしに土砂の摩擦抵抗と粘着力にて締固むる工法

ii) 化學的安定法 水に可溶性の鹽類に依るもので主として鹽化カルシウム、食鹽、リグエン等を用ひたる工法

iii) セメント安定法 水硬性の物質、主としてポルトランド セメントを用ふる工法

iv) 水密安定法 水に不溶物質に依る工法、主としてアスファルト乳剤を用ふる工法。

本試験に於てもこの四種について行つた。使用混和劑は大別して二種類に分けた。即ち

(a) 水に溶ける混和材 鹽化カルシウム、食鹽、パルプ廢液

b) 水に溶けない混和材 石膏、ポルトランド セメント、カットバックアスファルト、タール、アスファルト乳剤とした。

供試體の製作 供試體は含水率 $65 \sim 75\%$ とし、密度 2.32 kg/dm^3 になる如く加壓作製した。骨材は豫め空中にて乾燥し、含水量を測定した。1 練りにて壓縮供試體 3 個、毛管吸水供試體 2 個作るに充分なだけとした。含水率並びに混和材添加率は乾燥せる砂利土砂混合物に對するものである。

混合方法は混合材に依り夫々異なる。即ちポルトラン

ドセメント、石膏は乾燥した混合物と先づ混和してから水を加へ、乳劑は土壌に水を加へてよく混合した後加へ鹽化カルシウム、食鹽、リグエンは豫め水に溶かしてから乾燥した土砂混合物に加へた。すべてこの混合は手で丁寧に行つた。

型枠の内側は蠟を塗り、四層に填充、2.5 kg の棒で搗きたる後水壓を掛けて一定の容積に仕上げた。壓縮試験供試體は徑 152 mm、高さ 355 mm で、毛管現象供試體は徑 152 mm、高さ 203 mm である。

壓縮試験 壓縮試験は 100 ton 水壓式試験機に依り行ひ、含水量 0, 1, 2, 3% のものにつき行つた。絶對乾燥供試體は型枠を早くとつて蠟の裡當てだけあてて 7 日間空中放置後、裡當をとり 140°F で一定重量になる迄乾燥せられ、その儘冷された後試験する。1, 2, 3% の含水率の供試體は同様に蠟の裡當し空中で乾燥させる。この時 1 日毎に倒にする。毎日計量して所望の含水率になつた時硫黄でキャッピングして試験する。

毛管現象試験 供試體は前に示した様に乾燥させた後下面以外をパラフィンで被せる。下面には吸取紙を當てゝおく。上面には空氣が出る小孔をあける。供試體は室温にて 6.3 mm 水に浸し 1, 2, 3, 5, 7, 10, 14, 21 日と計量し最後に増量しない迄行ふ。

(3) 試験結果に就て

粒度の影響 乾燥状態に於ける最大壓縮強さを有する粒度は圖-54 の粒度を有するものである。毛管吸水

圖-54.

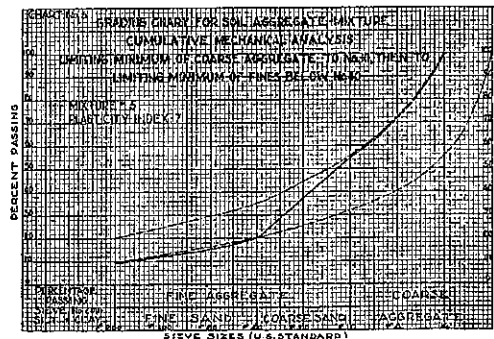
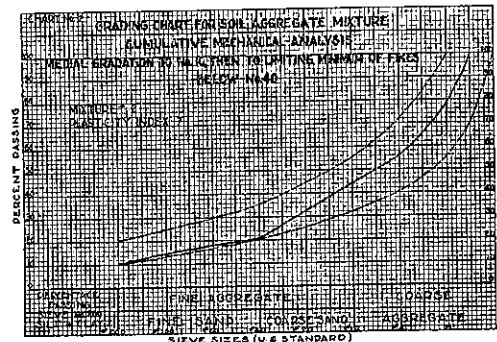


圖-55.



が少なかったものは圖-54, 55, 56 に示す粒度であつた。

上記最大壓縮強さの粒度のものゝ強さが含水率の増加に伴ふ變化を調べた結果は表-10 の如くであつて、單に機械的に安定されたものが如何に速かに含水に依り強度を低下するかが明かになつた。

混和材が壓縮強さに及ぼした影響は圖-57 に示すが如くである。

圖-56.

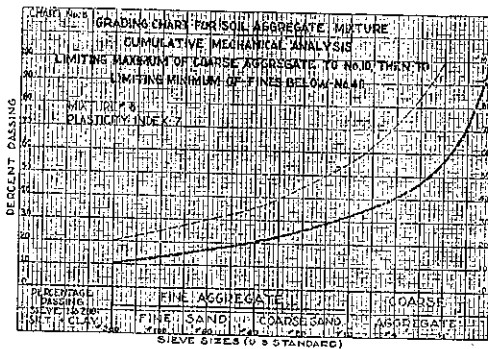
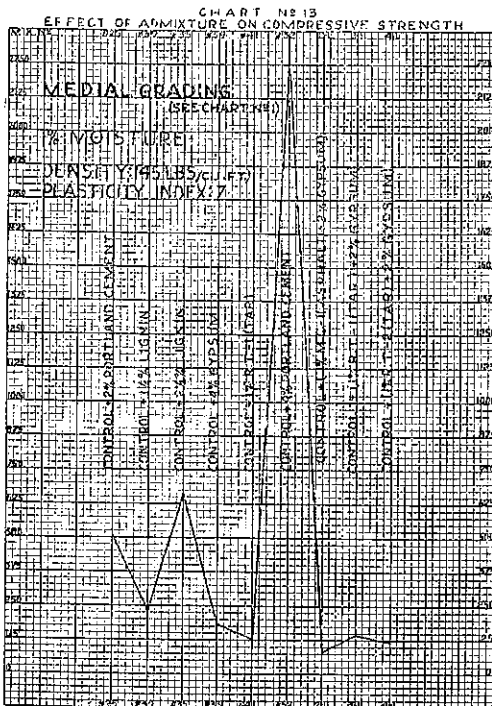


表-10.

Percentage of Moisture	Compressive Strength Lb. Per Sq. In.
0	338
1	205
3	108

圖-57.



混和材が毛管現象に及ぼした影響は表-11, 12, 13 に示すが如くである。

表-11.

Per Cent and Type of Admixtures	Compressive Strength in Lb. Per Sq. In.			Total Capillary Water Absorption Per Cent
	Dry	1 Per Cent Moisture	2 Per Cent Moisture	
0.50 Calcium chloride	152	...	81	4.5
0.70 Sodium chloride	213	...	78	4.3
1.25 Lignin binder	...	332	...	3.7
2.50 Lignin binder	...	640	250	100
				3.8

表-12.

Per Cent and Type of Admixtures	Compressive Strength in Lb. Per Sq. In.			Total Capillary Water Absorption Per Cent
	Dry	1 Per Cent Moisture	2 Per Cent Moisture	
2.0 Gypsum	312	3.00
4.0 Gypsum	336	190	...	6.36
6.0 Gypsum	375	6.80
2.0 Portland cement	...	513	...	4.70
4.0 Portland cement	...	2225	875	718
6.0 Portland cement	1707	...
1.0 R. T. 1 (tar)	259	3.20
2.0 R. T. 1 (tar)	194	122	...	93
1.0 M. C.-1 (asphalt)	237	1.76
2.0 M. C.-1 (asphalt)	231	81
1.0 Asphaltic emulsion	295	0.36
2.0 Asphaltic emulsion	301	5.15
				4.55

表-13.

Per Cent and Type of Moisture	Compressive Strength in Lb. Per Sq. In. 3 Per Cent Moisture Content	Total Capillary Water Absorption Per Cent
1.0 R.T.-3 (tar)	114	2.60
2.0 R.T.-2 (tar)	103	0.50
1.0 R.T.-3 (tar)	120	2.75
2.0 R.T.-3 (tar)	130	0.75
1.0 R.C.-1 (asphalt)	182	1.00
2.0 R.C.-1 (asphalt)	106	0.60

水に可溶の混和材と不可溶の混和材の比較

可溶性のもの——之等混和材の壓縮強さ並びに毛管現象に及ぼす影響は表-11 の如くである。

不可溶のもの——表-13, 14 の如くである。

不可溶のものゝ中でポルトランドセメントと石膏は毛管吸水抵抗を殆んど改善しない、但しポルトランドセメントは非常に壓縮強さを増大する。アスファルト質のものは多少壓縮強さを低下せしめるが液状アスファルト及びタールは毛管吸水を低減する(乳剤が毛管吸水多いのはアスファルト量の少きに依る)

(4) 要 約

1. 機械的割合で安定せられた基盤は乾燥状態の下に於ては充分の壓縮強さを有するが、含水量の増加に依り急速に強さが低減する。一般に砂利道基盤の安定度は壓縮強さと毛管吸水の二性質で左右される。

2. 他の條件を同一にすると、土砂の粒度圖-54 のものが乾燥下に於て最大の壓縮強さを有する。

3. 他の條件を同一にすると、土砂の粒度圖-54, 55, 56 のものが最少の毛管吸水を示す。

4. 水に溶ける混和材は壓縮強さの點からも毛管吸水の點からも特に効果的でない。但しその混和は載圧を

容易にすること、吸水の凍結に當つては凍結點を低下せしむる等の利益がある。

5. 水硬性混和材は毛管吸水は全然防止出来ない。但しポルトランドセメントは適當に配合することに依り壓縮強さを改善する。

アスファルト系混和材は毛管吸水を低減する。壓縮強さも乾いてゐる時と吸水した場合とあまり異ならず道路用として充分荷重に耐へられる強さを有する。

6. 他の條件を同一にすると、防水處理した基盤はその最悪の場合（含水率 3%）に於て單に機械的割合せで作つた基盤の融解期（含水率 4~6%）に於けるものの數倍の剪斷抵抗を有する、例へ後者が數吋厚くとも防水處理したものと方が遙に優れてゐる。

[抄者註] 本報告に於ける含水率は吾々の當面してゐる問題に比較して過少である點に注意を要す。