

抄 録

第25巻第10號 昭和14年10月

応 用 力 学	頁
(140) 不静定構造物解法に於ける応力法と変形法との關係	1229
(141) ハンチを有する梁のモーメント更正	1231
(142) 裏込土砂の土圧測定	1232
<u>水 理</u>	
(143) 自然及模型中の感潮部水流に及ぼす地球自転の影響	1235
(144) 鋼矢板水路に於ける流量	1236
<u>材 料</u>	
(145) 木材の繊維の方向と支圧強度の關係	1238
(146) 木材のボルト締め継手の強度	1239
<u>施 工</u>	
(147) 盛土掘固め度の現場判定	1240
(148) 護岸用袋詰め土セメント混合物	1242
<u>河 川</u>	
(149) 積雪量調査による河川流出量の豫報	1243
(150) 最大可能洪水と堰堤餘水吐容量との關係	1245
<u>上 水 道</u>	
(151) 濾床に就て	1247
<u>橋梁及構造物</u>	
(152) Dessau 附近に於ける獨逸自動車道熔接鋼拱橋	1248
<u>隧 道</u>	
(153) 隧道の周囲の応力分布	1252
<u>雜</u>	
(154) ノモグラフ製図法の一例	1253

応 用 力 学

(140) 不静定構造物解法に於ける応力法と
変形法との關係

G. Unold; "Beziehung zwischen dem Kraftverfahren und dem Formänderungsverfahren bei Berechnung statisch unbestimmter Tragwerke." Der Stahlbau, 30, Sept. 1938. p. 155~156.
千葉 寛 抄

不静定構造物の解法に當りて応力法と変形法と何れが可なるかは既に屢々討究され來つた問題であるが、全く間違ひと迄行かなくとも問題の核心を外れた如き説も多々あるやうに思はれる。変形法は高次の不静定の場合にのみ適用せらるゝものなりと説き、或は又之は複

雑なラーメン構造物の場合にのみ好都合なりと説き、更に又撓角法を変形法と恆等的なものと考えて兩者の聯關を計つたりするのである。然し乍ら以上に述べる簡単な説明により本問題が明確に説明されるであらう事を信じて疑はない。応力法と変形法は、構造物に働く荷重が間を置いて働く場合には変形法の方が好都合なる事はよく知られてゐるが、從來の慣習により応力法の方が重要視される場合が多いのである。其の他の點では兩法歸する所一なる如く思はれる。かくして変形法の意義も増し、兩法の歸一性が首肯される。

不静定構造物解法の取扱は次の如く分けられる:-

- (I) 不静定構造物を幾つかの静定構造部分に分つ。
- (II) 滑節又は剛節の構造物の支點、鉸或は断面の位置に不静定の力又はモーメント X_1, X_2, X_3, \dots

を考へる。其處には未知の變形（長さ及横の方向の變形 x, y で表はす）又は未知の格點撓角或は材端撓角 ($\delta_1, \delta_2, \delta_3, \dots$ 或は $\varphi_1, \varphi_2, \dots$ で表はす) が生じる。

(III) 荷重 P , 不靜定量 X 及撓角 δ の間には一般に linear な關係が成立する。此の關係式を (AB) とす。

以下応力法と變形法とに別けて考へる。

応力法:—

(AB) を變形して δ を P と X の項にて表はす。

隣接の δ の間に常に成立する變形の連続式 (FB) を立てる。

此の (FB) と上記 (AB) とよりして X と P との關係式即ち彈性方程式を得る。之を解いて得た X の値を (AB) に入れて δ の値を得る。

次に之を例を以て示さん。

懸拱 (圖-1)

δ : ローラーの右方への変位

δ_P : 荷重 P のみによる変位

とせば (AB) は

$$\delta = \delta_P - X \delta_r \quad \text{及} \quad \delta = X \delta_s$$

茲に δ_r : $X=1$ なる力による変位

δ_s : $X=1$ なる引張力による張桿の伸び

応力法:—

(FB) は

$$\delta = \delta \quad \text{或は}$$

$$\delta_P - X \delta_r = X \delta_s$$

$$\text{之より} \quad X = \frac{\delta_P}{\delta_r + \delta_s}$$

$$\text{又} \quad \delta = \frac{\delta_P \delta_s}{\delta_r + \delta_s}$$

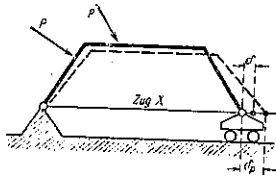
變形法:—

(AB) を變形して X を P と δ の項にて表はす。

隣接の X の間に常に成立する応力の連続式 (KB) を立てる。

此の (KB) と上記 (AB) とよりして δ と P との關係式即ち彈性方程式を得る。之を解いて得た δ の値を (AB) に入れて X の値を得る。

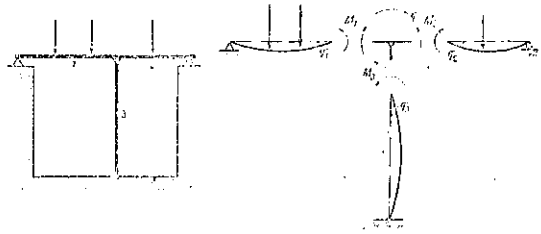
圖-1.



之によりて兩方法が同一結果を與ふる事を知る。支柱を有する連続梁 (圖-2 及 3)

圖-2.

圖-3.



応力法:—

(AB) は

$$\varphi_1 = \varphi_{1P} + M_1 C_1$$

$$\varphi_2 = \varphi_{2P} + M_2 C_2$$

$$\varphi_3 = M_3 C_3$$

茲に $\varphi_{1P}, \varphi_{2P}$ は荷重 P により, C_1, C_2, C_3 は夫々 $M_1 = M_2 = M_3 = 1$ の場合に生ずるものとす。

未知格點撓角を φ とせば

(FB) は

$$\varphi_1 = -\varphi, \quad \varphi_2 = \varphi$$

$$\varphi_3 = \varphi$$

或は $-\varphi = \varphi_{1P} + M_1 C_1$

$$\varphi = \varphi_{2P} + M_2 C_2$$

$$-\varphi = M_3 C_3$$

之より次の2個の彈性方程式及1個の靜定方程式を得る。

$$\varphi_{1P} + M_1 C_1 = M_3 C_3$$

$$0 = \varphi_{2P} + M_2 C_2 + M_3 C_3$$

$$M_1 + M_3 = M_2$$

之より M_1, M_2, M_3 及 φ を得る。

如是応力法に依れば未知量 M に關する3個の方程式を得るも, 變形法に依れば未知量 φ に關する1個の方程式を得る事が分る。之は注目に値する事で, 此の場合には變形法の方が便利である。

3個以上の部材を有する Sternstab (圖-4)

格點に力 P が α の傾斜角で働き, 各部材は格點及地面に於て鉸接続をなす。未知部材応力を S_1, S_2, \dots

變形法:—

格點撓角を φ とせば

(AB) は

$$M_1 = -\frac{\varphi}{C_1} - \frac{\varphi_{1P}}{C_1}$$

$$M_2 = \frac{\varphi}{C_2} - \frac{\varphi_{2P}}{C_2}$$

$$M_3 = -\frac{\varphi}{C_3}$$

(KB) は

$$M_1 - M_2 + M_3 = 0$$

或は

$$-\frac{\varphi}{C_1} - \frac{\varphi_{1P}}{C_1} - \frac{\varphi}{C_2} + \frac{\varphi_{2P}}{C_2} - \frac{\varphi}{C_3} = 0$$

之より不靜定量

$$\varphi = \frac{-\frac{\varphi_{1P}}{C_1} + \frac{\varphi_{2P}}{C_2}}{\frac{1}{C_1} + \frac{1}{C_2} + \frac{1}{C_3}}$$

及 M_1, M_2, M_3 を得る。

とす。

変形法：—

未知変形として変位分量 x, y を用ふ。之は部材長に比し僅少の値。

次の (AB) は各部材の伸びを表はす。

$$\begin{aligned} \frac{S_1 s_1}{E_1 F_1} &= x \cos \alpha_1 + y \sin \alpha_1 \\ \frac{S_2 s_2}{E_2 F_2} &= x \cos \alpha_2 + y \sin \alpha_2 \\ \frac{S_3 s_3}{E_3 F_3} &= x \cos \alpha_3 + y \sin \alpha_3^* \\ &\text{etc.} \end{aligned}$$

之より

$$S_1 = x \cos \alpha_1 \frac{E_1 F_1}{s_1} + y \sin \alpha_1 \frac{E_1 F_1}{s_1} \quad \text{etc.}$$

(KB) としては

$$\begin{aligned} P \cos \alpha &= S_1 \cos \alpha_1 + S_2 \cos \alpha_2 + S_3 \cos \alpha_3 + \dots \\ P \sin \alpha &= S_1 \sin \alpha_1 + S_2 \sin \alpha_2 + S_3 \sin \alpha_3 + \dots \end{aligned}$$

上の S の値を此の (KB) に代入して整理すれば次の弾性方程式を得る。

$$\begin{aligned} x \left[\cos \alpha_1 \cos \alpha_1 \frac{E_1 F_1}{s_1} + \cos \alpha_2 \cos \alpha_2 \frac{E_2 F_2}{s_2} + \dots \right] \\ + y \left[\sin \alpha_1 \cos \alpha_1 \frac{E_1 F_1}{s_1} + \sin \alpha_2 \cos \alpha_2 \frac{E_2 F_2}{s_2} + \dots \right] \\ = P \cos \alpha \\ x \left[\cos \alpha_1 \sin \alpha_1 \frac{E_1 F_1}{s_1} + \cos \alpha_2 \sin \alpha_2 \frac{E_2 F_2}{s_2} + \dots \right] \\ + y \left[\sin \alpha_1 \sin \alpha_1 \frac{E_1 F_1}{s_1} + \sin \alpha_2 \sin \alpha_2 \frac{E_2 F_2}{s_2} + \dots \right] \\ = P \sin \alpha \end{aligned}$$

之より未知量 x 及 y 更に S を得る。

応力法：—

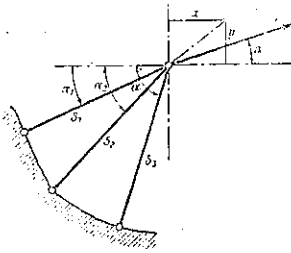
部材 n 個に対し未知量は x, y 及 $S_1 \sim S_n$ の $(n+2)$ 個にして上記 * 印の $(n+2)$ 個の式より直接求め得るが上の変形法に比し遙かに煩雑である。

同様ににして 3 個以上の部材が剛性架橋に接続する場合も解き得る。更に又之は空間に対しても擴張し得るものである。

結語 以上の二、三の例により次の如き考察が出来る。

構造物は、変形の値 δ 或は φ が未知量 X の作用點に於て零とならざる限り、応力法並に変形法何れに依

図-4.



りて扱ふも同様なり。但し依つて生じる弾性方程式の数は兩法により一般には異なる。弾性方程式の解法が全体の不静定計算の主要な役割を有し且その方程式の数により影響するゝ所大なるが故に、成る可く方程式の数を少なからしむる方法を取るべきである。

何れの方法が方程式の数を少なからしむるかの問題は茲には扱けない。此の問題は Stahlihan, 1933, s. 145 に Hertwig が詳しく取扱つてゐる。凡ゆる場合に於て変形法は従来よりも一層重要な意味を持來つた。他の方法では不可能であつた問題が驚く程簡単に解かれた例が多々ある。

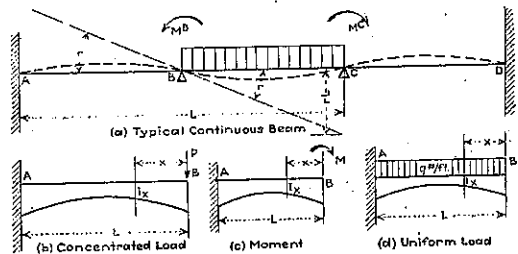
(141) ハンチを有する梁のモーメント更正

(Odd Albert; "Moment Coefficients for Hunched Beams." E.N.R.; April 13, 1939, p. 64-65. 宮崎茂一抄)

断面 2 次モーメントの変化する梁に於て、断面積一定と假定すれば、設計上不正確であり、無駄を生ずるから、本文に於ては、2 次モーメント変化に対する更正を行ひ、表を作成した。

即ち片持梁の撓度法による式を使つて、断面 2 次モーメントの変化する連続梁に於けるモーメントに対する更正をなした。連続梁は径間毎の片持梁に切り離して考へ、切断點に於ては、反力モーメント及傾斜角等の條件を入れる。

図-5. 中央径間に頸荷せる 3 径間梁。各径間は (b), (c), (d) に於ける荷重状態に對して夫々 (1), (2), (3) 式にて與へられる撓を有する片持梁として考へられる



Three-span beam with loading on middle span. In the cantilever design

B 點に於ける集中荷重 P に対する自由端 B に於ける全撓度は (図-5 (b))

$$d = \int_0^L \frac{P x^2 dx}{EI_x} = \frac{PJ^3 3I}{3EI L^3} \int_0^L \frac{x^2 dx}{I_x} = \frac{PJ^3}{3EI} i_1 \dots (1)$$

モーメント M に対しては

$$d = \frac{MJ^3}{2EI} i_2 \dots (2)$$

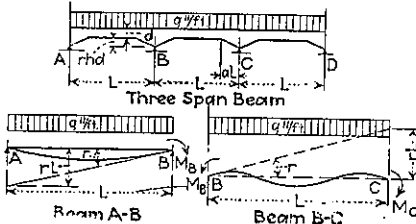
等布荷重には

$$d = \frac{qL^4}{8EI} i_3 \dots\dots\dots(3)$$

上述の撓公式は $i=1$ の場合は、断面2次モーメント一定の梁の撓公式となる。可変断面2次モーメントを有する梁に於ては i の値は常に1よりも小である。

積分値 i の使用法 4個のハンチ支承を有する等径

図-6. 等布荷重に対するハンチ梁のB點に於けるモーメント、梁 AB, BC は固定された片持梁として各別に考へ。



間連続梁に於ては、等布荷重の場合の支點Bに於けるモーメントを見出さねばならぬ。

表-1は図-7に於ける種々なる m と a に

對する値を示す。かゝる對稱梁に對しては

$$i_3 = 2i_1 - i_2$$

表-1.

a	m	Value of m									
		0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0
0.5	i ₁	0.850	0.755	0.692	0.642	0.612	0.598	0.595	0.598	0.595	0.595
	i ₂	0.592	0.603	0.724	0.710	0.783	0.805	0.848	0.833	0.821	0.811
	i ₃	0.818	0.752	0.628	0.573	0.536	0.500	0.457	0.428	0.445	0.435
0.75	i ₁	0.876	0.798	0.745	0.707	0.678	0.656	0.639	0.625	0.614	0.604
	i ₂	0.606	0.611	0.688	0.723	0.759	0.782	0.798	0.797	0.787	0.780
	i ₃	0.747	0.731	0.637	0.611	0.607	0.589	0.560	0.544	0.539	0.519
1.0	i ₁	0.895	0.823	0.782	0.750	0.726	0.707	0.692	0.679	0.669	0.661
	i ₂	0.621	0.611	0.696	0.711	0.732	0.737	0.735	0.725	0.717	0.711
	i ₃	0.808	0.785	0.729	0.689	0.659	0.630	0.618	0.603	0.592	0.582
1.5	i ₁	0.919	0.867	0.832	0.800	0.787	0.773	0.761	0.752	0.744	0.737
	i ₂	0.741	0.702	0.677	0.658	0.644	0.633	0.624	0.617	0.611	0.606
	i ₃	0.897	0.851	0.787	0.755	0.731	0.713	0.698	0.687	0.677	0.669

各梁のハンチの傾斜は同一とし、 $m=1, a=\frac{1}{4}$ とすれば、(図-7) 上記の表より

$$i_1 = 0.612 \quad i_2 = 0.688 \quad i_3 = 0.536 \text{ となる。}$$

片持梁の撓理論を使つて、上記の公式から撓が算出される。而して支點は不動なる故之等の撓の總計は零である。即ち図-6のAB梁に於ては

$$\frac{qL^4}{8EI} i_3 - \frac{AL^3}{3EI} i_1 + rL = 0 \dots\dots\dots(4)$$

Bの周囲のモーメントをとれば

$$A = \frac{qL}{2} - \frac{M_B}{L}$$

$$r = \frac{qL^3}{24EI} (4i_1 - 3i_3) - \frac{M_B L}{3EI} \dots\dots\dots(5)$$

次に梁 BC (図-6) の支點 C に於ける撓をとれば

$$\frac{qL^4}{8EI} i_3 + \frac{M_C L^2}{2EI} i_2 - rL - \frac{CL^3}{3EI} i_1 = 0 \dots\dots\dots(6)$$

梁は對稱なる故 $M_B = M_C$; 又 $C = \frac{qL}{2}$

$$r = \frac{M_B L}{2EI} i_2 - \frac{qL^3}{24EI} (4i_1 - 3i_3) \dots\dots\dots(7)$$

(5) 及 (7) 式より

$$M_B = \frac{qL^2}{2} \frac{4i_1 - 3i_3}{3i_2 + 2i_1} = \frac{qL^2}{7.8}$$

断面2次モーメント一定の場合は積分値は1となり

$$M_B = \frac{qL^2}{10}$$

ハンチ梁は支點に於て多くのモーメントを分擔し、中央部にてはモーメントは小になる。

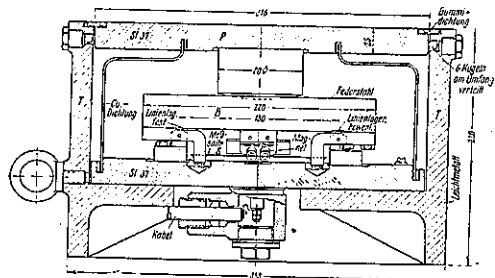
(142) 裏込土砂の土圧測定

Paul Müller; "Erddruckmessungen bei mechanisch verdichteter Hinterfüllung von Stützkörpern." Die Bautechnik, 28 März, 1939 Heft 13 s. 195-203. 福田秀夫 抄

橋臺、翼壁が屢、移動することは觀察されることであるが、この原因は設計の失敗によるものとされず、裏込土砂の機械的搗固によると考へられる。此處に於てその原因を究明せんがために、又土圧力の數的根據を得んため、自動車國道の構造物に就て實測を行つた。

(I) 測定装置: 電氣的操作によるものは充分な結果を得られなかつたので、Dr. Schäferによる電氣音響的測定器を用ひた。これは Hamburg の Mählak に於て作られ、その構造は図-8である。この土圧を受け

図-8. 電氣音響的測定器



る面の直径は 3.6 mm、面積は 786 cm²、中央の撓約 0.05 mm、縁の撓 0.08 mm で、磁力により鉄線を振動せし

め、この振動数を擴大して受信器により聴き取る。この振動数と既に計られてある受信器中の電線の振動数と一致せしめて、力の大きさを決定する。一番階迄充分に

図-9. 摩擦力測定器

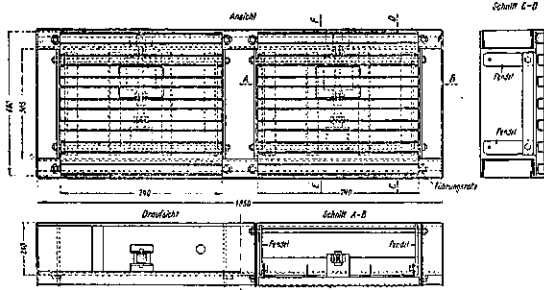
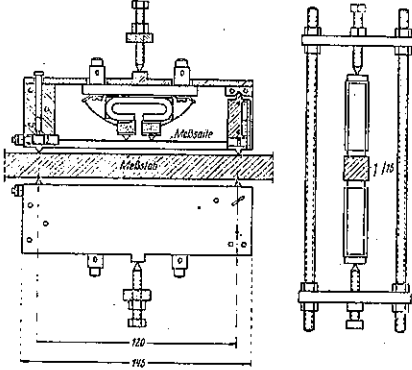


図-10. 撓度計



約 30 t の能力ある 34×34 cm の四角の杭を有し、前面の杭は 3.5:1 の傾斜である。北側の翼壁はその頂に於て約 1 cm 外に移動した。図-11, 12 の如く 1 對宛据ゑる。土壤試験の結果は、單位重量 $\gamma = 1.69 \text{ t/m}^3$ 、息角 $\rho = 34^\circ$ (乾砂)、 $\rho = 45^\circ$ (0.5~14% の濕砂)、 $\rho = 56^\circ$ (4.5% の濕砂) であつた。この測定の結果は 1 對宛の測定値はよく一致してゐる。之を曲線にしたものが図-13 である。

理論値と之を比較する。 $\gamma = 1.69 \text{ t/m}^3$
 $\rho = 45^\circ$ とし、土の摩擦影響を考へぬと

$$e_1 = 1.69 \text{ h tg} \left(45^\circ - \frac{45^\circ}{2} \right) = 0.29 \text{ h t/m}^2$$

図-11. 94 km に於ける取付け位置

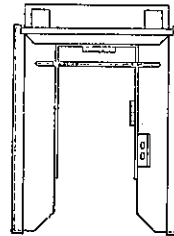
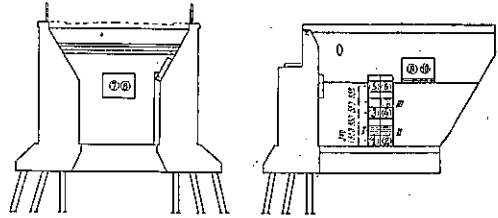
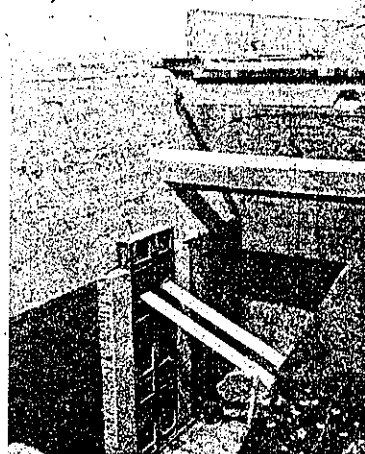


図-12. 94 km に於ける取付け位置



きとれ、之は $0.00244 \sim 0.00490 \text{ kg/cm}^2$ に當る。

図-9, 10 は摩擦力を測定せんとする装置で測定器は 4 個の振子により支へらる。測定器の後側には目盛があつて、摩擦力が働けば目盛の上に取りつけられる撓度計及 Dr. Schäfer の方法により之を測定することが出来る。

(2) 測定装置の取付け方法: 測定器は 1 對を以て 1 組として取付けるのを原則とする。

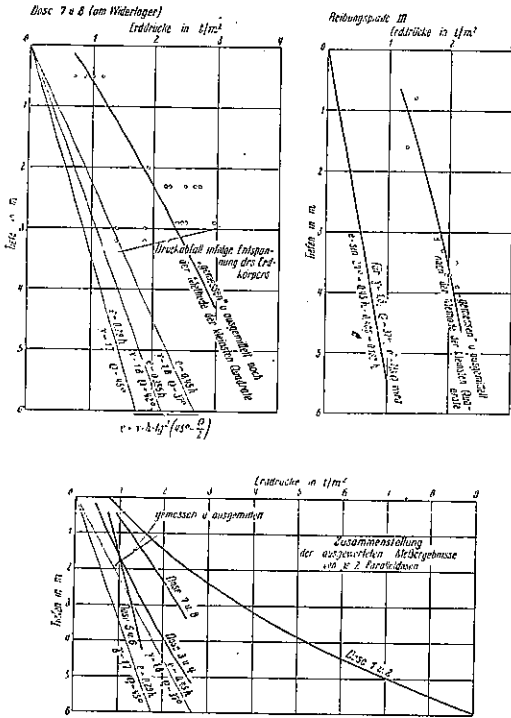
(3) 測定値の判定: 土の不均一、搦き固めの方法、湿度等により、1 對の測定器の値でも同一ではないから、1 對宛取付けることは是非必要で、之により結果を價値をあらしめ得る。又初期応力を區別しなければならぬ。

(4) 測定値の決定: 測定値を決定するには、同じ高さの測定器の結果を集めて、最小自乗法による。こゝに求められた曲線は観測の誤差及其他の影響のない實際の土圧を表はすものである。

(5) 測定結果:

(a) 94.0 km の構造物に就ての測定: 橋臺及翼壁は

図-13. 94 km に於ける測定結果



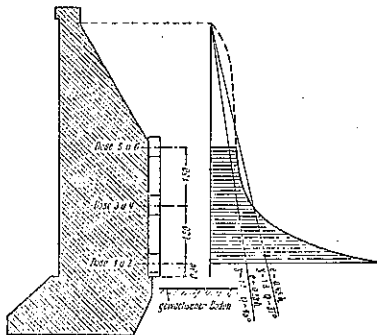
又 $\gamma = 1.8 t/m^3$, $\rho = 37^\circ$ とすれば $e_2 = 0.45 h t/m^2$ 故に

土の深さ H (m)	2.00	2.90	
測定値 e_0	1.75	2.72	
理論値 e_1	0.58	0.84	
„ e_2	0.90	1.31	
e_0/e_1	3.02	3.24	平均 3.1
e_0/e_2	1.95	2.07	„ 2.0

図-14 は全部の結果を纏めたもので、土圧分布を示す。

土圧を受けてゐる構造物の安全性は、尙土と構造物の摩擦にも関係して

図-14. 土圧分布



ゐる、即ち (1), (2) は 1, 2 に直接に、又 (3) は 3, 4 の上に取付けた。 $\gamma = 1.8 t/m^3$, $\rho = 37^\circ$ とすれば、理論値は

$$R_1 = e_0 \sin\left(\frac{2}{3} 37^\circ\right) = e_0 \sin 24^\circ = 0.45 h \times 0.407 = 0.183 h t/m^2$$

故に (1), (2) では

H (m)	1.85	2.84	3.70	5.15
測定値 R_0 (t)	2.55	3.24	3.56	3.90
理論値 R_1 „	0.34	0.51	0.67	0.93
R_0/R_1	7.50	6.36	5.30	4.20

又 (3) では

H (m)	1.18	2.20	3.65	4.45
R_0 (t)	1.34	1.64	2.02	2.16
R_1 „	0.21	0.40	0.64	0.80
R_0/R_1	6.39	4.10	3.16	2.73

土圧の傾斜は $\text{tg } \delta = \frac{R}{N}$ により與へられる。1, 2, (1), (2) より

土の深さ (m)	1.85	2.84	3.70	5.15
R (t)	2.55	3.24	3.56	3.90
N „	1.45	4.45	5.08	7.40
δ	$6^\circ 20'$	$36^\circ 10'$	35°	28°

3, 4, (3) より

土の深さ (m)	1.18	2.20	3.65	4.45
R (t)	1.34	1.64	2.02	2.16
N „	1.00	1.20	2.10	2.40
δ	$53^\circ 20'$	$53^\circ 40'$	$43^\circ 30'$	$42^\circ 20'$

この結果より見る時は、土圧の傾斜は實際の土の深さによるもので、追加した土の深さには餘り關係しない

図-15. 102.2 km に於ける取付け位置

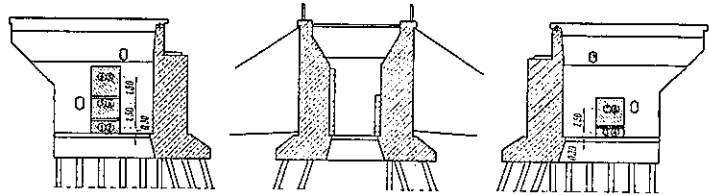
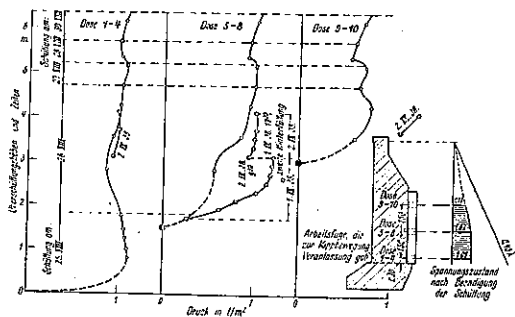


図-16. 測定結果



し、傾斜角の大きさをを見ると摩擦力の増加は直圧力より一般に大である。

(b) 109.2 km の構造物に就ての測定：本構造物の橋臺及翼壁は杭の基礎の上に作られたが、翼壁は裏込後外側へ傾斜し、頂で 4 cm 動いた。

94 km の構造物に於ける経験によると、もつと大なる移動が計算されたので、測定器は翼壁の前にある練瓦壁におかれた。

(c) 100.06 km の構造物に就ての測定：本構造物は、

交互に前後に傾いた杭の基礎にあつて、裏込は普通の穀物の粒位の齧滓よりなる。これは $\gamma = 1.26 \text{ t/m}^3$ $\rho = 37^\circ$ で、その内部摩擦角は不明である。

8 箇の土圧測定器と 4 箇の摩擦測定器を取りつけた。下部の 5~6, 7~8 はよく一致したが、1~2, 3~4 は幾分違つてゐる。

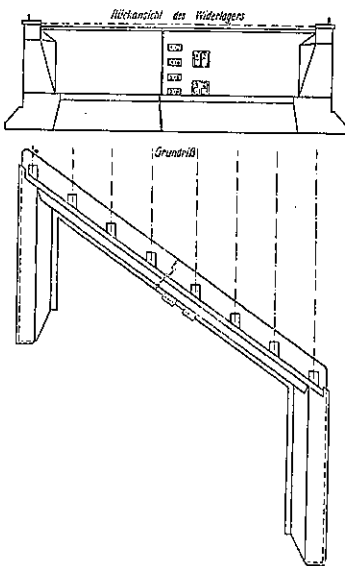
$\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$, $\rho = 37^\circ$ とすれば $e_1 = 0.45 h$ 又 $\gamma = 1.26 \text{ t/m}^3$, $\rho = 45^\circ$ とすれば $e_2 = 0.22 h$ なる理論的數値と比較すると、3~4, 5~6 は 1~2, 7~8 にくらべて小である。

總括：これらの測定によると、擁壁に機械的に搦き固められた裏込の圧力はかなり大である。

擁壁が初期に於て地盤とよくなじまぬことは、必然的に圧力の増加を生じ、しつかりした地盤は側圧を高める。又橋臺翼壁の僅少ななる移動は直ちに圧力の低下を生ず。

今迄の 3 つの構造物の測定は理論的にはよく合つてゐることは明かだが、一般的の價値ある多くの結論は與へてゐない。側圧も亦時の函数であることは確かであるが、裏込に外部の影響がなければ長い期間に亘つて増減する。今迄の測定では數週間にしか行はれてゐないから、之に就て決定的の結論は與へられぬ。

図-17. 100.06 km に於ける取付け位置



裏込と壁の間の摩擦力は裏込が落つくにしたがつて増加してくる。この摩擦力の時に就ての關係は最も重要なものである。

摩擦力は廻転モーメントと逆に働き、構造物の安全率を高める。廻転力の影響は單に土圧のみを受けてゐる構造物より廣い基礎を要し、計算による基礎の必要なる値より大となる。この外に基礎に於て特に起り易い廻転運動のために外側へ動くのを防ぐため、翼壁に幾分傾斜をつけて之を補はねばならぬ。

水 理

(143) 自然及模型中の感潮部水流に及ぼす地球自転の影響

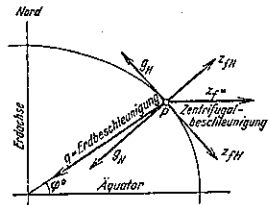
(W. Hensen; "Der Einfluß der Erdumdrehung auf Tideflüsse in der Natur und in Modell." Die Bautechnik, 19. Mai, 1939. s. 285~288. 本間 仁 抄)

地球自転の水流に及ぼす影響は北半球では北極に向つて右向きであるから右偏向と稱する。

図-18.

一つの質點が經線 (Meridian) に沿つて北極に向つて動いてゐる場合を考へれば、右偏向は西から東に向つてゐる。

図-18 に於て Z_f は遠心力であつて之は 2 つの成分 Z_{fN} 及 Z_{fH} に分けられる。之に對して重力 g の 2 つの成分は g_N 及 g_H である。速度 v の自由運動に於ける右偏向の加速度はその軌道に直角に



$$b = 2\omega v \sin \varphi$$

但し ω は地球自転の角速度であつて、 $\omega = 2\pi/\tau$, $\tau = 86, 164$ 秒で與へられる。その結果右偏向が起りその軌道曲線の半径は

$$Ra = \frac{v}{2\omega} \sin \varphi$$

従つて右偏向を求心力の形で表せば

$$Z_p = b = v^2/Ra$$

運動が強制運動の場合にも地球自転による右偏向は遠心力として

$$Z_f = b = v^2/Ra$$

を以て表され、之に對して自然の運動の曲率半径を R_N とすれば、合成された運動の曲率半径は

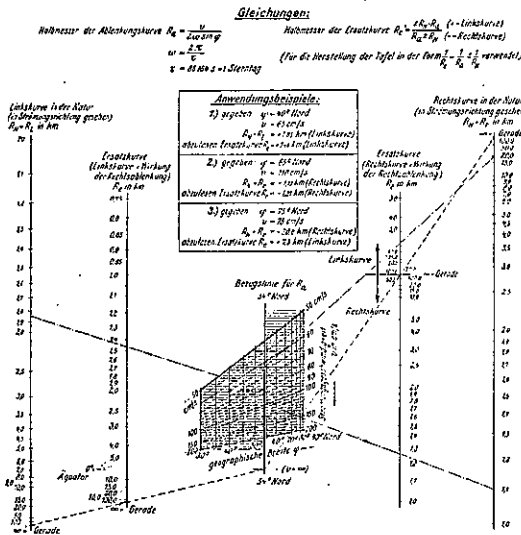
$$v^2/R_c = v^2/Ra \pm v^2/R_N$$

$$Re = \frac{\pm R_N R_a}{R_a \pm R_N} = \frac{\pm R_N}{1 \pm R_N \omega \sin \varphi} \frac{1}{v}$$

但し自然曲線が右曲りの時に +, 左曲りの時に - を取る。

図-19 は上の関係をノモグラムに作ったものである。又實際の計算例としては Elbe 河感潮部の例を掲げてゐる。

図-19.



この種の問題に関する模型試験を行ふ時には次の様な問題が起る。水平縮尺を 1:m, 水深の縮尺を 1:n とすれば速度は Froude の相似則によつて $1:\sqrt{n}$ となる。模型中の北向き遠心力は

$$Z' = v'^2/R' = (m/n)(v^2/R) = (m/n)Z$$

一般に $m > n$ であるから $Z' > Z$ である。又模型中の右偏向は

$$b' = (1/\sqrt{n})b$$

$$\therefore Z':b' = \left(\frac{m}{\sqrt{n}}\right)(Z:b)$$

例へば $m=500, n=100$ の場合は

$$Z':b' = 50(Z:b)$$

即ち模型では $Z:b$ の比が實際の 50 倍になり、右偏向の影響は小さくなつて場合によつては流れの方向の曲り方が實際と反対になる事もある。

(144) 鋼矢板水路に於ける流量

(Friedrich v. Bülow; "Der Abfluß in eisernen Spundwandkanälen, ein Beitrag zur Bestimmung der Hydraulischen Rauigkeit." Die Bautechnik, 21. April 1939, s. 248~250. 永井 莊七郎 抄)

開水路に於ける壁の粗度の特徴に關しては、今尙餘り知られてゐない。又矢板水路に於ける流量に關しても、著者の知る所では殆ど明かにされてゐない。處が Em-scher 協會及其の研究を完成する爲に出來た Lippe 協會は、屢々矢板水路を今迄も築造し、又今後も尙も造る積りであるから、其の計畫を樹立する上に於て、矢板水路の流量に關して研究することが必要であつた。其の研究は、模型實驗が自由に出來る Hoesch AG. と協力して行つた。

渦流の良く知られた抵抗法則

$$J = \psi \frac{v^2}{2gR} \quad (R \text{ は径深})$$

に於ける係数 ψ が如何なる性質を有してゐるか云ふ問題が總ての研究の出發點である。

(1) 平滑な管 平滑に仕上げられた円管に於ては、 ψ は Reynolds 數 $Re = \frac{lv}{\nu}$ のみの函数である。 $Re=10^5$ 迄に對しては $\lambda = 0.316 Re^{-1/4}$ なる Blasius の指數法則が成立する (茲に $\lambda = 4\psi$ にして、自乗の抵抗法則は $J = \lambda \frac{v^2}{2gd}$; d = 管の直径である)。

$Re = 10^5 \sim 10^8$ に對しては Nikuradse の近似公式 $\lambda = 0.0032 + 0.221 Re^{-0.237}$ が適合する。

(2) 粗な管 粗な管に於ては、 ψ は Re 以外の相對粗度 $K = k/R$ に因る。 R は径深にして、 k は Hopf によれば、壁の凹凸の平均の大きさに直接關係すると共に、凹凸の數及凹凸の大きさと其の間隔との比にも因る値である。

Hopf 及 Fromm は矩形管に於ける研究結果から、 k を ϵ/ξ の形で與へてゐる。 ϵ は管材料の凹凸の高さの半分を示し、 ξ は波狀形凹凸の波長を表す。彼等は單なる壁の粗度と壁の波狀形とを區別してゐる。前者に於ける ψ は相對的粗度及径深 R により、後者に於ける ψ は平滑な管に於ける如く單に Reynolds 數のみの函数である。壁の凹凸も滑かて且つ規則的である。勿論 ψ の値は前者より大なる値を取る。前者に對しては Hopf 及 Fromm は次式を與へてゐる。

$$\psi = 10^{-2} \left(\frac{k}{R}\right)^{0.314}$$

Prandtl は詳細なる研究に基いて相當大なる Reynolds 數に對して

$$\lambda = \frac{1}{\left(2 \lg \frac{r}{\epsilon} + 1.74\right)^2} \quad (\text{この } \lg \text{ は常用対数である})$$

を與へてゐる。茲に r : 管の半径, ϵ : 粗度材料の平均の凹凸の高さ。

(3) 開渠 開水路の實測に於て管水路と本質的に異なる事は、流の過程に於ける自由面の影響である。開水路に於ても ψ を決定しなければならないが、今日迄の處では、假定と類推に基いて論ぜられてゐるに過ぎない。唯 Reynolds 数の大なる場合に於ては、 ψ は恐らく Re には無關係にして、唯断面形及壁の粗度にのみ影響されるだらうと云ふことだけは推定される。

(a) 断面形の影響: 径深は断面形を一義的に決定するものでないから、 Re の大なる場合は何時でも、流速公式中に断面形の影響が入つて來るであらうと云ふことは屢々考へられることである。

(b) 法及底面の不陸: 著者の研究に於て、下部の、底に接した部分の法面を粗にした時、粗度の影響は最も著しかった。一方法面の上部のみを粗にした場合には、流水疏通性の減少を確認することは殆ど出来なかつた。従つて底面の附近を粗にすることが決定的な作用を及ぼす。床面の不陸の影響の研究の爲に種々なる閘が等間隔に作られた。然る際、間隔が 14~20 cm の間に於て、渦巻の形成により流水の疏通が最も妨害された。

以上により断面形の影響は殆ど無視することは出来ない様に考へられる。Reynolds 数の大なる場合には恐らく、水路軸からの粗度材料の距離を考慮に入れる可きであらう。恐らく、H. Lang が提唱せる如く、形狀係数を挿入すべきであらう。

(c) Bazin 水路, Sitterstollen 水路及 Kartenbeck 水路間の相似性: 先づ第 1 に矢板壁断面に於て認められる可き關係に就て概念を得る爲に、Bazin の歴史的な測定が大いに役に立つた。

研究せんとする開水路及 Sitterstollen 水路の間に多少適合する相似性が存在するから、模型實驗の結果を、それに相當する流水の経過に照して説明し得る可能性がある。一方又 Sitterstollen 水路は、Bazin の實驗の第 6 列から第 17 列迄の水路及 Karlsruher に於ける河川實驗室に於て Froude の相似法則の適合性を證明する爲に Kartenbeck により使用された矩形水路との間に良く知られた相似性を有してゐる。

若し Froude の相似法則の適用に當つての假定を與へられたものと考へるならば、種々なる滑かさ或は粗さの水路を比較して、粗滑の順序を見出さねばならぬ。其

の順序に依つて、「粗である」、「少し粗である」及「滑かである」と云ふ概念を質的範圍に於て決定して行かねばならない。

Bazin の水路 Bazin が其の研究に使用した水路は、内幅約 2m の函型開水路にして、第 6 列から 11 列迄の水路は飽削されぬ板からなり、其の後此の板の上に厚さ 10mm, 幅 27mm の棧を打つて實驗した。12 列から 14 列迄は棧を 10mm の間隔に、15 列から 17 列迄は 50mm の間隔に打つた。特に $J=0.00886$ の勾配を有する 14 及 17 列に對する値を比較の爲に直接 Bazin の表 (Paris 1865, Recherches expérimentales sur l'écoulement de l'eau dans les canaux découverts) から取つた。6 列から 11 列までの値は Forchheimer の與へた値 (Der Durchfluß des Wassers durch Röhren und Gräben, insbesondere durch Werkgräben großer Abmessungen. S. 15. Berlin, 1923.) を用ひた。

Sitterstollen 水路に對する値は v. Bülow's の論文から取つた。Kartenbeck 水路は幅 0.80 m, 勾配 $J=1:350$ にして、比較の基礎に用ひた。

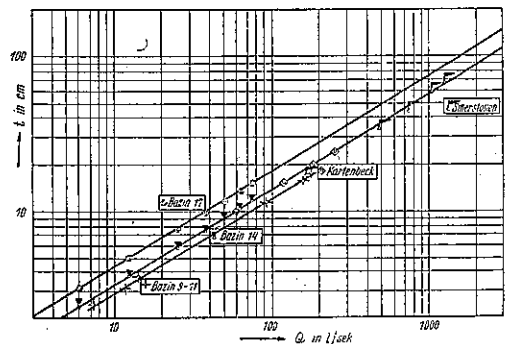
Froude の相似法則 開水路内の流水運動に於ては重力の影響が主であるから、換算に對しては Froude の相似法則を用ひた。長さの縮尺を 1:z とすれば Froude の相似率より

$$\begin{aligned} \text{流速に對しては} & \dots\dots\dots V = z^{0.5}v \\ \text{面積に對しては} & \dots\dots\dots F = z^2f \\ \text{流量に對しては} & \dots\dots\dots Q = z^{2.5}q \end{aligned}$$

勾配 J_1 の際の流量から J_2 の際の流量に換算するには $i = \sqrt{\frac{J_2}{J_1}}$ なる因數を掛けた。

比較結果 Bazin 及 Kartenbeck の Q 及 t の値を對數方眼紙上にとれば、平行直線を示した (図-20 参照, 图中 t =水深)。直線の高さは各水路の相對的粗度を

圖-20.



示すものである。Sitterstollen の直線の勾配が稍急なるは恐らく粗度が正確に等しくなかつた爲であらう。

平滑なる水路よりなる Bazin の実験第 6 列から 11 列迄に對しては、 $Q=1.8/t^{1.6}$ 、14 列（棧の間隔 10 mm）に對しては $Q=1.51 t^{1.6}$ 、7 列（棧の間隔 50 mm）に對しては $Q=0.98 t^{1.6}$ である。

Kartenbeck の値は Bazin の実験値第 14 列と同じ關係を有する。而して Kartenbeck 水路は相當平滑であるから、Bazin の 14 列に於ける粗度材料の間隔（10 mm）は殆ど影響がなかつたと考へられる。

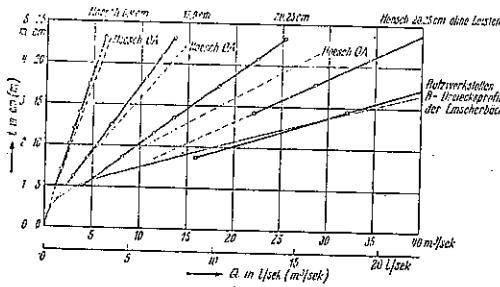
三角形断面に於ては理論的に $Q=1/b$ なる關係が成立するが、矩形断面に對しては理論的に此の關係を證明することが出来ない。

(4) 鋼矢板壁閉水路に關する模型実験

模型実験は Hoesch I 型（矩形棧打附け）及 Hoesch OA 型（梯形棧打附け）に就て 1:20 の縮尺を以て行はれた。後で其の棧の内側に三角形の石綿コンクリート水路を造つた。

実験は主に 1:800 の勾配で行はれたが、参考の爲に 1:400 及 1:500 の間の勾配に於ても行はれた。

図-21.



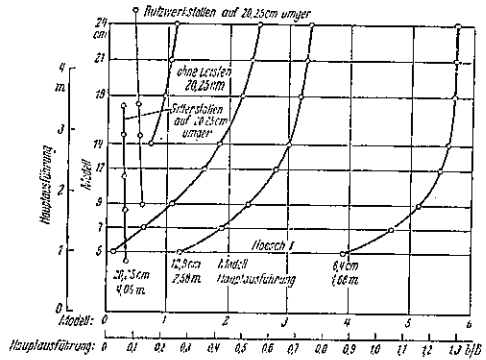
兩型の矢板壁水路に於て、幅が 8.4, 12.9 及 20.25 cm の 3 種類に就て測定した。

図-21 には Hoesch 曲線以外に三角形断面の正常な $Q-t$ 曲線を示した。水深 2.05, 3.55 及 6.00 cm に於て、一一等の水深に於ては矢板による粗度の影響が初つて来る——各幅に相當して Hoesch 曲線から 1 箇宛の曲線が分岐してゐる。参考の爲に Rutzwerkstollen の値を図示した。此の壁は、矢板壁上に石綿セメント板を張つて造つた水路壁と略同等の滑かさを有してゐる。粗度の影響に就て更に根據を掴む爲に簡單化された Kutter の公式

$$v = \frac{100\sqrt{R}}{b + \sqrt{R}} \sqrt{RJ}$$

に於ける b の値を計算した。此の b は幅 B が一定の

図-22.



時は同管に於ける e/r なる關係に相當する。 b の實測値は實際の水路に於て 0.7 から 2.2 まで変じた。 b と水深 t との關係は図-22。

以上の結果を綜合すると結局、實物に相當する粗度を模型に於て確定すると云ふ問題に歸着する。之が爲には模型に於て相當流量の下に相似法則より規定される水深が得られる様に水路壁の粗度を反覆的に求めなければならない。

理論的に完全に平滑なる水路、從つて又力学的に相似なる断面に對しては、抵抗係數 ψ は一定でなければならない。若し水路底面を實際的に出来る限り平滑にし、兩側の粗度を徐々に増加して行くならば、以上の事は實際の完全に平滑ではない水路に對しても當嵌らなければならない。然りとすれば、水深の大なる場合には兩側の法面は著しく粗であり得て、而も流水の疏通性の上に何等悪影響の及ぶ恐れがないのである。

既述せる如く、他の断面に於ても又床面の影響が決定的な意味を有してゐるから、現場に相當する粗度を模型に於て確定するに當り、此の事實を考慮しなければならない。之を行ふには、所要の水深を故意の方法により得やうと考へないで、実験水路の全長に互つて床面を粗滑にすることに依つて、實際に相似なる、そして不明の影響によつて攪亂されない流出狀況を確保し得る如き簡単な條件を作らなければならない。

材 料

(145) 木材の纖維の方向と支圧強度の關係

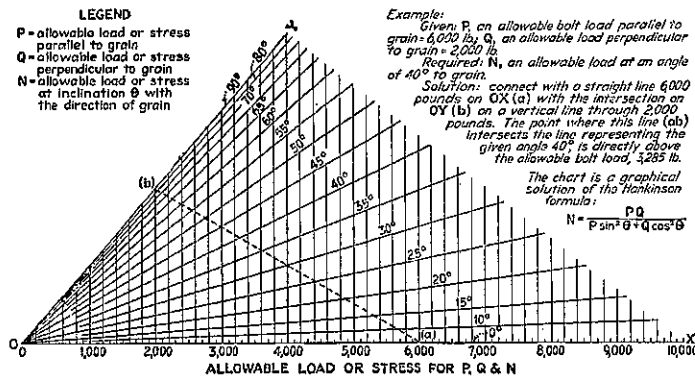
(J. A. Newlin; "Bear'ng Strength of Wood at Angle to the Grain." E.N.R., May 11, 1939 p. 69. 左合正雄 抄)

木材の圧縮強度は纖維の方向に對する荷重の角度に

より異なる。其の強度は、繊維の方向に平行に最大にして、垂直に最小である。繊維に對し垂直及平行の強度の比は、材種及外力の作用方法により異なる。例へば Douglas fir の強度は繊維に平行に 1466 lb/in²、垂直に 325 lb/in、椽に於ては 1333 lb/in²、500 lb/in²。6 in の Douglas fir に於て 1 in ボルトに對する安全荷重は、表-2 に示す如く繊維に平行に 5240 lb、垂直に 2095 lb なり。

繊維に對する任意の角度に於ける支圧力は普通繊維に平行及垂直の強度より Hankinson の公式により求められる。然し此の方法による時は個々の場合に就て

図-23. 木材の許容応力計算図表



計算を要するが、The Forest Products Laboratory の John A. Scholton により此の公式を用ひ nomograph が作られたので計算せずして任意の角度に對する強度或は荷重を求め得る様になつた。

図表の符號は許容荷重或は許容応力に對してであるが、一般の荷重或は強度に応用される。垂直線上の交點は 0° より 90° の sin²θ に比例する。図表の單位はボルト荷重を使用するのに便利な様にとつてあるが、精度をよくするために別の單位を取つてもよい。

(146) 木材のボルト締め継手の強度

(John A. Scholton; "Strength of Bolted Timber Joints." E.N.R., May 11, 1939 p. 68. 左合正雄抄)

木材に於けるボルトによる応力分布は、從來推測に過ぎなかつた。応力分布を假定することにより荷重を決定する方法は、種々の異なる結果を導いた。E. N. R., Aug. 18, 1938 p. 216 の継手に關する簡単な條項は、或る限られた條件の下に、意義を有す。他の論文と同様、其處に提出されてゐる公式も、ボルト設計の凡ゆる場合に有効であるとは言へない。木材結合用の普通のボルトに就て、種々の木材に於ける基本的応力の変化及 L/D とボルト投影面積による平均応力の変化を考慮に入れ、繊維に對する荷重の種々の方向及木材の長さ とボルトの直径との總ての比に就て、包括的な試験が the Forest Products Laboratory に於て行はれた。

此の方法による試験の結果と共に U. S. Department of Agriculture Technical Bulletin No. 332 October, 1932 に "The Bearing Strength of Wood Under Bolts." と題し表-2 が發表された。

表-2. ボルトの安全荷重 lb./bolt.

Bolts bearing parallel to the grain							Bolts bearing perpendicular to the grain								
Size of bolt (in.)	Thickness of main timber (in.)	Softwoods			Hardwoods			Size of bolt (in.)	Thickness of main timber (in.)	Softwoods			Hardwoods		
		Group 1	Group 2	Group 3	Group 1	Group 2	Group 3			Group 1	Group 2	Group 3			
1/2	1	400	500	650	482	500	750	1/2	1	150	198	321	197	210	339
	1 1/2	600	750	900	604	670	1,114		2	255	356	602	394	430	672
	2 1/2	934	1,101	1,300	1,103	1,325	1,960		3	378	504	903	441	630	970
	3+	1,020	1,101	1,310	1,180	1,366	2,100		4	504	646	913	688	740	1,068
3/4	1	500	625	812	578	730	938	3/4	2	285	380	629	382	475	700
	1 1/2	750	938	1,218	807	1,125	1,402		3	428	570	754	496	712	1,140
	2 1/2	1,000	1,241	1,595	1,156	1,406	1,810		4	570	760	1,040	685	946	1,418
	3+	1,241	1,520	1,890	1,437	1,822	2,370		5	713	922	1,150	832	1,045	1,425
1	1	600	750	900	604	670	1,114	1	3	428	570	754	496	712	1,140
	1 1/2	900	1,125	1,402	807	1,125	1,402		4	570	760	1,040	685	946	1,418
	2 1/2	1,241	1,520	1,890	1,437	1,822	2,370		5	713	922	1,150	832	1,045	1,425
	3+	1,485	1,800	2,018	1,671	2,076	2,825		6	760	868	
1 1/2	1	800	1,125	1,402	1,010	1,350	1,888	1 1/2	2	517	623	882	570	625	816
	1 1/2	1,200	1,500	1,942	1,388	1,800	2,240		3	670	836	1,170	740	1,058	1,600
	2 1/2	1,595	1,968	2,380	1,725	2,240	2,745		4	793	1,050	1,437	925	1,304	1,848
	3	1,700	2,100	2,705	2,070	2,630	3,120		5	925	1,220	1,636	1,110	1,304	1,800
2	1	1,000	1,250	1,500	1,010	1,350	1,888	2	3	850	1,070	1,402	608	683	933
	1 1/2	1,500	1,875	2,250	1,388	1,800	2,240		4	1,050	1,320	1,710	740	1,058	1,600
	2 1/2	2,000	2,500	3,000	1,725	2,240	2,745		5	1,200	1,500	1,900	832	1,045	1,425
	3+	2,241	2,800	3,360	2,071	2,670	3,400		6	1,189	
2 1/2	1	1,400	1,750	2,275	1,620	2,100	2,625	2 1/2	2	1,050	1,350	1,710	740	1,058	1,600
	1 1/2	2,100	2,625	3,310	2,428	3,132	3,820		3	1,350	1,710	2,100	832	1,045	1,425
	2 1/2	2,750	3,438	4,212	3,130	3,900	4,500		4	1,650	2,100	2,550	925	1,304	1,800
	3	3,113	3,978	4,912	3,602	4,373	4,830		5	1,950	2,583	1,324	
3	1	1,800	2,250	2,850	2,071	2,670	3,400	3	2	1,350	1,710	2,100	832	1,045	1,425
	1 1/2	2,700	3,375	4,212	3,130	3,900	4,500		3	1,710	2,100	2,550	925	1,304	1,800
	2 1/2	3,450	4,313	5,212	3,902	4,875	5,520		4	2,050	2,625	3,150	1,110	1,304	1,800
	3+	3,900	4,875	5,850	4,373	5,346	6,000		5	2,350	3,000	3,650	1,324	
4	1	2,400	3,000	3,800	2,775	3,600	4,450	4	2	1,800	2,250	2,850	2,071	2,670	3,400
	1 1/2	3,600	4,500	5,700	4,163	5,325	6,375		3	2,400	3,000	3,800	2,775	3,600	4,450
	2 1/2	4,800	6,000	7,600	5,575	7,200	8,550		4	3,000	3,750	4,725	4,163	5,325	6,375
	3+	5,400	6,750	8,550	6,375	8,100	9,825		5	3,600	4,500	5,700	5,575	7,200	8,550

* These values apply to seasoned timbers used in a dry, inside location. For timbers occasionally wet but quickly dried, use three-fourths of the load listed; if damp or wet most of the time, use two-thirds of the load listed.
 † These loads are for joints with metal splice plates. When wood splice plates are used, each one-half the thickness of the main timber, 80 per cent of these loads should be used.
 ‡ These loads apply for both wood and metal splice plates except that the safe load perpendicular to the grain should never exceed the safe load parallel to the grain for any given size of bolt or quality of timber.
 § For species of wood included in each group, see Table 2.

繊維に對し任意の角度に對しては、(145)により近似荷重が求められる。

表-2 に示す數値

を應用するには、

1. ボルトの軸に直角に一端にのみ作用する荷重は、對稱な兩端荷重の 1/2 とする。

2. 繊維と平行に働くボルトの繊維に沿つての中心間隔は、少なくともボルトの直径の4倍を必要とする。其の継手に張力が作用すると

きは、材端に最も近いボルトは少なくとも其の材端から松柏材に於てボルトの直径の7倍、硬材に於ても5倍を必要とする。圧縮力が作用する時は松柏材に於ても4倍でよい。ボルトの間隔或は材端よりの距離の減少に比例して荷重は減少する。交叉するボルトを用ひる時は、材端よりの距離を 1/2 にするを得る。

3. 隅角よりのボルトの距離は少なくともボルトの直径の1.5倍を必要とするが、普通は隅角よりのボルトの距離を、ボルト列間の距離に等しくし、危險断面に於ける純断面積を必要な丈残す一般方法により左右される。全支圧面積は松柏材に於ては断面積の55%、硬材に於ては50%を必要とする。木材の孔から孔へ斜めに切れるのを防ぐためにボルト列の不整を避けなければならぬ。

4. 繊維に垂直に働くボルトに對しては、材端と之に最も近いボルトの距離は、ボルトの直径の4倍以上でなければならぬ。継手板を有する時の繊維に直角方向の最小中心間隔は、ナットを締めることが出来ればよい。

表-3. 木材の分類

Softwoods:		
1	Cedar, northern and southern white Fir, balsam and commercial white Hemlock, eastern Pine, ponderosa, sugar, northern white, and western white Spruce, Engelmann, red, Sitka, and white	
	2	Cedar, Alaska, Port Orford, and western red Douglas fir (Rocky Mountain type) Hemlock, western Pine, red
		3
Hardwoods:		
1	Ash, black Aspen and largetooth aspen Basswood Birch, paper Chestnut Cottonwood, black and eastern Poplar, yellow	
	2	Elm, American and slippery Gum, black, red, and tulip Maple (soft) red and silver Sycamore
		3

數との關係を知つて、輾圧の効果を判定し得る方法に就てである。

盛土としての土の適性には多くの因子があるが、主なものは土運搬の便及經濟なること、盛土の際の workability, 防水性, 剪断強度及植物, 可溶性物質を含ませる事等である。

図-24. Inland ダム (Birmingham, Ala.) の築堤工事。トラックより卸した土を均しつゝ、大きな石塊を拾ひ分る



workability は含水量、粒子形状及大小、その配合、採取の際の塊の大き及型等に支配され、それにより輾圧器の型及重さが変わる。輾圧により多少 workability は増加する。望みの搗固めは軽い輾圧器で回数多くやるより重い輾圧器で回数を減少した方が得られ易い。輾圧仕事量は土の workability とローラーの重さで異なり、現場で實測して求められる。例へば比重大なる乾燥した頁岩質粘土に軽いローラーを用ひた時或程度以上の搗固めは出きないし、又含水量の多い軟粘土に重いローラーをかけても、搗固めは進まず、盛土はたゞ窪むか前後移動するだけである。故に仕事量とローラーの回数とを關係付ける事は出来ない、換言すれば必要な密度或は透水度を盛土に與へる爲に消費すべき energy の量を計算することは出来ない。或る重さのローラーで或種の土を何回輾圧した時にどれだけの搗固めが得られるかは、現場で試験して求めねばならぬ。

滲透々水性を左右する諸性質は、眞の粘性即ち分子引力、見掛の粘性(眞の粘性に毛管上昇の和)、土粒子の大き、形状、配合、温度、搗固度、密度、間隙率、岩片なき事及腐植質可溶物質の量等である。

盛土の透水度は時間當りの距離を單位として表はされ、一般に1平方呎の面積を水頭勾配1の時に華氏60度に於て1日に透水する量を gallon で示す。現場の判定法は許容透水度以下の盛土を施工し得る様正確を要する。許容透水度は1平方呎に就き0~100 gallon であるが、零ならしめる事は極めて困難であるから、漏水の調節、制限、豫知等が問題の焦點となつて來てゐ

施 工

(147) 盛土搗固め度の現場判定

(H. F. Peckworth; "Field Control of Compacted Earth Fill". Civil Engineering, April 1939, Vol. 9, No. 4 p. 221~223. 星 壘 和 抄)

こゝに述べるのは、土の物理的性質、透水性、剪断強度及密度等の關係を示し、既知含水量の土の密度と輾圧回

る。

土の剪断抵抗は、粘着力（真の粘着力と見掛のそれと）及内部摩擦力の 2 要素よりなり、夫々土粒子の大きさ、形状、粒度、搗固め程度、間隙率等により異なつた値を有する。又含水量及過去の経過即ち大きな圧力、風化、振動を受けたかどうか又附近にて杭打をなしたかどうか等によつても異なる。内部摩擦角及粘着力は剪断試験により異なつた上下圧に於て剪断抵抗を測定し graph を書いて求める事が出来る。法勾配を決定する爲、内部摩擦角を用ひて計算するには、均質で粘着力一定でなければならぬ、時には土採場の異なるに於て法勾配を變へる必要も起る。

図-25. 羊脚型ローラーによる
縦圧、方向転換の方法に注意。



實驗値を實地に適用する際に、堤防の當面する状況即ち例へば不斷の氾濫状態、急連な引水、氾濫せざるも不斷の浸潤、乾潤による龜裂、粘土質なること或は堤頂の過度の裂罅、法尻と基磐の垂直高等を考慮しなければならぬ。加ふるに多年の經驗と常識を活用する必要がある。粘着力 毎平方呎當り 1000 封度以上、内部摩擦角 40 度以上のものから一様な粒度の粘土、硬粘土、軟粘土然して流動性の粘土となるにつれ、粘着力 100 封度以下、内部摩擦角は殆んど零となる。

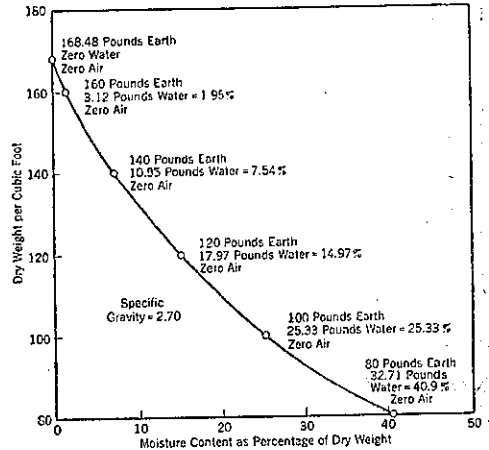
図-26. 止水壁附近の手動搗固め



所要最低密度の決定 土の適性を決定した後、所要最低密度を求める爲の實驗を行なはねばならぬ。盛土の乾燥重量を充分安全な（安全率 50~100%）剪断強度と透水性を有する様に増す必要があり、その密度を得る爲

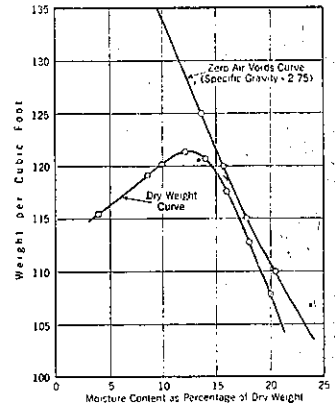
のローラーの回数が經濟的見地より 6~30 回内に在る様ローラーの重さを決めねばならぬ。所要内部摩擦角及透水性は土質によつてその所要密度を異にするから、専門家による充分な試験が望ましい。

図-27. 無氣泡曲線



最小の energy で望む搗固め度を得る最適含水率が在つて、現場の土の含水率は與へられたローラーで所要乾燥重量が得られる限度内に在る様に調節すべきである。この限度は土の真比重を求めて、無氣泡“曲線”を畫き、乾燥重量~含水率曲線と

図-28. 含水率~乾燥重量曲線と無氣泡曲線との關係



比較して決定出来る（図-24, 25 参照）。

現場で縦圧した土の乾燥重量（ローラーと含水量により異なる）は實驗室内の結果と比較する爲、次に述べる様に盛土試料の重量、容積及含水量を測定して正確に求める。

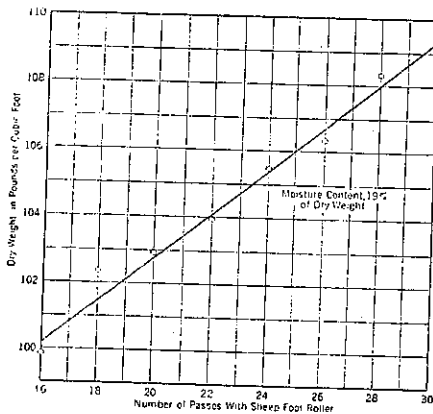
密度の現場測定法 盛土の表面約 2 呎平方を厚 6 吋だけ搔取り、ショベル、鍬及水準器を用ひ平らに均す。こゝに約 1 立方呎の穴を穿ち、掘つた土は 1/4 吋目の篩に掛け重量を測る。穴の壁は滑かに仕上げ、一定の体積を有する箱を穴中に入れその周りに目盛したピーカーより機械油を注入して穴の体積を正確に求める。油

の適當な粘性は實驗で求める。氣孔の多い土には油の代りに重き既知の乾燥砂を用ひる。1/4 吋目篩に残つた礫は目盛りピーカーの油に浸して体積を求め、穴の体積より差引く。

結果の精度は測定中の注意と器具により異なるが、含水量は試料を電気炉で温度を沸騰點以下に保ちつゝ乾燥して求める、野外では炭火に錫のバイ皿を掛けて乾燥しても良い。

sheep-foot roller で1回輾圧する毎に乾燥重量を求め、ローラー通過回数との關係を图示すれば實驗結果图表(圖-29)が得られる。含水量又は土質が異なれば得られる图表も異なるが、監督は助手1名と共に毎8時間に2000立方ヤードの土を盛る爲に图表を作り、輾圧回数に対する密度を豫知する事が容易に出来る。各材料の所要透水性、凝固度及内部摩擦角を與へる密度は實驗室で豫め定めておくべきは勿論である。

圖-29. 輾圧回数と土の乾燥重量との實驗關係图表

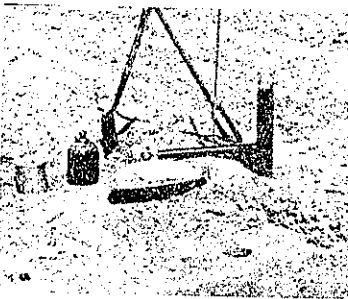


貫入試験の缺陷 上述の方法により含水量、密度、輾圧回数の關係が直接求められる。然も普通の器具で簡単に明確な結果

を得ることが出来る。且つ次の諸點に於て貫入試験より勝つて居る。(1)塑性は含水量のみならず、粒子の大きさ、形状により異なる。(2)軸より徑

大なる鈍角の針を用ひても、その側面摩擦は含水量、土質により異なる、(3)測定の個人誤差が大きい、(4)針を

圖-30. 現場の密度測定用器具と測定準備



垂直に貫入することはむづかしい、(5)測定者の位置が觀測を困難にする、(6)一定の貫入速度は測定者の位置及把手と針が違ふ速度で動く事によつて僅かに見積られる、(7)石塊が邪魔することがある、(8)200番篩を通過する様な土は屢々塊状をなす、(9)土取場から運ばれた土は均質なる事は稀である。

要約及結語

(1) 土が築堤として適當なりや否やは、土取場に就き充分な研究をして後決定せねばならぬ。充分試料を採取して、地質学的、質地的、質驗的の調査を行ふ必要がある。

(2) 實驗室内で求めた透水性、圧密性及内部摩擦角に關する研究結果は、現場の所要密度の決定に応用されねばならぬ。

(3) 現場に於ける密度は、前述の容積測定其の他の方法で直接求めねばならぬ。

(4) 密度は含水量、輾圧回数、土質によつて決まるから、請負人は實驗關係表を一瞥しただけで輾圧回数を知り得るのみならず、含水量を一定限度内に保つ事が必要な理由を了解し得る。

(14S) 護岸用袋詰め土セメント混合物

(H. A. Finch; "Earth-Cement Mixture in Sacks used for River-Bank Revetment." E.N.R., May 11, 1939 p. 67. 左合正雄抄)

土とセメントの混合物を用ひる護岸工法が、今年の始めから Fort Brown 川の河口より餘り遠くない Rio Grande に於て施行されてゐる。現場は工事材料の運搬に不便で、適當な石材の得られる處迄 200 哩以上もあり \$2/yd² の費用を要し、其上大石は必要以上の大きさを有する等の無駄がある。石材の代りにモルタルを用ひれば型枠を必要とする。セメントにより固めた土

圖-31. 袋詰め土セメント混合物の施用例



は、強度の磨削或は長期間の波力作用には抵抗し得ざるも、洪水継続時間の短い地點に於ては適當である。この工法により延長 1000 ft の護岸工事を施行した。今夏の洪水により其の効果が分る。

この材料の經濟的利點は水流に對し適當な配合及厚さとなし得ることである。

Fort Brown 川に於ては他の護岸工法は、失敗に歸してゐる。水制或は他の流勢緩和施設は押流され、70 年間にこの河川は次第に高地を浸蝕してゐる。

この地點に於ては堤防浸蝕の行はれる洪水時が 2 時間以上継続することは殆どないから、工事に必要な條件は簡單である。低水位より洪水位迄は 26 ft. 流木は時として危険を引起すが流木はない。流速は $3\sim 3\frac{1}{2}$ 哩/時。

搗固めを容易にし、裏側の浸蝕された場合危険を直ちに發見し得る様に、土とセメントの混合物を袋詰めとし毎年浸蝕による陥没箇所を低水時に修理することが出来る様にした。

水を重量で 20% 加へると、硬い土壤の如き性質を有するモルタルが出来る。多量の粘土と少量の砂を有する土を篩にかけず其のまゝ直径 1 in 以上の塊に碎いた。袋は詰めると直ぐ据付けて、街路舗装に用ひられる様な形の手搗の用具で搗固めた。

75~100 lb. の重量の袋を 6 in の厚さに搗固めた。この厚さにすれば、實驗の結果 8% のセメント量で 7 日或は其以上の流水に抵抗し得ることが證明されてゐる。

堤防の外法下部には 8% 混合、其他の部分には 6% 混合のものを用ひた。水中に於て混合物を搗固めることは實際には不可能であるから、豫め填充し搗固めて置いた袋を使用し水中に施行した。

袋を除いて 8% 混合で總額 $74¢/yd^2$ にして、其中セメント 24¢, 勞力費 50¢. 6% 混合でセメント 18¢ となる。据付け迄の切均しに要する勞力費は $4¢/yd^2$ 。

河 川

(149) 積雪量調査による河川流出量の豫報

(George D. Clyde: "Forecasting Stream Flow from Snow Surveys." Civil Engineering, April, 1939, Vol. 9, No. 4, p. 237~239. 星 壺 和 抄)

米國西部の降雪を水源とする河川に就ては、6ヶ月前の正確な豫報が積雪調査結果に基く、"比率法"によつて得られ又かなり前に毎日の流量を豫知して成功した例が多數ある。この 2 つの方法に就き以下に概略を述

べる。灌溉用水はその水源を高山の積雪に仰いで居て、例へば Utah 州にて 4~9 月の流出量の約 80% は州面積の 20% に過ぎない高山地帯の雪を水源として居る。西部諸州の河川は大體同様である。

積雪調査より或期間中の全給水を豫想することは立派に出来るが、洪水時期の 1 日の流量を定めることは仲々困難であつて、充分な遊水面積を持つ河ではその必要がないが、貯水しない河川では流出する時期を豫知する必要がある。

積雪調査は降雪の終る頃の流域の水量、損失水量を決めるのではなく、積雪と流出量とを直接關係付けるもので、Nevada 大学の I. E. Church 博士の研究により實用に供され、"比率法"と名付けられてゐる。

比率法による流出量豫報は、降雪量が最も重要な因子であつて損失はまとめて各流域で一定の値を有するものと假定する。その爲には流量の大部分が冬季融雪殆どなき高山より發する必要がある、積雪量調査は複雑な高山で行はれる。一方低地の供給する早春の流出量は低地の降雨雪、土の濕度等より豫測される。各流域には夫々別の法則があるから、各々に就き積雪と流量の關係を求めねばならぬが、一旦關係を求めて置けば、降雪期の末に積雪を測量して、夏季の流量を豫報出来る様になる。豫報の時間は河により異なるが、Utah 州では 4~9 月と、7~9 月とに分つ。

積雪測線は冬季融雪線より高所に設置せねばならぬが、冬或は早春の融雪状態を測る爲低地にも設ける必要がある、殊に 4~9 月の流量測線には是非必要である。測線を設ける場所は積雪が均一で風當りの強くない所が望ましく、測線は凹凸や急傾斜、転石、倒木、溪流、丸太、矮林、崩雪等を避けて設け、屋根ではその兩側に跨ぐ様にする。

測線は一般に 500 呎以上、5000 呎以下の長さで、障害物や其他の邪魔物を避けて曲り得るならば、直線でも差支ない、觀測點は起點或は基標から卷尺で測つて定め、毎年同一點を用ひる事が大切である。各點で雪の試料を採つて含水率を測る。

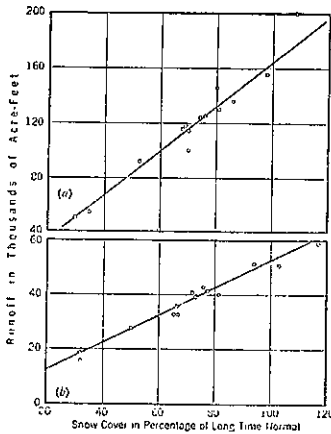
Church 博士の研究に続いて Utah 農事試験場が 1923 年に、營林署、氣象臺、Utah 州技術部が 1930 年に共同してこの問題の調査に當り、1935 年には各州の研究統一の必要から、農務省農務局が之に協力するに至つた。

現在 Utah 州では 85 の測線を標高 8000 呎以上の處に設け、加ふるに農務局の綜合指導の下に西部各州併せて 500 以上の測線を設けてゐる。

積雪と流出量の関係は各河川により異り、時には唯一つの測線で又他の場合には數箇所の測線で流量を推定しなければならぬ。Utah 州では種々の状態に應ずる爲、多數の測線を設けたが、數年の記録により不要なものは整理した。観測の結果、積雪の流出量は図-32 の様な簡単な關係に在ることを発見した。図-33 は Logan 河の 2 の期間に對する豫測線で、4~9 月は灌溉期、7~9 月は洪水期である。實測との誤差は最大 10% 以内で、平均 5% 程度に止まる。

圖-32. Logan 川に於ける積雪量と流量の關係

- (a) 4~9 月を期間とするもの
- (b) 7~9 月を期間とするもの



豫報の實施 1934 年には、Utah 州の測線網による調査の結果、2 月に既に旱魃を豫知した。高い水源地域の積雪が少なく、土は乾いて居り、低い流域には雪が無く、谷間の降雪は殆んど無かつた。其後 2 月及 3 月の降水量不足は一層これに拍車を掛け、4 月 1 日には未曾有の旱魃に直面して、流出量は常時の 35% に達しない事が解つた。Utah 州知事はこの報告を得て、直ちに対策會議を開催して、貯水計畫の實施と灌溉用水補給の準備とに進進することゝなつた。

貯水計畫には、水の需要者に状態の豫報をなし、植付反數の制限、灌溉法、水の節約等に関する智識を與へることも含まれて居た。需要者達は事態の重大さを認識して居なかつたが、運動の普及に伴ひ、旱魃と戦ふ工作を行つた結果、作物の收穫は良好、果樹園は救はれ、家畜は保護され、灌溉用や家庭用水の補給も円滑に行はれた。

豫報に基く給水計畫により、農作物救済の爲に 40 萬 acre-foot の用水が供給出来、Utah 州に於て損害を免かれた額は概算 500 萬弗に達した。

流量分布の豫報 河水統制の行はれてゐない河では、唯灌溉期間中の全流出量を知るだけでは不充分で、流出の状態を知る必要がある。Utah 州では自然河川よりの取水が多く、流出量の比率が分らぬと、需要者達はその權利に比例して公平に水を分配出来難い。一般に河か

ら各會社に連続給水され、各運河系統では需要者に交互に給水するのが普通であるが、流れの状態の如何に關せず時間極めになつて居る爲、夏季早い内に流出して終ふ河では順番の早い者は後の者より多量の水を得ると云ふ不合理を生ずる。

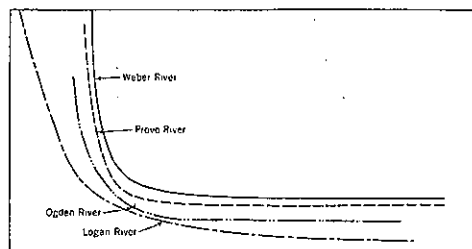
若し毎日の流量を豫知できれば、給水委員は給水量を確定する事が出来、給水主は需要者に一月の給水量を幾らと決めることが出来やう、かくして、"交代給水" 制による配水の合理化が可能にならう。

Utah 州の河水統制が行はれて居らぬ諸河川に就て研究した結果、減水初期より洪水期(7 月~9 月)までの毎日の水位図が何れもよく類似して居り、Logan, Ogden, Weber, Provo の各河川は何れも長年の記録を有するが、流出量の多い年、少ない年、申程度の年を含む 1920 年以降の記録に就て檢べた。

其の類似點と云ふのは、流量が最大に達した後(水源の雪が消へる少し前)急に減少する、その減少状態が流出状態が流出量の多少によらず一定の法則に支配されるものゝ様である。

そこで、各河川の水位記録を流量により 4 種に分類して、下降曲線が多くゝの點で類似し、トレーシング臺で水位図の基線を重ねて見ると曲線は略平行する事を知つた。次の水位図の基線を平行に保ちつゝ、縱横に移動させ、各種別毎の平均水位曲線を引いた。各河川に就き同様方法を繰返し、4 種の平均水位を示す、"豫報" 曲線を各河川に畫いた(圖-33)。

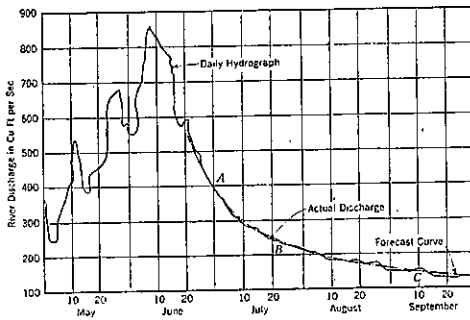
圖-33. Utah 州の 4 河川に對する日流量豫報曲線



豫報曲線は 2 次双曲線で表はされ、 $y^2 + Axy - x^2 = B \pm c$ なる式を得た。こゝに y は毎秒立方呎單位で表した流量、 x は豫報日からその流量が起る日までの日數である。 A と B は双曲線の原點と同転より、 C は双曲線と水位図の基線の間隔により定まる。實際には図式解法を用ふ。

日流量豫報の圖式方法 或河川の水位図が豫報前の數日間 AB (圖-34) の如くなつたとする。これより流水が停止する迄(10 月 1 日)の豫報をするには、豫報

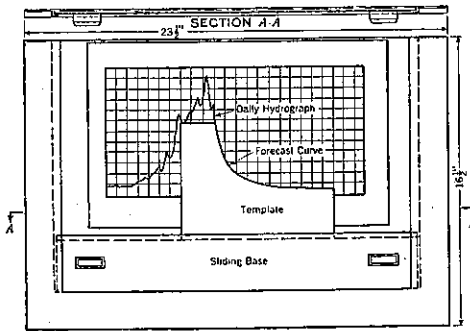
図-34. 1935年に於ける Logan 河の日流量の豫知



曲線を A 點に於て水位図と勾配が一致し、夫々の基線が平行を保つ様に置くならば、流量は ABC なる曲線にて示される。

図-35 の如く溝を有する移動底板に沿ひ左右上下に動く型板を備へた図板を用ふれば軽便である。

図-35. 図式簡易法に使用する図板と型板



春季及夏季の洪水の間の融雪による日流出量を豫知する事は、その流出状態を調査すれば、實用に供し得る程度 of 正確さで可能である。給水系統の配水率を定める基本として、前以て早い内に豫報をなすことが出来る。

(150) 最大可能洪水と堰堤餘水吐容量との關係

(S. M. Bailey and G. R. Schneider; "The Maximum Probable Flood and its Relation to Spillway Capacity." Civil Engineering, Jan. 1939, p. 32~35. 横田周平抄)

此の 2, 3 年間に於ける合衆國內の洪水の被害は甚大なるものであつて、其の爲に最大可能洪水の問題は最近非常な關心を持たれる様になつた。此の洪水の餘水吐能力に對する關係は堰堤の設計の際基本的考慮を要する

問題である。大多數の堰堤では放水量の調節を行はないが、それは調節装置が高價である事も理由の一つであるが、又適當に設計すれば充分災害を防止する事が出来るからでもある。

貯水池計畫の基礎的要素として所要の餘水吐容量の概略の見當を付ける事が屢々必要となるが之は多くの場合未だ水理的調査が進んで居ない時に行はなければならない。Ohio Valley 及 Southwest では洪水調節研究の結果此處に述べる最高雨量分布図 (isohyetal maps) を發達せしめた。此の方法に依れば所要放水容量の決定に當つて最近發展した方法を容易に適用する事が出来る。3 次元で表はされた最高雨量分布図の觀念は次の寫眞に示す如くであつて海岸より遠ざかるに従つて降雨量の減少を表はしてゐる。近年發達せる所謂合理的方法に於ては、豪雨の雨量分布図を作り流出率を決定し流量時間曲線 (hydrograph) を作製するのである。

此の方法を適用するに當つて一つの重要な條件は最大可能降雨量を決定して地図に入れる事である。氣象學者の側から謂ふと最大可能雨量は決定する事は出来る筈がなく、唯解つてゐる事は降雨量は海岸よりの距離に比例して少なくなり、又緯度の増す程少くなると謂ふ程度で量的な言明は避けてゐる。技術者としては然しながら量的の答を得なければならぬ。豪雨を惹起する原動力を決定して與へられた地點の可能最大降雨量

図-36. 合衆國の中部及西南部に於ける既往の最大豪雨に對する最大雨量 (單一觀測所で觀測せる) と Mexico 灣からの距離との關係。

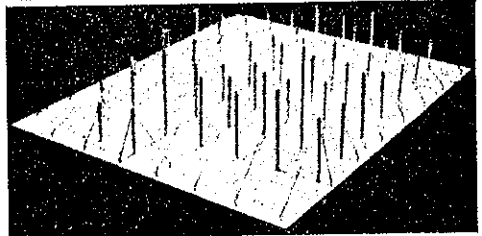
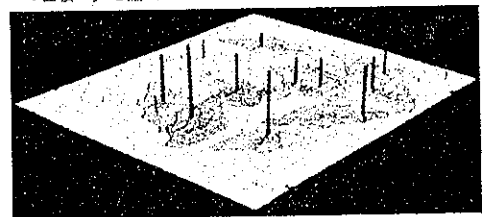


図-37. 合衆國の中部及西南部に於ける既往の最大豪雨に於ける平均雨量 (Denison, Tex. より上流の Red 河流域と相似の面積の) と濕氣の中心地よりの距離との關係。



を評價する事は不可能であるから、専ら過去の豪雨の記録に頼らなければならない。最大雨量或は之に近きものは記録があるから国内の少くとも 2,3ヶ所では実際にあつたと推定し、此等の記録に依つて他の地點で最大雨量を豫想して行く。此の方法は技術者の現在の程度の氣象現象に對する知識に於て問題の解決に近づく最も合理的な手段であらう。

最高雨量分布圖の作製 圖-38 に示す 4 種の最高雨量分布圖は 4 種の排水面積に對する 1 回の豪雨に於ける最大可能降雨量を時で示したものである。之等の線圖は所定の 4 種の排水面積に起つた最大雨量を地図上に記録して作つたものである。雨量の數字は豪雨の中心に記録する。50 平方哩以下の排水面積に對する線圖(圖-38(a))は約 150 の豪雨記録より作つたもので其の他の線圖も約 80 の豪雨が考慮されてゐる。實際に線圖を作るには海岸より内地に向ふ數多の縦斷面を採り適當な間隔に最大雨量記録を記入し等雨量曲線を畫く。又豫め豪雨の中心に於て記入した數字も考慮して圖-38 の如き最高雨量分布圖が出来上る。

圖-38. 4 種の排水面積に對する最大可能降雨; 最高雨量分布圖は各面積に於ける平均降雨量を與へてゐる。

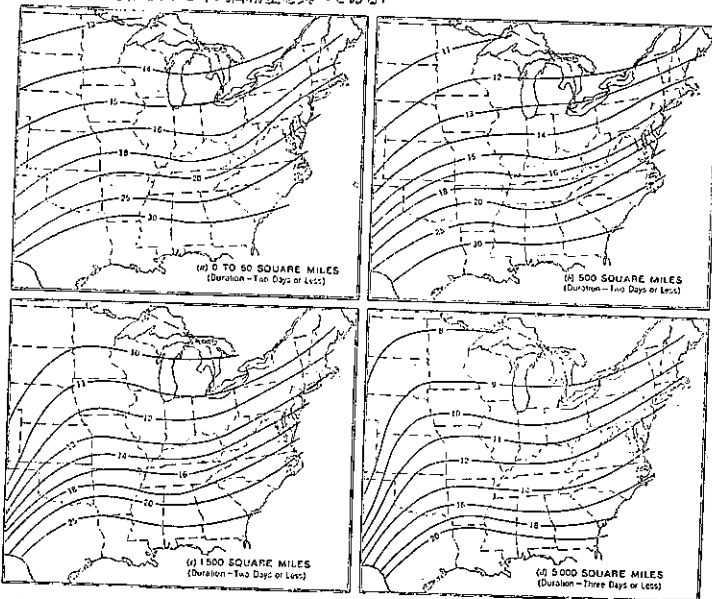


圖-38 に示す 4 種の排水面積 (50, 500, 1500, 5000 平方哩) の中間の面積に對しては補插法に依つて最大可能雨量を算出する。

流出する水量の推定 流出量に影響する要素の數は非常に多い。冬から早春にかけて強雨を蒙る地方では濕潤期の最中であるから流出係數は 100% に近づく、

雨に伴ふ暖い空氣に依り雪の解けること、或は雪解けて流量増加してゐる時に豪雨の起る場合を考へる事が必要である。最大流出係數が 30% を超過する事が稀である様な地方では最大を決定する事が一層困難になる。此の様な地方では降雨の強度が最も重要な要素であるから既往の大豪雨の際の流出係數よりも、流出量を生じた最小降雨量の方が流出量の目安を著けるにより良き手掛りとなる。最大豪雨の特性は過去の豪雨の特性と似て居る。土壤に依り保留され蒸發に依り尖はれる水量は過去の雨に於て流出量を生ずる最小降雨量で表はされる。

土壤及地質に關する地圖を參考とすれば便利である。例へば砂洲地帯は流出量には無關係として省略する事が出来る。等高線の入つた地圖に依れば相當な面積から流入する湖で流出口がなく蒸發又は浸透して洪水には影響のない處が解る。土地の浸蝕に關する地圖は流出の早い地域に就て貴重な指示を與へる。

流量時間曲線の形 流域に降つた雨の集中状態の特性は流量時間曲線に現れる。出來得れば問題の場所の

洪水中の實測流量に基いた單位流量時間曲線 (unit hydrograph, or unit-graph) を用ふれば良い。流量記録のない場合には同様の地勢の既知の流量時間曲線を假定すれば良い。

假定した最大洪水に對する水位流量曲線の形は餘水吐の容量に重大な關係がある。洪水の全水量が與へられた時、底幅が最も短かく波頂が最も高い様な流量時間曲線を持つ洪水を貯水池を通過させ様とする時その容量の要求は最も嚴しくなる。底幅が廣く波頂の低い場合は最高流量に達しない前に比較的多量の水を流出せしむる事が出来る。餘水吐の或る長さ或る高さの組合せに對しては、貯水量はより小さく最高流出量もより小さくなり得る。

流出孔は常に全閉してゐるか或は一部閉塞する程度か、或は全然役に立たなくなるかに就て將來の豫想をして置かなければならない。數多の貯水池に依つて防禦されてゐる Miami 河谷の如く人口稠密な地域では流出孔を閉鎖し貯水を洪水調節以外の目的に使用する事は輿論が到底許さないであらう。然し特に洪水の被害が農業のみである様な處では將來は貯水の相當部分を水運、水力其の他の目

的の爲に割當てる方が有利な事もある。洪水豫報の方法が進んで来れば貯水容量を減らして満足な洪水防禦が出来る様になるであらう。

貯水池の餘水吐容量の決定に當つて技術者の考慮すべき2,3の點がある。第一に最高雨量分布図は既往の最大豪雨中の雨量に基いてゐる。此れは連続5日間以内の雨量を含んでゐて最高雨量分布図の等雨量曲線の位置はその極く近くの豪雨を考慮するばかりでなく合衆國全体の豪雨を研究して決定されたものである。第二に諸種の最高雨量分布図の數値は雨量を面積で平均した値に基いたものである。最大洪水を惹起する雨量分布が流域の外廓に集中して仕舞ふ事は不可能でないとしても殆ど有り相にない事である。第三に此の方法では大洪水に於て流量時間曲線を扁平ならしめんとする河道の自然調節作用を考慮に入れて居ない爲に、最大洪水の流量時間曲線の作製に單位-流量時間曲線の原理を適用する事は相當考へ物である。

餘水吐の容量を決定する順序

(1) 提案された貯水池より上流の流域面積一帯に互り豫期される最大豪雨をその流域の大きさに相當した図(図-38)より求め(面積が半端である時は補挿法に依る)流域の中心に於ける雨量を選定する。

(2) 雨量に豫想される最大流出率を乗じて豪雨に依る流出總水量を決定する。即ち雨量から浸透、蒸發等に依り失はれると豫想される最小量を差引く。

(3) 流出總水量を継続時間の短い既往の洪水の形にして最大可能洪水の假想的な流量時間曲線を作る。或は24時間以内の豪雨継続時間に對しての單一流量時間曲線を作る。後者の方法を探る時は豪雨の豫想継続時間を決定しなければならない。

(4) 假定された各種の餘水吐の長さに對して流量曲線を計算する。

(5) 洪水の初めに於ける流出孔の状態及水面の高さを合理的に假定して貯水池を通過させて見る。

(6) 以上で決定された貯水池の最高水位に波浪及沈下に對し必要な餘裕高を見込む、之に依つて各假定された餘水吐の長さに對する堰堤の天端高が定まる。

(7) 餘水吐の長さ及堰堤天端高の關係を示す曲線を作り、之より餘水吐の長さ及餘水吐以上の堰堤の高さの最も經濟的な組合せを決定する。

上 水 道

(151) 濾 床 に 就 て

(“Symposium on Filter Bottoms.” J. A. W. W. A.,
Feb. 1934, p. 212-224.
寺島重雄抄)

條板濾床 WashingtonのDalecarlia濾過場は1927年に建設され、爾來10年餘其濾床に改良を加へて來た。濾床は條板を敷並べたもので、例の多岐管と支管とから成る下部排水式のものよりも廉價であり又操作も安全に行へると考へられたのである。床池數12、濾速約100 m/日である。濾床の主軸に8×10吋の角材を渡し、其上に3/4×10吋松材の條板を端をたて、敷並べ、更に砂利層と砂層を置いたものである。條板の下部の集水部分は、床が兩側から中央へ及後方から前方へと勾配を附し、空高は後方の6吋を最小とし、前方の24吋を最大とする。

濾床の前面に54×54吋の洗滌水渠があり、流入した洗滌水は條板の隙間から上昇するのであるが、總ての箇所から水が均一に分布して上昇しなかつた。即ち濾床の前方と後方とに於て洗滌度の差が著しく、大部分の水は前方に上昇した。それも前方から7呎迄の部分に砂利及砂層を突破つて生じた噴出孔が存在する。そこで前方から12呎の所に3/4吋×2 1/2吋×8呎の小割木を既設の條板の上に横に並べ、縦横に敷並べた小割木の降間が前方で1/2吋、8呎の所で1吋になる様にした結果、此噴出孔はなくなつたが、尙洗滌水の均等な分布は得られなかつた。

洗滌は實驗結果に基いて小時間宛3回連続に濾池を洗滌する方法を採用して來たが、之は泥塊の砂層を通過して砂利層迄降つて行くのを防ぐけれど、濾床を均一に洗滌しない缺點がある。そこで5-6分連続の1回洗滌を行つたが、之又縦横の小割木より更に後方に噴出孔を生ぜしめる様になつた。此噴出孔を調べると、條板の間隔を保つ挿木が釘の腐蝕でずつて其の間に砂利が落込んでゐたり、かき亂されたり、或は砂が條板の下に落ちてそれが後方に押やられてゐた。

最後の改良は濾床を4區劃に分け、2 3/4×3/4吋の條板をA區劃6呎の部分には1/2時間隔に、B區劃16呎の部分には7/8吋、C區劃11呎の部分には約1吋、D區劃11呎の部分には1 1/4~1 1/2時間隔に敷並べた。之等の條板は既設條板の3/4吋端部に銅釘で固定せしめた。A區劃には更に横方向に同寸法の條板を1~3

時間隔に前方から 8 呎の部分に互つて並べた。此改良結果、洗滌水が砂層に上昇する隙間が小になり、洗滌水の分布状態は大変良好になつた。

一般に、砂層上からトラフ迄の高さが一定ならば、砂層厚を小にして砂利層厚を大にする方が砂層厚を大にして砂利層厚を小にするよりも良好である。砂層からトラフ迄の高さは大抵 24~30 吋である。砂層が厚いと往々噴出孔が生ずる。我々の場合では 20~24 吋の砂層厚よりも 11~14 吋砂層厚の方が良好であつた。

又濾池の 1 つに普通のストレーナー式のを装置し、コンクリート造のトラフに砂面積に對し 0.3% の割合となる 1/2 吋の孔を穿つた鑄鉄支管を取附けた。此孔の位置は條板の高さと同じである。濾層は砂利層 14 吋、砂層 17 吋トラフ迄の高さ 24 吋とした。砂の有効径 0.45 耗、均等係数 1.6、此濾床は洗滌水の分布良好なれど、砂層の充分な膨脹が得られなかつた。

ホイラー濾床 Akron 濾過場には 25 の濾池があり、全部ホイラー濾床にして、濾速は 120 m/日である。1915 年に初めて 10 池を完成し、其餘は擴張して來たものである。

ホイラー濾床はコンクリートで造り、砂面積 1 呎²當り 1 個の割合で邊長 8.8 吋、深さ 5.51 吋の倒立ピラミット型の穴を作り、穴の底には下部排水式に連絡する内径 3/4 吋の眞鍮管を備ふ。其上に径 3 吋のセメント球を載せ、更に 4 個の同径のセメント球を、其又上に 9 個の径 1 1/4 吋の陶製球を載せる。此等の上に 3/4~7/8 吋の砂利を置く。之等は要するに洗滌水を均一に分布せしむる作用を與へるものである。

最初の 10 池は濾床コンクリートに埋込んだ多岐管式があり、支管はホイラー濾床の孔の下を走つて中央渠に連絡してゐたので、排水管組織を検査清掃することが出来なかつた。濾池運転後砂が淨水池に落込んで來るのを知つた。其爲 2 年間に約 12 吋厚の砂が失はれた。砂層を支ふるに充分な砂利層厚がなかつたからである。

濾床が逆流洗滌される時は多岐管中に落込んだ砂は壁際にある穴に押やられて之を閉塞せしめる。此爲側壁と隅部に砂層の硬い箇所が出来る。それで多岐管式を掃除し、砂利層の上層に小なる砂利を 4 吋厚だけ増した結果、最早砂が砂利層を通過して排水管式に落ち込むことがなくなつた。

最初の 10 池の経験から其後の擴張ではホイラー濾床の多岐管下部排水式の代りに假床式の構造に姿へて、ホイラー濾床と濾池の床との間の 2 呎の空間を圧力室と

して洗滌水の均一な分布を得る様にした。又人孔を圧力室に設け、眞鍮管が閉塞されてゐるか否かを検査する。砂利層は 10 吋厚とし、第 1 層は 1/2~3/4 吋の砂利を 2 吋厚に、第 2 層は 3/8~1/2 吋大の砂利を 2 吋厚に、第 3 層は 3/16~3/8 吋大の砂利を 3 吋厚に、最上層は 12 番篩から 3/16 吋大の砂利を 3 吋厚に置いた。

之等の濾池でも砂層に硬い箇所が出来た。其の箇所は大抵側壁から 1 呎程離れ、壁に沿つて約 3 呎から側壁の全長に亙る範圍に生ずる。之等の硬い箇所は適當に洗滌された部分よりも數吋高くなつてゐる。人孔から入つて 3/4 吋の眞鍮管を調べると、砂が砂利層に侵入して小粒の砂利層は攪亂されてゐる。砂と砂利が混合して洗滌水の上昇を妨げてゐる。之は濾池が空になつてゐる時に洗滌水を急激に逆送するからである。空の濾池に洗滌水を逆送するには、洗滌水弁を一部開けて底部から徐々に水を入れて濾層内の空氣を追い出さねばならぬ。濾層が水で濡された後に洗滌水を徐々に増加して砂層が全体的に崩れ、局部的攪亂なしに空氣を追い出す様にする。洗滌水を急激に逆送すると、洗滌水は最小抵抗線を通り、砂層を突破して噴出する。それで洗滌水は總て破壞の生じた箇所を通過して流れることになる。此の爲砂利層は亂れ、砂が侵入して來て、濾層の適當な洗滌が阻害され、硬い箇所が生ずるのである。

橋 梁 及 構 造 物

(152) Dessau 附近に於ける獨逸自動車道熔接鋼拱橋

Dr.-Ing. Karl Schaechterle und Dipl.-Ing. Rudolf Riedl, "Geschweißte Stahlbogenbrücken über die Reichsautobahnrennstrecke bei Dessau." Die Bautechnik, 28. April 1939, Heft 18, p. 253~257.
服部 博太郎 抄

獨逸國有自動車道には種々注目すべき橋梁が架設されつゝあるが本文に於ては Dessau 附近に於ける熔接鋼拱橋について、その豫備設計より型式の決定迄及採用型式の種々なる特徴について記述してある。

(1) Berlin—München 間國有自動車道路中、Bitterfeld—Dessau 間、Halle—Leipzig 線との交叉點の北方約 30 km の點に、長さ 9.330 km の直線區間がある(圖-39)。此の疾走區間或ひは競走區間とも稱すべき直線區間の横断面形を示せば 圖-40 の如くであつて、即ち幅 9 m の車道 2 線よりなり、兩側の防護帯を合

めば全幅員 29 m である。

(2) 道路交叉構造物に對する一次設計: 此の區間には 4 本の道路即ち、第 1 種地方道 1 本、第 2 種地方道 2 本及町村道 1 本が交叉してゐる。此等の交叉構造物設計に際して、最重要なる要素は、道路中央部分も交通可能ならしむる事であつて、此の爲めには、中間橋脚の存在を許さない故に径間は 38~40 m となる事である。

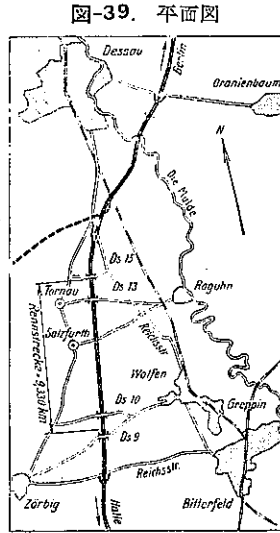


図-39. 平面図

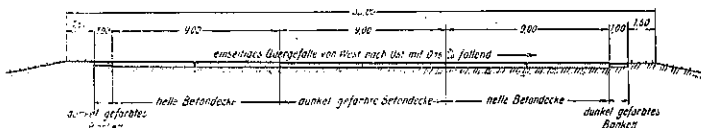


図-40. 道路横断面図

第一に考へられたのが拱橋であるが、閉側橋は、その下の道路上を高速で疾走する者には、非常に障害となる。これは、Frankfurt, a. M. machte 附近の國有自動車道上に於ける試験に於ても明にされたが、速度が非常に大なる時には、構造物の下を空氣が自由に通過し得ないので、通行者は非常な衝撃を受けるのである。次に純径間 39.10 m, 支間 42 m を有する鋸桁橋が設計されたが、これは前者に比してはかなりの利點を有するものである。且構造物の高さを減少する爲め槽狀断面が採用されたのである。しかし、空隙は拱橋に比し稍々小さくなる(前者の 220 m² に比し後者は 180 m² である) 故に此の提案も放棄された。此處に於て、再び拱橋へ転ずるに至り、支柱式鋼拱橋が採用されたのであつて、その最初のものは、單径間(支間 46.00 m 及拱矢 7.30 m) の鋼拱である。比較設計図について、種々の支柱間隔橋臺、支承等が吟味されたが、就中補剛材の配置については、種々の議論が惹起された(図-41, 43)。支柱と桁との結合方法についても

半ラーメンとするよりは、図-43 の如き構造の方が良好である。而して、今日の進歩せる熔接技術を以てすれば、此種橋梁を St. 37 にて、完全に熔接し得るのであつて、鋼構造物製作會社(ドルトムント・ユニオン)により、ハルレ國有自動車道建設最高監督所に、2 鉸橋の設計が提出された(図-44, 及 45)。そこで、此等の設計の全体的効果を批判する爲め、模型を製作した。而して、拱橋に於て、重要な橋礎は、橋臺及支柱と共通の驅体コンクリート上に一致せしむる事が、その底面に好影響を及ぼすことがわかつた。何故ならば、此地盤は砂地にして、且背面の土圧力は拱の推力に對して反對に作用する故である。此處に、最大許容地盤支持力は 3 kg/cm² である。

(3) 實行計畫: Ds 9 及 10 は類似點が多いが、その全側面図及断面図を示せば図-46 の如くで、拱の径間は 45.50 m, 拱矢 7.125 m, 即ち $\frac{\text{拱矢}}{\text{支間}} = \frac{1}{6.4}$ である。

拱肋の厚さは拱起點にて、600 mm, 拱頂點にて 860 mm であつて、拱軸線は半徑 39.883 m の円である。拱作用を一層よく利用する上より円の方が拋物線より優つてゐるのである。支柱間隔もすべて等しいが只拱起點に於ける支

図-41. I-断面拱橋

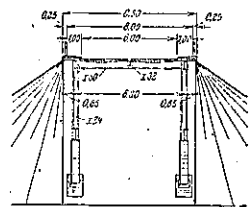


図-42. II-断面拱橋



柱と側径間の第一支柱間の間隔のみは 500 mm 大である。支柱によつて得られる整然たる構成美は拱頂點附近に於ても支柱に類似せる添板によつて継続されてゐる。又拱中央に支柱を設くる事を避くる爲支柱間は奇數とし、又側径間と拱支柱は大略對稱型をとる事にした。

図-43. ラーメン構造を有せざる断面



橋脚基礎拱橋橋臺は前述

図-44. 二鉸ラーメン

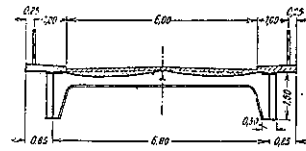
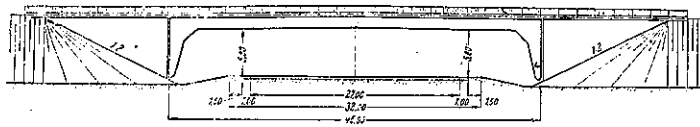
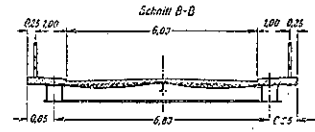
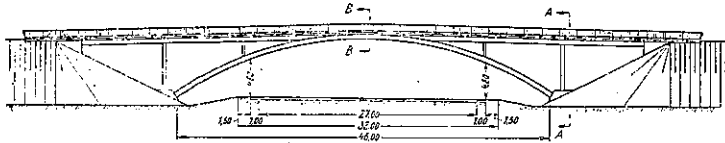


図-45. 単径間拱橋

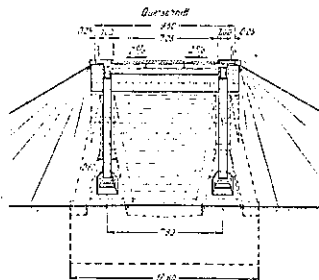
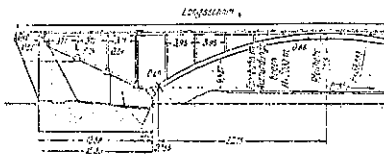
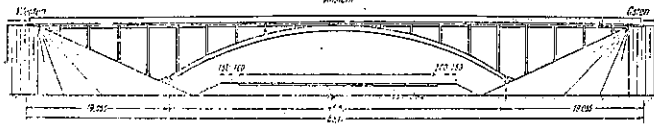


の如く共通のコンクリート塊に結合され、13.58×12.80 mの基礎底面上4 m上に高さ約9 mの橋臺擁壁があり、兩端橋臺、側面、橋脚、拱起點は張石をしてある。此通常とは少しく型を異にする橋臺体は図-46に示す如くである。この底面に於ける圧力状態に對しては次の2つの場合が吟味された。即ち

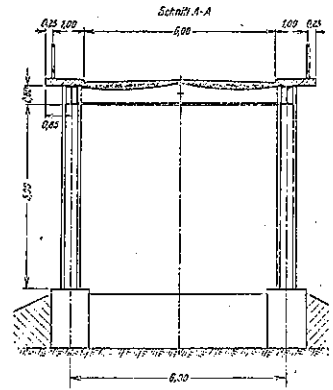
- (イ) 橋梁に載荷され、裏込に荷重なき時 ($p_{max}=2.52 \text{ kg/cm}^2$)。
- (ロ) 橋梁に荷重なく、裏込に載荷される時 ($p_{max}=2.36 \text{ kg/cm}^2$)。
- (イ) の場合には反力 $2H=2 \times 189=378 \text{ t}$ にして、土圧力は大約 532 t にして、(ロ) の場合には $2H=2 \times 97=194 \text{ t}$ 土圧力は大約 565 t である。

外觀の美しきの點に關しては熔接の長所が利用し盡されてある(図-47)。然るに補剛材の配置は簡單には解決されない。即ち、垂直の補剛材は拱環を細かく切断し、又放射狀に配置された補剛材は垂直の支柱とは調和

図-46. 實行計畫側面圖、縦断面圖及横断面圖。



しない。故に、函型断面を用ふる事に決定したのである。又腹飯上に(78 mm)蓋飯を力強く引出すことによつて、側面圖に生氣を與へうるのである。狭き函型断面内に於いては——内側空隙は拱



起點に於て $440 \times 532 \text{ mm}$ を有するに過ぎない——最後の上部蓋飯は内側隅肉熔接は不可能であるから、外側より腹飯に結合せねばならぬ。しかし、拱が熔接の際に一侧へ變形するを防ぐために一方の飯にも、V-接となるやうに同じ断面を與へたのである。Ds 13 の構造にては、一層幅廣い蓋飯を有し(図-48)、断面内側では1人の熔接工を作業せしめ得るのみであるが隔壁には掃除口があつて、内部に手が届くやうになつてゐる。Ds 9 及 10 の構造に於ける拱中心の構造継目の状態は図-49に示されてゐる如くである。かくの如き、重要な継目の熔接作業中は、伸縮を自由ならしむる引き設備を施したのである。

拱起點の設計及作業には特殊の注意が拂はれた(図-50)。拱腹飯は肋飯によつて固定され、これは後から追加熔接されたものである。又拱の函型断面から、支承体へ円滑に力を傳へる爲に、支承体と、拱環との連

有し、横桁上 40~70 mm 上にあつて、上下兩側から隅肉熔接にて閉ぢられてゐる。

隧 道

(153) 隧道の周圍の応力分布

(Raymond D. Mindlin, "Stress Distribution around a Tunnel, Proc. A.S.C.E., April, 1939, p. 619~p. 642.
最上武雄 抄)

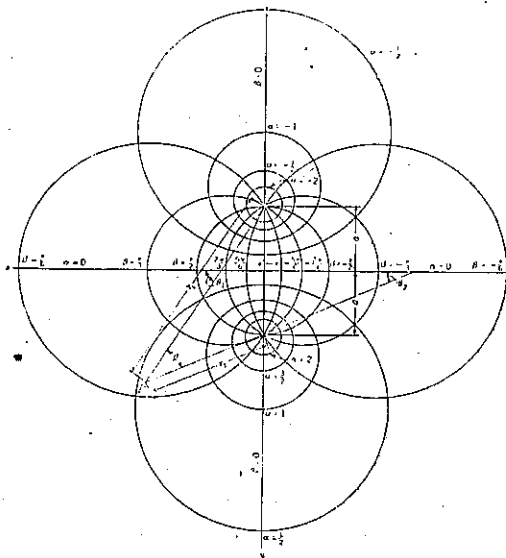
山口教授及 H. Schmidt の取扱つた隧道の応力分布の解法は隧道が可成り深いものとして上面の影響を無視したものであるから浅い隧道の場合には当てはまらなくなるのは當然の事である。著者は Bipolar 座標を使用する事に依つて上面の応力を消す事に成功し尙ほ進んでアーチのリブに生ずべき応力分布を計算する事にそれを応用してゐる。

Bipolar 座標に依る応力分布を求める事については

- (1) 周縁に於ける応力より生ずる合力及合モーメントが零である事。
- (2) 重力の如き物体力が働かない事。

と言ふ二つの条件の下に於ては既に G. B. Jeffery に依つて一般に解かれてゐる (Phil. Trans. Roy. Soc. A. 221 (1920)) のであつて本論文はその物体力の存在する場合に對する擴張と見る事が出来やう。Bipolar 座標は α, β を直交直線座標とすると

図-51. Bipolar 座標



$$\alpha + i\beta = \log \frac{z+i(y+a)}{z+i(y-a)} \dots\dots (1)$$

できめられる α, β に依り規定される。 α = 一定及 β = 一定は互ひに直交する二つの円をあらはす。そして $\alpha = 0$ は一つの直線 ($y=0$) となるから $\alpha=0$ を以つて地表面に對応させ、 $\alpha = \alpha_1 \neq 0$ を以つて隧道の周圍に對応させる事が出来る。故に境界に於ける応力の條件は

$$\left. \begin{aligned} \alpha=0 \text{ に於て} \quad \widehat{\alpha\alpha}=0 \quad \widehat{\alpha\beta}=0 \\ \alpha=\alpha_1 \neq 0 \text{ に於て} \quad \widehat{\alpha\alpha}=0 \quad \widehat{\alpha\beta}=0 \end{aligned} \right\} \dots\dots (2)$$

となる。曲線座標に關する一般の議論に依り Bipolar 座標の場合には

$$\left. \begin{aligned} \widehat{\alpha\alpha} &= \left\{ (\cosh \alpha - \cos \beta) \frac{\partial^2}{\partial \beta^2} - \sinh \alpha \frac{\partial}{\partial \alpha} \right. \\ &\quad \left. - \sin \beta \frac{\partial}{\partial \beta} + \cosh \alpha \right\} \left(\frac{X}{J} \right) + a \Omega \\ \widehat{\beta\beta} &= \left\{ (\cosh \alpha - \cos \beta) \frac{\partial^2}{\partial \alpha^2} - \sinh \alpha \frac{\partial}{\partial \alpha} \right. \\ &\quad \left. - \sin \beta \frac{\partial}{\partial \beta} + \cos \beta \right\} \left(\frac{X}{J} \right) + a \Omega \\ \widehat{\alpha\beta} &= -(\cosh \alpha - \cos \beta) \frac{\partial^2}{\partial \alpha \partial \beta} \left(\frac{X}{J} \right) \end{aligned} \right\} \dots\dots (3)$$

となる。茲に X は応力函数、 Ω は重力のポテンシャル。 $J = a / (\cosh \alpha - \cos \beta)$ である。(之等の事柄については Jeffery の原論文又は Coker-Filon の Photoelasticity を見られよ)、(3) に依つて (2) の境界条件を書き替へる事が出来て

$\alpha=0$ 及 $\alpha=\alpha_1 \neq 0$ に於て

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial}{\partial \alpha} \left(\frac{X}{J} \right) &= \xi \text{ (一定数)} \\ \frac{X}{J} &= \xi \tanh \alpha + \eta (\cosh \alpha \cos \beta - 1) + \zeta \sin \beta \\ &\quad + w a^2 \cosh \alpha - \frac{1}{2} w a^2 \operatorname{cosech}^2 \alpha \phi \sin \beta \end{aligned} \right\} \dots\dots (4)$$

となる。 ξ, η, ζ は一定数であり w は土の單位体積の重量。 ϕ は

$$\tan \phi = \frac{\cosh \alpha \cos \beta - 1}{\sinh \alpha \sin \beta}$$

できまる角度である。以上を充分研究して採用すべき応力函数としては

$$\left. \begin{aligned} \frac{X}{J} &= \frac{X_{1,2,3}}{J} - \frac{w a^2}{2} \operatorname{cosech}^2 \alpha_1 \left\{ \phi \sin \beta \right. \\ &\quad \left. - \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} [\alpha \sinh \alpha - \alpha (\cosh \alpha - \cos \beta)] \right\} \end{aligned} \right\}$$

に示す様に畫けば相似三角形の定理より次の比例が得られる。

$$C_1/L = X_2/X, \quad C_2/R = X_1/X$$

$C_1 + C_2 = C$ であるから

$$C = X_2L/X + X_1R/X$$

$$C = X_2L/X + (X - X_2)R/X$$

もし平行線の関係間隔を比例にて表せば

$$n = X_2/X \dots\dots\dots \text{定義 (1)}$$

$$C = nL + (1-n)R \dots\dots\dots \text{公式 (a)}$$

もし図-53 中の 3 平行線を等しい角座標を以て目盛すれば、公式 (a) は C, R 及 L の間に存在する關係を示す事となる。不等座標が使用された場合には公式 (a) が成立する爲めには不等座標を等しい座標の項に変更せねばならない。是れを等しい座標の項に変更する爲めには次の定義が成立する。

$$r = \frac{\text{size of (R) Coordinates}}{\text{size of (L) Coordinates}} \dots\dots\dots \text{定義 (2)}$$

$$m = \frac{\text{size of (R) Coordinates}}{\text{size of (C) Coordinates}} \dots\dots\dots \text{定義 (3)}$$

總ての座標を右側目盛に使用したものと同様の項に変更するには公式 (a) は次の様になる。

$$C/m = nL/r + (1-n)R \text{ 或は,}$$

$$C = mnL/r + m(1-n)R \dots\dots\dots \text{公式 (1)}$$

(1) は角座標を使用した 3 平行線のノモグラフの一般公式である。本式は同じ型に変更出来る、定義 (1)、(2) 及 (3) により與へられる 3 種の性質を決定する爲に使用出来る。

公式 (1) の使用法の例題として $A = 2F + 4Z$ と云ふ式を考へて見やう。此の式は形は公式 (1) に似てゐるから、其のノモグラフは角座標の 3 平行目盛を有する事になる。(A) の値は中央の (C) 目盛により、左側の (L) 目盛により (F) の値を、右側の (R) 目盛により (Z) の値が得られる。此のノモグラフの (n), (r) 及 (m) の値を決定するには、公式 (1) の一般座標を製図する實際の値に等しいとする公式を作る必要がある。

即ち、

$$m/r = 2, \quad m(1-n) = 4$$

m, n, r の中の 1 つは假定してよい。 $r = 1$ 、即ち 2 外側目盛に等しい座標を有するものと假定しやう。

$$\therefore m = 2, \quad n(1-n) = 4$$

是等の 2 式を解けば、 $n = 1/3, m = 6$ を得。定義 (1) 及 (3) より中央目盛 (C) は R から R と L 間隔の 1/3 の所に位置し、(R) 目盛に使用した 1/6 の目盛を付すれば良い事が知られる。

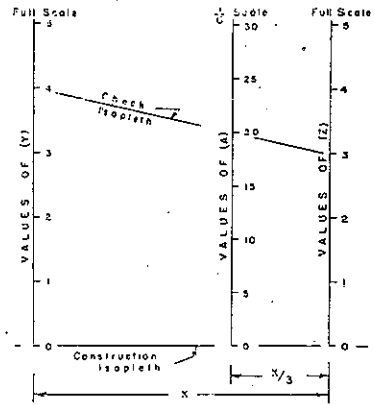
図-54 は上記の數を使用して畫いたものである。全部の目盛を垂直方向に取るには製図用 isopleth を使用する必要がある。

もし對數座標を使用すると公式 (1) は次の様になる、 $\log C = mn \log L/r + m(1-n) \log R$ 。之は次の公式である。

$$C = L^{(mn/r)} \times R^{m(1-n)} \dots\dots\dots \text{公式 (2)}$$

此の公式 (2) の如くに表はす事の出来る總ての式は對數座標に畫く事が出来、ノモグラフの爲めに必要な値を求める事が出来る。West. Const. News, July 1937 誌上に

図-54. 公式 $A = 2F + 4Z$ の簡便なる並列方法と製図用 isopleth, AZ の値及目盛の配置等を示す。



發表した、抗張鉄筋を有する矩形桁解法の爲めのノモグラフは一層複雑なものゝ一種であるが、此處に其の作り方を説明する事とする。此のノモグラフは實際に於て 2 個の共通未知數を含む 3 個のノモグラフより成つてゐるのである。4 個以上の未知數のある時はこの方法が用ひられる。

3 式は、

$$M = Kbd^2$$

$$A_s = pbd$$

$$D.L. = wbd$$

此處に d を桁の有効高とし其の死荷重のみを考慮したが、それは鉄筋の下の被覆は一定してゐない爲である事に注意。

(b) と (d) は各式中の未知數として現はれてゐる事に注意され度い。次の値を假定する、 $f_c' = 2000$ p.s.i. $f_s = 18000$ p.s.i. $w = 150$ lb. per. cu. ft.

故に上 3 式は次の如くなる。

正モーメント ($f_c = 0.4, f_c' = 860$ p.s.i.)

$$M = 138.7 bd^2 \dots\dots\dots \text{公式 } A_1$$

$$A_s = 0.0089 bd \dots\dots\dots \text{公式 } B_1$$

負モーメント ($f_c = 0.45, f_c' = 900$ p.s.i.)

$$M = 165.3 bd^2 \dots\dots\dots \text{公式 } A_2$$

$$A_s = 0.0107 bd \dots\dots\dots \text{公式 } B_2$$

単位死荷重

$D.L. = 150 bd / 144 \dots \dots$ 公式 C

公式 A_1 を公式 (2) に當嵌めれば

$mn/r = 1 \quad m(1-n) = 2$

(M) の値は中央 (C) 目盛上に (b) の値は左側の (L) 目盛上に, (d) は右側の (R) 目盛上に表はされる。欲する (b) 及 (d) の値の範囲は殆んど等しいから此の兩目盛を等しくする爲に $r=1$ とする。

従つて, $n=1/3, m=3$ 。

即ち (M) の値の中央目盛の位置は (d) の値の右側 (R) 目盛より 1/3 の所であり, 座標は外側のものゝ 1/3 である。

次に公式 (B_1) を公式 (2) に當嵌めれば

$mn/r = 1,$

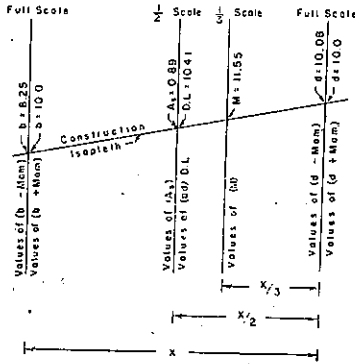
$m(1-n) = 1$

是れに $r=1$

を代入して式を解けば (A_s) 目盛の大きさと位置なる, $n=1/2$ と $m=2$ が得られる。

最後に公式

図-55. 此の章に含まれる例題解法に必要な座標の位置と大きさ。



(C) から $r=1$ を代入して次の値が得られる。

$m=2, n=1/2$

斯くして (A_s) と ($D.L.$) 目盛は同じ線となり同じ目盛の座標を持つのである。

図-55 は必要な座標の位置と大きさを示す。便宜上, 解法 isopleth が $b=10$ 及 $d=10$ を通ると假定し, 公式 A_1B_1 及 C に代入すれば次の値を得る。

$M = 11.55 \text{ ft. kips.}$

$A_s = 0.89 \text{ sq. in.}$

$D.L. = 104.1 \text{ lb. per ft. of beam.}$

即ち此のノモグラフは 3 個の基礎ノモグラフが重なり合ひ (b) 及 (d) の共通の目盛を共用する結果となる。

負のモーメントの式は同じ器数を有する故に座標の大きさや位置に変化なく直ちに図-55 より求め得られる。 (A_s) と (M) 目盛を共儘使用するには (d) と (b) の新しい目盛を作る必要がある。假定した製図用 isopleth では次の値が求められた。

$M = 11.55 \text{ ft. kips.} = 138700 \text{ in. lb.}$

$A_s = 0.89 \text{ sq. in.}$

是等の値を公式 (A_2) と (B_2) に代入すれば次の式が得られる。

$bd^2 = 138700 / 165.4, \quad bd = 0.89 / 0.107$

即ち $b=8.25, d=10.08$ となり製図用 isopleth に於ける負モーメントに対する (b) 及 (d) 目盛の位置が與へられる。