

抄 録

第24巻第1號 昭和13年1月

応用力学	頁
(1) 分布荷重を受ける正方形の弾性板	75
(2) 弾性床土の薬としての鉄筋コンクリート帯状基礎の計算	77
(3) 爆弾効力に対する計算式の誘導	79
測 量	
(4) 雨量測定に於ける風の影響	81
コンクリート及鉄筋コンクリート	
(5) コンクリート及モルタルの施工軟度	82
(6) コンクリート中に凝着した太い鉄筋の附着力	85
施 工	
(7) 杭打基礎に関する諸問題	88
堰 堤	
(8) 堰堤餘水路に関する模型実験	92
(9) Grand Coulee 堰堤に於ける縮切復舊工事	98
(10) 横溢流堰の計算に就て	100
道 路	
(11) ドイツに於ける自動車道の實際的效果	103
(12) アスファルト舗装に於ける品質の改良	105
(13) ネバタ州公道の綿布による補強	107
鉄 道	
(14) 鋼トラス橋が墜落を免れた珍しい列車顛覆事故	109
雑	
(15) アムステルダム公園競漕場	110

応 用 力 学

(I) 分布荷重を受ける正方形の弾性板

(Försterling, Langenberg. "Streckenlasten auf elastisch biegsamen platten im Sonderfall quadratischer Seitenverhältnisse" B.u.E. Heft 9 Mai 1937 S. 148-150.)

分布荷重を受ける正方形の板に起るモーメントの厳密な解法をもとにして求めた近似式について述べる。この板の問題は、例へば橋梁の床版の如く四邊が支持され或は固定された板について甚だ重要なものである。モーメントを求めるに當り板の中心に荷重が集中したものと考へる方法は實際値より大きく計算される。例へば單純梁に等布荷重が働く場合モーメントは  $Pl/8$  であるが、中點に荷重が集中したものと考へると  $Pl/4$  となり 2 倍に出てくる。之は固定端の場合も同じ事で、

この方法は安全すぎるのである。Marcus "Theorie elastischer Gewebe" には之について詳述されてあるが、茲にそれをすつかり転載する事は一般の讀者に迷惑であるから省略する。

薄い正方形の弾性板が四邊支持され、或は固定された場合のモーメントは表-1 の如し。この表に於て

- $l$ : 板の一邊の長さ
- $P$ : 總荷重
- $c$ : 載荷面の一邊の長さ
- $\varphi = c/l$
- $\alpha_x = M_x/l^2$  (モーメントのパラメーター)

今  $P = p \cdot c^2$  を一定とし、 $c \geq \frac{0}{l}$  の總ての  $c$  に對し適用出来る一般式を求めて見よう。 $c=0$  の場合は  $P$  が中點に集中した場合で無限大のモーメントが起リコンクリートの剪断応力を超過してしまふ。故に實用の範圍として、 $\varphi = \frac{c}{l} = \frac{1}{8}$  より大きい場合について考へる。

表-1. 薄い正方形の弾性板のモーメント

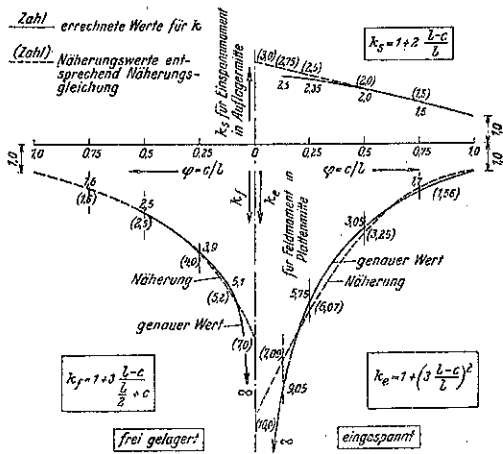
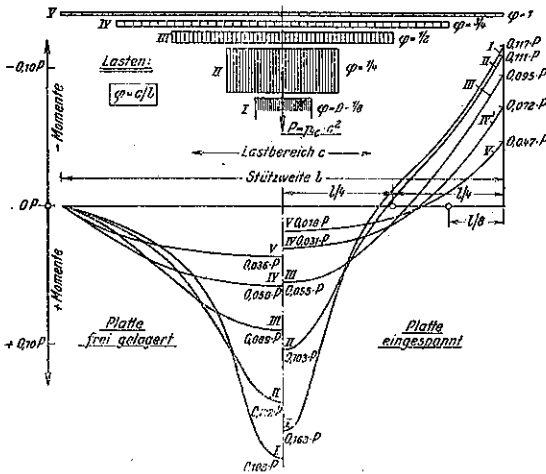
$M_x = \sigma_x R$        $q = cl$

Werte für  $\sigma_x$ :

Punkt	Ordinaten		Beanspruchungsverhältnis $\nu = cl = \text{Beanspruchungslänge} : \text{Plattenstärkeweite}$									
	$x:l/2$	$y:l/2$	$\nu_1 = \text{etwa } 0.5 \nu_2$		$\nu_{11} = 1/4$		$\nu_{111} = 1/8$		$\nu_{1111} = 1/16$		$\nu_{11111} = 1/32$	
			frei	eingesp.	frei	eingesp.	frei	eingesp.	frei	eingesp.	frei	eingesp.
1	0	0	0.1829	0.1621	0.1034	0.0859	0.0549	0.0580	0.0207	0.0344	0.0150	
2	0	$1/4$	0.1450	0.1055	0.1221	0.0814	0.0819	0.0187	0.0275	0.0238	0.0161	
3	0	$1/2$	0.0947	0.0552	0.0810	0.0476	0.0411	0.0413	0.0187	0.0251	0.0110	
4	0	$3/4$	0.0459	0.0164	0.0398	0.0167	0.0320	0.0121	0.0225	0.0071	0.0043	
5	0	1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
6	$1/4$	0	0.1953	0.0537	0.0298	0.0398	0.0811	0.0456	0.0553	0.0270	0.0160	
7	$1/4$	$1/4$	0.0852	0.0467	0.0859	0.0329	0.0744	0.0404	0.0515	0.0242	0.0144	
8	$1/4$	$1/2$	0.0636	0.0288	0.0610	0.0310	0.0564	0.0302	0.0284	0.0166	0.0089	
9	$1/4$	$3/4$	0.0312	0.0112	0.0329	0.0112	0.0283	0.0097	0.0215	0.0067	0.0041	
10	$1/4$	1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
11	$1/2$	0	0.0357	-0.0120	0.0128	-0.0059	0.0042	0.0113	0.0159	0.0171	0.0084	
12	$1/2$	$1/4$	0.0394	-0.0060	0.0401	-0.0029	0.0450	0.0097	0.0426	0.0119	0.0076	
13	$1/2$	$1/2$	0.0313	-0.0021	0.0348	-0.0018	0.0364	0.0058	0.0381	0.0084	0.0055	
14	$1/2$	$3/4$	0.0142	-0.0033	0.0131	-0.0001	0.0155	0.0018	0.0084	0.0015	0.0023	
15	$1/2$	1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
16	$3/4$	0	0.0128	-0.0045	0.0144	-0.0000	0.0201	-0.0037	0.0255	-0.0194	-0.0098	
17	$3/4$	$1/4$	0.0153	-0.0132	0.0150	-0.0029	0.0185	-0.0028	0.0235	-0.0173	-0.0083	
18	$3/4$	$1/2$	0.0129	-0.0094	0.0130	-0.0022	0.0140	-0.0022	0.0182	-0.0125	-0.0057	
19	$3/4$	$3/4$	0.0083	-0.0115	0.0083	-0.0111	0.0085	-0.0091	0.0099	-0.0056	-0.0029	
20	$3/4$	1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
21	1	0	—	—	-0.1172	—	-0.0950	—	-0.0722	—	-0.0474	
22	1	$1/4$	—	—	-0.0986	—	-0.0868	—	-0.0648	—	-0.0480	
23	1	$1/2$	—	—	-0.0597	—	-0.0576	—	-0.0411	—	-0.0305	
24	1	$3/4$	—	—	-0.0169	—	-0.0166	—	-0.0163	—	-0.0131	
25	1	1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	

図-1. モーメント図

図-2. モーメント係数



中央断面のモーメントの増加の割合は、図-1 の如くで  $\nu$  が小さい程モーメントは大きくなつてゐる。

分布荷重による板の中央のモーメントを、等価荷重による板のモーメント（之は 1932 年の鉄筋コンクリート示方書即ち Marcus の近似式より容易に求まる）の  $k$  倍とすると、この  $k$  と  $\nu$  とは互に關聯してゐて、図-2 の如くなる。

$$k \text{ の定義より } M' = k M_0 \dots \dots \dots (1)$$

と置く。但し  $M'$ : 分布荷重によるモーメント

$M_0$ : 等価荷重によるモーメント

然る時  $k$  を  $l, c$  の函数と考へ、近似的に次の如く書いて見る。

4 邊支持の場合

$$k_f = 1 + \left( 3 \cdot \frac{l-c}{l} \right) \dots \dots \dots (2)$$

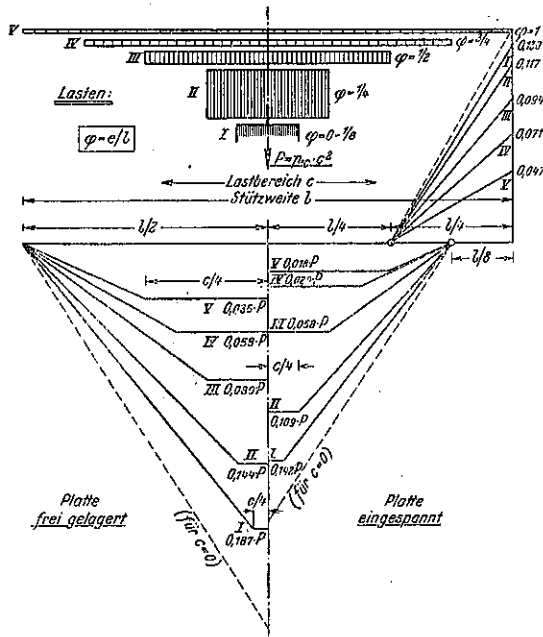
4 邊固定の場合

$$\text{中央では } k_s = 1 + \left( 3 \cdot \frac{l-c}{l} \right)^2 \dots \dots \dots (3)$$

$$\text{端では } k_s = 1 + \left( 2 \cdot \frac{l-c}{c} \right) \dots \dots \dots (4)$$

この式より求めた  $k$  を用ひると、正確な値と最大 6% の誤差しかないから實用に供せられるわけである。之を實際に応用したものが図-3 に出てゐる。4 邊固定の場合で、正のモーメントは  $\frac{3}{8} q l^2$  まで負のモーメントは

図-3.



1/4l まで考へてある。

以上は正方形の板について述べたのであるが普通用ひられる床版の如く矩形の場合も同様にして求められる。(山内一郎)

(2) 弾性床土上の梁としての鉄筋コンクリート帯状基礎の計算

(Hans Bleich, "Berechnung von Eisenbetonstreifenfundamenten als elastisch gestützte Träger", Bautech. Heft 37, 27. Aug. 1937. S. 477~478.)

擴間隔に集中荷重が働く場合の鉄筋コンクリート帯状基礎の計算に於ては地盤の柔軟性(Nachgiebigkeit)を考慮する事は大切な事である。即ち土に等布荷重を加へても基礎には不均一なる土反力を生ずるものである。等布荷重の場合

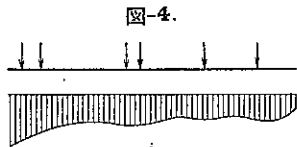


図-4.

は従来色々解かれてゐる。図-4の如く不均一荷重の場合には帯状基礎のモーメントは小さく出て来る。従つて基礎の厚さ及鉄筋を節約する事が出来る。

土の柔軟性は地盤係数  $c \text{ kg/cm}^3$  で表はす。  $c \text{ kg/cm}^3$

の意味は  $1 \text{ cm}^2$  に付て  $1 \text{ cm}$  圧縮する爲の圧力である。

弾性的に支持された梁の従来の解法は總て微分方程式にて解かれ、多くの荷重の加はる有限長梁の場合に於ては非常に込み入つた扱ひにくい公式に依つて與へられてゐる。(K. Hayashi, Theorie des Trägers auf elastischer Unterlage. Berlin 1921. S. 99 ff. 参照) それ故本説に於ては簡單なる方法として一荷重を有する無限長梁に於て表に作られた結果から任意荷重をもつ有限長梁を解き得る解法を述べる。先第一に無限長梁に付き述べる。

(A) 一荷重を有する無限長梁 (H. Müller-Breslau, Die graphische Statik, Bd. 2, II. Abt., 2. Aufl. Leipzig 1925. 参照)

図-5に於て荷重  $P$  より  $x$  の距離の點の撓度を  $y$ 、帶狀基礎の“曲げ剛さ”を  $EJ$ 、基礎の幅を  $B$ 、地盤係数を  $c$  とす。

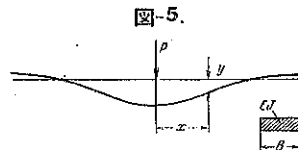


図-5.

然る時單位長の方力  $z$  は

$$z = yBc, \quad \text{又} \quad EJ \frac{d^4 y}{dx^4} = -z$$

$$\text{故に} \quad \frac{EI}{Bc} \cdot \frac{d^4 y}{dx^4} + y = 0 \quad \dots (1)$$

$$\text{今} \quad S = \sqrt[4]{\frac{4EI}{cB}} \quad \text{とす} \quad \dots (2)$$

$x$  點の方力、モーメント、剪断力を  $z, M, Q$  とすると

$$\left. \begin{aligned} z &= \frac{P}{2s} \cdot e^{-\frac{x}{s}} \left( \cos \frac{x}{s} + \sin \frac{x}{s} \right) \\ M &= \frac{Ps}{4} \cdot e^{-\frac{x}{s}} \left( \cos \frac{x}{s} - \sin \frac{x}{s} \right) \\ Q &= \pm \frac{P}{2} \cdot e^{-\frac{x}{s}} \cos \frac{x}{s} \end{aligned} \right\} \dots (3)$$

上記  $Q$  に於て正及負號は考點の左及右に荷重がある場合にとる。(3) 式に於て  $x$  を含む數を夫々  $\eta, \eta', \eta''$  とすると

$$z = \frac{P}{2s} \eta, \quad M = \frac{Ps}{4} \eta', \quad Q = \pm \frac{P}{2} \eta'' \quad \dots (3')$$

$\eta, \eta', \eta''$  は共に  $\frac{x}{s}$  のみに關する式であるから表に作つておけばよい。その表は先づ第一に Zimmermann 氏により作られてゐる。Müller-Breslau, Die graphische statik にも示されてゐる。(注意: その表にて 1908 に出版された初版に於ては  $\eta''$  は間違つて居る故用ひる事は出来ぬ。而し第 2 版に於ては訂正されてゐる。)

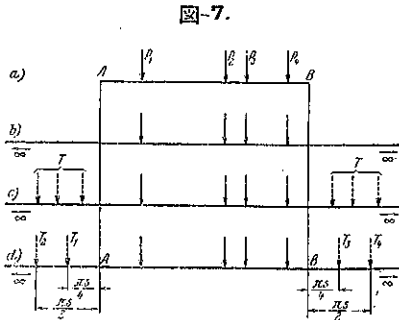
函数  $\eta, \eta', \eta''$  は  $z, M, Q$  の影響線に外ならぬ。  
 多くの荷重を有する無限長梁に於ては次の方程式となる。

図-6.

$$\left. \begin{aligned} z &= \frac{1}{2s} \sum P\eta \\ M &= \frac{s}{4} \sum P\eta' \\ Q &= \frac{1}{2} \sum \pm P\eta'' \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4)$$

上式中正及負號は荷重が視點 A の左及右にある場合である。

(B) 有限長梁 今図-7a の任意荷重の有限長梁 A-B と共に図-7b の同一荷重状態の無限長梁を考へる。図-7a に於ては A 及 B 點のモーメントは零であるが



於ては零でない。其れ故無限長梁に於ては假想荷重  $T$  を考へる。 $T$  を補助荷重

と云ふ。補助荷重  $T$  は A, B の外側に A 及 B 點のモーメント及剪断力を零にする様に附加されるものである(図-7c)。故に無限長梁に於ける AB 點内の反力, モーメント, 剪断力は有限長梁 AB のそれに一致する。

A, B 點に於て  $M=0, Q=0$  を満足するには 4 補助荷重  $T$  にて充分である。補助荷重  $T$  は任意點に加ふるよりも図-7d の如く A 及 B 點より  $\frac{\pi s}{4}$  及  $\frac{\pi s}{2}$  の點に加ふるのが便利である。 $T$  を決定するに (4) 式に於て  $M=0, Q=0$  とす。今  $\frac{s}{4}, \frac{1}{2}$  を略す。

$$\left. \begin{aligned} \eta_1' A T_1 + \eta_3' A T_2 + \eta_5' A T_3 + \eta_4' A T_4 + \sum \eta' A P &= 0 \\ \eta_3'' A T_1 + \eta_5'' A T_2 - \eta_3'' A T_3 - \eta_4'' A T_4 - \sum \eta'' A P &= 0 \\ \eta_1' B T_1 + \eta_3' B T_2 + \eta_5' B T_3 + \eta_4' B T_4 + \sum \eta' B P &= 0 \\ \eta_3'' B T_1 + \eta_5'' B T_2 - \eta_3'' B T_3 - \eta_4'' B T_4 + \sum \eta'' B P &= 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5)$$

補助荷重  $T_i$  は  $\frac{\pi s}{4}, \frac{\pi s}{2}$  にある故 Müller Breslan の表より

$$\left. \begin{aligned} \eta_1' A &= 0, & \eta_3' A &= -0.2079 \\ \eta_1'' A &= -0.3224, & \eta_5'' A &= 0 \\ \eta_3' B &= 0, & \eta_4' B &= -0.2079 \\ \eta_3'' B &= -0.3224, & \eta_4'' B &= 0. \end{aligned} \right\}$$

故に次式を得る。

$$\left. \begin{aligned} -0.2079 T_2 + \eta_3' A T_3 + \eta_4' A T_4 + \sum \eta' A P &= 0 \\ -0.3224 T_1 - \eta_3'' A T_3 - \eta_4'' A T_4 - \sum \eta'' A P &= 0 \\ \eta_1' B T_1 + \eta_3' B T_2 - 0.2079 T_4 + \sum \eta' B P &= 0 \\ \eta_1'' B T_1 + \eta_2'' B T_2 + 0.3224 T_3 + \sum \eta'' B P &= 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5')$$

上式より  $T_1, T_3, T_4$  を決定すればよい。  
 $\eta', \eta''$  は  $\frac{x}{s}$  の函数である。 $\frac{x}{s} > 5$  なる時には  $\eta', \eta''$  は殆ど零に等しくなる。部材の長さが 4~5 より大なる場合には次の如くおく事を得る。

$$\eta_1' B = \eta_1'' B = \eta_2' B = \eta_2'' B = \eta_3' A = \eta_3'' A = \eta_4' A = \eta_4'' A = 0.$$

故に次式を得る。

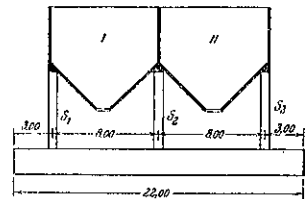
$$\left. \begin{aligned} -0.2079 T_2 + \sum \eta' A P &= 0 \\ -0.3224 T_1 - \sum \eta'' A P &= 0 \\ -0.2079 T_4 + \sum \eta' B P &= 0 \\ 0.3224 T_3 + \sum \eta'' B P &= 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6)$$

(5') 及 (6) 式より補助荷重  $T$  を求め次に任意點の反力  $z$ , モーメント  $M$ , 剪断力  $Q$ , を (4) 式より求むる。

地盤係数  $c$  は今まで行はれた實驗に於て次の如く云はれてる。 $c$  は普通  $1 \sim 12 \text{ kg/cm}^2$  の間にあり最大値は堅固なる地盤に最小値は人工的盛土に於てとられる。又  $c$  は同一地盤に於ても荷重面の大きさにより減少するものである。其れ故實驗により求められた係数は唯假定數として餘り重きをおかぬがよい。又 (2) 式は地盤係数  $c$  の外に 3 數により決められるものであるから  $c$  の値はそれほど關係するものではない。正確なる計算を必要とする時には有り得べき地盤係数  $c$  の最大値及最小値をとり 2 度計算するのがよい。

図-8.

[例]: 図-8 の如く二つの炭庫が平行なる帶狀基礎の上にある荷重は自重と炭庫変位荷重とに分けられ次の如き荷重状態を考へればよい。



自重によるもの;  $S_1 = S_2 = 90 \text{ t}, S_2 = 120 \text{ t}$

炭庫 I によるもの;  $S_1=S_2=80\text{ t}$ ,  $S_3=0$

炭庫 II によるもの;  $S_1=0$ ,  $S_2=S_3=80\text{ t}$

基礎の自重は等分布反力を生ずる。又備のモーメントを生ずる事もあるが殆ど考へる必要ない。

炭庫 I の変位荷重に付て影響線を求む

る。寸法、荷重は図-9 の如し。地盤係数  $c=4\text{ kg/cm}^2$  とす。

$J=0.90 \cdot 10^8\text{ cm}^4$ ,  $B=160\text{ cm}$ ,  $F=210\ 000\text{ kg/cm}^2$  とすると (2) 式より

$$s = \sqrt[4]{4 \cdot \frac{F \cdot J}{cB}} = 574\text{ cm}$$

図-9 に於ける如く桁の長さを  $s$  の或倍数に分ける。荷重  $S_1$  の A より距離は  $300\text{ cm} = 0.52s$ 。又補助荷重  $T_i$  を考へる。然る時桁の全長は  $4s$  より小である故 (5') 式より  $T_i$  を求むる。 $\eta', \eta''$  は Müller-Breslau の表より求むる。

而る時は

$$\begin{aligned} & -0.208 T_2 + 0.009 T_3 + 0.006 T_4 \\ & = -80(0.221 - 0.189) = -2.56 \\ -0.322 T_1 & -0.001 T_3 + 0.003 T_4 \\ & = 80(-0.516 + 0.049) = -37.36 \\ 0.009 T_1 + 0.006 T_2 & -0.208 T_4 \\ & = -80(-0.189 - 0.031) = 17.60 \\ 0.001 T_1 - 0.003 T_2 + 0.322 T_3 & \\ & = -80(0.049 + 0.036) = -6.80 \end{aligned}$$

上式より  $T_1=115.4\text{ t}$ ,  $T_2=8.9\text{ t}$ ,  $T_3=-21.5\text{ t}$ ,  
 $T_4=-79.3\text{ t}$

次に 1, 2, 3 及 C, D のモーメントを求むる。(4) 式より

$$\begin{aligned} M_1 &= \frac{5.74}{4} [-0.191 \times 115.4 - 0.169 \times 8.9 \\ & \quad + 80(1 - 0.200) - 0.004 \times 21.5 - 0.008 \\ & \quad \times 79.3] = +57.0\text{ tm} \\ M_2 &= \frac{5.74}{4} [-0.090(115.4 - 21.5) - 0.018(8.9 - 79.3) \\ & \quad + 80(1 - 0.200)] = +81.7\text{ tm} \\ M_3 &= \frac{5.74}{4} [0.004 \times 115.4 + 0.008 \times 8.9 \\ & \quad + 80(-0.080 - 0.200) + 0.191 \times 21.5 \\ & \quad + 0.169 \times 79.3] = -6.2\text{ tm} \\ M_C &= \frac{5.74}{4} [-0.179 \times 115.4 - 0.079 \times 8.9 \end{aligned}$$

$$+ 80(0.060 + 0.060) + 0.024 \times 21.5 - 0.005 \times 79.3] = -16.7\text{ tm}$$

$$\begin{aligned} M_D &= \frac{5.74}{4} [-0.024 \times 115.4 + 0.005 \times 8.9 \\ & \quad + 80(0.060 - 0.169) + 0.179 \times 21.5 \\ & \quad + 0.079 \times 79.3] = -1.8\text{ tm} \end{aligned}$$

図-10, 11, 12 は總ての場合のモーメント図、反力図を示す。

図中點線は反力  $s$  を直線変化と考へた時の反力及モーメントを示す。図の如く反力がわずかの差異がなくともモーメントには大なる差異を生ずる事は注意すべき事である。(筑瀬 懋)

図-10. 自重

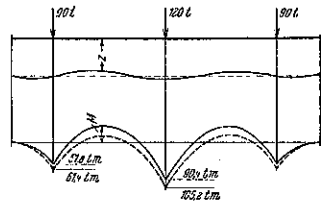


図-11. 一つの炭庫

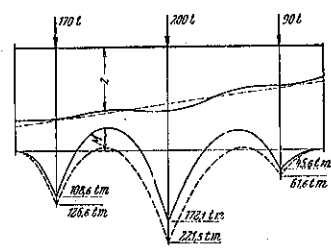
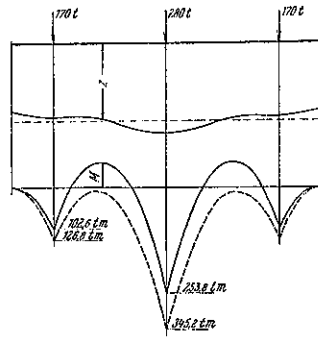


図-12. 二つの炭庫



(3) 爆弾効力に對する計算式の誘導

(Ernst Gailer "Wege zur rechnerischen Erfassung der Geschosswirkung" B.u.E., Heft 17 Sept. 1937, S. 278~280.)

砲彈の効力は  $\frac{mv^2}{2}$  に依り計算される。爆彈の効力はその重量と落下距離との積  $B \cdot f$  に依り計算される。先づ力学的完全弾性体を考へ、Hooke の方則を適用し得るものと考へる。爆彈の有するエネルギーは携の仕事、侵

徹に依る仕事又は破碎 (Zertrimmerung), 砲弾の変形及反動等に変形する。後の 2 つに付ては省略する。

最初に撓に依る仕事を考へる。2 支點で支へられた桁の中央部に砲弾が集中荷重として載荷された場合を考へる。作用力と同一の仕事をなす換算静荷重を  $P$ kg とし、かゝる荷重の作用點に於ける撓を  $y$  とすれば桁の彎曲した状態に於ける仕事の方程式は

$$B(f+y) = \frac{1}{2} Py \dots\dots\dots(1)$$

となる。動力学的効果を生じない様に静荷重を緩に 0 から増加する事が必要である。この事からして (1) 式の右邊の係數  $1/2$  が理解出来る。右邊は仕事  $\int Pds$  に相當する故に  $P=cs$  とおけばその解は  $\frac{1}{2} Ps$  となる。(1) 式に於て  $f=0$  とおけば  $P=2B$  となる、之は衝撃を起さずして突然に載荷された場合に相當する。即ち桁の上部に絲を張り之に荷重をかけ絲を急に燃して切断した場合である。更に取扱ひを簡易にする爲に (1) 式の左邊に於て  $y$  を  $f$  に對して省略し且衝撃係數を考慮しない事とする。集中荷重を有する單桁の撓は

$$y_M = \frac{Pl^3}{48 EJ} \dots\dots\dots(2)$$

(2) 式を (1) 式に代入すれば

$$Bf = \frac{P^2 l^3}{96 EJ} \dots\dots\dots(3)$$

又 (3) 式は曲げモーメントに依る内働から直接求められる。

$$Li_M = \int_0^l \frac{Mx^2}{2 EJ} dx,$$

$Mx = \frac{P}{2} \cdot x$  であるからして

$$Li_M = 2 \int_0^{\frac{l}{2}} \frac{1}{2 EJ} \cdot \frac{P^2}{4} x^2 dx = \frac{P^2}{4 EJ} \left[ \frac{x^3}{3} \right]_0^{\frac{l}{2}} = \frac{P^2 l^3}{96 EJ}$$

が得られる。併し徑間の小なる厚い桁又は版を有する地下避難所の如きものに對しては直ちに曲げモーメントに對して剪断力の影響を省略する事は出来ない。剪断力に依る仕事は

$$Li_Q = \int_0^l \frac{Qx^2}{2GF} \cdot dx, \quad Q_x = \frac{P}{2},$$

即ち  $Li_Q = \frac{P^2 l}{8G.F}$

剪断力に依る撓の計算に於てはベルヌーイの假定は正當でないからして断面に關する係數  $k$  に依り修正せねばならぬ。今  $y = y_M + y_Q$  とすれば

$$Bf = \frac{P}{2} (y_M + y_Q); \quad y_M = \frac{Pl^3}{48 EJ}; \quad y_Q = k \cdot \frac{Pl}{4FG}$$

$J = \frac{bh^3}{12}$ ,  $Q = 0.4E$ ,  $l' = bh$ ,  $k = 1.2$  (長方形桁) を代入すれば,

$$y_Q/y_M = 3h^2/l^2$$

である。  $h$  及  $l$  が既知であれば

$$y_Q = \lambda y_M \quad y = y_Q + y_M = (\lambda + 1)y_M = c \cdot y_M$$

故に  $Bf = \frac{1}{2} P \cdot y = c \cdot \frac{P^2 l^3}{96 EJ} \dots\dots\dots(4)$

上式から換算静荷重  $P$  が得られる。応力  $\sigma$  は次式から求められる。

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{Pl}{4W}; \quad I^2 = 16 \sigma^2 W^2; \quad Bf = c \cdot \frac{16 \sigma^2 W^2 l}{96 EJ}$$

若し  $W = \frac{bh^2}{6}$ ,  $J = \frac{bh^3}{12}$  とおけば

$$Bf = \frac{c}{18 E} \cdot \sigma^2 bhl.$$

$$\therefore \sigma = \pm \sqrt{\frac{18 E B f}{c b h}} \dots\dots\dots(5)$$

上記の計算は靱性範囲では適用出来ない、此の場合には恐らく作用線を使つて図式解法を応用せねばならぬだらう。

次に侵徹深に就て述べる。此の場合にも衝撃及他のエネルギー吸収作用を省略する。抗打ちの場合の考へを応用し、作用力は侵徹深と抵抗力との積に等しとおく。即ち  $Bf = Pe$

抵抗力は面積 (爆弾の断面積  $F_B$ ) と特別の抵抗値  $\sigma_z$  (之を筆者は破碎強度と稱す) に比例する。即ち

$$Bf = F_B \cdot \sigma_z \cdot e = V \cdot \sigma_z$$

$V$  は破碎された体積を表す。此處に示された破碎強度  $\sigma_z$  は  $\text{kgem/cm}^2$  又は  $\text{kgm/cm}^3$  の單位を有し質量的に決定される量である。この單位を  $\text{kg/cm}^2$  とする事は正當でない、即ち  $\sigma_z$  は仕事に關係し力には關係しない量であるから。  $\sigma_z$  の大きさの見當をつける爲に Rosival の決定した自然岩石の粉碎強度を用ひる。  $1 \text{ cm}^3$  の岩石を粉碎した時の岩石の粉碎強度は  $1 \sim 20 \text{ kgm/cm}^2$  で平均して約  $3 \text{ kgm/cm}^2$  又は  $300 \text{ kgem/cm}^2$  である。併し破碎強度は粉碎されず單に破碎せんとする瞬間の強度である。次に岩石爆破の際の装藥の量を計算する式を用ふる事が出来る。岩石を爆破して正形の直角漏斗口を生ぜしむるに必要な黒色火藥の量  $L$  は

$$L(\text{kg}) = g(\text{kg/m}^3)w^3(\text{m}^3)$$

で表はされる。  $g$  は岩石係數で約  $2 \sim 7 \text{ kg/m}^2$  である。即ち漏斗体積  $w^3$  に對して  $gw^3 \text{ kg}$  の黒色火藥を必要とする。故に  $1 \text{ m}^3$  の漏斗口を生ずるには  $g \text{ kg}$  の黒色火

薬を必要とする。1 kg の黒色火薬の有するエネルギーは約 300 t.m. であるから岩石係数を平均 3 kg/m<sup>3</sup> として 1 m<sup>3</sup> の漏斗口を生ぜしむるには約 900 又は 1 000 t.m. のエネルギーを必要とする。故に 100 kg/cm<sup>2</sup> である。撓に依る仕事と侵徹に依る仕事は同時に働く故に

$$Bf = c \cdot \frac{P^2 a^3}{96 E J} + F_B l \sigma_z \dots \dots \dots (6)$$

上式の右邊の 2 つの項の間の關係は  $Pl$  なる 2 つの未知數が入つてゐるので明白に表し得ない。今  $J = \infty$  の如き非常に強い桁の場合を考ふれば第 1 項は消滅し爆彈のエネルギーは侵徹に依る仕事のみとなる。又非常に弱い桁に於ては殆ど撓に依る仕事で破壊される。

今土壤に對する侵徹を考へる。最初に粘土地盤を考へ之に杭打の場合と同様の觀測をする。即ち表面摩擦と尖端の抵抗とを考へる。

$$Bf = M \cdot \alpha \cdot e + \sigma_K \cdot F_B \cdot e \dots \dots \dots (7)$$

$M$  (m<sup>2</sup>): 砲彈の表面積,  $\alpha$  (kg/m<sup>2</sup>): 表面の比摩擦,  $e$  (m): 侵徹深,  $F_B$  (m<sup>2</sup>): 砲彈の断面積 (勿論尖つた形に依り断面は縮小する),  $\sigma_K$  (kgm/m<sup>2</sup> 又は kgcm/cm<sup>2</sup>): 比侵徹力, 筆者は之を壓縮強度と名付ける。

(7) 式から侵徹深  $e$  が求められる。 $\sigma_K$  は材料の緊密性には殆ど無關係の量で土質力学と理論的に密接な關係を有する量である。

$$e = \frac{Bf}{M\alpha + F_B \cdot \sigma_K} \dots \dots \dots (8)$$

第 2 として砂地盤に對する侵徹を考へる。砂地盤は剛体の球塊よりなる層と考へ爆彈は先づ 1 個の球塊に作用し漸次その影響を下層の球塊に及ぼすものと假定する。今 1 個の球塊の重量と爆彈の重量と同一なりと簡単に假定する。第一列の球塊に對して衝突係數  $\epsilon$  を考へてその球塊の得る速度は爆彈が球塊に作用する時の速度を  $v_0$  とすれば  $(1 + \frac{\epsilon}{2})v_0$  となる, 第 2 列に對しては  $\frac{(1+\epsilon)^2}{6} \cdot v_0$ , 第 3 列に對しては  $\frac{(1+\epsilon)^3}{15} \cdot v_0$  となる。茲に  $\epsilon$  は約 1/2 に近い數であるから速に收斂する級數となる。故に爆彈の有するエネルギーは非常に早く吸收されるから小爆彈に對しては砂はよき防禦物となる。

上記の計算式に於ては換算靜荷重を便宜上用ひてゐるが之は本質的に正しいものではない, 爆彈の効果を一般的に式に依り表す爲には全く新しい材料学の觀念の下に破壊に關する新しい假説を設ける必要がある。此の假説の下に靜力学的応力を動力学的応力の特別の場

合として考察し得る時に始めて爆彈の效果の一般的解法が可能になる。 (中村清照)

測 量

(4) 雨量測定に於ける風の影響

(“Einfluss des Windes bei Regenmessungen”)   
 Beiträge zur angewandten Geophysik,   
 Bd. 50, Heft 2-4, 1937. S. 231-235

和蘭殊に其の海岸地方では風が強いが, 斯かる氣候の土地では雨量の測定を行ふ際, 風の影響を考ふる事は特に重要である。勿論木や建物等で充分に風を遮る様注意されては居るが此の海岸近くの如く風のため木が繁茂しにくい所では, 適當な場所を見付けるのは容易な事ではない。

これが爲和蘭國立觀測研究所の主宰の下に雨量測定 of 精密度の研究が行はれ併せて利用器械の優劣を調べ, 觀測場所の設定選擇上に示方書を與ふる事が目的となつた。

400 cm<sup>2</sup> の捕水面積を有する二つの雨量計の中一つは同研究所の指示による雨量計で地上 1.50 m の所に II があり, 一方は比較器械として Koschmieder (Monthly Weather Review 1934.1.) の用ひたものに倣ひ, 土地の中に入れ糺ねとんだ水が入らない様に周りに幅 17.5 cm 丈刷子を, 更に幅 50 cm 丈その外側に蜂巢狀の金網をおいた。その設置箇所としては Bennebräk の導水工場を選んだが, 其處は海岸から 7 km. 離れた可成高い砂丘の内側にありその極く近くは木や家で遮蔽され, 一般的な意味で充分風の遮蔽があると思はれる様な模範的な場所であるが此の附近は和蘭でも風の強い地方である。

觀測は 1935 年 7 月 7 日に始り約 2 年間続けられた。表-2 は月總雨量を表はしてゐる。

表中 I は地中に入れた雨量計, II は普通の雨量計による觀測値である。暖い季節即ち風が最も弱く雨滴の大きさが最大の季節ではその誤差が小である事は豫期できるが, 實際 5 月から 9 月では平均 1.6% で他の月では大略 4-5% となつてゐる。表の下から 2 番目の行は觀測所附近の標準降雨量で年總雨量は 767 mm に達して居る。最後の行は標準雨量に誤差をかけて出したもので 1 年では 5.1 mm の誤差になつて居る。

次に月雨量に對する風速の影響を求めん。雨量計の場所では風の測定を行はないから, Ymmiden の海岸測

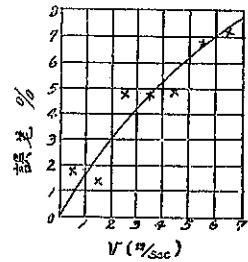
表-2. 降雨量 (mm)

	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月
1935							19.85	91.6	11.85	113.85	75.4	120.4
							19.9	89.5	108.4	100.0	72.0	114.1
							-0.05	2.1	3.45	4.85	3.4	6.3
1936	109.25	54.0	14.55	53.9	19.25	45.65	147.6	48.1	126.95	93.3	101.65	59.35
	103.5	51.1	14.3	50.95	18.85	45.5	143.7	47.4	127.5	89.7	97.2	56.5
	6.75	2.9	0.25	2.75	0.4	0.15	3.9	0.7	0.55	3.6	4.45	2.85
1937	101.2	104.15	56.25									
	98.2	99.7	53.6									
	3.0	4.45	2.65									
平均 I-II	%	4.8	4.9	4.3	4.2	2.1	0.3	2.3	2.0	1.2	4.2	5.4
基準降水量 (mm)		55	41	40	39	45	56	69	90	81	96	73
誤差 (mm)		2.6	2.0	3.4	1.6	0.0	0.2	1.6	1.8	1.0	4.0	3.0

表-3.

	風速 m/sec	0~1	1~2	2~3	3~4	4~5	5~6	6~7
月 月 12~2	基準降水量 mm.	8.3	95.7	169.5	169.8	73.9	4.7	
	mm.	1.1	2.8	10.65	10.25	3.1	0.35	
	誤差 %	13.3	2.9	6.3	6.0	4.2	7.4	
月 月 3~5	基準降水量 mm.	31.8	32.85	45.6	19.3	7.0	3.0	0.48
	mm.	1.05	0.25	1.8	1.5	0.4	0.3	0.15
	誤差 %	3.3	0.8	4.2	7.8	0.7	8.1	33.3
月 月 6~8	基準降水量 mm.	38.1	95.4	110.9	67.4	16.5		
	mm.	-0.2	-0.25	5.35	1.6	0.5		
	誤差 %	-0.5	-0.2	4.8	2.4	3.0		
月 月 9~12	基準降水量 mm.	16.7	117.2	115.0	153.8	36.5	47.8	5.9
	mm.	-0.2	2.35	2.7	6.4	4.95	3.7	0.3
	誤差 %	-1.2	1.6	2.3	3.8	5.7	6.5	5.1
年	基準降水量 mm.	94.9	371.15	433.3	410.3	183.8	56.2	6.35
	mm.	1.75	5.15	20.5	19.35	8.95	3.75	0.45
	誤差 %	1.8	1.4	4.7	4.7	4.9	6.7	7.1

図-13.



1年間の値を図示し、0 m/sec では誤差0になる一つの曲線を作ると、この曲線は観測方法の信頼度

を示してゐる。斯くして得た曲線によると(図-13参照)

風速 (m/sec.)	0	1	2	3	4	5	6
誤差 (%)	0	1.6	3.0	4.2	5.2	6.1	6.9

雨滴の大きさの影響は同じ風速につき異つた季節の誤差表-3.で比較すれば明らかに判る。百分率の速度1~2, 2~3, 3~4, 4~5に於ける平均値をとると

月	12月~2月	3月~5月	6月~8月	9月~12月
%	4.8	4.6	2.5	3.4

(菱田耕造)

コンクリート及鉄筋コンクリート

(5) コンクリート及モルタルの施工軟度

(Edw. W. Scripture "Workability of Concretes and Mortars.", E. N. R. July 1, 1937, p. 17~21)

施工軟度に於ける可動性と粘着力とを考慮する事によりセメントと骨材と混和剤との影響が評價される。

コンクリート及モルタルの設計及利用に於てよりよい耐久力のある構造物を得ると言ふ同じ目的の爲の手

候所の観測を利用し之に De Bilt 氣象研究所の與へた方法で補正した。即ち風速は四圍の状況により自由な場所に於ける風速の半分以下に減速する事柄を適用すると Brennebrök の観測場所は家や木で圍まれてゐるから、その風速は自由な場所に於けるときの半分と見做して一見誤差は少いのである。

更に Ymuiden の観測を普通の雨量計 (地上 1.5m) の高さに補正し且海岸から Brennebrök 迄の 7km の間の風の減速の補正をなしたが結局 Ymuiden での 6m の高さに於ける報告に 0.35 を乗じ、地上 1.5m の高さの値を出した。降雨量は 8 時間毎に測定されるから日雨量も 8-8 時迄の平均風速をもつてすればよい。Ymuiden の報告は 4 時間平均風速がある。

表-3. は 3 月毎の結果を總括したもので、第 1 行は基準雨量計の全降雨量を與へ、第 2 行は普通雨量計と基準雨量計とに於ける差を示し、更に總量に對する百分率を與へて居る。

各季節では誤差が不規則なのは観測時間の短いために起るものであるが、年總雨量での百分率を見ると明かに風の強さと共に誤差が増す事が判る。風速と誤差の



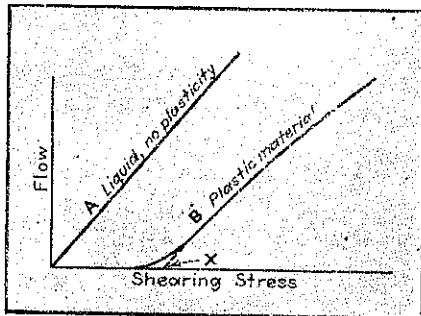
段は種々変化した。之は強度は水とセメントの混合比により左右されると言ふ水セメント比法則が一般化して大きな進歩をした。同時に多くの他の大切な特性である密度及吸水率も強度に比例して変化するので水セメント比を變へることによりコンクリートの性質を或る程度迄豫想したり加減したりする事が出来る様になつた。

水セメント比法則を氣に留めてゐると設計者の方は益々水の少い配合を仕様する様になる。一方施工者の側では施工を容易にする點より水量の多いコンクリートを欲する。之等の相反する二つの傾向があるので水セメント比と施工軟度との關係の問題が起る。水セメント比法則はワークブルでない配合には適用されぬと明示してゐるので配合を定めたり仕様する場合には先づ第一に施工軟度を考へねばならぬ。

振動機使用のコンクリートの場合でもやはり普通のコンクリートの場合と同様にワークブルでなければならぬ。しかし乍ら振動機使用により固練りのコンクリートを打つてよい結果を得られる。水量が多すぎたならば普通のコンクリートの場合と同様の缺點を生ずる。

**流動—剪力の概念：** 施工軟度は比較の尺度以外には大して意味がない。しかし乍ら基本的要素を幾らするか洞察しうる様に液体と塑性ある固体とを定義し分類方法は Bingham により研究が進められた。この事の基本となつてゐる原理は 図-14 に示される様に圧力を増加して行つた場合に與へられた材料の流動する割合を图示すれば分る。

圖-14. 流動を誘發するに必要な剪応力によりはかられる塑性。B 曲線により示される塑性ある材料は定つた応力  $x$  が引き起されなければ流動し始めない。



上に示した A 曲線は少しも塑性を持たぬ水の様な眞の液体を表す。曲線は原點を通り流動の割合は加へられた方に正比例する一方 B 曲線は塑性ある材料を表

す。此の場合には魂は曲線が横距と交る點  $x$  で表される定つた最小圧力が加へられるまで流動し始めない(この曲線の下部は直線ではなくなつてくるが之は簡單のために無視する)。この交點は降伏値と呼ばれ変形に對する抵抗を示す。即ち魂が形を保ち分離を防ぐ事の出来る性質を表す。圧力と共に流動の増加する割合即ち曲線の勾配は可動性と 言ふ言葉で知られてゐる。之により混合物が打ち込む所に流れこむ容易さが決定される。

可動性及降伏値の定つた値を持つ配合を作るために影響する力は複雑である。しかし可動性は先づ第一に液体溶媒(水)の流動性により又固体(セメント及骨材)の摩擦抵抗にも影響される。一方降伏値即ち少しの荷重で変形を起す抵抗は摩擦抵抗及各粒が互に粘り合ふ性質により起る固体の粘着力により左右される。

今までの施工軟度を表す方法は不完全であつたのでこの研究の進歩は不可能であらうと考へられてゐた。しかし乍ら可動性と降伏値の二つで表す前述の Bingham の塑性についての概念を用ふるに餘程容易に判断される。スランプ試験とフロー試験とは可動性と剪力に對する抵抗の合はさつた物を測り一定の物ではなくて施工軟度を表す絶対尺度としての價値がない。

**如何な性質が望ましいか：** 明にすべてのコンクリート及モルタルに於て分離の起らぬ様な配合である事が望ましい。マスコンクリート又は断面積が深さに比し大きい場合には高度の可動性は必要ではないがある最小値を有する事を要し之は振動機使用コンクリートの場合には更に小くてよい。従つて流動性が少くなるので分離の虞れも小となり降伏値は低くてもよくなる。更に大量に打たれるので水量は少くてよく他の应用到へ全く不適當なコンクリートが此の場合には完全にワークブルとなる。

薄い断面又は相當鉄筋の入つてゐる場合には高い可動性が必要となる。降伏値は分離を防ぐに必要なだけで宜しい。型枠が水密であれば水を保持する力も大して必要な事とはならない。

型枠なしにコンクリートを打たねばならぬ様な場合にはつめられる場所の形により充分な可動性と高い降伏値とを持つてゐなければならぬ。又乾き切らない様に水を保持する力も大きくなければならぬ。

同様にモルタルに關しても例へば床の上而仕上等に於て餘り高い可動性は必要ではないが適當の粘りの度は満足な仕上を得るために望ましい。基礎に水の吸収されない様に適當な注意を排へば大きな水を保持する

力は必要とならない。垂直面の薄い上塗りに対しては可動性は小さい方がよく高度の粘着力(高い降伏値)が必要となる。垂直な平面を完全に水で飽和させる事は困難なので可成りの水を保持する力が望ましい。吹付で打たれるモルタルに対しては可動性は必要ではないが水を保持する力は大きければならぬ。グラウチングの場合には非常に大きな可動性が必要であるが粘着力と水を保持する力とは餘り要らない。

最後によい煉瓦積を得るためのモルタルは厳密でなければならず難しい。可動性は大きく粘着力も多く分離を起し難い物でなければならず特に多孔質煉瓦の場合には水を保持する力も大きくなければならぬ。

モルタル及コンクリートは夫々その使用目的に適合する様に作られねばならぬ。

よい施工軟度を持つコンクリートを施工する事によりよい構造物を得る事が出来そのための究極の利益としてより大きな耐久力を有し、より風化に対してよく耐える性質を備へる事が出来る。

**混合各材料の役割:** 施工軟度を変化せしめる物は第一に配合の各成分である。水、細骨材及粗骨材は配合の可動性を増加せしめるが之を過度に加へると粘着力を失ひ施工軟度を悪くする。之に反しセメントは粘着力を増すに役立つが之を過度に加へる時は高價な物になり且体積変化の原因となる。故に配合設計の目標は骨材を出来るだけ多く用ひセメントと水を最小に止め而も尚必要な強度及密度を有するワーカブルのコンクリートを得る事にある。

配合を設計する最後の目的はその構造物に必要な最

小強度を有し最大密度を備へて且經濟的な事にある。經濟的な配合を得るためには必要な強度及施工軟度を保ちつゝ骨材のセメントに対する割合を最大にする事を要する。一般に粒の大きな骨材を用ふるか又は細骨材に対して粗骨材の量を増すと流動性は増すが粘着力を欠いた配合を得る。

固体の粒を濕すに必要な最小限以上に水を加へると可動性は増すが粘着力を減ずる。コンクリート又はモルタルの配合に於て打込の出来る様或る程度の可動性を與へるだけの水は必要であるがセメントの水化に必要な以上の水は望ましくない。

**混和剤の影響:** コンクリートの施工軟度を増すために材料を注意深く撰擇する以外何か混和剤を加へてこの目的を達する事が出来まいかと考へられる。種々の材料は施工軟度に夫々影響を及ぼす。之を分類すると表-4 に示す様な 6 種となる。

セメント混和剤は先づ施工軟度に影響を及ぼすがそれ以外の性質にも善悪の影響を及ぼすのでそれも併せて考慮する事が必要である。

**粒の細い混和剤:** 第 1 種の物は最も普通の物で多数の粒の細い不溶性固体で珪藻土、滑石、軽石、火山灰、細砂等である。之等は細孔に水を吸収する性質はあるが水と化合しない。石灰と化合する力があるかないかにより更に二つに分けられる。

配合に用ひる砂の粒が粗かつたり又はセメントが不足してゐたりしてゐる場合には之等の混合物は粘着力を保持するに有效である。従つて水を多少過量に加へても分離を起したりゴツゴツした配合に陥つたりする

缺點を起さないで可動性を増し得る。しかし乍ら水を増せば必然的に体積変化は増加する。

配合が既に必要な強度を得るに充分なだけセメントが加へられてゐるのに施工軟度のみ不足してゐる場合には之等の材料を混入する事は有利の様に思はれる。

砂及セメントからなる細い材料が適當の割合に設計されてゐる配合に於ては之等の細粒の混和剤はよい影響を及ぼさぬ。既に餘分に砂を加へず

表-4.

混和材の種類	例	影 響			他の影響
		可動性	粘着力	強度	
1. 細粒固体 (水化せぬ物)	滑石 石灰 火山灰	減少	増加	無	侵蝕作用に抵抗
		減少	増加	増加	
2. 細粒固体 (水化する物)	セメント, 石灰	減少	増加	不定	水を保持する力を増し膠着性(降伏)を有す
3. ステアリン酸鹽	ステアリン酸アムモニヤ	稍増加	無	減少	防水
4. 電解質	鹽化石灰 鹽化石灰	稍増加	無	不定	細化 促進 細化 促進
5. 保護膠質	膠カセイ 珪酸鹽ゲル	増加	稍増加	減少	
		増加	増加	無	
6. 分散劑	アルキレートナフ タレン硫酸鹽類	増加	増加	増加する事あり	

ぎた物か餘分の細骨材の含まれてゐる配合でも同様の事が言はれ此の場合の方がむしろ影響が大きいかも知れない。

上述の事に對して次の二つの例外がある即ち非常に細部の型枠の中にコンクリートを打たねばならぬ場合及建築の様に滑な仕上を要する場合又他の例外は侵蝕作用を直接受けるコンクリートで之に對して抵抗力を大きくするために加へられる。

**石灰、粘土、セメント：**第2種は可成りの量の水を吸収する性質を持つ細い粒の固体であり大体此の傾向の順にあげるとセメント、粘土、石灰、ベントナイト等となる。施工軟度についてのセメントの機能は既に論じた他の物も同様に働が程度がずつと大きい。石灰はセメントよりずつと多くの水を吸収しもつと有効に粘着力を増すので煉瓦積モルタルに用ひられる。粘土も石灰と同様の働きをするので地方によつてはその代用として用ひられる。ベントナイトは水をずつと多く吸収し勢ひ施工軟度に及ぼす影響が非常に大きくなる。

細い粒の充分に加へられてゐる配合に更に之等の物を加へることは有害であるが不足してゐる場合は有益である。セメント以外は強度を増加させる働きはない。

**石鹼の影響：**モルタル及コンクリートに普通加へられる混和剤はステアリン酸鹽或は同様な脂肪酸鹽即ち石鹼であつた。之等は防水の目的に使用される。之等の物は施工軟度をよくする働きがあると信ずべき理由があるが實用上はその程度は小さく餘り期待出来ぬ。

可溶性無機化合物の電解質は種々の目的で加へられる。先づ凝結の早さを加減する。凝結を遅らす作用を有する物の最も普通なのは粉末機の中でセメントクリンカーに加へられる硫酸石灰であり凝結促進剤の中では鹽化石灰が最も廣く用ひられる。その他珪酸ナトリウム、珪酸加里、炭酸加里、鹽化アルミニウム、鹽化アモニア等がある。之等の鹽類の施工軟度に對する影響は餘り知られてゐない。しかし乍ら鹽化石灰は普通に用ひられる量でごく僅か施工軟度をよくすると言ふ事が明らかに分つてゐる。

**膠、タンニン、砂糖：**タンニン、膠、ゼラチン、カゼイン、寒天、砂糖等は施工軟度に可成りの影響を及ぼす。之等の特徴は水を大量に吸収することゝ大きな分子からなつてゐると言ふ事である。

之等は可動性を著しく増し粘着力も多少増加させる働きを持つ。しかし乍ら之等の中タンニンを除きセメントの凝結の性質及強度を破壊する。タンニンは反對

に強度を多少増すが施工軟度をよくする働きがずつと少い。

鉄、アルミニウム、水酸化珪素、珪酸アルミニウム等は強度を害はず施工軟度をまし配合中に細い粒が不足してゐると充分であるとかかゝはらず使用出来るがその及ぼす影響は小さい。

**分散剤：**有機の分散剤は著しく可動性を増すと共に粘着力も増す。之等の或物は強度を害し他は泡立たせて空氣をとり空隙の原因となる。しかしそれ等の或物は之等の何れの不利をも持たぬ。従つて配合の粒の關係を亂さず又コンクリートを害せず施工軟度をよくする事が出来る。

**結論：**施工軟度はコンクリート及モルタルの最も重要な性質の一つであり之を考へずに他の性質の價値は充分には認められない。施工軟度を二つの成分可動性、粘着力に分解して考へたならば合理的根據に基いて施工軟度を改善する目的に近づき得るであらう。

施工軟度をよくする材料特に水を多量に加へると完成した構造物の性質を害す。そこで最小の水で最大の施工軟度を得る様にせねばならぬ。セメント及骨材をよく撰擇し之等各成分の粒度により正しい設計の配合を定めれば1:2:4と云ふ様に任意に配合を定めた場合よりずつとよい施工軟度を得られる。

混和剤は前述の通りの影響を及ぼすので夫々の目的に對して使用したならば利益は大きい。(原 正路)

## (6) コンクリート中に碇着した 太い鉄筋の附着力

(G. Grüning; "Tragfähigkeit von in  
Betonklötzen verankerten dicken  
Rundeisen" Bauing. 6. Aug. 1937.  
S. 467~472)

梗概：直径 60 mm の太い鉄筋が確實にコンクリート中に碇着することが出来ることが、實驗の結果證明された。

(1) 供試体：供試体は圖-15 及 圖-16 に示す通りで、2本の St 37、径 60 mm の丸鋼の兩端がコンクリートブロック中に埋込んである。ブロックの間隔は 40 cm で此の間に 4 箇の圧搾機を入れて圧力を加へる。供試体 I 及 II は略同じで、鉄筋の埋込長は鉤まで約 170 cm、左側には直径 15 cm の鉤があり右側は直径 30 cm の半円となつてゐる。鉤の方は螺旋筋と肋筋とで補強してあるが、半円の方には螺旋筋がない。供試体 I, II

図-15. 供試体 I 及 II

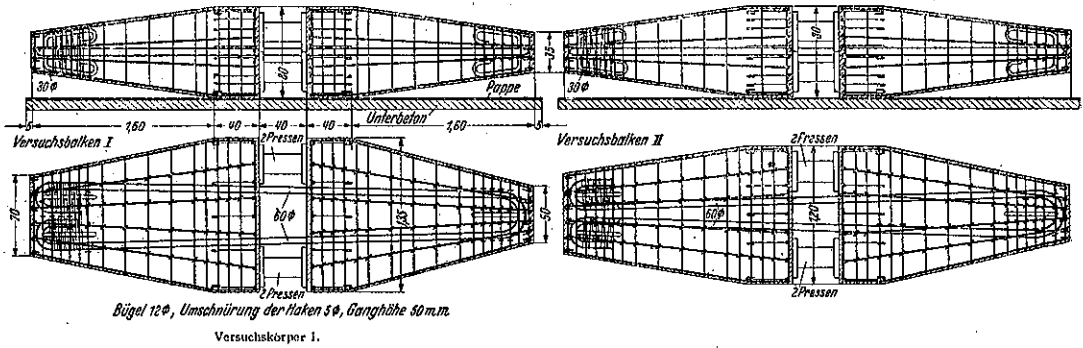


図-16. 供試体 III

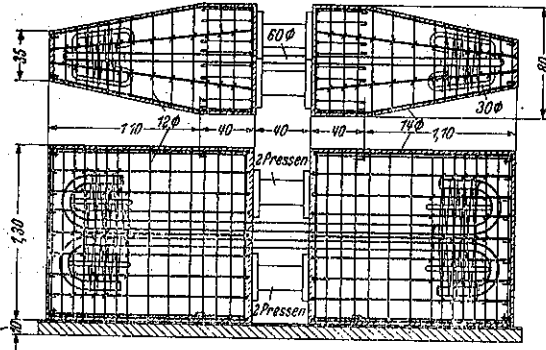


図-17. 供試体 I の配筋

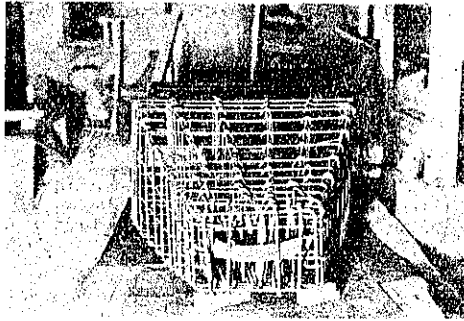


図-18. 供試体 II の配筋

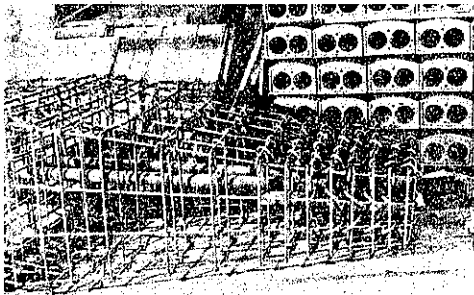


図-19. 供試体 III の配筋

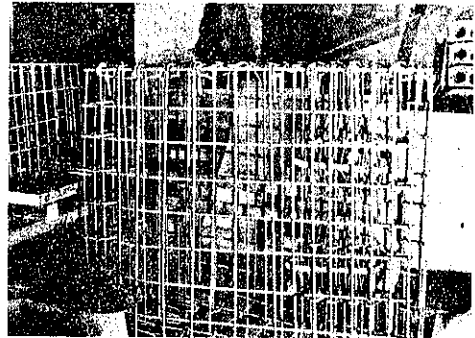
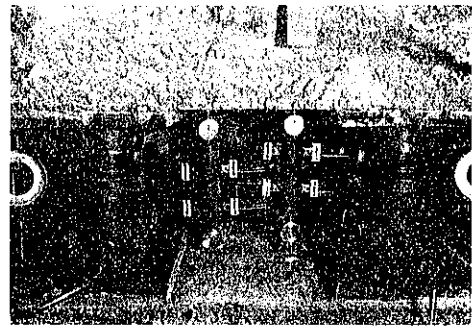


図-20. 供試体 II の測定装置



は図の如く丸鋼左端の鉤が内向と外向になつてゐる點で異つてゐる。III は上の二つより短く、鉄筋の埋込長は 120 cm 両端に直径 27 cm の鉤があり、螺旋筋が入れてある上更に肋筋が入つてゐる。

(2) 圧力の測定: 圧搾機の圧力頭のみでの測定では、摩擦損失等がある爲充分ではない。それで比例限度までは狭度計で測つた(図-20)。鉄筋の弾性係数は  $206000 \text{ kg/cm}^2$  である。比例限度を超えてからは、圧力の摩擦損失が比例限度に達するまでと同じであると

假定して、圧搾機に取付けた圧力計で測つた。

(3) 実験： 実験はコンクリートの材齢 12~14 日の供試体について行つた。先づ鉄筋が降伏點に達するまで行ひ、更に圧力を加へてブロック間の距離が次の如くなるまで行つた。

供試体 III は I, II より鉄筋が短いので試験は降伏點を超えてからも容易に続けることが出来、176t で龜裂を生じ最大 200t で一方の鉄筋が破壊した。この時の

表-5.

供 試 体	ブロック間距離の拡大	最大 荷 重
I	7.0	160t
II	4.5	164
III	14.0	188

図-21. 鉄筋の歪の測定の結果

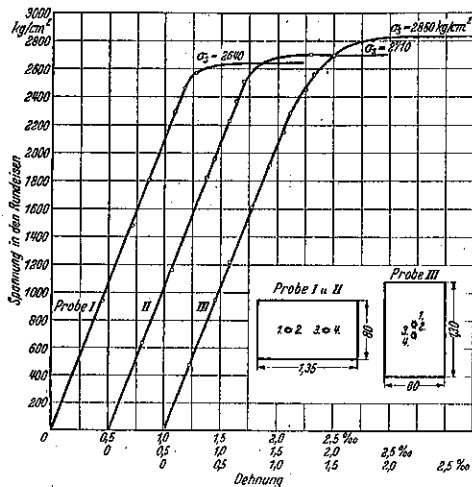


図-22. コンクリート間の距離変化と鉄筋の引出された量の測定

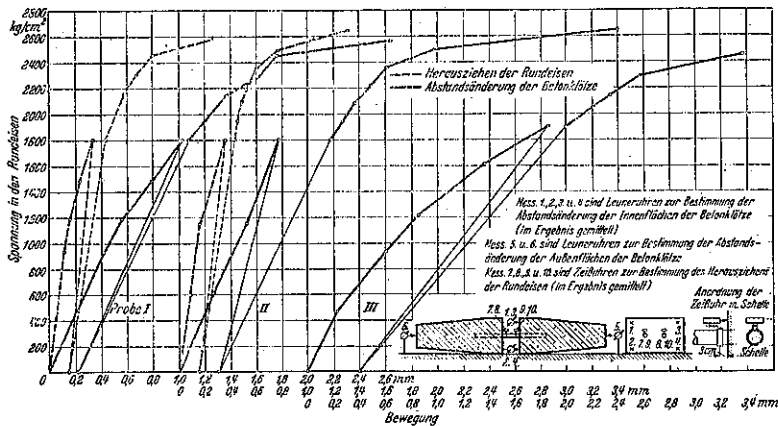
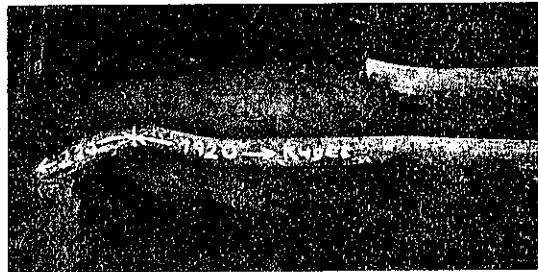
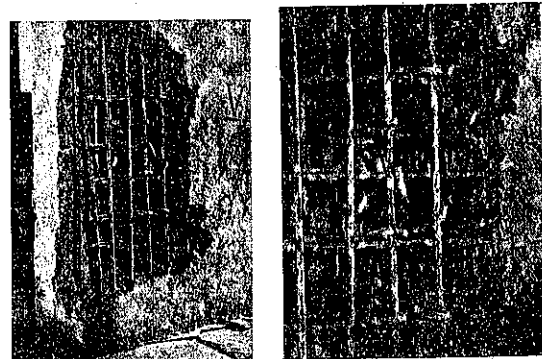


図-23. 引出された鉄筋 (供試体 III)



上: 鈎の所で破壊したもの 下: 鈎を引き延ばしたものの

図-24. 供試体 IIIを齧て壊した所



鉄筋の応力は  $3500 \text{ kg/cm}^2$  である。最大荷重に達してからは圧力はずつと減じ、更に押し続けると破壊した鉄筋はコンクリートから抜け出した。この鉄筋の端は図-23に示す通りである。続いて齧でコンクリートを壊して見たが、図-24でわかる通り、鉄筋の鈎は約 2 cm 引き出されてゐる。

(4) 測定の結果： 歪の測定の結果は図-21に示す通りである。鉄筋の降伏點は

I	2 640 $\text{kg/cm}^2$
II	2 860 „
III	2 710 „

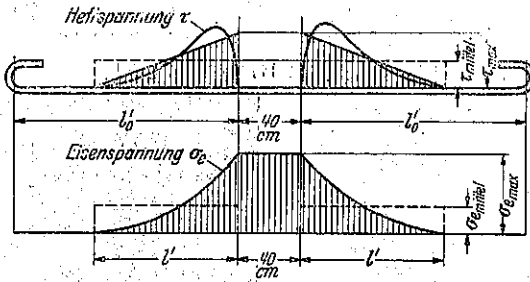
で通常の材料試験の際に調べた鉄筋 ( $\sigma_s = 2620 \text{ kg/cm}^2$ ) より僅に大きい。

コンクリート間の距離及鉄筋の引出された量の測定の結果は図-22に示す通りである。

鉄筋の周囲の摩擦応力はコンクリートの端の附近で最大でそこでは変位も最大である。図-25の上の方は

強く引張られた鉄筋の附着応力の分布を示してゐる。応力の大きい處殊に降伏點を超えた所では鉄筋の横の収縮の爲にコンクリートの表面から少し内に入った處で最大になる。然し降伏點までは附着応力の分布を図-25の三角形と假定して計算して大差ない。若し附着応力が0から最大値まで直線的に変化するものとすれば鉄筋の応力は二次拋物線的に変化する。

図-25. 附着応力  $\tau$  と鉄筋の応力  $\sigma$



コンクリートの内部で附着応力の作用する長さを  $l'$  とする。 $l' \leq l_0$  である。 $l' < l_0$  ならば全張力は附着力によりコンクリートに傳へられ、計算上の  $l'$  が  $l_0$  より大きい時には一部が附着応力で残り残りが鈎で傳へられる。鉄筋の応力が降伏點を超えた時には全鉄筋の力は鈎のみで傳へられるものと考へてよい。

コンクリートの間の距離の変化を  $\Delta l$  とすれば、之は殆ど鉄筋全長の変化に等しい。図-25 により

$$\Delta l = \frac{1}{J_2} \sigma_{e \max} \left( 40 + 2 \cdot \frac{l'}{3} \right)$$

$$l' = \Delta l \frac{1.5 J_2}{\sigma_{e \max}} - 40$$

$$\tau_{mittel} = \frac{1}{2} \tau_{\max}$$

$$\tau_{mittel} = \frac{\sigma_{e \max} f_s}{l' \cdot u} = \frac{\sigma_{e \max}}{l'} \cdot 1.54$$

$u$ : 鉄筋の周長

$f_s$ : 鉄筋の断面積

表-6.

I			II			III		
$\sigma_{e \max}$	$l'$	$\tau_{mittel}$	$\sigma_{e \max}$	$l'$	$\tau_{mittel}$	$\sigma_{e \max}$	$l'$	$\tau_{mittel}$
kg/cm <sup>2</sup>	cm	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	cm	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	cm	kg/cm <sup>2</sup>
935	112	14	612	95	10	468	198	7
1192	198	17	1147	192	17	933	(158)	(9)
1477	126	18	1805	161	17			
1805	146	19	1949	164	18			
2160	156	21	2089	165	19			
2290	(177)	(20)	2220	172	20			
			2360	(173)	(21)			
$l_0' = 170$ cm			$l_0' = 170$ cm			$l_0' = 120$ cm		

三つの供試体に對する  $\sigma_{e \max}$   $l'$ ,  $\tau_{mittel}$  の關係は表-6の通りである。

供試体 I 及 II では降伏點までは附着力のみより全張力がコンクリートに傳へられ、降伏點に達して始めて鈎が働出し最後にコンクリートが 4.5~7 cm 擴がつた時には鈎のみが働いてゐる。供試体 III では  $l'$  が 120 cm であるが  $\sigma_{e \max} = 600$  kg/cm<sup>2</sup> 附近で既に鈎が働き出した。III は降伏點を超えて破壊するまで荷重をかけたが平均 3500 kg/cm<sup>2</sup> の張応力で鉄筋が鈎の付根の所で切れた。之により鈎のみで鉄筋をコンクリート中に礎着することが出来ることがわかつた。

以上の實驗により S6 37 の太い鉄筋も十分安全にコンクリート中に礎着することが出来ることがわかる。

(牧野 茂)

施 工

(7) 杭打基礎に関する諸問題

(R. M. Miller "Soil reactions in relation to foundations on Piles" Proceedings A.S.C.E. p. 1057~1079. No. 6, June 1937)

緒言 従來基礎の問題に關する文獻は粘土、泥土、沈泥に關する性質並に砂や砂利及此等各土壤の大小異なる円形或は方形板を通しての荷重状態に對する反力については盛んに述べてゐるが、然し此等の土壤が層をなしてゐる状態（この場合は屢々出會はすのであるが）に關する研究はあまりされてゐない。

基礎の研究も理論そのものよりも理論の應用方面に進められるならば、現在技術社會に見る様な失敗も非常に少なく済むと思はれるのであるが、この報告はその主旨のもとに記されたもので、現場から得た實際の記録をまとめたものである。今の處、杭表面の摩擦及土壤への荷重傳達の状態が良く判つて居ないので基礎杭の正しい間隔に就ては少しも明瞭にされた所がない。粘土性の土壤とか緻密砂層では従來の支持力算定式は1本の杭に對する曖昧な値しか與へてゐないので尙更群杭の支持力は(本數)×(單杭の支持力)では出て來ないのである。以下此等の問題に觸れてゆきたいと思ふ。

250箇所の杭打工事から集めた記録がこの報告の基礎となつてゐる。種々な土質が層をなしてゐる所に打ち込まれた杭はさまざまな結果を示し、ある例では6ftも浮上り又他方では沈下してゐた。又休止後再び打込みを始めた場合、入りにくくなつた例もあるが、一方

却つて入り易くなつた例もある。屢々短い杭が土を引締めるために用ひられるが、又長い杭も要求される事が多い。

設計荷重が杭先端の土によつて支持され、又平均荷重が總荷重を杭打面積で除して得られるものと假定した場合には、種々異なる下部土壤の毎平方呎當りに就て負擔荷重となるが故に、此の平均値は、實際の場合杭先端では非常に超過する事が有り得る事がわかる。

表-7 によれば米國に於ける杭打基礎の沈下は、杭の

表-7. 杭打基礎の支持力

Soil beneath pile-points *	Demand Load, in Tons per Pile †			Average load upon subsoil, in tons per square foot	Assumed safe load, in tons per square foot ‡
	From (2)	To: (3)	Average (4)		
Soft clay.....	12	35	28.0	2.8	1.0‡
Sand.....	4	45	28.5	3.2	4.0‡
Gravel.....	11	40	39.7	3.2	6.0‡
Firm clay.....	20	30	39.3	3.5	3.0‡
Rock.....	18	70	36.5	6.0	20-100.0‡

\* Average pile spacing equals 3 ft. † Building Code of Cincinnati, Ohio. ‡ Average for fine clean sand and extra compact sand of Cincinnati Building Code. † Building Code of Boston, Mass.

先端が粘土或は他の塑性を持った土壤に止つてゐる場合に起る事がわかる。又杭の先端が堅硬地盤で止つてゐる場合の設計は普通不經濟な事が多い。反對に杭が塑性を持った土壤に打ち込まれた場合は 1 本當りの設計荷重は大き過ぎ、杭の間隔は小さ過ぎる傾向がある。記録を檢討して見ると、工事の失敗の原因は、地質の研究が足りない事、調査をあまりやらなかつた事、杭の支持力及間隔を決定するに際し標準の表に頼り過ぎた事等である。

土壤 杭打の際の反力を明かにする爲、土の研究も盛になつて來た。しかし含水量の変化その他の原因のため反力もいろいろに変はつてしまふ。しかし一般に次の事だけは云へる。

- (1) 今日では、土はある程度まで有限な弾性固体と考へられる。
- (2) 圧縮度は、砂、砂利から泥炭へと極端から極端へと変る。
- (3) 砂は荷重を受けると、直に圧縮される。然し非滲透の粘土は水の脱出が遅いから永久変形の起る迄に長い時間がかかる。
- (4) 攪亂されない粘土は、荷重が除かれた時にかなり元戻りになる。

不滲透性土壤の特性 土の收縮と、回復との現象は屢々多くの研究者によつて發表された。實例によつてこの現象を例示するのも興味ある事と思ふ。

米國の東部のある鉄道が赤色及黄色粘土の上に作られた。機關車荷重を受けた場合、軌道を觀測すると可なり

りの撓みがあり、機關車が通過すると、可なり原形に復した。建設後數年の間砂利がどんどん加へられて行つた。遂に砂利は深さ 3 呎の溝形を呈する様になつた。これは長い年月の繰返し荷重のため粘土が圧縮され永久変形に達したのである。

杭打に要する時間は、分で示される程度で僅かの打撃數を以て作業は終る。粘土性の土壤を弾性体と考へれば杭打ハンマーの打撃で土は直に圧縮され又直に原形に戻る。若し反力が圧縮を受けた塑性土壤の移動と流れの結果であると見られる時は上方移動即ち最小抵抗方向への移動と考へられる。これが所謂“隆起”である。砂或は含水の多い土ではこの隆起が少い。砂の場合は隆起するよりも落ち込む。若し地層が粘土と砂と交番してゐる場合、隆起及落込みが共に起る。嚴密な法則は述べられないが或る程度の相似性のある法則ならば次の例でわかる。

例：1932 年の春、甚だ面白い杭打試験が Washington で行はれた。2 群の杭が打ち込まれ (圖-26) A 群は長さ 20 ft が 5 本、B 群は長さ 13.6 ft が 6 本で各杭の間隔を 2.5 ft とした。この 2 群は 200 ft 離れすべて

圖-26. 杭の配置

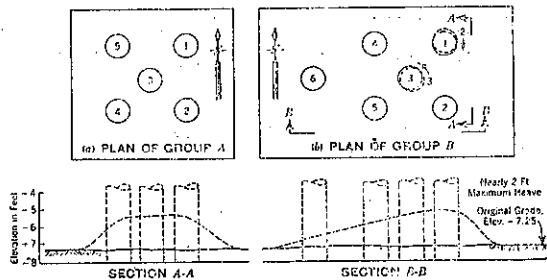


表-8. 杭打記録

Description	PILE NO.					
	1	2	3	4	5	6
(a) Group A*						
Length, in feet.....	20	22	18	18	17	.....
Blows per inch, in last foot of driving.....	5	5	5	5	7	.....
(c) Group B						
Length, in feet.....	11	14	13	13	13	14
Blows per inch, in last foot of driving.....	7	6	6	6	7	6
Creep (in inches), in direction of arrow.....	2	.....	.....	.....	.....	.....

の杭は、真直で棒狀の皮管を有しない圧密コンクリートの径 15 inch のものである。然して 1 本を除き全てに球根を有する。

表-8 を見ると、杭を打ち込むに従つて、土が締つて行くのがわかる。即ち杭が次第に短くなつてゐる。土の表面は各杭の打込みの初期に持ち上り最大 0.5 ft を示した。圖-27 はボーリングの圖である。B 群は杭が短

いため土は十分に締らなかつた。隆起は最大 2ft に達した。これは粘土中に於ける杭の入れ代りの約 70% に當る。ボーリングより見て B 群は粘土性強く隆起現象顯著で、土の締りが少ない事がわかる。

**杭の表面摩擦力**

杭打基礎の設計に當つて、杭の表面摩擦

力程取扱ひにくいものはない。すべての現場に應用出来る計算法とか表とかを作るのは甚だ困難な事であつて實例を參考にして大体の様子を知る以外に方法はないのである。設計に當つて確實な計算法がない時は、記録にたよる外はないのである。杭の表面摩擦力については、靜的荷重試験の結果から一時的の土圧を斟酌せず杭の先端抵抗の値を假定して引き去り之を求めてゐる。その實例には表-9 の如きものがある。この表では土質が明かでない。又同じ青粘土 (No. 1, 2) でも値は相當のひらきがある。

表-9. 表面摩擦力の値

Item No.	Soil	Friction value in pounds per square foot	Point resistance indicated	Location
1	Soft blue clay	1 850	No	Hull, England
2	Soft blue clay	740	Yes	Forland, Me.
3	Soft muddy clay	370	Yes	Tunis, Algeria
4	Mud, sand, and clay	370	Yes	Protesterville, La.
5	Soft clay	265	No	Rhinis Valley, Germany
6	Soft mud	130	No	Rhinis Valley, Germany
7	Mod.	180	Yes	17th Street and North River, New York, N. Y.
8	Silty microscopic sand	130 to 900	No	Shanghai, China
9	Stiff mud	90	Yes*	Aguis Creek, Va.

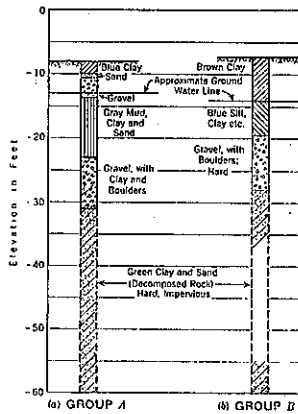
\* 1/2 per cent.

例: India の Fort Wayne に於て、給水濾過池建設に當り、円形コンクリート杭長 16.8 ft のものが 4 600 本黒黄色粘土、砂の層に打ち込まれた。その後 5 本を水圧ジャッキで引き抜き、表面摩擦力を測定した結果平均値 755 #/方 となつた。

要するに表面摩擦力は杭の支持力の一部を負担すると考へるのは危険で杭の先端以下の地盤に荷重を分布する意義を有するものと考へられる。

杭の表面摩擦力は土の種類、含水量、杭の長さ及表面の粗度、杭打後の時日等に左右される。故に一般の表をそのまま信頼する事は出来ない。たゞ試験杭を打つて引抜き試験をやりその結果に頼るより外はないのであ

図-27. ボーリング結果



る。

**杭の支持力と荷重試験** 従来の杭打公式は、杭が細粒の不透過土に打込まれた場合は、許容支持力の近似値を示すに過ぎないが砂その他の透過土に打込まれた場合は可なり正確な値を示すものである。單杭の荷重試験で得た結果をそのまま群杭に及ぼす事は相當に危険性があり、如何に技術者を誤らしてゐるかは次の例題で示される。

例: 1918~1919 に於て、長さ平均 17.7 ft のベドスタル型のコンクリート杭を 411 本が Texas Oil Company の基礎に打込まれた。ボーリングの記録はとつてなかつた。設計荷重は 1 本當り 30 t で、Engineering News の杭の支持力公式によれば、41~83 t 即ち平均 58 t の支持力があつた。試験荷重として 45 t を單杭及群杭に 24 時間かけた所沈下は少しもなかつた。そこで大丈夫と見てとつて、構造物を造つたのであるが 1925 年には 1.75~3.75 inch の沈下を見た。

1 本の摩擦杭の試験で、最も誤り易い事は荷重をかけてゐる時間を考へに入れない事である。試験荷重は普通設計の 50~100% 増とし、沈下が載荷後 24~48 時間で 0.01 in/ft に達しないと充分であるとしてゐる。しかしこの様にして得た結果は終局の値を示すものでなくつて、続いて行はれた荷重試験と随分違ふ事がある。杭が飽和状態の透過土に打込まれると、24 時間と云ふものは抵抗が 40% 減じてゐる。だから數日過ぎるまでは、試験荷重をかけてはいけない。これに反し、不透過土では 30 日或はそれ以上で、もとの値の數倍にもなる。

ボーリングの記録は確な手引きにはならないから試験荷重をやるのが一番いいが、それも上の注意をよく吟味してやらねばとんだ失敗を招く事がある。

**杭打基礎の沈下及原因** 硬い地層に打込まれた杭は柱として働く。そして地盤の支持力と杭そのものゝ強さから杭の支持力が決定される。杭は打ち過ぎると破損する事もあるし、場所打コンクリートでは変形し折れ易くなつてゐて、之が原因で沈下が起るかも知れない。しかしこの様な沈下の記録をとるのは困難である。

基礎沈下の多くは、昔古池、沼であつた所に盛土し、時の経つにつれこの事が忘れられ、こゝに構造物を造る際、背の状態を調べないで基礎を造る場合に起るのである。之は地層の調査が完全に行はれない場合であつて、よく注意すべきである。

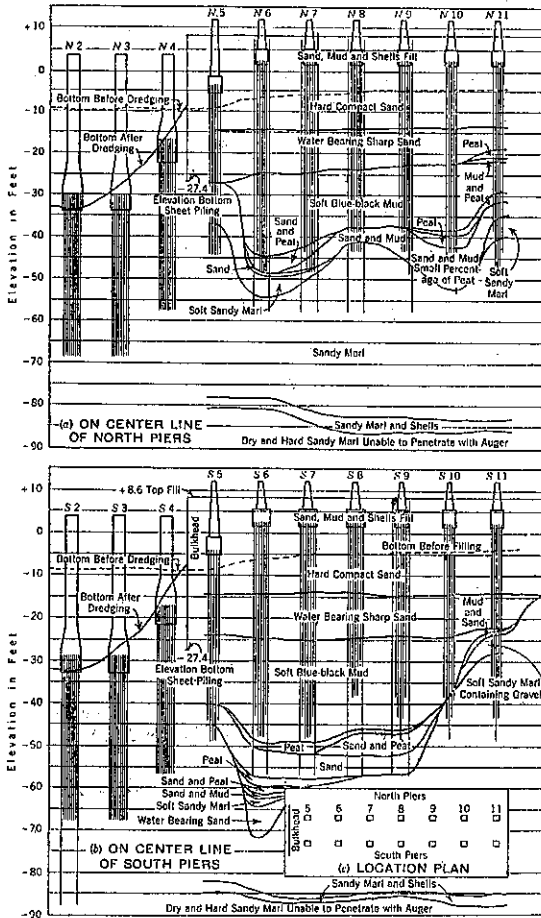
例: 數年前クレオソート注入の木材隔壁がある港で打込まれた。約 20 ft の深さまで後液船で砂を隔壁の



内側の處を埋立てたのであつた。500 呎離れた所に、ずつと以前に之と似た構造が造られてゐた。見掛けの地

質も似たものであつたからボーリングも行はなかつた。ベDESTALフーチングが計畫され、40 呎の長さで 15 噸の設計荷重で仕事が進められた。杭打が始つた。明かに E. N. 公式によると良結果である。所が技術者が不安を感じたので杭を 40 呎-45 呎-50 呎と長くし 60 呎までにした。上に構造物を造りレベルを調べた所 1 inch 乃至それ以上の沈下を示した。再び調べた所どんどん沈下が進んで居つた。そこでボーリングをやつて見ると、地質は図-28 の如くて、原因が判明した。圧縮し易い層があつたため杭が砂の層を貫くと、荷重の増加につれ沈下してゐた事がわかつた。沈下曲線は図-29 の如くになり數ヶ月後におさまつた。

図-28. ボーリング結果



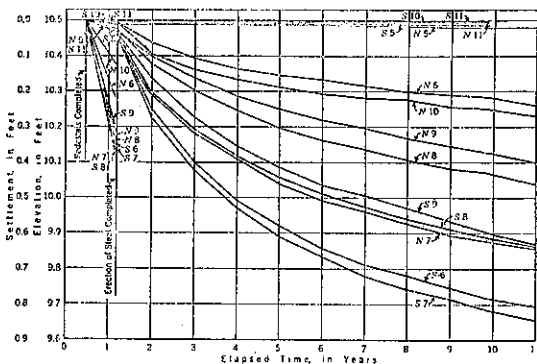
結 言 従來は、塑性土壤の處に造る杭打基礎の設計は、是等複雑な問題中に含まれるいろいろな條件を考慮に入れなで行つてゐた。そして杭打基礎の沈下はこの塑性土壤の所に起つてゐた。しかしある場合は成功してゐた。ボーリングが充分になされた時でも普通の技術者には反力の状態を認識する事は不可能でないにしても、甚だ困難な事である。土質には杭が打ち込まれた時隆起しなかなか固まらないものと、沈下を起し直ちに固まるもの、この兩範圍内で無限の變化組合せがあるのである。土の反力も大いに含水量により左右されるから更に複雑になつてくる。

杭の表面摩擦力の表に信頼を置く様な技術者は、單杭の試験荷重に杭の本數を乗じたものが全体の支持力に等しいと思ひ込む。又杭打後直ちに行はるゝ試験荷重に信頼を置く。又どんな状態にでも E. N. 公式にたよるので實際の結果に少なからず驚くのである。

アメリカでは、杭間隔の標準が、塑性土壤の場合非常に接近し過ぎてゐる。若しこの間隔が杭の長さ、大きさ、形、表面の粗度及土壌の特性等に応じて定められるならば、沈下も少く大きい荷重を杭にかける事が出来る。杭の間隔及荷重の地下層への傳達狀況に對する數學的解析は確かに實際の設計に貢獻するものである。

ボーリングは出来るだけ詳しくやるべきである。杭の先端の地層が荷重に耐へる時は不充分と思つた時、杭打試験、荷重試験をどしどしやるべきで、表とが標準にはとらはれない様にしなければならない。杭打基礎は一つとして同じものはないのであつて現場々々によつて異つてゐるのである。(山内一郎)

図-29. 沈下曲線



堰 堤

(8) 堰堤餘水路に関する模型實驗

(Richard R. Randolph "Hydraulic Tests on the Spillway of the Madden Dam," Proceedings A. S. C. E. May 1937 No. 5 p. 851~882

計畫大要 Madden 堰堤計畫の主要部は Chagres 河を横断してゐる主要コンクリート堰堤、發電所、主要堰堤の左側アバットメントに続いてゐる一箇の土堰堤と石塊堰堤及貯水池の縁の周囲にある鞍部を横切つてゐる數箇の土堰堤及石塊堰堤から成立つてゐる、主要堰堤はコンクリート直線重力式である。河に直角に溢流餘水路があり、兩側にはアバットの部がある(図-30, 31 参照)。之は頂上の長さが 974 呎で最大断面に於ては基礎の最低部から通路の頂上迄の高さは 220 呎ある。餘水

路は 3 本の 12 呎のコンクリート橋脚によつて四つの 100 呎の空所に分けられてゐる。高さ 18 呎の鋼製ドラムゲートが溢流部のコンクリート頂に設けられてゐる。餘水路のコンクリート頂を溢流する洪水は假定最大流量 260 000 呎<sup>3</sup>/秒に於て約 173 呎の落差を有してゐる。この溢流水の勢力は 5 000 000 馬力以上であらう。而して趾部に於ける流速は約 100 呎/秒である。堰堤の基礎に存在するこの勢力に對しては基礎岩盤の洗掘を防止す可く流速を十分に制御し得る如き方法を講ずるのが得策であると考へられる。

模型 1931 年の夏から秋にかけて Madden 堰堤の模型が造られ、Colorado の Fort Collins に於けるコロラド農科大学の水理實驗室で實驗が行はれた。餘水路の模型は縮尺 1/72、即ち模型に於ける 1 吋は實型の 6 呎に相當する。餘水路の断面は堤頂にドラムゲートを附屬せしめ、正確に縮尺通り造つた。發電所は、下

流側の壁から流出するやうになつてゐるニードル弁と共に出来てゐる。堰堤下流の河川の高低は實際の岩石、土のかぶりや、砂礫の沈澱を表はす爲に測量の結果に依つたものである。

模型實驗 商型閘を附した水叩： 原設計の餘水路の水叩はコンクリート造りで堰堤の趾部から約 190 呎の長さがあり、その先端には Theodor Rehbock 教授の考案せる商型閘が計畫されてあつた。この水叩は水平であつて且平均の岩盤のレベルに合はせる爲、低い標高にあつた。

この模型による實驗の結果では餘水路から水流の層があらゆる流量で相當に深い下流水に突入し表面には動搖を生じないが流速の損失殆ど無く恐る可き力で商型閘を打つと云ふ事が解つた。

次の實驗では商型閘の代りに垂直面の附いてゐる閘を用ひ種々の高さに於て、實驗を

圖-30.

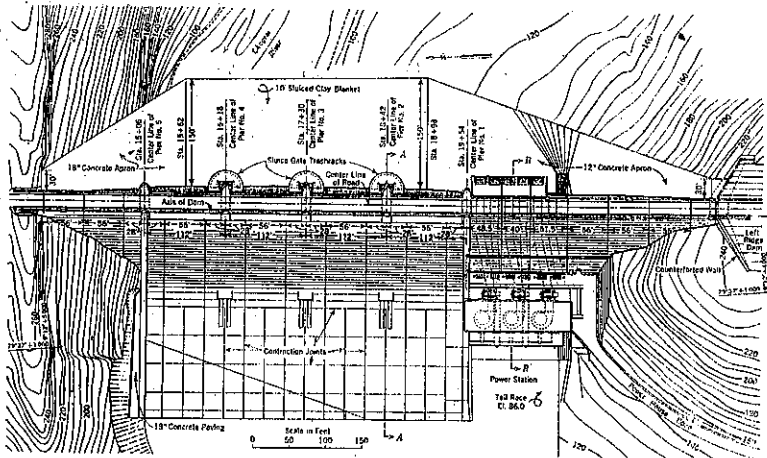


圖-31.

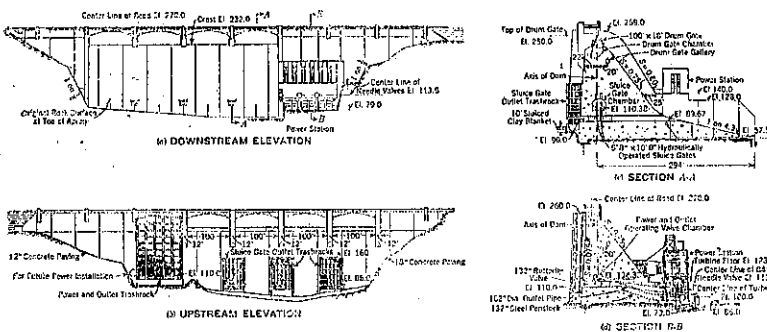
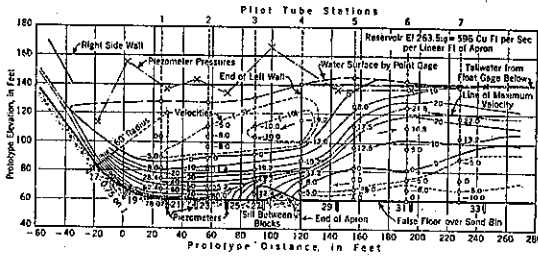


図-32. 齒型閘を有する水叩に於ける等速線

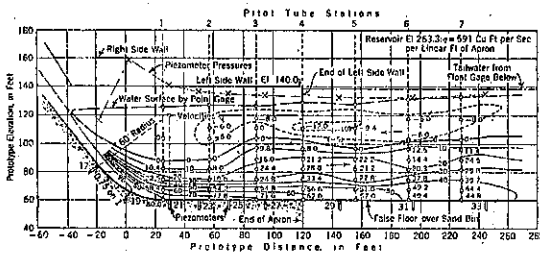


試みたが、6 呎の高さのものはエプロンの下の洗掘に對し齒型閘の 10 呎のものと同じ効果がある事が判つた。併し乍ら表面の流水の状態は不安定で、閘上の渦流は非常に不規則で変動する。且齒の間を通る流れはこの渦流を安定せしめ、且下流水位の波動が殆ど無く、齒型閘の作用を更に十分なものとする様である。

かゝる状態に於ては 閘は底部を沿つて流れる高流速層の深さを充分に覆ふ高さへあればいゝやうである。従つてその高さは堰堤の高さと反對に変化する。それは堰堤が高くなればなる程趾部に於ける溢流水深は小となるからである。Madden 堰堤に對しては満足す可き閘は全堰高の 1/30 であつた。閘の高さは堰頂から流下する水深と共に直接変化する。この場合では閘の高さは假定最大水深の 1/5 であつた。餘水路から流れて来る流材は高流速層により下に運ばれ閘に直接ぶつかるから全体が危険である。計畫された齒型閘は高さ 10 呎、幅 30 呎で多量のコンクリートと型枠を要し、地盤への磋商は仲々困難で費用がかゝる。更にこの種の閘を使用するには特許料を支拂はねばならない、閘に對する之等の固有の不利を 除く爲溢流の勢力を消散せしむ可き他の工夫の研究が始まつたのである。

**跳水水叩** **水平水叩**: 跳水の現象を用ひて勢力を消散せしめる可能性を最初研究した。齒型閘を水叩から取除いた。前述の如くこの水叩は下流水の中に低くあり、標高は 60 である。而して總ての流量に對して明か

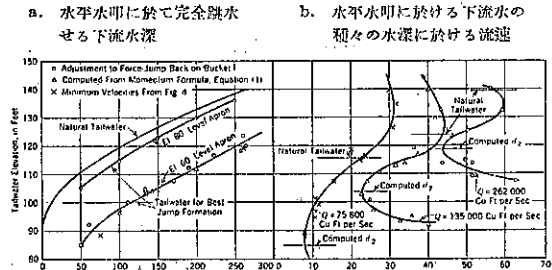
図-33. 水平水叩に於ける等速線 (跳水なき場合)



に跳水をなすには深すぎた、且高流速が図-33 の如く相當遙く迄底に沿つて続いた。図-33 は下流水位が自然水深を有する時の流速の分布を示す。

下流水位はこの跳水を堰堤趾部の背面から水びたしにしないで出来る丈遠くに起きせるやうに各種の流量に就て調節を行つた。流量に對する之等の水位は図-34 a. の丸點で示す。ピトー管によるチェックによれば斯くの如く調節された下流水位の時が結果として底に沿ふ流速の減少度が最も大となると云ふ事を示した。跳水中で且水叩の床から少し離れた所に 1 本のピトー管を固定した。それから下流水位を変化せしめ、ピトー管によつて示されたものとして合成流速が記録された。之等の流は図-34 b. に三つの異つた流量に對してプロットされてある。

図-34.



假令この場所に於けるピトー管の示す流速が断面の平均流速でないとしても、かくして得たる曲線は下流水位の変化に對する相對的の勢力消散量であると考へ得る。

$$d_2 = \sqrt{\frac{d_1^3}{4} + \frac{2V_1^2 d_1}{g}} - \frac{d_1}{2} \dots \dots \dots (1)$$

之等の計算せる點は図-34 a. に三角點で示してある。V<sub>1</sub> 即ち跳水前の平均流速はピトー管の觀測から得られた。而して

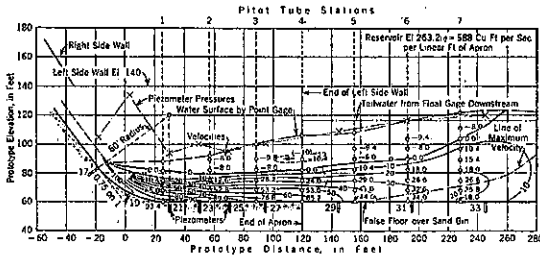
$$d_1 = \frac{q}{V_1} \dots \dots \dots (2)$$

但し  $q = Cd_0^2$

この時はこの堰堤地點に於ける自然下流水はこの水叩上に跳水を生じ得るには餘りに深すぎる。實際に於て自然の下流水深に於ては流速は図-34 b. で解るやうに底に沿つて存在し得るもの最大となる。之は一般に考へられてゐる大なる下流水深は溢流の勢力を消散させる可き保證となると云ふ事とは反對である。自然下流水位が跳水を生じ得る迄に下げられると共に流速減

少の程度は非常に速で且最後の流速は、跳水が完全に終つた後は同じ距離に於ける深い下流水位の場合の流速より疑ひもなく小さい。之は図-33 と図-35 を比較す

図-35. 水平水叩に於ける等速線 (跳水せる場合)



ば判る。不幸にして図-35 に於ては断面が下流迄十分延びてゐない爲に跳水が完全に回復する點迄十分達してゐない。其處では流速が最小となり事實上断面を通じて同一となる。

この程度の流量に於ける跳水の際の表面の隆起は非常に緩である。而して跳水作用は相當長く下流に延びてゐる。隆起に従つて逆流即ち表面渦が生ずる。高流速が漸次減速される迄床に接近してゐる。図-35 に示す流線は典型的のものである。然し流量が少い時には表面の隆起はもつと急激で従つて跳水の長さも短い。

下流水位を引下げる事によつて得られた跳水現象に必要な水深は、標高 60 と云ふ低い水叩上に實際に存在する水深より遙に少い。堰堤地點に於ける自然の下流水位は一定のものであるから、跳水が“溺れ”ないやうに跳水上の水深を少くする爲に、水叩の標高を上げる必要が生じて来る。水叩を 2-3 呎更に高くすれば自然下流水深と最良の跳水を生ずるに必要な水深が非常に接近する事になると云ふ事になるが、この事は図-34 a. に明かにされてある。

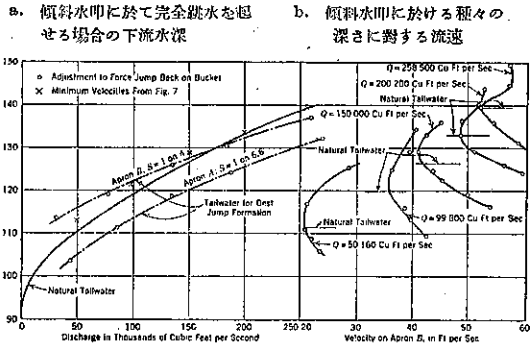
**傾斜水叩：** 水平水叩上の自然下流水深が、正確に跳水に必要な水深となるやうな流量は理論的に唯一つしか無い。もし水叩が傾斜して居れば必要な水深に遭遇する迄跳水は傾斜を上下するであらう、更に傾斜水叩は自然の岩盤に沿つて設け得るから結果に於ては相當なコンクリートの節約をなし得るであらうと考へた。

図-36 a. は二つの異つた傾斜の水叩上の實驗を示す。最初に試みた水叩 (A) は 1:6.6 の傾斜を有して標高 84 から始つてゐる、この水叩下の下流水位は水叩上で堰堤面から離れて始り跳水がよく生ずる様に調節された。この状態は最初要求された必要條件であつた。併し乍ら必要な跳水水深は自然下流水位から生ずる實際

の水深より小であり水叩は上昇せしむ可きであるやうに見える。

次にこの調節をチェックする爲に種々の下流水深に於ける流速をピトー管によつて測定した。其の場所は水叩の端に近い所で、水位を昇降せしめ最小の流速を生ず可き水深を見出した。ピトー管の讀みを求め、この流速曲線を図-36 b. に示す。図-36 a. は最良の跳水形態に對して要求された水深の範圍を示す可き流量に對するものである。色々の傾斜に就て試みられたが 1:4 が略使用し得可き傾斜の内急なものであり、尙良好な跳水形態を保持することを明らかにした。之より急な傾斜では溢流、射流はほんの僅か表面を動搖させる丈で従つて勢力の損失も殆ど無い。図-36 a. に示した曲線を研究する事により若し水叩 A を上昇せしめると水叩 B を

図-36.



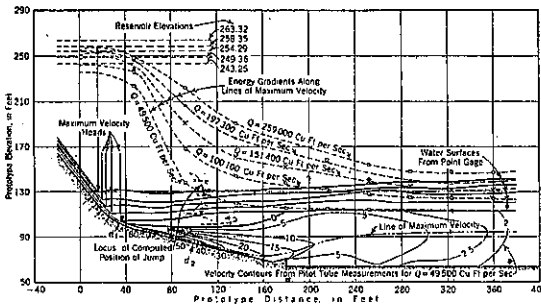
上昇せしめた場合よりも平均して自然水深と跳水に必要な水深をより接近せしめ得ると云ふ事が判る。

水叩を 30 呎下流に延長して河床に大なる保護工を設け、且傾斜も亦緩になつた爲に上流端で節約されたコンクリートを下流側の延長に用ひた。Madden 堰堤に於て築造され水叩は 1:4.3 の傾斜を持ちバケット (半径 60 呎) の切點から標高 94.3 に於て始つてゐる、この點から 185.15 呎下流に延長し、尙 5.7 呎の高さを有し、其の終端に傾斜した面を持つてゐる。

**デフレクター閘：** 極く小さい流量を除けば總ての流量に於て跳水の長さ、即ち完全に常流化する下流の點は計費せる水叩の終端より遠くにある。理論的には水叩即ち保護鋪裝は底の流速が跳水によつて、基礎岩盤を洗掘しないやうな流速に減ずる處まで延ばす可きである。實驗によつて水叩の端に付けた小さい上向の閘が河床から流速を離して上昇させてしまふが、跳水の作用を破壊するやうな事はないと云ふ事が判つた。若し閘が高過ぎれば衝撃を生じ、射流が上向きにデフレクトされ跳

水に必要な下流水位の静水圧を斯くの如く妨げてしまふと考へられた。下流水は堰堤の趾部と閘の間で掃き去られてしまふ。閘は單にデフレクターとして水の層が底を飛び越すに丁度十分な高さ迄上昇せしめる爲に作用す可きである。

図-37. Madden 堰堤餘水路の模型に於ける等速線



豫想の跳水作用：この閘の作用及傾斜水叩の跳水作用は図-37に示す。之は自然下流水位状態に於ける傾斜水叩の模型實驗より得た結果を合成したものである。point-gage の觀測によつて得た水面曲線は總ての流量の範圍を含む五つの異なつた流量に對して畫かれてある。各断面に於ける流速はピトー管によつて測定され、濁水位(但代表的の場合)のみに於ける等速線を図-37に示す。跳水を通しての勢力損失は圖から明瞭になる、即ち流量が少い程勢力損失は大且速かである。溢流水層が下流水と丁度衝突する所の流速はピトー管で測つた。これは  $d_1$  を point-gage で測つた場合の (2) 式から出したものとよく合ふと云ふ事が判つた。實際の構造物ではずつと大きい摩擦損失が豫想される。Madden 堰堤に於ては餘水路の趾部にピトー管を設備してこの摩擦損失を測定する準備をした。

流速  $V_1$ , 跳水が測定される前の水深  $d_1$  及跳水の爲に必要な水深は (1) 式から計算した。之等の水深即ち  $d_2$  は水叩の斜面上に平行にプロットしてある。而して之等が下流水面と交る點には跳水の理論的の軌跡として 1 本の線が畫かれてある。之等の計算で出した場所が明に水叩の中央で互に接近して固つてゐると云ふ事は重要である。

水平水叩に於ける如く最高流速は床に沿つてゐる。そして逆流即ち表面渦のため先に行くに従つて漸次少なくなつてゐる。跳水の始めに於てはピエゾメーターの記録によると水叩上の圧力は point-gage によつて測定した水面より幾分低くなつてゐる。之は多分水に空氣が含まれてゐる爲であらう。堰堤の趾部に於けるバケツ

トの曲線部に於ける水圧は水深の爲の静水圧より大である。之は流の遠心力によるものであらう。

溢流層の流速は瞬間的に減退はしない。最大流速は漸次減る迄床に沿つて存続し、跳水は水叩の端を越えて距離迄は回復しない。49 500 呎<sup>3</sup> の流量に於ては(圖-37 参照) 跳水にはいる前の堰趾に於ける水の流速は 89.3 呎/秒であつたにも拘らず、水叩の終端に於て得た最高流速は 16.8 呎/秒であつた。併し乍らこの残留流速はデフレクターによつて下部河床から離れて上昇せしめられ、跳水作用が事實上完了してゐる約 40 呎下流では断面の平均流速は 7 呎/sec 以下であつた。

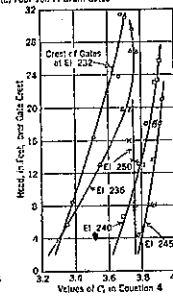
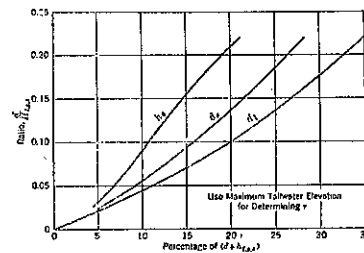
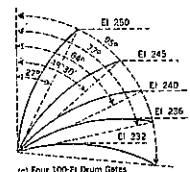
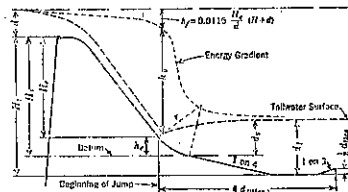
水平床と傾斜床とに於ける跳水の間には相似的の現象が生ずる。水叩 B (圖-36 a, 参照) に於ける減速の割合は斜面の終りに達する迄、水平水叩の場合と同じ位の速さの様である。夫より後は跳水が水平水叩上で生ずる場合よりも遙か下流まで流速が存続し、水流は跳水を完全に起し得ない程深い所に持つて行かれる。水叩の傾斜が急になればなる程、跳水形態はより不完全なものとなる。此處ではコンクリートの經濟の爲に採用されたのであるが、1:4 の傾斜が大體使用し得る且つ満足すべき跳水形態の得られる最も急なものである。

圖-38 は溢流堰堤の趾部に於て傾斜水叩上で跳水が生ずるやうに造られた跳水の特性曲線を示す。この曲線は之等の模型試驗の結果から求めた。豫想最大流量に對しては跳水は堰堤の面から餘水路のバケツの曲線部分に於て始まる可きである。

最高下流水位は圖-38 に示す如く、半径  $r$  のバケツ

圖-38. 堤趾に於ける傾斜水叩上の跳水の特性曲線

圖-39. クレスト上の流量係數



の曲線の點の位置を定むべき最大  $d_s$  及最大  $h_o$  を求める爲に用ひられる。水叩の傾斜は 1:4 以上急にせず、又少く共函數  $d_c$  で表はされてゐる水深迄降る可きである。

**趾部に於ける摩擦損失：**堰堤趾部に於ける溢流射流の流速測定は 1 本のピトー管を以て行つた。趾部の同一場所にて測定したが堰頂を溢流する水深を種々に変化せしめ、ピトー管により指示された大体の流速水頭と理論的の全水頭（兩水面の鉛直距離）との差は摩擦による損失であると見做される。斯くして得た値は平均すれば下記形式の曲線によく接近する事が判つた。

$$h_f = 0.0115 \frac{H}{d_c} (H + d_c) \dots \dots \dots (3)$$

但  $H$ ：堰堤の法層の頂上から趾部迄の高さ

$d_c$ ：貯水池水面から堰堤法層の頂上までの水深

(3) 式は Maddon 堰堤の模型に類似せる堰堤の趾部に於ける摩擦損失に對して適用せられる。この模型はガルバナイズした鉄で被はれエナメルを塗りサンドペーパーで滑に仕上げてある。實驗から  $c = 0.0115$  の値は表面の粗度と共に増加し、塗料を用ひざる或はサンドペーパー仕上げのして無い模型に對しては 0.0135 になる。コンクリート堰堤に對しては實物試験より得た値は平均して  $c = 0.02$  に極く近くなる。

**他の裝置：**水叩の設計を種々変化せしめたものが試みられたが、何れも傾斜水叩の設計を決定したり或はその変更を保證する爲には充分な成功を収め得なかつた。行つた實驗の二、三を示すと、(a) 段々に造られた傾斜水叩；(b) 傾斜水叩中のバケットの端の下部に造られた溝又はポケット；(c) 水叩の鋪裝に垂直の落差を有するやうに造られた餘水路の高いバケット；(d) 高いバケットに横の溝或は筒型の切込みを作つたもの（後に Tygart 堰堤で用ひられた）等である。之等の大部分はコンクリートを節約しようと云ふ考へで試みられたが跳水を起すに必要な高さ迄上昇せしめると堰堤の趾部の水叩は非常に厚くなる。

後で、この重い水叩は堰堤の安定を計算するに際して算入された。地震時の応力及滑動に對する安全率を著るしく増加せしめてある。設計の簡易性、施工の頑丈性及 Maddon 堰堤の狀況に對する適応性のために跳水を得る爲には小さいデフレクター圍の附いてゐる單一に傾斜した水叩の使用を選取したのである。故に勢力を消散せしむる爲の他の裝置の研究は続けられなかつた。

**餘水路設計の他の要素** 右岸の擁壁：餘水路水叩の

進展に加ふるに餘水路設計の他の特徴を決める爲に模型實驗を行つた。右岸に沿ふ擁壁の適當な取扱は理論的には困難である事が證せられた。堰堤地點の直ぐ下流で河は不意に左に曲り且自然の右岸等高線は最後の餘水路門扉から流水を横切つて突出してゐた。最初の設計ではこの山腹をそのままに残し 1 割の急勾配を鋪裝して餘水路の流れに對して保護せんと計畫した。模型實驗の結果この山腹は水が“乗る”のには急過ぎた從つて流れは集中した射流となつて斜面の脚部を滑り下り鋪裝より下流に甚だしい洗掘を生じた。この斜面を変更して緩にする事を試みた。併したとへ僅かの場合でも如何なる斜面に沿つても流れを一様な層にしようとして云ふ試みは殆ど成功しなかつた。頂上に設けた圍は非常に満足す可きものではなかつた、それを越える下流水が斜面の上で益々少くなり流水は空氣中に飛び散じ單に水叩下流の保護工の無い岸に落下するに過ぎない。

最も安全で有效な結果は岸を擁壁し水叩を餘水路の全幅に設ければよいと云ふ事が最後に決定した。この右岸に向つて傾斜水叩の下流端を漸次水平にし且上昇せしめる事が出来る。併し、水叩は下流水面下にあるやうにしたからそれを越える水深は如何なる流量に於ても充分跳水を生ずる。

**放水口壁：**堰堤の河川下流部の彎曲の影響から生ずる他の問題は、自然に左岸に沿つて形成される渦や逆流の防碍と云ふ事であつた。この渦は發電所の下流水位より低い標高にする所の餘水路の水叩上に生ずる跳水の水面によつて強化される。この状態は圧力の差と横流を生ずる。この影響は跳水の作用に有害であり不平均な状態を惹起し流速が集中する結果となる。この逆流は又砂礫をドラフトチューブの空所に沈澱させ又タービンの速度調節を妨げるやうな放水口水位のサージングを生ぜしめる傾向がある。この状態を除く爲に餘水路とタービン放水口水位とを分けるやうに、發電所の下流に隔壁を置いた。理論的にはこの壁を充分高くして如何なる流量に於ても餘水路中へ溢流することを防ぎ、且跳水に於ける水表面の上昇が水平になる迄延長す可きである。若し壁の高さが跳水に於ける實際の水面上昇に従ふならば跳水の頂上に於ける溢流は無害であると云ふ事がこの實驗で判つた、從つて壁はこの點に於てコンクリートを節約して最高假定水位の標高より 12 呎下に造つた。

**ドラムゲートの流量：**模型の堰頂に於てドラムゲー

トを縮尺に従つて造り、門扉の開度と貯水面を変へて、次式の門扉の頂上の(図-39 参照)水頭に対する  $C$  の値をプロットして流出曲線の係数を定めた。

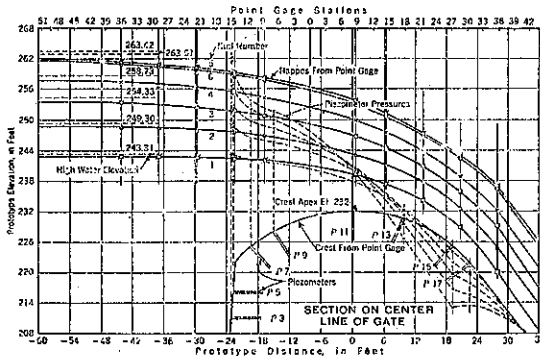
$$Q = CLH^{1.5} \dots\dots\dots(4)$$

実験では普通の方法ではあるが門扉上の最高點から接近流速が無視し得る程上流面迄の水頭を測つた。

之等の曲線より餘水路の最大流量が決まり、且設計の時の假定を超過してゐる事が判つた。河と運河が下流で一緒になる處では流量が 50 000 呎<sup>3</sup>/sec を超える時には航行を遮断する。之はドラムゲートの高さを決める時に考慮すべきファクターの一つである。

堤頂の圧力： 図-40. はドラムゲートを全開して測定した曲線の典型的なものである。実験を行つた總ての流量に對して堤頂の下流面には真空を生ずると云ふ事

図-40. 種にの流量に對する餘水路に於けるナップ及圧力



は注目値する。Flow-net method による計算堤頂の豫備の解析はこの真空が存在する事を示す。

**模型実験により得た結論** Madden 堰堤の模型実験に關する結論は下記のデータに基いて決められた。即ち：

(1) 跳水は反曲線形堰堤の趾部に於ける溢流の勢力を消散せしむるに非常に効果的である、跳水の終りに於ける平均流速は堰堤が築造されない時の流量以内では河川に平常生ずる流速と殆ど同様である。

(2) 趾部のバケットに切して下流側に設けた傾斜水叩は、最も良く跳水を形成し且制御し得る。跳水は種々な流量によつて異なる下流水位と共に傾斜面を上下に移動する。

(3) 水叩の高さはその水深が總ての流量に於て水叩の全長を利用する爲に正確に堰堤の趾部に於て跳水が生ずる様に下流水位に応じて設ける。

(4) 水叩の傾斜は 1:4 より急であつてはならない。傾斜が変化すると跳水に要する水深の曲線が変る。適當の斜面的水叩を採用すれば、總ての流量に對して自然下流水深と一致せしめ得る。

(5) 跳水の長さ、即ち完全に回復する爲に要する下流の距離は流量と共に増大する。

(6) 跳水の最高流速はそれ等が漸次減少する迄、床の近くに生ずる。

(7) それ故に餘水路水叩の長さは下流に於て十分流速が減少して河床の洗掘を生じなくなる場所迄カバーしなければならぬ。

(8) この水叩の長さは漸次傾斜した面を有する閘を置く事により短くする事が出来る。それは終端に於て床の流速を自然の跳水作用で減速される迄河床から離す爲に造るのである。

(9) 跳水は垂直な側壁によつて保護されるか又は包まれる可きである。其高さは、隣の静かな下流水の横流によつて“押し流される”事を防ぐ爲に、跳水を通じて水面の隆起に従ふものである。更に望ましい事は隣り合つた下流水を完全に拒んでしまふのに十分な高さの側壁を有する事である、側壁は完全に回復して水面が隣の下流水と同じ、水位に達する點迄下流に延びて居なくてはならぬ。

(10) 跳水に入る水は全部の幅を通じて等しい水深と流速を有す可きである。即ち堤頂を溢流する流量は一樣でなくてはならない。Madden 堰堤に於ては各門扉に導流工を設けず、ドラムゲートを同時に同一の開きにしてこの目的を達した。

(11) 堰堤下の溢流の勢力を消散させる場合、跳水による方法は他の如何なる方法よりも非常に有利である。水の衝撃によつて勢力が水の上に消散される時には設計は簡單で且荒つぽくてよい。餘水路は堰堤を越えて來る木材その他の破壊物に依て損害を受ける様な障碍物があつてはならない。水の方を制御する爲の閘、阻柱等は高價であり、補強と疏濬に困難を感じ常に破損し易い。如何なる場所が破壊しても高流速の集中を來し全構造物の下を掘る可き洗掘を生ずる原因となる。之等の閘等は勢力を消散する爲に通常相當な水深を有する、下流水位の下にあるので、修理困難にして高價である。

之等の実験の結果同様の水叩が後になつて Texas の Norris 堰堤と Hamilton 堰堤に於て用ひられた。Texas の Marshall Ford 堰堤又 California の Fr aut 及 Kennett 堰堤の豫備設計はこの種の水叩を計

畫してゐる。

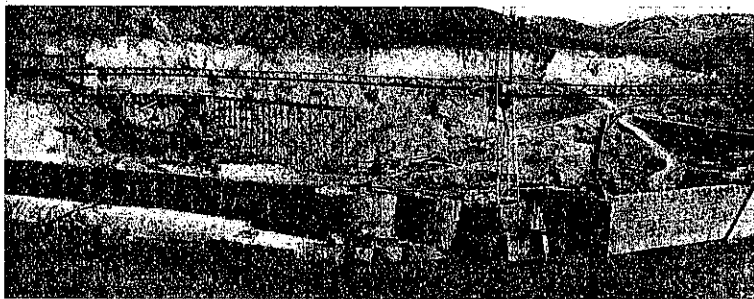
跳水の效果的なること、傾斜水叩は夫を調節する方法として最良なることが Madden 堰堤の模型研究によつて證明せられた。(市浦 繁)

### (9) Grand Coulee 堰堤に於ける締切復舊工事

("Contractors Win River Battle" E. N. R.)  
July 1, 1936, p. 13-16

Grand Coulee 堰堤に於て未だコンクリート打の終了して居ない基礎の東半分は水の氾濫しきうな危険に直面し乍ら、締切の漏水流入を完全に阻止することが出来た。河中に突出せる上下流側の細胞状締切室(譯者

図-41. 締切外側の盛土及締切内の工事進行状況



註: 図-41に見らるゝ鋼矢板により作られた円筒細胞状の締切である。)の再建が必要であつたが、之が完成したから再び洪水の浸入することは無いであらう。破壊した締切の復舊工事の初期報告は E. N. R. 1937年4月22日號, p. 595に記載されて居る。以下に述べるのは遭遇した事件や、復舊方法に關する附加的資料である。

幸ひ、漏水の多くなつた1937年3月16日-20日には河川流量は僅か27000 sec-ftであつた。洪水期でなかつたため之等の復舊工事は可能であつたが、それでも東部締切全体に水の氾濫しきうな危険があつたのである。

3月19日には下流側の細胞状締切室群附近の水面に盛んに渦が発生し、一時は締切内への流入量は35000g. p. m.に達した。之は以前の流入量の4-5倍に相當し、締切内に急設された滯水池の殘容量を僅か1時間で満す水量であつた。之に加へて細胞状締切室は破壊の恐れがあつた。即ち下流側の細胞状締切室群に於て鋼

矢板が歪み或は傾き、又内部圧力が非常に大となつたため到達處で銹結接目が裂けて仕舞つた。銹頭が彈けたために二つの細胞状締切室からは内部に詰めてあつた材料が締切の内に押し出された。然し、接手や矢板の分裂破壊が危機に達する以前に救済手段が着々と進行して漏水を押へることが出来た。

救済手段は漏水の阻止を以て終つたのではなく、更に締切工の補強を目標として続行されたのであつて、破壊した細胞状締切室を復舊するために更に鋼矢板が打ち込まれた。新しい鋼矢板は前に打ち込まれて居たのより15-20呎深く基礎岩盤迄打ち込まれた。完成した締切室は以前よりも遙かに堅牢であつて河川標高990呎に對して安全に耐へるものと期待されて居る。(500000 sec-ft.の流量に相當する。)締切の床の大部分は標高865呎以下にあるから、上記の洪水が若し起れば深さ125 ft.だけ締切内面積の大部分に水が被ることになる。

漏水の發達: 西側掘鑿の際漏水を生じた砂層の位置は標高896呎で厚さは4-10吋であることが判つた。此の砂を採つて分析した結果、試料の約半分は48番網目篩を通らなかつた。東側の掘鑿の開始される以前は砂層にかゝる土圧に依つて大きな

水頭に抵抗出来たのであるが、掘鑿が開始されて此の土圧が取り去られたために低水頭でも多量の流入を結果する様になつた。

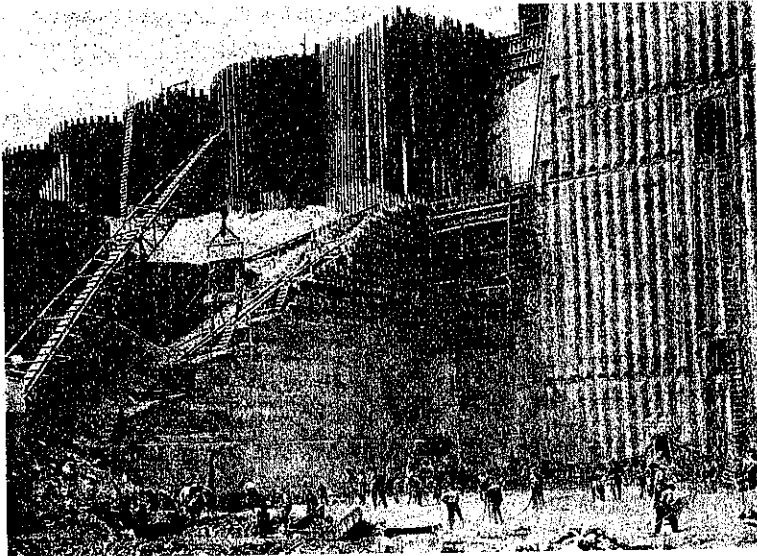
他の一つの原因として円形の細胞状締切室の鋼矢板底部の歪みが擧げられる。之等の鋼矢板の打ち込まれた地層は非常に固くて打ち込みに際し矢板は損傷を蒙り易かつた。破壊した細胞状締切室(E. N. R. 4月22日號 p. 597参照)の下の岩盤は標高875-880呎に在り、その鋼矢板底部は標高990呎であつた。漏水の滲出は先づ鋼矢板に沿つて、次に打込みの際生じた裂目に沿つて生じ、滲出水の水脈が貫通して漏水量が増加したのであると考へられる。

工事着手: 漏水流入が非常に増加して締切の決潰が憂慮さるゝ事態に至つた時先づ第一に爲されたのは、締切の内に堤防を作り之に依つて小さな池を作つて締切の内に流入して来る漏水を貯へ、締切の残りの部分に水の氾濫するのを防ぐことであつた。

次で、河中に浮べた聲から岩石の錘りを結び付けた藁

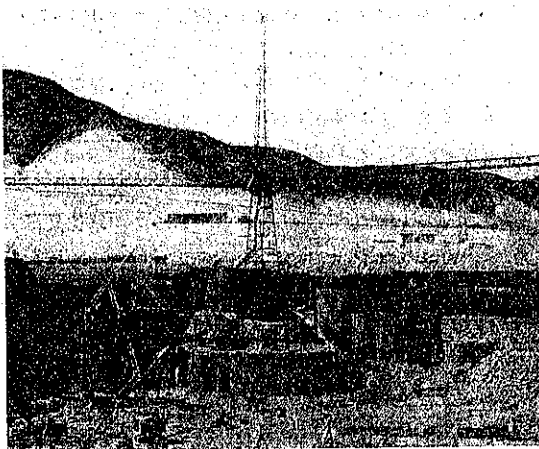


図-42. コンクリート扶壁(左前方)。下部の作業は基礎花崗岩の清掃作業



や粗朶を河中に投入し、之と締切矢板との間に岸より順次盛土して漏水を阻止しやうと云ふ計畫が企てられた。此の盛土を水密ならしむるために、粘土 34 000 碼<sup>3</sup>、砂利 28 000 碼<sup>3</sup>、岩石 10 000 碼<sup>3</sup> の割合の材料が用ひられたが、然し、以前に締切の外側底部に洗掘を防止する目的で設置された一面の捨石工の爲に、此の盛土の效力には或る限度があると信ぜられる。

図-43. 下流側の再建せられたる細胞状締切室群



一段低い細胞状締切室の間にある短い弧状の鋼矢板に注意  
締切内部の工事

盛土工が相當進捗すると直に締切内部での工事が開始された。先づ鋼矢板の円形細胞状締切室より成る低い締切壁を作つた。之等の細胞状締切室の構造は最も

近い點で數呎離れて作られ、其の空間に鋼矢板が打ち込まれた。此の矢板は一つ置きに 1 本の長い鋼矢板と上下 2 本の短い鋼矢板が用ひられ、上下短片矢板の間に間隙があつて、之は後で閉塞出来る様になつて居る。次に外側締切室と此の内側締切室との間に水抜床を作り、其の材料は最も手近の所から持つて來た。即ち掘鑿に依る岩石で充たされた下部分は當時尙約 8 000 g. p. m. に達して居た漏水を通すべき廣大な空隙を残し、其の上部は砂利の厚い層で覆はれて居て、その重量は靜水圧

に充分抵抗し得るものであつた。

**注入材料の處方:** 直徑 4 吋の穿井錐を多くの地點に下して漏水の主な通路を探した。内側締切室と水抜床が完成に近づいた時に注入材料が之等の孔に注入され、閉塞を果すのに最も良い成分の配合を決定する爲に注意深く觀測が行はれた。水を混じたセメントは凝結する前に洗ひ流されて仕舞ふので、之は注入材料としては適當でなかつた。附表に示されて居る割合の混合物が最も良いことが判つた。即ち、

錐屑	.....8 呎 <sup>3</sup>
削り屑(薄片、ゆるく計つて)	.....10-16 呎 <sup>3</sup>
ポルトランドセメント(2 袋)	.....2 呎 <sup>3</sup>
砂	.....6 呎 <sup>3</sup>
ベントナイト塊	.....50 封度

以上の成分を乾燥したまゝコンクリート混合機の中で約 30 秒混合し、次に以下のものを加へる。

水	.....8-10 呎 <sup>3</sup>
粉末ベントナイト(重量で水の 6%)	.....30 封度

第 2 の部分を加へたる後更に 1 分間半混合する。

出来上りは 14 呎<sup>3</sup> でセメント糊に類似せるものである。注入作業に用ひられた總量はセメント 12 539 袋、ベントナイト 125 000 封度、錐屑 4 647 呎<sup>3</sup>、削り屑 6 823 呎<sup>3</sup> である。約 2 日間の穿井錐に依る探査の結果、漏水の主な水脈が発見された。注入作業が開始されて 3 日間で約 8 000 g. p. m. の漏水量が 1 000 g. p. m. 以下に減じ、更に其の後の注入作業によつて 200 g. p. m. に減じた。

**注入作業:** 注入作業には全部で 400 バッチが用ひられた。(譯者註; バッチ batch はコンクリート混合機 1 回分の練立量) 混合機で混合された材料は 7 吋管路によつて 300~400 呎運ばれて 14 呎<sup>3</sup> 容量の鉄製円筒に達した。此の円筒は供給タンク或は注人器として働いた。注入には 35 lb./in<sup>2</sup> の圧搾空気が用ひられた。セメントとベントナイトの注入は締切内の盛土傾斜面に於て行はれた。

水抜床の閉塞作業が完成して漏水が非常に減ぜられると、小さい漏水を封ずることに努力が集中された。此の作業に於ては重量比で大約 5% ベントナイトを附加混合物とする約 10000 袋のセメントが細胞状締切室の内側に其の周囲近くに注入された。此の作業が完成したために漏水は非常に減少して取るに足らぬ量となつた。

**上流側細胞状締切室群の崩壊:** 締切の上流側細胞状締切室の底部近く迄整理が完了した時、突然漏水の流入が生じた。此の細胞状締切室の底部を露出せしめて検査した結果、若干の矢板が岩盤迄達して居らず、又連結部が裂けて居ることが判つた。漏水が露出した細胞状締切室の基礎に滲透したために矢板が底端から上端近く迄裂けて、此の裂け目から細胞状締切室内の内容物が掘整区域にこぼれ出た。

細胞状締切室内に残つて居る材料を掻き出し、又元の鋼矢板を岩盤迄打ち込んで、中に砂利を詰めた新しい細胞状締切室と代へることが救済手段としてなされた。新しい細胞状締切室に隣接して堰堤の上流面を僅か離れて扶壁に類似せる高さ 75 呎、底幅 20 呎のコンクリート壁が作られた。此の壁は上流隅の細胞状締切室群を支へるのに重要な要素であると考へられるものであつて、之に要した 3000 碼<sup>3</sup> のコンクリートは 7 日間連続的に打たれたものである。

運搬帯塔を支へて居る細胞状締切室が沈下して傾いたので、鋼塔の基礎を補強することが必要となつた。30 × 40 呎の底面を有するこの塔は元は木杭の上に支へられて居るコンクリート橋脚の上に組立てられて居たのであるが 1935 年 9 月に軽微なる沈下を生じたため、岩盤に達する 4 つのコンクリート橋脚が作られたのである。元の基礎を亂さずに柱の下に直接に之等の橋脚を位置せしむるのは不可能であつたので、橋脚は元の礎段の直ぐ外側に設けられ、柱に連結された needle beams が其の間にかげられた。圧力及沈下のために之等 needle beams に過度の撓度を生じ、餘分の支承が

必要となつた。支承は内部をコンクリートで充した 24 吋の well casing が用ひられ、之が needle beams の中點近くに用ひられたので鉄塔は安全であると考へられる。

**洪水に對する見込み:** 現在努力して居るのは、外側締切室の直ぐ背後にあるコンクリートブロックの製作を急ぎ、故障の生じた細胞状締切室の群に丈夫な支へを與へることである。

5 月中旬に於てコロムビア河の流量は僅か 140 000 sec-ft に達したのみであつて、現在締切が抵抗し得るのは 500 000 sec-ft であるが之は平均 25 年に 1 回の割合で起つて居る。然し流域内に於ける積雪が此の夏融け出して來る量を考へても、最大水量が此の數字に達することはなからうと考へられて居る。(細田和男)

(10) 横溢流堰の計算に就て

(A. Schoklitsch, Briun "Über die Bemessung von Streichwehren," Wasserkraft und Wasserwirtschaft Heft 18. 16, Sept. 1937)

横溢流堰の溢流量計算に就きては今日困難を伴ふものとされてゐたがそれは堰部に於ける水面の形状が明らかでないからである。H. Engels の實驗は水面は下流に向つて上り G. S. Colemann 及 D. Smith の實驗は下流に向つて下ることを示してゐる。然し兩者の場合が可能であることを實驗上指摘したのは G. de Marchi の特別な功績でなくてはならぬ。

De Marchi は水路に於ける水流の状態が是を決定するものであるとし常流にありては水面は下流に向つて上り射流に於ては下流に向つて下るとなしてゐる。

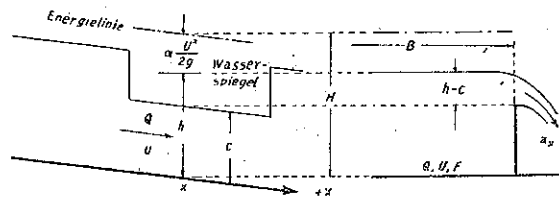
今 Q : 横溢流堰の x 點に於ける水路の流量。

$\alpha_x$  : 横溢流堰の x 點に於ける堰の單位長當の流量。

とせば図-44 より

$$\frac{dQ}{dx} = -\alpha_x = -\mu\sqrt{2g}(h-c)^{\frac{3}{2}} \dots\dots (1)$$

圖-44.



De Marchi は横溢流堰の部分に於ては勢力線は底に平行すると云ふ假定を用いた。x 點に於ける水路の平均流速を  $U$  とせば勢力線の水路底よりの高さ  $H$  は

$$H = h + \alpha \frac{U^2}{2g} \dots (2)$$

今  $F$  を x 點に於ける水路の流水断面積とせば  $IF = \text{const.}$  なる假定の下に於ては

$$\frac{dH}{dx} = \frac{d}{dx} \left( h + \alpha \frac{U^2}{2g} \right) = \frac{d}{dx} \left( h + \frac{Q^2}{2JF^2} \right) = 0 \dots (3)$$

又は

$$gF^3 \frac{dh}{dx} - Q^2 \frac{dF}{dx} + QF^2 \frac{dQ}{dx} = 0 \dots (4)$$

今  $B$  を水路の x 點に於ける水面幅とせば

$$\frac{dF}{dx} = B \frac{dh}{dx} \dots (5)$$

(4) 式より

$$\frac{dh}{dx} = \frac{QF^2}{Q^2 B - gF^3} \frac{dQ}{dx} \dots (6)$$

$\frac{dQ}{dx} < 0$  なるを以て

$$Q^2 B - gF^3 \leq 0 \text{ の時 } \frac{dh}{dx} \geq 0$$

$$\text{即ち } \frac{Q^2}{2gF^2} \leq \frac{F}{2B} \dots (7)$$

今  $h_m$  を水路の x 點に於ける平均水深とせば

$$\frac{F}{2B} = \frac{h_m}{2} \dots (8)$$

$$\text{更に } \frac{Q}{F} = U \dots (9)$$

なるを以て (7) 式の條件は次の如く表はされる。

$$\frac{U^2}{2g} \leq \frac{h_m}{2} \dots (10)$$

(10) 式は水路の x 點に於ける平均流速  $U$  が限界流速より小なるか大なるかに従つて  $\frac{dh}{dx}$  は正號か負號なるかを表はすものである。即ち水路に於ける水流が横溢流堰部に於て常流を継続するときは堰の水面は下流に向つて上り是に反して射流を継続する時は下流に向

図-45.

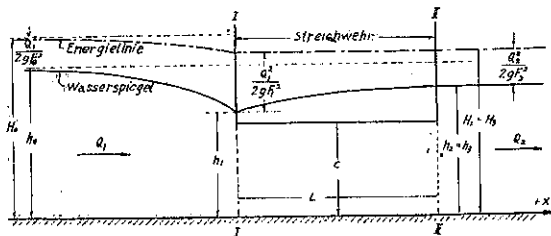


図-46.

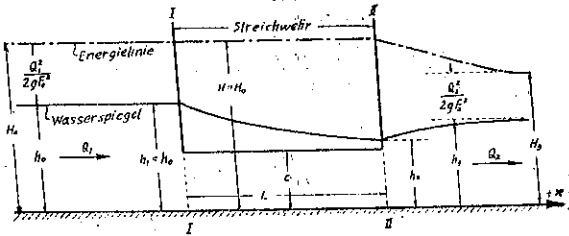
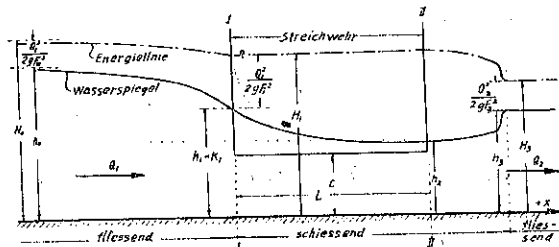


図-47.



つて下る。此の際に於ける水面の形状は図-45 及図-46 の通りである。

次に水路の水面勾配小なる時に於て水路底上、堰頂の高さ  $c$  の低き場合には堰の部分に於て流状の変化を生ずる。此の際の水面形状は図-47の通りである。

即ち堰の始端断面 I-I に於ては流入流量  $Q_1$  に相當する限界水深  $h_1$  であつて水流は是より射流となる。若し堰の高さ  $c$  が下流水路水深  $h_2$  に比して小なるときは堰の終端断面 II-II の下流に於て跳水現象を發生し是より後は再び常流となる。若し堰の高さ  $c$  が水深  $h_1 = h_2$  よりも僅か小なる時に於ては跳水は既に横溢流堰の部分に於て表はれることがある。

(a) 矩形断面水路に於ける横溢流堰の計算: 今  $d = Q_1 - Q_2$  を見出すために必要な堰長を計算せんがため先づ  $F = Bh$  なる矩形断面水路を假定して見る。

(6) 式は此の際に於ては

$$\frac{dh}{dx} = \frac{QF^2}{Q^2 B - gF^3} \frac{dQ}{dx} = \frac{Qh}{Q^2 - gB^2 h^3} \frac{dQ}{dx} \dots (11)$$

又 (1) 式より

$$\frac{dQ}{dx} = -a_x = -\mu \sqrt{2g(h-c)}^{\frac{3}{2}} \dots (12)$$

水深  $h$  と  $Q$  との間には

$$Q = Bh \sqrt{2g(H-h)} = \psi(h) \dots (13)$$

(11) (12) (13) の 3 式より

$$\frac{dh}{dx} = \frac{Bh^2 \sqrt{2g(H-h)}}{B^2 h^3 \sqrt{2g(H-h)} - gB^2 h^3} \mu \sqrt{2g(h-c)}^{\frac{3}{2}}$$

$$= -\frac{2\mu\sqrt{H-h}\cdot(h-c)^{\frac{3}{2}}}{2B(H-h)-Bh}$$

$$= -\frac{2\mu}{B} \frac{\sqrt{H-h}(h-c)^{\frac{3}{2}}}{2H-3h} \dots (14)$$

積分せば

$$\int dx = -\frac{2\mu}{B} \int \frac{2H-3h}{\sqrt{H-h}\sqrt{(h-c)^3}} dh$$

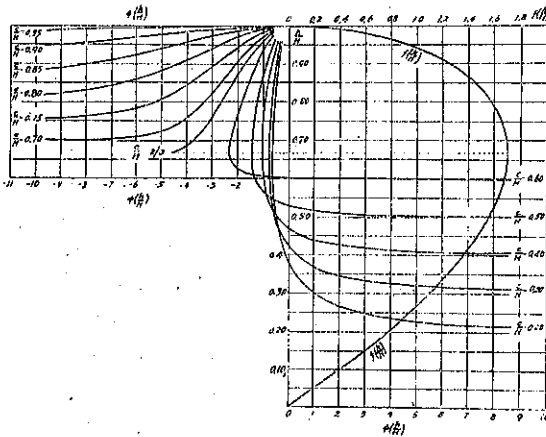
$$\therefore x = \frac{B}{\mu} \left[ \frac{2H-3c}{H-c} \sqrt{\frac{H-h}{H-c}} - 3 \arcsin \sqrt{\frac{H-h}{H-c}} \right] + C \dots (15)$$

今

$$\frac{2H-3c}{H-c} \sqrt{\frac{H-h}{H-c}} - 3 \arcsin \sqrt{\frac{H-h}{H-c}} = \phi\left(\frac{h}{H}\right) \dots (16)$$

と置き  $x=x_1, h=h_1, x=x_2, h=h_2$  の積分限界を用ふれば

図-48.



$$L = x_2 - x_1 = \frac{B}{\mu} \left[ \phi\left(\frac{h_2}{H}\right) - \phi\left(\frac{h_1}{H}\right) \right] \dots (17)$$

$\frac{c}{H} = 0.2 \sim 0.95$  に対して  $\phi\left(\frac{h}{H}\right)$  と  $\frac{h}{H}$  の関係を図示すれば図-48 の如し。

図-48 に於ては函数  $\phi\left(\frac{h}{H}\right)$  の外に

$$f\left(\frac{h}{H}\right) = \frac{Q}{BH^{3/2}} = \frac{h}{H} \sqrt{2g\left(1-\frac{h}{H}\right)} \dots (20)$$

として  $\frac{h}{H}$  と  $f\left(\frac{h}{H}\right)$  の関係も図示してある。

矩形断面水路に於ける横溢流堰の計算の順序は図-48を利用して次の如くせば可なり。

今常流水路にありて水路流出流量  $Q_2$ 、堰長  $L$ 、堰の

高さ  $c$  を與へて流入流量  $Q_1$  を求むる場合には

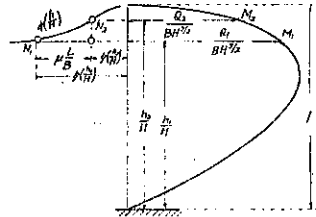
(1) 勢力線の高さを求む

$$H = H_0 = h_2 + \frac{Q_2^2}{2gB^2h_2^3}$$

茲に  $h_2$  は  $Q_2$  を流下せしむるに足る下流水路水深である。

(2) 図-48 に於て  $\frac{c}{H}$  に相當する曲線と  $\frac{h}{H}$  より  $\phi\left(\frac{h}{H}\right)$  の値を知る。例へば図-49 に於て示

図-49.



せる如き  $N_2$  を求め得たりとせば  $N_2$  の横座標は  $x_2$  として縦座標は  $\phi\left(\frac{h_2}{H}\right)$  なり。

(3) 仍て (17) 式を利用して

$$\phi\left(\frac{h_1}{H}\right) = \phi\left(\frac{h_2}{H}\right) - \frac{\mu L}{B}$$

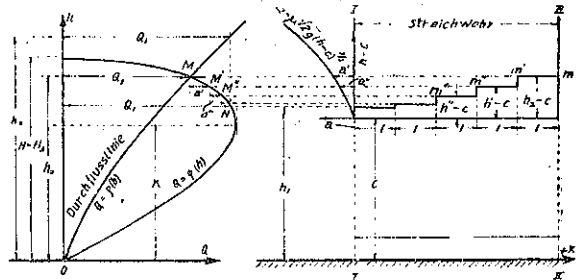
として  $\phi\left(\frac{h_1}{H}\right)$  を知り図式的に  $N_1$  を知るが故に (図-49 参照) 是より  $f\left(\frac{h}{H}\right)$  曲線を利用して  $\frac{Q_1}{BH^{3/2}}$  を求め得られ  $Q_1$  を計算する。

同様に  $Q_1, L, c$  を与へて図-48 と試算法によりて  $Q_2$  を求むることも出来る。

(b) 任意の断面形状を有する水路に於ける横溢流堰の計算:

任意の断面形状を有する水路に於ける横溢流堰の計算は G. de Marchi の示せる如く図式漸近法に據るを要する。是を説明するために今水路の底勾配は小で常流をなし堰の高さ  $c$  は  $\frac{2}{3}H$  以上なる場合とす。

図-50.



図式計算は堰の終端 II-II より上流に向つて行ふのであるが図-45 に於て見る如く断面 II-II 以下に於ては水深  $h_2 = h_3$  は一定で流下し又 II-II 断面にては図-50 に示せる如く勢力線  $H_0$  に相當する定勢力流量曲線を

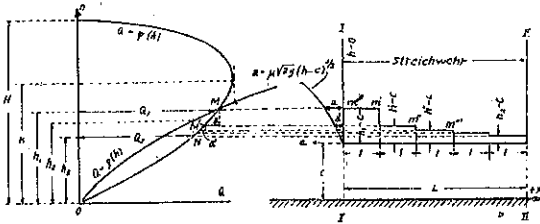
$$Q = \psi(h) = B h \sqrt{2g(H_0 - h)}$$

より算くことが出来る。次に水路の各水深  $h$  に對する流量を求め一つの曲線にて表はせば図-50 の  $Q = \rho(h)$  曲線となる。 $\rho(h)$  と  $\psi(h)$  曲線との交點 M は II-II 断面に於ける水面を與ふる。

図-50 に於て堰の單位長當の溢流量  $a = \mu \sqrt{2g(h-c)^3}$  を算くときは長さ  $a'$  は堰の終端より上流單位長  $m-m'$  の流量を表はす。断面  $m'$  に於ては水路の流量は  $Q_2 + a'$  にして  $\psi(h)$  曲線に於て M' 點を表はす。M' 點を過ぎ水平線を引けば堰に於ては  $m'-m'$  の水面を與ふる。斯くの如き方法を繰り返す時は堰に於ける單位長當の水面を逐次図示し得らるゝを以て與へられたる流量  $A$  を流過せしむるに足る堰の長さ  $L$  が決定し得る。斯くして堰部の水面形状は此の方法にて充分精確に求め得らる。

次に任意の断面形状を有する水路が射流を繼續する場合にありても上述と同様の方法で行ふが此の際は図-51 に示せる如く堰の始端 I-I 断面よりなす。

図-51.



水路の勾配が小で常流状態を繼續するものにおいて堰の高さ  $c$  が限界水深以下で  $H_{min} > H_0$  なるときは(例へば図-47 の如き場合)堰部に於て2個の水面形状が生ずる。其の一つの場合は堰の長さ  $L$  の小なる時で此の際は水路に於ても堰の部分に於ても常流を繼續する、是に對して他の一つは堰の長さ  $L$  の大なる時で水流は堰の始めの部分に於てのみ常流である。前の場合に於ては水面は堰の部分に於て下流に上り勾配となり堰の計算は図-50 の方法に據るのであるが、後者の場合にありては堰のある部分に於て勢力線の高さ  $H$  が  $H_{min}$  となる點に於て流状の変化(常流より射流)を生ずる。  
(淺野 好)

道 路

(11) ドイツに於ける自動車道の實際的效果

(Albert Liefe, Water Ostwald, Alfred Rothweiler "Vergleichsarten auf Reichsautobahn und Reichsstrasse" Die Strasse. 10. 1937, S. 262~270)

ドイツの道路技術者は最近自動車道の築造に對し、全力を盡してゐるが、在來道路が極めて悪い場合は別として、在來道路が良好状態にある場合に之に平行する自動車道が其の經濟性並に交通安全性の見地から如何なる利益があるかに關して、徹底的の研究に着手し、極めて重要な結果を得るに至つた。

主任 Todt 博士は諸外國の實例に基いて車輛が自動車道を利用する事に依つて交通能力に約 30% の利益があると計算したが、自動車業者さへも信用しない程であつたが、同博士は自動車道と一般道を比較する爲に、10 種の自動車を利用して實測を行ふ事とし、最初ドイツ製大型乗用車 3.21 Mercedes (図-53) に依つて行ひ、後述の如き驚くべき結果を得、其の他の車輛についても繼續實測中である。図-52 は試験區間である、Bruchsal と Bad Nauheim 間の自動車道と之に平行する一般國道 No. 3 を示したものである。自動車道の延長 147 km、國道 No. 3 は Bruchsal-Heidelberg-Heppenheim-Parasstadt-Frankfurt a. M.-Bad Nauheim 間 161 km で長距離交通用として築造されたもので過去 4 年間非常に改良されて來たものである。

自動車道は自動車の最高速度迄意の儘であるが、一般國道は屈曲、交叉其の他の障害物に影響されてそれ

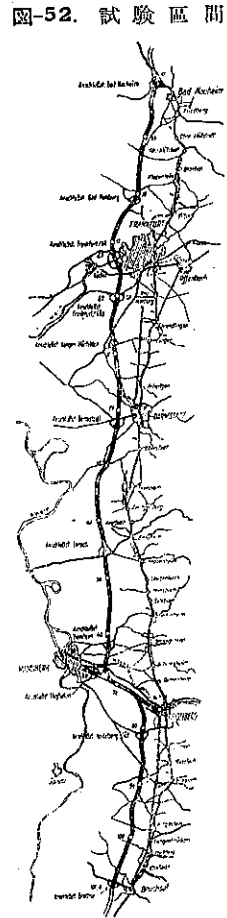


表-10. 走行試験結果

Tabelle 2. Vergleichsfahrt zwischen Reichsautobahn und Reichsstraße

A. Strecke:		Fahrzeuge insgesamt..... Reichsautobahn: 56	
Streckenführung..... Reichsautobahn-Auffahrt Bruchsal-Bruchsal - Heildelberg - Darmstadt - Frankfurt a. M. - Bad Nauheim - Reichsautobahn-Auffahrt Nauheim		Reichsstraße: 509	
Streckenlänge..... Reichsautobahn: 147 km		Reichsautobahn: 38	
..... Reichsstraße: 161 km		Reichsstraße: 216	
Ersparnis: 14 km = 9%		68% der auf der Reichsstraße gefahrenen Bewegungen und Überholungen kommen auf der Reichsautobahn im Fortfall	
Ortsdurchfahrten..... Reichsautobahn: 0		Langsamer Verkehr (Fuhwerke, Rad-, Güter-, Fußgänger)..... Reichsautobahn: 0	
..... Reichsstraße: 35 (darunter drei Großstädte)		Reichsstraße: nicht gezählt	
Ortsdurchfahrten je 100 km..... Reichsstraße: 22		C. Geschwindigkeit:	
Länge der Ortsdurchfahrten je 100 km..... Reichsautobahn: 0 km		Zeitverbrauch..... Reichsautobahn: 1,14 Stunden	
..... Reichsstraße: 84 km, somit 33% der Straßlänge geschlossene Ortschaft		oder Reichsautobahn: 2,04 Stunden	
Länge der Ortsdurchfahrten je 100 km..... Reichsstraße: 36 km		Reichsstraße: 2,16 Stunden	
Wegkreuzungen..... Reichsautobahn: 219		Zeitersparnis auf der Reichsautobahn: 1,02 Stunden = 47%	
Wegkreuzungen je 100 km..... Reichsstraße: 136		Reisegeschwindigkeit..... Reichsautobahn: 119 km/h	
Abzweigungen bzw. Zubringer..... rechts Reichsautobahn: 12		oder Reichsstraße: 71 km/h	
..... links Reichsautobahn: 0		Reichsstraße: 71 km/h	
..... Reichsstraße: 343		Geschwindigkeitssteigerung auf der Reichsautobahn: 68 km/h = 68%	
Abzweigungen bzw. Zubringer insgesamt Reichsautobahn: 401		Reichsstraße: 401	
Abzweigungen bzw. Zubringer insgesamt je 100 km Reichsautobahn: 8		Reichsstraße: 744	
..... Reichsstraße: 465		Reisegeschwindigkeit..... Reichsautobahn: 119 km/h	
Schienengleiche Bahnübergänge..... Reichsautobahn: 0		oder Reichsstraße: 65 km/h	
..... Reichsstraße: 11		Reichsstraße: 0 km/h	
Schienengleiche Bahnübergänge je 100 km Reichsautobahn: 7		Reichsautobahn: 150 km/h	
..... Reichsstraße: 2		Reichsstraße: 75 km/h	
Ferner Dampfbus Heildelberg-Schriesheim und elektrische Straßenbahnen in Heildelberg, Darmstadt und Frankfurt a. M.		Reichsstraße: 127 km/h	
B. Verkehr:		Verhältnis der Reise- zur Höchstgeschwindigkeit..... Reichsautobahn: 92%	
Fahrzeuge (begegnet)..... Reichsautobahn: 0		oder Reichsautobahn: 93%	
..... Reichsstraße: 351		Reichsstraße: 56%	
Fahrzeuge (begegnet) je 100 km Reichsautobahn: 210		Die Reisegeschwindigkeit auf der Reichsautobahn beträgt 92% beziehungsweise 93% der Höchstgeschwindigkeit, auf der Reichsstraße nur 56%	
Fahrzeuge (überholt) Reichsautobahn: 56		Reichsstraße: 210	
..... Reichsstraße: 158		Geschwindigkeitswechsel..... Reichsautobahn: 16	
Fahrzeuge (überholt) je 100 km Reichsautobahn: 40		Reichsstraße: 449	
..... Reichsstraße: 98		Reichsautobahn: 0,109	
C. Kraftstoffverbrauch:		Reichsstraße: 2,550	
Auf der Reichsautobahn weniger wegen der hohen Geschwindigkeit des Gesamtverkehrs		Steigerung der Gleichmäßigkeit auf der Reichsautobahn: 26fach	
D. Kraftstoffverbrauch:		Fußarbeit a. Kupplung u. Bremse je 100 km Reichsautobahn: 7,16 mkg	
Verbrauch an Gemisch insgesamt..... Reichsautobahn: 25 l bei 119 km/h		Reichsstraße: 494,6 mkg	
oder Reichsautobahn: 15,1 l bei 71 km/h		Ersparnis an Fußarbeit auf der Reichsautobahn: 99%	
Reichsstraße: 27 l bei 71 km/h		Gashebelbedingungen..... Reichsautobahn: 5	
73% Mehrverbrauch auf der Reichsstraße bei gleicher Reisegeschwindigkeit		Reichsstraße: 597	
Verbrauch je 100 km Reichsautobahn: 16,51		Reichsautobahn: 3,4	
..... Reichsstraße: 10,61		Reichsstraße: 300,0	
..... Reichsstraße: 16,67		Gashebelweg im Mittel (20 mm) je 100 km Reichsautobahn: 68 mm	
Bei gleicher Reisegeschwindigkeit auf der Reichsautobahn 42% Ersparnis an Kraftstoff		Reichsstraße: 7,4 m	
Bei gleichem Kraftstoffverbrauch auf der Reichsautobahn: 68% Steigerung der Reise- geschwindigkeit		Ersparnis an Gashebelweg auf der Reichsautobahn: 99%	
E. Beanspruchung von Fahrer und Fahrzeug:		Federeinschläge..... rechts Reichsautobahn: 0	
Anschläge des Lenkrades..... Reichsautobahn: 10		Reichsstraße: 647	
(1 Ausschlag = 59 mm am Umling) Reichsstraße: 3700		links Reichsautobahn: 1	
Weg am Lenkradumfang..... Reichsautobahn: 0,59 m		Reichsstraße: 302	
Reichsstraße: 336,00 m		insgesamt Reichsautobahn: 1	
Umdrehungen des Lenkrades..... Reichsautobahn: 0,4 mal		Reichsstraße: 1029	
Reichsstraße: 209,0 mal		Federeinschläge je 100 km..... Reichsautobahn: 0,68	
Anschläge je 100 km Reichsautobahn: 4,8		Reichsstraße: 640,0	
Reichsstraße: 3545,0		Federeinschlagung auf der Reichsautobahn: 956fach	
Reichsautobahn: 0,42		Mik 10 Liter Kraftstoff kann man fahren:	
Reichsstraße: 209,0		1. Auf der Reichsstraße 60 km mit 71 km/h Reisegeschwindigkeit	
Ausschlagweg in m je 100 km Reichsautobahn: 0,27		2. Auf der Reichsautobahn 105 km = 75% mehr - ebenfalls mit 71 km/h Reisegeschwindigkeit	
Reichsstraße: 169,20		3. Auf der Reichsautobahn 59 km - gleichweit wie auf der Reichsstraße - mit 119 km/h Reisegeschwindigkeit, 68% höhere Geschwindigkeit	
Umdrehungen je 100 km Reichsautobahn: 0,27		Zusammenstellung der Meßergebnisse je 100 km	
Reichsstraße: 169,20		A. Strecke:	
Die Bewegungen am Lenkrad sind auf der Reichsstraße 370mal zu zahlreich als auf der Reichsautobahn		Reichsautobahn	
Schalten..... 1. Gang Reichsautobahn: 1		Reichsstraße	
..... Reichsstraße: 6		Ortsdurchfahrten..... 0	
2. Gang Reichsautobahn: 1		Länge der Ortsdurchfahrten..... 0 km	
..... Reichsstraße: 15		Wegkreuzungen..... 0	
3. Gang Reichsautobahn: 1		Wegkreuzungen je 100 km..... 136	
..... Reichsstraße: 45		Abzweigungen bzw. Zubringer..... 8	
4. Gang Reichsautobahn: 1		Abzweigungen bzw. Zubringer insgesamt je 100 km..... 465	
..... Reichsstraße: 36		Schienengleiche Bahnübergänge..... 0	
insgesamt Reichsautobahn: 4		B. Verkehr:	
Reichsstraße: 102		Fahrzeuge insgesamt begegnen und überholt..... 38	
Schalten je 100 km Reichsautobahn: 3		C. Geschwindigkeit:	
Reichsstraße: 63		Geschwindigkeitswechsel..... 11	
Schaltersparnis auf der Reichsautobahn: 96%		D. Kraftstoffverbrauch:	
Kupplungen..... Reichsautobahn: 4		Verbrauch bei 71 km/h..... 10,60	
Reichsstraße: 105		Reichsautobahn: 16,91	
Kupplungen je 100 km Reichsautobahn: 2,72		E. Beanspruchung von Fahrer und Fahrzeug:	
Reichsstraße: 65,70		Lenkung..... Anzahl der Ausschläge..... 7	
Kupplungsweg (154 mm) je 100 km Reichsautobahn: 0,42 m		Gesamtweg der Ausschläge..... 0,42 m	
Reichsstraße: 10,1 m		Lenkradumdrehungen..... 0,27	
Kupplungsdruck (10,6 kg) je 100 km Reichsautobahn: 28,8 kg		Schaltungen insgesamt..... 3	
Reichsstraße: 692,0 kg		Anzahl der Kupplungen..... 2,22	
Kupplungsarbeit je 100 km Reichsautobahn: 4,0 mkg		Kupplungsdruck..... 0,42 m	
Reichsstraße: 105,4 mkg		Kupplungsarbeit..... 4,43 mkg	
Ersparnis an Kupplungsarbeit auf der Reichsautobahn: 96%		Anzahl der Bremsungen..... 2,04	
Bremsungen..... Reichsautobahn: 3		Bremsweg..... 0,173 m	
Reichsstraße: 491		Bremsdruck..... 30,6 kg	
Bremsungen je 100 km Reichsautobahn: 2,04		Bremsarbeit..... 2,71 mkg	
Reichsstraße: 306,0		Fußarbeit an Kupplung und Bremse..... 7,14 mkg	
Bremsweg im Mittel (85 mm) je 100 km Reichsautobahn: 0,123 m		Gashebel..... Bedingungen..... 3,4	
Reichsstraße: 25,800 m		Gashebelweg..... 0,068 m	
Bremsdruck im Mittel (15 kg) je 100 km Reichsautobahn: 30,6 kg		Ausgeschläge..... 0,68	
Reichsstraße: 4570,4 kg		Reichsautobahn: 660,0	
Bremsarbeit je 100 km Reichsautobahn: 2,71 mkg		Reichsstraße: 370,0	
Reichsstraße: 389,0 mkg		Federeinschläge..... 640,0	
Ersparnis an Bremsarbeit auf der Reichsautobahn: 99%			

が出来ない。走行試験の結果は表-10 の如くである。

測定装置中最も重要なのは速度記録装置 (Kienzle-Tachograph) (図-54) で図上には走行時間, 走行距離, 及實速度が記録される様になっている。在來國道では平均速度 71 km/h であるが自動車ではそれが極めて速く思はれ, 平均速度は 119 km/h でもいさゝかの危険も感じない。試験の結果得た Tachogramm は図-55 の如くである。

(a) 在來國道, 平均速度

70.9 km/h

(b) 自動車道, 平均速度

119.0 km/h

(c) 自動車道, 平均速度

70.0 km/h

試験結果

A 時間: 在來國道は其の

消道に 3 大都市 (市街電車を有す) 及 32 町村を有し約 61 km 即ち全延長の 38% は人口稠密地帯であり, 然も鉄道交叉 11, 交叉道路 219, 左方分岐路 343, 右方分岐路 401 を有するのみならず尙道越車輛 158 臺, 出會車輛 351 臺にて平均速度 71 km/h より出し得ず, 其の所要時間 2 h. 16 m, それに對して自動車道は危険もなく, 然も愉快に 119 km/h 以上の速度で走行出來所要時間約 1 h. 14 m. に過ぎず約 1 h. の節約が出來た。

B 費用: 在來國道の燃料

消費量は 16.67 ltr/100 km に對し自動車道では同一速度の場合 10.60 ltr/100 km にして 42% の節約を示し, 速度 119

km/h に於ても 16.95 ltr/100 km に過ぎない。(但しタイヤ、車体、ブレーキ其の他の損料は計量しない)

C 安全度: 其の他在來道はアクセレレーター之操作 597 度に對して自動車道は僅かに 5 度, ステアリングホイール操作は 570:1 の割合, 然もブレーキは前者の 491 度に對して僅かに 3 度であつた。尙歩行者, 自転

図-53. 試験自動車

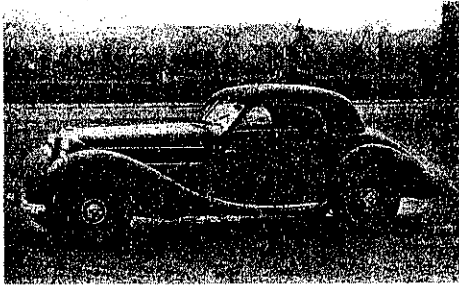


図-54. 速度記録装置

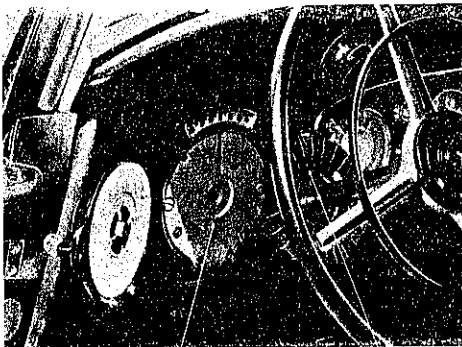
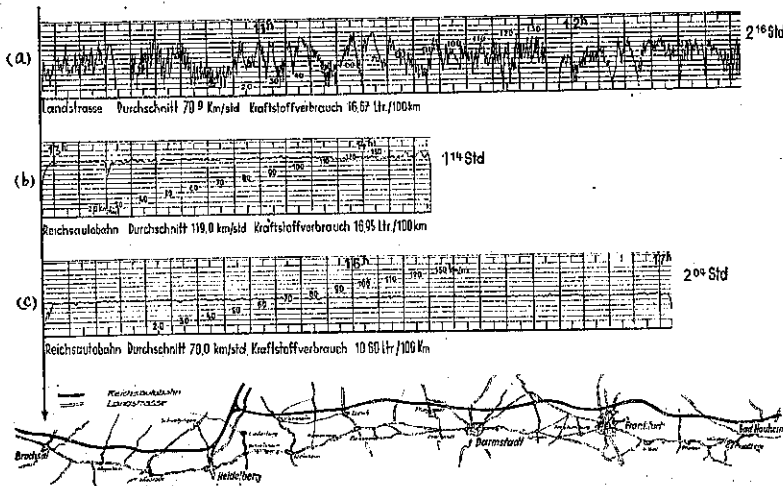


図-55. 試験結果速度圖



車を除外しても自動車の追越 158 臺出會 351 臺の道路と一般に 2 方向普通道よりも大なる幅員を有する一方交通の自動車道との安全度の比較は自明である。

結論: 1 車輛の試験結果を以て結論とは言ひ難いが大体次の如し。

(1) 一定車輛を使用し、一定道路を走行する場合は天候其の他の影響を受けるにしても一定の平均速度が決定出来る。勿論エンジンの効率も充分に使用されねばならない。

(2) 自動車道と一般道とを同一速度で走る時は所要時間に大差なきも燃料は前者に於て非常に節約される。

(3) 自動車道では容易に愉快に最高速度より 10% 位低い高速度で走行出来、時間の短縮となる。然も燃料消費量は一般道に比し特に増加を示してはゐない。

(4) 自動車道は其の完全性に於て遙かに一般道を凌駕する而も車輛には何等の無理を生じない。

(谷藤 正三)

(12) アスファルト舗装に於ける品質の改良

(Charles L. Shattuck, "Controlled Quality in Asphalt Paving" E.N.R. July 1, 1937. p. 25~28.)

デトロイト市はアスファルトで舗装された市街として知られてゐる。今日舗装街路の内 85% はアスファルトである。1904 年デトロイト市はアスファルト舗装材料を生産する爲に急進的にその設備を施した。そして舗

道構築の爲道路局を組織した。爾來アスファルト舗装の科学と技術とは急速に進歩して以前の精細なる材料と構築法の總ての標準を脱するに到つた。

デトロイト市道路局は街路のアスファルト舗装に用ふる混合物の嚴正なる均一性に重きを置いてゐる。之は一時的の考でなく半世紀の經驗を通じて得られた確信である。デトロイトは古都で自動車交通の發達しない前か

ら衛生及公共事業に對しては注意を拂つてゐた。アスファルト舗装は50年前に始まり今日盛に行はれてゐる。現在の状態を理解する爲には過去の幾分かを知る必要がある。

**市の管理:** デトロイト市の最初のアスファルト舗装は1887年パーバーアスファルト會社がフェリー街に舗装したもので、8000 yd<sup>2</sup> (2吋厚)に達し天然セメント基礎の上に構築した。それ以來此の都市に於けるアスファルト舗装は急激に増加した。而して全体の32000000 yd<sup>2</sup>の舗装街路の85%はコンクリート基礎の上のシートアスファルト又はアスファルトコンクリートである。實際には1904年迄アスファルト舗装は總て請負工事であつた。同年當市はアスファルトプラントを購入した。此のプラントは2基より成り一度に1000 lbsの舗装材料を混合することが出來骨材は總て容積比で配合される。アスファルト舗装を擔任する爲に Clarence A. Proctor がデトロイト市に請はれた。

1910年更に同型のプラントを2個購入し、前のプラントに沿ひ市の西部に据ゑた。そして急激に増大する舗装の需要に應ぜんが爲 1925年當市は2個のより大なるプラント(2000 lbs 混合機)を購入した爲に、生産は街路改良の連続的需要に應ずる様になつた。併し乍ら工事の大部分は再舗装及修理であつて新しく構築せられる大部分は請負により行はれた。

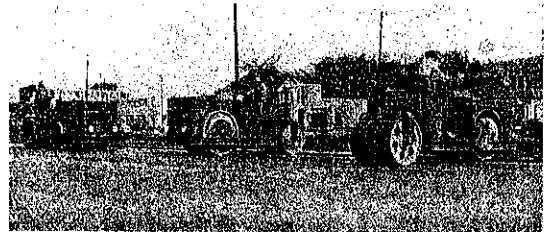
1935年30年間運搬せられた西部に在る二つのプラントを大きな近代的プラントに置きかへる爲競争入札が行はれた。此のプラントは國內に於ける最大の近代的なる單基の加熱混合機の一つであつて1936年に組立てられ作業に供せられた。而して1時間に80tのシートアスファルト舗装混合物を製造することが出来る。

現今デトロイト市所有のアスファルトプラントは必要に應じ1日8時間に付き加熱瀝青舗装混合物の1500t及常溫混合の約400tの瀝青混合物を製造することが出来る。當市に於ける年生産高は750000~1000000 yd<sup>2</sup>であつて大部分は當市の32000000 yd<sup>2</sup>のアスファルトを維持せんが爲の舊街路の再舗装及修理作業に用ひられる。多くのデトロイト市のアスファルト街路は25年以上経過して居り今日尙優秀な状態に在る。併し乍ら25年以前の交通に對して構築され而して最近主要街路となつた他の古い街路は近代交通の重量に堪ふる爲に再舗装の必要を生じた。

**プラント及舗装混合物の改良:** 現今デトロイト市の

アスファルトプラントの設備は1個の Hethering'on & Berner プラント及2個の Iroquois Iron Works プラントより成立つてゐる。前者は4000 lbsの混合機を備へ温度、秤量及混合の均一なる調節に對して最新式の改善せられたる特色を有する。後者は温度、秤量及混合の調節に關して最近の發案により作り替へられて近代化せられたもので兩者とも1935年に製作された。近年是等は常溫混合物をも取扱ふことが出来る様になつた。

図-56.



デトロイト市に於ける多年の経験によるとアスファルト舗装混合物は如何に注意深く設計されても均一に製造されなければ良質なる混合物と稱し得ない。而して是は温度、成分の秤量及混合に關して均一であることを意味する。均一なる混合物を得る爲には第1に近代的の優秀なるプラント、第2に凡ての混合物製造及街路構築作業の不斷の良き指導監督を必要とする。特別の調節は次の如く實行されてゐる。

**温度:** 當市のプラントに於ては骨材の温度の調節は入念に精査せられた乾燥機のオイルパーバーは乾燥機の出口にある機械装置に依て自動的に調節せられる。骨材の投入は乾燥機の火夫が周到に監視し、骨材の濕氣に對しては必要に應じて加減しながら投入者が調節する。

**秤量:** 目盛尺は骨材及アスファルトを計量しアスファルトセメントを計量するスケールに連絡してゐるソレノイドスイッチは正確なる量が計られる時自動的にアスファルト弁を開ぢる。夫れに依て大部分のプラントに於て起る誤差は除き得る。此のソレノイドスイッチは現今アスファルトセメント瓣を調節する爲に所謂エレクトリックアイ及空氣弁に置換される。

**混合:** 混合時間は限時鎖錠器に依て調節せられ、混合時間が締合材から表層材に急速に変化することが出来る様にクラッチで調節する設備を有する。限時鎖錠器は(1)締合材に對しては20秒の空練及25秒の本練、(2)シートアスファルト表層材に對しては20秒の空練及

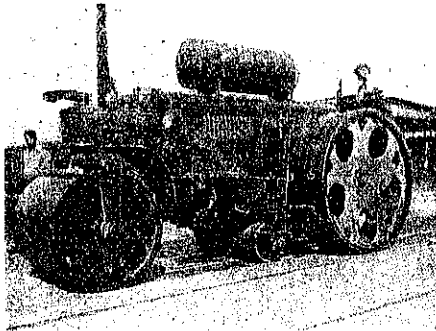


55 秒の本線、(3) 特別のアスファルトコンクリートに對しては 20 秒の空線及 55 秒の本線を與へる様に仕組れてゐる。シートアスファルトを混合するには第 1 に砂を半分計量する。それから填充材最後に砂の残りを計量する。混合機の羽は混合機内を隈なく攪拌する様に配置せられてゐる。

**一般の調節：** 晝間作業を始めるに當り先づ石が乾燥機に投入される。碎石貯藏槽が満されると砂の貯藏槽内にある石屑を除く爲に砂の貯藏槽をあける。そこで砂のみが投入される。貯藏槽が満されると中間層材及表層材の何れをも混合する用意が出来る。其の混合は材料の適當なる溫度及石粉で汚されてゐない適當なる加熱砂で行はれる。骨材計量器に連絡してゐるコンベヤーを有する石屑貯藏槽も亦調節系統の一部である。

**舗装方法：** 順調なる仕事に對しては通常大きな道路

圖-57. 補助ローラーを有するローラー



工夫の 1 組はローラーをかけるのが 2 人、レーキで振盪めるのが 4 人、ショベルで掻くのが 4 人、タンパーでならすのが 2 人、スムーザーで仕上げるのが 2 人、8 人の人夫及 1 人の監督より成立つてゐる。正規のシートアスファルト構築は準備された基礎の上に 1 1/2 in 厚の密な中間層及 2 吋厚の密なシートアスファルト表層を必要とする。再舗装に於ては之等の厚は勿論適用されない。即ち舊路面の状態、交通の形式、状態により異なる。

中間層用材料及表層用材料が基層又は舊路面に投出されると適度にショベルとレーキで振均す。兩者とも眞直に線を取り混合物が未だ暖かい間に不規則なる凹凸を直す。舊舗道を再舗装するに當つては充分に清掃し凡ての缺點を修理しそれから加熱アスファルトセメントの薄い塗布を施す。

ローラー設備は 10 t ガソリンタンデムローラー及 12

t 3 輪ガソリンローラーである。1 組の道路工夫に對しては 2 臺のローラーが割當てられるが時には街路の幅員及材料を撒布した廣さに応じて 4 臺のローラーを用ひる。輾圧は長く緩速度に縦、横及斜の 3 方向に行ふ必要がある。舗設仕立ての密なシートアスファルト混合物は充分に輾圧された場合に濡れた時に路面に光澤を生じ滑り易くなる。この滑り易きは交通により其の光澤が磨耗され砂粒の表面を露出する迄続く様に思はれる。近年デトロイト市は數回ローラーを通した後小さな撒布機に依て加熱したアスファルト表面に特殊の砂を軽く撒布して實驗した。

輾圧はそれから続けられる。而して數ヶ月の交通に依て磨耗した後の路面と同様な一種サンドペーパー仕上げをしながら確實に砂粒を表層に埋込む。斯くして仕上げられたシートアスファルト路面は滑らない外觀を變へない非常に満足すべきもので砂を適用することはポートランドセメントよりも遙かに安い工費である。斯る構築法は未だ全然採用されたことがない。

表-11.

種 別	中間層用材料 (種々の厚さの再舗装用)	表層用材料 (種々の厚さの再舗装用)
輾圧機燃料、漆布、燈用石油等の雜材料	\$ 0.0600	\$ 0.0690
混合所作業費	0.4853	0.4775
道路工事費	0.7025	0.6013
運搬費	0.4592	0.4518
間接費	0.8367	0.8374
材料費	2.3086	3.6432
噸當全作業費及材料費	\$ 4.9823	\$ 6.1603

1935 年から 1936 年の間に舗設された噸當りの中間層用材料及シートアスファルト表層用材料の平均工費は表-11 の如くである (修理の費用を含まない)。

(竹崎 忠雄)

(13) ネバダ州公道の綿布による補強

(“Cotton Fabric Reinforcing Used on Nevada Highway” Western Construction News, Aug. 1937 p. 293~294)

ネバダ州道路課維持係員はピラミット湖道路に綿織物補強舗装を施す工事を完成した。此の道路建設の革新は未だ試験的性質のもので州道路課と聯邦政府道路局と共同して行はれた。現在の試験はスパークス町の北 B 街の交點に始まり、古いウエゼキンド嶺山の向ふ I

哩半に至るまで続く 3 哩に限られてゐる。最近の施工は 1 哩半の部分に綿織物を使用したのが第 1 区域で残りの部分は事情の許す限り速かに施工する筈である。

スパークスはリノ市の東方約 3 哩に位する人口 5000 の町である。南太平洋鉄道會社は此の地に重要な修繕工場を有してゐる。B 街は主ピラミット湖道に至る主要なる市出口である。古いウエゼキンド鐵山は金や銀を數年前には 250 000 弗を生産したのであるが今では廢鐵である。試験が行はれてゐる部分はレノ市の 5 哩北東である。

此は交通量の大きな道路に綿製薄膜を使用し本州に於て完成したる此の種工事の最初である。此の結果は注意深く記録され州及聯邦道路局により其の成果が注目されてゐる。

本方法の發案者による綿製薄膜補強の長所は次の如くである。是れは表層の密結合材料となり保護被覆となつて基層を一層固く凝固させる、従つて道路舗裝の磨滅に對し大なる抵抗力を與へる。本材料は又基層下から昇つて來る濕氣或は路面から滲透する濕氣に對する密閉材となる。道路の上層の構造を一層鞏固に其の分解を防護する。

ノースカロライナ州内では道路は随分濕氣に接する氣候状態であるが、綿織物を試験的に使用して既に 1 冬を經過したが、綿織物を使用した部分は現在に至る迄立派な状態で残つてゐる。ノースカロライナ州の此の方法の試験には同州官吏が種々の品質の綿織物を保護被覆として 100 哩に使用する爲に材料を給與せらるゝ様に北米合衆國農務省に陳情したのであつた。

ネバダ州試験の材料は州道路課に寄附されたのであつた。

道路課では濕氣と交通量の關係からピラミット道路に施工する事にした。ネバダ州の状態の代表的試験が此の道路により得られると信じられてゐる。

綿織物は幅 8 呎長さ約 500 呎の巻軸で運搬され重量と目の寸法により等級分類されてゐる。材料は 3 等級即ち細目、中等、粗目と分れ白色で搬入された。

ピラミット湖道路の試験には 4 種の區分が定められた。第 1 區分は細目織物を使用し、第 2 區分は中等を使用、第 3 區分には粗目のものを使用した。第 4 區分は同長で同じ道路部分で同様の舗裝したが綿織物を使用しなかつた。此の部分と同じ交通状態の下に於ける比較の基本を與へるが爲になされたものである。

綿織物の敷均しは簡單である。綿薄布を以て補強し

たる瀝青舗裝とは、油を塗布したる基層上を綿薄布を以て被ひ補強しアスファルト碎石を基層の上に施したるものである。

路面は最小幅員 20 呎にして横断勾配が  $\frac{1}{16}$  以上ある基層の搗固めたる一様にして滑らかなる表面の構造より出来てゐる。此れ迄の路面は低所や不均衡な部分を除き形狀を修正した。先づ水を撒布し蒸氣軋圧機を以て搗固めた。

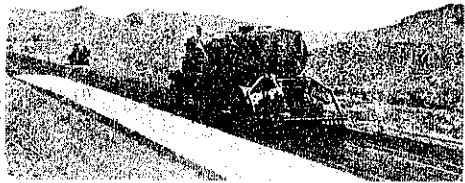
表面を搗固め終るとアスファルト道路用材料の第 1 被覆を 1 平方碼に付き 1/4 から 1/3 ガロンの割合で 90 呎幅員の表面に施工した。そして乾燥する様に置かれた。次に表面のばらばらの物質を掃き除いた。

第 1 被覆のアスファルト材料が乾燥すると滲透性乳劑の 1/8 ガロンの粘性被覆を施工した。此の粘性被覆を施工して直後綿薄布を以て粘性被覆を被ひ道路の方向に敷きのべる。次に碎石と砂礫をふるつたのを 1 平方碼に付き約 20 封度の割合で綿薄布の上に撒布した。第 2 の滲透乳劑が次に約 1/4 から 3/8 ガロンの割合で塗布された。次に碎石を 1 平方碼に付き 10 封度の割合で直ちに撒布された。次に表面を軽く掃いた。此

圖-58.



圖-59.



の作業の後表面を軋圧した。

綿薄布を敷く爲に道路課では運搬し易い道具を作つた。此れは軽く 2 人で運搬出来其の上に綿布巻をのせられる。此れにより綿布は容易に解き敷かれる。7 月の第 1 週の 1 日で 1800 呎の綿布使用表層を完成した。

道路のある開始點に於て綿布巻の端を道路の表面に

礎着させた。次いで綿布巻を乗せた道具を前方に進め綿布巻を解いて行き後から 2 人夫が其の綿布の両端を定位置に踏み付けて進んだ。敷きのべられ終ると綿布を路面に礎着せしめる。綿布は約 8 吋だけ端を重ね合せた。

此の試験には州に補強用材料が只で與へられたので試験して見るに充分なる價值があつた。ネバダ州道路を此の方法を以て補強するや否やは一に本試験の結果に懸つてゐる。然し此の結果は少く共 1 ケ年後でなければ判明しない。

綿薄布に對する構造令は次の如く定められてゐる。

表-12.

種 別	A-1	B-1	C-1
1 平方碼に對する重量 (オンス)	5.30	4.25	3.20
經 絲 の 數 (毎 1 吋)	12	9	7
緯 絲 (毎 1 吋)	12	9	7
幅 員 (吋)	90	90	90
破 裂 強 度			
經 絲 (吋 度)	45	35	25
緯 絲 (吋 度)	45	35	25
平均 1 卷の長さ (碼)	160	211	264
平均 1 卷の重さ (吋度)	142	140	130

本試験に使用したる材料の量は、碎石 700 t, アスファルト材料 16 000 ガロン, アスファルト乳劑 20 000 ガロン。

綿薄布はネバダ州には無償で聯邦政府から與へられたのであつた。 (中谷 茂壽)

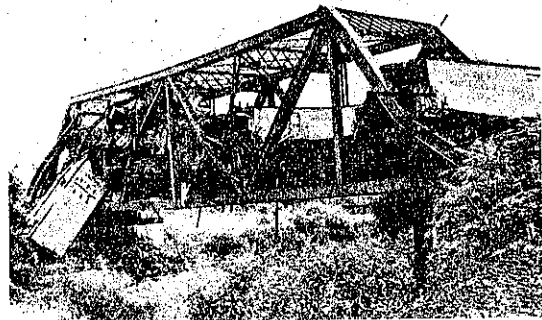
鉄 道

(14) 鋼トラス橋が墜落を免れた珍しい列車顛覆事故

("Unusual Train Wreck Fails to Dislodge Steel Truss" E. N. R. Oct. 7. 1937. p 600~601)

去る 9 月 4 日 Pittsburgh & West Virginia 鉄道の Pittsburgh の西 Pennsylvania 州の Bridgeville に於て貨車が径間 150 呎の下路式ワーレン鉸結トラス上に積み重つて床組から上部横構迄を塞いでしまつた畸形的棒事が起つた。それは複線橋上の怖い事故であつたが、橋梁は崩壊せずに、今損傷した部材を取換へて修理中である。図-60 の手前に示す北側トラスは僅かに 2 個の部材が破壊損傷を免れたのみであつた。南

図-60.



側トラスでは 4 個の腹材が屈曲し、或る垂直材が破壊された。P. & W. V. 鉄道會社の保線技師で附帶報告を提出した F. L. Riddle に依ると、完全なる崩壊を免れたのは多分此の南側トラスが其の機能を継続し、床組及上部横構の協同に依つて北側トラスを支えてゐることに依るものだらうと云つてゐる。

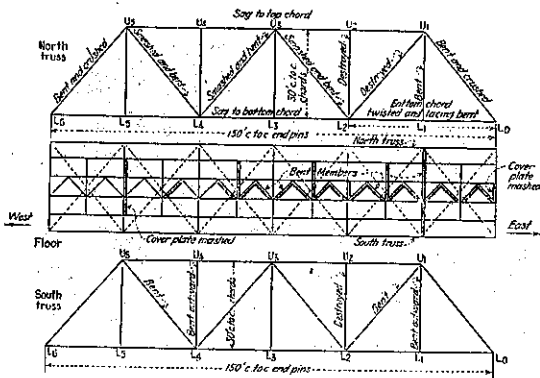
此の事故は東部地方行急送貨物列車の第 8 輛目の貨車の焼けた車軸の軸頸に原因すると考へらる。其の缺陷ある貨車は鋼板を積んでゐたが、橋梁の西側で脱線して後、橋梁を通り抜けて、19 輛の後続車を脱線させてしまつた。脱線貨車の内 10 輛がトラス橋上に積み重なり、冷蔵車 1 輛が北側トラスを突き抜けて Charters Creek の河底に墜落した。此の列車は時速 35~45 哩にて進行して居たと云はれる。

此の橋梁は元アメリカ橋梁會社に依り 1902 年に架設され、クーパー E-40 荷重に對し設計されてゐた。1936~37 年に此の橋梁はクーパー E-65 荷重の相當荷重に耐え得る様に補強された。此の最近の補強と此の橋梁の優秀條件が此の顯著な抵抗力の重大因子だと信じられる。

トラスの修理: 此の事故後直ちに最初の中間床桁は結構柱にて支へられ、之に依り橋梁の各端部に於て起重機を操作して事故の後始末を業に行へた。それから他の全床桁は杭足場に依り支へられ、交通を開始した。

個々の部材に對する損傷の範圍は図-61 に示す。損傷は列車が走行してゐた軌道に近接せる北側トラスに於て最大であつた。兩方の端柱は強打され軸線より曲げ出された。2 個の垂直材は破壊され、垂直材  $U_1-L_1$  は非常に曲げられた上部、下部兩方の連結は保たれた儘だつた。1 個の斜材は破壊され、3 個は非常に強打され曲げられた。 $L_0$  から  $L_2$  の間の下弦は振られ竣工は曲

図-61. トラスの損傷箇所



げられ上弦は軸線から外れてゐた。  
 南側トラスは斯る大なる損傷から免れた。即ち垂直材  $U_2-L_2$  が唯一の破壊された部材であつた。他の2個の垂直材が2個の斜材と同様に非常に曲げられたが、上部下部の連結は保たれた儘であつた。  
 床構にては東端の床桁と最初の中間の床桁が上部突縁を非常に強打されて居た。又床構に於ける 夥しき横構及横桁は曲げられたが全ての連結は保たれて居た。此の事故に依りアンカーボルトは引き弛められ、全トラスは4吋その位置を動かされた。(新司延次郎)

雑

(15) アムステルダム公園競漕場

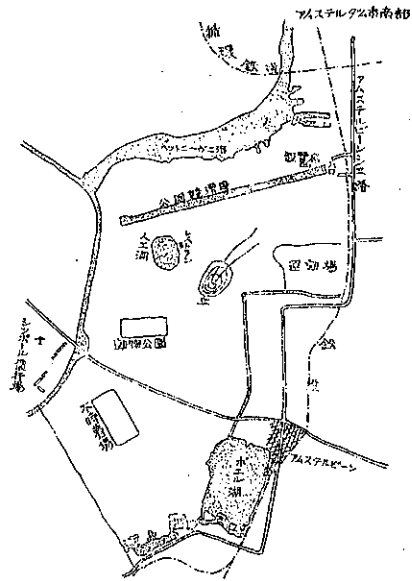
(Park Course of Amsterdam, 12頁のパンフレット)

アムステルダム市の公園競漕場は昭和12年6月12日ウイルヘルミナ女王陛下の合臨を仰ぎ正式に公開されたが、本コースは市の南部“ポルダー”地方の海面下4m, 900haの公園内に設置されたものである。

この絶好の地に設けられた延長2200m, 幅員65m, 水深2mのコースは歐洲唯一のもので、恐らく世界を通じて唯一のものであらう。コースは西より東へ走り附近には若齡の樹木が風を防ぐべく植付けられてある。

空からの客は東部方面よりアムステルダムに來り、直ちにオリンピック競技場と飛行場との間に横はる細長いリボン狀のコースに達する事が出来る。春夏の候にはこの公園競漕場の北部湖面上には無数の小ヨットの白帆も見える。

図-62. アムステルダム公園及公園競漕場一般図



市から來る客はオリンピック競技場前の廣場を横切りアムステルビーンシェ路と稱する幅28mの廣路を行く半半哩にして右折すれば其處が公園競漕場である。その前面には1200臺駐車出来る大駐車場がある。タクシー駐車の爲には觀覽席へ行く道路の近くに他の駐車場がある。

廣い階段を下り平場に出ると、そこからコースとその周圍の美しい眺めが見える。下には大艇庫と選手更衣場があり、その前面に水平に延びた2200mのコースが横たはつてゐる。

図-63. 公園競漕場平面図

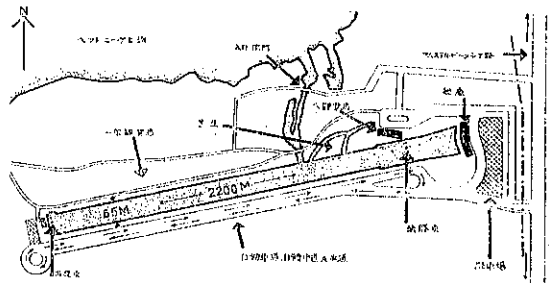
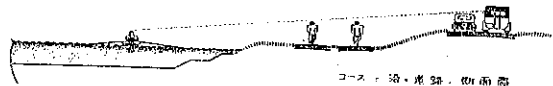


図-64. コース沿道路横断面図



**2400人を収容する観覧席：** 附近環境のうち最も顯著なものは現代式の大観覧席である。この観覧席は2400人を収容し得て、その同じ側の北岸には柵を圍らし、ゆるい傾斜の芝地には樺木が生ひ、こゝを人々は散歩し或は出發點からコースを力漕して來るクルーを見物する事が出来る。

又自転車、自動車或はバスでクルーについて走らうとする人々の爲の設備も出來てゐる。コースの南側には6.5mの自動車道があり各3m幅の自転車道及歩道がある。歩道はレースの時は自転車道として利用される。この兩者は自動車道より下位にあり、自転車の人は自動車の人の視線を妨げない様に出來てゐる。この道路にて約500人の人々が自動車でレースをつけて行く事が出来る。又同数の自転車も走行出来る。

通信員及無線放送員は各自の自動車でレースの後を追ひ、競技クルーの有様を正確に報導する事が出来る。

コースの兩端自動車道はループになつてゐて、車は全部が何等遲滞なく運行出来る様200mの半径になつてゐる。

**技術上の構造：** コースの出發點は兩端（ハーレメル海の循環運河の近く）にあり、決勝點は東端にある。決勝點の方には艇庫、出發點の方には7つの棧橋、クルーに隨くモーターボート用の小港、レースを待つボート用の數個の棧橋がある。又クルー用の有蓋避難所がある。

クルーをして直線コースを進行せしめ得る様にする爲、コースの上に規則的間隔を以て配置した方向マークがある。而して5つ迄のクルーが同時に出發出来る様になつてゐる。

出發點、500m、1000m及1500mの地點には觀測所がある。こゝからは決勝點附近の小屋にあるアナウンサーと直接電話で連絡が取れる様になつてゐる。この小屋には又審判員及競漕會の總務がある。

レース中に出發點に向つて漕いで行くクルーはコースの數個所に設けてある特別の入漕にをて、レースを妨害しない様に出来る。

1000mの所に婦人クルー用の棧橋がある。婦人クルーは1000mコースをこゝから出發するのである。

艇庫は廣いタイル張りの土臺で、數個の棧橋を有する7つの部屋に分れ、各々練習装置を備へてをる。部屋の兩側は4層になつてゐて、70~90の艇を格納出来る。競漕ボートが非常に大きくて艇庫に納まらないときは、格納テントを決勝點近くの2つの島に張る事が出来る。

艇庫の兩側には8つの男子用及4つの婦人用更衣所がある。部屋は大きく、明るく、空氣の流通がよい。温水、冷水シャワーも設備してある。

コースは特に建設した開門を以て外海たる“ニューヴェ”海に接続してをる。この海面はコース水面より約4m高く、必要な場合ボート、カヌーの如き軽い船をかつぎ上げる様にした斜路がある。

コースの全競漕延長は2000mであるから總ての國內及國際漕艇選手權試合はこゝで催す事が出来る。

**附屬設備：** レースを見物する一般觀衆に對する設備は先づ大観覧席である。之は競漕クルーの出發から決勝迄を完全に見える様な角度に設置されてをる。各坐席に對し4つの階段があり、その内前の2つは役員席に通ずるものである。観覧席の周圍は全部芝生で、1000人の觀衆を収容し得る。こゝからもレースは良く觀取出来る。

観覧席には新聞記者用の特別席がある。その各坐席はタイプライターの打てる様に出來てゐる。そして數個のものには直接電話も取付けてある。

観覧席の下道路面にはレストランがあり、各種の飲食物を提供してゐる。直ぐ近くには携帯品預り所を一緒にした豫備の部屋がある。

又観覧席の下には電話電報のきく郵便局があり、12の自動電話室を有する。郵便局の局長はレースのある時は國內及國外への連絡をこゝでとつてゐる。斯くの如くして、國際レースの結果はレース直後直ちに歐洲主要各都市へ報導される。こゝには又新聞社の便利を考へ、國內及外國新聞記者へ直接連絡の出来る様にした無電室もある。更に競漕會役員用の部屋もある。

總覽席の下第1階は警察及新聞社の部屋、擴張機調節室、電話交換室であり、同階の中央には觀覽者接待廣間がある。その一方の端の部屋は印刷室で、印刷の結果がレース直後各新聞社へ送られる様になつてゐる。

コースの決勝點にある前述の小屋は殆ど總ての各重要地點と電話連絡がとれ、こゝにはアナウンサーがゐて、時々刻々現代式のヒリップス擴張機で観覧席及その附近の觀衆その他レースをしてゐないクルーへコースの出來事を通知する。その側にはコース各觀測所より電話を以て知らせて來る通知を受取る人がゐて、その通知をアナウンサーに知らせる。

この放送機は又電氣蓄音機にもなる。

観覧席及其附近に對しては入場料をとるが、北岸の大部分は無料である。總ての觀衆に對し又自転車置場

も備へてある。

工 事： アムステルダムにこの唯一の競漕場が出来るとしては 1933 年 5 月 24 日市會の決議に基くものである。この決議は數多の勞働計畫を含めたものであるが、第一の目的はアムステルダムの近郊に於て失業者の大規模の救済と云ふ事にあつた。この計畫は大成功を以て迎へられ、最初は 200 人の勞働者を使役し、其の後艇庫、觀覽席、道路の計畫が進んで來た時分には 400～500 人を數へた。昭和 12 年の全計畫の完成直前には 1100 人の勞働者を使役した。そして 981 000m<sup>2</sup> 以上の土をこの 3 年間に動かしただけである。

自動車道路は全延長 6 km、自転車道及歩道は 25 km、其の他に 3 300 ha の土地を他の方法で整地した。閘門、艇庫、觀覽席その他數多くの橋梁もこの期間内に出來たのである。

コースの全工事費は現在完成せる結果にて 2 700 000 fl. (300 000 £) である。

財政的の犠牲も確かに大きい、又反面その利益は之に匹敵する程大きい。何百の人々には職を與へ、アムステルダムには世界無比の競漕場が出来た事を思へば。更にこの競漕場建設は公園計畫の一部である事を忘れてはならぬ。即ち近郊には娯樂運動場の計畫があつてこゝには 75 萬人以上の人々にスポーツと休養の機會を與へる事が出来る。

全公園は 900 ha の表面積で、設計は美しい水、森を含めたものである。リッチモンド公園、ブローニョ公

園も之と同面積のものである。こゝにも亦失業者は仕事を與へられるので、約 1 000 人以上の人々が更に 5 年間こゝに働く事が出来るのである。

公園完成の曉には各種の趣味に迎合されるであらう、即ち散歩する人々には 75 km の道路が出来、自転車に乗る人々には 37 km の自転車道が出来。大湖水及馬場の近くにあるレストランへは車でも行ける。又カーを以て公園水面を利用すれば、公園内各所へも行ける。丘の上からは水面下約 4 m の地にある森の美しい眺を見る事が出来るであらう。

觀覧庭園、迷路、運動場、各種競技場、人工湖水、野外劇場、日光浴芝地、禽鳥園、青年宿舍、動物公園、植物園等は更に計畫に含められてゐる主なものである。之等計畫のうち先づ最初にこの競漕場が完成したのである。

その他の競技： 現在はコースが漕艇用に大いなる成功を収めたが、更に他の競技にも之が利用出来る。即ち例へばカー、モーターボート、競泳、更に冬季は季節が許せば氷上レースも出来る。スケートレース、アイスホッケー競技も考へられる。之等に就ては艇庫近くのコース水面に種々の施設が備へてある。

既にコース及其の附近地は無數の人々に愉樂を與へてゐるが、國內の人々ばかりでなく、海外の人々にとつてもこのコースは大いなる注目的である。漕艇選手、艇専門家及運動記者等は歐洲に於ける最も美しい競漕場であるとの意見を持つてゐる。(五十嵐醇三)