

抄 録

第 28 卷 第 8 號 昭和 17 年 8 月

應 用 力 學

(56) 矩形移動荷重による半無限弾性體表面の變形 ..... 747  
 (57) 金屬の衝擊抵抗に關する研究 (第 1 報) (衝擊應力の推算)..... 748  
 (58) 耐爆構造に關する理論的研究 (第 4 報) 兩端彈性支持の壁體に就て..... 750  
 河 川  
 (59) Mississippi 河の Bonnet Carré 分水路 ..... 752  
 堰 堤  
 (60) Grand Coulee 堰堤水理模型實驗 ..... 755

應 用 力 學

(56) 矩形移動荷重による半無限弾性體表面の變形

(佐藤泰夫, 力武常次, 地震, 14 卷 5 號 昭 17. 5., p 1-13. 最上武雄 抄)

荷重が矩形内に一樣に分布し, 其の移動速度が彈性體の波の速さより遅い場合に彈性體の變形がどんなになるかと言ふ事を數理的に調べた。x, y 軸を表面に z 軸を内部に向つて正とする。基本式は代表的に u の方程式を書けば

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = (\lambda + \mu) \frac{\partial \Delta}{\partial x} + \mu \nabla^2 u \dots\dots(1)$$

(1) の解で z → ∞ の時 0 となるものは

$$\left. \begin{aligned} u &= - \left( -\frac{i\xi}{h^2} A e^{-\alpha z} + \frac{\beta}{nk^2} B e^{-\beta z} \right) e^{i(\nu t - \xi x - \eta y)} \\ v &= - \left( \frac{i\eta}{h^2} A e^{-\alpha z} + \frac{\beta}{\eta k^2} B e^{-\beta z} \right) e^{i(\nu t - \xi x - \eta y)} \\ w &= - \left( -\frac{\alpha}{h^2} A e^{-\alpha z} - \frac{i\xi^2 + \eta^2}{\xi \eta k^2} B e^{-\beta z} \right) \\ &\quad \times e^{i(\nu t - \xi x - \eta y)} \end{aligned} \right\} \dots\dots(2)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{但し } h^2 &= \frac{\rho \nu^2}{\lambda + 2\mu} \quad \alpha^2 = \xi^2 + \eta^2 - h^2 \\ k^2 &= \frac{\rho \nu^2}{\mu} \quad \beta^2 = \xi^2 + \eta^2 - k^2 \end{aligned} \right\} \dots\dots(3)$$

$$\left. \begin{aligned} xz &= - (P_1 A e^{-\alpha z} + S_1 B e^{-\beta z}) e^{i(\nu t - \xi x - \eta y)} \\ yz &= \frac{\eta}{\xi} xz \\ z^2 &= (P_2 A e^{-\alpha z} + S_2 B e^{-\beta z}) e^{i(\nu t - \xi x - \eta y)} \end{aligned} \right\} \dots\dots(4)$$

$$\text{但し } P_1 = i\mu \frac{2\alpha\xi}{h^2}, \quad S_1 = -\mu \frac{2(\xi^2 + \eta^2) - k^2}{\eta k^2}$$

$$P_2 = -\mu \frac{2(\xi^2 + \eta^2) - k^2}{h^2}, \quad S_2 = -i\mu^2 \beta \frac{\xi^2 + \eta^2}{\xi \eta k^2}$$

荷重は x 軸上を V なる一定速度で動くとし, 解の中 x - Vt の形のものを選び出す様にするれば

$$p = \xi V \dots\dots(5)$$

$$\text{又 } z=0 \text{ で } \widehat{xz} = \widehat{yz} = 0 \quad \widehat{z^2} = F(x, y, t) \dots\dots(6)$$

とし荷重は長さ 2l 幅 2e なる矩形内に Q なる密度で分布してゐるとする。さうすれば

$$F(x, y, t) = \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} \frac{Q(e^{i\xi t} - e^{-i\xi t})(e^{i\eta e} - e^{-i\eta e})}{4\pi^2(i\xi)(i\eta)} e^{-t(\xi(x-Vt) + \eta l)} d\xi d\eta$$

(4) を ξ, η で積分した形にしておいて境界条件を使へば

$$\begin{aligned} P_1 A + S_1 B &= 0 \\ P_2 A + S_2 B &= R, \quad R = \frac{Q}{4\pi^2} \frac{e^{i\xi l} - e^{-i\xi l}}{i\xi} \frac{e^{i\eta e} - e^{-i\eta e}}{i\eta} \end{aligned}$$

$$\therefore A = R\mu \frac{2(\xi^2 + \eta^2) - k^2}{\eta k^2 \Delta}, \quad B = Ri\mu \frac{2\alpha\xi}{h^2 \Delta}$$

$$\begin{aligned} \text{茲に } \Delta &= \frac{\mu^2}{\eta h^2 k^2} [4\alpha\beta(\xi^2 + \eta^2) - \{2(\xi^2 + \eta^2) - k^2\}^2] \\ &= \frac{\mu^2}{\eta h^2 k^2} \Phi(\xi, \eta) \end{aligned}$$

これを變位の ū に入れて, z=0 とすれば

$$\left. \begin{aligned} u_0 &= \frac{i}{\mu} \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} \frac{\xi}{\eta} [2(\xi^2 + \eta^2) - k^2 - 2\alpha\beta] R / \Phi e^{i(\xi(x-Vt) + \eta y)} d\xi d\eta \\ w_0 &= -\frac{i}{\mu} \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} \{\alpha k^2 R / \Phi\} e^{-i(\xi(x-Vt) + \eta y)} d\xi d\eta \end{aligned} \right\} \dots\dots(7)$$

$$\text{今 } \xi = \int \cos \varphi, \quad \eta = \int \sin \varphi$$

$$A = 4leQ$$

$$C_1 = \frac{V}{\text{縦波の速度}}, \quad C_2 = \frac{V}{\text{横波の速度}}$$

とすれば (7) の第二式の實部をとり

$$w_0 = \frac{C_2^2}{16\mu\pi^2} A \int_{-\pi}^{\pi} \frac{\cos \varphi}{\sin \varphi} g(\varphi) h(\varphi) d\varphi$$

但し

$$g(\varphi) = \sqrt{1 - C_1^2 \cos^2 \varphi} / \left\{ \left( 1 - \frac{C_2^2}{2} \cos^2 \varphi \right)^2 - \sqrt{1 - C_1^2 \cos^2 \varphi} \sqrt{1 - C_2^2 \cos^2 \varphi} \right\}$$

$$h(\varphi) = \int_0^{\infty} \frac{\sin(Sl \cos \varphi) \sin(Ss \sin \varphi)}{l^2 s^3} \cos S \times \{(x-Vt) \cos \varphi + y \sin \varphi\} dS$$

そこで、 $C_1, C_2$  が小さいとして  $g(\varphi)$  を展開し少しく詳細に研究した。さうすると全く静荷重を受けた場合の變形の項と、さうでない項とに分かれ前者は  $(x-Vt)$  の因子に依り移動し、これに比し後者は甚だ小さい。汽車が地上を走る場合を考へると時速 100 km 程度迄の時は此の様に扱ふ事が出来る。

(57) 金属の衝撃抵抗に関する研究 (第 1 報)  
(衝撃應力の推算)

(浅川勇吉, 日本機械學會論文集, 1942, No. 30 號. p. 8~13, 新田 亮 抄)

本論文は衝撃破断に要するエネルギーに關しての研究實驗結果に基づき破断エネルギーと屈曲角との間に簡単な比例的關係のある事を創見し、この事實に立脚して衝撃破断應力の算定を試みたものである。

(1) 實驗材料並に實驗方法

實驗に使用した材料は瑞典鋼の各種 (0.05; 0.10; 0.3; 0.5; 0.7; 0.9; 1.3% 炭素鋼) と市販の黄銅とである。

これ等の材料は適當の温度に焼鈍された後所定の加工作用を與へられ、次で衝撃破断試驗に依て破断エネルギーを決定した。この加工作用としては圖-1 に示す如き繰返衝撃作用を主として使用し、若干のものに就ては小野式彎曲疲試驗機を使用して繰返彎曲作用を與へる。尙衝撃エネルギーの決定には標準型シャルピエ試驗機を用いた。

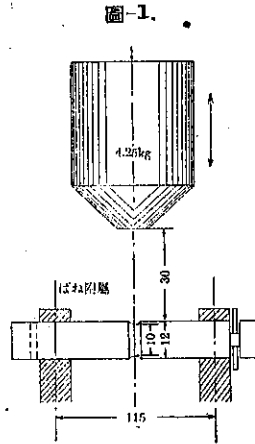
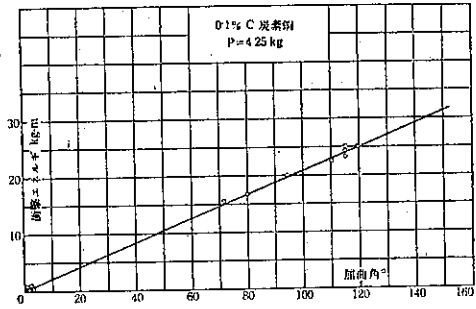


圖-1.

(2) 實驗結果

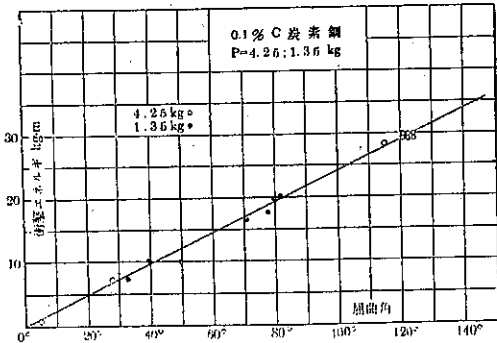
(a) 先づ 0.1% 炭素鋼に就て落槌の重量 (P) 4.25 kg を使用して衝撃回数 (N) を種々に與へ、これに就て破断エネルギーと試験片の呈する屈曲角との關係を求めた。この結果は圖-2 に示す如く 1 箇の直線で見られ、

圖-2.



且 0 點を通過すると云ふ注目すべき結果を得た。斯る事實は別の實驗 (P: 4.25, 1.35 kg) に就てもその軌を一にしたのを認めた (圖-3 参照)。

圖-3.



特にこの場合は落槌の重さ P の値の異なるにも拘らず、同一直線を取るといふ頗る興味ある結果を見るものである。即ち加工作用の強弱、多少に拘らず破断に於ける抵抗状況の内容には何等異なる事の無かる可き事を暗示し、材料の實際的知識と對比して異とす可き事である。

従つて衝撃エネルギーに大小の差異あるは、單に屈曲角の大小と對比す可きもので、破断エネルギーに關して本質的に差異のないものである。この事は衝撃引張破断にも同様に認められるところである。

次に各種炭素鋼 (0.05; 0.3; 0.5; 0.7; 0.9; 1.3% 炭素鋼) 黄銅に就て上記と同様に實驗した處全然同様の結

果を得たのである。即ち各種材料に就ても全然同様に1箇の直線的關係が得られたばかりでなく、而も0點を

圖-4.

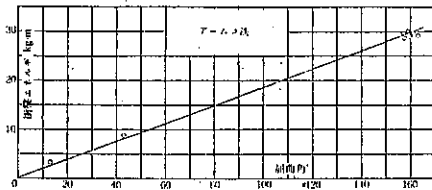
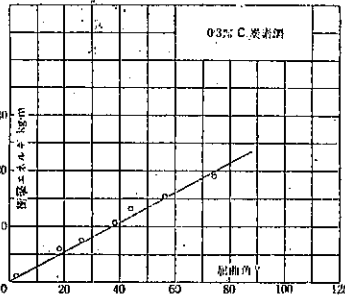


圖-5.



通過する事が知られる。圖-4~7 は炭素鋼の結果であり圖-8 は黃銅の結果である。

圖-6.

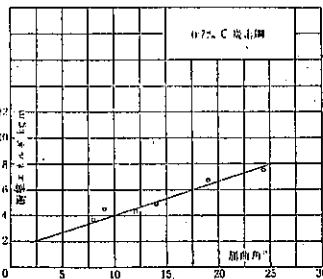


圖-5 (0.3% 炭素鋼) は落槌の重量 (P) 4.25; 1.35 kg の2種を使用した結果を同時に表示したものであるが、他の諸圖に見る如く全然1箇の直線關係をなせるは、上述の見解を更に確認する所である。

以上の諸結果を觀るに一般に破斷エネルギーが大なるものと思惟される低炭素鋼の如きは、單に屈曲角の大なる事を意味する。若し(破斷エネルギー)(屈曲角)を對照する時は決して大ではなく破斷エネルギー小なりとして知られてゐる高炭素鋼に比し頗る小なる事實を見るのである。

今此の(破斷エネルギー),(屈曲角)即ち比破斷エネルギーとも稱す可き數値を上述の各種材料に求め、それ

圖-7.

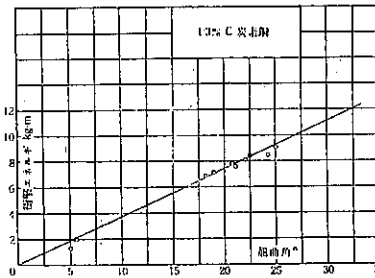
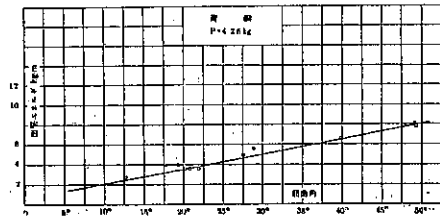


圖-8.

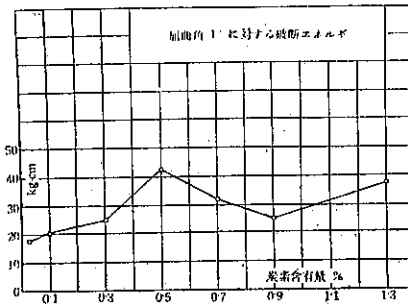


と含有炭素量との關係を表示すれば表-1 及圖-9 の如くなる。

表-1. 各種炭素鋼の單位衝擊エネルギー並に破斷應力

材料の種類	單位破斷エネルギー(kgm)		破斷應力 $\sigma_{max}$ kg/mm <sup>2</sup>
	$U/\varphi^\circ$ (角度)	$U/\varphi$ (ラジアン)	
アームコ鐵	0.18	10.4	118
0.1%炭素鋼	0.21	12.5	143
0.3 //	0.26	14.8	170
0.5 //	0.43	21.7	284
0.7 //	0.32	18.3	210
0.9 //	0.25	14.4	165
1.3 //	0.38	21.8	250
黃銅	0.16	9.3	107

圖-9.



(b) 破断エネルギーは變形量の大小に比例して増加するものであつて、變形量の大小に拘らず破断の形式に同一内容を推知せしむる所であつて、茲に應力計算の可能性がある譯である。棒の曲げに要するエネルギー  $U$  は

$$U = M\varphi/2 \quad M; \text{曲げモーメント}$$

$$\varphi; \text{撓角}$$

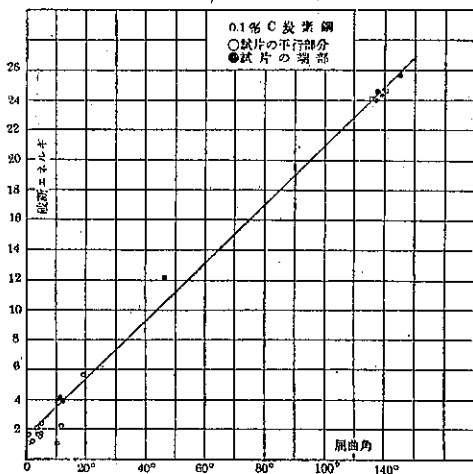
$M = \sigma_{\max} Z, Z = \pi d^3/32, d$ : 試料の直径  
比破断エネルギーは  $U/\varphi$  に相當するから

$$U/\varphi = \sigma_{\max} \pi d^2/64$$

上式に表-1 の値を代入すれば、各種炭素鋼、黄銅に就ての破断應力は算出し得。この値も亦表-1 に表示する通りである。

(c) 加工作用として繰返彎曲作用を變へた場合の破断エネルギーと屈曲角との關係を求めたものが圖-10, 11 に示す通りである。圖-10 は 0.1%, 圖-11 は 0.3% 炭素鋼の種々な應力サイクルの下に破断したものに並に破断しないものに就て得た結果である。この結果は破断エネルギーと屈曲角との關係は以上の各圖に見ると同様な關係を持つばかりで無く、而かもそれ等の比破断エネルギーは、上述の落槌作用を加へた場合の 0.1%, 0.3% 炭素鋼の結果(表-1, 圖-2, 3) と殆んど同じ事實があることである。

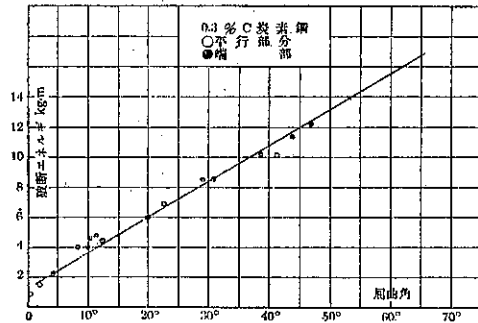
圖-10.



(d) 局部的加工材料に對する加熱効果の顯著性と著しい破断エネルギーの減少を説明し、加工回数と加熱効果に就き論及してゐる。即ち衝撃破断エネルギーは局部的加工作用を受けたもの、低溫加熱したもの、に就て著しく影響を與へ、例へば 0.1% 炭素鋼 S 如きは常溫に

於ては 30 kgm なるも、100°C, 200°C 加熱効果として 1.25 kgm, 0.30 kgm に激減する。尙この現象に關する實驗的結果を示す圖は本文を参照されるがよろしい。

圖-11.



(58) 耐爆構造に關する理論的研究(第4報)  
両端弾性支持の壁體に就て

(建築雜誌, 第 684 號, 76-78, 新田 亮 抄)

壁體の兩端に集中質量があり且つ之が彈性的に支持されてゐる構造物の爆壓に依る振動に就き論究された論文を紹介する。今構造物の振動性を解析するに便なる爲圖-12 の如く單位幅の壁體を採り  $x, y$  に關する座標を選び之に棒の振動式を適用し爆壓に依る變形を求めたのである。

以下式中の記號を示せば

- $l$ ; スパン [cm]
- $M$ ; 端部質量 [kg sec<sup>2</sup>/cm]
- $c$ ; 支持弾性力 [kg/cm]
- $N$ ;  $\frac{Et^3}{12(1-\nu^2)}$  版剛度 [kg/cm<sup>2</sup>]
- $t$ ; 版厚 [cm]
- $E$ ; ヤング係數 [kg/cm<sup>2</sup>]
- $\nu$ ; ポアソン比 [0]
- $\rho$ ; 版の密度 [kg sec<sup>2</sup>/cm<sup>4</sup>]
- $A$ ; 斷面積 [cm<sup>2</sup>]

1. 爆 壓

爆壓が壁面に一樣に加はる場合、その時間的變化を既述の小距離形曲線にとり

$$p = \frac{P_0}{\kappa} e^{-2\kappa} \sin St$$

式中

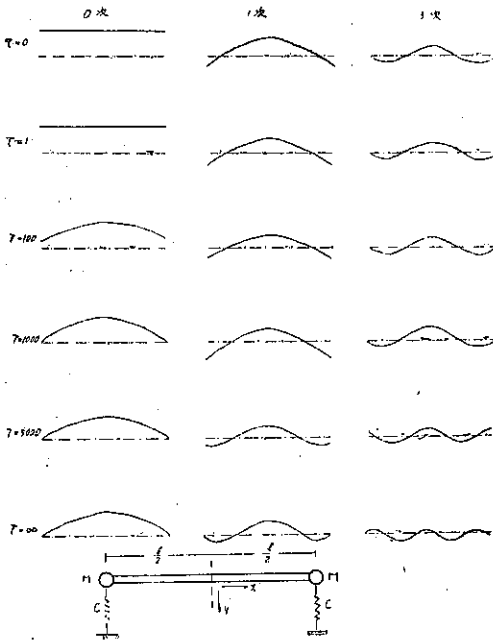
$p$ ; 單位面積當の爆壓

- $p_0$ ; 単位面積に加はる最大爆歴
- $\kappa$ ; 常数  $\rightarrow (0.176)$
- $t$ ; 爆歴が加はつた時よりの時間
- $S$ ; 爆歴固有振動数

2. 固有函数

圖-12 の如き壁體の各次固有函数は弾性力、端部質量に依り種々變化し圖の如き形を採るに至る。

圖-12.



之を數式的に見れば次の如くなる。

$$\text{固有函数 } u_s = \cosh \frac{m_s}{2} \cos \frac{m_s}{l} x + \cos \frac{m_s}{2} \cosh \frac{m_s}{l} x$$

$$\text{固有振動数 } m_s = \frac{m_s^2}{l^2} \sqrt{\frac{N}{\rho A}}$$

こゝに  $s$ ; 次数 (0, 1, 3, 5, ...)

$$m_s; \tanh \frac{m}{2} + \tan \frac{m}{2} + \mu \left(1 - \frac{\tau}{\mu m^2}\right) m = 0 \text{ の根}$$

$$\mu; \frac{2M}{\rho A l}$$

$$\tau; \frac{c l^3}{N}$$

3. 撓み

振動學に於て見る如く外力が各次固有振動成分の形に分れて作用し之が版に固有振動を強制するものとす

ると爆歴による撓みは

$$y = \sum s y_s = \sum s \frac{\beta_s p_0}{S^2 \kappa} u_s \phi_s$$

式中  $u_s$ ; 固有函数

$$\phi; A_{s1} \sin n_{s1} t_1 + B_{s1} \cos n_{s1} t_1 + C_{s1} e^{-2t_1} \sin t_1 + D_{s1} e^{-2t_1} \cos t_1$$

$$A_{s1}; -\frac{n^2_{s1} - 5}{n_{s1} \{(n^2_{s1} + 3)^2 + 16\}}$$

$$B_{s1}; -\frac{4}{(n^2_{s1} + 3)^2 + 16} = -D_{s1}$$

$$C_{s1}; -\frac{n^2_{s1} + 3}{(n^2_{s1} + 3)^2 + 16}$$

$$t_1; S t$$

$$n_{s1}; \frac{m_s}{S}$$

$$\beta_s = \frac{-4\mu' m_s \cos \frac{m_s}{2} \cosh \frac{m_s}{2}}{m_s \left( \cos^2 \frac{m_s}{2} + \cosh^2 \frac{m_s}{2} \right) + 4m_s (2\mu - \mu') \cos^2 \frac{m_s}{2}} \times \frac{1}{\cosh^2 \frac{m_s}{2} + \cosh^2 \frac{m_s}{2} \sin m_s + \cos^2 \frac{m_s}{2} \sinh m_s} \times \frac{1}{\rho t}$$

$$\mu' = \mu \left(1 - \frac{\tau}{\mu m^2}\right)$$

4. 有效爆歴成分

各次固有振動を強制する爆歴成分  $p_s$  は

$$p_s = p \rho t \beta_s \mu_s$$

にて表はされ圖の如き種々なる形と同じ形を採る。

今零次爆歴成分を見るに端部の成分値だけ各部の並進に費される。これは應力に關係無いものであるから全爆歴からの殘餘が變形を起す有效成分となるのである。

爆歴の零次成分の端部の値は

$$p_0 x = \frac{l}{2} = p \rho t \beta_0 \mu_0 x = \frac{l}{2} = 2 p \rho t \beta_0 \cos \frac{m_0}{2} \cosh \frac{m_0}{2}$$

となる故有效爆歴成分  $p_c$  は次の如くなる。

$$p_c = \left(1 - 2 \rho t \beta_0 \cos \frac{m_0}{2} \cosh \frac{m_0}{2}\right) p$$

之は端部質量と弾性支持力の大小に依り種々變化するものである。

河 川

(59) Mississippi 河の Bonnet Carré 分水路

“Bonnet Carré Spillway”  
(Corps of Engineers U. S. Army 1938 堀 武男 抄)

Bonne Carré 分水路は New Orleans を Mississippi 河の洪水から救ふために設けられたもので、同市の上流 26 哩の點から分水して洪水量を Pantchartrain を經てメキシコ灣に直接流すのが目的である。

この分水路の計畫は既に 100 年も前からあつたが、之が急に具體化したのは 1927 年の Mississippi 河の氾濫以後の事である。即ち 1928 年測量結果から分水路地點を決定し、同時にボーリングによる地質調査にかゝつた。

Mississippi 水系の最大計畫洪水量は 3 000 000 c. f. s. であつて、その中派川の Atchafalaya 河及 Morgauza, West Atchafalaya 放水路にその半分 1 500 000 c. f. s. が流れ、残りの 1 500 000 c. f. s. が本流を流れる。Bonnet Carré の分水路はこの中の 250 000 c. f. s. を Pontchartrain 湖に流すものである。

流量調節堰の部分にはボーリングにより杭の支持力、地下水の氣節的變化を調べた。特に土の支持力については載荷版による試験を行ひ、別に實驗室に於て上の内部摩擦角、粘着力、透水度等を求めた。

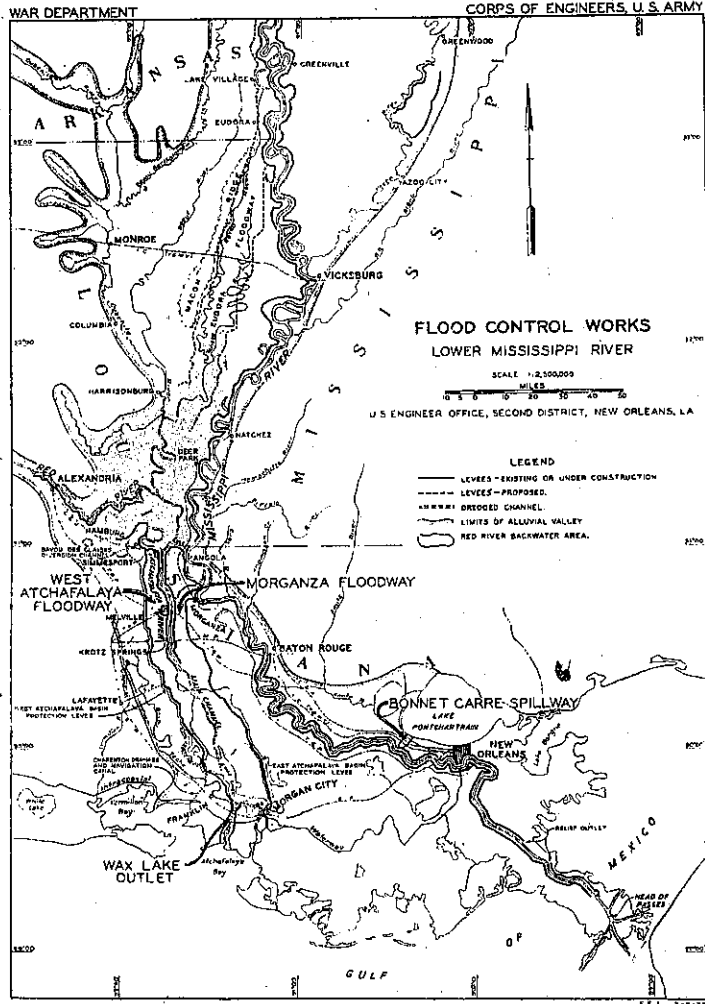
水理實驗は堰の形及流速と流量との關係、堰の種々の状態に於ける背水曲線、及流送土砂の沈澱速度等を求めるために行つた。水叩きの流速は思つたより容易に殺すことが出来た。

堰は圖-15 に示す如くニードル堰とし、その下にコンクリート重力堰をおいた。

本工事に於ける主な統計は次の通りである。

- 分水點の位置 New Orleans より河沿ひに 32.8 哩
- 分水路延長 5.7 哩

圖-13.



分水路幅員 上流	7 700 呎
〃 〃 下流	12 400 呎

圖-14.

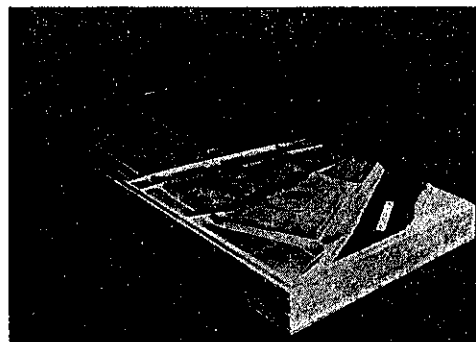


圖-15.

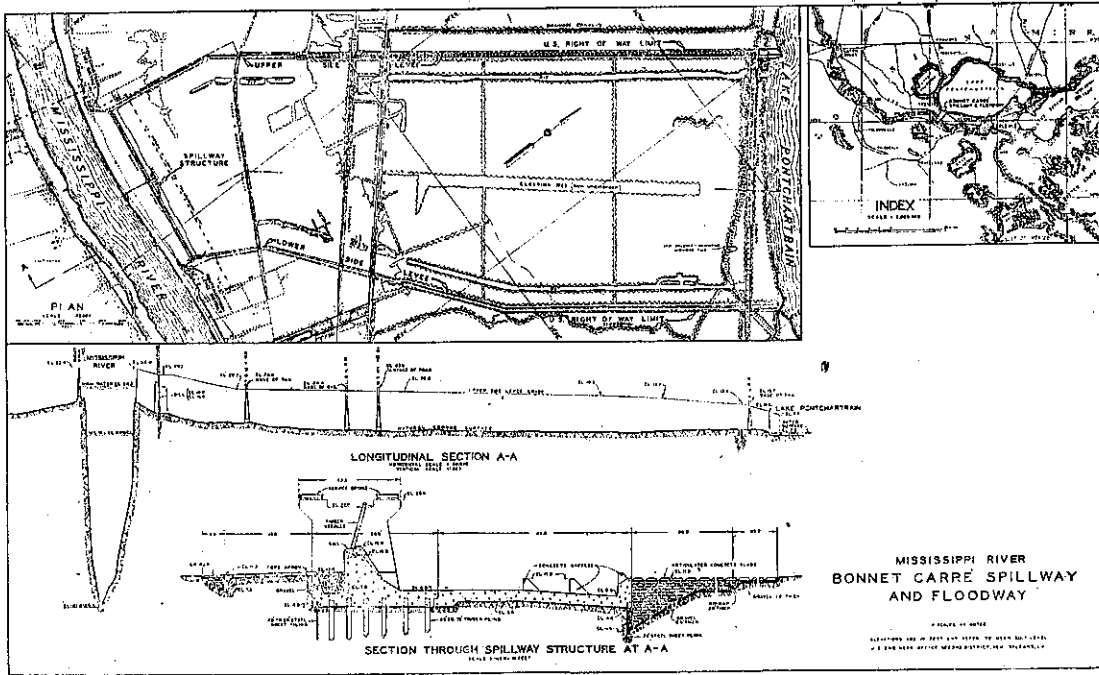


圖-16. 上流取水堰の水叩き

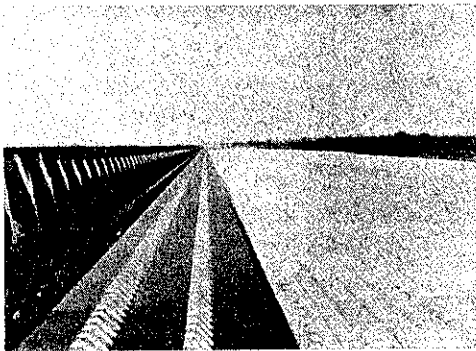


圖-17. 下流部堰の

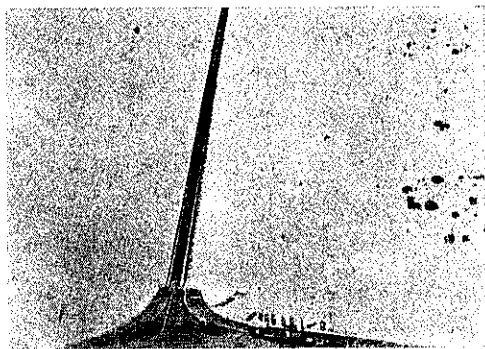


圖-18. 上流部堰の溢流

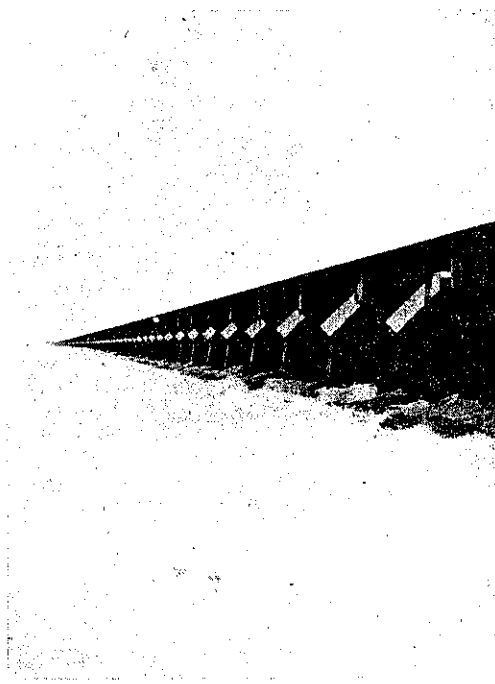


圖-19.

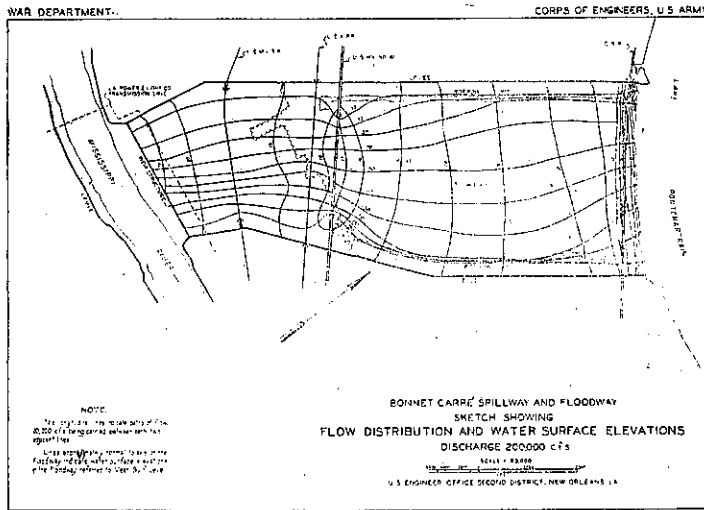
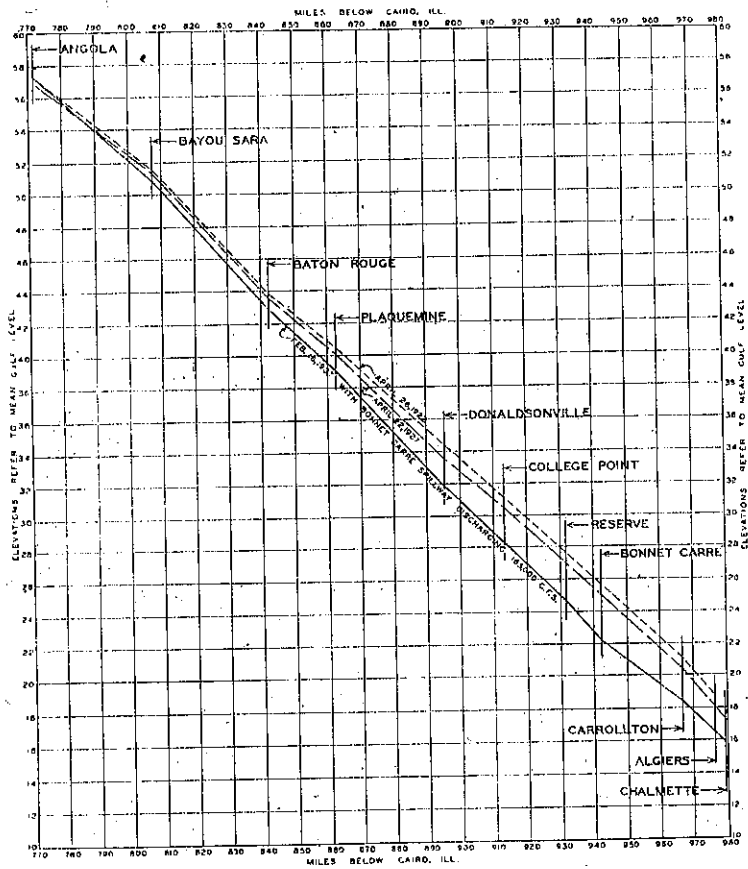


圖-20.



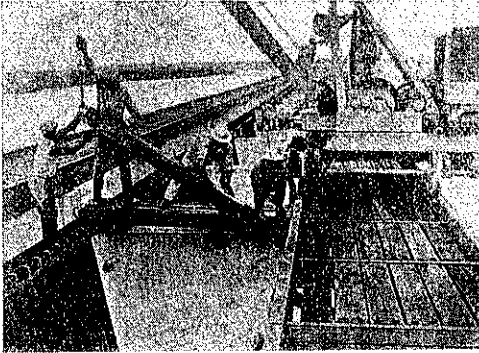
MISSISSIPPI RIVER  
COMPARISON OF FLOW LINES  
ANGOLA TO CHALMETTE  
SHOWING  
LOWERING EFFECT OF  
BONNET CARRÉ SPILLWAY OPERATION

NOTE  
Doydras Crevasse occurred April 27, 1922  
Junior Crevasse occurred April 23, 1927  
Cameron Artificial Crevasse made April 27, 1927  
Approximate Discharge Bonnet Carré Spillway  
165,000 cfs Feb 16, 1937

U.S. ENGINEER OFFICE, SECOND DISTRICT, NEW ORLEANS, LA.



圖-21. ニードル堰の引揚げ作業



堰の延長(純延長)	7 000 呎
溢流堰の平均標高	17 呎
使用回数	年 5 回
計畫容量	250 000 c. f. s.
<b>工 費</b>	
取水口設備	\$ 3 340 000
溢流堰	2 631 000
道路及鐵道橋架設費	5 153 000
賠償費	61 000
用地費	872 000
實驗費	233 000
森林伐採及排水費	190 000
調査費其他	786 000
計	\$ 13 266 000

分水路を使用した時の流れの状態は圖-19 の如くなる。この縦線は流れの方向を示し、相隣れる縦線間に 20 000 c. f. s. の水量が流れる。之を直角に交る線は水面の標高を示す。

實際にこの分水路が如何に効果があつたかは圖-20 を見れば分る。1937 年の洪水位は上流では 1922 年及 1927 年のものより高いに拘らず下流に於てはこれ等より遙かに低い。1937 年の洪水に於ける Bonnet Carré 分水流の流量は約 165 000 c. f. s. であつた。

堰 堤

(60) Grand Coulee 堰堤水理模型實驗

(J. E. Warnock; "Experiments aid in design at Grand Coulee." Civil Eng. Nov. 1936. p 737-741 竹内俊雄 抄)

グランド・クーリー堰堤の設計及建設が開發局に委託された時に、水理構造物設計の参考となる水理模型を實

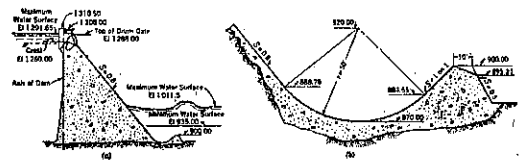
際に使用する事をも同時に決めたのであつた。開發局では 1930 年に最初に Washington 州の Yakima 計畫中の Cle Elum 堰堤の餘水吐の設計に對して廣汎な模型實驗を行つた。Bouldor 堰堤の餘水吐, Madden 堰堤(パナマ運河地帯)の餘水吐, Tennessee Valley Authority の Norris, Wheeler 兩堰堤の餘水吐等の設計は將來の技術の進歩, 方法の改良の礎石として役立つた。

此の溢流堰堤の設計に關聯して大きな問題となる事は堰堤下流部趾端の洗掘に對する保護工法であつた。計畫流量 1 000 000 立方呎/秒 (28 000 m<sup>3</sup>/sec), で 280 呎 (85 m) であるから減勢す可きエネルギーは 31 000 000 馬力, 溢流頂 1 呎當り 19 300 馬力である。此の未曾有の要求を満足する様に洗掘保護工法を求めようと 4 種類の模型について實驗をした。各模型は個々の實驗目的を以て造られたが、種々制限は加へられた。最初の模型は縮尺 1/184 に造り、Colorado 州 Fort Collins に在る Colorado 農業研究所水理試驗所で實驗を行つた。當時此の試驗所で Norris, Wheeler 兩堰堤に對して同様な問題について廣範圍な實驗を行つて居たので、グランド・クーリー堰堤の模型を造る餘裕は大して無かつた。

小型の模型の實驗結果は量的に考へると稍正確を缺く恐れがある。然しこれでも提案された設計を研究したり、好ましくない設計を速に且經濟的に取除く爲の質的な方法としては非常に役に立つものである。堰堤地點の地形、流量—水位關係、河床の七件等より縦斷曲線の入つた而も深い水叩、即水承を用ひねばならないといふ事が模型實驗結果からわかるのである。

水承の下流端に齒閘をつけると非常に具合が良い。これによつて射流が直接河床に突當る事と渦流による洗掘力との兩方が取除かれた。然し齒閘の中及周圍の水の作用により部分的に真空が出来る。これでは空洞現象を生じ、其の結果齒閘が破壊するかもしれず、齒閘を用ふ事は許されなくなる。

圖-22.



水承の研究の爲の更に大きな模型 縮尺 1/184 の模型は餘り小さくて齒閘の壓力の状態を研究する事が出

来ないので、縮尺 1/40 の第 2 の模型を造つた(圖-22)。

此の模型は 1 徑間の兩端に堰柱を半分づつ取入れ、堰堤下流部趾端に水承を設けた餘水吐下流面を取入れた。長さ 6 呎 (1.8 m)、高さ 3.5 呎 (1.1 m) の硝子板を試験樋の片側に入れたので、水承中の流れの状態を研究する事が出来た。壓力を測定する爲に 2 個の箇の面に壓力計を入れた。

水承中の水の運動を見る事が出来るので、硝子板は非常に役に立つた。他の方法によつても、澤山記録はとれるかもしれないが、水の本當の動きを實際に見せるのではこれほど有效なものはない。齒崗の周圍に部分的に真空が存在するといふ事が壓力を測定してみても確かめられたので、これを減少せしめ或は除く爲にいろいろ努力した。

模型と貨物の真空状態が相似でないといふ事に關しては殆んど何もわかつて居ないので、第 3 のもつと大きい模型を造る事が當を得た事と考へられた。そこで Colo 州 Montrose 近くの Uncompahgre 灌溉計畫の南運河の開発局の試験所に縮尺 1/5 の模型を造り研究した。

こういつた考へから最後の設計に對する貨験が終了するまで此の 2 種類の大型な模型について並行して貨験を進め、直接に貨験値を比較した。好ましくない真空状態が生じない様な齒崗に變更しようと思つた努力を試みたが、齒崗の効果を損じないで何も真空が生じない様にする事は出来なかつた。餘水吐の水門を操作した際に水承の中に流下する流水其他が水承に突當る程度を確かめようと附加的に貨験を行つた。水と水浸しになつた丸太の代りにパラフィンの固りや短い重い木釘の有る棒を用ひて貨験を行つたところ齒崗の鋭縁は急速に磨耗する事がわかつた。上に述べた觀測結果より齒崗は用ひない事にした。最後に決定した水承の設計は圖-22 に示す。

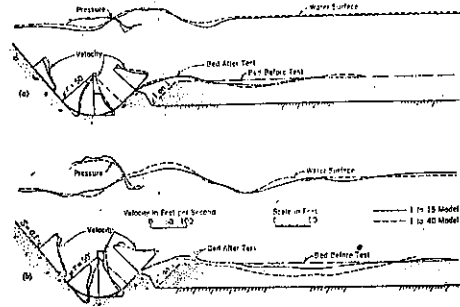
**水承内の壓力及流速の試験** 水承の設計が決つてから、水承内の壓力と流速及河床洗掘の程度に關してもつと詳しく知らうと思つて追加試験計畫を加へた。壓力の變化が觀測もれにならない様にこまかく水承の中と齒崗の面に壓力計を入れた。ピトー管による測定は代表的な斷面で行つた。

壓力の測定を行ふ事によつて水承の下流面の設計に指示を與へる事が出来たし、又齒崗の頂より下流面に負壓が生ずるのではないかといふ不安を解消する事が出来た。觀測結果は圖-23 に示してある。これからわか

る様に心配した負壓は生じなかつた。

渦によつてエネルギーが減勢されるものであるといふ内部機構が流速測定によつてよくわかる。落下した

圖-23.



水脈は下游に突入して擴る。此の擴りは渦と接觸して入り混る爲であるとするによく説明出来る。齒崗の働きは射流を 2 つの部分に分ける事である。其の 1 つは上向にそらされて水承の上で水平面に主軸を有する楕圓形の渦となり、他の 1 つは下流に向けられ所謂“底渦”となる。

此の 2 つの渦が根本的な要素であり、これによつてエネルギーの減勢と洗掘とが決る。逆流して居る表面渦はエネルギーの減勢に第 1 義的に效果の有るものであるが、放つて置けば河床を破壊するのである。又底渦の方向と強さによつて水承直下の洗掘程度が決る。齒崗の上流面の勾配が 1:1 より急だと射流は殆んど垂直に向けられ、其の結果底渦は著るしく沈んで大きい洗掘を生じ表面渦の效果を減殺する事がわかつた。勾配が 1:1 より緩である、表面渦は水承より下流に押流されて底渦は出来ないが、強い下流の流れは矢張り著るしい洗掘を生ず。水承の彎曲部の實際の最大流速は理論的に考へられるものより小さい事がピトー管測定によつてわかる重要な事項である。例へば溢流量 500 000 立方呎/秒 (14 000 m<sup>3</sup>/sec) の場合に落下水脈が水承に入つたところで測つた最大流速は 130 呎/秒 (40 m/sec) である事がわかつた。此の値は計算から求めた流速 141 呎/秒 (43 m/sec) とよく一致して居る。直線が圓弧に移るところで測定した最大流速は 55 呎/秒 (17 m/sec) であつた。

水承より下流の河床の洗掘を觀測する際に、河床面を比較するのに便利な豫め決めた斷面に通水前にならず様にした。水承の下流部趾端から河床材料は 1:1 の勾配に運び上げられた。流量を次第に増すと河床材料は水承に向つて逆に運ばれ、溝の部分を含み満し齒崗に平

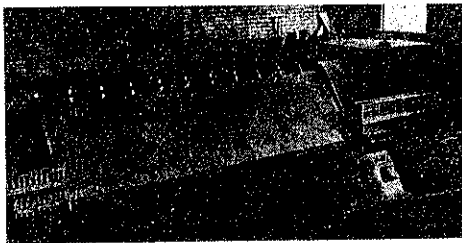
行に概略拋物線形状断面をなす沈澱を生ずる事がわかつた。此の沈澱は全く安定で後の流量の變化によつて影響されない事もわかつた。

此等の研究過程では半径 30, 50, 75, 100 呎の模型水承について實驗をした。半径 30 呎の水承に出来る圓型渦は半径 50 呎の水承に出来る楕圓形渦に較べてづつと弱い。半径 75 呎及 100 呎にすれば尙良いが、經費をかける程ではなかつた。

横方向の波を除く爲の研究。 縮尺 1/184 の模型で實驗して居る際に、横方向の波が生ずると云ふ奇妙な現象に氣がついた。側壁と側壁の中央にもり上つて兩側に傳播し、再び中央に向つて反射される。此の現象は連続的に繰返される。模型の波を貨物に換算すると餘水吐導流壁と發電所の端とに可成りぶつかる事になる。縮尺 1/184 の模型は餘水吐の一部分しか取入れてないので斯様な現象が起るのだらうと最初考へた。齒閘の實驗で此の波を取除く事が出来るといふ事がわかつたが、前にも述べた様な他の原因で齒閘の使用はやめた。

縮尺 1/15 の模型でも縮尺 1/40 の模型でも同じ現象が見られた。どの場合にも齒閘を用ひなければ此の現象を除く事は出来なかつた。こういつた理由と、水承の全體の働き及これと下游の捨石勾配との關係とを證明したいといふ理由とで縮尺 1/120 の全體を取入れた模型を造る事に決めた。斯様な模型を造れば部分的に取入れた模型を用ひた爲に入つて来る不安な點が取除かれる様に思はれた。よつて餘水吐、發電所、下游、堰堤、下半半哩の河床等を取入れた縮尺 1/120 の模型を Fort Collins 試験所に造つた。其の寫眞を圖-24 に示す。

圖-24.



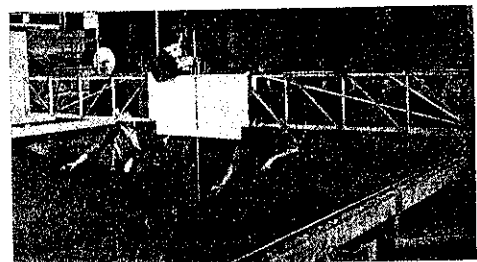
横方向の波は新しい模型で最初に観測した時にも確かに存在した。繰返し試みて、有效下游水深を増せば此の現象を取除けるといふ事がわかつた。こういふ事がわかつたので水承の設計を變更して齒閘の頂きを E. L. 900 まで下げた。それによつて充分満足出来る結果となつた。

横方向の波の研究が進むにつれて、下游附近の貯水作用は豫想して居つた程はげしくない事が観測された。更に溢流頂左岸側の 1 門は取除いた方が下游に好影響である事がわかつた。従つて純溢流幅の總延長を 1800 呎 (549 m) から 1650 呎 (503 m) に縮めた。其の結果溢流深は増す事になつたが此の爲に悪い結果は生じなかつた。此の設計變更によつて左側の發電所を河に 150 呎 (46 m) 近づける事が出来たのでずつと良い場所に移せた事になる。此の爲に建設費を可成り節約出来た。

河床洗掘の研究 河床洗掘を研究するには、天然の沖積層を表はすのに適した材料を選ぶ事と、河床断面を迅速に表はす方法とを決める事が先づ必要であつた。グランド・クーリー地點に於ける Columbia 河の河床材料は粘土、砂、礫から成り、岩も一緒に混つて居り、總てが密接に固まつて粘着力の有るものになつて居る。正確に類似した物質を見出す事は實際には不可能だといふ事はわかつたが、絶対的な値よりはむしろ相対的な値がほしいのであるから、粘着力の少い不安定な砂を用ひても満足出来る質的な結果は得られると考へた。此の砂を用ひて満足出来る條件の下に設計したならば、此所の様な粘着力の有る材料の場所に築造した場合には間違はない。

河床形状を模型に造つたり、記録するのに便利な爲に他の試験所で使用して居るのと同じ様な自記断面測定器を用ひたが、これに幾らか修正を加へた。例へば、簡單な水平及垂直方向のギャ比を用ひてこれよりずつと厄介なバントグラフの代用をさせた。圖-25 に使用中の器機を示す。

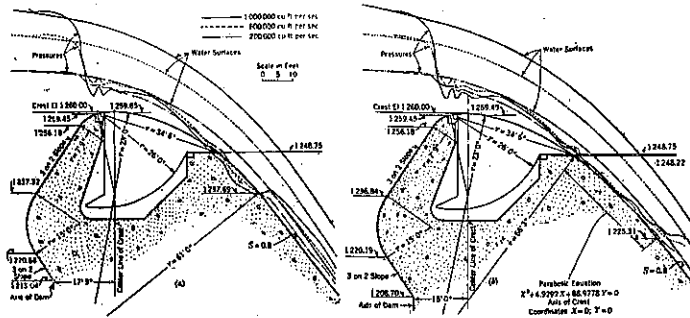
圖-25.



自記断面測定器の紙上に貨物寸法で實測値を書き、これは自動的に適當な縮尺で模型河床に寫される。同様に洗掘後の横型河床の測定値は自動的に自記断面測定器の紙上に貨物寸法で記録される。

導流壁と溢流堤頂の研究 洗掘の研究が終つてから、

圖-26.



餘水吐の導流壁の設計の爲に縮尺 1/120 の模型を用ひて更に研究を始めた。導流壁の水理學的性質について先づ考慮した。前にも述べた様に導流壁は其の下流端の周圍で渦により相當洗掘が生ずる様な長さであつた。洗掘程度を我慢出来る範圍に輕減するのに必要な導流堤の長さを決めるのに數多くの實驗をする必要はなかつた。

此の導流壁の詳細な設計を試みた時に豫想された平衡のとれぬ静水壓の強度については理論的にも實驗的にも何等適當な記録が無い事がわかつた。此の要求に應ずる爲に模型の1つの壁の6ヶ所に垂直壓力分布を求めるとに64の壓力計を設けた。壓力差は假定したものよりずつと小さい事が實驗によつてわかつた。従つて設計變更によつてコンクリートと鐵筋の兩方が節約出來た。

溢流堤頂及ドラムゲートの設計に役立たせる爲に別の實驗を行つた。28×135 呎<sup>2</sup> (8.5×41.2 m<sup>2</sup>) のドラムゲートの爲に圖-26 に示す様な非常に重い垂直片持梁を用ひねばならなかつた。自然の自由落水脈の形狀と出来る丈一致する様に堤頂形狀を決めようと思つた。Bazin が 2:3 の接近勾配に對し實驗して求めた値を基として繰返して設計した。此の假定に間違ないかどうかを調べる爲に、EL 1256.18 のところから鋭頂堰をなす堤頂の部分を縮尺 1/30 で造つた。下流水脈は座標測定器で測定した。此の水脈形狀は理論的に設計したものと同様でよく一致する事が測定によつてわかつた。かくして測つた水脈形狀は圖-26 (a) に示す様な3つの半徑を組合せた形狀とよく似て居る。模型に此の形を用ひて種々な流量について壓力測定を行つた。最初の設計 [圖-26 (a)] について求めた壓力曲線は各

流量に對して負壓の部分が生ずる事を示して居る。堤頂の曲率はドラムゲートの下流端のところ餘り急である事がわかる。此の低壓の部分を除く爲に大きい曲線の半徑を大きくし、堤頂の軸を上流側に移し、66.25 呎の曲線と餘水吐の 0.8 の下流勾配との間に拋物線を挿入した [圖-26 (b)]。變更した断面について實驗をしてみると零以下の壓力はもはや存在しない事がわかつた。下部にドラムゲートを入れても設計變更形狀は満足出来るものである事がわかつたので、ドラムゲートの構造物としての設計に對する壓力の記録を得る爲に門を上げて更に實驗した。

1. 實驗目的
  - 1) 溢流堰堤下流部趾端に於ける洗掘
  - 2) 下游に於ける横方向の波
  - 3) 河床の洗掘
  - 4) 餘水吐導流壁、堤頂、ドラム・ゲート等の設計
  - 5) 工事中の放水路
2. 實驗種類

實驗種類 (縮尺)	實驗目的
1. 1/184	溢流堰堤下流部趾端の洗掘
2. 1/120	横方向の波 工事中の放水路 餘水吐導流壁
3. 1/40	堰堤下流部趾端の壓力 水承内の流連 河床の洗掘
4. 1/15	
5. 1/30	溢流堤頂部形狀 ドラム・ゲート