

抄 録

第 25 卷 第 4 號 昭和 12 年 4 月

応用力学	頁
(42) 眞直な梁の弾性曲線の代数的取扱	413
(43) 水底隧道管に於ける応力計算	415
水 理	
(44) 水頭と直線的關係を有する堰の流量係數決定の實驗	418
(45) 渦流の寫眞による分析	419
材 料	
(46) 高珪酸セメントの硫酸鹽溶液及海水に對する抵抗	420
コンクリート及鉄筋コンクリート	
(47) 鉄筋コンクリート杭の聽診	422
(48) コンクリート構造物と收縮	422
(49) 振動塙コンクリート	424
橋梁及構造物	
(50) 靜定連続橋	426
(51) 無絞拱橋の特殊架設工事	428
(52) 佛國に於ける最近の格納庫	431
堰 堤	
(53) 支那に於ける石塊堰堤	432
(54) 堰堤黄金時代	434
(55) 堰堤の高さの表はし方	435
上 水 道	
(56) 河底横断に使用した flexible joint pipe	436
港 灣	
(57) Algier 港 Mustapha 防波堤の崩壊	437
(58) 香港の岸壁	439
道 路	
(59) コンクリート舗装並に基層に就ての最近の研究	439
(60) 綿布を利用せる路面及路肩の處理法	441

応 用 力 学

(42) 眞直な梁の弾性曲線の代数的取扱

(V. A. Nicolsky, "L'expression algébrique de la ligne elastique de la pièce droite fléchie." Génie Civil, 5 Déc. 1930, p. 504~505.

梁の外力と撓みの關係は次の如く書ける。

$$EI \frac{d^2v}{dx^2} = M; \quad \frac{dM}{dx} = -T; \quad \frac{dT}{dx} = -p$$

v は梁の弾性変形であつて、之が x の冪級數に展開し得たとすれば

$$v = v_0 + x \left(\frac{dv}{dx} \right)_0 + \frac{x^2}{2!} \left(\frac{d^2v}{dx^2} \right)_0 + \dots,$$

兩邊に K を乗じて次式が成立つ。

$$Kv = K(v_0 + x\alpha_0) + \frac{x^2}{2} M_0 - \frac{x^3}{6} T_0 + \frac{x^4}{24} p_0 + \frac{x^5}{5!} \left(\frac{dp}{dx} \right)_0 + \dots, \dots \dots (1)$$

(1) 式を微分することに依り

$$K\alpha = K\alpha_0 + xM_0 - \frac{x^2}{2} T_0 + \frac{x^3}{6} p_0 + \frac{x^4}{4!} \left(\frac{dp}{dx} \right)_0 + \dots, \dots \dots (2)$$

$$M = M_0 - xT_0 + \frac{x^2}{2} p_0 + \dots \dots \dots (3)$$

$$T = T_0 - xT_0' - \frac{x^2}{2} \left(\frac{dp}{dx} \right)_0 \dots \dots \dots (4)$$

$$p = p_0 + \dots \dots \dots (5)$$

茲に $K=EI$, M_0, T_0, p_0, α_0 は夫々 $x=0$ の場合の曲げモーメント, 剪力, 加重, 撓角を表す。

(1) 乃至 (5) 式の応用はこの級数の展開が成立つことを条件とする, 即ち v 及 v', v'', \dots が x の或一定の変域内に於て連続であればよしい。併し又 v', v'', \dots の或物が不連続であつても次の定理に従て (1) 乃至 (5) 式を用ふることが出来る。(M. Snitko 氏に依る)。

定理 二つの函数 $f(x), \varphi(x)$ 及其の微係数が x の一定の変域内で連続であつて, k, l, n, \dots, s 次を除いて $x=c$ の場合に相等しければ此等の函数は次の如き關係を有する。

$$\varphi(x) = f(x) + \sum_k \frac{d_n(x-c)^n}{n!} \dots \dots \dots (6)$$

茲に $d_n = \varphi^{(n)}(c) - f^{(n)}(c)$, d_n は d_k, d_l, \dots, d_s を表す。この定理を用ひて外力 P_n を原点から a_n の距離に於て受けた梁及 C_n なる偶力を b_n の距離に於て受けた梁を考へると, これ等の不連続は三次及二次であるから

$$v_{n+1} = v_n + \frac{P_n(x-a_n)^3}{K} \frac{1}{6}; v_{n+1} = v_n - \frac{C_n(x-b_n)^2}{K} \frac{1}{2}$$

と書ける。 v_n, v_{n+1} は $x=a_n, b_n$ の前後の変形を表す。今 v_1 を最初の區割の変形とすれば

$$Kv_{n+1} = Kv_1 - \sum_1^l C_l \frac{(x-b_l)^2}{2} + \sum_1^m P_m \frac{(x-a_m)^3}{6} \dots \dots \dots (7)$$

之を微分して

$$K\alpha_{n+1} = K\alpha_1 - \sum_1^l C_l(x-b_l) + \sum_1^m P_m \frac{(x-a_m)^2}{2} \dots \dots \dots (8)$$

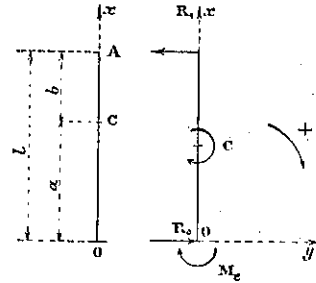
$$M_{n+1} = M_1 - \sum_1^l C_l + \sum_1^m P_m(x-a_m) \dots \dots \dots (9)$$

$$-T_{n+1} = -T_1 + \sum_1^m P_m \dots \dots \dots (10)$$

以上 (1)~(10) 式を用ひて眞直な梁の問題を解き得る。

応用實例 (図-1) O 點で固定され, A 點で單純支持された垂直な梁が偶力 C を作用せしめられた場合, O 點に於ける固定モーメント M_0 及反力 R_0 を求めて見る。

図-1.



$$(3) \text{ 式より } M_1 = M_0 - T_0 l$$

$$(9) \text{ 式を用ひ } M_2 = M_0 - T_0 l - C \dots \dots \dots (a)$$

又 (1) 式より $Kv_1 = M_0 \frac{x^2}{2} - T_0 \frac{x^3}{6}$

$$(7) \text{ 式を用ひ } Kv_2 = M_0 \frac{x^2}{2} - T_0 \frac{x^3}{6} - C \frac{(x-a)^2}{2} \dots \dots \dots (b)$$

今 (a), (b) 式に於て $x=l$ の場合に $M_2=0$ 及 $v_2=0$ なり。これより T_0, M_0 を求め得る故 R_0, M_0 は次の如し。

$$R_0 = -T_0 = \frac{3}{2} \frac{C}{l} \left(1 - \frac{b^2}{l^2} \right)$$

$$M_0 = -M_0 = -\frac{C}{2} \left(3 \frac{b^2}{l^2} - 1 \right)$$

次にもつと面白い応用の實例を示せば, 上の計算に於て $b=0$ 即ち C が A 點に働く場合を考へると

$$T_0 = -\frac{3}{2} \frac{C}{l}, \quad M_0 = -\frac{C}{2}$$

この場合の弾性曲線は適當に目盛る事に依つて兩端固定梁の外方に依る固定モーメント M_A の影響線となる。今 i を影響線の横距, v をこの場合の弾性変形とすれば

$$i = -\frac{v}{\delta}$$

δ は撓曲を生ぜしめた外力の移動である。

この場合に於ては $\delta = \alpha_1$, 即ち A 點に於ける撓角である。故に

$$i = -\frac{v}{\alpha_1}$$

(1), (2) 式より

$$Kv = M_0 \frac{x^2}{2} - T_0 \frac{x^3}{6} = -\frac{Cx^2}{4} \left(1 - \frac{x}{l} \right)$$

$$K\alpha_1 = M_0 l - T_0 \frac{l^2}{2} = \frac{Cl}{4}$$

$$\therefore i = \frac{x^2}{l} \left(1 - \frac{x}{l} \right)$$

若し P なる力が径間の中央にあれば ($x = \frac{l}{2}$)

$$M_A = iP = \frac{Pl}{8}$$

次に M. Magnel 氏の定理に依れば $\frac{di}{dx}$ は外側力に對する M_A の影響線となる。この横距を η とすれば

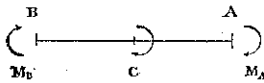
$$\eta = \frac{di}{dx} = \frac{x}{l} \left(2 - 3 \frac{x}{l} \right)$$

若し C なる側力が径間の中央に働けば ($x = \frac{l}{2}$)

$$M_A = \eta C = \frac{C}{4} \quad (\text{図-2})$$

M_B に就ても同様なることが云へる。

図-2.



(藤森謙一)

(43) 水底隧道管に於ける応力計算

(Anatol A. Eremin, "Analysis of Stresses in Subaqueous Tunnel Tubes," Proceedings of A. S. C. E. Dec. 1936, p. 1519~1528.)

概説 本論文は自由に撓めらるゝ水平のタイを有するコンクリート隧道管の応力を説明せるものにして計算式はマックスウエルの相反作用の定理より誘導せり。勿論、最小働の定理より誘導する事も亦可能なれど、計算式冗長になり、従て計算に多くの手数を要するの嫌有り。而も設計に際し妥當なる設計寸法はトライアルを繰返す事により得らる可き事に想到すれば、計算簡單なる相反作用の式より出發して時間、勞力の節約を期する事重要である。

緒言 自由に撓むタイを有する管は屢々水底隧道管に

利用される。例へば図-3 がそれであり、水平の 2 本のタイは夫れ夫れ上下の版の中に埋められ、それ等の上下の空間は換氣管として使用する。而して之等のタイは對をなして管の応力を受く。

此の管は、構造上、經濟上の見地から鉄筋コンクリートを用ひる事もあり鑄鉄を用ひる事もあるが之等は全く場所、地質に依るものである。

前者の場合、鋼製のタイを上下版中に置いて下版は土圧に對する抗圧材の作用をなさしむ。後者ではタイとして、ハイ・テンサイル・スチールを用ひる。

誘導式 荷重： 外部の土圧、水圧、自重、活荷重及浮力を考へ、之等は垂直軸に關し對稱とす。従て応力も垂直軸に關し對稱であり、上下クラウンの剪応力はゼロとなる。式誘導には右半分を取除き底面に於て固定された單位長の管として行ふ。タイを除けば茲に軸力生じ又、右半分を取除いた代りに彈性中心に M_c (曲げモーメント) H_c (水平反力) を作用さす (図-4参照)。

此の時は四次の不靜定構造物となるから四つの式が不足となるが先づ條件として、

- (1) 對稱なれば垂直軸は固定されたものと假定す。
 - (2) クラウンに於ける、水平及廻轉移動量は無きものと考ふ。
 - (3) タイ挿入部の管の水平移動量はタイの変形に等しきものとす。
- の三つを考ふ。

第 1 例——水平のタイを有せざる場合 固定鐵拱 (solid rib arch) の式を用ひる事可能にして、先づ彈性中心の上部クラウンからの距離 y_c :

$$y_c = \frac{\int h_y dw}{\int dw} \quad \dots \dots \dots (1)$$

図-4.

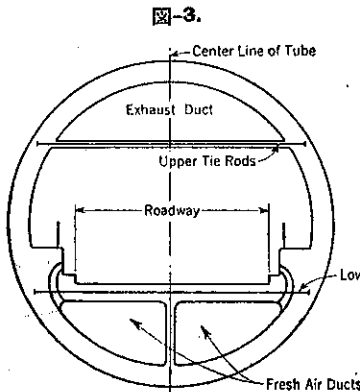
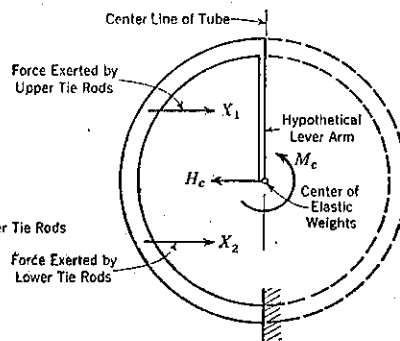
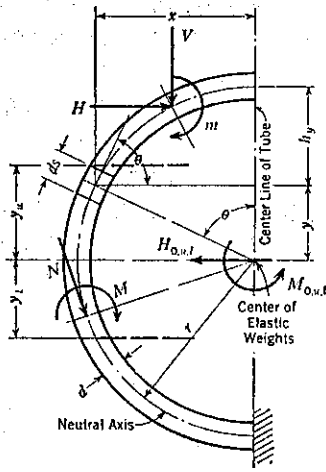


図-5.



茲に h_y : 任意の點 (x, y) とクラウン間の垂直距離

$$dw = \frac{ds}{EeI}$$

又、水平反力 H_0 :

$$H_0 = \frac{\int Mydw + \int H \cos^2 \theta dv + \int V \sin \theta \cos \theta dv}{\int y^2 dw + \int \cos^2 \theta dv} \dots\dots\dots (2)$$

茲に M : 任意の點 (x, y) に於ける中立軸上の (x, y) とクラウン間の外力に依る曲げモーメント

H 及 V : (x, y) 及クラウン間の外力の水平及垂直分力の總和

$$dv = \frac{ds}{EeA}$$

又、
$$M_0 = \frac{\int Mdw}{\int dw} \dots\dots\dots (3)$$

然る時任意の點 (x, y) に於ける水平移動量 Δ_{0u} :

$$\Delta_{0u} = \int Mydw + \int H \cos^2 \theta dv + \int V \sin \theta \cos \theta dv - H_0 \left(\int y^2 dw + \int \cos^2 \theta dv \right) - M_0 \int y dw \dots\dots\dots (4)$$

茲に積分境界は、固定端と (x, y) 間にとる。而して上部タイの接合點に外力 1 を働かせた場合には $H=1$ で $V=0$ であり (図-6 (b) 参照) 任意の點 (x, y) の曲げモーメント M :

$$M = y_u - y \dots\dots\dots (5)$$

である (図-5 参照)。

茲に y_u : 弾性中心と上部タイ間の垂直距離
従て、上部タイの處に 1 を働かせた場合に於ける弾性中心の水平反力 H_u : (2) 式より

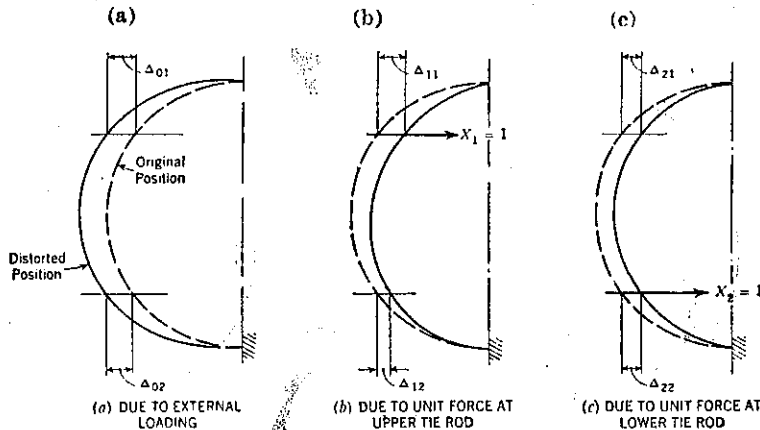
$$H_u = \frac{\int y(y_u - y)dw + \int \cos^2 \theta dv}{\int y^2 dw + \int \cos^2 \theta dv} \dots\dots (6)$$

又 (3) 式より曲げモーメント M_u :

$$M_u = \frac{\int (y_u - y)dw}{\int dw} \dots\dots\dots (7)$$

仍て、上部タイに 1 を働かせた場合の (x, y) 點の水平移動量 Δ_{1u} :

図-6.



$$\begin{aligned} \Delta_{1u} &= \int y(y_u - y)dw + \int \cos^2 \theta dv \\ &- H_u \left(\int y^2 dw + \int \cos^2 \theta dv \right) - M_u \int y dw \dots (8) \end{aligned}$$

同様に、下部タイの處に外力 I を作用させた時彈性中心には

$$H_u = \frac{\int y(y_u - y)dw + \int \cos^2 \theta dv}{\int y^2 dw + \int \cos^2 \theta dv} \dots (9)$$

$$M_u = \frac{\int (y_u - y)dw}{\int dw} \dots (10)$$

が働らく。

茲に y_u : 下部タイと彈性中心間の距離

從て任意の點 (x, y) の水平移動量 Δ_{11} は (8) に於て u の代りに l を挿入する事に依つて得らるべく、積分境界は (6), (7), (9), (10) で (x, y) と下部クラウン間を、(8) では、移動量を求むべき點と下部クラウン間を探れば宜しい。

第 2 例——水平のタイを有する場合: 此の場合、タイのない場合が二次の不靜定なりしに反し、四次の不靜定構造物となるが、タイの応力は相反作用の定理を用ひる事に依つて求めらる。

今上下タイの外力による水平變位量を夫れ夫れ Δ_{0u} , Δ_{0l} とし、外力を支ふ可き軸力を X_u, X_l とす。然る時、上部タイ接合點の上部のタイの応力に依る水平變位量は $X_u \Delta_{1u}$ 、下部タイの応力に依る水平變位量は $X_l \Delta_{1l}$ である。而して管の上部のタイ接合點に於ける水平變位量

$$\Delta_1 = \frac{X_u L_u}{2E_s A_u} \dots (11)$$

茲に L_u : 上部タイの長さ、 A_u : 同断面積
されば相反作用の定理より

$$\frac{X_u L_u}{2E_s A_u} = X_u \Delta_{1u} + X_l \Delta_{1l} + \Delta_{0u} \dots (12)$$

同様に $\frac{X_l L_l}{2E_s A_l} = X_l \Delta_{1l} + X_u \Delta_{1u} + \Delta_{0l} \dots (13)$

而して相反作用の定理より、 $\Delta_{1u} = \Delta_{0u}$, (12) と (13) より X_u, X_l が求められる。

又、水平のタイを有する時の彈性中心に於ける水平反力及曲げモーメントは夫れ夫れ次式より求めらる。

$$H_c = H_0 + X_u H_u + X_l H_l \dots (14)$$

$$M_c = M_0 + X_u M_u + X_l M_l \dots (15)$$

かくて任意の點の曲げモーメント及軸推力は靜力學

より

$$M_c = -M_0 + H_c y + M + X_u (y_u - y) \dots (16)$$

$$N = H_0 \cos \theta - H_c \cos \theta + V \sin \theta - X_u \cos \theta \dots (17)$$

と求めらるゝ譯である。

第 3 例——溫度応力 タイを除去せば、彈性中心の水平反力:

$$H_c = \frac{ctr E_c}{\int y^2 dw + \int \cos^2 \theta dv} \dots (18)$$

茲に c : 溫度 1° に付コンクリートの膨脹又は收縮する量

r : 中立軸の半径

又任意の點 (x, y) に於ける水平變位量

$$\Delta_c = ctr E_c - H_c \left(\int y^2 dw + \int \cos^2 \theta dv \right) \dots (19)$$

又上下タイの水平移動量は (12) 及 (13) 式に於て、溫度の影響によるものを考慮すれば求めらる。

第 4 例——厚さ一様なる円形管

此の場合:

$$x = r \sin \theta \dots (20)$$

$$y = r \cos \theta \dots (21)$$

$$ds = r d\theta \dots (22)$$

$$dw = K_1 r d\theta \dots (23)$$

$$dv = K_2 r d\theta \dots (24)$$

$$K_1 = \frac{1}{E_s I}; \quad K_2 = \frac{1}{E_c A}$$

を (2), (3), (4) に代入する事により

$$\begin{aligned} H_c &= \frac{r K_1 \int M \cos \theta d\theta + K_2 \int H \cos^2 \theta d\theta}{(r^2 K_1 + K_2) \int \cos^2 \theta d\theta} \\ &+ \frac{K_2 \int V \sin \theta \cos \theta d\theta}{\dots} \dots (25) \end{aligned}$$

$$M_c = \frac{\int M d\theta}{\int d\theta} \dots (26)$$

$$\begin{aligned} \Delta_c &= r K_1 \int M \cos \theta d\theta + K_2 \int H \cos^2 \theta d\theta \\ &+ K_2 \int V \sin \theta \cos \theta d\theta - (K_1 r^2 + K_2) \\ &\times \int \cos^2 \theta d\theta - r K_1 M_0 \int \cos \theta d\theta \dots (27) \end{aligned}$$

を得。

結論 マツクスウェルの相反作用より誘導せる上述の

利點を最後に拾ひ上げて見るに、

- (1) 他の方法に依ると同精度を有する事
 - (2) 式中各項の意味明確なれば、ネグリジブル・タームを拾ひ上げる事容易であり、且つ符號の取り方明解なる事
 - (3) トライアルに依つて寸法を定める際計算の手續、最小働の定理を使用せるに比し簡單なる事
 - (4) 式中の各常數のテーブル又はダイアグラムを用意すれば、又はるかに簡單化される事
 - (5) 応用價值廣き事。則ち他の不靜定構造物にも容易に利用出来る事
- 等をあげる事が出来る。要之、茲に記述せる方法は、陸道設計者には興味を持たれるものであらう。

(宮澤義弘)

水 理

(44) 水頭と直線的關係を有する堰の
流量係數決定の實驗

(E. Soucek, H. E. Howe and F. T. Mavis, "Sutro Weir Investigations Furnish Discharge Coefficients." E. N. R. Nov. 12, 1936, p. 679~680.)

最近 Iowa の Institute of Hydraulic Research に於て Sutro 堰 (水頭と流量と理論上直線的關係をなす測水堰) II について實驗が行はれその結果流量係數と堰の幾何学的比例關係との間に密接な關係があることが判つた。図-7 は此の堰の一般形狀及實驗結果から堰寸法と流量係數との關係をノモグラムに示したものである。表-1 は堰の基準寸法 a, b がわかつて居るとき、堰の形をきめるに必要な數表を示して居る。

図-7.

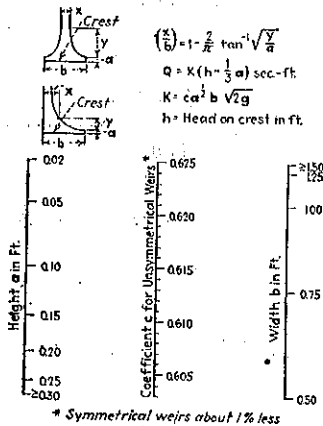


表-1.

TABLE 1—VALUES OF y/a AND x/b , RELATED BY THE EQUATION $x/b = 1 - \frac{2}{\pi} \text{ARCTAN } \frac{y/a}{x/b}$

y/a	x/b	y/a	x/b	y/a	x/b
0.1	0.805	1.0	0.500	1.0	0.105
0.2	0.782	2.0	0.302	1.2	0.170
0.3	0.681	3.0	0.333	1.4	0.166
0.4	0.641	4.0	0.295	1.6	0.156
0.5	0.608	5.0	0.268	1.8	0.147
0.6	0.580	6.0	0.247	2.0	0.140
0.7	0.556	7.0	0.230	2.2	0.129
0.8	0.536	8.0	0.216	2.4	0.115
0.9	0.517	9.0	0.205		

Sutro weir の理論及其の適用 Sutro weir の理論は E. A. Pratt により 1914, Aug. 27 の E. N. R. p. 462 に發表されて居る。即ち a より大なる水頭に對しては流量は $(h-a/3)$ に直線的に比例する。そして水頭と流量との關係は次式で與へられる。

$$Q = ca^2 b \sqrt{2g} (h - a/3) \dots \dots \dots (1)$$

- 茲に
- Q : 流量 (ft³/sec)
 - c : 堰の寸法による係數 0.6~0.65
 - a, b : 図-7 に示す如く堰の形をきめる基準寸法
 - h : crest からの水頭 (ft)

堰から流出する水流の根本原理を用ひて流量が crest 上 $a/3$ から測つた水位に直線的比例をなす場合その堰の形狀は次の式できめられる。

$$\frac{x}{b} = 1 - \frac{2}{\pi} \tan^{-1} \sqrt{\frac{y}{a}} \dots \dots \dots (2)$$

x, y, a, b は図-7 に示される寸法である。
 水位——流量が直線的關係を有する堰は特に沈砂槽 (下水) の引出口に對する調節、浮子調節を行ふ間歇注水装置 (下水)、量水器等に適用される。
 引出口の調節に用ひられる場合は沈砂槽の流量に非常な変化があつても殆ど一定の速度を保ち得る。間歇注水装置に用ひられる時は矩形堰又は他の諸種の堰に比して麥ピッチ螺旋とかカムとか他の偏心的なものが不必要である。量水器として用ふる時は自記量水計と連關せしめ得る利がある。又流量は水位の直線函數であるから任意時間の平均流量は直接平均水位から求められる利もある。

實驗装置及方法 堰に用ひた飯は 18-gauge のトタン飯で水通しは錐で堰の型を正確に描き jig saw で、大体の型を切りとりついで正しい型に仕上げを行ひ、狂ひのないやうに下流側で補強を施した。
 實驗に用ひた各堰は、長さ 10 呎、幅 4 呎、高さ 5 呎の鋼製水槽に備付けた。堰板は水槽の内側に平頭鋸で止めその鋸頭は水流を妨害しないやうに注意して埋めこんだ。堰取付部の粗縁は模型用粘土を用ひて滑かならしめた。



図-8.



堰の水位は、フックゲージで測定し流量は時間毎重量測定によつた。各実験に対して少くとも2組の観測が行はれ見掛けの流量比は各場合において1%以上の差がなかつた。

実験結果 表-2は実験に用いた11の堰の基準寸法と各堰に対する係数cを示して居る。

表-2.

TABLE 2—SUMMARY OF TEST DATA AND COMPARISON OF OBSERVED COEFFICIENTS WITH THOSE GIVEN BY FIG. 1

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
No.	a	b	k (observed)	k (from Fig. 1)	Remarks	
1	0.02 ft.	0.50 ft.	0.348	0.614	0.814	
2	0.02	0.75	0.527	0.619	0.819	
3	0.02	1.00	0.708	0.624	0.823	
4	0.02	1.00	0.699	0.614	asymmetrical
5	0.10	0.50	0.774	0.610	0.809	
6	0.20	0.50	1.082	0.623	0.805	
7	0.02	2.00	1.491	0.618	symmetrical
8	0.02	2.00	1.417	0.625	0.825	
9	0.50	0.50	1.716	0.605	0.803	
10	0.02	2.50	1.772	0.625	0.825	
11	0.30	1.50	4.050	0.612	0.614	

図-9.

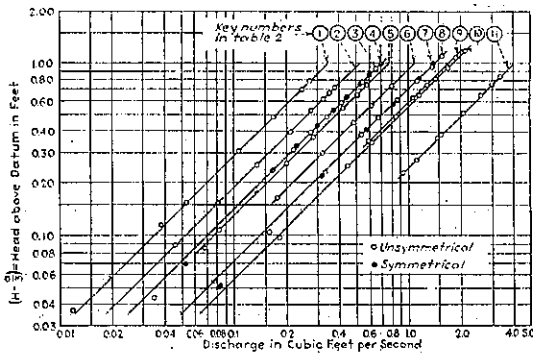


図-9はこれらのデータを図に整理したもので縦軸は $(h - \frac{a}{3})$ 即ち理論上きめられた零点上の水位を示し横軸はそれに相當する流量を呎³/秒で示して居る。各曲線の番號は表-2の堰の番號に相當する。

なほ、図-7は非對稱堰の実験結果をノモグラムとして表したものであるから對稱の場合は図-7で得られた係数を0.99倍する必要がある。(片平信實)

(45) 渦流の寫眞による分析

(“Flow Turbulence Analyzed by Means of Photography.” E. N. R. Nov. 12, 1936, p. 684.)

鑄鉄のT字管における損失水頭の研究がTexas州のTexas A. & M. Collegeにおいて行はれその報告がBulletin No. 41に發表されて居るが流線渦流等に関する実験のデータ、結論等をチェックするのに寫眞を応用して見事な効果をあげて居る。

ガラスで内径1吋のT字管を作り、実験に供したのであるが流線をはつきりさせるため水流中に電氣分解によつて、酸素及水素のガスの水泡を生ぜしめた。此所に用いた水には、電氣分解を助けるため硫酸を加へた。

T字管の部分には、金屬板にあげられたスリットからのアーク燈の光で照され此の部分に流れて來た氣泡はその光を反射して、丁度小さい反射鏡のやうな役目をなし流線を見易くする。寫眞を撮る場合はアーク燈の代りに寫眞用の閃光電球で充分である。図-10はかくして撮つた寫眞の例である。

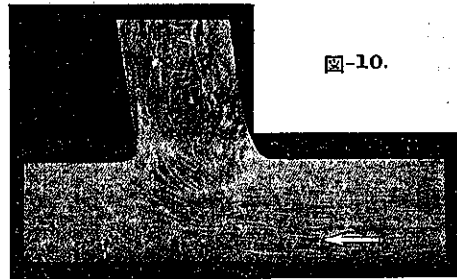


図-10.

図-10は大体水流の50%が支管の方に流れ込む場合で寫眞印刷が不鮮明のため此の図では判断しにくいが実験者の説明をそのまま抄録して見ると、支管と反對側には殆ど渦流がおこらず、眞直に流れ去る水流の大部分は大体定常の水流として流れて居る。支管の方に行く水は支管の壁に衝突して螺旋運動をなす渦流となり流れ込み下流に去つて再び平行流となる。右の寫眞は100%分流する場合で非常に大きな渦流が生じ水頭消失が

普通の肘管より大きいことがわかつた。(片平信貴)

材 料

(46) 高珪酸セメントの硫酸鹽溶液及 海水に對する抵抗

(La résistance des ciments artificiels très siliceux aux eaux sulfatées et à l'eau de mer. Le Génie Civil 12 Déc. 1936, p. 533-535.)

燒成塊を作るべき原料中に含まれる化学的諸成分の量的配合率は可なり一定して居ないものであつて、從て此の燒成塊を粉碎して得られるポルトランドセメントの化学的組成乃至性質は相當変動するものである。

各國特に合衆國に於ては、特殊目的に適ふセメントの製造が種々と研究工夫されて來た。之が爲には化学的組成を除く外殊に粉末度の如きは一定のものとして、燒成塊の化学的組成とセメントの諸性質（譬へば硬化速度、モルタル強度、發熱度等）との間の關係を究明するに努めた。彼の有名なボーグダー堰堤に使用されたセメントの如きは強度に於ては通常のセメントに劣る事無くして、發熱量に於ては遙かに僅かに留まるものである。最近に至りて大体、上記の諸關係が明瞭にされた結果、茲に述べる様な硫酸性の水に非常に強い高珪酸セメントが發明された。

説明の便宜上燒成塊の成分（アンリー・ル・シャテリエ以來明瞭にされた）に就て一言するならば、之等の組成分はいづれも純然なる礦物質であつて、名稱組成は、

石灰アルミ鉄	$Al_2O_3 \cdot Fe_2O_3 \cdot 4CaO$
三石灰酸化アルミニウム	$Al_2O_3 \cdot 3CaO$
三石灰珪酸	$SiO_2 \cdot 3CaO$
二石灰珪酸	$SiO_2 \cdot 2CaO$

普通 Al_2O_3 を A, CaO を C, Fe_2O_3 を F, SiO_2 を S と略記する。此の略記號を用ゆれば上記の組成分は夫々

C_4AF , C_3A , C_3S , C_2S となる。

以上の外に若干の酸化マグネシウム MgO （之は別に大した作用はせぬものと考へられて居る）と遊離石灰 CaO 少々を含み、後者の量は通常 0.5~0.3% と見られて居る。

セメントの性質に重大關係を有するものは C_3A ・ C_3S ・ C_2S の三者であつて、 C_3A の含有量多く、從て他二者の量少きものは高アルミセメント、低珪酸セメントで反對に C_3A が少きものは高珪酸低アルミセメントであ

る。

多くの米國に於ける研究を綜合するに、燒成塊の組成とセメントの性質との間に存する關係は頗る明瞭したものであつて、特に、モルタル強度 R と上記の諸成分との間には次式の如き直線式的函數關係が認められる。

$$R = aC_3S + bC_2S + cC_3A + dC_4AF$$

但し C_3S は C_2S の含有量を表はす、以下同じ。

a, b, c, d は試験体の材齡、製作、養生に關し、セメントの種類に無關係な常係數

既述の様に硬化時の發熱量に就ても同様な關係が得られたが、硫酸鹽溶液に依り腐蝕途中に於ける強度に關しては詳細な實驗を要する。

從來の諸實驗に徴するに、硫酸鹽溶液又は海水に對する抵抗は各セメントに依り頗る區々なものであるが、此の間の消息は、歐米に於ける斯界の研究者に依りて近來明らかにせられた。

即ち凝結硬化に際しては C_2S 及 C_3S は其の有する石灰の一部を放棄し、遊離の $Ca(OH)_2$ として存在せしむる結果 C_3S との間に一石灰水化珪酸 $C_3S \cdot H_2O$ を生ぜしめるに至る。他方、 C_3A は遊離石灰の一部と結合して結晶水を有する四石灰酸化アルミニウム $C_4A \cdot H_2O$ に變ずる。

從て硬化後のモルタルは一石灰珪酸（結晶水を有す）四石灰酸化アルミニウム（結晶水を有す）遊離消石灰の三主要成分からなり、然も之等三者は各自別個に單に物理的に結着してゐるに過ぎぬもの故、此の中の一つを侵蝕する事はモルタル又はコンクリート全体としての侵蝕崩壊を招來する事となる。

石灰は最も侵され易く、1立の水の中 2.2 瓦の割合で溶解し得るもの故、最初質の緻密なコンクリートでも之を長く水中（淡水又は海水）に放置し置くときは徐々に石灰分が水中に溶解流れ出し漸次空隙を増大して終には強度を失ふに至るのである。

四石灰酸化アルミニウムの危險性は勝るとも劣らざるものである。何となれば海水中に含まれる石灰又はマグネシウムの硫酸鹽に作用してカンドロ氏鹽 (sel de Candlot) と呼ばれる硫化アルミニウム石灰を生ぜしめる。

而して此のカンドロ氏鹽は針狀結晶をなし、其の結成に際しては容積の膨脹を伴ふが故に、モルタル乃至コンクリートを其の内部から破碎せしめるに至るのである。

處で硫酸鹽を含む水に對しコンクリートの腐蝕を防ぐ數個の手段がある。

第一はモルタル乃至コンクリートを出来る限り緻密にして、外部から液体(普通の場合は水)の滲透し来る事を無くするもので、フェレー、アゾラム、ボロマー等に依つて大体解決済みの問題である。然し乍ら如何に緻密にすると云つても自ら程度があり、諸種の原因から生ずべき龜裂等を絶無とする事は出来ないのであるから、此の方法は所詮完全なものたるを得ないものである。

侵蝕に弱い二つの有害な成分、消石灰と四石灰酸化アルミニウムを適當に処理する事、依り被侵蝕時の弱點たる事を解消せしめ得れば最良の方法である。

石灰の安定化に使用される方法は古來ローマ人の考案したものと原理に於て大差無きもので、即ちアゾラマ(特殊の粘土で適當に焼かれたもの、火山灰は一種のアゾラマと云はれ得る)の様な膠結材を用ひる方法であつて、游離石灰は其の硬化(極めて緩やかな)に際し漸次之と結合する。

表-5.

Désignation	Sable siliceux SiO ²	Silice soluble SiO ²	kaolfe S	Alumine Al ² O ³	Oxyde de manganèse MnO	Sesqui-oxyde de fer Fe ² O ³	Pro-oxide de fer FeO	Chaux CaO	Magnésia MgO	Anhydride sulfurique SO ²	Anhydride carbonique CO ²	Eau et matières volatiles	Total
A	0,65	32,3		1,0		0,8		66,5	1,5	1,25	1,5	2,2	99,7
B	0,3	97,3	1,0	13,3	1,8		1,4	17,3	3,1	2,3	0,8	1,1	99,9
C	0,25	30,75	0,2	9,25	1,65		0,9	60,5	2,5	1,5	1,2	0,2	99,3

石灰より有害と目される四石灰酸化アルミニウムに就ては簡単な安定化の手段が無い、従てセメントを作るに際し、更にアルミニウム分の少ないものを、即ち高珪酸セメントを得る如き考慮を拂はねばならない。

元來ポルトランドセメントに於てはアルミニウムの多い程侵され易くなるもので、佛國土木省規定では海水中の工事に對してはアルミニウム含有量 8% 以下たるべしと強制してゐる程である。

1913 年頃既に Richard 氏(米國)は此の點に着眼し、表-3 の様に高珪酸低アルミセメント試験体と低珪酸高アルミセメント試験体各 1 個を 2% の硫化マグネシウム鹽溶液中に浸し、明かに前者が侵蝕に強い事を檢證してゐる。

表-3. Richard 氏試験体組成比較(%)

種 別	高珪酸セメント	高アルミセメント
珪 酸	23.21	19.60
酸 化 鉄	2.25	2.55
アルミニウム	3.03	7.60
石 灰	63.75	63.12
マグネシウム	5.5	3.10
無水亜硫酸	1.51	1.60

表-4. Richard 氏試験体の引張強度(kg/cm²)

経過日数	高珪酸セメント	高アルミセメント
7 日	15.81	17.01
28 日	21.54	22.35
3 月	30.22	28.40
6 月	33.92	16.16
1 年	35.15	崩 壊
2 年	29.97	—

最近佛國內に於て性質の異なる諸種のセメントで作つた試験体を用ひ、長期間侵蝕性溶液中に浸し、其の強度試験を實施した結果は Richard 氏と同様の結論に達した。此の試験に用ひたセメントは 6 種あり。

- A. 高珪酸性セメント
- B. 金屬性セメント(鉄セメント)
- C. 高炉セメント
- D. 鑛滓セメント
- E. アゾラニックセメント(火山灰セメント)
- F. 市場にある其の他の良質セメント

寫眞に掲載したものは上記中の A, B, C で、又其の組成を示したのは表-5 である。表中 A のアルミニウム含有量が特に低い事は腐蝕時の強度試験結果と對比して興味あるものである。

図-11.

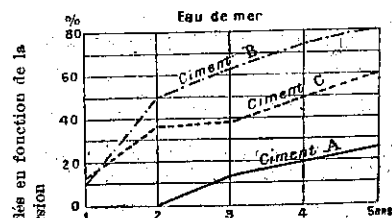
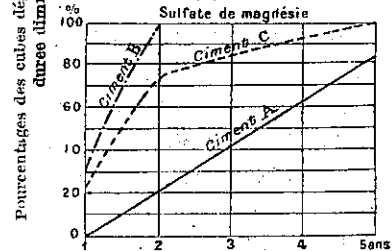


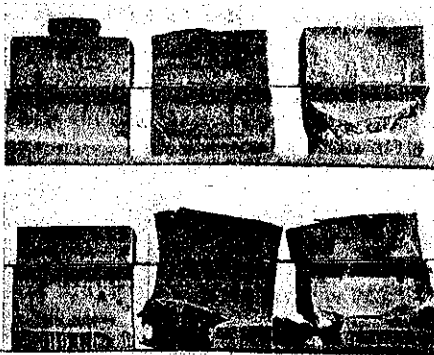
図-12.



試験溶液は海水及 $MgSO_4 \cdot 7H_2O$ の 10 瓦/立の溶液で、モルタルは 1:5 配合で態々質を粗糲にして侵蝕結果が早く見られる様にしたが、それでも 5 箇年の長月を要して居る。

図-11, 図-12 は此の試験結果で縦軸に経過時間, 横軸に分解に依り龜裂を生ずるに至つた試験体の百分率を取つて居る。図-13 は實際の試験体の状態を示す。之等から見て金属性セメントは普通セメントより侵蝕度少き事; 高珪酸セメントは金属性セメントに比し一層侵蝕に對して強く、海水中の工事の如きに用ひらるべきを明言して居る。

図-13.



更に前述の關係式に於て非常に長期間後の強度 R はセメント中の三石灰及二石灰珪酸に依り之が多い程増す事が此の程米國で断定に達した。然らば、高珪酸セメントは勿論此の 2 成分に富むものなれば、長期の強度にも勝れて居る、即ち壽命に於ても優秀なる事が云はれ得よう。

(藤田龜太郎)

コンクリート及鉄筋コンクリート

(47) 鉄筋コンクリート杭の聴診

(“L'auscultation des pieux en béton armé.”
Le Génie Civil, 26, Sep. 1936, p. 263~265.)

従來杭の地中進行の状態を明かにする唯一の検査方法は打込みのカーブを検査することであつた。けれども地中に杭が打込まれる時何等かの損傷を蒙つてもそのカーブは変化せず極く僅少な場合の外は常態と變る所がない。著者は本文に於て打込に際して遭遇すべき障害を見出し又あらゆる不確實性を除去せんとする「鉄筋コンクリート杭の聴診」の一方法を紹介してゐる。(図-14, 図-15 参照)

図-14に見るやうに杭の製作に當り杭と同等乃至これ

図-14.

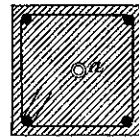


図-15.

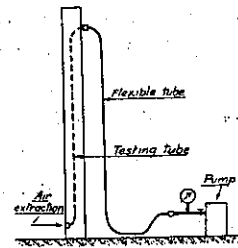


Fig. 4.

以下の彈性率を有する材料で導管 a を通ずる、それで図-15の如く一方からポンプで導管中に一定の圧力を加へた液体例へば水を送る。他端には排氣管が連らなつてゐるから液体は管内に充満する。

コンクリート並に導管材料の多孔性による圧力の変化は既知であり、又同一の工事では略一定してゐるから打込中杭が異常なデフォーメーションを起さなければ圧力計により示される圧力は変わらないが龜裂がおきれば圧力は低下し遂に破損するに至れば急變する。龜裂の重大さを決定するため圧力が低下したら之を舊に復し一定値に於ける圧力低下の持続を計る。龜裂の重大さは圧力低下の速さの函數である。

図-16.

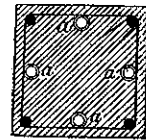


図-16の如く導管 a を 4 ヶ所に配置すれば結果は尙完全である。導管 a に送る液体の圧力は 2 kg/cm^2 が最適で杭の打込開始に先立ちこの位加圧しコンクリートの滲透による圧力の低下を知つておく。この操作はコンクリートの配合、搗固めの程度等により異なるが 15~30 分間の加圧が必要である。打込開始後杭の進行に伴ひ圧力計により圧力を調整しつゝ打撃と杭の進行の關係曲線及導管内の圧力変化の時間に對する關係曲線を作る、杭の支持力は最後の打撃による沈下により決定せられる、そして杭の状態はこゝに述べた聴診法により判明する。(島山 正)

(48) コンクリート構造物と收縮

(G. P. Manning, “Shrinkage and the Struc ural Design of Buildings.” Concrete & Const. Eng.)
Nov. 1936. p. 585~588

鉄筋コンクリート構造物に於ける最も著しい相對變位は主として建物の下部に生ずる。礎段は基礎及其中間の濕地上の床版の抑制作用で變位を受けないが、之の上部の吊床は收縮を受ける。

図-17.

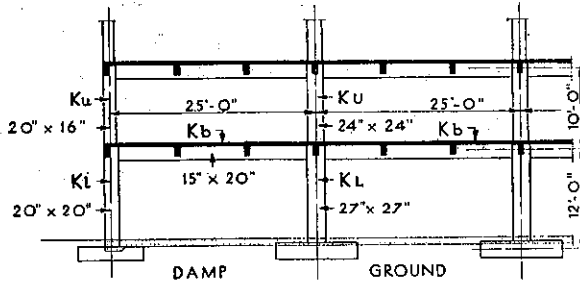
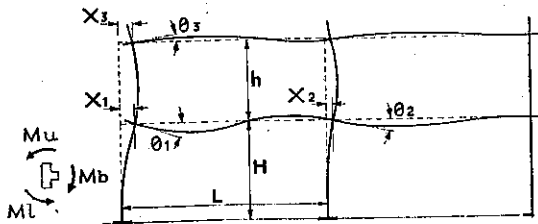


図-18.



今図-17 に建物の下部を示し、図-18 に於て其の中間床の受ける収縮の状態を表はすとする。図-17 に示すものは 5 階建の建築物で毎平方呎に 2cwt (註 cwt=hundred weight=100 封度) の荷重を受け、主桁は中心間隔 15 呎に配置してある。又柱は全く曲げモーメントの影響を受けないと云ふ通例の建前に依つて設計されたものである。今 K_u, K_l 及 K_b を以つて各々上側及下側の柱及梁の(慣性モーメント/長さ)を表はすものとすれば $K_u=57, K_l=92, K_b=120$ を得る。之の場合鉄筋は省略し、断面は總断面を採つた値である。

下側の柱に於けるコンクリートの E_c の値は梁の E_c の約 3 倍であるが計算の便宜上之を考慮に入れずに等しく $E_c=2,000,000$ 封度/吋²とする。

今図-18 に示す様に θ_1, θ_2 及 θ_3 を以つて収縮に依る格點の廻転角を、 x_1, x_2 及 x_3 を以つて同じく水平変位を表はすものとすれば M_u, M_l 及 M_b の値は表-6 の如くである。

又 $M_b = M_u + M_l$ であり、 $\theta_1, \theta_2, \theta_3, x_1, x_2$ 及 x_3 の算

表-6.

	M_b	M_u	M_l
θ_1 によつて	$-4K_b E \theta_1$	$+4K_l E \theta_1$	$+4K_l E \theta_1$
θ_2 によつて	$-2K_b E \theta_2$	—	—
θ_3 によつて	—	$-2K_u E \theta_3$	—
x_1 によつて	—	$6K_u E \frac{x_1}{h}$	$-6K_l E \frac{x_1}{H}$
x_2 によつて	—	$-6K_u E \frac{x_2}{h}$	—

定は断面及長さに關係するが、 $\theta_2 = \frac{\theta_1}{3}, \theta_3 = 0, x_3 = x_1$ と假定すれば直ちに、

$$M_l = -6K_l E \frac{x_1}{H} \left[1 - \frac{4K_l}{\left(4 \frac{2}{3} K_b + 4K_u + 4K_l \right)} \right]$$

今 x_1 を 50 呎の 0.04% とし、 K_l, K_b, K_u の値を代入すれば $M_l = -1,230,000$ 封度-吋

梁に於ける張応力は上部及下部の柱の剪断力の和で、約 26,000 封度であり、又外側の柱に接続する梁の末端では張応力は 86 封度/吋²である。

次に図-19 に示す如き載荷の下に柱に生ずる結構モーメントと計算に依る収縮モーメントとを比較して見ると

表-7.

	M_b	M_u	M_l
荷重	$+\frac{wL^2}{12}$	—	—
θ_1 によつて	$-4K_b E \theta_1$	$+4K_u E \theta_1$	$+4K_l E \theta_1$
θ_2 によつて	$2K_b E \theta_2$	—	—
θ_3 によつて	—	$+2K_u E \theta_3$	—

表-7 の如くである。之の場合主桁に掛る荷重は決して等分布的ではないが、之の差は僅少である故に梁は 1 呎當り 4500 封度と假定する。同様に $M_b = M_u + M_l, \theta_2 = \frac{\theta_1}{3}, \theta_3 = \theta_1$

$$M_l = \frac{wL^2}{12} \left[3 \frac{1}{3} K_b + 4K_l + 6K_u \right] = \frac{wL^2}{12} \frac{368}{1110} = 940,000 \text{ 封度-吋}$$

之の外に上下の柱の接続點の偏倚 2 吋に依るモーメント 400,000 封度-吋があるが、之のモーメントは格點に於て 3 方向に分割され下側の柱の結構モーメントを 800,000 封度-吋に減ずる。収縮に依る下側の中間柱のモーメントは

$$6K_l E \frac{x_2}{H} \left[1 - \frac{4K_l}{15K_b + 3K_u + 4K_l} \right]$$

若し x_2 を 25 呎の 0.04% とすれば下側柱の収縮モーメントは 2,000,000 封度-吋となり、計算の結果其の最大モーメントは 1,200,000 封度-吋となる。之等の結構モーメントの比較は、表-8 の如くである。

表-8.

	内側の柱	外側の柱
結構モーメントの理論値	$\pm 1,200,000$	800,000
収縮モーメントの理論値	-2,000,000	-1,230,000
最悪の場合の理論的モーメント	約 3,000,000	約 1,000,000
實際の構造物のモーメント	不明	不明

以上の結果から次の如き結論を得る。

1. 収縮による影響は最下の吊床に於て最も著しい。
2. 斯る床に於ける張力はコンクリートの抵抗モーメントに對する応張強度を不安なとしめる。径間の大いなる平板床にあつては少くとも $0.125W/L \left(1 - \frac{2}{3} \frac{C}{H}\right)^2$ だけのモーメントを取り得る如く配筋すべきである。
3. 梁に生じた張応力は其の對剪断強度に重大なる影響を與へる。示様書に依れば相當の収縮を受けるコンクリートの安全剪断強度は断面 bjd に對し 625 封度/時²とされてゐるが、之れは基礎桁の如き径間と高さの比が 4 或は其れ以下の如き場合には適當であつて、之の値を通常の中間吊床の如き低い梁に對して、溫度応力、収縮応力乃至は柱の不等沈下等に依る応力に抵抗せしめるには同一径間～深さ比に對して bjd 面積に對し 3000 封度/時²を必要とする。斯る値は如何なる場合と雖もその 1/2 にさえも達し得ぬことは明かである。
4. 建物を柱に於ける理論的結構モーメントに依つて設計し、その収縮に依るモーメントの大部分を省略する事は合理的でない。

5. 又通常の建物に於て柱の受ける応力が直圧力のみで 600 封度/時² 以下であり、梁は柱が曲げモーメントを受けないものとして設計されたものである場合には、コンクリート配合 1:2:4 の柱が直圧力及理論的モーメントの兩者に依つて生ずる理論的最大応力度が 1000 乃至 1200 封度/時² 程度であれば全く安全であると看過してよい。之等の条件によつて世の多くの柱は充分に其の機能を發揮してゐるものと考えてよい。(糸川一郎)

(49) 振動搗コンクリート

(Architekt Hallensleben. "Rüttelbeton." Bau-technik, II. Dez. S. 791~793 und 18. Dez. S. 802~804, 1936.)

(I) 振動搗の特徴: コンクリート填充後搗棒でつく事によつて空隙を小ならしめ、鉄筋の周圍にコンクリートを充分行き渡らせる。この習慣から振動搗は思ひ付いたもので、この搗く事によつてコンクリートの品質も同時に向上せしめる事は明かである。振動を與へるため最初は他の目的に使用された氣鐘が用ひられてゐたが次第に改良されて所謂ヴァイブレーターなるものが考案された。

連続的に振動を與へる事によつて——約 3500 回/分——コンクリートの各組織成分は相互に結びあつて緻密になりその際同時にセメント糊によつてつゞまれ均

一になる。又空氣は逃げ去り 1 秒もたてば容積は 1/5 となる。そのため硬練コンクリートでも流動を始める。一方氣泡は音を立て、大氣中へ逃げ去る。氣泡がなくなれば漸次振動を中止する。すると直ちにコンクリートは膠質状となるから間もなく型枠の一部をはづす事が出来る。型枠をはづしてゐる間に修繕が出來又 6 つの面の中 5 面は外氣にさらすため隙目の生ずるのを防ぐ利點がある。

(II) 振動機: 振動機には電動式と空氣動式とがある。各々特徴があつて優劣は簡単に判じ難いが一般に電動式は購入及維持費が安く消費動力も空氣動式の 1/10 ですむ。しかし空氣動式の方が馬力があつて短時間

図-19.

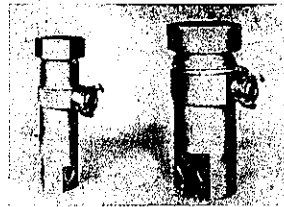
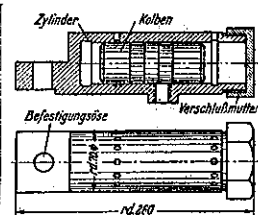


図-20.



で効果をあげる事が出来る。図-19,20 はドイツ製空氣動式振動機の外觀及断面を示してある。簡単な鉄の容器の中にピストンがあつて

図-21.



圧搾空氣により左右に動く。容器の端には穴があけてあつて、型枠に取付ける様になつてゐる。振動がコンクリートに充分傳はるため

型枠の結合はしつかりしてゐなければならぬ。釘付け楔止めはゆるみ易いから出来るだけ使はない方がよい。図-21 は電動式振動機の一例で振動数は大凡 3000~10000 回/分位のものである。

(III) 使用方法の種類: a) 外部振動 これは型枠の外側から振動を與へる方法で間接にコンクリートを振動させる。従て作用はわづかの深さで消滅する。従てこの方法は薄い構造物に適用される。例へば薄壁、柱、杭、マスト或は港湾工事の如く表面近くだけ緻密にするのに使はれる。

b) 表面振動 この方法は特別に組立てられた振動機をコンクリートの上表面に設置し直接に振動を傳へる。図-22 はその一例である。作用は大凡 20~25 cm の深さに達する。40~50m の深さまで及ぼす場合は盤の下

図-22.

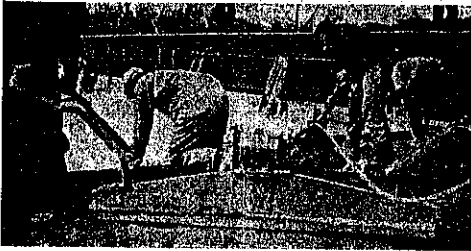
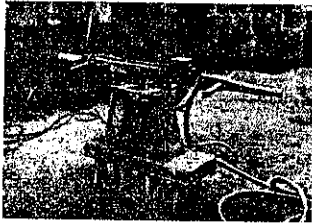


図-23.



面に鉄の齒形をつける(図-23)この第2の方法はダム、道路工、航空港等に使はれ特に大塊コンクリートに用ひられる。

e) 内部振動 この方法には瓶状或は箱型の振動機が主に用ひられる。コンクリート塊中に全部或は一部を挿入して振動させる振動機は水密な箱の中に入れて、箱を通じてコンクリートを振動する(図-24, 図-25)。硬練コンクリートを用ひても流動性が出てくる。この内部

図-24.

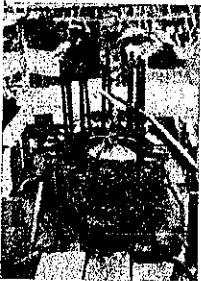


図-25.

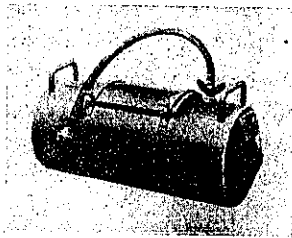


図-26.

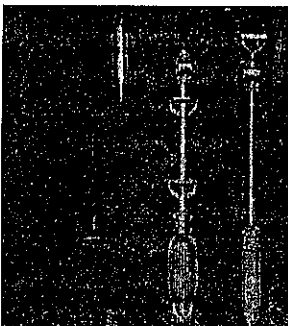
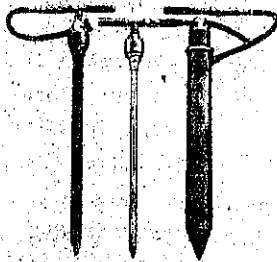


図-27.



振動機で図-26の様に手でもつて簡単に操作出来るのがアメリカで考案された。図-27は特別の容器に入れたもので針型振動機と云つてゐる、空気動式でコンクリート塊中にたゞつこめばよい。

今日まで耐水構造物を作るにはスランプの15~18cmの軟かいものを使つてゐたが振動機を使ふ様になり4~6cm位の硬練りが使へる様になつた。

d) 振動搗の効果 この新方法の効果は多くの条件によつて違つてくるからよく注意せねば却つて悪影響を及ぼす事がある。その条件にはコンクリートの組織成分、振動の時間、機械の打撃数等が含まれる。コンクリートの組織成分に關して振動搗では他の搗き方のものをその儘採用出来ない。振動搗では粗骨材を多く使用し砂、セメントは少くてよい。細骨材の割合はドイツ委員会の制定では少くとも40%必要であるが1/5少く出来る。又水も少くてよいからコンクリートの強度は増加する。しかしあまり少くてもいけない。限度がある。手搗コンクリートではw/cは0.7が普通であるが振動搗きでは0.45~0.50でよい。又セメントの量も15%少く出来る。組織成分の違ひは表-9の如し。

表-9.

	Stampfbeton	Rüttelbeton
	je m ³	je m ³
Zement	340 kg	280 kg
Grobzuschlag	810 l	950 l
Sand	540 l	420 l
Wasser	164 l	134 l
Setzmaß	6,3	2 bis 4
Wasserzementverhältnis	0,7	0,45

硬さの程度は振動を與へる時間によるもので、モルタルが充分ない時は、激しい打撃によつて表面に粗骨材が横たはる。又充分ある時は過剰な分が粥の如く表面に出てくる。水が多いと、どろどろになるが少いと流動性がない。その程度は少し経験すればわかる。

今の所打撃数は3000-3600回/分の程度であるが時がたつにつれて改良されもつと高める事が出来るであらう。振動機は馬力が大きくなければいけない。そして全範圍あます所なく振動を與へないといけない。又過度の振動を與へると、却つて害を與へ分離し粗骨材が機械の近くに集るか或は下に落ちてしまふ。振動の時間は1/2~2分が普通で組織成分、深さその他の條件に準じてきめる。

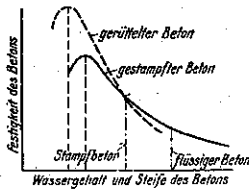
e) 振動搗の利點 新方法の利點を以下逐次述べる。

1. 先づコンクリートの強度が増加する。Stutt-

gart 材料試験所に於て 1933 年の研究によると、圧縮応力は 200%，曲げ応力は 160% 増しの結果を得た。但し此のコンクリートは水量が少ないものであつた。普通の倍の水を使ふ時は強度は

4/5 に減ずるから水を多く使つても駄目である。しかし硬練りは手搗きではむづかしいが振動搗きでは容易であつてこれが第一の利點である。この違いは 図-28

図-28.



2. 密度が増大する。手搗きでは密度は約 0.75 であるが振動搗では少くとも 0.85 となる。従て重量も 2.24 kg/l と 2.37 kg/l の割合となる。振動によつて組織成分の相互に接觸するのをしばらく中止せしめ而して後各分子がセメント糊中を滑動し、しつかりした関係を結ぶのである。又空気は逃げ去ることため密度は増加する。

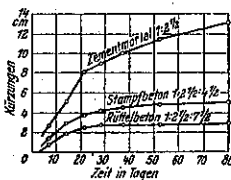
3. 水密性が増大する。振動搗きで作つた水槽に 5 箇月水を入れて置いた所、水面が少しも下らなかつた實例がある。その後水槽を破壊し壁をしらべた所水は數 mm だけ浸水してゐて吸水率は手搗きのものより 7%-8% 少ない事がわかつた。

4. 風化に對する抵抗性が増大する。吸水性が少ないから霜でやられる事も少く風化に對して強いものが得られる。これに關してアメリカでは面白い研究がある。Minnesota 州の國道局でコンクリート試験体を 5 分熱水に入れ次に 5 分アイスクリームの中に入れ次に 30 分鹽化カルシウム溶液 (17°C) にひたした。之を繰返した所手搗きものは 20~40 回で害を受けたが振動搗では 110 回でも大した変化はなかつた。この様に水密性があり風化に強いから水中コンクリート打、沼氣のある沼地の基礎打にも良好である。

5. コンクリートと鉄筋の附着力の増大。よくコンクリートが鉄筋の周りに行き渡るため附着力は増し、手搗きの 14-16 kg/cm² に對し 22-30 kg/cm² の値を示してゐる。

図-29.

6. 容積変化の減少。これは容積変化に關係の少ない粗骨材を多く用ひ、水セメント量が少くてすむためであつて 図-29 のアメリカ材料試験局の結果によればこの點は明かである。この研究は 4×6×21 吋の大きさの



の點は明かである。この研究は 4×6×21 吋の大きさの

プリズムを使用した。1:2.5 のセメントモルタル 1:2.5:4.5 の手搗コンクリート 1:2.5:7.5 の振動搗コンクリートの 3 種を製作し、製作後 7, 14, 21, 28, 37, 52, 80 日後の変化を見た。

7. 經濟的なる事。經濟的見地よりしても振動搗は優つた點が多い。以上の利點を適用すれば頗る經濟的となる。第一にセメントは少くてすむ。同じ強度を得るためには 15% 少くてよい。Pine-Canyon-Dam の建設の際セメントの節約は 1 碼³につき 0.2 樽の割合であつた。全体では 44500 碼³ 即ち 146840 弗の節約が出来た。又養生期間の短縮が出来るため型枠を早くはづし他の場所に使用出来る利點もある。しかし不利な點と云へば振動を與へるため型枠は厚く密につくらねばならない。又ボルトを使つてゆるみのない様にする。これらはセメントの節約に較べると問題にならない。その他振動搗きによれば新築兩層間の附着力も高まり、手搗コンクリートでは出来ない様な橋梁のこみ入つた所とかトンネル工事にも良質コンクリートを打つ事が出来る。

現今ドイツでもこの方法は盛に研究され實用期に入らんとしてゐる。フランス、アメリカでは盛に利用され文献も相當集つてゐる。次の工事は振動搗め法を採用してゐる。Architekt Freyssinet 監督の Bretagne にある Elorn-Fluß にかゝる Plougastel-Viadukt 及パリ Orly の格納庫、又フランスの Dordogne 地方の Marégnis ダム、カナダの Quebec に作る Chute-à-Charon ダム、ニューヨークの Washington-Brücke New Jersey の Bayonne-Brücke、Philadelphia の郵便局、スイスの Martigny-Salvan 通りの Trient-schlucht にかゝる 100m スパンの橋梁等々である。

(山内一郎)

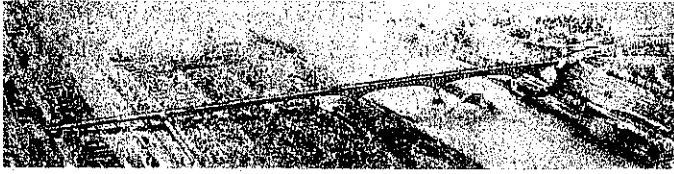
橋梁及構造物

(50) 靜定連続構橋

(“Continuity and Determinancy Combined in New Bridge.” E. N. R. Sep. 3, 1936, p. 328~330.)

Pittsburgh と Homestead との間の Monongahela 河に架設中の Homestead 橋は所謂 Wichert トラスで、剛性、材料の經濟、基礎の小なること等連続構の利點と応力計算の容易、反力の正確等の靜定構の利點とを兼備してゐる上に、モーメントの分布を正確に自由に出來、橋脚沈下の影響を無視出來、弦材の間の溫度変化は応力に影響せず、反力の調整を要しない。これは不靜定橋脚上の格間を菱形の鍍合とし、その 1 頂點を橋脚に

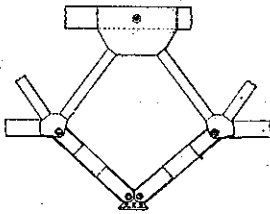
図-30.



の様に配置したからである。

図-30 に示す如く Pittsburgh 側の断崖の上から川を渡つて Homestead の八番街との交又點まで長さ約 3200ft の上路橋で、

図-31.



Wichert トラスが 2 組ある。1 は主径間即ち 4 径間 (291-533½-533½-291ft) の曲下弦のもの (径間を右から 17, 16, 15 及 14 番と名付く)、他は取付即ち両端各 128ft, 中間各 163ft の 6 径間よりなる直弦のもの。前者の橋脚はコンクリート後者の鉄の樁柱。残りの部分は Pennsylvania 及 Pittsburgh & Lake Erie 兩鉄道を越える 6 連の鉸桁と七番街を越える鉄の剛樞よりなる。

幅員は車道 40ft, 歩道 8ft で持出し。軌道上の空間を取るために 5 番径間に下路鉸桁を用いた結果最初の 5 連の鉸桁は心々 44ft となつた。車道の舗装はコンクリートを詰めた鉄の I 格子で深さ約 4½in, 最大重量 60lbs/sq.ft. 歩道床版は単位重量 100lbs/ft³, 撓粘土を骨材とせるコンクリートである。

Wichert トラスの計算で大切なのは 菱形の上の鉸點の廻りのモーメントでその値は橋脚反力と菱形の寸法より定まる定數との積である。故に反力は菱形の上の鉸點の廻りのモーメントをとりて立てたるいくつかの式を聯立方程式として解けば簡単に求まる。菱形定數は呎であらばし、その値は、上と下の鉸點を結んだ線分を高さとし、菱形の 1 邊を上鉸點を通過して水平に引いた線に交るまで延長し、それを斜邊とせる直角三角形の底邊の 1/2 に等しい。

他の連続構と同様に所謂“定點”, が最も大切でトラスに關聯する總ての計算の基礎になる。荷重には無關係にトラスの寸法によつて決まるこれらの定點は各の径間に二つづゝあつて一つは左端に近く他の一つは右端の近くにある。

定點がきまれば影響線は直ぐ定まる。端の反力に

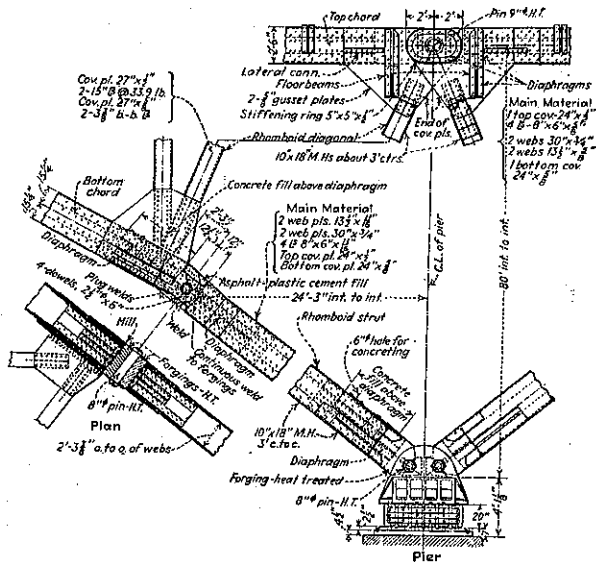
對する影響線は視察によつて引ける。影響線は直線よりなり、反力に對するそれは菱形の上の鉸點を結べばよい。影響線は單にトラスの寸法のみに關係してゐるから、求めた応力は部材にえらんだ断面に關する係數に對して修正する必要はない。菱形の寸法を變へることによつて菱

形常數を自由に變へられるから、トラスの外觀が經濟上及美學上の要求に合ふやうにモーメントの分配を自由に支配することが出来る。經濟上の目的に對しては死荷重モーメント曲線を出來るだけトラスの外觀に近くなるやうにする。此のモーメント曲線は單徑間曲げモーメントを書き之に橋脚を越えての負モーメントに對する適當な値を與へる結び線を加へることによつて得られる。この後者のモーメントは勿論反力と菱形常數とから得られる。

橋脚 15 及 17 の菱形常數は 47.8641ft, 橋脚 16 (川の真中) のは 54.6887ft, これらの値を使つて 3 橋脚に於ける死荷重曲げモーメントは最も經濟的な分布を與へるやうに選んだ。そのために真中の橋脚に於ては他の二つより大きなモーメントが必要になつた。

最大二次応力は一次応力の約 20% であつて、この二次応力の小さいと云ふことも片持梁や普通の連続桁をしのぐ特殊な利點である。菱形の交點には摩擦によつて近くの部材に二次応力を起さない様に出來るだけ小

図-32.



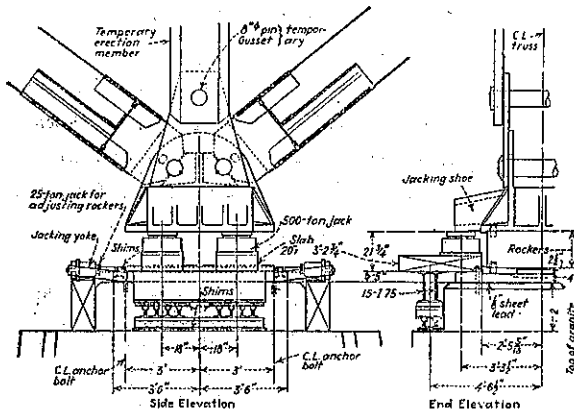
さい鉚を使ふ。

川の上の径間の菱形の詳細は図-32に示す。脊は橋脚 15 及 17 の見本で 16 には固定脊を用ふ。脊に鉚を二つ用ひたのは 1 本の大きな鉚より構造が簡単になるからである。

鋼材架設は橋脚 15 (図-30 の左岸の堤防上) より始め径間 14 は足場を組んで地面から起重機を用ひて行ひ、14 径間の上に敷格間を組立て、後、橋上を移動起重機が 15, 16 及 17 径間と順次組立て、進んだ。各主径間には假ベントが 2 つ要る。径間 15 が第一のベントの上に達した時に橋は 2 径間の Wichert トラスになり次の敷格間はベントから片持出となる。この径間が第 2 ベントに達すれば第 1 ベントを取りのけ橋は再び一時 2 径間 Wichert トラスとなる。以下同様にして径間 17 には足場が要らない。

架設中には構造の安定と次の径間をベントの上へ下げるために一時的な調整し得る縦材を菱形の中へ用ひる。図-33 に示す如し。

図-33.



(三好宗逸)

(51) 無鉸拱橋の特殊架設工事

(W. K. Greene, "Special Problems of Hingeless Arch Erection." E. N. R. Nov. 12, 1936, p. 669-673.)

New York, Henry Hudson 橋の中央径間は 800 呎で鋼鉄拱橋としても無鉸拱橋としても世界最長で変つた架設法が試みられた。無鉸拱橋なるため拱肋は特に細心に製作し架設中は応力分布を正しく調節する必要があり拱肋

の閉合も数臺のジャッキを用ひて拱頂材を嵌込む変つた方法をとつた。且 Harlem 河の舟運と北岸橋下の New York Central 鉄道を防ぐ必要から桁の突出を長くしてトッゲルで支へねばならなかつた。

本橋の設計概要 (詳細は E. N. R. Eng. 19, 1936, 232 頁参照) を述べれば拱桁は桁高 12 呎 6 吋、幅 5 呎 6 吋、心々 50 呎の函形鉄桁より成り、床版は車道 42 呎、歩道 4 呎幅で拱控柱で支持される。主桁及添接材は珪素鋼、他は炭素鋼を用ひた。満載死活両荷重に對し固定鉸拱橋として設計、拱肋短縮の影響は反りを死荷重に對し付したので活荷重のみを考へ、溫度応力の算出には常溫華氏 55 度を基準とした。

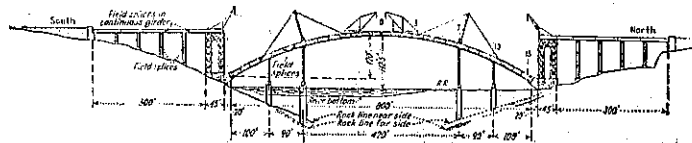
応力を一様に分布させるには常溫で死荷重の下に正しい形状となる様製作施工する必要があり、初めの示様に依れば普通に一部施工の上現場の測定に基き閉合材長を決める筈の所、溫度風等の影響を受け工事の遅れる危険が多い上、閉合の際拱肋に可成りの曲げモーメントを生ずるから尙厄介である。色々研究した結果橋脚上の受當が出来上つた後、径間長を實測して拱肋を之に合せて製作する方が理想に近い応力状態を得られると云ふ結論に達し、結局工場の製作組立は完全に出来、竣功を早め得た。

後述する理由から拱頂に設けた“要石”即長 2 呎 6 吋餘の閉合材は径間長を實測した上でその必要な長を決めて製作し工場で隣合せの部材と組合せた。

製作: 拱肋材は 1 格間分づゝ製作したが両端部材だけは重量大なる爲分割した。材片の長は 23 1/2 呎 - 32 1/2 呎、重さは 38t-48t であつた。各材片の両端は支圧面を仕上げ継手は拱軸に直角に設けた。端面の仕上げは 12 呎 9 吋 x 5 呎 6 吋以上の面積に集成して行ひ継手は角度の誤差が拱軸線に數倍の影響を與へるから特に仕上に注意し角度の検測は材片の 4 隅を結ぶ梯形の各邊及對角線に就て夫々行つた。

假組立延長は 200 呎以上を必要とし一端より組立て他端より解体して行き延長は常に 200 呎以上ある如くした。継手の擴孔は検測後に行つたが、検測は全延長と各格點の縦距を、内 8 回は特に仕上端の角度と弦長を測

図-34.



つた。計算寸法とは良く一致し、誤差は拱肋延長 846 呎に對し 1 吋以下、格點縦距が 1/4 吋以下であつた。

施工に當つては足場と桁の突出法、閉合法を研究し圖-34 の如き方法を採用した。無鉸なる點を利用して橋脚から突出す架桁法をとり、左右岸共格點 7, 10 に足場を設け、過大な曲げモーメントを分擔するトツグルを格點 7 に設置した。閉合は拱頂にジャツキで外圧を加へて行ひ場合に依つては構柱 7N, 7S を操作することとした。橋脚、構柱、トツグルに荷重を配分する爲拱頂を始め低く組立てジャツキで托上して中央の開きを直して閉合材を嵌込む必要があつた。閉合材長 2 呎 6 吋は溫度其の他の變化を考慮し托上前の開き 6 吋として決定した。架設中生ずる応力のため設計を變へる必要はなく、只構柱とトツグル連結部に隔板を添加しただけで済んだから宜かつた。

地形は圖-34 の通り北側 1/3 は陸上残りは水面であるから、受脊、起拱部、格點 10 までの拱肋は南側は起重機船で北側は起重機車で施工し、残りの拱肋は内側の桁の蓋板に直載した 2 臺の移動起重機で兩側から架設を進めた。

受脊の設置：受脊の位置は正確に決めねばならない。その寸法は 20 呎×14 呎×6 呎 4 吋で半分づつ運搬した。大体の位置を決めてボルトで締め調節を容易にする爲ジャツキを用ひ(圖-35)、愈位置へ収まると徑 3 吋、長 30 呎のアンカーボルト 18 本中 4 本を締め、脊と橋脚

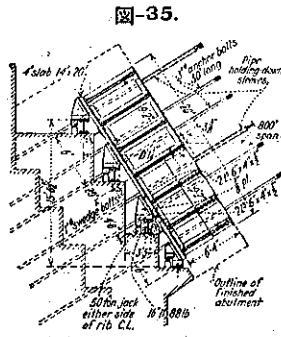
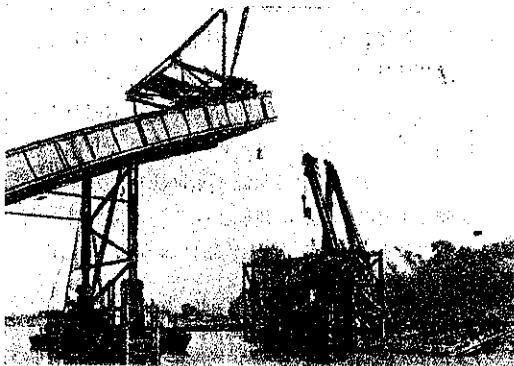


圖-36.



を山形鋼で溶接し鉄筋を配置してコンクリートを打つた。脊が完成してから徑間を測つた。

足場構柱：足場は鋼製構柱で幅や高を調節し得る如くし下端に水圧ジャツキを設け、脊より下は H 形鋼杭でその鑄鋼製杭先は假棒を通して河底に達して居る。

構柱 7S, 10S の假棒は船上で組立て現場へ運んで起重機船で所定の位置に沈下した。10S は 80t, 7S は 140t あつた(圖-36) 北側は陸上であつたが杭の打込を容易にする爲やはり假棒を用ひた。杭長は 60 乃至 135 呎ある。

トツグル柱は拱肋柱を利用し、その下端に特殊ジャツキを設け拱肋調整に用ひた(圖-37)。トツグルは 10×1 1/2 吋のアイバー 2 本よりなる鎖で連結してからジャツキで締める様にした。

鋼材架設：突桁式架桁法は普通に先づ起拱材を脊にボルト締し、徑 3 吋のアンカーボルト 18 本は 6 呎の螺旋廻を用ひた。格點 11 まで突出して足場 10 を作り

圖-37.

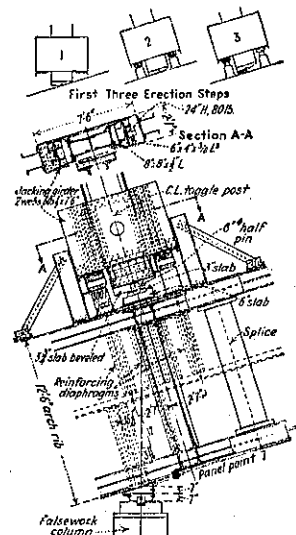


圖-38.



拱肋 11-10 を載せ格点 11 の継手上部を開けて置き足場 10 を扛上してこの隙間を閉ぢ向 5/8 吋高めて起拱部の曲げモーメントを除去つた。足場 7 まで進むと之を 9/8 吋扛上して足場 10 の荷重を取去り、こゝでトッグル柱を垂直に立て鎖を受臺に繋いでおいて (図-38) 格点 4 に至つて足場 7 を 5/8 吋下げて起拱部の曲げモーメントを減じ拱肋 4-3 を架渡し鎖の前端を之に結びトッグル柱は拱軸に直角に傾け鎖の後端も結んで柱を 1 呎 4 吋扛上して鎖を緊張させた。格点 1 まで架設して足場 7 を再び 8/8 吋下げて起拱部の曲げモーメントを減じた。この時拱肋の位置を検査して足場 7 の高を少し修正することに依り拱の各半部の軸線を直し、突端の高を一致させた後、拱肋 1-0 を架設しトッグル柱を加減して軸線を正し拱頂に振止めとジャッキを用意した。

拱頂ジャッキ： ジャッキと挾木は邪魔にならぬ様に各突縁の外側に配置した (図-39)。扛上の結果は拱頂が

図-39.

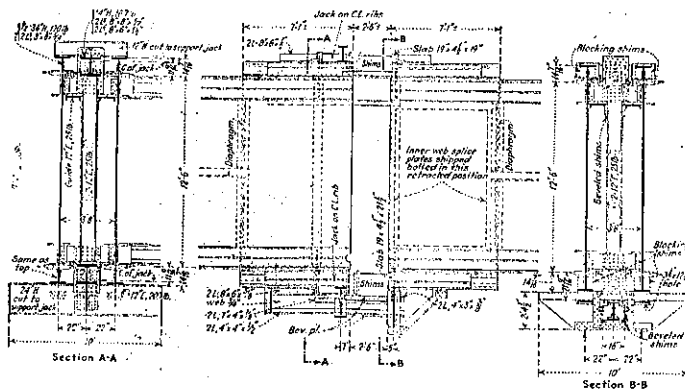


図-40.

約 4 呎上り拱の兩半部は角変化を起した。上下のジャッキは同一ポンプで聯動式に働かせ軸荷重を一樣ならしめた。プランチャーに平行に圧力が生ずる様に角度をつけた挾木を角度の変化に応じて用ひ、なほジャッキ中央に 6 吋幅の厚板を當てて偏心荷重を助いだ。支圧挾木も同じで扛上して隙間が増すにつれ楔を強く打込んだ (図-40)。ジ



ャッキを弛めると拱肋下端が先づ突合ふとの豫想で下突縁に鉛を入れた爲に軸線を直すに役立ち又偏心圧力によるモーメントで添接鉄を容易に閉合することを得た。

閉合方法 2 案： 閉合の際気温がジャッキ荷重に大いに影響するので寒冷時と温暖時に備へ 2 案を立てた。寒冷時には拱頂ジャッキだけで全荷重を支へる事とし拱肋 1 本當の圧力は常温華氏 55° で約 1200t となる。温暖時の案は足場 7S, 7N のジャッキも使用するもので、先づ拱頂ジャッキで拱肋當 1000t の圧力を加へると隙間は 7 吋擴がり足場の荷重が可成り減ずるから、拱頂の圧力を變へぬ様に各ジャッキを働かせる。トッグルの荷重は 2 案共始め最大で終りに鎖 1 本當 60t 位に減ずる。

拱橋の閉合は 1936 年 7 月 8 日に遂行され、その日気温華氏 90° に達したので後の案を採用した。朝 5 時に始めた爲扛上作業中は気温低く有利であつた。ジャッキは圧搾空氣ポンプを用ひ、圧力計を備へ、拱頂の中央

見張所から電話で聯絡統制した。ジャッキの圧力を 9000 封度/吋² に上げ拱肋の開き角度の増加及足場 7N, 7S の殘荷重を測り、拱頂荷重を一定に保ち足場を 1/2 吋上げ再測して弾性を検査した。そこでもう 1/2 吋増して足場の扛上高は併せて 12 吋とした。測定記録の結果は理論的扛上と良く一致した。(足場 1 吋の扛上は拱頂 1 吋扛上となる)。拱頂ジャッキは作業中 3 度掛直したが角度を有する挾木の交換はこの時に行つた。

扛上作業は順調に進み午前 11 時に支圧挾木に荷重を移し閉合材添接鉄を當て、拱頂ジャッキを加減し乍ら 7N, 7S の足場を弛めた。振止が有効に働き、作業は午後 2 時半終了した。終に足場を外して荷重を全部橋脚に傳達した。拱肋継手の銲打は架渡しと同時に進め曲げモーメントを最小にして打つた。

床樑： 床組路面コンクリートは荷重を不偏ならしむる様に施工すべく、拱肋トラベラーで中央より南 5 格間の組立てをなした後、取付道路工事に使用したトラベラーで北側より組立てを進め、拱肋トラベラーも取外した。床版コンクリートは 4 通りに分け北側より施工した (内 3 通車道 1 通歩道)。

応力計算は總断面積に對し弾性率は 29 000 000 として行つたが、拱肋の構造簡易なる爲拱度計算値に極め

て近似することは現場の観測も之を裏書した。

工事關係人： 工事擔任技師團 Madigan-Hyland, 顧問技師團 Robinson & Steinman, 建築顧問技師 Ay-mar Embury II, 上部構造 (床版を含む) 工事請負人 American Bridge Co. (星 榮 和)

(52) 佛國に於ける最近の格納庫

“Neuere französische Flugzeughallen.” Bauing. 11. Dec. 1936, S. 546~548. 原著 “L'Aviation Française, Hors-Sé ie Science et Industrie, 1936.”

格納庫の構造は他の構造物と稍趣を異にし、航空機の發展の状況に伴つて絶えざる注意と苦心を要するものである。其の構造材料は主として鉄骨或は鉄筋コンクリートであることは云ふまでもないが、前者は重量の點に於て後者より優れたりとは云へ、維持の點、殊に海濱に於ける場合には缺點少しとしない。従て特に海水或は海風による浸蝕の強烈と認められる水上機港の如き場合には其の主要構造材料は殆ど鉄筋コンクリートである。

格納庫の基本型は 4 邊形の中、3 邊を閉ぢ、残る 1 邊を扉とした形が最も多い事は何れの國でも同様であつて、佛國に於てもこの種の型式で、機の出入其の他の操作の便宜上扉は 2 枚若しくは夫れ以上から出來てゐる。

次に最近に於て竣工を見た佛蘭西の格納庫の 2, 3 の例を掲げて見やう。是等は現に工事中のものも含んでゐるが何れも各々特色を有するものばかりである。

(1) d'Hourtin の鉄筋コンクリート格納庫 (基本型, 55.3×30m, 扉高 10.50m): 屋根は鉄筋コンクリート版で作られてあり、上弦は拋物線、下弦は水平な鉄筋コンクリート樁で支えてゐる。

(2) Saint Raphael の鉄筋コンクリート格納庫 (基本型, 120×60m): 扉は図に見る如く格納庫の長さの方向に兩側に押戸として設備されており、3 枚の扉から成つてゐる。従て全開せる場合には径間の 2/3 の通路を與へる譯であつて、其の高さは 10.50m である。図-41 はこの断面を示し、左右兩側に片持梁が中央の強固な鉄筋コンクリート造の 4 角形の副樑から突出してゐる。この 4 角形のラーメンは其の長さの方向に径間 24m の結構として連続してゐる事は図-42 に見る如くで、同じく図-43 はこの内側を示したものである。

(3) Lanvéoc Poulmic (圖-44) の格納庫 (基本型, 171.50×88.5m): 之は鉄筋コンクリート構造の格納庫としては獨逸流の考へ方からすれば面積 15000m² を超過した非常に大きなものであつて、扉は 2 枚より成り、2 本の軌條の上を押戸で閉閉する様に出てゐる。主たる構造は格子狀の鋼桁桁よりなり、之等は各々 47m から 41.5m の間隔にある 8 個處の支點で支えられてゐる。屋根も従て 8 径間に仕切られ、其の一つの單位は一種獨特の雨傘狀のピラミッド型を有してゐることは圖-45 の断面に示す如くである。

圖-41.

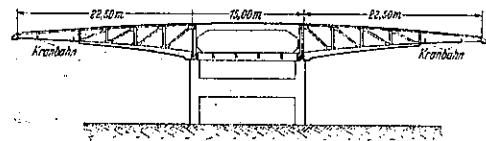


圖-42.

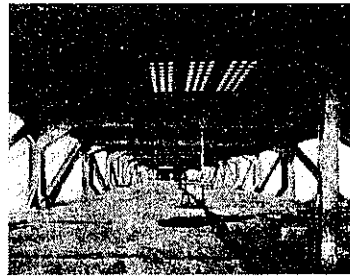


圖-43.

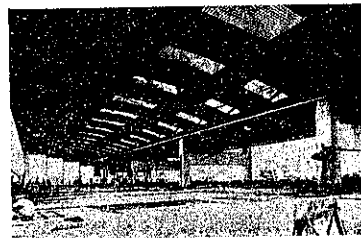


圖-44.

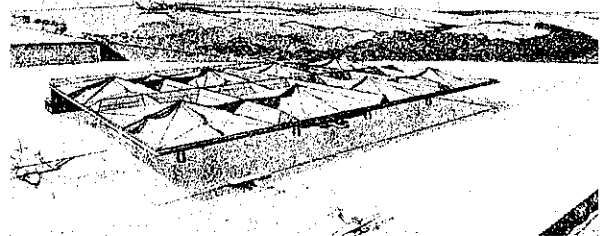


図-45.

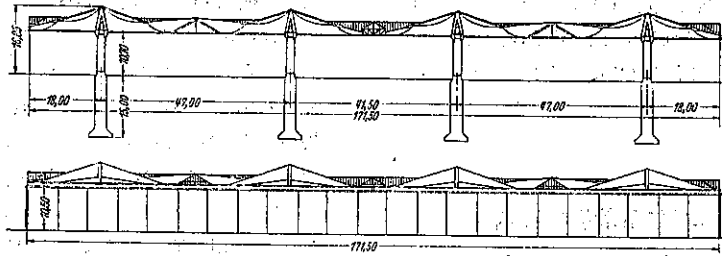


図-46.

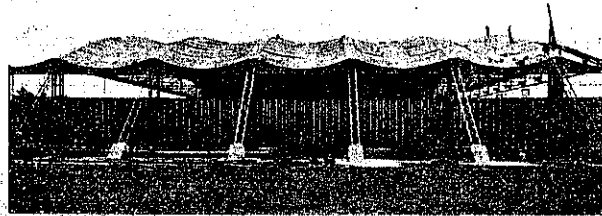


図-47.

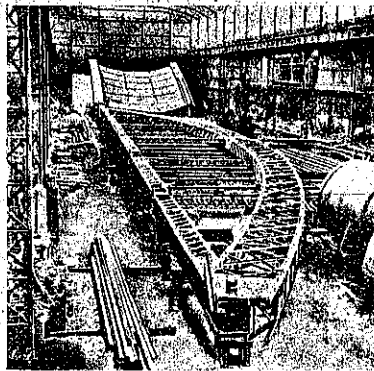
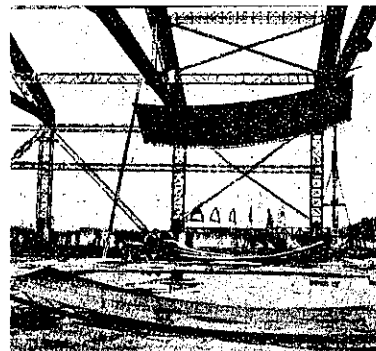


図-48.



(4) Jeumont-Daydé の鉄骨格納庫(基本型, 70×11m): 主構は構拱でその繫付は上部に位し, 格子桁を以つて之に當て, その拱矢は 1.50m で径間の 1/50 に相當する(図-46, 47)。特筆すべき點は屋根は厚さ 14mm の特殊鋼板を用いた事, 其の死荷重, 雪荷重等は主構間に張つた鋼索を通じて拱に傳へられ, 一枚の鋼板は 11×10.20m で之は架設の點から定めた大きさであつて, 實際には 3.35×1.25m の小板を熔接に依つて結合して作り上げたものである。

格納庫の側壁も亦鋼板で築造されてある故に, 全体として全く鋼鉄構造である。図-48 は屋根板の架設の狀況を示す。(末川一郎)

堰 堤

(53) 支那に於ける石塊堰堤

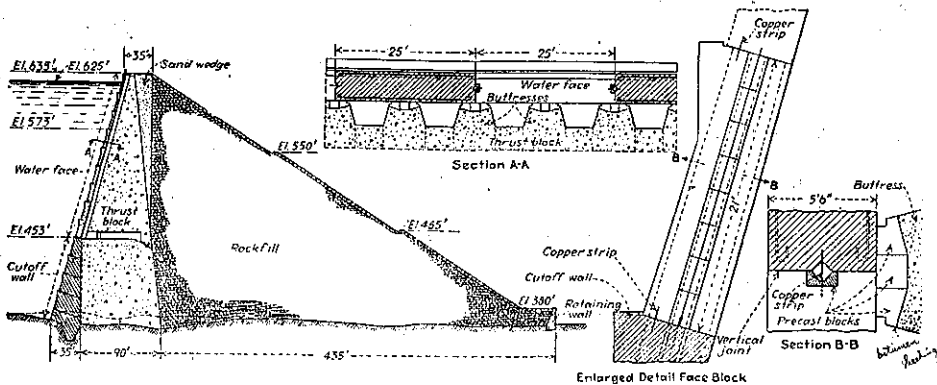
(“Steep Concrete Face on Rockfill Dam in China.” E. N. R. Nov. 12, 1936, p. 677~679.)

此の堰堤は香港と 1 哩の海をへだて、相對する九龍から 12 哩程の所にある Sing Mun 河に建設されたもので香港及九龍の水道用貯水池を形成するものである。

此所の基礎盤は微粒黑雲母角閃花崗岩で, その表層は所によると 70~80 呎位の深さまで風化してある。此の表層は水を透すが下層の花崗岩は完全な不透層である。

香港附近は相當に地震が多く, 且勞力費が非常に廉い

図-49.



と云ふことから此の堰堤は、扶壁堰堤と石塊堰堤とを組合せたやうな構造になつて居るに図に大体示されて居る通り膜壁、扶壁、支圧体、楔形砂層、石塊堰体の部分に分れて居る。

各部分の工法その他は次のやうである。

遮水壁：之は富配合の鉄筋コンクリートで25呎毎に垂直方向の目地を通し水平方向の施工目地は20呎毎に作られてゐる、壁の厚さはEl 453の6呎からEl 573の3呎まで漸減して居りEl 573以上は3呎の厚さのまま堤頂に達して居る。壁表面の勾配はEl 573までは1/3.4、それ以上は1/3.72で此の勾配は1リフトの高さの2/3の所から垂直になり、リフトの頂に幅2呎の小段を作つてゐる。(図-49の Enlarged Detail Face Block 参照) 此の小段には溝があり上のリフトの型枠の足をさしこむやうになつて居る。外側の型枠はクインポスト型の棧工である。支圧体から突出して居る扶壁と幕壁とは厚さ0.2呎の瀝青層で分離され滑面接合をなして居る。(図-49 section B-B 参照) 此の瀝青層は各格間の垂直目地及び各リフト間の水平目地にも挿入され防水の目的で銅片が入れてある。各リフトの間に瀝青層を入れたのは支圧体に多少の変位がおこつた場合に幕壁に損傷をあたへることなしに水平軸のまわりに多少の廻転を許す爲である。各格間の垂直目地は図-49 section B-B に詳細示してあるが此所の銅片は幅27吋～19吋で中央にくびれがあり、縦方向では相隣るリフトの間で互に7吋づゝ重なりあつてその部分は小さい銅の鉋で連絡されて居る。此の銅片のくびれの所には豫めはめこまれた小さいコンクリート塊により空間が作られて居り、之は遮水壁完成の後瀝青と花崗岩の粉末との混合材で埋められた。遮水壁に用ひられたコン

クリートは600 lb/yard³のセメントが用ひられ骨材の最大は1 $\frac{1}{2}$ 吋であつた。型枠がはずされた後コンクリートは最小3週間水のスプレイで湿養生を施した。

止水壁：遮水壁について止水壁となり風化しない花崗岩の固い岩盤まで掘り下げである。止水壁には鉄筋を用ひず600 lb/yard³の富配合のコンクリートを用ひその骨材も最大の密度を有するやうに精選し細骨材は稜角の少い粗い海砂と花崗岩の碎石屑とを實験により最大の不透透性を生ぜしめる割合に混合して用ひた。コンクリート中の混入空気を追ひ出すためニューマチックヴァイブレイターで振動をあたへた。垂直方向及水平方向の施工目地又それらの水密工法は遮水壁の場合と同様である。

對圧体 (thrust block)：表層の風化花崗岩層が約500 t/呎²の支持力を有し此の構造を支へるに充分であつたので基礎は不透透岩層まで掘り下げる必要がなかつた。扶壁と thrust block との関係は図-49の section A-A に示す如きもので遮水壁との間に監査坑を残してある。使用コンクリートはセメント300 lb/yard³を用ひ玉石コンクリートである。

石塊堰体：石塊積は手積で thrust block に對して1/12の傾斜で下流側勾配は1割5分。途中幅10呎の小段が2ヶ所設けられた。法尻は擁壁でさへられて居る。上流側の thrust block と直接接して居ない部分は楔形砂層を入れる三角の空間を残して垂直線積の層石壁をなして居る。10呎間隔でおかれる排水管は筋に残つた花崗岩層で満たされて居るが楔形砂層の排水を充分ならしめるため此の面に沿ふて通つて居る。

楔形砂層：之の目的は局部接觸を避けて thrust block に変位がおこつた時 thrust block からの水圧を

平均して石塊堤体に傳達させるためである。此の表面はコンクリート舗装をなし雨等により砂粒が流し出されるのを防いで居る。(片平信貴)

(54) 堰堤黄金時代

(Robert A. Sutherland, "Dam building reaches a climax." E. N. R., Dec. 10, 1936, p. 807-815.)

19世紀初の運河建設時代それにつゞく鉄道建設時代を経て現今世界は將に堰堤建設時代であり Boulder dam 遂に完成し Fort-Peck dam, Grand Coulee dam 等の大工事続々とその後を追ふ。その據つて起つた理由は一にして足りず又國々により異らうが一概に云へば灌漑, 給水, 大電力の必要, 洪水防禦が主なる原因である。

表-10 は高 100m 以上の重力堰堤及高 70m 以上のその他の堰堤を列記したものである。

又高 100 呎以上の堰堤に就て型式別に分類して見ると表-11 及表-13 の如くなる。

表-11 は重力堰堤の圧倒的多數殊に高堰堤に於ける著

表-10 の (1)

名	位置	型式	高 (呎)	堰長 (呎)	堰体容積 (283)	貯水容量 (283-05)	完成年
Arrol	米	CA	313	1,300	300,000	222,000	1930
Arrowrock	米	G	348	1,100	585,000	280,000	1913
Baker River	米	CR	250	493	115,000	70,000	1926
Big Tujunga No1	米	CA	249	585	108,200	6,200	1931
Boulder (Lake Mead)	米	G	726	1,180	3,250,000	30,500,000	1935
Calderwood	米	CA	230	897	400,000		1930
Calles	米	CA	240	934	61,000	258,000	1928
Camarasa	米	G	333	460	283,000	89,000	1920
Camp Verde	米	CA	340	1,139 and 1,710			1917
Carmon	米	RF	246			89,000	1929
Castillon	米	CR	327	525	218,000		1930
Chambon	米	G	450	1,080	392,000	13,000	1935
Cobble Mountain	米	E	246	800	1,800,000	812,000	1932
Cogoti	米	RF	246		760,000	83,000	1932
Conchas	米	E	230	2,600	7,300,000	800,000	1937
Coolidge	米	MD	249	600	204,000	1,300,000	1929
Cushman No1	米	CA	275	1,100	90,000	460,000	1925
Cushman No2 (Potlatch)	米	CR	240	500			1930
Diablo	米	CA	400	1,142	350,000	90,000	1928
Dix (Harrodsburg)	米	RF	250	910	1,750,000	300,000	1924
El Capitan	米	E	240	1,200	2,679,700	118,000	1934
Entreque (Lake McClure)	米	G	326	955	350,000	289,000	1926
Fort Peck	米	E	270	9,000	100,000,000	19,500,000	1937
Grand Coulee	米	G	540	4,100	10,000,000	9,610,000	1938

表-10 の (2)

Grimscel (Spittalham)	米	G	377	810	445,000	81,000	1931
Horse Mesa	米	CA	305	810	147,000	245,000	1927
Kennet Lake (Paisant Frog Tanks)	米	MA	256	1,975	103,000	173,000	1927
Marques	米	CA	295	650	242,000	26,000	1935
Montejaque	米	CA	273	208	35,000	33,000	1924
O'Shaughnessy (Cal.)	米	G	430	900	660,000	350,000	1925
Pacoma	米	CA	380	600	226,100	5,900	1927
Pardee (Lanaha Plains)	米	G	345	1,320	640,000	222,000	1929
Parker	米	CR	320	800	260,000	717,000	1936
Rodriguez	米	BIS	250	2,200	240,000	711,000	1935
Sall Springs	米	RF	325	1,300	3,000,000	130,000	1931
San Gabriel No1	米	RF	375	1,670	10,260,000	56,000	1938
San Gabriel No2	米	RF	255	800	1,200,000	13,000	1935
Sarrans	米	G	360	710	590,000		1930
Sautet	米	CA	414	263	130,000	106,000	1934
Seminole	米	CA	260	540	163,000	910,000	1937
Shoshone	米	CR	328	200	79,000	456,000	1910
Spaulding	米	CA	275	780	192,000	74,500	1913
Torso	米	MA	239	930	200,000	330,000	1923
Utequia (Wagnel Schneck)	米	RF	278			65,000	1930
	米	G	366	550	305,000	114,000	1925

CA Constant angle arch Dam
CR Constant radius arch Dam
G Gravity Dam
MA Multiple rock Dam
RF Rockfill Dam
E Earth Dam (hydraulic fill etc.)
BIS Buttress and Stiff Dam (Amberson type)
MD Multiple dam Dam
E Earth Dam (hydraulic fill etc.)

しさを示し、表-12 は 1900 年以後高 100 呎以上の堰堤数が 10 年毎に激増してゐることを物語つてゐる。こゝで断つておかなければならぬことは橋梁及建築にローマ人が盛にアーチを使用し歐洲全般に流布したのにアーチ堰堤が進歩が遅かつたことである。これは歐洲に大堰堤建設の技術をもたらししたのは Moor 人で彼等の技術は重力堰堤であつたからである。

表-11.

HEIGHT IN FEET	Gravity	Plain Arch	Constant Angle Arch	Multiple Arch	Buttress and Stiff	Rockfill	Earthfill	Total
Over 100	1		2					3
300-400	11	4	2			2		18
500-600	25	4	14	4	1	4		50
100-999	725	80	33	29	8	27		872
Total	757	88	51	33	13	33		975

表-12.

DECIDE	Gravity		Plain Arch		Constant Angle Arch		Multiple Arch		Buttress and Stiff		Rockfill		Earthfill	
	No per decade	Total	No per decade	Total	No per decade	Total	No per decade	Total	No per decade	Total	No per decade	Total	No per decade	Total
Previous to 1850	4	4	2	2									1	1
1850-59	1	5		2									2	3
1860-69	2	7	2	4									3	7
1870-79	1	11	2	6									2	5
1880-89	9	23	2	10									2	5
1890-1899	15	38	2	12									1	5
1900-10	22	60	4	16									2	25
1910-20	43	116	12	35	4	14	1	4	4	14	4	7	24	45
1920-29	60	192	16	51	32	97	22	28	2	7	14	21	48	58
1930	67	259	7	24	15	63	3	31	2	10	17	24	29	57

図-50.

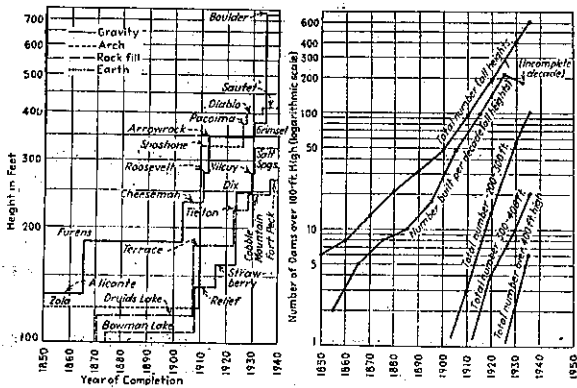
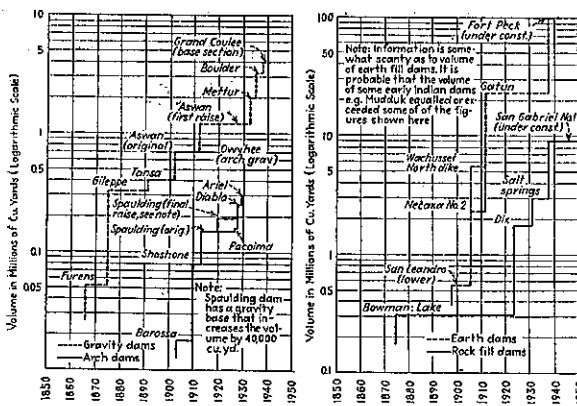


図-51.



(1) 重力堰堤：19世紀の半頃 佛人技師により初めて断面が理論的に決定され、その後更に研究が続けられた結果現在断面は大体下流側勾配 0.70~0.90 の三角形となつてゐる。築造材料も石積からコンクリートに変わった。昔は堰堤下流部を透水性の物質で作り滲透水の圧力増加を防いだがコンクリートになつてからは堰体内に排水坑を設けるやうになつた。又大量のコンクリートを急速に施工する爲硬化熱の作用及その消散法の研究が重大となり伸縮接手の設置は缺くべからざるものとなつた。時には人工的冷却法すら行はれる。

(2) アーチ堰堤：アーチ堰堤の理論は Castigliano 定理から出發する。1912年頃中心角の一定なアーチの原理 (constant angle arch principle) が発見されて大アーチ堰堤に光明を與へ高さも 400 呎を超えるやうになつた。アーチ堰堤の伸縮接手のグラウティングはアーチ作用を益々確實にする効果がある。

(3) 扶壁堰堤、土堰堤、石塊堰堤：複拱堰堤は 100 年前築造されたことがあるがその後省みられず最近に

至り發達した。概して扶壁堰堤は低いものに適してゐる。

土堰堤は心壁、遮水壁、石塊堰堤の上流面の床版の研究は築造材料の収集選擇及溢水路等の改良と相俟つて安全性を増大した。

(4) 施工法：高堰堤の建設は施工法の進歩に負ふ所が多い。年代順に列記すれば

- ① ~1903年→モルタル床の上に大石を敷き並べる。施工機械はデリック萬能で1臺1日の行程約5碼³。
- ② ~1906年→巨石コンクリート造。デリックを用ひ1臺1日の行程10~15碼³。
- ③ ~1910年→大容量のコンクリート混合機出現し巨石コンクリート衰退す。
- ④ 1910~1920年代→槌による軟練コンクリートの施工全盛を極む。但し1913年 Spaulding dam 建設にはベルト・コンベヤーを使用してゐる。
- ⑤ 最近→バケツ施工法により硬練コンクリートを打つ。これは振動機の進歩により硬練が unworkable であるが故の反對を克服した。

グラウティングがすべての堰堤の基礎に關して貢獻した所は莫大なるものである。(畠山 正)

(55) 堰堤の高さの表はし方

(“How shall the height of dams be measured?”)
E. N. R. Dec. 10, 1936, p. 816~817.

California 州では保安上高 25 呎以上の堰堤の施工に際しては州技術者の監督の下に行ふことが法律で定められてゐる。その爲この州では堰堤高の法的定義が必要であつた。それでは河床より餘水路頂の高さと定められ河床とは堰堤地點の河川形狀に於ける最低點と記載せられてゐる。然しこれは堰堤設計上から見れば何等役に立たない。要するに技術的必要といふより法的必要に基いてゐるからで所詮技術者が定義を發表し承認を得るのでないなら他人の發表に拘束されそれで仕事をせねばならぬ事實を力説してゐるのである。

近來の如く複雑な設計の堰堤が築造され或は又基礎が傾斜してゐたり龜裂があつたりする時高さの表はし方は益々困難となる。困難なればなる程その定義の必要が重要となつて來たのである。

(1) 低點の選び方：古くはコンクリート部の最低點となしてゐたから深い龜裂なども含まれてゐたが現在

これは合めない。Owyhee 堰堤の基礎岩盤に断層が走つてをりこの龜裂を填充するコンクリートは他の部分より 113 呎深く施工されたが Bureau of Reclamation ではこれを除外した。然し上流側遮水壁は高さの中に合めるのがこの Bureau の習慣である。

基礎が傾斜してゐる時低點の選び方は特にむづかしい。

“谷の最も深い部分に於て掘鑿されたる基礎の平均高。但し龜裂、洞穴は除外す。”といふ定義では基礎が上流或は下流に鋭く傾斜してゐる時平均では設計上難點がある。

“基礎と堰堤下流面の交點”を低點とすることは基礎が上流に下向に傾斜するとき最低點とはならない不合理がある。

アーチ堰堤、扶壁堰堤は低點を堤軸からきめることに就き軸の位置そのものが解釋區々なる例である。

(2) 高點の選び方：高さ測定の爲の高點としては餘水路頂が普通採用される、そして若し決瀉板、水門があるときはその天端となる。けれども堰堤と餘水路が分離してゐて堰堤の頂部が餘水路頂より相當高所にあるときは高點の解釋は異つて来る。

以前は胸壁 (parapet wall) 或は堰堤上のコンクリート構造物も考慮に入れられたが Bureau of Reclamation ではこれを除外してゐる。

溢流堤では溢流頂或は水門頂部を高點となしてゐる。それは普通常時満水面といふ語で表はされてゐる。

要するに堰堤は水圧に抵抗する作用をなすものであるからこの作用に就て高さを決定するのが合理的である。

(3) 結論：堰堤の高さを2つの觀點から表はしたら如何であらう。即ち ① hydraulic height, ② designed height である。

① は貯水的見地より見たる堰堤の高さであり、② は堰堤設計上即ち応力的見地から見たる高さである。

堰堤の高さの問題は過去に何回も繰り返されたばかりでなく新しい場合が起れば必ず起る問題である。それ故權威ある委員會が満足なる定義を發表し新事態の發生に用意して常任委員會となすことが希ましい。斯くて一樣な高さの表現法が可能となるし又一一定した比較をなすことも出来やう。これは技術者のみが實行し得且つなさなければならぬ事柄であらう。(島山 正)

上 水 道

(56) 河底横断に使用した flexible joint pipe

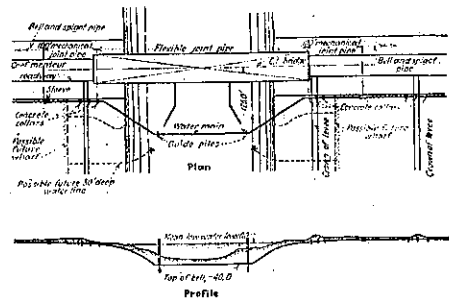
(A. Allison. "Cast Iron Pipe with Flexible Joint used for Stream Crossing." E. N. R. Dec. 17, 1936, p. 853-855.)

Mississippi 河と Pontchartrain 湖とを結ぶ New Orleans の運河の河底を横断する 12 吋水道本管に flexible joint の鑄鉄管が使用された。

横断地點では運河の幅は上面で 300 呎河底で 175 呎で深さは平均湖水低水位下 -30 呎である。

運河を管理する New Orleans dock board の要求に依り管の頂部は全幅に互つて河底より少くとも 10 呎下に敷設されねばならぬこととなり従て掘鑿機が非常に深くなる爲橋に接近する事は許されザフェンダーより外側に敷設するの已むなきに至つた。

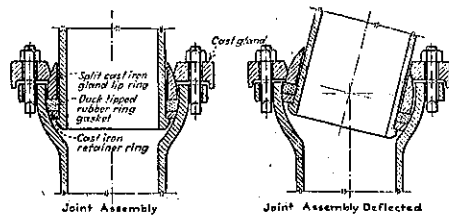
図-52.



斯様な譯で図-52 に示す如く最初土被り 3~4 呎で道路に平行し岸に來て鋭角に曲がつて河底に入る。河底では又道路に平行に走り向ふ岸で再び折れて河底より出る。

此の爲に起る管の継手の deflection を考慮して flexible joint を用いた。継手の構造は図-53 に示す如くで管は長さ 16 呎のものを使つた。

図-53.



グラブの外にポンプ浚渫船を用ひて掘整し兩岸に 2 本づゝ計 4 本の導杭(長さ 75 呎)を打ち込み 11 本の flexible joint pipe を 2 艘の舳の上で連結し導杭の間に挿して所定の位置に下げた。その端は舳から下げた斜管に取付けて下げ以下管をつぎ足して敷設を完了し埋戻しを行った。横断に使用した管は 16 呎のもの 31 本であった。(平井義明)

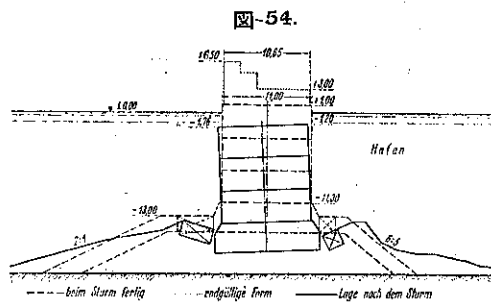
港 灣

(57) Algier 港 Mustapha

防波堤の崩壊

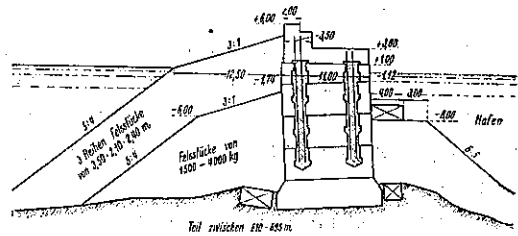
(1) 参考文献: Die Bautechnik. Heft 50, 1936; The Dock and Harbour Authority. Feb. March. 1936; Le Génie Civil. No. 9, 1936; Engineering. Feb. 7, Feb. 21, 1936; Engineering. Jan. 11, 1935; Werft, Reederei, Hafen. 1. April 1935; V. D. I. 18 mai 1935; E. N. R. July 25, 1935; Report of XVIth International Congress of Navigation. Brussels 1935, 2nd Section, 2nd Question.

(2) 梗概: 1934 年 2 月 3 日 Algier 港南部 60 ヘクタールの泊地を擁する Mustapha 防波堤延長 1200 m の内、先端部 400 m の区間が波浪の爲崩壊した。同港では曾て 1930 年 12 月 18 日 6.5~7 m の巨浪に依り、Agha 防波堤(粗石堤 1912 年竣工)を大破せられ、當時工事中であつた Mustapha 防波堤も約 90 m に亘り、



の沈下を見た。Mustapha 防波堤は當時直立部方塊 4 層を据付けたのみで、上部場所打コンクリート、胸壁は未完成であつたので、割合に軽い被害で済んだ様である。其の後 1931 年 11 月 11 日の波浪の際も、Agha 防波堤は前と同程度の災害を蒙つたが Mustapha 防波堤は殆ど異常が無かつた。兩度の災害に鑑み、前面捨石部の強化の必要性を認め、之が復舊として図-55 の様に

図-55.

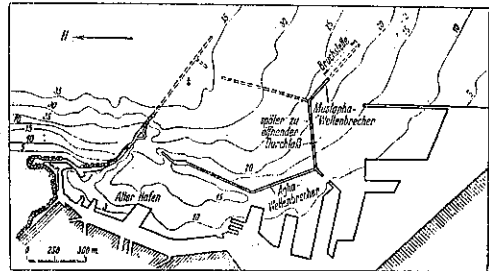


外面を水面上に至るまで捨石を高めて後上部に場所打を施工した。

斯くの如き大防波堤の波浪に依る崩壊は、1930 年及 1933 年 Catania 港に、1928~9 年チリーの Antofagasta 港に實例を見る以外には稀であつて、近世築港技術界の一大センセーションを起した研究すべき問題である。

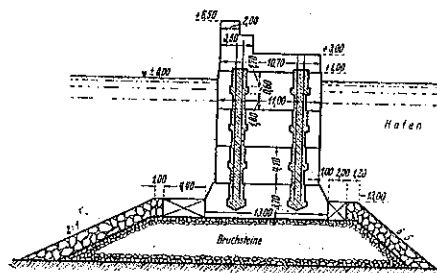
(3) Mustapha 防波堤の構造: 1934 年崩壊せる箇所は、Mustapha 堤全長 1200 m の内、600 m の屈曲點のより外方で水深 20m 以上 25m に近い部分である(図-56)。直立部は巨塊 4 段積を主体とし其の上に

図-56.



場所打コンクリート 2m、更に胸壁 3.5m のコンクリートを打つてある。ブロックの大きさは上方の 3 層は各高 4.1m、幅 11.0m、長 4.0m、最下層は高 3.7m、幅 13.0m、長 4.0m、配合 1:2:4 コンクリート、粗骨材(石灰岩)比重 2.67、出来上り比重 2.4~2.45 である。4 層のブロックを連結する爲に図-57 の如く垂直の穴を設け

図-57.



部附近の波圧は計算で求めるものより、實測値が遙に小さい事が判る。災害後は新式の測定機械を利用し、波高測定には Quartz type の “dnokymatograph” を試用したが之は少しく過大な數値を示す様である。波圧は同じく Quartz の電磁性を利用して波の Acceleration を測定し、之の factor を波圧として指示せしめる Electric pressure Recorder 及 Electric Acceleration Recorder を使用した。之に依る波圧を图示すれば、図-61 の如くである。図中右側は計算による數値である。

尙直立部底面に及ぼす圧力を計算すれば、 $2h=9m$, $2L=200m$ では、底部前趾の圧力 $40t/m^2$ 、後趾にて $80t/m^2$ に及ぶ。模型試験の結果は防波堤延長 $1m$ に對する全波力 $147t$ で底部最大圧力 $82.5t/m^2$ となつてゐる(波高、波圧の測定に使用せる機械裝置は “Annales des Ponts et Chaurées” を参照されたい)。

(比田 正)

(58) 香港の岸壁

(Dr.-Ing. H. Speth, V.D.I., „Kaimauer für Überseedampfer in Hongkong.“ Werft, Reederei, Hafen, 1936, Heft. 21, S. 345-346.

香港の大型汽船用岸壁は、延長 $575m$ 、水深最干潮面下 $9.15m$ で、1923-26 年間に支那人技師 (Kwik Djung)

図-62.

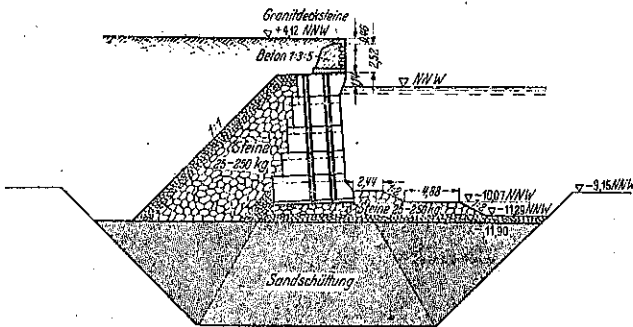
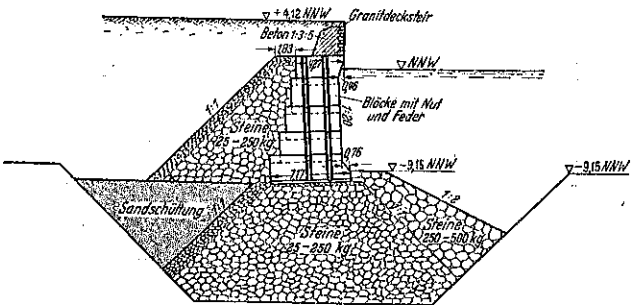


図-63.

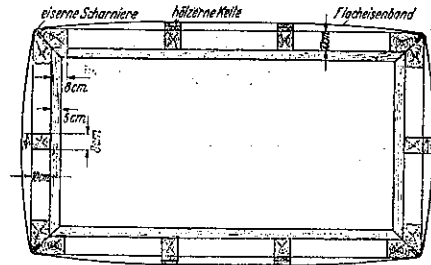


に依り、Netherland's Harbourworks Co. の手で Port Development Department Hongkong の監督の下に施工された。

図-62, 63 に示す如く、重量 $60t$ の方塊を 5 段積にしたもので、其の上に $8m$ 間隔に目地を置いて 1:3:5 コンクリートで場所打を施してある。壁面は 1:20 の勾配を有し、底部は粘土質の軟弱地盤である爲、當初延長 $100m$ の區間は、図-62 の如く相當の深部まで置砂をし、其の後の部分は更に安全の爲 $25-250kg$ の花崗岩碎石を以つて置換をした(図-63)。干潮面下約 $25m$ に達すると略々良好なる地盤に達する。

方塊のコンクリート配合は、1:3:5 で、砂は海より採つたもので、 $5-8mm$ 、 $1-3mm$ 、 $0-3mm$ の 3 種を混合し、砂利は花崗岩質のもので最大 $7.5cm$ とした。尙セ

図-64.



メントは日本品の淺野セメントを使用した。型枠は図-64 の如きもので、用材は米松で、外側を鉄板のバンド締め、四角には蝶番を付けてある。コンクリートを流し込む前に、内面四圍には鍍油を塗り、下面には、アスファルト紙を敷き取出す時に型枠との分離を良くせしめた。之の型枠は 1 個を 25 回使用し、ミキサーは $3/4m^3$ の容積のものを用ひ、1 日最大 $180m^3$ を打つた。(比田 正)

道 路

(59) コンクリート舗装並に基層に就ての最近の研究

(H. F. Clemmer, "Concrete Pavement and Base Embody Latest Research." E. N. R. Nov. 19, 1936, p. 715-717.

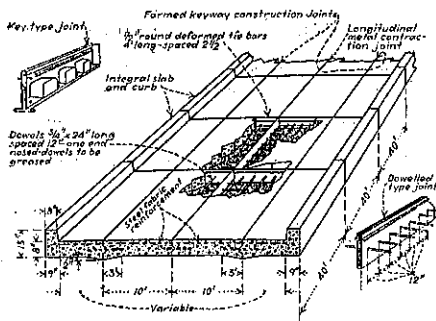
最近政府が國庫資金を下附し道路の設計並に築造に對して規格統制を行ひ經濟的且つ效果的築造法の指導にあつた結果沈滞氣味の都市道路工事が大いに向上するに至つた。次

に最近の状態を抄記する。

舗装版の設計： 図-65は Columbia 地方に築造した
コンクリート舗装にして、幅が 12.2m より小なる場合
は中央部 11.1m は其の端部を厚くし真中に収縮目地を
作り、両側は中央部と 1.50m 間隔、長さ 90cm、径
12.7mm の鉄棒で連絡してゐる。

コンクリートは 瀝青紙で路盤を被覆してから打つ様
にした。此の費用は些少であり然もコンクリートの稠度
の調整に大いに役立つたので硬練の使用も容易であつ
た。尙補強用として 244kg/100m² の鉄鋼を使用した。

図-65.



コンクリートを 55° 或は其以下の気温で打つ時は荷
重傳達の爲に納或は銛路 (Keyway) を用ひた空氣層
式鋼製膨脹目地を 12m 間隔に作り、気温が 55° 以上
の時は膨脹目地は 18in 間隔にし同時に中央には収縮目地
を作り、其の荷重傳達及表面被覆の方法は膨脹目地と同
様にした。膨脹目地は荷重傳達を一層有效ならしめる爲
に普通より狭く 12.7mm の幅とした。

市街地の舗装工事に於て最も重要な事は1日も早く交
通を通す事である。早強強度のコンクリートは特に研
究に重きを置かれてゐる。交叉點附近ではコンクリー
ト中に急結劑を混じ、其の箇所が既に打終つてゐる場所
と同時に交通開始の出来る様にする。交叉點では 1m²
に付セメント 0.765 袋餘分に使用し同時に急結劑を混
和する。斯くすると 24h 以内に (大抵の場合は 8h 後
には) 交通開始出来るが同一コンクリートで作つた供試
体の試験結果を待つて許可すべきである。数年現場でコ
ンクリート強度試験を行つた経験に依ると早期強度の
進行は 温度の低い時に打つと可成り妨げられるので斯
る場合は鹽化石灰を混和するのが最も都合が良い。尙凍
結の虞ある場合は混合水或は骨材を加熱し或はコン
クリートの表面を藁で被ふ様にする。斯く注意すれば氷

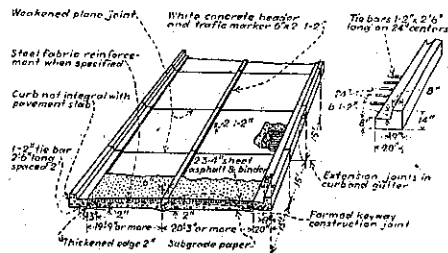
點以下でも満足する程度に施工出来る。

基層の設計： Bates Road の試験結果に依ると基層
の場合は多少被覆層に依り温度、湿度の影響を減ずる傾
向があるが尙舗装版と同様構造上の考慮を拂はねばな
らぬ。最大の耐久力を得る様に設計することは特に必
要であり、此れに關する幾多の研究の結果特に舗装基層
の配合にセメント量を增加する傾向を招來した。凍結
作用はコンクリートに對して最も破壊的影響を與へる
が之は極寒地方よりも温帯地方の如く凍結の反覆回數
の多い所が被害が甚しい。但し基層の場合は温度変化
に依りて引起される内部応力が被覆してゐる瀝青層に
よつて舗装版の場合より稍小さいから版の厚さを多少
薄く出来る。高級セメントを多く配合したコンクリート
は容積変化を考慮する必要あるが目地工法の進歩した
今日夫れ程の心配もない。

最近食用することのない膨脹目地填充材が多く現はれ
コンクリート基層への利用も盛んになつて來た。基層の
目地間隔が極接近して居れば膨脹目地及構造目地部分
の運動が極小さく盲目程度のもを作つて置けば荷
重傳達に對して特別な設備も要しないが一般には舗装
版の目地同様に装置すべきである。

路盤が悪く且つ重交通の大なる路線の設計には膨脹
目地は中央で荷重傳達出来る様にした構造目地と共に
12m 間隔に作つた。此の舗装は既に5年も経つてゐる
が膨脹目地の所に二三シートアスファルト面に達する龜
裂が見られる程度で何等維持修繕を必要としてゐない。
構造目地は約 4.5m 間隔に作る様にしてゐるが之はプ
ラスチックコンクリートで造り版厚の半分に紙を挟んだり
或は鉄棒其の他の装置で溝を作り封塞しない様にし
てゐる。此の目地に依つて各部分の運動は極めて小に
なり内部応力は其處でバランスされ、アスファルト面の
龜裂も無視出来る程度になり只時々膨脹目地上に一
定の龜裂が現はれる程度に過ぎなかつた。膨脹目地上
の表面龜裂は直線で維持は殆ど必要としない。斯る目

図-66.



地の發達は一般鋪裝基層に規定した如くコンクリートにセメント量の増加を招來し鋪裝の強度及耐久力を増加させた。道路局はコンクリート基層の工事に空氣褥層型と彈性型の膨脹目地を造つて成功を収めた。圖-66は Columbia 地方のシートアスファルト鋪裝の基層である。11.1m 或は夫以上の幅のコンクリート基層は中央で2分し縦陸路で連絡し上層の移動を防いでゐる。縁石は別に作り 12.7mm 鋼棒を 7.7cm 間に挿入して連絡してゐる。其他の點は鋪裝版の設計と同様である。

(谷藤正三)

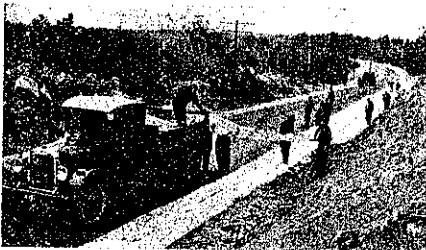
(60) 綿布を利用せる路面及 路肩の處理法

("Firming up Soft Shoulders with Cotton.")
E. N. R. Nov. 26, 1936, p. 749-750.

Rhode Island 道路局は簡易鋪裝道の路面並に路肩の安定法として綿布使用を提議してゐるが次に其の施工例を抄譯する。

路肩固定法：昨年完成せる Ten Rod Road はタール表面處理の砂利道で路肩(砂地盤)は處理しなかつた爲交通上危険甚しく、今年瀝青表面處理をなす計畫であつたが既に Round Top Road に於て綿布鋪裝の前例があり、丁度綿布も持合せて居つたので此の軟弱路肩に之を利用する事に決定した。圖-67は其の施工状態を示す

圖-67.



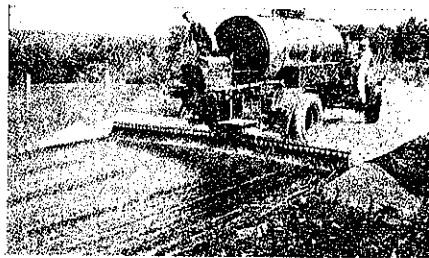
ものである。一体に路肩の幅丈被覆し、切取箇所は特に侵蝕を防ぐ爲法尻まで被覆した。先づ砂地に M. C. 2 (煤溶アスファルト)を $2.71(l/m^2)$ 宛撒布してから綿布を敷き更らに、M. C. 2 を $1.33(l/m^2)$ 宛撒布し其の上に砂を撒いた。大体鉄輪で多少溝が出来る程度ではまり込む様な事はなくアスファルトが固まれば此の心配はないと思はれた。

路面表面處理：Round Top Road は斯る標準示方書に準據して表面處理を行つた最初の砂利道で、此の鋪裝は下層厚 12.5cm、上層厚 7.5cm に夫々篩分砂利を使

用し、上層には最初 13-18 タールを $3.82(l/m^2)$ 宛撒布し其の上に保護層として 25-35 タールを $1.33(l/m^2)$ 宛使用して仕上げた上、約 $10.9kg/m^2$ 宛微細砂を撒布した。此の工事には綿布は 2.5cm に約 8 本の緯で編んだ透し縫目の布を使用してゐる。先づ砂利道に最初 13-18 タールを $3.82(l/m^2)$ 宛撒布したる後直接其の上に布を敷き少くとも 5 日間はその儘の状態にしておいた。綿布は幅約 1.37m で 5cm 重ねとして路幅 4.88m を被覆し、路肩約 30cm は被覆しなかつた。尙端部の移動及捲上りを防ぐ爲に砂或は小石を若干撒布した。其の後に空車、積載トラック及乗用車を $16-8km/hr$ の速度で通したが有害と思はれる程の被害とも現はれなかつた。仕事は次の如く 2 部分に分けて行つた。

(1) 砂地被覆布 (Sand coated fabric)：綿布は敷揚げた後防腐と密着とを兼ねて其の上に 25-28 タールを $0.68(l/m^2)$ 宛撒布した。綿布は著しくタールを吸収するが表面にかなり残つたから完全に $0.68(l/m^2)$ は要しなかつたわけである。其の後 $5.43-6.52kg/m^2$ の砂を軽く撒布し続いて同一タールを $0.68(l/m^2)$ 宛撒き $10.9-13.6kg/m^2$ の砂で被覆仕上をなした。タールの量に對して砂の量が過重と思はれるが之は布の車輛に依る直接腐蝕を防ぐためである。斯く處理した翌日検査して見ると砂とタールの良好な被覆層が出来て居つた。

圖-68.



(2) 砂利被覆布：此の場合には布を敷揚げた後 $200^{\circ}F$ の結合材 A(150-200)を $3.26(l/m^2)$ 宛撒布後細碎石を約 $13.6kg/m^2$ 撒布した。同日中に輾王の豫定で碎石撒布箇所と 430m 離れて輾王を行つた結果はあまり良好でなかつた。翌日細碎石被覆箇所を見ると車輛及輾任機に依つて碎石はタール中に埋まつて居つた。タールは尙粘性を有して居つたが良く締つて居り、布は碎石に依つて裂けたりした様な様子も見えなかつた。夫々の費用は大体綿布敷揚及砂撒布 (布 $550m^2$ 使用) が \$ 261.53 又綿布敷揚及細碎石撒布 (布 $836m^2$ 使用) が \$ 574.61 であつた。

(谷藤正三)