

# 抄 録

第 27 卷 第 5 號 昭和 16 年 5 月

應 用 力 學	頁
(56) 三軸壓縮試験の圖解法の解析 .....	515
(57) 拱橋に及ぼす風壓 .....	517
(58) 不静定構の漸近解法 .....	520
(59) Flushing Meadow Park の土質試験 .....	522
水 理	
(60) 射流に於ける彎曲の影響 .....	523
材 料	
(61) ソ聯國の高珪酸混合ポルトランドセメントの製造 .....	524
コンクリート	
(62) ガラスに依る補強コンクリート .....	525
施 工	
(63) 不浜地質標本採取器 .....	526
堰 堤	
(64) 重力堰堤の断面決定 .....	527
港 灣	
(65) 沈埋式トンネル浮面の設計と施工 .....	529
(66) ゼノア港の第四乾船渠 .....	530
道 路	
(67) 重交通道路に於けるコンクリート及瀝青マカダム舗装の併用 .....	531

## 應 用 力 學

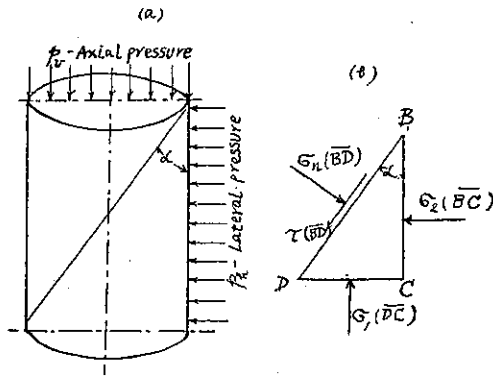
### (56) 三軸壓縮試験の圖解法の解析

(Frederick C. Smith, "Graphic procedure for interpreting triaxial compression tests" C. E. January 1941. 高見太一抄)

モール氏圓の方法による三軸壓縮試験の圖解法は時として應力圓の共通切線をひく場合困難に遭遇する事がある。

是にかはる都合の好い圖解法がある。均等質の材料よ

圖-1.



りなる圓錐の三軸壓縮試験によつて得られた結果についての解法であつて圓錐は圖-1の如く二方向よりの合成應力を受けるものとして扱ふ。

大なる主應力  $\sigma_1$  は單位壓縮力  $p_r$  に等しく小なる主應力  $\sigma_2$  は單位壓縮力  $p_n$  に等しきものと假定する、然らば圓錐軸と角  $\alpha$  をなす任意の面における直應力は次式によつて與へられる。

$$\sigma_n = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} - \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \cos 2\alpha \dots (1)$$

又剪斷應力  $\tau$  は次式によつて與へられる

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \sin 2\alpha \dots (2)$$

破壊面の任意點の剪斷應力は破壊の際に於ては

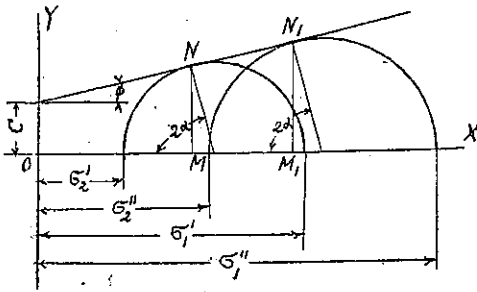
$$\tau = C + \sigma_n \tan \phi.$$

茲に  $\tau$  は單位剪斷抵抗、 $C$  は單位面積の凝集力、 $\sigma_n \tan \phi$  は摩擦抵抗である。

モール氏の理論の適用し得る材料について幾つかの試験が行なはれ破壊の際における各種の  $\sigma_1$  及び  $\sigma_2$  の値が種々の關係にて得られたる場合  $C$  及び  $\tan \phi$  の値は圖-2の如きモール氏圓の解法によつて求められる。

此の圖に於て距離  $\overline{NM}$  は  $\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \sin 2\alpha$ 、距離  $\overline{OM}$  は  $\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} - \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \cos 2\alpha$  である。此等の値は公式(1)及び(2)に示されたる如く夫々試験體の長軸と  $\alpha$

圖-2.



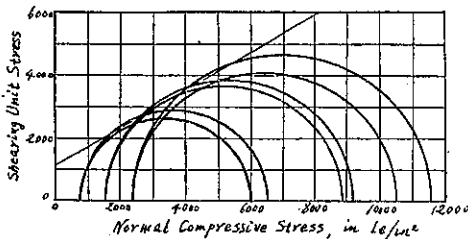
の角をなす任意の面に於ける直應力及び剪断應力である。直線  $\overline{NN_1}$  は材料の剪断抵抗  $C + \sigma_n \tan \phi$  をあらわす。

破壊は剪断抵抗が剪断應力に等しくなつたところの面に於て起る筈である、故に今  $\sigma_2'$ 、 $\sigma_1'$ 、 $\sigma_1''$  及び  $\sigma_2''$  を破壊の際の主應力とすれば夫々の主應力圓上の一應力は直線  $\overline{NN_1}$  の上になければならぬ。此の解法の詳細は Public road for December P. 198~200 に掲載された事がある。

通常  $C$  及び  $\tan \phi$  を決定するために幾つかの試験が行なはれたる時夫々の  $\sigma_1$  と  $\sigma_2$  の関係より主應力圓がかゝれて其の共通切線をひきて  $C$  及び  $\tan \phi$  は圓上に決定せられる、然し試験値にもとづく数多くの主應力圓がかゝれたる時にはそのすべての圓に共通なる切線は引くことは出来ない、従つて最も確らしき  $C$  及び  $\tan \phi$  を正しく決定する事は困難である、是は特に試験の結果が狭い範囲内にある時にそうである。

圖-3 は筆者が 6 個のセメントモルタルの圓溝につい

圖-3.



て試験した結果から得られた實例であつて共通切線を引く困難さを明らかに示してゐる。筆者は異つた配合のモルタルの圓溝について幾つかの試験を行つた而して各配合については 9 個の圓溝をつくりて試験し 9 個の主應力圓をかいた。今述べたる共通切線についての困難に遭遇して是に對する新らしき方法の必要を感じた、そしてワシントン大學の數學助教授 Z. W. Birubbaum 氏の援助を得て次の如き方法を得た。

若し公式 (1) (2) 及び (3) を組合せれば破壊の際に於ては次の如き條件式が成立する。

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \sin 2\alpha = C + \tan \phi \left\{ \left( \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right) \right.$$

$$\left. - \left( \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \right) \cos 2\alpha \right\} \dots \dots \dots (4)$$

圖-2 に就て調べれば破壊の際に於ては

$$2\alpha = 90^\circ - \phi \dots \dots \dots (5)$$

故に破壊の際に於ける條件式は

$$\left( \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \right) \cos \phi = C + \tan \phi \left\{ \left( \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right) \right.$$

$$\left. - \left( \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \right) \sin \phi \right\}$$

此の式より誘導して

$$\sigma_1 = 2C \left( \frac{\cos \phi}{1 - \sin \phi} \right) + \sigma_2 \left( \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \right) \dots (6)$$

而して  $\frac{\cos \phi}{1 - \sin \phi} = \tan \phi + \sqrt{1 + \tan^2 \phi}$

$$\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = (\tan \phi + \sqrt{1 + \tan^2 \phi})^2$$

今  $\gamma = \tan \phi + \sqrt{1 + \tan^2 \phi}$  とおけば公式 (6) は次の如くなる。

$$\sigma_1 = 2C\gamma + \gamma^2 \sigma_2 \dots \dots \dots (7)$$

之は  $y = b + mx$  なる形の直線の方程式であつて茲に  $b$  は  $y$  軸と交る截片長であり  $m$  は直線の傾斜を示す。若し幾つかの試験が行なはれ夫々の  $\sigma_1$  及び  $\sigma_2$  の値に對して圓上に點を求めれば直線の傾斜は  $\gamma^2$  に等しくなり又材料の凝集力即ち剪断強度であるところの  $C$  は  $y$  軸との截片長にして  $2\gamma$  にて表される。尙ほ  $\tan \phi$  は  $\frac{\gamma^2 - 1}{2\gamma}$  に等しくなる。

圖-4.

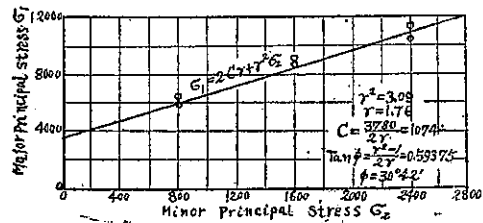


圖-4 は圖-3 に示したのと同じ資料について畫いたもので今述べた方法によつて求めたものである。

都合上縦の縮尺は横の縮尺の 1/10 にとつた。

以上によつて二つの方法を比較すれば新らしき方法が舊來の方法に比して遙かに簡易で且つ正確を期し得られる事は明らかである。

更に新らしい方法では  $C$  及び  $\gamma$  の最も確からしき値を決定するために公式 (7) の形に於て最小二乗法を適用する事も出来る利益がある。

此の報告書はワシントン大學に於てモルタルの剪断強度が試験せられた際、是に關聯して發表せられた一つの解法の概略を簡單にしたるものである。

(57) 拱橋に及ぼす風壓

(A aas Jakobsen, "Winddruck auf Bogenbrücken." B. & E. 1940, Heft 22, s. 316) ~321. 日賢幸雄抄

橋梁の設計に際しては、多くの近似的計算法や計算表が存して、比較的迅速に應力を求める事が出来る。従つて死荷重や活荷重に依る應力は大した勞力を用ひずとも決定され非常に便利である。之に反して風荷重に依る應力は從來餘り研究されて居ない。併し長徑間の橋梁に在つては、之は可成りの大となり、往々型式の撰擇及び部材の寸法の決定に際して決定的意義を持つ事がある。斯くの如く風壓力の研究は非常に重大な問題であるから、次に風壓力の計算法に就いて述べる。

I. 單一の拱より成る拱橋の場合

長徑間の拱橋に於ては縦横の方向に隔壁を有する面型断面の場合が非常に多い。橋全體にわたつて等分布して作用する風荷重は、一部は拱に依り他の一部は床組及び起拱點に於ける剛性を有する橋脚に依つて基礎に傳達される。此の場合に拱床組及び橋脚の剛度を適當に撰擇する事に依つて、最も經濟的に風荷重を基礎に傳達する事が出来る。

風に依る壓力を求めるには先づ拱の全徑間にわたつて對稱に任意に分布された分布荷重及び拱の任意の點に對稱に載荷された集中荷重に對する曲げモーメントの變化に就いて知る必要がある。最初に計算に必要な断面値に就いて述べる事にする。

$J_{DG}$  は振り強さを表す。 $J_D$  は拱に對する慣性モーメント  $G$  は振り係數である。 $J_z E$  は拱面を横斷する曲げ強さを表し、 $J_z$  は拱面に於ける重心を通る軸の周りの慣性モーメントである

巾  $B$ 、高さ  $H$  の矩型断面の場合には

$$J_D = \frac{1}{3}(m - 0.63)H^3, \text{ 茲に } m = \frac{B}{H} > 1.$$

$$J_z = \frac{1}{12}HB^3 = \frac{1}{12} \cdot \frac{B^4}{m}$$

曲げ強さと振り強さとの關係は

$$\rho = \frac{J_z E}{J_D G} = \frac{1 + \nu}{2} \frac{m^3}{m - 0.63}$$

鉄筋コンクリートの場合には  $\nu = 0.1$  として

$$\rho = 0.55 \frac{m^3}{m - 0.63} \dots\dots\dots(1)$$

面型断面 (圖-5) の場合には隔壁の影響を無視して

$$J_D = \frac{BH + bh}{\frac{1}{B s_2} + \frac{1}{H m s_1}} \quad J_z = \frac{1}{12}(HB^3 - hb^3)$$

$$\rho = 2.2 \frac{J_z}{J_D} \dots\dots\dots(2)$$

圖-5.

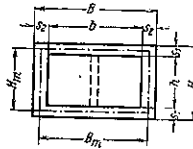
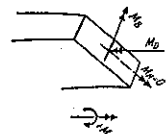


圖-6.



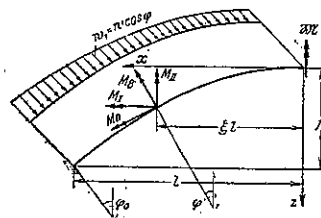
拱軸に垂直な水平方向の風荷重に對しては拱面には曲げモーメントは起らない。即ち圖-6に於て  $M_{II} = 0$  である。拱には曲げモーメント  $M_B$ 、振れモーメント  $M_D$  及び水平剪力  $Q_B$  のみが起る而して此等が共に作用して風荷重を起拱點に傳へるのである。

單二三鉸拱の場合にも、 $M_B$  及び  $M_D$  は剪力  $Q_B$  と同様鉸に依つて傳達され得るから、風荷重に依るモーメントは無鉸拱の場合と同一に成る。依つて無鉸拱にのみ就いて考へる。

茲に假定せる如き對稱の拱の場合には、モーメント及び剪力は對稱になる。依つて拱頂には振りモーメントも剪力も起らない。但し茲に拱頂に於ける曲げモーメント  $M_B$  のみが未知數である。今之を  $m$  で表はす。 $m$  を決定する爲に拱頂に於ける連続條件即ち  $z$  軸の周りの断面の捫れは零に等しいと云ふ條件を用ひる。

圖-7に於て垂直及び水平軸の周りのモーメントを  $M_{II}$  及び  $M_I$  とすれば、

圖-7.



$$M_B = M_I \sin \varphi + M_{II} \cos \varphi \dots\dots\dots(3a)$$

$$M_D = M_I \cos \varphi - M_{II} \sin \varphi \dots\dots\dots(3b)$$

拱頂断面の  $z$  軸の周りの捫りは

$$\delta = \int_{(B)} M_B \cos \varphi \cdot \frac{dS}{J_z E} - \int_{(B)} M_D \sin \varphi \cdot \frac{ds}{J_D G}$$

茲に積分は拱の半分に就いて行ふ。上式に (3a)(3b) 及び (1), (2) 式の關係を代入すれば

$$E\delta = \int_{(B)} M_{II} \left[ 1 + (\rho - 1) \sin^2 \varphi \frac{dx}{J_z \cos \varphi} - \int_{(B)} M_I (\rho - 1) \sin \varphi \cdot \frac{dx}{J_z} \right] \dots\dots\dots(4)$$

上式中の積分の計算にはシンプソンの公式を用ひる。即ち

$$\int_a^b f(x) dx = \frac{dx}{3} \sum (y_0 + 4y_1 + 2y_2 + \dots + y_n)$$

茲に  $y_0, y_1, \dots$  は夫々  $x=0, x=dx, x=2dx$  の點に於ける函數  $f(x)$  の値である。斯くて連続條件は次の如くなる。

$$m\delta_{11} + \delta_{10} = 0$$

茲に  $\delta_{11}$  は  $m=1$  の場合の歪, 又  $\delta_{10}$  は拱の半分を片持梁として之に風荷重を載荷せる場合の歪である。依つて

$$m = -\frac{\delta_{10}}{\delta_{11}}$$

$\delta_{10}$  及び  $\delta_{11}$  には (4) 式の積分を用ひる。故に  $\frac{\delta_{10}}{\delta_{11}}$  の値は断面の變化状態及び拱軸の型式に關係する  $m$  の値を近似的に求める場合には,  $\rho$  及び  $J_z \cos \varphi$  は常數と假定し拱軸線が拋物線  $z = f\xi^2$  なる場合には

$$\sin^2 \varphi = \frac{z'^2}{1+z'^2} = \frac{k^2 \xi^2}{1+k^2 \xi^2} \quad \text{茲に } k = \frac{2f}{l}$$

拱頂に  $m=1$  が單一荷重として載荷された場合には  $M_I = 0, M_{II} = 1$  となり又歪  $\delta_{11}$  は次の如くなる。

$$E\delta_{11} = \int_0^l [1 + (\rho - 1) \sin^2 \varphi] \frac{dx}{J_z \cos \varphi} \quad (5a)$$

$$EJ_z \delta_{11} = l \left[ 1 + (\rho - 1) \frac{k^2}{5} \left( \frac{2}{3} + \frac{1}{1+k^2} \right) \right] \quad (5b)$$

拱及び支柱上の風荷重は分布荷重  $w$  となり  $w$  は次の如く表はされる。  $w = w_0(1 + a\xi^2)$

故に

$$M_I = -\int_0^{\xi_0} w f (\xi_0^2 - \xi^2) dx = -\frac{2}{3} w_0 l f \left( \xi^3 + \frac{a}{5} \xi^5 \right)$$

$$M_{II} = -\int_0^{\xi_0} w l (\xi_0 - \xi) d\xi = -\frac{w_0 l^2}{2} \left( \xi^2 + \frac{a}{6} \xi^4 \right)$$

上式を (4) に代入すれば

$$E\delta_{10} = \frac{l}{J_z} (\rho - 1) \int_0^l (-M_I \sin \varphi \cdot \cos \varphi + M_{II} \sin^2 \varphi) d\xi + \frac{l}{J_z} \int_0^l M_{II} \delta \xi \quad (6a)$$

$$EJ_z \delta_{10} = -\frac{m_0 l^3}{6} \left[ 1 + \frac{a}{10} + (\rho - 1) \frac{k^2}{70} \times \left( 4 + \frac{2}{9} a + \frac{10 + \frac{7}{9} a}{1 + k^2} \right) \right] \quad (6b)$$

$\xi = \pm \vartheta$  なる任意の點に集中荷重  $P$  が作用せる場合には

$$M_I = -P f (\xi^2 - \vartheta^2) \quad M_{II} = -P l (\xi - \vartheta)$$

依つて (4) より

$$EJ_z \delta_{10} = -\frac{P l^2}{2} (1 - \vartheta^2) - \frac{P f^2}{30} \times (\rho - 1) [5 - 16\vartheta + 15\vartheta^2 - 5\vartheta^4 + \vartheta^6] + \frac{1}{1+k^2} (10 - 12\vartheta + 15\vartheta^2 - \vartheta^4) \dots (7a)$$

拱頂に  $2P$  が作用せる場合は  $\vartheta = 0$  なるに依り

$$EJ_z \delta_{10} = \frac{P l^2}{2} \left[ 1 + \frac{k^2}{12} (\rho - 1) \frac{3 + k^2}{1 + k^2} \right] \quad (7b)$$

拱頂に於ける曲げモーメントは  $m = -\frac{\delta_{10}}{\delta_{11}}$  より計算され, 又殘餘のモーメントは次式より求められる。

$$M_B = M_I \sin \varphi + (M_{II} + m) \cos \varphi$$

$$M_D = M_I \cos \varphi - (M_{II} + m) \sin \varphi$$

茲に  $M_I$  及び  $M_{II}$  は拱に實際に起るモーメントである。

床版から拱に傳へられる反力を求める爲には, 更に拱頂に於いて外方に反る變位を求める必要がある。今  $b$  及  $c$  を次の如く表せば

$$b = \frac{J_z c}{J_{zn} \cdot \cos \varphi} - 1 \quad c = \frac{\rho n - 1}{\rho - 1} \cos^2 \varphi_0 - 1$$

( $\delta c, J_z c$  及び  $\delta$  は拱頂に於ける値,  $J_{zn}, \rho n$  及び  $\varphi_0$  は起拱點に於ける値である。)

$$\cos^2 \varphi_0 = \frac{1}{1 + \frac{4f^2}{l^2}}$$

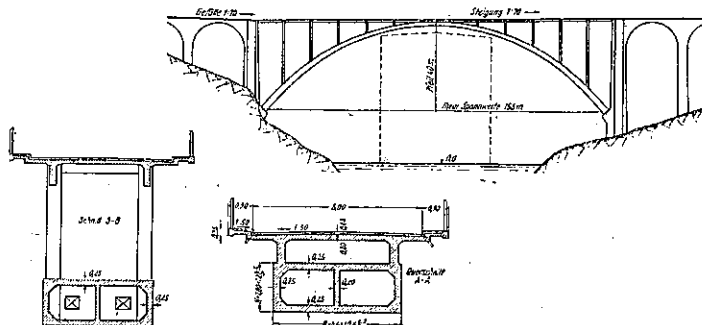
$w = w_0(1 + a\xi^2)$  なる風荷重の場合には

$$EJ_z \delta c_0 = \frac{w_0 l^2 f^2}{360} \left[ 40 + 6a + 30b + 4.8ab + \frac{l}{f^2} (45 + 5a + 30b + 3.75ab) \right] + (\rho - 1) (20 + 1.5c + 15b + 1.2ab) + (\rho - 1) (15 + 1.2a + 12b + ab) - \frac{m f^2}{12} \left[ \frac{l^2}{f^2} (6 + 3b) + (\rho - 1) (6 + 4b + 4c + 3bc) \right] \quad (8a)$$

拱頂に集中荷重  $2P$  が作用した場合には

$$EJ_z \delta c_1 = P f^2 l \left[ \frac{l^2}{f^2} \left( \frac{1}{3} + \frac{b}{3} \right) + \rho \left( \frac{1}{5} + \frac{6}{7} \right) \right]$$

圖-8.



$$+(\rho-1)c\left(\frac{1}{7}+\frac{b}{9}\right)]-\frac{mf^2}{12}\left[\frac{l^2}{f^2}(6+3b)\right. \\ \left. +(\rho-1)(6+4b+4c+3bc)\right] \dots\dots\dots(8b)$$

次に例題を掲げて以上の諸式の應用を明にする事とする。

〔例〕

圖-8 は Svinesund-橋の設計圖である。主徑間は鐵筋コンクリート拱で、支間 155 m 拱矢 40 m である。

軸線方程式は

$$y=33.25(\xi^2+0.203\xi^3)$$

断面には縦方向に一隔壁を有する函型を用ひその巾員及び高さは次式に従つて變化するものとす。

$$B=4.5+0.6\xi^2 \quad H=1.8+1.2\xi^2$$

壁厚は一定にして  $S_1=S_2=0.25\text{ m}$  である。

最初にシムプソンの公式を用ひて(4)の積分を行ふ。拱の半分を8の點で分割し、其の各點に於ける函數値は表-1及び2に示す。

表-1. Svinesund 橋の風荷重に依るモーメント

Funktionswerte des Bogens							Wind auf Bogen und Säulen				
$x$	$\sin \varphi$	$\cos \varphi$	$H$	$B$	$J_1$	$J_2$	$r=2\sqrt{\frac{J_1}{J_2}}$	$\Psi=0.175(F_{\text{Bogen}}+2F_{\text{Säule}})$	$Q$	$M_1$	$M_{II}$
0	0	1	1.8	4.50	7.19	3.78	4.18	0.99	0	0	0
6.25	0.980	0.020	1.81	4.51	7.25	3.81	4.15	3.00	0.98	0.22	4.10
12.5	0.920	0.080	1.87	4.54	7.51	4.13	4.00	4.85	0.99	7.98	26.06
18.75	0.747	0.664	2.00	4.60	8.06	4.99	3.72	5.21	5.24	37.30	163.31
25.0	0.480	0.878	2.18	4.69	8.98	5.76	3.42	6.72	13.58	114.40	332.69
31.25	0.243	0.970	2.43	4.82	10.26	7.40	3.05	9.17	35.27	278.79	583.06
37.5	0.070	0.993	2.72	4.97	12.06	9.69	2.74	11.31	75.44	601.25	931.06
43.75	0.209	0.978	3.03	5.16	14.51	11.92	2.54	13.09	140.78	901.81	1397.93

(4) より

$$E\delta_{10} = \int_0^l M_{II}[1+(\rho-1)\sin^2\varphi] \frac{dx}{J_z \cos \varphi} \\ - \int_0^l M_I(\rho-1)\sin \varphi \cdot \frac{dx}{J_z} \\ = \sum(M_{II}\lambda_2 - M_I\lambda_1)\Delta x = \sum\lambda_2 \Delta x.$$

表-1には該拱の  $M_I$  及び  $M_{II}$  及び其の他の値が示され、表-2には  $\lambda$  の値が計算されてある。

表-2.

Funktionswerte für Wind auf Bogen und Säulen						Momente und Funktionswerte für $P=2.0\text{ t}$ im Scheitel					
$x$	$\lambda_1$	$\lambda_2$	$w$	$w_0$	$w_1$	$w_2$	$M_1$	$M_{II}$	$\lambda_3$	$\alpha$	$\alpha_2$
0	0	0.1390	5	0.7030	0	4.30	0	0	0	5	2.185
6.25	0.0305	0.1406	5	0.8070	5.01	16.02	0.21	3.15	0.437	5	2.714
12.5	0.0831	0.1533	2	0.8988	23.85	34.20	0.985	9.37	1.357	2	3.618
18.75	0.1164	0.1747	4	0.9688	30.19	100.38	2.795	15.63	2.404	4	7.020
25.0	0.1393	0.1916	2	0.9962	30.60	362.00	5.64	21.07	3.460	2	10.320
31.25	0.1207	0.2135	4	0.8540	148.5	148.5	19.17	34.37	5.53	4	16.320
37.5	0.1022	0.2210	1	0.2210	785.40	785.40	22.0	38.75	6.81	2	21.000
43.75	0.0815	0.2220	3	3.1799	202.7	785.40	22.0	38.75	6.81	2	21.000

$$\lambda_1 = \frac{\rho-1}{J_z} \sin \varphi$$

$$\lambda_2 = \frac{1}{J_z \cos \varphi} [1+(\rho-1)\sin^2 \varphi]$$

$$\lambda_3 = -M_I\lambda_1 + M_{II}\lambda_2$$

以上の數値は支柱の取付け點に於て計算せるものであるから、起拱點及び拱頂に於ては不均等の部分があり従つて其の總和を求むるに當つては次の如く分けて行ふ必要がある。

$$E\delta = \sum_{x=77.5}^{x=63.75} + \sum_{x=63.75}^{x=-6.25} - \sum_{x=0}^{x=-6.25}$$

即ち

$$-E\delta_{10} = \frac{8.75}{2}(202.7+148.5) \\ + \frac{12.5}{3} \cdot 725.4 - \frac{6.25}{2} \frac{0.86}{2} 4556.2$$

(5) より

$$E\delta_{11} = \frac{8.75}{2}(0.222+0.221) + \frac{12.5}{3} \cdot 3.179 \\ - \frac{6.25}{2}(0.139+0.1406) = 14.307$$

拱頂に於ける曲げモーメントは

$$m = -\frac{\delta_{10}}{\delta_{11}} = \frac{4556.2}{14.307} = +318.5 \text{ t.m}$$

集中荷重  $P=2 \cdot 0.5=1.0\text{ t}$  が拱頂に載荷された場合の支柱の點に於けるモーメント及び函數値  $\lambda_3$  は計算されて表-2に示されてある。同様な方法に依つて分布荷重  $w$  に對しては

$$-E\delta_{10} = \frac{8.75}{2}(6.84+6.03) + \frac{12.5}{3} 47.065$$

$$- \frac{6.25}{2} \frac{0.437}{2} = 251.8$$

$$m_p = -\frac{\delta_{10}}{\delta_{11}} = +\frac{251.8}{14.307} = +17.6 \text{ t.m}$$

近似計算

$$k = \frac{2f}{l} = \frac{2 \cdot 40.0}{77.5} = 1.032$$

拱に載る風荷重は次の如し。

$$w \text{ 拱頂} = w_0 = 0.315 \text{ t/m}$$

$$w \text{ 起拱點} = 0.825 + \frac{4.2}{12.5} = 1.160 \text{ t/m}$$

$$\alpha = \frac{1.16}{0.315} - 1 = 2.68$$

$$w = w_0(1 + d\xi^2) = 0.315(1 + 2.68\xi^2)$$

之を (6b) 及 (5b) 式に代入して

$$EJ_{zc}\delta_{10} = -\frac{w_0 l^3}{6} \left[ 1 + \frac{2.68}{10} + (4.18 - 1) \frac{1.032^2}{70} \left( 4 + \frac{2 \cdot 2.68}{9} + \frac{10 + \frac{7}{9} \cdot 2.68}{1 + 1.032^2} \right) \right]$$

$$= -0.296 w_0 l^3$$

$$EJ_{zc}\delta_{11} = l \left[ 1 + (4.18 - 1) \frac{1.032^2}{5} \left( \frac{2}{3} + \frac{1}{1 + 1.032^2} \right) \right] = 1.780 l$$

依つて

$$m_w = -\frac{\delta_{10}}{\delta_{11}} = +\frac{0.296}{1.78} w_0 l^2 = +0.166 w_0 l^2$$

$$= +0.166 \cdot 0.315 \cdot 77.5^2 = 315 \text{ t/m}$$

即ち精密計算に依る値との誤差は 1.0% である。

集中荷重  $2P = 2 \cdot 0.5 = 1.0 \text{ t}$  が拱頂に載荷せる場合は (7b) 式より

$$EJ_{zc}\delta_{10} = -\frac{Pl^2}{2} \left[ 1 + \frac{1.032^2}{12} (4.18 - 1) \right]$$

$$\times \frac{3 + 1.032^2}{1 + 1.032^2} = -0.778 Pl^2$$

$$m_p = -\frac{\delta_{10}}{\delta_{11}} = \frac{0.778}{1.780} \cdot Pl = 0.437 Pl = 17.0 \text{ t/m}$$

依つて誤差は 3% となる。

床版に於ける水平モーメントを決定するには拱と床版の間の反力  $X$  を定める必要がある。

床版は全長  $\alpha = 2.81 \text{ m}$  にして垂直軸の周りの慣性モーメントは  $J_B = 12.25 \text{ m}^4$  である。又床版に於ける風荷重は

$$w_1 = 0.49(1 + 0.67\xi_1^2) \quad \xi_1 = \frac{x_1}{81}$$

起拱點に於ける橋脚は非常に剛大に出来てから其の變位は無視出来る。風荷重のみに依る床版の中央に於ける反り出しは

$$EJ_B\delta_{m0} = 81^2 \cdot 753.7 = 49.5 \cdot 10^6$$

中點に集中荷重  $P = 1$  を荷載せる場合の末版の反りを  $\delta_{m1}$  とすれば

$$EJ_B\delta_{m1} = \frac{81^2}{6} = 0.886 \cdot 10^6$$

拱に於ては、起拱點  $J_{zn} = 13.51 \text{ m}^4$   $\rho_n = 2.54$

拱頂  $J_{zc} = 7.19 \text{ m}^4$   $\rho = 4.18$

$$\cos \varphi_0 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1.032^2}} = 0.695$$

$$b = \frac{7.19}{13.51 \cdot 0.695} - 1 = -0.236$$

$$c = \frac{2.54}{4.18 \cdot 2.07} - 1 = -0.707$$

風荷重  $w = 0.315(1 + 2.68\xi^2)$  に対しては  $m = 315 \text{ t/m}$  である。依つて (8a) 式を用ひて拱頂に於ける反り出し  $\delta_{c0}$  を得る。

$$EJ_{zc}\delta_{c0} = 8.694 \cdot 10^6$$

集中荷重  $P = 2 \cdot 0.5 \text{ t}$  が拱頂に載荷せる場合は  $m = 17 \text{ t/m}$  又反り出し  $\delta_{c1}$  は (8b) 式より

$$EJ_{zc}\delta_{c1} = 0.287 \cdot 10^6$$

床版と拱の間には  $\delta_{拱} = \delta_{床版}$  の関係が存するから

$$\frac{1}{7.19} (8.694 + X \cdot 0.287) = \frac{1}{12.25} (49.5 - X \cdot 0.886)$$

$$X = 25.2 \text{ t}$$

床版に於ける中央のモーメントは

$$M_m = 1790 - 1020 = +770 \text{ t.m}$$

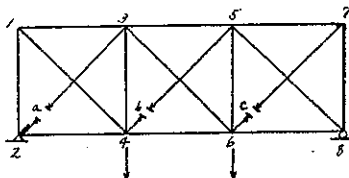
之に依つて明な如く床版は拱に依存する處が少な過ぎる、換言すれば起拱點に於ける橋脚が餘りに強固過ぎるのである。上述の缺點を除去するには、中空の花崗岩の橋脚に短い繊弱な鉄筋コンクリートの橋脚を床版の下受けとして挿入するのが良策である。

(58) 不静定構の漸近解法

“Analysis of Statically Indeterminate Truss Structure by Successive Approximations.” A. S. C. E. Jan. 1941.  
堀 武 男 抄

圖-9 に示す如き不静定構でも、冗材を a, b, c の部で切つて、各々に大きき等しく方向反對な一對の力をおくと静定構になる。これに荷重がかゝると各切口に變位を生じ、之を夫々  $\delta_{a0}$ ,  $\delta_{b0}$  及  $\delta_{c0}$  とすると、次の如く表はされる。

圖-9.



$$\delta_{a0} = \sum \frac{S_{ua}L}{AE} \dots \dots \dots (1a)$$

$$\delta_{b0} = \sum \frac{S_{ub}L}{AE} \dots \dots \dots (1b)$$

$$\delta_{c0} = \sum \frac{S_{uc}L}{AE} \dots \dots \dots (1c)$$

但し、 $S$  は荷重による各部材の應力、 $u_a u_b u_c$  は a, b, c, に單位變位量を生ぜしめるに必要な各部材の應力  $L$  は部材長、 $A$  は部材の斷面積、 $E$  は單性係數である。この變位をなくするために  $X_a, X_b, X_c$  を加へ、それによる變位を  $\delta_{a0}, \delta_{b0}, \delta_{c0}$  に等しくすると、

$$-\sum \frac{S_{ua}L}{AE} = X_a \sum \frac{u_a u_a L}{AE} + X_b \sum \frac{u_a u_b L}{AE} + X_c \sum \frac{u_a u_c L}{AE} + \dots + X_n \sum \frac{u_a u_n L}{AE} \dots \dots \dots (1a)$$

$$-\sum \frac{S_{uv}L}{AE} = X_a \sum \frac{u_v u_a L}{AE} + X_b \sum \frac{u_v u_b L}{AE} + X_c \sum \frac{u_v u_c L}{AE} + \dots + X_n \sum \frac{u_v u_n L}{AE} \dots (2b)$$

$$-\sum \frac{S_{uc}L}{AE} = X_a \sum \frac{u_c u_a L}{AE} + X_b \sum \frac{u_c u_b L}{AE} + X_c \sum \frac{u_c u_c L}{AE} + \dots + X_n \sum \frac{u_c u_n L}{AE} \dots (2c)$$

又は書き直して

$$-\delta_{a0} = X_a \delta_{aa} + X_b \delta_{ba} + X_c \delta_{ca} + \dots + X_n \delta_{na} \dots (3a)$$

$$-\delta_{b0} = X_a \delta_{ba} + X_b \delta_{bb} + X_c \delta_{bc} + \dots$$

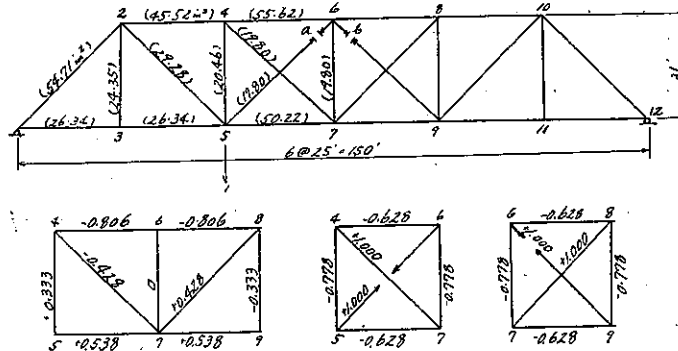
計算方法は、或る近似値を假定して、之を式に代入しより正しい値を求め、更に之を式に代入して、次々とより正しい値を求めて行くのである。實際問題としては適當な所で中止する。冗材が  $a$  だけのときの  $a$  の應力  $S_a'$  は

$$S_a' = \frac{\delta_{a0}}{\delta_{aa}} = \frac{\sum \frac{S_{ua}L}{EA}}{\sum \frac{u_a u_a L}{EA}} \dots (6)$$

冗材  $b$  から冗材  $a$  に運ばれる factor- $K_{ab}$  は

$$K_{ab} = \frac{\delta_{ab}}{\delta_{aa}} = \frac{\sum \frac{u_a u_b L}{AE}}{\sum \frac{u_a u_a L}{AE}} \dots (7)$$

圖-10.



$$+ X_n \delta_{bn} \dots (3b)$$

$$-\delta_{c0} = X_a \delta_{ca} + X_b \delta_{cb} + X_c \delta_{cc} + \dots + X_n \delta_{cn} \dots (3c)$$

これから  $X_a, X_b, X_c$  を求めるに漸近法を用ふ、即ち(3a)に於て  $X_b = X_c = 0$  とおいて  $X_a$  を求め、(3b)に於て  $X_a$  は既知、 $X_c = 0$  とおいて、 $X_b$  を求め、之等の値を(3c)に代入して  $X_c$  を求める。これをくりかへして、行くと、次第に(3)の解に近づいて行く。

(3) を書き直すと。

$$X_a = -\frac{\delta_{a0}}{\delta_{aa}} - X_b \frac{\delta_{ab}}{\delta_{aa}} - X_c \frac{\delta_{ac}}{\delta_{aa}} \dots (4a)$$

$$X_b = -\frac{\delta_{b0}}{\delta_{bb}} - X_a \frac{\delta_{ba}}{\delta_{bb}} - X_c \frac{\delta_{bc}}{\delta_{bb}} \dots (4b)$$

$$X_c = -\frac{\delta_{c0}}{\delta_{cc}} - X_a \frac{\delta_{ca}}{\delta_{cc}} - X_b \frac{\delta_{cb}}{\delta_{cc}} \dots (4c)$$

更に書き直すと、

$$X_a = -S_a' - X_b K_{ab} - X_c K_{ac} \dots (5a)$$

$$X_b = -S_b' - X_a K_{ba} - X_c K_{bc} \dots (5b)$$

$$X_c = -S_c' - X_a K_{ca} - X_b K_{cb} \dots (5c)$$

但し  $S' = \frac{\delta_{a0}}{\delta_{aa}} = a$  以外の冗材が作用しないとき  $a$  にかかる應力、

$K_{ab} = \frac{\delta_{ab}}{\delta_{aa}} = b$  に 1 なる力が作用したとき  $a$  に生ずる應力。

で求められる。

計算例： 圖-10 の如き  $a$  及  $b$  の冗材をもつトラスを考へる。 $a$  は第 3 徑間の橋みのみに影響し、 $b$  は第 4 徑間の橋みのみに影響する。計算結果を表にすると次の如くなる。

第三徑間

部 材	$\frac{L}{A}$	$S$	$u_a$	$\frac{S u_a L}{A}$	$\frac{u_a^2 L}{A}$
4-6	5.39	-0.807	-0.628	+ 2.74	+ 2.13
5-7	5.97	-1.074	-0.628	- 4.02	+ 2.36
4-5	18.15	+0.333	-0.778	- 4.70	+11.00
6-7	18.76	0	-0.778	0	+11.35
4-7	24.10	-0.428	+1.000	-10.30	+24.10
5-6	24.10	0	+1.000	0	+24.10
				-16.28	+75.04

第四徑間

部 材	$S$	$u_a$	$\frac{S u_a L}{A}$	$\frac{u_a^2 L}{A}$
6-8	-0.807	-0.628	+ 2.74	+ 2.13
7-9	+0.538	-0.628	- 2.02	+ 2.36
8-9	-0.333	-0.778	+ 4.70	+11.00
6-7	0	-0.778	0	+11.35
7-8	+0.428	+1.000	+10.30	+24.10
6-9	0	+1.000	0	+24.10
			+15.72	75.04

よつて、

$$S_a' = \frac{\delta_{a0}}{\delta_{aa}} = (-) \frac{-16.28}{+75.04} = +0.217;$$

$$S_b' = \frac{\delta_{ba}}{\delta_{bb}} = \frac{(-) + 15.72}{(-) + 75.04} = -0.210;$$

$$K_{ab} = \frac{\delta_{ab}}{\delta_{aa}} = \frac{(-)(-0.778)(-0.778)18.76}{+75.04} = -0.152$$

$$K_{ba} = \frac{\delta_{ba}}{\delta_{bb}} = K_{ab} = -0.152$$

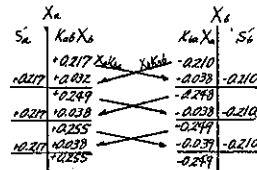
S' 及 K の符號を變へなければならぬのは (5) 式の右邊が皆負になつてゐるからである。即ち

$$X_a = -S_a' - X_b K_{ab} \dots\dots\dots (8a)$$

$$X_b = -S_b' - X_a K_{ba} \dots\dots\dots (8b)$$

(8) 式の解法を圖-11 に示す。

圖-11.



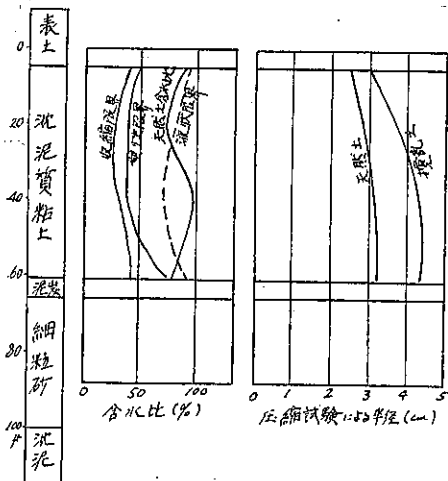
(59) Flushing Meadow Park の土質試験

“Laboratory Investigations of Soils at Flushing Meadow Park.” A. S. C. E. Jan. 1941. 堀 武 男 抄

New York, N. Y. の Flushing Meadow に公園を作るについてその地質が之に適してゐるか否かを決定するために、Columbia 大學で、土質試験を行つた。該地は平均海面上僅か 2 m の所であつて、地質は深さ 60 ft 位までは軟かい沈泥質粘土からなり、その下には砂礫の層がある。

物理的性質：この土の第一の特徴は液狀限界 (Liquid limit) 及塑性指數 (Plasticity index) が甚だし

圖-12.



く高いことである。天然の状態でこの地質は含水比が殆んど一様で 100% に近く、液狀限界とほぼ一致してゐる。即ち土が軟くて流動しやすい状態にあるわけである

ある (圖-12 参照)。断面 2 cm<sup>2</sup>、高さ 1 cm の圓筒に土をつめて供試體を作り、その上に 2 kg の荷重をかけ、その圓筒のつぶれた後の直徑を cm で表はして壓縮試験 (Squeeze Test) の値とした。この値は天然状態の土と攪亂した土とでは大きな差がある。この差が地盤の支持力に關係がある。

圖-13.

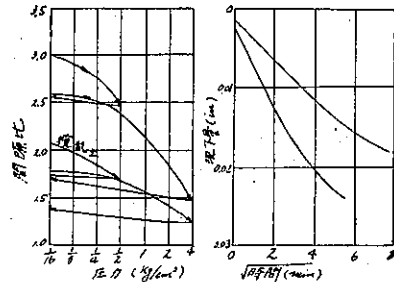


圖-14.

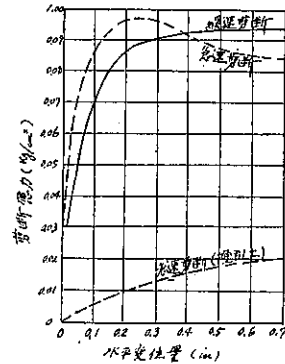
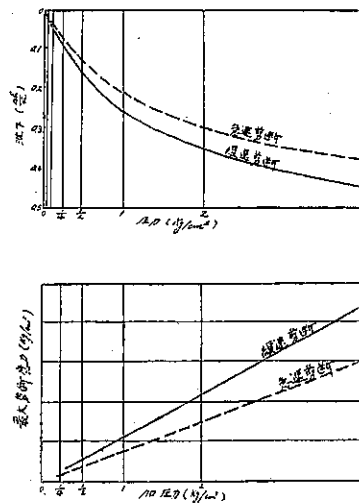


圖-15.



壓密試験：地盤の沈下をしらべるために壓密試験を行つた。壓力間隙比曲線及び時間一壓密曲線を 圖-13 に示す。

剪断試験：これは急速剪断と緩速剪断とを行つた。急速剪断は、速度 0.05 in/min で行つたもので、天然状



態の土については、或る所で最大剪断強度に達し、その後約 85% 位まで落ちる。攪乱したものは強度はずつと小さく、天然状態のものとの比は約 5:1 である。緩速剪断は 24 時間で供試體を剪る様にしたもので、剪断應力は變位と共に漸次増し、遂に急速剪断と同じ最大の値に達する。そしてその後も落ちることは殆んどない。

最大剪断應力と加壓力との関係をしらべてみると、圖-15 の如くなる、急速剪断では間隙水の中に水壓を生じ、したがって、實際の剪断試験に關係する壓力は加壓力の 60~70% に過ぎないが、緩速剪断では水壓は常に 0 であつて加壓力全部が剪断試験に關係するわけである。

水 理

(60) 射流に於ける彎曲の影響

(W. E. Wilson, "Effects of Curvature in Supercritical Flow," Civ. Eng. Feb. 1941, p. 94~95. 永井莊七郎抄)

實驗装置は、床面が水平でペンキ塗の木から成り、側壁の一方が眞直で垂直な硝子板にして、他方は pyralin 板の垂直な曲面壁である閉水路の中へ、噴孔より水が射出される如くなつてゐる。兩壁間の水深は水面測定器により、又床面及曲面壁の壓力は piezometer で測定し、流量は堰或は檢定済みの噴孔で測定する。

縮小或は擴大する曲面壁に沿つての流れの水面形の方程式は Knapp 及 Ippen に依つて發表された。彼等は曲壁に沿つた流速を一定であると假定し、水深を次式で表はした。

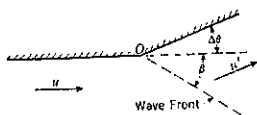
$$\frac{d}{d_0} = F_0 \sin^2(\beta_0 \pm \frac{\theta}{2}) \dots \dots \dots (1)$$

$d$  は曲壁に沿つた任意點の水深にして、その點の切線は原の流向と  $\theta$  なる角度をなしてゐる。 $\beta_0$  は波の形成される境界線と原の流向とのなす角度、 $F_0 = \frac{u_0^2}{gd_0}$  = Froude 數、 $d_0$  及  $u_0$  は曲壁の始端に於ける水深及流速である。+ (plus) 符號は曲壁が縮小する場合、- (minus) 符號は曲壁が擴大する場合である。

圖-16 に於て、液體は水深  $d$  及流速  $v$  を以て左方から右方に流れ、側壁の 1 方は 0 點で急に  $\Delta\theta$  だけ擴大する場合を考へて見る。然る時は 0 點に於て水面は降下し、その水面變化の影響は流れに對して  $c$  なる速度を以て、0 點から外方に傳播する。

$$c = \sqrt{gd} \dots \dots \dots (2)$$

圖-16. 擴大壁に沿ふ流れ



但し水面降下が比較的僅少なる場合である。而して此の水面降下は、流速  $u$  が波の速度  $c$  より大なる爲、圖-16 に於て "Wave front" と記した線より上流には傳播しない。角  $\beta$  は次式で與へられる。

$$\sin \beta = \frac{c}{u} \dots \dots \dots (3)$$

Wave front を過ぎると水は  $u'$  なる速度を以て  $\Delta\theta$  なる新方向に流れるが、Wave front に平行なる方向の分速度には變化なく、Wave front に直角な方向の分速度のみが、Wave front に於ける水深變化に比例して變化する。

圖-17 12, (1) 式に依り與へられる水深と、實驗に於て測定した水深とが比較されてゐる。圖-18 には曲壁始端に於ける曲壁面に沿ふた壓力分布及床面に於ける壓力分布が示されてゐる。

圖-17. 測定水深と假定水深

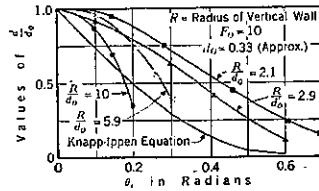


圖-18. 曲壁面及床面上の壓力分布

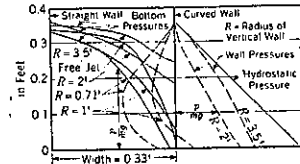


圖-17, 18 に因り、實驗結果が Knapp 及 Ippen の假定と異なることが明かとなる。壓力分布は靜水壓分布と異つてゐる。即ち水深  $d$  なる點の單位幅に對する壓力  $P$  は

$$P = K \frac{mgd^2}{2} \dots \dots \dots (4)$$

にて表はされる。係數  $K$  は實際の壓力と靜水壓との比である。曲壁が擴大する場合は壓力降下を招來するが、常流 (Subcritical flow) に於ては此の壓力降下は水平面内に於ける流線の曲率に關係するが、射流 (supercritical flow) に於ては垂直面内に於ける流線の曲率に關係する事を特記す可きである。換言すれば、常流に於ては、水平面内に於ける流線の曲率は水面から底面まで一様であるから、壓力降下も水面から床面まで略一様である。然るに射流にあつては、水面に於ては強い曲率の爲に大なる垂直加速度を生じ、床面に於ては此の加速度は零である。故に常流では壓力と水深との關係は略直線的であるが、射流ではさうではない。

非靜水壓の壓力分布をなす流れに對して運動量不滅の法則を用ふると波の速度及角度は次の如くなる。

$$c = \sqrt{gd \left( K + \frac{dK}{dd} \frac{d}{2} \right)} \dots\dots\dots(5)$$

$$\sin \beta = \sqrt{\frac{gd}{u^2} \left( K + \frac{dK}{dd} \frac{d}{2} \right)} \dots\dots\dots(6)$$

$K=1$  及  $dK/dd=0$  の時は静水圧分布をなす流れに對する値である。

角變化に對する水深の變化は

$$\frac{dd}{d\theta} = \frac{d}{4K} \left( -\frac{dK}{d\theta} + \sqrt{\left( \frac{dK}{d\theta} \right)^2 + 16KF} \right) \dots\dots\dots(7)$$

$F$  の値が大なる場合は Knapp 及 Ippen に依れば

$$\frac{dd}{d\theta} = F^{1/2} d \dots\dots\dots(8)$$

(7) 式にて  $K=1, dK/d\theta=0$  と置けば (8) 式が得られる。(8) 式で與へられる水深勾配を正常勾配と名附けると、正常勾配と非静水壓流の水深勾配 ((7) 式の  $dd/d\theta$ ) とが等しい爲には

$$\frac{dK}{d\theta} \frac{1}{1-K} = 2\sqrt{F} \dots\dots\dots(9)$$

圖-19.  $F, R$  及  $K$  と水深勾配との關係

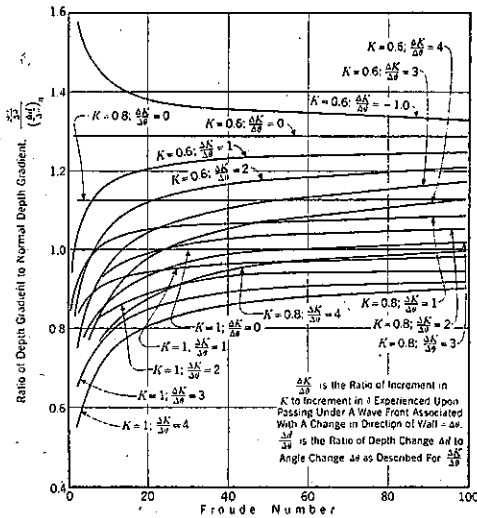
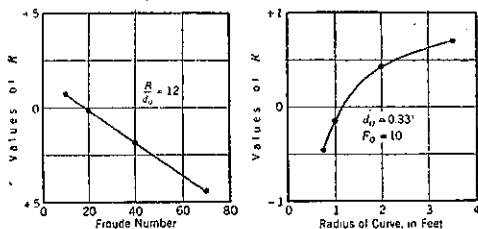


圖-20.  $F$  及  $R$  と  $K$  との關係



(9) 式の左邊が  $2\sqrt{F}$  より大なる時は水深勾配は正常勾配より小さくなり、左邊が  $2\sqrt{F}$  より小なる時は水

深勾配は正常勾配より大となる。圖-19 は水深勾配比と  $K, F$  及  $\theta$  との關係を示し、圖-20 は曲壁の始端に於て測定した Froude 數及曲面半徑と  $K$  との關係を示す。圖-20 より、大なる Froude 數及小なる曲面半徑の時は、壁に作用する壓力が減少する事が考へられる。

材 料

(61) ソ聯國の高珪酸混合ポルトランド・セメントの製造

“La fabrication des ciments portland ties siliceux dans l'U. R. S. S.” Le Genie Civil, 1940, CXVI, N° 14 p. 235. 扇島彌六抄

最近ソ聯國は大土木工事を遂行する關係上セメントの製産の増加及び特殊なセメントに就ての研究に著しい拍車をかけるに至つた。此研究の一つとして普通セメントを使用したコンクリートは特殊の河水、鑑水に抵抗性が弱く耐久性に乏しい點があるので、之に代り抵抗性の強大なる早強性礫土セメント及び珪酸質混合セメントが着目された。

レニングラード市のセメント研究所では此問題を 10 年間研究し竟に水の侵蝕に抵抗性が強く製造が容易で且つ廉價なる特殊のセメントを製るに成功した。

一般にコンクリートが水に侵蝕されるのはセメント糊中の石灰分が水に溶出されるに因り、此石灰分を成るべく速く珪酸石灰鹽の型に固定して置く必要がある。そのためにはセメントに可溶性珪酸を多く含む高珪酸物質を微粉末にて混じた珪酸質混合セメントが考へられてゐる。

此混合物としては珪藻土、石英粗面岩、白榴石、凝灰岩類、珪酸白土、特殊の火山灰等がある。

就中可溶性珪酸はアルミニウム製造原料なる含水礫土なるボーキサイト中の珪酸中に可成多量含まれてをり、之より收得した白ボーキサイト泥滓がセメント混合材として有用なることが確められた。ソ聯國ではこの特殊な混和物が發見されセメントに多く混合されるに至つた。即ち、同國では上記の泥滓を洗滌、乾燥し、セメント焼塊に凡そ 66~70% の割合に混合し共に粉碎して混合セメントとなしてゐる。

斯の如き珪酸質混合セメントに就ての數多の研究の結果、セメントに珪藻土 30% 混合物及び粗面岩 50% 迄の混合物は強度より見て鐵筋コンクリートに用ひられ又有青水に對して抵抗性が特に強いと云はれてゐる。その一例として試験に供したセメントの成分を表示すれば次の通りである。

		成分	
		CuO%	SiO <sub>2</sub> %
ポルトランドセメント	I	62.11	20.80
"	II	64.72	22.64
"	III	67.27	23.19
混合セメント(珪藻土)		49.52	37.83
混合セメント(粗面岩)		35.15	49.79

ソ聯國に於ける混合セメントの生産高は過去 8 ケ年間増加の一途を辿り 1938 年には實に 1 143 000 t に達しポルトランド・セメントの全産額の 16% に達すと云ふ。

### コンクリート

#### (62) ガラスに依る補強コンクリート

“Glass-Reinforcement for Concrete.”  
Engineering, Sept. 20, 1940.  
岡 正義 抄

近年鋼材の需要が非常に増加して来たので、之を緩和する爲の一つの試みとして、鐵筋の代りにガラスを用ひる方法を考へる。之は理論と實驗が行はれ、方法は特許になつてゐる。以前 Armour 板ガラスが用ひられたが之は高價なので今度は普通の板ガラスを用ひるのである。

先づヤング係数をコンクリートに對して 2 000 000 封度/吋<sup>2</sup> ガラスに對しては 10 000 000 封度/吋<sup>2</sup> とし、コンクリートの抗壓許容應力を 600 封度/吋<sup>2</sup> ガラスの抗張許容應力を 2 500 封度に假定する。後者の數字は火で仕上げた表面を有するガラスに關してである。ガラスのヤング係数はコンクリートのヤング係数の 5 倍であるから、之等の應力に對應する壓力と張力は、600 と 2 500/5 の比になる。即ち中立軸より上に 600 で下に 500 になる、故に厚さ  $d$  の梁に於ける中立軸は梁の上の表面から  $6d/11$  の距離になるであらう。中立軸は梁の厚さ  $d$  を 6:5 に内分する。コンクリートの壓力地帯の幅を  $b$  とし、ガラスの張力地帯の幅を  $y$  とすれば、2つの地帯の面積間に次の關係が成立する。即ちコンクリートに於ける全壓力はガラスに於ける全張力と平衡を保たねばならぬから次の式が出来る。

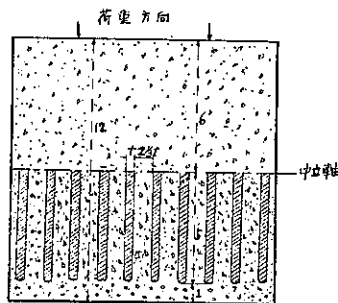
$$\frac{600}{2} \times 6b = \frac{2500}{2} \times y$$

$$y = \frac{36b}{125} = 0.288b$$

ガラス断面の幅がコンクリート断面の幅の 0.288 倍の時に釣合ふのである。一樣な矩形断面の梁を造り中立軸の下部のコンクリート中に、必要なガラス列を埋め込んで見ればよい。ガラスの列を垂直に置き、各列間の距離をガラスの厚さの 2 倍にする時所要ガラス面積が得られる。有效高さの比は上述の如く 6:5 になつてゐるが、

ガラスを保護する爲にガラスの下に被覆を附ける(圖-21 参照)。

圖-21.



ガラス列の上の角は圖では中立軸の處で終つてゐるが、實際には中立軸から少し突き出てゐる。張力が作用する時、上端が角ばつてゐて割目が中立軸の所から始まるかもしれぬから突出したのである。下の角は丸くなつてゐる。ガラスの他の表面は火仕上げである。そして多少波が打つてゐて、板ガラスの様に磨いてはない。次に實驗に就いて述べる。

梁は總て幅 12' 厚さ  $4\frac{1}{2}$ " の矩形断面で、ガラス列は平均厚さ  $5/16$ " 深さ  $2\frac{1}{4}$ " で下の端は梁の下側と平にし、被覆は附けなかつた。コンクリートは早強ポルトランドセメントとよく篩分けて洗つた河砂と  $3/4$ " の砂利とから成る 1:2:3 の混合比のものであつた。第五の供試體に就てはガラス列の間に  $1/4$ " の砂利を用ひ、梁の下の部分は凝固を容易にする爲に比較的軟練なコンクリートを用ひた(表-3 参照)。

表-3.

供試體	補強	彎曲率		設計彎曲率	安全率
		最初の割目	破壊		
1	$1\frac{1}{8}$ " 間隔10列	封度一吋 56 300	封度一吋 64 800	封度一吋 26 700	2.43
2	"	60 500	61 800	26 700	2.31
3	2" " 0列	34 500	45 300	16 000	2.63
4	"	43 800	45 100	16 000	2.82
5	$1\frac{1}{8}$ " " 10列	57 800	63 600	26 700	2.38
6	"	—	6"の高さより 16 封度	—	—
7	2" " 6列	—	"	—	—

5 個の彎曲試験を 4' 6" の梁に就て Riechle 試験機を使用して行つた。梁を真中 4' の間で支へるやうにし、ガラスが部分的に破壊されるのを防ぐ爲に鋭い刃の上に板を置き、荷重を兩側支點から 15" の距離の處にかけた。梁を衝撃試験するのに、1' 巾の石砦の上に置き、中央 1' 9" の點で支へ、種々の高さから 16 封度の重さの球を落して行つた。梁は長さ 2' 3" のものを用ひた。彎曲試験中に於て、撓みの讀みは破壊荷重の 1/8 までは殆んど表はれず突然破壊が起つた。この破壊は塑性物質の場合通常得られる型のものであつた。鐵筋

コンクリートの場合には、最大荷重に達してもしばらくたつ迄は破壊が起らないのであるが、此の場合には最大荷重に達した時完全に破壊された。

第3と第4の供試體に對する安全率は同様の試験の際に於ける鐵筋コンクリートの安全率に匹敵するが、第1, 第2, 第5は安全率が鐵筋コンクリートより低い。衝撃試験は普通の鐵筋コンクリートと比較して香しくない。第6の供試體に就て、最初6'の高さから16封度の球を落して見た。其の結果或るガラス列にひび割れを生じた。二番目の同様の試験の結果はガラスに少し餘分にひび割れを生ぜしめたが、コンクリートの上表面には傷はつかなかつた。表-3に於て第7の供試體は6列の補強があるに對しこの梁は10列の補強を有する事に注意すべきである。衝撃試験で、球を4'の高さから落した時には影響が無かつたが、6'の高さから落した時に上述の如く完全に破壊された。

梁に用ひたやうな直方體のコンクリートを使用して、直壓力に於ける破壊強度を知つた。それは3920封度/時<sup>2</sup>であつた。この試験は總ての場合、供試體を7日間養生してから行つた。Messrs, Pilkington's Piccadilly officeに於ける試験梁の觀察によつてコンクリートの硝子に對する附着力が非常に大なる事が示された。上述の實驗はW. S. Marshall博士に依つて、South Ken-

singtonの市と大學の研究室で行はれた。博士は次の意見を述べてこの報告書を結論附けてゐる。即ち荷重が靜荷重で、ガラス列の間隔を2cm以下にする必要がない時にはガラスは鋼の良き代用物として使用出来るが、衝撃荷重が加はりさうな時にはガラスは使用しない方がよいと云つてゐる。以上の事よりガラスを防空壕に使用するのは衝撃といふ點で相當制限される。しかし防空壕も注意深く設計すれば満足な結果を與へ得ないとは限らない。突然梁が壊れる傾向とか現在利用し得るガラス列の長さ制限がある事等の諸難點がある事は認められるのであるが他の方面と同様研究が進められてゐる。此の特殊な方面に鋼の代りにガラスを使う方法に就て更に考慮と研究を行つて此の新奇な點をもとり入ようと思ふ。

施 工

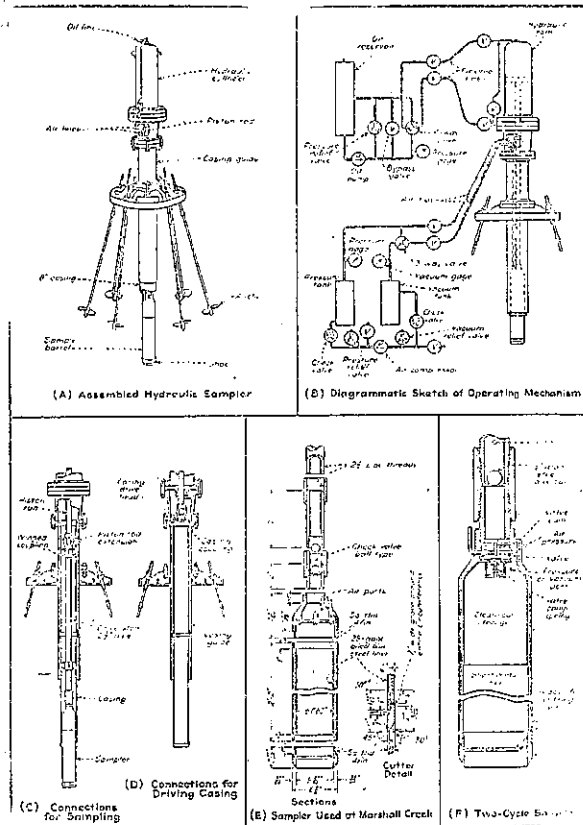
(63) 不攪地質標本採取器

(F. B. Slichter, "A Non-Distorting Soil Sampler." E. N. R. December 5, 1940 p. 60-61. 福西正男抄)

從來地質調査の際、其の採取した標本の振れてゐることが一般的缺點であつた。試験所等に於ても不攪亂狀

圖-23.

圖-22.



態で標本の採取を切望してゐた。最近に至り米國技術協會の Missouri 河分科會に於て標本を採る際に地質の攪亂の生ずる原因を最小限度に止める事に成功した。1937 年秋 Marshall Creek 堰堤の崩壊原因を調査の際 6' カッター沓と圓筒を取付けた採取器を使用して、不潔標本を採取することが出来た。夫は鑽孔機の徑 2 1/2" の軸に 700 封度の打力を與へて之に取付けた採取器を打込んだ。粘土層以外の總ての標本は明かに攪亂されてゐる事が分つた。圖-22 は此の装置を使用して採取したものと然らざる場合との比較を示してゐる。上圖は不潔標本の場合であり、下圖は攪亂されてゐる場合で元來の水平層が異様に變を成してゐる。堰堤再設計に要する標本を得る爲めに圖-23 A に示す採取器を製作した。之は標本を出来る限り不攪亂状態で採る爲め、振動は復働水力鑽孔機に依つて消す様になつてゐる。圖-23 B は其の作業機械装置の配置を示す。作業中は 63' の深さの箇所まで此機械を使用した其の運轉荷重は次の様であつた。濕頁岩 30t, 中砂(濕潤) 24t, 中砂(乾燥) 35t, 泥質ローム 11t, 粘土(飽和) 8t, 泥質粘土ローム(飽和) 3t。

鑽孔機は採取器の引揚げ及び打込をなす外に外被の打込、引揚の用をも爲す。圖-23 C. 及び圖-23 D は鑽孔機と採取器並びに外被との接続方法を示してゐる。最近この採取器も大いに進歩したが圖-23 E は Marshall Creek 堰堤で使用した Casagrande-Mohr 式で 28 ゲージ塗油青色鋼製敷金を使用して、徑 27/32 の標本を採取することが出来た。沓と圓筒の上部とに眞空並に壓搾空氣の入口を設ける。沓には線カッターを使用する爲めの設備をしてゐる。標本を連続して採取する際には清掃装置を必要とする。此の爲めに圖-23 F に示す採取器では上部に充分な空間をもつてゐる。其の改良點は軽い彈條で圍まれてゐる弁を有してゐる。圓筒上部の入口より壓搾空氣を吹込むと、水は採取器に入らずに外部の中に落ち込む土が採取器に入る際に空氣の壓力増大して弁が開き空氣が出る。採取器を引出すと眞空は上部の入口より圓筒に入る此の採取器の場合では作業は採取器の打込みと外被の打込みとの二段階より成る事となる。作業の種々性質に就いては F.B. Slichter 他數名の特許になつてゐる。



(64) 重力堰堤の断面決定

Ernst Link u. D. Harald Link, "Die Querschnittbestimmung der Gewichtsaumauern nach der Preussischen Anleitung für den Entwurf, Bau und Betrieb von Talsperren," Bautech. Heft. 39. 1940 s. 447-449.

瀬尾五一抄

揚壓力が堰堤の全底面に作用し、その分布状態が三角

形となる場合 (m=1) を考へる。堰堤の軀體と基礎地盤との間に張力が作用しない場合には揚壓力の作用状態は明瞭である。貯水池が満水せる場合 Schlusskraft は基礎に於て心の外側に作用し、壓力の分布は三角形となり、この三角形の高さ(圖-24)は Schlusskraft が底面を貫く點と外側の終點との間の距離の 3 倍 (3r) に等しい。

堰堤断面の決定には次の方程式が適用される。

堰堤前面(水側)の勾配 (tan α = n · b/h) の決定、

$$n = \frac{pk(2-p-k)}{1+pk(3-k)} \dots \dots \dots (1)$$

茲に頂部三角形の幅を  $b_0 = pb$  其の高さを  $h_0 = kh$  とす(圖-24)。

底面の幅の決定に對しては

$$\left. \begin{aligned} b &= h \sqrt{\frac{\gamma}{\gamma A - B^2}} \\ A &= \gamma(2-n) + \gamma'pk(3-3n-k+kn) \\ &\quad - p) + n(3-n) - 2 \\ B &= \gamma + \gamma'pk + n - 1 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (2)$$

茲に  $\gamma'$  は頂部三角形の密度で、aufgelöster Bauweise の場合は  $\gamma' = \frac{3}{4}\gamma$  となす事が出来る、勾配の方程式に於ては  $\gamma'$  と  $\gamma$  が等しいとする。

(1) 及び (2) の方程式に於ては  $n, b, p = b_0/b$  が未知である。

それで最初の計算には  $b$  近似値を決める、軀體が垂直壁を有する場合には  $b = h \sqrt{\frac{\gamma}{\gamma - 1}}$  である、第二式で  $n$  及び  $p$  を決め、然る後に充分なる  $b$  の値を計算する、此の計算を繰返す、 $p$  の些少の變化は底面の幅には殆ど影響を及ぼさない。

大抵の場合には 2 回の計算で  $n, b$  の確定値が得られる、獨逸の堰堤の多くはこの方程式に基いて計算されてゐる、

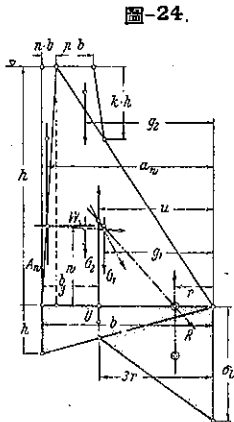


圖-24.

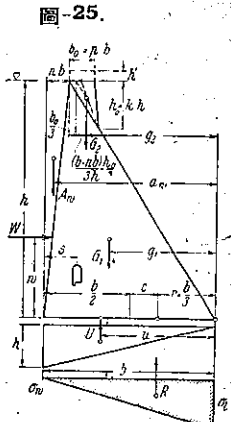


圖-25.

る、就中 Schwarzenbach 堰堤 (67 m の Hohenwarthe の堰堤が出来るまでは獨逸最高) が例である。

1933 年に規定されたプロシヤの堰堤の計設並びに施工に關する仕様書は三角形分布の水壓を受ける底面の

$m$  に対して確實性のある値を與へ、貯水池が満水のときも湧水の時も、如何なる水面断面に於ても壓力のみが作用する様にしなければならぬ事を規定してゐる。合力は心の内に作用しなければならぬ、可能最小断面は合力が満水の時心の外側の點に作用し、湧水の時心の内側の點に作用したる場合に決定される。貯水池が湧水の場合勾配の方程式は、

$$n = \frac{pk(1-p-k)}{1+pk(3-k)} \dots\dots\dots (3)$$

aufgelöste Kroneudreieck の場合 ( $\gamma'$ )

$$n = \frac{pk(1-p-k)}{\frac{r}{\gamma'} + pk(3-k)} \dots\dots\dots (3')$$

此の針算に依る勾配は (1) 式に依るものより急勾配である。

湧水時に於ける應力状態より底巾を決定すれば、(圖-25)

$$r = \frac{\sum M_o}{\sum V_o} = \frac{b}{3}$$

$$\sum V_o = G_1 + G_2 + A_{10} - U = \frac{1}{2}(rbh + \gamma' \cdot b_o h_o + nbh - mbh)$$

$$\sum M_v = G_1 g_1 + G_2 g_2 + A_{10} a_w - U_n - W_w$$

$$W = \frac{1}{2} h^2$$

$$g_1 = \frac{2}{3} b - \frac{1}{3} nb = \frac{b}{3}(2-n)$$

$$g_2 = b - nb - \frac{(b-nb)kh}{3h} - \frac{pb}{3}$$

$$= \frac{b}{3}(3-3n-k+kn-p)$$

$$a_w = b - \frac{nb}{3} = \frac{b}{3}(3-n) \quad u = \frac{b}{3} \cdot 2$$

$$w = \frac{h}{3}$$

$$\therefore b = \frac{h}{\gamma'(1-n) + \gamma'pk(2-3n-k+kn-p) + n(2-n)-m} \dots\dots\dots (4)$$

比例常數  $p$  及び  $k$  は各断面に相當する巾と高さに應じて種々の値を取る。

$nb$  を  $n_o, h_o$  にて表はせば、(3) 及び (3') より

$$nb = \frac{(1-h_o/h)b-b_o}{\frac{bh}{b_o h_o} + 3 - \frac{h_o}{h}} \dots\dots\dots (3a)$$

$$nb = \frac{(1-h_o/h)b-b_o}{\frac{\gamma'bh}{\gamma'b_o h_o} + 3 - \frac{h_o}{h}} \dots\dots\dots (3a')$$

(4) より

$$h(r-m)b^2 + \gamma' b_o h_o \left(2 - \frac{h_o}{h}\right) b - (\gamma-2)hmb - \gamma' b_o h_o \left(3 - \frac{h_o}{h}\right) nb - h(nb)^2 - \gamma' b_o^2 h_o - h^2 = 0 \dots\dots\dots (4a)$$

故に先づ第一に勾配を求むる方程式へ  $b$  の近似値を入れて、(軀體が直角三角形の場合は  $b = \frac{h}{\sqrt{\gamma-m}}$  である)  $n$  を求め、次に此の  $n$  の値を (4a) に入れて  $b$  を求める、此の計算を繰返して  $n$  及び  $nb$  を求める。

例、 $\gamma = 2.35 \text{ t/m}^2, \gamma' = \frac{3}{4} \cdot \gamma, b_o = 5.0 \text{ m}, h_o = 10.0 \text{ m}, h = 50 \text{ m}$  となるとすれば、(1) 及 (2) より  $nb = 1.54 \text{ m}, b = 35.65 \text{ m}$  となる。  
 $m = 0.4$  とすれば、(3) (4) 或は (3a) (4a) 式より  $nb = 0.61 \text{ m}, b = 35.15 \text{ m}$  となる。 $m = 0.46$  の場合は底巾は同じ値となる。

次に堰堤断面に附屬物があつた場合例へば頂部三角形の上にか高さ  $h'$  の矩形があつた場合は

$$\sum V \text{ に対して } \gamma' v_o h'$$

$$\sum M \text{ に対して } \gamma' b_o h' (b - nb - \frac{b_o}{2})$$

又 (4a) 式の左邊に対しては

$$+ 4 \gamma' b_o h' b - \gamma' b_o h' (6nb + 3b_o)$$

を附加しなければならぬ、同様に排水孔や Prüschrächte 等がある場合は之を考慮に入れる。prüschrächte の断面を  $F$ ,

其の中心より底面の水側の端よりの距離 (圖-25 参照) を  $s$  とすれば (4a) 式の左邊に対して

$$- 4 \gamma F b + 6 \gamma F s$$

を附加しなければならぬ。

貯水池が満水の場合と湧水の場合に、(3) (4) 及び (3a), (4a) で求められる最大線維應力は違つた値である、實際は水側の線維應力が多少大きい場合もある。此の差異は揚壓力が假定より小なる場合には大きい。堰堤前面の勾配を加減する事により壓力を加減する事が出来る、兩側の線維應力が等しくなる様に勾配を決めるためには、満水の時 Schlußkraft が心の後部の端を通り、湧水の時心の内部へ幾分入つた點を過る様にすればよい。

$$r = \frac{\sum M}{\sum V} = \frac{b}{3} \quad \sigma = \frac{2 \sum V'}{b}$$

$$\sum V_o = \frac{bh}{2}(\gamma + \gamma'pk + n - m)$$

$$\sigma_i = h(\gamma + \gamma'pk + n - m) \dots\dots\dots (5)$$

$$\sigma_w = \frac{\sum V_o}{b} \left(1 + \frac{b_o}{b}\right) = h[\gamma(1-n) + \gamma'pk(2-3n-k+kn-p)] \dots\dots\dots (6)$$

線維應力が等のいたためには、

$$\gamma + \gamma'pk + n - m = \gamma(1-n) + \gamma'pk(2-3n-k+kn-p)$$

$$\therefore n = \frac{\gamma'pk(1-\gamma-k)+m}{1+\gamma+\gamma'pk(3-k)} \dots\dots\dots (7)$$

## 港 灣

## (65) 沈埋式トンネル浮函の設計と施工

(J. P. Van Bruggen, "Precision Devices for Sinking Tunnel Caissons." E. N. R. Nov. 7, 1940, p. 50-52. 福西正男抄)

第二次歐洲大戰の爲め、目下工事を中止してゐる和蘭 Rotterdam の Mass 河底隧道の水底部分 1900' に對しては、豫め陸上で製作せる 9 個の矩形コンクリート浮函を沈めて連絡することになつてゐた。浮函は、長さ 202', 幅 81' 高さ 26'~31', 重さ 14500 t である。浮函は 圖-27 に示す様に、自動車専用隧道二つと自轉車専用、歩道用隧道各一つとよりなつてゐる。浮函を沈める際には其の側壁及び隔壁は何れも水平なる様、又出入りのない様、精確を期し平滑な連續せるトンネルに仕上げねばならない。

**浮函製作と沈下作業** 浮函は乾船渠で製作し、一時に 3 個の床版を作り次で側壁を半分組立てる。浮函を充分水密にする爲めには底部、上部、兩側部を 5/16" の熔接板で包み、殻を形成せしめる。殻の底部と兩側部は 圖-28 の様に乾船渠で組立て之をコンクリート床版及び側壁の型枠に使用する。

乾船渠でコンクリート打が終ると浮函の兩端を木製隔壁で塞いで之を曳き出し 圖-26 の様に浮遊せしめる。沈める前には木製隔壁をコンクリート製に代らしめる。又浮力を増す爲めに周りに空氣槽を着ける。浮函を沈めるには 圖-29 に示す様に最初の浮函の外側隔壁に空間開を設置する。又門構の鐵塔を浮函の兩端に設けて浮函を沈める際の線形高低、及び接續等の狂ひを防ぐ。又四隅にはスパッドと水壓ジャツキを設備し、之等を支へる爲めに淺深して出來た溝の上にコンクリート製の枕を置く(圖-30)。浮函を沈めるには所定の位置に曳航し、浮起重機船で各隅を支へる。次に浮游門構に水を入れ、浮起重機船を使用して浮函を、見通し及び高低に注意しつつ基礎の上に置く。圖-30 は沈めた際の位置を示す。沈める際には浮函は延ばしたスパッドの上のり、ジャツキが枕の上のり様位置を取ることとなる。最後の見通しと高低はスパッド及びジャツキを加減して補正する。平坦なる床を作る爲めの填充は、水と砂の混合物を吸揚げて、水だけを排出する様、2 本の吸揚管を用ひる特殊方法に依つて行ふ。之に依ると攪亂は局部に限られ、填充物質は一様に底に溜る。填充が完了するとジャツキを取外す。

**浮函の連結** 浮函の間隔は  $3\frac{1}{4}$  とし、相互の連結には水中並に壓搾空氣作業を併用する。圖-31 に示す様に、先づ兩側の間隙を鋼鐵半圓錐形の二ヶの隔壁で塞ぐ。之等の半圓錐を置いて其の後にトレミー式でコン

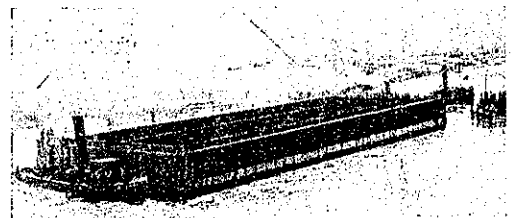
クリートを填充する。特殊な形状の潜水器を間隙に降すが之は二個の浮函の相隣る端にある見通し臺に支持されてゐる。シャフトと空氣開は潜水器と表面で連絡してゐる。壓搾空氣を使つて浮函の架構の頂端が現れる迄潜水器の水を排出す。その時には潜水器の兩端は兩側壁の間隙を埋める半圓錐形隔壁で充分に水密になる。此の方法に依れば上面の版のコンクリートを空氣中で打つことが出来る。次で潜水器と見通し臺を取除き間隙の填充をなす。隔壁は壓搾空氣器具で破壊し、又空氣開は次の浮函の隔壁に移す、淺深して出來た溝はトンネルの上面より 3' の厚さまで後埋する。

**通風塔と取付道路** 圖-32 に示す様に隧道は通風塔で三區分される。通風塔の基礎は  $110 \times 72 \times 16'$  の潜函を使用して干潮面下 71.7' 迄下げる。最大氣壓は 26 封度/時<sup>2</sup> である。取付トンネルは鐵矢板をうつて其間を露天掘にした。一方の側には堅い砂土が出たが他の側には軟粘土及び泥炭が出たので杭打基礎とした。杭には Franki 現場打型(先端の閉じた鋼鐵殻を打込み、殻の中は後でコンクリートを填充する)を用ひ、填充コンクリートはトンネルの底部の所で止める。兩側の堤の掘鑿箇所には 20 箇所に井戸を掘つて其處に夫々ポンプを設備してゐるので常に乾燥状態を保つことが出来る。

**トンネル採用の理由** Rotterdam は人口 600 000 を有する北歐の重要港灣都市で Mass 河によつて街は二分されてゐる。現在は渡しと、低い橋梁とで連絡してゐるのみで、少くとも水面上 200' の空間をもつ固定橋が必要である。低い可動橋は國際重要航路としての Mass 河の航行に大きい支障を來す。

又固定橋の場合には取付道路が長くなり街の中心地には不適當である。其故にトンネル案を採用することとなつた。トンネルの断面は同方向二車線自動車専用トンネル二つと自轉車専用幅員  $16\frac{1}{4}'$  のもの一つ及び人道用幅員 14' のもの一つよりなり、之等を總て一つ

圖-26. 半完成の浮函を乾船渠より曳出す作業



の構造物に入れ、且つ被覆土の淺くてよい浮函方法を採用したのである。此の方法に依れば浮函を任意の深度に沈めること可能であり、又河底が砂礫の爲め若しシールド工法を採るならば薄い被覆土のみでは壓搾空氣の甚しい漏失を來し及び種々工事の支障を起すこととなる。トンネルの交通能力は年 8 000 000 臺で工費は約

圖-27. 左圖トンネル河底部分断面 同方向二車線自動車専用トンネル二つと自轉車専用及び入道用各一つよりなり自轉車及び人の爲めに通風塔7所にエスカレーターを設備す。右圖は陸上取付トンネル部分断面。

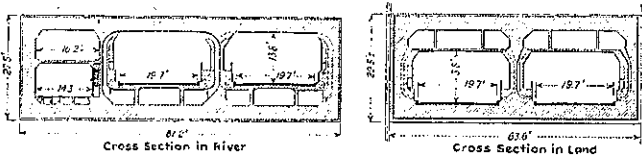


圖-28. 乾船渠内に於ける潜函の機割設置立状状況。パイプは潜函を現場に沈めた後にジャッキを動かシスバッドの穴である。

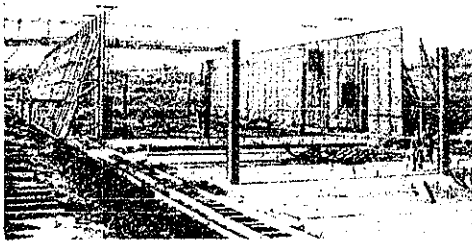


圖-29. 潜函を沈める透視圖である。中央の妙な形の鉄棧は砂を填充するものである。

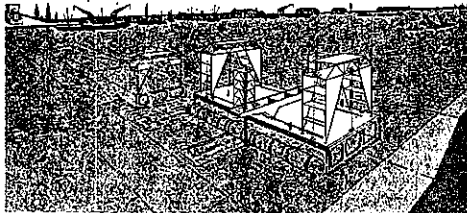


圖-30. 見通し室を示し溝の上にコンクリートの枕を置き又据付の最後の仕上げをなす爲の水壓ジャッキを備へてゐる。据付終ればスバッド及ジャッキは取除く。

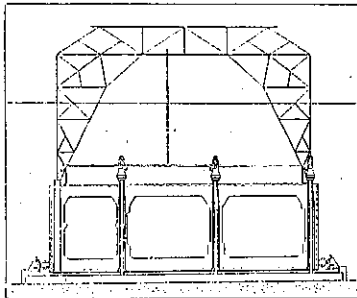


圖-31. 潜函相照の概目を示す。

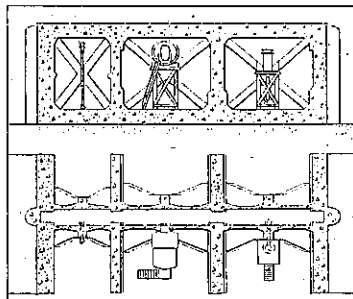
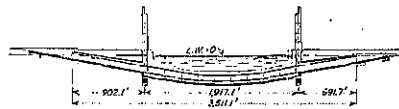


圖-32. トンネルの縦断面。



8000000 弗と見積られてゐる。この設計には Rotterdam 市技術課之に當り、約 Mass トンネル局と請負者との間で多少の訂正を

なした。

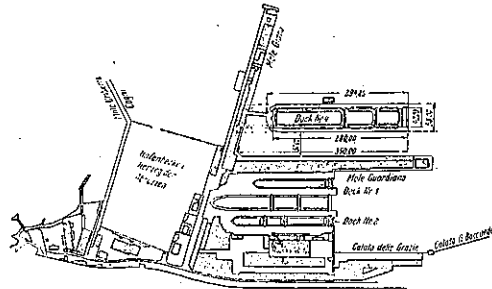
### (66) ゼノア港の第四乾船渠

“Bau eines vierten Trockendocks im Hafen von Genua.” Die Bautech., H. 2/3, 17 Januar 1941. S. 34~36. 福西正男抄

近時伊太利海運界の躍進に伴ひ、Genoa 港第四乾船渠の築造を必要とするに至り、1935 年 5 月之が工事に着手した。

築造位置は 圖-33 に示す如く大船船の入渠に好都合な深所を選んだ。この船渠は商船のみならず軍艦の造

圖-33.



艦並に修理に使用する計畫である。船渠の大きさは長さ 280 m 幅 40 m である。船渠並に門扉の設計は羅馬理工科大學教授 Krall 氏が擔當した。船渠底の中心の深度は -14.20 m で中心より兩側に 1/40 の勾配を附し底兩端では -14.38 m になつてゐる。周囲の側壁には鉄筋コンクリート潜函を用ひ何れも基礎岩盤に達してゐる。船渠軸に對し垂直方向にある潜函は外水壓に對して扶壁の作用をなす。潜函 47 個の内 24 個は周囲の側壁の中部構造を形成する。之は平面で見ると外邊 20.80 m 内邊 18.60 m 幅 6.20 m である。又軸に垂直方向の潜函は長さ 20 m 幅 6.50 m である。各部屋の仕切壁は何れも厚さ 0.50 m である。潜函を据付けるには基礎岩盤に達する迄、沈泥及び破碎岩を取除く。

潜函据付後其の作業室並に各部屋には何れもコンクリートを填充する。其のセメント使用量は作業室に對してはコンクリート 1 m<sup>3</sup> に對してセメント 300 kg、各部屋に對しては同様セメント 250 kg である。セメントは何れもポルトランドセメントで其の 28 日強度は 450 kg/cm<sup>2</sup> である。作業室及び人孔の填充の際に其の空隙を埋める爲めにはセメント注入機を使用し之に 7

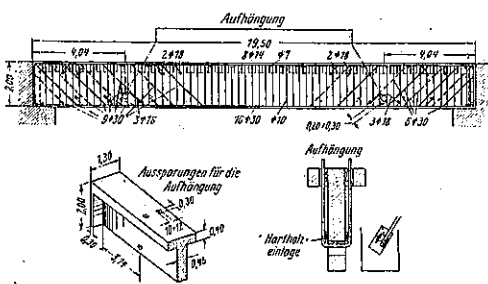


kg/cm<sup>2</sup> の壓力をかける。潜面相互間の目地は幅 0.85 m~1.05 m に作り、海水の浸入を防ぐ爲めコンクリートを填充する。軸に垂直方向の相對應する二つの潜面間には 圖-34 の如く水壓に抗してコンクリート横材を入れる。浮んでゐる時には 50 m 間隔に 圖-35 の如き T 型鐵筋コンクリート桁を起重機で吊つて架ける。補

圖-34.



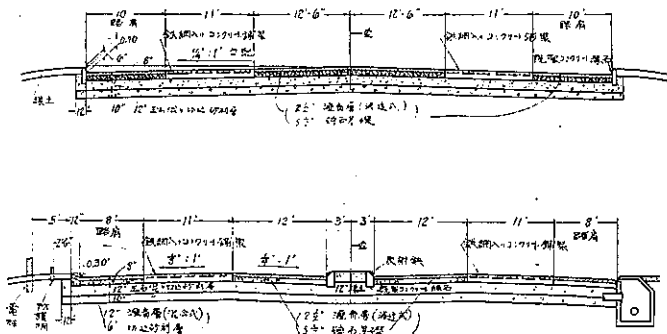
圖-35.



助桁は 550 t の壓力に耐え得る。潜函で圍まれてゐる船渠内を空にするには排水能力毎時 1500 m<sup>3</sup> のポンプを設備する。完全に水を追出すには排水能力毎時 2500 m<sup>3</sup> のポンプを必要とするのであるが、深所より出て來る水の爲めに船渠を空にすることは困難であつた。其の爲めに掘鑿及びコンクリート作業を一時中止したが漏水の原因は基礎岩盤に裂目の多い爲めであつた。其故に珪藻土を混じた、セメントモルタルを 14 氣壓の壓力で填充した。

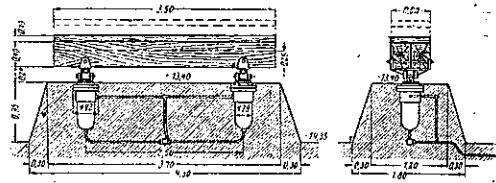
其後は毎時排水量が 2000 m<sup>3</sup> より 40 m<sup>3</sup> に減少した。之に使用したセメントは 685 t で珪藻土は 140 t

圖-37. 道路標準断面



であつた。ポンプ室は長さ 24.80 m 幅 10.50 m であり -20.80 m の深所よりの水を排水する。電動機は浸水する恐れがあるので +2.60 m の箇所に据付け、ポンプは -13 m と -7.50 m の二ヶ所に設置する。ポンプ室は五階建で高さ 41 m である。揚程 0~15 m で排水量毎時 16000 m<sup>3</sup> に対しては 1000 V, 415 廻轉/分 50 サイクル電動機付 1100 p.s. ポンプ三臺を裝備してゐる。更に集合井の揚程 20 m 排水量毎時 1000 m<sup>3</sup> に対しては 1000 V, 1450 廻轉 50 サイクル電動機付ポンプ三臺を有す。又照明には船渠の四周 26.50 m 間隔に 9 m 高さに 300 ワット電燈を點ける。猶船渠底には軸方向 5.5 m 間隔に 46 箇の船架があり、各は 圖-36 の如く長さ 3.5 m 幅 0.6 m 厚さ 0.5 m である又同様 7.8 m 及び 9.8 m 間隔に 56 箇の船架を有する。船渠附屬

圖-36.



物としては海水、淡水給水栓、電話、信號所、洗滌装置更衣室、材料倉庫其他あり、工事の竣功は 1939 年 6 月であつた。

道 路

(67) 重交通道路に於けるコンクリート及瀝青マカダム舗装の併用

“Concrete and Bituminous Macadam Used on Heavily Traveled Road.” E. N. R., Jan. 16 1941, p. 94~96. 志村一雄 抄

米國 New England 地方の Rhode Island 洲は重交通車線にコンクリート舗装を、中央部及兩側の路肩の部分に瀝青マカダム舗装を使用した複線式道路を目下建設中である。本工事は Rhode Island 州第 3 號路線中にあり、此の路線は米國々防道路の幹線をなして居り Westerly から Providence に達する近道であつて大平洋岸に沿ふ舊道路に比して距離に於て約 1/4 時間の上からは更に大きく短縮出来るものである。

本道路に於ては重交通車線にコンクリート舗装を又中央車線には瀝青マカダム舗装を使用することによつて道路の交通量には何等影響なく工費に於て相當量節約出来るもので尙將來瀝青マカダム舗装部分をコンクリート舗装に改造して道路の擴張を圖

ることが出来る。更に瀝青舗装とコンクリート舗装との色の相違に依つて道路の車線に對して永久的の標識を造り得る利點がある。

路盤の排水に對して適切な工法を採り特に凍上に對しては充分考慮することとした。

土作業にはグレーダー及パワーショベルを使用し、盛土勾配は 1 割、切取勾配は 2 割とした。亦最急縦断勾配は 7% 曲線は 3 度に限定した。

道路の標準断面を圖-37 に示した。中央島のない箇所には左右の交通を分離する爲に道路の中心線に沿ふて 3' の距離を隔て、2 本の平行線を瀝青マカダム舗装上に畫いた。縁石は總て既製コンクリートブロックで其の露出面はビシャン叩となし中央島の縁石には 2' 間隔にその傾斜面に反射鏡を取付けた。

路面排水は舗装の兩側に設けられた集水枳及中央帯のある箇所は管によりて行はれるものである。必要な箇所には木製の防護柵を設けることとした。

**舊コンクリート舗装の除却** 本工事區間に於ては新設コンクリート舗装とほぼ同量の舊道の鐵網入りコンクリート舗装を除却する必要があり、この舊舗装は 1923 年より 1925 年の間に築造されたもので幅は 18'、厚さ 8' で熔接鐵網入りでその繼手部分は U 型鋼、合釘、繫釘等で補強したものである。この舗装の取毀作業は貨物自動車に取付けられたガソリンエンジンの捲揚式ドロップハンマー（重量 2950 封度）に依つて打碎かれ鐵網から取離され、ディーゼルショベルで取片付けてこれを細かく碎いて路盤の悪い箇所の基礎工の下に用ひることとした。

**優秀なる基層** 此の地方 New England の土質に對して最も經濟的であると考へられ工法を基層に施した。即ち路肩をも含んだ道路の全幅員が仕上面以下最小 30" の深さに路盤拵へを行はれ此の上に厚 12" の玉石混り砂利層（1" 以上のもの 40% 以上含み、層の厚さの 2/3 より大なるものは含まない）を作りこれを 10 t のマカダムローラーを以て締固めて車輪の跡の残らざる程度とし、此の上に 10" 厚の玉石混り砂利層（1" より大なるもの 30% 以上を含み、層厚の 2/3 より大なるものは含まない）を造りこれを前記の如く充分輾壓して充分優秀なる基層を造り上げるものである。

**コンクリート舗装** コンクリート舗装の幅は 11' で其の厚さは 8' であつて表面より 2' 下に熔接鐵網を入れる。この鐵網は縦方向は中心間隔 6' に 3 番線を横方向は 12" 時間隔に 6 番線を用ひたものである。縦方向の繼手は 73' 8" 間隔に設け厚 3/4" でこれに特殊のコレク板を挿入した。コンクリート舗設面には約 1" の厚さに砂或は小粒の砂利を敷いて褥層となし且基層にコンクリートの附着するのを防いだ。

コンクリート混合にはベーパーを使用し鐵道から現

場迄の材料運搬にはトラックを使用した。コンクリートの舗設にはバイブレーターや縦方向の仕上定規は使用せず定規木片 2 本を備へたコンクリート仕上機を使用した。コンクリートのスランプは約 2~3" 程度とし、コンクリートの硬化前に鋼製箒を以て表面に滑止めの性質をつけた。コンクリート舗設後の養生は厚紙又は濡漚等で行ふこととした。

**瀝青マカダム舗装** 瀝青マカダム舗装用の  $5\frac{1}{2}$ " の碎石基礎は基層の砂利層が充分輾壓固めされた上に施工されるもので其の石材の大きさは 1~4" で特にその粒度は注意された。荷輾壓は 10 t のマカダムローラーで充分行はれ結局水締を行ふものである。

圖-38. 瀝青撒布機に依る表層の舗設



圖-39. 完成せる道路の状態



表層（磨耗層）の構築は石材（ $1\frac{1}{2}$ "~ $2\frac{1}{2}$ " のもの 90% 以上）を石材撒布機で撒布し、10 t ローラーを以て 1 時間 150 平方碼以下の輾壓速度を以て充分輾壓して行はれる。この上に 1 平方碼に付  $1\frac{3}{4}$  ガロンの割合で瀝青を 350°F の温度で瀝青撒布機を使用して撒布し更に  $1\frac{1}{2}$ ~ $3\frac{1}{4}$ " のもの 85% 以上の填充材を均一に撒布して充分これを輾壓して瀝青と結合させる。更に此の上に 1 平方碼に付  $3\frac{1}{4}$  ガロンの針入度 90~100 位の瀝青を瀝青撒布機を以て撒布し（圖-38 参照）、この上に石粉（その 80% が  $1\frac{1}{4}$ ~ $1\frac{1}{2}$ " 程度のもの）を人手によつて撒布し之を充分締固めて表層を仕上げるものである（圖-39 に完成後の状態を示す）。

本工事に使用せる種類の舗装工法の工費に就いて見ると、8" 厚の鐵網入りコンクリート舗装は 1 平方碼に付 \$1.83、 $5\frac{1}{2}$ " 基礎上に  $2\frac{1}{2}$ " 瀝青マカダム舗装は \$0.97、亦 6" 砂利基礎上に 2" の瀝青と砂利の既混

合物を舗設せるものは \$0.33 であつた。尙基層の砂利 0.24 であつた。  
層は 1 平方碼 \$0.37 であり、土工費 1 立方碼に付 \$

---