

抄 録

第 25 卷 第 8 號 昭和 14 年 8 月

応用力学	頁
(101) 有限歪度の或問題—I	949
(102) 限界設計法	951
<u>水 理</u>	
(103) 米国土木学会の水理研究特別委員会第 5 回年次報告	953
(104) Reynolds 数の小なる場合及中位の場合に対する Disc meter	955
(105) 横溢流型餘水吐水路	956
<u>材 料</u>	
(106) 通常鋼の引張り供試体に関する X 線的測定	957
(107) 石綿セメントの新利用法	957
<u>コンクリート及鉄筋コンクリート</u>	
(108) 鉄筋コンクリート構造物に於ける附着応力の問題	958
(109) コンクリート隧道表装の再整備	960
<u>施 工</u>	
(110) 打込杭の支持力に就て	962
<u>河 川</u>	
(111) 雨水流出量の計算	971
(112) Tennessee Valley Authority の建設経過	972
(113) Colorado 大水路工事	975
<u>上 水 道</u>	
(114) マンガン及鉄の濾層上堆積	981
(115) 活性炭素の吸着作用	983
<u>港 灣</u>	
(116) 米國に於ける 1938 年大暴風雨とその海岸防禦工事に及ぼせる影響	984
<u>道 路</u>	
(117) 安價な舗装	986
(118) 道路屈曲部分の片勾配	989
<u>橋梁及構造物</u>	
(119) 高さ 400 呎の塔の設計	989
<u>鉄 道</u>	
(120) イラン横断鉄道の完成とその經濟的使命	991
(121) Chicago の地下鉄道	993

応 用 力 学

(101) 有限歪度の或問題—I

(B. R. Seth, M. A., D. Sc. Phil. Mag. Vol. 27, No. 183, March 1939, p. 286~293.)
最上武雄抄

普通の弾性学では歪度の成分の第二次の無限小以上を無視するのが普通であるが、この第二次の無限小までを採つた場合の解法は二三發表されてゐて、且つ其の中最も簡單なものを抄録した事もある(第 21 卷第 9 號)。近頃又 (i) 半径の方向に働く物体力の作用する円筒の問題、(ii) 半径方向に働く物体力の作用する球殻の

問題に就て論じてゐる。之等を次に抄出する。記號は前回の分を参照され度し。

(i) 半径方向に働く物体力の作用する円筒 μR を物体力, μ を剛性率とする。

$$u = x(1-\beta), v = y(1-\beta), \omega = 0 \dots\dots(1)$$

β は $r = (x^2 + y^2)^{1/2}$ のみの函数とする。

軸の方向の長さは変らぬものとするならば α を一つの常数とし $\omega = \alpha x$ とすれば良い。零にならぬ歪度成分は

$$S_x = \frac{\partial u}{\partial x} - \frac{1}{2} \left[\left(\frac{\partial u}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial v}{\partial x} \right)^2 \right] \\ = \frac{1}{2}(1-\beta^2) - \frac{1}{2}x^2 \left(\beta'^2 + \frac{2\beta\beta'}{r} \right) \dots\dots(2.1)$$

$$S_y = \frac{1}{2}(1-\beta^2) - \frac{1}{2}y^2 \left(\beta'^2 + \frac{2\beta\beta'}{r} \right) \dots\dots(2.2)$$

$$\sigma_{xy} = \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y} - \left[\frac{\partial u}{\partial x} \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \frac{\partial v}{\partial y} \right] \\ = -xy \left(\beta'^2 + \frac{2\beta\beta'}{r} \right) \dots\dots(2.3)$$

但し $\beta' = d\beta/dr$

零にならぬ応力度成分は

$$\widehat{xx} = \lambda\delta + \mu \left[1 - \beta^2 - x^2 \left(\beta'^2 + \frac{2\beta\beta'}{r} \right) \right] \dots\dots(3.1)$$

$$\widehat{yy} = \lambda\delta + \mu \left[1 - \beta^2 - y^2 \left(\beta'^2 + \frac{2\beta\beta'}{r} \right) \right] \dots\dots(3.2)$$

$$\widehat{zz} = \lambda\delta \dots\dots(3.3)$$

$$\widehat{xy} = -\mu xy \left(\beta'^2 + \frac{2\beta\beta'}{r} \right) \dots\dots(3.4)$$

これより

$$\widehat{rr} = \lambda\delta + \mu [1 - (r\beta' + \beta)^2] \dots\dots(3.5)$$

$$\widehat{\theta\theta} = \lambda\delta + \mu [1 - \beta^2] \dots\dots(3.6)$$

$$\widehat{r\theta} = 0 \dots\dots(3.7)$$

但し $\delta = S_x + S_y + S_z = 1 - \beta^2 - \frac{1}{2}(r^2\beta'^2 + 2r\beta\beta')$

之等の応力度成分は平衡の方程式

$$\frac{\partial \widehat{xx}}{\partial x} + \frac{\partial \widehat{xy}}{\partial y} + \mu \rho R \frac{x}{r} = 0$$

等を満足せねばならないから β は

$$\beta^2 + (r\beta' + \beta)^2 + c \int r\beta'^2 dr - c \int \rho R r dr = K \dots\dots(4)$$

$$c = \frac{2\mu}{\lambda + 2\mu} = \frac{1 - 2\eta}{1 - \eta}$$

更に円筒が不圧縮性であるとすれば即ち $\lambda \rightarrow \infty, \lambda\delta \rightarrow$ 有限とすれば (4) は

$$\beta^2 + (r\beta' + \beta)^2 = 2 \dots\dots(5)$$

及 $\lambda\delta = \mu \left[k + \int r\beta'^2 dr - \int \rho R r dr \right], (k: \text{常数}) \dots\dots(6)$

となる。(5) より

$$r\beta' = -\beta \pm \sqrt{2 - \beta^2} \dots\dots(7)$$

半径方向の変位 u_r は $r(1-\beta)$ であり, 変形前の r の値を r_0 とすれば $r_0 = r\beta$ であるから

$$\frac{dr_0}{dr} = (r\beta' + \beta)$$

であり, この値は正であるから (7) の + の符號を取る可きである事が分る。

$$\text{又 } \frac{du}{dr} = 1 - (r\beta' + \beta) = 1 - \sqrt{2 - \beta^2}$$

でありこれは, u_r が正で r について減少するならば $\beta^2 < 1$ であり, u_r が負であれば $\beta^2 > 1$ である事を示してゐる。故に $\beta = 1$ は $r = \infty$ に対応する。

又 $r_0 = r\beta$ から見ると $\beta > 1$ でなければならぬ事が分る。(7) の $r\beta'$ を(6) に入れると

$$\lambda\delta = \mu \left[k + \frac{1}{2} \beta \sqrt{2 - \beta^2} - \frac{1}{2} \beta^2 \right. \\ \left. + \sin^{-1} \frac{\beta}{\sqrt{2}} - \int \rho R r dr \right] \dots\dots(8)$$

$0 < \beta < 1$ なら (7) の解は

$$\log_{10} \frac{C^2 \sqrt{2}}{r^2} = \log_{10} [\sqrt{2 - \beta^2} - \beta] \\ + \tan^{-1} \frac{\sqrt{2 - \beta^2}}{\beta} \log_{10} c \dots\dots(9.1)$$

$\sqrt{2} > \beta > 1$ なら

$$\log_{10} \frac{C^2 \sqrt{2}}{r^2} = \log_{10} [\beta - \sqrt{2 - \beta^2}] \\ + \tan^{-1} \frac{\sqrt{2 - \beta^2}}{\beta} \log_{10} c \dots\dots(9.2)$$

(9.1), (9.2) は夫々力が反撥力なるが吸引力なるかに対応する。

表-1.

β	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
r/C	0.491	0.581	0.679	0.640	0.716	0.818	0.966	1.219	1.752	∞

回転円筒の場合には, $\mu R = r\omega^2$ (ω : 角速度) である。不圧縮な充實軸の場合は $u_r = 0$ であり静水圧の如き応力状態にある事は明かであるから特に研究の要なし。中空軸の場合には

$$\lambda\delta = \mu \left[k + \frac{1}{2} \beta \sqrt{2 - \beta^2} - \frac{1}{2} \beta^2 \right. \\ \left. + \sin^{-1} \frac{\beta}{\sqrt{2}} - \frac{1}{2} \frac{\rho}{\mu} r^2 \omega^2 \right]$$

内外の境界を $\beta = 0.2$ 及 0.8 とする。

$$\widehat{rr} = \mu \left[k + \frac{1}{2} \beta^2 - 1 + \frac{1}{2} \beta \sqrt{2 - \beta^2} + \sin^{-1} \frac{\beta}{\sqrt{2}} - \frac{1}{2} \frac{\rho}{\mu} r^2 \omega^2 \right]$$

故に $r_1/C = 0.531 (\beta = 0.2)$ 及 $r_2/C = 1.210 (\beta = 0.8)$

$$C_1^2 = \frac{1}{2} \frac{\rho}{\mu} C^2 \omega^2$$

としこの r_1 及 r_2 に對して \widehat{rr} は零となるから

$$k + 0.381 = (1.464) C_1^2$$

$$k - 0.698 = (0.282) C_1^2$$

$$\therefore k = 0.955, C_1^2 = 0.913$$

故に $\widehat{rr} = \mu \left[0.955 + \frac{1}{2} \beta^2 - 1 + \frac{1}{2} \beta \sqrt{2 - \beta^2} + \sin^{-1} \frac{\beta}{\sqrt{2}} - (0.913) \left(\frac{r}{C} \right)^2 \right]$

$$\widehat{\theta\theta} = \mu \left[0.955 - \frac{1}{2} \beta^2 + 1 + \frac{1}{2} \beta \sqrt{2 - \beta^2} + \sin^{-1} \frac{\beta}{\sqrt{2}} - (0.913) \left(\frac{r}{C} \right)^2 \right]$$

$$\widehat{zz} = \mu \left[0.955 - \frac{1}{2} \beta^2 + \frac{1}{2} \beta \sqrt{2 - \beta^2} + \sin^{-1} \frac{\beta}{\sqrt{2}} - (0.913) \left(\frac{r}{C} \right)^2 \right]$$

普通の理論に依つて計算したものと比較すれば表-2の如し (○印の分は普通の理論に依るものである)。

表-2.

r/C	\widehat{rr}/μ	\widehat{rr}_0/μ	$\widehat{\theta\theta}/\mu$	$\widehat{\theta\theta}_0/\mu$	\widehat{zz}/μ	\widehat{zz}_0/μ	ur/C	ur_0/C
0.531	0	0	1.92	2.67	0.96	1.34	0.43	0.68
0.579	0.12	0.17	1.94	2.41	1.03	1.29	0.41	0.56
0.640	0.22	0.30	1.90	2.14	1.06	1.22	0.38	0.46
0.716	0.30	0.39	1.80	1.86	1.05	1.13	0.36	0.37
0.818	0.35	0.42	1.63	1.54	0.99	0.98	0.33	0.28
0.964	0.30	0.34	1.02	1.15	0.81	0.74	0.29	0.20
1.210	0	0	0.72	0.51	0.36	0.26	0.24	0.13

(ii) 球殻 この場合にも

$$u = x(1 - \beta), v = y(1 - \beta), w = z(1 - \beta)$$

とし $r = (x^2 + y^2 + z^2)^{1/2}$ だけの函數とし (i) の場合と同様に取扱つてゐるが省略する。

(.02) 限界設計法

(J. A. Van Den Broek : "Theory of Limit Design" Proc. A. S. C. E. Feb. 1939. p. 193~216. 佐藤清一抄)

此の論文は、不静定構造物の支へ得る capacity load は一部材に弾性限界までの応力を生ぜしめる荷重に依

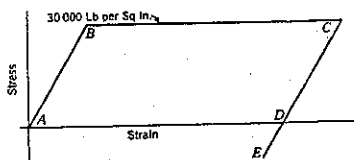
りて決定するものではないと云ふ事を論じてゐる。

不静定構造物の capacity load は其の構造物の有する不静定量に相當する數丈の部材が弾性限界又は捩屈強度に達して了つた後に始めて到達されるものである。荷重が徐々にかけられる場合には、不静定部材は大概次々に一つ宛連続的に stress され斯くて夫々其の弾性限界又は捩屈強度に達するであらう。そして primary system が残つて之が弾性的に働き、此の system 中の一部材が弾性限界又は捩屈強度を超えるまで構は尙幾らかの荷重を引受ける事になるであらう。此の最後の荷重を "capacity load" と云ひ、構造物の設計は之に依るべきものと考へる。斯くてもし構造物に 2 の安全率を有せしめる時は、荷重を 2 倍にして構造物中の不静定材が弾性限界又は捩屈強度に達する様に所謂 "限界設計" をなすべきである。斯くの如くに荷重をかけた場合は、小さな永久変形及残留応力が生ずるであらうが、其の構造物の変形は尙弾性変形程度のものであるだらう。斯かる構造物は孰れの部材も弾性限界に迄 stress される事なしに capacity load の半分を安全に支へる事が出来る筈である。

普通構造物を設計する時は直ちに stress strain を頭に置いて設計するが、大事なのは stress strain ではなくて、capacity load である。例へば長柱に於ては捩屈荷重が重要なのであつてそれを断面積にて除したる stress ではない。

構造用鋼は図-1 に示す如き特性即ち BC 線に依り示

図-1.



される所謂 "延性" の特性を有す。弾性限界までは stress strain は大体比例して行くが、限界點 B を越えると歪みの増大に相當せる応力の増大なしに歪みが大きくなり、延性の限界までは歪みはどんどん増して行つても応力は一定に止つてゐる。斯くて弾性限界を超過せる後はある歪みの限界までは歪みが増加して行つても応力は餘り増しも減りもしないが、遂に重大なる変形が生じた時応力に異狀が生ずるに至る。

弾性限界を超過した時は結晶粒は破壊する。結晶粒に劈裂を生じ、互に slip する。然し此の時でも破壊の 2 部分は糊で附着せしめたる如くに互に粘着してゐる。

図-1 の点 C 迄歪ませた時は結晶粒は一部は尙その儘離れずにあるが、他の一部は永久変形をなす。

限界設計法は構造物の限界強度を計算する道具であつて、此の原理は構造物の有する不静定量の數に1を加へた數丈の member がその限界強度にまで荷重をかけられた時にのみ破壊が起るといふ事實に基いてゐる。此の限界強度に基礎を置いて安全率に依りて構造物の安全荷重が決定する。

先づ考慮し置くべき重要事項は

- (1) 不静定構造物とは其の中の2つ或はそれ以上の部材又は反力が同一目的に働くものを云ふ
- (2) 変形の中、弾性変形と延性変形とを明らかに區別する事。
- (3) 設計の適當なる n 次の不静定構造物に於ては n 個の部材が弾性限界或は挫屈強度にまで stress されても $(n+1)$ 番目の部材の stress が弾性限界に達しない中は、其の変形は弾性変形である

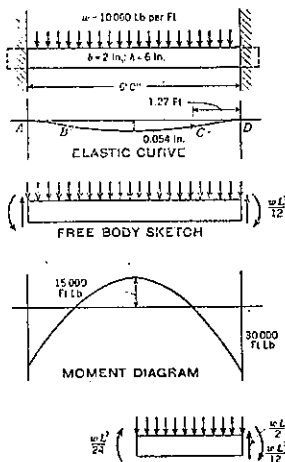
此の設計法の説明の爲に、2,3の簡單な例を示す。

例-1. 両端固定桁の最大荷重を求めよ。

此の桁の寸法其の他は図-2 に示すものとす。

此の場合 AB 及 CD なる2つの cantilever と BC なる1つの simple beam とに分かれるが、兩者共に等布荷重 w を支へるといふ同一目的に働いてゐる。兩者の結合仕事は明らかであつて、弾性学では此の仕事が simple beam 作用に幾ら分配され、cantilever 作用に幾ら分配されるかを決定する事となる。之に依れば最大荷重は

図 2.

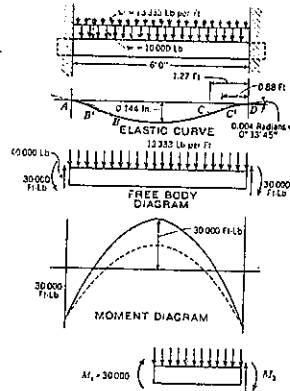


$$w = \frac{30\,000 \times 12}{6 \times 6} = 10\,000 \text{ lb/ft}$$

(但し stress-strain diagram は図-1 に示す如きものとす)

安全率を 2 にとれば安全荷重は 5 000 lb/ft

図-3.



茲で 10 000 lb/ft より大なる荷重をかけたらどうなるか、両端断面の外側繊維が弾性限界を超えて図-1に BC 線にて示した如くに幾らか延びるのであらう。曲げモーメント図は図-3の點線から實線に移り、変曲點 B, C は B', C' になるであらう。此の変化は桁の中央の曲げモーメントが 30 000 lb/ft になるまで続く。此の時の荷重を w' (図-3) とす。此の荷重を超過すると延性変形が桁の両端に於ても中央に於てもさへぎられる事なしに続く。斯くて桁は破壊する事となる。

弾性学に於ては桁両端と中央の曲げモーメントの比を定める事が必要であつたが、限界設計法に於ては兩者に於ける極限のモーメントは桁の有効性がその終端に達する直前には等しくなければならぬのであるから w' を次の如くにして計算すればよい。

$$w' \frac{L}{2} \times \frac{L}{4} = 2 M_1 = 60\,000 \text{ lb-ft} \quad \therefore 13\,333 \text{ lb/ft}$$

茲に於て安全率の適用法が又普通と異なり、通常は許容応力を決定するに用ひたが、限界設計法に於ては安全荷重を定めるに用ひる。

或る断面の繊維応力が總て弾性限界に達する時は其の分布図は三角形ではなくて四角形となる。

$$\therefore M = 2 s_1 \bar{y} A$$

茲に s_1 = 弾性限界応力

A = 中立軸より片側の断面積

\bar{y} = 中立軸より A の重心までの距離

例-2. 両端固定桁に同一方向及向きに何度も繰返して荷重をかける場合。

図-1 に於て一旦弾性限界以上に荷重をかけた後其の

荷重を除去すれば曲線は CD の路を取り又大体に於て Hooke's law に従ふ。

例-1 に於ける荷重の 13 333 lb/ft が取除かれると桁は弾性的に働く。13 333 lb/ft なる荷重を除去せる後の状態を知る爲に次の如くす。即ち

正の方向 (下向き) の荷重の最後の状態は図-3 の如くである。そこで負方向 (上向き) に 13 333 lb/ft を

新にかけると図-4 の如くなる。図-3 と図-4 を重ね合はせれば正の方向の荷重を除いた時の残留応力の状態が得られる (図-5)。茲に於て又同一方向及向きに 13 333 lb/ft をかけたのであるが、その合成結果を出す爲に図-6

の如く荷重をかけると中央に於て 20 000 lb/ft、両端に於て 40 000 lb/ft の曲げモーメントを之と図-5 の残留

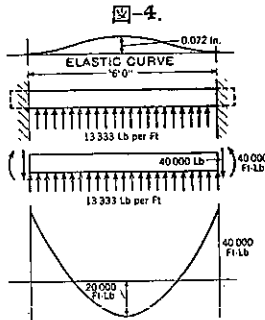


図-5.

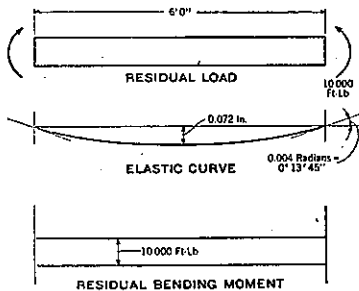
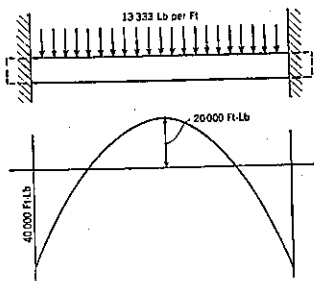


図-6.



応力とを組合せば再び図-3 の如くなる。即ち限界最大荷重を一度加へた後は残留変形と残留応力を生ずるが其の後の変形は全く弾性的で、前と同一性質の荷重を何度繰返しても第一回目に生じた変形を超える事はない。

以上はたゞ限界設計法の主旨を説明する爲にのせたる両端固定桁の場合に於ける応用を示すが、本論文中には向 2 径間連続桁、塔及鉄の計算に對する応用法を例題に就て示してゐる。

水 理

(103) 米國土木學會の水理研究特別委員會第 5 回年次報告

“Fifth Annual Report of Special Committee on Hydraulic Research.” Civil Eng. Feb. 1939, p. 109~110. 横田周平抄

本委員會の業績に就てのこれ迄の報告は Civil Engineering の 1937 年 3 月及 1938 年 3 月に發表した。1938 年中に委員會は之等の報告に取上げた目標に向つて研究を進め更に派生的の研究を行つた。委員會の會合は 1938 年 6 月 15~16 日に Colo. 州 Denver の合衆國閉塞局水理實驗所で行はれ全委員及賛助員 1 名が出席した。委員會は 138 コマの撮影機を購入し各研究者に順番に廻す事にした。

J. C. Stevens は米國標準規格會の水理学の記號に關する新設第 2 小委員會の委員長として 16 名より成る委員會の成立を報告した。小委員會は 4 項目 (一般記號, 水理学理論, 水理構造物, 水理機械) に分類して記號表の原案を作りつゝある。4 項目の内最初の 3 項目は既に完成した。

模型實驗の結果と實際とを比較した資料の發表が非常に少い事が委員會に於て強調され、結果の公表を催促して委員會より直接當時者に手紙を出した處が 5, 6 ヶ所あつた。委員會は又建設計畫の際竣工後貨物に就て實驗する便宜を豫め考慮して置く様實行運動に取掛つた。

委員會は基本研究を続ける爲に続工学基金より經濟上の援助を受ける事になつた。之等の題目に就ての研究の進行状態は次の如くである。

題目 67-a 擴大する導管内に於ける運動の勢力の位置の勢力への変換, F. T. Mavis, Iowa 大学: 径 3 吋及 5 吋の透明な管を結ぶ長さ 7 1/2 吋の透明な円錐管の試験は完了した、又急激な擴大に關する試験も大部分終了した。透明な pyralin の平板の間に矩形断面で同様な擴大に就ても試験を行ひ引続き継続してゐる。

寫眞資料と統計的資料が多數求められ之等の資料は現在分析整理されつゝある。一種の流れに對して映畫

フィルム上の 100 コマ以上を分析して導管内の異なる
 點に於て流速の大ききと方向を決定し流速の変化を求
 め様としてゐる (図-7 及 図-8)。斯くして擴大する導管
 の各點に於ける渦流度の直接なる量的の觀察をなし併
 せて導管中に測定機を入れて攪亂する事なしに流速を
 測定する方法を試験した。これは手間がかかる仕事で
 あるが現在の處止むを得ない。

題目 67-b 急な勾配に於ける波の進行, 昨年中は梯
 形断面の水路に於ける進行
 波及津波の研究に専心した
 (それより前の 2 ケ年は矩
 形水路に就て研究を行つ
 た), 此の爲に長さ 92 呎,
 底幅 0.5 呎, 側壁の傾斜 45°
 の特別な鋼製水路を作つ
 た。此の水路は建物の屋根
 骨組から鋼索で吊し對重に
 依つて勾配が 0-8° の間の

図-7. 流速及方向を求む
 る映畫フィルム

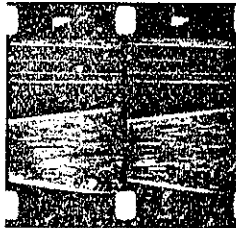
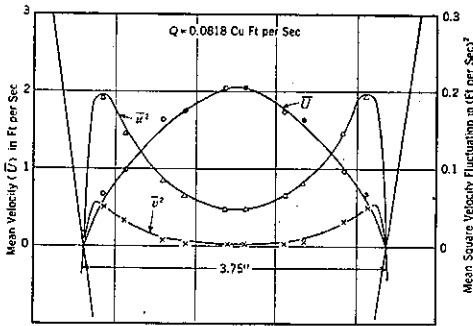


図-8. 映畫フィルムより決定された流速分布, \bar{u} , \bar{u}^2 は
 夫々軸方向及軸に直角の方向の自乗平均速度



任意の傾斜に容易に調整出来る様になつてゐる。給水
 の爲に 175 個の能力を有する軸流ポンプを新に設置し
 流量はベンチュリーメーターで量かる。

調節し得る 取入扉を水路の入口に装置し電動機に依
 り周期的に閉閉せしめ次々に進行波又は津波を送る。

前に使用した 矩形水路に比較して此の装置の優れて
 ゐる所は水路の長さが長い事で波の高さが波が下流に
 進行して行くに従つて高くなるか低くなるかと謂ふ問
 題を研究するには好都合であつた。寫眞は殆ど全て鉛
 直上方から寫した。側壁が 45° の傾斜であるので寫眞
 の水面幅から波の形を決定する事が出来た。従つて水
 路側面を砂子張りにする必要がなくなつた。

題目 67-c 交叉する水流の研究 M. P. O'Brien,
 California 大学: 開水路に於ける交叉の問題は現在中

止し, 専ら管水路の交叉を取扱つてゐる。開水路には変
 數が餘り多過ぎるので管水路の交叉を先にした方が良
 い結果が得られると考へられた。

昨年中は異なる角度で交叉する開水路の流れの廣範
 圍な研究が行はれ, 二つの論文と一つの特別報告が委員
 會に提出されてゐる。主な結論は開水路の交叉に就て
 研究を進める前に管水路の交叉に就て研究する必要の
 ある事を指摘してゐる點である。

題目 67-d 開水路の彎曲 C. A. Mockmore, Oregon
 州立工業大学: 幅 18 吋, 深さ 10 吋迄の矩形水路の
 彎曲部に於て異なる断面の流速測定を行つた。之等の
 資料より流れの状態を示す曲線を作つた。180° 彎曲の
 中央横断面に於ける流況に基いて數學的解析を行つた。
 その断面の各點に於ける加速度と角速度を比較した。

4×4 吋断面で上記實驗水路と相似な小彎曲部を作り
 彎曲の背水曲線に及ぼす影響を求める爲に實驗を行つ
 てゐる。異なる半径の彎曲に就て實驗する豫定である。
 委員會で購入した撮影機は此の研究に使用されてゐ
 る。

題目 67-e 河川の合流點に於ける沈澱 L. G. Str-
 raub, Minnesota 大学: 此の研究の主要な目的は次の
 各點である。

1. 特に砂洲と局部的の障礙に關して合流點の河床の形
 狀の研究
2. 合流點に沈澱せる砂礫粒の分布及粒度の研究
3. 合流點に於ける水面及表面流速の特性の研究
4. 合流點の上下流に於て與へられた砂に對して掃流
 力と沈澱の特質を決定する事が出来るか否かに關
 する研究。

現在迄の研究に於ては長さ 60 呎, 深さ 2 呎, 幅 1 呎
 の實驗水路と, 之より分岐する長さ 18 呎, 断面同様の
 實驗水路を使用した。實驗せる資料を分類すれば次の
 項に分たれる。(1) 流砂量を異にせる時の掃流力と平
 衡勾配の研究, (2) 各個の實驗に對して等高線に依つて
 合流點の記録を探ること, (3) 河床沈澱物の機械分析,
 (4) 合流點に於ける流向を記録すること。

昨年中の實驗の結果, 實驗装置に改良が加へられ主實
 驗水路は幅 3 呎となつた。

新しい問題

題目 67-f 及 g “開水路の流れに對する空氣の抵
 抗”, L. G. Straub. “管水路中に於ける液体と氣體の
 混合した流れ” Francis M. Dawson.

これは急勾配の開水路と管水路の流れの問題を空氣

を巻き込む現象と關聯せしめて三方向から研究せんとするものである。

(104) Reynolds 數の小なる場合及
中位の場合に對する Düse meter

(W. Koennecke; "Messdüsenformen für kleinere und mittlere Reynoldszahlen.")
V. D. I. 11. März 1939. S. 318~319.
佐藤清一抄

Düse meter は普通相當に流量の大きいもの又は水蒸氣の如く粘性の小さいもののみ使用されるが、工學上に於ては流量の小なる場合又は粘性の大なる液体の如く Reynolds 數の小さい場合の流量測定を必要に感ずる事も屢であるので、以下 Reynolds 數の小なる場合の Düse meter の型に就て述べる。圖-9~11 に示す如き 3 型に就てその適用範圍を試験した。試験は 40 mm 鋼管の途中に Düse meter を取付け流入の直線部は 1000 mm、流出の直線部は 500 mm とした。Düse meter の直前後に 0.6 mm 幅の ring 狀間隙を設け、之より外側の ring 狀室に導いて圧力を測定した。s=4mm と

圖-9. 4 分円 Düse meter

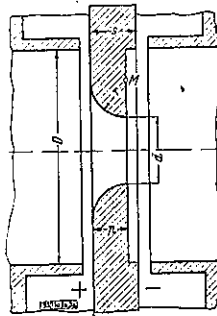


圖-11. 4 分円-円筒結合型 Düse meter

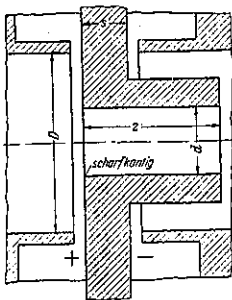
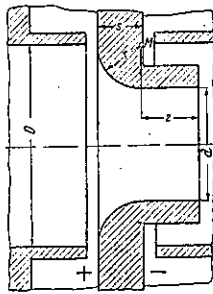


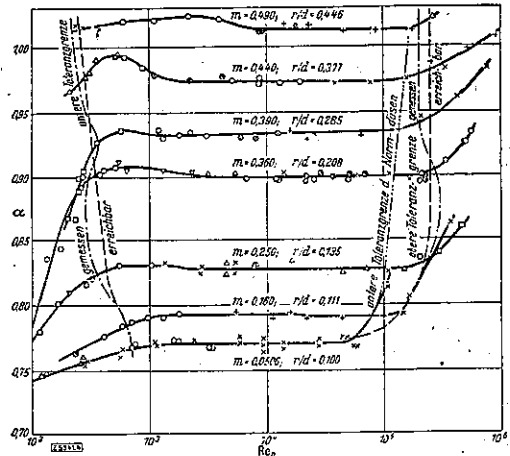
圖-10. 円筒型 Düse meter

した。試験した Düse meter の數は 102, 其の觀測數は 3000 に及んだ。

4 分円 Düse meter $m=(d/D)^2$ の種々なる値について α -曲線 (Reynoldszahl Re_D の對數を横軸にとり Durchflusszahl α を縦軸にとつた) を畫いた。各曲線共殆ど同様の傾向を示し、許容範圍内に於ては殆ど直線であるが、 $Re_D=1500\sim500$ の間に於て降下する直前に

軽い上昇の傾向がある。之は誤差 0.5% の範圍内にあるから流量測定には不都合は生じない。 $m=0.05$ のものに對する α -曲線は $Re_D=1000$ に於て既に徐々に降下を始めてゐる。之に比べて $m=0.25\sim0.5$ のものゝ有效範圍は一層廣く $Re_D=300$ までも達してゐる。之に依れば此の型のものは m の値の大なる方、從つて直徑の大なる方が適當である。

圖-12. 4 分円型



円筒型 Düse meter 圖-13 に示す如く有效使用範圍は前の型の如くに大きくはない。 $Re_D=200000$ から 1000 までに止まる。 z/d の値を適當に撰定したものに於ては α -曲線は前の場合と異なり S-曲線を畫く。 $Re_D=100000$ 附近の上部許容限から上は α -曲線は上昇してゐる。之は他種の型に就ても同じである。

4 分円-円筒結合型 Düse meter 4 分円及円筒型 Düse meter は測定の場合上 $m=0.5$ 迄しか作らなか

圖-13. 円筒型

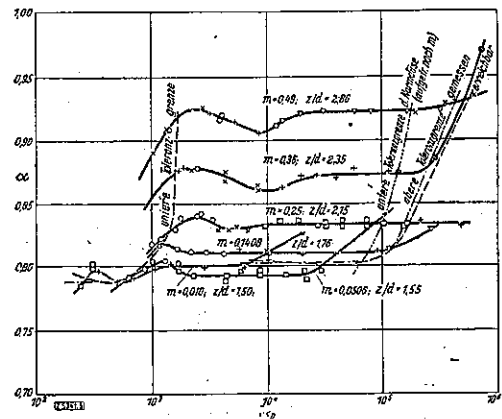
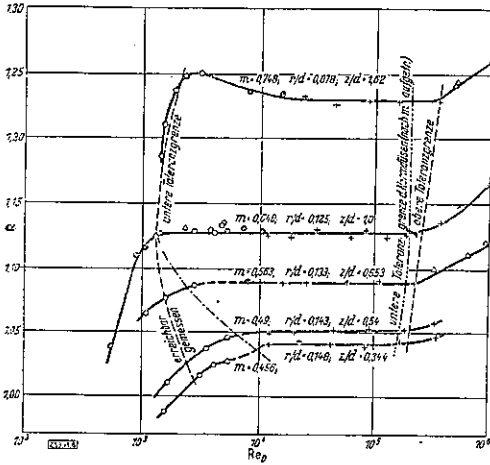


図-14. 4分円-円筒結合型



つた。 $m=0.7$ 迄のものは前兩型の各利點を利用せる 4分円-円筒結合型を用ひた。小なる測定に對しては流入側丸味の半径を大にした方がよい ($r = \frac{1}{2}(D-d)$)。斯くの如き Düse meter の有效使用範圍は 0.64~0.75 に於て $Re_D=300000 \sim 1500$ である。下部許容限界は m の値の大なるにも拘はらず $Re_D=1500 \sim 2500$ に止まつてゐる。圖-14 より分かる如く、 $m < 0.58$ 従つて $r < \frac{1}{2}(D-d)$ なる場合には有效使用範圍は比較的大になる。又それに相當して z 即ち z/d を小にすれば有效使用範圍を“erreichbar”と記したる限界まで擴大し得る。円筒の長さ $z/d=0.65$ 位のものに對しては適當な α -曲線が得られる様であるが、 $z/d=0.5$ にすると不規則となつて來るので面白くない。

結論 以上の三型の中最も適當せるのは4分円型で二番目は円筒型、此の兩者の結合型が第三に位する。併し之等三型はその使用範圍に於て夫々次の特徴を持つてゐる。

4分円 Düse meter は圖-12 からも分る如く、 $m=0.26 \sim 0.5$ に非常に良き適合性を有し、 $Re_D=300$ にも達してゐるが、 d の小なる限度としては $m=0.05$ 或は $r=0.6mm$ であつて、之位になると既に製作に充分なる精度が得られなくなる。

測定の小さいものになると、最早や4分円型のものでは製作困難となり、特に $m=0.01 \sim 0.3$ の如く(圖-13)口径の小さいものに對しては円筒型を使用した方がよい。

4分円-円筒結合型に於ては4分円型では全然適用出來ない $m=0.5 \sim 0.75$ 迄の範圍に適す。尙此の型に於

ては $m=0.5 \sim 0.582$ よりも $m=0.582 \sim 0.75$ の方がより適當である。

(105) 横溢流型餘水吐水路

(T. R. Camp, "Lateral Spillway Channels," Proc. of A. S. C. E. Feb. 1939, p. 217~228
本間 仁 抄)

この問題に關しては既に J. Hinds 氏の論文 (Transactions of A. S. C. E. 1926 年, 物部氏水理学中に摘録す)があるが、本文は之に改良を加へたものである。

圖-15. 矩形水路

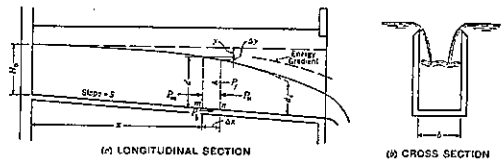


圖-15 の様な矩形水路を考へ、二断面 m, n 間に於ける流水の運動量の増加を求めらる。

$$m \text{ に於ける運動量の流入 } M_m = \frac{Q_m V}{g}$$

但し Q =断面 m に於ける流量 $=q_x$, q =水路の單位長さ當りに流入する溢流量, w =水の單位体積の重量, V =断面 m に於ける平均流速の水平分速度

$$n \text{ に於ける運動量の流出 } M_n = \frac{1}{g}(Q + q dx)w(V + dV)$$

$$\therefore dM = \frac{w}{g}[Q dV + q V dx]$$

$\frac{dM}{dt} = \frac{dM}{dx} \frac{dx}{dt} = V \frac{dM}{dx}$ であるから運動量増加の割合

$$\text{は } \frac{dM}{dt} = \frac{w}{g}[VQ \frac{dV}{dx} + qV^2] \dots\dots\dots(1)$$

之に對して作用する外力としては水圧が

$$\text{断面 } m \quad P_m = \frac{1}{2} b w d^2$$

$$\text{断面 } n \quad P_n = \frac{b w}{2} (d - dy + S dx)^2$$

$$\text{底面 } P_b = b w \left(\frac{2d - dy + S dx}{2} \right) S dx = w b d S dx$$

但し $d=x$ に於ける水深, S =底勾配

$$\therefore \text{全水圧} = P_m - P_n + P_b = w b d dy \dots\dots\dots(2)$$

摩擦力は $P_f = F(b + 2d) dx = \frac{F b d dx}{R}$ で表はされる。

然るに Weisbach-Darcy の公式により摩擦損失水頭は

$$\text{損失水頭} = \frac{f dx V^2}{4R \times 2g} = \frac{P_f}{w b d}$$

$$\therefore P_f = \frac{wfV^2 bd}{8gR} dx \dots\dots\dots (3)$$

(1), (2) 及 (3) 式から次の関係式を得る。

$$\frac{dy}{dx} - \frac{fV^2}{8gR} = \frac{1}{g} \left[V \frac{dV}{dx} + \frac{V^2}{Q} \right] \dots\dots\dots (4)$$

(4) 式を一様幅水路の例に就て解いて見る。 $V = \frac{qx}{bd}$

$$\frac{dV}{dx} = \frac{q}{b} \left[\frac{1}{d} - \frac{x}{d^2} \frac{dd}{dx} \right], \quad \frac{dy}{dx} = S - \frac{cd}{dx} \quad \text{であるから}$$

$$\frac{2xd \cdot dx - x^2 dd}{d^2} + \frac{gb^2 d \cdot dd}{q^2} = \frac{Sgb^2}{q^2} d \cdot dx - \frac{fx^2}{8Rd} dx$$

$x=0$ にて $d=H_0$ として之を積分すれば

$$\frac{x^2}{d} + \frac{gb^2 d^2}{2q^2} = \frac{Sgb^2}{q^2} \int d \cdot dx - \frac{f}{8} \int \frac{x^2}{Rd} dx + \frac{gb^2 H_0^2}{2q^2}$$

長さ x の間の d 及 R の平均値を \bar{d} 及 \bar{R} とし、右邊の第 1 及第 2 項に對して近似的に使用すれば

$$\frac{x^2}{d} - \frac{gb^2}{2q^2} (H_0^2 - d^2) = \frac{Sxgb^2 \bar{d}}{q^2} - \frac{fx^3}{24\bar{R}d} \dots\dots (5)$$

又は之を書き直せば

$$\left. \begin{aligned} \left(\frac{d}{H_0} \right)^3 + A \left(\frac{d}{H_0} \right) + B &= 0 \\ A &= \frac{fH_0 x B}{24R\bar{d}} - \frac{2Sx\bar{d}}{H_0^2} - 1, \quad B = \frac{2Q^2}{gb^2 H_0^3} \end{aligned} \right\} (6)$$

(之は d と x の関係を與へる式であるが、實際には H_0 を定める事が困難である一譯者)。水路の下流端が自由落下になつてゐる時にはその附近で

$$d = d_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}}$$

と假定する事が出来る。その位置を $x=x_c$ とすれば (5) 及 (6) 式から

$$H_0 = \sqrt{3dc^2 - 2Sxc_d + \frac{fx_c d_c^3}{12R\bar{d}}}$$

$$A_c = -3 \left(\frac{d_c}{H_0} \right)^3, \quad B_c = 2 \left(\frac{d_c}{H_0} \right)^3$$

之から水面の形が近似的に計算される。又實驗から f の値を逆算した結果によれば

最大 Q (立方呎/秒)	1.237	9.05	10.91	55.6	73.6
f	0.033	0.055	0.055	0.10	0.11

材 料

(106) 通常鋼の引張り供試体に關する X 線の測定

F. Bollenrath, V. Hank, E. Osswald, "Röntgenographische Spannungsmessungen bei Überschreiten der Fließgrenze an Zugstäben aus unlegiertem Stahl," V. D. I. Bd. 83, Nr. 5, 4. Feb. 1939. S. 129~132. 最上武雄 抄

0.11% C, 0.5% Mn, 0.10% Si, 0.04% P 及 0.04% S を含む通常鋼の引張り供試体を適當な處理法(詳細は本文参照の事)を行ふと X 線に依る研究に必要な位の細かさの粒になる。3種の正方形断面の供試体 (17.32 × 17.32 mm², 16.34 × 16.35 mm², 11.87 × 11.87 mm²) を用ひ4側面を硝酸で 0.005 mm の厚さだけ腐蝕した。試験前 X 線装置に依り初期応力の無い事を確かめた。15t の試験機にかけて Martens の鏡伸張計と X 線装置を併用して研究した。その結果この供試体では上下兩降伏點が明瞭に現はれるのであるが上降伏點を越えると引張りに垂直な断面上の引張り応力は不均等になり。外側面に於ける応力は平均の応力よりは小さく内部の応力は平均よりも大きい。この時荷重を取ると殘留応力を生じ外側は圧縮応力、内部は引張り応力を殘留する。著者はこれを内部の結晶粒は動く事が妨げられてゐるに反し外部のものは自由であるのに依るのであり、材料の強度及塑性変及破壊機巧が断面の形及断面の大きさに依つて變る事は少くも一部は此の現象が關係してゐるのであらうと言つてゐる。

又これを以て見ても 殘留応力を表層の変化のみを以て調べる時は以上の事を考へに入れて置く必要がある。

(107) 石綿セメントの新利用法

Patricio Palomar, "Ein neues interessantes Verwendungsgebiet für Asbestzement, Gelenke im Brücken-und Stauwehrbau." Tonindustrie-Zeitung, Nr. 25. S. 296~298 u. Nr. 32. S. 372~373, 1939. 篠原謹爾 抄

エタニット、ウラリット等の名で知られてゐる石綿セメント製品は極く新しいもので、この材料の有する特性が未だ充分に認められてゐない様である。以下に、從來知られてゐない方面の新しい利用法について述べやう。

從來の石綿セメントは、平型、波型、丸型等につくられ、單に被覆材料としてのみ利用されてゐるにすぎなかつたが、最近では水、石炭ガスの様な流体用の導管にまで利用せられ、且つその圧力も 20 氣圧まであげられる様になつた。

Mazza 法(スペイン特許)によつて製造された石綿セメント管は、殆ど信じられない様な高強度を出し得ることが分り、新しい有用な利用法が考へられてきた。この製造法は専門家間には既に知られてゐる事柄であるが、この方法によつてつくられた管は數十分の一程といふ極めて小さい層の集りからなり、この層が所望の厚さとなるまで、ローラーにまいて、圧力を加へつゝ、仕上

げるのである。完成後数週間水中で養生させ、硬化せしめる。Spardanola (Barcelona 地方) における工事につかつた管について、Madrid の工業学校の材料試験室で行つた試験の結果、 1200kg/cm^2 の圧縮強度、 170kg/cm^2 の引張強度を示した。このことから、D.I. Sanchez は鉄筋コンクリート橋の鉸支承に適當だと推賞した。図-16 及図-17 は石綿セメント鉸を示したものである。この特徴は

- (1) この鉸は橋梁の他の部分と同様な性質のものから出来てゐること
- (2) 鋼製のものゝ様に錆びないから、錆止めが必要がなく、従つて耐久性がすぐれてゐる
- (3) 弾性的性質はコンクリートに比しはるかに優秀である
- (4) 他の鉸をつかふより安價であり、又据付も容易である

この種の鉸を、著者ははじめ水路橋の補修工事に用ひ良好な結果をおさめた。図-18、図-19はこれを示したものである。施工後、精密な測定を行つたところ、石綿セメント鉸の部分には、わづかな変形をも認めることが出来なかつた。筒中空部にコンクリートを填充すれば、圧縮強度が著しく増加した。この工事に用ひた鉸は外径 30 cm、内径 10 cm、緩衝体は直径 50 cm、厚さ 5 cm の管で、鉸の長さ 1 cm あたりの最大圧荷重は 700 kg であつた。

これに力を得て、Madrid 工業学校の Pena 博士は

図-16. 石綿セメント鉸の一例

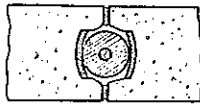


図-17. 石綿セメント鉸の一例

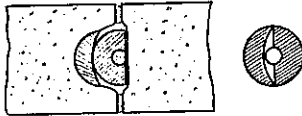


図-18. 水路橋に用ひられた石綿セメント鉸

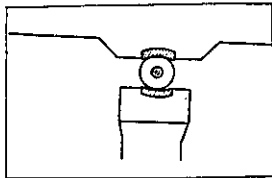


図-19. 水路橋に用ひられた石綿セメント鉸

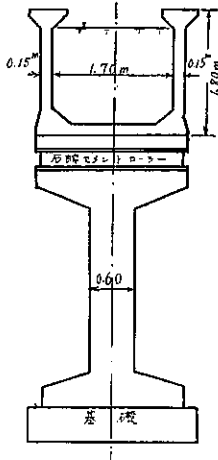
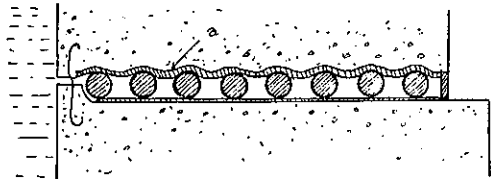


図-20.



従来種々の議論があつた堰の設計に、石綿セメント管を利用せんとし、種々の考案をなし、結局図-20 に示す様な案が出来た。これは滑動支承として、鋼球の代りに、石綿セメントローラーを用ひたもので、下部のコンクリート体の上及側面の接目には、石綿セメントの平たい板を用ひ、又圧力をよく傳へる様にし、又各ローラーをその位置に固定させるためローラーの上にあたる石綿セメント板 (a) は波形に仕上げてある。Barcelona においては、外径 22 cm、内径 7 cm 及外径 11 cm、内径 5 cm の 2 種のローラーを用ひ、支承部には前述の水路橋の緩衝体に似たものを用ひた。

この 2 つの型のローラーを試験した結果、前者については長さ 50 cm のものを用ひ、6 個の供試体の平均破壊荷重は、ローラーの中がつかまつてゐる時は 83000 kg、中に 1:2 モルタルをつめたときは 140000 kg を示した。後者では長さ 25 cm のものを用ひ、夫々 19200 kg 及 45300 kg であつた。Pena 教授によれば径 11 cm のものが、経済的及技術的に最も適當であつて、コンクリートの許容圧縮応力を 50kg/cm^2 として、Pena 教授がこのローラーについて破壊荷重を計算したところ 15625 kg となつた。實驗から 45300 kg を得た故に安全率は 3 位となり、構造物として充分な安全率を有することになる。

この結果にもとづき、Pena 教授は Valencia 河の堰の建設に對し、數百個のかよふ石綿セメントローラーをつくらせた。この工事は内亂勃發直前に完成し、その後の非常な洪水にも何らの損害もなかつた。

コンクリート及鉄筋コンクリート

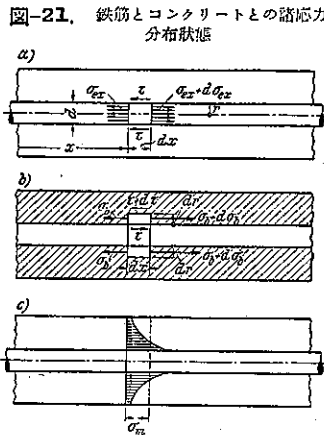
(108) 鉄筋コンクリート構造物に於ける附着応力の問題

(E. Friedrich, "Beitrag zur Frage der Haftspannung in Eisenbetonbauteilen." Beton u. Eisen, Heft. 6. 30 März. 1939. S. 107~110. 一木保夫 抄)

鉄筋コンクリート構造物に於ける鉄筋とコンクリートとの附着力は古くからの問題であるが、特に最近降伏

点の高い特殊鋼を用ひるに至り益々重大な問題となつた。附着力と極く密接な關聯を有する重要な問題は鉄筋コンクリートの龜裂荷重の問題であるが、コンクリートを打つ前に鉄筋に豫め引張応力を與へておくことによつて龜裂荷重をかなり高める事が出来、同時に之によつて附着力を増すことが出来る。以下鉄筋に豫張力を與へた場合及豫張力を與へない普通の場合の鉄筋の種々の作用について簡単に述べてみよう。

1. 圧縮応力の分布状態 コンクリートに於ける圧縮応力の分布状態を明らかにするために、まづたゞ1本の鉄筋が豫張力を



與へられた状態でコンクリート中に埋込まれてゐる場合を調べてみる(図-21 参照)。直径 $d=2r$ なる鉄筋の x なる点における引張力は

$$Z_x = \frac{\pi d^2}{4} \sigma_{xx}$$

($x+dx$) までの間に於てこの引張力は

$$dZ_x = \frac{\pi d^2}{4} d\sigma_{xx}$$

だけ変る。

コンクリートに於ける圧縮応力も、之だけ増加することになる。

力の平衡條件から(図-21 a)

$$r^2 \pi d \sigma_{xx} = \tau \cdot 2r \pi dx$$

$$\text{之より } \tau = \frac{r}{2} \cdot \frac{d\sigma_{xx}}{dx} \dots \dots \dots (1)$$

即ち附着力 τ は鉄筋の応力の変化に比例する。

又図-21 b の如く考ふれば力の平衡より次式を得る。

$$\begin{aligned} d\sigma_{xx} [\pi(r+dr)^2 - \pi r^2] \\ = (\tau+dr) 2\pi(r+dr) dx - \tau \cdot 2\pi r dx \end{aligned}$$

2次の項を省略すれば

$$\frac{d\sigma_{xx}}{dx} = \frac{\tau}{r} + \frac{dr}{dx} \dots \dots \dots (2)$$

又 $\frac{E_a}{E_b} = n$ とすると

$$\frac{d\sigma_{xx}}{dx} = n \cdot \frac{d\sigma_{xx}}{dx} \dots \dots \dots (3)$$

以上の3つの方程式より次の式を得る。

$$\frac{dr}{dx} = \frac{\tau}{r} \left[-1 + \frac{2}{n} \right] \dots \dots \dots (4)$$

(4) 式の括弧の中は常に負である。 $n=10$ とすれば $-4/5$ となり、 n が非常に大きいものと假定すると -1 となり、括弧内の値はこの2つの値の間を変動する。曲線の形のみ問題とするならば、之に對して -1 なる値を用ひて充分である。

(4) 式を解くと附着力の曲線は双曲線になることが分り、コンクリートに於ける圧縮応力曲線も同じ形になる(図-21 c)。

2本の鉄筋を擇ぶならば図-22 の如くなり、数の非常に多い時は図-23 の如く略々均等な応力分布が得られる。

図-22. 鉄筋2本の場合の応力分布

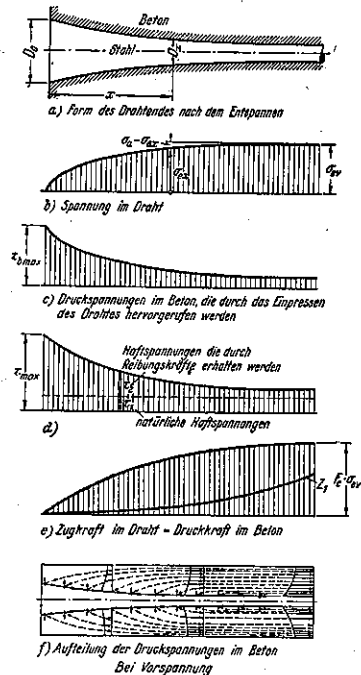


図-23. 鉄筋多数の場合の応力分布



2. 鉄筋に豫張力を與へた場合及豫張力を與へない場合の附着力 鉄筋の直径の小さな場合は引張力は附着力よりも小さいが、直径が段々大となると引張力は直径の自乗に比例して大となり、之に對し附着力は鉄筋の周長に相應して1次的に増加する。従つてある限界直径に於て引張力と附着力が等しくなる譯である。直径

図-24. 鉄筋に豫張力を與へた場合の応力分布状態



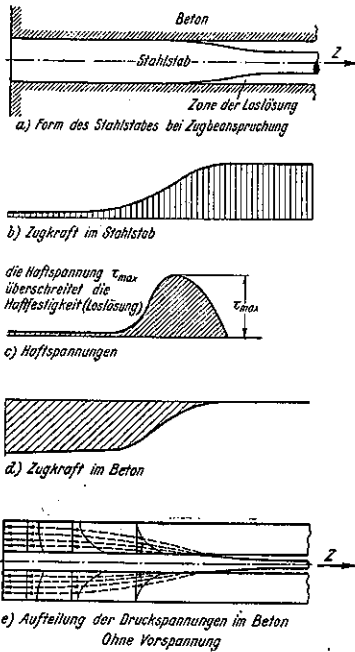
がこの限界直径よりも大となると、附着力が不足し鉄筋の弛緩が生ずる。この限界直径は豫張力の大きき及コンクリートの質によつて決まる。

今数字的な計算は止めて、Dresden の材料研究所に於て行はれた試験の結果につき茲にのべる。

鉄筋に豫張力を與へた場合の応力分布状態は図-24の如くなるが、鉄筋に豫張力を與へない普通の場合の応力分布状態は全く之と異つてをり図-25の如くなる。

豫張力を與へた場合には各點に於て応力は均等に分

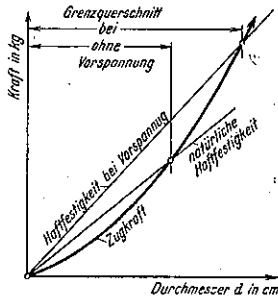
図-25. 普通の場合の応力分布状態



布してゐるが、豫張力を與へない場合には不均等な分布が起つてゐる。

鉄筋の直径と引張力との関係は図-26の如く拋物線て表はされるが、附着強度は鉄筋の周長即ち直径に比例する故、直線で表はされる。この直線と拋物線との交點が各々の場合に對する限界直径を與へることになる。豫張力を與へた場合には然

図-26. 鉄筋の直径と引張力との關係



らざる場合よりも附着強度は高い。この限界直径以下に

於ては、コンクリートの質が充分良好なる時には、人工的な礎着方法を講じなくてもよいのである。

3. 附着応力に及ぼす温度の影響 コンクリートの凝結硬化を早めるために、例へばコンクリートを蒸氣によつて温めると云ふ様な方法が屢々採用されてゐるが、鉄筋が加温によつて伸びて再び冷却の際、もとの長さにもどりこの際鉄筋の弛緩が生ずることになるから、この様な方法は避けなくてはならない。

(109) コンクリート隧道表装の再整備

“Methods of Reconditioning the Concrete Lining of a 5 600-ft. Tunnel.” West. Const. News, Feb. 1939 P. 35~38. 中谷茂壽 抄

本工程事は 3 階梯に區分される。(1) 損傷ケ所の修繕、(2) 内部空孔の填充、(3) 防水表装の再整備。

本隧道は桑港市北東 30 哩に位し、Los Angeles 市と桑港を連ねる Atchison, Topeka and Santa Fe 鉄道の隧道にして 25 600 呎の延長を有し、25 年前に建設されたものである。原施工に於ては無筋コンクリートが使用されて居り、其の厚さは道床では 3.58 呎、スプリングラインでは 3 呎、拱頂では 2.54 呎である。

表装損傷の状態は其の漏水状態より察せられ、夏の乾燥期に於てさへ多量の漏水が認められた。損傷ケ所や龜裂は多く上部の拱部に認められ、漏水は主として施工接目から流下した。損傷した拱部を除去するに際し煤煙が表装面から 2~6 吋の深さに浸透してゐる事が判つた。舊コンクリート中からは釘や棒片が出て來たが使用骨材は大体最近使用する物と変りがなかつた。損傷の原因は主として施工の不備から來てゐる様である。

工事はコンクリート修繕を得意とする Chicago 市の Dur-ite 会社が請負ひ 1937 年 8 月に開始し 1938 年 7 月に終了した。隧道の断面に適する様な木製足場を組みそれを 8 輪のトラック上に載せた。足場は 2 階式にして隧道の全面に達し得られる。

東口から約 1/4 哩の位置には側線軌條があり、鉄道列車の通過の際には足場を此の位置に移動して列車を通過せしめ、又工事用材料を此の位置に貯藏した。

工事用足場トラックは 3 臺準備し、第 1 臺は 315 cu. ft. の圧搾器を備へ主として損傷部分の取扱はしを行ひ、第 2 臺は配筋材料を積載し、210 cu. ft. の圧搾器を備へ、第 3 臺は 160 cu. ft. 圧搾器で修繕を行ふ圧力コン

クリート打機を積載してゐる。

第1臺には6~14人の人夫が居り空圧取毀ハンマーを持つて損傷部分を取毀して行く。損傷のない部分は單に其の表面を2吋深さだけ削り取つたが損傷の甚だしい所では12吋深さに迄も削り取つた。

図-27. 削り取り車が工事位置にある。両側の壁は削り取られたコンクリート破片を受ける爲に設けられた。

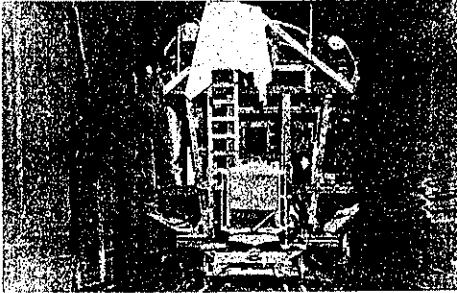
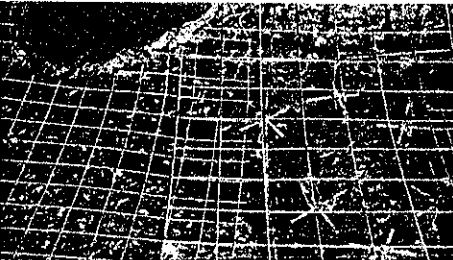


図-28. 削り取られ鉄筋補強が行はれた部分。鉄筋網とX状に組まれた鉄筋等が配置された。



鉄筋は總て電弧熔接を以て網状に組まれ、損傷部分に丁度はまる様に組立てられ、アンカーボルトで支持された。鉄筋は削り面からも仕上面からも最小1吋の距離に配置され、アンカーボルトは最大2呎間隔に碇着された。

削り取り部分が細長く網鉄筋の配置が出来ないヶ所では1/2吋径の鉄筋をアンカーボルトで碇着配置した。削り取り大にして深さ8吋以上に達した所では鉄筋網

図-29. 内部空孔検出の爲めの穿孔、ホースを連結したものは挿入物質用及圧搾空気用の孔である。



の外にX形の1/2吋径、9吋長の鉄筋を配置した。

削り取りが終り配筋の検査が終了するとコンクリートガンを以て表装が施工された。コンクリート施工前に削り取られたヶ所を清掃し粘着剤を塗布した。コンクリート配合は1:3で、隧道の外で無水混合をなし現場に袋詰めにして運搬した。完成した表面は手鏡を以て仕上げをなし、72時間濕氣を保たせ養生した。是が終ると表層を施工防水、防煤装置を施した。

図-30. 灌水試験、水は挿入孔より注入され損傷ヶ所から落下してゐる。



図-31. 拱頂部のグラウト孔、90~100ポンドの圧力に依るグラウトが装設部分から流出するのが認められる。

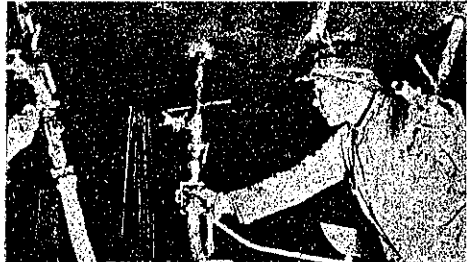
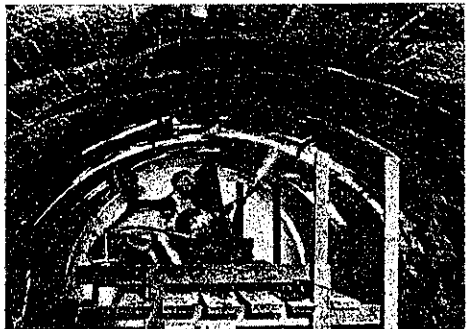


図-32. 圧力セメントを以て削り取りヶ所の修繕。



挿入工事は削り取り工事と表装工事との中間に施工したが表装の厚いヶ所では新圧力セメント内にも空孔がある爲、表装施工後に挿入工事を施工した。

内部空孔や漏水孔を填充する爲には、1吋孔を拱面に垂直に穿孔し其の深さを10吋とした。施工接目のヶ所では穿孔を2~3呎間隔に行つた。時には漏水多量

にして孔径を擴大する必要に迫られた事も度々あつた。
 内部の空孔の存在と其の大きさをを知る爲に先づ圧搾
 空氣を注入した。もし空氣が流入しない時には直ちに
 其の孔を掃除してセメントグラウトを行ひ手で搗き固
 めた。

空氣の流入した孔には次に水を 99~100 ポンド圧力
 で注入した。空孔の状態は水の量と、其の出口により
 知る事が出来る。或るヶ所では水は 30 呎も離れた穿孔
 口から流下した。又是により未知の弱點を見出す事も
 出来た。水が少量しか流入しないヶ所では、流入水量
 を其の注入口から流出せしめて、其の孔を 1:1 のセ
 メントグラウトをした。漏
 水の現はれた所ではグラウ
 ト物質を消失しない様に連
 絡口を同時にグラウトし
 た。

大なる空孔のグラウトに
 は 100 ポンド以上の圧力を
 必要とした爲 750 lb/in² の
 ポンプを準備した。

總ての工事が終了すると
 最後の防水劑を表面に塗布
 し、又請負人獨特の防水防
 煤劑を圧力を加へて塗布した。

図-33. 防水防煤劑を加圧
 塗布した。



施 工

(110) 打込杭の支持力に就て

(Wolfram Schenck, "Zur Frage der
 Tragfähigkeit von Rammpfählen".
 Bautech. Jg. 16. Ht. 53/54 16.
 Dez. 1938, S. 731~753.
 星 壘 和 抄)

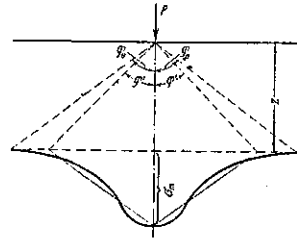
I. 地盤内の圧力分布 打込杭の支持力は周邊摩擦
 力と杭先抵抗との 2 種より成り、杭と地盤の性質が之
 に關係を有する。杭自身は普通程度の応力に對し弾性
 体と考へて良いが、地盤は一般にさうでないからその内
 部に於ける応力計算は實用的な近似方法に據るのは已
 むを得ない。

地表面上に單一荷重若しくは無限に延びた帶狀荷重
 を受けた地盤内の応力に就ては Kögler, Scheidig 及
 Fröhlich 等の研究がある。今夫等の結果を綜合して打
 込杭の理論的研究を行はんとする。

先づ基本的な応力状態に對する 一般的計算法に就て

は、Boussinesq, Strohscneider 及 Fröhlich が單一
 荷重を受けた地盤内垂直応力を與へる式を求めて居る。
 これに依る垂直応力分布曲線は鐘形を呈するが、Kög-
 ler 及 Scheidig によれば計算を簡易化する爲、三角形
 分布に置換すること
 が出来る(図-34)。即
 ち地表面上に P なる
 單一荷重ある場合、
 応力は地盤内を限
 界角 φ' を以て擴が
 り、深さ z に於て
 $\sigma_m = \nu P / 2\pi z^2$ なる高
 を有する円錐形分
 布をなすと假定する。

図-34. 集中荷重による圧力分
 布曲線(三角形に置換す)



杭周邊摩擦に依る地盤内の応力状態を求めるには、応
 力を求めんとする面より高 z に於ける杭表面單位面積
 當り摩擦力を R_z とし、杭の半径を r_0 とすれば、幅
 dz 上に働らく摩擦力 dQ_{rz} は 2\pi r_0 R_z dz となる (図-
 35)。この dQ_{rz} に依る応
 力分布は図-37 の陰影部
 の如くなり、之を z=0 より
 t まで總計すれば応力分布
 曲線が求まる (図-36)。応
 力を求めんとする面の位置
 には 0-0' と 0'-0' との 2
 つの場合がある (図-37)。

図-35. 周邊摩擦力の分解

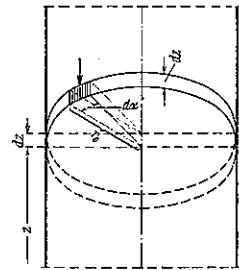
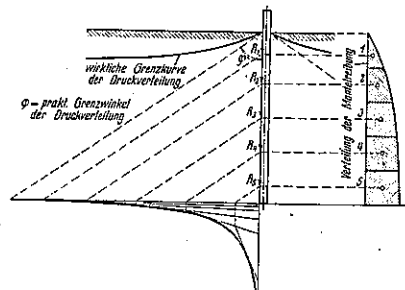


図-36. 杭の周邊摩擦による圧力分布曲線の求め方。



而して盤地の垂直応力 σ_{zx} は $d\sigma_{zx} = \frac{2r'}{\text{tg}\phi} R_z \frac{z-x'}{z^2(r'+z)} dz$
 を $z=t$ と $z=x'$ の間に積分すれば求まる (但し $r' = 3r_0/\text{tg}\phi$, $x' = x/\text{tg}\phi$)。

杭長上の周邊摩擦 R_z の分布に就ては未だ明らかで
 なく、地盤の性質により著しく変化するため、次に 3
 種の場合に就て考察を進める。

a) R_z の分布一様なる場合 (図-38): $R_z = R_m =$ 一定。

σ_{tz} は前式を積分すれば求まるが、荷重點の近傍を除く爲、杭の周りに t_1 なる厚の被膜を考へ、 $x = t_1 \times \text{tg}\varphi$ から積分する。杭の周縁上の土圧応力は $t \leq t_0$ に於て

$$\sigma_t = \frac{2R_m}{\text{tg}\varphi} \cdot \left(\ln \frac{t}{t_1} - \ln \frac{r'+t}{r'+t_1} \right) \dots\dots(6a)$$

$t \rightarrow \infty$ ならば

$$\max \sigma_t = \frac{2R_m}{\text{tg}\varphi} \cdot \ln \frac{r'+t_1}{t_1} \dots\dots(7)$$

$t > t_0$ に於ては

$$\sigma_t = \frac{2R_m}{\text{tg}\varphi} \ln \frac{t(r'+t-t_0-t_1)}{(t-t_0+t_1)(r'+t)} \dots\dots(8)$$

b) R_z の分布が三角形なる場合 (図-39): $R_z = 2R_m \frac{t-z}{t_0}$, $t \leq t_0$ に於て

$$\sigma_t = \frac{4R_m}{\text{tg}\varphi} \cdot \frac{t}{t_0} \left[\ln \frac{t}{t_1} - \frac{t+r'}{t} \times \ln \frac{r'+t}{r'+t_1} \right] \dots\dots(10a)$$

この式の漸近線は

$$(\max) \sigma_t = \frac{4R_m}{\text{tg}\varphi} \cdot \frac{t}{t_0} \ln \frac{r'+t_1}{t_1} = m t \dots\dots(11)$$

$t > t_0$ に於て

$$\sigma_t = \frac{4R_m}{\text{tg}\varphi} \cdot \frac{t}{t_0} \cdot \left[\ln \frac{t}{t-t_0+t_1} - \frac{t+r'}{t} \cdot \ln \frac{r'+t}{r'+t-t_0+t_1} \right] \dots\dots(12)$$

c) R_z の分布が拋物線形の場合 (図-40): $R_z = 3R_m - \frac{(t-z)^2}{t_0^2}$, $t \leq t_0$ に於て

$$\sigma_t = \frac{6R_m}{\text{tg}\varphi} \cdot \frac{t^2}{t_0^2} \left[\frac{r'}{t^2}(t-t_1) + \ln \frac{t}{t_1} - \frac{(t+r')^2}{t^2} \cdot \ln \frac{r'+t}{r'+t_1} \right] \dots\dots(14a)$$

この式の漸近線は

$$(\max) \sigma_t = \frac{6R_m}{\text{tg}\varphi} \cdot \frac{t^2}{t_0^2} \times \ln \frac{r'+t_1}{t_1} = m t^2 \dots\dots(15)$$

$t > t_0$ に於て

図-37. 周縁摩擦による地盤内垂直抵抗力の決定

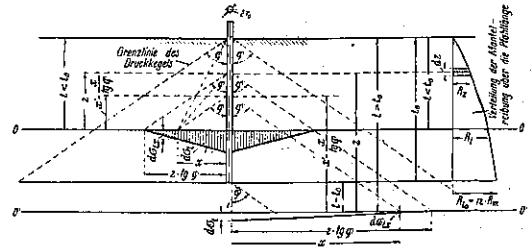


図-38. 一様なる(矩形)周縁摩擦分布

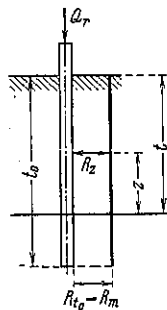


図-39. 三角形の周縁摩擦分布

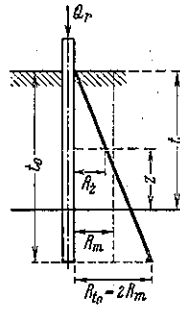


図-40. 拋物線形の周縁摩擦分布

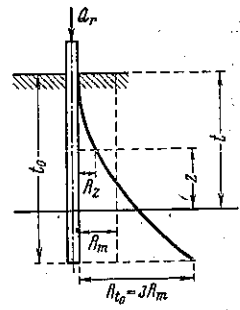


図-41. 一様なる分布の周縁摩擦による垂直土圧

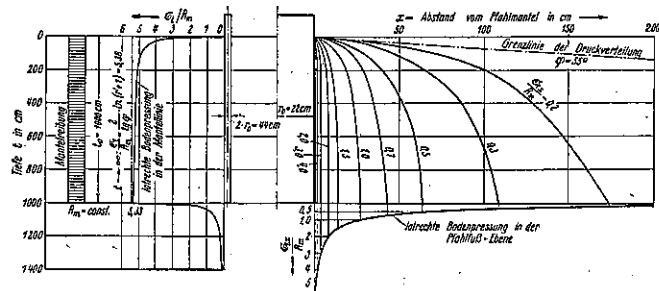
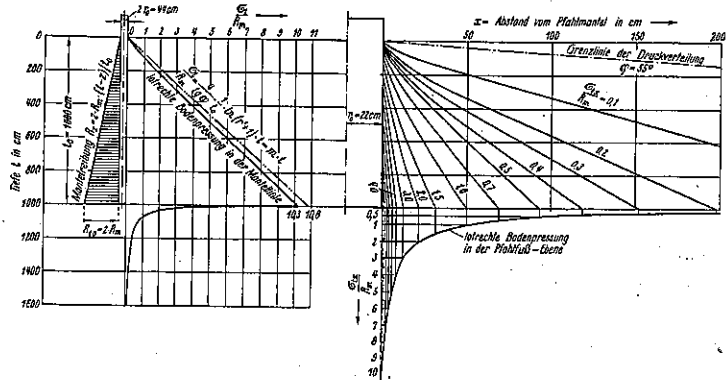


図-42. 三角形分布の周縁摩擦による垂直土圧



$$\sigma = \frac{6R_m}{\text{tg}\varphi} \cdot \frac{t^2}{t_0^2} \left[\frac{r'}{t^2} (t_0 - t_1) + \ln \frac{t}{t - t_0 + t_1} \frac{(t + r')^2}{t^2} \times \ln \frac{r' + t}{r' + t - t_0 + t_1} \right] \dots (16)$$

以上の諸式に實際の数値を入れて見やう。杭の周縁長 $\nu = 138 \text{ cm}$, 打込深 $t_0 = 1000 \text{ cm}$, 杭は摩擦力のみにより支持されてゐるとする。質限界角 φ は地盤が静荷重(上部構造よりの)に對して弾性を示すことゝ Fröhlich の理論的研究(図-44)により 55° と決め, R_z の分布が3種の場合に就き σ_{max}/R_m を求め夫々

図-44. $\nu=3$ 及 $\nu=4$ の時, 流動範圍と基礎深さの関係

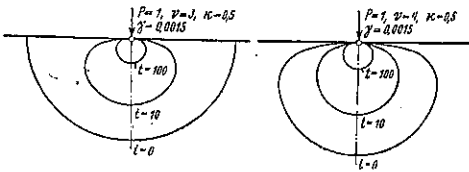


図-45. 一様三角形及拋物線形の各周縁摩擦分布に於ける等圧線群

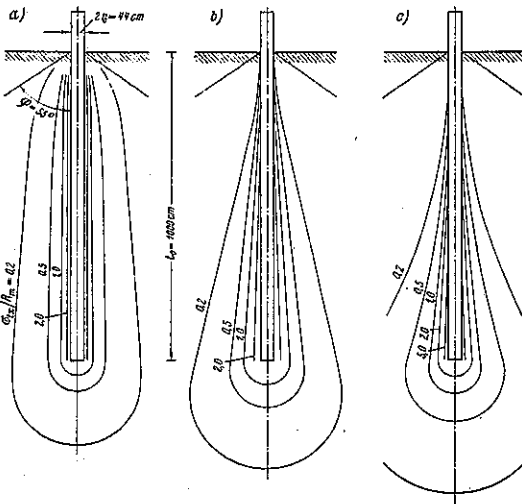
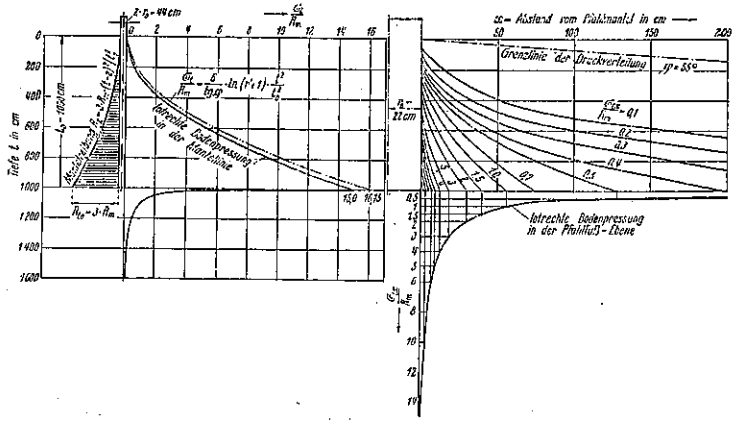


図-41, 42, 43 に示した。こゝに $t_1 = 1 \text{ cm}$ とした。等圧曲線群は図-45 の様になる。

上述した所から周縁摩擦による枕周の応力分布に關する結論を求めると

a) 土圧は杭周附近にて高く, 少し離れると急に減少する。

図43. 拋物線形分布の周縁摩擦による垂直土圧



b) 杭の支持力は特別な場合を除き, 地盤の内部摩擦に依らないで杭と地盤の摩擦力に依つて決められる。

c) 杭周縁より $0.8 \sim 1.2 \text{ m}$ で土圧は極めて小さくなるから, 杭と杭の間隔 $1.6 \sim 2.4 \text{ m}$ に達すればお互に影響し合はない。この點に就ては Heinr. Press の實驗が確證を與へてゐる(図-46, 47, 48, 49)。多數の杭群に於ては地盤全体が杭群と共に沈下を起す事は J. J. I.

Sprenger も報告してゐる通りである。

d) 杭の直径と周縁摩擦による土圧との關係は前の漸近線の式に於て r を変化させて図-50 を得る。径 20 cm より 50 cm 迄の杭では同一狀態の下で最大土圧は 1.3 倍位の変化をする。直線的關係はない。

e) 杭先より下方の土圧は理論的には無限の深さに及ぶが, 図-41, 42 43 より σ_t は深さと共に急速に減少する事が分る。

図-46. 杭の間隔と沈下の關係

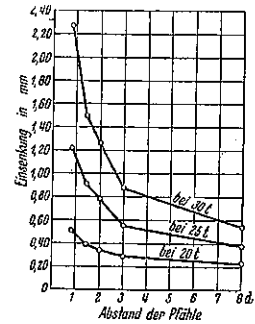


図-47. 柱の間隔と沈下の關係

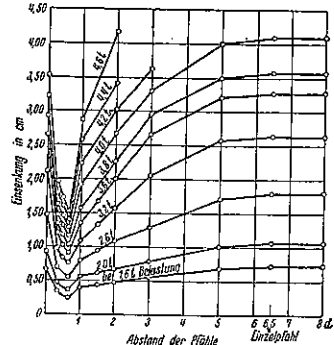


図-48. 杭の間隔と沈下の関係

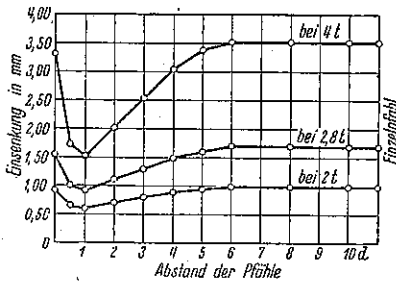


図-49 杭の間隔と沈下の関係

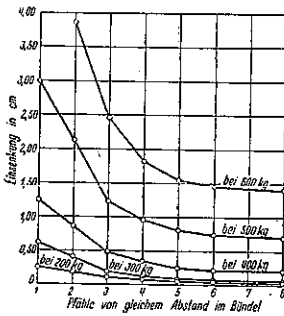
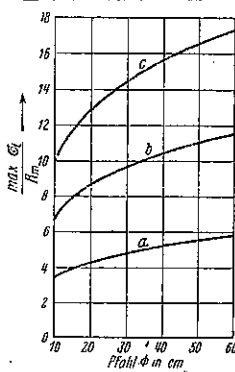


図-50. 周遊摩擦による垂直土圧と杭直径との関係



51. 圧力が杭底部に一樣分布する時の σ_z/q_0 曲線

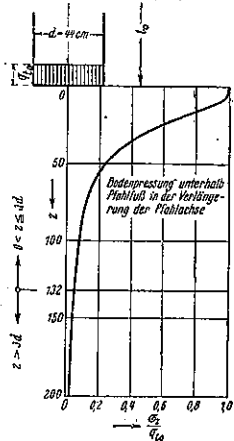


図-52. 沈下量 S_{rt}/ω と深さ z との関係 (摩擦分布: 實線—線, 破線—三角形, 鎖線—拋物線形)

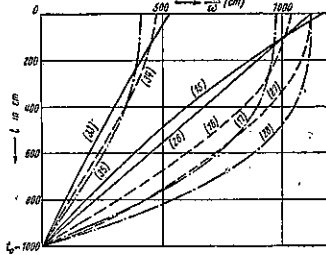
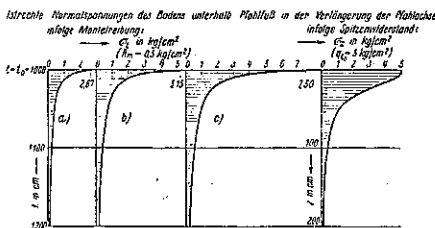


図-53. 杭底面下地盤に於ける杭軸延長上の垂直応力



杭先抵抗による地盤内の応力分布に就ては、杭先の深さ、地盤の状態に依つて大きな影響を受けるが、砂質地盤に於ては打込によつて杭先附近は極めて緊密に締固められる。

杭底部に於ける圧力分布は地盤が弾性体ならば周遊で応力が大となるが、土の如き塑性体では寧ろ中央で大となると考へられる。杭先は實際上尖端をなすのが普通であるが、こゝでは平面と考へ、且つ杭先附近では内部摩擦と剪断力が極めて大きいから圧力分布は杭底面上に一樣に分布すると考へるのが妥當である。

荷重が地表面の円上に一樣分布した場合の軸上の垂直応力は Fröhlich によれば (図-55 参照)

$$\sigma_z = q_0(1 - \cos^2 \varphi_r) \dots \dots \dots (1)$$

図-55. 杭自身の弾性変形、周遊摩擦分布、a) 一樣、b) 三角形

図-54. 初応力 $1.6 \sim 5.0 \text{ kg/cm}^2$ の時の S_{rt}/ω と R_m の関係

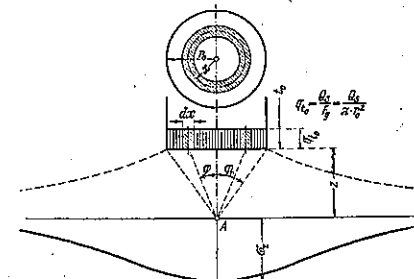
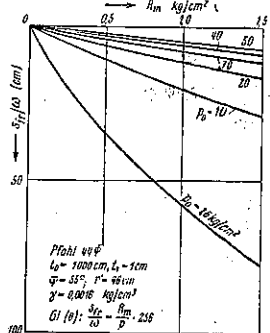
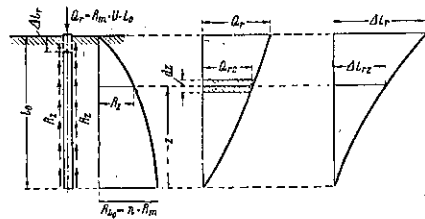


図-56.

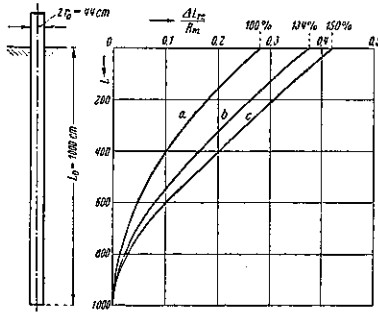


地盤が弾性等方体と見做せる場合は $\nu=3$ となる。深さ大となり集中荷重と見做し得る場合は $\varphi=0$ とおき

$$\sigma_z = \frac{3Q_s}{2\pi z^2} = \frac{3}{2} \frac{r_0^2}{z^2} \cdot q_0 \dots \dots \dots (3)$$

但し Q_s は杭先抵抗力、 r_0 は杭断面の半径。杭軸外の垂直応力は解が極めて困難であり、且つ沈下の計算には

図-57.



必ずしも必要なき故觸れぬ。

前例によつて σ_z を計算した値は図-51 の如くなる。応力は深さと共に急速に減少する。

II. 地盤中に於ける杭の沈下 荷重を受けた際に砂地盤では圧縮性小、透水性大なる爲生じた圧応力は砂粒子に依り直ちに傳達されるが、粘土質地盤では先づ垂直応力に對した過圧を含有水分中に生じ、それが時間の経過と共に平衡状態に達する。V. Terzaghi が定義した Nullisochrone 及 Endisochrone は垂直土圧分布曲線 (図 41, 42 等) と縦坐標軸に夫々一致し、その囲む面が荷重面 F_0 に當る。粘土地盤では杭沈下の時間的变化を考へねばならぬ。

杭周縁附近の地盤は杭が荷重を受けた時に弾性に近い変形をなす。地盤の弾性は V. Terzaghi により次式で表はされる。

$$\varepsilon = -\frac{1}{A} \cdot \ln(p+p_0) + c \dots\dots\dots(1)$$

A, p_0 , c: 土質による常數

地盤の弾性率は

$$E_b = \frac{p+p_0}{\omega} = A(p+p_0)(1+\varepsilon_m) \dots\dots\dots(2)$$

ε_m : 間隙比平均値

尙地盤の側方移動を無視して居り、且つ垂直土圧 σ_t に就てのみ考へて居る。

杭周縁摩擦による地盤の弾性変形は杭先面 (t_0) に對し深さ t の點で

$$s_{rt} = \omega \int_{t_0}^t \frac{\sigma_t dt}{\gamma t + P_0} \dots\dots\dots(8)$$

但し変形 $\varepsilon = \sigma_t/E_b$, $E_b = (\gamma t + p_0)/\omega$ とした。 σ_t は前節に求めたが、近似的に漸近線を採用して計算を簡易にする。 p_0 を省略すると、前述の三通りの場合に對し

$$a) \quad s_{rt} = \frac{\omega}{\gamma} \cdot \frac{2R_m}{\text{tg}\varphi} \cdot \ln \frac{r'+t_1}{t_1} \cdot \ln \frac{t_0}{t} \dots\dots\dots(18)$$

$$b) \quad s_{rt} = \frac{\omega}{\gamma} \cdot \frac{4R_m}{\text{tg}\varphi} \cdot \ln \frac{r'+t_1}{t_1} \cdot \left(1 - \frac{t}{t_0}\right) \dots\dots\dots(19)$$

$$c) \quad s_{rt} = \frac{\omega}{\gamma} \cdot \frac{3R_m}{\text{tg}\varphi} \cdot \ln \frac{r'+t_1}{t_1} \cdot \left(1 - \frac{t^2}{t_0^2}\right) \dots\dots\dots(20)$$

粘土質地盤では

$$E_b = \frac{P_k}{\omega} \dots\dots\dots(21)$$

但し P_k : 稠度状態の圧縮當量

と考へることが出来るから、弾性沈下は

$$a) \quad s_{rt} = \frac{\omega}{P_k} \cdot R_m \cdot \frac{2}{\text{tg}\varphi} \cdot \ln \frac{r'+t_1}{t_1} \cdot (t_0 - t) \dots\dots\dots(26)$$

$$b) \quad s_{rt} = \frac{\omega}{P_k} \cdot R_m \cdot \frac{2}{\text{tg}\varphi} \cdot \ln \frac{r'+t_1}{t_1} \cdot \frac{t_0^2 - t^2}{t_0} \dots\dots\dots(27)$$

$$c) \quad s_{rt} = \frac{\omega}{P_k} \cdot R_m \cdot \frac{2}{\text{tg}\varphi} \cdot \ln \frac{r'+t_1}{t_1} \cdot \frac{t_0^3 - t^3}{t_0^2} \dots\dots\dots(28)$$

杭周地盤の弾性沈下は杭の直径と對数の關係に在ることが分る。応力 σ_t が弾性率 E_b に及ぼす影響が無視出来る場合は

$$E_b = \frac{\sigma_t + \gamma t + p_0}{\omega}$$

となり、 $\frac{R_m}{\text{tg}\varphi} \cdot \ln \frac{r'+t_1}{t_1} = q$ と考へれば

$$a) \quad s_{rt} = \frac{\omega}{\gamma} \cdot 2q \cdot \ln \frac{t_0 + \frac{P_0 + 2q}{\gamma}}{t + \frac{P_0 + 2q}{\gamma}} \dots\dots\dots(33)$$

$$b) \quad s_{rt} = \frac{\omega}{\frac{4q}{t_0} + \gamma}$$

$$\times 4q \left[\left(1 - \frac{t}{t_0}\right) - \frac{1}{t_0} \cdot \frac{p_0}{\frac{4q}{t_0} + \gamma} \cdot \ln \frac{t_0 + \frac{p_0}{\frac{4q}{t_0} + \gamma}}{t + \frac{P_0}{\frac{4q}{t_0} + \gamma}} \right] \dots\dots\dots(34)$$

$$c) \quad s_{rt} = \omega \left[t_0 - t - \frac{a}{2} \cdot \ln \frac{t_0^2 + at_0 + b}{t^2 + at + b} \right]$$

$$- \frac{b - \frac{a^2}{4}}{\sqrt{b - \frac{a^2}{4}}} \left(\text{arctg} \frac{\frac{a}{2} + t_0}{\sqrt{b - \frac{a^2}{4}}} - \text{arctg} \frac{\frac{a}{2} + t}{\sqrt{b - \frac{a^2}{4}}} \right) \dots\dots\dots(35)$$

但し $a = \frac{\gamma t_0^2}{6q}$, $b = \frac{p_0 t_0^2}{6q}$

$t_0 = 1000 \text{ cm}$, $2r_0 = 44 \text{ cm}$, $\varphi = 55^\circ$, $p_0 = 1.6 \text{ kg/cm}^2$, $\gamma = 0.0016 \text{ kg/cm}^3$, $R_m = 0.5 \text{ kg/cm}^2$, $t_1 = 1 \text{ cm}$ とすれば、 s_{rt}/ω と t の關係は図-52 の如くなる。杭底面に對す

る地表面の沈下 $s_{y,t=0}$ は上の近似式により計算し, P_0 は平均垂直土圧を用ひて充分であるから,

$$s_{y,t=0} = \frac{\omega}{P_0 + \frac{1}{2} \gamma t_0 + \sigma m t} \cdot 2qt_0 \dots (36)$$

図-58. 〇) 拋物線形 太さの異なる各種の杭の弾性 ($U/E_p F$) の比較

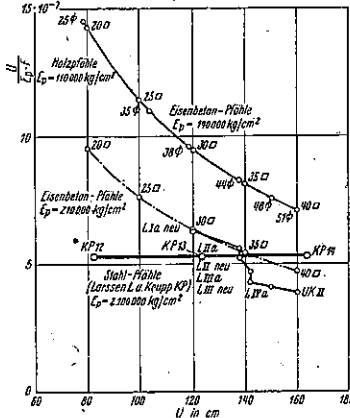


図-59.

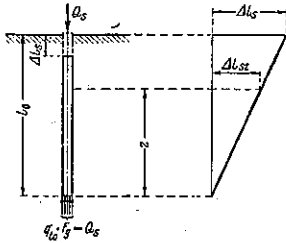
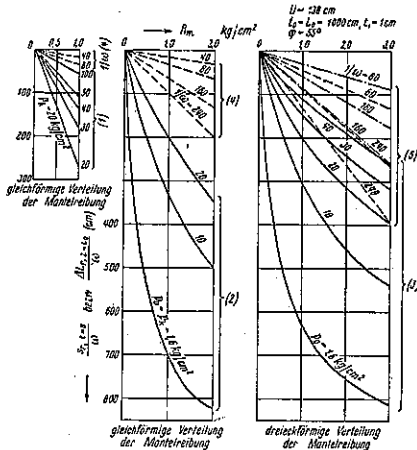


図-60. — 地表面 ($t=0$) の杭底面に対する沈下
 杭の全短縮量 ($Z=L_0$) (木杭 44 φ, $F_p=110000$ kg/cm²)
 ——— 同上 (鋼杭 L.IIa $E_p=2100000$ kg/cm², 又は鉄筋コンクリート杭 □34/35, $E_p=210000$ kg/cm²)



又 E_b が σ_t に関係する場合は沈下が半減するから, 粘土質地盤では夫を無視出来ない。

杭先以下の地盤の弾性変形は周辺摩擦及杭先抵抗による土圧 σ_z (杭軸延長上杭底より深さ z に於ける) が與へられれば, 杭底面の弾性沈下 S_y は

図-61. 周辺摩擦が杭の全長に分布し且つ地盤が杭より弾性大なる場合に於ける地盤に対する杭の移動

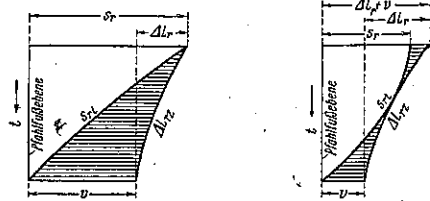


図-62. 周辺摩擦が杭の全長に分布し, 杭が地盤と同等又は以上の弾性を有する時の地盤に対する杭の移動

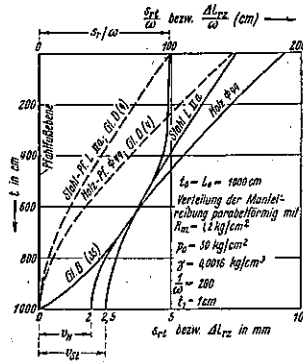


図-63. 杭先抵抗のみ作用した際の沈下曲線

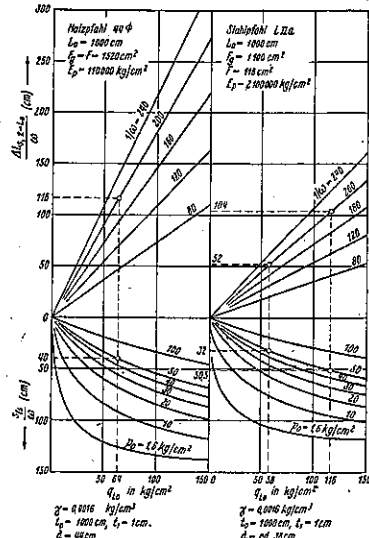
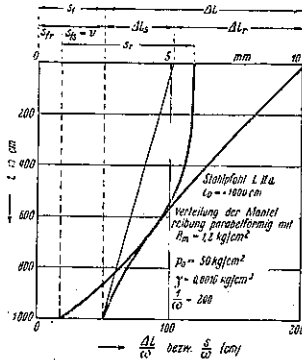


図-64. 周縁摩擦と杭先抵抗が同時に作用した時の打込深 \$t_0\$ に於ける杭と地盤の沈下



$$s_f = \int_{z=0}^{\infty} \frac{\sigma_z}{E_b} \cdot dz = \omega \int \frac{\sigma_z}{\sigma_z + \gamma(z+t_0) + p_0} \cdot dz \quad \dots\dots\dots(2)$$

で與へられる。\$s_f\$ は荷重面 (図-53 の陰影を施した部分) に対応して與へられる。又 \$s_f\$ は周縁摩擦による部分 \$s_{fr}\$ と杭先抵抗による部分 \$s_{fs}\$ に分けて考へると、周縁摩擦一様分布の時

$$s_{fr} = \frac{w}{p} \cdot \frac{2R_m}{\text{tg}\varphi} \left[r' \cdot \ln \frac{r'+t_0}{r'+t_1} + t_0 \cdot \ln \frac{r'+t_0}{t_0} - t_1 \cdot \ln \frac{r'+t_1}{t_1} \right] \quad \dots\dots\dots(8)$$

となり、三角形分布では約 2 倍、拋物線分布では約 3 倍となる。\$s_{fr}/w\$ と \$R_m\$ との関係は前述の例に倣へば図-54 の如くなる。又

$$s_{fs} = 2 \cdot \frac{w}{p} \cdot q \cdot t_0 r_0 = \frac{w}{p} \cdot q \cdot t_0 d \quad \dots\dots\dots(14)$$

杭先抵抗による杭底の沈下は直径に比例する事となるが、實際の経験及實驗の結果は必ずしも之と一致せぬ。

杭自身の弾性変形は周縁摩擦によつて生ずる \$t\$ の \$\Delta L_{rz}\$ と杭先抵抗によつて生ずる \$t\$ の \$\Delta L_{sz}\$ (何れも杭底より高 \$z\$ に於ける) に分たれ

a) $\Delta L_{rz} = \frac{1}{2} \cdot \frac{U}{E_p F} \cdot R_m z^2 \quad \dots\dots\dots(2)$

b) $\Delta L_{rz} = \frac{1}{3} \cdot \frac{U}{E_p F} \cdot R_m z^2 \left(3 - \frac{z}{L_0} \right) \quad \dots\dots\dots(3)$

c) $\Delta L_{rz} = \frac{1}{4} \cdot \frac{U}{E_p F} \cdot R_m z^2 \left(6 - 4 \frac{z}{L_0} + \frac{z^2}{L_0^2} \right) \quad \dots\dots\dots(4)$

(図-57 Larssen-IIa 参照)

及 $\Delta L_{sz} = \frac{Q_s Z}{E_p F} = \frac{q t_0 F_0 Z}{E_p F} \quad \dots\dots\dots(8)$

(図-59 参照)

但し、\$U\$ = 杭周縁長、\$E_p\$ = 杭の弾性率、\$R_m\$ = 平均周縁摩擦応力、\$F\$ = 杭断面積(純)、\$F_0\$ = 杭全断面積(中空部

等を含めた)、\$L_0\$ = 杭の地盤内に在る長、\$Q_s\$ = 杭先抵抗 \$Z = L_0\$ とおけば、全変形即ち杭の全短縮量を得る (\$\Delta L_r, \Delta L_s\$)。

以上述べただけでは實際の全沈下量にどの力の作用がどれだけの影響を與へるかは不明である。次に地盤に関する諸係数の大きさを研究して見ると、\$R_m\$ (平均周縁摩擦応力) は杭壁に垂直な土圧と、土と杭の間の摩擦係數に關係し、粘土質地盤で \$1.5 \sim 0.5 \text{ kg/cm}^2\$、砂質地盤でその數倍となる。杭の種類によつても限界が異なる。\$p_0\$ 又は \$p_k\$ (砂盤の初底力又は粘土盤の毛管力) は v. Terzaghi によれば、\$p_0 = 1.6 \text{ kg/cm}^2\$、\$P_R\$ は零~數百 \$\text{kg/cm}^2\$ の程度である。\$1/w\$ (地盤の弾性係數) はやはり v. Terzaghi が膨脹係數 \$1/A\$ の形で求めてゐるが細かい粘土で \$1/3\$、粗い粘土で \$1/160\$ 程度である。尙 \$w\$ は間隙比 \$\epsilon\$ の影響を受けるが、平均値 \$\epsilon_m\$ を採用して何等支障ない。

杭が單に周縁摩擦のみにより支持されて居る場合(浮杭基礎)に、地盤の沈下は \$p_k \gg \sigma t\$ と考へられる粘土層では

$$\frac{s_{rt}}{w} = \frac{2q}{p_k} (t_0 - t) \quad \dots\dots\dots(1)$$

茲に $q = \frac{R_m}{\text{tg}\varphi} \cdot \ln \frac{r'+t_1}{t_1}$

\$\sigma\$ を考へに入れると

a) $\frac{s_{rt}}{w} = \frac{2q}{\gamma} \cdot \ln \frac{t_0 + \frac{p_0 + 2q}{\gamma}}{t + \frac{p_0 + 2q}{\gamma}} \quad \dots\dots\dots(2)$

b) $\frac{s_{rt}}{w} = \frac{4q}{\frac{4q}{t_0} + \gamma} \left[\left(1 - \frac{t}{t_0} \right) - \frac{1}{t_0} \cdot \frac{p_0}{\frac{4q}{t_0} + \gamma} \right] \times \ln \frac{t_0 + \frac{p_0}{\frac{4q}{t_0} + \gamma}}{t + \frac{p_0}{\frac{4q}{t_0} + \gamma}} \quad \dots\dots\dots(3)$

杭の弾性変形は

a) $\frac{\Delta L_{rz}}{w} = \frac{1}{w} \cdot \frac{U}{E_p F} \cdot R_m \cdot \frac{z^2}{2} \quad \dots\dots\dots(4)$

b) $\frac{\Delta L_{rz}}{w} = \frac{1}{w} \cdot \frac{U}{E_p F} \cdot R_m \cdot \frac{z^2}{3} \left(3 - \frac{z}{L_0} \right) \quad \dots\dots\dots(5)$

杭底面の弾性沈下は

a) $\frac{s_{fr}}{w} = \frac{1}{p} \cdot \frac{2R_m}{\text{tg}\varphi} \left[r' \cdot \ln \frac{r'+t_0}{r'+t_1} \right]$

$$+t_0 \cdot \ln \left[\frac{r'+t_0}{t_0} - t_1 \cdot \ln \frac{r'+t_1}{t_1} \right] \dots\dots\dots(6)$$

b) a の場合の 2 倍となる。

之等の點を前述の例により算出すると 図-60 となる。図-60 左図は強塑性粘土に適用され、杭の短縮量は地盤圧縮量より小さく、中央図は弱塑性粘土及 $p_0 \leq 20 \text{ kg/cm}^2$ 程度の砂質地盤に適用される。右図は全く砂質の場合と考へられ、結果は前の場合と寧ろ逆になる。図は何れも木杭 $\phi 44$ ($E=110\,000 \text{ kg/cm}^2$, $U=138 \text{ cm}$) を用ひたが、図-60 右図には鋼杭 (Larssen IIa $U=138 \text{ cm}$) 及コンクリート杭 ($\square 34/35$, $E_p=210\,000 \text{ kg/cm}^2$) の値も示した。

杭底面に対する杭と地盤との移動は夫々 図-61 及 62 の如くなる。陰影部は地盤に対する杭の相対的移動量を示す。杭底面に於て v なる値を與へる。図-62 は杭の短縮量が地盤圧縮量より大なる場合で、杭底は周圍地盤に對し移動 v を生ずるが、其の値は小さく、且つ $\Delta L_r - S_r$ が大なる程小となる。

杭が杭先抵抗のみに依つて支持されて居る場合は杭の弾性変形

$$\frac{\Delta L_{sz}}{w} = \frac{1}{w} \cdot \frac{F_y}{E_p F} \cdot q t_0 z \dots\dots\dots(7)$$

杭先の弾性沈下

$$\frac{S_{fs}}{w} = \frac{q t_0}{p} \cdot d \dots\dots\dots(8)$$

こゝに $p = 0.3 q t_0 + \gamma t_0 + p_0$

図-63 は上式を木杭 $\phi 44$ と鋼杭 LIIa に就き計算したものである。杭底以下の地盤沈下は p_0 が増加すると共に直線に近づく。

周邊摩擦と杭先抵抗が同時に働らく場合は、杭先抵抗に依る杭底面の沈下はその上に存在する地盤の状態に爲關係であると假定すれば、杭底面の周圍地盤に對する移動量 v は周邊摩擦のみでなく杭先抵抗の大きさにも深い關係を有する。2 の力の作用が同時に起る時は、杭先抵抗による杭の短縮により、 v の比較的小さい値で凡ての周邊摩擦分布が起る。一般に支持力の大部分は周邊摩擦によつて抵抗附近に生ずるものと考へ得らるゝ事が多い。

上述せる所より、打込状態から杭の支持力を求めることが出来ない事は明かである。動的な打込の抵抗と靜的な支持力とは性質が異なる。Dörfler 及 Krey が土圧理論から求めた支持力公式も正しくない。打込杭の支持力を決定する要素は (a) 許容沈下量, (b) 荷重試験により求められる限界荷重, (c) 杭の材種の 3 つであ

つて、限界荷重が大なる程、許容荷重との比率も大きく取つて良い、但し最大 80% とする。

III. 杭先抵抗と周邊摩擦の分離

以上の考察に依り杭の支持力は理論的方法のみでは求められぬ事が解つた。在來多數の荷重試験が行はれて居るが、杭先抵抗と周邊摩擦との支持力の分擔状態若しくは周邊摩擦分布状態に就て殆ど研究されて居らず、比例限界荷重 Q_p の決定も多くは不可能で、只限界荷重 Q_y だけが求められてゐる事が多い。又引抜試験に就ても疑問が多く存在する。打込試験によつて、杭先抵抗と周邊摩擦を分離し得る方法の可能な事を次に示さう。

周邊摩擦と杭先抵抗を分離する新方法 (f -法と稱す)。今荷重試験の際、杭の上端及杭底並に中間の 3 點で沈下を測つたとすれば

$$Q = Q_s + Q_r \dots\dots\dots(1)$$

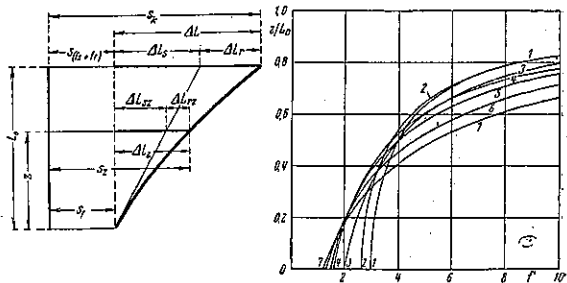
$$\Delta L = \Delta L_s + \Delta L_r \dots\dots\dots(2)$$

$$\Delta L_s = \Delta L_{sz} + \Delta L_{rz} \dots\dots\dots(3)$$

こゝに Q : 載荷重, Q_s, Q_r : 杭先抵抗と周邊摩擦による支持力, $\Delta L = S_c - S_f$: 杭頭と杭底の沈下量の差, $\Delta L_s, \Delta L_r$: 杭先抵抗と周邊摩擦による杭の短縮量, z を附したものは杭底上 z なる點に關するもの。

図-65

図-66. 7 通の周邊摩擦分布の際の f' と z/L_0 の關係



$$\Delta L_s = \frac{Q_s L_0}{E_p F} \dots\dots\dots(4)$$

$$\Delta L_{sz} = \frac{Q_s Z}{E_p F} \dots\dots\dots(5)$$

こゝに $Q_s = q t_0 F_y$

$$\Delta L_r = \frac{Q_r L_0}{E_p F} \cdot \alpha \dots\dots\dots(6)$$

こゝに $Q_r = R_m U L_0$

$$\Delta L_{rz} = \frac{Q_r z}{E_p F} \cdot \alpha' \dots\dots\dots(7)$$

こゝに $Q_{rz} = R_m U z$

α, α' は周邊摩擦分布状態を示す係數である。以上の關係より

図-67. f/f' とその分子、分母の値より大略の周遊摩擦分布を求むる図表

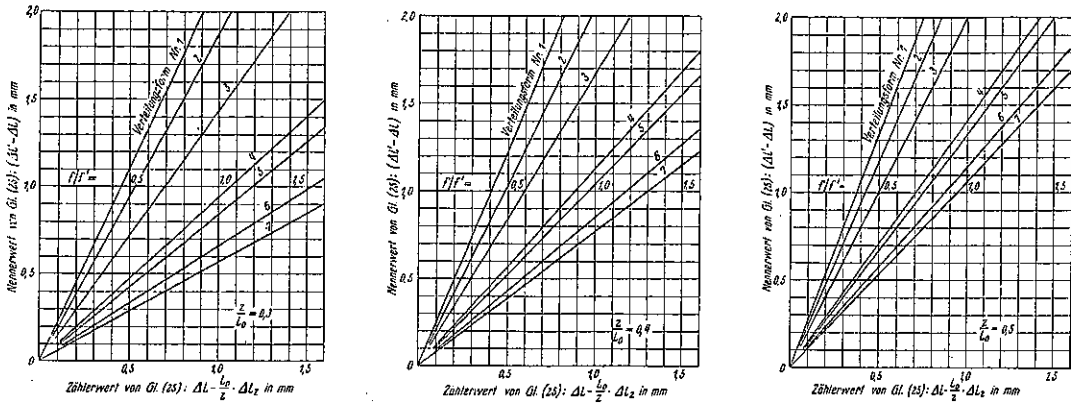


図-68. 荷重試験装置

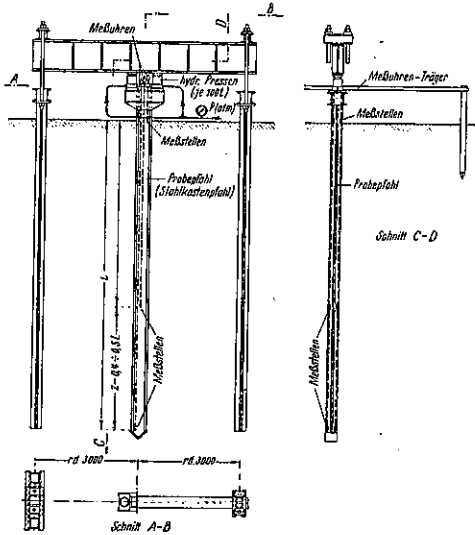


図-69. ダイアルゲージ

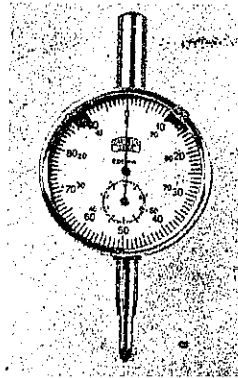


図-70. 誤差が精度に及ぼす影響

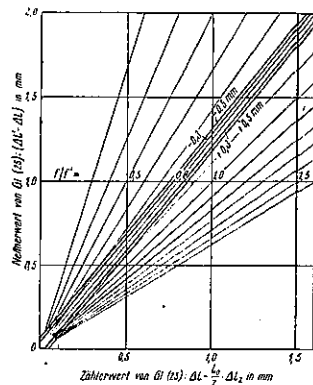
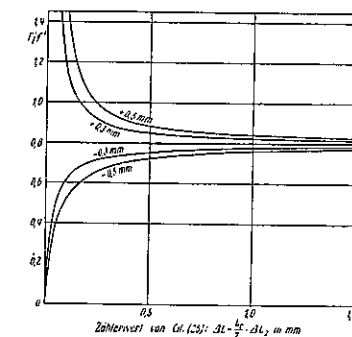


図-71. 誤差が精度に及ぼす影響



$$Q_r = f' \cdot \frac{E_p F}{L_0} \left[\Delta L - \frac{L_0}{Z} \cdot \Delta L_z \right] \dots (13)$$

$$\text{但し } f' = \frac{1}{\alpha - \frac{Z}{L_0} \cdot \alpha'} \dots (14)$$

α, α' 及 f' の値は表-1 に、 f' と Z/L_0 の関係は図-66 に示す。尚表-3 の f_m' は f' の平均値で、計算には之値を用ひても誤差は少ない。又

$$Q_r = f \left[Q - \Delta L \cdot \frac{E_p F}{L_0} \right] = f(Q - Q_s) \dots (20)$$

$$\text{但し } f = \frac{1}{1 - \alpha} \dots (19)$$

f の値はやはり表-3 に示したが、周遊摩擦分布状態により変化する事が分る。而して Q_r を與へる兩式より

$$f = f' \frac{\Delta L - \frac{L_0}{Z} \cdot \Delta L_z}{Q \frac{L_0}{E_p F} - \Delta L} = f' \frac{\Delta L - \frac{L_0}{Z} \cdot \Delta L_z}{\Delta L' - \Delta L}$$

この式より f を求めれば、表-3 から周遊摩擦の分布状態を推定し得る。従つて Q_r, Q_s を求められる。又

表-3.

Verteilung der Mantelreibung			α (s. Gl. (6)) $\Delta L_0 =$ $\frac{Q_r \cdot L_0}{L_0 \cdot F} \cdot \alpha$	α' (siehe Gl. (7)) $\Delta L_{r2} = \frac{Q_{r2} \cdot Z}{L_0 \cdot F} \cdot \alpha'$	$f = \frac{1}{\alpha - \frac{Z}{L_0} \cdot \alpha'}$ Gl. (10)	$f' = \frac{1}{1 - \alpha}$ Gl. (25) für $Z/L_0 =$			Verteilungsform Nr.								
Nr.	Verteilungsform	Figur	Gleichung $R_2 = f(Z)$	Allgemeine Gleichung	für $Z/L_0 =$			Abweichung von f_m in % für $Z/L_0 =$									
					0,3	0,4	0,5	0,3	0,4	0,5							
1	gleichförmig nach unten abnehmend		$2 \cdot R_m \cdot \frac{Z}{L_0}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{3} \cdot \frac{Z}{L_0}$	$\frac{3}{1 - \frac{Z^2}{L_0^2}}$	3,30	3,57	4,00	+7,9	+5,0	-4,8	1,5	0,48	0,42	0,30	1
2	parabelförmig nach unten abnehmend		$\frac{3}{2} \cdot R_m \cdot \left[1 - \left(\frac{L_0 - Z}{L_0}\right)^2\right]$	$\frac{3}{8}$	$\frac{1}{8} \cdot \left(4 \cdot \frac{Z}{L_0} - \frac{Z^2}{L_0^2}\right)$	$\frac{6}{3 - \frac{Z}{L_0} \cdot \left(4 - \frac{Z}{L_0} - \frac{Z^2}{L_0^2}\right)}$	3,00	3,30	3,75	+7,7	-2,9	-10,5	1,5	0,53	0,49	0,43	2
3	rechteckförmig		R_m	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{2}$	$\frac{2}{1 - \frac{Z}{L_0}}$	2,66	3,33	4,00	+2,7	-2,1	-4,8	2	0,70	0,60	0,50	3
4	parabelförmig nach unten zunehmend		$\frac{3}{2} \cdot R_m \cdot \left[1 - \left(\frac{Z}{L_0}\right)^2\right]$	$\frac{5}{8}$	$\frac{1}{8} \cdot \left(6 - \frac{Z^2}{L_0^2}\right)$	$\frac{6}{5 - \frac{Z}{L_0} \cdot \left(6 - \frac{Z}{L_0} - \frac{Z^2}{L_0^2}\right)}$	2,48	3,00	3,75	-7,4	-7,6	-10,5	2,667	1,07	0,63	0,77	4
5	dreieckförmig nach unten zunehmend		$2 \cdot R_m \cdot \frac{L_0 - Z}{L_0}$	$\frac{2}{3}$	$\frac{1}{3} \cdot \left(3 - \frac{Z}{L_0}\right)$	$\frac{3}{2 - \frac{Z}{L_0} \cdot \left(3 - \frac{Z}{L_0}\right)}$	2,52	3,12	4,00	-10,0	-8,2	-4,8	3	1,18	0,86	0,75	5
6	quadratische Parabel		$3 \cdot R_m \cdot \frac{(L_0 - Z)^2}{L_0^2}$	$\frac{3}{4}$	$\frac{1}{4} \cdot \left(6 - 4 \cdot \frac{Z}{L_0} + \frac{Z^2}{L_0^2}\right)$	$\frac{3}{3 - \frac{Z}{L_0} \cdot \left(6 - 4 \cdot \frac{Z}{L_0} + \frac{Z^2}{L_0^2}\right)}$	2,67	3,40	4,57	-6,8	+2,0	+8,6	4	1,53	1,18	0,86	6
7	kubische Parabel		$4 \cdot R_m \cdot \frac{(L_0 - Z)^3}{L_0^3}$	$\frac{4}{5}$	$\frac{1}{5} \cdot \left(10 - 10 \cdot \frac{Z}{L_0} + 5 \cdot \frac{Z^2}{L_0^2} - \frac{Z^3}{L_0^3}\right)$	$\frac{5}{4 - \frac{Z}{L_0} \cdot \left(10 - 10 \cdot \frac{Z}{L_0} + 5 \cdot \frac{Z^2}{L_0^2} - \frac{Z^3}{L_0^3}\right)}$	2,82	3,64	5,33	+8,7	+12,9	+26,9	5	1,77	1,30	0,94	7
8	Parabeln näherer Ordnung		$n \cdot R_m \cdot \frac{(L_0 - Z)^{n-1}}{L_0^{n-1}}$	$\frac{n}{n+1}$									von 6 ab aufwärts				8

Bezeichnung der einzelnen Buchstaben in den Formeln siehe Abb 23

$f'_m = 2,9 \quad 3,9 \quad 4,2$

$$\frac{f}{f'} = \frac{\Delta L - \frac{L_0}{Z} \cdot \Delta L_2}{\Delta L' - \Delta L} \dots \dots \dots (25)$$

と書けるから、之を図-67 に示す。

f'-式による荷重試験は、試験杭の頭部、底端及中間の 3 點で測定する必要があるから、中空の鋼杭、特に 2 枚の Larssen 板を組合せた杭を用ひるのが適當である。測點は杭の内部の兩側に設ける方がよく、そこから接線桿を上部に導出し、凡て熔接する。

試験杭は現場で打込み、図-68 の様な装置で測定を行ふ。結果に生ずる誤差の原因は、ダイヤルゲージ及水圧計の誤差、杭断面及鋼弾性率の偏差、讀取りの誤差等であつて、夫等の影響の程度は図-70 及 71 より知ることを得。

例. Larssen-鋼杭 IIa: $F = 118 \text{ cm}^2$, $F_0 = 1 \text{ 100 cm}^2$
 $U = 138 \text{ cm}$, $L_0 = 10.0 \text{ m}$, $Z = 4.0 \text{ m}$, $Z/L_0 = 0.4$, $Q = 113 \text{ t}$
 の時, $s_k = 6.07 \text{ mm}$, $s_r = 2.45 \text{ mm}$, $s_z = 3.53 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} \Delta L_1 &= s_k - s_r = 6.07 - 2.45 = 3.62 \text{ mm} \\ \Delta L_2 &= s_z - s_r = 3.53 - 2.45 = 1.08 \text{ mm} \\ \Delta L' &= Q \cdot \frac{L_0}{F_0 \cdot F} = 113 \text{ 000} \cdot \frac{1 \text{ 000}}{2 \text{ 100 000} \times 118} \\ &= 0.456 \text{ cm} = 4.56 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\frac{f}{f'} = \frac{3.62 - \frac{1}{0.4} \cdot 1.08}{4.56 - 3.62} = \frac{0.92}{0.94} = 0.98$$

図-67、表-3 より略三角形の周邊摩擦分布なることを知る。 $f' = 3.12$ 、従つて

$$\begin{aligned} Q_r &= 3.12 \cdot \frac{2 \text{ 100 000} \times 118}{1 \text{ 000}} \left(0.362 - \frac{1}{0.4} \cdot 0.108\right) \\ &= 71 \text{ 000 kg} \end{aligned}$$

$$Q_s = Q - Q_r = 113 \text{ 000} - 71 \text{ 000} = 42 \text{ 000 kg}$$

$$R_m = \frac{Q_r}{UL_0} = \frac{71 \text{ 000}}{138 \times 1 \text{ 000}} = 0.51 \text{ kg/cm}^2$$

f'-式は上述の如く鋼杭には適用出来るが、木又は鉄筋コンクリート杭での測定は困難であつて、鋼杭の結果から之を推定する他はない。

河 川

(111) 雨水量の計算

("Die Berechnung von Regenwasserabflüssen."
 Gesundheits-Ingenieur Heft 28, S. 387.
 寺島重雄 抄)

下水管網の最大下水量決定に際しては流達時間を一般に管内の實際の充滿程度を考慮せず満水の際の流速を基礎とし且つ流速を不変として定めてゐる。又管の容量は此の際全然關與しない。然し此の容量は洪水波の形と生じて来る最大下水量とに關係する。

下水管は必要以上に計算されがちであるが、小なる市町村では經濟的負擔を小ならしめる爲、下水管布設には合理的計算によつて極度の節約を欲してゐる。

下水管は流出量を考慮して降雨終期に充滿する様に計算する必要がある。今上流の或點の下水管に流入する量を Q_z とし、考へる點の流出量を Q_1 とし、其の點

の上流管内に溜る水量を M とすると短時間には一般に次式の如くなる。

$$Q_2 \cdot dt - Q_1 \cdot dt = dM \dots\dots\dots(1)$$

然るに満水の際の流出量を Q_v 、管内の貯溜量を M_v とすると円形及卵形断面の下水管の M/M_v と Q/Q_v を坐標として求めた満水特性曲線 (Füllungskurven) は $0.1 Q_v \sim Q_n$ の範囲に亘つて良く合致する。従つて

$$dM/dQ = n \cdot M_v/Q_v \dots\dots\dots(2)$$

茲に $n = 0.78$

と定め得られる。(2) 式に (1) 式の dM を代入すると

$$dQ_1/(Q_2 - Q_1) = (Q_v \cdot dt)/(0.78 \cdot M_v) \dots\dots(3)$$

之を解くと

$$Q_1 = Q_2 \left(1 - e^{-\frac{Q_n}{0.78 M_v} \cdot t} \right) \dots\dots\dots(4)$$

但し (4) 式の適用範囲は降雨継続時間中に限る。降雨後は流入量 Q_2 はなくなつて (1) 式は次の形をとる。

$$Q_2 \cdot dt' = -dM$$

t' は降雨後から計算する。

Q_1 は時間と共に増加するが、 T を降雨継続時間とすれば T 時間後に最大値 Q_m に達する。故に

$$Q_m = Q_2 \cdot \left(1 - e^{-\frac{Q_n}{0.78 M_v} \cdot T} \right)$$

更に降雨強度として $r = c \cdot T^{-\alpha}$ を採用し、降雨継続時間として $T = x \cdot M_v/Q_v$ とすると

$$Q_m = F \cdot \psi \cdot c \cdot \left(\frac{Q_m}{M_v} \right)^\alpha \cdot \frac{1}{x^\alpha} \cdot (1 - e^{-x/0.78}) \dots\dots\dots(5)$$

茲に x は変数、 F は排水面積、 ψ は流出係数、 Q_v/M_v 、 c 及 α は夫々管網及降雨強度から求められる。

(5) 式を用ひ、継続時間と降雨強度の変数を考慮して最大流出量は

$$dQ_m/dx = 0 \dots\dots\dots(6)$$

なる条件から定められる。最大流出量と與へる x の値は一定の α に對して求められる。之を例示すると

- $\alpha = 0.5 : x = 1.60$
- $" = 0.6 : " = 1.22$
- $" = 0.7 : " = 0.87$
- $" = 0.8 : " = 0.55$
- $" = 0.9 : " = 0.25$

(5) 式を簡単にする爲、既知項 $F \cdot \psi \cdot c \cdot (Q_v/M_v)^\alpha = K$ とし残りを

$$1/x^\alpha \times \left(1 - e^{-\frac{x}{0.78}} \right) = f(x) \dots\dots\dots(7)$$

とすると

$$Q_{max} = K \cdot f(x) \dots\dots\dots(8)$$

K の決定には Q_n/M_v なる値を定めるのが厄介である。之は初めは判つて居らぬ。考へる點を流れる流量 Q_v は排水面積の大小に、下水管網の容量 M_v は面積の大きさのみならず勾配に關係する。即ち緩かな勾配の時は大なる断面の管を必要とする。他方流達時間は排水面積の大小及勾配に關係するから Q_v/M_v 或は M_v/Q_v を流達時間に比例せしめ得る。此の M_v/Q_v の値を多數の下水管網の各點で求め、之を流達時間に對應して坐標に記入すると略一直線上に乗ることが判つた。従つて M_v/Q_v は流達時間が判ると自然求められることになる。

以上から (8) 式を用ひると管の容量の項が含まつてゐるから管断面の縮少が可能である。

(112) Tennessee Valley Authority の建設經過

Theodore B. Parker, "The TVA Construction Program". The Military Engineer, Vol. 31, Jan.-Feb. 1939, p. 42-48.
横田周平抄

TVA は Tennessee 河及其の支川に堰堤及貯水池を作り Wilson, Norris, Wheeler, Pickwick Landing 等の既設の堰堤と關聯せしめて上記諸河川に水深 9 呎の水路を備へると共に Knoxville から Tennessee の河口に到る間の給水を維持し、主として Tennessee 及其の支川の水運を促進し、併せて Tennessee 河のみならず Mississippi 河流域に於ける破壊的洪水を調節せんとするものであつて、Tennessee 河及其の流域に於て發電所、發電設備、送電線、水運設備、其の他の臨時施設を買収或は建設する權力を附與され、又諸種の發電設備を送電線に依り 1 個乃至數個の系統に統一する權限を附與されてゐるのである。

その各計畫を挙げれば次の如くである。

本川計畫 Gilbertsville, Pickwick Landing, 第 1 閘門及第 1 堰堤 (改造), Wilson (Wilson pool の水位を上げる), Wheeler, Gunter'sville, Hales Bar (在來の池の水位を上げ、一方浚渫を行ふ), Chickamauga, Watts Bar, Coulter Shoals.

支川計畫 Clinch 河に Norris, Hiwassee 河に Hiwassee, Little Tennessee に Fontana 或は之に代るべきもの。

本計畫の目的は Tennessee 河の河口から Knoxville 迄水深 9 呎の航路を維持し、雨の少い夏期に其の貯水

を放流して Mississippi 下流の水運を助長し、他方 Tennessee 流域の Chattanooga 其の他の都市の洪水防禦をすると共に Ohio 下流と Mississippi 下流の洪水水位低下に役立たせ、又水運と洪水調節の爲の貯水及放流と關聯して多大の臨時發電をなし合衆國の國防資源に寄與せんとするのである。

Tennessee 河の流域面積は約 40 600 平方哩で特に山間に於ては雨量が非常に多い。流域全体の平均年雨量は約 52 吋で 40~60 吋の間を変化してゐる。各

支川の水源に近い限られた山間部では平均年雨量は 80 吋位になる。Knoxville から合流點迄の本川の區間は 650 哩で約 500 呎の落差がある。

現在の建設計畫に含まれてゐる主要構造物の大部分は本川筋に造られる。主なる既設及計畫河水統制工事の主要な數字を挙げれば表-4 の如くである。河水統制構造物の計畫、設計、施工は主任技師の監督下であつて本川筋の閘門は陸軍技術局で設計される。

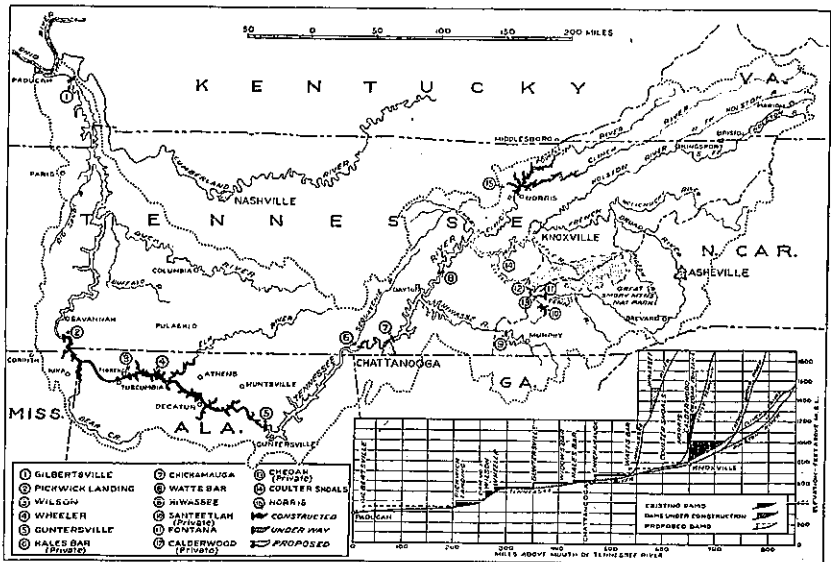
表-4. Tennessee Valley に於ける河水統制計畫

Project	Maximum Flood (100 yr. Flood)	Cost (1933 \$)	Volume of Storage (1000 cu. ft.)	Turbine Earls Dams (1000 H.P.)	Provision (1000 H.P.)	Reservoir Volume (1000 cu. ft.)	Reservoir Area (1000 Acres)	Backwater (Feet)
Blue Ridge	170	3,000	—	1,500	20	200	3.3	10
Calderwood	230	327	280	—	121	34	0.5	8
Cheoah	230	770	200	—	72	41	0.7	7
CHICKAMAUGA UC	108	5,794	475	1,760	108	689	30.5	58N
COULTERSHALLS P	—	2,500	430	750	70	300	13.0	50N
FONTANA P	450	1,700	2,200	—	200	1,615	9.2	30
GILBERTSVILLE UC	150	8,655	1,225	2,620	160	6,100	256.0	184N
GUNTERSVILLE UC	94	3,985	295	820	97	951	66.8	82N
Hales Bar	65	2,500	390	100	44	100	5.5	37N
Hiwassee UC	808	1,265	780	—	120	438	5.3	22N
NORRIS	265	1,860	1,000	72	101	2,567	40.2	71N
Oceee No. 1	135	804	100	—	20	31	2.0	8
Oceee No. 2	30	750	—	—	27	—	—	—
PICKWICK LANDING	113	7,715	650	2,067	216	1,032	48.5	58N
Sautestlah	212	1,133	233	—	45	156	2.9	6
Waterrille	190	900	124	—	108	25	0.4	5
WATTS BAR P	—	2,773	500	275	150	1,132	41.5	72N
WHEELER	72	6,592	827	—	259	1,116	67.1	74N
WILSON	187	4,860	1,240	—	444	600	16.3	15N

UC—Under Construction
 N—Length of Nine-Foot Navigable Channel
 P—Proposed
 C—Rock Filled Grit

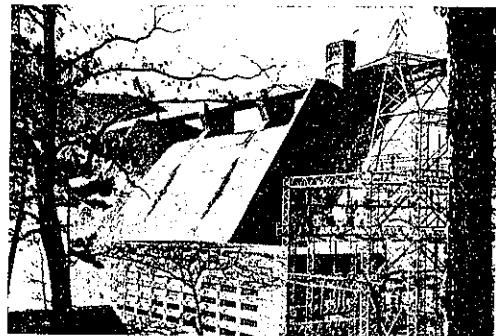
Norris 堰堤 本堰堤は支川 Clinch 河に在り、流域面積 2 950 平方哩、堰堤地點に於ける平均流量は 4 600 個である。1933 年 10 月工事を開始し 1936 年 3 月迄に 100 000 立方碼のコンクリートを打ち終り河水統

圖-72. Tennessee Valley の諸計畫一般圖



制操作を始めた。主要部は重力式コンクリート構造であつて左岸寄りにコンクリート心壁を有する上堰堤の部分がある。堰堤の最大高さは 243 呎である。

圖-73. Norris 堰堤、手前に見えるのは發電所



幅 100 呎の餘水吐が 3 個あり鋼軋動扉が裝置され、14 呎だけ水位を調節し得る。荷脚柱中に堤体を貫いて 8 本の放水管を設置し、各放水管は 2 個(内 1 個は豫備)の引揚扉で調節する。之等は最高水位の時約 40 000 個を流下する事が出来る。

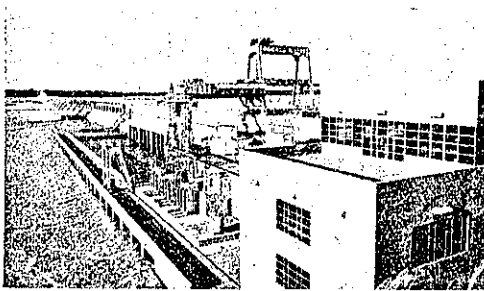
發電所は 66 000 馬力の鉛直フランシスタービンに直結した 50 400 kW の發電機 2 基より成つてゐる。

Wheeler 堰堤 Wheeler 堰堤は TVA で行つた第 2 番目の大きな建設工事であつて此處に堰堤を作る事は長年の間全般的な河川改修計畫の一部として考へられて來た事であつた。1933 年に更に長い區間が航行出

來る様に計畫を変更し堰堤を高くし最高 53 呎の水位差に對する閘門を設備する事になつた。工事は 1937 年初頭に完成した。

構造物の主なるものは重力堰堤と閘門と發電所で、堰堤の總延長は 6 500 呎、非溢流部分の主要断面は底幅 57 呎、高さ 72 呎である。餘水吐は 60 徑間より成り各高さ 15 呎の radial 扉を備へてゐる、最初に 33 400 kW の發電機が 2 組設置され後 6 組の餘地が取つてある。

圖-74. Wheeler 堰堤



Pickwick Landing 堰堤 此の堰堤は TVA の手で行はれた第 3 番目の大工事で 1934 年に始めて 1938 年 6 月には發電した。

左岸寄りに閘門があり右岸に發電所と取入口があり此の間がコンクリート溢流断面となつてゐて、兩翼は非溢流土堰堤で山に取付けてある。堰堤全長 7 715 呎である。閘門は閘室の大きさが幅 110 呎、長さ 600 呎で最高開程 61 呎である。

圖-75. Pickwick Landing 堰堤



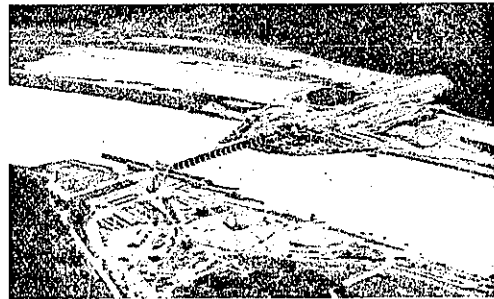
コンクリート重力溢流堰堤の全長は 1 038 呎であつて幅 40 呎、高さ 40 呎の鉛直引揚扉 23 個を有してゐる。48 000 馬力のタービンと之に接続する發電機 2 組を設備し、後 4 組の餘地を取つてある。

Guntersville 堰堤 此の堰堤は 1935 年 11 月 27 日工時を認可され運河施設は 1939 年初頭完成の見込で、其の他は 1940 年 1 月 1 日迄に竣工の豫定である。左右兩岸の洪水敷は土堰堤で締切り河身はコン

リート断面とした。

右岸寄りに閘門が既に出来上つてゐる。最大開程 45 呎である。河身部は 856 呎の間が溢流断面となつてゐて此の部分は既に完成した。18 徑間より成り幅 40 呎、高さ 40 呎の鋼製扉を備へてゐる。基礎岩盤からの高さは最高約 94 呎で底幅は水叩も入れて最大 125 呎であ

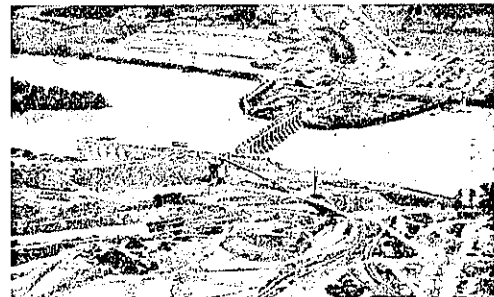
圖-76. Guntersville 堰堤



る。62 500 個の洪水を流し得る様になつてゐる。發電は 24 300kW 4 組の計畫であるが最初は先づ 3 組を設備する。

Chickamauga 堰堤 本計畫は Guntersville の次に着手されたもので工事は 1936 年 1 月に始められ 1941 年 1 月に完成の豫定である。堰堤は河身部をコンクリート溢流断面とし右岸に閘門左岸に發電所が続きその兩翼は土堰堤となる。堰堤の全長は 5 794 呎となる。閘室は幅 60 呎、長さ 360 呎、最高開程 53 呎である。溢流部の断面は Guntersville 堰堤に非常に良く似てゐる。發電所は 27 000kW 單位のもの 4 組より成るが内 3 組だけ最初に作られる。

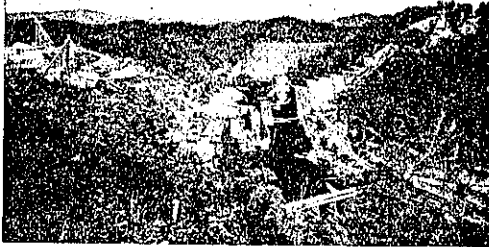
圖-77. Chickamauga 堰堤



Hiwassee 堰堤 此の堰堤は支川 Hiwassee 河の合流點より 75.8 哩上流に造られるもので TVA の第 6 番目の建設計畫になつてゐる。1936 年 7 月に着手し 1941 年に竣工の豫定である。堰堤は重力式直線コンクリート堰堤で全長 1 265 呎、基礎の最も低い處からの高さは 307.5 呎である。完成すれば溢流堰堤では最高

になる。溢流部は長さ 260 呎で高さ 23 呎、幅 32 呎の radial 扉 8 個を設備してある。洪水流量は 130 000

図-73. Hiwassee 堰



個であつて、此の他に 4 本の調節管水路からの 20 000 個が附加される。溢流部下流にはコンクリート水叩及水扉を作り堰堤下流端の汎洞を防止する。60 000kW の発電をする計畫になつてゐる。

Gilbertsville 堰堤 これは TVA に依る計畫の内一番下流にあるもので Ohio への合流点より約 22.5 哩上流に當る。此の邊で河谷の幅は約 1 哩で、河身の幅約 1 400 呎、他に幅 200 呎程の分派流がある。岩盤は河床より平均 45 呎下に在る。此の計畫に依つて Pickwick Landing 堰堤迄 184 哩の間が水深 9 呎の航路となると共に非常に容量の大なる洪水の貯水池となる。現在の計畫では最初から發電装置は設備しない。1938 年には宿泊所と輸送道路の工事を行つた。1945 年に竣工の豫定である。

Watts Bar 堰堤 Watts Bar 堰堤の位置は Watts Bar の近くで 529.9 哩の處にある。大體の設計は終つたが猶研究の後詳細な改訂を行はなければならない。

其の他の計畫 Couiter Shoals, Wilson, Haes Bar その他の支川計畫等の建設或は変更に関する下調査は現在進行中である。然しながら之等は未だはつきり工事計畫が發表される迄に到つてゐない。

(113) Colorado 大水路工事

(E.N.R. 24. Nov. 1938 (Colorado 水路特輯號)
p. 637~684.
立花文勝 抄)

序言 Colorado 大水路は南 California 州の沿岸平野を沃化する目的を以て Colorado 峡谷の水を蜿蜒 500 km に餘る大水路により、岷々たる山嶺を穿ち、荒涼たる砂漠地帯を横断して引水せんとする大工事である。1933 年工事を開始し本年 (1939) 1 月 7 日には通水を開始、本年末には工事全く完了、沿岸 13 都市に配水し

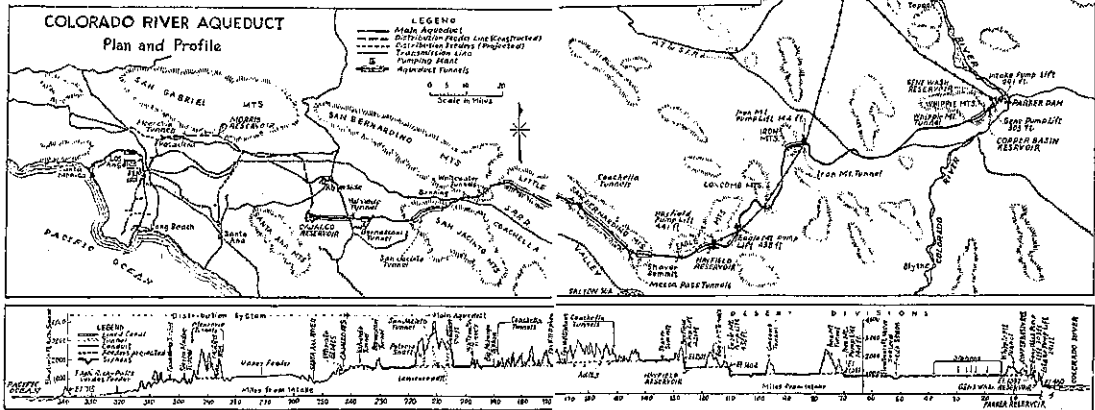
得る見込である。本工事は先に金門橋 ベープリツデを架設し、Boulder dam を建造して世界の耳目を聳動せしめた米國の矢継早に放つたクリーンヒットであつて、全然よるべき地因のない砂漠地帯に於ける大水路々線の選定方針、並に本工事の最難關とも見られる San Jacinto 隧道の掘鑿經過は本邦土木技術者に取つても他山の石とするに充分である。San Jacinto 隧道は延長 22 km、6 ケ年の歳月を費して昨年 (1938) 11 月 19 日導坑貫通せるもので、断層地帯に遭遇せるのみならず、湧水甚大で湧水量は屢々 40 000 g.p.m. (90 個) に達した事もあり、本邦の丹那隧道 (最大湧水量 123 個) によく似てゐる。

概説 Colorado 大水路といふのは先に作られた Boulder dam の下流 130 哩の地點に Parker dam と稱する堰堤を作り、こゝに Colorado 河の水を貯めて之をポンプアップし、南加州の 13 都市に配水せんとするものである。元來南加州は氣候こそ温暖であるが、西部活劇でお馴染みのサボテンと少數の灌木しかない荒涼たる砂漠地帯なのである。斯く云ふと Los Angeles 附近の有名な農場地帯はどうしたわけかと疑問が出るに違ひない。しかしこれは決して降雨量が多いわけではなく實に地下に自然の巨大なる貯水池があつたからである。實際東部の砂漠地帯から Los Angeles 地方に出て來た旅行者は齊しく急激に濕氣の増加することを認めてゐる。この地方は元來砂漠の連続で、地質学的に見るともとと丘陵や溪谷であつたのが、大雨のために周圍の山嶽地帯から押し出された砂礫によつて埋まり何萬年かの後に現在の状態に達したのであつて、その間に fossil water が貯藏されたのである。この地方の降雨量も調べられて居り、Los Angeles に於て年平均 15 吋海岸地方、10 吋山嶽地方に入るに従つて多くなり 30 吋に達する年もあるといふ。所がこの平均といふ文字は伸々曲者で、昨年 (1938) の如きは 2 月末に大豪雨に見舞はれ、流出量の大部分は太平洋に流出してしまつたのであつて、旱魃の続く年も亦少くないのである。而もこの旱魃の年は略周期的で、記録によつても 1791, 1809, 1828, 1845, 1858, 1863, 1877, 1897, 1904 年と可成規則的である。南 California 州の歴史は旱魃に對する争鬭の記録であると云はれてゐるのも蓋し至言である。1904 年の時などは旱魃の爲人口が現在の 1/8 位に減少してしまつた。再びかゝる大旱魃が來らんか、外部よりの水の供給なくして尙現在の人口を維持せんとするは至難の業に近い。

この様に本來水の少い所にあつて、何が故に今日農産

業が斯く迄發達したかといふ理由は、前記の如く地下に天與の貯水池があつたからである。この水を利用する事を考へ付いた住民は我先に不透水性の粘土層を通して掘抜井戸を掘り、1890年迄に artesian area は 315 平方哩に及び、農夫各自が一箇宛の井戸を有し、灌漑に利用したのである。所が斯くの如き無制限、無統御の水の使用は當然終末に來なければならぬ。一時 U. S. Geological Survey の調査によると、2500 の井戸があつて 300 個以上を出してゐたのが、暫くする中にボ

図-79. Colorado 河引水計畫一般図



ンプ井戸が artesian area の外圍に鑿井せられた結果圧力が低下し、水が出なくなつて來た。1930 年の調査によると、沿岸平野全体で自然流出のある井戸は只 22 箇あるのみであつたといふ。そこでポンプ井戸が一齊につけられ、尙深く掘り下げて注出に努力したが、與へられた結果は水位の低下であつた。次に洪水の時の剩餘水を貯へることが考案され、少數の surface reservoir が作られたけれども年平均降雨量 15 吋ではとても間に合はない。そこで設けられたのが所謂 Owens Valley Aqueduct (1907~1913) である。これは容量 450 箇、250 哩の北方から Sierras の東方山腹に沿ふて引水せるものであるが、1920~1930 年の間に漸次怪しくなり、今は更に 100 哩北方に延長 Mono Basin より附加的水を得んとしつゝあるが、出來上つても大して効果はあるまいと思はれる。茲に残つた只一つの手段、即ち最後の切札として、先見の明ある識者の胸に浮んだものは、彼方 300 哩の東方にある Colorado 河の水を、トラックさへ通る事の出來ない砂漠地帯を横断して引水することであつた。

1923 年恰度 Owens Valley Aqueduct が出來て 10 年目に、當時 Los Angeles 水道局の主任技師であつた

故 W. Mulholland 氏が Colorado 河の水を引く大水路の積極的研究を開始した。この時迄に U. S. Bureau of Reclamation (開拓局) の手のより Colorado 河の一般統水問題が研究されて居た。Colorado 河の流域は 247 000 平方哩、水量は多いけれども非常に水位にむらがあり、大洪水によつて下流を驚かすかと思へば、その次には非常な低水となり既に開墾されてゐる土地の最小需要にも充たないことがあるのである。そこで之が研究は慎重且つ綿密を期し、1924 年 2 月 28 日發行された同局の報告は詳細に可能的計畫案の細部を指示説明し、議論演繹の第一段階として現在 Boulder dam のある地點に貯水する事を recommend してゐる。この研究の最初の目的は洪水統御と灌漑用水の供給にあつたのであるが、例の米國人の商賈道から Colorado 統水工事業が、灌漑水を供給するだけではペイしない所から、Los Angeles 及其の周圍に最近勃興した工業が電力を頗る要望してゐるのに着眼、該地方を太平洋岸に於ける大工業中心地となすべく、種々の困難なる經緯を越えて 1928 年 12 月第 70 回國會に於て Boulder Canyon Act が制定せられ、工事業は電力代と灌漑用水供給費とで確償に向ふ 50 年間に元金及年 4 分の利子を全

部償却することになり、1930年7月7日には Boulder dam の建造が協賛せられた。

一方 Mulholland 氏の研究も着々進み、発表當時は殆ど不可能と迄に思はれた大引水計畫も、彼の努力の結果、遂に沿岸平野 13 都市即ち

Anaheim	Los Angeles
Beverly Hills	Pasadena
Burbank	San Marino
Compton	Santa Ana
Fullerton	Santa Monica
Glendale	Torrance
Long Beach	

が同盟して Colorado 大水路計畫を支持し、1928年12月8日 Metropolitan Water District of Southern California (南加州都市配水区) を成立、general manager and chief engineer として F. E. Weymouth 氏を推したのである。1929年2月9日には編成の陣容全く成り、1930年には小額の徴税による資金を以て豫備調査が開始され、既に Los Angeles 水道局の手に成つた詳細の調査書を基礎とし、1930年5月1日大工事の幕は切つて落されたのである。

工事の規模 此の事業の著名なる特徴は、その規模の大なる事により、従来の施工技術及施工機械の改良發達を促した事にある。古語に曰く、「The way to learn to do a thing is to do it.」と。大工事にあつては如何なる施工法を採用すべきか、又如何程の設備を要するものなるかは、實際にやつて見なければ判らないのである。大工事の成功と失敗の分岐點は、舊式の方法を改良し、新しい設備を包括する能力にある。

本工事にあつては巨大なる canal grading machine 及 lining machine を用ひて建設費を縮少してゐる。又隧道掘鑿に於ては、従来の heading-and-bench method をやめて「jumbo」を用ひて full-face tunnel heading を行つた。

隧道の支保工としては segmental timber に代ふるに curved steel I-beam を用ひて工期を短縮、建設費を低廉ならしめてゐる。

又 San Jacinto 隧道に於て施工された高圧グラウチングは濕潤隧道工法のよき先例を示したものである。

骨材の洗滌水が得られない所で、骨材から塵埃を取り除くために air current を用ひた事は新しい practice の一つに數へてよからう。又 trench に於て 1 吋厚のパイプ飯の熔接を行つたものも賞讃に値する。この水路に於ては先づ Parker dam に堰止められた水を 191

呎 pump up するのを始めとし、5 箇所に於て pump up するのであるから、ポンプの効率に關しては、設計に異常なる努力を拂ひ、大ポンプで従來得られてゐた効率以上のものを用ひてゐる。このポンプの効率といふ事は非常に大切な事で、ポンプ効率 1% の増加は約 50 000 弗の減額となることから明瞭である。

本水路の延長は約 350 哩 (560 km)、總工費 2 億弗以上と稱せられてゐる。ボルダージェムの工費が 1 億 6 500 萬弗である事と比較すればその金高の大いさも想像出來やう。

水路の容量 水路を計畫する上に先づ必要なのはその capacity を決定する事である。所がこの問題は將來の發展を見込み、而も過大ならずして經濟的な水量を査定するのであるから慎重に考慮するを要する。Owens Valley の擴張が完成された現在でも約 3 000 000 の人口に對する domestic requirements, 1 400 000 エーカーの農耕地に對する灌漑水が要求されてゐるが、これは今の Los Angeles 附近の水の消費率から考察すると ultimate amount の半ばに過ぎぬ状態である。そこで研究の結果標準年度を 40~50 年將來に置き、それに対する ultimate capacity を算出した。その量は年平均 1 500 個 (1 個 = 1 立方呎/秒) (1 日 10 億ガロン) 即ち毎年約 1 100 000 エーカー呎と推定された。この 1 500 個といふのは 1 年間の平均で、時に水流の障害もあることが豫想されるので、設計水量には 1 605 個を採用する事になつた。

1 500 個と云つても、これは ultimate のものでよく當分は不要である。故に差し當つて full capacity のものを設計する必要はない事になる。そこで水路の終極容量が決つた後で、full capacity の 1/3, 1/2, 2/3 のものを先づ作るものとして工費の比較概算を行つて見た。所が水路の種々の型式の中、lined canal covered conduit 及隧道にあつては容量の減少に比例して工費が減少するものではないといふことが明らかになつた。どの位に減少するかといふに 1/2 の容量に對し僅か 80~85% にしかならない。これでは折角半分にしても何にもならないことになる。之に反して圧力管になると大分様子が異つて来る。圧力管にあつては、長さが長くヘッドも高くなつて来ると full capacity に對しても 1 本で水を通す事は困難で、二分して double-barreled の構造にしないでならない。斯かる理由により水路の中 lined canal, covered conduit, tunnel に對しては全容量 (1 500 個) に對し、圧力管に對しては先づ 1/2 の容量に對して設計することになつた。従つて將

來需要の増加に伴つて圧力管のみ、尙1本増設すればよいことになる。

従つて水路の西端に設ける Cajalco 貯水池も一度に全部堰堤を作らず、2段に工事を分けることになつた。即ち図-80 に示す如く、土堰堤を實線にて示す部分だけ作つて置き（この時の灌水々量 100 000 エーカー呎）將來波線の位置まで嵩上をする事になつてゐる。完成せる時の灌水々量は 225 000 エーカー呎となる。〔エーカー呎とは貯水量を表はすに米國で用ひられる單位で、灌水面積（エーカー）に平均水深（呎）を乗じたもの〕この灌水々量 225 000 エーカー呎の時、1560 個に對して設計された直径 14 呎の outlet tunnel を full に使用する事になる譯である。

關係 13 都市にはこの Cajalco 貯水池から配水することになるのであるが、貯水容量としてはこの外に Morris 貯水池に於て 39 000 エーカー呎灌水せしめる。又中間貯水として Hayfield 貯水池に 86 500 エーカー呎、Gene Wash 貯水池に 6 300 エーカー呎、及 Copper Basin 貯水池に 20 700 エーカー呎を夫々灌水可能として、調整池として作用せしめ、一方洪水時の河水の汚濁を除去する役目をなさしめる。

水路中 Cajalco 貯水池までの水路型式並にその延長を示せば表の如くである。

表-5.

構 造 型 式	延 長 (哩)	百 分 率
隧 道	92	38
Cut-and-cover conduit	55	23
Concret-lined canal	63	27
Inverted Siphon	29	12
配水管路(揚水所)	1	0
開水路(貯水池)	2	0
總 計	242	100

此の 242 哩の主水路に於ける各構造型式の断面定規圖を示すと図-81 の如くである。

尙パーカードムはコンクリートの重力堰堤で、ポンプの運転は電力を用ひ、ボルダードムより送電することになつてゐる。

路線の選定 Colorado 河は Los Angeles を中心として略大きな円弧を呈して流れてゐるのでどの地點から引水するかといふことは非常に困難な問題であつた。而もこの地方は人跡稀な砂漠地方で、選定に最も必要な地形図さへ無かつたのである。そこで先づ 25 000 平方哩に互り等高線入りの地形図を作製して路線を比較した。その主なものを示せば図-82 の如くである。採用された路線は D である。

先づ初めに考へられたのは、自然流下即ちポンピングをしない路線である。但し斯くする時は水路の大部分

図-80. Cajalco 堰堤断面図

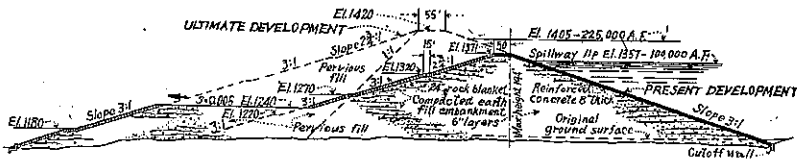


図-81. 水路の標準断面

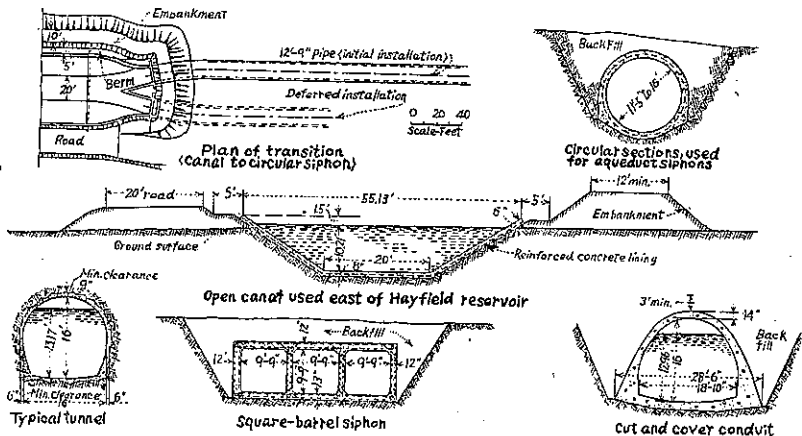
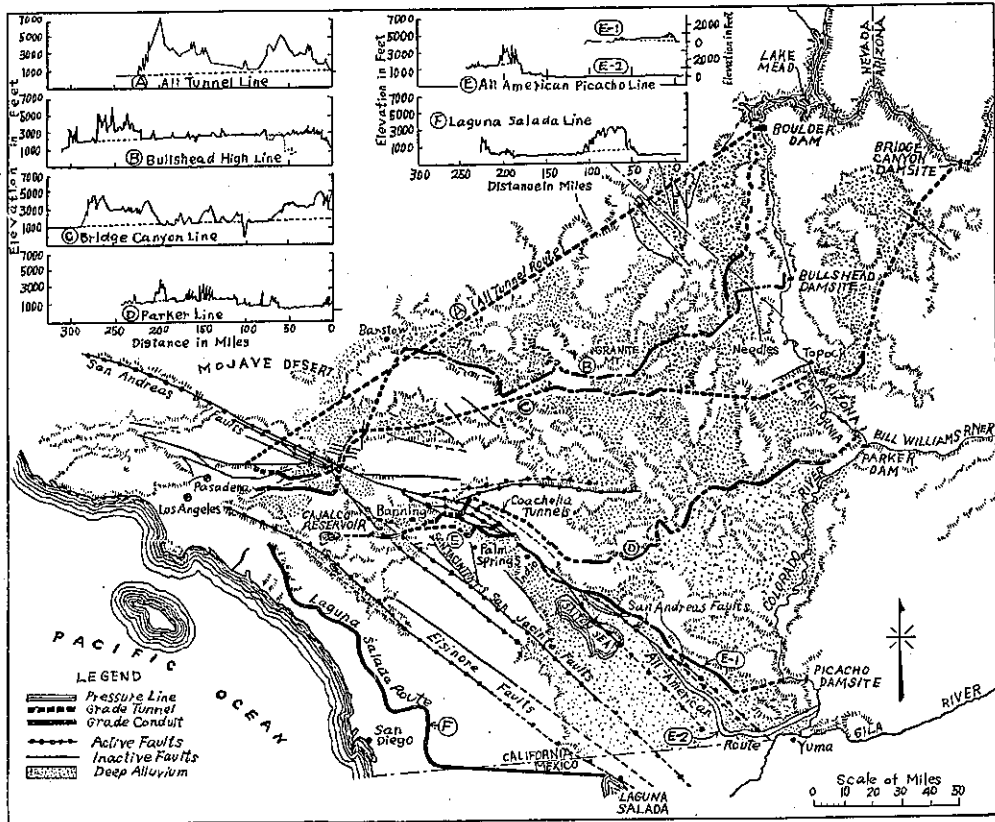


図-82. 比較路線(採用線はD)



が隧道となるか、若しくは一部に長大なる隧道を掘鑿しなくてはならない、一方隧道部分を少くしやうと思ふと水を pump up せねばならぬ。従つて pumping cost を増加する。それ故にこの兩者を適當にバランスせしめることが最も緊要となるのである。而も水路には economic slope といふものがあつて、無暗に steep な勾配を取る事は許されぬ。そこで地形を考慮に入れ、種々のファクターを取り入れて水路の各型式(隧道、開渠、cut-and-cover conduit 圧力管)に對する linear foot の工費を基本として、所要の capacity に就て各路線を比較研究の結果、結局パーカー路線が決定せられたのである。この路線は他線に比して建設費及維持費が最小となる上にパーカダムによつて分水設備を確保し得ると共に、建設法も比較的容易なることが利點とされてゐる。図-79 の縦断面図に示す様に 5 箇所で揚水し總揚程は 1617 呎である。

地質調査 實測終了後、全路線を通じて本格的な地質調査を行つた。元來南加州は地質變動の著しかつた地方で、断層の有無が懸念されたためである。調査の結果

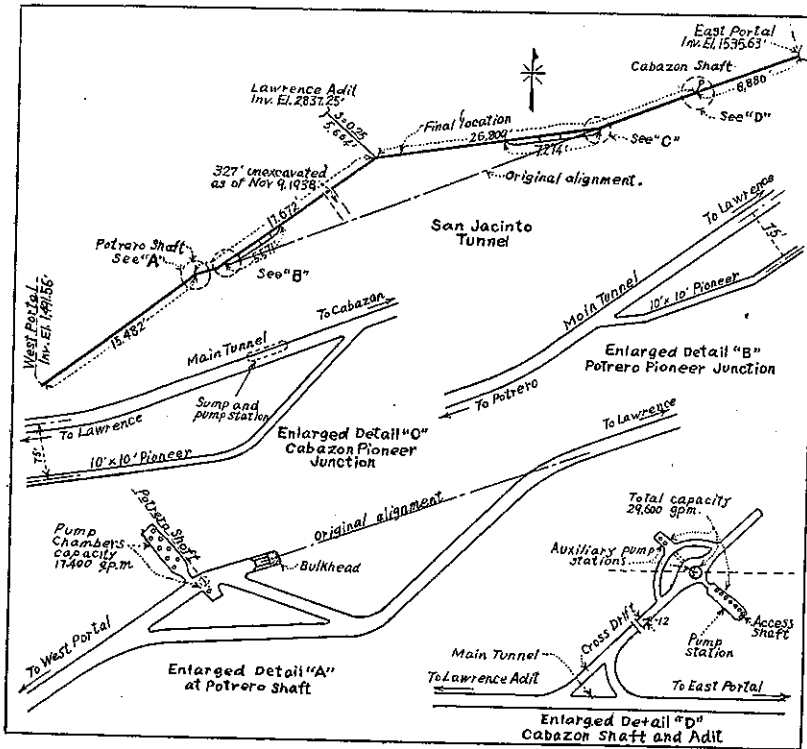
概して良好ではあるが、世界でも有名な活性地震断層である。San Andreas 線が San Jacinto 隧道の東部に延び、尙その分派が西側坑門附近にも交叉してゐることが明らかになり、同隧道の掘鑿の困難性が暗示された。断層線が路線と直交したことは不幸中の幸とも謂ふべきであつて、而も最近動いた形跡がなく、岩盤は裂罅には富んでゐるが堅岩であるので、断層突破は案外容易なものであるまいかと豫想された。含水量も相當あるであらうと最初考へられたのであるが、後述するが如き多量の湧水があらうとは何人も豫期してゐなかつた。

融資及勞力の供給 最初本工事に對して 1931 年 9 月 29 日 2 億 2 千萬弗の債券發行が 5 對 1 の多數で議決せられたのであるが、次いで財界の不況となり、債券の消化が困難となつたために、後 1932 年 9 月 13 日に R. F. C. (Reconstruction Finance Corporation) から公共事業に對する Selfliquidating loan 4 千萬弗の融通を受けた。利子は 5 分であつて、工事中は 4 分に割引いてある。最初の債券は最近平均 4 分 1 厘の割合で償還されつゝある。最初の評價では 4 分 8 厘

のつもりであつたといはれてゐる。従つて利子返済額に於て4千萬弗セーブしたことになる。P. W. A. (Public Works Administration) 資金を獲得するためにも種々努力したのであるが、結局 P. W. A. から融通された金はパーカーダム関係のみで150萬弗の貸付と60萬弗の補助金が之である。

努力の供給は土着の住民を募集使用した。その数は45000人に昇つてゐる。土着の住民のみを使役した理由は、斯かる人跡稀なる砂漠地帯に於ける建設工事を遂行するためには、全工事従業員の esprit de corps (協和精神) の把持、並に之が指導監督のために高度のリーダーシップが要求されたためであつて、入間として耐へ得る最高限度に近い灼熱の温度に直面し、苛責なき洪水の惨禍と闘つて來た土着の人々にして初めてこの難工事は完成されたのである。

図-83 San Jacinto 隧道の掘進經過



San Jacinto 隧道 (図-83) Colorado 大水路には38の隧道があり、その總延長は108哩(173km)に達する。San Jacinto 隧道は主水路の西端 Cajalco 貯水池から數へて3番目の隧道で延長は13.5哩(22km)、この路線では長い方ではないが、断層濕潤層にあるため難工事を続け、1933年3月より掘鑿に掛つたのであ

るが昨年(1938年)11月漸く導坑が貫通した様な譯である。

線形及勾配(0.65%)は、ボーリングによりコアを採取し又地震断層等に就き詳細調査の上で決定し、東西兩坑門並に Cabazon (深さ261呎)、Potrero (深さ861呎)兩シャフトより掘鑿に取り掛つた。シャフトの径は15呎、円形でコンクリート覆工とした。Cabazon シャフトの地質は初めは硬い良好な granodiorite であつたが、シャフトと本隧道を連結するアデット(横坑)を掘鑿するに及び小さな断層に屢々遭遇、1400 g. p. m. (I. u. s. g. = 0.1337 立方呎)の水が出て來た。湧水は地質調査により初めから豫期してゐたことなので、之に構はず掘進を続け、本隧道に於て Cabazon シャフトの兩側に掘鑿を開始した(1934年2月19日)。

Potrero シャフトでは shear zone を通過したために30~500 g. p. m. の水がシャフトの底に流入して掘鑿を困らせたが、1934年4月にはシャフトを完成ポンプ設備をも取り付けて萬全を期した。

1934年7月 Potrero シャフトより本隧道を東に掘進中、シャフトと同一の断層帯に遭遇、突然7500 g. p. m. の湧水が1000立方呎の岩屑を併つて噴出、忽ちにしてシャフト内647呎の深さ迄埋めつくしてしまつた。急遽減水に努めたがポンプの故障のため10月になつて漸く掘進を再開した。所が又も3500 g. p. m. の湧水に遭ひ、11月になつてやつと排水を完了する様な失態を演じた。西側坑門 Cabazon 側もこの調子で1936年3月13日當時で恰

度4分の1掘つたに過ぎない状態であつた。全水路の中 Jacinto 隧道以外は着々出來て行くのに、この隧道ばかり遅れてゐる様な始末なので、2箇のシャフトの外に中央に Lawrence アデットを作り、路線を変へて(図-83参照)掘つて見ることになつた。勿論アデットを作るには非常に金を喰ふ事であるから、これが決定は非常に

慎重に考慮せられ、結局之を作つた方が工期を短縮し経済的であると推定された結果によるものである。アダットの勾配は 25%、変更路線はアダットの底に於て舊路線より 4000 呎北にある。Lawrence アダットの掘鑿と同時に、地質調査並に水抜の意味を以て、10×10 呎の試掘隧道を本隧道より 75 呎離れて Cabazon 及 Potrero 側より掘鑿する事になつた。試掘隧道の掘鑿結果は餘り良くなく、岩石の質も試掘隧道と本隧道では大分異なる事があり、排水も試掘隧道だけでは充分でなかつた。それ程この隧道の地山は悪かつたのである。

ポンプ設備は Cabazon, Potrero 両シャフトに瓶型のポンプ室を作り、16 000 g. p. m. の容量としたのであるが、後 1936 年 Cabazon 側で 12 500 g. p. m. 容量を増加、合計 28 500 g. p. m. とした。この外、補助設備（容量 27 000 g. p. m.）を設けたが、これをも運転したのは 1937 年中の極く短い期間に過ぎなかつた。この隧道の湧水の記録は 1938 年 2 月の總計 40 000 g. p. m. である。湧水の水圧も相當なもので Cabazon でボーリングをした結果は 600 封度/平方吋であつたといふ。斯かる湧水に對抗するために掘鑿の際は試掘孔を 35 呎前に出させ、水を含む裂隙に遭遇するや 1 600 封度/平方吋の高圧グラウチングにより目潰しを行つた。餘りにも湧水が多くて、グラウチングの機械がオペレート出来ぬ時は、掘鑿面に砂漿を積み上げ、その相互をセメントで膠着せしめて bulkhead を造り、グラウチングを行つたこの高圧グラウチングの成績は非常に良好で、断層激潤層に於ける隧道掘進に一大光明を與へたものであると云はれてゐる。

ホイスト、礪運搬、空氣圧縮機、ポンプ等隧道諸設備に要した電力は合計 30 600 HP であつた。支保工にも種々のものを用ひたが、就中地盤の悪い所で 6 吋の I-beam を曲げて用ひた事などは特筆してよからう。

上 水 道

(114) マンガン及鉄の濾層上堆積

“Manganese and Iron Deposits on Sand and Anthracite Beds.” Water Works Engineering, Nov. 23, 1938, p. 1537~1540.
寺島重雄 抄

Wilksburg 所在の Pennsylvania 水道會社は 1910 年に急速砂濾過場を建設したが砂利層にマンガンが堆積すると云ふ厄介な問題に逢着した。之が対策として高度石灰處理法を採用した結果に就て概述する。

原水々質：一當水道は Allegheny 河水と其の伏流水

及地下水を水源としてゐるが Allegheny 河の水は 1910 年以來アルカリ度を著しく減じた。是は工場及礦山の廢水に因るものであるが然し常に酸性であるわけではなく通常夏と初秋の候約 3 箇月間続くのである。而もマンガンの量は此の酸性期に多いのを知つた。表-6 は原水々質を示す。

表-6. 原水々質試験表 (p. p. m.)

年	濁度	色度	アルカリ度	酸度	pH	硬度	Fe	Mn
1931	50	5.8	11	9.5	6.1	126	1.2	.66
1932	42	6.6	12	8.2	6.2	128	1.8	.62
1933	70	4.7	9.4	13	5.8	116	2.3	.94
1934	48	3.2	7.8	15	5.7	119	3.3	1.1
1935	56	5.8	12	10	6.1	108	2.4	.80
1936	48	5.8	12	10	6.1	112	2.4	.91
1937	78	9.4	10	6.6	6.4	111	0.9	.40

註：一アルカリ度はメタルオレンジアルカリ度

浄水設備：一浄水設備略図は図-84 の如くである。急

速濾池は 16 池、内 10

池は淺濾池と云ひ砂利

層 11 吋厚、砂層 20

吋厚を有し、6 池は深

濾池と云ひ砂利層 30

吋厚、砂層 25 吋厚で何

れも底部に Leopold

式コンクリート塊を敷

並べ、逆送洗滌を行ふ。

砂の有効径は 0.55 耗、

深濾池の内 5 池は

0.45 耗であつた。1935

年に深濾池の 1 池は

無煙炭層に替へた。其の構成は 10 吋厚の 1 吋大の砂

利、4 吋厚の 9/16~5/16 吋大の石炭、6 吋厚の 5/16

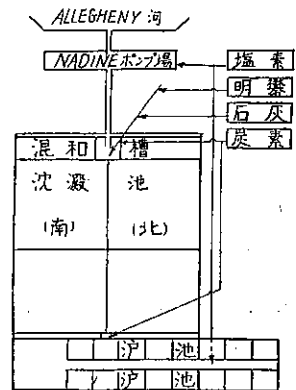
~3/6 吋大の石炭、34 吋厚の無煙炭となつてゐる。

原水處理には明礬と石灰が用ひられて居た。明礬は pH 價が 6.8~7.0 の時最も効果があつた。鉄は問題なく除去されたがマンガンは沈澱池と濾池とで僅かに 25% 除去されたのみであつて、1933~34 年にはマンガンが砂利層に甚だしく堆積した。之が砂利に固着して洗滌水の分布が大変悪くなつた。

砂利層に施した處理：一最初砂利層を弛めるため長柄の熊手を用ひ、濾池沈澱中に砂利層に突込んだ。其の結果堅い部分が崩されたがマンガンは引續いて砂利層に堆積したし深濾池には猶一層殺目が無かつた。

次に苛性ソーダ處理を試みた。即ち 1% 苛性ソーダ溶液を注加して堆積物を砂利から引離して 2 酸化マン

図-84. 浄水場略図



ガンの大粒子を洗ひ流した。之も深濾池には浅濾池程綺麗にされなかつたが此の方法を兩池共年1度行つた結果は厄介なマンガンの堆積は大いに減少した。それでも試験に依ると炭酸鹽が或量存在すると此の方法も有効でないことが判つた。

高度石灰處理法：—1935年にはマンガンが多量現はれて洗濯屋等からの苦情が喧しかつたので1936年には高度石灰處理法を採用した。圖-84の北沈澱池では明礬と石灰で處理され pH 價は 7.0~7.2 に保ち、南沈澱池では石灰のみで處理され OH アルカリ度が 2~4 p.p.m. となる様にした。pH 價は 9.4~9.6 に保つた。兩沈澱池の水は濾池流入前に混合され pH は約 9.0 に維持された。濾水の pH 價は 8.6 に減じた。其の結果の一例を表-7 に示す。

表-7. 高度石灰處理法に依るマンガン除去

	原水	沈澱水 (南)	沈澱水 (北)	總層土部	濾水
濁度	23.0	13.0	7.3	12.0	0.2
色度	5.0	3.8	1.6	2.7	0.2
酸度	8.8	0.0	3.0	0.0	0.0
アルカリ度(1)	0.0	16.0	0.0	8.0	4.0
アルカリ度(2)	12.0	31.0	23.0	27.0	23.0
PH	6.1	9.5	7.2	8.9	8.6
硬度	122.0	—	—	—	—
鉄	1.1	0.6	0.4	*0.03	0.08
マンガン	1.1	0.4	0.7	*0.15	0.03

註：(1) フェノールフタレン, (2) メチルオレンジ, * 濾液中

此の方法ではマンガンの除去率は 97.3% にも達した。此の處理法を行つた後 2 箇月にして砂と石炭は被膜の度が甚だしかつたしマンガンの堆積も著しかつたが 3 箇月後には濾池が全部同じ様にならず、粗砂層の浅濾池の 10 池と無煙炭を濾材とする深池とも 1 つの深濾池とは砂利層に達する迄一様に被膜を生じたが残りの 4 深濾池は砂層下 3~4 吋まで被膜されるに過なかつた。此の 4 深濾池を調べて見ると砂細粒子のみが被膜されてゐて濾層の表面に濾層の保護層を形成するに役立つてゐるのである。従つてマンガン及鉄の堆積は此の層以下には存在しなかつた。而して此の細砂を表面から採取して調べると有効径が 0.25 耗であつた。けれども此の處理期中此の 4 池に泥球の生ずるのは避けられなかつた。以上から此の處理法では堆積の生ずる程度は濾材の有効径と關係が深ハことが判る。

冬期は原水中のマンガン量は少いから 1937 年 1 月から高度石灰處理法を中止して普通の明礬及石灰處理を再び採用し凝集作用を pH 價 7.0 で行はしめ砂及石炭に生じた堆積の減少度を調査した。浅濾池を無煙炭を濾材とする深濾池とは同じ様に被膜されてゐるから、

之等の池で濾層の表面下 10 吋の深さから試料を採取して比較した。圖-85 は 8 箇月の高度石灰處理中に砂と無煙炭とに生じた堆積量と pH 價を 7.0 に戻した時に之等堆積の減少程度とを示す。砂に生じた堆積は 16 封度/呎³、無煙炭には 7.75 封度/呎³ で無煙炭の堆積は 8 箇月後には溶解して原狀に復してゐるが砂のは 76.5% の堆積が除かれた。圖-86 と 圖-87 とは砂層及無煙炭層の 1 呎³ 中に存在する CaCO₃, SiO₂, Al₂O₃, MnO₂ 及 Fe₂O₃ の量の変化を調べたものである。

圖-85. 堆積量とその減少程度

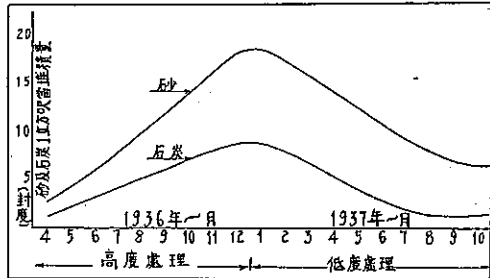


圖-86. 總層中に存在する酸化マンガン其他の量

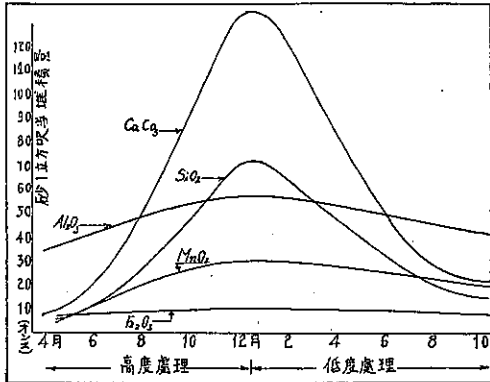
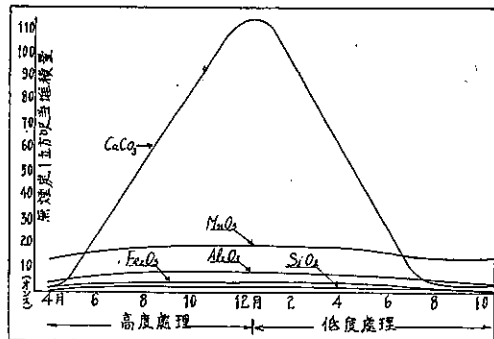


圖-87. 同上



(115) 活性炭素の吸着作用

“Mechanics of Adsorption by Means of Activated Carbons.” J.A.W.W.A.
Vol. 30, No. 8, p. 1299-1319.
寺島重雄 抄

活性炭素は其の名の示す如き単一の物質でなく外觀は木炭に近似せる化学生成物の總稱である。

活性炭素は其の作用に依つて 3 群に分けられる。

(1) 気体吸着炭素：—ガスマスクに使用されるもので現今では水素、ガス、揮発性溶媒等の燃料を捕集、回収及浄化するのにも使用されてゐる。

(2) 脱色脱臭炭素：—染料、油、植物抽出液、シロップ及酸の脱色に効果があり、食用油及液体の脱臭に使用され、此の種のものが水道に於て脱色脱臭用に使用される。

(3) 金属吸着炭素：—溶液中の金及銀等の回収に用ひらる。

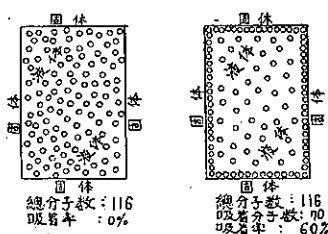
ガス吸着炭素は良好なる脱色剤として役立つ事は一様に認識されて居ない。炭素の中、脱色性を有するものとガス吸着性を有するのは例外である。かゝる性質は原料の如何に因るのではなく、炭素の細胞壁とも云ふべき所に存在する孔の大きさに因るものである。

活性炭素は木炭、泥炭、褐炭及無煙炭の如き既に炭化せるものから又、鋸屑、稻莖、パルプ等の如きものを乾溜して炭化する事の出来る植物性物質から作られる。

活性炭素の製造法は大部分特許になつてゐる。色素及吸着用の炭素の生産には最初 400-500°C の高温で揮発成分を徐々に除き、粗なる多孔質の 1 次炭素を作る。次に炭素に附着せる炭化水素複合体の残留被膜を除くため 800-900°C に加熱を続行して所謂活性を與へる必要があるのである。

吸着作用 吸着作用は極くありふれた現象であるが大変複雑な経過をとり、直接之に關係ある人達にも充分理解されて居らぬ有様である。吸着作用 (adsorption) なる語は吸取紙の毛管作用に依る現象を意味する吸収作用 (absorption) とは區別するべきである。

図-88. 吸着作用の説明図



眞の吸着作用とは、固体—気体、気体—液体、液体—気体及液体—液体（混合せざる）等の如き異相の境界面に於て、気体分子又は溶解物質の分子の附着力と濃度層に關係するものである。図-88 は此の作用を説明するものであるが、吸着作用が起ると相手の相では濃度の変化を生じて密度が變つて来る。結局、吸着作用は表面に關係するもので、表面積の制限は自ら此の作用に或限度を與へる。活性炭素は特殊の製造方法によつて無数の割目と孔を有するので、其の表面積は甚だ大で吸着作用も著しい。粉末状の活性炭素になると 1 瓦當り粒子の数は 100 億~1000 億と計算されてゐるから其の表面積の大なることが容易に推察される。而も軽石の如く不規則な格子形の網目構造を有することを想像されたい。實際、顯微鏡的試験による結果は以上の事實を裏書してゐる。

さて吸着作用に關する一般性を纏めて述べる。

(1) 吸着作用は所謂「比面積」に正比例する。比面積とは吸着材の容積に對する全表面積の比である。此の比面積は直接決定出來ぬが、同量の吸着作用を示す炭素は、其の他が等しければ比面積も等しいと云へる。

(2) 普通に云ふ最も多孔質の炭素が吸着力も最大であるとは限らぬ。孔の形と表面の性質とが重要因子である。1 表面は、與へられた條件の下では或一定量の物質を吸着するであらうが、互に近接した 2 表面は其の作用を強め合ひ、勢力範圍も廣めて、より多くの物質を吸着する。

(3) 吸着現象の變化するのは其の性質が決して一樣でないことを明かにしてゐる。炭素を作る物質の性質が其の製造方法と同様に吸着作用の特性を決定せしめる。且つ吸着作用は吸着材の性質と同様、吸着される物質を含む溶液の性質にも關係がある。溶質が殆ど溶解せぬ溶媒を用ひ、且つ殆ど吸着されぬ溶媒を用ひると吸着作用が増大することが知られてゐる。然し、どの物質にはどの炭素が最も優れてゐるかは充分知られて居らぬ。

(4) 溶液からの吸着作用は溶媒の表面張力に關係すること大である。表面張力の異なる溶媒程大なる吸着作用を與へる。

(5) 吸着されぬ物質の量は溶液中の其の物質の濃度に依つて違ふ。薄い溶液では濃い溶液に於けるよりも吸着される量は大きである（薄溶液からの除去率は濃溶液の夫より大であるが、絶對量は小である）。換言すれば除去率に關する限り薄い程吸着の效率は良好である。然し之は尙研究の餘地がある。

(6) 吸着作用は可逆的性質のある平衡現象である。

與へられた重さの吸着材と或濃度の溶液の或量とは一定の平衡が存在する。固形物が平衡状態にある溶液の濃度を小にすると(例へば薄めることによつて)、吸着物は放出されて新しい濃度の平衡に達する。

(7) 吸着作用は温度の上昇と共に減ずる。之は表面張力が温度の上昇と共に減ずる事實と同じである。味臭を生ずる物質の如く大きい蒸氣圧を有する物質の場合には特にそうで、理論的にはあらゆる場合にも適用出来るが、屢々出會ふが如き色を含む物質の際には高い温度でも良好な吸着性を示す様である。

(8) 一般に吸着作用の效果は吸着される物質及不純物の電荷に依る。即ち周囲の水素イオン濃度と同様、夫等の間の電位差に關係する。それでアルカリ性炭質中では正電荷粒子の吸着作用は促進され、酸性の場合は逆になる。

(9) 吸着作用は一定の熱の勢力を生じて行はれる。之は吸着熱と云はれてゐる。此の吸着熱は炭素の吸着力に比例するから、此の熱を測定しても活性度が判る。

吸着性の測定 理論及物理化学に造詣ある人は吸着作用に依つて溶液中から溶解物質を除くには次の前提を有する特別の分布法則(distribution law)に従ふことを知る。

- 1) 吸着材(活性炭素)の量を増すと吸着物(不純物)、色、味、臭等の吸着される物質の多量を除く。
- 2) 吸着作用に於ける除去割合は單なる數學的比例によらぬ。
- 3) 不純物の残留部分を除くのは困難になる。即ち附加した炭素により吸着される量は小になつて來る。
- 4) 溶液中に残留する不純物の濃度と炭素表面に吸着された不純物の濃度との間には或平衡状態がある。
- 5) 或吸着材と與へられた吸着物に對しては、之等の結果は或範圍内では一定の數學的關係がある。

以上を前提とする水-油混合液のエーテル抽出法なる分布法則から求めた炭素の吸着作用に關する Freundlich の法則の誘導に就て述べる。

組織としては、混合せざる溶媒(水及エーテル)と溶質(油)で、相には水溶液(A)とエーテル溶液(B)とがあり、溶質の溶解度は、水中に於ける油を(S_A)或は(C)とし、エーテル中の油を(S_B)或は(C₁)とすると平衡状態では

$$(S_A)/(S_B) = K$$

$$\text{或は } (C)/(C_1^n) = K$$

茲に K: 分布係數 (Distribution or Partition Coeff.)

之を替換へると

$$(C_1) = K(C^{1/n}) \dots (\text{Freundlich の公式})$$

茲に (C₁): 抽出炭質中の溶質の濃度

(C): 原溶液中の溶質の濃度

(n): 組織の性質を温度に因つて変る定數

(K): 分布係數

以上の式を水道で粉末炭素處理を以て味臭を除く場合の水-炭素及不純物の組織に応用するには

$$C_1 = (X/M)$$

茲に M: 吸着材(活性炭素)の重さ(瓦)

X: 吸着物(不純物)の重さ(瓦)

そこで、(X/M)は吸着材1瓦當りの吸着物の重さとなる。且つ(C)は平衡濃度或は溶液(水)に残留する不純物の量となる。従つて式は

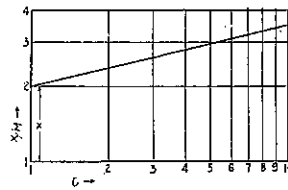
$$(X/M) = K(C^{1/n})$$

となる。

(X/M)と(C)の値を對數目盛の坐標に描けば略直線が得られる。かくすると(K)及(1/n)は物理的意味を持ち、(n)の値は直線の勾配を表はし、(K)は(C)が1に等しき時の(X/M)が判ると求められる値である。(K)が増し、直線の勾配(1/n)が小になると、吸着作用が大となる(図-89)。

猶、其の他に Baylis 等によつて提議されたフェノール法なる間接試験法もあるが、吸着力の測定としては尙研究する必要がある様に思ふ。

圖-89. X/M と C との關係



(116) 米國に於ける 1938 年大暴風雨とその海岸防禦工事に及ぼせる影響

C. H. Hall, "The 1938 Hurricane and Its Effect on Long Island Beach-Protection Structures." Civil Engineering, March, 1939, p. 169~172 vol. 9.
横田周平抄

1938年9月21日午後未曾有の大暴風雨が Long Island 及 New England の 2 州を席卷した。熱帯で發生した暴風は通常のコースを離れて豫期せざる人々

を襲ひ 500 名の死者と海岸線に沿へる地方のみで 1 億弗以上の損害を興へた。

hurricane として知られてゐる此の颶風の暴風は北大西洋に發生し、氣圧の低い中心部の周りを非常に大きい風速で時計と逆方向に旋廻するのが特徴である。中心部の直径は 7~20 哩で暴風全体の直径は 100~300 哩に及ぶ。

大氣の全般的な流れに伴はれて、暴風は比較的緩速度で移動する。風速としては 70 m/sec にも達する事があるが進行速度は遅い時は 16 km/hr 程度の事もある。暴風の進路より右側の風速は暴風の進行速度だけ増加するから左側の風速より大きい、此の暴風の右半分に主として被害が起るのであつて危険側 (dangerous half) と呼ばれる。

暴風が海上を進行する時水面の上昇を來す、速い風は水を驅り立て、暴風波を作る。波の高さは低氣圧に依る水面の上昇に依り一層高められる。これが一般の満潮と一致すれば更に高くなる。此の波が傳播されて急に淺くなる海岸に達すると非常に危険となる。暴風に依る被害の大部分は浸水に依るものである。暴風の通路は図-90 に示す如くである。

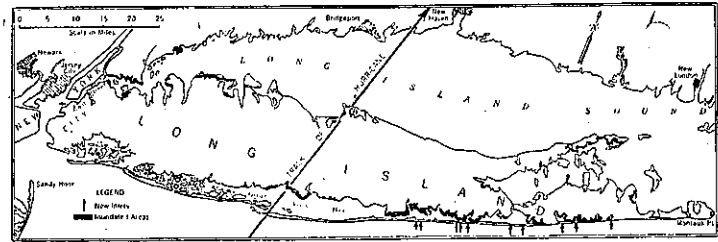
風に依り屋根を取られ或は簡単な避暑家屋は転倒したものが多数あつた。被害を蒙つたのは主として貧弱な建物で金額に換算すれば大した事はなかつた。之に反して暴風に伴ふ異常な高潮位は New Jersey, Long

Island, Westchester, New York 市中心地區の海岸線に沿つて非常な災害を惹起した。之は直接風に依る被害よりは遙かに大きい。暴風の中心の経路に當つた Montauk Point (R. I.) では驗潮記録はないが暴風に

依る波は満潮より 3 時間 21 分早く Long Island 海岸を襲來したものと推定される。波の高さは平均海面より約 12 呎程高く豫想される満潮より 10.5 呎高かつた。満潮と重なつたならば更に 1.5 呎以上高くなつたものと思はれる。

暴風波の爲に浸水して Fire Island (Long Island

図-91. Long Island 近邊の浸水地域と砂丘の洗掘箇所。



南方東西に連なる砂丘) 海岸は波浪に依る大被害を受けた。海邊の夏期別荘の半分は破損を受けて修繕不可能の状態となつた。図-92 は Saltaire に於けるサマーハウスの破片が 2000 呎を隔て、Great South Bay に吹き寄せられた状況である。海岸の防禦的效果は砂丘の高さが標高 5~8 呎程度に低くなれば著るしく弱

図-92. 夏期別荘の破片の吹き寄せられた状態。

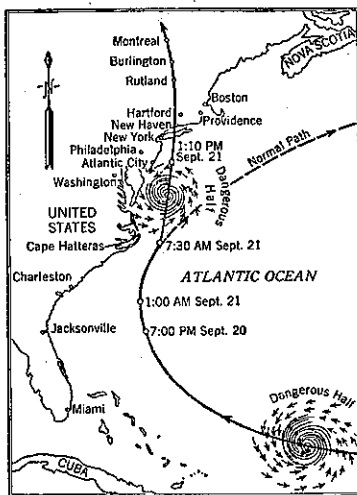


められる。測量の結果解つた事であるが標高 18 呎以上の砂丘は一般に異状はなかつた。16~18 呎のものは幾分侵蝕を受け 16 呎以下のものは多くの場合損傷を受け 7ヶ所に於て決壊した。

障壁をなしてゐる砂丘が洗はれた爲に暴風波の灣内侵入が容易になり Westhampton や Quoque の附近に於ては約 12 呎の海面の上昇を來した。土地の傾斜が緩なる爲に海水が海岸より 1 哩も奥に達した處がある。斯くの如き地點では波浪は無かつたが水面の上昇が急であつた爲に速い流速を生じバンガロー風の軽い建物は基礎から洗ひ流された。

暴風に對する將來の對策を考へるのに、被害の 3 つの形—風、波浪、高潮—に就て夫々異なつた防禦方法を講じなければならない。風のみ關しては經濟問題を度外視すれば如何なる構造物も希望する風速に對して

図-90. 1938 年暴風の進路



抵抗し得る様に設計する事が出来る。波浪と高潮の被害は分けて考へる事が出来ないのが普通であるが、便宜上浸蝕と浸水の結果を別々に論じて見る。

波の浸蝕作用は永続的ではあるが、浸蝕の進行状態は海岸線の發育程度、海岸を作る材料の抵抗性、波浪、流速、暴風に對する露出度等に依り異なる。廣い海正面の砂丘は海に對する自然の障壁をなしてゐるが、之等は不安定なもので猛烈な暴風に遭ふと甚だしく浸蝕される。暴風が過ぎて通常の風波の作用を受ければ砂丘は再び元の高さに戻る。

海岸に防禦工事を行ふ第 1 の目的は此の不安定な砂丘を恒久的な構造物で置き換へ浸蝕作用に對して抵抗線を作る事である。没岸漂砂の供給が不充分であると防禦工事の前面は次第に浸蝕される、防禦工事は此の様な状態の下で維持されねばならないのであるが、護岸より一連の波除けを出して前面を保護した方が經濟的な事が多い。

土地の所有者が自分の所有地の海岸だけを守る爲に思ひ思ひの努力をしてゐるが之は費用の蓄む割合に効果がなく、尙悪い事には隣接地に悪影響を及ぼしてゐる。防禦した所有地の兩側が絶えず浸蝕される結果孤立した岬となり最後に放棄しなければならなくなる。

圖-93. 各個人の海岸防禦工事は却つて惡影響を及ぼす。



海岸の防禦には 2 つの方法があり、自然力を利用するものと人工的な方法とである。何れを選ぶかは經濟問題に關係する。完全な防禦工事を施す程に土地の價値がない場合には砂丘を助成する様にするのが最良の方法である。此の爲には防砂垣 (sand fence) 或は刷毛防風垣 (brush windbreak) を作る。此の方法は Fire Island では各町村で採用されてゐる。Tiana Beach では刷毛鉄線垣を砂丘の線に平行に設置し同構造の防風垣を海の方に出してゐる。此の構造は圖-95 に示す如くである。各町村に依つて自然力を助長する方法又は護岸に依る方法何れを探つても良いが、その防禦方法を効果的ならしめる爲には之等は互に聯絡を保つてゐな

圖-94. 砂丘を助長する爲の刷毛鉄線垣の 2 種

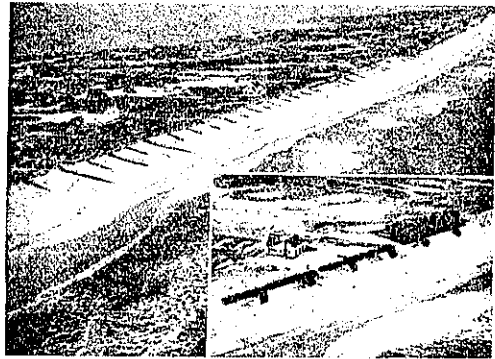
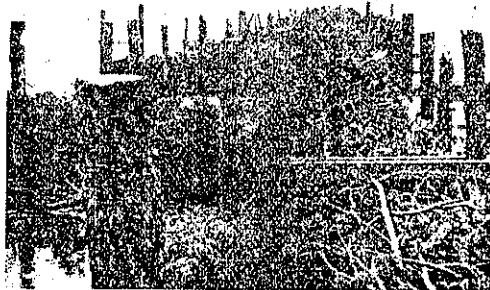


圖-95. 刷毛鉄線垣



ければならない。聯絡を保たなければ無効であるばかりでなく、明らかに非友誼的である。

浸水に對しては高潮位の記録より高く地上げする他方法はないが、實際問題としては實行不可能であるし、又將來更に高い水位にならぬとも限らないから完全な防禦方法とは謂ひ得ない。暴風警報に依つて或る土地は放棄し、或る危険な特殊住宅地は防禦する程度の事は成し得られる。

道 路

(117) 安價な舗裝

(C. H. Bryson, "A Cheaply Paved City."
E. N. R. Jan. 19, 1939 p. 57-59.
吉岡英文抄)

Colorado 州 Colorado Springs の街路及小路に於て 6 箇年間に 1293 310 平方碼の現場打瀝青 マット表裝が 1 平方碼に付約 12½ 仙で施工された。此の値は特に街路及小路の表裝に對するものであり、緊密厚 1 吋仕上である。飛行場の滑走路及山公園道路は 1½ 吋であるが 1 吋或は 1½ 吋厚の全表面は 2½ 吋或は 3 吋

に縁を厚くして居る。此處に述べるものは厚さ 1 吋の工事即ち街路局の傭人を使役し機械を使用して殆ど同時に施工された街路と小路の工事に制限する。

図-96. Colorado Springs 通り表装の爲、モーターグレーダを用い油と骨材を混合せしめて居る図。



財政運用法： 此の工事に於ける實際の興味は建設状況と其の方法に存し之は工事の細目に述べる事とし、財政方法を明瞭に了解してスタートする爲に、先づ改良方法に關して述べる必要がある。街路及小路の表装は夫に隣接して居れば容易に請願し得られ、請願書が多数提出された時、改良地域を決定し工事完成の上、利益を得る者には表装街路の 1 平方碼に付 15 仙の割合で課税する。交叉の費用は、市が支拂ふ。現在迄何等の公債も發行されて居ない故、市は課税の支拂を得る迄其の運転資本の内から負擔額を支拂ひ受益者の部分をも賄ふのである。

都市面積の約 40% 以上の基礎土壤は天然の砂利又は砂であるが殘餘 60% 以上は大抵乾燥不変の状態に在る a obe clay である。adobe 區域では過去に於て全部の街路と小路が砂利で厚さ 1~6 吋に覆はれて居た。砂利層の薄い所では少くとも 4 吋厚に新しく砂利基礎を作るのが常用の方法である。

地方生産材料は基礎用及瀝青マット用の骨材の兩方に使用される。骨材として此の地方の砂利は細粒(一 200 綱目)に缺けて居り、之は舊式還金工場の鑛泥に依つて供給される。混合に依り得られた骨材は表-8 の通りである。

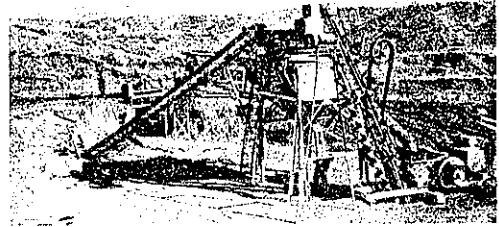
表-8. マット表装用アスファルト系油で處理される鑛物性骨材の平均節別分析

粒 形	%
3/4 吋篩通過量	100
3/4 吋篩を通過し 3/8 吋篩上に殘留せる量	8
3/8 吋篩を通過し 10 番篩上に殘留せる量	36
10 番篩を通過し 48 番篩上に殘留せる量	31
48 番篩を通過し 100 番篩上に殘留せる量	6
100 番篩を通過し 200 番篩上に殘留せる量	4
200 番篩(水洗に依る)通過量	13

1938 年の初期迄、砂利の運搬は總て人力に依つて居たが同年の冬、砂利積、節別破碎等の設備を集め街路局の仕事場に設置した。そして 1938 年中此の設備を運轉

し約 2 1/2 哩の平均運搬費共 1 立方碼に付 60 仙から 35 仙迄街路への運搬砂利の價額を削減した。此の設備の能力は 8 時間に約 300 立方碼である。

図-97. 自動砂利積、節別設備は Colorado Springs に於ける街路及小路鋪設工事に對する平均 2 1/2 哩運搬砂利の價格を 1 立方碼に付 60 仙から 35 仙に削減した。



實際此の工事に使用したアスファルト系油は全部 SC 3 即ちスローキュアリング オイルで其のアスファルト含有量は 65% 以上 75% 以下である。カットバックアスファルト MC 3 は數條の街路に使用されたが其の結果は SC 3 から得られたものと大差なかつた。カットバックアスファルト RC 2 は總ての保護被覆工に使用されたが此の保護被覆は建設中に施工されたのではなく、建設後の維持期間に施工されたのである。

基礎の建設： 建設の第 1 段階はモーターグレーダに依り勾配の縁に沿つて 2 1/2~3 吋の縁厚に切取る。グレーダは小刻み波形の全幅に刃をつけ、縁からの材料、表面材料からの切取及全表面の弛緩砂利を街路の中心に盛上げ列を作る。此の列は 100 呎毎に測定され長さ 1 呎に就ての容積が計算される。緊密なマットを作るに必要な總骨材が計算され、此の量に縁を厚くするに要する餘量が加算される。即ち維持の爲の盛上に對し充分な量(平均幅に對し厚さ 1 呎に付約 0.25 立方呎)及小路と街路の交叉を設定するに要する量が計算されるのである。若しも緊密厚が 1 吋ならば必要な砂利の量は縁を厚くするに要する容積と舊砂利表装から補助された砂利の中心盛上より少し維持の爲の盛上に對する容積とを 0.10 呎に加算して増加した表面積の平方呎數として計算される。若しも緊密厚が 1 1/2 吋ならば平方呎單位の面積は 0.15 呎に加算される。

積載量 65 立方呎原芥運搬用トラックは砂利輸送に使用され上記略述の計算から長さ 1 呎に付必要な砂利量を補助砂利の盛上の上に置いて行く。砂利の標本は街路から補助された砂利と坑から運び込まれた砂利の兩方から採られる。そして兩者を適當の配合に混じ、其の節別分析から細粒即ち 200 番篩通過物質の不足量が決

定される。それから盛上砂利は細粒の適量を補ふ爲杭で圍まれる。街路から補助された砂利、運び込まれた山砂利及工場の鎮泥から成る此の盛上はモーターグレーダに依り含水量が重量で1%を超過しない様乾燥状態に於て混合される。

第2段階は撒布器に依り1平方碼に付0.15ガロンの割合で撒布される第1の被覆即ち高温(175~200°F) SC3基礎の準備としてパワールームに依り基礎を掃除し總ての塵埃を除去する。全基礎は第1被覆即ちタックコートに依り覆はれ、骨材の盛上げ列はモーターグレーダに依り第1被覆部分上に動かされる。勿論SC1油、SC2油或はMC1カットバックはタックコート即ち第1被覆より適當であるが貯藏上限定される不便がある爲餘り使用されない。合成骨材の標本の篩別分析からSC3油の必要量が計算される。此の計算に對する主なる公式は次に示す道路局のNew Mexico及Wyomingのものである。

New Mexico

$$P = 0.02a + 0.07b + 0.15c + 0.2d$$

P = 骨材の乾燥重量に對する油の重量の%

a = 48 番篩上に殘留せる骨材の%

b = 48 番篩を通過し 100 番篩上に殘留せる骨材の%

c = 100 番篩を通過し 200 番篩上に殘留せる骨材の%

d = 200 番篩を通過せる骨材の%

Wyoming

$$P = (0.015a + 0.03b + 0.37c) 1.4$$

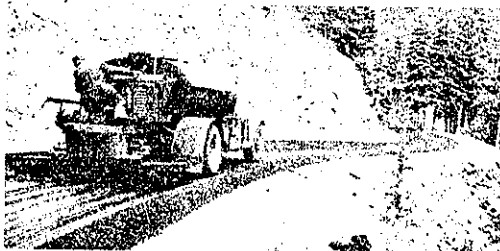
P = 骨材の乾燥重量に對する油の重量の%

a = 10 番篩上に殘留せる骨材の%

b = 10 番篩を通過し 200 番篩上に殘留せる骨材の%

c = 200 番篩を通過せる骨材の%

図-98. Colorado Springs の山公團道路の一つに對する瀝青マツト裝設施工中の油撒布機。



油の計算：表-8に與へられる平均合成篩別分析から含油量はNew Mexico公式を用ひて5.1% Wyoming公式を用ひて5.78%なる數字で表はされる。骨材篩別分析は兩公式に依りざつと調べられ5.02%となる平均値92%が使用される。

油量の計算が終ると其の油量を10呎噴霧棒で以て1平方碼に付0.2ガロンの割合で街路延長上の撒布量に換算する。時折5呎棒で0.2ガロン或は10呎で0.1ガロンの割合で最後の撒布ガロン數を正確ならしめる。

撒布機運転手は温度60°Fに補正された總ガロン數と撒布數及1平方碼に付ての割合の覺書を與へられる。

マツトの處理：乾燥骨材は街路幅の1/4~1/2に撒布され、高温SC3油(150~175°F)が使用し始められる。撒布機の背後に直ぐ1臺のモーターグレーダが附隨し乾燥骨材と高温油とを混合する。混合は2臺以上のモーターグレーダに依り開始され全油量を撒布し盡す迄、又全体が一樣な色彩と組織を有し、油と細粒との塊を含有せぬ様になる迄続行される。

若し進行途上に雨が降れば部分的に混合された油と骨材を出來るだけ早く盛上げる。雨が止み基礎が乾ききる迄盛上げ内に保護される。再び處理を開始し總含水量が算定され全体が一樣に混合される迄続行する。混合が完了すると1臺のモーターグレーダを使用し敷き均す。

マツトの敷設に従つて直ちに1 $\frac{1}{2}$ 吨トラックに依り牽引された9輪空氣タイヤの輾圧機で以て、各輾圧毎に輾圧機幅の約2/3重なる様に輾圧を内溝縁より開始し外溝縁迄続ける。輾圧後軽い中心制動モーターグレーダが殘存の維持盛上を起し、突出部を切り取るに充分な軽い刃圧で街路を横断して隆起を運び再び戻す。此の維持は多量の揮發性油が蒸發し落着く迄毎日必要である。之は普通3日或は4日である。

市街路局が此の工事に使用した装置は1箇月に1吋厚マツト約125000平方碼なる好天築造能力を有し次の如き物である。

T51 GMC型トラック据付200型Municipal Supply會社製瀝青撒布器1臺。

容量1200ガロン分離タンク型注油附隨車1臺(飛行場及山公團工事にのみ使用)。

水圧式撒布裝置を設備した1 $\frac{1}{2}$ 吨復後輪トラック8臺(之は又骨材をも輸送する)。

64キルフアー型ロータリーフレズノスクレーパを備へた65キャタピラー型牽引自動車1臺(1938年中のみ砂利設備に使用)。

15立方碼入の函を備へた砂利の篩別、破碎設備1臺(1938年中のみ使用)。

幅10呎油混合用犁鉄板を備へた77オースチン型タンデムドライブモーターグレーダ2臺。

幅10呎油混合用犁鉄板を備へた151アダムス型タンデムドライブモーターグレーダ1臺。

幅12呎油混合用犁鉄板を備へたNo. 11キャタピラー型デイゼル自動巡回機1臺。

幅 8 呎型鉄板を備へたウエーフォードソン型センターコントロールモーターグレーダ 1 臺。

Ohio 州産の砂及碎片擴散機 (幅 9 呎) 1 臺 (維持上の保護被覆工にのみ使用)。

過去 6 箇年間に街路、飛行場及山公園道路に敷設された瀝青マツト表装は市の側及納税者の側から見ても全く満足なものであつた。其の経費の低廉、塵埃の解消等凡ゆる状態の下に滑走表面を有し、溝をスコアすることなく豪雨水を流す能力等が納税者に 100% の満足を與へた。今日迄の維持費は砂利敷、撒布及砂利表面を滑かにする維持費より遙かに低廉であつた。

(118) 道路屈曲部分の片勾配

By James R. Griffith, "Highway Curve Superelevation," West. Const. News Feb. 1939 p. 60.
中谷茂壽抄

16 世紀に於てシプトン尼が〔馬なき車が走る様になり、事故が世界を非難に沈めるだらう〕と豫言した時には現在の道路交通の發展を豫期しなかつた事であらう。1928 年時代には 1 時間 35 哩を走る車が普通であつた。然るに現今では 1 時間 50 哩の速度では他の自動車にどんどん抜き去つて行かれる。

自動車の速度が速くなるに従ひ屈曲部に於ける片勾

配の問題が交通安全の重要素の 1 つとなつた。道路自動車事故の大部分は舊設道路の不完全なものに起る事を想起すれば其の重要性が認識される筈である。

図表は次の公式より算出したる道路屈曲部の必要片勾配を計算する爲に作製したものである。本公式は Urquhart 氏著 Civil Engineering Handbook より採つたものである。

$$E = 0.067 V^2 / R$$

E: 片勾配, 鋪裝幅員の 1 呎に對する片勾配高 (呎)

V: 速度 (mph)

R: 曲線の半径 (呎)

図表中の片勾配は便宜の爲、呎と吋にて表はした。同様に曲線を度及半径にて表現した。解法は全目盛に交る 1 直線を畫けば良いのである。図中の例題解法線は 5° 曲線上の 1 時間 45 哩の速度の際を表はしたのである。必要片勾配高は幅員の 1 呎に對し 0.12 呎又は 1 1/8 吋なる事を知る。公式を以て計算すれば

$$R = 5730 / D = 5730 / 5 = 1146 \text{ 呎}$$

$$E = 0.067 V^2 / R = (0.067 \times 45 \times 45) / 1146$$

$$= 0.1182 \text{ 呎/呎}$$

$$1 \frac{1}{8} \text{ 吋} = 0.1146 \text{ 呎}, 1 \frac{1}{16} \text{ 吋} = 0.1193 \text{ 呎}$$

吋としては屈曲部の取付ヶ所に警告標識を出して安全速度を示した所があるが、道路事故防止の見地から不充分なる片勾配高のヶ所には皆安全速度を明記して警告するのが良い方法である。中には警告を無視する運転手もあるが多くは警告を注意して運転するに違ひない。

橋梁及構造物

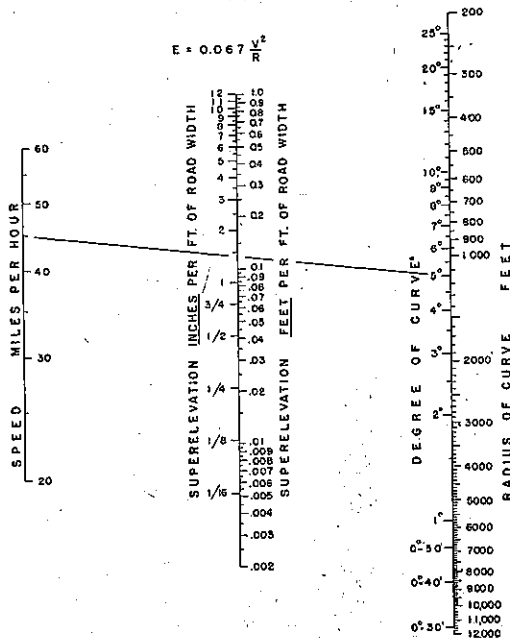
(119) 高さ 400 呎の塔の設計

(John J. Gould, "Design of a 400-ft Octagonal Tower," E.N.R. Dec. 29, 1939, p. 813-815.)
坂田中抄

1939 年に行はれる San Francisco 灣の Golden Gate 萬國博覽會の各構造物中で目立つのは高さ 400 呎の "Tower of Sun" である。平面の形は八角形で外径 59 呎あり、建築上の效果と風圧に對する抵抗を考へて設計された骨組構造物である。

塔の中央部分は途中無支持の 100 呎の柱となること、及灣の底の土を盛つた軟かい盛土上に造られると言ふことが設計上の要素であつた。風圧は塔の下 60 呎までは 15 封度/平方呎、60 呎以上は 20 封度/平方呎と假定した。扭りに對する剛性を與へるため 5 封度/平方呎の

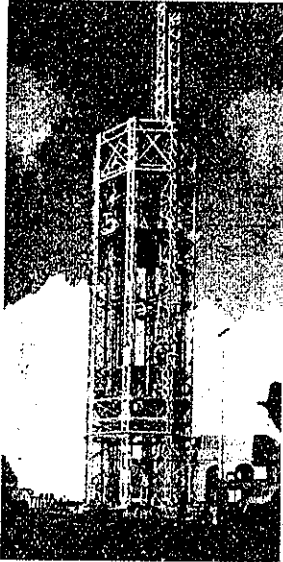
図-99.



不均衡なる風圧が塔の直径の半分に作用するものと考へられた。

新盛土上の基礎 新しい埋立地に建てられる關係上沈下の恐れが多分にあつた。ボーリングの結果 90 呎長さの杭が用ひられたが、之の尖端は充分に堅硬なる砂層に入りこむのである。基礎の平面の形は 8 本の輻を有する直径 65 呎の車輪に似てゐる (図-101)。杭は全部で 212 本使用した。

図-100. 建造中の塔



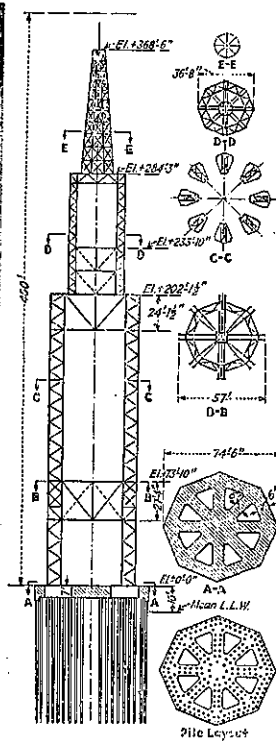
塔が實際完成した時の沈下は僅か 1½ 吋で且つ均一なる沈下であつた。

上部構造の單位応力は途中無支持の部分 (El. 34 呎

10 吋から El. 178 呎まで) を除いては 1934 年 A. I. S. C. の規定内に収まる様にした。而して此の部分では風圧と死荷重兩者を合せたときは其の際の 2 次応力を加へて許容応力を 1/3 だけ増した。然し無支持區間は風荷重を考へても何等の増加は許さなかつた。

塔に作用する全水平風圧力 300 000 封度は杭を通して地面に移されるが、杭は垂直荷重をも荷つて支持力 25 t を越えず且つ張力に耐へぬものとした。コンクリート基礎上の垂直荷重は僅か 3 000 000 封度、風による転倒モーメント 50 000 000 呎-封度、主なる鉄柱の各々は 10 本の 2½ 吋のボルトでコンクリート基礎中に礎着された。主要柱は平面的にして 4×9 呎であり、各柱は 2 つの重い山形鋼よりなる 4 本の脚で出來てゐる。

図-101. 塔の平面並に側面図



上述の風圧に對する抵抗性を有せしむるときは 0.1g の地震力には勿論耐へ得る。

主要柱の最大風圧応力は地面上 75 呎の部分で生じた。此の部分の全応力の中 15% は死荷重により、10% は構造物の撓みのため、75% は風荷重に依り起こされたものである。15 封度/平方呎、20 封度/平方呎の風荷重を受けた時の塔の頂の撓みは 20 吋である。此の中 7 吋は柱の伸び縮みのため、11½ 吋は曲げ撓みのため、1½ 吋は主要柱の剪断変形のためである。

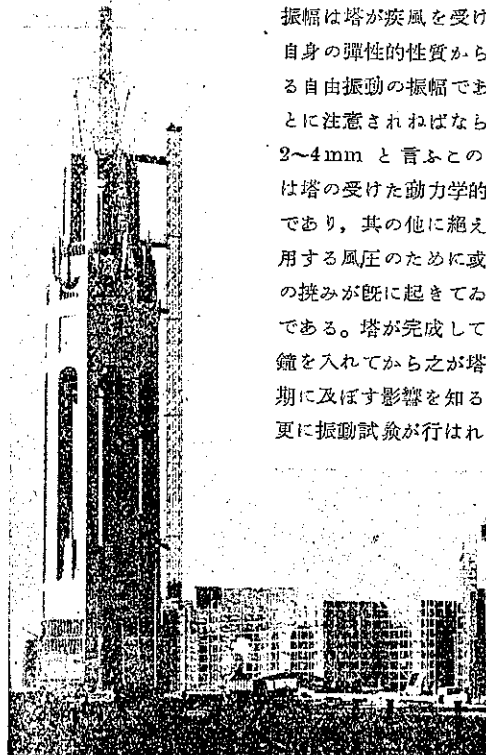
2 つの振動試験が高さ 286 呎の所で同時に行はれた。此の測定の結果振動周期は兩方向に於て 1½ 秒であつた。

自由振動の周期は Proceedings of A. S. C. E. 4 月號の L. S. Jacobsen 教授により計算された。之に依ると塔を突桁と考へて周期は次の如くして求められた。

$$T = 0.258 \sqrt{A} \text{ の 換 度 } = 0.258 \sqrt{46 \text{ 吋}} = 1.74 \text{ 秒}$$

A は自重を受けた際の塔の尖端の計算上の換度である。

圖-102. 1938 年 4 月 8 日の工事進行狀態



観測の際の塔の重量を用ひて計算すると之の値は實測値と極めてよく一致する。周期を定める際の測定振幅は塔が疾風を受けて塔自身の彈性的性質から生ずる自由振動の振幅であることに注意されねばならぬ。2~4mm と言ふこの振幅は塔の受けた動力的撓みであり、其の他に絶えず作用する風圧のために或程度撓みが既に起きてゐるのである。塔が完成して重い鐘を入れてから之が塔の周期に及ぼす影響を知るため更に振動試験が行はれる必

要がある。

鐵 道

(120) イラン横断鉄道の完成と
その經濟的使命

J. O. Lévine, "Le nouveau chemin de fer transiranien et son rôle économique." (Le Génie Civil, 21. Jan. 1939. p. 62-64.)
立花文勝 抄

緒言 北は裏海のベンデルシャールより首都テヘランを通過し、南はペルシャ灣のベンデルシャールに到るイラン横断鉄道の完成は1928年以來世界の注目裡に建設中であつたが、昨年(1938年)8月26日芽出度く開通した。この横断鉄道の完成はイラン國內の産業諸部門の福利増進に寄與する事もさる事ながら、諸外國特にソ聯との經濟的關係にも重大なる影響を齎す事を見逃してはならない。

横断鉄道の建設に到る経緯 イランは嘗て印度境界に於て英國勢力に對抗せんがために、ロシアの保護下にあ

圖-103. イラン附近要圖



つた關係上、アフガニスタンと共に英露兩國のアジャクに於ける勢力拮抗の土地であつた。即ち19世紀後半に於てロシアが中央アジャクに向つて進出せんとし、一方英國は印度の西南部より領土的侵略を企図したために、イランはこの二大強國に挟まれて牽制された結果、その經濟的發展を阻止せられる事が尠くなつたのである。その代表的なものが鉄道で、世界大戦期までイランには殆ど鉄道は無かつたと言つてよい。1865年以來英露のみならず、オーストリア、フランス等が鉄道敷設権を得んとして暗躍したのであるが、遂に1882年フランスの

一會社が Recht-Téhéran 間の鉄道敷設権を獲得、Bouchir 迄同線を延長する許可まで協約した。これがイランに於ける外國權益による鉄道の最初である。しかしこのフランスの會社はテヘランとその近郊14kmの地點にある靈場をつなぐ Téhéran-Chah-Abdoul-Aziz なる區間を建設せるに過ぎなかつた。この區間はその次にベルギーのシンヂケートに譲渡されたけれども、この他の敷設計畫は一切行はれなかつた。1890年英露間の條約により、向ふ10年間兩國は勿論のこと、兩國を除く他の諸外國と雖もイランに於ける鉄道建設は一切まかり成らぬといふ協定が成立し、この協定は更に尙10年延長されたために、1910年迄イランには依然として前述の小區間のみに鉄道があるに過ぎなかつた。一方今世紀の初頭に當り、ドイツ人がバグダッドの鉄道建設に着手したので、之を機會にドイツがイランの鉄道權益にも手を伸ばし始めた。しかしこれは既に手遅れで、この時迄に英國は巧みな外交戰術を用ひて暗躍してゐたのである。即ち1911年英國外相は、イラン國王が1888年9月16日附で英國に送つた親書を公表した。之によると英國はテヘラン以南の鉄道を建設する權利を附與せられるのである。ままと裏を搔かれたロシアも之に負けて居らず、殆ど之と同時にイラン政府よりテヘラン以北の鉄道敷設権を取得した。1912年英國人は「イラン鉄道建設シンヂケート」を組織し、Mohammerah-Dizful-Koum-Téhéran 線の建設を計畫した。同年巴里に於ける國際鉄道會議に於ては歐洲の鉄道と印度の鉄道をイランを横断して連絡する計畫を討議した。それはイランに於て Aliad-Astara-Recht-Kazvine-Téhéran-Ispahan-Yezd-Kermanchah 線を建設し、之を印度のカラチ迄延長せんとするものであつた。但し之が實現は遂に行はれず、イランとイラクのバグダッドを連絡するドイツの Téhéran-Hanekin 線計畫も實現に到らず、空しく企圖に終つたのである。

しかし遂に世界大戦の最中に2鉄道の建設が實現する事になつた。その1つは英國資本のもので英領印度 Belouchistan の Quetta とイラン東南部の Douzbad を結ぶ線で、國境よりの延長約90kmである。他の1つはロシア資本のもので、露イ國境にある Djoulfa と Tebriz の間約150kmである。之は將來ウルミヤ湖まで伸すもので、従つて Sofian-Cherfkhané 間をも勘定に入れると205kmとなる。之等の鉄道は1914年に工事を開始し1916年2月に完成を見てゐる。この線は後1921年の蘇伊條約によりイランに還附された

ものである。

世界大戦後、イランはロシアは勿論大英國の保護監視の桎梏からも幾分か解放される事になつた。これは例の平和會議による小國家の自主性が高揚された結果に外ならない。そこでイランには新しい交通政策が要望され、土木省はテヘランを中心とする數多の線路建設に關聯する根本大綱を發表するに到つた。これより1年遅れてイランの南部 Mohammerah-Hamadan-Kazvin-Téhéran なる線路建設に關する法律が公告された。これは1893年英國が選定せるものをそのまま踏襲したのであると稱せられてゐる。その後同線の起點として擧げられた Mohammerah がイラク延びては英國の統治下にある Chatt-el-Arab 河に位置してゐるので、之を更に75km東方にあるペルシヤ灣の海港ベンデルシャプールに移すことが唱へられた。ベンデルシャプールは長さ45km、水深50mと稱せられる小灣の咽喉部に當る大陸交通の要衝である。

建設工事 横断鐵道の建設工事は1928年から開始された。北線即ち裏海の東南部にある港ベンデルシャールから Chai-Aliabad-Firouzkouh-Téhéran を通つて Hamadan に到る區間をドイツのシンヂケートが建設にとりかゝつた。このシンヂケートはベルリンの Julius Berger が主体となつたものである。南線即ち Hamadan-Samanabad-Dizful-Bender Chapour はアメリカのシンヂケートが建設にとりかゝつた。このシンヂケートはニューヨークの Uhlen 會社が主体となつてゐる。1929年11月1日北線の Bender Chai-Chai 間137kmが開通し、1930年1月南線の Bender Chapour-Dizful 間231kmが開通した。この2區間は平坦地方に建設せられたものであるから、建設工事にはき程の困難は感じてゐない。最急勾配も20%を越えず、曲線半径も最小300mである。所が次第に山地に入るに及び工事は漸次困難となつて來た。1930年5月遂に政府とシンヂケートの間に工費に就ての齟齬を來し、工事は一時中止のやむなきに立ち到つたのである。茲に契約は解除され、イラン政府は茶と砂糖の專賣による収入を以て殘餘の鐵道を完成する事を議定した。しかし鐵道建設技術に對して全然經驗のないイラン政府だけで工事が出来るものではない。この愚昧を悟つた政府は1933年4月 Kampsax と稱するデンマーク及スウェーデン系の借款團と契約を手交した。この借款團は北線の建設に従事する事4年、南線の建設に従事する事6年の長きに及んでゐる。最初の計畫では全線の延長1550kmであつたが、Kampsaxの手で

路線の再検討が試みられた結果、Halaver, Hamadan 及 Kazvin を通らないで捷路を取つたため、全線の延長は1390kmに短縮された結果となつた。

路線の概要 イラン横断鐵道の建設工事は難工事が多く、あらゆる種類の技術が傾倒されてゐる。北線の Chahi と Khar 平野の間には隧道が85あり(最長は2880m)、その總延長は24kmとなつてゐる。

又南線では隧道が100以上もあり、その延長は合計30kmを越えてゐる。

路線は單線で標準軌間を採用してゐる。路線の概略を説明すると、起點ベンデルシャールを發して Chahi 迄は裏海の沿岸に沿つて走り、Chahiより南下して Talar 溪谷に入る。

Talar 溪谷は懸崖に富み、Gadouk de Firouzkouhにて海拔2100mに達する。これが北線の最高所であるから路線は降り始め、Hableh-Roudet 溪谷を横断し、Khar 及 Varamine 平野を通過してテヘランに到着する。テヘラン驛の標高は1170mである。北線中の最急勾配は Talar 溪谷線の28%、同じく最小曲線半径は220mである。

南線ではベンデルシャールと Saleh Abad の間は平地であるからさして勾配は急でない。しかし Saleh Abad から Ab Doz 溪谷に入るに従ひ地勢が險阻となつて來る。路線は多くダイナマイトにより岩石を爆破して作つたもので、Saleh Abad と Bouroudjerd 間にて海拔2200mに達する。

北線中ベンデルシャールとテヘランの間は1937年2月19日完成、同年6月營業を開始した。南線の1km當りの工費は北線よりも多い。これは南線には Ab-i-Diz 河橋梁(60mアーチ)があるからである。横断鐵道全路線の工費總計は1515000000リヤル即ち英貨にして215000000ポンド、之に軌道附屬品、引延費を入れると250000000ポンドになる。最初の豫定額が130000000ポンドであつたことを想ふと如何にこの建設工事が曲折に富み、又困難であつたか窺はれる。

ソ聯に及ぼす經濟的影響 イランに於ける横断鐵道の完成に對してソ聯は餘り好い顔はしてゐない様である。即ち新鐵道の完成は從來イランに對してロシアが占めてゐた物資の取引に對する優占的地位をば脅かすに充分であるからである。といふのは元來イランに於ては南部 Ahwaz の附近の世界的に有名な石油の産出を除いては、最も肥沃な、最も豊饒な、最も稠密な地方は北部即ちロシア國境に近い Azerbeidchan, Guilan 及 Masanderan 地方である。そしてイランは阿

片及絨氈の産もあるにはあるが、本来農業國で棉花、米、獸毛、乾果等の如き廉價物質を豊富に産出する。而も之が産出は主として國內北部に限られてゐるのである。これ等の諸物質のお得意先がロシアである。一方ロシアからはイランに最も必要な物資例へば綿布、砂糖等を供給する。これ等の物資はエルブールス山脈の天險に阻まれて、南方ペルシヤ灣からは入ることを許さなかつたのである。所が今やこの天險を貫いて南北横断鉄道が完成するに及んでは、露イの需給關係は均衡を破る事になる。新鉄道はペルシヤ灣から印度の農産物の進出を容易ならしめるであらう。さすれば横断鉄道の完成はイランに對しても利益にならぬばかりか、害を與へる事とならう。かゝる見地からソ聯の要人は次の如く言つてゐる。即ち、「イラン國は自國の特産なる米、乾果、棉花、羊毛、獸皮等の輸出に關して果して眞剣に考慮してゐるのであらうか。ペルシヤ灣に於ける世界市場、將又 Douz dab による印度との取引に對して充分なる對策を持つてゐるのであらうか。余は之に對して疑問を持つ。もし眞に洞察の明あらば、地形的並に經濟的條件が1世紀以前よりこれ等諸物資の販路の發展を保證してゐた場所（ソ聯を指す）に於て、交易をするのが妥當である。その方がより自然ではないか。」と。

世界大戦前ロシアはイランの外國貿易に於ける王者であつた。即ちイランの外國貿易總年額中の60%はロシアとの貿易であつた。ロシアはイランの輸出品の69%を買ひ、輸入品の58%を供給してゐたのである。之に反し一方英國は如何といふに、英國からの輸入はイラン輸入總額の24%に過ぎず、又イランの英國向輸出は13%に達しなかつたのである（但しアングロイラン石油會社の石油はこの中に含んでゐない）。品種別に云つてもイランの最大の顧客はロシアであつて、棉花の94%、米の98%、獸皮の65%及果實、家畜、ゴムの大部分はロシアが買つてゐたのである。一方ロシアの綿布はイランの最重要輸入品の1つであつた。又ロシアは砂糖、マッチ及種々の加工製品を大量を賣つてゐた。而もイランは世界に於ける最も重要な石油の産出國であるにも拘らず、イランはロシアの石油を大量輸入してゐたのである。このイランの外國貿易の上に占めてゐたロシアの優占的役割は何に起因するかといふに、これはとりも直さず前述の如く交通機關のなかつたことによる。貨物の輸送は主としてラクダの背によつた。このためにイランの經濟的開發が遅れたのである。イランの中最も肥沃であり、最も豊饒である北部は、國の他の部分と全然孤立してゐた。そしてこの部分の輸出

輸入は、最も近接してゐるロシアが、國境の近くに鐵道を有してゐること、並にボルガ河、裏海といふ水路を持つてゐる事により、全く獨占的であつたといふも過言ではないのである。この水路の價值は莫大なもので、これがあるが故に船荷が大量に輸送され、殊更に南部又は米、棉花、皮革等の如き産物のある西部に、わざわざ天險を切つて鐵道をつける必要が毫も存しなかつたのである。

英國及英領印度の物資がイラン北部の市場に現はれたのは只ロシアの革命の時だけであつた。しかし内亂が終末を告げるや、ロシアは再びもとの優占的地位を確保せんがために工作をおさおさ怠らなかつた。その工作の一例を挙げると1926年ソヴェト政府はイランとの政治的紛争の結果、イランの農産物に對して之が販路を遮断するためにソ聯の國境を閉鎖するの惡辣手段に出た。農産物に限らず葡萄の實、並に他の乾果に對しても同様の事を敢へてしたのである。之が爲に果實をロシアに賣りさばく事によつて生計を立てゝゐた北部の住民はすべて窮迫のどん底に陥つたのであつた。しかしかゝる手段を行使した事についてソ聯が攻撃され、その優占的地位を濫用することに對して非難の聲が相當高かつたのは否めない所となつてゐる。

結語 イラン横断鉄道は苦しい財政の中から大支出をして建設せられたものであるが、この新鉄道はこゝ暫くは缺損に悩むであらうと思はれる。しかしこの横断鉄道の完成は從來交通機關がないために到達する事が出来なかつた地方の開發をも約束するものであるから、今迄少く評價され、不満足に踏査されて來たイランの資源をば明るみに出す可能性が多分にある。最近鐵道の沿線に有望な鐵脈が発見されてゐるから、將來必ずやこの横断鉄道はイラン國の新しい財源となるであらう。勿論北部に於て從來行はれてゐたロシアとの交易に相當大きな影響を齎す事は寧ろ當然である。しかし最早ロシアにしてその交易上の優位を濫用するが如き事があらうとも、イランにはその防禦手段は既に準備されてゐるのである。

(121) Chicago の地下鐵道

（“Rapid Transit Subway for Chicago.”
Civil Eng. Feb. 1939, p. 75~79.
牧野 茂 抄）

永年の懸案となつてゐた Chicago の地下鐵道は總工費4000萬弗を以て去る1938年12月起工された。本工事は18ヶ月を以て完成、1940年6月末には Chicago

最初の旅客用地下鉄道が開通する豫定である。

計畫の概要(図-104, 105, 106)

全長 7.56 哩

Route 1. (State Street Subway) 4.22 哩

Route 2. (Dearborn Street Subway) 3.34 哩

隧道の型式

Route 1. 主として
図-105 の型

Route 2. 主として
單線式 2 本, 軌道中心間 28 呎

工 法 一部を除き隧道式

停車場	中 2 階式, 中 2 階の高さ 7.5 呎
	最少土被 7.5 呎
	幅 60 呎
	長 80 呎
	乗降場有效長 500 呎

(断面は図-105 参照)

図-105. 標準断面図

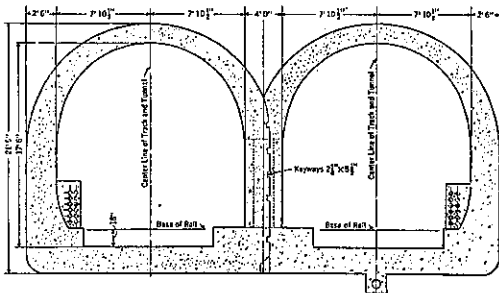


図-106. プラットホームの断面図

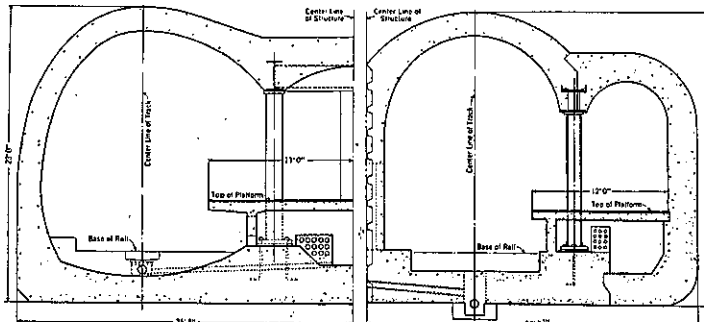
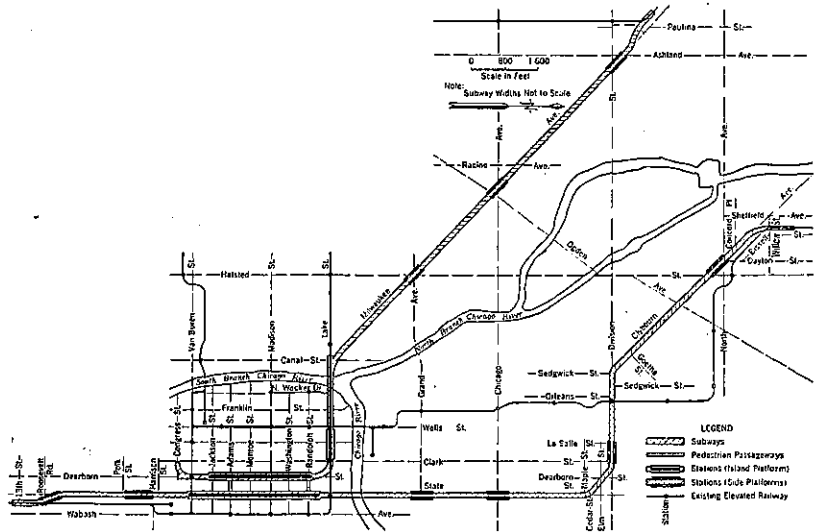


図-104 Chicago 地下鉄道平面図



換 氣 停車場の外れに換氣孔あり, 高速度で走る列車がピストンの作用をして換氣を行ふ。停車場には送風機を装置し 1 時間に 6 回換氣を行ふ。この他に非常用として停車場の中間に送風機があり火災の際 5 分間に隧道内の煙を排出する。

ダクト 饋電, 信號, 照明並に通信用としてケーブルダクトが各軌道に 12 本必要である。これは隧道の一侧に位置する(図-105)。ケーブルの接続室は約 400 呎毎にあり 4×10 呎の口が隧道に向つて開き, 又マンホールにより歩道に連絡し, 事故の際の非常口を兼ねる。

排 水 漏水, 排水等(便所の排水を除く)は軌道の排水溝によりポンプ室に導かれ, こゝから道路の下水にポンプアップする。ポンプ室は隧道の最も低い所(通常停車場の中間)に位置し, 送風機室, 配電室, 非常口を兼ねる。便所よりの排水は別途処理する。

照 明 直接若しくは間接法を使用し, 光度は乗降場で 2.5 ft-candle 中 2 階及階段で 4 ft-candle である。

設計の要素

- (1) 工事区間の大部分は地下概ね 1 階の floating foundation の古い建物が隧道の一侧若しくは両側にあり, 隧道に大きい土圧を及ぼす。
- (2) 将来これらの建物は近代様式

の建築物に改築すべきこと、この時隧道の一侧の土は取除かれるかも知れない。以上の2點に特に考慮を要す。

(3) 設計荷重

(イ) 活荷重

路面活荷重

10 呎の間隔, 30 呎の距離に位置する 24 噸のトラック, 軸距 12 呎, 輪距 6 呎, 荷重は各軸等しい

長さ 49 呎, 重さ 50 噸の電車重連

300 封度/呎² の群集荷重

以上の中最大の影響を與へるものを採る。

列車荷重は 70 噸の 2 軸ボギーと假定す。

(ロ) 土 圧

ランキン式による

地下水位上 息角 1:1.5, 土の重要 100 lb/ft³

地下水位下 息角 1:2.5, 土の重要 70 lb/ft³

水圧を加算す

(4) 構築の重量は, 構築により置換へられた土の重量よりも幾分軽くして沈下を防いでゐる。

輸送力 複線の東武鉄道は 8 輛連結で 1 時間 40 回運転するものと假定する。幅 9.5 呎, 長さ 60 呎の車を使用し 1 車平均 100 人とすれば 1 軌道に付 1 時間 32000 人運ぶことが出来る。