

抄 録

第 26 卷 第 5 號 昭和 15 年 5 月

應 用 力 學	頁
(77) モーメント分布に依る函渠の簡易設計	609
水 理	
(78) 有潮水域へ流出する水の問題	610
(79) 衝力論に依りて計算したる廣頂堰の流量に就て	611
(80) 土砂輸送管内の Rifling の影響	613
施 工	
(81) Chickamauga 堰堤地點の大試錐	613
上 水 道	
(82) ガナイトに依る配水用貯水池の法面保護	615
下 水 道	
(83) 空爆に對する下水道保護	616
道 路	
(84) 道路交叉點に於ける中央分離帯	617
(85) Lowry Field 工事に於けるコンクリート滑走路鋪裝	620
都 市 計 畫	
(86) Hermann-Goring 工業都市	621
隧 道	
(87) New York 市 East River の新自動車隧道	623

應 用 力 學

(77) モーメント分布に依る函渠の簡易設計

(V. W. Souer, "Simplified Design of Box Culverts by Moment Distribution," Civil Eng., Dec. 1939, p. 741-742. 新田 亮 抄)

實際的な 2, 3 の假定を置くくと單複暗渠の設計は非常に簡易になる。先づ頂版及底版を相互に等しく取り側壁と同様に等しいものと假定した。

次に等布垂直荷重が頂版及底版に作用してゐるものとし、又等布側面荷重が側壁に作用してゐるものとする。隅角モーメントは、モーメント分布に依つて表はされてゐる公式に依つて決定される事になる。

- i = 函渠壁中心間の幅
- h = 頂底版中心間の高
- w = 頂底版上の等布垂直荷重 lb/ft²
- p = 側壁上の等布側面荷重 lb/ft²
- M_a, etc = 函渠の長さ $bb\text{-ft/ft}$ に於ける隅角モーメント
- A_1, etc = 部材 1 に於ける A 點の剪斷力

M_t = 頂底版に於ける固定端モーメント = $wl^2/12$
 M_s = 側壁に於ける固定端モーメント = $pl^2/12$
 M_x = 既選點から x なる距離に於ける函渠のモーメント

d_1 = 頂底版に對する分布係數
 d_s = 側壁に對する分布係數

頂底版に作用する荷重に對する隅角モーメントは
 $M_a = M_b = M_c = M_d = M_t M_s \dots\dots(1)$

函渠上の側面荷重に對しては同様に
 $M_a = M_b = M_c = M_d = M_s d_s \dots\dots(2)$

垂直及水平荷重が共に作用せる時の函渠の隅角モーメントは
 $M_a = M_b = M_c = H_d = M_t d_s + M_s d_t \dots\dots(3)$

頂底版の正のモーメントは中央に於て最大であつて其の値は

$$M = \frac{wl^2}{8} - M_a \dots\dots(4)$$

剪力 A_1, A_2, \dots は次の様にして與へられる。

$$A_1 = B_1 = C_1 = D_1 = \frac{wl}{2} \dots\dots(5)$$

A 及 D から時計廻りに測つた彎曲點は次の方程式を

解いて求められる。

$$O = A_1 x - \frac{w x^2}{2} - M_a \dots \dots \dots (6)$$

圖-1-2 は單函渠のモーメント圖及剪力圖，圖-3 は頂底板に荷重が作用して生ずる平衡固定端モーメントを表はしてゐる。

圖-1.

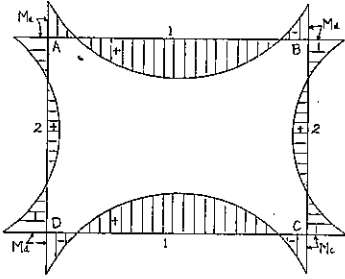


圖-2

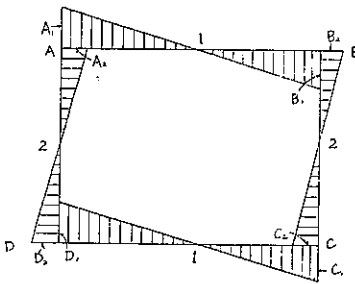


圖-3

	00	00	$+M_a d_1$
00	$-M_b d_1 d_2$	$+M_c d_1 d_2$	00
$+M_a d_1$	00	00	$+M_b d_1 d_2$
00	$-M_c d_1 d_2$	$+M_d d_1 d_2$	00
$-M_a d_1$	00	00	$-M_b d_1 d_2$
$+M_c d_1 d_2$	00	00	$+M_d d_1 d_2$
$+M_b d_1 d_2$	00	00	$-M_c d_1 d_2$
$-M_d d_1 d_2$	00	00	$+M_e d_1 d_2$
$-M_c d_1 d_2$	00	00	$-M_d d_1 d_2$
$+M_d d_1 d_2$	00	00	$+M_e d_1 d_2$
$-M_e d_1 d_2$	00	00	$-M_f d_1 d_2$

單函渠に於て使用された方法に慣つて複函渠上の荷重に對する隅角モーメントは次の如くして表はす事が出来る。

$$M_a = M_c = M_d = M_f = \frac{M u l s}{2 - d_s} + \frac{2 M s l t}{2 - d_s} \dots \dots \dots (7)$$

$$M_b = M_e = M_t \frac{3 - 2 d_s}{2 - d_s} - \frac{M s l t}{2 - d_s} \dots \dots \dots (8)$$

頂底板に對する剪力は次の方程式に依り與へられる

$$A_1 = C_1 = D_1 = F_1 = \frac{w l}{2} - \frac{M_b - M_a}{l} \dots \dots \dots (9)$$

$$B_1 = E_1 = \frac{w l}{2} + \frac{M_b - M_a}{l} \dots \dots \dots (10)$$

A 及 F から時計廻りに測つた彎曲點及 C, E から左(負の方向)に測つた彎曲點は次の方程式を解いて得られる。

$$O = A_1 x - \frac{w x^2}{2} - M_a \dots \dots \dots (11)$$

彎曲點迄の距離の平均値を方程式(11)に代入すると正の最大モーメントは頂底板に對して得られる。

水 理

(78) 有潮水域へ流出する水の問題

A. G. Walker & J. K. Daymond, "On a Hydraulic Problem involving Discharge into Tidal Water," Philosophical Magazine & Journal of Science, Nov. 1939, p. 520~531.

本間 仁 抄

海岸近くにある下水枡からの流出水の問題の様に、斷面積 A の水槽に一定流量 Q が流入し、之から振幅 2R, 週期 T の有潮水域に流出する場合を考へる。水槽と外の水域との間の水位差を h₁ とする時、流出流量が k√h₁ で與へられ、k は管の大きさ等によつて定まる常數とする。(譯者註、即ち Torricelli の定理が適用出来るものと假定したのであつて、實際にはその爲に連結管が充分短く、中の流速も相當小さい等の假定が更に必要である)。又管内には弁があつて水槽への逆流は止められるものとする。外水域の静水面を基準として水槽内の水位の最大限と最低限を H 及 D とすれば、實際にはこの 2 つを定める事が問題になる。

$$m = Q/A, \quad s = Q/k$$

とおき、潮汐曲線を $\zeta = R \sin(2\pi t/T)$, 水槽内水位を z で與へれば

$$z > \zeta \text{ の時に } h = z - \zeta$$

$$z \leq \zeta \text{ の時に } h = 0$$

連続方程式は

$$\frac{1}{m} \frac{dz}{dt} + \frac{1}{s} \sqrt{h} = 1 \dots \dots \dots (1)$$

今與へられた R₁, T₁, m₁, s₁ に對して H₁ 及 D₁ が定つたものとして、R₂, T₂ の場合に就て考へれば、變數 z,

t を適當に變へる事によつて (1) 式と全然同じ形に達する事が出来、従つて更に

$$\frac{H_2}{H_1} = \frac{D_2}{D_1} = \frac{R_2}{R_1} \dots\dots\dots(2)$$

なる結果が得られる。故に $R=1, T=2\pi$ の單位潮汐の場合の H_0, D_0 の値を求めて置けばよい事になる。

先づ水槽が非常に大きく、 m の値が非常に小さくて、 s の値は有限の場合を考へれば、 z は殆ど常數と見做される。 $s=s_0, z=H_0+mZ(t)$ と書いて (1) 式に代入し、 m の自乗以上の項を省略すれば

$$\left. \begin{aligned} \frac{dz}{dt} &= 1 - \frac{1}{s_0} \sqrt{H_0 - \sin t}, \quad \sin t < H_0 \\ \frac{dz}{dt} &= 1, \quad \sin t \geq H_0 \end{aligned} \right\} \dots(3)$$

i. $H_0 < 1$ の場合； z 曲線は殆ど軸に平行で高さ H_0 の直線に近い。従つて 1 週期の間に潮汐曲線とは大體 $t = -\alpha - \pi/2$ 及 $\alpha - \pi/2$ で交る。但し $\alpha = -H_0$ ($0 \leq \alpha < \pi$) を満足する値である。従つて (3) 式から

$$\int_{-\frac{\pi}{2}}^{-\alpha - \frac{\pi}{2}} dt + \int_{-\alpha - \frac{\pi}{2}}^{\alpha - \frac{\pi}{2}} \left(1 - \frac{1}{s_0} \sqrt{H_0 - \sin t}\right) dt + \int_{\alpha - \frac{\pi}{2}}^{\frac{\pi}{2}} dt = 0$$

$$\therefore s_0 = \frac{1}{2\pi} \int_{-\alpha}^{\alpha} \sqrt{H_0 + \cos \theta} d\theta, \quad \theta = t + \frac{\pi}{2} \dots(4)$$

ii. $H_0 \geq 1$ の場合；この時は z 曲線は潮汐曲線と交らないから

$$s_0 = \frac{1}{2} \int_0^\pi \sqrt{H_0 + \cos \theta} d\theta, \quad \theta = t + \frac{\pi}{2} \dots(5)$$

次に m の値が増加した場合に就て前と同じく二つの場合に分けて考へる。

i. $H < R$ の場合；この時は m の大きき上の限界がある事になるが、實際にはこの様な場合は初めの假定が當て嵌らない。

ii. $H \geq R$ の場合；この時は z 曲線は潮汐曲線の上にあつて、 m の値は無限大まで取り得る。 m の値が非常に大きくなれば (1) 式によつて近似的に $z = \xi + s^2$ となり、 z 曲線と潮汐曲線の距離は常に s^2 になる。従つて $m \rightarrow \infty$ ならば $H \rightarrow R + s^2, D \rightarrow -R + s^2$ である。之から單位潮汐の場合は $H_0 \geq 1$ ならば、 $H_0 = \text{const.}$ の曲線は $m \rightarrow \infty$ に對して $s_0 = \sqrt{H_0 - 1}$ を漸近線とし、 $D_0 = \text{const.}$ の曲線は $s_0 = \sqrt{D_0 + 1}$ を漸近線とする事が解る。

之等の問題の實際の計算は圖式積分によるか、又は代數的方法で近似的に $\xi = f(t)$ の f を t の一次又は二

次式で表す。一次曲線及二次曲線と假定した何れの部分でも

$$\frac{dh}{dt} + \frac{m}{s} \sqrt{h} = m - \frac{df}{dt} = a + bt$$

但し a, b は常數である。 $h = (a + bt)^2 u^2$ とおけば

$$(a + bt) \frac{du}{dt} = \frac{1}{2u} - \frac{m}{2s} - bu$$

(1) 式の代りにこの式を積分すればよい。

(79) 衝力論に依りて計算したる廣頂堰の流量に就て

(H. A. Doeringsfeld & C. L. Barker, "Pressure-Momentum Theory applied to the Broad-Crested Weir." Proceedings of the. A. S. C. E., Dec. 1939, p. 1719-1731.)

佐藤清一抄

廣頂堰を量水堰として利用せんとする場合、その廣頂上の水深 H を測定して流量を知るべく、衝力論を應用してその算式を求めたものである。

流線の平行な流水の一小部分を考へ、 p は壓力、 A, d は斷面積、 dl' は長さとして、2 斷面 1 及 2 によりて圍まれたる小部分に衝力方程式を適用すれば

$$\left(P_1 A_1 + \frac{\rho Q w V_1'}{g} \right) - \left(P_2 A_2 + \frac{\rho Q w V_2'}{g} \right) + \frac{1}{2} (\rho A_1 + \rho A_2) dl' w \sin \theta = 0 \dots(1)$$

但し V_1', V_2' は斷面 1 及 2 に於ける流速である。傾きも、長さ dl 、深さ d 、幅 b の開渠を考へると (1) は

$$\frac{\rho_1'}{g} \left(p_1 A_1 + \frac{\rho Q w V_1'}{g} \right) - \frac{\rho_2'}{g} \left(p_2 A_2 + \frac{\rho Q w V_2'}{g} \right) + \frac{(\rho_1' + \rho_2')}{2} \frac{(d A_1' + d A_2')}{2} dl' w \sin \theta = 0 \dots(2)$$

Σ を \int に變へ $dA_1' = b \cdot dd_1'$ ； $dA_2' = b \cdot dd_2'$ ； $dQ = b dd_1' V_1' = b dd_2' V_2'$ とし更に $P = wd$ ； $d = \frac{d'}{\cos \theta}$ ； $V' = \frac{V}{\cos \theta}$ ； $dl = \frac{dl'}{\cos \theta}$ ； 従つて $P = \frac{w d'}{\cos \theta}$ であるから、(2) を積分すれば

$$b \left(\frac{d_1'^2}{2} + \frac{V_1'^2 d_1'}{g \cos^2 \theta} \right) w - b \left(\frac{d_2'^2}{2} + \frac{V_2'^2 d_2'}{g \cos^2 \theta} \right) w + b \frac{(d_1' + d_2')}{2} dl w \tan \theta = 0 \dots(3)$$

水平開渠に對しては、 $\theta = 0$ ； $\frac{V^2}{g} = 2H$

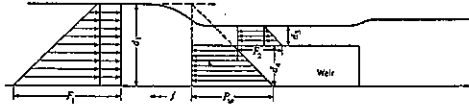
$$\therefore bw \left[\left(\frac{d_1'^2}{2} + 2H_1 d_1' \right) - \left(\frac{d_2'^2}{2} + 2H_2 d_2' \right) \right] = 0 \quad (4)$$

更に摩擦を考慮に入れ必要のある時は (6) 式の右邊

を摩擦力 f とすればよい。

廣頂堰 廣頂堰に對し (4) を適用すれば (圖-4 参照)

圖-4.



$$bw \left(\frac{d_1^2}{2} + \frac{Q^2}{gb^2d_1} \right) - bw \left(\frac{d_2^2}{2} + \frac{Q^2}{gb^2d_2} \right) - wbp \left[\frac{d_1 + (d_1 - d_2)}{2} \right] = 0 \dots\dots(5)$$

を得る。之を $d_1 - d_2 = H$; $H = Kd_2$ として Q について解けば

$$Q = QbH^{1.5} \dots\dots(6)$$

$$\text{但し } Q = \frac{\sqrt{2g}}{2} \left\{ \left(\frac{K^2 - 1}{K^2} \right) \left[\frac{\lambda d_1 + H}{K(d_2 + H) - H} \right] \right\}^{0.5} (7)$$

實験 上式に對し K が如何なる値をとるかを実験にて定め、尙此の式を誘導する時になしたる假定——即ち (5) 式に於ける第 3 項で、堰上流垂直面の壓力を $wbp \left[\frac{d_1 + (d_1 - d_2)}{2} \right]$ と假定した——の精度を確かめた。

圖-5.

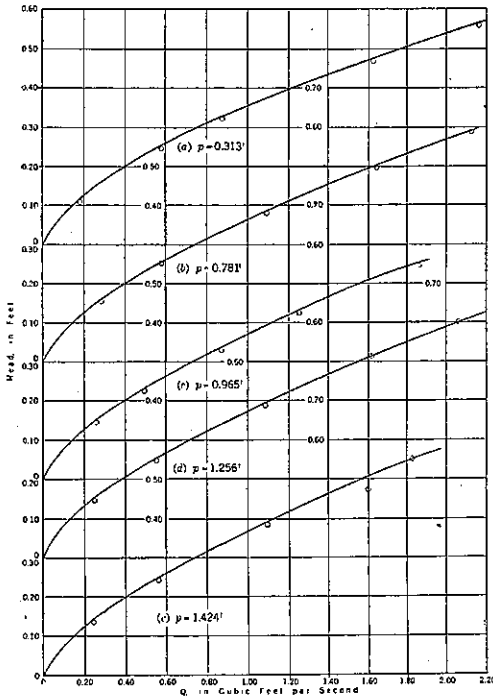


圖-5 は堰頂高を 5 種類に變へて觀測したる實驗値と計算値を示す。從軸には H を、横軸には $Q(\text{ft}^3/\text{sec})$

をとつてある。

下流水位が堰頂水深に影響する限界水深は

$$d_c = \frac{\sqrt[3]{Q^2}}{g} \dots\dots(11)$$

q = 單位面積當りの流量

圖-6.

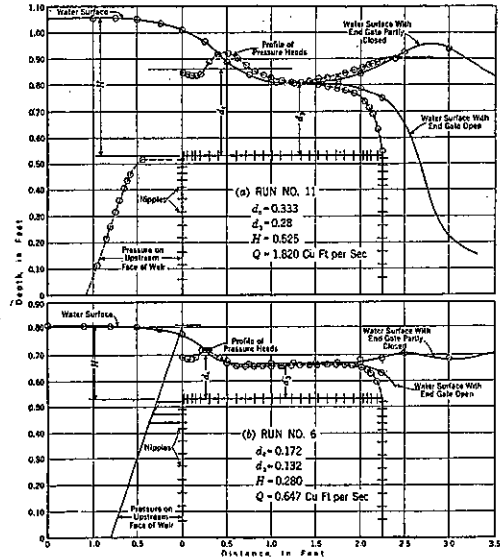


圖-6 に依りて堰上流面の壓力に對する假定の至當なる事を知る。又 d_c は流線の堰上面に平行なる所にて測るを要すべく、下流の扉を一部閉じたり開放したりする事により下流水位を變へ、之により圖-6 の如く流線の平行なる場所の存する事及其位置を知りうる。

表-1.

(a) Minnesota Tests				(b) Washington Tests				
Crest Dimensions, in Feet:								
Height	Length	Breadth		0.265	0.803	0.471	0.523	
	1.28	2.25		1.12		1.05	1.05	
Head, H, in feet	Depth, d_1 , in feet	$K = \frac{H}{d_1}$	Head, in feet	K	Head, in feet	K	Head, in feet	K
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
0.117	0.060	1.95	0.951	1.29	0.207	1.53	0.076	1.73
0.128	0.070	1.83	0.901	1.49	0.228	1.85	0.088	1.91
0.165	0.085	1.94	0.1031	1.64	0.225	1.90	0.108	1.95
0.200	0.100	1.99	0.1241	1.60	0.245	1.85	0.111	1.92
0.270	0.140	1.93	0.132	1.80	0.238	1.85	0.145	1.95
0.350	0.180	1.97	0.141	1.82	0.270	1.85	0.159	2.00
0.430	0.220	1.95	0.157	1.84	0.302	1.83	0.180	2.12
0.495	0.250	1.98	0.170	1.77	0.322	1.78	0.194	2.11
0.625	0.280	1.85	0.185	1.85	0.334	1.60	0.217	2.04
0.785	0.310	1.88	0.195	1.82	0.232	2.05
0.820	0.385	1.94	0.228	2.04
‡ Standing waves on weir. † Chopped with. † Pipples on crest.			Average			Average		
			1.91			1.865		

Minnesota で堰頂高を 5 種類に變へて實驗せる外 Washington でなほ表-1 の如き 2 種類の廣頂堰について實驗したが、之等の實驗によりて定められたる K の値は表-1 の如く、之等總ての平均として

$$K = 1.98$$

を得た。

(80) 土砂輸送管内の Rifling の影響

(G. W. Howard; "Effects of Rifling on Four-inch Pipe Transporting Solids." Proceedings of A. S. C. E., Nov. 1939, p. 1591~1603.)

本間 仁 抄

土砂輸送管の内壁面に螺旋形突起 (Rifling) を付けて、之が土砂輸送能力に及ぼす影響に就て実験を行つた管の内径は 4' 及 2' の 2 種で Rifling の形は 24 種あるが、その中の代表的なもの 2 種を挙げれば

	Rifle の大小 (')			全長 (内径の倍数)
	幅	高さ	ピッチ	
1.	1/16	1/2	40	10
2.	—	1/2	40	8

実験は次の 2 つの場合に就て行つた。

1. 砂を流した場合
2. 泥土、粘土及豆砂利を流した場合

一例として 4' 管に砂を流した時の実験結果を圖-7 及圖-8 に示す。圖-7 は流速と流砂量の関係であつて、圖-8 は流速と損失水頭の関係を示し、Rifling は何れも第 1 のものである。

圖-7. 流速と流砂量

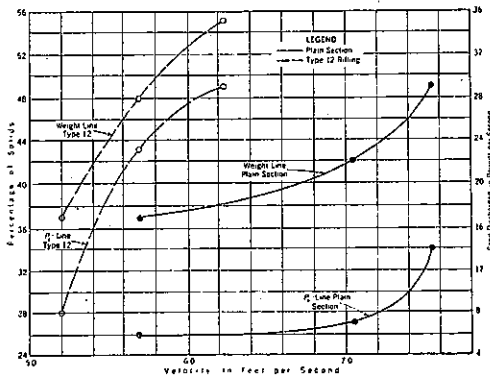


圖-8. 流速と損失水頭、数字は流砂量

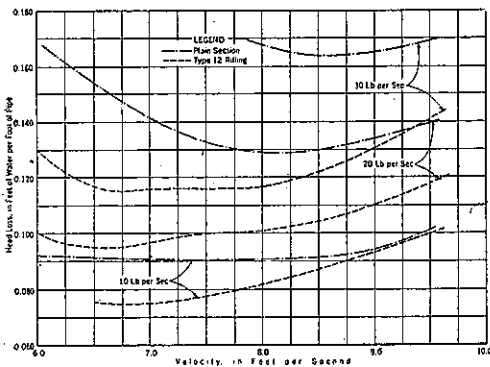


圖-7 の中の流砂量は管が土砂で詰つた時の土砂量の重量比であつて、Rifling の影響は詰る事に對しては非常によい事が解る。又圖-8 から見れば損失水頭も Rifling のある方が少なくなつてゐるが、この點では 2' 管の實驗結果から見れば、流速が今少し増せば反對になつて Rifling のある方が損失が大きくなり、その差は速度の増す程著しい。この傾向は想像出来るものである。

結局總ての實驗の結果を綜合すれば

1. 粗い砂又は砂利が流れてゐる時には Rifling は管の能率を増す。
2. 泥土又は粘土が流れてゐる時には Rifling は管の能率を低下させる。

この 2 つを合せて一般的に言へば、Rifling のない輸送管ならばその中に沈澱を起す様な物質を流してゐる時には、Rifling は輸送管の能率を高める。

施 工

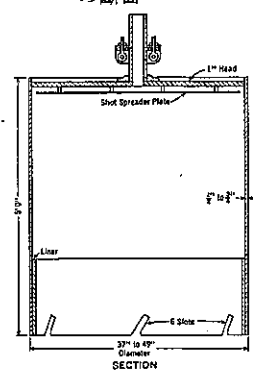
(81) Chickamauga 堰堤地點の大試験

("Large core drills aid construction at Chickamauga Dam." Proceedings of A. S. C. E., June 1939, p. 953~967.)
宮崎 茂一 抄

Chickamauga 堰堤に於ける閘門の上流側導流壁地域の基礎は、厚い粘土層の下に風化する石灰岩層を有し、施工困難と見られた。導流壁は高さ 20' 支間 42' 厚さ 8' にして、扶壁に支持されてゐる。岩層は頁岩及ペントナイトの層に被はれて、褶曲甚だしく、洞穴、割目、斷層等が多数に存在してゐた。之等の地質條件から考慮して、基礎杭としては、径 36' の鐵筋コンクリート柱を使用し、之の柱を粘土層及石灰岩層を通り抜けて、丈夫な底の岩盤まで達せしめる事に決定した。

鑽孔装置： 先づ鐵筋コンクリートの厚さ 3' の床版を設けた。鑽孔機は 36" 孔用 3 臺、72" 孔用 1 臺を使用した。36" 機は全重量 3t, 72" 機は 9t 錐粒を用ふる回轉式である。圖-9 に示す型式のビットが最も満足すべきものであつた。深孔の掘進には敷金を使用し、尙孔が深くなればビ

圖-9. 大孔用標準ビットの断面



ットの先端の幅を増加した。

尙、孔は底部にて最小径 36" を得る様に、孔頂では之より大きく掘らねばならなかつた。又最小のケエシングの中をビットが通過し得る様に、ケエシングに 1/2" の餘裕を持たした。

鑽孔機の操作： ビットが錐心で一杯になつた時か、或は他の都合で鑽孔を中止する時は、道具を取外して人間が孔の底まで下りることが出来た。普通 1 回の鑽孔深さは 3~4' であつた。次に錐心の中心にジャッキハンマーで孔を明け、引揚輪を有するピンを此の孔の中に押し込み、一方錐心の一侧の溝に適量のダイナマイトを入れて之を爆發させて錐心を引き上げるのである。

排水のための豫備グラウト工： 表土層を堅固にし、且岩層中の割目を填充する目的にて、大孔の鑽孔前に、その中心に 5.5" の小孔を掘り、之にグラウト工を施した。

圖-10 は此の小孔よりの循環装置によるグラウト工法を示したものである。

注入は、表土層中にて 25~50#/方、岩盤中にて 100#/方 位の壓力で、汁が入らなくなるまで努力した。此の豫備的グラウト工法により、大孔の信頼するに足る鑽孔深さを推定する事が出来た。

セメント汁としては、セメント重量の 3% の鹽化カルシウムを含んだ水とセメントとの混合物を使用した。之はセメントの凝結作用を促進し、注入が不必要な遠距離にまで達する事を防ぐためである。水セメント比は最初 0.66 とし、次に 0.40 とし、出来得れば 0.33 にまで減じた。

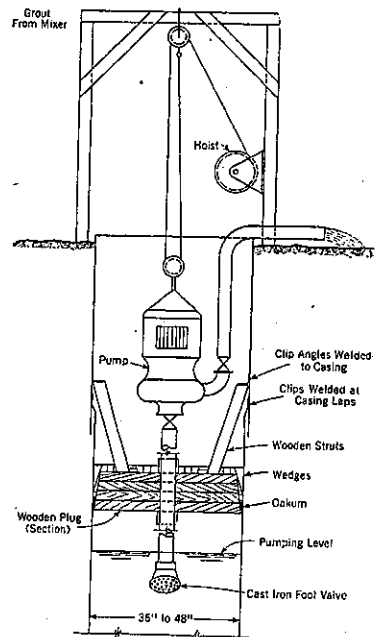
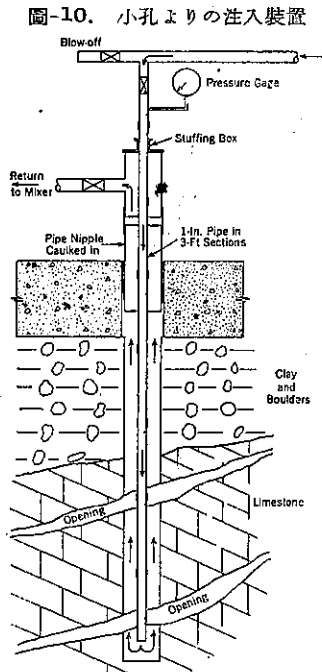
鑽孔と清掃： グラウト工の完成に引繼いで、大鑽孔を始め、最初は 49" のビットを用ひた。ビットの長さは 5' あつたけれども、孔壁の落込、錐心其の他に關する事

故等のため、ビットの筒に錐心が滿されない中に、機械を外す事が多かつた。等質で丈夫な岩のときは、長いビットを用ひて、仕事の進捗を計つた。表土層中の最初の掘進は大體 10' であつた。孔壁に落込の危険があるときは、ケエシングで露出部分を止め、次の鑽孔には、ビットを小さくした。表土層からの流出水の排水には輕くて頑丈な二段氣動速心ポンプを使用した。工事の初期には大量の流水があり、之を防ぐため、ケエシングを取付ける毎に、ケエシングと孔壁との間に、ドライセメント又はドライモルタルを填充した。岩盤中の鑽孔には、ケエシングを必要としなかつた。

急激湧水に對する處置： 激しい湧水に出會つたときは、直ちに鑽孔を止め、機械は他の地點へ移した。湧水量は毎分數百~數千ガロンにして、之を汲出すために圖-11 の如き装置をなした。圖中の木栓を特別に作製して水を汲出し、

圖-11 大孔グラウト工用木栓の取付け
一方、水セメント比 0.40~0.33 の濃いセメント汁にてグラウトをなした。湧水が止まると木栓を取外し、下方の孔にたまつた汁を、ビットで切り取つた。此の方法が完了した場所は、鑽孔深さ以下に、他の水徑がない限り、湧水を完全に遮断する事が出来た。鑽孔中の

最大難事は 表土層及不健全な 帶水岩層中の 湧水であつた。前記の頁岩及ベントナイトの層を貫通し、或は丈夫な岩盤に達したときには、孔底にジャッキハンマーの小孔を 8~10' 掘り、直角鉤のついた鋼棒を使用して、空隙の存在を調べた。殆んど空隙がない場合は、大孔の鑽孔を止め、後からのグラウト工のために小孔に管を埋める。



柱杭の建設：柱の長さ 40' 以下、鉄筋の径 1" のものを 16 本使用し、その径 32" とせり。大孔を正確に鉛直に掘ることは不可能であつたので、鉄筋柱の鉛直線からの偏倚は 1.5' まで許した。最初鉄筋籠を孔中に入れ、之を梯子に利用して、ケエシングの接目から噴出する小さな漏水口を填塞し、又ケエシング後方の空隙のグラウト工をなした。コンクリート填充には、直接孔の上に、鋼製のホッパを置き、バケツからコンクリートを投入した。

先端扶壁の特別工法：先端扶壁の部分は岩盤不規則にして、数呎鑽孔後大量の湧水があつた。周囲に鋼矢板を打つたが尚湧水は止らず、此の矢板圍の外側に井戸を掘り、排水に努めた。特に悪い一つの井戸の底を横切つて、木製カルバートを通し、ポンプに連結し、此處に圍中の垂直の注入管を導いた。次に玉石を投込み、圍の底を蔽ひ、水面まで達せしめ、その上に小石を置き、二回に亘つてコンクリートを注ぎ込んだ。

結語：當初、本導流壁に対する基礎工法の選擇に際しては、大試錐工法は如何なる地盤に適するかは殆んど分らなかつたし、又その經濟性に關しても或程度の疑問があつた。然しながら、工事完成後、工程及工費の記録に依れば、本工法が最も經濟的であり迅速であつた。

本工法に依る完成孔數 39, 平均深さ 55.1', 最大深 82' である。總工費は約 1' に就き 18~20 弗である。

扶壁に全荷重が、かゝつた後、基礎沈下及導壁の撓を觀測せしも、何等異常はなかつた。

上水道

(82) ガナイトに依る配水用貯水池の 法面保護

“Placing 30 Acres of Gunite to Line
Aqueduct Distribution Reservoir.” West.
Const. News, Nov. 1939, p. 361-363.
中谷茂壽抄

コロラド河貯水堰堤より導流したる水を 1 時的貯水する爲の Palos Verdes 貯水池は其の面積 30 英町を全部ガナイトにより表装してある。此の貯水池は南カリフォルニア州の諸都市に給水する爲めの配水池で、海岸から僅かに 3 哩、Torrance 市の東南 1 哩に位する。

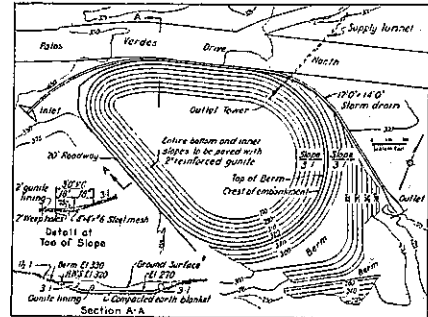
貯水池は西洋梨の形にして長さ 1500', 幅 1000' (水面)、内側壁法は 3:1、總容量 1000 英町である。

貯水池の設計に際して特殊の工夫を凝したるは、漏水防止の爲輾壓したる土層上に僅かに 2' 厚のコンクリー

トをガナイト施工した事である。ガナイトを施工したるは波力による破壊を防止する爲と清掃を容易ならしめる爲である。輾壓したる土層は底面では 10' 以上の厚さにして側壁上部は 3' である。

圖-12.

ガナイトの基礎は輾壓した、不透性土を以て底面及側壁を形成した。北側壁に沿ふ排水渠は附近雨水の放水路にして、又貯水池への取入口も放水口も兼ねてゐる。



不透性土は貯水池掘鑿土中より採集、それを層に盛り上げて輾壓し、其の比重が 105 lb. per cu. ft. (乾燥時) を有する程度とした。實驗の結果によれば透水率は 1 ケ年に 0.001' であつた。

表装は 2' 厚の鉄筋コンクリートガナイトよりなり底と側壁との交點には 3' の曲線を附し、最も厚い所 4' とした。鉄筋は 4×4' の網目に作られたる鐵網にして、96'×200' のものを使用した。

ガナイトの總量は 8000 cu. yd. に達し、其の骨材は次の様な砂である。

篩の寸法	砂の%
200 以下	1.4
200-100	2.9
100-50	12.0
50-30	29.2
30-16	21.2
16-8	15.3
8-4	13.0
4 以上	5.0

混合割合は 1:4 を使用した。

乾燥混合をなしコンベヤでホッパーに送り込む。此れがホッパーで水と混合され 3 個のガナイト施工機中に重力式に送り込まれる。砂の含有水分により變形しない様に充分な注意が拂はれてゐる。此の乾燥混合物は 1 時間を超過すると變形して丁ぶ爲、1 時間以内に使用されねばならない。

鐵網は幅 96' で、ガナイトは片端から施工して行つた。法の所は 25' 幅に區分して交互に 48 時間づゝ経過

圖-13.

側壁の法付。側壁の構成にはトラクター式スクレーパーを以て粗仕上をなし、モーターグレイダーで正確なる法に仕上げた爲殆んど人手を使用しなかつた。



してから施工して行つた。鐵網は輾歷土の表面から 1' の所に吊り上げ乍らガナイトを施工した。

鐵網に施工したガナイトの試験によれば 28 日で 4000 lb. per. sq. in. の應力を得た。

ガナイト施工後 24 時間にして其の表面をワイヤブラシで掃き不純物を取り去つたが、表面は其れ以上上上を行はずに養生した。表面は撒水して後直ちに養生材を撒布した。

下水道

(83) 空爆に対する下水道保護

P. M. Gough; "Protection of Sewerage Systems from Aerial Attack." Surveyor 1939, March 24.

田村 康抄

下水管で特に爆破され易いものは。

1. 地下埋設で路面下 15' より深くないもの。
2. 地下室床下 15' 以内の下水管。
3. 鐵道線路の掘割及低地の場合等に於て中空に架けられるもの。
4. 掘割箇所の鐵道下を横斷する淺い土被りのもの。
5. 運河及河川床下を横斷する淺い土被りの下水管。
6. 橋梁添架下水管。
7. 土被りの淺い若くは全く無い揚水堅管。
8. 唧筒場及機械設備。
9. 下水管より直接地表に上る人孔堅孔。

空爆破壊の結果

此等に対する破壊の結果は

1. 下水管は崩壊物で埋り爆弾穴は給水管より又下水流水の爲に滿される。平常の動水勾配線上幾許もない地下室は洪水となる。下水管の土被が動水勾配線上淺く而も狭地に沿ひ埋設せられ居る場合、低地は浸水を呈する。

2. 若し地下室が防空室として使用されるか又は防空壕が地下室と略同水準にある場合は浸水し、救助策が閉ざされんか、人命の損失を招來する事となる。

3. 低地は洪水となり、汽車の運轉は停頓するに至る。

4. 3 の場合同様。

5. 運河は下水管内の洪水状態を來し運河水面より低い地面の箇所では極く短時間に洪水となる。

6. 3 の場合同様。

7. 揚水堅管は其の機能を停止し唧筒場は水路付替、又は貯留の設備ない限り、浸水の傾向最も大である。浸水された機構が運轉不可能となる様な事は非常に重大な事である。

8. 唧筒場と機械設備は裂片及焼夷彈を免れない。

9. 爆彈が人孔蓋を貫して直接下水管に落下する場合蓋が爆裂を起さしめるのに充分な強度を有すか否かにより、より大なる爆彈穴が作られ、下水管は廣範圍にわたり破壊を被ることとなる。

平時の豫防策

崩壊箇所の水路付替が施工困難な場合、付替はバイパスを以てされる事もある。バイパスは大管内に置かれた小管であつて、大管は小管の周圍に修築される。もつと満足な方法は充分に覆被された完全なバイパスであつて、其れは下水本管の大きさを必要としない上に而も貯留からの餘水を充分に吐くのである。

破壊され易い下水管がバイパス困難な場合は、修築組織を立派に備へる事が唯一の良策である。乃ち其の平時の豫防策は堰板か溝の楔か都合の良い工夫で其の部分に切離す事である。唧筒場の機械設備は裂片や焼夷彈から護られねばならない。設備費が制限されて居ない場合、コンクリート造屋根は軽い焼夷彈に對し保護物として適當であり、廻向用鐵板或は石綿板は非常の際取付出来る様に其れ等の位置に蓄積して置かねばならない。直接命中を止める事は不可能であるが、石綿板を承木に乗せ鐵製假構と 60 度の角度に取付ける 組立は早急に出来るのであつて軽い焼夷彈の大部分をはずし得られるものと考へられる。

破壊と修築、(圓形、矩形及卵形下水管)

(a) 環狀龜裂 モメント、トロで修築し其後動搖ある場合の印を附す(永久的修築)。

(b) 軸方向の龜裂 内徑 5' 以下の下水管に對しては

金属伸縮抗壓材及板張を用ふる。其れ以上の管に対しては木材野角を用ふる（一時的修築）。木材は膨脹し衝撃に対して鋼よりもよく耐へるものである。煉瓦造のものには紐繩締を使用する（永久的）。

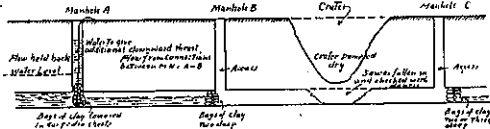
コンクリート管、龜裂に対してはモルタルを用ふる（永久的）。

鑄鐵管、龜裂及裂開に対してはセメントを用ひて孔埋する（一時的）。

落込んだ下水管内の崩壊破片層は爆弾穴よりする流水により一掃され得べくも、其の様な場合洗掘作用が甚だしく又一方附近の建築物基礎が影響を被るだらう。

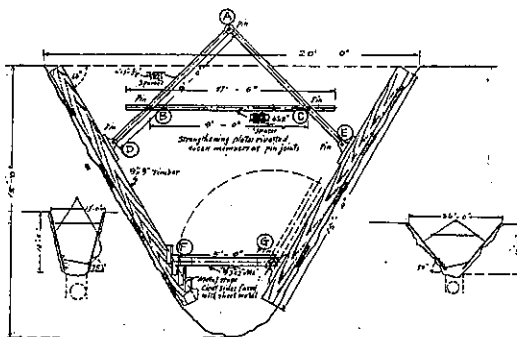
今下水管に爆弾命中して爆弾穴が出来、附近に在る給水本管が鑄鐵管の場合は必ず一々必要なる修築をしなければならない。第一に爲すべきは洪水を來す前に爆裂した本管を切離すことである。この事は新しい管に付替へする爲に消防班が到着する迄になされねばならない。未だ破潰部分が遮閉されて居ない時は、土囊及防水布によつて遮閉すべきである。此れ等は圖-14の如く配置される。

圖-14.



爆弾穴の滯水が揚水されると、側面部が崩れ落ちないやう穴の中心線上方より跨る鼻梁結構を置く。此の時穴内には人は遣入らないものとする。修築が終れば又次の穴に持ち運ばれる。此れには A 型構が案出されてゐるが著者は一考案として圖-15を掲げる。

圖-15.



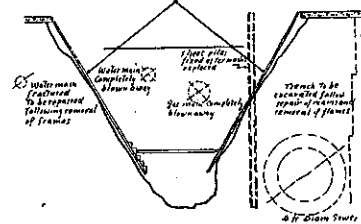
AD, AE なる部材は隔材を狭んだ T 型断面のものである。BC は其の身長に到る處にピン附出来る孔を穿

つたチャンネルである。FG は各種寸法に長さを切つた T 断面部材である。両側の部材を A に於て接合する爲め適當な位置に B 及 C がピン附される。そして G にてピン附された適當な長さの底部材 FG は最初豎位置に置かれ動力によりロープで下方に降され F に頭を置かれる。9' 角の部材は直角に保たれ乍ら FG が居く所迄下される。

次に命中彈を被つた給水管の傍に下水管が埋設ある場合を考へて見る（圖-16 参照）。

損壞して水管を修理し終つた水道技術者が A 型構を其の儘に置去ると、下水管修理班は A 型構内より鐵矢板を打込み穴の上背に A 型構を固定せしめる。そして A 型構の底支柱は豎位置に引起され、新たな下水管の堀鑿溝からの残土は穴の埋戻土となる。崩壊下水管の上下流両端には管と直角に横溝が掘られ、崩壊延長を示し、掘鑿機（若し得られるならば）の使用範囲を示す。

圖-16.



溝の片側は鐵矢板に支材を以て支へられる。底部迄掘進めると下水管仰拱の形にブリキ板の樋を造りコンクリートの裏込をなして、遮閉されて居た流水を流した場合に及ぼす洗掘作用を防止する。下水管はそれより再び遮閉されブリキ板を拱に張り其の上に早強コンクリートを打ち而る後に再び流水を開放する。總ての木材は埋戻と同時に取纏められ鐵矢板は抜かれて次の使用に供せられる。

道 路

(84) 道路交叉點に於ける中央分離帶

（“Median Strips at Highway Intersections.”
E. N. R. Oct. 26, 1939, p. 48-51.
倉田 宗章 抄）

最近の道路設計理論は、四車線道路が反対方向の交通に対して夫々別の車線道路を設置する時頻繁な高速交通は却つて安全であると云ふ事に一致したが、反対方向交通を分離する道路の中央分離帯に就いては現在何等定まつた実行方法も理論もない。此れに先鞭を着ける可く交通管理設計に関する特別委員会として有名な米國州道路協會の委員會が、交叉點に於ける中間分離帯設計

に關する重要な研究を提出した。約説すると、此れは中間分離帯の幅員の問題に局限されて即ち (1) 設置可能な場合に於ける左回り及 U 字回りに對し安全な分離帯の幅員、(2) 中央帯の幅が決められる場合安全に曲り得る爲の開きの設計である。

基礎的假定——本論に於ては次の 3 種の交通状態を想定する。即ち、専ら乗用車のみの交通或は殆んど乗用車の運轉に影響を與へぬ程僅少なトラック交通のある場合を P とし、トラック交通が増加し乗用車の速度を減殺し且つ低速度の車輛の通過が頻繁な場合を T 、低速度車輛がほんの時々交通を妨げる様な混合交通の場合を M とする。

假定した設計用車輛の寸法は圖-17 中 Fig. 1 参照 (此等の寸法は總ての型式を平均したものではないが此れに基いた設計は大抵の車輛に適合する。) Fig. 1 中 (a) は P 交通に對する假想車輛と左最急カーブの經路を示す、(b) は T 交通に於けるトラック並びにバスに對するもので、此れ等の車輛が通路の幾何學的設計に與へる影響の間には殆んど差異がない。 M 交通に對しては T 交通の場合と同様である。長さ 30' 以上の半附隨車 (semi-trailer) は設計に何等影響を與へぬものと見做す、然し半附隨車が設計用車輛 Fig. 1 (b) より短い回轉半徑を有する場合には設計に於て回轉地帯を幾分擴げねばならない。此れ等の假定に基いて横斷車輛の保護の爲には交叉點に於ける中央分離帯の最少幅は P 交通に對しては 19' T 交通に對しては 30' となる。車線幅は 11' である。

左回りに對する設計

分離式道路への回轉——此の状態は中央分離帯の中の保護地帯より出發して左回轉で分離式道路に進入する場合と假定すると P 交通に對する最小設計は Fig. 2 (a) の如し。Fig. 2 (b) は假想トラックに對する設計である。此の際分離帯の 2 車線開口は不充分であり 4 車線開口で辛じてトラックを通し得て且つ隣の車線を犯さない。トラック 2 輛に對しては中央分離帯の幅員は尙 35' 増加せねばならない。混合交通 M に對しては中間的設計として Fig. 2 (c) の如し此の場合はトラックを入れ得るが回轉進出に際して道路の外側車線に出なければならぬ。

分離式道路からの回轉——分離式道路からの左廻り車輛は出来る丈迅速に内側車線を空けねばならぬ、横斷車輛の前で回轉する爲には分離帯の開口は Fig. 3 の如く横斷道路及分離道路の車線を空ける様充分廣くすべきである。車輛の最小廻轉半徑は P 交通に對しては 30'

T 交通に對しては 50' である。便宜上内側後輪の軌跡と見做す圓を内側車線の内側の線に對する切圓と假定する。かくすれば車輪が道路の縁端より 1~2' 離れてゐる時は幾分樂な半徑で廻り得る餘裕が出来る。開口の最小幅員は分離道路の内側車線からの Fig. 3 の如く全交通車線から離れた停止位置に到る車の最小廻轉半徑を決める事に依つて求められる。 E の最小長 Fig. 3 は P 交通に對しては 92' T 交通に對しては 130' である。分離帯の半圓頂間の開口幅員 L は $E-W$ である、茲に W は分離帯の幅員である。従つて E が制限距離となるから開口の最小幅員は分離帯の幅員が増加する程減少する。

分離式道路への左廻り進入に對する分離帯の所要幅員は P 交通に對しては 25'、 M 交通に對しては 32'、 T 交通に對しては 43' である Fig. 2。此れ等に應ずる分離帯の半圓頂間の所要開口幅員は夫々 67, 98 及 87' となる。分離帯が單に横斷車輛を保護する丈の幅員即ち P 交通に對して 19' M 及 T 交通に對して 30' の幅員である時は半圓頂間の所要開口幅員は夫々 73' 及 100' となる。開口の幅員が此れ等の値より小さい時は停止位置から左廻りをするには P 交通の場合には 3' T 交通の場合には 2' 丈分離式道路の内側車線内に侵入し其の位置から廻轉を始めねばならぬと云ふ結果になる。 E の長さは幾分變化し得るが常數と見做しても大差なく P 交通に對しては約 75' T 交通に對しては約 110' である。従つて分離帯の所要幅員に對する開口の妥協案的幅員は P 、 M 、 T 交通に對して夫々 50' 78', 67' となる。

U 字形回轉——U 字形回轉は出来るならば内側車線から内側車線へ廻轉進入出来る様にすべきである。 P 交通に對する最小設計は Fig. 4 (a) の如し。分離帯開口は 14' で充分であるが運轉上の餘裕及トラックの臨機的廻轉の爲に開口は一層擴げの方がよい。一方向交通の廻轉を制限する爲には分離帯の端の形を Fig. 4 (u) 中の破線の如く變へる。全道路幅員が制限されて中央分離帯が 39' より狭くせねばならぬ時は Fig. 4 (b) の如く内側車線から外側車線への廻轉をする様な設計が考へられる。斯くすれば幅員 11' だけ減ずる。假想トラックに對する U 字形回轉開口の三設計例は圖-21 の如し。Fig. 5 中 a は内側車線から内側車線へ廻轉進行する好ましい例であり b 及 c は全道路幅員が制限される場合分離帯の幅員を減ずる方法を示す。

狭き分離帯に對する開口—— P 交通に對しては 19' 以下 T 交通に對しては 30' 以下の幅員のものを狭き分離帯と考へる。開口の最小幅員は 2 つの場合に就いて述

べられる。I の場合では開口は充分広く左廻りをして開口地帯に入った車輛は通過交通車線を何等犯さぬものと假定される。II の場合では開口地帯に在る車輛が兩側の分離式道路の隣接車線を夫々 P 交通に對しては 3' T 交通に對しては 2' 丈犯す如き開口幅員を持つものとする。

I の場合——此の場合は分離帯に依り保護される地帯に入った車輛が丁度通過交通車線を外れるものとする (Fig. 6 参照)。乗用車及トラックの最小廻轉半徑は夫々 30 及 50' とす。Fig. 6 は 12' 及 16' の幅員の分離帯を例として開口幅員を決する種々の條件を示す。左廻りに依つて分離式道路へ進入する車輛に對しては開口の所要幅員は幾分狭げられる。開口の最小幅員に就いて 2 つの場合が考へられる。1 は停止位置に於ける車輛が分離式道路の車線は犯さないが横斷道路を犯してゐる場合 (Fig. 6 (b) 参照)。他は車輛がいづれの車線をも犯してゐない場合である (Fig. 6 (a) 参照)。前者の場合は急廻轉カーブを必要とし又後者の場合より開口の幅員は小となる。Fig. 6 (e) の如き場合では交通車線から保護地帯に入り或は保護地帯から交通車線に入る際に最小廻轉半徑が使用されねばならない、その結果横斷交通に對する餘裕が得られない。

II の場合——此の際開口幅員を決する假定及條件は 2 つの特例を除き I の場合と同じである。此處に特例とは I は保護地帯に在る車が分離式道路の交通車線を犯してゐて P 交通及 T 交通に對して夫々 3' 及 2' 丈突出する事、他は假想車輛の内側後輪の経路が分離式道路の内側車線の内側線より夫々 3' 或は 2' 離れて車線縁に平行に引かれた線に對する切線であると假定する事である (Fig. 7 参照)。

No. 4 滑走路は約 75% 完成し、No. 2 滑走路工事が初められやうとしてゐる。氣象臺の記録によれば No. 4 滑走路は着陸の 70% に使用され、No. 1 滑走路が残りの場合に使用される事が風の方向より推察出来る。

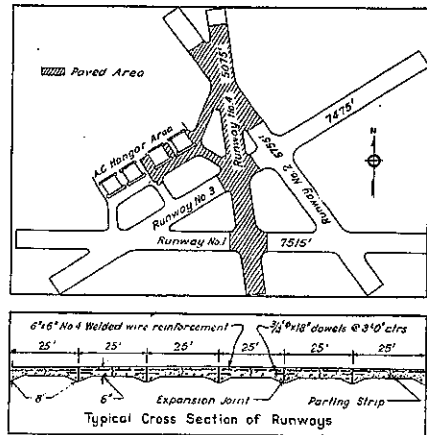
此の飛行場には 4 本の滑走路があり、其の長さは 5 075~7 715' あり幅員は 200~150' の舗装面がある。現在の No. 4 滑走路は 5 075' の延長にして、20' 幅員の道路舗装に換算すれば 7.21 哩に及ぶ。舗装工事は急速度で進められつゝあり、本舗装には鐵網が埋め込まれ、伸縮接目には柄が設置される。最も成績の良い日は 2 回の 7 時間交替で 25' 幅を 2 322' 即ち 6 450 平方碼のコンクリートを打つた。

コンクリート舗装を使用したのは大なる應力と永続性及低維持費等の理の他、夜間に於ける判別の容易な事も主なる理由の 1 であつた。滑走路舗装面は 150' 幅員にして拱頂では 6' の厚さを有する。導路は 75' 幅員にして 3' の厚さであり、格納庫のエプロンは 200' 幅員にして中央へ勾配 6' が附せられてゐる。

舗装コンクリートは全部 25' 幅に打ち其の兩側には伸縮接目を設け、縦の方向には 40' 毎に伸縮接目を設けた。即ちコンクリートは總て 25x40' のブロックよりなり 6' 厚にして端 2' は 8' 厚にした。25' 幅の中央には金屬製隔壁を挿入して収縮及龜裂を防止し、6x6' No. 4 熔接鐵網を表面から 2' の箇所に入れた。伸縮接目には總て 3/4" f x 18" 長の柄を挿入、柄の間隔は 3' とした。コンクリートは輾壓した基礎土砂上に直接施工し、割栗等を使用しなかつた。

圖-18.

現在工事中の No. 4 滑走路を示す飛行場平面圖。150' 幅の滑走路は 25' 幅に區畫して施工した。



(85) Lowry Field 工事に於ける
コンクリート滑走路舗装

(C. R. Otts, Concrete Runway Paving Features Lowry Field Construction Program" West. Const. News Nov. 1939, p. 371-373.
中谷茂壽抄

Lowry Field は Illinois 州 Rontoul 市にある陸軍飛行學校の補助として航空隊の學校と指定された。現在では格納庫 1 棟と 1800 人を入れる兵舎、中央汽罐室 33 棟の臨時兵舎、娛樂場、格納庫周圍のエプロンの舗装、No. 4 滑走路の舗装、給油所設備及道路照明の完成工事等が行はれてゐる。

基層排水渠が各舗装の縁に沿ひて設置され、集水口が

舗装縁に 200' 間隔に設けられ表面排水に供せられる。
滑走路は 6 本の 25' 区分よりなつてゐる爲コンクリート施工には交互に 25' 区分を施工する事とし、各 1 区分には 2½ 日を要し、隣接区分に 14 日の養生期間を與へてから間の区分を施工した。

溶接金網の敷設には T 型鋼の梶を使用した。コンクリートが適量打ち終ると T 型鋼梶は前方に引き抜かれ再び其の上に金網をのせるのである。コンクリートは總て機械打にして最後の伸縮接目の縁のみは人手を以てした。最後の表面仕上げにはベルトを使用した。

横方向の伸縮接目には U 型の金物を使用其の中に伸縮物用材を填充した。U 型金属はコンクリート打の際には其のまま其の上を續けて施工し、最初の第一仕上が終るとこれを引き抜き伸縮用材を其の位置に残した。縦方向の金属製隔壁は其のままに埋め込んだ。

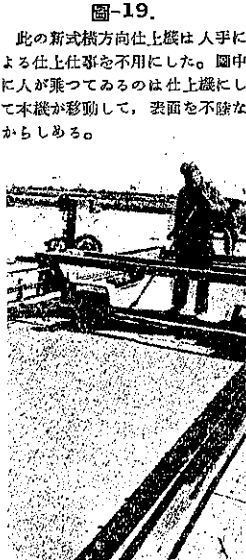


圖-19.

此の新式横方向仕上機は人手による仕上仕事を不用にした。圖中に人が乗つてゐるのは仕上機にして本機が移動して、表面を不陸なからしめる。

都 市 計 畫

(86) Hermann-Göring 工業都市

(H. Rimpl, "Die Stadt der Hermann-Göring-Werke." Baukunst, Heft 9, Sep. 1939, p. 77~92.)
倉田宗章 抄

獨逸は、鐵礦石の輸入不能の場合に對し國內陸一のザルツギッター貧鐵礦床の開發に依つて需要を充す可く一大國策製鐵會社を新設し、其の製鐵所の從業者を對象とする新都市の建設が計畫された。

ザルツギッター山脈の兩側に於て山麓一帯に、同時に多數の鐵山採鐵場、一大製鐵所、コークス製造工場、製鋼所、壓延工場、及此れ等の多數の下請乃至補助工場が建設される。從つて此れ等鐵山製鐵地帯の大工場爲無数の技術者労働者、及其他の從業者が移住されねばならない。そこで人口 10 000~20 000 の大組織の集團住宅が多數出来るが主に製鐵所及北部採鐵場の從業者を收容する爲計畫されたヘルマン、ゲーリング工業都市が此の新しい大工場一及住居地帯に於ける事實上の中心地とな

る。其の位置選定に就ては製鐵所の位置に準據し且つ交通上から出来る丈鐵脈地に接近して定められた。尙製鐵所從業者の爲にも出来る丈工場に接近しなければならなかつた。又優勢な西南風に對しては製鐵所の南方が最良の位置であつたが尙他に多くの有力な觀點があつた。故に附近の他の場所に就て徹底的に検討された。

圖-20.

検討された都市立地の五例
圖中 I は探擇された位置 (圖-6 参照) II 及 III は風向、交通上からは有利である (圖-2, 圖-3 参照) IV 及 V は最初に検討された (圖-4, 圖-5 参照)



ヘルマン、ゲーリング工業都市の計畫に當つては、先づ工場に對する都市の位置を決定し、次に労働場所と住居地帯との連絡の爲交通路線を東方に位置する製鐵所の南北兩主要入口へ對して設置する事を決定した。次の問題は北部採鐵場への連絡を考慮する事である從つて採鐵場のあるリヒテンベルグ丘陵地へ向ふ交通路が必要となる、之は同時に都市と綠濃き美しき自然の慰樂地帯とを結ぶ。上記の如き労働場所と住居地帯との連絡交通と、同時に遠距離交通が計畫に加はつて来る。即ち先づ大遠距離交通施設、特に附近を通つてゐる國立自動車道路が影響する又新に結ばれる鐵道區間；ブラウنشユワイク——ヒルデスハイム間及ブラウنشユワイク——クライエンゼン間の停車場の位置は都市の交通網に一層大なる影響を與へる。製鐵所の西南の位置は (圖-20 中 I, II, III, の位置) 風向に對しては良好であり工業地帯、鐵山地帯への交通上からも最も便利なる長所を有してゐる事が分る。シュテーターブルグ附近の位置

(圖-20 V の位置) はブラウンシュヴァイク市及ワルフェンビュッテル市に直接近いと云ふ大利點を有してゐるが製鐵所の勞働者に就て問題となり又鑛山地帯とは餘りに遠距離となる之はオーデルワルトの位置(圖-20 IV)に就ても同様である。且つブラウンシュヴァイクから遠きに過ぎると云ふ缺點が加はる。結局都市の一般的、文化的、及經濟的、獨立、灌漑排水の問題、保健的の山林地帯に對する住居地帯の位置、遠距離、近距離交通問題等に關し此の新都市が有する發展能力の確認及其の調査の結果から附近の検討された5つの位置中製鐵所の西側の I の位置が最も有利だと云ふ結論に到達した。

ヘルマン・ゲーリング工業都市

都市街路の骨格は十字交又軸である、フローテ低地に於て都市の中央から三重の交通路が東方に引かれ此の中、中央の通路は廣い遊歩道に、兩側の附隨道路が専ら交通用に計畫された。此れ等主要街路の終端即ち都市東部の中央に交通廣場が設けられる。且つ此處から3本の重要なる交通路線が發してゐる—中央の線は製鐵所の北入口及ブラウンシュヴァイク市行、南方の線は製鐵所の南入口及ハンブルグーハルツ間國立自動車路行、北方の線はハンノーバー、—ベルリン間國立自動車道路行である。都市の中央部では此の主要軸は又幅廣い街路と直交する。

而して此の交又街路は都市の北部にある中央停車場から南方リヒテンベルグ丘陵地の鑛山地帯へ通ずるものである。市内の交通及作業場への全集中交通の爲に環狀交通路が設置され、此れは又緑地帯として計畫された。最も重要な交又箇所は立體交又にされる。此の

環狀線から西方ヒルデスハイム、—ハノーバー—道路が通じてゐる。又前記線地帯の中には市街鐵道が同時に造られ製鐵所への交通に當る此の市街鐵道は市外にあつては高速鐵道として運轉する。交通路線と住居内路線とを全市に汎つて極端に區別した結果住居地區に於ては交通の混雜に煩はされる事がない。

地域制

地域制に就いては(圖 22 参照)中央廣場の周圍に國民公會堂を中心として諸官公署が集合配列される計畫である。學校と小運動場が市内に均等に分散される。たゞ幾分邪麗な工場が都市の東方貨物驛附近即ちベルリン—ハノーバー間及ハンブルグーハルツ間の兩國

圖-21. ヘルマンゲーリング工業都市設計圖

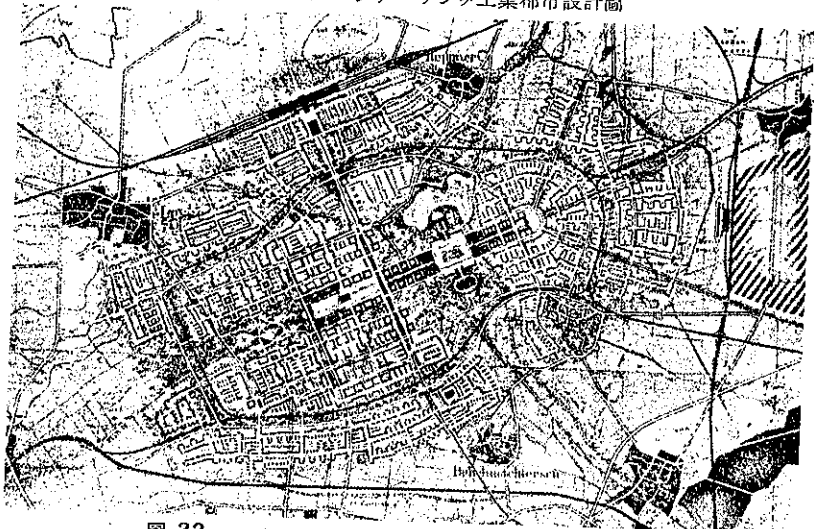
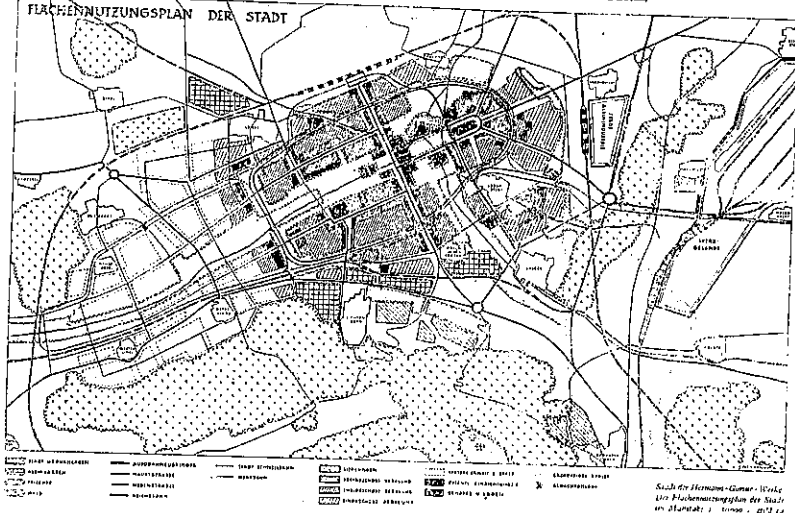


圖-22. ヘルマン、ゲーリング工業都市地域制計畫圖



立自動車道を連絡する線の附近に存在する。

全市域は次の様に分類される

- 18% 建築地域 (地域内の庭園を含む)
- 19% 街路面積
- 4% 軌道面積 (市内軌道, 高速鉄道を含む)
- 39% 公園 (住居庭園を含む)
- 20% 公共緑地

第一次完成の暁には都市面積は1925 ha.である,而してヘルマン,ゲーリング工場—北部鑛山業を含む—の完成の際に於ける13萬の移住者を收容する事が出来る。其の場合に於ては1ha 當り居住者67人の割合となる。尙加工工業に對するものとして既に西方に都市の膨脹を豫定してゐる。又此の都市は鑛山業住居地帯及製鐵所の衛星郡邑の中心地であり全新興工業地帯に於ては人口約30萬を算するだらう。市内の主要建築物は

此れ等の状態を考慮せねばならぬ,尙ヘルマン,ゲーリング工業都市は獨逸最大の鑛山山地帯に發達する強大な新興工業地帯の中心地であると云ふ事實を考慮す可きである。

隧 道

(87) New York市 East River の 新自動車隧道

(E. N. R. Dec. 1939, p. 52~55.)
廣瀬可一抄

East River を渡る道路として1883年Brooklyn橋開通以後50年間に5橋架設されたが未だ隧道はなかつた。30年前開通したQueensboro橋は年々混雜を來たし,1936年2哩北方にTriboro橋開通のため幾

圖 23.

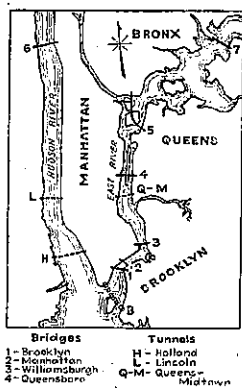


圖 24.

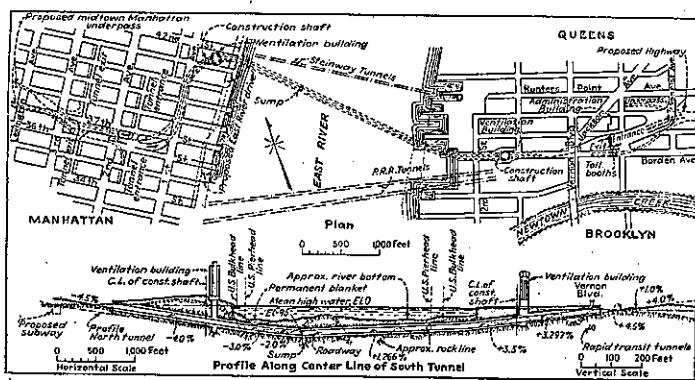


表-2.

COMPARATIVE DATA FOR VEHICLE TUNNELS AT NEW YORK

	Queens-Midtown	Holland	Lincoln
Length, ft.			
westbound	7,865	9,180 (north tube not completed)	
eastbound	7,400	9,277	9,652 (south tunnel east and westbound)
Distance between portals, ft.			
westbound	6,414	8,557	7,400 (not complete)
eastbound	6,272	8,371	8,215 (south tube now east and westbound)
Length, under river, ft.	3,098	5,480	4,600
Ventilation Buildings	2	4	3
Distance between River Vent. Buildings	3,969	3,374	5,061
T roadway width, min., ft.	21	20	21½
Headroom, min., ft. and in.	13-6	13-6	13-7½
Diameter, outside, ft. and in.	31, 32-10	90-6, 30-4	31, 32-10
Max. grade in tunnels, per cent			
up	8.5	3.50	3.5
down	4.0	4.00	3.5
Max. depth below M.H.W., ft.			
top	73	72	76
roadway	95	93	97
bottom	104	102	106
Cast-Iron Lining, tons	55,300	114,000*	90,500* (2 tubes)
Struct. Steel Lining, tons	4,600		4,340 (2 tubes)
Normal Max. Ventilation			
cu. ft. per min.	2,826,000	3,760,000	1,736,000†
Fans, number	46	84	32‡
Cost	\$58,365,000	\$48,200,000†	

* Includes cast steel lining.

† Exclusive of interest during construction

‡ Operating one tube

分授利されたかに見えたが尙一日100000臺の交通量があり,これが打開のため最初14th St.に架橋が計畫されたが下町の業務地区との關係より38th St.附近にQueens-Midtown Tunnelを掘鑿することになった。1935年州はP.W.A.の認可及融資を得て獨立會計の有料河底隧道を建設すべき官廳としてNew York City Tunnel Authorityを設けた。

隧道の位置はHudson RiverのLincoln隧道が39th St.にあり,Queens側の取付との關係上Interborough Rapid TransitとPennsylvania Railroadの二鐵道隧道

の中間に定められ、Manhattan 側の取付は 34th 及 42nd St. が東西の交通幹線であるのでその中間が適当とされた。又 3rd Ave. 以西は地盤高く交通量大にして地價高きためこゝに隧道を取付け難い。しかしそれより東では線形を長くしなければ充分な勾配をとれない。結局建物などに制約され圖-24 の如く 500' の曲線を挿入した。尙平面曲線は Spiral 縦断曲線は拋物線が採用された。取付は隧道そのものより尙重に研究され Manhattan 側では lateral distributory system が用ひられた。通行料徴収は Queens 側で行はれるが、それより Queens, Brooklyn の東郊に至る高速道路及

Long Island の公園道路網に連絡する點に苦心が拂はれた。

設計は Holland 及 Lincoln 隧道に殆んど従つて居るがその比較資料は表-2 の如くである。但し巻立てに用ふる鑄鐵の Segment は工事の迅速をはかるため大型となし、鑄鋼は用ひず Manhattan 側の岩石部に鋼鐵の巻立てをなし接合は熔接して水密とした。

開通の曉は一臺 25 c. の通行料を徴収し第 1 年に 10 500 000 臺の交通量あり、第 12 年目に 16 000 000 臺を通す見込みである。