

## 抄 録

第 25 卷 第 3 號 昭和 14 年 3 月

<u>コンクリート及鉄筋コンクリート</u>	
(29) コンクリート骨材の粒度に就て	269
(30) 鉄筋コンクリート鉄及搖承	274
<u>施 工</u>	
(31) 合成杭の施工並に試験	277
<u>河 川</u>	
(32) 北米 Sacandaga 洪水調節池の操作	279
<u>上 水 道</u>	
(33) 水道管の漏口發見	281
<u>下 水 道</u>	
(34) 北米 Great Lakes の淨化	282
(35) 撒水濾床の生物的汚水淨化作用	285
<u>道 路</u>	
(36) 南米に於ける土砂道	287
(37) 自動車駐車場の設計	290
(38) 北米 Omaha 航空港	291
(39) 滑走路の試験的被覆層	293
<u>橋梁及構造物</u>	
(40) 獨逸國有自動車道に於ける Donau 河橋梁	294
(41) 跨線橋施工に於ける鋼田橋橋脚	304
<u>隧 道</u>	
(42) 長大隧道の換氣問題に就て	305

コンクリート及鉄筋コンクリート(29) コンクリート骨材の粒度に就て

(H. N. Walsh, "Grading Concrete Aggregates",  
Concrete and Const. Eng., Aug. 1938, Vol.  
XXXIII, No. 8, p. 421~432.)  
— 木保夫 抄

普通コンクリートは重さの割合でその 75~85% は骨材から成つてゐる。配合 1:2:4 のコンクリートに於ては、重さの割合でその約 80% は骨材であり、12%~12% がセメント、約 7% が水である。之等の割合はコンクリートにより幾分の相違はあるが、普通のコンクリートは主として骨材から成つてゐると云ふ事は何人も容易に首肯し得る。

よく搗固められたコンクリートの強度は直接セメントと水との重量比即ち  $c/w$  により変る。即ち強度  $S$  は次式で表はされる。

$$S = k(c/w - E)$$

茲に  $S$ : コンクリートの圧縮強度 (lb/in<sup>2</sup>)

$c/w$ : セメント水重量比

$K$ : セメントの性質、製作時の温度及湿度、その他コンクリートの材齢等に關係する常數 (lb/in<sup>2</sup>)

$E$ : ある常數 (之は多くの場合大体 0.5 と探つてよい)

骨材に対してセメント量一定なる時に高強度を得るためには、水量を出来るだけ小にとりしかも適當にウォーカーな事が必要である。施工軟度は骨材の粒度と水量とに關係し、骨材粒度を適當に採る時は水量は少くてもよい。即ち以上の理由でコンクリートの強度は間接に骨材の粒度によつて左右される事になる。

コンクリートの耐久性を決定する重大な因子であるところの、コンクリートの密度 (即ち單位体積當りの重量) は大部分は骨材の最大径と粒度によつて定まり、一部は使用せるセメントと水量によつて定まる。若し骨材の粒度がセメントの種々の使用量に對して、ある限度内にある時は水量をかなり少くしても、相當な施工軟度が

得られ、更に之を充分搗固める時は密度の大なるコンクリートが得られる。細骨材の量をこの限度以上に増す時は、その餘分の砂を濡らせるために餘分の水が必要になり、従つてコンクリートの密度を減じ同時に強度を弱める事となる。

與へられたセメント量に對して良いコンクリート、即ち適當な施工軟度を有し硬化後密度の大なる高強度のコンクリートを作るためには、骨材の粒度と水量がある限度内にある事が必要である。結局良いコンクリートを作る方法としては次のものを適當に加減する事に依る。

- (1) 混合骨材に對するセメントの使用量
- (2) 混合骨材の粒度 (3) セメント水重量比
- (4) 出來上りコンクリートに於けるセメントの量、即ちコンクリートの單位体積當りのセメントの重量

この4者は互に關聯し、例へば配合 1:2:4 のコンクリートは混合骨材 6ft<sup>3</sup> に對しセメント量 112 lb に相當し、セメント 112 lb に對し約 7 gal の水を要し、コンクリート 1 yd<sup>3</sup> に對し約 505 lb のセメントを含有するコンクリートを作る。コンクリートの性質は之等4つの因子によつて左右され、而もコンクリートの約 80% は骨材であるから結局良いコンクリートを作るためには細粒適當に混合された骨材を擇ぶ事が必要である。次に述べる方法はこの原理から出發したものであつて容易に理解し之を応用する事が出来る。之は數年來各國に於て種々異なる條件のもとに試験され満足なる結果を興へるものとして認められてゐる。

**I. 密度大なるウォーカブルなコンクリートを作るための骨材粒度**

密度の大なるウォーカブルなコンクリートを作るためには、混合骨材はその最大径から最小径に至る迄、適當な粒度を有してゐなくてはならない。この適當な粒度は次の諸因子によつて左右される。

- (1) 骨材に對するセメントの使用量
- (2) 骨材の最大径 (3) 骨材の形状

**配合による骨材粒度の選擇：—**

一般にある限度内では細粒及中粒(最大径 3/4 in の骨材に於ては 14 番篩を通過する粒は細粒であり、14 番篩と 3/8 in 篩の間にある粒は中粒と見てよい)の量が少い程密度の大なるコンクリートを得る。之に對し施工軟度を得るためには細粒が必要であり、ある限度内では細粒の量の大なる程軟かなコンクリートを得る。

即ち密度を大にするためには細粒及中粒の量を減ずべく、施工軟度を得るためには細粒の量を増加すべきで

ある。密度と施工軟度との間に、この様に相反した要求があつて、細粒の量を出来るだけ互に譲りあふ様に加減する事によつて平衡を保たせる事が出来る。即ち最大密度を得る如き粒度に對して僅か細粒及中粒骨材を加へる時は、密度は幾分減ずるが、然し之によつて大いに施工軟度を増す事が出来る。而もこの場合の密度の減少は僅少である。斯様に密度と施工軟度の相反する條件に平衡を保つ如き粒度を撰ぶ時には、密度の大なるウォーカブルなコンクリートを作る事が出来る。

セメントと骨材の混合物に於ける微細部分はセメントと骨材の細粒とより成る故に、若しセメント量を減ずる時には骨材の細粒を増してやる必要がある。この反對の時も又同様である。従つて骨材のみを考へる時には、富配合に對しては混合骨材は細粒の量を少くし、反對に貧配合に對しては細粒の量を多くすべきである。

**骨材最大径の影響：—**

混合骨材に對するセメント量が同一であり、骨材粒子の一般形状が同一なる時に、施工軟度を一定に保つには最大径が増すと共に細骨材の量を減じなければならぬ。即ち砂を少くし粗骨材を多量に使用する。

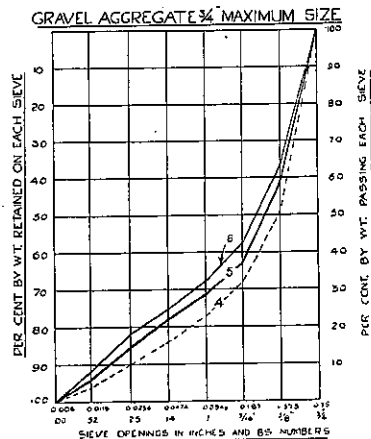
**骨材粒子形状の影響：—**

特に注意すべきは丸味ある砂利の場合と稜角ある碎石の場合との相違である。セメント量が一定、骨材最大径が一定であれば施工軟度を同一に保つためには、碎石は砂利よりも多量の細骨材を必要とする。即ち全部碎石から成る或ひは碎石と砂から成る混合骨材の粒度は砂利の場合と異なつて來る譯である。

**標準粒度：—**

一定のセメント量に對し密度大なるウォーカブルなコ

圖-1. 標準粒度



ンクリートを作り得る混合骨材の粒度を、そのセメント量及骨材最大径に対する標準粒度 (type grading) と呼ぶ。

図-1 に於ける曲線 5 は乾燥せる混合骨材 5 ft<sup>3</sup> に対しセメント 112 lb を使用する場合、密度大なるウォーカブルなコンクリートを作るに適した最大径 3/4 in 砂利及砂の粒度を示す。セメントの同量に対して曲線 4 の示す如き骨材 (粗粒を増し細粒を減ずる) を用ふれば、コンクリートは硬くなつて施工上不便であるが、搗固めを充分に行ふ時は更に密度は大となる。又セメントの同量に対して曲線 6 の示す如き骨材 (粗粒を減じ細粒を増す) を用ひ、之に僅かの水を加へる時は、更にウォーカブルなコンクリートが得られる。然しながらこの場合には曲線 5 に示す骨材を用ひたコンクリートよりも強度は幾分減ずる。

即ち曲線 5 に於ては密度及施工軟度の兩者に対する要求が均衡を保つてをり、従つて曲線 5 は 3/4 in 以下の砂利及砂の混合骨材 5 ft<sup>3</sup> に対してセメント 112 lb を使用する場合の標準粒度を示す曲線となる。同様に曲線 6 は混合骨材 (3/4 in 以下の砂利及砂) 6 ft<sup>3</sup> に対しセメント 112 lb を使用する場合、曲線 4 は混合骨材 (3/4 in 以下の砂利及砂) 4 ft<sup>3</sup> に対しセメント 112 lb を使用する場合の標準粒度を示す曲線である。

標準粒度曲線の適用範囲：—

砂利及砂 5 ft<sup>3</sup> に対しセメント 112 lb を使用する場合、曲線 5 より上にある曲線で示される粒度を用ふる時には、コンクリートは軟かくはなるが密度は減ずる。然しながら粒度曲線が曲線 5 と曲線 6 の間にあれば、密度の減少はそれ程大きくはない。

又若しも骨材が標準粒度よりも僅かに多くの粗粒を含み中粒が少く細粒の多い時でも、粒度曲線が曲線 5 に殆ど平均される時にはコンクリートは依然ウォーカブルであり密度の減少もそれ程大きくはない。つまり骨材の粒度が標準粒度と完全に一致する必要はなく、そこに幾分か変化し得る許容の限度がある譯であつて、この範囲が曲線 5 と曲線 6 の間の部分によつて與へられる。

曲線 5 より下の曲線で示される粒度を用ふる時はコンクリートが硬くなつて施工が困難であるから鉄筋コンクリート工事には使用を避くべきである。

標準粒度と異なる粒度を用ひた場合の影響：—

標準粒度と異なる粒度の骨材を用ひた場合のコンクリートに及ぼす影響は次の如く纏める事が出来る。

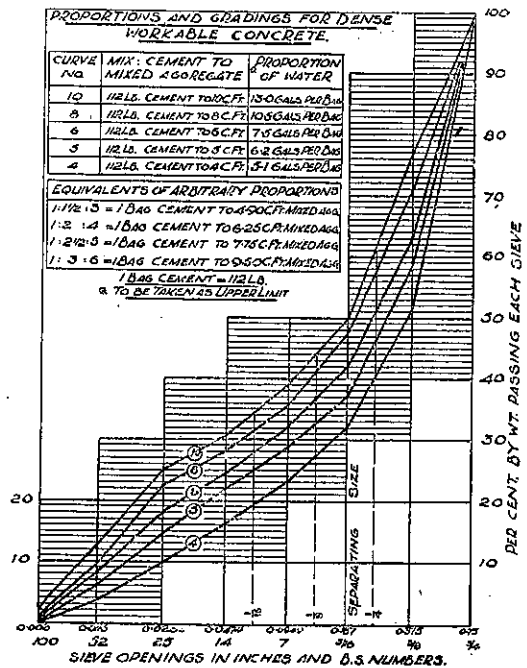
- (1) 標準粒度よりも粗なる骨材を用ひた時は、硬いコンクリートが出来る。
- (2) 標準粒度よりも細かい骨材を用ひた時は軟いコンクリートが出来るが、密度及強度は幾分小となる。
- (3) 中粒をあまり多く用ひる時は空隙が多くなる。
- (4) 中粒を少くし細粒を多くすれば、非常に軟かくはなるが密度と強度はずつと低下する。
- (5) 粗骨材が凡て最大径に接近し、砂の部分の標準粒度に従ふ時は、軟かく密度も大となるが、分離を起す傾向がある。

II. 3/4 in 以下の骨材に対する標準粒度

3/4 in 以下の砂利、砂の場合：—

この場合の種々の配合に対する標準粒度は図-2 に示す如くである。各々の曲線に附せる数字はセメント 112 lb と共に用ひらるゝ乾燥せる混合骨材の容積 (ft<sup>3</sup>) を示す。但し骨材の容積は凡て前の場合と同様に輕装の場合をとる。前に曲線 5 と曲線 6 に対してのべた許容範囲については、他の曲線例へば曲線 6 と曲線 8 に対し

図-2. 標準粒度曲線  
GRAVEL AGGREGATE : 3/4" MAXIMUM SIZE



ても適用する事が出来る。更に之等の数字的な値については表-1 を参照すべし。

表-1. 標準粒度

Reference number	Mix (number of cu. ft. of dry combined aggregate to 112 lb. cement)	Sieve Sizes								Approximate proportions of water to cement in gallons per 112 lb. of cement for easy workability*	Kind of aggregate
		No. 100 (0.006 in.)	No. 50 (0.0118 in.)	No. 25 (0.0236 in.)	No. 14 (0.0474 in.)	No. 7 (0.0949 in.)	3/8 in. (0.187 in.)	3/4 in. (0.375 in.)	1 in. (0.75 in.)		
A. PERCENTAGE BY WEIGHT PASSING EACH SIEVE (GRAVEL AND SAND AGGREGATES)											
10	10	2.0	12.5	25	30.5	39	50	77	100	13.0	3/4 in. gravel and sand
8	8	1.0	9.5	22.5	28	35.5	48	71	100	10.5	
6	6	0.5	8	18	24.5	32	42	63	100	7.5	
5	5	0	6	14.5	22	28.5	37	58	100	6.2	
4	4	0	3.5	10	16	23	32	51	100	5.1	
	Equivalent to 1:2:4	0.6	8.3	19.5	25	32.5	43.5	65	100	8.4	
	Equivalent to 1:1 1/2:3	0	6	14	21	27.5	36.5	57	100	6.1*	
B. CRUSHED STONE AGGREGATES											
10	10	3	14.5	27	32.5	40.5	51.5	80	100	13.4	3/4 in. crushed stone
8	8	2	11.5	24.5	30	37.5	49	74	100	10.9	
6	6	1.0	8.5	20	26.5	33.5	44	66.5	100	7.9	
5	5	0.5	6.5	16.5	24.5	30.5	39	60.5	100	6.5	
4	4	0	5.0	13.5	19.5	26	34.5	54.5	100	5.4	
	Equivalent to 1:2:4	1.1	9.5	21.5	27.5	34.5	45.5	69	100	8.6	
	Equivalent to 1:1 1/2:3	0.5	6.5	16.5	24	30	38.5	60	100	6.4*	

\* All the figures given for water proportions should be regarded as upper limits. Start with less water in a trial batch and work up to the required consistency.

3/4 in 以下の碎石，碎砂の場合：—

この場合の標準粒度は表-1と図-3に示す如くである。

図-3. 標準粒度曲線  
CRUSHED STONE AGGREGATE: 3/4" MAXIMUM SIZE

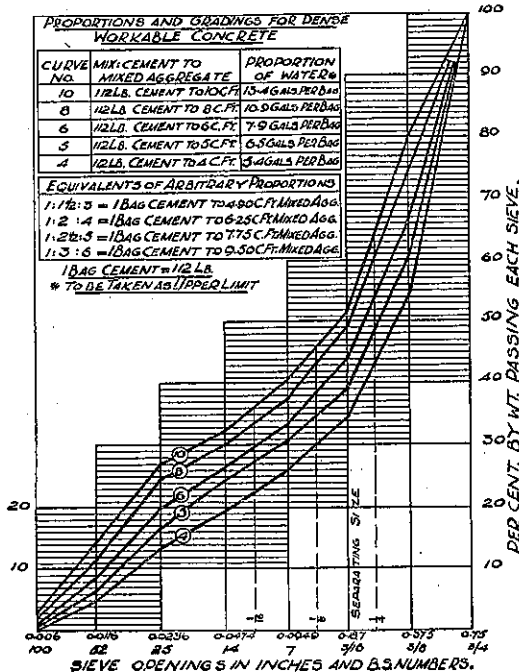
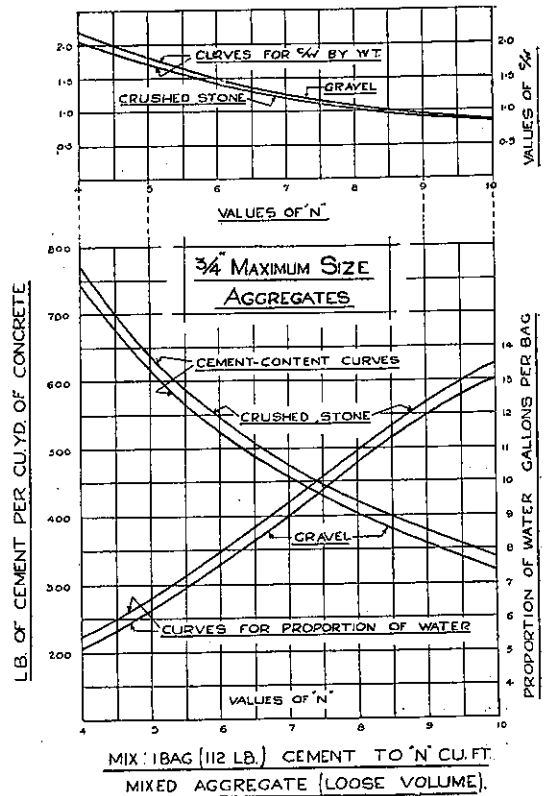


図-4. セメント使用量及水量の關係



3/4 in 以下の骨材に対するセメント使用量及混加水  
量:—

種々の配合に對し適當な水量を 表-1 に示す。之は勿  
論骨材の吸水率によつて加減すべきものである。更に  
セメント使用量及水量の關係は 図-4 に示されてゐる。  
然し實際に於ては之等の曲線から約 ±4% の偏倚は種  
々の原因から致し方ないものであらう。

以上は砂利、砂或は碎石、碎砂の場合であるが、碎石  
と砂を用ふる場合には 2 つの曲線の中間の値で而も砂  
利、砂の曲線に近い値を探るべきである。

表-1 及 図-4 の用法:—

2, 3 の例をあげて説明する。

例 1. セメント 112 lb に對し混合骨材 (3/4 in 以下  
の砂利及砂)  $4\frac{1}{3}$  ft<sup>3</sup> の配合とす。然る時混合骨材  
の粒度は如何にすべきか、又水量及セメント使用量  
如何。

粒度は 表-1 より次の如くなる。

篩	100	52	25	14	7	3/16 in
通過量 (%)	0	5	12	18.5	25.5	34.5

水量は 図-4 より求まり  $N=4\frac{1}{4}$  なる約セメント 1 袋  
(112 lb) に對し 5.7 gal である。セメント水比は 2.0,  
セメント使用量はコンクリート 1 yd<sup>3</sup> 當り 680 lb と  
なる。

例 2. 3/4 in 以下の碎石、碎砂を用ひセメント使用量  
はコンクリート 1 yd<sup>3</sup> に對し 550 lb とする。混  
合骨材に対するセメント量、骨材の粒度及水量を求  
む。

図-1 より  $N=5.95 \div 6$  従つて近似的に乾燥せる混合  
骨材 6 ft<sup>3</sup> に對しセメント 1 袋 (112 lb) を使用する。  
粒度は 表-1 の下部 6 に示す粒度であ

る。水量は 図-4 よりセメント 1 袋當り  
約 8 gal である。

例 3.  $c/w=1.5$  とする。然る時細粗

骨材の割合及適當な粒度を求む。但し 3/4 in 以下  
の碎石、碎砂とす。

図-4 より  $N=5.6$  骨材の粒度は 表-1 より

篩	100	52	25	14	7	3/16 in	3/8 in	3/4 in
通過量 (%)	0.8	7.7	18.6	25.7	32.3	42	64	100

$c/w=1.5$  なる故、水量はセメント 1 袋當り (11.2×2/3)  
=7.47 gal

セメント及細粗骨材の割合:—

次に細粗各々の骨材に対するセメント量を見出す。一  
般に標準粒度の乾燥せる混合骨材の 1 ft<sup>3</sup> (輕裝) の重  
量は約 112 lb なる故この假定による時はセメント 1  
袋當りの骨材の重量は  $112 \times 5.6 = 627$  lb となる。この  
内 42% が 3/16 in 篩を通過する故、細骨材の重量は近  
似的に  $627 \times 42/100 = 263$  lb, 粗骨材の重量は  $627 \times 58/  
100 = 364$  lb となる。

細骨材の粒度:—

かくして求めた骨材 100 lb は 43 lb の細骨材を含  
み、その 0.8% 即ち  $(0.8/42) \times 100 = 1.9\%$  は 100 番篩を  
通過する。同様に  $\frac{7.7 \times 100}{42} = 18.3\%$  は 52 番篩を  
通過する。以下同様にして細骨材の粒度は次の如くなる。

篩	100	52	25	14	7	3/16 in
通過量 (%)	1.9	18.3	44	61	77	100

粗骨材の粒度:—

前述から分る如く骨材 100 lb は  $100 - 42 = 58$  lb の  
粗骨材を含みその内  $64 - 42 = 22$  lb 即  
ち 38% が 3/8 in 篩を通過する。故に  
粗骨材の粒度は次の如くなる。

篩	3/16 in	3/8 in	3/4 in
通過量 (%)	0	38	100

例 4. 例 3 に於て砂と碎石が與へられたとする。其等  
が適當なるや否やを検し、若し適當なれば用ふべき  
割合を定めよ。(譯者註: 標準粒度に關しては碎砂  
の代りに川砂を用ひても同じである。)

粒度は次の如くであるとする。

砂の重量は乾燥せる時 (輕裝) 107 lb/ft<sup>3</sup>, 碎石は 89 lb  
/ft<sup>3</sup>, 砂が 4% の水分を含める時は 81.5 lb/ft<sup>3</sup> であつ

篩	100	52	25	14	7	3/16 in	3/8 in	3/4 in
通過量 (%)	1.5	20	42	62	75	96	100	100
	0	0	0	0.5	2	4.3	40	100

た。之等の粒度を例 3 に於けるものと比較すると何れ  
も適當なる事が分る。

次に細粗骨材の割合を定めなくてはならない。混合  
骨材の標準粒度についてみるに 42% が 3/16 in 篩を通過する。故にこの場合  
に對しては幾分の相違はあるが 42:58

なる割合を用ひてよからう。そこで 42 lb の細骨材と  
58 lb の粗骨材を混じた時の粒度を標準粒度と比較して  
見よう。

篩	100	52	25	14	7	3/16 in	3/8 in	3/4 in
砂 42 lb の内各篩を通過する量	0.6	8.4	17.6	26	31.5	40.3	42	42
碎石 58 lb の内各篩を通過する量	0	0	0	0.3	1.2	2.5	23.2	58
混合骨材 100 lb の内各篩を通過する量	0.6	8.4	17.6	26.3	32.7	42.8	65.2	100
例 3 による標準粒度	0.8	8	18.5	25.5	32.5	42	64	100

大体一致してゐる。故に砂と碎石は 42:58 (乾燥せる時の重さの割合で) に混合して用ふる。この割合で混合した骨材の重さは乾燥せる時 114 lb/ft<sup>3</sup>, 濡れる時 102 lb/ft<sup>3</sup> (何れも乾装) であつた。例 3 で見出した配合はセメント 1 袋に對し混合骨材 5.6 ft<sup>3</sup> であつたから 114 × 5.6 = 638 lb の骨材が必要な譯でこの内 42% 即ち 268 lb は砂, 58% 即ち 370 lb は碎石である。

配合:—

配合はセメント 112 lb, 乾燥砂 268 lb, 碎石 370 lb となる。容積に直す時はセメント 112 lb, 乾燥砂 2.5 ft<sup>3</sup>, 碎石 4.15 ft<sup>3</sup> となる。

水量:—

水量は乾燥せる骨材に對してはセメント 1 袋當り 7.46 gal, 骨材が水分を含有する時はその含水量だけ加減すべきである。

必要なるセメントの量はコンクリート 1 yd<sup>3</sup> に對し 580 lb である。

之等の配合を用ひてセメント水比を 1.49 (セメント 1 袋當り 7  $\frac{1}{2}$  gal に相當する) として實際コンクリートを作つてみたが, 相當に軟かくその單位重量は 148.4 lb/ft<sup>3</sup> であつた。

以上で表-1, 圖-2~4 の使用方法が分つたが, 尙後に述べる最大径の異なる骨材に對する曲線も同様にして用ふる事が出来る。(続く)

(30) 鉄筋コンクリート鉸及搖承

R. Bortsch, "Wälzelenke und Stelzenlager aus Eisenbeton". Beton u. Eisen. 37, Jahrg. Heft 19, 5. Okt. 1938, s. 315~318.  
— 木保夫 抄

こゝ 10 數年來小徑間或は中徑間のコンクリート及鉄筋コンクリート鉸拱橋に於て, 從來の鑄鋼製の鉸よりも經濟的であると云ふ理由から鉄筋コンクリート鉸が好んで用ひられんとする傾向にある, 然しながら拱とか支柱に於けるが如く正確な応力計算の方法が發表せられてゐないために施工が中止せられた例も屢々ある。

著者は嘗てかゝる鉸の各點に起る応力を計算し, 必要なる鉄筋量を決定する計算方法を發表した ("Die Spannungen in Wälzelenkquadern". Beton u. Ei-

sen, 34, Jahrg. 1935, s. 61~66)。之に依つて応力  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  及  $\tau$  (圖-5) を決定する事が出来るが, 更に問題の重要性に鑑み多くの數直計算を繰返し其の不足部分を補ひ僅かの訂正を施した。

横方向の鉄筋の決定は中央断面に於ける  $\sigma_x$  によるのであるが之は  $\beta=0, 0.1,$  及  $0.2$  に對して既に前に計算した (但し  $\beta=b/a$  にして接觸面幅を示す)。その他の断面に對しては  $\beta=0.1$  と假定して  $\sigma_x, \sigma_y, \tau$  を計算したが, 其の結果は表-2 に記入せる如くである。又圖-6, 7 に同様この結果を图示する。

圖-7 から判る如く荷重  $P$  に垂直な断面に於ては殆ど圧縮応力のみが起り, 只端の近くで僅かの引張応力が現はれてゐるばかりである。応力曲線は  $y/a$  が増すと共に平坦に近くなり  $y/a=1$  に於ては応力は殆ど均等になる。又圖-6 によれば  $P$  に平行な凡ての断面に於

圖-5.

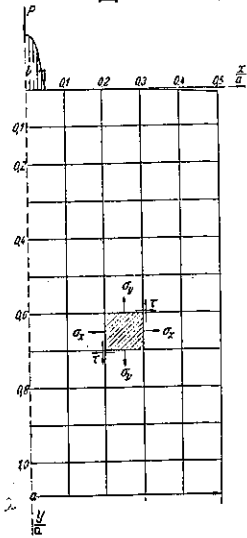


圖-6.

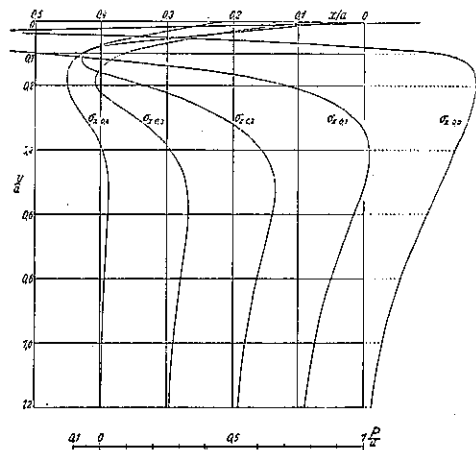


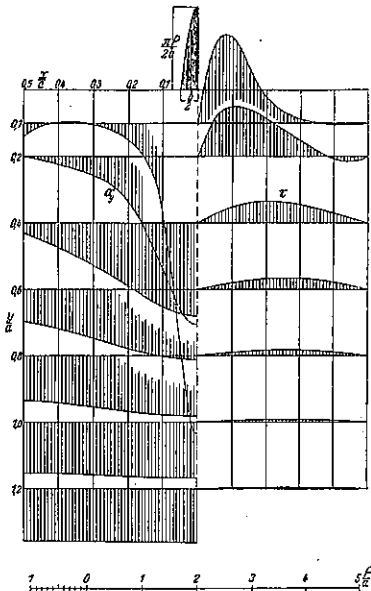
表-2.  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  及  $\tau$  の値

$y/a$	$x/a$	$\sigma_x$						$\sigma_y$	$\tau$
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5		
0	0	-13,370	+0,464	+0,302	+0,534	+0,401	0	0	
0,1	0	+0,278	-0,0909	-0,5621	-0,1559	-0,0662	0	0	
0,2	0	+0,424	-0,0433	-0,3083	-0,2687	-0,1247	0	0	
0,4	0	+0,348	+0,2556	+0,1112	+0,0138	-0,0060	0	0	
0,6	0	+0,239	+0,2131	+0,1606	+0,0816	+0,0267	0	0	
0,8	0	+0,138	+0,1261	+0,0945	+0,0541	+0,0177	0	0	
1,0	0	+0,069	+0,0627	+0,0474	+0,0264	+0,0081	0	0	
1,2	0	+0,029	+0,0268	+0,0203	+0,0096	+0,0028	0	0	
0	0,1	-15,7080	0	0	0	0	0	0	
0	0,2	-5,8657	-1,7529	-0,3107	-0,0482	+0,0195	-0,2490	-0,0106	
0	0,4	-3,1603	-2,1209	-0,8598	-0,3523	-0,1528	-0,4569	-0,1916	
0	0,6	-1,7477	-1,5722	-1,1836	-0,7997	-0,4569	-0,7357	-0,6006	
0	0,8	-1,5125	-1,2595	-1,1172	-0,9268	-0,8987	-0,9918	-0,8416	
0	1,0	-1,1280	-1,1069	-1,0481	-0,9671	-0,8987	-0,9607	-0,9554	
0	1,2	-1,0455	-1,0371	-1,0139	-0,9846	-0,9607	-0,9607	-0,9554	
0	0,1	0	0	0	0	0	0	0	
0	0,2	0	+1,5931	+0,4717	+0,0871	-0,0358	0	0	
0	0,4	0	+0,9259	+0,7009	+0,3070	-0,0467	0	0	
0	0,6	0	+0,2958	+0,4013	+0,3314	+0,1909	0	0	
0	0,8	0	+0,1245	+0,2004	+0,2050	+0,1872	0	0	
0	1,0	0	+0,0531	+0,0959	+0,1022	+0,0664	0	0	
0	1,2	0	+0,02478	+0,0415	+0,0442	+0,0296	0	0	
0	0,1	0	+0,01017	+0,01470	+0,0163	+0,01223	0	0	

Spannung = Zahl · P/a<sub>0</sub>

ては圧縮応力と引張応力を生ずる。P の作用点近くでは圧縮応力が非常に大きくなり、此處では凡ての方向に圧縮応力を生じてゐる。この  $\sigma_x$  の関係は 図-8 に示されてゐる。上端線の附近に於て僅かの引張応力が生じ、こゝにも僅かの水平鉄筋が必要な事を示してゐる。鉸の変形は斯くして求めた応力を  $m=6$  とおく事より求め、図-9 に示す如くである。但しこゝでは  $y/a=1.2$  に於ける変形を 0 と擇んだ。

図-7. 応力曲線図



中央断面に於ける  $\sigma_x$  曲線の正しい事は 1930 年に發表された Jesinghaus の実験と比較する事によつて

も證明され、彼の實驗結果を 図-10 に載せるが、中央断面に於ける変形曲線は 図-6 の曲線と全く相似してゐる。

水平引張鉄筋の決定：普通考へられてゐる様に鉄筋が水平方向の全張

図-8.

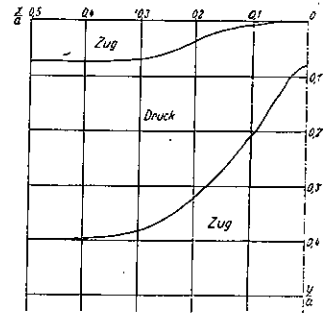


図-9. 鉸の変形図

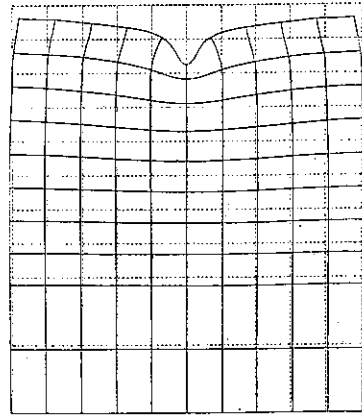
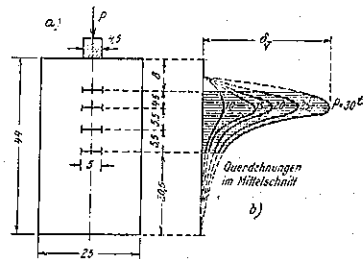
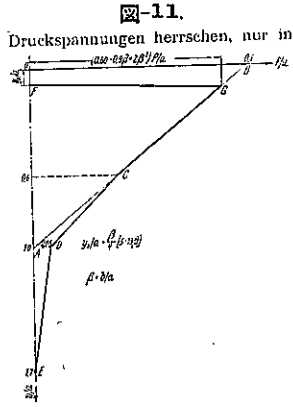


図-10.



力をとるものとする。但しこの場合鉄筋の許容応力は低く取るべきである。 $\sigma_x$  の応力曲線をこゝでは此の曲線に外接する直線で置き代へて考へる。此の直線の描き方は 図-11 に示してある。即ち次の如し。 $y/a=1$  なる A 点と  $\sigma_x=0.6 \cdot P/a$  なる B 点とを結ぶ。この直線と  $y/a=0.6$  に於ける水平線との交点を C とする。 $y/a=1$  に於て  $\sigma_x=0.05 \cdot P/a$  となり、かくして D 点が求まる。一方  $y/a=1.70$  の點が E となる。線 BCDE は  $\beta$  には無關係である。O より下方  $y/a=\beta/4 \times (5-13\beta)$  にて F 点が求まり、 $(0.6-0.9\beta+2\beta^2) \cdot P/a$  なる距離を置いて

$y/a$  軸に平行なる線が G 点を決定する。線 FGCDE と  $y/a$  軸によつて圍まれた面が鉄筋に依つて取らるべき張力を表す事となる。前に與へた  $\sigma_{max} = (0.56 - 1.3\beta + 2\beta^2)P/a$  なる式はたゞ  $0 < \beta < 0.2$  の範圍に於てのみ成立する。図より鉄筋は  $y/a = 0.2 \sim 0.4$  の部分に最も密に入れるべきである。又鉄筋は鉸に生ずる応力  $\sigma_x$  を  $1/(1 + 0.15p_c)$  (但し  $p_c$  は鉄筋比) の割合に減ずるが、この場合鉄筋に生ずる応力は僅少である。



さて次に例を以て説明するが、この新しい方法によれば、全く簡単に鉄筋を決定する事が出来る。

今一つのコンクリート拱橋を取扱ふ。D. I. N. による 2 等街路橋で径間 38.50 m, 拱矢 3.95 m, 拱頂の厚さ 57 cm とする。又橋梁幅 1 cm 當りの鉸に働く力  $P = 1746$  kg, 鉸の轉動面半径は  $R = 2.15$  m 及  $\gamma = 1.70$  m, コンクリートの弾性係數  $E_b = 250\,000$  kg/cm<sup>2</sup> とする。

Hertz の式によれば  $b = 7.45$  cm,  $p_1 = 298$  kg/cm<sup>2</sup>,  $\beta = b/a = 0.131$  又  $P/a = 30.65$  kg/cm。

図-11 に示せる方法によつて鉸の軸に於ける厚 1 cm 當りの引張応力  $\sigma_x$  が分る (図-12a に示す如し)。引張応力図の面積は 450 kg/cm となり従つて  $Z/P = 450/1746 = 0.258$  となる。今鉄筋を橋の幅の方向に 15 cm 間隔に入れるものとすれば、一つの断面に於ける鉄筋に依つて取られる全張力は  $15 \times 450 = 6750$  kg となる。この力の分配は 図-12b の如き方法による。

鉄筋間隔を  $e$ , 断面を  $f_c$ ,  $\sigma_e = 800$  kg/cm<sup>2</sup> とする。

$$e15\sigma_x = f_c\sigma_e$$

$$\therefore e = \frac{f_c\sigma_e}{15\sigma_x}$$

$$\phi 14 \text{ に對しては } f_c = 1.54 \text{ cm}^2$$

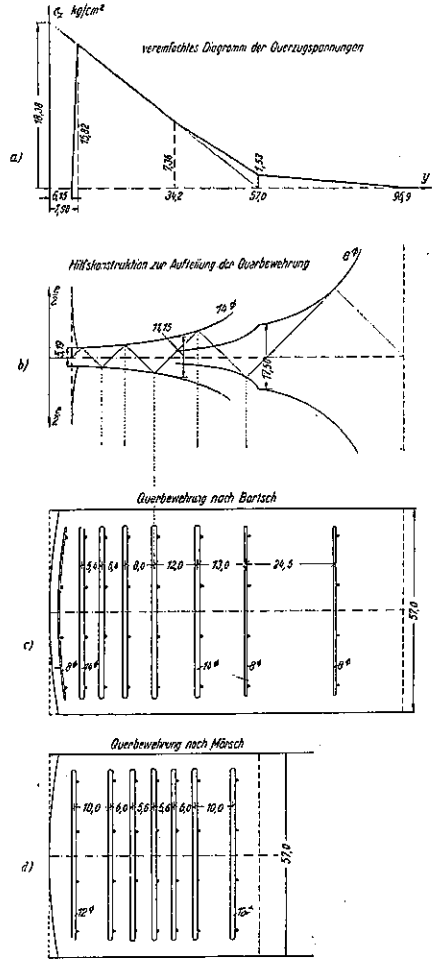
なる故に

$$e = \frac{1.54 \times 800}{15\sigma_x} = \frac{82.1}{\sigma_x}$$

種々の  $\sigma_x$  に對して  $e$  を計算し一つの直線の上下にこの半分づゝを取り、之に依つて 2 つの對稱な曲線が得られる。この曲線の間を 45° の斜線を引くと鉄筋の位置が分る (図-12c)。

轉動面からかなり離れた軸上の點に於ては、 $e$  が非常

図-12.



に大きくなる故鉄筋の径を変へ、 $\phi 8 = 0.502$  cm<sup>2</sup> を用ふる。然る時は  $e = 0.502 \times 800 / 15\sigma_x = 26.77 / \sigma_x$  となり之に依つて別の曲線が得られ同様に鉄筋の位置が決定される。

鉄筋の最も密に集る點は、自ら引張応力  $\sigma_x$  の最大の點であつて、之は轉動面から  $y = 12$  cm 離れた點である。之と比較して 図-12d に Mörsch による鉸の鉄筋配置を示すが、之に於ては鉄筋の最も密な點は、高さの半分即ち、約  $y = 28$  cm の所で、最大応力の起る點の鉄筋量あまりに少なすぎる。

龜裂の入つた無筋コンクリート鉸に於ける応力：龜裂の入つた鉄筋コンクリート鉸に於ける応力を考へる前に、先づ龜裂の入つた無筋コンクリート鉸に於ける応力を考へる。今簡單のため 図-13 に示す如き單位厚きの



角柱を取り、而も之を平板と考へる時は応力の計算は非常に面倒となる故、近似的に次の如く假定する。即ち裂けた部分 AB を夫々  $P/2$  なる力で押される梁と考へる。裂けずに残つてゐる BC の部分は断面  $B'BB''$  に働くモーメントによつて変形する。BD の部分には引張応力が働いて此の断面は大になり一方 DE の部分には圧縮応力が生じて此の断面は小さくなる。この爲に最初直線であつた  $B'C'$  及  $B''C''$  は波形の曲線に変わる。梁  $B''C''$  は一端  $BB''$  に於けるモーメントに依り応力を受け、而も BC の上に止つてゐるために引張及圧縮応力が生ずるのである。その爲に断面が或は大となり或は小となつて、又軸  $T'Q'$  も曲つて來るのである。

図-13.

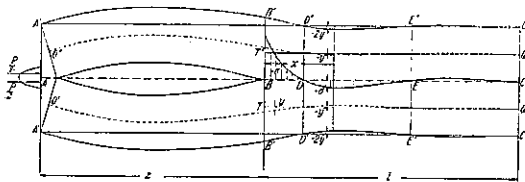
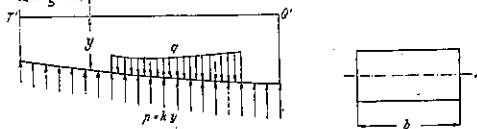


図-14. 一定の  $J$  と  $E$  を持つた梁に  $q$  なる荷重が作用する場合



而もこの曲りの量は梁の下側に於ける応力に正比例する。故にこの問題は弾性床上の梁の問題と同様に取扱ふ事が出来る。

弾性床上一定の  $J$  と  $E$  を持つた梁に  $q$  なる荷重がかゝるとする (図-14)。軸の縦距  $y$  をこの最初の位置  $T'Q'$  から計る。弾性床の反力を  $p=ky$  とすれば  $y$  の式は次の如くなる。

$$EJ \frac{d^4 y}{dx^4} + bky = bq \dots\dots\dots (1)$$

我々の取扱ふ場合に於ては  $q=0$  であるから  $\sqrt{\frac{4EJ}{bk}}$   $=L$  とすれば

$$L^4 \frac{d^4 y}{dx^4} + 4y = 0 \dots\dots\dots (2)$$

となる。この解は

$$y = Ae^{-\frac{x}{L}} \cos \frac{x}{L} + Be^{-\frac{x}{L}} \sin \frac{x}{L} + Ce^{\frac{x}{L}} \cos \frac{x}{L} + De^{\frac{x}{L}} \sin \frac{x}{L} \dots\dots\dots (3)$$

$x$  の大なる値に對しては  $y', y''$  及  $y'''$  は 0 となる故

$$C=0, \quad D=0$$

$$\text{故に } y = e^{-\frac{x}{L}} \left( A \cos \frac{x}{L} + B \sin \frac{x}{L} \right) \dots\dots\dots (4)$$

$Z = \nu L$  と假定する。斯うして點  $T'$  (図-15) に於て軸  $D'T'$  と  $T'Q'$  (図-13) が互に固着して動く事を考へれば、次の 2 つの式が得られ、之より  $A$  と  $B$  を決定する事が出来る。

$$A(1+\nu) - B \left( \nu + \frac{2}{3} \nu^2 \right) = \frac{\nu^2 J^2 M_1}{6EJ} + y_1 \dots\dots (5)$$

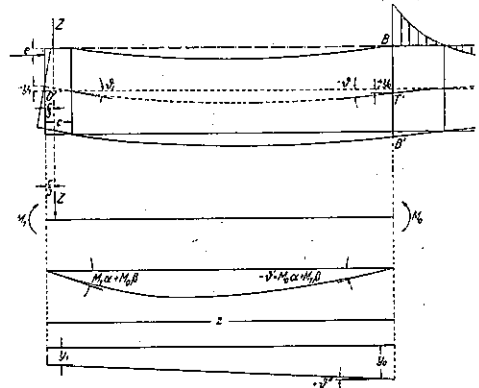
$$A \left( \frac{2}{3} \nu^2 + 1 + \nu \right) + B \left( \frac{2}{3} \nu^3 - \nu \right) = \frac{\nu^2 L^2 M_1}{2EJ} + y_1 \dots\dots\dots (6)$$

$y_1$  は次の式から近似的に計算される。

$$y_1 = -0.806 \frac{M_1}{E} \sqrt{\frac{I}{J}} \dots\dots\dots (7)$$

正確には

図-15.



$$y_1 = -\frac{1}{2} \sqrt{\frac{Z\theta}{E}}$$

更に

$$M_0 = \frac{2EJ}{L^2} B \dots\dots\dots (8)$$

$$\text{又 } Z = \frac{2EJ}{L^2} (A+B) \dots\dots\dots (9)$$

(続く)

**施 工**

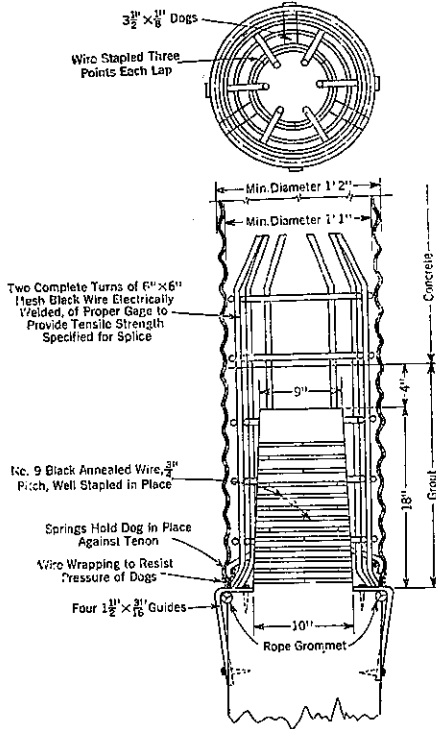
(31) 合成杭の施工並に試験

(Henry D. Dewell, "Experience in Driving and Testing Composite Pile". Civil Engineering Sept. 1938, p. 574~577.  
谷藤正三抄)

Sacramento River 及 American River の合流點にある淨水場は其の位置が會つて後者の河床であつた爲

地質は沖積層で支持力悪く、1930年完成の第1期工事の基礎は沈下の著しいものがあつたので、1931年の増築工事には其の基礎に非常な苦心が拂はれた。最低地下水位は自然地表面下約14ftである。建増には地質調査の爲9個の試験井筒と木杭及鉄筋コンクリート杭を打つたが木杭中長60ft 6in 本口径 $14\frac{1}{2}$ in, 末口9inのも

図-16. 継手詳細図



のは726回打込みで60ft 3inまで入り、引抜いて調査したが多少先端部で割れてゐる外被害はなかつた。他の4本の杭を荷重試験したが3本は40tを稍、越す荷重に對して殆ど沈下が認められず、又コンクリート杭は62tの荷重に對して沈下が現はれなかつた。

合成杭の木は防腐しないDouglas樅で最低地下水面まで打込み、継手及其の上部は鍍金した波形鉄板で被覆してコンクリートを填め

図-17. 掘起した継手箇所



てゐる(図-16, 17)。

打込前木杭の本口には長18inの柄をつくつてNo. 9鍍金鉄線でからみ、所々止め金で打つて置いた。杭打込に際しては此の柄に鑄鉄製心棒のソケットをはめて打落し、後には此の柄の周りに特殊モルタルを用ひてコンクリートに継ぎ足す様になつてゐる。

最初硬鋼の切先を持つコアを鋼管に取付けて管端が地下水位以下になるまで打込むとコアを取除いて木杭を押し込み、再びコアをつけて木杭の頭が地下水位以下に達し設計荷重に相當する支持力を得るに至る迄打込む。次にコアを取除いて図-16に示す様なコンクリート杭を継ぎ足すのである。

施工は請負工事で嚴格な仕様書に依つてなされた。木杭の柄は最初斧で造つたが、断面、長さ等まちまちで打込荷重分布も偏り勝ちなので鋸削りに変へ、柄及柄の肩はコアの底と同一寸法に改めた。

落下高3ft 6inで5000lbラムを使用し規定最終沈下量1/4inであるが実際にはラムは落下高3ft, 約30ft長さの3000lb重量のコアの頭部を打つことになるので損失効率は約14%であつた。木杭を適當な深さまで打込んだ後コアを取除いて柄の周りに泥、水のある時はスチームエジェクターで取除き、コンクリート被覆の鋼板を柄肩に乗せてから、ポルトランドセメントモルタルを柄の上4inまで打込み其の上にコンクリートを填充する。打込終了後鋼管を取除くと土壤との間に空隙を生ずるので之に土を填充するか或は孔が填るまで押木をつけて置いた。モルタルグールの平均28日極強は5000lb/in<sup>2</sup>以上でコンクリートの夫は4500lb/in<sup>2</sup>であつた。

施工中鋼板がうまく柄肩に乗つてゐるか否か問題であつたが掘起したものから見ると図-17に見られる様好成績であつた。完成杭の1つの荷重試験は40t荷重で沈下が認められなかつた。

供試体の圧縮及曲げモーメント試験:—

コンクリートと木杭の継手に就ての試験で6個に就て継手の耐支力を見るために圧縮試験を行つた。現場で得られるものと同じ様に造つたが只被覆鉄板は將來の腐蝕を考慮して試験前取除いた。試験結果は次表の如し。

図-18は供試体6の柄の状態を打過ぎると木杭が裂けることが分る。試験結果から見て柄の形が悪かつたり、打込過多の場合は柄が破壊し又濕つた砂や水が入ると柄の填充部分の長さが減じて來るが杭の耐支力には

表-3. 合成杭継手の實驗室試験

試験番号	柄の切取り	柄頭の造り	柄頭の状態	圧縮強度 (lb/in <sup>2</sup> )		破壊強度 (t)
				グルート	コンクリート	
1	既打込杭	斧	打込に際し 相當破壊	3 018	994	92.5
2	"	"	"	2 861	2 067	88.4
3	"	"	"	3 487	3 327	127.5
4	木打込杭	鋸	良好	3 698	2 247	※
5	"+	"	"	2 884	2 252	※
6	既打込杭	斧	可成り破壊	3 980	2 449	※

※ 15 375 t の性能を有する試験機により柄頭のグルートに垂直龜裂を生じた外認むべき缺點なし。

十 此の試験に於ては継手に濕潤砂が入つて来て柄の圧計にグルートが密着出来ない様にし、出来る実現場に起る様な條件を模倣してある。

\* 柄の頭は過度の打込に依つて多少円くなつた。柄も可成りざらざらに裂け1方は柄の底から 1/8 in 上の點で他の側は柄の周りで纖維が破壊した。之は斧に依つて多少の偏心性を有して居つたのである。

あまり影響がない。

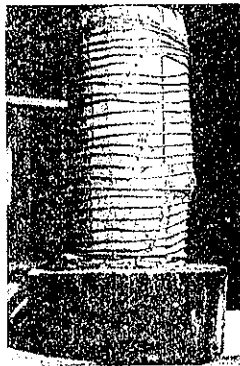
標準型のものでは柄の周りのモルタルが全荷重を傳達するものと見え、直接柄の頂點附近で破壊した。グルートと柄との間の密着度には限度があるから鉄線は出来る丈太く間隔を密にする方が良い。荷重 25 t ではモルタルグルート及コンクリートには撓み及破壊は現はれず 65 t で柄の頂點に多少垂直の龜裂を生じた。

又継手を水平にして中心荷重をかけ 屈曲試験をした。コンクリート部分の支點は柄上 10 in, 木の部分け柄下 5 in で支間 36 in とし、荷重點は柄の頂點の下方 8 in でグルート部分であつた。

最大集中荷重 26 520 lb, 継手の強さを換算して見ると径 13 in の円筒に相當する。鉄筋を無視すると降伏點 1 100 lb/in<sup>2</sup> である。曲げモーメントは 20 000 ft-lb である。同一モーメントは實際の杭では柄の頂點上 14 ft に作用させた水平力 1 450 lb に依つて生ずる、即ち平均地表面の高さである。

要するに此の試験杭は極めて效果的で最大荷重 35 t にも達した鉄筋コンクリートタンク、貯水池等は 5 年後の今日何等漏水もなく龜裂も認められない。合成杭は平均長 58.8 ft で延べ長 100 000 ft に達し、1 ft 當りの費用は 0.70 弗であつた。

図-18. 供試体 6 の試験前の柄の破壊状態



河 川

(32) 北米 Sacandaga 洪水

調節池の操作

("Operation of Sacandaga Reservoir."  
Civil Eng. Nov. 1938, p. 720~721.)

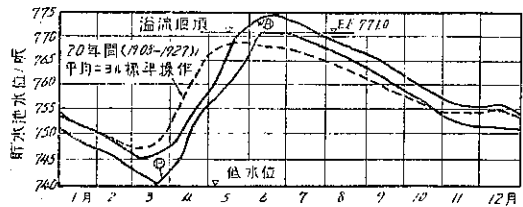
伊藤 剛 抄

貯水池を洪水調節と湧水補給とに共用せしめるのは實際上困難であるとは數年來言ひふまされてゐることであるが、充分な貯水容量を持つてゐる貯水池では然らずと云ふことを實例を以て示し度いと思ふ。

New York 州の Sacandaga 貯水池では 8 年來洪水調節と湧水補給とに立派に併用することが出来た。此の 8 年間に大洪水、既往最高の大洪水もあり又非常な湧水もあつたのである。

Sacandaga 貯水池は Hadson 河の支流 Sacandaga 河に造られたもので合流點から約 6 哩上流の所にある。有效貯水量は 760 000 エーカー ft (937 600 000 m<sup>3</sup>)、之は貯水池上流の流域 1 040 平方哩 (2 700 平方軒) に對し 13.7 in (348 mm) の深さの流出量にあたる (この流域の年平均降雨量は 27.6 in (700 mm))。Sacandaga 河は特に急流とは云ひ難いが、流量変化が相當激しく最大流量 64 400 個 (1 790 m<sup>3</sup>/sec), 最小流量 35 個 (1 m<sup>3</sup>/sec) を記録する。この貯水池は Sacandaga 及 Hadson 兩河の洪水調節と湧水補給を目的とすることは前述の通りであるが、この爲に堰堤築造前から並々ならぬ調査研究が行はれ結局 図-19 の如き標準操作方法が決定された。

図-19. Sacandaga 貯水池の操作標準図



つまり貯水池操作により Hadson 河の中流 Spier Falls 地先の流量を最大 6 000, 最小 3 000 個に調節しやうとするのである。図-20 に 1931 年 7 月 1 日から 1938 年 6 月 30 日迄の間の實際の流況曲線を示す。操作が如何に成功してゐるか判るであらう。

處がこの様な有效な調節も何等洪水調節を犠牲にすることなく行はれたのであつてこの點 8 年間に 1 滴も

表-4.

洪水の起日	Spier Falls 地先に於ける Hadson 河の流量 個 (m <sup>3</sup> /sec)		貯水池操作による低減流量 個 (m <sup>3</sup> /sec)
	調節流量	自然流量	
1932年 10月 7日	23 300 (650)	48 000 (1 340)	24 700 (690)
1933年 4月 18日	28 000 (780)	56 000 (1 560)	28 000 (780)
1935年 7月 8日	10 000 (280)	25 000 (700)	15 000 (420)
1936年 3月	39 500 (1 100)	92 000 (2 560)	52 500 (1 460)

この貯水池の落差を利用して又発電設備が出来てゐる。落差は 73~40 ft, 17 000 IP の水車 2 臺が夫々 12 500-kva の發動機に直結されてゐる。初めは放流が頻繁に中断されたり、又落差の変化が大きい所の發電所は効率よく運転されまいと考へられてゐた。併し同一配電系統に他の發電所も澤山あり、融通の道もつくつと云ふので結局設

図-20. Spier Falls 地先に於ける 1931~1938 年間の流況曲線

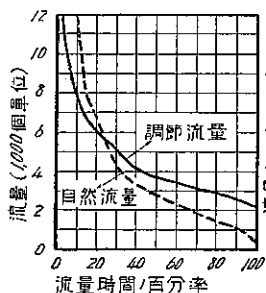
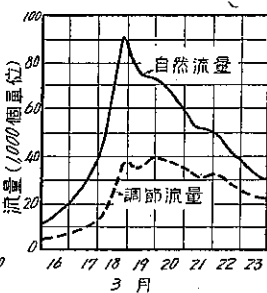


図-21. 1936年3月の洪水時に於ける貯水池の効果 (Spier Falls 地先)



けることにした。而も「如何なることがあらうとも貯水池が設けられた第 1 の目的…洪水調節と濁水補給…を妨げる様な發電用水量使用を一刹たりとも、如何なる條件の下にでも要求しないこと」と云ふ厳しい制限を附せられた。この發電所は貯水池の正規の貯水期間中(3月中旬より5月末迄)及 Hadson の出水中には放流量が無い爲に休止される。併し送電線網が完備してゐるからこの期間でも充分他から電力の補給がつく。8ヶ年間の總發電量は 536 790 000 kWh に達した。

使用水量に就ては發電所は州の訓令により決められた方法に據つて使ふ。

spillway から水を捨てた事が無いのを見ても明らかであらう。各洪水毎に貯水池が如何に働いたかは表-4に見られる通りである。

1936年3月の洪水 図-21 は Hadson 河の洪水記録中最大のものである。Albany に於ては流域面積 8100 平方哩あるが、その水位は3月19日に 17.70 ft に達し流量は 220 000 個位と推定された。Sacandaga 貯水池は Albany の洪水頂點を流量に於て 50 000 個、水位に於て 4 ft 低減したと算定された。

3月18日には 64 400 個の流入量があり、之は30年に1度の洪水量より 10 000 個大きかつた。この様な大洪水は豫想されなかつたのであるが、流域の積雪が特に多かつたので相當の洪水が起るだらうとは想像されてゐた。それ故 1, 2 月及 3 月初めには貯水池を殆ど空にしておいた。3月13日から21日迄の間に 340 000 エーカー ft の水量を貯溜したが此の期間の終りにも尙水位は spillway crest より 17 ft 下にあつた。濁水期に於てもこの貯水池は非常に役に立つた。例へば此の年の8月、Albany に於て Hadson 河の流量の 55% は貯水池からの補給水であつた; そして之だけの補給水がなければ下水や工場排水を稀釋することも出来ず、航行も休まねばならず、従つて 2 500 人の失業者を出したのであつた。

洪水調節にのみ使用される容量は spillway crest 以下 3 ft 迄の容量とし、出水期(春季)中これを空にして置く。この割當量は一見僅かの様に見えるが洪水調節はこの外殆ど全部濁水補給の爲の操作を通して行ひ得たのである。8年間の経験から見ても之で充分であつた。私は洪水調節は濁水補給や發電用等多岐の爲に使ふ貯水池を以ても洪水専門のものと同様に完全に操作が出来ると云ふのではない。例へば Muskingum 地方の 14 個の貯水池は洪水調節専用のものであるが、その容量の和は全流域當り 7 in の流出量に相當する。Sacandaga の 13.7 in との差、この貯水容量の差が物を言ふのであることを銘記して戴き度い。

Sacandaga では全工費 12 000 000 弗中の僅か 5% が洪水調節の爲に投資されたことになり、他の 95% は之によつて利益を得る發電會社から支拂はれた、そして航路水深増加の費用は只で出来たわけである。

洪水調節、航路水深増加或は水力發電専門の貯水池築造が經濟上成立たなく共、之等を共用せしめれば有利となる所が澤山ある。併し共用の貯水池操作が不可能であるとの一般の信念が此の様な貯水池建設を妨げてゐる。私の考へを云へば有効貯水容量が洪水調節だけに必要な容量の 2 倍あり、且つ少く共其の地點の平均年流出量の 50% 以上の容量を有する場合のみ前記共用の貯

水池操作が可能だと思ふ。又 Sacandaga 貯水池が成功したのは其の操作をして管理する技術者の全責任と判断とに委せた點にあると思ふ。多岐の使用目的に使用貯水池の操作は操作する人と機關が完備し、發電の爲に洪水調節の爲の保持容量を犠牲にせんとする誘惑に打克つだけの力をこの人達に興へなければならぬ。

## 上 水 道

### (33) 水道管の漏口發見

("Finding Leaks in Water Mains" E. N. R.)  
October 6, 1938, p. 431-432.  
吉岡英文抄

California 州 Oakland, の東灣市利用地域では選擇性を有する漏口發見装置を發達せしめる必要があつた。と云ふのは當時妨害騒音を除去し漏口より生ずる音響を充分強める様な装置が市場に見當らなかつたからである。斯かる装置を集める際目指す目的物は漏水音響より通常遙かに音の高い交通、風及他の原因から來る騒音に餘り鋭敏でない装置である。此の問題は市街地の普通給水に對して圧電氣ピックアップを使用し、又妨害騒音を考慮する必要のない所には、通常もつと鋭敏な磁氣抵抗或は磁氣ピックアップを使用することに依つて解決せられた。

漏水の形跡が地表面に現はれて居る所でも聴取装置を使用すれば漏口を正確につきとめるのに時間と經費を節約し得る。何故かと云へば明白な證據でも漏口箇所の直上に在るとは限らないからである。尙此の装置の重要な応用は表面徴候は無いが、著しい水の損失を包蔵して居る漏口を探し出すのに組織立つた周期的探索を爲すにある。

元來適用せられる原則は漏出液体に因り生ずる振動を聴取し得る範圍に於て探知し、其の漏口の位置を定める事にある。斯かる音響を我々の耳に依り聞き得る様な漏口の率は極めて僅かなものである。或る場合には管の露出辨軸部又は他の部分に耳を押しつけるか、管に接觸して地中に挿込まれ管から耳への傳導装置を備へた金屬棒に依つて其の音響を聞き得るかも知れぬ。然し乍ら地下に生ずる殆ど總ての漏口は音の聞えぬ様に包まれて居る。それで其の音響を探知し擴大する或方法が實用上必要なのである。

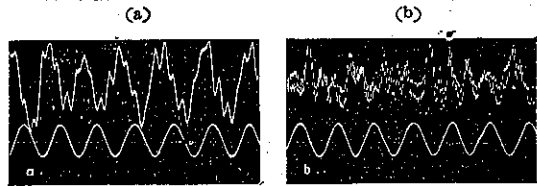
擴大装置は考究中の特殊の振動を選擇する際に困難を生ずる。即ち振動そのものは其の高調波の強度及周波数と同様に管型、材料及厚きの如き要素に因つて物質的に左右されるし、又漏水孔の大きさ、形、其の管線中の水

圧及管周囲の物性に因り影響されるからである。種々簡単な形の聴取装置の實驗を経て 1934 年に至り、其の仕事に適應した最良の装置として眞空管增幅器の採用を見るに至つたのである。本來此の装置は擴音器、增幅器及聴音器から成つて居る。

何故ならば擴音器は其の装置の最重要部分であり、水道本管に於ける漏口の振動範圍に適した型を選擇する様に特別注意が拂はれて居るからである。漏口自身は通常頗る高周波数であるのに、干涉騒音の最大妨害は 1 秒に付 1000 サイクル以下の周波数である。實驗に依つて 1000 サイクルの範圍内では餘り鋭敏でなく、約 3000 サイクルに於て鋭敏の極頂に達する擴音器を選擇したのである。此の選擇の理由は 図-22 に複寫された電流振動圖に依り明白になつた。

圖-22. 同振動の 2 電流振動圖記錄

(b) は漏水音響を大いに強調せるに反し磁氣擴音器に依つた (a) は高周波数漏水音響を殆ど失つて居る



此の圖に於て (a) は高周波数範圍以上の振動には一様に感応する様設計された普通の磁氣擴音器に依り作られたものである。最大の騒音は最大の振幅を生じ、研究中の漏水音響は大きな振動の上に重なる小振幅の振動を生じた。故に此の曲線中漏水音響の記録は電流振動圖に於て廣線として干涉曲線の尖端に現はれるのである。

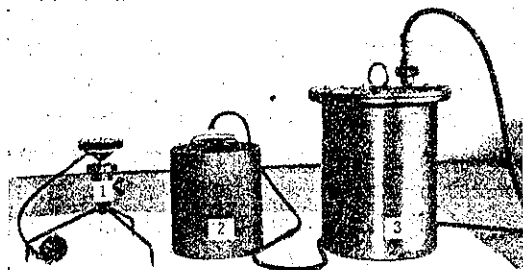
(b) 圖は電流振動圖は同じ騒音を記録せるもので同じ場所では (a) と同様である。此の記録は 3000 サイクル級の振動に非常に鋭敏な圧電氣ピックアップに依つて取られたものである。記録された高周波数の高振幅波は漏口からのものであり (他の電流振動圖に於て小振幅波に依つて示されたのと同じ波)、妨害騒音の記録は高周波数の波の包線である。換言すれば妨害騒音の上限及下限は記録された高周波数の振幅の一番外の點を結ぶ線に依つて示されるであらう。兩方の電流振動圖に於て下側の様な波は 60 サイクルの時記波形である。之等 2 つの電流振動圖はピックアップが研究中の振動に最も鋭敏で勝つて居ることを明かに示して居る。圖-23, 24 に於ては此の装置が野外に使用される状態を示す。此の圖示の装置では何等の電流振動圖も作られないが、ヘッドセット (第 I 段增幅器) を通つて聞える徴

候を頼りにするのである。

図-23 に於て No. 1 はコンクリート舗装上に使用する爲金属製トライポッド上に設置した圧電気ビツクア

図-23. 漏水聴音に使用する爲の3擴音器型

- (1) 圧電気単体 (コンクリート舗装上に使用されたトライポッド上の), (2) 函中の磁氣ビツクアツプ  
(3) 水中管に於ける漏口位置決定の爲の水管検査器



ツプ単体を示す。此の単体の頂上に倒立円錐形の底を有する小円形物体が擴音器其のものである。之はトライポッドから取り出すことが出来るし、又適當の深さの管を調査する爲に鋼鉄棒に挿えることも出来る。

No. 2 はトライポッド上或は探索棒何れにも使用し得る金属製函中に装置された磁氣擴音器を示す。No. 3 の単体は水中の管に於ける漏口探知を目的として使用される磁氣型或は圧電気型の水密性面である。擴音器は函の内側底面上の突部に固定される。そして其の集合体は麻繩或は綿絲繩に依り出来るだけ管に近く水中に下るされる。金属物質に依り懸垂する事は表面騒音を単体に傳達するので避けられる。

図-24. 増幅器単体とヘッドセットと共に用ひられた圧電気擴音器

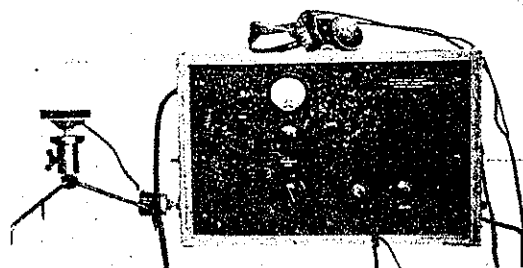


図-24 はビツクアツプ単体と共に使用された増幅器及聴音器を示す。増幅器の活動に必要な電池は示されて居ない(探知コイルを装置し振動器と共に使用した時には此の増幅器は地表面下の管に沿つた路線を定める際にも使用し得るのである)。

此の装置を使用し多くの場合既知漏口の位置を定めるに要した時間を(損鑿等で數日要したものを漏口発見

器に依り數時間に迄)節減した。従つて經費をも節約したのである。10 ft 以上の深所に於て 1 分間に付 2~3 ガロン位の少量の漏口でも、概測して発見されたが他の方法では之等の漏口が徐々に形を増加する迄十中八九発見されなかつたであらう。

此の方法の上記經驗記録に對する覺書は東灣市利用地域から得たものである。主任技師及一般監督者は J. S. Longwell 氏であり、機械技師兼電気技師は H. A. Knudsen 氏であつた。

## 下 水 道

### (34) 北米 Great Lakes の淨化

(“Cleaning-up the Great Lakes.” E. N. R.  
August 18, 1938, p. 197~201.  
寺島重雄 抄)

Niagara Falls, Buffalo, Cleveland 及 Detroit に於ける新設下水處分場は Great Lake から 800 000 000 ガロン以上の汚染荷重を救ふに到つた。

Great Lake 地方の工場地區に於ける汚染防止強調の結果、數多の下水處分場が建設されるに到つた。即ち在來から進歩してゐた Chicago と Milwaukee の處分場の活躍と相俟つて、Niagara Falls, Buffalo, Cleveland 及 Detroit に其の規模と特色ある設計を以て知られたる處分場が略々完成されたのである。之等 4 市の處分場は 800 萬ガロンの下水を處分して其の儘湖に流入するのを防ぎ、以て各市の用に供する水道の清淨保全に寄與する所大なるものがある。

Niagara Falls 處分場 此の處分場は Niagara 河峽の I 側に建設されたのと處分方法に特色のある點、世界に於ても特異のものである。即ち細目の塵除に無煙炭層を使用して濾床の働きをさせる。篩渣は焼却前に遠心分離機で脱水される。

處分場は峽岸の斜面上に建設され、崖下 120 ft の岩を貫く遮集隧道は處分場中央廊に通じてゐる。建物内には 1 in 棒塵除、機械掃除式除砂槽、6 個の徑 22 ft の細

圖-25. Niagara Falls 處分場

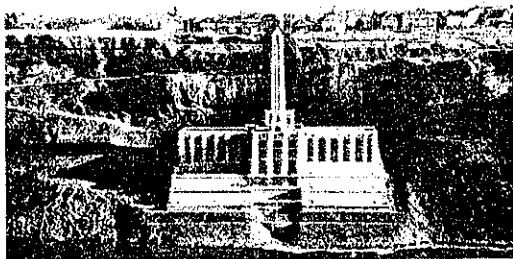
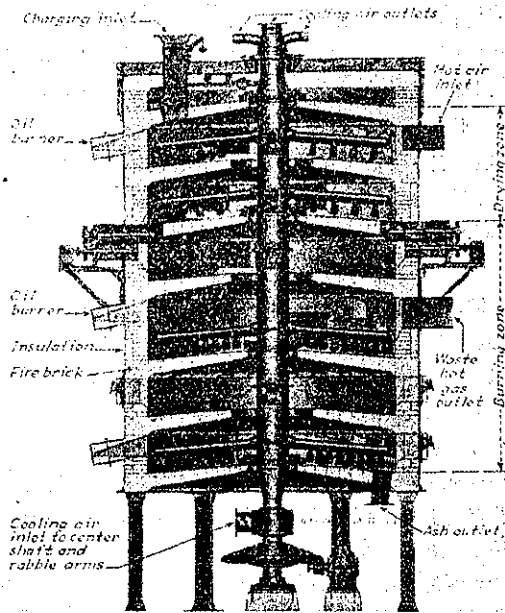


図-26. Niagara Falls で使用されてゐる汚泥焼却機



目塵除、鹽素注加槽、2 臺の連続供給式遠心分離機及 2 基の 80 t 円形多床爐を有す。此の炉は低温乾燥後に高温焼却を行ふもので、乾燥部に生じた不快なガスは最後に高温部に通して臭氣を除去する。

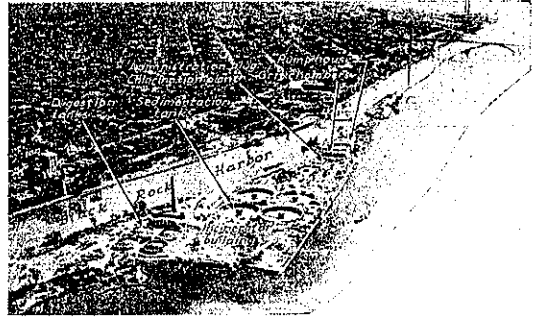
60 m. g. d. に達する晴天時下水を處分する時は、1/16 in 大の石炭を 2~3 in 厚の層に塵除上に積重ねて粗濾床として働かせるのである。斯様にして固形物の 25% 以上が除去される筈で、石炭層がなければ 8~10% の固形物丈より除去出来ぬのである。90 m. g. d. に及ぶ雨天時の下水を處理する時は、堆積した固形物を掃き取るブラシを卸して石炭層を取除き、1/32 in 隙間の細目塵除として働く様にするのである。

流出水を滅菌する鹽素溶液調製用の水を得る爲、小濾過場を設置し容量 300 000 gal/day の圧力濾床が清澄下水を處理してゐる。節渣と砂礫を取扱ふ pneumatic ejector の送氣用としての電動機直結圧縮機と石炭を貯藏したり塵除に送つたりする spiral screw 式の高級施設とがある。換氣には特別な注意が拂はれてゐる。

Buffalo に於ける部分的處分 Buffalo に於ける焼却による汚泥處分と防臭に對する換氣設備とは下水處分に對する現時の意嚮を反映してゐる。新處分場は 150 m. g. d. の容量で、沈澱と鹽素滅菌とによる部分處理を行ひ得るものである。

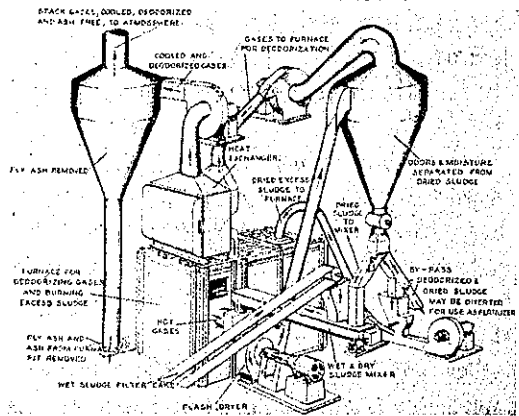
焼却機は Chicago の Calumet 處分場に於けるもの

図-27. Niagara 河 Bird Island に在る Buffalo 處分場



と同様の“flash-drying”型である (E. N. R. June 23, 1936)。Buffalo では 100 t 容量のものが 4 基使用されてゐる。焼却前に汚泥は 1 部消化されて濾過される。焼却経過は 4 段になつてゐる。即ち乾燥、焼却、除臭及灰集めと云ふ様に。濾床の汚泥ケーキは先づ粘土白で隈め乾燥せしめたものと混合して齊一な混合物を作り、其の後に乾燥機に落とし込む。此處で炉から的高熱ガスと接觸して乾燥するに至る。cyclone 分離機で濕氣を含めるガスから分離した乾燥汚泥は炉に送られるが肥料として除外される。炉は補助燃料として粉炭を使用し得る設備を有し、又分離機からの含濕ガスを導入し、除臭用に役

図-28. Buffalo に於ける汚泥焼却装置



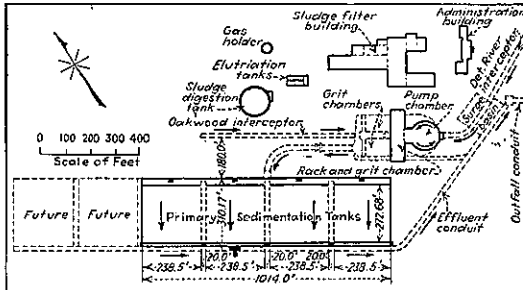
立てる爲高温にする様に設計されてゐる。炉の煙道ガスは飛散灰除去の爲、第 2 の cyclone 分離機に通される。

Buffalo は Niagara Fall や Cleveland の如く防臭のため建物に換氣装置を施してゐる。處分場は Bird Island に在り、季節風が吹くと市の住宅地へ臭が流れる。そこで臭害を防ぐ爲、臭を發生する凡ての場所は閉塞し、焼却機室に立てる 2 重壁煙突に通ずるトンネルに臭を排出させる。吸水井、除砂塵除槽及導流渠は氣密になつて居り、覆蓋のない沈澱槽では流入前に防臭用に豫

備懸素法入をする。

**Detroit 處分場** 10 哩の遮集渠、沈澱及懸素滅菌設備は 420 m. g. d. を処理し得る様設計された。污泥は

図-29. Detroit 處分場一般図



脱水、焼却され又消化、生成污泥を容量約 1/8 に濃縮する設備もある。污泥焼却装置は 24 時間に濾床ケーキ 1200 t に對するもので、4 円形垂直炉から成り、各 12 の重ね合した攪拌棒を有す。

處分場に達した下水は 23 ft 揚水される。6 臺の渦巻ポンプがあるが其の容量大なるのと（最大の 2 臺は容量 180 m. g. d.）ポンプの開口大なるため、棒塵除とが塵除を其の前に使用せぬ。沈砂槽は經濟的研究の結果、長くて（150 ft）深い渠の方が工費大なる curved inlet を要する廣い槽よりも安い事が分つた。長方形の槽は又長 270 ft、幅 16 ft の 7 溝の渠を形成する様幕壁で分けられたが、之は流れの分布と沈澱効果を高める爲である。

流出水の diffuser outlet は、原設計によると河床にある排水口の末端に曲管を必要とし、8 ft/sec の速度で上方に流出せしむるものであつたが、模型試験の結果は流出附近の水面を 13 in も上昇せしめ、航行に危険を及ぼす事が判つたので、水平方向に流れを配分する様に設計変更した。

**Cleveland の處分場** Cleveland には 123 m. g. d. の Easterly 處分場と 4 m. g. d. の Southerly 處分場とがある。Easterly 活性污泥處分場の設計詳細は E. N. R. Jan. 9, 1936 に述べてあるが、處分場は高級住宅地に在るため厄介な事が起らぬ様特別の考慮を拂つた。凡ての污泥處分設備は數哩離れた Southerly 處分場に置いたのも之が爲である。篩渣は凡て磨碎機に通し、磨碎された篩渣は返送される。沈砂槽は建物内に在り、脂肪聚集並に第 1 次沈澱槽は完全に覆はれ、高い煙突から蒸氣を流出せしむる圧力式換氣装置を備へ、豫備及中間懸素滅菌法による防臭装置を施す。

Southerly 處分場は元來覆ひのある污泥乾燥床を有するイムホフ槽式撒水濾床設備であるが、1926年に建設されし以來、根本的に變へられた。2 段式污泥消化設備、脱水並に焼却設備の外に下水処理操作は現代式にされた。撒水濾床容量を増加する爲、小時間の曝氣後に混合下水を沈澱せしめる簡単な活性污泥處理を濾過前に行ふ。曝氣槽は螺旋流型で、其の 1 つは散氣版を有し他は Swing-tube diffuser を有す。後者は 1 列の炭素管が送氣多岐管に附いてゐて、各管は検視とか操作に差支なく掃除出来る様、容易に槽から揚げられる。曝氣組織の特色としては所謂“tapered aeration”が行へる様、送氣に等級をつける設備がある。即ち酸素要求量曲線に比例して、處理の最初に最大の曝氣を行ひ漸次供給量を減少せしむる方法である。此の目的で送氣用の管と散氣版の數を入口で多くし、槽中を流れて行くに連れ其の數を少なくする。曝氣及沈澱された下水は次で 6 個の撒水濾床で處理される。之等は各 1 エーカーの大きで、2 in 大の石灰碎石を 10 ft 厚に敷並べたものである。固定噴出孔が心々 10 ft 間隔に配置されてゐる。2 次沈澱槽は相接する 3 つの 75 ft 正方形の槽であつたが、巾 16 ft 長 229 ft で下向流の磁鉄礫 ストレーナを有する 3 個の矩形槽に變へられた。

污泥處分設備は完全なるもので、12 の消化槽（總容量 2205 000 ft<sup>3</sup>）は 6 槽宛 2 群に配置され、各群は温水發生機及調節機構を収めてゐる中央の室の周圍に集つてゐる。槽は浮蓋を有し、ガスを捕集す。ガス貯藏には容量 60 000 ft<sup>3</sup> の球形槽がある。

Easterly 處分場よりポンプ圧送された污泥は、消化前に小時間径 26 ft、深 28 ft の 4 個の錐形槽に抑留される。之は污泥の濃縮用に設計されたもので、污泥は円錐の小端に集る。流入污泥と入換つた上澄水は円邊堰を越えて流入水に返送される。消化污泥は 8 個の 300 ft<sup>2</sup> の string-discharge type 眞空濾床と rabbled hearth を積重ねた 4 個の 100 t 円形炉を収めた處分室にポンプ圧送される。處理には鹽化第 2 鉄か或は之と石灰を併用する。脱水ケーキを肥料用として貯藏されるか、秤量装置のある belt conveyor で炉に送られ、最後の灰塵は pneumatic system で除去される。

污泥ガスは主として 2 臺の 390 IP の送風機に連結せる内燃機關の運転に使用される。此の装置は機關の冷却用水が曝氣槽中の流入下水に接觸せる管格子内を循環する點が特色となつてゐる。之は機關の廢氣が消化槽の保温に不必要となつた時のみ応用される。



Cleveland は湖岸沿ひの工場地区にある第 3 の處分場を操作してゐる。之は 1922 年に作られた容量 36 m. g. d. のイムホフ槽設備のものであるが改良を行つた。此の處分場は Easterly と Southerly の設備及工法の實驗所として役立った。イムホフ槽の外に、現在は分離消化、真空濾床及汚泥焼却の設備を具へてゐる。又雜誌工場の廢水 (100 000 分の下水に相當) を取扱ふため脂肪聚集装置を備へた。

上述の新處分場を検査すると、下水處分の技術方面に大なる進歩の跡が窺はれる。之は即ち衛生技術者、調査員及設備製造業者間の多年に亘る忍耐強い協調に因るものである。汚泥處分問題が將來如何様に發展するかを注目するのは興味がある。兎に角、消化を行ふと否とに拘らず、何時の場合でも焼却が最後の處理として採用されてゐる。之に、多量の圓形物を取扱はねばならぬ時には焼却が最も經濟的で、満足すべき方法であると考えられてゐるからである。

### (35) 撒水濾床の生物的汚水淨化作用

“Der Hochleistungskörper zum Kenntnis der Vorgänge bei der biologischen Abwasserreinigung.” Gesundheits-Ing. Helt 17, 1938. p. 231.

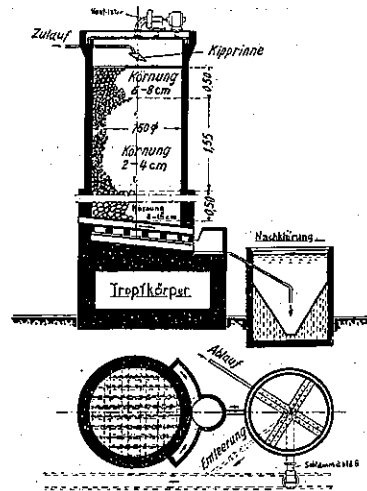
寺島重雄 抄

送氣停止の際、撒水濾床に如何なる変化が起るかと言ふ事は討究すべき重要問題である。之に就て、臭、pH 價、濾床内空氣の炭酸ガス含有量、下水の窒素量及效果程度を知るに必要な過マンガン酸カリ消費量を詳細に調査して見た。1935~36 年、Zürich 市の Werdhölzli 處分場に於て機械處理下水の有効なる生物的淨化法を求むべく行はれた大規模な調査では、他の生物的下水淨化法と同時に高率撒水濾床も研究された。

図-30 は最終沈澱槽を有する高率撒水濾床である。濾床の總高は作業技術を基礎とし、其の他の調査設備の操作を考慮して 5 m とした。有効なる濾床高は 3 m である。直径は 1.5 m であるから、有效容量は 5.4 m<sup>3</sup> となる。濾床には蓋を備へ、底には濾格を有し其の下には通風孔が開いてゐる。此の通風孔は同時に處理下水の流出口ともなる。濾床は空隙率一定の熔鑄鋸鑄で作られ、鑄滓の粒度は色々で、最下部約 50 cm、厚には 8~15 cm の粗粒の碎片、中層には 2~4 cm 粒度、上層 50 cm には 6~8 cm 粒度の碎片が入れられた。濾床全部に亘つて下水淨化の進行状態を充分調べ得る様、50 cm 間隔に下水試料採取口を設けた。

濾床の送氣は送風機によつて行ひ、必要なだけ濾床に

図-30. 最終沈澱槽を有する高率撒水濾床



押込まれ或は吸込まれた。送氣容量は全操作期間を通じて 23.5 m<sup>3</sup>/hr であつた。

撒水濾床には高所に在る調節井から現在の處理設備で機械處理された下水が導かれた。濾床表面に下水を分配するには下方に舌状木片を有する傾斜樋を以てする。生物處理を受けた下水は小なる浮渣遮断槽に流入し、然る後沈澱池に導かれる。

8 箇月間、撒水濾床に關して詳細な觀察と研究を行つた結果、Zürich に於けるのみならず一般的意味に於ても化学的、物理的及生物的現象の效果並に内部關係に就て或推定を下し得るに到つた。

#### 送氣不充分なる際の高率撒水濾床の状態に就て

撒水濾床は促進汚泥法に比較して其の生物處理作用は操作不安全にして鈍いと云ふ論が文献に屢々見られる。然し促進汚泥が良好なる下水處理性を具有するには送氣なしでは少くも數時間を必要とする。

普通の撒水濾床は構造上何時でも空氣の出入し得る如くなつてゐるので酸素の缺乏を來たす事はないが、今迄屢々言及されて來た理由から完全に氣密に造られてゐる高率撒水濾床には、必要量の空氣を吹込んだり拔出したりする送風機が何等かの原因で使用出来なくなると酸素の缺乏を來たす。此の際濾床が如何なる変化を爲すかを調査するのが此の研究の目的となつてゐる。

調査の爲、高率撒水濾床は 1936-6-18 以來送氣を中止し、鑄滓 5.4 m<sup>3</sup> に對し 32.4 m<sup>3</sup>/day の下水を送つた。21 日後、再び 32.5 m<sup>3</sup>/hr の送氣を行ひて調査を続行した。試料は毎日 9.30~11.00 に採つた。出来る丈等しい化合物の下水に對して其の結果を比較せんとしたからで

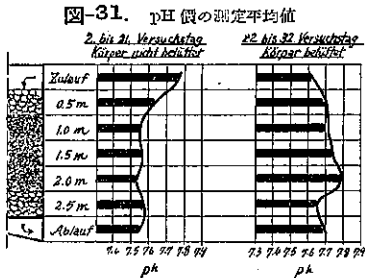
ある。

撒水濾床内に嫌気性部分の生じた結果、硫化水素臭の出現に対しては次の如く云ひ得る。送氣中止後 2 日にして試料採取管に多少の臭が認められた。然し臭の強さは採取箇所の方にて於て等しいわけではなかつた。明白な説明は附せられぬが 5 日目には再び無臭になつた。其の他の觀察にも即ち 21 日迄に臭は多少廣範圍に生じた。送氣再開後、硫化水素臭は急速になつた。即ち濾床内に於て嫌気性部分が好氣性部分に変化するに到つたからである。

撒水濾床の汚泥量は、春秋には一時的に増大する事があつても、均等に操作されれば一定である。所が Zürich 處分場に於ける研究では、撒水濾床の流出水には送氣時期より送氣中止時期の方が餘計汚泥を含む。之は送氣中止の際に必然的に起る好氣生物から嫌気生物への交代時に、瓦斯發生に因つて濾材碎片から芝類 (Rasen) が分解されたからである。然し、此の分解は 14 日後には終つた様である。即ち流出水の汚泥量は正常になつたからである。

調査中、下水の pH 價を流入水、流出水及濾床の各層に就て大々的に測定した。普通操作の際には撒水濾床全体を通じて pH 價は等しいか或は多少アルカリ側にあつた。送氣中止と同時に pH 價は流入口から流出口に向ふに連れ酸

性側に低下した。図-31 には pH 價の測定平均値を示した。



pH 價と同時に

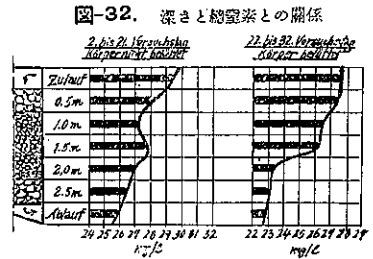
行つた空氣分析は注意すべきものであつた。送氣されぬ時の高率撒水濾床から出た空氣及濾床内部の空氣には 0.1~0.2% 容積の CO<sub>2</sub> を含んでゐた。従つて送氣中止期の際の pH 價減少は H<sub>2</sub>S の發生と共に確に多量の CO<sub>2</sub> の貯溜に因るものである。之等の CO<sub>2</sub> は濾床から逃し得ずに通過下水中に溶解するから。事實、濾床内の空氣中には平均 0.5% 容積の CO<sub>2</sub> を含んでゐた。

生物的下水淨化法では河海湖沼に於ける自淨作用と同様窒素含有量に重要な意味を具へてゐる。窒素を含む有機化合物、アンモニヤ、亞硝酸化合物は生物的淨化作用中に絶えず有機窒素化合物→アンモニヤ→亞硝酸鹽→硝酸鹽の順序で變化して行く。亞硝酸鹽及硝酸鹽中

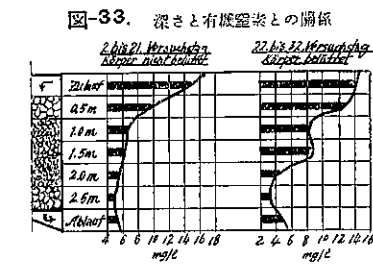
の酸は下水中の溶存酸素と同様、有機化合物の還元と酸化用として生物化学的に利用される。

撒水濾床の各深さに就て總窒素、有機窒素及アンモニヤ窒素を調査した結果は図-32, 33, 34 に示す。之等の

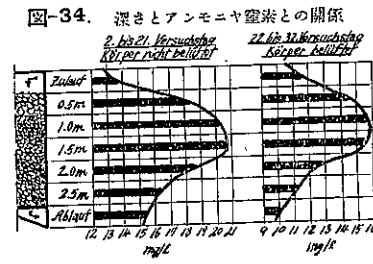
調査結果に対しては次の如く云へる。(1) 下水中の總窒素量は送氣されると否とに拘らず、濾床を通過して行くに連れ減少する。送氣期は送氣中止期より窒素消失量は若干大である様に思はれる。(2) 有機窒素は送氣されると否とに拘らず全く同様に、略々等しい量



下水から消失した。然し、其の他の調査でもさうであつたが、深 2.5 m から流出口迄下水中の有機窒素含有量が大きくなると云ふ事實は茲でも確められた。此の比較的僅少の有機窒素含有量の増加は、恐らくは窒素を含む無活性微小有機物の多數存在せるに因るものであらう。(3) 下水中のアンモニヤ窒素は、撒水濾床が送氣されぬ時には濾床の流入口から流出口に向つて増加したが、送氣されてゐる時には減少した。濾床の中層では流入口に比較してアンモニヤ含有量は兩試験に於ても目立つて増加した事が觀察された。然し、送氣中止の際に下水中のアンモニヤ含有量が濾床の中層から流出口迄或範圍減少したのは、送氣中止中でも濾床の最下部では猶酸化現象のあることを示すものである。之は後述の亞硝酸及硝酸試験でも明かに看取される酸化現象である。



略々等しい量下水から消失した。然し、其の他の調査でもさうであつたが、深 2.5 m から流出口迄下水中の有機窒素含有量が大きくなると云ふ事實は茲でも確められた。此の比較的僅少の有機窒素含有量の増加は、恐らくは窒素を含む無活性微小有機物の多數存在せるに因るものであらう。(3) 下水中のアンモニヤ窒素は、撒水濾床が送氣されぬ時には濾床の流入口から流出口に向つて増加したが、送氣されてゐる時には減少した。濾床の中層では流入口に比較してアンモニヤ含有量は兩試験に於ても目立つて増加した事が觀察された。然し、送氣中止の際に下水中のアンモニヤ含有量が濾床の中層から流出口迄或範圍減少したのは、送氣中止中でも濾床の最下部では猶酸化現象のあることを示すものである。之は後述の亞硝酸及硝酸試験でも明かに看取される酸化現象である。

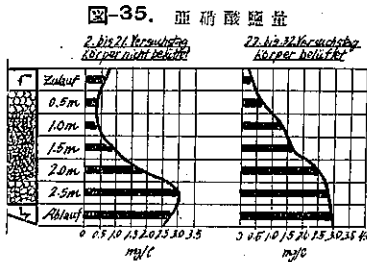


送氣中止の際、撒水濾床が還元帯と其の下に酸化帯とを有してゐるのは濾床が完全に築造されてゐる爲であつたが、深 2.5 m から流出口迄下水中の有機窒素含有量が大きくなると云ふ事實は茲でも確められた。此の比較的僅少の有機窒素含有量の増加は、恐らくは窒素を含む無活性微小有機物の多數存在せるに因るものであらう。(3) 下水中のアンモニヤ窒素は、撒水濾床が送氣されぬ時には濾床の流入口から流出口に向つて増加したが、送氣されてゐる時には減少した。濾床の中層では流入口に比較してアンモニヤ含有量は兩試験に於ても目立つて増加した事が觀察された。然し、送氣中止の際に下水中のアンモニヤ含有量が濾床の中層から流出口迄或範圍減少したのは、送氣中止中でも濾床の最下部では猶酸化現象のあることを示すものである。之は後述の亞硝酸及硝酸試験でも明かに看取される酸化現象である。

送氣中止の際、撒水濾床が還元帯と其の下に酸化帯とを有してゐるのは濾床が完全に築造されてゐる爲であ

ると云ふ以外其の理由は判らない。濾床内の温度は観測によると外部の温度よりも高かつた。外部温度は平均21.5°Cで濾床内の夫は26.5°Cであつた。暖い濾床内部の空気が上昇して空気孔から外部に脱出し、同時に冷い外気は濾床底部の空気出入管から吸ひ込まれる。斯くして最下層には活性なる好氣的生物の存在を許し、一方上層にはH<sub>2</sub>Sの發生に因つて嫌氣的の分解が優勢となる。何故ならば密閉された濾床は、暖爐作用丈では撒水濾床全体が好氣的條件に保たれる程多量の空気が吸ひ込まれなくなるからである。

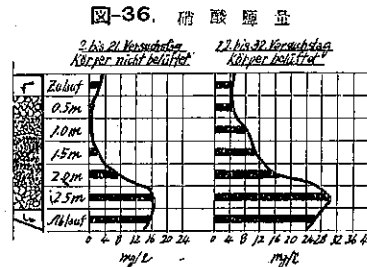
兩試験に於て、撒水濾床の各層に存在する亞硝酸鹽量は図-35に示す。



送氣される場合及送氣中止の場合の兩方の試験では、各層の下水中に亞硝酸鹽が存在する。

下層に向ふに従つて増加して居るのは、正しく酸化現象の行はれてゐる證左となる。送氣中止の際には上層から中層迄亞硝酸鹽は減少してゐるが、送氣中は減少する所が下層に向ふに従つて増加してゐる。

硝酸鹽量は 図-36 に示す。下水中には硝酸は存在したが、送氣中止の試験では硝酸は大低撒水濾床の中層でなくなつてゐた。之は濾床の上半部には還元現象があることを示す。



す。然し下半部で再び硝酸を生ずるのは下部から通氣孔を通じて空気が入り好氣的に働いた標である。

生物的下水淨化作用の效果は屢々過マンガン酸カリ消費量の減少から判断される。送氣中止の際には濾床の效果は減ずることを明かに示した。送氣すると淨化效果は著しく上昇した。

道 路

(36) 南米に於ける土砂道

(C. S. Hill, "Earth Roads in the South-IV",  
E. N. R. Sept. 29, 1938, p. 403-407.  
坂田 中 抄)

Georgia 州 Georgia 州の道路を見ると直ちに種々の珍らしい點にぶつかる。この道路は國家が管理してゐる(約 10740 哩) 其他州道もある。其他 1937 年に作られた國道局の出張所として U. S. Rural Post-Roads Division の名で知られたものがあり、之は國道外の總ての他の道路に對する指導權を有してゐる。現在の post-road の哩數は殆ど 43000 哩に達する。然し Georgia 州の土砂道の例として擧げ得るものは主として主要な國道である。Alabama 州と Georgia 州の土砂道築造法は似てゐる。然し後者の方が道路用土砂が前者 Alabama 州より恵まれてゐる。砂が多くて結合材を人工的に加へる必要のある海岸の平坦部を除いてはそれ自身で堅硬なる土が多く存在してゐる。

圖-37. 表面處理をなした topsoil よりなる Georgia 州の代表的土砂道



其の場で使用する土砂 Georgia 州の技術者は堅固な基礎を造るために周圍の州から土砂を持ち來つたりしないのでその場所にある土砂をその儘使用し又はそれらを混合して良好なる基礎を作る。之は南アメリカ何處の州でもやつてゐるやり方であり各州ともそれぞれの種類の土砂に応じ得る設計断面を有してゐる。Georgia 州では夫等の半分は 圖-38 に示す如き断面を有してゐるが、其他それぞれの場合の特殊な土砂に応じて特殊な設計を有してゐる。

圖-38 に擧げた例は最も變化に富んだものを選び示したのであるが各断面とも實際の道路である。Georgia 州並に南部各州では何等の標準土砂道断面が存在してゐぬといふことは注目に値する。各道路は特有断面を有し各場所に応じて異なる。この事はその場所々々の土砂をそのまま基礎築造に使用することを示すものである

が、然し總ての場合にそうとは云ひ切れない。土砂が全然悪い様な場所では堅硬なる土砂を最も近い場所から持ち來つて基礎を作ることがある。又は各種の土砂を混合して之を堅硬になすこともある。土砂は分析により自然の儘使つたり混合して使用するのであるが、之のため土質實驗所と言ふものが生ずることになる。

道路築造計畫を進めるには基礎材料の採取場を決定するが之には最良の土砂を得るといふことその他、運搬距離の最少と言ふことも考へて之を定める必要がある。請負人により採取場が選定される前に土質實驗を行ひ、之により其の儘使用するに足る堅硬なる物なるか、又は他に加ふべき要素が缺乏してゐるか否かを決定すべきである。土質實驗により之等の問題を決定する。又加ふべき缺乏材料を定めたり又見本を請負人に指示し、更に築造の最中も之が果して作られてゐるかどうかを知るため常に検査試験を行ふ。

**基礎に使用すべき土砂** 図-38 に示す如く Georgia 州は南部各州の土砂道築造に使用されてゐる總ゆる種類の基礎土砂を有し之を使用してゐる。石灰岩まで之が目的に使用してゐる。

topsoil は最も一般的の材料である。此の材料は現代の道路技術の實施される迄か以前から道路築造に使用されてきた。topsoil はそれが施工法により各種の定義を有してゐる。初期の道路築造に見る如く topsoil は或深さの表面沈澱物であり礫性質の自然の砂粘土である。現在の道路基礎築造に關して之に屬するものとしては(1)表面又はそれが下に可成りの深さまで存在してゐる自然の砂粘土、(2)砂と粘土を人工的に混合して堅硬にせるもの、之らを指す。

道路基礎作成のため之らの材料の備ふべき總ゆる必要な物理的性質は大体同一である。Georgia 州で主として使用してゐる割合は粘土 9~18%、沈泥(silt) 5~15%、全体の砂 65~80% である。然して以上の砂は全体の 45% が 60 番篩に留まるが如き物である。

砂利粘土(clay-gravel)はその名の示す如く砂利、砂、粘土が自然に混つた物で道路基礎として Georgia 州で使用してゐるのは次の如き物である。80~100% が 1 $\frac{1}{2}$ in 篩を通り、25~55% が 10 番篩を通過することを必要としてゐる。10 番篩より小さい部分は結合材と考へる。然して之は 7~25% の粘土、0~15% の沈泥、55~90% の砂(此の砂は全体の 35~85% が 60 番篩を通る)等を含むことを要求されてゐる。砂は之を使用して基礎を作るには瀝青質結合材とかポर्टランドセメントを

用ひて堅硬になされる。碎石は水締めマカダムとして又は土質結合材(topsoil とか砂粘土の如し)とか黒珪石(chert)等で固めて道路基礎に使用する。

その他 Georgia 州では礫性土砂(pebble-soil)と黒珪石(chert)が基礎に使用される。礫性土砂は拳大から鹿弾までの大きさの酸化鉄の四角礫に砂粘土が混つたものである。基礎として使用するには 80~100% が 1 $\frac{1}{2}$ " の篩を通り、25~80% が 100 番篩を通ることが必要である。結合材としては 11~25% の粘土を含み、0~15% の沈泥と 55~90% の砂を含むことが必要である(此の砂の中 30~85% は 60 番篩に留まる如きもの)。黒珪石(chert)とは岩質無結晶の珪土と之が破壊して生ぜし粘土とか塵を混入したものである。之は堅くて分裂した花崗岩の如き破砕状態で中に大きな破片を含んで出る。Georgia 州で基礎材料として規定してゐる物は 80~100% が 1 $\frac{1}{2}$  in 以下で 20~40% が 10 番篩を通ることゝ定めてゐる。細かい部分としては粘土 15~50%、沈泥 5~25%、砂 25~80% としてゐる(砂の中 15~80% が 60 番篩より粗い物である)。

以上の他、石灰岩が使用されてゐる。

最も注目すべきは最近の土質力学が各場所に在る礦物質土砂の總ての種類のを實際の道路に使用する道を開きつゝあると言ふことである。

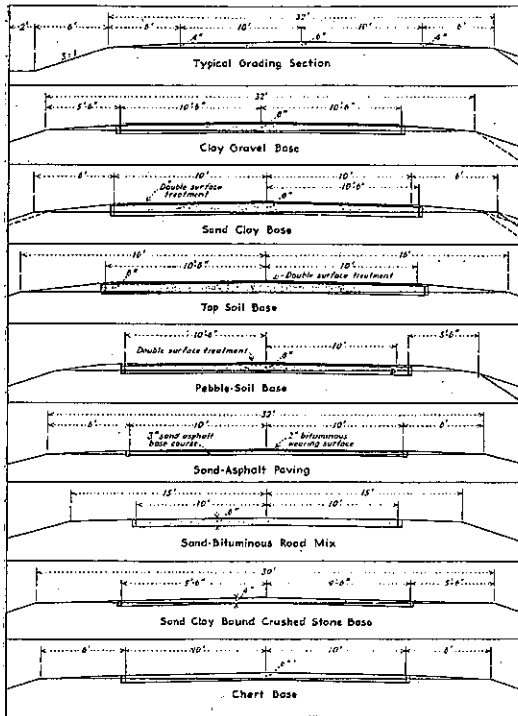
**基礎築造法** Georgia 州及南部各州では路盤面がその儘、間に合ふからとて決して之の上に基礎を作らないで總ての路盤面は現代の技術標準に合ふ様に築造される。此等は堅固なる土砂を含んでゐるものでなければならず石は取除き表面は振混ぜ一様な密度とす。而して図-38 に示す如き断面とし溝とか其の他の排水構造物を作る。

石灰岩とか瀝青處理をなす基礎は別として topsoil、砂粘土、礫性土砂、砂利粘土等の基礎は總て同一の處理をなす。Georgia 州の方法は南部各州の方法の中で代表的のものであり、之には撒布、混合、締め固めの 3 つを行ふ。材料、割合等は實驗所で決定する。

撒布:—図-38 で示す如く兩側の型枠の間に基礎層を作る。之らの型枠は基礎材料の撒布されてゐる所から 300 ft 乃至それ以上先迄設置される。材料撒布は採取場から最も遠い所から始めて行く。基礎材料は投げ下し上の規定の深さまで均し、而して兩側の型枠上にのせた板の定規で正否を検査する。

混合:—前に引續いて行ふ混合の過程は條件により異なる。若し表面を堅硬にするために骨材を使用する場合

図-38. Georgia 州で最近築造せる土砂道の基礎の例



合には大体以下に述べる条件が存在する。

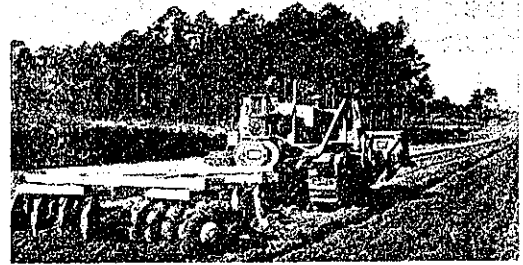
(1) 同一採取場で別々の層をなして存在する 2 つの材料を混合して使用する時である。之は採取場にて規定の割合で投げ出し、数回互ひにひつくり返すとか、又は shovel dipper を通して互ひに篩つて混合する。上の材料を 1500~2000 ft の距離を撒布すると現場の混合が始まる。撒布材料は之を鋤き更に円板状の鋤をかける。必要回数だけ混合を繰り返して完全に粉砕す。検査試験を行ひ若し基礎混合物中に砂、粘土、結合材、粗骨材等が足らぬときは之に足らぬ材料を加へて更に混合を行ふ。混合が終れば規定の形に仕上げ輾圧して交通を通す。

2 材料の混合 (2) 若し基礎が別々の採取場からとつた 2 つの材料の混合物よりなる時は規定の順序と深さになる様、次々に層状に互ひに之を撒布し而して其の場で之を混合する。Georgia 州では之に 2 つの方法があるが少し特別な方法である。

(イ) 撒布の日から餘り日數を經過せぬ中に基礎を鋤き返す。最初は道路の両端から初め中心線から左右に基礎の全幅と全深にわたり鋤き返す。次に中央から初め中心線に向ひ左右から鋤き返し、完全に混合するまで之を繰り返す。

(ロ) 鋤き返しの代りに道路幅全部にわたり基礎材料を並べて置き完全に混合するまで放つて置く。後の方法は (1) に述べたのと同様である。

図-39. トラクターで曳いた円板状鋤で混合されてゐる Georgia 州の代表的 topsoil 基礎



(3) 古い道路の基礎を使用して施工するときは、(2) と全く同じ方法で行ふ。

(4) 特別な組成よりなる採取場の材料を使用して之を撒布して造つた基礎は (1) の場合と同様な方法で混合される。

(5) 古い道路の基礎材料だけでその儘も一度やり直し又は形を直す時は其等材料を掻混ぜ鋤返し (1) で述べた如き方法で之を仕上げ直す。

基礎を堅硬にする目的で時々骨材を使用することがあるが、之は上に述べた諸方法の補助的のものとして行はれる。骨材は技術者により示された量を使用し、基礎表面 2 in か 4 in の厚さの様なモザイク状に作られる。

締め固め:—基礎の締め固めは撒布、混合等と同様に嚴格に之を行ふべきである。必要な時は表面に水を撒き適當な温度を與へる。締め固めは輾圧により普通得られるが交通の重いときは之により緻密にされる。輾圧機が普通使用されるが、之には一般に表面平滑な物を使用される、然し自然の土砂を用ひて基礎を作るとか又はセメント、瀝青等で處理せる土砂を用ふるときは以上の他に表面に爪を有した輾圧機が使用されつゝある。Georgia 州は、3 輪式 10 t 輾圧機を基礎締め固めに用ひてゐる。先づ路肩を全部にわたり造つてから兩側の型枠を取り除き次に輾圧機を兩端から中央に向ひかけて行ふ。

表面處理をなせる總ての基礎 特殊の處理をなせる土砂道基礎は Florida, Carolinas 等の州で述べた如く全く別の技術である。細部の點に於ては異なるも Georgia 州で行はれてゐる方法並に設備は一般に代表的のものである。Georgia 州は Alabama 州の項で細かく述べたと同様な方法で瀝青材料を用ひて表面處理をなしてゐる。

(37) 自動車駐車場の設計

(Bruno Wehner. "Die bauliche Durchbildung der Betriebsanlagen für den Kraftverkehr." Die Bautechnik. 16, Sept. 1938. Heft 39, S 515~519.

中村清照 抄

駐車場設計に當り考慮すべき事項は自動車の重量及種類型式であるが、就中車体長は特別重大なる意義を有してゐる。表-5~7は乗用自動車、乗合自動車、貨物自動車の普通の型につき其の大きを示したものである。大型の自動車が駐車する場合には1937年11月13日公布の道路交通取締規則に依つて規定されてゐる許容最大車体長22mを考慮する必要がある。勿論多數の自動車が駐車する様な大駐車場に於ては多くの場合比較的小型の自動車が就て考慮すればよいのである。乗合自動車駐車場に規定の最大長22mを有する様な数輛連結自

表-5. 乗用自動車

Firma	Typenbezeichnung	Wendendurchmesser m	Nutzgewicht t	Länge über alles m	Belegte Fahrspurbreite bei Fahrt mit kleinstmöglichem Halbmesser m
Adler	Trompl Junior	9,60	320	4,25	2,00
BMW	327	10,00	475	4,50	2,20
Ford	Edel	10,00	438	4,80	1,69
Opel	P 4	11,50	1150 <sup>1)</sup>	3,84	1,61
Mercedes-Benz	230	11,80	450	4,51	2,22
Horch	830 BL	13,50	500	5,05	2,35
Mercedes-Benz	500	14,80	550	5,28	2,47

<sup>1)</sup> Gesamtgewicht.

表-6. 貨物自動車

Firma	Typenbezeichnung	Wendendurchmesser m	Nutzgewicht t	Länge über alles m	Belegte Fahrspurbreite bei Fahrt mit kleinstmöglichem Halbmesser m
Opel	Blitz 2.0-12	12,30	1,0	4,64	2,06
M.A.N.	F 2	13,60	3,0	6,00	2,89
Mercedes-Benz	L 3750	17,00	4,0	7,82	3,53
Krupp	L D 6,5 N 242	20,00	6,5	8,20	3,35
Henschel	5 G 3	21,20	5,0	9,14	3,64
Büssing NAG	900	24,00	9,0	10,40	3,76
Mercedes-Benz	L 10 000	24,00	10,0	10,43	3,98
Faun	L 1500 D 87	25,00	15,0	11,60	4,72
Vomag	8 L	25,50	9,0	10,00	3,46

表-7. 乗合自動車

Firma	Typenbezeichnung	Wendendurchmesser m	Platzzahl	Länge über alles m	Belegte Fahrspurbreite bei Fahrt mit kleinstmöglichem Halbmesser m
Magirus	N 27 a	14,00	31	7,23	3,08
Mercedes-Benz	O 2000	15,20	21	6,31	2,84
Henschel	30 T 2 N	16,00	30	7,61	2,16
Daimler-Benz	O P 37 50	19,50	44	9,05	3,22
Krupp	O 5,5 N 262	22,00	42~48		3,54
Mercedes-Benz	O 10 000	23,00	50	11,97	3,92
Henschel	4 J 5	24,00	50	10,12	3,42
Büssing NAG	900 N	25,00	42		4,01
Vomag	7 D	26,50		12,00	3,76

動車が入つて来ることは稀である。ドイツ自動車國道に於ける乗合自動車の賃情を見るに専ら使用されてゐる乗合自動車は稀々10m位の車体長のものであるが、臨時運転の場合には2輛連結自動車(規定の最大車体長に近いもの)が既に使用されてゐる。依つて其の駐車場に收容すべき自動車の性質に就き充分研究せねばならぬ。長距離貨物輸送に使用される自動車は2輛又は3輛連結自動車と殆ど規定の最大長迄達してゐる。ドイツ

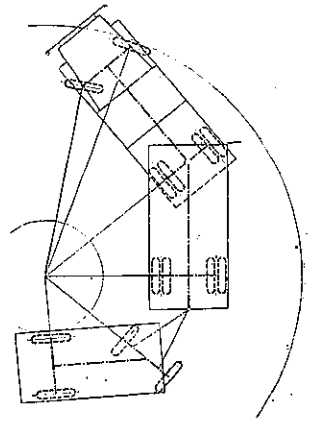
に於ては1臺の車体長に就ては22m以下であればよいのであつて其の間に何等の規定がない、今日使用されてゐる自動車で1臺の場合に12mを超過するものは稀であるから此處に發展の可能性があるわけである。

駐車幅は自動車の車体幅に依つて決定される。規定に依る許容最大車体幅は、全重7t以下の時2.35m、全重7t以上の場合には2.50mとなつてゐる。最新式の大形自動車は殆ど此の最大幅に達してゐる。

車高は4mと規定されて居るが、大型自動車に於ては最近之に近い車高を有するものが多い。依つて自動車營業施設をする際には例へば給油所、修繕所等の屋根の高さを此の規定に依つて定めねばならぬ。

車輛停置帯に至る通路の幅に就ては車輛の廻轉能力から研究せねばならぬ。特に連結自動車が曲率小なる部分を廻轉するに要する車線幅は図-40に見る如く非常に大となるから、自動車工場で發表してゐる様な最小廻轉半径を以て廻轉し得る様に通路の幅

図-40. 連結自動車の廻轉に要する車線幅



を定めることは不適當である。種々の廻轉角に依つて畫かれる曲線形を調査するよりも直接車輛を動かして見てその廻轉に必要な車線幅を測定する方が出入通路の幅を決定するに有效である。駐車角と1臺の駐車幅が車体調査から分つて居れば必要な通路

図-41. 駐車幅と通路幅との關係

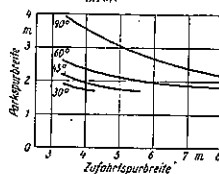
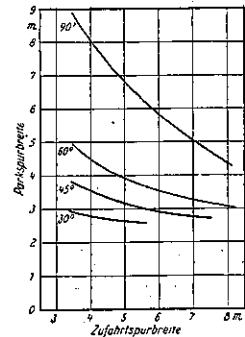


図-42. 駐車幅と通路幅との關係



の幅を決定することが出来る。此の種の試験に依つて決定された種々の駐車角に對する駐車幅と通路幅との關係は図-41~43に示してある。これは平均値を示し

たもので最も不利なる自動車の型及運転の不正確、車輛相互の安全間隔等は考へてゐない。故に實際に必要な通路の幅はこれより大になる。例へば3輛連続自動車の場合には駐車角 45° 以下で駐車幅 4m の時には通路の幅は 7m を必要とする。

次に駐車場の舗装設計に就ては自動車の全重量が問題になる。専ら乗用自動車の駐車に利用される駐車場に於ては最大全重量を 3t と見做される。併し大駐車場の場合には全重量が 2t より大なる自動車数は全駐車数に比較して少ないから全重量 2t に對して舗装を考慮すればよい。乗合自動車及貨物自動車駐車場の舗装に際しては規定に依る許容軸重を考へねばならぬ。1937年 11月 16日公布の道路交通取締規則に依る最大軸重及最大重量は表-8 の如くである。

表-8. 乗合自動車及貨物自動車の最大軸重及最大重量

Art der Fahrzeuge	Achsdruck t	Gesamtgewicht t
Zweifachslige Kraftfahrzeuge . . .	8	13
Dreifachslige Kraftfahrzeuge . . .	5,5	18,5
Vier- und mehrachslige Kraftfahrzeuge . . .	6	6 Achszahl
Kraftfahrzeuge mit aufgesetztem Anhänger . . .	8 für eine Achse, sonst 6,5	18,5 bei insgesamt drei Achsen, sonst 6 × Achszahl
Nicht aufgesetzte Anhänger	6,5	6,5 × Achszahl

大型自動車が並行駐車する時には駐車幅は少くとも 3.5m に取らねばならぬ。此の場合停置帯より出る爲には車輛間隔を 4m に取らねばならぬ(図-44)。大駐車場に於て數列に併行駐車せしむる爲には通路として少くとも 6.5m を取る必要がある。多くの自動車が駐車する場合には斜角駐車とすることが駐車場面積の經濟

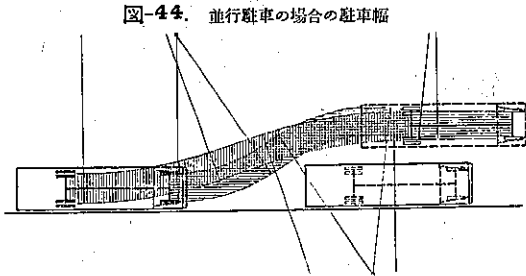


図-44. 並行駐車の場合の駐車幅

図-4. 駐車幅と通路幅との關係

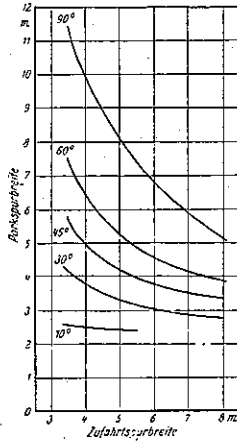
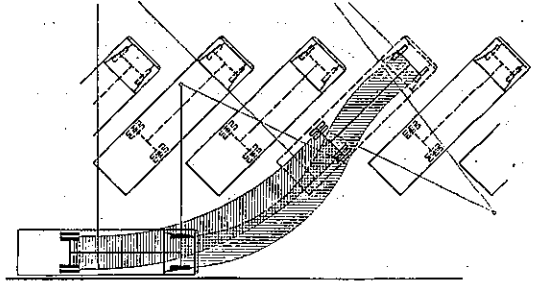
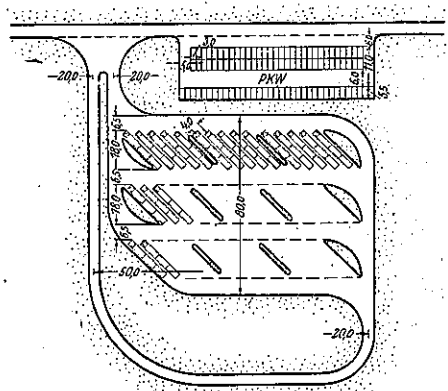


図-45. 斜角駐車の場合の駐車幅



的利用となる(図-45)。斯かる時一般に 45° 以下の斜角駐車が最も經濟的である。5臺毎に誘導島を設けて大型自動車を駐車せしむる場合には 30° 以下の斜角駐車が駐車場の利用上都合がよい。小型自動車の場合には 60° 又は 90° がよい。併し大型自動車に對して 45° より急なる角度の斜角駐車せしめることは大駐車場の場合には疑問である(図-46)。

図-46. 斜角駐車式の一例



(38) 北米 Omaha 航空港

(Rudy C. Mueller, "Omaha Keeps Her Airport Apace", The American City, Sept. 1938, P. 67~68.)

山田正夫 抄

航空機工業の急速なる進歩に応じて Omaha では 1937 年に約 \$1,000,000 をかけて同市航空港の改良計畫の大部分を完成し 1938 年に急ぎ工事を終了する豫定である。此の改良工事は完全な新排水組織、航空港用地の 80 acre 擴張、新滑走路、最新式照明施設、航空港の取付道路の舗装及照明等を含んで居る。1935 年には同航空港は面積 228 acre にして飛行場の最低部に排水する下水管を有する油、砂、粘土で作つた 3 本の滑走路を持つ

て居た。照明組織は溢光燈、境界燈及障害物を指示する燈を有し事務所と電話で連絡した動力室によつて制御せるものである。電線はタール紙で巻き絶縁してある。

改良計畫の開始：—航空港改造の第1歩は敷地面積を 80 acre 擴張する事であつた。其の後完全な改良計畫が市及 W. P. A. の資金によつて樹てられた。

第1の問題は雨水排水施設の改良にして 63 864 ft のコンクリート管及陶管を本管及横方向の支管組織に設け、排水を 2 箇所の 5 000 gal/min の能力を有する電動の 12 in 渦巻ポンプに集め、航空港の西部 Carter Lake に排水せんとするものである。陶管の大きさは 6 in の街頭接合管から 36 in の嵌込接合管迄あり、之によつて排水を湖水に流す。總べての遮集渠及滑走路の延長、溜槽及人孔で地表水を集める構造になつて居る。最初排水組織が設置された時には地下水面は地面下 5 ft であつたが、同組織が設置されて 30 日後には地下水面は地面下 9 ft となつた。本管は内断面 16×18 ft の大きなコンクリートの排水井に注ぐ。此の底は地面下 18 ft である。之等の井の上には唧筒や oil switch や fuse cut-out や照明組織に用ふる変圧器を入れる爲に 16×18 ft 高さ 7 ft の煉瓦建物を設ける。

第2の問題は衛生排水の建設にして事務所から Missouri 河迄延長 7 500 m の 12~15 in 陶管の下水を設ける。以前は 12 及 15 in 陶管を導いた腐敗層を用ひたが、新組織は河から 800 ft の所迄下水を通じ、此處で 10×16×10 ft のコンクリート唧筒井に注ぎ 9 ft 揚水し此處から 15 in の陶管を通じて河に流す。之は 6×8 ft の煉瓦建物中の 8 in の電動渦巻ポンプによる。

滑走路及エプロン：—滑走路建設を開始する以前に大面積を地均しした。航空港の土は極めて砂状にして滑走路に対して安定した基礎を作る事が必要である。基礎は同地方の土を使用し 6~12 in の路盤よりなり、之は 6 t ローラにより 1 ft<sup>3</sup> につき 130 pd の密度に圧縮し、更に 8 t ローラで 1/2 in 以内の凸凹迄平坦にしたものである。その上に水交り粘土と混じた砂利を 5~8 in の厚さに散布し 1 ft<sup>3</sup> につき 150 pd の密度に圧縮して基礎を完成した。此の表面は 1/4 in 以内の凸凹迄に 8 t ローラで平坦にする。そして之を 5 tトラックが容易に通じ得る硬さに達する迄乾かす。その上に 1 1/2 in の碎石、砂利、blow sand, stone dust, アスファルトセメントよりなる 2 in の結合層を 275° 迄に熱して散布し直ちに輾圧する。1 in の表層は砂利、blow sand, stone dust, アスファルトセメントよりなり約 300° に

熱して散布し直ちに縦横に輾圧する。

既設の南北の滑走路は 2 600 ft から 3 650 ft に延長され、新設の北東-南西の滑走路は延長 4 200 ft ある。北西-南西の滑走路は來年同材料で改造される管であり、東西の滑走路も同様の構造で改造される管である。

コンクリートのエプロンは面積 175×300 ft にして事務所の前に設け、航空路の乗降に用ひる。タクシーのエプロンはその横の格納庫前に建設中である。之は舊滑走路材料を混合しなほして輾圧せるものにして面積 44 000 yd<sup>2</sup> ある。

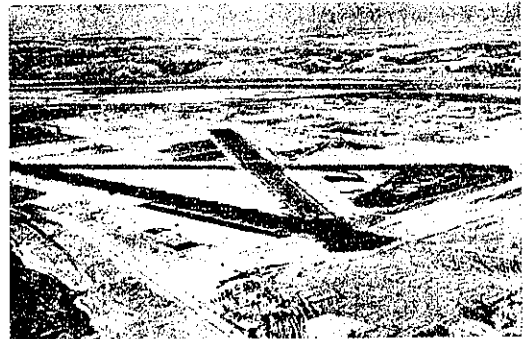
照明：—照明計畫は舊組織を修繕し之に追加したものである。境界燈及溢光燈の電纜は armored type parking cable にして 14 000 ft の幹線は鉛で包んである。電線の全長は 37 哩ある。全照明は事務所の配電盤で制御する。

本年の工事は滑走路の改造及事務所の指揮塔を含んで居る。今日迄の計畫の總工費は \$897 500 にして内訳は滑走路に \$354 000 (1 yd<sup>2</sup> につき \$198), 排水に \$427 000, 照明に \$70 000, 飛行場地ならしに \$31 500, タクシーエプロンに \$15 000 である。

Omaha 航空港の格納庫に 100×100 ft のもの 2 個、150×270 ft のもの 1 個である。此處には 2 つの航空路が 1 日に 12 回就航して居る。

航空機の急速なる發展により各市共に舊式の航空施設に憚まされて居るが Omaha 航空港は航空技術の尖端にあり、現在使用中又は設計中の最大の飛行機を收容するに充分である。

圖-47. Omaha 航空港鳥瞰圖





## (39) 滑走路の試験的被覆層

“Experimental Seal on Airport Runways”,  
 (The American City, October, 1938, P. 47~48)  
 山田正男 抄

梗概:—Glynn County Airport, Georgia の砂と  
 タールを交互に配置せる滑走路の試験的被覆の満足す  
 べき結果を報告せるものである。

Malco'm Mekinnon Field は Brunswick, Georgia  
 の北東 Glynn County の面積 357 acre の航空港にし  
 て近く完成するものであるが、砂とタールを交互に配置  
 した滑走路 103 000 yd<sup>2</sup> は天日の下で乾燥せる爲に表  
 面には柔軟性がなく材料は全く脆弱である。

幅員 18 ft にして種々の長さを有する矩形の試験地  
 を格納庫の東側の No. 1 滑走路の南端に設け 150 及  
 200 penetration asphalt を用ひ 吸収剤としての砂の  
 量をかへて試験的被覆を行った。同地方の砂は極めて細  
 かく 80 % は 80 メッシュの篩を通り、20 % は 200 メ  
 ッシュの篩を通る。粗い砂は Altamaha 川及 Satilla  
 川から移入した。

試験的被覆層:—上述の矩形地は一樣に幅員は 18 ft  
 であるが長さが異なる。

No. 1 ……延長 38 ft にして 76 yd<sup>2</sup> を 0.38 ガロン  
 の 150 penetration asphalt 及 5.3 pd/yd<sup>2</sup> の  
 Altamaha 川の砂で処理す。

No. 2 ……延長 12 ft にして 24 yd<sup>2</sup> を 0.50 ガロン  
 の 150 penetration asphalt 及 5 pd/yd<sup>2</sup> の  
 同地方の砂で処理す。

No. 3 ……延長 25 ft にして 50 yd<sup>2</sup> を 0.42 ガロン  
 の 150 penetration asphalt 及 4.5 pd/yd<sup>2</sup>  
 の同地方の砂で処理す。

No. 4 ……延長 11 ft にして 22 yd<sup>2</sup> を 0.41 ガロン  
 の 200 penetration asphalt 及 9 pd/yd<sup>2</sup> の  
 Altamaha 川の砂で処理す。

No. 5 ……延長 14 ft にして 28 yd<sup>2</sup> を 0.32 ガロン  
 の 200 penetration asphalt 及 4 pd/yd<sup>2</sup> の  
 同地方の砂で処理す。

No. 6 ……延長 14 ft にして 28 yd<sup>2</sup> を 0.30 ガロン  
 の 200 penetration asphalt 及 6 pd/yd<sup>2</sup> の  
 Satilla 川の砂で処理す。

No. 7 ……延長 36 ft にして 72 yd<sup>2</sup> を 0.43 ガロン  
 の 200 penetration asphalt 及 6 pd/yd<sup>2</sup> の  
 Satilla 川の砂で処理す。

No. 8 ……延長 16 ft にして 36 yd<sup>2</sup> を 0.42 ガロン  
 の 150 penetration asphalt 及 5.5 pd/yd<sup>2</sup> の

Altamaha 川の砂で処理す。

試験的被覆層 No. 2 及 3 は滑走路には最も適したも  
 のである。之等は道路交通の如き激しい交通の下には適  
 しないが、航空港滑走路の交通や日光の条件下では數  
 年以上も改修する必要のない被覆である。同地方の砂は  
 吸収剤として好結果を與へたので商人からの購入品に  
 比し之だけで約 \$1 000 節約し得るであらう。

航空港:—Glynn County 航空港は殆ど WPA の  
 勞力によつて建設されたものにして同じ St. Simons 島  
 から約 1/4 哩離れた所にあつた初期の甚だしく小面積  
 の航空港を改造せるものである。滑走路は 3 つの恒風方  
 向に 3 本あり、平均延長 3 000 ft、幅員 100 ft あり。滑  
 走路及飛行場は境界燈及障害物を示す燈光で保護され  
 て居る。飛行場の一侧に沿ふ動力線は離陸の際の事故を  
 防止する爲に地下に埋設する。

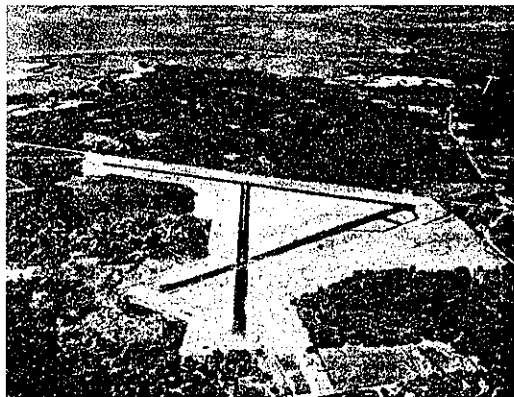
滑走路には離陸の際に發動機に故障を起した時不時  
 着陸し得る様に延長に 600~1 100 ft の餘裕をつけ、幅  
 員を 500 ft とす。工事は縣の保證により WPA の勞  
 力によつて行はれた。陶管による地下排水は總べて低地  
 部に設け、場の端の開渠に通ずる。

地方的飛行機の爲に鋼鉄の格納庫を設ける。之は幅  
 80 ft、高さ 18 ft にして 8 個の回転扉を有する。尙之  
 に 80 ft<sup>2</sup> の倚屋の修理場を設ける。格納庫前のエプロ  
 ンは奥行 50 ft にして飛行機を後方から照明する様にな  
 つて居る。

格納庫に隣接して Bureau of Air Commerce Build-  
 ing があり、之に待合室がある。

芝生の保護:—滑走路を除く飛行場全面積の芝生の

圖-48. Glynn County 飛行場



健全な發育を確保する最上の方法を決定する爲に或る  
 部分に各種肥料を使用してその能率を確め、その肥料の

適否を決定する一助とした。Bermuda grass を全面積に植ゑ付けた。試験面積は 1 acre に 300 pd の割合で 7-5-5 肥料（魚芥製品）及硝酸ナトリウムを用いた。後者は速かに健全な芝生を成育せしめたが、前者は利點が少くない。硝酸鹽の可否について更に観測をつづけた結果魚芥肥料は効果が遅いが結局は有利であると思はれる。或は 1 年前迄全面積が樹木や灌木でおほはれて居たから、僅かの肥料で芝生を成育せしめるに充分な自然の腐植土があつたかも知れない。更に長い観測の結果確答が得られる事であらう。

橋梁及構造物

(40) 獨逸國有自動車道に於ける

Donau 河橋梁

(Klett u. Hummel. "Die Donaubrücke bei Leipzig im Zuge der Reichsautobahn Stuttgart-München." Die Bautechnik. 23. Sept. 1938. S. 521~535. 立花文勝抄)

本橋梁の架橋地點は Leipzig の近傍、國有自動車道 Stuttgart-München 線が Donau 低地を横断する箇所にある。Donau 河の右岸には、約 80 m の沿岸地帯があり、此處を Ulm-München 間の複線鐵道が通じてゐて、それに引続き約 15 m の間急坂となつて高臺に連なつてゐる（図-49）。München から來た國有自動車道は、この高臺から Donau 低地に向つて 1.7% の下り勾配となつてゐる。流水面の兩側は、高水敷に相當する廣い沿岸地帯が發達し、左岸は將來運河開鑿が豫想されてゐる。架橋地點一帶は河岸に到る迄森林で、流水面及河岸からは、全橋梁中 Donau 河を越える部分しか見る

圖-49. 架橋地平面圖

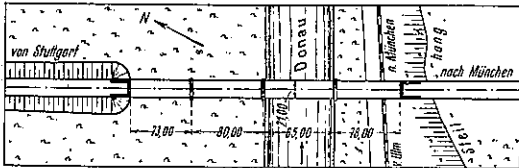


圖-50. 鉄筋コンクリートを使用する設計

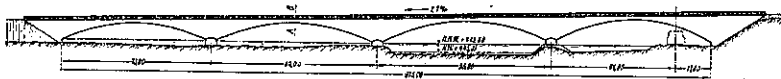


圖-51. コンクリート造橋脚を有する連続鉄桁橋の設計



ことが出来ない。架設すべき橋梁の型式としては、流水中には橋脚を作らぬといふ條件の下に、鉄筋コンクリート構造と鋼構造との 2 者が研究された結果、Stuttgart 最高建設監督所で、それに相應して 2 型式の設計が考へられた。

(1) 鉄筋コンクリートを使用する設計（図-50）： 河流を 85 m の支間で渡り、右岸に 78 m、左岸に夫々 73 m、80 m の支間を有する拱橋である。Burkhardt 式試錐機で地盤調査の結果、厚さ 4 m の砂利層の下に Flinz と稱する細砂の第 3 紀層が橋梁附近約 200 m に亘つて存在し、中空杭を使用して尙 4 m 深く打込み得ることが分つたが、この上層が相當柔軟な爲、地盤耐力としては 5 kg/cm<sup>2</sup> 以上取することは出来ない。この結果、大支間の橋梁を架けるためには、軽量にして拱肋式の構造を採用する必要あるため、拱肋式 3 鉸拱或は拱版式 3 鉸拱がこの要求に應ずることとなる。

(2) コンクリート造橋脚を有する連続鉄桁橋の設計（図-51）： 渡河支間は 7x80 m、右岸に 47.20 m 2 支間、左岸に 45.60 m 4 支間を有する。断面形状としては色々のものが考へられるが、主桁を 2 又は 4 とし、橋版を鉄筋コンクリート及バックルプレート等を用ひて軽快な構造にするのが望ましい。

この 2 つの設計を基礎として、鉄筋コンクリート 8 會社、鋼橋製作 10 會社に応募設計をなさしむることになつた。この際、構造の選擇とか、断面の詳細とかは一切會社に一任し、橋梁幅員や橋脚の配置のみを制限した。即ち橋梁の幅員としては、21 m の中、中央帯に 3 m、兩側車道帯に各 7.50 m、外側黒帯に各 1.00 m、縁石に 0.50 m を取つた。但し後になつて縁石は工事の際 1.00 に増してあるため、中央帯は従つて前より狭くなつてゐる。

応募設計中重要なものを擧げると次の如くである。

(1) 鉄筋コンクリートによる設計 a) 閉側拱橋：先づ第 1 の例は Firma Beton- und Monierbau AG München の設計にかゝるもので、幅 8 m の拱橋 2 個より成り、鉄筋コンクリート 3 鉸拱である。拱起附近は

厚さを増して居るが、重量節約のために支間の 1/4 點に於て肋版 (Rippenplatte) となり、拱頂附近では床版と一致してゐる（図-52）。拱、橋脚は勿論、特に橋臺に對して重量軽減の萬策を盡してあ

図-52. 鉄筋コンクリート閉側拱橋の一例

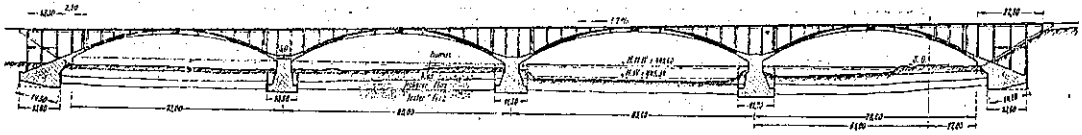


図-53. 鉄筋コンクリート閉側拱橋の一例

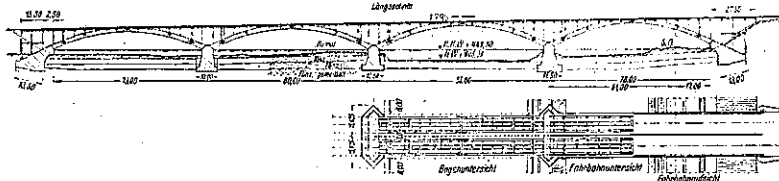
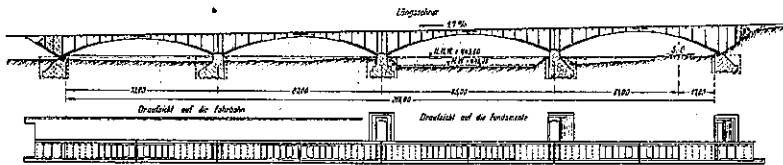


図-54. 鉄筋コンクリート閉側拱橋の一例



る、橋梁の前面は鉄筋コンクリートの幕壁で蔽はれてゐる。拱部分を2個の拱肋に分けた設計も多い。図-53は Firma Beton- und Monierbau AG München の設計にかゝるもので、床版には横桁を入れ、横方向にラーメンとして作用せしめ、尚拱肋間を、拱起、拱頂、及 1/4 點に於て、T 型補強桁で連結してゐる。

Firma Ed. Züblin & Cie. in Stuttgart 設計のものは、橋梁半分が夫々横壁によつて相互に剛結された2個の3 鉸式拱版 (Dreigelenk-Bogenscheibe) より成るもので (図-54)、橋梁の兩端径間は左右夫々突出せしめてある。これは橋臺を合理的且經濟的に働かせるためであつて、突出部分には貧コンクリートを詰めて拱起に於て圧力線を下げしめ、この結果橋臺の構造を小にしたものである。但し斯かる構造のために端径間の拱版に於ける水平推力は隣接径間のものより小となるので、橋臺の次に位置する橋脚の形狀が図の様になつてゐる。尚床版は橋梁の長さの方向と直角な横桁並に横壁の上に作られてゐる。之

は、多數の鉄筋を有する拱版の張力域で、コンクリートに応張力が生ずるためである。又床版の主鉄筋は拱版の主鉄筋と平行になつてゐて兩者に龜裂の生ずるのを防いでゐる。拱版の下側では非常に大きな応圧力を取らねばならないので橋脚、橋臺の近くでは、兩拱版間に、拱起に向つて厚さの漸増する鉄筋コンクリート版を挿入してゐる。

Firma N. B. G. Wayss &

Freytag AG の設計も亦拱版式構造である (図-55)。

殆ど前のものと同じ構造であるが、前者は拱版が橋脚線上で切れてゐたのに對し、この設計では図に見る如くに橋脚上で切れて居らず、工夫を凝らしてある。これは支間が長く、且つ扁平な拱版では剪断応力が非常に大きい値をとるため、多數の折曲鉄筋を要するのであるが、この鉄筋の端を礎着する時に、コンクリートの張力域に埋め込むことは出来ないで、突出部分がない時は非常に困難に逢着するのである。この設計ではその心配がな

図-55. 鉄筋コンクリート閉側拱橋の一例

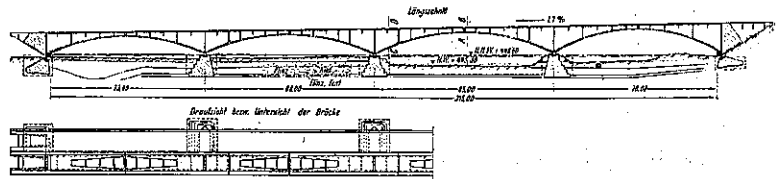


図-56. 鉄筋コンクリート閉側拱橋の一例

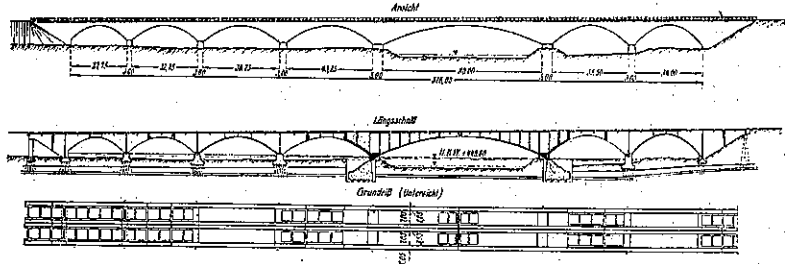


図-57. 鉄筋コンクリート開側拱橋の一例

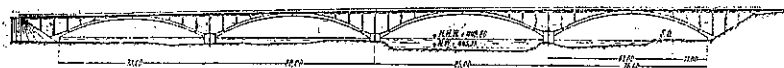


図-58. 鉄筋コンクリート開側拱橋の一例

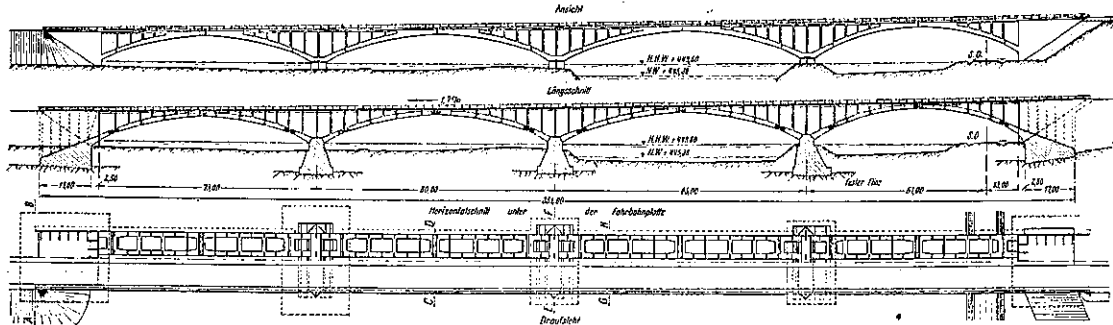
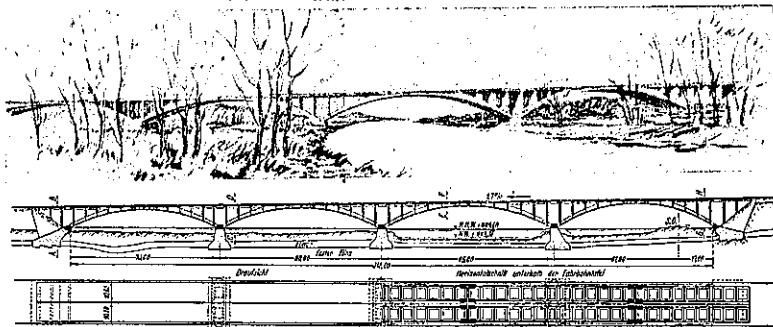


図-59. 鉄筋コンクリート開側拱橋の一例



い譯である。

尙他の設計例は Firma Ed. Züblin & Cie のもので(図-56), 指示設計のものとは大分異なつてゐる。これは図-53のものに似てゐるが、渡河径間に非常に重い突出部を設けたのが特色である。これは3鉸拱版で出来てゐるが他の小径間ものは両側壁を有するに止まる。尙図で見るとゲルバー式になつて居ることに注意せられたい。河岸の橋脚基礎は鋼矢板を Flinz 層の深所まで打込んで作り、他の橋脚は先づ鉄筋コンクリート杭を打つてから作るのである。

b) 開側拱橋: 図-53 の Firma Beton- und Monierbau AG の設計にかゝるもので、前面の鉄筋コンクリート幕壁を除き柱に代ふるに横壁を以てすれば図-57となる。しかし斯くすることは剛性が乏しくなり推賞出来ない。図-58 に示すものは Firma Grün & Bilfinger AG Mannheim の設計にかゝるもので、拱肋に分れた3鉸拱である。拱肋が更に横桁により補強されてゐる事と拱起が橋脚線より 6.50 m 前に突出してゐることが變つてゐる。尙橋臺部分は開側で、橋臺の上は砂利を填充した函型擁壁となつてゐる。Firma Dyckerhoff & Widmann AG Stuttgart の設計も殆ど之と同一で、只拱起點が突出してゐない事と、横方向ラーメンの間隔が稍小なる點とが異なるのみである。

Firma N. B. G. Wayss & Freytag AG in Stuttgart 設計のものはこの種の設計中最も注目すべきものであ

る(図-59)。即ち出来得る限り軽い構造物を作るために同會社は瑞西の橋梁技師 Maillart に教を乞ひ、突出部のない拱版構造にあつては拱起鉸の上方機狀部分が殆ど無応力状態で力の傳達に何等寄與してゐないことに着目し、之を切り取つて了つたのである。而も作用上何等の損失なく、拱肋は軽くなり、材料が著しく節約出来ることになるのである。橋脚の配置は指示設計と同一で、拱肋の形狀は、圧力線が拱起に於ては下方 1/3 點を、拱頂に於ては上方 1/3 點を通過する様に定めてある。拱頂附近では床版にも応圧力を取らしめ、拱起の近くには幅 2 m の抗压版が挿入してある。拱肋断面は I 型をなし、特に拱頂、拱起の鉸に當る部分では応圧力を傳へねばならぬので下側を稍、擴げてある。尙床版には横壁を剛結して、繊弱なる拱肋の補強をなさしむる外、床版の下には縦桁を設けてゐる。

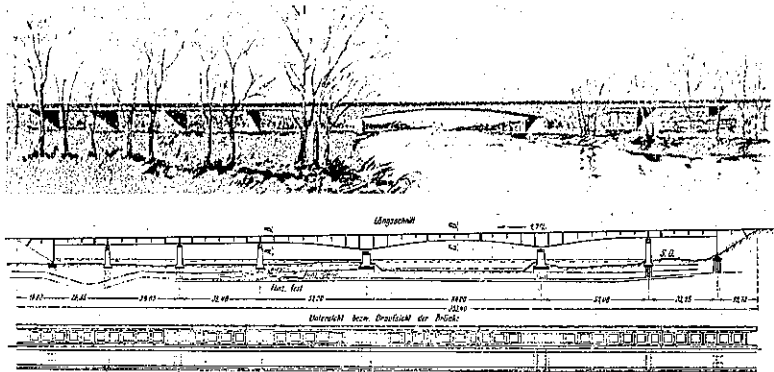
この設計は構造を著しく軽くなし得た點で最も優秀なものであるが、拱肋の補強は尙考慮すべき餘地があらう。

c) 桁 橋: 鉄筋コンクリート桁橋は、この場合

非常に困難なのであるが、これによる応募設計も相當多かつた。しかし渡河径間が 80 m 以上となると、St. 37 の利用限度を越してしまふので、側径間は橋臺に近いもの程小にし、又それに応じて桁高を減少する必要を生じた。Siemens-Bauunion G. m. b. H. in Berlin が桁高全部等しい連続桁橋を設計したが、28 m の等支間のものであるため河中に橋脚 3 本を入れねばならず、最初言及した様に、河中には橋脚を立てないといふ条件に反するので、これは採用にならなかつた。

Firma Heilmann & Littmann Bau AG in Stutt-

図-60. 鉄筋コンクリート桁橋の一例



gart 設計のものは渡河径間 86 m の中に 57.50 m は桁高 4 m の鋼桁として、残りの部分は鉄筋コンクリートとしてゐるが、之は違った材料を用ひてゐるため採用出来なかつた。

図-60 に示すものは Firma N. B. G. Wayss & Freytag AG の設計になるもので、純鉄筋コンクリートの構造である。即ち吊桁を有するゲルバー式構造で、Donau 河を越える径間にある吊桁は、支間 24.70 m である。これは非常に苦心して設計されてあるけれども、弧状をなした渡河径間と直線をなした外側径間との釣合が取れず、又河岸の橋脚と外側の橋脚との高さが異なるため全体としての調和を破つてゐるのが缺點である。この外にも連続桁やゲルバーの種々の設計があるけれども、皆統一的美観を與へることが出来ない憾みがある。

(2) 鋼材による設計: この種の設計に屬するものの中には、St 37 及 52 を使用する 2 主桁又は 4 主桁の熔接若しくは銲接の鉄桁構造、樑桁、補剛拱橋等がある。

図-61 は Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg Werk Gustavsburg の設計にかゝる鉄桁橋である。橋脚の配置は指示設計に準じ、主桁間隔は 14.20 m, St 52 を使用した銲接の連続桁で、桁高は橋梁全長を通じ同一で 3.20 m である。

図-62 は Dortmundener Union Brückenbau AG Dortmund の設計で、St 52 を使用する平行弦の連続樑桁橋である。桁高は 5 m となつてゐる。

図-63 は Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg Werk Gustavsburg の設計で、ダブルワーレン樑を採用してゐる。美観を與へるけれども、外側径間では稍、重苦しい感がないでもない。桁高は 5 m である。

図-61. 鉄筋コンクリート桁橋の一例

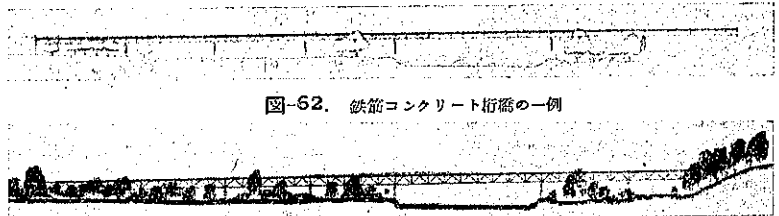


図-62. 鉄筋コンクリート桁橋の一例

図-63. 鉄筋コンクリート桁橋の一例

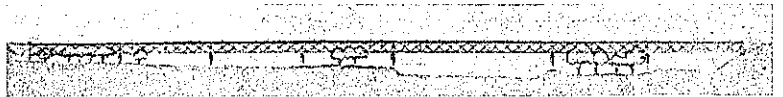
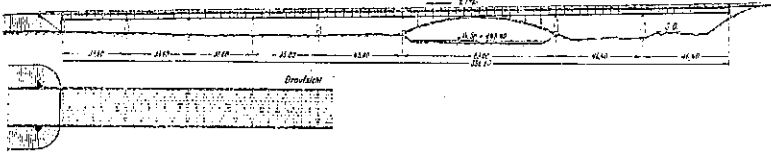


図-64 は Firma Fried. Krupp AG Rheinhausen の設計であつて、建築技師 Ruff の指導によつて出来たものである。渡河径間は鉄桁によつて補強された補剛拱橋で、右の沿岸地帯に 2 径間、左の沿岸地帯に 4 径間を有し、主桁の間隔は 15.20 m である。この設計は理論的には非の打ち所がないけれども、美的見地からすれば、補剛鉄桁の重苦しさに比して、拱が餘りに纖弱なる憾みがある。

図-64. 鉄筋コンクリート桁橋の一例

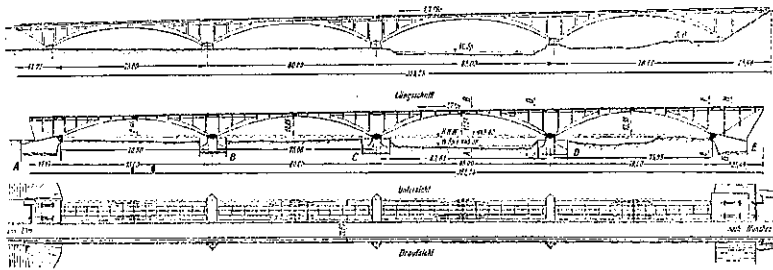


(3) 論 結: 以上多数の応募設計中, 鋼材を使用するものでは, 鉄桁橋が最も優秀である。しかし鋼構造の橋梁は今迄國有自動車道に於て多数架設せられて居り, 千篇一律の嫌ひがないでもない。而して一方鉄筋コンクリートによるものの中には非常に優秀なものがあり, 又任意に手を加へる事も出来るので, 鋼構造による設計は中止となつた。

上述の理由により, 鉄筋コンクリート桁橋も亦採用圏外にある。結局鉄筋コンクリート拱橋を採用すべきこととなるが, 架橋地點は森林が河岸迄發達してゐるので, 閉側のもは感じが重苦しく, 開側にして拱助式のもの望ましい。斯くて多数の応募設計を資料とし, Schaechterle 博士指導の下に, Stuttgart の國有自動車道建設最高監督所で新設計が企てられた。この設計は Mörsch 教授の教へを仰いで, 審美的且構造的に萬遺憾なきを期し, 又形状決定には Bonatz 教授の協力により, 模型を製作して徹底的な研究が行はれたのである。

實施設計: 図-65 は實施設計の大要を示したものである。拱架を 2 回反覆使用出来る様に, 構造を 2 部分

図-65. 實施設計例



に分ち, 橋梁半分が 2 個の拱肋より成つてゐる。拱肋の幅は全部同一で 2.20 m, 拱起の断面は矩形であるが, 漸次上方に上るに従ひ U 型断面となる。しかし拱頂附近では床版が応圧力を取つて呉れるので U 型断面の下部は不要となり, T 型断面に變つてゐる。この結果前に記した Firma N. B. G. Wayss & Freytag AG 設計の U 型断面のものよりは, 遙かに大きい捩屈並に延伸抵抗を有するのである。それ故に前には必要であつた横壁をラーメンとすることが出来, 又拱肋間の横方向連続

が不要となる。ラーメンの柱の幅としては拱肋と同様 2.20 m を取り, 横桁を強固な構造とした外, 拱肋と均衡を保つために, ラーメンの厚さを 0.50 m としてゐる。

床版は橋梁半分につき縦桁 5 個を有し, その縁端は最外側の縦桁より 1.15 m 突出してゐる。

拱橋の理論的支間は夫々, 70.90 m, 75.06 m, 80.61 m, 75.95 m でそれに依じて拱矢は夫々, 9.46 m, 10.66 m, 11.56 m, 12.19 m である。従つて拱矢比は 1:7.5~1:6.2 となつてゐる。図-66 は橋臺の構造を示してゐる。又 3 鉸拱としての働きを充分にさせるために, 橋脚及橋臺の上で床版を切斷し, 別に吊桁を挿入してある。その固定端には 2 cm 厚の鉛帯, 可動端にはローラーを置いてゐるから, これによつて完全に 3 鉸の作用をなすことが出来る。

工事の施工は Firma N. B. G. Wayss & Freytag AG に委託して行はれた。

応力計算: 床版は連続版として曲げモーメント影響線によつて計算した。この際ハウチ部分の慣性モーメントの変化を考慮してある。縦桁中, 外側のものは橋梁の長さの方向の連続桁として設計し, 内側のものは横桁上に自由支承のものとして計算した。横桁, 横方向ラーメンは自由支承の桁として正の径間モーメントによつて設計してある。拱肋の計算は死荷重による抵抗線によつて行ひ, 活荷重の方は断面のコア, モーメント (Kernmomente) の影響線を畫いて計算した。制動力は拱頂に於て, 床版によつて拱部分に傳達せしめる事とすれば, 拱肋断面に生ずる縁維応力は非常

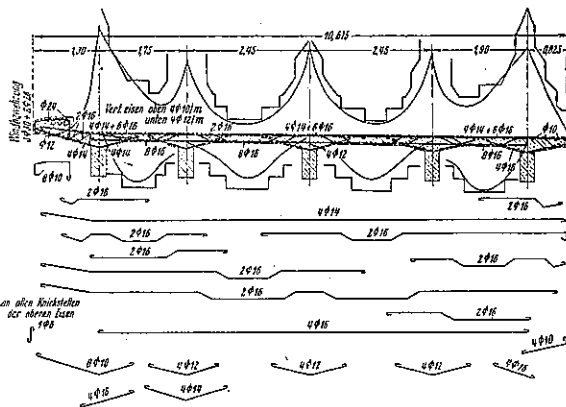
図-66. 橋臺の構造



に小さくなる。

風による影響は徹底的に研究してある。桁筋は幅員 2.20 m しかなく、殊に桁筋間には贅材がないのであるから、桁筋によつて風力を橋脚なり橋臺なりに傳達することは不可能に近く、只この目的に適ふものとしては床版があるのみである。即ち床版は幅員 9 m、延長 70 m 以上の水平桁として、風荷重を最後の對風ラーメンによつて拱起に傳達することが出来るわけである。この際水平方向の曲げモーメントを取るために床版の端に 3φ30 + 2φ26 の鉄筋を挿入してある (図-67)。風荷重によるモ

図-67. 床版端配筋



メントの最も大きい拱頂部分では、床版は鉸接合のために切断されて居るため、このモーメントによつて生ずべき張力及圧力は拱頂の鉸によつて受け取ることとなり、實際問題としては鉸に多少の応力の変化があることになるのみである。といふのは死荷重によつて生じてゐる鉸の圧力は、風荷重によつて生ずる張力の数倍の大きさを有してゐるからである。

橋脚及橋臺の近くにある端ラーメンは上述の如く風荷重による水平反力を受けもつこととなるので、拱筋にその脚部を埋め込まれた門襟ラーメンとして計算しなければならない。この門襟ラーメンの脚部には垂直反力、水平反力及ラーメン面内の支承モーメントが働く。第 1 の垂直反力は拱筋にかゝる附加荷重となつて現はれるが、之は影響線の方から計算出来る。第 2 の水平反力は拱筋の外側部分によつて拱起の鉸に傳達されるから、鉸の寸法としてはこれだけの附加荷重にも耐え得るものとしなくてはならない。第 3 のラーメン面内に働く支承モーメントは、 $M_T$  及  $M_N$  の 2 つのモーメントに分けて考へることが出来る。 $M_T$  は拱軸の切平面内に働くもので拱筋の外側に附加応力を生ぜしめる。一方  $M_N$

は拱軸の法平面に働くもので拱筋の最も外側の部分に張り応力を生ぜしめる。これは矩形断面全部で容易に受け持つことが出来る外、鉸ではこの張りの力を込栓 (Dolle) によつて取つてゐる。

断面縁維応力の 1 例を挙げると、渡河径間の拱橋で拱筋と床版の合致點の断面では、

$$\begin{aligned} \text{拱背面} & \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = +84.8 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{\min} = -23.0 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right. \\ \text{拱腹面} & \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = +84.9 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{\min} = +1.0 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right. \end{aligned}$$

となる。この  $\sigma_{\max} = +84.9 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\sigma_{\min} = -23.0 \text{ kg/cm}^2$  なる最悪の載荷状態に応ずる  $M$  及  $N$  を算出する時は、最も條件の悪い時の  $N$  の作用方向が正確に求められる。斯かる計算の結果コンクリートに生ずる最大単位圧応力は  $90 \text{ kg/cm}^2$  であつた。

橋臺の設計は、

1. 拱部分載荷、橋臺不載荷の場合
2. 橋臺載荷、拱部分不載荷の場合

の 2 者につき土圧を考慮に入れて計算した。地盤の最大反力は  $4.5 \text{ kg/cm}^2$  であつた。橋脚に於ける地盤反力は  $3.4 \sim 3.8 \text{ kg/cm}^2$  である。初めの豫想を裏切つて Flinz 層が相當深所まで柔軟なことが分つたので、施工の際出来るだけ地盤反力を減少する様に工夫した。

配筋の詳細： 図-68 は拱筋の配筋を示したものである。床版の縦桁が拱筋に挿入する部分は、急に高さを増すために、剪断力に耐え得る様に特に入念に配筋してゐる。図-69 は拱起鉸の直上にある横方向ラーメンの配筋を、図-67 は 18 cm 厚の床版の配筋を示したものである。

拱架： 拱架は DIN 1074 に従つて計算した。支柱及扶柱には 18/18 cm の角材を用ひて構造の正確を期し、之等を 24/24 cm の枕梁が受けてゐる。図-70 は複線鉄道のある径間に對する拱架を示すものである。拱架を下降せしむるには砂壺を用ひてゐる。これは枕梁の下に取附けられてゐて、荷重試験の結果 33 t の耐圧力を有することになつてゐる。拱架は前にも述べた通り、材料を節約するために橋梁半分に對して作つて置き、一方の拱を打ち終つた後、下部足場の上に設けられた鋼矢板をガイドとして横方向に移動させ 2 回反覆使用する様になつてゐる。このため下部足場は最初から全部作つて置くのである。図-71 は渡河径間の拱架を示してゐる。

鉸： 拱頂の鉸は 図-72 の如くであつて、鉸直後のコ

図-68. 拱肋の配筋

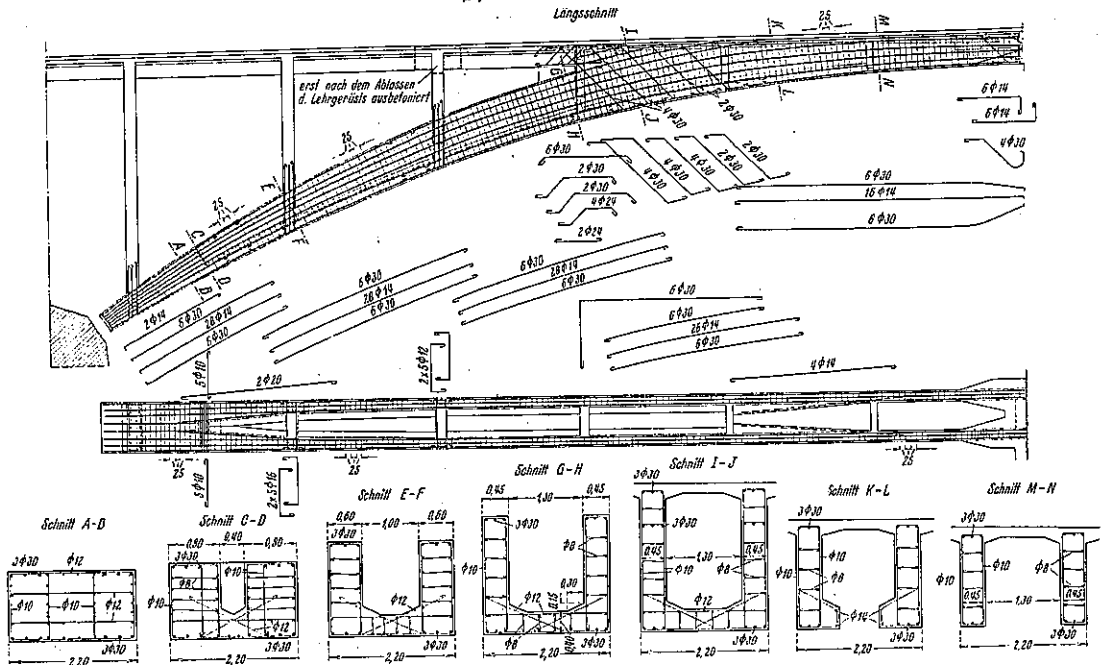


図-69. 拱起部の配筋

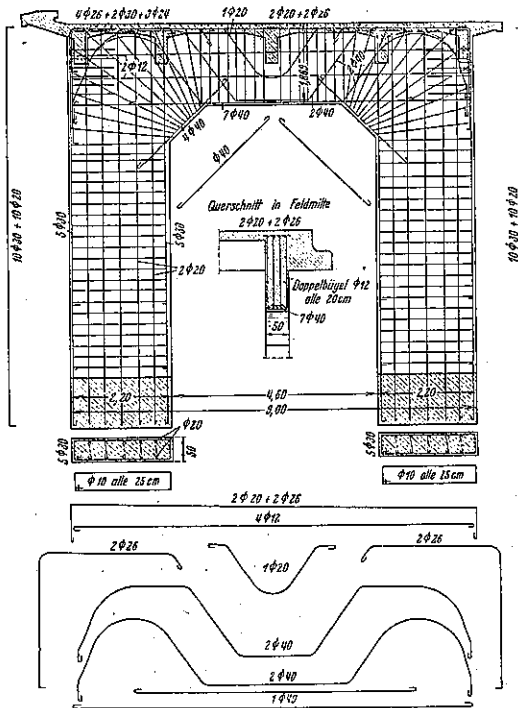


Abb. 24.

コンクリートの応圧力は  $120 \text{ kg/cm}^2$ 、鉄体の曲げ応張力は一切の荷重を考慮に入れて  $1270 \text{ kg/cm}^2$  となつてゐる。拱肋 1 個につき 4 個の鉄があるが、その 1 個の鉄に付 2 本の割合で、直径 40 mm なる丸鋼の込栓があつて、主として横方向の力に對抗せしめてゐる。その剪断応力としては  $400 \text{ kg/cm}^2$  まで取ることが出来る。

拱起の鉄は 図-73 に示されてある。横方向のみならず振りの力に対しても對抗せねばならぬので込栓の大きさは 60 mm の丸鋼となつてゐる。

施工：橋臺及橋脚の基礎は、周圍にラルゼン鋼矢板Ⅲ型を打込んでドライワークで施工した。即ち 図-74 に示す如くに基礎型に切梁を入れて掘鑿し、50 cm 厚の基礎コンクリートを打ち(コンクリート  $1 \text{ m}^2$  中のセメント量 350 kg)、その上に橋脚軀体を施工し、鋼矢板は埋殺しにしたまゝ軀体の上端で餘りの部分を切り取つた。この様に基礎を擴げた上、尙下の地盤に 7 氣圧のセメントモルタルを注入したため、地盤の耐力は著しく増加したものと見做すことが出来る。

橋臺のコンクリート量は非常に多く、多數の施工接合を要するために、コンクリート 1 日の製造能力よりして 図-75 の如く順序を定めて施工を行つた。

拱肋の施工は 図-70 に於て、先づ 2, 5, 6, 7, 9 及 10 を打つた後に、11, 12, 13 及 14 を施工した。3 と 1, 7



図-70. 複線鉄道の拱架

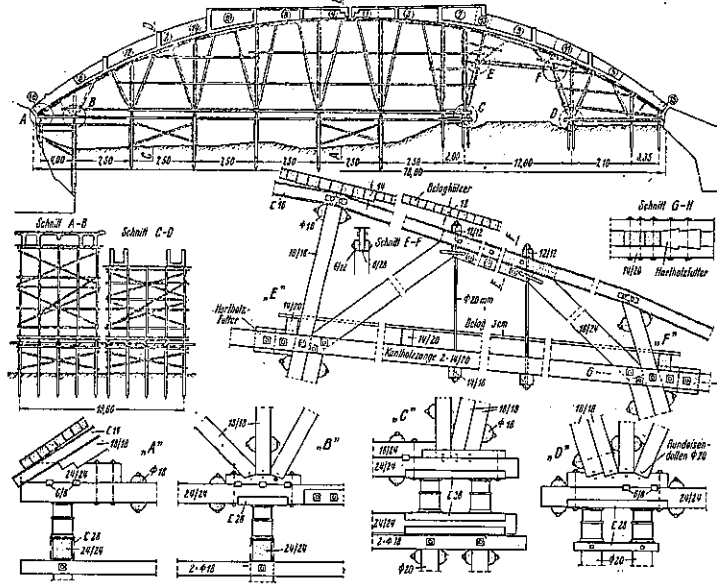


図-71. 渡河径間の骨架

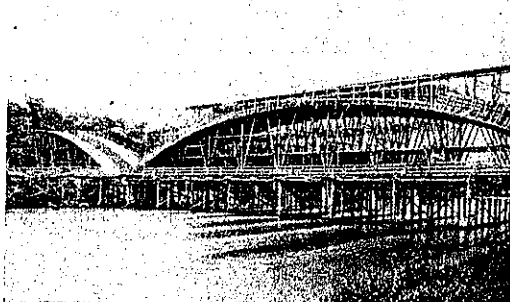


図-74. 基礎工に於ける切梁の配置

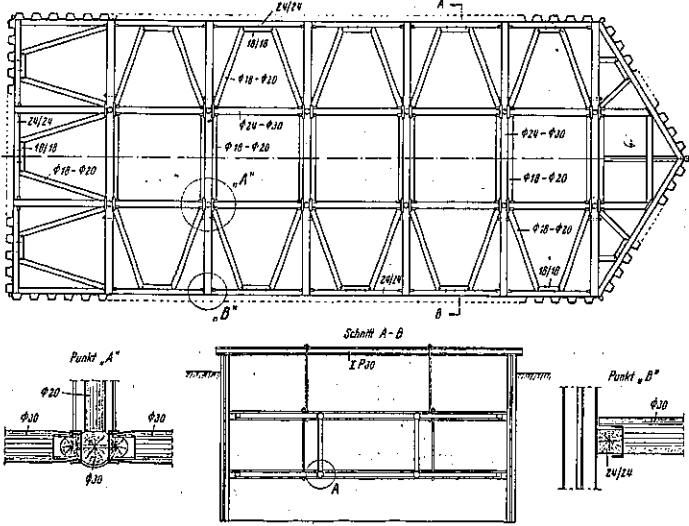


図-72. 拱頂の鉄骨細図

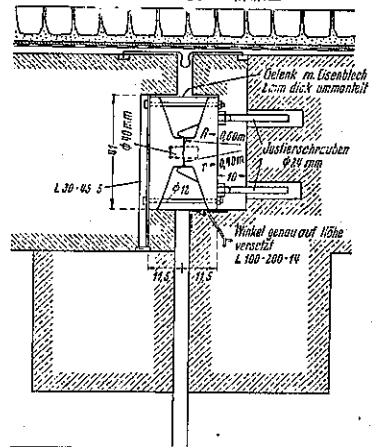


図-73. 拱起の鉄骨細図

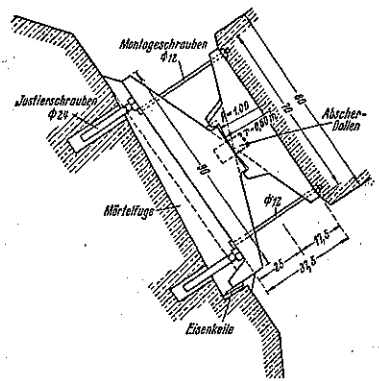
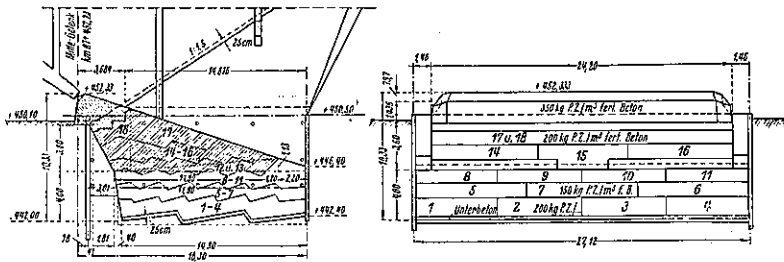


図-75. コンクリート施工区分順序



と 3,8 と 4, 及 10 と 8 との間には何等の間隙が残されて無い。これは例へば 10 なる部分のコンクリートを打つ時を考へて見るに、床版の下縁迄 10 が打終つた頃、8 に於て打たれてゐたコンクリートが恰度硬化し始めるといふ工合に施工せられたためである。尙絞部分のすぐ後方のコンクリートは、1 番最後に施工せられたのである。

U 型拱肋の下版及側壁は 1 度に施工せられた。之は別々にコンクリートを打てば不同の硬化による内応力を生ずるためと、施工接合が橋梁の美觀を損ずるためとの 2 つの理由とによるものである。

最初の計畫では、拱肋及拱頂附近の床版を打つてしまつてから拱架を取り外し、これをもととして上部構造を施工する段取となつてゐた。所が實際問題として、拱架の改築は相當面倒で時間を要し、且拱助最後の施工部分は 4 週間の養生期間を必要とするので、すぐ手を着ける

ームアクションをなすといふ危険な結果を招來することになるのである。又拱起絞の込栓には對風ラーメンの重量が皆かゝつて來て甚だ危険となる。それ故にこゝに何等かの打開策を講ぜねばならぬが、これに對して次の 2 つの方法が考へられた。

- (1) 拱架を僅かに動かす法
- (2) 拱頂部に砂利を載荷する法

前者は応力計でも使用しない限り満足な結果が得られないので後者が採用せられた。この方法によると最初拱頂部に砂利が置かれた時は拱其のものは無応力状態で、拱架に荷重が増加するのであるが、その結果として拱架が直応力による短縮を起せば、拱はそれに従つて同程度の弾性変形を起す事となるのである。かくしてある程度までアーチアクションをさせてしまへば絶対に上記の如き心配はない譯である。さて砂利の問題であるが、これは拱頂附近に於て拱肋と同体に施工せられた床版の幅 9.5 m、長さ 35 m の面積上に約 150 m<sup>3</sup> を 50 cm 厚に載荷したのである。之は換算すると 0.8 t/m<sup>2</sup> で雜沓する群眾荷重に相當する。砂利の載荷と床版構造の施工順序は表-9 の通りであつた。

次に使用材料であるがセメントは Frima Spohn,

表-9. 拱上砂利載荷と車道施工の工程

工 程	砂利載荷 (m <sup>2</sup> )				コンクリート施工
	A-B	B-C	C-D	D-E	
I	75	40	—	—	径間 A-B の小池に中ラーメン
II	100	50	25	—	径間 A-B 拱起上高ラーメンの下半分
III	150	75	40	—	径間 A-B 同上の上半分、床版、及径間 B-C の小池に中ラーメン
IV	150	100	50	25	径間 B-C 拱起上高ラーメンの下半分
V	150	150	75	40	径間 B-C 同上の上半分、床版、及径間 C-D の小池に中ラーメン
VI	150	150	100	50	径間 C-D 拱起上高ラーメンの下半分
VII	150	150	150	75	径間 C-D 同上の上半分、床版、及径間 D-E の小池に中ラーメン
VIII	150	150	150	100	径間 D-E 拱起上高ラーメンの下半分
IX	150	150	150	150	径間 D-E 同上の上半分及床版

ことは出来ない。しかし一方拱架を取外さない内は上部床版構造は打てないのである。といふのは拱架を外さないで上部構造を施工すると橋梁全体の重量が増加し、拱架が弾性的に変形をするために拱起の附近で拱肋に馴染んでしまひ、その結果拱肋は拱頂と拱起との間でビ

Blaubeuren のポルトランドセメントを用ひ、砂利は架橋地點の近くに好適な採取場を發見してそこから運搬した。只砂が充分に得られなかつたので碎砂設備を作り圧碎砂を幾分止むを得ず使用した。

コンクリート 1 m<sup>3</sup> 中のセメント使用量は次の如くて

ある。

橋脚及橋臺の基礎	150 kg
同上鉄筋補強部分	300 kg
橋脚外側及橋臺上部	200 kg
橋臺の翼壁	300 kg
絞の支承部	350 kg
拱及床版構造	325 kg

拱肋及床版コンクリートの28日強度は400kg/cm<sup>2</sup>を越えてゐる。

排水及路面舗装： 兩車道は互に内側に向つて1.5%の排水勾配が附してあり、その落込みは図-76の如くである。図-77は断面の詳細を示してゐる。

図-76. 排水勾配の落込み

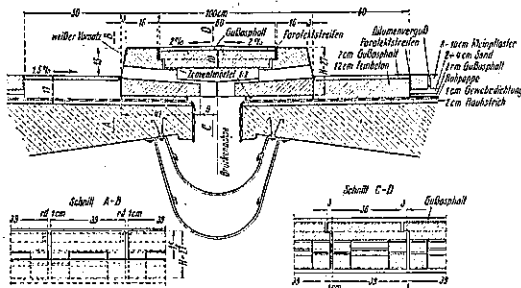
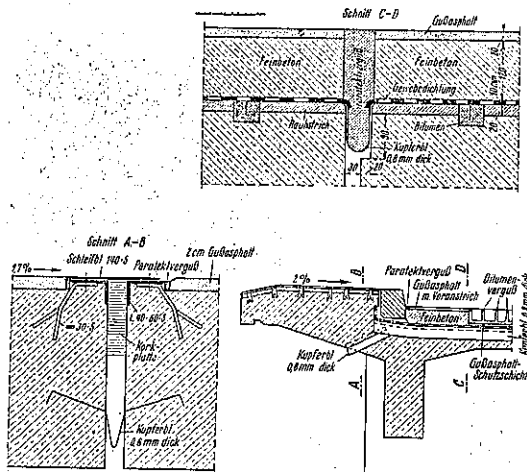


図-77. 路面舗装の断面



現場の設備： 現場の設備の一斑を示すものに図-78がある。この図によると渡河径間の拱肋は既にコンクリート施工済で、跨線径間は配筋中である。材料、器具はLeipheim 驛より引込線を出して運搬するのであるが、その取卸しのプラットフォームが図-78の右の方に見え

てゐる。その直後に、図では見えないが、鉄筋置場及加工場がある。又對岸との間には運搬橋梁もあるのである。對岸の右側で、前方に見えてゐる脚塔の背後にあたる部分が普請小屋で、その隣りに空気圧縮機が設備してある。左側には砂利置場、圧碎、水洗、精選設備がある。對岸に見える脚塔の根元にはコンクリートミキサー及セメント倉庫があるのである。

図-79に Donau 河畔より望んだ寫真で、図-80は下側から見た所、図-81は全景を示すものである。工事着手は1935年春で交通開始は1937年秋であつた。

図-78. 現場設備

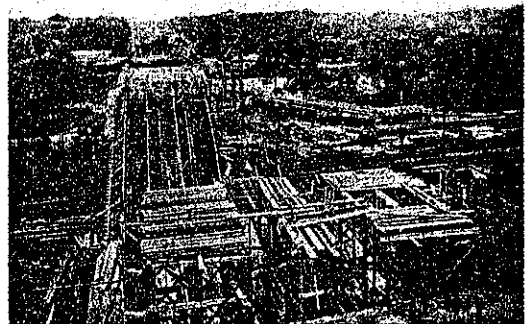


図-79. 側面遊景

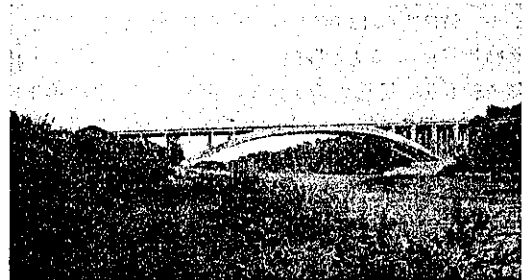
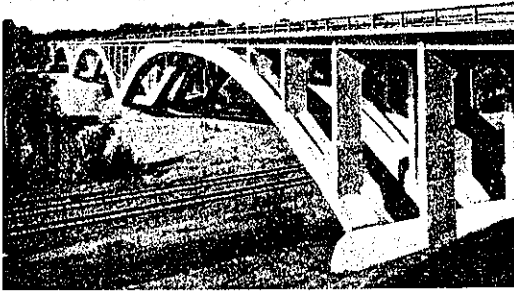


図-80. 橋梁下側



図-81. 全 景



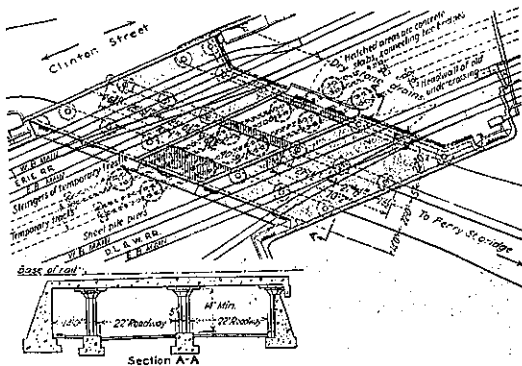
(41) 跨線橋施工に於ける鋼円橋脚

(A. Burton Cohen, "Circular Sheet Steel Piers Support Detour Trestle." E. N. R. Sept. 29, 1938, p. 399~400. 齋藤義治抄)

New York に於ける D. L. & W 鉄道と Erie 鉄道と立体交叉をする道路を構築する爲に現在盛土である兩鉄道の間 40 ft に假軌道を設置して跨線橋を架設した。

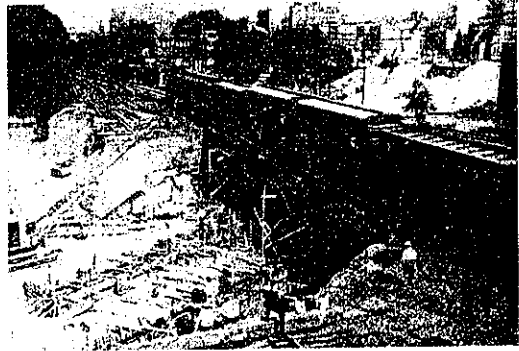
中間の 40 ft の部分には假軌道の支保工として円形の鋼杭を打ち込み其の上に工形鋼を渡して軌條を支持した。杭は直径 12 ft 9 1/2 in で十分基礎地盤中に固定し、各軌道毎に 5 本とし間隔は 34 ft とした。兩鉄道の橋梁を結合する擁壁を造る區間は列車の運転中に施工出来る様に開けて置いた(図-82 参照)。各第 3 番の杭は新橋の段付基礎より 2 ft 下へ、他のものは路盤下 1 ft 下迄打ち込んだ。杭の打込には別に大した困難は無く円錐形の木製枠を置いて支へて施工した。杭が打ち終る

図-82. 平面及断面図



と其の中へ濕つた土を填充し十分搗き固めて其の上に 12x12 in の枕木を並べて軌道荷重を均等に杭を分布せしめた。

図-83. Erie 鉄道側施工中車輛は假軌道を通過して居る



施工順序は先づ Erie 鉄道の方を最初に施工した。施工中は列車は假軌道上を運転し完成次第、D. L. & W. 鉄道が假軌道上を運転して工事を完成するのである(図-83 参照)。

本工法は木材の支保工を組むよりは大変手数が少なく且少しも危険が無く施工出来る。又支保工の間隔が十分有る故掘鑿機械を利用出来、且杭は又別の工事に使用出来る特長を有す。杭上に来る荷重は 1.7 t/ft<sup>2</sup> であり、側圧は殆ど問題にならぬ程小である。

図-84. 工事中の鋼杭

橋梁、フラットスラブは 3 列に配置された 3 ft, 3 ft 2 in の 8 角形の柱で支持されて居る。柱は道路の中心線と平行で 1 列は歩道中に配置した。尙柱の段付基礎は道路の方向には連続的となした。

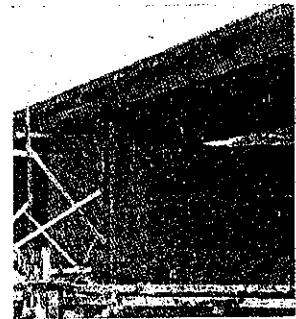


図-85. 完成後の跨線橋



隧 道

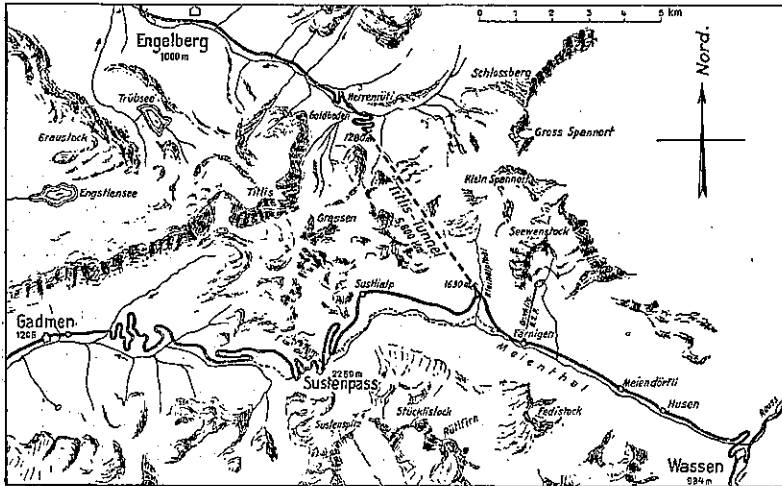
(42) 長大隧道の換気問題に就て

(A. Bartholomäi, "Zur Frage der Lüftung langer Autotunnel." Schweizerische Bauzeitung, 20 August 1938, S. 84~86. 中村清照抄)

長大自動車隧道の設計に當りては換気方法が重大問題となる。換気の原則に就ては特に Gotthard 隧道及次に發表してある延長 5.8 km の Titlis 隧道の設計が参考になる(図-86, 87)。前記隧道の換気施設の設計に際しては豫め Antwerpen に於ける Schelde 隧道及 Liverpool に於ける Mersey 隧道に就き詳細に觀察したが、その結果長大自動車隧道に於ては横断換気(Querlüftung)のみが問題になることが分つた。併し大都市に於ける既設自動車隧道に採用されてゐる換気方法は筆者の觀察に依れば延長大なるアルプス隧道に直ちに應用することは出来ないと思ふ。

初めて築造された自動車隧道は New York の Holland 隧道であるが、此の場合専ら一酸化炭素許含有量の決定のみが研究された。その結果 0.5% を CO 許含有量と決定し之に依じて換気に必要な空氣量が決定された。CO の濃度が比較的小である場合にも安全なる運転と言ふ點から必要な視野は許容量以上の排気ガス煙に依つて阻害される(Lincoln 隧道に於てはディーゼル貨物自動車の通行を禁止することになつてゐる)。かゝる附隨の事情を取除く爲には在來の施設の場合に於て CO の含有量は問題とならぬ程の空氣量を必要とする。これは交通量大なる延長小なる大都市隧道に於ては特別に困難なことはないが、之に反し Alps 隧道の如く延長大なる交通量少い場合には、最小にして而も經濟的なる空氣消費量を以て排出ガス煙の如き視界を妨げる不快なる狀況を除去せねばならぬと云ふ問題が発生する。かゝる問題は特にディーゼル自動車の發達とペンゼン混合燃料及代用燃料を考慮すれば益々重大となる。Schelde 隧道に於ける調査の結果に依ると

圖-86. Titlis 隧道平面圖



排出ガスに依る煙は車道に吸引されるにも拘らず徐々に上昇し、煙を完全に取除く迄にはかなり長い時間を必要とした。この調査に於ては視野を測定する装置をなし、空氣が一定の不透明度に達すると直ちに送風を強化する様に施設した。

少量の經濟的空氣量を用ひて空氣を淨化する爲には排出ガスを出來るだけ短い通路に依つて速かに取除かねばならぬ。この爲には排出ガス發生箇所 に於て直接車道から下方

圖-87. Titlis 隧道縦断及横断面圖

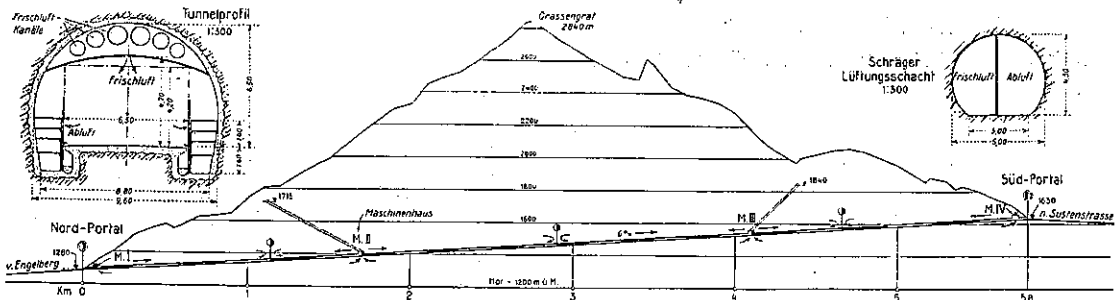
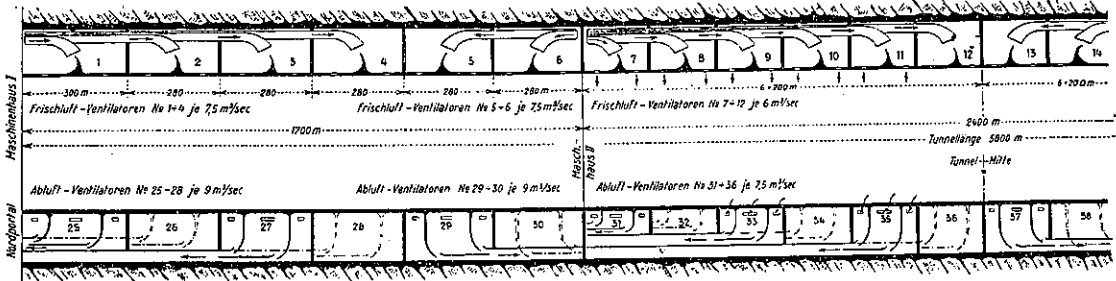


図-88. Titlis 隧道の換気



に導き取除く必要がある。新鮮な空気は上方から吹込まれねばならぬ。既設隧道 (Holland, Schelde 等) に於て使用されてゐる方法は下方から新鮮な空気を吹込み汚染された空気を上方に吸引するものであるが、排出ガスは下方から上方に向ひ通過する爲に全体の空気が汚染される。

排出ガスは空気より軽いものと重いものとに區別して考へる。軽い CO は高温の状態直ちに上昇し危険である。2つの空気の流が同一方向に流れるよりも反対方向に流れる時の方が速かに混合することは事實である。Titlis 隧道の如く上方より新鮮な空気を吹込む場合には CO を速かに稀釋し通過旅客は呼吸高に於てよりよき空気を保持することが出来る。空気の流れの方向轉換に依つて隧道上部の視界を良好にし、速かに有害ガスに新鮮な空気を混合せしむることに依つてより良い空気の組成が得られる。此の場合にガスを吸引するに充分なる低圧を車道上に直接存在せしめねばならぬ (図-87)。

既設の大都市隧道の横断換氣 (Querlüftung) 構造には尙大なる缺點がある。特に延長大なるアルプス隧道の場合に大である。山嶽隧道に於ては季節に依り交通量が大きいに変化することに注意せねばならぬ。今日迄一般に使用されてゐる様な換氣組織に於ては、送風所間に長い送風管と排氣管とがあるから送風量を充分調節して非常に變化ある交通量に適合せしむることは不可能である。即ち經濟的見地より小交通量の時に送風の減圧をするならば長い管の末端にある放出孔より殆ど空気を放出することは不可能となり、これに依つて CO の蓄

積が生ずる (Schelde 隧道の調査に依る)。

併し送風組織は隧道全長に互り同様に空気の供給及汚染された空気の淨化を保證せねばならぬと共に或る箇所にて空気が甚だしく汚染されてゐるときには或瞬間に強く此の部分に送風せねばならぬ。空氣噴出孔の断面を自動的に調節して送風を調節することは既存の横断換氣 (Querlüftung) の場合には可能であるが、併し大延長に互つて充分には行はれない。そして少時間後には自働機は作用しなくなる。

Titlis 隧道に於ては送風所間にある送風孔、排氣孔を約 200 m 毎に區分してある (図-87, 88)。各通風區劃に就て所屬送風所より直接送風し且排氣する。之に依つて送風器の数は多くなるが各機能は小となり運転の安全性は高められる。交通量小なる時には交通量に依りて相當数の通風區劃を減圧し又は閉止する。内部に於て空気の供給量が制限される爲空氣は最早上下に流れず斜に流れる。これに依つて各通風區劃は新鮮な空氣に依つて洗はれることになる。

山嶽地の地形、地質關係が許すならば多くの中間送風所——之は斜坑又は堅坑に依つて外氣と連絡され機械室は隧道内部に設ける——を廉價に造ることに依つて合理的に經濟的に長大隧道の換氣をすることが出来る。若し 1 箇所の發電所から満足すべき條件の下に電流を得られるならば山嶽道路隧道に於てかゝる施設を比較的安價に設けることが出来る。