

抄 録

第 23 卷 第 2 號 昭和 12 年 2 月

測 量	頁
(15) 眞の方位決定の簡単な方法	179
コンクリート及鉄筋コンクリート	
(16) 鉄筋コンクリート梁の曲げ破壊応力	181
(17) コンクリートの圧縮強さと曲げ強さとの関係	183
橋梁及構造物	
(18) 熔接工法を採用せる複線跳開式鉄道橋	184
(19) ウィーン, ローツンデン橋の懸賞設計	185
(20) 米國に於て初めて用ひられた Vierendeel 桁橋	188
(21) 滑動の爲傾斜せるコンクリート橋脚の復舊	189
發 電 水 力	
(22) 米國に於ける水力	190
上 水 道	
(23) 急斜面におけるサイフォン建設工事	191
下 水 道	
(24) Denver に於ける下水處理	192
(25) 下水處分に關する時事問題	194
道 路	
(26) ドイツの高速道路	194
(27) ドイツ高速道路の技術的觀察	196
(28) 煉瓦舗裝の現状	198
都 市 計 畫	
(29) Hartford 地方測量	200
(30) 交叉點の交通整理方式	201
隧 道	
(31) 隧道のグラウチング	203

測 量

(15) 眞の方位決定の簡単な方法

(Philip L. Inch, "Simplified Method of Determining True Bearings of a Line". Proceedings of the A.S.C.E. Vol. 62 No. 7, Sept. 1936. p. 991~994.)

眞の方位決定に關する問題は、次式を適用することに依つて解くことが出来る。即ち

$$\cos Z = \frac{\sin \delta}{\cos h \cos \theta} - \tan h \tan \phi \dots (1)$$

茲に Z: 太陽の方位角; δ : 太陽の偏角 (declination) h: 太陽の高度; ϕ : 觀測地點の緯度

今 $\frac{\sin \delta}{\cos h \cos \theta} = A$; $\tan h \tan \phi = B$ と置くと、方程式 (1) は簡単に次の如くなる。

$$\cos Z = A - B \dots (2)$$

表-1. は後述する實例の解法に用ふるために必要なところを總括的な形で書き抜いたが、筆者は完全な表を作製したのである。

次に測量方法を述べるならば、測量隊は全円式垂直分度環を有するトランシット、太陽の天体日表、三角函數表及觀測地點の緯度を

圖-1.

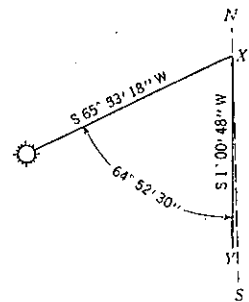


表 1. 任意の緯度及太陽の高度に對する因數 A 及 B の値

Table with columns for Latitude (λ = 30°, 38°, 30°, 40°, 41°, 42°) and rows for Vertical angle (h) from 21° to 35°. Each cell contains Factor and Differences for 1'.

必要とする。

例 1. 一直線 XY の眞の方位を見出す方法 (図-1)。

観測準備として次の如き操作を行ふ。

- (1) トランシットをしつかり X 點に据ゑる。
(2) 水平分度盤を 0° に合せる。
(3) 細心の注意をもつて、器械を水平にする。
(4) Y 點を視準する。
(5) 下盤を締める。
(6) 上盤を緩める。

望遠鏡の陽よけとして、太陽プリズム (solar prism) 又は色ガラスを用ひ、図-2 (a) に示す如く又線の垂直

No. 3) はその時刻に於ける太陽の中心の地平線よりの高度、及 XY 線よりの水平角を示すものである。

表 2. 観測記録

場所: Washington, D.C.; 緯度: 38°53'40''N; Eastern time belt; 日時: 1910 年 3 月 18 日午後. Y 點は太陽より左方にある (図-1)。

Table with columns: Item No., Telescope position (see Fig. 2), Time, Vertical angle, Horizontal angle.

簡単に計算方法を示せば、次の如くなる。

A B
h = 25°; λ = 38° (表-1 により)
1.39989 0.36378
+h = 0°25'30''
495 = 25 1/2 x 19.4 ... 712 = 25 1/2 x 27.9
+λ = 0°53'40''
1750 = 53 2/3 x 32.6 ... 1186 = 53 2/3 x 22.1
計 1.42234 0.38276
sinh δ = x 0.01811
A sin δ = 0.025759

線と中央の水平線を夫々太陽の右縁と下縁に接するやうになし、観測結果を表-2 の Item No. 1 に示すやうに記録する。次に器械を反転し、垂直線と中央の水平線を夫々太陽の左縁と上縁に接するやうになし、前と同様に、表-2. Item No. 2 に示す如く、時刻、垂直角及水平角を記録する。この記録された値の平均 (表-2. Item

太陽の方位の餘弦 = 0.38276 + 0.02576 = 0.40852
太陽の方位 = S 65° 53' 18'' W
水平角 (表-2 より) = 64° 52' 30''
依て XY 線の方位 = S 1° 00' 48'' W
上記の計算を説明すると、先づ表-1 より垂直角及緯

度の度数に相応する A 及 B の値を求め、然る後、それに附加せる分以下に對する計算を行つて、その垂直角及緯度に相応する A 及 B の値を求める。

この場合、表-1 を計算するために用ひられた高度は、相応する垂直角に對する平均折光差の補正を適用して求めたものであるから、計算者は折光差の補正や視差を用ふる必要がない。

天体目表には、England の Greenwich に於ける正午の場合の北又は南への太陽の偏角が與へられてをり、且加へるか、減ずるかする 1 時間毎の変化をも與へられてゐる。

この正午に於ける太陽の偏角は、夫々

Eastern time belt に於ては午前 7 時

Central time belt に於ては午前 6 時

Mountain time belt に於ては午前 5 時

Pacific time belt に於ては午前 4 時

に於ける太陽の偏角である。

故に例 1 の場合には、太陽の偏角 δ は $1^{\circ} 02' 16'' S$ なることが求められ、 $\sin \delta$ は 0.01811 となる。次に A に $\sin \delta$ を乗じて 0.02576 を得、この値に $B=0.38276$ を加へて 0.40852 を得る。之が太陽の方位の餘弦である。

この場合、太陽の偏角が北であつたら、 $A \sin \delta$ と B とを大きい方から小さい方を減じて値を求める。而して $A \sin \delta$ の方が大きい時は、太陽の方位を北から北東、北西といふやうにとり、 B の方が大きい時は、南から南東、南西といふやうにとる。これに反し、太陽の偏角 δ が南であつたら $A \sin \delta$ と B とを加へて値を求め、太陽の方位を南から南東、南西といふやうにとる。

かくして、太陽の方位を求め、水平角とにより XY 線の方位 $S 1^{\circ} 00' 48'' W$ を得る。之は推定誤差として $1'$ 位のものである。

(前島健雄)

コンクリート及鉄筋コンクリート

(16) 鉄筋コンクリート梁の曲げ破壊応力

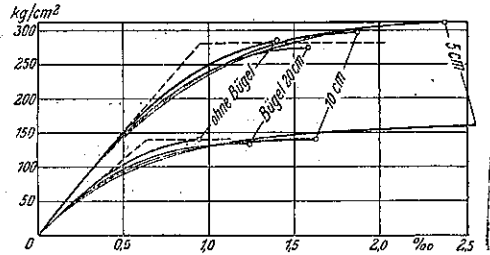
(J. Melan, "Die Biegebruchspannungen" des Eisenbetonbalkens". B.u.E. 5. Okt. 1936, S. 315-317.

著者は鉄筋コンクリート梁が曲げモーメントに依つて破壊する場合を鉄筋量が少なくて鉄筋が切れる場合 (I)

と、鉄筋量は充分でコンクリートが圧縮破壊をする場合 (II) に分けて考へ後の場合に就きコンクリートが極限応力に達した後も猶負荷力あるものと考へてこの研究を行つた。

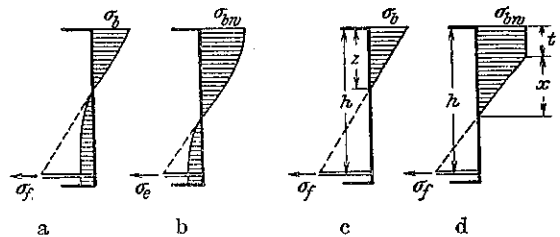
コンクリートの塑性に關する研究は近年大に行はれ、その応力歪曲が明かにされて來た。圖-3 はこの一例で、この曲線たるや理想的の可塑性物質に依つた様に自然に表れてゐる (筋筋間隔の影響大なることに注意)。

圖-3.



この研究はコンクリートが斯の如き性質であることを建前に進んでゐる。鉄筋コンクリート梁の断面に於ける応力の分布は圖-4 の a, b に示す如く考へられるが、數式にして簡單に取扱ふ爲に圖-4 の c, d の如く假定した。圖-4 の a 及 c は (I) の場合で、圖-4 の b 及 d は (II) の場合である。

圖-4.



以下の數式に用ふる記號を記せば

$\mu = \frac{F_s}{bh}$: 梁の鉄筋量係數

σ_f : 鉄筋の極限強さ

σ_{bw} : 角礫試験体に依るコンクリートの圧縮極限強さ

$k = \frac{\sigma_f}{\sigma_{bw}}$: 大凡 10~20 の値を有す

n : 鉄筋コンクリートの彈性係數の比

その他の記號は圖の通りである。

(I) の場合 (図-4 の c) 鉄筋の応力が σ_f に達した時にコンクリートの応力 σ_b が σ_{bw} 以下である場合。

この条件を式にて記せば

$$\mu \leq \frac{n}{2k(n+k)}$$

この場合は最も一般の場合と同様で z は次式に依り求める。

$$\frac{z}{h} = -n\mu + \sqrt{n^2\mu^2 + 2n\mu}$$

曲げ破壊モーメントは

$$\begin{aligned} M_I &= \mu \left(1 - \frac{1}{3} \frac{z}{h}\right) \sigma_f b h^2 \\ &= \frac{1}{2} \frac{z}{h} \left(1 - \frac{1}{3} \frac{z}{h}\right) \sigma_b b h^2 \dots \dots \dots (1) \end{aligned}$$

(II) の場合 (図-4 の d) 鉄筋の応力が σ_f に達しない内にコンクリートの応力 σ_b が σ_{bw} 以上になった場合。

t 又は x を求める爲に図-4 の d から

$$\sigma_{bw} \left(t + \frac{1}{2}x\right) = h \sigma_c, \sigma_c = n \frac{h-x-t}{x} \sigma_{bw}$$

之より

$$\frac{x}{h} = -\left(n\mu + \frac{t}{h}\right) + \sqrt{\frac{t^2}{h^2} + n^2\mu^2 + 2n\mu} \dots \dots \dots (a)$$

茲に $\sigma_c = \sigma_f$ と置けば

$$\frac{\sigma_f}{\sigma_{bw}} = k = n \frac{h-x-t}{x}$$

之より
$$\frac{x}{h} = \frac{n}{k+n} \left(1 - \frac{t}{h}\right) \dots \dots \dots (b)$$

(a), (b) より
$$\frac{t}{h} = \frac{2k(k+n)}{2k+n} \mu - \frac{n}{2k+n}$$

之で t 又は x を知ることが出来る。今圧縮合力作用点の上縁からの距離を m とすれば m は次式に依つて求め得る。

$$\begin{aligned} \frac{m}{h} \left[2 \cdot \frac{t}{h} + \frac{n}{k+n} \left(1 - \frac{t}{h}\right) \right] &= \left(\frac{t}{h}\right)^2 \\ + \frac{n}{k+n} \left(1 - \frac{t}{h}\right) \frac{t}{h} + \frac{1}{3} \frac{n^2}{(k+n)^2} \left(1 - \frac{t}{h}\right)^2 \end{aligned}$$

曲げ破壊モーメントは

$$M_{II} = \mu \left(1 - \frac{m}{h}\right) \sigma_f b h^2$$

今與へられた k 及 n に對して t/h は μ に直線的な關係を有し $\mu = 1/k$ の場合 t/h は最大値となり、 $t/h = 1$ となる。故に

$$M_{II \max} = \frac{1}{2k} \cdot \sigma_f b h^2 = \frac{1}{2} \sigma_{bw} \cdot b h^2$$

これは考へ得る最大の曲げ破壊モーメントである。 μ を増してもこれ以上曲げ破壊モーメントは大きくなる。今茲に $1/k > \mu > n/2k(k+n)$ なる μ に對する曲げ破壊モーメントから (1) 式に依つて σ_b を計算するとこの見掛けの曲げ圧縮強さは σ_{bw} より大で、その値は $(M_{II}/M_I)\sigma_{bw}$ で表される。

図-5.

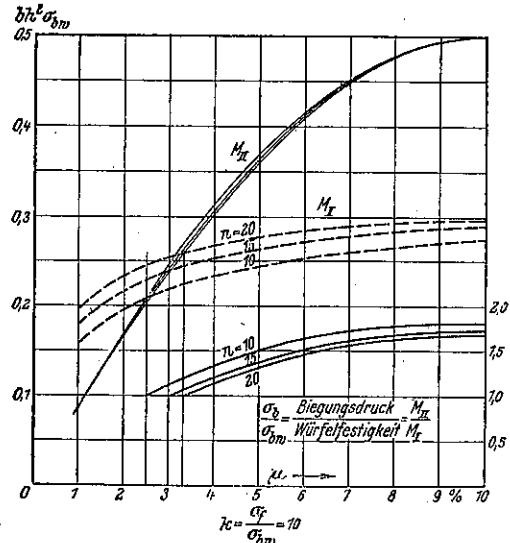


図-6.

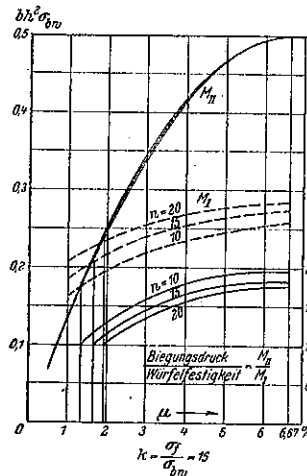
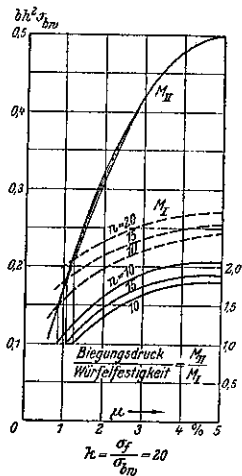


図-7.



この σ_b と σ_{bw} の比は一定値を有せず、 μ の値に依り又 k に依つて変動すると云ふ事柄は梁の實驗及上述の研究の結果の通りである。

図-5, 6, 7 は (1) 乃至 (4) 式から計算した M_I, M_{II} 及

び M_{II}/M_I の値と μ の關係を $k=10, 15, 20$ の場合に關して畫いたものである。茲に n の変化は餘り影響はない。 μ の増加は曲げ破壊モーメントを増大し計算上の見掛けの σ_b を大にする。例へば $\sigma_b/\sigma_{bw}=1.4$ の場合を考へると

$$k = \frac{\sigma_1}{\sigma_{bw}} \quad 20, 15, 10$$

即ち

$$\sigma_{bw} = 120, 160, 240 \text{ kg/cm}^2$$

のコンクリートに對しては

$$\mu = 1.6 \sim 2.2, 2.4 \sim 3.3,$$

4.4~5.5% が必要である。

逆に $\mu=2.5\%$ と定めると

$$\sigma_{bw} = 120, 160, 240 \text{ kg/cm}^2$$

のコンクリートに對して σ_b

は σ_{bw} のそれぞれ

$$1.5 \sim 1.8, 1.2 \sim 1.4, 1.0 \text{ 倍}$$

となる。

強度弱いコンクリートの梁でも鉄筋量を増せば強度大なるコンクリートの梁と同じ破壊モーメントを示し得るのだからコンクリート梁の曲げ破壊試験に依つてコンクリートの品質を正確に判定することは不可能である。
(藤森謙一)

(17) コンクリートの圧縮強さと曲げ強さとの關係

(W.A. Blanchette, "Compressive and Flexural Strength of Concrete Compared" E.N. R. Oct. 15, 1936, p. 541~542.)

コンクリートの圧縮強さと曲げ強さの關係に就て在來の研究が不満であつた爲、Public Road Vol. 15 No. 3 の "Some new relation bearing on concrete mixture" なる論說中に記載されたデータを分析して研究したのが茲に記すことである。

このデータを一表にまとめたものが表-3 であつてこの中の記號は次の如くである。

- a: 混捏直後のコンクリート單位容積中の細骨材の絕對容積
- b: 混捏直後のコンクリート單位容積中の粗骨材の

表-3. コンクリート試験試料データ

%	b_s	相対水量 w	圧縮強さ $16/39.1n$	曲げ強さ $16/39.1n$	圧縮強さ 曲げ強さ	水セメント比	スランプ in
2.00	.45	1.00	4716	771	412	147	150
2.00	.50	1.00	4782	766	624	150	250
2.00	.55	1.00	4314	766	563	153	150
2.00	.45	1.10	4432	733	605	163	500
2.00	.50	1.10	3975	773	314	167	550
2.00	.55	1.10	3504	692	512	170	450
2.00	.45	1.20	3561	690	560	180	700
2.00	.50	1.20	3225	674	489	184	700
2.00	.55	1.20	3061	675	453	188	650
2.50	.45	1.00	3506	723	490	173	200
2.50	.50	1.00	3760	694	540	181	150
2.50	.55	1.00	3510	680	514	186	150
2.50	.45	1.10	3235	684	466	192	500
2.50	.50	1.10	2958	600	493	200	450
2.50	.55	1.10	2946	605	487	206	500
2.50	.45	1.20	2721	608	420	212	750
2.50	.50	1.20	2485	529	398	221	750
2.50	.55	1.20	1864	507	348	227	650
3.00	.45	1.00	2951	620	476	206	100
3.00	.50	1.00	2478	571	434	211	200
3.00	.55	1.00	2776	581	478	217	200
3.00	.45	1.10	2504	552	461	228	400
3.00	.50	1.10	2011	492	409	235	450
3.00	.55	1.10	1991	480	415	240	500
3.00	.45	1.20	1807	490	369	249	650
3.00	.50	1.20	1290	410	315	259	750
3.00	.55	1.20	1353	384	352	266	700

水セメント比ハ 絶体容積 = 体積モナリ

絕對容積

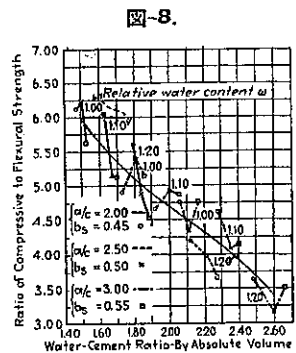
c: 混捏直後のコンクリート單位容積中のセメントの絕對容積

$$b_s: b/(a+b+c)$$

相対水量 w は基準水量を 1.00 とし之との比であつて基準水量とはモルタルの容積を最小ならしめる水量、更に換言すればモルタルの密度を最大ならしめる水量である。(註。之等はタルボット教授の命名なり)。

この表の強度は各々6個の試験体の平均で、使用セメントは同工場、同質のものを用ひ、細骨材、粗骨材共に同様なものを用ひた。細骨材は砂、粗骨材は石灰石の碎石で強度は 28 日目、梁の試験は片持梁として行つた。

図-8 は 27 種のコンクリートの圧縮強さと曲げ強さの比を縦軸に、之に對應する水セメント比を横軸にして畫いたもので、 $a/c, b_s$ 、相対水量が及ぼす影響が一目瞭然なる如くにしてある。図を斜に左上から右下に書いてある實線は水セメント比對 (圧縮強さ/曲げ強さ) の平均値を表す。之に依ると



水-セメント比が増すに従て(圧縮強さ/曲げ強さの値は減少する。

図-9は圧縮強さを縦軸に、曲げ強さを横軸にして畫いたもので前と同様に $a/c, b_s, w$ の及ぼす影響が判る様になってゐる。斜の實線は平均値をつないだもので之に依ると圧縮強さの 68% の減少に對して曲げ強さは 44% の減少を示す。

図-10は水-セメント比の圧縮強さ及曲げ強さに及ぼす影響を畫いたものである。

こゝに知り得た事柄は水-セメント比の及ぼす影響は圧縮強さに於けるより曲げ強さに於ける方が小であると云ふことであつた。

図-9.

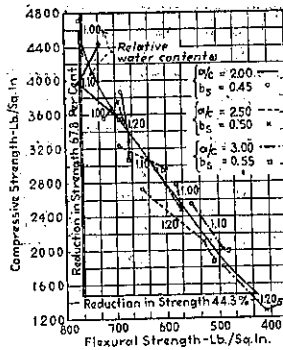
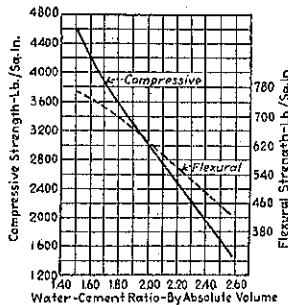


図-10.



(藤森謙一)

橋梁及構造物

(18) 熔接工法を採用せる複線跳開式鉄道橋

(Heath Lawson, "Double-Track Basculé Span Employs Welded Design." E.N.R. Sept. 17, 1936, p. 408-409.)

フロリダ東海岸鉄道線のジュピター附近 (Jupiter, Fla.) に最近架設した跳開橋を現場熔接で施工して成功してゐる。此の橋梁は昨年初めに列車事故により破損した径間 54 呎の複線下路式單葉跳開橋の代りに架設されたものである。

新設計は舊設計の銲結可動桁を新熔接桁で置き換へるに過ぎないものであつて図-11は桁、床桁、縦桁の銲結と熔接との比較を示すものである。圖に示された腹版の添接版は熔接により 1t を節約されたが亦ピン銲に於ても同様な材料の經濟が見られた。熔接の結果全重量は 20% を減じ、延いては運轉力を節約することが出来た。鋼材の供給及組立、機械部分の修繕調整、及コンクリート、鉄屑及古軌條による對重の填充等を考慮に入れて銲結と熔接の各々の設計が入札に附せられたが、古軌條は鉄道會社より供給されるので古軌條が 20% 餘分に必要な銲結工法の方は耐負側が乘氣であつたが廢止されて、會社は熔接工法を採用したのである。熔接工法によると鋼材全重量は 110t で、最長材である二つの 70 呎の主桁は各々 27t である。對重は 196t でその内 115t は古軌條である。

図-11.

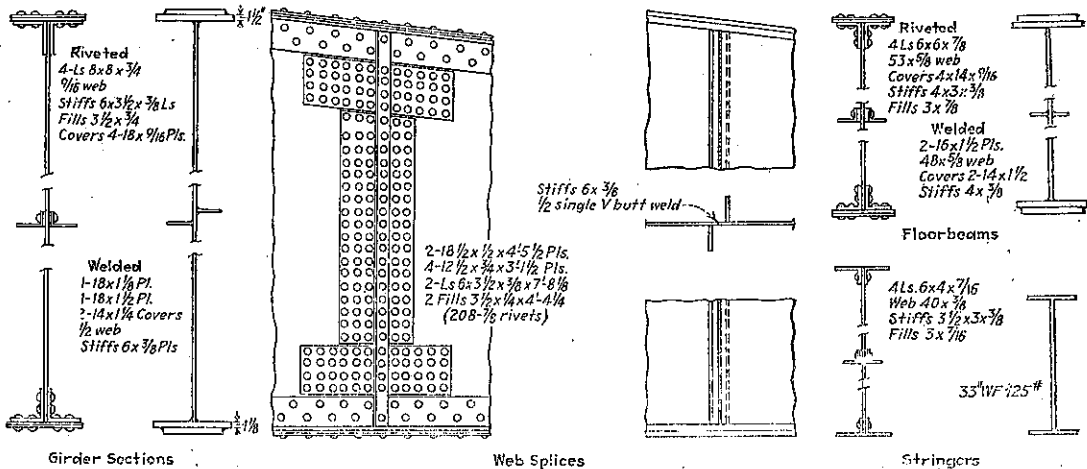
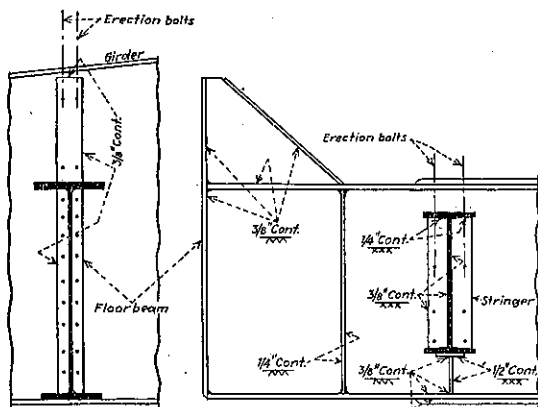


図-12.



製作はピッツバーグ地方でなされ、鉄道で現場に運ばれたが、運搬前に一度全部假組立せられ、組立用ボルト孔は掘られ且検査された。この橋梁は列車運行中に架設され、又架設直後に低速で全列車荷重を通すことが出来る様に、重要な結合はダルデレットリベットボルト (Dardelet rivet bolt) を用いた。

溶接は全部の箇所共に 100% 溶接である。上記のボルトは溶接完成後は働かぬものとして架設中用ひられたが、目立ぬ箇所ものは其の儘取除かないことにした。取除かれたボルトの孔は熔着金屬で埋めて外觀をよくした。

溶接は全部径 $\frac{5}{32}$ 吋の被覆電極棒を用ひ、裸電極棒の時と同様に、單層三角形ウィーピングを以て行つた。

填隙溶接 (seal welds) を除いた全現場溶接は主に $\frac{3}{8}$ 吋の照溶接を用ひたが例外として斜綫構には $\frac{1}{4}$ 吋の下向き溶接を用ひた。溶接の寸法、位置及方法は至みを少くする様に設計された。

橋梁は可動部分の閉鎖位置で架設された。工事は列車運転の合間に行はれたのであるが、毎日、午前 1 時間半と 2 時間半の 2 回、午後 3 時間、合せて 3 回の列車の通過しない時間があつた。

トルニオンタワーと主桁は何れも假橋を支障せずになされたが、一方 2 パネル分の綫桁と綫構は 2 つの組立部分を作るために 2 つの内側の床桁に豫め溶接された。なほ綫構は完全な現場溶接である。

切換は日曜日の午後行はれたが、その際假桁は外されて運搬臺車にのせて運び去り、次で 2 つの組立部分を附けた床桁を取附けたが、第 3 のパネルは少しづゝり附けられて行つた。之は時間的にその組立が一單位部分しか出来ない様に制限を受けてゐたからである。此の作

業中に枕木、軌條が配置され、ボルトがはめられて第 3 のパネルの綫構が溶接されて行つた。橋梁上では軌道起重機とデリックカーが協力して西側軌道の取附径間の鉄桁を架設した。列車間隔としては 6 時間半の餘裕があつたが、實際の所要時間は 2 時間半であつた。

切換後も西側軌道の單線運転を続け、東側軌道の南取附径間の修繕を行つた。對重を填充する間には 1 人の職工が可動部分の現場溶接を充分に完了することが出来た。

列車運行中に溶接工法による架設をすることは、次に来る列車によりて豫想外に載荷される恐れのある箇所の溶接さへ避けるように注意すれば決して困難なことではない。例へば床桁の上の短い溶接は荷重をその分擔以上にうける恐れがあつて列車通過後に龜裂を生じる傾向がある。

鋼材噸當りの溶接長は 70 呎でその内 5 呎半は現場溶接である。溶接と銲結の工費の比較は請負が銲結の際には行はない箇所迄溶接として見積つてゐる點もあるので一寸困難である。

以上の設計は F. E. C. R. 會社の技師 Thomas. A. Gardner 氏であり又現場監督も同氏であつた。

(二松慶彦)

(19) ウィーン、ローツンデン橋の懸賞設計

(Karl Fischer, "Eisenbeton-Entwürfe für den Neubau der Rotundenbrücke in Wien." B.u.E. 5 Sept. 1936, S. 277-286.)

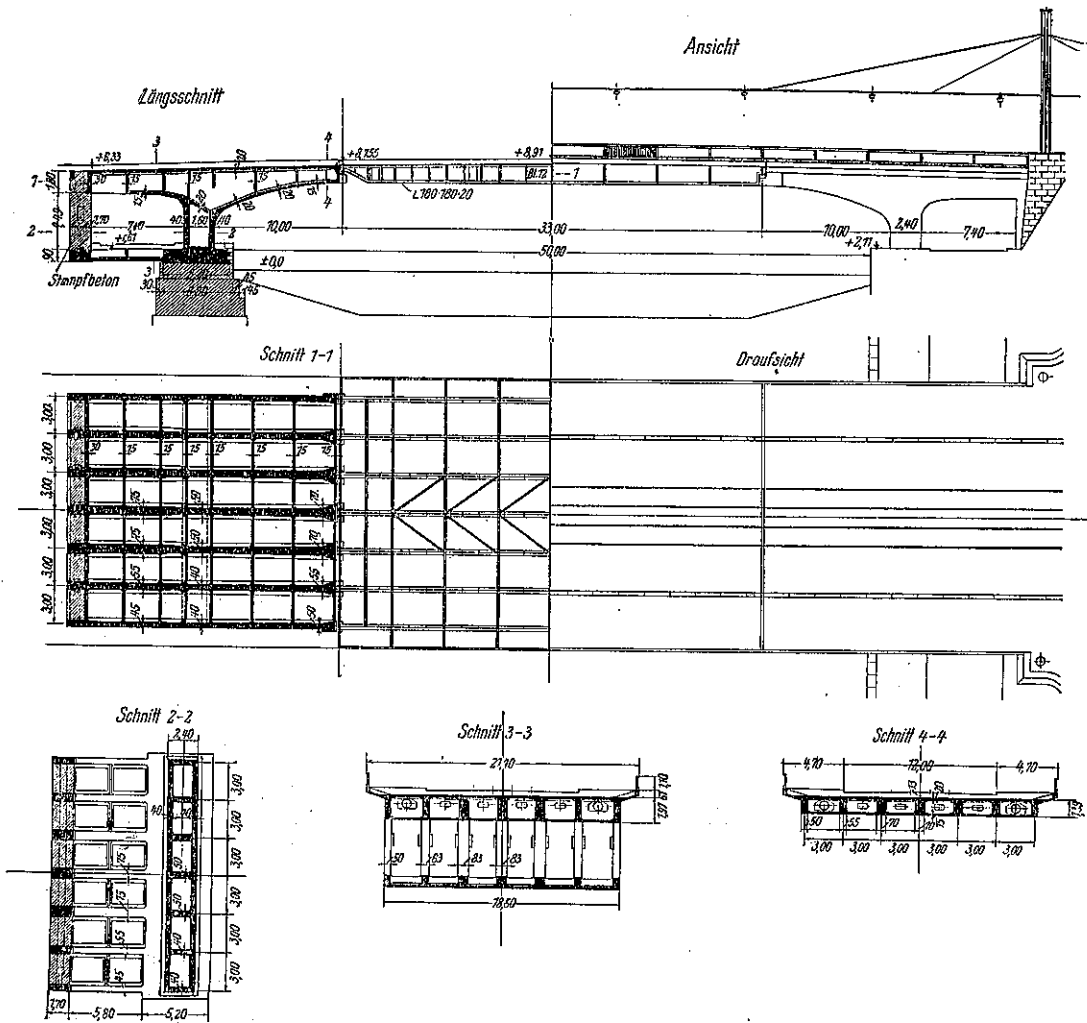
I. ウィーンのドナウ運河に於ける橋の内で舊名をソフィヤ橋と云つたローツンデン橋が新設される。舊橋は梯形トラスの鉄桁で 1873 年に開かれた萬國博覽會當時新設された。本橋は近郊の諸要地に通ずる街道筋にある關係上、その幅が狭いと部材断面の不足から来る載荷能力の充分でないことから新設せねばならないことゝなつた。でウィーン市の新設計畫に加へられ懸賞設計に用されるに至つた。設計要件を述べると、ウィーンドナウ運河はこの所で幅員約 50m 西岸に各 6m の洩船道がある。航路は 35×7.67m を要する (零水位上) 前後の取附きの急勾配を避けるため附近の地盤高さから桁の許容高さが制限される。之が中央にて 1.07m である。橋梁の径間は 1 径間としても 3 径間としても差支えない。幅員は 4 又は 6 車線即ち 12 又は 16m の車道幅員を要し、歩道の方は各 4.5m 他に 0.7m の歩道境界帯がある。荷重としては電車荷重が 2 列等

布換算 2.4 t/m 一軌道最大軸重 15 t, 2 又は 4 列の 14 t 車輛, 他に特殊な重い荷重を特殊な場合につき考へてゐる。死荷重としてはケーブルダクト 250 kg/m 2 本の水道管 1100 kg/m, 群衆荷重は 450 kg/m²。主桁の最大撓は 1/800 の制限あり。之の他車道の舗装及排水に注意することを示してゐる。基礎は餘り條件が良くないので後からの沈下に影響を受けない様な構造物が好ましくこのため 靜定の構造物なることを必要とする。懸賞設計の結果は相當応募者があつた。全体で 9 店の工務店で 12 の設計があつた内一葉の比較設計があつた, 内譯は 6 葉は鋼橋, 3 葉は鉄筋コンクリート他の 3 葉は混合型, 混合型の 3 葉は注意すべきである (以下譯者

の獨断にて最も優秀と認められる Saliger 博士の混合型を一つ紹介する, 以下の作は原誌の寫眞を見て頂き度い)。

Pittel & Brauswetter 工務店案 R. Saliger 博士 (鉄筋コンクリート) と F. Melan 博士 (鋼橋) との分擔設計 此の設計は支間 33 m の鋼吊桁と 10 m の突桁のある鉄筋コンクリートラーメン橋とからなる混合型のものである。此のラーメン橋の下が丁度曳船道路となつてゐる。ラーメン橋の陸側の端には捨てコンクリートを詰めた箱があつてカウンターウエイトの役目をしてゐる。このため橋全体として見ると靜定の構造物であつて, 地盤の沈下, 温度, 收縮などには全然考慮しな

圖-13.



くても良い。鋼吊桁の材料は St. 37 で特殊鋼を使用しなかつたのは焼の関係からである。鋼吊桁のことは原誌に書いてないが外見では支承部で鉄筋コンクリート橋と一つの連続した線をなしてゐるが、内部の桁はテイパーしてあつて合理的な設計となつてゐる。邊りはなかなか洗練された器用さを示してゐる。

鋼桁も鉄筋コンクリート桁も 7 本の主桁で各主桁の間隔は 3m である。床版は 20cm 厚で四邊固定として設計した。突桁の 7 本の主桁は各に満載荷重に對し設計してゐる、と云ふのは他の荷重状態が更に不利な応

図-14.

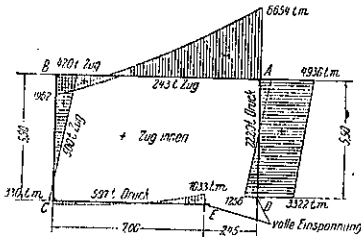


図-15.

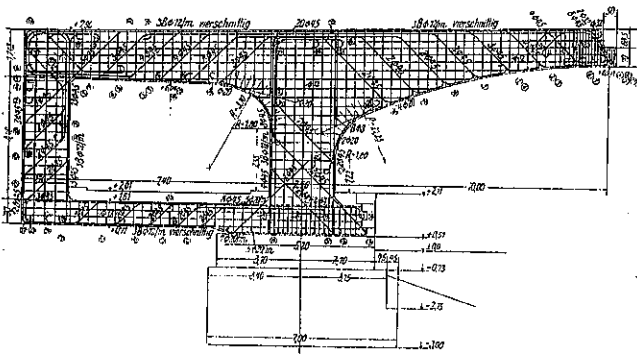
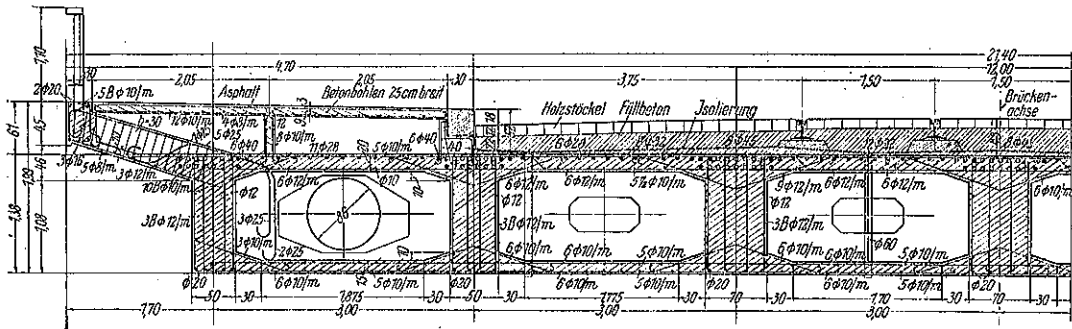


図-16.



力を起すことがあつても隣りの主桁の横桁を通じて格子の作用をして助けに行く寸法である。橋臺となるラーメンは全部一体として設計してゐる。そしてモーメント、剪力、軸力は各腹部の突桁モーメントの比に従つて分けてある。この方法はラーメンの荷重の特殊部分即ち捨てコンクリートの部分はそれ自身で相當剛性があるため各腹部は突桁モーメントの大きさに従つて起るものとするからである。

ラーメンの計算は図-14 で列る様に基礎に剛結されたものと考へ點 A に突桁より来るモーメントが働き B に集中荷重 AB—CE 間は等布荷重として計算した。計算の方法は移動節點における“剛結度の方法”によつた。

突桁部分の主桁とラーメン部分の上主桁は下邊に抗圧版を有する函型桁である。版は 15~20cm でその部分の応力により厚さが変化して行く。全部 60kg/cm² である。

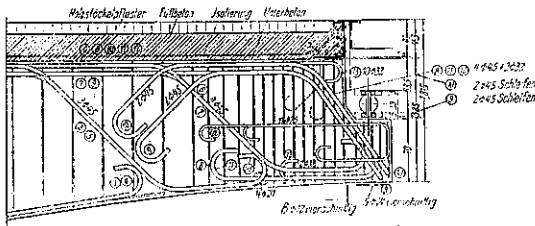
陸側に近い方には負の曲げモーメントは起らぬので版はない。

腹部は突桁の端に近づくほど廣くなつてゐるのは高さが減じるので剪断応力は大となるからである。中央

3 主桁の主鉄筋は 20-45φ 及 12-32φ の配力鉄筋あり、詳しくは図-16 を見られたい。

鋼吊桁の支承即ち突桁における支承版には最も苦心した、こゝは誰もが経験する通り桁の最もデリケートな點であるからだ。吊桁の反力は約 120t で支承版の幅が 80cm ばかり廣くなつてゐるのはローラーの厚さが 20cm しか取ることが出来ないの由來する。この版の幅は 1.50m、高さ 70cm。コンクリートの許容引張応力 13.3kg/cm² として設計した。勿論全引張応力は鉄筋で取るが曲下げ

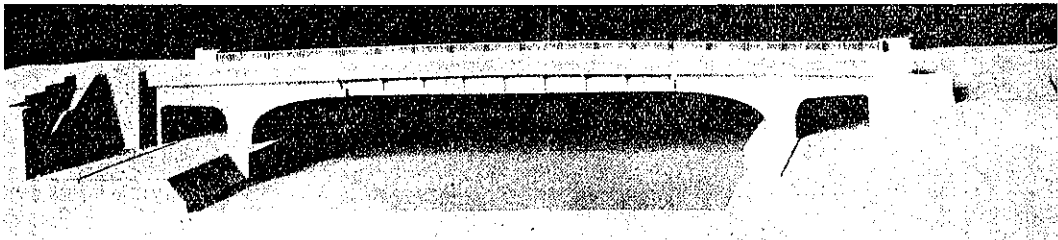
図-17.



斯くの如き斜材のない剛節トラスは、ヨーロッパ特にその發祥國たるベルギーに於て用ひられて來たが、米國に於てはこれが最初である。

Los Angeles の橋は都市の雑踏せる部分に架設せられる爲、多くの條件が附加せられた。水路は改修により幅員が増したので、橋長も約 45' (13.72m) から 96' (29.26m) に増加した。且水路及道路の勾配が一定せる爲、道路面と橋桁下面の間が約 3' (0.91m) に限定せられ、従て上路構造が用ひられなくなつた。更に橋の兩

図-18.



て來る鉄筋の碇着長さが足りないので横に曲げて環としてみるのは注目すべきだ。

ラーメンの方は上主桁は突桁の続きで別段変つたことはない。陸側の隅角では内側に引張応力の起る相當大きい曲げモーメントが豫想される。カウンターウェイトの部分の腹部には四角の突起があつて捨てコンクリートとのなじみを良くしてゐる。

川側のラーメン柱は殆んど全重量を支える、この柱は兩側に 40cm 厚の縦横に配筋した抗压版がある。

基礎の所で柱の臺座は 20cm 陸側にずれてゐるがこれは岸の擁壁があるためである。しかし臺座は如何なる荷重場合にも張力が起らぬ様になつてゐる。

他に突桁の挑は 1/1 050、吊桁 1/810、構造の外観は図-18. を見られよ。(河合宏美)

(20) 米國に於て初めて用ひられた Vierendeel 桁橋

(L. T. Evans, "Vierendeel Girder Bridge" Introduced in America." E.N.R. Oct. 1. 1936, p. 471~472.)

米國 Los Angeles 州に於ける放水路の 1 つに、8 つの Vierendeel 桁橋が架設せられることとなり、そのうちの 1 つは、7 月に請負契約が結ばれ、今や合衆國陸軍當局の技術者により施工せられてゐる。入札は鉸接と熔接の兩設計に對し行はれたが、結局前者が採られた。

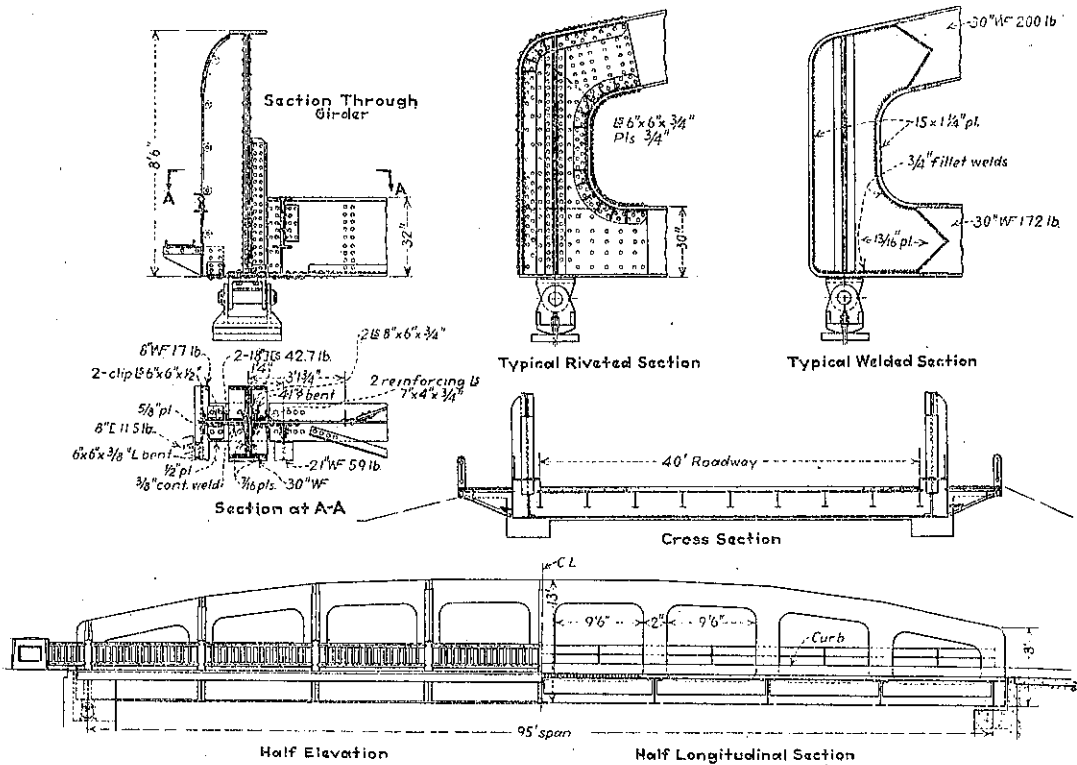
端に於て直ちに道路と交叉するので、見透しといふことが根本的要件となり、且當局より上横構等の使用を許可されず、その上、橋梁部分をはつきりさせる爲に、垂直な端柱が必要とされたので、拱或は曲弦構の構造が用ひられなくなつた。以上の如き理由により、Vierendeel 桁橋が選定せられ、その見取図は筆者が數年前設計したものでよつたのである。

解法は制止力 (restraints) の方法によつた。柱に於ける推力による変形は無視したが、弦材に於ける推力の影響は考慮に入れた。又溫度變化に依る応力は含まれてゐない。部材の斷面及継手は鉸接、熔接兩様に対して設計せられた。設計荷重には II-20 荷重が用ひられてゐる。

その正面及縦断面は(圖-19)に示す如くであつて、床桁の取付の細部には若干の興味ある點がある。上横構の使用が禁じられてゐるので、上弦の横方向の支持は、各柱の部分に於て U 字形にすることにより保持されてゐる。このための垂直材は、曲げモーメントが床桁に傳へられるやうに接続せられて、2 つの 18", 42.7 lb (約 460 mm, 63.55 kg/m) の溝形鋼で組立てられてゐる。この 2 つの溝形鋼は I-断面の代りに用ひられてゐるので、歩道の腕材 (bracket) の鉸は複剪になつてゐる。

曲げモーメントを傳へ得る補剛溝形鋼の接続を擴張する際に、床桁と桁の柱との接続用山形の突出せる脚に大なる応力を生ずる。そこでこの接続用山形を補強す

図-19.



るために、1 対の山形が取り付けられた。

銲接及熔接の両様の設計に対する細部は図に示す如くである。見積りによると、適當に設計せられた熔接構造は、銲結にした場合の鋼材の 80% ですむことがわかつた。

欄干の柱は中空の鋳鋼で、コンクリートにボルトで締着せられた山形によつて、路盤に礎着せられてゐる。欄干は 3' 角の中空鋼管で、1' 角の中空鋼管で出来た縦棧がこの欄干に電氣熔接されてゐる（前島健雄）。

(21) 滑動の爲傾斜せるコンクリート
橋脚の復舊

（“Concrete Bridge Pier Righted After Slide Causes Tilting.” E.N.R. Sept. 17, 1936. p. 410~411.）

傾斜せるコンクリート橋脚を再び原位置に回復せしめる工事が最近成功した。問題の橋梁は Grand Coulee 堰堤の直ぐ下方で Columbia 河を横断する道路橋で、全長 950 呎の突桁式鋼構橋である。河の右岸に在る高さ 151 呎のコンクリート橋脚が上部構造の架設が完了

する直前に傾斜し、頂部に於て 9 時の偏倚をなした。傾斜の原因は基礎岩盤の上部に在る軟弱な粘土層が河岸の土工工事に伴ひ弛緩して滑動した結果、橋脚に土圧を加へるに至つた爲である。依て先づ傾斜状態其の他に關する種々の測定をなし、橋脚が傾斜せる儘で橋梁を竣工し開通した。続いて橋脚基礎の復舊工事に着手し完全に目的を達した。而も橋脚基礎の周圍に更にコンクリートを打ち足し、傾斜の再發に備へた。

復舊計畫は先づ橋脚の周圍に円形の假締切を設け、其の内部を掘鑿し、傾斜せる地層の前端にコンクリート・ブロックを設け、此の地層の滑動を防止せんとするものであつた。

先づ當時の河の水位より約 5 呎高い、El. 940 迄橋脚の周圍の地均を爲し、鋼矢板を直径 110 呎の円形に打ち纏らした。此の円の中心は橋脚中心線より河側に 20 呎偏倚せしめたが之は基礎幅を河側に増加する必要がある爲、其の餘地を與へたものである。矢板打込に続き締切内部を clamshell で掘鑿した。矢板工を補強する爲、内部に 5~7 呎間隔に、腹起しを設けた。之は長さ 13 呎の 36 吋 I 形鋼を 100 t jack で設置個所に据ゑつ

け各部片の端と溶接して一つの円環となしたものである。各部片は上部で 132 封度, 下方に至るに従ひ重く, 65 呎の深さでは 230 封度のもが用ひられてゐる。jack の支へとしては同様の円環を用ひた。即ち別に 36 吋 230 封度の I 形鋼で直径稍小なる円環を作り之を締切内に上部より吊し, 此の各部片が腹起の各部片と平行する様に同心円的に配置し jack を之の円環の外側に緊結したものである。

以上の施工法により El. 900 (水頭約 30 呎) 迄達したが, 日曜日の爲一時工事を中止せる際, 突然締切内に河水が流入し, 直ちに内部を満した。破壊程度は大したもので無かつたので矢板を更に僅か打ち足した後, 内部の水を排除する事を得た。而し, 矢板工の底部は内方に屈し, 裂開せる所も數個所に及んで居た爲, 之の上打ち続ける事は不可であつた。依て之の内部に矢板締切を別に設け前同様の打込を行つた。而し何分円 (直径 99 呎) が小くなつた上基礎に接近して來た爲 jack を使用する餘地が無かつたので腹起は jack を用ひずに据え付けた。此の矢板工が岩盤に達した時に内外の矢板工の間にコンクリートを打ち締切を充分にした。締切内部の掘鑿總量は 19 600 碼³であつた。基礎の岩盤は殆ど水平で締切内では El. 872~El. 875 であつた。

大体 El. 905 の個所迄掘鑿が進行した時, 橋脚が原位置に復し始めたのが認められた。

橋脚頂部で傾斜は 9 吋であるから, 若し橋脚が基礎の河側の縁を軸として廻転したものとすれば基礎の岸側の龜裂の幅は約 $1\frac{3}{4}$ 吋に達する筈であつた。掘鑿が基礎に及んだ時は既に橋脚は全く正確に原位置に復し

てゐた。岸側の基礎上數呎の所に水平の龜裂があつたが, 発見した時は既に閉合して居た。此の龜裂に沿ひコンクリートが脱落してゐる事から考へ, 相當の重量に依り閉合した事が推定された。故に基礎の周囲の軟泥が橋脚が傾斜した折に龜裂の中に入つたが原位置に復する時には容易に押し出されたものと思はれる。橋脚が原位置に復した時には頂部の 9 吋の偏倚は一部は上部構造の伸縮接合に, 一部は可動支承部に吸収された。

岩盤上の泥土を除き橋脚の上流面及下流面に木製型枠を置き之の内部に約 8 000 碼³のコンクリートを打ち図-20 に示す如く上面を河側に傾斜せる塊体を作つた。

最後に矢板工を橋脚の兩側面の個所で垂直に切断した。之は將來再び河岸の地層が移動する様な事がある場合, 矢板工に作用する外圧が, コンクリートに傳達する作用を減ぜんとする目的に出たものである。

因に本工事は U.S. Bureau of Reclamation の監督の下に請負 (San Francisco の J. H. Pomeroy) により施工された。(須藤靖)

發 電 水 力

(22) 米國に於ける水力

(“Water Power in the United States.”
E.N.R. Sept. 10, 1936, p. 361.)

米國の地質調査所 (The Geological Survey) の推測によれば, 米國の全河川を完全に調整し, 全体の能率 70% の設備を施し終つた暁には, 其の水力は 183 日水量を標準とすれば總計 57 184 000 HP に達すると云ふ事である (表-4 参照)。

米國の水力に関する同様の推測は 1908 年以來地質調

表-4. 米國包蔵水力表 (單位 1 000 HP)
(極力貯水し, 70% の能率と考へた時)

區 分	329日水量標準		183日水量標準	
	馬力	百分率	馬力	百分率
United States	42,753 ⁴⁸⁰	100.00	57,184 ⁴⁸⁰	100.00
New England	988	2.34	1,641	2.87
Middle Atlantic	4,895	11.45	6,242	10.92
East North Central	869	2.03	1,640	2.87
West North Central	1,172	2.74	1,884	3.29
South Atlantic	2,936	6.87	4,058	7.10
East South Central	2,620	6.13	3,761	6.58
West South Central	764	1.79	967	1.69
Mountain	10,775	25.20	13,031	22.79
Pacific	17,734	41.48	23,960	41.90

圖-20.

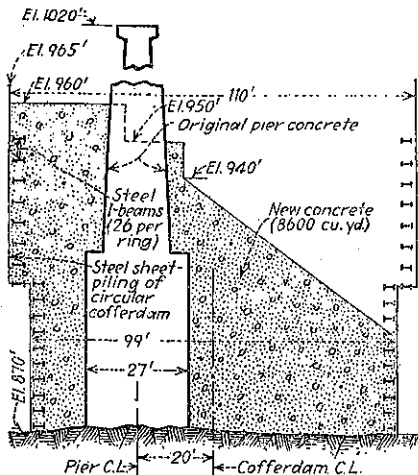


表-5. 米國包縣總水力表 (單位 1 000 kw)
(貯水せぬ場合)

区 分	347日水量標準 <small>4,477,000</small>	183日水量標準 <small>4,477,000</small>	平均水量標準 <small>4,477,000</small>
United States	25,045	53,863	82,180
New England	672	1,686	2,441
Middle Atlantic	3,727	6,250	7,555
East North Central	756	1,712	2,595
West North Central	851	1,838	2,817
South Atlantic	1,415	3,859	5,715
East South Central	911	3,612	5,418
West South Central	172	471	1,302
Mountain	5,721	10,807	18,898
Pacific	10,820	23,628	35,439

査所 (The Geological Survey) から發表されて來て居り、最近に於ては 1935 年に發表された。

現今の調査結果は假設の國際標準に一致させる爲に又次の様な様式によつても發表されて居る。即ち、將來の貯水による影響は考へずに、347 日水量、183 日水量及平均水量を標準として其の總水力を推定するのである。但し、單位はキロワットを用ひる (表-5 参照)。

此等の數値は發生出力と比較すべきものでは無い。發生出力は 通例設置した水車の容量によつて表はされ 347 日水量を標準とした總水力に數倍するものである。

米國の全水力地點が完全に開發されれば設置された水車の全容量は 80 000 000 HP に達するであらう。

(國分正胤)

上 水 道

(23) 急斜面におけるサイフォン建設工事

(John Stearns, "Monolithic Concrete Siphon Built on Steep Grade." E.N.R. Oct. 15, 1936. p. 531-533.)

近く完成されるコロラド河水系水路のイーグル山地におけるサイフォン工事の建設問題の鍵として二つのものがあげられる。即ち荷重満載のまゝ 30% の勾配をのぼり得る容量のトラックと谷を渡つて通つた索道とがこれである。

此のイーグル山地はコロラド河取入口から約 110 哩の地點にあたりロスアンジェルスの中北部各都市に 1 600 sec-ft の水を送る大水路系の一枝管に相當する部分である。

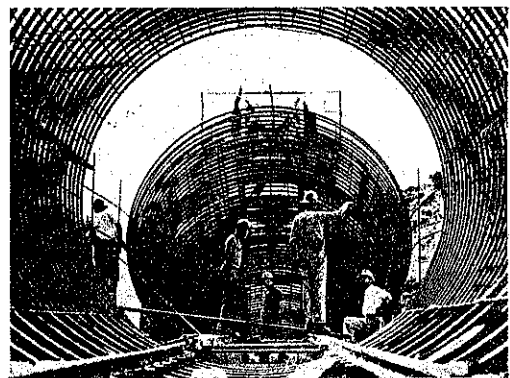
サイフォンの全長 1 439 呎でその最低部には 158 呎の水圧がかかる。工事計画は各 12 呎 4 時の直径で容

量 8025 sec-ft のコンクリート管を 2 本並行させる管であるが現在はその 1 本だけ施行中で他の 1 本は要求水量が多くなつたときに更に施工する豫定である。しかし此の第 2 の管も間もなく施行されることは明なので、その基礎その他の掘鑿工事は、目下施工中のものと同様に行つておいて、第 1 のものと完成後に爆破などを行つて、第 1 の管に損害をあたへることを避けた。

目下施工中のものには 960 000 lb の鉄筋と 3 075 yd³ のコンクリートを使つた。此の工事の主なる特徴は現場への材料運搬の方法と凹凸の斜面にサイフォンを設置するための建設準備及その型枠とである。建設用道路はその位置選定に苦心を拂つたが、なほ 30% の勾配を含んで居るので此の道路を通るトラックには特別のトランスミッション即ち標準のものより低いギアレシオを持つものが裝置された。しかしすべての材料をトラックで運搬するのは不可能なので別に谷をこえて材料運搬用索道を設備した。サイフォンの平面的位置はカーブして居るので 1 本の索道でそのどの點にも達し得るやうにすることは不可能であり、又可動の塔を作つてそれを移動させる餘地もなかつたので、索道の位置を工事の前半後半にわけて、全然変更する方法を採つた。鋼製型枠を運ぶ必要上 7 呎容量の索道を用ひその主索は径 $1\frac{1}{4}$ 吋で動力はガソリンエンジンをを用いた。

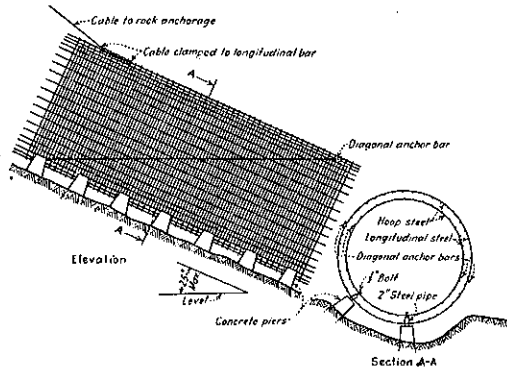
コンクリート材料は乾燥状態でポンプリフトの場所に貯へられた。此所はコンクリート混合所から約半哩の所にあり、この混合所は勿論トラックの道路からも索道からも近い所に位置して居る。ミキサーとしては 1-yd³ ミキサーが用ひられこれはガソリンエンジンを動力として直接ミキサーから索道のバケットに供給し得るやうにしてある。

図-21



サイフォンの低い部分には相當大きな水圧がかかるので特に此の部分のコンクリート施工、インバートの設置、岩盤への定着等に対しては細心の注意が拂はれた。此所に用ひられたコンクリートは 28 日強度 3000 封度を規定しその骨材は $1\frac{1}{4}$ 吋のもの 53%、豆砂利 12%、砂 35% の配合である。砂の約 16% は 48 メツシュの篩を通り 100 メツシュの篩に止るものである。1 yd.³ に對してセメント 7 袋を用ひ此の配合で最後の試験の平均強度 3900 封度/吋² を示して居る。

図-22.



サイフォンの最も傾斜の強い部分は約 25° の傾きを有して居るので此の角度に對して鉄筋を保つには特別な方法が必要であつた。サイフォン管の大きな部分は内側に二重に籠狀の螺旋狀鉄筋を入れてこれには $1\frac{1}{4}$ 吋の角棒が用ひられ、その中心間隔 $5\frac{1}{2}$ ~ $6\frac{1}{2}$ 吋である。これらの螺旋狀鉄筋はサイフォンの軸方向に走る $3/4$ 吋の丸棒 (中心間隔 10 吋) と緊結されてある。此の螺旋狀鉄筋を急斜面に直角に保つためには重力に對して充分な控へを必要とした。それでサイフォンの軸の方向 20 呎毎に、それぞれ螺旋狀鉄筋を結んで斜交に通る 4 本の (内側 2 本、外側 2 本) 棒を用ひた (図-22. 参照)。又斜交の鉄筋の外に上部の支持臺に繫索を引張つて行つてそ他の端は、管の頂の鉄筋に通しそれを縦方向の鉄筋に緊結して支持する方法を探つた。圖-22 に示すやうに二重の螺旋鉄筋を内側外側正しく位置させるために $\frac{1}{2}$ 吋のボルトとテーパーした円錐楔をそなへた 2 吋の管がコンクリートピアの中に埋めこまれてある。之の調節により種々の勾配に對して内側と外側の型枠の關係位置を正しく保たうと云ふのである。コンクリートが打ちおはればこの円錐楔は取除かれその跡の穴は後で埋められる。

カーブして居る箇所を除いてはすべて鋼製の型枠を

用ひた。カーブの所では標準の鋼製型枠の外に変形接合せ型枠 (gore) を用ひて正確な曲面を作つた。型枠の接目は非常に慎重に密着させコンクリート注入前に型枠の内面全体にわたつて充分アマニ油を塗裝した。かかる注意の結果は特に内側の仕上り面によく効いて殆ど缺點は見あたらなかつた。

内側の型枠を外すとすぐ 2 週間水のスプレイをかけてコンクリートの濕養生を行ひ、これが終つてすぐ外側の型枠を取はずしコールタール塗裝を 2 回繰返した。

實際の通水試験をする前に特別のグラウチング機で接目の密着狀を試験して見た結果殆ど完全であつた。

因にこの工事は Metropolitan Water District の支配人であり主任技術者である F.E. Weymouth 氏の全般的監督になるものである。 (片平信貴)

下 水 道

(24) Denver に於ける下水處理

(“Sewage Treatment for Denver.” E.N.R.)
Oct. 15, 1936, p. 535~539.

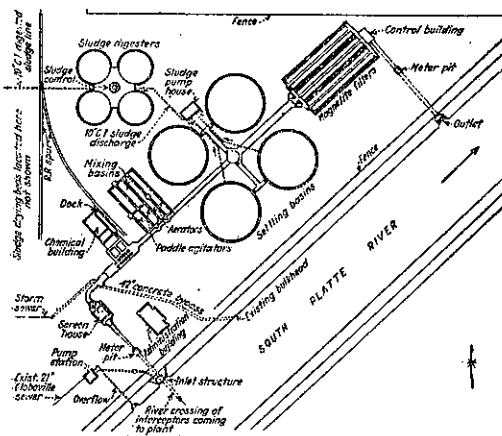
Denver, Colo. に於ける下水處分場の築造は Platte 河へ Denver の未處理下水を放流する爲、生ずる汚染を避くるを目的としたものである。全計畫は現在の數ヶ所の放流下水管を擴張して處分場敷地内の接合室まで導く事である。Denver は別箇の 4 區域からなる分離計畫の下に下水管布設され且つ分流式下水道であり、全人口の 85% を取扱つてゐる。1934 年に於ける區域内人口は約 262500 人であるが 1948 年には 317500 人以上になると推定される。現在の河川取締規則に依れば Denver の汚水は South Platte 河の流れの一部であり灌漑其の他の目的に對する使用に當てられてゐる。處分場の設計は人口 317500 人に對し 1 日平均 54 m.g.d. を基とし、170 ガロン/日.人に相當する。

下水の性質： 比較的低温なる事と下水管勾配の充分なる爲、下水は比較的新鮮な状態で放流口に到達する。硫化水素は一般に無く溶存酸素は早朝時に良く存する。包裝工場が量の多い唯一の工場汚水であるが處分場から 1/2 哩以内に在り従て餘り分解の生じない前に處分場に達する。處分場は B.O.D. 202 p.p.m., 浮游固形物 151 p.p.m. を含む下水を處理するものとして設計されて居る。是は 1 日 1 人當り B.O.D. 0.283 lb, 浮游固形物 0.22 lb に相當し Denver 区域内平均より幾分強い

下水である。Denverに於ける South Platte 河の平均流量は 260 sec.-ft. で市の下水量は 69 sec.-ft.、約 21% に當る。河の最少流量は 25 sec.-ft. で、稀釋に依る安全なる處分として少くとも河の流量 4500 sec.-ft. を要するが事實として斯くの如き流量は 1889~1935 年間に僅か 28 日しか無かつた。Denver に於ける處分問題は灌溉に密接な關係があり且つ下水處理の主目的たる所は固形物の除去である事は明である。酸化に依る第 2 次處理は灌溉水路中で自淨作用の機會が在ると言ふ見地から比較的重要なでない。Colorado 州衛生局では Denver より下流の許容汚染限度を B.O.D. 40 p.p.m と定めたが是が爲には第 1 次的下水處理に對して河の自然流量に加へて平均 12000 acre-ft. の稀釋水を要すると推定される。此の爲に Grand 河から稀釋水を隧道に依つて導かんと計畫されてゐる。下水處分場では汚水期に關係なく藥品及濾過に依る凝集設備が爲されてゐる。

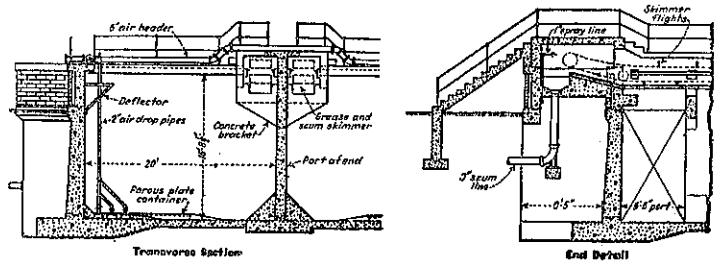
處理過程： 處分場の主なる過程は次の通りである、濾格、沈砂、石灰及第二鉄鹽に依る凝集、沈澱、磁鉄礦砂に依る濾過、分離汚泥消化及露天床に於ける消化汚泥の乾燥。下水は下水管集合の終端である接合室を通じて處分場に入る。接合室には電動制水扉があり之に依つて全下水が側水路を通じて河まで圧力管で吐出される様になつてゐる。下水は接合室の底からベンチュリー計量室を通じて濾格溝の入口に至る。次に下水は 3/4 in. 目の自動バースクリーンを通じて 3 つの幅 5 ft. 水路

圖-23.



中に別々に導かれる。篩渣は粉碎機に掛け汚泥として取扱ふ爲に下水流中に返す。濾格を通つた下水は緩堰を有する溢流室を通過する、其處では 90 m.g.d. 以上は自動的に溢流する様になつてゐる。更に下水は機械除去装置のある 2 沈砂室に入る。沈砂後下水は機械的浮渣遮断装置のある曝氣槽に入る。曝氣槽は 2 溝に分れて居り曝氣時間 15 min. で旋迴流式である。空氣量は 0.05 cu. ft./gal の餘裕が取られてゐる。凝集劑は沈

圖-24.



砂室と曝氣槽との間で加へられる。曝氣後の下水は水車式機械攪拌機のある混合室に入る。攪拌時間 15 分後には径 140 ft の 4 円形沈澱槽に入る。沈澱槽の平均沈澱時間は 2 hr で、1750 ft. の長さの堰を以つてして 877 gal./sq. ft. day の沈澱速度である。沈澱後の下水は有效寸法 0.5 mm, 厚 3 in. の磁鉄礦砂床で濾される。床は 4 つで全面積 14000 sq. ft., ソレノイド操縱清掃器を備へてゐる。普通濾過速度は 2.68 gal./sq. ft. min. で 80 m.g.d. 以上の流量を沈澱後に放流するなら最大濾過速度は 4 gal./sq. ft. min. となる。

汚泥瓦斯の貯藏： 浮渣遮断槽から浮渣として取除いた固形物及沈澱槽から汚泥として取除いた固形物は 4 消化槽まで唧筒で送られる、槽は各々径 85 ft. 深 30 ft. である。槽の温度は消化槽よりの發生瓦斯を燃料とする箇々の煖房器からの温水で調節される。消化槽は消化汚泥や分離液の順次取除きは出来るが汚泥の再選選や生汚泥と消化汚泥の混合は出来ぬ。4 消化槽の全容量は 681000 cu. ft. 又は約 2 cu. ft./capita である。30000 cu. ft. の瓦斯の貯藏は浮蓋の 1 つの上に輪縁を掛けて出来る。消化汚泥は砂床に送られて乾燥させられる。砂床は 69 床よりなり各々 80 ft × 100 ft である。

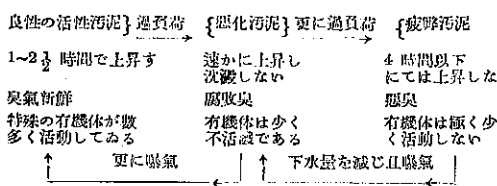
藥品取扱上の特徴： 藥品は曝氣槽の近くに在る建物中に貯藏され其處から送られるが、貯藏用鋼鉄倉は 4 つあり各々粉末生石灰及綠礬 200 噸の容量がある。製造所の遠き事と運賃の高い事に依り鹽化第二鉄及硫酸第二鉄の市場品は高價過ぎる、従て處分場に於て鹽素と

鉄屑から製造した chlorinated 綠礬及鹽化第二鉄を用ふ計畫である。(西村義一)

(25) 下水處分に関する時事問題

(“Current Notes on Sewage Disposal.” E.N.R. Oct. 22, 1936, p. 589.)

活性汚泥の上昇: 汚泥粒子に依る最終沈澱槽の流出水の汚染は不完全凝結, 曝氣溝に於ける浮渣の生成, 沈澱槽の過負荷又は沈澱汚泥塊の膨脹及上昇等の如き多くの原因に基くものである。溢流水路への汚泥の“blanket”上昇が過曝氣に依るものである事は夙に述べられてゐる。Mc. Lachlan 氏 (paper before Institute of Sewage Purification, July, 1936, Exeter, England) は Bruma Works, Johannesburg, South Africa に於て過曝氣汚泥を作るには何日もの曝氣時間を要す——換言すれば通常の操作に於て要するより更に長い曝氣時間を要すと述べてゐる。過曝氣は微粒子の汚泥が機械攪拌及有機物の生物学的酸化の完成に依り生ずるに至る迄位大きな浮游下水粒子の持続破壊となる。blanket 上昇は汚泥の膨脹とは違ふ。膨脹した汚泥は特殊な外觀, 淡色, 細菌塊に乏しい, 小浮游下水粒子, 僅少の固形物及僅か沈澱性を有する長い纖維狀物から殆ど合成されてゐる。之に反し上昇せる汚泥は上述の特徴は 1, 2 有するが併し全汚泥塊を水面まで上昇せしむる所の大きな而も容易に沈澱する粒子から成る點に於て異なる。斯の如き blanket 上昇は意のままに作り得る事は實驗から示されてゐる。Mc Lachlan 氏は blanket 上昇は普通より強い下水に對し良い再調整汚泥を過使する事から生ずると結論しゐる。氏は處分場操作と汚泥の上昇との關係を次の如く示してゐる。



blanket 上昇が窒素瓦斯に依ると言ふ O'Shaughnessy 氏の考は受容れられる。上昇汚泥中の瓦斯が何であらうと機械的衝撃又は攪拌を與へると瓦斯泡を放し上昇を防ぐ。

汚泥と厨芥との混合肥: 汚泥が消化且脱水された後其の最後處分の問題は尙研究中である。大處分場に取

つては焼却と言ふ事が 1 方法である様である。塵芥焼却機での處分に對し厨芥に汚泥を加へる事も又可能性がある。佛國, 和蘭, 印度及支那に於ては長年厨芥と下水汚泥とを混じて混合肥を作つて居り幾分成功してゐる。汚泥と厨芥との新處分法が Davies 氏に依り報告されてゐる (The Surveyor, June 23, 1936)。即ち, 塵芥を 2 つの網目を有する廻轉スクリーンに掛けると砂や灰は有機性篩渣と分離される。次に其の篩渣は破碎され床上に敷撒げられた後汚泥で覆せる。2 日以内に全体をひつくり返すと其の間に温度は約 170°F に達する。蒸發は盛んであり 2 度ひつくり返す内に全く乾燥し分解するに至る。本方法は全体で 14 を要し雜草, 腸系病菌や臭氣のない乾燥した立派な混合肥が作られる。

硫酸銅と酪農汚水: 酪農汚水は多くの場合藥品處理され多少成功してゐるが, 併し一般には此の處理法では溶解物質を相當に減ずる事が出来ず, 従て汚水の B.O.D. は寧ろ高い。硫酸銅を利用する處理法が Damm 及 Bock 兩氏に依り報告されゐる (Molkerei Zeitung No. 43, 1936)。兩氏は汚水 225~275 呎³に就き約 2 封度の硫酸銅を用ひ良性的浮游子を作る事が出来た。次に “Magno-filter” に掛け流出水は清澄となつたが尙頗る腐敗性であつた。流出水中に硫酸銅の在る爲, B.O.D. の決定は出来なかつた。銅を要求する土壤に肥料として用ふる爲, 沈澱汚泥と混合肥にする實驗が今行はれてゐる。“Magno” 砂濾床は厚さ約 3 呎で上水に於けると同様な方法で洗はれる。(西村義一)

道 路

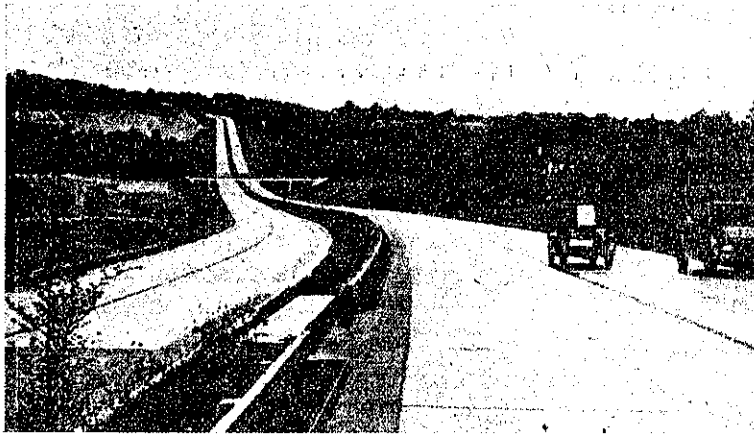
(26) ドイツの高速道路

(John S. Crandell “Germany Builds Superhighways.” E.N.R. Aug. 27, 1936, p. 289-290.)

イタリアの 450 km の高速道路は歐洲に於て完成せる最初のものであつたが, ドイツも當時著しく遅れてゐず, 近き將來之を凌駕するに至るであらう。イタリアに於ける交通状態は在來自動車道路の延長即時増加を招來しないし又勞働者は戦争に招集されてゐたため道路建設を中止してゐた, ドイツに於ける交通状態はイタリアのそれと大差無いが國內に失業者が溢れ, 休業工場が多くして又何時の日か軍隊を國境から國境へ迅速に移動させる事を必要とする。茲に於てドイツは約 8000 km の高速自動車道路を計畫して懸命に工事中である。

ドイツ自動車道路に於ては通行料を徴收しない。全

図-25.



事業費は約 8 億ドルと算せられ、約 50 萬の労働者が該工事の継続する 7 箇年間それによつて生活し得るであらう。8000 km の道路に架設すべき橋梁は約 1 萬。橋梁又浮渠のみに對し約 370 萬 m³ のコンクリートと 45 萬 t の鋼材が使用される様である。

新設道路と國有鉄道とは同一管轄の下にある。總務長官の下に 15 人の主任建設委員があつて、中に鉄道官吏があり、其の中若干は道路工事にのみ専任し他は兩方を兼務する。之等の委員は鉄道局長が置かるゝ都市に設けらる。主任委員の監督の下に副委員があり其の仕事は延長 30~40 km. の區間の道路建設である。

Munich に於ける主任委員の下には 6 副委員がある。Munich 地方では風景の自然美の保持に特別の注意を拂つた道路は地方の風致と調和する様つくらなければならぬと布告された爲道路技師の助手として權識ある風致係りの技師がある。

鉄道若しくは道路との平面交叉は無く、勾配は一般に 5% 以下で時々 7% の短距離がある。自動車道路は都市の郊外に於て舊道路系統を連絡しそしてあらゆる都市を通過する。舗裝の路頂は 1.5%，曲線部は片勾配 6%，迄。

舗裝は大部分 2 層鉄筋コンクリート。落着かない盛土箇處にはアスファルトコンクリートとす。磨耗層に關係なく 30 cm 厚のテルホード基礎を設ける。此上に 2 層コンクリート舗裝厚 25 cm に施工する。又はアスファルトコンクリート 20 cm 厚を 2 層に舗裝する。ポルトランドセメントコンクリート 25 cm は厚過ぎると考へ後に 20 cm に減じた。尙全線テルホード基礎は必要なしと考へられ輾圧したる地盤に直ぐコンクリート

を舗設するアメリカ式をやるかも知れぬと云はれてゐる。

Munich から Landesgranz に至る竣功區間は全系統の代表的なもので、図-27 の横斷圖はドイツの計畫の大規模なることを知らしむる。全幅員 24 m, 2 車道あつて各々 7.5 m 幅、中央植樹帯は幅 5 m, 車道の一方側にある路肩は幅 2 m でその中 1 m を瀝青マカダムで舗裝し残り芝生とす。Siegsdorf から R-ichenhall に至る區間は全幅員 17 m に減じ、舗裝版は 7 m 幅で中央帯は約 30 cm 幅

の標示帯として役立つ丈とした。

一方交通であるから正面衝突は起り得ず、中央植樹帯があるため運転手はヘッドライトの閃光を受けること

図-26.

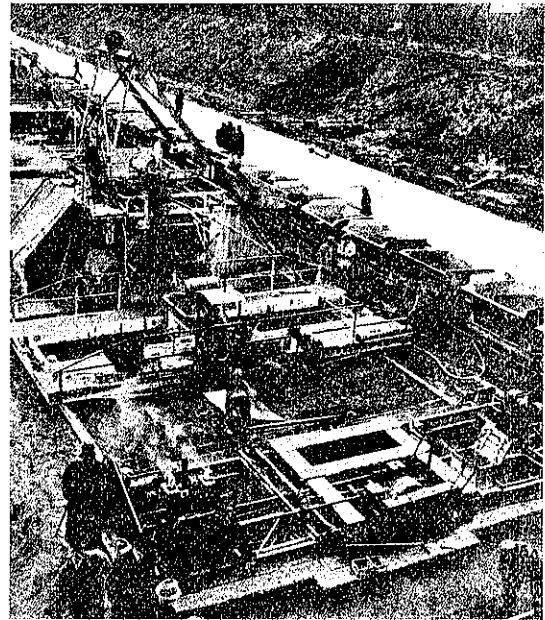
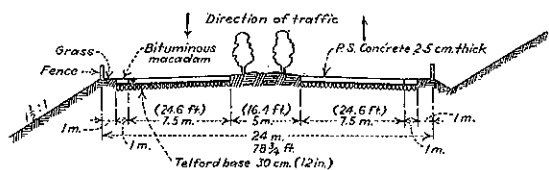


図-27.



がない。各方向に於て3車線として充分な幅員がある。路肩に隣接して防護柵があり、柵の外に1m深の側溝を作り、並木及電柱は柵の線に設ける。

横目地はコンクリート舗装に於て約10m間隔に挿入し、版は2.4m~3.6m幅で之以上のもあつた。或る區間では隅角部の破壊を防ぐ考で横目地を約30cmずらしたが之は満足なもので無く將來は舗装の版から版へ一直線に横目地を設けるであらうと稱せられる。ここにずらした目地のドイツの設計と縁石に對し80°傾斜させて目地をつくる英國の設計を比較することは面白い。兩者の場合、重量貨物自動車の2輪が同一瞬間に目地に打撃を與ふることを防いで衝撃から啓發さるゝ龜裂を少くすると云ふ考は略々似てゐる。然して今は兩設計共贈けられてアメリカ式が採用されてゐることを付度するのは更に興味がある。

新路線は驚異に値するもので、莫大な盛土、深い岩石切取、斷崖の切披げ、水路の附替、巨大な擁壁及厚重の橋梁は通常の道路工事と異なる。新道路は大体在來道路に沿ふが、出來る丈け屈曲を正し勾配を緩にする。

(長瀬新)

(27) ドイツ高速道路の技術的觀察

(I. Gutmann, "Engineering Sets High Mark on German Superhighways." E.N.R. Aug. 27, 1936 p. 292~294.)

ドイツ政府は180km/hrの速度を基準に設計せる延

長8000kmの4及6車線のコンクリート高速道路を建設中で、數年後には全國に互り有力な幹線道路網を有するに至り、東部國境より西部國境に7時間以内で達し得ることとなる。之は世界未曾有の道路系統でその設計及施工は異常の興味を呼ぶものである、こゝにドイツの公私の報告並にフランス、ベルギー、ポーランドの技術家の記事から抄録して記述することとする。

曲線及勾配の設計： 線形及勾配の設計は安全視距に支配され、V: 車輛速度 km/hr, f: 摩擦係數, α: 道路勾配角度とせばドイツの式は

$$\text{視距 (m)} = L = 0.00394 \frac{V^3}{f \pm \tan \alpha} + 0.2781V$$

此の式の第2項は反応時間を1秒と假定したる場合の走行距離にして、f=0.5及f=0.4と假定し速度180km/hrに對する所要視距は平坦部に於て採れる標準である。不規則なる地形に對して此の標準は工費の點で全然適用しない。限界の狀態は切取箇處の曲線にして山際に向つて凹形の場合で、此の場合計算によれば180km/hrの速度に對し通常の状態で普通とする視距300mを得るための所要曲線半径は2000m以上となり、同様に許容速度140km/hrに相當する視距200mを得るには1000mである。縦斷曲線に對して同様計算結果180km/hrの速度とすれば縦斷曲線半径16600mより小ではならぬ。之等を考慮して自動車國道は地形により3級に分けらる。(1) 平坦部: 屈曲半径 > 2000m, 縦斷曲線半径 (凹) > 166000m, (凸) > 5000m にし

圖-28.

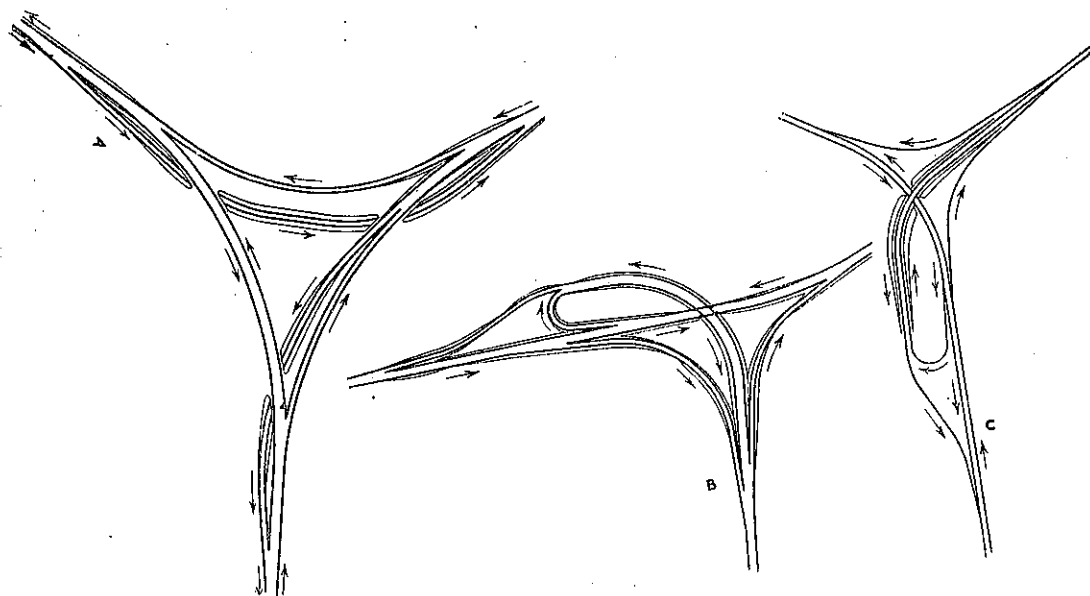


図-29.

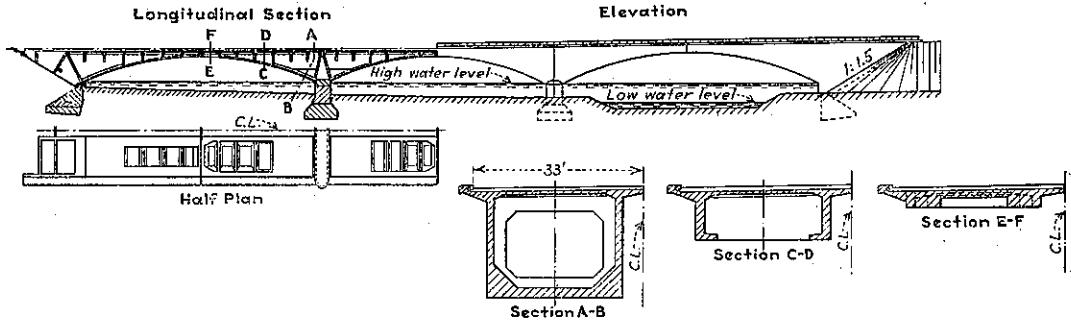
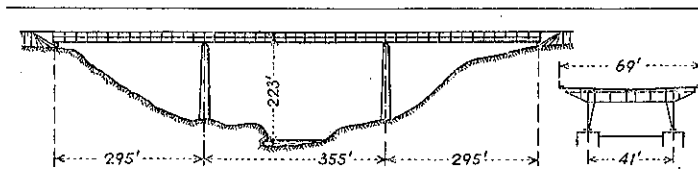


図-30.



て實驗問題として此の級の道路の曲線は約 4850m 以上の半径を有し、片勾配 1%~4% を必要とす。(2) 丘陵部：屈曲半径 > 1000m, 縦断曲線 (凸) > 10000m, (凹) = 3000~5000m, (3) 山岳部：屈曲半径 = 400m, とす。勾配は 1 級道路にては 2% を越えぬ 2 級は 5~7%, 3 級は之より可成り急である。ドイツ人は吾々の三つ葉形式の交叉方法を探らぬ。夫は自動車道路の交叉問題の唯一の完全なる解法とされてゐるがあまりに費用が嵩むので代りに彼等は或る半三つ葉式設計を採用し、又所謂“三角形”(図-28)の原設計に改良した。その中の若干は鉄道にて實施してゐるものを想用させる。

橋梁：一般に、あらゆる橋梁、陸橋及立体交叉構造物の設計に於て自然の風景及周囲の環境と構造物の外觀を調和せんと時に美的考慮に力めた。現今全歐洲にかゝる入寇及空襲の恐怖に伴ひ、道路構造物のかゝる注意深き美的取扱はカムフラージュとして利用する重要さを想定するのかも知れぬ。Prussian 地方の橋梁は“風景の魅力を残んど損ねずキチンとした水平線を以て高速車輛のリズムを發揮する鉄筋コンクリート若しくは鋼のキャシヤな構柱と上路径間により特性づけられる標準設計に従ふ。此の地方の長い橋は總て 2 車線の 7.5m 車道幅で後に同一設計の之と平行の橋をつくり第一のものと合して 4 車線と約 3m 即車道 18m とする管で尙各 0.75m 幅の 2 歩道もつくる。Munich から Austria 國境に至る道路中にある最大長橋 Mangfall (図-28), Prien 及 Bergen の諸橋は何れもキャシヤな

鉄筋コンクリート橋脚と上路径間連続鉄桁である。數徑間のコンクリート拱橋の立派な例として Ulm に近き Neckar 川に 3 徑間鉸拱橋(図-29)がある。Manhein の近くに架設される 6 徑間コンクリート拱橋は 390m 長、最大純徑間 68.5m, 3 鉸交側拱で道路幅 20m, 最大拱矢約 7m に對して純徑間 65m 以上の比較的偏平な拱である。

施工：施工の速さは自動車國道の進捗を支配するもので、ために道路築造の新機械が發達した。掘鑿土及材料の運搬に廣く用ひた機關車には 6 型式ある。手働ダンプカーは 0.4~1.2m³, 自動ダンプカーは普通 5.4m³ の容量を有す。非常に軽い機力ショベル 0.4~1.2m³ のものを盛土の搗固に使用した。ショベルのブームにとりつけた 2000~2500kg 重量の鋼板を 1.5~2m の高さから落下し 1 時間に路面 200m² を搗固め得た。尙ドイツ製品“frog”ガソリンタンパーを盛土の搗固に廣く用ひたが、之はアメリカで San Gabriel Dam No. 1 の盛土搗固に使用した半趣のものより重い。仕事を速くするためには又所謂土搗固機械を利用する。此の機械はその後端に 4-ハンマー 1 組をのせる。各ハンマーの重量は 1500kg で最大落下高を調整でき 1 分間 20 打、即ち全部で 80 打/分、1 時間に約 500~600m² の面積を搗固む。尙所謂振動搗固機は 1500 打/分でその 30% の自重のため搗固の効果を増す。

コンクリート舗設に當つては 2 種の混合機を使用し、混合機及其の附屬品は通常藁の上に置いて軌條上を動

かし標準幅 7.5m の全道路にわたる。コンクリートは混合機からコンクリート配給機に出す。之又道路全幅にわたる軌條上を動く臺とホッパーとからなる別箇のものでホッパーは通常 1m³ 容量で臺の一部をなす横の軌條上を動く。コンクリートの基層を鋪設したる後特殊機械で搗固め且つ振動を與へた。仕上機はコンクリートを厚板又は 1 組のハンマー何れかを以て搗固むるもので長さ 2.4~9.0m のもので直線部曲線部共に働く様設計され、路端に置いた軌條を動く 4 輪車に載り、ガソリン又はディーゼル機関で運転され速度は前進 2.3m/分、後進 1.6~1.8m/分。通常垂直に調整可能のスクリードと搗固めバー若しくは各重量 50~60kg の 1 組の自由落下のハンマーがあつて 70 打/分を生ずる。極く最近の型の仕上機は 800 回/分、振動する振動ドラッグをも載せてゐる全然新しい種類の仕上機は電気運転のもので水平振動スクリード及偏心支承上の円錐形 2t ローラーを備へ、320打/分、速度 12m/分で機械は道路全幅にわたる。此の他に軽い圧縮空気タンパーを屢々用ひた。又數種のコンクリートバイブレーターを使用したが振動コンクリート鋪裝の經濟なることを實證するために更に研究中である。

目地の幅は 9~12mm に作られたが經驗によれば 15~20mm でなければならぬ。溫度降下の場合以外は填充材が目地の中に返らず版の上部に 2cm から 3cm はみだしたまゝとなる。メタルプレートを挿し込む目地は僅に縦方向にのみ用ひメタルを何ら附加的支持せず新しく打つたコンクリートの中に挿し込むか、又はコンクリートを打つ前にやる時には棒鋼で支へる。目地は手工でつくるか若しくはコンクリートの凝結しない中か又は完全に硬化せる後に特殊機械で切る。數種類の目地切機械を使用してゐるが、その一種はテルホード基礎まで下方へ未熟コンクリートを通して切る約 1.8m 長の振動刃を備ふ。他の一種は版の全厚を通して透入する偏心円盤を備へ此の円盤は版の表面が切断のため亂さるゝのを同時に仕上ぐるところのローラの上に据付く。骨材の大なるものは手でのけねばならぬ、最後に硬化せるコンクリート版を完全に切り通す廻転碓錐円盤を備ふる機械がある、之は鋭直な縁端と正確な交叉をなして目地を切り得るが、碓錐は切断の過程に於て磨耗し去り切斷用円盤を屢々取換へなければ目地幅の減少が続する。之は此の方法を寧ろ高價なものとし更に碓錐の脆弱の故に急曲線に對して使用できぬ。

仕様書によればコンクリート版鋪設仕上後直ちに日

光又は雨から保護するを要し、側幕がついてゐて完全に新コンクリートの表面を覆ふ可動上覆を以てなす。コンクリート鋪設後 5~6 時間、寒中にては 7~8 時間にして上覆を除去し鋪裝コンクリートを濕土又はを秣以て覆ひ 3~4 週間養生する。之等の上覆は鋼及木材で作られ 2.4~4.8m 長で道路の兩端に敷いた機械が動くと同じ軌條上を動くものである。かゝる高速度に對し設計したる道路として緊要であるところの完全に平滑なる表面を確實ならしむることのため雨滴によつて粗面にされる影響から新しいコンクリート面を護ることが必要である。コンクリート混合機、ペーパー、仕上機及目地切斷機械に続いて雨に大丈夫な上覆が隨いて進む譯である。

工程：約 1000km を 1936 年末に完成するであらう、1936 年 4 月末現在にて 220km が交通を開始し 1900km が工事中で約 111000 人の男女が従業、其の時全工事に費した總人時は約 44900000、土工は全部で約 116400000m³、鋼構造物 90000t 強、コンクリート及鉄筋コンクリート 2307000m³、コンクリート鋪裝 7800000m²、瀝青その他約 535000m²。

(長瀬 新)

(28) 煉瓦鋪裝の現状

(Roy L. Phillips, "Modern Brick Paving" Practice." E.N.R. Sept. 24 p. 435-437.)

煉瓦鋪裝は非常に古い時代より使用され、其の當時は直接路面の砂利基礎若しくは砂層上に鋪設し、路盤の整形並に排水等は殆んど考慮せられず基層の厚さも均一性を欠き圓形も平坦に仕上げられなかつた。然し氣象作用の变化並に近年の交通量の増加は次第に斯る工法にて満足し得ざる状態に立到らしめ、今日我々が設計し、築造する鋪裝は數十年後に到るも不陸を生せず、氣象の变化の下にも清潔なる横通り抵抗面を保持する必要がある、最近の使用材料の改良並に鋪裝技術の發達は著しいものがある。

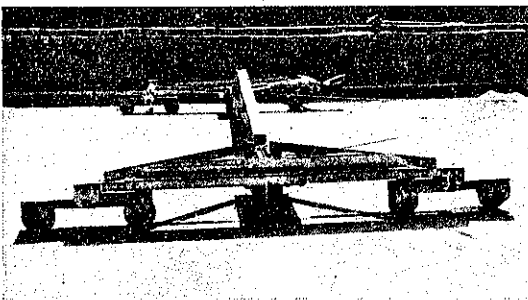
路盤面及基層：路盤面の良否は鋪裝に重大な關係があり土壤安定法は此の點非常に貢獻をなしてゐる。現在基層として磨耗せるコンクリート道、瀝青マカダム道或は舊煉瓦鋪裝道が使用され、時には其の上モルタルコート或は瀝青コンクリートに依り表面の不陸を直し支持強度の増大を計つてゐる。天然砂、鎮浮、碎石、砂利、Florida 石灰岩が各地で使用されてゐるが之等は築造費が高價になり且亦永續性を缺いてゐる。普通は貧配合コンクリートを交通状態に於て 5~10 時の厚さに鋪設

し特に荷重支持能力を要する所には鉄筋補強或は厚さを増加してゐる。此の場合は膨脹並に収縮係数小さく、毛狀龜裂を生ずる程度に止まり従て褥層材が滴出して煉瓦の沈下を來す様な事は無い、配分 1:3:6 程度で交通荷重に適する様厚さを加減したものが最も良い結果を與へてゐる。常配合の場合はあまり使用されないが此の時は特に収縮目地を 40 呎以内に作つて龜裂を防ぎ尙、其の龜裂から褥層材が漏出せぬ様にしなければならぬ。伸縮目地は煉瓦の表面迄通す様にすべきである。舗装には不陸なき緻密な基層を必要とし、テンプレートを用ひて所定の型に仕上げ均一な薄い褥層を用ひ平滑な舗装面を造らなければならない。

褥層の舗設：砂、鑛滓砂及セメント——砂混合物は總て褥層材として使用された。最近の褥層は極めて薄く最大 3/4 in 程度であるが以前の厚いものより安定である。凝結性の鑛滓砂、流動性の粗砂は一時平滑状態を保つが重交通を受けると流れて不陸な舗装になる。セメント-砂の褥層は其の剛性の爲柔軟な目地材と適合せず最近あまり使用されない。最近砂とタール或はカットバックアスファルトのマスチックが使用されて來た。之は靱性あり、交通に依る安定度も高く而も温度変化に對して煉瓦面の移動が出來、仕事も容易である。砂は乾燥して瀝青と機械線にするが其の配合は撒布並に圧縮方法を考へ且又安定度も考慮して決しなければならぬ。

適當な配合比：研究結果に依ると 7% の瀝青を使ふと施工上並に安定度に関して最も都合が良い。多少龜裂を塞ぐ性質を有する瀝青コンクリート混合物も研究されて來たが利用し得る程度にはなつてゐない。褥層が定規通りに仕上るか否かは煉瓦面のコンターを支配するから極めて重要であり、アメリカ都市技術者協會の最近の示方書には圖-31 の如きテンプレートを記してゐる。最近では褥層の輾王を行はず、煉瓦輾王の際一様に圧縮す

圖-31.



る様になつて來た。

排氣煉瓦：最近煉瓦中の空氣を除去して密度の大なる煉瓦を造る方法が行はれてゐる。重量が 4% 程大になり磨耗は小さい。吸水率 1% 以下の剝脱する様な事なく然も花崗岩と同じ破碎強度を有する、只此の操作をなすに多少の困難はあるが最悪のものでも以前使用のものと同程度である。斯る煉瓦は ASTM や BPR に於て研究せられ試験使用中である。

目地填充材及填充法：目地填充材には數年來砂、セメントグルート、タール、種々のマスチックが試みられてゐるが最近の煉瓦舗装の少くとも 95% はアスファルト或はアスファルトマスチックである。硫黄其の他の材料を以つての實驗も行はれてゐるが未だ研究途上にある。マスチック填充材は量が少いと設備及處理が面倒な爲舗設出來ない。直溜アスファルトは今日の密接した四角な目地に對して充分な支持力を與へ、有効に舗装表面を塞いでゐる。アスファルトの軟度はアメリカ都市技術者協會の示様書にある針度 30~40 が最良の様である。表面にアスファルト填充材の出でぬ縫瓦附煉瓦道が迂り及摩擦に對して効果がある、填充材が過剰にあると走行を不安全にする恐れがある。今日丁寧な仕事では填充後煉瓦面から餘分の填充材を除去する爲に石灰 1 1/2 袋に 50 gal の水を混ぜた石灰水、或は重量比で 35% の CaCl₂ と 1% の洗濯糊と 64% の水を混じた溶液を使用してゐる。

餘剰填充材の改良：目地には塵芥其の他の夾雜物の入らざる様にし 400°F に熱した填充材は流込みにした後鋤又は鍬で過剰部分を掻き取る、除去した材料は再び釜に入れて加熱する。斯くしてアスファルトの節約と同時に摩擦力ある煉瓦面を得る事が出来る。マスチック填充材は非常に安定であり、膨脹係数は小で然も一般に滲み出さない。

舗設替及再舗装：最近の救済土木事業計畫は勞働力の使用の爲に此の種街路の舗設替への大なる刺戟を與へた。煉瓦を掘起して掃除し、裏返しにして新填充材を用ひて舗設替をする、種々の舊舗装を基層に利用し或は新基層を造り且亦舊褥層を再び定規仕上げをして煉瓦の舗設替を行つてゐる。

結 言：今日最も一般的に使用される煉瓦舗装は基層に 1:3:6、厚 6 吋のコンクリートを用ひ、褥層に 3/4 吋の瀝青マスチック及 3 吋厚の 1 側及兩端に縫瓦附煉瓦を使用してゐる。目地は針度 30~40 のアスファルトを用ひてゐる。基層厚は 5~10 吋、煉瓦厚は 2 1/2~3 1/2 吋

に変化するが、夫は豫想交通荷重及設計者の個人的判断に依つて決定される。其の外上述と異なる設計も行はれて居るがそれ程の良い結果も得られない様である。

(谷藤正三)

都市計畫

(29) Hartford 地方測量

(Charles W. Cooke, "Hartford Conducts A Regional Geodetic Survey." E.N.R. Sept. 24 1936 p. 431~434.

Hartford 市 Windsor, Bloomfield, Newington 町を合併して都市計畫を實施することになった。都市計畫を實施するには區域内の正確なる地図及或地域の大縮尺の地形図を必要とする。1931 年に Hartford 市土木

図-32.

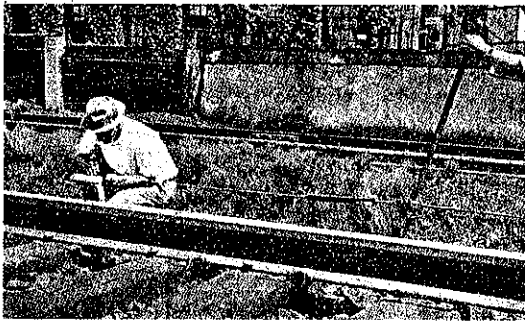
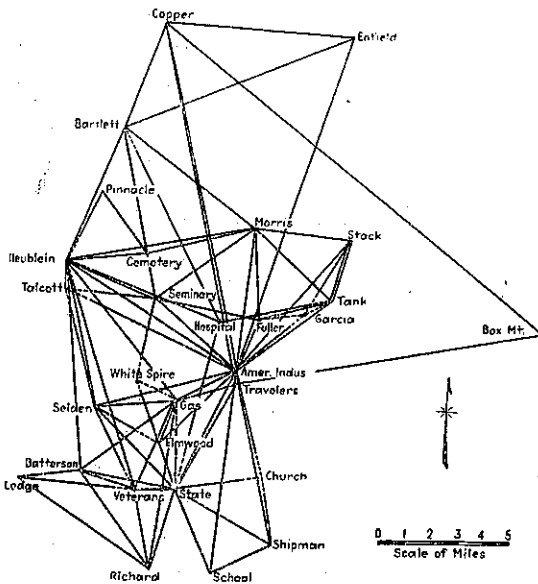


図-33.

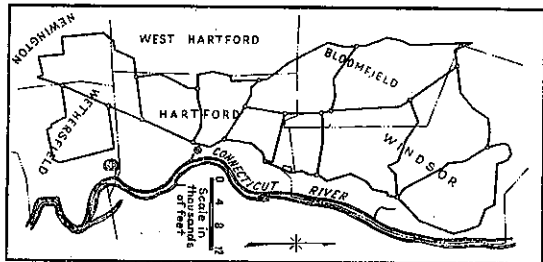


局では正確なる三角測量, トラバース測量, 高低測量を行ひ 2 種の 120 mile² に互る地図を複製することになった。15 個の主要な三角點を選んだ, その中 6 點は堅牢なる建築物の屋上に 4 點は鋼鉄製タンクの上に 5 點は地上に取つた。主要三角點に附隨して 6 個の交會點を取つた。トラバース測量の便利の爲及三角點を見出し易くする爲石標を三角點に接して設けた。市街地で長い直線區間が取れぬので 2 本の基線を鐵道用地に設けた。基線測量は曇天の日を選び 50 m の鋼卷尺を 3 本使用して夫々の卷尺で各 3 回づゝ測定した。角測は 3 人 1 組としアメリカ製 10 秒反復經緯儀を使した。各角は 60~120 回測定し 12 回反復測角した値を 1 組として記載した。建築物屋上の三角點を地上の石標に移す爲に 1 邊を測定した小三角をつくつた。石標と三角點との間の角は三角測量と同様に正確に測角し他此の點を原點として行ふトラバース測量に備へた。この小三角の一邊は基線測量と同様の方法で行つた。

眞北の測定は American Industry と School で行つた。北極星を視る時の正確なる時刻を記録しつゝ 6 回づゝ反復測角し之を 12 回繰返した。内業に於て角方程式又は邊方程式はどの角に誤差あるかを見出すに用ひた。基線測量の結果北基線は 11,330 ft を 5 區に分ち測定し誤差は 1/1,060,000 であつた, 南基線は 9,700 ft を 4 區に分ち測定し誤差は 1/560,000 であつた。各三角點に於ける方位角は平面座標原點 White Spire に於て檢した結果 2.4 秒の誤差があつた。各三角點の方位角を修正して後平面座標を計算した。又地上の石標の座標も計算した。三角點を原點としてトラバース網を組んだ。最初に図上で各トラバースの閉む面積が等しくなる如くトラバース網を複製して後現場の狀況に照して適當なるトラバース網を組んだ。トラバース線は直線道路で緩勾配の區間平均 500 ft を選んだ。角測は 4 名 1 組とし三角測量に用ひたと同じ經緯儀を使ひ各角とも 12 回測定した。距離測定は三角測量の基線測定と同一方法を用ひた, 但 1 回だけ測定した。測角の誤差を配分した後方位を各測路に就て計算し經距, 緯距を出した。平均角測の誤差は各測點につき $4''\sqrt{n/a}$ 以下とした, a は測點の数である。經距緯距を修正して後平面直角座標を各點につき計算して製圖した。今日 250 mile のトラバース測量を終了した。

トラバース線に沿つて高低測量をした, 314 の水準基標を設けた。3 1/2 yard の標柱インパルを使用した。3 本のクロスヘヤーの讀みを平均して中央の讀みとした。

図-34.



クロスハヤの読を取る時気泡の位置を光学的装置に依り知る様にした。前視及後視の距離は 10 yard 以内とした、或區間往復測定してその相違が $0.017\sqrt{M}$ ft. なる様にした、但し M は或區間の距離を哩で表したものである。水準基標間は往復測定してその平均を取つた、所要區間を一週して高低測量を終了した後その誤差を最小自乗法を用ひて配分した。この修正をしてから Old City Bench Mark No. 0 から計算して各水準基標の高さを算出した。現在 200 哩以上の高低測量が行はれてゐる。

等高線は 2 ft おきに取り特別に等高線の不規則なところでは 1 ft. おきに等高線を點線で入れた。地形図は四色刷とした。平板測量に使用した用紙は厚い製図紙に 18 gage aluminum を取付けて天候の変化に依る伸縮を防いだ。現在 8500 エーカーの地域が測量中である。

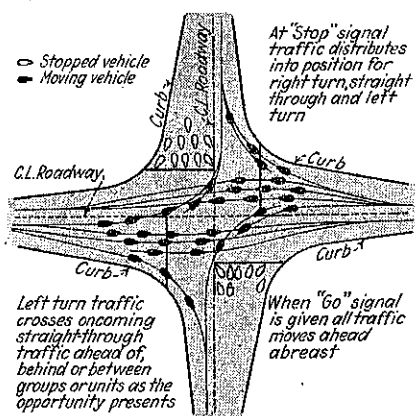
(中村清照)

(30) 交叉點の交通整理方式

(H.W. Giffin, "Freeway at Intersections."
E.N.R. Oct. 8, 1936. p. 514~517.)

断続式交叉點 之は路線が交會する場合交通標識又は信號燈に依り或方向の交通を停止せしめ交通流の錯綜するのを防ぐ方法である。右方向の道路に進入せんとする車は進行信號が出る直ちに他の車に妨げられずに出発し得る様に道路の最右側に停止する。又左方向道路に進入せんとする車は道路の中心線の近くに停止する。そこで進行信號が出ると直ちに前方より進行して来る車の前を殆ど支障無く通過して行く事が出来る。此の場合に依り多少前方より来る車の速度を減ずる事もある。図の如く交叉點附近を擴幅する事に依り交叉點を速に整理し且その收容力を増大する。又停車してゐる車が長い列をつくる事を防ぎ方向轉換する距離を短縮して結局交叉點の通過時間を短くする。交會道路の交通量

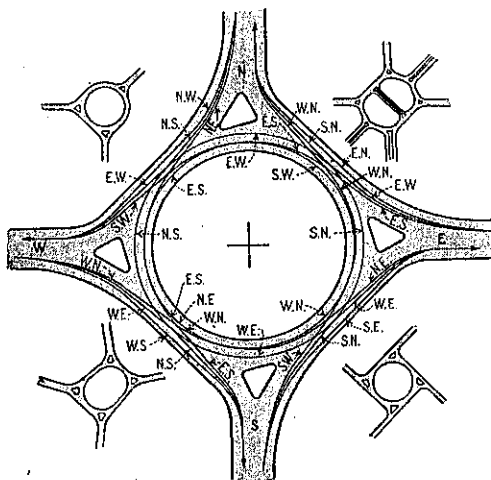
図-35.



に釣合つた断続式交叉點を設計して高價なる他の交叉點整理方式に代る事も出来る。此の断続式交叉點が最高能率を發揮する迄發達させる事は道路管理者及道路技術者自動車技術者に對する將來の問題となるであらう。

循環式交叉點 此の式に於ては図の如く車は時計と反對方向に中央島周囲の遊道の進行する。この交叉點に入る車は稍鋭く右に方向轉換する必要がある、又遊道上

図-36.

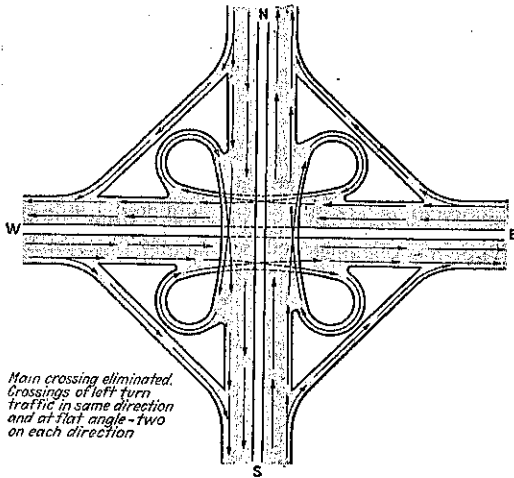


を安全に進行する爲には速度を減ずる事が必要である。中央島の周囲を進行する車が鋭角交叉をする様に設計してあれば接觸に依る損害は僅少である。右方道路に入るには運転を誤らぬ限り他の方向に出る車に依り妨害されぬ。左方道路に入る車は中央島を 3/4 周廻り 6 箇所で交通線を切る。直線方向に進む車は 4 箇所で交通線

を切る。この交叉點に近づく時運転手は丁度道路の分岐點の如き感じを持ち、自己の感に頼り交通標識を無視して左側道路に出るのに直ちに左に廻転して正規の交通流の反対方向に進む事がある。夜間は高速度運転の爲交叉點進入に際して急廻転しにくい、道路が不等角で交會する時四分円の長さは変化し中央島の曲率を變化する。曲率の相違大なる時は變化が明であるが小なる時は眼に感ぜず曲率の大なる部分の速度で小なる曲率部に入り危険である。循環式交通整理法では合流分流に於て稍々交通流錯雜するが之は階統式に比し運転を連続すると言ふ利益がある。

立体交叉點 この交叉點に於ては一路線から他の路線に出る爲には取付道路が必要である。取付道路の數及

圖-37.

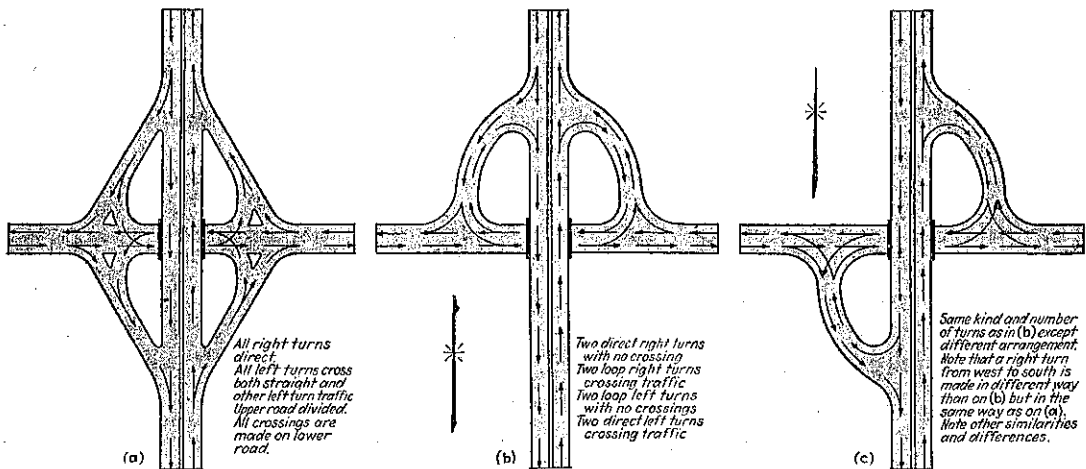


配置はその交通量及地形に依る。路線方向轉換に際して最も円滑に運転し得る型式はクローバ型である。右方道路に出るには普通交叉點と同様で可成の高速度時には非常な高速度で安全に交通主流に合流する。左方道路に出るには交叉點を過ぎてから 3/4 周右方に廻転して左方道路に合流する。このやり方は左側道路に出る普通の運転の觀念と逆である爲、交通標識が無いとまぎらわしい。又合流の際他の交通線を切るが鋭角同一方向交叉であるから接觸の可能性は比較的小である。交叉する道路が同一重要性を有しない時多くの取付道路を有するクローバ型を採用するのは不經濟である、此の時取付道路は必要な方向のみ 1 又 2 個取付ける。圖-38 に示す如く交通量及地形其の他の條件よりして取付道路の位置を選定する。

凡て上記の交叉點に於ては車を所要交通主流に合流せしむる必要あり。車をして円滑なる運転をなさしめ交通流を亂さぬ爲には誘導島を設ける必要あり。島の形、寸法は實験に依り最も有效な運転をなさしむる様に決定する。かゝる交叉點の運転に不注意な者及不熟練者又は地形を知らぬ者暗夜、雨天、霧、雪等の爲運転を誤る者に對し交通標識、信號燈、反射燈、反射鏡及交通指示線等の方法に依り進行方向及分岐方向を知らせる。交通標識は簡単な文字を用ひ次の標識に達する前に全部理解し得る如き距離に配列する。信號燈の光源は眩輝を與へぬ様にし交叉點周圍は光源からの光を反射する様にする。反射鏡は交叉點周圍に光を反射するものが無い時有效である。

特種交叉點に於ける運転は特異性があり而も最近實

圖-38.



用化されて来たものであるから満足なる交叉點運転の研究は将来道路技術者の特殊の部門となるであらう。交叉點は路線の連絡にあらず旅行を便利に愉快に続ける手段である。
(中村清照)

隧 道

(31) 隧道のグラウチング

(J.D. Jacobs, "Grouting the Tunnels."
E.N.R. Aug. 20, 1936, p. 274~277

概論 Fort Peck Dam は舟運上 Missouri 河の流量を調節することを第 1 の目的とし合はせて洪水防禦をなす、将来は灌漑用水の水源となるであらうが現在は定まつた計畫はない、又この堰堤による発電は現在考へられてないが 4 つの分水隧道の中の一つは将来発電用の水圧管として使へるやうに工事してゐる。4 本の隧道は巻立の内径 24 呎 8 吋長さは 5300~7200 呎である。巻立と地山岩盤(頁岩)の間の空隙量は平均隧道長 1 呎につき 3/4 碼³ であつた。この空隙を填充するためには 500000 呎³ グラウチングが必要であつた。前方で施工中の掘鑿工事、巻立工事と歩調を合はせ又工所用狭軌複線軌道の邪魔にならないやうにグラウチングを施工す

るために鋼簾から出来た placing-jumbo を使用した(図-40)。これは軌間 14 呎の軌條上を動き工事用の軌道の上に必要な空間(幅 13 呎、高さ 9 呎)をあけてゐる。

グラウト混合場で混合したグラウトを隧道内の placing jumbo まで運ぶ間に少量の沈澱を起すがこれはグラウトとして有害ではない。グラウトを運搬して来た車は placing jumbo に装置してある電動昇降機で引上げグラウトは漏斗の中に流しこまれる、漏斗の底に空気孔があり空気を噴出させグラウトを攪拌して練りなほす様になつてゐる。

グラウチングの準備 グラウトは硬化する時収縮するから低圧でグラウチングした後高圧のグラウチングを施行しなければならない、低圧グラウチングは全容積の 95% 以上を占め作業は上記せる placing jumbo 上の装置で行ふ。これはモルタル注入で配合は砂とセメントは等量づゝで 21 呎³ の batch に對して 65 gal. の割合の水を加へたるものである。高圧グラウチングはセメント注入でセメント 1 袋につき 12~20 gal. の割合の水を加へたるものである。グラウト孔の間隔は 15~25 呎で 2 孔の所と 5 孔の所がある。2 孔の所は隧道中心線に對稱に凡そ 4 呎はなれて上方に孔を穿ち、この孔は洩口として作用する。5 孔の所は隧道のその断面に 5 つ

圖-39.

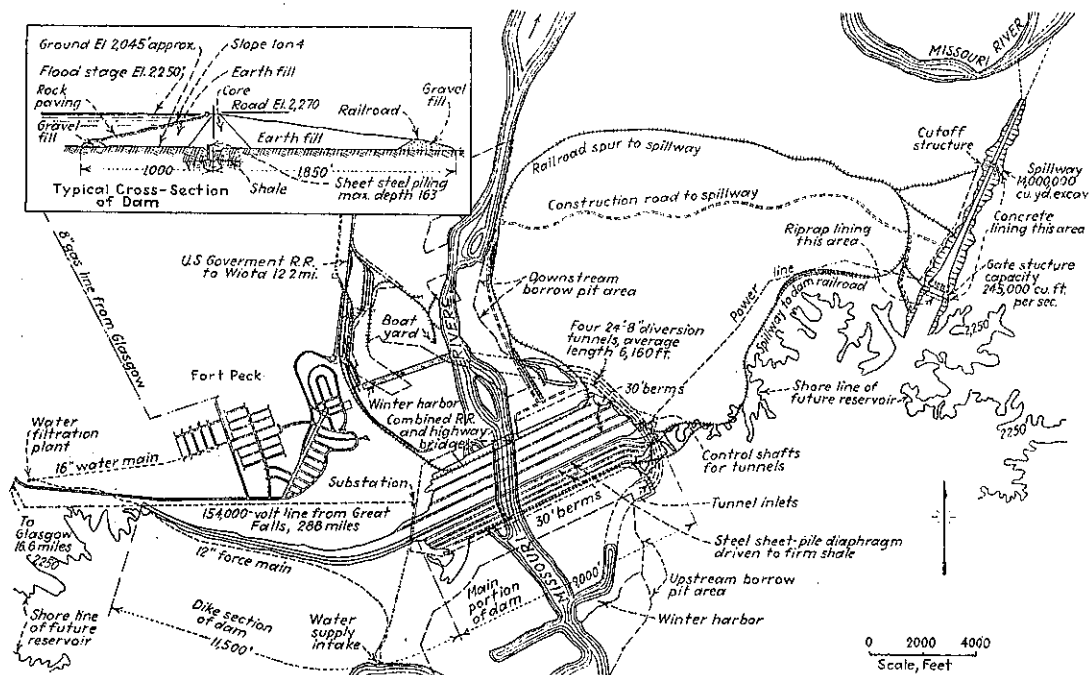
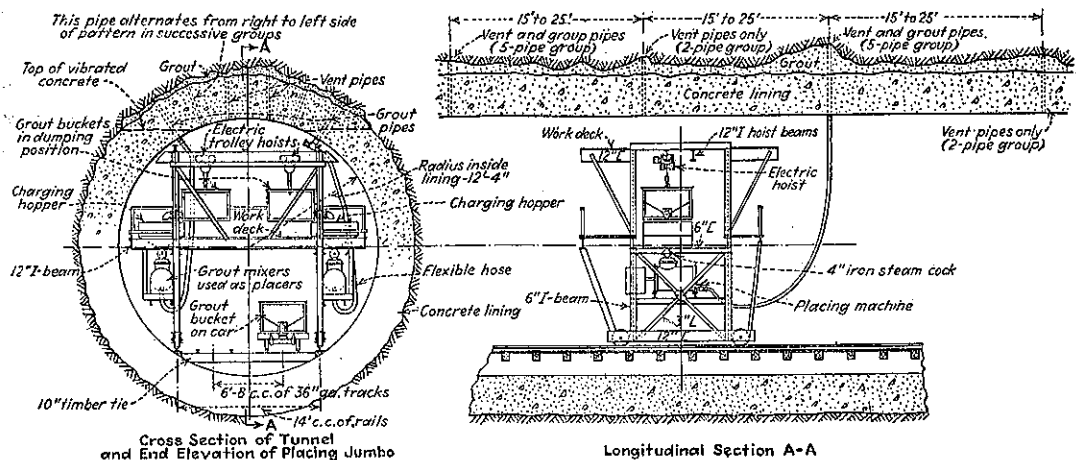


図-40.



の孔を有するもので最上部の2孔は洩口として働き、他の3孔がグラウチングする孔である(これらの配置は図-40参照)。50呎毎に洩口の中の一つは頁岩中に10呎穿孔されてゐる。これは上の岩盤が沈下しておこる龜裂を検する爲である。かやうな龜裂が発見せられたならばそこに高圧グラウチングを施行し純セメントで填充する。

低圧グラウチング 隧道アーチ部のコンクリートを打つてから、これと岩盤の間の隙間にモルタルを手細工でつめこんでその空隙を仕切つてしまふ。この仕切を作る場所は縦断面図に示される岩盤龜裂状態から豫め決定しておく。仕切を280~420呎間隔におくと1區間のグラウチングは休みなく注入すると48時間で出来る。

グラウチング作業は隧道の入口から初めて巻立工事に従て奥にすゝむ。placing jumboは1區間の中最も隧道の入口に近い孔の下に据おき左右兩側の2本のホースをグラウト孔につなぎ50 lbの圧力で入らなくなるまで注入する。

入らなくなつたら機械をグラウトの洩れなかつた一番近いグラウト孔の所に前進しホースを接ぎかへ、それより入口に近い所の洩口から洩れるまでグラウチングを続ける。洩口は閉塞された空氣を解放しグラウトの流の位置及行互つた廣さを知るに役立つ。洩口からグラウトが洩れ出したら木の栓でとどる。洩れなかつたらホースをそこに接ぎ入らなくなるまで注入する。

かやうにして前進してゆく。低圧作業では50 lb/in²以上はかけない。

高圧グラウチング 低圧で注入したグラウトは8~10

時間でパテ状にかたまる。この時高圧注入用の孔を穿孔する。

極く少量のグラウチングを實際にやつて見から全容量の混合が現場で行はれる。混合は人力による。混合機は油槽を半分にしたもので現場で即製しこれに垂直の攪拌棒をつける。混合されたグラウトは溜槽(sump tank)に流し出される。こゝにポンプの吸込ホースが来てゐる。このホースには50の掃目を有するストレーナーがはめてあり不適當な物質を排除く。溜槽の底からは圧穿空氣を放出して攪拌する。

高圧グラウチングは各區間毎に次の如くして行ふ。

- ① 隧道の奥に近い方を出口に近い方にすゝむ道程をとるもの。
 - ② この逆をゆくもの。
- ①はホースを凡ての注入口に接ぎグラウトが入らなくなるまで注入をつゞける。②は頁岩の断層部及それに隣接した注入口に於てのみ行はれる。

圧力は地盤の状況及被りの量により決るが普通は75 lb/in²が最大である。断層地帯の高圧注入は普通地盤の處より稀薄なグラウトで行ふ。断層帯が隧道を横切つてゐる處は頁岩の中に10呎穿孔された1組の注入口から純セメントを注入し封鎖する。この1組の注入口とは放射狀に穿れた5本の孔で1本は仰掛から下方に2本は隧道兩側壁に他の2本はアーチ部に垂直にそれぞれ穿つたものである。このアーチ部の2本は洩口として作用す。

(島山 正)