

抄 録

第25巻第1号 昭和14年1月

応用力学

(1) 函形ラーメンの設計..... 39

(2) 粘土層に於ける剪断抵抗..... 41

コンクリート及鉄筋コンクリート

(3) 鉄筋コンクリート丁型梁の中立軸計算図表..... 46

(4) 新形式の鉄筋コンクリート桁..... 47

河 川

(5) 水文学に對する氣象臺の貢獻..... 50

(6) Miami 河の洪水調節..... 52

(7) 1938 年の Los Angeles 洪水報告..... 54

道 路

(8) 濕地に於ける道路建設..... 56

(9) 事故地帯の照明に就て..... 59

(10) Reading 市航空港..... 62

都 市 計 畫

(11) Norfolk の停車場..... 63

橋梁及構造物

(12) 經濟的な高橋脚鉄筋コンクリート桁橋..... 64

(13) ボックスガードの一例..... 65

鉄 道

(14) 平面交叉除去に關する參考資料..... 66

応 用 力 学

(1) 函形ラーメンの設計

("The Design of Box Culverts." Concrete and Constructional Engineering, July, 1938. Vol. XXXIII No. 7. 周防正明抄)

この稿の目的は、図-1に示す如き一般の荷重に對し、鉄筋コンクリート函形ラーメンの彎曲力率を早く精確に求める便利な曲線を製作する事である。但し隅角は勿論剛性とし、上下版並に左右側壁は夫々等厚とする。

図-1. a.

$$M_A = M_D = -F_1 \times WL$$

$$M_B = M_C = -F_2 \times WL$$

$$M_X = (0.25 - F_2) \times WL$$

$$M_Y = (0.125 - F_1) \times WL$$

図-1. b.

$$M_A = M_B = M_C = M_D = -F_3 \times WL^2$$

$$M_X = M_Y = (0.125 - F_3) \times WL^2$$

図-1. c.

$$M_A = M_B = M_C = M_D = -F_4 \times WH^2$$

$$M_Z = (0.125 - F_4) \times WH^2$$

図-1. d.

$$M_A = M_D = -F_5 \times WH^2$$

$$M_B = M_C = -F_6 \times WH^2$$

$$M_Z = +F_7 \times WH^2$$

図-1. e.

$$M_A = M_D = -F_8 \times WL$$

$$M_B = M_C = +F_9 \times WL$$

$$M_Y = (0.125 - F_8) \times WL$$

図-1. f.

$$M_A = M_D = -a^2 F_1 - (1 - a^2) F_3 \times WL$$

$$M_B = M_C = -a^2 F_2 + (1 - a^2) F_9 \times WL$$

$$M_X = \frac{1-a}{4} - a^2 F_2 + (1 - a^2) F_9 \times WL$$

$$M_Y = 0.125 - a^2 F_1 - (1 - a^2) F_3 \times WL$$

図-1.

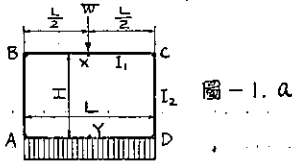


図-1. a

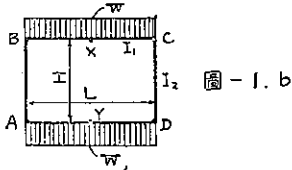


図-1. b

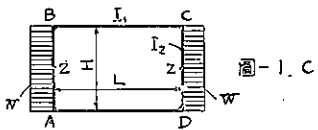


図-1. c

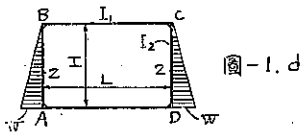


図-1. d

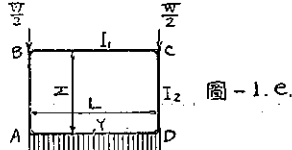


図-1. e

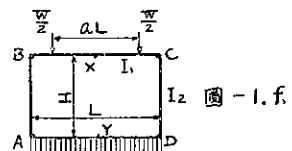


図-1. f

即ち上の各式に於て係数 F の値さへ分れば各點の彎曲力率はすぐ計算出来るのであつて、この係数の値は、剛性比 c の函数である。

$$F_1 = \frac{c+6}{24(3+c)(1+c)}, \quad F_2 = \frac{19+4c}{24(3+c)(1+c)}$$

$$F_3 = \frac{1}{12(1+c)}, \quad F_4 = \frac{c}{12(1+c)}$$

$$F_5 = \frac{\alpha(3c+8)}{60(3+c)(1+c)}, \quad F_6 = \frac{\alpha(7+2c)}{60(3+c)(1+c)}$$

$$F_7 = \frac{1}{9\sqrt{3}} \left(1 - \frac{c}{10(3+c)} \right)^{3/2} - \frac{7+2c}{60(3+c)(1+c)}$$

$$F_8 = \frac{2c+3}{12(3+c)(1+c)}, \quad F_9 = \frac{c}{12(3+c)(1+c)}$$

而し、剛性比 c の値は、次式に依て表はされる。

$$c = \frac{I_1 H}{I_2 L}$$

式中 I_1 : 上下版の断面 2 次率

I_2 : 側壁の断面 2 次率

H : 上下版の中心間距離

L : 側壁間中心距離

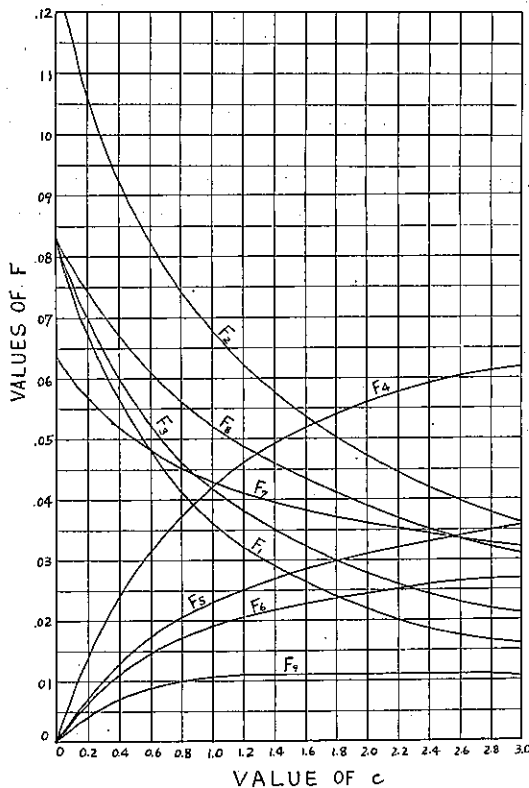
無限大に可撓性な上下版を有する時、即ち無限大に stiff な側壁を有する時は $c=0$ で、反對に無限大に stiff な上下版を有する時、即ち無限大に可撓性な側壁を有する時は、 $c=\infty$ となる。従て c は側壁が厚くて上下版が薄い時、そして框の幅が高さに比べて大きい時に値が小さくなり、この反對の時は大きな値になる。上下版及側壁が皆等しく、且つ $H=L$ の場合は $c=1$ となる。尤も他の場合も $c=1$ になる事があるかも知れぬ。

表-1 は $c=0.0 \sim 3.0$ の範囲内に於て、之に對應する F の値を計算せるもので、図-2 は之を曲線にて表はせるものである。

表-1. c に對する F の値

c	F_1	F_2	F_3	F_4	F_5	F_6	F_7	F_8	F_9
0.0	.083	.125	.083	.000	.000	.000	.064	.083	.000
0.1	.075	.115	.076	.008	.004	.004	.060	.078	.002
0.2	.067	.106	.069	.014	.007	.006	.057	.074	.004
0.3	.061	.099	.064	.019	.010	.009	.054	.070	.006
0.4	.056	.094	.060	.024	.013	.011	.052	.067	.007
0.5	.052	.087	.056	.028	.015	.013	.050	.064	.008
0.6	.048	.082	.052	.031	.017	.014	.048	.061	.009
0.7	.044	.078	.049	.034	.019	.016	.047	.058	.009
0.8	.041	.074	.046	.037	.020	.017	.045	.056	.010
0.9	.039	.071	.044	.039	.022	.018	.044	.054	.010
1.0	.036	.068	.042	.042	.023	.019	.043	.052	.010
1.1	.034	.065	.040	.044	.024	.020	.042	.050	.011
1.2	.032	.062	.038	.045	.025	.020	.041	.049	.011
1.3	.031	.060	.036	.047	.026	.021	.040	.047	.011
1.4	.029	.058	.035	.049	.027	.022	.039	.046	.011
1.5	.028	.056	.033	.050	.028	.022	.039	.044	.011
1.6	.026	.054	.032	.051	.029	.023	.038	.043	.011
1.7	.025	.052	.031	.052	.029	.023	.037	.042	.011
1.8	.024	.050	.030	.054	.030	.024	.037	.041	.011
1.9	.023	.049	.029	.055	.031	.024	.036	.040	.011
2.0	.022	.047	.028	.056	.031	.024	.036	.039	.011
2.1	.021	.046	.027	.056	.032	.025	.035	.038	.011
2.2	.021	.045	.026	.057	.032	.025	.035	.037	.011
2.3	.020	.043	.025	.058	.033	.025	.035	.036	.011
2.4	.019	.042	.024	.059	.033	.026	.034	.035	.011
2.5	.018	.041	.024	.060	.034	.026	.034	.035	.011
2.6	.018	.040	.023	.060	.034	.026	.034	.034	.011
2.7	.017	.039	.023	.061	.034	.026	.033	.033	.011
2.8	.017	.038	.022	.061	.035	.027	.033	.033	.011
2.9	.016	.037	.021	.062	.035	.027	.033	.032	.010
3.0	.016	.036	.021	.062	.035	.027	.032	.031	.010

図-2. F の値



(2) 粘土層に於ける剪断抵抗

(Dr. Ing. Karl von Terzaghi, "Die Coulombsche Gleichung für den Scherwiderstand bindiger Böden." Bautechnik. Jahrgang 16. Heft 26. 17. Juni. 1938. p. 343-346.
高橋淳二抄

粘土層の安定に關する研究はすべて Coulomb の方程式

$$\tau = c + \sigma \cdot \text{tg } \varphi \dots\dots\dots (1)$$

に基礎を置いてゐる。この内

- τ : 滑り出しの瞬間に於ける剪断力
- σ : 滑り面に於ける垂直応力
- c, φ : 實験的數値である。

今若し c 及 $\text{tg } \varphi$ を一定係數として見るならば、かの Mohr の破壞假説にたいする簡單にして古くより知られてゐる一つの説明の基本に立到り、且又剪断破壞に際しては、剪断面は互に $90^\circ - \varphi$ の角をなすと云ふ結果になる。以下の論文はかゝる考へ方が粘土層にたいしては不都合であり、又滑り面の間の角が Coulomb の方

式に含まれる角 φ の餘角なるが如き粘土層はあり得ないと云ふ證明を與へてゐる。

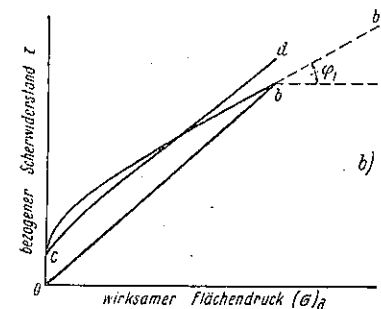
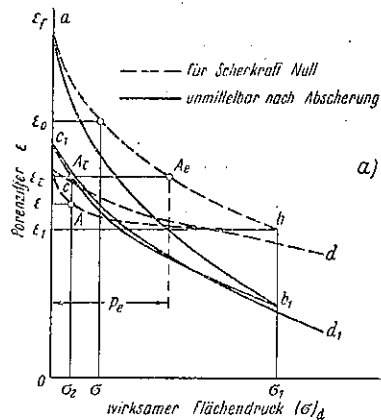
この様な理由から Coulomb の角 φ を内部摩擦角として記することは不都合なわけである。この角の物理的の眞の意味は後程説明しやう。滑り面の互になす角は凡そ $90^\circ - \varphi$ である。こゝで角 ρ は Coulomb の方程式に於ける角 φ とは異つて試験の際に於ける諸條件と無關係なるものである。 ρ なる値は φ なる値と何等の因果關係はない。

總て以下の試験に於ては、土層中の空隙はすべて水によつて満たされたものとする。

滑動せんとする瞬間に於ける土層中の空隙係數:

“空隙係數”なる言葉は、試験土層中の空隙量と填充物質の容積の比を意味する。剪断試験を行ふ際は、試料の横に圧縮により膨れ出るのを妨げながら、垂直荷重を徐々に變へて試みられる。後の水平剪断面上の垂直応力は最高 σ_1 まで高め得る。今荷重を試料の土層にこれ以上の圧縮を認められぬ迄荷けるものとし、剪断面上單位面積に就ての圧応力 σ と之に對する空隙係數 e との關係を求めると、図-3a に示される曲線 ab の様になる。

図-3.



線上の点 b はかく荷重をかけて試料を完全に圧縮した後の終極の値 σ_2 にたいするものである。更に荷重を段々に除いて行くと膨脹曲線 bc が得られる。斯くて完全に膨脹を終らせて、新に又漸次荷重を加へて行くと、再荷重曲線 cd が得られる。

剪断試験は、線列 abed (図-3a) 上の I 点により表はされる任意の状態に於て始められる。この試験なるものは試験すべき土層に一定の垂直荷重をかけながら、之に水平剪断力を働かせることに依て行はれる。今荷重を一定に保ちながら、剪断力を極めて徐々に破壊點にまで高めると、之に従つて試料の空隙係数が変化するのである。この変化の有様は図-3a に於て σ の各値にたいする點線曲線枝、即 ab, bc 等々と、之等に対応する實線曲線枝、即 a_1b_1, b_1c_1 等々との間の垂直距離に依て示される。滑動を生ぜしむべき剪断応力 τ は、図-3b に於ける線列 obed の縦距に依り與へられる。

図-3 に結果が示されてゐる様な試験に際しては、粘土層中の空隙水の有つ静水圧は、全試験過程に於て殆ど零に等しいと見られる。この模様は図-3a 及 b に於て $(\sigma)_a$ なる記號にて示される。今垂直応力 σ を増加せしめるのと同時に、空隙水圧を同様に S まで高めるならば、この試験の結果は、空隙係数のみならず滑動抵抗の変化のため、異つて來るのである。然るが故に図-3 に示す記號は下の如く置きかへることにより一般化せられる。

$$(\sigma)_a = \sigma - S \dots\dots\dots(2)$$

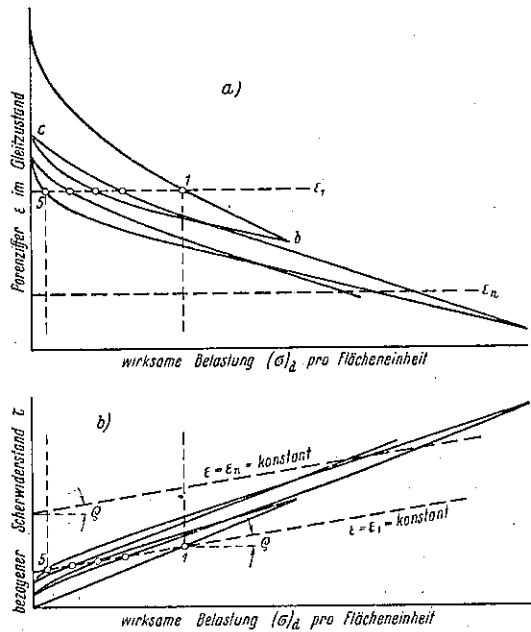
空隙水圧は以下述ぶる様に水柱圧により表はされる。その大きさは水の單位重量と、滑面に水管を想像したる場合之を昇る水の高さとの積によつて與へられる。 $(\sigma)_a = \sigma - S$ なる値は“有效面圧”又は“粒子から粒子に働く圧”なる名前を持つ。

空隙水が静止して居る時は試料の各點に就て、それより水管内の自由水面までの垂直距離に依て水柱圧が定められる。空隙水が流動して居るときは、水柱圧を定めるには流動の状態を知ることが必要である。水の流動を生ぜしめるには、試験土層の圧縮応力狀況に変化がない際は、水位に勾配を與へることにより得られる(例へば滲透試験に於ける如く)、又は試料圧縮の程度を變化することに依つても得られる。試料の圧縮狀況に變化を與へることは、即空隙率の變化であり、從て含水量の變化を齎らすことになる。粘土層は殆ど例外なしに極めて僅かの透水性を示すものであるから、空隙係数は極めて徐々にしか圧縮狀態の變化に応じない。この故に粘土層に

於ける応力狀態の變化は、常に水柱圧の以前の変化の段階に対応して結びついてゐる。例へば試料に於ける荷重を圖-3a に示す様な試験に於て極めて急速に σ_0 から σ_1 に増したとすれば、空隙係数は極めて徐々にその出發點の値 e_0 から e_1 に減少する。この過程に於ては單位面積當りの増加した荷重 $\sigma_1 - \sigma_0$ の一部は同一の水柱圧に化してしまふ。かゝる圧力の配分は次第に減少し、遂には零になる。この經過を支配する法則は古くから知られてゐる。

粘着力及内部摩擦力：剪断抵抗と剪断面に働く圧力との關係をよく知るために圖-3 に示してある過程を、出發點に於ける圧力を變へて色々試みて見やう。そして種々の有效なる剪断面圧力 $\sigma - S$ にたいする剪断抵抗 τ を決めやう。この方法によつて圖-4a, b を得る。之は圖-3a, b とは多數の履歴環を有つてゐるのが異なるだけである。總て図面にては横距は實際剪断面に働く圧力を示す。圖-4a には或る與へられたる空隙係數、例へば係數 e_1 に対応する履歴環上の諸點が一水平線上に並んでゐる。經驗によつて今や以下のことが知られる。即剪断抵抗を示す圖-4b 上の此等に対応する諸點 I から 5 までも同様に一直線上に存在し、而もこの直線の有する傾角 ρ は、空隙係數に關しない。然るが故に粘土層に於ける剪断抵抗は次の方程式により示される。

圖-4.



$$\tau = f(\epsilon) + (\sigma - S) \operatorname{tg} \rho \dots\dots\dots (3)$$

函数 $f(\epsilon)$ は圧応力の形を含んでゐなければならない。と云ふのは之は応力のヂメンジョンを有するからである。荷重により圧縮をうけぬ、従て空隙水圧を有せぬ粘土の圧縮度は所謂等価圧縮度 P_e と直線的比例の関係にある。この圧力 P_e はその粘土層の空隙係数を Atterberg の流出限界に於けるそれより、調査すべき試料の状態に於けるそれに減少せしめるために、是非ともこの水平で且側方に膨脹することを妨げられてゐる粘土層の表面に加へねばならない単位面積當りの垂直荷重である。それ故に方程式 (3) に於ける $f(\epsilon)$ なる函数は P_e を含むものと考へて大差ない。かゝる推測に基き M. J. Hoorslev が著者の實驗室に於て、よく捏ねた富質粘土を試料として、一連の實驗を試み次の簡単な結果に到達した。即 $f(\epsilon)$ は滑動の瞬間に於てその試料が示すところの空隙にたいする等価圧縮応力と直線的関係にある。即

$$f(\epsilon) = \kappa P_e \dots\dots\dots (4)$$

茲に κ はヂメンジョンのない係数であり、即粘着係数を意味してゐる。 P_e なる値は簡単に、粘土性土壌の圧力空隙率示図により求められる。今例へば、土層が滑動の瞬間に於て即 A_r の状態に於て (図-3a) 示す空隙率 ϵ_r にたいする等価圧縮力は、圧力空隙率示図に示される主曲線上にて同高に在る點 A_e の横距により與へられる。

今方程式 (4) の値を (3) に代入すると

$$\tau = \kappa P_e + (\sigma - S) \operatorname{tg} \rho = \tau_c + \tau_r \dots\dots\dots (5)$$

初めの部分 $\tau_c = \kappa P_e$ は粘着力を表はし、第 2 項 $\tau_r = (\sigma - S) \operatorname{tg} \rho$ は、剪断抵抗中の摩擦項を、そして $\operatorname{tg} \rho$ は土の内部摩擦係数を示すものである。この内 κ 及 $\operatorname{tg} \rho$ は土の破壊以前の經歷に關しない一定値である。 τ_c 及 τ_r なる抵抗を表はす各項の間に存在する、力学的觀點よりした最も重要な差異は、前者が土の表面上如何なる點に於ても全く同一の値 κP_e を有するの、後者は σ なる各位置によりて異なる単位面積當りの垂直圧力の大きさにより變つて來ると云ふことにある。

Coulomb 方程式に於ける σ は $\operatorname{tg} \rho$ の物理的な意味合: 粘土層の剪断抵抗強度 τ を決定するに當り、調査條件を同一にして最初の含水量を色々に與へ、又水平剪断面上単位面積當りの垂直応力強度 σ を種々に變へて實驗を試みたのに、その結果は多くの場合、充分の正確度を以て Coulomb の方程式

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \varphi \dots\dots\dots (1)$$

により示すことが出來ると云ふ結論になつた。茲に“調

査條件”なる言葉は、次の諸條件を意味する。即剪断試驗を行ふ器具の種類、垂直荷重 σ を働かせる継続時間及剪断力を零から破壊點まで上昇せしめるために費される時間の長さ等である。

Coulomb の方程式 (1) に於ける c 及 $\operatorname{tg} \varphi$ にたいする調査條件の決定的な影響を示す例として以下の問題が役立つであらう。Wien 盆地より採取したる腐蝕粘土を Atterberg の流動限界に相當する含水量にまで均一化し、更に側方に膨脹するのを防ぎつゝ 5 kg/cm^2 の垂直荷重にて圧縮し、後徐々に荷重を取除き零に歸せしめる。然るときは、最初の空隙係数 13 は 0.5 に減少し、更に荷重を除くことにより 0.77 に増加する。かくして得られたる所の $\epsilon_0 = 0.77$ なる空隙係数を有する試料を用ひて、同一の剪断機械を用ひても、調査條件を種々に變へれば 3 種の試験を行ひ得る。

a) 上載荷重強度を急速に σ まで増加せしめ、次に試料から水分の逸出するのを出来る限り完全に防ぎつゝ、即ほ ϵ 空隙係数を同一の値 $\epsilon = \epsilon_0 = 0.77$ に保ちながら極めて急激に剪断力を上昇せしめると云ふ方法。

b) 上載荷重強度 σ を變へつゝ完全に試料を圧縮し、かくて後急激に剪断力を破壊點まで働かせる“急速試験”と云ふ方法。

c) 前同様各種の荷重 σ で試料を完全に圧縮したるのち今度は極めて徐々に剪断力を破壊點まで上昇せしめる“緩速試験”と云ふ方法 (この際滑動の瞬間に於ける水柱圧 S は始と零に等しい)。

之等の試験の結果は充分の精密度を以て、次式により表はされる。

$$\left. \begin{aligned} a) \quad \tau &= 0.58 + \sigma \operatorname{tg} 0^\circ 50' \text{ kg/cm}^2 \\ b) \quad \tau &= 0.58 + \sigma \operatorname{tg} 13^\circ 30' \text{ (急速試験)} \\ c) \quad \tau &= 0.18 + \sigma \operatorname{tg} 24^\circ 0' \text{ (緩速試験)} \end{aligned} \right\} (6)$$

既に述べた様に、之等 3 箇の方程式は皆同一の出發空隙係数 $\epsilon_0 = 0.77$ を有する同一の粘土に關するものである。M. J. Hoorslev 氏は同じ粘土を用ひて一般的な方程式 (5) に相應する方程式として、實驗中に得られた特別の値を代入した所の、如何なる出發空隙係数にたいしても用ひられる式

$$\tau = 0.10 P_e + (\sigma - S) \operatorname{tg} 17^\circ 30'$$

を與へてゐる。

茲に粘土層の内部摩擦角は、調査條件に關係なく $\rho = 17^\circ 30'$ なる値を有することを示した。

上に御傳へした a) から c) までの實驗結果により c 及 φ は大いに調査條件に關係してゐると云ふことがわ

かつて来る。前條 a) より c) までの中に記された種々の調査条件に關する主なるものゝ間の最も重要な差異は、空隙係數そのものが、試験中に作用せしめる応圧力強度の変化に對する度合にある。かゝる對応作用が猶豫なく行はれない限り、外部から試料に加ふる力の一部は水圧（水柱圧 S ）に變じてしまふ。残りの一部が試料の固い部分に働くに過ぎない。今や水柱圧 S の値は Coulomb の方程式 (1) には全然表はれて來ない。何故ならば σ なる値は、加ふべき垂直總荷重と水平剪斷面の總面積の比を表はしてゐるにすぎないからである。斯くて水柱圧は、調査条件が c 及 φ に及ぼす著しい影響の中に始めてその存在を示すのである。

c 及 φ なる値の物理的な意味をよく覺るために、先ず初めに直接試験結果より導いた Coulomb の方程式 (1) による一連の剪斷調査の結果を示さう。そして次に一般に用ひられる方程式 (5) による、同様の結果を求めて見よう。先づ

$$\tau = c + \sigma \cdot \text{tg } \varphi \dots\dots\dots(1)$$

$$\tau = \kappa P_0 + (\sigma - S) \cdot \text{tg } \rho \dots\dots\dots(5)$$

方程式 (1) に於ける c 及 φ なる値は、粘土の性質に關係するのみならず、又大いに出發空隙係數及調査条件に關係して居ると云ふことを茲に再び強調しやう。そこで方程式 (1) は出發空隙係數 e_0 を定めて剪斷機械に詰め、そして調査条件を同一に保つて剪斷を行ふ時の τ 及 σ の關係を與へるに過ぎない。然るに調査条件は、荷重強度 σ の下に正に滑動する際に於ける空隙係數に影響があるばかりでなく、又その際に於ける水柱圧にも影響を及ぼすのである。試料とする粘土を剪斷機械に詰め入れた際に於ける、即荷重強度 $\sigma = 0$ の時に示す空隙係數 e_0 に對する壓縮強度を P_0 とし、又之に對する水柱圧の値を S_0 とすれば次式を得る。

$$c = \kappa P_0 - S_0 \cdot \text{tg } \rho \dots\dots\dots(7)$$

この値を (1) 式に代入し、その結果を (5) 式より減ずると

$$\sigma \text{tg } \varphi = \kappa(P_0 - P_0) + [\sigma - (S - S_0)] \text{tg } \rho \dots\dots(8)$$

方程式 (7) により、 c なる値は一般に 2 つの部分より成立する、即空隙係數 e_0 に對する粘着力の値 κP_0 及之に對する剪斷抵抗力 $-S_0 \cdot \text{tg } \rho$ の 2 つより成ると云ふことがわかる。又 $\sigma \cdot \text{tg } \varphi$ は (8) 式に依れば、剪斷抵抗力 $[\sigma - (S - S_0)] \text{tg } \rho$ のみならず、斷面の位置に關しない粘着力の一部を有してゐる。又 (8) 式より考へて Coulomb の方程式に於ける内部摩擦角 ρ を導く、簡單なる實驗手段は有り得ない。と云ふのは次の理由か

らである。即剪斷抵抗を左右すべく之と結びついてゐる上載荷重の變化は、直に空隙係數 e の變化に關係して來る。従て等價圧縮強度 P_0 の變化が現はれて來る。故にこの場合には $\kappa(P_0 - P_0) \geq 0$ で $\text{tg } \varphi \geq \text{tg } \rho$ になる。又之に對し垂直荷重強度を σ_0 から σ に變化せしめたるも何等空隙率 e に變化の生ぜぬとき、即 $P_0 - P_0 = 0$ のときには、荷重強度の總變化量 $d\sigma = \sigma - \sigma_0$ は、水柱圧の同一の増加量、即 S_0 から $S_0 + d\sigma$ に増加するために費される。即 $S - S_0 \geq 0$ となり、従て $\text{tg } \varphi \geq \text{tg } \rho$ なる同様の結果に到る。

粘土層の内部摩擦角は角 φ_1 、即剪斷抵抗示図中の曲線 bc に於ける切線 bb' 図-3 と水平線とのなす角 φ_1 に外ならないと云ふ考へ方は、多くの調査論文に於て裏切られてゐる。この考へ方は図-3a の空隙係數示図に於ける膨脹曲線 bc は σ_1 から σ_1 の範圍内では殆ど水平に移行すると云ふ事情に依るのである。その様な理由から一般に、図-3b に於ける bc の右半分は、空隙係數を一定にした場合の種々なる剪斷面荷重強度にたいする剪斷状態を表はしてゐるものと信じられてゐる。然るに一方図-3a に依ればこのことは事實とは云はれない。何故ならば、滑動の間に於ける空隙率を示す曲線 b_1c_1 は圧力強度が σ_1 から σ_1 までの範圍内にも極めて傾斜してゐるからである。然るが故に上述の考へ方の根據は自ら薄弱たらざるを得ないわけである。

Coulomb の方程式の適用性にたいする制限： Coulomb の方程式に含まれる c 及 φ にたいする調査条件の持つ、決定的なる前例により示された影響のためにこの Coulomb の方程式は、特殊なる記號により方程式の適用性の限界を示さなければ、唯一の物理的な意義を有し得ないのである。記號とは著者の提案するものによれば次の如きものである。

$$\tau = [c + \sigma \text{tg } \varphi]_d \text{ 又は } \tau = [c + \sigma \text{tg } \varphi]_i$$

d なる記號は、方程式の適用性にたいする次の条件を意味してゐる。即出發空隙係數 e_0 を與へて置き、混捏の度合を與へて置いて（全然混捏しないか、よく混捏するか）水柱圧 S を試験の始めに於て殆ど零に等しくし、剪斷面に垂直に働く荷重強度を終極の値 σ を決して越すことなく、零から徐々に σ にまで達せしむる。かく σ の d に完全に試料を壓縮し、空隙係數を殆ど完全にその剪斷応力に相當せしめたる後に、剪斷力を作用せしめる。それ故水柱圧は滑動の瞬間に於ても殆ど零なる値を示す。かゝる諸條件は記述の緩速試験の際に於て満足される。 S なる記號は前と殆ど同様な条件ではあるが、

次の差異がある。即試料を σ なる荷重強度の下に圧縮したる後、剪断力を極めて急速に零から破壊點にまで高める。それ故土層の空隙係数はこの過程に於ては事實上変化しない。この條件を完全に満足せぬ場合は ds なる記號で表はされる。

剪断面の間の角：今任意の平衡を保てる部分より、

図-5 に示せる如きその2邊が主応力面なるが如き角端要素を切取るものとすれば、主応力 σ_I 及 σ_{II} それに第3の任意の方向を有する切断面 bc に働く応力 σ 及 t 、之等の間に平衡條件より定められる次の關係が存在する。

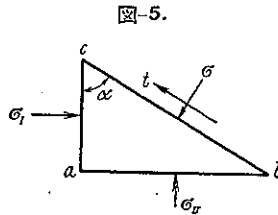


図-5.

$$\sigma = \frac{\sigma_I + \sigma_{II}}{2} + \frac{\sigma_I - \sigma_{II}}{2} \cos 2\alpha \dots\dots\dots (9)$$

$$t = \frac{\sigma_I - \sigma_{II}}{2} \sin 2\alpha \dots\dots\dots (10)$$

若し第3の面 bc が滑り面を表はすものとすれば更に次の條件がある。

$$\tau - t = 0, (\tau - t) = \text{最小}, \text{又は } \frac{d}{d\alpha}(\tau - t) = 0$$

今2番目の式の τ に Coulomb の方程式 (1) を入れると次式が出来る。

$$\frac{d}{d\alpha}(c + \sigma \cdot \text{tg } \varphi - t) = 0 \dots\dots\dots (11)$$

粘土層の平衡に関する従來の理論は次の様な暗黙の假定に基いてゐる。即 (1) 式に於ける c は、材料の總粘着力を表はしてゐるのであり、 $\text{tg } \varphi$ は垂直荷重強度 σ には無關係な大ききだと云ふのである。この假定に基いて次式が得られる。

$$\frac{d}{d\alpha}(\sigma \text{tg } \varphi) = \frac{d\sigma}{d\alpha} \text{tg } \varphi \dots\dots\dots (12)$$

且更に計算を進めて見ると、剪断面の間の角の 2α の大ききは $2\alpha = 90^\circ - \varphi$ となる。式 (6) より見るに Coulomb の方程式に於ける角 φ は大いに調査條件に關係して居る。故に剪断面と土層の底面とのなす角は極めて大なる範圍にて変動することになる。所が之は事實に反してゐる。

この矛盾した計算結果の由つて來るべき原因は (8) 式に窺はれる。この式によれば $\text{tg } \varphi$ は、垂直荷重強度 σ を含む一つの項を有してゐる。この故に (12) 式の代りに次式を得る。

$$\frac{d}{d\alpha}(\sigma \cdot \text{tg } \varphi) = \frac{d\sigma}{d\alpha}(\text{tg } \varphi + \sigma \cdot \frac{d \text{tg } \varphi}{d\sigma})$$

今 (11) 式に於ける $c, \sigma, \text{tg } \varphi$ 及 t に夫々 (7)~(10) の諸式を入れて微分を施せば次式が得られる。

$$2\alpha = 90^\circ - \rho \dots\dots\dots (13)$$

斯くて、剪断面の間の角は調査條件に無關係であり、且一般式 (3) 及 (5) に含まれる内部摩擦角 ρ の餘角であることが判つた。この重要な事柄に就ては、筆者は既に2年來、一般の注意を喚起して來た。云ふ迄もなく (13) 式の適用に際しては、その土層の組織が一つの方向に層をなしてゐないことを假定してゐる。實際には、この條件は決して嚴密には満足せられないから、(13) 式は單なる近似式として理解されるに止まる。(13) 式により得られる計算結果の誤差に關する實驗調査は M. J. Hoorslev 氏によりなされた。

内部摩擦角 ρ の實驗による決定法： M. J. Hoorslev

氏が與へた實驗方法に依れば、先ず図-3a に示される圧力空隙率曲線 b_1c_1 から出發する。この線の縦距は、綫速實驗の場合に於て土層が、種々異なる荷重強度の下に、滑動の瞬間に示す空隙係數である。この曲線を作るには試料を流動限界に相當する含水量を與へて置いて剪断容器に詰め、次に徐々に荷重強度を σ_1 にまで達せしめこの値で充分に圧縮し、後 $\sigma > \sigma_1$ にまで荷重強度を下げる、剪断試験は土の空隙係數が終極の荷重強度 σ_2 に相當する値に達して後始めて行はれる。而かも剪断力は、極めて徐々に零から破壊點にまで達せしめる。以上説明した諸條件より知る如く、この試験操作は取りもなほさず綫速試験に概當する。曲線 b_1c_1 を決定するのは、如何なる場合でも、滑動が生じて後に直接に行はれる。

問題となるべき滑面の内側 2~3 cm 厚の土層試料の空隙係數は、他の部分のそれとは本質的に異なるのであるから、成るべく素早く試料を容器から取り出し、更に含水量を定めるために必要な試料部分を剪断部分から取り取らなければならない。

曲線 b_1c_1 (図-3a) に相當する空隙係數にたいする等値圧縮応力 P_e を決めるには、前以て図-3a の圧力、空隙係數示図中の主曲線 ab を決める必要がある。この際、試験の終極の結果は σ 及 P_e にたいする剪断抵抗 τ の値を知ることになるのでなければならない。今 $S=0$ (綫速試験にたいする調査條件) とすれば、(5) 式より

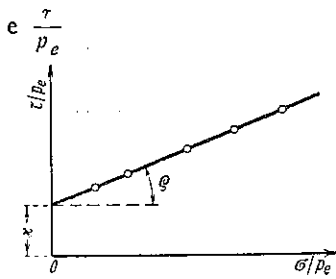
$$\tau = \kappa P_e + \sigma \text{tg } \rho$$

又は

$$\frac{\tau}{P_e} = \kappa + \frac{\sigma}{P_e} \text{tg } \rho \dots\dots\dots (14)$$

今図-6に示す様に σ/P_e の値を横距に、之に對する τ/P_e の値を縦距にとれば、之により定められたる點は從來の經驗から云へば、正に一直線上に存在するのである。

図-6.



然るに Coulomb の1次式に依つたのでは、これらの試験結果は決して近似的にも表はし得ないのである。この直線は(14)式より直に判る様に、水平線と ρ なる角をなして交はり、縦軸を e の所で截る。

粘土層の、自然状態に於ける滑面にたいする剪断抵抗の判定: 自然状態に於ける粘土性土層の安定度を判定するための古き方法に際しては、棒型剪断器を用ひた、簡單なる剪断試験に依り Coulomb の方程式(1)に於ける常数 c 及 $\text{tg } \phi$ の値を決め、且自然状態に於ける土の剪断抵抗は Coulomb の方程式に依り一義的に定められるものであるとした。かゝる方法にたいしては、次の異議が唱へられるのである。

1. (6)式を例としても判る様に Coulomb の方程式は、ある一定の物理的條件を嚴密に満足するものでなければ用ひられない。この條件の下で c 及 $\text{tg } \phi$ は實驗的に求められる。實際上、かゝる條件は極めてまれに、且而かも極く近似的にしか満足せられない。

2. 從來慣用せられてゐる棒型剪断器に依る剪断試験は單に静止の狀態から滑動の狀態への剪断抵抗を與へるに止まる(滑動抵抗の静止値)。漸次滑動が進むに従ひ、滑動抵抗は或る本質的により小なる値、即滑動抵抗の運動値にまで低下する。これらの兩値の間に存する關係は、土層の種類を異にするに従ひ、極めて種々である。粘土質土層の滑動抵抗の運動値に關する最初の、適當なる補正により極めて粗雑なる觀察の缺陷から免れてゐる、實驗がよく混捏した狀態に就ては 1936年に M. J. Hoorslev 氏により又全然混捏しない狀態に就ては 1937年に Tiedemann 氏により夫々公表された。自然状態に於ける滑動の經過は、先づ最も危險なる応力状態を示す部分より滑動が生じ、漸次より弱き応力状態を示す部分へと破壊が進行する(漸進破壊)。この様な事情から、滑動抵抗の静止値を用ふれば實際に作用する滑動抵抗を過大に評價することになる。

3. 急速試験を行ふ際は始めて M. J. Hoorslev 氏によつて示された様に、土層の剪断抵抗は急激な形態変化のために(組織間の粘着力)著しく高められる。自然状態にて剪断力を徐々に増加せしめる場合にも、急速試験に特徴的な剪断状態、即問題となる土層に強大なる力が作用するため實際上その空隙係数が殆ど一定なる如き状態を示すことがある。然し此の様な過程に於ても急速試験に際して現はれる組織間の抵抗力の大部分は消失してしまふ。この様な具合で、實驗結果を自然状態の場合に応用すればその剪断抵抗の値は著しく過大になる。

4. 實際上多くの場合に於て、例へば吊橋のアンカーブロックの算定に當つては、滑動に對する計算上の安全性の外に、極めて緩慢なる移動にたいする安全性を必要とする。この様な場合には次のことに留意しなければならぬ。即多數の粘土層に就て見るに、若し土層の剪断応力が本質的に、剪断試験により求められた滑動抵抗力より小なる場合には、極めて徐々に而かも殆ど一定の速度で土の流動が生ずるのである。

以上の如く實驗結果を實際に用ふるに當つては、上述の事實を無視するに於ては、多くの場合その土層が實際に示す剪断抵抗を、許し得ざる程度に過大視することになる。自然状態に於ける滑面上の剪断抵抗を判断する上の不確實性を軽減せんがための、今のところ用ふべき方法は更に所を替へて述べることにする。

コンクリート及鉄筋コンクリート

(3) 鉄筋コンクリート T 形梁の
中立軸計算図表

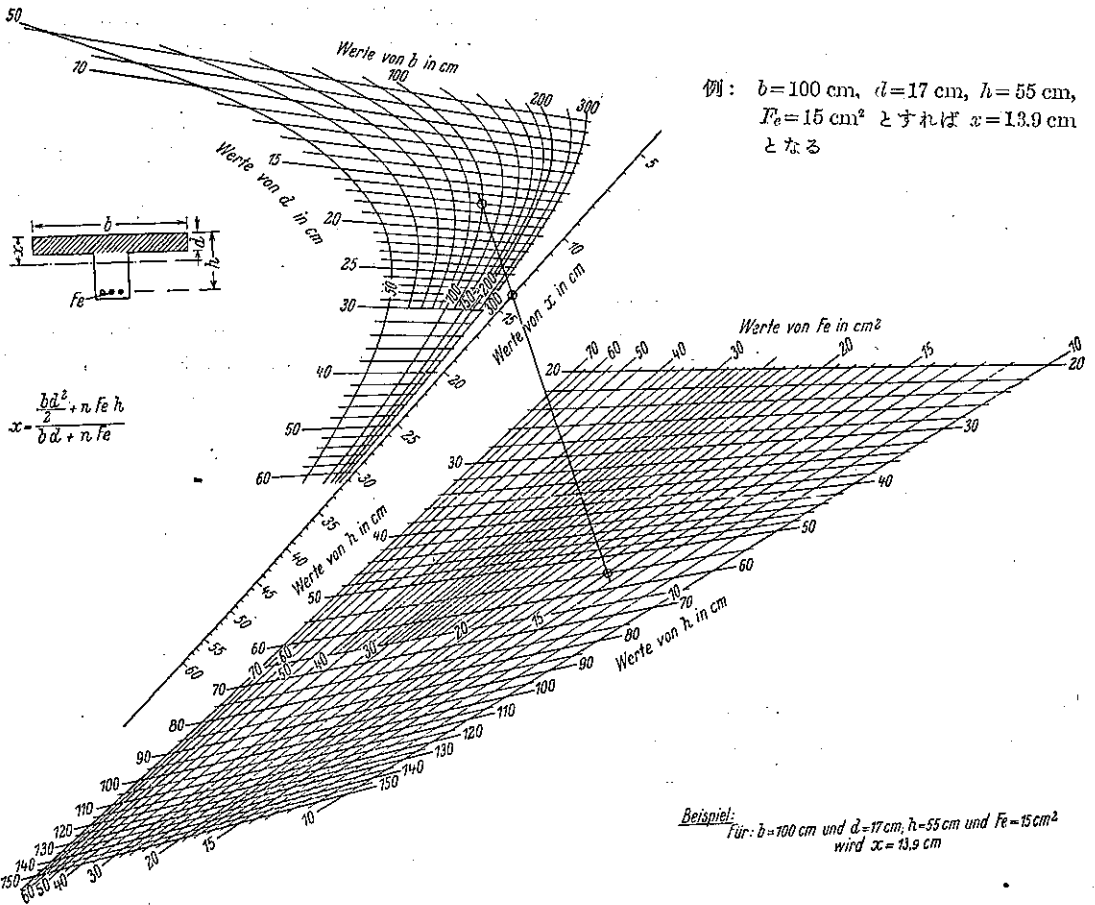
(Fernando Vasco Costa, "Rechentafel zur Bestimmung der Lage der Nulllinie bei der Berechnung von T-förmigen Eisenbetonbalken." Beton & Eisen Heft 16, 1938, p. 270~271
谷藤正三抄)

図-7 は T 形梁の中立軸の位置 x を示す一般式

$$x = \frac{\frac{b^3 l^3}{2} + n F_e h}{b^2 l + n F_e}$$

の図である。但し腹部のコンクリートに於ける圧応力は無視し、弾性係數比 $n=15$ としたものである。本表使用の際に或は F_e の値が表外に出る場合には其の b 或は F_e の値を倍加し、若しくは半分置いて利用する事を得。

図-7. T形梁の中立軸を示すノモグラム



(4) 新形式の鉄筋コンクリート桁

Ulrich Finsterwalder, "Eisenbetonträger mit selbsttätiger Vorspannung," Der Bauing. Heft 35/36 2. Sept. 1938, S. 495~499
星 雄 和 抄

鉄筋コンクリート桁の引張主鉄筋に豫め応力を発生せしめて後コンクリートで被覆する工法に就ては Freyssinet 及 Dischinger の報告等があるが、何れも外力水圧等を加へる方法を探つて居る。以下述べんとする著者の方法は構造物の自重を利用して初応力を発生せしめんとするもので Dyckerhoff & Widman 会社の特許となつて居る。

鉄筋コンクリート桁の径間長は繊維応力が許容応力を超過せぬと言ふ制限を受けるため、腹部及鉄筋の被覆コンクリートは充分利用されず徒らに重量を増加させ殊に径間が大となるに従ひ鉄筋を収める爲桁幅の増大

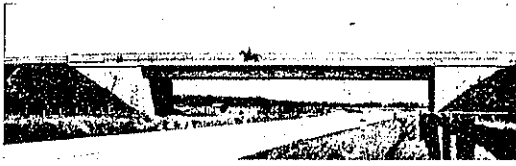
を來す、この事實が本工法を案出した主因をなすもので桁は鉄筋コンクリート応圧材として専ら働かせ主鉄筋は別に丸鋼の抗張材として組立て足場を外して応力を與へ伸びを生じてから、コンクリートを打ち重量の節約を図るものである。

この方法に依り始めて完全に鉄筋コンクリート構造の根本原則、即ち圧応力はコンクリートに、引張応力は鉄筋に持たせると言ふ事柄が技術的に解決される譯である。コンクリートの引張応力は全然無いか、あつても龜裂を生ぜしめるに至らぬ。桁の内応力の計算には弾性変形の外に收縮と匍匐に依るものを考慮する必要がある。

図-8 は國營自動車道に架設する橋梁の計畫図で径間 34.5 m に對し桁高僅々 1.9 m (径間の 1/18) に過ぎず、普通工法では不可能である。

橋桁は支間中央で鉸結された 2 部に分たれ、兩端支點に鉸結された繫材で連結されてゐる。桁部は普通の鉄筋

図-8. 専用道路の橋梁の例



コンクリート構造で幅 25 cm の主桁 2 通と厚 20 cm の床版より成り、圧力のみを受けるから鉄筋は僅かであり、2本の繫材は鉄筋コンクリートロツカーに依り横桁と連絡するから桁は静定となり計算は簡単に出来る。荷繫材は夫々 St 52 径 65 mm の丸鋼 6 本づゝより成る。

鉄筋コンクリート桁の受ける垂面初応力は死荷重に依るもの 29 kg/cm² 満載活荷重の際 41 kg/cm² であるが、荷重を増せば初応力大となり桁の抵抗曲げモーメントが大となる応力計算に依りコンクリートの張応力を殆ど無くする事が出来る、この様な構造の利點は応力計算が簡明で、且コンクリートの収縮や旬割に依る不確實な変形や圧力側と張力側の温度差等の影響が無い事である。撓度はこれ等の作用に依りやゝ大きくなるが、活荷重に依る撓度はコンクリートが材齢を増す爲荷重的の荷重に對し変形率が高い事と繫材の被覆コンクリートが伸びを妨げる事との理由で僅 3 cm (径間の 1/

1100) 鋼鉄橋に比して 70% に過ぎない値となる。1 m² 當り所要鉄材は先づ大体鋼橋の 1/3 中央に橋脚を設けた同高の鉄筋コンクリート桁と偶然にも殆ど一致する。

最大繊維応力は 51 kg/cm² に過ぎず、尙長径間の可能性を暗示する。危険率を拱橋同様 I^2/f (I : 支間, f : 内力の偏心距離) なる係数で判定すると、この場合 750 で拱橋の 1200 に比べて小さく、少くとも 1000 位に取れば径間 70 m 桁高 5 m の單桁を架設し得る。それ以上は連続桁とすれば良い。

次に同一工法に依る鉄筋コンクリート構桁に就き述べる。抗圧材は鉄筋コンクリート構造とし、抗張材は丸鋼を以て作り格點に鋼板を用ひて碇着した。鉄筋の許

図-9.

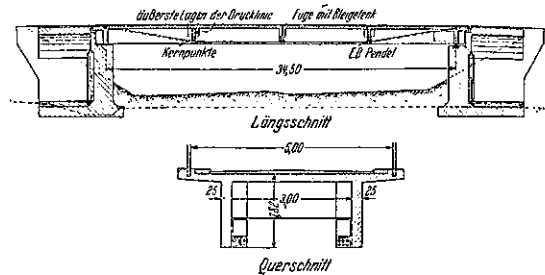
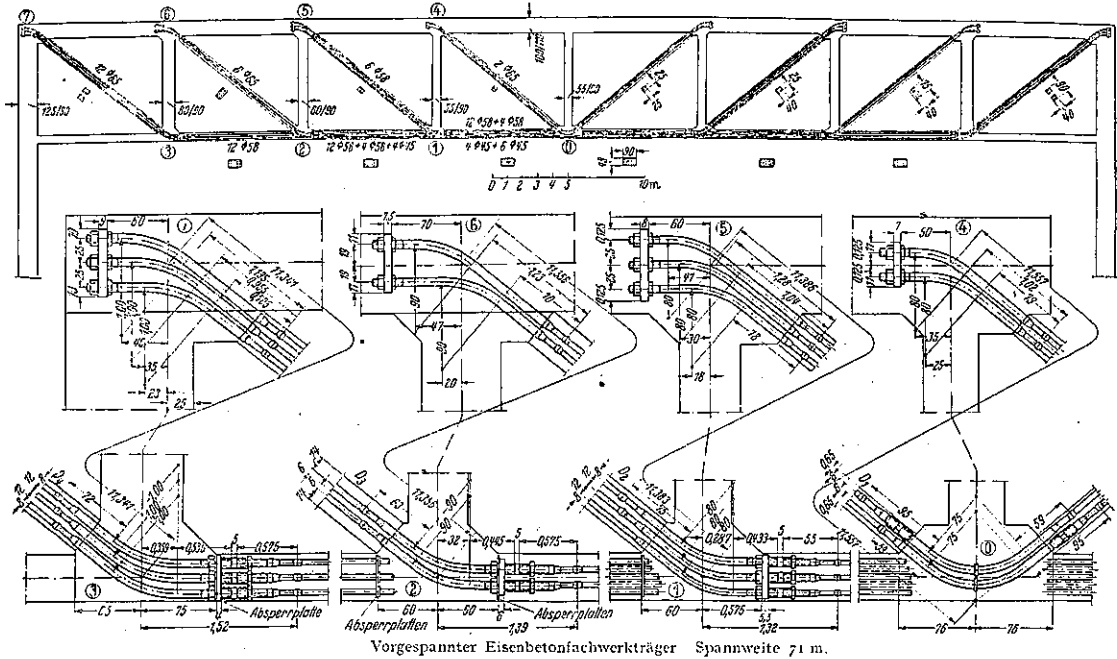


図-10. 格納庫の門構の例



容応力は鋼構造物同様 2100 kg/cm^2 に取り、コンクリートは引張応力を生ぜぬ如く設計して重量の軽減を図る、抗張部材の応力は全断面に対して 300 kg/cm^2 で普通の場合の約 3 倍に達し、且碇着は鋼飯を用ひて充分完全に出来る。抗張材の断面小なる爲生ずる 2 次応力は極めて小さく大規模な構造物に有利で経済的な工法と云へる。

昨年中に實施して好結果を得たものゝ中、図-10 は支間 70 m 奥行 45 m の格納庫の門構桁で裏壁との間に架渡された掛板形屋根の荷重を半分だけ受ける。桁はプラット型平行弦で、上弦は 2 次応力を小ならしめる爲断面をなるべく小さくし、 1285 t の圧力に對し僅か 1.1 m^2 、垂面圧応力 90 kg/cm^2 2 次応力 17 kg/cm^2 を生ずる、抗張材には径 45~65 mm の高級丸鋼を用ひ許容応力は 2100 kg/cm^2 に取る、その被覆コンクリートは足場を外してから打つ、2 次応力の計算には鉄筋の伸びとコンクリートの収縮を考慮するが、足場を外した時丸鋼だけから成る抗張材が自由な角変化をなし得る爲比較的小さい。

支點に最も近い斜材の張力は 728 t で径 65 mm の鉄筋 12 本を入れ、格點で碇着する部分は太い鉄筋を熔接し碇着鋼飯を之にボルト締めにした。熔接する鉄筋の太さは伸びと折曲部がコンクリートに及ぼす側圧を考へて適當に選ぶ。折曲角度は部材軸線が格點で一致する様正確に製作するを要し、狂ひを 1 cm 以内にする。

斜材の鉄筋は格點を過ぎてから厚 10 cm 以下の鋼飯

を用ひ其一部を碇着する(図-11, 12)。

下弦主鉄筋は斜材主鉄筋と連結するものと、部材中を直に通つてゐるものとあるが夫々の径を適當に選んで碇着飯と直通筋の環飯とに依り格點に圧力を與へる様に設計する。

尙格點に於て垂直材が桁の剪力に等しい圧力を及ぼすから細い丸鋼を横に入れて補強する、格點の配筋は密に

なるが主鉄筋間隔は 5 cm 以上ありコンクリートは容易に打てる。又鉄筋の組立は正確を期さねばならぬが重量大なる爲と入念な施工に依り巧く出来る。

次の例は Tempelhof 新飛行場待合室の受梁で支間は 32 m、荷重は 3 本の構柱より受ける普通の鉄筋コンクリート桁及ラーメン構造との比較に依れば鋼材は 44% の節約となつた。

図-13



図-15.



図-14.



図-16.

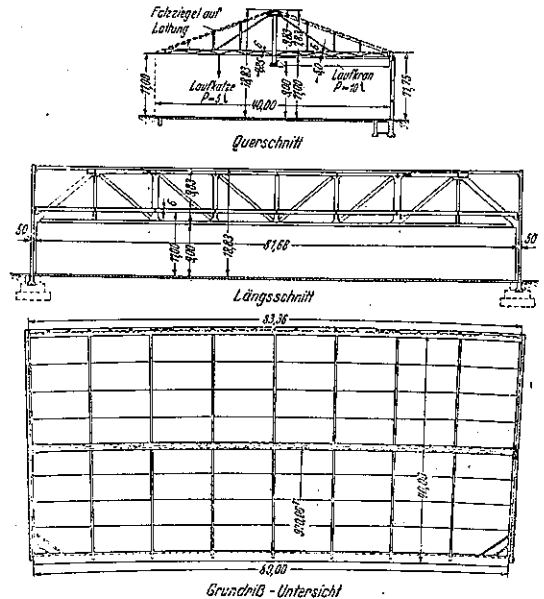


図-13は拱板の端受梁に応用した構桁の例で奥行35mの格納庫の幅50mの間口2径間に構桁を架設し、その間隙より採光せんとするものである。図-14はその外観を、図-15は詳細を示す。

間口80mの格納庫で根扇形の構造にした例(図-16)では幅40mの屋根を支へる支間80mの構桁を設計し、横桁と共に初応力を與へる工法を採用した。下弦材には拱形天井板を上弦材には溝付瓦を取付けた。

以上述べ來つた構々造の安全性は極めて大である。2次応力を消去した場合コンクリートは 100 kg/cm^2 の垂面応力に充分安全であり、鉄筋の安全率は溶接に左右されるが銜合溶接を行つて好結果を得た。對稱的に溶接を進めて内応力を除き且一旦冷却後溶接機に依り簡單に加熱して組織の還元を図つた。綿密な研究に依り丸鋼の銜合溶接には充分な確信を得た、被覆コンクリートは鋼材と一体となつて働き且錆や火災、爆彈等に對し耐久的で有効な保護となる。

鉄筋コンクリート構桁が鋼構造に比し經濟的で鋼材も40~60%の節約になる事は径間80mの場合迄實際に確められた、是迄の結果から判断すると鋼構造に比し自重は大体2:1の割合になり、活荷重を2倍に取れば荷重の比は6:5となつて差は僅かとなり、鉸結構造の鉸孔の差引を考へれば優劣なき事となる。又抗圧材として鉄筋コンクリートが適する事は云ふ迄も無く許容応力を 100 kg/cm^2 に取ることが出來且補剛材繫材等を要しない、折断面に直角な握爪に對しても安全である。

かく考へ來るならば上記の如き構造物に鋼と鉄筋コンクリートを夫々の長所を發揮せしめる様に組合せた工法を採る事に依つて技術的にも經濟的にも大きな効果を期し得る事は明かである。

河 川

(5) 水文学に對する氣象台の貢獻

(W. R. Gregg, "Weather Bureau's Contributions to Hydrology." Civil Eng., May 1938, P. 323~325)
與石一治 抄

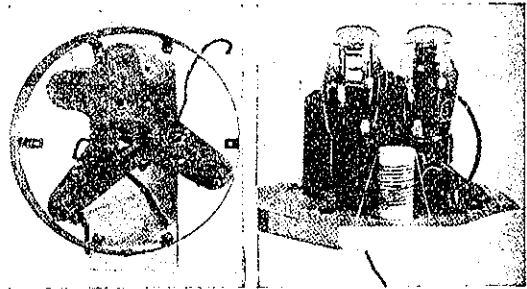
20世紀に入つて漸く上層の大氣の探究が行はれる様になり、風や人の乗つた氣球が現はれた。機械を乗せた小型氣球により、又極く最近に飛行機が直に3~4哩も上昇し、各高度に於ける温度、湿度を記録し、此の方面の研究を行ふ様になつた。是等鉛直方向の諸記録は水平方向の諸記録と同様に氣象の豫報に重要な要素であ

る。

航空に對する新豫報：航空の發達に伴ひ新しい形態の豫報組織の必要が叫ばれる様になつた。此の爲には航空路に沿ふばかりでなく、其の兩側相當の距離までも、懸て襲來するかも知れない悪天氣を豫知出来る様に正確に天候狀況を報告することが肝要である。最も頻繁な航空路に對しては、現今では各地の測候所から毎時天候を報告し且つ6時間毎に豫報を發してゐる。未だ改良の餘地は充分にあるが與へられた豫算で出来るだけの進歩をした。漸次豊富になりつゝある上層大氣の資料を一層研究するならば、數年後には氣象学史上未曾有の大發展を爲すだらうと思はれる。最近無線に依る氣象記錄法が著しく發達して豫報組織を非常に改良させる様になつた。此の器械(圖-17)は氣球に取付けられ飛行機により到達し得ない高さから氣圧、氣温、湿度等の狀況を報告する。

圖-17の左に示す器械に於て上部にあるのが眞空管で氣圧の上下に従つて、收縮又は膨脹する。底部にあるのは人間の毛髮で周囲の空氣の乾濕するに従つて短く、又は長くなる。下部の右方にある2種の金屬から成るコイルは氣温の降るとき堅く巻き、昇るとき解ける。螺旋で

圖-17. 氣象記錄器



取付けられた小さい把手即ち挺子が各部に設けられ、各部の運動に応じて敏感に動く様になつてゐる。時計仕掛の小さいカムが螺旋の接觸部と同一平面上に廻転してゐて30秒毎にカムは其の平面上の定點と接觸する。各接觸により一瞬間器械と送電部との間に回路を生ずる。器械の送電部分は圖-17の右側に示されてゐる。

氣象学と水文学との關係は非常に密接なものであるが、一般に次の2標題に分けて考へられる。

- (1) 長期間の傾向を決定するに必要な統計的關係。
- (2) 水文学上の問題の合理的解決、特に洪水豫報處置を進歩發達せしむるに根本的に必要な氣象連報。

先づ統計の方面を考へると、多年に互つて集録された資料は技術上の諸問題に關聯せしむれば、非常に貴重な

ものになる。此の方面に於ては、他の場合と同様に最も安全に、最も低廉に、最良の結果を得んと努力してゐる。

観測期間が長ければ長い程資料から得られる結論は決定的なものであるから数回の降雨周期を通ずる各測候所の記録を集めれば長期の豫報に對し適當の基準を設ける事が出来る。

洪水調節に對する河川豫報： 氣象臺の洪水豫報は全國を通じて 56 の中心地で行はれ、約 800 の市町村に對して豫報及警報を發してゐる。主要河川の下流に對しては氣象臺は長年月に亙り數日又は數週間前に最高水位を正確に豫報した。Mississippi や Ohio の様な大河川に於ては最大水位の移動速度は却つて緩慢であつて 1 日に 40 哩程度であるから下流に於ては最高水位が到達するまでに豫報を訂正する餘裕が充分ある。然し上流に行くに従つて水位を豫言することは次第に困難となる。降雨量及其の強度、土地及水路の勾配、水源地及其の表面の性質、直前の降雨の影響等は以前は下流水位を表はす項の中に一經めに加算されたが、今は個々別々に量的に考へねばならぬ變數となつた。

國民が最近急激に洪水に對して敏感になつて來た爲に氣象臺では洪水豫報を殆ど總ての主要河川の上流迄行ふことにした。多くの主要な上流観測所に於ては、豫報者は洪水の接近、而かも上流の支川に於て代表的な山津浪の様に押寄せて來る場合を豫報するには僅か 2~3 時間の餘裕しかない。此の問題を解決する爲には降雨と雪解けの状態に応じて實際的に洪水位を豫報し得る様に準備しなければならぬ。市自体も排水區域を設け、又危険な商工業地帯は上昇水位から防禦しなければならぬし、浸水させてはならない財貨は直ちに高所に移動しなければならぬ。浸水の虞れある市町村は非常の際の水の供給と燈火の便とを準備する必要がある。永久的の避難所を豫め選定し、災害の場合の宿舍を設置しなければならぬ。是等詳細に亙る計畫は大洪水に處置すべき責任ある機關により制定されつゝある。

1937 年 1 月の Ohio 及 Mississippi 下流の洪水は洪水豫報の 2 方法を實際に適用した良い例である。Mississippi 下流の豫報は全く上流の水位に基づいて行はれた、一方 Ohio 河の豫報は 1 ケ月に亙つて頻發した強雨に依るものが大部分であつて上流部では雨の止んだ後 24~36 時間にして始めて最高水位が來た。此の洪水に於ては雪は左程重要な要素では無かつたが、往々にして重大な要素となることがある。特に雪が相當の深さに積つてゐる時、雨を伴ふ温暖の氣候が少し連続すれば非常な影響を及ぼす。然し其の時でも雨が相當に猛烈

でない限り洪水は一般に大したことはない。換言すれば降雨に對する正確の適當の豫報が必要である。特に河幅狭く勾配が急で、洪水が奔流する所では必要である。上流地方の豫報は今や氣象臺の水文学者の注意を惹く様になり、最近では流量の算定に降雨と流出量との關係の非常に進歩した考察を適用して急速な進歩を遂げつゝある。

將來の計畫： 現在最も切迫してゐる問題の一つは豫報者に降雨量に依つて支川の流量を見積る手段を與へることである。従つて全國を 9 箇の水文區に分割し、此の中 5 區は最近事務所と人員の配置が終つた。事務所には優秀な水文技術者を置き資料を集め、流量の見積方法を改善し、豫報の順序を調整し統一する。Pennsylvania 州では重要な上流地方には廣範圍の豫報を行ふ必要のある事が認められ、政府、Geological Survey、及氣象臺が協力して州内の河川に對する豫報を進歩せしめる事になつた。最初に全然新しい水文学的資料の採り方の基準を決定した。從來の 24 時間平均雨量では新水文学的流出算定には役に立たない。従つて Allegany, Monongahela, Susquehanna, Delaware 等の河川の流域に 130 箇の雨量観測所と更に 15 箇の流量観測所が設けられた。

分水路や水路の容量を見積る爲めに corps of engineers と協力して最近開始された水理氣象学の研究も亦興味ある問題である。最大洪水量を見積る爲めに嵐を人為的に移動せしめて考へる方法が分水路及び水路の設計者の間に用ひられる様になつた。此の研究は國全体に對し地方的に嵐が起る可能性を決定し、嵐の移動方法を考究せんとするものである。

近年水文学に寄せられた異常な關心は氣象臺に困難な問題を課する結果となつた。以前は一流の測候所で連続せる降雨記録を取る様に時々要求されたに過ぎなかつたが、統一せる自記水位計、嵐を移動せしめる考へ方、水文学上の研究の増加等最近の發達は更に精密な水文学的資料を必要とするに到つた。長期計畫としては更に約 3000 箇所の補助雨量観測所を建設する様になつてゐるが 1~2 年の内に着手される事と思はれる。蒸發量の資料蒐集は多年氣象臺の仕事であつて全國に 60 箇所に近い A 級蒸發量観測所がある。技術者及其他の方面で關心を持つならば更に一層科学的な蒸發量の測定方法が促進されるであらうし、又測定結果を實際に使用する爲に資金も出来るであらう。

(6) Miami 河の洪水調節

(C. H. Eiffert and C. S. Bennett, "Sixteen Years of Flood Control in the Miami Valley" Civil Eng., May 1938, 343~P. 345
興石一治抄)

Miami 河谷は沈下 (1800 年以前) 以来洪水に依つて屢々荒されたが纏つた洪水防禦が計畫されたのは 1913 年の大災害の後の事であつた。救済委員会が組織され、巨額の起費を行ひ、直ちに此の問題の研究を始めた。

最後に採用した計畫では 5 箇所に調整池を作り、之に附帯して水路を改修し、8 都市に築堤する事になつた (図-18)。之は分水路を用はず 1913 年の洪水より 40% 大なる洪水を處理し得るものであつて、此の洪水量は Miami 河谷に實際起り得る最大洪水より尙 15~20% 大なるものと信ぜられた。通常河水は堰堤内の導水渠中を支障なく流れる。之には扉、其の他人工的調節装置は全く無い。洪水の時は自然に堰上げられ、一時貯水されて後徐々に排水される。市街地を通過する水路の堤防は各堰堤よりの最高流量の合計を流して尙 3 呎餘裕がある様に設計された。

竣工後の操作: Miami Conservancy District の計畫の如きは隨意に貸放する事は出来ない、従つて何時非常の場合に際會しても大丈夫である様に常に良好の状態に保持して置く事が必要である。又此の地方は降雨量、流出量及其の關係に關する資料を連続的に蒐集してゐる。降雨と河の水位とは合衆國氣象臺、Geological Survey が協力して記録を取つてゐる。洪水時に於て正確な流量測量を行ひ、合衆國東半部の強雨記録は全部今日まで保管され暗渠、水路に對する摩擦係数が設計と參照する爲に計算されてゐる。暗渠は Kutter の公式中 $n=0.013$ として設計したが、正確の流量實測から計算すると $n=0.011$ となる。之は暗渠が設計上假定したもののより僅かに流量が大であることを示す。設計當時は滑かなコンクリートに對しては $n=0.013$ は少し粗であるが、暗渠の内面は年を経るに従ひ粗度を増すと考へられてゐた。改修水路の粗度は $0.020\sim0.030$ で矢張り設計に於ける粗度より小さい。

此の工事が洪水調節に役立つ様になつてから既に 16 年経過してゐる。貯水回数は Germantown で 90 回、Lockington で 62 回、Englewood で 75 回、Taylorsville で 22 回、Huffman で 25 回である。1922 年 4 月工事は未だ全部完成しては居なかつたが初めて洪水調節の機能を發揮した。飽和した地盤上に強雨があつて全部の堰堤上流に貯水された。此の時 Dayton に於け

る水位は 10 呎より稍低かつたが、以前の儘では 18 呎の危険水位を超過し相當なる洪水に見舞はれたであらう。

此の他大洪水は 1924 年 6 月、1929 年 2 月、1933 年 5 月、1937 年 1 月に起つた。此の中で最大のものは 1937 年 1 月の洪水であつた。其の最高洪水位は Dayton に於て 14.6 呎、Hamilton に於て 16.5 呎であつた。全ての堰堤の上流に貯水され、其の深さは Huffman の 24 呎から Englewood の 55 呎まで種々あつた。保護された地域に於ては人畜の被害は無かつた。

洪水を運滞せしむる貯水池の操作は全く自動的であり、調節された流量は其の地方の都市を通過しても堤防を害さないことは事實であるが、一方亦暴風雨に伴ふ最高水位の豫報が要望されてゐる。此の希望に沿ふ爲に充分防禦されてゐない地域の土地所有者に水位上昇の切迫せるを警告し、強雨の後來るべき最大洪水の時刻と水位とを豫報する方法が発達した。此の新豫報は 1924~1937 年に互る 41 回の強雨を解析したもので "unit hydrograph" の原理を適用した最近の發展を含んでゐる。26 回の強雨の記録から降雨の最中より Dayton に於ける最大洪水位までは 28~44 時間を要し、此の中 90% は 28~35 時間で平均は 32.4 時間であることが解つた。此の時間の変化は降雨で連続しても 48 時間以上継続せざる場合は季節や降雨量には無關係である様である。夫故に降雨記録が手に入ると直ちに Dayton に於ける最大水位の時刻を到達前に豫言出来る。全雨量観測所では 1 in/day 以上の雨は必ず電話で Dayton に通知してゐる。Dayton に於ける最大洪水量を迅速に見積る爲に一層詳細の究行はられた。各強雨前 1 ヶ月間に互つて降雨量や一般氣象狀況を表にした。降雨と流出量の特性は季節的であることが認められたので季節的に分離した。此の地方の一般天候狀況に適合する様に 4 季に分ち各季節に對して各強雨に於ける Dayton までの流出量の總和と之に依る Dayton の最高水位との關係をプロットした。此の 2 要素の間には緊密な關係が発見され "unit hydrograph" の理論と同様に豫報に用ひられる。各季節に對する 4 箇の図表上の點に適合する様な円滑な曲線が引かれ、斯くして強雨に對する全流出量が手に入ると、Dayton の最高洪水位が正確に見積られることになる。従つて問題は出来るだけ簡単に各強雨の際、總雨量記録から總流出量を見積る方法を考案することである。各強雨の以前及其の最中の天候、地盤の狀況を詳細に研究して、流出率即ち種々の狀況に對する百分率を推定することが出来る。簡単にする爲に種々

図-18. Miami 河流域図

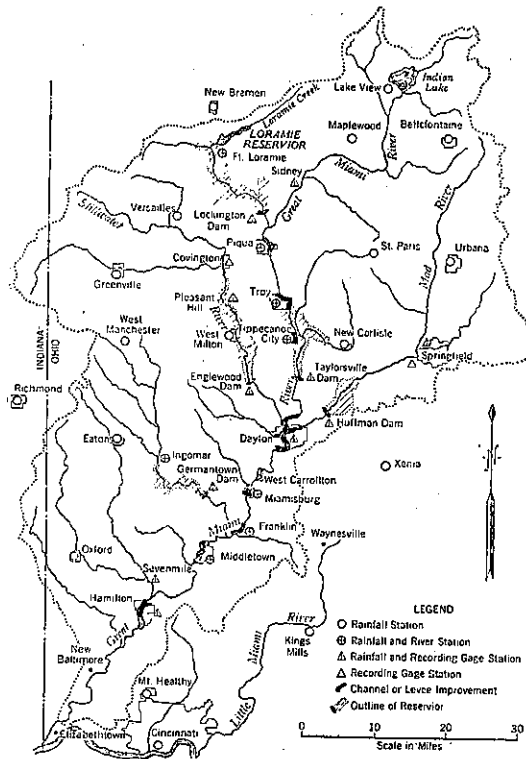


表-2.

Dayton に於ける総流出量と其の上流に於ける総降雨量との比 (%)

CONDITIONS	WINTER Dec.-Mar.	SPRING Apr.-June	SUMMER July-Sept.	FALL Oct.-Nov.
Snow and ice, frozen ground, followed by rain and thaw	100+	80-90
Wet ground, heavy preceding precipitation, thaw after cold weather	60-75	70-80	30-40	45-60
Moderately wet, some preceding precipitation	50-60	50-70	20-30	30-45
Moderately dry, little preceding precipitation	35-50	25-45	10-15	20-30
Very dry	30-35	5-20	1-5	5-20

の状態を 5 種に分類し、流出率は 4 季 5 種類に就て數値を定めた。是等の流出率は表-2 に示されてゐる。表に於て流出率が廣範に変化してゐるのを見れば、何等かの根據なくして漫然と全流出量を見積つても無益である事が解る。此處に與へた根據は勿論概略に過ぎないが、強雨の以前及其中の状況の知識と判断を以てすれば確かに合理的な近似せる結果を與へるものである。此の方法で 11 回試験した結果 10 回は見積つた全流出量は實際の量の 10% 以内であつた。

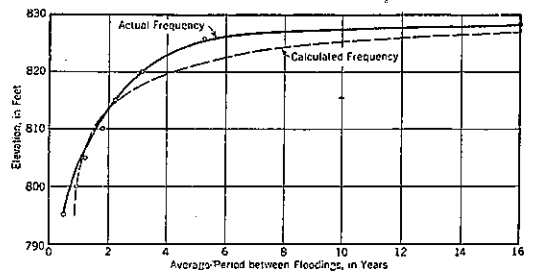
強雨が互に接近して続いた場合は、最初の洪水が流下して了はない前に次の洪水が起るので、第 2 回目の最高水位の見積は複雑である。各強雨の時期は分離して考

へなければならぬ。斯様な場合、流量曲線は毎時の水位を取る毎にプロットすれば曲線の勾配から山が過ぎて後最初の強雨に依る流出量を算定することが出来る。次の最高水位に對しては一般の方法で求められる。

遊水地に氾濫する頻度：此の地方の市民、特に遊水地を農場としてゐる者の第 2 の關心事は耕作に有用な土地に氾濫する頻度である。堰堤の直ぐ上流側の部分を除いては此の遊水地の大部分は農場となつてゐる。洪水で背水を受ける區域には建築物は建てないので人命及財貨の危害は免れる。

堰堤の築造に先立つて過去の洪水を調べ洪水頻度の研究が行はれた。洪水頻度曲線は是等の資料から得られ、耕作計畫其他に用ひられてゐる。此の工事完成後 16 年間図-19 の Englewood 貯水池に對する図表に

図-19. 洪水頻度曲線



より示される如く洪水頻度は改修前の資料より算出した頻度曲線に近いものであつた。洪水背水の頻度を季節の立場から研究するのも必要であつた。若し 1893 年から堰堤が操作されてゐたとすれば今日まで農場に影響する洪水が 60 回起り、其の中 43 回は 1-4 月までに起り、6-10 月に起つたのは唯の 4 回であつた。

次に屢々起る問題は Miami 河谷の流量調節が Ohio 河の洪水に及ぼす影響である。Miami 河の Ohio 河への合流點は Cincinnati 市より 20 哩下流にあり、1937 年 1 月の Ohio 河最高洪水位の時に此の區間の水位差は約 8 呎であり、又同時に Ohio 河の Miami 河への背水は 10 哩を遡つた。Cincinnati に於ける水位に及ぼす Miami 河の影響は無視し得る程小であることは明かである。Miami 河を改修した爲に Ohio 河の遙か下流に及ぼす影響は兩河川の最高洪水位の時刻により、有利なことや不利なことがあるが、何れも僅かで Ohio 河の河口に到達する迄に此の影響は全く無くなる。

(7) 1938 年の Los Angeles 洪水報告

“The Official Report on the Record Los Angeles Flood of March 2.” West. Const. News Sept. 1938, p. 328-330. 中谷茂壽抄

今年の 3 月 2 日に未曾有の大洪水に際會し、ロサンゼルス郡では死者 113 名、概算損害額 45 000 000 弗を出した。將來に於ける洪水防止計畫の一助として、同郡では雨量、流出量、推積物移動等の要點を含む詳細なる報告書と記録を作製した。此の報告書には過去の洪水と計畫洪水との比較をしてゐるが主として實際記録の集成であつて、洪水防止問題の解決法を書いたものではない。次に報告書の要點を抜き書きする。

氣象学：洪水の前後には氣象状態に異状がなかつ

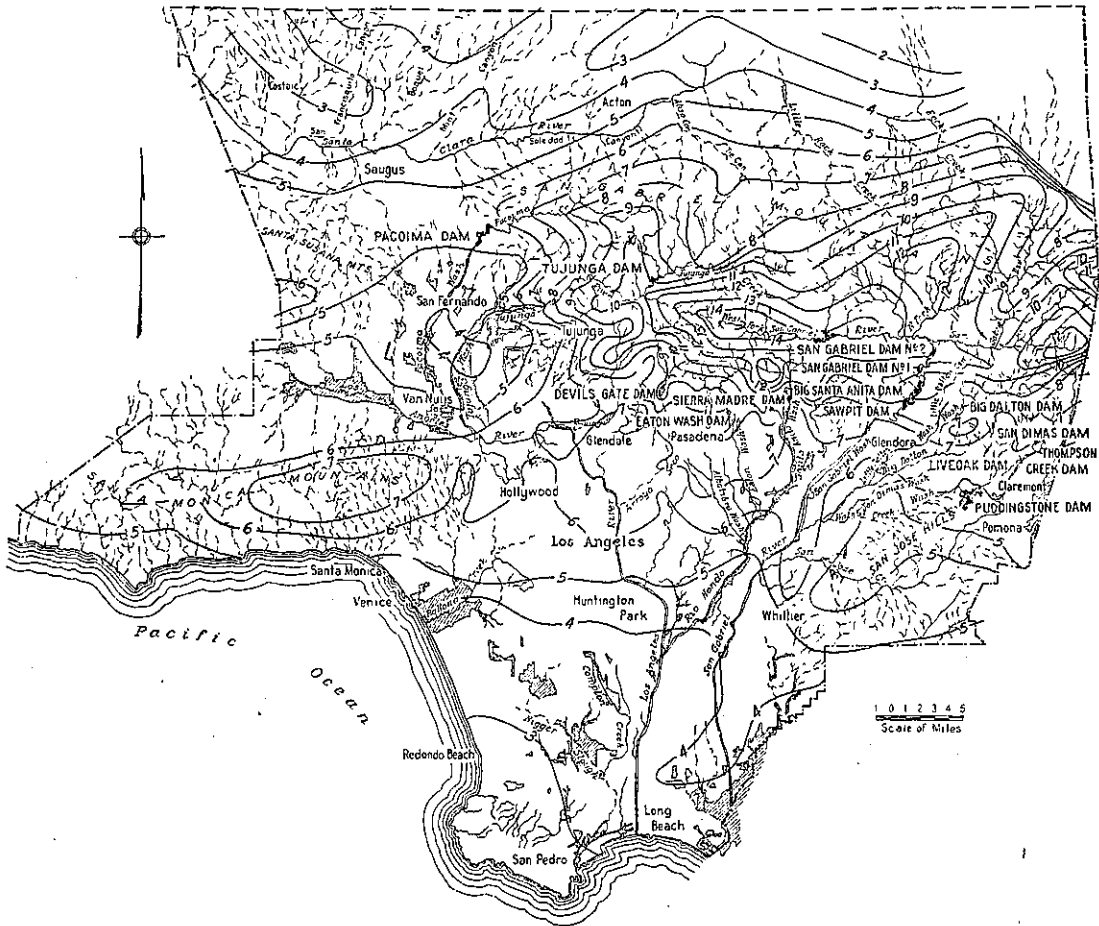
た。3 月 2 日の暴風雨はハワイ群島の北西部大平洋上に源を發してゐる。沿岸に移動するに従つて暴風雨は 3 つの高潮を伴つた。其の第 1 は停滯し、3 月 2 日の午後後に發生した第 2 の高潮と合して同地方を通過した。暴風雨は強大なる東南及西南の風を伴つたが、此の強風が降雨量の大部分を齎したのである。大なる湿度の空氣が強大なる東南及西南風により同地方の山岳地帯に打ち當り大氣中の濕氣が放たれた結果に起因してゐる。

降雨量：降雨は確然と 2 期間に區別される、第 1 は 2 月 27 日から 3 月 1 日の朝に至る間であり、第 2 は 3 月 1 日の夕方から 3 月 3 日まで継続した期間である。

一般的に云へば 3 月 2 日の降雨量は 5 日間継続した全雨量の 50% に達した。即ち砂漠地方では 3 吋、沿岸では 4 吋、平野では 5 吋、山麓では 7 吋、サンタ

圖-20.

ロサンゼルス郡では 65 年毎に此の圖に示す如き降雨に際會する。同位線は 3 月 2 日午後 5 時までの 24 時間内の降雨量を示す。流出量數字は最高水流である。大氾濫した區域はハッチを以て表し、堰堤は黒色で表してある。



モニカ山脈では 7~8 時, 山脈では 11~15 時であつた。図-20 は 3 月 2 日午後 5 時に終る 24 時間内の同位雨量図を示すものである。24 時間内の最大降雨量は 15.96 時にして、総暴風雨期間中の 120 時間内の最大量は 30.08 時であつた。

今回の暴風雨の記録によれば総降雨量は 1922 年 12 月の暴風雨中の降雨量に等しく、他の總ての従來の暴風雨記録を超過した。

サンガブリエル山脈とロスアンゼルス市にある 2 観測所の記録によれば、山地と平野の降雨量との差異を知る事が出来る。表-3 に降雨量の比較を示す。

表-3. 降雨量比較

継続時間	山地観測所		平野観測所	
	降雨量 (時/時)	発生豫想年数	降雨量 (時/時)	発生豫想年数
5 分間	4.56	3	2.10	1
15 分間	3.28	10	1.52	2 1/2
30 分間	2.40	12	1.32	5
1 時間	1.82	17	.90	6
2 時間	1.52	25	.72	12
5 時間	1.52	100 以上	.61	60
24 時間	.66	100 以上	.26	100 以上

本表によれば 3 月 2 日の暴風雨の 5 時間以上の降雨量は度々発生するものではないがより短時間の降雨量なれば度々発生する可能性のある事が判る。又降雨量は山地に多く平野に少い事も示す。

ロスアンゼルス川、サンガブリエル川、パロナ谷及サンタモニカ山脈の流域が受けた降雨量は計畫 50 年間 1 回の最大降雨量を超過してゐる。

流出量: 大流域の最高流出量は過去に於ける總ての記録を超過し、50 年間に 1 回あるものと計算された計畫最大洪水量に接近した。小流域では過去の記録の方が高く、計畫最大洪水量より遙かに小であつた。

ロスアンゼルス川では今回の最高洪水位は過去の記録の 2 倍に達した。アロヨセコでは 1914 年に記録した最高洪水位と同位であつた。サンガブリエルでは今回は過去の洪水位を遙かに超過した。

本区域内の堰堤位置に於ける 3 月 2 日の流出量と 50 年に 1 回の最大計畫洪水量との比較を表-4 に示す。

表-4. 洪水量比較

堰 堤	3 月 2 日最大流出量	計畫最大流出量
サンガブリエル No. 1.*	94 380	118 200
ビッグツチユンガ	94 000	49 200
サンガブリエル No. 2.	28 800	13 000
ブディングストン*	5 850	18 830
デビルズゲイト	11 400	27 100
パコイマ	8 160	12 550
サンディマス	4 400	15 000

サンタアニタ	4 600	14 100
イートン	2 225	9 400
ビッグダルトン	1 300	6 230
サンブソン	600	5 450
ソウビット	1 120	5 160
シエラマドレ	700	2 980
ライブオーク	355	3 070

* 上流にある堰堤により調節されてゐる

24 時間流出量が堰堤の容量を超過した所では最大流出量の減少は小であつたが、此の量が堰堤の容量に等しいか又はより小なる所では最大流出量の減少は堰堤により調節されてゐた。

表-5. 3 月 2 日の洪水時に於ける最大流出量表 (流域 1 平方哩に對する流量)

河川名	位 置	流域 (平方哩)	最大流量 (sec. ft.)	1 平方哩に對する流量 (sec. ft.)
ロスアンゼルス川	デイトン街	510.00	68 000	133
パコイマ	パコイマ堰堤	27.77	8 150	293
小ツヂユンガ	谷の出口	19.33	8 540	443
大ツヂユンガ	ツヂユンガ堰堤	51.85	34 000	418
フオールグリーキ	出口附近	2.23	4 200	1 883
ビッグケンス谷	堆積場	1.84	1 270	690
アロヨセコ	コロラド街	36.00	8 600	239
パロナ	ソウテル街	112.00	22 500	201
ルビオ谷	ルビオ湖	0.88	2 000	2 273
下サンタアニタ	シエラマドレ堰堤	2.39	700	293
サンタアニタ	サンタアニタ堰堤	10.82	4 600	425
ソウビット	ソウビット堰堤	3.27	1 120	342
サンガブリエル	堰堤 No. 1	202.16	94 380	467
サンガブリエル	,, No. 2	40.42	23 800	588
大ダルトン	大ダルトン堰堤	4.49	1 300	290
サンディマス	サンディマス堰堤	15.92	4 400	276
ブディングストン	ブディングストン堰堤	33.13	5 850	177
ライブオーク	ライブオーク堰堤	2.30	355	154
サムソン谷	堰堤	3.91	600	154

堆積物: 本区内の堰堤の堆積物は前古未曾有であつた。此の結果として堰堤の容量減少は 3%~80% にも達した。侵蝕の速度は 1 平方哩に付き 12 000~80 000 立方碼にして平均 51 000 立方碼であつた。堆積物の容積は最大時間内流量の 3~30% に達した。

洪水により其の容積を損ぜられなかつた堰堤は唯 1 つブディングストンがあるばかりであつた。洪水が此の堰堤に流入する前に大部分の堆積物は排除されてゐた。堆積物の最大はサンガブリエル No. 1 堰堤の後の堰堤に落ち込んだ 5 200 英町呎であつた。

1934 年初頭の大洪水を起した流域に築造された堆積物には 541 000 立方碼の堆積物があつたが、此の設備が無ければ全部住宅区域に流出した筈であつた。堆積場上流の侵蝕の平均速度は 1 平方哩に付き 60 000 立方碼であつた。侵蝕の最も僅少なるはシエラマドレ堰堤の上流で 1 平方哩に付き 27 000 立方碼にして最も植林が完備

してゐた地方である。

諸堰堤に於ける濁流の容積は殆んど總ての堰堤の容量を超過してゐた。最悪の状態に置かれたのは大ツデユンガ堰堤にして 24 時間の流量は堰堤の容量の殆んど 4 倍にも達した。最大流量の堰堤の影響による減少は 5% 以下に過ぎなかつた。

諸堰堤の放水口が大部分暴風雨中に塞がつて了つた。パホイマ堰堤では放水口は完全に 3 月 3 日の朝中に塞がれたが最大流量は之より先に過ぎ去つてゐた。ツデユンガ堰堤の 3 放水口中の 2 箇所は暴風雨中に塞がれ最大流量は餘水吐から流れ去つた。第 3 放水口は堆積物より高い位置にあつた爲塞がれなくて平常通りに運転してゐた。サンタアニタとサウピット兩堰堤に於ては全部の放水口が塞がれた。サンガブリエル No. 2 堰堤の 5 放水口の中 2 箇所が全然堆積物の下に埋まれ其の用を辨じなかつた。

道 路

(8) 濕地に於ける道路建設

(Nathan L. Smith, "Notable Dual Road completed" E. N. R. July 14, 1938. P 45-49. 原口正一抄)

有名な複線道路遂ひに完成す： Baltimore から Havre de Grace 迄通じて居た 4 車線分離道路は Delaware 州 Wilmington まで Maryland の部分が新しく開通した。Baltimore と Maryland の Havre de

図-21.

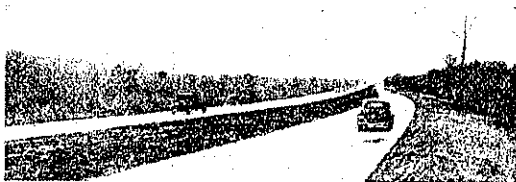
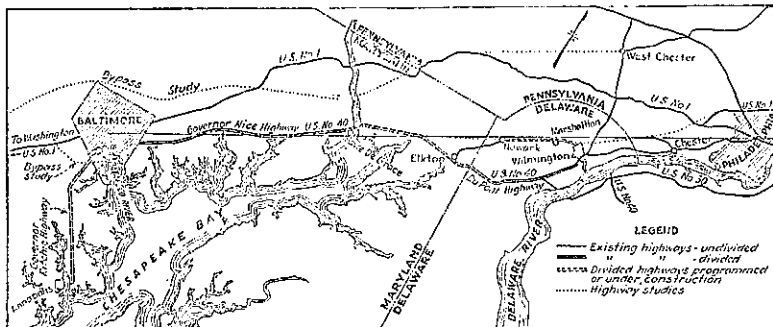


図-22. Maryland 複線道路の位置選定と現在線及計畫線の關係



Grace 間の U. S. Route No. 40 は図-22 に示す如く多年極小半径の平面曲線や縦曲線、幅員狭き橋梁、不十分な見透距離及他の交通事故を惹起する種々の地勢を有する迂回線であつた。兩都市間には Pennsylvania 鉄道及 Baltimore & Ohio 鉄道が Philadelphia から Washington 迄幹線を通じて居る。此の兩線に接近して南側に Chesapeake 灣があり、之から無数の潮河が數哩に亙つて陸地に入り込んで居る。此の鉄道と低濕地帯の間に沿つて、新道路を選定する事が Maryland State Roads Commission の技師が直面した問題であつた。

新選定線は最も經濟である： 原案は現在線の改良を計畫し、出来る限り現存する路面を利用し、60 呎 (18.3 m) 道路用地内に 30 呎 (9.2 m) 幅の鋪裝道路を設計した。此の案は種々の無理な點がある事が判つた。即ち次の如くである。

(1) 30 呎 (9.2 m) 幅に鋪裝を改修する事は 70~80 呎 (21.3~24.4 m) 幅の用地上に 4 車線道路を建設する費用と同じ巨額の用地費を必要とする事が判つた。

(2) Baltimore と Havre de Grace 間の 3 線にて、其の交通量は 1930~1935 年にて、1 日平均 5 300~7 300 輛である。近代的 2 車線道路にて、此の交通量は、乗合自動車と積載能力 3 t の貨物自動車より成る 10% を除き、異常なる交通量激増を惹起する事はない。高速度車輛の交通を阻む制限された見透距離と、貨物自動車の速度を 20 哩/時 (32.2 km/h) に低下せしむる急坂との爲に、此の國に於て最も交通頻繁な道路となつて居る。交通量の頂點は、春から Havre de Grace の Fall Race Meets にかけて起り、1 日に 22 000 輛に達する。従つて 4 車線道路は缺くべからざるものである事は明かである。

(3) 數年前委員會は Baltimore から Washington 迄 U. S. Route No. 1 を改良し、殆ど全線に亙つて既成鋪道を利用し 2 車線を 4 車線に擴張した。完成後、工費を検討した處、同じ費用で近代的設計の道路を別に新設する事が出来る事が判つた。此の線の交通事故は非常に多く且つ毎年保守の爲若干の附帶改良をやつて行く必要があつた。

(4) 以前に行つた研究に依り、多數の住宅、充滿する詰所、及其他の商館等を沿線に有する

既成線を、4車線に擴張する爲、必要な80呎幅の道路用地買収は、意外に多額の費用を要する事が判つた。

測量や計畫を何度もやり、又聯邦當局と屢々討議を重ねた結果、2鉄道線の間に位置し Baltimore への入口にて既存道路に連絡する爲、Baltimore & Ohio R. R. に對する乗越交叉を有する全然新しい路線を選定した。図-22 に新舊兩線の關係及低濕地帯を示してある。

最小限150呎(45.7m)幅の道路用地が決められ、委員は其の地方に獲得した権利を行使した。Baltimore の附近及 Aberdeen の町中で重大な困難に打當つた。Baltimore の町外れにて買収せねばならぬ改良地區の外に、道路用地は貴重な煉瓦用粘土の堆積地方や、其他の天然資源帯を通らねばならなかつた。Aberdeen までは建設線に沿ひ30戸の住宅と、其他の建物を退かせるが破壊しなければならなかつた。

Maryland は、契約を転記し有形の構造物を迅速に建立すべき法律上の権利を持つて居なかつた。然し所有権が確立される前に所有物に對して商議を完結しなければならなかつた。大体に於て各々の場合、沒收手續は訴訟に掛け、權利、測量、區劃整理、及法律上の手續に對し附帶審査を惹起した。路線に沿へる各地點にて土地使用權の自由を獲得したので、土工請負者に迅速に仕事を進める事を通告した。土地使用權獲得の最初の署名から、最後の障除を除く迄殆ど3年を要した。横断する地帯の大部分は廉價であつたが、土地使用費は640000弗に達した。

沼澤地を數百尺に亘つて横断し、土工として盛土及深い根切りを必要とする地帯の盛上げ等がある爲、Baltimore と Aberdeen 間の地均しと橋梁に對して切投請負 (Separate Contracts) を採用し、築堤の落着きに長時間費す事を許した。地均し工事に對する最初の契約は1934年6月18日許可され、引続き外6箇所の契約をなし工事を急いだ。請負者全部の華々しき協力にも拘らず、此の工事は1936年6月迄完成出來ず、土地使用權の停滯が遲延の主原因なる事を表明した。此の契約に於て約1920000碼(1468000m³)の掘鑿を除外し、9000碼(6800m³)餘のコンクリートを一部の排水裝置として使用した。

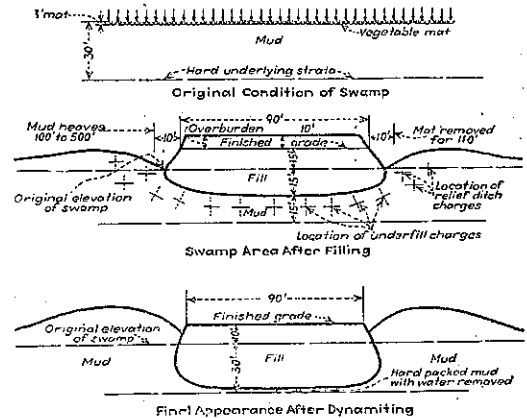
沼澤地帯に對する處置としては第1に、所に依つて4呎の深さにも達して居る腐蝕土の除去である。除去方法には50%ニトログリセリンに依る爆破を用ひ、工事を迅速にし且つ腐蝕土の吹き飛ばしに効果を擧げた。ダイナマイト1~2個を裝填した爆薬を18吋(45.7cm)間隔5呎(1.5m)置きに、中心線に平行に設置した。各列

の第1爆薬のみ雷管を取付け、残餘は第1爆薬の破裂に依り點火させる事にした。爆薬に依り腐蝕土を除去し且つ其の下部の土もドロドロに液狀化した。爆薬の量は周圍の耕地の狀況に依り決めた。開闢な所では通常法肩の外側から外側迄の幅より廣く、長さ100呎(30.5m)、幅200呎(61.0m)とした。

腐蝕土を除去した後は、尖端で土運車が通行出來る丈の幅の楔形に盛土を形成して行つた。地均しを終へた地盤上に巧く盛土を行ひ、其の高さは、泥の深さを決める特別の穿孔用具にて全断面を通じて行へる測量の結果決定した。場所に依り変化のある泥の比重と、盛土材料の緻密性が道路建設に変更を來し、又地均した路盤上の盛土の高さは泥の深さの2/3とした。

爆薬は盛土と堅き底層地盤の中間に裝置した。其の填充量及配置は試爆破に依りて決定した。40%ゼラチンの迅速爆薬を使用し盛土を10~20呎(3~6.1m)空中に噴き上げた。之に依り、より多く填充せる爆薬は盛土を爆破し、盛土の落着きに對し其の衝撃は何等効果がない事が判つた。高速爆薬を盛土の各端に沿つて設置し、盛土下面の爆薬の爆發前1/5secに點火した。斯くて生じた盛上りは溝を生じ変位せる盛土下面の泥に對し餘地を與へた。爆發後數週間盛土に手を觸れず、寧ろ降雨に依り空隙が充たされ全體的に落着き迄放置する事にした。其の後に地均機を使用し、色々手を加へ所要の勾配断面に仕上げた。図-23 に其の設取りを示した。

圖-23. 爆破に依りて低濕地に於ける盛土の落着きを行ひたる場合の説明圖



沼澤地の盛土の外に、Chesapeake 灣の入江が多數存在する爲、無数の管及函形暗渠、其他の小規模の排水工、25呎(7.6m)以上の橋梁13個(Golden Ringにて Baltimore & Ohio R. R. の線路を乗越す跨線道路橋を含む)が必要であつた。最大の河は Big Ganpow-

der Falls である。此處は總徑間 190 呎 (58 m) の 3 徑間橋梁であつた。小徑間の橋梁はコンクリート桁とし、50 呎 (15.3 m) 以上はコンクリート舗装の鋼桁とした。小橋梁は 80 呎 (24.4 m) の幅員とし、従つて頭壁は舗装端の外側 5 呎 (1.5 m) の所に來た。最大の橋梁は、複線道路を越ずる爲に、2 個に分離した橋梁 5 個であり、之は各車線に對し 30 呎 (9.2 m) の幅を有する。原案にて此の 5 個の橋梁を計畫した時、若し複線型橋梁を放棄せば、100 000 弗節約出来る事が判つた。之等橋梁は全部、道路橋設計に使用される最も重い標準貨物自動車荷重にて設計した。

図-24. 30 呎 (9.2 m) の遊歩道にて分離せる複線道路の構造 (複線道路設計としては 50 呎 (15.3 m) の遊歩道を偏へた方が寧ろ實際的である)。

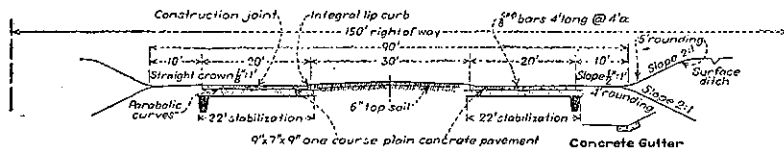


図-24 は典型的複線道路を示したもので、幅 20 呎 (6.1 m) をコンクリート舗装とした 2 車線より成り、30 呎 (9.2 m) の遊歩道にて左右に分離し、舗道の各外側には 10 呎 (3.1 m) 宛の肩幅を附けた。交通量が増加した時は、現在肩幅が占むる 10 呎 (3.1 m) を舗装して、現舗道の外側に 10 呎 (3.1 m) の車線を増幅する事が出来るし、尙且つ充分の餘裕がある。即ち、側歩道及排水の便の爲の 20 呎 (6.1 m) の附帯幅を有する 10 呎 (3.1 m) のも一つの肩が利用出来るのである。地盤、地形共に申分なき Aberdeen と Havre de Grace 間では、設計を修正し遊歩道を 50 呎 (15.3 m) とした。左廻り運行のより大なる利便と、他車線から入り込まんとする車輛に餘裕を與へる爲に、委員が 50 呎 (15.3 m) を複線の分離間隔に最適なりと確信した事に依るのである。然し道路建設の主要部分の地形の性質上特に低濕地帯に於ては 30 呎 (9.2 m) に制限せざるを得なかつた。縦断勾配 5/1 000 以下且つ横断勾配が外側に向つて居る所以外は、舗道を内側に傾斜させる事に依り路面排水を行つた。30 呎 (9.2 m) の遊歩道は舗道の内側端に傾斜する様に中高とした。路面の水は内側の高くなつた端、即ち高さ 3 呎 (7.6 cm) 斜面長 9 呎 (22.9 cm) の縁石上に溜る。此の水は、遊歩道面の豪雨が流入する排水孔と連結された特殊設計の集水口に集る。

50 呎 (15.3 m) 遊歩道の所では、舗道の内側の縁を昂遊起させず、中央接目から両方に傾むく様中高とした。

歩道の内側 30 呎 (9.2 m) は中高とし、各舗装車線の内側端から流線長 10 呎 (3.1 m) 迄排水する事にした。將來當然舗装車線の増幅を必要とするのであらうが、其の場合各車線は現舗道の内側に準備する事が出来、内側端昂起の構造となるだらう。

コンクリート舗装は 10 呎 (3.1 m) 幅車線に設計し、縁を 9 吋 (23.9 cm) 中央を 7 吋 (17.8 m) の厚きにした。兩床版の間には 4 呎 (1.2 m) の連結釘を使用し、10 呎 (3.1 m) 幅車線にて施工継手を 30 呎 (9.2 m) 間隔、伸縮継手は 90 呎 (27.5 m) 間隔とした。

切取、盛土の法面勾配は何れも 1:2 にした。餘剩土

砂は總て盛土の地固めが肩の擴幅に使ひ、霜除け床に依り生じた土砂も又全部同様に利用した。此の切掘げに依り道路の安全性を著しく増大し、運転手に安全感を與へ、保護柵を見込み量より 25% 減ずる事が出来た。保護柵は木柱に鋼索を張つたも

ので、10 呎 (3.1 m) 幅の肩の外側に建てた。

複線床版間の連結又は交叉は公道との交叉點及他に全然交叉のない所で 1 500 呎 (45.7 m) ~ 2 500 呎 (76.2 m) 程度の間隔にて設置した。

全線を通じて曲線は僅か 10 個である。最大曲度は 2°30' (曲線半径 458 m) である。最小見透距離は 700 呎 (213.5 m) で最大勾配は 60/1 000 である。約 2 哩 (3.2 km) が 40/1 000 ~ 60/1 000, 5 哩 (8 km) が 20/1 000 ~ 40/1 000 で殘餘 20 哩 (32 km) は 20/1 000 以下である。

水の問題: 切取りの大部分にて、路盤は、砂礫層と、粘土層の接觸點にある地下水面の下にある事が判つたし、又他の部分では切取り全部が粘土である事が判つた。此の兩者の場合、條件の悪い路盤の爲に、安定度増加と、巨額の舗道維持費を避ける爲には路面排水設備が缺くべからざるものとなつた。

安定度増加の爲に粘土路盤上に厚さ 6 吋 (15.2 cm) の砂層を置き、掘土機及農作用凹形耙にて砂を粘土中に混入した。此の方法は均等に混入出来ない事が判つたので止めた。それで路盤を 1 呎 (0.3 m) 掻き取り霜除け床を砂で 1 呎 (0.3 m) の深さに作つた。此の霜除け床に對する排水設備として、其の外側端に平行に且つ接近して 4 吋 (10.2 cm) タイルの盲溝を設けた。霜除け床中の含水量試験は 3 日間雨続きの後に行つたが、盲溝のある所では 4% で盲溝なき所では 19% であつ

た。

法肩が侵蝕されるのを防ぐ爲に急勾配の切取の處では、斜面に沿つて18吋(45.7 cm)の折返しを附けた粗石張り溝を造つた。法面から水が滲出する切取面では、法肩に平行に且つ接近した小段溝を設けた。Belcampに近き切取にては、滲出する水量が多い爲法尻に溝を設けて水を取る事にした。此の方法は有効でなかつたので、多額の維持費を節する爲に、溝を設けた處に砂利で裏込めをした有孔波状金屬管を設置する事に設計変更した。

コンクリート舗装が崩れぬ様、正しき形の維持又霜除け床の勾配の維持は可成り困難を覺えた。30吋(76.2 cm)の鋤を使用したが全然駄目だつた。築堤の天端に砂交り礫を使用したが、排水の迅速なる事、雨の場合の容積変化の小なる事、簡単に搗固め出来る事、舗装面の維持に充分安定である事に依り舗装の床として非常に有効であつた。舗装せざる所には砂の代りに砂交り礫を使用した。

數ヶ所ではあるが、管暗渠基礎に支圧抵抗の極小な土が入り込んで來た所があつた。此の所には荷重に對し充分の支圧力を有する木製算盤基礎とした。捨算盤の下を水が流れ洗掘を生じ、捨算盤の毀損を起した處が一ヶ所あつたので、再發を防ぐ爲暗渠の入口の捨算盤の前面に矢板を打込んだ。

仕事の量及工費： 上述の土工契約下の土工とコンクリート工事の外に、道路建設に次の如き仕事があつた。

舗装に直接関係ある掘露	480 000 碼 ³ (367 000 m ³)
路盤の安全度増加用砂及砂交り礫	162 000 噸
小排水装置に要したコンクリート	3 000 碼 ³ (2 330 m ³)
コンクリート舗装	672 000 碼 ² (662 000 m ²)
保護柵用鋼索	5 000 呎 (1 525 m)
暗渠用管	29 500 呎 (9 000 m)
石製盲溝用タイル	66 600 呎 (20 300 m)

建設工費総額

用地費	630 000 弗
土工及排水設備費	994 000 "
鋤費	96 000 "
分割鋤具とした橋梁費	410 000 "
舗装費(霜除け床を含む)	2 004 000 "
上置き土	52,000 "

總工費 4 196 000 弗

今後の改良： 複線道路の現東部終端は、Havre de Grace 競走場附近の Pennsylvania R. R. を乗越す陸橋の西側である。40 號線は此の點から Havre de Grace を通過し複線上路橋にて Susquehanna 河を渡るのである。此の河から 18 呎(5.5 m)にて Delaware 州に入り、約 18 哩(29 km)眞直ぐに Perryville, Northeast

及 Elkton の目貫きの通りを通過する。同線は Pennsylvania R. R. の線路に對し Perryville 及 Northeast にては下を潛り Bacon Hill にては跨いで居る。交叉點にては曲線半径が小さくて危険である。4 番目の立体交叉は Elkton の西方にある。

Havre de Grace の既設部分及新 Susquehanna 河橋梁の改良が計劃されて居る。2 鉄道線間で Elkton まで改良は伸びて行く筈だ。此の Elkton にて東部地域の現存する橋梁を利用して居るが西部地域の交通に對し Pennsylvania R. R. を乗越す別の橋梁を計畫して居る。Elkton には近道が出来、Delaware 州が此の間開通させた Wilmington から南への複線道路の州路線と連絡されて居る。

監督： 上述の道路は Governor Nice Highway と命名された。工事は、同線が通過する州の道路局が行つた。最初の主任技師は H. D. Willar, Jr. であり、2 代目即ち現在の主任技師は著者である。

(9) 事故地帯の照明に就て

(T. W. Dana, "Lighting the Night Accident Zones." Roads and Streets., May 1938, P 40-43.
大串滿馬抄)

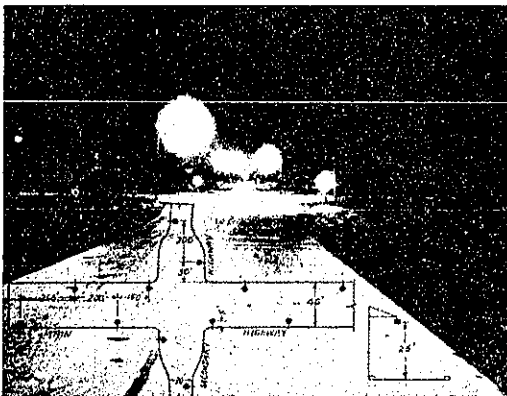
一道路系統に添つたあらゆる場所の内、平面交叉、急カーブ、低路交叉、そして之等に類した地域は安全な交通の流れに最も大きな危険を與へる、特に視界の最も狭められた夜間に於て然りである。道路のこうした場所又はこうした區間は "Night Accident Zones" と呼ばれる、そして直線區間の道路よりも更に強い照明が當然必要となる譯である。次の data は 1 道路系統の内非常に事故を生じ易い區間に適當な道路照明を行はふとする際道路技術者に明瞭な助言を與へ様と云ふのである。

ナトリウムアーク燈は事故地域に用ひて特に效果ある琥珀色の光を持つてゐる。2 車線幅又は 3 車線幅を有する道路の直線區間に對してナトリウムアーク燈の光線が有效なりと認められる間隔は 200~250 呎であるが上述の危険區域に於てはその間隔は 75~150 呎に縮められる必要がある。平面交叉、カーブ、或は直線道路の如何を問はずこのナトリウムアーク燈は舗装面から約 25 呎高く、そして舗装の縁端から 3~6 呎だけ内部に延びた持送り材の端に取付けられる事が必要である。この位置はランプの眩輝作用を最小にすると共に舗装

面の反射を最大に保ち得るのであつて、これが良好な視界を得る爲に極めて大切である。

直角平面交叉の照明： かくの如き交叉箇所はよく有る例であり、そして多くの場合その道路標識があまり目立たないので夜間これを識別する事が困難である。その結果一般に事故頻發箇所となる傾向がある。ナトリウムアーク燈はその特異な黄色光の爲この種の地域に對して危険を防ぐのに効果がある。それはナトリウムアーク燈が警戒燈として役に立つのみならず、自動車の運転手が交叉箇所で標識を読み且歩行者の道路横断を認識するのに都合が良いからである。図-25 は Chicago

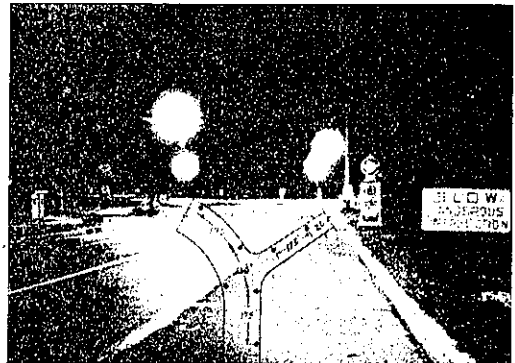
図-25. 直角平面交叉の一例



市近郊の直角平面交叉の一例を示すもので、光束 10000 ルーメンのナトリウムアーク燈で照明されてゐる。寫眞内の平面図は此のランプの間隔並に配置を示すものである。

斜接平面交叉の照明： 主要道路と2次道路とのカーブに於る斜接交叉は“Night Accident Zones”の他の型を示すものである。カーブの急な場合にはランプはカーブの外側に設ける事が必要である。之は特に狭い2~3車線幅の道路に於て然りである。著しい急カーブの場合のランプの平均直線間隔は危険交叉區域に於て125~150呎に縮小される必要がある。そして漸次兩脇に間隔を擴大して200~250呎と爲し、道路の兩側に互ひ違ひに配列する。図-26 は New Jersey 州に於けるこの種の交叉箇所の典型的なものである。幹線道路は 10000 ルーメンのナ

図-26. New Jersey に於ける交叉の一例



トリウムアーク燈で照明を行ふ。2次道路は幹線道路の照明様式とは異なり4000ルーメンの白熱電燈に遮光装置を用ひて適當な照明の強さを與へるのである。この装置は直線間隔125呎、ランプの高さ25呎、20呎幅の道路の一方の側に5呎だけ道路に張出して設けられる。

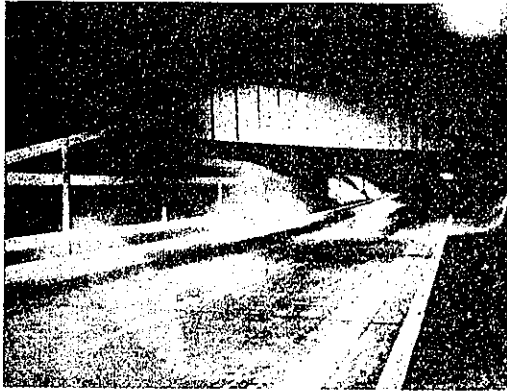
鉄道踏切の照明： かくの如き特に危険なる地域に對する照明の必要性は National Safety Council の聲明書によるも明白である。即ちその一節に1936年中に3792回の踏切事故があり、その内1914回は夜間に生じてゐるがそれはいづれも照明の缺如に起因する事を述べて居る。直列配置乃至多燈式配置のいづれにせよ10000ルーメンのナトリウムアーク燈を設備し、これは鋼柱又は木柱の上にランプの中心まで約25呎の高さに取付けられる。ランプは舗装の縁端から5呎だけ内部に張出して設けられ、そして踏切の兩側に40~50呎の間に設けるのである。かくする事に依つて最も大きな視界を與へるのみならず特殊の色の光線は警戒燈としても有効である。

下路交叉及上路交叉の照明： 多くの場所で主要な幹

図-27. 下路交叉の照明の一例



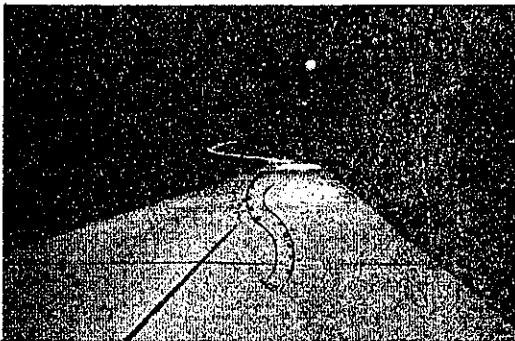
図-28. 下路交叉の照明の一例



線道路上の危険な鉄道踏切は下路交叉又は上路交叉等の立体交叉にする事によつて除かれた。しかも尙依然危険である事に變りの無い場合が多い。と云ふのは之等の多くがカーブを有し、狹隘に過ぎ、或は霧のたも込める傾向があるが爲である。特に下路交叉の様式は種々あるのでその照明方法も一つの共通した範例で示す事は困難である。之等の下路交叉は多く長い不規則な取付道路を持つて居るので照明設備を完全にするには附隨的にランプの数を増加する必要がある。この種の照明方法の例が図-27, 28 に示してある。

危険なカーブの照明: 図-29に示されて居る様な急カーブは夜間特に高速度自動車道路に於て重大な危険を生ずる。かくの如き道路の状態が晝間と同じく數千呎の手前から知られれば運転手は速度を落すに十分な時間を持ち得るし且危険區域を安全速度で通過し得る事になる。図

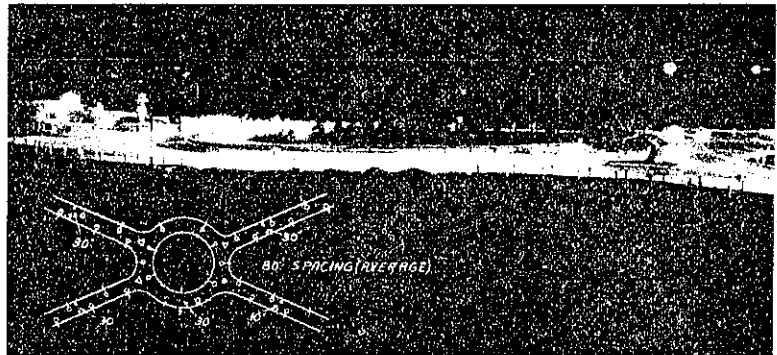
図-29. カーブの照明



-29 に示された 2車線道路の照明は顯著な實例である。このカーブには 4000 ルーメンの bar filament 白熱電燈を 2 燈 1 ケ所に用ひて視界を擴大するのである。ランプは 125 呎間隔に、路面より 25 呎だけ高く、且幅員 20 呎の道路の縁端から 5 呎内部に張出すのである。この際特にランプはカーブの外側に設置すべき事を強調する、それはかくする事に依つてどのランプから發散した光も路面の最も大きな面積を照らし得る事になるからである。

交通環及クロバー葉型交叉の照明: 或場合に 2 つの交通量大なる路線の危険な直角平面交叉は交通環又はクロバー葉型交叉を作る事によつて安全にされた。しかしたとへ改良が或種の事故を除き得たとしても屢々道路系統の複雑化に伴つて混亂が生ずる。一度この地域に乗入れると視界の狭い事により型肘を受けて十分に早く道路標識を讀む事が不可能となる。之が運転手を一層

図-30. 交叉改良の一例



混亂させる事になる。かくの如き地域には照明こそ事故を完全に除去し得る。図-30 は New York 州 Troy 近郊の交叉改良の好例を示すものである。この交通環は遮光装置を施した 10000 ルーメンのナリトームアーク燈で照明されてゐる。その平面図は図-30 の寫眞の中に示してある。

結論: 研究と技術の進歩とは最近數年間に光源の効率を非常に増加せしめた、そして材料並に設計の改良は光束の分布を一層正確に制製しそしてより高い利用効果を擧げ得る照明設備の完成を可能にして居る。今日道路の安全照明として有効な光源は白熱電燈とアーク燈とである。之等は各々適用の範囲があるが而も土地の状況並に土地の要求を研究すればどんな特殊の場合にでもこれに適合した照明の型を決定し得ると思ふ。

(10) Reading 市航空港

(Albert W. Gotch and Arthur Walborn, "Reading constructs a Municipal Airport." The American City, July 1938, P 39~40.)
山田正男抄

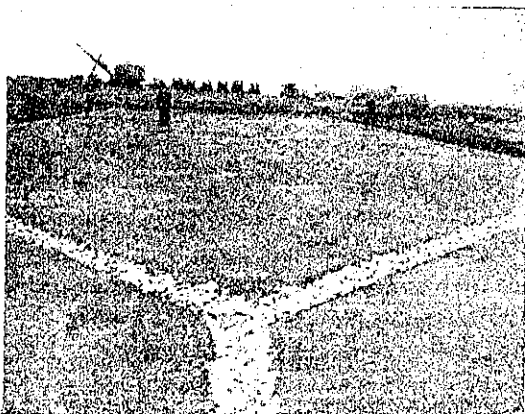
Reading 市航空港は本年末完成する豫定である。航空港は市の北西の郊外にあり、市域から 1 哩以内にして、市の商業地域ホテル街から 3 哩、自動車で 10 分の距離にある。航空港に通ずる bernville road は State Highway Department で改造中にして航空港の立派な取付道路となる。

航空港の面積は 185 エーカーにしてその中現在は約 125 エーカーである。此處は自然の "turtle-back plateau" に位し、表面排水が容易であり、障害物が全くない。滑走路は 3 角形を成し主要滑走路は NW からの SE の方向に向ひ他の 2 つは EW 及 NS の方向である。此の 3 角形を走行路が兩断して居る。着陸地帯の最小幅員は 500 呎にして各々延長 3 600 呎 2 900 呎 2 500 呎ある。滑走路は幅員 100 呎にして瀝青舗装をし延長は各々 3 000 呎、2 400 呎、2 100 呎である。3 角形中の走行路及主要滑走路の中心に面した格納庫及本屋に通ずる走行路は幅員 50 呎である。舗装部分以外は總て芝生とする。

W. P. A. の事業として 1936 年の夏工事に着手した。工事にはかなりの地均し工事を含み 50 萬 yd^3 以上の土及岩石の移動が必要であつた。

Reading 市航空港は中間飛行場であるから同市に對しては此の大きで充分である。更に周囲の土地に對する仰角を小にし障害物を除けば滑翔角度を小にし得るから着陸地帯及滑走路を數百呎増加する事が出来る。

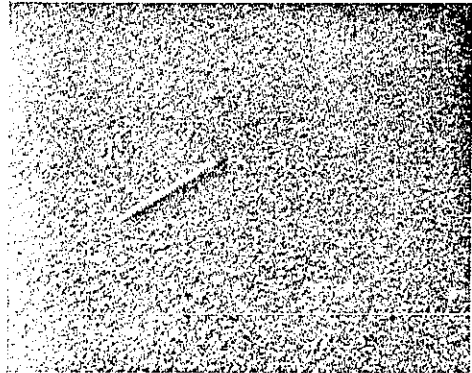
圖-31. 滑走路下の排水溝



同航空港は人口 175 000 の重要な工業中心地に位し、人口 300 000 の郊外地に圍繞されて居るが大西洋岸の航空港起點から飛行機で 1 時間以内であるから航空港の起點とはならないであらう。

滑走路は 8 吋の基礎と 2 吋の表層より成る。基層には鐵滓及碎石を深さ 8 吋に互つて壓縮した。壓縮基礎

圖-32. 滑走路の仕上面



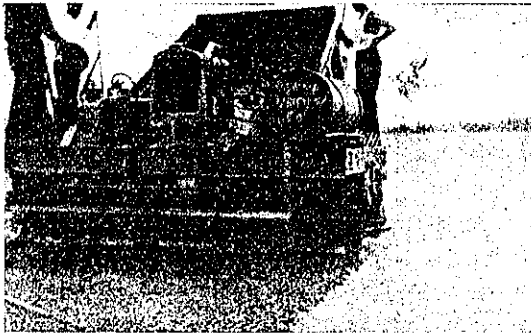
は 1/4 吋以下の石灰石篩層を最大限に転圧する。表層は約 2 吋に壓縮した 1 層のアスファルトコンクリート乳劑より成りアスファルト乳劑で被覆する。アスファルトコンクリート混合乳劑は粉碎した鐵滓をアスファルト乳劑と混合せるものより成る。此の混合物は約 3 1/2% の瀝青を含有する。

トラック運搬距離は工場から約 5 哩ある。滑走路への混合物の撒布は撒布機によつて行つた。

アスファルト乳劑の被覆層は 1yd^2 に約 0.25 ガロンの割合で使用し、1/2 吋の碎石を 1yd^2 に約 20 ポンドの割合で撒布した。その上を 1yd^2 に約 3 ガロンのアスファルト乳劑で被覆し、之に 1yd^2 に 15 ポンドの碎石を撒布する。仕上のアスファルト乳劑は 1yd^2 に 0.25 ガロンの割合で使用し 1/4 吋碎石を 1yd^2 に 8~10 ポンド撒布する。此の仕上の被覆は特に最大量を安定せしめ表面が緻密なよく壓縮した一様な組織となる迄転圧し均す。

此の構造は滑走路に有効である。瀝青を多量に表層の上層に用ひたから風化をよく防ぐ事が出来る。軽い表面處理法の賢明な維持は風化の程度に応じて建物や柵に塗料を時々塗ると同様に塗料を使用するがよい。Reading 市航空港の滑走路の骨材として鐵滓を用ひたのは興味のある問題である。同航空港から約 5 哩はなれた Temple, Pa. に 1807~1921 年に互る鉄製造の送風爐の作業に伴ひ約 1 000 000 t の空冷送風爐の鐵滓が堆積して居る。道路建設に此の材料を利用したのは 1931 年

図-33. 鐵滓の散布



に始まり以後約 200 000 t が Temple の半径 30 哩以内の道路建設に使用せられた。此の鐵滓の平均重量は 1ft³につき 80 ポンドである。

鐵滓の山に 12 の穴を深さ 12 呎迄鑿井機によつて掘る。此の方法により約 5 000 t の材料を一時に掘鑿し得る。粉碎及篩の工場は Temple Slag Co. の鐵滓の山の傍に建て 1 日に 750 t の能力を有する。

都 市 計 畫

(11) Norfolk の 駐 車 計

(L. W. Tazewell, Director of Traffic Survey, Norfolk, Va., "Results of Norfolk's Parking Meters." The American City, July 1933, P. 47~48
山田正男抄)

駐車の問題の起る根本條件は駐車用に利用し得る縁石の長さの長さに限りがあると云ふ事である。同時に駐車し得る車の臺数は 1 臺の駐車に必要な縁石の長さで全長を割つたものである。此の縁石の同時駐車能力に駐車制限時間数を乗じたものが、その土地の車の駐車臺數 "space hours" を示す。之は一定量であり駐車計を設置すべきか否かを決定する標準となる。

1937 年 2 月 25 日に駐車臺數の決定に基き Norfolk で中央商業地域の代表的街路に 246 臺の Dual-parking meter を設置した。

商業地域の全縁石長は 81 670 呎であるが歩道、バス駐車場、人の乗降又は商品の積降地帯、タクシー駐車場、車道消火栓等の土地的又は法律的禁止の爲に駐車に利用し得る縁石の長さは 57 606 呎に減じ、その内譯は次の如くである。

- 駐車禁止地帯 20 968 呎
- 午前 7 時~午後 7 時迄駐車禁止地帯 .. 2 518 呎
- 駐車時間制限地帯 20 799 呎
- 駐車時間無制限地帯 13 321 呎

駐車時間制限地帯の内約 24% に當る 4 920 呎は現在駐車計を採用し 1 臺に 20 呎とし總計 246 臺設置されて居る。斯かる土地は "metered area" と呼ぶ。駐車計の設置により車の入換りは表-6 の如く増加した。

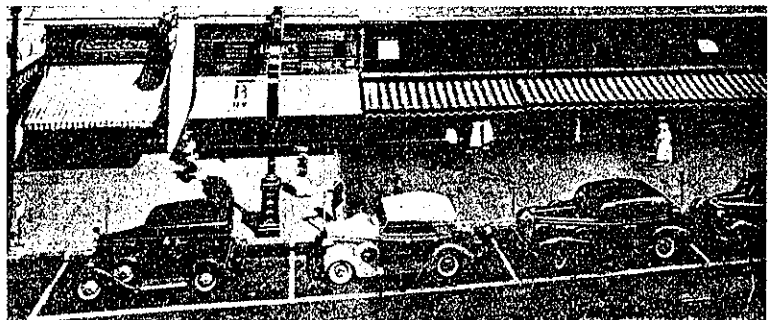
表-6. 9 時間内に於ける一駐車箇所駐車臺數

Granby Street	駐車計設置前後		増加率 (%)
	設置前	設置後	
City Hall~Market 間の東側	8.0	10.1	26
City Hall~College Place 間の西側	6.7	12.6	88
Market~Freemason 間の東側	6.9	9.9	44
College Pl.~Freemason 間の西側	7.8	12.4	60
Freemason~Charlotte 間の東側	4.2	5.8	38
Freemason~Charlotte 間の西側	3.8	5.5	45
Granby Street	6.2	9.7	57
Brooke Ave.~Boush to Granby 間両側	4.6	9.1	98
Tazewell St.~Boush to Granby 間南側	6.6	10.4	58
Market St.~Granby to Monticello 間両側	0.5	13.4	41
College Pl.~Boush to Granby 間北側	7.1	10.4	46
Freemason St.~Boush to Monticello 間東側	3.4	5.4	59
	5.8	9.0	55

上述の結果を研究すれば駐車計設置前は Granby St. では車は殆ど手當り次第に 14~20 呎の縁石長を占て居たが駐車計設置後は 20 呎毎に縁石に印を附し、横断歩道を設くべき街角に "no parking area" (駐車禁止地帯) を設けた。その爲に利用し得る全縁石駐車能力は少くとも 25% に減じた。それにも拘らず "metered area" 全体の各種駐車臺數は 55% の増加を示した。

"metered area" に駐車した車の内 37% は以前の自動車の駐車制限時間の満期前に駐車したものである。即各種街區に於ける制限時間内駐車は 30~56% 平均 37% である。又 "metered area" に駐車した車の臺數の内 59% は Norfolk の車であり、22% は同縣内の

図-34. Metered Area



車、7%は同州内の他縣の車、12%は州外の車である。

“metered area”では1名の交通巡査が3輪のHarley-Davidson 自動自転車に20分毎に巡視し、制限時間を越えて駐車して居る車を駐車計で調査する。此の巡視は必要以上に強硬であるから少くとも1名で500個の駐車計を取締る事が出来る。

Non-metered areaでは交通巡査が縁石を1周し駐車して居る車に白墨で印を附し2周目に印を附した車を調査するのである。縁石の延長は約16000呎ある。之を約同延長の6區に分ち、各地方につき1名の交通巡査が徒歩で駐車計の作業時間である午前9時～午後6時迄巡視する。non-metered areaに於ては駐車統制に關する眞の狀態に応じて出来得る限りmetered areaと密接に並行して進まなくてはならない。

構 梁 及 橋 造 物

(12) 經濟的な高橋脚鉄筋コンクリート桁橋

(E. A. White “High Concrete Bridge for Low Cost.” E. N. R. 1938 Sept. 1.)
岩永義美抄

ワシントン州タコマ市の近くで、非常に長い柱を用ひ、部材全部を中空断面にして著しく經濟的な橋を造つた。ゲーリング道路橋が之である。

橋は全長264呎(87m)、水面上90呎(29.5m)、中央スパンは90呎(29.5m)で、巾員20呎(6.55m)の車道はH-15荷重で設計した。部材を中空断面にした爲、形枠は埋殺しになるが、所要コンクリートは500碼³(382m³)、即ち1.9碼³/呎(4.4m³/m)で済んだ。工費は22070弗、即ち83.60弗/呎(254弗/m)、1呎²にすれば3.34弗/呎²(10.15弗/m²)であつた。

桁は全スパンを通じて、幅4呎(1.21m)の桁2本が、純間隔7呎(2.14m)に配置してある。床版は5呎(1.51m)だけ兩側に片持梁式に突出して居る。故に床版幅は全部で、 $7+2\times 4+2\times 5=25$ 呎(7.62m)である。橋脚上で、2つの桁は幅4呎の中空横梁で連結した。中空断面桁の特長は、顛倒モーメントに對して安全な事である。

中央90呎スパンの中間支承部では10×1呎のハウンを設ける。腹版は全スパンを通じて、厚さ8吋(20.3cm)、底版は5吋(12.7cm)である。但しハウンでは17吋(43cm)である。

主鉄筋は正負鉄筋とも版の全幅に平等に配置した。90

呎スパンでは中央と、1/4點に6吋(15.1cm)の中間隔版を入れた。70呎スパンでは此の隔版を1/3點に入れた。

底版の横鉄筋は径1/2吋(13mm)で中心間隔18吋(46cm)に配筋し、その兩端は腹版の中に2吋(61cm)だけ曲げ上げた。6吋隔版には水抜孔を設けた。

中間柱は1ヶ所に2本設け、ベントとして働いて居る。此の柱は桁と剛結してあり、中空断面で、外形は4呎の正方形、中空孔は3呎の8角形である。柱にはバター無く、兩柱は、柱頭の4×6呎中空横梁と、柱脚のコンクリート基礎だけで連結してある。柱は桁と剛結して設計してあるが、非常に可撓性大で、桁のモーメントには大した影響は及ぼさない。最長柱は柱脚から桁下端まで72呎(23m)あり、高さとの比は18である。コンクリートの純断面積は8.45呎²(0.665m²)である。

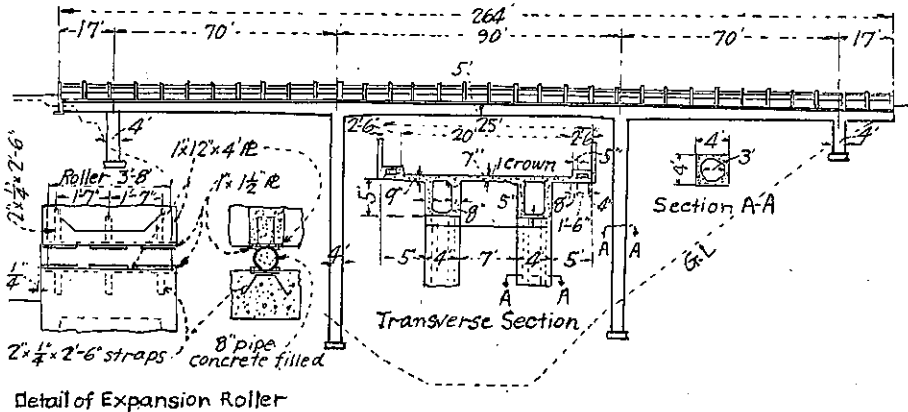
端柱は谷の頂部にあり非常に短い。しかも断面は長柱と同一断面であるから、非常に剛性が大である。故に桁にかゝる水平横荷重は、一度床版に傳はり、床版はスパン230呎(70m)桁高25呎(7.60m)の水平桁として作用し、荷重を兩端短柱に傳達するのである。

桁の伸縮は西側の短柱でとつた。東側端柱は桁と剛結してあり、中間長柱は、可撓性大で、桁の多少の伸縮によつては、大した応力は生じない。西側端柱では柱と桁の間にローラーを入れてある。

自由支承の柱頭には4×48吋と言ふ幅は狭いが、高さの高い隔版様の桁が柱の側壁に付て居る。柱頭には更に18吋の厚さの蓋がある。柱頭と桁の底部、即ち支承部には1吋×12吋×4吋の鋼板を橋軸に直角に取りつけた。此の板には1×1 1/2吋の耳金を熔接し、耳金の間にローラーを置いた。ローラーは長さ3呎8吋の特種8吋パイプにコンクリートを填充したものである。ローラーの表面は仕上げを省略した。之はローラーの直径は8 5/8吋もあり、ローラー及底版の表面の狀態如何は桁に大なる影響を及ぼさないからである。ローラー上には12吋の隔版があり、此の隔版に依り7呎間隔の兩桁を連結した。又此の隔版は、更に12吋だけ下に延びて桁高を増して居る(図-35参照)。下に延びた隔版と柱の側壁との間には1/4吋の間隙を残して置く。若し桁に大きな横荷重がかゝり、桁とローラーの摩擦力で支へきれなくなつた時には、1/4吋だけ桁が移動して隔版と柱頭との間隙は無くなり、柱頭が支承となつて、隔版下垂部が有効に作用するのである。

固定支承側では桁の端に横版があり、之が直接土圧を支へて居る。自由支承側では、桁端に唯小さな端部横版

図-35. 高橋脚コンクリート桁橋



Detail of Expansion Roller

があるのみで、土圧は別に小さな土留壁で支へた。

施工: 埋込み型枠は總て 2×4 時の木造で、ship-lap で覆ふてある。然し萬一型枠の膨脹等の爲大きな圧応力が生じた場合の爲に、型枠の一部に弱點を作つて置く。

コンクリートを打つ前には此の埋込み型枠は水で浸した。斯うして型枠を膨脹させて埋込むの後にコンクリートに悪影響を與へる様な事は考へられない。

長柱の施工は著しく簡單且有效な方法で行つた。先づ兩柱の型枠を組立てるが、その際内側の面を除いて、3面の型枠を全部組立てる。次に 8 呎分の鉄筋と埋込み形枠を置き、締具を装置し、最後の 1 面を 8 呎だけ組立てる。斯くして 8 呎宛コンクリートを打ち施工する。

桁の施工には、柱施工の時のコンクリート運搬用足場を補強し、中間に支保工を建て増して、桁の支保工とした。

桁の鉄筋は埋込み型枠を置く前に組立てたので、職工が働き易く、非常に能率が良かった。桁のコンクリートは床版の下で、施工接手を作つて、2 段に施工した。底版のコンクリート填充は次の如く施工した。即ち片方の腹版からだけコンクリートを入れ、バイブレーターを使用した。バイブレーターと、コンクリートの静水圧により、コンクリートは底版を流れて他方の腹版に出る。

くて底版にコンクリートが充分に行きわたつた事をめた後、兩方の腹版を同時に施工した。斯かる施工法に依り型枠取外し後の底版コンクリートは充分緻密で、よく行きわたり、鬆の如きものは發見されなかつた。

型枠取外し後、90 呎スパン中央で撓度は 3/32 吋 (2.4 mm) に過ぎなかつた。

(13) ボックスガーダーの一例

“Box-Girder Bridge Used On Federal Aid Feeder Road.” West. Const. News, Sept. 1938, p. 330-331
中谷茂壽抄

キャリフォルニヤ州に於ける最初のボックスガーダー橋がメンゾチノ郡のイール河に築造されたが、ボックスガーダーは桁の高さ低く、ために洪水に對する最大限界が得られ、平滑なる下表面が得られる。橋脚の基礎は岩盤の上に設けられる爲沈下の心配がないので 3 徑間連続とした。

設計圖は図-36, 37 の如くである。

橋脚の基礎は岩盤中に掘込まれ、角 1 1/4 吋鉄筋を以て岩盤中に碇着されてある。鉄筋は 5 呎岩盤に埋込まれ 3 呎基礎コンクリート中に埋込まれる。基礎の上に橋脚は 18 呎 9 吋×4 呎の断面を以て立てられる。上下流の面は 45° の角度に傾斜して作られて居り図に示す如く 8 吋壁を有する中空橋脚である。中空断面は 6 呎 6 吋×2 呎 8 吋にして隅は 45° の角度に面をとつてある。

外側の橋脚は 2 本の柱よりなり上部に於て横桁により結ばれてある。此の橋脚は基礎の中心になく、盛土からの水平力に抵抗する様に共に橋の兩端橋臺に寄つて設けられてある。

此の上路橋の橋体は全長 320 呎にして其の間に伸縮継手が設けられてゐない。桁は中側橋脚に固定されてあるが、外側の橋脚とはロッカーを以て隔てられてある。兩端のボックスの横壁は直接盛土上に設けられ、其の下には支承が設けられてゐない。有効幅員は 20 呎にして總幅員は 23 呎 6 吋である。高欄は地覆中に埋込まれたるボルトにより支へられる木材より出來てある。

ボックスガダーは幅 15 呎、深き 4 呎にして橋脚附近では緩いホンチが設けられ、最大深きは 6 呎に達する。桁には縦方向に兩外側と中央に 3 箇の壁が設けられてゐる。是等の壁は 8~14 吋と変化して居る。横方向の壁は其の間隔 16~20 呎にして、上壁となつてゐる道路床版は 7 吋の厚さを有する。突桁部径間 28 呎の所では床版厚は橋の端に於て 6 吋、外側橋脚上に於ては 8 1/2 吋と変化してゐる。

底壁はホンチの無い部分では 5 吋厚にして、ホンチの部分では最大 10 吋にまで段々変化してゐる。ボックスガダーの主鉄筋は縦壁の下部に集められてゐるが普通斯かる設計には主鉄筋が底壁内に 1 列に並べて配筋される。

コンクリートの施工法は先づ基礎を打ち橋脚を施工する、次に 3 径間の各中央部分のボックスガダーの底壁のコンクリートを打つ、次には縦方向の腹壁コンクリートと横壁コンクリートを床版下のホンチまで施工する。此の施工が完成してから腹壁と横壁の型枠を外し、床版の底型枠を取り付ける。故に中空内に埋殺しになる型枠は床版の底型枠と其の支持物ばかりである。此の方法を以て突桁の部分も施工する。型枠は仕様書により最後の施工コンクリートが凝結する迄 21 日間放置する事になつてゐる。

鉄 道

(14) 平面交叉除去に関する参考資料

“Special accounts summing up the reports on the questions for discussion at the twelfth session of the International Railway Congress Association (Cairo, 1933)” Bulletin of International Railway Congress Association Vol. XV-No. 1 p. 5-6, and others p. 22-24.
入江一郎 抄

(1) 各國に於ける平面交叉分離工費分擔問題に就て

図-36. 320 呎の長さの間に伸縮継手が設けられてゐない。中側の橋脚では桁は橋脚に固定されてゐる。外側の橋脚ではロッカーによつてゐる。

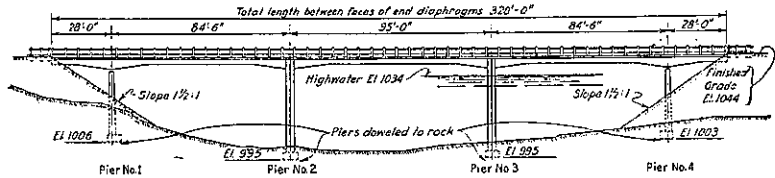
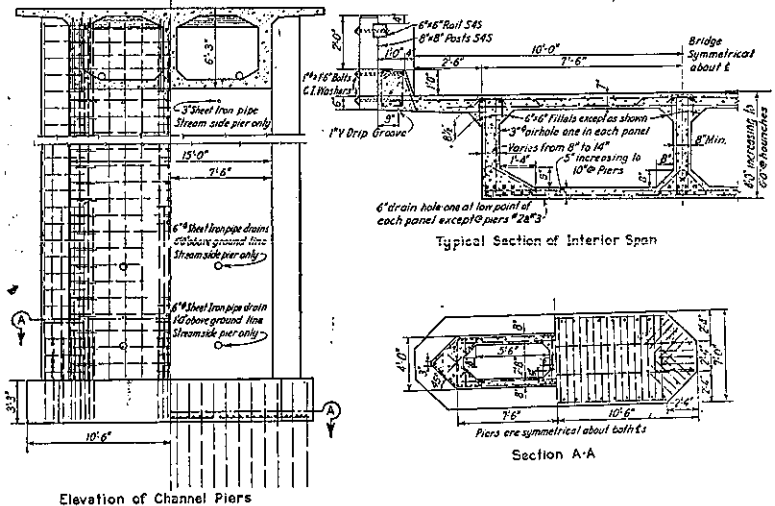


図-37. 基礎の下端から桁の下端までの橋脚の高さは 11 呎にして中空である。下の床版の厚は 5~10 吋であり、縦方向版厚は 8~14 吋である。床版の厚は 7 吋にして横桁は 16~20 呎間隔に設けられる。



(a) Germany: 獨逸國有鉄道法第 39 條によれば“國有鉄道と公道との交叉に關して交通量の増加又は其の他の狀況の變化に基き國有鉄道の設備又は道路若くは兩者の設備の変更を必要とする場合に於ては、其の費用は其の変更が單に國有鉄道の交通のみに依りて惹起せられたるときは會社(國有鉄道會社)に於て之を負擔し其の変更が道路交通のみに依りて惹起せられたるときは道路工事義務者に於て之を負擔す。上記何れの場合に於ても他の一方が変更に依りて財政的利益を受くる範圍内に於て他の一方に費用を負擔せしめ得るものとす。

変更が國有鉄道の交通並に道路交通に依りて惹起せられたるときは當該費用は兩者間に於て適當に按分せらるべきものとす。

費用の分擔につき争あるときは其の最終判決は鉄道監督の權限を有する國務大臣之行ふ、但し行政訴訟手續に依りて最終判決が宣告せらるゝ場合は此の限に非ず。

即ち國有鉄道法は之に依つて國有鉄道と公道との交叉に關する設備の變更に際して其の費用は其の變更を惹起せる當事者に負擔せしむべしとの物質上の法律原則を設定したのである。其の規準をなすものは變更を惹起したる程度にして、變更に關して有する利益の程度ではない、又設備の時間的先後の程度でもない。

b) Canada: 本問題に關する歴史的經過を述べれば

1909: "Ry, Grade Crossing Fund" 法令制定。その主旨は鉄道と道路との平面交叉の保安強化工事に年 200 000 弗を分與し以て公の安全便益を助長せんとするにあり。但し分與金は建設費以外に用ふるを得ず。分與金額は平面交叉 1 箇所につき總工費の 20% 又は 5 000 弗以上とし自治市では年 3 箇所以下にして一平面交叉に於ては分與金は唯 1 回しか用ふるを得ず。

1919: 平面交叉 1 箇所につき總工費の 25% 又は 15 000 弗以下とし 1 自治市に於ては 6 箇所とす。

1926: 平面交叉 1 箇所につき總工費の 40% 又は 25 000 弗以下とす。

1928: 平面交叉 (1904. 4. 1. ~ 1929. 4. 1. に作られたるもの) の改良費にも分與金を充當し得ることと改む。且つ平面交叉 1 箇所につき總工費の 40% 又は 100 000⁰ 弗以下とす。

1927. 12. 31 に於て本基金補助工事の全工費 6 812 716 弗中、當基金 14%, 自治市基金 40%, 鉄道 46% なり。

c) U.S.A.: A.R.E.A. 創設以來は、道路行政部の不同意にも不拘、一般に立体交叉への切換工費及交叉保護のための改良完成費は聯邦政府と各洲とが之を分擔するのが正當だとされてゐる。現状は各洲が上述工費の 10~100% 平均 50% を分擔してゐる。立体交叉への切換工費中各洲當局の分擔については洲一般財政の分擔は 50% とし、鉄道の分擔は地方の状況に依するものとす。即ち米國洲法による平面交叉分離工費の分擔率を示せば表-7 の如くである。

表-7.

State	Division of Cost			Remarks
	Railway	State	Municipality	
Connecticut	Remainder	—	50 (max)	Highway constructed after Railway before Railway Elimination ordered by pub. Util. Com
	Remainder	—	25 (max)	
	75	25	—	
Indiana	50 (max)	—	—	For state highway
	75 (max)	—	—	For other road

Main	65	25	10	
Maryland	50	50	—	For State road
Massachusetts	65 (max)	25	10	
Mississippi	100	—	—	
New Jersey	100	—	—	Some minor exception
New York	50	25	25	
Ohio	50	50	—	Main market roads Other roads
	65	—	35	
Oregon	60	50	—	
Vermont	65	25	10	
West Virginia	50	—	—	50% State, county or municipality
Kentucky	—	—	—	Code fixes division of Cost

(土木學會誌第 36 卷第 7 號 P 28, 軌道に於ける平面交叉分離に就て, 川口和雄)

d) Poland: 1924. 7. 2. 制定の法令では平面交叉分離に際しては鉄道及道路當局の兩者中その工事を必要とせる方が全工費を負擔すとなす。

e) Czechoslovakia: 自動車交通の發達のため必要を生じたる軌道近接の道路上又は軌道上の設備費建物費は鉄道當局と公共團體とが其の受くる利益に応じて之を分擔す。

他の國の鉄道當局はこの問題につき何の法規も處理案をも發表せず。道路警報信號は常に道路當局か自動車協會之を設くべきものと認む。

(2) 鉄道と道路との交叉に於ける工事問題:

當問題を分けると次の 3 項目となる。

I: Over and under crossing

II: Unprotected level crossings with automatic or fixed signals

III: Level crossings with gates

I の立体交叉の切換問題には現在よりも寧ろ將來について考慮せねばならぬ。

現在用ひられてゐる程度の列車接近の報知方法では平面交叉を用ひ得るのは僅かに道路交叉に於て之を切換ふると交通の困難を來すとか、又は一道路が之よりも強重な交通と交叉していないと云ふ程度の時のみである。

故に平面立体交叉の何れをとるか、交叉に保護信號設備を設けて平面交叉のこゝに止めたため立体交叉に比しての工費減少と、自動車が列車通過を待つ時間損失による財政的損害を資本金に大約換算した評價とを比較して定むべきである。

New York 洲の統計では、列車回數 24 時間に 400

回を超へるか、又は1日に列車回数100回以上にして通過する列車回数と自動車数の積が800000を超過するとき初めて立体交叉への切換如何が問題となる。

而して又一方では Mr. Baticle に一言附述せば、各道路間の交叉でも多少は鉄道との交叉に劣らざる危険性はあるし且又大都市で忙しい時間における自動車交通の速度低下と時間損失とは周知の事實である、尙1926年米國に於て鉄道平面交叉での事故者数は道路上及その交叉に於ける事故死傷者總数の1.5%に過ぎぬ事實もある。故に鉄道との交叉のみを重要視して特に多く手を加ふる要を認めずとの説もある。

故に交叉に於ける完全と云ふ點からは大費用を費して平面交叉を立体交叉に切換ふるにも及ばない。

次に各國の報告に依れば1929年以來の立体交叉建設数は鉄道道路の交叉全數の1/840にして現在米國では平面交叉分離のため全工費の50~75%を計上してゐる状態である。

以上を要約するに將來に於ては平面交叉切換主義萬能ではなくてⅡ(自動信號機警標を設備せる平面交叉)とⅢ(扉門を設備せる平面交叉)との中その何れを採用するかと問題となるに至るであらう。

次にⅡ即ち門扉なしの平面交叉は道路交通阻害の點ではⅢの門扉ある平面交叉にまさると云ふのは門扉ある平面交叉では列車接近の間及列車通過直後もなほ道路交通は止められるからで、なほ取扱不注意ならば番人が門扉を開閉するⅢの形式は門扉なきⅡに比して非常な時間的損失を來すこととなる。

門扉ある平面交叉に關し Mr. Baticle の意見は高速自動車交通の増加に對応するには門扉は勿論もつと金をかけて高性能のものとして又列車接近報知の裝置をば要すると云ふのである。結局に於て自動信號機か警標かの何れにせよ門扉なき平面交叉は門扉を設備した平面交叉に比して安價であらう。

而も自動車は門扉に衝突する事故も起り之はCzechoslovakia 84% 獨 47% に及んでゐる。故に道路使用者

に法令を熟知されぬより、注意さすならば安全の點からはⅡの門扉なき平面交叉はⅢの門扉ある平面交叉よりもよし。平面交叉に於て必要な信號に關する事項の解決に當りては、平面交叉で起つた事故に對しては鉄道當局にその責なしとの法令に依るべきで、之は公道交叉に於ける事故に對し道路當局にその責任なきことと同一理である。

London 會議の推賞により又費用減少の必要及以上の考察によつて多くの鉄道では門扉なきⅡを採用する向が多いとの事である。而してこの方面の研究努力は旺盛であり、又平面交叉設備の形式は多岐多様に亘つてゐる。

而し平面交叉保護問題を落着かす強力法令の制定か又は信號や見透しに關し規定の設定に俟つ外には交叉設備の標準化問題は不可能であり、事故は止むを得ざる事である。

次に國によつて配備が如何に相違してゐるか云ふことの一例として獨、伊、ユーゴスラヴィアをとれば之等の國は St. Andrews' cross sign を採用せんと國際決定に準據してゐるが、この信號の配置は次の如くである。

{	獨： 全ての交叉に對して
	伊： 番人なき交叉に對して
	ユーゴスラヴィア： 最近番人を撤去せる交叉に對して

かく信號使用の不統一の結果は國際道路使用者に危険又は警報を警報として了解しないことが起る。

以上よりして吾人は平面交叉保護即ち報知形式及研究を主として考慮せる信號の形式と見透し條件とを規定する法令の改革を熱望して置まない。

結局の解決法である所の平面保護設備の改良及統一を計らんとする傾向は可成り費用がかかるやうである。故にその必要を生ずるか又は財政が許すかに至りて除々に之を行ふ外は之が強制は不可能の事に屬する。