

## 抄録

第22巻第3号 昭和11年3月

- |            |                       |            |               |             |
|------------|-----------------------|------------|---------------|-------------|
| 1. 土木一般    | 2. 応用力学(1)            | 3. 土質工学(5) | 4. 水理         | 5. 測量       |
| 6. 材料(7)   | 7. コンクリート及鉄筋コンクリート(8) | 8. 施工(18)  | 9. 橋梁及構造物(20) |             |
| 10. 河川(33) | 11. 水力発電              | 12. 堰堤(33) | 13. 上水道       | 14. 下水道(40) |
| 15. 港湾     | 16. 道路(43)            | 17. 都市計画   | 18. 鉄道        | 19. 隧道(46)  |
| 20. 雑(47)  |                       |            |               |             |

( )内は本誌抄録頁を示す。

## 2. 応用力学

## (5) 使用応力に就て

(C. Richard Soderberg, "Working Stresses."  
Journal of Applied Mechanics, Sept. 1935.)

## 1. 強度の問題:

応力の大きさの外に、多くの考ふべき事柄があるが、次のものが最も基本的である。

(1) 温度: 明確な限界を示すのは困難であるが、a) 強度の問題が弾性的性質に依る處の常温と、b) 強度の問題が塑性的性質に依る處の高温とに実用上分ける事が出来、この境界の温度は鉄及び其の合金については大略 250°C である。

(2) 延性: 延性に關して材料をはつきり分類する事も亦同様に困難である。その譯は、この言葉は応力の状態が決まつた時にのみ意味があるからである。だが、軟鋼と鑄鉄との引張り試験を行つて見れば、それは、はつきりしてゐて、前者を延性に富むと言ひ、後者を脆いと言ふ事が出来る。この様な差から材料を a) 標準引張り試験に於て、5% 以上の延びを生ずるものを延性的とし、b) 5% 以下の延びを生ずる材料を脆性と言ふ。

(3) 応力を加へる時間的關係: 時間的要素は殊に著しい差を示す。これを分けて、a) 定常的応力と、b) 可變的応力とし、その各々について破壊の問題を別々に考へる必要がある。

現在の場合には、次ぎの如き組合せだけを考へる。

- 常温に於て定常的応力を受ける延性材料
  - 常温に於て可變的応力を受ける延性材料
  - 脆性材料
  - 高温に於て定常的応力を受ける延性材料
2. 常温に於て定常的応力を受ける延性材料

(1) 引張り試験: 種々重要な物理的試験があるけれども、破壊の豫想について實用的なのは引張り試験である。引張り試験で得られる量の中降伏強さ  $\sigma_s$  のみが強度の目安として一般の目的にかなつてゐる。尤もこれは、任意に選んだので其の理由は、工學上の構造物は、塑性歪が、弾性歪に比してある大いさになつた時破壊するからである。はつきりした降伏點を持たない材料に對しては 0.2% の永久歪を生ずる応力を降伏強さとすることがある。引張り試験の條件の下で、使用応力は  $n$  を安全率として

$$\sigma = \sigma_s / n \dots\dots\dots (1)$$

で定義される。強度に關する一般的取扱ひに於ては、引張り試験に於ける降伏強さの様な役目をするある限界応力が存在する事を假定してゐる。普通  $n=1.25$  から 1.33 を精確に分かつた応力を受ける信頼出来る材料について、最も良い條件の下に取つてゐる。 $n$  の最大の値としては、 $n=3\sim 4$  を最も適當と見做される場合もある。

(2) 強度の理論: この理論を他の型の応力に応用するには、強度の理論を参照せねばならない。多くの理論があるが實用的には次の2つ即ち (a) 最大剪断力説、(b) 最大変形エネルギー説である。實驗に依れば、(b)の方が良く合ふ(譯者註: これには疑問あり中西博士の實驗に依れば、所謂鋼の降伏點では Mohr の説があてはまる。この (b) 説即ち von Misses の説は試験片のすべてが塑性になつてからの状態のみにあてはまり、所謂降伏點に對しては當てはまらない。(a)の方は簡單であるから、(b)を使ふ程精度を要せぬ時は、使用すると良い。

(3) 応力の集中: 部材の形の変化する處即ち穴とか切り缺けの如きは応力の集中を生ずる。応力の集中率  $k$  は次の様に定義される。即ち最大応力と垂直応力の比である。垂直応力は引張り又は圧縮に對しては  $P/a$ , 曲

げに対しては  $M/(I/c)$  で計算される。延性のある材料では、応力の集中は、定常的応力では破壊を生じない。だからこの場合には無視しても良い。

常温に於て定常的応力を受ける延性材料に対する使用応力の法則。

1. 引張り、圧縮又は曲げ  $n = \sigma_s / \sigma$
2. 純粋剪断  $n = \sigma_s / 2\tau$
3. 合成応力 (combined stress) の一般の場合  $n = \sigma_s / 2\sigma_{max}$
4. 引張り応力  $\sigma$  及び剪断応力  $\tau$ ,  $n = \sigma_s / \sqrt{(\sigma^2 + 4\tau^2)}$

3. 常温に於て可変的応力を受ける延性材料

(1) 単純繰返し試験：可変的応力の場合には、定常応力  $\sigma_0$  と可変的応力  $\sigma_v$  との合成応力と見られる。定常的の応力成分については前節で述べた。応力が  $\sigma_v$  の振幅で交差的に働く時は破壊の批判は耐久限界 (endurance limit) で與へられる。定常的応力との最も異なる處は、応力の集中の影響である。可変的応力の下では、平均応力も、任意の點での応力の局所集中も共に破壊に關係する。實際の條件は、応力集中の鋭どさ (sharpness) と材料の性質に依る。又同様に、耐久限界は、腐蝕を受けた程度、試料を囲む大氣の温度及び試料の表面仕上げの程度にも依る。

(2) 定常及び可變的応力の組合せ：この場合には破壊の條件として、

$$\sigma_0 / \sigma_s + k \sigma_v / \sigma_e = 1/n$$

を取る。 $k$  は応力集中率、 $\sigma_e$  は耐久限界である。この式は、實驗に依る數字と、材料による不確かさを考へに入れて、充分安全側にある如く考慮したものである。 $\sigma_0 / k \sigma_v = n_v$  及び  $\sigma_s / \sigma_0 = n_0$  であるから

$$1/n_v + 1/n_0 = 1/n$$

$$\text{又は } 1/n = [\sigma_0 + k \sigma_v (\sigma_s / \sigma_e)] / \sigma_s$$

(3) 組合応力 (combined stress)：組合応力を考へる場合には實驗上の事柄がこの點に關し餘り役立たないから問題は難かしくなる。單結晶 (の繰返し試験) に關する Gough の實驗に依れば、繰返し応力に依る破壊は、一般に剪断成分の応力が最大である平面上のみに依り生ずる。繰返し振り及び繰返し曲げの組合せ応力を受ける炭素量の少い鋼の試験結果に依れば、変形エネルギー説とよく合ふ事が示されてゐる。振り試験と曲げ試験から得た耐久限界の比は鋼については 1/2 よりも少し大きい。この事を考へに入れて現在に於ては、可變的応力に對しても亦最大剪断力説を使ふのが合理的である。即ち

$$2\tau_0 / \sigma_s + 2k\tau_v / \sigma_e = 1$$

安全率は

$$1/n = 2\tau_0 / \sigma_s + 2k\tau_v / \sigma_e \text{ から求まる。}$$

常温に於て可變的応力を受ける延性材料の使用応力に關する法則

1. 引張り、圧縮又は曲げの繰返し応力  $n = \sigma_e / k \sigma_v$
2. 剪断繰返し応力  $n = \sigma_e / 2k\tau_v \max$
3. 定常及び可變応力の組合せ  $1/n = \sigma_0 / \sigma_s + k \sigma_v / \sigma_e, n = \sigma_s / [\sigma_0 + k(\sigma_v / \sigma_e) \sigma_v]$
4. 組合せ可變応力の一般の場合  $n$  の最小の平面に於ける剪断応力の常數の成分  $\tau_0$  と可變的成分を計算せよ。茲に  $1/n = 2[(\tau_0 / \sigma_s) + (k\tau_v / \sigma_e)]$
5. 可變引張り応力と可變剪断応力の組合せの特殊の場合

$$n = \frac{\sigma_s}{\sqrt{[\{\sigma_0 + k\sigma_v(\sigma_s/\sigma_e)\}^2 + 4\{\tau_0 + k\tau_v(\sigma_s/\sigma_e)\}^2]}}$$

(最上武雄)

(6) 梁の撓係數

(Robins Fleming, "Coefficients for Beam Deflections Under Various Loading Arrangement." E.N.R. Dec. 19 1935. p. 844~845.)

表-1 に依つてあらゆる實用の目的に對して充分正確な梁の垂直撓を求める事が出来る。撓の基礎公式は  $d^2y/dx^2 = M/EI$  であつて、茲では  $E$  及び  $I$  を常數と考へる。表-1 に示した撓係數  $F$  は集中荷重  $P$  の場合は  $P^3/EI$ 、満載等布荷重  $W$  の場合は  $W^3/EI$  に對するものである。 $E$  を封度單位とすれば  $P$  及び  $W$  は封度でなければならぬ。 $I$  及び  $l$  を吋單位で表はせば梁の撓も吋となる。梁の左端から撓の與へられた點までの距離を  $kl$ 、スパン中央から最大撓の點までの距離を  $k_1l$  とする。

之等の諸表に關して多少の註釋を加へる必要がある。  
 "A 及び B を梁 (又は彈性構造物) 上の 2 點とすれば、B に荷重をかけた時に A に起る撓は、A に等荷重をかけた時に B に起る撓に等しい" と言ふ Maxwell の相反作用の定理は梁の撓を求めるのに役に立つ。片持梁 (case II) に於て任意の點、例へば  $k=0.3$  の點に荷重をかけた時の自由端の撓は、等荷重を自由端にかけた時の  $k=0.3$  の點の撓に相等しい。片持梁では載荷

形式の如何に拘らず最大撓が常に自由端に起る事は勿論である。

case IV 及び VIII に於ては単一荷重による撓がその荷重を梁の他端から前と等距離の點にかけた時の撓に等しい事は明かである。即ち荷重を  $h=0.3$  の點にかけた時と  $h=0.7$  の點にかけた時とその撓は相等しい。単一荷重による最大撓は常に載荷點と梁の中央との間に起り、且中央からの距離 ( $h_2 l$ ) は小さい。case IV に於て荷重を支點に接した點にかけた時最大撓の起るのは中央から僅か  $0.0772l$  の點である。最大撓と中央の撓との差は僅かであつて、梁上の荷重が多い程其の差は少い。數個の集中荷重が働く場合は、或 1 點の總体の撓は各個の荷重に依つて其の點に生ずる撓の總和である。かくして中央に於ける總体の撓も容易に求める事が出来る。

case IV に對して Goodman は "Mechanics of Engineering" の中にスパンの 10 分點に荷重をかけた場合の各 10 分點の撓係數を與へてゐる。Ellis は "Theory of Framed Structure" の中に  $0.05l$  づゝ變化する點に對する同様の表を掲げて居る。その表の中には各荷重による最大撓の點の位置も含まれてゐる。

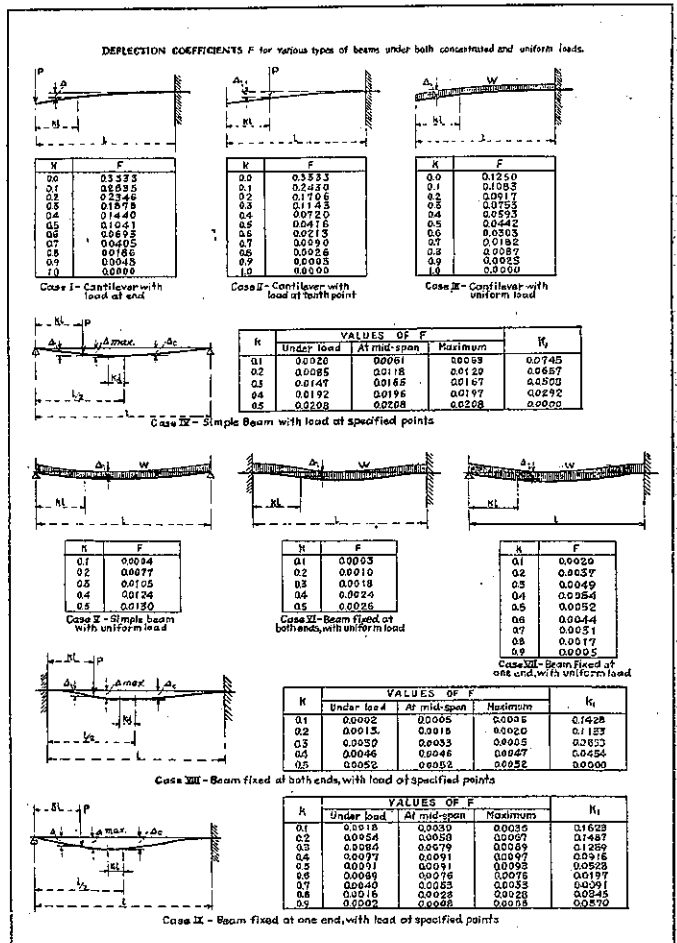
1 部分或は不連続の等布荷重による撓は載荷部分内の 10 分點に其の荷重が集中したものとして考へて決定する事が出来る。即ち各 10 分點には其の點の兩側の長さ  $20l$  づゝの等布荷重が集中してゐるものと考へられる、かく考へた各個の集中荷重によるスパン中央の撓は case IV 或ひは case VIII から求める事が出来、それ等の和は近似値ではあるがスパン中央の總体の撓を與へる。幸な事には等布荷重は大抵梁の全長に亘つて載荷されて居る。

case IX では梁の 1 端は單に支へられ他端は固定されてゐるから、單一荷重による撓は其の荷重が他端からそれと等距離の點に置かれた時の撓と等しくない。又最大撓とスパン中央の撓との間の關係も case IV 及び VIII に於ける如く接近してゐない。併し最大撓は常に梁の middle third 内に起る。單一荷重による  $l$  は荷重が支

持端から  $0.414l$  の距離に置かれた時に起り、其の量は  $0.0098 P l^3 / EI$  である。case VIII 即ち等布荷重では最大撓は支持端から  $0.4215l$  の所に起り、其の値は  $0.00541 W l^3 / EI$  である。

以上述べた中には剪応力の爲に起る撓を考慮に入れてゐない。大きな荷重を受けた短い深い梁以外では之は殆ど考慮する必要がない。例へば深さ 24 吋、長さ 10 呎の單純梁では剪応力による撓は曲げモーメントによる撓の 15~20%、同長の深さ 12 吋の單純梁では前者は後者の 4~6% である。時には turbo-generator の

表-1.



ENGINEERING NEWS-RECORD, DECEMBER 19, 1935

支承の如く實際上撓の許されないのであるけれども、之等は特殊の場合であつて、目的に従ひ可然取扱はるべきものである。(古河順治)

## (7) 構造解析の制限及び応用

(Hardy Cross, "Limitations and Applications of Structural Analysis". E.N.R. Oct. 17, & 24, 1935.)

1. 構造解析の目的 構造解析の方法には研究の手段としての解析方法と、設計の手段としての解析方法とがある。而して研究は解析的研究と実験的研究とに區別される。

研究の解析: Eddington 教授は“適當なる理論に支持せられざる実験は信用の價值なし”と云つてをるが、著者も之に賛成であつて適當な理論はその記録を立派にする爲に実験の後に必要なのみならず実験前に於てその試験の計畫を適當に立てるにも甚だ重要である。

設計に利用される解析 理論上の進歩はその結果が慎重な實驗室の記録で補足され且つ設計の術語として充分咀嚼されて後設計に応用される。構造解析学者の仕事はその結果が設計者に利用されて始めて價值を生ずるものである。

2. 解析に於ける條件 解析の方法として望ましき條件は次の通りである。

(1) 親み多き且つ覚え易き方法を使用する事。新しい術語は可及的避け、その方法を用ひる人々に親み易い術語を使ふ事。(2) 根本的な新概念を入れない事。(3) 設計に用ひる解析方法の最も望ましい性質は始めから近似の結果を知り得る事である。(4) 解析方法は融通性のあるものたる事。

3. 新奇性と速度 以上列記した條件中に新奇なものはない。静力学、動力学の法則及び幾何学には新しい法則は無いが、この事實は非常に單純で常に眞理である。現在必要なものは更に明白な確定的な融通性のある基礎的方法の論述及び關係である。多くの人は解析方法は時間的に速く結果の出るものでなくてはならぬと強調してをる。学者は僅か1月に1回乃至一生に1回しか起らぬ様な設計に於て僅か數分間を節約する事を餘りに重要視してゐる。著者は單純性が速度よりは更に重要である事を強調したい。

4. 解析に於ける考察 (1) 応力は静力学の法則を満足せねばならぬ(或る場合には動力学の法則をも)。(2) 応力によつて生ずる変形は幾何学を満足せねばならぬ。(3) 応力と変形の關係は我々が取扱ふ構造材料の既知の性質と一致しなければならぬ。

幾何学的關係静力学的關係が完全に明白で幾何学と

静力学に關係ある材料の性質が完全に確定的である時には試験は説明的價值を持つが、科学的表現としての價值はない。然らざる場合にのみ試験は我々の理解を助ける。

解析の最も有力な方法の一つは、或る解法を搜してそれが静力学及び連続性を満足するか否かを見る事である。

5. 解析の結果 簡単な問題でさへもその解法は設計に用ひる前に充分理解する必要がある。我々は荷重が如何にして作用するか即ち急激に又は徐々に作用するかを無視するから、修正した解法をも更に進んで批判しなければならぬ。こゝに動力学が問題になり、我々は時といふ觀念を考へる必要がある、この分野に於ては解析的方法及び實驗室の記録は共に未だ不満足な状態である。

6. 解析の細目 構造物に於ける動作の純粹な幾何学的關係は種々な方法によつて求められる。(a) 假設仕事の原理: 特別な場合として Fraenkel の方程式を含む。(b) 図式解法: Willot の変位図その他で変形を描きその動作を測る。(c) 直接の幾何学的計算: Willot の変位図其の他を描きその変形を測るかはりにその價を計算する。

ある方法にどの様な利點があるかは方法そのものに固有ではなく、その方法を使ふ技術家の考へ方に固有である。

7. 物理的性質に於ける不規則性 多くの解析は2つの理由で全く不適當である。(1) 材料の性質の不均一性を考慮出来ない。(2) 材料の破壊迄その解析を続行出来ない。

我々は或構造物に起るかも知れないものを研究する解析を作りたい。

8. 偶然の要素 構造解析に於ける問題の解には大なる偶然の要素が入つて来る。この要素を研究してしまふ迄は応力状態を解析したとは言へない。我々は安全率を調節して之に對應してゐる。偶然の要素を測るには形式的な數學的方法は有効でなくある定數をかへる統計的方法を用ひなければならぬ。この種の仕事はまだ大分残つてゐる。所謂試験が明かに示すといふ言葉は可なり修正する必要がある。

9. 解析の理解 一般にすべての応力は平等な重要性を持ち、ある応力を超過する時はすべて危険を意味し、それより低い応力の時は不經濟な設計であると考へる。応力解析を理解するには破壊の段階に至る迄の構

造部分の動作に関するはつきりした觀念が絶対に必要である。

10. 將來の進歩 解析的分野ですべての重要な仕事を終へたとは思はれない。我々は今やつと仕事を始めた許りである。内部応力、局部応力の解析方法、平板に對する方法、構造物の動力學の問題の處理は未だ不充分である。材料の不均一性を考へて理想的な材料に生ずる応力状態許りでなく、實際の材料に生ずる応力状態の全分野を研究する様な、もつと融通性のある解析手段に大なる未來がある。又構造物の動作に關係する最も重要な現象は動力學的現象であり、現在の構造物の動力學は未だ遙かに不満足な状態にある。特に建築物の場合、振動の振幅が何時、どの範圍迄重要であるか、非弾性的変形や減衰に對して如何程の餘裕があるべきかを知る必要がある。我々は皆が理解出来る術語で、使ふに便利な單純な方法を必要とする。

實際我々はこのすべてを達し得る確信がある、併しその途は遠く横途も多いのであらう。(草間廉二)

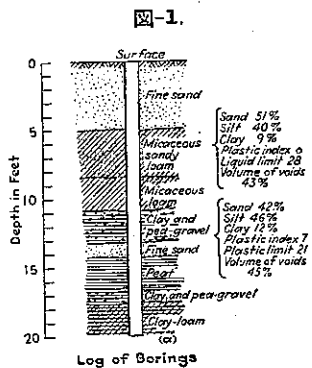
### 3. 土質工学

#### (1) 沖積層に於ける基礎版の沈下

(G. Converse, "Settlement of Footings in Alluvial Soil." E.N.R. Nov. 28, 1935 p. 746-747.)

1933年3月のLos Angeles地震に對する復興事業の調査資料として建築物基礎の沈下試験が行はれた。其の箇所はLos Angeles市より海岸に至る沖積層地盤にして試験地質図を圖-1に示す。

本試験は地下5呎の砂質ローム上へ中心間隔13呎毎



自動的に記録せしめた。

に、各1, 3, 9呎の面積を有する3箇の円版を設置して試験荷重を載荷する。其の掘築坑は各版より稍大きな円坑である。荷重を1呎につき500封度の割合で増加し、沈下量と其の経過時間とを

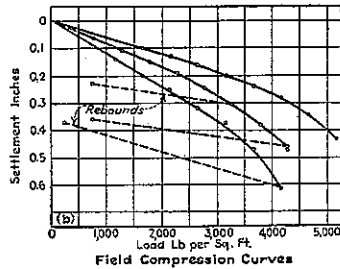
圖-2は荷重沈下曲線にして版の大なる程單位荷重に對する沈下量が多い。之を式で示せば次の如し。

$$s = (0.002d + 0.037)p$$

s: 沈下量(吋), d: 版の直径(吋),

p: 荷重(1000封度/呎<sup>2</sup>)。

圖-2.



而して實用基礎版の大きさは此の範圍であるから、一般に上式を用ひて基礎の沈下量を推定することが出来る。

此の土壤は剪断試験によると

含水量20%の場合には1000封度/呎<sup>2</sup>、飽和含水量の場合には460封度/呎<sup>2</sup>の強度を示してゐる。此の剪断強度を用ひ弾性理論に基いて塑性変形を生ずべき荷重を求めれば、含水量20%は3140封度/呎<sup>2</sup>、飽和含水量は1450封度/呎<sup>2</sup>となる。然し試験の結果は(含水量20%)圖-2に示す如く2600~3000封度/呎<sup>2</sup>附近より曲線となり、即ち塑性変形となることを示してゐる。但し極限荷重を弾性理論より求めれば、含水量20%は5140封度/呎<sup>2</sup>、飽和含水量は2360封度/呎<sup>2</sup>となり、實驗成績に略近い値と考へられる。

圖-2に於ける點線は荷重を除いた場合の隆起を示し、土壤の弾性による回復曲線である。従つて之を用ふれば移動荷重・風荷重・地震荷重による基礎版の沈降・起昇を推測することが出来る。

以上の試験結果は此の特定地點に於ける成績であるが、基礎版支持力が版の大きさ土壤の含水量及び基礎地層の地質に影響される概略の程度を示すものと考へて差支へない。(米屋秀三)

#### (2) 萬能土壤試験機に就て

(Philip C. Rutledge, "Soil-Loading Machine Tests Four Samples at once." E.N.R. Dec. 5, 1935 p. 783-786.)

土壤の調査研究には凝固試験、滲透試験、壓縮試験及び剪断力試験の4種の試験を行ふ、是等の中凝固試験は滲透度の決定に關係し、又沈下の量、速度及び均一性に關する問題を解き沈泥及び粘土の如き微粒の不滲透性土壤のみに特有な問題を考ふるに必要であり、壓縮試験

及び剪断力試験は 直接に土壤の 強度を測定するに役立つものである。

而して如上の試験の結果は土壤の水流と同じく構造物の安定度に関する資料として必要缺くべからざるものである。

1. 設計に關する一般的考察 斯る4種の試験を一つの試験機で行ひ得れば便利である。即ち (1) 場所を節約し, (2) 全試験を1箇所に集めて操作者の時間を節約せしめ, (3) 1 個の機械又は機構を以つて全試験に利用し載荷装置を各種試験に適應し得る如く設計して, 全装置を出来る限り安價にすることが望ましい。更に今一つの重要な設備は装置が振動を受けないことである。試験中の振動は非常に影響が大きく, 特に細砂及び沈泥の如き所謂締りのない細粒の, 凝集力無きか或は僅少なる土壤に在つては振動の影響は大きい, 振動が除去出来ない時には相當の誤差を生ずべきは勿論である。多數の試験の結果の結論として土壤試験には刃型を有する挺子に依る載荷方法が最良であることが認められてゐる。斯る装置は一定応力式と稱すべきもので, 換言すれば応力を調節し変形或は歪は応力及び時間の函數として測定される。之れに反して歪を調節して応力の從屬的变化をする一定歪式の載荷装置 (例へば普通の水力試験機)

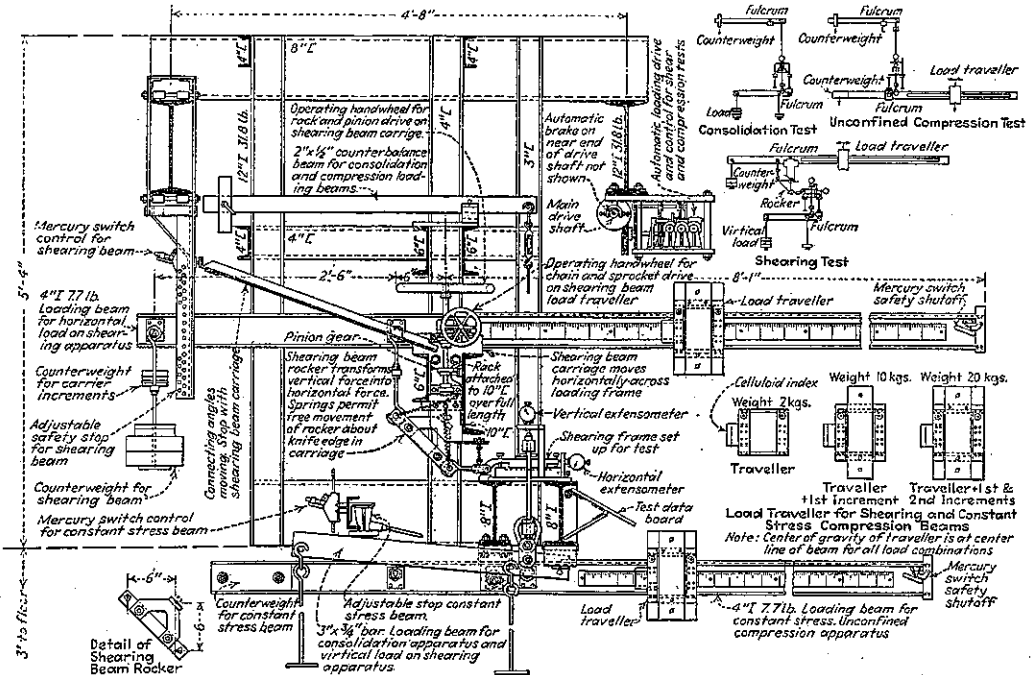
では非常に不便である。

萬能土壤試験機では一定応力式の装置を採用し, 荷重は刃型の上に支へられた挺子に依りて作用し, 其の増加は鈎の上の分銅或は挺子の臂, 若しくは梁に沿つて移動する荷重に依る。この型の設計の重點は總ての力の作用點が常に梁の中心線上に在つて試験中梁の傾斜角が変化しても臂長の比が変化せず, 加へられた荷重に影響のない様にするのである。設計に際して最後に考慮すべきは荷重に増減及び調節を自動的に爲し得る等の操作の簡單容易なる點である。

2. 萬能土壤試験機 萬能土壤試験機の骨組は 12 吋の工型鋼で吊り下げ, 床とは全く無關係になつてゐる。骨組は溝型鋼及び工型鋼より或は剛性大にして其の撓は無視し得る程度に設計されてある。水平部材は精密に水平に位置し, 荷重は眞の垂直及び水平面に作用する。試験臺は觀察に便利なる横骨組の前方に突出し, 2 つの平行な 8 吋工型鋼で出来てゐる。

凝固試験: 凝固試験では挺子の鈎上に分銅を載せて載荷する。この載荷方法の興味ある點は全組織が平衡の状態にあつて, 荷重は凝固装置の上にある多孔質の石に直接傳へられる點である。支持板は 4 本の捨條で吊つてあり, 試験体に加へられた荷重は完全な圧縮図を得

圖-3.



る爲、零から始まり、荷重の除去と同時に零に戻る様になつてゐる。この組織は剪断力試験に於ても高度の垂直圧力を得る爲にも使用される。図-3 は凝固試験、圧縮試験、剪断力試験の載荷の配置を示す。

水平荷重：剪断力試験及び圧縮試験に対しては破壊荷重或は降服點の荷重を正確に知ることが必要である故、漸増する荷重を使用する。この装置に使用する荷重の速度は一様で、而も其の速度は廣範圍に亘り変化し、又速度の大きさは可成りの正確さで読み得る。図-3 に見る如く長く載荷梁があり、この梁には分銅に依り 3 種の目盛がある。載荷梁の上を動く遊子は自動的にも手動的にも動かす得る。

圧縮試験：圧縮試験の載荷梁は試験臺の梁の下にある。停止、最大運動の調節は試験臺の前にある手動輪(図-4)により調節する。操作者は試験体を観察し得る位置に於てこの装置を全部調節し得る。

剪断力試験：剪断梁は試験臺の上であり、梁の支へは 2 つの溝型鋼の間に乗てゐる(図-3)、齒車によつて試験臺に沿つて任意の位置に動く。

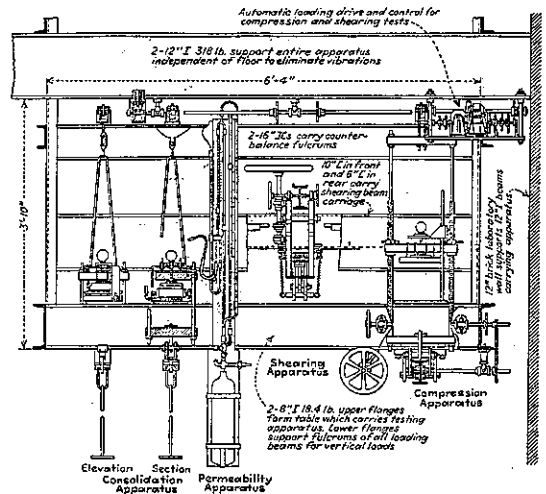
3. 荷重の調節 圧縮試験と剪断力試験では移動荷重は梁に沿つて自動的に動く、之れを動かすには 1750 r.p.m. 及び 1 r.p.m. の 2 つの定速電動機があり、齒車の種々な組合せにより移動荷重の載荷速度は毎秒 10 kg から 1 時間に 0.003 kg 迄の 75 種の違つた速度が得られる。斯る廣範圍の荷重の変化は凝集力ある土壤の剪断抵抗に対する水平荷重の載荷速度の影響を精密に調査するに必要である。この載荷速度は精度が高く、従つて試験中の操作は簡單で操作者は唯時間を測定し、経過時間から水平載荷量を計算し乍ら伸長計の指針を読むのである。

電動機の回路中にあるソレノイドで操作する自動制動機があり、回路が断たれた瞬間に荷重を停止せしめる。破壊荷重を正確に知るには操作者の居ない場合でも試験体が破壊すれば同時に電動機の回路を断つて載荷を示す方法が必要である。この爲には水銀スイッチがあつて破壊に伴つて載荷梁を少し廻転すれば水銀スイッチが働いて回路を断つ。

載荷梁の端に補助水銀スイッチがあり移動荷重が梁の端板に當る前に停止せしめる様になつてゐる。この装置で行はれる剪断力試験の大部分は破壊荷重だけを知るのが目的であり、破壊時の伸長度或は圧縮度は試験の信頼度を檢するに止る。

其の他の細部に亘る構造及び操作方法は 図-4 に示す如くである。1 時間 1 kg の載荷に使用される自動電動

図-4.



機は 1/6 馬力の誘導電動機であるが図示してない。電動機から來る振動を除く爲に電動機は床から支へる結構上にある。

最後に本機の価格は勞力費及び材料費共に 800 弗前後で、附屬品即 4 個の凝固装置(各約 80 弗)、6 個の剪断力箱(各 50~70 弗)、1/10 000~12/10 000 時の伸長計(約 26 弗)、載荷装置として 1, 2, 3, 4—12 kg の鉛錘物の分銅が 1 200 封度が必要である。この分銅は材料製作費共約 300 弗である。即土壤の物理的性質の研究に對する完全なる試験設備費は約 3 100 弗となる譯である。

(糸川一郎)

## 6. 材 料

### (2) セメント管の耐酸及透入性試験

(“Acid and Permeability Tests of Cement Pipe.” E.N.R. Dec. 26, 1935 p. 875.)

丁林王立高等工業学校の建築實驗室で行はれた配合 1:2 セメントモルタル管の酸に依る腐蝕及び透入性試験の結果多くの興味ある結論を得た。本試験に依れば、土壤及び下水中に生ずる炭酸及び他の酸の水溶液の腐蝕作用に永久的に抵抗するセメントモルタル管を製造する事は可能なる事を證明した。82 本の管(含水率 8~10%, 配合 1:2)を 3 1/2 年間 6.6 呎の水頭で酸性水を連続的に流した結果、管内面に深さ 1/32 吋(全部ではない)の侵蝕を受けた。其の酸性水は 1 l に就き遊離炭酸 35~535 mgr, 化合性炭酸 135 mgr 及び重炭酸鹽炭酸約 240 mgr を含む。使用せる装置は 図-5 a に示す。

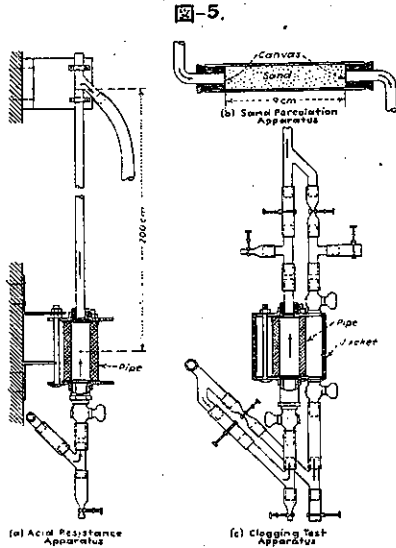


図-5.

結論は次の如くである。配合 1:1½ 管は配合 1:2 管より悪い事が分つた。加熱浸漬又は常温塗布に依る薄いタール被覆は酸により直ちに破壊された。一方、熱い粘着性のタール又はアスファルトに浸漬した配合 1:5 管は配合 1:2 の無被覆管と酸に対する抵抗等しい事を証明した。併し、其のタール及びアスファルト被覆は時間が経つと水泡を生ずるが故に好ましくなく、寧ろ富配合を用ひ頼りない被覆は避けた方が経済的である。

898 本のセメントモルタル棒を 0:1~0:3 規定の順の濃度の乳酸、炭酸及び鹽酸に曝した補足的試験に依ると、最初の 1 週間養生が水中で在らうと蒸氣中であらうと、それは重要ではないと言ふ事及びモルタルは水で全く泌込ました時は其強度を 30% 失ふ事を示した。抗压強度は抗曲強度以上に減じた。早硬セメント及び Kiselguhr セメントはポルトランドセメント以上の利益を示した。併し水硝子に漬けると酸への抵抗は増加しないが、ポルトランドセメントの耐水性を増した。水に石鹼を加へると耐水性と酸抵抗を僅か増すが、強度に於て 33% も損失する原因となる。亦温度の変化は水中に於ける瓦斯泡の生成又は溶解に依りモルタルの耐水性に響影する事を證明してゐる。管の耐水性は管殻の孔から空気を逐出す爲に、試験の始めには明かに減じる。總ての空気を追出してある砂柱 (図-5 b) は水の濾過割合一定なるを示すが、孔に空気を充した同じ砂柱は時間と水頭とに従ひ濾過割合の変ずる事を示した。

流水中に含まれる固形物の沈澱に依る所の、濾過器、管壁、堰堤等を通過する非侵蝕性水の閉塞の結果は図-

5.c に示す如き装置で調べられた。配合 1:10 モルタルで作られた多孔質管は防水套で包まれ管殻を通して水を出せしめる。濾過が常に一方向に行れる時は殻の耐水性は段々と増加する事が観測されたが、濾過方向が内から外へ又は外から内へと逆動される時は殻の耐水性は最初其の原値に達する迄減じ其の後再び増加する。

(西村義一)

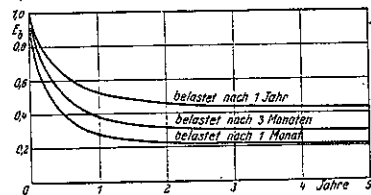
## 7. コンクリート及鉄筋コンクリート

### (5) 塑性変形を考慮せる鉄筋コンクリート断面の計算

(Alfred Freudenthal, "Einfluß der Plastizität des Betons auf die Bemessung außermittig gedrückter Eisenbetonquerschnitte" B.u.E. 5. Nov. 1935 S. 335~338.)

鉄筋コンクリート構造物に於てはコンクリートが次第に硬化する際の或種の性質が構造物の応力状態又は安全度に非常に大きな影響を與へることが認められてゐる。即ち長径間の鉄筋コンクリートアーチに對しこの影響の大きさを測定した結果、鉄筋コンクリート梁の計算に於てはコンクリートを注入する際の極めて徐々に變化する荷重と、急速に變化する荷重とを明確に區別しなければならぬ事を知つた。温度変化はこの場合第二次的の荷重に入る可きであると云ふのは外氣の変動はコンクリート凝固の時間的經過に比し極めて迅速であるからである。一定荷重をのせた場合時間の經過と共に増加する凝固作用の内にコンクリートの塑性変形が現はれてくる、即彈性係数  $E_0$  が減少する。荷重をかけてから經過した時間  $t$  と共に變化する係數に對し Davis は "Widerstandsmodul"  $R(t)$  なる語を用ひた。この場合最初の値は  $R(t)_{t=0} = E_0$ 、 $R(t)$  なる函數は図-6 に示す様な形である。図-6 により明らかなる如く、荷重をかける時期が早ければ早い程  $E_0$  の減少は大である。Whitney の分類した平均値を基礎とした Davis の廣

図-6.



範圍の實驗の結果次の事實が明らかになつた。即コンクリートの可塑的な凝固は約 5 年後には完全に終了し最後の  $R(t)$  値は 1 ヶ月後に載荷したものに於ては平均

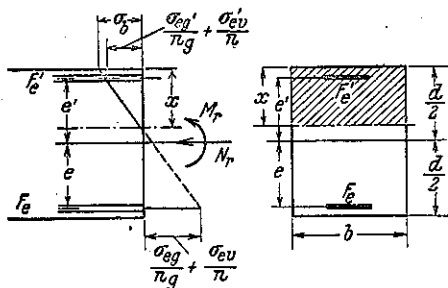


0.20  $E_b$ , 3箇月後の載荷の場合に於ては 0.30  $E_b$  を保つ。此處に於て可塑的凝固の大部分は 1箇年後に生じ、 $E_b$  値はこのときに於て既に 0.25~0.35 以下に下る。依て  $n = \frac{E_s}{E_b} = \frac{E_s}{R(t)}$  なる関係は 1箇年後に於て最初の値の 4~3 倍となり、凝固の終つた後に於ては初値の 5~33 倍になる。依て定荷重により生ずる塑性変形の直接の作用は 2 方面に考へなければならぬ。即ち 1) 弾性的外力の分布が変化する場合不静定な構造に於ては一定な弾性係数の代りに  $R(t)$  を使用し、2) 横断面の応力分布の変化に於ては係数  $n$  の増加により支配される。

一方 1) に於て述べた作用は單に定荷重による応力状態にのみ限られてゐると同時に依て生ずる不静定力量にも影響する、又内部の応力分布状態の変化は定荷重により生ずる応力状態に直接影響するのみならず、この変化は動荷重により生ずる応力状態にも影響する。コンクリートの塑性変形によつて生じた係数  $n$  の増大の結果横断面に於て定荷重により生じた鉄筋応力は  $n=15$  とした場合よりも時間の経過するにつれて非常に大きくなる。一方コンクリート応力は減少する故に静動両荷重の場合普通使用する式を以て計算した応力は決して正確ではあり得ない。即コンクリートの凝固により鉄筋内に生じた圧応力を全々考慮に入れてゐない。断面の計算にはこの條件が特に必要で、この場合動荷重によつて合成直圧力が増大する。例へばラーメン又はアーチの計算に於てさうである。凝固により生じたこの大きな鉄筋応力は活荷重により生ずる応力に對し豫備的応力として作用し合成応力を小さくする。

次に必要な式を示す (図-7 参照)。

図-7.



$N_g, M_g$ : 定荷重により断面に生ずる直圧力及び曲げモーメント,  $N_r, M_r$ : 定荷重及び動荷重による合成直圧力及び曲げモーメント,  $\sigma_{bg}, \sigma_{bv}$ : 定荷重及び動荷重によるコンクリート最大応力(応圧力+),  $\sigma_{sg}', \sigma_{sv}'$ : 定荷重及び動荷重による応張鉄筋の応力(応張力+),  $\sigma_{cg}, \sigma_{cv}$ :

定荷重及び動荷重による応張鉄筋の応力(応張力+),  $F_c = \mu b d$ : 応張鉄筋,  $F_s' = \mu' b d$ : 応圧鉄筋,  $n_g = \frac{E_s}{R(t)}$ : 定荷重に對する係数,  $n = \frac{E_s}{E_b}$ : 動荷重に對する係数として、他の公式にて、 $M = M_g, N = N_g$  として求められるから  $\sigma_{bg}, \sigma_{cg}$ , 及び  $\sigma_{sg}'$  は既知として取扱ふ。但係数  $n_g$  を用ひなければならぬ。応力の分布を直線的と假定して次の式が求められる。

$$\left. \begin{aligned} N_r &= \frac{\sigma_{bg} + \sigma_{bv}}{2} \cdot b x + F_s' (\sigma_{sg}' + \sigma_{sv}') \\ &\quad - F_c (\sigma_{cg} + \sigma_{cv}) \\ M_r &= \frac{\sigma_{bg} + \sigma_{bv}}{2} \cdot b x \left( \frac{d}{2} - \frac{x}{3} \right) \\ &\quad + F_s' \sigma' (\sigma_{sg}' + \sigma_{sv}') \\ &\quad + F_c \sigma_c (\sigma_{cg} + \sigma_{cv}) \\ \frac{\sigma_{cg} + \sigma_{cv}}{n_g} + \frac{\sigma_{sv}}{n} &= \frac{\sigma_{bg} + \sigma_{bv}}{n} \left( e + \frac{d}{2} - x \right) \\ \frac{\sigma_{sg}' + \sigma_{sv}'}{n_g} + \frac{\sigma_{sv}'}{n} &= \frac{\sigma_{bg} + \sigma_{bv}}{x} \left( e - \frac{d}{2} + x \right) \end{aligned} \right\} (1)$$

終りの 2 式より

$$\left. \begin{aligned} \sigma_c &= \sigma_{cg} + \sigma_{cv} = \frac{n(\sigma_{bg} + \sigma_{bv})}{x} \left( e + \frac{d}{2} - x \right) \\ &\quad + \left( 1 - \frac{n}{n_g} \right) \sigma_{cg} \\ \sigma_s' &= \sigma_{sg}' + \sigma_{sv}' = \frac{n(\sigma_{bg} + \sigma_{bv})}{x} \\ &\quad \times \left( e - \frac{d}{2} + x \right) + \left( 1 - \frac{n}{n_g} \right) \sigma_{sg}' \end{aligned} \right\} (2)$$

この兩者を初の 2 式に代入し未知量  $x$  及び  $\sigma_{bv}$  を求む。

$$\left. \begin{aligned} \frac{N}{b d} &= \frac{1}{2} (\sigma_{bg} + \sigma_{bv}) \frac{x}{d} + \mu' \left[ \frac{n(\sigma_{bg} + \sigma_{bv})}{x} \right. \\ &\quad \times \left( e - \frac{d}{2} + x \right) + \left( 1 - \frac{n}{n_g} \right) \sigma_{sg}' \left. \right] \\ &\quad - \mu \left[ \frac{n(\sigma_{bg} + \sigma_{bv})}{x} \left( e + \frac{d}{2} - x \right) \right. \\ &\quad \left. + \left( 1 - \frac{n}{n_g} \right) \sigma_{cg} \right] \\ \frac{M}{b d^2} &= \frac{1}{4} (\sigma_{bg} + \sigma_{bv}) \frac{x}{d} \left( 1 - \frac{2}{3} \cdot \frac{x}{d} \right) \\ &\quad + \mu' \cdot \frac{e'}{d} \left[ \frac{n(\sigma_{bg} + \sigma_{bv})}{x} \left( e - \frac{d}{2} + x \right) \right. \\ &\quad \left. + \left( 1 - \frac{n}{n_g} \right) \sigma_{sg}' \right] \\ &\quad + \mu \cdot \frac{e}{d} \left[ \frac{n(\sigma_{bg} + \sigma_{bv})}{x} \left( e + \frac{d}{2} - x \right) \right. \\ &\quad \left. + \left( 1 - \frac{n}{n_g} \right) \sigma_{cg} \right] \end{aligned} \right\} (3)$$

鉄筋を對稱に配置せる場合は

$$\left. \begin{aligned} \frac{N}{bd} &= \frac{1}{2}(\sigma_{bg} + \sigma_{bg}) \left( \frac{x}{d} \right) \\ &+ \mu \left[ n(\sigma_{bg} + \sigma_{bg}) \left( 2 - \frac{d}{x} \right) \right. \\ &\left. + \left( 1 - \frac{n}{n_g} \right) (\sigma_{eg}' - \sigma_{eg}) \right] \\ \frac{M}{bd^2} &= \frac{1}{4}(\sigma_{bg} + \sigma_{bg}) \left( \frac{x}{d} \right) \left( 1 - \frac{2}{3} \cdot \frac{x}{d} \right) \\ &+ \mu \frac{e}{d} \left[ n(\sigma_{bg} + \sigma_{bg}) \frac{2e}{x} \right. \\ &\left. + \left( 1 - \frac{n}{n_g} \right) (\sigma_{eg}' + \sigma_{eg}) \right] \end{aligned} \right\} (4)$$

(2), (3) 及び (4) 式に可塑的凝固を考慮した場合に於て定及び動荷重により生ずる實際の応力を示す。次に 2 つの例を掲げてこの式の応用と結果を示す。

1. 径間ラーメンの中央支柱の上部接続断面  $b/d = 40/75$  cm.  $e = 0.45 d$ ,  $F_e = F_e'$ , 定荷重:  $N_g = 40.0$  t,  $M_g = 0$ , 定及び動荷重:  $N_r = 58.0$  t,  $M_r = 38.0$  t.m. 許容応力度  $\sigma_{b, zul} = 90$  kg/cm<sup>2</sup>,  $\sigma_{e, zul} = 1200$  kg/cm<sup>2</sup>. この構造物は 1 箇月後に開放せられ約 1 年後に使用に供された。前言に従ひ  $n_g$  は初の値の數倍になつてゐなければならぬ。初め  $n = 12.5$ , 従て  $n_g = 50$  とす。計算の第 2 部に於て  $n = 15$  とす。  $F_e = F_e' = 6\phi 26 = 31.86$  cm<sup>2</sup> (1.06%) とすれば,  $x = 0.478 d = 35.9$  cm 従て

$$\begin{aligned} \sigma_b &= \frac{58000}{20 \times 35.9 - 15 \times 37.86 \times 0.09} = 86 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_e &= \frac{15 \times 86}{35.9} \times 35.3 = 1265 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_e' &= \frac{15 \times 86}{35.9} \times 32.1 = 1150 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

コンクリートの塑性変形を考慮すれば

$$\begin{aligned} \sigma_{bg} &= \frac{40000}{3000 + 50(2 \times 31.86 + 4.02)} \\ &= 6.3 \text{ kg/cm}^2 \text{ (組立鉄筋 } 2\phi 16 = 4.02) \\ \sigma_{eg}' &= 50 \times 6.3 = 315 \text{ kg/cm}^2 = -\sigma_{eg} \end{aligned}$$

$\frac{N}{bd} = 19.4$ ,  $\frac{M}{bd^2} = 16.9$  及び上の応力より  $\eta = \frac{x}{d}$  及び  $\sigma_{bg}$  は

$$\begin{aligned} \sigma_{bg}(0.5\eta^2 + 0.318\eta - 0.159) &= 1.0 + 17.4\eta - 3.15\eta^2 \\ \sigma_{bg}(0.065 + 0.25\eta^2 - 0.167\eta^3) & \\ &= 1.05\eta^2 - 1.58\eta^2 + 14.8\eta - 0.41. \end{aligned}$$

これより  $\eta = 0.52$   $x = 29$  cm  $\sigma_{bg} = 65.5$  kg/cm<sup>2</sup>. 依て合成応力は

$$\sigma_b = 6.3 + 65.5 = 71.8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = \frac{15 \times 71.8}{39} \times 32.2 - 0.70 \times 315 = 670 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_e' = \frac{15 \times 71.8}{39} \times 35.2 + 0.70 \times 315 = 1190 \text{ kg/cm}^2$$

以上の計算によりコンクリートの可塑的凝固がコンクリート応力を少くし, 特に応張鉄筋応力を少くしてゐることを知る。實際の応力の他式の計算によるより非常に小さい。故に鉄筋を節約出来る。今  $F_e = F_e' = 5\phi 25 = 19.63$  cm<sup>2</sup> (0.65%) とすれば

$$\sigma_{bg} = \frac{40000}{3000 + 50(19.63 \times 2 + 4.02)} = 7.8 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_{eg}' = 50 \times 7.8 = 390 \text{ kg/cm}^2.$$

$\eta = \frac{x}{d}$ , 及び  $\sigma_{bg}$  は

$$\sigma_{bg}(0.5\eta^2 + 0.195\eta - 0.098)$$

$$= 0.76 + 17.88\eta - 3.9\eta^2.$$

$$\sigma_{bg}(0.039 + 0.25\eta^2 - 0.167\eta^3)$$

$$= 1.3\eta^2 - 1.95\eta^2 + 15.32\eta - 0.305.$$

故に  $\eta = 0.458$ ,  $x = 34.4$  cm.  $\sigma_{bg} = 84.2$  kg/cm<sup>2</sup> 依て  $\sigma_b = 7.8 + 84.2 = 92$  kg/cm<sup>2</sup>.

$$\sigma_e = \frac{15 \times 92}{34.4} \times 36.8 - 0.7 \times 390 = 1200 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_e' = \frac{15 \times 92}{34.4} \times 30.6 + 0.7 \times 390 = 1500 \text{ kg/cm}^2.$$

他式により計算するときは  $x = 0.425 d = 31.9$  cm 依て

$$\sigma_b = \frac{58000}{20 \times 31.9 - 15 \times 19.6 \times 0.37} = 110 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_e = \frac{15 \times 110}{31.9} \times 39.3 = 2080 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_e' = \frac{15 \times 110}{31.9} \times 28.1 = 1455 \text{ kg/cm}^2.$$

故に實際の力は殆んど許容応力に達してゐるが, (コンクリート可塑性の普通の結果として) 応張鉄筋許容応力の超過は不釣合の応圧鉄筋によつてさげべきであると同時に建設標準の設定によつて桁の破壊をさげ得られる。他式の計算によると殆んど伸の限度迄達してゐる。斯く考へることにより断面に依て 40% の鉄筋を節約出来る。

2. 径間 50 m  $f:l = 1:10$  の拱橋支柱断面に就て  $d/b = 100/150$  cm,  $e = 0.45 d$ .  $F_e = F_e'$  定荷重:  $N_g = 320$  t,  $M_g = -32$  t.m 活荷重:  $N_e = 270$  t,  $M_e = -290$  t.m 許容応力:  $\sigma_{b, zul} = 85$  kg/cm<sup>2</sup>  $\sigma_{e, zul} = 1200$  kg/cm<sup>2</sup>. 3 箇月後に装藩せられ, 1 箇年後に交通開始, 初の値  $n = 12.5$ , 依て  $n_g = \frac{12.5}{0.35} = 36$ , 活荷重による応力を平均して  $n = 15$  とす, 使用鉄筋  $F_e = F_e' = 10\phi 36 = 101.8$

cm<sup>2</sup> (0.68%), 他式による計算値は  $x=0.475d=71.3$  cm となる, 故に 全荷重により応力

$$\begin{aligned}\sigma_b &= \frac{270\,000}{50 \times 71.3 - 15 \times 101.8 \times 0.11} = 79 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_e &= \frac{15 \times 79}{71.3} (67.5 + 75.0 - 71.3) = 1\,190 \text{ kg/cm}^2. \\ \sigma_e' &= \frac{15 \times 79}{71.3} (67.5 - 75.0 + 71.3) = 1\,065 \text{ kg/cm}^2.\end{aligned}$$

靭性変形を考慮するとき  $I=(28+1.0n) 10^8=64 \times 10^8 \text{ cm}^4$ .

$F=(1.5+0.0204n) \cdot 10^4=2.235 \times 10^4 \text{ cm}^2$ . となる故

$$\begin{aligned}\sigma_{bg} &= \frac{320\,000}{22\,350} \pm \frac{3\,200\,000 \times 75}{61 \times 10^8} = 14.3 \pm 3.7 \\ &= < \begin{matrix} 18.0 \text{ kg/cm}^2. \\ 10.6 \text{ kg/cm}^2. \end{matrix}\end{aligned}$$

及び  $\sigma_{eg}' = 36 \left( 14.3 + 3.7 \times \frac{67.5}{75} \right) = 635 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_{eg} = -36 \left( 14.3 - 3.7 \times \frac{67.5}{75} \right) = -395 \text{ kg/cm}^2.$$

$\frac{N_r}{bd} = 18$ ,  $\frac{M_r}{bd^2} = 12.9$  とし  $\eta = \frac{x}{d}$  及び  $\sigma_{bv}$  より

$$\begin{aligned}\sigma_{bv} &(0.5\eta^2 + 0.204\eta - 0.102) \\ &= 1.83 + 13.37\eta - 9.0\eta^2 \\ \sigma_{bv} &(0.042 + 0.25\eta^2 - 0.167\eta^3) \\ &= 3.0\eta^3 - 4.50\eta^2 + 11.02\eta - 0.76\end{aligned}$$

故に  $\eta=0.51$ ,  $x=76.5$  cm. 及び  $\sigma_{bv}=48.0$  kg/cm. 依て

$$\begin{aligned}\sigma_e &= 18.0 + 48.0 = 66.0 \text{ kg/cm}^2. \\ \sigma_e &= \frac{15 \times 66}{76.5} (67.5 + 75.0 - 76.5) - 0.59 \times 395 \\ &= 620 \text{ kg/cm}^2. \\ \sigma_e' &= \frac{15 \times 66}{76.5} (67.5 - 75.0 + 76.5) + 0.59 \times 635 \\ &= 1\,270 \text{ kg/cm}^2.\end{aligned}$$

他式によれば材料が完全に応力のために使用されてゐるに反し, この式によれば許容応力の半分以下である. 故に何等危険なく鉄筋が節約せられる. 今  $F_e = F_e' = \phi 32 = 64.34 \text{ cm}^2$  (0.43%),  $n_g = 36$  とすれば  $I = (28 + 0.63n) \times 10^8 = 50.7 \times 10^8 \text{ cm}^4$  及び  $F = (1.5 + 0.0129n) \times 10^4 = 1.97 \times 10^4 \text{ cm}^2$  故に

$$\begin{aligned}\sigma_{bg} &= \frac{320\,000}{19\,700} \pm \frac{3\,200\,000 \times 75}{50.7 \times 10^8} = 16.3 \pm 4.7 \\ &= < \begin{matrix} 21.0 \text{ kg/cm}^2. \\ 11.6 \text{ kg/cm}^2. \end{matrix} \\ \sigma_{eg}' &= 36 \left( 16.3 + 4.7 \times \frac{67.5}{75} \right) = 740 \text{ kg/cm}^2.\end{aligned}$$

$$\sigma_{eg} = -36 \left( 16.3 - 4.7 \times \frac{67.5}{75} \right) = -435 \text{ kg/cm}^2.$$

$\eta = \frac{x}{d}$  及び  $\sigma_{bv}$  は次式により求められる。

$$\begin{aligned}\sigma_{bv} &(0.5\eta^2 + 0.129\eta - 0.065) \\ &= 1.35 + 14.51\eta - 10.50\eta^2 \\ \sigma_{bv} &(0.026 + 0.25\eta^2 - 0.167\eta^3) \\ &= 3.50\eta^3 - 5.25\eta^2 + 11.57\eta - 0.54\end{aligned}$$

即  $\eta=0.44$   $x=66$  cm.  $\sigma_{bv}=64.0$  kg/cm<sup>2</sup>. 故に合成応力は

$$\begin{aligned}\sigma_b &= 21.0 + 64.0 = 85.0 \text{ kg/cm}^2. \\ \sigma_e &= \frac{15 \times 85}{66} (67.5 + 75.0 - 66.0) - 0.59 \times 435 \\ &= 1\,220 \text{ kg/cm}^2. \\ \sigma_e' &= \frac{15 \times 85}{66} (67.5 - 75.0 + 66.0) + 0.59 \times 435 \\ &= 1\,560 \text{ kg/cm}^2.\end{aligned}$$

一方他式より  $x=0.415d=62.2$  cm として,

$$\begin{aligned}\sigma_b &= \frac{270\,000}{50 \times 62.2 - 15 \times 64.34 \times 0.41} = 100 \text{ kg/cm}^2. \\ \sigma_e &= \frac{15 \times 100}{62.2} (67.5 + 75 - 62.2) = 1\,940 \text{ kg/cm}^2. \\ \sigma_e' &= \frac{15 \times 100}{62.2} (67.5 - 75 + 62.2) = 1\,320 \text{ kg/cm}^2.\end{aligned}$$

依て 35% 以上の鉄筋を節約出来る。

上記 2 例よりコンクリート可塑性が運動する, 即ち急に変化する荷重の作用する径間に對し間接に影響してゐる事を認め得る. 而して他の方法による計算法は非常に大きな過応力を示してゐる鉄筋コンクリート構造物に於ても全々龜裂の生じないと云ふ説明が出来る. 是に關する特殊例が 1908 年の或學會の研究に發表されてゐる (Chattelrault, Imphy, Décize 及び Pymont の大拱橋に於ける研究). 高い橋梁に於ては溫度変化による応力に對し鉄筋を見込まないときは大底龜裂が生ずる, 上述計算式により實際生ずる応力を的確に計算出来る. 尙  $n_g$  を適當に選擇することによつてよりの確に計算出来る. 今日迄の研究は未だ上式の決定に對つて居ない. (糸川一郎)

#### (6) 鉄筋コンクリート溝橋の 2, 3 の例

(A. Kleinogel, "Einige Beispiele für Ueberführungen der Reichsautobahn in Eisenbeton über kleinere Wasserläufe und über Straßen." B.U.E. 5. Nov. 1935 S. 329~335.)

地方自動車道路中に於ける特殊構造物, 即水路, 街



図-14.

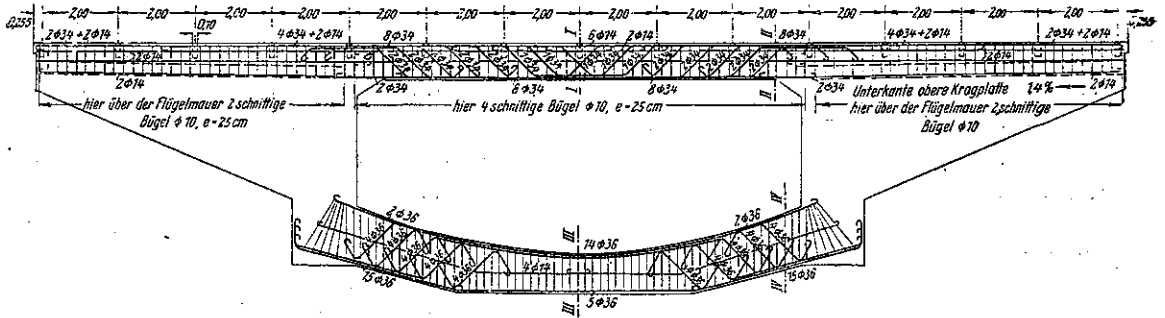


図-13 は断面に於ける暗渠の配筋方法を示し、図-14 は剛構暗渠の配筋を示したものである。コンクリート強度は  $W_{b28} = 210 \text{ kg/cm}^2$  であるが、之は又 D. I. N. 1075 § 14 Ziffer 1, 4 章の条件を満足する故  $60 \text{ kg/cm}^2$  の応力が許容される。濕潤面即ち土壌若しくは水と接觸する面を極めて入念に引離してゐることは注意すべきである。

斯の如き剛構暗渠を使用するに當つては施工に際し流れを迂廻せしめるか又は堰止めなければならない。水

dorf 自動車道 16 348 km の地點に街路交叉として作られたものである。是の場合には自動車道は彎曲し且傾斜して、交叉角は  $82^\circ 24' 17''$  で横断幅員は 8.50 m である、基礎地盤は黄砂質硬砂礫である故  $2.5 \text{ kg/cm}^2$  の土圧が許される。之の溝橋の構造は 2 鉸剛構であつて鉸は街路の上稜の上方 0.50 m の所に造られ、継目の下半は鉄筋コンクリートの柄をなし、基礎コンクリート継目の上に載つてゐる。基礎翼壁の前方の縁は橋梁下の開口の高さの大きな Winkerbach の暗渠よりも一層大きい、土圧による剛構の水平方向の移動は決して起らないで寧ろ土圧より大である。橋の両縁に於ては側壁の臂

力作用により生ずる餘剰荷重のため構造物の中央部分より水平移動が大きい。故にこの部分に於ては基礎平面を大にせねばならぬ(図-15 右半)、この場合路面の下に適當なる抗圧構造物を設くれば之れに依つても支臺の移動を防ぎ安定せしむることが可能である。側桁は前縁の側壁の結合材として主として張力を受けるが、

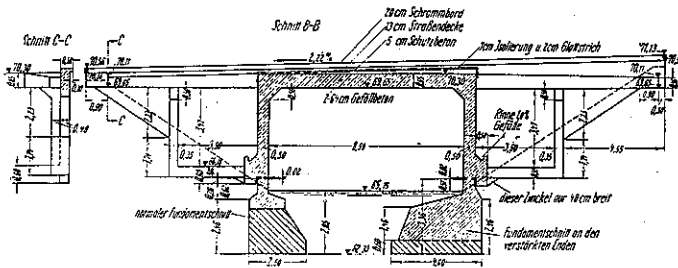
一方 Winkerbach 暗渠の場合は前縁壁によつて生ずる軸張力よりも曲げモーメントの方が大である、何となれば非常に斜交してゐるため、路面の大部分が側桁に支へられる故である。

上述 3 溝橋の設計は靜力的計算から設計に到る迄著者の行つたもので、次の諸問題に就て興味ある研究を経た。

- 1) 荷重, 2) 内力の平均, 3) 土圧の分割。

1. Roth-graben の暗渠の如き被覆土の厚い構造物に在つては車輛の單純な荷重が桁に作用するのみである。即交通による荷重は一様に分布した荷重として計算する以外に方法はない。被覆厚に對しては分布荷重が作用し而も構造物に到る迄には尙廣い平面に分布せられるから D.I.N. 1072 の蒸氣輾圧機の荷重即ち地表面

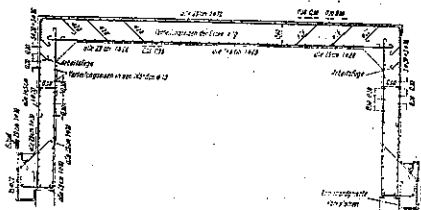
図-15.



を迂廻して導くことが問題にならない場合、或は地盤の状況が非常に良好であるとか、構造物の径間が大で土圧の減少に對し斯様な断面を必要としない場合には下方の開放された、2 つの並行な支持で支へられる鉄筋コンクリート剛構が有利である。

図-15, 16 は之の方法によるもので Köln-Düsseld-

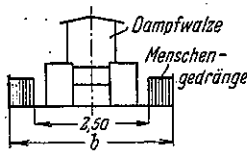
図-16.



で  $15\text{ m}^2$  の平面に分布する。 $1.6\text{ t/m}^2$  の荷重では大に過ぎる、一方斯様な荷重の他の不変荷重の影響は可なり小さいものである故かゝる場合には充分な有効荷重は實際的には起らない。Roth-graben 暗渠の場合には定荷重  $g=5070\text{ kg/m}^2$  有効荷重  $p=1000\text{ kg/m}^2$  を計算に用ひ、有効荷重の変化は例へば  $\pm 20\%$  の全荷重は約  $\pm 3\%$  の影響しか受けない。次に被覆土を有しない兩種の構造に就て此の場合 D.I.N. 1075 § 6 Ziffer 1. a の荷重分布を検討する必要がある、幅員  $b$  は  $\frac{2}{3}l$  以上で而も  $(t+2s+2)\text{ m}$  以上でなければならない。この式中  $t=1\text{ m}$  (輾圧機前輪)、 $s=0.21$  (但  $s$  は此の種の橋梁に適應せる他の動荷重により生ずる係数) とすれば  $b=3.43\text{ m}$  となる。之の分布域は  $5.13\text{ m}$  以上ある廣基に於ては輾圧機前輪荷重の標準である。然し乍ら輾圧機の唯幅  $2.5\text{ m}$  の細長い平面で包まれてゐるから輾圧機の他に重い車輛を用ひるか又は  $2.5\text{ m}$  以上の部分に群集荷重を載せねばならぬ。輾圧機の他に 1, 又は 2 個の荷重車を載せるに當つて非常に混雜した實際には考へられない様な載荷状態を生來する、この荷重車を無視し輾圧機の兩側の空間を群集荷重で充しても計算上には大差はない。故に群集荷重を按排することが有利である。図-17 後輪に對しては前輪より以上の分布面積を許すことが出来るから安全率の大きな方を探つて計算する。

2. 地方自動車道路の交叉は概ね斜角をなし、交叉構造物の平面図は 2 長邊と 2 短邊とを有する長菱形をな

図-17.



るのが常である。吾々は図-18 に示す如き陰影を施した部分に直交橋と見、陰影を施さざる三角の部分に於ける如く、この三角形部分の一方が普通の橋梁の上に乗つてゐて他の一方が側桁の上に乗つて居るとも見る事が出来る。地面内に於ける力の傳播を斜方向に考へ(斯様に考へることは彈性変形と全々合致しないが)、且末端に於て兩側支柱に支へられてゐると考へるにより斯様に考へる方が力の傳播が一層分り易くなる。一面桁が縁に並行であるとか、又は縦目に於ける横断面が相當細く帶狀に分れてゐる様な場合には平板橋の場合は同様な靜力學的狀

図-18.



図-19.



態を呈する故に斜交橋は澤山の帶狀直交橋を集成せるものと考へられる。D.I.N. 1072 § 3 abs 1. は斜方向の荷重を考へてない。Winkelbach 暗渠の方式による設計では交通車輛の道路に並行なる位置に於ては面倒な計算を要する (図-18)。車輛を徑間の方向に配置すると云ふことは便利なことであるが、同時に又安全度を増し且計算が簡單になる (図-19)。

3. 底部即ち基礎帶の計算に於ては各種の荷重が一樣に分布してゐると考へねばならぬ。暗渠の底が貫通してゐない場合には施工の際、勿論側壁に生じた荷重の増加を考慮すべきである。又底の自重が曲モーメントを生じないことは明である。(糸川一郎)

(7) モルタル及コンクリートに於ける 火山灰の使用

(W. Scripture, "The Possibilities of Pussolanas in Mortars and Concretes" E.N.R. Oct. 24, 1935, p. 563~567.)

火山灰は廣く使用されてゐるが米國でその優越性を認められるやうになつたのは最近のことである。ギリシヤ、ローマ等では早くから用ひられてゐた。伊國は勿論獨佛英の諸國でも種々の建物に使用してゐた。併し米國では殆んど省みられてゐなかつた。僅かに Los Angel の隧道その他 2 つの堰堤に使つたが香しくなかつた。

火山灰物質の省みられなかつた理由はコンクリート改良の研究を他の方向に向けてゐたためである。その結果ポートルランドセメントの發達となつた。尙又近代構造物の要求として急硬性を求め結果としては火山灰の影響が研究せられた。これら各方面の研究の結果完全な永久コンクリートは今迄出来てゐない。そしてより良いコンクリートを造るために注意が向けられ、火山灰の応力が試みられるに至つた。

火山灰物質は常溫に於て濕氣の下に石灰と化合して不溶解性の化合物を作る成分を有する。火山灰は 3 種類に分け得る、天然のもの、加工したもの及び人造のものである。火山土及び硅藻土は全國に天然に出るものである。加工した火山灰は多くは粘土或は泥岩類を焼いたものである。人造のものは工場から出る硅酸類殘滓や各種の熔滓、クリンカー、硅酸ゲル其他の副産物である。

化學的の成分は嚴密に定義出来ないが、多くは硅酸、アルミナ、鉄、遊離硅酸、硅酸鉄等を合してゐる。而し

て化学作用は明らかでないが、珪酸と石灰が結合することは確かである。この作用は表面で行はれるもので、火山灰の微粒な程著しい。

この作用を研究するに、一定量の火山灰に対する石灰の結合量及びその速度を調べる。即ち飽和石灰溶液中に一定量の火山灰を入れて毎日その化学分析を行ひ、表-2の如き結果を得た。

表-2. 各種火山灰 1 gr 當石灰吸収量 (gr)

Material (5 gr. in 2 liters)	4 日	7 日
Silica 325-mesh	0.009	0.011
Diatomaceous earth	0.018	0.036
Fly ash	0.000	0.000
Volcanic dust	0.007	0.012
Bauxite residue	0.066	0.093
Synthetic almino-silicate	0.226	0.278
Silica (artificially prepared)	0.318	0.399

石灰は空中から炭酸ガスを吸収して徐々に炭酸カルシウムに變ずる。火山灰と石灰が結合すると珪酸カルシウムとなつて強度を増す。この混合が所謂水硬石灰である。火山灰の最も重要なことはポルトランドセメントに加へることである。ポルトランドセメントは水と接して水化物を作つて強度を増す。又少量の石灰を含有してゐる。そして水化作用の際にセメント中の珪酸カルシウムの加水分解によつて更に石灰を生ずる。その結果場合によつては石灰の量は 17% にも達する。

火山灰を混和材として加へるとき石灰と共に結合材を形成する間は強度を増加する。混和材としても比較的少量を用ふるに過ぎない。

表-3. モルタルの耐圧強度 (封度/寸<sup>2</sup>)  
(24 時間温室に置きたる後水中にて養生す)

	3 日	7 日	28 日
1:3 Mortar	1 557	2 295	2 909
1:3 Mortar+8% Synthetic Pussolana	1 823	2 275	3 537

セメントの量を減じてそれに換へるに火山灰を加へた場合には早期強度は小であるが、6箇月乃至1年にしてセメントのみの場合よりも強くなる。併しこの強度のおくれるのはコンクリートが濕潤に保たれるときに限つてゐる。従つて數日又は數週間にして型枠を取去る一般の構造物では不利はない。

コンクリートの大塊に於ては發熱作用を生ずる。特に初めの數日が著しい。火山灰を使用したときの石灰

との作用の發熱量は不明であるが、作用が徐々であるからコンクリートの温度を上昇せしめるやうなことはない。即ちセメントの量が減ずるに比例して熱の發生は減ずる。火山灰セメントは即ち温度上昇による体積の変化が小なるため龜裂を減じ得る。

一般にポルトランドセメントは水が多量な場合にはよく溶解する。併しその化合物は容易にとけない。遊離石灰は容易にとける。珪酸と結合すると溶解しにくくなる結果、滲透水のある場合にはセメントはとけにくくなつて水の通過を拒むのである。即ち水密性を増し風化作用を減ずる。水による分解はこのやうに徐々であるが、空中の酸類其他地中の種々の化合物による侵蝕作用は著しくこの作用を速進せしめる。

火山灰を使用する場合これを比較的少量をポルトランドセメントクリンカーと共に挽くか、又は少量をコンクリート配合の際に混合する。前者はよく混合し熱の發生を減ずる。併し水セメントの關係が破られ、或ひはすべての場合に適合するやうな適當なものを得られない缺點がある。後者の利とする點は何なる場合に對しても適宜使用し得ることである。(傍島 濤)

## (8) 振動コンクリートの性質

(“Structural Properties of Vibrated Concrete.”  
E.N.R. Nov. 14, 1935. p. 676-677.)

コンクリートはセメントを多く含むものがよいと考へられた事があるが、粗骨材の多いものの中にも同様に強度高くその上收縮性の少ないものがある。此の事實より經濟的及び構造用に適切なるコンクリートは最少空隙の粗骨材を過不足のないモルタルを以て密着したものであると考へられよう。かゝるコンクリートを緻密に搗固めるには振動を利用するのが最もよい。其處で表-4の如き配合のコンクリートを表の如き搗固法にて固め強度及び收縮を測定した。此のコンクリートの 1:2½:4½ 及び 1:2½:7½ なる配合は夫々手搗又は振動搗によつて粗骨材を最も多量に含み得る配合であつて、此の配合以上に粗骨材を含めば空泡、豆板が出来る。1:2½ はモルタルであつて参考として試験した。水セメント比は何れも皆重量比 0.45 である。材料は急硬セメント及び地方産の細粗骨材を用ひ、砂は平均粗粒率 2.95 を有す。粗骨材として砂利又は石灰岩片を用ひその粒度は 1½”~1” : 38%, 1”~½” : 28%, ½”~No. 4 : 24% である。手練により混合し、手搗は米國材料試験協會規

定に則り振動機には振動板を用いた。板は木製で其の四隅を2本の革紐にて水平に木桁に吊り、板の下には偏心輪を有する電動機を着け1分間3500回の振動を生ずる。此の板の上に供試体を置き振動を與へて搦固めをする。供試体は強度測定には6'×12' 円筒を用ひ、収縮測定には4'×6'×21' 直方体を使用した。試験の結果は表-5, 6の通りである。結果より論ずれば1) 緻密なるコンクリートを得る範圍の配合に於ては如何に貧配合のコンクリートにも水セメント比説が成立するものゝ様である。2) 振動機に依る貧配合のコンクリートの収縮は同一水セメント比を有する手搦に依る

構造材料としては収縮が不都合な性質である故前者は後者に優つて居る。(村山朔朗)

(9) 磁鉄鑛を使用せる對重用コンクリート

(R.B. Rothchild, "Concrete in Counter Weight made heavy by Magnetite." E.N.R. Dec. 5, 1935 p. 788~789.)

Oakland 及び Alameda 兩市間に最近竣功したる Park St. 複葉式跳開橋工事に對重のコンクリートには砂の代りに鋼屑若しくは重骨材として承認せられたる材料を用ふることを規定した。鋼屑は不利益なる故之が使用を避けんとし、高級質の代用品として磁鉄鑛(多くの河川海岸に在る砂鉄)を見つけ、此の材料をコンクリートに使用する承認を得た。通常骨材寸法の碎石としては磁鉄鑛が Arlington Memorial 橋の對重に使用されたことがあるが、砂の代りに使用したのは蓋し本工事を以て嚆矢とする。

設計者が元來使用を意図したる鋼屑は多量に之を取捨するの困難で、且つコンクリート用として適するまで清淨にするに經費を要し又層の一部に凝結して對重の不均衡を來す等の缺點があり、最後に最も大切なことは磁鉄鑛は腐蝕を受けないから、鋼を入れてそれが錆びた場合に生ずるコンクリートの缺削を避ける。是等は鋼屑の代用として磁鉄鑛を選定し承認を得るに至れる理由である。

砂鉄としての磁鉄鑛は鉄鑛の酸化物で鉄が天然に生産する最も安定な形をなすものにして、非常な細粒狀の材料で50番篩に極少量丈け残り約17%が100番篩を通過する。王水にも容易に溶解せず磁性が高い。セメントと混合してモルタルとなすときは硬化して極端なる硬度の材料となり、磨損抵抗が大である。磁鉄鑛の比重は約4.75にして乾燥状態にて重量約3200kg/m<sup>3</sup>である。海濱より採掘せる材料を磁石分離装置に依り重量にて約20%の砂鉄を得た。

各153m<sup>3</sup>の對重にして所要重コンクリートは約306m<sup>3</sup>であつた。砂の代りに用ふる磁鉄鑛の細度の關係から1m<sup>3</sup>當りの配合割合はセメント400kg, 磁鉄鑛1600kg, 砂利680kg, 水238kgとしたが、此は種々試験結果選擇したものである。使用砂利は2種の寸法のものを作成し、即第1號は3/8'~1/4', 第2號は1/4'~50番篩としたが、此の配合は骨材の均等なる粒度を有するらしく所要セメント量が最小であつた。それより細い砂を以てせる配合を試みたが、表面積大となるためセメ

表-4. 供試体

水セメント比	0.45 (重量比)=6.07 ガロン/袋			
	振動機	手搦	手搦	手搦
搦固法	0	1/2		6
スランプ(吋)				
配合(重量比)	1.21/2:71/2	1;21/2:41/2		1:21/2
1立方碼當りのセメント袋數	4.0	5.32		10.54
粗骨材	砂利 石灰岩	砂利 石灰岩		無
配號	D.D 1 E.E 1	A.A 1 B.B 1		C.C 1

表-5. 応圧強度表

材齡(日)	D.D 1	E.E 1	A.A 1	B.B 1	C.C 1
14	5.410	5.310	5.450	5.110	4.790
21	5.790	5.530	5.540	4.810	5.160
27	5.610	5.420	6.480	5.660	5.250
35	6.160	6.320	6.810	4.910	5.530
42	6.249	6.530	6.540	6.440	6.000
平均	5.860	5.920	6.120	5.399	5.350

表-6. 収縮率表 収縮率=10<sup>-4</sup>吋/1吋

材齡(日)	7	14	21	28	37	53	80
A	51	177	142	160	175	187	195
B	64	125	163	176	182	180	193
C	104	210	315	349	339	443	515
D	23	70	93	104	106	105	116
E	21	72	101	112	110	115	118
A 1	55	119	141	149	169	174	197
B 1	66	121	157	166	186	189	202
C 1	154	260	345	335	426	475	545
D 1	34	59	94	99	99	112	109
E 1	34	69	93	100	106	104	104

富配合のコンクリートの収縮に比して頗る僅少である。



ント所要量を増したので満足でなく、大なる骨材を以てせる配合は粒度の所要均等物を與へなかつた。

實驗室に於ける試験の結果、7日強さ 105 kg/cm<sup>2</sup>、28日強さ 210 kg/cm<sup>2</sup> 以上であつた。工事中混合物から試験を採り試験した結果はもつと大にして 28日強さが比較的軟練のもので 232~246 kg/cm<sup>2</sup>、幾分硬練のものが 295~338 kg/cm<sup>2</sup> であつた。

磁鉄礫コンクリートの特徴としては遅期強度の傾向が決定的であつた。又混合物の少許りの過剰水は強度に影響しない事が解つた。何となれば骨材が重いため過剰水は注入後直ぐ上に出て之はコンクリートが對重の片棒の中や周圍によく行き亘る助けとなつた。必要な搗固めは非常に少なくて済む。

注目に値する他の 1 つの特質は磁鉄礫コンクリートの表面は非常に均等で滑かで頗る硬く磨滅抵抗が大である。故に上屋の床コンクリート表層、屢々磨耗を受けがちの舗装、又は重大な磨滅が豫期せらるゝ如き表面を作る場合に著しき利益がある譯である。(長瀬 新)

(10) Mississippi 河堰堤のコンクリート配合

(P. Johnson, "Design of Concrete Mixes for Mississippi River Dams." E.N.R. Nov. 28, 1935 p. 743~746.

Mississippi 河上流地方では冬期工事中止のために 1 年間の工事期間は短いが、同河川改修工事は 1934 年度

に開門 5 箇所堰堤 2 箇所を竣工し、使用コンクリートの總量は 430 000 碼<sup>3</sup> に達した。

コンクリートには風化・磨耗・龜裂の防止及び均等性・強度の改良のために示方書が設けられた。風化並に磨耗はコンクリート打ちに vibrator の使用及び入念な養生方法によつて防ぐことになつた。龜裂の防止にはコンクリートの硬化熱量の低減並に其の發生期間の延滞を目的として (1) 粗粒子セメントの使用、(2) 骨材の撤水冷却、(3) 低温水の使用、(4) セメント配合量の節減(但しコンクリート 1 碼<sup>3</sup> に付き 4.5 袋を最低とす)、を行つた。均等性に関しては (1) 良質骨材の使用、(2) 骨材の精密篩分によつて過剰粗骨材の防止、(3) 新式コンクリートプラントの設置、を行

ひ且 vibrator の使用によつて混和水量を成可く少くする。強度の増加には (1) 硬質骨材の使用、(2) 水セメント比の採用、の方法を用ひた。

1. 配合の研究: コンクリートの配合に關する試験は、示方書規定のセメント使用量が比較的少いために完全に行ふ必要があつた。

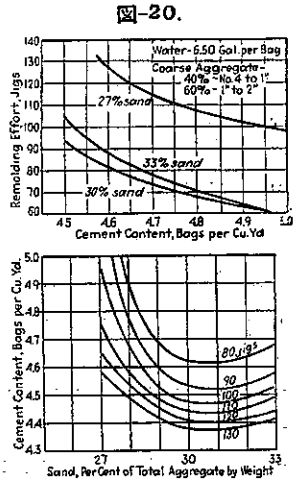
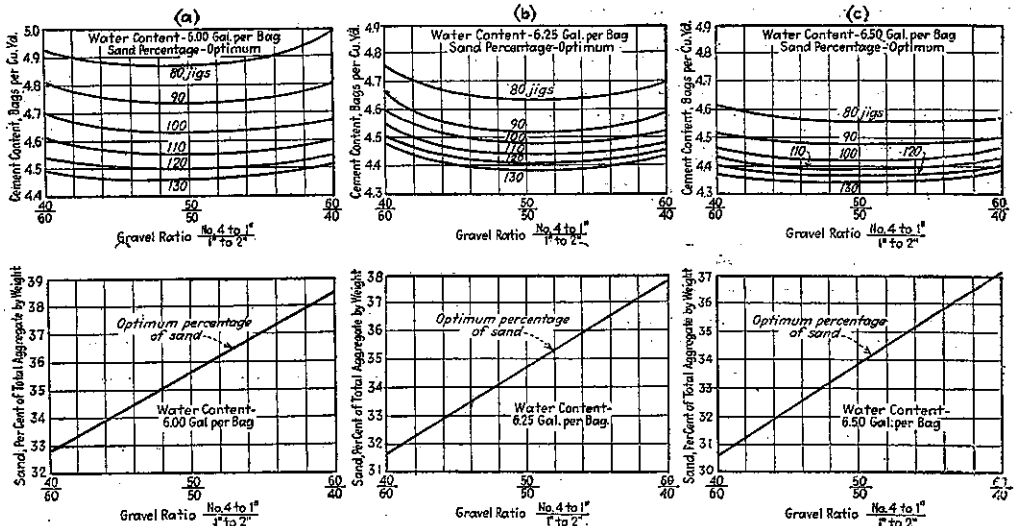


図-20.

図 21.



又コンクリート材料は各地に於て品質が異なるために、之を相殺し得る様な配合を求めすることに努力した。施工軟度の研究に於ては T. C. Power 氏提案による振動式フロー試験機並に其の試験方法を採用した (Journal. A.C.I. Vol. 27, 1932)。通常フロー試験は円錐形コンクリート塊に一定回数 of 振動を與へてフローの大きさを測定するが、Power 氏方法は一定量のフローを生ずる所要振動回数を求める。次に試験の成績を示す。

図-20 は使用水量(セメント 1 袋に付き 6.5 ガロン)並に砂利配合量 (4 番篩~1 吋 40%, 1~2 吋 60%) を一定とし、セメント配合量を 4.5~5.0 袋に、砂配合量を 27, 30, 33% に変化せる場合の所要振動回数を示す。而して図-20 下図により砂の配合量は施工軟度に著しく影響することを知る。次に砂配合量を一定とし、砂利の粒径 4 番篩~1 吋と 1~2 吋との配合率及びセメントの配合量を変化して振動回数を求めれば図-21 となり、使用水量のセメント 1 袋に付き 6.00, 6.25, 6.50 ガロンにより (a) (b) (c) 図となる。

2. 試験成績の利用: 以上のコンクリート配合に関する試験結果の利用方法を次に述べる。先づ所要強度に達し得る最大使用水量と適当なコンクリートの施工軟度とを定める。最大の水セメント比は示方書によりセメント 1 袋に付き 6.5 ガロンと規定されてゐる。施工軟度は運搬方法・打ち方・型枠の形状に影響されるが、vibrator 使用の場合にはフロー試験所要振動回数 110~130 の軟さを適當とする。かくて図-20, 21 よりセメント・砂・砂利の理論的配合が求められ、更に材料の價格を考慮すれば經濟的配合を定めることが出来る。例へば使用水量をセメント 1 袋に付き 6.5 ガロン振動回数を 120 とすれば、図-21 (c) より最低セメント使用量はコンクリート 1 碼<sup>3</sup>に付き 4.37 袋となる。然し示方書に基いてセメントを 4.5 袋以上とすれば、強度を高めるために使用水量を減じ図-21 (a) (b) を利用して適當な骨材配合率を求める。 (米屋秀三)

8. 施 工

(4) 採鑛區に於ける基礎の沈下

(“Beitrag zur Baugrunderforschung.” Bautech. 22) Nov. 1935, S. 667~670.

これはある採鑛區に於ける基礎に大きな荷重が働く場合の構造物沈下の一測である。これは一つの貯土槽について測定したものである。沈下は荷重による沈下

の外に採鑛によつて生ずる地面の沈下も含まれてゐる。

その場所の地質は図-22 の如くである。第 6 及び第 7 槽の基礎溝は円形に作り図-22 の如く鉄矢板を周圍に打込んで上端は鉄筋コンクリート環で補強した。ボーリングは 14m まで行つた。槽は堅粘土層に基礎を置いてゐる。第 6 槽について載荷試験を行つた。而して基礎地盤への最高荷重を約 5 kg/cm<sup>2</sup> とし、載荷底面は 30 cm の大きにした。載荷装置は図-23 の如く観測のために關係點として近くにある住宅に固定した點 I を取つた (図-24)。先づ豫備載荷として 2.2 kg/cm<sup>2</sup> を基礎に與へた。更に荷重を増すに従つて図-25 の如く

図-22. 貯土槽の基礎溝と地質状態

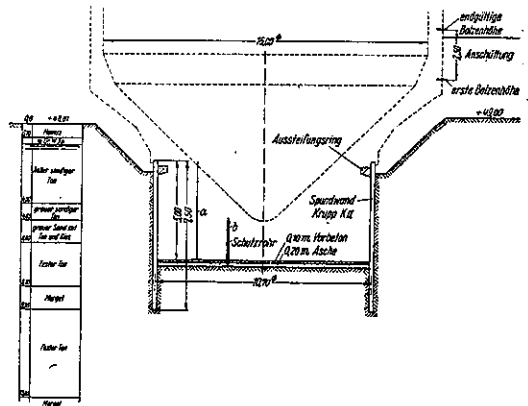


図-23. 載荷試験装置

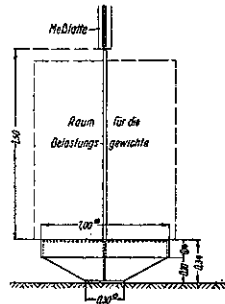
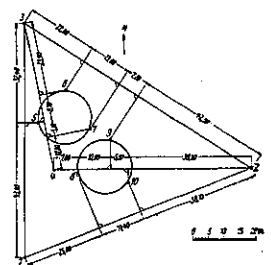


図-24. 平面図及び観測點



段々高くなつて重心も上に行くが、底面が小さいために倒れるのである。従つて次に行つた載荷試験には荷重は注意深く重ね、支へを図-25 の如く置いて安定せしめた。

かくして 5.3 kg/cm<sup>2</sup> まで載荷した。

この貯土槽は 89.92 m<sup>2</sup> の基礎平面上に分布し、その重さは鉄筋コンクリートの重量と、水及中の土の重量と

とである。1 の外に 2, 3, 4, の 3 点(図-24)を取つて下の算出の補助とした。

これらの諸點は貯土槽から離れてゐて槽の沈下の影響を受けない。併し 1 の點も採録範圍の沈下の影響は

図-25. 載荷試験



受けるから數 km を離れた場所に不動點を取つて測定した。その結果 1932 年から 1935 年迄に 235mm を沈下した。図-22 に於て底面には厚さ 20 cm の石灰層を敷き、設置した鉄棒が突き抜けるを防ぎ、更にもう上に 10 cm の被覆コンクリートを置いた。そし

て a 及び b の目盛を置いて a によつてコンクリート層の沈下を、b によつて構造物底の沈下を測定した、併しこの 2 つは差を生じなかつた。

図-26 は測點 5~10 の観測の結果を示す。最初は扁平な傾きを示してゐるが、途中急になつて 5 と 9 の 2 點が完全な線を示してゐる。而して再び緩い直線を書いてゐる。1934 年には観測は行はれなかつた。

図-27 上は補助點 2, 3, 4, の 1 點に對する沈下である。即ち図-24 と比較して東方が多く沈下してゐるのが分る。補助點の沈下量から 5~10 點の採録による沈下を計算出来る。図-27 から第 6 槽、第 7 槽の沈下を求めると図-28, 29 の如くなる。

図によつて 1933 年 4 月には槽は充實したために沈下甚しく、最後に幾分緩やかになつた。5 月には槽を

図-26. 測點の沈下曲線

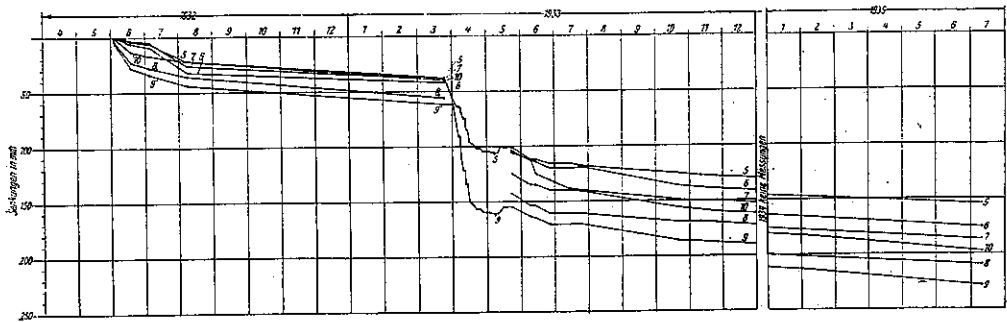


図-27. 補助點 2-4 の主點 1 に對する沈下と測點 5-10 の採録による沈下量

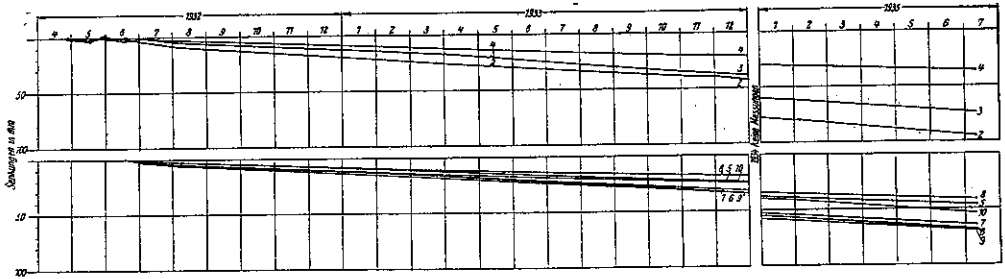


図-28. 第 6 槽の沈下曲線

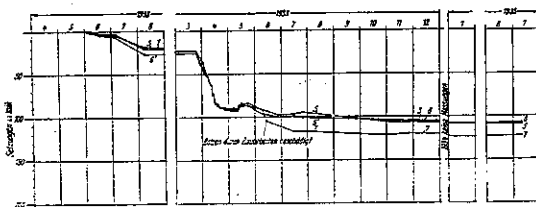


図-29. 第 7 槽の沈下曲線

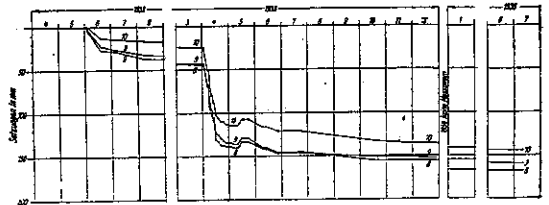
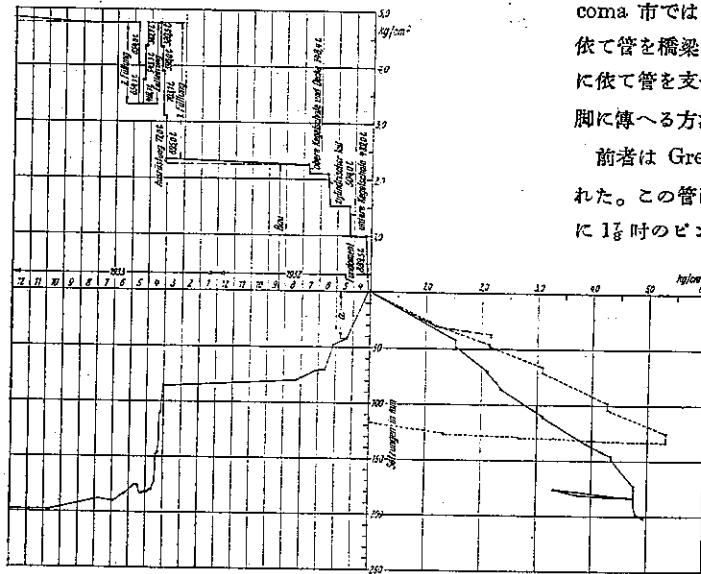


図-30. 測點9の沈下と時間並に載荷の關係



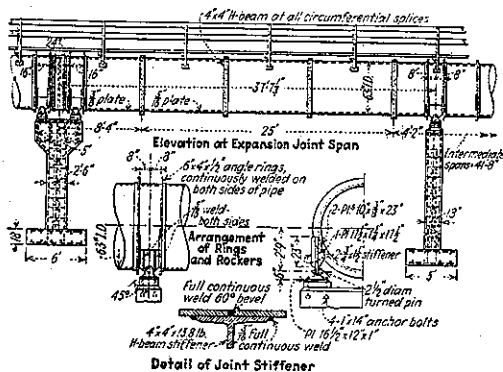
空にした結果幾分上昇し、再び充實するとゆるやかな沈下を生じた。1935年には殆んど水平になつてゐる。

第7槽は第6槽より幾分深く入つてゐる。第6槽は少しおくれて出来たためにその間に第7槽は沈下が大きい。殊に8及び9は10點より大である。図-30によると沈下量は約200mmある。載荷試験の際の荷重は5kg/cm<sup>2</sup>で沈下は120mmであつた。即ち約2/3だけ大きかつたわけである。(傍島 溱)

(5) 河川を横断する大水道管の支持の例  
 ("Rocker and Suspender Supports for Large Water Pipes at Tacoma." E.N.R. Dec. 12, 1935. p. 816)

河川を横断する配水鋼管は管を露出する關係上、大なる

図-31. ロッカー・アーム法



る温度の変化に依て伸縮作用を受ける。之に對して Tacoma 市では2つの方法を考案した。1つは吊棒鋼に依て管を橋梁の下に吊す方法、もう1つはロッカー・アームに依て管を支へ、之にかゝる荷重を下のコクリート橋脚に傳へる方法である。

前者は Green 河を横断する 60 吋管に對して實施された。この管は図-31に示せる如き 8x2 吋のアイバーに 1 1/2 吋のピンを上下に挿したピン連結吊材に依て構橋の横桁の下に吊されてゐて、調節はアイバー下端のロック・ナットに依て行はれる。

後者は洪水面以上の高さで河を横断する如く管のために築造したコクリート橋脚上の 63 吋鋼管に對して實施された。比處ではロッカー・アームは管を取巻いてゐる補剛環に銲接した耳材にピン連結されてゐる。この場合に於ける管は 41 呎 8 吋の

橋脚間の荷重に充分耐え得るものであつて、この荷重はロッカー・アームに依て橋脚上の床版に傳はる。

因に前者は3箇年以上に亘り、又後者は昨年以來使用されてゐるが、成績は頗る良好である。

(玉置 巖)

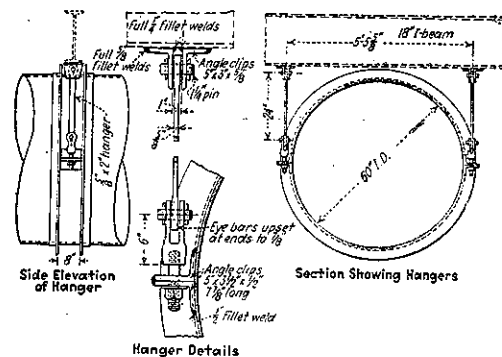
9. 橋梁及構造物

(5) Π 又は I 型断面柱の突縁挫屈に對する安全性

(W. Ihlenburg, "Die Knicksicherheit der Randaussteifungen von Π- und I-Stäben." Stahlbau 24. Mai. 1935 S. 85~88.)

断面形が Π 型又は I 型なる柱は柱全体として挫屈に耐える許りでなく、その腹版(一般に山型鋼に依り縁

吊材法



取り、隔板及び綴板に依り補強されて居る)。も亦それ自身挫屈に耐え、柱全体に對する挫屈圧力以内の圧力で曲るようなことがあつてはならない。

次に Timoschenko が補強された板の安定問題を取扱ふ場合に用ひた計算方法と同様な方法に依りこの問題を取扱ふ。即ち圧力を加へられた柱に於て、曲つた板及び突縁の曲りに依る歪エネルギーが、断面全体一様に分布されて居る圧縮応力に依る歪エネルギーの減少に等しくなつた場合に限界圧力に達する。

腹板の廻轉の中心即ち a 點及び b 點 (圖-32) は柱全体が曲る時に於てのみ曲るのであるから、これ等は固定點と考へてもよい。故に突縁 c 及び d, e 及び f は隔板のある位置で固定されて居ると考へられる (圖-32)。

突縁 c 及び d, e 及び f が單に綴板のみに依つて互に結ばれて居る場合にはこれ等は同方向に等しい量  $w_r$  だけ曲り得る (圖-33)。隔板及び綴板の間に於ては

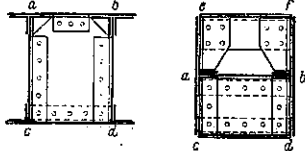
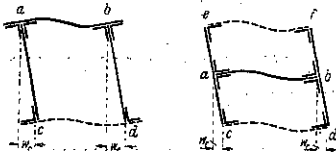


圖-33 に示した彎曲の外、圖-34 に示した彎曲も可能である。

圖-33.



a b 間の蓋板の挫屈又は a c 間及び b d 間の腹板の挫屈は突縁が彎曲しなくても起り得るが、この場合の解法は Rode, Bleich 及び Timoschenko に依り導かれた式に譲り、こゝでは觸れないこととする。

綴板がある場合にはこれは滑節に依り突縁に取付けられて居ると考へる。これは安全側の誤差を生ずることとなる。更に計算の簡便上、圖-33, 34 に示す如く柱の断面に依ては ac 及び bd なる腹板は常に直線のまゝにあると假定する。

圖-35.



圖-34 及び圖-35 に示した記號を用ひて隔板の間に於ける腹板の曲り量  $w$  をあらはせば次式のようなになる。

$$w = y \sum A_k \sin \frac{k\pi x}{a} \dots \dots \dots (1)$$

上式は  $y=0$  に於て  $w=0$  なる條件及び  $x=0$  又は  $x=a$  に於て  $w=0$  なる條件を満足する。

今  $h_r$  を以て蓋板から突縁 (山型鋼) の重心までの距離とすれば突縁の曲り量をあらはす式は (1) 式より直ちに導かれる。即ち

$$w_r = h_r A_k \sin \frac{k\pi x}{a} \dots \dots \dots (2)$$

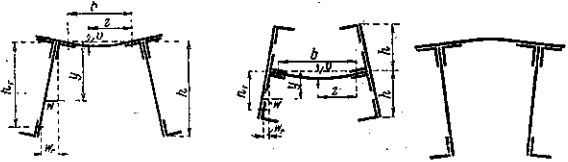
蓋板と腹板と結合がしつかりして居り、從つて a 點又は c 點に於ける各の切線が等しい角度だけ廻轉すると考へれば、蓋板の曲り  $v$  は次式に依り與へられる。

$$v = \frac{b}{n\pi} \sin \frac{n\pi z}{b} \cdot \sum A_k \sin \frac{k\pi x}{a} \dots \dots \dots (3)$$

上式に於て蓋板が圖-34 に示すように 1 個の半波型に曲る場合には  $n=1$  とし、圖-33 に示すように 2 個の半波型に曲る場合には  $n=2$  とする。

一般に縦横の長さがそれぞれ  $h$  及び  $a$  なる矩形板の曲りに依る歪エネルギーは次式に依りあらはされる。

圖-34.



$$V = \frac{D}{2} \int_0^a \int_0^h \left\{ \left( \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right)^2 - \frac{2(m-1)}{m} \left[ \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} - \left( \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \right)^2 \right] \right\} dx dy$$

茲に  $m = \frac{1}{0.3}$ : ポアソン數,  $D = \frac{E\delta^3}{12(1-\frac{1}{m^2})}$

板の曲げ強さ,  $\delta$ : 板の厚さ  
この式を用ひて腹板 a-c, b-d 及び e-c, c-f の曲りに依る歪エネルギーの合計を計算すれば,

$$V_s = \alpha D_s \frac{\pi^2 h}{a} \left( \frac{\pi^2}{6a^2} h^2 \sum A_k^2 k^4 + \frac{m-1}{m} \sum A_k^2 k^2 \right)$$

茲に  $D_s = \frac{E\delta_s^3}{12(1-\frac{1}{m^2})}$ : 腹板の曲げ強さ,  $\delta_s$ : 腹

板の厚さ、 $\alpha=1$ ：断面形 II の場合、 $\alpha=2$ ：断面 I 形の場合、蓋板の曲りに依る歪エネルギーは

$$V_k = D_k \frac{\pi^2 b}{8 a} \sum A_k^2 k^2 \left( \frac{kb}{na} + \frac{na}{kb} \right)^2$$

茲に  $D_k = \frac{E\delta_k^3}{12 \left(1 - \frac{1}{m^2}\right)}$ ：蓋板の曲げ強さ、

$\delta_k$ ：蓋板の厚さ

2 個又は 4 個の突縁（山型鋼）の曲りに依る歪エネルギーの合計は

$$V_r = \alpha E J_r \int_0^a \left( \frac{\partial^2 w_r}{\partial x^2} \right)^2 dx = \alpha E J_r h r^2 \frac{\pi^4}{2a^3} \sum A_k^2 k^4$$

茲に  $J_r$ ：図-36 に示せる a-a 軸のまわりの突縁（山型鋼）の断面 2 次モーメント

従て柱の長さ a なる部分の曲りに依る歪エネルギーの全体の合計は

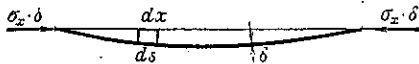
$$V = \frac{\pi^2}{2a^2} \sum A_k^2 \left\{ \alpha D_k h \left( \frac{\pi^2 h^2 k^2}{3a^2} + 2 \frac{m-1}{m} \right) k^2 + D_k \frac{b}{4} \left( \frac{b}{n a} + \frac{n}{b k} \right)^2 k^2 + \alpha E J_r h r^2 \frac{\pi^2}{a^2} k^4 \right\} \quad (4)$$

図-36. この柱はその断面全体に一樣に  $\sigma_x$  なる圧縮応力を受けて居る。この柱が曲つた場合に於ける圧縮応力に依る歪エネルギーの減小量  $V_1$  を次に求める。

一般に曲げられた細長い板の伸びは次式に依り與へられる（図-37）。

$$\int_0^a \frac{1}{2} \left( \frac{\partial w}{\partial x} \right)^2 dx$$

図-37.



この式に依り兩側の腹板の圧縮応力に依る歪エネルギーの減小量を計算すれば

$$V_{1s} = \alpha \sigma_x \delta_s \int_0^a \int_0^h \left( \frac{\partial w}{\partial x} \right)^2 dx dy = \alpha \sigma_x \delta_s \frac{\pi^2}{6a} h^3 \sum A_k^2 k^2$$

蓋板に対しては

$$V_{1k} = \frac{\sigma_x \delta_k}{2} \int_0^a \int_0^h \left( \frac{\partial v}{\partial x} \right)^2 dx dz = \sigma_x \frac{\delta_k b^3}{8n^2 a} \sum A_k^2 k^2$$

断面積  $F_r$  なる突縁（山型鋼）に対しては

$$V_{1r} = \alpha \sigma_x F_r \int_0^a \left( \frac{\partial w_r}{\partial x} \right)^2 dx = \alpha \sigma_x F_r \frac{h r^2 \pi^2}{2a} \sum A_k^2 k^2$$

故に全断面に対する圧縮応力に依る歪エネルギーの減小量は

$$V_1 = \sigma_x \frac{\pi^2}{2a} \left[ \alpha \delta_s \frac{h^3}{3} + \delta_k \frac{b^3}{4n^2 \pi^2} + \alpha F_r h r^2 \right] \sum A_k^2 k^2 \quad (5)$$

$V = V_1$  となつた場合に限界圧縮応力  $\sigma_x = \sigma_{kr}$  に達し突縁が曲る。

$$\sum A_k^2 k^2 \left\{ \alpha D_k h \left( \frac{\pi^2 h^2 k^2}{3 a^2} + 2 \frac{m-1}{m} \right) + D_k \frac{b}{4} \left( \frac{b}{n a} + \frac{n}{b k} \right)^2 + \alpha E J_r h r^2 \frac{\pi^2 k^2}{a^2} \right\} = \sigma_{kr} \left[ \alpha \delta_s \frac{h^3}{3} + \delta_k \frac{b^3}{4n^2 \pi^2} + \alpha F_r h r^2 \right] \sum A_k^2 k^2 \quad (6)$$

上式に於て  $\sigma_{kr}$  を  $A_k$  の函數と考へ、 $\sigma_{kr}$  が最小値を取る様に  $A_k$  の値を定めねばならぬ。故に  $\frac{\partial \sigma_{kr}}{\partial A_k} = 0$  であらねばならぬ。(6) 式を  $A_k$  で偏微分すれば  $A_k^2 k^2$  の項が消える。故に綴板と突縁との結合を滑節と考へれば突縁は隔板の間で長さ  $\frac{a}{k}$  なる唯一種類の正弦曲線形に挫屈することを知る。(6) 式より

$$\sigma_{kr} = \frac{D_k h \left( \frac{\pi^2 h^2 k^2}{3 a^2} + 2 \frac{m-1}{m} \right) + \frac{D_k b}{\alpha} \frac{b}{4} \left( \frac{b}{n a} + \frac{n}{b k} \right)^2}{\delta_s \frac{h^3}{3} + \frac{\delta_k b^3}{\alpha 4n^2 \pi^2} + \frac{E J_r h r^2 \pi^2}{a^2}} \frac{1}{F_r h r^2} \quad (7)$$

非弾性の範圍に於ける挫屈の場合には弾性係數  $E$  を  $E_T$  に置き換へて得られる。此處に  $\tau$  は Engesser に依る挫屈係數を示す。Euler の公式は挫屈係數  $\tau$  を用ふる事に依り弾性限界外に於ても次の形で成立する。

$$\sigma_k = \frac{\pi^2 E_T}{\lambda^2}, \quad \lambda = \frac{s k}{\sqrt{F}} \quad \text{茲に } \lambda: \text{ 柱の細長比}$$

突縁を一種の柱と見做す時はこれに対する限界細長比は次式に依り與へられる。

$$\lambda_{kr} = \pi \sqrt{\frac{F_r \tau}{\sigma_{kr}}} \quad (8)$$

(7) 式より  $\lambda_{kr}$  を計算すれば

$$\lambda_{kr} = \sqrt{\frac{\delta_s \frac{h^3}{3} + \frac{\delta_k b^3}{\alpha 4n^2 \pi^2}}{\frac{D_k h}{E_T \pi^2} \left( \frac{\pi^2 h^2 k^2}{3 a^2} + 2 \frac{m-1}{m} \right) + F_r h r^2 + \frac{D_k b}{E_T \alpha \pi^2} \left( \frac{b}{n a} + \frac{n}{b k} \right)^2 + J_r h r^2 \frac{k^2}{a^2}}}$$

今  $m = \frac{10}{3}$  と置き半波長  $\frac{a}{k}$  を  $s$  と置けば

$$\lambda_{kr} = \sqrt{\frac{\delta_s \frac{h^3}{3} + \frac{\delta_k b^3}{4 \alpha n^2 \pi^2}}{0.03053 \delta_s h \left( \frac{h^2}{s^2} + 0.4255 \right)}}$$

$$\frac{+F_r h_r^2}{+\frac{0.00232}{\alpha} \delta_k^3 b \left(\frac{b}{ns} + \frac{ns}{b}\right)^2 + J_r \frac{h_r^2}{s^2}} \dots (9)$$

$\alpha=1$ :  $\Pi$  なる断面形の場合,  $\alpha=2$ :  $I$  なる断面形の場合,  $n=1$ : 蓋板が1個の半分波型に曲る場合,  $n=2$ : 蓋板が2個の半分波型に曲る場合

$\lambda_{kr}$  が柱全体の細長比  $\lambda$  を超えない様に柱の断面形及び隔板又は緩板の距離を選ばねばならない。

隔板のない場合には突縁は  $\lambda_{kr}$  が最大値を取るような半波長  $s_m$  で挫屈する。 $\frac{\partial \lambda_{kr}}{\partial s} = 0$  なる条件より

$$s_m = b \sqrt{\frac{1}{n^2 + \frac{431h^2\alpha}{n^2\delta_k^3 b^3} \left( J_r \frac{h_r^2}{b^2} + 0.03053\delta_s^3 h \right)}} \dots (10)$$

この  $s_m$  なる値を用ふれば (9) 式は幾分簡単になる。

$$\begin{aligned} \text{最大 } \lambda_{kr} = & \sqrt{\frac{\delta_s \frac{h^3}{3} + \delta_k \frac{b^3}{4\alpha n^2 \pi^2}}{0.00464\delta_k^3 \frac{b}{\alpha} \left( 1 + \frac{n^2 s_m^2}{b^2} \right)}} \\ & \frac{+F_r h_r^2}{+0.01315\delta_s^3 h} \dots (11) \end{aligned}$$

橋梁に一般に用ひられる寸法に於ては (10) 及び (11) 式に於て  $\frac{1}{n^2}$  及び  $0.0305\delta_s^3 h$  を除いて次の形になし得る。

$$s_m = 4.56 \sqrt{\frac{h_r}{n\delta_k} \sqrt{\frac{bJ_r\alpha}{\delta_k}}} \dots (12)$$

$$\begin{aligned} \text{最大 } \lambda_{kr} = & \frac{\delta_s \frac{h^3}{3} + \delta_k \frac{b^3}{4\alpha n^2 \pi^2}}{0.00464\delta_k^3 \frac{b}{\alpha} + 0.0965 n h_r \delta_k \sqrt{\frac{J_r \delta_r}{b\alpha}}} \\ & \frac{+F_r h_r^2}{+0.0132\delta_s^3 h} \dots (13) \end{aligned}$$

隔板を  $s_m$  なる間隔又はこの整数倍の距離に置いた場合にはこれは突縁の挫屈に對する安全性を増す効果が全然ない。構造上  $a$  なる距離が一定せる場合には突縁はこの間で1個乃至數個の半分波型に挫屈し得る。 $k$  個の半分波型より  $k+1$  個の半分波型に移る距離  $a_k, k+1$  は次式に依り與へられる。

$$a_k, k+1 = s_m \sqrt{k(k+1)} \dots (14)$$

隔板の間の距離  $a$  が緩板に依り  $t$  個の等しい間隔に分けられた場合には,  $s = \frac{a}{t}$ ,  $n=1$  とした場合の  $\lambda_{kr}$  と  $s=a$ ,  $n=2$  とした場合の  $\lambda_{kr}$  との兩方を計算しこの何れか大なる方を取らねばならぬ。(小野一良)

(6) 既製コンクリート材に依る小擁壁

(“Precast concrete cribbing for small Retaining Wall.” E.N.R. Oct. 24, 1935 p. 578~579.)

會つて Vancouver 市に於て水中に埋没せる水道管渠の築設或は維持, 修繕を爲すに際し, 右工事現場と工場乃至は材料倉庫との連絡に水運を利用する事の有利なるを認められ, 斯る一時的の水路を設くるに當つて

図-38.

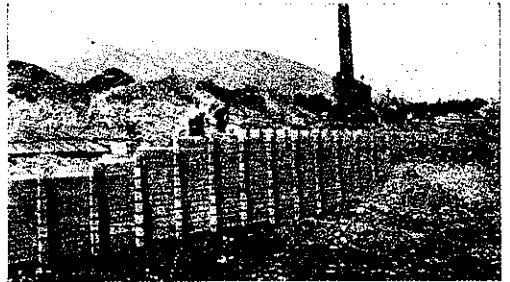


図-39.

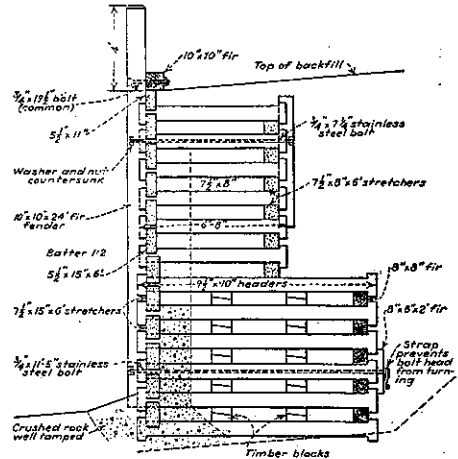
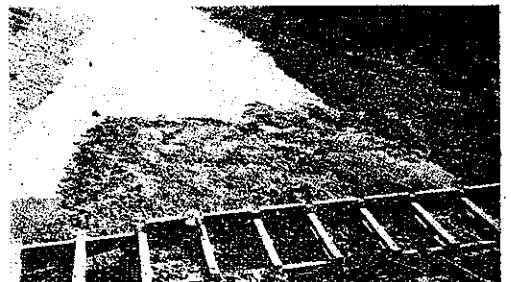


図-40.



られた。

此の裡の擁壁が最適のものとして選擇さるゝに就ては大体次の如き比較研究によるものである。

先づ最初に擁壁(高さ 16 呎, 長さ 123 呎)に對する海水の鹽分, 乃至は海蟲の作用を考慮し, 生の木材では是等に無抵抗であり, クレオソート注入木材は可成長期に亙る壽命を期待し得べきも其の費用高價に過ぐの憾みがある。更に細部に涉る經費の比較の結果鉄筋コンクリート既製部材を用ふるが最も有利なる事の結論を得たものである。

其の構造は断面図に示す如くで, 工事現場の一端に既製コンクリート製造物を造り, これより索條に依つて現場に製品を運搬して設置した。尙内部鉄筋の被覆は最小厚 1½ 吋である。

設計の根本條件として枠型は常に海水に依る移動又は侵蝕の範圍外に置く事とし, 其の安定度は前面に 1:12 の傾斜を附して之を保たしめ, 10×10 吋角の木製防衝材を防錆ボルトに依つて取付けた。

處理せざる木材の壽命は比較的短期であるが爲, 他日これが取替作業に便なる如く図-40に示す位置にボルトを配し, 下端の 2 本のボルトは其の後端をコンクリート中に埋込み, 且つボルトを締める場合の回転を防止する爲同端に帶狀金具を附してある。

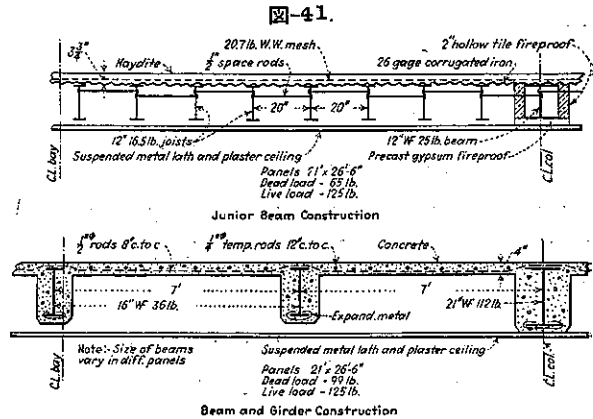
是等の枠型の組立てが完了すと同時に背後に土砂を填充し, 最初に内側 18 吋は砂を取除いた砂利を以つてし, この後方には運河の掘鑿の際の土砂を填充し, 射水に依つて固結せしめた。右工事に際しては何等の困難な點なく, 全工程は豫定通りに進行し, 工事費 5000 弗を以つて竣功した。(糸川一郎)

(7) 波型鉄板を使用せる床組の工費

(Dwight A. Dougherty, "Cost of Two Types of Floor Construction compared." E.N.R. Nov.21, 1935 p. 709~710.)

床組構造には種々の型式が用ひられてゐるが, 最近多く現はれて來たのは床版に波型鉄板を用ふる方法である(図-41)。この方法は比較的新しい方法である爲, その工費に就ては充分知られて居ない。床組を選ぶ際に經濟が屢々重要な決定事項と成るが, 次に掲げる表-7, 8, 9 を見れば波型鉄板を用ひた場合が, 普通の鉄筋コンクリート床版のものに比して 23.6% 低廉に成る事が分る。設計者が此の型式の床組を採用する時, 或は又謝負者が入札を成す場合に, この表が幾分でも参考になる

事と思ふ。此の數字は同一の工事に就て同一條件の下で得られた値であるが, 鋼材費は中間桁, 縦桁及び波型板のみに對するものであつて, 柱, 大桁に要するものは含まれて居ない。注意すべきことは, 種々の異つた床面仕上げの場合の工費を求められる様に, この數字の中には床面仕上げに就ての工費は含まれて居ない。此の例は Middle West の百貨店に設計されたもので, 1 時間當りの勞賃は, 大工 0.85 弗, セメント工 0.75 弗, 鉄職工 0.90 弗(鉄筋組), 1.125 弗(波型板及び構造用鋼), 煉瓦工 1.25 弗, 運搬夫 0.725 弗, 左官 1.20 弗, 普通人工 0.40 弗である。數字に示されて居る如く波型板を用ふる場合には構造用鋼を除いた鋼材費と勞賃との計は 6412.14 弗, 構造用鋼材 3650.33 弗(63.75 t, 1 t 當 57.26 弗), 合計 10062.47 弗。此に對して他方は鋼材



を除いて 11059 弗, 鋼材 1941 弗(33.9 t, 1 t 當 57.26 弗), 合計 13000 弗と成つて居る。

表-7. 1 呎<sup>2</sup>當の工費比較

種 別	勞賃及材料費 (鋼材を除く)		鋼 材		合 計	
	a	b	a	b	a	b
波 型 板 式	0.444	0.040	0.253	0.228	0.696	0.629
鉄筋コンクリート床版式	0.778	0.691	0.137	0.121	0.912	0.813

a: 前者に對し 14 450 ft<sup>2</sup> 後者に對し 14 253 ft<sup>2</sup> に付求めたるもの  
b: 兩者共床面積 16 000 ft<sup>2</sup> に對するもの

表-8 a. 勞賃及材料費(波型板式)

勞賃及材料費	金額(弗)	1 時間當	1 人 1 時間當	1 呎 <sup>2</sup> 當	1 呎 <sup>2</sup> 1 時間當
定 規 工	231.33	313	0.74	0.016	46.2
鉄筋組立工	53.50	53.5	1.0	0.003	270.0
Haydite 張工	121.27	242.5	0.50	0.008	59.5
波型板張工	109.92	101	1.08	0.007	143.0
計	515.92	711	0.725	0.035	20.4



表-8. b.

勞賃及材料費	金額(弗)	1時間當	1人1時間當	1呎 <sup>2</sup> 當	1呎 <sup>2</sup> 1人1時間當
波型板	502.5	—	—	0.094	—
鉄接	47.	—	—	0.003	—
鉄線網	125	—	—	0.008	—
Haydite	775	—	—	0.053	—
耐火用中空煉瓦	2 092	—	—	0.143	—
天井用材	2 414.82	—	—	0.167	—
計	5 896.32	—	—	0.408	—

表-9. 勞賃及材料費 (鉄筋コンクリート床版式)

勞賃及材料費	金額(弗)	1時間當	1人1時間當	1呎 <sup>2</sup> 當	1呎 <sup>2</sup> 1人1時間當
定規工	3 279	5 298	0.62	0.23	2.69
鉄筋組立工	306	357	0.857	0.021	39.9
コンクリート打工	834	1 529	0.551	0.058	9.3
計	4 419	7 184	0.616	0.31	1.98
型枠	1 400	—	—	0.10	—
鉄筋 10.5 t	525	—	—	0.086	—
コンクリート	2 300	—	—	0.161	—
天井用材	2 415	—	—	0.189	—
計	6 640	—	—	0.466	—

(住友 彰)

(8) コンクリート拱橋と鋼橋の安全率

(Franz Glaser, "Die Sicherheit von Bogenbrücken aus Beton und aus Stahl." Bautech. 8 Nov. 1935 S. 646-650.)

本文は現行の許容応力に依り設計せられた、コンクリート拱及び鋼拱の活荷重増加に對する安全率を比較し、結論として、許容応力の安全率はコンクリート拱の方が大であるが、活荷重の増加に對しては鋼拱の方が大なる安全率を有する事を述べたものである。

現行示方書に依ると、許容応力の安全率は、無筋或ひは弱筋コンクリートには少くも 5 なるに對し、鋼には僅に 1.7 である。但し安全率は、コンクリート橋に於ては、方塊試験片強度と許容応力との比、鋼橋にあつては弾性限界と許容応力との比を指す。

皮相的に觀察すると、安全率は、コンクリートにあつては鋼の 5 倍で、鋼にとつて基底部が悪い。併し實際に於ては、負擔し得る荷重と現在する荷重との割合を安全率と理解すべきで、拱が破壊するまでに、現在の荷重が、その何倍まで昇り得るかを見ねばならぬ。

破壊荷重を見出すに當り、死荷重は一定とし活荷重の

み増加することとし、尙コンクリート拱に關しては、無筋又は弱筋コンクリート拱、鋼拱に關しては、鉄拱を取扱ふ事とし何れも公道橋に限ることとする。

先づ、コンクリート拱から觀察する。以下 3 鉸拱につき研究をなすが、他の形の拱についても相似た結果に達するから、3 鉸拱につき見出された關係は直ちに價值がある。拱は、Tolkmitt に依る、死荷重と活荷重の半分を滿載して得る拱軸線を有するものとし、荷重状態を等分布荷重  $q_0$  と三角形荷重  $q_1$  とにする。但し  $q_1$  は、Melan に従ひ、拋物線形に分布すると假定する(図-42)。

等分布荷重  $q_0$  は、活荷重の半分  $0.5p$ 、橋床及び頂點に於ける充填材料の重量並びに拱の自重であり、 $q_1$  は起拱點に向ひ増加する拱構成材料の重量である。

此の荷重状態 ( $g+0.5p$ ) に對し、水平推力  $H$  及び  $1/4$  點に於ける曲げモーメント  $M_{1/4}$  は影響線を利用し次の如くなる。

$$H = (q_0 + q_1) \frac{l^2}{8f} - \frac{1}{3} q_1 \cdot \frac{l}{4f} \left( l + \frac{l}{4} \right) = \frac{q_0 l^2}{3.64f} \left( 24 + 4 \cdot \frac{q_1}{q_0} \right)$$

$$M_{1/4} = (q_0 + q_1) \frac{3l^2}{32} - \frac{1}{3} q_1 \cdot \frac{3l}{16} \left( l + \frac{3l}{16} \right) = \frac{q_0 l^2}{4.64} \left( 24 + 5 \cdot \frac{q_1}{q_0} \right)$$

是より  $1/4$  點に於ける拱の縦距  $y_{1/4}$  は

$$y_{1/4} = \frac{M_{1/4}}{H} = \frac{3}{4} \cdot f \cdot \frac{24 + 5 \cdot \frac{q_1}{q_0}}{24 + 4 \cdot \frac{q_1}{q_0}}$$

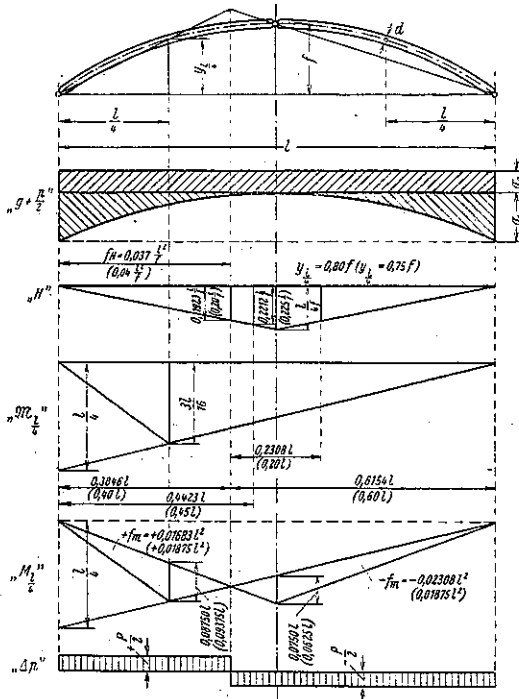
になる。 $y_{1/4}$  の式に於て、 $\frac{3}{4}f$  に掛ける數は、 $q_1/q_0$  に従ひ變化し、 $q_1/q_0$  は拱が、充腹拱なるか開腹拱なるかに依り 1~4 の値を有する。以下  $q_1/q_0 \approx 2$  とし、従つて  $y_{1/4} = 0.8f$  とし計算する。 $1/4$  點の断面の上縁に最大応力を生ずる場合は、図-42 に於て ( $g+0.5p$ ) と  $\Delta p$  と書いてある場合を併せ考へた時である。同じ荷重状態にて下縁に於ては、無筋又は弱筋コンクリートでは張応力を生じてはならぬから、下縁応力は少くとも 0 なるを要する。

図-42 にある、 $1/4$  點のモーメントの影響線は  $M_{1/4} = M_{1/4} - H \cdot 0.80f$  に依り與へられるが、 $\Delta p$  は水平推力を減ずることを考慮し、上縁応力  $\sigma_0$  は

$$\sigma_0 = -\mu \sigma - (0.01683 + 0.02308) l^2 \cdot \frac{p}{2} \cdot \frac{6}{d^2} + 0.2312 \frac{l}{f} \cdot 0.2308 l \cdot \frac{p}{2} \sec \varphi \frac{1}{d}$$

になる。

図-42.



こゝに  $\mu$  は  $(g+0.5p)$  なる荷重状態に於て生ずる応力の許容応力に対する比であつて、其他の記號は図-42に明である。

$\sec \varphi$  に対しては拱を近似的に  $y=4f/l^2 \cdot x(l-x)$  なる拋物線とし、 $n=f/l$  とすると

$$\left(\frac{dy}{dx}\right)_{x=\frac{l}{4}} = \frac{2f}{l} = 2n$$

であるから  $\sec \varphi = \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2} \approx 1 + \frac{1}{2} \left(\frac{dy}{dx}\right)^2 = 1 + 2n^2$  になる。依つて 1/4 點の上、下縁応力は

$$\sigma_o = -\mu\sigma - \left[ 0.120 \left(\frac{l}{d}\right)^2 - 0.026 \frac{l}{d} \cdot \frac{1+2n^2}{n} \right] p \leq -\sigma \quad (1)$$

$$\sigma_u = -\mu\sigma + \left[ 0.120 \left(\frac{l}{d}\right)^2 + 0.026 \frac{l}{d} \cdot \frac{1+2n^2}{n} \right] p \geq 0 \quad (2)$$

$\sigma_o - \sigma_u$  は  $ld$  を定める方程式になり、前述の假定に基づく制限あるのみで一般的な数学的關係を示す。即ち

$$\sigma_u - \sigma_o = 0.240 \left(\frac{l}{d}\right)^2 p \leq \sigma \quad \text{i.e.} \quad \left(\frac{l}{d}\right)^2 \leq \frac{\sigma}{0.240p}$$

である。

$ld$  を計算するには、 $\sigma:p$  を假定せねばならぬが、

$p=0.8 \text{ t/m}^2$  を假定すると次の様になる。

$\sigma=50 \text{ kg/cm}^2$	に對し	$\frac{l}{d} \leq 51$
70	"	60
100	"	72

此の値に依り、 $\mu$  は (1) 又は (2) 式に依り

$\kappa = \frac{1}{5}$	に對し	$\sigma=50 \text{ kg/cm}^2$	$\mu \leq 0.512$
		70	0.510
		100	0.508
$n = \frac{1}{10}$	に對し	$\sigma=50 \text{ kg/cm}^2$	$\mu \leq 0.522$
		70	0.518
		100	0.515

になる。此の  $\mu$  は、許容応力が異ると死荷重応力の活荷重応力に對する割合は減じ、活荷重応力の割合は増す。従つて  $\mu$  の値で拱の耐え得る活荷重の増加を見出す事が出来る。コンクリート拱は危険断面の一端に生ずる張力が、コンクリートの応張強度を越えぬ限りは活荷重の増加に耐え得るが、龜裂を生ずると、實際働く断面は漸次減小し圧応力が増大し破壊を來す。コンクリートの張応力を  $20 \text{ kg/cm}^2$  とし、 $\frac{1}{4}$  點に於ける死荷重応力の分布を見出せば次の如くである。即ち  $\mu\sigma$  に  $(-0.5p)$  を滿載せる場合の応力を加へ、此の場合の水平推力の減少を考慮すると。

$$H_{\frac{p}{2}} = 0.0625 pl \frac{1}{n}, \quad M_{\frac{p}{2}} = 0.003125 pl^2$$

になる。 $p=0.8 \text{ t/m}^2$  であるから、

$$\sigma_{vo} = -\mu\sigma + 0.050 \frac{1+2n^2}{n} \frac{l}{d} - 0.015 \left(\frac{l}{d}\right)^2$$

$$\sigma_{vu} = -\mu\sigma + 0.050 \frac{1+2n^2}{n} \frac{l}{d} + 0.015 \left(\frac{l}{d}\right)^2$$

になる。最大応力を生ずる部分荷重  $p$  に依つては

$$H_p = -0.037 pl \cdot \frac{1}{n}, \quad M_p = +0.01683 pl^2$$

になり  $p=0.8 \text{ t/m}^2$  とすると

$$\sigma_{vo} = -0.0296 \cdot \frac{1+2n^2}{n} \frac{l}{d} - 0.0808 \left(\frac{l}{d}\right)^2$$

$$\sigma_{vu} = -0.0296 \cdot \frac{1+2n^2}{n} \frac{l}{d} + 0.0808 \left(\frac{l}{d}\right)^2$$

になる。

さて下縁応力が  $k$  倍の活荷重の増加に依り、コンクリートの応張強度に達したとすれば

$$-\mu\sigma + 0.050 \frac{1+2n^2}{n} \frac{l}{d} + 0.015 \left(\frac{l}{d}\right)^2$$

$$+ k \left[ -0.0296 \frac{1+2n^2}{n} \frac{l}{d} + 0.0808 \left(\frac{l}{d}\right)^2 \right]$$

$$\leq 200 \text{ t/m}^2 \dots \dots \dots (3)$$

でなければならぬ。

この増加せる荷重に對し上縁応力は次の如くなる。

$$\sigma_a = -\mu\sigma + 0.050 \frac{1+2n^2}{n} \cdot \frac{l}{d} - 0.015 \left(\frac{l}{d}\right)^2 \\ - k \left[ 0.0296 \cdot \frac{1+2n^2}{n} \cdot \frac{l}{d} + 0.0808 \left(\frac{l}{d}\right)^2 \right] \dots \dots \dots (4)$$

前に計算せる  $\mu$  と  $l/d$  の値に對し (3) 及び (4) 式より、 $k$  及び  $\sigma_a$  は次の値になる。

$$n = \frac{1}{5} \begin{cases} \sigma = 50 \text{ kg/cm}^2 & k \leq 1.93 & \sigma_a \leq -72 \text{ kg/cm}^2 \\ & 70 & 1.70 & -92 \\ & 100 & 1.48 & -121 \end{cases}$$

$$n = \frac{1}{10} \begin{cases} \sigma = 50 \text{ kg/cm}^2 & k \leq 2.02 & \sigma_a \leq -73 \text{ kg/cm}^2 \\ & 70 & 1.72 & -93 \\ & 100 & 1.50 & -122 \end{cases}$$

此の結果は前述の一般的研究より出たものであるが、之を見ると活荷重の増加は最大で 2.02 倍である。但し之は拱の破壊に至るまでの活荷重の増加である。

次に鋼拱につき觀察する。

此の場合にはコンクリート拱に用ひた方法は通用しない、之れは (1) の如き 1/4 點の最大応力は計算出来るが、(2) の如き他の縁の同時的応力は求められぬからである。それで  $g=p$  を假定する、此の假定は小径間にはよく合ふ。中径間で活荷重の軽いものには不利であるが併し安全側にあると考へられる。其上  $q_1$  はなくなつて等分布荷重のみとなり拱軸は拋物線になる。此の場合についての諸数は、図-42 に於て括弧を附してある。

以上の假定に依り拱断面を  $F$ 、 $g=p=0.8 \text{ t/m}^2$  として

$$\sigma_g = -\frac{pl^2}{8f} (1+2n^2) \frac{1}{F} = -0.125p \frac{1+2n^2}{n} \frac{l}{F} \\ = -0.100 \frac{1+2n^2}{n} \frac{l}{F}$$

を得る。

最大応力を生ずる部分荷重  $p$  に對しては

$$H_p = -0.040 pl \frac{1}{n} = -0.032 l \frac{l}{n} \\ M_p = +0.01875 pl^2 = +0.015 l^2$$

になる。

依つて断面一次モーメント  $W = \frac{Fh}{2}$  を用ひ応力は

$$\sigma_{10} = -0.032 \frac{1+2n^2}{n} \frac{l}{F} - 0.030 \frac{l}{h} \cdot \frac{l}{F}$$

$$\sigma_{20} = -0.032 \frac{1+2n^2}{n} \frac{l}{F} + 0.030 \frac{l}{h} \cdot \frac{l}{F}$$

になる。

更に  $l/h=65$  (コンクリート拱と同じ) を假定すると

$$\sigma_p = -0.032 \frac{1+2n^2}{n} \frac{l}{F} \mp 1.95 \frac{l}{F} \text{ になる。}$$

$n = \frac{1}{5}$  に對しては  $\frac{1+2n^2}{n} = 5.4$  であるから

$$\sigma_{20} = -2.123 \frac{l}{F} (79.7\%)$$

$$\sigma_g = -0.540 \frac{l}{F} (20.3\%)$$

$$\sigma_{20} = -1.777 \frac{l}{F} (66.7\%)$$

になり  $n = \frac{1}{10}$  に對しては  $\frac{1+2n^2}{n} = 10.2$  であるから

$$\sigma_{20} = -2.276 \frac{l}{F} (69.1\%)$$

$$\sigma_g = -1.020 \frac{l}{F} (30.9\%)$$

$$\sigma_{20} = -1.624 \frac{l}{F} (49.3\%)$$

になる。

括弧内の數字は  $(\sigma_g + \sigma_{20})$  に對する百分率を示す。

例へば  $100 \frac{0.54}{0.54+2.123} = 20.3\%$  である。

建築鋼 St. 37.12 を考ふると、許容応力は、 $1400 \text{ kg/cm}^2$  で弾性限界は  $2400 \text{ kg/cm}^2$  である (是は張力の弾性限界で純彎曲に對しては著しくその値は高まる)。この値を用ひて活荷重の増加係数は次の様になる。

$$n = \frac{1}{5}, 0.203 \times 1400 + 0.797 \times 1400 k \leq 2400, k \leq 1.90$$

$$n = \frac{1}{10}, 0.309 \times 1400 + 0.691 \times 1400 k \leq 2400, k \leq 2.03$$

増加係数を比較すると、今日慣用の許容応力に依り設計せるコンクリート拱と鋼拱は各拱矢比に對し略同じ價になつて居る。即ち最初に示した、コンクリートには 5、鋼には 1.7 と云ふ安全率は實際には相応せぬ事が分る。而もコンクリート拱の  $k$  は破壊に至るものなるに反し鋼拱の  $k$  は單に危險断面の一端が弾性限界に達する時のものであつて、残留変形は生じないのである。即ち鋼拱にあつては尙活荷重は増加し得る。依つて図-43 の如き応力と変長の關係を假定し plastic になつた場合の増加係数を求める。plasticity の問題は一般的に取扱ふのが困難であるから、鋼拱橋に慣用の断面を簡單化して図-44 に示す断面を取扱ふ事とする。即ち断面積  $F=280 \text{ cm}^2$ 、断面一次モーメント  $W=4815 \text{ cm}^3$ 、高

図-43.

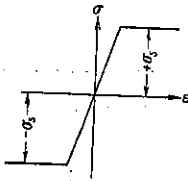
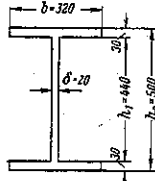


図-44.



$h = \frac{2W}{F} = 34.4 \text{ cm}$  である,  $h/h_1 = 34.4/44 = 0.78$  になるが,  $h/h_1$  をコンクリート拱と一致せしめ, 65 とすると  $h/l = 0.78 \times 65 = 51$  になる。

$\frac{1}{4}$  點に於て断面の一端が丁度弾性限界に達した時の増加係数を求めると, 前掲の百分率を用ひて

$$n = \frac{1}{5}, \quad \sigma_y = -0.203 \times 1400 = -0.28 \text{ t/cm}^2$$

$$n = \frac{1}{10}, \quad \sigma_y = -0.309 \times 1400 = -0.43 \text{ t/cm}^2$$

になる。

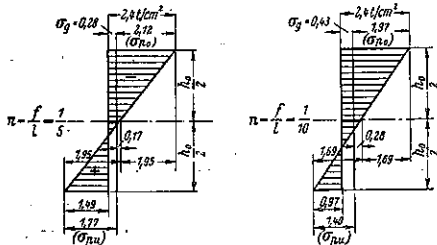
活荷重応力は

$$n = \frac{1}{5} \begin{cases} \sigma_{20} = -0.797 \times 1400 \times 1.90 = -2.12 \text{ t/cm}^2 \\ \sigma_{20} + 0.667 \times 1400 \times 1.90 = +1.77 \text{ t/cm}^2 \end{cases}$$

$$n = \frac{1}{10} \begin{cases} \sigma_{20} = -0.691 \times 1400 \times 2.03 = -1.97 \text{ t/cm}^2 \\ \sigma_{20} + 0.493 \times 1400 \times 2.03 = +1.40 \text{ t/cm}^2 \end{cases}$$

になる。之に依り図-45 の如き応力図を得る。

図-45.



依つて軸圧力及び曲げモーメントは

$$n = \frac{f}{l} = \frac{1}{5}, \quad n = \frac{f}{l} = \frac{1}{10}$$

$$\begin{cases} \text{死荷重に依り } N_g = -0.23 F, N_g = -0.43 F \\ \text{活荷重に依り } \begin{cases} N_p = -0.17 F, N_p = -0.43 F \\ M_p = +1.95 W, M_p = +1.69 W \end{cases} \end{cases} \quad (5)$$

になる。

次に危険断面が plastic になるまでの活荷重の増加を見出すが, 此の間には先づ plastic の条件を見出す必要がある。完全に plastic になつた断面に於ける応力

分布を 2 つの場合に分けて a) 中立軸が腹縁にある場合, b) 中立軸が突縁にある場合とする (図-46)。

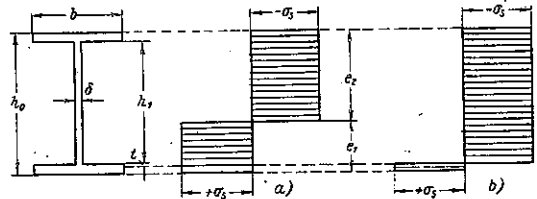
a) の場合は

$$N = \delta(l_2 - l_1)\sigma_s, \quad M = \frac{1}{4} \left\{ (b - \delta)(h_0^2 - h_1^2) + 4\delta l_1 l_2 \right\} \sigma_s$$

になり  $l_1 + l_2 = h_0$  であるから, 中立軸の位置は

$$l_1 = \frac{1}{2} \left( h_0 - \frac{N}{\delta\sigma_s} \right), \quad l_2 = \frac{1}{2} \left( h_0 + \frac{N}{\delta\sigma_s} \right)$$

図-46.



是より plastic の条件は

$$\delta h_1^2 + b(h_0^2 - h_1^2) - \frac{N^2}{\delta\sigma_s^2} - \frac{4M}{\sigma_s} = 0 \quad \dots (1a)$$

b) の場合は

$$N = (2tb + \delta h_1)\sigma_s, \quad M = \left\{ \frac{1}{4} b(h_0^2 - h_1^2) - tb(h_1 + t) \right\} \sigma_s$$

になるから, plastic の条件は

$$\delta h_1^2 \left( 2 - \frac{\delta}{b} \right) + b(h_0^2 - h_1^2) - \frac{2Nh_1}{\sigma_s} \left( 1 - \frac{\delta}{b} \right)$$

$$- \frac{N^2}{b\sigma_s^2} - \frac{4M}{\sigma_s} = 0 \quad \dots (1b)$$

になる。

(1a) 及び (1b) 式より活荷重の増加し得る極限值を求める事が出来る。此の増加係数を  $\kappa$  とすると (5) 式より  $N$  及び  $M$  の値は

$$n = \frac{f}{l} = \frac{1}{5}, \quad N = (0.28 + 0.17\kappa)F = 78.4 + 47.6\kappa t.$$

$$M = 1.93\kappa W = 9389\kappa t \text{ cm}.$$

$$n = \frac{f}{l} = \frac{1}{10}, \quad N = (0.43 + 0.28\kappa)F = 120.4 + 78.4\kappa t.$$

$$M = 1.69\kappa W = 8137\kappa t \text{ cm}.$$

になるから, 之を (1a) 及 (1b) 式に代入し  $\kappa$  を解くと

$$n = \frac{f}{l} = \frac{1}{5}, \quad \kappa = 1.29$$

$$n = \frac{f}{l} = \frac{1}{10}, \quad \kappa = 1.30$$

此  $\kappa$  と先に求めた  $h$  とに依り活荷重の結局の増加係数  $K$  は,

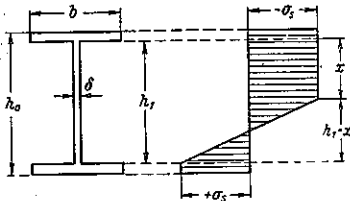
$$n = \frac{f}{l} = \frac{1}{5}, \quad K = k\kappa = 1.90 \times 1.29 = 2.45$$

$$n = \frac{f}{l} = \frac{1}{10}, \quad K = k\kappa = 2.03 \times 1.30 = 2.64$$

此係数は特別の断面について求めたものではあるが、餘り値の変化はないものである。最初の係数  $k$  は  $g=p$  として求めたもので、径間 40~70 m のものに対して不利な条件に依り求めたものであるから尙大きく取り得るであらう。第 2 の係数  $\kappa$  は腹縁が薄く突縁が大である様な場合は小さくなるが、併しかかる断面の変化も腹縁の挫屈から制限されるから  $k\kappa$  は略定数である。

更にモーメントが著しく増して大なる変形を生ずる極限の状態に於ける増加係数を見出す。此状態に於て a) の場合を研究すると腹縁の大部分は尙弾性状態にあり先づ下突縁から弾性限界に達するものとする。

図-47.



$$N = \delta\kappa\sigma_s, \quad M = \frac{1}{12} \left\{ 3b(h_0^2 - h_1^2) + 6\delta\kappa(h_1 - \kappa) + 2\delta(h_1 - \kappa)^2 \right\} \sigma_s$$

従つて plastic の條件は

$$2\delta h_1^2 + 3b(h_0^2 - h_1^2) + 2h_1 \frac{N}{\sigma_s} - 4 \frac{1}{\delta\sigma_s^2} \frac{N^2}{\sigma_s} - \frac{12M}{\sigma_s} = 0 \quad (I')$$

この式に上に求めた  $N$  及  $M$  を入れ  $\kappa$  を解くと先に求めた  $\kappa$  の値 1.29 より約 0.01 少いだけである。依つて 1.29 を極限值とつて宜い。

以上の活荷重の増加は無論挫屈は起らぬ場合について求めたものである。

尙コンクリート拱にあつては 100 kg/cm<sup>2</sup> の許容応力に對し求めた増加係数は實際的には問題にならぬ。それは此時は  $1/d = 72$  になり、これに基き  $k$  が定められたのであつて挫屈を考へるとかかる場合は實施出来ぬからである。

依つて今日使用の許容応力に對し次の活荷重の増加係数が與へられる

コンクリート拱 ( $\sigma_{2,1} = 50 \text{ kg/cm}^2$ )	1.93	2.02
鋼拱 ( $\sigma_{2,1} = 1400 \text{ kg/cm}^2$ )	2.45	2.64

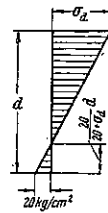
コンクリート拱の許容応力が 70 kg/cm<sup>2</sup> に昇ると増加係数は  $n=1/5$  に對し 1.70,  $n=1/10$  に對し 1.72 となり減ずる。

以上に依り許容応力の安全率小なる鋼拱が、活荷重の増加に對しては、コンクリート拱より安全率大である事を知つた。

總ての橋梁が同じ安全率を有することが望まれるならば鋼拱の許容応力は更に高く取り得るであらう。

尙之に依り將來コンクリート拱は、小径間に對しても充實断面のものよりは中空断面のものが用ひられるであらう、最小鉄筋量も亦如上の不利を改むる爲改正されねばならぬ。即ち次に概算する如く 0.1% の鉄筋量は不適當である。

図-48. 図-48 に示す  $k$  倍の活荷重に依る 1/4



點の応力図の張力を鉄筋にとらせると

$$Z = \frac{1}{2} \cdot 20 \frac{20}{20 + \sigma_a} \cdot d = \frac{200}{20 + \sigma_a} \cdot d = F_e \cdot \sigma_e$$

になり必要な鉄筋量は

$$F_e = \frac{200d}{(20 + \sigma_a)1200} = \frac{0.167d}{20 + \sigma_a}$$

依つて最小鉄筋量は

$\sigma = 50 \text{ kg/cm}^2$	$\sigma_a = 72 \text{ kg/cm}^2$	に對し	0.36%
70	92	"	0.30%

以上の概算は鉄筋許容応力 1200 kg/cm<sup>2</sup> に依り求めたが 0.1% の鉄筋量では

$$\sigma = 50 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_e = \frac{0.36}{0.10} 1200 = 4320 \text{ kg/cm}^2$$

$$70 \text{ " } \quad \frac{0.30}{0.10} 1200 = 3600 \text{ "}$$

になる。これは既に降伏點を越えた状態にある。

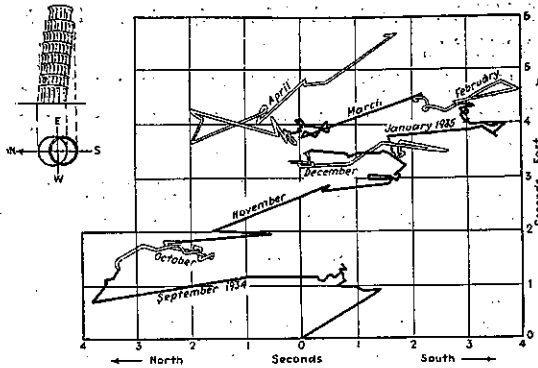
(富樫凱一)

### (9) Pisa の斜塔の動き

(Engineering in Foreign Countries, "Vagaries of the Leaning Tower of Pisa." E. N. K. Oct. 17, 1935 p. 546)

Pisa の斜塔の安定度を 1911 年頃より測定した結果に依ると其の傾きは毎年約 1 mm 宛の増加即ち高さ 177 呎の塔の先端が 4 秒の角度で弧を畫いて傾きつゝある事實を示してゐる。此れに依り 1932 年塔の基礎の部分に改良工事を施して排水を良好にすると同時に、361 個の穿孔を通じて高級セメント 1000 t 以上を注入した。其の後水準儀、地震計或は特殊の其の他の精度の高

図-49.



い測定器に依つて経過を實測した所に依ると大略次の如くである。日々の傾斜計の記録中で最も興味あるものは1934年の9月1日から始つて翌年の4月30日に到る図-49に示す如き曲線で、1934年以後の半年の間、即ち9月から2月までの振動は北方より南方に向ひ、その振幅は約8秒を示して居り、而も循環的な回復的の運動を示してゐるのに対し、西方から東方に向ふ振動は非永続的な且累積的な傾向を示し、専ら東方に傾きつゝある。

1935年の4月末には右振動の結果は約6秒の偏倚を生じ、年に9秒或は2mm以上の偏心の増加の有様を示してゐる。

(糸川一郎)

図-50.

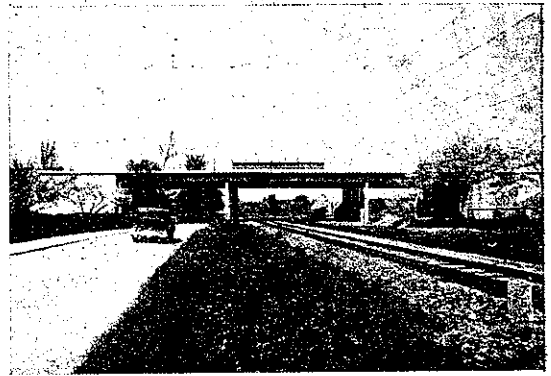


図-51.

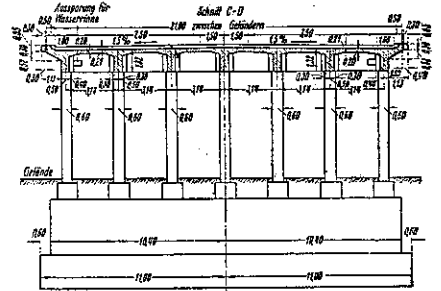
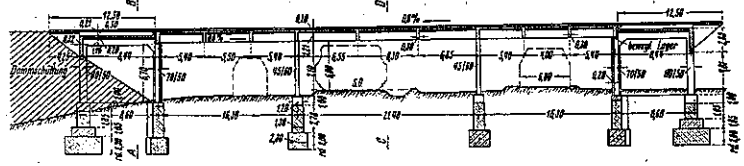
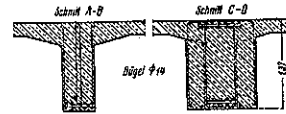


図-52.



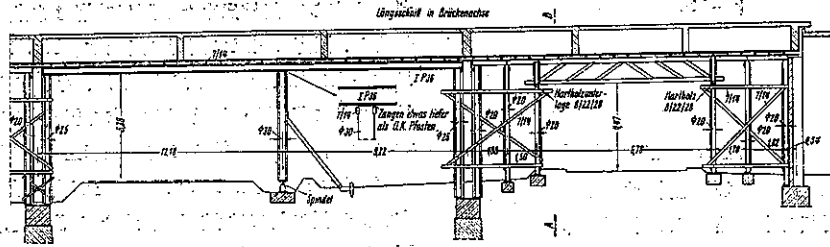
(10) ドイツ國道の跨線橋の1例

(K. Schaechterle, "Der Übergang der Reichsbahntobahn Stuttgart-Ulm über das Neckartal bei Unterboihingen" Bautech. 3, Jan. 1936, S. 7~10)

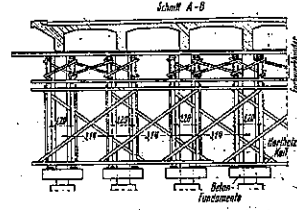
Stuttgart Ulm 間の國道に有る一つの跨線橋で、中央径間は軌道敷の擴張に備へて21.4m、有效高は施工の際の型枠工を考慮に入れて軌條面上6mである。又此處で下方の道路がカーブして居るので道路面上の見透

しを善くする様、橋臺を後退させて居る爲、側径間は16.30mと爲つて居る。3径間連続桁で主桁間隔は3.14m中央支承は主桁に固定せられては居るが小さい断面のものを用ひて橋の方向には非常に繊弱なもので有り、従つて主桁からの曲げモーメントは極く僅かしか受けない。断面は45.6×45.6cmで主桁との断面二次率の比は1:40で従つてこの支承の上端に起る曲げモーメントは主桁の最大支承曲げモーメントの6~7%にしか當ら

図-53.



ない。両端支承は橋承及輻承で、特殊な構造とも言ふべきものは、前面 20 cm, 両側は 30 cm 厚の翼壁で取囲まれて居る中空の橋臺を使用して居る事、後方に有る路面に直角方向の厚 33 cm の桁は、中央は柱に両端は 30 cm 厚の翼壁に取付けられて居る。堤防の土砂は此の橋臺内では 1:1.5 の傾斜を爲して居り、後方土砂が相當高い時には土圧を其の儘橋臺で受ける他の型紙のものと比較すれば、此の様式は可成り経済的なものと成る。型枠工は中央の軌條面の空間高の關係から廣突線の特別の I. P. 36 を各々主桁の下に 2 本宛用ひて居る。側径間に於ては 道路面上は交通に差支へ無き爲支間約 8.75 m の丸太の支柱を立て、型枠を支へて居る。中央径間の I 鋼桁を承ける支柱は径 30 cm の円柱で下部はジャッキの上に載つて居る。又外部から見える面は表面仕上をして居るが此の費用は 1 m<sup>2</sup> に付 2.30 R. M. を要して居る。仕上の部分に對してはコンクリートに柔い色調を與へる爲に黃褐色の Cannstatter Travertins を混じたり、特殊配合のコンクリートを用ひて居る。此の工事は 1934 年 5 月中旬基礎工事に着手して晝夜兼行の後 4 月後にコンクリート工を終り、9 月終に型枠を取去つて交通を開始して居る。工費は路面仕上を除いて 190 000 R. M., 路面 1 m<sup>2</sup> に付 110 R. M. と成つて居る。(図-50~53 参照) (住友 彰)



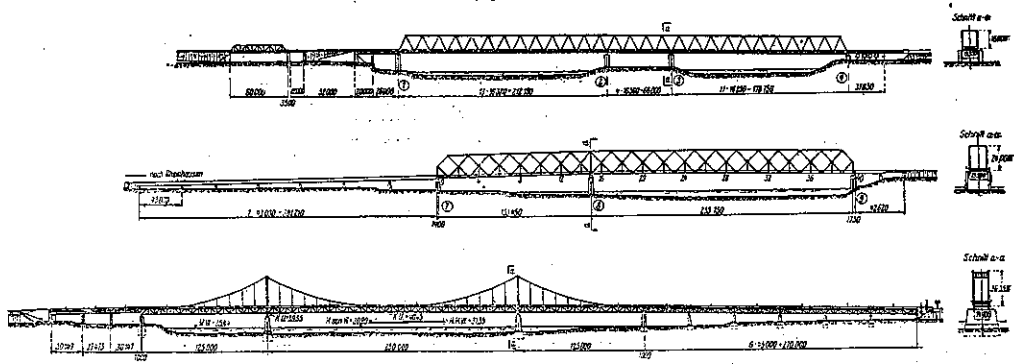
(11) Rhein 河に架した新街路橋

(W. Rein, "Drei neue Straßenbrücken über den Rhein," Stahlbau, 11, Okt. 1935 S. 161~164)

中部 Rhein に現在 3 型式の街路橋が建設されてゐる。これら 3 橋梁は外觀上に於ても、又応力計算上に於ても全々異つたものである。此内吊橋の Krefeld に於ける Adolf-Hitler 橋に就ては既に發表されてゐる(第 21 卷第 13 號)から他の 2 橋梁に就て其構造及施工法に就て略述する。

1. Neuwied 街路橋 (図-54 上圖) 主桁に於て上弦上部山形鋼は支承部分に到る迄外側に向け、下弦山形鋼は格點繋ぎのために内側には向けられなかつた。主構構造上より、地盤は均一であることを最も必要とする。小応力部材は腹板を有せず、廣さを均一にして大応力部材に結合す、部材廣は 85~50 cm である。十字をなす縦構に二つの U 形鋼及蓋板より成り全長に迫り同

図-54.



上圖: Neuwied 橋 中圖: Duisburg 橋 下圖: Krefeld 橋

図-55.



様とす。見透を良好ならしむる爲格點に於ける繋鉄を避け且歩道上の行通を妨げざるため門構は計算上必要な丈に止む(図-55)。

鋼構造の組立：1934年7月23日、右岸假構に最初の部分品をのせ着工す。假構は下部杭にして上部結構なり。杭は水面下迄十字綫構を用ひ、24m高門構起重機車道桁として212mスパン以外は2本の綫桁を用ふ。格點は良く支へられ、組立も簡単に行はれた。杭は3.5m Rhein河底砂礫内に打込み構築間確實に維持せられた。部材は船で運搬せられ、門構起重機により卸され、小車にて使用個所に運搬す。組立は Neuwied 側中央より始め兩岸に向ひ行ひたるも、組立作業には特異なる點なし。組立に際し綫桁は先づ一ヶ所丈横桁に釘綴し、主桁及格點は完全に銲結す。部分的銲結法は理論上に於てのみ有利にして、この方法により工事の遅延を來し、材料の値上を生じたる前例多き故これを避けた。212m径間の架空組構に於ては横応力が完全に生ずるため何方道部分銲結は不可能である。178m径間完成後假構を解體し、66m径間1組構假構に使用す。第2橋臺より4格間約65mの點に補助假構を作る、これには64本の杭を用ひ、横方向風荷重に對し35t垂直荷重935t水平荷重400tの耐力を有せしむ。No.2橋臺より4格間は特殊の起重機を用ひ、架空的組構し、補助假構上にて約35cm高く上げ、爾後の100m突桁前端にて對岸よりする突桁とうまく合致する如くす。

斯く突桁組構の間、左岸2格間に假構を作り旋回起重機により組立を進め、末端に多少移動性を有する部材をのせ2格間を架空組構す。前後兩突桁先端を合致せしむるためこの4格間を約90cm扛ぐ。各主桁部材は工場により作りたる爲組立と同時に銲結し得た。兩突端は正確なる計算と、綿密なる工法により誤差を生せず、因

難なく直ちに銲結出來た。對風綫構は組構の際ボルト結合し、綫桁は交互に横桁に銲結す。No.2橋臺側の補助假構上に扛起応力に對し補助十字構を作る。主構の銲結を終りて後、No.1橋臺上端末を規定の高さに卸し支承に載せ、而して後始めて補助假構上の支臺を除く。この際212m径間は16cm撚んだが尙見積のcantを有す。歩道に於ては笠石を置きたる後歩道版をおき上面をアスファルト鋪裝(2.5cm厚)となす。鋼材は二重に鉛丹の下塗をなし、上を鉛白色に塗り、最後に5~11%のアルミニウムを含む鉄光色仕上とす。

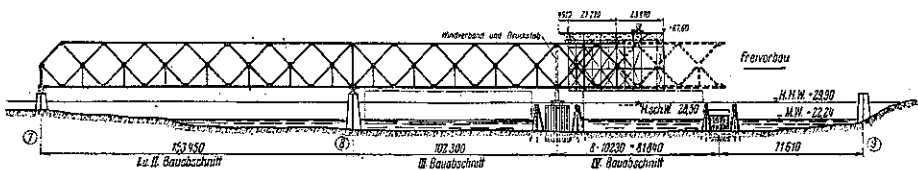
斯の如く長支間に對し平行桁連続桁を選びたるは、長支間橋梁に對する建設高を出来る丈減少せんがためである。上弦對風綫構は菱形結構とし、下弦の夫は二重の控材を附したる堅材結構とす。車道兩側主桁内方に各2m幅員の歩道を置きたるに後年の車道の擴張を豫想し、歩道を主桁側方持送り上に作らんがためである。[1] Weisseuthurm停車場上の鋼橋は支間60mにして且見透しを良好ならしむるため上部綫構を用ひず。鐵道の防害にならざる如く少し高くし、固定假構上に組構し完全銲結後開放す。車道構造前に同じ。

2. Duisburg街路橋(図-54参照) DuisburgとRheinhaüseを連絡する街路橋にして Admiral-Graf-Spree橋と云ふ。Zwischenpostを有する菱形結構、平行弦連続桁橋で、153.45m及255.75mの兩大径間を有し、構築に際しては河川工作物管理法を顧慮し Neuwied橋の場合と同理由により、この型式を選定した。Neuwied橋に於ては(主構高)+(支間) =  $\frac{1}{13.8}$  にし

て主構高16mなるが、Duisburg橋に於ては  $\frac{1}{10.6}$  主構高24mである。Zwischenpostを有するため横桁間隔も10.23m且上下兩對風綫構は同様堅材結構を用ふ。石端格間は菱形構に區切られ端支柱内側上部綫構の點で端柱面内の垂直門構に接合してゐる。Rheinhausen側に於て河川橋に接し各43.03mの7径間の高潮径間あり銲接鉄桁とす。

小鋪石造車道幅員12m兩側1.25mの自轉車道をおく歩道は15.8m間隔の主桁の外側3.15mの持送り

図-56.





上に作り有効幅員 2.75 m である。Neuwied 橋梁と同様車道下弦と同高に在る。建設は冬期中に行ひたるため流れの径間は氷流を顧慮し丈夫な足場を作り、建設は小径間より始め、足場の構築は約 41 m 支間、支杭及補助桁を用ふ。上構はこれより各次の足場造架空式に作り大径間に於ては同時に 2 個の補助支柱を設け、依て生ぜる各径間 102 m, 82 m 及び 72 m の架空組構により接合せらる。(糸川一郎)

10. 河 川

(2) 洪水と浸蝕の防止問題

(D. Courtland Eaton, "Flood and Erosion Control Problems and their Solution." Proc. of A.S.C.E., Sept. 1935, p. 1021~1049.)

加州 Los Angeles 地方に於ける降雨、流出量、土砂流出等の記録を示し、之に關しては同地方の洪水調節及び山腹浸蝕の防止にまで論及せるものである。

Los Angeles 地方は面積 4115 哩<sup>2</sup> 中の 70% 即ち 2758 哩<sup>2</sup> までは太平洋に面する斜面であつて、その中の河川の主なるものは San Gabriel 河 (流域面積約 800 哩<sup>2</sup>)、Los Angeles 河 (流域面積約 900 哩<sup>2</sup>) 及び Ballona Creek (流域面積 134 哩<sup>2</sup>) である。この最後のものは主として Los Angeles 市より流出する雨水又は下水等を集めるものである。同地方の雨量及び流出量の 1 例として 1931~32 年のものを挙げれば表-10 となる。

表-10.

流 域	月 最 大		日 最 大		時 最 大	
	降雨量 (吋)	流出量 (吋)	降雨量 (吋)	流出量 (吋)	降雨量 (吋)	流出量 (吋)
San Gabriel	10.74	5.8	3.80	1.53	0.69	0.08
Los Angeles	7.71	1.47	2.10	0.48	—	—
Ballona Creek	5.95	1.36	2.09	0.60	0.27	00.7

尙同地方にては山火事の爲に土砂流出が非常に増加し。その爲に著しい堆積 (Débris cone) を生ずる例が多い。然しかゝる事故がなければ土砂流出は微々たるものである。

種々の記録により得たる結論としては、好く植林された山地にては約 10 吋の降雨にて飽和し、その後 1 時間 1 吋以上の強度の降雨があれば相當の洪水となる。24 時間強度は海岸地方にて 3 吋山地にて 13 吋位まで豫期

されるから、同地方の出水は 400 エーカー・呎/日/哩<sup>2</sup> 位まで可能である。而して急出水にては水量が毎秒 400 呎<sup>3</sup>/哩<sup>2</sup> 位になる。流出量中の調節を要する水量は水路費と調節池費の比によつて定まるものであるが、Los Angeles 地方にては大体 1 哩<sup>2</sup> 當り 150~300 エーカー・呎である。

土砂流出に關しては山火事等の後には平時の 50~100 倍に昇り、而もその爲に植林に必要な土砂が流失する。流失する土量は勾配、降雨強度等によつて異なるが斯かる事故の後には 50 000~100 000 噸<sup>3</sup>/哩<sup>2</sup> 位である。従つて砂防堰堤を築く時は 75 000~150 000 噸<sup>3</sup>/哩<sup>2</sup> 位の流出量を豫期せねばならない。(本間 仁)

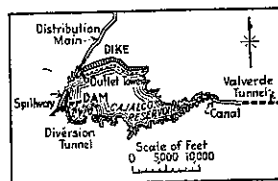
12. 堰 堤

(5) 土壤締固統制法に依る土堰堤

("Earthfill Dam to be Built by Method of Soil-Compaction Control." E.N.R. Dec. 12 1935, p. 607)

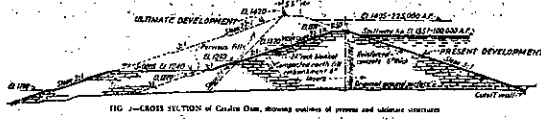
Proctor 氏の土壤締固統制法 (Method of Soil Compaction Control) は 1933 年に E.N.R. 8 月 31 日, 9 月 7 日, 9 月 21 日及び 9 月 28 日の各號に亘つて既に公表された如く、簡単な試験所と現場の試験に依て、土堰堤に使用する土の適性を決定して設計並に築造作業の統制に對する基礎的資料として、之を基として土壤を不透水性に締固め様とする方法であるが、この方法に依る大堰堤の請負工事は最近南 California の Metropolitan 水道區が California 州 Riverside 附近に築造する 194 呎の Cajalco 堰堤に依て初めて實現されるに至つた。本設計が建てられた當時はこの種の工事の請負に就て或る疑懼が存在してををつた、即ち豫定通りの締固度たることを條件とするに於ては必ず入札が高く落ちるであらうかと云ふことであつた。然し乍らこの疑懼は人の信用ある請負者の入札の内 5 人迄が 4 647 000 ~ 4 883 000 弗の範圍内にあることに依て解消した。

圖-57. 貯水池一般平面圖



本設計には 46 呎の堰堤の蓄上を將來に豫定してゐる。即ち蓄上を行つた場合の堰堤は背面側の 1/3 が透水性土壤で、前面側の 2/3 が締固土壤である。而して今回の請負に於ては圖-58 の如くその全土量は殆ど不透水性の締固土壤であつて、透水性の土壤は背面側の法

図-58. 堰堤横断面図



瓦の小部分に過ぎない。今回の荷負に於ける主要工種の概略數量は盛土工 7 000 000 碼<sup>3</sup>、コンクリート工 100 000 碼<sup>3</sup>である。締固土壤の單價は堰堤に於て 1 碼<sup>3</sup>當り 37 仙、図-57 の盛土堤 (dike) に於て 44.5 仙であつた。尙、工事は 1938 年 10 月 21 日に竣功の豫定である。

貯水池の容量は 100 000 エーカー・呎で、これは Colorado 河からの 242 哩の導水路に依て貯水されるものである。而して堰堤高が 240 呎に蓄上された時は、貯水量は 225 000 エーカー・呎に増加する。尙、Cajalco 貯水池は Los Angeles の中心から約 60 哩の地點である。

(玉置 巖)

(6) 転動扉の設計解法

(Harry Cole, "Design Analysis of Roller Gates for Movable Dams," E.N.R. Nov. 21, 1935 p. 718-722.)

此の記事は Ill. 州 Alton に於ける Mississippi 河舟航の爲に設けられた可動堰堤(図-59)の転動扉に對する荷重と応力の解法を述べたもので転動扉の構造は図-60 に示す如し。

転動扉の設計には荷重状態の完全なる解法及扉の種々な位置に於ける応力の研究が必要にして、扉の危険位置は最大荷重状態により決定されるものである。Alton 扉に對しては水面下 3 呎の潜水位置及び 3, 6, 9 呎夫々上昇した場合が考へられてゐるが、解法に用ひられた最大応力を與へる荷重状態は潜水位置にある場合にして、図-61 にその解法が示されてゐる。即ち水圧は drum と apron に動くものにして一定の縮尺にて描かれる。図表中底部の切取ら

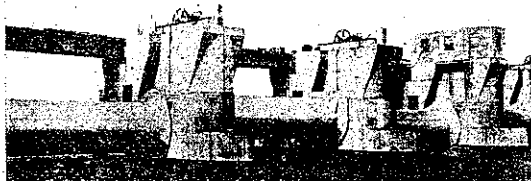


図-59.

れてゐる部分は一一定断面の孔より射出する爲 apron と閘との間に於ける水圧の減少によるものである。總て

図-60. 橋上例に於ける転動扉の断面図

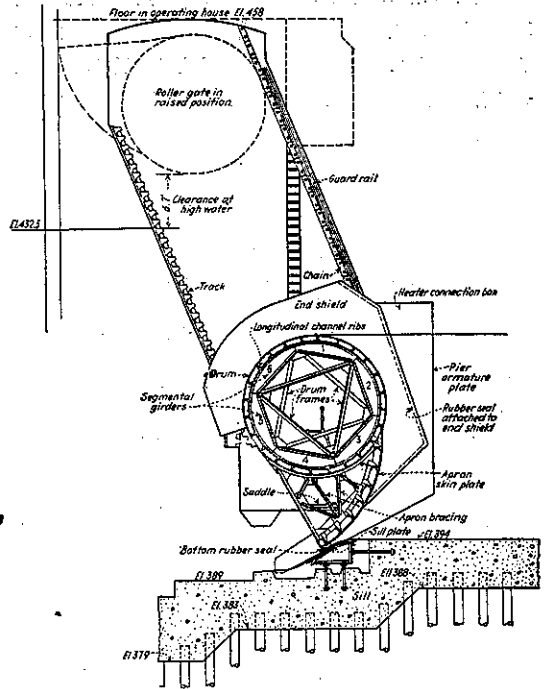
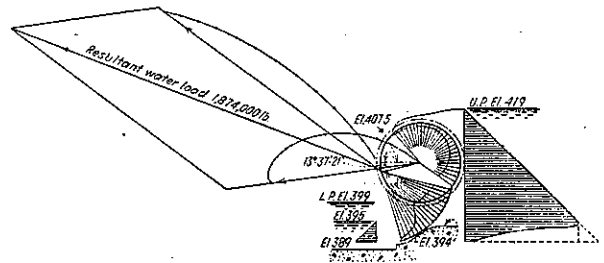


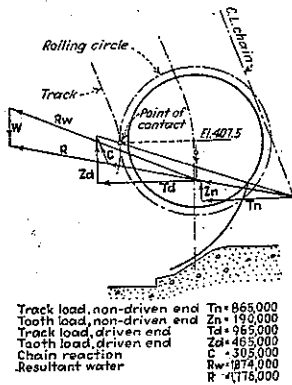
図-61. 荷重解法の図



の水圧は曲面に對して放射狀に(直角)動くものにして之等の力は図式解法により曲面の單位長に對し適當の縮尺を以て drum 及び apron について夫々合成して合力を求め、更にこの 2 合力を合成して扉に働く全水圧 1874 000 封度を求むることが出来る。こゝに放射力の大きさは任意の點に於ける水中の物体に働く水圧は總ての方向に同一なりと云ふ定理に基き放射線が曲面の交點に投影した水平力に等し。

反力の解法: 転動扉は saddle の上にある場合(chain の働いてゐない)を除き總ての位置に於て 5 の支點を有

図-62. 反力解法の図



してある。即ち扉の捲上側に於て軌條及扉形齒車の齒にて、非捲上側に於て軌條、齒竿及外輪の齒及び鎖にて支へられてゐる。之等5點に於ける反力は図式解法(図-62 参照)により簡単に求められる。

$R_w$  を潜水位置に於ける扉に働く全水圧(1874000 封度)とし、之と扉の重量  $W$  ( $W$  は 360000 封度と假定し

その重心に働くものとす)との合力  $R$  (1776000 封度)を求める。この合力  $R$  は次の方法により5の反力に分解される。こゝに5の反力の方向は定まつてゐるからその大きさを求むればよい。

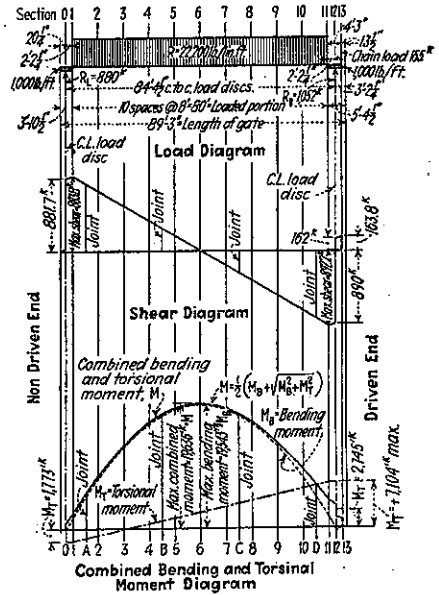
先づ  $R$  を chain 反力の作用線に交るまで延長し交點より  $R$  を取り之を二等分し、 $R/2$  を用ひて非捲上側に於ける track load  $T_n$ , tooth load  $Z_n$  を求む、次に捲上側に於ける track load  $T_d$  及 tooth load  $Z_d$  は轉動扉と橋脚の rack casting との接觸點を通つて働く故、合力  $R$  と chain の作用線との交點と接觸點を通る直線を引き、 $R$  の端から chain の方向に平行線を描き前者と交らしむれば chain pull  $C=305000$  封度を得。 $T_d$  及  $Z_d$  は前と同様にして求められる。即ち  $T_d=965000$  封度、 $Z_d=465000$  封度、 $T_n=865000$  封度、 $Z_n=190000$  封度にして之等の値は drum の各部材の設計のみならず運転の機械装置の設計に總て必要なものである。

応力の解法：危険位置に於て drum に働く等分布荷重  $R=1776000/80=22200$  封度にして、こゝに荷重径間は 80 呎である。drum の接觸點に於ける反力を求むる爲 chain load を桁の中に入れて考へ、總ての荷重は同一平面内で図示せる方向に働くものと假定す。即ち荷重図に用ふる爲 chain pull 305000 封度の  $R$  の向方に於ける分力を求むる時は 165000 封度となる。

剪力及モーメント図は荷重のかゝつた桁として普通の方法で描く。こゝに簡単な爲荷重と剪力は 1000 封度單位としモーメントは ft-kips (1000 呎封度)とす。扉の重量は drum の端部に働く 1000 封度/呎の等分布荷重とし反力と同様の方向に働くものと假定す。

drum に働く反力及剪力は図-63 の如し。而して最大モーメント (193163 ft-kips) は剪力の零なる 6 に起

図-63. 反力、剪力、及モーメント図



る。振モーメントは偏心荷重により生ずるものにして扉 1 呎に對する振モーメントは  $\Delta M_i = R \times e = 22.2 \times 5.0 = 111.0$  ft-kips.

こゝには  $e$  は離心率にして 5 呎である。

非捲上側に於ける  $Z_n$  による振モーメントは  $M_{in} = -Z_n \times e = -190 \times 9.33 = -1773$  ft-kips である。

この 2) を併せて drum 上の任意の點(非捲上側の load disk の中心線から  $x$  の距離)の振モーメントは次式にて與へらる

$$M_i = -Z_n e + \Delta M_i (X - 2' - 2'')$$

$$= -1773 + 111 \times 40 = 2667 \text{ ft-kips (6に對して)}$$

捲上側に於ける最大振モーメントは

$$M_{ia} = Z_d e + C e = 467 \times 9.33 + 305 \times 9.0 = 7104 \text{ ft-kips}$$

$$\text{或は } M_{ia} = -M_{in} + \Delta M_i L = 1773 + 111 \times 80 = 7107 \text{ ft-kips}$$

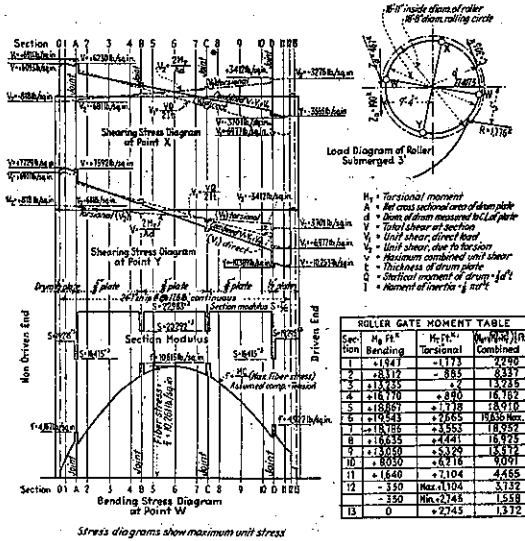
こゝに  $L$  は荷重径間である。

drum の任意の断面に於ける合成モーメントは

$$M = \frac{1}{2} \left( M_i + \sqrt{M_i^2 + M_c^2} \right)$$

6 に於ける最大モーメントは

図-64. 応力図



$$M = \frac{1}{2} (19\,543 + \sqrt{19\,543^2 + 2\,667^2}) = 19\,636 \text{ ft-kips}$$

drum の各断面に於けるモーメントは 図-64 の表に示す。

以上の計算から適当な drum の設計を進め応力解法をなす。

drum plate の慣性モーメントは  $\pi R^3 t$  で縦の方向の溝形鋼を含む合成慣性モーメントは

$$I = \pi R^3 t + \sum I_0 + \sum A d^2 = 2\,345.124 \text{ 吋}^4$$

ここに  $R$  は drum plate の中心線までの半徑で 101.81 吋,  $t$  は drum plate の厚さ 5/8 吋, にして  $d$  は 93 吋である。

$$\text{断面係数 } S = \frac{I}{R+t/2} = \frac{2\,345.124}{102.125} = 22.963 \text{ 吋}^3$$

$$\text{最大応力 } f = \frac{M}{S} = \frac{19\,636 \times 12}{22.963} = 10\,261 \text{ 封度/吋}^2$$

drum の曲げによる許容応力は引張及び圧縮に對して 16 000 封度/吋<sup>2</sup> とす。apron の影響は設計には省略するが drum に相當の力を及ぼすもので特に圧縮側に於て大である。

daum の応力は温度の変化及運轉中に於ける接觸點の摩擦による附加応力に對して相當の餘裕(直接荷重及び涙による合成モーメントに對する応力の 10%) を見ている。

図-64 は危險點に對し drum に沿て單位剪応力及曲

応力の曲線を示す。鋼の接目は縦鉋に必要な穴の爲に応力が高い。而して總て添接部はモーメントと剪力に對して設計し図表の応力に對して充分な鉋が用ひられる。

drum plate の剪応力は直接荷重と偏心荷重による涙りの兩方から起るもので、 $X$  及  $Y$  點(図-64 参照)に對して drum の端に於ける剪応力は直接剪応力  $v_1 = \frac{V}{\pi R t}$ , 涙剪力  $v = \frac{2M}{\pi d^2 t}$  である。今 drum plate の正味断面積を見掛断面積の 80% と假定すれば捲上側に於ける剪応力は

$$v_1 = \frac{892\,200}{\pi \times 101.75 \times 0.5 \times 0.8} = 6\,977 \text{ 封度/吋}^2$$

$$v_2 = \frac{2 \times 7\,104\,000 \times 12}{\pi \times 203.5^2 \times 0.5 \times 0.8} = 3\,267 \text{ 封度/吋}^2$$

$$Y \text{ に對して } V = v_1 + v_2 = 6\,977 + 3\,267 = 10\,253 \text{ 封度/吋}^2$$

$$X \text{ に對して } V = v_1 - v_2 = 6\,977 - 3\,267 = 3\,701 \text{ 封度/吋}^2$$

非捲上側に於ける剪応力は図-64 に示す如く幾分小にして、最大応力は添接効率(添接部に於ける正味断面の見掛断面に對する比)の 72% の D 點に起る。又  $Y$  點の捲上側の剪応力は 4% 許容應力 10 000 封度/吋<sup>2</sup> を超過するも僅なるを以てこれにて満足するものとす。

尚溝形鋼の局部的曲げによる附加応力を計算し之を drum の縁応力として直接圧応力に加へねばならぬ。この応力の計算には荷重の 1/2 は拱作用により drum に傳り、1/2 が曲応力を生ずるものと假定す。この假定は實際荷重試験の結果真に近きものである。

縦の方向の溝形鋼は心々 2 呎  $\frac{9}{16}$  吋 即ち drum の中心に對し 15 度の間隔に配置され、心々 8 呎間隔に配列する縦構により支へらるゝを以て連続桁として最大曲モーメントを

$$M = \pm \frac{1}{12} W L$$

にて計算す。  $W = 2\,220 \times 14' - 8' \times 62.5 \times 8.0 = 16\,236$  封度

$$M = \frac{16\,236 \times 8}{12} = 10.86 \text{ ft-kips}$$

5/8 吋厚の drum plate の幅 12 吋が溝形鋼と共に働くものと考へて丁桁と假定し、2 980 封度/吋<sup>2</sup> の局部的圧縮の最大応力を溝形鋼に與へるものとして、重心、慣性モーメント、断面係数及最大応力を逆に計算する。即ち drum の全圧応力は

$$f_c = 10260 + \frac{2980}{2} = 11750 \text{ 封度/吋}^2$$

而して許容応力は 13500 封度/吋<sup>2</sup> とす。

転動扉の重要部分の apron plate とその架構とはこの応力を著しく減ぜしめるものであるが、他方扉が冬季上流側の氷を破りて上昇する場合、或は夏季温度の上昇により鉄板が伸張する爲に応力を増す傾向がある。之が爲に drum に對しては單に直接水圧がかかるものとし、apron の影響を無視して引張応力は 16000 封度/吋<sup>2</sup>、圧縮応力は 13500 封度/吋<sup>2</sup> を超過せざる様にする。

drum の構造は図-60 に示す如きもので、縦の方向に溝形鋼 24 (内 20 は 7 吋, 17.6 封度, 4 は 7 吋, 25 封度) を配置し、之に 5/8 吋厚の skin plate (両端部は厚 1/2 吋) を以て包む。溝形鋼は 6 の弓形桁 (segmental girder) の端を結ぶ 2 の三角形の drum 架構により 8 呎間隔に支持されてゐる。

drum 架構の応力解法には總ての圧縮は三角形架構 (三角形架構は互に連絡なきものとす) にかゝるものとし接合部は鉸と假定して計算す。この場合 1 つの縦材の最大圧縮は 29800 封度にして、之に對して  $5 \times 5 \times \frac{7}{16}$  吋の山形鋼 (断面積 4.18 吋<sup>2</sup>) を用ふるを以てその單位応力は 4980 封度/吋<sup>2</sup> である。之等の山形鋼の圧縮 ( $16000 - 70 \frac{7}{16}$ ) に對する許容応力は 6550 封度/吋<sup>2</sup> である。

弓形桁は曲モーメントと直圧力に於て水圧を受けるものと假定して計算し、3/8 吋厚の腹板及  $3 \times 3 \times 3/8$  吋の山形鋼を用ふ。

apron 架構は局部的曲モーメントに對して設計す。その構造は図-60 に示す如く 8 及溝形鋼 (10 吋, 20 封度), skin plate (厚 1/2 吋) の梁材よりなり、溝形鋼は drum に連結された心々 8 呎間隔の apron 架構によりて支へらるを以て drum は apron skin plate に働く全水圧の支持桁となる。

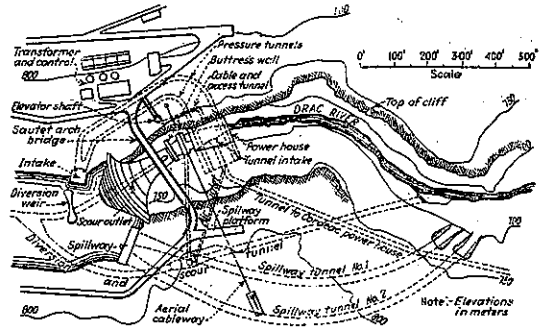
(小林重一)

### (7) 石灰岩峡谷に築造せる Sautet 堰堤

(Robert A. Sutherland, "French Build High Dam in Narrow Limestone Canyon." E.N.R. Nov. 21, 1935. p. 702-709.)

Sautet 堰堤は France の Drac 河に築造したものであつて、その高さは世界第 2, 尙石灰層に築造したものと申では最高のものである。その堰堤の所在する Sautet 峡谷は深さ約 600 呎の雄大な峡谷であつて、その長さは半哩以上に亘つてゐる (図-65)。本峡谷は極めて狭く、1921 年に初めてその底部が踏査し盡されるに

図-65.



及んで、11 箇所の發電所調節水量 106000 エーカー・呎を貯水し得る經濟的堰堤の稀有なる好地點なることが確認されたのであつた。

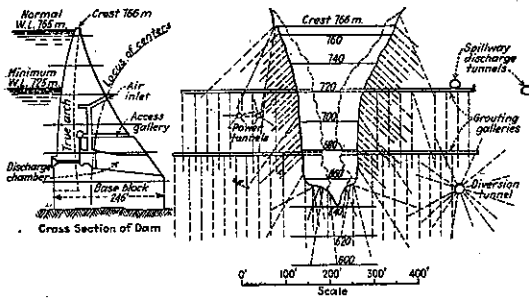
1. 雨量及び流出量: Drac 河の流域は French Alps の南部に在つて、全面積は約 1400 哩<sup>2</sup>、その内約 410 哩<sup>2</sup> は Sautet 峡谷の上流に在る。同流域に於ける平均雨量は約 60 吋で、峡谷に於ける平均年流量は 1170 秒呎である。又最大洪水量の記録は 28000 秒・呎で、餘水路の容量はこれの 2 倍を採つてある。

貯水池の總容量は 106000 エーカー・呎であるが、その内底部の 24000 エーカー・呎は約 100 年間の崩壊岩屑の堆積に豫定してある。水面からの 82000 エーカー・呎は堰堤下の發電所に使用するもので、全發電所を運轉する場合には約 110000000 KW. 時の電力量を發生する。

2. 堰堤: 堰堤地點に就ては豫め踏査研究を重ねたが、その結果同地點は完全無缺な石灰岩層より成り、高拱堰堤の築造に充分堪え得ることが判明した。堰堤の原設計は比較的薄い一定角度の拱となつてゐたが、河の附替を行つて峡谷を調査し得た結果廣範圍の突出せる崖が発見されたので、堰堤地點に於ける突出せる岩石の落下に對する絶對的安全性を確保するために薄い拱體の下流に、峡谷の支持を主要な目的とする大量の貧配合なコンクリートを被せた。即ち堰堤の横断面は重力堰堤のに近いものであるが、水圧荷重は図-66 に示せる如き比較的薄拱の部分で主として受持たれる。この荷重の別れは拱體に於けるコンクリートの彈性係數が大なることに基因するものである。

堰堤の全高さは 414 呎で、その内 98 呎は基礎方塊である。又堤頂の長さは僅かに 263 呎である。基礎方塊上の堰堤は 3 つに分割して築造し、その間には、後日コンクリートで填充した、堤體を貫く幅約 4 吋の垂直收縮接合を設けた。堰堤の總容積は 130400 碼<sup>3</sup> で、堰堤

図-66. 堰堤の縦横断面

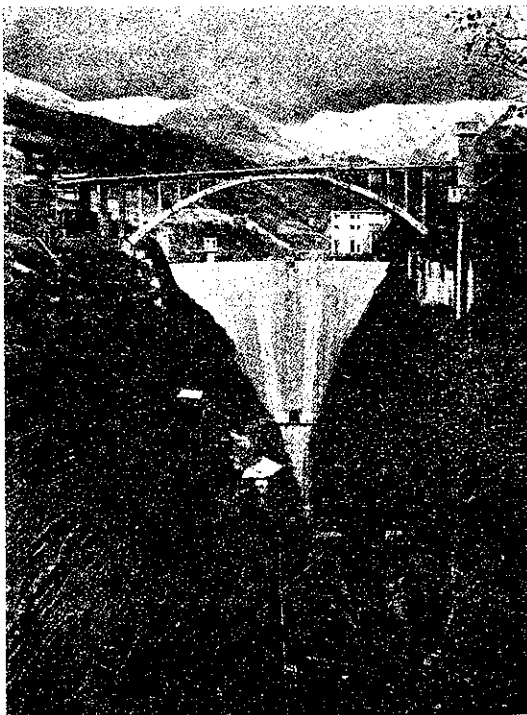


コンクリートノ碼<sup>3</sup> 當りの貯水量は約 0.81 エーカー・呎である。

3. グラウチング: 峡谷の岩壁及び底部の緊密性は徹底した特に拱體のグラウチングに依て確保した。グラウチングは約延長 20 000 呎のグラウト孔に就て行つたのであつて、之に要したセメントは約 300 t, 又注入圧力は 500 封度迄であつた。尙このグラウチングは、將來必要に応じて使用し得る様その儘にして置いた隧道から施工したところもある。

尙、堰堤築造中極めて完備した種々の測定装置を設置したが、その種別及び數量は次の通りである。静水圧測

図-67. 被功せる堰堤

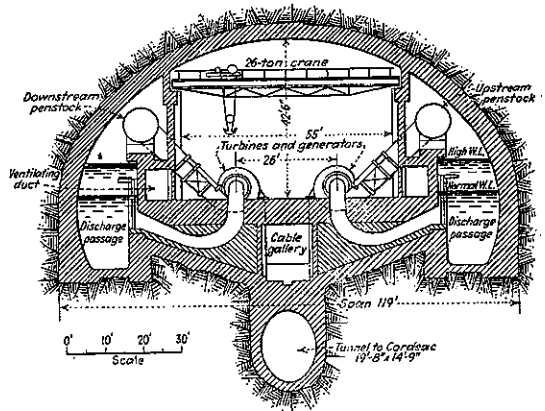


定箇所<sup>20</sup>, 音響式歪検出器 43, 温度計 19 及び鋭感振子型拱計 4. 而して以上の装置は堰堤の中央室に連結されてゐる。

4. 引出設備: 洪水は断面 370 呎<sup>2</sup> の隧道 2 本に直接開いてゐる鳩胸形形の簡単な堰に依て放流する。之等の隧道は延長 1 000 呎以上で發電所下の河に放流する。而してその最大流速は約 80 呎/秒である。この他に尙 3 本の隧道がある。1 本は堰堤築造中附替に使用した貯水池を空虛にするためのもの。他の 2 本は發電所用のものである。この發電所用の隧道はその直径が 14 呎 3 吋から 18 呎 3 吋に縮めてあつて、その下端は最小 14 吋厚の鉄筋コンクリートで巻いてある。而してその容量は各々 1 590 秒・呎である。尙この他に下流發電所用の取入口で堰堤の下部に 2 箇所ある。

5. 發電所: 發電所の位置は峡谷の下部の幅が極めて狭いために問題となつたのであるが、結局峡谷右岸を掘鑿して作つた平地と峡谷に突出した空洞鉄筋コンクリート構造物との上に設置した。發電所には容量 13: 250 K.V.A. の發電機 6 臺及びランナー 2 箇のフランシ

図-68.



スタービンが 6 臺据付けてある。このタービンは 174 乃至 305 呎の落差の変化に於て廻転數 1 分間 500, 標準落差 240 呎に於て 13 000 馬力を出し得る。尙タービンからの放水は測水路に依て堰堤直下にある放水池に放流され、これより下流發電所に送水する隧道に流下する。  
(玉置 巖)

(8) Norris 堰堤に於けるグラウチング

“Thousands of Holes Grouted Under Norris Dam.” E.N.R. Nov. 21, 1935. p. 699-701.

Norris 堰堤の基礎及貯水池の周囲岩盤よりの漏水を防止し、併せてこの大コンクリート堰堤の基礎岩盤を強固ならしむる爲に精巧なるグラウチングの方法が計畫された。

Norris 堰堤は Tennessee Vally Authority の計畫によるもので、Tennessee 川の主流域たる Clinch 川に位す、Clinch 川の全浸谷及主流域たる Powell 川の下層は石灰石及白雲石にして全体として堰堤や橋臺には適してゐる、米國の東南地方は大概この地盤で永年風化作用を受け且地下水の爲に多孔質の床をなしてゐる、之等の多孔質床は現在の川面より以下遠くまで達してゐないが、然しかゝる地盤は堰堤の弱點となり、貯水池漏洩の原因となるを以て適當の方法を講ずる必要がある。こゝでは完全なるグラウチングにより 285 呎の溢流コンクリート構造物の底部には何等危険を感じることなく、且貯水地域の踏査により水中に没する、83 000 エーカーの面積に對して漏水を狭き範圍に減少せしむることの可能なることが分つた。

Clinch 川に於いて廣範圍に亘り堰堤築造に適すべき總ての地域に對し調査せる結果、選定された該地域は最も満足なるものなることを専門家は推薦してゐる。

Tennessee 川の發展が TVA に託された時に權威ある専門家に地質測量を依頼し、又 TVA 地質部員によつても地質調査が行はれた、Dr. Berkey の報告概要は次の通りである。

堰堤築造位置に於ける Knox, dolomite は幾分組織は変化してゐるが、比較的堅硬なる岩盤にして一地層から他の地層に亘り僅かの物理的特徴を有してゐる。然し概して大きく強固である。ある所では地下水が層目に沿て溜つてゐるが之等の層目は基礎の健全及適應性に關してよりも漏水の可能性に關して重要な事柄である。堰堤築造位置の基礎には非常に小さな層目のみが發見され、abutment には幾等かの層目と小洞穴が存在してゐた。堰堤築造位置に於ける石灰石の部分は幾分多孔質であるが、孔は互に連絡してゐなかつた。

以上結果 Dr. Berkey は基礎岩盤として適當なりと結論してゐる。

又 TVA の顧問地質學者は堰堤基礎の適應性及グラウチングにより貯水地域を水密ならしむる可能性に就

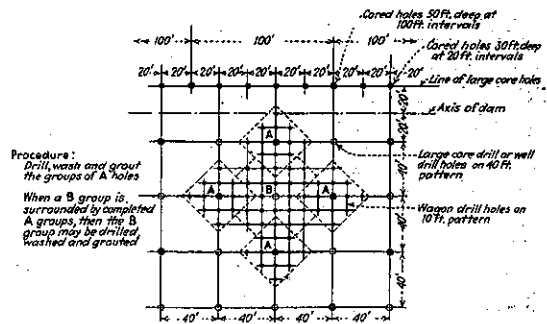
て報告してゐる。

1. グラウチングの方法: 基礎地盤の白雲石は前述の通りで cone drilling により掘鑿面以下 27 呎に達すれば殆ど層目の無い事が確められたので仕事は簡單であつた。而して層目は何れも連絡せず所によりては小孔を成してゐて、層目は粘土で満されてゐるので水を以て清掃し然る後グラウチングをすることに決定した。

水叩を含み堰堤の底部は 400 呎の幅がある。堰堤の中心軸に平行に上流 20 呎の所に 20 呎間隔に径 5½ 吋、深 30 呎の一系列の鑽孔をなした、而して之等の孔は 5 つ目毎に即ち 100 呎の間隔に深 50 呎としてグラウチングの成績を検査する事とし、グラウチングの孔は之から下流水叩の部分迄一定の形に基礎全體に鑽孔した。

グラウチングの孔の間隔は図-69 に示す通りである。即ち孔は 1½ 吋の大さで A 四角形の中は深 30 呎とし、B

図-69.



四角形の中は深 40 呎である。間隔は全體に亘り 10 呎にして先づ A 四角形を鑽孔し清掃してグラウチングし、次に B 四角形を鑽孔、清掃してグラウチングをなす。最後に兩方向に 40 呎の間隔に 5½ 吋の大孔を深 40 呎に穿てて之の仕事で工夫された特種の潜望鏡の装置により 1½ 吋孔よりの注入成績を検査する。

一區劃の鑽孔が終ると封度以下の圧力にて弁により調節出来る孔の閉塞装置により順次に水を圧送して層目の粘土を洗出し、次に標準型の注入装置によつて圧力を 80 封度或はそれ以下に保ちつゝグラウチングをなす。孔に對する注入量はセメント 1 袋乃至 200 袋位である。

5½ 吋孔の検査に用ふる潜望鏡の詳細は図-70 に示してある。望遠鏡は A 型の棒に吊され任意の深さで任意の點の岩面を精密に検査出来る様に回転でき、照明も工合よく配置されてゐる。

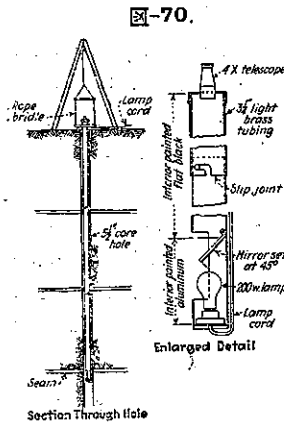


図-70.

尙5 $\frac{1}{2}$ 吋孔の外に径36吋の core drill hole を基礎の全体に亘り所々に設ける。之より取つた core により大規模に注入成績を検査し、且岩面と注入状態を精密に研究する爲人が孔底まで下ることが出来る。以上の結果より層目や小洞穴の無い完全に丈夫な基礎岩盤が得られる。

堰堤の abutment は踏査の結果グラウチングを必要とする層目や小洞穴は発見されず、大概は多少の粘土で固く充滿され少しも水を溜めた形跡は無かつた。然し總て全深を清掃してコンクリートを填充した。

2. 貯水地域の漏水: 貯水池からの漏水は貯水池の下部の縁邊の比較的小面積に限られてゐる。石灰石、及白雲石は大概粘土を以て覆れてゐる理想的な漏水防止をなしてゐる。岩盤の露出せる部分或は粘土の被覆の薄い多孔質の所は池水が岩層に達し、岩盤中に水みちを作り之が擴大して行く傾向がある。

貯水池の位置は既知の地質によつて漏水の可能性の比較的制限された地域に定むることが出来る。而して全体で約 800 哩の沿岸中甚しき漏水の危険のあるのは 2 哩足らずであることを示してゐる。表面試験の方法による調査と多少多孔質と思はれる地域の core drilling によつて貯水池の水位の上昇せる時何處に何程の漏水が下層岩盤中の水みちを通つて起るか云ふことは分らない。而も之等の水みちを總てグラウチングすることは莫大な費用を必要とする。依て權威者達は貯水池水位の上昇するまで水みちを塞がない計畫を採用することとし、池の全沿岸を精密に検査し観測して池の水位の上昇につれて主なる漏水の箇所を定めることが出来ると考へられる。而してかゝる地域に於ては基礎にグラウチングを爲せば漏水の大部分を防止することを期待できる。又ある場合には粘土の被覆は實際に用ひらるゝ良方法である。

この方法で貯水池の漏水を防止するには數ヶ月を要すべく完全に防止することは永久に出来ないであらう。然し TVA の土木部員及その土木、地質の顧問等は全体として貯水池を効果的に水密ならしむる技倆を何等疑つてはゐない。

(小林重一)

## 14. 下水道

### (2) 英國に於ける下水處理の趨勢

(Karl Imhoff, "Sewage-Treatment Trends in England," E.N.R. Jan. 2, 1936. p. 8~11.)

英國は世界に於て夙に下水處分問題を研究し、處理方法を實地に應用したる國であるが、1909 年以來沈澱槽及消化槽の無臭操作に關しては米國に凌駕されてゐる。然し過去 2 年間英國に於ても此點に關し革命の生じた事が觀察される。此変化も種々の地方的條件及古くより作られた政府の條例の爲め米國とは違ひ幾分横道を進んでゐた。英國に於ける最近の完全なる促進汚泥法に依る處理場は Birmingham-Coleshill (1 $\frac{1}{2}$  m.g.d.) と Mogdon (48 m.g.d.) とであり、是に次ぐものに Bradford (22 m.g.d.) がある。Bradford 處理場は藥品に依る最初處理及撒水濾床に先立つての脂肪回收とを併用し、此目的に造られた代表的のものである。

1. 濾格及沈砂池: 數拾年來英國では racks 又は機械的熊手を有する棒スクリーンを用ひてゐるが、今日では數ヶ所の處理場では用ひなくなつた。Rack は細目のものから粗目に移つて行く傾向に在る。Bradford 及 Huddersfield では機械的 racks が取除かれ最も簡単な型の粗目棒スクリーンが用ひられてゐる。此等は人力で搔れるが搔く事は稀である。Birmingham では篩渣は機械的搔取機で racks 上に集められ粉碎機を通つて沈澱槽へ送られる。Mogdon にも粉碎機がある。Mogdon, Coleshill 及 Manchester に於ける新處理場には多くの迴路を有する沈砂池が在り、適當な通過流速を有す。最も完全なものは Mogdon に於けるもので流量の変化に對し自動スキッチと水面の自動調整とに依り常に流速 1 呎/秒に保たれてゐる。

2. 沈澱槽及 stormwater tank: 英米間で最も違ふ點は沈澱槽と stormwater tank との設計に在る。1909 年以來米國は處理場より臭氣を除く爲め、(1) 沈澱槽の下水を生に保つ事に依り、此目的の爲め通過時間は 1~3 時間に制限され、汚泥は槽より絶えず除かれる。(2) 汚泥を早く砂床 (汚泥が消化により無臭になつてゐる時) か又は真空濾過にかけ乾燥する事により、其目的を達してゐる。英國は之に對し著しい對照をなし、原理として沈澱槽は晴天下水量の 10~15 時間の容量が與へられ、且つ少くとも晴天下水量の 6 時間に相當する容量の stormwater tank で補助されてゐる。従つて槽は 16~21 時間に當る容量となる。槽の寸法は勅



令委員会の第5報告中の條例、即ち dry-weather tank 及それと共に処理場の生物処理の部分は雨天には3倍流量を取るべし、と言ふ事に従つてゐる。

stormwater tank は一般に空にして置き晴天下水量の3倍を越す時にのみ用ひる。従つて槽は3~6倍稀釋の下水を受け、雨の降止み後下水は dry-weather tank に戻る。6倍以上に稀釋された場合のみ下水は處理なしに放流される。一般に人力丈にて掃除する巨大な槽は、腐敗し易い汚泥が長期間存在すると言ふ結果となり、強臭甚だしく英國の大抵の處分場にては此臭い汚泥を廣面積の土地に送つてゐる。英國は元來灌漑法を用ひてゐる故何時でも此手段は採れる。

London 及 Manchester の如き海岸に近き都市は此汚泥を海中放棄してゐる。Birmingham にては1912年以來處理場を臭禍より免かれしむる爲め、下水を生に保ち、汚泥を分離消化せしめ、且つその汚泥を砂床で乾燥し成功してゐる。Coleshill 及 Mogdon にでも同方法を採用してゐる。其他進歩的なものとして機械的汚泥除去、及消化槽の加温も亦行つてゐる。

併し沈澱槽の寸法の大なる事は普通であり、最新處理場に於てすら同条件下に在る米國のものゝ4~5倍である。是は政府の條例及昔よりの習慣に依るのみならず亦次の如き技術的理由にも依つてゐる。(1) Bradford 及 Huddersfield 處理場の如き工場汚水及特に工場汚泥の重荷重を極端に受け、工場汚泥は沈澱槽に於て瓦斯發生の痕跡すらも見られぬ程の物であり、沈澱槽は水面迄沈澱固形物で殆んど充たされてゐる。其故汚泥を度々除いたり、消化槽中で汚泥を處理せんとする理由は殆んど無い。従つて多くの固形物を下水より沈澱さすが爲めには沈澱時間は長い方が都合が良い。(2) 工場汚水を含む下水を處理する場合には沈澱槽が家庭工場よりの汚水の波動を調節する傾向がある爲め長沈澱時間の槽を設けた方が得であり、短沈澱時間では有毒な又は酸性汚水が生物處理を妨げる。槽の大なる程此危険は避けられ其他汚染された晝間流と奇麗な夜間流との間に或調節の出来る事が想像さる。(3) 更に英國の諸工業都市は奇妙にも小河川にのみ臨み其河川の水は工場により幾回も使用されてゐる。此等の困難な条件下に、英國は雨天時に雨水の溢流に依る汚染に考慮を拂はねばならぬと言ふ事を痛感すると共に、英國では總ての沈澱槽の現在寸法が最善であると認めてゐる。

Mogdon 及 Coleshill 處理場では最初處理に對し沈澱槽を2段に分ける事に依り近代的の汚泥除去と長沈

澱時間との間に巧な平衡を保つてゐる。大部分の汚泥の沈澱する第1段槽は円形で連続駆寄機を有し、第2段の槽は矩形で搔寄車で操作される。円形槽の方は30°の傾斜のホッパー型底を有し此點米國のと區別される。是は回転汚泥搔寄機の働きを容易にする。ホッパーの頂點に沈澱1日分の汚泥集合坑がある。

3. 2段汚泥消化: 英國は最近まで汚泥の處理、處分に特に力を入れてゐなかつた。Birmingham-Yardley 及 Birmingham-Coleshill の新處理場に2段加温矩形消化槽が造られ、第1段槽は鋼板製浮游瓦斯覆蓋が設けられ、第2段消化槽は開放されてゐる。Coleshill では瓦斯機關の冷却水が循環用ひられる。その冷却水は最初排氣に依り加温され第2段の消化槽よりのアルカリ性溢流水を熱する爲めに用ひられる。槽は夏期70°F、冬期60°Fに保たれる。Mogdon 處理場も亦2段消化槽を有し槽は円形である。第1段の槽は加温され、槽の半分は覆蓋として浮游瓦斯タンクを備へ他半分は固定屋根を有する。第2段の槽は其機能外に亦汚泥が乾燥場に引出されざる冬期には守藏槽として役立つ。其他の處理場にも Mogdon と同じ消化槽を築造中である。Birmingham では消化容量は非加温槽に對し5呎<sup>3</sup>/人、加温槽に對し2呎<sup>3</sup>/人の割で計算される。Mogdon では第1段槽に於て1.5呎<sup>3</sup>/人、第2段槽に對し2.5呎<sup>3</sup>/人で合計4呎<sup>3</sup>/人である。併し第2段の方は主として集合室と考へられ、且つ總ての過剩汚泥が生活污水と共に處理される。第2段槽は円形開放で直径100呎、ホッパー型底を有し10\$/1000 gal. しか費からぬ。

4. 汚泥乾燥: 英國の新處理場は Mogdon, Long Reach 及 Dartford の如く良い消化槽と砂床を有する。乾燥場は人力で掃除される。Mogdon にては乾燥が夏期に制限される爲め比較的大面積(1.3呎<sup>2</sup>/人)が備へられてゐる。Bradford 及 Huddersfield では古い英國式汚泥圧搾機が今尙故障なく用ひられてゐる。Bradford では脂肪の分離を容易にする爲め蒸氣で温められる。圧搾生成物は肥料として賣却されてゐる。

5. 藥品處理: 20~30年以前までは英國の多くの處理場は藥品沈澱を用ひてゐたが、1914年以後藥品の使用は絶えた。幾らかの處理場(Bradford, Huddersfield 及 Leeds)では藥品沈澱を撒水濾床に先立ち最初處理方法として用ひて居り、特に工場汚水が生物處理を妨げる場合には、此等の場合藥品處理は完全に成功してゐる。Bradford では第1段の沈澱槽に沈澱劑として

硫酸を用ひ第 2 段にアルカリ性染料液を用ひた。斯の如き沈澱剤及時間の沈澱時を以てしてのみ、下水は脂肪よりまぬがれ撒水濾床に損害なく放流し得る様になる。

6. 撒水濾床：英國に於て廣く用ひられてゐる撒水濾床は近年操作上に多く改良されてゐる。繩は殆んど見られなく、5 月の發生期にも床に酸、鹽、クレオソート及石鹼を加へる事により抑へられてゐる。濾材の寸法は約 3/4—1 吋で強下水を扱ふ關係上米國に用ひられるものより小さい。濾床の深さは常に 6 呎で荷重は 750 000 ガロン/エーカー/日である。米國と比して割合の低いのは強下水と雨天時に 3 倍の流量を處理する爲めである。廻転式撒水機は小處理場に、走行式撒水機は大處理場に最も良いと考へられてゐる。Bradford では濾材として無煙炭が用ひられて居る。無煙炭は耐久的で正しい大きさの粒が望む量だけ容易に得られる。撒水濾床法は促進汚泥法より工場汚水や腐敗下水に敏感でない爲め英國では重視されてゐる。接觸濾床は長い間造られてゐない。

7. 促進汚泥法：促進汚泥法の採用は米國の方が進歩してゐた。元來特許問題が英國に於ける發達を妨げたが今日では主たる障害は工場都市としての困難である。Reading, Manchester 及 Bury 處理場では工場汚水に依る操作困難を感じてゐる。種々な曝氣操作の中、Sheffield 式回路を用ふる表面曝氣は古い處理場では良く採用されてゐる。此操作は Sheffield の特殊な場合に採用されたものであり、Sheffield では古い接觸濾床に薄い間仕切壁を作る事に依り容易に曝氣回路に変へられた。撒氣式に比較すると Sheffield 式は空氣の供給が乏しい爲め非常に大面積と長曝氣時間を要し、曝氣時間は時に 24 時間にも及ぶ。Simplex 式も亦用ひられてゐたが比較試験に依ると長曝氣時間を要する事が分つた。Birmingham では Simplex 式に依る汚泥の再曝氣は 16 時間を要するが撒氣式では僅か 8 時間しか要せぬ事が分つた。勿論動力費は撒氣式より低かつた。撒氣式が用ひられる場合は槽は山谷型に限られてゐる。英國の處理場では總て過剰汚泥は最初沈澱槽に送られてゐる。此方法は汚泥を密にする爲めのみ用ひられるのではなく、活性汚泥が最初沈澱槽に常に一樣に導かれる時はその槽の沈澱能率を高めると言ふ事が発見されてゐるからその爲めにも送られるのである。

8. 汚泥の再曝氣：汚泥の再曝氣は多くの處理場で行れて居り、曝氣時間は 8—16 時間となつてゐる。Bir-

mingham では撒水濾床法に先立つ下水の部分處理であるから再曝氣は絶對必要である。下水の曝氣時間を短くすると活性汚泥は事更に過荷重され、其作用を回復する爲め再曝氣されねばならぬ。再曝氣を行ふ事は恐らく工場汚水の處理を伴ふと言ふ危険に基くのである。促進汚泥法による處理場の最終沈澱槽は總て垂直流式のホッパー型底の槽である。是等は晴天下水量の 6 時間の沈澱時間で計算されるから雨天の際 (3 倍に稀釋) は 2 時間となる。ホッパーの傾斜は甚だ急で深すぎる時は多くの少單位に分けられる。現在では汚泥掻き機を有する大きな平らな槽が用ひられてゐる。強下水及工場下水を處理する場合には促進汚泥法は不適當であり、Birmingham の如く撒水濾床と促進汚泥法を組合はす。此際撒水濾床は第 2 段に置かれる、何となるに濾床は溶解物質や微細膠質物を處理するに適するから。

9. 灌溉法：Birmingham-Barston では撒水濾床法の最終沈澱槽からの放流水は草原地帯上に放流される。放流水中に運ばれる浮游下水粒子は草の葉に捕へられ灌溉面積からの流出水は全く綺麗になり浮游物が無くなつてゐる。此の爲めに要する面積は 1 エーカー/10 000 人である。Bradford では撒水濾床よりの放流水の最後處理の爲め約 2 年前より貯水池を設け、其面積 13.5 エーカー、容量 19 m.g. で晴天下水量の 20 時間に相當する。貯水池は微細汚泥を溜め夏の間のみ用ひ冬に掃除の爲め排水される。實驗として貯水池の水の 1 部分は撒水濾床へ稀釋目的で返送されてゐる。

(西村義一)

### (3) 護謨球による下水管掃除

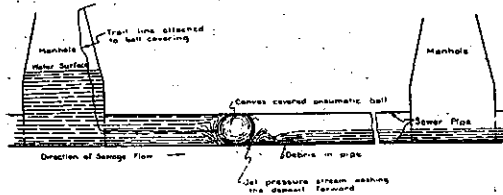
(“Sewer Cleaning With Rubber Beach Balls.”)  
Water Works and Sewerage. Oct. 1935

Los Angeles の衛生管區の下水道築造中、新築造下水管より土砂を取除く爲め空氣入護謨球 (海水浴場で用ふる護謨球) を試みに使用して見た。本方法は實驗を重ねた結果容易な掃除方法であるが爲め爾來管理清掃掛り依つて常用掃除方法として採用されるに至つた。本文中に言ふ護謨球は運動場や海水浴場其他で用ひる普通良く見る護謨球であり、護謨は薄く其球は膨脹程度自在に膨ます事が出来る。球は充分膨す時は 6—30 吋迄になる (圖-71)。

下水管掃除に當り最初球を膨まし麻布で被覆し其端を一緒に縫合し、引綱を被覆に取付け其綱の長さは人孔

間の距離より少し長くする。尚、球と被覆寸法は下水管とキチンと合ふ様にす。次に球を管中に蹴込む時は下水は人孔中に背水し始め水深を増加し、遂には球に及ぼす下水の圧力の増加の爲め球の下より下水が噴出する様になる。

図-71.



其處で球は管中を下流に動き始め、球は圧搾浮遊陰の如き働きの管中に於て充分なる妨害を興ふるが爲め球の下又は幾分は周囲から絶えず、猛烈な流速にて下水が噴出するに至り、動き得る物は總て次の人孔まで流す。動かし難き物(例へば接手瘤の如きもの)に出逢ふ時は只球は必要程度窪んで進行するが、樹根又は管中に割込める障り物に出逢ふと球の進行は妨げられる。煉瓦、塊石、壘、金屬塊、管破片、砂、礫及沈澱汚泥等は容易に動かし得る物である。若し球が屢々停るなら引綱を引張れば動き始める。尚管内が非常に汚れてゐる時は引綱を留どめ沈積物を除却する丈の充分な時間を與へながら球を下流すれば良い。愈々球が次の人孔から見ゆる所に来る時引綱を放つと球は下水の逆出と共に人孔中に浮く、球は直ちに下流の管中に送り綱を釣等で拾上げ操作を繰返す。球が人孔間に停る時は下流人孔より刺通し空気を出し上流側人孔に引上げる。

普通 3人1組として球を使用し8時間労働で4哩以上の下水管掃除を行つた。被覆の麻布は引綱を容易に取付けうる事と沈澱物中の剃刀の刃、硝子又は鋭い金屬物による障害保護の役目を爲す。掃除員は硬化防護片を用意すれば球の小孔位の傷は短時間に修理し得る。

Los Angeles 川の放水路の下を通る幹線下水管の1つである徑 24 吋、鉄筋コンクリート伏越管の掃管の掃除に試みて見た。伏越の長さは 800 呎あり通過するに 36 時間を要したが、管内に落さる 6 枚の水門板、及び 1 車に及ぶ砂、礫、煉瓦及玉石が出た。再び球を入れた所、1 時間足らずして出た。徑 30 吋を越さざる下水管掃除には容易な操作方法と思はれる。(西村義一)

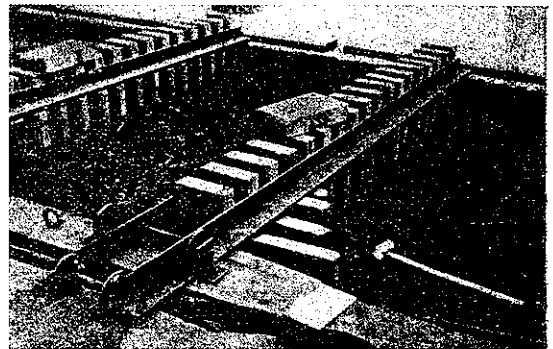
## 16. 道 路

### (5) 舗装版の側方移設工事

(S. Johannesson, "Moving Seven Miles of Pavement Twelve Feet Sidewire." E.N.R. Dec. 5, 1935 p. 767~771.)

New Jersey に於て道路擴張の爲め幅 14½ 呎のコンクリート舗装版を延長 7 哩に亘り一方側へ 12 呎推し動かして移設してゐる。動かすべきを版を 400~500 呎間隔で切断し夫と隣接版の間の縦目地を鑿り瀝青填充材を取除き、空目地の中に偏平のホースを差し込み圧搾空気により膨まして版を動かす。積がつた目地に更に大なるホースを差し込みて膨まし再び版を滑らせる。交互にホースを膨ましたり空気を抜いたりして此過程を反覆しホースの背後にブロックを挿入しつゝ遂に版を 12

図-72.

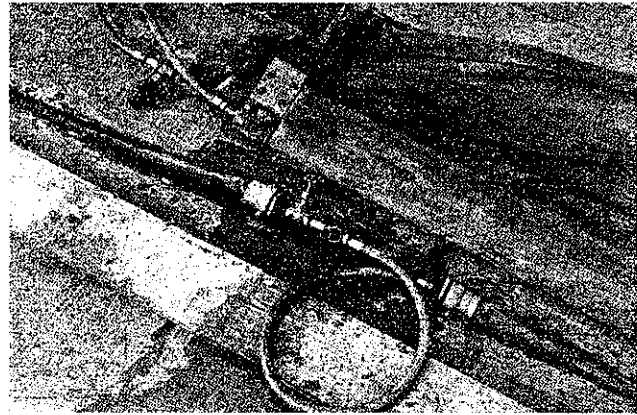


呎まで動かす。移動したる後に縦断句配に合してジャッキであげて置く。移設版の外端に沿ひ幅 10 呎の版を鋪設し完全なる幅員の道路とする。此作業は各 1 日 8 時間で版の移設長 600 呎の割合にて目下進行中である。在來道路は舗装幅員 39½ 呎で 4 車線の重交通幹線道路である(図-74)縦目地により 3 分され外側各 14½ 呎幅で中央は 10½ 呎である。今中央に幅員 12 呎の地帯を設けて幅員各約 25 呎の 2 車道に分けて配列し直きんとするものにして東側の 2 版(図-74)は北行交通のため其儘として置き、12 呎西方に移設したる在來西側 14½ 呎版と新設 10 呎版からなる新道路は南行交通に供へんとす。

在來舗装構造は通常のもので厚さ 9 吋、約 34½ 呎毎に納を有しエラストイドを挿入したる横断目地が設けてある縦断目地は單純な納無き垂直目地でエラストイドを挿入してある。路盤は砂礫交りロームで、版は均等厚さにして 500 呎長舗装の重さは約 400 t である。



図-77.



版の動きは滑かにして龜裂等起らず只若干の横断目地の澀青填充材の表面に極く少しの龜裂ができた。

移設版は其層位置で外端に向ひ 2½ 吋の直線勾配なるに新位置にて 1½ 吋の勾配を有す。新位置のための路盤を準備するに當り同一勾配に仕上げた。何となれば其最後の位置の上よりも下に版を置くのが望ましい。之は版を其新位置に於てあげることを可能ならしむ。通常扛上は外端にて約 1 吋内端にて其以下となる。版を据置き強め鑽孔せる孔を通して、セメント 1、土壤 6 のトロを注入して正規の勾配に調整する。

版が完全に動かされ正當に据置かれたる後直ちに遲滞なく作業して縁石を以て中央地帯を作り且幅員 10 呎の舗装を施工せんとするのである。

現在工事は約 7 哩の間 New Jersey 道路局で施行中

であるが之が完了後に残程 33 哩の工事は請負にて遂行される筈である。(長瀬 新)

#### (6) 輾圧コンクリート舗装

(M. G. Dempster, "Rolled Concrete Pavement in Victoria, Australia."  
E. N. R. Sept. 26, 1935 p. 425~426.)

1934 年以前に於けるコンクリート舗装の施工に就て其構造は普通の工法即ち 1:2:4 配合を使用してゐたが、1921 年に適當粒砂の度、高強度のモルタル及比較的低き水、セメント比による在來工法の利益に併せて粗骨材の空隙を小にし夫によりモルタル所要量を減少せしむる機械的工法とを考慮して満足なるコンクリート道路を發達せしめんとした。

普通組骨材の空隙 50% とするなら、其を輾圧して 10 cm. 厚のものを 7.5 cm. 厚に搗固め得れば組骨材の空隙、従つてコンクリート道路の所要モルタル量を約 50% 減じ得ると云ふ利益がある。此處に於て 1:2:4 配合を変へて 1:2:8 配合となし、夫を路盤に擴げてモルタルが組骨材の空隙を完全に充すまで搗固め輾圧すれば合理的である。

1929 年 5 月に此混合物を数 m<sup>2</sup> に鋪設し 8 t ローターを以て輾圧せる最初の實驗結果は上記の解析を裏書した。次に數週間後、配合 1:2½:10 の混合物を幅 3.6 m、長さ 15 m に鋪設し Fuller's 曲線に示さるゝと同等の粒度を有する組骨材と ¼ 吋~1 吋を除いた粒度の組骨材と何れが使用に適するかを確めんとした。此實驗結果前者が搗固及仕上の容易な點で勝れてゐた。12 t ローターで輾圧した。気温 1.6~7.2°C の眞冬に施工したに拘らず破壊係数は材齢 28 日で平均 30 kg/cm<sup>2</sup> にして養生期間の温度が夏の状態と同等であるなら此強度は少くとも 42 kg/cm<sup>2</sup> となると思はれる。

次に此と同工法で国道 240 m を鋪設し、數種の骨材及種々の配合割合に就き實驗した。實施配合は 1:2:8、1:2:10 及 1:2½:10、砂は同一種、組骨材は珪岩砂利及花崗岩碎石を使用した。鋪設幅員 6 m、搗固厚 18 cm。12 t ローターの後輪は各 38 cm 幅にして約 ¾ 重量を受くが、比較的幅廣い前輪がコンクリートの 23 cm 厚を 19 cm まで 1 回で搗固め次に後輪が來ると溝をつくり、片碎板を側方へ推し出す。其故にコンクリートの充分に硬化せぬ前 2~3 時間中に輾圧しなければならぬ。切取供試体彎曲試験の結果は 28 日にて最低 42 kg/cm<sup>2</sup> 最高 45.5 kg/cm<sup>2</sup> にして、1:2:10 の配合の最高の完全搗固を要したるが他の配合は充分に合理的であつた。

不景氣時の數年間コンクリート道路の築造の範圍は狭められたが 1934 年の半、上記の工法の成績から之を有利と考へられたので延長 4.8 km に亘り施工することとなつた。既成部分の状態を照査するため 4 年前に施工せる部分から供試体を切取り彎曲試験の結果 63 kg/cm<sup>2</sup> の高強度を得たるを以て該工法がコンクリート鋪設築造として根本的に確實なることを示した譯である。費用に關する資料はあまり無いが經濟的なることは明瞭である。仕様配合 1:2½:10 にして、14 切ミキサーと 4 t ローターを備へた車で、時期は夏であつて最初の間は熱風に惱まされ多量の水を使用して蒸發に打勝たうとしたために非常に流動性のモルタルとなり、コンクリートを擴げ臺におとしたときモルタルが組骨材から分離し

ていけなかつた。此コンクリートを輾圧すると一部に所要以上のモルタルがあり他の一部には充分で無いが之はモルタルが骨材に附着するまで使用水量を減ずれば宜い。即水、セメント比 0.85 とする。路盤は慎重に輾圧し、僅に濕つた状態に保たれる迄水を撒布した。即ち鋪設コンクリートから水分を吸収しない様にするためであるがコンクリートに下から水を與へる程は濕らさぬ。輾圧を比較的少くして完全に搗固めた道路をつくるに大して苦勞しなかつた。かゝる小量のモルタルなれば分離は明にして過剰モルタルをば箒を以て再分布する。鋪設幅員 9 m で厚さは端にて 18 cm 中央にて 13 cm。切取彎曲試験の結果、破壊係数は 36~43 kg/cm<sup>2</sup> にして支間が厚さの 2.8 倍位の供試体があつたか剪断破壊の兆候は認められなかつた。

未だ比較的新しい輾圧築造は New Zealand, New South Wales その他で行はれてゐる。(長瀬 新)

## 19. 隧 道

### (1) シールドに依る下水隧道の建設

(Relief Labor Drives Tunnel by the Shield Method." E. N. R.)  
Dec. 12, 1935 p. 808-809.

最近紐育 Middletown に於て失業者救濟事業の一つとして砂利の多い地質を貫き地下 30 呎の所に延長 900 呎の下水隧道が完成された。出来る限り多くの失業者を使用する方法を望み開鑿法及び普通隧道工法等が考へられたが前者は下水線が Erie 鉄道本線に沿ふ爲支保工を堅牢にする必要があり後者は不熟練な失業者を用ふる工法としては適さぬ上に多くの支保工を要し共に高價になる。此の爲安全且つ廉價な工法としてシールドを用ひた。之は Norristown に使用せる物 (E. N. R. Aug. 1933 所載) と殆ど同じである。シールドは直徑 6 呎長さ 10 呎 1½ 吋で關節ある二つの円筒よりなり円筒の連結は 4 本のボルトに依り之を調節すれば推進チャッキの他に前進方向の調整が出来る。前端掘整部には 2 呎の庇が出て居り尾部には 12 個の二重筒の油圧チャッキが 2 群 (計 24 個) 等間隔に有る。二重筒は外筒は径 4 呎、円筒は径 3 呎で油圧は圧縮空氣で與へらる。大径のものは高压で推進に用ひ小径のものは低压で覆工のコンクリート塊を一時押へるのに用ふ。覆工のコンクリート塊は 2 種類あつて 1 つを pusher (push block) 他を filler (filler block) と稱し水圧プレスで作り図-78 の如き梯形を爲して互ひに柄と溝を組合せば 24 個で覆工 1 輪が完成

する。柄と溝は豫めアスファルトに浸漬してその被覆を有して居る。前端で掘られた土は直ちにベルトコンベアーにてシールド外に待つ手押土運車に入る。コンベアーはシールドとは獨立に軌條の上を動く様なつて居る。シールドは一推進により 10 吋進む。その跡へ直ちに覆工を巻立てる。先づ出て居る チャツキを引込め最初 pusher の短邊を前進方向にして所定の位置に据え小径のチャツキで押へる。pusher がすめば filler をその間に挿入し同様小径のチャツキで押えて一輪完成する。推進には原則として pusher を推すチャツキが用ひられる。シールドの速度は好地質では毎時 2 呎であるが大抵は爆破の嗣を出す爲毎時 1 呎以下に遅れる。掘鑿量は隧道 1 呎當り 1.49 碼<sup>3</sup>である。湧水は少く大した事は無かつた。軟い地質とか 2 日間の休日の前には掘鑿面を板で覆ひ支保工を施した。コンクリート塊は 1:1.8:2.2 の配合で所要強度は  $\sigma_7 = 2500 \text{ lb/吋}^2$   $\sigma_{28} = 3500 \text{ lb/吋}^2$  であるが實強度の平均は  $\sigma_{28} = 4815 \text{ lb/吋}^2$  であつた。費用は勞賃、材料、シールド使用料ブロック製作機ミキサー、並びに空氣圧縮等加へて 1 呎當り \$38 で出來上つた。猶此のシールドとブロックは Tunnel Mine & Machinery Co. の特許となつて居る。(村山朗朝)

## 20. 雜

### (2) 米國土木學會の論文賞に就て

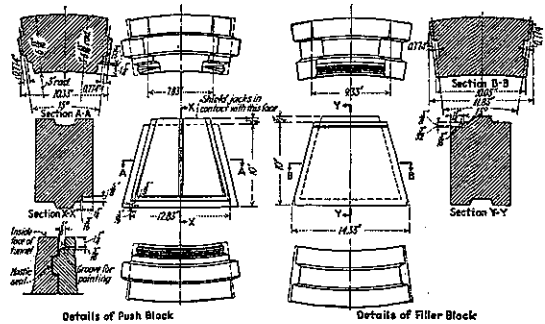
(“Prize Awards made at Annal Meeting.”)  
Civil Engineering, January 1936.

Norman 賞牌: “Stability of Straight Concrete Gravity Dams.”

故 D. C. Henny 氏、オランダ生れ、1881 年 Delft 工科大学卒業、オランダにて鉄道、排水、橋梁工事等に 3 年間従事、後米國に來り鉄道、水利工事等に従事し、1892 年 San Francisco の Excelsior Wooden Pipe 會社支配人となると同時に顧問技師となり、1902 年 Redwood Manufactures Company 社長となつた。1905 年 U. S. Reclamation Service の大平洋沿岸地方監督技師、1910 年同顧問技師を命ぜられた、又 Portland に顧問事務所を置き灌漑、水力、治水の相談にあづかつた。氏は積極的に工學會の事業に貢献し大平洋岸工學會、Oregon 工學會の會長を務め曾て本學會理事にして 1932 年より 2 年間は米國土木學會副會長であつた。

James R Cross 賞牌: Actual Deflections and Temperatures in a Trial-Load Arch Dam.” A. T.

図-78.



Larned 氏及び W. S. Merrill 氏。

Larned 氏は 1912 年 Worcester 工科大学卒業、New York の Electrical Bond and Share Company に入り爾後この會社に關係してゐる。氏は水力發電所、送電線、diesel 發電所及その他の重構造物の設計に従事した。彼の仕事にて特筆すべきは 49 ヶ所 669 650 K.W. の水力發電所の設計、築造及び 17 ヶ所 564 000 K.W. の火力發電所の基礎工等である、その他氏は机上に於て又實地に於て現在の水力の擴張及び U. S. A. に於ける水力發展限度に關し研究してゐる。現在 New York Phoenix Engineering Company 土木兼水理技師である。

Walter S. Merrill 氏は 1910 年 Main 大学卒業、更に Columbia, Cornell, New York 大学に於て工学及び地形学を研究しつつ Maine Central Railroad に勤め、1911 年より 3 年間 Montana に於て灌漑に關する研究、測量等に、1914 年に Boston-Albany 鉄道の橋梁工事に従事した後州立 Rhode Island College の教官を経て、New York の Electric Bond and Share Company の技師として水力發電發展上斯界に大なる貢獻を爲し、現在は又 Brooklyn 工藝學校の講師である。

Thomas Fitch Rowland 賞: “The Martinez-Benicia Bridge” W. H. Kirkbridge 氏、1895 年 Stanford 大学卒業、3 年間 California に於て獨力にて仕事したる後 Sierra Railway の副主任技師となり、1902 年 Southern Pacific Company に入り大戦の頃 Pacific line の主任技師となり、1932 年 Company の主任技師となり今日に及んでゐる。氏は各種工事に通曉し治水、雪蔽、隧道擴築、閘門、土堰堤、橋梁等多くの工事に關係した。氏は American Engineering Association 前理事にて米國土木學會 San Francisco 支部前支部長であつた。

James Laurie 賞: “Three-span Continuous-

Truss Railroad Bridge, Cincinnati, Ohio,"

Wilson T. Ballard 氏, 1916 年 Cornell 大学卒業, Philadelphia にて 8 ヶ月 David Lupton Sons Company に勤めたる後 Myer 要塞第 1 士官訓練隊に入り, 其の後先任分隊長として工兵第 305 聯隊付となつてゐたが, 1919 年除隊後 Stone and Webster にて resident engineer となり, 1921 年より 1932 年迄 Baltimore 市鋪裝委員會技師, その後 Maryland の Public Works Administration の技師として今日に及んでゐる。氏は曾て米國土木學會 Maryland 支部副支部長であつた。

M. Wellington 賞: "Use and Capacity of City Streets,"

Hawley S. Simpson 氏, 1922 年 Michigan 大学卒業, Michigan 州國道局に入り 1923 年より 2 年間州各市の仕事を従ひ, その後 2 年間 Detroit 市の交通技師として當市に於て綿密なる交通調査を行つた。1929 年 American Transit Association 研究技師として特に交通, 運輸に関する研究をしてゐる。猶氏は street traffic に關し多くの著者を有し又各國交通委員會の member である。

Collington 賞: "Study of Stilling-Basin Design."

C. Maxwell Stanley 氏, 1926 年 Iowa 大学卒業, Bylles by Engineering and Management Corporation に 1 年勤めたる後 Iowa 大学水理實驗室に於て研究に従事し論文を提出し 1930 年 master の degree を得た。1928 年より 4 年間最初の會社にて水力發電所及び diesel 發電所の設計, 築造に當り現在 Iowa に於て顧問技師をしてゐる。ちなみに氏は 1934 年度 Alfred

Nobel 賞の受賞者である。

Rudolph Hering 賞牌: "Intercepting Sewers and Storm Stand-by Tanks at Columbus, Ohio."

Robert A. Allton 氏, Orris Bonney 氏, John H. Gregory 氏, 故 R. H. Simpson 氏。

Allton 氏は 1913 年 Massachusetts 工科大学卒業 衛生工学を専攻, New York 州保健局に勤めた後 Greeley and Hausen に 1920 年迄 assistant engineer として勤めた。1928 年 Columbus 市技師となり現在に至る。氏は猶大戦中は野砲兵大尉として出征した。

Bonney 氏は 1918 年 Michigan 大学卒業, 米國軍衛生部付となり, 1919 年 Detroit 市にて市の下水工事に従事し, 1923 年より Columbus 市技師となり下水工事に従事した。氏は猶米國土木學會 Central Ohio 支部前支部長である。

Gregory 氏は 1859 年 Massachusetts 工科大学卒業, Boston, New York 其の他に於て衛生工学特に水道, 下水に關する設計, 築造に従事し, 1911 年以來 New York に於て顧問技師, 1920 年 John Hopkins 大学教授となり衛生工学の講座を持つてゐる。

故 R. H. Simpson 氏は Bucknell, Cornell 兩大學に學び後者を 1896 年に卒業, 8 年間諸鉄道會社に勤め 1904 年 Columbus 市工務局へ入り 1917 年は Suoto 河改修に従事, 1920 年市工務局主任技師となり 1933 年亡くなる迄その職に在つた。

この間市の多くの大工事に貢獻する處大であつた。

(藤森謙一)