

抄 録

第 27 卷 第 12 號 昭和 16 年 12 月

應 用 力 學

- (143) Airy の應力函數による變位 1189
- (144) 靜定水平推力を有する固定拱橋 1190

水 理

- (145) 定流なるも水量の變化する場合の開水路の水面計算法 1194

材 料

- (146) セメントに樹脂を加へる時の影響に就いて 1195

施 工

- (147) コンクリート型枠に於ける鐵材節約 1198

河 川

- (148) St. Lawrence 河の開發 1203

上 水 道

- (149) 上水道幹線の掃除 1205

道 路

- (150) 作戰區域に於ける道路工事(1) 1207
- (151) 米國々防道路の新設計示方書 1209

都 市 計 畫

- (152) 防空都市 1211

橋 梁 及 構 造 物

- (153) 連環繫拱橋 1213
- (154) 鐵筋コンクリート桁構特に拱橋の彈性的及び塑性的變形 1215

雜

- (155) 光電池測光の研究 1232

應 用 力 學

(143) Airy の應力函數による變位

(H. M. Westergaard; "Displacements Determined by Airy's Stress Function." Jour. App. Mech., March 1941, p. A-1~3. 谷本勉之助 抄)

Airy の應力函數を F とすれば

$$\sigma_x = \frac{\partial^2 F}{\partial y^2}, \quad \sigma_y = \frac{\partial^2 F}{\partial x^2}, \quad \tau_{xy} = -\frac{\partial^2 F}{\partial x \partial y} \quad \dots (1)$$

物體を等質等方の薄板とし plane stress とすれば strain は

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_x &= \frac{1}{E} \left(\frac{\partial^2 F}{\partial y^2} - \mu \frac{\partial^2 F}{\partial x^2} \right) \\ \epsilon_y &= \frac{1}{E} \left(\frac{\partial^2 F}{\partial x^2} - \mu \frac{\partial^2 F}{\partial y^2} \right) \end{aligned} \right\} \dots (2)$$

$$\gamma_{xy} = -\frac{2(1+\mu)}{E} \frac{\partial^2 F}{\partial x \partial y} \quad \Bigg)$$

となり、 F なる重調和函數は φ なる調和函數を用ひて

$$F = \varphi_0 + x_1 \varphi_1 + y_1 \varphi_2 + \frac{1}{2} r^2 \varphi_3 \dots (3)$$

と書ける。

さて調和函數 φ_n を $Z_n(z)$ ($z = x + iy$) の實部 $Re Z_n$ 、虚部 $Im Z_n$ とし、即ち

$$Z_n = Re Z_n + i Im Z_n \dots (4)$$

とすれば (3) は

$$F_n = Re Z_0 + x Re Z_1 + y Im Z_2 + \frac{1}{2} r^2 Re Z_3 \dots (5)$$

又 $Z = Z_1 + Z_2 + z Z_3$ とし $Z_n' = dZ_n/dz$ とすれば

$$\nabla^2 F = 2 Re Z' \dots (6)$$

變位 (ξ, η) は

$$\left. \begin{aligned} \xi &= \frac{1}{E} \left[2R_c Z - (1+\sigma) \frac{\partial F}{\partial v} \right] \\ \eta &= \frac{1}{E} \left[2I_m Z - (1+\sigma) \frac{\partial F}{\partial H} \right] \end{aligned} \right\} \dots\dots(7)$$

極座標系にかへた變位 (u, v) は

$$\left. \begin{aligned} u &= \frac{1}{E} \left[2r R_c \frac{Z}{z} - (1+\sigma) \frac{\partial F}{\partial r} \right] \\ v &= \frac{1}{E} \left[2r I_m \frac{Z}{z} - (1+\sigma) \frac{1}{\gamma} \frac{\partial F}{\partial \theta} \right] \end{aligned} \right\} \dots\dots(8)$$

尚ほ末尾に圓孔平板の簡単な場合に就て適用例がある。

(144) 靜定水平推力を有する固定拱橋

(Fr. Dischinger; "Eingespannte Bogenbrücken mit statisch bestimmten Horizontalschub." Beton u. Eisen 20. Januar 1941, Heft 1/2. 廣田 一郎 抄)

措言 平坦な市街に於て單徑間の扁平な橋を架ける事は石造構造様式 (Massivbauweise) に於て最も困難な架橋の一つに算へる事が出来る。而して斯る場合其の必要な徑間と地盤の良否により拱橋或は桁橋が用ひられる。基礎地盤が良好な岩盤の場合には十中八九拱橋が選ばれると云ふのは、基礎に對する費用を著しく嵩めずに大徑間を越し得るからである。

拱矢と徑間の比 f/l が 1/10 より小なる時は三鉸拱橋が問題になる。三鉸拱橋は不靜定構造たる二鉸拱橋並に固定拱橋に比して壓縮應力に依る拱軸の短縮、溫度、收縮及び橋臺の變位等に起因する二次モーメントが極めて小さい利點がある。三鉸拱橋は靜定構造である一面彈性的及可塑性的變形に因る本質的な二次モーメントが生ずる。併し此の二次モーメントは捩屈に對する安全率を高める事によつて軽減し得る。

凡ゆる種類の拱に關する獨逸の示方書は等しく僅か 3. 倍の捩屈安全率を規定してゐるに過ぎない。

靜定三鉸拱に於て變形による二次應力を許容應力度内に置く爲には捩屈安全率を 4 倍乃至 5 倍にとるべきである。

徑間の大きい拱矢の小さい扁平な橋に在つては斯様に捩屈安全率を高くするのは非常に大げ敷しいのであるが、此の様な場合筆者の提案は變形によるモーメントは拱の 4 分の 1 の點に荷重を餘計に加へて對抗する事である。

圖-1 は上記の如き條件の扁平な徑間の大きい三鉸拱橋を示すのであるが本橋は筆者の設計したもので 1934 年に Bautechnik に Kobeny 州 Mosel 河に架けた Adolf-Hitler-Brücke と同時に公表したものである。

純徑間は 260 m, 拱矢 16.9 m, 従つて $f/l=1/15.35$ 拱頂に於ける彎曲半徑は $R=\frac{l^2}{f}=500$ m である。Kühlheitzahl $K=8 \times 500=4000$ 設計はコンクリートの許容應力度 $\sigma_b=150$ kg/cm² の假定の下に行れてゐる。強大な拱の水平反力 $H_0=27000$ t は極めて良好な岩盤のみの耐へ得る處であり、特に此の場合起拱部に於ける垂直方向の力は水平推力に比して著るしく小なる爲、本橋の外観は建築學的美しさから見れば充分満足とは云はれない。拱腹線を拋物線にすれば斯様な拱に於ても建築學的美しさを出し得る。併し上述の設計は全く正反對で拱の 4 分の 1 の點に於て凹げモーメントを取り、必要な捩屈安全率をとる爲に非常に頑丈にしなければならなかつた。

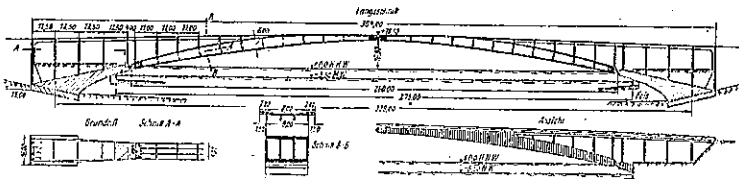
橋の外観を美しくするには拱頂に偽壁を設けなければならない。此の偽壁によつて拱頂は非常に堅固に見え拱腹線は拋物線の様になる。假定せる如き良好の岩盤が無い時には斯る扁平な拱橋を架ける事は不可能である。何故と云ふに良く層状をなす砂或は砂礫土に於ては摩擦係数を 0.35 乃至 0.4 以上にとる事は許されない。故に $H/V=0.4$ 或は $V=2.5H$ 迄となる。

上記の水平推力 $H_0=27000$ t の場合、此の死荷重の推力に對抗する爲 橋臺に興ふ可き重量は 68000 t となる。此の内から橋の總重量の 1/2 を引き去るのであるが、此れは僅か 7000 t に過ぎない。活荷重による拱の水平推力を顧慮すれば、橋臺の重量は更に著るしく大きくしなければならぬ。

以上の説明によつて徑間大なる扁平な拱橋は良好な岩盤があつて初めて建造し得る事を納得された事と思ふ。

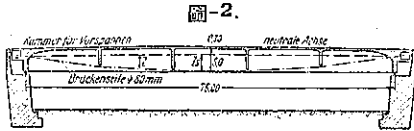
次に桁橋には如何なる可能性があるかを検討してみよう。單徑間の單純桁は小徑間にしか適用されない。豫め應力を與へる等の補強手段を藉りずに 40m 以上の徑間を架ける事

圖-1



は殆んど不可能である。徑間が少し増すと自重が著増するからである。鉄筋コンクリート桁に豫め應力を與へた筆者の實例によれば、單純桁の徑間は 75m 迄可能である。

圖-2 は斯様な橋の一例を示すもので桁高 $d=5.00\text{ m}$ $=\frac{1}{15}l$ を必要とした。



豫め應力を與へるのは橋梁用の高値鋼索を用ひて最も好都合に行れた。此の鋼索は許容應力度が 5000 kg/cm^2 で安全率は 2.5 にとつてある。鋼索の中立軸からの距離は自重によるモーメントに比例する様に定めてある。豫め與へてある應力によつて桁は曲げモーメントは受けず單に中心を通る壓縮力によつて應力を生ずる。此の大きい壓縮應力 (60 kg/cm^2) がある爲に活荷重による曲げモーメントは、最悪の荷重状態を除く外は引張應力を生ずる事なく桁によつて耐へられるのである。活荷重による曲げモーメントの内 90% は鉄筋コンクリート桁により、10% は桁と鋼索よりなる結構材によつて負擔せられるものとする。

鉄筋コンクリート桁に豫め應力を與へて置く事は只に大徑間を可能ならしむるに止らず同時に不利なコンクリートの引張應力を全く除去するか或は非常に軽減する等の大なる利益を與へる。従つて毛龜裂の發生を防止、鉄筋コンクリート橋の壽命を非常に長くする。

旬旬と收縮の結果生ずるコンクリートの塑性的變形によつて鋼索の應力が減少を來たす事がある。

斯る場合は鋼索をコンクリートの塑性的變形の進展に應じて連続的に緊める事によつて、之を除き構造物を所期の形狀に保たしめるのが最良の方策である。緊める力の大きさは、構造物が弛みを生ぜず同時に死荷重によつて主要な曲げモーメントを起さぬものでなければならない。

實際問題として連續的に緊める事は不可能であるが適當な時間を置いて 2 回乃至 3 回緊めて構造物を正しい高さに保つ事は是非必要である。

構造物の沈下は一部は彈性的性質のものであり一部は塑性的性質のものである。併し沈下の最初は全く彈性的のものである。従つて適當な時間を置いて單に 2 回乃至 3 回緊める丈では塑性的的變形が漸次減少した後例へ構造物が正しい形を保ち得ても曲げモーメント

の影響から逃がれる事は出來ない。併し此の曲げモーメントは非常に好都合な作用をなし、活荷重によるモーメントを相殺し負擔を軽減せしめるのである。此の塑性的變化の過程を微分方程式の助を借りて充分正確に計算する事が出来る。

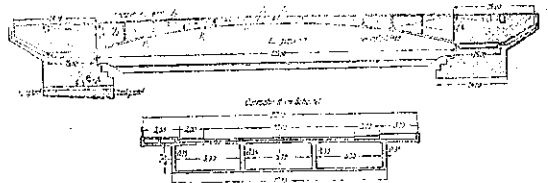
筆者の既述せる如く高さ一定ならざる連続桁に於ては、徑間を 150m 迄にする事が出来る。桁高一定な桁にあつては普通の鉄筋コンクリートで大徑間のものを造るのが極めて困難ではあるが、徑間 120m 迄は可能である。此の事は鉄筋コンクリート構造に重大な新局面を開いたもので、今迄は鋼構造の獨占的な領域に屬してゐたのである。此の問題については後の機會に公表する。

次に豫應力を與へる場合の固定桁橋の最大可能徑間について研究を進めよう。圖-3 は斯様な固定橋を示したものであり橋は一方の橋臺に固定され、他の橋臺には支承應力を安全ならしむる爲に 2 個の轉子で載つてゐる。

橋の支承モーメントによる張應力を後方の支承から除く爲に、此の支承モーメントを同じ重さの對重によつて抑制しなければならぬ。斯様な固定橋は單純支承橋より本質的に大なる徑間を可能にし、即ち 120 m に達する。其の理由は最大モーメントに對抗する臂長 Z_k , Z_s の 2 つを利用し得るに對し、圖-2 に示した單純支承橋にあつては臂長 Z_s より存在しないからである。更に固定橋は豫應力を與へるに際し第二、第三の鋼索を配列する事が出来る。

單純支承の橋の場合は豫應力に必要な力 H は方程式 $\max M_0 + HZ_s = 0$ より求まるが、固定橋の推力 H_1 及び H_2 は方程式 $\max M_0 + H_1 Z_s + (H_1 + H_2 + H_3) Z_k = 0$ より與へられる。固定橋の場合正しき形を保つ爲の豫應力は本質的に僅少な力を鋼索に作用せしむると、よく此れに依つて適當な大きさの徑間に達する事が出来る。圖-3 に示す徑間 120 m、橋幅 22 m の固定橋に於て必要な

圖-3.



豫應力を與へる爲の力は、徑間中央に於て $H_1=5000\text{ t}$ に達する。起拱點に於て鋼索に作用する張力 H_1 , H_2 及 H_3 は合計 $H_1 + H_2 + H_3 = 18000\text{ t}$ である。

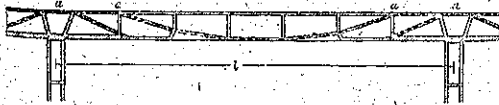
此の張力を取る爲に徑間中央では直徑 80 mm の橋梁

用鋼索 24 本を起掛點に於ては 80mm の鋼索 86 本を必要とする。礎着及橋臺に對するものも包括して鋼索の合計は 400 本に達した。橋床面積は $120 \times 22 = 2640\text{m}^2$ であるから 150本/m^2 となる。

圖-3 に示せる如く支承モーメントをとる爲に大きい對重を設ける必要があり、從つて基礎は河岸より遙か後にまで擴げる必要があつた。それで合力は基礎版の核内に納つてゐる。第四番目に注意すべき點は、既述せる様に鋼索を使用する際に豫應力を其の都度與へてからコンクリート打ちが出来る事である。圖-4 に示せるものは桁高一定の桁に對する實施の一例で將來に對する重大な意義を獲たのである。

此の圖に於て負のモーメントを受ける橋床區間 $a \sim a$ が先づ第一に應力を與へられた後、鋼索にコンクリートを打つ、次に橋の鋼索にコンクリートを打つ前に活荷重に相當する高さに砂を置き、それに應じて鋼索を締め砂層を除去した後コンクリート板に一樣に壓縮應力が存する様になすのが有利である。斯様にして後に活荷重が載つても鋼索に包まれたコンクリート版には、原則として引張應力の發生せぬ様になすのである。

圖-4.



豫應力を與へた後に鋼索をコンクリートで包むと、普通の鉄筋コンクリート桁に適合する一體となつた構造物を構成する利益がある。

鋼索を包んだコンクリート版は構造物の腹材と抗剪的に緊結する事が望ましい。

橋床の索 (Trageil) にコンクリートを打つには更に此の條件を満すべきである。即ち負のモーメントを受ける區間—— $a \sim a$ 區間——の鋼索は中立軸に關して適當な臂長を有する如く定め、斯くて鋼索斷面の節約を計る可きである。

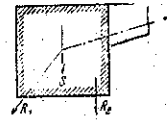
豫應力を與へた桁は上記の如く正しい形狀を保ち從つて死荷重によつて何等の撓みを生じないのであるが圖-4 に準じて桁と支柱を對變曲的に緊結するに何等の困難も感ぜられなかつた。支柱は死荷重によつて曲げモーメントを受けぬので、斷面を小さくする事が出来、溫度豫應力を與へる爲の桁の收縮、短縮等から生ずる二次應力を容易にとる事が出来る。

次に單徑間の拱橋及び桁橋の橋臺に就いて論じよう。

扁平な拱橋に於ては上部構造と橋臺の自重の合力 R_1 は基礎の重心 S より後方にあるに反して固定桁の場合には支承モーメントが大きい爲、全く反對になり合力 R_2 は河岸近くによる。

以上の事實より上部構造の荷重の一部を拱作用により、一部を桁作用によつて負擔する混合の組織が橋臺に對して科學的に最も合理的であり、特に橋梁工事に於ては基礎工が上部工と同様に極めて重要なものである事を考へると當然の歸結である。斯様な型式の橋梁工費の平均に於て總額の 60% は基礎工に、40% が上部工に振り向けられてゐる。

圖-5.



此の型式の構造物としては固定圓形拱がある。此れは上部工の荷重の一部を拱作用により一部を桁作用により取るものであつて、其の故に前記條件に最適のものである。

固定圓形拱 固定圓形拱は Rom の Tiber 河に架けた徑間 100 m の Risosgiminto-Brücke に有名になつた部門である (圖-6)。

此の固定拱は拱頂から起拱部に急激に慣性モーメントが變化する點が普通の拱橋と異なる。上記 Tiber 河の橋は起拱點に於ける慣性モーメントは拱頂のそれの 330 倍である。從つて彈性重心は拱頂の下方にある。更に慣性モーメントと扁平な拱の變化が大きい結果、上部工の荷重の大半は桁作用によつて橋臺にかかるのである。

圖-6.

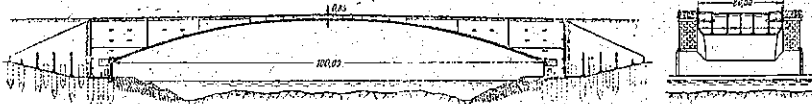
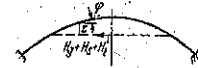


圖-7.



今 H_{00} を以て死荷重による靜定の Seilinienschub を表し H_0 を以て不靜定構造物の死荷重による推力を表すものとす。彈性重心 (圖-7) を利用すれば H_0 は次の方程式から得られる。

$$H_0 = - \frac{\int \mathcal{M}_z ds / EJ}{\int z^2 ds / EJ + \int ds \cos^2 \varphi / EF} = - \frac{\delta_{ma}}{\delta_{aa}} \quad (1)$$

$$= - \frac{\delta_{ma}}{\delta_{aa}} \cdot \frac{\delta_{aa}^H}{\delta_{aa}} = - \frac{\delta_{ma}}{\delta_{aa}^H} \cdot \gamma$$

茲に δ_{aa} は静定基本構に於ける死荷重による兩切斷面の變位であり、 $\delta_{aa} = \delta^b_{aa} + \delta^p_{aa}$ は推力 $H=1$ に依る此の切斷面の變位である。 δ_{aa} は彎曲による項 δ^b_{aa} と伸長による項 δ^p_{aa} とよりなる。高い拱矢と慣性モーメントの變化の小さい一般の固定拱に於ては伸長による項 δ^p_{aa} は、彎曲による項 δ^b_{aa} に比して極めて僅少である(僅か 1/2 乃至 1% に過ぎない)。従つて $\frac{\delta^b_{aa}}{\delta_{aa}}$ の値は不静定構に於て拱の壓縮を無視した時の水平推力を示すもので、拱が Seillinien 通りに形成される時は H_{g0} で表される。

$\gamma = \frac{\delta^b_{aa}}{\delta_{aa}}$ なる項は荷重の如何なる割合が拱作用によつて負擔せられるかを示すもので、通常の固定拱に於ては γ の値は 0.99 乃至 0.995 である。慣性モーメントの變化の著しい扁平な Tiberbrücke の場合は、 γ の値は 0.62 である。即ち荷重の 62% が拱作用により 38% が桁作用によつて橋臺に傳はるのである。

次に H_t を以て温度變化による拱の推力 H_s でコンクリートの收縮による拱の推力を表すものとする。

$$H_t = \pm \frac{w \cdot l}{\delta_{aa}} \quad (1a)$$

$$H_s = - \frac{m \cdot s \cdot l}{\delta_{aa}} \quad (1b)$$

此の値は固定圓形拱が扁平な程大きく、桁作用によつて負擔せられる程度が大となる。第 3 章に於て論ずる圓形拱は徑間 $l=180$ m, 拱矢と徑間の比 $f/l=1/22.5$ であるが、 γ の値は 0.33 である即ち死荷重の 67% は桁作用により僅か 33% が拱作用によつて傳達される。

以上から前記の説明に叶ひ砂礫又は砂の基礎に橋臺を科學的に造るには、如何なる構造を撰ぶべきかと判つた。併しながら構造物の死荷重の此の好都合な作用状態も温度故に收縮作用に對して極めて大きい影響を有する事、即ち水平推力の變化の範圍の廣い爲に解消する。

上記の $l=180$ m の橋を例にとれば方程式 (1a) と (1b) によつて温度 $\pm 15^\circ$ 及び温度降下 10° に相當する收縮を考へると $E=210\,000 \text{ kg/cm}^2$ とすれば、水平推力は次々

$$H_t = \pm 4\,530 \text{ t} \quad H_s = -3\,020 \text{ t}$$

となる。

之に對して静定の Seillinienschub $H_{g0} = -30\,200 \text{ t}$ 實際の不静定水平推力 H_g は大きい桁作用の結果僅か $9\,450 \text{ t}$ となる。

従つて温度上昇の際の最大水平推力は

$$H_{\max} = 9\,450 - 4\,530 = 4\,920 \text{ t} = 0.461 H_{g0}$$

又温度降下に依る收縮に基く最小水平推力は

$$H_{\min} = 9\,450 - 4\,530 - 3\,020 = 1\,900 \text{ t} = 0.063 H_{g0}$$

即ち最良條件の場合は 46% が最悪條件の場合は僅か 6% が拱作用によつて負擔されるのである。従つて拱は其れ自體の使命に副はぬ譯であり、94% は桁作用によつて傳へられる。上記の事から折腰な扁平な固定圓形拱は窮極の場合固定桁として作用する様に考へられるが、純粹の桁橋に比して何等の利點が無い。即ち一部は拱として一部は桁として作用する構造物は、温度變化と收縮によつて桁としての利點を全く無くするのである。

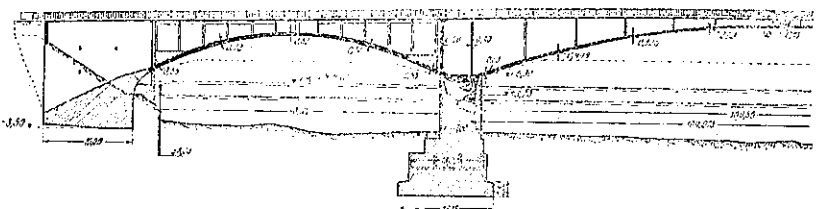
既に 20 年前より筆者は温度と收縮による水平推力に對する影響を除く様に努力して來た。即ち固定圓形拱の代りに静定の三鉸圓形拱を用ひんとするものであつて、其の起拱點にある鉸は $1/6$ 丈エクセントリックに配置されてゐる(圖 8)。

圖-8.



此の型式で著者は 1919 年に Dresden に於て徑間 180 m の橋梁を架ける事を提案した。建設は經濟上の困難があつて延期されたが、後に鋼橋として施工された。拱矢が f_0 から f に増加する事によつて拱の推力は $\nu = \frac{f_0}{f}$ に比例して減少する。それ故に拱作用は $\nu = \frac{f_0}{f}$ に依り桁作用は $\frac{f-f_0}{f}$ によつて判斷される。拱矢 f_0 を f に適當に増大する事によつて拱作用と桁作用の最も好ましい割合を作り拱の水平推力を減じて橋臺を負擔可能な費用で建設する事が出来る。

圖-9.



1931 年 Basel の Dreirosen-Brücke の競争設計に際し同様の様式の橋を筆者は再び提案したのである。而して鉸を設ける事によつて中央徑間と端徑間の拱の推力を全く等しくすることに成功したのである(圖-9)。

固定拱から起拱點に深く下つて鉸を有する三鉸圓形

に之を混入するのである。表-2は0.03%の牛肉脂肪を混入せる際にコンクリートの性質に及ぼす影響の比較を示すものである。1立方ヤードに3.5袋乃至7袋のセメントを用ひ、試験體に於けるセメントと骨材との重量比を一定ならしめた。砂は最大のウオカビリチーになるやうに入れ、水はスランプが2時から6時迄の間になるやうに加へた。總ての論據は3つの實驗の平均を採つたものである。

表-1.

	6.0 Sacks (Cu. Yd.) 4.5 Gal. Water/Sack.		4.5 Sacks (Cu. Yd.) 7.5 Gal. Water/Sack.	
	Normal Cement	Treated Cement	Normal Cement	Treated Cement
Slump, in.	5.7	2.3	9.2	4.0
Flow, percent..	159	152	151	150
Wt./Cu. Ft.	151.2	150.5	150.0	149.0
Comp. Str. 1 da.	1210	1450	710	650
" 3 "	3570	3150	1900	2150
" 7 "	6090	4920	2780	3200
" 28 "	5720	5770	3880	4020
" 3 mo.	6580	6820	4680	4920
" 1 yr.	7270	7400	4470	4970
Freezing Cycle ¹	73	166	55	74
Relative Durability	100%	100%	100%	137%

¹Freezing cycles of 3 x 8 x 6 in. specimens. Tests started at 32 deg. and continued until 29 percent loss of weight was obtained. Temperature range of cycle -20 deg. to +73 deg. F.

する爲と、凍結作用に抵抗する爲にセメントを少くしたコンクリートの配合を採るのであるが、此の時に強度の低下は混入物の爲とは云へないのである。

富配合の場合にはコンクリートに通常用ひられる強度よりも遙に強い強度を有つてゐるから、此の場合混入物による強度の低下は大して影響を及ぼさないのである。

コンクリートの空隙に對して脂肪の影響は色々であり、空隙の増加はセメント含有量が小なる程大きく、空隙は又スランプの大きな程増加する。空氣中に於けるコンクリートの収縮は脂肪混入によつて増加し、50%の相對湿度の時には行はれた實驗によると平均増加は13%迄達した(表-2参照)。

凍結に對する脂肪及樹脂の混入の影響は富配合の時に最大で、富配合のときに最小である。更に重大な意味を有する事は崩壊する時の相違である。

凍結作用は通常コンクリートの表面に起り、仕上面の剝落で示してゐる。凍り回数増加に従つて下方へ進み次第上の崩壊は試験體の上半分で終る。セメントに樹脂と脂肪を混入すると此の崩壊作用を防ぎ、剝落と崩壊の起る速度が遅くなり、凍結作用は供試體の全表面に互つて一様に分布される。

自然樹脂混入に就いて ゴムとか木材の樹脂のやうな物質をセメントの仕上粉砕機の中に入れて屢々粉砕手段に用ひられて來たが、是等は非常に小量だつたのでコンクリートに對する影響は殆んど無かつた。是を0.01%から0.05%程度迄順次に混入した時表-3のやうな結果になる。

表-2.

Compressive Strength—lb. per sq. in.

Sacks Cement	Wt. W/C	Flow %	Slump in.	Wt. Cm.	Vol. %	Specimen					
						1 Da.	3 Da.	7 Da.	28 Da.	3 Mo.	1 Yr.
2" Slump Concrete—Mist Curing Cement "E"—No Admixture											
3.46	0.75	104	1.7	145.3	3.1	270	850	1170	2120	2590	2330
4.24	7.87	102	2.0	136.7	3.7	460	1150	2420	3470	3520	2660
5.02	6.93	137	2.0	148.6	3.1	720	2420	2100	4920	4920	4250
6.01	5.02	105	2.1	150.8	2.5	1110	3200	4530	3710	6120	4240
7.24	4.22	104	2.4	151.7	1.8	1020	3860	5370	3910	6970	7320
Cement "E"—0.03% Beef Tallow											
3.22	8.15	105	1.9	127.6	10.1	208	580	1070	2960	2440	2290
4.10	6.41	133	2.0	140.4	10.2	420	1490	2960	3210	3670	3620
4.81	4.61	104	2.2	141.9	8.3	560	1690	2720	3070	4280	4250
6.76	4.96	107	2.3	144.2	6.0	740	2420	3710	4270	4900	5320
7.11	4.39	101	2.2	145.0	5.1	960	2840	4290	4590	5140	3740
6" Slump Concrete—Mist Curing Cement "E"—No Admixture											
3.46	10.08	104	6.3	144.3	3.4	220	510	1180	1860	2140	2150
4.21	8.25	203	6.2	136.9	2.5	330	1240	1910	3190	3650	2760
4.94	6.23	235	5.8	147.8	2.8	680	1940	2200	3940	4620	4960
4.96	6.40	184	6.0	169.7	2.5	910	2660	4040	4610	5660	6960
7.49	4.01	101	6.2	146.9	2.0	1220	3460	4720	5270	7240	7320
Cement "E"—0.03% Beef Tallow											
3.23	8.02	177	5.0	124.4	11.0	290	750	1160	1910	2580	1800
3.99	7.02	102	6.2	135.7	11.6	310	1120	1760	2290	2550	2070
4.06	6.36	191	5.0	137.0	10.8	300	1450	2260	3110	3720	3950
5.94	4.18	105	6.0	139.1	9.6	760	1760	2960	3510	3650	3830
6.95	4.69	109	6.0	140.7	8.0	610	2120	3040	3810	4340	4730
Volume Change—Shrinkage in Air, Percent											
2" Slump Concrete						6" Slump Concrete					
Sacks Cement	Wt. W/C	Flow %	Slump in.	Wt. Cm.	Vol. %	Shrinkage in Air, Percent					
						3 Da.	7 Da.	28 Da.	3 Mo.	1 Yr.	
Cement "E"—No Admixture											
3.46	0.75	104	1.7	145.3	3.1	3.42	0.50	0.62	0.65	0.67	0.65
4.24	7.87	102	2.0	136.7	3.7	4.21	0.63	0.77	0.84	0.81	0.81
5.02	6.93	137	2.0	148.6	3.1	4.04	0.51	0.57	0.58	0.58	0.58
6.01	5.02	105	2.1	150.8	2.5	5.16	0.44	0.52	0.60	0.65	0.65
7.24	4.22	104	2.4	151.7	1.8	7.40	0.61	0.61	0.61	0.61	0.61
Cement "E"—0.03% Beef Tallow											
3.22	8.15	105	1.9	127.6	10.1	3.23	0.67	0.83	0.95	0.62	0.62
4.10	6.41	133	2.0	140.4	10.2	3.90	0.69	0.82	0.82	0.58	0.58
4.81	4.61	104	2.2	141.9	8.3	4.65	0.61	0.72	0.80	0.65	0.64
6.76	4.96	107	2.3	144.2	6.0	5.84	0.51	0.51	0.62	0.61	0.61
7.11	4.39	101	2.2	145.0	5.1	6.05	0.64	0.66	0.67	0.67	0.67
Resistance to Freezing and Thawing											
2" Slump Concrete						6" Slump Concrete					
Sacks Cement	Wt. W/C	Flow %	Slump in.	Wt. Cm.	Vol. %	Resistance to Freezing and Thawing					
						3 Da.	7 Da.	28 Da.	3 Mo.	1 Yr.	
Cement "E"—No Admixture											
3.46	20.0%	104	1.7	145.3	3.1	0.42	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07
4.24	20.0%	102	2.0	136.7	3.7	0.41	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09
5.02	20.0%	137	2.0	148.6	3.1	0.40	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08
6.01	1.1%	105	2.1	150.8	2.5	0.44	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07
7.24	1.2%	104	2.4	151.7	1.8	0.40	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07
Cement "E"—0.03% Beef Tallow											
3.22	8.15%	105	1.9	127.6	10.1	0.23	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07
4.10	8.15%	133	2.0	140.4	10.2	0.23	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07
4.81	8.15%	104	2.2	141.9	8.3	0.23	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07
6.76	1.1%	107	2.3	144.2	6.0	0.23	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07
7.11	1.1%	101	2.2	145.0	5.1	0.23	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07

脂肪を混入すると空隙が増し、従つて出来高が増加し、1立方ヤード當りに使用するべきセメントの量を減じた。それ故脂肪入コンクリートセメントは含有量の減じないものに比較して強度が低い。或る一定の所要強度を得るための設計に際してウオカビリチーを良く

表-3.

Compressive Strength—lb. per sq. in.

WATER GALL. PER CU. YD.	SACKS PER CU. YD.	Wt. PER CU. YD.	Wt. PER CU. YD.	Flow %	STRENGTH						
					1 Da.	3 Da.	7 Da.	28 Da.	3 Mo.	1 Yr.	
0.1	6.12	148.0	2.4	2.6	160	1100	2360	4000	4800	5220	6090
0.1	5.29	6.94	145.0	4.2	2.5	164	1700	2730	3470	5470	6290
0.1	6.12	5.99	145.2	5.1	2.5	163	650	2700	3750	4570	4770
0.1	5.11	5.83	141.5	7.7	3.2	175	830	2950	3740	4400	5190
0.1	5.01	6.89	142.3	7.5	2.5	165	700	2900	3720	4470	5200
0.1	4.93	5.83	142.0	7.9	2.8	165	670	2900	3760	4700	5370

Concrete Volume Change—3"x3"x12" Beams

WATER GALL. PER CU. YD.	SACKS PER CU. YD.	Wt. PER CU. YD.	Wt. PER CU. YD.	Flow %	EXPANSION IN WATER, PERCENT						SHRINKAGE IN AIR, PERCENT									
					3 Da.	7 Da.	28 Da.	3 Mo.	1 Yr.	3 Da.	7 Da.	28 Da.	3 Mo.	1 Yr.						
0.1	6.12	148.0	2.4	2.6	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04
0.1	5.29	6.94	145.0	4.2	2.5	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04
0.1	6.12	5.99	145.2	5.1	2.5	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04
0.1	5.11	5.83	141.5	7.7	3.2	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04
0.1	5.01	6.89	142.3	7.5	2.5	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04
0.1	4.93	5.83	142.0	7.9	2.8	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04

Resistance to Freezing and Thawing*

Sacks Cement	Wt. W/C	Flow %	Slump in.	Wt. Cm.	Vol. %	IN 10% CALCEUM CHLORIDE						IN PLAIN WATER								
						3 Da.	7 Da.	28 Da.	3 Mo.	1 Yr.	3 Da.	7 Da.	28 Da.	3 Mo.	1 Yr.					
0.1	20.0%	104	1.7	145.3	3.1	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08
0.1	20.0%	102	2.0	136.7	3.7	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08
0.1	20.0%	137	2.0	148.6	3.1	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08
0.1	1.1%	105	2.1	150.8	2.5	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08
0.1	1.2%	104	2.4	151.7	1.8	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08

*Three cycles—20 hrs. in +70 deg. F. per day, freezing at 25-day age.

Vinsol 樹脂は特殊な過程を経て松材から製造されるのであるが、同様の事が普通の樹脂に就ても云へるので

$$dv = v \left(\frac{dQ}{Q} - \frac{dt}{t_m} \right) \dots\dots\dots(4)$$

更に方程式 (1) を利用して

$$dv = v \left(\frac{dx}{x} - \frac{dt}{t_m} \right) \dots\dots\dots(5)$$

此式を方程式 (2) に代入すれば變形する事に依り次式を得る。

$$\tau = \frac{dt}{dx} = \frac{i - \frac{q^2}{i^2 R^2 L^2 x^2} - \frac{CQ^2}{gT^2} \cdot x}{1 - \frac{CQ^2}{gT^2 L^2} \cdot x^2} \dots\dots\dots(6)$$

此の方程式は x を單に二次に含むのみなる故簡単に等勾配線を計算する事を得る。若し特別の目的の爲に必要ならば係数 C を他の定評ある流速公式の係数を代用しても何等の變化も起らない。この事實が本問題に於て Isoklinenverfahren (等勾配線法) を實際に使用する上の基礎となつてゐるのである。加之方程式 (6) は次の如く實際の計算に適應せる形になるのである。

$$x^2 \left(\frac{1}{C^2 R} - \frac{\tau l}{g t_m} \right) + x \frac{C}{g} = \frac{R^2}{g^2} (i - \tau) \dots\dots(7)$$

例題として圖-11 に示されたる如き延長 $L=50$ m の或る三角形断面の排水溝を考察しよう。

然らば

$$F = \sqrt{3} l^2 \sim 1.732 l^2$$

$$P = 4 l$$

$$R = 0.433 l$$

$$t_m = 0.5 l$$

尚 $i=0$, $q=0.02$ m³/sec, (1 m 當り), $C=25$ (不變), $\alpha=1.0$ なる値より, 方程式 (7) に依つて

$$x^2(0.003695 - 0.20332) + 0.10194 x l = -7500 \tau l^3 \dots\dots\dots(8)$$

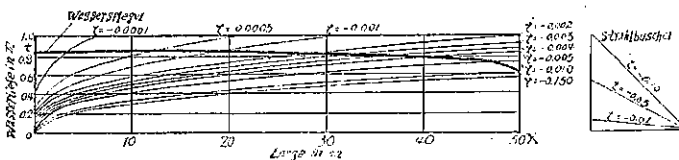
方程式 (8) に依つて計算されたる等勾配線 圖-12 に於ては水深軸上に一曲线が記入されてゐる。而もこれは境界點 $x=50$ に於ける水深は計算されたる水深 $l \sim 0.58$ であると言ふ境界條件に依つて求められたものである。尚 $i=0$ を假定されてゐる故本例題に於て茲に見出されたる曲线は水面を表はす曲线と一致してゐる。

(1) 譯者註 Isoklineverfahren (等勾配線法) とは W. Hort, Die Differentia!gleichungen des Ingeni-

圖-11.



圖-12.



eurs,

Anf., Berlin 1925, Springer. S. 222 に記述されてゐる一階微分方程式の解法にして概略次の如きものである。

$$\text{微分方程式 } F\left(\frac{dy}{dx}, x, y\right) = 0 \dots\dots\dots(10)$$

は幾何學的に $x-y$ 平面に於て一つの方向の場を決定する。即ち該平面上の各點に對して一つの方向を示す。

$$\text{例へば方向 } \frac{dy}{dx} = c \dots\dots\dots(11)$$

と置けば其結果

$$F(c, x, y) = 0 \dots\dots\dots(12)$$

は $x-y$ 面に於て方程式 (10) が積分曲線の勾配 (11) を有する點を互に結び合せた一曲线を表はすべし。(12) 式に於て c の値を變化せば Isoklinen (等勾配線) の一群を生ずべし。故に豫め與へられたる微分方程式 (10) を先づ置く。即ち函数 $F(c, x, y) = 0$ に依つて (11) (12) 式に従つて判明せる方向に前進する。斯る操作に依つて任意の點 x, y より出發して一つの積分曲線が得られる。

材 料

(146) セメントに樹脂を加へる時の影響に就いて

(M. A. Swayzze; "More Durable Concrete with Treated Cement." E. N. R., June 19, 1941 p. 74~77. 岡 正 義 抄)

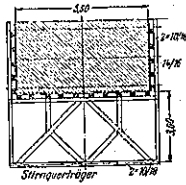
最近7年間程の間 Lost Star 研究所で鐵物油、動植物の脂肪及油、自然樹脂をセメントに加へる實驗を行つた。コンクリート強度に對する是等の物質の影響は次の3つである。(1) コンクリートの容積變化、(2) 空隙の百分率 (3) 耐久力。

鐵物油の混入に就いて 表-1 に依り、同一組成で同一の粗細のコンクリートを造り一方は 0.03% の粉砕油を含み他方は之を含まぬものに就いての實驗結果を知る事が出来る。此の結果を見るに油の混入はウォーカーピリチーにも強度にも殆んど影響なく、空隙は、コンクリートの單位重量が減少する事で知られる如く僅か増加した。凍結や霜害に對する耐久力は増加した。

動植物脂肪混入に就いて 水密性のコンクリートを得る爲と、長期間の貯蔵に耐へて、倉庫内で凝結してしまへない爲

る。壁厚 1/2 mm の管を使用すれば更に節約されるがこの様なロールは現今入手が困難である。圖-13 右の様な横壁へのコンクリートの圧力をとるアンカーは圖-21 の様な木製の横桁 (Stirnquerträger) を使用すれば節約出来る。このために長 11m の壁の横桁を両側へ 3m ばかり延ばして横桁に取付けて居る。この不利な

圖-21.



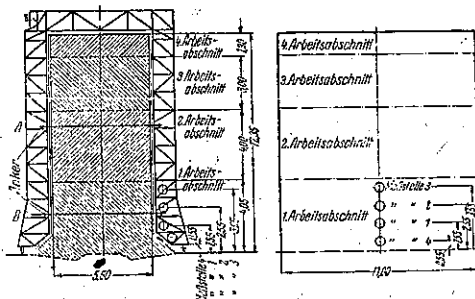
点を取外すときに労力を要することである。鉄材節約が問題となつて居るのであるから、アンカーは最も効果的に使用しなければならぬ。30mm 管なら 26mm の丸鋼が使用される。この程度なら実際に取扱容易で取付けの時も大した困難はない。丸鋼の所要強度を 1500 kg/cm² とすれば、1" アンカーは断面積が 3.75 cm² であるから 5000 kg/cm² の張力が取れる。

コンクリートの側圧の大きさについては意見が異々である。未だに Dr. Ing. Noack の式に依つて計算されて居るが、この式は小さい模型でやつた実験を基礎として 1919 年に求められた式である。その中に経験と最近の実験とに依つてこの式で求めた側圧は正しくないことが判つて来た。之に對する基礎は Böhn が B.u.E., 1929 Heft 18, S. 329 に述べて居る。Böhn に依ると型枠や足場などの圧力の判断については次の様な観察がされて居る。

1. コンクリートの側圧は水壓と同様で上面で 0 で深さに比例して増加する。
2. コンクリートが凝結する迄圧力増加は續くが、その時以來側圧は殆んど一定となる。
3. コンクリートの充填速度、温度や施工軟度がコンクリートの側圧を左右する。

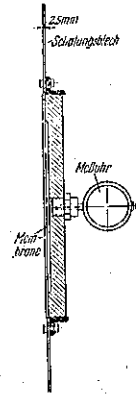
1940 年 Stuttgart の工業大學の土木建築材料試験所で行つたコンクリート側圧調査の実験報告から次の様なことが得られる。

圖-22.



。開門側壁の断面は圖-22 の通りであり、壁は長 11m を 1 區切として打つ。型枠の壓力は圖-23 の様な測定器に依つて讀める。此の測定器は測定面が型枠の内側と同一平面内に在る様に取付ける。

圖 23.



壓力は膜の移動を目盛盤で讀んで決定する。圖-24 左は開室、右は打ち上つたブロック、圖 25 左は測定器を取付けた型枠、右は測定装置の圖である。

高 12.3 m のブロックは 4 つに區切つて施工する。圖-22 で明らかな様に第一施工區の中央に 1 から 4 までの測定装置を取付けて居る。

圖-24.

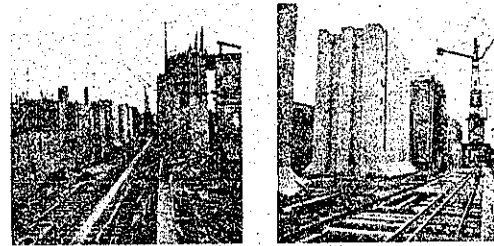
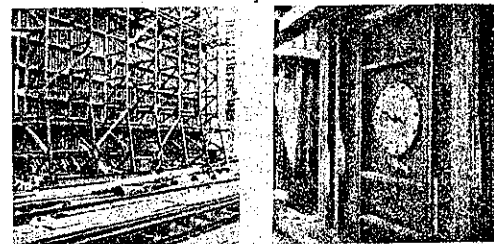


圖-25.



間半、水の含有量は出来上りコンクリート重量の約 8%、硬化したコンクリートの重量は 2430 kg/m³ であつた。コンクリートのフローは 40 cm、打立てのコンクリートの温度は 12~15°C、気温は 8~18°C であつた。

骨材は次の様な割合である。

乾燥したもの (%)

粒度	砂	0~1mm	17
"	"	1~2mm	9
"	"	2~7mm	17
"	小砂利	7~30mm	41
"	大砂利	30~70mm	16

100

ある。

コンクリートパッチが Eastern state highway の示方書によつて設計され、セメントと骨材の重量比を一定にし、所要のスランプにする爲に水量を變へた。此の處置によると樹脂の存在の爲にセメントの含有量が 1.5% 乃至 4% だけ減少する。強度の低下は 5% 乃至 20% の空気含有量の増加に因るのであつて此の場合に脂肪を混入した時より低下度が少い。

コンクリートの容積變化は樹脂の量には關係なく、凍結や霜害に對する抵抗は樹脂を最初 0.01% 増加した時に著しく増大した。耐久力の方の變化は左程大した事は無かつた。

試験表に表はせない樹脂、脂肪の混入による影響はコンクリートのウォーカビリティーに對する影響である。試験表の中のスランプとフローの数字は殆んど一致するからといつて、ウォーカビリティーが一定であるといふ事を誤論してはいけな。混入物が僅か 0.01% しか存在しない時にも、明かに塑性が増加することは注意すべきである。混合物は壓力を加へると變形し易く、コン

クリート打ちが容易になり、セメント糊は骨材に對して一層しつかり附着し、水の分離も殆んど無くなる。此等の効果は最初に 0.01% の樹脂を附加へる時得られその量を増してもあまり影響は大きくならない。

表-4 は普通のポーランドセメントを同一組成の 0.02% Vinsol 樹脂含有のものと比較した。コンクリートの空気含有量に對する樹脂の影響は脂肪混入の時と同様に水の多い貧配合の場合の方が富配合の場合よりも効果が大きであつた。耐久力は樹脂を少量加へる事により著しく増大した。特に貧配合の場合に於てそうであつた。耐久力の外に強度に關しても同様であつた。

コンクリートの透透性 普通のコンクリートよりも水の通過に對して抵抗が大であり、最初 6x12 吋の圓筒を 28 日以上蒸貯藏をしたが分解して水分を出すのが缺點であつた。樹脂或は脂肪を含むセメントによると内部的水分が明かに少く、5 年間絶えずしめらして置いた圓筒を最近破壊して見ると、内部は乾燥してゐた。他の一つの實驗をコンクリートの薄い斷面で行つた。結合水を追出して、その空隙に樹脂を充し、顯微鏡で見てもその斷面が乾燥状態にあるやうにした。此の實驗には普通セメントを用ひ、此の改良セメントでは樹脂の吸收が少くて、樹脂の増加によつて試験體を飽和させる事は不可能であるからである。以上の實驗によつて、混入物がある場合には、凍結作用や霜害に對する抵抗は硬化せるセメント糊に對する樹脂や脂肪の影響によるものであるといふ信念が得られた。此等のセメント糊の毛細管は此等の混入物がある場合には太さが細いに違ひない。

適當な養生を行へば、樹脂、脂肪等の混入物がある時には、道路版は混合水が一度蒸發して乾いてしまふと、決して再び水が入らないといふ事は道路構造上重要な事である。

温度的容積變化を除いて、温度上昇と下降即凍結は乾いたコンクリートには何等影響を及ぼさぬので、此等の特殊のコンクリートに於ける凍結作用の影響は、事實上普通混合のものが著るよりも少いのである。

結論 ポートランドセメントの耐久力を改善するには、水をはやく物質を混入すればよく、コンクリートのウォーカビリティーと塑性も混入物によつて改善されるべきである。

特に貧配合の場合には樹脂或は脂肪によつて滲出は最小に減ずるが、礦物油によつては顯著な影響は認められぬ。

壓縮強きの低下を來すことなく、又コンクリート中の

表-4.

Compressive Strength—lbs. per sq. in.

Table with multiple sections: 'Specimens', '6" Slump Concrete - Moist Curing', 'Cement "H" - No Admixture - 2000 Specific Surface', 'Cement "H" - 0.02% Vinsol Resin - 1670 Specific Surface', '6" Slump Concrete - Moist Curing', 'Cement "H" - No Admixture - 2000 Specific Surface', 'Cement "H" - 0.02% Vinsol Resin - 1670 Specific Surface', 'Volume Changes—Shrinkage in Air, Percent', '2" Slump Concrete', '6" Slump Concrete', 'Resistance to Freezing and Thawing', '2" Slump Concrete', '6" Slump Concrete', 'Cement "H" - No Admixture', 'Cement "H" - 0.02% Vinsol Resin'.

空気含有量の増加をも伴わずに以上の物質を混入するには、Lone Star Research Laboratory で得られた論據から次の事がわかる。

礦物油	0.04~0.06%
動物脂肪及油	0.01~0.03%
Vinsol 程度	0.02~0.03%

程度混入すればよい。

普通のポーランドセメントに相當するセメント係数を維持する爲には、現場打コンクリートの設計に當つてセメントの量を重量上 4~6% 増加する必要がある。混入物によるコンクリートの強度の低下は、セメント量を増して一定のセメント含有量を維持すれば、最小限度に止め得るであらう。樹脂又は脂肪によつて引き起されるコンクリート中の空気含有量は水セメント比と稠度によつて異なる。是はコンクリートが富配合で硬練の時に最小で、貧配合で軟練の時に最大である。改良セメントで造つたコンクリート中には空気の含有量が多いが是が高い耐久力の原因とは考へられず、唯附隨的特質に過ぎない。大なる耐久力には、コンクリートの滲出に於て混入物が影響を及ぼすのが原因である。乾燥の時にコンクリートの収縮は多くの試験のどれを見ても、樹脂や礦物油による影響は殆んど無く、動物脂肪は収縮を増加した水中貯蔵コンクリートには是等の混入物は容積變化に對して何らの影響を及ぼさなかつた。

コンクリートが収縮しては良くないから動物脂肪を用ひるよりも樹脂と礦物油の方が好ましく、耐久力を増進する上に樹脂の方が大きな影響があるから、コンクリートの特質改善上樹脂が最大可能性があるのである。

是等の改良セメントを道路とか建造物で、實際施工の結果研究所で得られた論據を確認する事が出來た。

施 工

(147) コンクリート型枠に於ける鐵材節約

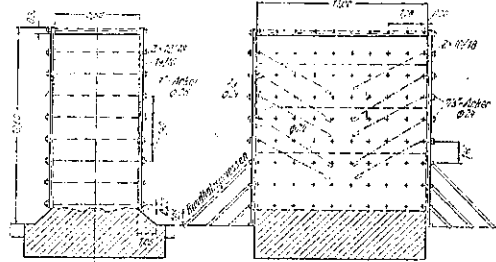
(Otto Welt; "Eiseneinsparung im Betonschalungsbau." B. u. E., Mai 1941. Heft 10, S. 141~145; Heft 11, S. 154~155. 新妻幸雄抄)

建築物を作るに必要な補助構造物、例へば型枠と言ふ様なものを使用する場合にも、鐵材消費を根本的に節約し得ることを示さう。

最近主に河川工事に可塑性の強いコンクリートを使用して來たので型枠に働く側壓が大きくなり、従來よく用ひられた丸太の支柱をやめて多量の鐵材のアンカーを用ひる様になつて來た。特に開門や堰を建設する場合の幅が廣く高さの高い壁や橋脚又は之と關聯して建造しなければならぬ導流壁や沿岸擁壁などの時に用

ひられた。側壓を鐵材で取ることは非常に費用の節約にもなり時間の經濟にもなつた。型枠のアンカーがコンクリートの側壓を、どうとるかと言ふに、開門の擁壁を例に取れば、圖-13 に示す様に型枠の側壁や縦壁を通

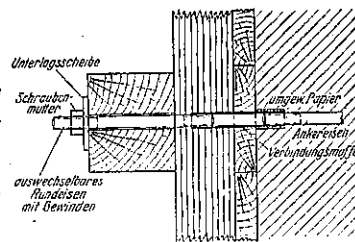
圖-13.



つて丸鋼のアンカーを取り付け、それが 1.0×1.2m~1.3×1.5m の型枠面に働く側壓を取つて居る。導流壁や沿岸擁壁や堰の橋脚の場合も同様である。壁面外に飛び出してゐるアンカーの先端は初めは切り取られて廢物となり、不體裁な状態で残つて居たりした。そこで改良して圖-14 の様にコンクリートの内部に入つてゐるアンカーは両端にネヂをつけて置き

圖-14.

両側にネヂのある出入可能な丸鋼を承口 (Muffen) によつてアンカーに固着した。このアンカーにコンクリートの

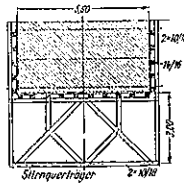


の壓力を傳へるには、座金 (Unterlagscheibe) つきのナット (Schraubenmutter) と型枠に接する横棧 (Zangen) とに依る。型枠を外す時には出入出来る丸鋼はアンカーの両端で連結承口と共に外して再び使用することが出来る。

圖-13 には長 11m, 高 12.6 m, 幅 5.5m の開門の中間壁の型枠の締めつけ状態を示す。横方向では隅切りの 20 cm 上に最初のアンカーがあるが、縦方向では下の三段のアンカーには丸太の支柱を使用し、その上で初めて縦方向の型枠アンカーが用ひられて居るが、之は下方のコンクリートの中に斜に充分深くアンカーされる。一番上の横及縦方向のアンカーは回収される。圖-13 に示した 1.2×1.4 m のアンカーの配置の場合には、横は徑 26 mm 丸鋼の 1" アンカーを使用し、縦には徑 24 mm 丸鋼の 7/8" アンカーを使用して居る。1 m 幅

る。壁厚 1/3 mm の管を使用すれば更に節約されるがこの様なロールは現今入手が困難である。圖-13 右の様な構壁へのコンクリートの壓力をとるアンカーは圖-21 の様な木製の横桁 (Stirnquerträger) を使用すれば節約出来る。このために長 11m の壁の横桁を両側へ 3m ばかり延ばして横桁に取付けて居る。この不利な點は取外すときに勞力を要することである。鐵材節約が問題となつて居るのであるから、アンカーは最も効果的に使用しなければならない。30mm 管なら 2Gmm の丸鋼が使用される。この程度なら實際に取扱容易で取付けの時も大した困難はない。丸鋼の所要強度を 1500 kg/cm^2 とすれば、1' アンカーは斷面積が 3.75 cm^2 であるから 5030 kg/cm^2 の張力が取れる。

圖-21.

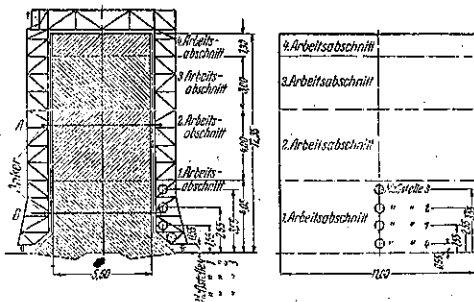


コンクリートの側壓の大きさについては意見が區々である。未だに Dr. Ing. Noack の式に依つて計算されて居るが、この式は小さい模型でやつた實驗を基礎として 1919 年に求められた式である。その中に經驗と最近の實驗とに依つてこの式で求めた側壓は正しくないことが判つて來た。之に對する基礎は Böhm が B.u.E., 1929 Heft 18, S. 329 に述べて居る。Böhm に依ると型枠や足場などの壓力の判斷については次の様な觀察がされて居る。

1. コンクリートの側壓は水壓と同様で上面で 0 で深さに比例して増加する。
2. コンクリートが凝結する迄壓力増加は續くが、その時以來側壓は殆んど一定となる。
3. コンクリートの充填速度、溫度や施工軟度がコンクリートの側壓を左右する。

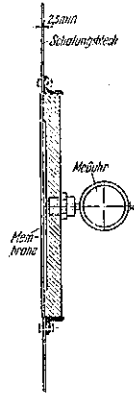
1940 年 Stuttgart の工業大學の土木建築材料試験所で行つたコンクリート側壓調査の實驗報告から次の様なことが得られる。

圖-22.



開門側壁の斷面は圖-22 の通りであり、壁は長 11m を 1 區切として打つ。型枠の壓力は圖-23 の様な測定器に依つて讀める。此の測定器は測定面が型枠の内側と同一平面内に在る様に取り付ける。

圖 23.



壓力は膜の移動を目盛盤で讀んで決定する。圖-24 左は開室、右は打ち上つたブロック、圖 25 左は測定器を取付けた型枠、右は測定裝置の圖である。

高 12.3m のブロックは 4 つに區切つて施工する。圖-23 で明らかな様に第一施工區の中央に 1 から 4 までの測定裝置を取付けて居る。

1 m^3 の出來上りコンクリートの中にはセメント中に 7 割混合されて居るトラスセメント 225 kg が含まれて居る。トラスセメントの凝結時間は 4 時

圖-24.

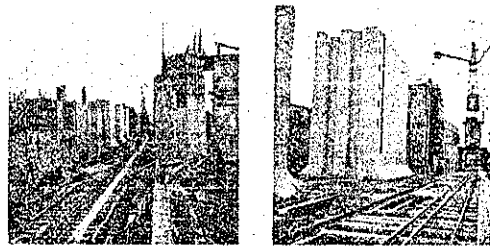
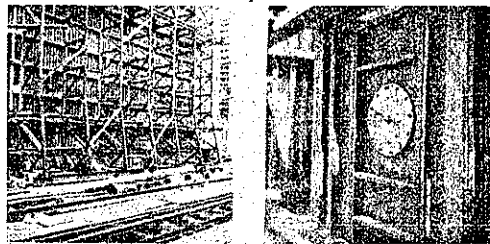


圖-25.



間半、水の含有量は出來上りコンクリート重量の約 8%、硬化したコンクリートの重量は 2430 kg/m^3 であつた。コンクリートのフローは 40 cm、打立てのコンクリートの溫度は $12 \sim 15^\circ\text{C}$ 、氣温は $8 \sim 18^\circ\text{C}$ であつた。

骨材は次の様な割合である。

乾燥したもの (%)

粒度	砂		
	砂	0~1mm	17
"	"	1~2mm	9
"	"	2~7mm	17
"	小砂利	7~30mm	41
"	大砂利	30~70mm	16
			100

実験は次の様に行はれた。即第一施工區の4つの測定器は第二施工區のコンクリートを打つ時にも元の所に置き、第二のコンクリート層が下の型枠の壓力に如何に影響するかを見る。圖-26は1から4までの測定器の時間と壓力との關係を示し、圖-27はコンクリートの

圖-26.

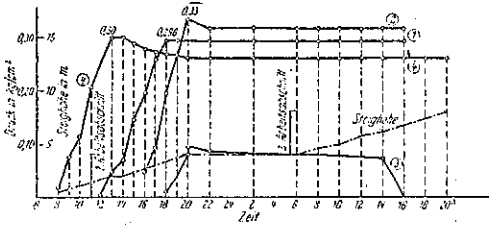
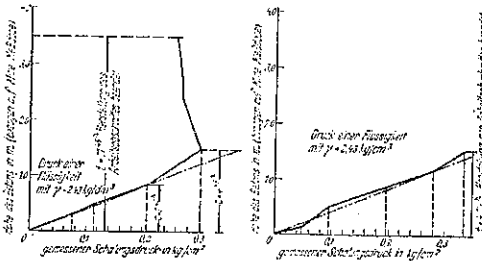


圖-27.



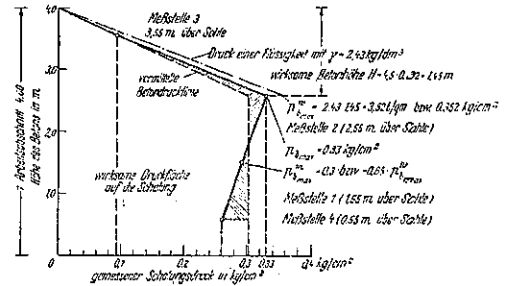
高さと型枠の壓力の關係圖である。後の2つの圖では壓力は鎖線で示すが、之はコンクリート重量を2430 kg/m³とした場合である。圖-26に依れば第一施工區のコンクリートの上昇速度は平均して0.323 m/hである。之は底面積を60.5 m²とすれば1時間約20m³に相當する。

圖-26, 27の壓力曲線から次の結論が出る。

1. 型枠の壓力は、コンクリートの凝結が始まらぬ限りコンクリートと同比重の液體の壓力に等しい。
2. 凝結開始後はコンクリートの硬化が起るので、今迄よりも緩慢な速度で壓力が上昇し最大値に達する。最大値に達した後はコンクリートの層が更に加はつても型枠の壓力は徐々に降る。即コンクリートは凝結のため大きな支持力を持ち、更にコンクリートを加へても側壓は上昇せず終には一定となる。
3. 第二施工區のコンクリート打ちの場合には1, 2, 4の測定位置では型枠の壓力は變らない。測定器3の壓力は第二施工區のコンクリート打ちが或高さ以上になると0に戻つた。之は第二施工區のコンクリート打ちを続ける時アンカー A, B間(圖-22左)の型枠の垂直桁の撓みが働いて測定器3の壓力を減少させるのである。

かくして實驗結果は Böhn の結果と同様になつた。圖-28にはコンクリートを打ち始めてから12時間後の午後8時に測定した1から4までの測定器の壓力

圖-28.



を示す。この時は圖-26に依れば測定位置2と3では最大壓が測定され、第一施工區のコンクリート打ちは完了してゐた。この場合實線の部分は第一施工區の型枠に働く有效な壓力面を示して居り、その場合鎖線は2430 kg/m³の重さの液體の壓力に相當する。

壓力測定に行はれた實驗によると、トラスポートランドセメントを用いた場合、外氣温度が凝結時間に影響を與へる。その結果は表-5に示す。

表-5.

實驗番號	1	2	3
外氣温度	+19°C	+7.4°C	+2.5°C
水温度	+18°C	+7.8°C	+3.3°C
トラスメントの温度	+19.3°C	+8°C	+3.1°C
湿合水	28%	28%	28%
凝結開始(施工後)	3時間	4時間20分	6時間25分
凝結時間	4時間45分	7時間25分	10時間5分

圖-28の壓力線は有效なコンクリート高の範圍内では、コンクリートの壓力増加が重さ2430 kg/m³の液體の壓力に似てゐることを示して居る。有效なコンクリート高 H とは、コンクリートを打つ場合の1時間當りの上昇速度 V と凝結時間 Z_0 との積で示される。

$$H = V \cdot Z_0 \quad (1)$$

有效高を越せばコンクリート打ちを進めても壓力増加は起らない。理論的には此時からコンクリートの壓力は一定でなければならぬが、實際は型枠が彈性的變形をしたりアンカーが歪を起したりするので減少を示す。

實用に供するため圖-28の様に破線を引けば之が第一施工區に於ける型枠へのコンクリートの壓力線となり、之に依つて一つの直角三角形が生ずる。而してこの直角を挟む短い方の線はコンクリートの有效高 H と等しくなり、長い方の一邊は調節した最大コンクリート壓力 P_{max} に等しい。この三角形の頂點から垂直に下

へ破線を引く。こゝに出来たハッチを施した面は等積である。重量がコンクリートに等しく、深さがコンクリートの有効高と等しい液體の最大壓力を $P_b^{m,max}$ とすれば圖-28 に依つて

$$P_b^{m,max} = 0.95 P_b^m = 0.85 \gamma_b H = 0.85 \cdot 2.43h \quad (2)$$

$H = 1.45m$ とすれば

$$P_b^{m,max} = 0.85 \cdot 2.43 \cdot 1.45 = 3.0 \text{ ton/m}^2 \text{ 又は } 0.30 \text{ kg/cm}^2$$

計算例

幅 5.5 m, 長 11 m の壁のコンクリートを打つ場合、上昇速度 $v_b = 0.323 \text{ m/h}$ とし、使用したトラスポートランドセメントの凝結時間を 4.5 時とすれば (1) 式により有効なるコンクリート高 H は

$$H = v_b \cdot t_b = 0.323 \cdot 4.5 = 1.45 \text{ m}$$

(2) 式によれば $\gamma_b = 2.43 \text{ ton/m}^2$ であるから

$$p_b^{m,max} = 0.85 \cdot 2.43 = 3.0 \text{ ton/m}^2 \text{ 即 } 0.3 \text{ kg/cm}^2$$

圖-29 には比較のために Noack 博士の式に依つてコンクリート側壓を計算してゐる。最大のコンクリート側壓は

$$P = \gamma_b / \rho c \left(1 - \frac{1}{\rho c k h} \right) \text{ ton/m}^2 \quad (3)$$

茲に Noack 博士の報告に依ればコンクリートの軟度可塑性と流動性との中間であれば

$$\gamma_b = 2.1 \text{ ton/m}^2$$

$$\rho = 0.97 \text{ (コンクリートと型枠の摩擦係数)}$$

$$c = \frac{33}{60.5} = 0.54 \text{ (細長比} = \frac{\text{周囲長}}{\text{断面積}})$$

$$e = 2.71828$$

$$k = 0.38 \text{ (實驗値)}$$

$$h = 1.45 \text{ m (コンクリートの有効高)}$$

この値を入れると (3) 式から $P = 1.46 \text{ ton/m}^2$ となり、測定を基礎とした計算値の 49% になる。

ρ を 0.67 でなく 0.40 とし、 γ_b を 2.1 でなく 2.43 とすれば、 $P = 2.8 \text{ ton/m}^2$ となる。

測定を基として (2) 式に依つて圖-29 に示した壓力線を用ひるとアンカーの配置が

1.2 × 1.5 m である木の型枠の計算は次の様になる。

(a) 型枠 35 mm (圖-30)

支間 70 cm

荷重幅 25 cm

コンクリート側壓

$$P_b^{m,max} = 0.30 \text{ kg/cm}^2$$

荷重/cm

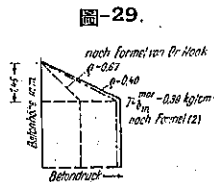
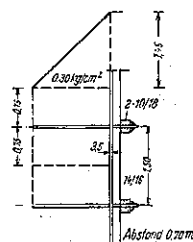


圖-30.



$$q = 0.30 \cdot 0.5 = 7.5 \text{ kg/cm}$$

最大曲げモーメント

$$M_{max} = ql^2/10 = 7.5 \cdot 70 \cdot 70 / 10 = 3650 \text{ cm} \cdot \text{kg}$$

$$\text{最大應力 } \sigma_{max} = \pm \frac{3650 \cdot 6}{25 \cdot 3.5 \cdot 2.5} = 72 \text{ kg/cm}^2$$

最大撓み $\delta = 3/384, ql^4/EJ = 15.4 \text{ mm}$

15 mm まで許す。

(b) 角材 14 × 16 cm (圖-30)

支間 150 cm 荷重幅 70 cm

荷重/cm $q = 0.30 \cdot 70 = 21 \text{ kg/cm}$

最大曲げモーメント

$$M_{max} = ql^2/10 = 21 \cdot 150 \cdot 150 / 10 = 47500 \text{ cm} \cdot \text{kg}$$

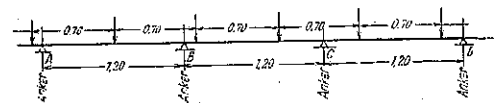
$$\text{最大應力 } \sigma_{max} = \pm \frac{47500 \cdot 6}{14 \cdot 16 \cdot 16} = \pm 80 \text{ kg/cm}^2$$

最大撓み $\delta = 3/128 \cdot ql^4/EJ = 17.2 \text{ mm}$

15 mm まで許す。

(c) 横棧 10 × 18 cm もの 2 本 (圖-31)

圖-31.



支間 120 cm, 荷重 $P = 150 \cdot 0.30 \cdot 70 = 3150 \text{ kg}$

最大曲げモーメント

$$M_{max} = Pl/5.0 = 3150 \cdot 120 / 5.0 = 75000 \text{ cm} \cdot \text{kg}$$

$$\text{最大應力 } \sigma_{max} = \pm \frac{75000 \cdot 6}{2 \cdot 10 \cdot 18 \cdot 18} = \pm 70 \text{ kg/cm}^2$$

(d) アンカー

1 本のアンカーは $1.2 \times 1.5 \text{ m} = 1.8 \text{ m}^2$ 面積にかゝる壓力を取る。即 $c = 1.80 \cdot 0.30 = 5400 \text{ kg}$

1', アンカーの断面積 $F_k = 3.58 \text{ cm}^2$ とすれば

$$\sigma = \frac{5400}{3.58} = 1500 \text{ kg/cm}^2$$

長 6.4 m のアンカーの歪は

$$\epsilon_t = \frac{1500 \cdot 0.40}{2 \cdot 100000} = 4.6 \text{ mm}$$

之はアンカーの両端で 2.3 mm づつとなる。コンクリートを打つ場合、荷重が加はるにつれてアンカーのネジを締めればこの歪は補へる。こゝで注意しなければならぬことは上に行つた型枠の計算はの場合々々の温度や凝結時間に適合させなければならないことである。

最後に管付きのアンカーを用ひる場合と、アンカーのみを用ひた場合との費用の比較をして見やう。

1. 管を用ひないアンカーの費用

材料:	材料費	賃金	
	R.M.	R.M.	
直径 26 mm, 長 5.4 m, 両端にネジを切つた。			
丸鋼 1 本は 1 kg 當り 0.17 R.M. であるから全體では 5.4×4.168×0.17.....	3.80		
ネジ付管 2 本は 1 本 1.63 R.M. であるから 2 本で	3.26		
100×150×10 mm の座金 2 枚は重さ 2.3 kg, 1 kg 當り 0.23 R.M. であるから	0.52		
			3.78

何回も使用出来るから其の 10 分の 1 をとり	0.38		
アンカーの穴を埋めるモルタル	0.02		
勞力:			
アンカーとネジ付管の取付については 1 時間を要するから 1 時間 0.80 R.M. とすれば	0.80		
型枠を外す時ネジ付管を外すに 30 分を要する。1 時間 0.80 R.M. とすれば	0.40		
2 本のアンカーの穴にモルタルを詰めるに 15 分を要する。1 時間 0.80 R.M. とし			0.20
			4.20+1.40

アンカー 1 本當りの費用 = 5.60 R.M.

2. 圖-9 の様に管を用ひた場合のアンカーの費用。

材料:			
直径 26 mm, 長 6.4 m, 両端にネジを切つた。丸鋼は 1 kg 當り 0.17 R.M. であるから全體では 6.4×4.168×0.17.....	4.50		
ナット付の座金 2 枚は重さが 3.5 kg である。0.23 R.M./kg であるから	0.80		
			購入費 5.30
何回も使用出来るから 5.3 R.M. の 1/10 を取り	0.53		
壁厚 1 mm, 内径 30 mm の管 1 本は 0.64 R.M./m であるから 5.46 m では			3.49
5.46×0.64	3.49		
タールを浸み込ませた木の栓 2 個	0.20		
アンカーの穴を埋めるモルタル	0.02		

勞力:

管にアンカーを入れナットと座金を取付けるに 1.35 時間かかる。1 時間 0.80 R.M.

とすれば	1.00
アンカーを外すに 3/4 時間で 1 時間 0.80 R.M. とすれば	0.60
木栓を打込むに 1/4 時間で	0.02
アンカーの穴にモルタルを詰めるに 1/4 時間	0.20

4.24+2.00

アンカー 1 本當りの費用 = 6.24 R.M.

アンカーロールを用ひるのは 閘門や堰の側壁や橋脚だけとは限らない。どんなコンクリート壁の場合でも、木の支柱で間に合はない場合は、アンカーロールが利用される。かくしてコンクリートの型枠の場合にアンカーロールを利用すれば、アンカーは回収されるので多量の鉄材節約が出来ることが示された。

河 川

(148) St. Lawrence 河の開発

(V. T. Boughton; "Developing the St. Lawrence." E.N.R., May 22, 1941, p. 66-80. 山内一郎 抄)

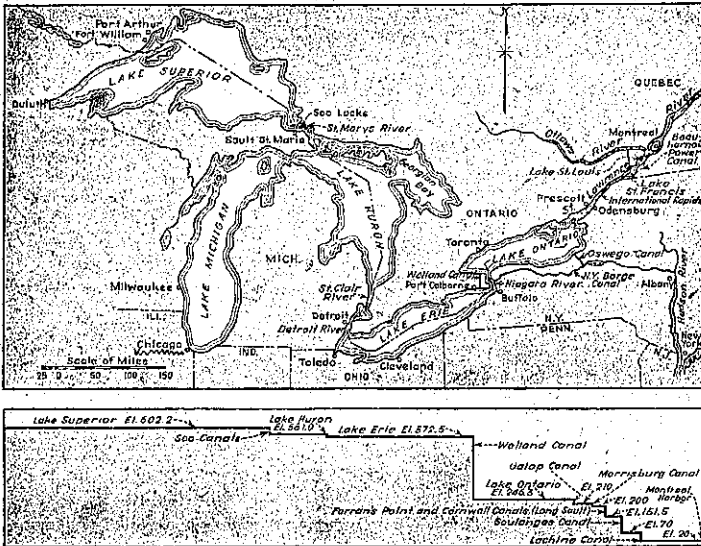
大湖-St. Lawrence 河水系の水深 27 呎の航路建設並びに St. Lawrence 河の水力発電、この二大事業の完成を目指し、アメリカ、カナダ兩國間に於て 3 月 19 日協定が結ばれた。以下この事業計畫の變遷について述べる。

St. Lawrence 河に沿つて Ontario 湖から Montreal 迄は 182 哩あり、流量は平均毎秒 237 000 立方呎、高低差は 224 呎である。この間を普通次の様な區間に分けてゐる (圖-32 参照)。

1. Thousand Islands 區 (Ontario 湖-Chimney) 67 哩
2. International Rapids 區 (Chimney-Francis 湖) 48 哩
3. St. Francis 湖 26 哩
4. Soulanges 區 (Francis 湖-St. Louis 湖) 18 哩
5. Lacbinc 區 (St. Louis 湖-Montreal) 23 哩

最初この水路はフランス系カナダ人の毛皮取引業者が開発を始め 1785 年小さい木製閘門を築造した。以後 Montreal 迄 St. Lawrence 河を上下する交通は漸次殷盛となり、1804 年には閘門を擴築し 1825 年には水

圖-32.



路の改良並びに數多の閘門を建設した。1829 年には大
き 110×22×8 呎の木製閘門 40 が完成した。此等はカ
ナダ側の状況であるが、アメリカ側に於ても 1825 年
に至り Buffalo から Hudson 河の Troy に通ずる
Erie 運河が開通した。以後水深 9 呎、次で 10 呎と
漸次深くして行つた。

とかくする内に St. Lawrence 河の再改修が行はれ、
1849 年に至り Cleveland から Welland 運河を通
過し、St. Lawrence 河を下り、San Francisco 迄最初
の海洋汽船が通じた。次第に貨物噸數も増加し、次で航
路も改良され 1887 年には Welland 運河に 270×45
×14 呎の閘門が建設され、Chicago 歐洲間には 2000
ton 級の船が航行出来る様になつた。その當時 Wel-
land 運河の通過貨物噸數は 620 000 ton であつたが、
1914 年には 3 860 000 ton と増加し、更に水路は擴張
工事が行はれ 859×80×30 呎の閘門 8 つが増築され
た。

一方 1825 年に完成を見た Erie 運河も改良され、
1919 年には 328×45×12 呎の閘門を建設し、長さ 300
呎、幅 43 呎のページの通航が可能となつた。1935 年
には Oswego-Albany 間を 14 呎に浚深した。Hudson 河
は水深 27 呎あるので海洋汽船の通航は Albany 迄は
可能である。

St. Lawrence 河は Montreal 迄は最小水深 32 1/2
呎で 35 呎に浚深中である。Montreal から Ontario
湖迄は舊水路では水深 14 呎、Welland 運河は 25 呎、

閘門の深さは 30 呎に改造出来る。
上流の諸湖は水深 21~25 呎になつ
てゐる。

1895 年には深水路改良委員會、
1903 年にはこれに代つて國際航路
委員會が設立され、大湖に通ずる航
路の大改修が計畫されたが共に大し
た仕事はしなかつた。1909 年に至
り、國境問題の解決、發電、流量の調
査を行つたが世界大戦迄は何ら St.
Lawrence 河の開発は起らなかつ
た。大戦後 1919 年に至り穀物の輸
出が議會に上るにつれ、航路の研究
は始まり翌年兩國政府は國際聯合委
員會を設立し、その首席には米國側
は W.P. Wootton 陸軍大佐、カナダ
側は W.A. Bowden をそれぞれ任
命した。

1921 年 5 月報告書が提出された。それに依れば水
深 25 呎の航路、International Rapids 區に 1464 000
IP の發電計畫、工費は 252 728 000 \$、30 呎にする
には更に 17 986 000 \$ 追加される。その内容は表-6 に示
されてゐる。其後更に詳細な研究が續けられ、1924 年に
至り技術部が 6 つに増加し、技術聯合局が出来上つた。

表-6.

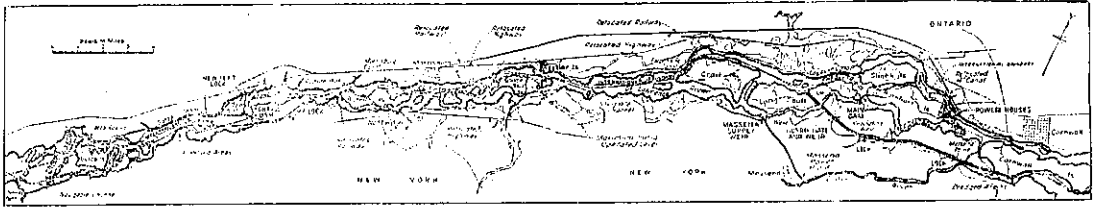
River Section	Costs		Canal Maintenance	Horsepower	
	50-ft. depth (10-ft. locks)	Additional for 20-ft. depth		Initial	Ultimate
Lachine	\$5,783,000	\$12,844,000	\$350,000		866,000*
Soulanges	36,890,000	3,110,000	400,000		1,650,000*
Lake St. Pierre	1,185,000	525,000	30,000		
International Rapids	159,637,000	1,270,000	305,000	1,850,000	
Thousand Islands	300,000		30,000		
Totals	\$252,728,000	\$17,986,000	\$1,105,000	1,850,000	2,420,000*

* Power in the Lachine section would cost \$52,707,000 for 600,000 hp., and in the Soulanges section 1,850,000 hp. would cost from \$24,460,000 to \$25,695,000 depending on the type of development. When the report was written, 190,000 hp. was being developed by side dimensions in the Soulanges section, which would be included in the projected costs.

その報告書は 1926 年に完成、これは大湖、St. Lawrence
河全般に亘つたものである。これにはアメリカ側
は 25 呎、航路をカナダ側は 27 呎航路を主張してゐる。
International Rapids 區の發電にも二案提出された。
アメリカ側は一段發電出力 2 326 000 IP、工費 235 000
000 \$、カナダ側は二段發電で出力 2 215 000 IP、工費
264 000 000 \$ である。

その後 Hoover 大統領とカナダ首相との間に協議が
行はれ、1931 年二段發電に意見が一致し全工費 543
429 000 \$ と決定した。1932 年に至りアメリカ、カナダ
間の協議の結果、水路は 27 呎、閘門の水深 30 呎、

圖-33.



Crysler と Barnhart に堰堤を建設し、二段発電とし
 兩國で 1100 000 HP の電力を獲得する(圖-33 参照)。
 1941 年には更に協議が行われ附帯工事が色々研究され
 た。

表-7 には工費の内訳が示されてゐる。

表-7.

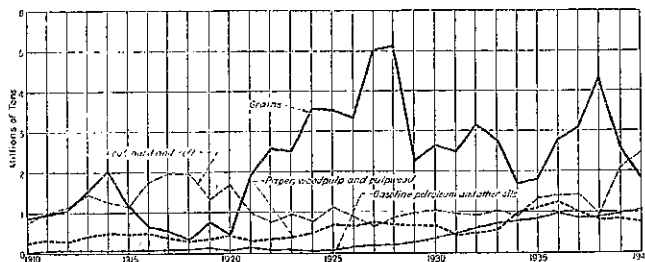
(Navigable channel 27 ft. deep)

	Canada	United States	Totals
Great Lakes Section:			
Near Lock at each 500 Miles		54,000,000	54,000,000
Canalizing Champlain		65,000,000	65,000,000
Welland Canal	\$101,000,000		101,000,000
St. Lawrence River:			
Thousand Island Section	772,000	315,000	1,087,000
International Rapids Section:			
A. Works solely for navigation		28,220,000	28,220,000
B. Works primarily for power	25,161,000	71,010,000	96,171,000
C. Works common to navigation and power	22,411,000	108,374,000	130,785,000
Lock Section St. Francis	1,420,000		1,420,000
St. Lawrence Section	25,785,000		25,785,000
Lock Section	100,820,000		100,820,000
Totals:	\$297,291,000	\$293,437,500	\$590,728,500
Provisioned to date	\$121,200,000	\$17,495,485	\$138,695,485
Cost to complete	\$176,091,000	\$275,942,015	\$452,033,015

St. Lawrence 河が漸次改良されるにつれ、貨物は順
 調に増加して行つた。歐洲大戰の末期迄は小麦、穀物が
 河を下り、ガソリン、油、砂糖、パルプ、石炭、鑛石が
 上つてゐた。大部分の穀類は Montreal で積みかへ歐
 洲へ輸出された。パルプは Scandinavia 諸國, Quebec,
 Maritime 州より、無煙炭は主に Welsh より、下等炭
 は Pennsylvania より、鑛石は Maritime 州より、
 石油はアメリカ油田から來てゐた。

圖-34 からわかる様に、小麦穀類は 1939 年には
 1 500 000 ton に減少した。これは石炭の輸出が激増し
 たため 1940 年には石炭は 2 435 000 ton になり、ガ
 ソリンその他の石油は 1 000 000 ton を突破した。St.
 Lawrence 河を上下する貨物噸数は 1938 年は 9 236 318
 ton で最高に達し、1939 年には 8 341 065 ton に減じ

圖-34.



1940 年は世界大戰の影響で 7 479 617 ton になつた。
 アメリカの穀物は Argentine, Australia, India,
 Russia に押されて來た。

航路建設と発電とは國防上確かに必要ではあるが少
 くとも完成迄には 4 年かゝる。アメリカに於ては今造
 艦作業に最も重きを置いてをりこれは 1934 年に最高に
 達する。この點この大土木工事の着手時期が問題とな
 つて來る。カナダ政府は ルーズベルト 大統領が呼びか
 けて初めて動き出したので今はこの時期でないと思つて
 ゐる。

ルーズベルトの言ふには我々は今や造艦に全力を盡
 し、この一部は大湖の船渠で造らねばならぬ。これが完
 成し大埠へ出す迄には St. Lawrence 河を完全なもの
 にして置かねばならない。その爲に全力を盡せと述べて
 ゐる。しかし海軍當局は同意せず今 St. Lawrence
 河を通航出来る貨物船を大湖で作ればよいと言つてゐ
 る。兎も角 1943 年には造艦が最高調になるのであるか
 らこの大事業は今やるべきでないと思へられる。やる
 ならば先づ 1943 年 1 月頃が至當ではなからうか。

上 水 道

(149) 上水道幹線の掃除

(Clinton Inglee; "More Capacity with Clean Main." E. N. R., June 19, 1941 p. 91-92.)
 阿 正 義 抄

泥土の沈澱の爲に給水が圓滑にゆかず、壓力が減する
 例が今迄に多く見受けられたが、管を掃除すれば配水系
 統を若返らせ、追加管を設ける必要を減じる。
 近時軍事防備上給水を連續的にする必要が增
 してゐる時に當つて、古い線を掃除して最初
 の状態に戻らせ、今迄の幹線を通じて最大
 配水を確保することは大切である。掃除に要
 する費用は新管とか補助管にかける維持費の
 何割かに過ぎない。

給水設備の爆撃に於て、配水系統の蒙る被害はポンプ設備や淨水設備に比して多大のも

のがある。同時に火事が起りその爲に水が必要であるからである。幹線が破壊された時も制水弁が適当な箇所に設けられて居れば幹線の小部分だけの断水ですみ、水は傍の水道線、消火栓を通じて補給される。防火に對しては最大給水能力が必要であるが、戦時にその一管が爆撃された時、破壊されてない他の幹線とか横の方向の管で通水する必要があるから、總ての管を最大流量を流し得るやうにして置くことが大切である。

圖-35 に描いた状態を考へて見よう。この圖は或市街の代表的一割が B 點で爆撃を蒙つた場合である。

A, C の制水弁を閉ぢて、流水を側管に導き、破壊されてない地方への配水を續ける事が出来る。しかし、若し X, Y, Z 管の直径が小さかつたり或ひは沈澱物の爲に詰つてゐたら、配水が妨げられ側管の能率が非常に悪くなるであらう。簡単な通水と壓力試験による係數の研究によつて、種々の管の状態が解り、掃除しなければならぬ箇處が解る。

幹線を掃除する事は費用の節約になる。

汚い幹線を通つた水を汲上げるには費用がかかる、掃除によつて、摩擦を減少させると經濟である。次にその例を示す。

カリフォルニアで 12 吋管で、長さ 35 338 吋、ウィリヤム・ヘーゼン氏係數 $C=74$ 迄通水能力が減少してゐた管を掃除すると $C=121.3$ になつた。通水量は 1 日 2 百萬ガロン増加し、理論的に約 95 馬力の節約になつた。テキサス州の或る市で補助管を敷設しなければならなくなつてゐた際に 8 吋管のその管を掃除して 5 年間敷設を延期する事が出来た。資本負擔年當り 1 000 弗、即掃除費の 5 倍節約出来た。ジョージヤ州の或る大都市で火災保險業者の試験によると、水道管を掃除した爲に消火栓への配水が 80% 増加した事が確められた。

表-8 の結果を見るに、管の掃除は唯押しポン

プ設備の必要を減少せしめるばかりでなくポンプ壓力又は摩擦損失の減少の結果實質的の馬力を節約することになる。

掃除は簡單である。

機械的は掃除を行ふには幹線を 2 箇處で開く必要がある。管を切つてから掃除機を挿入し、管をその入口の所で修繕し、他の端の方へ 45° に曲つた管が立上り管として取付けられる。此の管は洗ひ水や泥が滞り入るのを防ぐ爲のものである。次に掃除機が管の中を通つて行くのに必要な壓力と容積を有する水が出される。水壓機を用ひられない場合には、特別な棒其の他で鋼索を通すのである。鋼索を通してしまつてから掃除機械を取付けてそれを挿入する。次に管が修繕され、水を適量だけ出して機械を機動的の捲揚機で管の中を通して引張る。鋼索で引張る式でも、水で押出す式のものでも、何れの方法によるも幾分かの水を通し、掃除機械によつて管からけづられ、掘られた泥と沈澱物を先の方へ出すのである。その水と沈澱物と掃除機は立上り管を通つて街路面上に出される。管から機械が出てしまつてから水を遮断して立上り管を取除き管を元の箇處で結合する。断水すべき時間は大體 5~7 時間である。急を要する場合には管を間に合せに修繕して仕事は急速に復舊する。

圖-35. 側管は管が適当な大きさではじめて有効に働く。

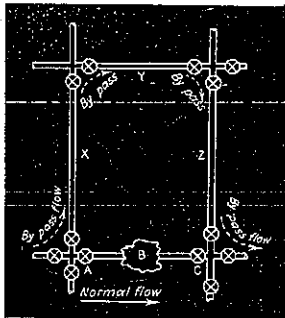


圖-36. 水壓によつて管の中を推進する管路掃除機は立上り管の端から押出される。下の圖は掃除機械が泥を掘いたり、掘つたり羽根を示すものである。



表-8. 掃除前及後に管長 1 000 吋に對して要したポンプの馬力數。

Pipe Flow Dia. in.g.d.	Before Cleaning		After Cleaning		Hp. ing*
	Coefl.	Hp.	Coefl.	Hp.	
6 in.	1	60	26	110	8.5 17.5
8 in.	1.5	70	10	120	6 10
10 in.	2	70	12	120	4.5 7.6
12 in.	3	70	18	120	6 10
16 in.	4	80	7	120	3.5 8.6
20 in.	7	80	14	120	5.5 8.6
24 in.	10	90	11	120	6.4 8.76

*Divide by pump efficiency factor for gradual saving.

火急に多くの水を要する時古い管を全部新管に換へる事も一案だが、入札、配水用材の入手、新管の敷設は時間がかかる。以上の方法であれば時間の損失も少く数日で出来るのである。

道 路

(150) 作戦区域に於ける道路工事 (1)

(Stuart C. Godfrey, M. Am. Soc. C. E., "Road Work in Theaters of Military Operations. Part I General Considerations--the Task and the Tools." Civil Eng, May 1941 p. 282 ~285. 新妻幸雄抄)

戦争の場合には数だけあればいゝと言ふのではない。人や必需品が重要な點に輸送されれば軍隊は勝利を得られる。戦争の場合、道路は之に對して重要な役割を果たすものであり、今までも然りであつた。

軍隊が機械化して來た今日に於ては軍の移動が急速になつたので道路は更に重要な使命を帯びるに至つた。獨逸のポーランド電撃戦の成功は多數の機械化された技術部隊の助力がなければ不可能であつたらう。この技術部隊は悪い道路を改良したり、障害物を除去して進撃を容易ならしめ、破壊した橋梁を架換へたりする。

自動車輸送は移動性が大きい、交通路の破壊や障害物に對しては弱い。有效な防禦とはどんなものでも障害物を利用することだ。障害物を取除くことは前進を援助する技術者の妨害をなし、その結果前線に於ける道路工事の困難を増加する。

技術部隊の組織と訓練と裝備とを論ずるに當つて第一に戰場に於ける道路工事について技術家として持つべき概念を考へなければならぬ。我々は此處では靜かな後方に於ける仕事などは考へない。後方に於ては仕事は市内の工事に似て來る。しかし我々の現在の目的は戦争區域であり、十分な道路網であり、速かな移動を要する戰場である。

この様な條件の下では軍の技術家は道路の問題を本質的には別の職業の様に考へることになる。これに對しては普通の道路工事に對する様な考へは役に立たない。戦略、敵の反撃、砲火、砲撃と言つた様な軍事的要求を考へなければならぬ。こんな状態では新しい建設などは出來ない。方々に道路幅員の増大とか迂迴路や近道を作る様な仕事が生ずる。併し實質的には修理とか維持とかの仕事である。重い設備は持參出來ないし、重量の大きい道路材料は現場へ運搬出來ない。結局臨機

の處置を探ることになり、地方的材料や手工具を用ひることになるが結局速度が必要である。司令官は殆んど不可能に近い速かな結果を要求するであらう。急速の仕事は健全な處置とは縁遠いものであるかも知れないが司令官の命令は絶対である。

經驗による解決策 それ故軍の技術家は、道路や道路技術は知つて居なければならぬことは勿論だが、一般の健全な施工にばかり執着してはならない。深遠な知識よりも適確な判断、常識、水火も辭せざる精神が大切なのである。經驗に教へられた軍の技術家の概念を列挙すれば次の通りである。

1. 道路工事は排水の一語に盡きる。排水へ出來れば道路はどんな材料によつても建設し得るし、どんな交通にも耐へ得る。滯水があればどんな材料を使用しても道路は失敗である。このことは書物も教へて居るし、又演習の時などで一雨降ると道路は泥沼化して軍需品の圓滑な輸送を期し得ないことが示されて居る。

2. 道路工事をやるための組織は細胞組織がよい。部隊を細別し過ぎると管理は困難となるが、下士官や兵士でさえも自信が盡き蕪落を増す結果となる。

3. 雪融の候などに道路の破壊を防ぐためには交通禁止をしなければならぬ。技術家は交通整理をやる義務はないが交通整理についての意見は全軍の命令に重要な役をなす。

4. 自由に通れる様に道路を維持するためには歩兵や其他の部隊の援助が要る。それ故に技術者は他の部隊の仕事に監督し得る様に訓練されて居なければならぬ。

5. 道路の幅員は充分に考へなければならぬ。二方交通では路肩が破壊されるから幅は最小18呎必要である。狭い道路に對しては一方交通を薦めるべきである。

6. 軍隊輸送下に於ける道路維持のためには莫大な材料を必要とする。世界大戦間にフランスの使用した量は17,000,000 ton程であつた。

7. 従つて道路材料運搬のために多數のトラック、特に空のトラックが必要である。戦争中必要なだけ充分な輸送は決して出來ない。第一次世界大戦の時英國では前線へ行くトラックは5臺目のものは道路材料を運ぶことにきめた。現在の技術部隊は戦闘聯隊 (combat regiments)、作業聯隊 (general service regiments)、獨立大隊 (separate battalions) と戦闘大隊 (combat battalions) とから成る。この組織は各々が屬する大部隊の種々の要求に應じ得る様に考へられて居る。詳細

は C.E., 1941 年 1 月の Schley 氏の論文“戦争に於ける技術者の役割”の表-9 を参照されたい。

師團所屬の技術大隊・急速に進撃する場合師團の戦闘機能を増すためのこの大隊の使命は路線障害物の除去と渡河と言ふ様なものだけに相違ない。道路工事などは後綴の技術部隊に任せなければならない。この部隊は重量 7ton のブルドーザーを着けたトラクター 3 臺を備へて居る。則ち 1 中隊に 1 臺備へる割になる。尙又空気圧搾器 3 臺、ジャックハンマー、鋪裝破壊器や鋸などを持つて居る。これは亦全人員と設備とを移動し得るだけのトラックを備へて居る。

軍團の技術者 3 師團より成る軍團は 2 個の技術聯隊を持つて居る。この部隊は師團所屬の部隊より人員も設備も多く道路工事に對しては遙かに熟練して居るので道路工事を課せられて居る。しかし防塞で側面を防護すると言ふ様な戦略的使命は彼等の有效なる道路工事を妨害する様である。

各聯隊はブルドーザーと空気圧搾器の外に 3/8 ヤードと 1/2 ヤードのガソリンショベルと機械化されたグレーダーを備へて居る。3/8 ヤードのガソリンショベルは軽い橋でも渡れる様に考慮して撰定されたものである。除隊は 1/2 ton の空トラックを 101 臺備へて居る。

軍の技術者 3 軍團から成る野戦軍には 3 個聯隊の作業部隊がある。この 3 個聯隊は 6 個の獨立大隊を加へて作戦區域の道路工事を履行基礎組織をなして居る。人員は約 11 000 人で作戦區域の全道路を任せられて居る軍の技術者の下に作業をする。作業聯隊は軍團の戦闘聯隊より設備がよい。獨立大隊は動力設備はあまり持たない。

かくて正規の野戦軍は表-9 に示す様な多量の技術者と機動設備を持つ。

準備並訓練方法 過去 20 年間に、5 000 人ばかりの技術部隊は道路工事に關しては専門的な訓練は殆んど

受けて居ない。ハワイとパナマでは例外で、第 11 戦闘聯隊と第 3 戦闘聯隊はマカダムやアスファルトやその他の型式の道路建設に於て非常に進歩を遂げた。しかし合衆國では、中心となる有效な技術部隊を作るために基礎的の技術訓練と戦闘訓練に非常な努力を集中して居る(更に急速に養成出来ない寫真大隊の養成にも努力して居る)。それ故最近では機械や設備を求め金などより経験ある部隊の方が大切であつた。道路用機械は速に得られるし又絶えず改良されるから之を貯藏して置く必要はなかつた。

處が今日の状況は全く變化して居る。軍は緊急の場合に直面すれば迅速に行動を起さなければならない。資金も多ければ多い程有效になつて來て居る。技術部隊は目下急速に増員中で夏までに 5 000 人から 75 000 人に増員しやうとして居る。この部隊はあらゆる型の技術部隊を含んで居る。空軍の着陸場を建設、維持、防護する様に組織された航空技術部隊をも含んで居る。この航空部隊は特に半陸型ローラー、道路材料混合機、瀝青材料撒布器、スクレーパー、ルーター、ショベル、グレーダーと言ふ様な特殊な機械を備へて居る。

現今計畫されて居ない新しい道路部隊 特別な道路部隊を組織することは今は考へて居ない。將來更に發展すればこの様な部隊は必要かも知れない。そしてこの場合には道路技術者と部下とで部隊を組織するだらう。しかし特に必要でない限り特殊部隊を組織しない方がよい。一般の技術部隊は或意味では道路部隊である。しかし現在軍に認可されてる部隊表に裝備中隊なるものを追加しやうと言ふ計畫がある。この中隊の義務は組織上の裝備以外に軍の豫備として割當てられて居る裝備について考慮することである。更にこの裝備中隊を補給中隊 (depot company)、維持修理中隊 shop company)、材料運搬中隊 (dump-truck company) と組合はせて park battalion としやうとの計畫がある。

表-9.

設 備	9 個の師團付大隊	6 個の軍團付聯隊	3 個の作業聯隊	6 個の獨立大隊	2 個のトラック中隊	合 計
ブルドーザー	27	48	24	48	—	147
機動化した空気壓縮機	27	48	24	30	—	129
3/8 ヤードガソリンショベル	—	6	—	—	—	6
1/2 ヤードガソリンショベル	—	6	6	6	—	18
機動化したグレーダー	—	6	6	6	—	18
1/2 トンの空トラック (他のトラックは除外)	477	606	123	102	90	1 398

この擴大した部隊を活動させる場合には機會を利用して道路工事について訓練を施すだらう。新しい宿營をやる様な場合にはこの様な機會が多いだらう。これによつて宿營の建設や改良が出来る一方演習の折の種々の訓練の他或想定の下に訓練することや新しい作業聯隊に與へられて居る特殊設備を試験することに特に留意出来る。現代の公道工事で發達した種々の技術は廣く實行され、地盤安定法を軍用に適應させやうとしたり特に瀝青材料を軍用道路の急速修理に採用しやうとするだらう。

創 意 現在の技術部隊に對して道路作業や訓練が如何に重要であるかと言ふことは第15大隊の報告によつて明らかである。昨秋組織されたばかりのこの部隊は新型のコール天の礎を工夫し之を針金で連結して運搬に容易な様に圓筒形に巻いて居る。これは速かに擴げて結びつけて濕地上に置けばタンクを通し得る急造の道路となる。

道路問題に直面して技術部隊の示した創意の模範的な例は第五軍團の司令官の推薦によるもので次の通りである。

第107部隊は1941年の1月8日から10日迄の短期間に、殆んど交通の出来なかつた道路を3/4哩ほど改造した。又非常に悪い箇所が多く、所に依つては全く通れない様な第三流の道路を8哩ばかり改良した。更に3哩ばかりの枝道の悪い箇所で作業もした。この作業をする間中、曳綱を使用したり、現場に依つてはトラクターやトラックを使用して必要な交通を維持して居た。

今迄橋のことには一言も觸れて居ない。しかし道路の強さは川との交叉點にある橋の強さと同様であることは明らかな事實だ。軍の技術者は浮橋や固定橋などの軍橋の設計や技術部隊に附與するべき架橋設備について非常に研究して居る。現在採用されて居る固定橋の標準型については章を改めて記述しやう。

(151) 米國々防道路の新設計示方書

“New specifications issued for Defense Road Design.” E. N. R., March 13, 1941.
河北正治抄

梗 概 米國々防道路細計法に基き、新設又は改良道路に適用すべき示方書が道路管理局に依り發表されたが、之は米國洲道路技術協議會の標準示方書に基き軍備擴張により生ずる諸條件に適合する様調整されたも

のである。

道路管理局と軍當局との協議の結果、州道路技術協議會の標準示方書に對して變更を加へた主なる點は、重戦車による荷重の増大と、軍用車輛と民間車輛との間の甚しき混亂を避ける爲道路幅員を擴大することゝである。路肩に對する觀念は後述の様に根本に於て變更された。

道路管理局では、地方の橋梁及び道路に對しては州道路技術協議會の推薦せる最近改正済の標準活荷重 H-15 に依る設計にて充分なることを知り、且之は既に廣く聯邦の補助ある道路工事に採用され、市街地に對しては重量物の輸送多きため標準活荷重 H-20 を採用する様薦

圖-37.

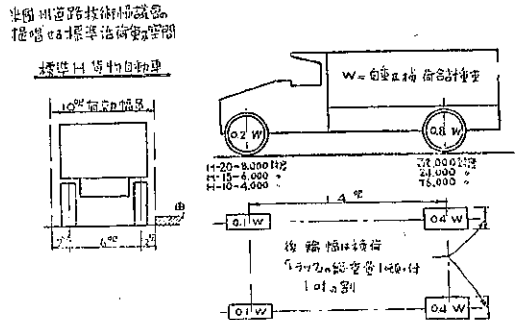
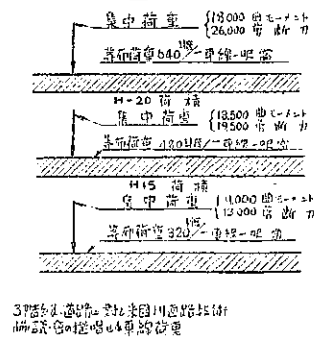


圖-38.

めて居る。

新設計示方書 新設計示方書は2月1日に發表された M. Carmody の“國防上必要な道路”といふ報告に含まれてゐる。州道路技術協議會の標準示方書と相異した部分を次に述べよう。



H-15 荷重に依り設計された橋梁は、通常交通繁度であれば總ての民間車輛に對して普通許容されて居る超過荷重の範圍内では安全であり、重戦車及中級戦車を

圖-39.

國防道路に於て重量軍用車輛代表的集中車輪荷重

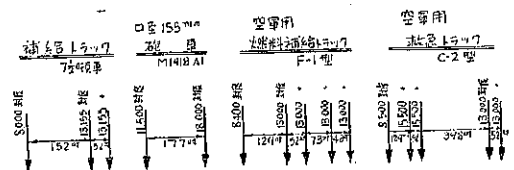
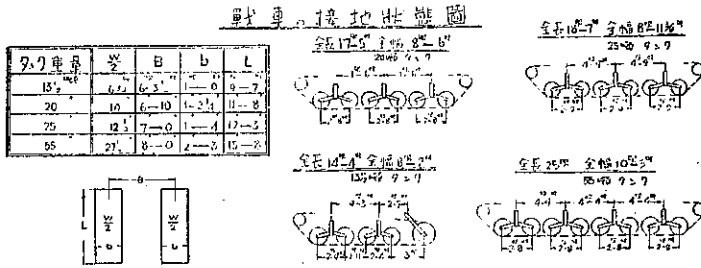


圖-40.



除く軍用車輛に對しても制限を加へる必要はない。
 戦車の通過に對しては、種々研究の結果 II-15 荷重に依り設計された 2 又は 3 車線幅橋梁に對して圖-40 に示す如く分類せる戦車の影響に就き次の結論を得た。
 輕戦車 (13.5 噸) 同時に 2 車線上に乗るも許容應力を超過しない。

中型戦車 (20~25 噸) 大體橋梁の中心線に沿ひ 1 列で、少くも 40 呎の間隔を置いて通過すれば許容應力を超過しないし又速度を制限する必要もない。

重戦車 (55 噸) 大體橋梁の中心線に沿ひ 1 列で、少くも 50 呎の間隔を置き、時速 4 哩を超えなければ支障はない。

建築限界 有效幅員が 18 呎より小なる 2 車線道路上の橋梁及び地下道は速かに擴幅すべきである。

2 車線道路上の新設及び擴築橋梁の有效幅員は現在の平均 24 時間の交通量に應じ表-10 の少くも最小幅員、出來れば希望幅員に依るべきである。

表-10.

平均 24 時間の交通量	新設及擴築橋梁の有效幅員	
	最小幅員 (呎)	希望幅員 (呎)
車 輛 幅		
600 以下	24	26
600~1800	26	28
1800 以上	28	30

2 車線幅橋梁の有效幅員は表-10 の最小幅員で充分ではあるが、希望幅員に依れば幅員 8 呎及びこれより稍廣幅の車輛の走行にも安全である。又希望幅員に依れば 25 噸及 55 噸戦車を除く軍用車輛 (幅員最大約 8.5 呎) の通過にも支障がない。有效幅員 20 呎以下の 2 車線幅橋梁にして擴築せぬ場合は狭幅橋梁として公示すべきである。3 又は 4 車線道路上の橋梁は有效幅員が各々 30 呎及 40 呎以下なる場合は速かに新設又は擴築すべきである。

3 又は 4 車線 道路上の新設及擴築橋梁の有效幅員は各々 40 呎及 62 呎を必要とし、尙出來れば外側縁石間は、取付鋪裝又は 12 呎幅の車線に對し設計せる鋪裝の外端間の幅より 6 呎大とすべきである。中央に幅廣き上下線分割帯を有する 4 車線道路上の橋梁は 2 本とし、各橋梁の有效幅員は 26 呎、出來れば 30 呎とすべきである。

2 車線道路上の新設及び擴築地下道の有效幅員は現在の平均 24 時間交通量に應じ表-11 の最小幅員、出來れば希望幅員に依るべきである。

表-11.

平均 24 時間の交通量	新設及擴築地下道の有效幅員	
	最小幅員 (呎)	希望幅員 (呎)
車 輛 数		
600 以下	30	40
600~1800	30	42
1800 以上	30	44

3 及び 4 車線 道路上の新設及び擴築地下道の有效幅員は取付鋪裝又は 12 呎幅の車線に對し設計せる鋪裝の外端間の幅より少くとも 6 呎、出來れば 21 呎大とすべきである。

有效高が 12.5 呎以下の橋梁及び地下道は速かに高むべきである。

新設及擴築地下道の有效高は少くも 14 呎を必要とする。有效高 14 呎なれば總ての軍用車輛及び民間車輛の通過に支障がない。

有效高が 14 呎以下にして昂上し得ぬときは最少高を明瞭に公示すべきである。

路面及び基礎 總ての路面は塵埃の發生を防止し、總ての路面及び基礎は 9000 封度の空氣入りタイヤ車輛荷重が反復載荷するも四時維持し得る如く、慣例に依り設計すべきである。

この規準により、設計せる路面は、民間車輛及び現在使用されつゝある戦車及び豫想し得る戦車を含む總ての軍用車輛の通行に耐へるものと思はれる。

2 車線の鋪裝幅員 鋪裝幅 18 呎以下の在來 2 車線道路は速かに擴幅すべきである。2 車線道路上の新設及擴築鋪裝の幅員は現在の平均 24 時間の交通量に應じ、表-12 に依り設計すべきである。

表-12 の幅員によれば時速 15 哩乃至 70 哩の幅廣き

表-12.

平均 24 時間の交通量	新設又は改良舗装幅員 (呎)
車 輛 幅	
000 以下	20
600~18 00	24
1 800 以上	24

車輛、普通の混合割合の重量車輛を含む民間車輛及び豫想される軍用車輛に対しても充分である。

3 及び 4 車線の舗装幅員 1 車線當りの舗装幅員は 12 呎とすべきである。斯くすれば民間及び軍用車輛に充分である。1 車線の幅員がこの規準より狭くとも現在支障なき場合は今直に擴幅する必要はない。

路肩 現在平均 1 日の交通量が 1 800 臺以上の道路は勿論それ以下の交通量の道路にあつても舗装の兩側に駐車を許すに充分なる幅員を有する路肩を連続して設くべきである。この爲には最小幅 8 呎を必要とする。

軍車輸送に使用せらるべき道路に於ては軍用車輛が駐車するも一般交通を妨害せぬ様特にこの規準に依るべきである。若し上述の如き道路にして連続せる路肩を設くことが困難ならば、4 哩以下の間隔を置き長 2 000 呎以上幅 8 呎の路肩を設くべきである。

この路肩は道路の兩側に千鳥に設け、その平均間隔が 2 哩以下の駐车用定地として必要である。

これは平均 1 日の交通量 1 800 臺以上の交通量を有する道路に対しては最少限の要求で、最急勾配を含む山岳地方に限り例外と考ふべきである。

如何なる場合にも路肩幅は 4 呎以下とすべきでない。
勾配及曲線 現在支障なき道路の勾配は變更する必要はない。何等か他の理由で道路を改良又は新設せんとする場合は最急勾配(長 500 呎を越ゆる)を山岳地方では 6%、山岳地方以外では 4% 以内に止むべきである。

この制限勾配以内なれば、大部分の旅客自動車は夫々時速 60 哩及 70 哩、無理にならぬ程度に積荷せる貨物自動車は時速 25 哩以上、同様な状態のトラクター、セミトレーラーの大多數は時速 15 哩以上で夫々運轉することを許可出来やう。現在支障なき道路の曲線は變更する必要がない。新設又は改良道路の交角は山岳地方で 6 度、山岳地方以外では 4 度以内とすべきである。

この制限以内なれば、貨物し得る最大勾配を併用して夫々時速 60 哩にて安全に運轉することを許可でき

やう。

急勾配となる山岳地方で交通量少く重要性の低い路線に於ては最大交角を 14 度迄、同様の状態で山岳地方以外の路線では 10 度迄増大してよい。

都市計畫

(152) 防空都市

(“Die luftharte Stadt.” Die Sienne, 1940 Nr. 26)
s. 599~600. 瀬廣可一抄

獨逸に於ける人口の都市集中は甚しく、戦前に全國の人口密度は 1.4 人/ha に過ぎないに拘らず、例へば伯林舊市街に於ては 3 000 人/ha 以上の密度を示して居る。1875 年には獨逸全人口の 6% が大都市に住んで居たが 1900 年には 16%、1933 年に 30% と大都市人口は次第に増加して居る。この人達は殆んど全く統制なく建築された市街地の太陽の當らない狭隘な不衛生極まる住宅に居るので、自ら故郷たる土地より離れ、出生率は低下し、人口減少の途をたどるのである。政治家及び人口問題、衛生學都市計畫にたづきはる人々は「既成大都市は國民を殺す所だ」と考へ、防空の専門家もこれに従ひ、空襲に依り大都市の存在は全く否定されねばならぬとして居る。

従つて國土防空の努力は既成大都市より寧ろ新都市の建設に注がねばならない。新都市は豫め設定されたる國土計畫に基く必要がある。國土計畫は強き政治的指導力に依り定住地と工業の定地と大きさを確定するものである。將來は國土の局部に集中的な龐大な生産や消費が行はれるべきものでなく、これらは計画的に配設された地域の中に營まれ、それが多數相互に結合する連繫經濟に依り獨逸國土が秩序付けられるべきである。そのためには住居地と工業地とは截然と分離され、市街地の發展が農耕地と指定された範圍にまで及ぶことを阻止しなければならない。かかる計畫に依り定住地が空襲される危険は著しく減少する。

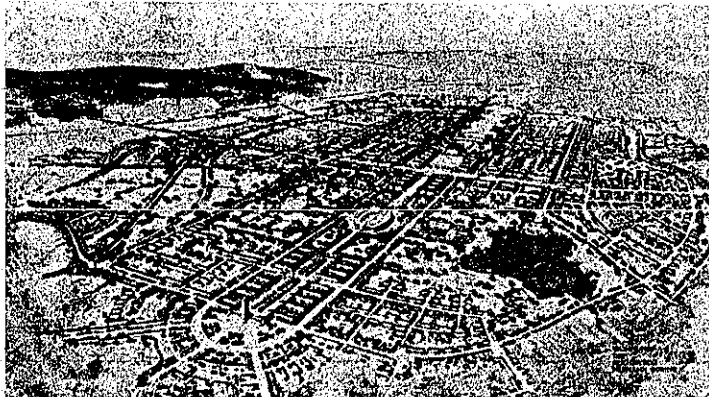
新都市に就いては總べての社會的、衛生的、交通技術的諸問題が充分検討されねばならない。單に既成大都市の缺點より救済するに止らず、將來の空襲の危険より防護する必要がある。新都市の建設と言ふことは獨逸に於て 200 年來なかつたことである。理想的都市に就て種々提案がなされて居るが、人口 20 000 の都市が適當な規模であると言ふ専門的研究がある。この程度の都市は常設的文化、教育施設其他公共施設を備へ得

て、規模も一目の下に眺望し得るので行政機関が小で足りる。市民と土地との結合を緊密ならしめ、公共生活に於ける自主的、實行的協同がもたらされる。住居と職場の距離を短縮し、生産的な長距離通勤（例へば伯林に於ては平均 51 分を要する。）を解消する。買物や通學の距離或ひは郊外公園への距離を 10~15 分に短縮する。従つて大都市に必要な交通機関を要しない。多くの専門家は更に人口 10 000~15 000 の都市を推奨して居る。

かくの如き新都市に於ては災害が擴大する餘地がない。災害を受け易いことは從來の自由主義的都市の特徴で、それは一元的指導なく非組織的に混亂せる發達をしたからであり、偏れる資本主義的利潤追求の結果である。こゝに正しき都市の發達を指導する都市計畫の統一性が考へられねばならない。新都市の組織は細胞より成り、これらは細胞群を形成し、更に中核體を組織する。どの街の生活も學校の如き中核に對し整然として居て、これらの核は相互に有機的關係にあり、次々に上位の核に連絡して都心に結合される。都心には國及び地方行政官廳が在り、稀には大なる商工業の施設がある場合もある。驛は市街地外風下に、保健衛生施設は適當なる郊外に選定され、學校は兒童生徒が交通の危険なく通學し得るやう出来る限り廣大な綠地に包まれるべきである。

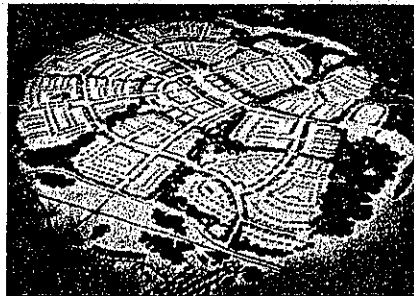
この計畫的な新都市に於て建物は三階以下に制限される。三階の閉塞式建築は都心に於てのみ許され、それより中心を離れるに従ひ、開放式三階建、閉塞式及開放式二階建、閉塞式一階建と漸減し、市街地縁邊に於ては農耕に調和せる平屋の一戸建とする。市街地は廣幅の綠

圖-41. Salzgitter 地區の Hermann-Göring Stadt は人口約 13 000 を以て計畫され、防空的に充分考慮されて居る。



地帯で分割され、住宅はこの街廓の中にあらうと綠地帯に沿つて居ようと必ず庭園を持つべきである。この市街地を限なく貫通する廣幅の綠地帯は庭園ある住宅と共に火災の蔓延を防止する。建物の階數制限は過度の人口集積を阻止する。人口密度 150 人/ha 以下が防空的だと言はれて居る。Feder 博士は人口 20 000、密度 80 人/ha の都市を提案して居る。閉塞式建築を避け、開放式を採擇し、建物の最小間隔を確保、通風を良好にする事は凡て防空的に緊要なことである。一貫せる計畫に基づき果斷に實施せられたる都市は他の防空建築の諸問題も一元的に検討解決さるゝ故極めて防空的に強化される。各戸に必要な防護室、救護所の總括的計畫は技術的、經濟的、國防政策的見地より検討され、最小の費用で最大の効果を揚げるべきである。更に大なる都市でも同じ方針に依り分割、疎開し上述の如き建築を採用すれば防空的に強化される。その例として Salzgitter に在る Hermann-Göring Stadt の模型をあげる。又 Braunschweig 市の如く既存大都市の周邊にも利用さ

圖-42. Feder 博士の提案する人口 20 000 の防空都市の模型。



れる。これは 4 ヶ年計畫の中部獨逸の開発事業に伴ふ多數の衛戍狀に配置された定住地の建設である。これら定住地の人口密度は 70~132 人/ha である。

既成大都市も多方面の社會的、衛生的、交通技術的要求に適合せしめらるる時は防空的不安が解消するであらう。その爲めには舊市街を改造し、過大な街廓を分割し、街路を擴幅し、交通施設を改善し、綠地帯を擴張、系統的に連絡し、一定の工業を取除き、殘存工業を合理的に配置し、市街地の組織を整へ、危険な又は災害を誘致し易き施設の周圍に建築禁止地帯を設定し、國民の慰樂、保健施設を郊外に移すことが重要

である。かくの如き改造に依り大都市も防空的に強靱となると共に、改造を行はず附加的な建築防空施設をなすことは價值なく、つまらないことが判る。定住地事業に依る國民慰樂、保健の増進、人口配分、都市農村運動等を行はんとする企圖は防空技術的に極めて重要であつて、防空的都市の礎石である。

橋梁及構造物

(153) 連續繫拱橋

(Howard H. Mullins; "Continuous Tied arch Built in Missouri." E. N. R., June 5, 1941, p. 84) ~87. 西畑 勇夫 抄

近年建設された珍しい公道橋の中でも、Missouri 州道路課に依つて、Meramec 河に架せられたもの程目新しいものはない。

本橋は、連続繫拱橋と云ふのが應はしく、歐洲にては結構拱よりも鋼拱を使用せる普通の型式のものは建設されて來てゐるが、合衆國に於ては此の種の橋は唯一であると信ぜられる。

Meramec 橋が St. Louis の運動場と呼ばれる地域に撰定されて以來、合理的な美學的妥當性ある構造物を得べく努力が拂れた。同時に經濟的考察も重要であり、従つて數種の型式が研究され、その中には、單支間鋼拱、タイドアーチ3連のもの、連続鋼拱タイドアーチ、3支間連續トラス、靜定3支間連續トラス、突桁式トラス、自旋吊橋等が考へられた。而して正確に評價して見ると、連續タイドアーチが最も經濟的であつた。

本橋は風荷重が 1/3 増加され、M-20 荷重が用ひられた他は、1935 年の A. A. S. H. O. 示方書に依り設計された。支間は、192呎 204呎 192呎の3つで、幅員 4 呎の無床版格子床組に依つて分離された幅員 21 呎の道路 2 本を有する。連續トラス及拱繫材の作用は、構造物に 3 個の不定量を與へ、更に今1つ多くの條件が結構拱の

中央に於ける二重の交叉斜材に依つて生ずる。この二重斜材はトラスの外観をよくする爲に用ひられたものである。

應力計算：—

此の型式の構造物の應力解法には、數種の方法があるが、最小仕事の一般方法が用ひられた。

$$\text{全仕事 } W = \frac{1}{2} \sum \frac{S^2 l}{AE} \dots \dots \dots (1)$$

X_a, X_b, X_c が 3 つの未知應力、反力或は媒介變数を表すものとするれば

$$\left. \begin{aligned} \frac{\delta W}{\delta X_a} &= \sum \frac{S l}{AE} \cdot \frac{\delta S}{\delta X_a} = 0 \\ \frac{\delta W}{\delta X_b} &= \sum \frac{S l}{AE} \cdot \frac{\delta S}{\delta X_b} = 0 \\ \frac{\delta W}{\delta X_c} &= \sum \frac{S l}{AE} \cdot \frac{\delta S}{\delta X_c} = 0 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (2)$$

但し $S = S_0 + S_a X_a + S_b X_b + S_c X_c \dots \dots \dots (3)$

茲に $S_0 \dots$ 外力のみに依る靜定構造に於ける應力 (圖-45 参照)

$S_a \dots X_a = 1$ に対する應力

$S_b \dots X_b = 1$ に対する應力

$S_c \dots X_c = 1$ に対する應力

各未知數 X_a, X_b 及 X_c に關して方程式 (3) を微分すれば

$$\frac{\delta S}{\delta X_a} = S_a; \quad \frac{\delta S}{\delta X_b} = S_b; \quad \frac{\delta S}{\delta X_c} = S_c$$

これ等の値を方程式 (2) に代入すれば

$$\left. \begin{aligned} \sum \frac{S_0 S_a l}{AE} + X_a \sum \frac{S_a^2 l}{AE} + X_b \sum \frac{S_a S_b l}{AE} + X_c \sum \frac{S_a S_c l}{AE} &= 0 \\ \sum \frac{S_0 S_b l}{AE} + X_a \sum \frac{S_a S_b l}{AE} + X_b \sum \frac{S_b^2 l}{AE} + X_c \sum \frac{S_b S_c l}{AE} &= 0 \\ \sum \frac{S_0 S_c l}{AE} + X_a \sum \frac{S_a S_c l}{AE} + X_b \sum \frac{S_b S_c l}{AE} + X_c \sum \frac{S_c^2 l}{AE} &= 0 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (4)$$

この聯立方程式より未知數を解き得る。

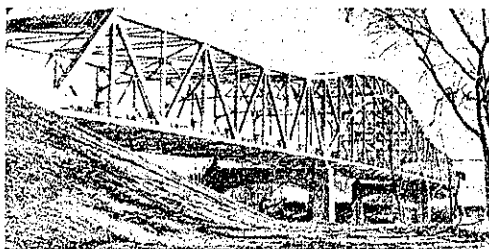
併し今

$$\left. \begin{aligned} (a) \quad \sum \frac{S_a S_b l}{AE} &= 0 \\ (b) \quad \sum \frac{S_b S_c l}{AE} &= 0 \\ (c) \quad \sum \frac{S_a S_c l}{AE} &= 0 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (5)$$

とすれば、各方程式は唯一つの未知數のみを含み、次の如くなる。

圖-43.

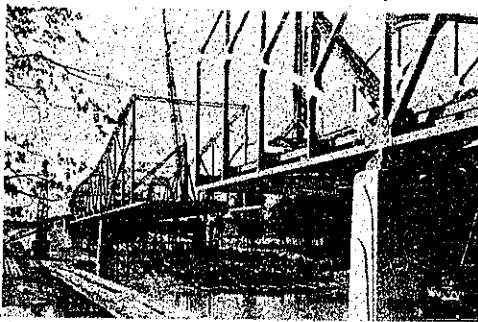
合衆國に於ては最初の型式なる St. Louis 近郊の Meramec 橋



$$\left. \begin{aligned} X_a &= -\frac{\sum \frac{S_0 S_a l}{AE}}{\sum \frac{S_a^2 l}{AE}} \\ X_b &= -\frac{\sum \frac{S_0 S_b l}{AE}}{\sum \frac{S_b^2 l}{AE}} \\ X_c &= -\frac{\sum \frac{S_0 S_c l}{AE}}{\sum \frac{S_c^2 l}{AE}} \end{aligned} \right\} \dots\dots(6)$$

(5) 式の表す條件は、若し軸が圖-45 a に示す様に選ばれるならば満足される。

圖-44.



軸の交點は、(5) 式(c) にて定まり、起拱點上 y なる高さに働く力 $X_0=1$ に依る應力 X_c は下の如く表はさる。

$$S_c = y S_a + S_n \dots\dots(7)$$

茲に S_n は $H=1$ に基く 2-鉸アーチ内の應力 (圖-45 e) の S_0 の値を (5) 式(c) に代入して解けば、

$$y = -\frac{\sum \frac{S_a S_n l}{AE}}{\sum \frac{S_a^2 l}{AE}} \dots\dots(8)$$

圖-45 a に示す構造の各格點に單位荷重を置き、應力 S_0 を求めるのは簡單である。従つて (6) 式の影響線が計算出来る。

圖-45.

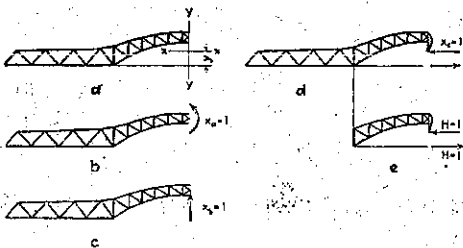
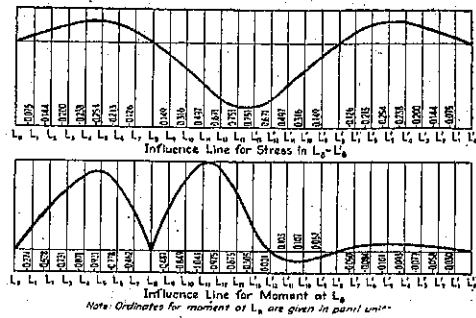


圖-46.



併し、もつと迅速な方法は、圖-45 に示す靜定構造系に、次々と S_a, S_b, S_c なる應力に基く彈性荷重を以て負荷せしめ、斯る彈性荷重に依る各格點の曲げモーメントを計算する方法である。(6) 式で分母で各格點曲げモーメントを割れば、 X_a, X_b 及 X_c の影響線が計算されるのであつて、圖-46 の影響線は此の方法に依るものである。

構：—

Meramec 橋の鋼鐵は、僅かに 1087 ton 餘りである。兩側支間には、ワーレン型トラスが最も適せるものとして撰ばれたが、アーチ支間としては、斜材に満足な傾を與へる爲にプラット型が用ひられた。

各部材は圖-47 に示されてゐる。

横構：—

上下兩横構も亦 3 支間連続系として考へられ、下横構は引張力のみを取る様に設計され、廣突縁 T 型鋼断面である。アーチ支間に對しては K 型構が用ひられ、断面は綴鉄と綾構にて結合された山形鋼 4 本よりなる。

どちらかと云へば淺い鉄の橋門は、橋に近接しつゝ見る時、從來の結構橋門より見映がするとして使用されたものである。對傾構は主橋脚上だけであるが、後格點 U_0, U_1, U_2 にも設けられた。アーチの下弦の面には横構はない。

鑄鋼支承：—

トラス中心間隔 51 呎、最大反力 472 kips、橋脚上最大反力 1587 kips である。固定沓は 1 號橋脚に置かれた。

鋪は全部排棄し、構支承飯は半徑 20 呎の曲面とし、徑 2 吋の合釘を以て鑄鋼製沓の平表面に固定されてゐる。この方法はトラスと沓とを結ぶ鋪を用ふる方法よりも經濟的である。主橋脚伸縮沓は 壓延鋼底飯上に置かれた 11½ 吋×4½ 吋×4 呎なる 7 個の構造用鋼ローラーの上に据ゑられてゐる。

床組：—

24 呎なる格間長は床組の鋼重量を最小にし、床桁重量は丁度縦桁重量に等しい。コンクリート道は2つとも、床桁間隔5呎の間に剛結された縦桁に支へられ、縦桁中心間隔5呎、21 吋廣突縁断面である。これらの床桁とトラスとの連結は、死荷重換より生ずる廻轉に等しく且反對に斜面を廻轉し、他方、トラスの垂直材及アーチの吊材内に生ずる二次應力を消滅する様になつてゐる。

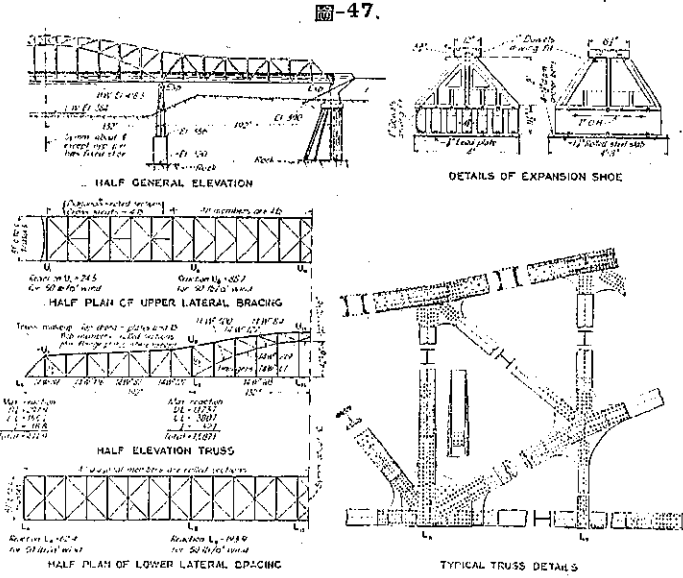
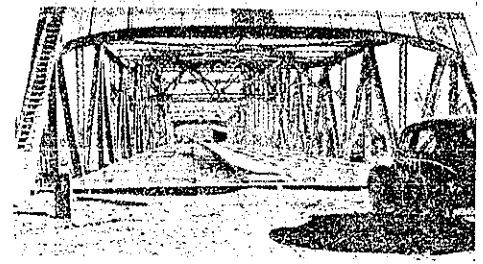


圖-48. 構造詳細圖



架設：——
側支間鋼材は、地上に据付けられた爬行クレーン (crawler crane) にて枕假工作物上に完全に架設され、後主橋脚上に剛脚デリックを設け、橋脚から突桁式にて架設が進められた。

(154) 鐵筋コンクリート桁構特に拱橋の彈性的及び塑性的變形

(Fr Dischinger; "Elastische und plastische Verformungen der Eisenbetontragwerke und insbesondere der Bogenbrücken" Bauing., Heft 5/6, 1930. 服部博太郎 抄)

著者は 1937 年にやはり本誌に於て、ラーメンの捩屈に關する一論文を發表したが、これは構造物の剪断力に及ぼすコンクリートのクリープの影響を算定したものである。且この際は簡單に彈性率はクリープ自身と同様に時間の函数であり、且コンクリートの圓筒供試體強度がその年齢と共に増大すると全く同様なりと假定したのである。かくの如く假定すると殆んど多くの場合、かなり有利な結果が得られる。

このクリープ理論の根本原則はホイットネイのクリープに關する理想曲線でこれはフックの法則を基礎とするものである。

緒論：—— 現在行はれてゐる拱の近似理論に於ては横距 δ に對して垂直方向の撓曲量 δ の影響を省略してゐる。これは非常にライズの高い拱に於ては差支へなく、且特に捩屈安全率の大なる場合には一層差支へないと言ひ得るのであつて、これは水平推力 H の偏心の爲めに生ずる附加モーメント $H \cdot e$ は近似理論に於けるモーメントに比して無視し得る程度に小さい故である。又捩屈安全率が高い程、近似理論と嚴密理論の結果はよく一致する。

故に B 章に於て先づ従來の近似的彈性理論を、クリープの影響を附加することにより補足し、次に A 章に於ては、塑性變形に對する基礎方程式に廻る。C 章に於ては、變形を考慮に入れた場合の拱の嚴密理論に關して述べる。以上は無筋コンクリート構造物に關してであるが、D 章にては、鐵筋の影響について探究してある。次に吾々が近似理論と稱するのは、軸方向及び撓曲クリープの影響を同時に考慮する場合で、この時は通例の彈性理論に相當する移動量は變形量を以て表はされる。

これに對して、嚴密理論に於ては、附加撓曲モーメントをも考慮に入れるのであつて、このモーメントは彈性的及び塑性的變形より生ずる。即ち此の時は、撓曲量 δ による横距の擴大量をも考慮に入れるのであつて、この理論を變形理論と名付ける。

A. クリープに起因する変形計算の一般式

I コンクリートの弾性率

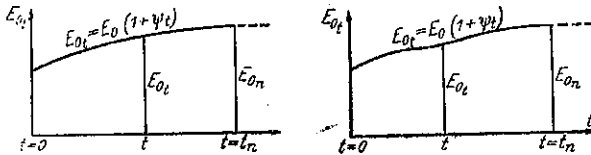
コンクリートの弾性率 E_0 と圓筒試験體強度 K_0 との間に近似的に次の関係があることは実験によつて知られてゐる。

$$\text{即ち } E_0 = \frac{550000}{K_0 + 150} \cdot K_0$$

然るに強度は長期に亙る時間の函数なるを以て、弾性率も亦時間の函数である。

構造物が完成せる時の値を E_0 で示し、 t 時間後に於ける値を $E_{0t} = E_0(1 + \psi t)$ で示す。実験による E_{0t} の増加状態は圖-49 に示す如く $(1 - e^{-t})$ にて近似的に表すことが出来る。且圖-49 右に示す如く、戸外構造物

圖-49.



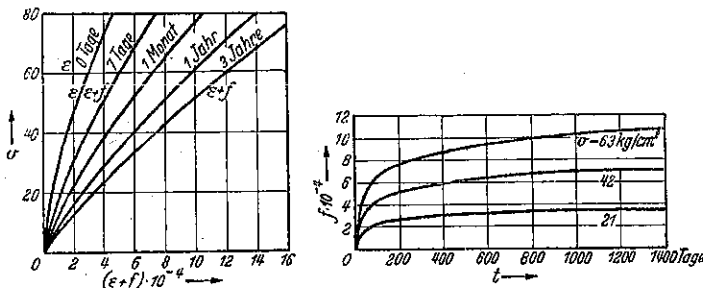
の強度増加即ち E_{0t} の増加は冬季間は小さく、春季温度が上り、乾燥が盛になると再び増大する。 $t = t_n$ に於ける E_{0t} の最大値を E_{0n} と名付ける。然るときは、完成時及び任意の時刻 t に於ける瞬間荷重に対する変形量(變長及び廻轉角)は次の(1)及(1a)式により計算される。

$$(1) \quad \Delta l = \frac{N}{E_0 F} \cdot \Delta S, \quad \Delta \vartheta = \frac{M}{E_0 J} \cdot \Delta S$$

$$(1a) \quad \Delta l = \frac{N}{E_{0t} F} \cdot \Delta S, \quad \Delta \vartheta = \frac{M}{E_{0t} J} \cdot \Delta S$$

2. クリープを考慮したる場合のコンクリート理想弾性率 コンクリートは長期間荷重を荷せられると、流れて抵抗性を示さなくなる。このクリープ現象は現在迄の多數の實驗により明かにされてゐるが、その大きは

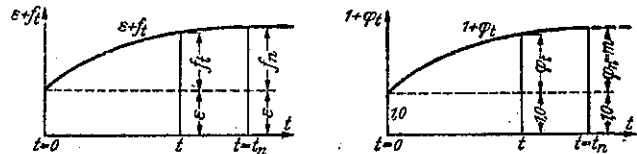
圖-50.



荷重を荷した時のコンクリートの材齢が若い程大きく且貧配合なる程又空気の相対湿度が小さい程大きい。加之配合材料の粒度及び礦物的性質によつて左右されるのであるが、此等の實驗の基礎となる最も重要な事實はクリープに對してもフックの性別が有效であると言ふ事實である。圖-50 は明かに此の歪みと應力間の相關性を示してゐる。ストレス・ストレーン曲線は最初荷重を荷した時に甚しく彎曲するが、これは無視して差支へなく且此の圖のアメリカに於ける實驗によれば應力と塑性變形間の相關性は 80 kg/cm^2 迄は確認されてゐる。それ故に吾々が通例使用する殆んど全領域に於て認められてゐると言つてよからう。且又、弾性域に於けるコンクリートに對してはフックの法則を基礎とする計算はほんの概算値を示すにすぎぬが、塑性域には非常に正しく適用されるのである。

N 及び M が引き続き作用する爲め生ずる弾性變形((1)式)は圖-51 より直ちにわかるやうにコンクリートのクリープによつて一層大きくなる。

圖-51.



$$(2) \quad \Delta l_t = \frac{N}{E_0 F} \cdot \Delta s \cdot \frac{\epsilon + \phi t}{\epsilon} = \frac{N}{E_0 F} \cdot \Delta s \cdot (1 + \phi t) = \Delta l \cdot (1 + \phi t)$$

$$(2a) \quad \Delta \vartheta_t = \frac{M}{E_0 J} \cdot \Delta s \cdot \frac{\epsilon + \phi t}{\epsilon} = \frac{M}{E_0 J} \cdot \Delta s \cdot (1 + \phi t) = \Delta \vartheta \cdot (1 + \phi t)$$

茲に Δl 及び $\Delta \vartheta$ は純弾性變形であり、且 $\phi = f_i / \epsilon$ は應力單位に關係する全く任意のクリープ曲線である。

而して塑性變形に對しても又フックの法則が有效であるから f_i の代りにこの ϕ 曲線を用ひて計算出来ることになる。時間 $t = t_n$ に f_i 若くは ϕt が最大値に達せりとすれば、その値を f_n 若くは $\phi_n = m$ にて表す。

$$(2b) \quad t = t_n \text{ に對して,}$$

$\phi t = \phi_n = m$ である。

m の値は $1 \sim 4$ が普通で、コンクリートの密度が大きく且空気の湿度が大きい場

合に m は最小となり、貧配合にして、よく乾燥せる場合に最大となる。

次に N 及び M に更に附加荷重 ΔN 及び ΔM が荷せられ、且 $t=0$ から $t=t_a$ 迄に E_0 が E_{0ta} 迄増大した場合には ΔN 及び ΔM なる新荷重に基因する弾性的變形は次式によつて與へられる。

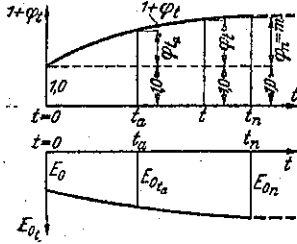
$$\text{即ち } \frac{\Delta N}{E_{0ta} F} \cdot \Delta s \text{ 及び } \frac{\Delta M}{E_{0ta} J} \cdot \Delta s$$

一方この新しい力による塑性變形は N 及び M の變形に比例せねばならぬを以て

$$\frac{\Delta N}{E_0 F} \cdot \Delta s (\varphi_t - \varphi_{ta}) \text{ 及 } \frac{\Delta M}{E_0 J} \cdot \Delta s (\varphi_t - \varphi_{ta})$$

即ち 圖-52, 53 によつて知られる如く繼續荷重による

圖-52.



クリープ曲線は $t=0$ に於て荷せられた荷重に對するものと相似である。この事實は Withney の實驗によつて知られたものである故にこれを Withney の理想曲線と名付ける。次に t_a に於て附加された繼續荷重による t なる時間の弾性的及び塑性的變形を次の如く書くことが出来る。

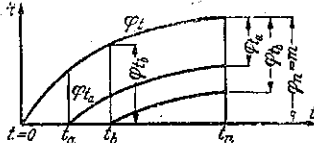
即ち

$$(3) \quad \Delta l_t = \frac{\Delta N}{E_0 F} \cdot \Delta s \cdot \left(\frac{E}{E_{0ta}} + \varphi_t - \varphi_{ta} \right) \\ = \Delta l \cdot \left(\frac{E_0}{E_{0ta}} + \varphi_t - \varphi_{ta} \right)$$

$$(3b) \quad \Delta \vartheta_t = \frac{\Delta M}{E_0 J} \cdot \Delta s \cdot \left(\frac{E_0}{E_{0ta}} + \varphi_t - \varphi_{ta} \right) \\ = \Delta \vartheta \cdot \left(\frac{E_0}{E_{0ta}} + \varphi_t - \varphi_{ta} \right)$$

この式は $t=0$ 即ち $\varphi_{ta}=0$ なる時は $E_{0ta}=E_0$ となり、(3)式は(2)式と一致する。(2)及び(3)式を微分すれば、 dt 時間に於ける塑性變形を求めることが出来る。

圖-53.



$$(4) \quad \begin{cases} \frac{d}{dt} \Delta l_t = \frac{N}{E_0 F} \cdot \Delta s \cdot \frac{d\varphi_t}{dt} = \Delta l \cdot \frac{d\varphi_t}{dt} \\ \text{或は } \frac{d}{dt} \Delta \vartheta_t = \frac{M}{E_0 J} \cdot \Delta s \cdot \frac{d\varphi_t}{dt} = \Delta \vartheta \cdot \frac{d\varphi_t}{dt} \end{cases}$$

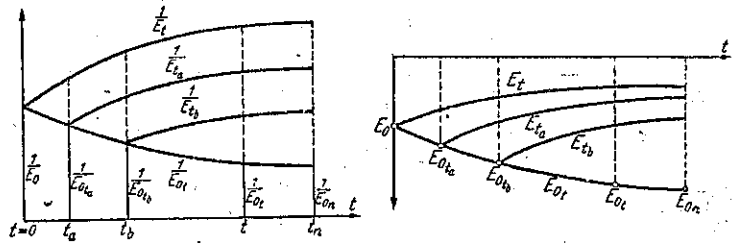
$$(4a) \quad \begin{cases} \frac{d}{dt} \Delta l_t = \frac{\Delta N}{E_0 F} \cdot \Delta s \cdot \frac{d\varphi_t}{dt} = \Delta l \cdot \frac{d\varphi_t}{dt} \\ \text{或は } \frac{d}{dt} \Delta \vartheta_t = \frac{\Delta M}{E_0 J} \cdot \Delta s \cdot \frac{d\varphi_t}{dt} = \Delta \vartheta \cdot \frac{d\varphi_t}{dt} \end{cases}$$

次に理想弾性率 E_t を求めるに $t=0$ にて荷重が荷せられたとすれば(2)式より

$$(5) \dots \dots \frac{1}{E_t} = \frac{1}{E_0} (1 + \varphi_t)$$

純塑性變形を示す $\frac{d}{dt} \left(\frac{1}{E_t} \right)$ の變化は(5)或ひは(5a)

圖-54.



式を用ふれば

$$(5b) \quad \frac{d}{dt} \left(\frac{1}{E_t} \right) = \frac{1}{E_0} \cdot \frac{d\varphi_t}{dt} \text{ となる。}$$

圖-54 は $\frac{1}{E_{0t}}$ 及び $\frac{1}{E_t}$ の値を決る $t=0, t=t_a, t=t_b$ に於て荷重を加へた場合について示してゐる。

前述の方程式は任意のクリープ曲線 $(1 + \varphi_t)$ 及び $E_{0t} = E_0(1 + \varphi_t)$ に於ても、剪断力を探究することは出来るが一般には、積分常数を決定しなければならない。今もし $\psi_t = \delta \varphi_t$ と假定するならば φ_t に關して別の假定を設けずとも $\varphi_t = \varphi_n = m$ なる最値を知るのみで正確に近い解が得られる。この假定は實驗結果とよく一致する。故に、弾性率は實驗室内の研究に於てもクリープ曲線と同様な状態で増加し、その状態は圖-49 及び 51 を比較して推定され且又、戸外の構造物に於ても冬季間は湿度が高い爲め、圖-41 右の E_{0t} 曲線に於けると同様、クリープに停滯が起るのであつて、前述の假定は如何なる場合に於ても正しいと認め得るのである。然る時は、

$$(6) \quad E_{0t} = E_0(1 + \delta \varphi_t)$$

茲に、クリープ及び收縮は物理的には同じ現象であるから、クリープ曲線と收縮曲線は又相似である。故に收縮量は次式によつて示すことが出来る。

$$(6a) \dots \Delta I_s = w_s T^2 \frac{\varphi_t}{\varphi_n} = w_s T^2 \frac{\varphi_t}{m}$$

$\varphi_t = \varphi_n = m$ に対しては、収縮量は最大値 $w_s T^2$ となる。

B. クリーブを考慮せる場合の拱及び其の他構造物

に於ける剪断力の近似理論

緒論に於ける定義により、弾性變形を除外し、クリーブによる變形を考慮に入れることとする。前述の如く、この近似理論は拱の捩屈安全率が大きなる場合のみ許容されるものである。且、此處では無筋拱について述べることとする。

I. 静定三鉸拱

前述の假定により、時刻 t に於ける反力及び剪断力は一般平衡條件から求められる。一般に、拱には出来得る限り彎曲率が作用せぬやうにしたいのであるが、コンクリートのクリーブ及び収縮のため、拱頂部は長年月の間には沈下し、爲めに拱軸線は絶えず擴がる故これは不可能なるが普通である。故に、吾々はある特定の時刻に於ては拱に彎曲が作用せぬやうな條件を定め得るのみである。以下吾々の研究に於ては、任意の拱形と任意の慣性モーメント分布状態を假定する。然る時は、弾性的拱壓力及び収縮、支點移動に起因する拱頂沈下量 Δf_t はクリーブを考慮に入れると、時間 t に於て

$$(7) \Delta f_t = -\frac{H_0}{E_0 I_0} \frac{a^2 + f^2}{f} (1 + \varphi_t) - \frac{w_s T^2 a^2 + f^2}{m} \frac{\varphi_t}{f}$$

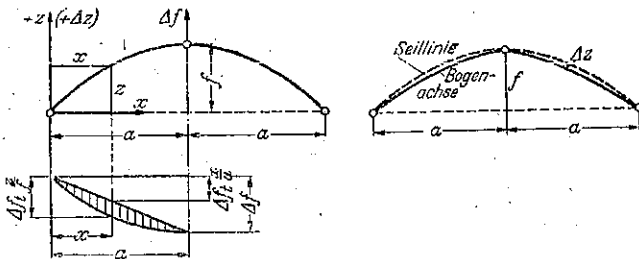
$$-\frac{\Delta t}{2} \cdot \frac{a}{f} = \Delta f_c (1 + \varphi_t) + \Delta f_s \frac{\varphi_t}{m} + \Delta f_w$$

但し、断面積分布状態は $R(x) \cos \varphi = I_c$ と假定する。断面積が任意の分布状態をなせる時は、數値積分により定る。然して

$$\Delta f_c = -\frac{H_0}{E I_0} \frac{a^2 f^2}{f}, \quad \Delta f_s = -w_s T^2 \frac{a^2 f^2}{f}$$

$$\Delta f_w = -\frac{\Delta t}{2} \cdot \frac{a}{f} \text{ は、クリーブを考へに入れざる通例の計算方法による拱頂沈下量である。此の爲めに生ずる彎曲モーメントを除くには、コンクリートを打つ場合は抵抗線と異つた形を拱に與へねばならない。}$$

圖-55.



然る時は未知のモーメント M_u を生じ、時間 t に於ける全モーメントは次式の如くなる。

$$(7a) M_t = H_0 \Delta f_t \left(\frac{Z}{f} - \frac{X}{a} \right) + M_u = H_0 \Delta f_t \frac{Y}{f}$$

$$\text{但し圖-55 より } \frac{Z}{f} - \frac{X}{a} = \frac{Y}{f}$$

コンクリートを打つ時の抵抗線からの拱軸偏倚量は M が $\frac{Y}{f} = \frac{Z}{f} - \frac{X}{a}$ によつて表される拱頂沈下によるモーメントに略等しいやうに選ばれる可きである。(圖-55のハツチせる部分参照)次にクリーブ及び収縮が終つた後には拱は彎曲を受けぬやうにしたい故に、 $t = t_n$ に対しては、 $M_{t_n} = 0$ なる條件より $\varphi_{t_n} = m$ なるを以て

$$M_u = -H_0 [\Delta f_c (1+m) + \Delta f_s + \Delta f_w] \frac{Y}{f}$$

これから拱に再び與へねばならぬ総額 ΔZ が求められる。

$$(8) \Delta Z = -\frac{Y}{f} [\Delta f_c (1+m) + \Delta f_s + \Delta f_w]$$

しかし、此の時は、 $t=0$ ($\varphi_t=0$) に於て次の如き彎曲モーメントを受ける。

$$(9) M_{(t=0)} = H_0 \frac{Y}{f} (\Delta f_c + \Delta f_w) + M_u$$

$$= -H_0 \frac{Y}{f^2} [\Delta f_c m + \Delta f_s]$$

$t=0$ に於ける彎曲モーメントは正にして圖-55 に示す如くである。然るに吾々はこの中間の状態即ち $t=0$ に於けるモーメントと $t=t_n$ に於けるモーメントを等しからしめたいのであつて、この場合大きは (9) 式によるモーメントの半分となる。即ち

$$(9a) M_{(t=0)} = -M_{(t=t_n)} = -\frac{H_0}{2} \frac{Y}{f} [\Delta f_c m + \Delta f_s]$$

$$(8a) \Delta Z = -\frac{Y}{2f} [\Delta f_c (1+m) + \Delta f_s + \Delta f_w]$$

拋物線拱の時時は圖-55 の如く

$$(8b) \Delta f \frac{Y}{f} = \Delta f \left(\frac{Z}{f} - \frac{X}{a} \right) = \frac{\Delta f}{a^2} \times (a-X)$$

以上より、彎曲モーメントに關係するクリーブ及び収縮は出来得る限り小さくする必要がある。そのためには密度の高い拱に長く濕氣を保持し、且最初は出来得る限りゆつくり荷重をかけることが必要である。扁平な拱で且クリーブ及び収縮の甚しい場合には、この拱頂沈下量はライズの 1% にも達することがある。又拱推力 H_0 は、沈下せるライズから計算されねばならない。以上は溫度變化に

よるモーメントを考へなかつたが、この値は最大及び最小値の絶対値は略相等しいので、影響する處少い故であるが、このために生ずる拱頂移動量及びそれに伴ふ彎曲モーメントは次の如くである。

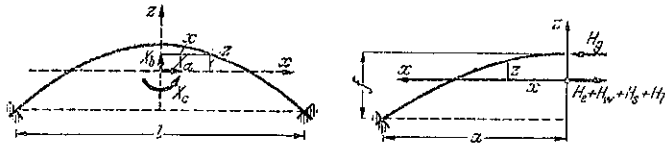
$$(10) \quad \Delta f/r = \pm wT \frac{\alpha^2 + f^2}{f}, \quad M_r = \pm H_0 \frac{Y}{f} \Delta f/r$$

II. 静力學的不定性拱

1. 微分方程式及びその解法

茲では、任意の變化狀態の慣性モーメントを有する全く任意の形の拱を取扱ふ。且静力學的不定性力 X_u, X_b 及び X_c の作用點を彈性重量の重心におく。かくすれば静定系からは静定附加モーメント M_0 及び水平推力 H_0 を得る。次に三不静定量を求めれば、附加彎曲モーメント M_0 及び不静定拱推力 H_0 が求められる。しかし拱の軸方向壓力の影響は考慮されて居らぬが、クリープの計算を考へに入れるとこの影響をも求め得る。(圖-56 参照) 前述の如く假定すれば弾性理論に従つて、次の (11) 式が成立する。

圖-56.



$$(11) \quad H_c = -H_0 \frac{\int \frac{ds}{E_0 F(X)}}{\delta_{11}}, \quad H_s = -\frac{w_s T l}{\delta_{11}}$$

$$H_m = -\frac{\Delta l}{\delta_{11}}$$

$$\text{但し (11a)} \quad \delta_{11} = \int \frac{Z^2 ds}{E_0 J(X)} + \int \frac{ds \cos^2 \varphi}{E_0 F(X)}$$

且つ、死荷重による附加死荷重モーメント H_0 は次式より得らる。

$$(11c) \quad \int \frac{M_0 Z ds}{E_0 J(X)} = 0$$

H_c, H_s 及び H_m から拱壓力、收縮及び支點移動による附加彎曲モーメントが明らかとなる。このモーメントを拵彎曲モーメントと稱する。何故ならば、拱重の幾分かは拱用によらずに、拵の作用によつて支點に傳達されねばならないのであつて、この爲め、このモーメントは單純拵或ひは固定拵のモーメントの形をとるからである(圖-57 参照)。

上記の式に於ては溫度變化による水平推力 $H_r = \pm$

$\frac{w_s T l}{\delta_{11}}$ を考慮しなかつた故、茲ではこの問題に立ち歸らう。

クリープにより $t=0$ から $t=t_n$ 迄に拱が絶えず收縮することによつてスパンは短縮しこのため水平推力 H_r が生ずる。これを求めるには次の微分方程式を解かねばならない。即ち

$$\frac{w_s T l}{m} \cdot \frac{d\varphi_t}{dt} + H_0 \frac{d\varphi_t}{dt} \int \frac{ds}{E_0 F(X)} + \frac{d\varphi_t}{dt} \int \frac{M_0 Z ds}{E_0 J(X)} + (H_c + H_w) \delta_{11} \frac{d\varphi_t}{dt} + H_s \delta_{11} \frac{d\varphi_t}{dt} + \frac{dH_t}{dt} \delta_{11} \frac{E_0}{E_{0t}} = 0$$

第一項は、(6a) 式を微分することによつて得られる收縮によるスパンの短縮を示し、第二項は (4) 式に $\frac{d\varphi_t}{dt}$ を乗じて得られる軸方向クリープによるスパン短縮を示す。同様にして第三項は M_0 に基因する彎曲モーメントのスパンに及ぼす影響を表して居て、第四項にては (11) 式により、 $(H_c + H_w) \cdot \delta_{11}$ は (4) 式に $\frac{d\varphi_t}{dt}$ を乗じて得られる水平推力によるスパン變化を示す。かくすれば單位時間に生ずる弾性的スパン變化量を求め得る。又 (4) 式より附加彈性的變形 $H_c \delta_{11}$ に $\frac{d\varphi_t}{dt}$ を乗ずれば dt 時間内に起つた弾性變形によるスパン變化量を得る。かくの如く微分方程式の最初の五項は弾性現象を示す。然るに dt 時間に H_t は dH_t だけ變化し、このため彈性的變形を生ずる。この變形は $E_{0t} = E_0(1 + \psi_t)$ により、且このため $\frac{dH_t}{dt} \cdot \delta_{11} \cdot \frac{E_0}{E_{0t}}$ に對する附加的彈性的スパン變化を生じ、(11a) 式の δ_{11} には E_0 の代りに F_{0t} を用ひなければならぬ。然る時は (11) 式により

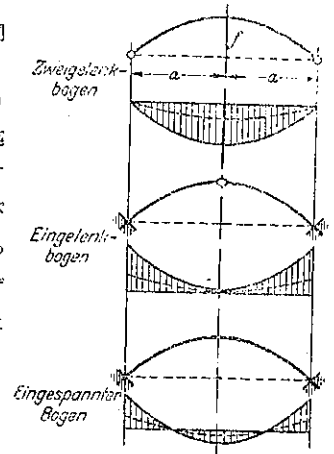
$$H_0 \delta_{11} = -H_0 \int \frac{ds}{E_0 F(X)} \quad \text{及} \quad w_s T l = -H_0 \delta_{11}$$

但し H_s は弾性理論に従ふ收縮による水平推力である。更に (11c) 式によれば

$$\int \frac{M_0 Z ds}{E_0 J(X)} = 0 \quad \text{及び} \quad E_{0t} = E_0(1 + \psi_t)$$

故に H_c を決定すべき微分方程式は次の如くなる。

圖-57.



$$(12) \quad \frac{dH_t}{dt} + H_t(1 + \psi_t) \frac{d\varphi_t}{dt} + \left(H_w - \frac{H_s}{m} \right) (1 + \psi_t) \frac{d\varphi_t}{dt} = 0$$

これは H の如き $r = \nu$ の微分方程式である。

$$\frac{dy}{dx} + y p(x) + q(x) = 0$$

この解は既知の如く

$$(13) \quad y = e^{-\int p(x) dx} \left[C_1 - \int q(x) e^{\int p(x) dx} dx \right]$$

にして特殊の場合として、 $q(x) = Kp(x)$ の時は下の如くなる。

$$y = e^{-\int p(x) dx} \left[C_1 - \kappa \int p(x) e^{\int p(x) dx} dx \right] = e^{-\int p(x) dx} \left[C_1 - \kappa e^{\int p(x) dx} \right]$$

即ち $y = \kappa \left[C e^{-\int p(x) dx} - 1 \right]$

常数 C は終端条件により得られる。故に (12) 式の解は

$$H_t = \left(\frac{H_s}{m} - H_w \right) \left[1 - C e^{-\int \frac{d\varphi_t}{dt} (1 + \psi_t) dt} \right]$$

但し $K = \left(H_w - \frac{H_s}{m} \right)$

$t=0$ に対しては $C=1$ となり次式の如くなる。

$$(14) \quad H_t = \left(\frac{H_s}{m} - H_w \right) \left[1 - e^{-\int \frac{d\varphi_t}{dt} (1 + \psi_t) dt} \right]$$

Baugingenieur 1937 に於て扱へる特殊の場合 $H_w = \text{const}$ 即ち $\delta=0$ に対しては直ちに下の式を得る。

$$(14a) \quad H_t = \left(\frac{H_s}{m} - H_w \right) (1 - e^{-\varphi_t})$$

H_t の最大値は $t=t_n$ 即ち $\varphi_t = m$ の時生ずる。 φ_t 及び ψ_t が任意の變化をして居る時は数値積分法によらねばならないが (6) 式の如く $E_{0t} = E_0(1 + \delta\varphi_t)$ と置けば積分を利用出来る。

$$(14b) \quad H_t = \left(\frac{H_s}{m} - H_w \right) \left[1 - e^{-\varphi_t \left(1 + \frac{\delta}{2} \varphi_t \right)} \right]$$

但し $\int (1 + \delta\varphi_t) d\varphi_t = \varphi_t + \frac{\delta}{2} \varphi_t^2$

係数 δ は次式によつて定まる。

$$(14c) \quad E_{0t} = E_0(1 + \delta\varphi_n) = E_0(1 + \delta \cdot m)$$

E_{0n} は $t=t_n$ に於ける E_0 の値である。

これより

$$E_{0n} = 1.0 E_0 \quad \text{に対しては} \quad \delta_m = 0 \quad \delta = 0$$

$$E_{0n} = 1.5 E_0 \quad \delta_m = 0.5 \quad \delta = \frac{1}{2m}$$

$$E_{0n} = 2.0 E_0 \quad \delta_m = 1.0 \quad \delta = \frac{1}{m}$$

(14a) と (14b) を比較して見ると H_t 増加の原因は E_{0t} の増加であることがわかる。即ち拱が丈夫になれば一層大きな水平推力 dH_t のためクリープに起因するスパンの變化は取除かれねばならないものである。次に収縮及び支點移動に及ぼす H_t の作用を別々に觀察して H_{0t} の影響が各々の場合で全く相違せるものなることを示さう。

2. 収縮による水平推力及び彎曲モーメントに及ぼすクリープの影響

(14b) 式から収縮による水平推力は $H_w = 0$ とおくと

$$(15) \quad H_{st} = \frac{H_s}{m} \left[1 - e^{-\varphi_t \left(1 + \frac{\delta}{2} \varphi_t \right)} \right]$$

$H_{0t} = H_0 = \text{const}$ 即ち $\delta=0$ なる時は

$$(15a) \quad H_{st} = \frac{H_s}{m} \left[1 - e^{-\varphi_t} \right]$$

但し

$$(15b) \quad H_s = -\frac{W_s l^2}{d_{11}}$$

H_{st} の最大値は $t=t_n$ 即ち $\varphi_n = m$ の時に生ずる。 $t=0$ に対しては $H_{st} = 0$ にして表-13 には収縮による水平推力に及ぼすクリープの影響を各種のクリープの値 m 及び E_{0n} に対して示してある。

表-13.

		m	1	2	3	4
1.5	$m = 0.5$	$E_{0n} = 1.0 E_0$	$H_{st} = 1.0$	0.935	0.433	0.317
	$m = 1.0$	$E_{0n} = 1.5 E_0$	$H_{st} = 1.5$	0.745	0.459	0.359
	$m = 1.5$	$E_{0n} = 2.0 E_0$	$H_{st} = 2.0$	0.587	0.475	0.380

3. 支承點移動による水平推力及び彎曲モーメントに及ぼすクリープの影響

$t=0$ に於ては弾性理論より得られる水平推力は $H_w = -\frac{\Delta l}{\delta_{11}}$ で、 $H_t = 0$ であるがクリープが進行するにつれて、 H_t が加はつて来る。このため時間 t に於ける水平推力は支承點移動のため次の如くなる。

$$(16) \quad H_{wt} = H_w + H_t = H_w e^{-\varphi_t \left(1 + \frac{\delta}{2} \varphi_t \right)}$$

或ひは $E_{0t} = E_0 = \text{const}$ 即ち $\delta=0$ なる時は

$$(16a) \quad H_{wt} = H_w e^{-\varphi_t}$$

但し

$$(16b) \quad H_w = -\frac{\Delta l}{\delta_{11}}$$

表-14 はこの水平推力に及ぼすクリープの影響を示してある。 H_{st} 及 H_{wt} が變化すると同様に附加彎曲モーメント $M_{st} = z H_{st}$ 或ひは $M_{wt} = z H_{wt}$ も化變する。

表-14.

für	m = 0	1				2				3				4			
		1				2				3				4			
(16c) für $\Delta m = 0$ bzw. $E_{0t} = 1.0 E_0$ ist	$H_{0t} = 1.0$	0.168	0.135	0.050	0.018												
$\Delta m = 0.5$.. $E_{0t} = 1.5 E_0$	$H_{0t} = 1.0$	0.287	0.052	0.023	0.007												
$\Delta m = 1.0$.. $E_{0t} = 2.0 E_0$	$H_{0t} = 1.0$	0.223	0.030	0.011	0.002												

4. 以上に對する結論

a). 上記の如く死荷重による推力及び H_0 による H_0 の減少は全く微分方程式に入つてゐない。即ち、

双方のクリープ作用は互に消滅する。故に吾人は次の如く斷定する。即ちクリープによる拱の短縮により、弾性的壓力に基

く水平推力 H_0 及びこれより生ずる桁彎曲モーメント $\varepsilon H_0 e$ は僅かしか影響しないものである (圖-58 参照)。

b). 拱軸線が偏倚する爲めに生ずる死荷重モーメント M_0 は H_0 を引き起さず、且このため何等の附加桁モーメントをも生じない。故に $\int \frac{M_0 \varepsilon ds}{E_0 J(x)} = 0$ である。

c). クリープの影響は φ_t 及び ψ_t が如何なる任意の状態にあつても 數値積分法によつて解決することが出来る。しかし、收縮曲線即ち ψ_t がクリープ曲線 φ_t に近似なりとすれば直ちにその解は明らかとなり、且クリープの最大値のみが關係する。

d). 上に於て求めた H_{st} 及び H_{wt} 或ひは、 εH_{st} 及び εH_{wt} は通常の弾性理論の結果(11)式に比して非常に小さい値である。これは甚だ重要でこのため、丈夫なアーチの捩屈壓力は減少することとなる。特に無鉸拱にては負起拱點モーメントは非常に小さくなる (圖-59 參

圖-58.

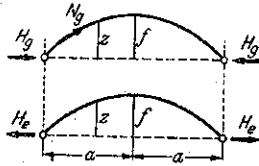
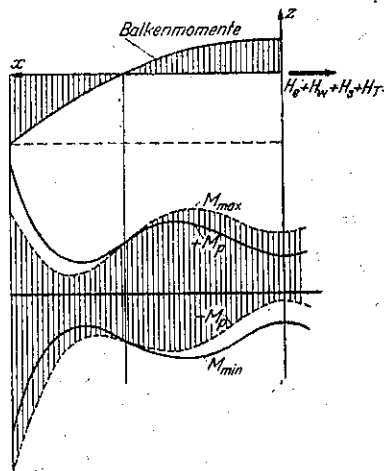


圖-59.



照)。拋物線拱はてに活荷重による彎曲モーメントは各斷面に於て等大であるが ($+M_0$) これは支承點移動收縮及び拱直壓力による桁モーメントにより影響され最大及び最小モーメントは全く非對稱となる。故に寸法を決定する時には不必要な強い斷面となるのである。しかレクリープを考へに入れると收縮及び支承點移動による作用は非常に減じ、その状態は圖-59の中央に記せる曲線を以て表はされる。

しかし支承點移動による彎曲モーメントは $t=0$ に於ても相當大きくなつてゐるが、次章で述べる溫度變化によるモーメントは最初は計算値よりも小さい故に、この2つは時間の経過と共に相補はれることとなる。これについて今一つ注意すべきは支承點移動は徐々に時間と共に進行し $t=0$ に於ては εH_{wt} は起つてゐず、又これを認める方法としてはクリープ曲線の偏倚量と收縮曲線の偏倚量は互に比例してゐると考へるのである。この時は水平推力及びそのために生ずる附加モーメントには最早や (16) 式及び表-14 は成立せず (16) 式或ひは表-13 が成立し且 $t=0$ に對しては H_{wt} 及び附加彎曲モーメントは 0 になる。しかし實際に於ける彎曲モーメントはこの中間にあるのが普通である。

e). E_{0t} が時間的に増加する爲め、更に大きな水平推力 H_0 が現はれる。この H_0 が收縮及び支承點移動のため生ずる彎曲モーメントに及ぼす影響は表-13 及 (16c) 式を比較すれば明らかなやうに全く異つてゐる。收縮に際しては E_{0t} が増加するため、水平推力 $H_{st} = H_0$ が大きくなり、且このためいくらか不利な彎曲モーメントを生ずる。これに反して、支承點移動に際しては H_0 が増加すれば $H_{wt} = H_0 - H_0$ は小さくなりそのため E_{0t} が増加する時は彎曲モーメントは小さくなる。しかし E_{0t} は高々 $t=0$ に於ける E_0 から $E_{0t} = 1.5 E_0$ にしかならぬのであるから、このための影響は法外に大きいものではない。

f). 更に拱の捩屈に對しては活荷重による變形に對すると同様に E_{0t} が大きな關係を有してゐて、拱の捩屈安全率は弾性率 E_{0t} と共に絶えず増大する。

5. クリープが拱推力及び溫度變化による彎曲モーメントに及ぼす影響

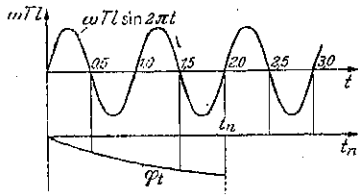
溫度曲線としては正弦曲線をとればスパン長の變化は次式によつて與へられる。

$$(17) \quad \Delta l_T = \pm u T l \sin 2\pi t$$

但し $t=1$ は一年を表す。

故に圖-60 により微小時間に生ずる變長は

圖-60.



$$\frac{d}{dt} \delta l_T = 2\pi w T l \cos 2\pi t$$

となる。

そこで (12) 式と同様に微分方程式は

$$\frac{dH_t}{dt} \cdot \delta_{11} \cdot \frac{E_0}{E_0} + H_t \cdot \delta_{11} \cdot \frac{d\phi_t}{dt} \pm 2\pi w T l \cos 2\pi t \cdot \frac{d\phi_t}{dt} = 0$$

然るときは

$$H_T = \pm \frac{w T l}{\delta_{11}}$$

更に $F_{0t} = F_0(1 + \psi t)$ とおけば次式を得る。

$$(18) \quad \frac{dH_t}{dt} + H_t(1 + \psi t) \frac{d\phi_t}{dt} \pm 2\pi H_t \cos 2\pi t(1 + \psi t) \frac{d\phi_t}{dt} = 0$$

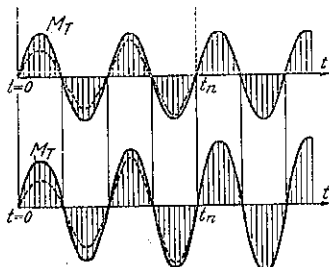
この解は

$$(18a) \quad H_t = e^{-\int \frac{d\phi_t}{dt}(1 + \psi t) dt} \times H_t 2\pi \left[C \pm \int \cos 2\pi t e^{\int \frac{d\phi_t}{dt}(1 + \psi t) dt} dt \right]$$

常数 C は $t=0$ の時 $H_t=0$ より與へられる。

$\psi t=0$ とおき且実験により簡単に $\phi_t = (1 - e^{-t})$ を用いてもこの積分は數値積分によらねばならない。この結果は圖-61 に示す如くであつて、圖-61 の a -曲線は温度推力 H_T 或ひは $E_0 t = E_0$ の場合の温度彎曲モーメント $\pm H_T$ の状態を示し、又 b -曲線はクリープの影響を考慮に入れた場合に於ける上記の値を示してゐる。この結果として重要なことは、構造物に載荷後第一年目に於ては、特に温度變化による彎曲モーメントは通常の弾性理論による値

圖-61.



よりも小さく且、クリープ m が大きくなればなる程その程度が甚だしいと言ふことである。これは大層望ましいことであつて、と言ふのは次章に於て支承點移

動による彎曲モーメントは載荷後第一年目に於て最大であることがはつきりわかる故である。勿論クリープ終了後に於ては温度の作用には、弾性率の値が最も大きな影響を及ぼすと言ふことは注目すべきことである。

6. 水壓機を使用せる時の外力が拱應力状態に及ぼす影響 繫材を有する 2 鉸拱橋について行つた著者の実験も Fülber 及び Freyssinet の方法と同様に水壓機を伸介として繫材の伸長によつて生ずるモーメントは繫材の短縮によつて、拱應力から生ずる附加モーメントが除かれるが如く、繫材の引張力によつて取除かれるのである。

この水壓機による干渉作用は短時間の現象であるから、支承點が突然移動したり荷重がのつた時に繫材が伸長したりする如き短時間の影響は除かれるが、時間的に進行するクリープによる拱の短縮作用は除かれぬものである。又コンクリートのクリープによつては、弾性的拱應力による水平推力 H_c 及びこれに基因する彎曲モーメントは何等影響を受けぬことは數式より明らかである。そこで $t=0$ に於て、水壓機によつて外的作用による弾性的短縮から生ずる彎曲モーメントを除くと、この作用は負方向の支承點移動と等しい價值を與へることになる。然る時は (16) 式により、水平推力はコンクリートのクリープのため速かに衰へ、又除かる可き彎曲モーメントも大部分なくなつてしまふのである。

即ち、このモーメントは又短時間の作用即ち、支承點が突然移動したとか、或ひは載荷した時に繫材が伸びた時などに生ずるものなるに反して、クリープやコンクリートの收縮の如く、時間と共に進行する現象は壓力を長時間作用させておくか或ひは少くとも度々長時間作用させて置かねば除くことは不可能である。

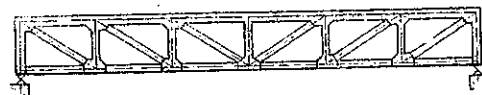
III. 高次不靜定拱及びコンクリート構造物

圖-62, 63 に示す如き靜定性構造物に於けるクリープの影響は如何になるであらうか。これらの構造物の引張材の鐵筋は自重により、豫め應力を受けて居るが

圖-62.



圖-63.



クリープ作用を考慮すると通例の弾性理論による計算よりは一層好都合な応力状態となるのである。先づ通例の弾性理論によつて計算せねばならないが、死荷重のため、不静定力 X_a, X_b, X_c, \dots 等及び彎曲モーメント M_{ij} を生ずる。これらに加ふるに次の如き不静定力群が生ずる。

弾性的壓力により X_a^e, X_b^e, X_c^e 等

収縮により X_a^s, X_b^s, X_c^s 等

脚移動により X_a^m, X_b^m, X_c^m 等

この他にクリープによる附加的の不静定力が存在する。然る時は各不静定力に對して、互に獨立に (12) 式と同形の次の如き微分方程式を得る。

$$(19) \quad \frac{dX_{at}}{dt} + X_{at}(1 + \psi_t) \frac{d\varphi_t}{dt} + \left(X_{at}^s - \frac{X_{at}^e}{m} \right) (1 + \psi_t) \frac{d\varphi_t}{dt} = 0$$

$E_0 t = E_0(1 + \psi_t) = E_0(1 + \delta\varphi_t)$ に對して上式の解は

$$(20) \quad X_{at} = \left(\frac{X_{at}^s}{m} - X_{at}^e \right) \left[1 - e^{-\varphi_t(1 + \frac{\delta}{2}\varphi_t)} \right]$$

にして

且 $E_{0t} = E_0, \delta = 0$ に對しては

$$(20a) \quad X_{at} = \left(\frac{X_{at}^s}{m} - X_{at}^e \right) \left[1 - e^{-\varphi_t} \right]$$

同様に収縮に對しては

$$(21) \quad X_{at}^s = \frac{X_{at}^e}{m} \left[1 - e^{-\varphi_t(1 + \frac{\delta}{2}\varphi_t)} \right]$$

にして、 $E_{0t} = E_0, \delta = 0$ に對しては

$$(21a) \quad X_{at}^s = \frac{X_{at}^e}{m} \left[1 - e^{-\varphi_t} \right]$$

脚移動に對しては

$$(22) \quad X_{at}^m = X_{at}^m + X_{at} = X_{at}^m \cdot e^{-\varphi_t(1 + \frac{\delta}{2}\varphi_t)}$$

にして $E_{0t} = E_0, \delta = 0$ に對しては

$$(22a) \quad X_{at}^m = X_{at}^m + X_{at} = X_{at}^m \cdot e^{-\varphi_t}$$

即ち、クリープの影響の下では収縮或ひは脚移動による彎曲モーメントは全く同様に變化するを以て収縮による彎曲モーメント M_{st} 及び脚の移動による M_{ct} に對して一般的に次の式を得る。即ち収縮に對しては

$$(23) \quad M_{st} = \frac{M_s}{m} \left[1 - e^{-\varphi_t(1 + \frac{\delta}{2}\varphi_t)} \right]$$

$E_{0t} = E_0, \delta = 0$ に對しては

$$(23a) \quad M_{st} = \frac{M_s}{m} \left[1 - e^{-\varphi_t} \right]$$

又脚移動に對しては

$$(24) \quad M_{ct} = M_c \cdot e^{-\varphi_t(1 + \frac{\delta}{2}\varphi_t)}$$

$E_{0t} = E_0$ に對しては

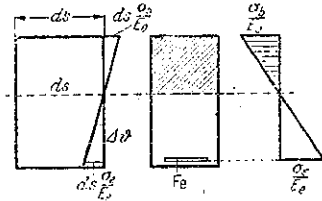
$$(24a) \quad M_{ct} = M_c \cdot e^{-\varphi_t}$$

限界値は $\varphi_t = \varphi_n = m$ の時生ずる。茲に M_s 及 M_m はクリープを無視せる時の収縮及び脚移動による彎曲モーメントにして通例の弾性理論から得られる。

IV. 支點沈下に基因する連続桁の彎曲モーメントに及ぼすクリープの影響

前節の一般式によつて、その理論は解決されてあるのであるが、只彎曲のみを受ける構造物に對してはクリープの影響は一層僅少であることは注目すべきである。圖-64 より鉄筋應力 σ_c 及びコンクリート應力 σ_b に對して、弾性的迴轉角 $\Delta\theta$ は

圖-64.



$$(25) \quad \Delta\theta = \frac{ds}{h} \left(\frac{\sigma_c}{F_c} + \frac{\sigma_b}{E_c} \right)$$

クリープのため時間 t に於ては

$$(25a) \quad \Delta\theta_t = \frac{ds}{h} \left[\frac{\sigma_c}{F_c} + \frac{\sigma_b}{E_0} (1 + \varphi_t) \right]$$

且同時に此間に生ずる塑性歪みは

$$\frac{d}{dt} \cdot \Delta\theta_t = \frac{\sigma_b}{E_0} \cdot \frac{ds}{h} \cdot \frac{d\varphi_t}{dt}$$

この塑性角變化を弾性角變化 $\Delta\theta$ で表すに (25) 式より

$$(26) \quad \frac{d}{dt} \cdot \Delta\theta_t = \Delta\theta \cdot \frac{1}{r} \cdot \frac{d\varphi_t}{dt} \quad \text{但し } r = 1 + \frac{\sigma_c}{\sigma_b} \cdot \frac{F_c}{E_0}$$

これを用ふれば (24) 式を基として、脚沈下に生る彎曲モーメントを直接書き卸すことが出来る。

即ち

$$(27) \quad M_{ct} = M_c \cdot e^{-\frac{\varphi_t}{r} (1 + \frac{\delta}{2}\varphi_t)}$$

且 $E_{0t} = E_0, \delta = 0$ に對しては

$$(27a) \quad M_{ct} = M_c \cdot e^{-\frac{\varphi_t}{r}}$$

M_m は弾性理論より求めた値である。以上は全張力が鉄筋にのみ作用するとせるも、もし壓力及び張力圈に不等収縮を豫想すればこのモーメントは更に減少する。上記の解に於て r の値は桁全長に亘つて一定と假定してあるが、このための誤差は僅少である。又 r の値の範圍は良質のコンクリートで $E_c/F_c = 0.095 \sim 0.160$ であ

るから $r=3\sim 5$ である。表-15 には $r=4$ に対する彎曲モーメントの減少値を示してゐる。表 14 と比較すれ

表-15.

δm = 0.0 δm = 0.5 δm = 1.0	fδr E _{0n} = 1.0 E ₀ E _{0n} = 1.5 E ₀ E _{0n} = 2.0 E ₀	m = 0 M _{0n} = 1.00 M _{0n} = 1.00 M _{0n} = 1.00					M _w
			1	2	3	4	
			0.770	0.666	0.477	0.368	
			0.768	0.588	0.451	0.346	
			0.755	0.570	0.430	0.325	

ば、クリープ値が φ_c から $\frac{\pi l}{r}$ に減少したため、脚沈下により生ずる彎曲モーメントの減少は支承點移動の場合より大層少いことがわかる。又連続桁橋に於ては載荷を早くすることが好都合であり、又重いゲルバー桁に隈め張力を與へることは正しくない。

次にラーメン橋に於ては、脚沈下によるモーメントも收縮のため生ずるのと同様で且厳密解は困難である。且、實際に生ずる應力軽減量は表-14c 及び (27b) 式に示す値の中間にある。又拱に於ては縁端引張應力の爲め II に於て計算せる軽減量はそのままは起らないこともありうる。と云ふのはこの断面に於けるクリープ係数は減少してゐるに相違ないからである。しかし、張力圏は全断面積に比して、非常に小さい故にこれについて考慮する必要はない。

C. 弾性的並びに塑性的變形を考慮せる場合の拱剪断力に對する厳密解

近似理論に於ては彎曲による附加モーメント Hv を等閑に附して居たが、これは純弾性的並びにクリープによる塑性的彎曲の合成したものである。而して、塑性變形に起因する附加モーメントを明らかにする爲めには、先づ、弾性變形に起因する變形を知らねばならず且後述する如く、固有函數によつてこれを表はさねばならない。そこで先づ弾性變形について述べやう。

I. 固有函數及び弾性變形に基く附加彎曲モーメントの解法

桁の基本微分方程式は既知の如く、

$$(28) \quad \frac{d^2v}{dx^2} + \frac{M(x)}{E \cdot J(x)} = 0$$

但し、 $M(x) = \mathfrak{M}(x) + M_1 \frac{x}{l} + M_0 + M_v$

$\mathfrak{M}(x)$ は荷重による單純桁としての彎曲モーメントにして、 M_0 或ひは $M_0 + M_1$ は支點 $\xi=0$ 或ひは $\xi=1$ に於ける支點モーメントである。この式の誘導には、應力は直線的に分布するとせるナビエの法則を基として、外から作用するモーメントと内力によるモーメントとが釣合ふことから導いたものである。拱橋についても同型の式となるが只、 $J(x)$ の代りに水平面に投影せる慣性モーメント $J(x) \cos \pi$ を置きかへるのみである。

然るときは

$$(28a) \quad \frac{d^2v}{dx^2} = -\frac{M(x)}{E \cdot J(x) \cos \varphi} = -\frac{M(x)}{E \cdot J'(x)}$$

1. 慣性モーメント一定なる時の固有値及び固有函數
荷重なき時は $\mathfrak{M}(x)=0$ なるを以て、

$$(29) \quad \frac{d^2v}{d\xi^2} + \lambda^2(v - c_1\xi - c_0) = 0$$

但し $\xi = \frac{x}{l}$, $\lambda^2 = \frac{H_0 a^2}{E J_c}$

この解は直ちに次式を以て與へられる。

$$(29a) \quad \begin{cases} v = A \sin \lambda \xi + B \cos \lambda \xi + C_1 \xi + C_0 \\ \text{故に } \frac{dv}{d\xi} = A \lambda \cos \lambda \xi - B \lambda \sin \lambda \xi + C_1 = 0 \end{cases}$$

境界條件から

α) 鉸端桁に對しては

$\xi=0, v=0$ に對しては $B=C_0=Z_0=0$

$\xi=1, v=0$ に對しては $A \sin \lambda = 0$

$A=0$ なる時は桁は挫屈せぬ場合で意味はないが、 $\sin \lambda = 0$ なる挫屈條件は、一定の固有値 $\lambda = 2K\pi$ に對してのみ桁は挫屈することを示す。 $\lambda^2 = \frac{H_0 a^2}{E J_c} = K^2 \pi^2$ から挫屈荷重は

$$H^k = K^2 \pi^2 \frac{E J_c}{H a^2} \text{ となる。}$$

今 $H_k = H \cdot v_k$ とおき H は實在する壓力、 v_k は K 次固有函數の挫屈抵抗力とすれば次式を得る。

$$(29a) \quad \begin{cases} v_k = K^2 \pi^2 \frac{E J_c}{H a^2} = K^2 v_1 \quad (v_1 \text{ から } v_k \text{ 迄}) \\ A \sin \lambda \xi = A \sin K \pi \xi \\ l_k = \frac{l}{K} \quad (\text{自由挫屈長}) \end{cases}$$

固有函數は圖-65a に示す如くである。

β). 兩端固定桁

$\xi=0, \frac{dv}{d\xi} = 0$ に對しては $A=C_1=0$

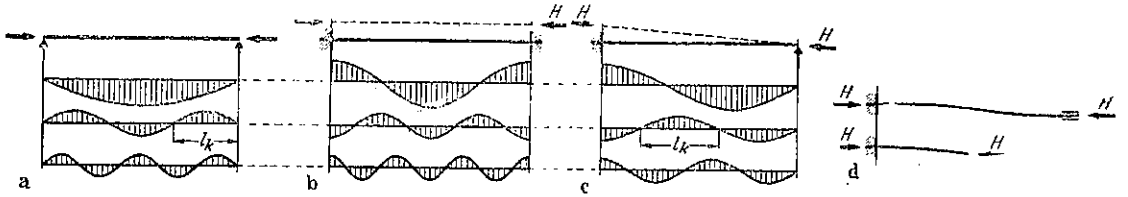
$\xi=1, \frac{dv}{d\xi} = 0$ に對しては $B \sin \lambda = 0$

挫屈條件は再び $\sin \lambda = 0 \therefore \lambda = K\pi$ となるが茲に、

$v(\xi=0) = v(\xi=1) = 0$ なる故 $K=2, 4, 6, \dots$ のみ
が有效であつて、故に挫屈條件は $\lambda = 2K\pi$ 即ち、 $\lambda^2 = 4K^2 \pi^2 = \frac{H_0 a^2}{E J_c}$ となるを以て

$$(29c) \quad \begin{cases} v_k = 4K^2 \pi^2 \frac{E J_c}{H a^2} = K^2 v_1 \\ v = B \cos \lambda \xi + Z_0 = B (\cos 2K\pi \xi - 1) \\ l_k = \frac{l}{2K} \end{cases}$$

圖-65.



固有函数は圖-65 b に示す如くである。 $v(\xi=0) = v(\xi=1) = 0$ なる條件が充されて居らぬときは捩屈條件は $\lambda = k\pi$ となる。この捩屈條件は、兩端を固定された棒、一端は水平移動可能の長さ $0.5a$ の棒にも成立する (圖-65 d 参照)。

γ) 一端固定他端單純支支承

この場合は l_k には數值的關係は成立しない。即ち境界條件から、 $\xi=0$ に対して $v=0, B=C_0=0$
 $\xi=1$ " $v=0 = A \sin \lambda + C_1$

$$\xi=1 \text{ に対して, } \frac{dv}{d\xi} = A \lambda \cos \lambda + C_1$$

これより捩屈條件は $\sin \lambda - \lambda \cdot \cos \lambda = 0$ 或ひは $\tan \lambda = \lambda$, これは次の値によつて充される。

$$\lambda_1 = 4.4934, \lambda_2 = 7.7253, \lambda_3 = 10.9956, \lambda_4 = 14.0662$$

或は $\lambda_1^2 = 20.187, \lambda_2^2 = 59.676, \lambda_3^2 = 119.92, \lambda_4^2 = 197.834$

これより $v_k = \beta \cdot \frac{EJc}{H\alpha^2}$

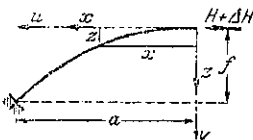
(29 d) $v = A \sin \lambda \xi + C_1 \xi = A (\sin \lambda \xi - \xi \sin \lambda)$

固有値	1	2	3	4	
$\beta =$	20.187	59.68	118.90	197.82	
$l_k = \alpha \lambda =$	0.630	0.407	0.395	0.244	$\times l$

固有函数は圖-65 c に示す如くである。

b) 慣性モーメント $J(x) \cos \varphi = J_0$ なる拱に於て、拱が逆對稱的な彎曲をする時にもその水平推力は不變であるから、拱に對して誘導せられた式はそのまゝ拱に於ても成立する。即ち a) の場合のスパン a の鉸端桁はスパン $l=2a$ の三鉸及二鉸拱に、又一端固定桁の γ) の場合は一鉸拱に相當する。對稱的彎曲の際には變形のため水平推力に ΔH だけの變化を生ずる (圖-66)。

圖-66.



故に $M(\xi) = H_0 \cdot v + M_c - \Delta H \cdot (Z - v)$
 $= H_0 \cdot v + M_c - \Delta H \cdot Z$
 $H = H_0 + \Delta H$

なるを以て、(29) 式の代りに次式が成立する。

$$(30) \quad \frac{d^2 v}{d\xi^2} + \lambda^2 \cdot v + \lambda^2 \cdot F(\xi) = 0$$

但し $F(\xi) = \frac{M_c}{H} - \frac{\Delta H}{H} \cdot Z$

縦距 Z を ξ の級数で表せばこの式の解は任意の形の拱について成立する。

$$(30a) \quad \left\{ \begin{aligned} &v = A \sin \lambda \xi + B \cos \lambda \xi - F'' \xi \\ &+ \frac{F''(\xi)}{\lambda^2} - \frac{F''''(\xi)}{\lambda^4} + \dots \\ \frac{dv}{d\xi} &= A \lambda \cos \lambda \xi - B \lambda \sin \lambda \xi - F'(\xi) \\ &+ \frac{F'''(\xi)}{\lambda^2} - \frac{F''''(\xi)}{\lambda^4} + \dots \\ M(\xi) &= -EJc \frac{d^2 v}{d\xi^2} = H \left[A \sin \lambda \xi + B \cos \lambda \xi \right. \\ &+ \left. \frac{F''(\xi)}{\lambda^2} - \frac{F''''(\xi)}{\lambda^4} + \dots \right] \\ \text{但し } &EJc \cdot \frac{\lambda^2}{\alpha^2} = H \end{aligned} \right.$$

$\frac{\Delta H}{H}$ の大きさはスパン長には變化なしと言ふ條件から求められる。

$$(30b) \quad \Delta l = 0 = \int_0^a \frac{dv}{dx} \cdot \frac{dz}{dx} dx = - \int_0^a \varepsilon dx$$

$$= \frac{1}{a} \int_0^a \frac{dv}{d\xi} \frac{dz}{d\xi} d\xi + a \int_0^a \varepsilon d\xi$$

第二項は ΔH のため生ずる拱軸壓力であるがその大きさは拱では不要である。しかし第一項は變形によるスパン長の變化を表して居る。部分積分によりこれを $\int_0^a \frac{M}{EJc} z dx$ に導けば

$$(30c) \quad \int_0^a \frac{dv}{dx} \frac{dz}{dx} dx = - \int_0^a \frac{d^2 v}{dx^2} z dx = + \int_0^a \frac{M}{EJc} z dx$$

次に此の式を拋物線拱 $z = f \xi^2$ に適用すれば

$$v = A \sin \lambda \xi + B \cos \lambda \xi - \left\{ \begin{array}{l} \frac{M_0}{H} + \frac{\Delta H}{H} f \xi^2 - \frac{\Delta H}{H} \cdot \frac{2f}{\lambda^2} \\ \frac{dv}{d\xi} = \Delta \lambda \cos \lambda \xi - B \lambda \sin \lambda \xi + \frac{\Delta H}{H} \cdot 2f \xi \\ M(\xi) = H \left[A \sin \lambda \xi + B \cos \lambda \xi - \frac{\Delta H}{H} \cdot \frac{2f}{\lambda^2} \right] \\ \Delta l = \int_0^a \epsilon dx + \frac{2f}{a} \left[\frac{A}{\lambda} (\lambda \sin \lambda + \cos \lambda - 1) \right. \\ \left. + \frac{B}{\lambda} (\lambda \cos \lambda - \sin \lambda) + \frac{2}{3} f \cdot \frac{\Delta H}{H} \right] \end{array} \right. \quad (31)$$

境界条件より,

α) 無鉸拱

$$\xi=0 \text{ に対して } \frac{dv}{d\xi} = 0 \text{ 故に } A=0$$

$$\xi=1 \text{ " } \frac{dv}{d\xi} = 0 \text{ 故に } B = \frac{\Delta H}{H} \cdot \frac{2f}{\lambda \sin \lambda}$$

この値を (31) 式の $\Delta l=0$ に入れれば撓屈条件が得られる。

$$\frac{\Delta H}{H} \cdot \frac{4f^2}{a^2} \left[\frac{1}{\lambda^2 \sin \lambda} (\lambda \cos \lambda - \sin \lambda) + \frac{1}{3} \right] + \int_0^a \epsilon dx = 0$$

$$\text{或は } \frac{\Delta H}{H} \cdot \frac{4f^2}{3a \lambda^2 \sin \lambda} [3\lambda \cos \lambda + \sin \lambda (\lambda^2 - 3)] + \int_0^a \epsilon dx = 0$$

これより $\Delta H \rightarrow \infty$ 即ち拱が撓屈を起すと $[3\lambda \cos \lambda + \sin \lambda (\lambda^2 - 3)] = 0$ となりその根は

$$\lambda_1 = 5.763 \quad \lambda_2 = 9.095 \quad \lambda_3 = 12.323 \quad \lambda_4 = 15.515$$

$$\lambda_1^2 = 33.212 \quad \lambda_2^2 = 82.719 \quad \lambda_3^2 = 151.85 \quad \lambda_4^2 = 240.71$$

故に

$$(31a) \quad \left\{ \begin{array}{l} 3\lambda \cos \lambda + \sin \lambda (\lambda^2 - 3) = 0 \quad (\text{撓屈条件}) \\ v = \beta \cdot \frac{E \cdot f \cdot c}{H a^2} \end{array} \right.$$

	1	2	3	4	固有値
$\beta =$	33.212	82.719	151.85	240.71	
$i_k = \frac{\pi a}{\lambda} =$	0.545	0.345	0.255	0.202	$\times a$

β) 一鉸拱

$$\xi=0 \text{ に対しては } M(\xi) = 0 \text{ 故に } B = \frac{\Delta H}{H} \cdot \frac{2f}{\lambda^2}$$

$$\xi=1 \text{ " } \frac{dv}{d\xi} = 0 \text{ " } A = \frac{\Delta H}{H} \cdot \frac{\sin \lambda - \lambda}{\lambda^2 \cos \lambda}$$

この値を Δl の式に入れれば撓屈条件を求め得る。

$$(31b) \quad 3 \sin \lambda (1 + \lambda^2) + \lambda \cos \lambda (\beta - \lambda^2) - 6\lambda = 0$$

この根は

$$\lambda_1 = 3.315 \quad \lambda_2 = 7.553 \quad \lambda_3 = 10.660 \quad \lambda_4 = 13.951$$

$\lambda_1^2 = 10.939 \quad \lambda_2^2 = 57.05 \quad \lambda_3^2 = 113.64 \quad \lambda_4^2 = 194.60$
故に

	1	2	3	4	固有値
$\beta =$	10.989	57.05	113.64	194.60	
$i_k = \frac{\pi a}{\lambda} =$	0.947	0.416	0.295	0.226	$\times a$

γ) 二鉸拱

$$\xi=0 \text{ に対して } \frac{dv}{d\xi} = 0 \text{ 故に } A=0$$

$$\xi=1 \text{ " } M(\xi) = 0 \text{ " } B = \frac{\Delta H}{H} \cdot \frac{2f}{\lambda^2 \cos \lambda}$$

$\Delta l=0$ なる式より撓屈条件式は

$$(31c) \quad 3 \sin \lambda - \lambda \cos \lambda (3 + \lambda^2) = 0 \text{ にしてこの}$$

根は

$$\lambda_1 = 4.687 \quad \lambda_2 = 7.848 \quad \lambda_3 = 10.991 \quad \lambda_4 = 14.136$$

$$\lambda_1^2 = 21.968 \quad \lambda_2^2 = 61.59 \quad \lambda_3^2 = 120.89 \quad \lambda_4^2 = 199.83$$

故に

	1	2	3	4	
$\beta =$	21.96	61.59	120.87	199.83	
$i_k =$	0.670	0.400	0.286	0.222	$\times a$

δ) 三鉸拱

$$\xi=0 \text{ に対して } M(\xi) = 0 \quad B = \frac{2f}{\lambda^2} \cdot \frac{\Delta H}{H}$$

$$\xi=1 \text{ " } M(\xi) = 0 \quad A = \frac{2f}{\lambda^2} \cdot \frac{\Delta H}{H} \cdot \frac{1 - \cos \lambda}{\sin \lambda}$$

撓屈条件式は

$$(31d) \quad \lambda \sin \lambda (3 + \lambda^2) + 6(\cos \lambda - 1) = 0$$

にしてこの根は

$$\lambda_1 = 2.727 \quad \lambda_2 = 6.283 \quad \lambda_3 = 9.411 \quad \lambda_4 = 12.566$$

$$\lambda_1^2 = 7.437 \quad \lambda_2^2 = 39.47 \quad \lambda_3^2 = 88.56 \quad \lambda_4^2 = 157.90$$

故に

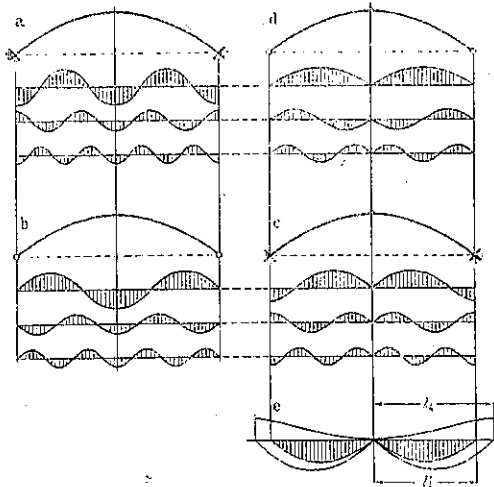
	1	2	3	4	
$\beta =$	7.437	39.41	88.56	151.90	
$i_k =$	1.152	0.500	0.334	0.250	$\times a$

拱頂に鉸を有する拱にあつては、微分方程式から與へられる一次函数の自率撓屈長は圖-67c 及 圖-67d とは一致しない。これは實際の撓屈波形は簡単な正弦或ひは餘弦波形には従はず、これらの相重なり合ったものから成立つてゐる爲めで、圖-67c の如く三鉸拱の波形は短くなるのである。

(31) 式は撓屈の際に現はれる彎曲モーメントは sine 或ひは cosine 函数に従ふ事を示してゐるが、曲げ v を

生ずる時は、この波形は尚推屈によつて新に生じた水平推力 JH のために抛物線形をなしてゐる。且このための附加モーメントのため生ずる抵抗線に対する彎曲モーメントに近似せるものである (30) 式参照)。

圖-67.



e) 慣性モーメント一定即ち $J(\xi) \cos \varphi = J_c$ なる拱の推屈安全率に及ぼすライズの影響

前述の逆対称及對稱的拱推屈について誘導された固有値は厳密には非常に扁平な拱に對してのみ成立し、スパンに比してライズが大になる程實際とは一致しなくなる。これは (30) 式に於ては垂直方向の變位 v のみを考慮したのであるが、實際變形に當つては各拱要素が水平移動をともなす爲め、扁平拱に於てはこの影響は小さいが高い拱にはこれを無視することは出来ない。

死荷重のみの場合は、この水平移動のために拱要素の重量の轉位及び同時に横方向力を生ずる。このため今迄考慮して來た變形モーメント $II-v$ に又新たに附加されることになる。然るに活荷重の場合に於ては横方向力の變位が生ずる。このやうに考へると死荷重及び活荷重に對して異つた固有値を有たねばならなくなる。且次の式が示すやうに推屈安全率は活荷重の場合は死荷重の場合に比して幾らか小さくなる。

a) 拱頂に鉸のない即ち無鉸拱及二鉸拱に於ては逆對稱的推屈のみが起り、且つこの時に水平推力は變化しない。故に同じ境界條件を有するスパンが半分の桁が相當することとなる。水平移動を考慮せる時逆對稱性推屈に對する安全率 (v_a) は次式の如くなる。死荷重を有する二鉸拱に對して

$$(32) \quad v_a = \frac{9.88}{\lambda^2} \cdot \frac{1}{1 + 1.54 S^2 \cdot \frac{1 + 1.724 S^2}{1 + 1.571 S^2}}$$

$$\text{但し } \frac{1}{\lambda^2} \cdot \frac{E}{H} \cdot \frac{J_c}{a^2} \text{ 及び } v = \frac{f}{a}$$

活荷重に對しては

$$(32a) \quad v_a = \frac{9.88}{\lambda^2} \cdot \frac{1}{1 + 1.743 S^2 \cdot \frac{1 + 1.917 S^2}{1 + 1.736 S^2}}$$

死荷重 (q) 及活荷重 (p) に對する推屈安全率は表-16 に示す如くである。 $S = \frac{f}{a} = 0$ は $k=1$ に相當し (32) 式は (29b) 式とし一致する。

表-16.

$s = f/a =$ bzw. $f/l =$	0,00	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00	
(32b) für g ist: $v_a =$	9,880	9,305	7,898	6,278	4,858	3,754	$\frac{E J_c}{H a^2}$
für p ist: $v_a =$	9,880	9,435	7,700	6,005	4,577	3,498	$\frac{E J_c}{H a^2}$

無鉸拱の逆對稱推屈に對しては死荷重のみの場合は

$$(33) \quad v_a = \frac{20.192}{\lambda^2} \cdot \frac{1}{1 + 0.802 S^2 \cdot \frac{1 + 1.042 S^2}{1 + 0.914 S^2}}$$

活荷重に對しては

$$(33a) \quad v_a = \frac{20.192}{\lambda^2} \cdot \frac{1}{1 + 0.684 S^2 \cdot \frac{1 + 3.542 S^2}{1 + 1.125 S^2}}$$

この式の解は表-17 に示してある。

表-17.

$s = f/a =$ bzw. $f/l =$	0,00	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00	
(33b) für g ist: $v_a =$	20,192	19,596	17,709	15,285	12,770	10,462	$\frac{E J_c}{H a^2}$
für p ist: $v_a =$	20,192	19,605	17,629	15,435	13,024	8,201	$\frac{E J_c}{H a^2}$

$S = \frac{f}{a} = 0$ の時はこの式は先の (29d) 式に一致する。

β) 拱頂に鉸を有する一鉸拱及三鉸拱に於ては對稱性推屈のみが起る故水平移動を考慮にとれば對稱性推屈安全率 (v_s) が明らかになる。

死荷重のみの場合は三鉸拱にては

$$(34) \quad v_s = \frac{7.437}{\lambda^2} \cdot \frac{1}{1 + 0.508 S^2 \cdot \frac{1 + 0.68 S^2}{1 + 0.512 S^2}}$$

活荷重の時

$$(34a) \quad v_s = \frac{7.437}{\lambda^2} \cdot \frac{1}{1 + 0.569 S^2 \cdot \frac{1 + 0.768 S^2}{1 + 0.589 S^2}}$$

表-18 にはこの式の解を示してある。

$S = \frac{f}{a} = 0$ の時は (31d) 式と一致する。

表-18.

$s = f/a =$	0,00	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00
bzw. $f/l =$	0,00	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50
für g ist: $v_k =$	7,434	7,350	6,933	6,333	5,649	4,961
für p ist: $v_k =$	7,434	7,267	6,799	6,116	5,333	4,557

1. 鉸拱の對稱性挫屈に對しては、死荷重の時

$$(35) \quad v_k = \frac{10,988}{\lambda^2} \cdot \frac{1}{1 + 0,292 \cdot S^2 \cdot \frac{1 + 0,411 \cdot S^2}{1 + 0,303 \cdot S^2}}$$

活荷重に對しては

$$(35a) \quad v_k = \frac{10,988}{\lambda^2} \cdot \frac{1}{1 + 0,344 \cdot S^2 \cdot \frac{1 + 0,483 \cdot S^2}{1 + 0,368 \cdot S^2}}$$

表-19 にはこの解を示してある。

又 $S = \frac{f}{a} = 0$ の時は (31b) 式に一致する。

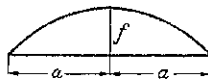


圖-68.

表-19.

$s = f/a =$	0,00	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00
bzw. $f/l =$	0,00	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50
für g ist: $v_k =$	10,988	10,861	10,499	9,992	9,223	8,451
für p ist: $v_k =$	10,988	10,837	10,405	9,738	8,009	8,003

即ちライズが高くなると拱の挫屈安全率は甚だしく減じ特に逆對稱性挫屈に際しては對稱性挫屈に於けるよりも一層このライズの影響を無視することが不可能になる。しかし實際にはライズが高いのは無鉸拱に於てのみ見られるのみで、他の種の拱は殆んど扁平な拱として利用されるのみである。このため最近の拱に於てはライズの影響はあまり大きくはならない。又コンクリート拱に於ては死荷重の方が活荷重よりも非常に大きいため、拱の挫屈について研究する場合にも死荷重の場合にのみ限つても差支へはない。

2. 慣性モーメントが任意の變化をなす場合に於ける固有函數の解法

この場合は微分方程式の解を直接見出すことは不可能で、逐次近似法によらねばならない。茲では既知の Vianello の方法による。拱の微分方程式は

$$EJ(x) \frac{d^2 v}{dx^2} + H \cdot v + M_0 - z \cdot \Delta H = 0$$

これから挫屈方は

$$(36) \quad H_k = - \frac{EJ(x) \frac{d^2 v}{dx^2}}{v - \frac{M_0}{H} + z \cdot \frac{\Delta H}{H}} = \frac{M(x)}{v - \frac{M_0}{H} + z \cdot \frac{\Delta H}{H}}$$

鉸端柁の場合は簡単に $\Delta H = 0, M_0 = 0$ 故に $H_k = \frac{M(x)}{v}$

即ち其の時の曲げがこのモーメントに相似である如き函數 $M(x)$ を見出すならば挫屈力 H_k は商 $M(x)/v$ によつて與へられるのである。次に兩端固定柁について見れば茲では $v = \frac{M_0}{H}$ は偏心壓力 (圖-69) に對する彎曲に他ならない。且無鉸拱に關しては $v_1 = v - \frac{M_0}{H} + z \cdot \frac{\Delta H}{H}$ は拱の抵抗線に對する彎曲を意味する。一方 v は固定座標軸から計られねばならない。故に (36) 式は次のやうに書ける。

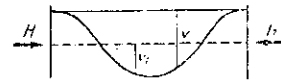


圖-69.

$$(36a) \quad H_k = \frac{M(x)}{v_1}$$

この式の意味は $M(x)$ を見出すと。これは彎曲 v_1 (抵抗線から計る) を生ずるが挫屈安全率は $H_k = \frac{M(x)}{v_1}$ から見出される。すると、 $H_k = H \cdot v$ 及 $H \cdot v_1$ は附加的彎曲モーメントにしてこれは $M(x)$ による曲げにより、且これと共に抵抗線から變形せる拱軸の偏心量によつて表される。故に (36) 式は次の形にも書かれる。即

$$(36b) \quad v = \frac{M_{n-1}}{M_n}$$

即ち、拱或ひは特殊構造物に挫屈曲線に相似なモーメント M_{n-1} に従つて荷重をかけると、彎曲及びこのために生ずる拱軸線の偏心に基因する附加的にしてこれに相當するモーメントが明らかになり、且双方のモーメントの商から挫屈安全率を求め得られる。この場合 M_n は境界條件によつて決定される。拱に於てはこの境界條件は支點の状態及び變化せるスパン長によつて與へられる。

若し構造物に固有函數に従ふモーメント \mathfrak{M}_0 によつて荷重をかければ全變形モーメントの大きさは直ちにわかる。

すると \mathfrak{M}_0 から附加モーメント $\mathfrak{M}_1 = \frac{\mathfrak{M}_0}{v}$ が明らかになり、且これから更に $\mathfrak{M}_2 = \frac{\mathfrak{M}_1}{v} = \frac{\mathfrak{M}_0}{v^2}$ 等が明らかになる。然る時は全變形モーメントは次の如き無限級數の形で書き表される。

$$(37) \quad M^D = \mathfrak{M}_0 \left(1 + \frac{1}{v} + \frac{1}{v^2} + \frac{1}{v^3} + \dots \right) = \mathfrak{M}_0 \cdot \frac{v}{v-1}$$

附加モーメントは

$$(37a) \quad M^z = M^D - M_0 = \frac{\mathfrak{M}_0}{v-1}$$

拱に於ては一般に

$$M^D = \mathfrak{M}_0 + H \cdot v + M_0 - z \cdot \Delta H$$

$$M^D - \mathfrak{M}_0 = M^z = \frac{\mathfrak{M}_0}{v-1}$$

……。故に彎曲量は

$$(37b) \quad v = \frac{\mathfrak{M}_0}{H(\nu-1)} + \frac{2 \cdot \Delta H - M_c}{H} = \frac{M^D}{H\nu} + \frac{2 \cdot \Delta H - M_c}{H}$$

一端鉸の桁では $M_c=0$ 且 $H=0$ なるを以て

$$(37c) \quad v = \frac{\mathfrak{M}}{H(\nu-1)} = \frac{M^D}{H\nu}$$

慣性モーメントが變化する場合は微分方程式を解くには逐次近似法によらねばならない。今簡単に慣性モーメント一定の鉸端桁に任意の彎曲モーメントを作用させるとすると、このモーメントは次の如く周期函数によつて示すことが出来る。即ち

$$\mathfrak{M} = \sum_{k=1}^{\infty} \beta_k \sin k\pi\xi = \beta_1 \sin \pi\xi + \beta_2 \sin 2\pi\xi + \dots$$

この各項は $\nu_1=\nu$ $\nu_2=4\nu$ $\nu_3=9\nu$ 等を有する (29b) 式の固有函数に従ふものである。故に、各附加モーメントは直ちに次く如く書ける。

$$\mathfrak{M}_0 = \beta_1 \sin \pi\xi + \beta_2 \sin 2\pi\xi + \beta_3 \sin 3\pi\xi + \dots$$

$$\mathfrak{M}_1 = \frac{\beta_1}{\nu} \sin \pi\xi + \frac{\beta_2}{4\nu} \sin 2\pi\xi + \frac{\beta_3}{9\nu} \sin 3\pi\xi + \dots$$

$$\mathfrak{M}_2 = \frac{\beta_1}{\nu^2} \sin \pi\xi + \frac{\beta_2}{16\nu^2} \sin 2\pi\xi + \frac{\beta_3}{81\nu^2} \sin 3\pi\xi + \dots$$

この展開式に示す如く、逐次近似法に於ては高次の固有函数 ν_2, ν_3 等は分母が非常に早く大きくなるため除かれてしまひ \mathfrak{M}_n は第一特殊函数のみを含んである。

慣性モーメントが任意の變化をする時に變形モーメントを求めるには次の方法によるのである。即ち普通の弾性理論によつて計算する彎曲モーメント \mathfrak{M} は $\mathfrak{M}_0 = \Delta f_0(\xi)$ の形で與へられるから、次式によつて

$$(39) \quad \frac{d^2 v}{a^2 d\xi^2} = \frac{\mathfrak{M}}{EJ(\xi)}$$

附加的彎曲量 v_0 を得る。慣性モーメントの變化は次式によつて考慮する。

$$(39b) \quad \frac{1}{J(\xi)} = \frac{\psi(\xi)}{J_0}$$

こゝに $J(\xi)$ は先の定義により水平面へ投射せる慣性モーメントである。もし $\lambda^2 = \frac{Ha^2}{EJ_0}$ とおければ附加彎曲モーメントは $\mathfrak{M}_1 = H \cdot v_0$ 次の形で與へられる。

$$(39c) \quad \mathfrak{M}_1 = \Delta \lambda^2 \int d\xi \int f_1(\xi) \psi(\xi) d\xi + c_0 + c_1 \xi + c_2 \cdot$$

c_1 は拱頂に作用する横方向力に相當し、 c_0 は拱頂に働くモーメント M_c に相當する。スパン長に變化なき事を要求するこの拱の境界條件が充されるためには更に c_2 が加へられねばならない。故に c_2 は附加的の變形によつて生ぜる水平推力を示す。同様にして附加的彎曲モーメント \mathfrak{M}_2 及 \mathfrak{M}_3 等が得られる。

$$(40) \quad \begin{cases} \mathfrak{M}_0 = \Delta f_0(\xi) \\ \mathfrak{M}_1 = \Delta \lambda^2 f_1(\xi) \\ \mathfrak{M}_2 = \Delta \lambda^4 f_2(\xi) \\ \dots\dots\dots \\ \mathfrak{M}_n = \Delta \lambda^{2n} f_n(\xi) \end{cases}$$

n 番目の近似値に於ては函数 $f_{n-1}(\xi)$ と $f_n(\xi)$ との間には充分の近似性が得られる。故に第一固有函数の状態は $\beta = \frac{f_{n-1}(\xi)}{f_n(\xi)}$ にて表され且この値は一定となる。又捩屈安全率は

$$(40a) \quad \nu = \frac{\mathfrak{M}_{n-1}}{\mathfrak{M}_n} = \frac{\beta}{\lambda^2}$$

$$\text{但し } \beta = \frac{f_{n-1}(\xi)}{f_n(\xi)} \text{ 及 } \lambda^2 = \frac{Ha^2}{EJ_0}$$

そこで任意の ξ に対して事實上の變形モーメント M^D 或ひは弾性變形による換算モーメント M^z を書き下すことが出来る。

即ち (40) を用ふれば

$$M^D = \mathfrak{M}_0 + M^z = \mathfrak{M}_0 \left[1 + \frac{a_1}{\nu} + \frac{a_2}{\nu^2} + \dots + \frac{a_{n-1}}{\nu^{n-1}} + \frac{a_n}{\nu^n} + \dots + n \rightarrow \infty \right]$$

係数 a は逐次近似計算より $a_{n-1} = a_n = a_{n+1} = \dots$ となる。

故に

$$M^D = \mathfrak{M}_0 + M^z = \mathfrak{M}_0 \left\{ a_n \left[1 + \frac{1}{\nu} + \frac{1}{\nu^2} + \dots + n \rightarrow \infty \right] + \left[(1-a_n) + \frac{a_1-a_n}{\nu} + \frac{a_2-a_n}{\nu^2} \right] \right\}$$

即ち

$$(41) \quad M^D = \mathfrak{M}_0 \left\{ a_n \frac{\nu}{\nu-1} + (1-a_n) + \frac{a_1-a_n}{\nu} + \frac{a_2-a_n}{\nu^2} + \dots \right\}$$

$$(41a) \quad M^z = \mathfrak{M}_0 \left\{ \frac{a_n}{\nu-1} + \frac{a_1-a_n}{\nu} + \frac{a_2-a_n}{\nu^2} + \dots \right\} = M_1^z + M_2^z$$

但し

$$(41b) \quad M_1^z = \mathfrak{M}_0 \cdot \frac{a_n}{\nu-1}$$

$$M_2^z = \mathfrak{M}_0 \left\{ \frac{a_1-a_n}{\nu} + \frac{a_2-a_n}{\nu^2} + \dots \right\}$$

茲に第一項の M_1^z は第一固有函数によつて、第二項の M_2^z は高次の固有函数よりなつてゐる。拱の變形によつて起る新しい水平推力はスパンに變化を生じぬと言ふ條件から得られる。

即ち

$$(42) \quad \Delta H = [C_1^2 + C_2^2 + C_3^2 + \dots]$$

但し、 C_2^2 は \mathfrak{M}_0 から \mathfrak{M}_1 に移る時の常数である。同様に C_0 の総和により拱頂に作用する不静定性モーメントが得られる。

$$(42a) \quad M_c = C_0^2 + C_1^2 + C_2^2 + \dots$$

故に彎曲量は $M^D = \mathfrak{M}_0 + H \cdot v + M_c \cdot z \cdot \Delta H$ 但し $M^D - \mathfrak{M}_0 = M^z$ なるにより

$$(43) \quad v = \frac{M^z}{H} + \frac{z \Delta H \cdot M_c}{H}$$

これは固定座標軸に対する彎曲で、變形の際生ずる抵抗線に関する彎曲は次式により與へられる。

$$(43a) \quad v = \frac{M^z}{H}$$

次に一例として、 $z = \frac{1}{3} \cdot f \cdot (1 - 3\xi^2)$ なる無鉸抛物線拱について数値計算を示さう。

慣性モーメントは $J(x) \cos \varphi = J_0$ とすれば微分方程式は直接解き得る。即ち拱軸壓力、收縮或ひは支承移動に對する變形モーメントが得られ、これにより死荷重拱推力 Hg は H_c , H_s 及 H_w だけ減じ且桁モーメント

$$(44) \quad \mathfrak{M}_0 = H_c \cdot z = \frac{1}{3} \cdot H_c \cdot f \cdot (1 - 3\xi^2)$$

などが求められる。(圖-56) 又これより \mathfrak{M}_1 は

$$\mathfrak{M}_1 = H_c \cdot f \cdot \lambda^2 \cdot \int d\xi \int \frac{1}{3} (1 - 3\xi^2) d\xi + C_0 + C_1 \xi + C_2 \cdot \frac{1}{3} \cdot f \cdot (1 - 3\xi^2)$$

常數 C_1 はモーメント及彎曲が對稱なる故 0 とおく。残りの 2 常數は水平方向には移動も彎曲も起らぬと言ふ條件から得られる。即ち

$$\int_0^1 \mathfrak{M}_1 d\xi = 0 \quad C_0 = -H_c \cdot f \cdot \frac{\lambda^2}{12} \cdot \left(-\frac{2}{3} + \frac{1}{5} \right) = H_c \cdot f \cdot \frac{\lambda^2}{12} \cdot \frac{7}{15}$$

$$\int_0^1 \mathfrak{M}_1 \cdot z \cdot dx = 0 = \int \mathfrak{M}_1 \cdot (1 - 3\xi^2) \cdot d\xi + C_2 \cdot \frac{f}{3} \cdot \frac{4}{5} + \frac{H_c \cdot f}{12} \left[-2 \left(\frac{1}{3} - \frac{3}{5} \right) + \left(\frac{1}{5} - \frac{3}{7} \right) \right] = 0$$

$$C_2 = -\frac{H_c \cdot \lambda^2}{12} \cdot \frac{8}{7}$$

かくして得た \mathfrak{M}_1 等は下の如くである。

$$\left\{ \begin{aligned} \mathfrak{M}_1 &= H_c \cdot f \cdot \lambda^2 \cdot 10^{-2} (0.714 - 7.143\xi^2 + 8.333\xi^4) \\ \mathfrak{M}_2 &= H_c \cdot f \cdot \lambda^4 \cdot 10^{-4} (2.457 - 31.179\xi^2 + 59.524\xi^4 - 27.778\xi^6) \\ \mathfrak{M}_3 &= H_c \cdot f \cdot \lambda^6 \cdot 10^{-6} (0.788 - 11.105\xi^2 \end{aligned} \right.$$

$$(44a) \left\{ \begin{aligned} &+ 25.983\xi^4 - 19.841\xi^6 + 4.960\xi^8) \\ \mathfrak{M}_4 &= H_c \cdot f \cdot \lambda^8 \cdot 10^{-8} (0.244 - 3.604\xi^2 + 9.254\xi^4 - 8.661\xi^6 + 3.543\xi^8 - 0.551\xi^{10}) \\ \mathfrak{M}_5 &= H_c \cdot f \cdot \lambda^{10} \cdot 10^{-10} (0.744 - 11.210\xi^2 + 30.032\xi^4 - 30.846\xi^6 + 15.466\xi^8 - 3.937\xi^{10} + 0.418\xi^{12}) \\ \mathfrak{M}_6 &= H_c \cdot f \cdot \lambda^{12} \cdot 10^{-12} (0.225 - 3.422\xi^2 + 9.341\xi^4 - 10.011\xi^6 + 5.508\xi^8 - 1.918\xi^{10} + 0.298\xi^{12} - 0.023\xi^{14}) \end{aligned} \right.$$

(40a) によつて拱頂及拱起點に於ける撓屈安全率を求めて見れば下の如くであつて、殆んど同じ値を得る。故逐次近似法は非常に合理的に行はれたことがわかる。

$$(44b) \left\{ \begin{aligned} &\text{拱頂に對して } \xi = 0 \\ &v = \frac{7.44}{0.225} = \frac{33.06}{\lambda^2} = 33.06 \frac{E \cdot J_0}{H \cdot a^2} \\ &\text{拱起點に對して } \xi = 1 \\ &v = \frac{6.67}{0.198} = \frac{33.55}{\lambda^2} = 33.55 \frac{E \cdot J_0}{H \cdot a^2} \end{aligned} \right.$$

この平均値は $\beta = 33.30$ にして、一方 (31a) により、微分方程式を解いて得た精密値は $\beta = 33.21$ である。

(44a) 式に $\lambda^2 = \frac{33.21}{v}$ を入れれば次の如き M^z を得る。

$$(44c) \left\{ \begin{aligned} \xi = 0.00 \quad M^z &= +\frac{1}{3} \cdot H_c \cdot f \cdot \left[+0.711 \frac{1}{v} + 0.813 \frac{1}{v^2} + 0.806 \frac{1}{v^3} + 0.890 \frac{1}{v^4} + \dots \right] \\ \xi = 0.25 \quad M^z &= +\frac{15}{48} \cdot H_c \cdot f \cdot \left[+0.368 \frac{1}{v} + 0.299 \frac{1}{v^2} + 0.258 \frac{1}{v^3} + 0.238 \frac{1}{v^4} + \dots \right] \\ \xi = 0.50 \quad M^z &= +\frac{1}{12} \cdot H_c \cdot f \cdot \left[-2.196 \frac{1}{v} - 2.715 \frac{1}{v^2} - 2.877 \frac{1}{v^3} - 2.925 \frac{1}{v^4} + \dots \right] \\ \xi = 0.75 \quad M^z &= -\frac{11}{48} \cdot H_c \cdot f \cdot \left[+0.966 \frac{1}{v} + 0.574 \frac{1}{v^2} + 0.434 \frac{1}{v^3} + 0.386 \frac{1}{v^4} + \dots \right] \\ \xi = 1.00 \quad M^z &= -\frac{2}{3} \cdot H_c \cdot f \cdot \left[-0.949 \frac{1}{v} - 0.500 \frac{1}{v^2} - 0.43 \frac{1}{v^3} - 0.411 \frac{1}{v^4} + \dots \right] \end{aligned} \right.$$

これを書き直せば

$$\left\{ \begin{aligned} \xi = 0.00 \quad M^z &= +\frac{1}{3} \cdot H_c \cdot f \cdot \left[\frac{0.906}{v-1} - 0.195 \frac{1}{v} - 0.093 \frac{1}{v^2} - 0.040 \frac{1}{v^3} + \dots \right] \end{aligned} \right.$$

$$(44d) \left\{ \begin{aligned} \xi = 0.25 \quad M^Z &= +\frac{19}{48} \cdot H_c f \cdot \left[\frac{0.225}{\nu-1} \right. \\ &\quad \left. + 0.143 \frac{1}{\nu} + 0.074 \frac{1}{\nu^2} + 0.033 \frac{1}{\nu^3} + \dots \right] \\ \xi = 0.50 \quad M^Z &= +\frac{1}{12} \cdot H_c f \cdot \left[\frac{2.945}{\nu-1} \right. \\ &\quad \left. + 0.749 \frac{1}{\nu} + 0.230 \frac{1}{\nu^2} + 0.068 \frac{1}{\nu^3} + \dots \right] \\ \xi = 0.75 \quad M^Z &= -\frac{11}{48} \cdot H_c f \cdot \left[\frac{0.562}{\nu-1} \right. \\ &\quad \left. + 0.604 \frac{1}{\nu} + 0.212 \frac{1}{\nu^2} + 0.072 \frac{1}{\nu^3} + \dots \right] \\ \xi = 1.00 \quad M^Z &= -\frac{2}{3} \cdot H_c f \cdot \left[-\frac{0.401}{\nu-1} \right. \\ &\quad \left. - 0.548 \frac{1}{\nu} - 0.099 \frac{1}{\nu^2} - 0.030 \frac{1}{\nu^3} + \dots \right] \end{aligned} \right.$$

第一固有函数に従つて變化する M^Z の分擔は $\mathfrak{M}_0 \cdot \frac{\alpha_0}{\nu-1}$ なるにより分母に $(\nu-1)$ を有する項によつて與へられ、一方残りの項は M_R^Z を表し、これは高次固有函数から總合される。

この結果を數値を以て示すには M^Z を次式の形に書く。

$$M^Z = M^Z + M_K^Z = H_c f \cdot (\bar{\Phi}_L + \bar{\Phi}_R)$$

然るに支那點移動、收縮からも彎曲モーメントを生ずるを以て

$$(44e) \quad \begin{aligned} M^Z &= M_L^Z + M_K^Z \\ &= (H_c + H_w + H_s) \cdot f \cdot (\bar{\Phi}_L + \bar{\Phi}_R) \\ &= A \cdot (\bar{\Phi}_L + \bar{\Phi}_R) \end{aligned}$$

全變形モーメントは $M^D = M^Z + \mathfrak{M}_0$ なるにより

$$(44f) \quad \begin{aligned} M^D &= \mathfrak{M}_0 + M^Z = (H_c + H_w + H_s) \cdot f \cdot \left(\frac{Z}{f} + \bar{\Phi}_L + \bar{\Phi}_R \right) \\ &= A \cdot \left(\frac{Z}{f} + \bar{\Phi}_L + \bar{\Phi}_R \right) \end{aligned}$$

$\bar{\Phi}_L$ 及 $\bar{\Phi}_R$ の値を示せば表-20 の如くである。 $\bar{\Phi}_L$ の値は捩屈安全率が増加するに従つて、 $\frac{1}{\nu-1}$ に相應して變化し、 $\bar{\Phi}_R$ の値は殆んど $1/\nu$ に比例し、捩屈安全率に殆ど等しい。

上記算例に於ては一定の慣性モーメント (即ち $J(x) \cos \varphi = J_c$) を假定したのであるが、逐次近似法による計算の精密度を微分方程式の嚴密解によつて檢して見やう。Bauingenieur 1927 の (20) 式により、無鉸拱の變形モーメントについては次式を得る。

$$M^D = H_c f \cdot \frac{2}{15} \cdot \frac{\lambda^2 \cdot (\sin \lambda - \lambda \cos \lambda - \xi)}{3\lambda \cdot \cos \lambda + \sin \lambda \cdot (\lambda^2 - 3)}$$

これから基本モーメント $\mathfrak{M}_0 = \frac{H_c f}{3} \cdot (1 - 3\xi^2)$ を差し引け

ば附加モーメント M^Z が得られる。そこで表-20 を檢して見れば $\lambda = 2.3528$ なる故 M^Z の値を得る。

表-20.

$\nu =$	6	7	8	9	10	12	24		
$\xi = 0.00$	$\bar{\Phi}_L$	+6.04	+5.03	+4.31	+3.78	+3.36	+2.75	+1.31	10^{-2}
	$\bar{\Phi}_R$	-1.18	-1.00	-0.80	-0.76	-0.68	-0.56	-0.48	
$\xi = 0.25$	$\bar{\Phi}_L$	+1.22	+1.04	+0.87	+0.76	+0.68	+0.56	+0.26	10^{-2}
	$\bar{\Phi}_R$	+0.79	+0.60	+0.52	+0.46	+0.41	+0.34	+0.17	
$\xi = 0.50$	$\bar{\Phi}_L$	-4.91	-4.09	-3.51	-3.07	-2.72	-2.23	-1.07	10^{-2}
	$\bar{\Phi}_R$	+1.09	+0.93	+0.81	+0.72	+0.64	+0.53	+0.26	
$\xi = 0.75$	$\bar{\Phi}_L$	-1.66	-1.38	-1.18	-1.04	-0.92	-0.75	-0.36	10^{-2}
	$\bar{\Phi}_R$	-2.41	-2.08	-1.81	-1.60	-1.45	-1.19	-0.59	
$\xi = 1.00$	$\bar{\Phi}_L$	+5.35	+4.45	+3.82	+3.34	+2.97	+2.43	-1.16	10^{-2}
	$\bar{\Phi}_R$	+6.28	+5.24	+4.65	+4.14	+3.72	+3.09	+1.54	

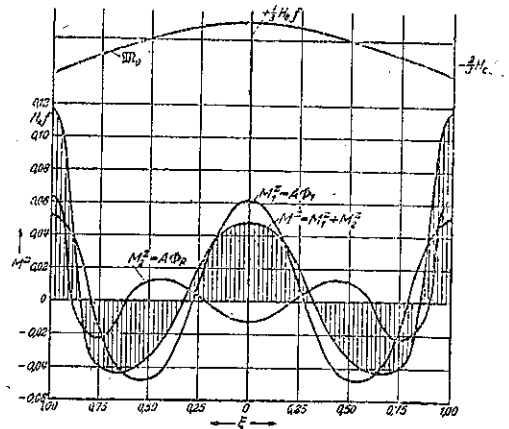
下の欄の値は表19-c により逐次近似法を用ひて得た M^Z 値である。

$\xi =$	0.00	0.25	0.50	0.75	1.00	
$M^Z =$	+4.85	+1.92	-3.81	-4.13	+11.63	$\times 10^{-2}$
$M^Z =$	+4.84	+1.93	-3.82	-4.10	+11.63	$\times 10^{-2}$

普通 3 乃至 4 回の近似計算をくり返せば充分である。

圖-70 には $\mathfrak{M}_0 = \frac{H_c f}{3} (1 - 3\xi^2)$ を又その下には縦距の増加甚しき時の (圖-70a) 換算モーメントを示してある。

圖-70.



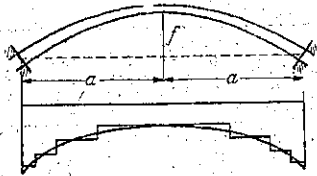
最後に變形に際して生ずる水平推力常數 C_2 を (42) 式によつて求むれば

$$C_2 = -H_c f \cdot \left\{ \frac{\lambda^2}{10^2} \cdot 3.1746 + \frac{\lambda^4}{10^4} \cdot 1.5118 + \frac{\lambda^6}{10^6} \cdot 0.3926 + \dots \right\}, \quad \lambda^2 = \frac{33.21}{\nu}$$

$$(45) \quad C_2 = -H_e f \left\{ \frac{0.134}{v-1} + \frac{0.922}{v} + \frac{0.033}{v^2} + \frac{0.010}{v^3} + \frac{0.003}{v^4} + \dots \right\}$$

3. 慣性モーメントを逐次近似法により求むる場合に於ける固有函数の解法。

圖-71.



任意の曲線に従つて變化する拱について、水平に投射せる慣性モーメントを圖-71の如く階段状のものにおきかへると、プライヒの方法により、第一固有函数のみならず高次のものをも求めることが出来る。但し各階段に於て、固有函数曲線の接線點は共通の彎曲及び同一の接線傾斜から得られねばならない。しかし階段が4つにもなると非常に困難である。但しこの場合に於ても基本モーメントは固有函数による解法により求めなければならぬ。これは各個々の特殊函数間には簡単な條件は成立しないからである。次のIIに於ては上の方法より遙に簡單且迅速な逐次近似解法について述べる

雜

(155) 光電池測光の研究

(マツダ研究時報, 第16卷第4号 頁114~121. 佐藤清一抄)

圖-72に示す光電池の一般的測光回路に於ては次の如き缺點に注意しなければならない。

- (1) 照度と光電流の關係が直線的でない。
- (2) 疲勞とか Kriecheffect の如き初期效果がある。
- (3) 温度の影響が相當顯著である。
- (4) 枯化現象が著しい。
- (5) 輻射線の波長に依つて照度對光電流特性が異なる。
- (6) 間歇照射の影響がある。

之等の缺點の大部分を消却し得る回路は圖-73に示す

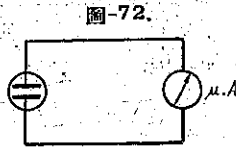


圖-72.

圖-73.

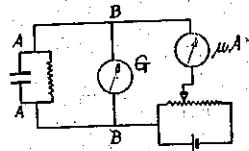
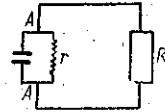


圖-74.



如き Campbell-Freeth 回路とされて居る。光電池の光電現象は種々の例證に依り照度に比例する電流發生源があると考へられて居る。圖-74の等價回路に就いて考へると或る照度に應じて電流發生源から光電流 I が流れるが之れは光電池内部に想象される並列回路(抵抗) r と外部回路(抵抗) R とに分流する。

即ち $I = I_r + I_R$ 第一次近似的論議に依れば r は面照度 L に依つて變化し L が増せば r は減ると云ふ方向をとる。従つて外部回路に於て測定される光電流 I_R は面照度 L と直線的關係を持たない。又之の r が温度效果を有したり照射時間に依つて同一照度でも變化する爲に上述の様な種々の效果が現れて光電池の性能を損傷するのである。之を避けるには (1) $R=0$ とする。(2) $r=\infty$ とする。(3) 補償回路を用意して r 回路の電流を補償する等の案が考へられる。外部回路に流れる電流を直接測定する爲には、同路内に抵抗體を置く必要があるから (1) の案は不可能である。(2) の案は光電池製作に對しての希望條件としてのみ存在し現在の光電池は其の如くなつて居ない。(3) の案が即ち $C.F.$ 回路である。

光電流が r に分流する爲に圖-73 AA 間に電位差を生じ BB 間にも同一電位がかかるから檢流計 G は或る振れを有つ。そこで電位差計 P を調節して BB 間に大き等しく符號反對の電壓を與へるならば BB 間の電位差は消えて G は元に戻る。この状態では AA 間にも電位差がないから $R=0$ と同一效果になり電流發生源に生じた全電流 I が μA 計回路を流れる。斯くして μA 計上の讀に依つて I を求める事が出来る。以上の事を驗證する爲に種々の大き及び構造を異にする數個の光電池を採り初期效果, 感度, 照度對光電流特性に關し普通回路と, $C.F.$ 回路とに就いて夫々比較實驗を試みた。實驗に際しては高精度を要求する立場から直接 μA 計を以つて光電流を求める事を止め, R なる標準抵抗を電流計と置換し, R に生ずる電位差 V を別の精密型電位差計 P' を以つて精密に測定し $I = IR$ $\therefore I = \frac{V}{R}$ から光電流 I を求めた。圖-75は其の回路を示す。之の方法は稍複雑であるが何等の原理的誤差も

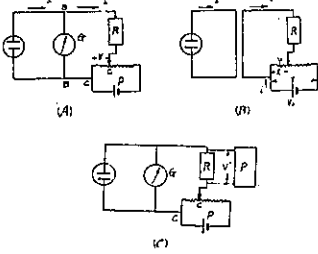
介入しないし、 R の値に關しても制限されない。又 P は極く簡易なもので充分である。實驗の結果を比較研究して得た結論は次の如くである。

初期效果に對して

は C, F 回路は凡ての光電池に對し有效とは限らず、却つて不利な場合もある。感度に於いては普通回路の場合より C, F 回路の場合の方が良好である。照度對光電流特性の直線性に關しては最初豫期したるものより多少の偏れを示したが大體に於いて直線性を示して居る。

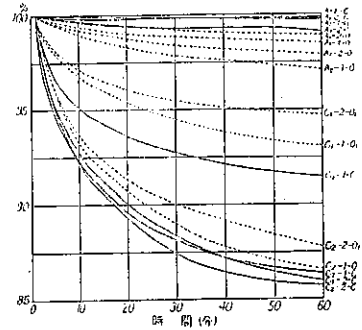
以上の事より C, F 回路は概して良效果をもたらすと

圖-75.

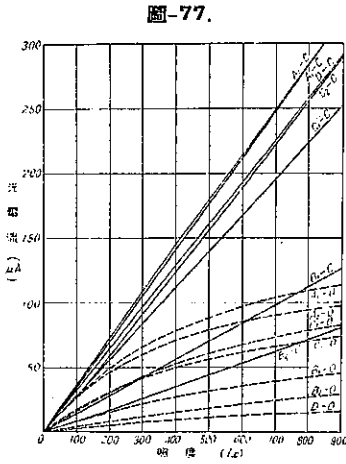


云へる。上述の C, F 回路には檢流計を必要とするが携帶用の目的に對しては不便であるから檢流計の代りに開閉器を使用して見た。若し補償電壓が過不足を生じて居れば開閉器の開閉に依り $\mu\text{.i}$ 計の振れが變化するから開閉器の開閉に依つて $\mu\text{.i}$ 計の振れが變らない様に補償電壓を加減すれば良い

圖-76.



初期效果 (I)



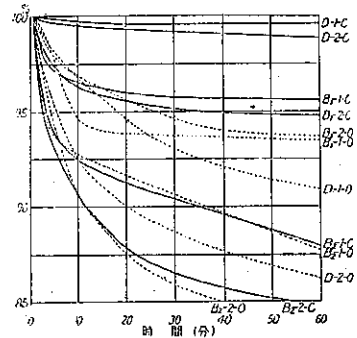
照度對光電流關係

A, B, C, D: セル記號

C: C, F 回路

O: O 回路

但し O 回路の外圍抵抗 1721Ω



初期效果 (II)

A, B, C, D: セル記號
1, 2: 照度 148 lx, 593 lx.
C: C, F 回路, 外部抵抗 0.
O: O 回路, 外部抵抗 180Ω.
O': O 回路, 外部抵抗 724Ω.