抄　　録

第23巻第6號　昭和12年6月

応用力学

(79) 許容荷重及安全率

(Dr. techn. Ing. Erich Friedrich, "Zulässige Last und Sicherheitsgrad." Der Bauing. 25. Dez. 1936. Heft 51/52. S. 555-557.)

許容荷重の算出に關し DIN. 4110 に規定せる公式は獨逸鉄筋コンクリート委員會の規定と一致せず，從て兩者は異る許容荷重即ち安全率を與へる。先づ此の點に關し其の理由を明かにし，更に特殊鋼鉄筋試験方法に就て述べよう。

さて新しい構造材料及構造様式を究め，是等が如何なる範圍内で實用的なるかを定めるために，試験は必要である。然し，此の試験を極く必要な物のみに限るために DIN. 4110 に，靜的計算に依つて安全が保證され得る構造物に對しては試験を要せずと規定してゐる。從て新しい構造様式を認可する如き特別の場合に計算と試験とが密接な關係を有することになる。而して如何なる事情があるにせよ兩者に依つて同一の安全率が得られねばならぬ。或は少くとも，最も信頼のおける方法である試験に依つて得られる許容荷重は計算によるそれよりも大きくなければならぬ。此の試験によつて大きな値が得られる所に，莫大な費用を要するも尚試験をなさんとすることは一つの大きな理由がある。又試験に依つて特殊構造様式に關する極めて一般的な知識が得られ，是が進歩に役立つのである。

1. 曲げを受ける部材の許容荷重及安全率　許容荷重を求めるに二つの方法がある。一は試験に依り部材の破壊荷重を求め，規定の公式に依るものであり，一は許容応力を定め，計算に依つて見出す方法である。前者の公

式はザクセン内務省構造材料標準試験規格專門委員會が 1934 年 1 月 2 日に制定せる“特殊構造材料及構造物認可規定”中 §12 の 1 號に示さるゝものにして次の如くである。

$$P_{zul}=\frac{B-2g}{3}\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(1)$$

茲に

P_{zul}： 許容荷重(死荷重＋活荷重) kg/m^2

B： 試驗により定められる破壞荷重 kg/m^2

g： 供試部材の自重 kg/m^2

上式は DIN. 4110 新設計構造物認可に關する技術的規定 (1934 年發行 A 部 3 號) にも示されてゐる。

次に計算に依る場合は鋼の許容応力として次の値を用ふる。

$$\sigma_{e\,zul}=\frac{\sigma_s}{2}\quad 茲に\ \sigma_s：鋼の降伏點$$

($\sigma_s=2\,400\ kg/cm^2$ に對して $\sigma_{e\,zul}=1\,200\ kg/cm^2$ となる)。

鉄筋コンクリートに於ては多くの場合鋼の降伏點が破壞を支配するものなる故，前述の破壞荷重を抑へるも鋼の降伏點を抑へるも同じ事である。然るに許容荷重を求むるに當り (1) 式に依れば安全率は 3 なるも，計算に依れば安全率 2 にして，結局異れる安全荷重を得るのである。

以上述べた現行規定の缺點を除くためには，次の如くすればよい。即ち鉄筋を有する部材が曲げを受ける場合には，先づ破壞の原因を定め，鉄筋量を示す。破壞荷重の外に鋼の降伏點 σ_s も試驗に依つて定める。斯くして鋼の降伏點が破壞を支配する場合には許容荷重として次の如く採る。

$$P_{zul}=\frac{B-g}{2}\frac{2\,400}{\sigma_s}\quad(安全率\ 2)$$

其の他の場合は (1) 式に依り安全率 3 である。

2. 特殊鋼鉄筋の安全率　鉄筋コンクリート構造物に於ては多くの場合鋼が破壞を支配し，從て其の安全率は鋼の性質に關係する。獨逸鉄筋コンクリート委員會は 1935 年 1 月 20 日の會議に於て特殊鋼の許容応力を定めたが，特殊鋼を鉄筋として使用する際の試驗規定は未だ無いので，コンクリートと切離して單獨に鋼のみに就ての試驗で滿足してゐる狀態である。

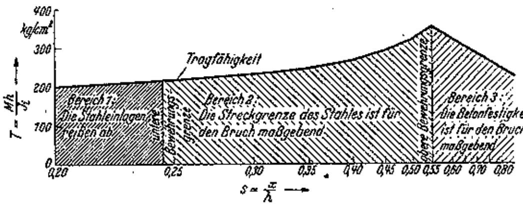
併しながら實驗的に構造物を解析し，同一の安全率を保證する諸條件を導出する爲には，特殊鋼をコンクリートと切離さずに鉄筋コンクリートとして試驗することが必要である。而して該試驗に於ては次の三つの問題を解決しなければならぬ。

a) 鉄筋の降伏點が破壞を支配する鉄筋量限界。

b) 鋼の応圧強度。

c) 鋼とコンクリートの附着力。

図-1. 鉄筋コンクリート断面の支持力曲線



以上の 3 問題に就き少しく次に述べよう。

a) 鉄筋量限界： 縦軸に強度 $T=\frac{M\cdot h}{J_t}$ を，横軸に中立軸の位置 $S=\frac{x}{h}$ を取つて，その關係を示せば図-1 の如くである。T は断面の形及面積に無關係である (Friedrich, E.: Über die Tragfähigkeit von Eisenbetonquerschnitten. Beton u. Eisen 35 (1936) S. 159 參照)。

図に於て最初の領域では鉄筋量小にして応圧部コンクリートの破壞を來さずに鉄筋が延び切れる。第 2 の領域では鋼が降伏點に達して応圧部は鋼の大きな伸長に依つて大なる圧力を受け応圧部コンクリートが破壞される。之は主として鉄筋コンクリート構造に使用される領域である。即ち第 1 の領域では鋼の引張強度が破壞を支配し，第 2 の領域では鋼の降伏點が破壞を支配する。兩領域の限界は試驗に依つて定められるが，St. 37 では $s=0.1$ の時で，脆い鋼では s は更に大となる。

第 3 の領域では抗張鉄筋量大にして，応圧部コンクリートが破壞を支配し，鋼は鋼伏點に達しない。第 3 と第 2 の限界は矢張試驗により定まり，鋼の降伏點及彈性係數とコンクリートの強度に關係する。市販の鋼及耐圧強度 $160\,kg/cm^2$ のコンクリートを用ふれば約 $s=0.55$ の場合である。

b) 抗圧鉄筋としての特殊鋼： 特殊鋼の応圧強度即ち柱の鉄筋としての有用性は研究さるべき問題であるが，抗圧鉄筋としての使用は抗圧鉄筋の応力は計算に依るも一般に小であるため餘り問題とならぬ。加之，今日迄使用されてゐる曲げを受ける部材の計算法はコンクリートが明瞭な降伏點を有せず且つ破壞前には大なる変形をなすものであることを考慮に入れてゐないので試驗に依つて得らるゝよりも甚だ小なる s の値でコンクリートの強度が不足になり，鉄筋量の小なる場合に

も抗圧鉄筋が必要となつてしまふ。併しながら事實此の抗圧鉄筋は安全率に影響の無いものである。曲げモーメントに對して設けられた密なる肋鉄筋はコンクリートの変形能力を大にする。

c) コンクリートと鋼との附着力： この實驗には片持梁に曲げモーメントのみを作用せしめるが最も良い(是迄單純梁が用ひられたが曲げモーメント及剪力が同時に起るため適當でない)。鉄筋の抜け出す際の曲げモーメント M 及龜裂迄の長さ λ (或は表面積 $\mu\cdot\lambda$, μ は鉄筋の周長) に依つて附着力を測ることが出來る。

以上の試驗の他に鍛接性，常温に於ける屈曲性，錆及高温に於ける降伏點の変化等の試驗が必要である。

斯くして以上の試驗に基いて特殊鋼の鉄筋としての可否を決定することが出來る。

3. 鋼の現場試驗 鋼の降伏點が正確に定められてゐれば現場試驗は小範圍に止められる。現場では降伏點の正確な値は求められぬし，又近似値では鋼の良否は定まらぬ。ブリネル硬度試驗は降伏點を示すものに非ずして破壊強度を與へるものであるから鉄筋コンクリートには不適當である。

4. 結言 現在の規定は応力及歪を彈性論に依つて精確に求めた時代に源を發する。併しながら今日の材料殊にコンクリート更に各種の特殊鋼はフックの法則に從ふものでない。今日に於ては構造物は出來得る限り，到る所安全率の等しいことが要求される。其の要求は“許容応力”の撰擇及彈性論に依つては滿足されない。許容応力に代つて新しい量を Verbundbau に導入する必要がある。斯くして現行の規定は同一の安全率を得んとする新しい要求に応じて改正されねばならぬ。

(森 茂)

---

(80) 可変応力を受ける鋼構造物の疲の法則と安全率

(G. Pigeaud, “Lois d'endurance et coefficients de sécurite dans les constructions metalliques soumises à des efforts variables.” Le Génie Civil, 2 Jan. 1937, p. 7～11.)

1. 序論 一般的に謂つて構造物は其の自重及永久荷重 (charge permanente) の外に本質的，瞬時的に其の大いさを変じ且つ多くの場合に於て若干の要素荷重 (charge élémentaire 構造物の任意の或區域に對し同時には起り得るものも然らざるものもある) に分解し得る所の載荷重系 (實際の又は規定に依る) を支持すべく目的づけられて居る。

最後のものは玆に云ふ可変荷重であつて，繰返し荷重の如きは此の中の特例的な一種類に過ぎない。部材內部の各點に於て，上述の可変荷重に依り，誘起さるべき垂直応力 σ，接面応力 τ に就て (主として σ) 部材の內応力的安定の見地から論ぜんとするのが本稿の主要なる意図である。

記號： σ ： 可変荷重に依る部材內の張応力，(可変応力)

σ_{max} ： σ の最大値

σ_{min} ： σ の最小値

σ_p ： 永久荷重に依る部材內の張応力

σ_R ： 破壊張応力

$\sigma_{R'}$ ： 破壊圧応力

$\sigma_{max}\,\sigma_{min}$ ： 可変応力の振幅

$$\varphi=\frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}}.$$

(1) p ： 永久荷重の等布強度

(2) ω ： 可変荷重の等布強度

$S=\sigma$影響線の正區域面積

$S'=\sigma$影響線の負區域面積

(1) (2) 大体の場合永久荷重は可変荷重～或る長さに亙る若干の要素荷重からなる載荷系～と同様等布外力系と見做して差支へ無い。

取扱の便宜上張応力，圧応力の 2 語を用ゆる代りに，張応力のみに限り，負の張応力を以て圧応力に代へる。且つ S は S' より常に大なりとして論を進める。かくする事は單に取扱上の利便の問題に過ぎず，何等議論の一般性を破るものではない。

扨而，部材が荷重に耐へて居る限りは

$$\sigma_{max}\leq\sigma_R,\quad |\sigma_{min}|\leq\sigma_{R'}$$

なるを必要とする。

相當昔から，部材の壽命は σ_{max}, σ_{min} の兩者に重大な依存關係にある事が認められて居り。之を表はすのに部材の壽命は σ_{max} と応力振幅 $\sigma_{max}\,\sigma_{min}$ の 2 者に依るとも，又 σ_{max} と φ に依るとも云つて居る。

φ の変域は ±1 の間であつて，φ の主なる値に對して σ_{min} と σ_{max} の關係を掲げると，

$\varphi=-1$ …… 此の時 σ_{min} は σ_{max} と等強度の圧応力であつて，此の際 σ は交番応力と呼ばれる。

$\varphi=0$ …… $\sigma_{min}=0$. 部材內には張応力のみ起り，此の際の σ は原點から出發する (partir à l'origine) と云はれる。

$\varphi=1\cdots\cdots$　$\sigma_{min}=\sigma_{max}$ 此の時は事實上荷重の變化振動は存在せず，部材は全く靜荷重的影響しか受けて居らぬ。

又簡單な代數知識を利用すれば

$$\sigma_{max}-\sigma_{min}=\sigma_{max}\ (1-\varphi)$$

$$\text{應力平均}\ (\sigma_{max}+\sigma_{min})/2=\sigma_{max}\frac{1+\varphi}{2}$$

處で σ_p は部材が無載荷の時永久荷重のみに依つて生ずるもので當然 σ_{min} と σ_{max} の間に挾まれた値を有する。應力振動は次の 3 段階に分解する事が出來，從て σ_p は振動の始終點と考へても良い。

(1) 先づ σ の値が σ_p から出發して σ_{max} 迄行く，此の際變化量は $\sigma_{max}-\sigma_p$.

(2) σ_{max} から σ_{min} 迄下る。此の際應力の變化量は全振幅に相當する。

(3) σ_{max} から σ_p 迄戻る，此の際の變化方向は (1) の時に同じく (2) に反對で，變化量は $\sigma_p-\sigma_{min}$, (1) の變化量を加へると全振幅に相當する。

σ_p に就ては部材の保守上無意味なものと云ふ事は勿論出來るが，少くとも $\sigma_{max}, \sigma_{min}$ に對しては第 2 義的のものと云つて差支へ無い。

然し乍，σ_p の値を σ_{min} と σ_{max} の間に含まれる區間内のどの邊の部分に納めるべきかと云ふ事は重要性を有する問題であつて，此の點に關するとき σ 影響線が效用を發揮する。

既述の記號を用ひ。

$$\sigma_p=p(S-S'),\ \sigma_{max}-\sigma_p=\bar{\omega}S$$

$$\sigma_{max}-\sigma_{min}=\bar{\omega}(S+S')$$

$$\frac{\sigma_{max}+\sigma_{min}}{2}=\frac{2p+\bar{\omega}}{2p}\sigma_p$$

即ち σ_p は一般に σ_{max} と同じく正號を有し，$S=S'$ ならざる限り零とはならない。$S=S'$ ならば $\sigma_{max}=\sigma_{min}$ となり，交番應力の場合に歸する。第 2 に此の特殊の場合を省けば，σ_p は普通振應力平均値の以下にある事が諒る。σ_p が此の平均値になる爲には上の最後の式で $\bar{\omega}=0$ とならなければならず，之は結果に於て可變載荷の無い事を示すもので，從て問題とはならぬ。强いて此の場合を考へるならば $\sigma_{max}=\sigma_p=\sigma_{mix}$ の完全な靜荷重系を見出す丈である。

茲に特別の場合で實用上重要なものがある。$S'=0$ の時で σ 影響線は正區域を有せず。

$$\sigma_{min}=\sigma_p,\ \sigma_{max}=\left(\frac{p+\bar{\omega}}{p}\right)\sigma_p$$

となつて，應力振動の兩端値は同符號を有し

$$\frac{1}{\varphi}=\sigma_{max}/\sigma_{min}=\frac{p+\bar{\omega}}{p}>1$$

$$\lim\frac{1}{\varphi}=1;\quad \frac{\omega}{p}=0$$

となる。

最後に $\sigma_{min}=0$ も特殊な場合で此の爲には

$$\sigma_p=\bar{\omega}S'=p(S-S')$$

$$\therefore\ \frac{S'}{S}=\frac{p}{p+\bar{\omega}}$$

となり，影響線の 2 區域 S' と S の間には定比が存在する。

次に $T=\dfrac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}}$ に考査を及ぼして見よう。

$$\varphi=\frac{\sigma_p-\bar{\omega}S'}{\sigma_p+\bar{\omega}S}$$

に於て，分母は常に正，分子は正負兩符號を取り得る。上下端は ±1 である。

此の式を見ても φ が下端の値を取り得るのは $\sigma_p=0$ $S=S'$ の交番應力の時であり，$\varphi=0$ が $\sigma_{min}=0$ に對する事も既述の通りである。然して $\varphi=+1$ は $\omega=0$ 以外は不可能であつて，完全なる靜荷重でなければならない。

茲に見落すべからざる一事がある。

今 $\varphi>0$, $\sigma_p-\bar{\omega}S'>0$ 從て $\sigma_p=p(S-S')>\omega S'$ とし，2 個の相似の桁をとつて桁上の相當點を考へる，此の二つの桁の長さの比，幅の比は各桁に對する σ 影響線の面積比の式には含まれて來ない。若しも此の 2 個の桁が强度 $\bar{\omega}$ なる同一荷重系を受けたとすれば，此 φ は

$$\varphi=\frac{p(S-S')-\bar{\omega}S'}{p(S-S')+\bar{\omega}S}$$

と書かれるのであつて，事實上 p 丈の影響しか受けぬ事となる。然して上式から諒る如く，φ は p の單調增加函數であつて p の增すに伴ひ，上端値 1 に近づく，此の事は大徑間の桁（桁重は必然的に徑間と共に增す）に對し一つの有利な條件を構成するものである。

此の項を終へる前に $\sigma_p, \sigma_{max}, \sigma_{min}$ に就て少しく考察を補足して置かう。

σ_p に對する休息狀態は前の前後に續く載荷時間に比して可なり長いものであつて，其の狀態は或る程度外界條件に依つて變化を受け殊に溫度，風等の作用に依る時著しいが，比較的に時間の短い載荷狀態に於ては此の σ_p は一定と考へられねばならない。然して如何なる σ_p の値（其の變化領域内に於ける）が最不利なるやは相當多數の實驗を行つて求める事が出來る，勿論一つの實驗

中は σ_p の一定値を保つべきは自明で，然らざれば實驗の物理的意義は喪失される事とならう。

我々の問題として居るものは通常の彈性限界中に在つて，彈性理論又は材料强弱学なるものを用ゐて求めた計算張應力である。之が實際の作用應力 (working stress) と異つたものである事は疑を入れない。材料の作用狀態が彈性限内に在る場合に於て然りなのであるから，一度此の限界を脱して可塑性領域にでも這入つた場合は計算と實際の分離は愈以て甚しくならう。此の爲計算に於て餘分應力を見込む事は必要な事であつて，之は又荷重の衝擊效果に備へる爲にも必要な處置である。抗圧鋼材を設計する場合ですら，屢ゝ特別な割增係數を用ゐて，起り得べき缺陷にして直接には評價不能のものをカバーせしめて居る。

計算で求めた最大張應力を危險と考へられる張應力の何割かに留める爲の安全率を導入せしめんと考へるのは不確な他の諸原因に對する爲に外ならない。不確實な原因を減少せしめるにつれて，實際に危險な値をより良く判知する樣になり，換言すれば，計算と實際の接近が進み，安全率を選ぶに當つても一層自由な態度が取り得るに至らう。

2. ウエーラーの法則 (lois de Woehler) Woehler は鉄に關する耐久度に就て系統的研究を物した最初の人である。彼の實驗結果はウェーラーの法則と呼ばれて居る次の 3 項に括められるが，彼の實驗に於ては抗張抗圧試驗片と同様な正しく規定方法に合した供試体を用ゐたに過ぎないので，單に材質との相關を研究し得たに止り材料の形狀，使用法に依つて耐久度が如何に影響されるかと云ふ事は知る由が無かつた。

どの供試体に就ても之に種々の可変荷重（部材内に於ける應力 σ をして繰返し $\sigma_{\min}$ から $\sigma_{\max}$ の間の値をとらせる所の）を懸けた時，それを $\sigma_{\min}$, $\sigma_{\max}$ のどちらかでも越したらば材料の應力的安定が弱くなる所の一つの危險値が定められた。之を σ_D と名附ける。然る時は

(1) $\sigma_{\min}, \sigma_{\max}$ が同符號 $(\varphi>0)$ の時は σ_D の値は彈性限（實際上では挫折限と一致して居る）より上に在るが破壞强度 σ_R より遙かに低い。σ_R を越すと材料は急激な分離破壞を起す。此の σ_R は理論的に謂へば $\varphi=1$ に對するものであつて，振動を無くして抗圧抗張試驗の時と同様漸增する荷重を試驗荷重とした時危險値であると同時に破壞强度として得らるべきものである。

(2) $\sigma_{\min}=0$. 即ち $\varphi=0$ ならば $\sigma_D \fallingdotseq \sigma_E$ で，違つても其の差は大きくはない。

(3) $\sigma_{\min}$ と $\sigma_{\max}$ が符號相反する場合には，σ_D は σ_E の以下となり得。φ の値が -1 に近づく程 σ_E と σ_D との差は擴がつて行く。

1892 年出版のレザル (Jean Rèsal) の著には，此の (3) の法則はバウシンガー (Bauschinger) に依つて實用上頗る有利な完成を與へられた事が記されて居る。即ち後來バウシンガーの研究に依つて $\varphi=-1$ 即ち交番荷重を受けるならば σ_D は常に $1/2\,\sigma_E$ より稍高く $2/3\,\sigma_E$ よりは遙かに低い事が發見されたのである。

3. ウェーラーの法則の最初の応用の試み 此の法則が發見された當時各國に於て此の法則を應用せんと試みた方法は大体次の二つに區別される。

(1) 危險限 (limite dangèreuse) 又は可変許容限 (limite admissible variable) の方法：σ_D と σ_E を次の樣な一次式で結んだ。

$$\sigma_D=\sigma_E(1+m\varphi)$$

之は Woehler 第 2 則 $\sigma_{\min}=0$, $\varphi=0$ の時 $\sigma_D=\sigma_E$ なりと云ふ事を認めた事を意味する。式中 m は任意の係數であつて，此の式に依り凡ての可変荷重に對する σ_D が求められる事になつた。

然し乍ら σ_D は危險限なのであつて設計に用ゐ得る安全許容荷重 σ_{adm} は之の何割かに過ぎない。

$\sigma_{adm}/\sigma_D=\varepsilon$ と置けば

$$\sigma_{adm}=\varepsilon\sigma_D=\varepsilon\sigma_E(1+m\varphi)\cdots\cdots\cdots\cdots(1)$$

上式で σ_E, φ は既知數であるから，ε と m を決定すれば良い譯である。

當時 m に對しては 1/2～1/3 を與へて居た。

$m=1/2$, $\varphi=-1$ とすれば $\sigma_D=1/2\cdot\sigma_E$

$m=1/3$, $\varphi=-1$ とすれば $\sigma_D=2/3\cdot\sigma_E$

從て上記區間が m ならば σ_D の値は $\varphi=-1$ の時 $1/2\cdot\sigma_E$～$2/3\cdot\sigma_E$ の區間に落ちるを以て，ウエーラーの第 3 則（ウェーラー・バウシンガーの法則）を滿足する。

$\varphi=+1$ 即ち純然たる靜荷重の場合に對しては $m=1/2$ で $\sigma_D=3/2\cdot\sigma_E$, $m=1/3$ で $\sigma_D=4/3\cdot\sigma_E$ となり，σ_D は σ_E に對し割增される結果となるが，之も其の儘許容された。

安全率 ε の値としては同樣 1/2～1/3 の區間が用ゐられた。$\varepsilon=1/3$ は最も大事をとつた場合である。

1891 年佛國政府が鋼橋に關する規定に參考迄として揭げた

$$\sigma_{adm}=\frac{1}{3}\sigma_E\left(1+\frac{1}{2}\varphi\right)$$

なる式は上記の一般式に於て $m=1/2$, $\varepsilon=1/3$ としたも

のである。此の式に依ると $\varphi=+1$ に對し $\sigma_{adm}=1/2\,\sigma_E$ となり，其の他の φ に對しても全般的に σ_{adm} を餘り過少に見積り過ぎたので當時殆んど實際には利用されず。1915年と1927年の同規定からは全く削られて了つた。

(2) 最大張應力 σ_{max} に割增率を乘ずる法：　之は σ_{max} に或る割增率を乘じた値を或る定められた許容限内に留かしめたもので，最初には簡單の爲次の式が用ゐられた。

$$\sigma_{max}[K-m\varphi]\leqq\sigma_{adm}=\varepsilon\,\sigma_E \quad \cdots\cdots\cdots(2)$$

ウェーラーの第2則に背馳させぬ爲常に $K=1$ とし，m の値に對しては 1/2〜0.4 を採用した。

試みに $K-m\varphi$ の主要な値を計算して見ると。

$$m=\frac{1}{2},\quad \varphi=-1 \qquad K-m\varphi=\frac{3}{2}=1.5$$
$$m=0.4,\quad \varphi=-1 \qquad K-m\varphi=1.4$$
$$m=\frac{1}{2},\quad \varphi=1 \qquad K-m\varphi=0.5$$
$$m=0.4\quad \varphi=1 \qquad K-m\varphi=0.6$$

ε の値としては1/2を採つた。然らば $\varphi=1$ の時 σ_{max} の値は $m=1/2$ に對し σ_E, $m=0.4$ に對し $0.8\sigma_E$ 迄昂げ得る事となり，之は當時としては大膽に過ぎたものである。

(3) レザールの式：　ウェーラーの實驗結果の正確さに就て全幅的には信用を與へ切らず，且ウェーラーは其の試驗機の衝擊效果に關して餘りに疑懼過ぎると考へて居たレザールは新たに獨立の理論を展開して(3)式を導いた，

$$\sigma_{max}[1+K-K\varphi]\leqq\varepsilon\sigma_E=\sigma_{adm} \quad \cdots\cdots(3)$$

レザールの云ひ方を藉りれば K は可変荷重に依り供試体内に生じた振動振幅の同一荷重が靜荷重として懸けられた場合部材に生じた伸張に對する比であつて，其の部材に依つて異る値を取る。換言すれば K は部材の主振動1箇の繼續時間と應力 σ が σ_{min} から σ_{max} 迄変るに要する時間との比の函數である。

レザールの考へは當時一般を首肯せしむるに至らなかつたが少なくとも從來別の形をとつて現はれるに至つた所の衝擊程度を加味した割增率の概念を導入するに役立つた。

兎に角(3)式を見ると，之は(2)式と同じく σ_{max} に割增率を乘じた形式には変りない。唯 $\varphi=0$ の時(2)式では此の割率が1となつたのに反し(3)式では $1+K>1$ であつて，$\varphi=1$ 即ち靜荷重の場合で無いと1にはならない。此の事は或る觀點からすれば一種の假說と見られる。上の假定を許容し，且，假定の危險限は σ_{max} と σ_{min} の直線的函數であるとすれば，必然的に上記の割增率が誘導される，即ち

$A\sigma_{max}+B\sigma_{min}$　なる式は一般に

$\sigma_{max}(A+\beta\varphi)$　と書かれる。

$\varphi=1$ に對し割增率を1ならしめんとするには，

$A+B=1$ 又は $B=A-1$

上式で $A=1+K$ と置けばレザールの割增率が出て來る。K の値は狀況に應じて定めれば良い。

獨逸に於て熔接に關する規定が出來た當初想到したのが此の式であつて，或る種の熔接に伴ふ缺點を考へ $K=0.5$ を採用した。$\varphi=0$ で $1+K=1.5$ $\varphi=-1$ で $1+2K=2$ となり，端接に對しては少くも過大に過ぎる事が認められて居た。現在では端接は鋲接と同視せんとする傾向がある，鋲接に對し用ゐてゐる式は，(2)式の形式のものであ即ち

$$\sigma_{max}(1-0.3\,\varphi)\leqq\sigma_{dam}$$

此の式では $\varphi=-1$, $\varphi=0$, $\varphi=1$ の時左邊の括弧内は夫々1.3, 1.0, 0.7となる。端接以外の熔接に此の式を用ゐる場合は $\alpha<1$ なる係數を σ_{adm} に乘ずるか $1/\alpha>1$ なる係數を σ_{max} に乘ずるかしてゐる。

1934年の佛國の鋲接に關する豫備規定中では $K=0.5$ とする(3)式を許容してゐるが，上述の如き α を介入せしめて居り，此の場合端接に對しても α を省いては居ぬが，之は稍過酷に過ぎると思はれる。

6. 疲限度 (limite d'endurance) に關する最近の研究　從來は試驗片は規定寸法のもののみに限られて居たが，耐久度の研究に於ては材料の形狀，使用法等が重要な役割を持つものであるから，最近の研究は種々の實際に狀況に成可く似た條件に於て進められる樣になつて來た。最近の重要な研究としては O. Kommerell 氏，Rôs 氏，Graf 博士等のものがある。

VI. 疲限度の正確な定義　σ_{min} の一つの任意値 x（獨立変數と考へられる）に對し種々の σ_{max} の値を配し，非常に長い期間部材に $\sigma_{min}\sim\sigma_{max}$ の繰返し應力を懸ける。此の際部材が安定を保ち得る σ_{max} の上限を以て耐久限とする。此の定義に用ゐた非常に長い期間と云ふ語は具体性を缺いて見えるが，無限に長い期間（之は實際問題として意義を有たぬ）を意味するのでは無くて適當に長い期間を指し普通實驗に採用されてゐるのは荷重の繰返し回數 $N=2_a10^6$ に相當する時間である。

Kommerell 氏の觀察した所では例へば鉄道橋主桁に於て此の N に相當する期間は（最大規定荷重に當る列車25個が每日橋梁を通過するものとして）220年の長期に及ぶ。然も實際通過すべき列車荷重は此の最大

の規定荷重より一般に軽いもので，此の事は公道橋に就いても大体同様に謂ひ得る。

6. 部材の形狀，使用される狀態に就ての考察　正規の供試体に就いて求められた所の耐久則は多種類の材料間に撰擇を行ふ場合に頗る重要なる應用價値を認められるが，一つの定められた材料に關しては如何なる形狀，如何なる狀態に就て其の材料を使用するのが最有利であるかを判断する基礎ともなる。此の形狀使用方法の影響は從來不當に閑却されて置いたもので，近來其の重要性が認識されるに至つたものである。

形狀に就て云ふならば，断面の突然の狹搾，抗張，内部に迄及ぶ如き種々の穿孔等の急激な形狀變化が普通重大事故の原因となる事は以前から警戒されて居た。形狀の不整正はそれが応力の直接の傳導を妨げ，其の一様分布を困難にする度は强い程悪いのであつて，從て部材の不整正な突起，膨らみ等が断面積に於ては増加となるにも不拘部材全体としての强度の低下を來しめる事は怪しむに足らぬ。

使用狀態を云ふ際には，主として部材接合の諸様式が問題となる。熔接に於て特に然りである。

（藤田龜太郎）

(81) 木製拱環模型に依る拱の応力に關する實驗

(William, A. Oliver, "Stress theory and fact checked on glued laminated timber arches" E. N. R. Jan. 21, 1937 p. 82～83.)

木の薄板を重ね合せて膠付けしたる拱環模型は 1907 年初めに獨逸で發明されたが，アメリカ合衆國で之が實驗に応用され初めたのは近々 10 年位前からのことである。各處の研究所に於ける此の種の實驗中，今回のイリノイス大学土木工学教室に於けるものはその規模が比較的大きいのである。

今回の實驗の目的は 2 鉸拱の彈性理論的応力と模型による歪の測定値より算出された応力との比較にあつた。實驗には 4 次の拋物線を拱軸線とする 4 個の拱環模型が用ひられた。

次にその寸法を表示する。

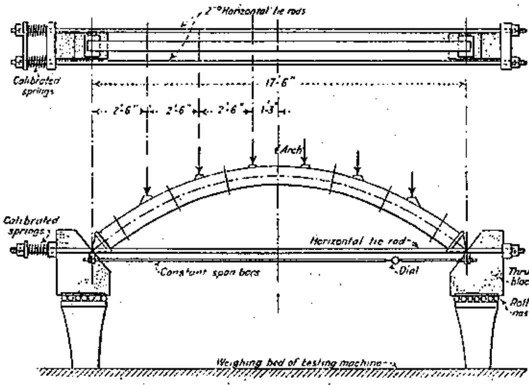
表-1. 拱環模型の概略構造寸法表

模型番號	徑間(呎)	拱矢(呎)	薄板の數	薄板の厚さ（吋）	断面寸法(吋)
1	17.5	3.5	23	7/16	$4\frac{1}{2}\times10$
2	17.5	3.5	13	25/32	$4\frac{1}{2}\times10$
3	17.5	3.5	13	25/32	$4\frac{1}{2}\times10$
4	17.5	5.5	23	7/16	$4\frac{1}{2}\times10$

模型は米松材 (short-leaf yellow pine) の柾目を用ひた。密度はその赤味（心材）の 20～40% であつた。實驗時の含有水量は平均 10～20% で平均圧縮强度は 2×2×8 吋の試驗片を採つて試驗した結果 9 000～10 000 磅/吋^2 であつた。又彈性係數は平均 2 200 000 磅/吋^2 示した。表の如く何れの模型もその断面は $4\frac{1}{2}\times10$ 吋で木の薄板の幅の廣い面を拱軸面に直角にして重ね，その儘拱軸線の形に曲げて作つたのである。その端では中心線に對稱に傾斜した起拱點断面で薄板の長さを揃へ，膠付けの乾燥する迄釘でこの部分を假締めをして置いた。膠はカゼイングルーを用ひた。

模型は 2 鉸式充腹拱環とし，拱の起拱點断面に鋼製金物を取付け之に固定した硬鋼の刄先を重いコンクリートの臺座に取付けた鋼製金物で受けて之を鉸とした のである。そして臺座にかゝる水平反力は 2 本の直徑 吋のニツケル鋼棒で臺座を連結して之に耐へしめた。荷重は 300 000 磅の試驗機により，図-2 に示す 6 箇所の載荷點に對して吊下げ桿から可動刄先を經て拱環の兩側にかけられたのである。

図-2. 木製拱模型

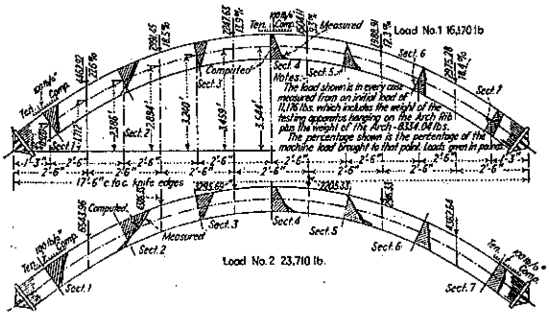


試驗方法は大体次の如くである。垂直反力の大きさは試驗機の荷重の讀みにより，水平反力の大きさは臺座を連結する棒の伸びを檢定濟みの螺旋發條によつて測定し之より算出した。又拱環断面の歪みは図-3 に示す 7 箇所でストレインゲーヂの讀みにより測定した。その他 4 號拱では薄板の間の滑りを測定した。

先づ試驗裝置の重さを含めた第 1 荷重をかけて上記の讀みをとつたが之は以後の荷重に對して基準を與へるためで即ち記錄される諸量は荷重個々の絶對値に對するものより寧ろ荷重變化に對する値を採るためである。

ストレイン ゲーヂのゲーヂ レングスは拱 1, 2 號に於

図-3. 応力分布の計算値と測定値との關係



ては小さい釘で示したが，拱 3〜4 號に於ては特殊の栓を用ひた。後者の方が好成績であつた。水平反力の決定は此の實驗の重要なる部分であるが測定に當つては抗張棒（tie rod）の彈性による伸びの影響を除去して 2 鉸間を一定の徑間に保たねばならなかつた。水平反力の測定値は理論的計算値と殆ど一致してこの模型が理論と可成り近似の狀態にあることを示した。

応力分布の狀態 図-3 は断面応力の理論的計算値と測定せる歪より算出した値との關係を示したものである。理論的計算による応力分布は勿論直線であるが図で見ると測定値によるものも可成り之に一致してゐる。而して之は測定條件と計算の條件が一致したことを明らかにしてゐる。この計算値と測定値の差異を生じた原因は次の如きものであらう。

(1) 薄板と薄板の接目の影響

(2) 膠着不充分の爲に薄板の間に起つた滑り

(3) 材料の不均一性

(4) 實驗方法の不備

(5) 材料にその彈性比例限度を越えた応力が生じること

(6) 中立軸の変移と木製桁の缺點の影響

以上の中差異を生ぜしめる最大なる原因は (1) 及 (2) である。豫期した如く荷重が増大した場合には歪は比例限度を越え応力は計算値との間に大きい差異を生じた。

拱 1 號は合計荷重 101 356 磅，拱 2 號は 136 586 磅，3 號は 114 000 磅で破壞した。拱 4 號は此の稿の終るまでに實驗が終了してゐなかつた。

薄板を重ね合せて膠付けする技術はこの實驗に用ひられてから種々改良された。現在では 2 鉸ラーメンの模型實驗の準備が進められてゐるが，この模型は 2 鉸拱の場合に比較して長足の進歩を示してゐる。新模型は接目が改良されたのであるが，拱の模型も實驗の結果は良好であつたから將來性はあると考へられる。

模型製作及實驗は一部木材利用組合委員會の好意によつた。實驗はイリノイス大学土木實驗所主任 M. L. Enger 氏の援助と W. C. Huntington 氏の監督の下に行はれた。 （二松慶彥）

---

(82) 振動を伴ふ機械の基礎

（Rausch, "Maschinenfundament" Der Bauingenieur Bd. 7, (1927) S 859〜861. oder Z. f. V. D. I. Bd. 71 (1927) Nr. 2 S. 992〜993.）

機械の基礎に對して須らく振動の際共鳴を避けると云ふ事は大切な事である。随つてその爲に基礎の固有振動數と機械の廻転數を充分なる開きを持つ様に設くべきである。

一般には約 30% 位は是非必要で出來れば 50% 位に離し得れば良好である。

先づそこで固有振動數を確める必要がある。併し乍ら其の基礎構造物を吟味するのみでは充分とは云へない。卽ち基礎は地中に振動を傳へるので又地盤の振動數を知る事が大切である。振動せる機械基礎の構造地盤の固有振動數を定めるには次の假定をする。つまり地盤は彈性であり応力は其の変形に比例するものであり，又基礎はよく固定せられ其の質量は重心に集中するものと見做すのである。然らば周知の如く，固有振動數は

$$n_e=\frac{300}{\sqrt{f}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(1)$$

が適用せられる。但 f は振動方向に於て自己重量に依る重心位置の変位を示すものである。変位 f の値は次の如く各場合に應じて求められる（詳細は原文参照)。

[1] 基礎が直接に地盤(硬盤)に載る場合 :—

(a) 振動の方向が垂直なるとき :—

$$f_b=\frac{\Sigma P}{blC} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(2)$$

此處に ΣP : 總荷重（基礎及機械重量）

b : 基礎の底幅，l : 基礎の底長

C: 地盤の床係數 (Bettungsziffer) $=0.005〜0.030\ \mathrm{t/cm^2}$

(b) 振動方向が水平なる時

$$f_W=\frac{\Sigma P}{bl}\left[\frac{12h^2}{Cb^2}+\frac{1}{S}\right] \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(3)$$

S は地盤の剪力値 (Schubzahl des Bodens) で，卽ち地盤上の応剪力度，之に依つて生ずる変位の比を示すものである。

[2] 杭打基礎の場合;—

(a) 振動の方向が垂直なる場合:—

$$f_t=\frac{\Sigma P}{r}\frac{t}{EF}\left(1-\frac{\mu}{3}\right)\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(4)$$

此處に r: 杭の数, t: 杭の長

E: 杭の彈性係数, F: 杭の断面積

μ: $(1>\mu>0)$ なる如き係数

を示す。

(b) 振動の方向が水平なる時:—

$$f_W=25t\Sigma P(1-\mu/3)/EF\cdot(h^2/2rl^2+1/r_2)\quad(5)$$

h は斜杭の交點から基礎重心迄の距離, l は基礎底面の振動方向の長さ, r_2 は斜杭の本數である。

上述の各公式よりして地盤に對しては振動せる基礎体が低週期で平衡してゐることになる(但し垂直の杭の場合は高週期である)。

斯く考慮すれば急廻転機械, 例へばタービンの場合の如きは廣れることなく設計する事が出來る。之に反して低速度廻転の場合は特に注意を要する事が分る。かくの如き場合は一般に考へられてゐる振動を吸收するために基礎の質量を増大すると云ふ事は場合に依つては寧ろ有害である事を知るのである。

基礎部分の振動を考へる際には, 基礎の重量は重要では無い。構造物の振動計算には次の文献を参考せられ度い。

Dr. Geiger "Berechnung der schwingungserscheinungen an Turbodynamo" Z. f. V. D. I. Bd. 66 (1922) S. 667. u. Bd 67 (1923) S. 287.

固有振動数を確かめる事が出來れば基礎に作用する力が定められる。廻転機械の場合遠心力に對して

$$F=a/f\cdot G'$$

G' は廻転部分の重量, f は此の重量を受けて靜止狀態に於ける軸の撓度, a は起り得べき最大の撓度を夫々表はしてゐる。往復機械の場合に關しては O. Föppl が式を誘導してゐる。即ち

O. Föppl; "Grundzüge der technischen Schwingungslehre", Berlin 1923 Julius Spinger

斯く作用力を定め得たならば, 之に一つの動力係数 (Dynamischen Beiwert) を乘ぜねばならぬ。其の値は先に述べた固有振動数と機械の廻転数とをどれだけ引離してゐるか其の割合から定まるのであつて, 次式が之を與へる。

$$K=\left[\frac{n_e^2}{n_e^2-n_m^2}\right]_{\text{absolutewert}}\cdots\cdots\cdots\cdots(6)$$

即ち n_e は固有振動数で n_m は機械の廻転数である。

此の式から動力係数の値は, 其の振動数の差異に依り大きくもなり又小さくもなる事が分る。而して

$$n_e=n_m\quad\therefore\ k=\infty\quad\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(7)$$

の場合は云ふ迄もなく共鳴現象を生じる。

基礎材料が遠心力の交番応力を受けて疲勞する事を考へて 2〜3 倍の係数を作用する力に乘じて増加して考へておく必要がある。此の數値は周知の如く疲勞係数 (Ermüdungsbeiwert) と稱せられるものである。

斯く高められた力(荷重)を用ひて, 構造強度の計算は普通の靜力學的計算をなせば, 其の結果は勿論動力学的考慮を拂つた計算となるのである。

(嵯峨山富士男)

土質工学

(83) 粘土の間隙比及間隙水圧

(Dr.-Ing. Leo Rendulic, "Porenziffer und Porenwasserdruck in Tonen" Der Bauing. 25. Dez. 1936. Heft 51/52. p. 559-564.)

概要 この研究は載荷に依つて起る粘土内の空隙水流一般の場合に對する計算の基礎を與へるものである。この特別な場合即ち一次元の平行流に就ては數年前に K. v. Terzaghi が解決した (Terzaghi: Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer grundlage. 1925 参照)。

合応力及有効応力 簡單の爲に有限の大さの粘土立方体を採り各面に垂直等布圧力を作用せしめ, 相對する面に於ては其の大さ互に相等しきものとす。先づ間隙水中の応力を調べんに間隙水を粘性なき完全流体と考へれば剪力なき流体圧のみを傳へ得る故, 間隙水中の各點には靜水圧 p が作用す。今間隙水が靜止しあるものとすれば,

$$p=w+\gamma\cdot z$$

茲に γ は間隙水の比重, z は任意の水平基準面より下方に測りたる考ふる點の距離, w は該基準面に於ける間隙水の靜水圧である。水平基準面の選び方によつて w は種々の値を取る。

間隙水は立方体の表面から流出し得るものとすれば一定時間の後に間隙水は新しい平衡狀態に達して間隙水圧は粘土內到る所 w_0 だけ大さを減ずる。此の時の間隙水圧を自然間隙水圧 (Natürliche Porenwasserdruck) と稱す。自然間隙水圧が $p=\gamma z$ にて表される如く前述の水平基準面を選べば,

$$p=w_0+\gamma\cdot z$$

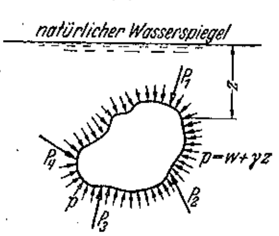
に於ける w_0 は間隙水過圧 (Porenwasserüberdruck) と稱すべきものにして其の意味は物理学的に明瞭に定義され得る。

過剩の間隙水を流出せしめ得る場合には $w_0=0$ に達する迄間隙水流は続くであらう。

次に粘土を液相と固相とに分けて考へ，固相に於ける応力の關係を調べよう。図-4 に示すは 1 個の粘土粒子にして P_1, P_2, P_3 等は隣接粒子の其の接觸點に及ぼす接觸力 (Berührungskraft) にして該粒子には此の他に自重及全表面に分布する間隙水圧 $p=w_0+\gamma\cdot z$ が作用す。

該粒子内の1點に於ける応力を求むる爲に諸力を各平衡系を作る 3 群に分って考へよう。

図-4.



(1) 粒子表面に作用する間隙水過圧 w_0 は表面の各點に於て大さ等しく，全体として他の諸力と獨立に平衡を保つ。此の w_0 によつては粒子内の各點に応力として一定の流体圧 w_0 を生ず。

(2) 粒子表面圧力 γz は粒子重量の一部即ち $\gamma\cdot V$ (V は粒子の体積) と平衡を保つ。而して粒子内の各點に応力として $\gamma\cdot z$ なる圧力作用す。

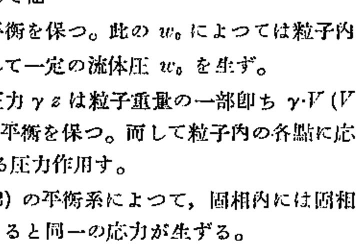
從て，(1) 及 (2) の平衡系によつて，固相内には固相を液相で置換へたると同一の応力が生ずる。

(3) 第 3 の平衡系は接觸力 P_1, P_2 等及粒子自重の殘部 $(\gamma'-\gamma)V$ (γ' は粒子の比重) の形成するものなるも接觸力の数，大さ及方向は全く粘土立方体内の粒子の偶然的配列に關する爲に，此の平衡系による粒子内の応力は不明である。

(3) の平衡系による實応力は不明なる故次の如き平均応力を以て之に代へることゝする。即ち

3 陵 X, Y, Z なる粘土立方体を X Y 面に平行なる平面で切り (図-5 参照) 外力として各面に図の如く等布法圧 $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$, を作用せしむ。

図-5.



切断面には内応力として先づ等布圧力 $p=w_0+\gamma\cdot z$ が固相の部分にも液相の部分にも全面に作用し，更に固相部分には垂直応力及剪応力作用す。然るに切断面に垂直なる力の合計は $X\cdot Y(\gamma\cdot z-p)$ なれば固相部分の垂直力は切断面に等布されるものとして σ_z-p である。

固相によつて切断面の或一部分例へば図-5 の F 面に傳達さるゝ平均応力は面積 X·Y なる全切断面の平均応力と殆ど同一である。F 面が小となるに從て其の差は大となる。平均応力の考へは唯だ粘土粒子に比して大きな面素に就き考ふる場合にのみ有効である。此の応力を Terzaghi に從ひ "有効応力" (Wirksamer Spanungszustand) と稱し間隙水圧と有効応力との合力を "合応力" (Totale Spanumgszustand) と稱す。

p を間隙水圧 $\bar{\sigma}_x, \bar{\sigma}_y, \bar{\sigma}_z, \bar{\tau}_{xy}, \bar{\tau}_{xz}$ 及 $\bar{\tau}_{yz}$ を合応力，$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{xz}$ 及 τ_{yz} を有効応力とすれば，上に述べた定義により次の關係がある。

$$\left.\begin{array}{ll}\bar{\sigma}_x=\sigma_x+p & \bar{\tau}_{xy}=\tau_{xy}\\ \bar{\sigma}_y=\sigma_y+p & \bar{\tau}_{xz}=\tau_{xz}\\ \bar{\sigma}_z=\sigma_z+p & \bar{\tau}_{xz}=\tau_{yz}\end{array}\right\}\cdots\cdots\cdots\cdots(1)$$

粘土力学の原理　今図-4 に示せる粘土粒子に新たに一外力を加ふれば w_0 及 $\gamma\cdot z$ は変化せぬ故平衡を保つには接觸力が其の大さ及方向を変ぜねばならぬ。粘土粒子が何等かの原因で位置或は形狀の変化を爲した場合も同樣である。從て接觸力は隣接粒子との相對的位置に応じて変化し，間隙水圧は変化せぬといふことになる。接觸力に基づく粘土粒子内の応力を平均応力即ち有効応力によつて表はすことに定めたから次の如き原理が得られる。

"粘土の力學的現象 (変形，强度等) は唯だ有効応力のみに關係する。"

間隙比と応力との關係　精密な研究に依れば間隙水過圧 w_0 と間隙比 ε との間には密接な關係がある。このために先づ第一に間隙比に及ぼす有効応力の影響を調べなければならぬ。先づ材料は完全なる等方性体なりと假定す。粘土に於ては之は一般には滿足されないが，異方性は主として応力の変化に依る直線的変形に現れるものであつて間隙比には影響を及ぼさないであらう。この假定に依れば單に方向のみ異にする總べての有效応力は同一の間隙比 ε を生ずる筈である。從て主応力の方向は意義を失ひその大さのみが問題となる。斯くして間隙比とは三つの主応力の大さのみの函数と考へられる。

實驗によれば同一の基礎材料に於て間隙比は有效応力の一義的の函数ではない。然しながら一定の載荷履歴を有する一定の基礎に於ては，主応力の大さ σ_1, σ_2 及

σ_3 なる有效應力に關して間隙比は全く一義的である。此の間隙比こそは實驗によつて定められる。更に，間隙比の變化 $d\varepsilon$ は主應力を $d\sigma_1, d\sigma_2$ 及 $d\sigma_3$ だけ單に1回變化せしめた場合には亦一義的である。何となれば，我々は各種の履歴を有する粘土に就て起り得る總べての間隙比を考へるに非ずして，全く定まつた履歴を有する特別の粘土を考へてゐるからである。

さて間隙比の微分 $d\varepsilon$ は次の如く書ける。

$$d\varepsilon=\frac{\partial\varepsilon}{\partial\sigma_1}d\sigma_1+\frac{\partial\varepsilon}{\partial\sigma_2}d\sigma_2+\frac{\partial\varepsilon}{\partial\sigma_3}d\sigma_3$$

$(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$： 主應力$)$ ………… (2)

粘土に就ての實驗の經驗から (2) 式は常に當はまるものではない。函數 $\varepsilon=f(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$ は此の特殊の場合には間隙比と有效應力との關係を示すものにして，微分する方向により偏微分は二つの異る値を示し，同一點に於て更に第2の式が成立する。

$$d\varepsilon=\left(\frac{\partial\varepsilon}{\partial\sigma_1}\right)d\sigma_1+\left(\frac{\partial\varepsilon}{\partial\sigma_2}\right)d\sigma_2+\left(\frac{\partial\varepsilon}{\partial\sigma_3}\right)d\sigma_3$$

……………………(3)

今一つの粘土體を考へ，其の合應力は主應力 $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ 間隙水過圧は既知にして $w_1=0$ とし更に其の平衡狀態の間隙比を ε_0 とし，式 (2) 及 (3) が成立するものとす。次に合應力に突然微小變化を與へ，その時の主應力の大さの變化を $\Delta\sigma_1, \Delta\sigma_2, \Delta\sigma_3$ とし，この突然の變化に依つて間隙水圧，有效應力及間隙比の受ける影響を調べんとす。

さて間隙比の變化は間隙水の占むる容積の變化從て間隙水流の發生を條件とするものであつて，突然の變化は起り得ない。從て合應力に突然の變化を與へた直後では $\Delta\varepsilon=0$ と置くことが出來る故 (2) 式より

$$\Delta\varepsilon=0=\frac{\partial\varepsilon}{\partial\sigma_1}\Delta\sigma_1+\frac{\partial\varepsilon}{\partial\sigma_2}\Delta\sigma_2+\frac{\partial\varepsilon}{\partial\sigma_3}\Delta\sigma_3$$

……………………(4)

(1) 式より

$$\left.\begin{aligned}\Delta\sigma_1&=\Delta\bar\sigma_1-\Delta w \quad (\because\ \Delta\gamma_z=0)\\ \Delta\sigma_2&=\Delta\bar\sigma_2-\Delta w\\ \Delta\sigma_3&=\Delta\bar\sigma_3-\Delta w\end{aligned}\right\}\cdots\cdots(5)$$

(4) 式及 (5) 式より

$$\Delta w=\frac{\dfrac{\partial\varepsilon}{\partial\sigma_1}\Delta\bar\sigma_1+\dfrac{\partial\varepsilon}{\partial\sigma_2}\Delta\bar\sigma_2+\dfrac{\partial\varepsilon}{\partial\sigma_3}\Delta\bar\sigma_3}{\dfrac{\partial\varepsilon}{\partial\sigma_1}+\dfrac{\partial\varepsilon}{\partial\sigma_2}+\dfrac{\partial\varepsilon}{\partial\sigma_3}}$$

$$=\frac{\Delta\bar\varepsilon}{\dfrac{\partial\varepsilon}{\partial\sigma_1}+\dfrac{\partial\varepsilon}{\partial\sigma_2}+\dfrac{\partial\varepsilon}{\partial\sigma_3}}\quad\cdots\cdots\cdots\cdots(6)$$

$\Delta\bar\varepsilon$ は間隙水が流出し得る狀態で完全に圧密された時の間隙比の變化である。勿論此の場合に於ては合應力及有效應力の變化は互に相等しい故 (2) 式により

$$\Delta\bar\varepsilon=\frac{\partial\varepsilon}{\partial\sigma_1}\Delta\bar\sigma_1+\frac{\partial\varepsilon}{\partial\sigma_2}\Delta\bar\sigma_2+\frac{\partial\varepsilon}{\partial\sigma_3}\Delta\bar\sigma_3$$

間隙比が始めの値 ε から新しい平衡狀態の値 $\varepsilon+\Delta\bar\varepsilon$ に變る迄圧密が續き，その途中の狀態では間隙比は ε と $\varepsilon+\Delta\bar\varepsilon$ の中間の値を有す。この途中の時期に對しては

$$\Delta\varepsilon=\frac{\partial\varepsilon}{\partial\sigma_1}\Delta\sigma_1+\frac{\partial\varepsilon}{\partial\sigma_2}\Delta\sigma_2+\frac{\partial\varepsilon}{\partial\sigma_3}\Delta\sigma_3$$

上式に (5) 式を用ひて，次の如き Δw を得る。

$$\Delta w=\frac{\dfrac{\partial\varepsilon}{\partial\sigma_1}\Delta\bar\sigma_1+\dfrac{\partial\varepsilon}{\partial\sigma_2}\Delta\bar\sigma_2+\dfrac{\partial\varepsilon}{\partial\sigma_3}\Delta\bar\sigma_3-\Delta\varepsilon}{\dfrac{\partial\varepsilon}{\partial\sigma_1}+\dfrac{\partial\varepsilon}{\partial\sigma_2}+\dfrac{\partial\varepsilon}{\partial\sigma_3}}$$

$$=\frac{\Delta\bar\varepsilon-\Delta\varepsilon}{\dfrac{\partial\varepsilon}{\partial\sigma_1}+\dfrac{\partial\varepsilon}{\partial\sigma_2}+\dfrac{\partial\varepsilon}{\partial\sigma_3}}\quad\cdots\cdots\cdots\cdots(7)$$

式 (7) は圧密の進行につれて間隙水圧は (6) 式の初値から $w=0$ に向ふ事を示す。實際の間隙比 $\varepsilon+\Delta\varepsilon$ が $\varepsilon+\Delta\bar\varepsilon$ に達し圧密が終了する。

式 (7) に於て $\Delta\bar\varepsilon$ は一度變化されて後一定に保たれて來た合應力の變化 $\Delta\bar\sigma_1, \Delta\bar\sigma_2, \Delta\bar\sigma_3$ に關係する一定不變の値である。之に反して $\Delta\varepsilon$ は圧密の進行中變量にして各瞬間の有效應力の函數である。

(7) 式を時間 t に就て微分すれば，

$$\frac{\partial w}{\partial t}=-\frac{\dfrac{\partial\varepsilon}{\partial t}}{\dfrac{\partial\varepsilon}{\partial\sigma_1}+\dfrac{\partial\varepsilon}{\partial\sigma_2}+\dfrac{\partial\varepsilon}{\partial\sigma_3}}\quad\cdots\cdots\cdots\cdots(8)$$

(6), (7) 及 (8) 式に於て間隙比の主應力分力に就ての偏微分係數は實驗に依つて求められ，變量 $\Delta\bar\sigma_1, \Delta\bar\sigma_2$ 及 $\Delta\bar\sigma_3$ は任意の大きである。

動水力学的應力平衡の微分方程式の一般形　問題を簡單にするために圧縮に依り變形を生ぜぬものとし，單に間隙比の減少（之に依り間隙水流が起る）のみを考ふ。即ち假想圧密過程に於ては實際の圧縮量だけ固相が膨脹して間隙を狹め間隙比の減小を來す。此の假定による誤りは實際の變形量が小なるため著しいものではない。

図-6

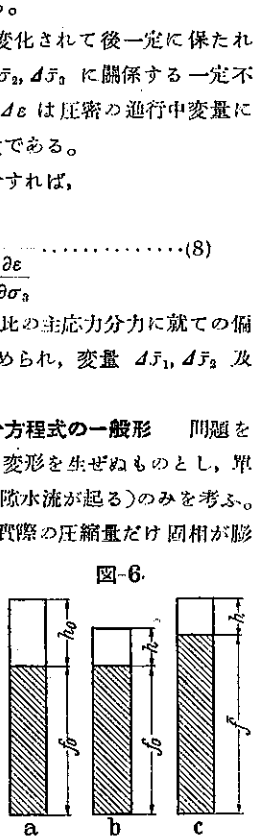


図-6 に於て a は未だ圧縮の始まらぬ狀態で，f_0 は固相，h_0 は間隙量を示す。b に於ては圧縮が行はれ實

際の粘土の間隙量が h に減小をし，固相 f_0 は不變である。c は b の假想粘土の場合にして，固体 f_0 は $\bar{f}$ に増大し，間隙量は b と同じく h である。實際の粘土の間隙比及間隙量を夫々初値を ε_0, n_0，圧縮過程に於て ε, n，假想粘土に於て $\bar{\varepsilon}, \bar{n}$ とすれば，

$$\varepsilon_0=\frac{h_0}{f_0},\qquad \varepsilon=\frac{h}{f_0},\qquad \bar{\varepsilon}=\frac{h}{\bar{f}}$$

$$n_0=\frac{h_0}{h_0+f_0},\quad n=\frac{h}{h+f_0},\quad \bar{n}=\frac{h}{h+\bar{f}}$$

$h+\bar{f}=h_0+f_0$ なる故

$$\bar{n}=\frac{h}{h_0+f_0}=\frac{\dfrac{h}{f_0}}{1+\dfrac{h_0}{f_0}}=\frac{\varepsilon}{1+\varepsilon_0}$$

間隙水中に 3 陵 dx, dy, dz の微小平行六面体を考へ入水面に於ける水流の分速度を v_x, v_y, v_z，水の比重を γ とすれば dt なる時間にこの微小平行六面体より失はれる水量は重量に於て，

$$dx\cdot dy\cdot dz\cdot\left(\frac{\partial v_x}{\partial x}+\frac{\partial v_y}{\partial y}+\frac{\partial v_z}{\partial z}\right)\gamma\cdot dt \quad\cdots\cdots(9a)$$

粘土の間隙が間隙水によつて完全に満されてゐるものとすれば，假想粘土に於ける間隙水重量 G は

$$G=dx\cdot dy\cdot dz\cdot\frac{\varepsilon}{1+\varepsilon_0}\gamma$$

dt なる時間に於て微小平行六面体中の水量の増加は

$$\Delta G=dx\cdot dy\cdot dz\frac{1}{1+\varepsilon_0}\frac{\partial\varepsilon}{\partial t}dt\cdot\gamma$$

(9a) と上式とより

$$\frac{\partial v_x}{\partial x}+\frac{\partial v_y}{\partial y}+\frac{\partial v_z}{\partial z}=-\frac{\partial\varepsilon}{\partial t}\frac{1}{1+\varepsilon_0}\quad\cdots\cdots\cdots\cdots(9c)$$

之は間隙水に關する連續性の一般式である。

流速と間隙水圧との關係は Darcy の法則により

$$\left.\begin{aligned} v_x&=k\frac{\partial w}{\partial x}\\ v_y&=k\frac{\partial w}{\partial y}\\ v_z&=k\frac{\partial w}{\partial z}\end{aligned}\right\}\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(10)$$

茲に k: 透水係數

(8) 及 (9c) 式より

$$\frac{1}{1+\varepsilon_0}\left(\frac{\partial\varepsilon}{\partial\sigma_1}+\frac{\partial\varepsilon}{\partial\sigma_2}+\frac{\partial\varepsilon}{\partial\sigma_3}\right)\frac{\partial w}{\partial t}=\frac{\partial v_x}{\partial x}+\frac{\partial v_y}{\partial y}+\frac{\partial v_z}{\partial z}$$

更に (10) 式を用ひて，間隙水過圧 w の微分方程式を得る。

$$\frac{1}{1+\varepsilon_0}\left(\frac{\partial\varepsilon}{\partial\sigma_1}+\frac{\partial\varepsilon}{\partial\sigma_2}+\frac{\partial\varepsilon}{\partial\sigma_3}\right)\frac{\partial w}{\partial t}=k\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}+\frac{\partial^2 w}{\partial z^2}\right)\quad\cdots\cdots\cdots\cdots(11a)$$

結言及微分方程式の解法 偏微分係數 $\dfrac{\partial\varepsilon}{\partial\sigma_1}, \dfrac{\partial\varepsilon}{\partial\sigma_2}, \dfrac{\partial\varepsilon}{\partial\sigma_3}$ は時間には無關係で，前述の如く，粘土の履歴に關し，又有效応力の函數である。ε_0 も之と同様である。併しながら間隙水流の起らんとする時の有效応力は場所によつて異る故以上の諸値は一般に場所の函數なることに注意せねばならぬ。

今

$$\frac{1}{1+\varepsilon_0}\left(\frac{\partial\varepsilon}{\partial\sigma_1}+\frac{\partial\varepsilon}{\partial\sigma_2}+\frac{\partial\varepsilon}{\partial\sigma_3}\right)$$

が場所の函數として求められたとし，之を $f(x, y, z)$ とすれば (11a) 式より

$$f(x, y, z)\frac{\partial w}{\partial t}=k\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}+\frac{\partial^2 w}{\partial z^2}\right)\quad\cdots(11b)$$

この解を求めるために

$$w=F(x, y, z)\cdot T(t)\quad\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(12)$$

とおき，(11b) 式に代入すれば，次の 2 式を得。

$$\frac{T'(t)}{T(t)}=-\rho\quad\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(13a)$$

$$\frac{k}{f(x, y, z)\cdot F(x, y, z)}[F''(x, y, z)_x+F''(x, y, z)_y+F''(x, y, z)_z]=-\rho$$
$$\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(13b)$$

(13a) 及 (13b) 式より夫々 $T(t)$, $F(x, y, z)$ を求めて式 (12) に入れゝば間隙水過圧が時間及場所の函數として得られる。w の解が求まれば式 (10) により流速の時間及場所に關する分布が定まる。

間隙水流の起る前には，間隙水には靜水過圧が存在せずとの假定を設けておいてから (12) 式の w は (7) 式の Δw と同じものである。水流の始まる前の間隙比を ε_0 で表せば圧縮の過程に於ける間隙比 ε は

$$\varepsilon=\varepsilon_0+\Delta\varepsilon=\varepsilon_0-\Delta w\left(\frac{\partial\varepsilon}{\partial\sigma_1}+\frac{\partial\varepsilon}{\partial\sigma_2}+\frac{\partial\varepsilon}{\partial\sigma_3}\right)+\Delta\bar{\varepsilon}$$
$$\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(14)$$

（森　茂）

(84) 電氣的處理に依つて杭の支持力を増大せしむる實験に就て

(Leo Casagrande "Großversuch zur Erhörung der Tragfähigkeit von schwebenden Phahlgründungen durch electrochemische Behandlung." Bautech, Heft 1. 1937. S. 14-16.)

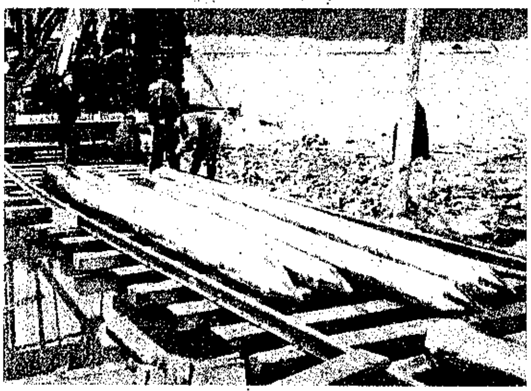
先年 Dr. Erlenbach が模型實験で電流を用ひて杭の

支持力を増大せしむることに成功し，この結果に則つて實地で大規模な實驗を著者が實施して良好なる結果を得た。實驗の大要を述べると，非常に柔い悪い地盤に木の杭を打つ場合に杭をアルミニウムのブリキで包んでそれを打込み，それ等を一對づつ陽極，陰極として電流を通じると電氣化學作用で各極附近の土質が変化しその結果支持力が増大すると云ふ次第である。

實驗施行個處の地盤は多量に水を含んでゐる粘土層で地下 60m 迄同様な狀態で地表には 20～30cm 地下水が浸出してゐる狀況である。結果から見て地上の水は別段妨害にならなかつた様であつた。

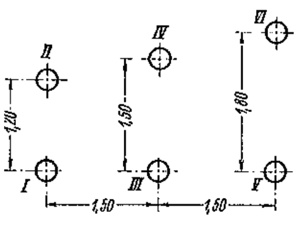
實驗に使用した杭は 6 本で末口 28～30cm，長さ 7m で各々先端から 6m 迄厚さ 1mm のアルミニウム薄板をかぶせた (図-7)。杭の先端には鉄の沓を取付け図-8 に示す如き配置に打込んだ。

図-7. 實驗用杭



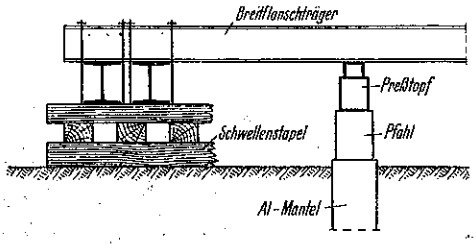
杭の打込には槌重 1600kg の蒸氣鎚を使用した。最初單に錘を靜かに載せたのみで 2m 沈下した。各杭共衝程高は 20～30cm で 13～14 衝撃を以て 30cm 沈下する狀況であつた。最後の 1m は各杭共地上に出した儘殘しておいた。

図-8. 杭の配置



電流通過前に載荷試驗を行つた。図-9 の如き装置に依つて油圧を用ひ圧力計で精確に沈下する際の荷重を測定した。載荷試驗は I 號杭及 III 號杭の 2 本に對して行ひ 6t 及 8t の結果を得た。打込の狀況をみると他の 4 本も同様であるから他の 4 本は試驗を行はなかつた。

図-9. 試驗荷重装置



電氣的處理は一度に行ふと過大な電流を要するから 2 本宛實施した。電流通過に當つて兩極附近から激しく瓦斯が發生した。加へた電圧は 110～220 volt で電流は 25～60 amp 流れた。現場の種々の條件の爲 3 回共電圧が一定しなかつた爲，實驗本來の目的の比較することが困難になつたが，結果から考へるとこの不統一が非常な成功の原因であつた。

電流通過後の支持力は途中數回の測定から僅か電力を消費した時に最大となり，消費増大するに從ひ減少する様な結果となり，電力消費量と支持力の關係を示すと図-10 の如くである。6～8t の支持力が最高 37.5t 迄増大した。猶この場合の荷重と沈下の關係は図-11 に示すが如くである。

図-10. 電力消費量と支持力との關係

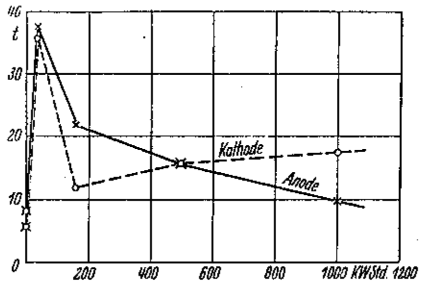
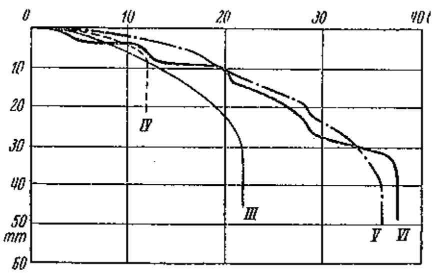


図-11. 荷重と沈下との關係



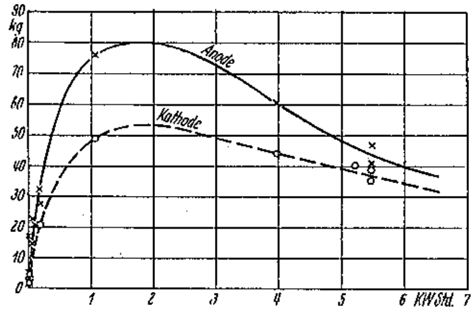
實驗の結果杭の位置が変るかどうかを調べる爲に電流通過前後に各杭頭高を測定したが，各杭頭に移動はなかつた。次に各杭を抜出してそのアルミニウムの皮を調べた處，所々にまだらもあるが，大体一様にアルミの皮

に土が固着し(図-12)，陽極の杭には白色の物質，陰極の杭には黄色の物質が析出してゐた。又杭の周りの土壌は 30 cm 以上になると何等の変化も認められなかつた。

図-12. 試験杭引抜狀況

結論　この事柄は地盤に電流を通じてそれを固める考へを杭の支持力増大に對して応用したのであつて，電力消費に依つて杭の周圍の地盤を固まらし杭の支持力を増大させる實驗は既に Erlenbach 氏が成功してゐる。併しこの大規模の實驗の結果として特筆すべきことは最大支持力が僅かな電力消費に依つて得られることを見出したことである。この事實を確める爲長さ 600 mm 径 25 mm の模型で實驗したが之も同様な結果を示し本研究の進むべき道に對し實際的の意義を與へた。模型實驗の結果は図-13 の如くである。

図-13. 模型杭の支持力の狀態



電極間の地盤の固まる度は電力消費に依つて増大するであらうが，この場合は杭と杭の間の地盤を固めるのでなくて杭の表面と土の間に摩擦を大ならしめる層を作るのであるから，必ずしも電力消費が増すに從て支持力が増大するわけでない。浮基礎に電氣化学的處理を応用した事は 6～8t の支持力を 37t に増大させたと云ふ素晴しい結果を示した。猶この費用として電力も僅かでありアルミニウムのブリキも厚さ 1 mm で充分であるから經濟的の條件も大丈夫である。（藤森謙一）

水　　　理

(83) 開水路に於ける流量

(Anton Van Rinsum, "Der Abfluß in offenen natürlichen Wasserläufen" Die Bautech. 15. Jan. 1937. S. 42～43.)

用水路の流速觀測を行へば，一断面の各點毎に速度が違つてゐる事がわかる。水の流れる断面が一定で，流れが変化しない惰性狀態では，各點の速度はわづかの変化しか起らないからよく觀測出來る。

毎秒 $F\,\mathrm{m}^2$ を通じて流れる流量 $Q\,\mathrm{m}^3$ を知るため微小面積 $\varDelta F\,\mathrm{m}^2$ をとり，その點の流速を v とすれば流量は　　$\varDelta Q = v\varDelta F$

で表はされ全流量は

$$Q = \Sigma v\varDelta F \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (1)$$

となる。

次に理論的方面から進んで平均流速 v_m を考へると，全流量は

$$Q = v_m F \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (2)$$

となる。我々は断面の各點毎に速度の違ふ事實を省みず流量の決定には平均値より出發せねばならないと信じてゐる。この簡單な考へは，實際の河川工事に際し，計畫流量を流すには河積をどの位にすべきか，又その流量は與へられた河積を流れ得るか否かを知る場合はつきりしない點で失敗である。この兩者の場合 Q/F の商である v_m がつなぎとなつて，關係づけられ，又他方面では理論的根據から v_m を考へに入れる。(1) 及 (2) 式より

$$v_m F = \Sigma v\varDelta F \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (3)$$

と置いて，著者はこの二つの表示方法を對立させて考へて見よう。式の左邊は一般の考へ方では流量の理論的表示の出發點として見る事が出來，一方右邊は流量觀測の根本を示してゐる。兩者を比較すれば v_m の式が正しいか否かがわかる。

この平均流速 v_m を定めるのは困難であるが，いろいろの要素を含んでゐる事は明かで普通

$$v_m = f(K, R, J)$$

で示してゐる。しかし著者は理論的見地から径深 R の代りに平均水深 t_m を考へ R は常に t_m より小さいから

$$\frac{R}{t_m} = \mu < 1$$

と置いて，v_m を次式の如く表はすのが妥當であると信じてゐる。

$$v_m = k\sqrt{t_m J} \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (4)$$

すると (3) 式の左邊は

$$Q = k\sqrt{t_m J}(t_m b) = k\sqrt{J}(t_m{}^{3/2}b) \cdots\cdots\cdots (5)$$

となる。この (5) 式は Q と F との關係の代りに Q と t_m, b との關係を出したもので平均深 t_m が重大な要素となつてゐる。

次に $\varDelta Q = v\varDelta F$ の考へ方を變へて，幅 $\varDelta b$ の帶を考へ，そこの平均速度を v_{mt} とすれば $\varDelta Q = v_{mt}t_0\varDelta b$ が得られる。それ故 (3) 式の右邊は $\varDelta Q = \int_0^b v_{mt}t_0 db$ とも考へられる。

一般の見解からして v_m は平均水深 t_m の函數と考へてゐるのと同樣に $v_{mt} = f(t_0)$ と置く事が出來る。速度曲線の研究の結果，著者は (4) 式と同樣に

$$v_{mt} = \bar{k}\sqrt{t_0 J}$$

と置く事が出來ると信ずる。$k, \bar{k}$ は勿論異つた値である。すると

$$Q = \int_0^b \bar{k}\sqrt{t_0 J}\, t_0 db = \int_0^b \bar{k}\sqrt{J}\, t_0{}^{3/2} db$$

で表はせる。しかる時 (3) 式を得たのと同樣に

$$k\sqrt{J}\, t_m{}^{3/2}b = \sqrt{J}\int_0^b \bar{k}\, t_0{}^{3/2} db = Q$$

となる。ここに於て兩式の比較を容易にするため $\bar{k}$ の代りに常數 k_m を考へ $\int$ の前に出し，その代り β なる値を用ひ，

$$k\sqrt{J}\, t_m{}^{3/2}b = \beta k_m\sqrt{J}\int_0^b t_0{}^{3/2} db = Q$$

とする。ここに $t_m{}^{3/2}b$ と $\int^b t_0{}^{3/2}db$ とは置換出來ない。即ち常に次の關係がある。

$$t_m{}^{3/2}b < \int_0^b t_0{}^{3/2}db$$

この差は斷面が不均一な程大きくなり，私の經驗では 18% になる場合がある。

上の兩式を比較すると，$\bar{k}$ と t_0 とを考へた後者の方が前者即ち k と t_m とを考へたものより正しいと思はれる。理由は t_m は觀測から一意的に考へられるものでこれを式中に採用すればこれから生ずる誤差は係數 k の中に含まれ，k を複雜なものにしてしまふ。k は誤差の集合所であつてはいけない，所が $\bar{k}$ と t_0 とを用ひれば，係數の意味は明かになり一意的になつてくる。以上の考へから著者は用水路の流れの法則は t_m 及 t_m と關係のある k によつては確める事が出來ないが t_0 と $\bar{k}$ との採用になり始めて正常なものが得られると固く信じてゐる。　　　　　　　　　　　　　（山内一郎）

(86) 河川の感潮部に於ける平均流速の計算法

(Walter Hensen, "Umrechnung von Strömungsgeschwindigkeiten in Tideflüssen auf Mittelwerte." Bautech. 1937. 19. Feb. Heft 8. S. 95–99.)

各量水標に於ける潮位曲線の潮位，その經過，潮汐の傳播速度，上流に於ける流量等の長年の平均値に相応する潮汐を平均潮汐と名付け，之が計算法を Elbe 河に就て述べる。併しながら之は他の河川の感潮部にも適用し得るものである。

1. 水量　圖-14 に於て單位時間に斷面 i を通過する流量は Hübbe の求積法に從て次式で表はされる。

$$Q = Q_0 + \Sigma O s \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (1)$$

Q：求むる流量

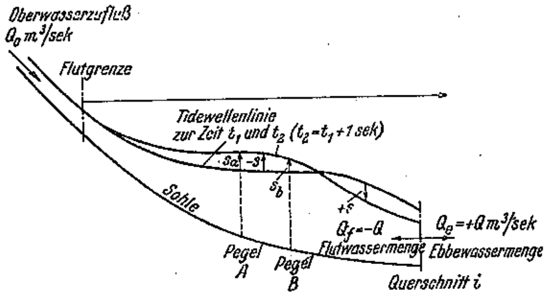
Q_0：上流より感潮部に流入する流量

O：隣接する量水標 AB 間の水面積

s：AB 間の平均水位上昇 $(-s)$ 又は下降速度 $(+s)$

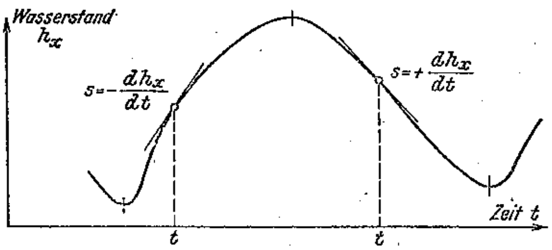
Σ：感潮終極點 $x=0$ より斷面 $x=i$ に到る間の和を示す

圖-14.　感潮部縦斷面



(1) 式の右邊が負なるとき滿潮，正なる時干潮とし，凡て干潮の方向を正とす。(1) 式は又次式の如く書く事が出來る。

圖-15.　x 點に於ける潮位曲線



$$Q=Q_0+\int_{x=0}^{l} dO_x\cdot\frac{dh_x}{dt} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(2)$$

$\frac{dh_x}{dt}$: 断面 x に於ける潮位曲線の下降速度(図-15)

$dO_x=B_x dx$: 場所に依り変化する表面積(図-16)

河幅の変化する河川を，計算法或は図-17 の如く図式解法に依り，河幅を一定として長さの方向を歪めれば

図-16. x 點に於ける平面

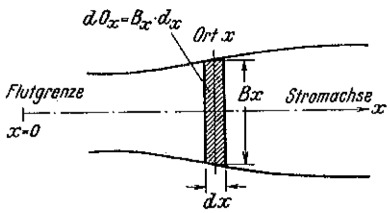
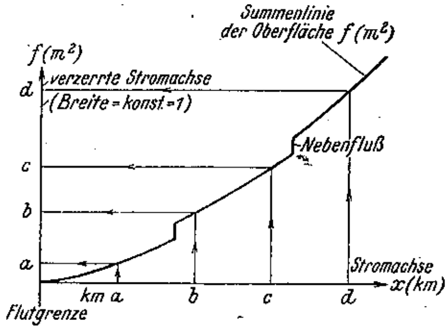


図-17. 河幅を 1 とせる時の長さの歪み



$$dO_x=Bxdx=1d\xi=df \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(3)$$

df は歪められたる河の長さの方向の微分を示し,水位に無關係と見做すことが出來る。然る時は (2) 式より

$$Q=Q_0+\int_{f=0}^{l} df\cdot\frac{dh}{dt} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(4)$$

例へば滿潮継続時間 D_f 間に断面 i より流出する水量 T_f は

$$T_f=\int_{k_e}^{k_f} Q_f df=\int_{t=0}^{D_f} Q_f dt$$

($T_f<0$ なる時は流入量)

k_e: 干潮より滿潮への転移點

k_f: 滿潮より干潮への転移點

$D_f=k_e$ より k_f に到る時間

以下 suffix f, l は夫々滿潮(Flutstrom), 干潮(Ebbestrom) を示す。上式は又 (4) 式に依り

$$T_f=Q_0D_f+\int_{f=0}^{l} df\cdot\frac{dh}{dt}dt \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(5)$$

$$=Q_0D_f+\int_{f=0}^{l}\int_{h=0}^{-h} dfdh \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(6)$$

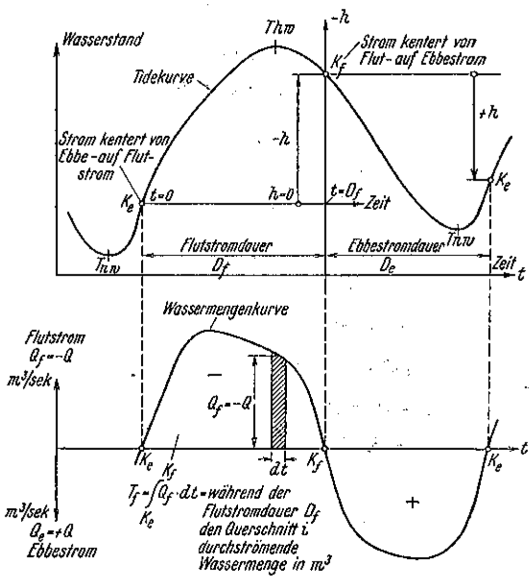
但し k_e に於ける水位 h を零とし鉛直下向きに h を取る。干潮に對しては

$$T_e=Q_eD_e+\int_{f=0}^{l}\int_{h=0}^{h} dfdh \cdots\cdots\cdots\cdots(6a)$$

但し k_f に於ける水位を零とす (図-18)。

(6) 式又は (6a) 式より T_f, T_e を求むるには次の如く計算を進める。此の際各量水標位置に於ける潮位曲線のみが必要であつて流量の實測は不必要である。

図-18. 断面 i に於ける潮位曲線と水量曲線



(1) 河川を (3) 式又は図-17 に從て一定河幅とし長さを歪める。

(2) 次に k_e, k_f を決定する。(4) 式に依れば k_e, k_f に於て $Q=0$ 即ち

$$O=Q_0+\int_{f=0}^{l} df\cdot\frac{dh}{dt}=Q_0+\int_{f=0}^{l} sdf \quad \cdots\cdots(7)$$

(7) 式は図-19 下に於て Q_f が Q_e より Q_0 だけ大ならば成立する。慣れて來れば此の計算は 1〜2 回の試算で充分正確に求められる。

(3) 次に $t=k_e, k_f$ に於ける水位差 h を各量水標の潮位曲線より求める。$t=k_f$ に於ける水位が $t=k_e$ に於ける水位より高かつたら h は負である。図-19 下の如く f-軸に垂直に h を取り f-h 曲線を作れば面積

$$F_f=\int_{f=0}^{l}\int_{h=0}^{-h} dfdh\cdots \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(6b)$$

は f-軸と f-h 曲線との間に包まれる面積を表はし (6) 式右邊第 2 項の 2 重積分の数値となる。F_f は D_f 時間に断面 i より上流に貯へられた水量で D_f 時間に上

流より流入せる水量を含んでゐる。

(4), (6) 式右邊第 1 項 Q_0D_f に於て Q_0 は感潮終極點より上流の量水標に於ける流量曲線より求められる。D_f は $D_f=k_f-k_e$ に依り求められる。

1a. 水量近似計算法 或る潮汐に就き断面 i より上流の各位置に於ける最高潮位と最低潮位との間に含まれる容積を感潮容積 (Flutrauminhalt, 図-19a ABCD EFGA) V_i とすれば最高又は最低潮位は各位置には同時に起らないから V_i は常に F_i (図-20 AB'CK$_f$K$_e$F G'A) より大である。兩者の比を取れば

$$\alpha_i=\frac{V_i}{F_i} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (6c)$$

α_i は断面 i の位置に依り変化するも同一断面に於て

図-19. 水位差と水量

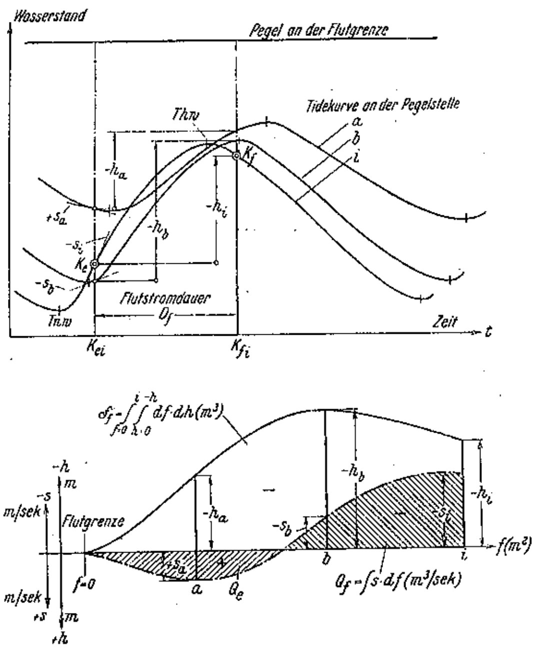
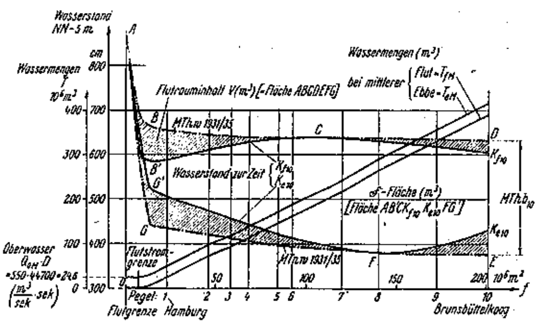


図-20. Elbe の感潮容積と水量



は相異なる潮汐に對しても一定と見做し得る。又感潮容積 V_i は断面 i に於ける潮差に關係し次式に依り表はされる。

$$V=\beta_i Thb_i \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (6d)$$

β_i は α_i と同様断面の位置に依り変化するも，同一断面では近似的に一定と見做し得る。(6c) 式と (6d) 式とより

$$F_i=\gamma_i Thb_i \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (6e)$$

$\gamma_i=\dfrac{\beta_i}{\alpha_i}$ (m²) 断面 i に於て近似的に一定

Thb_i : 断面 i に於ける潮差 (Tidehub, m)

$$\gamma_i=\delta_i f_i=f_{wi} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (6f)$$

と置けば

$$F_i=f_{wi}Thb_i \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (6g)$$

f_{wi} は實效面積 (wirksame Oberfläche) で断面 i に關し近似的に一定である。從て F_i は潮差に正比例する事になる。T_f を求むるには (6) 式に相応し，前節 4 に依り F_i から Q_0D_f を減じて得られる。T_e は F_i に Q_0D_i を加へて求められる。

$D_f(D_e)$ は各断面に於ける流量より見たる滿(干)潮継續時間であるが (7) 式に依る計算を省略する爲に潮位曲線より直ちに潮位の上昇(下降)に於ける滿(干)潮継續時間 $D_F(D_E)$ を求め $D_f(D_e)$ に代用して大なる誤差はない。Elbe 河に於ては之等の近似計算の誤差は 5% 以内におさまる。

Elbe 河の感潮部に關する數値を擧げれば表-2 の通りである。又表中の主要なる量は図-20 に図示してある。

2. 流速 第 1 節又は第 1a 節に於て求めたる T_f 又は T_e より，断面 i に於ける平均流速は次式に依り求められる。

$$v_{fm}=\frac{T_f}{F_{fm}}\cdot\frac{1}{D_f} \quad \text{或は} \quad v_{em}=\frac{T_e}{F_{em}}\cdot\frac{1}{D_e} \quad \cdots\cdots (8)$$

F_{fm}, F_{em} は図-21 に於て夫々 k_ek_f 間，k_fk_e 間の平均水位に於ける断面積である。實際には流量も断面も時間に依つて変化するから此の式は正しくない，即ち滿潮に對しては

$$v_{fm}=\frac{1}{D_f}\int_{t=0}^{D_f}v_f dt=\frac{1}{D_f}\int_{t=0}^{D_f}\frac{Q_f}{F_f}\cdot dt \quad \cdots\cdots (8a)$$

でなければならない。一般には次の假定

$$v_{fm}=\frac{1}{D_f}\cdot\frac{1}{F_{fm}}\int_{t=0}^{D_f}Q_f dt=\frac{T_f}{F_{fm}}\cdot\frac{1}{D_f}$$

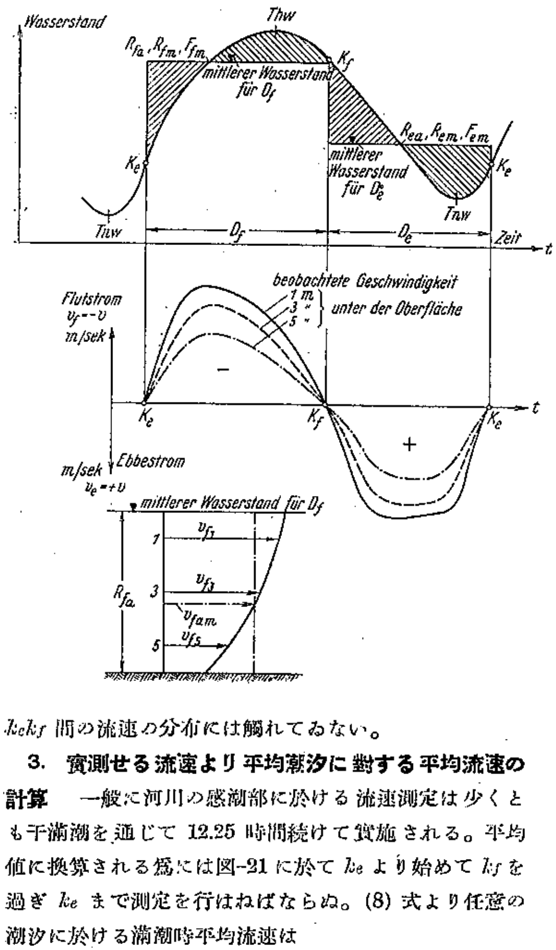
が充分正確に適用される。Elbe 河に對して誤差は 2% 以内である。v_{fm} は滿潮時に於ける平均流速であつて

表-2. Elbe 河の感潮部に關する數値

Tafel einiger hydrologischer Zahlen für das untere Tidegebiet der Elbe.

Pegel Nr.	Ort	km von der Reichsgrenze	Oberfläche f von der Flutgrenze bis zur Pegelstelle 10^6 m²	Mittlerer Tidehub $MThb$ 1931/1935 m	Mittlerer Flutraum V_M 10^6 m³	$\mathfrak{F}_M$ 10^6 m³	„Wirksame" Oberfläche $f_w = \frac{\mathfrak{F}}{Thb}$ 10^6 m²	Mittlere Flut-stromdauer D_{fM} Std.	Mittlere Ebbe-stromdauer D_{eM} Std.	Oberwasseranteil $Q_{oM}\,D_{fM}$ ($Q_{oM}=550$ m³/sek) 10^6 m³	Oberwasseranteil $Q_{oM}\,D_{eM}$ ($Q_{oM}=550$ m³/sek) 10^6 m³	Mittlere Flut-Wassermenge T_{fM} 10^6 m³	Mittlere Ebbe-Wassermenge T_{eM} 10^6 m³
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
	Flutgrenze	574,0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1	Hamburg	623,0	23,20	2,25	38,3	33,8	15	4.43	7.42	9,3	15,3	24,5	49,1
2	Falkenthal	635,5	47,71	2,23	93,7	82,5	37	5.03	7.22	10,0	14,6	72,5	97,1
3	Schulau	641,0	58,36	2,30	117,3	103,5	45	5.16	7.09	10,4	14,2	93,1	117,7
4	Lühort	645,4	67,97	2,35	138,7	124,6	53	5.22	7.05	10,6	14,0	114,0	138,6
5	Stadersand	654,8	83,78	2,42	176,7	152,5	63	5.33	6.52	11,0	13,6	141,5	166,1
6	Grauerort	660,6	92,38	2,46	201,7	169,7	69	5.30	6.55	10,9	13,7	158,8	183,4
7	Kollmar	666,8	119,05	2,51	271,1	220,9	88	5.34	6.51	11,0	13,6	209,9	234,5
8	Glückstadt	674,3	139,56	2,58	330,2	276,1	107	5.36	6.49	11,1	13,5	265,0	289,6
9	Brokdorf	684,2	172,58	2,58	412,8	343,1	133	5.39	6.46	11,2	13,4	331,9	356,5
10	Brunsbüttelkoog	695,7	201,18	2,57	496,0	400,9	156	5.38	6.47	11,2	13,4	389,7	414,3

図-21. 平均水位と流速曲線



k_ek_f 間の流速の分布には觸れてゐない。

3. 實測せる流速より平均潮汐に對する平均流速の計算

一般に河川の感潮部に於ける流速測定は少くとも干滿潮を通じて 12.25 時間續けて實施される。平均値に換算される爲には圖-21 に於て k_e より始めて k_f を過ぎ k_e まで測定を行はねばならぬ。(8) 式より任意の潮汐に於ける滿潮時平均流速は

$$v_{fm} = \frac{T_f}{F_{fm}} \cdot \frac{1}{D_f}$$

平均潮汐に於ては

$$v_{fmM} = \frac{T_{fM}}{F_{fmM}} \cdot \frac{1}{D_{fM}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (9)$$

M は平均潮汐を示す suffix である。兩者の比を取れば

$$\frac{v_{fmM}}{v_{fm}} = \frac{D_f}{D_{fM}} \cdot \frac{F_{fm}}{F_{fmM}} \cdot \frac{T_{fM}}{T_f} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (10)$$

v_{fm} が實測に依り求められた時は (10), (6) 式及 (6b) 式より v_{fmM} は次式に依り計算される。

$$v_{fmM} = v_{fm} \cdot \frac{D_f}{D_{fM}} \cdot \frac{F_{fm}}{F_{fmM}} \cdot \frac{Q_{oM}D_{fM} + F_{fM}}{Q_{of} + F_f} \quad (11)$$

一般には全斷面の平均速度は測定出來ない。唯斷面の各位置に於て然も同時ではなく異なつた潮位に於て測定し得るのみである。其故に全斷面の平均流速と斷面の各位置に於ける流速との關係を求めなければならない。感潮せざる部分と同樣に感潮部に於ても流れの狀態は水位に依り異なつて來る。高き潮に於ける或る斷面の流速の分布狀態は低き潮に對する分布狀態と大いに異なつて來る。卽ち水深小なる場合の流速の增加の狀態は水深大なる場合に於けるものに比して大である。換言すれば高き潮に於ては流速の分布は低き潮に於けるものより一樣である。又實測の結果から流速の分布は水深と一定の關係がある事が確められた。併しながら實際に於けるその關係は非常に複雜であつて，水深と流速との正確な關係式は恐らく導き得ないであらう。特に底の狀態，形狀，勾配の變化等の影響が入つて來る場合には到底見込がない。其處で略算を行はねばならない。流速の基礎方程式として次の形の式を用ふる。

$$v_l = \frac{1}{n_l} R_l^{p} J_l^{q} \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (12)$$

但し感潮部に於ては J は摩擦勾配と加速度勾配との和である。上式は次の簡單な假定の下に成立する。

(1) 斷面を通じて係數 n は同一の値である。

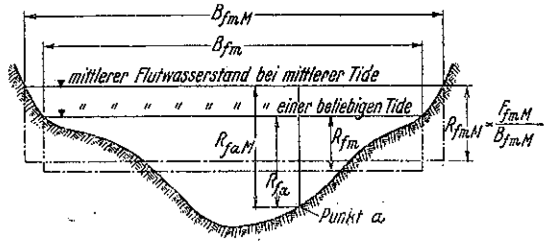
(2) 一断面の總ての點に對して J は同一の値である。

即ち一断面に於ける滿潮時平均流速と，その断面の任意の點に於ける流速との關係は任意の潮汐に於て次式で表はされる。

$$\frac{v_{fm}}{v_{fa}}=\left(\frac{R_{fm}}{R_{fa}}\right)^p \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(13)$$

R_{fa}：a 點に於ける水深

圖-22. 断面 i に於ける平均水深及 a 點に於ける水深



$R_{fm}=\frac{F_{fm}}{B_{fm}}$：断面 i に於ける平均水深（滿潮時 圖-22 參照）。指數 p は Forchheimer に依り約 0.7 と置く。(13) 式を (11) 式に代入すれば次の式を得る。

$$v_{faM}=v_{fa}\underbrace{\left(\frac{R_{fmM}}{R_{fmM}}\cdot\frac{R_{fm}}{R_{fa}}\right)^p}_{\mathrm{I}}\cdot\underbrace{\frac{D_f}{D_{fM}}}_{\mathrm{II}}\cdot\underbrace{\frac{F_{fm}}{F_{fmM}}}_{\mathrm{III}}$$

$$\times\underbrace{\frac{Q_{0M}D_{fM}+F_{fM}}{Q_0D_f+F_f}}_{\mathrm{IV}}\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(16)$$

(14) 式に依り任意の潮に於て断面 i の a 點に於ける滿潮時平均流速の實測より平均潮汐に對する平均流速を算出し得る。干潮時に於ては上式の suffix f を e に代へれば良い。(14) 式右邊に於て v_{fa} は滿潮時流速の實測せる平均値で鉛直方向に於ても平均されてゐる。實測せる流速曲線より水面より一定の深さの點の滿潮時平均流速は次式に依り求められる。

$$v_{fm}=\frac{1}{D_f}\int_0^{D_f}v_f dt=\frac{S_t}{D_f}\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(15)$$

積分値 S_t は潮の行程を示すものであつて河川の感潮部の流れの狀態を比較する爲に用ふる數値である (Schatzler, Strömungsmessungen in Mündungsgebiet der Elbe. Bautech. 1931, Heft 32. 參照)。(14) 式右邊の各項は次に示す各量の變化の影響を示すものである。

I. 全断面の平均水深及實測點に於ける平均水深，$p≒0.7$

II. 平均潮汐及實測せる潮汐に於ける滿潮繼續時間 D_{fM}, D_f

III. 平均潮汐及實測せる潮汐に於ける平均断面積 F_{fmM}, F_{fm}（圖-21）

IV. 平均せる上流水位に於ける上流の流量 Q_{0M} 及實測せる時の上流水位に應ずる上流流量 Q_0（圖-14）觀測せる断面に對する平均潮汐に於ける水量 F_{fM} 及實測せる潮汐に於ける水量 F_f（6 式）

各項の計算は前に擧げた諸式より容易に求められる。以上で河川の感潮部に於ける實測せる流速より平均潮汐に於ける平均値へ換算する事が出來た。實用上は之で充分滿足される。

4. 計算實例 此の計算法の適用性を實證する爲に 1936 年の夏 Elbe 河 Grauerort に於て 9 個の滿潮 7 個の干潮に對して實測を行なつた。實測値 (14) 式右邊の各項（I，II，III，IV）及算出せられた平均潮汐に對する平均流速を表-3 に示す。

平均潮汐（1931～1935年に到る間の潮汐の平均）に於ては實測點に於て潮差 249 cm となる。尙ほ

表-3.

Tag der Messung 1936	Tidehub*) cm	Beobachtete mittlere Geschwindigkeit*) cm/sek	Faktor I	Faktor II	Faktor III	Faktor IV	Auf „mittlere Tide" umgerechnete Geschwindigkeit cm/sek
Flutstrom							
25. 8.	238	67,9	0,999	1,030	1,021	0,968	69
27. 8.	208	57,8	1,004	1,060	0,953	1,118	66
28. 8.	227	60,4	0,996	1,120	0,960	1,020	66
30. 8.	281	75,1	0,996	1,060	1,021	0,810	66
25. 9.	232	66,4	1,000	1,069	0,979	0,956	66
26. 9.	213	58,3	1,000	1,129	1,000	1,040	68
27. 9.	226	65,0	1,000	1,104	0,979	0,988	69
29. 9.	283	75,5	1,000	1,060	1,008	0,815	66
30. 9.	282	75,7	0,996	1,038	1,028	0,815	66
							Mittel 66,9
Ebbestrom							
27. 8.	213	64,5	1,004	0,975	0,950	1,104	66
14. 9.	260	73,7	1,002	0,951	0,951	0,981	66
25. 9.	209	63,1	1,001	0,944	0,966	1,140	66
26. 9.	236	66,6	0,999	1,042	0,982	0,990	67
27. 9.	231	66,7	1,000	0,988	0,975	1,048	67
29. 9.	276	72,4	1,000	1,000	0,985	0,930	66
30. 9.	287	74,7	1,000	1,011	1,000	0,885	67
							Mittel 66,5

*) 細い線は最小値，太い線は最大値を示す

滿潮		干潮
實測點に於ける平均水深 $R_{f(e)aM}$	10.8	9.8 m
實測點に於ける全断面の平均水深 $R_{f(e)mM}$	8.76 m	8.14 m
平均滿(干)潮繼續時間 $D_{f(e)M}$	5.30時	6.55時

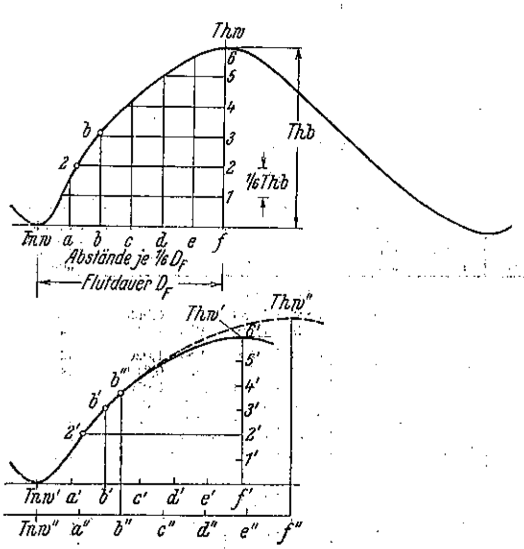
平均断面積 $F_{T(e)mM}$	12 825 m²	11 420 m²
余流入(出)量 $T_{T(e)M}$	−158.8×10⁶m³	+183.4×10⁶m³

上流に於ける平均流量 Q_{oM}　550 m³/sec

上掲の表より明らかなる如く，潮差が増加すれば平均流速も増加する，然しその關係は直線的ではなく流速の増加は潮差の増加に比して小である。即ち潮差が 36% 増加する時滿潮時流速は 31% 増加し，干潮時流速は 18% 増加する。

5. **結論**　以上記載せる方法は滿潮(或は干潮)の継続時間を通じての平均値を求むるものであるが，(4) 式より出發して滿潮或は干潮時の各時間に應ずる流速を計算し實測せる潮汐より平均潮汐に對する値に換算する事も出來る。併しながら潮汐は多種多様に変化する為に各々の潮汐の相應ずる點の決定が非常に困難なので各時間に應ずる流速には立入らなかつた。

圖-23.　同じ場所に於て互に異なれる潮汐の相應する點



Lüders は滿潮時或は干潮時の同じ時間を相應するものと見做したが，Krey は同じ潮位の差の點を互に相應ずるものと見做した，Lüders に依れば圖-23 の上圖に於ける b は下圖に於ける b' に相應し Krey に依れば上圖の 2 は下圖の 2′ に相應する。然しながら最高潮位が來た後でなければ相應ずる時間又は潮位の差は決定されないから之等の假定の根據は明瞭なものでない。潮位曲線が最初の中完全に一致して居ても(實際には屢々起ることである)それから後の經過に依つては圖-23. b', b'' の如く同一曲線の 2 つの異なる點が相應ずる點となる様な場合が生ずる。之は明らかに不合理である。

同一地點に現はれる各潮位曲線が時間と高さの一次的変換により常に同じ潮位曲線に歸する事が出來るならば Krey と Lüders の假定は一致する。然しながら Elbe 河に於ては潮位曲線が同じ潮差で然も殆ど同じ高さにあつても同一點の潮位曲線の經過は屢々相當異なつて來る。例へば Grauerort に於て Elbe 河の 12 の最低及最高潮位の等しい潮汐を比較して見ると，その經過に於て 33 cm も相異してゐる所がある。

此の如く同一地點に於て異なる潮位曲線の相應ずる點を決定することは常に多かれ少かれ不自然となるから滿潮(或は干潮)継続時間に對する平均値への換算のみを取扱つたものである。　(横田周平)

施　　工

(87) 熔接検査の新しき方法

(R. Berthold und F. Gottfeld "Ein Neues Hilfsmittel für schweiss Prüfungen" Der Stahlbau Heft 4. 12. Flb. 1937.)

毀さないでやる熔接検査は之まで殆んどレントゲン検査に決つてゐる様であつた。此の方法は吾人が始め期待してゐたより，ずつと廣く利用された。今日ではレントゲン装置は橋梁製作所の缺くべからざるものとなつてゐる。熔接々合の確實性に對しレントゲン方法が貢献する役割に二つの行き方がある。

その一つはレントゲン寫眞は電極棒の性質や，熔接せんとする材料の判断に便利なばかりでなく，熔接經過の良否特にその出來上りを識別するに便である。

その二つはレントゲン検査は熔接工の指導監督に云ひ知れざる價値がある。

しかしその反面に缺點も伴ふ，それは非常に変化の激しい，又は非常に厚い鈑の如き(例へば補剛鈑の隅肉熔接の如き)或は熔接々合の微細な割目の検査の如きものには全く役立たぬ。

そこで新しい方法を紹介しやう。これは磁氣粉末法とでも名付くべきもので應用の範圍が非常に廣い利點がある。

方法の説明　磁氣粉末法では検査せんとする材片に磁場を作る。磁力線が裂目や継ぎ目傷などに出合ふと南北の極が出來，こゝに撒布した又は石油中に混じた鉄粉が集つて，外からは見えない傷の存在を示して呉れる。而し此の方法は深部までは利かない。だから確實に知れ

る傷は表面か又は表面近くにあるものだけである。又孔熔滓のたまり漸次に変化する断面の検査には此の方法は適しないが，非常に微細な裂目で，顯微鏡で見ねば判らぬほど小さいとか，表面に出來る酸化物や色素のため直接肉眼で見えぬ樣なとき此の方法は實にすぐれてゐる。而して極と發見すべき損傷の間には，その裂目樣の損傷が磁力線の方向と全く平行でないと云ふ假定が必要である。

図-24.

夫故に損傷の方向についてしつかりした推定が出來ないときは，材片中にて互に直角な二つの方向に磁化を生ぜしめねばならない。

損傷を見出し得るか否かは先づ損傷の種類，深さ及稀に表面の狀態に關するのであつて檢査せんとする試驗片の厚さは問題とならぬ。必要なる磁場を作るに，以前は全く電磁石により，その極片間に材片を，この場合には熔接々手を置いた。所が試驗片の磁化に必要な磁場强さを電磁石で作るより，强力なる電流を試驗片に直接通ずる方が何倍か簡單で合理的であることが判つた。此の電流は必ず所謂環狀磁場を作る。交流を使用すればより效果的である。交流のとき起る電流排斥作用により强力なる磁場が試驗体の表面に起る。

図-25.

方法の實施 此の方法を實施するに重さ 16kg の小さな棒で澤山である。電流を大体調節し得る樣に種々の低電圧のプラグが付いてゐる。図-24 に示す銅のケーブルで電極に高電圧を送るのであるが，この電極を熔接体の上へ載せる。交流電源につなぐとアンペアメーターで讀まれる量の短絡電流が熔接に全部を流れ必要なる環狀磁場を生ずる。電極間の距離は 15cm を超過してはならぬ。熔接體全部には細かい鉄粉が撒布され，摩擦を少くするため油をかける。

これにより側面からも上からも熔接を檢査し得る。上からのときは機械油を檢査箇所にさしてやる。熔接による皺が砂噴射又は研磨器で削り取られないときは，黑又は綠などに色を付けた鉄粉を使用する。

接目は必ずしもきれいにする必要はないが，とにかく電極棒の觸れる所は色だけ取つておく必要がある。

應用 此の方法は次の樣なものにも應用出來る。

(1) 裂目の生じ易き熔接断面，例へば種々の接合の相會するが如き所。

(2) 厚さ大なるため又は変化激しき厚さのため，レントゲン檢査に依り難き部材の熔接断面，例へば補剛材の隅肉熔接の如し。

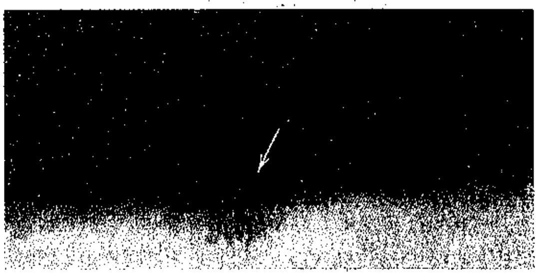
(3) レントゲンで裂目又は傷ありと認められたる熔接片の剔出。

(4) 輾圧の際の傷などがあると推定せられる母材。

(1) に對しては図-25 はある熔接片の磁氣貫流法による檢査を行ふ。此の熔接は補剛材の隅肉熔接と蓋鈑の凸出部の熔接との連絡點である。

既設の構造物のレントゲン檢査は此の場所の裂傷多きことを示してゐる。而もこの傷は腹鈑中まで入つてゐる。しかし此の場所ではレントゲン檢査は蓋鈑の方向に

図-26.



も隅肉の方向にも實際できない。かゝる傷の大いさ方向に對して正確に知るためには本法によらねばならぬ。此の熔接檢査では磁氣檢査の結果傷の大部分が補剛材の隅肉熔接中にあり 18cm の長さであることが判つた。幸ひにも蓋鈑中までは行つてゐないことが確められ，腹鈑の傷は剔出され，傷がくり穴より外に出てはゐないか

どうかも磁氣檢査によつた。この檢査には鋲孔檢査のとき Hochdrucktrommel（鉄砲）でやる樣にくり穴に電極棒をさし込み，一方の極と結び電流を通じて後，くり穴の周圍を油で洗つた。

同樣に檢査は他の構造物にも行つたが非常に難かしい修繕が伴つて起つた。此の時ある場所で修繕したために更に分岐した裂目が出來たことが容易に確められた。

(3) に對しては，レントゲン檢査の結果傷又は裂目を

図-27.

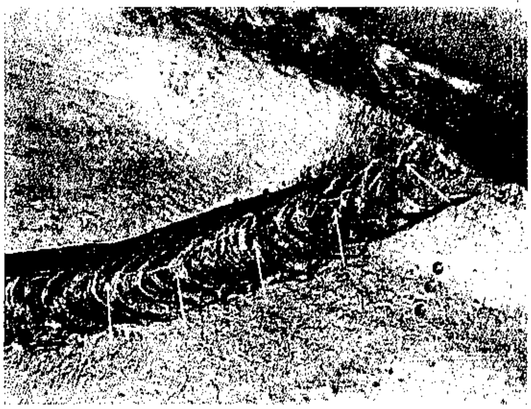
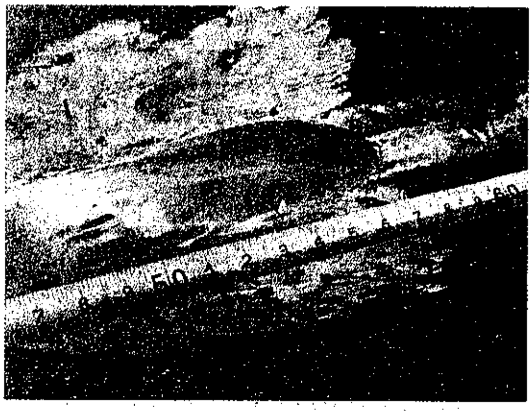


図-28.



示した箇所は研磨又は剔出してゐる間中反復磁氣檢査により監視される。之は卽ち修繕の時再び傷の出る原因は傷が全部剔出されてゐないか，又は削取れてゐないことによく原因するからである。図-28 は蓋鈑と腹鈑との熔接の研磨せるを示す。レントゲン寫眞で判る橫裂傷は熔接地金を取去れる後も殘存してゐる。相當深く入り込んでゐる。この傷は他の傷と同樣材料の研磨により塗られた樣になつてゐるから肉眼でもルーペでも見えぬ。だからかゝる缺點箇所を剔出する際かゝる傷は長いエッチングをやつてもなかなか見出し兼ねる。

(4) に對しては図-29, 30 は磁氣法の非常に有効なる場合を示す。これは腹鈑熔接中のある裂目を確めてゐる。傷は剔出されたが，磁氣檢査の結果は未だ殘り隅肉を越え蓋鈑まで行つてゐることが判つた。

かゝる傷が熔接より以外の母材深く侵入してゐる樣な箇所は最近はすべて磁氣法により行ふ，之はレントゲン檢査は出來ない場合が多いからである。傷が熔接の中にあるか又は母材の中にあるかはレントゲンでは判らない。熔接を取去り母材を磁氣法で檢査すると所々驚く程多くの裂目があることがある。かゝる傷を取除くには

図-29.

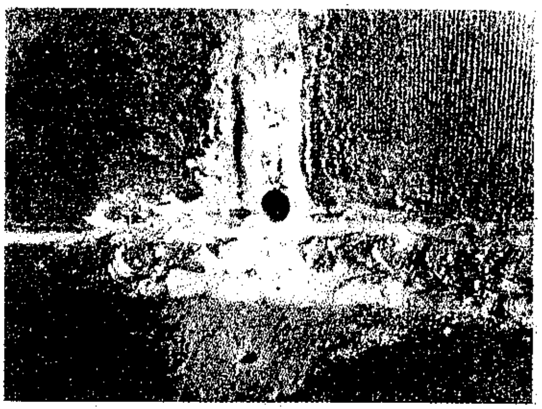
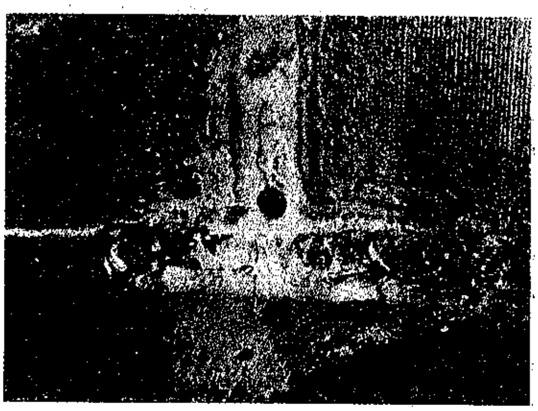


図-30.



型鋼を削取るより外はない。かゝる橫傷は蓋鈑と腹鈑間の熔接に際し困難を起す原因となる。而して型鋼の製作に際しても充分なる注意が望ましい。（河合宏海）

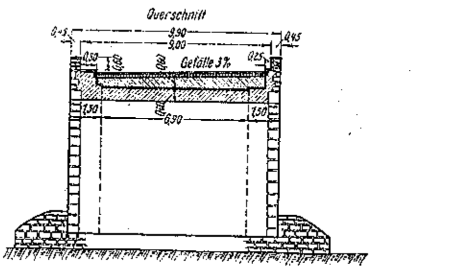
(88) 獨逸アルペン道路に架せられた斜拱橋

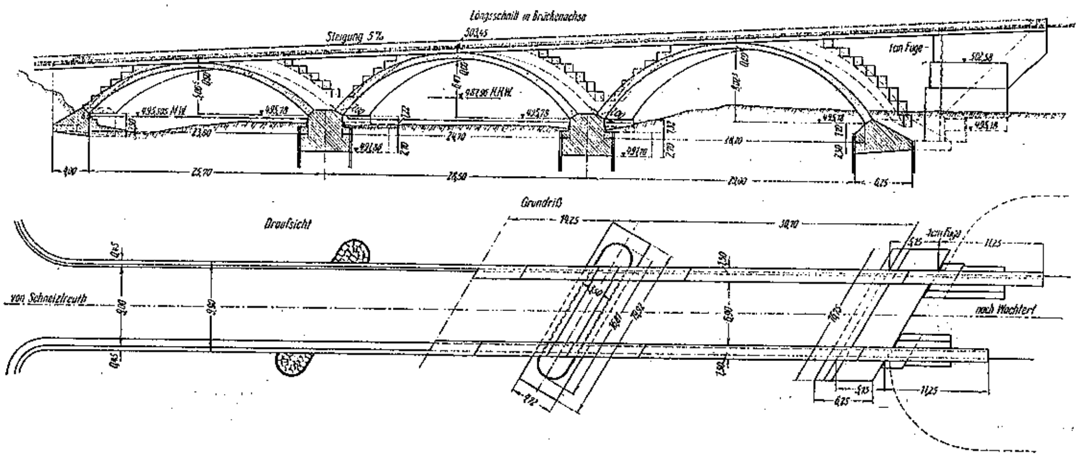
(Dr. Ing. H. Olsen München, "Die Saalachbrücke an der Deutschen Alpenstrasse," B. u. E. 5. Jan. 1937, Heft. 1. S. 22-24.)

Berlin に於ける橋梁並に上部構造に關する第 2 回國際會議に際し鉄筋コンクリート版の討議を機會に斜拱橋を從來の知識を応用して架設した實例としてアルペン道路の橋梁工事が說明された。

圖-31 は Reichenhall 溫泉近くの Saalach 橋の一般構造を示すもので，3 徑間鉄筋コンクリート無鉸拱より成り，徑間長は夫々 23.8, 24.7, 28.2m, 拱頂厚 0.60

圖-31.





起拱厚 1.0m である。橋脚 2 基は幅 3.5m で，コンクリート基礎は鉄矢板で圍まれて居る。

本橋は斜橋で斜角は 60° である。車道の幅は 9m で縱斷勾配は 5% となつて居り且曲線の起點にある爲 3 %の片勾配を付して居る。幅 0.80m の上流側步道と幅 0.25m の下流側地覆は硬い花崗岩緣石より成り，胸壁は高 0.60m, 幅 0.45m で笠石がある。橋梁の外側は張石を施し，拱環用花崗石切石は山麓地方より又側壁及翼壁用割石は Schwarzbachwacht より集めた。

応力上の問題　斜拱橋であるから從來と根本的に異る見地より応力上の研究をなす必要があり，拱を幾つかの獨立した單位幅に分割する普通の方法は不合理で，第一荷重は徑間の斜の方向に傳達するし，又 Navier の法則は部材の垂心軸に垂直な斷面に對してでなくては成立たない。

かゝる構造を応力的に解く必要から，兩側の總幅 1.5 m の側壁を厚 1.0m, 高 1.9m とし拱の一部として応力を受持たせた。但し側壁の上部は石張の形に倣つて階段狀をなして居る (圖-31)。

之に依り荷重は箱形斷面で立体的に支持せられ，拱は拱盤 (Scheibe) とその間に支持された円壔形の拱殼 (Schale) とより成る。荷重は主に拱盤で支持せられる，卽ち拱殼の方向の斷面の各點は荷重により互に楔として作用し曲率大なる時は殆んど彎曲応力を受けない。

拱殼の或る幅卽ち "有效幅" だけは拱盤の変形に協力するが，この幅は Finsterwalder 氏及 Craemer 氏によると主として拱盤との固定度に依つて変り，ここでは拱盤の內側から拱頂で 1.2m, 起拱點で 1.8m と決定した。

故に各拱盤は自重及拱殼よりの荷重を受ける。獨逸第種橋梁の活荷重規格を用ひて之を求めれば直ちに拱盤各斷面の直応力及モーメントは溫度応力及收縮応力を考慮した場合の無鉸拱として計算出來る。3 つの不靜定値は拱盤の変形より求めるが，この際に計算外の応力，荷重及溫度変化による変位や捩りを考慮した。同様に活荷重を半載及滿載した時の影響を求めた。

格點モーメントより求めた最大徑間の最大コンクリート応力は拱盤及有效拱殼よりなる斷面に對し拱頂で 42.6 (圧応力)及 −16.4 kg/cm² (張応力)，4 分點で 24.2

-8.1 kg/cm², 起拱點で 52.6, 55.4 kg/cm² であつた。

鉄筋の配置は図-32 の通で，鋼の許容応力を 1 200 kg/cm² として，拱頂で径 20mm 筋 5 本，起拱點で径 36 mm 筋 12 本，径 20mm 筋 5 本を要した。拱盤は主に荷重を支へるから鉄筋量多く且コンクリート応力大である。図-33 は組立完了せる拱盤の配筋を示す。

拱殼は之に對し応力小で，その中間部は拱盤と拱殼間に平衡が成立つに足るだけの直応力を受持つが，この力は主に荷重で変り各斷面毎に異る。且剪斷応力を生じ拱殼の方向に直応力の差が生ずるから図-32 の如き横鉄筋

図-32. 拱の鉄筋配置

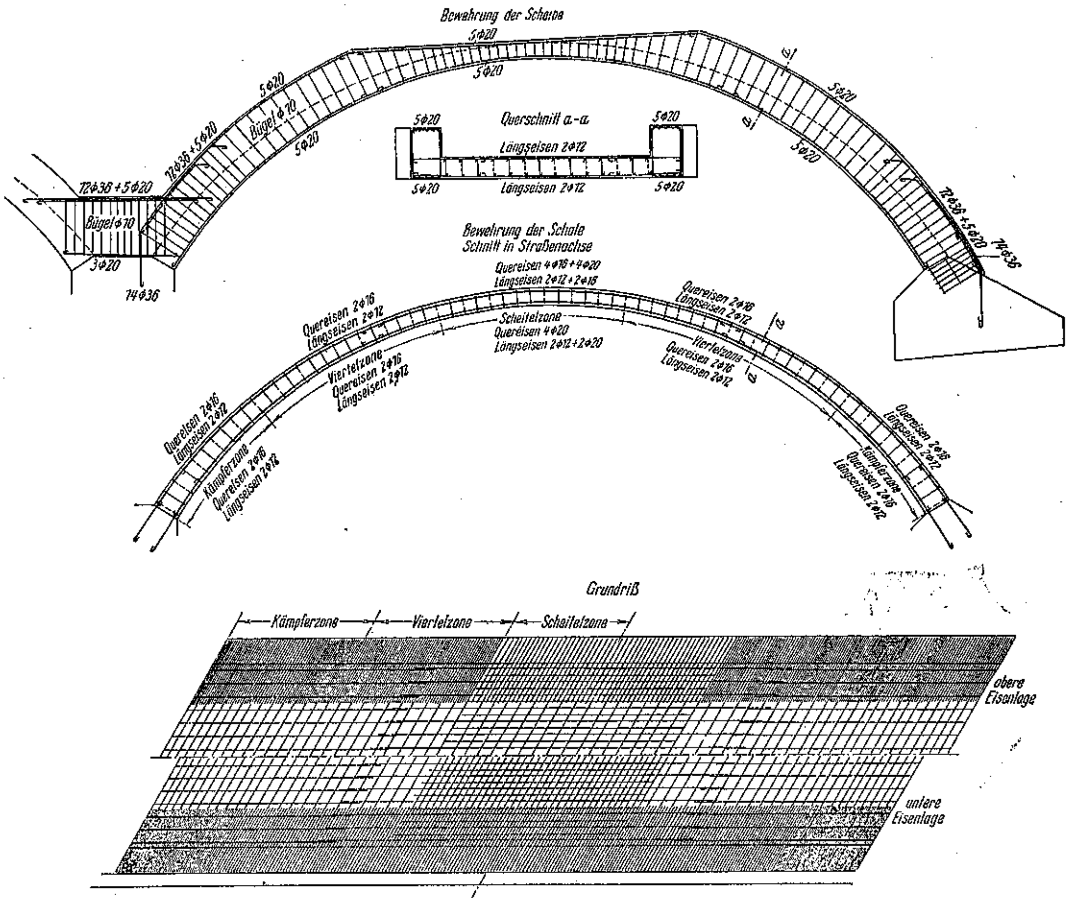


図-33. 拱盤の配筋

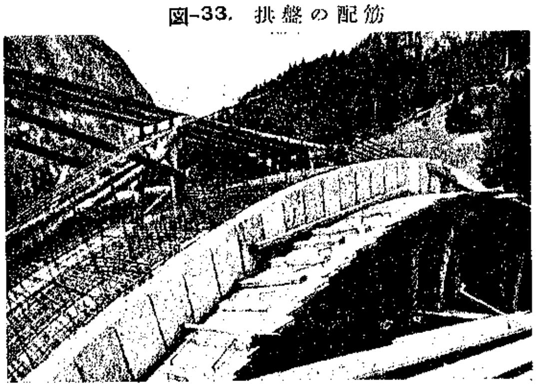
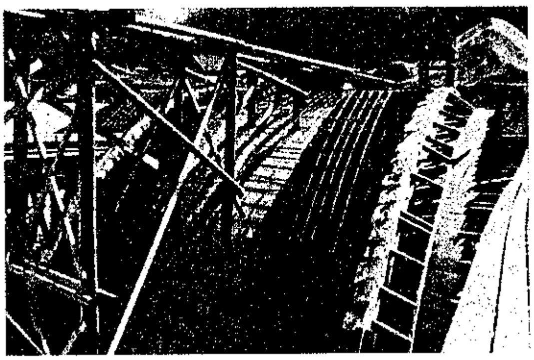


図-34. 拱肋鉄筋



を配する。図の如く拱穀中間部の彎曲を受けぬ箇所は少量の鉄筋で済む。図-34 は組立てた拱穀鉄筋を示す。

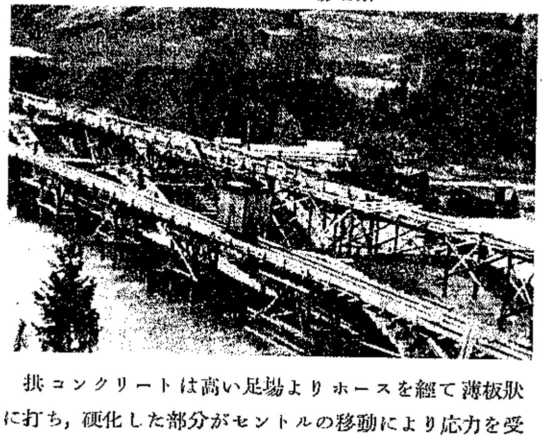
荷重は主に拱盤を經て基礎に傳達されるから拱の斜角は応力上第 2 義的となる。最大地盤反力は右岸橋臺で 4.9 kg/cm², 橋脚で 4.4 kg/cm², 岩盤上にある左岸橋臺では 6.9 kg/m² である。

施工： コンクリート・プラントは右岸に設け，必要な骨材は附近砂利商より購入し，現場の大きなプラントで洗つた。附近の砂利碎石を用ひ骨材の噛合せを良くした。橋臺，橋脚用コンクリート（セメント量 250 kg/m³）拱環及側壁用コンクリート（セメント 300 kg/m³）は火山灰ポルトランド・セメントを用ひ，容量 750 l の混合機で練り，ダンプカーで橋臺傍のエレベーターに運び，ここで拱橋上に架設した假足場に擧げ施工箇所に運んだ。

長 8 m のラルゼン III 型矢板の打込みは 1935 年 10 月に着手し蒸氣槌で固い砂利盤に 5～6 m 打込み，床掘をして基礎コンクリートを打つた。

セントルは扇狀の支柱と 8 本の梁より成り，格點には堅木接目板，繋鈑を用ひ，取外す際衝撃を與へぬ樣螺旋を用ひた。石張をなす爲に拱架の上下流に假足場を設け移動クレーン用軌條を布設した。図-35 は現場の俯瞰を示す。

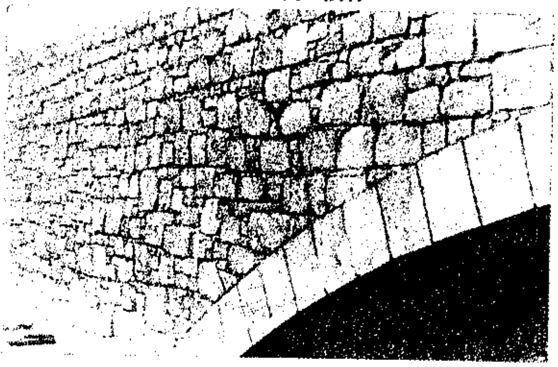
図-35. 工事現場全景



拱コンクリートは高い足場よりホースを經て薄板狀に打ち，硬化した部分がセントルの移動により応力を受けぬ樣注意した。28 日目の方塊耐圧强度は約 250 kg/cm² を示した。拱コンクリート硬化期間は 4～6 週間で拱頂撓度は 1.4 mm であつた。次いで側面の張石をコンクリート打と同時に施工した。張石は図-36 の通りで伸縮目地は一線に作らなかつた。

側壁が済むと拱の貧配合コンクリート（セメント 100 kg/m³）を打ち，車道表面は排水の爲縱断勾配を付し防水を施した。4 分點に排水管を埋設し，車道々床は砂利基礎石塊鋪裝とした。施工に用ひられたコンクリート

図-36. 拱側の張石



3 200 m³, 丸鋼 48 t, 張石 1 000 m²。

図-37 は完成せる橋梁を示し，遙かに望む素朴な橋梁は周圍の山居風景とよく調和を保つて居る。

図-37. 完成せる橋梁全景

本橋の計畫，設計，監督は Bayer 國土木局より著者に委託されたもので，設計及応力計算に就ては工学博士 Craemer 教授の指導を受け，拱盤の応用を推薦されたのも又氏である。Traunstein の道路河川事務所が直接監督に當つた。

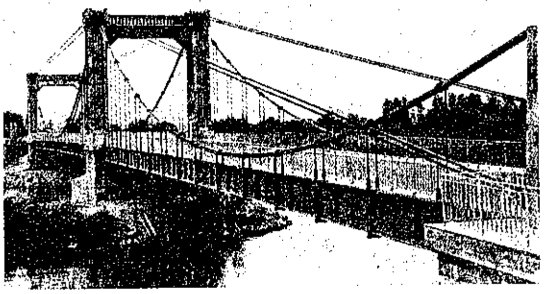
（星埜 和）

(89) 新モルネ シユル アリエー橋（佛）

(Les nouveaux ponts de Mornay-sur-Allier et la technique nouvelle de la construction des ponts suspendus. Le Génie Civil du 2 Janvier 1937 p. 1.)

過般，佛國に於て新モルネ・シユル・アリエー橋の開通を見た。図-38 は此の新橋の第 1 橋梁たる吊橋の寫眞である。因みに該橋梁は中間に一小島を挾んで 2 區間に分たれ，新しく改築されたものにあつては第 1 區間が吊橋，第 2 區間が鉄筋コンクリート單桁橋となつて居る。

図-38.



此の橋の位置は佛國中部にある同處の町に所在し，1840年頃建設された儘の舊橋（全部吊橋で床組は木，吊索は鉄，橋脚，支柱は石工）を直したものである。

第2橋梁は全く別個のコンクリート橋に代へたのであるが，第1橋梁では床組上部構造を全く更新した外は橋脚，支柱は從來のものに補强改造を加へて再び使用して居る。

図-39及図-40を見ると，第2橋梁は暫く措き，第1橋梁に就て云ふならば，径間數は3，其の長さは中央で79.98m，側径間で夫々64.27m，67.57mで，橋長は211.82m，舊橋の場合と殆んど變り無い。

図-41は稍詳細な縦断と平面である。図-41に於て橋門構の頂頭を繋ぐ頂索（câble de tête）が設けられて居る事は注意を惹く，直接床桁を吊る所の吊索（câble porteur）は抛物線型をなす，頂索，吊索のいづれも4.40mm，鋼線217本からなる縒り索を2〜3本用ひて居る。使用鋼には經費の點から鍍鉛が施されて居ない。

床組使用鋼材は全部で270t，1350kg/m，横桁，縦桁断面は鋲接を用ひた合成断面で別に新味と稱すべきものは無い。図-43，図-43及図-45から數量的な諒解を得られ度い。

車道幅員6m，兩側の歩道が夫々1m，高欄内有效幅は8mである。路盤構造は全部鉄筋コンクリートで車道は表面に瀝青マカダム（厚さ7cm）を敷き，歩道はモルタル層（厚さ2cm）を有する，床版厚さは車道で16cm，歩道で10cmを有し，図-45に見る如き18mm，棒鋼を床版内に埋め込み，他端を横桁に連結して，コンクリート床版を單塊的（monobloc）に作用せしめる事と對風構に對して補助的な作用をなさしめんとして居

図-39. 舊橋縦断

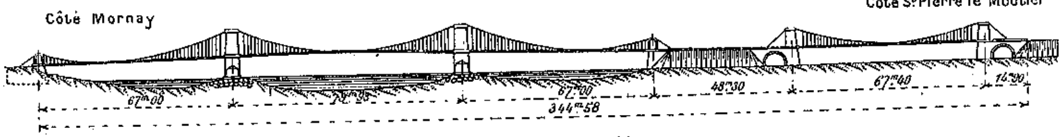


図-40. 新橋縦断

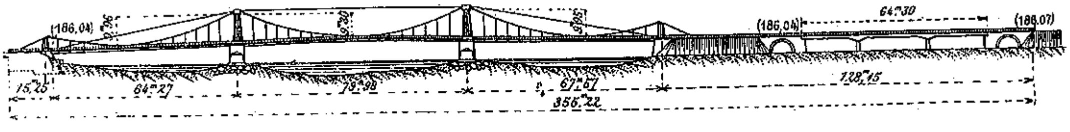
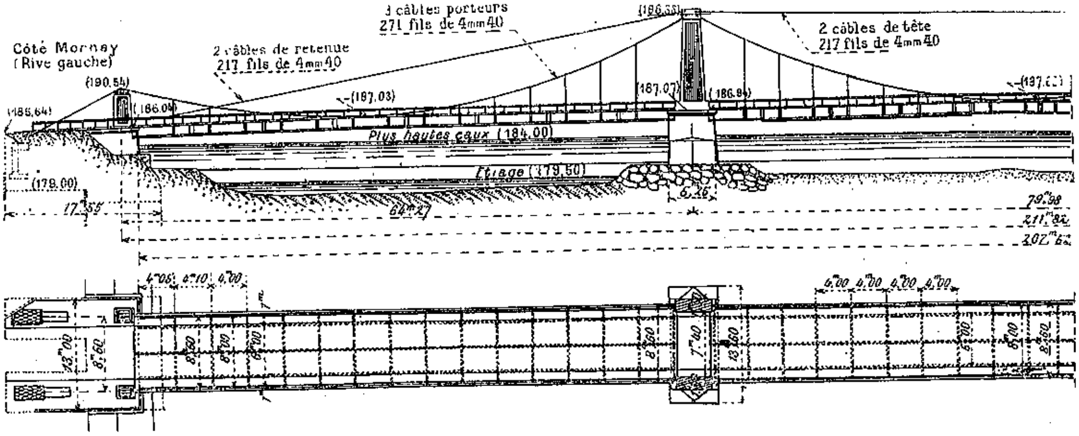


図-41.



る事は小さくはあるが一工夫と謂ひ得る。

図-42 は鉄筋コンクリート補強を加へられた橋脚及橋臺前面の縦断図である。此の補強を加へるに當つては舊い石工構造の表面張石を碎石機で碎き又補強コンクリートには箍筋 (frettage) を施した。

橋門構其の頂部には鋼索を支へる游動車輪構造が設けられて居る (図-44)。

此の吊橋設計にあつては鋼索及之を通じて索碇着部の受ける繰返荷重の影響に關し愼重な考査が拂はれた。

図-50 は鋼索末端部で前記繰返応力に備へて tail piece は鑄鉄を排し鋼材を用ひた。

図-42.

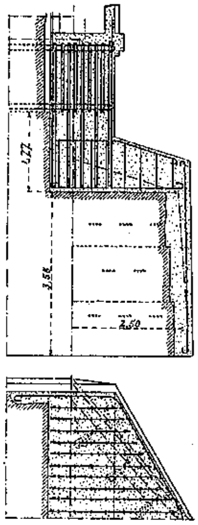


図-43. 床組及路面一部縦断

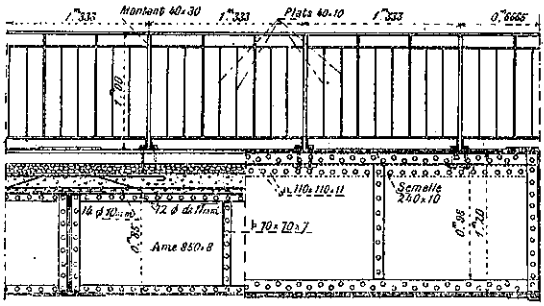


図-44. 橋門構断面

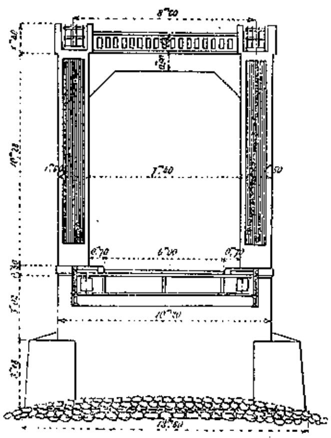


図-51, 52 は第 2 橋梁を示す, 側径間長 19.90 m, 中央径間長 24.50 m, 全長 64.30 m に達する 3 径間單桁橋である。

図-45. 床組横断面

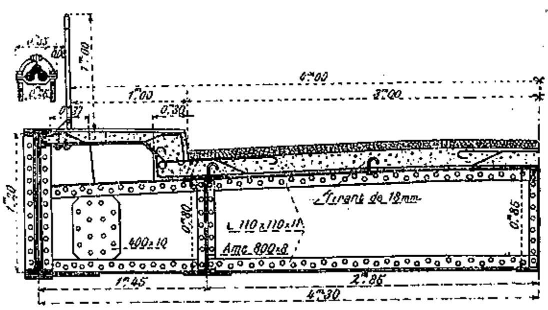


図-46. 鋼索碇著

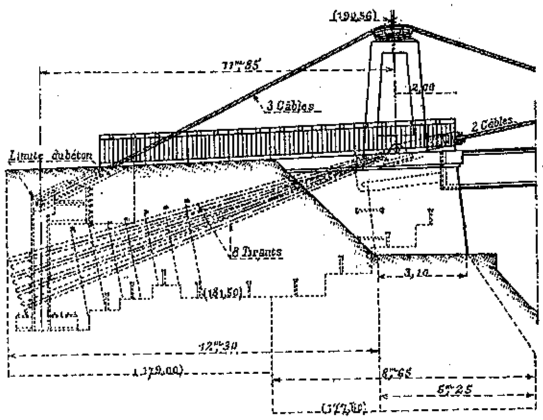
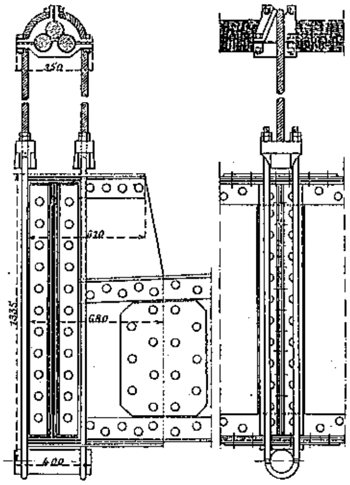


図-47. 枚索 (床組を吊る垂直索) と抛物線吊索との取附



竣功直後半載荷重及全荷重試験が行はれたが，其の結果は十分に滿足を與へた（図-53)。

最後に此の橋梁は佛國に於ける 2 つの重要地域たるロアール溪谷とローヌ溪谷を結ぶ要路をなす事を附記して置く。

図-48. 橋門構頂部の索支接部

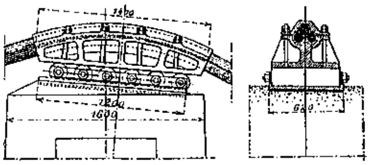


図-49. 使用鋼索の試驗裝置

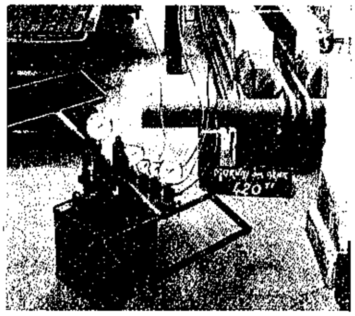


図-50. 鋼索末端部

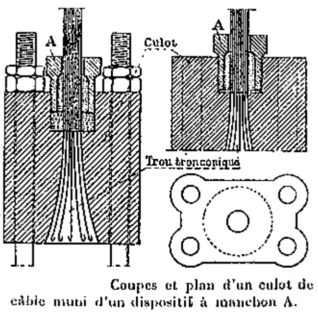


図-51. 第 2 橋梁（工事中）

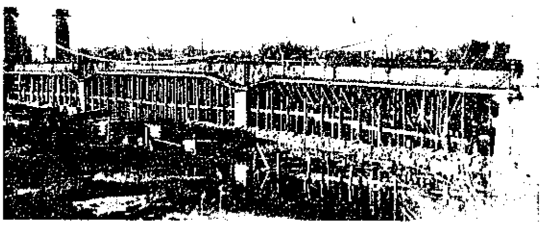


図-52. 同　上（完　成）

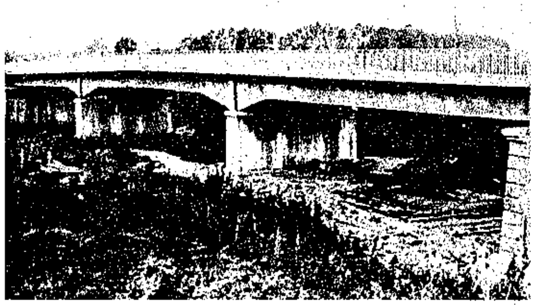
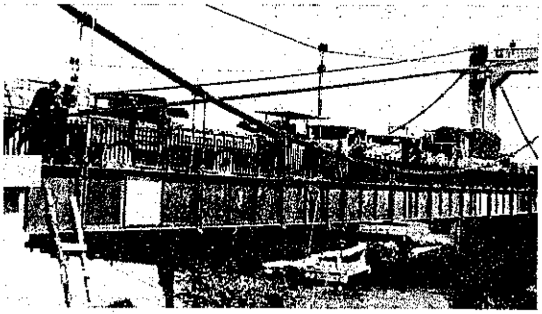


図-53. 荷重試驗の狀況



（藤田龜太郎）

(90) 支間 146 ft. の鉄筋コンクリート框構橋

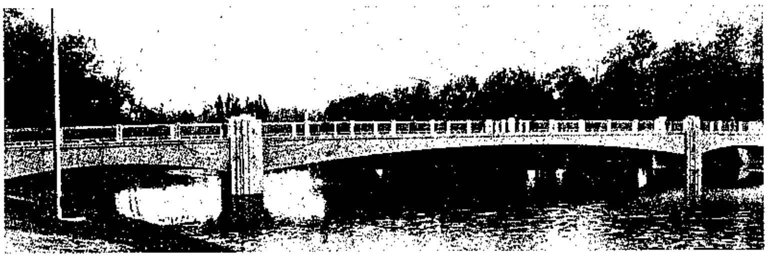
("Concrete Rigid Frame Span of 146-ft Features Park Bridge at Kenosha." E. N. R. Jan. 28, 1937. p. 127～128.)

Wisconsin 州 Kenosha の Lincoln park に於て 1936 年 8 月 3 徑間の鉄筋コンクリート橋が竣功したが，此の橋の特徴は橋脚中心間隔 146 ft. の框構支間である。元來此の橋は公園の沼を横ぎる徒歩者の爲に架けられたのであるが，H-10 荷重に相當する荷物自動車其の他の公園維持上の材料も通す樣に設計されてゐる。車道は緣石間 10 ft. である。

問題はボート遊びやアイススケートに對して安全なる樣に，起拱線に於て沼の水面上充分なる空高を有し，而も橋面を出來る丈け低くし得る樣な外觀のよい構造に造ることであつた。之に對する一つの經濟的設計は 146 ft. の框構中央支間に，$43\frac{1}{2}$ ft の單純支承の端支間を有するものであることが判つた。基礎は沼の底面下約 10 ft. の固い青粘土上にある。

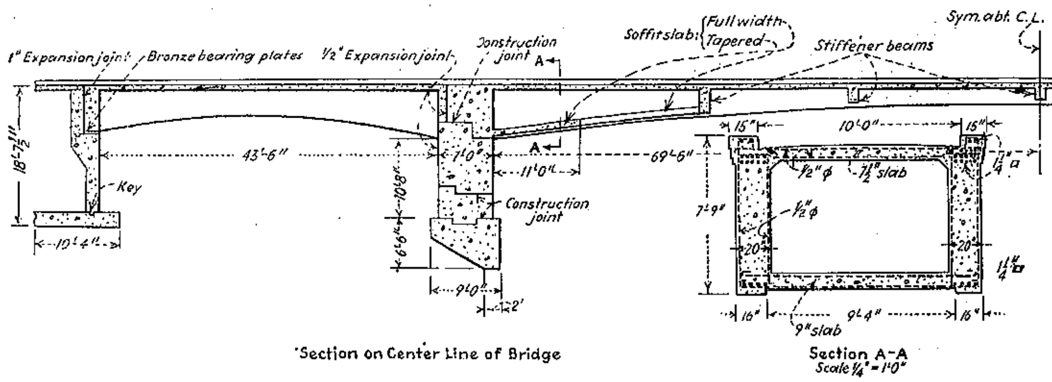
框構支間部の橋面床版は街渠に於て厚さ $6\frac{1}{2}$ in.，路頂では 1 in. 高くなつてゐる。床版は 9 ft. 4 in. 間隔の

図-54. 單純支承の端支間を有する框構中央支間



2 本の桁に支持せられてゐる。この配置は桁 3 本の場合よりも軽く且經濟的である。桁は幅 1 ft. 4 in.，高さは拱頂で 3 ft. 1 in. 起拱點で 7 ft. 3 in. である。横方向に 5 本の補剛梁が用ひられ，又充分なる强度を與へる爲に拱面床版を設けて，各橋脚から外方 11 ft. の間は中空の函型桁とした。11 ft. の點から中心に向つて拱面床版は狹くなり，一番近い横補剛梁の所で終つてゐる（図-55）。

図-55. 橋 梁 詳 細 図



外觀及構造上の理由から橋脚の幅は 7 ft. につくられた。橋面床版の上部の引張鉄筋は橋脚の外側に導かれ，礎段の中に埋込まれ，礎段の上部に於ては鉸の働きは考慮されてゐない。然し礎段の跡に於て鉸の働きが考へられてゐる。

端支間は中央支間と調和させる爲に拱型になつた 2 本の主桁が橋床を支へてゐる。橋脚及橋臺には夫々厚さ $1\frac{1}{2}$ in. 及 1 in. のコルク塡充の伸縮接合が設けられた。橋臺には青銅の伸縮鈑が用ひられた。

此の框構の設計に依つて，强度を犠牲にせずして橋床を著しく軽快にすることが出來た（中心に於ける高さは支間の僅か 1/45 に過ぎない）。橋面は 245 ft. の全長に亘つて 18 in. の反りを持たせてある。

欄干は熱處理せるアルミニウム材でつくられた。之に依て更に軽快さを増した。橋塔は力強い感じを與へ，而も著しく近代的な表現を橋に持たせてゐる。翼壁は階段狀になり橋脚と調和させる樣に考案された。

橋床のコンクリート打ちの型枠は 14 ft. 間隔の 8×8 in. の支柱及中間支柱に依つて支へられた。堰板は拱腹線の形狀に曲げられた。沼を一時排水することに依り足場の支持狀態は更に滿足にできた。

コンクリートは嚴密な示方書に從て打たれた。施工軟度に對する細心の注意と注意深いショベル突きに依つて品質の高いコンクリートを得ることができた。尚ショベル突きの外にコンクリートは凡て振動させられた。現場供試体の試験の結果，橋臺及翼壁のコンクリートに對しては 4 240 lb/sq. in.，橋床のコンクリートに對しては 7 490 lb./sq. in. の破壊强さが得られた。

（野中八郎）

堰 堤

(91) 輾圧土堰堤の材料選擇

(Charles H. Lee. "Selection of materials for rolled-fill earth-dams" Proceedings of A. S. C. E., Sep. 1936 p. 1025～1042.)

(1) 輾圧工堰堤 (rolled-fill earth dam) の不透水部材料の具備すべき條件は次の如くである。

(1) 水で飽和 (saturate) しても脱落せず永久に安定してゐること。

(2) 最大水頭に對して充分水密であること。

(3) Workable な材料であること。

(4) 材料の個々の粒子を構成せる鑛物成分が不溶性なること。

(5) 掘鑿，運搬，撒出し，搗固め等の費用低廉なること。

而して土堰堤下流側を透水性とするなら此處は自由に排水出來るやうにする。

(2) 安定 土の安定は粘着力 (cohesion)，內部摩擦より成る剪断强さ如何による。內部摩擦は粘着力で相接觸した大粒子の相互の摩擦で生ずるから砂利，砂の如き粗な材料があれば增大する。粘着力は粒子間に存在する水膜及濕つた粘土粒子の分子引力による凝集力 (adhesive strength) 如何による。

流動狀或は可塑性の土を乾燥したり搗固めたりして准固体或は固体になる位水膜の厚さが減じてくるとこの水は普通のものと異つた性狀を表し沸點は上り氷點は下り且又表面張力が增すので膜は强靱となる。

可塑性土を搗き固めて水膜を强靱にすれば准固体或は固体となり安定となる。

それ故粒度が良い卽ち大小種々なる粒より成る材料を充分搗固めれば水で浸されても安定を保てるのである。

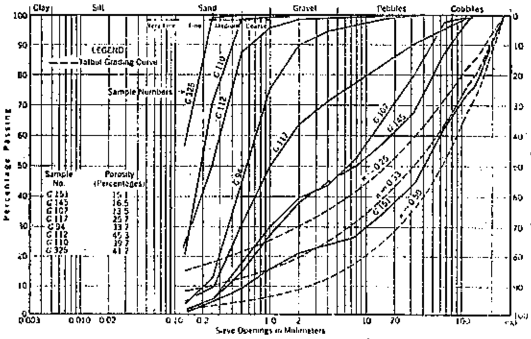
(3) 粒度 粒子の大さにより次の如き名稱を附ける（單位 mm）。clay (0.003～0.005)，silt (0.005～0.05)，sand (0.05～1.0)，gravel (1.0～5.0)，pebble，cobble (5.0～300)。

この中 sand を更に細別して very fine (0.05～0.10)，fine (0.10～0.25)，medium (0.25～0.5)，coarse (0.5～1.0) とする。

粗砂 (coarse sand) 及之以上の大粒子卽ち gravel，pebble，cobble は構造物の强度，硬さの爲に役立ち又內部摩擦增加に役立つ。細砂は粗砂の床となり silt は粒子がぐらつかない爲の塡充物である。clay は空隙空間を減少せしめ强い粘着力を生ずる水膜を生ぜしめる。(水膜の厚さは粒子の小なる薄程い) それ故土が安定する爲には粒子は極く粗なるものから極く細かなものまで含まなければならない。そして空隙量の最小は斯の如き時に達せられるのである (図-56)。

図-56 から判るやうに粒度の良い材料の篩分曲線は上方に凹で粒子が細かくなるにつれ平となるが，粒子大さ一樣に近いものは粗の部分で平で細かい部分で急で殆んど垂直の直線である。図中左方に試料と空隙率が表記されてゐるが粒度の良いものゝ空隙率は明らかに小で

図-56. 粒度と空隙率との關係(篩分曲線)



ある。骨材とコンクリート“に關して粒度の良いものは然らざるものより大なる密度を生じ且最大密度は比較的粗粒度のものより生ずる”ことは周知のことである。

Talbot は實驗の結果次の粒度曲線を發表した

$$p=\left(\frac{d}{D}\right)^{n}\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(1)$$

こゝに p：與へられたる篩を通過する量のパーセント。

d：篩目の大さ

D：最大粒の大さ

n：指數 0.24～1.20

$n=1$：直線（但し普通方眼紙にて)。非常に粗な粒度を示す。

$n=0.5$：抛物線。中位の大さの粒度を示す。(Fuller-Thomson の抛物線と一致す)最大粒子の大さ約 1/4～1/2 吋の時最大密度の混合を得る。

$n=0.33$：殆ど楕円，細い粒度を示す。最大粒子の大さ 1～2 吋の時最大密度の混合（空隙率 20～22%）を得る。

$n=0.25$：楕円極似，非常に細い粒度を示す，最大粒子の大さ 4～6 吋の時最大密度の混合を得る。

Talbot の粒度式 (1) はコンクリート骨材の爲に導かれたが土粒混合の場合に適用され轉壓土堰堤の材料選擇に際して密度の標準として応用され得る。Talbot の粒度式は最高密度の材料を指示する。密度の高いもの（空隙量 15% 位）は形狀並位置に於て Talbot の式の畫く曲線と近似してゐる（図-56 參照)。卽ち $n=0.25$～0.50 とする時 Talbot の粒度式 (1) は轉壓土堰堤の材料選擇に際して高密度の標準として使用され得る。

(4) 搗き固め 搗き固めの效果

(1) 個々の粒子のかみ合ひによる物理的結合力の增加。

(2) 個々の粒子の水膜の厚さを減少せしめ凝集力を増す。

(3) 殘存空氣を放逐す，空氣が殘つてゐると後に水で置換され水膜の厚さを增し粘着力を減ずる。

（而して材料施工法により最大密度が達せられる爲の限界含水量がある）。

最大密度を得る爲に細かい粒子が不足してゐることは不適當であること勿論であるが，その量の多い方にも限度がある。著者は Coyote 堰堤築造に際して種々なる材料の搗固め試驗を行ひ就中殘存空氣量の多少を觀察した。

表-5 は試料を示し圖-57 は篩分の結果を示す。篩分は U. S. Bureau of Public Road の發表した標準 hydrometer 法及標準篩分法によつた。

Proctor 氏の發表した標準實驗室法により搗固めた結果は次の如くである。

最もよく搗固めた場合殘存空氣量を比較すると表-7 からわかるやうに loam が著しく少く silty clay, sandy gravel が中位にあり clay, sand が最も大である。

圖-58 は搗き固め曲線（但し眞の比重 2.8° に補正す）と空氣空隙のない場合を示す曲線（これを z. a. v と略記す）を圖示したものである。

表-5. 篩分試料

試料	類別	目的	眞ノ比重
L11-1	Clay	Zuni 貯水池	2.89
L8-A	Clay	Port Costa ダム	2.88
L15-CG	Silty Clay	Coyote ダム	2.88
L15-A1	Sandy Clay	Almaden ダム	2.75
L15-C3	Sandy Clay	Calero ダム	2.75
L15-C9	Clay loam	Coyote ダム	2.72
L15-S9	Fine Sandy Clay	Stevens ダム	2.71
L15-S6	Coarse Sandy loam	〃	2.76
L15-A5	〃	Almaden ダム	2.73
L15-S10	Sandy Gravel	Stevens ダム	2.89
L1-1	Fine Sand		2.93

圖-57. 篩分結果

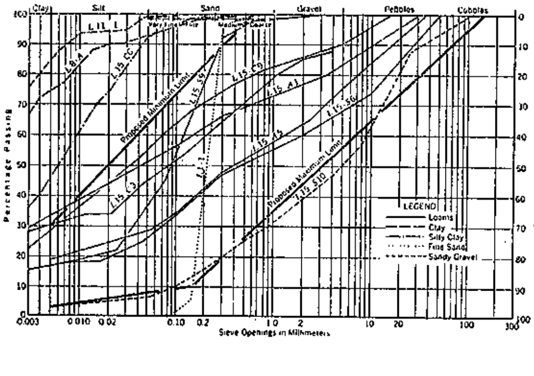


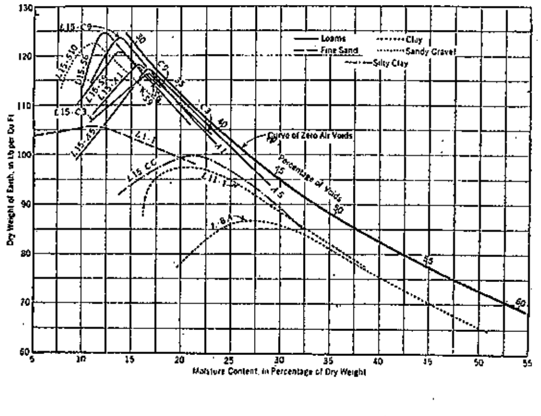
表-6. 搗固結果

試料	最大搗固の時 乾燥重量 lbs/ft³	最大搗固の時 含水量 重量%	最大搗固の時 空隙 容積%	最大搗固の時 針の貫通抵抗 lbs/in²	最大搗固の時より多い平均含有(空氣水)量 容積%	同 水でおきかへし 重量%	最大搗固の時の空氣含有量 容積%	同 水でおきかへし 重量%
Clay								
L11-1	100.5	20.8	44.5	1,490	6.03	4.21	10.9	6.80
L8-A	88.7	27.0	51.1	1,520	8.06	6.40	12.5	8.80
平均		23.9			7.04	5.30	11.7	7.80
Silty Clay								
L15C-G	103.0	21.5	43.0	1,030	5.14	3.40	7.58	4.60
Loam								
L15-A1	116.0	15.7	32.9	750	3.25	1.86	3.25	1.86
L15-C3	114.0	16.6	33.0	750	2.70	1.54	3.10	1.70
L15-C9	120.0	13.8	29.6	840	2.50	1.35	2.86	1.40
L15-S9	118.0	14.0	31.0	1,200	4.43	2.46	4.40	2.40
L15-S6	123.0	12.3	29.3	1,460	3.90	2.10	4.70	2.20
L15-A5	114.0	16.7	33.4	770	2.23	1.33	3.20	1.60
平均		14.8			3.17	1.77	3.58	1.86
Sandy Gravel								
L15-S10	127.0	11.1	30.0	2,300	5.13	2.70	7.35	3.60
Fine Sand								
L1-1	111.0	11.0	40.2	570	14.50	8.45	20.3	12.3

表-7. 最大搗固時の空隙

材料	最大搗固の時空氣で占められる空隙の割合 粘土の割合の限界 %	含水量 重量%	空隙 容積%	含有空氣量 容積%	空氣で充たされた空隙 %	最大搗固め時空氣を水でおきかへた場合含水量の增加 空氣含有量 水でおきかへた重量%	飽和時含水量增加 重量%
Clay	30～100	23.9	47.8	11.7	24.5	7.80	32.6
Silty Clay	30～1	21.5	43.0	7.6	17.6	4.60	21.4
Clay loam	20～30	14.8	31.5	3.6	11.4	1.86	12.6
Sandy Gravel	15～0*	11.1	30.0	7.4	24.6	3.60	32.4
Fine Sand	15～0*	11.0	40.2	20.3	50.5	12.30	112.0

圖-58. 搗固め曲線及空隙なき場合の曲線



搗き固め曲線上の任意の一點と z. a v. 曲線との水平距離は空氣空隙を表はす。但しこの空隙を水で塡充したと考へ試料乾燥重量に對するこの水量の % で示す。この結果を説明すれば, clay (L 11～1, L 8-A), silty clay (L 15 CG), sand (L 1～1) は z. a. v. 曲線から最も遠く, 搗き固め最高の場合の乾燥重量最小且曲線は平らな尖りである。

loam (L 15-A 1, L15-C 3, L 15-C 9, L 15-S 9, L 15-S 6, L 15 A 5) は z. a. v 曲線に最も接近し乾燥重量最大で且曲線は著しく尖つてゐる。

sandy gravel (L 15～S 10) は曲線は尖り乾燥重量は loam に近いが z. a. v 曲線から離れてゐる。

乾燥重量及最小空氣空隙の點から loam の優秀性は明らかである。Coyote 堰堤の材料選擇に當り最初は L 15-CG を使用する筈であつた。これは中古代の湖沼に生じて時の經過により silt stone に固り湖底の上昇により風化作用をうけ軟化したものである。然しこれは物理的分析をしてゐる中に silt stone を構成する粒子たる silt, clay につぶれてしまふ。又軟かく多少可塑性で乾燥すれば指の力でつぶれてしまふ。つぶれない大粒は水を忽ち吸收して軟化する。搗き固めの點からいへば L 15-C 9 の空氣含有量の 3 倍であり, 又図-57 に於ては clay 群に屬してゐる。それ故この材料を Coyote 堰堤の主部に用ひることはやめた。

物理的分析の上から図-57, 58 は“搗き固められたる土が永久に安定する爲には粘土含有量は 30～35% をこえぬこと, 又 3～15% より少くならぬこと（後者の限界は材料の粒度による）”を示してゐる。

(5) 水密性　土堰堤の水密性は水路（ミヅミチ）に於ける土柱の長さと水頭の關係, 水溫及材料の性質に關係するが材料の性質が最も重要である, 水の流動に對する摩擦抵抗の點からも水に對する固体分子の分子引力の點からも材料は水密性に影響がある。

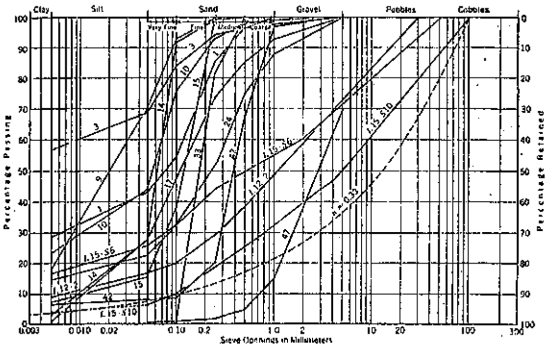
摩擦抵抗は空隙龜裂, 空隙壁の滑らかさの函數であり分子引力は空隙空間の大きさの函數である。空隙空間が小さければ水が滲透しても分子引力で引張られ水は半固狀として作用し事實上流動は中止し水密となる。

實際上絕對的に水密である土堰堤は常に不可能で堤体を通す少量の漏水は普通である。土堰堤では透水係數が 1 日に就き 0.10 gal/ft^2 ならば事實上水密と考へて差支へない（透水係數とは 60°F, 100% の動水勾配に於て流れの方向に直角の 1 ft^2 の面積を 1 日に流過する水量を gal で表はせるもの）。高さ 200 ft, 平均幅 650 ft, 勾配 1 : 2.5, 頂幅 20 ft, freeboard（滿水面と堰堤天端の高さの差）10 ft の時 0.1 の透水係數ならば凡そ 1 日 2 600 gal 卽ち 0.004 ft^3/sec となる。

場合によれば透水係數は 1 以上が許容される。

物理的分析と透水係數の關係は實驗上“粒度の良いものは clay 3%, 然らざるものは clay 25% を含むときは水密上充分である”ことを示してゐる。

図-59. 粒度と水密性との關係



(6) Workability　Workable な材料とは容易に一樣な組織で且高密度な盛土に搗き固められうるものをいふ。最も容易に搗き固められる材料は粒度の良い砂利及砂から成り 10～25 % の silt 及 clay により滑らかさが與へられたものである。最大密度に適當なる含水量をもつと搗き固め作業は樂である。粒子の大さに就ては一般的に Talbot の粒度式 (1) の n の値は 0.50 を超えてはならない。

表-8. 透水係數及有孔性

試料	透水係數 100%の動水勾配 gal/ft²/day	有孔性 空隙%
L15-S6*	0.034	29.3
L15-S10*	0.010	30.0
L12-2*	0.516	
3	0	36.2
1	0	35.8
9	1.6	37.8
10	2.28	35.2
14	13	34.9
15	13	44.5
17	18	53.7
24	131	36.0
33	375	40.2
42	1095	44.4
47	6200	31.9

*粒度ノヨキモノ

全塊一樣に適量の水を含む粘土は取扱上ねばつこくはないが粘土は水の吸收遲く撒水後直ちに施工すると假令水分は全体として適度であつても表面の含水量は一般的に限界値を遙かに超えてしまふから非常にねばつこくなる。

撒水後數時間おけば問題はないのであるが短時間でこれを避けるには,

(1) 新層撒出直前に舊層の輾壓表面に撒水する。

(2) 土取場に豫め撒水しておく。

等の手段がある。

(7) 不溶性 土粒子を構成する物質は不溶性でなければならぬ。溶解性の物質の存在は單なる觀察或は蟲めがねにより或は酸試験により判明する。

(8) 結論 輾壓土堰堤の材料の適応を判斷すべき5條件の中安定，水密性，workability が最も重要である。安定及水密性は粒度及搗き固めの結果達せられる。粒度は全く物理的組成の問題である。搗き固めの爲に clay, silt 粒の極限があり workable の爲に粗細何れも極限がある。

それ故材料選擇の根本として物理的分析が問題となるのは當然である。

圖-56～59 より知れる如く曲線存在區域，形狀，勾配，曲度等の極限が考慮されねばならない。

著者は圖-60, 61 及表-9 を極限として提唱してゐる。

圖-60. 輾壓土堰堤の不透水部に適せる graded material の物理的分析限界に對する一案

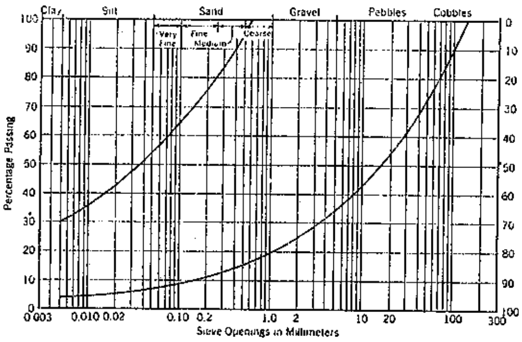
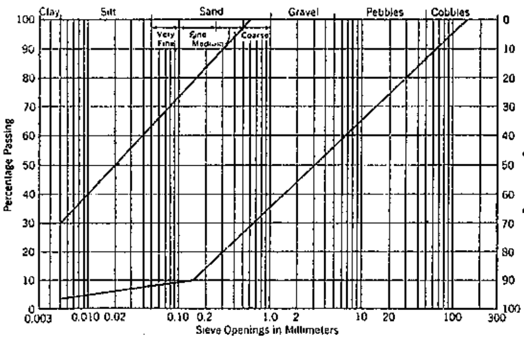


圖-61. Ungraded material に對する一案



材料の適否を決定する時こゝに提案した極限の適用にあたり物理分析曲線が粗及細の極限曲線の間にあることを以て十分としてはならない，極限曲線の形狀に一致するか近似しなければならない。圖-57 には圖-61 の曲線を入れてあるが L 15～S 9, L 1～1 は存在區域は滿足しても形狀の上から面白くなく輾壓土堰堤水密斷面に使用することは適當でない。然し決定的要素となるのは粘土含有量である。これは材料の粒狀部分の間の空隙を塡充するよりやゝ多くなければならぬ。L 15～S 9 は大小粒ある砂と 17% の粘土から成るからこれは申分なく一方 fine sand のみより成り silt, clay を含まぬ L 1～1 は不適當である。物理的分析によつて材料を選擇することは現在では尙多少豫備的のもので積極的な試験例へば搗き固め試験，透水試験と相俟つべきものである。 (畠山 正)

表-9.

材料	曲線終端点 最大粒子 m.m	曲線終端点 最小 clay %	式(1)の n 圖-60參照
粗	128[×]	3-5	0.33
中	128[×]-0.6	3-30	0.33-0.25
細	0.6	30	0.25

上 水 道

(92) 地表面上降雨流出量の決定

(S. Bastamoff, "Ermittlung der Wasserabflussmengen auf der Erdoberfläche" V. D. I. 1936. Bd. 80. Nr. 21. S. 850～851.)

降雨の地表流出量を正確に決定する事は多くの水工學，例へば上水道，灌漑設備，堰堤の設計又は水路の架橋工事等の計算上甚だ重要なる事である。特に其の降雨區域が比較的狹小なる場合に於ける豪雨流水量には之が必要である。

大概の土地では其の地域の最大降雨量を知る事が出來るから，此より其の流出量は次式で計算する事が出來る。

$$Q=16.7\,\alpha Fh \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (1)$$

此處に Q : 流水量 m³/sec.

F : 降雨區域表面積 km²

h : 降雨量 mm/min.

α : 統計より推定する係數(流出係數)

α は降雨時間を通じて考へつゝある面積と降雨區域全面積との割合を考へて定むべきである。或る豪雨に就て考へる場合には蒸發や滲透に依る量は α に大した影響を與へるものではない。

一般的に言つて流出量は次の3つの事項に支配される事が大である。

1. 降雨に就て考へつゝある面積の廣さ
2. 降雨の繼續時間

3. 地表の形狀(主として地面の主要勾配)

之に比して流域面積の廣さは單に一表示たるに過ぎない。

但しそれが狹小なる場合には全部を考へつゝある面積とする。M. A. Welikanoff は或る地表部分の水の流下狀態を図-62 の樣に考へて計算した。

斯如き地表面の雨水消失量 (Wasser'ust) は區劃 AB 邊を通じて流れる流量，蒸發量及滲透量と他邊 CD を集水流下する流量との差に依つて知る事が出來る。

今計算を一般的に示せば，或る一平面をなす區劃に對しては一階微分線形方程式 (die lineare Differentialgleichung erster ordnung) で示す事が出來る。

$$2v\frac{\partial v}{\partial t}=3v^2\frac{\partial v}{\partial x}+\frac{gi(h-p)}{b}\cdots\cdots\cdots\cdots(2)$$

又任意の地表面に就て示せば，一般的に

$$2v\frac{\partial v}{\partial t}=3Av^2\frac{\partial v}{\partial x}+Bv^3+\frac{gi(h-p)}{b}\cdots\cdots(3)$$

上式に於て，

v：流出速度 (m/sec)

t：流下時間 (sec)

x：縱座標の數

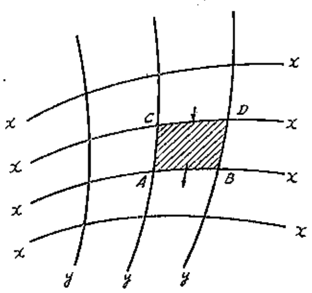
i：勾配

h：降雨量 (m³/sec. m²)

p：消失水量 (〃)

A 及 B：地理的性質に依つて定めらるれ數で一平面と考へれば $A=1$, $B=0$

図-62. 或る一平面をなす地表面の流下狀態



x：高度線 (Höhenlinien)
y：勾配線 (gefalllinien)

b：粗度係數

g：重力の加速度 (m/sec²)

Welikanoff は次の樣に地表面が一平面をなす特解を誘導した。一般的の解は未だ施してゐない。

(2) 式に就て Schesi の公式を用ふると，流出高は

$$z=\frac{bv^2}{gi}\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(4)$$

故に單位長さ 1 m を考へた場合の流出量は

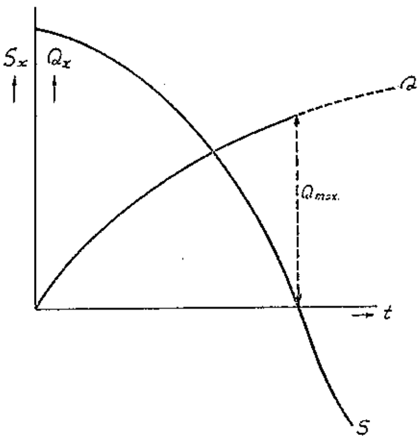
$$Q=zv=\frac{bv^3}{gi}=\sqrt{\frac{gi}{b}}\left(\int_0^t f(t)dt\right)^{3/2}\cdots\cdots(5)$$

$Q_{max.}$ の値は t なる時間に就て次の一表示を考へる。

$$S=\frac{gi}{b}\left[\int_0^t f(t)dt\right]^3-l^2\left[f(t)\right]^2\cdots\cdots\cdots(6)$$

而して $S=0$ なれば即ち $Q_{max.}$ が出現する事になる。此の式から實際の場合の數を得る事が出來る。即ち Q 及 S の値を t に就て夫々縱座標にとれば図-63 に示す樣な曲線を得る。これからして一平面と考へる特解に就て同消失量 $p=0$ と假定して降雨量を

図-63. $Q_{max.}$ を定める図表



$$h=f(t)-cl(T-t)\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(7)$$

の形で表はせば

$$S=\frac{gic}{b}t^4\left(\frac{T}{2}-\frac{t}{3}\right)^3-l^2(T-t)^2=0\cdots\cdots(8)$$

$$\therefore\quad Q=C^{3/2}\sqrt{\frac{gi}{b}}t^3\left(\frac{T}{2}-\frac{t}{3}\right)^{3/2}\cdots\cdots\cdots(9)$$

となる。 (嵯峨山富士男)

道 路

(93) コンクリート鋪裝版の應力

(H. M. Westergaard "What is known of Stress" E. N. R. Jan. 7, 1937 p. 26-29.)

コンクリート鋪裝版の狀態は試驗及理論的分析と經驗とが相待つて理解される。20 世紀の初期荷重試驗が盛んに行はれて隅角公式が生れ構造上の大進步を來し，最近又新試驗報告が Public Road (1935~1936 年) に發表されてゐる。斯る試驗結果と實地觀測とを比較研究し其の理論的分析を行ふ，依つて經濟上並に構造上遺憾なき鋪裝を築造する樣に努めねばならぬ。

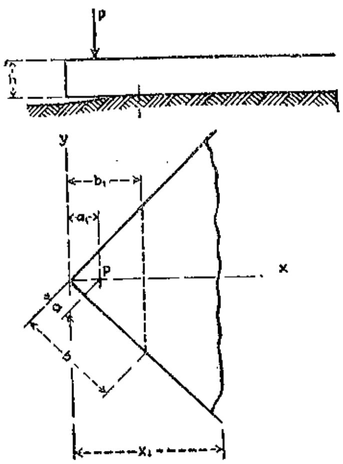
隅角の破壞：— 1922 年 Goldbeck 及 Older が各々獨立して隅角公式を發表した。即ち図-64 に於て端より x なる距離の斷面に於ける應力 s は

$$s=3p/h^2\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(1)$$

であらはされ，之が鋪裝版の應力理論の基準となつた。然し實際には荷重は接觸面積を有するから合力は端から a_1 丈離れ，同時に路盤反力も亦影響を受け最大應力

は荷重點から幾何か離れて起ると考へられる。路盤反力は一般に版の撓度の大きい程大と考へて良い。一般に撓度 z の時には單位面積に kz の反力が起る。此の k を地盤反力係數と稱へ版及荷重の型態が與へられると一定で(封/in³ に當り)普通の地盤では一定と假定しても應力には殆ど影響はない。

圖-64. コンクリート鋪裝に於ける隅角破壞の解析圖



更に路盤と版との剛性度の關係を測るに關係剛性係數 l を以てし、次式を以て表す。大体 30～40 in である。

$$l^4=\frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)k}\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(2)$$

E：コンクリートの彈性係數

μ：コンクリートの縱膨脹に對する橫收縮のポアソン比

h：版の厚

路盤が版全体を支持してゐる場合，圖-64 の如く荷重が隅に近い場合には近似式として次式を得る。

$$z=\frac{P}{kl^2}\left(1.1^{-x/l}-\frac{a_1}{l}\cdot 0.88\cdot l^{-2x/l}\right)\cdots\cdots(3)$$

又最大應力の斷面の距離 x は大約

$$x_1=2\sqrt{a_1 l}\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(4)$$

x の方向に於ける最大張應力は版の頂點に於て

$$S_c=\frac{3P}{h^2}\left[1-(a_1/l)^{0.6}\right]\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(5)$$

である。k 及 h を變數とする l 及 S_c の値は Public Road (4, 1926 年) に記してゐる。

公式の誘導：— 上述の公式を求めるには最小仕事の原理により近似計算を行つた。即ち第 1 段として變數 u を用ひて

$$z=ue^{-x/l}\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(6)$$

と假定し版が荷重 P に依りて彎曲を起した場合に生ずるエネルギの變化を極小ならしめる樣に u を求め，次式るを得

$$z=\frac{P}{kl^2}e^{-(x+a_1)/l}\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(13)$$

更に第 2, 第 3 段の修正を行つて

$$z=\frac{P}{kl^2}\Big[-0.375e^{-x/2l}+1.834e^{-x/l}$$
$$-0.375e^{-2x/l}-\frac{a_1}{l}(0.133e^{-x/2l}$$
$$+0.255e^{-x/l}+0.760^{-2x/l})\Big]\cdots\cdots(18)$$

l が適當な値であれば (18) 式は大体 (3) 式と一致する。更らに第 4 段として y 方向の彎曲及 x 及 y 方向に於ける捩れに依り修正の必要ありや否やを調査する必要がある。それで

$$z=u_1\cos\frac{u_3 y}{l}e^{-u_1 u_3 x/l}\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(19)$$

と置き，ポアソン比を 0.15 として最小仕事の原理に依つて解くと $a_1=0$ 及 $a_1=l/10$ でエネルギの變化極小となり次式を得。

$$z=\frac{P}{kl^2}\Big[1.094\cos\frac{0.541y}{l}\cdot e^{-0.983x/l}$$
$$-0.922\frac{a}{l}\cos\frac{y}{1.1l}e^{-2x/l}\Big]\cdots\cdots\cdots(20)$$

(20) 式は (3) 式に略一致する。k が一定ならば (3) 式は可成の精確度を以て隅角に於ける撓度を定義出來るのである。

隅角に於ける應力： 路盤反力係數 k が一定の時には撓度を知つて居れば反力を求められ且つ曲げモーメント及それに相當する應力も亦計算出來る。最大應力の實際値を求めて見ると (5) 式が大体精確に當嵌る。從て (4) 式も大体一致する。然るに溫度變化の劇しい場合には特殊な狀態を生ずる。即ち圖-64 で $b_1>x$ の場合には路盤と接觸して居らぬから其處には反力がない。斯る場合には路盤の支持が充分なる場合と同樣に考へ，反力の代りに下向の力を加へて (21) 式に依つて計算する。

$$z=\frac{P}{kl^2}\{1.1-0.9(a_1+x)/l\}\cdots\cdots\cdots\cdots(21)$$

此の反方向の力 Q は支持されぬ部分の重心に働く力と考へて大差ない。(21) 式は此の點で次の如くなる。

集中荷重 P に對して

$$z_1=\frac{P}{kl^2}(1.1-0.9a_1/l-0.6b_1/l)\cdots\cdots\cdots(22)$$

Q に依つて

$$z_2=\frac{Q}{kl^2}(1.1-1.2b_1/l)\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(23)$$

支持されぬ面積は b_1^2 なる故に反力は

$$Q=k(z_1+z_2)b_1^2\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(24)$$

z_1, z_2 を消去して

$$Q=\frac{P(1.1-0.9\,a_1/l-0.6\,b_1/l)}{(l/b_1)^2-1.1+1.2\,b_1/l}\quad\cdots\cdots\cdots(25)$$

Q 及 P に依る最大應力は同一點に起らないが b_1 が小さい時は 2 つの最大應力の和は合力の最大應力に略等しい。

次に等厚版の公式を Public Road (4, 1926) より轉載する。之等は端部を厚くする必要ある事を確證してゐる。ポアソン比を 0.15 とす。端部の荷重 P は半徑 a なる端部に中心を有する小半圓形に一樣に分布する。底部に於ける張力は

$$S_e=0.572\,\frac{P}{ha}\Big[\log_{10}(h^3)-4\log_{10}(\sqrt{1.6\,a^2+h^2}-0.675\,h)-\log_{10}k+5.767\Big]\quad\cdots\cdots\cdots(26)$$

又面積内の任意の點の荷重 P は半徑 a なる小圓で分布する底部に於ける張力は

$$S_i=0.3162\,\frac{P}{h^2}\Big[\log_{10}(h^2)-4\log_{10}(\sqrt{1.6\,a^2}+h-0.675\,h)-\log_{10}k+6.473\Big]\quad\cdots\cdots\cdots(27)$$

Public Road には撓度曲げモーメント圖表が載せられてあり，それに依つて種々の荷重狀態の應力の計算が出來る。

路盤剛性係數 (K)：― Public Road (12, 1933 年) に著者は K の使用を述べた。路盤の抵抗を測るために

$$K=kl\quad\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(28)$$

と定義し，k よりも K が略一樣であると考へたのである。從て K の使用は地盤反力の分布を論ずる場合に修正の役に立つ事になる。斯る考察が適當か否かは將來實驗の結果と良く照査する必要がある。

（谷藤正三）

(94) St. Louis の街路構造

(L. A. Pettus "Stage Construction for St. Louis Streets" E. N. R. Feb. 11, 1937.)

基礎，排水及橫斷の如き根本要素並に交叉點斷面を除いて，街路の設計は一定され得ない。街路現代化の設計は是等とは別箇の研究で，その中には路線選定，交通狀態，材料の發達及施工技術が考へられる。次に St. Louis の街路について單に當今の實施例を述ぶるに過ぎぬ。現在の傾向は今日基層を築造して先づ交通路面として使用しそれが復舊を要するに至つて恒久的表層を施工せんとするものである。此の逐次的工法は道路技術者が通常之を考へ道路築造上容認する所である。

設計總說： St. Louis に於ける街路幅員は 18m, 24 m, 30 m にして，車道幅員は夫々 10.8 m, 16.8 m, 22.8 m，步道幅員は何れも 3.6 m である。此の車道幅員は兩側に駐車線をとり尙 2, 4 及 6 車線を有す。

圖-65. 橫滑りせぬシートアスファルト鋪裝面

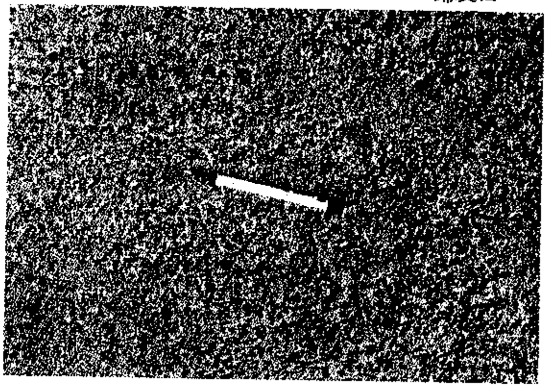


圖-66. 標準橫斷圖

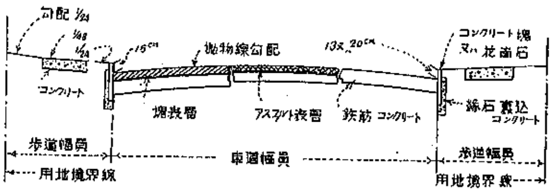


圖-67. 交叉點斷面

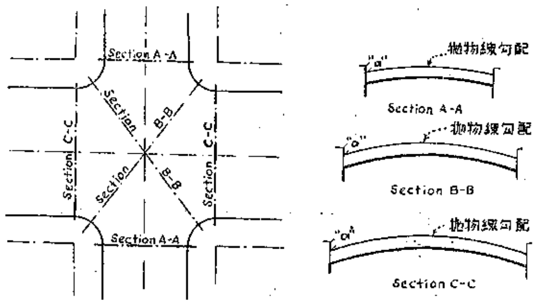


圖-68. 雨 水 桝

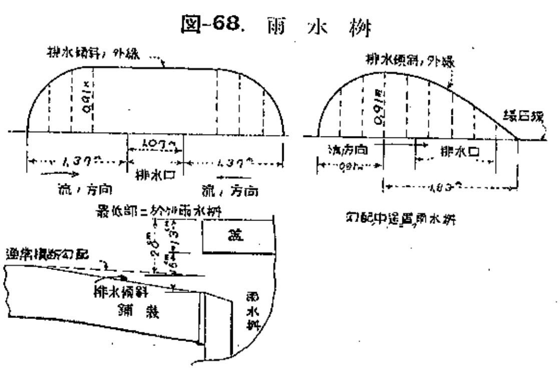
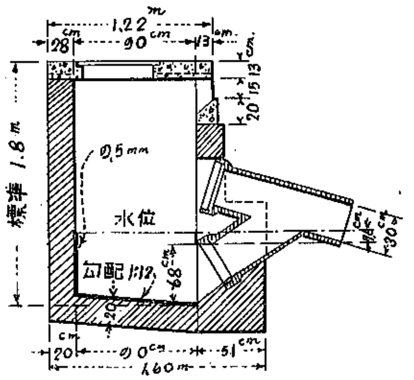


図-69. 雨水桝の防臭裝置



歩道の鋪裝幅は場所柄及歩行者交通量に依り異るが最小 1.5 m である。鋪裝が歩道の全幅に亘らぬ處では緣石との間に約 60 cm 幅の植樹帶を設ける。之は又街燈柱，交通信號及共同電柱の占用を許可する時に之の爲にも利用する。

植樹帶の勾配は 1/24，歩道鋪裝は 1/48，殘りの歩道は 1/24 で此の勾配にて歩道部分の排水に適當である。車道鋪裝の横斷勾配は拋物線で，將來の基礎として考へられる構造の處では緣石の高さは 20 cm に增して置く。図-66 は上述の歩道，緣石及 3 種類の鋪裝の拋物線横斷面を示す。

交叉點： 交叉點は 2 つの交會街路の中心線が凹凸無く取付縱斷と連續してゐる樣に築造する。對角線（斷面 B-B 図-67）は緣石曲線の始點に於ける斷面（A-A 及 C-C）と同樣眞の拋物線である。此の中間の全ての斷面は略〻拋物線の連續的平滑表面となす樣に歪ませる。

斯く設計すれば直進又は屈曲何れの車輛にても乘客が勾配の變化を感じない交叉點となし得る。尙叉路面流出水の滯留を狹小なる範圍に止めるから歩行者が容易に街渠を横斷出來る。測量者は此の交叉點の設置に幾分か複雜さを知るが，施工者にはその築造に何等困難が無い。併し乍ら全ての交叉點は之を手工法に依つて施工することの必要が認められてゐる。仕上機械は歪面に對し適當でない。

縱斷曲線： 縱斷曲線長を決定するに何も標準方法が採用されてゐない。其の決定は全然設計者の任意である。主要直通路について全ての勾配は相應に緩い，從て縱斷曲線は自然に長い。勾配の急激なる變化を必要とする若干の主要ならぬ街路について勾配の著しい變化に對し約 30 m を許すことは異常ではない。陸橋の設計に於て往々許される長さは勾配の代數差各 1% につき 6 m である。

勾配： 都市及其の近郊の土地は寧ろ丘陵にして約 15% の勾配の街路もあるが，相當に重交通を有するものと思はれる街路については勾配を 10% 以下にせんとした。主要なる直通路については勾配 6% 位は稀である。其の一つが急勾配を有する 2 街路が交會する場合横斷勾配を變へて横斷街路を摺合せることは稀で無い。其の變更の量は街路の勾配と設計者の判斷に據る。

雨水桝： 取水箇處の車道端に排水傾斜面を有する緣石の開いた雨水桝（図-68）は街路排水の最良の方法と考へられる。此の設計を實施せぬ處には格子型雨水桝を使用する。下水道が合流式で雨水と汚水を處理するから全ての雨水桝は防臭瓣を具ふ。

各種鋪裝： コンクリート：― コンクリート鋪裝には 3 種ある。(1) 將來發展の結果鋪裝の擴張を必要とするまで緣石及街渠を造らぬ人口稀薄なる地域に於ける 2 車線道路の鋪裝は通常端部で厚さの大なる鉄筋コンクリートで外側 60 cm は 23 cm 厚で，次の 60 cm は 23 cm から 18 cm に變りその殘りは 18 cm 厚である。中心に縱目地を有し，横目地間隔は約 12 m。(2) 均一斷面の鉄筋コンクリート版 18 cm 厚横目地間隔 12 m。(3) 均一斷面の無筋コンクリートで交通の輕重に依り厚さ 18 cm 又は 23 cm である。

方塊：― 方塊鋪裝は 12 m 間隔に横目地を有する厚さ 18 cm のコンクリート基礎上に施工する。花崗石塊は長さ 13～20 cm，幅 8～13 cm，厚さ 12～14 cm にして鋪裝せる時の方塊間の目地は 1 cm 以下で方塊の表面に 6 mm より大なる凹みの無きものとす。方塊の幅 8～13 cm を許す場合之の寸法に從ひ 4 組に分け各組に於ける幅が 1.3 m 以上違はぬ樣になし各組のものを街路の別々の箇處に鋪設する。

褥層は比重 2.56 以上の清淨なる石灰碎砂にして 3/8″ 篩を全部通過し，80 篩を通過するもの 10% より多からざる範圍にて一様なる粒度のものである。マステツク塡充材なアスファルトと砂の等分から成り別々に熱して使用直前に混合する。

方塊は之を緣石線に直角に鋪設し各列直線から 2.5 cm 以上は偏倚せしめない。鋪設後直ちに清淨な玉砂利を撒いて目地の中に入れ轉圧に對し堅固な表面となし然る後に之を轉圧し，其の後目地の上部に表はれてる玉砂利を掻き取る。

表面を斯く準備せる後マステック塡充材を自動攪拌裝置を有する運搬器にて搬入し表面に小量宛撒布し直ち

にゴム箒にて目地に入れる。方塊上の表面には何の材料をも殘して置かぬ意向で表面は之を出來る丈けきれいに掃く。

目地の塡充が完了するや否や 3/8″ 篩と NO. 10 篩の間の粒度の熱い砂利で鋪裝面を覆ふ。

コンクリート基礎上に煉瓦鋪裝をなすに當り最近の施工法としては砂-マステック褥層の上に鋪設し全面にマステック塡充材をざつとかけて，其の後に餘分の塡充材を除去する。

瀝青マカダム:— 數年間透入式マカダム道路を築造しなかつたが多くの住宅地街路を鋪裝して以來此の種類がよく用ひられ小街路に於ける要求の全てに迎合する。此の鋪裝は厚 20 cm のデルホード基礎上に 5～6 cm の透入マカダム表層を施工するもので，透入するアスファルトは溶媒アスファルト，アスファルト乳劑若しくは直溜 85～100 針入度アスファルトで使用種類は氣象條件及時節に依り異る。

アスファルトコンクリート:— 過去に於てアスファルトコンクリートが非常に多く新設道路に使用されたが最近は種々の鋪裝の復舊に多く用ひられる。現在アスファルトコンクリートを以て再處理せる街路が相當にあり，此の再處理は 1 年の維持費を節約し同時に車輛交通に望ましき乘心地を與ふ。

極く少數の例外はあるが，主要直通路はコンクリート基礎上にシートアスフアルトを以て之を鋪裝する。之は 4 cm の結合層と 4 cm の表層から成る。結合層はアスファルトセメント，石灰石粉，砂及石灰碎石から成り表層は碎石の代りに鑛粉から成る。瀝青含量は結合層 5～6%，表層 9～12%。骨材の粒度は No. 10 篩から 200 目篩を通過する 10～18% 迄。

混合物は覆蓋貨物自動車で街路に搬出し，最低溫度は結合層 20°F，表層 275°F とする。

結合層用混合物はコンクリート基礎上に熱いショベルで擴げ熱いアスファルトレーキで一様に表面をかき均し直ちに 10 t 以上のローラで輾圧す。結合層が完全に冷却せる後表層を同様にして擴げ最初の圧縮は 10 t 以上の 3 輪ローラでなし，次に仕上の圧縮は 10 t 以上のタンデムローラで輾圧してなす。鋪設が 1 時間 170 m² 又は其れ以上の割合にて進行する場合には餘分に 8 t タンデムローラを使用するを要す。

シートアスファルト鋪裝と關聯して今や粗面シートアスファルト（図-65）と稱せらるゝ所のものが發達した。之は鋪裝施工中 1 m² 當り 5～7 kg の豫め被覆した No. 4 篩通過 No. 10 篩止りの細碎石を最初の輾圧後直ちに表面に撒布しそれから次の如き表面となす様に豫め被覆した細碎石を埋置する鋪裝面の最後の輾圧をなす。即ち該表面は横滑りせぬアスファルトコンクリートの性質を有し且つ同時に密度大にして安定なるシートアスファルトの特質を有する。（長瀬 新）