

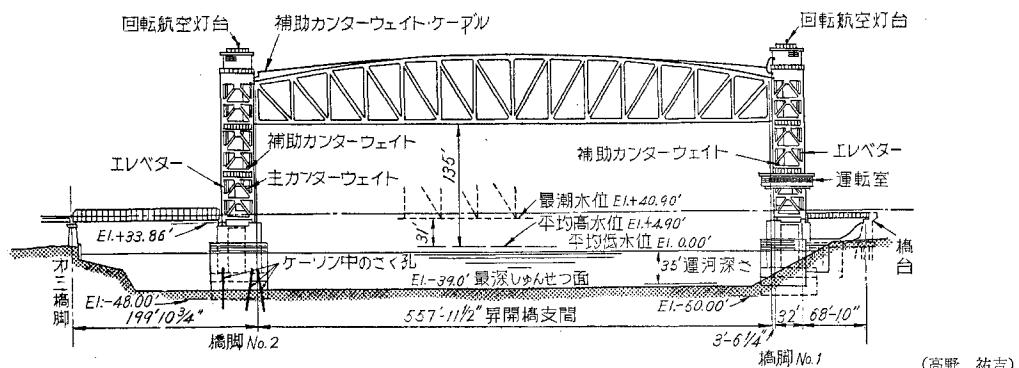
世界最長の昇開橋完成

"How the World's Longest Vertical Lift Bridge Will Work". Engineering News-Record. Vol. 162, No. 23, June 11, 1959.

支間 558' (≈ 170 m) で総鋼重 2 000 t の世界最長の鉄道昇開橋が Arlington と Staten Island 間の Arthur Kill 河に架設された。上部工は側径間ともで、4 500 t の鋼材を用い、運転機械・滑車・軸受・ケーブル等に 500 t 使用した。昇開高さは 104' (≈ 31.7 m) で電動装置と制御装置が完備され、安全作動を考えている。本橋は

1887 年に蒸気動で作られた回転橋から 60' (≈ 18 m) 北側に建設された。旧橋は建設後 72 年たつていて、まだ健全である。ただ船舶交通量の増大と安全航行上から橋脚間隔が狭小のために架けかえられた。本橋は昇開径間と 2 つの塔と 13 支間のプレート ガーダーより成り 1 647' (≈ 502 m) の橋長である。昇開径間の重量は 400 万 lbs ($\approx 1 814$ t) あり、この重さはセンター ウェイトで吊合わされる。設計はアメリカ鉄道技術協会示方書、単車線クーパー E-50 活荷重で行われた。昇開の運転装置は両塔にもうけられている。作動上・下時間は約 2 分間で操作員 1 名東側塔の運転室で行う。昇開径間と塔の形状は図-1 のごとくである。

図-1



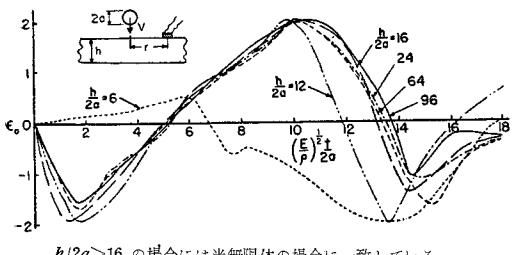
衝撃に対するスラブの応答

(表面波から曲げ波への変化過程)

"Response of a Slab to Impact, —Transition from Surface Wave to Flexural Behavior." — J.A.M., March 1959, Vol. 26, Ser. E No. 1, p. 146.

スラブ上に鋼球を衝突させたとき、鋼球の大きさに対して、スラブの厚さが十分厚いものであれば、スラブはその表面ヒズミに関して半無限体としての性格をもつていて。しかし、このスラブの厚さを薄くしてゆけば、表面ヒズミは徐々に曲げ波としての性格を大きく持つて至る。速度 V でスラブに衝突する鋼球の直径を a 、鋼スラブの厚さを h 、衝突点から r だけ離れた点の時間 t における表面ヒズミを ϵ_0 とし、 r/a を一定にして実験を行い、測定したヒズミの最大値を同じ目盛にして画いた

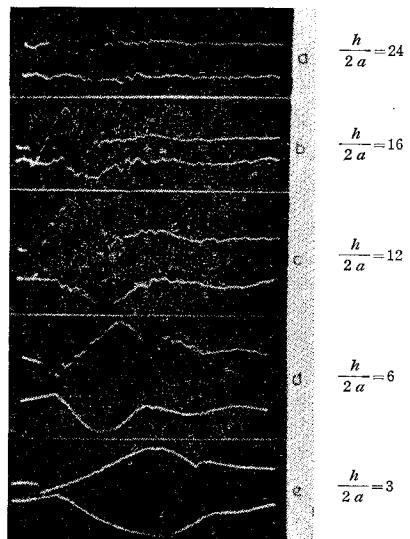
図-1 鋼球の衝突によりスラブに生じた表面波



$h/2a > 16$ の場合には半無限体の場合に一致している

のが図-1 である。この結果からみると、 $h/2a > 16$ であれば、半無限弾性体の場合と同じヒズミ変化が見られることがわかる。 $h/2a = 12$ の場合には、すでにこの半無限の場合と異なり始めているが、 $h/2a = 6$ の場合のヒズ

写真-1 スラブの表面(上)および裏面(下)に生じたヒズミ波の記録。スラブが衝撃ヒズミに関して半無限体としての挙動(厚いスラブ)からスラブとしての挙動(薄いスラブ)に変ってゆく過程を示す



ミ変化は他の曲線群から大きく離れており、写真-1によればこの場合はすでに曲げ波としての性格を大きく持つていることがわかる。写真-1では、上側に表面ヒズミの変化を、下側にこの表面測点直下の裏面ヒズミ変化を記録しており、 $h/2a$ が 24→12 になるにしたがつて衝撃の下面に対する影響が大きくなり、 $h/2a=6$ でついに曲げ波を構成するに至っている。このことは、曲げ波が構成されるためには、衝撃の持続時間が十分長いものでなければならないことを意味している。(佐藤 吉彦)

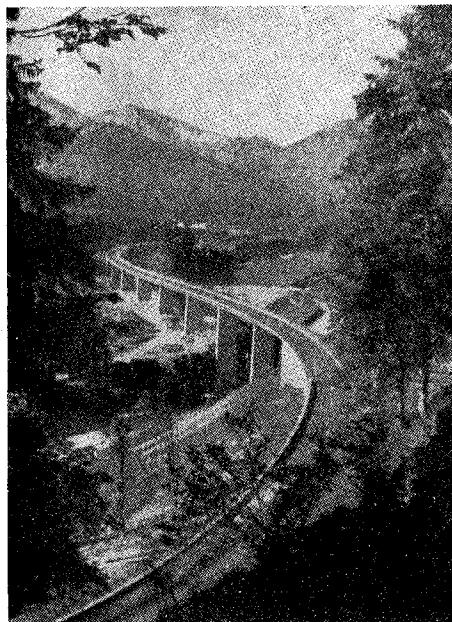
Sylvenstein 貯水池上の Fallerklamm 橋

“Die Fallerklamm-Brücke über den Sylvenstein-speicher”. von L. Altinger, Die Bautechnik, H 5. 1959.

Fallerklamm 橋は 1955~57 年に架設された総長約 400 m の、車道巾員 7.50、総巾員 11.10 m、荷重 60 t の橋であつて、Sylvenstein 貯水池計画の一部である。風致上の考慮もあつて、路線を S 字型として、それぞれ半径 600 m と 200 m の反曲点をもつ Klothoid の線型を画いているのが特異点である(写真-1)。

橋台は北側橋台を岩盤上に、南側橋台を砂礫層の台地

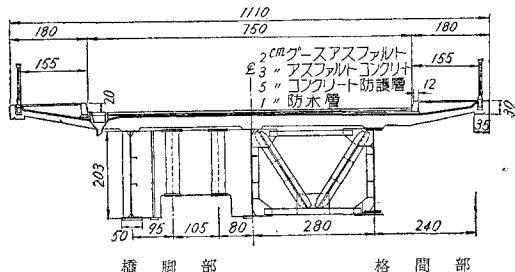
写真-1



上に 14 m の高さのものを建設した。橋脚は橋軸にたいして radial に立ち、側面の傾斜は 1/40、前面 1/100、14~28 m の高さで、橋脚表面の収縮応力を考え、鉄網を 5 cm のかぶりをもたせて全面に張つている。

上部工は 1 径間 40 m、橋脚の不等沈下によるきれつの発生の危険があり、単純桁とし 8 径間、3 本主桁とコンクリート床版の合成構造とした。合成作用は単に活荷重合成とし、鋼桁は橋台と橋脚の上で足場なしにデリックで架設した。1956 年 1 月設計荷重が 45 t から 60 t に引き上げられ、同時に 6.0 m から 7.5 m に巾員が拡げられる決定があつたため、一部完成した橋脚に対して縁桁間距離 (5.6 m) は、これ以上大きくすることができず、中桁を追加した(図-1)。

図-1



荷重に対して、3 本の主桁と荷重分配用横桁を橋軸方向に 7.9 m 間隔に配置した格子桁として構成し、コンクリート床版と下横構とで中空断面として、ねじりモーメントに抵抗するものと考えられる。

使用材料は、床版は 350 kg/m³ のセメントを使用し、橋台、床版等 8 009 m³、鉄筋 ϕ 8~30 mm 327 t、錆鋼、圧延鋼板 655 t、主桁は ST 52、横桁、横構は ST 37 を使用している。

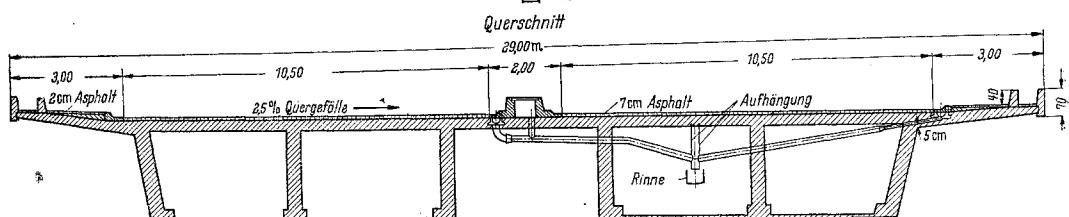
(津野 和男)

P S コンクリート ラーメンの架設—ベルリン—

“Das Brückenbauwerk Nordwestbogen in Berlin (Spannbetonrahmen)”. von H. Hensel, Der Bauingenieur, Mai 1959.

この橋に関する競争設計は Beton u. Stahlbetonbau 58. H. 5 に発表されたが、型式は Dyckerhoff u. Widmann 会社に決定採用された。橋台間は 906 m、橋巾 29 m、橋脚高は 11~15 m で桁下構造限界は船の航行と鉄道に対して考えられ、なお橋面は中心半径 2 000 m

図-1

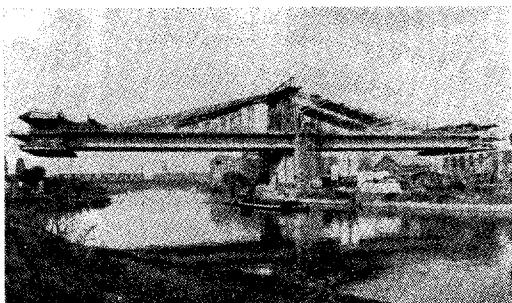


のクロソイドで曲線橋となつてゐる。橋梁構造は中央支柱が完全固定で1径間 85 m の2径間ラーメン6個が連なつて成り立つ。ラーメン断面は図-1のように3 m の桁高をもつた2箱桁である。

中央橋脚は強固な箱断面であり、他方の2橋脚は薄い壁であるので、橋柱として作用する。この断面2次モーメントは中央橋脚のそれに比し1/90である。床版は厚さ30 cm、箱桁下フランジは正のモーメントの範囲では12 cm、中央支柱で85 cmに変化させ、ウェブ厚は40 cm、支点上で65 cm、外側のウェブは5:1だけ傾斜している。

架設においての突出作業は長さ3.6 mの断面で施工された。巾員は29 mであるので作業中の重量は94 tになる。その他に型わくの重量が30 t加わる。突出作業における1ブロックの最大コンクリート重量が約260 tである(写真-1)。

写真-1



この重量を考慮して、2径間ラーメンの突出作業は2台の作業車で中央支柱から始められた。このさい85 mの長さの突桁は3 mの桁高では不可能であるので仮設された13 mの高さの塔からザイル(PC鋼φ26 St 80/105)を使用して床版に定着した。

第1回の定着後、作業車が次の断面のコンクリート打設のために前進したとき、塔では18本のザイルに上向支点反力157 t、水平力501 tが作用する。順次このようにして突出しつつ端橋脚にとりつき2径間ラーメンは完成する。完成時の中央支点における死荷重曲げモーメントは約-52.368 tm、活荷重によるものが約-10.300 tmである。

使用材料:

| | | |
|---------------|-----------|-----------------------|
| Wolfsholz方式の杭 | φ43 cm | 5 200 m |
| 橋脚橋台のコンクリート | B 225 | 4 038 m ³ |
| 上部構造のコンクリート | B 450 | 18 300 m ³ |
| PC鋼 | St 80/105 | 433 000 m |

工事費:

| | |
|------|--------------------------------------------------------------------------------------|
| 橋面積 | (876+16.5+32.5)×29=26 500 m ² |
| 純工費 | (1 DM÷86円) 12 347 000 DM/26 500 =466 DM/m ² (÷39 950円/m ²) |
| 全事業費 | (1 DM÷86円) 15 000 000 DM/26 500 |

$$=566 \text{ DM/m}^2 (\div 48 518 \text{ 円/m}^2)$$

(上前 行孝)

ポストテンションのプレキャスト

部材の継目のせん断試験

"Shear Tests on Joints Between Precast Post-tensioned Units". by L.L. Jones, M.A., A.M.I.C.E., Magazine of Concrete Research, Vol. 11, No. 31, March 1959.

ポストテンションのプレキャスト部材は広く使用されているので、二部材間の継目のせん断試験に関する知識は興味ぶかい。

a) は部材をそのまま合わせた継目、b) は部材間にモルタルを入れた継目、c) はきれつの発生している面についてせん断試験を行つた結果が、この論文に述べられている。

試験ハリはプレストレスの大きさをいろいろかえて、a) と b) は図-1、c) は図-2に示すように支持し

図-1

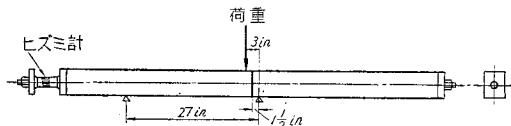


図-2



て、継目に1/5 000~6 000 in程度のすべりが起るときの荷重を測定し、プレストレスとせん断力との相関関係を求めた。これらの資料よりa)の場合にはせん断抵抗は摩擦力のみによると仮定して計算すると最小摩擦係数は0.391、最大摩擦係数は0.691、最小摩擦角は21°30'、最大摩擦角は35°となつた。また摩擦係数は普通の大きさのプレストレスの範囲内では一定であつた。

b) の試験ではせん断力はモルタルの付着力と摩擦力との和であることが明らかになり、付着がしつかりしているときの最小摩擦係数は0.714、付着が破壊されたときの摩擦係数は0.645となつた。

c) の試験では一般にハリの破壊はせん断力ではなく斜引張力によつて起ることがわかつた。試験結果は表-1

表-1

| プレストレス シングル (t) | プレストレス (lbs/in ²) | 破壊時の荷重 (t) | 破壊時のせ ん断力 (t) | 曲げによるハ リの引張応力 (lbs/in ²) |
|-----------------------|----------------------------------|---------------|---------------------|--------------------------------------------|
| 2.50 | 260 | 7.83 | 6.70 | 652 |
| 2.75 | 285 | 8.72 | 7.50 | 700 |
| 5.20 | 540 | 9.60 | 8.22 | 671 |
| 6.20 | 642 | 11.90 | 10.20 | 705 |
| 6.40 | 662 | 12.40 | 10.62 | 729 |

1 に示す。

主引張応力については次の式が得られる。

$$P_0 = -1/2(P_1 + P_2) + \sqrt{1/4(P_2 - P_1)^2 - q^2} \dots (1)$$

P_1 : プレストレスによる圧縮応力

$P_2 : P_2 = F/K$ (F ; 継目のせん断力, K ; 定数)

q : 中立軸でのせん断応力

$$q = FA\bar{y}/I_Z = F/9.65 \text{ (目下の場合)}$$

P_0 : 主引張応力

(1) 式に P_2 , q を代入すると

$$K = \frac{F(P_1 + P_0)}{\frac{F^2}{9.65^2} - P_1 P_0 - P_0^2} \dots (2)$$

P_0 は曲げによるコンクリートの最大引張応力に等しいと仮定して表-1における上二組より K の値を求めると 7.05, 7.48 となる。 K を 7.26 として表における下三組の破壊荷重を計算すると 8.64, 9.45, 9.92 t となり実測値との最大誤差は約 7% である。(黒木 正輝)

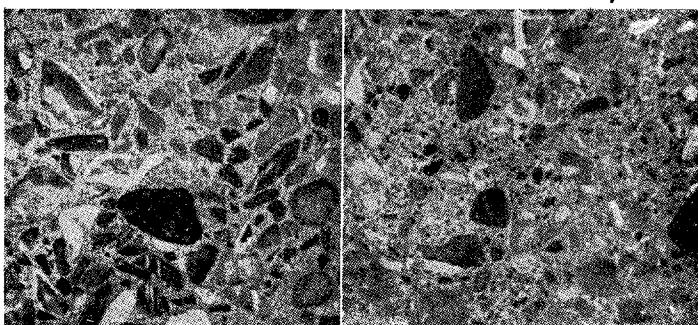
骨材の比表面積を用いた配合設計法

“Specific Surface of Aggregate Applied to Mix Proportioning”. by B.G. Singh, Journal of ACI, Feb. 1959.

コンクリートの配合設計に際し、水セメント比は所要強度から決めるが、粗細骨材比は、これに影響を与える要素が多いゆえに、ある程度任意に選択される。しかし粗骨材の最大寸法と形状が決まっている場合、これに相当する粗骨材量は主として、(a) 骨材セメント比、(b) 細骨材の粒度、(c) コンステンシーと打込みの方法、(d) そのコンクリートの露出する平滑な面積に対する容積の割合、によって決る。(a) と (b) はある範囲内におさまり、(c) と (d) は現場の条件によって変化する。もしこれらの間に適当な関係を求めることができれば配合設計はかなり容易になる。

著者は配合設計の一方法として、骨材の比表面積を粒度の指標とすることを提案している。すなわち実験によつて求めた 2 つの図表を提案し、水セメント比を所要強度から決めたのち、写真-1 を用いて、その水セメント

写真-1



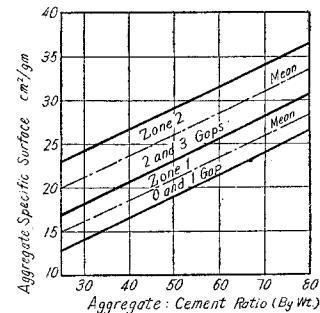
比で、必要とするコン

システィンシーを与える

骨材セメント比を決め

図-1 からその骨材セメント比に相当する比表面積を決める。細粗骨材は所要の比表面積を与えるように組合わせる。こうして粗細骨材比が決定されるのである。ここに提案せる

図-1



図表は不規則な形の、最大寸法 20 mm の骨材に対するものであるが、他の形状、寸法の場合にも同様にして拡張できる。本法の難点は骨材の種々の粒度別の比表面積を実験によつて決めねばならないことである。しかし簡単な粒度試験によつてかなり正確に推定することができそのための計算式も与えられており、また前述の実験も大して繁雑なものでない。この方法は、骨材の粒度分布曲線もしくは粗粒率によつて決める方法が、骨材の種類が異なると普遍性を欠くのに対し、相当広範囲の骨材について応用できる長所を有している。(赤塚 雄三)

海岸過程および海岸保全に関する一般論

“Generalities on Coastal Processes and Protection”. by J.B. Schijf, Proc. of A.S.C.E. Vol. 85, No. WW 1, March 1959.

オランダ海岸の経験、最近の諸研究にもとづいて、海岸保全の技術的基礎を論じたもので、水制と海岸堤防を中心とした今までのやり方から、養浜を中心とした方向に移るべきことを説いている。

ここ 20 年ばかりの間に、海岸問題に関する技術者の理解は飛躍的な進歩をとげた。しかし、知識の量が多くなればなるほど、知らないことが多いことに気づいてきている。海岸線に沿つた方向の土砂移動がある場合と、直角方向の移動しかない場合、土砂供給の十分な場合とそうでない場合とにわけて考えることが大切である。海岸

線に沿う移動がない場合については、海浜の平衡形状に関するさまざまな研究が行われてきている。この平衡は安定を意味するものではなく、各海岸の特性に応じて、ある一定期間ごとにくり返す運動形態であることに注意せねばならぬ。

その周期の期間内において、海岸は、あるときは後退するが、またもとの形状に復帰する。この自然の回復過程を阻止するのはよろしくない。構造物を建設することは無意味であるか、有害な結果をと

もなうことになる。海岸の背後に重要な施設があつて、その安全がおびやかされている場合には、自然の回復をまつことができない場合もあるが、その場合でも、構造物のデザインには細心の注意が必要であり、できることなら、人工養浜によることがのぞましい。沖方向に土砂が失われて海岸の浸食がおこっている場合にも、水制や根固めによるのは望ましくない。養浜が唯一の効果的手法である。

海岸線に沿う漂砂のある場合には、海岸の前進後退は、一般的には漂砂移動量の増減に起因している。土砂供給源の変化、長期的な気候変動による風や波の変化などが原因となつていて、このような海岸に水制を建設すれば、それが有効に働くかぎり、下手側の土砂供給が減少するのは当然である。経済的観点からみれば、水制がよいか養浜がよいかは、防護すべき海岸の延長距離によつてきまる。短かければ水制、長ければ養浜ということになる。

簡潔にいえば、海岸に問題がおきたときには、まず、その浸食が永続的なものか海岸過程とともにどう一時的なものであるかを確かめ、つぎに浸食の原因が何で、これは取り除きうるものであるかどうかを調べ、土砂移動の機構を研究する。できることなら、海岸に固定した施設を建設することはさけ、人工養浜を工夫する。やむを得ず施設を建設する場合にも、副作用をともなわぬよう、細心の注意を払つて設計することが必要である。

結論的にいえば、海岸技術者はすべからく、今日どうしても着手しなくてはならないこと以外は明日に延ばすということをモットーとすべきである。(酒匂 敏次)

かんがい用水路からの浸透流量

"Seepage Losses from Irrigation Canals". by H.Y. Hammad, Proc. A.S.C.E., Vol. 85, No. EM 2 1959.

農業用かんがい水路の多くのものは、砂・礫のような透水性の下層の上に横たわる有限厚さの半不透水層(粘土層)の上を流れている。下層が十分深い場合は、すでに Wedernikow によつて解かれているが、ここでは上層が有限の厚さ(D)の場合に、二、三の仮定のもとに近似解が求められている。

④ 上・下層は水平に横たわり、これらの境界面の水圧は、河川水位と同一で、一つの等ポテンシャル面であり、⑤ 水路底もまた一つの等ポテンシャル面と仮定し、さらに ⑥ 毛細管現象を無視し、自由水面は一つの流線であると仮定する。この問題の近似解法は、まずかんがい水路の断面形を一応考えずに上層の表面の巾 $2b$ の部分を水の流入口と仮定し、一応 2 回等角写像を行つて、ポテンシャル平面(w)と物理平面(z)との関係を求め、

最後にこれで与えられる解の等ポテンシャル線の一つ($\phi = -c$)が、実際の水路断面の 2 点を通るように、開口巾 $2b$ および、ポテンシャル c を決定するものである。2 点としては、水路の中心線上の深さ(d)と水路巾(B)を選ぶ。水路の断面形状は厳密には、等ポテンシャル線と一致しないが、第一次近似としては十分であらう。浸透流量は、次式で与えられる。

$$Q = \bar{k}h \frac{2K}{K' - c}$$

ただし、 \bar{k} : 半不透水層の透水係数、 h : 水路と河川水位との圧力差、 K , K' : 次式で与えられる母数 k , k' に対する第一種完全円積分;

$$k = \frac{1}{2} [B' + \sqrt{B'^2 - 2d'^2}], \quad k' = \sqrt{1 - k^2};$$

$$B' = \tanh(\pi B/2D), \quad d' = \tan(\pi d/2D);$$

$$c = 2d'/[B' + \sqrt{B'^2 - 2d'^2}] \quad (\text{日野 幹雄})$$

粘性土の含水比試験と鑑別

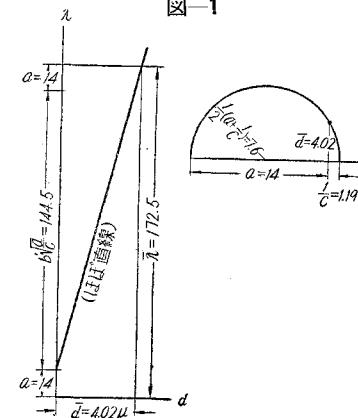
"Testen und Begutachtung Waserrhaltiger, Bindiger Böden". von Dipl.-Ing. Dr. techn. Viktor Jurina. Wien, Straßen u. Autobahn 10-3, Mach. 1959.

本論文は拡大鏡により粘性土の物理的諸元を測定し、式を用いて含水比を容易に判定する一試案であり、先行荷重のある場合と、無載荷の場合について、種々なる土の含水比を試験し、鑑別分類した実際例をも提示している。なお先行荷重のある場合と、無載荷の場合の鑑別法はほとんど同じであるから、ここでは便宜上前者の場合のみをみると、

まず $\frac{\text{土粒子の直径}}{\text{吸着水の膜厚}} = \frac{d}{\delta} = \lambda \geq 60$ の場合には、吸着水で満たされた空げき率 n_h の概算は(1)式で与えられ、この誤差は個々の測定に対して 5% 以下である。ゆえに 0.3μ 以上の粒子に対しては、まず大きな誤差はない。

$$n_h = \frac{\pi}{\lambda} \left(a - \frac{b}{\lambda} - \frac{c}{\lambda^2} \right) = \frac{\pi}{\lambda}; \quad \lambda = \frac{d}{\delta} \dots\dots\dots (1)$$

図-1

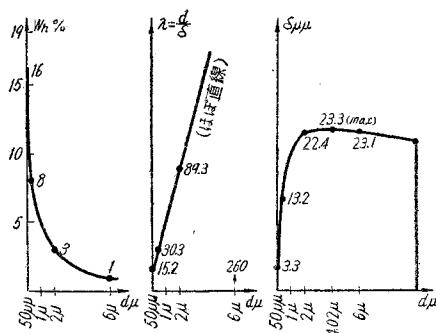


このうち常数 a , b および c を決定するには d , δ 等を測定しておけば (2) 式および図-1 により n_h が求められる。

$$\begin{aligned} & (\text{いま } d=4.02 \mu \delta=23.3 \mu \mu \text{ とすれば}) \\ & \lambda=a+b'd+cd^2=14+35.974 d+0.838 d^2 \\ & -\delta=\frac{d}{14+35.974 d+0.838 d^2}; \bar{\delta}=\pm \sqrt{\frac{a}{c}} \\ & =\sqrt{\frac{14}{0.838}}=4.02 \mu \\ & \bar{\delta}=\frac{\pm \sqrt{\frac{a}{c}}}{2a \pm b \sqrt{\frac{a}{c}}}; \bar{\lambda}=2a \pm b \sqrt{\frac{a}{c}}; \\ & \bar{\lambda}=172; \bar{\delta}=0.0233 \mu=23.3 \mu \mu \end{aligned} \quad \left. \right\} (2)$$

またあるかたまりの等価平均粒径を d_μ おのの粒子の吸着水の膜厚を $\delta \mu \mu$, 保有水の含水比を % で表わせば図-2 のとおりとなる。なおこの論文は機械的取扱い

図-2



をするのにすべて統一された理解ができるように、独自の観察を行つている。

(一瀬 哲雄)

速度制限標識の効果

“Effectiveness of Speed Limit Signs”. by T.B. Deen, Traffic Engineering, Vol. 29, No. 7, April, 1959.

1956 市ナッシュビル市 (Nashville City) では、道路の改善にともなつて、今までの最高制限速度 30 mile/h をどの程度緩和すべきか問題となり、市内を走る幹線道路のうちウエスト・エンド、シャーロットおよび 12 番街南道路の 3 カ所で、無標識、制限速度 30 mile/h, 34 mile/h および 39 mile/h の標識をつけた場合について標本抽出法によつて自動車走行速度の実測を行つた。

実験箇所の状況は、ウエスト・エンドは 4 車線 (1 車線 12 ft) で 4 ft の中央分離帯をもち、1 日交通量は 24 000 台、商店少なく歩行者もほとんどない。シャーロットでは、4 車線で両側に駐車があり、全巾 60 ft で、付近は住宅地なので通行人も少なく信号もない。日交通量は、15 000 台である。12 番街南は、全巾 38 ft で日交

通量は 6 800 台程度であるが、下町地区で通行者も多い。またピーク時以外に片側駐車が認められている。

使用した標識は、反射式 (18×24 in) で、1 000 ft 間隔に配置した。速度の測定には、レーダー装置を使用し、自動車から見えぬよう配置し、新聞やテレビで実験の計画を報じた。警察による特別な規制は行わないようとした。

測定結果の分析によれば、平均速度および 85% 速度とともに、標識の有無および制限速度の効果はあまり顕著に現われていないよう見える。特に、ピーク時および夜間を除けば、ウエスト・エンドでは平均速度 34 mile/h 前後、シャーロットでは、33 mile/h 前後、12 番街では 28 mile/h 程度となつておる、まるで制限速度の有無に無関心のようである。

同じような研究で、イリノイ大学のウイリー教授は、運転者は速度制限にはほとんど無関心で、自分が安全で快適と考える速度で走る傾向があり、現存の根拠の薄弱な標識は無益であるとのべているが、本調査の結果も上記の結論を裏書きしているようである。

結局、次の結論が下された。

- (1) 夜間は交通流の速度が落ちる (約 1 mile/h)
- (2) ピーク時は平均速度が落ちる (約 2 mile/h)
- (3) ピーク時には速度の均等性が強まる。
- (4) 速度制限標識はほとんど速度に効果をあたえない。
- (5) 各箇所の交通状況が異なるから、全市一律の制限速度は、現実にそわない。
- (6) 85% または 90% 速度にした制限標識は、警察が適度の自動車速度を知る参考となる。

(田中 敬一)

溶接軌道の安定

“Stabilitätsverhältnisse bei Lückeulos Verschweißten Eisenbahngleisen”. von Professor Dr.-Ing. Friedrich Raab, Karlsruhe, Eisenbahn Technische Rundschau, Nov., Dec., 1958

本論文は Raab 氏が溶接軌道について過去 20 年間行つてきた理論的および実験的研究を述べたものである。Raab 氏はとくに温度変化によつて軌道に生ずる偏心力が軌道の安定に影響することを指摘している。一般に偏心力は内部偏心力と外部偏心力とに分けられる。内部偏心力は温度変化によりレールの内部応力の釣合が破れる場合や左右レールの軸圧力が異なる場合に生じ、外部偏心力は継目を境にして隣接するレール断面のくい違いや軌道の狂いなどによつて発生する。

軌道の安定条件としては以上の偏心力を考慮し最小仕事の原理を用いることによつて決定される。ここで軌道形状は 図-1 における変曲点間 (曲げモーメント = 0)

をとり、図-2 のごとくモデル化して取扱い、代表的な軌道条件として次の 6 つの状態について、その安定条件を検討している。

図-1

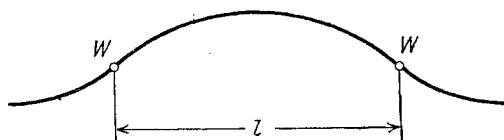
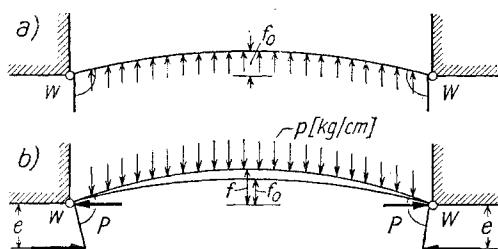


図-2



(a) 直線で偏心力のない場合 ($f_0=0$ $e=0$)

(b) 直線で偏心力のある場合 ($f_0=0$ $e=e$)

(c) レールは彎曲しているが横抵抗力は働かず、かつ偏心力のない場合 ($f=f_0$ $e=0$)

(d) レールは彎曲して横抵抗力が働いているが偏心力のない場合 ($f=f_0$ $e=e$)

(e) (c) において偏心力のある場合 ($f=f_0$ $e=e$)

(f) (d) において偏心力がある場合 ($f=f_0$ $e=e$)

ここで平衡軸圧は温度変化によつて生ずるエネルギーの総計を A とすれば $\frac{dA}{df}=0$ より求められる。

かくして求められた結果は、弾性タワミ方程式による解とよく一致していることが証明される。なお以上の計算はすべて横抵抗力が変位に比例する弾性的な場合についてであるが、ほかに塑性的な場合についても計算例が示されている。次の上の 6 つの条件に対し座屈強度として必要な軌道ハシゴの剛性や道床抵抗が算出される。

平衡状態における軌道の形状は正弦曲線として表わされるがその時の波長は $\frac{dA}{dl}=0$ として求められ、これより算出された値は K-締結における実際軌道とよく一致している。

最後に軌道の安定条件を求めるさいには $\frac{dA}{df}=0$ のほかに $\frac{d^2A}{df^2}$ の値を考慮する必要があることを示し、さらに軌道の安定状態、中立状態、不安定状態についてその性格を論じている。

(宮原 和雄)

社団法人 土質工学会 創立 10 周年記念行事

1. 記念式典（参加無料）

日 時：昭和 34 年 10 月 1 日（木） 10 時～12 時

会 場：虎ノ門 共済会館（東京都港区）

1. 記念講演・映画会（参加無料）

日 時：昭和 34 年 10 月 1 日（木） 13 時～16 時 30 分

会 場：虎ノ門 共済会館

講 演 九州大学工学部教授 松 尾 春 雄 氏

日本大学理工学部教授 当 山 道 三 氏

日本交通公社調査役 戸 塚 文 子 氏

映 画 海壁（16ミリ・シネスコ文化映画）

3. 記念展示会（閲覧無料）

日 時：昭和 34 年 10 月 11 日（日）～15 日（木） 9 時～17 時

会 場：東京都立産業会館 4 階（東京都千代田区大手町）

書評

材 工 学 田 中 一 彦 著 共 立 出 版 刊

日進月歩の技術がもたらす材料学の分野において、本書は材料学の基礎理論の確立という見地から、材料の生産・利用に関係ある技術者・研究者とともに、材料を語る共通の広場を求めるようとしたものである。レオロジー的な考え方から、従来の材料学にあきたらず、材料工学とされたのは賢明である。一気に興味ぶかく読みながら読了後、広汎なる分野を包含するこの困難な仕事を、限ら

れた紙数に取りまとめた労作に対しては敬意を表したい。最初に現象的な基本問題をとり上げ、最後に材料学の出発点、終局点としている。内容は応力一変形一時間、理学的背景、サイコレオロジー、テンソル、体積変化、レオロジー物体、次元解析、レオロジー モデル、コンシス テンシーアと塑性、降伏、クリープ、破壊の 12 章から成り、各章ごとに独立して、材料の全般を考えられるよう

にしているのも、従来のそれと異なった企画と考えられる。全章を通じて平易簡明に記載されていて、一読して材料学の基本的なものにふれている。この方面的日本版専門書が少ないことを考えて、外國文献の原語を添記したのも良心的である。本書は新制大学、また実務に從事する新進技術者の参考書として、好適のものであろう。

著者：大成建設 KK 技術研究部、
B 6 判 226 ページ、定価 380 円、
昭 34. 7. 5. 発行