

2 次元水路における土砂流送と河床変形

“二元渠道中泥沙の輸移和渠底の改变” 蔡樹棠 (Cai Shu-Tang), 力学学報, 2巻2期, 1958年4月

1. 中国河川の流砂はきわめて細粒(黄河では平均0.02~0.03 mm)で浮流土砂の大部分をしめる。近年求められた平均飽和含砂量公式のいくつかをあげると、

(1) 人民勝利渠公式(1956, 実測資料より) $C = 10.4 V^3 / (R^{3/2} \omega^3 / I)$ (C : 飽和含砂量 kg/m^3 , V : 断面平均流速 m/s , R : 径深 m , ω : 粒子の平均沈降速度 cm/s , I : 水面勾配 $\%$, ω と I とを考慮しない場合は $C = 11.3 V^3 / R^{3/2}$)

(2) 范家驊公式((1)の資料から) $C = 2.34 V^4 / R^2 \omega$

(3) 沙玉清公式(黄河河道に対して) $C = \frac{10}{\omega_{50}^{1/3}} \left(\frac{V - 0.24 R^{0.2}}{\sqrt{R}} \right)^2 \left(\frac{R}{d_{50}} \right)^{1/6}$ (ω_{50} : d_{50} の土砂の沈速)

(4) 南京水利実験処実験公式 $C = 20.9 V^{1.23} R^{1.33} R^{0.7}$

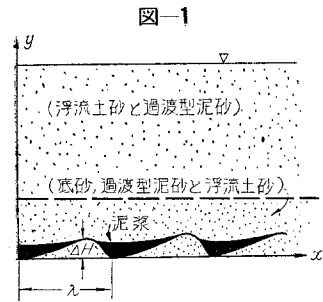


図-1

2. 水深と流速が比較的大きく純水との密度差が小さい場合を主に論じ、流砂を浮流土砂(粒子沈速く水分子の上下速度)、掃流土砂(前者と反対)と過渡型土

砂の3つに分け 図-1 のような分布と考える。

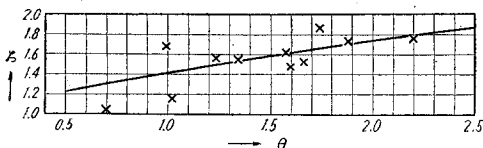
a) 砂連の波長: Karman の風砂理論を応用して $\zeta = \sqrt{1 + \theta}$ (1) をえた。

$$\left(\theta = \frac{E_0 u_*'^2}{D_0 a_{0g}}, D_0 = \frac{1}{4 \pi^2 \alpha_0^2 \beta_0^2} \frac{\rho_s - \rho}{\rho_s + \frac{1}{2} \rho}, E_0 = \frac{A}{4 \pi^2 \alpha_0^2 \beta_0^2} \right)$$

$$\zeta = \frac{1}{\sqrt{D_0}} \frac{U u_*'}{g \lambda}$$

λ : 砂連の波長, a_0 : 砂粒半径, ρ_s : 土砂の密度, ρ : 混合水の密度, C_0 : 係数, u_*' : 粒子の摩擦速度, α_0 : 波形係数, β_0 : 係数, U : 上層の速度 $= q/h$, h : 水深, $A = \frac{3}{8} C_D \rho \left(\rho_s + \frac{1}{2} \rho \right)$, C_D : 抵抗係数, 椿氏の実験資料から $E_0/D_0 = 2.46$, $1/\sqrt{D_0} = 4.63 \times 10^2$ を求め, $A = 0.1$, $\rho_s/\rho = 2.7$ として $C_0 = 3.61$, $\alpha_0 \beta_0 = 15$ をえた。実験資料と

図-2



の比較は 図-2 ($u_*' \approx u_*$ を使用) に示されている。

b) 砂連の波高: 砂連頂点での土砂の釣合を考えて

$$\frac{g \Delta H}{u_0 u_*'} = D_1 + E_1 \left(\frac{\Delta H}{\lambda} \right) \dots \dots \dots (2) \text{ をえた。}$$

$$\left(\Delta H: \text{波高}, D_1 = \frac{C_1}{K \rho_s - \rho}, E_1 = 2 \pi \alpha_1 \frac{C_1}{K} \frac{\rho}{\rho_s - \rho} \right)$$

$$C_1: \text{係数}, \alpha_1: \text{形状係数}, u_0 = u_*' \left[\frac{1}{K} \ln \frac{\Delta H}{k_s} + 8.5 \right],$$

k_s : 河床相当粗度, $u_*' = \sqrt{g h I}$, K : Karman 定数)

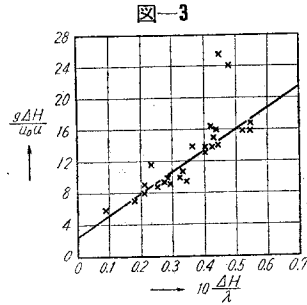


図-3

実験資料より $C_1 = 1.63$, $\alpha_1 = 17.7$ をえて、実験値との比較は 図-3 に示されている。

c) 砂連の波長, 波高と河床粗度との関係全抵抗を形状抵抗と粒子抵抗との和として考えて

$$\frac{k_s}{\Delta H} = \exp \left[K \left(\sqrt{\frac{1}{\frac{1}{2} B_1 \frac{\Delta H}{\lambda} + \frac{1}{2} B_2}} - 8.5 \right) \right] = F \left(\frac{\Delta H}{\lambda}, \frac{\Delta H}{k_0} \right) \dots \dots \dots (3) \text{ をえた。}$$

(k_0 : 粒子の相当粗度, $B_1 = B_1 \left(\frac{\Delta H}{\lambda} \right)$ と $B_2 = B_2 \left(\frac{\Delta H}{k_0} \right)$ は係数)。

3. 流砂量 a) 浮流土砂: 砂連の谷にある泥漿層における土砂の力の釣合, 主流部との接触面での土砂出入量関係などを考えて近底含砂量を求め, 対数流速分布, 拡散理論による含砂量分布として浮流土砂量の関係式として

$$S_{\omega} \beta' \varepsilon_{\omega} = \frac{MN}{K} \frac{\rho_s}{\rho_s - \rho} \frac{I}{r} \dots \dots \dots (4) \text{ をえた。}$$

$$S_{\omega} = \frac{(\rho_s/\rho) C_v}{r \beta' \left[1 - \frac{\pi^2 \beta'}{6} \frac{1}{-\ln r - 1 + 8.5 K} \right]}$$

$$\varepsilon_{\omega} = \frac{f(a) \Delta a}{f_b(a) \Delta a}, C_v = \frac{\Delta C_v}{f(a) \Delta a}$$

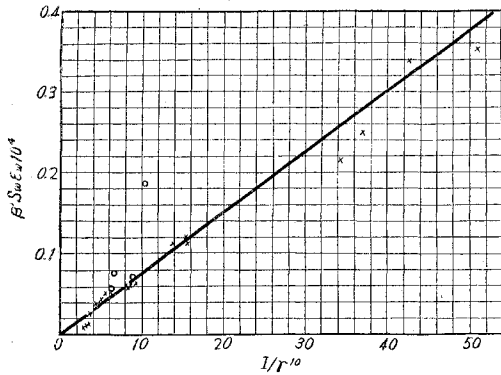
C_v : 浮流土砂の平均全含砂量, ΔC_v : 平均含砂量, $r = \frac{k_s}{h}$, $\beta' = \omega / K u_*'$, $f_b(a) \Delta a = \Delta S_b / S_b \%$, ΔS : 泥砂層の全土砂量, ΔS_b : 沈速 ω の土砂含量, M : 攪拌力係数, N : 係数。

南京水利実験処の試験資料(0.03 mmの黄砂と人工砂)と比較すると 図-4 のようであり, $(MN/\rho) \{ \rho_s / (\rho_s - \rho) \}$ は I/r の関係になつておりある範囲内で定数に近い。

b) 掃流砂と過渡型については在来のものを要約している。

4. 求められた諸式を無次元化して相似条件を求めている。また実験値があるものと仮定して曲線群をつく

図-4



り、水深、流速、堆積しない勾配を求める順序を示している。

5. 付録 水深と流速が小さい場合として A.G. Anderson の考え方をいく分修正し、砂漣速度を無視して次の波長式をえている。 $(2\pi h/\lambda) \tan(2\pi h/\lambda) = gh/U^2$

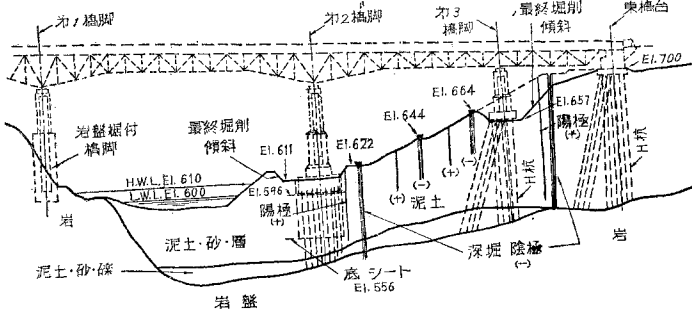
(王 方一、寺中啓一郎)

橋脚下層土の電氣的安定

“Electricity Stabilizes Bridge Subsoil”, Engineering News-Record, April 16, 1959

現在カナダでは Newfoundland 州から British Columbia 州までの間を結ぶ 4470 mile (≈ 7194 km) におよび新道路が建設されている。これは Trans-Canada 道路と呼ばれるもので、カナダの5国立公園を通過し世界的にみて、風光明媚な所を大西洋岸から太平洋岸に通ずる路線である。これは建設の容易さよりも自然の展望を満喫するように留意し選定された。この道路の一段でスベリ湖北方のオンタリオ州テラス湾近くにピック河を横切り 716' (≈ 218 m) の4径管上路トラスを架けることになったが地層が軟弱のため、橋台と橋脚の基礎工事にくふうを要した。地層は岩盤上 10' (≈ 3 m) が緻密な泥砂岩で、その上 70~130' ($\approx 21\sim 40$ m) は軟弱な泥土であった。掘削して行くと周囲が滑動を始め、かような土壌条件では No. 2 と No. 3 橋脚および東岸橋台の基礎工事を進めることが不可能であった。そこでいかなる

図-1



工法を採用したら地耐力のある杭打ちができるかと考慮した。傾斜面の凍結工法、化学薬品による土壌安定工法、広範囲包囲工法、ケーソン工法、不安定土の除去法、電気浸透工法等について検討し、電気浸透工法を選んだ。本工法が現場において、最適であるかどうかの予備実験をせねばならなかつた。泥土のサンプルについて、電気浸透土壌安定法の開発者レオ・カサグラント教授に分析してもらつたため、ハーバード大学に送られ、含水量、透水性、間げき水張力、……等が試験された。その結果震動に対して非常に敏感であること、電氣的排水が効果的であることを示した。サンプル実験から、現場実験におよび、本工法を実施しうる確信を得た。寒気に対して泥土を守る必要があつた。凍上作用をていし、結氷し、気温が上ると融解し湧水を生じ滑動の原因となるのであつた。そのためには地表に砂礫を敷いて防御策を講じた。かくしてのち電気浸透工法に入つた。本工法の概略は図-1のごとくである。陽極と陰極とを図のごとく配置し、最初短かい陽極3コと、短かい陰極3コが傾斜面の下方から順次上方に据付けられた。つぎに長い陽極と長い陰極が傾斜面の下方と上方とに据付けられた。陽極と陰極は斜面上 6~10' ($\approx 2\sim 3$ m) 間隔におかれた。装置を完成して操作に入り、土壌安定を行うことができた。(高野 祐吉)

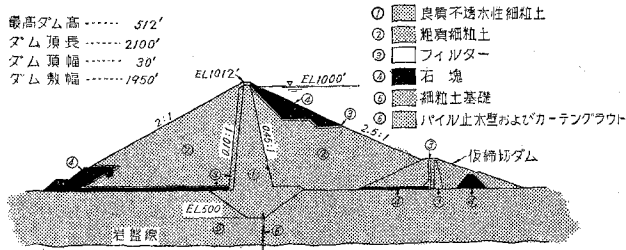
世界最高のアースダム完成

“Worlds' Highest Earth-fill Dam Completed,” by de Luccia, Kiely, Patrick, Burke, Civil Engineering, Vol. 28, No. 11, November, 1958

ワシントン南東を流れる Lewis 河に世界最高のアースダムが建設された。Swift 発電計画の一部をなすこのアースダムはダム高 512 ft (156 m) ダム体積 16 000 000 cu yd (約 12 000 000 m³) であり、30 箇月の工期で建設された(実際はダム体積の大部分は年降雨量 3 000 mm にもかかわらず 18 箇月で施工された)。ダムサイトの地質は河床より岩盤まで玉石等よりなる透水層が厚く、河床より約 25 m 下まで心壁が施工されている。この Swift 発電計画は、第1,第2発電所よりなり、第1発電所は 204 000 kW、同じく第2は 70 000 kW の設備を有するものである。

Lewis 河流域開発計画は (1) 100 000 kW の発電所を有する Merwin 計画、(2) 108 000 kW の Yale 計画、(3) Swift 計画、(4) 120 000 kW の Muddy 計画(申請中)、(5) Meadows 計画(75 000 kW の発電所を計画中)、の5つよりなつており、Lewis 河流域は森林深くダムサイトは火山性の固く凝結し

図-1



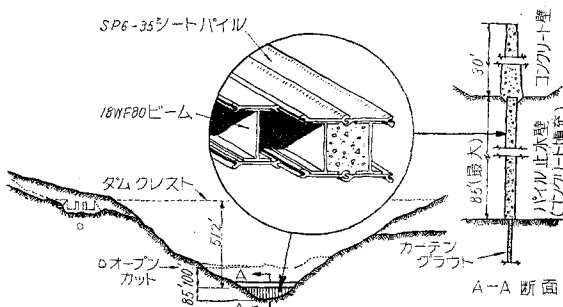
た噴出岩よりなり、河相は複雑をきわめている。

ダムサイトの調査の結果、基礎岩盤は相当深く、本ダムは岩盤より 600 ft、河床高 420 ft という未曾有のものであつて、図-1 のごときアースダムを築造する以外に考える余地がなかつた。堤体材料はダムサイト下流の北岸に沿つた段地から良質のものが生産された。この段地は河川泥土が長期にわたる降雨のもとにいく度なく堆積して次第に凝結したものであり、ダム設計に関する実験も降雨の擬態のもとで行われた。

ダムサイトにおける地形は高アースダムに適した地点であつて、南側アバットメントは余水吐および発電用トンネルを設けるのに最も適し、取水口に接して余水吐を設けるのが最も経済的であることが判つた。余水吐は Ogee-Crest を有した円形の幅 50 ft、高さ 51 ft の 2 門からなり、150 000 ft^3/s の最大洪水量を流しいるように設計されており (150 000 ft^3/s の流量は既往最大洪水量の 3 倍のものである)、中央の塔には発電所取水口が設けられている。

流入口は 45 ft 幅で水路基礎よりダムクレストまで 160 ft 高の塔である。構造は 6 本の弦材が立ち並んだ半円形をしており、流量をスムーズに取水できるようにされている。余水吐クレストより約 100 ft 下に設けられた発電用トンネルは、径 25 ft で約 1 000 ft 間は水平であとの 450 ft は急傾斜しており、終端にて径 13 ft のトンネル 3 本に分岐し、3 基のタービンに導かれる。傾斜水路の先端には、径 55 ft のオリフィス型サージタンクがあり、圧力トンネルおよびコンクリートおよび岩とサージタンクはコンクリート巻鉄管であつて、鉄管と

図-2



の間にグラウトが施されている。

止水壁の掘削に関しては、種々比較研究され、オープンカットを河床より約 100 ft まで行い、そこから約 80 ft 下の基礎岩盤までは止水膜としてシートパイルが打ち込まれた。この止水膜は 18 in の鋼製桁でフランジにシートパイルを溶接し、図-2 のごとく組合せて打ち込み、桁の間はコンクリートで填充した。それに先立つて 4 本ごとにカーテ

ングラウト用のパイプが配置された。ダムの施工はありふれた方法であつて、盛土高は 15 ~ 25 in のいく分厚い層を用いたが相当に経済的に施工できた。盛土はダム軸にほぼ直角に並べて敷き、心壁部分はダム軸に平行に施工した。運搬設備は 16 000 000 cu yd に対するもので、53 ボトンダンプおよびエンドダンプユークリッドトラックとその他小さなトラックからなり、掘削は 7 ~ 1 1/2 cu yd の範囲の 11 コのショベルおよびドラグライン、また盛土用として 2 000 ~ 5 000 gal のタンク付給水トラックが用いられた。盛土は岩のように固い材料であるため、困難をきわめ特別大きなブルドーザー 7 ~ 9 台を必要とし、2 台の 50 t ゴムタイヤローラーをクローラートラックターでけん引した。最盛期においては 8 ~ 10 時間の 2 交代制で進められ、1 日最大盛土数は 66 500 cu yd (51 000 m^3) にも達した。

発電所設備は巨大なアースダム本体によつて、小さくされた感があるが、発電所として工事の一部として注意すべきものがある。発電所は屋内式が採用され、107 000 HP フランシス水車と 75 750 kva (68 000 kW) の発電機 3 基が掘えつけられている。Swift 第 2 発電所は第 1 から 3.5 mile の水路によつて連なり、その間の落差 113 ft、35 000 kW のフランシス水車 2 台により出力 70 000 kW を発生し、Yale 貯水池の先端に放水する。水路は上方の一部をのぞいては細長い湖をなしている。

Swift 第 1 発電所は、発電始動から休止に至る一つさいの仕事をただ 1 人で管理できるように設計されている。Swift 第 2 発電所は全部機械によつて第 1 発電所から運転、管理、調節と一つさいを行うようにできている。

工事は 1956 年 5 月より仮排水路トンネル工事が着手され、同年 10 月には通水し、11 月より心壁掘削工事が始められ、翌 1957 年 4 月にはパイルの打ち込みおよびコンクリートの打ち込みは完了した。以後急ピッチで盛土が行われ、10 月には、6 400 000 cu yd 、翌 58 年の 6 月にポルトランド ASCE の一団が来訪した時には、実に 13 000 000 cu yd の盛土がなされ、ダム高は 390 ft に達していた。

ダム高 512 ft、ダム体積 16 000 000 cu yd は 12 月始めに完成されるもので総工事費は 75 000 000 ドル (第 1 発電所: 58 000 000 ドル、第 2 発電所:

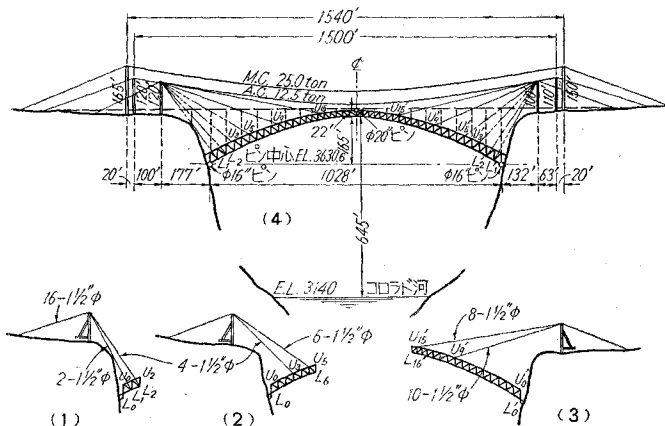
17 000 000 ドル) と見積られている。(福沢 清行)

世界最高のアーチ橋建設

“Building the World’s Highest Arch Span,” by Francis J. Murphy, Civil Engineering, Vol. 29, No. 2, February, 1959

アメリカの Glen Canyon 開発の一つとして世界で最高、支間 1028 ft の鉄骨アーチ橋が近く開通する。基礎は Colorado 河面より約 500 ft 上部に設置したが、西側は不良岩盤のために予想以上の岩が取りのぞかれまた大量を要した。工事場は絶壁なので非常に冒険的であった。岩掘削後さらに岩盤中に 30 ft 穿孔しアンカー ロッドが挿入され基礎コンクリートが打設された。アーチの鉄骨は 1957 年 10 月工場製作に着手し工場仮組立後鉄道にて 800 mile トラック トレーラーにて残り 135 mile 運搬された。架設用索道は支間 1500 ft 能力 12.5 t と支間 1540 ft 能力 25.0 t の二つが用いられ、前者は人間および軽材料の運搬用で径 2" であり橋軸より 10 ft はなれて設置された。後者は鉄骨運搬および組立用で橋軸上に設けられた径 3" である。塔柱は前後左右に傾斜可能のティル ティング式で兩岸の高低差の関係上塔高は 165 ft および 150 ft である。この主索道の昇降速度は 110 ft/min および 125 ft/min 運搬速度は 350 ft/min である。アーチは 図-1 に示すごとき順序で架設された。すなわち最初 L_0L_1 が組立られ 2 本のケーブル (片側) にて L_1 にて保持され、 U_2L_2 まで進むと 4 本のケーブルにて L_2 を保持し、 U_4L_4 まで進むと U_3 にて保ち L_1L_2 のケーブルは取りのぞかれる。さらに $U_{10}L_{10}$ まで進行すると U_9 にて保持され、 U_9 のケーブルは取りのぞかれる。さらに部材は $U_{16}L_{16}$ まで延され 8 本のケーブルにて U_{15} を保持し、 U_{21} の仮ピンによりアーチは連結される 3 ヒンジ アーチであるが、アーチの調節後 U_{21} の仮ピン部は鉚打ちされ 2 ヒンジ アーチ橋となる。

図-3



この架橋に使用した繫索は径 1 1/2" で全長 48 340 ft である。この架橋方法の特徴は繫索をジャッキにより調節したことである。すなわちアーチ部材の調節のために 1/1 000 ft まで長さを調節できる水圧ジャッキ (110 t) を使用しアーチ連結のための上げ下げまた繫索の伸縮を調節したことである。(福沢 清行)

集中荷重を受ける一辺固定の片持板

“Die Einseitig ein Gespannte Kragplatte unter Einzellasten”, von E. Strelis, Die Bautechnik, Feb. 1959

本文は、有限長の片持板について、タワミ w 、曲げモーメント m_x, m_y 、ねじれモーメント m_{xy} およびせん断力 v を微分方程式にもとづいて決定する近似解法を示した。

基礎微分方程式は

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{p}{N} \dots\dots (1)$$

ここで、 p ; 単位面積に作用する荷重、 N ; $\frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)}$
 E ; 板材料の弾性係数、 h ; 板厚、 ν ; ポアソン比、

タワミ w によつて板断面に生じる力学的諸量は

x 方向の曲げモーメント:

$$m_x = -N \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \dots\dots (2)$$

y 方向の曲げモーメント:

$$m_y = -N \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) \dots\dots (3)$$

ねじれモーメント:

$$m_{xy} = -N(1-\nu) \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \dots\dots (4)$$

x 方向のせん断力:

$$v_x = -N \left(\frac{\partial^3 w}{\partial x^3} + \frac{\partial^3 w}{\partial x \partial y^2} \right) \dots\dots (5)$$

y 方向のせん断力:

$$v_y = -N \left(\frac{\partial^3 w}{\partial y^3} + \frac{\partial^3 w}{\partial y \partial x^2} \right) \dots\dots (6)$$

であるから、式 (7) で表わされる関数 M を使用すると、

$$M = -N \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \dots\dots (7)$$

式 (1) から、

$$\frac{\partial^2 M}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 M}{\partial y^2} = -p \dots\dots (8)$$

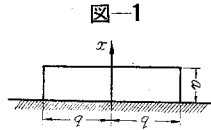
式 (2) および式 (3) の和から、

$$m_x + m_y = M(1+\nu) \dots\dots (9)$$

となつて、二つの 2 階微分方程式に分解され、式 (5) および式 (6) は、

$$v_x = \frac{\partial M}{\partial x} \text{ および } v_y = \frac{\partial M}{\partial y} \dots\dots (9)'$$

となつて、式(7)および式(8)の解を使用した方が、式(1)の解を使用した場合よりも弾性板の計算が簡単になる。



いま、図-1の片持板について考えると、固定辺 $x=0$ において、

$$w=0, \quad \frac{\partial w}{\partial x}=0$$

自由辺 $x=a$ において、 $m_x=0$

従つて、式(2)および式(7)から

$$N(1-\nu) \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} = -M_a \quad \dots\dots\dots(10)$$

自由辺 $y=\pm b$ においては、曲げモーメント $m_y=0$ であるから、式(7)は

$$N(1-\nu) \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = -M_b \quad \dots\dots\dots(11)$$

また、自由辺 $x=a, y=\pm b$ においては、ねじれモーメント $m_{xy}=0$ であるから、式(4)は次のごとくなる。

$$-N(1-\nu) \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} = 0 \quad \dots\dots\dots(12)$$

周辺に沿つた応力状態はせん断力 v およびねじれモーメント m_{xy} によつて決定され、自由辺についてのねじれモーメントは補正せん断力と称する追加の周辺せん断力によつて、計算のさい次式が使用される。

$$v_x' = \frac{\partial m_{xy}}{\partial y} = -N(1-\nu) \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \right)$$

周辺に沿つたせん断力 v_x および v_x' の和は支点反力 a_x に等しくなるが、集中荷重の載荷点を除いた自由辺では消失される。従つて、自由辺 $x=a$ においては

$$a_x = \frac{\partial M}{\partial x} - N(1-\nu) \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) = \left\langle \begin{matrix} 0 \\ P/2 \end{matrix} \right\rangle \quad \dots\dots\dots(13)$$

自由辺 $y=\pm b$ においては

$$a_y = \frac{\partial M}{\partial y} - N(1-\nu) \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) = \left\langle \begin{matrix} 0 \\ P/2 \end{matrix} \right\rangle \quad \dots\dots\dots(14)$$

となつて、板断面の力学的諸量は基本的に解決される。なお、原文には上述の諸式を差分関数を導入して求めた計算結果が図表によつて示されている。(津野 和男)

くり返し荷重と粘土路床の変形

“Effect of Stress History and Frequency of Stress Application on Deformation of Clay Subgrades Under Repeated Loading”, by H.B. Seed & C.K. Chan, Proc. H.R.B. 1958

この論文の目的はくり返し荷重下における土の性質を考えるにあつて必要な要素を解説すること、および設計荷重の組合せにより生ずる変形を査定する際の複雑な組合せを示すことである。

図-1 くり返し荷重による応力増加がシルト質粘土におよぼす影響(上図)および増加された主応力差をくり返し加えることによつて生じた変形の比較(下図)

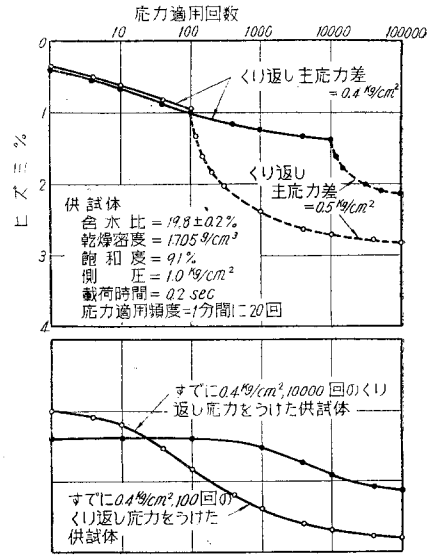
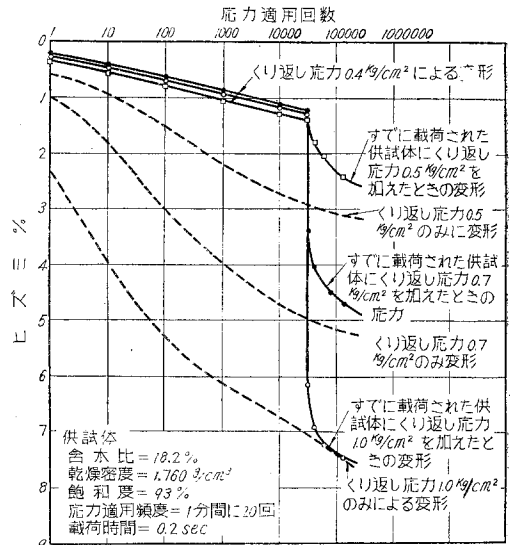


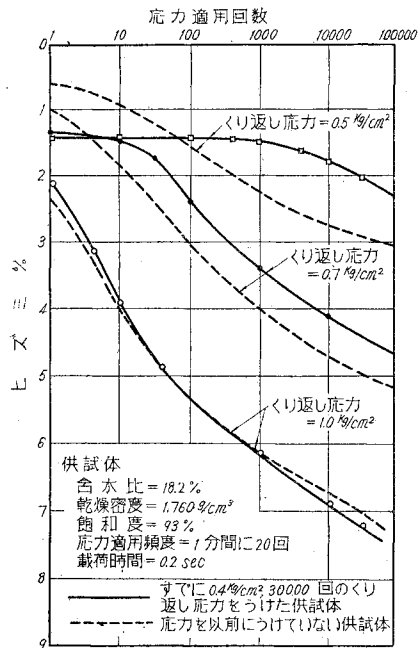
図-2 一軸圧縮試験によるくり返し荷重の際に応力変化の大きさがシルト質粘土の変形におよぼす影響。



一定の連続した応力によつて生じる締固められた粘土の変形は、例え一定の組成の粘土であつても、以前に加えられた応力によつて土粒子の構成に変化を生じ強度が増加し変形に対する抵抗を増す。

くり返し荷重が小さい場合は前述のように土を強化する作用をするが応力が大きくなると効果はなくなり、例えば図-3で示すように 1 kg/cm^2 になると効果は完全になくなる。このことは実際にくり返し荷重を利用して土を安定する場合大きな荷重をきけなければならないことを示している。

図-3 一軸圧縮試験によるくり返し荷重の際に応力変化の大きさがシルト質粘土の変形におよぼす影響



応力が過去に加えられた供試体と加えられていない供試体の変形の差異を示すもので、粘土の変形は個々の荷重による影響の合計ではないことを示している。

図-5 荷重のある期間中断することが、高い飽和度のシルト質粘土(上図)および低い飽和度のシルト質粘土(下図)の変形におよぼす影響

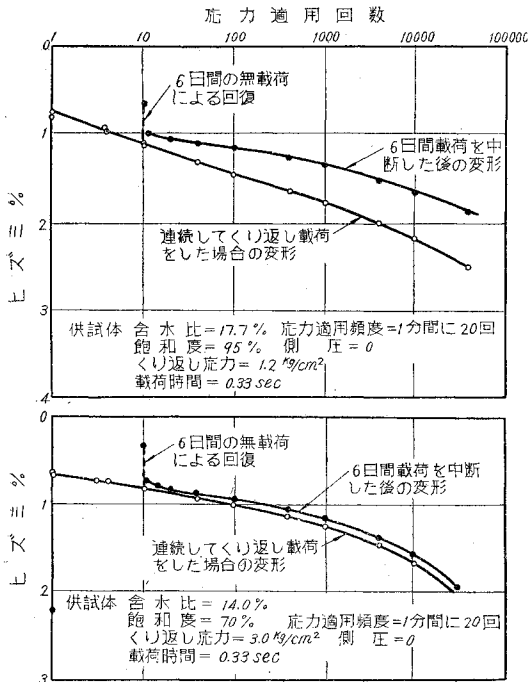


図-4 累進的に増加されたくり返し応力によるシルト質粘土供試体の変形

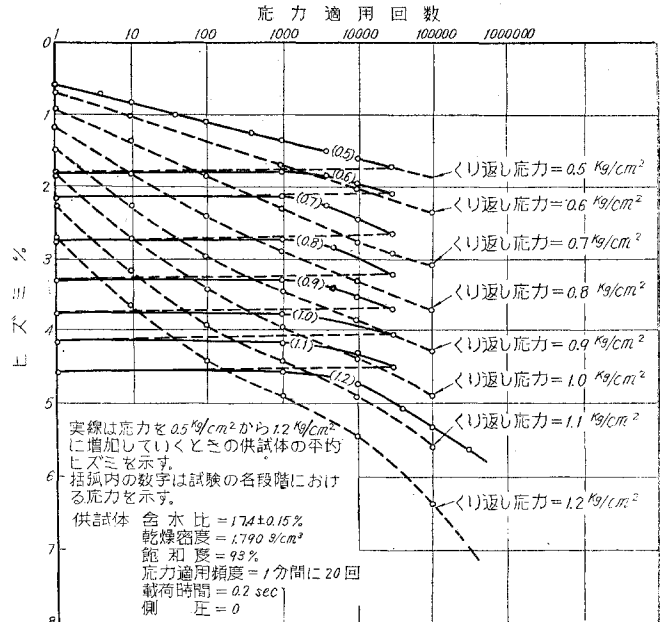


図-6 応力の適用頻度が高い飽和度のシルト質粘土の変形におよぼす影響

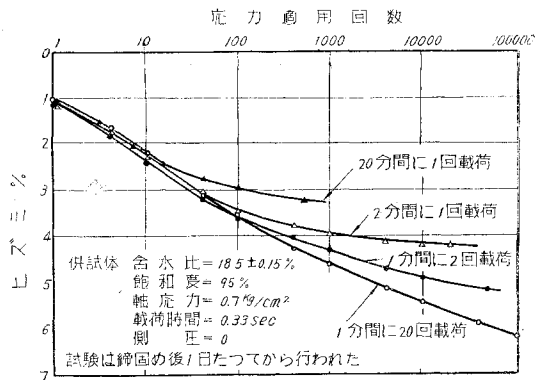


図-7 応力の適用頻度が低い飽和度のシルト質粘土の変形におよぼす影響

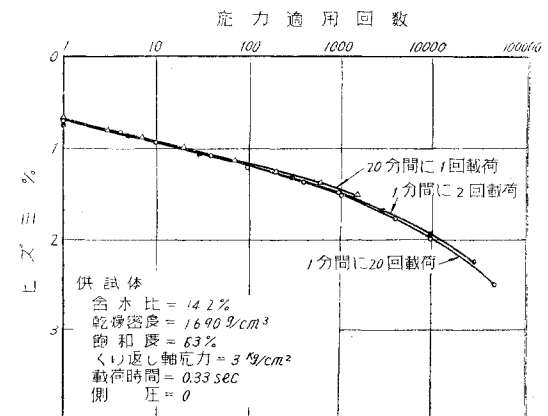
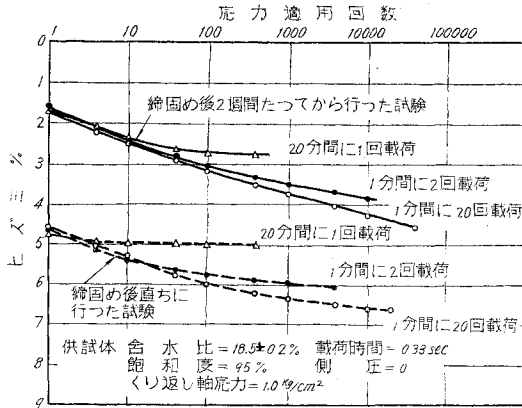


図-8 くり返し载荷の際に供試体の材令および応力適用頻度がシルト質粘土の変形におよぼす影響



くり返し载荷試験中ある期間载荷を中断すると高い飽和度の土は、一部失われたチキソトロピーによる強度を回復し、そしてさらにくり返し载荷が続けられる時の変形は非常に減少する。しかし低い飽和度の場合チキソトロピーによる強度を有していないのでこの効果はみられない。

高い飽和度の場合単位時間あたりの応力適用回数によって変形が明らかに異なるが、低い飽和度に締固められた同じ土のあまりチキソトロピーの性質のない供試体は変形の応力の適用頻度による変化は少ない。

材令2週間で増加した強さによる変形の変化は応力の種々の異なつた頻度による変形特質の変化よりも大きい。またくり返し応力の適用頻度の影響はある程度試験時の供試体の材令によつて異なる。(福田 正)

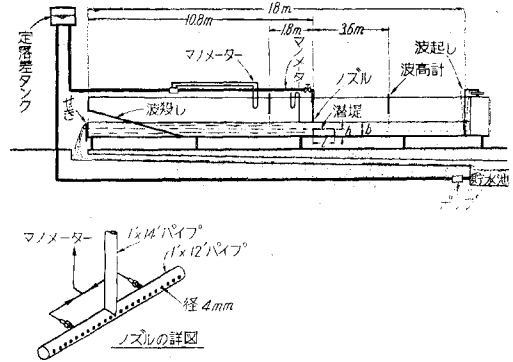
水力防波堤り潜堤との組合せに関する実験

“Model Study of a Hydraulic Breakwater over a Reef”, by C.M. Snyder, Proc. of A.S.C.E. Vol. 85, No. WW 1, March, 1959

過去の実験によると、浅海波と減衰させるのに、水力防波堤または空気防波堤を用いることは、相当大量の動力を使用しないと効果があがらず、非能率的であることがわかつている。この論文は、穴をあけた管から、波の入射方向に水を噴出する水力防波堤を、潜堤の上で用いた実験を行い、水行防波堤だけを使用するよりも、その動力が 1/2 ないし 1/3 ですむような組合せを作ることができるといっている。

水力防波堤から噴出した水のジェットは、波のステープネスを増加する傾向をもつた流れとなる。ステープネスが約 1/7 になると波は砕け、乱れによつてエネルギーを失う。潜堤は波のエネルギーの一部を反射し、またそれが高い時は、波を砕いてエネルギーを消費させる。このような2種類の防波堤を組合せて用いるのが

図-1

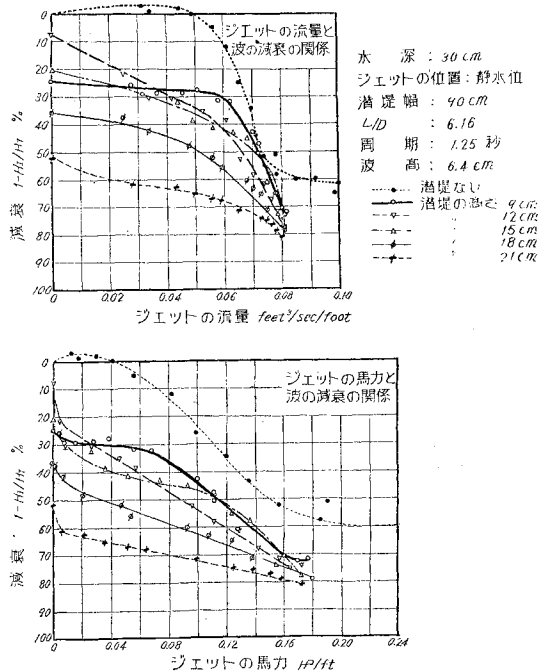


有効なら、潜堤としては天然の暗礁などを利用できるので、経済的となる。

実験は図-1に示す装置を用いて行われた。実験に用いられた波高は6.4 cm、周期は1.25秒、水深は30 cm、波長と水深の比は6.16である。水ジェットのノズルの寸法も図-1に示す1種類だけが用いられた。ジェットの流量は定落差タンクで調節され、水路の水位は陸側のせきと海側のはしの排水バルブで一定に保たれた。ジェットの流量および水圧は水銀マンメーターで測定され、波高は抵抗線波高計で測定された。潜堤は幅20, 40, 75, 90 cm、高さ9, 12, 15, 18, 21 cmの各種が用いられた。大部分の実験では、ノズルは潜堤の海岸側の上方、静水位に設けられ、一部の実験は、それより陸側においたり、静水位より下において行われた。

実験結果はグラフで表わされている。図-2に潜堤の

図-2



幅 90 cm の場合の波高の減衰と、防波堤延長 30 cm あたりのジェットの流れまたは動力との関係を示す。図において H_T は原波高、 H_f は減衰した後の波高である。実験結果は、波高の減衰は、ジェットの流量および潜堤の幅が一定なら、潜堤の高さが高い方がその効果が大きいことを示している。高さ 21 cm、幅 90 cm の潜堤を用いれば、波高を 50% にするには全然水力防波堤がいらないし、60% および 70% 減衰するためのジェット流量は最も少ない。しかし、高さ 21 cm、幅 20 cm の潜堤でも 70% 減衰に要するジェットの流量はほとんどわからない。またジェットのノズルの位置は、静水位で、潜堤の真上におくのが最も効果的である。

これらの実験結果は、フルード数を用いて、水深 15 m および 30 m の場合の数値に換算されている。水深 15 m の場合の波高は 3.2 m、波長は 90 m であるが、この波の波高を 50% 減すための水力防波堤の必要馬力は、潜堤のない場合には、防波堤の延長 300 m について 270 万 HP、高さ 10.5 m、幅 10 m の潜堤を用いれば 120 万 HP となる。潜堤を用いた場合でも、水力防波堤の運転費は、防波堤 300 m あたり毎時 864 万円程度かかることになり、非常に不経済であるので、この種の防波堤を実用に供するためには、もつと効率をあげる必要がある。

(片山 猛雄)

加速状態における水中の円柱に働く力

“Water Force on Accelerated Cylinders”, by A. D.K. Laird, C.A. Johnson & R.W. Walker, Proc. of A.S.C.E., WW 1, March, 1959

水中の構造物の設計では、波などから受ける力を知らなければならぬ。本論文は、水平な円柱のけん引抵抗から、定速、加速、および減速運動時の円柱の抵抗係数を求めたものである。

実験は、長さ 60 m、幅 2.4 m の水槽で行われ、長さ 99.1 cm、直径 3.17, 5.92 および 11.36 cm の 3 種の滑らかな表面の円柱が用いられた。円柱は、静止状態から一定の加速度で増進され、定速度で若干走り、一定の負の加速度で減速されて停止する。走行速度および円柱に作用する力の変化が連続的に記録され、次の 2 方法で解析された。水中の物体に働く力を抵抗と慣性力に分けて考えると

$$F = C_D S \rho \frac{V^2}{2} + C_M \cdot M \cdot A \dots\dots\dots (1)$$

- V: 速度 S: 物体の投影面積
- A: 加速度 M: 物体で置換された水の質量
- C_D : 抵抗係数 C_M : 質量係数

またこの力を単一の抵抗係数 C を用いて表わせば

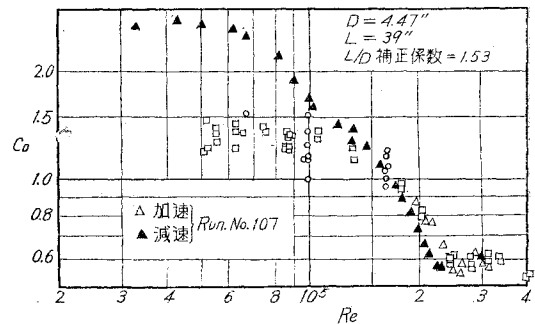
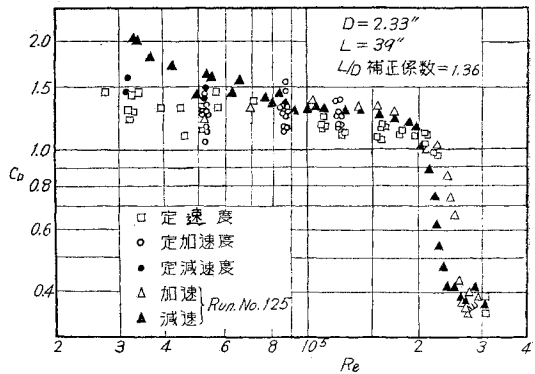
$$F = CS \rho \frac{V^2}{2} \dots\dots\dots (2)$$

となり、 C は Re 数および AD/V^2 なる量 (加速度係数) に関係するといわれている。

実験のデータを、 $C_M=1$ と仮定して (1) 式で整理した例が、図-1 である。どちらも円柱が無限に長いものとして補正されている。この結果は、加速状態においても、 C_D の値は定常流の値に一致する。しかし減速状態では、それとやや異なることを示している。

(2) 式を用いた場合は、図-1 で明らかなように実験に用いた Re 数の範囲が、層流境界層から乱流境界層の遷移領域にあるため、抵抗係数 C の値がバラツキ、 AD/V^2 とは無関係な結果を示した。

図-1



また、2本の平行な円柱について行つた実験では、先行する円柱のため、後者の受ける力は平均して減少するが、激しい動揺を与え、揚力が発生した。この場合、前者の位置、間隔は重要な要素である。(合田 良実)

月別かんがい必要水量

“Monthly Consumptive Use Requirements for Irrigated Crops”, by H.F. Blaney, Proc. A.S.C.E., 85-IR 1, March, 1959

かんがい計画において、作物別の水の消費量を知ることには非常に重要である。実測によるのが一番良いが簡単な推定式として次式がある。

$$u = kf$$

u : 月間消費量 (in) f : 月平均温度 (F)

k; 係数 (実測) p; 日照時間の月平均

f; $t \times p / 100$

k の実測値は次のごとし

綿花	0.65~0.75	穀物	0.75~0.85
米	1.00~1.20		

(高秀 秀信)

長期間供用によるシート アスファルト 舗装の変質の進行につて

“Progressive Alterations in a Sheet Asphalt Pavement over a Long Period of Service”, by *Jarl T. Pauls*, Public Road, 30-6, Feb., 1959

アスファルト舗装は、年月を経ると悪化しアスファルトが変質することはよく知られているが、舗装を長期間供用することによりおこるアスファルトの変質の程度および進行の割合やアスファルトの変質と舗装の物理的性質との間の関係についてはよく知られていなかった。

これらを知るため本研究は行われたもので、1935年より19年間にわたりワシントンの upper Connecticut Ave に舗設されたシート アスファルトについて研究が進められた。その結果は、アスファルトの硬化の大部分は、混合および転圧中に生じ、舗装の年月の経過による硬化の程度は使用されたアスファルトの種類に直接関係しないようである。舗装の密度とハバート安定度は、交通の作用により年月とともに増加し、増加率は舗装の初期に大きい。密度の最終値は、サンプル採取地点の横方向の位置により異なる。舗装の磨耗については、研究の終期にはアスファルトが硬化したこと、交通量がいちじるしく増加したことにより、表面の骨材が相当失われ、舗装厚が減少した。

(福見 俊明)

メイン州における航空写真による 路線選定のための地形解析

“Airphoto Analysis of Terrain for Highway Location Studies in Maine”, by *Ernest G. Stoeckeler*, Public Road, 30-6, Feb., 1959

航空写真による地形判断法は、地質や土質についてほとんど利用できる資料のない未開地における道路建設計画にとつてきわめて有益であり、本論文はメイン州における州際道路やその他の道路の計画において航空写真判断法を利用した次の4種類の方法についての研究を説明している。

(1) 航空写真より土質を判断し、予定路線決定に利用し、工費推定を正確にする。

(2) 航空写真を利用し、道路の排水法や排水施設を決定する。

(3) 航空写真により砂利、砂の堆積地点からの運搬

距離、経路を判断する。

(4) 航空写真を道路改築計画に利用する。

(福見 俊明)

ニューカンサスにおける「カーブ」の 道路標識改善による事故死の減少

“New Kansas Curve Signs Reduce Deaths”, by *Claude W. Mc Comment*, Traffic Eng., 25-5, Feb., 1959

カーブにおける事故の増加にともない、従来の“カーブ”標識や“勧告速度”標識はその機能を十分に果していないと考え、運転者に標識を捜させるのではなく、標識に運転者を見つけさせるという考えのもとに、“勧告速度”標識、“カーブ”標識をともにカーブ部分における最大安全走行速度に従い大型化し、前者を後者の上部に配置し、夜間のために反射板を使用し、設置方法を、より運転者の注意を引きやすいように変えることにより、前年度にくらべ交通量が7%増加したにもかかわらず、カーブで道路外にとび出す事故による死者数を43%減少させることができた。

(福見 俊明)

ラジオによる転換交通の規則について

“Radio Control for Reversible Flow”, by *William F. Kavanaugh*, Traffic Eng., 29-5, Feb., 1959

Syracuse 市の東西に走る幹線街路 Erie Boulevard は4車線であるが、12時間(7~19時)に25000台もの交通量のため交通混雑を生じている。この街路のピークは7~9時、15~18時で、午前は市に流入し、午後は流出している。

Boulevard を拡幅することは困難であるので、交通処理対策として、1区画南の Water Street に交通流の1部分を転換することである。午前ピークには西行の交通を Water Street に転換し、この時 Water Street は西行のみの一方向交通とし、午後ピークにはこの反対とし、その他の時間は2方向の交通を通過させることにより Boulevard の交通混雑を緩和している。Water Street にある11の交差点は、日に2回一方向交通となり、その他の時間は2方向交通であるので、信号機を無線により市の交通局に置いた統御機により操作している。無線による方法は有線による方法にくらべ工費はやすく、市の他の地域にこの方法を拡張することも容易である等の長所を有している。

(福見 俊明)

レールの質的改善

軌道・保線(ソ連)2, 1959-2, カー・デー・ベルイフ
ジェルジンスキー軌条延工場においてレールの質的改善のために行われた二、三の試みを説明した。脱酸剤

としてフェロ シリコン、カルシウム シリコンの代りにマグネシウム シリコンとアルミとの使用。圧延ローラーの溝の設計を変えて、従来、軌条の垂直軸が水平の位置で圧延していたのを、50°の角度をもたせることによつてレール底部の最も弱い部分に十分圧力が掛かるようにし、切損防止の効果をあげた。また真空下における鑄造が試みられた。

(梶川 温彦)

軌道弾性の均等性の試験

軌道・保線(ソ連) 3, 1959-3, オー・ペー・エルシコフ

軌道の弾性の不均等を招く原因のなかで最も重要なものは軌道の突固めの不均等である。この場合、車輪が転走する縦断面、いわゆるダイナミック・プロファイルが凸凹になる。1957年ザカフカズ鉄道局において特殊な装置(車床の下に2個の垂直ジャッキと1個の水平ジャッキとを装備)を用いてレールに掛かる荷重とレールの沈下の関係を調査した。

(梶川 温彦)

架線電柱基礎掘り用振動式穴掘り機

交通建設(ソ連) 3-2, 1959-2, ヴェー・エヌ・シゴロフ, ヴェー・アー・クジミノフ

架線電柱の建植用の基礎掘り用の機械。断面0.8×0.8m、高さ3.35mの金属箱の形をしており、その頂部にBIII-4a型の振動沈下装置を取りつける。箱の底部に開きのフラップが取り付けられており、所要の深さまで箱を沈下させたあと、このフラップを閉じ、掘られ

た土をそのまま箱に入れて取り去ることができる。沈下速度は土質によつて異なるが、毎分0.2~1.4mの速度である。

(梶川 温彦)

モスクワ河二階式橋梁の車道部分に用いられたプレストレスト コンクリート桁

交通建設(ソ連) 9-2, 1959-2, エヌ・エヌ・ボルガノフ, エム・アー・ミレイコフスキー

左岸の21スパン、右岸11スパンにわたり長さをそれぞれ22.2mのプレストレスト コンクリート組立式桁が用いられた。槽状の桁で、その上に組立式のかぶりに板を伏せる。このような桁が400個以上つくられ、スパン組立後は桁と板とを一体化し、動荷重に対して協同的に働くようにした。

(梶川 温彦)

地下鉄におけるシリカルチットの利用

交通建設(ソ連) 9-2, 1959-2, アー・ペー・サタルキン

レーニングラード地下鉄ではトンネルの巻立てに組立コンクリートを盛んに用いた。巻立て材料は肉が薄いため強度をあたえるためオートクレーブを用いて蒸気養生を行う方法が採用された。この方法の特色の一つはポर्टランドセメントの代りにシリカルチットセメントを代用していることである。シリカルチットとは1931年ヴェ・ペ・ネクラソフ教授が提案したもので、細く粉砕した石英砂と消石灰を一定の割合で混ぜ合わせてつくる。

(梶川 温彦)

書 評

機械化施工合理化の研究

佐 甲 泰 司 著

鹿島建設技術研究所出版部 刊

戦後建設工事の機械化はめざましいものがあり、最近ではほとんどの建設工事が機械化され、また機械化されつつある現状で、国内建設機械の資産額は数百億円に達するものと考えられるが、なにぶん機械化のスピードが急速であつたため、機械化施工の合理化という面では必ずしも適切でない点がある。

もともと建設工事は天候、土質、作業条件など数字に現わしにくい不確定要素を多くふくんでいるため、きわめて重要な問題であるにもかかわらず計画、施工などの理論的発達がおくれ、もつぱら工事担当者の経験と判断に依存してきた感があり、早くから機械化施工の理論的確立が

叫ばれていたのであるが、本書は多くの実績と文献をもととして、著者の長年にわたる研究から、機械化施工の合理化について、わかりやすくまた理論的に述べたもので、まことに時宜を得た良書といえよう。

本書の内容は、(1) 工事原価要素の分析を行い、工事単価の影響する諸要素と重要度を明らかにし、(2) 施工速度に影響する施工効率について検討し、(3) 建設機械の経済的選定と合理的組合せに関する指針を示し、(4) 工程計画および工程管理の合理化を明らかにし、(5) 上記の応用例としてショベルとダンプトラックの合理的組合せに関する参考例を述べてある。

全編を通じて非常にわかりやすくまた多くの数表や文献がおりこんであり、一読して機械化施工の本質にふれるものがある。さらに欲をいうならば将来の問題として作業条件、工事条件の理論的分析および、それにとりなる作業効率の変化などを数多くの実例をあげて発表していただきたい。

本書は機械化施工合理化の研究としては唯一のものであり、かつこれほど機械化施工の本質と取組んだ良書は少ないので、機械化施工に直接携わる人々はもちろん、建設工事に関係する土木技術者諸兄にぜひ一読をおすすめしたい。

著者：正員 鹿島建設株式会社
A5版 274 ページ 定価 390 円
昭和 34 年 3 月 25 日発行。