

道路密度の少ない地方は開発指数も小さい。

近畿地方は奈良南部和歌山東部兵庫北部の如き山岳地方も含んでいるがその開発指数はオランダに近似し福岡県は6.4であるから福岡県程度に九州全体が開発されると丁度オランダ程度の生産密度となりオランダの道路密度 $0.736\text{km}^2/\text{km}^2$ と福岡県の $0.755\text{km}^2/\text{km}^2$ とほぼ近く、現在九州は $0.455\text{km}^2/\text{km}^2$ であるから之を $0.740\text{km}^2/\text{km}^2$ 程度に発達せしめると生産密度がオランダ程度になる。勿論之らの考えは立地条件により

異りそのまま適用し得ないが考え方の一示唆を与えるものと思われる。

著者が東亜道路会論文集に発表した道路密度は地勢、人口密度等自然条件から絞納したもので、国道の国土係数7.5として密度を $0.095\text{km}^2/\text{km}^2$ 、府県道は国土係数50として密度を $0.632\text{km}^2/\text{km}^2$ として地方道路の密度を $0.725\text{km}^2/\text{km}^2$ としたが、今之を国民の経済生活をベースとして生産額、所得額から $0.740\text{km}^2/\text{km}^2$ とすれば、開発係数5、生産密度5倍となり、所得額が4倍となり、ほぼオランダに近くなる基礎条件を示すもので之は条件であると同時にまた結果でもあり、所得がそうなつたら交通網はこうならなくてはならぬと思われる。

4. 結び

生産密度や開発指数は開発段階の目標を示したもので之を増加せしめる爲に総合開発計画は総ての立地条件からの探求と跛行状態等を知る事が必要となり、その因子として資源、動力と同時に交通等の普遍的要素があるが、今その因子としての道路の一般性につきあり方をのべたのである。

路盤の支持力に関する土質力学的研究

正員 工学博士 谷 藤 正 三*

STUDIES OF THE BEARING CAPACITY ON THE SUBGRADES

(JSCE June 1950)

Dr. Eng. Shozo Tanifuji, C.E. Member

Synopsis For the subgrade soil, there was the characteristic and dynamical tests for these classification and also the bearing test and C.B.R. test as the materials for the subgrade construction. But these tests stand on the statical view point. Soil shall be considered as a road construction material which is variable to the elastic, plastic or liquid condition by the meteorological, geological or geographical characteristics respectively. And also the traffic load is dynamical. So that, these conditions should be always considered. This paper contains the analysis of the load distribution in the subgrade by the theoretical or graphical method and the method of the improved plate bearing test and the dynamic wave test and those results on the field.

要旨 本文は土質力学的観点において路盤構築工法について行つた著者の実験研究の中、路盤の支持力に関する問題についてその大要を紹介するものである。

道路路盤の合理的構築工法は先づ氣象的、地質的或は地形的諸条件によつて、例えば彈性的、塑性的或は流体的性状を呈する土壤の性質を明かにし、これに必ずる路盤の動力学的或は静力学的性質を探究して始めて確立することが出来る。それがためには路盤土壤が材料として究明され、又荷重による路盤内に生ずる応力

とその影響範囲を知り、それに対する支持力を持つ構造にすると共に又常に安定であることが要求される。本文では支持力についての理論的考察並に静力学的或は動力学的実験結果について述べる。

1. まえがき

昭和6、7年頃から道路建設工事が失業救済事業として採りあげられ、都会地附近は近代国家的外観を整えたかに見えたが、戦時中の維持補修の不完全は徹底的な破壊を招来し、戦後は経済不況に加えて災害復旧に追われ、破壊は益々悪化する傾向にある。道路建設

* 建設省土木研究所 建設技官

時代に高級舗装が道路技術者の唯一の目標の如く取扱われ、砂利道から一足跳びに高級技術者の夢を追い、砂利道の補修は修路工夫で十分だとした誤った観念が高級舗装の技術的良心にも悪影響をおよぼし、路盤を忘れて舗装を考え、徒らに強い路盤を求めて、路盤と舗装との動力学的或は動水学的考察には一関性を欠いていたのである。これが現在の惨憺たる荒廃の大きな原因をなしている。道路再建にはその母屋をなす路盤問題を合理的に解決することが前提でなければならない。

2. 道路材料としての土

砂利道又は路盤として路体が安定且つ十分な支持力を持ちつづけるには土質力学的に次のような条件が満足されなければならない。(1) 細粗粒が適度に混合して噛合せがよく、内部摩擦力も凝集力も相当に大きい。(2) 膨脹および収縮性が低い。(3) 毛管性も弾力性も低い。(4) 排水性が高い。

土の支持力その他の物理的性質は地質、地形並に氣象的影響によつて極めて複雑な変化を生じ、弾性的、塑性的、時には液体的性状を呈する。しかも個々の土について変化の境界条件を決定的に測定することは殆んど不可能に近い。唯路体として最も重要な支持力という観点からみると従來の土質力学的研究によつて土の凝集力、内部摩擦力、弾性、圧縮性、毛管性、透水性および水和性等によつて間接的に測り得る段階に立ち到っている。1) それらの特性試験並に力学試験をアメリカ全土にわたつて実施し、統計的に整理分類して路盤に対する土質力学的体系の基礎をつくつたのは Hogentogler であり、アメリカの路盤構築法は実に目覚ましい進歩を示している。

しかし、これらの測定試験によつて得られた資料はその根本が静力学的考察を一步も出でおらないという所に大きな弱点を持つている。著者の行つた研究は、静的な面における特徴を明かにすると共に動的な考察を如何にして附加してゆくに重点が指向された。

3. 路盤内に生ずる応力

交通荷重により路盤には力が傳達される。応力傳播の状態は路体の構成材料、構築工法により、又、交通荷重の種類により非常に異つた結果を示すことは従來の実験結果から明かにされている。応力解法は弾性的塑性的或は粘弾性的に種々試みられているが、氣象作用の影響だけでも千変万化する土に対して、その物理的性質さえも完全に解決されていないのに複雑な解法等を試みても、その応用性において非常に困難を感ず

る。特に交通荷重によるタイヤの路面への接触面は種々様々であつて、その個々の場合の解法は容易ではない。こうした意味から著者は任意形状で接触する荷重面による応力解法を研究し、新たに Fröhlich の塑性理論を加味して算出することに成功し、これを更に2次元的に表現して図式解法的に容易に解き得るようにした。

即ち、弾性体としての地盤内の応力を求める問題は有名な Boussinesq の解法として知られている。Boussinesq はこの問題を或種の Potential 函数を求めることに帰着することを示した。今 O (x₀, y₀, 0) を載荷面内の一点、A(x, y, z) を変位、応力を求めようとする物体内の一点としたとき、一般に

$$r^2 = \overline{OA}^2 = (x_0 - x)^2 + (y_0 - y)^2 + z^2 \dots\dots\dots(1)$$

となる。又O点の荷重強度をpとして

$$\left. \begin{aligned} x &= \iint p \log(r+z) dx_0 dy_0 \\ V &= \iint p r^{-1} dx_0 dy_0 \end{aligned} \right\} (2)$$

とおく。x, V はいわゆる対称ポテンシャルおよびニュートンポテンシャルである。これらの間には

$$\nabla^2 x = 0, \nabla^2 V = 0, \frac{\partial x}{\partial z} = V \dots\dots\dots(3)$$

の関係がある。x, V を用いてpの作用するときの弾性体内の一点(x, y, z)における変位が求められ、応力一歪の関係から応力が算定される。単一集中荷重の場合については、弾性体が非圧縮性であると仮定するとポアソン係数 m=2 となり、放射線方向の応力は次のように非常に簡単にあらわされる。

$$\sigma_r = \frac{3P}{2\pi r^2} \cos \theta \dots\dots\dots(4)$$

Fröhlich²⁾ は土は弾性体より複雑な性質を持つていることが予想されるが、σ_zの分布は土のときになりによく一致し、砂のときにはσ_zの集中度が弾性体のときより大きいことを考へて弾性体理論の改良を考へて、任意点Aの放射線方向における応力σ_rは次式であらわされるものとした。

$$\sigma_r = \frac{\nu P}{2\pi r^2} \cos^{\nu-2} \theta \dots\dots\dots(5)$$

- ここに、σ_r: 地盤内における任意点の応力
- P: 単一鉛直集中荷重
- r: 放射線方向の距離
- θ: 放射線方向とz軸のなす角
- ν: Fröhlich の応力集中係数

ν=3 とすると m=2 としたときと一致する応力分布となる。砂の多くの実験結果ではν=5~6 とすると

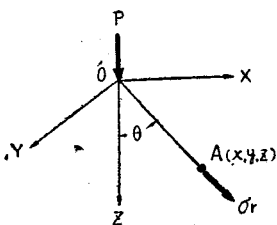
1) 詳細に関しては谷藤''路盤に関する土質力学的研究'' II章参照 建設者土木研究所 昭和24年3月

2) Fröhlich, O. K.; ''Druckverteilung im Baugrunde'' 1934

非常によく一致している(図-1)。

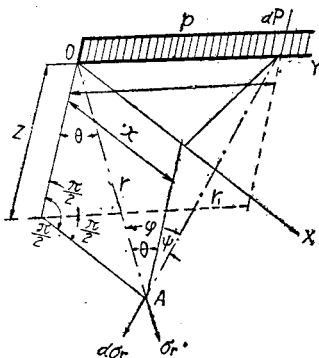
次にY軸方向に無限長線荷重 \bar{p} が働いているとき、図-2 の如く任意点Aが荷重線を含み、鉛直線と θ だけ傾いた平面にあるものとする。任意の微小荷重部分 $dP = \bar{p}dy$ によつてA点に惹き起される主応力 $d\sigma_r$ は

図-1



$$d\sigma_r = \frac{\nu \bar{p} dy}{2\pi r_1} \cos^{\nu-2} \psi \quad \dots\dots\dots (6)$$

図-2



従つて無限長線荷重によつてA点における主応力は同一平面内に作用する各 $d\sigma_r$ を2次的に合成することにより、

$$\sigma_r = 2 \int_{\varphi=0}^{\varphi=\frac{\pi}{2}} d\sigma_r \cos^2 \varphi \dots\dots\dots (7)$$

$r_1^2 = r^2 / \cos^2 \varphi$, $\cos \varphi = \cos \theta \cdot \cos \varphi$ であるから

$$\sigma_r = \frac{\nu_1 \bar{p}}{\pi r} \cos^{\nu-2} \theta \dots\dots\dots (8)$$

ここに、

$$\nu_1 = \nu \int_0^{\frac{\pi}{2}} \cos^{\nu} \varphi d\varphi = \nu \frac{\sqrt{\pi}}{2} \Gamma\left(\frac{\nu+1}{2}\right) / \Gamma\left(\frac{\nu}{2}+1\right) \quad (\nu > -1) \dots\dots\dots (9)$$

$$\left. \begin{aligned} &= \frac{2 \cdot 4 \dots (\nu-1)}{1 \cdot 3 \dots (\nu-2)} \quad (\nu = \text{奇数}) \\ &= \frac{1 \cdot 3 \dots (\nu-1) \pi}{2 \cdot 4 \dots (\nu-2) \cdot 2} \quad (\nu = \text{偶数}) \end{aligned} \right\} (10)$$

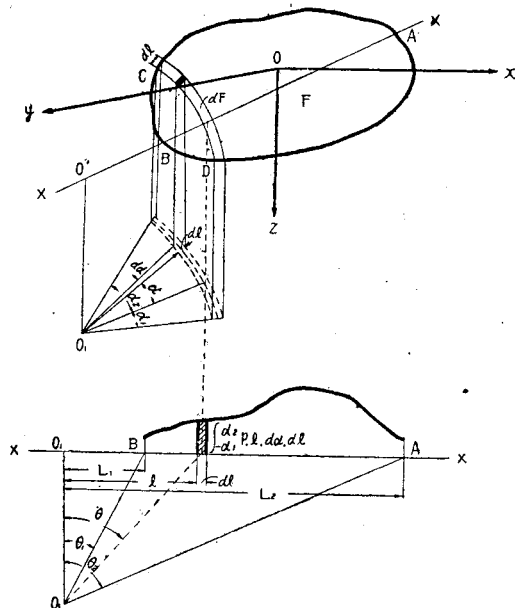
(8)式から鉛直および水平方向の直応力 σ_z , σ_h とこれに対応する剪断力 τ を求めると、

$$\left. \begin{aligned} \sigma_z &= \frac{\nu_1 \bar{p}}{\pi r} \cos^{\nu} \theta = \frac{\nu_1 \bar{p}}{\pi z} \cos^{\nu+1} \theta \\ \sigma_h &= \frac{\nu_1 \bar{p}}{\pi r} \cos^{\nu-2} \theta \sin^2 \theta = \frac{\nu_1 \bar{p}}{\pi z} \cos^{\nu+1} \theta \sin^2 \theta \\ \tau &= \frac{\nu_1 \bar{p}}{\pi r} \cos^{\nu-1} \theta \sin \theta = \frac{\nu_1 \bar{p}}{\pi z} \cos^{\nu} \theta \sin \theta \end{aligned} \right\} (11)$$

従つて ν_1 を用いてY軸上に無限長線荷重 \bar{p} が働いたときの応力を2次的に表わし得たことになる。

任意面積Fの荷重体が路盤上にあるとき、地盤内の任意点 O_1 における応力を求めるには、図-3 の如く O_1 点の路面上への投影点を O_1' とし、これを通る重心軸XX'上に荷重を投影して線荷重となすことにより O_1 点の応力を求めることが出来る。

図-3



$$\left. \begin{aligned} d\sigma_z &= \frac{\nu \cdot p \cdot l \cdot d\alpha \cdot dl}{2\pi z^2} \cos^{\nu+2} \theta \\ d\sigma_h &= \frac{\nu \cdot p \cdot l \cdot d\alpha \cdot dl}{2\pi z^2} \cos^{\nu} \theta \sin^2 \theta \end{aligned} \right\} (12)$$

これを変形すれば次の如くなる。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_z &= \frac{\nu}{2\pi} \int_{\theta_1}^{\theta_2} \int_{-\alpha_1}^{\alpha_2} p \cos^{\nu-1} \theta \cdot \sin \theta \cdot d\alpha \cdot d\theta \\ \sigma_h &= \frac{\nu}{2\pi} \int_{\theta_1}^{\theta_2} \int_{-\alpha_1}^{\alpha_2} p \cdot \cos^{\nu-3} \theta \cdot \sin^3 \theta \cdot \cos^2 \alpha \cdot d\theta \cdot d\alpha \end{aligned} \right\} (13)$$

(13)式は各載荷面について計算してみると、皆数個の簡単な積分型に分離出来て、殆んど機械的計算を繰返すことにより、容易に算定出来るようになる。又、(12)式はこれを変形すると、

$$\begin{aligned} \sigma_z &= \frac{p\nu}{2\pi} \cdot \frac{1}{z^2} \cdot \Sigma dF \cos^{\nu+2} \theta \\ &= \frac{p\nu}{2\pi} \cdot \frac{1}{z^2} \cdot F_r \end{aligned}$$

の如くになり、この $F_r = \Sigma dF \cos^{\nu+2} \theta$ を図式解法により誘導面積を求めると容易に算定出来る。これらの新公式および図式解法については後日紹介致したい

と思う³⁾。

4. 路盤の支持力

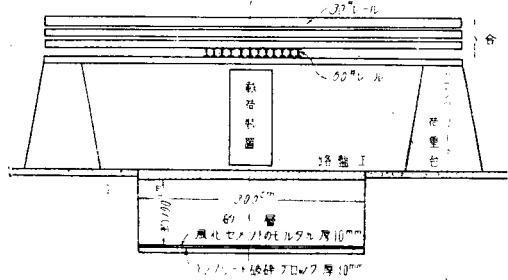
舗装板の寿命を長くするには、路盤が力学的にその舗装に適合することが必要である。舗装としてコンクリートのような剛性なものを用いるか、アスファルトのように耐せん断力の弱いものを用いるかによつて、交通荷重に対する路盤としての支持力の要求度が全然異つて来るが、しかしその支持力は又地盤の土質力学的諸性質によつて変化する。

支持力を表わす方法としては Westergaard や Zimmerman によつて使用された路盤係数 k がある。即ち載荷強度 $p_0 \text{ kg/cm}^2$, 沈下量 $\Delta \text{ cm}$, 路盤係数 $k \text{ kg/cm}^3$ とすると次式で示される。

$$p_0 = k \Delta$$

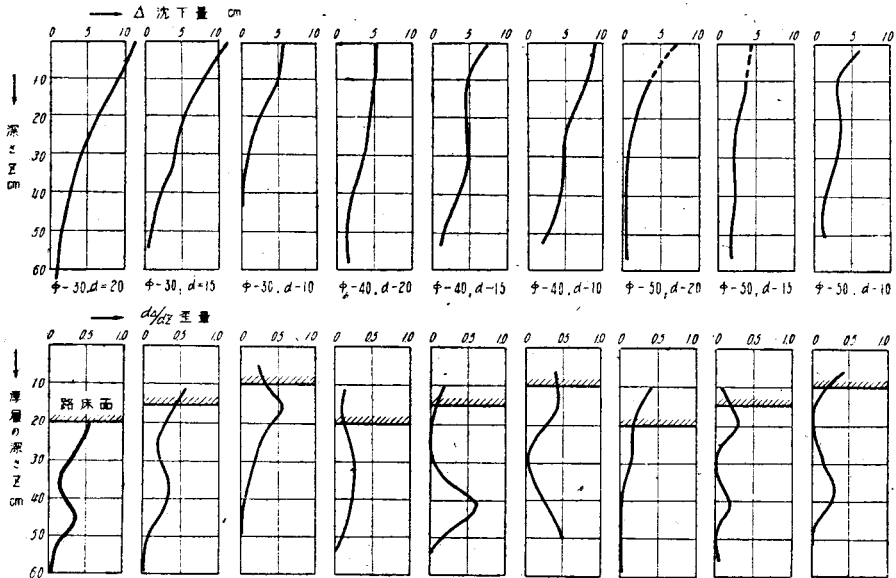
k の測定法としては種々の載荷方式のあることは衆知の通りであるが、この表現を用うると地盤のある時間の氣象的、地質のおよび地理的條件においてのみ決定されることで土が時と処により物理的性質を変化する場合には、その都度非常な努力によつて1回1回定めなければならない。しかもその上使用する載荷板の大きさにより沈下量に変化し、その相関関係についても未だ実験的な関係が明かにされていない程度で現場的に容易に較正する迄には発達していない。*

図 - 4



* 著者は松村所長の指導を受けて、各種の路盤の耐力を実験的に比較すると共に荷重と沈下量との関係を明かにするために大掛りな実験を行つた⁴⁾。即ち図-4に示すような実験設備を造り、その上に路盤として砂利層、碎石層、割栗石、砂利・砂・ロームの混合土を施工して (1) 載荷に伴つて路面に生ずる龜裂、沈下量の大きさ、(2) 路盤、路床内の圧密量と深さとの関係、(3) 載荷面積の沈下におよぼす影響を調査すると共に、(4) 路床内の任意点の変位量を理論的に求めて比較検討を行い、(5) 最後に総合的に砂、砂利、碎石、割栗、混合土によつて構築した路盤の効用の比較を行つてみた。それらの中、路盤および路床内の圧密変位量は路床内に石灰の薄層を置いて測定したのであるがその沈下量と深さとの関係は図-5の如くである。*

図 - 5



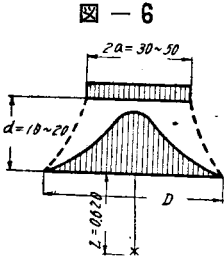
×破壊荷重が働いた後においては路盤厚が極薄いときは、載荷板が小さいと、載荷板直下 $\frac{2}{3} \cdot a$ (a : 載荷板半

径) 附近に $(\frac{d\Delta}{dz})_{max}$ が生じ、載荷板が大きいと路盤底面より相当下方の路床内に $(\frac{d\Delta}{dz})_{max}$ が生ずる。路盤厚が 15cm のときは路盤と載荷板が一体として働き路盤底面より相当下方に $(\frac{d\Delta}{dz})_{max}$ がおき、路盤厚

3) 谷藤『路盤に関する土質力学的研究』附録IV'' 圓形載荷板荷重による一様半無限體中の應力''

4) 建設省土木研究所報告第7號 昭和25年

が20cm 即ち載荷板径の約半分もあれば、最大剪力の発生点は必ずしも路床内とは限らない。それで路床内に最大歪量即ち $(\frac{dA}{dz})_{max}$ を生ずる点について第3節の方法により路盤の荷重分布が塑性的で cosine curve に近似的な逆釣金状に拡がるものと仮定し、(図-6)

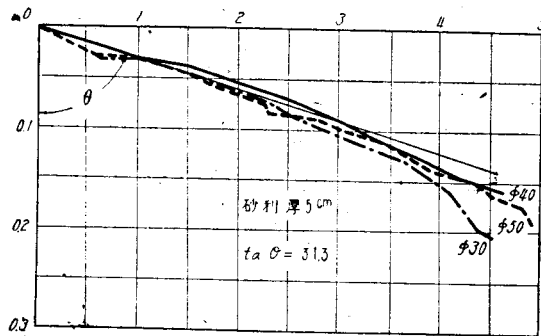


この荷重部が路床の載荷体となつたときに路床内に最大剪力を生ずる位置を求めてみると先に実験的に求めた $(\frac{dA}{dz})_{max}$ の生ずる点と大体一致した深さになる。即ち、路盤厚さが十分でないとき路盤は載荷板と一

体となつて働いてしまう結果となるものようであり、十分な耐力を持たせるには最大剪力を生ずる点が路盤内に含まれるような十分な厚さ(即ち本実験結果から言えば自動車のタイヤの接地面積の等値半径以上の厚さ)に路盤をつくる必要のあることを暗示している。

尙本実験結果から総合的に判定されることは、路盤の支持力は載荷による圧縮沈下量と側方流動の関係よりも判断することが出来、砂利・砂・土の混合土が最も有利で、噛合せ作用の強い碎石がこれに次ぎ、砂とか砂利路盤はあまり有利でないということである。又現場における耐力判定は、載荷試験結果をいちいち検討して複雑な計算を繰返すようでは実用的になり得ないので、塑性変形を考えた E-P₀ 法、粘弾性論に基く P₁ 法および弾性論に基く tanθ 法を本実験結果について適用してみたが⁵⁾、弾性限界内に重点をおく路盤施工基準としては tanθ 法が最も有効であることが明らかになった。多くの実験結果によると、荷重強度と沈下量との比は、周辺面積比 α に直線的に比例している。即ち、

図-7



4) 5) 参照

$$p = \zeta \cdot E \cdot \Delta x \quad \therefore \frac{p}{\Delta x} = \zeta \cdot E = \tan \theta$$

ここに ζ : 係数, E : 弾性係数

p : 平均荷重強度, α : 周辺面積比

Δ : 剛性載荷板中心の沈下量

本実験結果を図示すると図-7の如くである。ここで、縦軸はデメンションレスになり、横軸は荷重項のみになる。即ち荷重のかけ方を一定にすれば載荷板の径の影響は或る程度無視することが出来ることを示している。実験結果の一例を示すと表-1の如くである。

表-1

地区	測定箇所	k (kg/cm ³)	tanθ (kg/cm ²)
三鷹	路盤面	33.7	180
	路床面	4.8	45
府中	歩道	4.1	23
八王寺	路盤面	30.4	150
	路床面	3.0	20

しかし、静荷重による支持力の測定法は観測層が地盤面の極表面の部分に止まり、道路体のように深さと共に密度が小さくなる層状構造の構成で尚かつ或る深さ迄一体としての支持力が要求されるものにとつては路盤と路床との相関性を究めるには危さを持つていることは否めない。

道路の支持力は動的な交通荷重に対して十分であることが必要である。それで著者は弾性波動現象を把握することにより、支持力程度を表現する方法を実験してみた。即ち、同一強さの衝撃作用により、周囲に傳播される振動は、路盤構造および地盤が塑性的性質に富む程、言いかえれば弾性的性質に乏しい程早く減衰する。即ち衝撃エネルギー中、復元出来ない変形に消費されてしまうエネルギーは地盤に吸収され、残りのみが振動エネルギーとして有効となり、一方同一の振動エネルギーは弾性率の高い程、振幅および週期は小となり、或は密度が大きい程振幅は小さくなる。又振動は地盤の弾性によつて周囲に傳播するが塑性性が大きいと傳播距離が増すと共に急に減衰して、その減衰の度合は地盤の塑性度の大小の判定に役立つ筈である。振動による加速度は週期の自乗に逆比例するから、交通荷重による振動はその振幅が微小でも衝撃反応が小さいとは限らないが、衝撃エネルギーの減衰の状態も考えて記象上表わされた要素は何らかの指針を與えてくれる筈である。

衝撃は反射や屈折波が大きく現われてくることのないように、競技用の砲丸を使用し、80cmの高サから落下させ、それをオシログラフで

記象させた。測定機械の組合せは横河のオッシログラフに佐々式振子を組合せて使用した。この装置で東京都内の各種の道路について行つた実験結果からみると良好な道路と言われているものでは大体次のような指数が得られている⁶⁾。

表-3

位相速度	路盤	220m/sec以上
振幅	路床	200m/sec以上
	減衰比(v)	1.3~1.5
	減衰常数(h)	12×10^{-2} 以下
エネルギーの吸収係数 弾性係数(E)	振幅比(ω_1)	4以下
		2.5×10^{-1} 以内
		3×10^{-9} CGS以上

(註)

- (1) 位相速度 V , 図-8 において $V = \frac{x}{t}$ m/sec
- (2) 減衰比 v , 図-8 において $v = \frac{\omega_1}{\omega_2} = \frac{\omega_2}{\omega_3} = \dots$
- (3) 減衰常数 h , $v = e^{-\pi \frac{h}{\sqrt{1-h^2}}}$
- (4) 振幅比 ω_1 , $\omega_1 = \frac{\omega_x}{\omega_x} = \frac{5.5m}{10.5m}$
- (5) 吸収係数 k ……或る点 x_1, x_2 における振幅, 週期およびエネルギーを夫々 $a_1, T'_1, I_1; a_2, T'_2, I_2$ とすると, $I_1 = C \frac{a_1^2}{T_1^2} = A e^{-kx_1}$
 $I_2 = C \frac{a_2^2}{T_2^2} = A e^{-kx_2}$ であらわされるから
 $k = \frac{2}{x_2 - x_1} \left(\log \frac{a_1}{a_2} - \log \frac{T_1'}{T_2'} \right)$
- (6) 弾性係数 E , $E = \frac{2\mu(m+1)}{m}$

ここで, m = ポアソン比
 μ = ラーメの常数

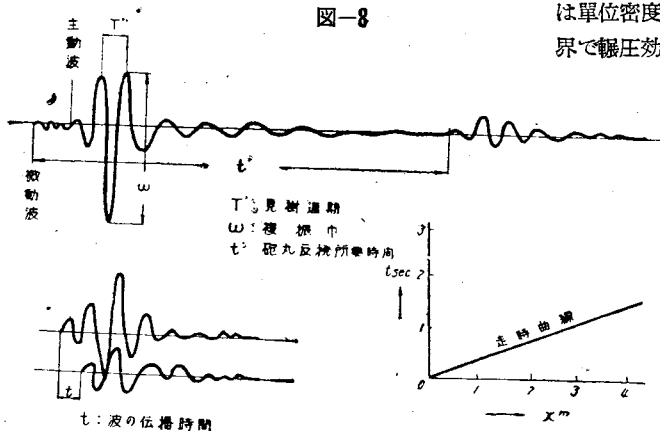
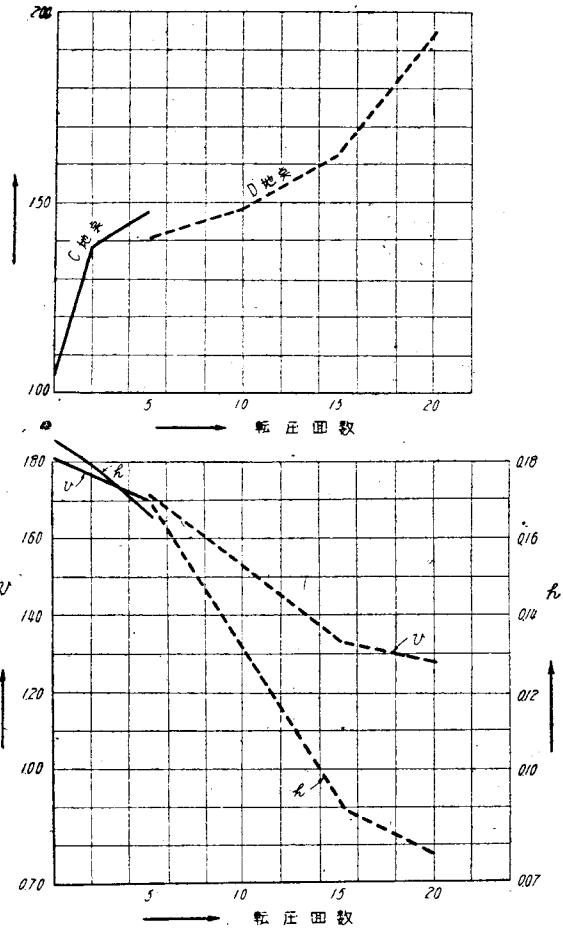


図-8

更に新設道路について路床輾圧の効果を表示出来るかどうかを調べてみると、図-9 の如くであつて施工過程における耐力の変化の状態を明瞭にすることが出

図-9



來た。この試験地はローム土質で10tローラーの輾圧は単位密度の増加率から調べただけでは10回位が限界で輾圧効果のわかる深さもせいぜい15cm位のものであり、それ以上の輾圧効果の測定は誤差範囲に入つてしまつて明かにすることが出来ないものである。弾性波測定法では比較すべき係数が多いので、切盛土の小土工の所でもいづれかの係数に敏感に響いて來て従來の土性試験では明かに区別出来ない相異点までも極く明確に判定出来る便利のあることが明かにされたことは最も大きな收獲である。

5. 結語

最近の我国の車両状況は大型、重車両になつてゆくかの如く思われるが、これも時代の流行で、地理的條件を考慮するときは地方道路まで重車両が大量進出してゆくとも思われぬ。アメリカにおいてもここ10年間に大型車が特に増している傾向も見

6) 建設省土木研究所報告 70號

られない。

衝撃反力の大きさは、輪荷重、速度、タイヤの種類とその装備状態、路面のこぼこの度によつて変化する。又輪荷重の増加と共に増すが静荷重に対する割合で求めると必ずしも単位圧力が増加するわけではない。衝撃は衝突反力と落下反力とに分けられるが、実測結果では最大値は80km/h附近で現われ、静荷重の約300%を示している。大体の標準は表-2の如くである。

表-2

補修必須の路面	300%	路面粗度の大きいとき	200%
普通の舗装路面	150%	良好な舗装路面	110~120%

従つて路盤の支持力の要求度は、交通車両の種類、舗装構造とその外力に対する抵抗力の大きさなどによつて変化することは当然である。即ちコンクリート舗装では特に均等なる支持力を、硬質アスファルト舗装

では稍大きくしかも均等なる支持力を、軟質アスファルトおよび簡易舗装では大きい支持力をとつて要求する内容もまた変る。勿論強くしかも均等であることは最も望ましいことであるが、経済事情はしかく簡単にこれを解決してくれない所に最小の要求において合理性を満足する限界を見出す必要を生じてくる。著者の実験の測定装置はいつでも簡単なものであつて、これらを組合せることによつて静的或は動的の支持力判定が現場的に可能になり得るのである。最近各地において支持力試験が行われるようになって来たことは誠に悦びに堪えない次第である。

尚、実験室および現場において長期に亘る実験を行つて来たのであるが、その間における松村所長を始め京大石原教授、東大星塾教授および最上教授の御鞭撻を深謝し、又実験の便宜を與えてくれた東京都始め多くの官庁の方々に厚く御礼申上げる。

堰堤コンクリートの自然熱放散及び人工冷却について

正員 藤田博愛*

NATURAL AND ARTIFICIAL COOLING OF THE CONCRETE FOR DAM

(JSCE June 1950)

Hironaru Fujita, C.E. Member

Synopsis This paper describes the theoretical analysis and practical calculation of natural and artificial cooling for mass concrete, and gives the plan and procedure for controlling the temperature of concrete in dam.

1. 緒言

我国に於ては近年利水及び治水の見地から、堰堤築造が増加して来た。特に発電を目的とするものに於ては高ヘッドを得るために、又洪水調節を主眼とするものも勾配の急な我国の河川に於て貯水量を増大するために益々堤高増加の傾向にある。

此の堤高増加に伴つて堤体コンクリート容積を増大することになり、コンクリートを大塊となし、硬化熱処理が重要課題として浮上つて来る外、施工の面に於ても工期及び経済の見地から施工速度を増進して、今日までの單純なる層狀式工法のみには依存することが不可能になつて、施行接手の問題が大きく取り上げられることになつた。

此の問題は欧米に於て既に研究の域を脱し、具体的実施時代に入つてゐる。殊に米國に於ては Arial Dam及び Owyhee Dam の試験過程を経て、Boulder Dam の完成を境として、完全に工法上の一大変革を來した

ものである。即ち柱狀式工法の採用と、コンクリートの人工冷却及び接手グラウトの実施時代となつてゐる。

然るに我國に於ては石井穎一郎博士が小牧堰堤建設に際して、堰堤コンクリートの内部温度の測定及びコンクリートの内部温度による諸影響に関する貴重なる資料を提供せられ、コンクリートの内部温度問題が緒についたが、其の後堰堤技術者の間で検討され乍らも人工冷却による熱処理法を積極的に施工に取入れることなく、柱狀式工法のみを採用して来たことは今から思えば返すがへすも残念なことである。

柱狀式工法はコンクリートの一体性を破壊し、内部応力的に弱点を持つと云ふ点に就いては、層狀式工法による認知不能の龜裂残存との比較問題であるので、ここでは言及しないことにする。

此の工法の主眼は人工冷却によりコンクリートを速かに温度的に安定せしめ、縦横の接手に龜裂を集中して、接手グラウトを完全に施工し堤体を一体化することである。

* 東京都水道局小河内貯水池建設事務所技術課長