

路盤の平板載荷試験における載荷面中心下の鉛直方向応力と沈下

こ や ま みち よし
小 山 道 義*

1. まえがき

路盤の効果を評価したり、また路床や路盤の支持力の大小を判定する上に、平板載荷試験は有用でかつ直接的な方法である。しかし試験結果にもとづいて支持力の問題を解析するためには、平板載荷試験時の荷重と沈下量などの試験データと路床、路盤など路体を構成する各層の強さ特性との関連づけが必要となる。

本論は実験結果にもとづいて、平板載荷試験時における載荷面中心線の鉛直方向の土圧応力と沈下について、半理論的な解析を試みたものである。なお本論での考察は通常扱う路床・路盤の厚さの範囲および材料に限定しているものである。

2. 路盤の土圧応力

2.1 一様弾性地盤の土圧応力

路盤上において円形板を介して載荷した場合の路盤中の任意点に生ずる土圧応力は、路盤が完全弾性体であってかつ一定の弾性常数をもち半無限に広がっているものと仮定すればブーシネスク (Boussinesq) の理論によって計算することができる。一般に路盤は弾性的な挙動をするものではないが、弾性理論にもとづいて計算するとしても実際上載荷面下の荷重分布の形状が問題となり、これを仮定することが必要となる。

図-1 は円形載荷面上に荷重が対称的に分布する場合の載荷板中心線下任意の深さにおける鉛直方向の比応力を例示したものである。縦軸上に使用載荷板の半径 (d) に対する路盤面からの深さ (z) の比 z/d を普通算術目盛りでとり、横軸上に載荷平均荷重強さ (p) に対する土圧応力 (q) の比、すなわち比応力を対数目盛りでとって両者の関係をプロットしている。例示した荷重分布の形状と比応力の値は基礎の支持力論 (星莖和)¹⁾ から引用したもので、より複雑な荷重分布に対しても分布形状を適当に想定すれば、比応力を計算することができる。剛性板反力分布は、弾性地盤上において完全な剛性をもつ載荷板を介して荷重を加えたときに板底面に生ずるので、ティモシェンコ (Timoshenko) による解である。しかし、この反力分布では板の中心において最小値を与え、周辺に向かって増大し、縁端で無限大となるが、た

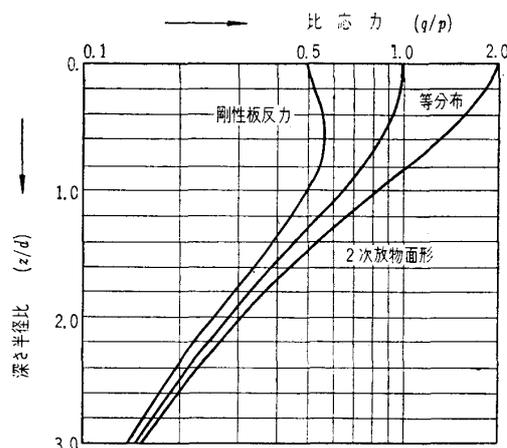


図-1 比応力 (q/p) と深さ半径比 (z/d) の関係

とえば、ケーグラール (Kögler) およびシャイディヒ (Scheidig) による砂質地盤に対する実測結果が示しているように、実際路盤での反力分布はこの弾性理論にもとづく反力分布とは一致しないことが多い。このため理論式に対して実験的な補正が従来試みられ、また現在の段階ではこの域を出ていない。

弾性理論にもとづく比応力は図に示すように荷重分布の形状によって異なるが、 z/d の値が2以上では実用上の差はほとんどないことがわかる。したがって比応力に関してとくに荷重分布の形状を考慮しなければならない範囲は z/d の値が2以下と考えられる。路床・路盤の支持力を判定するために、われわれが通常行なう平板載荷試験では直径 30 cm の円形板を用いている。したがって路盤が一様でかつ完全弾性体であると仮定すれば、比応力を補正する必要があると考えられる範囲は、路盤面から約 30 cm の深さまでとなる。

また図から、 z/d の値が2以上では比応力と深さ～半径比の関係が片対数紙上でほぼ直線で表わされることがわかる。このことは載荷面中心線下のある深さでの鉛直方向の土圧応力 (q) と載荷平均荷重強さ (p) との間には (1) 式で表わされる関係があることになる。

$$q = ape^{-bz/d} \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 e は自然対数の底であり、また a および b は荷重の分布形状によって定まる、ある常数である。すでに述べたように通常論議される荷重分布の場合では z/d の値が2以上では近似的に固定値とみなすことができ、しかもこの限りでは $a \approx 1$ とみなすこともできる。

* 北海道開発局土木試験所第2研究部長

試験方法を準用して路盤の厚さや材料の違いによる路盤効果の差異について実験的な検討を加えてきた^{2),3)}。この際、路盤材料の盛立て時において、平板載荷試験個所の路面中心線下に、カールソンの CE-16 型土壌用応力計（応力測定範囲 16 kg/cm²、最小読取り応力 0.06 kg/cm²）を埋設し、各載荷荷重に対する土圧応力を CM-48 指示計を用いて測定した。

(1) 実測土圧応力と比応力

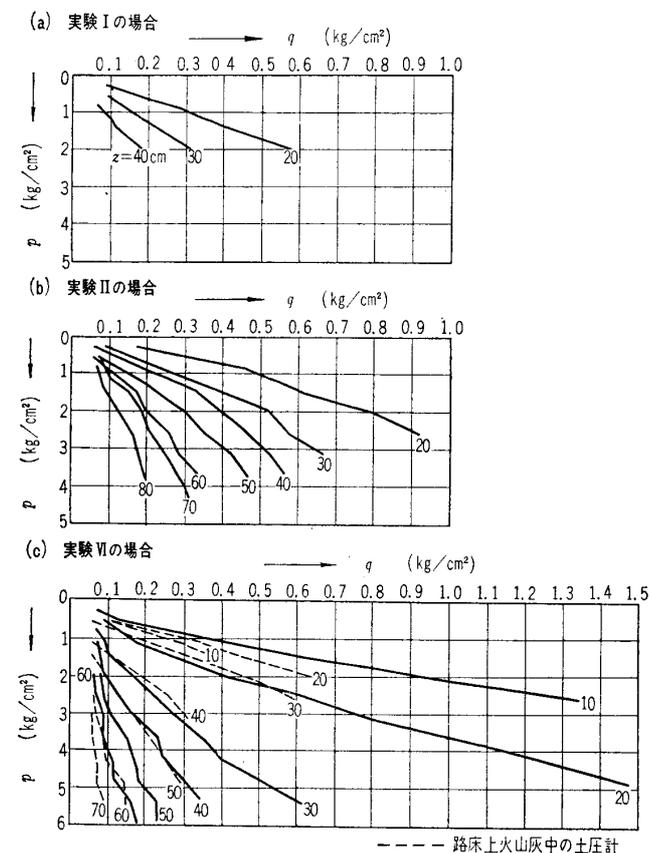
表一は土圧計の埋設位置と実測した土圧応力ならびに比応力を示したものである。なお土圧応力は載荷板中心鉛直軸上の主土圧応力であり、また比応力は土圧応力 (q) の載荷荷重強さ (p) に対する比の百分率で表わしたものである。路盤厚のそれぞれの場合に対して求めたものであり、したがって任意厚路盤の各深さにおける土圧応力または比応力ではない。

(2) 結果に対する考察

土圧応力の実測結果から推論される定性的な事項について述べると次のようである。

(a) 土圧計埋設の各深さにおける載荷荷重強さと土圧応力の関係

図一2 a, b, c は、表一から、土圧計埋設の各深さにおける載荷荷重強さ (p) と土圧応力 (q) の関係を例示したものである。図からもわかるように、土圧計の埋設深さが同じ場合でも、ある p 値に対する q 値は土圧計の介在する上・下層の強さ特性によってそれぞれ異なる。



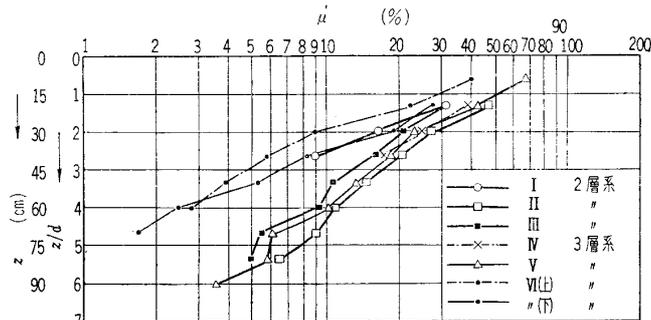
図一2 載荷荷重強さ (p) と土圧応力 (q) の関係

ている。また p 値の増大にともなう q 値の増加する度合は必ずしも直線的な関係を示していない。

(b) 比 応 力

すでに述べたように、ある土圧計の埋設深さにおける p と q の関係は普通方眼紙上において直線とならない場合もあり、また表一に示したように実測比応力 μ も載荷荷重強さによって変わり一定していない。また一般に p が増加するに従って μ は減少する傾向を示している。

本実験の実測の範囲で比応力の平均値をとり、土圧計の埋設の深さ (z) または深さ-載荷板半径比 (z/d , $d=15$ cm) との関係を図示すると図一3 が得られる。図一3 は横軸に μ を対数目盛りでとり、縦軸に z および z/d を算術目盛りでとって、両者の関係を各実験の種類別に示したものである。これによれば $\mu \sim z$ または $\mu \sim z/d$ は片対数紙上においてほとんど直線で表わされる関係にあること、および路盤厚さを増すことによる比応力低減の度合は路床・路盤それぞれの強さ特性やこれらの組合わせによって左右されるものであることがわかる。



図一3 比応力 (μ) と深さ (z) または深さ半径比 (z/d) の関係

2.3 路盤の土圧応力に対する筆者の仮定

完全な弾性体の場合では、弾性理論にもとづく載荷面中心線下の鉛直方向の比応力、したがって荷重分散効果は材料の弾性常数に無関係である。しかしわれわれが扱う路床・路盤は完全弾性体ではない。筆者は、土圧応力の実測結果から、路盤の荷重分散効果が材料の種類や含水比および締固め度など路盤の強さ特性によって変わるものと考え、また弾性理論にもとづく比応力に関する前述の考察を加味して、深さ方向に一樣な路盤上で円形板を介して載荷した場合の載荷面中心線下に生ずる鉛直方向の土圧応力が、次の (2) 式で与えられるものと仮定した。

$$q_z = pe^{-mz/d} \dots \dots \dots (2)$$

- ここに、 q_z : 路盤面からの深さ z における土圧応力
- p : 載荷平均荷重強さ
- d : 使用載荷板の半径
- m : 路盤の強さ特性によって定まる常数

(2) 式は (1) 式において、 $a=1$, $b=m$ とおいたものである。

3. 単一路盤の土圧応力と沈下

3.1 土圧応力と沈下

路盤面上において円形板を介して載荷した場合に、載荷面中心線下の任意の深さにおいて生ずる変位は、これが(2)式で与えられる鉛直方向の土圧応力のみに関係し、水平方向の土圧応力の影響を無視することができるものとするれば、次のようにして求めることができる。

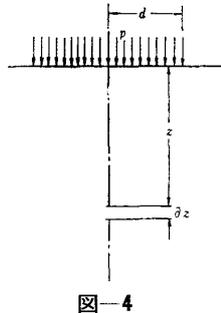


図-4

路盤面からの深さ z において dz なる微小厚部分を考える (図-4 参照)。路盤面上の載荷によって、この微小厚部分に生ずるヒズミ ($\partial\varepsilon$) は次の式によって与えられるものと仮定する。

$$\partial\varepsilon = (q_z/E)^{1/n} \partial z \quad \dots\dots\dots (3)$$

(3) 式中 E は完全弾性体の場合の弾性係数に匹敵するもので、ここでは路盤の圧縮係数と定義する。また n は路盤の強さ特性によって定まるある常数である。

(2) および (3) 式は完全弾性地盤の比応力や変位を与える一般式とはいえないが、問題を簡単にするため、筆者は両式を通常われわれが扱う路床・路盤に限って適用することとし、その是非について検討することとした。

(2) 式を (3) 式に適用し、深さ z から ∞ まで積分すれば、深さ z における沈下量が求まることになる。路盤面からの深さ z における沈下量(円形載荷面中心線下)を ε_z とすれば、

$$\varepsilon_z = \frac{d}{k} (p/E)^{1/n} e^{-kz/d} \quad \dots\dots\dots (4)$$

ここに、 $k = m/n$

路盤上面では、

$$\varepsilon_{z=0} = \frac{d}{k} (p/E)^{1/n} \quad \dots\dots\dots (5)$$

(5) 式において、

$$k^n E = C \quad \dots\dots\dots (6)$$

とおけば、

$$\varepsilon_{z=0} = d(p/C)^{1/n} \quad \dots\dots\dots (7)$$

(7) 式は平板載荷試験時の載荷荷重強さ (p) と路面沈下量 (ε) の関係を表わすものであるが、これまでの実験結果と合致する^{3),4)}。このことは筆者が行なった仮定や推論が合理的であったことを意味するものと解される。したがって一様かつ半無限に広がる理想的な路盤上において、円形板を介して載荷した場合に路盤中円形面中心線下の任意深さの点において生ずる土圧応力ならびに沈下量は、次の(8)式によって与えられることを結論した。

$$\left. \begin{aligned} q &= p e^{-knz/d} \\ \varepsilon &= d(p/C)^{1/n} e^{-kz/d} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (8)$$

- ここに、 q : 路盤面からの深さ z における土圧応力
- ε : 路盤面からの深さ z における沈下量
- p : 載荷平均荷重強さ
- d : 使用載荷板の半径
- C : 路盤の変形係数⁽⁸⁾
- n : C との関連できまるある常数
- k : 路盤の強さ特性と荷重の分布形状によってきまるある係数
- e : 自然対数の底

なお C と n の間には、

$$n = \alpha C^\beta$$

なる関係があることを実験的に確かめているので³⁾、路盤の C または n が与えられ、さらに k の値が実験的に求められれば、(8) 式から q および ε を容易に計算できることになる。

3.2 k 値

弾性理論にもとづく解法では、一様地盤上において、円板形を介して載荷するときに載荷面中心点に生ずる沈下量は一般に、

$$\varepsilon = \zeta \frac{pd}{E}$$

で表わされるものとし、 ζ の値として載荷荷重の分布形状によって表-2 のよう

表-2 荷重の分布形状と ζ の値

ζ	荷重の分布形状
2.25	円スイ形分布
2	2次放物面分布
1.5	等分布
1.18	剛性板の底面反力分布

な値を与えている。ここに

ポアソン比を 0.5 としている。

(6),(7) 式において、 $n=1$ とすると、

$$\varepsilon = \frac{pd}{kE}$$

が得られ、したがって k は $1/\zeta$ に対応するものである。さきに(8)式の k が路盤の強さ特性と荷重の分布形状によってきまる係数であるとしたのは、上述の考察にもとづいているものである。

3.3 比応力と比沈下量

路盤上において円形板を介して載荷するときの、載荷平均荷重強さに対する載荷面中心線下任意の深さにおいて生ずる土圧応力の比を比応力、また路面沈下量に対する当該深さにおける沈下量の比を比沈下量と呼ぶことにすれば、土圧応力ならびに沈下量が(8)式で与えられるので、

$$\left. \begin{aligned} \text{比 応 力} &= e^{-knz/d} \\ \text{比 沈 下 量} &= e^{-kz/d} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (9)$$

となる。路盤が完全弾性体の場合では、比応力は路盤の弾性常数に無関係であり、荷重の分布形状によって異なるが、(9)式で与えられる比応力では路盤の強さ特性によって異なる k および n の影響をうけることになる。また(9)式で与えられる比沈下量は k によって変わることになり、完全弾性体の場合と同様である。しかし、われわれが通常取扱う路床・路盤において平板載荷試験を行なう場合の載荷板下の荷重分布の形状およびポアソン比

がほぼ近似し、したがって実際上 k 値としてある固定の値をとることができるのであれば、問題の解析はきわめて容易となる。この場合では、比応力は n だけの影響を受けることになり、また比沈下量は材料のちがいによらないことになる。

3.4 載荷面中心線下のある深さでの土圧応力が与えられるときの任意深さにおける土圧応力と沈下量

図-5 に示すように、路盤面上において半径 d なる円形板を介して載荷平均荷重強さ p を加えるとき、載荷面中心線下の深さ z_1 および z_2 において生ずる鉛直方向土圧応力 (q_{z_1}, q_{z_2}) ならびに沈下量 ($\epsilon_{z_1}, \epsilon_{z_2}$) は (8) 式からそれぞれ求められ、

$$q_{z_1} = pe^{-knz_1/d}$$

$$q_{z_2} = pe^{-knz_2/d}$$

$$\epsilon_{z_1} = d(p/C)^{1/n} e^{-kz_1/d}$$

$$\epsilon_{z_2} = d(p/C)^{1/n} e^{-kz_2/d}$$

となる。しかし q_{z_2} と ϵ_{z_2} はまた次のようにして求めることができる。

$$q_{z_2} = q_{z_1} e^{-kn(z_2-z_1)/d}$$

$$\epsilon_{z_2}$$

$$= d(q_{z_1}/C)^{1/n} e^{-k(z_2-z_1)/d}$$

このことは、載荷面中心線下のある深さにおける土

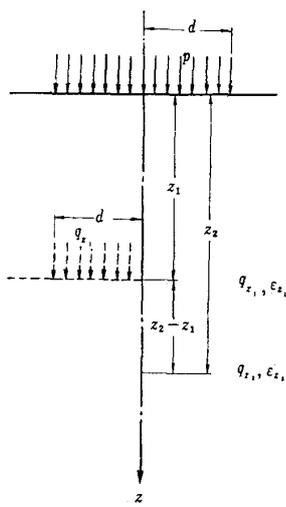


図-5

圧応力が与えられるときは、その深さにおいて新たな路盤面を仮想し、半径 d なる円形板を介して、その土圧応力を平均荷重強さとして載荷されたものと考えて、(8) 式を適用すれば、この仮想路盤面から、したがってまた最初の載荷面中心線下の任意深さにおける土圧応力と沈下量が計算されることを意味している。この考察は後述の多層系路盤の問題を解析する上に有用となる。

4. 多層系路盤の土圧応力と沈下

4.1 二層系路盤

ここでは最も簡単な例として、路床・路盤からなる二層系の場合について考えることとする。図-6 に示すように路盤の厚さを H_1 、路盤と路床の強さ特性をそれぞれ n_1, C_1 および n_0, C_0 で表わす。この際、路床・路盤がともに完全なタワミ性をもつ、たとえばゴム板を重ねたようなものであるとし、荷重分散はタワミ変形にはよらないものと

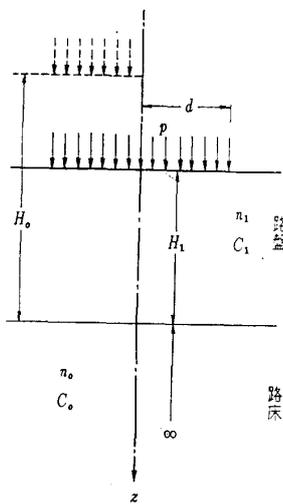


図-6

仮定する。このように考えれば、二層系路盤の問題は次のようにして解くことができる。

(1) 路面沈下を表わす式

路床または路盤が単一層の場合では、これらの上面で半径 d なる円形板を介して平均荷重強さ p なる荷重が加えられるときの円形載荷面中心線下の任意深さにおける鉛直方向の土圧応力ならびに沈下量は (8) 式によってそれぞれ与えられる。いま、路床単層の場合の H_0 深さにおける土圧応力と、路盤単層の場合の H_1 深さにおける土圧応力が等しいものとすれば、

$$H_0 = \frac{k_1 n_1}{k_0 n_0} H_1 \dots \dots \dots (10)$$

したがって、路盤の H_1 厚さは (10) 式で与えられる路床の H_0 厚さに匹敵する荷重分散上の効果をもつことになる。ここに、 k_0 と k_1 は 3.2 の考察によって、それぞれ路床・路盤のポアソン比と載荷面下の反力分布の形状によってきまる係数である。また 2.1 の考察に従えば、通常の平板載荷試験の場合では、とくに荷重の分布形状について考慮を払わなければならない範囲は路床または路盤などの載荷面から約 30 cm の深さまでとなる。しかし実際上の問題として、通常われわれが扱う路床土や火山灰、砂、切込み砂利などの路盤材料の種類の違いおよびこれらの現場における状態の違いによってポアソン比の値がどの程度に変化し、また荷重の分布形状がどのように相違するかについては、いまのところ明らかにされていない。これまでの弾性理論にもとづいて解く例にならって、 k 値を適当に定めれば実用上十分な結果が得られるものと筆者は考えている。

二層系の場合では、路床・路盤の境界面における鉛直方向の土圧応力はたがいにつり合ったものでなければならない。したがって二層系の場合の土圧応力分布や沈下量などの問題は、路床単層の場合の深さ $H_0 \sim \infty$ と路盤単層の場合の深さ $0 \sim H_1$ とを組合わせて解けばよいことになる。上述の考察にもとづいて、以下二層系の場合の路面沈下量について述べることにする。

路床単層の場合の路面からの深さ H_0 における沈下量を $\epsilon_{0, z=H_0 \sim \infty}$ とすれば、(8) 式から、

$$\epsilon_{0, z=H_0 \sim \infty} = d(p/C_0)^{1/n_0} e^{-k_0 H_0/d}$$

路盤単層の場合の路面から深さ H_1 までのヒズミ量を $\epsilon_{1, z=0 \sim H_1}$ とすれば同様に、

$$\epsilon_{1, z=0 \sim H_1} = d(p/C_1)^{1/n_1} (1 - e^{-k_1 H_1/d})$$

したがって二層系の場合の載荷面中心における路面沈下量 ϵ は次の (11) 式で与えられることになる。

$$\epsilon = d(p/C_1)^{1/n_1} (1 - e^{-k_1 H_1/d}) + d(p/C_0)^{1/n_0} e^{-k_0 H_0/d} \dots \dots \dots (11-1)$$

(11-1) 式において (10) 式を適用すれば、

$$\epsilon = d(p/C_1)^{1/n_1} (1 - e^{-k_1 H_1/d}) + d(p/C_0)^{1/n_0} e^{-k_1 \frac{n_1}{n_0} H_1/d} \dots \dots \dots (11-2)$$

表-3 単層の場合の路面沈下量(ε cm)

p kg/cm ²	0.25	0.50	0.75	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5
n											
0.6	0.156	0.496	0.975	1.547	3.094	4.998	7.249	9.823	—	—	—
0.8	0.030	0.070	0.117	0.167	0.277	0.398	0.525	0.660	0.800	0.946	1.096
1.2	0.017	0.030	0.042	0.054	0.075	0.095	0.115	0.134	0.152	0.170	0.188

ここに,

$$\epsilon_0 = d(p/C_0)^{1/n_0}, \epsilon_1 = d(p/C_1)^{1/n_1} \dots\dots\dots(12)$$

とおけば, ϵ_0 および ϵ_1 はそれぞれ路床・路盤が単層の場合の路面沈下量を表わすものであり, (11-2) 式は次のようになる。

$$\epsilon = \epsilon_1(1 - e^{-k_1 H_1/d}) + \epsilon_0 e^{-k_1 \frac{n_1}{n_0} H_1/d} \dots\dots\dots(13)$$

(13) 式中 ϵ_1 および ϵ_0 は, n_1, n_0 または C_1, C_0 が与えられれば計算できるものであり k_1 がわかれば二層系の場合の路面沈下量が求まることになる。

なお 3.4 の考察によって $\epsilon_{0, z=H_0 \sim \infty}$ を次のようにして求めることもできる。載荷面中心線下の路床・路盤境界面における土圧応力は

$$q = pe^{-k_1 n_1 H_1/d}$$

で与えられるので,

$$\epsilon_{0, z=H_0 \sim \infty} = d(q/C_0)^{1/n_0} = d(p/C_0)^{1/n_0} e^{-k_1 \frac{n_1}{n_0} H_1/d}$$

となる。

(2) 路面沈下式の合理性

表-3 は, n の値が 0.6, 0.8 および 1.2 の場合を例にとり, それぞれについて (12) 式から路床または路盤単層としての路面沈下量(ε cm) を表示したもので, この際 n と C の前出の関係式において $\alpha=0.505, \beta=0.128$ とし³⁾, また円形載荷板の半径 d を 15 cm とし

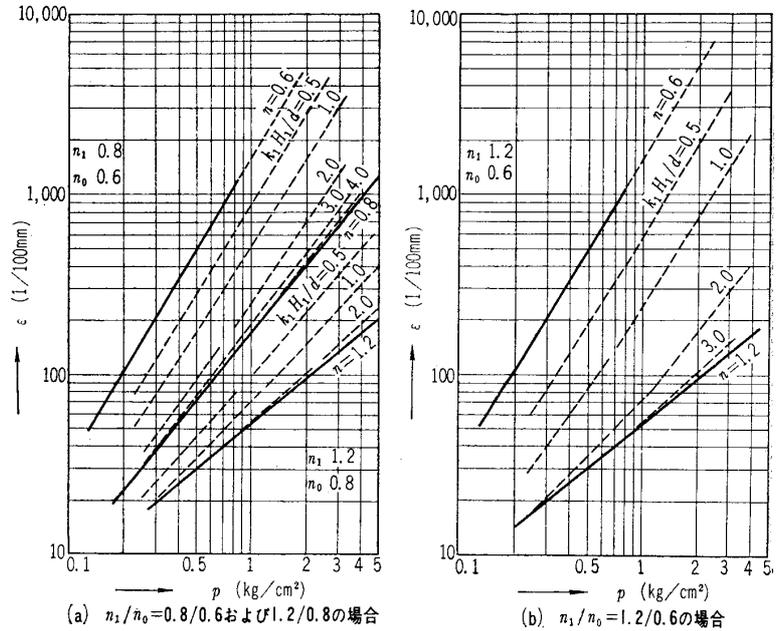


図-7 二層系路盤の載荷荷重強さ(p)と路面沈下量(ε)の関係

計算している。

表-4 は, n_1/n_0 の組合せを 0.8/0.6, 1.2/0.6 および 1.2/0.8 の場合を例にとり, それぞれについて (13) 式から, 二層系路盤としての路面沈下量(ε cm) を求め表示したものである。図-7 a および b は表-4 を図示したものであって, a 図は n_1/n_0 として 0.8/0.6 および 1.2/0.8 の場合, b 図は 1.2/0.6 の場合である。いずれの場合も載荷荷重強さ p と路面沈下量 ϵ の間には両対数紙上において直線もしくは折線で表わされる関係があることがわかる。

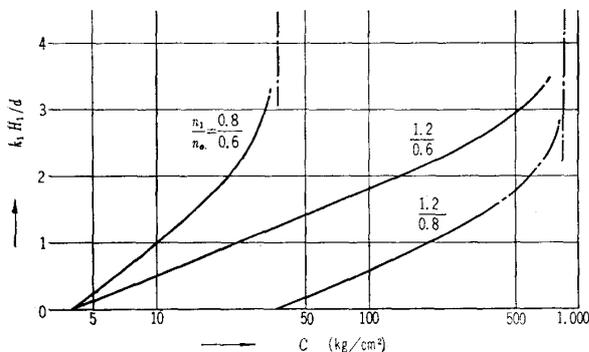
表-4 二層系の場合の路面沈下量(ε cm)

n_1/n_0	$k_1 \cdot H_1/d$	p kg/cm ²										
		0.25	0.50	0.75	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5
0.8/0.6	0.5	0.092	0.281	0.545	0.871	1.692	2.712	3.916	5.286	—	—	—
	1	0.060	0.176	0.332	0.522	0.994	1.571	2.250	3.015	—	—	—
	2	0.036	0.095	0.168	0.254	0.454	0.687	0.957	1.251	—	—	—
	4	0.030	0.072	0.120	0.172	0.288	0.412	0.552	0.697	—	—	—
1.2/0.6	0.5	0.064	0.194	0.375	0.600	1.168	1.876	2.712	3.667	—	—	—
	1	0.032	0.086	0.159	0.247	0.466	0.737	1.053	1.414	—	—	—
	2	0.018	0.035	0.054	0.075	0.122	0.174	0.232	0.296	—	—	—
	4	0.017	0.030	0.042	0.053	0.075	0.095	0.115	0.134	—	—	—
1.2/0.8	0.5	0.021	0.045	0.072	0.100	0.161	0.225	0.294	0.365	0.438	0.514	0.592
	1	0.017	0.035	0.053	0.071	0.109	0.149	0.190	0.232	0.275	0.319	0.363
	2	0.016	0.030	0.042	0.055	0.079	0.102	0.126	0.149	0.171	0.194	0.217
	4	0.017	0.030	0.042	0.053	0.074	0.095	0.114	0.133	0.151	0.169	0.187

表一五 二層系路盤の路盤厚 ($k_1 H_1/d$) と K, n または C との関係

n_1/n_0	0.8/0.6							1.2/0.6						1.2/0.8				
	0	0.5	1	2	3	4	∞	0	0.5	1	2	3	∞	0	0.5	1	2	∞
$K(\text{kg/cm}^2)$	1.8	2.4	3.2	4.9	5.9	6.2	6.2	1.8	3	5.2	12.5	19.5	21.5	6.2	9.7	13.8	20	21.5
n	0.6	0.64	0.68	0.75	0.79	0.8	0.8	0.6	0.67	0.76	0.96	1.13	1.2	0.8	0.89	0.99	1.15	1.2
$C(\text{kg/cm}^2)$	4	7	10	22	33	37	37	4	9	25	150	540	850	37	90	205	600	850

次に n_1/n_0 の値のそれぞれについて、図一七 から各 $k_1 H_1/d$ に対する支持力係数 K 値 (沈下量 0.125 cm) の概略値を求め、ついで K 値にもとづいて、路床路盤合成体としての n および C の概略値を求めて³⁾ 表示すれば表一五となる。また図一八は $k_1 H_1/d$ と C の関係を図示したものである。図一八によれば、 H_1/d の値がある範囲では、 C と H_1/d が片対数紙上で直線で表わされる関係にあることがわかる。



図一八 二層系路盤の路盤厚 ($k_1 H_1/d$) と変形係数 (C) の関係を示す例

以上をこれまでの実験結果³⁾ に照合して、二層系路盤の路面沈下式として (13) 式が合理的なものであると結論した。

なお C と H_1/d の関係が片対数紙上で直線的であるとみなせる H_1/d の範囲は、 n_1/n_0 の値のほかに k_1 値によって大きく左右されることになる。筆者はさきに k 値として、路盤を完全弾性体と考えて解く場合の例にならって、適当値を与えれば、実用上十分であろうと述べた。通常われわれが行なう平板載荷試験では、その結果の整理考察にあたって、剛性板の底面反力分布を想定することが多い。しかし、図一八からわかるように、表一五を参照して $k_1=1/1.18$ とすると H_1/d の適用範囲が過小、したがって上層路盤の効果が過大に出るきらいがあり、これまでの実験結果に徴して实际的でない。

載荷面下の反力分布の形状は一般に載荷板の剛性いかに左右されるものと考えられているが、路盤の性状によっても影響をうけると考えるのが妥当であろう。通常の平板載荷試験におけるような剛性の大きな板を使用する場合でも、路盤材料として細粒土の含有量の少ない砂・切込み砂利などの粒状材料を用いる場合には、剛性板底面の反力分布を仮想するよりは、2次放物面形分布を想定するのが安全であり、より合理的であると考えてい

る。

いずれにしても k 値については、実験的にこれを定めなければならないが、設計上の概数として $k \approx 1/2$ とするのがよいように思われる。

(3) 土圧応力

二層系路盤の載荷面中心線下の鉛直方向の土圧応力は、すでに述べたような考察に従えば、路床および路盤をそれぞれ単層と考える場合の組み合わせから求めることができ、次のようになる。

図一六を参考として、半径 d なる載荷板を介して平均荷重強さ p を加えるとき、 n_1, C_1 なる強さ特性をもつ上層路盤内の載荷面中心線下に生ずる土圧応力は (8) 式から、

$$q = pe - k_1 n_1 z/d \dots \dots \dots (14-1)$$

となる。ここに z は路盤面からの深さで $z=0 \sim H_1$ である。また n_0, C_0 なる強さ特性をもつ下層の路床では、上層路盤の厚さ H_1 を (10) 式で与えられる路床の厚さ H_0 におきかえて (8) 式を適用すれば、路床上面から z_0 なる深さにおいて生ずる土圧応力は、

$$q = pe - k_0 n_0 (H_0 + z_0)/d = pe - (k_1 n_1 H_1 + k_0 n_0 z_0)/d$$

となる。ここで改めて $z_0 = z - H_1$ とおけば、

$$q = pe - k_0 n_0 z/d - (k_1 n_1 - k_0 n_0) H_1/d \dots \dots \dots (14-2)$$

となる。ただし z の適用できる範囲は $z = H_1 \sim \infty$ である。(14-2) 式が示すように、二層系の場合の路床内に生ずる土圧応力は、路床、路盤の強さ特性、載荷面下の荷重の分布形状および路盤の厚さによって左右されることになる。

4.2 多層系路盤

通常の舗装道路の路体構造では、路盤を上下の二層に分けて築造することが多い。この場合では、路床を含めて三層系の路盤となる。また寒冷地における凍上対策路盤では、下層路盤に切込み砂利などの粗粒材料を用いるときはフィルター層を設けるのが普通である。さらに融解期の路盤支持力を解析する上には、凍結が及んだためとくに軟化した路床部の影響を考慮する必要がある。このような場合では、四層系、五層系の路盤となり、一般にはきわめて複雑な問題となる。しかし、二層系路盤の場合の手順に従えば、三層系以上の路盤であっても載荷面中心線下の任意深さに生ずる土圧応力や沈下量はこれを簡単に求めることができる。

図一九に示すような路床を含め ($r+1$) 層からなる多

層系路盤について、最上層路盤面上において半径 d なる円形板を介し平均荷重強さ p が加えられた場合を考える。図に示す n, C および H は、路床・路盤の強さ特性と層の厚さを表わしているもので、添字で層を区別している。また路床および路盤の各層がそれぞれ単独層であると考えるとききの載荷面中心線下の土圧応力と沈下量は (8) 式で与えられ、 k の値によって左右されることになるが、層ごとに異なった値をとるものとし、添字で区別する。

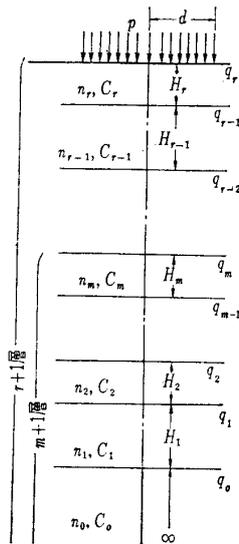


図-9

(1) 土圧応力

載荷面中心線下、路盤上面からの任意の深さにおいて生ずる土圧応力を求めることができるが、ここでは沈下量を求めるに必要な各層上面での土圧応力だけについて述べる。

最上層の (n_r, C_r, H_r) 路盤の上下面に生ずる土圧応力をそれぞれ q_r, q_{r-1} とすれば (8) 式から、

$$q_r = p, q_{r-1} = pe^{-k n_r H_r / d}$$

が得られる。ここに q_{r-1} は (n_{r-1}, C_{r-1}) 路盤上面における土圧応力であるから、この路盤の下面 H_{r-1} 深さにおいて、生ずる土圧応力 q_{r-2} は、前に述べた 3.4 の考察に従って、

$$q_{r-2} = pe^{-k n_r H_r / d - k n_{r-1} H_{r-1} / d}$$

となる。一般に路床を含め $(m+1)$ 層目の (n_m, C_m) 路盤の上面においては生ずる土圧応力を q_m とすると、

$$q_m = pe^{-\sum_{i=m+1}^r k_i n_i H_i / d} \dots\dots\dots(15)$$

となる。

(2) 路面沈下を表わす式

多層系路盤の載荷面中心線下の任意深さにおける沈下量は、各層上面における土圧応力が (15) 式で与えられるときは、二層系路盤の場合に従い、また 3.4 の考察にもとづいて求められることになる。いま、最上層路盤の上面の載荷面中心点における沈下量を ϵ とすれば、

$$\begin{aligned} \epsilon = & d(q_r/C_r)1/n_r(1-e^{-k_r H_r/d}) + \dots \\ & \dots + d(q_m/C_m)1/n_m(1-e^{-k_m H_m/d}) + \dots \\ & \dots + d(q_0/C_0)1/n_0 \dots\dots\dots(16-1) \end{aligned}$$

で与えられる。(16-1) 式で (15) 式を適用し、また路床および路盤各層を単独層と考えるときの路面沈下量を $\epsilon_r \dots \epsilon_0$ などで表わせば、多層系路盤の路面沈下を与える一般式として次の (16-2) 式が得られる。

$$\epsilon = \sum_{m=0}^r \epsilon_m (1 - e^{-k_m H_m / d}) e^{-\frac{1}{n_m} \sum_{i=m+1}^r k_i n_i H_i / d}$$

$$\dots\dots\dots(16-2)$$

(16) 式はまた、路床および路盤各層の上面における沈下量を求めるためにも利用できるものである。それは (16) 式の各項が載荷による各層の圧縮量を表わしているからである。

(3) 多層系路盤の土圧応力と沈下に対する考察

多層系路盤の載荷面中心線下に生ずる鉛直方向の土圧応力と沈下は、いうまでもなく載荷荷重強さや使用載荷板の径などの影響をうけるが、図-9 を参照し、(15)、(16) 式から、土圧応力と沈下に関する定性的な事項について考察を加えると次のようである。

① 路面からある深さにある層、たとえば (n_m, C_m) 層の上面において生ずる土圧応力 (q_m) は、路面とこの層の間に介在する各層 $(m+1 \sim r)$ の強さ特性や層厚によって左右されるが、この層を含む下の層 $(m, \sim 1, 0)$ に関係しない。ただし、この層内に生ずる土圧応力にはこの層の強さ特性やこの層の上面からの深さが関係することになる。

② また、路面からある深さにある層の上面において生ずる土圧応力の値は、この層と路面の間に介在する各層の位置をたがいに換えても変わらない。

③ 路面沈下量および路面からある深さにある層の上面において生ずる沈下量は、路盤を構成する各層の強さ特性や層厚などによって支配され、該当する面以下の各層の位置をたがいに換えると沈下量の値も異なってくる。

④ しかし、路面からある深さにある層の上面において生ずる沈下量の値は、この層の上にある各層の位置をたがいに換えても変わらない。

5. むすび

多層系路盤の上面で、円形板を介して載荷するときの路面沈下量が (16) 式で与えられるものとするとき、任意の載荷荷重強さに対する路面沈下量が計算できるから、ある想定沈下量に対する支持力係数 K 値が求められることになる。ここで (16) 式でもわかるように、 K 値の計算には路体各層の n, C およびそれぞれが単独層であると仮想するときの k の値を知る必要がある。

参考文献

- 1) 星 埜 和：基礎の支持力論，コロナ社。
- 2) 小山道義・馬場 茂：路盤支持力に関する一実験例について，北海道開発局土木試験所月報，第 54 号。
- 3) 小山道義：路盤効果に関する実験的考察，土と基礎，Vol. 14, No. 5。
- 4) ASTM: Symposium on Road Tests of Bearing Capacity of Soils, Special Technical Publication, No. 79 (1947)。

(原稿受付, 1966. 3.14)