

弾性変位係数の変化が大きくなること判る。年間通じて第11時期においても10℃内外の平均温度を示すことが多いので問題はなさそうである。また舗装厚と弾性変位係数の関係が直線的である場合は20℃内外であるので、20℃を常態として、このときの弾性変位係数を設計に用いる値として採れば最もよいものと考へる（関係図は略す）。しかし年間の平均値が15℃や25℃の内部温度のときはこれをその値と採るべきだと考へる。厚さによって弾性変位係数の値は異なり、10,000 kg/cm²を超えれば20cm厚で18℃のときであり、5cm厚では45℃で1000 kg/cm²、2000 kg/cm²で120℃のときである。よく締った雑草合心はかりを全路盤では2000～3000 kg/cm²の弾性変位係数と示すが、それよりも小さい値を示すことになる。また弾性変位係数の値が30,000 kg/cm²に達するものは厚さ15、20cmのときにおいて内部温度の50℃以下に達したときである。

そこで、いま実測値と計算値（図-1参照）より弾性変位係数を求めた一般式並びに実験式を示す。

図-2 アスファルトイングリット厚さと各係数の関係

$$E = b + a T^n \quad (1)$$

ここに

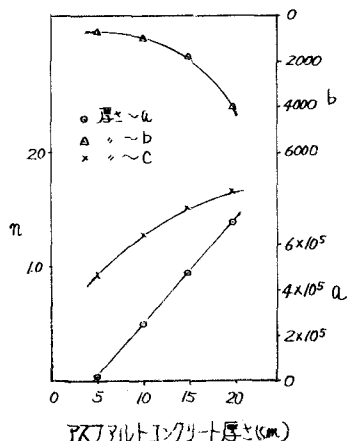
E = 弾性変位係数

T = アスファルト層の内部温度

n = 厚さごとの温度指数

a = 弾性変位係数と厚さごとの関連係数

b = 弾性変位係数と厚さごとの関連係数



この一般式における弾性変位係数と求めた厚さごとの関連係数の関係図も図-2に示した。これに基づいて任意の厚さにおける弾性変位係数の実験式を求めることが出来る。このことは10cm厚以上のアスファルト層厚になると図-1に示されているように弾性変位係数と温度の関係が平衡的な弾性変位曲線群として示

されていることに基づいて示す。更にこの場合が1cm厚に達しない場合は、なおこのことが決まってい

$$20 \text{ cm} \quad E_{20} = (4.0 + 7.00 T^{-1.673}) \times 10^3 \quad (2)$$

$$15 \text{ cm} \quad E_{15} = (1.8 + 4.75 T^{-1.502}) \times 10^3 \quad (3)$$

$$10 \text{ cm} \quad E_{10} = (1.0 + 2.47 T^{-1.473}) \times 10^3 \quad (4)$$

$$5 \text{ cm} \quad E_5 = (0.7 + 1.85 T^{-0.915}) \times 10^3 \quad (5)$$

現在における舗装設計法が主として静的な載荷重による設計に依るので、求めた弾性変位係数から弾性変位係数式はじゅうぶん満足を得て得るものと考へる。厚さごとに示した内部温度における弾性変位係数値とこの一般式、実験式に基づいて任意の設計弾性変位係数値逆に式を求め得るようとした。また設計に採用すべき温度とは4.4の弾性変位係数値は地盤によって年間の平均温度が違ふので、これに基づいて採すべきこと。一般には20℃のときの弾性変位係数値と採すべきが好ましいこと。厚さ5cmでは内部温度が表面温度によって大きく影響されるので弾性変位係数値が安定化し悪いものと考へられる。内部温度20～45℃では弾性変位係数は略々一定化している。15℃以下ではその変化が比較的小さく、5℃以下では20cm厚のときで30,000 kg/cm²に達する等も明らかになった。