

アスファルト舗装構造の合理的設計法に関する研究

AN APPROACH TO THE RATIONAL DESIGN OF ASPHALT
PAVEMENT STRUCTURES

阿 部 頼 政*

By Yorimasa ABE

1. 序

わが国の道路延長は約 100 万 km といわれ、現在までにその 30% 程度が舗装されてきた。この 30% という舗装率は欧米諸国に比べてまだまだ低く、現在でも毎年約 3 万 km ずつ舗装延長が伸びている。舗装の大部分はアスファルト舗装であるが、最近その構造設計や材料に関して種々の問題がクローズアップされ、アスファルト舗装要綱の改訂も着手されようとしている。

アスファルト舗装の構造設計はこれまで CBR 法によって行われてきたが、この設計法は、数多くの経験とバックデータの豊富さから、わが国でも安定した設計法として信頼されてきた。しかし、この CBR 法は、経験を主とした設計法であるために、過去に例のない舗装構成や新しい材料を使った舗装の設計にはきわめて無力であるといわざるをえない。一方、最近のわが国では交通荷重の増大、わだちぼれ、骨材不足などが深刻な問題となっており、これらの対応策として、新材料の開発、コンポジット舗装、フルデプスアスファルト舗装などが真剣に討議され、さらに、軟弱地盤におけるサンドウィッチ工法も不完全な設計ながら施工されつつある。以上のような特殊舗装に対して CBR 法が適用できないことはいうまでもなく、これにかわる合理的な設計法が渴望されている現状である。

このような背景のもとに、その解決手段としてわが国はもとより世界的に注目されているものが弾性理論を利用した構造設計法である。これは、舗装の各層を弾性体と仮定し、一般に円形等分布荷重のかかった三次元軸対象問題として応力やひずみを求める理論（以下弾性理論と略す）を構造設計に利用しようとするものである。経験的な手法が中心となってきたわが国の舗装設計では、新しい方向として非常に期待され、また研究されてきた

が、現段階ではまだまだ実用の域に達していないといえよう。すなわち、過去の経験に照しあわせて、弾性理論による計算結果があまり信頼性の高いものとは見なされていらないのである。これは、理論そのものに欠陥があるのではなく、弾性理論を舗装に適用するうえでの弾性定数の決定法に起因すると考えられる。すなわち、各層の弾性率（ヤング率）やポアソン比の決定法が一定しておらず、研究者によって非常に広範囲の値が採用されるため計算結果に信頼がおかれぬのである。したがって、弾性理論を舗装の構造設計に適用するには、これらの弾性定数の決定法を確立することが最も根本的な問題となる。そして、その決定法は、わが国がこれまで蓄積してきた経験的な知識と矛盾するものであってはならないと考えられる。

本論文は、過去の経験を結集したものとしてアスファルト舗装要綱の設計例をとりあげ、これを弾性理論によって解析することにより、弾性定数の中でも、最も重要視されるアスファルト混合物の弾性率および路床の弾性率を推定し、さらに、これらの推定値をもとにして、弾性理論による設計法の基準値（路床上面に作用する垂直応力）を提案しようとするものである。

本論は 2.~8. に示すが、まず 2. では、現設計法の基本的な考え方を考察し、3. では弾性理論の現状を紹介するとともにその問題点を検討している。4. では本論文における計算の概要とそれに含まれる仮定を述べ、5. で計算結果の考察を行っている。6. が本論文の中心であり、アスファルト混合物および路床の弾性率を推定し、これをシェルの設計法などと比較している。また、わが国の設計法は経験的なものであるが、弾性理論的に見れば路床上面に作用する垂直応力をもとに設計されていることを示している。7. では推定値の応用例としてフルデプス舗装の構造が T_A のみの設計で安全であることを示している。最後に 8. では、以上の結果を要約するとともに、暫定的なものではあるが、弾性理論によ

* 正会員 工博 日本大学専任講師 理工学部土木工学科

る設計法の基準となる垂直応力の許容値を提案して本論文のまとめとしている。

2. 舗装要綱の設計法とその考察

わが国におけるアスファルト舗装の設計方法は、AASHO 道路試験を利用した竹下の計算^{1),2),3)}とわが国の経験および各種の実験を基本にして決定されたものである。すなわち、交通荷重、路床の支持力と舗装厚の関係が次の2式によって表わされている。

$$H = \frac{58.5 P^{0.4}}{CBR^{0.6}} \dots\dots\dots(1)$$

$$T_A = \frac{12.5 P^{0.64}}{CBR^{0.3}} \dots\dots\dots(2)$$

ここに、 H ：舗装合計厚 (cm)

P ：設計輪荷重 (t)

T_A ：舗装を全部表層基層用加熱アスファルト混合物で設計したときの必要な厚さ (cm)

交通荷重の調査と路床土の CBR 試験によりそれぞれ設計輪荷重 P と設計 CBR が定まれば、式 (1), (2) により H と T_A が求められる。舗装の構成は、 T_A を下まわらないようにまた合計厚も (1) の H より 1/5 以上減少したものににならないように決定される。アスファルト舗装要綱では、設計者が利用しやすいように、 P と CBR の代表的な値に対して H と T_A を計算し表-1 のように示してある。

以上のように、この設計法は、 H と T_A の2本立である。 H は従来の CBR 設計曲線をもとにしたものであり、 T_A は AASHO 道路試験の結果をわが国の実情にあうように修正したものであるが、両者の特徴をとり入れたこの設計法は、昭和 42 年以来わが国のアスファルト舗装技術の最高の水準を示すものとして広く信頼されてきた⁴⁾。

図-1 は T_A と各層の厚さ (T_n) との関係を示したものである。設計輪荷重と設計 CBR をもとに、材料の

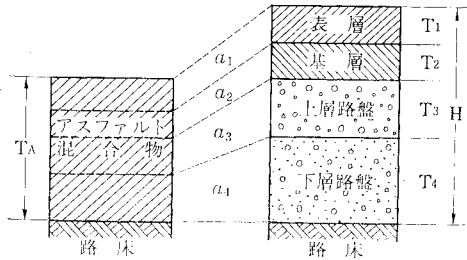


図-1 T_A と H の関係

入手方法や経済性を加味して設計された舗装構成 (b) は下記の条件を満足しなければならない。

$$\begin{aligned} \text{目標とする } T_A (\text{表-1}) &\leq \text{設計した舗装の } T_A \\ &= a_1 T_1 + a_2 T_2 + \dots + a_n T_n \dots\dots\dots(3) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 4/5 \times (\text{目標とする合計厚 } H) \\ &\leq T_1 + T_2 + \dots + T_n \dots\dots\dots(4) \end{aligned}$$

ここに、 a_1, a_2, \dots, a_n ：各層を構成する材料の等値換算係数

T_1, T_2, \dots, T_n ：各層の厚さ (cm)

ここで、等値換算係数とは、各工法、材料の 1 cm 厚が表層基層用加熱アスファルト混合物の何 cm に相当するかを示す値である (表-2)。したがって、これは、各工法、材料の価値を決定する重要な値であり、諸外国およびわが国の各種試験結果から、わが国の実情に合致するように経験的に定められたものである。

式 (3) によれば、舗装を構成する各層の、繰り返し荷重に対する抵抗性を主とした耐荷能力は、すべてアスファルト混合物の耐荷能力に換算され、最終的にはこれらの換算値を集計したアスファルト混合物層の厚さ (T_A) で安全性を検討するわけである。いいかえれば、実際の舗装構成である (b) と、換算値を寄せ集めた架空の舗装構成である (a) とは、同じ価値を持つと見なされていることになる。この設計法は経験的なものであるため、(a), (b) 両断面が等価であることの実証がない

表-2 T_A の計算に用いる等値換算係数

使用する位置	工法・材料	条件	等値換算係数	
表層 基層	表層基層用加熱アスファルト混合物		1.00	
上層 路盤	歴青安定処理	安定度 350 kg 以上	0.80	
		安定度 250~350 kg	0.65	
	セメント安定処理	一軸圧縮強さ 30 kg/cm ²	0.55	
	粒 度 調 整	浸 透 式	修正 CBR 80 以上	0.35
				0.55
マカダム		0.35		
下層 路盤	切込砕石、砂利、砂など	修正 CBR 30 以上	0.25	
		修正 CBR 20~30	0.20	

表-1 T_A と合計厚の目標値

設計 CBR	目標とする値 (cm)							
	A 交通		B 交通		C 交通		D 交通	
	T_A	合計厚	T_A	合計厚	T_A	合計厚	T_A	合計厚
2	21	62	29	74	39	90	51	105
2.5	20	55	27	66	36	79	48	92
3	18	49	25.5	58	34	70	45	82
3.5	17.5	45	24.5	54	32.5	65	43.5	76
4	17	41	23.5	50	31	61	42	70
5	15.5	35	22	43	29.5	54	39	60
6	14.5	30	21	38	28	48	36	53
8	13.5	27	19	33	26	40	33	47
10以上	12.5	23	17.5	29	24	34	31	40

ことはいうまでもない。しかし、これまで述べてきたように設計法の根本に両断面の等価という考え方があるのは明らかであり、本論文の解析もこの考え方を基本にして進めることにする。

3. 舗装における弾性理論の現状とその間点

舗装を構成する各層を弾性体と仮定し、各層の応力や変位などをもとに舗装を設計しようとする、いわゆる弾性理論による設計法は Burmister⁹⁾ にその端を発したといえよう。彼は2層問題について理論解を求めると同時に、その表面変位について実用に便利な図表を発表した。この理論解と図表をきっかけにして、2層問題、3層問題に対する応力、ひずみ、変位の図表、数表が次々と発表されてきた。これらをまとめて表-3に示す。それぞれの内容についてはほかに紹介があるので^{6), 7)}ここでは省略するが、われわれが利用しやすいものとしては、2層問題について三浦の数表⁸⁾、3層問題の応力、ひずみに関しては Jones の数表⁹⁾、Peattie の図表¹⁰⁾、表面変位に関しては Nascimento の近似計算法¹¹⁾などがあげられよう。さらに最近では、4層以上の問題も含めて BISTRO, CHEV-5L 等、電子計算機用のプログラムも開発されている。

表-3 2層, 3層構造の簡易計算法

	応力, ひずみ	表面変位	
2層	Fox (数表)	Burmister (図表)	近似計算
	三浦 (数表)	三浦 (数表)	
3層	Jones (数表)	Kirk (数表)	{ Barber ウデマルク 上田・西中村 Nascimento
	Peattie (図表)	植下 (図表)	

以上に示したように、現在では多層構造に関する計算の手法はほぼ確立されたと考えられる。しかし、現実の舗装設計に弾性理論が利用されることはきわめて少ない。弾性理論をもとにした設計法としては Shell の設計曲線¹²⁾が有名であるが、わが国で利用された例はなく、わずかにサンドウィッチ工法¹³⁾、フルデプス舗装¹⁴⁾などの特殊舗装について弾性理論による試算が行われている程度である。このように、計算方法が確立されているにもかかわらず弾性理論が利用され難い最大の原因は、舗装の設計に適用するうえでの諸定数の決め方に問題があるためと考えられる。すなわち、各層を弾性体と仮定したときの定数(ヤング率 E , ポアソン比 μ) のとり方が確立されていないのである。もともと弾性体とはいい難い土やアスファルト混合物の E や μ を求めること自体、かなり無理があることはいうまでもないが、ここでは μ に比べてはるかに大きな影響を計算値に与える E について考察することにする。

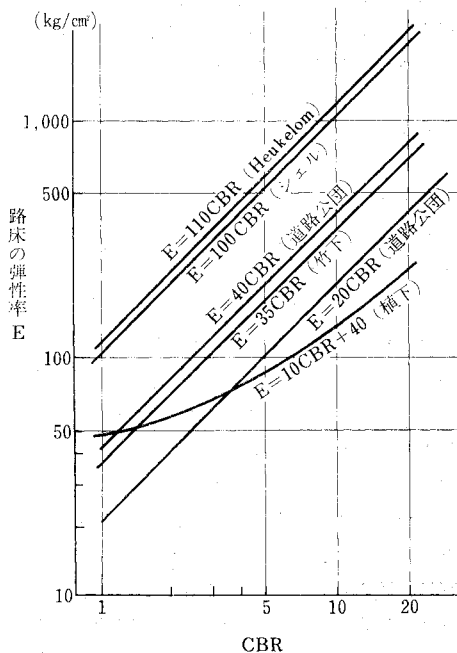


図-2 E と CBR の関係

路床土の E を推定する方法は種々提案されているが、最も一般的なのは CBR を E に換算する方法であろう。これは、アスファルト舗装の設計では CBR 試験による方法が世界的にも広く利用されているためと考えられる。CBR と E の換算は一般に次の式で表わされる。

$$E = n \text{ CBR (kg/cm}^2\text{)} \dots\dots\dots (5)$$

この n の値が一定であれば問題はないが、換算式の提案者によって 20~110 の範囲の値となる。図-2 はこれを図示したものであるが、わが国だけの例をとっても、日本道路公団¹⁵⁾では $n=20$ or 40 、竹下¹⁶⁾が $n=35$ 、植下¹⁷⁾が $E=10 \text{ CBR} + 40$ を提案し、三浦¹⁴⁾は Shell の $n=100$ を使用しているように、きわめて広範囲にわたり、 n の値についての合意は得られていない。

一方、路床土の E にも増して重要視されるのはアスファルト混合物の E である。これは、前章で述べた T_A に見られるように、わが国の設計法がアスファルト混合物を中心にしていることから容易に推測されよう。

アスファルト混合物の E は温度と載荷速度により非常に大きく変化する。したがって、両者を考慮に入れた竹下の換算表¹⁷⁾や、アスファルトのスティフネスと骨材容積率からアスファルト混合物の E を推定する Heukelom と Klomp の公式¹⁸⁾などがよく利用される。特に後者は、アスファルト舗装構造の第3回国際会議でも非常に多くの研究者に利用されているが、この公式によればアスファルト混合物の E は、 $20,000 \text{ psi} \sim 4 \times 10^6 \text{ psi}$ ($1,400 \text{ kg/cm}^2 \sim 28 \text{ 万 kg/cm}^2$) 程度の値となる。そして、

これらの値は、現場試験の実測値と弾性計算との比較をする場合に主として用いられている。したがって、各研究者の考え方、推定の方法、現場環境のとらえ方などにより、アスファルト混合物の E は非常に広範囲の値がとられることになる。

以上、路床の E とアスファルト混合物の E が現段階では定量的にとらえられていないことを示した。極端ないい方をすれば、弾性理論による計算値は E のとり方によって容易に実測値と一致させることができるわけである。これはまた逆に弾性理論による計算が信用されない一原因になっていると考えられる。

これまで述べてきた弾性率のとり方は、既存の舗装の実測値と比較して弾性理論の適用性を検討する場合の例が主であり、したがって、舗装体の温度や載荷速度によってアスファルト混合物の E が変化するのは当然ともいえたわけである。しかし、アスファルト舗装の構造設計に弾性理論を利用するという立場にたてば、路床やアスファルト混合物の E の決定法は一義的に定める必要があろう。そのためには数多くの実験および研究が必要となるが、現在この問題に関して提案され設計法に結びつけられたものとしては、シエルグループの研究者達による成果¹²⁾が唯一の例としてあげられる。

シエルの設計法は、路床上面の圧縮ひずみ ϵ_z とアスファルト混合物層の下面に生じる引張ひずみ ϵ_r を許容値以内に入るように舗装を設計しようとするものである。 ϵ_z と ϵ_r の計算はいうまでもなく弾性理論によるが、そのときのアスファルト混合物の弾性率 E_a と路床の弾性率 E_s は次のように定められている。

$$\begin{cases} E_s = 100 \text{ CBR (kg/cm}^2\text{)} \dots\dots\dots (6) \\ \epsilon_z \text{ の計算} \dots E_a = 10\,500 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \dots\dots\dots (7) \\ \epsilon_r \text{ の計算} \dots E_a = 63\,500 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \dots\dots\dots (8) \end{cases}$$

ここで式 (6) は CBR と動的弾性率の実測値をもとに提案されたものである。また、式 (7) は、路床に生ずる ϵ_z が最も大きくなる場合として E_a の最低値 (気温が 32°C 程度の場合) をとって ϵ_z を計算するものであり、式 (8) は、年間の温度変化が舗装の疲労寿命に与える影響について Meiner の法則を適用し、各種の断面について検討した結果、設計温度は 10°C が適当であると結論し、この温度に対応する E_a として 63 500 kg/cm² を採用したものである。なお、荷重繰り返し数 10⁶ 回に対する許容値としては、 ϵ_z で 6.5×10^{-4} 、 ϵ_r で 1.45×10^{-4} が提案されている。

しかし、これらの値をわが国の舗装設計にそのまま利用するわけにはいかない。気象条件、路床土の性質、交通荷重の性格など、種々の環境が異なるからである。わが国では、実測値と計算値の比較に E_s の換算式 (6)

はしばしば利用されるが、 E_a の値としては 15 000 kg/cm²¹³⁾ とか 20 000 kg/cm²¹⁴⁾ とかの値が使用されている。そして、これら E_a の値は、明確な根拠があるわけではなく、計算上の単なる仮定値として見るべきものである。すなわち、わが国の舗装における弾性理論の現状は、 E_s や E_a を仮定して試算を行っている段階であり、弾性理論を舗装設計に利用しようとする方向の基礎研究はほとんど皆無といつてよからう。

本論文は、以上のような問題点を考慮し、わが国の舗装設計に弾性理論を適用するための最初のステップとして、設計に使用すべきアスファルト混合物の弾性率 E_a と路床の弾性率 E_s の決定法を提案しようとするものである。そして、この提案の根拠としてとりあげたものが、わが国の技術と経験を結集したアスファルト舗装要綱の設計例である。すなわち、設計例が弾性理論に合致するようにつくられていると解釈して、弾性計算を行い、計算結果を解析することにより、すべての設計例に共通な E_a と E_s を推定しようとするものである。

4. 計算方法と仮定

(1) 断面の選定

アスファルト舗装要綱では表-1の規定の具体的設計例として表-4のような舗装断面を A, B, C, D の各交通について示している。本論文ではこれら断面のほぼすべてについて弾性計算を行うことにした。要綱にあげられた設計例はわが国で最も広く利用されていると考えられるからである。そしてさらに、 T_A という厚さを持つアスファルト混合物だけで舗装した場合 (フルデプス舗装とよばれている) についても同様の計算を行った。したがって本計算に採用された断面の数は表-5の組み合わせとなり、合計 56 である。

路床の上に直接アスファルト混合物をおいた断面 (以下 T_A 断面と略す) ではアスファルト混合物の有限層と路床の半無限層とからなる2層系とし、アスファルト

表-4 舗装要綱の設計例 (C交通)

設計 CBR	表層+基層 加熱アス ファルト 混合物	上層路盤		下層路盤	T_A	合計厚
		壓 青 安 理 定	粒 度 調 整	切 込 砂 利		
2	10	15	25	35	39.5	85
2.5	10	15	25	32	36.3	82
3	10	12	25	25	34.6	72
3.5	10	12	20	23	32.5	65
4	10	12	20	20	31.6	62
5	10	12	15	20	29.9	57
6	10	12	10	20	28.1	52
8	10	10	10	18	26.0	48
10以上	10	10	10	10	24.0	40

舗装要綱の設計例の断面(以下設計例と略す)では、アスファルト混合物と歴青安定処理の部分を第1層、粒度調整と切込砂利の部分を第2層、路床を半無限の第3層とした3層系として計算を行った(図-3)。

表-5 断面の組み合わせ

CBR	交通量	構造
2	A(P=3t)	T _A (2層)
3		
4	B(P=5t)	設計例 (3層)
5		
6	C(P=8t)	設計例 (3層)
8		
10	D(P=12t)	
7種	4種	2種

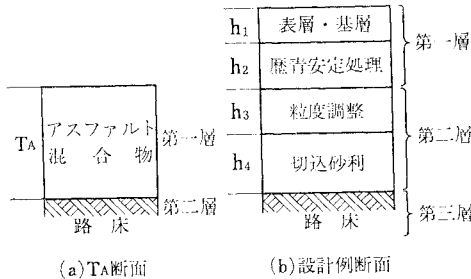


図-3 断面の選定

(2) 計算上の仮定

上記 56 種の各断面について、第1層表面のたわみ、下面の引張ひずみ、路床上面にかかる垂直応力を求めたが、計算に使用した仮定は次のとおりである。

a) 輪荷重 $P(t)$ と接地半径 $a(cm)$ の間には次の関係式が成立する。

$$a = P + 12 \dots\dots\dots (9)$$

b) 各層の境界は粗とする。

c) 各層を構成する材料のポアソン比はいずれも 0.5 とする。

a) の仮定は輪荷重と接地圧の関係について竹下²⁰⁾が整理した結果を利用したものであり、b) は理論解を求めるときの境界条件で、これを完全に粗として解かれた結果を利用することを示すものである。また、c) は、ポアソン比が 0.5 から 0.3 に変化しても計算結果には平均値で 10% 以内の影響しか与えないという Peattie²¹⁾ の論文を参考にし、一定値 0.5 を採用したものである。したがって以上 3 つの仮定の是非に関する検討は本論文では行っていない。本論文の中心は次に示す弾性率 E の仮定の検討にある。

d) アスファルト混合物の E は、10 000 kg/cm²、60 000 kg/cm²、110 000 kg/cm² の 3 つの場合について計算し、その影響を検討する。

e) 路床の設計 CBR から E への換算は、 $E=35 \text{ CBR(kg/cm}^2)$ と $E=110 \text{ CBR(kg/cm}^2)$ の 2 つの場合をとる。

f) 設計例の路盤材料のうち、粒度調整材料と切込砂利については、修正 CBR 20~100 のものに対して

E が 1 000 kg/cm²~5 000 kg/cm² になるように次の換算式を使用する。

$$E = 50 \times (\text{修正 CBR}) \text{ (kg/cm}^2) \dots\dots\dots (10)$$

これは、竹下¹⁶⁾が名神や諸外国の実測値を整理した結果によれば路盤材料では $E=50 \text{ CBR}$ 前後であり変化がないことをもとにしている。

以上の仮定のうち、アスファルト混合物の E と路床の E を変化させたのは、これらの決定法が計算値(表面変位、垂直応力、引張ひずみ)にどのような影響を与えるかを検討しようとしたからである。

なお、弾性理論そのものに含まれる仮定(等方、等質その他)がこれに加わることはいうまでもない。

(3) 設計例から 3 層系への換算

設計例を三層系として計算する場合、第1層は表層、基層用アスファルト混合物と歴青安定処理、第2層は粒度調整と切込砂利からなる混合層となる。いま表層、基層用アスファルト混合物の弾性率を E_a とすれば第1層の弾性率 E_1 は安定度の小さい歴青安定処理層が混っているために E_a よりも当然小さくなるはずである。この第1層(混合層)の平均的な弾性率は次の式によって推定した。

$$E_1 = \frac{T_1 + 0.7 T_2}{T_1 + T_2} \cdot E_a \dots\dots\dots (11)$$

ここで T_1, T_2 はそれぞれ表層、基層用アスファルト混合物、歴青安定処理の厚さを示す。また 0.7 という数値は表層、基層用アスファルト混合物(以下、アスファルト混合物と略す)の安定度が 500 kg 以上、歴青安定処理が 350 kg 以上と規定されていることから、350 と 500 の比をとって 0.7 としたものである。第2層の平均的な弾性率 E_2 の推定は次の式によった。

$$E_2 = \frac{80 T_3 + 30 T_4}{T_3 + T_4} \cdot 50 \dots\dots\dots (12)$$

T_3, T_4 : 粒度調整、切込砂利それぞれの厚さ (cm)

ここで、右辺の第1項は表-2の規定、すなわち粒度調整で修正 CBR 80 以上、切込砂利で修正 CBR 30 以上という条件を考慮して平均の修正 CBR を推定したものであり、さらに第2項は前節 f) の仮定から 50 をかけたものである。

(4) 計算方法

計算はすべての場合について、CHEV-5 L のプログラムおよび HITAC 8400 (日大理工学部)を利用して行った。

5. 計算結果の考察

計算のインプットとして与えられた因子は、設計輪荷

重が A, B, C, D (3 t, 5 t, 8 t, 12 t) の 4 種, 断面が T_A 断面と設計例の 2 種, アスファルト混合物の弾性率が $10\,000\text{ kg/cm}^2$, $60\,000\text{ kg/cm}^2$, $110\,000\text{ kg/cm}^2$ の 3 種, 路床の弾性率 E_s が $35\text{ CBR(kg/cm}^2)$, $110\text{ CBR(kg/cm}^2)$ の 2 種, 路床の CBR が 2, 3, 4, 5, 6, 8, 10 の 7 種で, 場合の数はこれらすべての組み合わせ, すなわち $4 \times 2 \times 3 \times 2 \times 7 = 336$ となる. これら 336 の各場合につき, 計算結果として得られたアウトプットは, 第 1 層の表面変位 w_0 , 第 1 層下面の引張ひずみ ϵ_r , 路床上面の垂直応力 σ_z である.

以上のすべての計算値を図表化することは繁雑でありまたスペースの限界もあることなので, 本節では考察に必要な 表-6 の場合についてのみグラフ化することにする.

表-6 考察の対象 (第 5 章)

断面	交通量 n	A		B		C		D	
		35	110	35	110	35	110	35	110
E_a 10 000 (kg/cm ²)	T_A					○	○		
	設計例	○		○		○	○	○	
60 000 (kg/cm ²)	T_A					○	○		
	設計例	○	○	○	○	○	○	○	○
110 000 (kg/cm ²)	T_A					○	○		
	設計例	○	○	○	○	○	○	○	○

(注) ○印は対象になっている組み合わせ

(1) 路床の E の影響

図-4 はアスファルト混合物の弾性率 E_a を $60\,000\text{ kg/cm}^2$ にとり, 設計例の垂直応力 σ_z を示したものである. 路床の CBR が大きくなるにつれて σ_z も一般に大きくなる. また, $E_s = 35\text{ CBR(kg/cm}^2)$ よりも $E_s =$

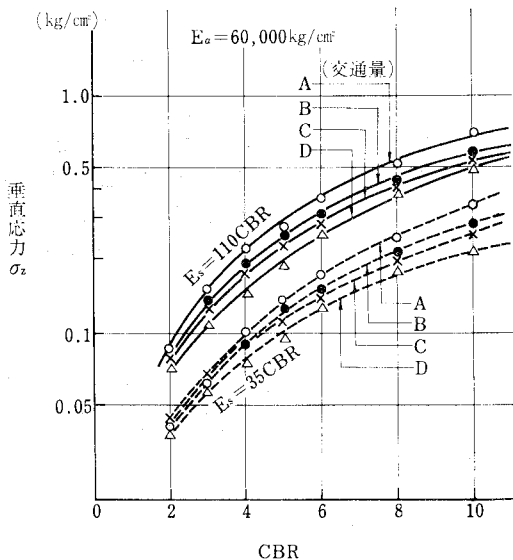


図-4 σ_z の変化

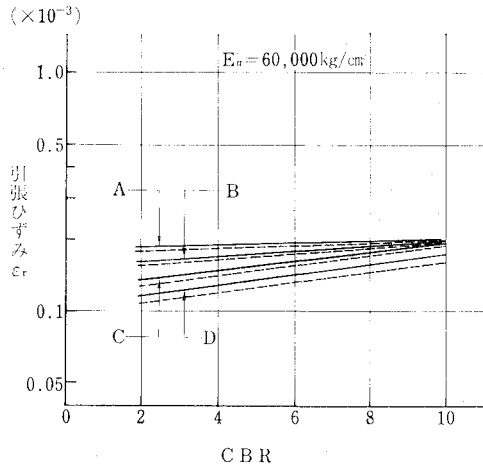


図-5 ϵ_r の変化

$110\text{ CBR(kg/cm}^2)$ と仮定した方が全体として σ_z は大きくなる. 交通量の面から見ると, E_s のとり方にかかわらず交通量が增大する (A→D) につれて σ_z は減少している.

図-5 は同じ条件で引張ひずみ ϵ_r を示したものである (実線は $E_s = 110\text{ CBR}$, 点線は $E_s = 35\text{ CBR}$ を示す). CBR が大きくなるにつれて ϵ_r も多少大きくなる傾向はあるが E_s のとり方はほとんど無関係といつてよい. 交通量が增大すると σ_z の場合と同じく ϵ_r も減少するが, 全体として, E_a が $60\,000\text{ kg/cm}^2$ ならば ϵ_r はあまり変化がなく $100 \times 10^{-6} \sim 200 \times 10^{-6}$ にあるといえよう.

表面変位 w_0 について同様に示したのが 図-6 である. CBR が大きくなるにつれて w_0 は一般に減少し, E_s も $35\text{ CBR(kg/cm}^2)$ よりも $110\text{ CBR(kg/cm}^2)$ の方

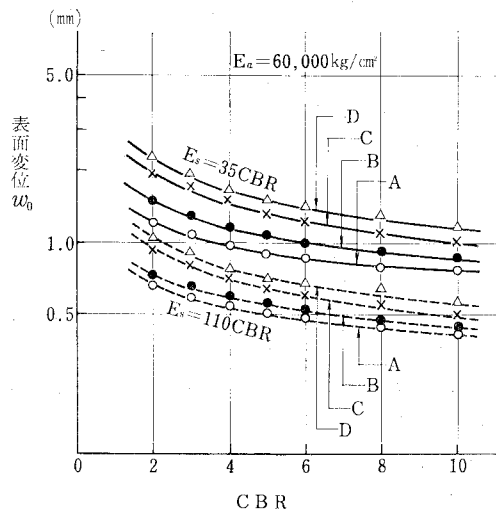


図-6 w_0 の変化

が ω_0 は減少する。すなわち、路床の支持力が大きければ ω_0 は小さくなるといえよう。交通量の影響についてみると、A→D と増大するにつれて ω_0 は大きくなっている。すなわち σ_z, ϵ_r の場合と反対の傾向にある。

以上、 $\sigma_z, \epsilon_r, \omega_0$ について、CBR, E_s , 交通量の影響をみてきた。舗装にとっては、 $\sigma_z, \epsilon_r, \omega_0$ とも小さいことが望ましいことはいうまでもないが、 σ_z と ω_0 はこの場合、完全な対立関係にある。すなわち、 E_s についていえば、 σ_z を小さくしようとして E_s をさげると ω_0 は逆に大きくなってしまふのである。CBR, 交通量についても同じことがいえる。 ϵ_r はこれらの因子にあまり影響を受けないが、次節で述べるアスファルト混合物 E_a の値に大きく左右されるのである。これらのバランスをとることが舗装設計の課題といえよう。

(2) E_a の影響

図-7 は E_s を 35 CBR(kg/cm²) と一定にとり、 E_a を 10 000 kg/cm² と 110 000 kg/cm² の 2 つについて σ_z の変化を示したものである。 E_a が 110 000 kg/cm² の場合は、交通量が A→D と増大するにつれて σ_z は小さくなるが、 E_a が 10 000 kg/cm² の場合は逆に σ_z は大きくなる。また、前者の場合、プロットされた点は整然と並んでいるが、後者の場合は多少いり乱れている。

図-8 は同じ条件で ϵ_r を示したものである。ほとんどの曲線が水平に近くなっているのは、 ϵ_r が横軸の CBR にあまり影響されないことを意味し、前節の考察と一致する。また、 E_a が 110 000 kg/cm² と 10 000 kg/cm² で、はっきりと上下にわかれていたのは、 E_a によって ϵ_r が大きく変化することを意味する。交通量に関しては σ_z の場合と同じく 110 000 kg/cm² では A→D の順

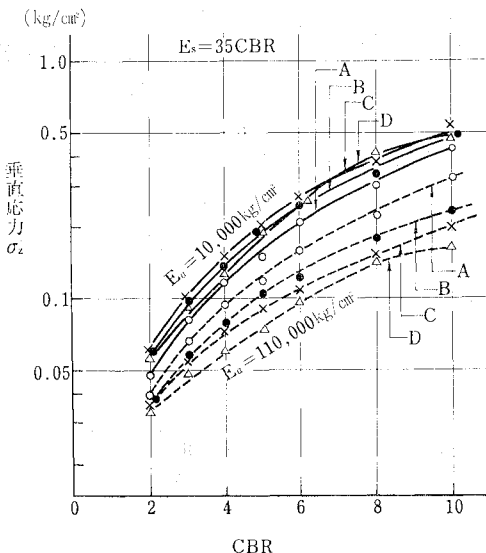


図-7 σ_z の変化

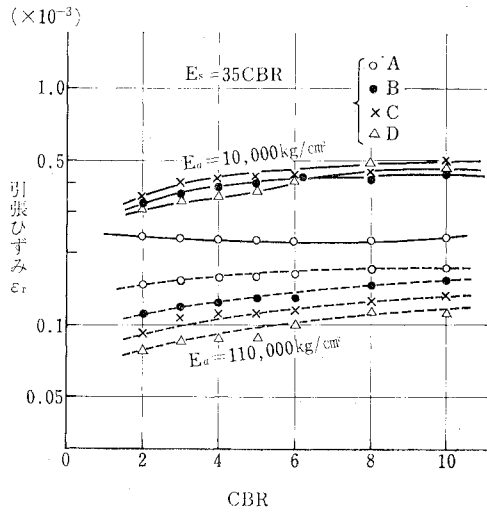


図-8 ϵ_r の変化

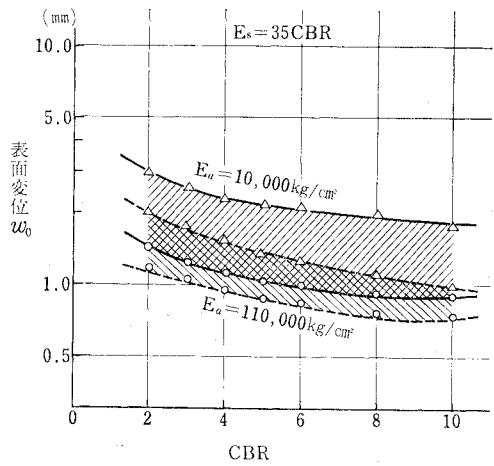


図-9 ω_0 の変化

に ϵ_r は小さくなるが、10 000 kg/cm² ではこの逆の傾向にある。

図-9 は同じ条件で ω_0 を示したものであるが、曲線が交差するので範囲で示した。このように交差するのは E_a の影響が比較的小さいことを意味し、 σ_z, ϵ_r のような交通量に対する逆転も見られない。

以上の考察から E_s と E_a の影響をまとめると表-7 のようになる。すなわち、 σ_z は E_s, E_a 両方の影響を受けるが ϵ_r は E_a, ω_0 は E_s によって大きく左右されるといえよう。

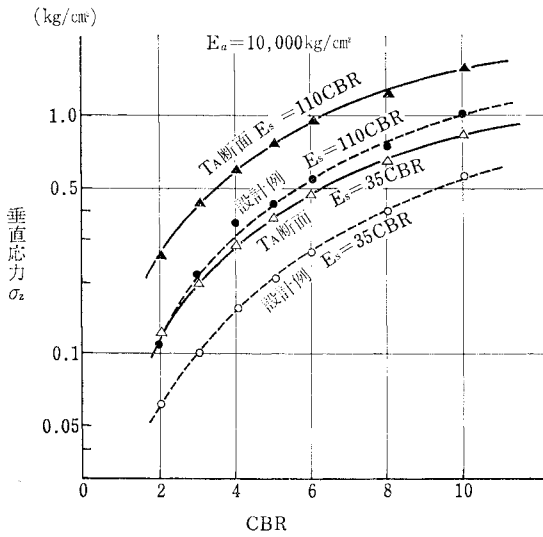
表-7 E_a と E_s の影響

計算値 弾性率	E_a と E_s の影響		
	σ_z	ϵ_r	ω_0
E_a	○	○	×
E_s	○	×	○

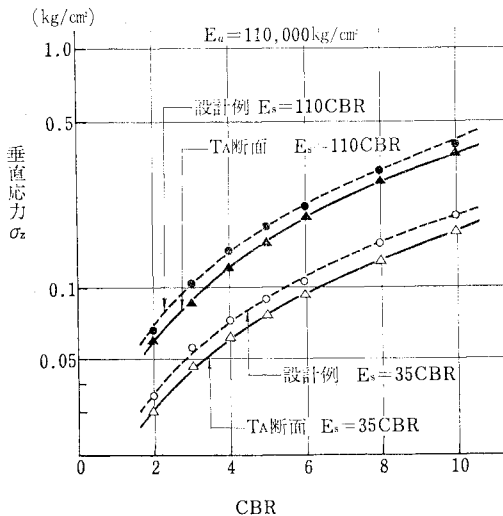
○影響大、×影響小

(3) 設計例と T_A 断面の比較

これまでの考察はすべて設計例についてのものであ



図一10 両断面の比較 (1)



図一11 両断面の比較 (2)

たが、図一10に T_A 断面と設計例を σ_z によって比較した。これは、 $E_a=10\,000\text{ kg/cm}^2$ 、C交通についてのものである。 E_s を 35 CBR (kg/cm^2)、110 CBR (kg/cm^2) いずれにとっても、 T_A 断面の σ_z が設計例の σ_z よりも大きくなる。すなわち、これらの条件のもとでは T_A 断面の方が危険側となる。しかし、他の条件をそのままにして E_a を $110\,000\text{ kg/cm}^2$ にとると、この関係は逆転し(図一11)今度は T_A 断面の σ_z が小さくなり安全側となる。このように、 E_a が小さければ T_A 断面が危険側で、 E_a が大きければ T_A 断面が安全側という傾向は σ_z だけでなく ϵ_r 、 ω_0 についても同様であり、さらに、A交通～D交通、 $E_s=35\text{ CBR}(\text{kg/cm}^2)$ 、110 CBR (kg/cm^2) のほとんどすべての組み合わせについて

成立する。すなわち、それぞれの条件のもとで、 T_A 断面と設計例の σ_z 、 ϵ_r 、 ω_0 を一致させる E_a が存在することを示している。

6. アスファルト混合物の弾性率 E_a の推定

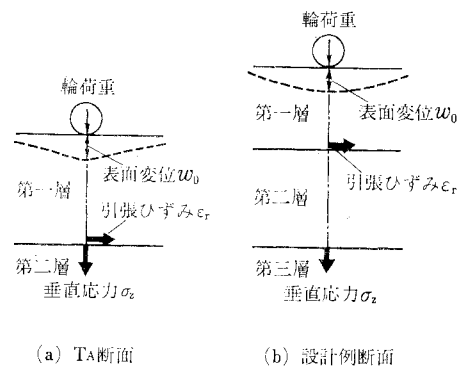
本章では構造設計に使用すべきアスファルト混合物の弾性率 E_a を推定する。これはまた本論文の主眼とするところでもある。

図一12に T_A 断面と設計例断面とを再掲したが、この両者は、経験的、実験的に等価と見なされていることを前に述べた。そして、この考え方にしがった現設計法は発表されて以来すでに8年経過し、その間、わが国の舗装設計に利用されてきたが、現在にいたるまで設計法の誤りが指摘された例はほとんどなく、経験的に妥当なものとして受けとめられている。

このように両断面が等価であるということは、舗装の場合、破壊に至るまでに通すことのできる繰り返し荷重(輪荷重)の数が同じということを意味する。そして、この繰り返し荷重に対する抵抗性を判定する指標として一般に使われるのが、これまで述べてきた σ_z 、 ϵ_r 、 ω_0 である。これら3つの指標のうち、いずれが適当であるかはこれまで明らかにされていない。 σ_z だけによる設計例²²⁾もあれば、 ϵ_r によるもの¹²⁾、 ω_0 をもとにしたもの²³⁾とさまざまである。

わが国の設計法は経験的なものであるから、これら3つの指標については考慮されていない。しかし、経験的、実験的な設計法ではあっても、それが妥当なものであれば何らかの指標は存在するはずである。その指標がこれまで明らかにされていないということであろう。

T_A 断面と設計例断面とが等価であるということは、ある適当な指標をとった場合に両断面における値が一致することであると考えられる。たとえば、もし仮に σ_z がその適当な指標であるならば、両断面の σ_z の値は一致することになる。本論文で使用された両断面の数は



図一12 断面と計算値

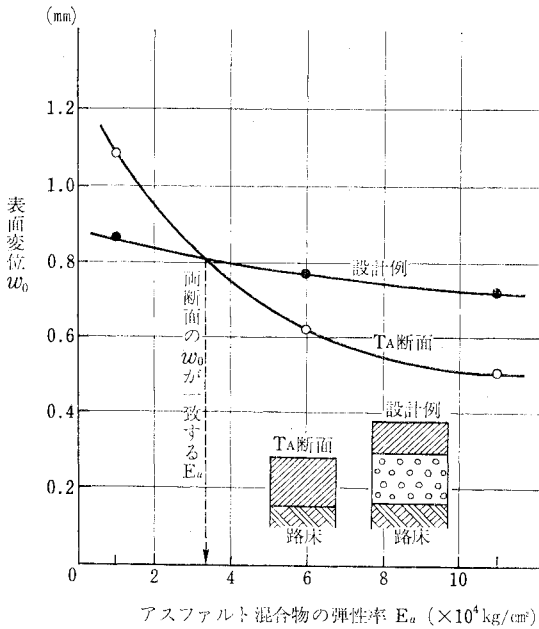


図-13 ω_0 が一致する E_a の求め方

28組であるが、それぞれの場合に σ_z が一致するかどうかは、 E_a と E_s の決定法にかかっている。しかし、 σ_z が適当な指標であるならば、両断面の σ_z を一致させる E_a と E_s の決定法はすべての場合について一定になるはずであり、その一定の値が設計に使用すべき E_a と E_s であると考えられる。

以上のような推論に基づき、 T_A 断面と設計例断面 28組の σ_z , ϵ_r , ω_0 を一致させる E_a を各組それぞれにつ

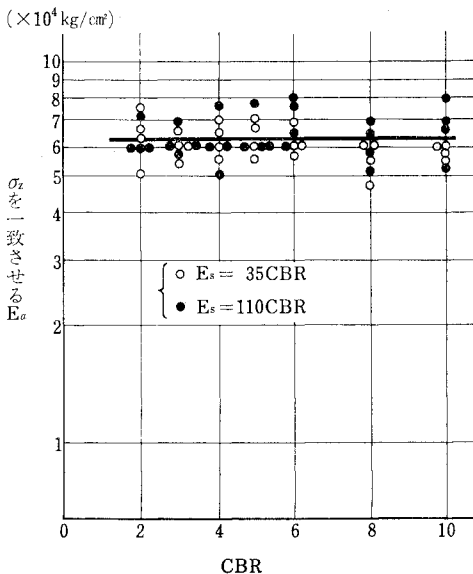


図-14 σ_z を一致させる E_a

いて求めてみた。図-13 に求め方の一例を示すが、これは、横軸に E_a をとり、縦軸に ω_0 をとって、A 交通、 $CBR=10$, $E_s=35 CBR(kg/cm^2)$ という条件における両断面の計算値をプロットしたものである。 E_a の値が小さいときは T_A 断面の ω_0 が大きく、 E_a が大きくなれば設計例の ω_0 が大きくなる。各点をなめらかな曲線で結ぶと、2 曲線の交点から両断面の ω_0 を一致させる E_a の値 $39000 kg/cm^2$ が得られる。交通量 A~D, $CBR=2\sim10$ の組み合わせ、すなわち 28 組の断面それぞれについて、以上のように指標 (σ_z , ϵ_r , ω_0) を一致

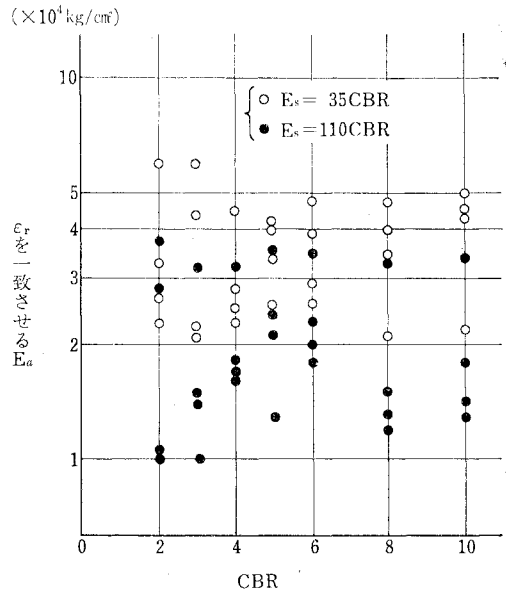


図-15 ϵ_r を一致させる E_a

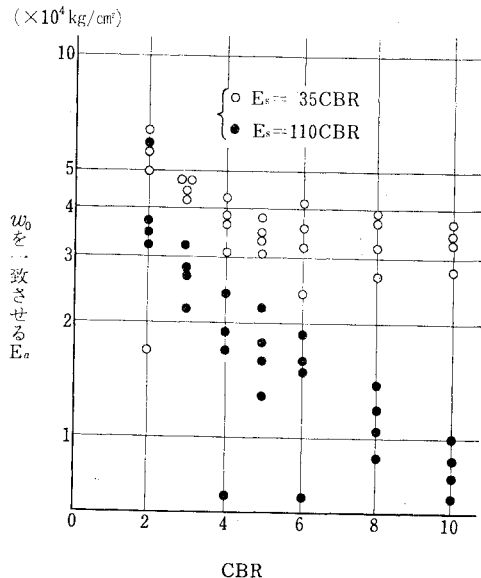


図-16 ω_0 を一致させる E_a

させる E_a を求め、図-14, 15, 16 に示した。なお E_s も 35 CBR(kg/cm²) と 110 CBR(kg/cm²) の2つの場合について示している。

図から明らかなように、 ϵ_r や ω_0 については非常にばらつきがあるが σ_z を一致させる E_a は、横軸の CBR や、 E_s のとり方によらずほとんど一定の値となる。そして、その平均値は 63 000 kg/cm² であり、シエルの設計曲線の根拠となった $E_a=63\ 500$ kg/cm² (式 (8)) にきわめてよく一致している。この E_a の値をさらに詳しく検討するために、63 000 kg/cm² にごく近い 60 000 kg/cm² の場合の σ_z の計算値を表-8 に示した。図-13 の求め方はかなり誤差のともなう方法であるが、表-8 の計算値を比較してみると非常によく一致していることがわかる。

図-17 には、表-8 をもとに、両断面の σ_z の計算値を比較した誤差の分布を示した。この図によると、 E_a を 60 000 kg/cm² にすれば、両断面の σ_z は 90% 近くが誤差 6% 以内で一致することになる。

以上の考察から、現設計法は σ_z を指標としていてと推定できる。経験的、実験的に決められた設計法ではあるが、弾性理論的に見れば、 T_A 断面と設計例断面に作

表-8 $E_a=60\ 000$ kg/cm² における垂直応力の計算 (kg/cm²)

交通量	CBR	$E=35$ CBR			$E=110$ CBR		
		T_A 断面 σ_z	設計例 σ_z'	σ_z/σ_z'	T_A 断面 σ_z	設計例 σ_z'	σ_z/σ_z'
A	2	0.047	0.040	1.18	0.094	0.085	1.11
	3	0.077	0.069	1.12	0.164	0.152	1.08
	4	0.106	0.100	1.06	0.228	0.221	1.03
	5	0.131	0.126	1.04	0.277	0.275	1.01
	6	0.181	0.175	1.03	0.374	0.376	0.99
交 通	8	0.242	0.244	0.99	0.487	0.504	0.97
	10	0.326	0.358	0.91	0.638	0.705	0.90
	2	0.046	0.046	1.00	0.087	0.086	1.01
	3	0.066	0.068	0.97	0.136	0.135	1.01
B	4	0.090	0.091	0.99	0.192	0.190	1.01
	5	0.125	0.127	0.98	0.268	0.266	1.01
	6	0.149	0.151	0.99	0.320	0.312	1.03
	8	0.210	0.215	0.98	0.440	0.434	1.01
	10	0.291	0.297	0.98	0.590	0.577	1.02
交 通	2	0.043	0.042	1.02	0.079	0.079	1.00
	3	0.064	0.067	1.03	0.128	0.132	0.97
	4	0.088	0.092	0.96	0.184	0.187	0.98
	5	0.111	0.114	0.97	0.237	0.235	1.01
	6	0.139	0.140	0.99	0.301	0.287	1.05
D	8	0.196	0.200	0.98	0.417	0.402	1.04
	10	0.264	0.272	0.97	0.550	0.533	1.03
	2	0.039	0.038	1.03	0.072	0.070	1.03
	3	0.058	0.058	1.00	0.112	0.110	1.02
交 通	4	0.077	0.075	1.03	0.156	0.147	1.06
	5	0.097	0.095	1.02	0.204	0.192	1.06
	6	0.129	0.130	0.99	0.278	0.267	1.04
	8	0.177	0.198	0.89	0.381	0.401	0.95
	10	0.227	0.229	0.99	0.481	0.455	1.06

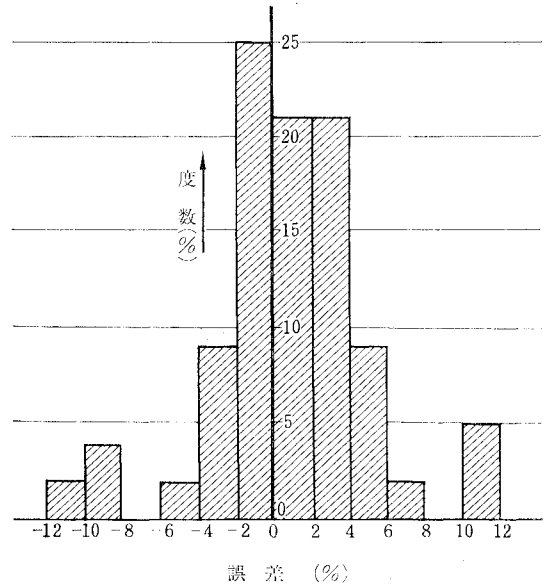


図-17 $E_a=60\ 000$ kg/cm² としたときの誤差の分布

用する垂直応力が一致するように設計されていると解釈できるわけである。そして、計算に使用すべきアスファルト混合物の弾性率 E_a は 63 000 kg/cm² 程度と推定できる。この E_a の値は、交通量, CBR, E_s の決定法に影響を受けない一定値である。なお、これは、現設計法を弾性理論で近似させたときに、アスファルト混合物の弾性率 E_a がとるべき値とも解釈できる。

次に路床の弾性率 E_s の決定法を考えてみよう。 E_s は n CBR として $n=35, 110$ の2つの場合について計算してきたが、これまでの考察から n の値を推定することはできない。そこで、路床の許容応力から検討してみ

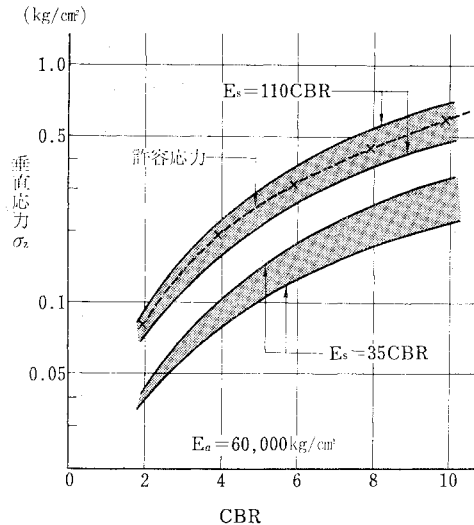
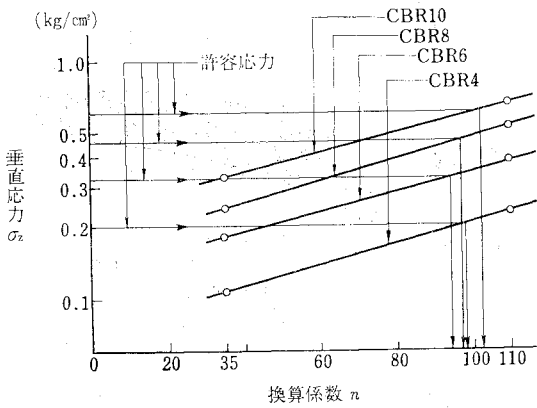


図-18 計算値と許容応力の関係



図一19 換算係数 n の推定法

ることにする。

Peattie²¹⁾ は、AASHO の道路試験 および シェルの研究成果をもとに CBR と許容応力の関係を発表している。この関係を、これまでの計算値とともに 図一18 に示した。 $n=35$ の場合は、かなりかけはなれた値となっており、 $n=110$ ではほぼ一致している。しかし、一部が許容応力を超えているので、計算値の上限と許容応力が一致するような n の値を求めてみた。その方法を 図一19 に示すが、これは、横軸に n の値、縦軸に σ_z をとり、各 CBR について $n=35, 110$ の上限値をプロットして直線で結び、対応する CBR と許容応力の関係から、 n の値を求めたものである。きわめてあいまい近似であるが、表一9 の結果をみると、平均値を丸めた値として $n \doteq 100$ が得られる。すなわち、Peattie の示した許容応力を是認すれば、 $E_s = 100 \text{ CBR (kg/cm}^2\text{)}$ が妥当な推定方法となる。なおこれは、シェルの設計曲線に使用された推定方法と一致している。

表一9 換算係数 n の推定

CBR	n
4	99
6	96
8	98
10	103
$n \doteq 100$	

以上、わが国の代表的な設計法であるアスファルト舗装要綱の設計例をもとにして、アスファルト混合物の弾性率 E_a は $63\,000 \text{ kg/cm}^2$ 、路床の弾性率 E_s は $100 \text{ CBR (kg/cm}^2\text{)}$ と推定されることを示した。そして、これはシェルの設計曲線の基準になっている式 (6)、式 (8) の値とほぼ一致している。シェルの設計では式 (7) の $E_a = 10\,500$

表一10 舗装厚の比較

設計法	舗装要綱 T_A (cm)	シェル T_A' (cm)	T_A/T_A'
CBR			
3	26.3	28	0.94
5	22.0	25	0.88
6.6	20.8	24	0.87
10	17.9	22	0.81

比べて多少厚めになると考えられる。表一10 に、シェルの設計曲線によるものとわが国の規定を、アスファルト混合物のみで舗装する場合の厚さで比較してみた。設計条件は、5 t 輪荷重、 10^6 回載荷であるが、これは両者の設計法で最も標準的な場合に相当する。表から明らかかなように、シェルの設計法に比べわが国の舗装厚は 5 ~ 20% 薄くなっている。そして、CBR が大きくなるにつれて差異が大きくなっている。この原因は、シェルの設計では CBR の比較的小さい方 (舗装厚の厚い部分) に式 (8) が適用され、CBR の大きい方 (舗装厚の薄い部分) に式 (7) が適用されている²⁴⁾ ためである。わが国の設計法をもとに推定した値 $63\,000 \text{ kg/cm}^2$ は式 (8) とほぼ一致しているため、CBR の小さい方で両者の舗装厚が一致するようになっているわけである。

Dorman と Mecalf²⁴⁾ (シェルグループ) が AASHO の道路試験をもとにした Liddle²⁵⁾ の設計法とシェルの設計法を比較しているが、それによれば、AASHO の結果による舗装厚はシェルの設計に比べて 20% 程度薄くなっている。そして、この差異について Dorman と Metcalf は、AASHO はサービス指数を 2.0 にしているが、シェルではサービス指数を 3.0 もしくはそれ以上にとっているためであるとしている。

以上の考察によれば、わが国の設計は、シェルの設計と AASHO の結果の中間に位置するものであると考えられる。そして、わが国の設計例をもとに推定されたアスファルト混合物の弾性率 $63\,000 \text{ kg/cm}^2$ という値は、シェルの設計と AASHO の結果の中間的な舗装を設計する値であると結論できる。

7. フルデプス舗装への応用

前章の考察により E_a と E_s が推定された。本章では、これらの推定値を利用して、フルデプスアスファルト舗装 (以下フルデプス舗装と略す) の構造を検討する。

フルデプス舗装とは、路床から上の舗装部分にすべてアスファルト混合物を使用する舗装である。前章までに述べてきた T_A 断面とは架空のものであったが、フルデプス舗装はこの T_A 断面と同じ構成をもっている。

フルデプス舗装は、1962 年、Charles Beagle がその成功例を発表して以来、世界的に注目されるようになったものである。アスファルト舗装は一般に粒状材料を中心とした路盤とアスファルト混合物による表層、基層で構成されている。そして、舗装の表面や路床からの水を流すため、また路床の変形を吸収するクッションとなるために、粒状材料はどうしてもなくてはならないと信じられてきた。しかし、路床から上をすべてアスファルト

混合物で舗装するフルデプス舗装の出現とアメリカ、ドイツなどにおける数々の成功例は、粒状材料に対するこれらの習慣的な考え方が誤りであることを実証した。フルデプス舗装の利点としては、工期の短縮、工費の節減、粒状材料の節約、舗装厚の減少などがあげられるが、わが国では、鋼材資源の不足が叫ばれている折から、このフルデプス舗装に注目し、積極的な研究が進められている。しかし、その構造設計において現在最も大きな問題となっているのは、 T_A で設計した場合に $4/5 H$ 以上という合計厚の規定 (4) 式を満たさないことである。わが国の設計法は前にも述べたように T_A と H の2本立であるが、フルデプス舗装をとり入れるには H の規定を無視しなければならない。そのためには、 H を無視しても安全であることを立証しなければならないが、これを実験的に証明しようとするには、ばく大な費用と労力、そしてかなり長い年月を必要とすることになる。

ここでは、前章までの考察をもとに、弾性理論を利用してフルデプス舗装の安全性を検討してみることにする。その基本的な考え方は、 H の規定を無視したフルデプス舗装 (T_A 断面) が、 H を考慮に入れた設計例断面よりも σ_z , ϵ_r , ω_0 について安全側にあれば、フルデプス舗装は T_A だけで設計しても安全であろうとするものである。そして、 σ_z , ϵ_r , ω_0 の計算には推定値 $E_a=63\,000\text{ kg/cm}^2$, $E_s=100\text{ CBR(kg/cm}^2)$ を使用することになるが、これまで両者の値にきわめて近い $E_a=60\,000\text{ kg/cm}^2$, $E_s=110\text{ CBR(kg/cm}^2)$ の計算値があるので、ここではそれらを利用することにする。

(1) σ_z について

前章までの考察にあるように、フルデプス舗装 (T_A 断面) と設計例の σ_z は、交通量、路床の CBR にかかわらずほとんど一致する。なおドイツにおけるフルデプス舗装の設計法は、標準設計 (わが国の設計例に相当) とフルデプス舗装の σ_z を弾性理論で計算し、両者が一致するようにフルデプス舗装の厚さ (T_A に相当) を決めるという方法である²²⁾。すなわち、 σ_z が設計基準となっている。

(2) ϵ_r について

わが国ではフルデプス舗装の安全性について特にこの ϵ_r が問題にされる場合が多い。比較的小さい弾性率をもった路床の上に大きい弾性率のアスファルト混合物を直接舗装すると、弾性率の相違から ϵ_r が非常に大きくなるという理由からである。図-20 に、フルデプスと設計例の ϵ_r を比較して示した。交通量、CBR にかかわらず、フルデプス舗装では設計例の ϵ_r の 80% 以下

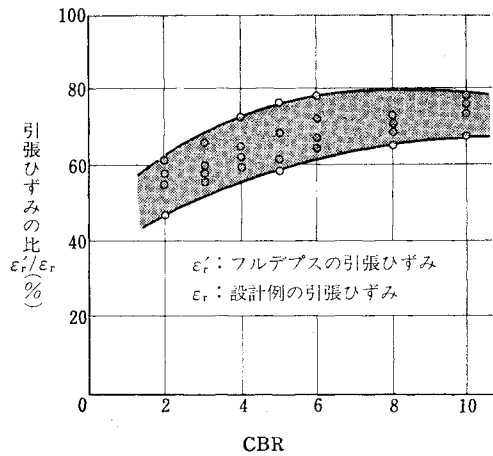


図-20 引張ひずみの検討

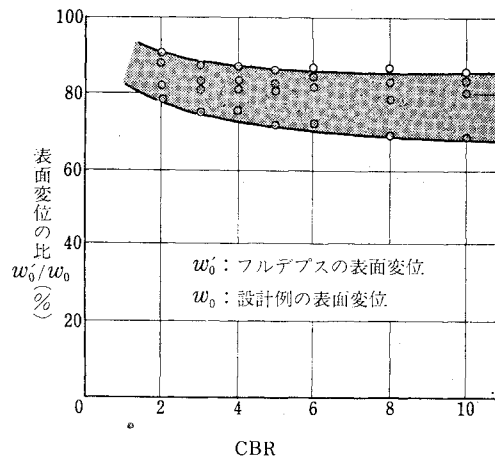


図-21 表面変位の検討

になっている。すなわち、フルデプス舗装は ϵ_r について安全側にある。

(3) ω_0 について

図-21 には ω_0 の比較を示した。フルデプス舗装の ω_0 はいずれも設計例の 90% 以下であり、フルデプス舗装が安全であることを示している。

以上、前章における推定値の一応用例として路床の CBR が 2 以上の場合についてフルデプス舗装の安全性を検討してみた。その結果、フルデプス舗装は、設計例に比較して σ_z は一致し、 ϵ_r , ω_0 については安全側であることが判明した。

8. 結 語

本論文は、アスファルト舗装の構造設計に、弾性理論

を利用しようという立場からの基礎研究である。そして最も中心とする課題は、構造設計に使用すべきアスファルト混合物の弾性率 E_a を推定することにある。多くの仮定に基づいたものではあるが、これまでの考察により明らかになった点は次のとおりである。

(1) アスファルト混合物の弾性率 E_a について

わが国の代表的な設計法であるアスファルト舗装要綱の設計例をもとに検討した結果、 E_a は 63 000 kg/cm² 程度と推定されることが判明した。この値は、シェルの設計法における基準値の一つ、引張ひずみの計算に使用される値とほぼ一致している。また、舗装要綱の設計例は、経験的に定められたものであるが、弾性理論からみれば σ_a をもとに設計されていると考えられる。

(2) 路床の弾性率 E_s について

前項の E_a の値および Peattie の許容応力をもとにすれば $E_s=100$ CBR (kg/cm²) という換算式が推定される。なお、これは実験から求められたシェルの換算式と一致している。

(3) 設計基準の提案

弾性理論によりアスファルト舗装構造を設計する場合の一応の目安として表-11 の許容値 (路床上面に作用する垂直応

表-11 弾性理論による設計法の基準値 (σ_a kg/cm²)

交通量 CBR	弾性理論による設計法の基準値 (σ_a kg/cm ²)			
	A	B	C	D
2	0.081	0.077	0.071	0.064
4	0.20	0.17	0.16	0.14
6	0.34	0.28	0.26	0.24
8	0.45	0.39	0.37	0.35
10	0.60	0.53	0.48	0.42

力) を提案する。この計算に用いる弾性率は $E_a=63$ 000 kg/cm²、 $E_s=100$ CBR (kg/cm²) である。

この提案は、アスファルト舗装要綱の設計例をもとにしたものである。多くの仮定が含まれているものであるため、将来、研究が進んだ段階で改訂されるべきものであるが、この提案によれば、舗装厚はシェルの設計法と AASHO の道路試験をもとにした設計法の間接値を与えるものと推定される。

(4) フルデプス舗装の設計について

E_a と E_s の推定値によれば、フルデプス舗装は T_A のみで設計しても、弾性理論からみて安全であると考えられる。

9. 謝 辞

本論文をまとめる段階においては、東京工業大学の木

村孟助教授から数回にわたり適切な advice をいただいた。ここに感謝の意を表したい。また、プログラムの入手と計算にご協力いただいた日本道路公団の小林堯氏および日本大学理工学部の藤岡豊一氏に感謝する。

参 考 文 献

- 1) 竹下春見：舗装厚指数 (SN) について、道路、p. 907~913, 1965.11.
- 2) 竹下春見：アスファルト舗装の構造設計に対する考え方、舗装、pp. 3~6, 1966.4.
- 3) 竹下春見：たわみ性舗装の設計法に関する研究、アスファルト、No. 52, pp. 19~24, 1966.10.
- 4) アスファルト舗装小委員会：アスファルト舗装要綱の改訂 (I)、道路、pp. 6~12, 1968.1.
- 5) Burmister D.M. : The Theory of Stresses and Displacements in Layered Systems and Applications to the Design of Airport Runways, Proc. HRB, Vol. 23, pp. 126~148 (1943).
- 6) 木村 孟：「土質力学、第 3 章 応力伝播」、技報堂、pp. 221~330, 1969.
- 7) 植下協：講座 舗装の力学、舗装、7-11~8-9.
- 8) 須田・佐藤：複数円形等分布荷重による多層弾性体中の変位と応力の近似計算法、港研資料 No. 146 (1972).
- 9) Jones A. : Tables of Stresses in Three-Layer Elastic Systems, HRB Bulletin 342, pp. 176~214 (1962).
- 10) Peattie K.R. : Stress and Strain Factors for Three Layer Elastic Systems, HRB Bulletin 342, pp. 215~253 (1962).
- 11) Nascimento U., J.M. Seguro, E. da Costa and S. Pinela : A Method of Designing Pavements for Road and Airports, Proc. 5th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Vol. 2, pp. 283~288 (1961).
- 12) "Shell Design Charts for Flexible Pavements" : 5th Reprint (1972) Shell International Petroleum Company Limited.
- 13) 竹下春見・桃井 徹：軟弱地盤上の舗装に関する一考察、道路、pp. 372~376, 5 (1965).
- 14) 三浦裕二：フルデプス舗装の厚さ設計、舗装 6-7, pp. 12~16 (1971).
- 15) 「道路公団設計要領、第 1 編 (土工)」p. 30.
- 16) 竹下春見：解説アスファルト舗装 (2)、アスファルト、9-50, pp. 7~12 (1966).
- 17) Takeshita H. : Considerations on the Structural Number, Proc. 2nd Int. Conf. on the Structural Design of Asphalt Pavements, pp. 407~412 (1967).
- 18) Heukelom W. and A.J. Klomp. : Road Design and Dynamic Loading, Proc. AAPT 33, pp. 92~125 (1964).
- 19) 竹下春見：舗装厚指数 (SN) について、道路、pp. 907~913, 11 (1965).
- 20) 竹下春見：新編 道路工学、p. 2, 金原出版 (1961)
- 21) Peattie K.R. : A Fundamental Approach to the Design of Flexible Pavements, Proc. 1st Int. Conf. on the Structural Design of Asphalt Pavements, pp. 402~411 (1962).
- 22) Leykauf G. and W.G. Kawohl : Structural Design of Full-Depth Asphalt Pavements and Field Tests in comparison with German Standardized Asphalt Pavements, Proc. 3rd Int. Conf. on the Structural Design of the Asphalt Pavements, pp. 1049~1060 (1972).
- 23) Varlun R.N. : Theoretical and Practical Advanta-

- ges of Single-Pass Construction of Thick Bituminous Road Courses, Proc. 3rd Int. Conf. on the Structural Design of Asphalt Pavements, pp. 1093~1101 (1972).
- 24) Dorman G.M. and C.T. Metcalf : Design Curves for Flexible Pavements Based on Layered System Theory, H.R.R. 71, pp. 69~84 (1964).
- 25) Liddle W.J. : Application of AASHO Road Test Results to the Design of Flexible Pavement Structures, Proc. 1st Int. Conf. on the Structural Design of Asphalt Pavements, pp. 42~51 (1962).
- (1975.8.18・受付)
-