舗装後の路床状態の変化についての研究とそれにもとづく CBR 試験法の改善に対する一提案

正 員 森

麟*

INVESTIGATION ON THE CHANGE OF SUBGRADE CONDITION AFTER PAVING AND A PROPOSITION WITH IMPROVING THE PRESENT CBR METHOD

By Dr. Eng., Akira Mori, C.E. Member

Synopsis : The essential point in rational design of pavement thickness is to forecast the bearing value of subgrade which reached equilibrium state after paving.

This investigation dealt with the change that occurred in subgrade condition before the subgrade reached on equilibrium state, but the subgrade condition was treated with each element that had a certain influence to subgrade bearing value, i.e. these elements are soil suction, process on variation of water content after compaction, dry density, compaction method, thixotropic effect.

Also, this paper shows a proposition with improving the present CBR method, the new CBR method introduced a specimen preparing procedure which gives on equilibrium subgrade condition that estimated from the results of above investigation.

要 旨 舗装厚の設計を合理的に行なうには舗装後に平衡状態に到達したときの路床支持力をあらかじめ知ることが必要である。このため、路床支持力に影響をおよぼすサクション、含水履歴、乾燥密度、締固め方法およびシキソトロピー効果等の個々の要素が舗装後平衡状態になるまでにはどのような変化をするかを調査して、路床を締固めてから平衡状態になるまでの総合的变化をかなり明らかにすることができた。

以上の研究結果にもとづいて従来の CBR 試験法を改善して予想される平衡状態になったときの路床状態を有する供試体を作製し、この供試体の CBR 値が路床の設計支持力になるような試験方法を考案した。

1. 緒 言

自動車が道路上を走行する場合には、路面の平坦性という要素が絶対に必要なことであり、この路面の平坦性は道路を舗装することによって得られるものである。

舗装厚は交通車輛の輪荷重、交通量という外力に抵抗して破壊されずに舗装面の平坦性が保持できるものでなくてはならない。それゆえ、路床が圧力を受けた場合の変位量すなわち支持力が舗装厚に大きな影響力を持っている。

現在、道路の舗装厚の設計方法には世界各国を通じてかなり多数にわたっているが、路床土の分類による方法をのぞいては、すべて路床支持力が舗装厚の算定の基本をなしている。

舗装設計方法を用いるには、その設計方法に規定された路床支持力を測定することが必要である。

路床支持力としては次のようなものがある。

1. 平板載荷試験による支持力	5. ノースダゴダ円錐貫入試験機による貫入抵抗値
2. CBR 試験による CBR 値	6. 弾性係数
3. スタビロメーターによる R 値	7. せん断抵抗値
4. 三軸圧縮試験による変形係数	8. その他

このように路床支持力として数多くのものが選択使用されている理由は、舗装の破壊に最も密接な関係をもつ路床の変形が何かということと、この変形に対する路床土の抵抗力を測定する方法が研究者によって異なるためである。

たわみ性舗装の場合には、複雑な要素をふくむため、舗装の破壊に最も密接な関係をもつ路床の変形についての決定的な結論はない。

CBR 試験方法をとっている米国の Corps of Engineers はせん断変形¹⁾を、くり返し載荷試験方法を提唱し

*工学博士 早稲田大学助教授 理工学部土木教室

ているカナダの Mc Leod, N.W. はくり返し荷重による沈下量の増加を見込んだ限界沈下量²⁾を考えている。またその後 Mc Leod, N.W. はくり返し載荷による総沈下量よりも、このうち永久変形あるいは弾性変形³⁾をとった方がよいのではないかとっている。歴史的な流れとしてはせん断破壊に達しない前の変形特性を考えるようになって来ている。

剛性舗装の場合には舗装の破壊に最も密接な関係をもつ路床土の変形は荷重に対する沈下量の割合、すなわち変形係数であるが、この変形係数もくり返し荷重の下では一定ではない。

たとえ舗装の破壊に最も密接な関係をもつ路床土の変形の問題が解決しても、この変形に対する路床土の抵抗力、すなわち路床支持力を実用的な形で完全に測定することは困難なことであろう。

以上のように、厳密な意味では路床支持力の測定のみでも、非常にむずかしいものであり、さらに路床支持力は含水比、乾燥密度等の変化によって変動する特性をもっている。それゆえ、舗装設計法としては路床支持力の種類のほかに路床のどのような状態における支持力を使用するかということが大きな課題である。

従来使用されている舗装設計法にも支持力を測定する路床状態を規定したものもあるが、かなり不備な点が多い。設計支持力を測定する路床状態に対する規定のわずかの相違も支持力の値にかなりの差を与え、舗装厚に大きく影響することもある。現在、舗装設計法をより合理化するためには路床支持力の種類よりも支持力を測定する路床状態を適切にすることが効果的である。路床は締固めた直後に有している支持力がそのまま継続するものでなく、締固め直後から舗装するまでの期間は気象作用によって大きく影響を受け、舗装後は舗装前と異なった変化をする。路床は締固めたときの状態から含水量、乾燥密度が変化し、さらにシキソトロピー現象等が生じて支持力が変動する。従って路床支持力は測定時期によって異なることになる。

舗装体は路床によって支持されているので、舗装後、路床が水分の吸収、密度の変化等によって最も弱くなった状態における支持力が舗装の破壊に最も関係が深い。従って最低の支持力になる路床状態をどのようにして正確につかむかが設計支持力を正当化する基本的問題である。

路床の含水量、乾燥密度の変化は舗装後、漸次小さくなり、大体平衡状態に近くなることが明らかにされている⁴⁾。従って支持力もほぼ一定値になる。舗装体は舗装直後をのぞいて支持力が大体一定になった平衡状態の路床に支持されるわけであり、また一般にこの平衡状態の路床の支持力が最も小さくなる。それゆえ、路床の設計支持力は平衡状態についてのものを考慮すればよいことになる。従って路床の設計支持力は舗装後に路床が平衡状態に到達するまでの変化がどのようなものであるかを明らかにし、それにもとづいて路床を締固めた直後の状態から平衡状態における路床を実験室において作り、そのものについての支持力をとるようにしなければならない。

本研究の目的は大別すると 2 つになり、その第一は舗装後に路床状態はどのような変化をするものであるかを詳細に調査することである。第二の目的は前述の調査結果にもとづいて、従来の CBR 試験法を改善して最も平衡状態の路床に近い供試体を作成する方法を導入し、その供試体について測定した支持力が最も適切な路床の設計支持力にしうるようにすることである。

2. 舗装後における路床の含水状態の変化

締固めた路床の含水状態が舗装後どのような変化をするものかを明らかにするには、平衡状態に到達している舗装道路路床の含水状態がいかなる要素によって決定されるかを明らかにすればよい。このためには舗装後に生ずる路床中の水分の移動がどのような原因機構によって起こるものかを知らなければならない。

2.1 路床の水分の移動

舗装道路路床の間げき中の水分は毛管水の形で存在しているが、毛管水が一点から他点に移動するのは、その 2 点間の毛管水の負圧が平衡状態になっていないためである。路床中の毛管水の負圧 u_w の分布が平衡状態になるためには、地下水面 (負圧=0 の位置) から路床の任意の一点までの高さを h とすると、静水圧の平衡条件から次式を満足しなければならない。

$$u_w = -\gamma_w \cdot h \dots\dots\dots (2.1)$$

ただし γ_w : 水の単位体積重量

このように路床中の平衡状態の負圧は、地下水面よりの高さに等しい水柱の圧力に負号をつけたものになる。

路床土の負圧がすべて (2.1) 式のようになっていれば、路床の毛管水の移動は生じない。このような平衡状態になるためには、地表面を全面的に舗装して、地表よりの水分の蒸発および浸透を無くし路床中の温度を一定に保つ必要がある。

路床の毛管水は土粒子によって構成されている毛管内に保持され、いたるところでメニスカスができています。

地下水面よりの h の高さにおけるメニスカスの半径を r とするとメニスカス内側の毛管水の負圧と r との間には次の関係がある。

$$u_w = -\frac{2T_s}{r} \dots\dots\dots (2.2)$$

また、(2.1) 式より r は次のようになる。

$$r = \frac{2T_s}{\tau_w \cdot h} \dots\dots\dots (2.3)$$

実際の道路では舗装巾は限定されているので、路肩等より水分の蒸発および浸透が生ずる。蒸発が起る場合には路床上部の水分が減少して毛管水のメニスカスの半径 r が (2.3) 式で与えられるものより小さくなる。

メニスカスの半径が小さくなれば、(2.2) 式から明らかなように負圧は増加し、平衡状態の負圧より大きくなる。それゆえ、水分は下分より上方に移動し、平衡状態に近づこうとする。また路肩より水分が路床に浸透すれば路床上部の毛管中の水分が増加してメニスカスの半径は (2.3) 式で与えられるものより大きくなるので負圧は (2.1) 式の平衡状態のものより減少する。従って、水分は上方より下方に移動し、平衡状態に近づこうとする。

路床中に温度差を生じた場合には水の表面張力 T_s は温度によってわずかながら変化するので路床の毛管水の負圧も (2.2) 式に従って変化する。水の表面張力は温度の低下によって増加するので、いまある 1 点の温度が他点よりも低下した場合には、その点の毛管水の負圧は平衡状態のものより増加する。従って毛管水は温度の高い方から温度の低い方に移動し、平衡状態に近づこうとする。

路床は一般に水で完全に飽和されることなく、空気間けきがかなり存在するので空気間けき中の水蒸気が蒸気圧の高い所から低い所に移動して、そこに凝集する現象が生ずる。毛管中の飽和蒸気圧は毛管水の温度と負圧によって変化するものであるので、毛管中の蒸気圧に差を生ずるのは毛管水に温度差のある場合と間けき圧に差のある場合の 2 つである。

水蒸気によって移動した水分は、毛管水の負圧に変化を与え、低温部では、水分が増加して、平衡状態の負圧より小さくなるので毛管水自身は逆に低温部より高温部に移動しようとする。

路床の毛管水は路肩等よりの水分の蒸発、浸透および温度変化等による影響のために (2.1) 式に示されるような真の平衡状態の負圧になれず、絶えず小さく振動的に変化する。しかしこの振巾は舗装後の時間経過とともに次第に小さくなり、平衡状態になる⁹⁾。

この路床の平衡状態の毛管水の負圧は (2.1) 式によって規定される平衡状態の負圧とこの平衡状態を乱す水分の蒸発、浸透および温度変化による影響によって決まるものである。いいかえれば路床の毛管水の負圧は道路環境に大きな影響を受ける。このために平衡状態の負圧を理論的に決定することは困難である。

この毛管水の負圧は土の含水比と密接な関係⁹⁾ があり、平衡状態の路床含水状態を論ずるのに必要なので何らかの方法で平衡状態の毛管水の負圧を推定することが必要である。

2.2 舗装道路路床のサクシジョンの実態調査とそれにもとづく道路環境とサクシジョンとの関係

まえに述べた毛管水の負圧の大きさは (2.2) 式からもわかるように毛管中に形成されたメニスカスの半径に関係し、このメニスカスの半径は当然毛管中の水量に支配される。それゆえ毛管水の負圧は土の含水量に密接な関係があることになる。いままでも路床の含水状態を論ずるのに毛管水の負圧の代りに次式に示すサクシジョンの方が路床含水状態により密接な関係のあることを明らかにされている⁹⁾。

$$S = u_w - \alpha P \dots\dots\dots (2.4)$$

ここに S : サクシジョン (g/cm^2)、 u_w : 毛管水の負圧 (g/cm^2)、 P : 路床中の任意の 1 点の垂直応力 (土と舗装体の重量) (g/cm^2)、 α : P が毛管水に伝達される比率

サクシジョン S は毛管水の負圧と毛管に伝達される垂直応力の 2 項で表わされる。 αP の項は Croney, D. が付加したものである。土の含水状態が同一であっても毛管水に伝達される垂直応力の大小によって毛管水の負圧が異なるので、この欠点を補足するために、(2.4) 式のサクシジョンを用いている。従ってサクシジョンは毛管水の負圧より一層土の含水状態に密接な関係がある。

以上のことから平衡状態に到達した路床の含水状態をサクシジョンに置き換えて取扱った方が便利なこと、および平衡状態の路床のサクシジョンの大きさは道路環境、特に路床から地下水位までの距離に大きな関係があることが容易に推定されるわけである。

そこで、東京付近における舗装後 1 年以上経過して平衡状態になったと思われる路床のサクシジョンと道路環境について調査を実施して両者の関係を求めてみた。

この結果は別に報告⁷⁾ をしてあるが、その要約したものは次のとおりである。

道路環境のうち最も大きな要素である地下水位とサクシオンとをプロットしてみると 図-1 のようになる。この図によると全般的傾向としては、地下水位が深くなるほど平衡状態のサクシオンは大きくなっている。しかしおのおのの地下水位の深さにおけるサクシオンの大きさにはバラツキが多い。このバラツキの原因としては地下水位以外の道路環境の差によるものと考えられる。それらの道路環境としては、舗装巾、舗装の種類、排水状態、気温、降水量、土質等があるが気温、降水量は調査地域は東京付近であるため同一と見なされるので除外できるが、そのほかのものとサクシオンの大きさとの間には、いまだにまだ関係を見出すことができない。それゆえ、現状としては道路環境のうち地下水位のみから 図-1 の各地下水位の最低サクシオンを結んで2本の線上において将来到達するサクシオンを推定するのが妥当と考える。

すなわち、地下水位が1.5 m 以内の場合にはサクシオンは地下水位の深さに大体比例したのになり、次式で表わすことができる。

$$S = -\frac{\gamma_w \cdot h}{1.5} \text{ (g/cm}^2\text{)} \dots\dots\dots (2.5)$$

地下水位が 1.5 m 以上ある場合には地下水位には無関係にサクシオンは大体

$$S \doteq -100 \text{ (g/cm}^2\text{)} \dots\dots\dots (2.6)$$

従って路床の含水状態は舗装後平衡状態に到達した場合に (2.5) および (2.6) 式によって求められるサクシオンに対応するものになって変化すると考えらるべきであろう。

図-1 地下水位と舗装道路路床のサクシオン

3. 路床の含水履歴が支持力におよぼす影響

路床は舗装後サクシオンが漸次変化して、その道路環境に応じた平衡状態になる。路床をつくるために締固めたときのサクシオンは一般に平衡状態のサクシオンとは異なっているの、締固めたときの路床は吸水あるいは乾燥して、漸次平衡状態のサクシオンに到達する。到達するサクシオンの値が同一であってもこのような含水履歴の種類によって路床支持力はかなりの影響を受けるように思われる。

締固めた路床が、平衡状態のサクシオンに到達するための最も単純な含水履歴には次の3種類がある。

- (1) 締固めたときのサクシオンが大きく、漸次吸水しつつ平衡状態のサクシオンに到達する場合。
- (2) 締固めたときのサクシオンが平衡状態のサクシオンとほとんど等しく、含水量に変化の生じない場合。
- (3) 締固めたときのサクシオンが小さく、漸次乾燥しつつ平衡状態のサクシオンに到達する場合。

このような3つの含水履歴によってそれぞれ等しいサクシオンに到達した場合、支持力にどのような差異があるかを調査してみた。

3.1 実験方法

支持力としては、CBR 値をとることとしたので供試体は CBR モールドに締固めるのがよいわけであるが、供試体に吸水または、乾燥の操作を加えねばならぬことと試料土が粒径 2 mm 以上の粗粒をふくまない粘性土であるために便宜上 CBR モールドより小さい JIS 突固め試験用のモールド (2つ割り型) を使用した。

締固め方法は JIS 突固め試験に準じて行ない、JIS 突固め試験用のランマーで3層各 25 回締固めた。締固めるときの含水比はサクシオンがゼロ付近から大体 -1000 g/cm^3 程度までの範囲とした。

含水履歴が (1) の場合 (吸水して行く場合) には、締固めたときのサクシオンが -300 g/cm^2 以上になる含水比で同一状態の供試体を 8 個程度締固め、これを 2つ割りモールドより取り出し、噴霧器で水を供試体の表面に少しずつ撒布しながら吸水させた。この吸水操作は 1~2 日間にわたって行ない、各供試体の吸水量を変えて吸水後のサクシオンが締固めた当時の値からゼロ付近までに分布するようにした。

含水履歴が (2) の場合 (含水比の変化のない場合) には締固めるときの含水比を 1 個ずつ変え、締固めたと

きのサクシオンが $0 \sim -600 \text{ g/cm}^2$ 程度になるようにした。

含水履歴が (3) の場合 (乾燥して行く場合) には、締固めたときのサクシオンが -100 g/cm^2 以下になる含水比で同一状態の供試体を 8 個程度締固め、これを 2 つ割りモールドより取り出して、室内に放置または赤外線電球等により、1~2 日間徐々に乾燥した。乾燥の程度は供試体ごとに変え、サクシオンが締固めた当時の値から -600 g/cm^2 付近の間に適当に分布するようにした。

吸水または、乾燥した供試体は再び 2 つ割りモールドにおさめる。どの含水履歴の場合も供試体の底面側における CBR 値を測定した。CBR 値測定後、ただちに貫入部分付近より 3 個のサクシオン測定試料を切り出し、迅速測定式のサクシオン プレート法によりサクシオンを測定し、その平均値をもって供試体のサクシオンとした。

使用した試料土は保土ヶ谷土および吉見土の 2 種で JIS の試験法による粒度曲線、PL, LL, 最適含水比は次の 図-2 のとおりである。

3.2 各含水履歴におけるサクシオンと CBR 値の関係

前節に述べたような方法で作製した供試体について求めた CBR 値からそれぞれ各含水履歴のサクシオンと CBR 値の関係をただちに求めることができる。図-3 は保土ヶ谷土について各含水履歴のサクシオンと CBR 値の関係を求めたものである。図-4 は吉見土についてのものである。

含水履歴が (1) の場合 (吸水する場合) のサクシオン-CBR 曲線は 図-3 の保土ヶ谷土では W_1 と W_2 の 2 本である。締固めたときのサクシオンは -406 g/cm^2 と -600 g/cm^2 以上 (測定不能) である。図-4 の吉見土は W_1, W_2, W_3 の 3 本である。

含水履歴が (2) の含水量に変化のない場合の関係曲線は保土ヶ谷、吉見土とも図中の曲線 C で表わされる。

また含水履歴が (3) の乾燥して行く場合の関係曲線は両者とも曲線 D である。締固めたときのサクシオンは保土ヶ谷土が -10 g/cm^2 、吉見土は -7 g/cm^2 であった。曲線 W と D は締固めたときのサクシオンの大きさによって異なるものであるが、曲線 C は土の性質によって決まる (厳密には締固め方法によって多少異なる)。

これらの図から明らかなように、同一サクシオンに対応する CBR 値は各含水履歴の曲線によって異なる。いま支持力を求むるべきサクシオンを -100 g/cm^2 とすれば、このサクシオンにどのような含水履歴で到達するかによって CBR 値が異なってくる。

保土ヶ谷土では -100 g/cm^2 のサクシオンに対応する各含水履歴の CBR 値は乾燥曲線 D では 5.0%, 変化のない場合の曲線 C では 4.6%, また吸水曲線 W_1 では 9.0%, 曲線 W_2 では 6.5% になる。

吉見土では、サクシオン -100 g/cm^2 に対応する各含水履歴の CBR 値は曲線 D の場合は 4.4%, 曲線 C の場合は 3.6%, また曲線

図-2 保土ヶ谷土および吉見土の物理的性質の概要

図-3 保土ヶ谷土についての各含水履歴におけるサクシオンと CBR 値の関係

W_1 では 6.4%, 曲線 W_2 では 5.6%, 曲線 W_3 の場合は 2.3% になっている。

3.3 含水履歴が支持力に影響する原因

前節において、述べたようにある一定のサクシオンにおける路床支持力はこのサクシオンに到達する含水履歴によって異なるが、このようになる原因を調査するために支持力を支配する要素（含水比、乾燥密度、土粒子配列構造等）が含水履歴によってどのような影響を受けるかを調べてみた。

図-4 吉見土についての各含水履歴のサクシオンと CBR 値の関係

図-5 各含水履歴のサクシオン-含水比の関係

図-6 各含水履歴のサクシオンと乾燥密度の関係

(a) 各含水履歴のサクシオン-含水比の関係 各供試体の CBR 値を測定後その供試体の貫入部付近のサクシオンを測定したが、そのサクシオン測定試料の残りで含水比を測定し、各含水履歴のサクシオン-含水比の関係を求めた。保土ヶ谷土についてのものは、図-5 に示してある。この図中の各曲線の符号は 図-3 と同様である。図-5 から明らかなように同一サクシオンに対応する含水比は各含水履歴の曲線によって異なり、サクシオン -100 g/cm² に対応する含水比は W_2 , D , W_1 , C の順序に小さくなっている。含水比の面からみれば含水比の少ないほど CBR 値は大きくなるべきであるが、CBR 値は前に述べたように C , D , W_2 , W_1 の順序に大きく、含水比の少ない順序に CBR 値は大きくなっていない。

このような傾向は吉見土にも認められる。このことは多少の含水比の差よりも他の要素の影響の方が大きいことを意味している。

(b) 各含水履歴のサクシオン-乾燥密度の関係 ここで求めた乾燥密度としては測定の都合上、供試体の容積と重量から計算した平均値的なもので貫入部付近の値ではない。各供試体の乾燥密度とサクシオンから各含水履歴のサ

クッション乾燥密度の関係を求めたが、保土ヶ谷土についてのものは図-6のとおりである。

この図中の各曲線の符号は、図-3と同様である。図-6に示されているように同一サククションに対応する乾燥密度は各含水履歴の曲線により異なっている。サククション -100 g/cm^3 に対応する乾燥密度は W_2 , D , W_1 , C の順序に大きくなっているが、CBR 値は C , D , W_2 , W_1 の順序に大きくなっている。このような結果からでは乾燥密度もこの場合の支持力に絶対的な影響力がないことが明らかである。含水比と乾燥密度の2点からみると、含水履歴のうちの曲線Cの場合は含水比は最小、乾燥密度は最大になっているが、CBR 値は最小になっている。

このようなことから含水比、乾燥密度の他の要素がこの含水履歴によって生ずる支持力の差に大きく影響することになる。このような要素として考えられるものは、土の構造（土粒子の配列構造）である。

(c) 各含水履歴と土の構造 ここでいう土の構造とは土を締固めたときの土粒子の配列構造でこれは主に締固めるときの含水比に大きな影響があると考えられている。すなわち土の構造は含水比の小さい状態（サククション大）と含水比の大きい状態（サククション小）で締固めたものでは図-7(a)(b)のような差があると思われる⁸⁾。図-7(a)の土の構造は締固め含水比が少ないときにできるもので、土粒子表面の水膜厚が薄いために締固めのとき、土粒子のすべりが悪く、粒子の配列が不規則になる。しかし土粒子相互の接触点が非常に接近するので土粒子の結合力は大きい。図-7(b)の場合は締固め含水比の多いときにできるもので、土粒子表面の水膜厚が厚いために締固めのときに土粒子はすべりやすく、粘土粒子は一定方向に並ぶ。しかし粒子の水膜が厚く土粒子相互の接触点が余り接近しないので土粒子の結合力は弱い。

図-7 土の構造

支持力の点からみると図-7(a)の土の構造の方がすぐれている。

しかし問題は締固めたときの土の構造でなく、平衡状態のサククションに到達したときの土の構造である。締固めたとときの土の構造は締固め含水比の小さいほど（サククションの大きいほど）図-7(a)のようになるが、平衡状態のサククションに到達するまでに吸収する水量が多く、土の構造は大きく変化をし支持力の点では不利になる。このことが図-3の吸水曲線 W_2 と図-4の W_2 に示されている。また締固め含水比が大き過ぎると（サククションが非常に小さい場合）土の構造は図-7(b)のようになり、平衡状態のサククションに到達するまでに少々水分が減少しても土の構造にほとんど変化がない。この土の構造でも水分が相当に減少するとき（サククションが非常に大きくなる場合）には、水膜が薄くなり土粒子の接触点が非常に接近した構造となり、支持力は大きくなる。しかし実際の舗装道路の路床ではこのような場合は生じない。

以上のように含水履歴が支持力に影響する原因はおもに含水履歴によって土の構造に差異を生ずるためである。

3.4 実際の路床における含水履歴

路床が平衡状態になるまでの変化を論ずるには含水履歴を考慮しなければならないが、実際の路床における含水履歴は今までに述べたような単調なものではなく、路床を締固めて作り上げた後、舗装するまでは気象作用による水分の蒸発、浸透がいちじるしく、路床は飽和状態とかなりの乾燥状態をくり返すことになる。従ってサククションとしてはゼロ付近から -1000 g/cm^2 以上の間を往復する。しかし舗装後は舗装直前のサククションから平衡状態のサククションに向って近づくようになる。

以上のように実際の路床は平衡状態のサククションになるまでにはかなり複雑な含水履歴をもつが、この実際の路床の含水履歴を単純化してみると、次のようになる。

(a) 路床を締めたとときのサククションから飽和状態近くまで吸水したのち、漸次乾燥しつつ平衡状態のサククションに近づく場合。

(b) 路床を締固めたときのサククションからかなり、乾燥して再び吸水しつつ平衡状態のサククションに近づく場合。

締固めてから平衡状態になるまでの路床状態の変化を問題とする場合に、路床の含水履歴としては上に述べた2つの単純化したものを考えればよいと思う。

4. 交通荷重による路床の乾燥密度の変化

路床の支持力は路床の乾燥密度にも深い関係があるので、舗装後の交通荷重による乾燥密度の変化がどのよう

なものであるかを調査してみた。

4.1 舗装後の交通荷重による路床乾燥密度の変化について

実際の路床は一般に規定された標準締固め方法による最大乾燥密度の 90~95% 以上なるように締固めるが路床の乾燥密度は舗装後の交通荷重によって増加したり、あるいは吸水膨張のために減少したりするような変化が考えられる。

舗装後の路床密度の変化は調査した文献によると、次のような調査結果が報告されている。

1945 年~1952 年の間にわたって米国の飛行場において WES が行なった大規模な調査結果⁹⁾によると、路床の乾燥密度は舗装後の交通荷重により一般に増加する傾向があることと、この密度増加は交通量に比例しないことが明らかにされている。また交通荷重を受けることによって路床の乾燥密度は Modified A.A.S.H.O. の締固めの最大密度の 95% 以上になるものが多いことが示されている。

この他 Redus, J.F. の調査報告¹⁰⁾にも一般的傾向として非塑性土の路床の乾燥密度は Modified A.A.S.H.O. の最大密度の 95% 以上になり、粘性土の場合には 90% 以上になることが示されている。

交通荷重のくり返しによって路床の乾燥密度が上記のような値に到達するのは、同一箇所を 3 000~5 000 回程度に交通荷重が通った場合である。実際の道路において同一箇所に 5 000 回くらいの交通荷重が加わるのは、普通の交通量では 3 カ月~6 カ月後に相当する。

Mills, W.H.¹¹⁾ は一年または 6 カ月の交通によって路床の表面より深さ約 20 cm の部分が Modified A.A.S.H.O. の締固め方法の最大乾燥密度程度になるといっている。

以上の結果では交通荷重によって路床の乾燥密度は Modified A.A.S.H.O. の最大乾燥密度の 90%~100% 程度に落着くことを示している。

4.2 実際路床の交通荷重による Over Compaction 現象について

前節で述べたように舗装後路床の乾燥密度は一般的に増加する傾向が認められている。路床土の飽和度が高い場合には、乾燥密度が増加すると支持力が低下する現象、すなわち Over Compaction 現象が生ずる。

Over Compaction 現象は密度の増加にともない土中の間げき水の圧力が大きくなるために起こるものと考えられている。

路床の締固め作業のときに Over Compaction にならないように締固めても舗装後漸次吸水して飽和度が高くなれば少しの乾燥密度の増加によっても Over Compaction 現象を起こしやすい。

Over Compaction 現象は支持力が下るのであるから、平衡状態の支持力を問題とするさいにはこの現象を考慮しなければならないので、実際の路床においてはどのような乾燥密度の変化によって Over Compaction 現象が生ずるかを文献から調査してみた。

Foster, C.R. の研究報告¹²⁾によるとランディングマット(金属製の板)を用いた試験舗装地区において自動車交通をくり返した場合、路床の乾燥密度の増加にともなう路床支持力の変化については 表一1 のような結果

表一1 交通荷重による乾燥密度の増加と CBR 値の変化

交通荷重	試験地区	マットの種類	路床面よりの深さ (in)	交通前				交通後				交通による CBR の変化
				乾燥密度	含水比	路床の空気量	CBR	乾燥密度	含水比	路床の空気量	CBR	
				Lb/ft ³	%	%	%	Lb/ft ³	%	%	%	
80 000 Lbs dual Wheels 165 Psi inflation Pressure	7	M 8	10	107.9	14.5	12.0	14	109.2	14.7	10.9	28	増 加
	8	M 9	3	106.9	14.4	12.3	17	116.4	14.5	4.3	48	〃
	8	M 9	11	103.9	15.1	13.6	13	112.4	15.6	5.7	34	〃
	10	M 8	3	114.2	15.1	5.0	21	118.5	14.9	1.9	13	減 少
	5	M 9	2	109.1	17.8	4.6	7	111.5	18.1	2.5	6	〃
50 000 Lbs dual Wheels 200 Psi inflation Pressure	11	M 9	3	112.7	14.3	7.7	27	118.2	14.5	2.9	29	増 加
	3	M 6	10	110.2	16.5	5.9	17	114.7	16.3	2.4	7	減 少

(路床土 LL : 38%, PL : 25% Silty clay ML-CL)

になっている。この表は試験の前後の含水比の変化の少ないもののみを選んだものである。

上表によると自動車交通によって路床の乾燥密度が増加して、しかも路床土の空気量が大体 3% 以上ある場合には、CBR 値は増加している。しかし乾燥密度の増加によって空気量が 3% 以下になる場合には Over Compaction 現象が生じて CBR 値は低下している。

Foster, C.R. はこの試験において路床の含水比にかなりの変化したものもふくめた場合には自動車交通によ

で支持力の低下するのは、路床土の空気量が大体 3.5% 以下になることを示している。

4.3 平衡状態になるまでの乾燥密度の増加分

従来の路床の設計支持力の算定法には供試体の規定として、交通荷重による密度増加分を見込んでいない。しかし 4.1 および 4.2 に述べたように路床の乾燥密度は舗装後の交通荷重によって増加する傾向がある。この交通荷重による乾燥密度の増加によって路床の支持力は増加したり、Over Compaction が生じて減少したりして平衡状態の路床支持力に影響する。それゆえ平衡状態の乾燥密度は路床を締固めたときの密度に交通荷重による増加分を考慮することが望ましい。

なお交通荷重による締固め作用は次の 5. において述べるように路床をつくり上げるときの締固め機構と異なるため、単なる密度増加だけでなく土の構造にも変化を与え支持力に影響をおよぼす。それゆえ交通荷重による密度の増加分を考えるとときには締固め方法を適切にする必要がある。

交通荷重を受けた路床の乾燥密度はわが国では調査したものがないが、米国における調査によると 4.1 にあるように Modified A.A.S.H.O. の締固めによる最大乾燥密度 90~100% の範囲に落着くとされている。しかしこの密度の範囲は実際問題としてはかなり巾のあるものであり、またわが国の道路に適合するか否かも不明であるので、ここには交通荷重による乾燥密度の増加分を示すことはできない。そこで著者は設計支持力を測定する便宜のために 8.1 においてこの点に関する 1 提案をしてある。

5. 締固め方法が支持力におよぼす影響

締固められた土は自然状態の土の構造がくずれ、締固め土としての新しい構造になる。現場と実験室とは差異があり、実験室で行なう締固め方法にも数種がある。また土の上から直接締める場合と舗装版を通しての交通荷重による締固め作用とは、かなり相違があり、このような締固め方法の差によって土の構造が異なることが考えられるので、これが支持力にどのような影響があるかを調査してみた。

5.1 静的締固めと動的締固めによる CBR 値の比較

供試体を作製するのに最も普通な締固め方法であるランマーによる動的な締固め方法と供試体全面に油圧で圧力をかけて締固める静的な締固め方法が CBR 値にどのような差を与えるかを次のような方法で調査した。

(a) 実験方法 締固め用のモールドは JIS 突固め用モールドを用い動的締固め方法は JIS 突固め方法に準じて行なったが 1 層当りの締固め回数は 15, 25, 45 および 60 回の 4 種とした。静的締固め方法はモールドの内径よりやや小さい円板を用いて油圧で締固めたが締固め層数は 3 層とした。

油圧は 0.5t, 1t, 2t, および 5t の 4 種で一層当りの加圧時間は 30 秒とした。2 つの締固め方法とも 4 種類ずつである。各締固め方法とも締固め含水比を乾燥状態より湿潤状態まで種々に変えて締固め、締固め終了後供試体の湿潤密度を測定し、モールド底面において CBR 値を測定した。なお試料土は空気乾燥して 2.0 mm フルイ (No. 10 フルイ) を通過させたものを多量に用意し、この試料の一部に適量の水量を加えて含水比を変えるようにしたので、試料の初期含水比は一定である。また CBR 値を測定するためには CBR モールドを使用すべきであるが、試料土に粗粒分がないので便宜上 JIS 突固めモールドを使用した。

試料土は 図-8 に示すものである。

(b) 実験結果 2 つの締固め方法により作製した供試体の含水比、乾燥密度および CBR 値を整理し、含水比をパラメーターとして乾燥密度と CBR の関係を 2 種の締固め方法についてそれぞれ求めたものは 図-9 である。

この図から明かなように動的締固めと静的締固めとは同一含水比、同一密度における CBR 値はかなり異なり静的締固めによるものの方が CBR 値が大きい。この実験結果は締固め方法の他はすべて同一条件で作製した供試体についてのものであるので CBR 値の相違は締固め方法による土の構造の差異のためと思われる。

すなわち、静的締固めは土を全面的に徐々に圧縮するので均等質の高いものになるが、ランマーによる動的締

図-8 戸田土の物理的性質の概要

固めはランマーの落下位置付近が特に密度が高くなり全体的には均等度が低いものになるために CBR 値が小さいものと考えられる。

5.2 現場と実験室の締固め土の状態の比較

上述のように締固め方法は土の支持力に影響するので、設計支持力を求めるための供試体の締固め方法としては締固められた路床の土の構造に近いものになるものが望ましい。

Turnbull は現場と実験室の締固め土の状態の比較として締固め曲線とゼロ空積曲線とのずれについて論じて、現場の締固め方法による締固め曲線の方が実験室のランマーによる締固め曲線よりゼロ空積曲線に接近していることを明らかにしている¹³⁾。

このような傾向はシルト混りの粘土の方が粘土混りの砂よりもいちじるしい。また、McRae, J. 等は実験室における静的締固めランマーによる動的締固めおよび「こねまぜ締固め」(kneading compaction) の3方法による締固め曲線とゼロ空積曲線とを比較している¹⁴⁾。

3方法による締固め曲線とゼロ空積曲線は「こねまぜ締固め」による締固め曲線が最もゼロ空積曲線に接近している。静的な締固めによるものは最も離れており、ランマーによって締固めたものは両者の中間に属している。

さらに「こねまぜ締固め」と現場締固めについて締固め曲線とゼロ空積曲線を求めているが、それによるとゼロ空積曲線よりの距離は両者ともほとんど同一である。

以上に述べたような種々の締固め方法による締固め曲線とゼロ空積曲線との相対位置を比較した場合、相対位置のずれはそれぞれの締固め方法によってできる土の構造に差のあることを意味するものとしている。これらのことは現場締固めの土の構造に最も近い供試体を作るには「こねまぜ締固め」方法によるのが適していることを示すものである。「こねまぜ締固め」方法は、元来現場の締固め機械(ランマー式のものをのぞく)の締固め機構に近いものとして考慮されたものであるので、このような結果も当然といえることができる。

5.3 舗装後の交通荷重による支持力変化

これまでは路床をつくるときの締固め方法に関するものであるが路床にたわみ性舗装を施した場合には舗装を通して交通荷重によってさらに締固められるので土の構造はこのように締固め機構に応じた変化を生ずることが予想される。

このような舗装後の交通荷重による路床の支持力変化を Foster の測定した資料¹⁵⁾から調査してみた。締固めた路床の上にランディングマット(応急舗装用鋼製の板)をおき、この上に交通荷重を作用させた場合の路床の乾燥密度と CBR 値の関係を含水比をパラメーターとして表わしたものが 図-10 である。

図-9 2種の締固め方法による各含水比の乾燥密度と CBR 値の関係

図-10 実験室と現場における含水比乾燥密度と CBR 値の関係

なおこの図中には同一路床の土を実験室においてランマーで締固めた場合の密度と CBR 値の関係を比較のために示してある。図-10 から明らかなように交通荷重を受けた路床と実験室で締固めたものとは同一含水比、同一乾燥密度における支持力は相当に異なっている。すなわち、前者は後者より支持力がかなり大きくない。このように交通荷重を受けた路床の支持力の方が実験室で締固めたものより大きい理由として著者は交通荷重によって付加された締固めによって路床の土の構造に変化を生じたことと路床を締固めて作った後におけるシキソロピー現象による強度増加のためと思う。

交通荷重を受けた路床と実験室でランマーにより締固められた土とでは支持力の大きさの他に Over Compaction 現象が生ずる土中の空気量も異なっていることが Foster の測定結果¹⁹⁾に表わされている。それによると実験室で締固めた土に Over Compaction が生ずる状態は種々の仕事量の締固め曲線の最大乾燥密度の点を結んだ線 (Line of Optimums) の上にくる場合である。この線は空気量約 6% に相当している。

交通荷重を受けた路床に Over Compaction が生ずるのは、4.2 に述べてあるように土中の空気量が 3.5% 以下になる場合である。このように交通荷重を受けた路床の場合には Over Compaction が生ずる空気量が実験室で締固めたものに比較してかなり小さくなっている。

このようになる理由としては舗装をとおして交通荷重を受けると乾燥密度が増加すると同時に、土の構造は漸次静的締固めのものに近づいて支持力は増加する傾向が起くるので Over Compaction が生じにくくなるためと思われる。著者は、舗装後の交通荷重による乾燥密度の増加にともなう支持力の変化を調査するために次のような実験を行なった。

〔実験方法〕

路床をつくり上げるときの締固め機構はランマーで締固めた状態と仮定して交通荷重によって乾燥密度の増加した場合の締固め状態の支持力を次のようにして測定した。まず 図-11 (a) のように JIS 突固め試験用モールドにランマーで締固め次に 図-11 (b) のようにカラーをはずさず土の表面の凹凸をならしてジャッキにより 0.5 t (6.37 kg/cm^2) の圧力を載荷板を通して 1 分間加え、カラーをはずして余分の土をスレート エッジで切り取り、図-11 (c) のようにモールド底面における CBR 値を測定した。

実験はランマーによる締固めによって Over Compaction が生じた状態をつくり、これに上記のような静的な締固めを加えたときの CBR 値にどのような変化が生ずるかを調査した。これは交通荷重による締固めが危険側に作用すると考えられるのは舗装前の路床がすでに Over Compaction の状態になっている場合であるからである。

実験順序としてはランマーだけによる締固めによって Over Compaction が生じた状態に締固めた同一の供試体 4 個を作り、そのうち 2 個はただちにモールド底面において CBR 値を測定する。

他の 2 個は上記の方法でさらに静的締固めを加えて CBR 値を測定する。なお、ランマーによる締固めで Over Compaction が生じたことを確認するために、同一含水量においてランマーによる締固め程度を一段小さくした供試体をつくり、CBR 値を測定して比較した。実験に使用した試料土は 3.1 と 5.1 において使用した戸田土と吉見土を再び空気乾燥して 2.0 mm フルイをとおしたものである。

〔実験結果〕

上記のごとく Over Compaction が生ずるようにランマーで締固めたただちに測定した CBR 値とランマーで締固め後さらにジャッキで静的に締固めたものの CBR 値の変化状況を示すと 図-12, 13 のとおりである。

図-12 の戸田土の場合はどれもランマーによる締固めで Over Compaction が生じたものだが、ジャッキによる静的締固めによって CBR 値が増加していることを示している。これは静的締固めによって乾燥密度が増加した場合には土の構造がランマーによる動的締固めのものから 図-9 に示したような支持力の大きい静的締固めのものの方にある程度移動するものと考えられる。

しかし 図-13 の吉見土の場合にはランマーによる締固めで Over Compaction が生じたものがジャッキによる静的締固めによって戸田土のように CBR 値が増加せず減少している。これは土の締固め方法による CBR 値

図-11 締固め順序

の差異が図-9に示した戸田土のように大きくないために土の構造がランマーによる動的締固めのものから静的締固めのものの方にある程度移動しても CBR 値は増加しないのではなかとえられる。

このような戸田土と吉見土についての実験結果の相違は主として両者の土質の差によるものと思われる。すなわち砂分が多く塑性の小さい戸田土のような場合にはランマーによる締固めで Over Compaction 現象が生じていても付加された静的締固めによって CBR 値は増加するが、粘土分が多く塑性の大きい吉見土のような場合にはさらに Over Compaction 現象が生じて CBR 値は減少するものと考えられる。

実際の交通荷重による舗装体をととしての締固め状態はモールド内で静的に締固めたものとは同一でないが、傾向的には図-12,13に示したような変化が生ずるのではないかとと思われる。従って砂分の多い土では交通荷重によって Over Compaction 現象は生じにくく、粘土分の多い土では Over Compaction 現象が生じ得ると考えられる。

6. 土のシキソトロピーが路床支持力に およぼす影響

シキソトロピー現象はゲル状のものが外力により、ゾル状になり、これを静止しておけばゲル状にかえる等温可逆的な現象であるが、粘土質の土では、含水量が多くなると、このような現象が生ずる。粘土分を多く含有している土を十分に練り混ぜてから含水量を一定に保ちつつ静止すると漸次粘着力が増加してくる。再びこの土を練り返すと粘着力はかなり減少するが、また静止しておくと粘着力は増加してくる¹⁷⁾。

土質工学面ではこのように一定の含水比において外力を受けると粘着力が減少し、静止しておくと粘着力が増加する現象として知られている。

粘土質の路床を締固めた場合には、土をちょうど十分に練り混ぜ

た状態に相当するので締固め後静置しておくと支持力は増加してくる。シキソトロピー現象は含水量が変化しても生ずるものであるから路床を締固め後、含水量が増加する場合には、支持力低下が少なくなる。

またシキソトロピー現象のある土は外力が作用すれば支持力は低下するので、交通荷重がくり返されると支持力低下が生ずることも考えられる。交通荷重のくり返しによって路床は4.に述べたように密度増加にともなう Over Compaction 現象も同時に生じ得るので、この現象による支持力低下も考えられるが、本章では Over Compaction 現象によるものは除外する。締固め路床では締固め直後の支持力は十分に練り返した状態に相当するので、Over Compaction を除外すればシキソトロピーによる支持力増加は起っても支持力の低下は生じない。

6.1 シキソトロピーによる強度増加現象について

図-12 戸田土についての乾燥密度の増加による CBR 値の変化

- : ランマーのみによる締固め。数字は1層当りの突固め回数。
- × : a, b においてはランマーで25回突固め後、さらにジャッキによる締固め。
- × : c, d においてはランマーで45回突固め後、さらにジャッキによる締固め。

図-13 吉見土についての乾燥密度の増加による CBR 値の変化

- : ランマーのみによる締固め。数字は1層当りの突固め回数。
- × : a においてはランマーで45回突固め後、さらにジャッキによる締固め。
- × : b においてはランマーで25回突固め後、さらにジャッキによる締固め。

シキソトロピーによる強度増加についての研究はいままでにいくつか報告されているが、このうち最も関係のあるものの一つはシキソトロピーによる強度増加におよぼす静置日数の影響である。

このことについて Skempton, A.W., Nosthey, R.D. が L. L. 付近の含水量において測定している¹⁸⁾。

この研究によるとシキソトロピーによる強度増加は静置日数とともに大きくなるが、粘土鉱物等の相違によって強度増加の程度が異なっている。またシキソトロピーによる強度増加現象におよぼす土の含水量の影響について Moretto, O¹⁹⁾ と Skempton, A.W., Northey, R.D.²⁰⁾ が研究結果を発表している。

これらの研究ではシキソトロピーによる強度増加は一般に含水量が減少するに従って小さくなり、PL 付近ではほとんどゼロに近い。

粘土質の路床の含水比は PL 付近のものが多く、以上のような研究結果からはシキソトロピーによる強度増加は見込めないことになる。しかし Seed, H.B. と Chan, C.K. の最近の研究²¹⁾によると、上述のような現象は特殊の例であること、また一般には最適含水比程度においても相当のシキソトロピーによる強度増加があることを明らかにしている。

著者もかなり前より粘性土は PL 付近の含水比においてもシキソトロピーによる強度増加が生ずることは経験している。著者は路床の含水比に近い PL 付近において土を締固めた場合のシキソトロピー現象について種々調査してみた。この結果はすでに土木学会論文集²²⁾に報告してあるので、概要について述べる。

6.2 シキソトロピーによる強度増加の測定

供試体は径 33 mm, 高さ 71 mm のウィルソン型のモールドを用いて、このモールド付属のスプリング ランマ 圧力で 5 層各 15 回締固めて作製した。締固め含水比は PL 付近とし、供試体は 1 種の土につき同等なもの 10 ーで 20 Lb 個を作製し、2 個ずつ 1 組として 5 組にわけ、それぞれ締固め直後と 4 日、10 日、30 日、60 日後の 1 軸圧縮強度を測定した。供試体の保存はごく薄いビニール膜に完全に包み、これをガラス管に密閉し、水中に沈めて蒸発が全然ないように保存した。

シキソトロピーによる強度増加を表示するために次式で求めた強度増加比を使用した。

$$\text{強度増加比} = \frac{\text{各静置日数後の 1 軸圧縮強度}}{\text{締固め直後の 1 軸圧縮強度}} \dots\dots\dots (6.1)$$

12 種の土について求めた 4 日、10 日、30 日、60 日静置後の強度増加比は次の 表-2 のとおりである。

表-2 に示されているように強度増加比は土によって異なるが、30 日静置後の強度増加比は 1.3~2.4 の範囲にある。この強度増加比と土の性質との関係をいろいろの面より検討してみたがあまり関係らしいものは見出せなかった。シキソトロピー現象は粘土粒子の界面化学的な現象であるので、主として吸着水の性質に変化が生ずるわけである。従ってシキソトロピーによる強度増加はおもに粘着力の増加によることになる。

6.3 保存中乾燥および吸水させた場合の強度増加比

前節で述べたのは、締固めた土を含水比不変に保存した場合であるが、実際の路床では、締固め後から平衡状態になるまでは乾燥、吸水が起こる。シキソトロピー現象は主として吸着水の性質の変化であると考えられているので、乾燥、吸水はシキソトロピーによる強度増加に

影響が予想される。その影響を調査するため締固めた供試体を乾燥後吸水させて、元の締固めたときの含水比にもどした場合の強度増加比を測定してみた。供試体を 7 日間ガラス容器に密閉して、含水比不変の状態で保存しガラス管のフタを開放して 10 日間室内で乾燥し、その後 13 日間にわたり、徐々に吸水させて最初の含水比にした。この時が 30 日目になるようにし、1 軸圧縮強度を測定して強度増加比を求めた。

この実験は余中の乾燥、吸水の程度を変えた 2 組について行なったものである。

4 種の土について測定した乾燥後吸水させた 30 日経過後の強度増加比は、表-3 のとおりである。この表には比較のために含水比一定のまま保存したときの 30 日後の強度増加比も示してある。

表-2 12 種の土についての各静置日数と強度増加比

試 料 名 称	各静置日数における強度増加比			
	4 日	10 日	30 日	60 日
南 吉 見 土	1.67	1.64	2.14	2.27
荒 木 田 土	1.22	1.38	1.43	1.46
蒲 生 土	1.51	1.55	1.67	1.63
松 山 粘 土	1.27	1.22	1.32	1.38
横 浜 港 土	1.62	1.62	1.97	2.40
赤 羽 土	1.18	1.42	1.67	1.48
松 山 土	1.23	1.31	1.54	1.65
飛 鳥 山 土	1.38	1.33	1.46	1.79
カ オ リ ン	1.19	1.34	1.35	1.43
ケ イ 藁 土	1.28	1.45	1.39	1.54
市 販 粘 土	1.24	1.30	1.59	1.60
ベ ン ト ナ イ ト	1.18	1.15	1.30	1.22

表-3

試 料	保存中乾燥- 吸湿 (小)	保存中乾燥- 吸湿 (大)	保存中 含 水 比 一 定
南 吉 見 土	1.76	1.66	2.14
荒 木 田 土	1.43	1.28	1.43
松 山 粘 土	1.24	1.20	1.32
カ オ リ ン	1.26	1.06	1.35

表-3 に示されているように乾燥、吸水させた場合の強度増加比は含水比を一定に保存したときのものよりいづれも小さい。しかも乾燥吸水の程度の大きい方の強度増加比の方が小さくなっている。このように乾燥吸水によって強度増加比が減少する理由としては強度測定をする直前まで吸水させているので、土粒子相互間の吸着水の結合度が強くないためと思われる。実際の舗装道路路床では、この実験のように急激な含水比変化は起きないから、表-3 に示した乾燥吸水させた場合の強度増加比より大きくなると考えられる。

6.4 締固め程度とシキソトロピー

土は締固め程度を高くすると乾燥密度が増加し強度も大きくなるが締固め程度がある限度以上になると Over Compaction 現象が生じて強度が減少する。このことは締固め直後のことについてのものでありシキソトロピーによる強度増加が生じた場合には Over Compaction 現象が存続するか消滅するかは明らかにされていない。

Over Compaction 現象を起こした土は乾燥密度も大きく土粒子が接近しているので、吸着水膜の結合度の強化によると考えられるシキソトロピー現象もいちじるしいように予想される。このために締固め度をいろいろに変えて Over Compaction を起こさせた土のシキソトロピーを調査してみた。

実験の結果によると Over Compaction を起こした土は 30 日保存後でも Over Compaction 現象は存続している。従って Over Compaction 現象は土のシキソトロピーによる強度増加を考えても好ましくないことが明らかである。

6.5 平衡状態の路床支持力の算定に考慮すべきシキソトロピーによる強度増加

実際の路床では締固め後、種々の作用により路床状態が変化するのでシキソトロピーによる強度増加は定量的には測定できない。それゆえ平衡状態の路床支持力の算定のためには、以上に述べた実験の研究結果からのみ決定しなければならない。

実験結果によると、締固めた粘性土は単にそのままの含水比で静置させるだけで強度が増加し、この強度増加現象はかなり長期間継続し、最終的には、30 日の強度増加比より大きくなる。路床の平衡状態の支持力を、実験室で算定する場合に支持力測定が供試体の締固め直後であるならば、その支持力にはシキソトロピーによる強度増加分が全然入っていない。それゆえ平衡状態の路床支持力としてはシキソトロピーによる強度増加分を見込まねばならない。実際の路床では乾燥、吸水現象および交通荷重による振動の影響を考慮すれば実験室で含水比一定に保存した場合ほどのシキソトロピーによる強度増加比はとれないが 6.2 および 6.3 の結果から見て 1.3 前後と考えられる。

しかし、このようなシキソトロピーによる強度増加分を考えるのは安全側に考えて粘土分が 20% 以上の土に限定した方がよいと思う。

また支持力の測定を供試体を締固めてから 4 日後くらいに行なう場合には、この 4 日間の間にシキソトロピーによる強度増加が一部生じている。この場合にはさらに生ずる強度増加分は安全率として見込み、平衡状態の路床支持力の算定には取り入れない方がよいと思う。

7. 平衡状態になるまでの路床の総合的变化

締固めて作られた路床が舗装後平衡状態になるまでには 6. までに述べたような種々の変化が生ずるのであるが、これらの変化をここに総合してみると次のようになる。

(a) 路床の含水状態をサクシオンで示すと平衡状態に到達したときのサクシオンは 2.3 において述べたように路床面より地下水位までの深さにある程度の関係が認められるが、バラツキが多い。しかしそれぞれの地下水位における最小のサクシオンを問題とすれば次のようになる。

地下水位 h が 1.5 m 以内の場合には、サクシオン S は

$$S = -\frac{\gamma_w \cdot h}{1.5} (\text{g/cm}^3)$$

地下水位 h が 1.5 m 以上ある場合には、地下水位に無関係となり

$$S = -100 (\text{g/cm}^3)$$

となる。

含水量としては、このサクシオンの値によって、一元的には定まらず、そのサクシオンに到達するまでの含水履歴と、土の乾燥密度等の影響を受ける。それゆえ平衡状態に到達したときの含水量の値としては、上述のサクシオンの値を支配する地下水位のみならず、含水履歴および乾燥密度等によって定まるものである。この含水履歴と乾燥密度はおもに路床を締固めて作ったときの状態が大きな役割を持っている。

(b) 路床の乾燥密度は 4. において述べたように平衡状態に到達するまでには舗装をとおしての交通荷重により路床を締固めた当時の値よりもやや大きなものになるといわれている。

著者は直接測定することができなかったのに、ここに乾燥密度の変化を定量的に示すことはできないが、定性的に増加するということ是可以する。この交通荷重による密度増加によって粘土質路床で含水量の多いような場合には 5.4 において述べたように Over Compaction 現象を起こし得るものである。

(c) 路床土の構造は 5.4 において述べたように路床を締固めて作った当時の構造から平衡状態になるまで舗装をとおしての交通荷重による締固め作用である程度変化することが推定できる。すなわち、締固めたときの構造は“こねまぜ締固め法”およびランマーによる締固め法によるものに近いが、これが交通荷重のため静的締固めによって得られる土の構造に近い方向に移動するように考えられる。

また、路床土の構造は交通荷重によってのみ変化するのではなく、水分の吸収、乾燥等によっても生ずる。平衡状態になるまでの吸水、乾燥によって起こる土の構造の変化は、3.3 において述べたように路床を締固めたときのサクシオン（または含水量）に大きな影響を受ける。

(d) 路床を締固めてからのシキソトロピーによる路床状態の変化は 6. において述べたように経過時間とともに漸次強度増加が生ずる。この強度増加は、乾燥、吸水の生ずる状態の下でも起こり、路床が平衡状態になるまでには、粘土質路床の強度増加は締固め直後の強度の 3 割程度になるものと考えられる。

締固められた路床が平衡状態になるまでには、大体以上に述べた 4 種類の変化に要約できる。平衡状態そのものは、路床を締固めて作ったときの状態を出発点として、上述のような変化をして到達したものである。それゆえ平衡状態の路床状態を明確にするためには出発点となる路床の締固め当時の状態（おもにサクシオンまたは含水量、乾燥密度、締固め方法）を正確におさえることが必要である。

8. 従来の CBR 試験法の改善に対する一提案

路床の設計支持力は平衡状態の路床について決定すべきものである。この観点より従来の CBR 試験法を改善するための 1 案として、いままでの研究結果にもとづき平衡状態の路床条件を具備する供試体を作製し、この供試体についての支持力を設計支持力とする方法を考案してみた。

8.1 供試体の作製方法

供試体を平衡状態に近づけるためには 7. までに述べた結果から明らかなように、次の 4 条件を考慮しなければならない。

- (1) 供試体のサクシオンと乾燥密度平衡状態の路床と同一にすること。
- (2) 供試体の含水履歴を実際の路床に合わせる。
- (3) 供試体の締固め方法を実際の締固め機構に合わせる。
- (4) 供試体の締固め後のシキソトロピー現象による支持力の増加を見込む。

この 4 条件については 2. ～ 6. までの各章の研究結果にもとづいて考慮し、締固め路床の供試体作製法として次のものをとることにした。

試料土を予想される現場の締固め含水量に調製して CBR モールド（スパーサーディスクを使用しないもの）または CBR モールドと同じ径で高さが 12.5 cm のモールドに予想される現場の締固め密度に JIS 突固め用ランマーで締固める。このときの締固め層数は、CBR モールドの場合には 6 層、別のモールドのときには 5 層とする。次にモールドのカラーをはずさずに締固めた土の表面を大体、平らにならし、モールドの内径よりやや小さい加圧板をおきジャッキによって、1.2 t (6.8 kg/cm²) の圧力を 1 分間加えて、供試体をさらに締固める。カラーをはずして供試体上面の余剰部分を切り取り、モールドをふくめた供試体の重量を測定する。この供試体の底面をサクシオン -30 g/cm² に調整したサクシオン プレーットの透水板上におき、1 日間静置して吸水させ、供試体の重量を測り吸水量を測定する。次にサクシオン プレーットの透水板のサクシオンを予想される平衡状態の値すなわち、地下水位が 1.5 m 以内の場合には、サクシオン $= -r_w \cdot h/1.5$ 、地下水位が 1.5 m 以上ある場合にはサクシオン $= -100 \text{ g/cm}^2$ に変化させ、供試体をさらに 3 日間静置して供試体底部が透水板のサクシオンに近くなるようにする。ここにおいて、再び供試体の重量を測り吸水量の変化を測定する。このときの供試体底面の状態を平衡状態に到達した路床状態とみなして CBR 値を測定する。なお予想される平衡状態のサクシオンが -30 g/cm^2 以下の場合には最初の 1 日間のサクシオン プレーットの透水板のサクシオンを -30 g/cm^2 にすることなく、初めから予想される平衡状態のサクシオンにして 4 日間静置後、供試体重量を測り、吸水量を測定してから供試体底面において CBR 値を測定する。

供試体をサクシオン プレーット上に静置する間は、供試体上面より水分の蒸発を防止するためにビニール等の布でカバーする。

以上述べた供試体の作製方法を順序に従って図によって示すと次の図-14 になる。

なお、吸水量が多い上に、吸水速度の遅い特殊な粘土では、上述の方法によって CBR 測定面のサクシオンを予想される平衡状態の値付近にすることができないので、適当にサクシオン プレーットの透水板のサクシオンと静置日数を調整する。

8.2 供試体作製方法の解説

前節において述べた供試体の作製方法に平衡状態の路床に近づけるための4条件をどのようにして取り入れるかを説明する。

(a) 含水履歴およびサクシオンについて 従来の方法は最適含水比または現場で予想される締固め含水比で締固め、これを4日間水漬するもので、含水履歴は吸水のみであり、サクシオンとしてはゼロを目指すものである。これに対し提案した方法では、まず供試体を現場で予想される締固め含水比において締固め、次に締固め後の現場路床の含水履歴として3.4に述べた単純化した実際路床の含水履歴の(a)に合わせるために供試体を1日間サクシオンを -30 g/cm^2 にしたサクシオン プレーット装置の透水板上に置いて供試体が飽和状態に近い -30 g/cm^2 、付近のサクシオンになるように吸水させる。次に透水板のサクシオンを予想される平衡状態の値にするため路床面より地下水面までの深さが150 cm 以上ある場合には -100 g/cm^2 、深さが150 cm 以内の場合には、 $-r_w \cdot h/1.5$ の大きさに変えて3日間静置して供試体底面付近のサクシオンを透水板のサクシオンに近づける。また、供試体の含水履歴を3.4で述べた(a)に合わせたのは、(b)の場合には操作が日数を多く要するからである。

この提案した方法では、 -30 g/cm^2 のサクシオンにしたサクシオン プレーット装置の透水板上に供試体を1日間置いて吸水させるが、吸水性の強い粘土では、1日では不十分で、数日間を必要とする場合もある。従って理想としては、数日間 -30 g/cm^2 のサクシオンの下で吸水させるべきである。

また -30 g/cm^2 のサクシオンの下で吸水させたのち、予想されるサクシオンにするために、透水板のサクシオンをその値に保って、3日間静置する。これも理想としては日数が多いほどよいが、実用上あまり日数をとることは適当でないので3日間とし、初めの吸水期間1日を加えて合計4日間として、従来の CBR 試験における水浸期間と同等にした。またこの提案した測定法には供試体を締固めて成形した後と、 -30 g/cm^2 のサクシオンの下で1日間吸水させた後および次の3日間静置後の3回供試体の重量を測定するが、これは -30 g/cm^2 のサクシオンの下での吸水状況と次の予想されるサクシオンに到達するまでの吸水量の変化を知るためである。

なお、吸水量が多い上に吸水速度の遅い粘土はこの標準方法の操作では、吸水不十分のため供試体のサクシオンは目標とする値より、かなり大きくなる。それゆえ、標準方法に準拠せずにサクシオン プレーットの透水板のサクシオンと静置時間を適当に調整して供試体のサクシオンを予想される平衡状態のサクシオンに近づけるようにする。しかし、このような粘土の多くは、塑性が非常に大きいので路床上部に使用されることは少ないと思われる。

(b) 乾燥密度について 従来の方法は CBR 用の5 kg ランマーで現場で予想される乾燥密度に締固めるだけで、舗装後の交通荷重による乾燥密度の増加分は考慮していない。これに対して提案した方法では、まず現場で予想される締固め密度に JIS 突固め試験用ランマーで締固め、次に供試体をさらに 1.2 t (6.8 kg/cm^2) の圧力を1分間加えて、静的に締固める。この 1.2 t (6.8 kg/cm^2) の圧力による乾燥密度の増加分を舗装後の交通荷重による増加分とみなしたのである。交通荷重による乾燥密度の増加分の大きさは4.3において述べたようにまだ不明の点が多いので議論の余地があるが、ここでは供試体の含水量が相当多いときでも圧力を加えたとき、供試体底面よりあまり水が出ないで、密度がやや増加する大きさであることとタイヤの接地圧と大体同じ程度のも

図-14 供試体作製方法の順序

のであることから $1.2 \text{ t}(6.8 \text{ kg/cm}^2)$ をとったのである。この圧力による乾燥密度の増加分は最大 2 % 程度である。交通荷重による密度増加は、たわみ性舗装と剛性舗装とでは、多少異なるものと考えられるが、このことに関する試料がないので、ここでは同等に取扱っている。

(c) 締固め方法について 従来方法では供試体を CBR 用の 4.5 kg ランマーで締固めるが提案した方法では上述の乾燥密度の項において述べたように JIS 突固め試験用ランマーで締固める。この場合 **5.3** において述べたように「こねませ締固め」方式による方が現場の締固め方法に近いので、この装置がわが国でも比較的容易に使用できるまでは漸定的にこのランマーによる締固め方法とする。なおランマーとしては CBR 試験用のランマー（重量 4.5 kg 、落下高 45 cm ）より小さい JIS 突固め試験用のランマー（重量 2.5 kg 、落下高 30 cm ）とした理由は前者の方は後者にくらべ、衝撃力が大きく、含水量が多い場合には、土を練り返す作用がいちじるしく現場の実状に合わないためである。

実際の路床は、路床をつくり上げるときの締固めだけでなく、舗装後の交通荷重によっても締固められるので、この締固め機構に近いものとして、**5.4** において述べた加圧板を通して静的に圧力を加える方法をとった。従って締固め方法としては、路床をつくり上げるときの締固め機械による締固めと、舗装後の交通荷重による締固め機構に供試体の締固め方法を合わせるために JIS 突固め試験用ランマーによって締固めた後、加圧板に静的圧力を加えてさらに締固めるようにしたものである。

(d) シキソトロピー現象による強度増加について 提案した方法では供試体を締固めてから 4 日後に CBR 値を測定するのでこの 4 日間の間には、シキソトロピーによる強度増加が **6.2** に述べたように一部生じている。しかし、シキソトロピーによる強度増加はさらに生ずるが、これは **6.5** において述べたように安全率として見込み、設計支持力には取り入れない。それゆえ、ここでは、シキソトロピー現象による強度増加分として、締固め後 4 日間の間に生じたもののみを考慮したことになる。これは結果的に見れば、従来方法と同様になるが、従来方法は上述のような考慮を払った結果によるのではない。

以上のように「提案した設計支持力測定法」における供試体の作製方法には平衡状態の路床に近づけるための 4 条件をできるだけ取り入れるようにしたのであるが、供試体の作製操作としては、従来 CBR 方法のものよりやや手数を要する程度である。「提案した方法」で一番問題になるのは、性能のよいサクシオン プレート装置を必要とすることである。

この提案した供試体の作製方法は、締固め路床についてのものであるが在来地盤を路床とするときにも、路床上部が施工機械および運搬車輛のために乱され、かつ締固められるような場合であるならば適用することができる。

9. 提案した CBR 試験法と従来の CBR 測定法による供試体の含水状態と支持力の比較

前章において提案した CBR 試験法の妥当性を検討するために従来の CBR 測定法によって作製した供試体の含水状態（吸水量、サクシオンおよび含水量）と支持力（CBR 値）を測定し、その比較検討を行なった。

9.1 吸水量、サクシオンおよび含水比の比較

提案した方法には供試体をのせられるようなサクシオン プレート装置が必要であり、この装置の透水板の性質は透水性がよい上に透水板の中のサクシオンの値が -150 g/cm^2 程度になっても透水板の毛管中のメニスカスが外からの空気の侵入を阻止できるようなものでなくてはならない。このためには毛管の径は 0.02 mm 以下のものが透水板一面に数多くあることが必要である。この他強度がかなり大きくなことが望ましい。著者は種々試作の結果まだ不満足ではあるが石膏と細砂と水を適量に混合したモルタル状のものを作り、これを流し込んで固めたものを作製使用している。この透水板は一応透水性と -150 g/cm^2 程度のサクシオンの下で空気進入を阻止する性能を持たせるため細砂の混合比を石膏の 1.5~2 倍としたので強度が弱くガラス容器との接着力が小さい欠点がある。このため取扱いにかなりの注意を要した。実験に使用したサクシオン プレート装置を示すと **図-15** のとおりである。透水板の上には濾紙を 5~6 枚重ねておき、供試体と透水板の間に間隙ができないようにした。

「提案した方法」の場合は以上のようにサクシオン プレート装置を使用し **8.1** の順序に従って供試体を作成した。なお、この実験のための現場条件として締固め含水量は任意のものを選びうるものとし、乾燥密度は選んだ含水比において JIS 突固め試験によって得られる程度とした。また地下水面までの深さは 1.5 m 以上ある場合をとることにした。

そこでまず含水比の試料土を CBR モールドに JIS の突固め試験用ランマーによって 6 層各 38 回（JIS 突

固め試験と同一のエネルギー) 締固める。また供試体をのせるサクシオンプレート装置のサクシオンは最初の1日の間 -30 g/cm^2 から -100 g/cm^2 に変えるためには 図-15 の h を 30 cm から 100 cm にした。供試体の重量はサクシオンプレート装置にのせる前とサクシオン -30 g/cm^2 にして1日静置した後およびサクシオンを -100 g/cm^2 にして3日間静置した後の3回測定し、吸水量を求めた。また締固め直後の供試体のサクシオンおよび含水比と3日間 -100 g/cm^2 のサクシオンにしたサクシオンプレート装置上に静置したのちの供試体各部のサクシオンおよび含水比を測定して、この設計支持力測定法による供試体の含水状態の変化を調査した。

図-15 サクシオンプレート装置

図-16

従来の CBR 測定法は数種類あるが、ここではそのなかで最も合理的と考えられる供試体を現場で予想される含水量において予想される密度に締固めたものを4日間水浸した状態で CBR 値を測定する方法をとることにした。現場条件はもちろん「提案した方法」と同一にとったので「従来の方法」による供試体の締固め含水量とランマーによる締固め密度は「提案した方法」と等しいわけである。この方法では締固め用のランマーは JIS 突固め試験用のものでなく

CBR 試験用の大型のものであり、モールドにスパンサーディスクを入れるため容積が小さくなるが、本実験では特例として「提案した方法」と同一のランマーとモールドとした。従って締固め層数とランマーの落下回数は「提案した方法」と同様に6層各38回とした。締固めて成形した供試体は重量を測定後 図-16 のごとくモールド底面が上になるように再び底板をつけ 5kg の荷重板をのせて4日間水浸する。4日後に供試体を水中より出し重量を測定して吸水量を求めるとともに供試体各部のサクシオンおよび含水比を測定した。

以上の2つの方法によって作製した供試体の含水状態を比較するために吸水量と供試体各部のサクシオンおよび含水量を示すと次の 図-17~25 のとおりである。またこの実験に使用した No. 1, No. 2 試料土の物理的性質の概要は 図-26 のとおりである。

図-17 吸水量と静置日数の関係

2つの方法によって作製した供試体の吸水量は 図-17, 18 に示してあるように No. 1 試料の場合には「提案した方法」の吸水量は「従来の方法」の吸水量の 1/2 以下であるが、No. 2 試料の場合には「提案した方法」の吸水量は「従来の方法」のものにかなり接近している。2つの方法とも供試体をランマーで締固めたときのサクシオン(初期サクシオン)が小さいほど吸水量が多くなっている。吸水量に関して2つの方法の最も大きな相違は 図-18 の初期サクシオンが、 -58 g/cm^2 の場合に示されている。これは、初期サクシオンが予想される平衡状態のサクシオン(この場合 -100 g/cm^2) より小さい場合には「提案した方法」では脱水することがあるのに対し「従来の方法」では常に吸水するだけである。

吸水量の時間的変化としては「提案した方法」の No. 2 試料の場合には最初の1日間 -30 g/cm^2 のサクシオンの下で供試体各部が全吸水量の大部分を吸収する。次の3日間の -100 g/cm^2 の

下では脱水が生ずる場合とさらに吸水する場合がある。さらに吸水する場合は供試体上部が最初の1日 -30 g/cm^2 のサクシジョンの下で十分に吸水していないことを意味している。粘土の No.1 試料の場合には最初の1日間 -30 g/cm^2 のサクシジョンの下では供試体の底面付近のみが飽和状態近くまで吸水するがその他の部分の吸水量はわずかである。このため次の3日間 -100 g/cm^2 のサクシジョンの下でもさらに吸水し供試体内部に吸水される。「従来の方法」の場合には4日後の吸水量と出発点を結んだだけで途中における測定はしていないが、特に吸水性の大きい粘土をのぞいては最初の1日で吸水を大部分完了するのが普通である。

2つの方法による供試体のサクシジョンと含水比を供試体の CBR 測走面（提案した方法では透水板に接した面、従来の方法では水浸したときのモールドの上面）よりの深さの方向について測定したものが 図-19～25 である。サクシジョンの深さ方向の分布としては2つの方法とも一般に CBR 測走面が最も小さく中央部が最大になる。また含水比の分布としては2つの方法とも CBR 測定面が最大となり、中央部以下ではあまり変化しない。「提案した方法」によるものには中央部より下面の方が含水比のやや多いものがあるが、これは静置中供試体内部よりこの面に水蒸気が移動凝集したためと考えられる。「従来の方法」では水浸中モールド底面の孔より水分が吸収できるようになっているので、中央部より含水比が少し大きくなっている。 図-19～25 のサクシジョンと含水比は一定の関係を示さず含水比が他の部分より小さいのにサクシジョンも小さくなっている場合があるが、これはサクシジョンに影響を与える要素は含水比のみでなく乾燥密度や土の構造および含水履歴等の要素にも関係があるためである。

CBR 値の測定に、最も影響の大きい CBR 測定面における供試体のサクシジョンは「提案した方法」では $-70 \sim -110 \text{ g/cm}^2$ の範囲にあり、かなり予想される平衡状態のサクシジョンに近くなっている。No. 1 試料は砂分の多い No. 2 の試料よりも予想される平衡状態のサクシジョンから離れているが、No. 1 試料は粘土分が多く塑性が大きいのので水分の移動が遅く規定したサクシジョンに移向する時間が3日間ではまだ不十分なためと考えられる。「従来の方法」では CBR 測定面のサクシジョンは $-10 \sim -55 \text{ g/cm}^2$ の範囲にあり予想される平衡状態のサクシジョンよりかなり小さくなっている。従って含水比としては「従来の方法」は CBR 測定面において極端に多く No. 1 試料では $2.8 \sim 4.5\%$ 、No. 2 試料では $0.8 \sim 3.1\%$ 「提案した方法」より高くなっている。「従来の方法」が供試体を4日間水中に浸すのはいわば「提案した方法」においてサクシジョン プレーットの透水板のサクシジョンをゼロにして吸水させるのに相当している。

いいかえれば「従来の方法」は供試体のサクシジョンがゼロになることを目指したものとといえる。これでは「平衡状態」の路床の含水比より相当に大きくなるのは明らかである。

図-18 吸水量と静置日数の関係

図-19 CBR 測定面よりの深さとサクシジョン含水比の関係

また米国の飛行場における路床の含水比の実測値と「従来の方法」による 4 日間水浸後の供試体の表面の含水比について WES が調査した結果によると「従来の方法」で作製した供試体の含水比は実測値にくらべ砂質土では相当に高く粘性土ではやや高いことが示されている²³⁾。

以上のことから「従来の方法」によるものよりやや低い含水比を示す「提案した方法」による供試体の含水状態の方が実状に近いということができる。

しかし粘土のなかには「提案した方法」によって作製した供試体の CBR 測定面のサクシオンが目標とするサクシオン（ここでは -100 g/cm^2 とする）よりかなり大きくなるものがあることが次の表-4 に示されている。

表-4

試料	粘土含有量 (%)	塑性指数	初期サクシオン (g/cm^2)	CBR 測定面における サクシオン (g/cm^2)
No. 3 試料	17.5	10.3	-295	-115
荒木田土	31.0	21.3	-240	-130
蒲生土	51.5	24.9	-420	-80
松山粘土	48.0	51.2	-600以上	-265
ベントナイト	88.0	312.0	"	-580

表-4 のうち松山粘土、ベントナイトは CBR 測定面のサクシオンが目標とする -100 g/cm^2 よりかなり大きくなっている。これはこれらの粘土はサクシオンが -100 g/cm^2 になるまでの吸水量が多いのに対し吸水速度が遅いので「提案した方法」による操作では吸水量が不足のためサクシオンが -100 g/cm^2 付近にならないのである。このような粘土は 8.1 に述べたように「提案した方法」に準拠せず、サクシオンプレートのサクシオンと供試体の静置日数を適当に調整する必要がある。一般にこのような粘土は膨潤性が強く、支持力は非常に小さく路床上部には不適当な土が多い。

9.2 CBR 値の比較

前節においては 2 つの方法によって作製した供試体の吸水量と供試体各部のサクシオンの測定値について比較検討したが、ここでは、それぞれの方法によって作製した供試体を JIS A 1211 に規定されている貫入試験を行ない CBR 値を測定した結果について述べる。実験に使用した土は 4 種で、その物理的性質の概要は 図-26 のとおりである。

この実験のための現場条件としては 9.1 の場合と同様なものとしたので、供試体の作製方法は 9.1 の場合と全く同様である。2 つの方法によって作製した供試体に JIS A 1211 の貫入試験を行

図-20 CBR 測定面よりの深さとサクシオン含水比の関係

図-21 CBR 測定面よりの深さとサクシオン含水比の関係

図-22 CBR 測定面よりの深さとサクシオン含水比の関係

表-5

No. 1 試料	締固め含水比 (%)	提案した方法		従来の方法	
		乾燥密度 (g/cm ³)	CBR	乾燥密度 (g/cm ³)	CBR
実験 1	23.5	1.352	3.7	1.348	1.6
" 2	26.6	1.405	5.1	1.400	4.2
" 3	28.3	1.425	6.0	1.415	4.4
" 4	30.0	1.415	5.9	1.390	5.0
" 5	31.4	1.370	5.0	1.350	4.3

表-6

No. 2 試料	締固め含水比 (%)	提案した方法		従来の方法	
		乾燥密度 (g/cm ³)	CBR	乾燥密度 (g/cm ³)	CBR
実験 1	13.1	1.503	8.2	1.489	4.5
" 2	15.5	1.625	10.0	1.610	5.9
" 3	17.3	1.668	14.6	1.647	12.0
" 4	18.0	1.683	19.0	1.658	14.3
" 5	18.8	1.692	15.6	1.672	12.5
" 6	19.5	1.680	12.5	1.651	11.0

表-7

No. 3 試料	締固め含水比 (%)	提案した方法		従来の方法	
		乾燥密度 (g/cm ³)	CBR	乾燥密度 (g/cm ³)	CBR
実験 1	10.2	1.670	9.1	1.665	4.4
" 2	12.0	1.745	20.5	1.739	14.0
" 3	14.7	1.799	12.0	1.788	7.5
" 4	16.5	1.748	4.1	1.723	3.0

なって CBR 値を求めた結果は 表-5~7 のとおりである。この表中には供試体を締固めたときの含水比と乾燥密度も示してある。

これらの表から 2つの方法による CBR 値と締固め含水比の関係を各試料について示すと 図-27~29 のとおりである。

これらの図によると「提案した方法」による CBR は「従来の方法」による CBR 値よりいずれも大きくなっている。これはおもに 9.1 において述べたような「提案した方法」で作製した供試体の CBR 測定面の含水比が「従来の方法」のものよりすくないことによるものである。ここで同一締固め含水比における(提案した方法による CBR)/(従来の方法による CBR) と締固め含水比との関係を求めてみると 図-30 に示すとおりである。この図から明らかなように(提案した方法による CBR)/(従来の方法による CBR) の値は全体的傾向としては締固め含水比の小さいときに大きく、締固め含水比の増加とともに小さくなっている。締固め含水比が多くなると土のサクシオンが小さくなり、吸水量が少なくなるので「提案した方法」と「従来の方法」による供試体の状態が接近してくるためである。図-30 によると(提案した方法による CBR)/(従来の方法による CBR) の値は最大 2.31、最小 1.13 である。「提案した方法」による CBR と「従来の方法」による CBR とどちらが設計 CBR 値としてより妥当であるかは供試体の状態として

図-23 CBR 測定面よりの深さとサクシオン含水比の関係

図-24 CBR 測定面よりの深さとサクシオン含水比の関係

図-25 CBR 測定面よりの深さとサクシオン含水比の関係

はどちらが平衡状態の路床に近いかによって決まることである。

これは 9.1 に示したサクシオン、含水比の大きさおよび供試体の締固め方法等のことから考えて「提案した方法」による供試体の状態の方が平衡状態の路床状態に近いといえるので、当然「提案した方法」による CBR 値の方が設計支持力としてより妥当なことになる。

米国の飛行場における路床で実測した CBR 値と「従来の方法」による 4 日間水浸後の供試体の CBR 値について WES が調査した結果によると「従来の方法」による供試体の CBR 値はいずれも路床の実測 CBR 値より小さくなっている。殊に非塑性性の砂質土の場合には過小であり、塑性土ではやや小さくなっている。このことから「提案した方法」による CBR 値の方が実際の値に近いといえることができる。

10. 結 語

いままで舗装厚の設計をする場合に従来の路床支持力測定法を使用して来た技術者の多くは測定した支持力が真にその路床の舗装後における最低の支持力を与えるものであるか否かに大きな疑問を持ち続けて来たのである。これは舗装後における路床状態の変化について十分な知識がなかったことに最大の原因がある。

著者は舗装後における路床状態の変化について研究するため、路床支持力に影響をおよぼす個々の要素について追求した。この結果は 7. にいて述べたように路床を締固めて作ってから平衡状態になるまでの路床の総合的变化をかなり明らかにすることができた。

この研究結果にもとづいて従来の路床の設計支持力測定法に規定されている支持力を測定するときの路床状態（供試体の状態に相当する）を検討すると平衡状態の認識とこの状態に近づけるための操作が不足している。このことは、このような測定法による設計支持力が舗装後数年を経過して平衡状態になった路床における実測の支持力とかなりの差となって表われる。例えば「従来の方法」による CBR 値と路床で実測した CBR 値とを比較した結果²⁴⁾にも示されている。

図-26 No. 1~No. 3 試料の物理的性質の概要

図-27 締固め含水比と CBR 値の関係

図-28 締固め含水比と CBR 値の関係

図-29 締固め含水比と CBR 値の関係

著者は従来の CBR 試験法に規定されている支持力を測定するときの路床状態を是正して平衡状態のものに近づける必要を痛感し、CBR までに述べた研究結果にもとづいてこの点を十分に考慮した CBR 試験法を提案したのである。この提案した 7. 試験法および 2. と 3. に述べた平衡状態になるまでの含水状態についての研究は土の含水量のかわりにサクシオンについて取り扱ったのでかなりの単純化ができた成功したと信じている。

この提案した設計支持力測定法の妥当性を調査するために、従来の CBR 法との 2 種について、供試体を作製し、その供試体の含水状態と、CBR 値を比較検討してみた。この結果は 9. に述べたように「提案した方法」で作製した供試体の方は平衡状態に近いサクシオンを示したのに対し「従来の方法」によるものはサクシオンが小さすぎ含水量が極度に多いものがある。また CBR 値は「提案した方法」によるものの方がいずれも「従来の方法」のものより大きな値を示した。「提案した方法」による CBR 値の妥当性は供試体の状態が「従来の方法」のものより平衡状態に近いということによって判断されるわけである。また WES の報告結果²⁵⁾の中の「従来の方法」による CBR 値は舗装下の路床における実測値よりも小さいことが明らかにされているが、このことは「提案した方法」による CBR 値の妥当性の大きいことを意味するものと思う。

「提案した方法」は砂質土については、供試体を規定したサクシオンにすることが容易であるが、土の粘土的特性が強くなるほど供試体を規定したサクシオンにすることがむずかしくなる傾向がある。それゆえ、吸水量の多い上に吸水速度の遅い粘土には「提案した方法」を適当に Modify することにしてあるが、粘土のような土は種類も多く性質も変化にとんでいるので止むを得ないことと考えられる。今後、この研究に残された問題はさらに平衡状態になるまでの路床の変化について調査を進めるとともにこの「提案した方法」を現場に普及させて本方法の不備な点があれば改良を加えて行くことである。

これまで述べた研究によって今まで不明の点の多かった路床の設計支持力というものを可成り明らかにすることができ、舗装設計を従来より合理化することができたものと思う。

本研究は着手してから 10 年になるが、この研究の成果はこの間終始御指導、御鞭達を頂いた兵藤直吉教授、後藤正司教授をはじめ早稲田大学土木教室の諸先生、舗装道路路床の実態調査に当り長年かわらぬ御援助を頂いた東京都建設局の方々、ならびに実験の大部分を担当して下さいた多数の早稲田大学土木工学科の方々による所がなほは大である。ここに厚く謝意を表す次第である。

参 考 文 献

- 1) Middlebrooks, Bertram : Adaptation to the Design of Airfield Pavements; A Symposium; 1950 Trans. A. S.C.E. vol. 115. p. 468
- 2) McLeod, N.W.; An Investigation of Airport Runway in Canada; Proc. 2nd Int. Conf. Soil Mech. (1948) IV. p. 167
- 3) McLeod, N.W.; Relationships between Deflection, Settlement and Elastic Deformation for Subgrades and Flexible Pavements Provided by Plate Bearing Test at Canadian Airport; Proc. 4th Int. Conf. Soil Mech. (1957) II p. 151
- 4) Black, Croney : Pore Water Pressure and Moisture Studies under Experimental Pavements; Proc. 4th Int. Conf. Soil Mech. (1957) II. p. 94
- 5) Spangler : Some Problem in Subgrade Moisture Control; Proc. Highw. Res Bd. (1945) p. 434
- 6) Black, Croney : Pore Water Pressure and Moisture Content Studies under Experimental Pavements; Proc. 4th Int. Conf. Soil Mech. (1957) II p. 94
- 7) 森 麟 : 舗装道路々床のサクシオンの実態調査とそれに基づくサクシオンと道路環境との関係; 土木学会論文集 69 号
- 8) 森 麟 : 土の水に対する安定性について; 土木学会誌 39-10 (1954) p. 18
- 9) Waterway Experimental Station : Field Moisture Content Investigation (Oct. 1945~Nov. 1952); Technical Memorandum No.3-401 1955
- 10) Redus : Other Accelerated Traffic Test; Flexible Pavement Design Method : A Symposium; Trans. A.S.C.E. (1950) Vol. 115 p. 520

図-30 締固め含水比と CBR 値の関係

- 11) Mills : A Procedure for Determining Thickness of Flexible Pavements; Highway Reserch Abstracts (June 1957) Vol. 27-6 (Special Paper p. 31)
- 12) Foster, R. : Reduction in Soil Strength with Increase in Density; Proc. A.S.C.E. (July 1953) Vol. 79-228
- 13) Turnbull, McFadden : Field Compaction Tests; Proc. 2nd Int. Conf. Soil Mech. (1948) V p. 235
- 14) McRae, Rutledge : Laboratory Kneading Compaction of Soil to Simulate Field Compaction; Proc. 31 Annual Metting. Highw. Res. Bd. (1952) p. 593
- 15) (12) に同じ
- 16) (12) に同じ
- 17) Terzaghi, Peck : Soil Mechanics in Engineering Practice (1948) p. 16
- 18) Skempton, Northey : The Sensitivity of Clays; Geotechnique, March 1952 Vol. III-1
- 19) Moretto : Effect of Natural Hareclening on the Unconfined Compression Strength of Remolded Clays : Proc, 2nd Int. Conf. Soil Mech. Vol. I
- 20) (18) に同じ
- 21) H.B. Seed, C.K. Chan : Thixotropic Characteristics of Compacted Clays; Proc. A.S.C.E. Vol. 83-(4) Nov. 1957
- 22) 森 麟 : 土のシキソトロピーと路床支持力; 土木学会論文集 1958-(7) p. 7
- 23) Waterways Experimental Station : Field Moisture Content Investigation (Oct 1945-Nov. 1952); Technical Memorandum. No. 3-401, 1955
- 24) (23) に同じ
- 25) (23) に同じ

(原稿受付 : 1960.5.11)

昭和 35 年 12 月 15 日 印刷 土木学会論文集第 71 号・別冊(4-4) 定価 130 円 (千 10 円)
 昭和 35 年 12 月 20 日 発行

著 者	東京都新宿区戸塚町 1 の 647	早稲田大学理工学部	森 麟
編集兼発行者	東京都新宿区四谷一丁目	社団法人 土木学会	末 森 猛 雄
印 刷 者	東京都港区赤坂溜池 5	株式会社 技 報 堂	大 沼 正 吉

発 行 所 社 団 法 人 土 木 学 会 振替東京 16828 番
 東京都新宿郵便局区内 新 宿 区 四 谷 一 丁 目 電 話 (351) 代 表 5138 番