

路床土の含水状態と

その支持力に関する研究

昭和33年12月

植 下 協

路床土の含水状態と

その支持力に関する研究

昭和33年12月

植 下 協

路床土の含水状態とその支持力に関する研究

— 目 次 —

結 論	1 — 6
第 I 編 路床土の含水状態に関する研究	7 — 106
第 I · 1 章 概 論	7
第 I · 2 章 理想平衡土層における土中水の熱力学的考察	9
§ 1. 土中水の熱力学的取扱に関する従来の研究	9
§ 2. 理想平衡土層	10
§ 3. 理想平衡土層内における土中水の熱力学的取扱	10
§ 4. 理想平衡土層内における毛管上昇水	13
§ 5. 理想平衡土層内における水蒸気	13
§ 6. 理想平衡土層内土中水の氷との共存条件	14
§ 7. 理想平衡土層における熱力水頭と pF の定義	16
§ 8. 土中水が溶液の場合の熱力学的取扱	17
(1) 土中水が理想溶液の場合の熱力水頭	
(2) 活量および活量係数による熱力水頭	
(3) 土中水が弱電解質の場合の熱力水頭	
(4) 土中水が強電解質の場合の熱力水頭	
(5) 土中水が海水の場合の熱力水頭	
第 I · 3 章 土中水の状態とその測定法	29
§ 1. 土中水の状態の表示法について	29
§ 2. 土中水圧力状態の測定法	29
(1) 概 説	
(2) 貫入式向隙水圧計	
(3) ガラスフィルター・サクシヨンメーター	
(a) 概 説	
(b) ガラスフィルター・サクシヨンメーターの原理	
(c) 使用ガラスフィルターについての考察	

(d) 著者が改良したガラスフィルター・サクシヨ ンメーターについて	
(4) 素焼テンシヨメーター	
(5) 注射針筒隙水圧計	
§ 3. 土中水エネルギー状態の測定法	39
(1) 概説	
(2) 土柱法	
(3) 負圧測定による方法	
(4) 遠心力法	
(5) 圧力膜法	
(6) 圧密法	
(7) 凍結法	
(8) 蒸気圧法	
(9) 種子法	
(10) その他の方法	
§ 4. 遠心力法による土中水エネルギー状態の測定法	43
(1) 原理	
(2) 装置	
(3) 試料の厚さを考慮した熱力水頭 の算出	
§ 5. 蒸気圧法による土中水エネルギー状態の測定法	50
(1) 原理	
(2) 試験装置	
(3) 使用すべき硫酸濃度	
(4) 温度の影響に関する考察	
§ 6. 土質工学で扱う土中水エネルギー状態	57
(1) 気乾燥状態	
(2) 炉乾燥状態	
(3) その他の土中水エネルギー状態	
(a) 最大保水状態	
(b) 現場保水状態	
(c) 萎凋点	
(d) 鋪装版下の土中水エネルギー状態	
§ 7. pF - 含水比関係について	60
(1) 概説	

(2) 非圧縮性土	
(3) 圧縮性土	
(4) 部分的圧縮性土	
第Ⅰ・４章 舗装路床土の含水状態に関する研究	69
§ 1. 概 説	69
§ 2. 従来の舗装路床土の含水状態推定法	69
(1) 地下1 mぐらいの含水比による推定法	
(2) 既設舗装道路から推定する方法	
(3) 土のサクシヨンを利用する方法	
(4) わが国の舗装道路の実態調査にもとづく方法	
§ 3. 気象条件、舗装巾、地下水位、地質状態を考慮した 舗装路床土の含水状態推定法について	71
§ 4. 路床土含水状態の実測結果に関する考察	95
§ 5. 熱透過現象が路床土含水状態におよぼす影響に関する 考察	96
第Ⅰ・５章 結 論	105

第Ⅱ編 路床土の含水状態が支持力特性に 及ぼす影響に関する研究 107 — 130

第Ⅱ・１章 概 論	107
第Ⅱ・２章 土の締固め直後のCBR特性について	109
第Ⅱ・３章 種々の水分環境下における締固め土のCBR その他特性について	115
§ 1. 種々の水分環境下における締固め土の含水比と乾 燥密度の変化(上載圧のない場合)	115
§ 2. 種々の水分環境下における締固め土の含水比と乾 燥密度の変化(上載圧のある場合)	120
§ 3. 種々の水分環境下における締固め土のCBR値の 変化(上載圧のある場合)	122
§ 4. ４日水浸による締固め土のCBR値の変化	124
第Ⅱ・４章 結 論	129

第Ⅲ編 道路舗装厚設計のための路床土

調査法に關する研究 131 — 244

第Ⅲ・1章 概 論	131
第Ⅲ・2章 路床土としての土の分類法	133
§ 1. 概 説	133
§ 2. Casagrandeによる分類法(AC法)	133
§ 3. 改訂PR分類法	142
§ 4. 三角座標による分類法	145
§ 5. Butmisterの記述的分類法	149
§ 6. 突固め試験による分類法	152
§ 7. その他の土質分類法について	154
第Ⅲ・3章 CBR試験に關する研究	157
§ 1. JIS A 1211のCBR試験について	157
(1) 概 説	
(2) 動荷重成形供試体による室内CBR試験	
(3) 静荷重成形供試体による室内CBR試験	
(4) 現状土供試体による室内CBR試験	
(5) 現場CBR試験	
§ 2. 動荷重成形供試体による室内CBR試験の考察	164
§ 3. JIS A 1210の最適含水比を用いた動荷重成形供試体による室内CBR試験について	166
第Ⅲ・4章 球体落下地耐力試験に關する研究	169
§ 1. 概 説	169
§ 2. 測定装置とD値測定における注意	169
§ 3. 理論的考察(CBRとD値との關係)	172
§ 4. 実験的考察(CBRとD値との關係)	176
§ 5. D値によるタワミ舗装厚設計公式	180
§ 6. D値測定の必要精度について	180
§ 7. 土の乾燥密度、トラフィカビリティ測定への応用	181
第Ⅲ・5章 タワミ舗装厚設計法	185
§ 1. 概 説	185
§ 2. 土の物理試験による方法	189

(1)	土の分類と統計による方法	
(2)	群指数による方法	
(A)	Steeleによる方法	
(B)	コロラド法 (I)	
§ 3.	C B R 試験(円柱貫入試験)による方法	198
(1)	C B R 法	
(2)	ワイオミング法	
(3)	コロラド法 (II)	
(4)	ミネソタ法	
§ 4.	ノース ダゴタ コーン試験(円スライ貫入試験)による方法〔ノース ダゴタ コーン法〕	204
§ 5.	球体落下試験による方法〔著者の方法〕	206
§ 6.	セン断試験による方法〔セン断方法〕	208
§ 7.	平板載荷試験による方法	209
(1)	カナダ法	
(2)	Burmisterの理論による方法〔米海軍法〕	
§ 8.	スタビロメーターによる方法〔Hveemの方法〕	212
第Ⅲ・6章	剛性舗装厚設計法と支持力係数調査法	219
§ 1.	概 説	219
§ 2.	輪荷重によるコンクリート舗装版内応力に関する Westergaardの理論とその修正式	219
§ 3.	温度変化によるコンクリート舗装版内応力	223
§ 4.	コンクリート舗装版厚設計法	224
§ 5.	支持力係数(K値)の調査法	227
(1)	JIS A 1215「道路の平板載荷試験方法」によるK値の測定法	
(2)	K値の測定に要求される精度	
(3)	衝撃式地盤支持力試験機によるK値の測定法	
(4)	C B R 試験によるK値の推定法	
(5)	貫入試験によるK値の推定法	
(6)	土質によるK値の推定法	
(7)	最悪含水状態におけるK値の推定法	
第Ⅲ・7章	結 論	243
結 論		245 — 249

(1)

結 論

従来、わが国の道路には舗装のないものはなほ多く、昭和31年3月末現在では、国道、府県道総延長のうち92%は砂利道であった。このような前時代的な砂利道が飛躍的發展をとげてきた今日の自動車交通の下で道路としていかに不適合であるかは言を待たない。特に戦後、わが国における自動車は台数の激増とともに、その大型化、重量化、高速化などが著るしく、そのために道路は線形、勾配、巾員などが合理的で、しかも重交通に耐えうる平滑な高級舗装を有するようになっていくことが今日の新しい課題となってきた。これらの急務をよりよく果すために今日の道路工学は耐荷的・耐久的舗装道の設計という奥でどの程度合理的な指針を与えうるであろうか。

道路は、気象条件などに影響されないで常に交通荷重を十分支えうる路体構造を持つていなければならない。この路体構造は一概に図-1に示すような

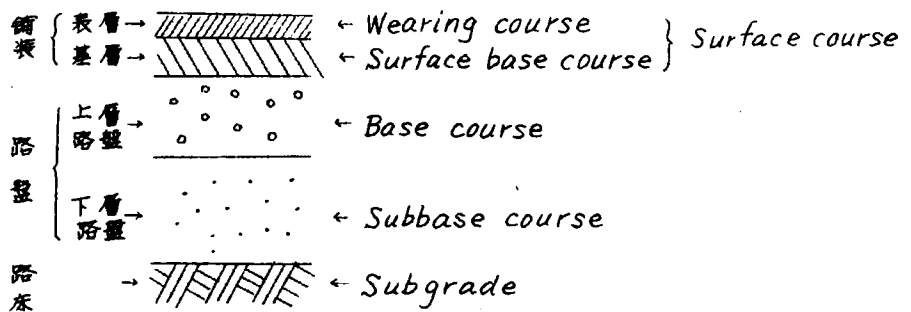


図-1 路体の構成

部分で組立てられている。これをコンクリート舗装、アスファルト舗装、砂利道の場合で例示すると図-2 (a) (b) (c) のようであり、わが国の道路土工指針⁽¹⁾では、従来まちまちであった道路構成要素の名称を図-3に示すように統一している。ここで各構成要素のもつ意味を考えると、舗装は、交通荷重を直接支持し、交通荷重による応力に十分耐えるとともに、タイヤによる磨耗剝離にも十分耐えうるものでなければならない。また、表面水が、路盤、路床に浸入するのを防ぐことも重要な役目である。

路盤は、舗装と路床との間に設ける層で、交通荷重を広い面積で安全に路床に分布させる役目をもつ。

路床はいわゆる地山の部分である。

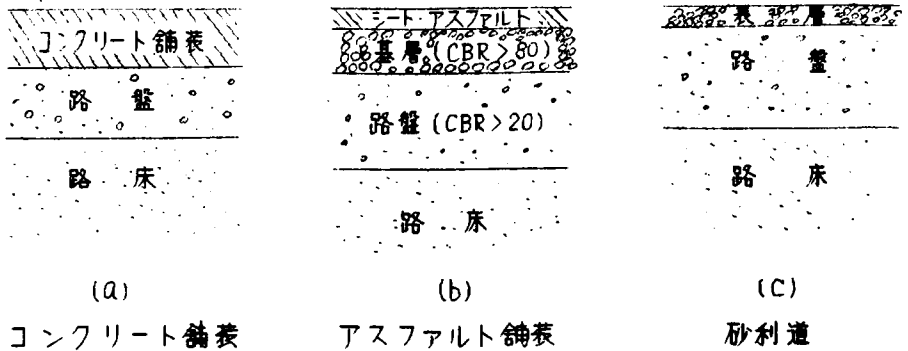


図-2 道路断面図

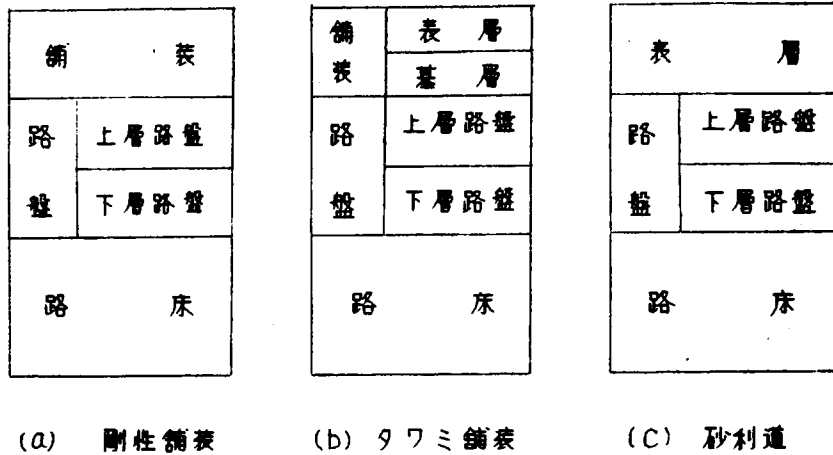


図-3 道路構成要素の名称

道路舗装は、その力学的特性からタワミ舗装と剛性舗装とに大別される。タワミ舗装はアスファルト系舗装がこれに属し、舗装はせん断力には抵抗するが、曲げには抵抗しない。一方剛性舗装はセメント・コンクリート舗装がこれに属し、舗装はせん断力および曲げに抵抗し、版としての作用をもつ。

これらの道路構造を設計する場合、いずれも道路基礎の支持力特性を考慮しておこなわなければならないが、舗装が基礎に及ぼす力学的作用がこの舗装の種類によって異なるため舗装厚設計法は別途に発達している。

最近、舗装厚設計 (*Pavement Design*) という語は狭義の舗装部の厚さだけでなく、路盤厚の決定も含んでいることが多い。従来は狭義の舗装部のみを指していた「舗装」という語が、路盤をも含めた広義の意味で用いら

(3)

れるようになってきたことは、健全な舗装の設計には、路盤を無視できないという考え方の最近における進歩が反映していると思われる。⁽²⁾

タワミ舗装厚設計法に関しては現在 50 種に近い設計法がありながら、^(3a) 未だに決定的なものがないことは、直路舗装工学が未だに過渡的状态にあるということをよく示している。このうちで現在最も信頼して利用されている CBR による設計法は、交通荷重をうける道路路体のいかなる点にも、その点の強度以上の荷重が伝播されないような道路の構造を与えるという主旨に沿っていると考えられるが、なお経験的なところが多いものである。

一方、コンクリート舗装厚設計法については、一般にコンクリート版厚を定めることを中心としており、この場合直路基礎の支持力特性としては、コンクリート版内の応力を左右する舗装版直下の支持力係数だけが考慮されている。

ところが道路の健全性がいかに路盤・路床土の健全性に依存しているかは、英国における道路の破壊の原因の多くが路床土の軟弱によることを示す調査例^(3b)によっても明瞭である。その調査例のうち粘土路床土に設けられていたコンクリート直路の亀裂原因の調査例を表-1に示す。表-1では亀裂が甚だしいところと亀裂がほとんどないところの路床土の平均含水比、路盤および路床上の支持力係数、粘土路床上部のセン断強さ、路床土のセン断強さから必要と推定される舗装と路盤の合計厚(オIII・5章 §6 参照)および実際の舗装と路盤の合計厚が対比して示されている。この表からわかることは、この道路の破壊した部分の舗装版と路盤の合計厚が粘土路床を保護するためには厚さが不足していたということと、路床土含水比の増加によって、破壊箇所路床土は健全な箇所に対して、その支持力係数ならびにセン断強さが小さくなっているということである。

表-1 コンクリート道路亀裂の原因調査例

	亀裂の甚だしいところ	亀裂のほとんどないところ
路床土(粘土)の平均含水比	44 %	38 %
路盤支持力係数	2.6 kg/cm ²	4.9 kg/cm ²
路床支持力係数	2.2 kg/cm ²	3.8 kg/cm ²
粘土路床上部のセン断強さ	0.50~0.55 kg/cm ²	0.75 kg/cm ²
路床土のセン断強さから必要と推定される舗装と路盤の合計厚	40 cm	38 cm
実際の舗装と路盤の合計厚	23 cm	36 cm

今日の道路工学においては、道路の建設時における力学的諸問題については、かなり研究されてきているが、建設後長時間を経た後に耐荷力がどう変わるかについては、ほとんど研究されていなかった。しかし、今日までに舗装されてきた道路のうち耐久性のとばしい道路が少なくなかったことをわれわれは満足しないではいられない。

道路基礎の将来の耐荷力を大きく支配するものは道路基礎における含水状態の変化である。一般に土は含水量がふえることによって、基礎の支持力が減少する。ゆえに建設時含水量を規正して低含水比の悪い路床・路盤を造成したとしても将来土が水を吸いその含水比を増加すれば、そのときの強度は建設時に比して低下するはずである。

この点に着目して耐久的道路を設計するための指針を求めめるために、著者は昭和28年以來、道路舗装後の路床・路盤の含水状態の推移の研究をおこなってきたが、それとほとんど時を同じくしてこの方面の研究が各国でもなされるようになってきた。⁽⁴⁾⁽⁵⁾ それと同時に舗装路床土の将来の含水状態を推定する諸種の方法が提案されるようになったが、それらは単に経験的^{(3c)(6)}であったり、仮定の不十分な理論的方法⁽⁴⁾であったりして十分満足できる推定法が存在しなかった。そのように、舗装路床土の将来の含水状態が耐的に推定できない現状であるから、道路基礎の将来の支持力の推定法にしても、単に供試体を4日間水浸して、最悪含水状態の支持力を調べる方法しかなかった。ゆえに、以上のような道路工学上の最も研究のおくれている耐久性の問題を土質力学的立場から解明し、耐荷的耐久的道路を設計する合理的な方法を与えようとしたのが本研究の目的である。

本論文は以上の観点から、路盤・路床土が舗装後どのような含水状態になるかを推定する方法を研究し、次にそのように推定した将来の含水状態における支持力を知る方法を考察し、最後にそのような支持力にもとづいて、合理的に舗装厚を算出する方法を検討し、以上の研究結果を組合わせて耐久的耐荷的道路設計の指針を与えようとしたが、その目的達成のために行った研究内容は次の通りである。

まずオ工編では路床土の含水状態の推移に關する研究をおこなう。そのために無限の広さの舗装で覆われた等温状態にある理想平衡土層の概念を提案しこの層における土中水の熱力学的考察をおこない、従来不明確であった土中水の熱力学的取扱を検討し、土質工学における熱力学の応用を試み、また土中水のエネルギー状態を測定する方法を考察する。ついで土中水のエネルギーよりその含水比を求めるための関係特性を調べ、最後に具体的な舗装路

(5)

赤土の含水状態を推定する方法について考察し、実測値と比較検討し、従来よりも実用性があり、しかも良好な精度で含水状態を推定できる方法を求め、耐久的道路に対する設計条件を与えようとする。

次にオII篇では路床土の含水状態が支持力特性に及ぼす影響について研究をおこなう。土の支持力は多くの要素に影響されるが、その中で主要なものは、乾燥密度と含水比であることに着目して、まず締固め直後の土のCBR試験によって、支持力特性に及ぼす乾燥密度と含水比の影響を調べる。次に締固めの供試体を種々の水分エネルギーの環境下において平衡後の土の力学的性質を調べる方法を考察し、この実験法によって諸種の代表的な土質について、路盤・路床土としての適性を検討し、それによって現場における土質の適性の判定、道路基礎材料の選択の指針を与えようとする。

最後にオIII篇では道路舗装厚設計のための路床土調査法に関する研究をおこなう。路床土調査法のオ一段階は路床土の分類法であるが、今日用いられているものには不備の点があるので、路床土として適当な分類法の選択について考察する。次に現在タワミ舗装厚設計のために広く用いられているCBR試験法を検討し、さらに現場で簡単にCBRを求める試験法を研究する。次にタワミ舗装厚および剛性舗装厚の設計法を路床土調査法との関連において述べ、耐久的道路に対する設計の指針を示そうとする。

なお結論において、これら研究成果を要約し、これらの成果をどのように利用すれば、耐久・耐久的道路の設計ができるかについて述べる。

参 考 文 献

- (1) 日本道路協会編 (1956) 道路土工指針、日本道路協会 p.49
- (2) 大森豊二郎 (1955) アスファルト舗装。道路舗装工学 (土木学会関西支部、関西都市道路研究会) p.25
- (3) Road Research Laboratory (Dept Sci. & Ind. Research) (1952) Soil Mechanics for Road Engineers. Her Majesty's Stationery Office, London, (a) p.436 (b) pp.439~450 および p.405, p.410, p.417, (c) p.385
- (4) Croney, D. and J.D. Coleman (1953) Soil moisture suction properties and their bearing on the moisture distribution in soils. Proc. 3rd. Int. Conf. on S.M.F.E. Vol. 1, pp13~18.
- (5) Black, W.P.M. and D. Croney (1957) Pore water pressure and moisture content studies under experimental

006

(6)

pavements. Proc. 4th Int. Conf. on S. M. F. E. Vol. 2 pp. 94~103.

(6) 森藤 (1956) 舗装道路々床のサクシヨンと含水量の実態調査, 土と基礎, No. 15, pp. 28~31.

(7)

第 I 編 路床土の含水状態に関する研究

第 I 章 概 論

オ工漸では路床土の含水状態に関する研究について述べる。土の含水状態は従来含水比によってあらわしているが、土中水の平衡や移動は土中水のもつエネルギーに支配されるからエネルギー的な観点で土中水を考えなければならぬ。エネルギー的な考察結果を含水比に換算することは何々の土で実験的に求めたエネルギー含水比関係曲線を用いて容易におこなうことができる。

土中水をエネルギー的に扱うには熱力学的函数によるか、土中水の圧力によって考察すればよく、一般に道路路床土の自然含水状態を考察する場合には、土中水を圧力的に考察すればほぼ十分である。しかし路床土の問題にかぎらず土を広い立場で扱うためには、熱力学的立場で扱くと、自由水状態から炉乾燥状態までの広い土中水エネルギー状態をスムーズに扱うことができるため、土を扱う者にとって土中水を熱力学的に考察しておくことが望ましい。しかるに土中水の熱力学は最近まで十分に検討されておらず、健全な姿をそなえていなかった。

著者はこれらの奥をかんがみ、まず土中水の熱力学的取り扱い方を着着の方法で明確化し、ついで土中水エネルギー状態の測定法を述べ、最後に現実の道路路床土の含水状態をいかに推定するかについて述べる。

008

(8)

I-1-2

第 I・2 章 理想平衡土層における土中水の熱力学的考察

§ 1. 土中水の熱力学的取扱に関する従来の研究

土中水の熱力学的取扱の歴史を考えると、1907年の Buckingham⁽¹⁾ の毛管ポテンシヤル導入にさかのぼらなければならないと思う。彼はその定義に際して、「我々はもっと広範なデータをもって、“熱力学ポテンシヤル” すなわち“自由エネルギー”を使うことは不可能でないが、現在の目的に対しては、力学的ポテンシヤルの簡単な概念で十分であろう」と述べたが、このようにして導入された毛管ポテンシヤルは熱力学的取扱で利用する自由エネルギーに完全に包含される特殊の場合の函数と考えることができる。

Buckingham は自由水面を与えた平衡土柱（土を円筒内に填め、円筒の底部で一定の位置に自由水面を与え、蒸発を表面で防ぎ、水分平衡が完全に達して、もはや水分分布の変化が起らない土柱）で、自由水面より h の高さにある土中水の毛管ポテンシヤル ψ_c を

$$\psi_c = gh \quad \text{----- (I-2-1)}$$

ここに g は重力の加速度、として与えたが、このような ψ_c は自由水面での水の Gibbs の自由エネルギーを G_{wo} 、 ψ_c をもつ土中水の Gibbs の自由エネルギーを G_w とすれば、後述の著者の理想平衡土層の概念では、

$$\left. \begin{array}{l} G_{wo} - G_w = \psi_c \\ \text{または} \\ G_w + \psi_c = G_{wo} \end{array} \right\} \text{----- (I-2-2)}$$

となり、理想平衡土層内の土中水の Gibbs の自由エネルギー G_w と毛管ポテンシヤル ψ_c の和は常に地下水面上における Gibbs の自由エネルギー G_{wo} に等しいことがわかる。Buckingham の毛管ポテンシヤルはしばしば熱力学的立場で意義づけられているが⁽²⁾ (I-2-2) 式がその関係を簡潔に示していると考えられる。

1935年に Schofield は土中水の熱力学的取扱の優秀性を示唆した論文⁽³⁾ を書いた。しかし Schofield の着想を完全に理解するためには、熱力学的知識が必要なためと、実用的範囲では、まず毛管ポテンシヤルで十分であるため、この論文がでて、まだ当時の土中水の研究者達には、Buckingham の毛管ポテンシヤルがもっぱら使われていた。しかも Schofield の提案した pF 一表示法は最近にいたるまで正しく理解されていない場合が非常に多かった。

こうした状態にあった 1940 年に Anderson は毛管ポテンシヤルに執着している人達に、その使用が普遍的である理由をあげて自由エネルギーをこそ

利用すべきことを主張している⁽⁴⁾そして1943年にEdlefsenとAndersonの共著になる「土中水の熱力学」⁽⁵⁾が彼等の機関紙に発表されている。これと同じ頃(1942年)、Dayの著いた論文⁽⁶⁾も土中水の熱力学的取扱及びその理解を大いにたすける知識を提供している。

我が国においては、高木俊介氏が現在までに唯一の土中水の熱力学的研究者であったようだ。彼の研究⁽⁷⁾は土中水熱力学の理論的取扱において大いに貢献した。

以上述べてきた土中水の熱力学は、農学関係の研究者達に育てられてきたものであるが、土木工学関係においては、10年程前より、道路や飛行場などの広い鋪設板の下の土中含水率争情が建設当時より、長時間を経て、どう変わるであろうかということの推定法として、熱力学的知識の応用が、英国道路研究所を中心に始められるようになった⁽⁸⁾。

しかし、土木工学の問題に土中水の熱力学を適用する場合、十分な熱力学的理解の上でその適用がなされていないことに著者は気づき、1955年頃より、正しい熱力学の土木工学における応用を検討した。土中水の熱力学的取扱において、従来、簡単に「エネルギー」の項と「圧力」の項をおきかえて考えた場合が多いが、これは誤りであって注意しなければならない。このような誤った解釈は従来の農学関係の報文にも非常にしばしばあらわれているので注意を喚起するとともに、著者は土中水の熱力学的理解をたすけるために、理想平衡土層なる新しい概念を考察の場として導入することが有利であることに着目し、理想平衡土層を模型として土中水の正しい熱力学的取扱を示した。次節以下にはこの理想平衡土層内での土中水の熱力学を示すことにする。

§ 2. 理想平衡土層

今、図-I-2-1に示すように完全鋪設した土層を考える。完全鋪設とは、水分の出入を完全に防ぐ無限に広い鋪設である。地下水面はこの土層中の一定の位置に保たれ無限に水平であるとする。しかもこの土層全域の温度は一定であるとする。以上の条件が保たれると、この土層内の土中水は完全に平衡状態に達する。こうした条件のもとに平衡にある土層を理想平衡土層と名づける。

§ 3. 理想平衡土層内における土中水の熱力学的取扱

土中水の単位質量の有する總水⁰テンシヤル⁰を次式のように定義する。

$$I-2-2$$

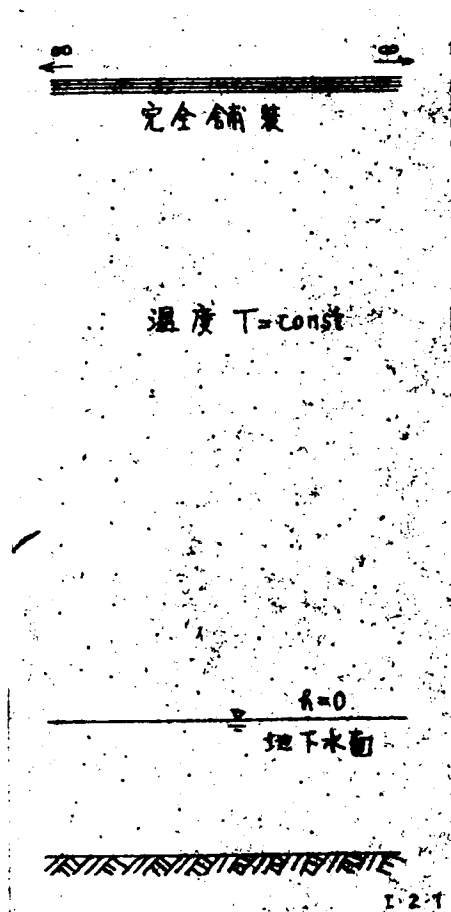


図-I-2-1 理想平衡土層

$\bar{\mu} = \bar{G}_w + \phi \dots\dots (I-2.3)$
 ここに \bar{G}_w は土中水の化学ポテンシヤル, ϕ は力の場にある土中水の単位質量あたりの位置のポテンシヤルである。

もし1つ以上の力の場が存在すれば, ϕ は次式であらわしうるものである。

$$\begin{aligned} \phi &= \phi_a + \phi_b + \phi_c + \dots + \phi_z \\ &= \sum_{g=a}^z \phi_g \dots\dots (I-2.4) \end{aligned}$$

ここに添字 a, b, \dots, z は異なる力の場を示す。

理想平衡土層のいたるところの土中水は完全に平衡して静止の状態にあるから, 熱力学的観点より, 理想平衡土層内のいたるところの上中水の単位質量の總ポテンシヤルは一樣でなければならない。それゆえ理想平衡土層内では土中水の占める場所やその示している状態(自由水, 毛管水, 吸着水, 水蒸気などの状態)をとわず, あらゆる単位質量の水について,

$$\bar{\mu} = const \dots\dots (I-2.5)$$

が成立している。

ここで土中水の気相, 液相, 固相のいかんにかかわらず, 土壌の全土中水が熱力学的平衡の状態にあるかぎり, 土粒子の吸着空間外に存在する土中水に注目するのが便利である。液相での土粒子の吸着力の影響外にある土中水は, 地下水面より下にあるときには, 自由水として, 地下水面より上にあるときには毛管水として存在している。(図-I-2-2 (a) (b) 参照)。土中水が図-I-2-2 (c) に示すように自由水または毛管水以外の相にあるときは, 吸着空間外で土粒子の吸着水と熱力学的に平衡している水蒸気に着目する。ゆえに土中水の熱力学的状態が重力の場のみにある土中水について研究すればよ



図-I-2-2 吸着力場の外にある土中水

h (cm)の高さにある土塊に含まれている水分と自由水面の水分との Gibbs の自由エネルギー差を重力単位で割れば h (g-cm)であることを示し、それは理想平衡土層内で地下水面から測った高度水頭に対応しているということを示している。この高度水頭は水理学的意味よりさらに広い意味、すなわち熱力学的意味をもっている。

いこととなる。ここで最初に取扱う土中水を純水であると仮定すればさきわめて取扱いが簡単になる。純水の場合 (I-2-3) 式の \bar{G}_w は単位質量の純水の Gibbs の自由エネルギーとなる。以上の約束のもとにわれわれの取扱う理想平衡土層中の土中水は次式の関係をみたす。

$$\bar{G}_w = G_w + hg = \text{const} \quad (\text{I-2-6})$$

ここで G_w は理想平衡土層の中で地下水面からの高さ h に存在する純水の単位質量の Gibbs の自由エネルギー、 g は重力加速度である。

地下水面 ($h=0$) での土中水の Gibbs の自由エネルギーは理想平衡土層内で大気圧と湿度が一定に保たれているかぎり一定値 G_{w0} である。従って (I-2-6) 式の一定値を G_{w0} でおきかえられ次式を得る。

$$G_w = G_{w0} - hg \quad (\text{I-2-7})$$

または

$$h = \frac{1}{g} (G_{w0} - G_w) \quad (\text{I-2-8})$$

(I-2-8) 式は地下水面から

§ 4. 理想平衡土層内における毛管上昇水

温度が一様で一定に保たれている理想平衡土層内の毛管水の Gibbs の自由エネルギーは圧力によってのみ変化している。それゆえ次式のように書ける。

$$dG_c = V_c dp_c \quad \text{-----} \quad (\text{I} \cdot 2 \cdot 9)$$

ここに dG_c は毛管水単位質量の Gibbs の自由エネルギー G_c の微分, V_c は毛管水の比容積, dp_c は毛管水の圧力の微分である。

V_c はその圧力 p_c とともに変化するが, その変化は毛管水の場合無視できるので, $V_c = \text{const.}$ として扱い, (I·2·9) 式を積分して次式をうる。

$$G_c - G_{wo} = V_{wo} (p_c - p_{wo}) \quad \text{-----} \quad (\text{I} \cdot 2 \cdot 10)$$

ここに G_{wo} は地下水面上における水の単位質量の Gibbs の自由エネルギー, p_{wo} は地下水面上における圧力 (大気圧), V_{wo} は地下水面上における水の比容積である。

式 (I·2·8) と (I·2·10) より次式を得る。

$$h = \frac{1}{\rho} V_{wo} (p_{wo} - p_c) \quad \text{-----} \quad (\text{I} \cdot 2 \cdot 11)$$

式 (I·2·11) は理想平衡土層内の毛管水の場合について, 土中水の存在する高さ (地下水面より測った高さ) とその点の圧力との関係を示す。従って, $V_c = V_{wo} = \text{const.}$ という仮定の無理でない限り, 土中水に圧の変化を起させることによって, 適当な理想平衡土層内の高度水頭をもつたと同じエネルギー状態を土塊に与えることができる。これが土塊に種々の土中水エネルギー状態をあたえる試験装置や, 土塊の土中水エネルギー状態を測定する装置の原理となるものである。

§ 5. 理想平衡土層内における水蒸気

水蒸気の Gibbs の自由エネルギーは温度が一様で一定に保たれている理想平衡土層の中では, ただ蒸気圧のみによって変化する。蒸気の比容積は蒸気圧によって変わるから次式のように書ける。

$$G_v - G_{vo} = \int_{p_s}^{p_v} V_v dp_v \quad \text{-----} \quad (\text{I} \cdot 2 \cdot 12)$$

ここに G_v は吸着力をうけないで任意の高さにある水蒸気の Gibbs の自由エネルギー, G_{vo} は地下水面と接触している水蒸気の Gibbs の自由エネルギー, p_v は吸着力をうけないで任意の高さにある水蒸気の蒸気圧, p_s は自由水面と接触している蒸気圧で, ただ温度のみの函数で, 飽和蒸気圧といわれる。 V_v は水蒸気の比容積である。

水蒸気を理想気体と仮定すれば, V_v は次のようにあらわせる。

$$V_v = \frac{RT}{M} \cdot \frac{1}{P_v} \quad \text{..... (I-2-13)}$$

ここにRは普遍気体定数、Mは蒸気相での水の分子量、Tは絶対温度である。
ゆえに

$$G_v - G_{vo} = \frac{RT}{M} \ln \frac{P_v}{P_s} \quad \text{..... (I-2-14)}$$

を得る。

式(I-2-8)と(I-2-14)より次式をうる。

$$h = \frac{RT}{gM} \ln \frac{P_s}{P_v} \quad \text{..... (I-2-15)}$$

式(I-2-15)は理想平衡土層内で問題にしている水蒸気が存在している高さ
hと水蒸気圧 P_v との関係である。相対湿度Hは

$$H = \frac{P_v}{P_s} \times 100 (\%)$$

と定義されるから、これを用いれば、

$$h = \frac{RT}{gM} \ln \frac{100}{H} \quad \text{..... (I-2-16)}$$

を得る。この式は理想平衡土層内での湿度と高さの関係を示している。これ
らは土層の平衡する蒸気圧を測って、土中水エネルギー状態を求める測定法
の原理となるものである。

§ 6. 理想平衡土層内土中水の氷との共存条件

地下水面では温度が 0°C ($T_0 = 273.16^\circ\text{K}$)に保たれると、水と氷の共存が
出現する。この場合、

$$\{G_{wo}\}_{T_0} = \{G_{io}\}_{T_0} \quad \text{..... (I-2-17)}$$

である。ここに $\{G_{wo}\}_{T_0}$ 、 $\{G_{io}\}_{T_0}$ はそれぞれ水、氷の大気圧下 0°C ($=T_0$)
におけるGibbsの自由エネルギーを示す。

理想平衡土層において温度 0°C の地下水面と平衡している高度水頭hに存
在する液相の水のGibbsの自由エネルギーは、その位置でも温度 0°C であり、
かつ液相の水が吸着空間外にあるかぎり、(I-2-7)式が成立し、

$$\{G_w\}_{T_0} = \{G_{wo}\}_{T_0} - hg$$

である。地下水面よりhだけ高いこの位置で土中水が氷と共存できるための
温度がかりに $T^\circ\text{K}$ であるとすれば、水と共存しているときのこの位置の土中
水のGibbsの自由エネルギー $\{G_w\}_T$ は、

$$\begin{aligned} (G_w)_T &= (G_w)_{T_0} - \int_{T_0}^T S_w dT \\ &= (G_{w0})_{T_0} - hg - \int_{T_0}^T S_w dT \quad \text{..... (I-2-18)} \end{aligned}$$

である。ここに S_w は純水の比エントロピーである。

土中水にはその位置のために生じている負圧があるが、一方共存すべき氷について考えてみると土中水で氷が生成すると、それはすぐ毛管水外の大気と接して存在するようになり、氷はそのような負圧をうけないと考える。そうすれば氷の *Gibbs* の自由エネルギーはその位置が h にあっても地下水面にあっても圧力によっては影響されていない。従って、地下水面より h の高度で $T^\circ K$ のもとに生ずる *Gibbs* の自由エネルギー $(G_i)_T$ は、

$$(G_i)_T = (G_{i0})_{T_0} - \int_{T_0}^T S_i dT \quad \text{..... (I-2-19)}$$

であると考えられる。ここで S_i は氷の比エントロピーである。

ここで水と氷が h なる位置で共存するためには、

$$(G_w)_T = (G_i)_T$$

でなければならない。すなわち (I-2-18), (I-2-19) 式を等置し, (I-2-17) 式の関係を入れ, 氷氷降下度 Δt を

$$\Delta t = T_0 - T$$

として, h を Δt で表わす式を導けば,

$$hg = - \int_{T_0}^{T_0 - \Delta t} (S_w - S_i) dT$$

となる。ここで融氷 T における融解の潜熱を L とすれば,

$$S_w - S_i = \frac{L}{T}$$

なる関係があるから, これを代入し, L を T_0 から $T_0 - \Delta t$ の範囲で一定であるとみなして積分すれば,

$$hg = -L \ln \frac{T_0 - \Delta t}{T_0} = -L \ln \left(1 - \frac{\Delta t}{T_0}\right)$$

となり, $\frac{\Delta t}{T_0}$ が小さいから, 上式を *Taylor* 展開して, 近似的に,

$$h = \frac{L \Delta t}{g T_0} \quad \text{..... (I-2-20)}$$

が導ける。

(I-2-20) 式の関係は汚染試料土を冷却し, その氷氷降下度を測ることに

より、その試料土の含水状態が理想平衡土層内のいかなる位置の水頭をもつた土の含水状態と同じものであるかを判定できることを示している。

§ 7. 理想平衡土層による熱力水頭と pF の定義

いままで述べてきた理想平衡土層内の高層水頭 h は、1935年に土中水の pF 表示法を提案した Schofield の論文⁽³⁾ 中で "suction" と呼ばれたものと概念において一致している。これを明らかにするため、ここに Schofield 自身が彼の論文の中で触れている定義にかわる言葉を引用しておこう。

『先のページで、"suction" と呼ばれていたものをあらわすためには、私 (Schofield) がさきに pF 表示法と呼んだ新しい尺度を使うのが便利である。Buckingham はそれを「毛管ポテンシヤル」と呼び、等値水柱を cm で表わした高さとして定義した。私 (Schofield) は「毛管」なる語が表面張力についての連想を与えるので、わざとこの用語を用いていない。エネルギー関係の大きい長所は、それらが個々独自の機軸にかかわらず、成立することである。

pF とは Buckingham のポテンシヤルの対数である。

Sprengsen 酸度表示法によるように記号「 p 」はその対数的性格を示し、これを自由エネルギーを示す記号「 F 」につけて「 pF 」を向題になっている suction を与えるに必要な水柱の cm で表わした高さの対数と定義することによって、われわれが事實上、重力単位で測られた自由エネルギー差の対数を使っているのだということを記憶させようとするものである。』

そして (I-2-16), (I-2-20) 式に相当する式を示している。従って、Schofield の "suction" とは理想平衡土層内での高層水頭に等しいことを明示することができたが、従来の Schofield の suction に対する紹介および引用には、単なる圧力を意味するとみなしている場合が屢々あった。そこで、Schofield によって提案された pF を更に明確にするために、次のように数式化して定義することを提案する。

$$pF = \log_{10} h = \log_{10} \left\{ \frac{1}{g} (G_{w0} - \bar{G}_w) \right\} \dots \dots \dots (I-2-21)$$

ここに pF は Schofield によって提案された土中水のエネルギー状態を示す一つの指数で、次に述べる h の常用対数として定義される。 h は Schofield によって suction と呼ばれたものであるが、着者はこれを熱力学的水頭 (Thermodynamical Head) または簡単に熱力水頭と呼ぶことを提案する。この熱力水頭は土中水エネルギー状態を示す一つの指数で、土中水が蒸水の

場合は理想平衡土層の高度水頭と対応しており、熱力水頭 h を有する土中水は地下水面にある自由水よりも $h(g-cm)$ だけ Gibbs の自由エネルギーが低いことを意味している。また (I・2・21) 式のように熱力水頭を「平らな水面でその飽和蒸気圧と平衡している純水の化学ポテンシヤル」 G_{wo} と考察土中水の化学ポテンシヤル \bar{G}_w との差を重力単位で割ったものとして定義しておけば、土中水が溶液の場合についても包括的に論ずることができる。この熱力水頭は (I・2・11), (I・2・16), (I・2・20) 式に示したように試料土の土中水圧, 土中水蒸気圧または土中水の水蒸気降下度をはかることにより測定できる。

§ 8. 土中水が溶液の場合の熱力学的取扱^(10a)

(1) 土中水が理想溶液の場合の熱力水頭

§ 6 までは土中水が純水の場合を取り扱ったが、実際のほとんどの土中水は、ごくわずかではあっても、溶質を含むのが常であるから、土中水の中の溶質がどのように熱力水頭に関係するかを検討する。ここではまず理想溶液で取扱うこととする。

理想溶液とは、溶液中の成分 X_ν の純粋状態における蒸気圧を $P_{\nu 0}$ とし、分子率 (分子数の全分子数に対する比) が N_ν である溶液におけるこの成分 X_ν の分圧を P_ν とすると、あらゆる温度と圧力において

$$P_\nu = P_{\nu 0} N_\nu \dots\dots\dots (I \cdot 2 \cdot 22)$$

というラウールの法則の成立する溶液のことで、非電解質の稀薄溶液の溶液については理想溶液として扱うことができる。

純水の化学ポテンシヤル G_{wo} と溶液中の水の化学ポテンシヤル \bar{G}_w の差はそれぞれの平衡している水蒸気の化学ポテンシヤル G_{vo} , \bar{G}_v の差に等しいから (I・2・22) 式を利用すれば、

$$\begin{aligned} \bar{G}_w - G_{wo} &= \bar{G}_v - G_{vo} \\ &= \frac{RT}{M} \ln \frac{P_w}{P_{wo}} \\ &= \frac{RT}{M} \ln N_w \dots\dots\dots (I \cdot 2 \cdot 23) \end{aligned}$$

$$= \frac{RT}{M} \ln (1 - \sum_\nu N_\nu) \dots\dots\dots (I \cdot 2 \cdot 24)$$

となる。ここに P_w , P_{wo} は \bar{G}_v , G_{vo} に相当する蒸気圧で、 N_w は土中水の水の分子率、 $\sum_\nu N_\nu$ は全溶質の分子率である。

したがって (I・2・21) 式に (I・2・23), (I・2・24) 式を代入すれば、

$$h = -\frac{RT}{Mg} \ln N_w \quad \text{-----} \quad (\text{I} \cdot 2 \cdot 25)$$

または

$$h = -\frac{RT}{Mg} \ln \left(1 - \sum_{\nu} N_{\nu}\right) \quad \text{-----} \quad (\text{I} \cdot 2 \cdot 26)$$

$$= \frac{RT}{Mg} \sum_{\nu} N_{\nu} \left(1 + \frac{(\sum_{\nu} N_{\nu})^2}{2} + \frac{(\sum_{\nu} N_{\nu})^3}{3} + \dots\right)$$

$$\doteq \frac{RT}{Mg} \sum_{\nu} N_{\nu} \quad \text{-----} \quad (\text{I} \cdot 2 \cdot 27)$$

となる。

土中水的全溶質のモル濃度を $\sum_{\nu} m_{\nu}$ で表わせば、 $\sum_{\nu} N_{\nu}$ との間に

$$\sum_{\nu} N_{\nu} = \frac{\sum_{\nu} m_{\nu}}{\frac{1000}{M} + \sum_{\nu} m_{\nu}}$$

なる関係があり、稀薄溶液に対し、

$$\sum_{\nu} N_{\nu} \doteq \frac{M \sum_{\nu} m_{\nu}}{1000}$$

と近似できるから、これを (I・2・27) 式に代入すれば、近似式として、

$$h = \frac{RT}{1000g} \sum_{\nu} m_{\nu} \quad \text{-----} \quad (\text{I} \cdot 2 \cdot 28)$$

を得る。(I・2・28) 式は一般の稀薄溶液に対しては近似式であるが、溶液が稀薄なほど正確な式となる。(I・2・28) 式より、熱力水頭は、溶けている溶質の濃度に比例することがわかる。

(2) 活量および活量係数による熱力水頭

土層中の気体を理想気体とみなして取扱いうる場合、(I・2・13) 式の関係

$$p_{\nu} v_{\nu} = \frac{R}{M} T$$

を利用して、

$$h = \frac{1}{g} (G_{w0} - \bar{G}_w) = \frac{1}{g} \int_{p_w}^{p_{w0}} v dp = \frac{RT}{Mg} \ln \frac{p_{w0}}{p_w}$$

なる関係式を用いることができた。しかし実在気体は低圧の下では理想気体に近いが、一般には理想気体とみなせない。そこで Lewis⁽⁹⁾ が導入したフュガシティーを利用して扱ってみる。

フュガシティーは理想気体で成立する

$$\bar{G}_{w2} - \bar{G}_{w1} = \frac{RT}{M} \ln \frac{f_{w2}}{f_{w1}}$$

なる形の関係が、実在気体にも同じ形の関係で成立するように、化学ポテンシャル \bar{G}'_w, \bar{G}'_v から逆に

$$\bar{G}'_v - \bar{G}'_w = \frac{RT}{M} \ln \frac{f_w}{f_v} \quad \text{----- (I-2-29)}$$

なる関係で定義した熱力学的補正圧力 f_w, f_v である。

固体及び液体のフエガシティーは、それと平衡している蒸気のフエガシティーと等しいと考えればよい。フエガシティーを定義したと同様、実在溶液に対して熱力学的補正濃度として活量 a を、ラウールの法則と同形の

$$\left. \begin{aligned} f &= f_0 a \\ \text{すなわち } a &= \frac{f}{f_0} \end{aligned} \right\} \quad \text{----- (I-2-30)}$$

で定義する。

f_0 に対応する標準状態の化学ポテンシャルを \bar{G}_0 , f に対応する化学ポテンシャルを \bar{G} とすれば、

$$\bar{G} - \bar{G}_0 = \frac{RT}{M} \ln \frac{f}{f_0} = \frac{RT}{M} \ln a \quad \text{----- (I-2-31)}$$

となり、理想溶液の場合の (I-2-23) 式と同形の関係式となる。活量は熱力学的補正濃度であるから、濃度に補正係数を乗じて表わすと便利である。この補正係数を活量係数といい γ で表わす。 γ は

$$\gamma = \frac{a}{N} \quad \text{----- (I-2-32)}$$

と定義される。ここに a は考察成分の活量、 N はその分子率である。

(I-2-32) 式を利用して (I-2-31) 式を書き直せば、

$$\bar{G} - \bar{G}_0 = \frac{RT}{M} \ln \gamma N \quad \text{----- (I-2-33)}$$

となる。

土中水の水成分の分子率を N_w , 化学ポテンシャルを \bar{G}_w , 活量を a_w とし、土中水の溶質の分子率を N_v , 化学ポテンシャルを \bar{G}_v , 活量を a_v とすると、等温、等圧のもとにおける平衡状態に対して、

$$N_w d\bar{G}_w + N_v d\bar{G}_v = 0$$

なる関係がある。ゆえに

$$d\bar{G}_w = -\frac{N_v}{N_w} d\bar{G}_v \quad \text{----- (I-2-34)}$$

となる。一方

$$d\bar{G}_w = \frac{RT}{M} d \ln a_w \quad \text{----- (I-2-35)}$$

および

$$d\bar{G}_v = \frac{RT}{M} d \ln a_v \quad \text{----- (I-2-36)}$$

なる関係があるから (I-2-35), (I-2-36) 式を (I-2-34) 式に代入すれば

$$d \ln a_w = - \frac{N_V}{N_w} d \ln a_V \quad \text{-----} \quad (\text{I-2-37})$$

なる関係がわかる。(I-2-37) 式により (I-2-25), (I-2-26) 式に相当する式を次のように書ける。

$$h = - \frac{RT}{Mg} \ln a_w \quad \text{-----} \quad (\text{I-2-38})$$

$$h = \frac{RT}{Mg} \int_0^{a_V} \frac{N_V}{N_w} d \ln a_V \quad \text{-----} \quad (\text{I-2-39})$$

活量係数,

$$\gamma_w = \frac{a_w}{N_w}$$

$$\gamma_V = \frac{a_V}{N_V}$$

を用いれば, (I-2-38), (I-2-39) 式は,

$$h = - \frac{RT}{Mg} \ln \gamma_w N_w \quad \text{-----} \quad (\text{I-2-40})$$

$$h = \frac{RT}{Mg} \int_0^{N_V} \frac{N_V}{N_w} d \ln \gamma_V N_V \quad \text{-----} \quad (\text{I-2-41})$$

となる。

(I-2-39) 式における分子率, N_V の代わりにモル濃度 m_V を用いれば,

$$\frac{N_V}{N_w} = \frac{m_V}{\frac{1000}{M}}$$

の関係を (I-2-39) 式に代入し, モル濃度に対する活量を a'_V とすると,

$$h = \frac{RT}{1000g} \int_0^{a'_V} m_V d \ln a'_V \quad \text{-----} \quad (\text{I-2-42})$$

となる。この場合に対しても活量係数,

$$\gamma'_V = \frac{a'_V}{m_V}$$

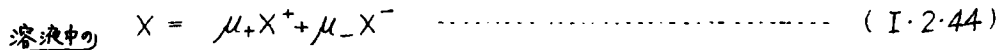
を用いれば,

$$h = \frac{RT}{1000g} \int_0^{m_V} m_V d \ln \gamma'_V m_V \quad \text{-----} \quad (\text{I-2-43})$$

となる。

(3) 土中水が弱電解質の場合の熱力水頭

土中水の溶質は電解質の場合が多いので電解質の活量を考えおかねばならない。まずここでは弱電解質の場合を考える。弱電解質は溶液中で大部分が分子Xの状態が存在し、一部がイオン X^+ 、 X^- となって解離している。その解離が次式のごとくであるとする。



X 、 X^+ 、および X^- の濃度をそれぞれ m_x 、 m_+ および m_- とすると、弱電解質の電離においては次の電解平衡の法則が存在する。

$$\frac{m_+^{\mu_+} m_-^{\mu_-}}{m_x} = K \quad \text{----- (I-2-45)}$$

ここでKは一定電解質で一定温度ならば、一定値となる電離定数である。この関係をさらに一般的に書けば、 m_x 、 m_+ および m_- に相当する活量を a_x 、 a_+ および a_- として

$$\frac{a_+^{\mu_+} a_-^{\mu_-}}{a_x} = K \quad \text{----- (I-2-46)}$$

となる。

溶液と平衡にある弱電解質Xの気相におけるフエガシティーを f とすると、 f と a_x との間に比例関係が存在するが、 a_+ および a_- と f との間には直接の関係はない。弱電解質の解離度は、無限に稀薄な溶液では1であるが、それよりわずかに濃くなるとすぐ極めて小さくなるから、大抵の稀薄溶液に対しては m_x はほとんど m に等しいとみなせる。 X 、 X^+ および X^- の化学ポテンシャルを \bar{G}_x 、 \bar{G}_{x^+} 、および \bar{G}_{x^-} とし、解離度を α とすると、弱電解質も全体としてみれば化学ポテンシャル \bar{G}_v は、

$$\bar{G}_v = (1-\alpha)\bar{G}_x + \alpha(\mu_+\bar{G}_{x^+} + \mu_-\bar{G}_{x^-}) \quad \text{----- (I-2-47)}$$

で表わせる。しかるに各イオンと不解離部の間に

$$\bar{G}_x = \mu_+\bar{G}_{x^+} + \mu_-\bar{G}_{x^-} \quad \text{----- (I-2-48)}$$

なる平衡関係が常にある。(I-2-48)式を(I-2-47)式に代入すれば、

$$\bar{G}_v = \bar{G}_x \quad \text{----- (I-2-49)}$$

である。ゆえに弱電解質の化学ポテンシャルおよび活量を、それぞれ不解離部の化学ポテンシャルおよび活量で扱うことができる。

等温等圧のもとにおける平衡条件として、

$$N_w d\bar{G}_w + (1-\alpha)N_v d\bar{G}_x + \alpha N_v \mu_+ d\bar{G}_{x^+} + \alpha N_v \mu_- d\bar{G}_{x^-} = 0 \quad \text{----- (I-2-50)}$$

なる関係がある。(I-2-48)式より

$$d\bar{G}_x = \mu_+ d\bar{G}_{x^+} + \mu_- d\bar{G}_{x^-} \quad \text{----- (I-2-51)}$$

であるから、(I-2-50)式に代入すれば、

$$N_w d\bar{G}_w + N_v d\bar{G}_x = 0 \quad \text{..... (I-2-52)}$$

となり、

$$d \ln a_w = -\frac{N_v}{N_w} d \ln a_x \quad \text{..... (I-2-53)}$$

なる関係をうる。

したがって弱電解質に対して、

$$h = \frac{RT}{Mg} \int_0^{a_x} \frac{N_v}{N_w} d \ln a_x \quad \text{..... (I-2-54)}$$

または

$$h = \frac{RT}{1000g} \int_0^{a'_x} m_v d \ln a'_x \quad \text{..... (I-2-55)}$$

をうる。この場合にも若量係数を用いて表わすならば、不解離のまま溶存する部分のモル濃度 m_x 、若量 a'_x に対する若量係数 γ'_x を

$$\gamma'_x = \frac{a'_x}{m_x}$$

として、(I-2-55)式を

$$h = \frac{RT}{1000g} \int_0^{m_x} m_v d \ln \gamma'_x m_x \quad \text{..... (I-2-56)}$$

と表わせる。

(4) 土中水が強電解質の場合の熱力水頭

(I-2-45)式のKが稀薄溶液においても濃度の変化により、全然一定値を示さないものを強電解質というが、海水中の塩などは強電解質に属するから、この場合についても土中水の熱力学的取扱いを理解しておかねばならない。強電解質は溶液中でほとんど完全に解離して電離平衡の法則に従わないから、活量の扱い方が弱電解質の場合と根本的に異ってくる。

強電解質Xが溶液中で

$$X = \mu_+ X^+ + \mu_- X^- \quad \text{..... (I-2-44)}$$

のごとく解離しているとすると、(I-2-46)式で示したように

$$K = \frac{a_+^{\mu_+} a_-^{\mu_-}}{a_x} \quad \text{..... (I-2-46)}$$

の形の平衡定数が存在する。若量 a_x は平衡している気相Xのフュガシティー f と、標準状態におけるXのフュガシティー f_0 とより、

$$a_x = \frac{f}{f_0} \dots\dots\dots (I-2-57)$$

として表わされるが、 a_+ または a_- は f_0 および f とは直接の関係はつかない。したがって強電解質の場合、 X として溶解する部分は極めて小さいが、この部分の活量 a_x を利用する。弱電解質に対しては、(I-2-46) 式の K が

$$\left. \begin{aligned} K &= 1 \\ \text{すなわち} \quad a_x &= a_+^{\mu_+} a_-^{\mu_-} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (I-2-58)$$

となるように活量の標準状態を定義すれば、次のように好都合となる。すなわち、(I-2-58) 式のように標準状態をえらぶと、標準生成自由エネルギーは、

$$\Delta G^\circ = -\frac{RT}{M} \ln K = 0 \dots\dots\dots (I-2-59)$$

であるから、 X 、 X^+ および X^- の標準化学ポテンシャルを \bar{G}_x° 、 $\bar{G}_{x^+}^\circ$ および $\bar{G}_{x^-}^\circ$ とすれば、

$$\bar{G}_x^\circ = \mu_+ \bar{G}_{x^+}^\circ + \mu_- \bar{G}_{x^-}^\circ \dots\dots\dots (I-2-60)$$

という関係が標準状態で成立する。また、今考察する状態に対しても、

$$\bar{G}_x = \mu_+ \bar{G}_{x^+} + \mu_- \bar{G}_{x^-} \dots\dots\dots (I-2-61)$$

が成立する。これによって (I-2-60) 式の右辺の標準ポテンシャル状態から、(I-2-61) 式の右辺のポテンシャル状態へ変るときのポテンシャルの変化量が、(I-2-60) 式左辺の不解离部標準ポテンシャルから、(I-2-61) 式左辺の不解离部ポテンシャルまでの変化量であると考えてよいことになる。便宜上

$$\left. \begin{aligned} a_{\pm} &= a_x^{\frac{1}{2}} \\ \text{または} \quad a_{\pm}^{\mu} &= a_+^{\mu_+} a_-^{\mu_-} = a_x \\ &\text{ここに } \mu = \mu_+ + \mu_- \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (I-2-62)$$

として平均活量 a_{\pm} を定義する。溶質の分子率を N_ν 、これより生じるイオンの平均活量を a_{\pm} とし、活量係数 γ_ν を

$$\gamma_\nu = \frac{a_{\pm}}{N_\nu} \dots\dots\dots (I-2-63)$$

のように定める。いま (I-2-63) 式の代りに、平均活量係数 γ_{\pm} を、

$$\gamma_{\pm} = \frac{a_{\pm}}{N_\nu (\mu_+^{\mu_+} \mu_-^{\mu_-})^{\frac{1}{2}}} \dots\dots\dots (I-2-64)$$

と定義すれば、無限稀薄溶液に対しては、

$$\gamma_{\pm} = 1$$

となり、活量係数として適当である。

$$N_{\pm} = N_{\nu} (\mu_{+}^{\mu_{+}} \mu_{-}^{\mu_{-}})^{\frac{1}{\mu}} \quad (\text{I-2-65})$$

なる N_{\pm} を定義し、平均分子率とよび、これを使用すれば、(I-2-64)式は

$$\gamma_{\pm} = \frac{a_{\pm}}{N_{\pm}} \quad (\text{I-2-66})$$

となる。陽イオンの活量係数 γ_{+} は

$$\gamma_{+} = \frac{a_{+}}{N_{+}} \quad (\text{I-2-67})$$

として定義し、陰イオンの活量係数 γ_{-} は

$$\gamma_{-} = \frac{a_{-}}{N_{-}} \quad (\text{I-2-68})$$

として定義する。したがって、平均活量係数と各イオンの活量係数の関係は、

$$\gamma_{\pm} = (\gamma_{+}^{\mu_{+}} \gamma_{-}^{\mu_{-}})^{\frac{1}{\mu}} \quad (\text{I-2-69})$$

となる。

(I-2-62)式の関係より強電解質に対して、

$$\begin{aligned} d \ln a_w &= -\frac{N_{\nu}}{N_w} d \ln a_{\pm}^{\mu} \\ &= -\mu \frac{N_{\nu}}{N_w} d \ln a_{\pm} \quad (\text{I-2-70}) \end{aligned}$$

をうるから、強電解質の場合に対し次式をうる。

$$h = \frac{\mu RT}{Mg} \int_0^{a_{\pm}} \frac{N_{\nu}}{N_w} d \ln a_{\pm} \quad (\text{I-2-71})$$

活量係数 γ_{ν} を用いれば、

$$h = \frac{\mu RT}{Mg} \int_0^{N_{\nu}} \frac{N_{\nu}}{N_w} d \ln \gamma_{\nu} N_{\nu} \quad (\text{I-2-72})$$

平均活量係数 γ_{\pm} を用いれば、

$$h = \frac{\mu RT}{Mg} \int_0^{N_{\pm}} \frac{N_{\nu}}{N_w} d \ln \gamma_{\pm} N_{\pm} \quad (\text{I-2-73})$$

となる。

これらの関係式をモル濃度で表わした場合には a_{\pm} , a_{+} , a_{-} および a_x を a'_{\pm} , a'_{+} , a'_{-} および a'_x へ、 N_{ν} および N_{\pm} を m_{ν} および m_{\pm} へ、 γ_{ν} , γ_{\pm} , γ_{+} および γ_{-} を γ'_{ν} , γ'_{\pm} , γ'_{+} および γ'_{-} へ、そして $\frac{N_{\nu}}{N_w}$ を $\frac{m_{\nu} M}{1000}$ へ書きなおせば、モル濃度に対する各式を得る。ここには (I-2-73)式に対する式だけを示せば、

$$h = \frac{\mu RT}{1000g} \int_0^{m_{\pm}} m_{\nu} d \ln \gamma'_{\pm} m_{\pm} \quad (\text{I-2-74})$$

となる。

(5) 土中水が海水の場合の熱力水頭

土中水が溶液である場合のもっともはなはだしいと考えられるものの一つは、海水を含む場合である。土中水が海水である場合、どの程度の熱力水頭をもっているか検討する。標準の海水は表 I-2-1 に示すような塩類を含有する。氷点降下または蒸気圧をはかれば、純水に対する海水の熱力水頭はわかる。ここでは土中水が NaCl だけを含んだ場合とし溶液濃度から熱力水頭を求める式を利用してみる。

表-I-2-1 標準の海水 1 Kg 中の塩類

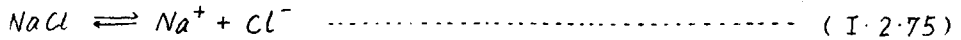
陽イオン	陰イオン	相当量	分子	重量 (g)
Na ⁺	Cl ⁻	0.46517	NaCl	27.213
Mg ⁺⁺	Cl ⁻	0.07990	MgCl ₂	3.807
Mg ⁺⁺	SO ₄ ⁻⁻	0.02754	MgSO ₄	1.658
Ca ⁺⁺	SO ₄ ⁻⁻	0.01850	CaSO ₄	1.260
K ⁺	SO ₄ ⁻⁻	0.00990	K ₂ SO ₄	0.863
Ca ⁺⁺	CO ₃ ⁻⁻	0.00236	CaCO ₃	0.123
Mg ⁺⁺	Br ⁻	0.00082	MgBr ₂	0.076
		0.60429		35.000

1 種類の電解質の場合、溶液濃度と平均活量係数との関係が表-I-2-2 の上 2 段のように与えられている^(10b)のでこの表を利用して計算する。

表-I-2-2 25°C の平均活量係数の表と積分部分の計算

m_ν	0.000	0.005	0.01	0.05	0.1	0.2	0.5	
γ_\pm'	1.000	0.928	0.904	0.829	0.789	0.742	0.683	
$\frac{1}{\gamma_\pm'}$	1.000	1.0776	1.1062	1.2063	1.2694	1.3477	1.4641	
$\gamma_\pm m_\nu$	0.000	0.0046	0.0090	0.0415	0.0789	0.1484	0.3415	
$(\frac{1}{\gamma_\pm'})_{mean}$	1.0388	1.0919	1.1563	1.2369	1.3076	1.4059		
$\Delta(\frac{1}{\gamma_\pm'})$	0.0046	0.0044	0.0325	0.0374	0.0695	0.1931		$\sum \frac{1}{\gamma_\pm'} \Delta(\gamma_\pm m_\nu)$
$(\frac{1}{\gamma_\pm'})_{mean} \Delta(\frac{1}{\gamma_\pm'})$	0.005	0.005	0.038	0.046	0.091	0.272		=0.457

NaCl は、強電解質で、



のように解離する。したがって

$$m_{\pm} = m_{\nu} (\mu_+^{\mu_+} \mu_-^{\mu_-})^{\frac{1}{2}}$$

の関係において、 $\mu_+ = 1$, $\mu_- = 1$, $\mu = 2$ であるから

$$m_{\pm} = m_{\nu}$$

で (I-2-74) 式は

$$h = \frac{2RT}{1000g} \int_0^{m_{\nu}} m_{\nu} d \ln \gamma_{\pm}' m_{\nu} \quad \text{----- (I-2-76)}$$

または

$$h = \frac{2RT}{1000g} \int_0^{m_{\nu}} \frac{1}{\gamma_{\pm}'} d \gamma_{\pm}' m_{\nu} \quad \text{----- (I-2-77)}$$

となる。

普通の海水の NaCl の濃度は 0.5 mol 程度であるから、 $m_{\nu} = 0.5$ まで (I-2-77) 式の積分部分を表-I-2-2 を利用して計算すれば

$$\int_0^{m_{\nu}} \frac{1}{\gamma_{\pm}'} d \gamma_{\pm}' m_{\nu} \doteq 0.457$$

と求まり、

$$h = \frac{2RT}{1000g} \times 0.457 = 2.32 \times 10^4 \text{ cm}$$

となる。この数値は意外に大きいので、土中水が溶液を含む場合には、溶液による熱力水頭を無視できないことがわかる。Day⁽⁶⁾ は NaCl の 1.859 mol 溶液の浸透ポテンシヤル（純水を基準にして水の化学ポテンシヤルの変化を erg/g で表わしたものを）を $-9.00 \times 10^7 \text{ erg/g}$ と計算したが、これは熱力水頭になおすと、 $9.19 \times 10^4 \text{ cm}$ となる。

以上のように一種類の溶質を含む溶液では、その熱力水頭を溶液の濃度より求めることができるが、幾種類もの溶質を含むと、一般に正確な熱力水頭を計算することはむづかしい。しかしごく稀薄な溶液の場合であれば、溶解しているイオン相互間の反ばし合う力を無視して、(I-2-28) 式により、大略の近似値が求められる。この場合、 $\sum m_{\nu}$ はすべての溶存する分子、イオンの総モル数とすればよい。供試土中水の熱力水頭を計算するには土中水がいかなる組成をもっているかをまず知らねばならないが、それには、土中水の化学分析をしなければならぬ。しかし熱力水頭のみを求める目的であれば、抽出土中水の氷点降下または蒸気圧を測定して直接熱力水頭を求め

のより簡単な方法である。

参考文献

- (1) Buckingham, E. (1907) *Studies on the movement of soil moisture*. U. S. Dept. Agr. Bur. Soils Bull. 38.
- (2) 剛えは, Russell M. B. and L. A. Richards (1938)
The determination of soil moisture energy relations by centrifugation. Soil Sci. Amer. Proc. Vol. 3, pp 65~69.
- (3) Schofield, R. K. (1935) *The pF of the water in soil*. Trans. 3rd Int. Congr. Soil Sci. (Oxford) Vol. 2, pp. 37~48.
- (4) Anderson, A. B. C. (1940) *Discussion for "Soil porosity in relation to gaseous- and water-movement"*. Trans. American Geophysical Union, 1940, pp. 419~423.
- (5) Edlefsen, N. E., and A. B. C. Anderson (1943) *Thermodynamics of soil moisture*. Hilgardia, Vol. 15, pp 31~298.
- (6) Day, P. R. (1942) *The moisture potential of soils*. Soil Sci. Vol. 54, pp. 391~400.
- (7) 高木俊介 (1948) 土壌水の運動機構について。応用物理 17 巻, pp. 241~251.
高木俊介 (1951) 細滴とメニスカスの熱力学及び湿潤熱, 純粋熱についての考察。東大理工研報告 Vol. 5, No. 6.
高木俊介 (1952) 土壌水の毛管上昇に関する考察。東大理工研報告 Vol. 6, No. 1, pp. 37~46.
- Takagi, S. (1953) *Monograph on theoretical soil physics, theoretical considerations on the thermodynamics and kinematic properties of soil moisture*. Special Scientific Report of Faculty of Agriculture, Tokyo Univ. of Agr. & Tech.
- Takagi, S. (1954) *Criticism of a viewpoint on "thermodynamics and soil moisture"*. Soil Sci. Vol. 77, No. 4.
- (8) Croney, D., W. A. Lewis and J. D. Coleman (1948)
The cause and control of subgrade moisture changes. Proc. 2nd Int. Con. Soil Mech. & Found. Eng. Vol. IV, pp. 211~218.
Croney, D., W. A. Lewis and J. D. Coleman (1950)
Calculation of the moisture distribution beneath structures.

Civil Eng. & Public Works Review (Feb.)

Croney, D., J. D. Coleman and P. M. Bridge (1952)

The suction of moisture held in soil and other porous materials.
 Dep. Sci. & Ind. Research, Road Research Technical Paper
 No. 24, London.

Croney, D. (1952) *The movement and distribution of water
 in soils.* *Géotechnique*, 3 (1) pp. 1~16.

Croney, D. and J. D. Coleman (1953) *Soil moisture suction
 properties and their bearing on the moisture distribution
 in soils.* *Proc. 3rd Int. Con. Soil Mech. & Found. Eng.*
 Vol. I, pp. 13~18.

(9) Lewis, G. N. and M. Randall (1923) *Thermodynamics and
 the free energy of chemical substance.* Mc Graw-Hill.

(10) 水谷嘉之 (1953) *化学熱力学—自由エネルギーの理論とその応用—*
 丸善 (a) pp. 139~303 参照。 (b) p. 359 附録Ⅱ参照。

(31)

第 I・3 章 土中水の状態とその測定法

§ 1. 土中水の状態の表示法について

この章は土中水を力学的に扱うために土中水の状態をどのように表現すると便利であるかを述べ、その測定法について述べる。

土中水の平衡と移動を理論的に扱うためには、土中水を圧力状態か、エネルギー状態であらわさねばならない。水の圧力状態をもとめて圧力水頭と高度水頭で土中水の流れを研究する方法は従来の水理学で多くおこなわれている方法である。水理学では一般に地下水面以下に存在する重力水を扱うが、著者が主に扱う地下水面以上に存在する毛管水の場合でも、各土中水の液相のままの連絡が完全にされず、一般の水理学と同様、圧力水頭と高度水頭により平衡と移動を考えるのがさわめて便利である。

ところが、土壌力学部門で扱わねばならないさらに広範に変化する土中水の状態を都合よく統一して取扱おうとすれば、土中水を熱力学的に表現しなければならなくなる。土中水を熱力学的に表現するためには、Gibbsの自由エネルギーを用いると都合がよい。このGibbsの自由エネルギーを理解しやすい程度になおすと、前章で述べた理想平衡土層における高度水頭となり、一般に熱力水頭とよぶものであらわせはよい。

土中水が純水とみなせる場合、地下水面附近の土は熱力水頭が数cmであるが、炉乾燥状態では 10^7 cm程度の大きい値をもつようになる。このような大きいエネルギー状態の変化を考える場合に、SchofieldのpF表示法は便利である。pFの定義はすでに(I・2・21)式として述べたように、cmの単位で表わした熱力水頭の常用対数として定義することができる。

§ 2. 土中水圧力状態の測定

(1) 概説

この節では土中水の圧力を測定するために著者が試作使用した装置及びその測定技術を主として述べる。著者は次に示す4種の水圧測定器を試作したが測定する土中水状態によって使用する器種をかえねばならない。すなわち、

- (I) 貫入式向隙水圧計
- (II) ガラスフィルターサクシオンメーター
- (III) 紫焼テンシヨメーター
- (IV) 注射針向隙水圧計

の4種である。

(2) 貫入式向隙水圧計

これは、粘土層中の透刺向隙水圧および地下水位の調査のために試作したものであり、地下水面以上の土中水負圧状態をはかることはできない。この試験器の概要は図-I-3-1に示すが、この水圧計は、構造が堅ろうなことで、測定点の向隙水圧を完全に外界から遮断したままで測れること、水圧計の設置が容易なことなどで従来の水圧計よりまさり、大阪の軟弱粘土層の向隙水圧測定ではきわめて好都合であった。この種の向隙水圧計で土中水の正圧を測ることは、(3)以下で述べる土中水の負圧を測ることよりも技術的に容易である。

この向隙水圧計により土中水圧 P_w (正圧, g/cm^2) を求めるためには次式によればよい。(図-I-3-1(b)参照)

$$P_w = \gamma_w h_1 - \gamma_m h_2 \quad \text{..... (I-3-1)}$$

ここに h_1 は向隙水圧計先端部から水銀マノメーターの水と水銀との接触面までの距離 (cm), h_2 は水銀マノメーターの左右の読みの差 (ここでは大気圧側水銀柱が低いとき h_2 として正となるように符号をとっている) (cm), γ_w は水の密度 (g/cm^3), γ_m は水銀の密度 (g/cm^3) である。

(3) ガラスフィルター・サクシオンメーター

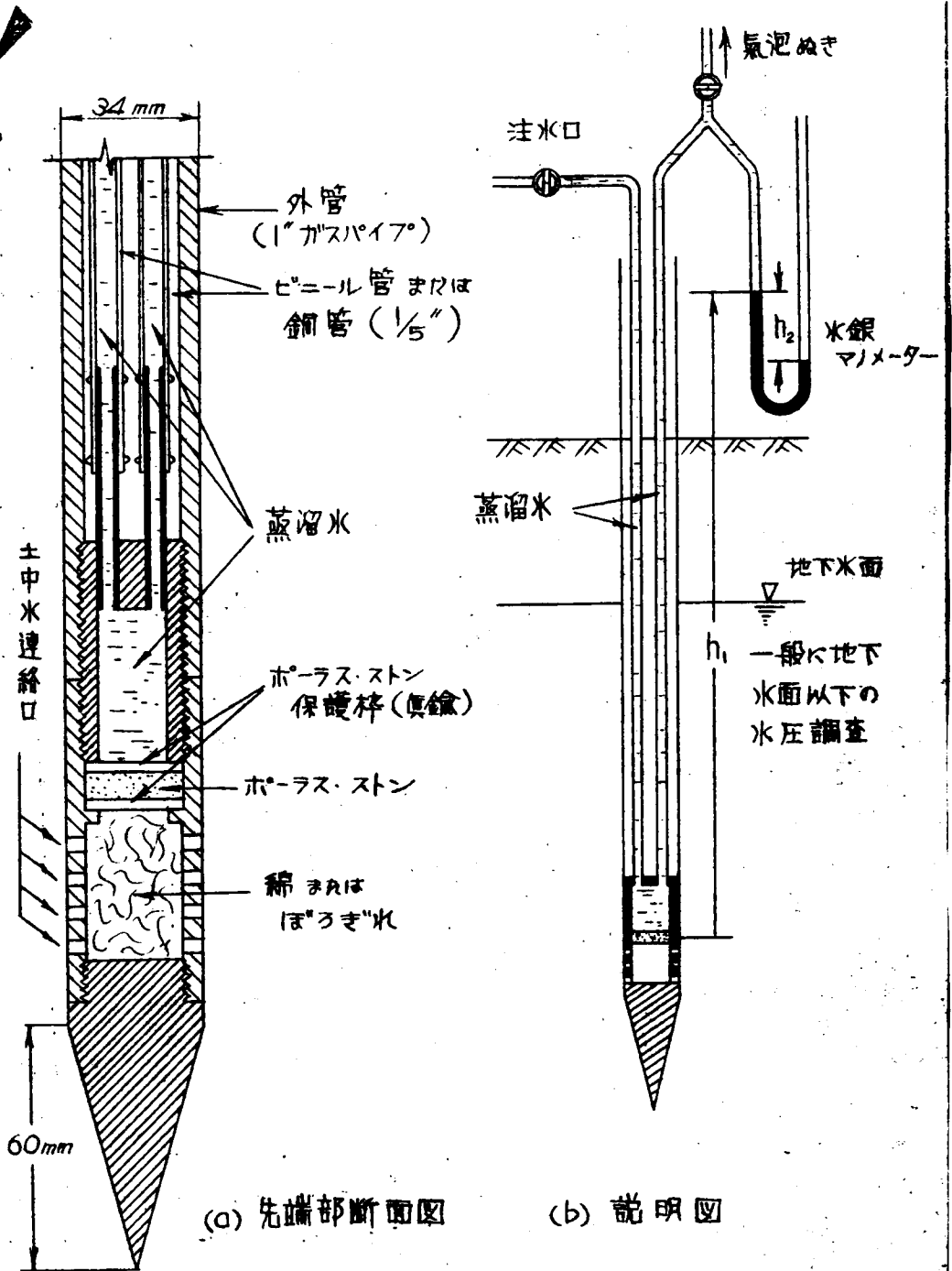
(a) 概説

この装置は着者の場合では主として、室内実験用として利用したが、現場用にも使うことができる。英口の道路研究所では室内実験用として、図-I-3-2、図-I-3-3、図-I-3-4のような3つの装置を使っているが、図-I-3-2の装置は室温の変化の影響を受けやすく、図-I-3-4の装置は操作が面倒なので着者は図-I-3-5のような装置に改良し、これを高いサクシオン用とし、図-I-3-3を低いサクシオン用として利用した。

(b) ガラスフィルター・サクシオンメーターの原理

この装置ではいずれも土中水圧を測ろうとする試料土とガラスフィルターをまず密着する。この時土のサクシオンがガラスフィルターのサクシオンよりも小さければ、土中水はガラスフィルターの方へ吸い取られ、逆であれば、土がガラスフィルターから水を吸い取る。そして土とガラスフィルターのサクシオンが等しくなったときに水の動きがとまる。この向の水の動きは、試料土の重量変化をはかるか、ガラスフィルター側の水量の変化を観察していれば知ることができる。土が現在もっているサクシオン状態をただちに知るには、土とガラスフィルターの間に水の授受がおこなわ

(33)



(a) 先端部断面図

(b) 説明図

I-3-1

図 - I-3-1 貫入式間隙水圧計

I-3-3

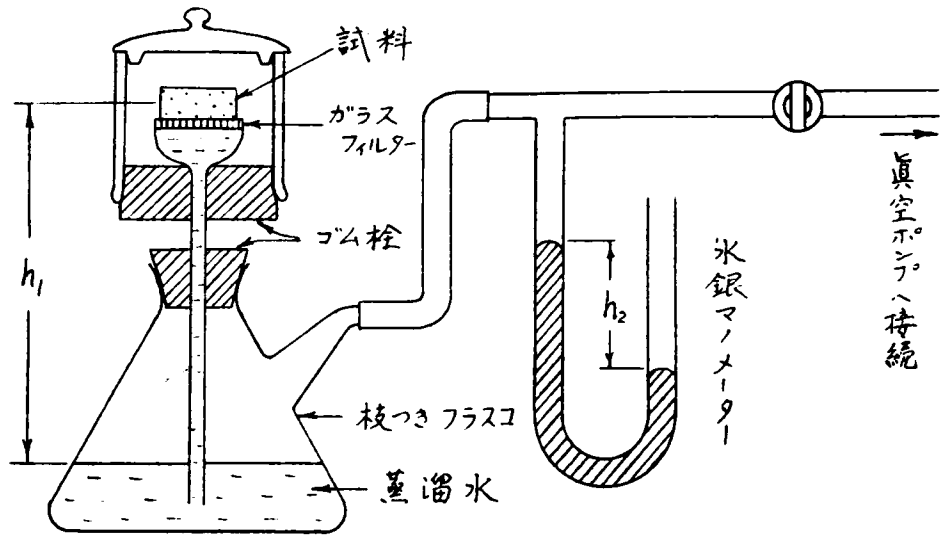


図 - I-3-2 ガラスフィルター・サクシヨンメーター
(英口逋路研究所型 I)

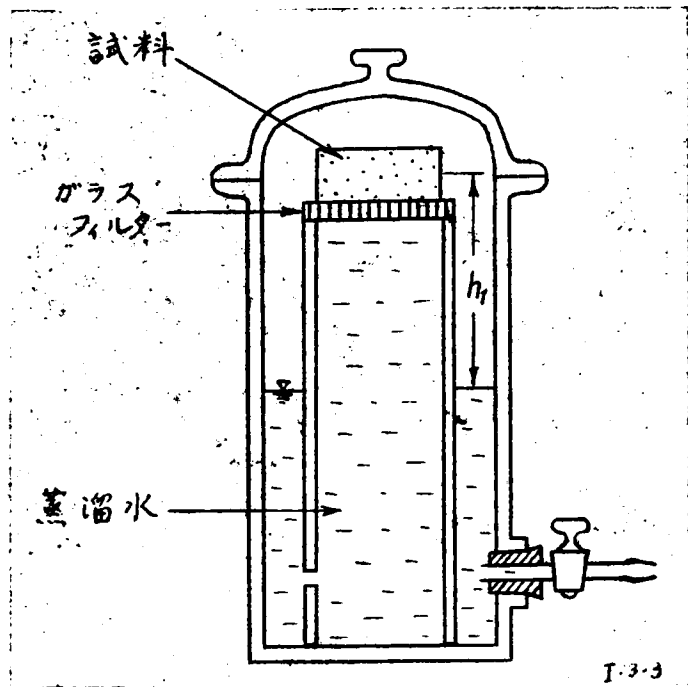
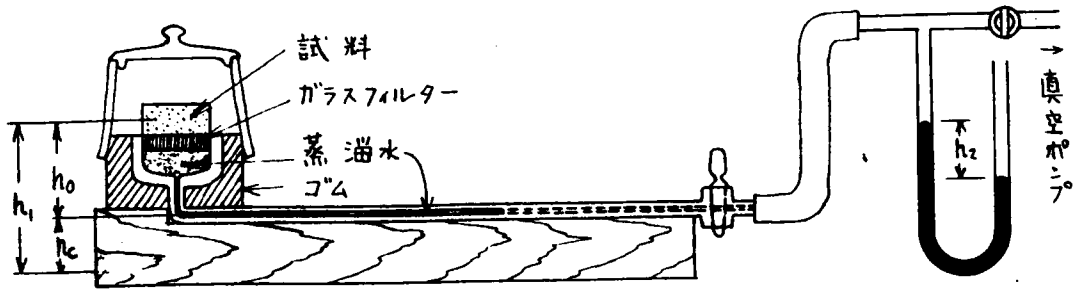


図 - I-3-3 ガラスフィルター・サクシヨンメーター
(低サクシヨン用)
I-3-4

(35)



I-3-4

図-I-3-4 ガラスフィルター・サクシオンメーター
(英口道路研究所型II, 迅速測定用)

れないガラスフィルターのサクシオン状態を見つければよい。ガラスフィルターのサクシオン状態はガラスフィルターの裏面に満ちてある水の負圧を調整すれば任意にかえられる。ガラスフィルター内部を負圧にしても、大気圧の空気がガラスフィルターをとおして浸入してこない原理はガラスフィルターの細かい全部の孔隙がメニスカスで満ちており、ガラスフィルターの裏面をかなりの負圧状態にしても水膜が破れないで存在しつづけるからである。このサクシオンメーターは、ガラスフィルターが空気の浸入を防ぎつづけるかぎり、測定可能である。

ガラスフィルターに加えられている負圧 P_r (g/cm^2) は、それぞれの場合に対して、

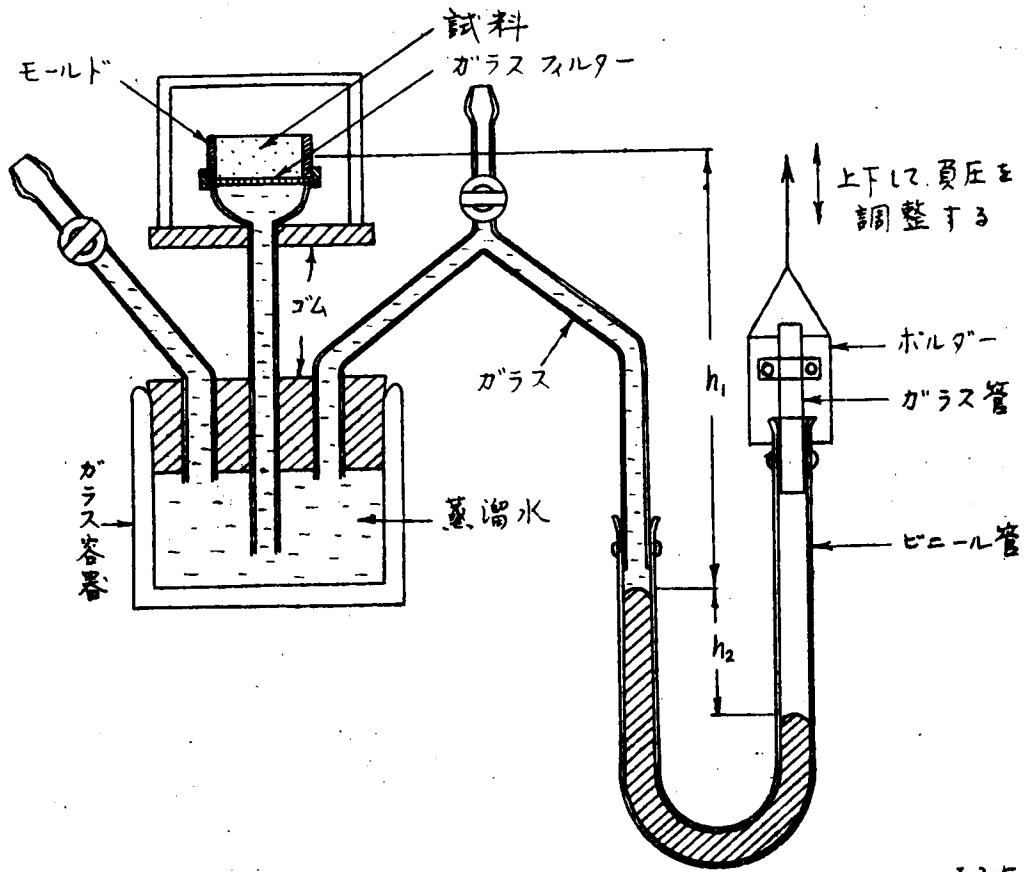
$$P_r = \gamma_w h_1 + \gamma_m h_2 \quad \text{..... (I-3-2)}$$

である。ここに h_1 は各図に記入した水柱に関する距離 (cm) で、 h_2 は水銀マンオメーターの読み (cm) (負圧を示す場合を正にとっている)、 γ_w 、 γ_m はそれぞれ水と水銀の密度 (g/cm^3) である。

これらの試験装置のうち、図-I-3-4は、土が現在有しているサクシオンを測るために使用するのが目的であるが、図-I-3-2、図-I-3-3、のタイプはあるサクシオン状態ではどのような含水比で平衡するかを測り土のサクシオン—含水比関係を求めるのが目的である。図-I-3-5はその両方の目的で使えるように工夫したものである。

(C) 使用ガラスフィルターについての考察

使用ガラスフィルターは最大吸引圧のときにも空気を通さないで、飽水



I-3-5

図-I-3-5 ガラスフィルター・サクシヨンメーター
(著者の考案した型)

していることが必要である。負圧 P_r $9r/cm^2$ の土中水を測るために必要なガラスフィルターは次式で計算される d よりも小さい孔隙径をもったフィルターでなければならない。

$$d = \frac{4T_s}{P_r} \dots \dots \dots (I-3-3)$$

ここに T_s は表面張力 ($9r/cm$) であるが T_s の値として、 $20^\circ C$ に対する 0.0727 $9r/cm$ を代入し、 $P_r = 1000$ $9r/cm^2$ まで測れるガラスフィルターの空隙寸法を求めると、

$$d = \frac{4 \times 0.0727}{1000} = 2.908 \times 10^{-4} cm = 2.9 \mu$$

I-3-6

(37)

となる。すなわち空隙寸法が 2.9μ 以下であれば吸水圧 1000 gr/cm^2 まで測ることができる。ガラス・フィルターの空隙寸法については表-I-3-1の如きものが文献⁽¹⁾に示されている。これによると5番のガラスフィルターであれば、 -1000 gr/cm^2 ぐらいまでは測定可能なはずである。しかし実際には、使用ガラスフィルターの平均空隙が所定のものであっても、一つでも大きい空隙があるとそこから空気が浸入し測定不可能となる。

表-I-3-1 ガラスフィルター番号と空隙寸法

ガラスフィルター番号	0	1	2	3	4	5
平均近似空隙寸法(μ)	180	120	50	30	10	2

英口道路研究所の経験では、5番のガラスフィルターで水銀柱 $50 \sim 75 \text{ cm}$ 程度までつかえたということであるが、著者の場合5番のガラス・フィルターで休ったものは、吸水圧 270 gr/cm^2 あたりまでしか測定できなかった。 270 gr/cm^2 で空気の通過をゆるす空隙寸法を計算してみると、 10.8μ に相当する。この測定装置の性能はいつにガラスフィルターの性能にかかっており、性能のいいガラスフィルターを入替することが問題となる。なお、試料を置くガラスフィルターの上面は、試料とフィルターの接触が密接であるように平滑でなければならぬので、購入したフィルターは使用に先立ち、上面を平滑に削って用いるのがよい。

(d) 著者が改良したガラスフィルター・サクシオンメーターについて

先に図-I-3-2、図-I-3-4のタイプが具合がよくないので、図-I-3-5のようなものを著者が試作したことについて述べたが、その改良点は次の諸点である。

(イ) 従来の装置では直径 2.5 cm 程度のガラスフィルターを使っているが、測定精度をあげ、測定速度を早めるため直径 6 cm のガラスフィルターを用いることにした。これにより、普通の圧密試験と同じ大きさの試料で試験できるようになった。

(ロ) 図-I-3-2のタイプでは、所定の圧力状態に調節しておいても、温度の変化による容器内空気容積の変化が、圧力状態をかえるため、一定の負圧状態の試料土含水比を求める実験は、恒温室内でなければ測定困難であった。その臭水は空気ほどに温度による圧力変化を起さないので、空気を容器内に含まない装置とした。この改良は同時に真空ポンプ

を使用しないで、容易に所定負圧状態となしうる改良ともなった。

(ハ) 従来は試料枠を使わないで測定をしていたが、それでは砂質土の測定が困難であり、締固め土の研究にも不便なので、図-I-3-6に示すように、底部を濾紙として、フィルター部に都合よくセットできる試料枠を作った。(図-I-3-5および図-II-3-1参照)

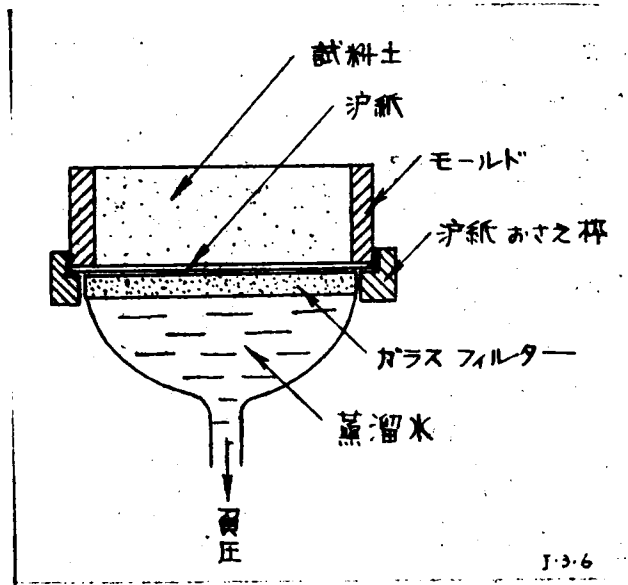


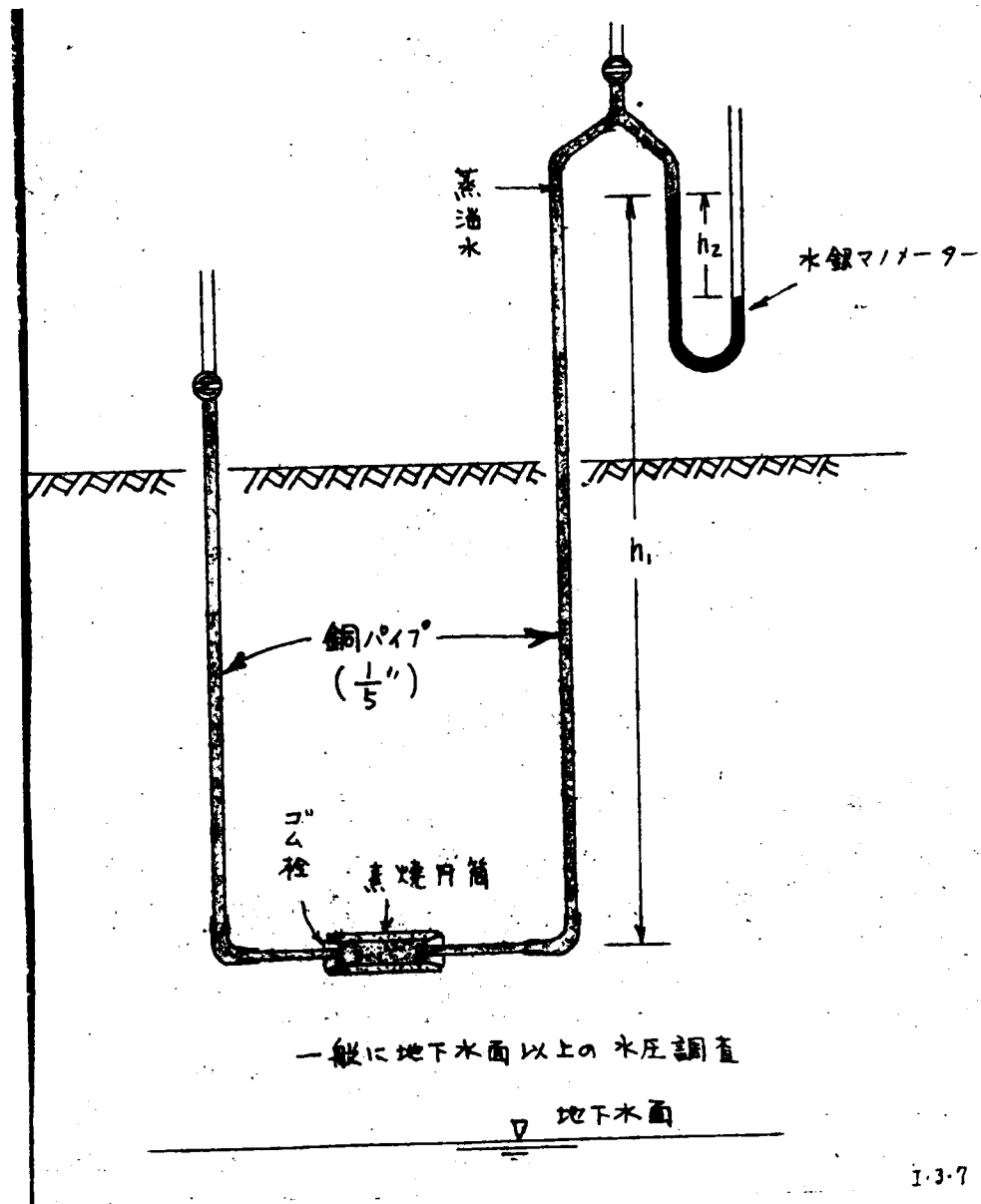
図-I-3-6 ガラスフィルターにセットされた試料枠の組立図断面

(4) 素焼テンシヨメーター

これは原理的にガラスフィルター・サクシヨンメーターと同じであるが、ガラスフィルター部分が素焼にかえられているので、土中水を透す空隙がガラスフィルターよりもさらに小さく、高い負圧まで使用でき、強度的にもガラスフィルターよりもすぐれているので、現場土中水の負圧測定に右から用いられている。従来は一般にゴップ型に焼いた素焼にゴム栓をはめて2本または1本の銅パイプを挿入し、2本の場合は一方を給水用とし、他方をマノメーターまたはブルドンゲージに接続している。著者が現場測定用に使用したのは、図-I-3-7に示すようなもので、円筒の素焼を用いた。このテンシヨメーターによる土中水負圧 Pr (gr/cm^2) は、一般に次式で表わせる。

$$Pr = \gamma_m h_2 - \gamma_w h_1 \quad \text{..... (I-3-4)}$$

(39)



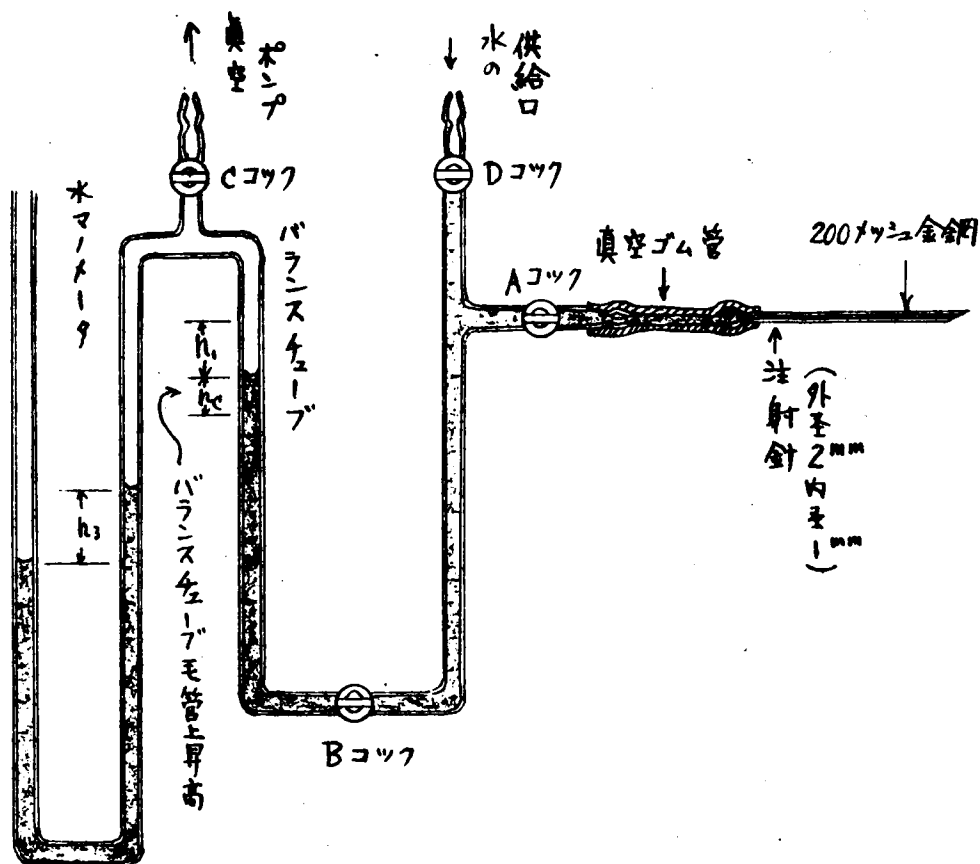
I-3-7

図-I-3-7 素焼テンシヨメータ-説明図

ここに h_1 および h_2 は図-I-3-7に図示した水柱および水銀柱に属する距離 (cm) であり、 δ_m および δ_w は水銀および水の密度 (gr/cm^3) である。上式で右辺が負の値になるときは、測定水圧は正圧であることを意味する。

(5) 注射針向隙水圧計

これは従来、三軸圧縮試験の供試体の向隙水圧を測るために、一般に利用されているが、著者は土中における水の移動を研究するために用いた。その測定装置は、図-I-3-8に示すように200メッシュの金網を内径1mm、外径2mmの注射針に密につめて、試料土中への挿入に都合がいいように、先端を平滑に削ったものを先端部として使う。ガラスフィルター・サクシオンメーターによると一般に供試体の表面でしか水圧測定ができず、またテンシヨメ



I-3-8

図-I-3-8 注射針迅速間隙水圧計

I-3-10

(4)

ソーでは試料に穴をほって埋め込まなければならないが、これによると、試料をあまり乱さないで試料内任意の箇所での測定ができる利点がある。この装置は正圧、負圧ともに適用できるが、負圧測定は針から余分な水分を試料土中に送り込むことなく、試料土中の水分と水脈を通じさせて、水脈を切らないようにして、負圧をはからなければならない。この方法は細心の注意と高度の技術を必要とするが、きわめて迅速な負圧測定ができる。

ここで図-I-3-8に示す装置の操作法を説明すると、注射針を試料土中に挿入してAコックをひらくと注射針内部の水の圧力状態と土中水圧状態が等しくなろうとする水の出入がある。その出入をバランスチューブ内の水面の移動で観察しながら、その水面が静止する適当な圧力状態を真空ポンプでバランスチューブ上面に作る。バランスチューブ内の水面が静止したとき、その加えた圧力をマンメーターでよみ、それとバランスチューブ内水面と水圧計先端の高低差およびバランスチューブ内毛管水上昇高から土中水負圧 P_r (gr/cm^2) は、次式のよう

$$P_r = \gamma_w (h_1 + h_3 + h_c) \quad (I-3-5)$$

ここに h_1 はバランスチューブ内水面と注射針先端の高低差 (cm) (ここではバランスチューブ内水面の方が低い場合を正にとっている)、 h_3 は水マンメーターの読み (cm)

(ここでは負圧を示す読みを正にとっている)、 h_c はバランスチューブ内の毛管水上昇高 (cm) で、 γ_w は水の密度 (gr/cm^3) である。

なおこの装置は図-I-3-9に示すようなガラス・フィルター先端部を用いても使うことができる。ただしこれによると注射針のように試料土内部にさし込むことはできず、試料土の表面で土中水状態を測ることとなる。

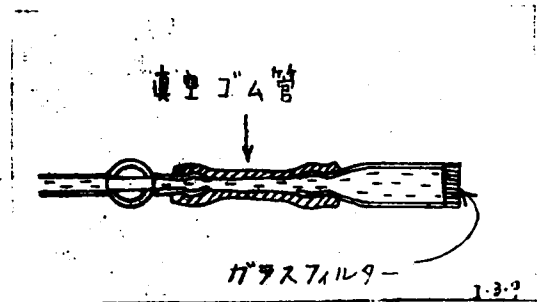


図-I-3-9 ガラス・フィルター迅速土中水圧計先端部

§ 3. 土中水エネルギー状態の測定法

(1) 概説

土中水エネルギー状態の調査法は主として § 7 で述べる pF -含水比関係

を調べるために発達している。ここでは土中水のエネルギー状態（すなわち熱力水頭）の調査法について述べることにする。調査法としては次に示すようなものがある。

- (A) 土柱法
- (B) 吸引法（サクションメーターまたはテンシヨメーターなどの負圧測定による方法）
- (C) 遠心力法
- (D) 圧力膜法
- (E) 圧密法
- (F) 凍結法
- (G) 蒸気圧法
- (H) 電子法
- (I) その他の方法

(2) 土柱法

この方法の原理は、小規模の理想平衡土層を実現させることである。これによって土柱内に水分平衡が達せられたとき、与えた地下水面から考察試料土までの高さで熱力水頭が求まり、その考察試料土の含水量を測ることにより、

土柱の高さの範囲で試料の熱力水頭—含水比関係が求まる。

この方法の欠点は、(イ) 原状土試料による試験が困難であること、(ロ) 試料土が多量に必要であること、(ハ) 土柱の長さに限度があり、測定可能範囲が小さいこと、(ニ) 完全な平衡を達成するために長時間を要すること、などである。

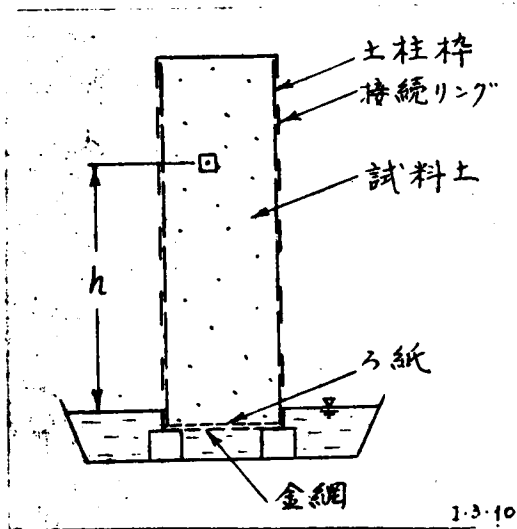


図 - I-3-10 土柱試験（断面説明図）

(43)

(3) 吸引法 (負圧測定による方法)

これは § 2. で述べたガラスフィルター・サクションメーター、兼虎テンシオメーターなどを利用する方法で、土中水の負圧 P_r (gr/cm^2) が測定されれば、(I-2-11) 式の関係より、熱力水頭 h (cm) は、

$$h = V_0 P_r \dots\dots\dots (I-3-6)$$

によって求まる。ここで V_0 は水の単位質量の容積 (cm^3/gr) である。なお前章では物理単位を用いて表わしたが、(I-3-6) 式は工学単位を用いて表わした。ここで V_0 は $1 cm^3/gr$ とみなしうるので (I-3-6) 式は

$$h = P_r (cm) \dots\dots\dots (I-3-7)$$

となる。

(4) 慮心力法

(3) に述べた負圧測定を利用する方法では、1 気圧までの負圧しか測ることができないので、測定しうる最大は $h = 1000 cm$ である。それ以上の熱力水頭で、しかも毛管連統水として存在する水頭の範囲に対して、(2) の土柱法を慮心力の場に入れて測定するのがこの方法である。この方法は § 4 であらためて詳しく述べる。

(5) 圧力膜法

圧力膜法 (*pressure membrane method*) は Richards²⁾ によって報告されているが、これは飽和粘土に対しては一種の圧密試験と考えられる。その概略を図-I-3-11 に示した。適用可能な範囲は (4) の慮心力法と同様毛管連統水の範囲である。

(6) 圧密法

これは普通の圧密試験機を利用するものであり、完全な圧縮性飽和粘土にのみ適用できるものである。これは外部から粘土中の水を絞り出すために与える圧力と粘土のサクションが等しいという考えによっており、このサクションが (I-3-6) 式で熱力水頭に換算されるものである。

この方法は完全圧縮性飽和粘土に対しては手軽で便利であるが、依熱力水頭に対する依垂直荷重の範囲では、機械の摩耗が精度に影響しやすく、また高い熱力水頭の範囲で粘土粒子が直接接触しあつて荷重をうけもつようになると測定精度がわるくなるから注意しなければならない。なお圧密法に対しても適用可能な範囲は毛管連統水の範囲 (粘土に対し $pF 4$ あたりまで) で

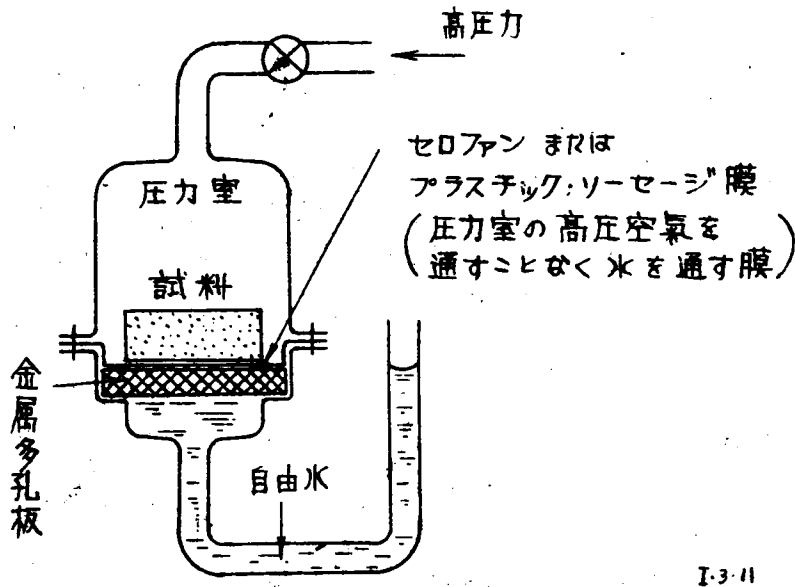


図 - I-3-11 圧力膜法説明図

ある。

(7) 凍結法

この方法は、かなり以前から利用されており、よく知られている測定法の一つである。これに属する方法として、氷点降下法と凍結膨脹法とがある。氷点降下法の原理は (I-2-20) 式に示したものである。凍結膨脹法は水が凍結するとき、各 1 gr が 0.091 cc 膨脹するのを利用して、ある温度での凍結量と非凍結量とをはかるものであるが、現在の段階では、このいずれもあまり信頼できる測定法ではない。

(8) 蒸気圧法

この測定原理は (I-2-15) 式である。この測定法は着者も利用し、重要な測定法であるから、§5 であらためて述べることにする。

(9) 種子法

Shull³⁾ が工夫した Xanthium (さく科、オナモミ属、Xanthium 類) の種子を利用する簡単な方法である。測定原理の着想は興味深いものであるが、

(45)

実際的には精度も低い。これは *Xanthium* の種子の外皮が水のみを通し、塩類を通さない自然の半透膜であることを利用している。まず *Xanthium* 種子中の熱力水頭とそのときの *Xanthium* 湿潤重量との関係を、熱力水頭のわかっている幾種類かの濃度の溶液に種子をつけることによって、まず熱力水頭—種子重量関係を検定しておき、次に測るべき土中水に *Xanthium* 種子を接触させて、水分平衡したときの種子の湿潤重量より、土中水の熱力水頭を判定する。

(10) その他の方法

(9)の *Xanthium* 種子法と似て、あらかじめ熱力水頭—含水比関係を検定した吸水材（石膏、アルミナセメント、素焼、あるいは口紙などの一片）を土中水と接触させて、水分平衡させたときの吸水材の含水比より土中水の熱力水頭を求める方法がある。この場合には、吸水材自身の熱力水頭—含水比の關係に屢圧があることを注意しなければならない。また吸水材の含水比を測定するために、吸水材を一回ごと土中から抜き取る手数をはぶき、現場で連続的に測定するために吸水材に電極をうめて、電気抵抗の変化を測ることにより、含水比または熱力水頭を間接的に知る方法も考えられている。⁴⁾

§ 4. 遠心力法による土中水エネルギー状態の測定法

(1) 原理

1907年に Briggs と McLane⁵⁾による水分当量（重力の1000倍の遠心力のもとで保持する含水比で JIS A 1207に「土の遠心含水当量」として採用されている）の研究以来土の水分保持の性質を研究するために遠心分離機が広く用いられてきた。従来、pF 測定のためにも、水分当量測定と同じ方法がとられ、ただ遠心力の大きさを変えることによって、それに相当する pF 値を考察していた。しかしそのような方法では、pF を算出するための理論がない。この案に着目して改良に成功したのが Russell と Richards⁶⁾である。著者も熱力水頭を測定する遠心力法として彼らと同じ方法を採用した。

すなわち、図-I-3-12に示すごとく、石膏のような透水性円柱の下部に自由水面を与え、上端に試料土をおいて、全体を遠心力の場に入れて、吸水平衡させる。遠心力場の吸水平衡で試験しようなのは、毛管連続水の存在する範囲である。

今 (I-2.6) 式を導いたときのように、吸着空向外にある土中水の平衡状態を考えれば、遠心力場にある土中水は、遠心力による位置のポテンシャル

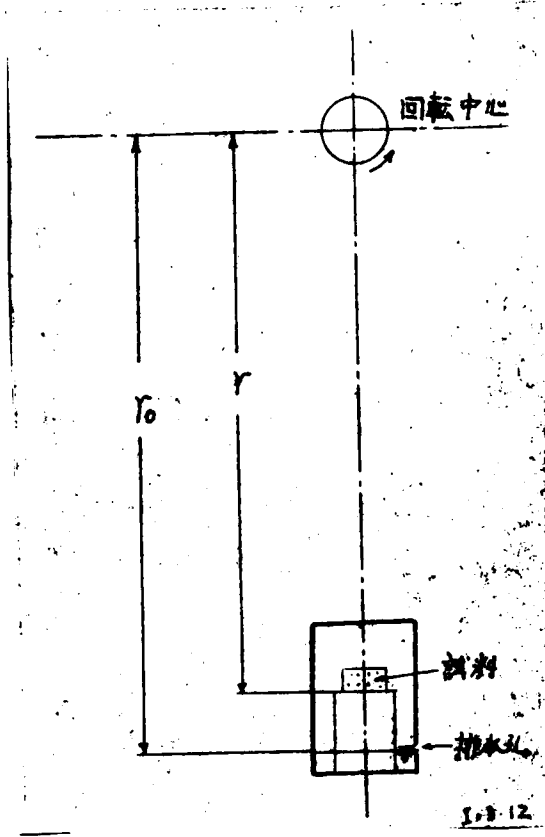


図-I-3-12 遠心力法

ϕ_c を加えて

$$\bar{w} = Gw + \phi_c + hg = const \quad \dots \dots \dots (I-3-8)$$

という関係が成立する。ここで大きい遠心力の場においては、

$$gdh \ll d\phi_c$$

であるから、重力による位置のポテンシャルは無視してよい。

回転中心から r の距離にある点が回転速度 ω rad/sec. のときに受ける遠心力は、

$$-\frac{\partial \phi_c}{\partial r} = r\omega^2 \quad \dots \dots \dots (I-3-9)$$

で与えられる。図-I-3-12のように回転中心からの距離 r_0 のところで、自由水面が与えられるようにすると、 r における遠心力場の位置のポテンシャルは、
(I-3-9) 式を積分することにより、

$$\phi_c - \phi_{c0} = -\frac{\omega^2}{2} (r^2 - r_0^2) \quad \dots \dots \dots (I-3-10)$$

となる。ここで ϕ_c は回転中心から r の距離にある点の遠心力による位置のポテンシャルである。(I-3-10) 式より、 ϕ_c は

$$\phi_c = \phi_{c0} - \frac{\omega^2}{2} (r^2 - r_0^2)$$

であるから、(I-3-8) 式に代入すると、

$$Gw + \phi_{c0} - \frac{\omega^2}{2} (r^2 - r_0^2) = const \quad \dots \dots \dots (I-3-11)$$

となる。 $r = r_0$ における Gw は Gw_0 と考えよう。ゆえに (I-3-11) は

(47)

 $r = r_0$ で,

$$\text{const} - \phi_{c0} = G\omega_0$$

となり, これを (I-3-11) に代入すると,

$$G\omega - \frac{\omega^2}{2} (r^2 - r_0^2) = G\omega_0 \quad \text{..... (I-3-12)}$$

となる。これを (I-2-8) 式に代入すれば,

$$h = \frac{\omega^2}{2g} (r_0^2 - r^2) \quad \text{..... (I-3-13)}$$

なる関係式をうる。

(2) 装置

遠心分離機は図-I-3-13(a)に示すように, 4つの試料コップを装置できる, 毎分4000回転までの速度が出るもの(島津製, 100 volt, $\frac{1}{6}$ H.P., 4000回転/分, 90A型)を使用した。用いたコップの断面図は図-I-3-13(b)に示

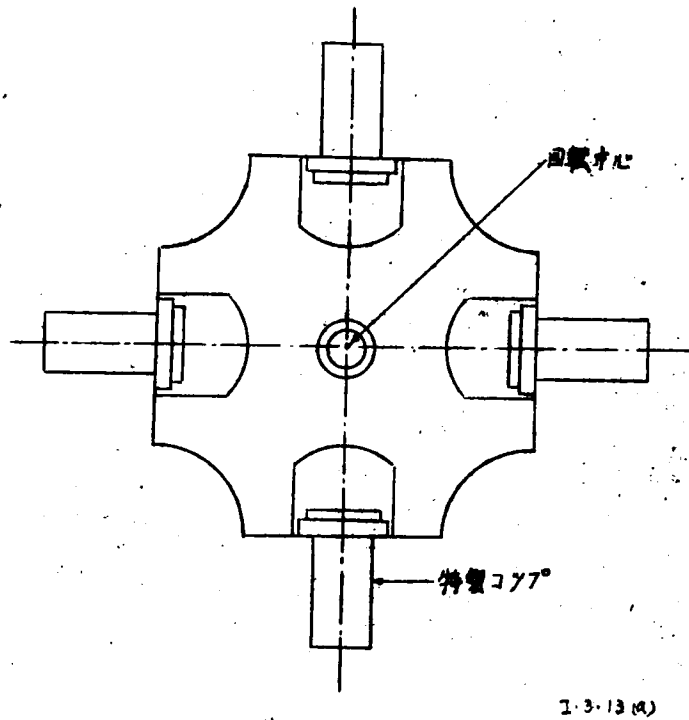


図-I-3-13(a) 遠心分離機, 上面図

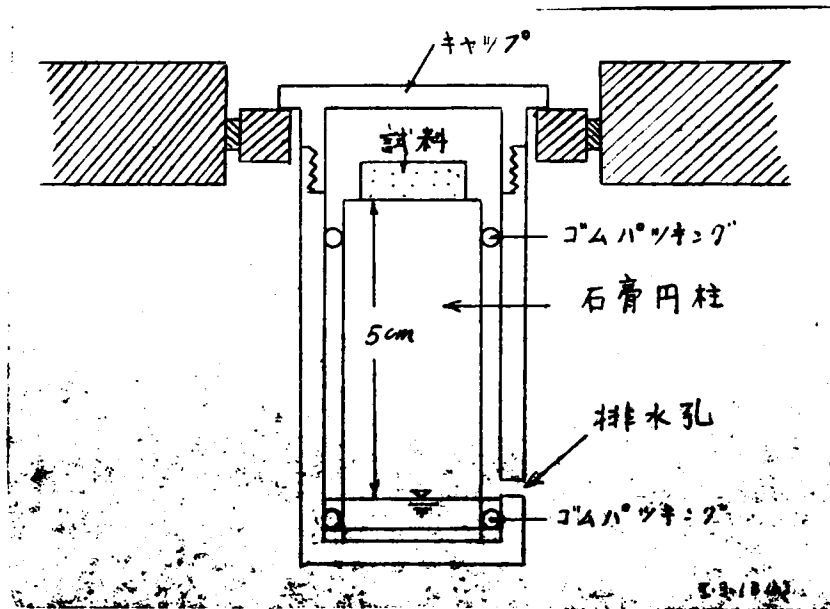


図 - I-3-13(b) 特製コップ断面図

した。下部に設けた排水孔は一定の水位を手えるもので、遠心分離機の回転中心よりの距離が (I-3-13) 式における r_0 で、着者の装置では、 $r_0 = 14.2$ cm であった。

コップのキャップはコップをつる役目と、回転中に、試料からの水分蒸発を防ぐ役目かねている。使用した石膏円柱は、水：石膏比を 1：2 として作った。なおコップは自重ができるだけ軽くなるように工夫した。

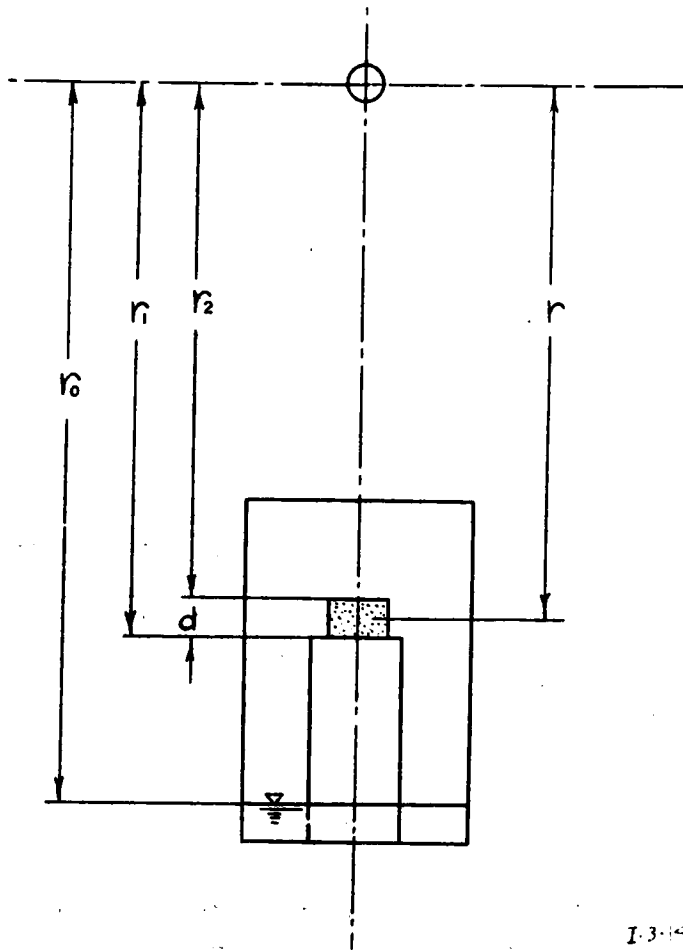
実験にあたっては、まず石膏円柱を蒸留水で飽和させておいてから、コップへ移植し、自由水を下部にあたえて試験すべき遠心力場にはばらく入れておき、石膏円柱自体の水分状態を平衡させておいてから、試料土をのせて本試験に入った。

(3) 試料の厚さを考慮した熱力水頭の算出

(1)「原理」において述べた理論では、試料の厚さを考慮に入れなかったが、ここでは試料の厚さを考慮して遠心力場により求まる平均熱力水頭を考察する。

図-I-3-14 に示すように、遠心分離機の回転中心から試料の下面までの距離を r_1 、試料の上面までの距離を r_2 、試料中の一質までの距離を r ($r_1 > r > r_2$)

(49)



I-3-14

図 - I-3-14 遠心力法による熱力水頭算出の説明図

とする。

試料の厚さを d とすると、

$$r_2 = r_1 - d \quad \dots \dots \dots (I-3-14)$$

である。

ここで試料内のある一帯には、それより上に
 ある試料の遠心力場における上載圧がかかるので、前節(6)に述べた圧密の
 効果によっても熱力水頭が高められる。すなわち完全な圧縮性飽和粘土であ

が、圧密荷重が全部吸水圧に相当し、非圧縮性土であれば、圧密による効果は全然なく、一般の土では、この中間的效果をうけると考えられる。そこで吸水圧 S (gr/cm^2) と垂直圧 P_v (gr/cm^2) との関係を、

$$S = \alpha P_v \quad \text{..... (I-3-15)}$$

とあらわして以後の考察に利用する。ここで α は垂直圧が吸水圧を変化させるに有効な割合 ($0 \leq \alpha \leq 1$) である。 α がこの試料土中で一定であると仮定すれば、(I-3-13)式を利用して、回転中心より r の距離にある試料土中の一点の熱力水頭 h_r は、

$$h_r = \frac{\alpha}{g} \int_{r_2}^r v \gamma_r r \omega^2 dr + \frac{1}{g} \int_r^{r_1} r \omega^2 dr + \frac{\omega^2}{2g} (r_0^2 - r_1^2) \quad \text{..... (I-3-16)}$$

となる。ここで v は水の比容積、 γ_r は r における土の見掛け密度である。

試料が砂などのように非圧縮性とみられる場合に対しては、 $\alpha = 0$ であるから、(I-3-16)式は簡単になり、

$$h_r = \frac{\omega^2}{2g} (r_0^2 - r^2) \quad \text{(I-3-17)}$$

を得る。試料中の平均熱力水頭を h_m で表わせは、

$$\begin{aligned} h_m &= \frac{1}{r_1 - r_2} \int_{r_2}^{r_1} h_r dr \\ &= \frac{1}{r_1 - r_2} \frac{\omega^2}{2g} \left(r_0^2 (r_1 - r_2) - \frac{1}{3} (r_1^3 - r_2^3) \right) \\ &= \frac{\omega^2}{6g} \left(3r_0^2 - r_1^2 - r_1 r_2 - r_2^2 \right) \quad \text{..... (I-3-18)} \end{aligned}$$

となる。(I-3-18)式に(I-3-14)式を代入すれば、

$$\begin{aligned} h_m &= \frac{\omega^2}{6g} (3r_0^2 - 3r_1^2 + 3r_1 d - d^2) \\ &\quad - \frac{\omega^2}{2g} (r_0^2 - r_1^2 + r_1 d) - \frac{\omega^2}{6g} d^2 \quad \text{..... (I-3-19)} \end{aligned}$$

となる。

いま(I-3-13)式の r を試料の中心までの距離、すなわち

$$r = r_1 - \frac{d}{2}$$

としたものを、試料の熱力水頭の平均的な値 h'_m とすると、

$$h'_m = \frac{\omega^2}{2g} \left(r_0^2 - \left(r_1 - \frac{d}{2} \right)^2 \right)$$

(51)

$$= \frac{\omega^2}{2g} (r_0^2 - r_1^2 + r_1 d) - \frac{\omega^2}{8g} d^2 \dots \dots \dots (I-3-20)$$

となる。 h_m と h'_m の差は、

$$h'_m - h_m = \frac{\omega^2 d^2}{24g} \dots \dots \dots (I-3-21)$$

である。

看香の実験装置は、 $r_0 = 14.2 \text{ cm}$ 、 $r_1 = 9.2 \text{ cm}$ で、 α は砂の場合で最大 1 cm 径程度のものを用いればよいから、これらの数値に対して (I-3-20) 式を使ったときの (I-3-19) 式よりの誤差は 0.066% だけ大きくでるにすぎない。ゆえに非圧縮性土の場合は、

$$r_m = r_1 - \frac{d}{2} \text{ として、}$$

$$h_m = \frac{\omega^2}{2g} (r_0^2 - r_m^2) \dots \dots \dots (I-3-22)$$

によれば、充分正確に平均熱力水頭を算出できる。

次に供試土が圧縮性の場合を考えてみる。(I-3-16) 式の ν は $1 (\text{cm}^3/\text{gr})$ で一定であると、 δ_r もまたこの試料土中で一定とみなしてさしつかえないとして積分する。

$$\begin{aligned} h_r &= \frac{\alpha \delta_r \omega^2}{2g} (r^2 - r_2^2) + \frac{\omega^2}{2g} (r_0^2 - r^2) \\ &= \frac{\omega^2}{2g} \{ r_0^2 - \alpha \delta_r r_2^2 + (\alpha \delta_r - 1) r^2 \} \dots \dots \dots (I-3-23) \end{aligned}$$

先と同様に平均熱力水頭 h_m を求めれば、

$$h_m = \frac{\omega^2}{2g} (r_0^2 - r_1^2 + r_1 d) - \frac{\omega^2}{6g} \alpha^2 + \frac{\omega^2 \alpha \delta_r}{6g} (3r_1 d - 2d^2) \dots (I-3-24)$$

を得る。

いまかりに完全圧縮性の粘土 ($\alpha = 1$) の場合とし、 $\delta_r = 29/\text{cm}^3$ と仮定すれば (I-3-24) 式は、

$$h_m = \frac{\omega^2}{2g} (r_0^2 - r_1^2 + r_1 d) + \frac{\omega^2}{6g} (6r_1 - 5d) d \dots \dots \dots (I-3-25)$$

となる。

この場合に対して、もし (I-3-22) 式が用いられたとすれば、 (I-3-25) 式で与えられる h_m に対する偏差は、

$$h'_m - h_m = -\frac{\omega^2}{24g} (24r_1 - 17d) d \dots \dots \dots (I-3-26)$$

である。

看香の実験では粘土の場合の試料厚さは最大 5 mm 程度であったから、かりに (I-3-22) 式を用いた場合生ずる誤差は (I-3-25) 式の h_m よりその 6.1% 小さくでる。もし、

$$h_{m_2} = \frac{\omega^2}{2g} (r_0^2 - r_1^2 + 3r_1 d) \quad (\text{I-3-27})$$

なる式により算出すれば、その生ずる誤差は h_m の 0.29% だけ大きくでるにすぎなくなる。したがって粘土のような圧縮性土に対しては、(I-3-27) 式のような修正式を用いることが必要になってくる。従って (I-3-27) 式を一般的に書けば、(I-3-24) 式における d の 2 乗の項を無視して、

$$h_{m_2} = \frac{\omega^2}{2g} \{ r_0^2 - r_1^2 + (1 + \alpha r_f) r_1 d \} \quad (\text{I-3-28})$$

なる充分正確な近似式を得る。

§ 5 蒸気圧法による土中水エネルギー状態の測定法

(1) 原理

この測定法の原理は、Schofield の示した式、

$$h = \frac{RT}{gM} \ln \frac{100}{H} \quad (\text{I-3-29})$$

なる関係によっている。この式の誘導についてはすでにオI-2章で述べた。湿度 H なる蒸気中におかれて平衡している試料は、(I-3-29) 式によってその熱力水頭を計算することができる。Schofield は (I-3-29) 式に $R = 8.315 \times 10^7 \text{ erg/mol} \cdot \text{K}$, $g = 981 \text{ erg/g} \cdot \text{cm}$, $M = 18.02 \text{ g/mol}$ なる物理定数を代入し、 $T = 293^\circ (20^\circ \text{C})$ に対する pF として、

$$pF = 6.5 + \log_{10} (2 - \log_{10} H) \quad (\text{I-3-30})$$

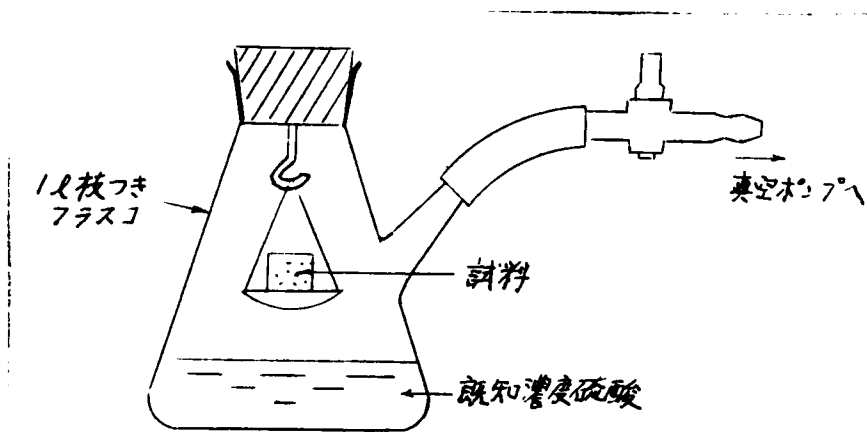
なる関係式を与えている。

この蒸気圧法は、既知^①一定蒸気圧を与えつけて、その中で試料が平衡するまで放置し、平衡後の含水比を求めて、熱力水頭と含水比との関係を研究するために利用される。

(2) 試験装置

蒸気圧法の装置は図-I-3-15 または図-II-3-3 (b) に示すようなものを用いればよい。枝つきプラスチックまたは真空デシケーターの中に既知濃度の硫酸を入れ、試料土を硫酸に直接触れないように容器内に入れ、試験のはじめに容器中を真空近く排気して空気を除いてから密封し、試料の土中水が容器中の蒸気と完全に平衡するまで静止しておく。ここで試料の水分変化による硫酸溶液濃度の変化が無視できる程度に多量の硫酸溶液を入れておくことが大切

(53)



I-3-15

図-I-3-15 枝つきフラスコによる蒸気圧法装置

である。着者の実験では、ととどき硫酸溶液の濃度を検定して補正すれば、濃度変化をあまり心配する必要はなかった。

なお最初に容器内の空気を除くのは、空気が存在すると空気の分子が水蒸気分子の運動をさまたげ、平衡状態達成に時間がかかるからである。着者がはじめに使用した4gr程度の試料を1/2枝つきフラスコで試験したときには、2~3日で試料は平衡状態に達したが、その後試料を大きくし、しかも多数の試料を同時にデシケーターで測定するようになってからは、平衡までに2~4週間を要するようになった。

(3) 使用すべき硫酸濃度

Croneyらの文献⁶⁾によると、表-I-3-2(a)の如く、 pF に対して使用すべき硫酸濃度を示している。ただし硫酸濃度の欄は着者が容液比重より求めて附記した。この資料がどこから採用されたものか、また誰が測定したものか明記されていない。そこで着者は「実用化学便覧」⁷⁾に示されていたSorelとRegnaultの測定による値、および理科年表⁸⁾に記載されていた値を使って表-I-3-2(a)の値を検討してみた。引用した資料より計算した硫酸濃度と pF 値との一覧表が表-I-3-2(b)であり、表-I-3-2(a)と比較するために図-I-3-16を掲げた。この図からわかるように、 pF と硫酸比重との対応関係で、表-I-3-2(a)の値と表-I-3-2(b)の値との間には、測定誤差としてやむを得ない程度のばらつきがある程度であるから、表-I-3-2(a)の値

表-I-3-2 (a) pF と硫酸濃度の関係
(Croneyらの文献¹⁾による)

pF	相対湿度 (%)	使用すべき硫酸溶液	
		硫酸濃度 (%)	溶液比重
4.5	97.73	7.37	1.050
5.0	93.00	15.71	1.110
5.5	79.51	27.95	1.205
6.0	48.43	44.0	1.344
6.5	10.10	66.6	1.578
7.0	0.07	100.0	1.840

表-I-3-2 (b) pF と硫酸濃度の関係

H ₂ SO ₄ %	比重	相対湿度	pF 値	参照文献
24.26	1.176	82.4	5.43	理科年報
33.10	1.247	70.3	5.69	
44	1.344	48.4	6.00	「実用化学 便覧」参 照、 Sorel と Regnault の測定値
52	1.417	33.1	6.18	
58	1.479	20.5	6.34	
60	1.503	17.1	6.39	
66	1.569	10.3	6.50	
74	1.662	3.42	6.67	
82	1.754	1.14	6.79	

値は信用して使いうることがわかった。

(4) 温度の影響に関する考察

蒸気圧法では2種類の温度の影響を受ける。その1つは、硫酸溶液の気液界面と試料との間に温度勾配がある場合で、その2は試料を入れたフラスコ全体の温度が一樣になるときの影響である。ここでは pF の値がそれぞれの場合に対してどのような温度の影響を受けるかを理論的に考察する。

(I-2-21)式と(I-2-15)式より、

$$pF = \log_{10} h = \frac{1}{2.303} \ln \frac{RT}{Mg} + \frac{1}{2.303} \ln \cdot \ln \frac{P_s}{P_a} \dots \dots \dots (I-3-31)$$

(55)

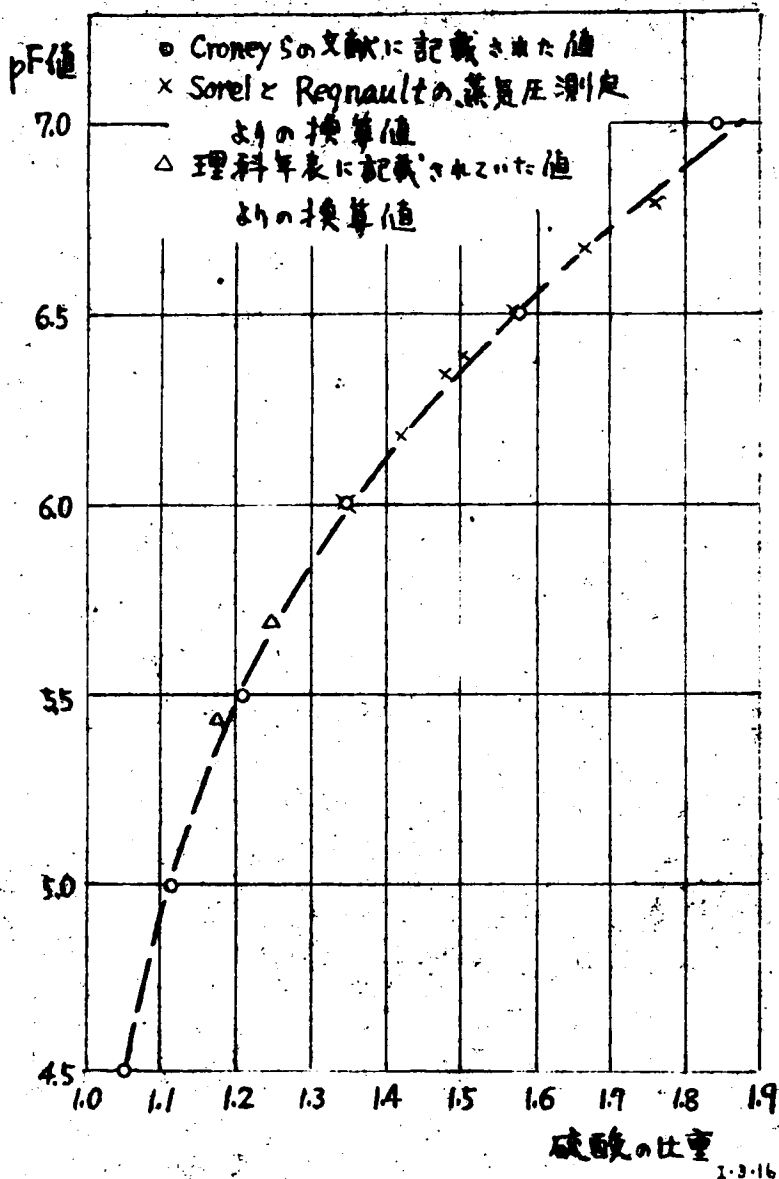


図 - I-3-16 pF と硫酸比重との関係

とあらわすことができる。これをTで微分すれば、

$$\frac{dpF}{dT} = \frac{1}{2.303T} + \frac{1}{2.303 \ln \frac{P_s}{P_a}} \left(\frac{1}{P_s} \frac{dP_s}{dT} - \frac{1}{P_a} \frac{dP_a}{dT} \right) \quad (\text{I-3-32})$$

を得る。

まずここで、硫酸溶液の気液界面と試料との間に、温度勾配のある場合を

考え、硫酸溶液の気液界面においては、初期温度が保たれ、試料の場所のみが、温度変化をしたと仮定する。この仮定においては、試料に接する蒸気圧は、圧力の釣合上、温度勾配があっても、硫酸溶液上の蒸気圧と等しくなければならず、(I-3-32)式において、

$$\frac{dP_a}{dT} = 0$$

の場合となる。そこで(I-3-32)式は

$$\frac{dpF}{dT} = \frac{1}{2.303T} + \frac{1}{2.303^2 P_s \log_{10} \frac{P_s}{P_a}} \cdot \frac{dP_s}{dT} \quad \text{..... (I-3-33)}$$

となる。0°C から 30°C の間で P_s (mmHg) を攝氏の温度 t (°C) より算出する式⁷⁾

$$P_s = 4.579 + 0.3538t + 0.007145t^2 + 0.000378t^3 \quad \text{..... (I-3-34)}$$

があるのを利用して、 $\frac{dP_s}{dT}$ を求めると、

$$\frac{dP_s}{dT} = 0.3538 + 0.01429t + 0.001134t^2 \quad \text{..... (I-3-35)}$$

となる。これを(I-3-33)式に代入して、

$$\frac{dpF}{dT} = \frac{1}{2.303T} + \frac{1}{5.305 P_s \log_{10} \frac{P_s}{P_a}} (0.3538 + 0.01429t + 0.001134t^2) \quad \text{..... (I-3-36)}$$

を得る。この式を利用して $T = 293^\circ K$, すなわち $t = 20^\circ C$ の場合の $\frac{dpF}{dT}$ を計算すると表-I-3-3および図-I-3-17 のようになる。これらの結果によって、 pF 4.5 では、温度勾配の存在により非常に大きい誤差を生じ、 pF 5.5 ぐらいまでは無視し難い影響のあることがわかる。ゆえにこの実験にあたっては、実験装置の周囲に、温度勾配を起させる原因となるものがあれば、注意

表-I-3-3 硫酸溶液の気液界面と試料のおかれていた場所との間に温度の差があるときの測定 pF と $\frac{dpF}{dT}$ との関係 (20°C)

pF	$\frac{P_s}{P_a}$	$\frac{dpF}{dT}$	備 考
4.5	1.024	1.143	20°C に対する P_s は 17.54 mmHg である。
5.0	1.075	0.382	
5.5	1.259	0.119	$\frac{P_s}{P_a}$ の値は表-I-3-2(a) の相対湿度 H (%) より $\frac{P_s}{P_a} = \frac{100}{H}$ として計算した。
6.0	2.065	0.039	
6.5	9.90	0.013	

(57)

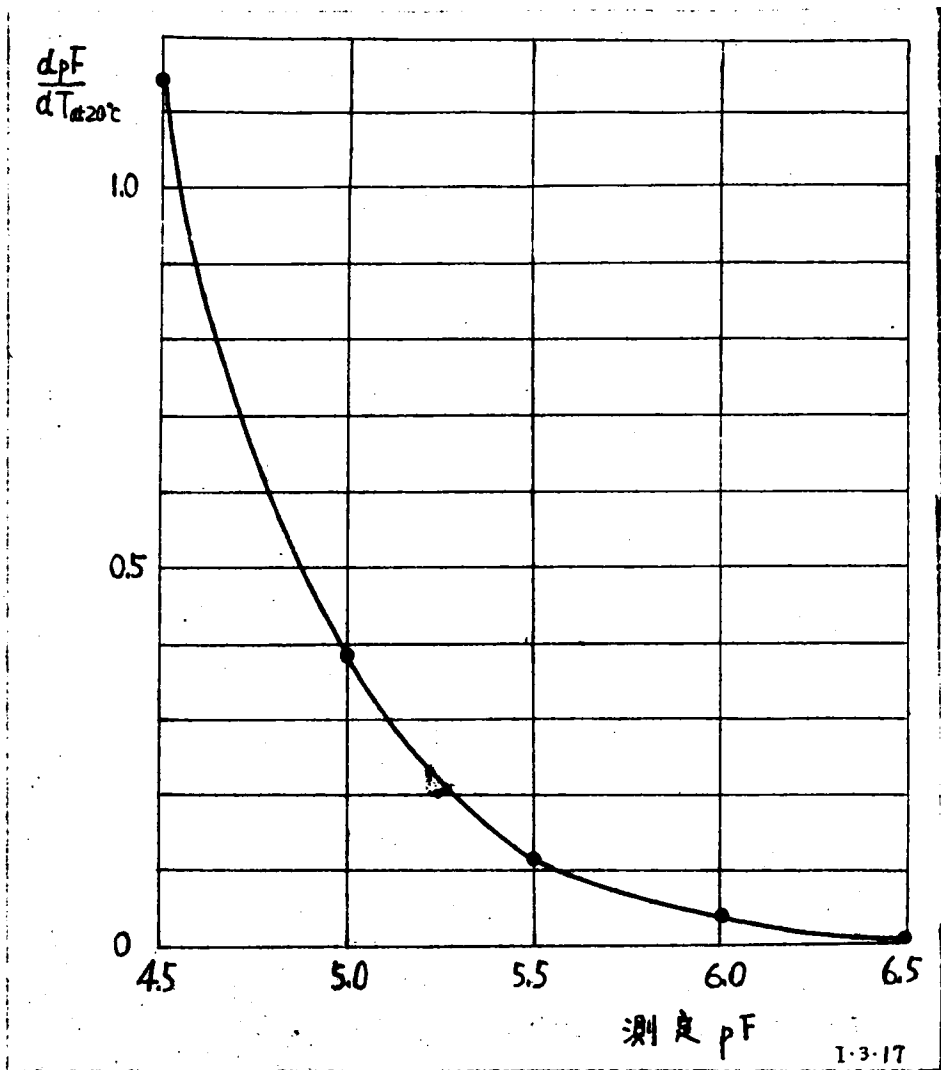


図 - I-3-17 $\frac{dpF}{dT}$ at $20^\circ C$ と測定 pF との関係

表 - I-3-4 一様に温度が変動するときの $\frac{dpF}{dT}$

p F	5.5	6.0	6.5
$\frac{dpF}{dT}$	0.000	0.001	0.002

して除き、硫酸溶液の表面と試料との距離をできるだけ短くすることが望ましい。

次に実験容器全体の温度が一様になる場合の影響を考える。この場合の $\frac{dPF}{dT}$ は (I-3-32) 式より、

$$\frac{dPF}{dT} = \frac{1}{2.303T} + \frac{1}{2.303^2 P_s \log_{10} \frac{P_s}{P_a}} \cdot \frac{dP_s}{dT} - \frac{1}{2.303^2 P_a \log_{10} \frac{P_s}{P_a}} \cdot \frac{dP_a}{dT} \quad (I-3-37)$$

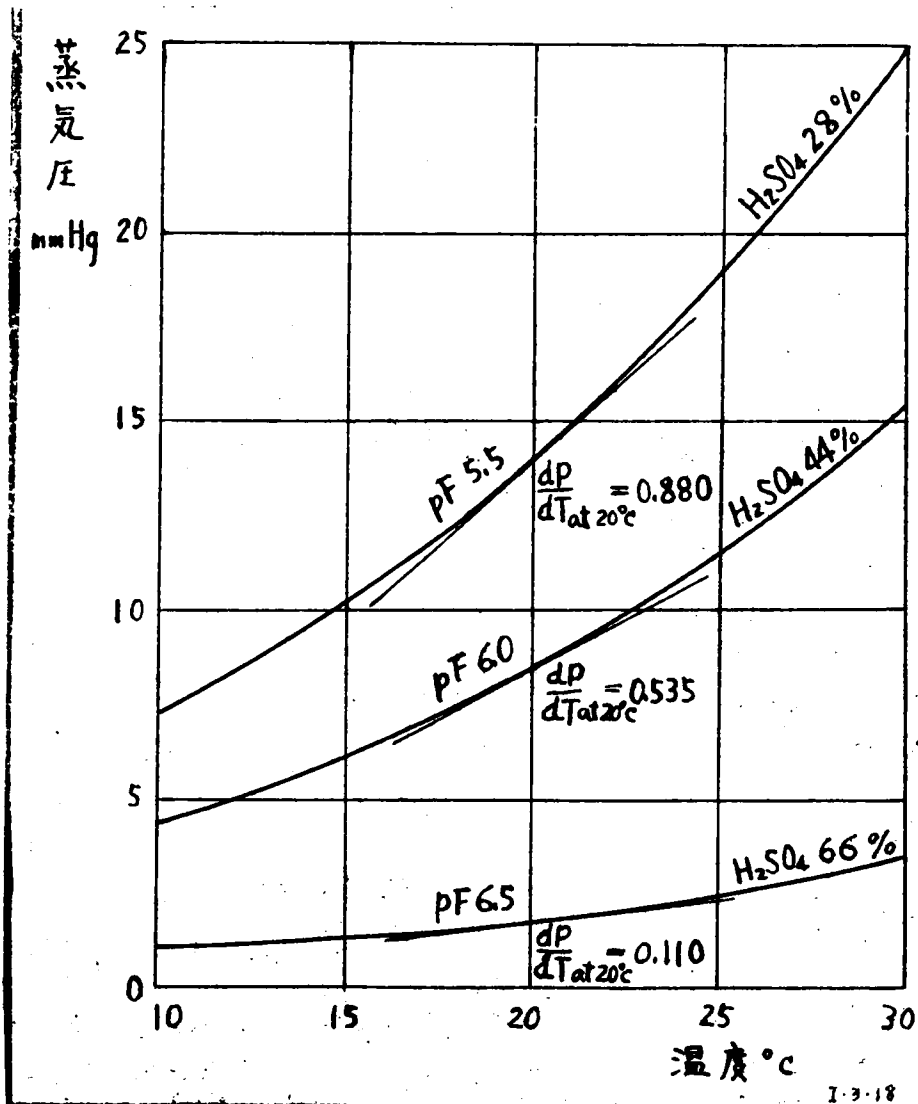


図 - I-3-18 pF をパラメーターとした蒸気圧 - 温度関係曲線

となる。ここで $\frac{dPa}{dT}$ は一定濃度の硫酸が平衡する水蒸気圧の温度による変化の割合である。この Pa の T に対する関係は、(I-3-34)式のように与えられていないので、SorelとRegnaultの実測値⁷⁾及び理科年表⁸⁾に記載されている値を利用して、 $Pa-T$ 曲線を図-I-3-18のように描き、この図より、 $T=293^{\circ}\text{K}$ ($t=20^{\circ}\text{C}$)における曲線の接線の $\frac{dPa}{dT}$ を求め $\frac{dPf}{dT}$ を計算した。その結果は表-I-3-4に示すように無視しうる値であることがわかる。

§ 6 土質工学で扱う土中水エネルギー状態

(1) 気乾燥状態

気乾燥は土の状態として重要な一つの土中水状態である。JISの土質試験法では、試料調整に土をまず気乾燥させることを要求している。土質試験では、その土の物理性質がかってうけた乾燥程度に左右されるから、気乾燥することにより、いかなる熱力水頭をその層正においてもつかを検討しておくことは土質試験の上からも意義がある。

そこで著者は中央气象台による日本の気温と湿度の統計資料⁹⁾(気温に関しては1901~1945年、湿度に関しては1936~1945年)をもとに、(I-3-29)式を利用して、これらの気象条件で最終平衡状態に達したときの気乾燥 pF を計算した。京都における各月の平均気乾燥 pF を表-I-3-5に与え、日本の代表的各地における年平均の気乾燥 pF を表-I-3-6に与えた。この結果京都の年平均の気乾燥 pF は5.6であることがわかり、日本の各地の年平均の気乾燥 pF もほぼ5.6と考えてよいことがわかる。図-I-3-19には京都における各月の気乾燥 pF の変動程度を四示した。

(2) 炉乾燥状態

JIS A 1203で規定されているような、 110°C で一定重量になるまで、乾燥して炉乾燥土をうる方法は、従来から広くおこなわれてきた一般の習慣的基準であり、この乾燥状態の土が含水比0%と約束されている。しかしこの状態で土中水が完全に存在しないのではなく、土中にはなお結晶水と一部の吸着水が存在している。含水比0%の基準にこの 110°C なる温度を使用しなければならぬ厳密な理論的根拠はないと考えられるが、 110°C 位で都合がいいと考えられる理由は、(1)表面張力により土中に保持されている水が完全に除去されること、(2) 110°C 位であれば、土中の有機質が灼熱減量しないで乾燥状態で残ること、(3)自然現象では 110°C の炉乾燥状態以上に含水比が減少する場合は決して起らないことなどである。

表 - I-35 京都における各月ごとの平均の気温、湿度および気乾燥 pF

月	気 温	湿 度	気乾燥 pF
1	2.7	73.5	5.60
2	3.2	73.7	5.59
3	6.4	71.5	5.64
4	12.2	69.7	5.69
5	16.9	70.2	5.69
6	21.3	74.4	5.61
7	25.6	75.8	5.59
8	26.3	75.7	5.59
9	22.4	77.0	5.56
10	16.0	77.9	5.52
11	10.0	77.7	5.53
12	5.0	77.5	5.52
平均	14.0	74.6	5.60

気温の統計年次：1901～1945年

湿度の統計年次：1936～1945年

表 - I-36 日本各地における年平均の気温、湿度および気乾燥 pF

地 名	気 温	湿 度	気乾燥 pF
鹿 児 島	16.6	78.1	5.56
番 岡	14.9	76.4	5.56
高 知	15.5	76.1	5.57
大 阪	15.1	72.9	5.63
京 都	14.0	74.6	5.60
名 石 屋	14.3	77.3	5.54
東 京	14.0	70.9	5.67
金 沢	13.2	76.6	5.56
青 森	9.2	80.7	5.46
札 幌	7.1	77.2	5.53

気温の統計年次：1901～1945年

湿度の統計年次：1936～1945年

(61)

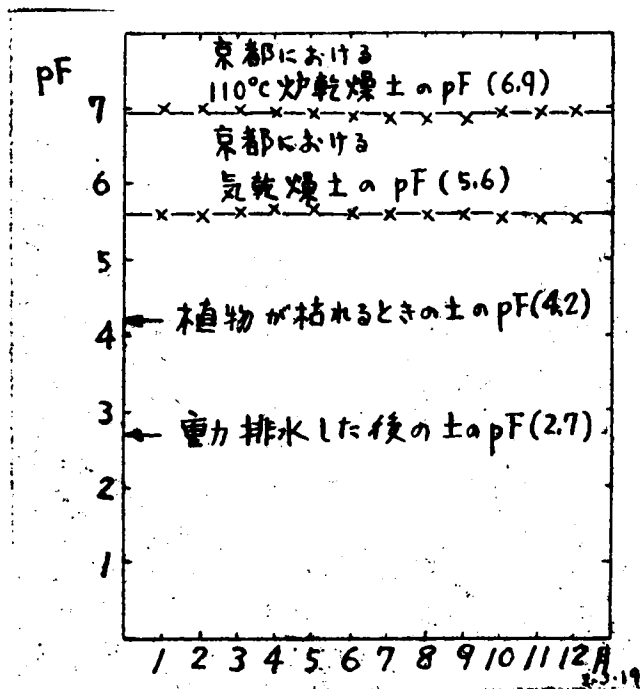


図-I-3-19 京都における各月の炉乾燥 pF ,
気乾燥 pF の変動程度

炉乾燥土の pF がどの位であるかは, Schofield¹⁰⁾ が乾燥炉内の空気の湿度を 1% と仮定して, 温度が 20°C であるときの pF は, 乾燥炉の温度が 100°C, 105°C, 110°C の場合に対して, それぞれ 6.91, 6.93, 6.95 であると計算している。著者は表-I-3-5 の資料を用いて京都の炉乾燥土の pF を, 炉乾燥温度 100°C, 105°C, 110°C の 3 種類に対し計算した。

その結果は表-I-3-7 の通りである。この計算では乾燥炉中の蒸気圧が乾燥炉外の蒸気圧と平衡して等しいと仮定した。この計算によると, 従来炉乾燥に対して pF 7 と考えていたが, それより少しく小さい値をとることがわかる。京都における各月の 110°C 炉乾燥土の pF を図-I-3-19 に図示した。乾燥炉に多くの湿潤試料が入れてあり, 乾燥炉外の蒸気圧よりも乾燥内において高い蒸気圧が存在していれば, その炉乾燥土の pF はさらに低い値となる。

(3) その他の土中水エネルギー状態

(a) 最大保水状態

これは吸水力がなくなるまで水を含んだ状態で, このときの土中水の熱力水頭は $h=0$ であり, したがって $pF=-\infty$ である。

(b) 現場保水状態

これは, 余分の重力水が排水されたあとの含水状態をいい, このときの吸水力は約 $\frac{1}{2}$ 気圧で, $pF=2.7$ といわれている。

表 - I-3-7 京都における各月の炉乾燥土の pF

乾燥炉温度 月 °C	100°C	105°C	110°C
1	6.96	6.99	7.00
2	6.96	6.98	7.00
3	6.95	6.96	6.98
4	6.91	6.93	6.95
5	6.88	6.90	6.93
6	6.84	6.87	6.89
7	6.81	6.84	6.86
8	6.81	6.83	6.86
9	6.82	6.84	6.87
10	6.87	6.90	6.92
11	6.91	6.93	6.96
12	6.94	6.94	6.99
年平均	6.89	6.91	6.93

(c) 萎凋点

これは農学関係で重要な含水状態として研究されてきたものであるが、植物が永久に枯死するときの含水状態を示す。多くの研究者により、 $pF \div 4.2$ に相当することが確かめられている。

(d) 舗装版下の土中水エネルギー状態

かなり広い不透水性表層で舗装された地表面では、地下水位が深度 $1m$ のところにある場合は、 $pF \div 2.0$ の土中水が存在し、地下水位が深度 $10cm$ のところにある場合は $pF \div 1.0$ の土中水が存在することになる。舗装板が無限に広いとみなしうる箇所における土中水のエネルギー状態は、理想平衡土層との類似性から容易に推定することができる。

§ 7 pF - 含水比関係について

(1) 概説

pF - 含水比曲線のかたちと土質との関係を次の3つにわけて考えることができる。

- (a) 非圧縮性土 (砂)
- (b) 圧縮性土 (飽和粘土)

(63)

(C) 部分的圧縮性土 (ローム質土など)

上記の順に、 pF -含水比曲線のかたちを考察してみる。

(2) 非圧縮性土

非圧縮性土は、一般に含水比変化により、容積変化を生じない土で、砂がこれに属する。その一例として、Croney¹¹⁾による砂の pF -含水比曲線を図-I-3-20に示す。図-I-3-20では最初飽和した試料は $pF 0$ で含水比が11%である。次に吸引法、遠心力法および蒸気圧法を利用することによって、段々高い熱力水頭を与えてゆくと、図の乾燥過程曲線のように、含水比を減少してゆく。一度炉乾燥状態まで到達した土をまた蒸気圧法、遠心力法、吸引法を利用することによって順次低い熱力水頭にさげてゆくと、図の湿潤曲線のように含水比が増加してゆき、 $pF 0$ で含水比11%の状態にもどる。この2つの過程でたどる曲線は、図-I-3-20で示したように、別々のものである。 pF -含水比曲線は、一般にこのようなヒステレシスをもっている。

非圧縮性土では、土の粒度組成が同一であっても、その締め乾燥密度が相異なる場合には、 pF -含水比曲線は相異なる。豊浦標準砂のつめこみ密度をかえた2つの供試体を吸引法によって試験した結果を図-I-3-21に示した。

(3) 圧縮性土

粘土のような圧縮性土の pF -含水比曲線は非圧縮性土の場合よりかなり大きいヒステレシスをえがく。これらの圧縮性土では、非圧縮性土の場合と異なり、乾燥密度は含水比の変化にともなって変化する。図-I-3-22は岡山で採取した乱さない冲積粘土試料の pF -含水比曲線である。この土の乾燥過程曲線と、一度 $pF 7$ まで達した後の湿潤過程曲線は、大きく離れている。そして再び $pF 0$ にもどっても、もとの含水比の $\frac{1}{3}$ 程度しか吸水していない。これは大きい乾燥をうけて、粘土粒子間の配列が変化し、また粒子相互が膠着して2次的粒子を生ずるためであると考えられる。このような粘土における乾燥の履歴は、その後の粘土の水に対する性質を大きく変えることがわかる。この現象は、突固め試験や土のコンシステンシー試験においてもあらわれる。

なお pF -含水比曲線は土の粘土含有量と関係があり、図-I-3-23はそれを示すための図⁴⁾である。すなわち粘土含有量が少いほど、その曲線は同一 pF に対し、含水比の少い側に移行する。

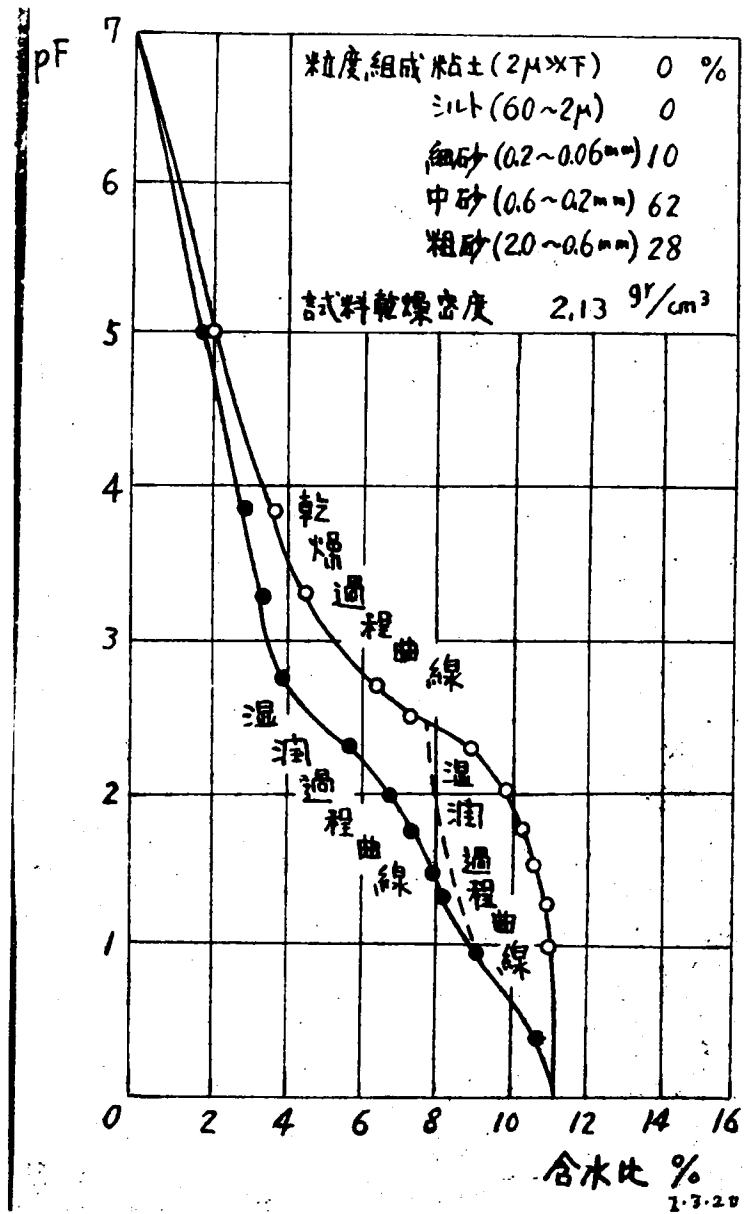


図 - I-3-20 砂の pF - 含水比曲線

また粘土の場合には、その吸着するカチオンによって pF - 含水比曲線の位置がかわる。図-I-3-24 は種類の異なるカチオンを吸着したベントナイトの圧密試験結果¹²⁾から換算した pF の低い範囲における pF - 含水比曲線であ

(65)

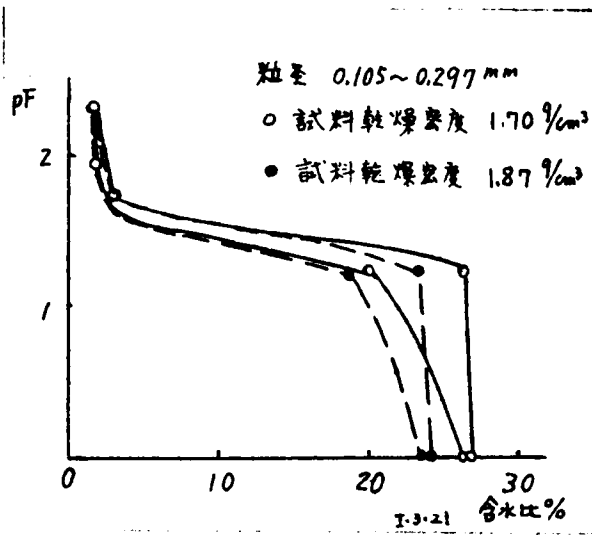


図 - I-3-21 豊浦標準砂の pF - 含水比曲線

る。また図-I-3-25 pF は種類の異なるカチオンを吸着した Putnam 粘土の吸湿度係数資料⁽³⁾から記入した pF の高い範囲における pF - 含水比曲線である。図-I-3-24 と図-I-3-25 との傾向は一致している。また粘土鉱物が相異なること、pF - 含水比曲線が異なることが懸念されるが、pF 5.6 に対

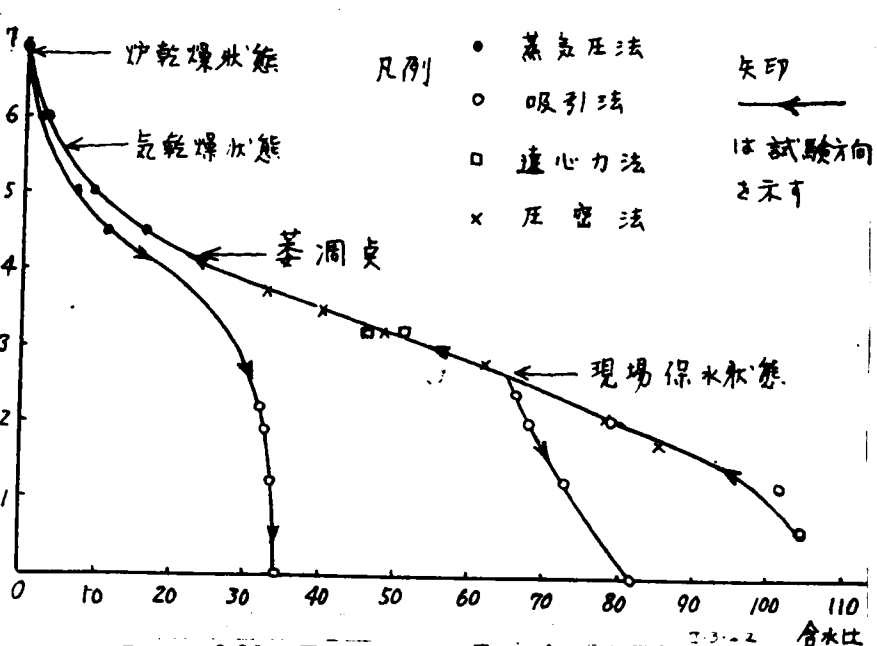


図 - I-3-22 岡山粘土の pF - 含水比曲線

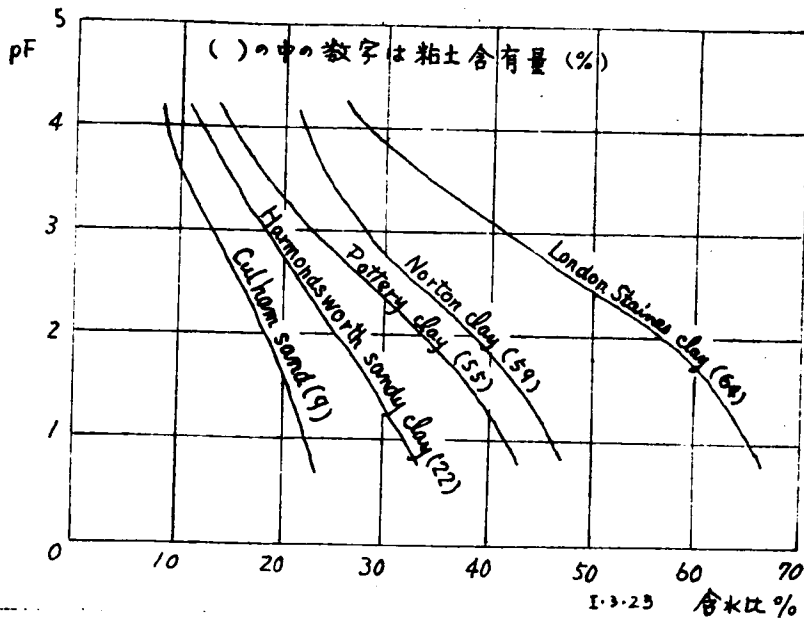


図-I-3-23 粘土含有量の異なる5種の土に対するpF-含水比関係曲線(乾燥過程)の比較

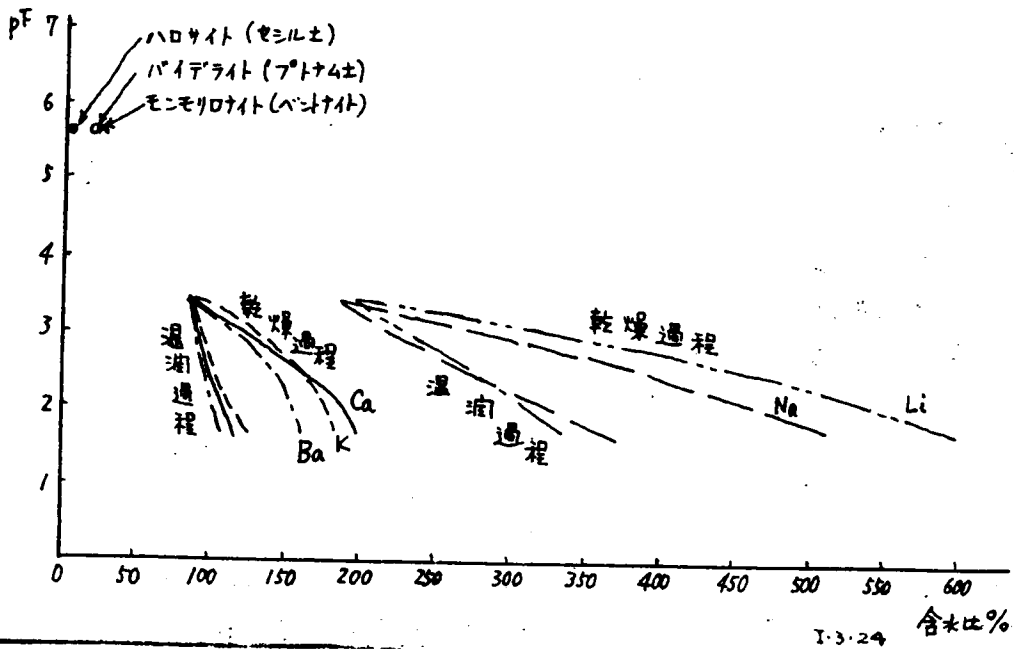


図-I-3-24 交換性カチオンによるpF-含水比曲線の変化(ベントナイトによる)

(67)

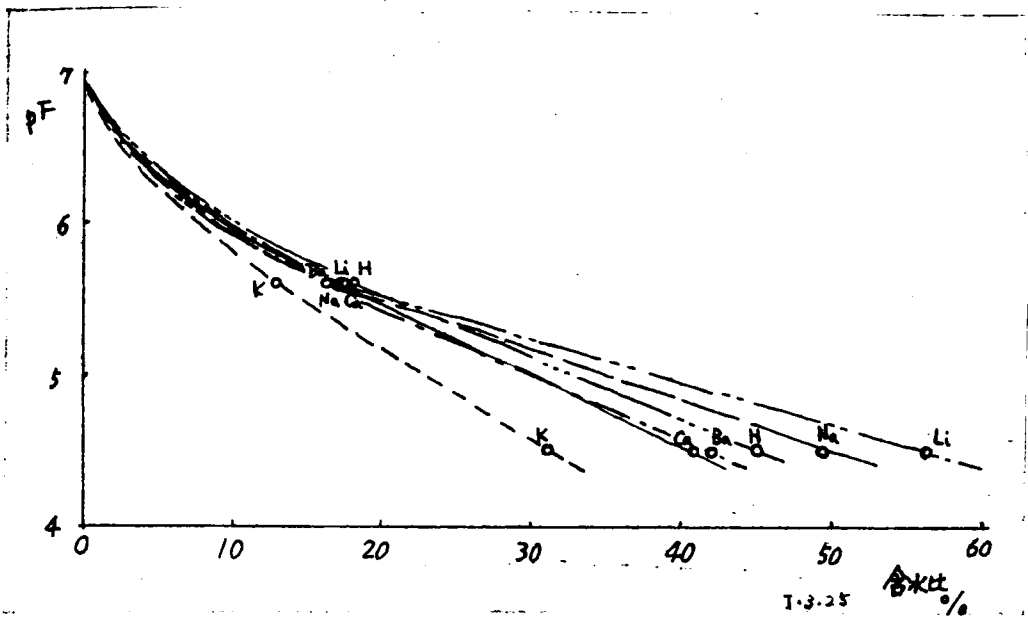


図-I-3-25 交換性カチオンによる pF - 含水比曲線の変化 (フトナム粘土による)

してのみ、ハロイサイト(セシル土)、バイデライト(フトナム土)、モンモリロナイト(ベントナイト)の位置を図-I-3-24 に記入した。

(4) 部分的圧縮性土

非圧縮性土と圧縮性土の中間の性質をもつローム質土などを部分的圧縮性土と呼ぶ。最初飽和している部分的圧縮性土は、ある範囲の熱力水頭では、飽和したままで、含水比は土の収縮をおこさせながら減少するが、ある熱力水頭になると土中に空気が入り始め、不飽和の状態が始まる。この不飽和が始まる熱力水頭は土の粒度組成による。部分的圧縮性土はこの不飽和状態が始まった後も少しは熱力水頭の増加とともに収縮し続ける。従って部分的圧縮性土に対する pF - 含水比特性は圧縮性飽和粘土と非圧縮性土との中間的なものである。図-I-3-26 は Cronley¹¹⁾ による砂質ロームの pF - 含水比曲線である。ヒステリシスの程度も粘土と砂の中間的なものである。なお北白川粘土ロームに対し吸引法により測定した pF - 含水比曲線を図-I-3-27 に示した。

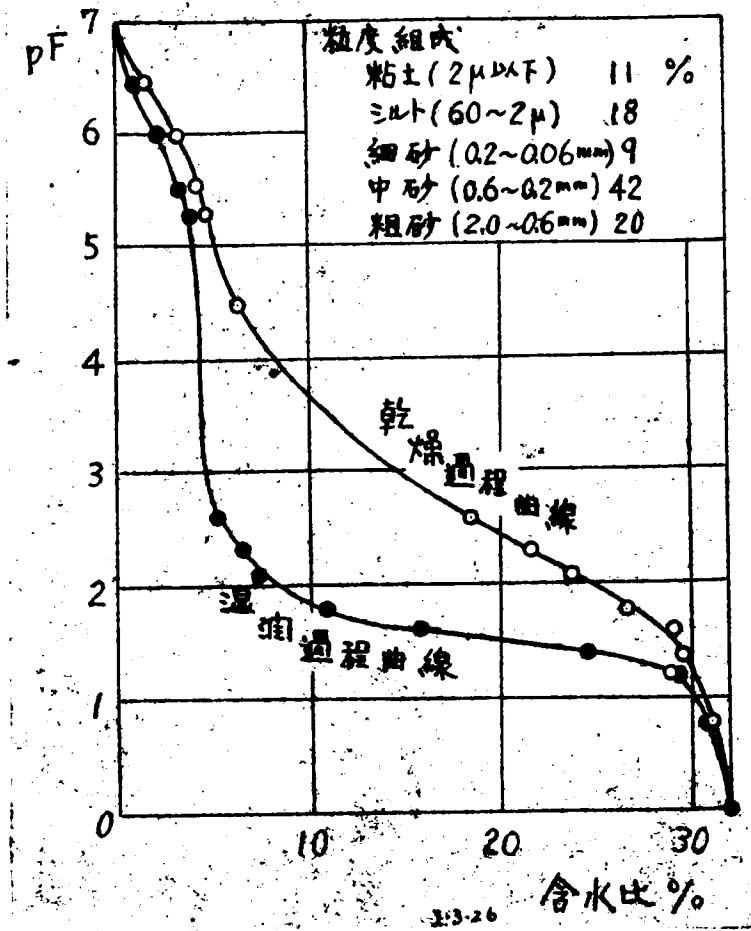


図 - I-3-26 砂質ロームの pF - 含水比曲線

参考文献

- 1) Croney, D., J. D. Coleman and P. M. Bridge (1952)
The suction of moisture held in soil and other porous materials.
Dept. of Sci. & Ind. Research, Road Research Technical Paper
No. 24. London.
- 2) Richards, L. A. (1941) A pressure membrane extraction
apparatus for soil solution, *Soil Sci.* Vol. 51, pp. 377~386.
- 3) Shull, C. A. (1916) Measurements of surface forces in soils.
Botan. Gaz., Vol 62, pp. 1~29.

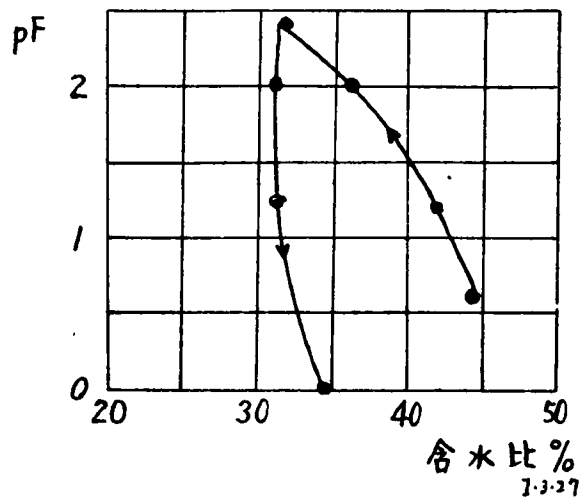


図 - I-3-27 北白川粘土口-△の pF - 含水比曲線

- 4) Croney, D., W. A. Lewis and J. D. Coleman (1948)
The cause and control of subgrade moisture changes. Proc. 2nd. Int. Con. of S. M. F. E., Vol. IV, pp. 211~218.
- 5) Briggs, L. J. and J. W. McLane (1907) The moisture equivalent of soils. U. S. Dept. Agr. Bur. Soils Bull. No. 45.
- 6) Russell, M. B. and L. A. Richards (1938) The determination of soil moisture energy relations by centrifugation. Soil Sci. Amer. Proc. Vol. 3, pp 65~69.
- 7) 工業化学会編 (1942) 「実用化学便覧」化学工業時報社.
- 8) 東京天文台編 (1951) 「理科年表」丸善.
- 9) 中央気象台編 (1948) 「新日本気候図帖」才1集.
- 10) Schafield, R. K. (1935) The pF of the water in soil. Trans. 3rd Int. Congr. Soil Sci. Vol. 2, pp. 37~48
- 11) Croney, D. (1952) The movement and distribution of water in soils. Géotechnique, Vol. 3, pp 1~16.
- 12) Jimenez Salas, J. A. and Serratosa, J. M. (1953)
Compressibility of clays. Proc. 3rd. Int. Con. of S. M. F. E., Vol. 1, pp 192~198.

- 13) *Baver, L. D. (1948) Soil Physics (2nd edition) John Wiley & Sons. Inc., New York. p. 73.*

(71)

第 I・4 章 舗装路床土の含水状態に関する研究

§ 1 概説

道路を舗装する場合、路床土の支持力を推定しなければならないが、路床土支持力はその含水状態によって大きく変化するため、舗装後の路床含水状態を推定することは重要な問題である。

路床土、特に地表附近の土は、未舗装のうちは、気象条件によってその含水状態をいちぢるしく変動しているが、舗装された後は変動範囲が小さくなる。そして含水比が多い時期に舗装すれば、路床土の含水比は減少しつつほぼ一定値に近づき、また含水比の少ない時期に舗装すれば、路床土の含水比は増加しつつほぼ一定値に近づく。このほぼ一定と考えられる含水状態、すなわち設計支持力を考える前提となる含水状態をどのように推定するかについては、いくつかの方法が提案されている。しかしそれらの推定法は単に経験的であったり、環境の条件を十分に考慮していない理論であるため、必ずしも現実に即さない場合が多かった。

著者は、それらの欠点を修正するため、気象条件、舗装巾、地下水位および地質状態を解析の条件にとり入れた新しい推定法を提案した。この新しい推定法を著者の実測データと比較検討した結果路床土含水状態をほぼ満足に推測しうることがわかった。なお、路床土含水状態に影響するものとして、土中温度勾配による熱浸透現象が考えられるので、それが路床土含水状態にどのような影響をおよぼすかについて考察した。寒冷地道路においては、路床土の凍結融解が、路床土の含水状態を非常に悪化させる原因となるが、ここでは寒冷地道路の問題は一応扱わないこととした。また交通荷重による凍返し荷重が、路床土の含水状態を悪化させるかもしれないと考えられるが、現在それを論じるための十分な資料がないためここでは触れないこととした。

§ 2 従来の舗装路床土の含水状態推定法

(1) 地下 1 m ぐらいの含水比による推定法

地下水位がかなり深く、土質が系さ方向に一様なところでは、地表面より 1 m ぐらい下の気象の影響をあまり受けない所の含水比をもって平衡含水比とすればよいという考え方がある^(1a)。しかしこの考え方は実際に正しくない場合があり、理論的にも肯定しがたい。すなわち、著者の実測結果(図-I-4-6, 図-I-4-12 参照)から検討すれば、地下 1 m ぐらいの含水状態は気象の影響をあまりうけず、変動が少いことはたしかであるが、この附近の含水状

態は、着者のデータによると、舗装路床土の平衡含水状態より、かなり湿潤側にあることが指摘できる。この推定法の不完全さは、次節で述べる着者の推定法と比較するとき、よく理解されることと思う。

(2) 既設舗装道路から推定する方法

問題とする舗装道路と条件がほぼ等しい既設舗装道路が附近にあれば、その既設舗装路床土の含水比によって平衡含水比を知ればよいという考え方があつた。しかしこれも道路建設予定地の附近で、同じ環境の舗装道路がなければ推定できず、しかも既設舗装を一部破壊して路床土の含水状態を知るという方法は好ましくなく、実際的ではあるが実用的ではない。

(3) 土のサクシオンを利用する方法

路床土の平衡含水比を求めるために英口道路研究所のCronleyらは土のサクシオンによる方法を提案した。⁽²⁾ 土のサクシオンとは土が水分を保持する力を意味しているが、厳密にはCronleyらによって次のように定義されている。

「地下水面より上にある土の小試料を攪乱を与えず、含水比変化を起させないように取り出して、外力を及ぼさない状態でその間隙水圧を測れば大気圧以下の値がえられる。その間隙水圧と大気圧との差をサクシオンとして定義する。」

試料中に毛管水が存在している範囲ではサクシオンの常用対数が pF と対応すると考えられるから、サクシオン-含水比関係は前章に述べた pF -含水比関係で知ることができる。

推定したい路床土についてのサクシオン-含水比関係を実験的に求めておけば、次式により算出される路床土のサクシオンから含水比を推定することができる。

$$S = \gamma_w h + \alpha P \dots\dots\dots (I-4-1)$$

ここに S =路床土のサクシオン (gr/cm^2)

h =サクシオンを考察する点から地下水面までの距離 (cm),

P =サクシオンを考察する点より上の土の自重および舗装版の重量 (gr/cm^2),

α = P が間隙水に伝達される比率 (砂では0, 飽和粘土では1.0),

γ_w =水の単位重量 (gr/cm^3)。

しかし (I-4-1) 式は厳密には舗装版の巾が無限大で路肩からの水分の

(73)

蒸発や浸入が全然ないときに成立するものである。実際の直路のように巾員 10 m 内外で路肩を通して水分の出入りがある場合適合しないことなればしは起る。

(4) わか国の舗装道路の実態調査にもとづく方法

森崎氏は東京附近の種々の環境と土質の既設舗装道路の路床土のサクシオンを測定し、平衡含水量に対応するサクシオンがどの程度のものかを調査した。その結果から、多少の安全率を考えてサクシオン 100 gr/cm^2 に対応する含水比を設計含水比とすればよいと提案した⁽³⁾。しかしその後の調査から、路床土が十分よく締まっている場合にはサクシオンは 100 gr/cm^2 よりかなり大きくなるから、必ずしも 100 gr/cm^2 を標準にする必要はないと補足した⁽⁴⁾。

しかしこのように道路の実態調査にもとづくとしても、一かいにサクシオンを 100 gr/cm^2 またはそれ以上と考えるのは、個々の地下水位や舗装巾の条件を考慮に入れていない点で不安がある。したがって次第に述べるような気象条件、舗装巾、地下水位および地質状態を考慮した含水状態の推定が必要となってくる。

§ 3 気象条件、舗装巾、地下水位、地質状態を考慮した舗装路床土の含水状態推定法（著者の方法）について

著者は、気象条件、舗装巾、地下水位、および地質状態を考慮に入れた含水状態の推定法を試みた。この推定法は半理論的方法であるが実測値と比較した結果、さわりめて有効な推定法であることがわかった。著者の推定法を述べるに先だち、一応土中水流の基礎式について述べておかねばならない。土中水流の基礎式は連続方程式と運動方程式から導かれるが、まず土中水流の連続方程式は次のように書ける。

$$\frac{\partial}{\partial t} (\gamma_d \cdot w) = -\nabla \cdot Q \quad \text{----- (I-4-2)}$$

ここで γ_d は土の乾燥密度、 w は土の含水比、 Q は重量であらわした水の流量ベクトルである。

次に土中水流の運動方程式は Darcy の法則から次のように表わせる。

$$\mathbf{V} = -K \nabla \phi \quad \text{----- (I-4-3)}$$

ここで ϕ は圧力水頭と高度水頭の和である総水頭、 V は体積であらわした水の流量、 K は透水係数である。

Q は水の密度 γ_w と体積流量 V との積であるから、(I-4-2) 式と (I-4-

3) 式を一つにして次のような土中水流の基礎式を導くことができる。

$$\frac{\partial}{\partial t} (\gamma_w \cdot w) = \nabla \cdot (\gamma_w \cdot k \cdot \nabla \phi) \dots \dots \dots (I-4-4)$$

路床土の一般の含水状態に対しては (I-4-4) 式を境界条件にあわせて解かなければならない。しかしこの式を厳密に解くには、透水係数 k が含水比、土質、土の密度などによって変化するので、現在の段階では、正面から解くことはさきわめて困難である。しかし現在、われわれが知りたいと考えている舗装路床土の含水状態を、時間の變念をぬいて極限值だけで知りうればよいとすれば、透水係数が一様でかつ定常状態にあると仮定して解く便法の使えることがわかった。そのような仮定によると、(I-4-4) 式は、

$$\nabla^2 \phi = 0 \dots \dots \dots (I-4-5)$$

となり、便法としては (I-4-5) 式を仮定の定常的境条件にあわせてとけばよいこととなる。

著者の推定法を京都大学楠内に設けられたコンクリート舗装版の実例によって説明してゆく。

1956年11月に京都大学工学部土木工学教室内で巾員 3.00 m、長さ 12.00 m の P.S.コンクリート試験舗装版が打設されたが、著者はこの路床土中に素焼テンシヨメーターを設置し、その後、観測を続けてきた。舗装版の寸法、テンシヨメーター挿入位置は図-I-4-1に平面図、立面図によって示した。テンシヨメーターによる各測定点のサクシオン (gr/cm^2) を各月別に図-I-4-2、図-I-4-3に示した。図-I-4-2 (a) ~ (j) は舗装版のほぼ中央 (No. 1)、路肩近く (No. 2)、路肩の外 (No. 3) における測定値を示し (ただし No. 1 に関しては 1958年4月20日以降の測定値はテンシヨメーターの地中接続ゴム管の老化による故障があると考えられる)、図-I-4-3 (a) ~ (d) は舗装版の外における深さ方向5測定点のサクシオン変動の様様を示している。地下水位は No. 39テンシヨメーターの観測によって図-I-4-4に示すように、地下 3.7 m 付近にあることがわかった。一方、この地質の土質は、オーガー・ボーリングにより、図-I-4-5のように、地表から 2.25 m まで砂礫層、2.25 m から 3.30 m までローム層、3.30 m から 3.50 m まで砂礫層、3.50 m から 4.10 m まで粘土層、4.10 m から下が細砂層となっていることがわかった。

このような地質の場合、地表から地下 2.25 m までは、ほぼ一様の透水係数と考えられるが、2.25 m から急に透水係数の小さい若土ロームとなるために、実際の地下水位は深さ 3.7 m にあるにもかかわらず、地表からの透水

(75)

テンショメーター配置図
(平面図)

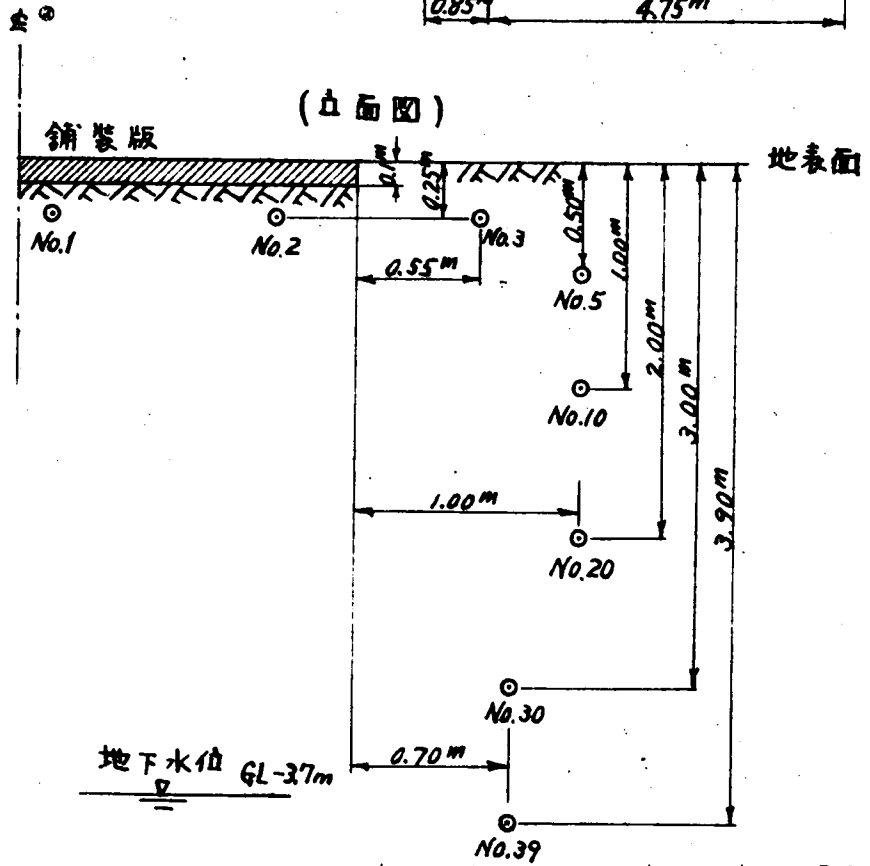
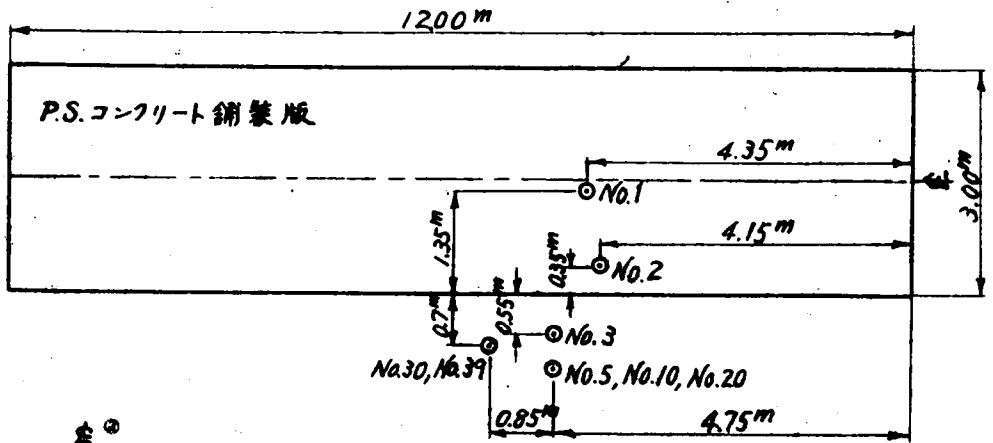


図 - I-4-1 P Sコンクリート試験舗装版の寸法およびテンショメーター挿入位置

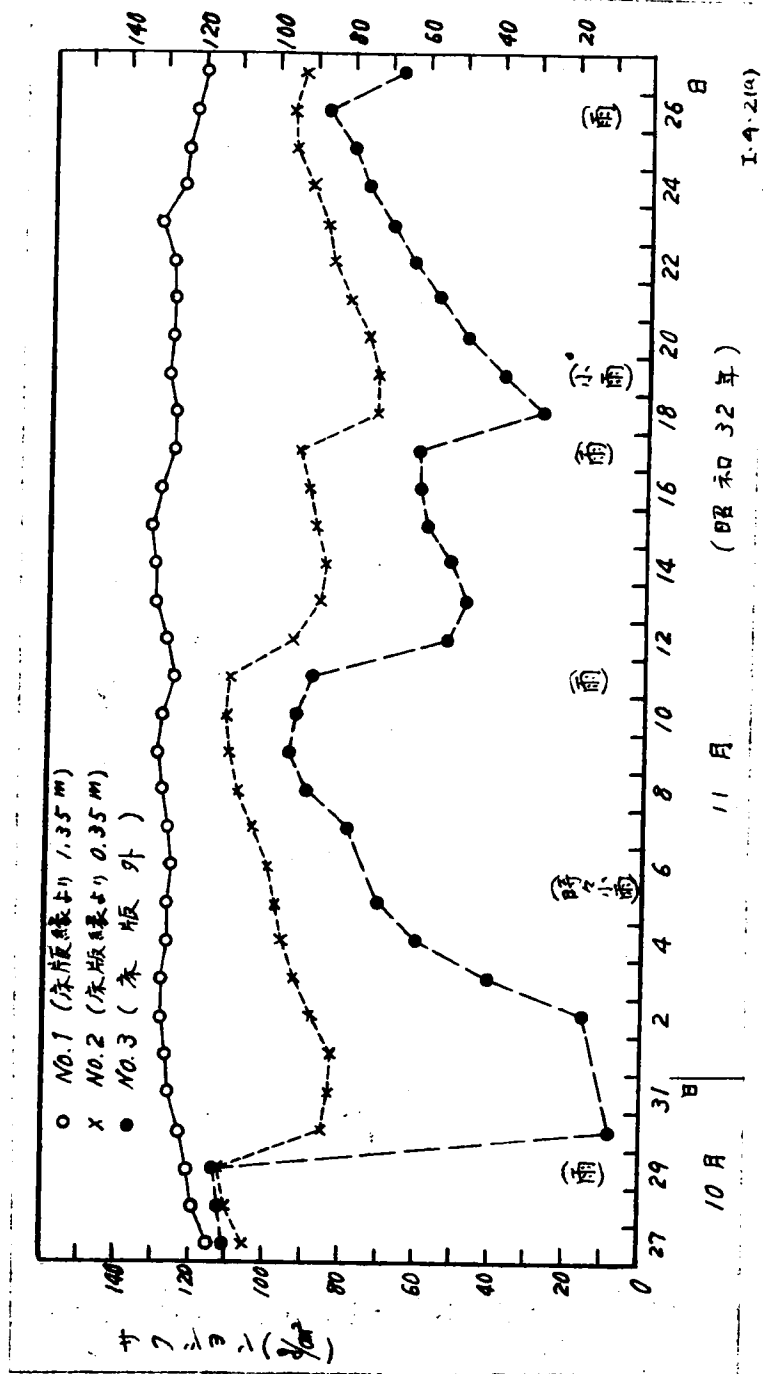


図-I-4-2 (a) 鋼橋床土のサクション状態 (1957年10月, 11月)

(77)

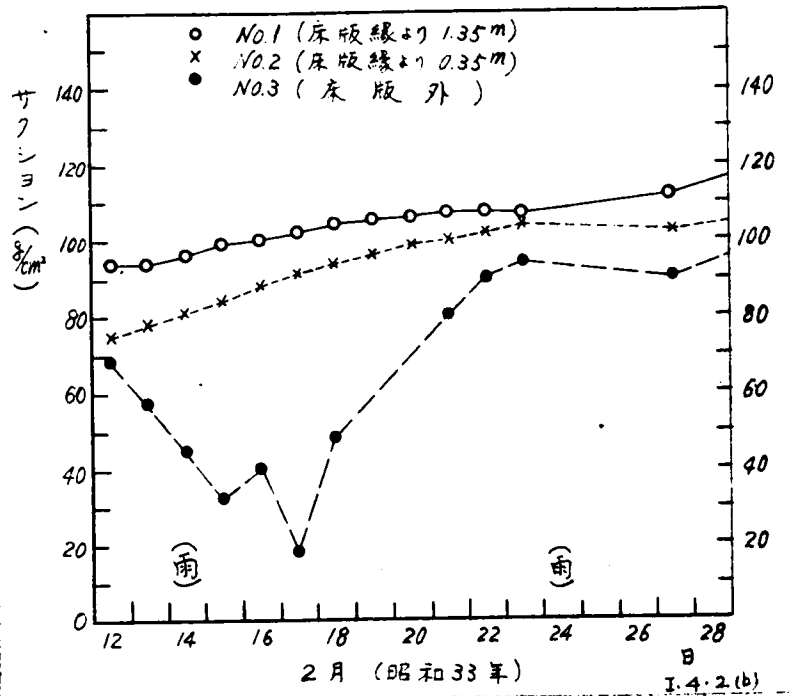


図 - I-4-2 (b) 舗装路床土のサクシヨン状態 (1958年2月)

の問題では、添度 2.25 m に仮の地下水面があると考えなければならない。このことは、土質調査時 (1958年10月上旬) に 2.25 m から出現した粘土ロームの含水比がきわめて多かったことによって裏づけられる。図-I-4-6 は図-I-4-3 (a) ~ (d) の観測結果より、各テンシヨメーターの乾燥と湿潤の両サクシヨン限界を示したものであるが、これによって路床土は湿潤時には直線 I の状態にあり、乾燥時には直線 II の状態にあると近似して解けはよいと考えられる。すなわち、地表から 25 cm 位では特に大きい乾湿の変動をおこなうが、50 cm 附近より下のサクシヨン状態は、ほぼ直線 I、直線 II で示される両限界内にある。

2.25 m の仮地下水面を基準とした各添度の総水頭を湿潤限界と乾燥限界の場合に対して図-I-4-7 に示す直線 I、直線 II のように近似する。これらの直線によって地表における仮想限界気象条件を、湿潤時には総水頭 211 cm (サクシヨン 14.9%/cm²)、乾燥時には総水頭 119 cm (サクシヨン 10.69%/cm²) とし解けば、路床土内部における湿潤、乾燥両限界の含水状態が推定でき

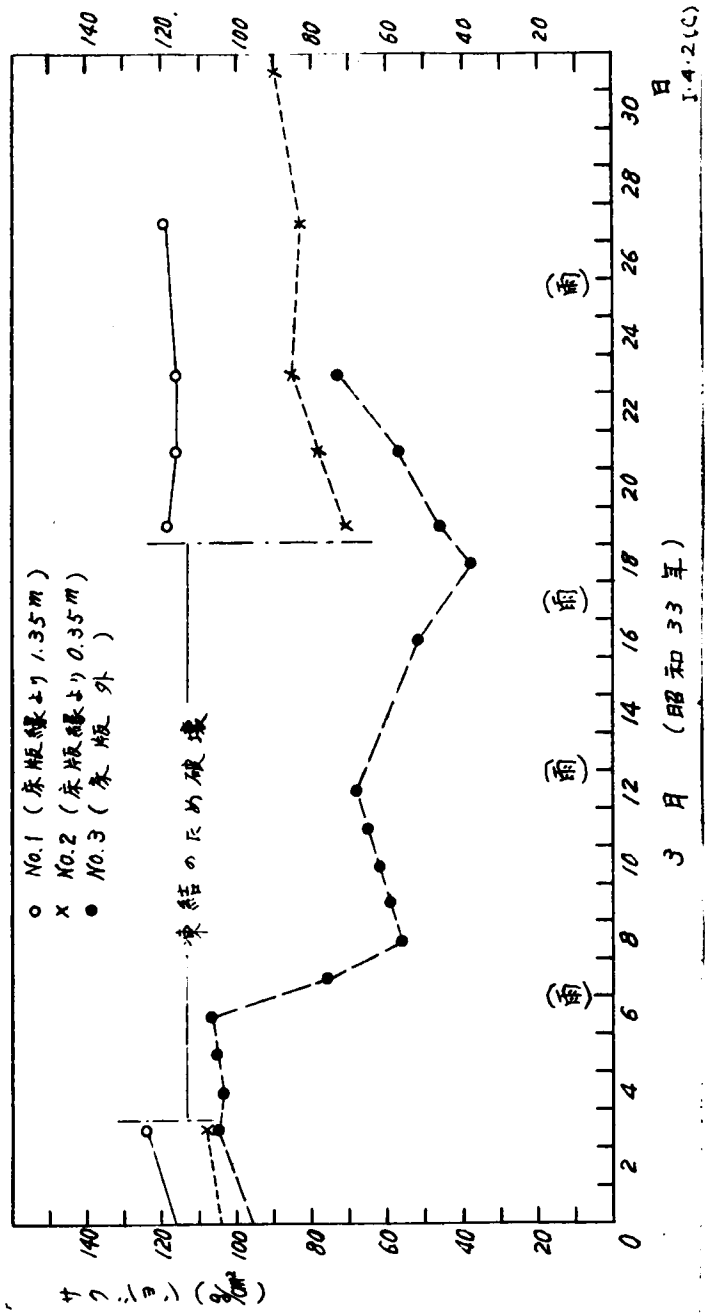


図-I-4-2(C) 鋪装路床土のサクシヨン状態 (1958年3月)

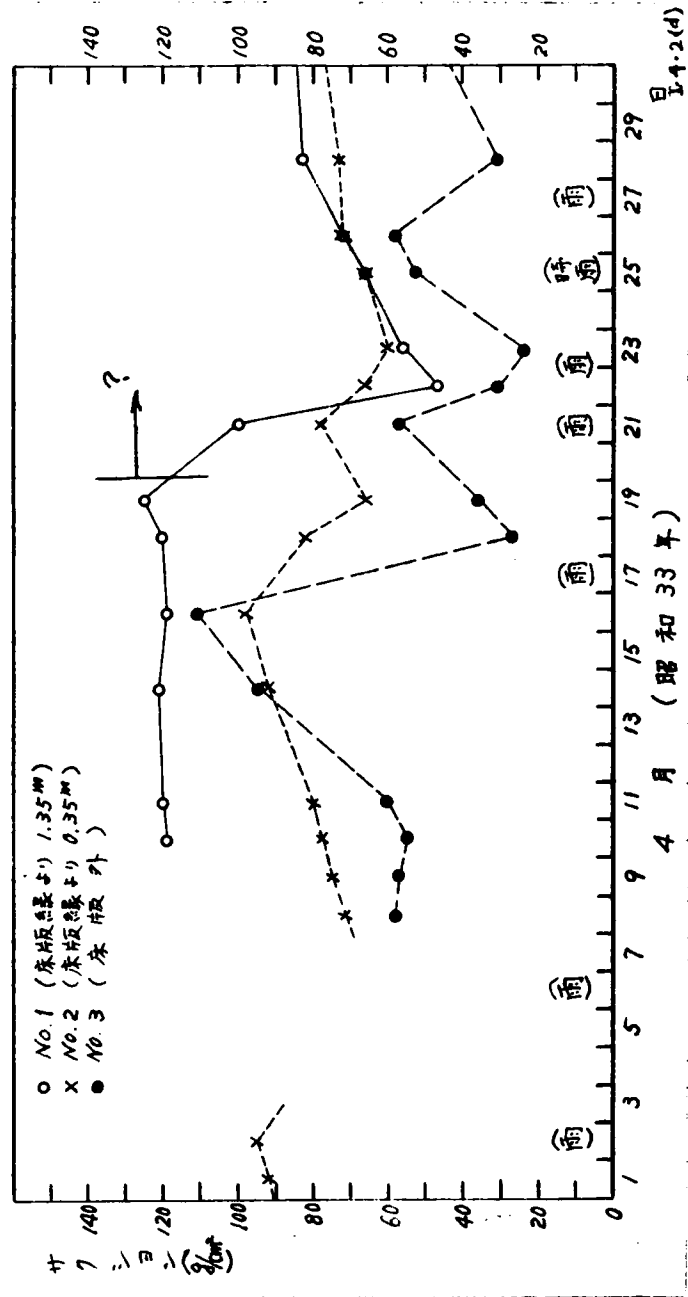


図-I-4.2 (d) 鋪設路床土のサフシヨシ状態 (1958年4月)

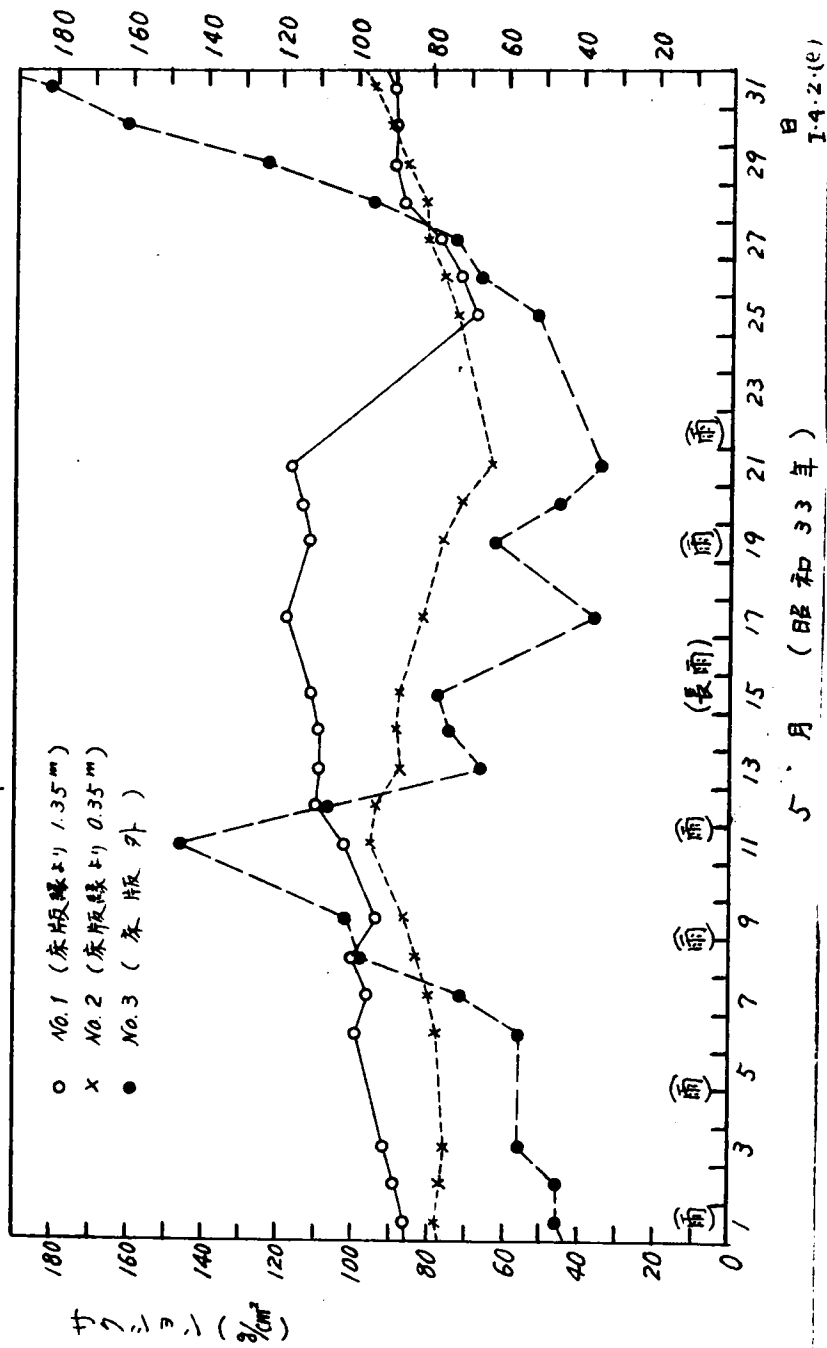


図-I-4-2(e) 鋼製橋床土のサクシヨン状態 (1958年5月)

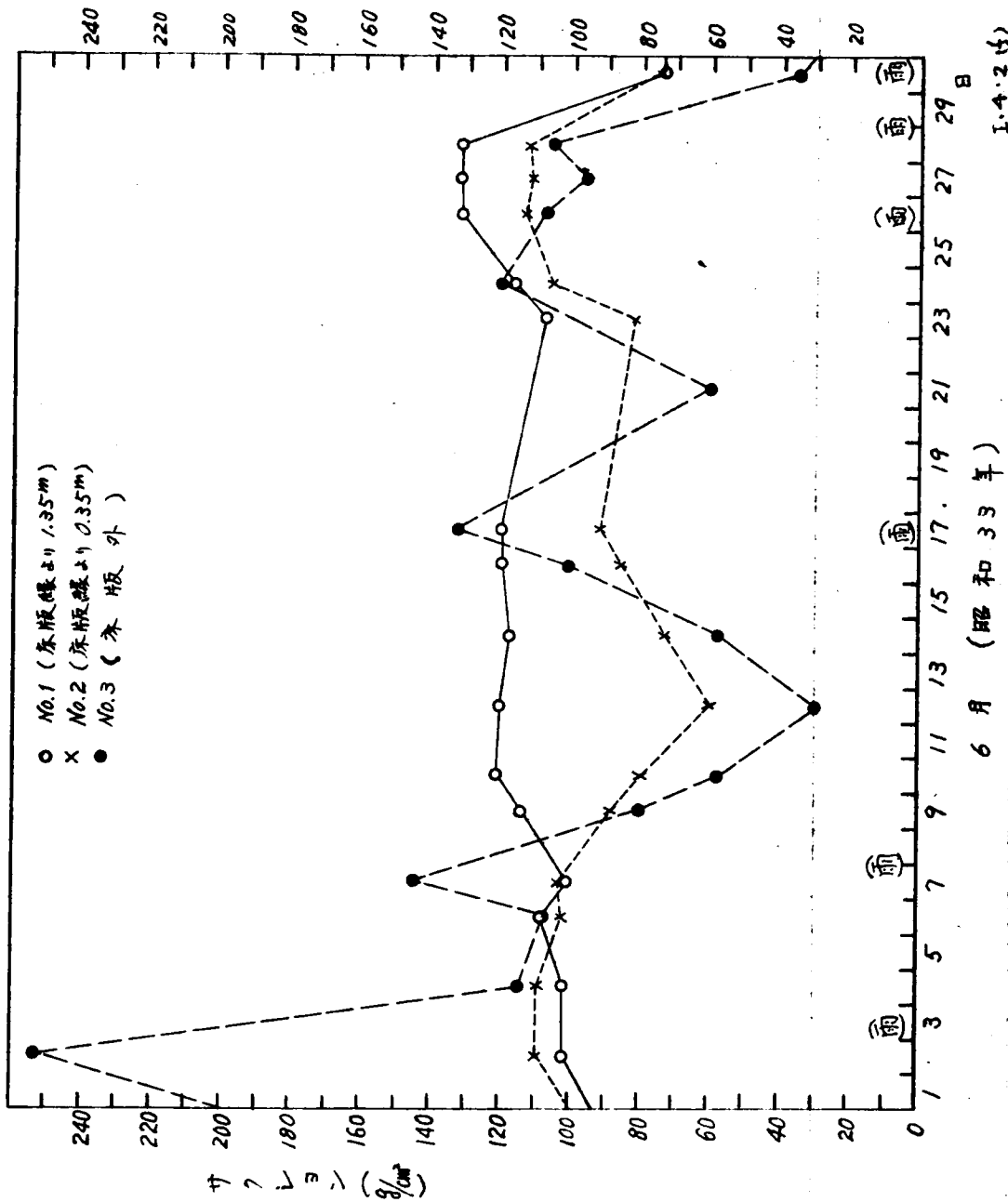


図-I-4.2(f) 鋪設路床土のサクション状態(1958年6月)

6月(昭和33年)

I.4.2(f)

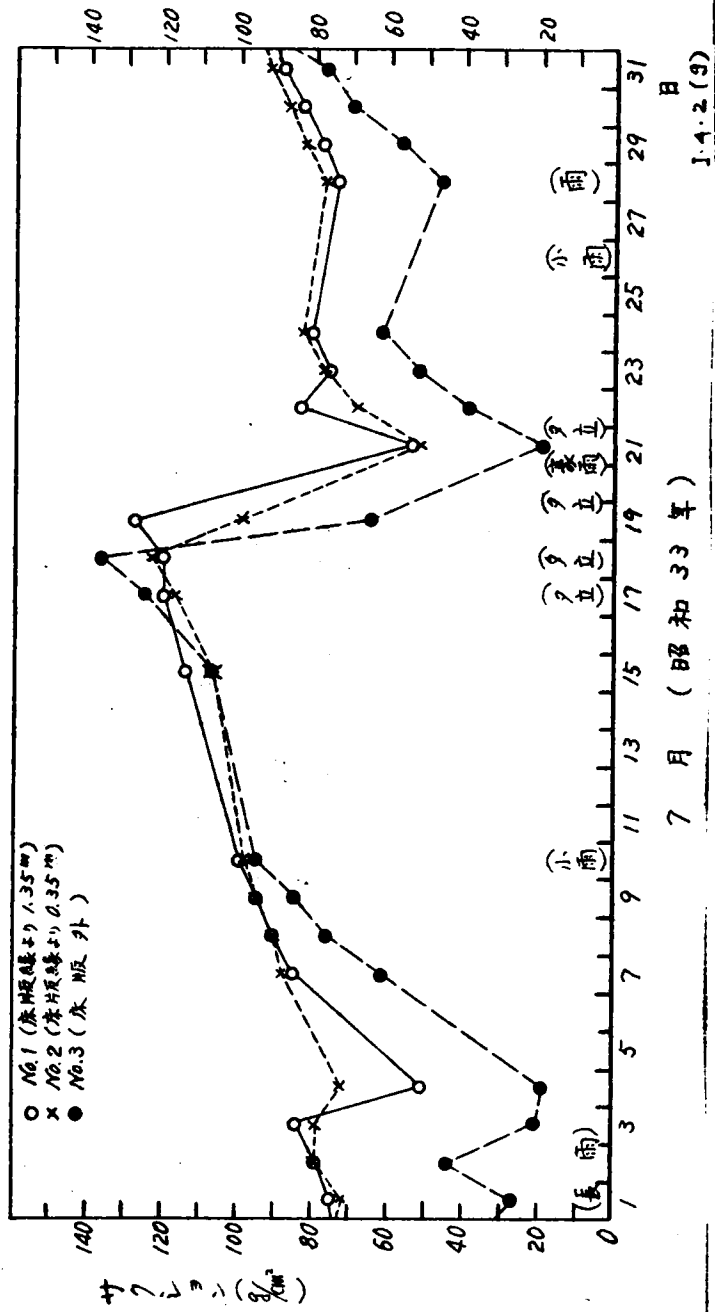


図-I-4-2 (g) 錦旗路床土のサクシオン状態 (1958年7月)

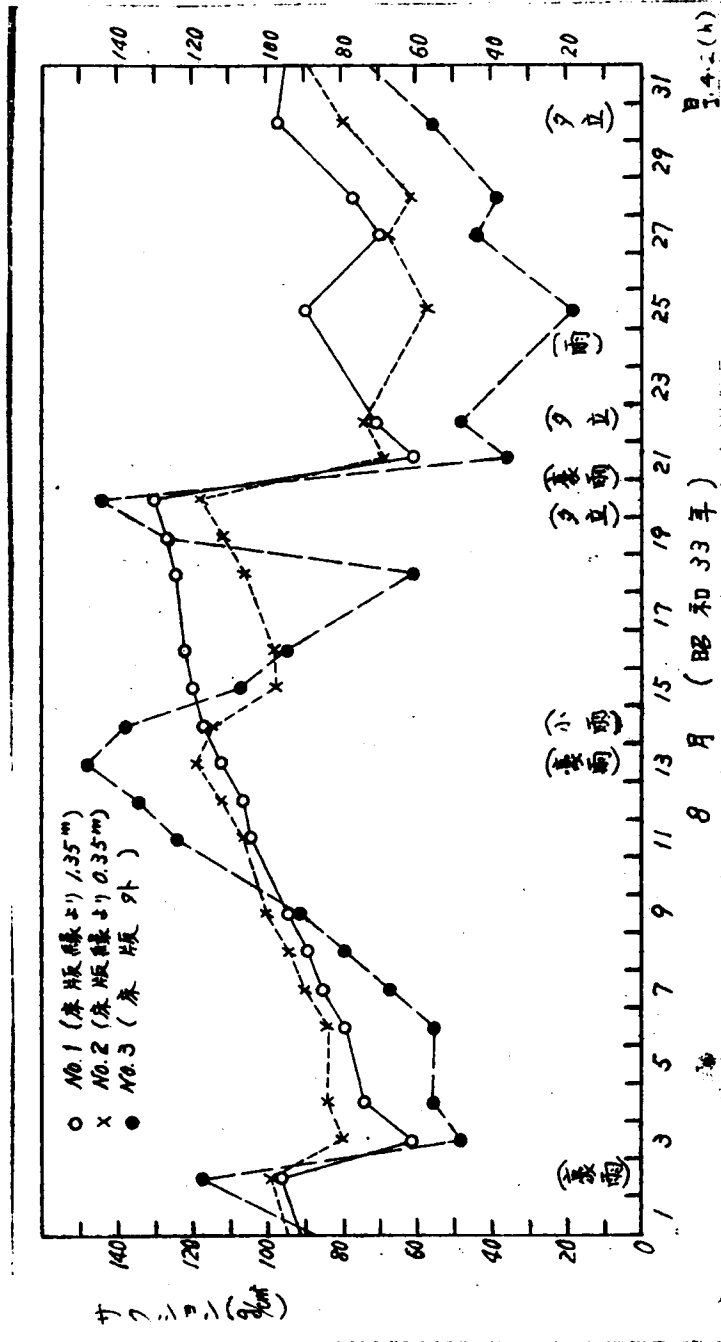


図-I-4.2 (h) 鋼巻路床土のサカヨーン状態 (1958年8月)

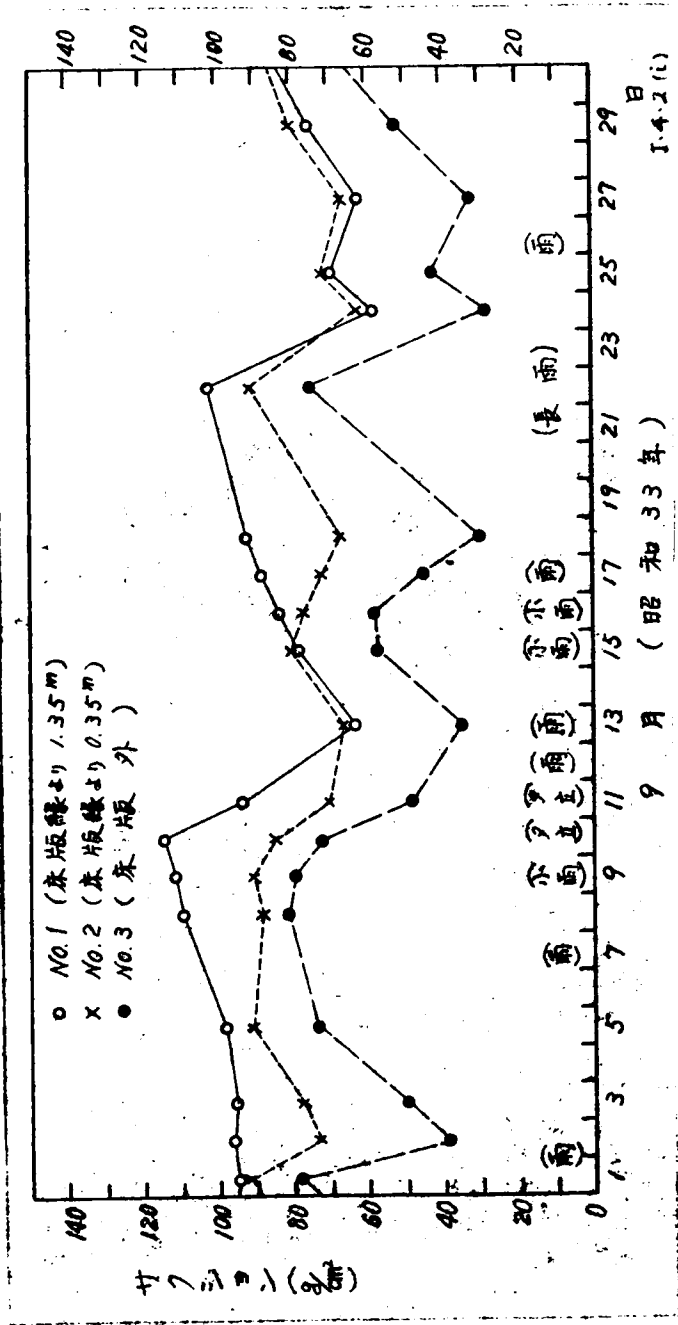


図-I-4-2(i) 鋪装路床土のサクシヨン状態 (1958年9月)

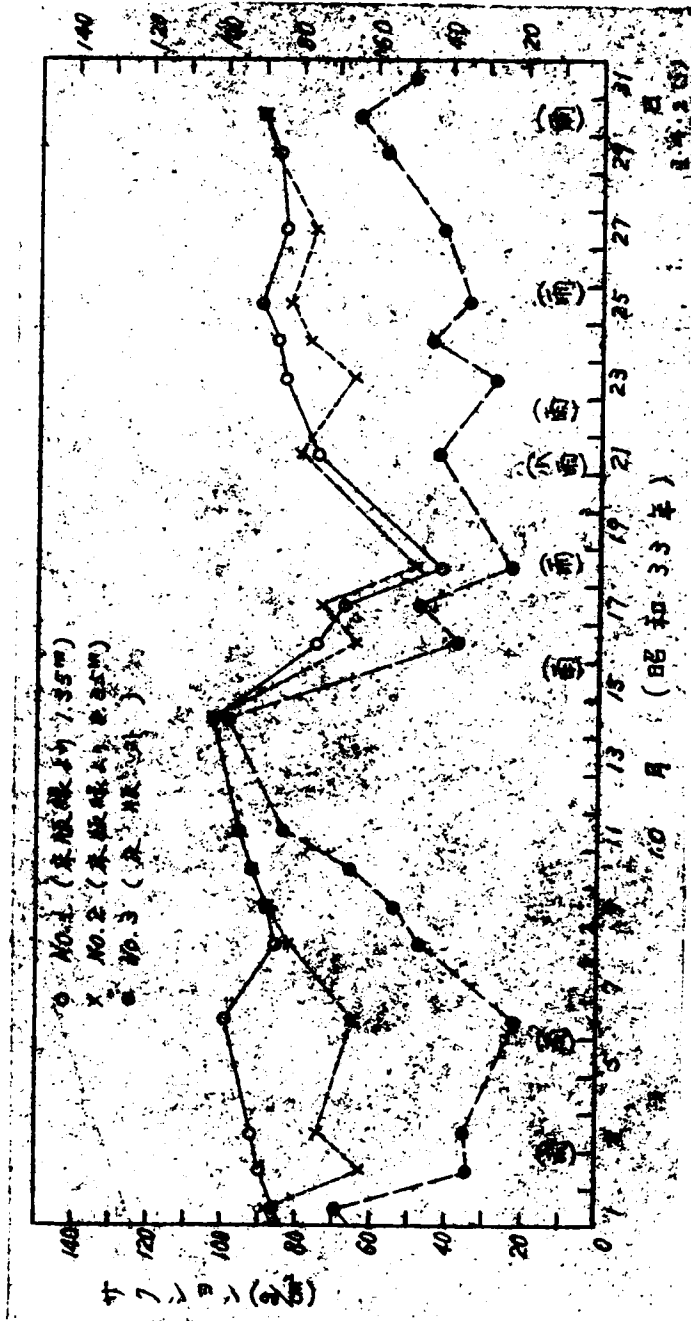


図-I-4-2 (j) 御養路原土のサクシヨン状態 (1958年10月)

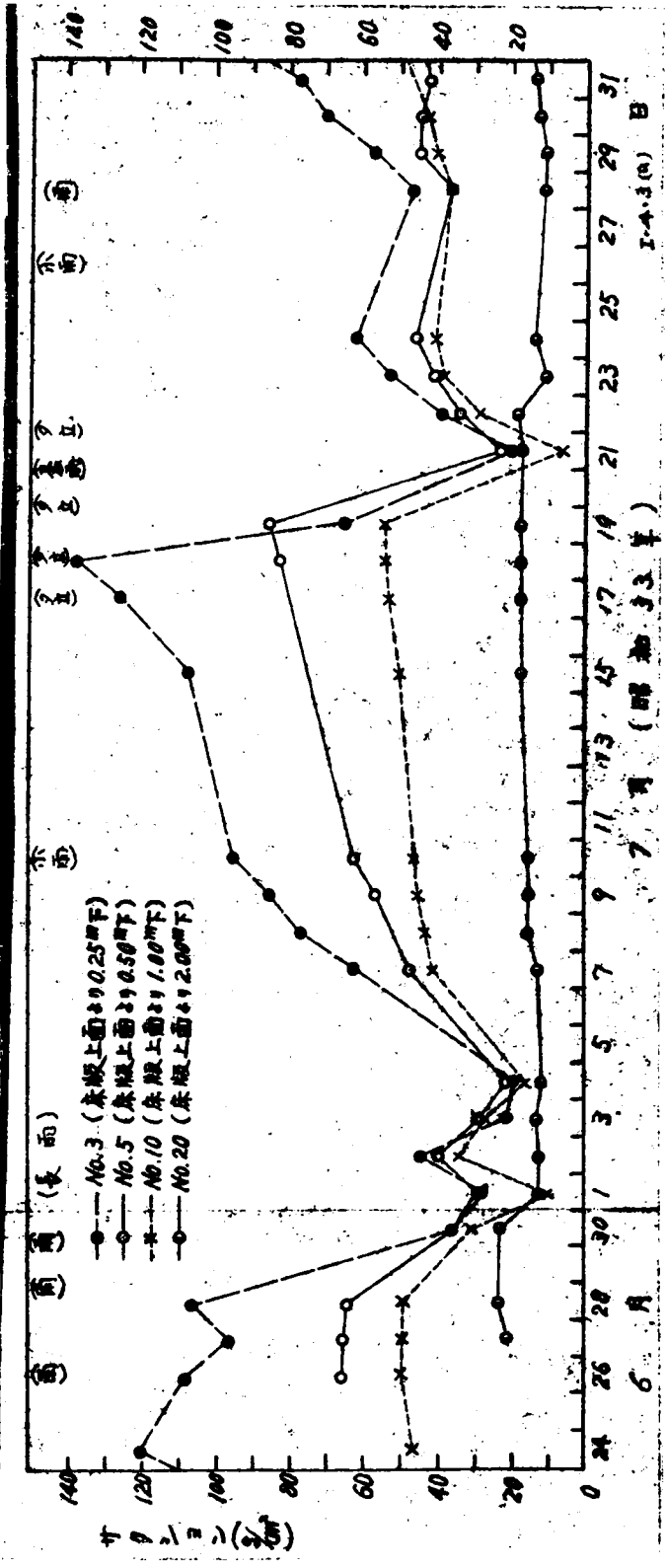


図-I-4-3 (a) 自然地盤のサクション状態 (1958年7月)

I-4-16

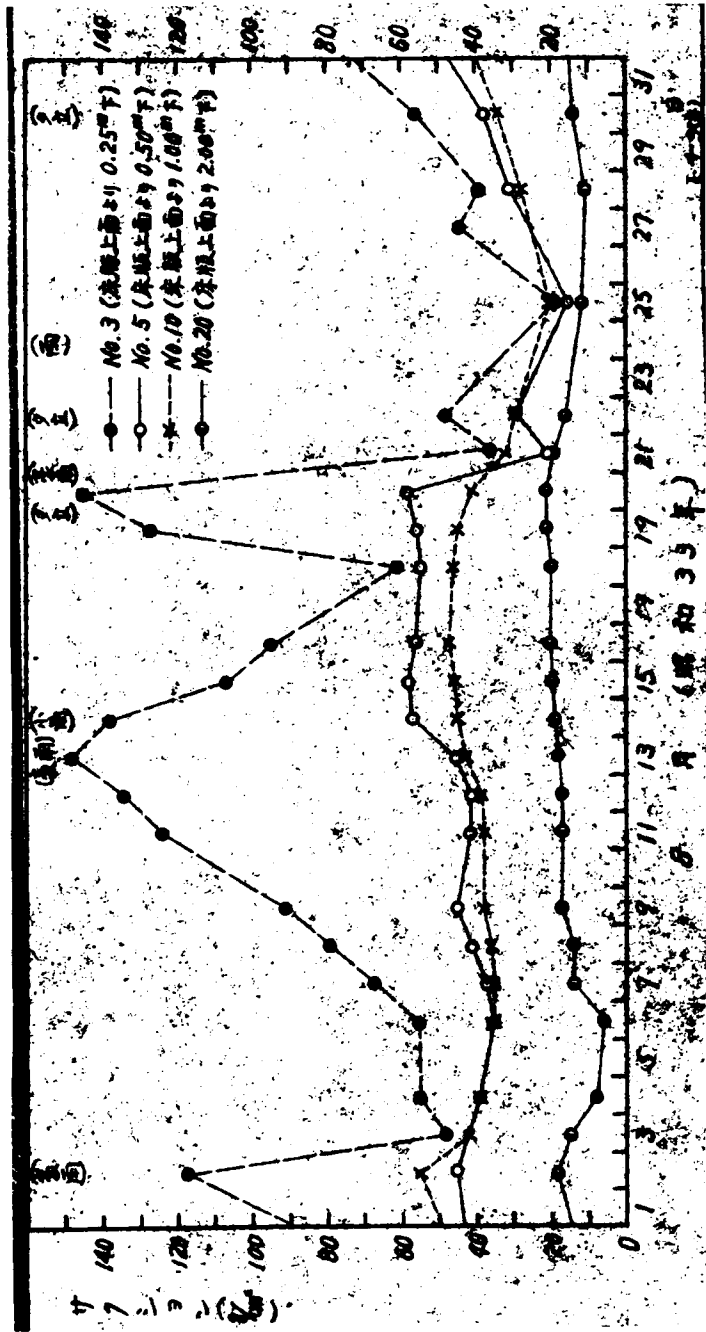


図-I-4-3 (b) 自然地盤のサクション状態 (1958年8月)

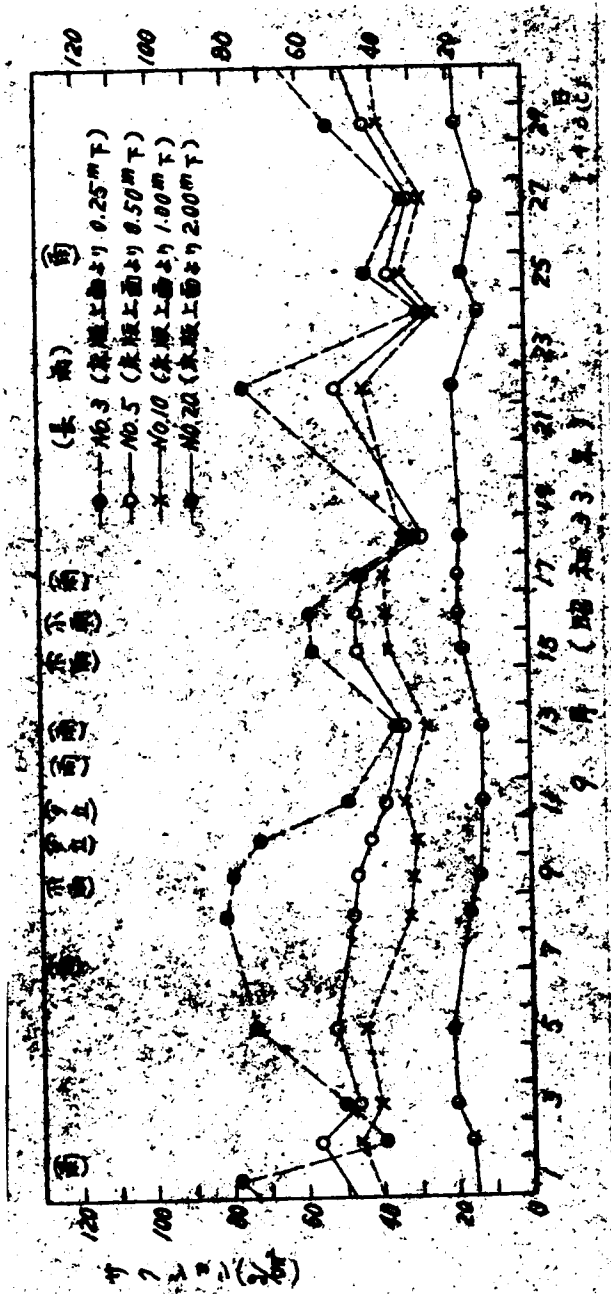


図-I-4-3(C) 自然地震のサクシヨウ状態 (1958年9月)

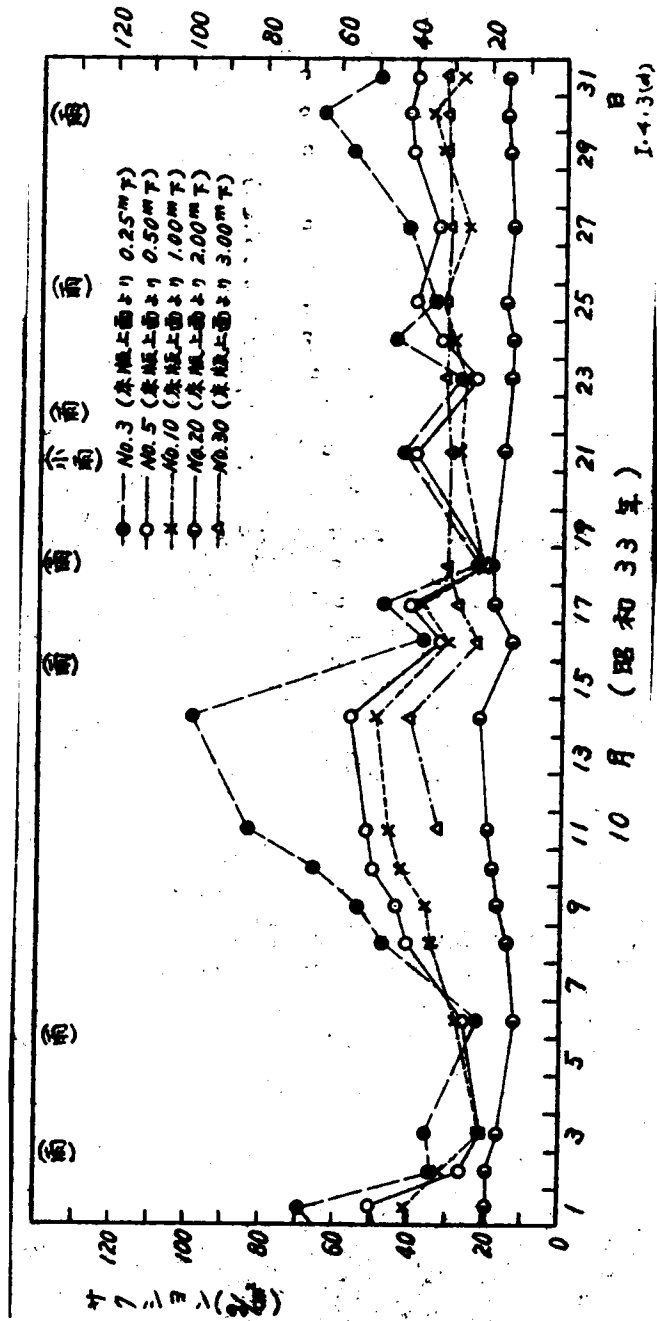


図-I-4.3(d) 自然地層のサクシヨン状態 (1958年10月)

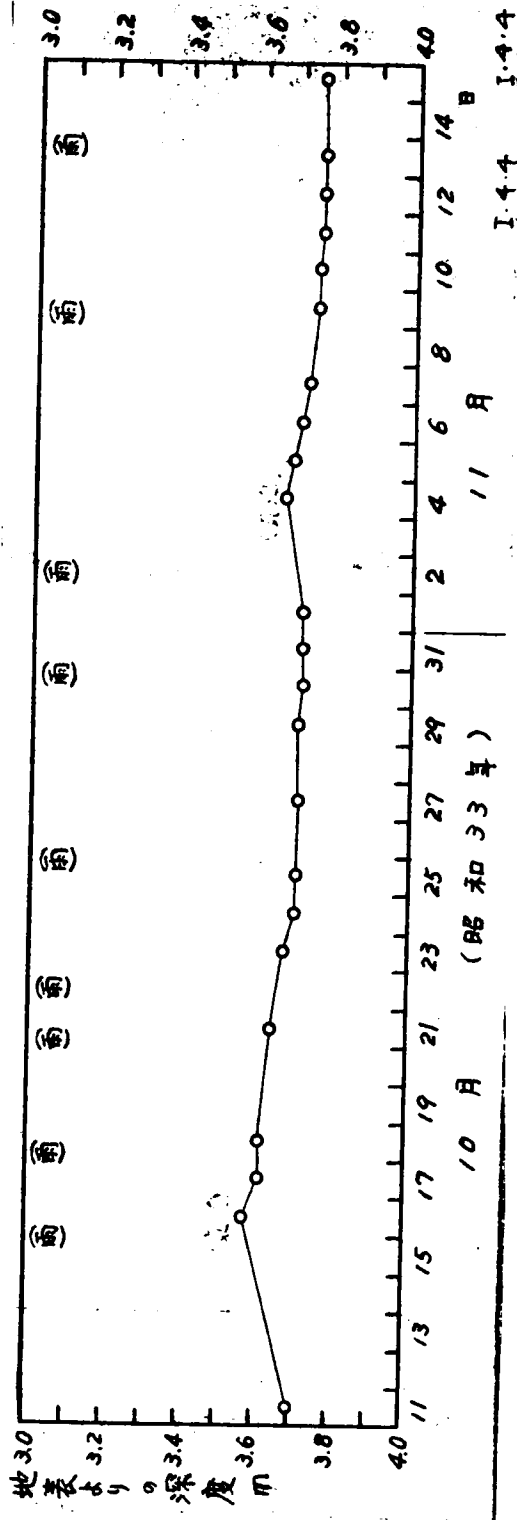


图-I-4-4 地下水水位調査結果

I-4-20

(91)

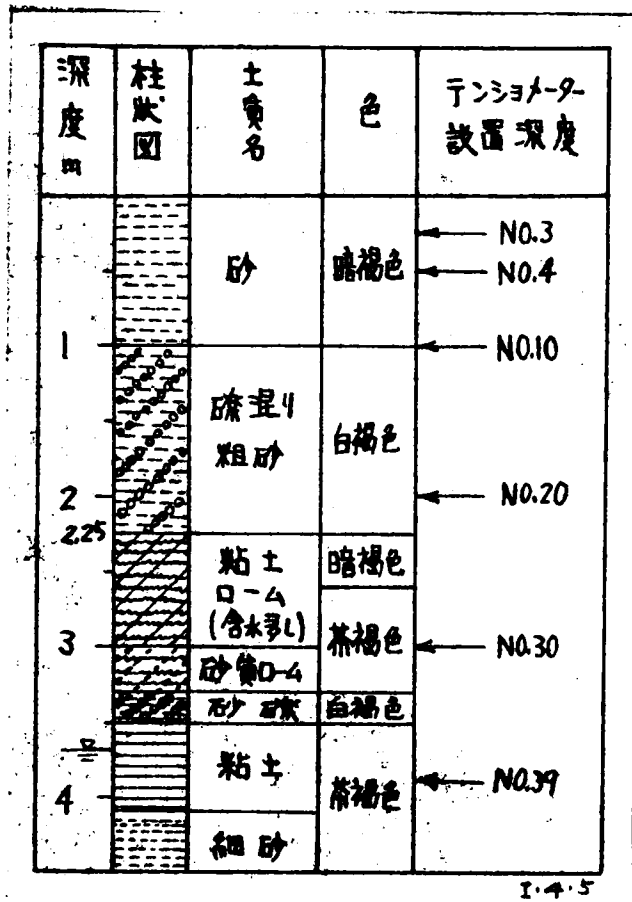
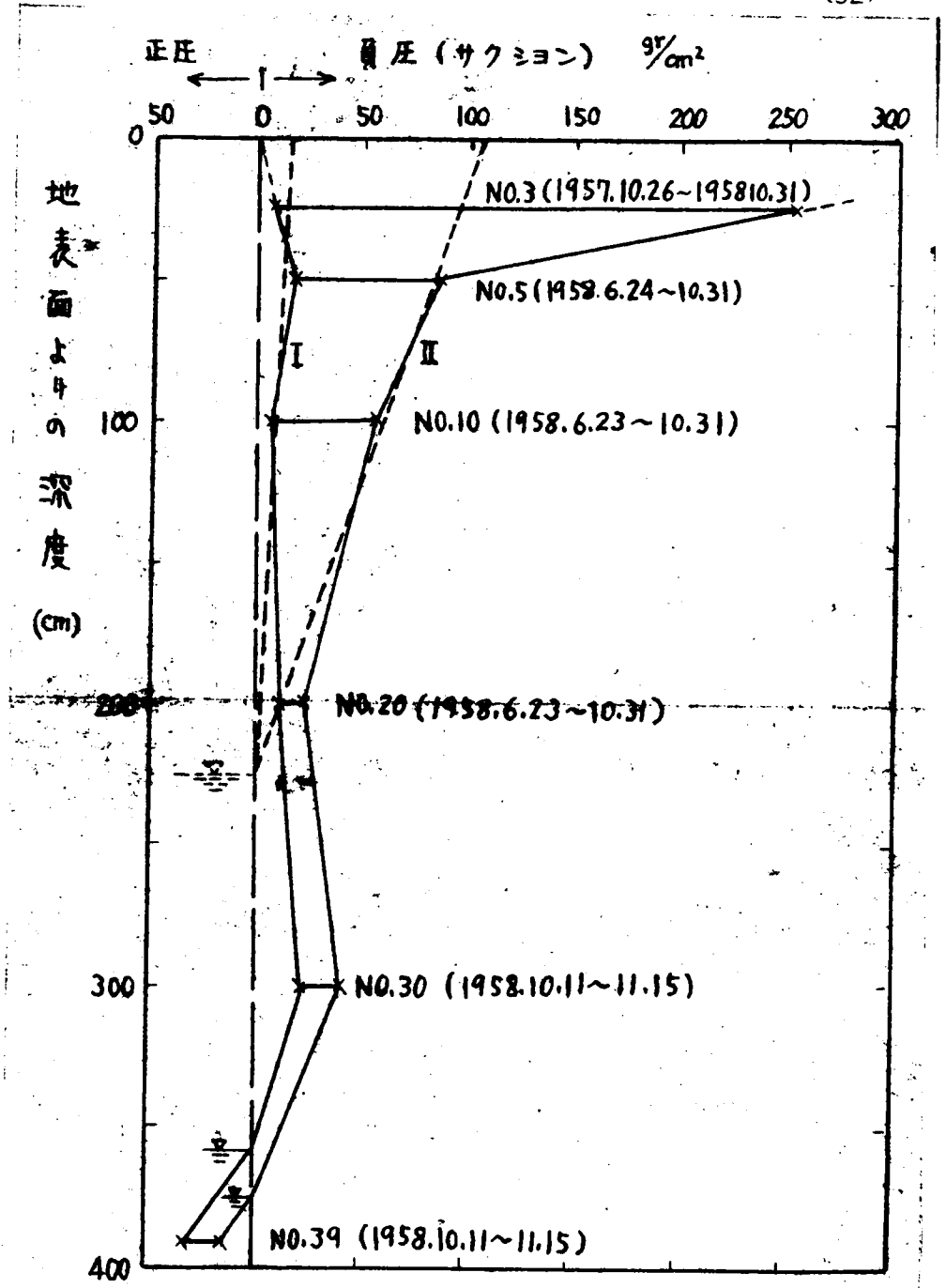


図-I-4-5 舗装箇所における地質調査結果

ることとなる。

以上のような気象条件をもち、地下2.25mに仮地下水面をもつ自然地盤に、巾員3.00mの舗装をおこなった場合について、レラクゼーション法⁽⁵⁾⁽⁶⁾を利用して、湿润限界と乾燥限界に対して、土中水のポテンシマル分布を(I-4-5)式の関係でとくと、図-I-4-8、図-I-4-9に示すような等ポテンシマル線、および流線図が得られる。これらの図より両限界の舗装路赤土のサクシオン状態を示せば、図-I-4-10、図-I-4-11に示すような等圧(サクシオン)分布および等質圧(等サクシオン)線図がえられる。これらの結果を図-I-4-2(a)~(d)に示した実測結果(ただしNo.1に関しては1958年4月20日以降の測定値を除外した)の乾湿両限界値と比較してみると、図-I-4-12に



(註) () の中の数字は測定期間を示す。

I-4-6

図 - I-4-6 自然地盤におけるサクシヨン変動の限界

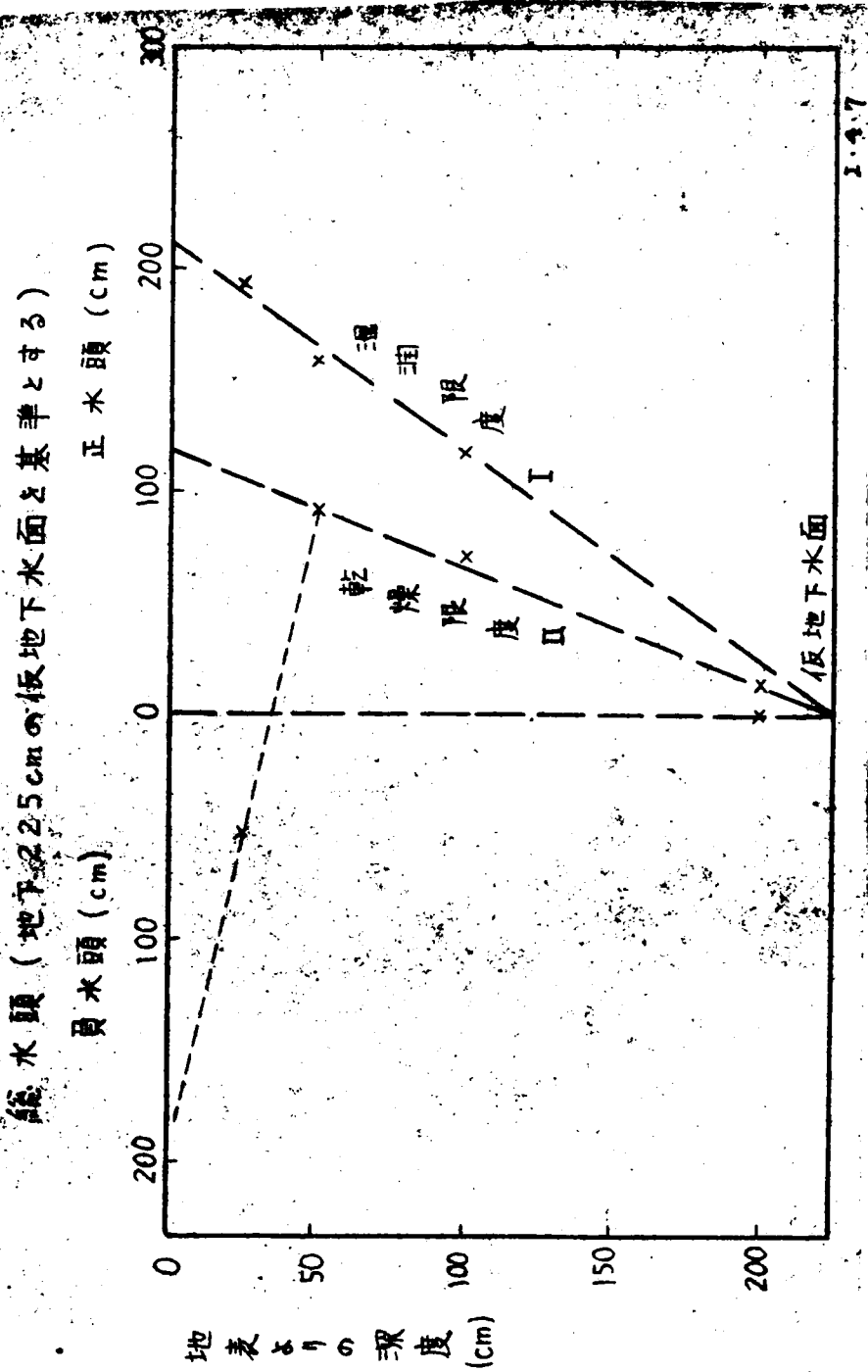


図-I-4.7 舗装路床土含水状態の推定に利用する、自然乾燥土中水の湿潤時のポテンシャル状態の仮定

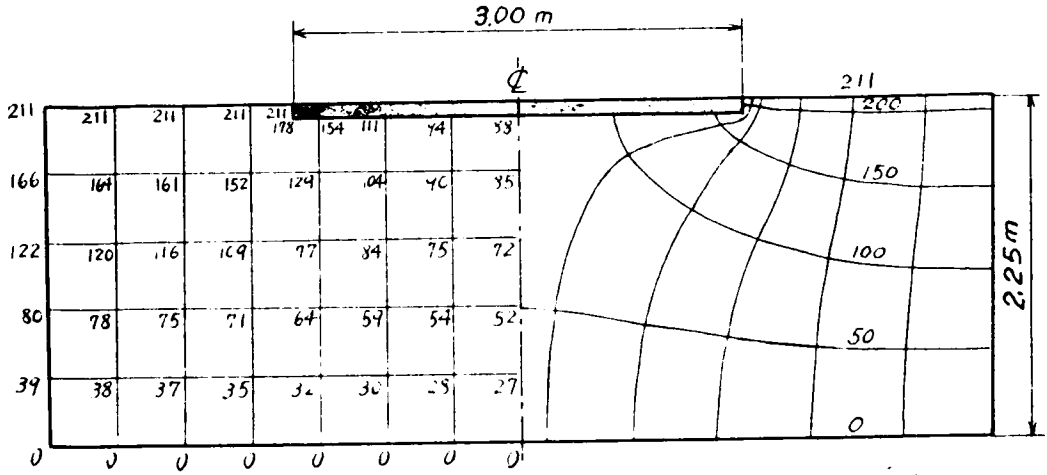


図 - I-4.8 湿潤限界におけるポテンシャル分布と等ポテンシャル線および流線

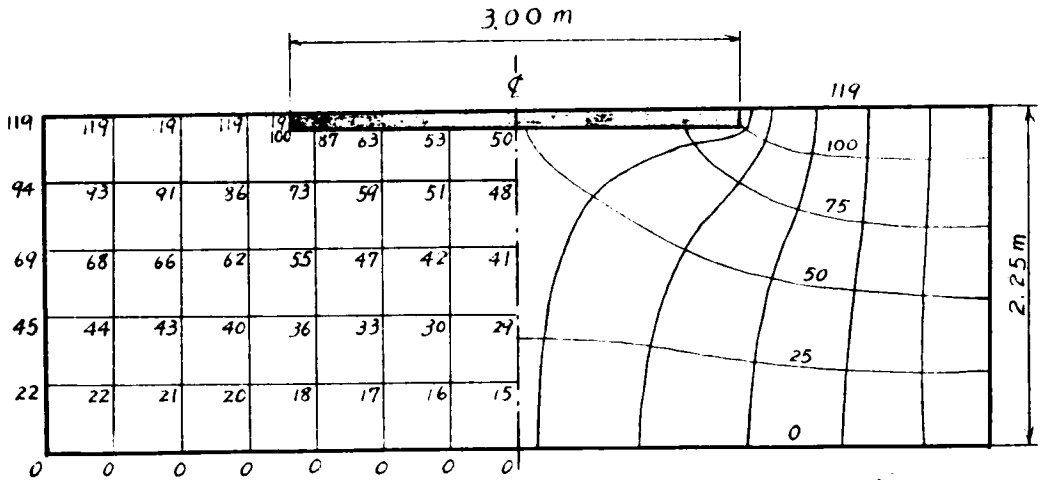


図 - I-4.9 乾燥限界におけるポテンシャル分布と等ポテンシャル線および流線

(95)

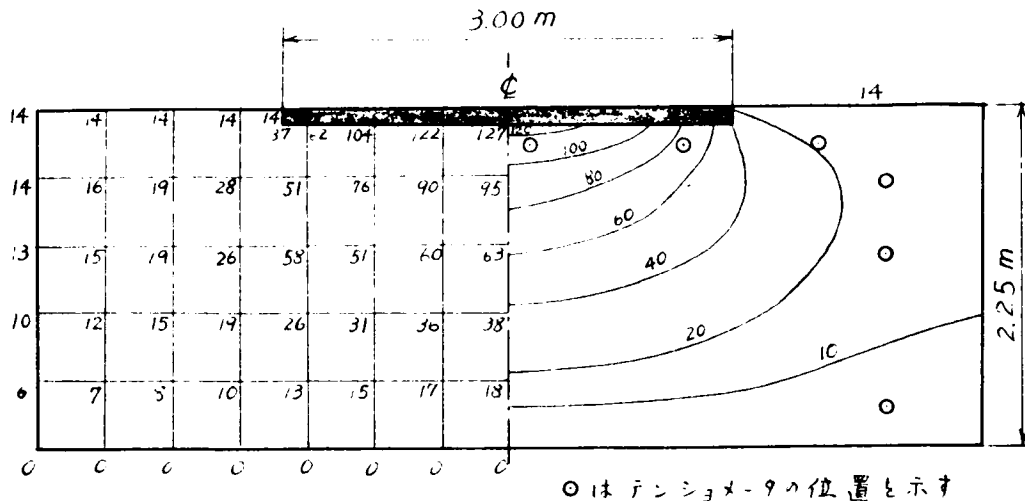


図 - I-4-10 湿潤限界における負圧分布と等負圧線

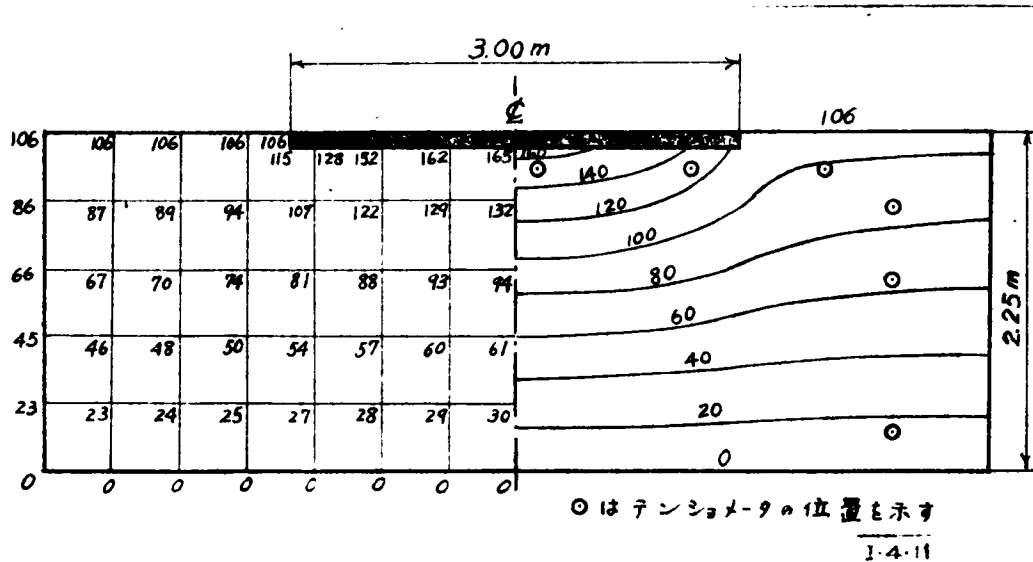
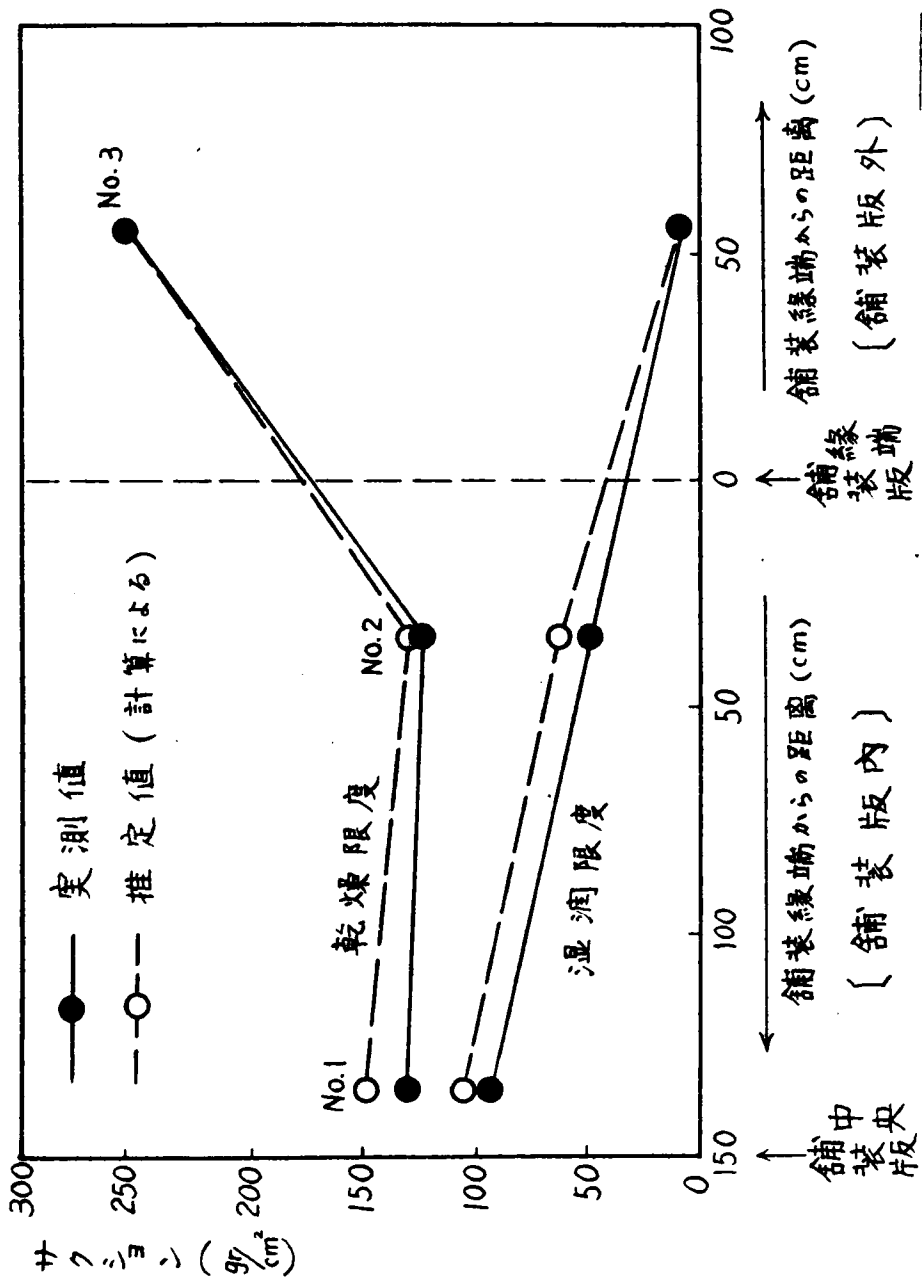


図 - I-4-11 乾燥限界における負圧分布と等負圧分布

I-4-25



I-4-12

図-I-4-12 推定限界サクシヨンと実測限界サクシヨンの比較

(97)

示すように、推定値は実測値とほぼ一致し、この推定法が従来のいずれの推定法よりもすぐれていることがわかった。

§ 4. 路床土含水状態の実測結果に関する考察

前節ですでに示したように、著者は京都における鋪装版下路床土および鋪装版外路床土で土中含水状態の調査をおこない、図-I-4-2, 3, 6, 7, 12に示すような実測結果を得たので、本節では、これら実測結果から知ることのできる事実を列記することとする。ただし実測値は他の各地において実測した場合若干変わるものと考えられる。

(a) 自然地盤において、気象の影響をうけて著しい含水状態（サクシヨン状態）の変動をするのは地表から50cmぐらいまでのところである。それより深いところでは、いちじろしい乾燥の影響はうけないようである。（図-I-4-6参照）

(b) 乾燥限界でサクシヨン 106.9% の仮想限界気象条件をもつような自然地盤で、地下水位が約1mより深い場合では、地表附近（地下50cmぐらいまで）をのぞいては、自然地盤内では常に上中水は下へ向って流れている。（地表面における蒸発の影響をうけて、土中水が上方に向って流れることのあるのは、地表から50cmぐらいまでの範囲である。）地下水位が1mより浅い自然地盤内では乾燥時に地下水表面から地表へ向う水の流れが起りうるようになる。（図-I-4-7参照）

(c) 路床土は鋪装すると含水状態の変動範囲が小さくなり、ほぼ一定の含水状態にあると考えうるようになる。著者の実測結果は森崎氏⁽³⁾が東京の鋪装路床土で実態調査した結果とほぼ一致する。このような巾質と地下水深をもつ鋪装路床土に対し路肩の影響を考慮しないで含水状態を推定することは無理であることがわかる。（図-I-4-12参照）

(d) 著者が前節で路床土含水状態推定のために用いた地表における「仮想限界気象条件」は、気象のみによらず、路肩における排水状態、路肩附近の表層の透水性などに影響される。路床土内部をなるべく乾燥状態におくためには、日本のような気象条件にあっては、地表から乾燥させることを考慮するよりも、地表から雨水の浸入することを防止し、地下水位をさげるのが有効な工法であることがわかる。

(e) 前節の推定法において、単に地下水位を調査するだけでなく、地質状態をも考慮しなければ、鋪装路床土含水状態の正しい推定はできないことがわかった。

§ 5. 熱透現象が路床土含水状態におよぼす影響に関する考察

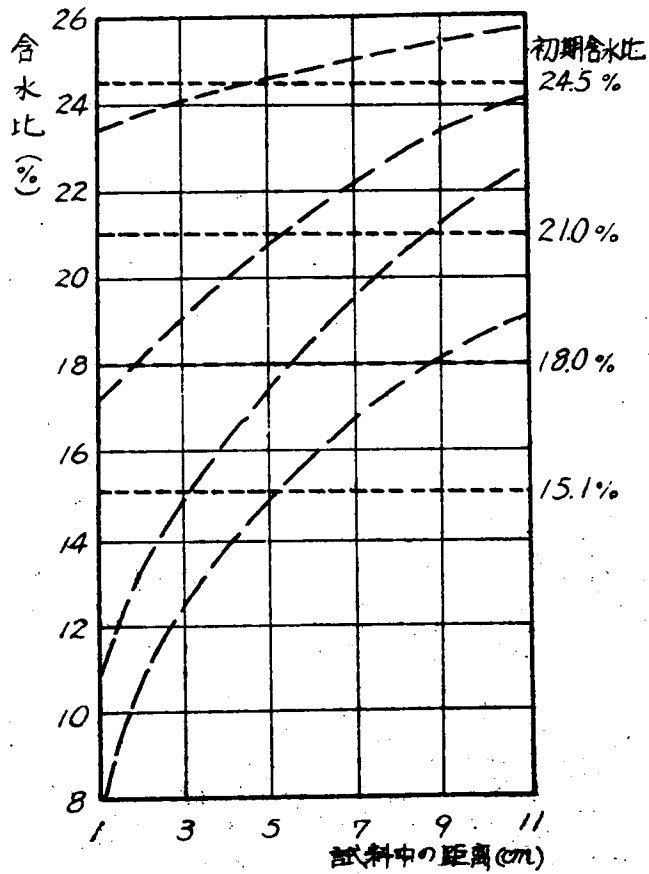
一般に土中に温度勾配があるとき、熱透とよばれる水分移動現象のあることが知られている。この現象を舗装路床土の含水状態推定に考慮しなければならないのではないかとこの疑問が当然起る。

温度勾配による土中水の移動現象に関する実験は、すでに2、3の研究⁽⁷⁾⁽⁸⁾⁽⁹⁾者によっておこなわれているが、舗装路床土の含水状態推定にあたってどのように考慮すべきかについてはまだ論じられていない。著者は従来の室内実験にもとづいて、日本の道路における熱透現象（凍結融解現象を含まない場合）をどのように考えるべきかについて、本節でのべることにする。

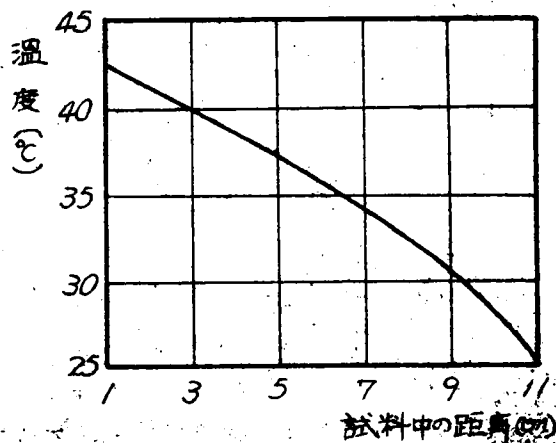
熱透現象の室内実験結果の一例^{(9)(1b)}を図-I-4-13に示す。図-I-4-13に示す実験は長さ11cmの粘土試料でおこなわれており、下側の図には与えた温度勾配（約 $1.7^{\circ}\text{C}/\text{cm}$ ）を示し、上側の図には土中温度勾配によって生じた含水比勾配を示してある。これらの含水比勾配は試料の初期含水比が24.5%、21.0%、18.0%、15.1%と小さくなるにつれて大きくなる。このような温度勾配により含水比勾配が著しく起りやすくなるのは、初期含水比がほぼ塑性限界以下の場合であることが、英口道路研究所の調査^(1b)でわかっている。一方、粘土の塑性限界状態では透水係数は実際上0となることをTerzaghi⁽¹⁰⁾は述べている。このことは、著者の研究によっても推論できることで、図-I-4-14のように、粘土の pF -含水比関係曲線（乾燥過程）上に塑性限界の位置を記入してみると、塑性限界の位置で曲線の性質が変わるので、塑性限界が土中水状態の一つの境界を示すことがわかる。この境が土中において毛管水から吸着水へかわる境であると考えられる。毛管水の場合は液相における移動は容易に起しうるが、吸着水の場合では、水分移動は液相では起りがたく、もっぱら気相をとおしておこなわれるようになる。したがって塑性限界以下の含水比状態では液相における水分移動はほとんど起らないと考えられる。

次に温度勾配により、土中水の見掛上の移動が起りやすくなるのは、土中水が液相の状態⁽¹¹⁾で移動しがたい場合であることにかぎるのは図-I-4-15に示す模型によって考察すれば容易に理解できる。図-I-4-15(a)は考察模型に与えつつける温度勾配を示し、図-I-4-15(b)は液相では土中水が容易に移動しがたい土の模型を示し、図-I-4-15(c)は液相で土中水が容易に移動しやすい土の模型を示している。実際の土中水は、毛管現象や土粒子の吸着力など複雑な力をうけて土に保持されているが、これらの模型では、それらの保持機構を土粒子間のメニスカスで代表した。

(99)



(a) 試料中の平衡含水分布



(b) 試料中の温度勾配

I-4-13

図 - I-4-13 熱透過現象の室内実験結果の一例⁽⁹⁾

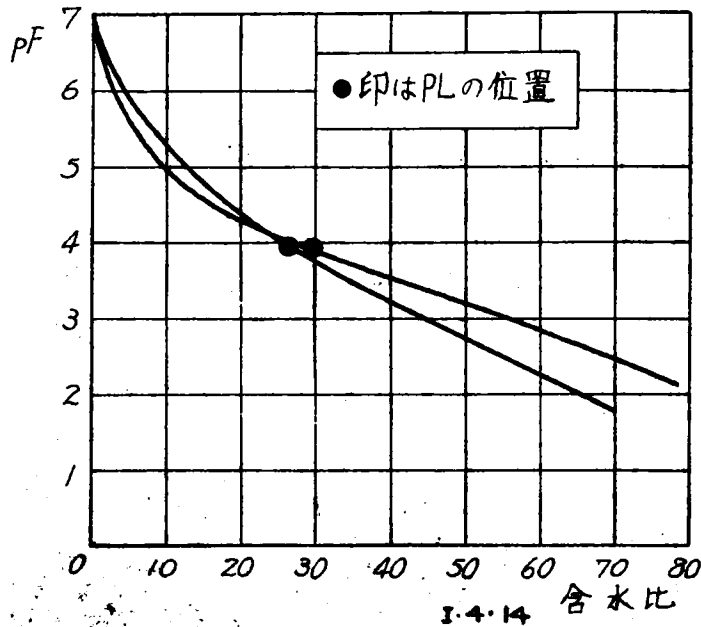
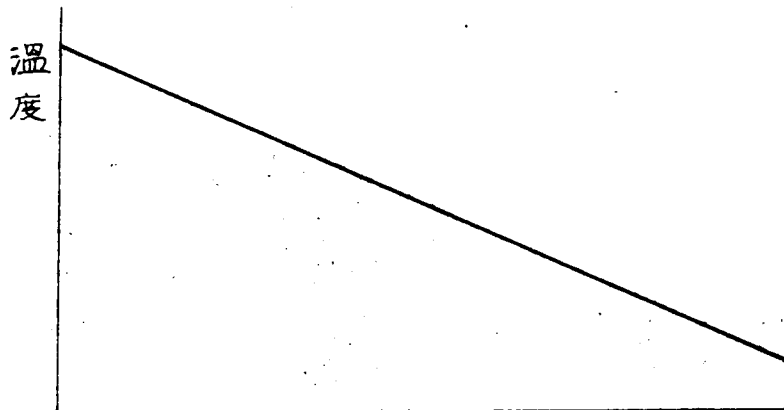


図-I-4-14 粘土の pF - 含水比曲線 (乾燥過程) 上の塑性限界の位置

一般に土中に温度の差があるとき、土中にそれに応じた蒸気圧の差を生じ、蒸気相における水分移動が、高温側から低温側に向かって起る。この移動は、高温側で気化熱を奪って蒸発した水蒸気が低温側で気化熱を失って凝縮するので、丁度温度勾配を減少させようとする方向である。

さて、図-I-4-15(b)において(a)の如き一定の温度勾配を与えつづけると、最初は土の含水比分布を等しいように与えておいても、高温側では蒸発し、低温側では凝縮する結果、高温側のメニスカスは小さくなり(したがって負圧が高まり、熱力水頭が高まり)、低温側のメニスカスは大きく(したがって熱力水頭が低く)なる。そして各気液界面で気相と液相が、その温度のもとに熱力水頭が等しくなって平衡状態になると、もはや蒸発も凝縮も起らず、空隙内の蒸気圧は一定になる。このときには、熱力水頭は高温ほど高く、低温ほど低くなっており、含水比は高温ほど減少し、低温ほど増大している。

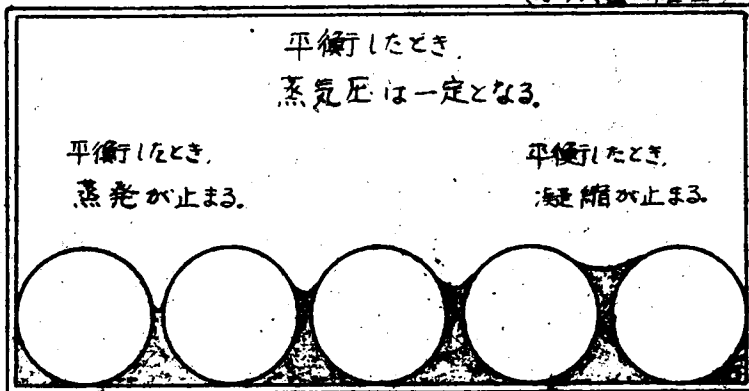
次に図-I-4-15(c)のように、液相における水の移動が容易に起る場合について考える。この場合、図-I-4-15(a)のような温度勾配を与えつづけたとき、図-I-4-15(b)について述べたと同様、蒸気相においては高温側から低温側に



(a) 与える一定の温度条件

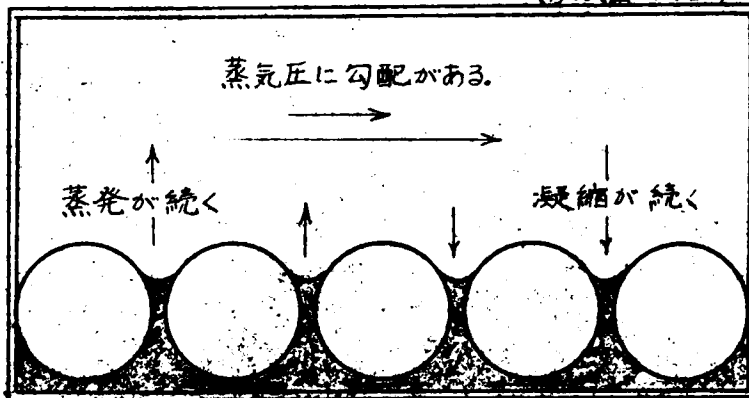
距離

(ガラス管内容器)



(b) 液相における水の移動が起り得ない場合

(ガラス管内容器)



(c) 液相における水の移動が起り易い場合 I-4-15

図 - I-4-15 温度勾配による土中水移動の説明図

向う水分移動が生じ、液相においてはその結果高温側で高熱力水頭となり、低温側で低熱力水頭となろうとする。ところが、この場合は、液相における水の移動が容易であるから、液相においては、熱力水頭が一樣になろうとする水分移動が低温側から高温側に向っておこる。蒸気相における移動は、含水分布に勾配をもたせようとするが、液相における移動は、含水比分布を一樣にしようとする方向であって、この方が移動が速かであるため、温度による見掛けの水分移動は結果的にあまりおこらない。

以上のように熱浸透現象が含水分布に重要な意味をもつようになるのは、土中含水状態が塑性限界以下の含水状態にある場合である。この点で日本の一般の道路路床土は塑性限界よりも含水比が高いと考えられるので、凍結融解現象を含まない熱浸透現象はあまり重要な意味をもつてこないと考えられる。

前節で土中含水状態をサクシオン状態で考えたので、この熱浸透に関する境界のサクシオンまたは pF を考察しておく、さきに著者が示した図-I-4-14のデータでは約 $pF 3.9$ の値が示されている。土の塑性限界状態は最小毛管引力が 2.5 kg/cm^2 切くときにはほぼ等しいともいわれているので、⁽¹⁾この値によるとサクシオン 2500 gr/cm^2 、すなわち $pF 3.4$ である。矢口の Crony ら⁽²⁾の示した乱さない粘土試料の乾燥過程 pF - 含水比曲線上で塑性限界の位置を示してみると、図-I-4-16のように、 $pF 3.3$ から $pF 4.0$ の範囲に分布していることがわかる。したがって熱浸透が顕著になりはじめる土中含水状態は $pF (3.3 \sim 4.0)$ 以上の場合であると考えることが出来る。(著者の手もとにある過去の多くの圧密試験データから、塑性限界に相当する pF を表-I-3章 § 3. (6) で述べた方法で求めてみると、 $pF 4.2$ から $pF 4.8$ ぐらいの値となるものが多い。これは圧密試験機にさげがたい摩擦があることと、高圧のもとで粘土粒子同士が接触しあい、真の吸水圧が示され難いことに原因があると考えられる。)

ところが日本の道路の場合、サクシオン 100 gr/cm^2 程度すなわち $pF 2.0$ 程度であり、熱浸透現象は起りにくい含水状態にあることがわかる。

次に熱浸透の外部的条件である温度勾配の実状について述べておく。表-I-4-1、図-I-4-17に京都における地表面と地下 1 m における温度の各月の平均的な値⁽²⁾を示しておいた。図-I-4-17によると、3月と9月は、その前者の温度がほぼ等しく、3月から9月までの春季、夏季は地表面の温度が高く、9月から翌年の3月までの秋季、冬季は地表面の温度の方が低いことがわかる。その温度勾配を調べてみると、表-I-4-1に示すように、12月の $-0.058\% \text{ m}$

(103)

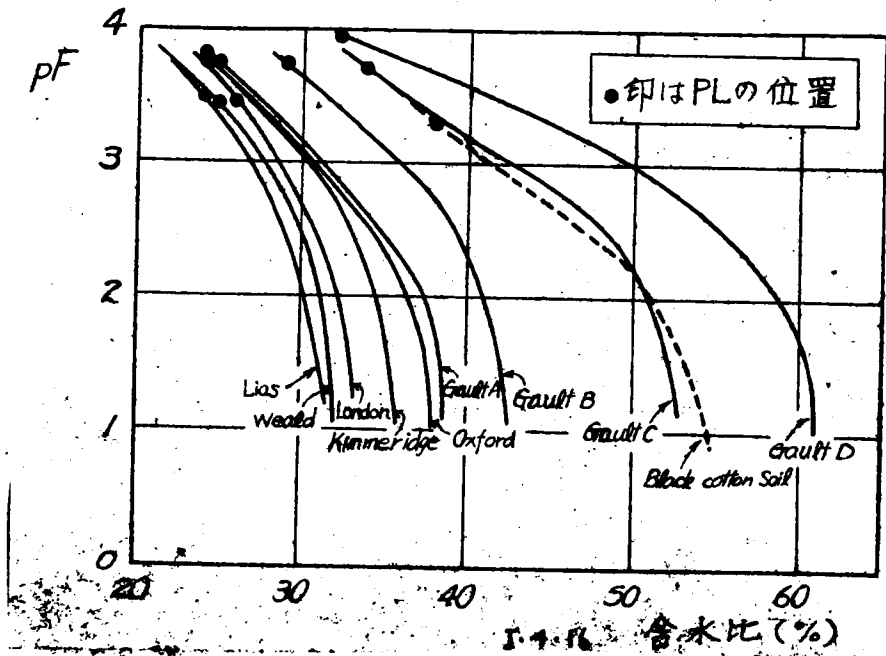


図-I-4-16 乱さない粘土試料の pF - 含水比曲線 (乾燥過程)⁽²⁾
 上における塑性限界の位置

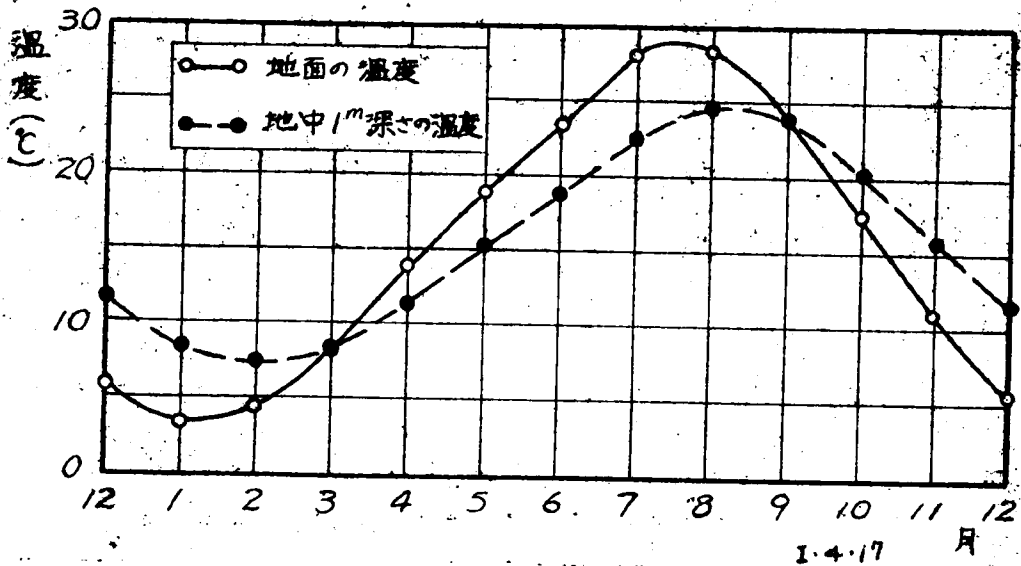


図-I-4-17 京都における地表面と地下1mにおける温度の変動

表-I-4-1 京都における地表面と地下1mにおける各月の平均温度と地中温度勾配

月	地面温度	地面1mの温度	温度差 $^{\circ}\text{C}$	温度勾配 $^{\circ}\text{C}/\text{cm}$
1	3.6	8.7	-5.1	-0.051
2	4.5	7.5	-3.0	-0.030
3	8.3	8.7	-0.4	-0.004
4	13.9	11.6	2.3	0.023
5	19.1	15.6	3.5	0.035
6	23.7	19.1	4.6	0.046
7	28.3	22.8	5.5	0.055
8	28.9	24.9	4.0	0.040
9	24.7	24.3	0.4	0.004
10	17.8	20.7	-2.9	-0.029
11	11.4	16.3	-4.9	-0.049
12	6.0	11.8	-5.8	-0.058

(注意) 負号(-)は地面の方が地中より低温の場合
統計年次; 地面温度は1924~1945年,
地下1m温度は1936~1945年

と7月の $0.055^{\circ}\text{C}/\text{cm}$ が温度勾配の両極限である。(ここで負号(-)は地表面の方が地中よりも低温であることを示す。) これは先に示した図-I-4-13の実験でもちいられている約 $1.7^{\circ}\text{C}/\text{cm}$ の温度勾配の約 $\frac{1}{30}$ で、図-I-4-13の実験結果を生む温度勾配よりはるかにゆるやかなものであることがわかる。

著者は以上のような2つの理由から、日本における道路路床土の場合、熱伝導現象を考慮する必要はないと考える。

参 考 文 献

- (1) Road Research Laboratory (Dept Sci. & Ind. Research) (1952) Soil Mechanics for Road Engineers. Her Majesty's Stationery Office, London, (a) p. 385, (b) p. 313.
- (2) Cronney, D. and J. D. Coleman (1953) Soil moisture suction properties and their bearing on the moisture distribution in Soils. Proc. 3rd Int. Conf. of S.M.F.E. Vol. 1, pp 13~18

(105)

- (3) 森嶽 (1956) 舗装道路路床のサクシヨンと含水量の実態調査, 土と基礎 No. 15, pp. 28~31.
- (4) 森嶽 (1957) 道路路床の設計支持力について (オ2報) 土木学会オ12回年次学術講演会講演概要 p.137.
- (5) 村山朔郎, 赤井若一 (1954) レラクゼーション法の考慮流の解法への応用, 土木技術 (昭和29年8月号)
- (6) Southwell, R.V. (1946) *Relaxation Methods in Theoretical Physics, Oxford.*
- (7) 守安虎治 (1954) 熱ポンプ用熱源としての地下熱を利用するための土の熱伝導率研究, 京都大学工学部における博士論文.
- (8) 河上房義, 阿部泰夫 (1955) 温度勾配による土中水分の移動について, 土木学会オ11回年次学術講演会講演概要 p.72.
河上房義, 松本順一郎, 阿部泰夫, 伊藤義孝 (1958) 温度勾配による土中水分の移動に関する研究 (オ2報) 土木学会オ13回年次学術講演会オII部講演概要 pp. 39~40.
- (9) Cronley, D., W. A. Lewis and J. D. Coleman (1948) *The cause and control of subgrade moisture changes. Proc. 2nd. Int. Conf. of S. M. F. E. Vol. 4, pp. 211~218.*
- (10) Terzaghi, C. (1926) *Simplified soil tests for subgrades and their physical significance. Public Roads, Vol. 7 pp. 153~162.*
- (11) 巻内一夫 (1953) 土質力学から見た道路の設計施工法, オーム社, p. 17.
- (12) 中央気象台誌 (1948) 新日本気候図帖, オ1集, オ18, 19表.

(107)

第 1・5 章 結 論

路床土の含水状態に関する研究において明らかにしたことを列記して本論の結論とする。

- (1) 土中水の熱力学的取扱いは、土中水を理想平衡土層と呼ぶ仮想の土層中で考察すると、さわめて理解しやすくなる。すなわち理想平衡土層の中で土中水が純水の場合の Gibbs の自由エネルギーについて考察すると、自由水面における水の Gibbs の自由エネルギーを基準にした各土中水の自由エネルギー減少量は、重力単位で測った場合、理想平衡土層内における自由水面を基準とした高度水頭と等しい。Schofield が彼の論文⁽¹⁾でサクシオンとよんだものは、純水の場合この理想平衡土層における高度水頭のこととで、最近一般に使われている土中水負圧のみを示すサクシオン⁽²⁾と同一視しがたいことを明示した。著者は土中水の水成分の化学ポテンシャルと自由水の化学ポテンシャルの差を重力単位で測った値を熱力水頭と定義し、この熱力水頭の常用対数を pF と定義した。これにより Schofield が導入した pF の概念を更に一般化するとともに明確化した。
- (2) 土中水が純水の場合は、熱力水頭は理想平衡土層における高度水頭と一致する。土中水が溶液を含むと土中水の熱力水頭は高まるので、溶液の熱力水頭と溶液濃度に関する関係式を導いた。その関係式の一つを利用して土中水が海水である場合土中水は水が海水におきかわるだけでその熱力水頭を $2.3 \times 10^4 \text{ cm}$ 程度高めることを示した。
- (3) 著者の試作した測定器を中心に、土中水の圧力状態、エネルギー状態を測定する方法と精度などについて検討した。ここで遠心力法、蒸気圧法による熱力水頭測定法の原理および、測定誤差の原因について考察した。遠心力法については供試体の厚さを考慮に入れて熱力水頭を計算し、蒸気圧法においては、測定時に測定器中に温度勾配を起させないように注意すれば、正確な熱力水頭を求めうることに付いて述べた。
- (4) 土質工学で扱う土中水のエネルギー状態のうち、気乾燥状態と、炉乾燥状態は重要な土の状態であるが、それらのエネルギー状態がどの程度のものであるか、よく知られていなかった。そこで日本における気象の統計資料をもとに気乾燥 pF は約 5.6、炉乾燥 pF は約 6.9 であることを示した。
- (5) 土の pF - 含水比関係曲線の特性を各種の土について述べたが、その関係曲線は、土の粒度組成、土の粘土含有量、粘土鉱物、粘土の吸着カチオン、土の密度、履歴によって異なることを示した。

- (6) 従来の舗装路床土の含水状態推定法は、単に経験的であったり、不十分な仮定を含む理論的取扱であったが、著者は、舗装の巾質、気象条件、地下水位、地層状態を考慮に入れた推定法を提案した。この推定法を実在舗装路床土による実測結果と比較した結果、推定値はよく実測値と合致し、この推定法の実用性をたしかめることができた。
- (7) 路床土土中水の実測結果より、自然地盤において気象の影響をうけて着るしい含水状態の変動をするのは、地表から 50cm ぐらいまでのところで、それ以下では、気象の影響は小さくなる。そして自然地盤（京都、地表附近砂質土、地下水面の深さ 1m 以上）では、地表附近（地表から 50cm ぐらいまで）をのぞいては、常に土中水は下へ向って流れていることがわかった。
- (8) 路床土は舗装すると含水状態の変動範囲が小さくなりほぼ一定に近い含水状態になる。著者の実測例は、森藤氏⁽³⁾が東京の舗装路床土で調べた結果にもとづいて提案したサクシヨン 100 gr/cm^2 またはそれ以上という値とほぼ一致したが、無限に広い舗装とみなす仮定で推定する方法⁽²⁾では推定できないことがわかった。
- (9) 土中水は、土中の温度勾配によって熱浸透と呼ぶ、水分移動現象を起す。しかし日本の舗装路床土の場合、その含水比が塑性限界よりも高い状態（凍相が多く熱浸透が起りにくい状態）にあり、地盤中温度勾配がそれほど大きくないから、舗装路床土含水状態の推定にあたっては、熱浸透現象（凍結融解現象は含まない）の影響について考慮する必要のないことを述べた。

参 考 文 献

- (1) Schofield, R. K. (1935) *The pF of the water in soil. Trans. 3rd Int. Congr. Soil Sci. Vol. 2, pp. 37~48.*
- (2) Croney, D. and J. D. Coleman (1953) *Soil moisture suction properties and their bearing on the moisture distribution in soils. Proc. 3rd Int. Con. Soil Mech. & Found. Eng. vol. I. pp. 13~18.*
- (3) 森藤 (1956) 舗装道路々床のサクシヨンと含水量の実態調査. 土と基礎 No. 15, pp. 28~31

(109)

第 II 編 路床土の含水状態が支持力特性に及ぼす影響に関する研究

第 II · 1 章 概 論

第 II 編ではまず締固め土の支持力比が乾燥密度と含水比によってどのようにかわるかを締固め直後の強度特性から調べる。次に路床土の支持力特性は含水状態によって大きく変化するから、舗装後含水変化を起す路床土の支持力特性を調査する。そのため締固め土に、舗装に相当する上載圧を加え舗装後の水分環境で平衡させる方法を示し、この試験法で、砂、砂質ローム、シルト質粘土ローム、粘土の舗装後の支持力特性を調べる。各土質の路床、路盤材料としての適性は正確には何々の道路の立地条件、舗装条件などでことなり一概には論じえないが、日本の道路の場合、一般舗装路床土のサクシオンを 100 g/cm^2 ($pF 2.0$) 程度であると考えれば、著者の実験法によって路床、路盤として、いかなる土が適性をもつかを論じることが出来る。

なお、CBR 試験における 4 日水浸の条件が、締固め土の CBR に及ぼす影響についても述べることにする。

108

(110)

(11)

第Ⅱ・2章 土の締固め直後の C B R 特性について

表-Ⅱ・2・1に示すような性質をもった試料のうち、砂、砂質ローム、粘土の3つの試料を締固め後の全層高が約12.5cmになるようほぼ均等に5層にわけて C B R のモールドに入れ、各層を C B R 用ランマー（重量4.5kg、落下高45cm）にて締固め、その乾燥密度と突固め含水比との関係を示すとそれぞれ別の土に対して図-Ⅱ・2・1の上側に示すようになる。なお、おのおのの図中

表-Ⅱ・2・1 オⅡ・2章、オⅡ・3章の実験に使用した土の性質

土 質	粒 度 組 成			コンシステンシー			JIS標準突固め	
	砂 ^{mm} 2.0~0.05	シルト ^{mm} 0.05~0.005	粘 土 ^{mm} 0.005以下	LL	PL	PI	最大乾燥密度 ^{g/cm³}	最適含水比 [%]
砂	82	13	5	—	—	—	1.85	13.8
砂質ローム	66	19	15	29	—	—	1.87	13.5
シルト質 粘土ローム	26	52	22	42	26	16	1.70	18.0
粘 土	22	40	38	51	28	23	1.52	23.0

の3本ずつの突固め曲線は各層のランマーによる突固め回数がそれぞれ12、26、および55回に対するものである。ついでこれら図-Ⅱ・2・1の上側の図を求めらるのに用いた供試体で C B R 試験をおこなった結果、図-Ⅱ・2・1の下側のような C B R -含水比曲線をかいた。図-Ⅱ・2・1の上下の図の曲線を対比すると C B R 値の最大値を与える突固め含水比は乾燥密度を最大にするいわゆる最適含水比よりも小さいことがわかり、前者の後者に対する比は表-Ⅱ・2・2に示すようにほぼ0.7~0.9の範囲にあることとなるが、他の土の場合にも大体このような値になるようである。

図-Ⅱ・2・1から各試料土に対して乾燥密度をパラメーターとして含水比と C B R との関係を探ると、図-Ⅱ・2・2のようになり、一般に締固め土の乾燥密度が同一であっても含水比が増加するとともに C B R が減少してゆく。ただし、含水比の増加が、 C B R を減少させる効果は、含水比が低い間はあまり顕著でないが、最適含水比に近づくと急激に大きくなる。図-Ⅱ・2・2において C B R が急激に減少しはじめる含水比は図-Ⅱ・2・1の下側の図に示される C B R -含水比曲線のピーク付近の含水比に対応している。この付近の含水比から C B R 低下に及ぼす効果が急に大きくなるのは、含水比が増加したため、試験荷重の貫入時に、過剰間隙水圧が生じやすくなるためと思われる。また含水比が増加して土の強度が減少することは、含水比の増加とともに土中水

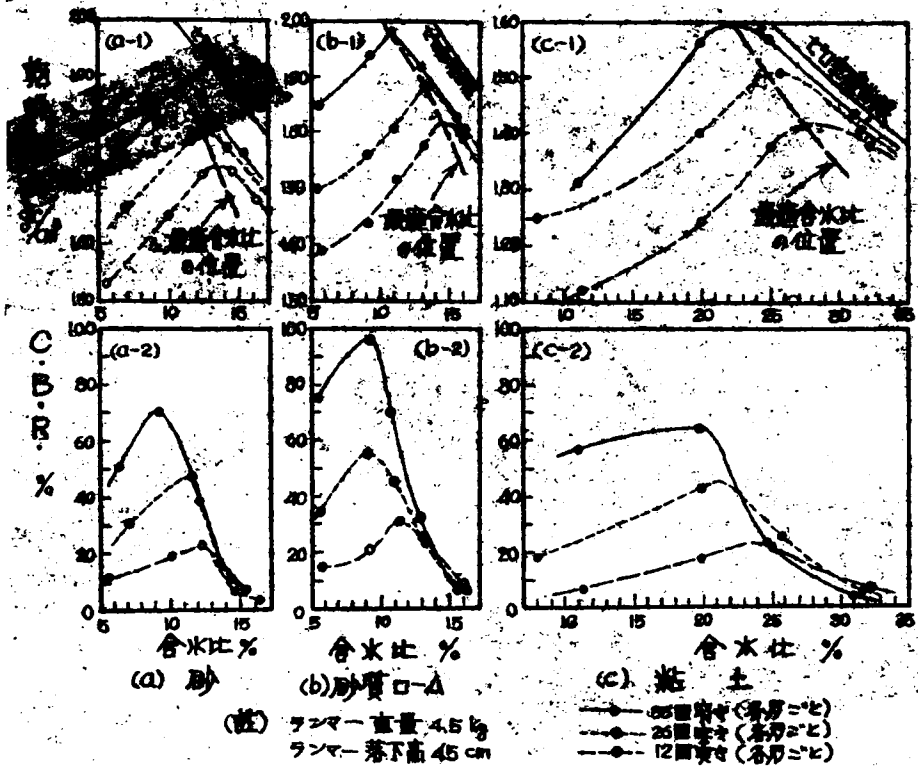


図-Ⅱ-2-1 突固の含水比と乾燥密度およびCBRとの関係

表-Ⅱ-2-2 最大CBRの含水比と最適含水比との比

土 質	一層あたり突固の 落下回数 (MOD AASHO)	最適含水比(I)	Max.CBR.に対 する含水比(Ⅱ)	Ⅱ / I
砂	55	11.0	9.0	0.82
	26	12.5	11.0	0.88
	12	13.5	12.0	0.89
砂質ローム	55	10.7	9.0	0.84
	26	13.3	9.1	0.69
	12	14.5	11.1	0.77
粘 土	55	22.5	19.0	0.84
	26	25.5	21.0	0.82
	12	28.0	23.5	0.84

(113)

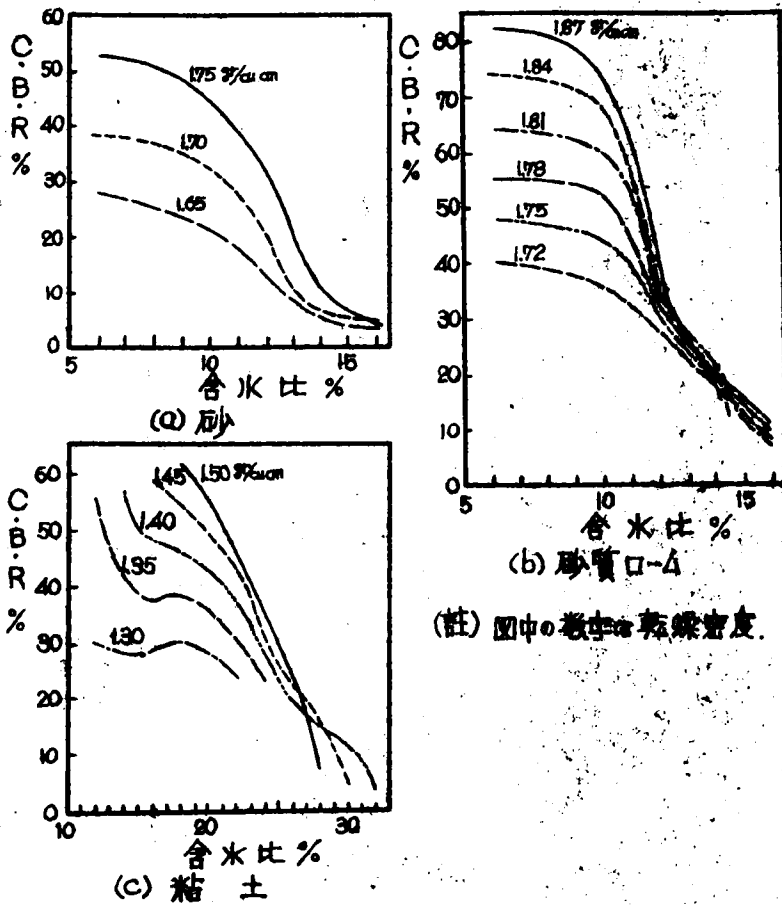
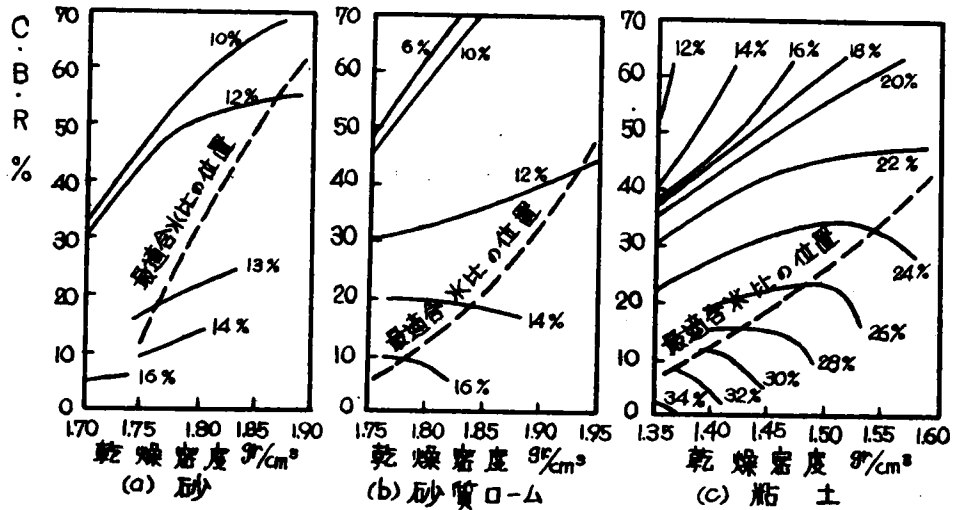


図-II-2-2 乾燥密度をパラメーターとした含水比とCBRとの関係

のサクシヨンが減少することにも関係している。土の強度と土中水のサクシヨンとの関係は、2, 3の研究着によって調べられているが、土中水が土粒子のバインダーとして働いているかぎり、サクシヨンが高いほど土粒子を引き合う力が大となり土の強度が高くなるはずである。従って含水比の増加するほど土の強度は低下する。この2つの効果は比較的含水比が高い場合の土中水分が土の強度に及ぼす効果であるが、含水比が少ない範囲では含水比の増加が土粒子間の摩擦の減少に役立つために、CBRをわずかながらに減少させると考えられる。

次に締固め直後における土の密度とCBRとの関係を考察する。一般に土を締固めて密度を増加してゆけば強度が増加するように思われがちで、その

ため従来は締固め施工に際しては締固めた土の乾燥密度のみを向題にし、もつぱら土の高密度化を目ざしてきた。しかし密度が増加すると場合によってはかえって強度が減少し、いわゆる過載圧の現象が生じる。この関係を明らかにするため、図-II-2-1から含水比をパラメーターとして乾燥密度とCBRとの関係を描くと図-II-2-3のようになる。図-II-2-3によると締固め土の含水比が同一であっても密度の増加とともにCBRの減少する場合のあることが認められる。図-II-2-3(c)の粘土の場合には、ある含水比以上(図-II-2-3(c)では28%以上)では含水比が低く、乾燥密度の高い試料がかえってCBRが小さくなる場合もあることを示している。図-II-2-3でわかるように、普通



註：図中の数字は含水比

図-II-2-3 含水比をパラメーターとした乾燥密度とCBRとの関係

に実用される締固めエネルギーの範囲で過載圧現象のあらわれるのは、比較的高い含水比の場合であって、含水比が低い場合にはあらわれない。図-II-2-3には図-II-2-1の上の図における3つの締固めエネルギーの最適含水比-最大乾燥密度の点を図-II-2-3にうつしてそれをスムーズに結んだ曲線を示したが、この曲線はそれぞれのCBR-乾燥密度曲線の最大点付近を通る。ゆえに含水比の比較的高い現場で締固めをおこなう場合に、過載圧をおこさない目安は、土に与える締固めエネルギーの大きさを、その土のもつ含水比を最

(115)

適含水比とするような締固めエネルギー以上に増さないことである。図-II-2-3の例では過乾圧を注意しなければならない含水比の限界は、砂では16%以上、砂質ロームでは13%附近、粘土では23%附近である。この限界値が砂の場合には砂質ロームの場合より高い値をとるのは、過乾圧現象の一原因と考えられる過剰間隙水圧が砂の場合には発生しにくいからであり、また粘土が他の2者より高い限界含水比をもつのは同一締固めエネルギーに対応する最適含水比が高いのに対応しているのであろう。なおこのほか図-II-2-3(C)でみられる顕著な性状の1つは、含水比が低い土ほど乾燥密度の増加にともなうCBRの増加の傾向が、含水比の高い土の場合とは逆にさわめて急激となることである。

参 考 文 献

- 1) Takeshita, H. (1957) *The stability of gravel roads in volcanic ash-soil regions. Proc. 4th Int. Con. on S. M. F. E., vol. 2, pp. 174~177, Fig. 6 参照。*

Aitchison, G. D. (1957) *The strength of quasi-saturated and unsaturated soils in relation to the pressure deficiency in the pore water. Proc. 4th Int. Con. on S. M. F. E., vol. 1, pp. 135~139, Fig. 2, Fig. 3 参照。*

(117)

第Ⅱ章 種々の水分環境下における締固め土の CBRその他特性について

§ 1. 種々の水分環境下における締固め土の含水比と乾燥密度の変化（上載 圧のない場合）

締固め土の水分環境が施工後変化したとき締固め直後に得た乾燥密度と含水比とはどのようにかわるかを調べるために、表-Ⅱ-2-1に示した4つの試料で作った締固め土を種々のエネルギーをもつ水分環境下（これは pF 値で規定した）におき、それら締固め土に湿潤および乾燥をおこさせたときの含水比と乾燥密度を測定した。この実験に用いる供試体は図-Ⅱ-3-1に示すモールドの中に試料土を入れ、JIS A 1210で規定される重量 2.5 kg、落下高 30cm のランマーを図に示すピストン

の上から4回落して突固めたものである。この突固めに使用したエネルギーは JIS A 1210 の標準突固め試験の場合とほぼ等しく 5.3 kg-cm/cm^3 としたがその結果得られた供試体の突固め曲線は図-Ⅱ-3-2の曲線1に示すように、モールドなど装置の形状や締固め方法の相異から JIS A 1210 の突固め試験によるものと

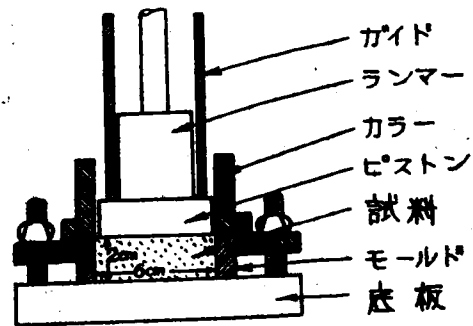
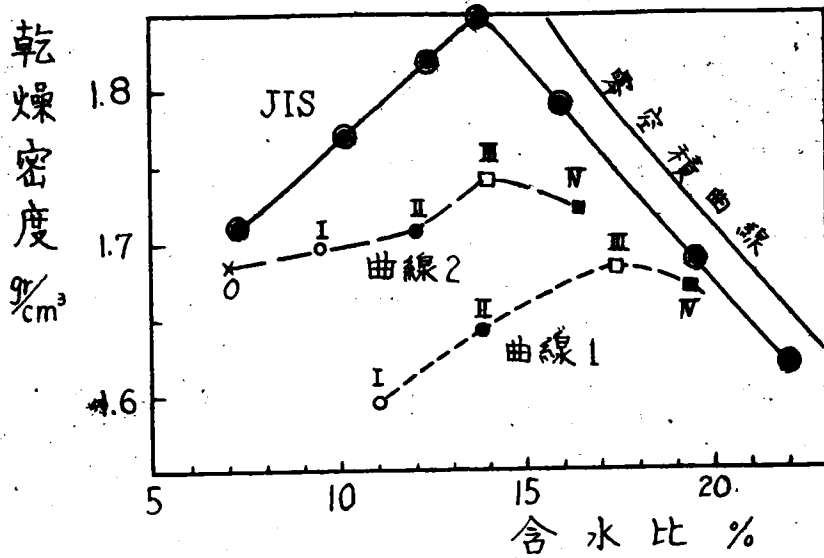
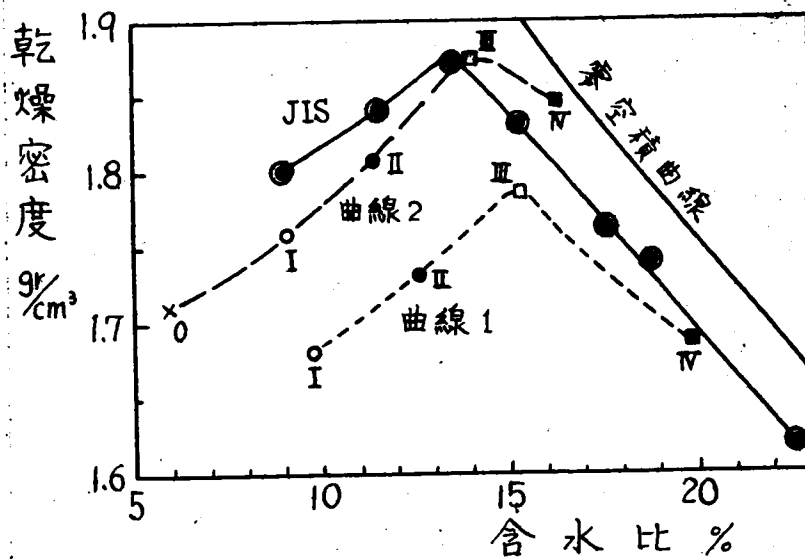


図-Ⅱ-3-1 pF 試験用供試体の締固め装置

多少異なった結果となった。供試体は各試料土に対しそれぞれ4箇所作りこれを低含水比の方からⅠ、Ⅱ、Ⅲ、Ⅳと各づけ特にⅢを最適含水比であるようにした。（図-Ⅱ-3-2ではⅠ、Ⅱ、Ⅲ、およびⅣをそれぞれ○、●、□および■で記してある。） これら4箇の供試体をその上にはなんら上載圧を加えずに図-Ⅱ-3-3に示す一定蒸気圧装置または吸水板装置（ガラスフィルター・サクシオンメーター）で種々の pF 状態のもとに水分平衡させたのち各供試体の容積、湿潤重量および乾燥重量を計量し、それらの含水比と乾燥密度とをもとめた。なお供試体がそれぞれの pF 状態のもとで平衡したことをたしかめるためには、供試体の湿潤重量を時々計量し、重量変化のなくなったと



(a) 砂

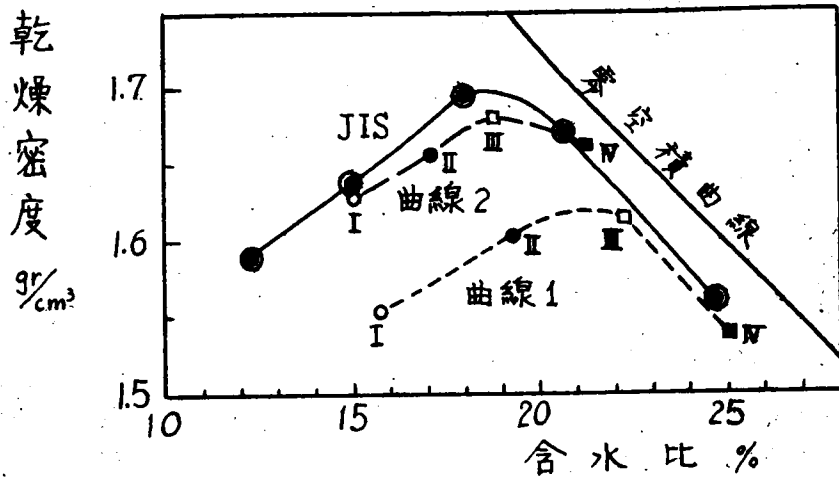


(b) 砂質ローム

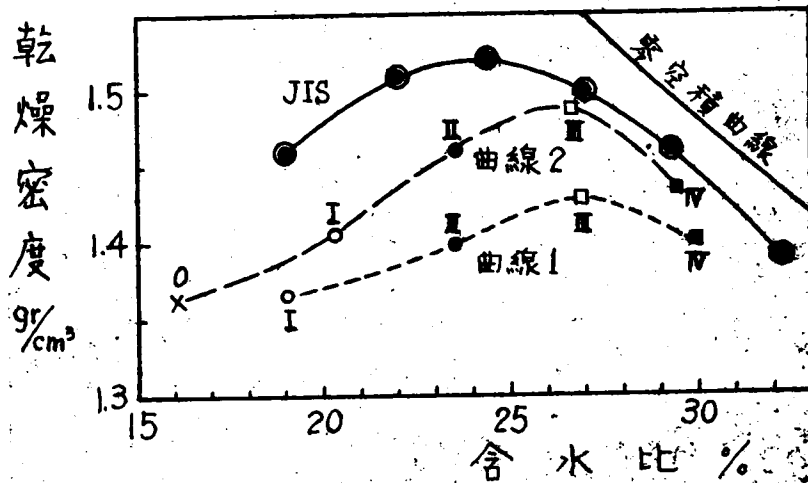
図-Ⅱ-3-2 (その1) 各試料の各突固めによる乾燥密度-含水比曲線

Ⅱ-3-2

(119)

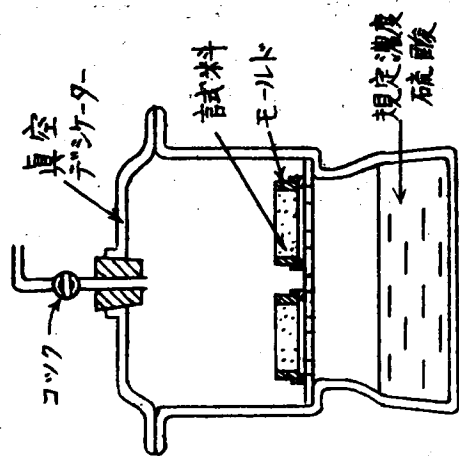


(c) シルト質粘土ローム



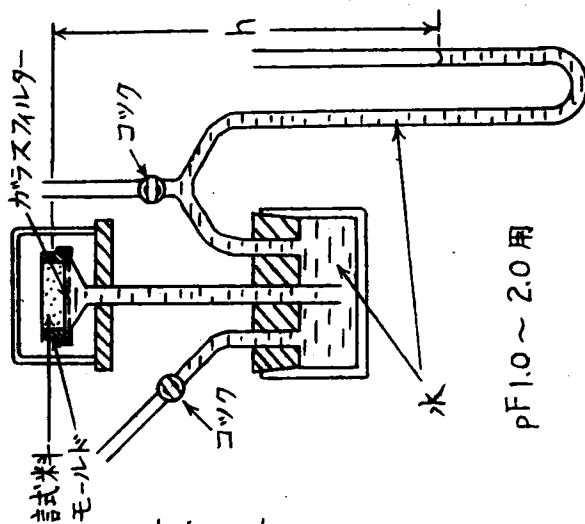
(d) 粘土

図-Ⅱ-3-2 (その2) 各試料の各突固めによる乾燥密度-含水比曲線



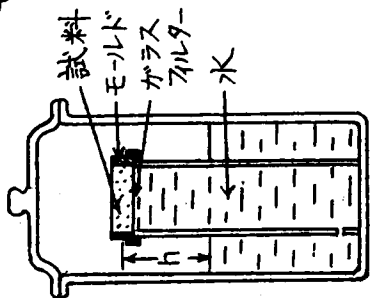
pF4.5 ~ 7.0 用

(b) 一定蒸気圧装置



pF1.0 ~ 2.0 用

(a) 吸水板装置



pF0 ~ 1.0 用

図-II-3-3 試料に一定 pF 状態を与えるために使用した装置

(12)

さをもつて平衡到達時とした。平衡到達時間は吸水装置では 1~2 週間、一定蒸気圧装置では 2~4 週間を要した。図-II-3-4は表-II-2-1に示した砂、砂質ローム、シルト質粘土ローム、粘土の締固め供試体によるこの実験結果、すなわち締固め土が上載圧を受けずに種々の pF 状態におかれて平衡したときの含水比と乾燥密度の関係をあらわす。各 pF に対する曲線上の○、●、□、■の記号は、図-II-3-2のそれらと同じである。したがって「突固め直後」の曲線上の記号の位置から出発して種々の pF 線上の同一記号の位置をたどってゆけば、その供試体が乾燥または湿潤してゆくときにたどってゆく乾燥密度および含水比の変化の経路が求められる。すなわち

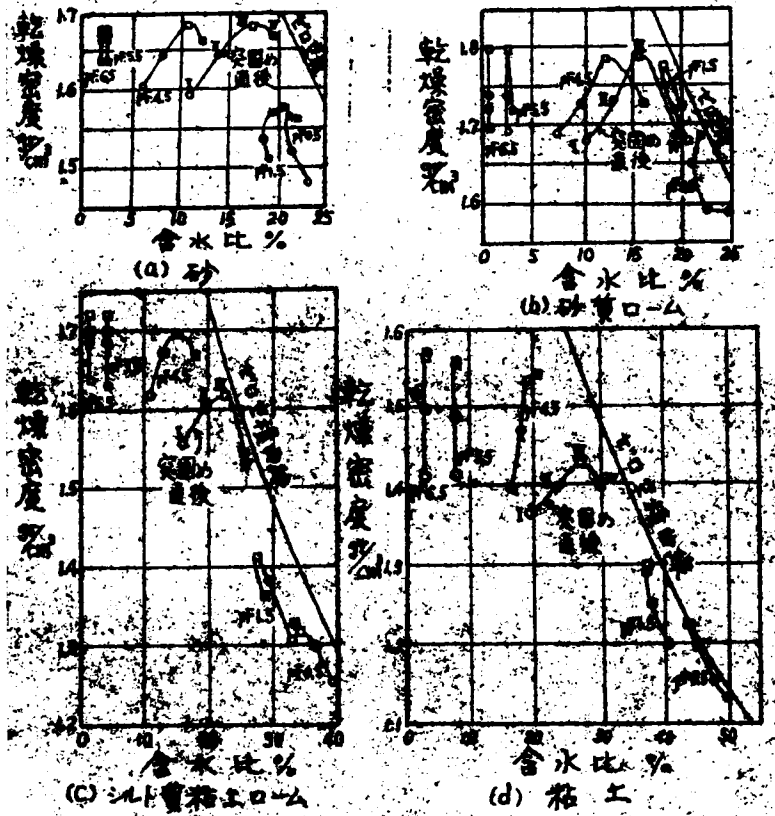


図-II-3-4 試料突固めの後より湿潤または乾燥の状態に pF の状態を制御したときの各試料の乾燥密度、含水比の変化。(試料に上載荷重がない場合)

一般に土中水の pF が増加してゆくと土の含水比が減少し、乾燥密度が増加してゆく。

pF 1.5では、砂の場合を除いては、供試体Ⅲが他の供試体Ⅰ、Ⅱ、Ⅳよりも高い乾燥密度と低い含水比をもっている。(ただし粘土の供試体Ⅲは供試体Ⅳとほとんど同じ位置である。)

pF 0.5では砂の場合を除いて供試体Ⅳの方が供試体Ⅲよりも高い乾燥密度になる。粘土およびシルト質粘土ロームでは突固め当時の含水比とは全く逆の含水比の順となるが、砂および砂質ロームでは供試体Ⅲが最も低い含水比を示している。

突固め当時の含水比と、その突固め土が各 pF 状態で平衡した後に到達する含水比との関係の一例を示すと、シルト質粘土ロームの場合に対しては図-II-3-5に示したようになる。図-II-3-5における pF 1.5 および pF 0.5 曲線

よりみれば、供試体が吸水するときに、最適含水比の附近を境にして水分の増加の仕方に差異のあることが明らかとなる。

また pF 5.5, pF 6.5 の曲線からみると、締固め土がほとんど乾いた状態(吸着水をもっている程度)では含水比は土の構造とはすでに関係しないことがわかる。

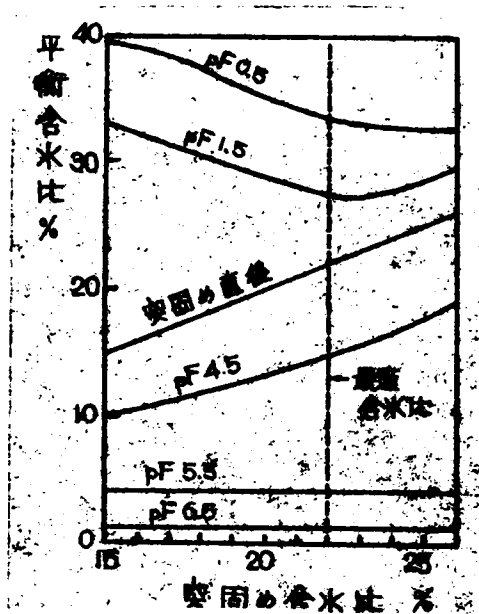


図-II-3-5 突固め含水比と平衡含水比との関係

§ 2. 種々の水分環境下における締固め土の含水比と乾燥密度の変化(上載圧のある場合)

次に供試体に $309\text{r}/\text{cm}^2$ の上載圧を加えたままで図-II-3-3の装置にかけた

(123)

場合の締固め土の性状変化を調査した。この荷重強度は約 15cm の鋪装の荷重に相当する。§ 1 に述べた供試体の締固め方法では、JIS A 1210 の標準突固め試験より締固め密度が低かったため、さらに締固め効果をおげるためにまず「ハーバード」小型コンパクターで一定圧力のもとに pF 用モールド内に試料土を充填したのち図-II-3-1 の装置で前回と同様突固めた結果、図-II-3-2 の突固め曲線 2 で示すような供試体をえた。また与える水分環境は湿潤側のみとして pF 2.0, pF 1.5, pF 0.5 および水浸状態を用いた。これらの実験結果を図-II-3-6 に示すが、図中の供試体につけた記号は、図-II-3-2, II-3-4 のものと同様の意味を有する。図-II-3-6 に示した実験結果よりみればどの土質試料も各 pF 状態下の供試体Ⅲは他の供試体Ⅰ, Ⅱ, Ⅳにくらべておおむね最も高い乾燥密度と最も低い含水比をもっている。これらの実験における各供試体の突固め含水比とその供試体が種々の pF 下で平衡後示す平衡含水比との関係はやはり図-II-3-5 に類似したものとなる。

最適含水比で突固めた供試体Ⅲの pF 0.5 における膨脹重をみると、上載圧のない場合には砂、砂質ロームが約 8%、粘土、シルト、腐粘土ロームが約 20% 膨脹したが、 $30\text{g}/\text{cm}^2$ の上載圧を与えた場合

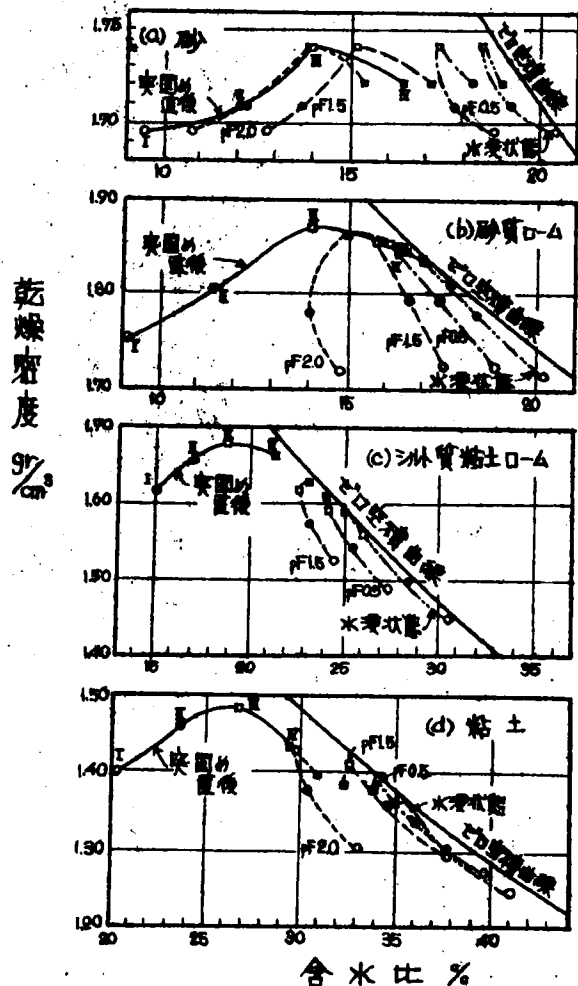


図-II-3-6 試料突固めの後より湿潤な状態に pF 状態を制御したときの各試料の乾燥密度、含水比の変化 (試料の上に $30\text{g}/\text{cm}^2$ の上載荷重がある場合)

には、砂、砂質ロームの膨脹はほとんど止まり、粘土とシルト質粘土ロームで約6%の膨脹であった。(表-II-3-1参照)。

表-II-3-1 締固め土が $pF 0.5$ になったときの膨脹量 (%)

土 質	供試体No	上載圧なし	上載圧 $309/cm^2$
砂	I	7.7	0
	II	7.9	0
	III	7.5	0
	IV	6.5	0
砂質ローム	I	5.6	1.7
	II	8.7	0.7
	III	8.3	1.0
	IV	0.2	1.0
シルト質 粘土ローム	I	24.8	9.3
	II	24.2	7.2
	III	22.6	5.5
	IV	16.4	3.2
粘 土	I	20.5	10.4
	II	21.3	9.0
	III	19.1	7.2
	IV	12.6	4.1

§ 3. 種々の水分環境下における締固め土の CBR 値の変化 (上載圧のある場合)

図-II-3-6 で使った試料と図-II-2-1, II-2-2, II-2-3 で使った試料とは同じものであるから、図-II-3-6 の各試料の示す乾燥密度と含水比の積累に図-II-2-2, II-2-3 に示した乾燥密度-含水比-CBR 関係を適用して、上載圧 $309/cm^2$ をもった供試体の CBR-突固め含水比関係図を作成すると図-II-3-7 のようになる。図-II-3-7 の上側には各試料の突固め曲線を示したが、突固め直後における CBR-突固め含水比曲線のピークを示すためには供試体 I よりもさらに乾燥側の供試体があった方が都合がよかったので供試体 O (記号 X 印) を補足した。

(125)

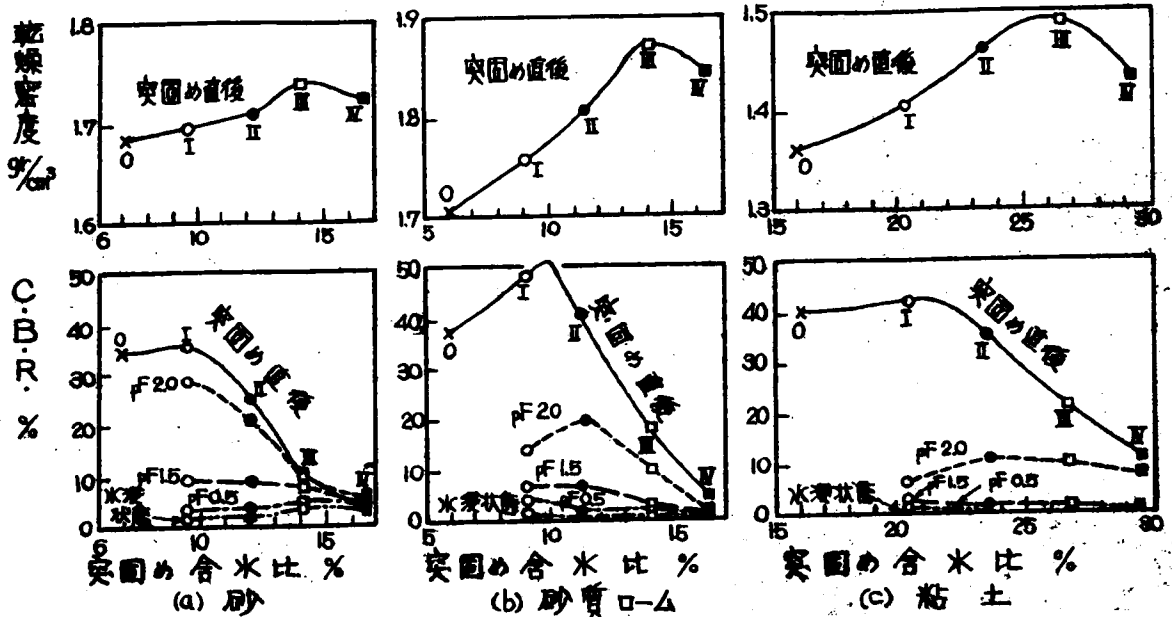


図 - II-3-7 30 g/cm² の上載圧をもった突固め直後, pF2.0, pF1.5, pF0.5, 水浸状態で示す CBR

「突固め直後」の曲線について図-II-3-7の上下図を対比すれば、オII-2章に述べたように、CBR-突固め含水比曲線のピークは乾燥密度-突固め含水比曲線のピークより左にはずれ、この両ピークの含水比の比率を求めると0.7から0.8の範囲にある。また突固め直後のCBRの大きさの順位はpF2.0, pF1.5でもまだ保持されているが、pF1.5以下になるとこの順位は消えて各供試体の示すCBR値はほぼ同一値になる。粘土の場合、突固め直後の供試体の強度は最適含水比付近では「優れた路床土」に相当したものであったが、pF1.5の状態ではすでに「極めて劣る路床土」の状態になってしまう。この事実は路床が建設時いかによく締固め施工されたとしても、舗装後使用に供された時、その水分履歴によってその路床土の力学性がどこまで低下するかを明確にしておかねば、何ら路床の目的を達しない場合があることを明らかにするものである。

実際の舗装設計にあたっては、まず舗装路床土の含水状態についてオI-4章§3にのべた方法で推定し、次にその含水状態で路床土などのような支持

カを示しうるかについて、ここに述べた方法により推定すればよいが、今一応 $pF 2$ (サクシオン 100 gr/cm^2) を判定基準として路盤、路床に通ずる土質をここに述べた実験結果より判断すれば、路床土として好ましいもの (CBR が 20 程度以上のもの) は砂質ロームよりもより砂質または砂利質のもの、すなわち A.C 法によつていえば、S および G のつく分類土であり、路盤材料 (路盤は CBR が 20 以上になるように作るのが普通で 30 程度以上なら良好である) として使用しうるものは砂よりも砂利質のもの、すなわち A.C 法でいえば、S.F をのぞいた S および G のつく分類土にかぎることが推定できる。

§ 4. 4 日水浸による締固め土の CBR 値の変化

わか国における CBR 試験の規定はオⅢ・3 章で詳しく述べるが、室内試験では 4 日水浸をしてから CBR 値をもとめることになっている。すなわちモールドに入れたままの CBR 供試体に鋪装厚の荷重に相当する上載圧をかけて 4 日水浸につけ、それから強度試験することによって、道路建設後おこるかもしれない最悪の含水状態の CBR を推定することになっている。この 4 日水浸の影響がどのようなものであるかについては、まだよくわかっていないので、図-Ⅱ・3・8 に示すような粒度をもつ砂まじり砂を材料として CBR におよぼす 4 日水浸の影響について実験的に調査した。

まず、JIS A1211 に規定する突固め方法 (詳しくはオⅢ・3 章 § 1 (2) 参照) に準じて各層の突固め回数 55 回、25 回、10 回の場合における突固め曲線 (突固めエネルギーをパラメーターとした乾燥密度-含水比曲線) をうるための突固め試験をおこない、図-Ⅱ・3・9 に示すような 3 本の曲線を入れた。これらの突固め試験を用いて非水浸状態および 4 日水浸状態で CBR 試験をすると図-Ⅱ・3・10 と図-Ⅱ・3・11 に示すような非水浸と 4 日水浸の場合

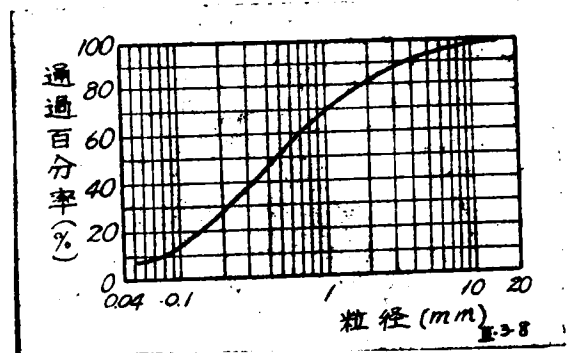


図-Ⅱ・3・8 使用した試料の粒径加積曲線

に対する突固めエネルギーをパラメーターとした CBR-含水比曲線がえられる。図-Ⅱ・3・9, 10, 11 から突固め含水比をパラメーターとした CBR-

(127)

一突固め乾燥密度曲線を描くと非水浸と4日水浸の場合でそれぞれ図-II-3-12と図-II-3-13に示すような曲線群をうる。

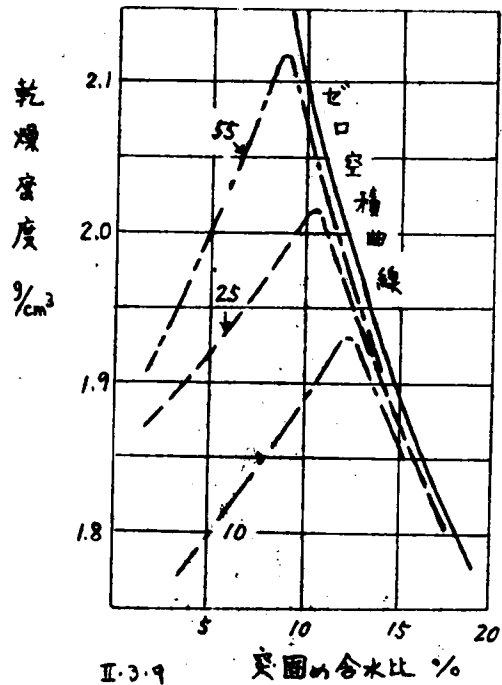
以上の実験結果から次のようなことがわかる。

(a) 図-II-3-10と図-II-3-11の比較から、CBR-突固め含水比関係は、4日水浸することにより、非水浸CBR最大に対応する含水比の附近を境にして、それより含水比が少ない範囲では水浸によりCBRが減少し、それより含水比が高い範囲ではかえって水浸によりCBRが増加している。

(b) 図-II-3-9と図-II-3-10の比較から、突固めエネルギー一定のときに非水浸CBRが最大となる含水比は、乾燥密度が最大となる最適含水比よりも2~3割低い。このことは、すでにオII-2

章に述べたことと一致するが、図-II-3-9と図-II-3-11の対照から、突固めエネルギー一定のときに4日水浸CBRが最大となる突固め含水比は最適含水比とそれより2割低い含水比の間にあり、図-II-3-11の曲線群のピークはそれぞれ図-II-3-10の場合より右に(含水比の多い側に)ずれている。

(c) 図-II-3-12によると土の密度を高めるにしたがいCBRが増加する領域と逆に減少する領域がある。このことは、すでにオII-2章で述べたことと一致するが、図-II-3-13によれば、4日水浸CBRを判定の基準としても過乾圧現象が起っていることがわかる。このことは最近森藤氏⁽¹⁾によって報告されている、「シキソトロピー現象を考慮に入れても過乾圧は好ましくない」



II-3-9 突固め含水比 %

図-II-3-9 突固めエネルギーをパラメーターとした乾燥密度-含水比関係曲線

供試体はCBRモールド中にCBR用ランマーで突固め、5層にわけ、各層55回、25回、10回とした。

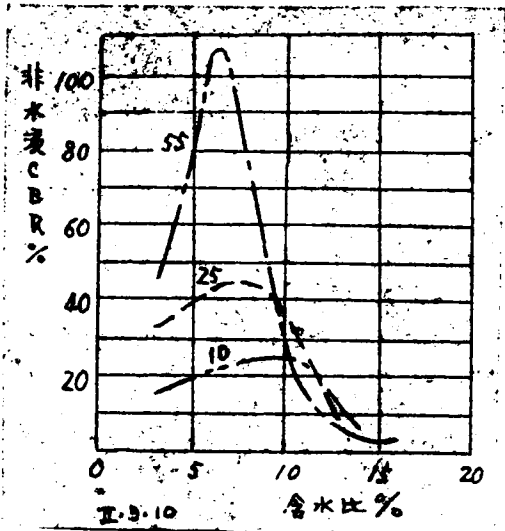


図 - II-3-10 突固めエネルギーをパラメーターとした非水浸 CBR - 含水比曲線

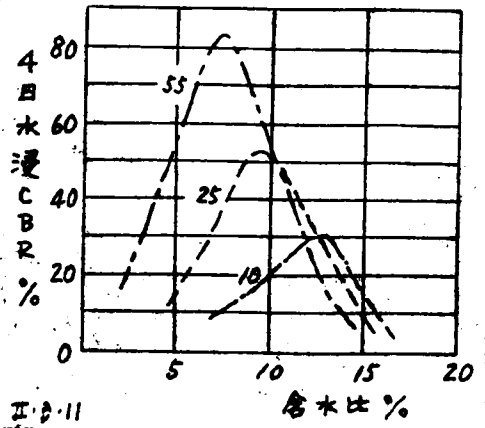


図 - II-3-11 突固めエネルギーをパラメーターとした4日水浸 CBR - 含水比曲線

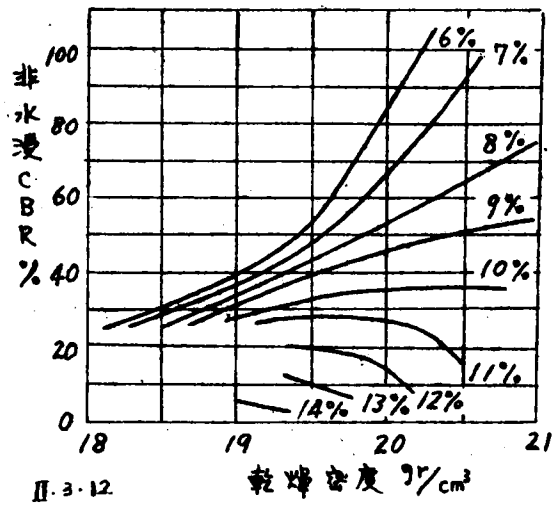


図 - II-3-12 突固め含水比をパラメーターとした非水浸 CBR - 乾燥密度曲線

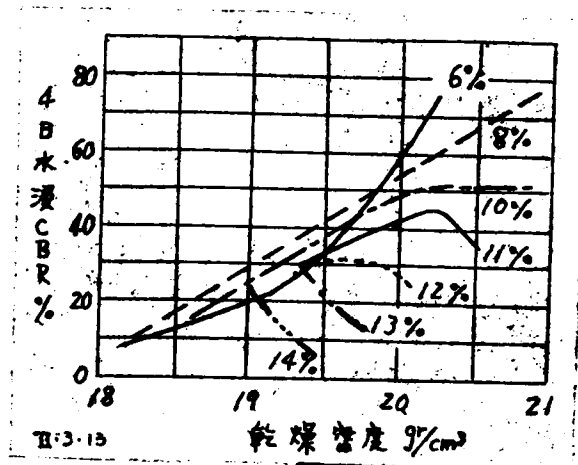


図 - II-3-13 突固め含水比をパラメーターとした4日水浸CBR-乾燥密度曲線

という事実とともに、将来の状態をもつて考慮しても固軟圧は好ましくないという注目すべき事実を示していると考えられる。

参 考 文 献

- (1) 森麟 (1958) 土のシキソトロピーと路床支持力, 土木学会論文集, Vol.57, pp. 7~11.

(131)

第 II 4 章 結 論

路床土の含水状態が支持力特性に及ぼす影響に関する研究において明らかにしたことを列記して本篇の結論とする。

- (1) 砂、砂質ローム、粘土の三種の試料を用いて突固め試験および CBR 試験をおこない突固めエネルギーをパラメーターとした乾燥密度-含水比関係、および CBR-含水比関係、含水比をパラメーターとした CBR-乾燥密度関係、乾燥密度をパラメーターとした CBR-含水比関係について考察した結果を述べた。これによれば突固めエネルギーが一定の場合、CBR を最大ならしめる含水比は、乾燥密度を最大ならしめる含水比（最適含水比）より 1~3 割低い。また土の乾燥密度を高めてゆくと必ずしも CBR は増大しつづけます、逆に減少する場合がある。これは過乾圧とよばれる現象で、現場施工に重要な意義をもつので注意を喚起した。
- (2) 締固め土の含水比と乾燥密度が、締固め後、種々の水分環境でどのように変化するかを、締固め土に上載圧のない場合とある場合で調査した結果について述べた。上載圧のない場合では、最適含水比で締固めた土よりも、さらに多い含水比で締固めた土の方が、低サクシオン状態のもとではかえっていい状態になるという興味深い結果を見出した。しかし 30.9t/cm^2 という上載圧を加えておこなった同様の実験ではそのような予想外の結果とはならず、ほぼ最適含水比で締固めた土が低サクシオン状態でも他の含水比で締固めた土よりすぐれているという結果となった。したがって一般に上載圧をうけた状態におかれる舗装路床土に対しては、可能なかぎり最適含水比で締固めるのが好ましいことがわかった。
- (3) オ工橋の研究で、舗装路床土の含水状態は、気象条件、舗装巾、地下水位、地質状態などから推定できることがわかったので、具体的な道路の問題については、何々の場合の含水状態を正確に推定して路床土の支持力を推測し、路床土としての適性を論じなければならない。わが国の道路では、大体路床土のサクシオンが 100.9t/cm^2 、すなわち pF 2 ぐらいになる場合が多いので、この値を基準として考えれば、路床土材料の適性をほぼ論ずることができよう。著者が実験に用いた砂、砂質ローム、粘土の場合から推論すれば、路床土としては砂質ローム、砂は優れ、粘土は不良に近しい。路盤材料としては CBR が 20 以上のものを使わなければならないから、著者の実験結果で路盤材料として合格するのは砂のみである。以上の著者の実験的調査を参考にして路床土として好ましいのは砂質ロームよりもより

粗粒質のもの、A.C.法によつていへば、SおよびGのつく分類土であり、路盤材料として使用しうるものは砂よりも粗粒質のもの、A.C.法でいへば、SFをのぞいたSおよびGのつく分類土にかぎることが推論できる。

- (4) 一般に室内CBR試験では、供試体の4日水浸をおこなつて、道路路床土が最悪の含水状態にあると考えられるときのCBR値を測定しているが、この4日水浸によつて非水浸時のCBR値がどのように変わるかを礫まじり砂を試料として実験的に調査した。その結果、突固めエネルギーをパラメーターとしたCBR-突固め含水比関係は、4日水浸により、非水浸CBR最大に対応する含水比の附近を境にして、それより含水比が少ない範囲では水浸によりCBRが減少し、それより含水比が高い範囲ではかえつてCBRが増加した。また突固めエネルギー一定のときに4日水浸CBRが最大となる突固め含水比は最適含水比とそれより2割低い含水比の間にあり、非水浸の場合よりは少しく含水比の多い側にずれている。また非水浸CBR試験において認められた過乾圧現象は、4日水浸CBR試験においても認められることがわかつた。

第Ⅲ編 道路舗装厚設計のための路床土調査法に関する研究

第Ⅲ・Ⅰ章 概 論

Ⅲ編では、路床土支持力特性の調査法ならびに路床土支持力特性と必要舗装厚との関係について述べる。

まず路床土調査の一般段階としておこなう土の分類法について検討するが、これには多くの方法が提案されており、未だ決定的なものはないが、現場調査時の記録の容易さと、記録から現地土質を判断でき、設計に利用しやすい分類法として、いかなる方法が好ましいかについて考察する。

次にタワミ舗装厚設計のために現在最も広く利用されているCBR試験について述べ、その中でも、最も多く利用されている動荷重成形体試体による室内CBR試験のもつ意味について検討する。また一般に現場における締固め作業の規正はJIS A 1210を用いながら、JIS A 1211の中には、CBR体試体を作るためにのみ別の突固め試験が規定されているので、これをJIS A 1210の突固め試験でおさかえる試験について考察する。ところでCBR試験は、作業が面倒で、現場では十分に活用されがたい現状にあるため、著者は現場で利用しやすい新しい路床土調査法を考察し研究したので、この方法について述べる。

次に現在知られているタワミ舗装厚設計法の代表的なものを路床土調査法との関連において述べる。これらの設計法の中で現在最も信頼して使えるのは、CBR法のようなものであるが、一般の傾向としては、群指数法のような簡単な方法を利用する傾向にあるので、群指数法による設計法とCBRによる設計法とを比較し群指数^数の実用性を検討する。

最後に剛性舗装厚設計に関しては、タワミ舗装厚設計法と全然別の形をとって発達しているもので、その設計法について説明し、それに必要な基礎の支持力係数の求め方について考察する。

(135)

第Ⅲ・2章 路床土としての土の分類法

§ 1. 概 説

土の道路構成材料としての性質を知り、その処理を適切におこなうためには、土を一定の方法で分類することが必要である。そのために各種の土の分類法が提案され、試みられているがまだ決定的なものはない。

現在試みられている土質分類法を判定法によって分類すれば、次のようになる。

(a) 粒度による分類法

(イ) 三角座標を利用するもの

(米国道路局、米国土質局、Mississippi 河管理委員会などの三角座標を利用するもの)

(ロ) 粒径加積曲線による分類法

(b) 粒度とコンシステンシーによる分類法

(イ) Casagrande による分類法 (AC法)

(ロ) 改訂PR分類法

(ハ) Burmister による記述的分類法

(c) 突固め試験による分類法 (Woods による分類法)

(d) 粒度、コンシステンシー、膨脹性およびCBRによる分類法 (C・A・A・法)

一般にこれらの土が道路材料として使われているときの工学的性質はこれら土質分類からわかる特性のほか、その締固め密度、含水比によることを注意せねばならない。

以上の分類法の中ではCasagrandeによる分類法改訂PR分類法、米国道路局の三角座標による分類法が広く利用されている。

しかし著者の検討した結果では、上記の分類法をほぼ併用している現在よりもCasagrandeによる分類法とわが国ではまだよく知られていないが、Burmisterによるような記述的分類法の併用が実用的にも、理論的にも好ましい。

著者のこの主張は次節以下にのべる説明で理解されることと思う。

§ 2. Casagrande による分類法 (AC法)

この方法は AC法とも略称されているが、1942年にA. Casagrande⁽¹⁾

により初めて発表されてより、漸次改訂されたり、拡張されたりしながら利用されている。表-Ⅲ・2・1は Casagrande による土の分類表でオ3回目改訂案から示した。表-Ⅲ・2・1のオ3欄には各分類土につける記号を示してあるが、これらの記号は表-Ⅲ・2・2に示すような意味をもって使われている。

分類をおこなうには、まず観察によつて有機質土、粗粒土、細粒土の区別をする。粗粒土の分類はフルイによる粒度分析を参考にしておこない、細粒土の分類は、420 μ 網フルイ通過試料のLLとPIにより、図-Ⅲ・2・1に示す塑性図を利用しておこなえばよい。

英国⁽²⁾では、GP, SPをGP, GU, SP, SUに、ML, CL, OLをML, MI, CL, CI, OL, OIに更に細分した分類法を利用している。ここに土の属性をあらわすオ2文字のPは表-Ⅲ・2・2の説明のとおりで、Uは「単一粒径(均等係数小)で細粒分はほとんどない」ことを示し、この場合のLは「細粒土で液性限界35以下の圧縮性の低い」ことを示し、Iは「細粒土で液性限界35~50の圧縮性中位である」ことを示している。

AC法によつて土を分類すれば、表-Ⅲ・2・1に示すように、「凍結作用を受けない場合の道路基礎としての価値」、「漸進または応急構築用の道路磨耗層としての価値」、「凍結作用の可能性」、「収縮、膨脹、弾性」、「排水性」、「締固めの性質および使用機械」、「最適締固め時の乾燥密度と向がキ比」、「CBR値」などが推定できる。

表-Ⅲ・2・1のオ15欄には「PR法による分類との比較」がしてあるが、現在ではPR法は使わず、改訂PR法がもっぱら使われているので、改訂PR法との比較をすると表Ⅲ・2・3のようになる。ここで気をつけねばならないことは、昔の分類でA-3に対応していた礫と粗砂(表Ⅲ・2・1では、GW, GP, SW)が改訂後はA-1に属するようになったことである。なお改訂PR法にはA-8の分類もなくなっている。

なお、1956年に発行されたわが国の道路土工指針⁽³⁾では、GF, SFをGM, SMと記号をかえており、Casagrandeによる粗粒土分類の具体的方法として表-Ⅲ・2・4を示しているが、これによるとGとSの区別、GM, GC, SM, SCの判定基準が従来おこなつてきた基準とややかわつている。従来ややあいまいであつた判定基準を表-Ⅲ・2・4のように判然とさめたことは進歩であるが、元来の分類基準から、すこしずれた以上、表-Ⅲ・2・1は、それに対応して修正して使わなければならなくなる。

表一Ⅲ・2・1 AC法による土の分類表(1)

1 主要区分	2 土の種類および代表名	3	4 一般的識別法		5 現場にある材料につきこの観察および試験	6 主要な分類試験 (記された試験について)
			乾燥強	曝度 その他の適当な試験		
砂利および砂利質土	粒度分析が良好の砂利および砂利砂混合物、細粒物は僅少かまたは欠如	GW	なし	粒度、粒形	乾燥密度または空隙比 締め回まりの程度 膠結度 粒子の耐久性 成層状態および排水性 地下水の状態 交通試験	粒度分析 粒度分析、結合材の液性および塑性限界 粒度分析
	粒度分析が良好の砂利-砂-粘土混合物、優良な結合材(2)を含む	GC	中位 ~ 高位	粒度、粒形、 乾燥状態での結合杯試験		
	粒度分析が不良の砂利および砂利-砂混合物、細粒物は僅少かまたは欠如	GP	なし	粒度、粒形		
	細粒物を含む砂利、かわめてミルト質の砂利、粘土質砂利、粒度分析が不良の砂利-砂-粘土混合物	GF	極小 ~ 高位	粒度、粒形、 乾燥状態での結合杯試験		
粗粒土	粘土分析が良好の砂および砂利質砂、細粒物は僅少かまたは欠如	SW	なし	粒度、粒形	地下水の状態 交通試験	粒度分析 粒度分析、結合材の液性および塑性限界 粒度分析
	粒度分析が良好の砂-粘土混合物、優良な結合材を含む	SC	中位 ~ 高位	粒度、粒形、 乾燥状態での結合杯試験		
	粒度分析が不良の砂、細粒物は僅少かまたは欠如	SP	なし	粒度、粒形		

	細粒物を含んだ砂、きわめて泥泥質の砂、粘土質砂、粒度分布が不良の砂—粘土混合物	SF	極少 ～ 高位	粒度、粒形、乾硬状態での結合材試験	大規模の載荷試験またはC B R試験	粒度分析、可能な場合は結合材の液性および塑性限界
圧縮性が低位～中位の細粒土	シルト(無灰質)および極微砂、細砂(M ₆₀)、岩粉、塑性の小ざらシルト質または粘土質細砂	ML	極少 ～ 中位	湿潤状態での試験(振瀉試験と塑性)	乾燥密度、含水比および向隅比	粒度分析、可能な場合は結合材の液性および塑性限界
	塑性が低位～中位の粘土(無灰質)、砂質粘土、シルト質粘土、やせた粘土	CL	中位 ～ 高位	塑性範囲での試験	稠度一乱これない状態と乱された状態との成層状態	液性および塑性限界
	塑性の低い有灰質シルトおよび有灰質のシルト—粘土	OL	小 ～ 中位	塑性範囲での試験、臭	樹根の孔、割目など、排水および地下水の状態	自然状態および乾燥後の液性および塑性限界
圧縮性が高位の細粒土	炭母質または珪藻質の細かな砂質およびシルト質土、弾性的シルト	MH	極小 ～ 中位	湿潤状態での試験(振瀉試験と塑性)	交通試験、大規模の載荷試験、C B R試験または圧縮試験	粒度分析、可能な場合は液性および塑性限界
	塑性が大きき粘土(無灰質)、こえた粘土	CH	高位	塑性範囲での試験		液性および塑性限界
	塑性が中位～高位の有灰質粘土	OH	高位	塑性範囲での試験、臭		自然状態および乾燥後の液性および塑性限界
圧縮性がきわめて高位の繊維性有灰質土	泥炭およびその地きわめて有灰質の沼沢土	Pt	謙	別	容	易

[註] (1) 本表は1942年にA. Casagrandeによって始めて発表されこれまで第3回目の改訂案である。
 (3) この性質は多くの表層土のように潮目や樹根の孔を持つ自然土には適用されない。

表-III-2.1 AC法による土の分類表(2)

7	8		9	10	11	12	13(4)	14	15
	新道または既定構築用としての価値	防塵材ととも に用いるとき							
凍結作用を受けやすい場合の基礎としての価値	新道または既定構築用としての価値	防塵材ととも に用いるとき	凍結作用の可能性	収縮膨張弾性	(3) 排水性	締固めの性質および使用材料	最適締固め時の乾燥係数 $\mu_b/1t$ との間が半比 e	締固めた試料および浸水試料のCBR	道路高の分類法との比較
優良	可良 ～不良	優良	なし ～極少	ほとんど どなし	優良	優良, トラクタ	>125 $e < 0.35$	>50	A-3
優良	優良	優良	中位	極小	事実上 不透水性	優良, タンピン グローラー	>130 $e < 0.30$	>40	A-1
良好 ～優良	不良 ～佳良	不良 ～佳良	なし ～極小	ほとんど どなし	優良	良好, トラクタ	>115 $e < 0.45$	25~60	A-3
良好 ～優良	不良 ～良好	可良 ～良好	小 ～中位	ほとんど なし～小	可良 ～事実上不透水性	良好, 適切な調節が必要, ゴムタイヤローラー, トラクタ	>120 $e < 0.40$	>20	A-2
優良 ～良好	不良	良好	なし ～極小	ほとんど どなし	優良	優良, トラクタ	>120 $e < 0.40$	20~60	A-3
優良 ～良好	優良	優良	中位	極小	事実上 不透水性	優良, タンピン グローラー	>125 $e > 0.35$	20~60	A-1
可良 ～良好	不良	不良	なし ～極小	ほとんど どなし	優良	良好, トラクタ	>100 $e > 0.70$	10~30	A-3

可良 ～ 不良	不良 ～ 良好	不良 ～ 良好	小 ～ 高位	ほとん ど反し ～ 中位	可良～ 事實上 不透水性	良好, 適切に調 節が必要, ゴム タイヤローラー	>105 e<0.60	8～30	A-2
可良 ～ 不良	不	良	中位 ～ 極大	小 ～ 中位	可良 ～ 不良	良好～不良, 適切 な調節が必要ゴムタ イヤローラー	>100 e<0.75	6～25	A-4 A-6 A-7
可良 ～ 不良	不	良	中位 ～ 極大	中位	事實上 不透水性	可良～良好, タンピングロー ラー	>100 e<0.70	4～15	A-4 A-6 A-7
不 良	きわめて不良		中位 ～ 極大	中位 ～ 高位	不 良	可良～不良, タン ピングローラー	>90 e<0.90	3～8	A-4 A-7
不 良	きわめて不良		中位 ～ 極大	高 位	可良 ～ 不良	不良～きわめ て不良	>100 e>0.70	<7	A-5
不良～ きわ めて不良	きわめて不良		中 位	高 位	事實上 不透水性	可良～不良, タン ピングローラー	>90 e<0.90	<6	A-6 A-7
きわめて 不 良	使用不可能		中 位	高 位	事實上 不透水性	不良～きわめ て不良	<100 e>0.70	<4	A-7 A-8
極端に 不 良	使用不可能		小	きわめ て高 位	可良 ～ 不良	締め固め不可 能			A-8

(2) 結合材としては0.42 mm フルイ通過分を考える。

(4) この重さは比重が2.65 ～ 2.75の土にのみ適用される。

(141)

表-Ⅲ・2・2 AC法の分類記号の意味

第1字	名	区 分
G S	礫 砂	粗粒土
M C O	シルト 粘土 有機物のシルト, 粘土	細粒土
Pt	ピート(泥炭)	繊維性土

第2字	説 明	区 分
W C P F	粒度分布よく, 細粒子はほとんどないもの 粒度分布よく, 適当な粘土を含んでいる 粒度分布がわるく細粒子はほとんどない { 粒度分布わるくかなり細粒子を含む; 又は粒度 分布はよいが細粒子が多すぎる	粗粒土
L H	圧縮性 小 $L.L < 50$ 圧縮性 大 $L.L > 50$	細粒土

注意: 1. 粒度分布がよいというのは, 各種粒径の粒子がほどよく混合しており, 全体にわたってなだらかな粒径加積曲線をもっているもので, 均等係数は通常9以上の値をもつものをいっている。

2: 粒度分布がわるいというのは, ある粒径の部分が特に多かったり, または少なかったりして, なだらかな粒径加積曲線をもたないものをいう。

図-Ⅲ・2・1 AC法の塑性図

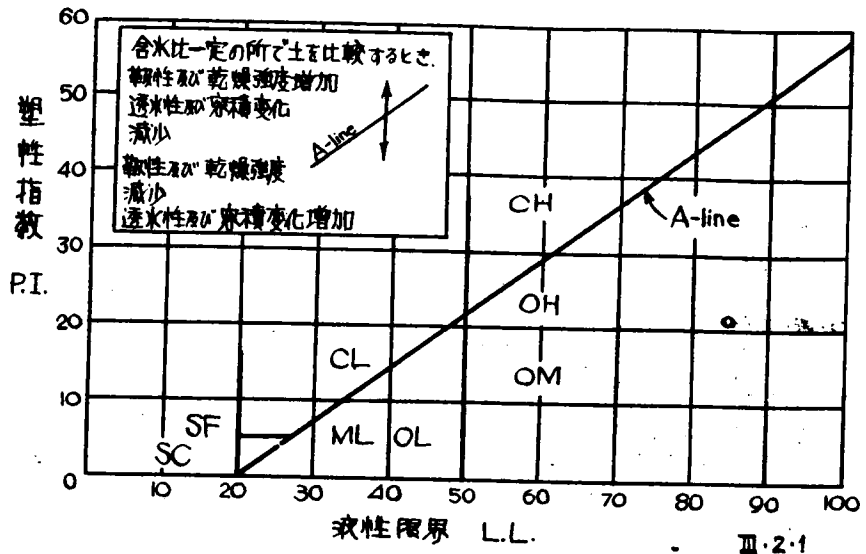
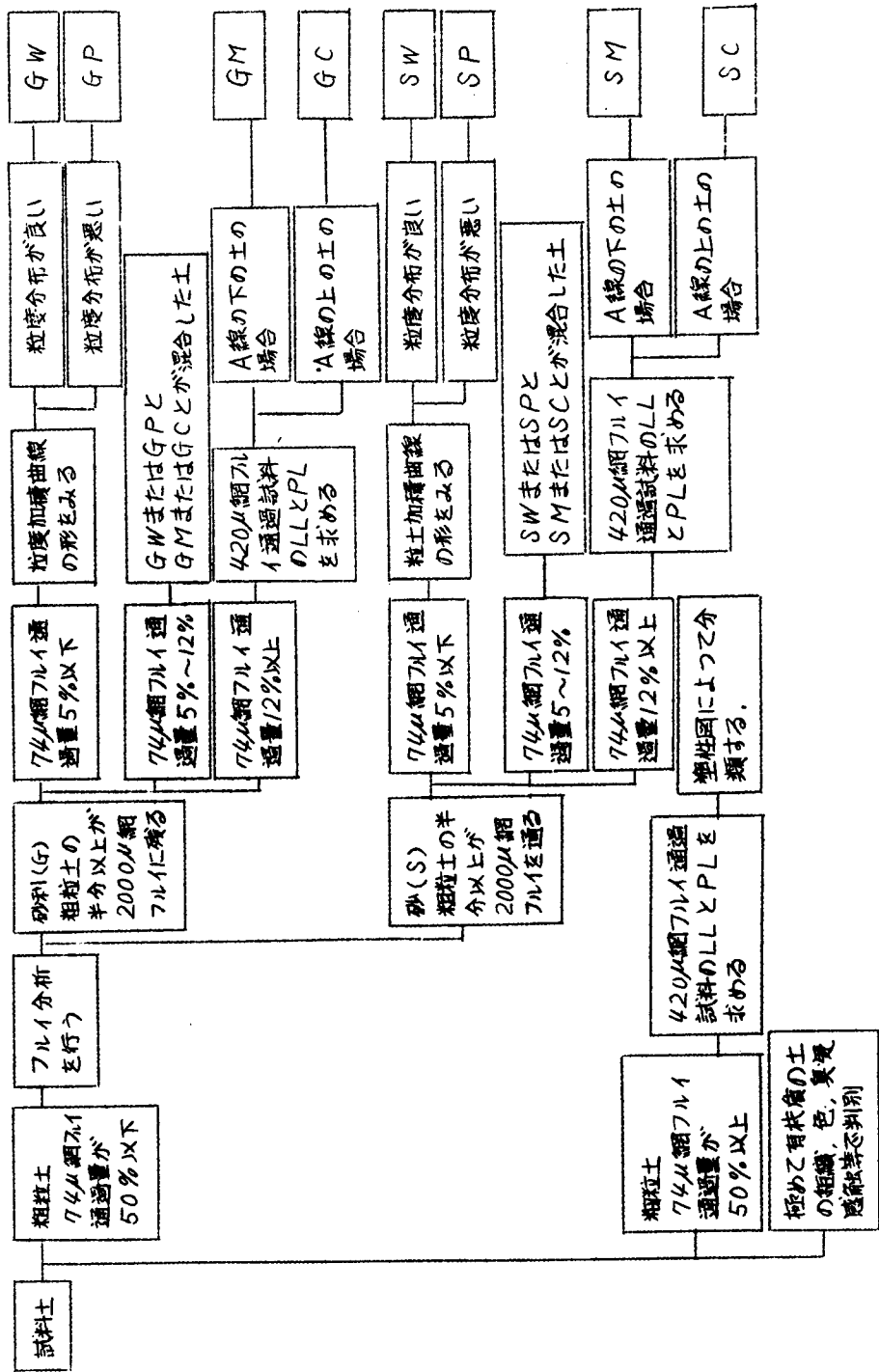


表-Ⅲ・2・3 AC法と改訂PR法の分類結果の比較表

AC法	改訂PR法
GW	A-1-a, A-1-b
GC	A-1-a, A-1-b
GP	A-1-a, A-1-b
GF	A-2, A-1-b
SW	A-1-b (まれにA-3)
SC	A-1-b
SP	A-3
SF	A-2
ML	A-4, A-5, A-7-5 (まれにA-7-6, A-6)
CL	A-6, A-7-5, A-4
OL	A-4, A-5, A-7-6 (まれにA-7-5, A-6)
MH	A-7-6, A-5 (まれにA-7-5)
CH	A-7-5, A-7-6
OH	A-7-6, A-5 (まれにA-7-5)
Pt	[A-8]

表-Ⅲ・2・4 AC法の粗粒土分類一覽表
(道路土工指針⁽³⁾による)



Casagrandeによる土質分類法は、分類記号から土質が連想されやすいこと(たとえば、SWは、SandでWell gradedとすぐ連想できること)、分類がしやすいこと(たとえばSPとSFの区別、CLとCHの区別など現場ですぐできること)、分類の区わけが適当であること(区わけ数15)、統計資料にもとずいた工学的性値の一覧表(表-Ⅲ・2・1)が作られているから土質分類ができれば大体の性値がわかることなどの点ですぐれた路床土分類法と考えられる。

§3. 改訂PR分類法

この分類法はHogentogler⁽⁴⁾が始め、その後米国のPublic Road Administration(道路管理局)で改良されたもの⁽⁵⁾である。分類は粗粒土(砂利, 砂)のA-1からA-3までと細粒土(シルト, 粘土)のA-4からA-7までの7群に大別し、この中のいくつかをさらに細群に小分けする。これらを一括表示した分類表が、表-Ⅲ・2・5である。

分類をおこなうには、はじめは粒度により、次には粒度、PI、LLにより表-Ⅲ・2・5を左の方から順次右の方に適合する分類をさがしてゆく。細粒土の分類には、図-Ⅲ・2・2に示す塑性図を利用すれば便利である。なお従来出版されている文献に引用されている改訂PR用塑性図には、A-7-6とA-7-5の領域を逆に示しているものが多いから注意しなければいけない。すなわちA-7に属する分類のうちA-6に近いものにA-7-6なる名称を与え、A-5に近いものにA-7-5なる名称を与えているのである。

表-Ⅲ・2・5には群指数の欄があるが、これは路床土としての評価に利用する指数で、分類のために用いるのではない。群指数は74 μ 網フルイ通過量、LL、PIから次式によつて計算する。

$$\text{群指数}(GI) = 0.2a + 0.005ac + 0.01bd \dots \dots \dots (\text{Ⅲ} \cdot 2 \cdot 1)$$

ここに

$a = 74\mu$ 網フルイ通過量の%から35%を引いた値。

ただし通過量が75%をこえた場合には75%として0~40の整数で表わす。

$b = 74\mu$ 網フルイ通過量の%から、15%^{*}を引いた値。

ただし通過量が55%をこえた場合には55%として0~40の整数で表わす。

表-III・2.5 改訂PR法分類表

大分類	粗粒材料 (200番フルイ通過35%以下)				シルト-粘土材料 (200番フルイ通過35%以上)				
細分類	A-1		A-2		A-3	A-4	A-5	A-6	A-7
	A-1-a	A-1-b	A-2-4	A-2-5					
フルイ分析, 通過百分率 N0.10 (2mm) N0.40 (0.42mm) N0.200 (0.074mm)	50以下 30以下 15以下	50以下 25以下							
N0.407 _N (0.42mm) 通過分の特性 液性限界 塑性指数	6以下	N. P.	40以下 10以下	41以上 10以下	35以下 35以下	40以下 10以下	41以上 10以下	40以下 11以上	41以上 11以上
群指数	0	0	0	0	4以下	8以下	12以下	16以下	20以下
おもな土の種類	岩片, 砂利, 砂		細砂		シルト質または粘土質の形利および砂			シルト質土	
路床, 路盤材料としての適性	優 ~ 良				可 ~ 不可			粘土質土	

註) 1) A-7において, A-7-5群の塑性指数は液性限界より30を引いたものに等しいか, それより小であり, A-7-6群のものはそれより大である。
 1) 群指数の数值は土群分類記号の後に()に入れ示す。たとえば A-2-6 (3) A-4 (5), A-6 (12), A-7-5 (17) など。

図-Ⅲ・2・2 改訂PR用塑性図

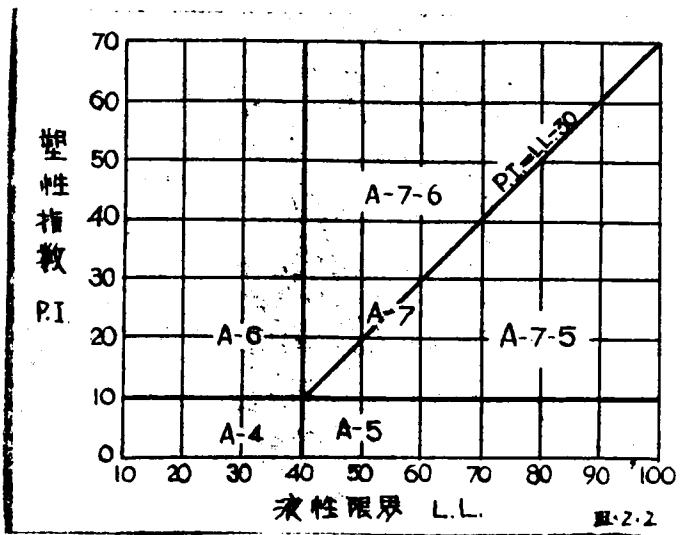
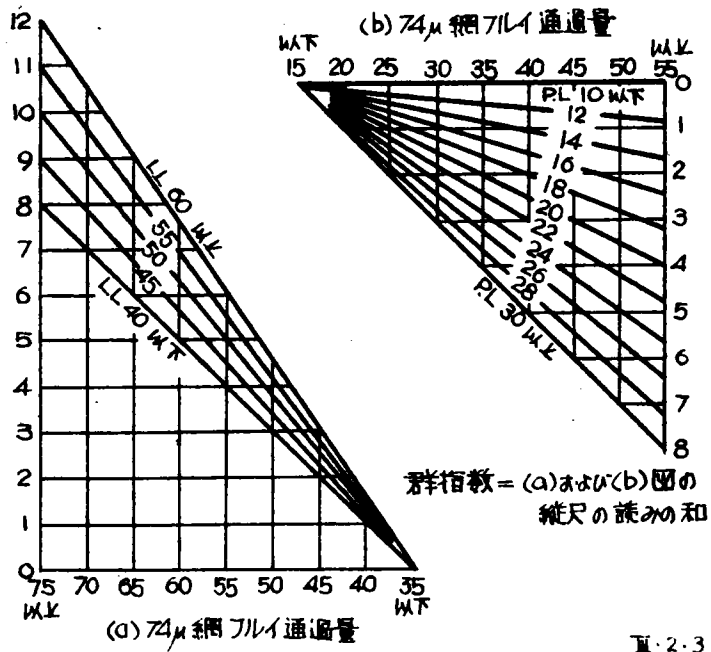


図-Ⅲ・2・3 群指数計算図表



Ⅲ・2・3

(147)

c = 液性限界から40を引いた値。

ただし液性限界が60以上の場合には60として0～20の整数で表わす。

d = 塑性指数から10を引いた値。

ただし塑性指数が30以上の場合には30として0～20の整数で表わす。

(Ⅲ・2・1)式の計算をおこなうかわりに 図-Ⅲ・2・3 を利用すれば群指数を簡単に求めることができる。群指数は値が高いほど路床土としては劣っていることを示しており、群指数から、タワミ舗装厚を設計する方法が2.3提案されている。(オⅢ・5章 §2参照)

なお、最近発行されたわが国の道路土工指針⁽³⁾では、土質分類法として、主として改訂PR法を使用することになっているが、著者はさきに述べた点でAC法の方がすぐれていると考える。すなわち、以前のPR分類による工学的性質の一覧表はわが国にもすでに紹介されているが、改訂されてから後の分類による工学的性質の一覧表はまだ知られていない(ただ米国のHighway Research Boardは改訂PR分類と舗装厚との関係を表・Ⅲ・5・3～5のように提案している)ので、今日の段階では改訂PR法で分類しても、その結果を十分に活用できないし、数字による記号は、AC法の文字による記号より土質を連想しがたく、改訂PR法は12の区分にすぎないのに、現場判定技術は15区分のAC法の方が修得しやすいからである。

§4. 三角座標による分類法

これは粒度分析の結果を粒径により、砂、シルト、粘土に大別して、三角座標上に一点としてあらわし、その点の占める位置によつて分類をおこなうものである。現在、提案されている三角座標には、U.S. Bureau of Public Roads (米国道路局)によるもの(図-Ⅲ・2・4参照)、U.S. Bureau of Soils (米国土壌局)によるもの(図-Ⅲ・2・5参照)およびMississippi河管理委員会によるもの(図-Ⅲ・2・6参照)などがある。

わが国で最も一般に利用されている三角座標は米国道路局によるものであるが、これと米国土壌局によるものとはほとんど同じで、粘土-砂質粘土の境界、粘土-シルト質粘土の境界が5%ずつ相違しているにすぎない。米国道路局および米国土壌局の分類では、ロームという語を使うが、この語は意

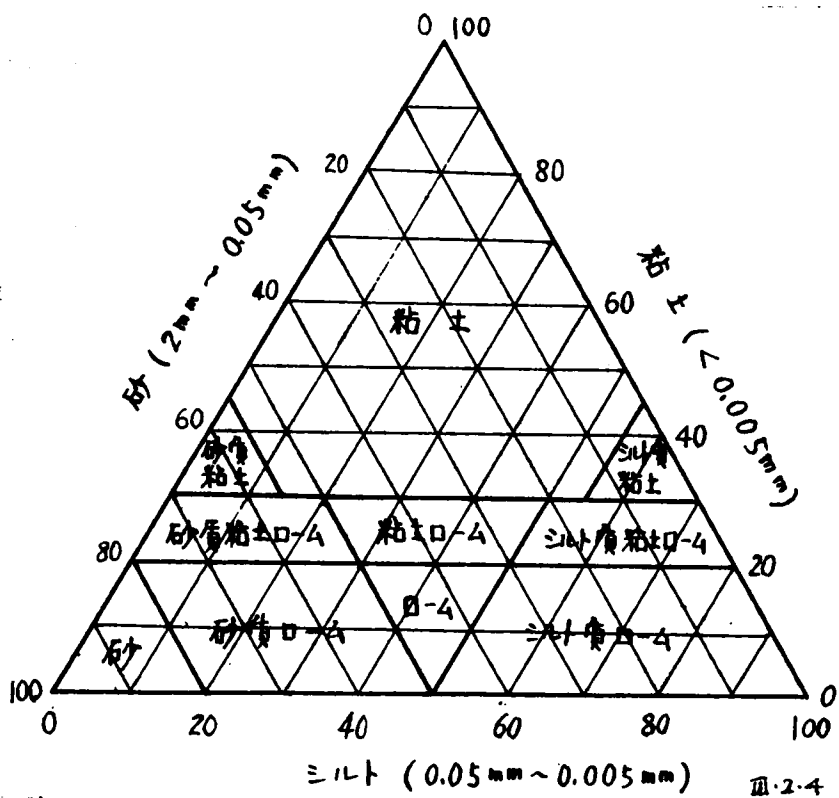


図-III-2-4 米国道路局の三角座標

(149)

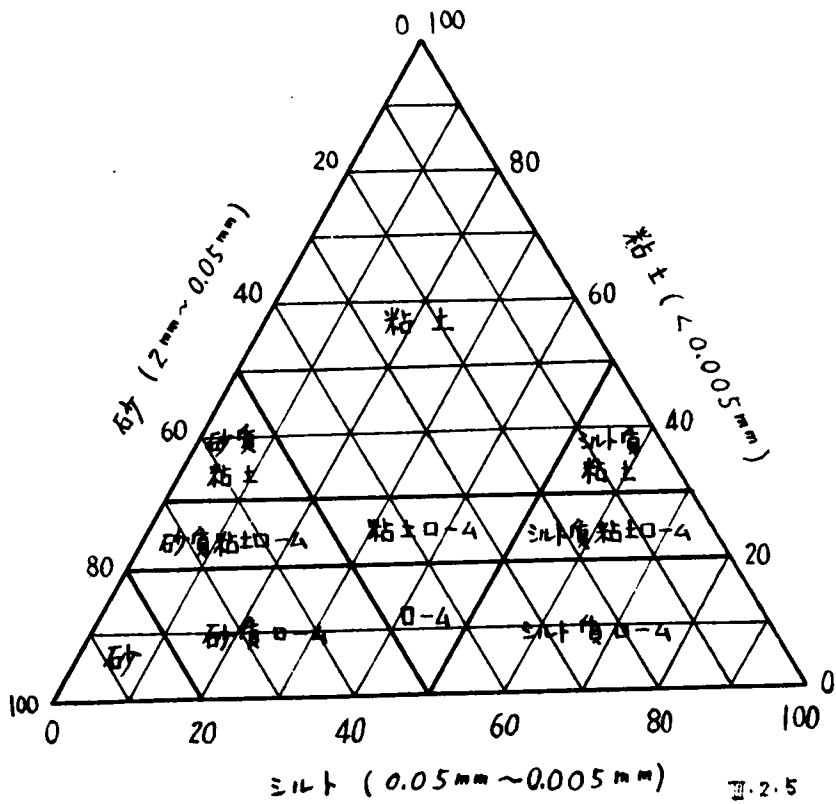


図-III・2・5 米国土産局の三角座標

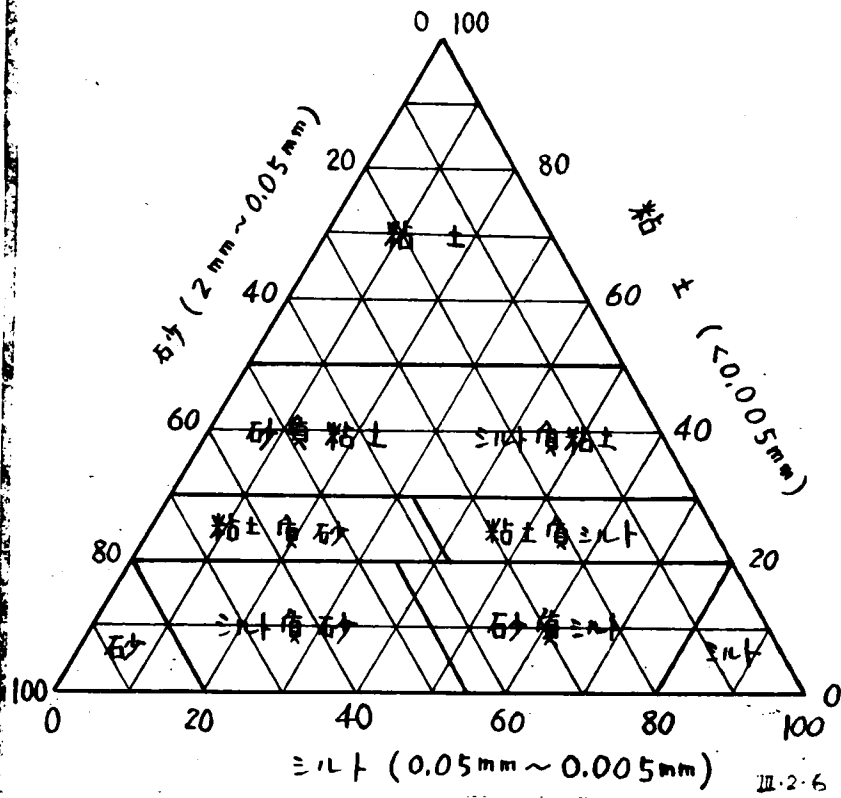


図-Ⅲ・2・6 Mississippi河
管理委員会の三角座標

(151)

味があいまいなため Mississippi 河管理委員会のものはすべての分類名を、砂、シルト、粘土の組合せを作っている点を注目されている。

しかしこれらの三角座標による分類は、2mm以下の粒径分布のみを、しかも砂、シルト、粘土の三成分の混合割合に単純化して分類するのであるから、石や礫を含み、その粒度配合の状態も問題になる路床土の工学的特性を示すには、当然不十分である。このような三角座標がその不十分な性格にもかかわらず、利用されてきた理由は、土を分類して記号によらないで名前をあたえるためには、このような分類法しかなかったためである。したがって将来は次第に述べるような記述的分類法が三角座標分類にかわって用いられるべきでないかと考えられる。

§5. Burmister の記述的分類法

Burmister⁽⁶⁾ は American Society for Engineering Education (米国工業教育協会, A. S. E. E.)⁽⁷⁾ による土の各主成分の定義(表・Ⅲ・2・6参照)にもとづいた記述的分類法を提案している。この分類法はわが国ではまだ普及していないが、このような記述的分類法をAC法と併用することによって、ほぼ満足できる土質分類ができるのではないかと著者は考えている。

Burmister は これらの定義にもとづいて、表-Ⅲ・2・7に示すような用語を用いて土を分類命名することを提案し、現地で土質判定の便利のために標本を利用することを提案した。Burmister は少くとも7種の乾燥砂礫、3種の乾燥砂、4種の湿润砂・シルト混合土を標本として作ることを提案している。土質判定は観察および指先の感触で粗粒成分からその割合を順次推定してゆき、粘性土の分類のためにコンシステンシーの試験をするときは礫だけを除いた残り全体の土(砂以下を含む)でおこなって判定する。

Burmister の土質命名の例を英語および日本語で示すと次のようである。なお 日本語で記したものは、Burmister による記述法の直訳でなく、著者が適当と考えた土質命名例を試みに示したものである。

a. "Light brown coarse to fine GRAVEL, and coarse to fine SAND, trace Silt."

「淡褐色、礫(粗-細)砂(粗-細)微量のシルト」

b. "Light tan coarse to fine GRAVEL, some coarse to fine Sand, trace Silt."

表-Ⅲ・2・6

A.S.E.E (米国工業教育協会) による土の主成分の定義

主成分	記 事	粒 径 界	副成分の粒径		
			Coarse 粗 粒	Medium 中 粒	Fine 細 粒
Boulders (巨石) 及びROCK (角石)	3in. フリにとどまる。	下 限			3 in.
Gravel (円礫) 及びStone (角礫)	3in. フリを通過, No.10フリにとどまる。	{ 上 限 下 限	3 in. 1 in.	1 in. 3/8 in.	3/8 in. NO.10
Sand (砂)	No.10フリを通過, No.200フリにとどまる。	{ 上 限 下 限	No.10 No.30	No.30 No.60	No.60 No.200
Silt (シルト)	No.200フリを通過, 非プラスチック, 気乾燥 するとほとんど強度なし。	上 限	No.200		
Clay-soil (粘土)	No.200フリを通過, ある範囲の含水比で塑性 と粘土の特性を示す。 気乾燥強度はかなり大きい。	上 限	No.200		

表-III・2・7

Burmister の記述的分類において命名に使う用語

(砂質土の場合)

土の成分	土命名に使う用語	記述に使う用語	比率の範囲
主成分	GRAVEL, SAND, SILT 礫, 砂, シルト	and	50%またはそれ以上と 35%~50%
副成分	Gravel, Sand, Silt 礫, 砂, シルト	Some かなりの Little 少量の trace 微少の	20%~35% 10%~20% 1%~10%
		Coarse to fine (粗-細) Coarse to medium (粗-中) medium to fine (中-細) Coarse (粗) medium (中) fine (細)	すべての粒径がある <10% fine <10% coarse <10% medium fine <10% coarse and fine <10% coarse and medium

(粘性土の場合)

塑性の程度*	PI(%)	記述名	特 備
Non-plastic 非塑性	0~1	Silt シルト	粉碎し易い。
Slight plasticity 微塑性	1~5	trace CLAY 微少の粘土	好ましい。
Low plasticity 低塑性	5~10	little CLAY 少量の粘土	粘性がある。
Medium plasticity 中塑性	10~20	CLAY and Silt 粘土とシルト	好ましく古い塑性 流動や圧縮性がある
High plasticity 高塑性	20~35	Silty clay シルト質粘土	
Very high plasticity 極めて高塑性	>35	CLAY 粘土	

* 塑性は礫をのぞいた砂以下の全体の土で判断する。

附加的記述用語

1. 色, 土粒子形状など。
2. 締まっている程度, プラスティシティの程度。
3. 無機成分(雲母, 貝殻, その他混合物)。
4. 有機物質(樹根, 腐植物, ピート)。
5. 地質学的生成(沖積, 洪積など)および地層。

- 「淡紅色，礫（粗—細）かなりの砂（粗—細）微小のシルト」
- c. "Light brown medium to fine SAND, little Silt";
medium compact.
- 「淡褐色，砂（中—細）少量のシルト」 締り程度中位。
- d. "Brown medium to fine SAND, ^{some} Silt, trace Clay";
slight plasticity.
- 「褐色，砂（中—細）かなりのシルト 微小の粘土」 微塑性。
- e. "Grey-brown SILT, some medium to fine
Sand, little Clay"; low plasticity.
- 「灰褐色，シルト かなりの砂（中—細）少量の粘土」 低塑性。
- f. "Grey CLAY and SILT, little medium to fine Sand";
medium plasticity.
- 「灰色，粘土とシルト 少量の砂（中—細）」 中塑性。

Burmister による分類法は 石や礫も含めて全体の土についての分類命名ができること，各成分内の粒径分布の記述もすること，現場判定がしやすいこと，ほぼ必要かつ十分な公式的記述が約束されていることなどで三角座標分類よりも路床土分類法としてさらに適していると考えられる。

§6. 突固め試験による分類法

この分類法は Woods⁽⁸⁾ によって考えられ，Mississippi 河流域の土を分類するのに使われた。これによると，表-Ⅲ・2・8 に示すように，標準突固め試験によって求まる最大乾燥密度により5つのグループにわけ，基礎としての一般的評価を示している。

またこれと同様の分類が盛土材料としての適性および締固めの基準と対応させて，表-Ⅲ・2・9，Ⅲ・2・10 のようにも与えられている。⁽⁹⁾

表-Ⅱ・2・8 Woods の突固め分類

標準突固め試験の最大乾燥密度		基礎としての 一般的評価
lb/ft ³	gt/cm ³	
130 以上	2.08 以上	優
120 ~ 130	1.92 ~ 2.08	良
110 ~ 120	1.76 ~ 1.92	可
100 ~ 110	1.60 ~ 1.76	劣
70 ~ 100	1.12 ~ 1.60	極めて劣

表-Ⅲ・2・9 盛土高が3mを越えないとき、
長期間浸水の恐れがないとき、地盤面がゆる
やかなときの盛土材料の選択と締固めの基準

標準突固め試験の 最大乾燥密度 gt/cm ³	P.R. による およその分類	適性	最低締固め 限度* (%)
200 以上	A-1	優	90
190 ~ 199	A-1, A-2	良	90
175 ~ 189	A-4	可	90
160 ~ 174	A-6, A-7	劣	95
140 ~ 159	A-7	極めて劣	95
140 未満	A-5, A-7	不適	—

* 最低締固め限度は標準突固め試験の最大乾燥密度の百分比であらわしている。

〔注意〕

- (i) $LL \leq 65$ で $PI \leq 0.6 \times LL - 9.0$ の材料を用い、上表に示される以上の締固めが必要である。
- (ii) 0.075mm 網フルイ通過量が35%以下であるような粒状材料は使用してよい。また粘土、シルトまたは細砂よりなる固結した頁岩または成層岩は、2.0mm 網フルイ通過量が40%以下ならば適当である。

表-Ⅲ・2・10 盛土高が3 m以上あるとき、浸水をうける恐れのあるとき、急斜面上に盛土するときの盛土材料の選択と締固めの基準

標準突固め試験の最大乾燥密度 g/cm^3	P.R. によるおよその分類	適性	最低締固め限度* (%)
2.00 以上	A - 1	良	90
1.90 ~ 1.99	A - 3, A - 2,	可	90
1.75 ~ 1.89	A - 4	劣	95
1.60 ~ 1.74	A - 6, A - 7,	極めて劣	100
1.60 未満	A - 5	不適	—

* 最低締固め限度は標準突固め試験の最大乾燥密度の百分比であらわしている。

〔注意〕

- (i) $LL \leq 50$ の材料を用い、上表に示される以上の締固めが必要である。
- (ii) 0.075 mm 網フルイ通過量が35%以下の粒状材料、また、2.0 mm 網フルイ通過量が40%以下の頁岩で、0.40 mm 網フルイ通過分のLLが50を越えないものは使ってよい。

§7. その他の土質分類法について

その他の土質分類法として、粒径加積曲線にもとずいた分類の一例が土木工学ハンドブック⁽¹⁰⁾に紹介されているが、あまり利用されていない。

また米国の民間航空管理局(Civil Aeronautic Administration)によって確立されている土質分類法⁽¹¹⁾があり、一般にはC.A.A.分類として知られている。これは土質分類によって飛行場の舗装厚をきめることを目的にしており、粒度、コンシステンシー、膨張性およびCBRにもとづいて分類をおこなう。これによる分類結果とCBR、路床支持力係数(K値)、および支持力との概略の関係が図-Ⅲ・5・1に示されている。この分類法は飛行場の舗装厚設計と積極的に結びつけられている点、膨張性試験、CBR試験などまで分類試験の中に含めている点を注目にあたいするが、道路路床土

(157)

の分類法としては このままでは利用しがたいものであるからここで詳しく述べることは省略する。

参 考 文 献

- (1) Casagrande, A. (1947) Classification and identification of soils. Proc. A.S.C.E., Vol.73 pp.783 ~ 810.
- (2) Road Research Laboratory (Dept sci. & Ind. Research) (1952) Soil mechanics for road engineers. Her Majesty's Stationery Office, London, P.66
- (3) 日本道路協会編(1956)「道路土工指針」日本道路協会発行。
- (4) Hogentoyler, C.A., and C.Terzaghi (1929) Interrelation-ship of road, load and subgrade. Publ. Rds., vol.10, pp. 37 ~ 64.
- (5) Allen, H. (1945) Report of Committee on Classification of Materials for Subgrades and Granular Type Roads. Proc. H.R.B. vol.25, pp 375 ~ 388; Discussion, pp 388 ~ 392.
- (6) Burmister, D.M. (1948) Discussion of paper on classification and identification of soils by A.Casagrande. Proc. A.S.C.E., vol.74 (3), pp. 409 ~ 415.
- (7) American Society for Engineering Education. Civil Engineering Division. Report of Committee VII on Foundations and Soil
- (8) Woods, K.B. et al. (1938) Compaction of earth embankment. Proc. H.R.B., vol.18, pp. 142 ~ 181.
- (9) 星 莖和 (1956) 舗装の基礎と砂利道, 昭和30年度講習会パンフレット, 土木学会中部支部。
- (10) 土木学会編(1954)土木工学ハンドブック, 技報堂P.130
- (11) U.S. Department of Commerce, Civil Aeronautics Administration. (1944 and 1946) Design manual for airport pavement. Washington, D.C., (U.S. Department of Commerce).

(159)

第Ⅲ・3章 CBR試験に関する研究

§1. JIS A 1211のCBR試験について

(1) 概 説

現在世界各国において CBR 試験がおこなわれており、その方法は国によって多少異なるが、わが国の現格、JIS A 1211「路床土支持力比試験方法⁽¹⁾」は米国の AASHO の方法に準じている。

JIS A 1211 に規定されている CBR 試験にはまず室内試験と現場試験とがある。このうち室内試験には乱した土を締固めておこなう試験（変状土供試体試験）と乱さない試料でおこなう試験（現状土供試体試験）の2通りがあり、変状土供試体試験はさらに動荷重成形供試体によるものと静荷重成形供試体によるものとにわかれる。

室内 CBR 試験の特徴は供試体を4日間水浸させたのち試験することである。これによって道路施工後、おこりうる最悪含水状態における路床土の支持力を推定しようとしている。

現場 CBR 試験は路床または路盤の支持力を現場において推定しようとするもので、碎石などの多い路盤は乱さないで採取することはほとんど不可能であるから、このような場合の、路盤、路床の実際の CBR 値は現場 CBR 試験によらざるを得なくなる。以下 JIS A 1211 に従った CBR 試験法を述べ、その2.3の向題点について考察する。

(2) 動荷重成形供試体による室内 CBR 試験

変状土供試体試験に用いる試料は、気乾燥した 20mm 以下の粒径のものである。もし採取した試料に標準板フルイ 20mm にとどまるものがあれば、同重量だけ、標準板フルイ 20mm を通過し、標準板フルイ 5mm にとどまる粒径のものに入れ換える。

CBR 供試体の作製にさき立ち、試料の最適含水比を求めるためにつぎの方法で突固め試験をおこなう。この突固め試験に用いるモールド、ランマ、スペーサディスクは、図・Ⅲ・3・1 に示す。モールドにスペーサ・ディスクを入れ、その上に試料を5層に分けて入れ、各層の突固め厚が約 25mm になるように均一に55回ずつランマで突固める。このような突固め試験で、最適含水比が求まると、この最適含水比となるように水を混ぜた試料を用いて各層 55、25、10回の突固めによる供試体を3個作る。このとき突固め直後の乾燥密度を求めておく。

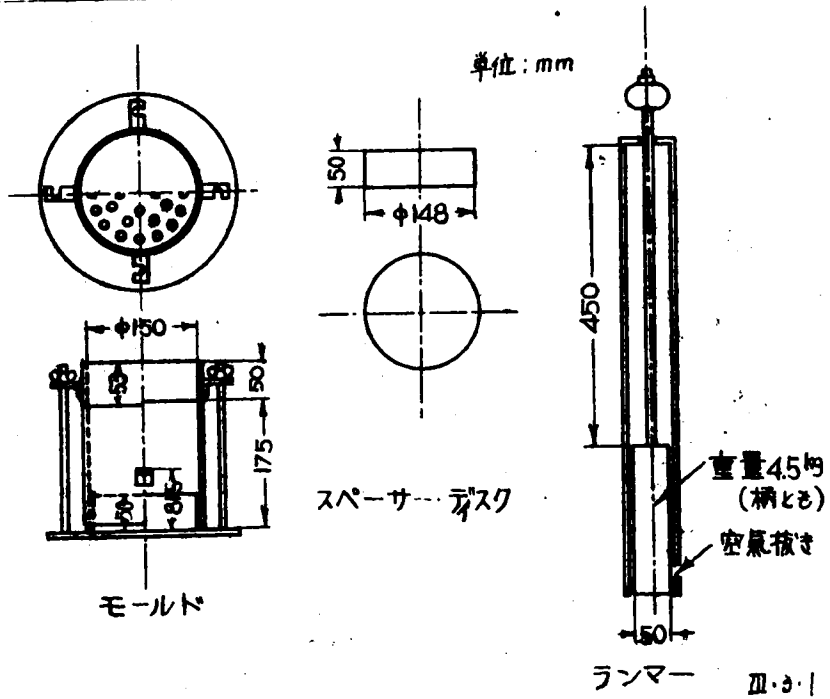


図-Ⅲ・3・1 JIS A 1211 の喪状土供試体試験に用いるモールド、スペーサーディスク、ランマの各寸法

次に図-Ⅲ・3・2 に示すような装置で4日向水浸する。水浸中は、供試体の上に設計荷重または実際の荷重±2kg に相当する荷重(この荷重は最小5kgとする)がかかるようにしておく。水浸中は膨脹量をダイヤルゲージで観測し、4日向の水浸が終了した後、荷重板をのせたまま静かに傾けてモールド内の水をきったのち、約15分間静置する。ここで水浸後の平均含水比を求めるため供試体の重量を測っておく。

水浸による膨脹比は次式で計算する。

$$\text{膨脹比} = \frac{\left[\text{ダイヤルゲージの終りの読み} (mm) \right] - \left[\text{ダイヤルゲージの初めの読み} (mm) \right]}{\left[\text{供試体の最初の高さ} (mm) \right]} \times 100$$

..... (Ⅲ・3・1)

次に4日向水浸(吸水膨脹試験という)の終わった供試体で図-Ⅲ・3・3に示すような貫入試験をする。貫入速度は1分間1mmとし、貫入量が0, 0.5, 1.0, 2.0, 2.5, 5.0, 7.5, 10.0, 12.5mmのときの荷重を読み、その結果から図-

(161)

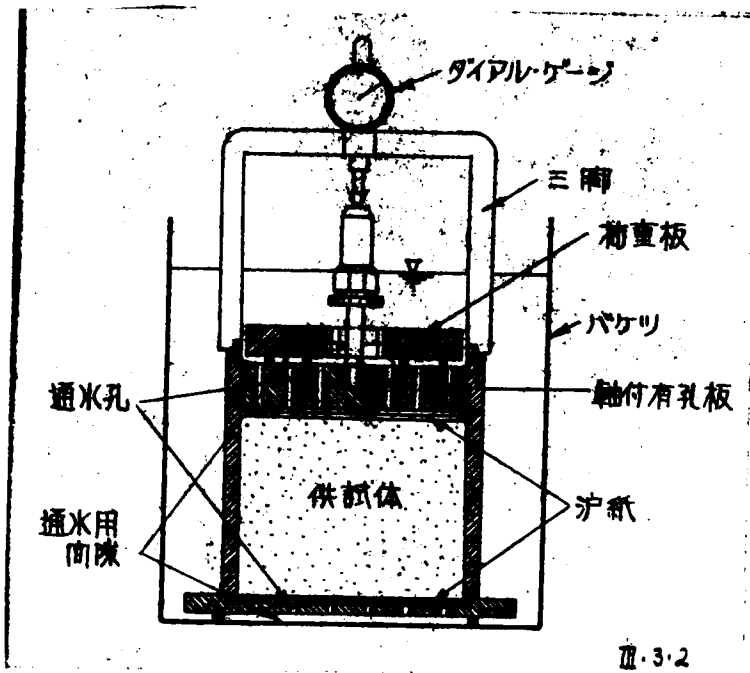


図-III・3・2 吸水膨脹試験説明図

III・3・2'

(163)

Ⅲ・3・4 に示すようなグラフを描く。図Ⅲ・3・4 の No. 2 のような曲線形になったときは、修正して B を原点と考える。このグラフから貫入量 2.5 mm のときの荷重を読み、つぎの式で路床土支持力比 (CBR) を計算する。

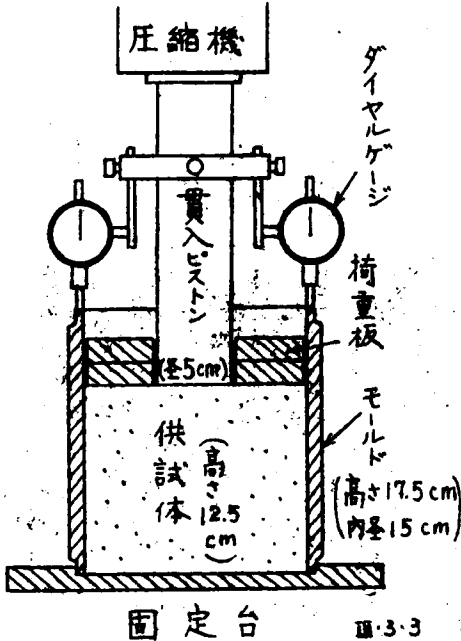
$$\text{路床土支持力比 (CBR)} = \frac{\text{試験荷重強度}}{\text{標準荷重強度}} \times 100$$

..... (Ⅲ・3・2)

標準荷重強度は 表Ⅲ・3・1 のように定められている。

ここで 5.0 mm の貫入の支持力比が 2.5 mm のものよりも大きい場合、さらに試験をくりかえし、同様の結果を得たときは 5.0 mm の支持力比を採用する。

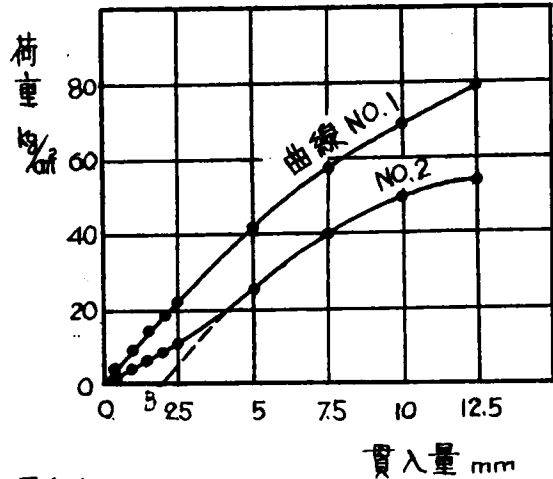
以上の実験結果より示方書または現場締固めの密度に対応する CBR を決定するためには、



図Ⅲ・3・3 CBR 貫入試験説明図

表Ⅲ・3・1 CBR 試験標準荷重強度

貫入深さ mm	荷重強度 kg/cm ²	全荷重 kg
2.5	70	1370
5.0	105	2030
7.5	134	2630
10.0	162	3180
12.5	183	3600



Ⅲ・3・4

図Ⅲ・3・4 CBR 試験の荷重-貫入量曲線
Ⅲ・3・3

図-Ⅲ・3・5 に示すように縦軸に突固め直後の乾燥密度，横軸に含水比ならびに CBR をとり，乾燥密度-含水比曲線，乾燥密度-CBR 曲線をならべて描く。次にこの図に所定の密度（たとえば最大密度の95%）の水平線をひき，図-Ⅲ・3・5(b)の乾燥密度-CBR 曲線との交点を求め，その CBR を修正 CBR として設計に用いるようにしている。

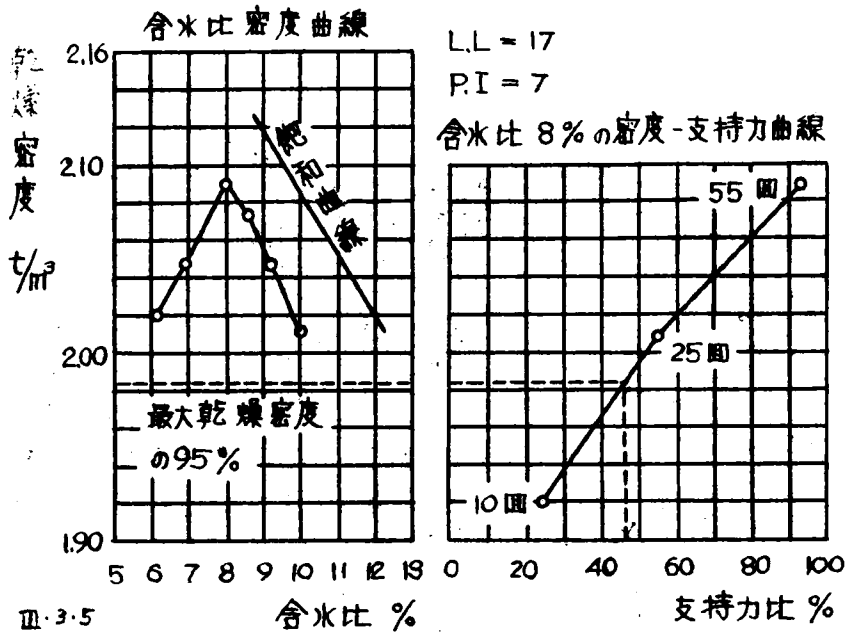


図-Ⅲ・3・5 示方書または現場締固めの密度に対応する CBR を求めるための図

(3) 静荷重成形供試体による室内 CBR 試験

静荷重成形供試体による試験は 動荷重成形の場合と供試体作製法，および各供試体を非水浸，水浸，両 CBR 試験に用いる点を異っているだけで，試料の準備法，吸水膨脹試験法，貫入試験法，などにおいては同じである。

静荷重の場合も供試体作製に先だちまず試料の最適含水比をもとめるための試験をする。そのためには約 4kg の試料を 4~6 個準備し，それぞれ最適含水比前後の含水比になるように水を加えてよく混ぜ，順次締固めをおこなう。締固め方法は，図-Ⅲ・3・1 に示したモールドにこの場合はスペーサ・ディスクを入れずに試料土だけを入れ，

図-Ⅲ・3・6 に示すような締固め用プランジヤを用い，容量約 30t の載荷装置で荷重をかける。荷

(165)

重速度は、荷重が12.5tから25.5tまでは1分向1mmの圧縮をおこなす載荷速度とし、荷重が25.5tになったとき、荷重を1分向そのままとし、その後約20秒向に荷重をとり除く。それから供試体の体積、重量、含水比を測り、乾燥密度-含水比曲線を描いて最適含水比および最大乾燥密度を求める。

次に最適含水比になるように水を加えた試料で、上述と同じ締固め方法により供試体を作って乾燥密度を求め、まず非水浸のCBR貫入試験をおこなう。試験後、供試体の表面から3cm以内の所から20~50gの試料をとり含水比をはかる。

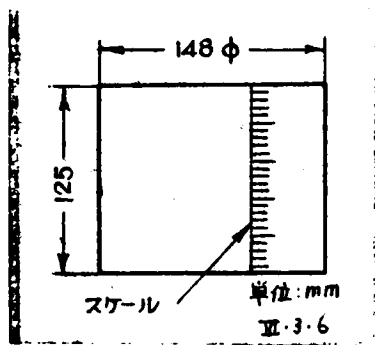


図-III-3-6 締固め用プランジヤ

次に供試体の表面約3cmを適当な道具でかき起し、沪紙をあて、プランジヤをすえ、モールドを逆にして、さきと同じ方法で締め直す。その供試体の高さをはかり、密度を計算してから、軸付有孔板と5kgの荷重板を載せて4日向の水浸試験をする。その後の処置、水浸CBR試験、膨脹比と支持力比の計算は動荷重成形供試体の場合と同様である。

(4) 現状土供試体による室内CBR試験

現状土供試体採取の方法は、図-III-3-7に示すカッタをCBRモールドに付け、現場の代表的な箇所に押し込んで自然状態の供試体をとればよい。その後の吸水膨脹試験および貫入試験については、他の室内CBR試験と全く同じである。

(5) 現場CBR試験

JIS A 1211の現地CBR試験では、図-III-3-8に示すような載荷装置と、5t以上の荷重となりうるトラックを使用する。試験方法は、代表的な場所を選び、水をまき、十分浸透させたのち、表面のゆるんだ土を取り除いて、試験箇所の表面を径約30cmの水平な面に仕上げ、図-III-3-8のように器具をとりつけ、室内試験に準じた貫入試験をおこなえばよい。

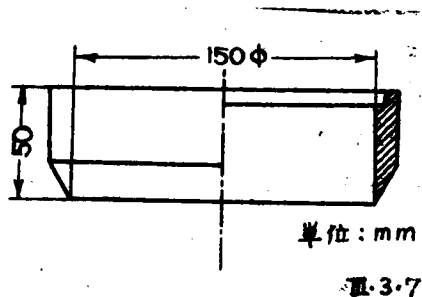
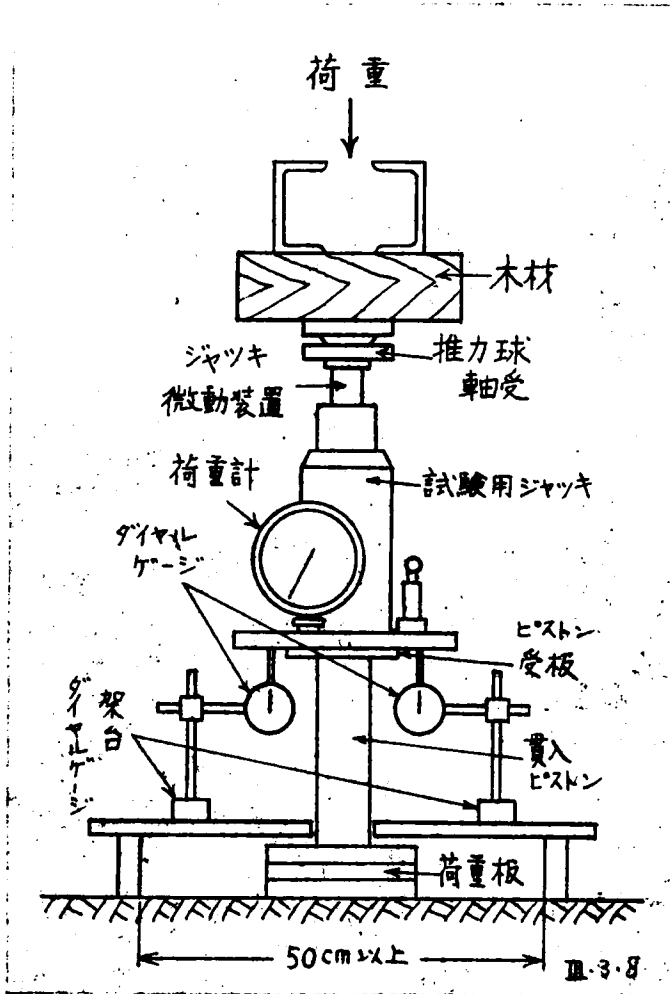


図-III-3-7 CBR現状土供試体採取用カッタ

図-Ⅲ・3・8 JIS A 1211 の現場 CBR 試験装置



§2. 動荷重成形供試体による室内 CBR 試験の考察

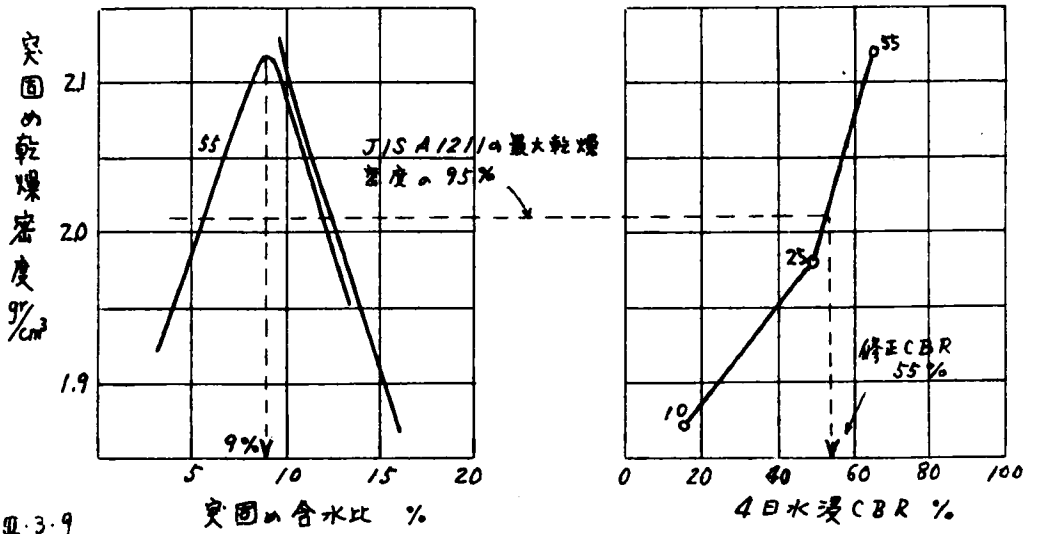
一般によく利用される JIS A 1211 の動荷重成形供試体試験について検討するため 礫混り砂を試料として組織的実験をおこなった。この実験はオⅡ・3 章 §4「4日水浸による締固め土の CBR 値の変化」の実験と一部重複するが、試料土としては図-Ⅱ・4・8に粒径加積曲線を示したものであり、改訂 PR 法によれば A-1-b、AC 法によれば SW に分類される土である。

この試料を用いて JIS A 1211 と同じ

要領で、各層 5 回、25 回、10 回の場合の乾燥密度-含水比関係曲線を描くと、すでに図-Ⅱ・3・9 に示したような 3 本の曲線が得られる。この曲線を描くために作った突固め供試体で、4日水浸 CBR 試験をおこなえば、すでに図-Ⅱ・3・11 に示したように突固めエネルギーをパラメーターとした 3 本の 4日水浸 CBR-突固め含水比曲線ができる。図-Ⅱ・3・9 と 図-Ⅱ・3・11 とから突固め含水比をパラメーターとした 4日水浸 CBR-突固め乾燥密度曲線を描くと 図-Ⅱ・3・13 をうる。

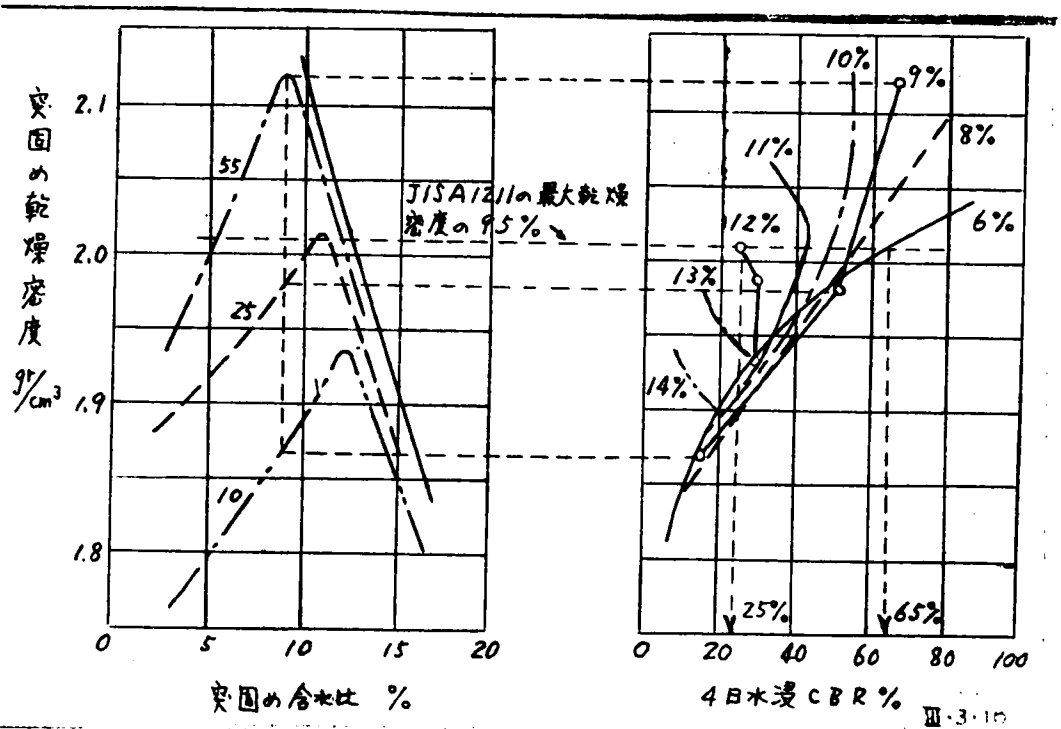
ここですでに図-Ⅲ・3・5 に例を示したように JIS 規定による修正 CBR の求め方をこの試料の場合に対して示してみると、図-Ⅲ・3・9 となる。図

(167)



Ⅲ-3-9

Ⅲ-3-9 JIS A 1211によつて修正CBRをもとめる方法



Ⅲ-3-10 Ⅲ-3-9 よりもさらに緻密な修正CBRを求める方法

Ⅲ・3・9は その左側に各層55回のときの突固め試験結果を示し、この場合の最適含水比9%を突固め含水比としたときの突固め乾燥密度-4日水浸CBR関係曲線を右側の図に示している。今 図-Ⅲ・3・5にならって最大乾燥密度の95%を修正CBRとしてとると、55%と求まる。

いま図-Ⅱ・3・9と図-Ⅱ・3・13を組合せて図-Ⅲ・3・9に相当する図を描くと、図-Ⅲ・3・10が得られる。図-Ⅲ・3・10で、図-Ⅲ・3・9と同様に最大乾燥密度の95%に対応する修正CBRをもとめると突固め含水比が6~12%と変化することに対応して25~65%の範囲の値をとる。すなわち図-Ⅲ・3・9の修正CBRは現場の含水比が12%の場合には危険側であり、6%の場合には安全側となる。このことは、4日水浸CBR値に突固め乾燥密度だけでなく、突固め含水比も重要な意味をもっていることを示している。

ゆえにJIS A 1211のCBR試験法は舗装設計に対する平均的な指針を与える簡便法であり、わが国のように現場の含水比が多い場合には、室内実験時と現場施工時の含水比の相違は危険側の設計結果を与えることになるから注意せねばならぬことがわかる。

§3. JIS A 1210 の最適含水比を用いた動荷重成形供試体による室内CBR試験について

JIS A 1210「土の突固め試験方法」によつて求めた最適含水比はJIS A 1211の各層55回突固め最適含水比よりも高い。しかし一般に現場で締固め作業をおこなう際の締固め度の基準にはJIS A 1210の最大乾燥密度が使われる場合が多いから、CBR供試体を作るのに用いる突固め含水比をJIS A 1210の突固め試験の最適含水比で代用する試みが考えられる。

この試案の可否を照査するためJIS A 1210の最適含水比を用いて各層55回、25回および10回突固めをおこなつて作った3つの供試体により、図-Ⅲ・3・9に相当する実験をおこない、その結果を示せば、図-Ⅲ・3・11のようになる。図-Ⅲ・3・9と図-Ⅲ・3・11とを比較すると次の2つの真合のわらう現象があらわれている。オ1の現象は各層10回突固めの供試体はよく締まるが、各層55回、25回突固めの供試体はそれぞれの最適含水比をこえ

締まりにくくなるので、3点の乾燥密度の差すなわち修正CBRを求めうる密度の範囲がせまくなる。

オ2の現象はJIS A 1211の最適含水比に従つて締固めをおこなうと、一般に突固め回数が増すほどCBRが高くなつたが、JIS A 1210の最適含水比で締固めると突固め回数が増すとかえつてCBRが低下する。(この現象

(169)

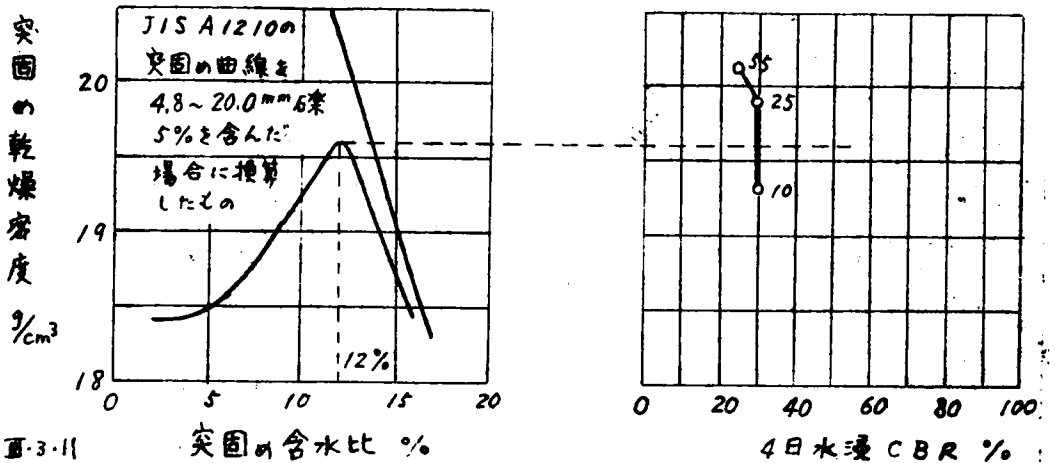


図-III・3・11 JIS A 1210 の最適含水比を用いた室内 CBR 試験から修正 CBR を求める試み

は 14 回の実験のうち 12 回生じた。) これは図-II・3・13に示した過載圧現象で、土質によっても多少影響がわがらうが、一般的現象といえる。

以上のような理由により、室内 CBR 試験の供試体突固め含水比に JIS A 1210 の最適含水比を用いると、JIS A 1211 のような好都合な水浸 CBR-乾燥密度関係曲線がえられないので、JIS A 1211 の修正 CBR 推定法の主旨は破壊されることとなる。

したがって、今日の JIS A 1211 の CBR 試験では、JIS A 1211 で規定した最適含水比を用いて試験しなければならないこととなる。しかし、こうして求めた CBR は、現場の路床土の乾燥密度と同一であっても、突固め含水比 (JIS A 1211 の最適含水比) と将来の含水比 (JIS A 1211 で規定する 4 日水浸で到達される含水比) のいずれもが現場の場合と一致しないことが多いから、将来の現場路床土の CBR を正しく示さないことが多い。また自然に存在する土を一度ほぐして再び同一含水比で同一乾燥密度に締固めても、支持力が減少することが知られている⁽²⁾。ゆえにできれば舗装前の現場路床土をオI編の方法で推定される舗装後の含水状態として、その状態下で直接 CBR を測りながら、必要な舗装厚を設計し、また施工管理する方がよりのでまじいと考ええる。そのための現場 CBR 試験は本章 §1 (5) で述べた方法によればよいが、それは 5 t 以上の荷重となりうるトラックを使わなければならないので、現場試験は従来の方法ではかなり面倒である。そこでその現場試験の困難さを取除くために著者は新しい現場試験法として球体落下試験を考案した。この試験法については次章に述べる。

なお室内CBR試験によって合理的な設計をするためには、一律な4日水浸という条件によらず、オI編の方法で推定した含水状態とした供試体についてCBR試験をしなければならぬ。そのためには現場における締固め直後の状態（含水比および乾燥密度における状態）と同一状態の供試体を作り、それをオI編の方法で求めた将来の推定平衡含水状態としてCBR試験をすればよい。

参考文献

- (1) 土質工学会 (1955) 「土質試験法解説(オ集)」
土質工学会、pp. 95~122.
- (2) 森 麟 (1958) 土のシキソトロピーと路床支持力。
土質学会論文集 Vol. 57. pp. 7~11.

(171)

第Ⅲ・4章 球体落下地耐力試験に関する研究

§1. 概 説

これは著者が考案した路床土耐力試験法であつて、動的荷重によつて、CBR値を求める試験であるとも考えられる。

その原理は、一定重量、一定直径の球体と一定高さから路床土に落下させ、そのとき路床土に生ずるくぼみの直径（これをD値とよぶ）から地耐力を知ろうとするものである。

この試験方法によると正規のCBR試験にくらべてずっと簡単にCBR値を求めることができ、またD値から直接に簡単な計算によつて必要なタワミ舗装厚を設計することができる。

路床土のD値とCBR値との関係は著者の研究によつて理論的にも実験的にも確立することができた。この試験によるとタワミ舗装設計のための路床土調査がきわめて簡易化される。

なおこの試験方法は 土の乾燥密度やトラフィカビリティを簡単に測定するためにも利用できるものである。

§2. 測定装置とD値測定における注意

球体を一定高さから路床土または供試体の所定位置に落下させるために、図-Ⅲ・4・1に示すようなさげ振りつきガイドを用いた。

球体落下によつて生じたくぼみの直径Dは物指で直接測定してもよいが、次に述べるD値記録装置を使つてもよい。ここで注意しなければならないことは、土は 図-Ⅲ・4・2に示すように、くぼみの縁が明瞭な線となつてくぼまないから、球面と地表面の交線を想定して図-Ⅲ・4・2に示すようなD値を測らねばならないことである。この操作はむづかしいことでも面倒なことでもない。しかし現場で迅速に測定を遂行するためには、次に述べるD値記録装置を利用するとさらに便利である。

すなわちD値記録装置は10cm四方ぐらいの浅い記録用白紙と複写用カーボン紙をあわせて両者を湿らないようにビニールの袋に入れたもので、これを路床土または供試体表面に置き、軽くガイドの下端で押え、ついでガイドを鉛直に保つてガイド上端の一定高さより球体を落下させれば、記録用白紙には 図-Ⅲ・4・3に示すように、球体によるカーボン紙の痕跡ができる。この場合もし、記録用白紙に図-Ⅲ・4・2に示すDの部分だけ痕跡ができるとすれば、D値が大きくなるほど記録用白紙上の痕跡の直径とD値とはかけ

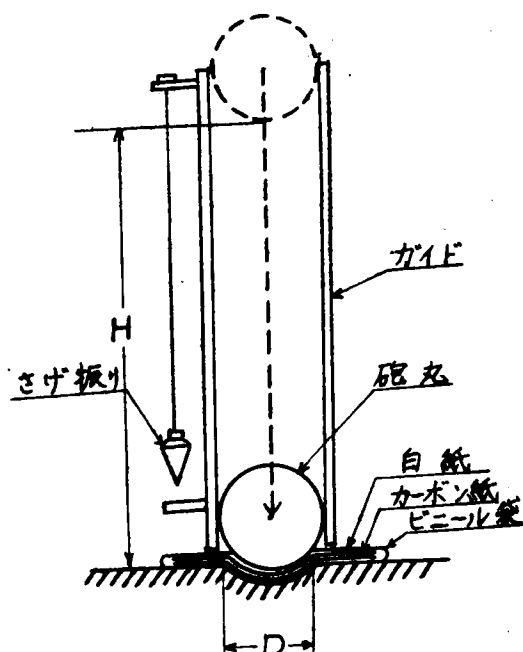


図-Ⅲ・4・1 球体落下試験実施のための装置

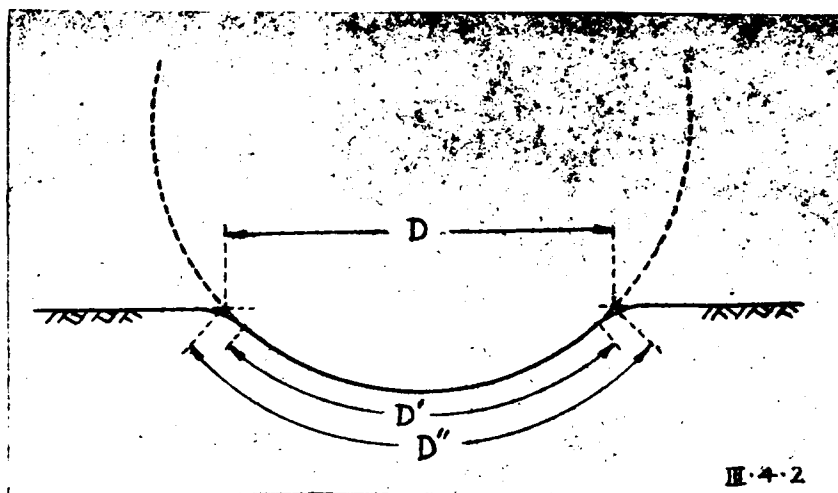


図-Ⅲ・4・2 D値測定の注意、
Ⅲ・4・2

(173)

はなれるはずであるが、実際は図-Ⅲ・4・2のD'の部分しか痕跡がつかず、DとD'を実測によつて比較した結果、図-Ⅲ・4・4に示すように実用上等しいとみてよいことがわかつた。ゆゑにDを直接測る代りに上記記録装置によつてD'を測定してもよい。

球体落下試験の指数としてくぼみの深さをはかることも一応考えられるが、ここで用いるD値の測定の方が容易で精度も高い。

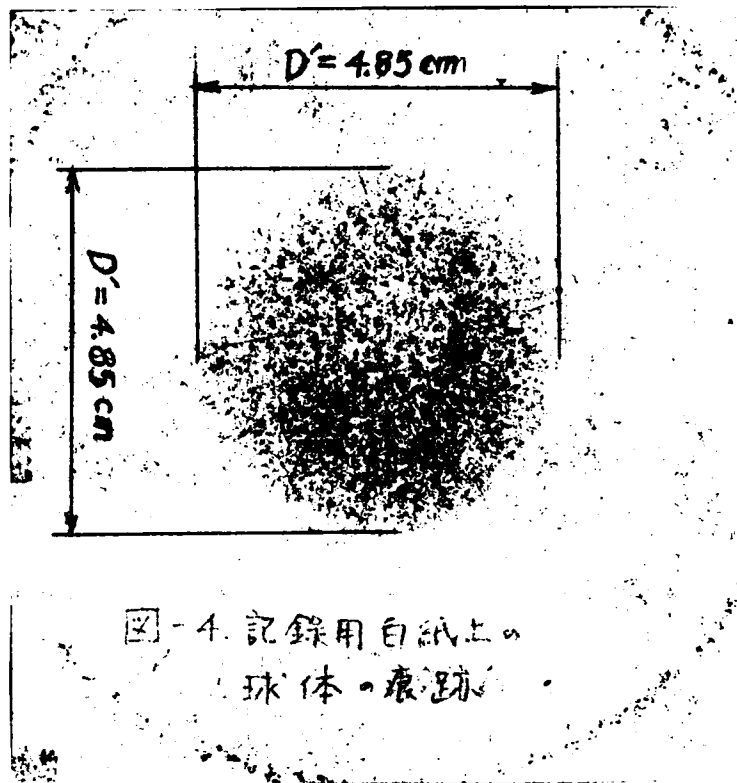


図-Ⅲ・4・3 記録用白紙上の球体の痕跡

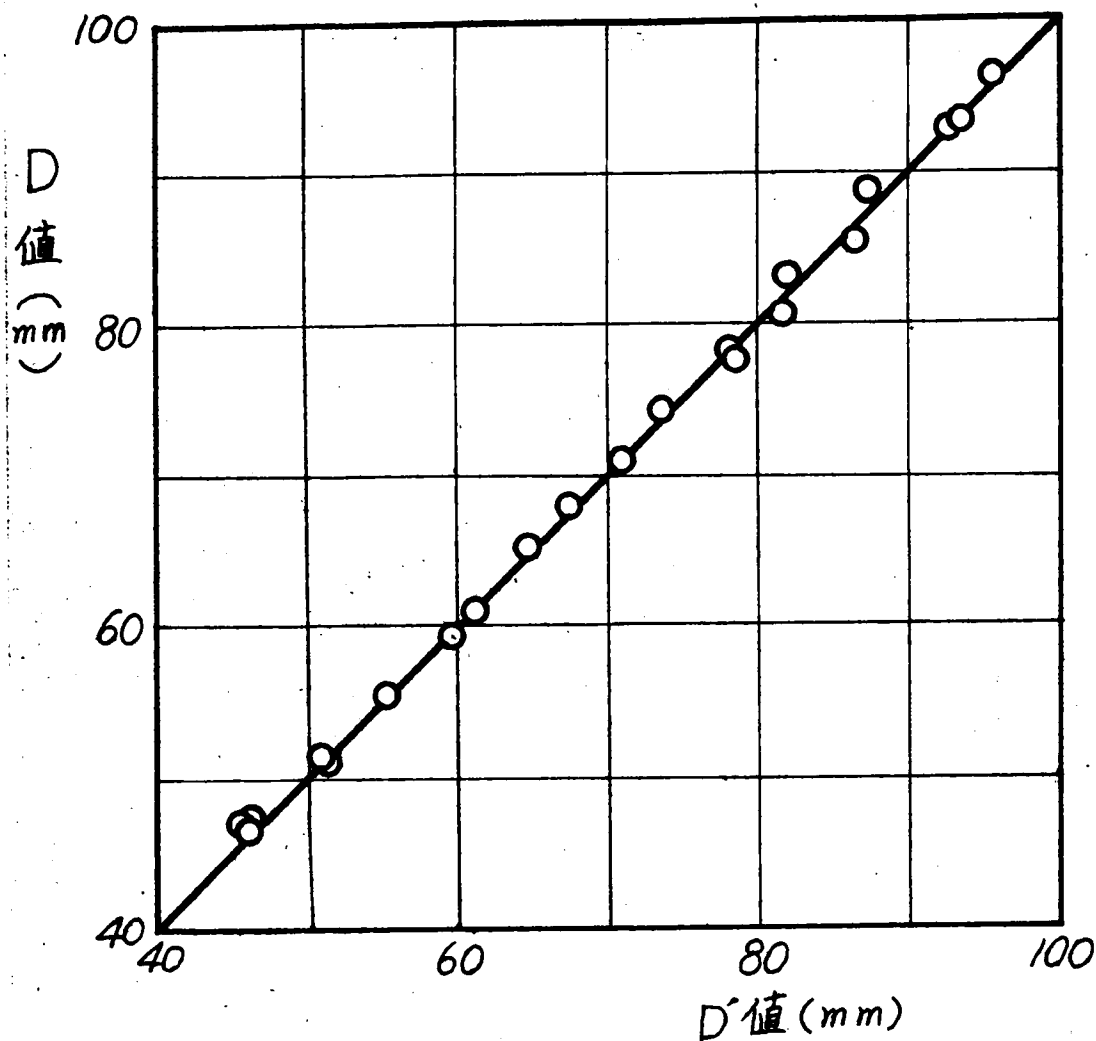


図-Ⅲ・4・4 D値とD'値との実験的關係

§3. 理論的考察(CBRとD値との關係)

CBRの標準による荷重強度は 表・Ⅲ・3・1 に示したが、表-Ⅲ・3・1よりCBR標準荷重強度-貫入深さ曲線を描けば図-Ⅲ・4・5のように面対数紙上で直線となる。ゆえにCBR標準荷重強度 p (kg/cm^2)は次のように表わせる。

$$p = 162 \times 0.61 \dots \dots \dots (Ⅲ・4・1)$$

(175)

ここに示はCBR貫入ピストン（直径5cm，断面積19.63cm²）の貫入量をcmで表わしたものである。

一般に地表面で直径d（cm）の円板による載荷試験をおこなうと，載荷板

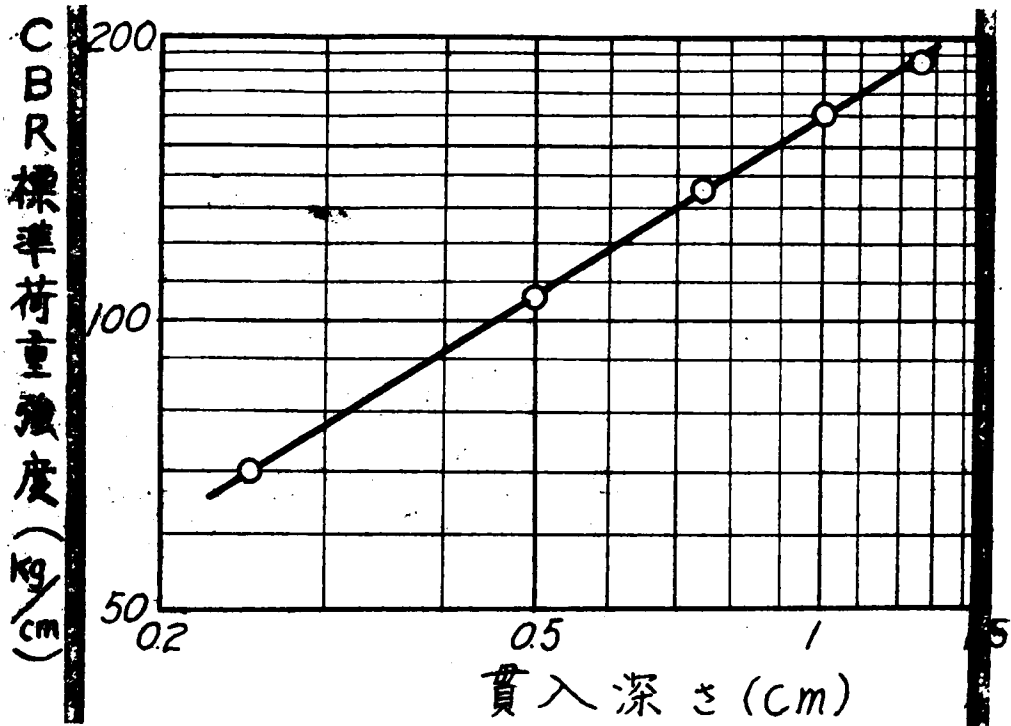


図-Ⅲ・4・5 CBR標準荷重強度—貫入深さ曲線（両対数紙上）

の沈下量 Σ （cm）と載荷板の荷重強度 p （kg/cm²）との間には次のような関係がある。⁽¹⁾

$$p = a \left(\frac{\Sigma}{d}\right)^b \quad \dots \quad \dots \quad \dots \quad (Ⅲ・4・2)$$

ここに a ， b は土の種類によって決まる定数である。 b は $\left(\frac{\Sigma}{d}\right)$ が大きくなると小さくなる傾向があるが，取扱う $\left(\frac{\Sigma}{d}\right)$ の変化範囲が少なければ定数とみなしうる。

$d = 5\text{cm}$ のCBR貫入ピストンの断面程度の載荷試験の場合に対しても，(Ⅲ・4・2)式が成立すると仮定して，(Ⅱ・4・2)式中の d が5cmのとき(Ⅲ・4・2)式が(Ⅲ・4・1)式と同一になるように，係数 a ， b を決めると，

$$p = 432 \left(\frac{\Sigma}{d}\right)^{0.61} \quad \dots \quad \dots \quad \dots \quad (Ⅲ・4・3)$$

となる。ゆえに CBR が $\eta\%$ の土については、荷重強度と貫入深さとの関係は次式であらわせる。

$$p = 4.32 \eta \left(\frac{z}{d} \right)^{0.61} \dots \dots \dots (III \cdot 4 \cdot 4)$$

次に球体を最下端が z_D となるだけ (図-III・4・6 参照) 土中へ押し込むに要するエネルギー E ($kg \cdot cm$) を求めると、

$$E = \int_0^{z_D} A_z \cdot p dz \dots \dots \dots (II \cdot 4 \cdot 5)$$

となる。ここに A_z は球体の地表より z (cm) の深さにおける水平断面積 (cm^2)、 p は地中へ球体が貫入するとき z の深さの水平断面に鉛直に働いたと考えた荷重強度 (kg/cm^2) で、いずれも z と d の函数である。

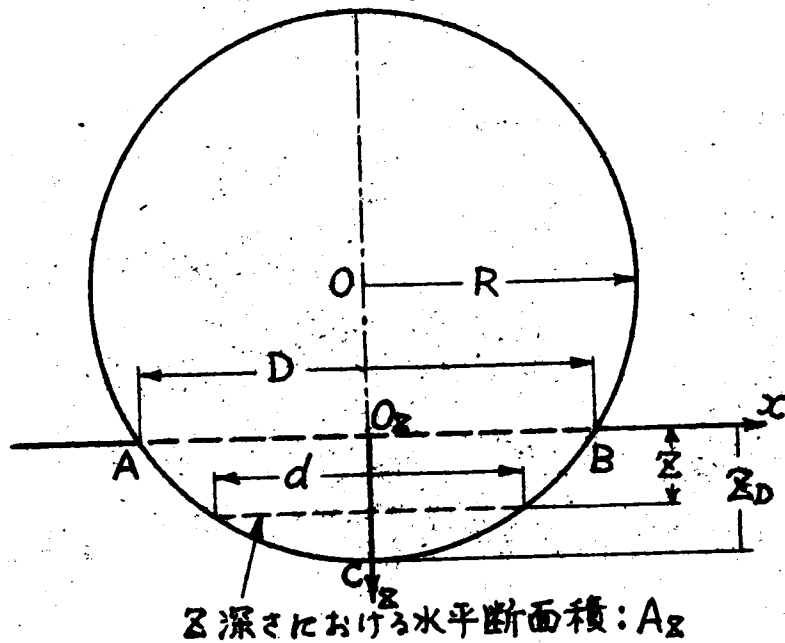


図-III・4・6 球体を地中に押し込んだ場合の各ディメンジョン

ここで球の地中に貫入している部分を計算の便宜上 回転放物線に近似する。球の中心 O を通る鉛直断面上で、鉛直な球軸の地表面の高さの点 O_z を原点にとり、 z 軸を鉛直下方に、 x 軸を水平方向にとる。ゆえに地中における球の鉛直断面 ACB は次式で近似される。

(177)

$$z_D - z = cx^2 \quad \dots \quad \dots \quad \dots \quad (III \cdot 4 \cdot 6)$$

ここで係数 c は $z=0$ で $x = \frac{D}{2}$ となるようにきめると、

$$c = \frac{4z_D}{D^2} \text{ となり次式をうる。}$$

$$z_D - z = \frac{4z_D}{D^2} x^2 \quad \dots \quad \dots \quad \dots \quad (III \cdot 4 \cdot 7)$$

深さ z における球の水平断面積 A_z は、

$$A_z = \pi x^2 = \frac{\pi D^2}{4z_D} (z_D - z) \quad \dots \quad \dots \quad (III \cdot 4 \cdot 8)$$

と表わせる。また (III・4・4) 式における d は (III・4・7) 式より 次のように近似する。

$$d = \frac{D}{z_D^{0.5}} (z_D - z)^{0.5} \quad \dots \quad \dots \quad (III \cdot 4 \cdot 9)$$

そこで球体の反力が鉛直応力のみよりなるとして、(III・4・4)、(III・4・7) および (III・4・9) 式を (III・4・5) 式に代入すれば次式をうる。

$$E = \frac{4.32\pi}{4} \eta \frac{D^{1.39}}{z_D^{0.70}} \int_0^{z_D} (z_D z^{0.88} - z^{1.88})^{0.70} dz$$

上式の積分のため $0 \sim z_D$ 間を 10 等分し シンプソンの公式を適用して上式を近似積分すれば、貫入に必要なエネルギー E は次のように求められる。

$$E = 1.01 \eta D^{1.39} z_D^{1.62} \quad \dots \quad \dots \quad (III \cdot 4 \cdot 10)$$

この試験法では球体貫入のために必要なエネルギー E は、球体の落下によって与えるが、落下によって与えたエネルギーの全部が球体貫入のために使われるわけではないから、有効係数 k を乗じて貫入のために供給したエネルギーを表わすと、

$$E = k \cdot W (H + z_D) \quad \dots \quad \dots \quad (III \cdot 4 \cdot 11)$$

となる。ここで W は球体の重量 (Rg)、 H は落下前の球体最下端より地表までの距離 (cm)、である。

なお z_D (cm) は球の性質から次のようにあらわせる。

$$z_D = R - \sqrt{R^2 - \frac{D^2}{4}} \quad \dots \quad \dots \quad (III \cdot 4 \cdot 12)$$

ここで R は球体の半径 (cm) である。(III・4・12) 式を (III・4・10)、(III・4・11) 式に代入し、(III・4・10)、(III・4・11) 式を等置して η について解くと、

$$\eta = \frac{R \cdot W (H + R - \sqrt{R^2 - \frac{D^2}{4}})}{1.01 D^{1.39} (R - \sqrt{R^2 - \frac{D^2}{4}})^{1.62}} \dots \dots \dots (\text{III} \cdot 4 \cdot 13)$$

を得る。これが CBR ($\eta\%$) とくぼみの直径 D cm すなわち D 値との関係をあらわす一般式である。

§ 4. 実験的考察 (CBR と D 値との関係)

実験は室内および現場でおこなったが、まず室内実験から述べると JIS A 1211 動荷重成形供試体室内 CBR 試験に従い、CBR モールド中に突固めた供試体の CBR 値をまず供試体の表面 (JIS A 1211 に従った正規の CBR 試験面) で求め、次に CBR モールドに入ったままの供試体の裏面に球体を落下させて D 値を求めた。この場合、供試体は 4 日水浸のものを使ったが、供試体の表と裏で CBR 値が異なると考えられるので、あらかじめ 46 箇の供試体で 4 日水浸供試体の表の CBR 値 $\eta\%$ と裏の CBR 値 $\eta'(\%)$ の関係を実験的に調べてみた結果、著者の室内実験の場合、

$$\eta' = 0.949 \eta^{0.938} \dots \dots \dots (\text{II} \cdot 4 \cdot 14)$$

という関係があつたので、この関係を利用して、まず供試体表面で得られた CBR を供試体裏面の CBR に換算し、その換算した裏面の CBR と裏面で直接求めた D 値との関係を図-III・4・7 のようにプロットした。図-III・4・7 は直径 9.04 cm、重量 4.07 kg の真ちゅう製球体を高さ 60 cm で落下させたときの実験結果 (実測数 50) である。図-III・4・7 に記入した実線は、(III・4・13) 式中の有効係数 R を 0.46 とした理論曲線で、この R 値は各実測の CBR 値と D 値を (III・4・13) 式に代入して各 R 値をもとめ、それらの平均としてきめたものである。

つぎに同じ球体および落下高を用いて 2 つの現場 (比叡山ドライブウェイおよび大阪市庭窪浄水場) でおこなつた実験結果を述べる。

現場実験では、現地で JIS A 1211 に従つた正規の現場 CBR 試験を一つおこなうたびに、その付近で 4~6 箇の D 値を測り、その平均値を求めて、CBR 測定値と対比した。

その結果は、図-III・4・8 となり、図-III・4・7 の場合と同様に求めた各実測値 (33 点) の平均の R 値は $R = 0.44$ となり、図-III・4・7 の場合とさきわめて近い値となつた。

図-III・4・7 と、図-III・4・8 のデータ E 全部あわせて、CBR-D 値関係曲線を描くと、図-III・4・9 のようになり、全体に対する平均の R 値は

(179)

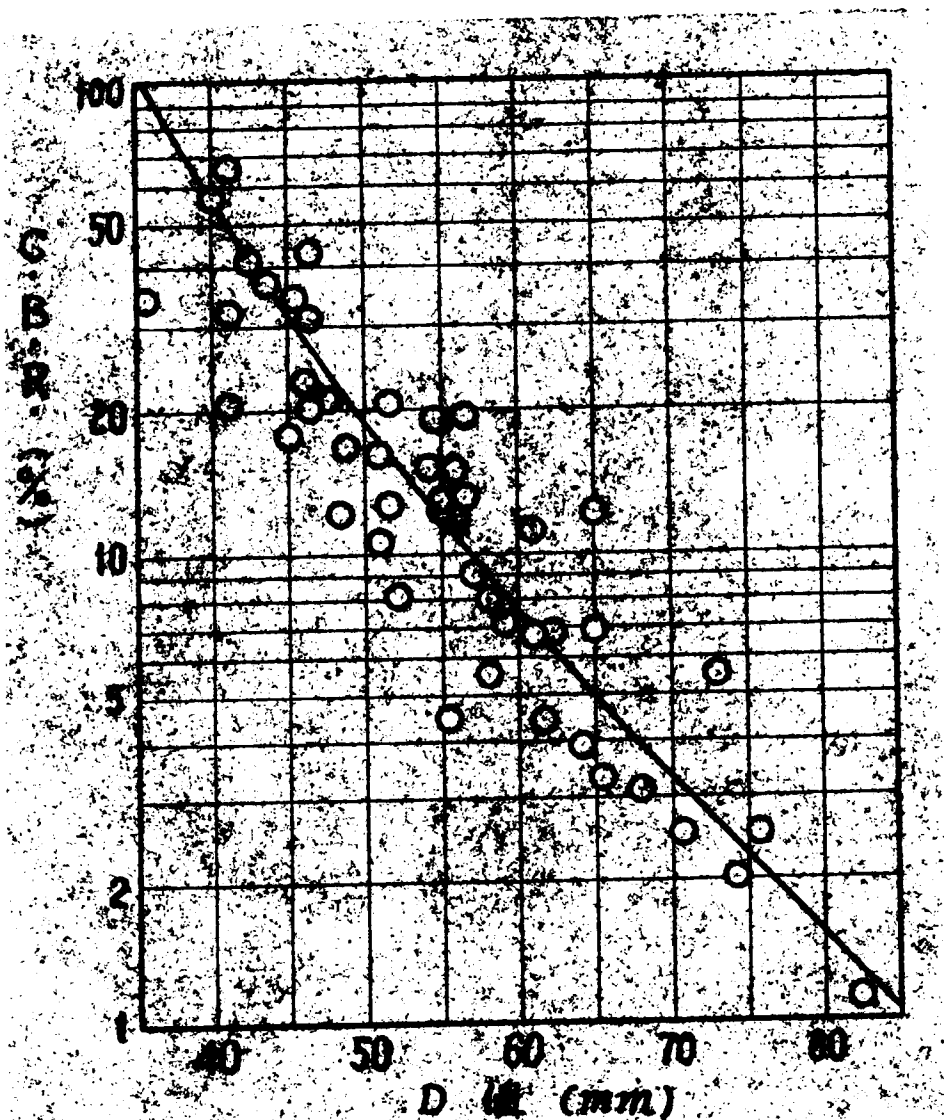


図-Ⅲ・4・7 CBRとD値の関係(室内実験)

球体の直径9.04 cm, 重量4.07 kg,

落下高60 cm.

$k = 0.45$ となり, その理論曲線を図-Ⅲ・4・9に記入した. 図-Ⅲ・4・7, 図-Ⅲ・4・8の理論曲線は図-Ⅲ・4・9の理論曲線にほぼ重なってしまう. そして理論曲線は実験結果をかなりよく代表している.

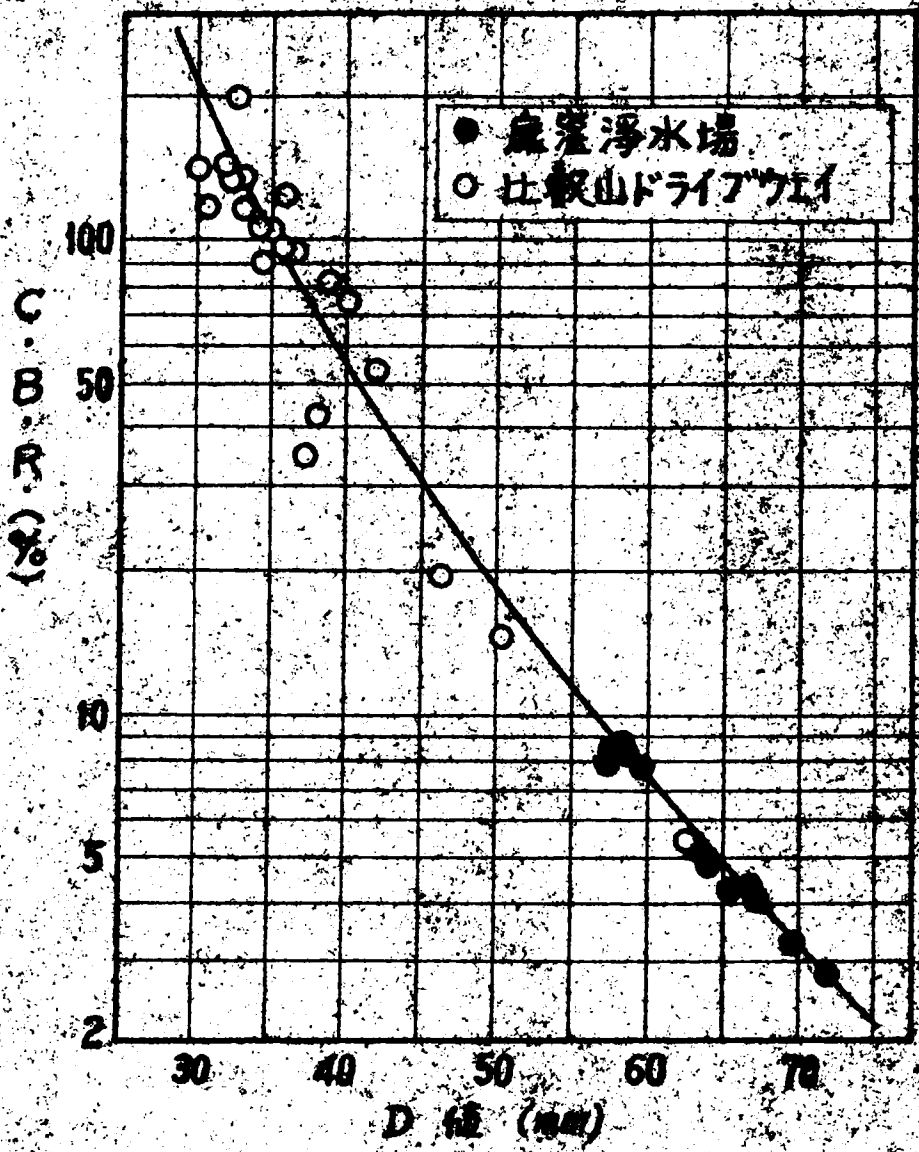


図-Ⅲ・4・8 CBRとD値の関係(現場実験)
 球体の直径9.04 cm, 重量4.07 kg
 落下高60 cm

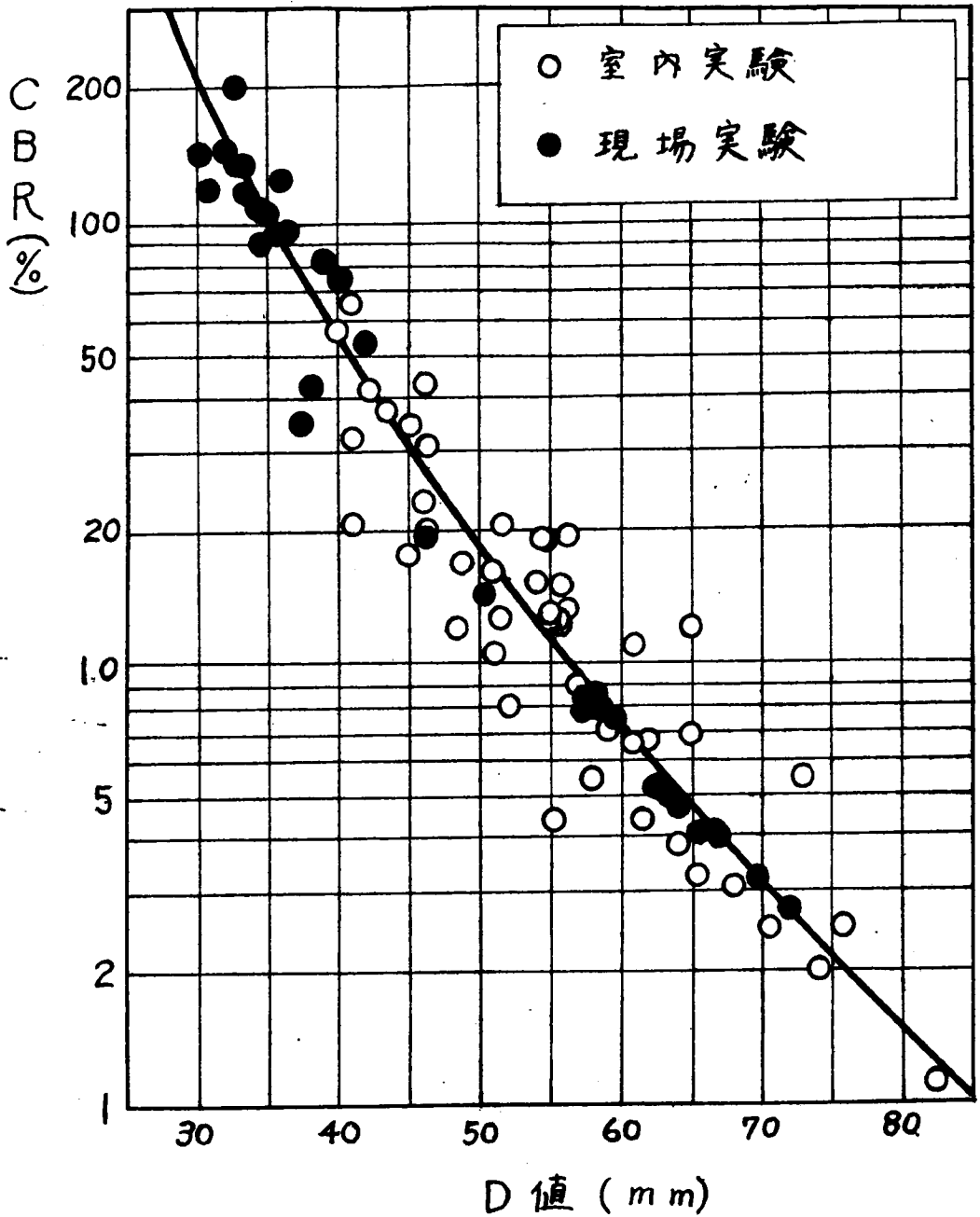


図-III-4-9 CBRとD値の関係(現場および室内実験による)
球体の直径9.04cm, 重量4.07Kg, 落下高60cm.

図-Ⅲ・4・9によると 室内実験結果は現場実験結果よりも実測点のバラツキが大きいが、これは、室内試験では供試体の表面のCBRから(Ⅲ・4・14)式のような関係式を用いて供試体裏面のCBRを推定する操作を含んでおり、しかも一つの測定CBR値と一つの測定D値としか対応させることができないのに対して、現場実験では、一つの測定CBRに対し、その附近で4~6箇のD値を測定して、その平均したものと対応させえたことによると考えられる。CBR試験結果の測定値自体にもバラツキは起るし、測定地点附近のCBR値自体もバラツクことを考えれば、4~6箇程度のD値測定による平均値を用いれば現場で十分正確なCBR推定ができると考えられる。なお舗装厚設計の上から必要なD値測定の精度は次節で述べる。

なお当然想像されることであるが、礫が多く、しかもCBRが100%程度以上になると、この試験はそのままでは実用困難になる。ただし大きい礫がない土質の場合には 図-Ⅲ・4・9の実例にもあるようにCBRが100%以上でも実用性はある。

§5. D値によるタワミ舗装厚設計公式

直径9.04cm、重量4.07Kgの球体で落下高60cmの球体落下試験をおこなってD値(cm)を求めれば、その路床土に必要な舗装厚T(cm)は次式によって求めることができる。

$$T = aD^3 \quad \dots \dots \dots (Ⅲ・4・15)$$

ここにaは定数で、20t荷重の場合は $a = 0.19$ 、オ1種荷重の場合は、 $a = 0.16$ 、オ2種荷重の場合は $a = 0.13$ とする。設計にあたってどの係数を用いるかはCBR設計曲線の利用の仕方と同じであつて、軽中交通(一車線交通量<300台/日)のときはオ2種荷重、重交通(一車線交通量>300台/日)のときはオ1種荷重、超重交通(一車線交通量>2000台/日)のときは20t荷重の場合と考えればよい。(Ⅲ・4・15)式は図-Ⅲ・4・9とわが国で用いられているCBR設計曲線(図-Ⅲ・5・6)と組合せて、経験的に見出した公式で、非常に簡単な式であるから、設計曲線を利用しなくても現場調査でD値を求めれば、すぐに必要舗装厚の算出ができる。この点従来の数式化し難い設計曲線を使用せねばならないCBR試験よりもさらに利用し易い性格をそなえている。

§6. D値測定の必要精度について

ここで舗装厚を誤差10%以内の精度で設計するために必要なD値測定の

(183)

誤差限界を考察してみる。(Ⅲ・4・15)式を微分すれば、

$$dT = 3aD^2 dD \quad \dots \quad \dots \quad \dots \quad (Ⅲ・4・16)$$

となり、辺々を(Ⅲ・4・15)式で除すと、

$$\frac{dT}{T} = 3 \frac{dD}{D} \quad \dots \quad \dots \quad \dots \quad (Ⅲ・4・17)$$

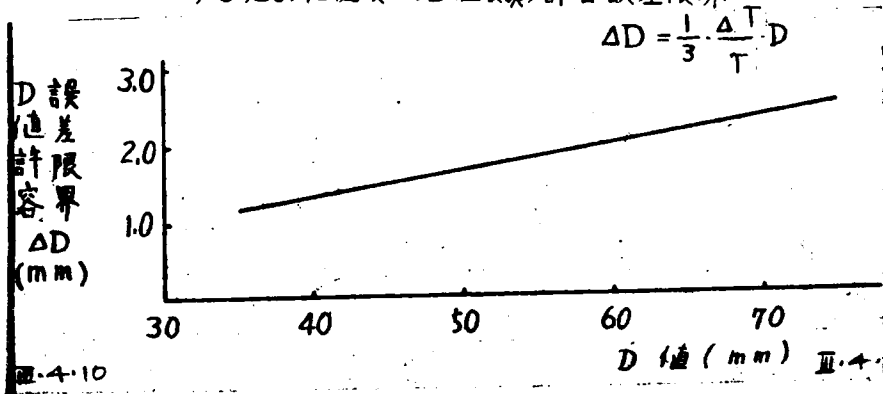
となる。ここで $\frac{dT}{T} = 0.1$ とおくと、

$$dD = \frac{1}{30} D \quad \dots \quad \dots \quad \dots \quad (Ⅲ・4・18)$$

となり、その関係を図-Ⅲ・4・10に図示した。これによると

$D = 40\text{mm}$ のときは $\Delta D_a = 1.3\text{mm}$ 、 $D = 70\text{mm}$ のときは、
 $\Delta D_a = 2.3\text{mm}$ となることがわかる。この程度の測定は、 D 値を慎重に
 測定し、しかも4~5箇の測定の平均値を利用することによって十分達せら
 れるから、この試験法がタワミ舗装厚設計のためのすぐれた路床土調査法た
 りうる資格をそなえていると考えられる。

図-Ⅲ・4・10 舗装厚を誤差10%以内の精度で設計
 するために必要なD値測定の許容誤差限界



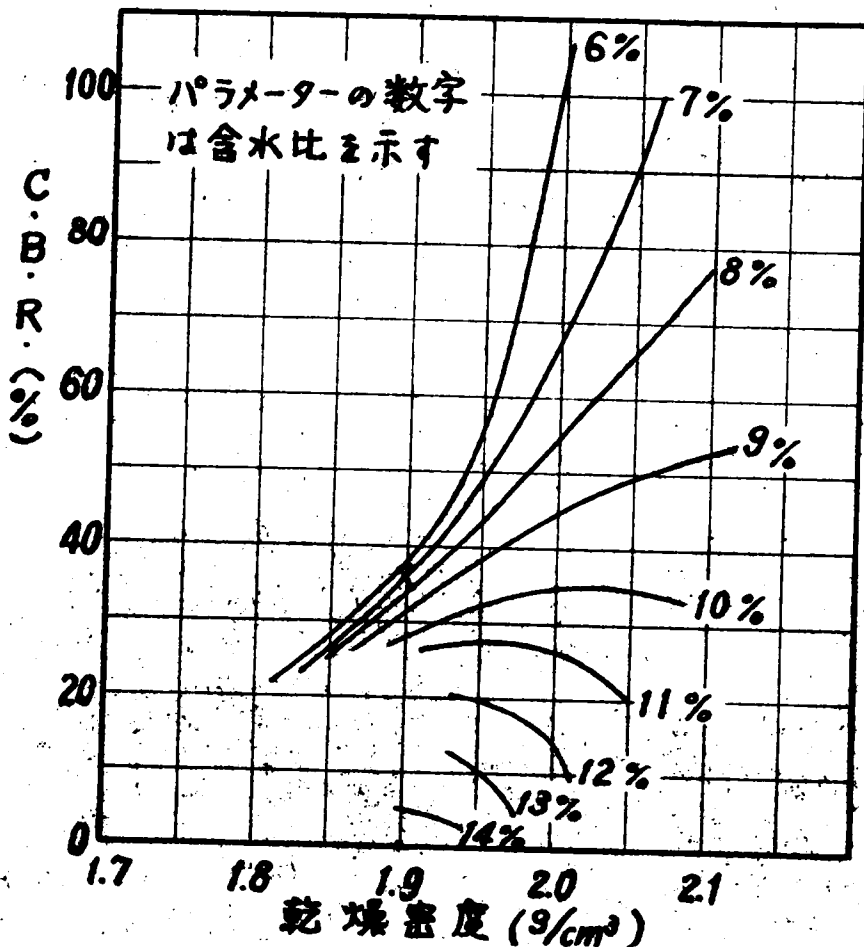
§7. 土の乾燥密度、トラフィカビリティ測定への応用

礫混り砂(A-1-6)を試料とした着者の実験によるとCBRと乾燥密度との関係は含水比をパラメーターにとれば図-Ⅲ・4・11に示すようになる。図-Ⅲ・4・9のCBR-D関係曲線を用いて図-Ⅲ・4・11のCBRをそれに対応するD値になおすと図-Ⅲ・4・12に示す曲線群をうる。図-Ⅲ・4・12の特性は各試料土について直接実験すれば容易に求められるから、この特性図を予め締固め現場の土について求めておけば、従来のような現場乾燥密度の

測定をせずに球体落下試験によつて締固めの施工管理ができる。図-Ⅲ・4・12において10%以上の含水比の場合には、締固め密度をあげるとかえつてD値が増し、強度が減少するいわゆる過転圧現象が生ずることがわかる。またもし締固め作業の施工管理を土の強度の指数としてCBRを目安としておこなう場合には、図-Ⅲ・4・9の關係を利用すれば十分目的が達せられる。

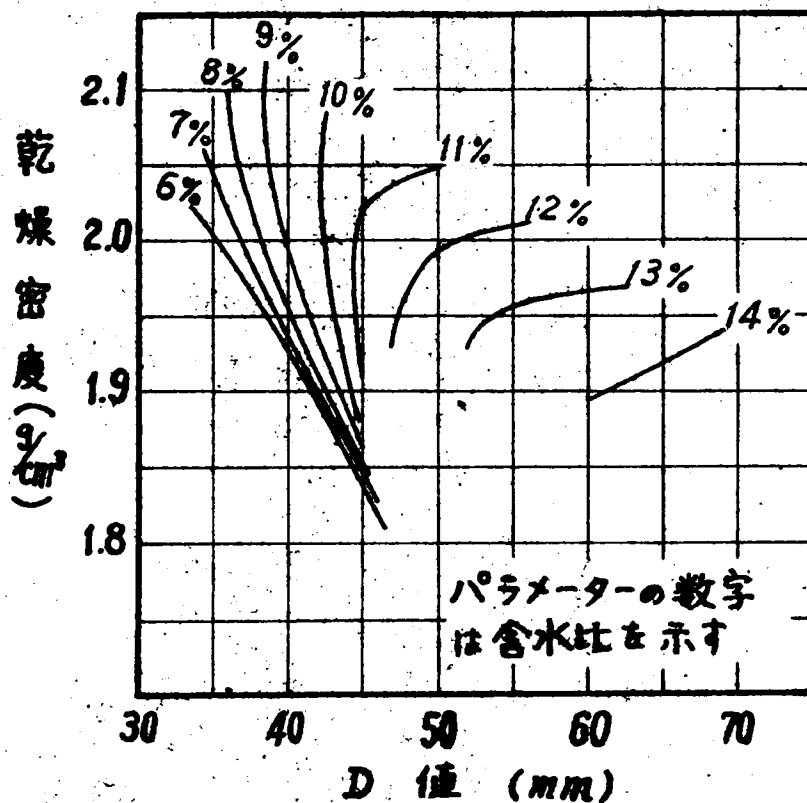
また本試験のD値と特定車両の走行の可否とを調べた結果、その車輛はあるD値以上では確実にその地盤上を走行できないことがわかり、本試験法はトラフィカビリティ試験法としても有効なことが認められた。

図-Ⅲ・4・11 CBRと乾燥密度との關係（礫混り砂）



(185)

図-III・4・12 含水比をパラメーターにした乾燥密度とD値との関係(礫混り砂)



参考文献

- (1) Osterberg, J. O. (1947) General discussion for Symposium on Load Tests of Bearing Capacity of Soils, 50th Annual Meeting A.S.T.M., Special Technical Publication No. 79, pp. 128~139.

(187)

第Ⅲ・5章 タワミ舗装厚設計法

§1. 概 説

この章では路床土の調査法とタワミ舗装厚設計法とを関連させながら述べるが、舗装厚設計法に関しては 現在はまだ混乱期であると言える。その現状はほとんど50種にも近い設計法があるといわれながら、まだ一般に受け入れられている決定的設計法がなく、それらの仮定や設計結果に共通性のない場合が多い。

理想的な設計法のとらえる条件は、道路構造(舗装、路盤、路床各層を通じて)の実際の強度および変形の特性を考慮し、輪荷重が各層に伝わる実際の応力分布を考慮に入れ、しかも必要寿命が確保できるもつとも経済的な舗装厚と工種の決定ができるものでなければならない。

現在最も信頼できる方法として一般に認められているものは タワミ舗装に対してはCBR法で、剛性舗装に対してはWestergaard理論を修正した方法である。

しかしタワミ舗装設計に対するCBR試験は、信頼されておりながら、現状ではさらに簡単な路床土調査法で舗装厚の設計をしたいという現場の希望がかかり強いようである。^{(1)X(2)X(3)X(4)} そのために路床土の強度試験を直接おこなわないで、土質分類から群指数を求めたり、CBRを推定したりして設計する方法がかかり広くおこなわれている現状のようである。

ところが路床土の強度試験をおこなわない土質分類試験のみで、舗装厚の設計をする場合、しばしば不経済な場合が起ることは、次節で述べるとおりである。そこでタワミ舗装厚設計の場合、CBR値をもつと簡単に測定する方法はないかという強い要望が起ってくる。

著者はそのような現在の要望にこたえるために球体落下試験による舗装厚設計法を考案した。これによれば、CBR試験よりもずっと簡単な試験で、CBR試験と殆んど同精度の設計結果が期待できるので、調査の時間と費用がないために従来CBR試験が実施できなかったような場合もこの調査法によって合理的設計ができるようになると考えている。

しかし、現在信頼され利用されているCBR法について考えると、それは工学的方法としてはすぐれた着想であるが、設計法の成立過程は完全に経験的なものであり、すでに述べた理想的設計法の条件をそなえていないから、現在の道路技術者はCBR法に甘んじることなく、さらに理想的な設計法を確立するために努力を積みかさねてゆかなければならないと思う。

この章では タワミ舗装厚設計法の現状を把握するために代表的なものを、

表-III-5.1 タワミ舗装厚設計法一覽表

路床土調査法	区 分	設 計 法	備 考
粒度、LL、PIによる土質分類試験	U.S. Highway Engineers の Group Index 法*	設計曲線 (図-III-5.2)	交通量を考慮
	U.S. Highway Research Board の統計的方法*	表 (表-III-5.3~5)	改訂PR分類を利用 輪荷重を考慮
	Michigan 法 ⁽¹⁰⁾		交通量を考慮
工 装 調 査	CBR法*	設計曲線 (わが国では図-III-5.6)	輪荷重を考慮
	Wyoming 法*	設計曲線 (図-III-5.8)	年雨量、地下水位、凍結排水、交通量事情を考慮
	Colorado 法*	設計曲線 (図-III-5.9)	凍結、渾濁、交通条件を考慮。CBRによらず土質分類試験のみからも設計できる。
ノース・ダコタ・ユーン試験	Minnesota 法 ⁽¹⁰⁾	設計曲線	
	New Mexico 法 ⁽¹⁰⁾	$T = 1.216 \sqrt{\frac{P}{q}} - 0.272 \sqrt{A}$	
	North Dakota Cone 法*	$T = \frac{65.7}{B^{0.388}}$ または設計曲線	輪荷重を考慮

(189)

球体落下試験	櫃下法*	$T = \alpha D^3$	輪荷重を考慮
セメント試験	セメント力法*	Boussinesq 理論の利用	輪荷重を考慮
	Housel 法 ⁽¹⁰⁾	$T = \frac{(P-4m_2)a}{2m_1} + \frac{2m_2a}{p}$	
	Hubbard 法 ⁽¹¹⁾	設計曲線	0.5" 沈下の荷重強度
平板載荷試験	Goldbeck 法 ⁽¹⁰⁾	単輪: $T = \sqrt{\frac{2P}{\pi q}} - \frac{3L_2}{2}$ 複輪: $T = \sqrt{\left(\frac{G}{2\pi}\right)^2 - H} - \frac{G}{2\pi}$	} 0.2" 沈下荷重強度
	Canada 法*	$T = \beta \log \frac{P}{q}$	10 回繰返し荷重で 0.2" 沈下荷重強度
	U. S. Navy 法*	Burmister 理論の利用	30" 載荷板で 0.2" 沈下
	Hveem 法*	$T = \frac{0.095(T.I.)(90-R)}{5\sqrt{C}}$	鋪裝材料の I.C.I. の X-T-値 交通量を考慮
三軸圧縮試験	Kansas 法 ⁽¹⁰⁾	$T = \left\{ \left(\sqrt{\frac{3Pm_n}{2RC_5S}} \right)^2 - a^2 \right\} \left[\sqrt{\frac{CS}{C_P}} \right]$	輪荷重と交通量を考慮
	Hubbard 法 ⁽¹¹⁾	設計曲線	輪荷重を考慮
	Texas 法 ⁽¹⁰⁾	分級曲線と級	輪荷重と路盤の弾性係数を考慮
	Gray 法 ⁽¹⁰⁾	$T = 0.564 \sqrt{\frac{P}{q}} - a$	
	Massachusetts 法 ⁽¹⁰⁾	$T = 0.5 \sqrt{\frac{P}{q}}$	
その他指定のないもの			

	Harger & Bonney 法 (10)	$T = \sqrt{\frac{P}{3g} + \frac{W_s^2}{g}} - \frac{W}{3}$
	その他 (10)	

*はこの論文中に説明のあるものを示す。
 (10)は次の文献に説明されていることを示す。
 谷藤正三(1956) 壓着鋼装の設計と施工。理工図書株式会社。PP. 201~276.

(記号の説明)

- | | |
|--|--|
| <p>T = 鋼装全厚
 P = 輪荷重
 A = 荷重接地面積
 B = ノース・タゴマ・エー・エー・支持力
 α = 係数
 D = 球体落下試験によるD値
 ρ = 接地圧強度
 m, m₂ = 鋼装と路盤のせん断強さ
 a = タイヤの接地面積の半径
 ϕ = 路床支持力
 L₂ = タイヤ接地積円の短半径
 G = 2S + π(L₁ + L₂)
 S = 覆輪タイヤの中心間隔
 L₁ = タイヤ接地積円の長半径
 H = $\frac{2P}{\pi} - \frac{2SL_1}{\pi} - L_1L_2$</p> | <p>β = 路盤係数
 T.I = 交通指数
 R = スタビロメーターによるR値
 C = エヒジョメーターによるC値
 m = 交通係数
 n = 肥水係数
 C_s = 路床変形係数
 C_p = 表層変形係数
 S₁ = 表層の許容変位量
 W = タイヤの巾</p> |
|--|--|

(191)

路床土の調査法と関連させて、検討しつつ紹介する。なお参考までに現在著者の目にふれているタワミ舗装厚設計法の一覽表を 表 - III・5・1 に示しておく。

§2. 土質試験による方法

(1) 土の分類と統計による方法

現在、路床土の分類に広く利用されている土質分類法は、オII・2章で述べたAC法および改訂PR法である。AC法分類、PR分類、CAA分類とCBR、路床支持力係数(K値)、支持力との概略の関係がFruhauf⁽⁵⁾によつて図-III・5・1のように示されている。図-III・5・1に示されているA.C.法分類とCBR値との関係は、表-III・2・1に示されているものと同じである。

CBRがわかればタワミ舗装厚の設計ができるわけであるが、各土質分類とCBR値との関係には大きなバラッキがあるから、土質分類だけで舗装厚を設計すると、不経済な設計になったり、危険な設計になったりする。著者は日本道路公団阪奈^道路の路床土で62コのJISA1211によるCBR試験をおこなつたので、その結果を参考までに表-III・5・2に示した。表-III・5・2によると、CBRは土質分類のみにならず、締固め密度で大きい影響をうけ、過転圧をおこなないかぎり、よく締固めることの重要であることがわかる。(表-III・5・2は過転圧をおこなない範囲の場合を示しており、含水比が多くなると過転圧現象をおこしやすくなるから注意しなければいけない。オII・2章、オII・3章§4、オIII・3章§2、§3.参照) なお、表-III・5・2によると大体において、Casagrande分類表によるCBRは、JISA1211突固め最大乾燥密度の95%に突固めた場合のCBRとほぼ等しいか、それよりやや低いめの値が示されていることがわかる。

米国のHighway Research Boardでは、1947年までに、土の分類(改訂PR分類)と、適当な舗装および路盤の厚さを全国的に調査統計した結果から表-III・5・3~5のような関係を示している。

これらの表は一応の標準値として利用できると思われる。

(2) 群指数による方法

(A) Steeleによる方法

群指数によつて舗装厚を設計する曲線が、Steele⁽⁶⁾によつて図-III・5・2のように提案されている。群指数GIはすでにオIII・2章§3で

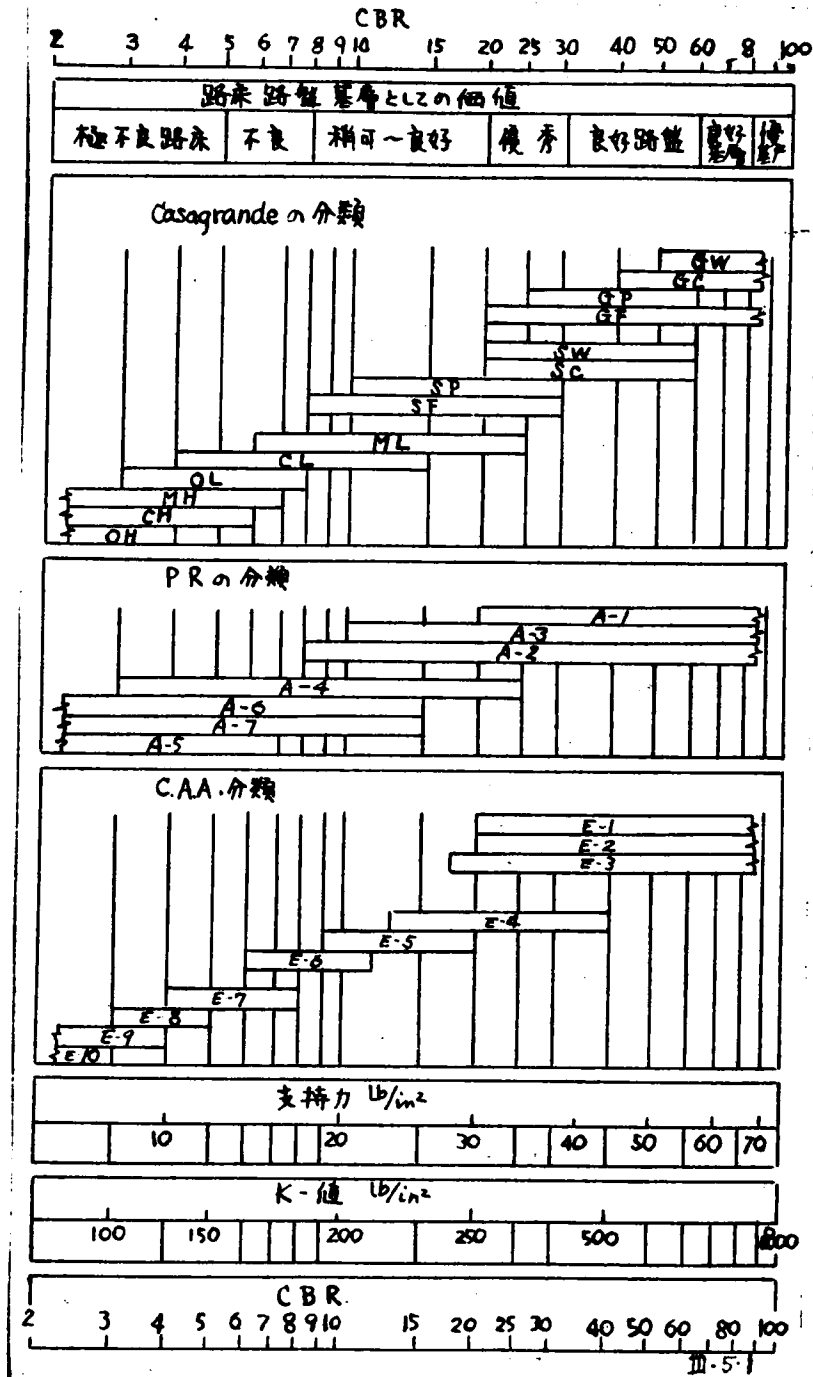


図-III-5-1 土質分類とCBR, K値, 支持力との関係
III-5-6

(193)

表-Ⅲ・5・2 AC法分類による推定CBRと
JISA 1211による実測CBRとの比較
(道路公団阪奈道路路床土による)

AC 法に よる 分類	キヤサグ ランデの 分類表に よるCBR (%)	CB R測 定数	JISA 1211 突固め乾燥密度の					
			100%密度に対する		95%密度に対する		90%密度に対する	
			CBR (%)		CBR (%)		CBR (%)	
			範囲	平均 値	範囲	平均 値	範囲	平均 値
GW	> 50	18	39~161	75	22~78	47	5~57	20
SW	20~60	11	22~116	74	17~76	47	12~38	20
GF	> 20	6	34~87	65	21~52	33	5~22	11
SF	8~30	15	27~132	66	17~87	44	9~43	23
SP	10~30	2	49~83	66	41~69	55	16~33	25
ML	6~25	8	27~45	28	14~41	22	8~34	14
CL	4~15	2	14~30	22	11~13	12	5~6	6

表-Ⅲ・5・3. 18,000 lb 軸荷重に対する上層路盤の厚さ
(a) 細粒骨材式安定工法の場合
(b) ソイルセメントの場合

(a) 細粒骨材式安定工法の場合											
路床土の 分類	A-1-a	A-1-b	A-3	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7	A-4	A-5	A-6	A-7 A-7-5 A-7-6
上層路盤 の厚さ(吋)	0	5	5	5	6	6	6	8	8	8	8
(注) 通常この厚さに、表-Ⅲ・5・4. に示す厚さの下層路盤を加える。											
(b) ソイルセメントの場合											
路床土の 分類	A-1-a	A-1-b	A-3	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7	A-4	A-5	A-6	A-7 A-7-5 A-7-6
上層路盤 の厚さ(吋)	0	5	5	5	5	5	5	6	6	6	6
(注) 通常この厚さに、表-Ⅲ・5・4. に示す厚さの下層路盤を加える。											

表-Ⅲ・5・4. 18,000 ㍑ 軸荷重に対する下層路盤の厚さの範囲

路床土の類	A-1-a	A-1-b	A-3	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7	A-4	A-5	A-6	A-7 A-7-5 A-7-6
下層路盤の厚さ(吋)	0	① 0-6	② 0	② 0-6	① 0-8	④⑤ 0-10	④⑤ 0-10	③⑤ 4-14	③⑤ 4-14	④⑤ 0-14	④⑤ 0-14

- (注) ① A-1-a および A-2-5 系の土で、凍上がなく、地下水位の低い場合は、下層路盤は不必要。しかし凍上のおそれあり、かつ地下水位の高い場合は、最大厚の下層路盤を必要とする。
- ② 細粒の A-2-4 および A-3 の土では、細粒骨材式上層路盤を設けるのに安定な面をつくるため、上層を数吋まで、バインダー、石粉または、沥青材料で改良する必要がしばしばある。
- ③ A-4, A-5 の土で、最小厚を用いる場合は、石粉、または類似の材料で、その上に設ける細粒骨材式上層路盤を支えるに十分なしつかりした層をつくることが望ましい。最大厚は烈しい凍上が予想されるか、地下水位が表面に近接している場合に用いられる。
- ④ A-6 および A-7 の土では、地下水位が常に毛管現象で上層路盤に達し得る高さ以下にある場合は、下層路盤は不必要。最大厚さは、地下水位が高いときに用いられ、特に A-6 の土に対しては、凍上のおそれあるときに用いられる。
- ⑤ A-4, A-7-5, A-7-6, A-6 および A-7 の土は、毛管現象が強く、水を含むと支持力を失うので、この種の土の切取箇所に舗装を設けるときは、最大厚さの下層路盤を設ける必要がある。

表-Ⅲ・5・5. 18,000 ㍑ 軸荷重に対する舗装の厚さ

路床土の類	A-1-a	A-1-b	A-3	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7	A-4	A-5	A-6	A-7 A-7-5 A-7-6
表層の厚さ(吋)	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
上層路盤の厚さ(吋)	0	5	5	5	6	6	8	8	8	8	8
下層路盤の厚さ(吋)	0	0~6	0	0~6	0~8	0~10	0~10	2~14	4~14	0~14	0~14
路盤および舗装全体の厚さ(吋)	2	7~13	7	7~13	8~16	8~18	8~18	12~24	14~24	10~24	10~24

① 上層路盤の厚さとしては、表-Ⅲ・5・3(a) の細骨材式安定工法の場合の厚さを掲げたが、ソイルセメントの場合は表-Ⅲ・5・3(b) を参照されたい。

(195)

述べたように粒度と液性限界および塑性指数から(Ⅲ・2・7)式によって計算される。

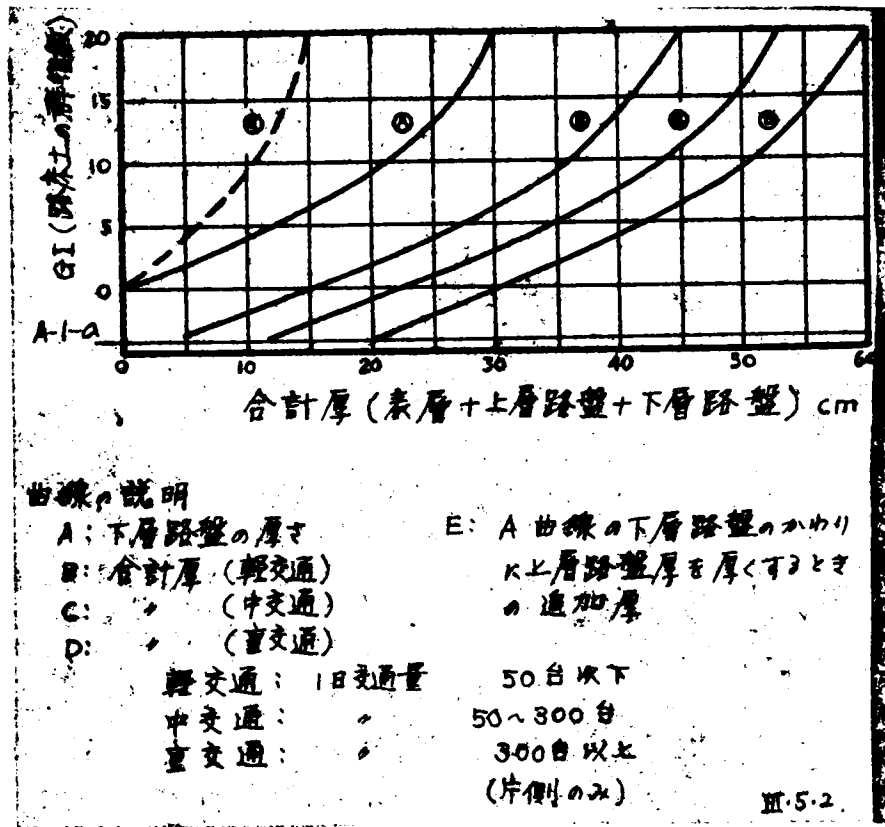


図-Ⅲ・5・2 群指数による舗装厚設計曲線

群指数によれば路床土は0~20の範囲に分類されることになり、砂質土の場合は値が小さく、粘土分の多い土ほど値が大きくなる。なお 図-Ⅲ・5・2 の設計曲線は土の締固め度と排水に関して、次の仮定に立っている。

- (1) 路床土の締固め度は標準 A・A・S・H・O. 突固め試験 (JISA 1210 に相当) の最大乾燥強度の95%以上あること。上層および下層路盤の締固め度は100%以上あること。
 - (2) 路床表面は路盤材料が適当に締固めできるように、地下水位から十分上にあることが必要で、排水溝は地下水位を路面から少くとも1m下げるに必要な位置におくこと。
- この設計曲線はアスファルト系舗装とコンクリート舗装の間に区別

をしないで使われている。

英国の道路研究所によってなされた道路破壊の原因調査の結果をこの設計法から検討すると、図-Ⅲ・5・3 のようであり、この方法はある程度まで信頼できることがわかる。¹⁶⁾ ただし図-Ⅲ・5・3では上述の締固めと排水に関する要求が、必ずしも満足されていない場合も含まれていることに注意しなければならない。

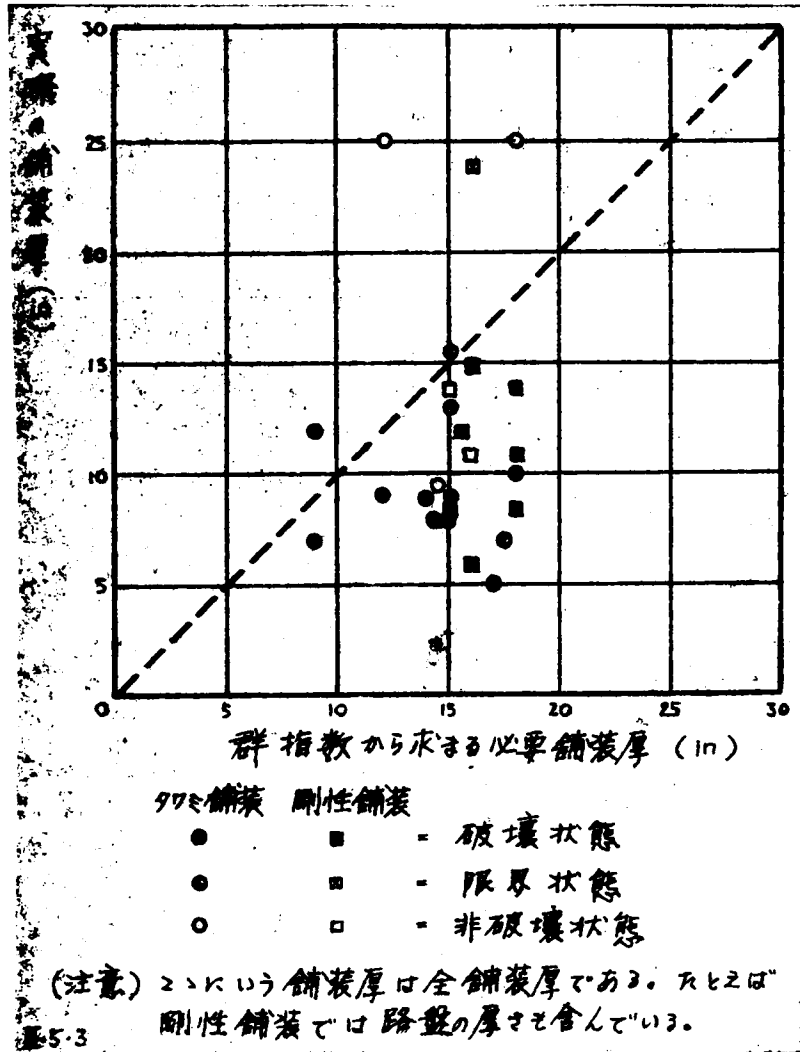


図-Ⅲ・5・3 群指数による舗装厚設計法の信頼性の検討図

(197)

なお 竹下氏²⁾は、(Ⅲ・2・1)式によって群指数を計算するとローム頂の土はたいてい20になってしまうので、例えば、関東地方では相当軟かい地盤の場合もあるいはある程度硬い地盤の場合も、ともに $GI = 20$ となって同じ舗装が必要であるということになり、具合が悪いので、どうしても日本流の GI の必要があると述べている。

著者は参考のために、著者のデータを使って、 GI により Steele の設計曲線を使って得られる舗装厚と実測 CBR からわが国で一般に用いられている CBR 設計曲線(図-Ⅲ・5・6 参照)によって得られる舗装厚を比較してみた。その結果を表-Ⅲ・5・6 に示した。ここで用いた条件は 実測 CBR 値は JISA 1211 突固め密度の 95% に相当するものを選び、一車線交通量は 1 日 300 台 以上の場合とした。

表-Ⅲ・5・6 GI による設計舗装厚 (Steele の方法) と実測 CBR による舗装厚との比較

G.I.	C 実	B 測	R 値	設計舗装厚の比較。(オ1種荷重)		
				G.I. による設計厚 cm		CBR による 設計厚 cm
				設計 I *	設計 II **	
0	87	~	16	下層路盤を用いる 場合はない。	31	8 ~ 22
1	75	~	16	33	31	8 ~ 22
2	64	~	15	35	32	9 ~ 23
3	53	~	15	38	34	11 ~ 23
4	41	~	14	40	35	12 ~ 24
5	33	~	14	42	36	14 ~ 24
6	26	~	13	44	37	16 ~ 25
7	19	~	13	46	39	19 ~ 25
8	17	~	12	48	40	21 ~ 26
9	15	~	12	50	41	23 ~ 26
10	13	~	11	51	41	25 ~ 27
11	10			52	41	28

* 下層路盤+上層路盤+表層の場合の合計厚

** 下層路盤を用いないで、上層路盤+表層の場合の合計厚

注) 舗装厚は一車線交通量一日300台以上の場合にたいするものである。

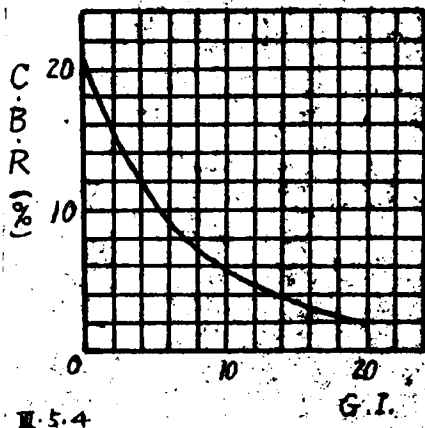
表-Ⅲ・5・6 から判断すれば、群指数からSteele の設計曲線を利用して設計した舗装厚は 実測 C B R 値から C B R 設計曲線を利用して設計した舗装厚よりもいずれも最小 10cm 程度は厚くなり、場合によっては C B R による設計値の 4 倍ぐらいのことがあり、安全すぎる場合が多いようである。この傾向は 図-Ⅲ・5・3. によつてもうかがい知ることができる。すなわち 図-Ⅲ・5・3. において群指数から求まる必要舗装厚より 実際の舗装厚がかなり小さいのに限界状態や破壊をおこしていないものが多く、しかも、この調査には、Steele の設計曲線を利用するときの排水と締固めの条件が満たされていないため、破壊したのものもあるとすれば、Steele の設計曲線は既述の締固めと排水の条件さえ守れば、かなり安全な設計結果がえられ、しばしば不経済すぎる場合が起るであろうことがわかる。

(B) コロラド法 (1)

コロラド法は大体 C B R を中心として設計するようになってきているが群指数によつても設計できるようになっている。この設計法について本章 § 3. (3) でも述べるが、結局、凍上、湿潤、交通の条件から 図-Ⅲ・5・9 のどの設計曲線を使うかをきめれば、群指数からただちに舗装厚が求まる。図-Ⅲ・5・9 は舗装厚が C B R と群指数の両方から求まるように描かれているが、図-Ⅲ・5・9 に用いられている C B R と群指数の関係を 図示すれば 図-Ⅲ・5・4 のようになる。

図-Ⅲ・5・4 の関係を著者の手持ちのデータで検討してみると、著者の実験データでは 図-Ⅲ・5・5 のようになった。ただし、こゝに

図-Ⅲ・5・4 コロラド法による G I と C B R との関係

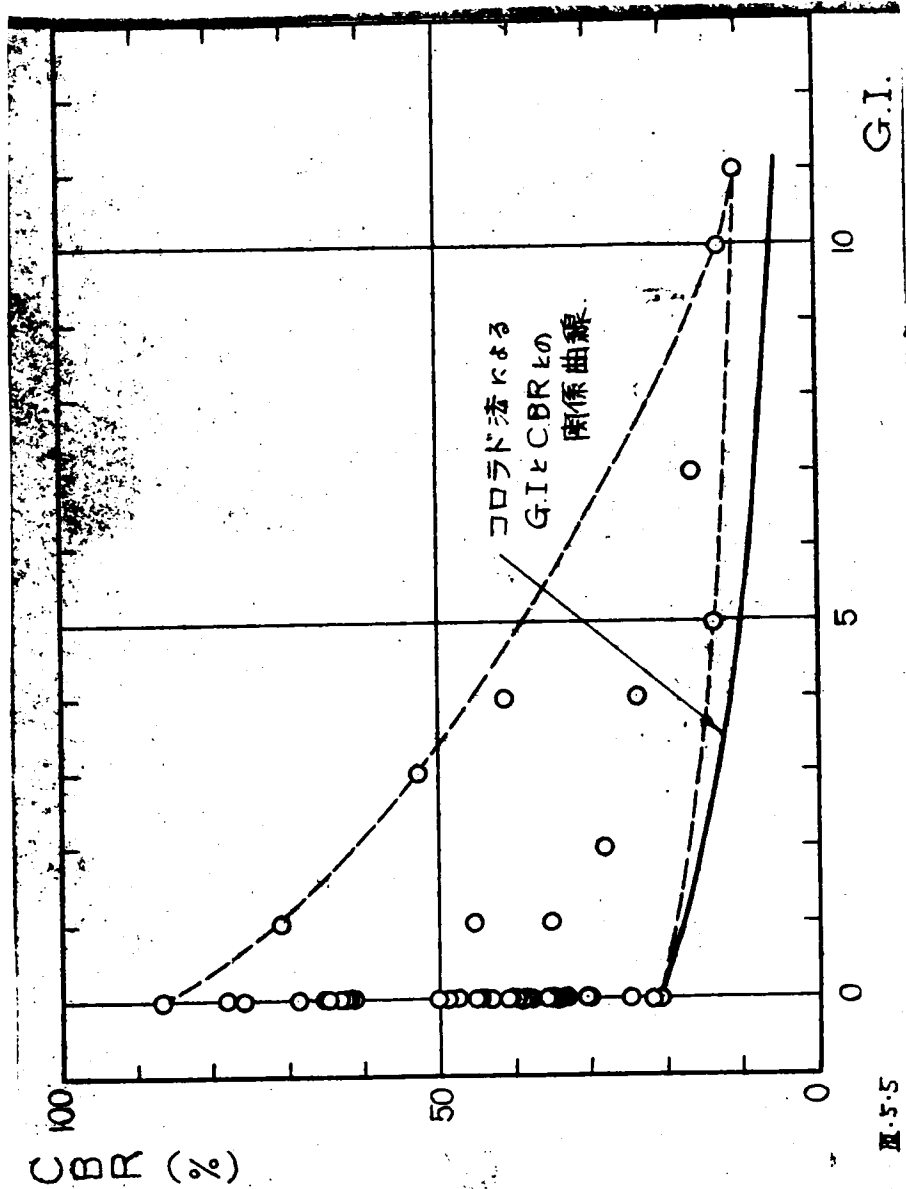


Ⅲ・5・4

プロットした C B R 値は J I S A 1211 の突固め最大乾燥密度の 95% に対応するものをとつた。これによると 群指数による設計結果は、コロラド法も Steele による方法と同様締固めと排水の条件さえ守れば十分安全なように作られていることがわかる。ただし不経済な場合がかなりおこることが 図-Ⅲ・5・5 から推定できる。なお 群指数から 図-Ⅲ・5・4 により C B R を推

(199)

図-Ⅲ・5・5 GIとCBRとの関係
 (阪奈道路路床土による着者の実測結果)



定し、その推定CBRで 図-Ⅲ・5・6 を利用して設計した結果と、
 実測CBRから設計した結果を20t 荷重の場合に対して表-Ⅲ・5・7
 に示しておいた。この表によると、群指数による舗装厚はCBRに

よる舗装厚よりも厚い目で、場合によっては2倍以上の厚さとなることがわかる。

表一Ⅲ・5・7 GIからコロラド法により推定したCBRにより設計した舗装厚と実測CBRより設計した舗装厚の比較
(20t荷重に対する舗装厚)
〔日本道路公団阪奈道路路床土による普査の実験〕

G. I.	G.I.からの推定CBR	CBR実測値	CBR設計曲線による舗装厚の比較	
			推定CBRによる設計厚(cm)	実測CBRによる設計厚(cm)
0	20	87 ~ 16	23	9 ~ 25
1	18	75 ~ 16	24	10 ~ 25
2	15	64 ~ 15	26	11 ~ 26
3	13	53 ~ 15	28	13 ~ 26
4	12	41 ~ 14	30	14 ~ 27
5	10	33 ~ 14	34	17 ~ 27
6	9	26 ~ 13	36	19 ~ 28
7	8	19 ~ 13	38	23 ~ 28
8	7	17 ~ 12	42	25 ~ 30
9	6	15 ~ 12	45	26 ~ 30
10	5.5	13 ~ 11	48	28 ~ 32
11	5	10	50	33

§ 3. CBR試験(円柱貫入試験)による方法

(1) CBR法

この方法は1928年にO.J. Porter⁽⁷⁾がカリフォルニア州道路局(California State Highway Department)で始めたもので、その後米国における他の機関、特に米国技術部隊(U.S. Corps of Engineers)が改良進歩させたもので、現在ではアスファルト系舗装の設計法として世界で最も広く使用されているようである。

CBR法で舗装厚を設計するためには、路床土について CBR 試験、

(20D)

(オⅢ・3章参照)をおこない、図-Ⅲ・5・6の設計曲線を利用すればよい。図-Ⅲ・5・6は20t荷重、オ1種荷重、オ2種荷重の場合の3種の設計曲線を示している。どの設計曲線を利用するかは交通量によって次のように考えればよいとされている。⁽⁸⁾

軽中交通(一車線交通量<300台/日)のときは

オ2種荷重曲線,

重交通(一車線交通量>300台/日)のときは

オ1種荷重曲線,

超重交通(一車線交通量>2000台/日)のときは

20t荷重曲線

とする。

CBRによる設計曲線には図-Ⅲ・5・6に示した道路用のほかに飛行場用のものがある。

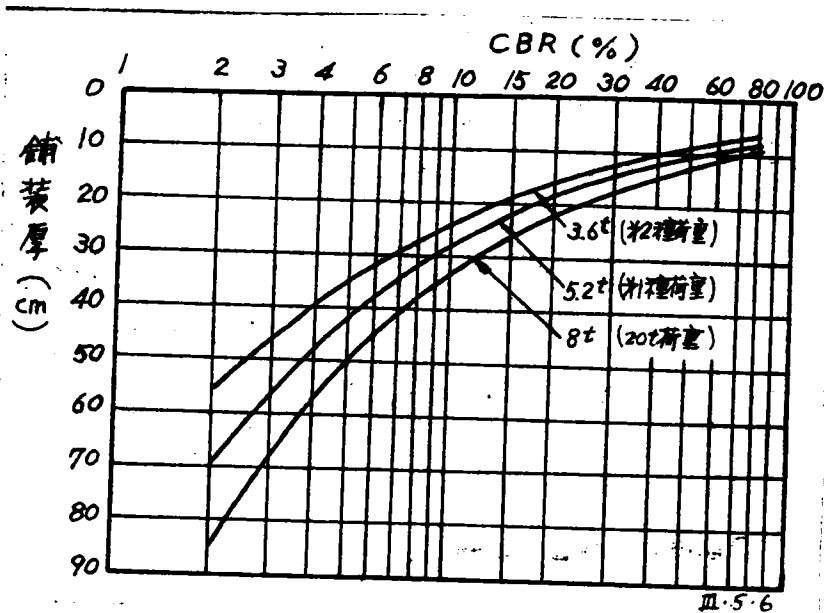


図-Ⅲ・5・6 CBRによる舗装厚設計曲線

(1C) 英国道路研究所での調査結果は、図-Ⅲ・5・7のようで、この図からCBR法はかなり正確に必要な舗装厚を示していることがわかる。

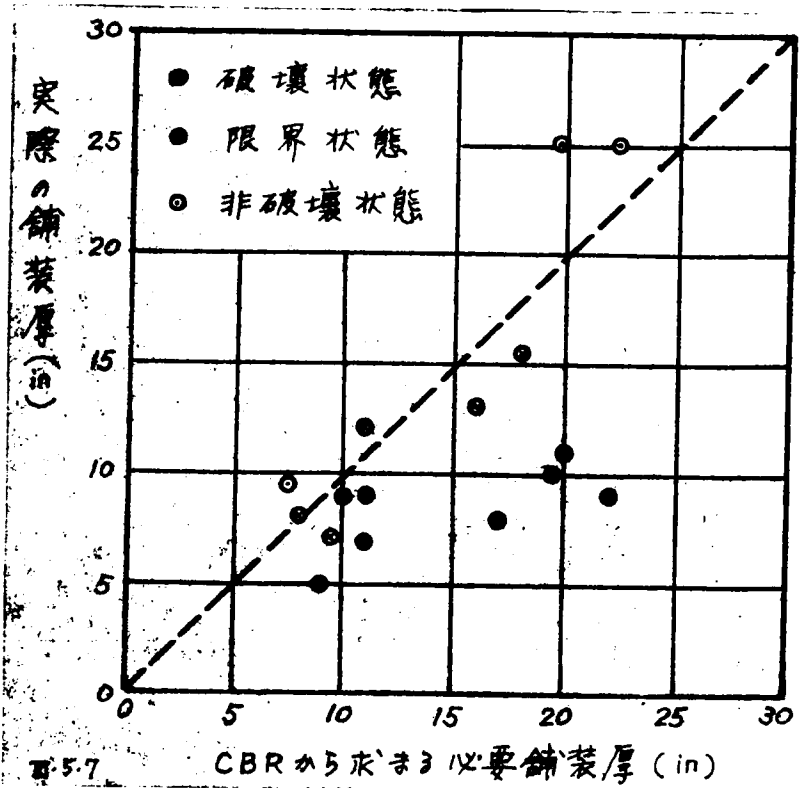


図-III-5.7 CBRによる舗装厚設計法の信頼性の検討図

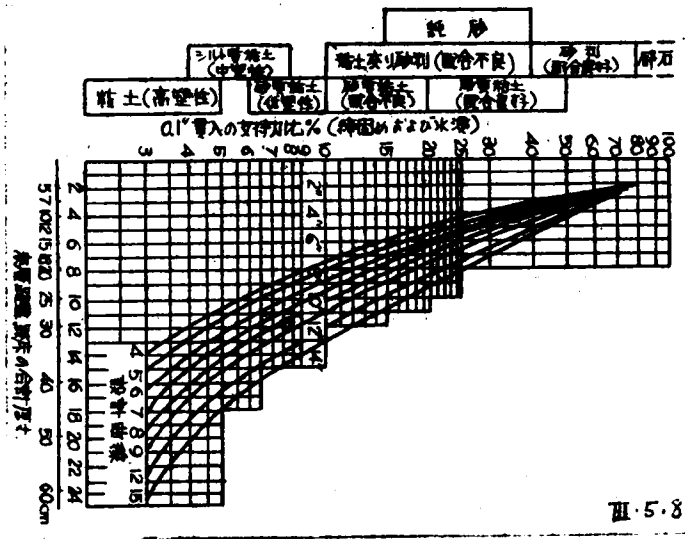


図-III-5.8 ワイオミング法による舗装厚設計曲線 III-5.16

(203)

表-Ⅲ・5・8 ワイオミング法における現場条件の評価表

項 目	条 件	評 価 数 値
年 雨 量	5~10 in	0
	10~15 in	1
	15~20 in	3
	20~25 in または軽度の灌漑地域	6
	25~50 in または灌漑地域	10
地 下 水 位	明らかでない場合	0
	計画面以下 10~6 ft	1
	" 6~4 "	3
	" 4~2 "	5
凍 結 作 用	ない場合	0
	軽 度	1
	中 程 度	3
	はげしい場合	8
排 水 管 の 現 況	優	0
	良	2
	不 可	6
交 通 量 5,000lb 輪荷重 に換算した、1方 向の道路の計画 命数向の交通量	0 ~ 1,000,000	0
	1,000,000 ~ 2,000,000	2
	2,000,000 ~ 3,000,000	4
	3,000,000 ~ 5,000,000	6
	5,000,000 ~ 7,000,000	9
	7,000,000 ~ 9,000,000	12
	9,000,000 ~ 11,000,000	15
	11,000,000 ~ 13,000,000	18
	13,000,000 ~ 15,000,000	21
15,000,000 以上	24	

評価合計	0~2	3~6	7~11	12~17	18~24	25~32	33~41	42~53
用うべき設計曲線	4	5	6	7	8	9	12	15

5,000 lb 輪荷重への換算係数			
4,500~5,500 lb	1	7,500~8,500	8
5,500~6,500	2	8,500~9,500	16
6,500~7,500	3	9,500~以上	32

(2) ワイオミング法

ワイオミング法は CBR 試験をおこない、図-Ⅲ・5・8 に示した 8 本の設計曲線のうち、現場の条件に適合した曲線を利用して舗装厚をきめるようにしている。設計曲線の選び方は、表-Ⅲ・5・8 に示される現場の条件の数値化したものの総合値による。なお表-Ⅲ・5・8 の現場の条件は次のように考えている。

(a) 年雨量

年雨量は、測候所の資料から得られるが、この外に、建設される道路が、灌漑地をとるかどうかによつて、灌漑水の影響を加えている。すなわち、過去の経験から、良好な状態に道路が保たれている程度の灌漑地の場合は、軽灌漑地とし、それ以外を重灌漑地として、高い数値を与えている。

(b) 地下水位

最終土工面から地下水面までの深さによつて、数値を与えている。

(c) 凍上

わずかな凍上が見られる程度では、「軽度」、2 in. 程度の凍上で路床の支持力がある程度弱められるものでは、「中程度」、2 in. 以上の凍上で、路床の支持力が著しく弱められる場合を「はげしい」としている。

(d) 現況

表面排水、路床排水、雪の状態、その他の状態を総合判断して「優」「良」「不可」に判定して数値をきめる。

(e) 交通

交通については、その道路の予想される交通量が、その道路の計画寿命の向あたる繰返し荷重の影響を、5,000 lb の輪荷重に換算して考える。5,000 lb の輪荷重に換算するときの換算係数は表-Ⅲ・5・8 の下端に示してある。

(3) コロラド法(Ⅱ)

コロラド法もワイオミング法と同様、CBR 試験をおこない、図-Ⅲ・5・9 に示した 5 本の設計曲線のうち、現場の条件に適合した曲線を用いて舗装厚をきめる。コロラド法では、§ 2. (2) (B) ですでに述べたように群指数からも設計ができるようになってきている。設計曲線の選定は表-Ⅲ・5・9. によつてワイオミング法の場合と同様におこなえばよい。

(205)

図-Ⅲ・5・9 コロラド法による舗装厚設計曲線

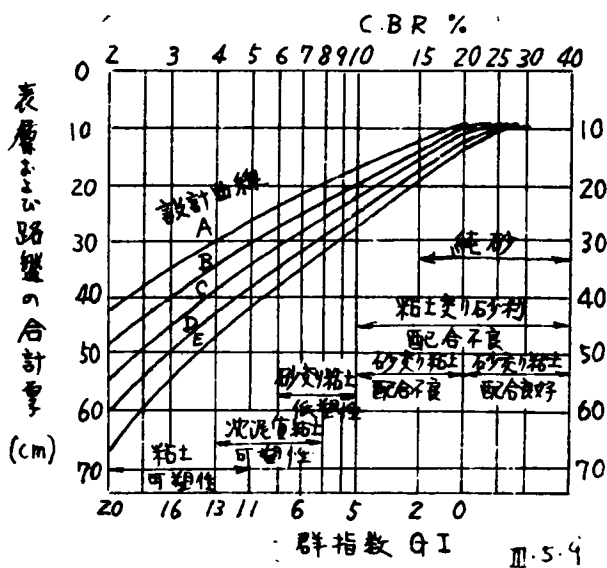


表-Ⅲ・5・9 コロラド法における現場条件の評価表

項目	条件	評定点
凍結条件	凍結深さ 0 ~ 12 in., 土の凍結性 低い	1
	" 0 ~ 12 in., " 高い	3
	" 13 ~ 24 in., " 低い	2
	" 13 ~ 24 in., " 高い	5
	" 25 ~ 36 in., " 低い	4
	" 25 ~ 36 in., " 高い	7
	" 36 in 以上, " 低い	6
	" 36 in 以上, " 高い	10
湿润条件	停滞水の影 響のない丘陵地帯	2
	暴風雨のとき、滞水の影 響をうけることのある地	4
	凍結期以外にだけ含水する土地	7
	凍結期に含水する土地	10

交通条件 (日交通量)	0 ~ 50	0
	51 ~ 100	1
	101 ~ 200	2
	201 ~ 300	3
	301 ~ 400	4
	401 ~ 700	5
	701 ~ 1,000	6
	1,001 ~ 1,500	8
	1,500 以上	10

評 定 点 の 合 計	0 ~ 8	9 ~ 13	14 ~ 18	19 ~ 24	25 以上
用 う べ き 設 計 曲 線	A	B	C	D	E

(4) ミネソタ法

この方法は現場の状態あるいは予想される現場の状態に近似した含水量と乾燥密度になるように土をCBRのモールドで締め固めて、CBR試験と同じように貫入試験をおこなう。ただし支持力の大きさをあらわすのに、CBRのように比の形をとらないで、プランジヤーが試料土中に5mm貫入するに要する荷重強度であらわしている。

表層直下の上層路盤では、 70 kg/cm^2 (CBR = 70) 以上の支持力をもつ材料が望ましいが、軽交通では最低 50 kg/cm^2 、重交通では最低 60 kg/cm^2 の支持力は必要で、厚さは最低10cmは必要であるとしている。この方法による設計曲線もできているが、CBR法にくらべて舗装厚が小さすぎる⁽²⁾といわれている。

§4. ノース・ダゴタ・コーン試験(円錐貫入試験)による方法

(ノース・ダゴタ・コーン法)

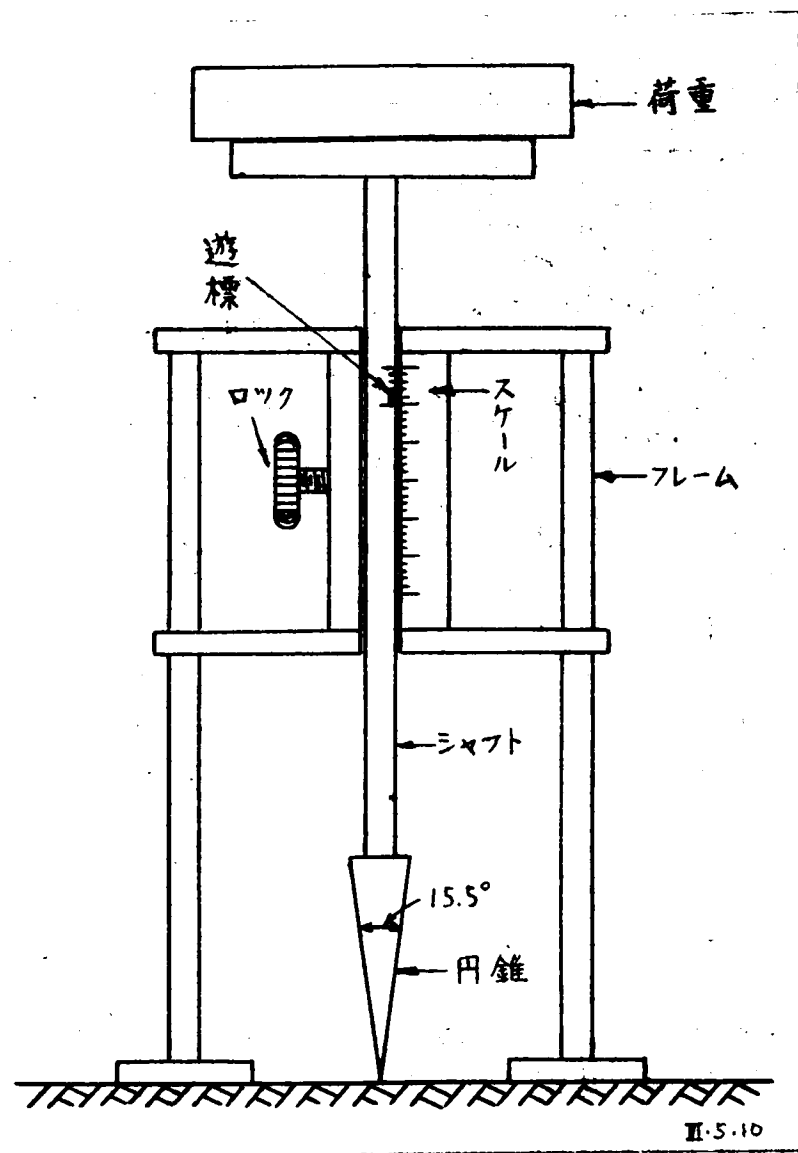
この方法は、ノース・ダゴタ・コーン試験(円錐貫入試験)をおこない、舗装厚を設計するもので、CBR法と同様の設計曲線が作られている。

ノース・ダゴタ・コーン試験装置は、図-III・5・10に示すように先端が 15.5° の角をもった円錐で、これにシャフトがついており、シャフトの上端に10^{lb}、20^{lb}、40^{lb}、80^{lb}の静荷重が順次のせられるようになっていいる。各荷重段階で貫入をゆるす時間はロックを利用して正確に1分間だけとし、各荷重段階終了時の貫入深さはフレームとシャフトの間に設けたスケールで

(207)

よみとる。

図-Ⅲ・5・10. ノース・ダコタ・コーン試験装置



貫入深さから地表面におけるコーンの断面積を算出し、荷重をその断面積で割り、コーン支持力とする。普通コーン支持力には 10 lb の場合を除いて、20 lb, 40 lb, 80 lb の場合の平均値を用いている。

コーン支持力 B ($\text{lb}/\text{sq. in.}$) によつて舗装厚 T (in.) を算出する式として、5,000 lb 輪荷重 (接地圧 $70 \text{ lb}/\text{sq. in.}$) の重交通に対して、

Ⅲ・5・21

$$T = \frac{65.7}{B^{0.388}} \quad \dots \dots \dots \quad (\text{III} \cdot 5 \cdot 1)$$

が与えられている。輪荷重が異なるときは上式で求めた舗装厚を換算するようになっている。この方法はCBR法ほどに広く用いられておらず、路床土が粘性土の場合にはしか適用できない。

§5. 球体落下試験による方法〔著者の方法〕

この方法は著者が考案した球体落下試験により必要タワミ舗装厚の推定をおこなうもので、才Ⅲ・4章ですでに詳しく述べた。

すなわち直径9.04cm、重量4.07Kgの球体を60cmの一定高さから地表に落下させ、そのとき生ずる地面のくぼみの直径D(cm)を求めれば、図-Ⅲ・5・11に示す舗装厚設計曲線か、次式によつて舗装厚T(cm)を求めることができる。

$$T = a D^3 \quad \dots \dots \dots \quad (\text{III} \cdot 5 \cdot 2)$$

ここにaは定数で20t荷重の場合は $a = 0.19$ 、才1種荷重の場合は $a = 0.16$ 、才2種荷重の場合は $a = 0.13$ とする。

(Ⅲ・5・2)式の定数の選択、および図-Ⅲ・5・11の設計曲線の選択は、§3.
(1) CBR法で述べたと同じ交通量による選択をすればよい。図-Ⅲ・5・11は図-Ⅲ・4・9と図-Ⅲ・5・6とを組合せて作ったものであり(Ⅲ・5・2)式は図-Ⅲ・5・11を近似的に数式化したものである。

いま球体落下試験によりD値を測定して舗装厚を設計する場合に、図-Ⅲ・5・11を利用して舗装厚を求めた場合と、(Ⅲ・5・2)式で求めた場合とを比較すると、表-Ⅲ・5・10のようになる。この表によると(Ⅲ・5・2)式のような簡単な公式で十分正確な舗装厚の設計ができることがわかり、球体落下試験によるとCBR法によるよりも路床土調査法自体が簡易化できるとともに、設計手段まで簡便化できることがわかる。

なお、舗装厚を設計するための球体落下試験を行うときには、路床土をなるべく舗装後の含水状態(才Ⅰ・4章参照)として試験しなければならぬ。

(209)

図-Ⅲ・5・11 D値による舗装厚設計曲線
 (D値測定は球体は直径9.04cm,
 重量4.07kg, 落下高60cmの場合)

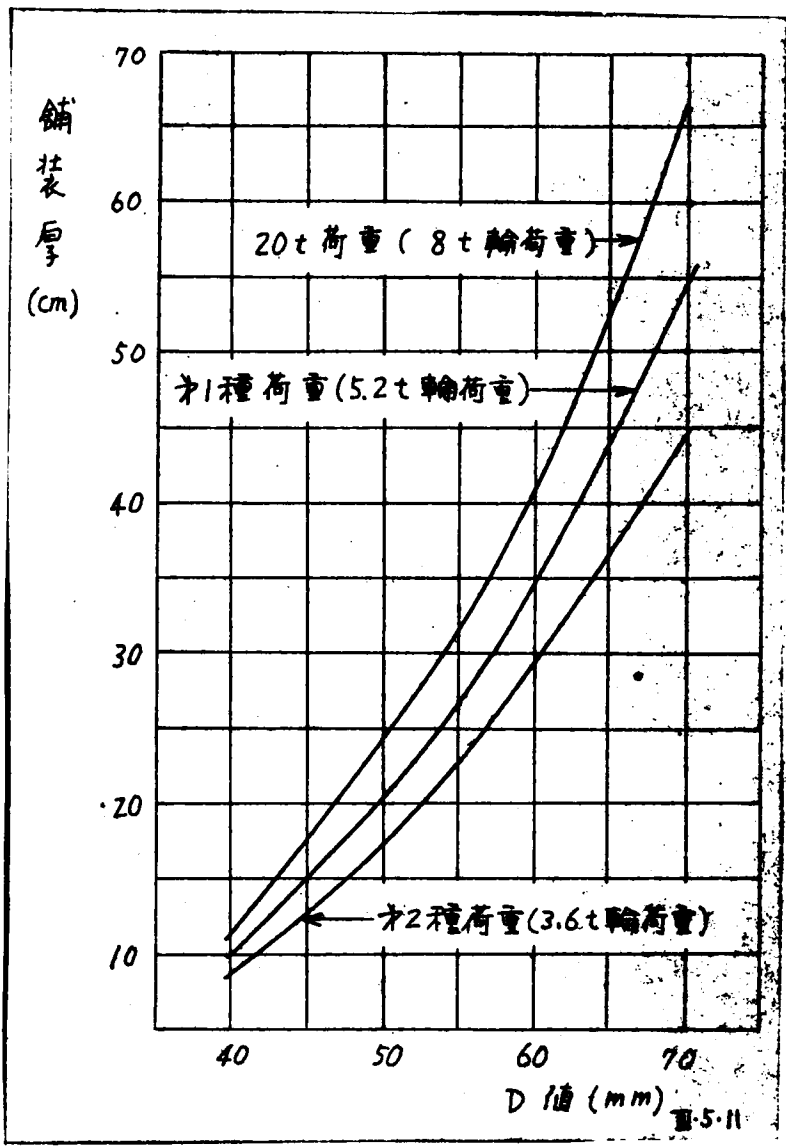


表-III 5 10. D値による舗装厚設計法の比較

測定 D 値 * (cm)		4.0	5.0	6.0	7.0	
必要 舗装 厚 (cm)	20t 荷重	オI 方法**	11	24	41	66
		オII 方法***	12	24	41	66
	オ1 種荷重	オI 方法	10	20	34	54
		オII 方法	10	20	35	55
	オ2 種荷重	オI 方法	9	17	29	44
		オII 方法	8	16	28	45
推定 CBR (%)		57	18	7.2	3.2	

* 球体直径 9.04 cm, 重量 4.07 kg, 落下高 60 cm.

** オI 方法は D-CBR 関係曲線(図-III・4・9)と CBR-舗装厚関係曲線(図-III・5・6)とを利用して求める方法。すなわち図-III・5・11の設計曲線を利用する方法。

*** オII 方法は (III・5・2) 式を用いて求める方法。

§6. セン断試験による方法 (セン断力法)

この方法は英国で主として使用しているもので、*Boussinesq* の理論を利用している。*Boussinesq* の理論によれば、土のポアソン比を 0.5 とし、地表面からの深さを z 、載荷面積の半径を a 、等分布荷重を p とすれば、各深さ z における最大セン断応力は図-III・5・12の曲線であらわせる。この方法で舗装厚を設計するには次のようにすればよい。

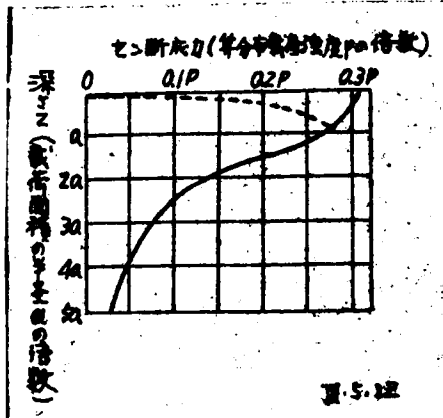
- (i) 設計地点の土のセン断強さをもとめる。
- (ii) 設計交通のタイヤ接地面積と輪荷重をきめる。
- (iii) 路床土に生ずるセン断応力を、土のセン断強さ以下にするために必要な厚さを、図-III・5・12を利用して求める。

ところで、この設計法の理論には2つの向題となる仮定が含まれている。すなわち、

- (a) 舗装と路床が同じ弾性係数であると仮定して *Boussinesq* の理論を応用していること、および
- (b) 本来、道路では理論的には繰返し荷重をうけてある程度以上の永久変形を生じる応力をもって路床土の強さと考えねばならないが、ここではただ一回の荷重に対し、土の極限強さで耐えうるか否かをもって必要舗装

(211)

図-Ⅲ・5・12 円形等分布荷重により半無限弾性体内に生ずる最大セソ断応力



厚をきめていることである。

(a)の仮定では、路床は舗装ほどに剛性がないから、計算結果は路床内につたわる応力を過大に見つめる結果となり、(b)の仮定では実際には繰返し荷重で、しかもさらに小さい応力で土は永久変形をおこすから、土の強度を大きく見つめる結果となる。これら2つの誤差が互に消しあって、この設計法を結果的に利用できるものとしている。したがってこの設計法は、健全な理論にたつているというより、便宜的なものであり、実際の

道路で検討した結果、利用しうる設計法であることがわかったものといえる。英国道路研究所^(d)におけるこの設計法の検討結果を図-Ⅲ・5・13に示すが、図-Ⅲ・5・7のCBR法の場合と比較して信頼性がやゝ劣ることがわかる。

§ 7. 平板載荷試験による方法

(1) カナダ法

これは McLeod の指導のもとに、カナダにおいて広範な研究にもとづいてできた方法で、研究は主として飛行場でおこなったものである。これはくり返し載荷試験をおこなう方法で、荷重はアスファルト系舗装の設計では、限界沈下 0.5cm となるものを選んでゐる。

必要なアスファルト系舗装厚 T (in.) は次式により計算される。

$$T = \alpha \cdot \log \frac{P}{S} \dots \dots \dots (Ⅲ・5・3)$$

ここに P = 舗装が受ける輪荷重 (lb.)

S = 輪荷重と同じ載荷面積の載荷板を用い、10回くり返し載荷をおこなった場合、0.2 in (0.5cm) の沈下を生ずる荷重 (lb.)

α = 路盤係数で、路盤材料、含水量、密度、使用載荷板の直径などにより変化するが、75cm の載荷板を使用した場合の大体の關係は、図-Ⅲ・5・14 のようになる。

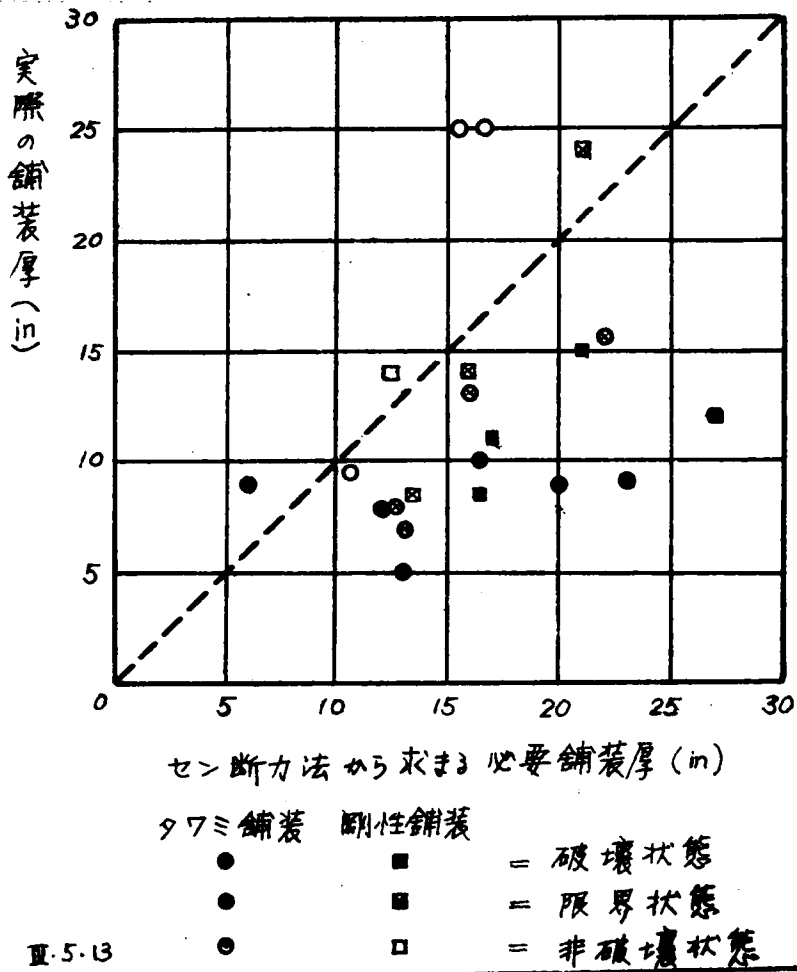


図-Ⅲ・5・13 セン断力法による舗装厚設計法の信頼性の検討図

なおこの方法による設計曲線も作られている。

(2) Burmisterの弾性理論による方法(米國海軍法)

この方法ではBurmisterの理論を利用する。すなわち一杯な半無限弾性体の地盤上に円形載荷面をもつ等分布荷重が載荷されたとき、円形載荷面の中

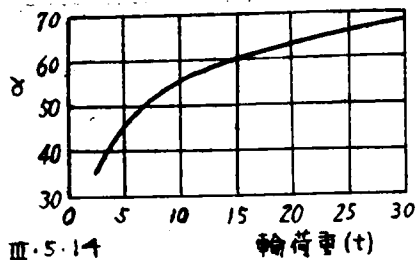


図-Ⅲ・5・14 輪荷重と α の関係 (75cm載荷板)

(213)

心における垂直方向の沈下 Δ は、
 タワミ載荷面の場合、

$$\Delta = \frac{2Pa}{E_2} (1 - \mu_2^2) \quad \dots \quad (III \cdot 5 \cdot 4)$$

剛性載荷面の場合、

$$\Delta = \frac{\pi}{4} \cdot \frac{2Pa}{E_2} (1 - \mu_2^2) \quad \dots \quad (III \cdot 5 \cdot 5)$$

となる。ここに

- P = 等分布荷重強さ、
- a = 円形載荷面の半径、
- E_2 = 一抔地盤(路床土)の弾性係数、
- μ_2 = 一抔地盤(路床土)のポアソン比

である。ポアソン比を0.5とすれば上式はそれぞれ、タワミ載荷面の場合、

$$\Delta = 1.5 \frac{Pa}{E_2} \quad \dots \quad (III \cdot 5 \cdot 6)$$

剛性載荷面の場合、

$$\Delta = 1.18 \frac{Pa}{E_2} \quad \dots \quad (III \cdot 5 \cdot 7)$$

となる。

道路の場合、舗装と路床の2層からできているとし、舗装のポアソン比を0.5、弾性係数を E_1 とすれば、

タワミ載荷面の場合、

$$\Delta = 1.5 \frac{Pa}{E_2} F_w \quad \dots \quad (III \cdot 5 \cdot 8)$$

剛性載荷面の場合、

$$\Delta = 1.18 \frac{Pa}{E_2} F_w \quad \dots \quad (III \cdot 5 \cdot 9)$$

となる。ここに F_w は沈下係数と呼ばれるもので、 E_1 、 E_2 、 a および舗装厚 T の函数である。

F_w については屋埜和氏、Barber、Burmisterらにより計算されているが、一番簡単な形のBarberによれば、

$$F_w = \frac{1 - \frac{E_2}{E_1}}{\left\{ 1 + \left(\frac{T}{a} \right)^2 \left(\frac{E_1}{E_2} \right)^{\frac{2}{3}} \right\}^{\frac{1}{2}}} + \frac{E_2}{E_1} \quad \dots \quad (III \cdot 5 \cdot 10)$$

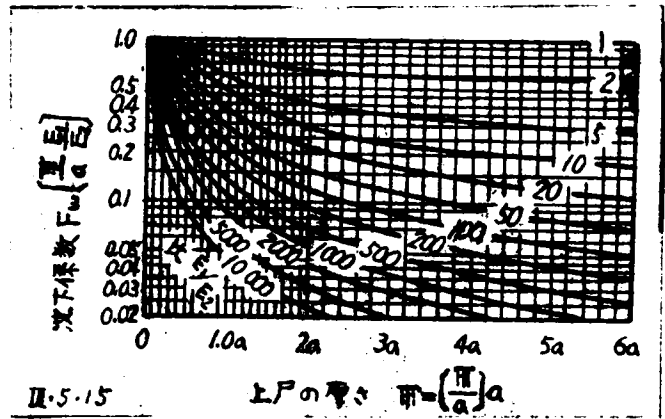
で、図-III-5-15はBarberによつて計算された F_w と、上層(舗装)の

厚さの関係図である。

以上の弾性理論をつかって舗装厚を決定するために、試験路盤を作り、剛性載荷板で載荷試験をおこない、 E_1 と E_2 を推定する。この場合、米
国海軍では75cm載荷板を利用し、限界沈下量 Δ を0.5cm とつて舗装厚
を設計する。

まず E_2 を求めるためには、路床土上で載荷試験をおこない(Ⅲ・5・7)
式によりもとめる。次に試験路盤上で載荷試験をおこないその結果と先に
求めた E_2 を(Ⅲ・
5・9)式に代入し
て F_w をもとめる。
その F_w と試験路
盤の厚さ H とを
図
-Ⅲ・5・15 上
で対
応させ、図に記入
された等 $\frac{E_1}{E_2}$ 線
を利
用して試験路盤の
 $\frac{E_1}{E_2}$ を知り、 E_1 を
も
と
め
る。

図-Ⅲ・5・15 2層の場合の沈下係数 F_w と上層の厚さの関係



次に舗装上のタ
イヤの作用はタ
イヤ

ミ載荷面の場合と考え、今求めた E_2 と設計タイヤ接地圧 P 、その接地
半径 a 、および 限界沈下量 $\Delta=0.5cm$ を(Ⅲ・5・8)式に代入して再び F_w
を求め、その F_w が、図-Ⅲ・5・15 上で先に求めた $\frac{E_1}{E_2}$ の場合で対応する
舗装厚 T を求めれば、それが、この方法による設計舗装厚となる。

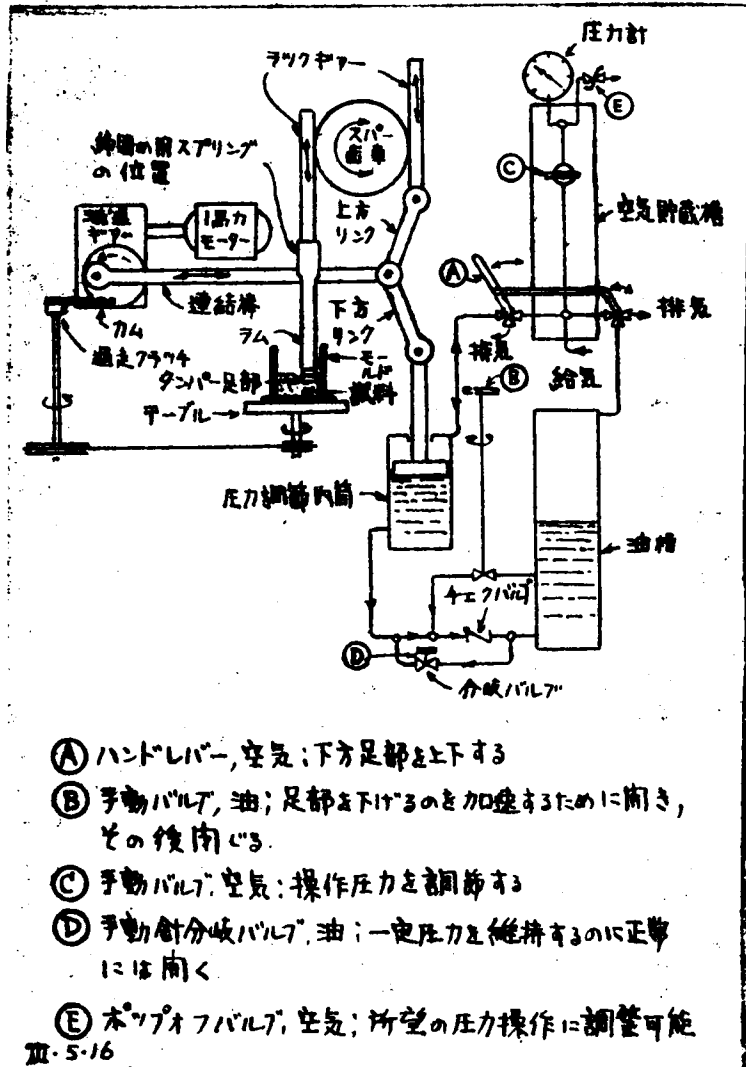
§8. スタビロメーターによる方法^(9a) (Hveemの方法)

これは最近米国のカリフォルニア州で用いられている方法であるが、わが
国ではまだ普及していない。簡単に説明すると、まず試料をモールド(直径
4in, 高さ5in.)の中に図-Ⅲ・5・16 に示すような締固め装置を用いて2.5
±0.1in.の高さに締固める。締固め装置のタンパー断面は図-Ⅲ・5・17 に示
すようなもので、タンパー圧力を350psi(24.5kg/cm²)として100回突固
める。試料を突固めるときの含水比は、締固め供試体を圧縮して水がしみで
るときの圧力(滲出圧)を測定した場合 滲出圧が100~800psi(7~
56kg/cm²)の範囲内にありしかも異なる3種の含水状態となるようにする。

(215)

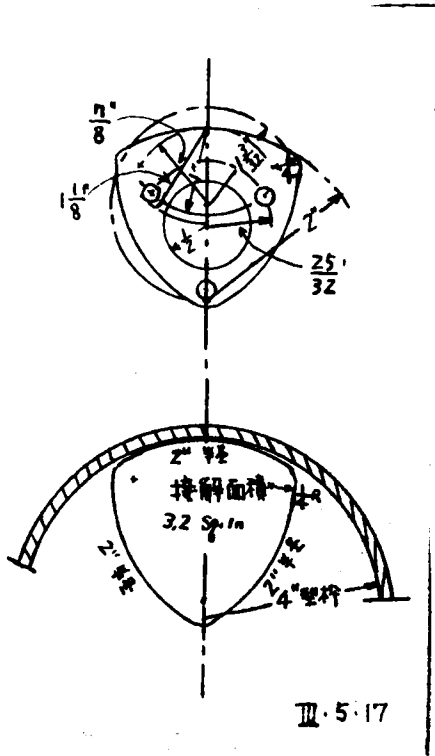
それぞれの供試体についてスタビロメーターによる試験をするまえに膨張圧試験をおこなう。膨張圧試験は図-Ⅲ・5・18に示すような装置で試験をする。試験はモールド内の供試体上に約200ccの水を注いで16~20時間静置し膨張力を図に示した鋼板の撓みから知る。

図-Ⅲ・5・16 スタビロメーター供試体締め装置



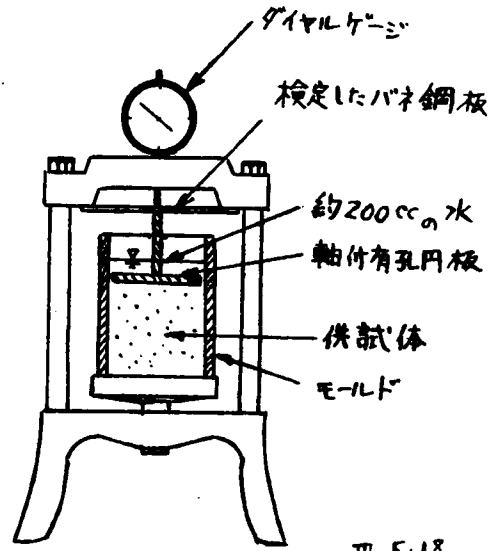
次に図-Ⅲ・5・19に示すようなスタビロメーターで供試体のR値を測定する。その方法はスタビロメーターに供試体を入れ最初5psi (0.35 kg/cm²)の水平圧力を加え, 次に1000および2000 lb (453.6 および 907.2 Kg)の垂直荷重[そのときの垂直圧力は80 および160 psi (5.6 および11.2 kg/cm²)]を

図-Ⅱ・5・17 スタビロメーター
供試体締固め装置のタン
パー足部



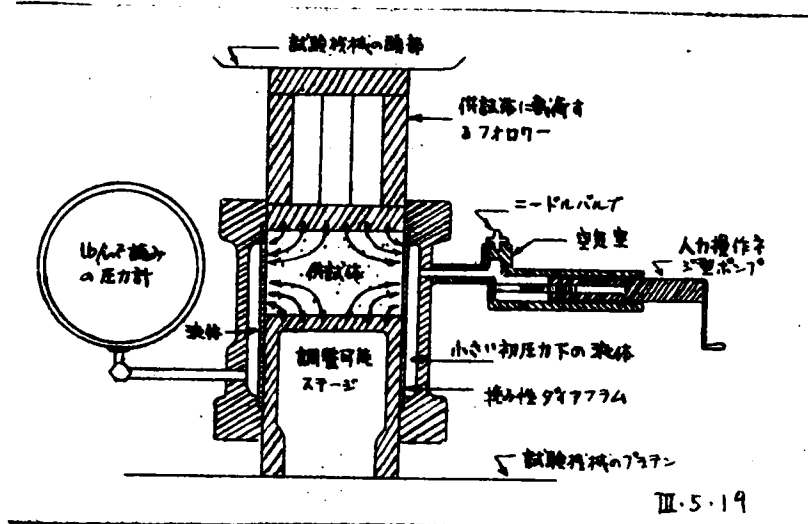
Ⅲ・5・17

図-Ⅲ・5・18 膨脹圧試験装置



Ⅲ・5・18

図-Ⅲ・5・19 スタビロメーターの構造



Ⅲ・5・19

(217)

加えて、スタビロメーターの読みを記録する。垂直荷重が2000 lb. になったとき、すぐに1000 lb. まで減少させ、水平圧力が5 psi. となるようにスタビロメーターのポンプ(図-III・5・19の右に突出している部分)を回転する。その位置でポンプのハンドルにとりつけてある変位ダイヤルゲージを0にあわせ、次にスタビロメーターのゲージが100 psi (7 kg/cm^2) となるまでポンプのハンドルを回転し、ダイヤルゲージによりハンドルの貫入量を読む。

スタビロメーターR値の算出は次の公式による。

$$R = 100 - \frac{100}{\frac{2.5}{D} \left(\frac{P_v}{P_h} - 1 \right) + 1} \quad \text{III} \cdot 5 \cdot 11$$

ここに P_v は 160 psi (11.2 kg/cm^2) の垂直圧力、 P_h は 160 psi の垂直圧力に対するスタビロメーター・ゲージの読み、すなわち水平圧力、 D はダイヤルゲージの読みである。

以上の実験によって求めたR値により所要舗装厚 T (in) は

$$T = \frac{0.095(T.I)(90-R)}{\sqrt[5]{C}} \quad \text{III} \cdot 5 \cdot 12$$

によって求まる。

ここで、 R は スタビロメーターによって求まるR値、

$T.I.$ は 予想される交通量からきまる交通指数、 C は路床土を舗装する材料のコヒジヨメーター^値で、正確には Hveem のコヒジヨメーターで測ればよいが、^(9b) 大体の値は表-III・5・11 に示すようなものである。舗装材料が砂利のときはコヒジヨメーター値を100とすればよく、舗装がコヒジヨメーター値の違う二層以上からなるときは次式を順次上部より二層づつにあてはめて、相当する一層舗装におきかえて(III・5・12)式に代入すればよい。

すなわち、

$$C_m = C_1 + \left(\frac{t_2}{t_1 + t_2} \right)^2 (C_2 - C_1) \quad \text{III} \cdot 5 \cdot 13$$

ここに C_m は 2層の等価コヒジヨメーター値、 C_1 は上層のコヒジヨメーター値、 C_2 は下層のコヒジヨメーター値、 t_1 は上層の厚さ、 t_2 は下層の厚さである。

含水比の異なる3種の供試体のR値から(III・5・12)式によって舗装厚を計算するとともに先の膨脹圧試験から膨脹圧を防ぐ舗装厚を計算し、両者に対応させてプロットし、両者からの設計厚が等しくなる舗装厚をまず見出し、

表-Ⅲ・5 11 普通の舗装および基層材料に対するコヒジヨメーター値

材 料 の 種 類	コヒジヨメーター値
セメント処理基層 (A級)	3,000
セメント処理基層 (B級)	1,500
舗装用, アスファルト (針入度 85~300) を用いたプラトン混合	600
液体アスファルト SC-6 によるプラトン混合	300
4-5 級のアスファルトによるプラトン混合	200
不均質粒度組成混合および路上混合表面施工	150
圧密表面処理, C級セメント処理基層, およびすべての未処理の基層または路盤.	100

次に浸出圧が 400 psi. ($28 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$) に相当する供試体のスタビロメーターによる舗装厚を内挿法で見出して, 大きい方の舗装厚を必要舗装厚と定めることにしている。

参 考 文 献

- (1) Road Research Laboratory (Dept Sci. & Ind. Research) (1952) Soil Mechanics for Road Engineers. Her Majesty's Stationery Office, London, (a) P. 436, (b) P. 405, (c) P. 410, (d) P. 419.
- (2) 竹下春見 (1956) アスファルト系舗装の厚さの設計. 土と基礎, Vol. 4, No. 4 (通巻 16 巻) pp. 28 ~ 32.
- (3) Highway Research Board (1953) Flexible pavement design. Bull. 80
- (4) Scala, A.J. (1956) Simple methods of flexible pavement design using cone penetrometers, Proc. 2nd Australia - New Zealand Conf. on S.M. F.E. pp. 73 ~ 84.
- (5) Fruhauf, B. (1946) A study of lateritic soils. Proc. H.R.B. Vol. 26, pp. 579 ~ 589.
- (6) Steele, D.J. (1945) Classification of highway subgrade materials. Proc. H.R.B. Vol. 25, pp. 376 ~ 384 および pp. 388 ~ 392.
- (7) Potter, O.J. (1938) The preparation of subgrades.

(219)

Proc. H.R.B. Vol. 18, PP. 324 ~ 331.

(8) 竹下春見 (1955) 路床土支持力比試験方法,
土質試験法解説(才1集) PP. 121 ~ 122.

(9) 板倉忠三 (1958) 圧着舗装用材料規格及び試験法 — 規格並みに骨材
混合材料試験編 — 理工図書株式会社。 (a) PP. 271 ~ 343.

(b) PP. 231 ~ 234.

(221)

第Ⅲ・6章 剛性舗装厚設計法と 支持力係数調査法

§1. 概 説

剛性舗装は、タワミ舗装に対比していわれるもので、主として、セメント・コンクリート舗装である。剛性舗装がタワミ舗装といちじるしく異なるのは、次の2点においてである。

1. 剛性舗装は、曲げに対して強い抵抗力を持つ。
2. 剛性舗装は、温度変化の影響を大きく受ける。

従って、設計にもこの点が重要な要素となる。

剛性舗装の受ける応力の主なものをあげると次のようである。

- a. タイヤの走行による水平方向せん断応力。
- b. 輪荷重による直接の圧縮およびせん断応力。
- c. 輪荷重による版のタワミによる圧縮および引張応力。
- d. 温度による版の伸縮にもとづく圧縮および引張応力。
- e. 温度変化による反りにもとづく圧縮および引張応力。

以上の応力に抵抗する十分な厚さの舗装版を設計することが必要であるが、そのうち最も重要なものは、曲げに対する強度と磨耗に対する抵抗力であることが経験的に知られている。

剛性舗装厚の設計法はタワミ舗装厚の設計法とは別途に発展してきている。現在の剛性舗装厚設計法の出发点になっているのは Westergaard¹⁾の理論であるが、剛性舗装厚設計においては 考察は主としてコンクリート内の応力に対しておこなわれ、路床、路盤に関する考察は、コンクリート内の応力に影響するかぎりにおいておこなわれている。

ところで コンクリート舗装版と支持力の小さい路床土の向におかれる路盤の構造的な価値については、今なお論争されている問題であるが、コンクリート舗装版厚と路盤厚を加えた舗装全厚をきめるために零々CBR法などのタワミ舗装厚設計法が利用されている。しかし、コンクリート舗装はタワミ舗装よりずっと剛性が大きいから、このような舗装全厚は安全すぎる値で、20%程度はうすくしてもいゝと考えられている。^{2a)}

§2. 輪荷重によるコンクリート舗装版内応力に関する Westergaard の理論とその修正式

Westergaard¹⁾は 輪荷重によるコンクリート版内の応力の理論的解析を次の仮定にもとづいておこなっている。

- a) 舗装版は等方等質の弾性体である。
- b) 舗装版は全面で路床または路盤と接触している。
- c) 路床または路盤の反力は垂直方向で、舗装版のタワミに比例する大きさを持つ。
- d) 輪荷重は円形接地面に等分布する。

以上の仮定で計算された輪荷重により生ずるコンクリート内の最大引張り応力 (lb/in^2) は、次のようである。

(a) 隅角載荷の場合

$$S_c = \frac{3P}{d^2} \left[1 - \left\{ \frac{12(1-\mu^2)K}{E d^3} \right\}^{0.15} \left\{ a\sqrt{2} \right\}^{0.6} \right] \dots \dots (III \cdot 6 \cdot 1)$$

$$= \frac{3P}{d^2} \left[1 - \left(\frac{a_1}{l} \right)^{0.6} \right]$$

(b) 縁辺載荷の場合

$$S_e = \frac{0.529P}{d^2} \left[1 + 0.54\mu \right] \left[\log_{10} \left\{ \frac{E d^3}{K b^4} \right\} - 0.71 \right] \dots \dots (III \cdot 6 \cdot 2)$$

(c) 中心部載荷の場合

$$S_i = \frac{0.275P}{d^2} (1 + \mu) \log_{10} \left\{ \frac{E d^3}{K b^4} \right\} \dots \dots (III \cdot 6 \cdot 3)$$

ここで

E = コンクリートの弾性係数 (lb/in^2) ($3 \sim 6 \times 10^6 lb/in^2$)

μ = コンクリートのポアソン比 ($0.1 \sim 0.35$)

K = 基礎支持力係数 ($lb/in^2/in$)

コンクリート舗装厚を求めるためにおこなう路床土調査はこの K 値を求めるためにおこなう。この求め方についてはあとで詳しく述べる。

d = コンクリート版の厚さ (in)

P = 輪荷重 (lb)

a = 載荷面積を円としたときの半径 (in)

$a_1 = a\sqrt{2}$ 舗装版の隅角から載荷面の中心までの距離。

$b = \sqrt{1.6a^2 + d^2} - 0.675d$, $a < 1.724d$ のとき,
 $= a$, $a > 1.724d$ のとき,

$l = \sqrt[4]{\frac{E d^3}{12(1-\mu^2)K}}$, 版と基礎の相対剛比半径。

Westergaard の (III・6・1), (III・6・2), (III・6・3) 式からわかることは、

(223)

- (1) 最大引張り応力は 輪荷重に比例する,
- (2) 最も大きい引張り応力は 隅角載荷の場合に起る,
- (3) 舗装版の厚さが増大すると 応力は顕著に減少する.
- (4) 基礎支持力係数の変化の影響は比較的小さい.

たとえば K が $200 \text{ lb/in}^2/\text{in}$ から $50 \text{ lb/in}^2/\text{in}$ に変化しても 引張り応力の増加は10%程度までである。

その後、多くの実験が Westergaard の理論によるよりも大きい応力が実際におこることを実証した。たとえば Sparkes⁽³⁾ は 隅角部では、次のような最大引張り応力が起ることを示した。

$$S_c = \frac{3P}{d^2} \dots \dots \dots \quad (\text{III} \cdot 6 \cdot 4)$$

この式は、隅角部に輪荷重がかかったとき、隅角部に基礎の支持力がなく片持梁として扱ったときの 引張り応力で、一般に Older の式として知られているものである。Older は Westergaard よりもさらに古くコンクリート舗装版の研究をおこなって (III・6・4) 式に示した関係を導いて^(4a)いる。

しかし このような大きい応力がおこる場合はまれであつて、実際におこる隅角部応力は (III・6・1) 式による値と、(III・6・4) 式による値の向にある。そこで Kelley は米国道路局 Arlington 試験所の実験から次式を導いている。

(a) 隅角載荷の場合、

$$S_c = \frac{3P}{d^2} \left[1 - \left(\frac{a_1}{l} \right)^{1.2} \right] \dots \dots \dots \quad (\text{III} \cdot 6 \cdot 5)$$

(b) 中心部載荷の場合

$$S_i = \frac{0.316P}{d^2} \left[4 \log_{10} \left(\frac{l}{b} \right) + 1.069 \right] \dots \dots \dots \quad (\text{III} \cdot 6 \cdot 6)$$

(c) 縁辺載荷の場合

(i) 縁辺が下方に反る場合 (昼向)

$$S_e = \frac{0.572P}{d^2} \left[4 \log_{10} \left(\frac{l}{b} \right) + 0.359 \right] \dots \dots \dots \quad (\text{III} \cdot 6 \cdot 7)$$

(ii) 縁辺が上方に反る場合 (夜向)

$$S_e = \frac{0.572P}{d^2} \left[4 \log_{10} \left(\frac{l}{b} \right) + \log_{10} b \right] \dots \dots \dots \quad (\text{III} \cdot 6 \cdot 8)$$

こゝに $b = \sqrt{1.6a^2 + P^2} - 0.675d$.

しかし以上の公式は、その計算が非常に厄介で、実用的でないので、

Bradbury 氏は

$$S = \frac{QW}{d^2} \dots \dots \dots \text{(III} \cdot 6 \cdot 9 \text{)}$$

という一般式を提案している。ここで、 Q は 応力係数 (stress coefficient) と称し、隅角載荷の場合では $\frac{Q}{2}$ に支配され、中心部および縁辺載荷では $\frac{Q}{6}$ に支配される。そして Q の値を各載荷方法に応じて、数表として示している。

わが国で、現在多く実用している式は、以上の考え方からさらに実用化した Sheets の式である。すなわち

(a) 隅角の厚さを増しまたは隅角鉄筋を使用して補強している場合

$$S_c = \frac{1.9PC}{d^2} \dots \dots \dots \text{(III} \cdot 6 \cdot 10 \text{)}$$

(b) 普通の場合

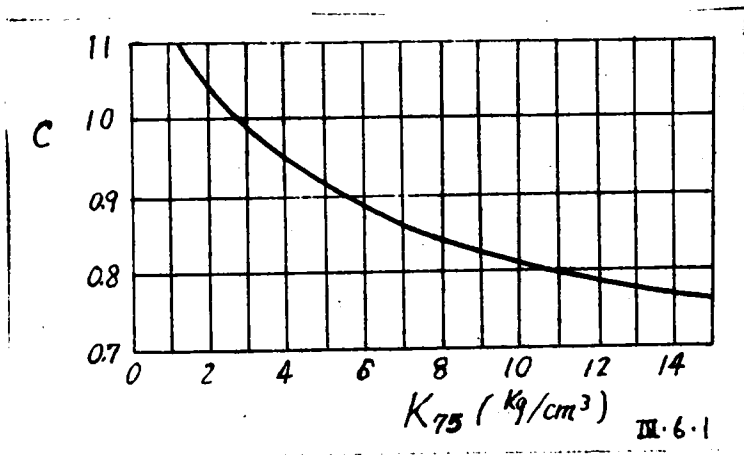
$$S_c = \frac{2.4PC}{d^2} \dots \dots \dots \text{(III} \cdot 6 \cdot 11 \text{)}$$

である。

ここに

C は 基礎の支持力に関する係数で、支持力係数 K_{75} (直径 75cm の平板載荷試験による支持力係数) から 図-III・6・1 によって求められる。

図-III・6・1 Sheetsの公式におけるCとK75の関係



(225)

§ 3. 温度変化による コンクリート舗装版内応力

日中はコンクリート舗装版の上部は下部よりも高い温度となり、舗装版の縁辺は下方にさる傾向があり、夜間はその逆の温度勾配となつて舗装版は縁辺が上方にさる傾向がある。

Westergaard⁵⁾ は この温度勾配が直線的であるという仮定にもとづいて、非常に大きい版の場合に対して次式を導いた。

$$S_0 = \frac{E \epsilon_t t}{2(1-\mu)} \dots \dots \dots \text{(III.6.12)}$$

ここで S_0 = 温度勾配による引張り応力 ($\text{lb}/\text{sq. in.}$)
(すべての方向に等しい)

E = コンクリートの弾性係数 ($\text{lb}/\text{sq. in.}$)

ϵ_t = コンクリートの熱膨脹係数 ($\text{in}/\text{in}/^\circ\text{F}$)
普通は $0.0000055/^\circ\text{F}$ ととる。

t = 版の上面と下面の温度差 ($^\circ\text{F}$)。

いまかりに $E = 5 \times 10^6 \text{ lb}/\text{sq. in.}$, $\epsilon_t = 0.0000055/^\circ\text{F}$, $t = 30^\circ\text{F}$

$\mu = 0.15$ をもつ版では (III.6.12) 式の S_0 は $485 \text{ lb}/\text{sq. in.}$ となり、この値は輪荷重による最大応力よりもずっと大きいことになる。しかし Thomlinson⁶⁾ は 実際の版内の温度勾配は直線的でないから (III.6.12) 式ほどに大きい応力は実際に生じないことを示し、彼の理論を展開した。

ここには Kelley^{4b)} による補正式を示しておく。

版の縁辺に沿う引張り応力 S_{xe} は、

$$S_{xe} = \frac{C_x E \epsilon_t t}{2} \dots \dots \dots \text{(III.6.13)}$$

版の中心部における長さ方向の引張り応力 S_{xi} は、

$$S_{xi} = \frac{E \epsilon_t t}{2} \left(\frac{C_x + \mu C_y}{1 - \mu^2} \right) \dots \dots \dots \text{(III.6.14)}$$

版の中心部における巾の方向の引張り応力 S_{yi} は、

$$S_{yi} = \frac{E \epsilon_t t}{2} \left(\frac{C_y + \mu C_x}{1 - \mu^2} \right) \dots \dots \dots \text{(III.6.15)}$$

ここで C_x = 版の長さ、巾、版と基礎の相対剛比半径などに関係する版の長さ方向の係数。

C_y = C_x と同じく版の巾方向の係数。

C_x および C_y の値は L_x/l , L_y/l , (ここに L_x および L_y は 版の長さおよび巾で l は版基礎の相対剛比半径である) の値により、表-III.6.1のよ

に与えられている。

表-Ⅲ・6・1 Cx および Cy の値

$\frac{Lx}{l}$ または $\frac{Ly}{l}$	Cx または Cy
1.41	0.010
2.12	0.051
2.83	0.148
3.54	0.309
4.24	0.508
4.95	0.701
5.66	0.856
6.37	0.964
6.69	1.000
7.07	1.032
7.78	1.069
8.49	1.084
9.90	1.078
11.31	1.052

版の隅角部の温度によるその
の応力 S_{cw} については、数学的
解析が非常に複雑であるが、
Bhadbury は次の近似公式を
提案している。

$$S_{cw} = \frac{E \epsilon t}{3(1-\mu)} \sqrt{\frac{a}{l}} \dots \dots \dots \quad (\text{Ⅲ} \cdot 6 \cdot 16)$$

次にコンクリート舗装版の全
体の温度が変化することにより、
版が膨脹したり収縮したりする
ので、このときの版と路床また
は路盤との摩擦による応力が起
る。この大きさを計算するのは
むづかしいが Teller と Suther-
land による実験の結果、一般
にこのような応力は、温度勾配
により生じる応力よりずっと小
さいことがわかった。^{2b)}

§4. コンクリート舗装版厚設計法

舗装版厚さ d (cm) を決定するために わが国で現在多く実用されている式
は、(Ⅲ・6・10)、(Ⅲ・6・11) 式から変形した次の式である。

(a) 隅角の厚さを増し、または隅角鉄筋を使用して補強する場合、

$$d = \sqrt{\frac{1.9 \cdot P \cdot C}{S}} \dots \dots \dots \quad (\text{Ⅲ} \cdot 6 \cdot 17)$$

(b) 普通の場合

$$d = \sqrt{\frac{2.4 \cdot P \cdot C}{S}} \dots \dots \dots \quad (\text{Ⅲ} \cdot 6 \cdot 18)$$

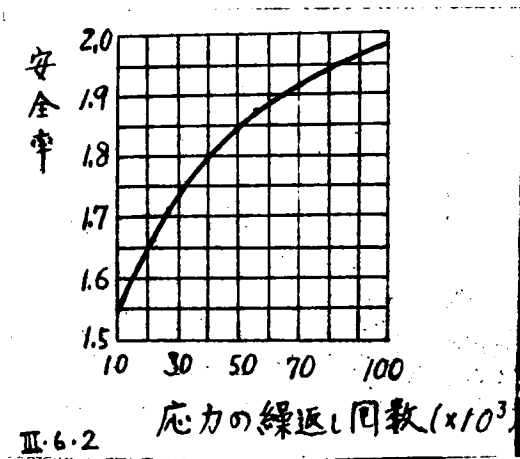
- ここで P = 隅角部の輪荷重 (衝撃を考へない値, kg)
- C = 基礎の支持力に關する係數 (Ⅲ・6・1 参照),
- S = 輪荷重に対する舗装版隅角部の許容曲げ強度 (kg/cm^2)

(227)

である。Sの許容曲げ強度は、使用コンクリートの曲げ強度と安全率とから計算されるが、この場合の安全率は、輪荷重の繰返しによるコンクリートの疲弊を考え、図-Ⅲ・6・2に示す安全率をとる。

輪荷重Pは、交通調査に基づいて、将来の交通量および交通車両の重量の増加を考え、設計荷重群を定め、そのおのおのの最大輪荷重と繰返し回数を考える。

図-Ⅲ・6・2 応力の繰返し回数による安全率



以上の設計法を例によつて示すと次のようになる。表-Ⅲ・6・2は設計計算例である。すなわちこの例では、舗装の耐用年数を20年とし、20年間の増加を考えた一日1車線当りの交通量およびその荷重は、(1),(2),(3)の欄に示すようである。路盤支持力係数 $K_{75} = 10 \text{ kg/cm}^2$ とし、コンクリートの曲げ強度 $S = 40 \text{ kg/cm}^2$ とする。計算順序は次のようである。

a. 耐用年数の間の荷重繰返し回数(4)欄は、耐用年数の日数

($365 \times 20 = 7300$ 日)に(3)欄の回数を乗じて求める。

b. 各最大輪荷重と、それより重い荷重との繰返し回数の累計(5)欄は、(4)欄の値を下から順に累計したものである。しかしこの値は、安全率の算定に用いるので、100,000回以上は安全率が一率に2であるから、100,000回以上の回数は計算する必要がなく、単に100,000回以上と示しておけばよい。

c. 累計回数に対する所要安全率は、図-Ⅲ・6・2から求め、(6)欄に記入する。

d. コンクリートの許容曲げ強度は、コンクリートの曲げ強度(この例では 40 kg/cm^2)と、(6)欄の安全率とから計算し(8)欄に記入する。

e. 基礎の支持力係数 K_{75} (この例では 10 kg/cm^2)から図-Ⅲ・6・1を用いての値を求め、さらに(2)欄の最大輪荷重および、(8)欄の許容強度とから、(Ⅲ・6・17)式または、(Ⅲ・6・18)式を利用して、舗装の厚さdを求める。

表一Ⅲ・6・2 コンクリート舗装厚設計計算例
 ($K_{75} = 10 \frac{kg}{cm^3}$, コンクリート曲げ強度 $= 40 \frac{kg}{cm^2}$)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
輪荷重	最大荷重(衝動を考慮しない)	1日の交通回数(一車線)	舗装の予想耐用年数の回数(20年とする) (3) × 7.300	耐用年間の各荷重と之れよりも重いもの累計回数	所要安全率	安全率2以下の輪荷重に対する(2) × (4)	許容曲げ強度(S) (曲げ強度) (6)	所要厚 cm	厚さを22cmとしたときの実際の力 kg/cm^2	実際の安全率 (曲げ強度) (10)	実際の許容繰返し回数	最終繰返し回数と許容繰返し回数との比 $\frac{(11)}{(12)} \times 100(\%)$
t	t	回	回	回数	率	回数	kg/cm^2	cm	kg/cm^2		回	
1.0以下	1.0	100	730,000	100,000以上	2	—	20.0	—	—	2以上	無制限	—
1.0~1.5	1.5	200	1,460,000	"	"	—	"	—	—	"	"	—
1.5~2.0	2.0	100	730,000	"	"	—	"	—	—	"	"	—
2.0~2.5	2.5	80	584,000	"	"	—	"	—	—	"	"	—
2.5~3.0	3.0	50	365,000	"	"	—	"	—	—	"	"	—
3.0~3.5	3.5	40	292,000	"	"	—	"	—	—	"	"	—
3.5~4.0	4.0	10	73,000	153,300	"	—	"	20.0	16.5	"	"	—
4.0~4.5	4.5	5	36,500	80,300	1.94	164,250	20.6	20.8	18.5	"	"	—
4.5~5.0	5.0	3	21,900	43,800	1.81	109,500	22.1	21.1	20.4	1.96	86,500	25
5.0~5.5	5.5	2	14,600	21,900	1.66	80,300	24.1	21.2	22.4	1.79	38,500	38
5.5~6.0	6.0	1	7,300	7,300	1.49	43,800	26.8	21.0	24.5	1.63	19,000	38
中計*			80,300			397,850						**
平均輪荷重	5.0		80,300		1.94		20.6	21.7				101

* 安全率 2 以下のものについて

** 実際安全率2以下の輪荷重の繰返し回数が許容回数の101%であるから $h = 22 \text{ cm}$ の厚さで安全である。

(229)

f. なお安全率2以下のものの平均輪荷重を求め、これに対する所要厚さを求めてみる必要がある。このために表の下2段のように、(7)欄の中計を(4)欄の中計で除した平均輪荷重を求める。すなわち、

$$397.850 \div 80.300 = 5.0t$$

この平均輪荷重に対する所要厚も、前と同様にして求める。

g. このようにして定めた(9)欄の所要厚さの最大値から設計厚を定める。

この例では 22cm と定められる。

h. (10)~(13)の欄は、このようにして算定した舗装の設計厚が、疲労などの点からみて、安全であるかどうかの検算をおこなう。

(10) 欄は厚さ22cm としたときの実際応力である。

(11) 欄は、コンクリートの曲げ強度が、(10)欄の実際応力に対して、どれだけの安全率となっているかを算定したものである。

(12) 欄は、図-Ⅲ・6・2 の疲労曲線から、(11)欄の実際安全率に対する応力の繰返し回数を求めたものである。

(13) 欄は、最終検算で、(12)欄の繰返し回数に対して、(4)欄の予想繰返し回数が、どれだけの割合になっているかを求め、コンクリートの疲労の程度を知るものである。(13)欄の合計値が100%をいくらかこえても、必ずしも危険ではない。それは疲労曲線を描いたときの試験と交通荷重の繰返しの時間間隔がちがう、試験の方がきびしい条件となっているからである。

§ 5. 支持力係数 (K 値) の調査法

(1) JIS A 1215 「道路の平板載荷試験方法」による K 値測定法

支持力係数 (K 値) を求める方法として、わが国では JIS A 1215 「道路の平板載荷試験方法」が ⁽⁷⁾ 規定されている。以下にその概要を記す。図-Ⅲ・6・3 は平板載荷試験の概略を示した図であるが、試験地盤は、粗骨材が表面に出ていない、一杯な場所をえらび、水平にならし、必要があれば、浅く砂を敷く。その上に載荷板 (直径 30cm, 40cm, 75cm のいずれを用いてもいいが、K 値としては、75cm の場合に換算して用いる) を置き、油圧ジャッキをのせ、その上に荷重測定用のピズミリングを置き、一方沈下量を測る装置を組立ててダイヤルゲージを載荷板にタッチさせ、2台のトラックを荷重として図-Ⅲ・6・3 に示すように装置する。

載荷板を安定させるため、あらかじめ $0.35 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ の荷重をかけてから荷重を 0 にし、ダイヤルゲージの読みをとって、沈下の原点とする。

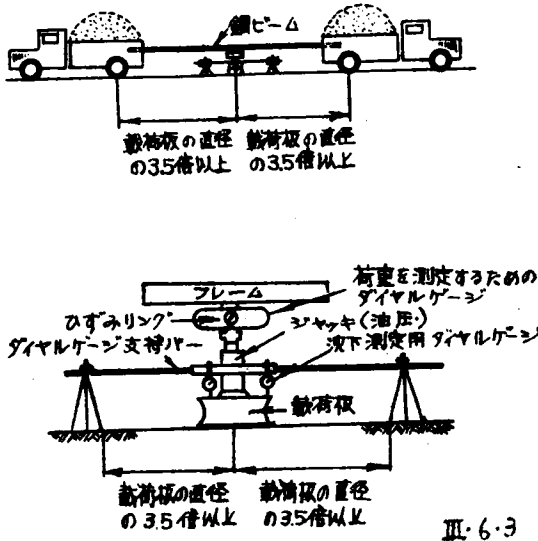


図-III-6.3 平板載荷試験装置説明図

荷重は 0.35 kg/cm^2 ずつ増加してゆき、沈下の進行がとまるのを待つて荷重の大きさと沈下量の読みをとる。ただし1分間の沈下量がその荷重段階における沈下量の1%以下になれば、沈下の進行が止まったとする。この方法を段階的に進めてゆく。

沈下量が15mmに達するか、荷重強さが現場で用いる最も重い荷重の接地圧力の大きさ、または、土の降伏点をこえれば試験をやめる。

この試験結果を、図-III-6.4に示すような、荷重-沈下量曲線として整理する。そしてこの曲線からある沈下量のときの荷重強さを求め 次のようにK値を計算する。

$$K \text{ 値 (支持力係数) } (\text{kg/cm}^3) = \frac{\text{荷重強さ} (\text{kg/cm}^2)}{\text{沈下量} (\text{cm})} \dots (III-6.19)$$

なお この場合、必ず載荷板の直径および計算に用いた沈下量がわかるようにしておく。

一般に舗装版厚設計用の支持力係数は、直径75cmのものを使っているが、小さい載荷板を用いて直径75cmの場合の支持力係数値を求めるには次の換算式によればよい。

$$K_{75} = \frac{1}{1.7} K_{40} \dots (III-6.20)$$

$$K_{75} = \frac{1}{2.2} K_{30} \dots (III-6.21)$$

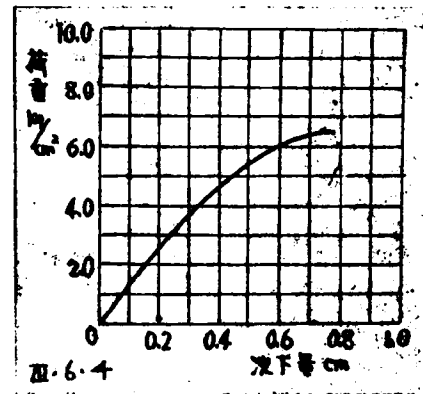


図-III-6.4 平板載荷試験による荷重-沈下量曲線

(23)

ここに K_{75} , K_{40} , K_{30} はそれぞれ直径 75, 40, 30 cm の載荷板による支持力係数をあらわす。

なお、計算に用いる沈下量は 1.25 mm (0.05 in) をとるのが普通である。

(2) K 値測定に要求される精度

舗装厚におよぼす影響から考えると、K 値の測定はそれほど高い精度を必要としない。普通の輪荷重の場合、比較的軟弱な路盤 ($K_{75} = 3$) と優秀な路盤 ($K_{75} = 14$) とでは K_{75} の値が 11 程度かわるのに、舗装厚の差異は約 2.5 cm に過ぎない。したがって K 値の決定ならびに選択に際しての僅かな誤差は、舗装設計に重大な影響を及ぼさないことがわかる。

図-Ⅲ・6・5 (a), (b) は わが国でよく使われている直径 30 cm の載荷板により測定した K_{30} から コンクリートの曲げ強さ S をパラメーターとして⁽⁸⁾ すぐに舗装版厚が求められるように作られた設計曲線であるが、

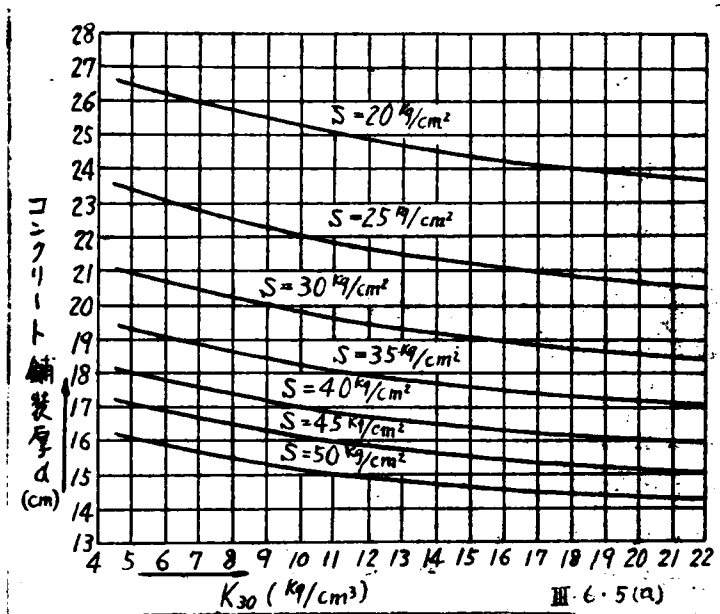


図-Ⅲ・6・5 (a) K_{30} によるコンクリート舗装版厚設計曲線 (5.2 t 輪荷重の場合)

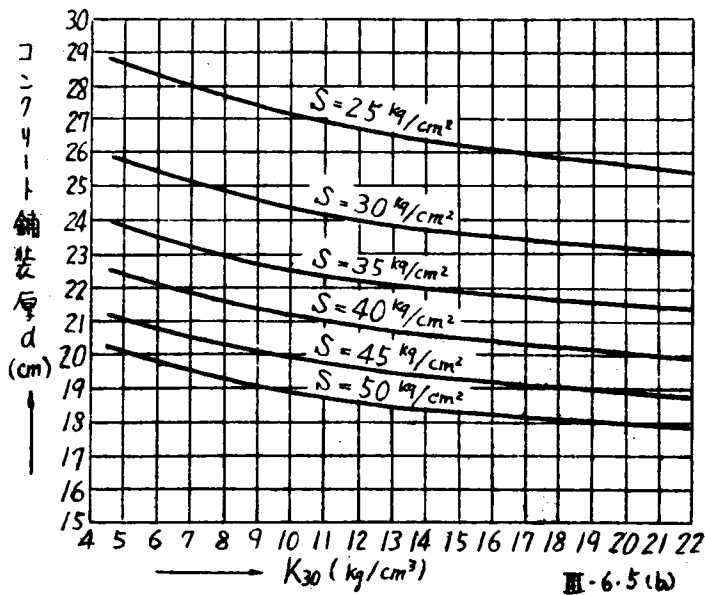


図-Ⅲ・6・5 (b) K_{30} によるコンクリート舗装版厚設計曲線 (8t 輪荷重の場合)

この図によつて K_{30} の測定値が コンクリート舗装版厚におよぼす影響がよくわかる。すなわち、 K_{30} の変動が舗装版厚に及ぼす影響は一般に小さく、 K_{30} が大きくなるほど、それが小さいことがわかる。

(3) 衝撃式地盤支持力試験機による測定法

衝撃式地盤支持力試験は、JIS A 1215 の平板載荷試験で K 値を測定するためには静荷重としてトラックを用いねばならず、4~5名の測定者を必要とし、測定費用が高つくため、現場では十分利用されがたいことに対する解決策として考え出された簡易試験法である。⁽⁹⁾

その測定装置は 図・Ⅲ・6・6 に示すように、落錘を導桿に沿わせて平板上に落とし、そのときの平板の振動を導桿、振動板を通じて、三脚上に支えた振巾記録計でとらえるようにしている。振巾記録計には 図・Ⅲ・6・7 に示すような振動波形が記録されるが、図に示した振巾 a_1 は落錘才1回目ときの変位量で、 b は衝撃荷重による永久変位量を示す。普通落錘の衝撃を数回繰返し、数値の a を測定するが、2回目以降では a はほとんど一定値となり、 b の値はきわめて小さくなる。ここで a の値は考案者によつて衝撃支持力

(233)

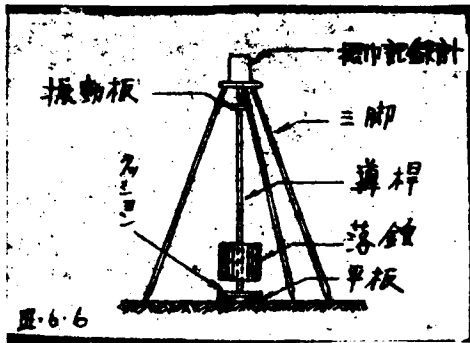


図-III-6-6 衝撃式地盤支持力試験機

係数（I 値）と名づけられ I 値と K 値の関係が実験的、理論的に研究されている。直径 18cm の試験鋼板、11.9kg の落錘、30cm の落下高の場合の I 値と K₃₀ との実験的關係は、図-III-6-8 に示されており、理論曲線が最小自乗法を利用して記入されている。図の縦軸は 5 倍の I 値をとっている。なお理論曲線は次式によつて示されるものである。

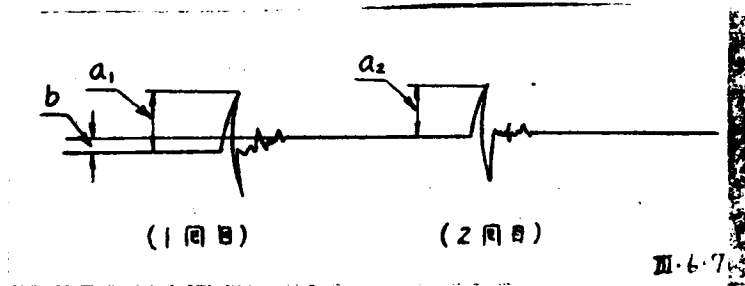


図-III-6-7 振巾記録計に記録される振動波形

$$I = 1.4n \frac{W}{FK_{30}} \sqrt{\frac{2hFK_{30}}{nW(1 - \frac{1}{K_c})FK_{30}}} \dots \dots \dots \quad (\text{III-6-22})$$

- ここに $n = 0.417$, 衝撃効率,
- $W = 11.9\text{kg}$, 落錘の重量,
- $F = 707\text{cm}^2$, K_{30} の平板の面積,
- $h = 30\text{cm}$, 落下高,
- $K_c = 10^4/\text{cm}$, クッションのバネ常数.

換算曲線（図-III-6-8）における実験値のバラッキから、この測定法の精度を検討してみると、コンクリート舗装版厚を誤差 ± 2~3 mm 以内で設計するために十分利用できる測定法のようなのである。

なお、この測定機の長短所について、次のような現場の意見がのべられている。⁽¹⁰⁾

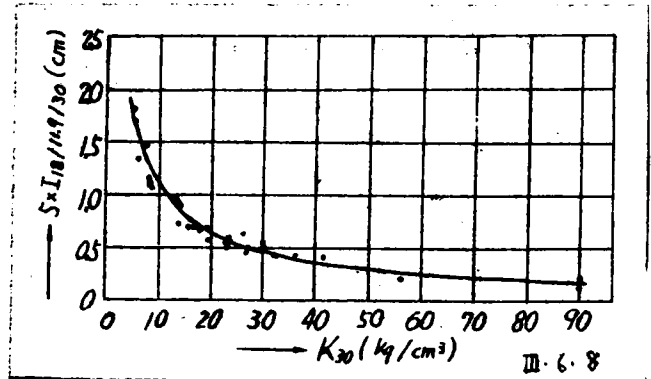


図-Ⅲ・6・8 I値とK値との関係

- 長所 (i) 短時間で行いえて、人員が少なくて済むこと。
 (ii) トラックなどの荷重を必要としないこと。
 (iii) 交通の邪魔にならないこと。
 (iv) 運搬が容易であること。
 (v) その他

- 短所 (i) 振動波形記録用紙が高価であること。
 (ii) 導桿が長いので、重錘の落下に伴い振れやすいこと。
 (iii) ネジ部分がゆるみやすいこと。
 (iv) その他

である。

(235)

(4) CBR試験によるK値の推定法について

従来よく知られているMiddlebrooksとBertram⁽¹¹⁾のCBRとK値との関係曲線を図-Ⅲ・6・9に示す。図-Ⅲ・6・9は使用中の路盤において得られると思われる状態に近い、よく締固め、かつ水締した状態の土についておこなった試験にもとずいたものといわれている。

ところが最近わが国で測定された現場CBRとK値(K₃₀をK₇₅に換算したもの)との関係⁽¹²⁾⁽¹³⁾は図-Ⅲ・6・10に示すようなもので、この場合細い実線をあらわした従来の実験曲線よりも、太い実線で示した新しい関係曲線の方が実測値(路盤上の現場CBRとK値との比較値(X印)は後述の理由により除外する)の傾向を示すものとして適当と考えられる。この太い実線で示した新しい関係曲線は次式であらわされるものである。

$$\left. \begin{aligned} K_{75} &= \frac{1}{4} CBR + 1 \\ \text{または} \\ K_{30} &= 0.55 CBR + 22 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (\text{Ⅲ} \cdot 6 \cdot 23)$$

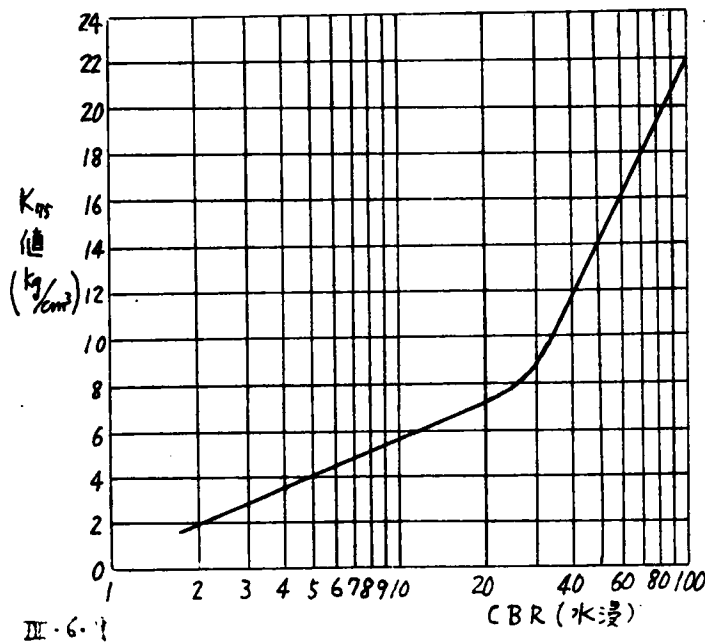


図-Ⅲ・6・9 MiddlebrooksとBertram⁽¹¹⁾による水浸CBRとK₇₅との関係曲線

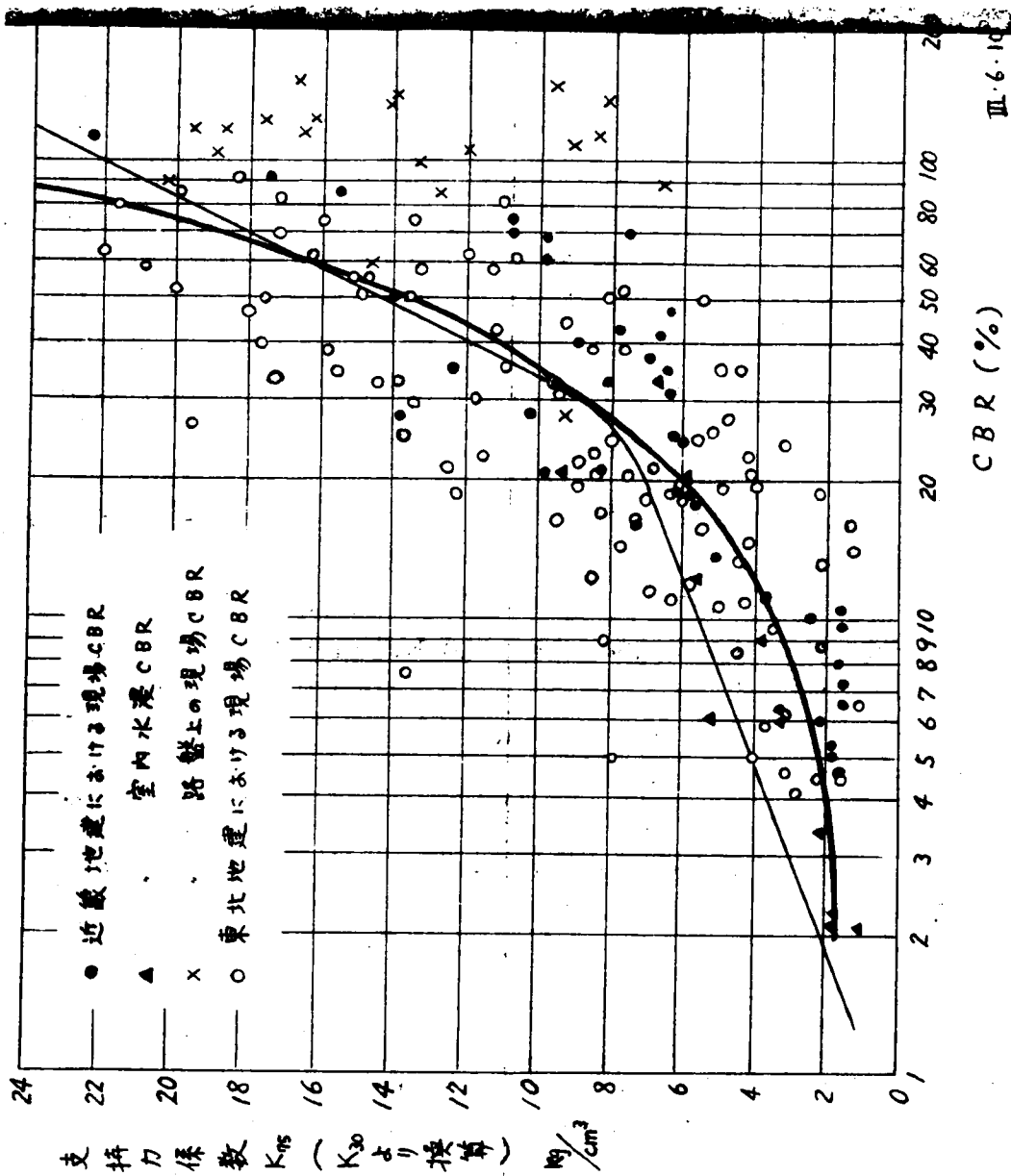


図-Ⅲ・6・10 わが国で実施された現場CBRとK値との関係

(237)

Nascimento と Simões⁽¹⁴⁾ は (Ⅲ・6・23) 式に似た関係式を示して
おり、K 値が小さい沈下量で測られたときは、

$$K_{75} = \frac{1}{4} CBR \quad \dots \dots \dots (Ⅲ・6・24)$$

K 値が大きい沈下量で測られたときは、

$$K_{75} = \frac{1}{8} CBR \quad \dots \dots \dots (Ⅲ・6・25)$$

なる式を与えている。こゝは、CBR の標準荷重-沈下量曲線の性質を利用し、かつ(Ⅲ・4・2)
式の関係が $\frac{1}{d}$ が小さいうちは $b=1$ (弾性体)と仮定しておくと導き出される。しかし図-Ⅲ・6・10
の実験値(路盤上の現場 CBR の場合をのぞく)をよく代表し、Middle-
brooks と Bertram の実験曲線とも CBR が 20 から 70 の附近(こ
の附近でこの実験曲線も図-Ⅲ・6・10 の実測値に対し適当な位置にある)で
あわせようとすると、(Ⅲ・6・23)式が 適当である。

図-Ⅲ・6・10 中の路盤上の現場 CBR と K 値との関係を示す実測点は、K
値に対し CBR の方がかなり大きくなっているが、これは CBR 試験に影
響する地盤の部分が、平板載荷試験の場合に比して支持力の特に大きい地表
附近だけであり、それと同時に、路盤材料のように粗粒材料が噛合っている
地盤で貫入(または載荷)試験した場合、貫入ピストン(または載荷板)の
周辺の抵抗が大きく影響してくるので、周長面積比が大きく、貫入深さの大
きい CBR 試験の方が、周辺の影響がほとんどない場合の関係式よりも大き
い値となると考えられる。

図-Ⅲ・6・10 によって、K 値-CBR 関係は、相当バラックことがわかる
が、これを(Ⅲ・6・23)式であらわした場合、この換算式で CBR にもとず
きコンクリート舗装厚設計をおこなったとき、これほどバラツキても、
ほとんどの場合が舗装厚を ±1cm の誤差範囲内で設計しうることがわかる。

(5) 貫入試験による K 値推定法について

従来、路床土調査には、図-Ⅲ・6・11 に示すような貫入抵抗試験器(土研
式貫入試験器とか俗にカッチン棒とか呼ばれている)が用いられている。

谷藤、森西氏⁽¹⁵⁾ は この貫入試験器で、ドロップハンマー落下回数 (n+1)
回と (n-1) 回のときの貫入深さの差を n 回目の貫入度 P_d (cm) として、そ
れによって貫入抵抗を示し、 P_d によって土の弾性係数 E_v を次式のように
あらわした。

砂質シルト(大体一般の土)に対して、

$$E_v = \frac{1}{0.0116Pd - 0.00174} \quad (\text{Kg/cm}^2) \dots \dots \dots \quad (\text{III} \cdot 6 \cdot 23)$$

関東ロームに対して

$$E_v = \frac{1}{0.0127Pd - 0.00207} \quad (\text{Kg/cm}^2) \dots \dots \dots \quad (\text{III} \cdot 6 \cdot 24)$$

この E_v と直径 D cm の平板を用いたときの均等な地盤に対する支持力係数 K_D が Boussinesq の弾性理論から次式によつてあたえられるので、 K_D は P_d から計算できることとなる。

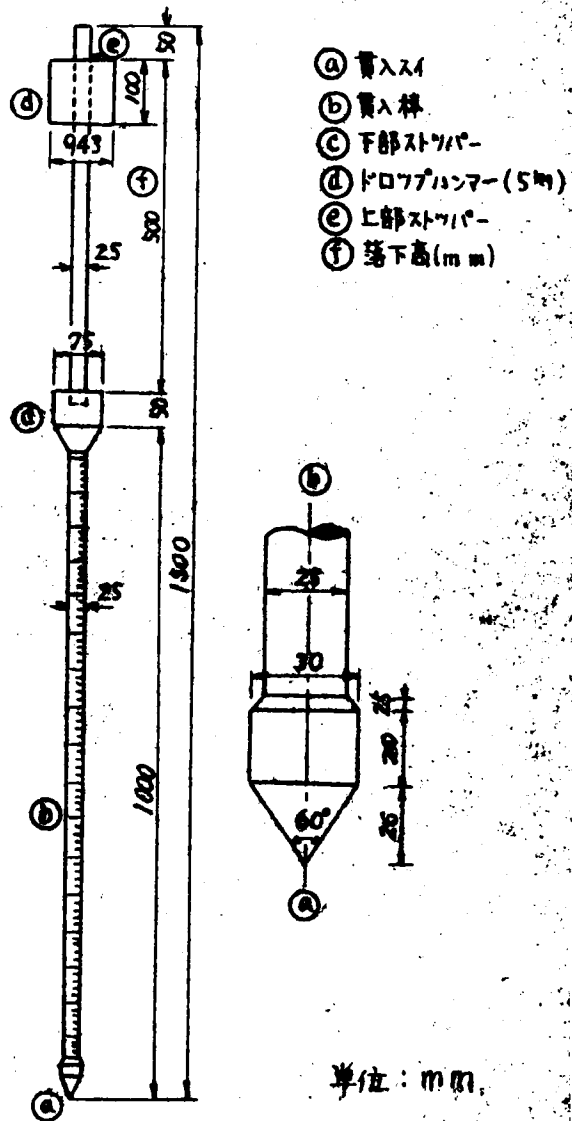
$$K_D = \frac{1.04E_v}{D} \dots \dots \dots (\text{III} \cdot 6 \cdot 25)$$

このようにして求めた K 値と直接実測して求めた K 値とを比較した結果では、荒川砂質ロームを突固めた実験地盤ではその一致がよく、埼玉県における関東ロームの既設路床においては近似的に一致はするが実験地盤ほどではなかつたということである。しかし十分実用になりうる程度には一致したといわれている。

一方竹下氏⁽¹⁶⁾はこの貫入番を 10cm 貫入させるために要する打撃数 N と K_{30} 値との実験的關係を次式によつて表わしている。

$$K_{30} = a + b \log_{10} N \dots \dots \dots (\text{III} \cdot 6 \cdot 26)$$

ここに a, b は土質に



単位：mm

II-6-11

図-III・6・11 土研式貫入試験器

(239)

よって異なる定数であるが、関東ローム路床土の研究では $a = -3.6$, $b = 4.7$ と求められている。

また米倉氏⁽¹⁷⁾は 細粒土の路床から砂利混りの路盤までを含む種々の地盤で、5cm貫入させるに要する衝撃回数 N と K 値との実験的関係を 図-III・6・12 のようにもとめ、その近似式を次式のように表わしている。

$$\log_{10} K_{30} = 0.789 \log_{10} N + 0.024 \dots \quad (\text{III} \cdot 6 \cdot 27)$$

$$\log_{10} K_{40} = 0.645 \log_{10} N + 0.032 \dots \quad (\text{III} \cdot 6 \cdot 28)$$

$$\log_{10} K_{50} = 0.562 \log_{10} N + 0.066 \dots \quad (\text{III} \cdot 6 \cdot 29)$$

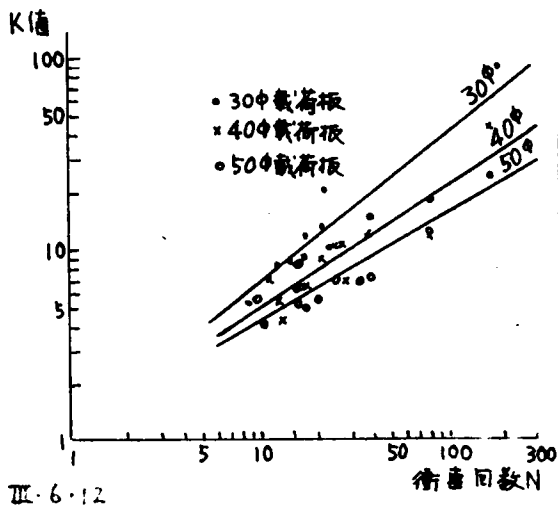


図-III・6・12 貫入試験打撃数 N と K 値との関係

K 値が小さい値の範囲では (III・6・26) 式で近似できるようなのであるが、 K 値の広い範囲で近似させようとするならば、(III・6・27) ~ (III・6・29) 式のような両対数の式でなければ近似がわるくなるようである。

なお 図-III・6・12 に示された実験値と (III・6・27), (III・6・28), (III・6・29) 式とのバラツキ程度をコンクリート舗装厚設計の誤差に及ぼす影響から考察すると、上述の換算式を利用して N から舗装厚設計をした場合、

ほぼ $\pm 5\text{mm}$ 程度の誤差でおさまることがわかる。

(6) 土質による K 値の推定について

オ III・2 章において土質分類から CBR 値がほぼ推定できることを述べたが K 値についても 表-III・6・3, 表-III・6・4 に示すように土質分類との関係が過去の調査によって示されている⁽¹⁸⁾。これらの値は、一般に使用されている路盤の状態に対応するもので、表-III・6・3は PR 法分類との関係を示し、表-III・6・4は AC 法分類との関係を示している。コンクリート設計舗装厚は、 K 値にあまり敏感に影響されないため、特に予備調査などにあたっては、これらの表が K 値の概略を決めるために十分役立つと考えられる。

表-III-6.3 PR法分類とK値との関係

主要区分	土 質	記 号	Kの概略値(Kg/cm^2)
砂利 および 砂質土	粒度分布のよい砂利-砂-粘土。 良い結合。	A-1	11.1~19.4 またはそれ以上
	砂-粘土の混合物, 良い結合。	A-1	6.9~15.9
	細砂の多い砂利, シルトの多い砂利 粒度分布のわるい砂利-砂-粘土。 悪い結合	A-2 粉末性。	8.3~19.4 または それ以上
	粒度のわるい粘土まじり砂利, 粒 度のわるい砂利-砂-粘土, 粒度 のわるい砂-粘土, 悪い結合材。	A-2 可塑性	4.8~9.0
	粒度のよい砂利, 粒度のよい砂利 -砂, 粒度のよい砂。(微細粒少 量または欠除)	A-3	9.0~19.4 または それ以上
	粒度のわるい砂利, 粒度のわるい 砂利-砂, 粒度のわるい砂。(微 細粒少量または欠除)	A-3	5.5~9.0
シルトを 主とする 細粒土	シルトを主成分とし粗い材料が適 量または少量で且つ塑性粘土の少 量を含む。	A-4	2.8~8.3
	雲母と珪藻を含有し, 弾性的な性 値をもつ粒度のわるいシルト質土	A-5	1.4~4.8 *
粘土が大 部分を占 める極め て細かい 無枚また は有枚質 の土	粗粒を殆んど含有しない粘土質土 の粒度分布のよい無枚質のシルト と粘土を含む土, 同士の砂-シル ト-粘土, および砂-粘土質土。	A-6	1.4~6.2
	粗粒は僅少で大部分弾性的粘土の 土一般にあまり粒度分布がよくない 土または土を弾性的にするよう な有枚物などを含有している土。	A-7	1.4~6.2

* 火山源の土は この区分のものより大きいK値をもつことがある。

(241)

表-III・6・4 AC法分類とK値との関係

AC法分類	K値の範囲 (kg/cm^3)
GW	13.8 ~ 19.4 またはそれ以上
GC	11.1 ~ 19.4 またはそれ以上
GP	8.3 ~ 13.8
GF	6.9 ~ 13.8
SW	6.9 ~ 15.9
SC	6.9 ~ 15.9
SP	5.5 ~ 9.0
SF	4.8 ~ 9.0
ML	4.1 ~ 8.3
CL	3.5 ~ 6.2
OL	2.8 ~ 4.8
MH	1.4 ~ 4.8
CH	1.4 ~ 4.1
OH	1.4 ~ 3.5

(7) 最悪含水状態におけるK値の推定法

K値を測定するときの、路床土の含水状態が、道路寿命中の最悪の場合であるとは限らないので、吸水性が大きいと思われる路床材料の場合には、最悪状態におけるK値に換算する必要がある。そのためには、米國工兵隊で考案した次の方法がある。⁽⁸⁾

(i) 路床土の代表的な乱さない試料を採取し、一つの試

料について自然含水状態で圧密試験をおこない、もう一つの試料については、 $0.35 \text{ kg}/\text{cm}^2$ の荷重をかけて4日間水に漬けて吸水させた後、圧密試験をおこなう。

(ii) 試験結果を図-III・6・13のように図示する。

(iii) 平板載荷試験で 0.125 cm の沈下を起すに必要な圧力 P (kg/cm^2) を求め、支持力係数K値をさめる。

(iv) P に相当する荷重強度を受けたときの自然状態土の供試体の変位置と等しい変位置の浸水供試体の荷重強度 P_s を求め、 $K \frac{P_s}{P}$ を求める値とする。

例えば、現地の載荷試験結果が許容沈下量 0.125 cm に対して荷重強度が $0.7 \text{ kg}/\text{cm}^2$ とすれば $K_{75} = 5.6 \text{ kg}/\text{cm}^3$ となる。図-III・6・13 から $0.7 \text{ kg}/\text{cm}^2$ に相当する自然状態土の供試体の変位置と等しいときの浸水供試体の荷重強度を求めると $P_s = 0.4 \text{ kg}/\text{cm}^2$ となっているから求めるK値は、

$$K = 5.6 \times \frac{0.4}{0.7} = 3.2 \text{ kg}/\text{cm}^3$$

となる。

この例題の場合、コンクリート版厚は 1cm 近く、その必要厚さを増すこととなる。

参考文献

- (1) Westergaard, H.M. (1926) Stresses in concrete pavements computed by theoretical analysis. Public Roads, Vol.7 (2) PP.25~35.
- (2) Road Research Laboratory (Dept Sci. & Ind Research) (1952) Soil Mechanics for Road Engineers. Her Majesty's Stationery Office, London, (a) PP. 418~420, (b) P. 425.
- (3) Sparkes, F.N. (1939) Stresses in concrete road slabs. Struct. Engr. Vol. 17, PP. 98~116.
- (4) 片平信貴 (1956) 道路工学, 技報堂, (a) PP. 286~288, (b) P. 291.
- (5) Westergaard, H.M. (1927) Analysis of stresses in concrete roads caused by variations of temperature. Public Roads, Vol.8, (No.3) PP.54~60.
- (6) Thomlinson, J. (1940) Temperature variations and consequent stresses produced by daily and seasonal temperature cycles in concrete slabs. Concrete Constructing Engineering. Vol.35 (6) PP. 298~307; (7) PP. 352~360.
- (7) 土壌工学会 (1955) 土壌試験法解説. 土壌工学会. PP. 157~169.
- (8) 竹下春見, 田中淳七郎 (1954) コンクリート舗装厚の設計曲線, 土と基礎 No.7 PP. 15~18.
- (9) 浅井新一郎 (1956) 衡表による地盤支持力の測定について, 土木学会

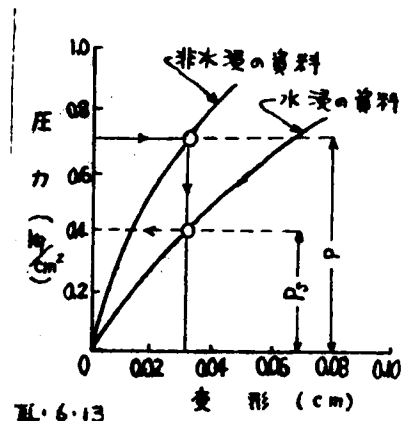


図-Ⅲ・6・13 最悪含水状態の K 値を推定するための図

(243)

誌 Vol. 42, No. 5 PP. 17 ~ 22.

- (10) 正木昭, 田島昭生 (1958) 衝撃式地盤支持力測定杖による現場における支持力測定について. 土と基礎 No. 27, PP 8 ~ 9.
- (11) Middlebrooks, T.A. and G.E. Bertram (1942)
Soil tests for design of runway pavements,
Proc. H.R.B. Vol. 22, PP 144 ~ 173.
- (12) 田坂栄美, 三森利夫 (1957) 路盤と表層工法の経済上よりみた関連性について. オ4回日本道路会談論文集, PP 102 ~ 105.
- (13) 小沼敬八, 比佐春雄, 遠藤二郎, 山下宏 (1957)
郡山国道路盤, 路床調査について, オ4回 日本道路会談論文集,
PP 359 ~ 361.
- (14) Nascimento, U. and A. Simões (1957) Relation between
CBR and modulus of strength. Proc. 4th Int Conf. Soil
Mech. & Found. Eng. Vol. II. PP. 166 ~ 168.
- (15) 谷藤正三, 森麟: 貫入試験杖による地盤支持力の測定, 土木研究所
報告 83 号.
- (16) 竹下春見 (1955) 道路工学, 金原出版株式会社, P. 95.
竹下春見 (1953) 土質によって路床土の支持力は判定できないか,
土と基礎 No. 3, PP. 14 ~ 16.
- (17) 米倉亮三 (1954) 平板載荷試験の載荷板の大きさと支持力との関係,
土と基礎 No. 7, PP. 11 ~ 14.
- (18) 米国ポルトランドセメント協会, 近藤泰夫訳 (1951)
コンクリート舗装設計法, 国民科学社, PP. 47 ~ 48.

第 III 章 7 章 結 論

道路舗装厚設計のための路床土調査法に関する研究において明らかにしたことを列記して本論の結論とする。

- (1) 従来より用いられている路床土の分類法について述べたが、着者の考察によって、路床土のための分類法としては、Casagrandeによる分類法（AC法）とBurmisterによる記述的 분류法の併用が好ましいことを述べた。Burmisterの記述的 분류法は従来わが国ではあまり知られていないので、その分類法を紹介するとともに、日本で利用する場合の分類命名例を示した。
- (2) わが国でタフミ舗装厚を設計する場合に一般に用いられているCBR試験法について述べ、動荷重成形供試体による修正CBRの意味を礫混り砂による実験で検討した。すなわち従来は修正CBRをもとめるとき密着だけを考えているが、4日水浸CBR値には突固め含水比も重要な意味をもっていることを示し注意を喚起した。
- (3) 一般に現場で締固め作業をおこなう際の締固め基準にはJIS A 1210の突固め試験結果が使われているので、CBR試験の供試体もJIS A 1210の突固め試験の最適含水比で作る方が合理的かもしれないという考察のもとにJIS A 1210の最適含水比を用いたCBR試験を試みた。その結果、CBR試験には、JIS A 1211に規定する最適含水比（JIS A 1210の最適含水比よりも低い）によらなければ、JIS A 1211に定められている修正CBR推定法の主旨が破壊されることがわかった。
- (4) 着者は路床土を簡単に調査し、タフミ舗装厚を簡単に設計するために新しい路床土調査法を考案した。それは一定直径、一定重量の球体を一定高さから路床土に落し、地表に生じたくぼみの直径D（これをD値と称する）を測定して路床土の支持力を推定し、必要舗装厚を推定するものである。着者はD値とCBRとの関係を理論的・実験的に研究して次式をえた。

$$CBR = \frac{k \cdot W (H + R - \sqrt{R^2 - \frac{D^2}{4}})}{1.01 D^{1.39} (R - \sqrt{R^2 - \frac{D^2}{4}})^{1.62}} \dots \dots \dots (III-4-13)$$

ここにRは球体の半径(cm)、Wはその重量(kg)、Hはその落下高(cm)、kは球体の位置のエネルギーのうち、球体の地盤貫入のエネルギーとして使われる有効係数で、実験的に求めるものである。

また半径4.52cm、重量4.07kg、落下高60cmを用いたD値(cm)からタフミ舗装厚T(cm)を設計する公式を次のように与えることができた。

$$T = aD^3 \quad \text{..... (III-4-15)}$$

ここに a は交通量によってさまる常数で、軽中交通（一車線交通量 < 300 台/日）のときは $a = 0.13$ 、重交通（一車線交通量 > 300 台/日）のときは $a = 0.16$ 、超重交通（一車線交通量 $> 2,000$ 台/日）のときは $a = 0.19$ とすればよい。

また D 値測定の精度について検討した結果、この試験法は十分実用性のあることがわかった。

またこの試験法は土の乾燥密度、トラフィカビリティの測定にも利用できることがわかった。

(5) タワミ舗装厚設計法について、路床土の調査法にもとづいて分類し、代表的なものについて概略を述べた。現在最も広く信頼され利用されているタワミ舗装厚設計法はCBR法であるが、CBR試験を現場で一々実施するのが面倒なため、現在の一般的な傾向としては、土の強度試験をしないで、設計する方法、たとえば群指数法などが広く利用される傾向にある。しかし実測データにもとづいてCBR法と群指数法とを比較検討したところ、群指数法によると安全な設計値をうることができるが、非常にしばしば不経済な設計となることがわかった。したがって時間的、経済的にCBR試験が実施できない場合にも、少くとも球体落下試験のような簡単な強度試験をおこなって設計することの必要性がわかった。

(6) 剛性舗装厚の設計に基礎の支持力係数（ K 値）を求めねばならないが、これは正確には、平板載荷試験によればよい。しかし K 値が舗装厚におよぼす影響から考えると、それほど高い精度で測定する必要のないことがわかった。 K 値を平板載荷試験によらないで求める諸種の方法があるが、衝撃式地盤支持力試験によるものは、 K 値簡易調査法として取扱いの便利な点と、測定精度がいい点で今後大いに利用できる測定法であると考えられた。CBR試験から K 値を推定する方法として、従来 *Middle brooks* と *Bertram* の求めた関係曲線がよく使われていたが、著者はわが国における現場CBR試験と平板載荷試験の調査結果から、

$$K_{75} = \frac{1}{4} \text{CBR} + 1 \quad \text{(III-6-23)}$$

なる関係式を提案した。CBRと K 値の関係は相当バラックが、 K 値が舗装厚に敏感にひびかないため、CBR値から上記関係式を使って設計した場合、設計舗装厚の誤差は $\pm 1 \text{ cm}$ 以内にほぼおさまることがわかった。

(247)

結 論

以上著者は耐久的、耐荷的道路の設計および施工に指針をあたえるため、路床土の含水状態とその支持力について土質力学的立場から研究し、それらの成果を用いて道路設計法を合理化することに努めたが、これを要約すれば次の通りである。

緒論においては著者がこの研究をおこなう目的と方法とを述べた。すなわち 今日までの道路工学において、道路建設のための研究はかなりなされてきたが、建設後長時向を経た後の耐荷力については、ほとんど研究がおこなわれてこなかつた。しかるに今日までに舗装されてきた道路についてみるならば、その舗装がきわめて耐久性にとほしかつたことを痛感しないではいられない。道路が耐久性にとほしく破壊する場合の多くは、その道路基礎に原因があることは英国の道路研究所も明確な例をもつて示しているところである。ところが道路基礎としての路盤・路床土は舗装されると、一般にその含水量が舗装当時から変化し、舗装後の含水量が増える場合、土はその強度を低下することとなるから、舗装後の路盤・路床土の支持力の変化をあらかじめ知つて、それを考慮に入れて設計することは耐久的道路を作る唯一条件である。この点に着目し、これを科学的におこなう方法を見出すことを本研究の目的とした。この目的達成のために、著者はまず路盤・路床土が舗装後どのような含水状態になるか推定する方法を研究し、次にそのように推定した将来の含水状態における支持力を知る方法を考察し、最後にそのような支持力にもとづいて合理的に舗装厚を算出する方法を検討し、以上の研究結果を組合せて耐久的耐荷的道路設計の指針を与えようとした。すなわち

オI編においては 路床土の含水状態の推移に關する研究を述べた。

オI・1章においては オI編で述べる研究の方針を示した。

オI・2章では舗装下の土の含水状態を解明するため新たに提案した理想平衡土層における土中水の熱力学的考察をおこない、従来不明確であつた土中水の熱力学的取扱を明確にするとともに、PF表示法の新らしい定義を示して土質工学における熱力学の応用を便利にした。

オI・3章では 土中水をエネルギー的に取扱うために必要な土中水エネルギー状態の調査法を述べ、土質工学で指示している気乾燥および炉乾燥状態は土中水のエネルギー状態で示せばそれぞれ、PF 5.6 および PF 6.9 程度であることを示すとともに、土のPF-含水比關係の特性を諸種の土質につ

いて述べた。

オI・4章は本編中の中心をなす部分であつて、主として舗装路床土の含水状態を推定する方法を述べた。従来の舗装路床土の含水状態推定法は、単に経験的であつたり、不十分な仮定に立つた方法で、満足できるものがなかつた。著者は一般的に舗装路床土の含水状態を推定するためには、気象条件、地下水位、地質状態、舗装の巾員などを考慮して、下記の土中水流の基礎式を解かなければならないことをまず指摘した。

$$\frac{\partial}{\partial t}(\gamma_d \cdot w) = \nabla \cdot (\gamma_w \cdot K \cdot \nabla \Phi) \dots \dots \dots (I.4.4)$$

ここに γ_w は水の密度、 γ_d は土の乾燥密度、 w は土の含水比、 K は透水係数、 Φ は総水頭である。しかし現在の研究段階では、ただちにこれを解くことは困難なので、ここでは上述の諸条件を考慮に入れたうえで (I.4.4) 式を定常状態としてとき、良好な精度をもつて湿潤時と乾燥時の含水状態の両限界を推定しうる方法を提案した。この方法を実在舗装路床土の実測値と対比検討した結果、従来のいずれの方法よりもすぐれた推定法であることが立証できた。なお、著者は路床土における実測から、今まで知られていなかった2.3の事実を指摘するとともに、路床土含水状態におよぼす熱渗透の影響についても考察し、舗装路床土の含水状態を推定する上に重要な基礎的事項を明らかにした。

オI・5章では以上オI編で明らかにした諸事項を列記して結論とした。

オII編においては路床土の含水状態が支持力特性に及ぼす影響について述べた。

オII・1章においては、オII編で述べる研究の方針を示した。

オII・2章は土の締固め直後の支持力特性をCBR試験によつて調べたもので、すなわちまず締固め土のCBRに乾燥密度と含水比がどのように影響するかを述べ、同一エネルギーで土を突固めたとき、乾燥密度を最大ならしめる含水比とCBRを最大ならしめる含水比が異り、後者の前者に対する比がほぼ0.7から0.9の向にあることを示し、ついで締固め作業において含水比が多いときに過載圧がおこりやすいことを諸種の土で例示して現場作業における注意を喚起した。

オII・3章では§1、§2で種々の水分環境下において締固め土がどのような含水比と乾燥密度をもつにいたるかを、上載圧を加えない場合と、舗装に相当する上載圧を加えた場合とに分けて実験的に研究した。その結果をオII・2章の結果にあわせて、砂、砂質ローム、粘土などの代表的な土質が路盤・路

(249)

床土としてどのような適性をもつかを調べた。その結果、路床土として好ましいのは砂質ロームよりもより粗粒質のもの、路盤材料として使用するものは砂よりもより粗粒質のものであることがわかった。なお、§4.において CBR 試験において使用されている4日水浸という条件が締固め土の CBR を締固め直後からどのように変化せしめるものであるかを礫まじり砂の実験によつて明らかにし、オⅡ・2章で述べた土の過転圧現象は4日水浸の CBR にもとづいて考察しても好ましくないという注目すべき事実を明らかにした。

オⅡ・4章では 以上オⅡ編で明らかにした諸事項を列記して結論とした。

オⅢ編においては 道路舗装厚設計のための路床土調査法に関する研究を述べた。

オⅢ・1章においては オⅢ編で述べる研究の方針を示した。

オⅢ・2章では 路床土調査法のオ一段階である路床土の分類法について考察した。従来は 路床土の分類法として AC法、改訂PR法、三角座標による方法などが主として使われてきたが、著者は AC法と *Burmister* による記述的方法の併用が優れていることを示し、その使用を提案した。

オⅢ・3章では タワミ舗装厚設計に現在最も広く利用されている CBR 試験法について検討し、供試体が同じ4日水浸の条件をうけ、同じ突固め密度をもつていたとしても、突固め時の含水比が異ると、異つた4日水浸 CBR 値となることを明らかにした。したがつて、現場の締固め含水比と室内試験時の突固め含水比の違いを考慮する必要をのべ、そのため場合によっては JIS A1211 の方法で算定された修正 CBR に適当な安全率をかける必要のあることを示した。

オⅢ・4章では 現場 CBR 試験の繁雑な作業を除去するために、現場で簡単に、能率的に路床土強度が調査できる新しい試験法について述べた。この試験法は、一定直径、一定重量の球体を一定高さから路床土に落とし、地表に生じたくぼみの直径 D (cm) (これを D 値と称する) を測定して路床土の CBR を推定するものである。CBR と D 値との関係は理論的研究によつて次式を得た。

$$CBR(\%) = \frac{k \cdot W (H+R - \sqrt{R^2 - \frac{D^2}{4}})}{1.010^{1.39} (R - \sqrt{R^2 - \frac{D^2}{4}})^{1.62}} \dots \dots (Ⅲ・4・13)$$

ここに R は球体の半径 (cm), W はその重量 (kg), H はその落下高 (cm), k は実験的に求まる係数である。また半径 4.52 cm, 重量 4.07 kg, 落下高 60

cm を用いた本試験法の D 値 (cm) からタワミ舗装厚 T (cm) をただちに設計できる公式を次のように与えることができた。

$$T = a D^3 \quad \dots \quad \dots \quad \dots \quad (III.4.15)$$

ここに a は 道路建設後の交通量によってきまる定数で、一車線の交通量が 300 台/日以下のときは $a = 0.13$ 、300 台/日 から 2000 台/日までのときは $a = 0.16$ 、2000 台/日 以上のときは $a = 0.19$ である。

なおこの新しい調査法、ならびに設計法を精度の点から検討し、十分実用性のあることを立証することができた。

オ III.5 章では タワミ舗装厚の設計法を路床土の調査法と関連させて述べたが、特に最近 CBR による設計法にかわつて利用される傾向の強い群指数による設計法について実験データにもとづく検討を加えた結果、群指数による設計法は、安全な設計ができるが、むしろ不経済な設計結果になることの多いことを指摘して、オ III.4 章で述べた着者の提案する新調査法の意義を明らかにした。

オ III.6 章では、タワミ舗装厚設計法とは別途の発達をとげてきた剛性舗装厚の設計法について述べ、それに必要な基礎の支持力係数 (K 値) を求める方法を述べた。ここで着者は、CBR から K_{75} 値を推定する方法として、わが国における現場 CBR 試験と平板載荷試験の調査結果から、

$$K_{75} = \frac{1}{4} CBR + 1 \quad \dots \quad \dots \quad \dots \quad (III.6.23)$$

なる関係式を与えることができた。CBR と K 値との関係は相当バラックが、K 値が舗装厚に敏感にひびかないため、CBR から上記関係式を使って設計した場合、設計舗装厚の誤差はほぼ ±1 cm 以内におさまることがわかつた。その他の K 値測定法または推定法についても測定精度の上から検討し、それら調査法のもつ特徴を明らかにすることができた。

オ III.7 章では 以上オ III 編で明らかにした諸事項を列記して結論とした。

以上を要するに、耐久的・耐荷的道路を作るためには、まずオ I 編で述べた方法により、舗装の路床土含水状態をなるべく正確に推定し、その含水状態で路床土の支持力特性がどのようになるかをオ II 編の室内試験方法で推定するか、または、舗装後の推定含水状態とした現地地盤について直接オ III 編で述べたいずれかの調査法で支持力特性を求め、次にオ III 編で述べた設計法のうち適当な方法で舗装厚を設計すればよい。

なお現在の段階では、路床土調査法としては、できればタワミ舗装の場合は CBR 試験、剛性舗装の場合は平板載荷試験によるのが好ましく、それら

(251)

ができないときは、タワミ舗装の場合は球体落下試験、剛性舗装の場合は衝撃式地盤支持力試験によるのがよいと考えられた。またタワミ舗装にするか、剛性舗装にするか未定のときは、CBR試験による調査をしておき、必要に応じて、著者の換算式(Ⅲ・6・23)を用いれば、剛性舗装設計のために必要な支持力係数(K値)をもとめることができる。また舗装厚設計法としては現在の段階では、タワミ舗装の場合はCBR法(球体落下試験をおこなった場合は著者の設計公式(Ⅲ・4・15)によればよい)、剛性舗装の場合は Sheets の公式によればよいであろう。

以上に述べた著者の研究成果が、今日のわが国道路建設の急務をよりよく果すために、少しでも役立ちうるならば、それは著者の大きな喜びである。

なお 終りに臨み、著者をしてこの研究にあたる端緒を与えられ、今日ここにその成果をまとめるにいたるまで、絶えず熱心にして懇切なる御指導を賜って下さった

恩師 京都大学教授 村山翔郎博士に心からなる感謝を捧げる次才である。