

砂の現場 CBR と室内 CBR の関係

RELATIONS BETWEEN FIELD AND LABORATORY CBR VALUES OF SANDS

須田 瀬*・佐藤 勝久**

By Hiroshi Suda and Katsuhisa Sato

1. まえがき

わが国のアスファルト舗装は、道路、空港をとわず、路床の CBR 値に基づいて設計が行なわれる。CBR 試験には、モールド内の室内 CBR 試験と、フィールドで行なう現場 CBR 試験の2つの方法があるが、空港アスファルト舗装の設計では、現場 CBR を原則にしている¹⁾。しかし、路床が未完成の場合、路床の位置が現地表面より非常に深い場合などでは、現場 CBR 試験は実施できず、室内 CBR 試験によらざるを得ない。

この場合に、2, 3 の空港での路床砂に対する試験で、現場 CBR と室内 CBR の間に大きな差異の存在することが判明し、設計上大きな問題となった。W.P.M. Black や M. Livneh など、砂に対して同様な事実を報告しているが^{2), 3)}、その現象の詳しいメカニズム、両 CBR 間の定性的、定量的関係、適切な現場 CBR の推定などの研究は不十分である。

この論文では、多くの試料に対する試験結果に基づき、支持力理論を利用して、両 CBR 間の定性的関係を導いた。また、特殊プランジャーによるモールド内の貫入試験から現場 CBR を精度よく推定する方法も開発した。最後に、CBR に及ぼすサーチャージの影響を試験結果から検討し、合理的なサーチャージの取り方を考えてみた。

2. 現場 CBR と室内 CBR の定性的関係

(1) 調査および試験方法と使用試料土質試験結果

全国各地の空港における「砂および砂質土地盤の現場 CBR と室内 CBR」調査と平行して、代表的な3種の

砂(野比細砂, 野比粗砂, 大船山砂)について、大型円形土槽内の現場 CBR 試験などの各種室内試験が実施された。

写真-1 は大型円形土槽(直径 1 m)内での CBR 試験の状況である。各種検討の結果、この試験から得られる値は、現場 CBR と同等であることが判明した。この試験は堅固な載荷装置を持った室内試験であり、試料の乱れもなく、気象条件にも左右されることがないので、十分精度のよい現場 CBR 値が得られる。槽内の試料の密度を変化させるのは、タンパーによる突固め回数と試料上面からゴム膜を通して加える圧力を変えることにより行なった。

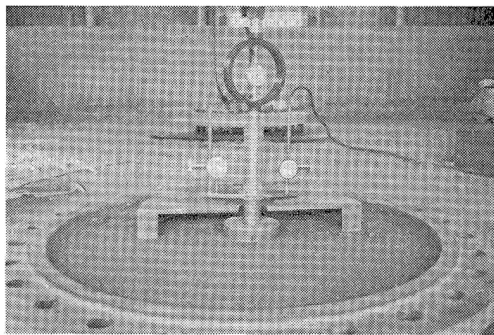


写真-1 大型円形土槽内現場 CBR 試験の状況

現地調査では、現場 CBR 試験およびその地点の乱した土の供試体による室内 CBR 試験を行ない、両 CBR 間の相関関係を調べるとともに、その地点の粒度、比重、含水比、単位体積重量などの各種土性を明らかにし、CBR とこれらの土性との間の関係を求めた。

研究に使用した試料の土質試験結果の一覧表が表-1 であり、日本統一土質分類法⁴⁾による試料の判別分類も試みられている。

(2) 現場 CBR と室内 CBR の相関関係

通常、CBR の値に影響する要素としては、(i) 組成

* 正会員 運輸省第5港湾建設局清水港工事事務所 所長

** 正会員 運輸省港湾技術研究所

表-1 使用試料土質試験結果一覧表

試料名	D_{60} (mm)	D_{10} (mm)	均等係数	74 μ 通過量 (%)	2mm通過量 (%)	4.76mm通過量 (%)	統一土質分類名	比重	最適含水比 (%)	最大乾燥密度 (g/cm^3)	現場CBR 室内CBR	備考
野比細砂	0.47	0.17	2.76	0	88	95	SP	2.73	12.1	1.815	1/2~1/3	
野比粗砂	1.80	0.25	7.20	0	62	71	SW	2.77	9.0	1.924	1/3~1/4	
大船山砂	0.57	0.13	4.38	5	80	90	SW-SM	2.75	17.0	1.747	1	
東京、埋立砂	0.23	0.074	3.10	10	97	98	SW-SM	2.70	13.9	1.683	1	
東京、山砂	0.29	0.14	2.10	6	100	100	SW-SM	2.71	12.3	1.736	1	
東京、エブロン(1)	—	—	—	20~40	—	—	SM-SC	—	—	—	—	
“ “ (2)	—	—	—	10~20	—	—	SM-SC	—	—	—	—	
東京、路床路盤	—	—	—	11~40	—	—	SM-SC	—	—	—	—	
新大阪、路床路盤	0.37	0.16	2.30	2	100	100	SP	2.68	15.3	1.596	約 1/2	
大阪、路床路盤	4.00	0.074	54	12	50	65	SC	2.65	7.6	2.094	約 1/2	真砂
広島	0.50	0.20	2.50	5.5	98	100	SW-SM	2.64	13.5	1.669	1	
宮崎	0.28	0.17	1.65	2.9	99	99.7	SP	2.90	—	—	約 1/4(?)	
鹿兒島(1)	1.00	0.16	6.30	2.5	80	96	SW	—	—	—	1	シラス
“ (2)	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1	シラス

鉱物，(ii) 粒径，粒子形状，粒度分布，(iii) 含水比，飽和度，(iv) 密度（特に乾燥密度），間隙比，(v) 内部摩擦角，粘着力などが考えられる。このうち，ある1つの試料についてみると，(i)，(ii) は一定であり，(v) は (iii)，(iv) により決まる。

図-1 には，野比粗砂について5種類の含水比に対し，乾燥密度と室内 CBR の関係をプロットしてある。結果にばらつきはあるが，CBR は試料の含水比には影響されず，乾燥密度によって決まることが推察される。その他の 74 μ ふるい通過量 12% 未満の試料についても同様な結果が示されている。ただし，含水比が0に近い極端な乾燥状態では，わずかに CBR 値が小さくなるようである。

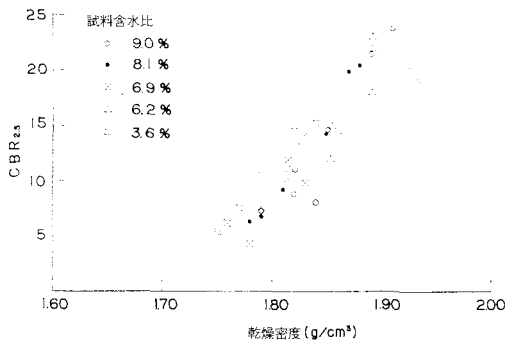


図-1 含水比の CBR に及ぼす影響（野比粗砂）

飽和度の影響についても，上述の結果が任意の飽和度に対するものであることと，4日水浸後のほぼ飽和度 100% と考えられる試料の室内 CBR 値が，非水浸の室内 CBR 値と大きな差がないことなどを考えると，無視してもよさそうである。

これに対し，74 μ ふるい通過量が 12% を越える砂質土 (SM, SC, SM-SC など) では，水による影響を受けやすい細粒分の効果が表われ，含水比，飽和度なども CBR 値に何らかの影響を持つものと考えられるが，今回の研究では試験結果が少なく，明確な結論は出せない

った。

通常 CBR としては，貫入量 2.5 mm での値を原則とするが，貫入量 5 mm での値が貫入量 2.5 mm での値より大きくなる場合は，再試験の後に両者の大きな方を採用する⁵⁾。砂に対しては，このそれぞれの貫入量に対する CBR 値の間に，ある一般的な傾向が存在する。すなわち，室内 CBR については，貫入量 5 mm の CBR 値 (CBR_₅ と書くことにする) が，ほとんどの場合貫入量 2.5 mm の CBR 値 (CBR_{₂.₅}) より大きくなる。現場 CBR については，逆に一般に CBR_₅ ≥ CBR_{₂.₅} となる。一例として，図-2 には野比細砂についてこれらの関係を示した。乾燥密度の小さな間は CBR_{₂.₅} と CBR_₅ の差は小さいが，乾燥密度が大きくなるにしたがって，この差も大きくなる傾向にあることもわかる。

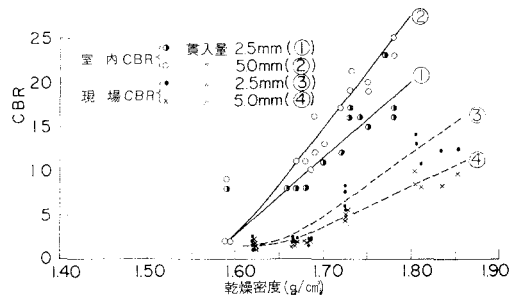


図-2 貫入量と CBR の関係（野比細砂）

次節で詳しく述べるが，室内 CBR ではモールドの拘束力が働き，この影響がプランジャーの貫入とともに最大まで増大していく。砂では一般に貫入量 5 mm でのほうがモールドの影響が大きく，その結果 CBR_₅ > CBR_{₂.₅} となる。この研究の主題が砂の現場 CBR と室内 CBR の関係を明らかにし，室内 CBR から現場 CBR を推定することにあるので，室内 CBR を試験法の規定のように CBR_₅ に決める必要はない。またこの場合，現場 CBR は CBR_{₂.₅} になるので，室内 CBR もモールドの影響の少ない 2.5 mm 貫入時の CBR 値を採用し，全試料に

ついて貫入量 2.5 mm の CBR で整理し、両 CBR の間の相関関係を求めた。

図-3~10 には、本研究に使用した試料のうちおもなものについて、現場 CBR と室内 CBR の関係を、横軸に乾燥密度をとって表わした。いずれの土に対しても、現場 CBR 試験と室内 CBR 試験（非水浸）時の含水比に大差なく、しかもすでに示したように、74 μ ふるい通過量が 12% 未満の土では、CBR 値に及ぼす含水比の影響はわずかなので、図-3~10 の結果には試験時の含水比は示していない。これら一連の結果をみると、試料ごとに、ある乾燥密度以上では、乾燥密度と CBR の間にはほぼ直線の関係の存在することがわかる。現場 CBR と室内 CBR の異なる砂では、乾燥密度の小さな間は両 CBR の差は小さく、乾燥密度の増加とともにその差は大きくなる。

全体的に現場 CBR と室内 CBR の関係をみると、野

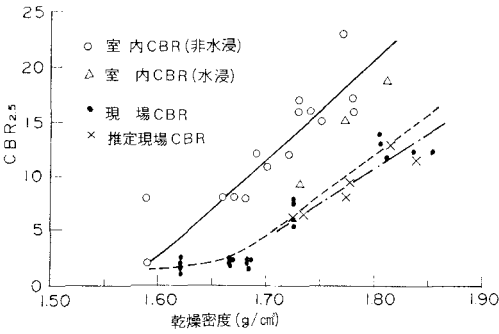


図-3 現場 CBR と室内 CBR の相関関係（野比細砂）

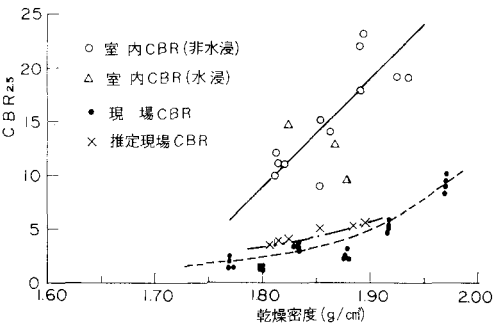


図-4 現場 CBR と室内 CBR の相関関係（野比粗砂）

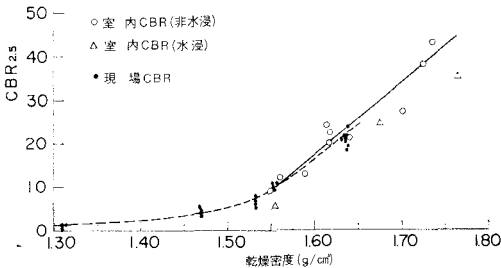


図-5 現場 CBR と室内 CBR の相関関係（大船山砂）

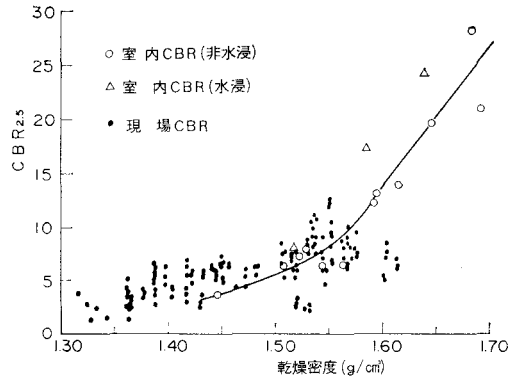


図-6 現場 CBR と室内 CBR の相関関係（東京、埋込砂）

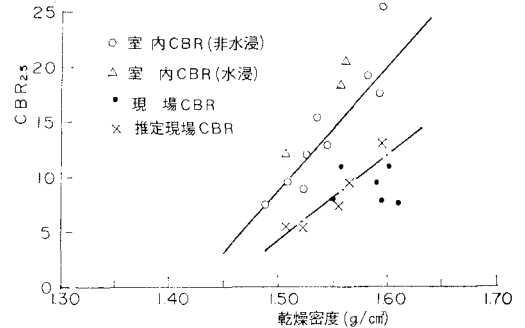


図-7 現場 CBR と室内 CBR の相関関係（新潟）

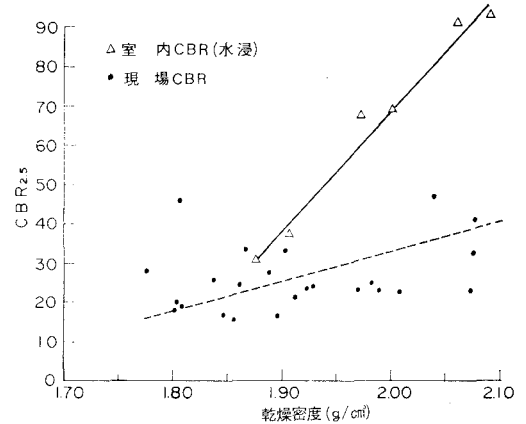


図-8 現場 CBR と室内 CBR の相関関係（大阪、路床路盤）

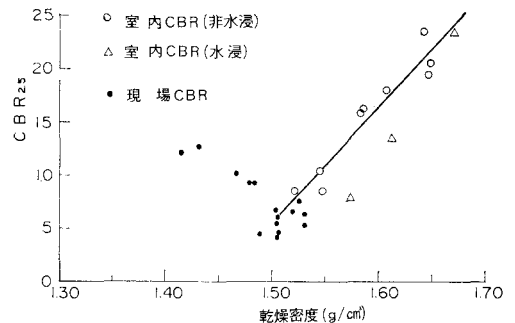


図-9 現場 CBR と室内 CBR の相関関係（広島）

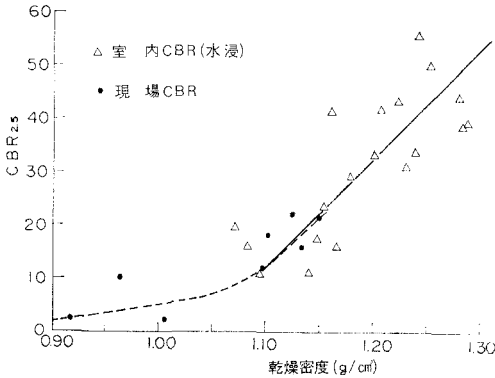


図-10 現場 CBR と室内 CBR の相関関係 (鹿児島 (1))

比細砂、野比粗砂、新潟、宮崎などの試料では、現場 CBR が室内 CBR の 1/4~1/2 といった小さな値を示している。これらの試料はいずれも統一土質分類で、SP、SW に属する砂である。これに対し、大船山砂で代表されるような、統一土質分類の SW-SM などの細粒分が多くなった砂では、ほぼ現場 CBR と室内 CBR が等しくなっている。SP あるいは SW に分類されるが、鹿児島のシラスも現場 CBR と室内 CBR がほとんど等しく、(3) で両 CBR 間の特質を解明する上に、何らかの手がかりを与えるものとして注目値する。

大阪、路床路盤は、74μふるい通過量が12%と多く、統一分類では SC (粘土質砂) に属するが、半面 4.76mm ふるい残留量が 35% と粗粒分も大変に多い、いわゆる真砂と称される土で、図-8 のように室内 CBR が現場 CBR の約 2 倍もの大きな値を示す。この場合は粗粒子による骨格構造によって載荷重の大部分を支持し、SP の砂と同様に室内 CBR でモールドの影響を大きく受けるものと考えられるが、このほかに粗粒子を多く含む試料についての試験結果がないため、明確な結論を出すにはいたらなかった。

(3) 支持力理論による解明

ある種の砂で室内 CBR が現場 CBR の 2~3 倍もの大きな値を示す原因、74μふるい通過量が 5% 以上の細粒分の多くなった砂で、両 CBR 間にほとんど差異がなくなる理由などを検討するためには、適切な支持力理論を確立し、それに基づく解析が適当である。

一般の大きなフーチングと異なり、CBR の貫入ピストンでは、ピストン径の割合に貫入量が大きく、一種の押し抜き試験に近い載荷状況を示す。そこで、図-11、12 のようなすべり面を仮定し、主働土圧部分と受働土圧部分がバランスするものとし、主働側の土の圧密による内部摩擦角の増加も考慮して求めた最大支持力は、現場 CBR の場合には次式で表わされる。図の平面図の斜線をほどこした扇形部分について、側面図のようなすべ

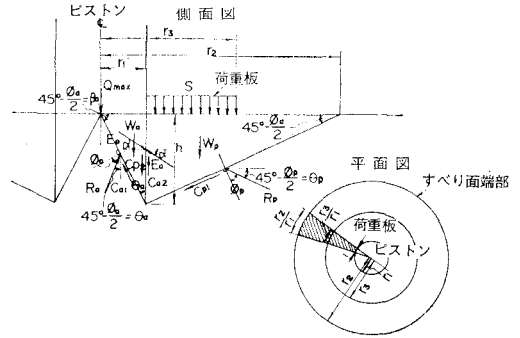


図 11 現場 CBR 試験の仮定すべり面

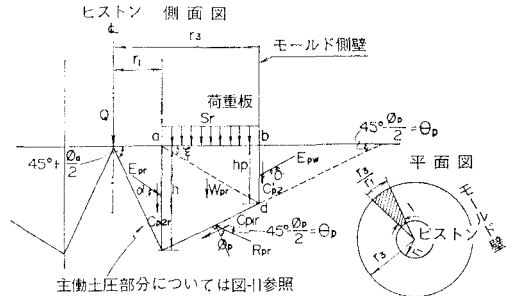


図-12 室内 CBR 試験の仮定すべり面

りを考え、その力のつり合いを全周にわたって積分して求めたものである。

$$Q_{max} = (S + W_p + 2 \cdot C_{p1} \cdot \sin \theta_p + C_{p2})$$

$$\times \left\{ \frac{\sin \alpha + \frac{\cos \alpha}{\tan \theta_a}}{\cos \alpha \cdot \tan \theta_p - \sin \alpha} \right\} + (2 \cdot C_{a1} \cdot \cos \theta_a + C_{a2} - W_a) \dots (1)$$

この式の各記号の意味は、図-11 の中に示すとともに、以下に列挙し簡単に説明する。

- S: サーチャージ (載荷重) (g)
- W_p: 受働側土塊重量 (g)
- γ: 土の単位体積重量 (g/cm³)
- r₁: 貫入ピストンの半径 (cm)
- φ_a: ピストンの下の土の内部摩擦角 (°)
- φ_p: 受働土圧側の土の内部摩擦角 (°)
- α: 主働、受働のバランスする垂直面の摩擦角 (°)
- C_{p1}: 受働側底面の粘着抵抗 (g)
- c: 土の粘着強度 (g/cm²)
- C_{p2}: 主働、受働のバランスする垂直面の粘着抵抗 (g)
- W_a: 主働側土塊重量 (g)
- C_{a1}: 主働側土塊底面粘着抵抗 (g)

室内 CBR の場合には、モールド側壁でさえぎられた部分に別の受働土圧 E_{pw} が作用するものと考え、土とモールド側壁の間に働く摩擦角を δ とすると、最大支持力は次式のとおりである。

$$Q_{max} = \{S + W_{pr} + C_{p2} + C_{p2}' + 2 \cdot C_{p1r} \cdot \sin \theta_p$$

$$\begin{aligned}
 &+ E_{pw} \cdot (\cos \delta \cdot \tan \theta_p + \sin \delta) \} \\
 &\times \left\{ \frac{\sin \alpha + \frac{\cos \alpha}{\tan \theta_a}}{\cos \alpha \cdot \tan \theta_p - \sin^2 \alpha} \right\} \\
 &+ (2 \cdot C_{a1} \cdot \cos \theta_a + C_{a2} - W_a) \dots \dots (2)
 \end{aligned}$$

現場 CBR 試験の場合と同じ記号は省略し、それ以外のものについて列挙し、内容を説明する。

W_{pr} : 受働側の土塊重量 (g)
 r_3 : ピストン中心よりモールド壁までの水平距離 (cm)

C_{p2}' : モールド壁と土塊との粘着抵抗 (g)
 c' : モールド壁と土の付着強度 (g/cm²)
 $c < 350$ g/cm² の場合には、 $c' = c$
 $c \geq 350$ g/cm² の場合には、 $c' = 350$

C_{p1r} : 受働側土塊底面の粘着抵抗 (g)
 モールド壁に働く受働土圧 E_{pw} は、 $\xi = \tan^{-1} \{h_p / (r_3 - r_1)\}$ とおいて、 $\xi \geq 45^\circ - \phi_p / 2$ の場合、 $E_{pw} = E_{pw}'$ 、 $\xi < 45^\circ - \phi_p / 2$ の場合、 $E_{pw} = E_{pw}''$ で、 E_{pw}' 、 E_{pw}'' は式 (3)、(4) で表わされる。

$$E_{pw}' = \frac{S + W_p' + C_{p1}' \cdot \{\sin \xi + \cos \xi \cdot \tan(90^\circ - \phi - \xi)\} + C_{p2}'}{\{\cos \delta \cdot \tan(90^\circ - \phi_p - \xi) - \sin \delta\}} \dots \dots (3)$$

$$E_{pw}'' = \frac{S'' + W_p'' + 2 \cdot C_{p1}'' \cdot \sin \theta_p + C_{p2}'}{\cos \delta \cdot \tan \theta_p - \sin \delta} \dots \dots (4)$$

ここに、

W_p' : 受働土塊重量 (g)
 C_{p1}' : すべり土塊底面粘着抵抗 (g)
 S'' : すべり土塊上の載荷板重量 (g)
 W_p'' : すべり土塊重量 (g)
 C_{p1}'' : すべり土塊底面粘着抵抗 (g)

$c=0$ と考えられる 2 種の砂 (野比細砂、野比粗砂) の実験値 (ϕ_p は三軸試験による) と理論値の比較が図-13, 14 で、細砂で $\alpha=0.45\phi_p$ 、粗砂で $\alpha=0.4\phi_p$ の曲線と比較的よく対応する。理論によれば、 ϕ_a の変化の影響は小さいので、以後の検討はすべて $\phi_a = \phi_p$ の条件で行ない、 ϕ_p によって土の内部摩擦角を表わす。

この理論では主働、受働のバランスする面の摩擦角を α とし、種々の α の値に対する計算結果と実験値とを比較したが、野比細砂、野比粗砂のどちらも現場 CBR 試験、室内 CBR 試験の両者に対し、同一の α の値を示した。また、現場 CBR 試験で明りょうなすべり現象を示した野比細砂について、表面に表われた円周の半径の実験結果と図-11 の理論による値とを比較したが、両者はほぼ等しかった。

図-13, 14 で室内 CBR 試験の最大支持力 (Q_{max-L}) が現場 CBR 試験の最大支持力 (Q_{max-S}) に比べ大き

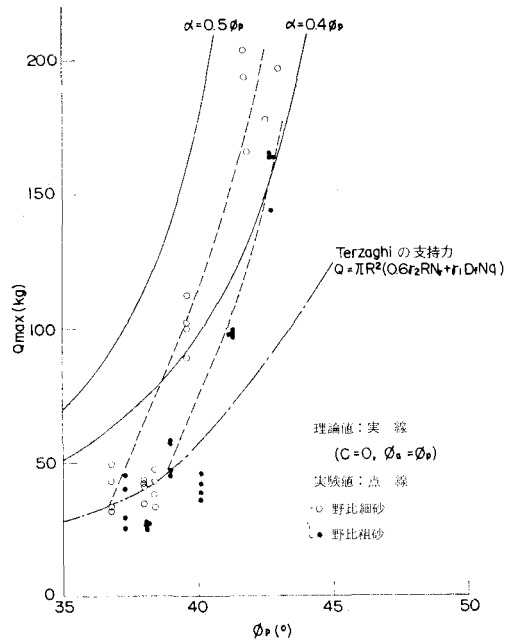


図-13 Q_{max} の実測値と理論値の比較 (現場 CBR 試験)

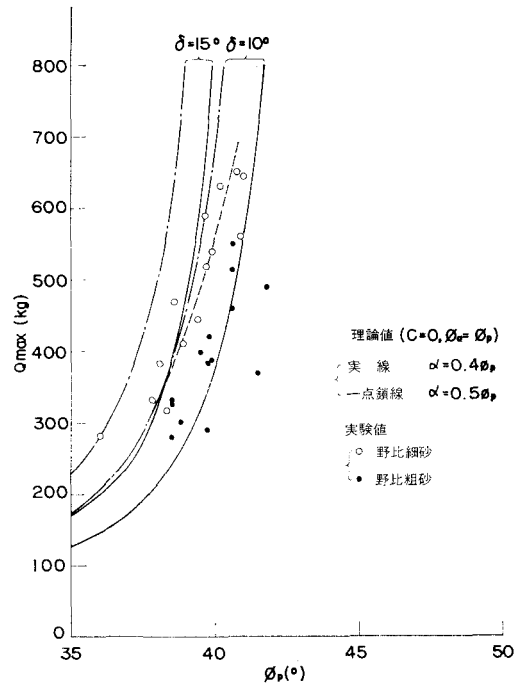


図-14 Q_{max} の実測値と理論値の比較 (室内 CBR 試験)

な値を示す理由は、支持力理論からわかるように、モールド側壁に働く受働土圧の影響によるもので、モールド側壁と土との間に働く摩擦角としては 10° をとるとよい結果を示すこともわかった。

試験結果から、統一土質分類で SP, SW に属する砂では室内 CBR > 現場 CBR となり、細粒分の多くなっ

た SW-SM などの砂では現場 CBR≒室内 CBR_{2.5}となった。また、細粒分は少ないが、鹿児島のスラスではやはり現場 CBR≒室内 CBR である。表-2 は 7 種類の試料の粘着強度 c の測定結果であり、SP, SW に属する野比細砂、野比粗砂、新潟の砂はいずれも c は 0 に近く、そのほかの SW-SM に属する試料ではかなり大きな c の値を示している。スラスもその粘着強度はかなり大きいといわれており⁹⁾、これらのことを総合的に判断すると、砂の現場 CBR と室内 CBR の間にある上述の特質を支配する要素が、土の粘着強度であることは十分に推定できるところである。

表-2 使用試料のせん断試験結果

試料名	改良型一面せん断試験				同条件による三軸圧縮試験から求めた内部摩擦角 ϕ_d (°)
	初期乾燥密度 γ_0 (g/cm ³)	初期間隙比 e_0	内部摩擦角 ϕ (°)	粘着強度 c (kg/cm ²)	
野比細砂	1.68	0.63	51	0.03	38
野比粗砂	1.77	0.56	48	0.09	37
大船山砂	1.58	0.74	41	0.43	44*
東京、旗立砂	1.55	0.74	40	0.39	
東京、山砂	1.62	0.67	45	0.18	
新潟	1.58	0.69	53	0.02	
広島	1.58	0.67	47	0.20	

* は $c=0$ として求めた値

図-15 は、 $\delta=10^\circ$ 、 $\alpha=0.4\phi_p$ の条件で、 $c=0, 0.1, 0.2 \text{ kg/cm}^2$ のおのおの場合について、 $Q_{\max-S}$ (点線)、 $Q_{\max-L}$ (実線) を示したものである。 Q_{\max} に与える c の影響は大きく、それらの倍率をみると、現場 CBR に対して特に顕著であることがわかる。

今回数多くの砂に対して CBR 試験を実施した結果、貫入試験での最大

支持力は、現場 CBR 試験で平均的に貫入量 5 mm で生じ、室内 CBR 試験では貫入量が 10 mm 以上になることがわかった。また、貫入量と荷重の関係は、いずれの試料についてもほぼ類似の傾向を示しているため、ここでは簡単のために、室内 CBR 試験の最大支持力が貫入量 10 mm で生じ、貫入量と荷重の関係は直線関係にあるものとして、比較解析を行ない定性的傾向をみた。

図-16 には一例として、図-15 の $\phi_p=40^\circ$ の場合の最大支持力を用い、 $c=0, 0.1, 0.2 \text{ kg/cm}^2$ のそれぞれについて、現場 CBR 試験と室内 CBR 試験での貫入量-荷重曲線を作成してある。この図から、貫入量 2.5 mm での室内 CBR 試験と現場 CBR 試験の荷重の比($Q_{2.5-L}$

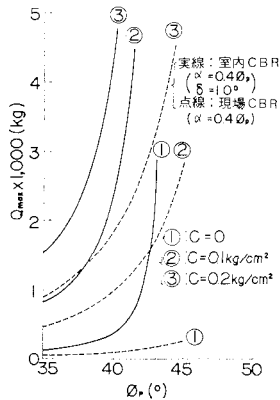


図-15 Q_{\max} に及ぼす粘着強度 (c) の影響

$/Q_{2.5-S}$) は、 $c=0$ の場合 1.9、 $c=0.1$ で 1.22、 $c=0.2$ で 1.20 となる。また c の増加とともに $Q_{\max-L}$ の生ずる貫入量も大きくなる傾向があり、 $Q_{2.5-L}/Q_{2.5-S}$ の比は 1 に近づく。貫入量-荷重曲線を直線と仮定しているため、この理論に基づく粘着強度の影響について、定量的に明確な結果を示すことはできないが、その定性的な傾向は実験結果から求まる傾向と一致する。先に実験結果に基づき、現場 CBR と室内 CBR の関係を支配する要素として、粘着強度の影響を推定したが、ここに理論的にもこの推定が十分に正しいことが証明された。

すなわち、 c が 0 に近い土では室内 CBR 試験がモールド側壁の影響を受け、貫入量 2.5 mm の荷重も現場 CBR のそれに比べかなり大きくなるため、室内 CBR > 現場 CBR の現象を示す。これに対し、 c が 0.1 kg/cm^2 以上の土では、モールドの影響により明らかに $Q_{\max-L} > Q_{\max-S}$ ではあるが、 c の影響が $Q_{\max-S}$ に対して顕著であり、 $Q_{\max-L}/Q_{\max-S}$ の比は $c=0$ の場合より小さく、貫入量 2.5 mm での荷重では、 $Q_{2.5-L}=Q_{2.5-S}$ となる。したがって、この場合には現場 CBR ≒ 室内 CBR である。

3. 室内試験から現場 CBR を推定する方法

(1) 特殊プランジャーによる貫入試験

前章の結果から、路床土が統一土質分類法で判別したとき、SP あるいは SW に入る場合には、その路床の室内 CBR は現場 CBR よりかなり大きな値を示すことが予想される。また、舗装の設計を行なう時点で、路床が未完成で現地において現場 CBR 試験が実施できない場合が多々ある。このような路床土に対して、室内 CBR の値を採用して設計を行なうことは明らかに危険であり、何らかの方法で現場 CBR を推定し、この値を設計に使う必要がある。

この現場 CBR の推定法については、Black や Livneh の研究^{2),3)} などがあるが、一般的な簡便な方法はいまだ開発されていない。2. で解明した定性的な解析結果に基づき、ここでは室内試験から現場 CBR を定量的に精度よく推定する簡便で実用的な方法について考えてみ

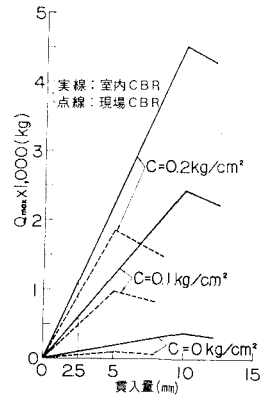


図-16 c の変化が現場 CBR と室内 CBR の関係に及ぼす影響

る。

室内 CBR が現場 CBR より大きな値を示す理由がモールド側壁の拘束圧によるものであるので、プランジャーの径を小さくして、この効果の表われない貫入試験を実施し、この結果から現場 CBR の推定を試みた。

直径 3, 2.5, 2 cm の特殊プランジャーを試作し、室内 CBR 試験用モールド内試料に対して貫入試験を行った。各径のプランジャー用の荷重板の形状および重量は、この貫入試験が現場 CBR 試験と相似になるように決められた。写真-2 には、直径 2 cm のプランジャーと対応する荷重板（重量 800 g）をセットした貫入試験の状況を示した。

図-17 には、 $D=2\text{ cm}$ の場合を例にとり、 Q_{\max} の実測値（モールド内）と理論値（現場）の比較を示した。これによると、 $D=2\text{ cm}$ のピストンでは現場 CBR

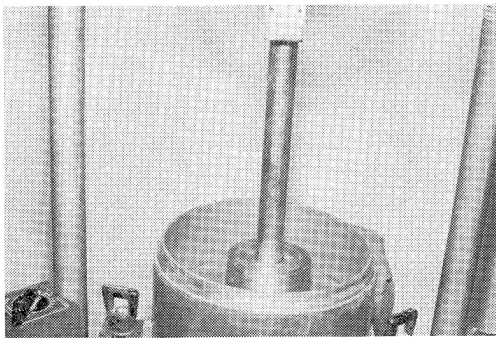


写真-2 特殊プランジャーと荷重板のセット状況($D=2\text{ cm}$)

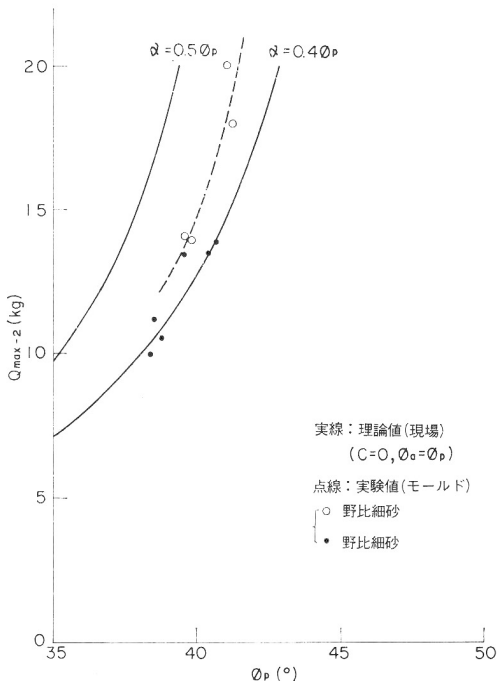


図-17 Q_{\max} の実測値と理論値の比較 ($D=2\text{ cm}$)

の場合とまったく同じ傾向を示している。

すべり線からモールドの影響をみると、現場 CBR 試験での表面のすべり円の半径は、図-18

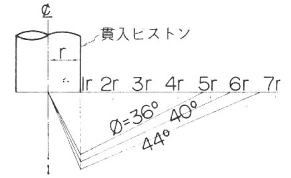


図-18 土の内部摩擦角の変化とすべり線

に示すように $\phi_p=44^\circ$ では $6.5r_1$ となり、この結果を直径 3 cm, 2.5 cm のプランジャーに適用すれば、すべり面がモールド側壁を横切ることになる。これに対し、直径 2 cm のプランジャーの場合には $r_1=1\text{ cm}$ で、すべり円の半径が 6.5 cm でモールドの半径 (7.5 cm) より小さく、通常はモールド効果は表われないものと考えられる。

$Q_{\max-5}/Q_{\max-3}$, $Q_{\max-5}/Q_{\max-2.5}$, $Q_{\max-5}/Q_{\max-2}$ などの値は、理論によれば ϕ_p とともに表-3 のように変化する。この表には一例として野比細砂での実測結果も示したが、 $Q_{\max-5}/Q_{\max-3}$, $Q_{\max-5}/Q_{\max-2.5}$ については、理論値が実測値よりかなり大きな値を示すのに対し、 $Q_{\max-5}/Q_{\max-2}$ の場合、実測値と理論値は比較的一致している。このような実測値と理論計算結果との比較からも、径 3 cm, 2.5 cm のプランジャーではなおモールド側壁の影響が存在しているものと推測される。

表-3 貫入支持力比 ($Q_{\max-5}/Q_{\max-D}$) の ϕ_p による変化の実測値と理論値

ϕ_p	$Q_{\max-5}/Q_{\max-D}$		$Q_{\max-5}/Q_{\max-2.5}$		$Q_{\max-5}/Q_{\max-2}$	
	理論値	実測値	理論値	実測値	理論値	実測値
35	3.04		4.49		7.18	
36	3.06		4.52		7.26	
37	3.08		4.57		7.34	
38	3.11		4.62		7.44	
39	3.13	2.02	4.67	4.05	7.54	7.06
40	3.16	2.04	4.72	4.07	7.65	7.70
41	3.19	2.06	4.78	3.92	7.77	8.01
42	3.23	2.02	4.84	3.77	7.90	7.91
43	3.26		4.91		8.05	
44	3.30		4.99		8.20	
45	3.34		5.07		8.37	

図-19 には、モールドでの貫入試験において、側壁の影響が、貫入ピストンの直径によってどのように変化をするか、 $\phi_p=40^\circ$ の場合について示した。実線は現場 CBR あるいは現場での種々の直径のプランジャーによる最大貫入抵抗であり、式 (1) で野比細砂について $\alpha=0.45\phi_p$ 、野比粗砂について $\alpha=0.4\phi_p$ として求めた値であり、点線はモールド内における種々の直径のプランジャーによる最大貫入抵抗の実測値である。したがって、図の a, a' は、野比細砂、野比粗砂それぞれに対するモールド内貫入試験の支持力（点線）と現場での貫入試験の支持力（実線）の差であり、モールド側壁の影響の大きさを表すものである。図から明らかなように、直径 2 cm の貫入ピストンでは、実線と点線が一致し、

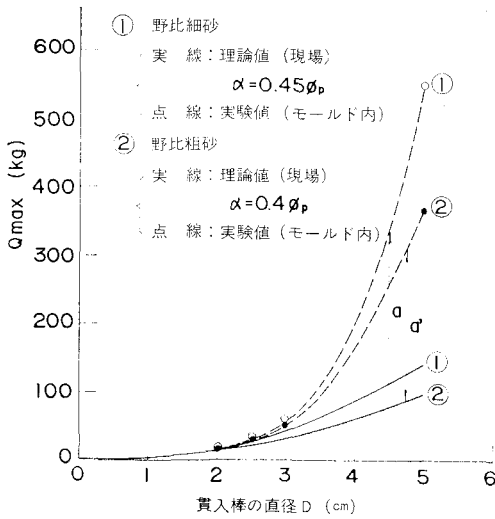


図 19 ピストン径とモールド側壁の影響の大きさ

モールドの影響がなくなっている。ここでは、 $\phi_p=40^\circ$ の場合についてだけ示したが、そのほかの ϕ_p についても同様な傾向があり、直径 2 cm のプランジャーを使う合理性がここにも示された。

(2) 現場 CBR の推定法

(1) で説明したように、直径 2 cm のプランジャーを用いた室内 CBR 試験用モールドでの貫入試験では、一般にモールド側壁の影響はない。また、その実測結果は式 (1) との比較で、現場 CBR 試験の場合とまったく同じ傾向を示し、 $D=2$ cm の特殊プランジャーによる貫入試験の支持力機構も、現場 CBR 試験のそれと相似であることがわかる。

$D=2$ cm の特殊プランジャーの貫入試験からは $Q_{\max-2}$ が求まる。一方、現場 CBR は 2. で述べたように、砂では一般に $Q_{2.5-5}$ (ピストン径 5 cm の貫入試験で貫入量 2.5 mm の荷重) の値により計算されるので、なんらかの方法により、 $Q_{\max-2}$ から $Q_{2.5-5}$ を誘導することを考える。 $Q_{\max-5}$ と $Q_{\max-2}$ の比の値は、表-3 から $\phi_p=35^\circ\sim 45^\circ$ の範囲で 7.18 から 8.37 であるが、実測値などを参照して平均的に 7.5 が採用できようである。したがって、 $Q_{\max-2}$ が測定されれば $Q_{\max-5}$ が求まることになる。

一方、今回研究に使用した試料のうち、統一土質分類で SP あるいは SW に属する砂の多くの実測値から、現場 CBR 試験の $Q_{2.5-5}/Q_{\max-5}$ は、かなりのばらつきはあるが、平均的に 0.8 をとることができる。図-20 には一例として、野比細砂、野比粗砂の結果を示した。

$Q_{\max-5}/Q_{\max-2}$ および $Q_{2.5-5}/Q_{\max-5}$ の値が定まると、次に示す順序にしたがって現場 CBR が推定できる。

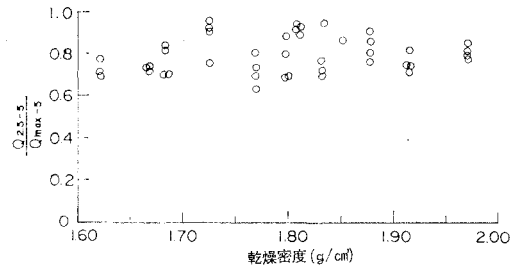


図-20 乾燥密度と $Q_{2.5-5}/Q_{\max-5}$ の関係

(i) 直径 2 cm のプランジャーにより CBR 用モールド内で貫入試験を行ない、 $Q_{\max-2}$ を求める。

(ii) $Q_{\max-2} \times 7.5 = Q_{\max-5}$

(iii) $Q_{\max-5} \times 0.8 = Q_{2.5-5}$

(iv) 現場 CBR = $Q_{2.5-5}/1370$ (1370 kg : 標準荷重)

野比細砂、粗砂の他、新潟の砂についても直径 2 cm のプランジャーによる貫入試験を実施し、上述の方法を用いて現場 CBR を推定してみた。図-3, 4, 7 には、実測 CBR のほかに、この推定現場 CBR も示した。野比細砂、野比粗砂の現場 CBR の実測値は、大型円形土槽内の試験結果で精度は比較的よいが、屋外で行なわれる一般の現場 CBR の精度があまりよくないことを考えると、これらの推定現場 CBR はかなりよく実測の現場 CBR に一致していると考えられる。

今回研究に使用した試料のうち、現場 CBR と室内 CBR に差異のある統一土質分類で SP, SW に属する 4 種類の異なる試料のうち、3 種類について推定を試み、すべてに同様な良好な結果を得たことは、2. (3) の理論的裏付けとあいまって、SP あるいは SW に属し粘着強度が 0 またはそれに近い試料に対しては、この推定法が十分な信頼性を持って適用できよう。

4. CBR 値におよぼすサーチャージの影響

前章までに述べてきた事項は、すべてサーチャージ 5 kg での CBR に対するもので、JIS A 1211-1970 CBR 試験方法の規定⁹⁾に基づいたものである。しかるに、空港舗装のように厚さが大きいものでは、路床上に作用する上載荷重もかなり大きくなり、この影響を考慮することの必要性が指摘されている⁷⁾。

砂の室内 CBR に及ぼすサーチャージの影響の大きいことは、文献 8) 等で報告されているが、現場 CBR に対する影響の測定解析例はない。また、両 CBR の相関関係との関連において、合理的なサーチャージの決定法も不明である。

CBR とサーチャージの関係を示した試験結果の一例が図-21~23 で、これらの図からわかるように、 r_d が一定であれば、現場 CBR、室内 CBR のどちらも、サ

ーチャージとの間にほぼ直線の関係がある。現場 CBR と室内 CBR での直線の傾き、すなわちサーチャージの影響の割合をみると、室内 CBR では現場 CBR の 2.5 倍にもなっている。

図-24 には、2. (3) に示した理論式で、サーチャージを種々に変えたときの最大貫入抵抗 (支持力) の変化を、 $\alpha=0.4\phi_p$, $\phi_p=40^\circ$ の場合について図示してある。 Q_{max} の値は直接 CBR の値には結びつかないが、間接的な関連は持つ。この図のようにサーチャージと Q_{max}

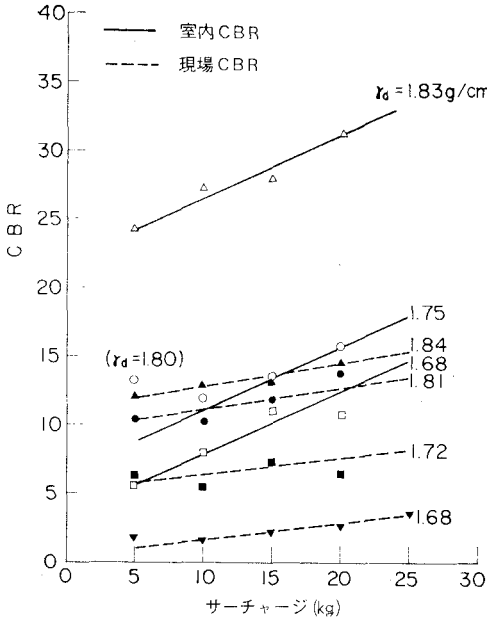


図-21 CBR に及ぼすサーチャージの影響 (野比細砂)

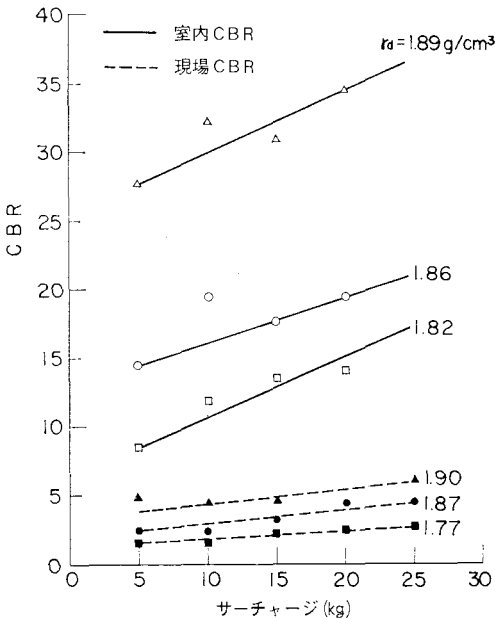


図-22 CBR に及ぼすサーチャージの影響 (野比粗砂)

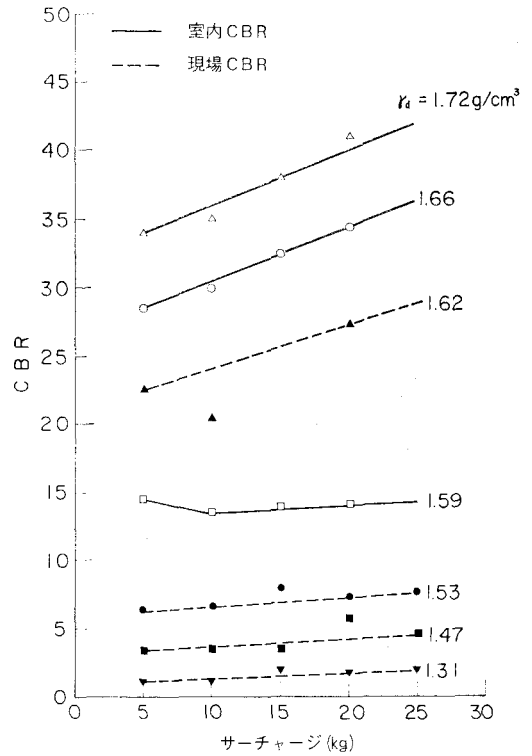


図-23 CBR に及ぼすサーチャージの影響 (大船山砂)

とは直線関係にあり、サーチャージと CBR との間に直線関係のあることと対応している。 Q_{max} に関しては、室内 CBR の方が現場 CBR よりサーチャージの影響を大きく受けることがわかり、先の実測結果による CBR に対する場合と同じ傾向にある。

この場合、 Q_{max} におよぼすサーチャージの影響と、CBR におよぼすサーチャージの影響で、前者のほうが大きいのは、 Q_{max} の生ずる貫入量がサーチャージが大きくなるにしたがい、図-25 のように移動することによるものであろう。

次に、CBR の絶対的な値をみると、現場 CBR においては、大船山砂の

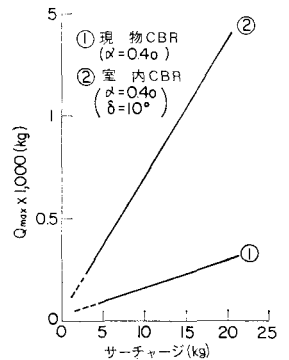


図-24 Q_{max} に及ぼすサーチャージの影響 (理論計算)

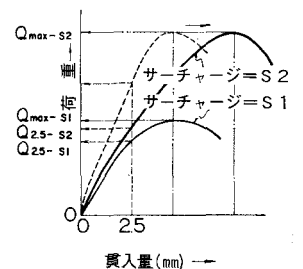


図-25 サーチャージの変化が Q_{max} と CBR の相関関係に及ぼす影響

$r_d=1.62\text{ g/cm}^3$ の場合を除くと、サーチャージ 5 kg の CBR とサーチャージ 20 kg の CBR との差は 2 以下である。室内 CBR では、大船山砂の $r_d=1.59\text{ g/cm}^3$ を除くと、その差が 6~8 で無視できない値である。この傾向は他の種類の砂においても得られた。また、 r_d の増加とともにサーチャージの影響度は小さくなっていく。これは密な砂ほど 図-25 の最大支持力を示す貫入量の移動が大きいことによるものと考えられる。

以上の検討から CBR 値に及ぼすサーチャージの影響の一部が明らかになってきた。現場 CBR でのサーチャージの影響は小さく、 図-21~23 の場合には、サーチャージが 5 kg 増加しても CBR 値の増加は 1 以下で、現場 CBR 試験の精度を考えると、舗装の厚い上載荷重の大きな路床でも、この影響は無視できそうである。したがって、室内 CBR 試験もこれに対応し、サーチャージ 5 kg だけで実施することになる。

シルト分の多いある種の土（大船山砂）で乾燥密度が大きくなっていくと、現場 CBR もサーチャージの影響をかなり受ける傾向がみられたが、このような傾向を詳しく解明するための十分なデータはない。このような場合に、設計 CBR をサーチャージ 5 kg の CBR 試験から一律に求めることは、いくぶん不経済にはなるが、これは常に安全側になるので、問題は少ないものと考えられる。

5. 結 論

実験および支持力理論に基づく解析から、砂の CBR について明らかになったことを次に要約して示す。

(1) CBR と土性の関係

(i) 74 μ ふるい通過量 12% 未満の土では、試料の含水比、飽和度は CBR の値にほとんど影響しない。

(ii) CBR を支配する最も大きな要素は乾燥密度（あるいは間隙比）であり、試料ごとに、ある乾燥密度以上では、両者はほぼ直線関係になる。

(iii) 一般に、現場 CBR では $CBR_{2.5} \geq CBR_5$ であり、室内 CBR では $CBR_{2.5} \leq CBR_5$ になる。

(iv) 74 μ ふるい通過量 12% 未満の土では、室内 CBR に与える水浸の影響はほとんどない。

(2) CBR 試験貫入支持力

(i) 従来の円形基礎の支持力公式による計算値は、CBR 試験での実測結果と大幅な差異がある。CBR 試験の特殊性を考慮した理論式 (1), (2) による計算値は、それぞれ現場 CBR 試験、室内 CBR 試験の実測値と、定量的にも比較的良好な対応を示した。

(ii) 室内 CBR 試験での最大貫入支持力は、モールド側壁の受働土圧の影響を受け、現場 CBR 試験のそれ

に比べ、数倍の大きくなる。この比は土の内部摩擦角が大きくなると急激に大きくなる。

(iii) 理論式によれば、土の粘着強度が貫入支持力におよぼす影響の割合は、室内 CBR 試験に対するより現場 CBR 試験で大きい。

(3) 土質分類に基づく現場 CBR と室内 CBR の相関関係

(i) 74 μ ふるい通過量 5% 未満の統一土質分類で SP, SW に属する土では、室内 $CBR_{2.5} >$ 現場 CBR である。

(ii) 74 μ ふるい通過量 5% 以上の土 (SW-SM, SM, SM-SC, SC) では、現場 CBR = 室内 $CBR_{2.5}$ である。

(iii) 統一土質分類で SC に属する土でも、れき分の多い土では、(i) と同様に室内 $CBR_{2.5} >$ 現場 CBR となるものがある。

(iv) (i) に属する土であっても、粘着強度の大きなシラスなどでは、(ii) の性質を示している。

(4) 現場 CBR の推定法

(i) (3) の (i) の土質に対しては、直径 2 cm の特殊プランジャーによる室内 CBR 試験用モールド内の貫入試験（非水浸）から、実用上問題のない精度で現場 CBR を推定できることがわかった。この場合の荷重板の形状は、内径 1 cm、外径 3 cm のドーナツ型で、重量は 800 g である。つぎに現場 CBR の推定手順を示す。

a) 特殊プランジャーの貫入試験から $Q_{\max-2}$ (kg) を求める。

b) 実験結果および理論から、通常問題になる範囲内では、平均的に $Q_{\max-5}/Q_{\max-2}=7.5$ となるので、a) を用いて $Q_{\max-5}$ が計算される。

c) 多くの砂の実験結果から、概略 $Q_{2.5-5}/Q_{\max-5}=0.8$ なる関係があるので、b) の $Q_{\max-5}$ を代入して $Q_{2.5-5}$ が求まる。

d) したがって、現場 $CBR=Q_{2.5-5}/1370$ となる。

(ii) (3) の (iv) に述べたような特殊土については、土の粘着強度を求め、0.1 kg/cm² 未満ならば、(i) の方法によって現場 CBR を推定する。

(iii) 74 μ ふるい通過量が 5% 以上の土、あるいは粘着強度が 0.1 kg/cm² 以上の土では、室内 CBR 試験を実施し、貫入量 2.5 mm での CBR を求め、これを現場 CBR とする。ただし、74 μ ふるい通過量 12% 以上の土では、水浸室内 CBR 試験を実施する必要がある。

(iv) (3) の (iii) のようなれき分の多い土では、(i) の方法なども行なって総合的に判断してみる必要がある。

(5) CBR におよぼすサーチャージの影響は、室内 CBR に対してはかなり大きい、現場 CBR では通常は無視できる程度に小さい。そこで、現場 CBR を原則とする空港アスファルト舗装では、一律にサーチャージとして 5 kg を採用して CBR 試験を実施すればよい。

6. あとがき

二、三の空港の路床土で現場 CBR と室内 CBR に大きな差異のあることが判明し、設計の大きな問題になったことがこの研究の発端であった。そこで、全国的な現地調査と室内における各種実験を行ない、実験結果と比較的よい対応を示す支持力理論を誘導し、これを利用することにより、砂に関しては、現場 CBR と室内 CBR の間の多くの定性的、定量的関係が明らかになった。両 CBR に差異のある土でも、直径 2 cm の特殊プランジャーを使用した貫入試験から、実用上問題のない精度で現場 CBR を推定できることもわかった。そのほか、土性と CBR との間のいくつかの関係が判明し、CBR におよぼすサーチャージの影響もかなり明確になった。

統一土質分類で SC に属する土でも、れき分が多くな

ると、室内 CBR > 現場 CBR になるものがあり、この特質の解明の必要性があったが、今回の研究では大阪の真砂以外にれき分の多い土の試験結果が得られず、一般の砂質土のように明確な結論を出すにはいたらなかった。今後、多くのこの種の土に対する実験を行ない、より明確な定性的、定量的結論を導き出す必要がある。

参考文献

- 1) 運輸省航空局：空港アスファルト舗装構造設計要領，pp. 15～20, 1970.
- 2) Black, W.P.M. : The Calculation of Laboratory and In-situ Values of C.B.R. from Bearing Capacity Data, *Géotechnique*, Vol. 11, pp. 14～21, 1961.
- 3) Livneh, M. : C.B.R. Test under Lateral Pressure, *Proc. of Asian Regional Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1967.
- 4) 土質工学会：土質試験法，pp. 635～639, 1969.
- 5) 4) と同じ，pp. 221～231.
- 6) 春山元寿・山内豊聡：乱したシラスの排水 セン 断抵抗について，九州大学工学部集報 Vol. 39, No. 2, pp. 177～184, 1966.
- 7) 須田 熙・佐藤勝久・藤本憲久：空港アスファルト舗装構造の設計法に関する一提案，港湾技研資料，No. 54, p. 76, 1967.
- 8) 中瀬明男他：関東ローム および 成田層砂の土質試験，港湾技研資料，No. 47, pp. 57～58, 1968.

(1972. 5. 24. 受付)