

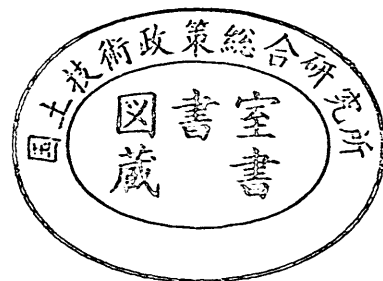
運輸省港湾技術研究所

港湾技術研究所 報告

REPORT OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH
INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT

VOL. 14 NO. 2 JUNE 1975

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I)

第14巻 第2号 (Vol. 14, No. 2), 1975年6月 (June 1975)

目 次 (CONTENTS)

1. 備讃瀬戸における海底砂州, サンドウェーブの調査小 笹 博 昭..... 3
(Field Investigation of Submarine Banks and Large Sand Waves
.....Hiroaki OZASA)
2. 矩形断面浮体の波浪動揺に関する研究木 原 力, 轟 正 彦.....47
(Etude sur les Mouvement d'un Corps Flottant Rectangulaire dans la Houle
..... Tsutomu KIHARA and Masahiko TODOROKI)
3. 円形断面緊張繫留浮体の防波効果と繫留力
..... 木 原 力, 北 谷 高 雄, 轟 正 彦.....79
(A Study on the Function and Mooring Force of Floating Breakwaters with Circular
Cross SectionTsutomu KIHARA, Takao KITATANI and Masahiko TODOROKI)
4. 栈橋スラブ上のコンクリート舗装の収縮ひびわれと防止対策
..... 佐 藤 勝 久, 森 口 拓, 浅 島 豊 明, 洪 谷 英 男... 111
(Control of Shrinkage Cracking of Concrete Pavements on pier Slabs
.....Katsuhisa SATO, Hiraku MORIGUCHI, Toyoaki ASAJIMA and Hideo SHIBUYA)
5. 空港舗装路盤としてのコーラルリーフロックの評価 (第1報)
..... 佐 藤 勝 久, 福 手 勤, 浅 島 豊 明, 洪 谷 英 男... 139
(An Appraisal of Coral Reef Rock as the Base Course Material of Airport Pavements
(Ist Report)
..... Katsuhisa SATO, Tsutomu FUKUDE, Toyoaki ASAJIMA and Hideo SHIBUYA)

5. 空港舗装路盤としてのコーラルリーフロックの評価 (第1報)

佐藤勝久*・福手 勤**・浅島豊明***・渋谷英男**

要 旨

本報文では空港舗装路盤材料としてのコーラルリーフロックの評価を実験的に、また弾性計算で試みている。

その結果、修正 CBR は基準を十分に満足し、普通の路盤材としての強度は期待できることがわかった。さらに自硬性により一軸圧縮強度もある程度期待できるが、水浸に対して弱いことがわかった。

耐水性の改善の一方法として、セメント安定処理を施した結果、耐水性、強度特性、変形特性いずれも大きく改善され、疲労特性にも良好な性質がみられた。また自硬性の検討も行い、セメント量が少ないほど顕著なことが認められた。

そのような結果をもとに、空港アスファルト舗装断面を仮定し、弾性計算を行って舗装各部の応力、ひずみを検討したところ、添加セメント量は2～3%が適当と推定され、さらにその時いくらかの等値換算係数が考慮できることも推定された。

* 土質部 滑走路研究室長

** 土質部 滑走路研究室

*** 前土質部 滑走路研究室

5. An Appraisal of Coral Reef Rock as the Base Course Material of Airport Pavements (1st Report)

Katsuhisa SATO* · Tsutomu FUKUTE**

Toyoaki ASAJIMA*** · Hideo SHIBUYA**

Synopsis

In this paper, the authors continue investigating the applicability of Coral Reef Rock (C.R.R.), which is a sort of limestone produced in the Ryukyu Islands, to the base course of airport pavements.

It was found that, as C.R.R. has not only a large corrected CBR but also some unconfined compressive strength, it is a useful material for the base course. The latter characteristic, however, cannot be expected when C.R.R. is soaked.

On the other hand, when C.R.R. is stabilized with cement, various of its characteristics are improved, e.g. strength, resistance to deformation, water-resistance and anti-fatigue.

Stress and strain in the base course of asphalt pavements are then examined with an elastic theory. The results obtained are that two or three percent cement is sufficient for the purpose, and some layer equivalencies can be realized.

* Chief of the Runways Laboratory, Soil division

** Member of the Runways Laboratory, Soil division

*** Ex-member of the Runways Laboratory, Soil division

目 次

| | |
|---------------------------------|-----|
| 要 旨 | 139 |
| 1. はじめに | 143 |
| 2. コーラルリーフロックの基本的性質 | 143 |
| 2.1 概 説 | 143 |
| 2.2 実験に用いた試料 | 143 |
| 2.3 物理的性質および骨材としての性質 | 143 |
| 2.4 力学的性質 | 144 |
| 2.4.1 締固め特性 | 144 |
| 2.4.2 CBR 特性 | 145 |
| 2.4.3 一軸圧縮強度 | 147 |
| 3. コーラルリーフロックのセメント安定処理 | 148 |
| 3.1 概 説 | 148 |
| 3.2 締固め特性 | 148 |
| 3.3 強度特性 | 149 |
| 3.3.1 一軸圧縮強度 | 149 |
| 3.3.2 引張強度 | 149 |
| 3.3.3 曲げ強度 | 151 |
| 3.4 変形特性 | 152 |
| 3.5 強度回復機能 | 153 |
| 3.6 繰返し荷重の影響 | 154 |
| 4. コーラルリーフロックを用いた空港舗装構造 | 156 |
| 4.1 概 説 | 156 |
| 4.2 路盤材料としてのコーラルリーフロックの評価 | 156 |
| 4.3 多層弾性体プログラムを用いた舗装構造解析 | 157 |
| 4.3.1 概 説 | 157 |
| 4.3.2 路床上の応力 | 158 |
| 4.3.3 上層路盤内の圧縮ひずみ | 158 |
| 4.3.4 上層路盤内の引張応力 | 159 |
| 4.3.5 弾性計算より決定される最適セメント量 | 160 |
| 4.4 コーラルリーフロックセメント安定処理路盤の等値換算係数 | 160 |
| 5. 結 論 | 161 |
| 6. あとがき | 162 |
| 謝 辞 | 162 |
| 参考文献 | 162 |

1. はじめに

コーラルリーフロック (Coral Reef Rock, 以後C.R.R. と略す) は、琉球列島に産出する石灰岩の一種であり、珊瑚虫、貝殻類、紡錘虫などの遺骸が地質変動期に火熱を受けて溶解してできたものであると言われている¹⁾。

その成分の大部分が炭酸カルシウムであることから、水と炭酸ガス作用により化学変化をおこし骨材自身で固結するというすぐれた性質をもち、また沖縄地方には本土で普通に用いられるような骨材が少ないこともあって、C.R.R. は沖縄においては以前から道路舗装の路盤材料として広く用いられ、さらに那覇・嘉手納両空港の舗装にも一部用いられている。

しかし、舗装を考える場合の荷重条件が近年ますますきびしくなってきたこともあって、舗装材料としてすぐれた性質を持つと考えられる C.R.R. をより合理的に舗装設計に取り入れてゆく必要が生じてきた。

そこで筆者らは、C.R.R. の諸性質を明らかにし、空港舗装の路盤材料としての適用性を検討するため、いくつかの実験およびそれをもとに空港舗装の構造解析を行った。

2. コーラルリーフロックの基本的性質

2.1 概 説

C.R.R. は水、炭酸ガスとともに反応して自ら固まる“自硬性”、またその性質に付随して、一度分離したものが再び癒着する“自癒性”など、普通の骨材には見られないすぐれた性質を持っているため、舗装材料としての評価はいろいろな角度からなされる必要がある。

舗装材料としての適用性を評価するためには、まずその材料の持つ基本的性質、つまり物理的性質、化学的性質、および力学的特性などを調べ、それらの結果をふまえて舗装材料としての欠点を改善する手段を講じ、さらに経済的メリットを検討して最終的評価を下すのが一般的であろう。

そこで本章では、C.R.R. の基本的性質を明らかにし、空港舗装路盤材料としての評価の第一ステップとする。

2.2 実験に用いた試料

本章で用いた C.R.R. の試料は、沖縄本島中部の読谷(よみたん)、南部の与座岳(よざだけ)で採掘されたものである。

読谷産の C.R.R. は最大粒径 80mm の“流し”(採掘

現場にて粒径 80mm 以上のものを取り除いたもの)、最大粒径 40mm の粒度調整材料(粒調 1)、および最大粒径 25mm の粒度調整材料(粒調 2)の 3 種類、また与座岳産のものは最大粒径 80mm の“流し”である。

これらの粒度分布を図-2.1 に示す。

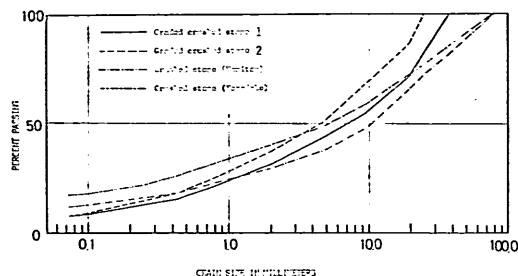


図-2.1 実験に用いた試料の粒径加積曲線

2.3 物理的性質および骨材としての性質

C.R.R. の比重、液性限界、塑性限界、すりへり試験および安定性試験を JIS の試験規格にもとづいて実施した。その結果を表-2.1、2.2 に一括して示す。

表-2.1 C.R.R. の物理的性質

| 試験項目 | 試験規格 | 読 谷 | 与 座 岳 | |
|---------|-----------|-----------|-------|-------|
| 比 重 | 2 mm 以上 | JIS A1202 | 2.721 | 2.775 |
| | 2 mm 以下 | JIS A1110 | 2.725 | 2.737 |
| 液 性 限 界 | JIS A1205 | N P | N P | |
| 塑 性 限 界 | JIS A1206 | N P | N P | |

表-2.2 C.R.R. の骨材試験結果

| 試験項目 | 試験規格 | 読 谷 | 与 座 岳 | 路盤用碎石品質規格 | | |
|---------------|------------|-------|-------|-----------|-------|-------|
| | | | | *空港用 | **道路用 | |
| ロスアンゼルスすりへり試験 | JIS A 1121 | 40.3% | 41.9% | 35%以下 | 50%以下 | |
| 安定性試験損失量 | 5 mm 以下 | JIS A | 16.9% | 18.3% | 20%以下 | 20%以下 |
| | | | 19.0% | 22.0% | | |
| | 15~25 mm | 1122 | 15.3% | 12.3% | | |
| | | | 10.1% | 8.4% | | |

*: 空港土木施設施工要領

** : アスファルト舗装要綱

これらの表より、すりへり減量では読谷、与座岳ともに空港舗装用路盤碎石の品質規格²⁾を若干上回っているが道路舗装用路盤の規格³⁾は満足していることがわか

る。

また、安定性試験においては、与座岳産の15～5mmの試料が規格を若干上回る他は良好な結果を示している。

このように2つの項目で基準を満たさない結果が出たが、基準との差はわずかであり、しかも空港舗装のすりへり減量の規格は道路舗装用の規格を多分に安全側に採用している点などを考え合わせると、C.R.R.は空港用路盤材としてはほぼ使用に耐え得る骨材と考えられる。

2.4 力学的性質

2.4.1 締固め特性

C.R.R.の締固め特性を調べるために、読谷産の試料を用いてJIS A 1210の2.5bの方法(締固めエネルギー $E=25.3\text{kg}\cdot\text{cm}/\text{cm}^3$)に従って締固め試験を実施した。さらに締固め効果を把握するため締固めエネルギー E を変化させて、3層55回($E=15.1\text{kg}\cdot\text{cm}/\text{cm}^3$)および3層125回($E=34.4\text{kg}\cdot\text{cm}/\text{cm}^3$)の突固めも同時に実施した。実験にあたっては、流しにおいて粒径40mm以上の部分は除いてある。

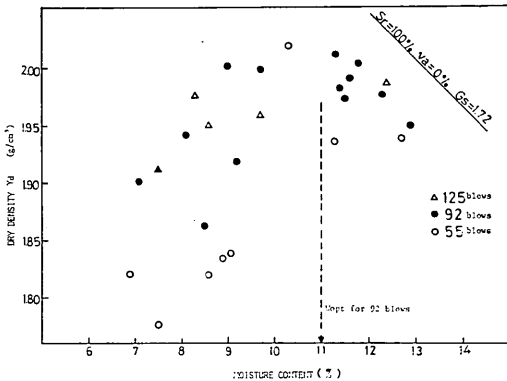


図-2.2(a) 締固め試験結果(流し)

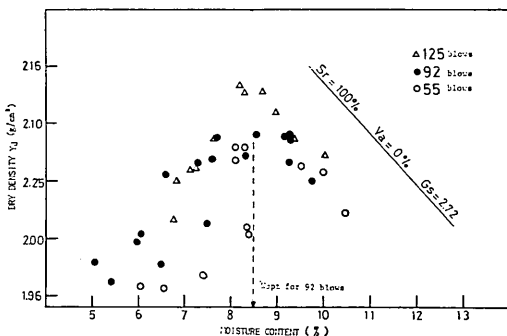


図-2.2(b) 締固め試験結果(粒調1)

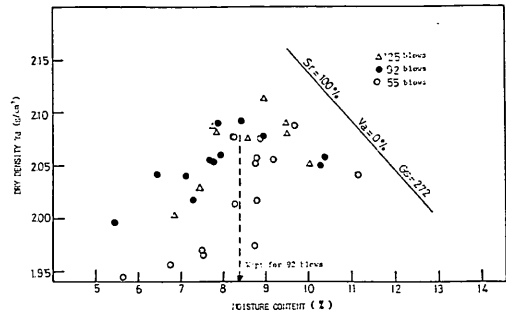


図-2.2(c) 締固め試験結果(粒調2)

締固め試験の結果を図-2.2(a)～(c)に示す。

いずれの場合もデータのばらつきが大きく、明確な締固め曲線は描けず、また締固めエネルギーの差による締固め程度の差もあまり明確でない。

その原因として考えられることは、粒調2を除いて最大粒径が40mmと比較的大きいため乾燥密度にムラがあること、またC.R.R.の吸水量が約10%程⁴⁾で一般の骨材よりも大きく、水と骨材がなじむのに時間がかかりその結果含水比にムラがしやすいことなどが考えられる。

しかし、乾燥法によらない場合、採掘現場のC.R.R.は含水比が10～13%程であるのでそれを乾燥させるなり加水するなり時間をかけて含水比を調整すれば、後者の影響は多少軽減されよう。

以上のような理由で最適含水比(w_{opt})、最大乾燥密度(γ_{dmax})をはっきり求めることはできなかったがここでは w_{opt} をそれぞれ11.0、8.5、8.4、11.8%とした。粒調に比較して流しの w_{opt} が大きいのは、流しが細粒分を多く含んでいるためであろうと考えられる。

次に含水比をパラメーターとして γ_d と締固めエネルギーの関係を示したものが図-2.3(a)～(c)である。

いずれの試料も w_{opt} より2%湿潤側の含水比($w_2%$)で締固めた場合は、 w_{opt} で締固めた場合と同程度の γ_d を示すが、逆に2%乾燥側($w_1%$)で締固めた場合は少しその効果が落ちるようである。しかし3層92回、 $w_1%$ で突固めた場合の γ_d は、 w_{opt} で突固めた場合の γ_{dmax} に対して流しで95%、粒調1、2で98%以上であるが、空港舗装用下層路盤および上層路盤の γ_d は γ_{dmax} の95%、98%³⁾あればよいことになっているため、締固めエネルギーを増加してやりさえすれば $w_1%$ で締固めてもその効果を期待することができよう。

逆に $w_2%$ 以上の含水比で締固める場合、水と試料が分離してムクリが生じるなどして締固め供試体作成が困難になることが認められた。

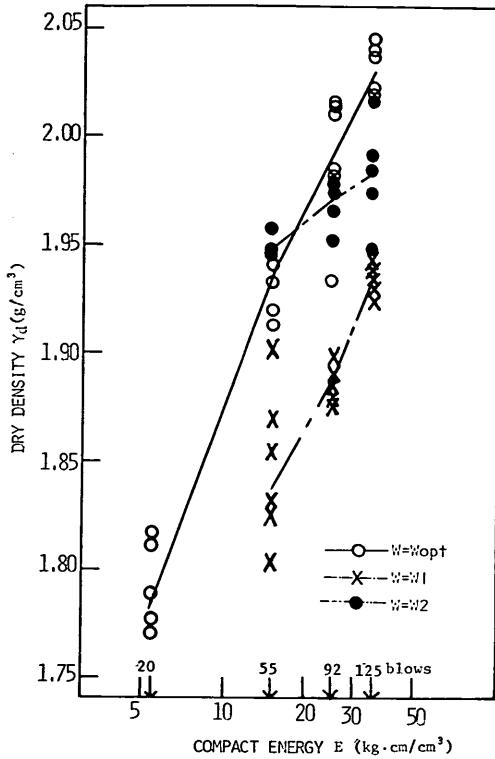


図-2.3(a) 締固めエネルギーと乾燥密度の関係(流し)

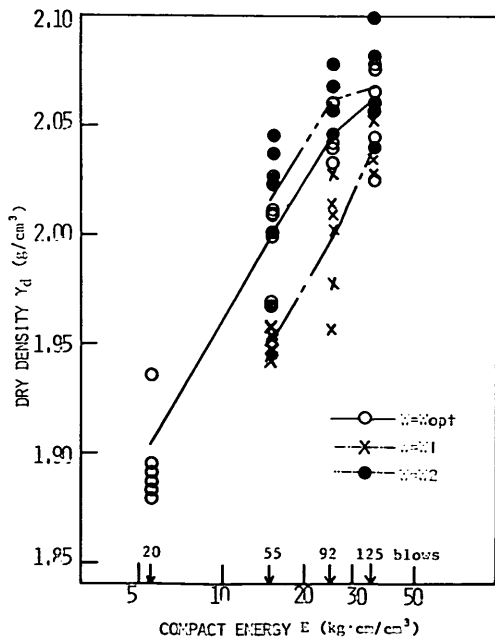


図-2.3(b) 締固めエネルギーと乾燥密度の関係(粒調1)

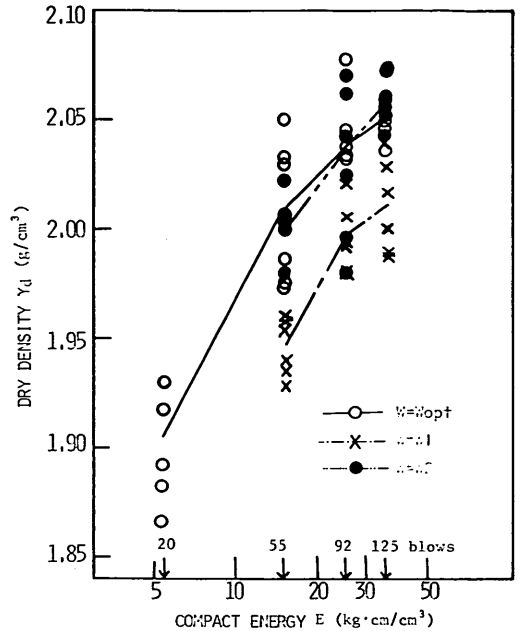


図-2.3(c) 締固めエネルギーと乾燥密度の関係(粒調2)

以上のことより C.R.R. の実際の転圧に際しても、経済的に締固め効果を上げるためには、 w_{opt} 付近で締固めるのが最もよく一般的骨材と同様に含水比の管理が大切であると言えよう。

2.4.2 CBR 特性

C.R.R. の CBR 特性を調べるために JIS A1211 に従って CBR 試験を行った。用いた試料は締固め試験に使用したものと同様に、流しにおいては粒径40mm以上のものは除いてある。また試料の含水比は、前項締固め試験で求めた w_{opt} を中心に2%乾燥側 w_1 、2%湿潤側 w_2 の3種類である。締固めは3層92回をはじめとして20回 ($E=5.5\text{kg}\cdot\text{cm}/\text{cm}^3$)、55回、125回の4種類で、それぞれ水浸と非水浸で実験を行った。

本実験では各試料について、 $CBR_{2.5}$ (2.5mmの貫入量に対する CBR 値) と $CBR_{5.0}$ (5.0mmの貫入量に対する CBR 値) の値を求めたが、殆んどの供試体で $CBR_{5.0} > CBR_{2.5}$ であったので、JIS A 1211 に従って本研究で以下用いている CBR はすべて $CBR_{5.0}$ である。

結果を乾燥密度 γ_d と CBR の関係で示したものが図-2.4(a)~(c) である。締固め試験同様ばらつきが大きいが、おおよその傾向はうかがえよう。

一般に、 γ_d と CBR は右上りの直線関係にあると言われている。本実験の結果もおおむねその傾向を示して

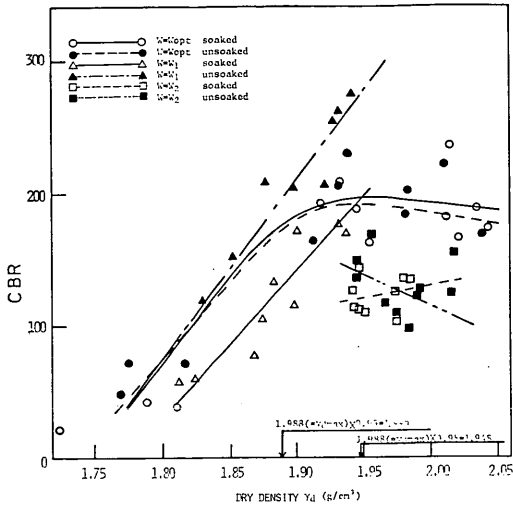


図-2.4(a) 乾燥密度と CBR の関係 (流し)

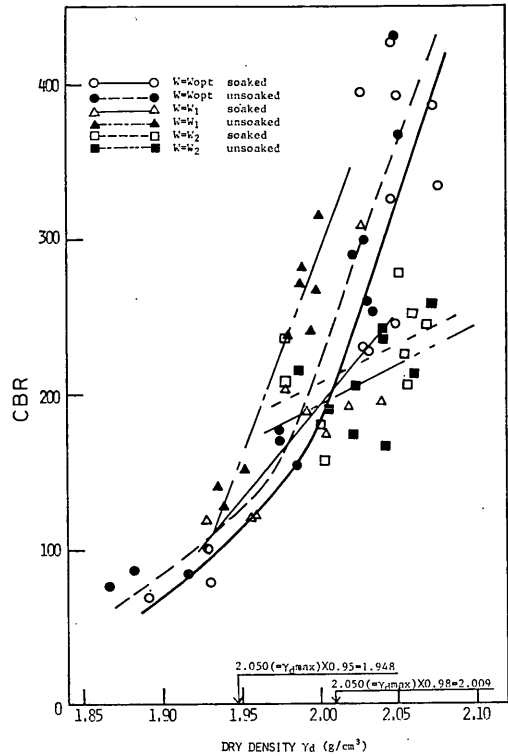


図-2.4(c) 乾燥密度と CBR の関係 (粒調2)

流しを空港舗装の下層路盤として γ_{dmax} の 95%, また粒調 1, 2 を上層路盤として γ_{dmax} の 98% に締固めた時の修正 CBR を求めた。

その結果, 流し, 粒調 1; 粒調 2 に対してそれぞれ 140%, 228%, 200% という高い修正 CBR が得られた。これは下層路盤に対しては 20%, 上層路盤に対しては 80% という規定値⁹⁾ を十分に満足する。

また図-2.4 より, w_2 で締固めたものは, w_{opt} や w_1 で締固めたものよりも全般的にその CBR が小さくその傾向は粒調よりも流しにおいて著しいようである。

そこで, 含水比が w_1 や w_2 の状態で締固めた場合の修正 CBR を図-2.4(a)~(c) から近似的に求めてみた。すなわち, 図の横軸に流しの場合は $\gamma_{dmax} \times 0.95$, 粒調の場合は $\gamma_{dmax} \times 0.98$ をそれぞれとり, その点から縦軸に平行に直線を引き, w_1, w_{opt}, w_2 に対する $\gamma_d \sim$ 水浸 CBR の近似線との交点を読みとり, その CBR 値をそれぞれの修正 CBR とする。ただし, この時用いた γ_{dmax} は w_{opt} に対するものである。

このようにして得られた修正 CBR を表-3.2 に示すが, 2 つの方法によって求めた w_{opt} に対する修正 CBR の間に大きな差がないことから, 後者の方法で近似的に得

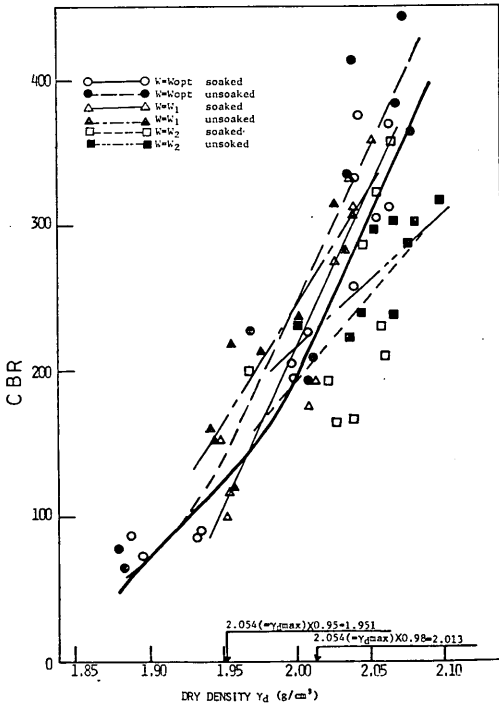


図-2.4(b) 乾燥密度と CBR の関係 (粒調1)

いるが, 流しにおいて γ_d の増加とともに CBR が減少しているものがある。これは流しには粒調に比較して 74 μ 以下の部分が多いためにオーバーコンパクション現象がその一因として考えられる。

次に C.R.R. を実際路盤に使う時の参考として, w_{opt} で締固めた場合の修正 CBR を求めてみよう。ここでは

表-2.3 近似的に求めた修正 CBR

| 含水比 w 試料 | w_1 $=w_{opt}-2$ | w_{opt} | w_2 $=w_{opt}+2$ | 備考 |
|---------------|-----------------------|-----------|-----------------------|-------------------------|
| 流し | 128 | 174 | — | γ_{dmax} の95% |
| 粒調1 | 244 | 224 | 208 | γ_{dmax} の98% |
| 粒調2 | 205 | 205 | 200 | γ_{dmax} の98% |

られた w_1 , w_2 に対する修正 CBR もほぼ信用してよい値と考えられる。

これらの結果から, $w_{opt} \pm 2\%$ 以内の含水状態で締固めを行えば, C.R.R. は路盤材料としての修正 CBR の条件を充分満足するものと考えられる。

2.4.3 一軸圧縮強度

一般に砂やれきなどの粒状材料には一軸圧縮強度を考えることはできないが, C.R.R. の場合“自硬性”が認められ, 一種の安定処理土のような性状を示すので, 一軸圧縮強度を考えることが可能である。

そこで本研究では, 読谷産の流し, 粒調1, 粒調2で粒径 25mm 以上の部分を 13~25mm のものに置き換えた試料を用意し, 含水比を w_{opt} に調整して一軸圧縮試験を行った。使用したモールドは直径 10cm, 深さ 12.7 cm であり, 突固めは締固め試験や CBR 試験と等しい締固めエネルギー (25.3 kg·cm/cm³) となるように, 4.5kg ランマーを 45cm 落下高で 3層42回ずつ行った。

供試体はキャッピングの後, そのまま室内に放置され

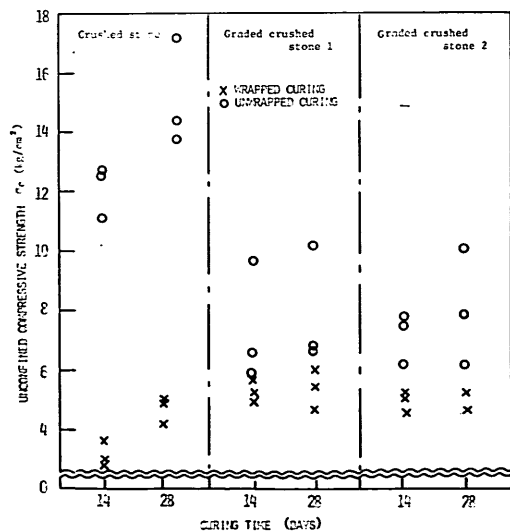


図-2.5 一軸圧縮試験結果

るか, 含水比が変化しないようにポリエチレンシートで包みさらに密封するかして, 14日または28日間養生された。

養生後, ひずみ制御 (1 mm/分) で一軸圧縮試験を行った。得られた養生日数と一軸圧縮強度の関係を図-2.5に示す。

この結果より, 流しにおいては材令による強度の増加がある程度認められるが, 粒調1, 2においては殆んど強度増加がないようである。

また養生条件による強度の差を調べてみると, 室内に放置して養生したものの方がポリエチレンシートで被覆したものよりもその強度が大きいことが明瞭にわかる。そしてその差は粒調よりも流しにおいて大きくなっている。

これらのことから C.R.R. においては, その自硬作用は養生初期にはほぼ終了し, その後は水分が強度におよぼす影響は小さくなり乾燥によって硬化現象が促進されると推定される。また自硬作用が C.R.R. に含まれる炭酸カルシウム, 空気中の炭酸ガスおよび試料中の水分の化学反応によるものであること²⁾を考えると, 74μ以下の粒子が多い流しの方が反応が速かに進行し強度増加も大きいものと考えられる。

図-2.6は一軸圧縮強度 σ_c と変形係数 E_{50} (圧縮応力度 $\frac{1}{2} \times \sigma_c$ と, その時のひずみ ϵ との比) を両対数紙にプロットしたものであるが, 一軸圧縮強度の増加とともに変形係数の値も急に増加することがわかる。

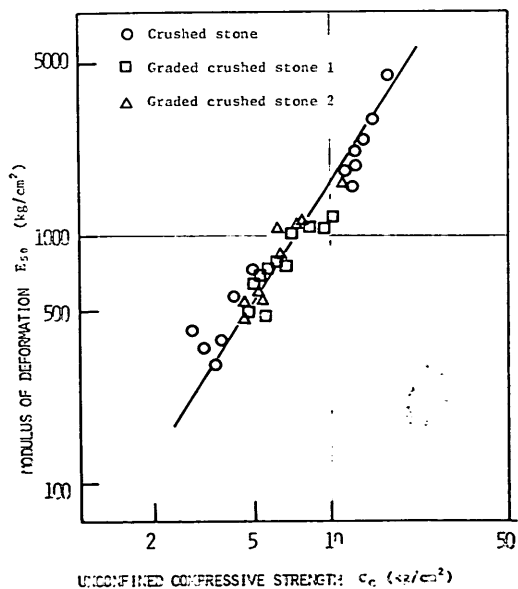


図-2.6 一軸圧縮強度と変形係数との関係

さて、今まで本章で C.R.R. の物理的性質、また空港舗装路盤材料としての適用性などを調べてきたが、CBR 特性をはじめ多くの点でその優秀性が示された。しかし自硬作用で一度は強度が出た C.R.R. も、水浸すればその特性を失ない崩壊してしまうので、C.R.R. の優秀な性質を生かしてゆくためには、水に弱いという欠点を改善し耐水性のある材料にする必要がある。

3. コーラルリーフロックのセメント安定処理

3.1 概 説

2. で述べたように、C.R.R. には自硬性という優れた性質があるにもかかわらず、固まった試料を水浸すると直ちに崩壊するという欠点を持っている。また大型航空機が就航する空港の上層路盤の最大圧縮応力は 10kg/cm^2 前後であるのに対し、28日被覆養生の C.R.R. 一軸圧縮強度は $5\sim 6\text{kg/cm}^2$ である。そのため、C.R.R. を空港舗装路盤材料として使用する場合、粒状材料並にしか取扱えないものと思われる。

そこで、C.R.R. の自硬性、自癒性を有効に利用してゆくために C.R.R. のもつこれらの弱点を改善してゆくことは重要なことであろう。

本章では、C.R.R. の路盤材料としての弱点の改善として、耐水性および強度増加をはかるべく安定処理について検討した。

一般に、舗装路盤の安定処理として、粒度調整によるものやセメント、アスファルト、石灰などの添加によるものなどが考えられる。C.R.R. の場合、2. で述べられたように粒度調整による改良はあまり期待できない。またアスファルト安定処理は、C.R.R. の表面に凸凹が多いこと、吸水量が大きいことを考えると不経済になると思われ、石灰安定処理は粘土成分を含まない C.R.R. にはあまり有効でないと思われる。そこで本章では、C.R.R. のセメント安定処理土の特性について検討した。

3.2 締固め特性

締固め試験は土質工学会 JIS 原案（1964年制定、1969年一部改訂）に従って行われ、供試体は作成方法-1に従い、JIS A1210 の 1.4 b の方法（締固めエネルギー $E=5.6\text{kg}\cdot\text{cm/cm}^3$ ）で作成した。

使用したセメントは普通ポルトランドセメント市販品で、供試体のセメント量は、0, 2, 4, 6, 8% の 5 種類である。またこの実験に用いた C.R.R. は読谷産のもので、粒度は図-3.1 に示す空港舗装に上層路盤のセメン

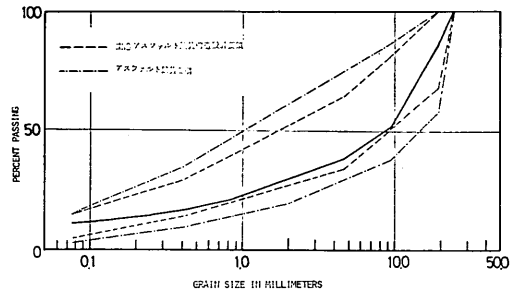


図-3.1 安定処理試験に用いた試料の粒径加積曲線

ト安定処理土の規定粒度範囲を満たすように調整されている。

締固め試験の結果は図-3.2 に示すが、やはり安定処理をしない場合と同様にバラツキが大きい。図から最大乾燥密度 γ_{dmax} は、セメント量とともに増加してゆくことはわかるが、一般的に言われるようにセメント量の増加にともなう最適含水比 w_{opt} の減少の傾向⁸⁾⁹⁾ は定かでない。

JIS 原案によれば、締固め試験で w_{opt} が明らかにならない場合、水浸後一軸圧縮試験を行い最高強度の現れる含水比をもって w_{opt} とするようになっている。そこ

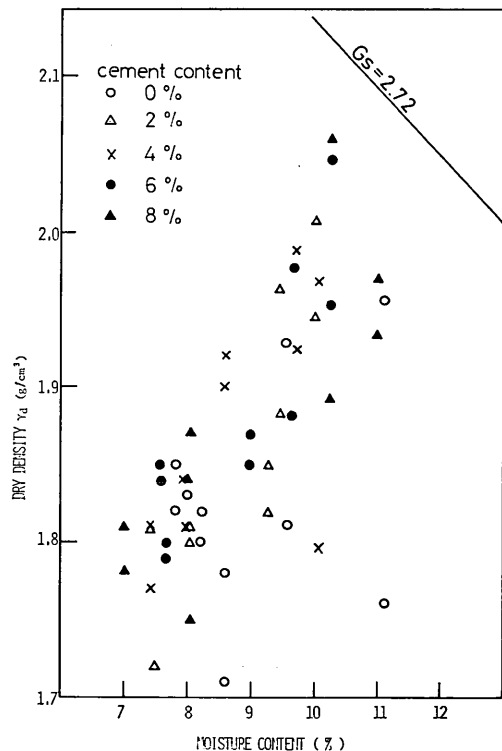


図-3.2 セメント安定処理土の締固め試験結果

で本実験では3.3に述べる水浸一軸圧縮試験の結果から w_{opt} はセメント量によらず9.8%とした。

3.3 強度特性

3.3.1 一軸圧縮強度

一軸圧縮試験供試体は3.2の締固め試験に用いた供試体と同様にして作成した後、キャッピングを施し、モールドから取り出し、ポリエチレンシートで包み、さらにパラフィンワックスで完全被覆して重量を測定してから $20 \pm 1^\circ\text{C}$ の養生室に安置した。養生期間は7日、14日、28日の3種類で、養生期間中に10g以上の重量変化のないことを確認した後、試験を行った。

図-3.3, 3.4 は7日養生の供試体に対する試験結果をとりまとめたもので含水比が強度におよぼす影響を示している。水浸、非水浸に対して同様な傾向が認められ含水比が9.5%から10.2%の間で各セメント量の最大強度を示している。また図-3.4から明らかなように、供試体を水浸しても、強度が十分に保たれていることから、セメント安定処理はC.R.R.の耐水性を増す目的に非常に有効であることがわかる。しかし含水比が10%を越えると、一軸圧縮強度が急激に減少することから、含水比の

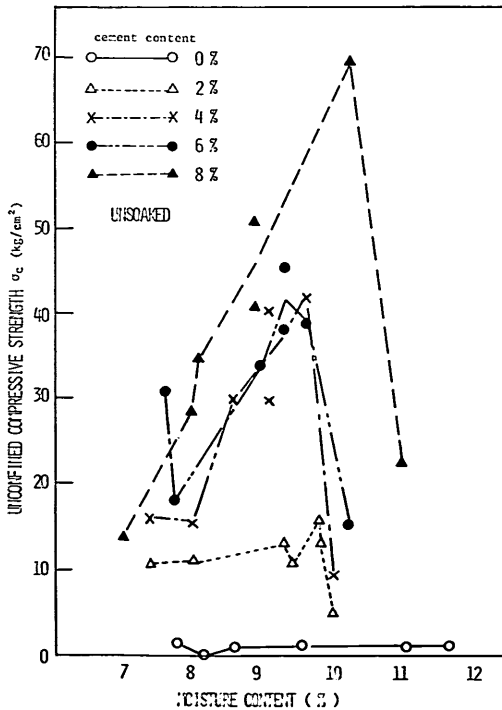


図-3.3 含水比が一軸圧縮強度におよぼす影響 (非水浸)

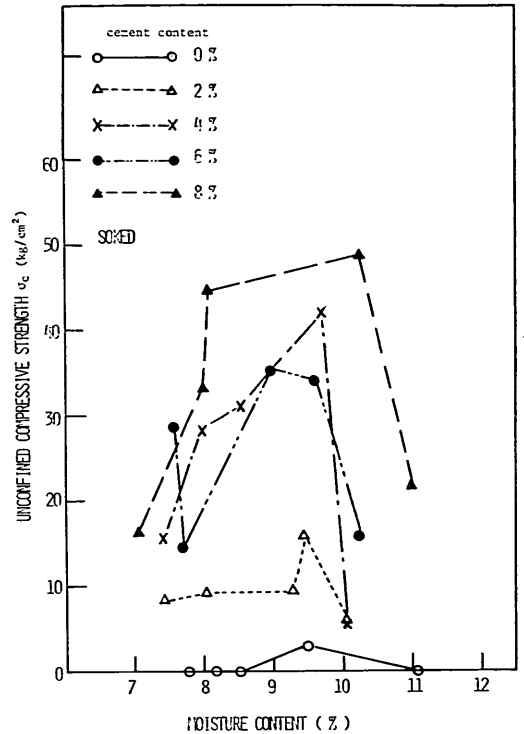


図-3.4 含水比が一軸圧縮強度におよぼす影響 (水浸)

管理が大切であると言えよう。

本研究では以下の検討はすべて最適含水比(9.8%)で行ったが、2.でも述べたようにC.R.R.の含水比調整がかなりむづかしいため、実際の含水比は w_{opt} の回りで若干ばらつくことを避けられなかった。

図-3.5はセメント量が一軸圧縮強度におよぼす影響を調べたものであるが、セメント量8%のあたりで強度の上昇率が鈍っていることがわかる。これは一軸圧縮試験後の破壊面で骨材自身がかかり割れていることから、C.R.R.自身の強度の影響が出てきているためと思われる。

図-3.6には養生日数と一軸圧縮強度との関係を示している。この図からC.R.R.セメント安定処理土は、2.4で検討した自硬性の場合と同様、養生初期に固結硬化作用が終了し、その後の強度増加はあまりないようである。そしてその傾向はセメント量が多い場合に著しいようである。

3.3.2 引張強度

引張強度試験はJIS A 1113コンクリート引張強度試験方法に従い、圧裂試験法で行なった。供試体の寸法および作成方法は3.3.1の一軸圧縮試験の場合と同様であり、最適含水比の試料で7日、14日、28日養生の非水浸

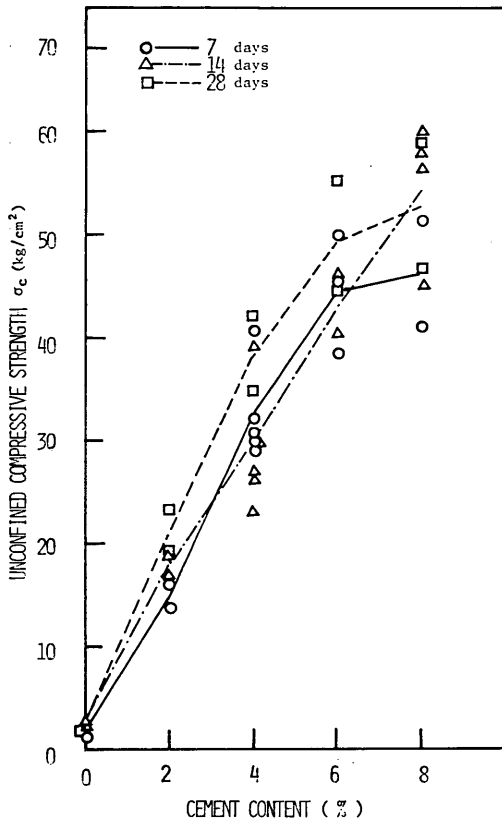


図-3.5 セメント量と一軸圧縮強度の関係

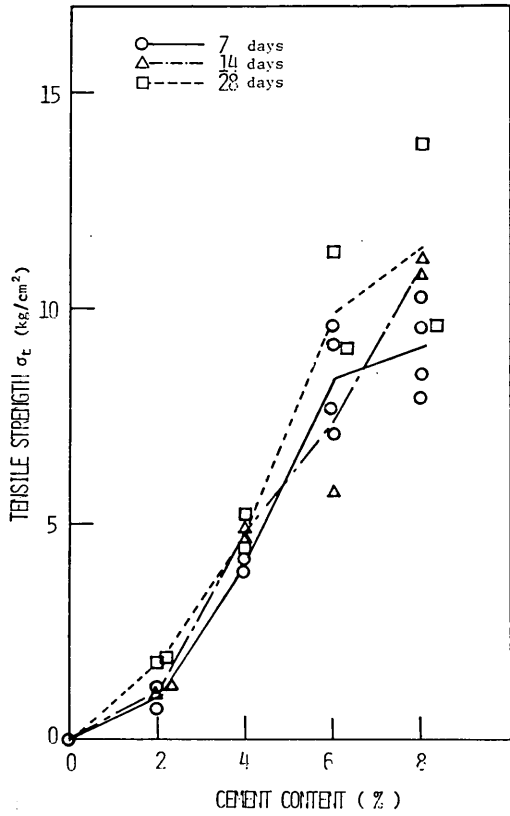


図-3.7 セメント量と引張強度の関係

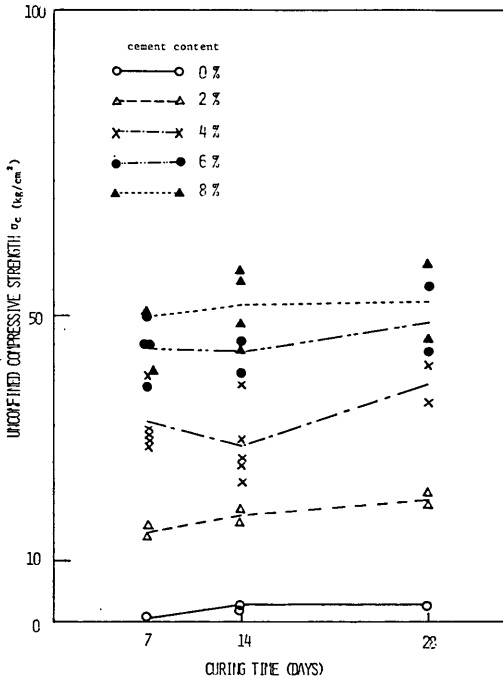


図-3.6 養生日数と一軸圧縮強度の関係

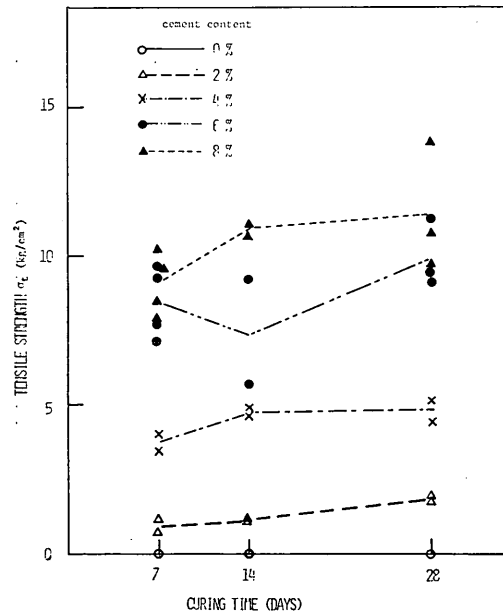


図-3.8 養生日数と引張強度の関係

供試体について1mm/分の荷重速度で実験を行い、その結果を図-3.7, 3.8に示す。

図-3.7より、セメント量の増加とともに引張強度も増加するが、セメント量が6%を越すと強度増加率が鈍ることがわかる。またセメント量8%の供試体の破壊面では骨材自身の破壊が認められた。さらに、図-3.8から早期に引張強度が出て固結作用が養生初期に完了することがうかがわれるが、これらのことは一軸圧縮試験の場合と全く同じ傾向である。ただセメント量が0%の場合は引張強度が出ないことから、自硬現象に引張強度を期待することはできないと言える。

つぎに、一般のセメント安定処理土では引張強度と圧縮強度の比は $1/3 \sim 1/6$ 、あるいは $1/6 \sim 1/8$ と報告されているが、これは母材土の種類によってかなり異なると思われる。C.R.R.の場合、図-3.9に示すように圧縮強度の増大とともに比の値も増加してゆき、圧縮強度が 50 kg/cm^2 では $1/3$ ほどになっており先の報告例にあてはまる大きさを示している。

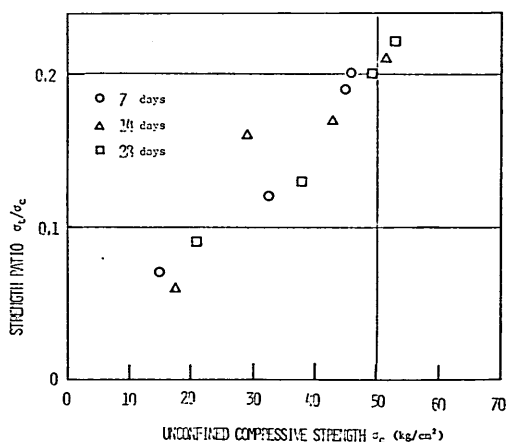


図-3.9 圧縮強度に対する引張強度の比

3.3.3 曲げ強度

曲げ試験に用いた供試体は $10\text{cm} \times 10\text{cm} \times 40\text{cm}$ の大きさで、セメント量4%、8%の試料に対して、締固めエネルギーが一軸圧縮試験用供試体などと等しくなるように突固めを行い、7日、14日間の被覆養生後に試験を行なった。

試験の結果は図-3.10に示すが、強度、セメント量および養生日数の間には、圧縮強度、引張強度の場合と同様の傾向があるように思われる。

つぎに、曲げ強度と圧縮強度の比を示したものが図-3.11であるが一般のコンクリートではその値は $1/3 \sim$

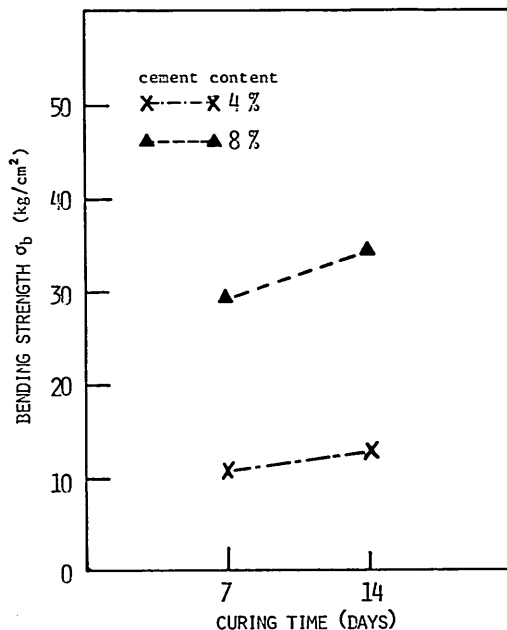


図-3.10 養生日数と曲げ強度の関係

$1/7$ ¹¹⁾、またセメント安定処理土では $1/4 \sim 1/5$ 、あるいは $1/5 \sim 1/6$ ¹²⁾であるのに対し、C.R.R.セメント安定処理土の場合 $1/3 \sim 2/3$ とかなり大きな値を示していることがわかる。

現在、空港および道路舗装用セメント安定処理土の特性は一軸圧縮強度で代表され、等値換算係数の値も圧縮強度の大きさをランク分けされているが、実際のセメン

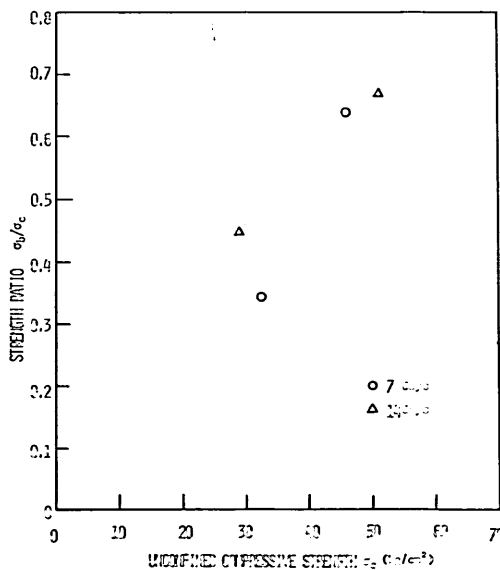


図-3.11 圧縮強度に対する曲げ強度の比

ト安定処理路盤はある程度スラブとして働くことを考えると、C.R.R. セメント安定処理土の曲げ強度の割合が大きいということは路盤の破壊に対して一般に安全側となる効果をもつすぐれた性質といえることができる。

3.4 変形特性

舗装の構造解析には各層ごとの弾性係数（あるいは変形係数）が必要であるので、構造解析に先立ちその特性を知らねばならない。

セメント量、養生日数および圧縮時の変形係数の間の関係を図示したものが図-3.12, 3.13 であるが、セメント量、養生日数の増加とともに変形係数は増加し、特に養生日数に対する増加率はセメント量が多いほど著しく、セメント量が0の場合は殆んど期待できないことが

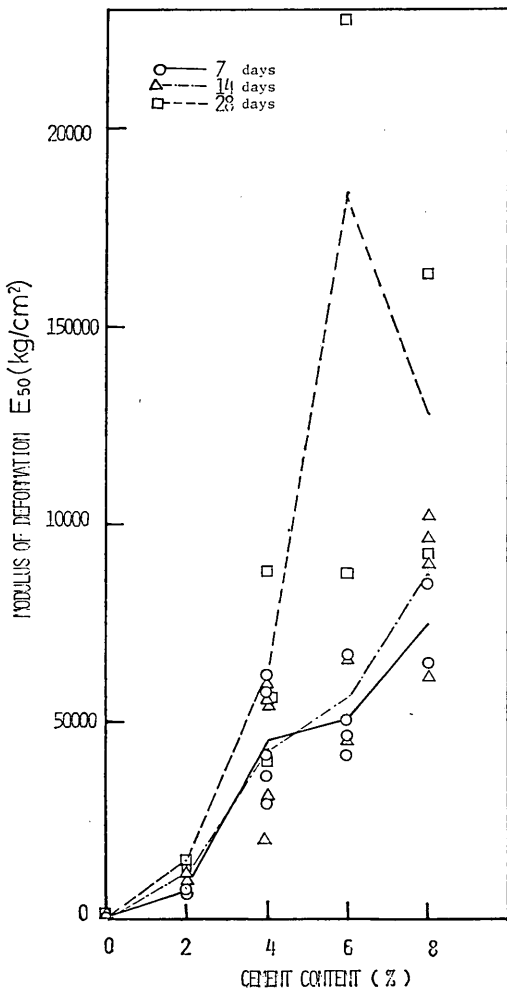


図-3.12 セメント量と変形係数の関係

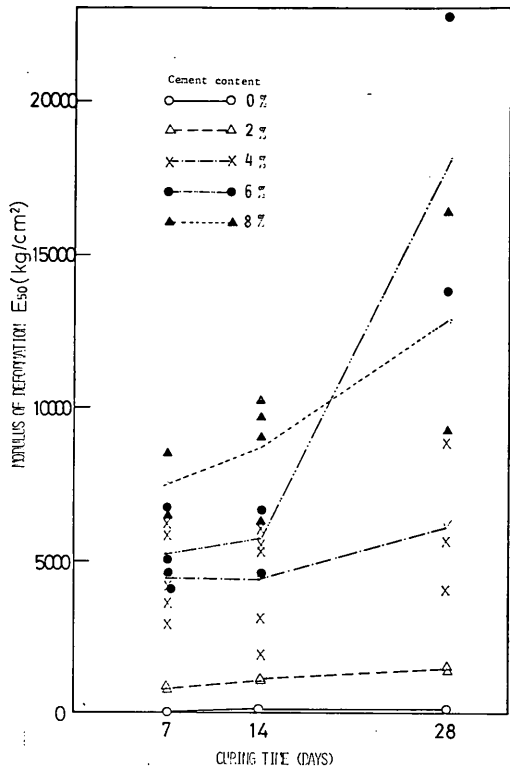


図-3.13 養生日数と変形係数の関係

うかがえる。

つぎに、変形係数と一軸圧縮強度の関係を両対数紙にプロットすると図-3.14 のようになり、左下のセメント量が0の点を除けばほぼ直線にのることがわかる。図中の破線は、図-2.6より得られるセメント量が0で締固めエネルギー E が $25.3 \text{ kg}\cdot\text{cm}/\text{cm}^3$ に対する直線である。本章での締固めエネルギー E が $5.6 \text{ kg}\cdot\text{cm}/\text{cm}^3$ であることを考え合わせると、変形係数と圧縮強度との関係はセメント量が0の場合それほど締固めエネルギーの影響を受けずに一本の直線になることと推定される。

それに対し、セメントを加えた場合の変形係数と圧縮強度の関係に与える締固めエネルギーの影響を調べたものが図-3.15 である。図中黒ぬりの点はセメント量0～8%で7日養生、 $E=5.6 \text{ kg}\cdot\text{cm}/\text{cm}^3$ に対応し、白ぬきの点は $E=25.3 \text{ kg}\cdot\text{cm}/\text{cm}^3$ に対応するそれぞれの平均値である。この図より、セメント量が少ない時は E の増加に伴って圧縮強度も変形係数も増大するものに対し、セメント量が多くなるにつれて E の増加に伴う変形係数の増大は圧縮強度の増大ほど顕著ではなくなるということがわかる。このことは、C.R.R. のセメント安定処理土では

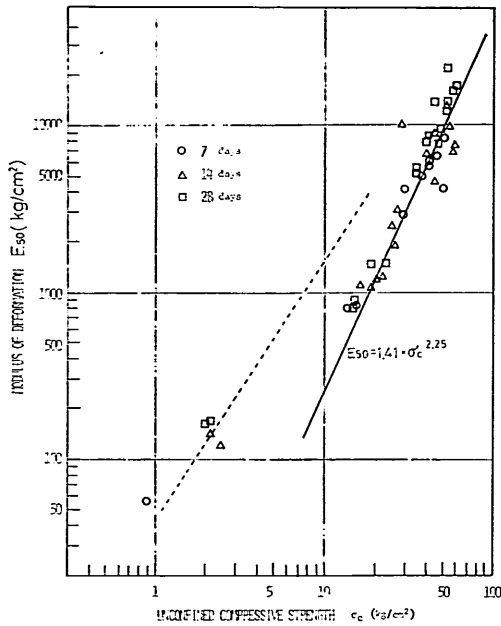


図-3.14 一軸圧縮強度と変形係数の関係

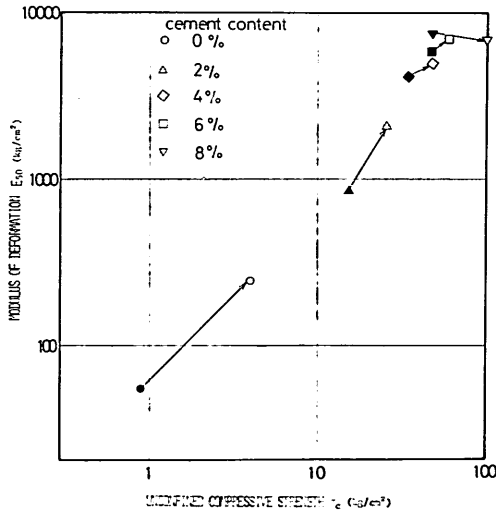


図-3.15 締固めエネルギーが一軸圧縮強度と変形係数の関係におよぼす影響

締固めエネルギーの増加に従って圧縮強度～変形係数の間のこの配が緩やかになることを示している。

これらのことより C.R.R. セメント安定処理土の変形特性と強度特性の関係を述べる時には、締固めエネルギーについても言及する必要があると思われるが、4.の構造解析には標準締固めエネルギー 5.6kg・cm/cm³ に対する関係を用いている。

3.5 強度回復機能

C.R.R. にはクラックが生じても自然に再接着する自癒性という特異な性質があり、舗装に用いる場合このすぐれた性質を有効に利用してゆくことが得策である。そこで一軸圧縮試験によって、2, 3の条件下での強度回復機能を検討した。

3.3.1と同様にして作成した供試体を14日、28日の養生期間を経た後、一軸圧縮試験に供した。その時応力を表わすダイヤルゲージが最高強度を示したら直ちに除荷し、被覆、不被覆の2種類に分けて7日間の再養生を行った。再養生後、再び圧縮試験を行い前後2つの圧縮強度より次式

$$\text{強度回復率} = \frac{\text{再試験強度}}{\text{初回強度}} \times 100 \dots \dots \dots (3.1)$$

によって求めた強度回復率の結果を図-3.16に示す。

この結果より、セメント量が少ないほど強度回復率が大きいことがわかり、この性質を生かした舗装を作ると

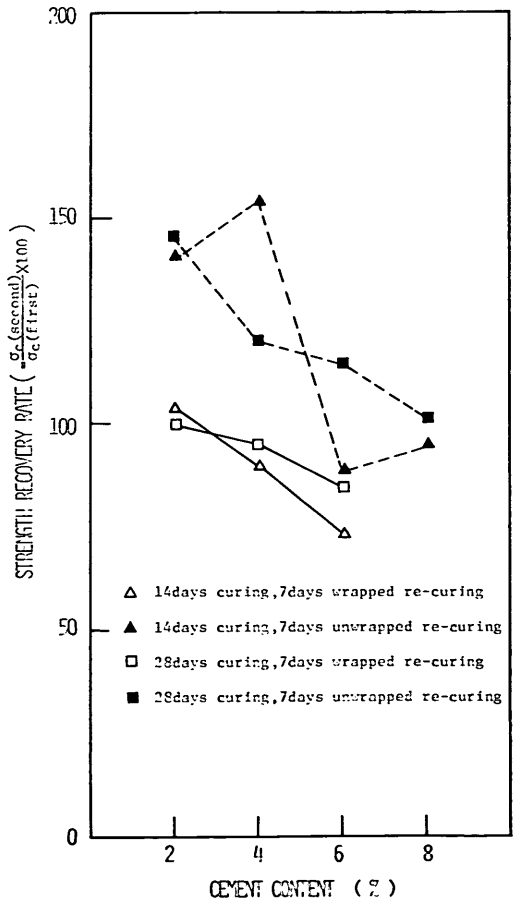


図-3.16 セメント量が強度回復におよぼす影響

めにはセメント量をできるだけ少なくおさえる必要があると思われる。

また、再養生の方法に着目すると、気乾養生の方が大きな強度回復率を示しているが、この結果から直ちに自癒作用に水分が不必要と一概に言うことはできないであろう。なぜなら再養生を気乾養生とした場合、初回強度が湿潤供試体の強度であり2回目の強度が気乾供試体の強度であるので、2.4.3の結果を参考にすれば、被覆再養生の場合の回復率より大きくなると思われるからである。さらに3度目、4度目以上の载荷結果からの強度回復率を検討してゆく必要がある。

つぎに、変形係数の増加率を図-3.17に示す。圧縮強度の回復率と同様にセメント量が少ないほど増加率が高いが、セメント量が多くても増加率が100%を越えている点は圧縮強度の場合と異なる。セメント量が少ないほど増加率が大きい理由として、セメント量が少ないと骨材間の結合が比較的ゆるく初回の载荷により骨材間の密

度が高くなり、2度目の载荷では初回の载荷よりひずみが小さくなることが考えられる。

3.6 繰返し荷重の影響

舗装上には繰返し荷重が作用し、舗装の破壊の多くは繰返し荷重による疲労破壊であることを考えると、C.R.R.セメント安定処理土の動的载荷の時の挙動や疲労特性なども調べておく必要がある。そこで、本研究では繰返し荷重が強度や変形係数におよぼす影響を調べた。

3.3.1と同様にして作成した供試体を養生後ゴムスリーブで包み、水分の蒸発を防ぎながら一軸圧縮試験機を用いて100回まで繰返し载荷試験を行った。繰返し応力レベルは、4.の弾性計算の結果より求まる上層路盤上の

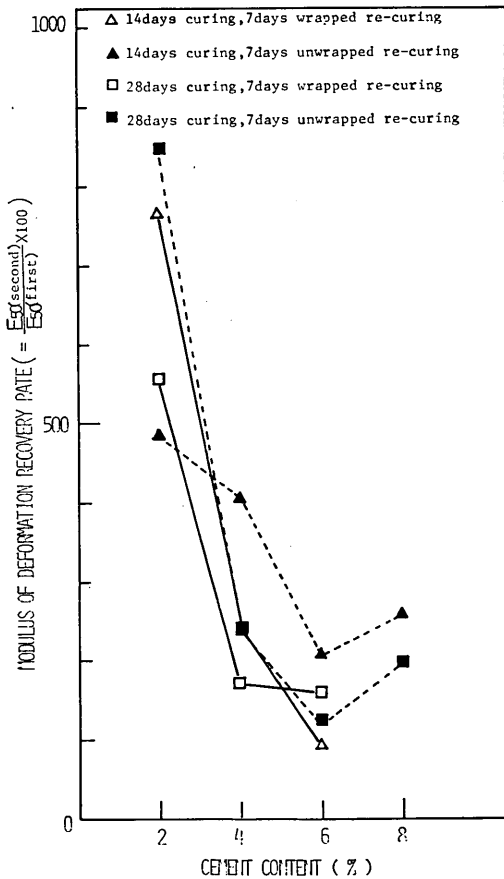


図-3.17 セメント量が変形係数増加におよぼす影響

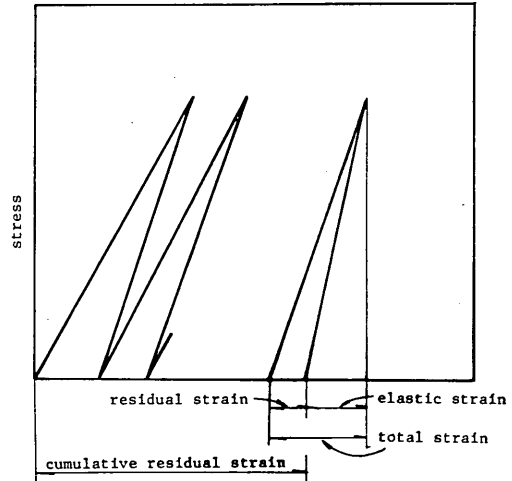


図-3.18 繰返し载荷試験におけるひずみの定義

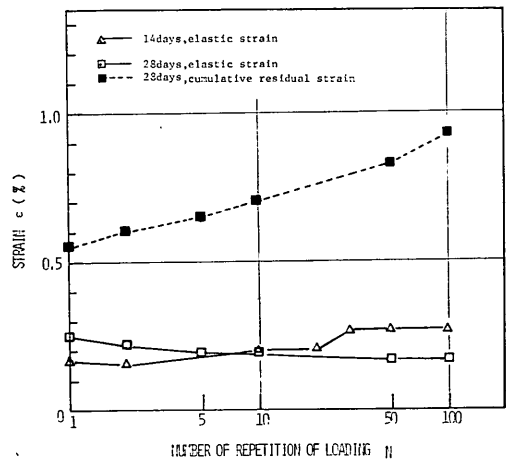


図-3.19(a) 载荷回数とひずみの関係 (セメント量2%)

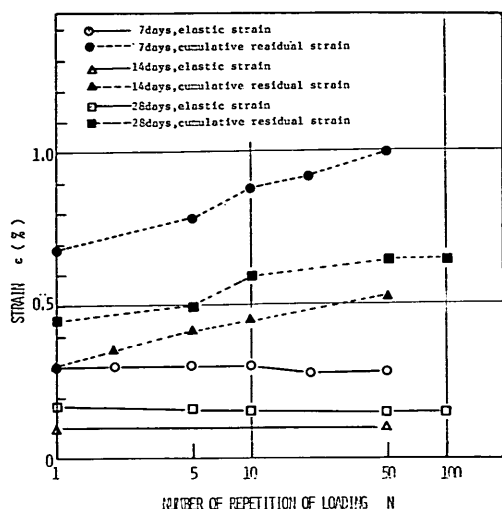


図-3.19(b) 载荷回数とひずみの関係 (セメント量4%)

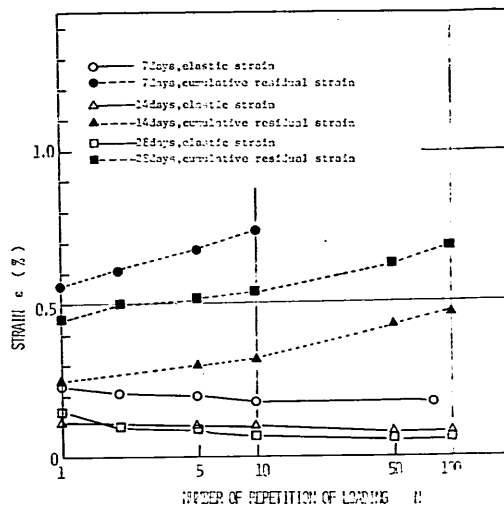


図-3.19(d) 载荷回数とひずみの関係 (セメント量8%)

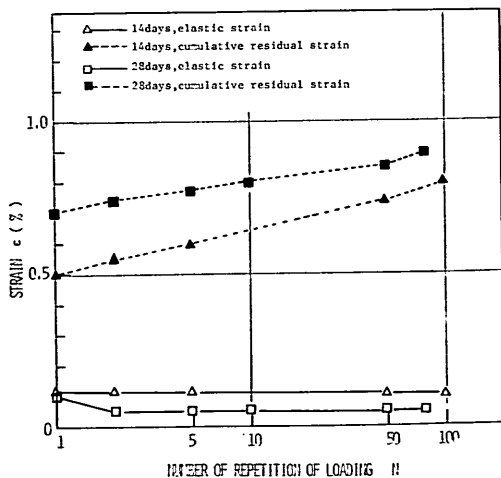


図-3.19(c) 载荷回数とひずみの関係 (セメント量6%)

応力で、表層・基層および上層路盤自身の変形係数によって多少差があるが、およそ 10~11.5kg/cm² である。

X-Y レコーダー上の応力-ひずみ曲線を読みとり、ひずみや弾性係数の変化を検討した。図-3.18 で定義される弾性ひずみおよび累加残留ひずみと繰返し回数との関係を各セメント量ごとに表わしたものが 図-3.19(a)~(d) である。この結果より弾性ひずみはほぼ一定か若干減少傾向にあり、累加残留ひずみは载荷回数の対数に対してほぼ直線が増加していることがわかる。

つぎに、弾性係数の変化を調べた。繰返し载荷試験の

場合、载荷初期のうちは残留ひずみが大きく弾性係数の取扱いも面倒であるが、ここでは繰返し载荷試験の結果の整理に有効と言われる Rebound Modulus¹³⁾ を用いて検討した。ここに、Rebound Modulus は次式で与えられる弾性係数の一種である。

$$\text{Rebound Modulus} = \frac{\text{応力レベル}}{\text{弾性ひずみ}} \dots\dots(3.2)$$

その結果を図-3.20(a)~(d) に示すが、繰返し回数に対しおおむね一定か漸増の傾向にあると言える。

このことは、繰返し回数が少ないため厳密なことは言えないが、弾性係数が载荷回数とともに減少する¹⁴⁾ 一般的なセメント安定処理土よりもすぐれた性質を持っている可能性を示していると思われる。

さらに、繰返し载荷終了後に一軸圧縮強度を求め、3.1 で求めた圧縮強度との比を計算して図示したものが

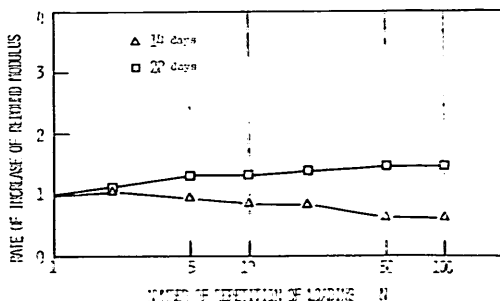


図-3.20(a) 载荷回数と変形係数の関係 (セメント量2%)

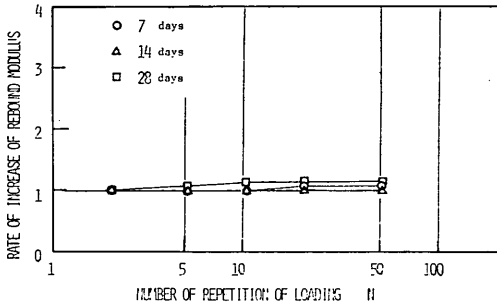


図-3.20(b) 載荷回数と変形係数の関係 (セメント量4%)

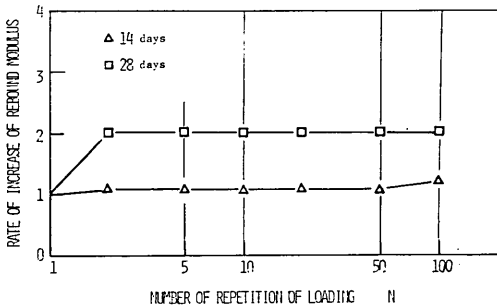


図-3.20(c) 載荷回数と変形係数の関係 (セメント量6%)

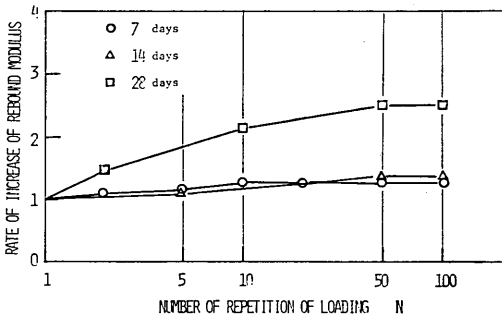


図-3.20(d) 載荷回数と変形係数の関係 (セメント量8%)

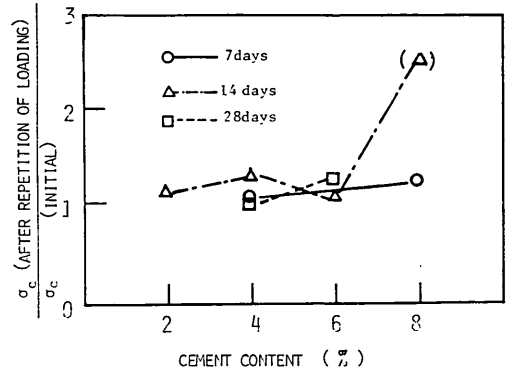


図-3.21 繰返し載荷前後の圧縮強度の比

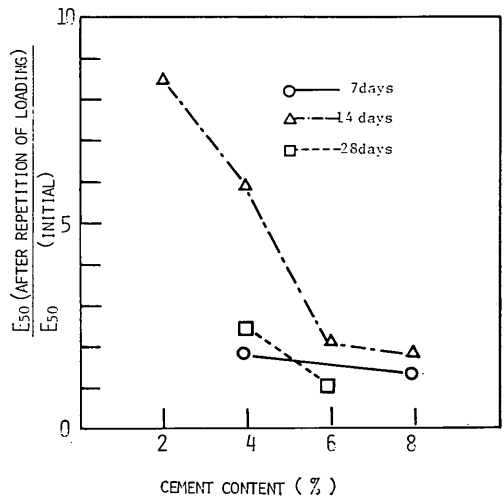


図-3.22 繰返し載荷前後の変形係数の比

返し載荷の回数をふやし多くの実験を重ねる必要があると考えられる。

4. コーラルリーブロックを用いた空港舗装構造

4.1 概 説

3. までに、C.R.R.ならびにC.R.R.セメント安定処理土の主な性質を調べてきたが、本章ではそれらの結果を総合してC.R.R.の空港舗装路盤への適用性を検討する。

4.2 路盤材料としてのコーラルリーブロックの評価

2. で得られたC.R.R.自身の基本的性質のうち、大部分の項目については基準を満足するが、すりへり減量だけが若干基準値からはずれることがわかった。また、本研究では実験を行わなかったが、吸水量についても一般

図-3.21 であり100回の繰返し載荷によってわずかに強度が上昇していることがわかるが、3.5の強度回復機能でみられたようなセメント量に影響されるということはないようである。

同様に変形係数の比を示したものが図-3.22である。やはり繰返し載荷後の値は増加し、しかも3.5で認められたようにセメント量が少ないほど増加率が大きいことがわかる。

以上、本節で述べたことはデータ数が少ないくらいがあり、今後舗装設計に取り入れてゆくためにはさらに繰

の骨材にくらべて大きな値を示すと言われている。

しかし、吸水量は骨材を粒調材料やセメント安定処理土として用いる場合には考慮しなくてもよい¹⁵⁾、すりへり流量も道路舗装の基準は満足している。さらに自硬性、自癒性などのすぐれた点をあわせて考慮する時、上記2点が C.R.R. を空港舗装路盤材料として使用する際の大きな障害になるとは考えられない。

また、修正 CBR も最適含水比付近で締固める限り基準を十分満足し、問題はないと考えられる。

一軸圧縮強度に関しては、被覆養生の場合、28日強度で 4~6 kg/cm²、気乾養生では 10~20kg/cm² の強度があることがわかった。一方、弾性計算によれば空港舗装上層路盤には 10kg/cm² 前後の圧縮応力が生じることがわかっているから、C.R.R. の気乾養生路盤に対してはいくらかの等値換算係数を考えることができよう。しかし、水分を除かずに養生した場合の強度は 4~6 kg/cm² で、これが拘束圧のない一軸圧縮強度であることを割引いて考えてもあまり大きな等値換算係数を考えることはできないと思われる。しかも、実際の路盤は当然水浸することも考えなければならないので、自硬性で固まった C.R.R. が水に弱いということを考慮すれば、C.R.R. を一般骨材並に考えておいた方が安全であろうと思われる。

これに対し、3. での解析の結果、自硬作用によって固結した C.R.R. の水浸強度がほとんど 0 に等しいという弱点も、セメント安定処理によって解決されることがわかった。また、セメントを加えることによって、変形特性や強度特性なども大きく改善されることも示された。

そこで C.R.R. を空港舗装路盤材料として用いる場合には、水浸に弱いという短所を補い、さらに自癒性などの長所を十分に生かすように配合に留意したセメント安定処理として用いるのが得策であると考えられる。

4.3 多層弾性体プログラムを用いた舗装構造解析

4.3.1 概 説

3. で得られた C.R.R. セメント安定処理土の性質を使って合理的な舗装を設計するためには、C.R.R. に加える最適セメント量を決定するとともに、C.R.R. セメント安定処理土を路盤に用いた場合の舗装各部の挙動をある程度知っておく必要があると考えられる。

そこで本節では CBR 法¹⁶⁾によって決定されるアスファルト舗装断面を多層弾性体と仮定して弾性計算を行いその一助とした。

舗装断面設計の条件は、ダグラス DC-8-63 の 5000 カパレージ、設計 CBR は 10, 5, 3 の 3 種類で代表した。

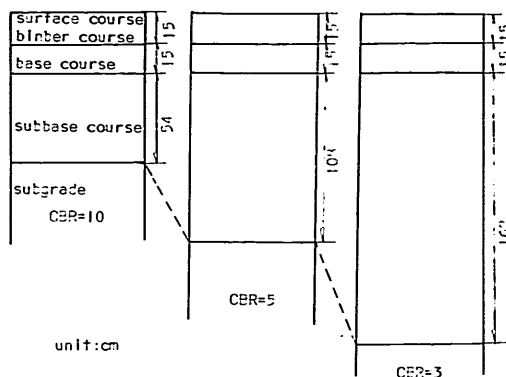


図-4.1 弾性計算を行った舗装断面

表-4.1 構造解析に用いた変形係数およびポアソン比

| 層名 | 変形係数 (単位: kg/cm ²) | ポアソン比 | |
|------------------------------|-----------------------------------|---------|------|
| 表層+基層 (アスファルト) コンクリート) | 滑走路 | 150,000 | 0.25 |
| | 誘導路 | 40,000 | |
| | エプロン | 5,000 | |
| 上層路盤 (C.R.R. ソイルセメント) | 100~30,000 | 0.15 | |
| 下層路盤 (クラツチャーラン) | 1,500 | 0.3 | |
| 路床 | CBR=10 | 140 | 0.3 |
| | 5 | 90 | |
| | 3 | 70 | |

また、表層+基層および上層路盤厚はアスファルト舗装要領からそれぞれ 15cm を採用した。それらの舗装断面は図-4.1 に示す。

空港舗装は一般に滑走路、誘導路およびエプロンに大別されるが、アスファルト舗装は静的荷重や化学作用に弱いということから、エプロンはコンクリート舗装が多く用いられている。しかし、本節では比較の意味でエプロンのアスファルト舗装断面の計算も行った。

計算に用いた各層の変形係数およびポアソン比は、過去の研究例を参考にして決定し表-4.1 に示す。このうち、表層・基層部の変形係数 E_1 は荷重速度や温度に左右されるが、ここでは Monismith¹⁷⁾ のレポートで紹介されている方法で決定し、下層路盤 E_2 、路床 E_3 に関しては植下¹⁵⁾ の提案する値を参考にして決定した。また、ポアソン比は通常考えられまたよく用いられている値を

採用した。

解析に用いたプログラムは Shell 石油によって開発された多層弾性体解析用プログラム“BISAR”であり、計算は港湾技術研究所の TOSBAC-3400 を用いて行った。

4.3.2 路床上の応力

路床上の垂直応力として計算された結果を図-4.2(a)~(c) に示す。図中に点線で示されている値は K.R. Peattie¹⁹⁾ によって表わされているある設計 CBR の路床上の許容垂直応力を表わしている。

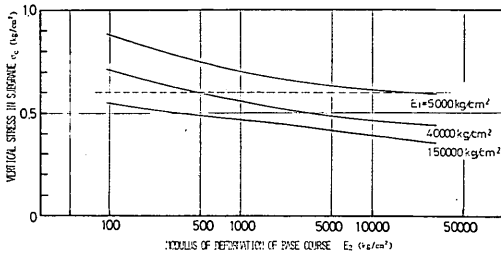


図-4.2(a) 路床上の圧縮応力 (設計 CBR=10)

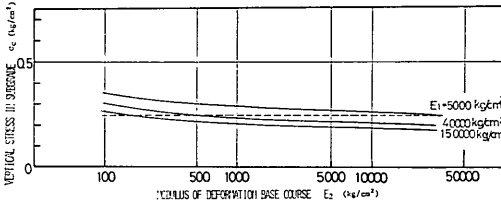


図-4.2(b) 路床上の圧縮応力 (設計 CBR=5)

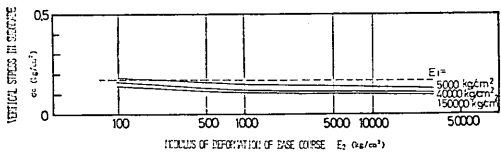


図-4.2(c) 路床上の圧縮応力 (設計 CBR=3)

その結果、おおむね許容値を満足しているが、設計 CBR が10と5の路床上のエプロン舗装において許容値を上回っていることがわかる。つまりここで仮定している材料を使用してエプロンを舗装する場合、表層・基層部分か上層路盤の厚さを増す必要があるわけだが、前にも述べたように、エプロンには一般にコンクリート舗装が多く用いられ、ここでは単に比較のための計算であるので、特に舗装構造の再検討はしなかった。

誘導路と滑走路についての限界の状態は設計 CBR が10および5の誘導路にあり、その時の上層路盤の変形係数 E_2 は 500kg/cm^2 前後である。つまり、路床の許容圧縮応力を満足するためには $E_2 > 500\text{kg/cm}^2$ となる必要があるとえられる。

4.3.3 上層路盤内の圧縮ひずみ

上層路盤内の最大圧縮ひずみは、路盤上縁の車輪直下に生じると推定される。上層路盤の変形係数 E_2 を大きくすればそこに応力が集中し、しかも3.3.1の実験から得られる図-4.3の関係を考慮すれば路盤自身の圧縮破断ひずみが小さくなる。そこで路盤の許容圧縮ひずみという面から舗装構造を検討しておく必要がある。まず図-3.14と図-4.3の直線の式から得られる変形係数と破断ひずみとの関係は次式で表わされる。

$$E = 1.41(-21.7\varepsilon_d + 63)^{2.25} \dots\dots\dots(4.1)$$

この関係を破線で、さらに弾性計算より得られた E_2 と上層路盤内最大圧縮ひずみの関係を実線で表わしたものを

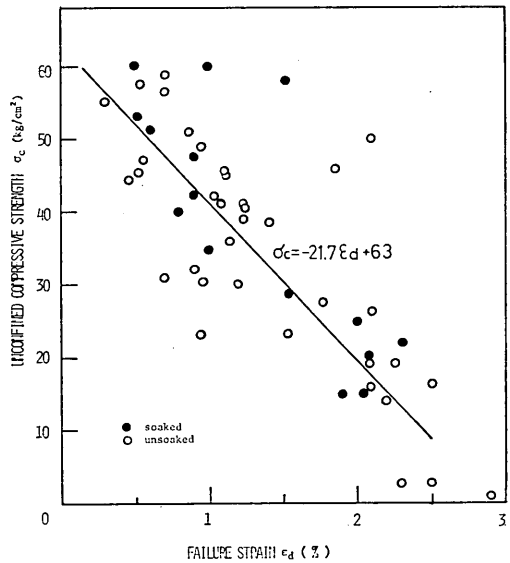


図-4.3 破断ひずみと一軸圧縮強度の関係

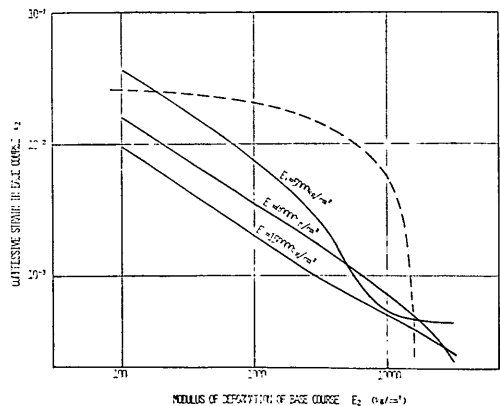


図-4.4(a) 上層路盤上縁の圧縮ひずみ (設計 CBR=10)

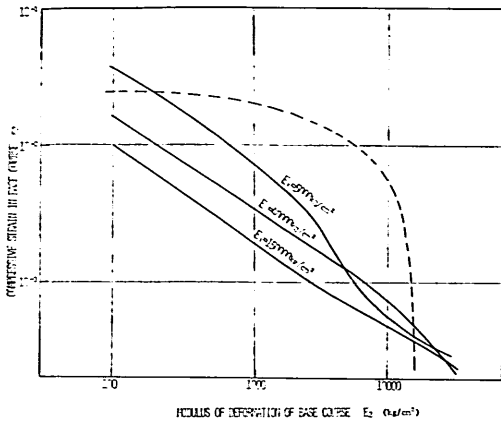


図-4.4(b) 上層路盤上縁の圧縮ひずみ(設計 CBR=5)

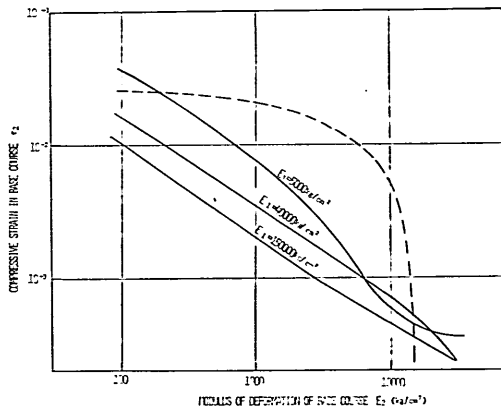


図-4.4(c) 上層路盤上縁の圧縮ひずみ(設計 CBR=3)

が図-4.4(a)~(c)である。この結果より、どの設計 CBR の舗装についても同様な性状を示し、 E_2 の 200~15000 kg/cm^2 間は圧縮ひずみの許容値を満足し、なかでも 2000~10000 kg/cm^2 間では特に安全率が大きいのでこの点に関する限りあまり問題はないと思われる。

4.3.4 上層路盤内の引張応力

車輪直下の上層路盤下縁には引張ひずみが生じるので 4.3.3 と同様の理由で路盤内の引張ひずみが許容範囲に入るように舗装構造を検討してゆく必要があると考えられる。しかし、本研究では圧裂によって引張試験を行ったため、引張破断ひずみはわかっていない。そこで引張ひずみの代わりに引張応力で検討を行った。

なお、図-4.4からも推定されるように設計 CBR の差は上層路盤の挙動に大きな差を与えていないので、引張応力での検討は設計 CBR=10 の舗装断面でのみ行った。

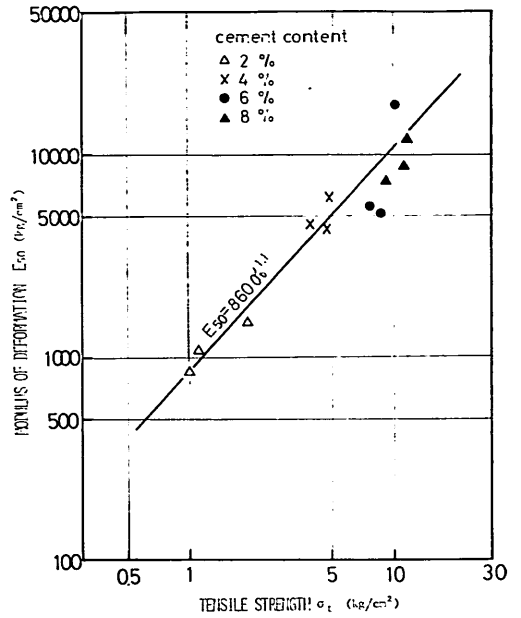


図-4.5 引張強度と変形係数の関係

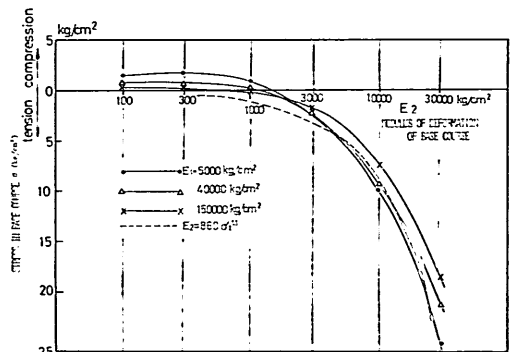


図-4.6 上層路盤下縁の引張応力

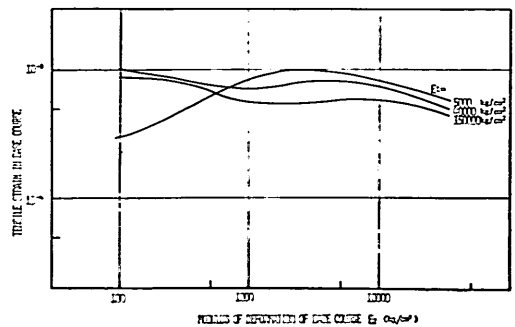


図-4.7 上層路盤下縁の引張ひずみ

結果は、 E_2 と上層路盤下縁の引張応力との関係を実線で、および3.の結果から得られる図-4.5によって表わされる変形係数と引張強度の関係を破線で、ともに図-4.6に示されている。

さらに参考までに E_2 と上層路盤内での最大引張ひずみの計算も図-4.7に示す。

図-4.6より滑走路においては問題はないが、誘導路においては E_2 が 5000~13000kg/cm² の間、さらにエプロンでは 5000~23000kg/cm² の間で引張強度以上の引張応力が生じていることがわかる。

これらのことから、上層路盤内の引張応力に関しては $E_2 < 5000\text{kg/cm}^2$ とすることが望ましいと思われる。

4.3.5 弾性計算より決定される最適セメント量

4.3.2から4.3.4にかけて3つの条件から制限される E_2 の値を調べた。その結果、 E_2 が 500kg/cm² から 5000kg/cm² の間にあることが望ましいと推定され、さらに変形係数と添加セメント量の関係からセメント量は2~4%でよいことがわかる。

さらに、添加セメント量が多いと自癒性がそこなわれる点、また少ないと引張強度が小さくなる点を考慮すれば、セメント量は2~3%とするのが適当と考えられる。

4.4 コーラルリーフロックセメント安定処理路盤の等値換算係数

これまで述べてきたようにセメント安定処理されたC.R.R.は空港舗装路盤として十分適用性をもつ。さらに、その力学的性質は粒調砕石にくらべてもすぐれているので等値換算係数(等価値)を考える必要がある。

空港舗装における路盤の等価値は、粒調砕石路盤を基準にして表わされている。つまり、粒調砕石路盤の舗装Aとそれ以外の材料の路盤をもつ舗装Bとが等しい供用

効果を持つ場合、等価値は図-4.8を参考にして

$$E_q = \frac{h_{2A}}{h_{2B}} \quad (\text{ただし } h_{1A} = h_{1B}) \quad \dots\dots\dots(4.2)$$

で表わされる。しかし、A、Bの舗装がすべての点で等しい供用効果を持つことは考えられないから、最も限界状態にある部分の等価値を考えるわけである。

等価値を求めるには単に静的載荷試験にとどまらず、繰返し載荷にともなう舗装の疲労特性なども考慮する必要があり、必然的に大がかりな走行試験などが必要になってくるが、本研究では室内実験より得られた材料特性を用いて路床上面の応力が限界状態になるとして²⁰⁾、弾性計算より等価値を求めた。

計算の方法としては、C.R.R.セメント安定処理上層路盤の変形係数を 3000kg/cm²、厚さを 15cm と仮定し、それに対して粒調砕石路盤の変形係数を 2000 kg/cm²、厚さを 15, 18, 21cm と変化させて応力を比較した。

その結果を図-4.9(a)~(c)に示すが、図中×印で示した点はC.R.R.セメント安定処理土を用いた舗装の路床上の応力を表わす点である。これから路床上の直応力に関して等価な粒調砕石の路盤厚は 16.0~17.3cm であり、等価値としては 1.07~1.15 程度が期待できることがわかる。

しかし、この結果はあくまでも弾性計算をもとにした

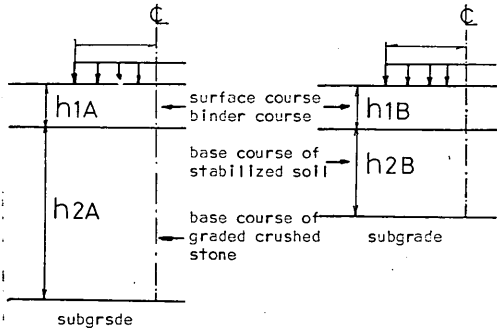


図-4.8 等値換算係数の概念図

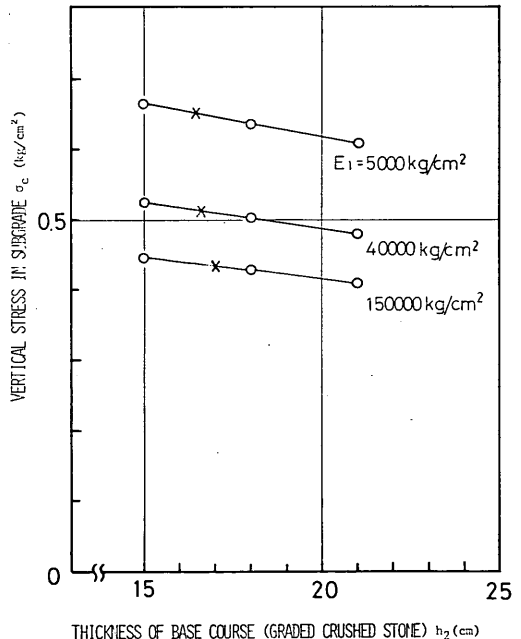


図-4.9(a) 上層路盤厚と路床上圧縮応力の関係(設計 CBR = 10)

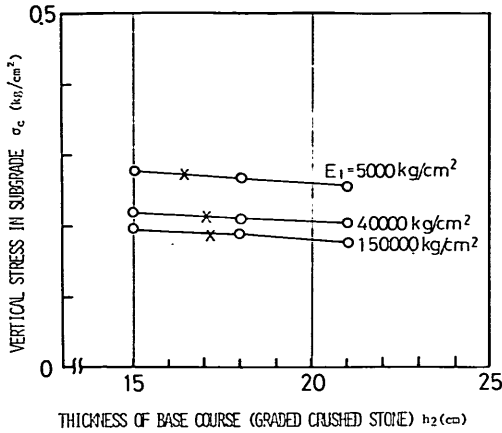


図-4.9(b) 上層路盤厚と路床上圧縮応力の関係 (設計 CBR=5)

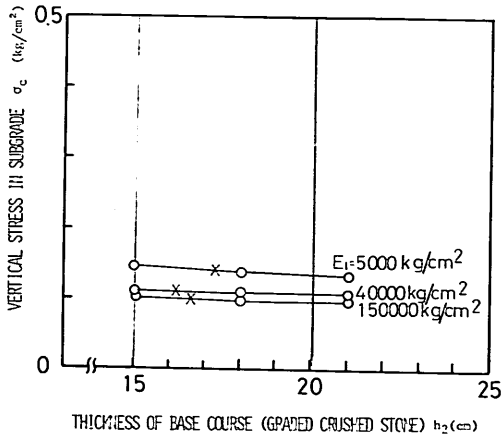


図-4.9(c) 上層路盤厚と路床上圧縮応力の関係 (設計 CBR=3)

値であり、C.R.R. セメント安定処理土の特性としては変形係数しか反映されていないため、実際の舗装設計に用いるためには自癒性や疲労特性などを考慮した試験舗装によって合理的な等価値を求める必要がある。

5. 結 論

以上の実験および弾性計算から、コーラルリーフロックの空港舗装への適用性を検討した結果、明らかになったことを要約すると次のとおりである。

(1) コーラルリーフロック自身の性質

- i) C.R.R. の骨材としての適用性の検討の結果、すりへり減量と安定性試験損失量の値が基準から多少はずれることがわかったがその差は小さい。

- ii) 最適含水比 (w_{opt}) + 2% で締固めたものは、 w_{opt} で締固めた場合と同程度の締固め効果が得られるが、 w_{opt} - 2% で締固めるとその効果が若干減少する。しかし、その場合でも γ_{dmax} の 95~98% 締固め率が得られる。

- iii) 95% および 98% の締固め率に対する修正 CBR は空港舗装の基準を十分に満足する。

- iv) C.R.R. の自硬作用は養生初期にはほぼ終了し、その後は水分が強度におよぼす影響は小さくなり、乾燥によって硬化現象が促進されるプロセスが考えられ、その現象は細粒分が多いほど顕著である。また硬化後の供試体を水浸すると、強度がなくなることも認められた。

(2) コーラルリーフロックのセメント安定処理土の性質

- i) C.R.R. をセメント安定処理することによって、耐水性が大幅に改善された
- ii) セメント量の増加とともに一軸圧縮強度も増加するが、セメント量が 6% 以上になると C.R.R. 自身の強度が影響しはじめ、強度の増加が鈍る。また圧縮強度は養生初期にその大半が生ずるようである。
- iii) 引張強度、曲げ強度も養生日数、セメント量に対しては圧縮強度と同様の傾向を示すがセメント量が 0 の場合は期待できない。
- iv) 曲げ強度と圧縮強度の比は、一般のセメント安定処理土よりも大きく、路盤材料として有利な点となることが推定された。
- v) 変形係数は養生日数・セメント量とともに増加してゆき、セメント量が 0 の場合は殆んど期待できない。
- vi) 一軸圧縮強度と変形係数の関係を示す直線は、セメント量が 0 以外の場合、エネルギーの大きさによってそのこう配が変化するが、セメント量が 0 の場合では、こう配が変わることなく一本の直線になる。
- vii) 自癒性はセメント量が少ないほど顕著に現われる。
- viii) 100 回の繰返し載荷にともない弾性ひずみはわずかに減少か一定であり、累加残留ひずみは繰返し回数に対数に対して直線的に増加してゆく。そのため、弾性係数は高増している。
- ix) 繰返し載荷後の供試体の一軸圧縮強度および変形係数は、繰返し載荷を行わない供試体のものにくらべて大きく、その増加割合は、一軸圧縮強度ではセメント量に影響されず、変形係数ではセメント量が

少ないほど大きいようである。

(3) 弾性計算による舗装構造解析

- i) CBR 法によって決定されるアスファルト舗装断面に対して弾性計算を行った結果、上層路盤として用いるセメント安定処理層の変形係数は、550~5000 kg/cm²の間にあることが望ましく、さらに自癒性などの効果を考慮すれば、C.R.R. に加えるセメント量は2~3%が適当と推定された。
- ii) 弾性計算から得られる C.R.R. セメント安定処理上層路盤の等値換算係数は1.1前後であった。

6. あとがき

本研究では沖繩産 C.R.R. の路盤材料としての評価を試み、さらに C.R.R. を用いた空港舗装構造の検討をするために、C.R.R. とそのセメント安定処理について各種の室内実験を行った。

実験とそれをもとにした弾性計算による舗装構造解析の結果、いくつかの点で一般的な骨材よりもすぐれていることがわかり、C.R.R. が優秀な路盤材料であることが示された。

しかし、実験機器の不備また実験期間が限られていたこともあり未解決な部分もいくつか残った。たとえば、100回以上の荷重を受ける場合の疲労特性、2度目の破壊以降の自癒効果、三軸応力下の挙動、また自癒性を考慮した等値換算係数の問題などである。

幸い、当研究室では繰返し三軸試験機の導入および大規模な試験舗装製作工事も軌道に乗り、上に掲げた点の解明に鋭意努力してゆく予定である。関係各位の御指導御援助をお願いする次第である。

(1975年3月31日受付)

謝 辞

本研究の機会を与えていただいた沖繩開発庁沖繩総合事務局開発建設部の関係各位に厚く御礼申し上げる。

また、森口前滑走路研究室長には、C.R.R. の基本的性質に関連する実験の指導ならびにとりまとめにあたっての御教示等をいただいた。ここに深く感謝申し上げます。

最後に、実験およびデータのとりまとめには当時東海大学学生の向吉秀人君の手をわずらわせた部分も多く謝意を表したい。

参 考 文 献

- 1) 上原方成：路盤の安定処理工法に関する基礎的研究(Ⅱ)——沖繩産コーラルリーフロックそのⅠ 琉球大学理工学部紀要工学編第3号, 1970, p. 69.
- 2) 運輸省航空局：空港土木施設施工要領, 1973, p. 154.
- 3) 日本道路協会：アスファルト舗装要綱, 1967, pp. 30~31.
- 4) 1) に同じ, p. 76.
- 5) 2) に同じ, p. 171, p. 190.
- 6) 2) に同じ, p. 171, p. 189.
- 7) コーラルリーフロック施工要領, 日本コーラル工業株式会社, p. 2.
- 8) 高橋国一郎：安定処理工法, 理工図書, 1961, p. 36.
- 9) 1) に同じ, p. 82.
- 10) 土質工学会, 土と基礎の設計法(その2), 土質工学会, 1961, p. 21.
- 11) 村田二郎, 長瀧重義, 菊川浩治：土木材料Ⅱ<コンクリート>, 共立出版, 1974, p. 87.
- 12) 9) に同じ
- 13) Nai. C. Yang, Design of Functional Pavement, McGraw-Hill, 1972, p. 53.
- 14) T. Yamanouchi, Some studies on the cracking of soil-cement in Japan, Highway Research Record, No. 442, 1973, pp. 84~86.
- 15) 2) に同じ
- 16) 運輸省航空局, 空港アスファルト舗装構造設計要領, 1970, p. 23.
- 17) C.L. Monismith: A Design Framework for Asphalt Concrete Pavements using Available Theory, Summer Institute on Flexible Pavement Design and Performance, June, 1973, Pennsylvania State University, Appendix A.
- 18) 植下協：舗装の力学(最終回), 舗装, vol. 8, No. 9, 1973年9月, 建設図書, pp. 34~35.
- 19) K.R. Peattie: A Fundamental Approach to the Design of Flexible Pavements, Shell Bitumen Reprint, No. 12, pp. 8~9.
- 20) 須田熙, 佐藤勝久：空港舗装における路盤の等価値に関する研究, 港湾技術研究所報告, vol. 11, No. 4 1972年12月, p. 185