

高地下水水位下における空港アスファルト舗装の構造設計

八谷好高¹・秋元恵一²

¹正会員 工博 運輸省港湾技術研究所土質部滑走路研究室長 (〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1)

²正会員 運輸省第二港湾建設局東京空港工事事務所長 (現在・運輸省第四港湾建設局次長/
〒750-8504 下関市竹崎町4-6-1)

空港舗装を地下水水位の高い地盤上に建設する場合、あるいは透水性が良好ではない材料を舗装・路床に用いる場合には、路床のみならず路盤までもが地下水面下に位置することが危惧される。このような状況下では交通荷重の繰返し載荷により舗装の損傷が著しくなり、補修時期も早まることが懸念される。

本研究ではこの点に対処する方策について検討している。まず、舗装・路床の構成材料であるアスファルトコンクリートと粒状材について室内試験により材料自体の耐水性の評価を行い、次に、製作した試験舗装に対して地下水水位を変えながら載荷試験を実施することによって舗装構造としての耐水性を調査した。そして、両者の結果を統合し、高地下水水位下における空港アスファルト舗装の構造設計法を構築した。

Key Words : airport, asphalt pavement, groundwater, structural design, laboratory test, experimental pavement

1. はじめに

近年、立地条件の悪化から、東京国際空港を始めとして、空港用地を埋立地盤上に求めざるを得ない事例が増えている。このような地盤では一般に地下水水位が高い¹⁾ため、舗装が建設されると、路床のみならず路盤までもが地下水面下に位置することが危惧される。このほか、舗装表面のひび割れから浸透する雨水²⁾や周辺地盤からの流入水などにより舗装が水浸状態になる場合には、路床・路体に透水性の低い材料を用いざるを得ないことが最近は多いので、そのまま滞水してしまう危険性も大きい。

路床・舗装内に水が浸入して湿潤状態となった状態で交通荷重が繰返し加わると舗装が早期に破壊することは、古代ローマにおいて側溝を設けた道路が建設されていることからわかるように、古くから知られている事実である。このような破壊現象は、ポットホール、ヒービング、層間剥離、平坦性低下といったものとなって具体的に現れてくる。

上記の舗装破壊を防止するためには、言うまでもなく、舗装内への浸水を防ぐことが肝要で、ひび割れ部の補修

や地下排水層の設置により対処可能となろう。しかし、空港舗装では、その広大さのためにこの方法が必ずしも得策とはならず³⁾、舗装の構造設計法自体により対処しなければならぬ場合も出てこよう。その具体的な方法としていくつかのものが考えられている。一つは舗装内に浸透してきた水を速やかに排除して、その影響を軽減できるように層構成・材料面での配慮をする方法である⁴⁾。もう一つは、地下水からの水分移動を防止できるように地下水と舗装の間に距離を置く方法である⁵⁾。さらには、路盤の含水状態、排水状態に応じて舗装構造を決定するという方法もあり⁶⁾、これでは排水時間が長いほど、また飽水時間が長いほど構造強化を図る必要があるとしている。

舗装が水浸した状態で供用された場合、舗装の構造上のみならず舗装を構成する材料自体にも破損が生ずる。具体的には、アスファルトコンクリートの剥離現象^{7), 8), 9)}、土質材料の強度低下といったものである。前者においては、その原因としてアスファルトコンクリート中の空隙が水により飽和され、交通荷重の載荷や温度上昇により間隙水圧が発生することが考えられており^{1), 10)}、防止策としては、剥離防止剤の添加、骨材の洗浄、アスファル

トの改良といったことが挙げられている^{11), 12)}。これに対して、後者では、安定処理化以外には材料そのものに対する耐水性向上対策は特にはみあらず、上記のように、舗装全体として浸水対策を講ずることが一般的であるものと判断される。

わが国空港舗装の構造設計法では、このような高地下水水位条件下における場合について現時点では明確な規定がないことから、これについて整備する必要があると考えた。この場合、舗装内への浸水・滞水状況によっては、材料の耐水性を向上させることだけで対処可能となることもある。そこで、本研究では、まず、アスファルトコンクリートと粒状土質材料について、材料自体の耐水性の評価を行って、耐水性向上対策について言及する。次に、構造の異なる数種類の試験舗装を製作して、地下水水位を変えながら載荷試験を実施することによって、舗装構造の耐水性を調査する。そして、これらの試験結果を総括するものとして、高地下水水位下における空港アスファルト舗装の構造設計法を構築する。

2. 舗装材料の耐水性

舗装が水浸状態におかれた場合の材料そのものの耐水性について室内試験により検討した。空港アスファルト舗装では基本的に粒状路盤を用いていることから、まずアスファルトコンクリートを取り上げ、次に粒状路床・路盤材料を取り上げた。

(1) アスファルトコンクリート

アスファルトコンクリートの耐水性を検証するために、水浸ホイールトラッキング試験を実施した^{12), 13), 14)}。ここでは50mm厚のアスファルトコンクリートが100mm厚のセメント安定処理材上に施工された標準供試体のほかに、アスファルトコンクリート、セメント安定処理材の厚さをそれぞれ100mm, 50mmとしたものも用いている。また、水浸の影響を詳しく調べるために、供試体に対する水位も変えている。載荷試験は走行載荷時間を3~12時間に変えたほかは、舗装試験法便覧に記載されている方法に準拠して行った。

セメント安定処理材は、セメント添加量を5.0%として一軸圧縮強度 2N/mm^2 を確保した。アスファルトコンクリートとしては空港基本施設の表層用材料(タイプ用、骨材最大粒径13mm)¹⁵⁾を使用した。アスファルトにはストレートアスファルト60-80を用い、配合試験の結果、最適アスファルト量は5.9%となった。また、剥離防止効果を検証するために石粉の50%を消石灰にて置換したものも用いた。なお、残留安定度が平均で79.1%であることから、ここで用いたアスファルトコンクリートは耐水性には問題がない。

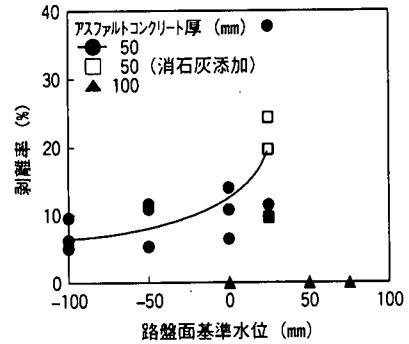


図-1 水位による剥離率の違い

供試体は、セメント安定処理材、アスファルトコンクリートとも、所定の材料をミキサにて混合し、縦・横300mm, 厚さ50mmの型枠内に投入してローラコンパクタで締固めることによって作製した。供試体の厚さが100mmの場合は、100mm厚の型枠内にあらかじめ作製した50mm厚の供試体を置いてから、その上に50mm厚の供試体を打継いだ。このようにして作製したセメント安定処理材とアスファルトコンクリートを厚さ150mmの鋼製型枠内に設置し、温度 60°C にて14時間気中養生した。そして、温度を 60°C に保ったまま、供試体を所定の水位となるように水浸した状態で1時間養生後試験に供した。

図-1には、載荷時間6時間の場合の水位と剥離率の関係を示してある。図中の路盤面基準水位は、セメント安定処理材層上面を基準として上方を+で表してある。アスファルトコンクリート厚が50mmの場合、全体的には水位が上るにつれて、剥離の範囲が拡大することがわかる。特に、アスファルトコンクリート層の一部までもが水没するようになるとその程度は著しいものとなる。

剥離対策として、上記のように、消石灰添加とアスファルトコンクリート層の増厚という2つの方法を試みた。まず、消石灰を添加すると、剥離率では大きな違いはないものの、変動は小さくなる傾向がみられた。また、アスファルトコンクリート層を増厚すると、耐剥離性が格段に向上することが明らかに認められる。なお、この場合、載荷時間を12時間に増加しても、剥離率は0.4%と小さな値を保っていた。

水浸ホイールトラッキング試験において接地圧を上げると剥離が進行する¹²⁾ことから、接地圧が高い航空機車輪を対象とする空港舗装においてはこのような剥離現象が生ずる危険性は極めて高いものと推察される。したがって、空港舗装におけるアスファルトコンクリートの剥離対策としては、増厚することにより水と接する層下部分の発生応力を減少させる方法をまず第一に考えるべきであろう。

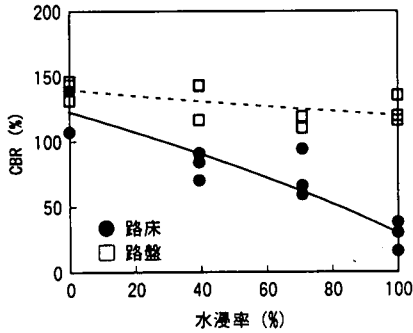


図-2 水位によるCBRの違い

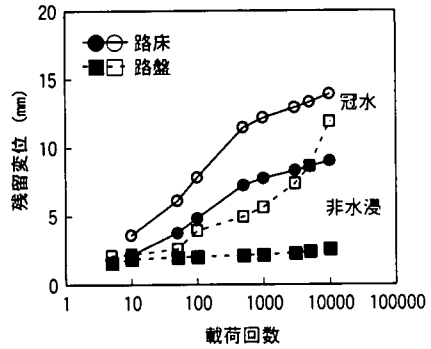


図-3 繰返し載荷に伴う残留変位の変化

(2) 粒状路床・路盤材料

路床ならびに路盤に用いられる粒状土質材料の耐水性を調べるために、供試体の水位を変えた状態で、CBR試験と繰返し載荷試験を実施した。CBR試験はJIS A 1211「CBR試験方法」で規定される方法に準拠して実施した。繰返し載荷試験は、CBR試験と同様に直径50mmの貫入棒を供試体に繰返し貫入させることによった。その場合の荷重はCBR試験における貫入量2.5mmのときの荷重の80%とし、周期1秒で10,000回繰返して載荷した。

路床材料としては山砂と碎石(C-40)を1:4の割合で混合したものを、路盤材料としては碎石(C-40)を使用した。なお、両者はいずれも関東地方で一般的に入手可能な材料である。このほか、耐水性向上対策として、これらにセメントを1.5%添加したセメント安定処理材についても試験に供している。

供試体はJIS A 1210「突固めによる土の締固め試験方法」のE法に従って作製した。この供試体上に質量5kgの載荷板を載せ、20℃に保った状態で所定の水位(50mm, 90mm, 冠水)にて4日間水浸したのち、試験に供した。セメント安定処理材の場合は、3日間パラフィン被覆養生後、4日間水浸養生して試験に供した。

CBR試験の結果を、水位/供試体高さ×100(%)で計算される水浸率に対してプロットして、図-2に示す。路床材料のCBRは水浸しない状態では120%程度であったが、供試体が完全に水没した状態では30%程度と非水浸時の1/4にまで低下することがわかる。これに対して、路盤材料のCBRも水位の増加につれて低下するものの、非水浸状態で140%程度あったものが、冠水状態になっても1~2割低下するにすぎない。なお、路床材料は、水浸の影響を著しく受けるものの、安定処理すれば、水位が増加しても強度低下はなく、冠水時においてもCBRで600%程度が保持できている。

繰返し載荷にともなう残留変位が変化する状況について、非水浸、冠水状態をまとめて図-3に示した。いず

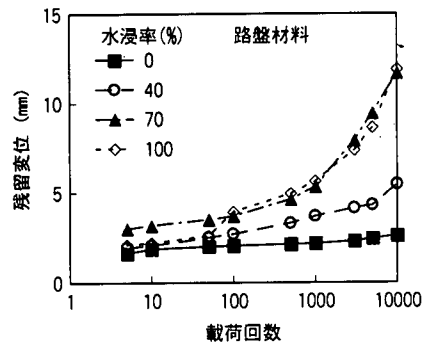


図-4 水位による残留変位の違い

れの場合も繰返し載荷につれて残留変位が大きくなる傾向は同一であるが、冠水状態では非水浸状態に比べてそれが顕著にみられる。特に、路盤材料の場合は、非水浸状態では繰返し載荷が進行しても残留変位はほとんど変化しないが、冠水状態になれば繰返し載荷の進行につれて残留変位は大きくなってしまふ。

図-4には水浸程度によって残留変位が異なってくる状況を路盤材料について示した。載荷回数と残留変位の関係については水位の影響が顕著にみられ、水浸程度が進捗すれば変位も増加すること、特に、繰返し載荷回数が大きくなるとその程度が著しくなることがわかる。これは、舗装の構造設計においては地下水位を十分に考慮する必要のあることを意味していよう。

3. 試験舗装計画

舗装構造の耐水性については、試験舗装を製作し、地下水位を種々の深さに調整した上で載荷試験を実施してその力学的挙動を調べることにより検討した。

(1) 試験舗装の製作

試験舗装としてA～Dの4区画を計画した。その構造は図-5に示すように、いずれも、路床の設計CBR9%、設計荷重の区分LA-1、設計反復作用回数3,000回の条件で空港アスファルト舗装構造設計要領⁶⁾に従って設計した。

このうち、C区画は上層路盤に粒度調整碎石、下層路盤に碎石(C-40)を用いた標準断面である。これに対して、他の区画では上層路盤と下層路盤の構成を変更している。すなわち、A区画ではアスファルト安定処理材上層路盤、B区画ではアスファルト安定処理材上・下層路盤、D区画ではアスファルト安定処理材上層路盤、再生碎石(RC-40)下層路盤を用いている。いずれの区画においても、2,000mm厚の砂からなる路床、その下方には同様に砂からなる路体を設けた。

試験舗装には空港アスファルト舗装構造設計要領の基準を満たす材料を使用し、その施工も空港土木工事共通仕様書に従って適切に行った。具体的には、粒状材上・下層路盤、路床の締固め度が、それぞれ、95%、90%以上となっているほか、アスファルト混合物表・基層、路盤の締固め度が、それぞれ、98%、95%との規定をほぼ満足している。路床についてもほぼ設計どおりのCBR値が得られている。これらの試験舗装は、各区画とも幅7.5m、奥行き7.5mからなり、大型屋内実験槽内に建設した。

(2) 載荷試験

a) 試験方法

上記4種類の舗装に対して次のような5段階の地下水位を設定した。ただし、各区画で舗装構成が異なっているため、水位条件が同一であっても絶対的な水位の深さは区画によって異なっている。

- ① 地下水がない状態
- ② 路床中間面まで水浸
- ③ 路床上面まで水浸
- ④ 下層路盤上面まで水浸
- ⑤ 上層路盤上面まで水浸

地下水位を①から⑤まで順に上げていながら載荷試験を実施した。試験としては実際の空港における舗装の使用状況を勘案して、静的載荷試験、衝撃載荷試験、繰返し載荷試験を実施した。静的載荷試験では、直径500mmの載荷板を介して舗装面に静的に荷重を与えた(最大荷重: 282kN)。衝撃載荷試験では、FWD (Falling Weight Deflectometer)を用いた(荷重: 100, 150, 200kNの3種類)。繰返し載荷試験では、周期1秒、正弦波形、荷重282kNで、5,000回の繰返し載荷を行った(地下水位が上層路盤上面の位置では20,000回)。この繰返し載荷試験は、その前の時点における試験の影響が現れないように区画内で実施地点を変えた。

載荷試験は地下水が所定のレベルに達した時点で速や

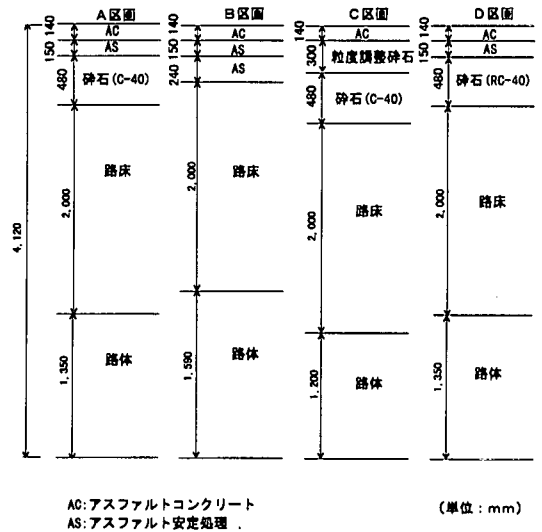


図-5 試験舗装の構造

かに実施したが、試験区画が4区画あるため水位を次の位置に上げるまでに約1箇月を要した。そのため、試験時におけるアスファルトコンクリート層の温度は各水位で異なっており、地下水のない場合から上層路盤にある場合まで順に平均で10, 21, 26, 27, 22℃程度になっていた。なお、地下水位は舗装に設けた観測孔により確認している。

b) 解析方法

載荷試験時の舗装温度が同一ではないため、試験結果の検討においてはその点を以下のように補正した。まず、得られたたわみ曲線を逆解析して各水位における舗装各層の弾性係数を求める。このうち、アスファルト混合物層は温度の影響を受けるため、その弾性係数として区画ごとに統一した値を各水位で共通に使用することにする。そして、これらの弾性係数を用いて、多層弾性理論¹⁷⁾によって荷重に対する舗装の応答を解析した。

弾性係数の推定にあたっては、多層弾性理論による舗装の逆解析プログラム(LMBS)¹⁸⁾を使用した。計算における層構成は、上からアスファルト混合物層、粒状材路盤、路床・路体の3層の構成とした。路床・路体以外は、たとえばアスファルト混合物層が表層、基層、路盤で構成されているといったように、仮定した層内で必ずしも同一の材料特性を有するものから成っているわけではないが、計算のしやすさを考えてこのように層数を減じている。このほかに、逆解析の精度を向上させるために、アスファルト混合物の弾性係数としてシェル石油の方法¹⁹⁾により推定される値を用いて、未知数を粒状材路盤、路床・路体の2つとする方法も実施した。なお、いずれの場合も、ポアソン比としては、アスファルト混合物層、

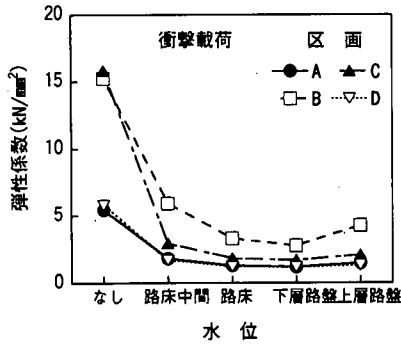


図-6 アスファルト混合物の弾性係数 (衝撃載荷)

粒状材路盤、路床・路体のそれぞれに対して、0.35, 0.4, 0.45を用いている。

アスファルト混合物層の弾性係数には、衝撃載荷時のものを図-6に示すように、試験時の温度の違いによる影響が顕著にみられる。静的載荷試験においては載荷ならびに除荷時間の変動が大きいので、衝撃載荷試験時のものよりも値は変動している。特に、前者においてはそれが著しいため、計算には除荷時における回復たわみを使用している。

4. 地下水位の変化による舗装の挙動

(1) たわみ

地下水位を変えた場合の静的載荷試験における荷重近傍のたわみ分布の実測値を、温度補正をせずに各区画ごとに図-7 (A区画)、図-8 (B区画)、図-9 (C区画)、図-10 (D区画)に示す。全体的にみて、水位が上昇するにつれてたわみも増加する傾向のあることがわかる。たわみ形状は、地下水がない状態では差がほとんどみられないものの、水浸するにつれて差が生じ始め、上層路盤まで水浸した場合には荷重近傍のたわみでみるとC区画が著しく大きくなっている。

3層の弾性係数を未知数とする逆解析方法を適用して求めた載荷点中心から300mm離れた載荷点近傍でのたわみ計算値が地下水位によって変化する状況を図-11に示した。これは静的載荷時のデータであり、温度補正をしてある。これより、水位の上昇によりたわみが増加する傾向が明らかに認められ、特にC区画では顕著になっている。区画による違いをより詳細に見ると、水位が、B区画では路床以上、A、D区画では下層路盤以上になると、それ以下の場合よりたわみの増加が鈍化しているのに対し、C区画では上層路盤が水浸するまでたわみが増加し続ける。このたわみ増加の鈍化位置は、いずれもアスファルト安定処理材層が水浸する部分であることから、たわみ

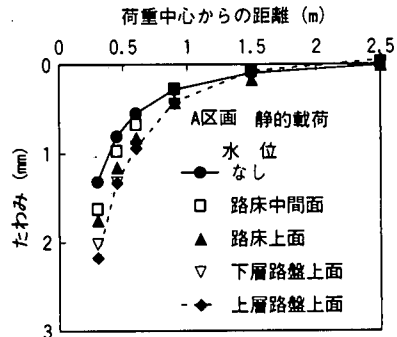


図-7 水位によるたわみ形状の違い (A区画)

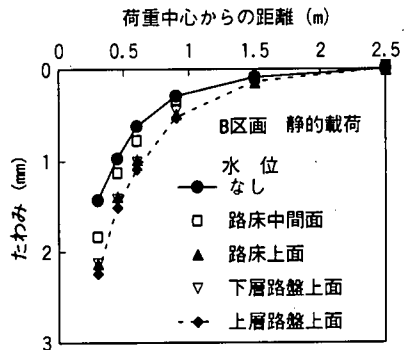


図-8 水位によるたわみ形状の違い (B区画)

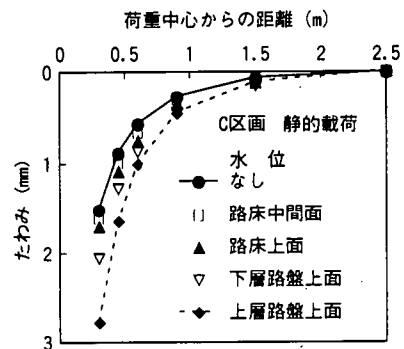


図-9 水位によるたわみ形状の違い (C区画)

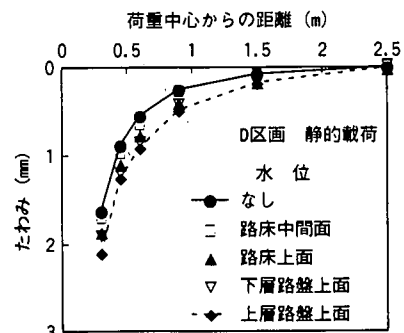


図-10 水位によるたわみ形状の違い (D区画)

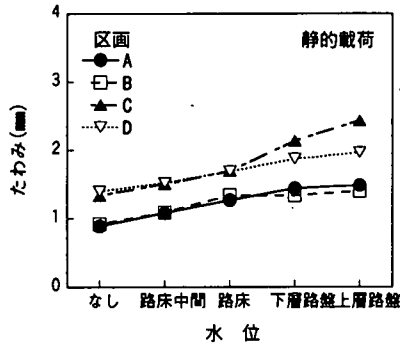


図-11 温度補正をした最大たわみ (静的載荷)

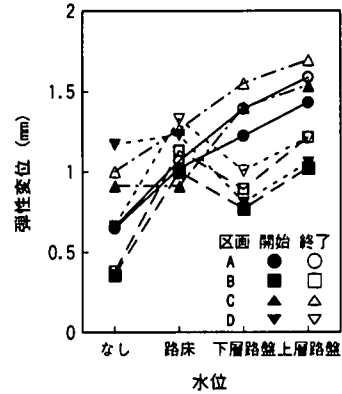


図-13 繰返し載荷前後の弾性変位

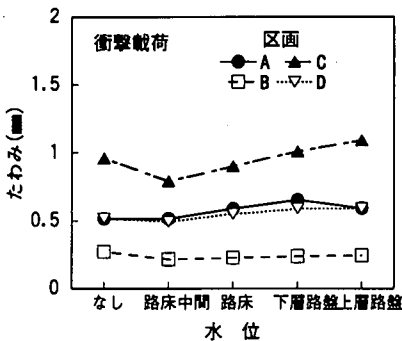


図-12 温度補正をした最大たわみ (衝撃載荷)

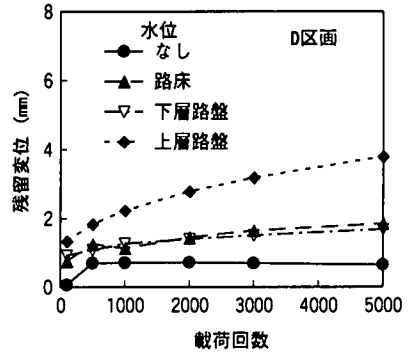


図-14 水位による残留変位の違い (D区画)

の増加は粒状材層部分の水浸によってもたらされるものと考えられる。

FWDを用いた衝撃載荷試験時の最大たわみについて、温度補正をして、区画ごとに水位による変化を見たのが図-12である。区画による違いでは、水位によらず、C区画が最大、B区画が最小、A、D区画がその中間となっている。また、水位が高いほどたわみ量が大きくなる傾向は静的載荷試験の場合と同様であるが、アスファルト混合物層の厚いB区画に比べ、粒状材層の厚いC区画ではそれが顕著に認められる。この結果は、粒状材層が厚い区画ほどたわみの増加量が大きく、水位の上昇により舗装が見かけ上弱体化することを意味しており、静的載荷試験の場合と明らかに異なっている。この理由としては、両試験における載荷速度の違いによりアスファルト混合物層の弾性係数が著しく異なっていることが考えられる。このことは、舗装の構造設計においては走行速度の違いを考慮する必要があることを示唆していよう。

繰返し載荷試験の開始時(100回)と終了時(5,000回)における載荷点近傍での弾性変位(たわみ)を図-13にまとめた。この繰返し載荷試験においても、水位の上昇に伴って弾性変位が増加する傾向が認められる。繰返し載荷前後での違いに注目すると、地下水がない場合には両

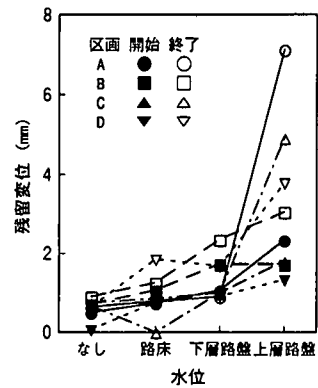


図-15 繰返し載荷前後の残留変位

者でほとんど差はないが、地下水位が高い場合には繰返し載荷により10%程度増加することがわかる。

除荷後に残るたわみ、すなわち残留変位が載荷回数とともに変化する状況について、D区画の場合を図-14に示す。繰返し載荷が進行するにつれて、また、水位が上昇するにつれて残留変位が増加するが、上層路盤まで水浸

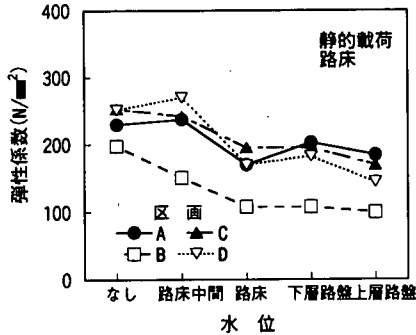


図-16 路床弾性係数の変化 (3層未知数, 静的載荷)

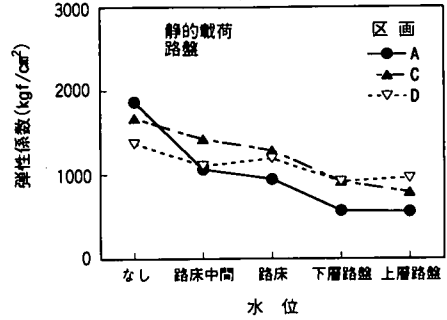


図-17 路盤弾性係数の変化 (3層未知数, 静的載荷)

した場合にその傾向は著しいものとなっている。図-15には、図-13と同様に、各区画における載荷回数100回と5,000回時の残留変位をまとめた。繰返し載荷終了時では開始時に対して2.5~3倍となっており、そのときの変位は4~7mmにも達している。上層路盤水浸時の舗装の温度は下層路盤水浸時と同じかむしろ低いことから、この残留変位の増加は地下水位の上昇による影響と考えられ、水浸することにより舗装の荷重支持力は明らかに低下している。

(2) 弾性係数

上記のように、舗装が水浸状態になることによって著しく影響を受ける層は路床・路体と粒状材路盤であることがわかった。この点は弾性係数の低下により定量化できると考え、水浸により弾性係数が変化する状況について路床・路体と粒状材路盤とに分けて検討した。

3層の弾性係数を未知数にした場合で、静的載荷時の路床についてまとめたのが図-16である。全体的にみると、水浸するにつれて弾性係数は小さく算定されるようになる。特に非水浸の時点から地下水位が路床面上昇するまでの間の低下は著しく、値でみると20~50%近くに及んでいる。

同様の解析で得られた粒状材路盤の弾性係数について示したのが図-17である。A、D区画での下層路盤の水浸前後、C区画での上・下層路盤の水浸前後で、弾性係数が20~40%減少していることがわかる。

なお、路盤と路床・路体の2層の弾性係数を未知数として逆解析した場合でも、その結果は3層のものを未知数にした場合と大きく変わるものではないが、地下水の上昇による弾性係数の低下が明確になっている。

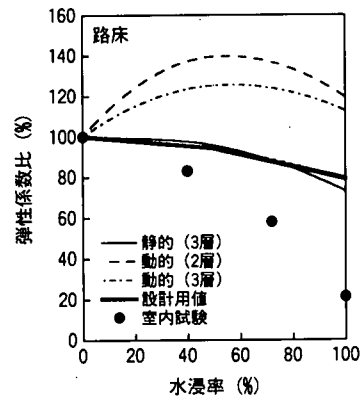


図-18 水浸率と弾性係数比 (路床)

5. 地下水を考慮した舗装設計の考え方

(1) 路床の設計

路床の支持力を評価する指標として用いられているCBRと弾性係数の間には比例関係があるとされる²⁰⁾。これによって、今回の試験により得られた弾性係数からCBRを推定し、水浸に伴う路床支持力の低下度合を定量化することが可能となる。

図-18に水浸に伴う路床弾性係数の変化に関するデータを取りまとめ、それらを総括するものとして設計用値を示してある。なお、室内試験と試験施工に用いた材料が同一ではないため両者の差は大きくなっている。この図の縦軸は非水浸時の弾性係数に対する百分率で表される弾性係数の比率を、横軸は水浸部分の厚さの全体厚に対する百分率で表される水浸率を表している。これから、水浸状態の進行につれて弾性係数比が低下すること、具体的には路床の半分、2/3、全体が水浸する状態になると、弾性係数比はそれぞれ95%、90%、80%となること、すなわちCBRでみれば、それぞれ5%、10%、20%減少すると考える必要のあることがわかる。

したがって、設計期間中の地下水位の状況を推定し、それに応じて、路床の設計CBRを最大80%にまで低減する必要があることになる。室内試験から土質材料の耐水性については安定処理化が有効であることが分かっているので、舗装構造は、路床を安定処理して当初の値を確保するか、それとも路床を未処理のまま水浸による強度低下を見込むか、のいずれを選択した上で設計する必要がある。

(2) 路盤の設計

a) 検討方針

水浸により粒状材路盤の弾性係数が変化する状況は、図-19に示すようにまとめられる。これから、路盤の1/4, 半分, 全部が水浸する状態になると、そのときの弾性係数は、それぞれ、水浸前の90%, 80%, 70%となることがわかる。

このような弾性係数の低下は荷重支持力の低下を意味する。舗装の荷重支持力は、路盤が水浸状態となったときにおいても、水浸前と同程度のもが本来は確保されなければならない。通常的设计法に従った舗装構造ではこの状況に対応できないので、そのための方策として設計法自体を開発する必要があると考えた。ここでは、水浸前の舗装構造として、上層路盤・下層路盤とも粒状材から成るもの、上層路盤がアスファルト安定処理材、下層路盤が粒状材から成るもの2とおりを検討対象とした。

ここでの検討に用いた具体的な舗装構造は、設計荷重をLA-1、設計反復作用回数を20,000回として、空港アスファルト舗装構造設計要領に従って決定された(これを基準舗装構造と称す)。舗装ならびに路床の弾性係数は表-1に示すとおりである。このうち、アスファルト混合物の弾性係数については、温度20℃、周波数10、2Hz(それぞれ滑走路、誘導路・エプロンを想定²¹⁾)として求めた。粒状材路盤の弾性係数については、空港舗装におけるFWD試験結果から得られた標準的な値を用いており²²⁾、水浸による低減も考慮している。路床の弾性係数はCBRの値から推定した。ポアソン比については、3.、4.で示した試験舗装の解析におけるものと同様の値を用いた。

舗装の構造状態を判定するときに注目する指標としては、路床上面の鉛直ひずみとアスファルト混合物層下面の水平ひずみの2つが一般的に用いられている²⁰⁾ので、ここではそれを踏襲し、路盤が水浸状態となるとこれらのひずみに何らかの影響が現れると考えた。したがって、水浸前のひずみを基準値とし、水浸後のひずみがこの基準値に等しくなるような構造の舗装を見出せば、それが水浸前の舗装と構造的に等価な水浸後の舗装ということになる。このひずみは、上記のように、設計荷重LA-1に対するものであり、路床上面鉛直ひずみとしては脚中心

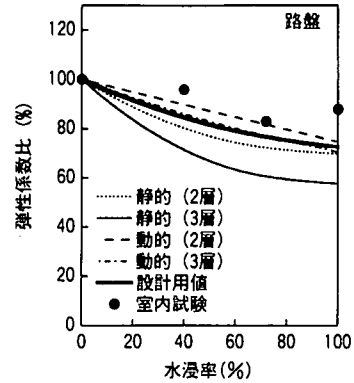


図-19 水浸率と弾性係数比 (路盤)

表-1 計算に用いた弾性係数

層	弾性係数 (N/mm ²)
アスファルト混合物層	5,080 (10Hz), 2,770 (2Hz)
粒状材路盤	200, 300 (低減率: 10, 20, 30%)
路床	30, 50, 100, 140, 200

と車輪直下での値を比較して大きいほうを、アスファルト混合物層下面水平ひずみとしては車輪直下での値を用いた。なお、ひずみの計算には前述の多層弾性理論プログラムBISARを使用した。

粒状材、アスファルト混合物が水浸する場合には、それぞれ、安定処理化、増厚化が有効であることは室内試験により認められている。このうち、前者については増厚化により水浸率を下げ、荷重支持力を確保することも可能であると考えられる。そこで、路盤までが水浸する状況に対応するための舗装構造として、以下の3つを想定し、詳細な検討を加えた。

- ① 粒状材路盤：上層路盤、下層路盤とも粒状材路盤を用い、それらの厚さを増加させたもの。
- ② 構造等価型アスファルト安定処理材路盤：上層路盤にアスファルト安定処理材を用いた構造で、下層路盤の一部をアスファルト安定処理化して構造強化を図ったもの。すなわち、舗装全体の構造的価値は水浸前のものと同一とするので、粒状材の厚さは基準舗装厚からアスファルト安定処理材相当分を差し引いたものとなる。
- ③ 構造強化型アスファルト安定処理材路盤：②と同様であるが、アスファルト安定処理材厚はアスファルト混合物層のひずみ基準を満足するとの観点から決定し、粒状材厚は路床ひずみの基準を満足するように決定するもの。この場合は舗装の構造的価値は水浸前のものと同一になるとは限らない。

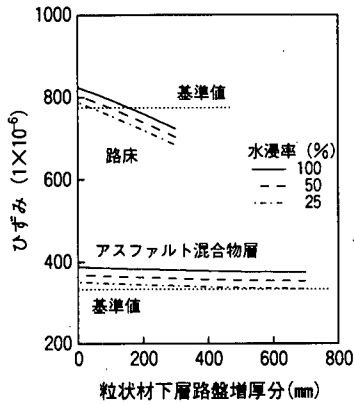


図-20 粒状材の増厚にともなうひずみの低下

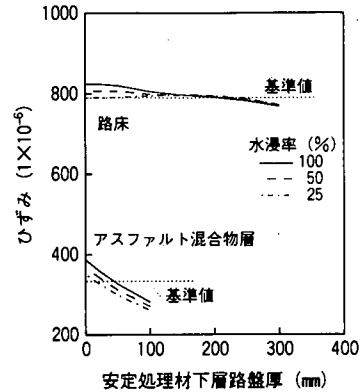


図-21 安定処理化にともなうひずみの低下

なお、安定処理材路盤にはセメント安定処理材を用いることも可能ではあるが、最小厚についての規定もあることから、基本的にはアスファルト安定処理材の導入を考えた。

b) 粒状材路盤

路床CBR10%，路盤弾性係数300N/mm²，周波数2Hzの場合に、粒状材路盤厚を標準舗装構造のものから増加することにより、ひずみが変化する状況を図-20に示す。図中には非水浸時のひずみを基準線として示してある。この基準線と水浸後の計算ひずみとの交点が、水浸後に基準舗装と構造的に等価となるために必要な路盤の増厚量となる。

路床ひずみは、路盤弾性係数によらず、路盤を増厚することにより直線的に減少する傾向がみられる。いうまでもなく、必要路盤増厚量は水浸程度によって異なり、路盤の1/4，半分，全部が水浸すると想定される場合には、それぞれ50，100，150mm程度の増厚が必要となるのがわかる。これに対して、アスファルト混合物層ひずみは粒状材路盤を増厚してもほとんど変化しないことから、これによってアスファルト安定処理材層のひずみを減少させることはできないということがわかる。

c) 構造等価型アスファルト安定処理材上層路盤

上記のように、粒状材層の増厚だけでは水浸状態に対応できないため、上層路盤にアスファルト安定処理材を用いた場合でも下層路盤の安定処理化が必要となる。

b)と同様の条件に対して、下層路盤の一部にアスファルト安定処理材を用いて等価構造とする場合の、アスファルト安定処理材下層路盤厚とひずみとの関係を図-21に示す。この図から、下層路盤の一部安定処理化により、路床ならびにアスファルト安定処理材層のひずみを基準ひずみと等しくできることがわかる。路盤がほぼ水浸する状況が想定される場合のアスファルト安定処理材下層路盤厚は、路床、アスファルト混合物層ひずみ、それぞ

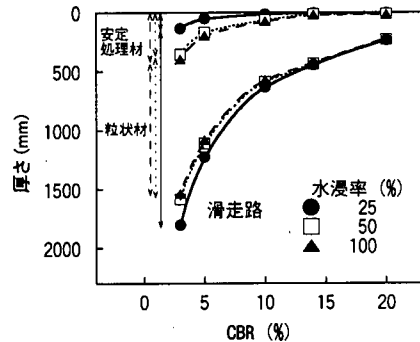


図-22 構造等価舗装の下層路盤構成 (滑走路)

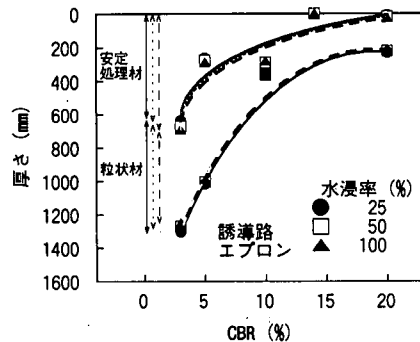


図-23 構造等価舗装の下層路盤構成 (誘導路・エプロン)

れの観点から、300mm，50mmが必要となる。

同様の計算を表-1に示した全ての条件に対して実行し、路床鉛直ひずみとアスファルト混合物層水平ひずみの両方の基準を満足するために必要となるアスファルト安定処理材層の厚さを求めた。粒状材層の厚さは、基準舗装における粒状材下層路盤厚からアスファルト安定処理材の等価値2.0を考慮して換算した厚さを差し引くことによ

り求められることになる。図-22、図-23は、このようにして求められた滑走路、誘導路・エプロンを対象にした下層路盤の設計曲線である。路盤の弾性係数としては、4.で示したように、静的載荷試験からは 200N/mm^2 程度の値が得られているものの、衝撃載荷試験からはそれ以上の値も得られている。そこで、両図に示した設計曲線は、空港舗装の構造解析における他の事例²⁾やアスファルト混合物の剥離防止上有利となるといったことを考慮して、アスファルト混合物層が厚く算定される弾性係数 300N/mm^2 のものを採用して決定した。

両図から、安定処理材層は、路床CBRが小さいほど厚くする必要のあることがわかる。また、滑走路と誘導路・エプロンでは設計載荷速度が異なることから、下層路盤構成も異なったものとなっており、後者でより厚いアスファルト安定処理材層が必要となることもわかる。この設計曲線については路床CBRによって支配的なひずみが異なっており、図-23に示した誘導路・エプロンを対象としたものでは、CBRが10%以下では路床ひずみが、それ以上ではアスファルト安定処理材層のひずみが支配的になっている。

d) 構造強化型アスファルト安定処理材路盤

c)の計算結果からもわかるように、下層路盤にアスファルト安定処理材を導入することはアスファルト混合物層のひずみの低減には有効であるが、路床ひずみについてはその効果が比較的小さい。そこで、アスファルト安定処理材と粒状材の費用も考慮に入れて、a)で記述したアスファルト安定処理材層を薄くする代わりに粒状材層を厚くする方法、すなわち構造強化型アスファルト安定処理材路盤について検討した。構造等価型の場合と同様に、粒状材層の弾性係数を 300N/mm^2 とすると、滑走路、誘導路・エプロンを対象にした下層路盤構成は図-24、図-25のようになる。どちらもアスファルト安定処理材層が薄い反面、粒状材層が非常に厚くなるが、両者は大きく異なるものではない。

この構造強化型舗装構造における粒状材路盤の構造的価値を定量化するために、非水浸状態のものに対する粒状材路盤厚の比率、すなわち、等価値として表現することを考えた。この等価値は、基準下層路盤厚から図-24、図-25に示したアスファルト安定処理材分を差し引いて得られる粒状材厚を、図中の粒状材厚で除したものと計算できる。この等価値が水浸率に応じて変わる状況を図-26に示した。水浸により等価値が変化することは明らかで、水浸程度が進行するほど等価値が小さくなることがわかる。また、路床の違いではCBRが小さいほど等価値も小さいものとなるが、路床ひずみが最大となる位置が舗装厚によって異なることを反映して、両者の関係は単調なものとはならず、CBR10%程度が最小の等価値を示すようである。

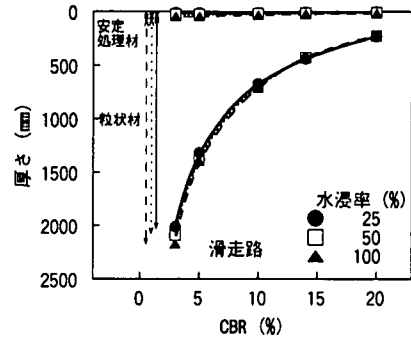


図-24 構造強化舗装の下層路盤構成 (滑走路)

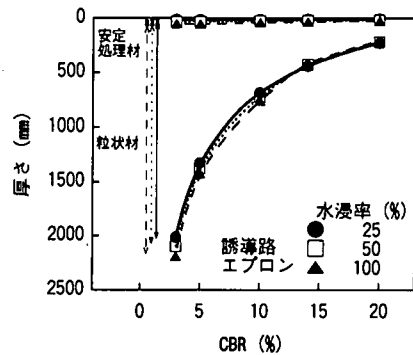


図-25 構造強化舗装の下層路盤構成 (誘導路・エプロン)

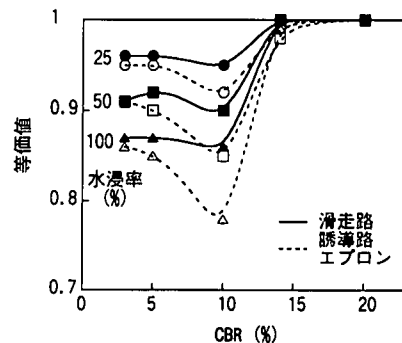


図-26 水浸状態にある粒状材路盤の等価値

6. 結論

路床ならびに舗装が水浸状態となる場合の空港舗装の挙動について調査し、そのような状況下における材料ならびに構造の面からの対策について検討した結果、以下に示す結論が得られた。

- (1) アスファルトコンクリート表・基層の剥離現象は、水位の上昇に伴って、また載荷回数が増加するにつれて著しくなる。その対策としては増厚化が有効である。
- (2) 粒状路盤材料ならびに路床材料の支持力は、水浸状態が進行するにつれて低下する傾向がみられ、特に繰返し載荷条件下ではそれが明らかである。これは路床材料で著しく、その対策としては安定処理化が有効である。
- (3) 路床・舗装は、地下水位が上昇するにつれて荷重支持力が低下し、しかも粒状材路盤を有する舗装ほど著しいものとなる。この点を完全水浸後の弾性係数の水浸前のものに対する比率により定量化すると、路床、路盤の場合で、それぞれ、80%、70%となる。
- (4) 高地下水水位下で路床まで水浸することが想定される場合には、通常の方法により算定される設計CBRを水浸状態に応じて100%~80%に低減する必要がある。
- (5) 路盤までが水浸状態になる場合には、上層路盤にアスファルト安定処理材を用いるほかに、下層路盤の一部を安定処理化する必要がある。この場合の下層路盤の構成について、構造等価型、強化型構造の両方を示した。後者は、前者に比較して、アスファルト安定処理材層が薄く、粒状材層が厚くなる。

7. おわりに

高地下水水位となることが予想される地盤上に空港アスファルト舗装を建設する場合の方策を、材料面ならびに構造面から考察した。路床のCBR試験では、最悪の状態として凍結融解期を想定して、供試体を4日間水浸させた後に貫入試験を実施することからわかるように、舗装ならびに路床からは極力水を排除することが舗装の設計の原則である。空港舗装の場合には面積が広いので、そのような方法を採用することが得策とはならない場合があるので、本研究において検討を加えた。

路床が水浸する場合の設計用値として本文で示したCBRの低減率は、本来ここで用いた路床土に関して有効なものであろう。しかし、この材料が一般的な山砂であることから、実際の空港プロジェクトにおいては、室内試験等による検証を行った上で、本文で示した方法を適用すればよいと考えられる。

路盤までが水浸する場合の構造設計については、下層路盤の一部アスファルト安定処理化により現行設計法の範囲でも対応可能であるが、経済性を考慮すればこれにとらわれる必要性は必ずしも高くはないと考え、粒状材層を厚くする方法について検討を加えた。両者の建設費を試算した結果からは、路床CBRが小さいほど、また水浸率が小さいほど、後者のほうが経済性に優れていることがわかっている。

なお、大部分の基本施設が空港用地の比較的的内部に設けられるため、ここでは地下水位が繰返し変動する状況を対象としていないが、護岸近接部等潮位の影響を受けやすい箇所ではその点についても十分な検討が必要となる。

本研究の遂行にあたって、運輸省港湾技術研究所ならびに運輸省第二港湾建設局の関係各位からご支援を頂きました。特に、試験施工の検討に関しては運輸省港湾技術研究所土質部滑走路研究室の中村 健研究官に多大なご協力を頂きました。記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) Casagrande, A. and Shannon, W. L.: Base Course Drainage for Airport Pavements, Proceedings, American Society of Civil Engineers, Soil Mechanics and Foundation Division, Vol. 77, pp. 1-23, 1951.
- 2) Macmaster, J. B., Wrong, G. A. and Phang, W. A.: Pavement Drainage in Seasonal Frost Area, Ontario, Transportation Research Record, No. 849, pp. 18-24, 1982.
- 3) Kandhal, P. S.: Field and Laboratory Investigation of Stripping in Asphalt Pavements: State of the Art Report, Transportation Research Record, No. 1454, pp.36-47, 1994.
- 4) Fwa, T. F.: Water-Induced Distress in Flexible Pavement in a Wet Tropical Climate, Transportation Research Record, No. 1121, pp. 57-65, 1987.
- 5) Elfino, M. K. and Davidson, J. L.: An Evaluation of Design High-Water Clearances for Pavements, Transportation Research Record, No. 1121, pp. 66-76, 1987.
- 6) AASHTO: Design of Pavement Structures, 1993.
- 7) 南雲貞夫, 秋吉成美, 谷本誠一, 高木勇: アスファルト混合物のはく離とその防止対策(その2), 舗装, 第15巻, 第3号, pp.16-21, 1973.
- 8) 南雲貞夫, 歳田正夫, 谷本誠一: アスファルト混合物の剥離に関する津奈木試験舗装, 舗装, 第11巻, 第9号, pp.3-11, 1976.
- 9) 秋吉成美, 谷本誠一: アスファルト混合物のはく離とその防止対策, 土木技術資料, 第13巻, 第3号, pp.18-24, 1971.
- 10) Yoon, H. H. and Tarrer, A. R.: Effect of Aggregate Properties on Stripping, Transportation Research Record, No. 1171, pp. 37-43, 1988.
- 11) Divito, J. A. and Morris, G. R.: Silane Pretreatment of Mineral Aggregate to Prevent Stripping in Flexible Pavements, Transportation Research Record, No.843, pp.104-111, 1982.
- 12) 小島逸平, 古関堅治: 水浸ホイールトラッキング試験によるアスファルト混合物のはく離, 土木技術資料, 第19巻, 第4号, pp.21-26, 1977.
- 13) (社)日本道路協会: 舗装試験法便覧, pp.921-929, 1989.
- 14) 南雲貞夫, 小島逸平: 水浸ホイールトラッキング試験によるアスファルト混合物のはく離性状, 舗装, 第14巻, 第8号, pp.10-15, 1979.

- 15) 運輸省航空局：空港土木工事共通仕様書，（財）航空振興財団，1993.
- 16) 運輸省航空局：空港アスファルト舗装構造設計要領，（財）航空振興財団，78p., 1990.
- 17) de Jong, D. L., Peutz, M. G. F. and Korswager, A. R.: Computer Program BISAR-Layered Systems under Normal and Tangential Surface Loads, Shell Research B.V., 1973.
- 18) 姫野賢治, 井上武美：FWDによる舗装の診断，アスファルト，第35巻，第175号，pp.9-20, 1993.
- 19) Shell International Petroleum Company: Shell Pavement Design Manual, 332p., 1978.
- 20) Heukelom, W. and Klomp, A. J. G.: Dynamic Testing as a Means of Controlling Pavements during and after Construction, International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, pp.667-679, 1962.
- 21) Department of the Army, and the Air Force: Flexible Pavement Design for Airfields (Elastic Layered Method), TM5-825-2-1/AFM88-6, Chap. 2, Section A, 1989.
- 22) 若月岳晴, 大野修由, 八谷好高：空港アスファルト舗装の設計ひずみ，土木学会第52回年次学術講演会講演集第5部，pp.80-81, 1997.

(1997.9.18受付)

STRUCTURAL DESIGN OF AIRPORT ASPHALT PAVEMENTS WITH HIGH GROUNDWATER LEVEL

Yoshitaka HACHIYA and Keiichi AKIMOTO

When airport pavements are constructed on the ground with a high groundwater level, not only subgrade but base course might be submerged. When heavy loads applied repeatedly to the pavement in the submerged condition, much severer damages will be caused. Therefore, the structural design method for airport asphalt pavements under this condition is developed in this study. First, the mechanical properties of both asphalt concrete and soil materials were examined in laboratory tests. Then, the bearing capacities of several experimental pavements under various groundwater conditions were evaluated. Finally, the structural design procedure was developed by the use of the multi-layer linear elastic theory.