

港湾空港技術研究所 資料

TECHNICAL NOTE

OF

THE PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE

No. 1212

March 2010

高地下水位下にある埋立軟弱地盤上の空港滑走路舗装構造に関する研究

金澤 寛

独立行政法人 港湾空港技術研究所

Independent Administrative Institution,
Port and Airport Research Institute, Japan

目 次

要 旨	3
第1章 緒論	5
1.1 研究の背景	5
1.2 研究の目的	7
1.3 本論文の構成	8
参考文献	8
第2章 軟弱地盤上の舗装に関する既往の研究	10
2.1 東京国際空港沖合展開事業第Ⅲ期地区地盤の特徴と新C滑走路整備上の課題	10
2.2 軟弱地盤上の空港舗装に関する研究	10
2.3 まとめ	13
参考文献	13
第3章 軟弱地盤の改良に関する研究	15
3.1 はじめに	15
3.2 沖合展開事業地区の地盤特性と地盤造成上の課題	15
3.3 地盤改良の基本方針	16
3.4 地盤改良の基本設計	18
3.5 不同沈下への対応策	21
3.6 地盤改良の施工の状況	23
3.7 地盤改良工事の動態観測	25
3.8 まとめ	26
参考文献	26
第4章 路床改良に関する研究	28
4.1 はじめに	28
4.2 舗装材料の耐水性	28
4.3 高地下水下における舗装の挙動	30
4.4 ジオテキスタイルによる路床改良	37
4.5 路床排水層による路床改良	43
4.6 まとめ	46
参考文献	46
第5章 舗装材料の再利用に関する研究	48
5.1 はじめに	48
5.2 再生アスファルトコンクリートの有効利用	49
5.3 実物大試験による最適舗装構造の検討	54
5.4 コンクリート骨材の有効利用	59
5.5 まとめ	61
参考文献	61

第6章 軟弱地盤上の空港滑走路舗装の最適構造に関する研究	63
6.1 はじめに	63
6.2 新C滑走路の役割と整備の概要	63
6.3 設計条件	64
6.4 舗装構造の安定性に関する検討	67
6.5 設計	71
6.6 施工	72
6.7 まとめ	74
参考文献	74
第7章 供用開始後10年間の東京国際空港新C滑走路の性能の評価	75
7.1 はじめに	75
7.2 新C滑走路の供用開始後10年間の性能	75
7.3 航空機操縦性の観点からの新C滑走路の評価と新D滑走路への応用	77
7.4 まとめ	82
参考文献	82
第8章 結論	83
謝辞	84

A Study of Airport Runway Pavement Structures for Reclaimed Soft Ground with a High Groundwater Table

Hiroshi KANAZAWA*

Synopsis

Haneda Airport (currently known as Tokyo International Airport) was established as Japan's first national civil airport in 1931. It had a runway 15 m wide and 300 m long on a site of about 53 ha, which was later expanded until it had three runways by 1970. However, with the arrival of jet aircraft and associated enlargement, and then the dawn of the era of mass aviation, there was concern about reaching the limit of the airport's capacity. This led to plans for an expansion project that would make use of reclaimed land developed by Tokyo Metropolitan Government from a waste disposal site, the so-called Haneda Offshore Expansion Project. The overall project was divided into three phases with a phased opening of the new facilities, since the full budget was not provided initially and there was no way to shorten the construction process.

The focus of this thesis is the investigation, design and construction of the new Runway C developed as part of the third phase of the expansion project. This third phase of the project was carried out on the extremely soft ground of the former waste disposal site reclaimed from the sea using sludge dredged from Tokyo Bay and waste construction soil. The waste had been dumped on the original seabed, which was a native alluvial clay layer measuring 30 to 40 m in thickness. The requirement was to construct runway C on this ground such that it met strict specifications for evenness. To this end, investigations were carried out to determine a suitable design and construction method for a runway pavement on soft ground with a high groundwater table, to develop a means of recycling material generated by removing existing airport pavements, and to evaluate the pavement after it opened to traffic. Based on this work runway C was constructed and the design method verified.

Key Words: pavement, subgrade, soft clay, ground improvement, soft, durability

* President
3-1-1 Nagase, Yokosuka, 239-0826 Japan
Phone : +81-46-844-5008 Fax : +81-46-841-8307 e-mail:kanazawa-h@pari.go.jp

高地下水水位下にある埋立軟弱地盤上の 空港滑走路舗装構造に関する研究

金澤 寛*

要 旨

本研究では、東京国際空港沖合展開事業第Ⅲ期地区に整備された新C滑走路に関わる調査、設計、施工ならびに供用後の性能評価について論じた。東京国際空港沖合展開事業第Ⅲ期地区の地盤は、もともと軟弱な在来沖積粘土層が30～40m堆積した原地盤の上に、東京湾の浚渫ヘドロや東京都内より発生する建設残土で埋め立てられた超軟弱な廃棄物処分場である。このような地盤上に厳しい平坦性が要求されている空港滑走路を整備するに当たって必要となる、高地下水水位下での舗装の設計・施工方法、既設の空港舗装の解体に伴って発生する材料の再利用方法、そして供用開始後の舗装状態を確認する方法について考察した。

軟弱地盤の改良に関する研究においては、既往の理論を発展させた設計法の適用を図るとともに、施工における創意工夫により目標とした地盤改良効果を得ることができた。

路床改良に関する研究においては、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値を水浸状態に応じて100%～80%に低減する必要があること、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とがわかった。

舗装材料の再利用に関する研究においては、再生骨材配合率を最大で70%とした再生加熱アスファルト混合物が基層および上層路盤として、また、アスファルトコンクリート再生骨材とセメントコンクリート再生骨材を2:8の割合で混合するとにより下層路盤として適用可能であることがわかった。

最適構造に関する研究においては、舗装および路床をフィルター層で取囲み、路床下部に排水層を設置した構造は、舗装体への地下水の浸入を阻止することができ、舗装の劣化を防ぐことができた。

供用10年経過後の性能は、表面状態ならびに構造状態のいずれの点においても満足できるものと認められ、このことから、本研究において新たに確立した耐水性を有する舗装構造は、地下水水位が高い状態でも十分満足できていると確認できた。

キーワード：舗装，路床，軟弱粘土，地盤改良，耐久性

* 理事長

〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1 (独)港湾空港技術研究所
電話：046-844-5008 Fax：046-841-8307 e-mail:kanazawa-h@pari.go.jp

第1章 緒論

1.1 研究の背景

第二次世界大戦後の急激な経済成長に伴う航空需要の増大に対応して、空港の整備が進められてきたが、昭和40年代に入り航空機事故が次々に発生したことから、航空交通の安全確保の必要性がクローズアップされた。同時に、航空機のジェット化や空港周辺地域の都市化が進展するにつれて、航空機の騒音問題が新たな課題となってきた。このため、空港整備の推進とともに空港周辺環境対策の推進を図る観点から、昭和42年度には「空港整備五箇年計画（第一次）」が策定され、空港整備事業が効率的に推進されることとなった。

羽田空港（現東京国際空港）は、昭和6年に約53haの敷地に幅15m、長さ300mの滑走路を有するわが国初の国営民間航空飛行場として開設された。その後、昭和13年から15年にかけて敷地73haで、幅30m、長さ800mの滑走路を二本有するまでに拡張された。そして、第二次世界大戦後に米国により接収された後、昭和27年に接収が解除された時点では、敷地257ha、幅45m、長さ2100mと幅45m、長さ1,650mの滑走路を有するものとなった。

その後、航空機のジェット化がさらに進展する中で、滑走路を初めとする空港施設の拡充が行われ、昭和45年頃には3本の滑走路を有する東京国際空港の原形ができ上がった。しかし、航空機の大型化、航空の大量輸送時代が到来するに伴って、航空輸送に対する需要はなお急激な増加を見せ、東京国際空港の処理能力は限界に達することが懸念されるようになった。現に、昭和53年に新東京国際空港（現成田国際空港）が誕生し、大半の国際線が東京国際空港から移転したにもかかわらず、実際には国内線の利用客が急増した結果、旅客数は増加の一途をたどる結果となった（図-1.1¹⁾）。

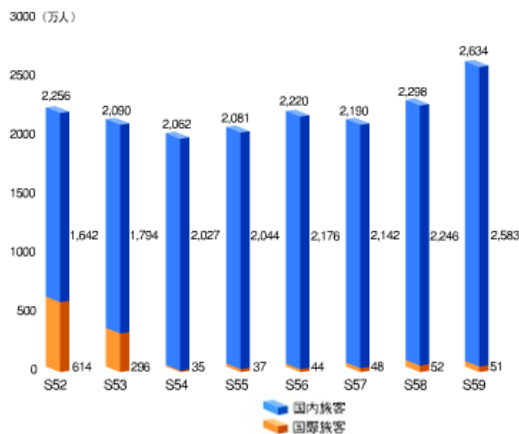


図-1.1 東京国際空港の旅客数の推移¹⁾

このような状況を受けて、今後の需要増大に対処するため、ならびに航空機騒音問題の抜本的解消を図るために、東京都が廃棄物処理場としていた羽田沖埋立地を活用して、東京国際空港を沖合に展開するという、いわゆる沖合展開事業が計画された。この事業の具体的な目的として、次に示す3つが挙げられた^{2),3)}。

第一は、「空と陸における輸送力の確保」である。増大する航空輸送需要に対応するため、図-1.2¹⁾に示すように現空港の3本の滑走路を沖合に展開し、離発着能力の増強を図るものである。昭和63年の新A滑走路の供用によって、年間離発着能力は16万回から18万回に増え、さらに第Ⅲ期事業による新C滑走路の供用により23万回へと当初の約1.5倍の能力アップが可能となった。また、これにあわせ、空港へのアクセスである道路、鉄軌道の整備により陸からの空港アクセスの利便性を高める計画であった。

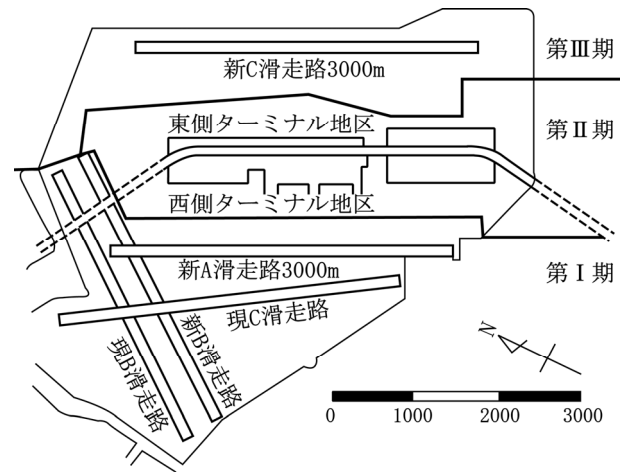


図-1.2 東京国際空港沖合展開事業の段階整備計画¹⁾

第二は、「騒音問題の解決」である。3本の滑走路を沖合に展開して、騒音源から市街地までの距離を離すとともに、併せて海から入り海に出るという航空機の運航方式を採用することにより、騒音を沖合に移転し、騒音問題の解消を図るものであった（図-1.3¹⁾）。

第三は、「廃棄物処分場の有効利用」である。前述のように、廃棄物の埋立用地として造成された土地を空港用地として活用し、廃棄物処理事業と空港整備事業の両立を図り、貴重な海面の高度利用が可能となった。

以上の目的を達成するために、B滑走路を海側に移設するとともに、A、C滑走路を沖合に移設し、併せてエプロン地区を移設・整備するという沖合展開事業が昭和59年1月より開始された。これにより、空港面積が408haから1,100haに拡張され、当時休止中であったA滑走路なら

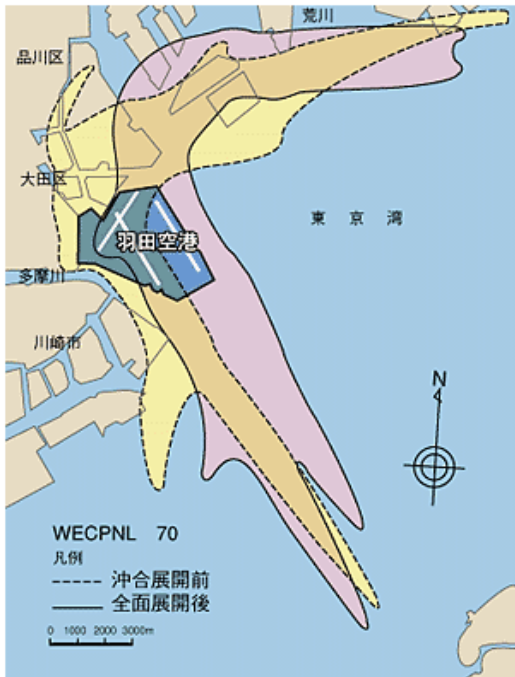


図-1.3 沖合展開事業による航空機騒音の軽減の状況¹⁾

びに供用中のB滑走路とC滑走路を移設（新A滑走路3,000m，新B滑走路2,500m，新C滑走路3,000m）することにより，年間8,500万人程度の乗降客を取り扱うことが可能となる計画であった。なお，これと併行して，空港へのアクセス交通施設として，道路と鉄道の導入が計画された。前者については，既存の環状8号線と首都高速1号線との取り付けに加えて，高速湾岸線との連絡が計画された。また，後者については，西側旅客ターミナルの供用開始時に東京モノレールの乗り入れを図るとともに，京浜急行空港線をモノレールに接続する地点まで延伸し，最終的にはターミナル地区まで乗り入れることが計画された（図-1.4¹⁾）。

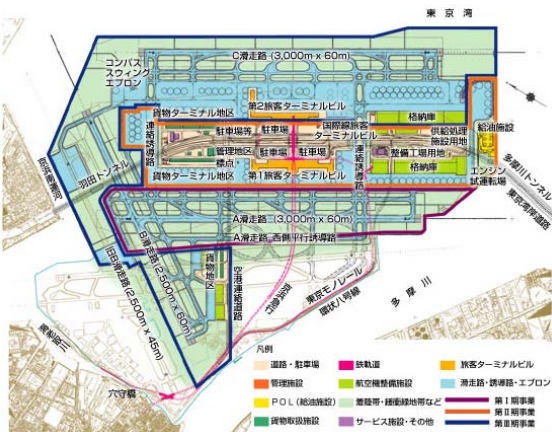


図-1.4 完成時の東京国際空港沖合展開事業¹⁾

東京国際空港沖合展開事業は，供用中の空港に隣接した地域で大規模な施工を実施するとともに，空港整備事業以外の道路整備事業等とも密接に関連しながらの事業である。そのため，全体を一斉に完成して供用することは，工程上あるいは予算措置上困難であることから，現空港の持つ諸施設をできる限り活用しつつ，上記のように段階的に順次沖合に移設し，全体を三段階に分けて整備していくこととした。具体的には以下に示すような方法によった（表-1.1¹⁾）。

表.1.1 東京国際空港沖合展開事業の計画¹⁾

i)第Ⅰ期計画

旧空港及び沖展Ⅰ期計画			
概要	ステージⅠ	新A滑走路の整備により急増する輸送需要への対応を図る。	
	空港敷地面積	約586ha	
	発着枠	500回/日	
滑走路	新A滑走路	3,000m×60m	
	B滑走路	2,500m×45m	
	C滑走路	3,150m×60m	
主要工事	地盤改良	87ha	公益共同溝 590m
	新A滑走路	3,000m×60m	照明共同溝 1,400m
	誘導路	8,260m×30m	排水溝 10,000m
	進入灯橋梁	1基 826m	空港アクセス道路 822m (Ⅱ期事業含む)
工期	昭和59年1月～昭和63年3月 (昭和63年7月2日供用開始)		

ii)第Ⅱ期計画

沖展Ⅱ期計画			
概要	ステージⅡ	ターミナルビル等の空港利便施設の建設やアクセス交通施設の整備を行い旅客輸送サービスの向上を図る。	
	空港敷地面積	約694ha	
	発着枠	580回/日	
滑走路	旧空港及び沖展Ⅰ期計画と同じ		
主要工事	地盤改良	240ha	立体駐車場 2棟
	公益共同溝	6km	管理施設 3棟
	排水溝	10,000m	西旅客ターミナルビル 1棟
	エプロン舗装	63ha	貨物施設(上層) 7棟
	橋内道路・空港アクセス道路	20km	格納庫 4棟
	橋梁	9橋	
工期	昭和62年9月～平成5年8月 (平成5年9月27日供用開始)		

iii)第Ⅲ期計画

沖展Ⅲ期計画(全体完成時)			
概要	ステージⅢ	新C・新B滑走路を新設し，滑走路処理能力の大幅な向上と滑走路の沖合展開により，騒音問題の解消を図る。	
	空港敷地面積	1,271ha	
	発着枠	新C滑走路	新B滑走路
		660回/日	
滑走路	新A滑走路3,000×60m 新B滑走路2,500×60m 新C滑走路3,000×60m		
主要工事	地盤改良	250ha	照明共同溝 630m
	新B滑走路	2,500m×60m	排水溝 30km
	新C滑走路	3,000m×60m	空港アクセス道路 1km
	誘導路	15,000m×30m	東旅客ターミナルビル 1棟(本館+ピア式)
	進入灯橋梁	2基	貨物施設(上層) 5棟
	エプロン舗装	117ha	格納庫 12棟
公益共同溝	650m	給油施設タンク 8基	
工期	平成2年5月～(新C滑走路平成9年3月27日供用開始) (新B滑走路平成12年3月供用開始) (第2旅客ターミナル平成16年12月1日供用開始)		

* 6:00～8:30の到着及び20:30～23:00の出発
をらびに23:00～6:00の発着を総いた発着枠。

i) 第Ⅰ期工事

当時すでに陸地化していた廃棄物処理場を利用して，新A滑走路を整備する。

ii) 第Ⅱ期工事

東京湾岸道路の整備に合わせて、エプロン地区の一部（いわゆる西側エプロン地区）を完成させ、ターミナル機能を移転する。

iii) 第Ⅲ期工事

新B滑走路，新C滑走路等を整備するとともに，エプロン地区を拡充し，東京国際空港の沖合展開事業を完成する。

最終的には，図-1.4¹⁾に示すように，平成16年12月の東側旅客ターミナル（第二旅客ターミナル）地区供用開始をもって東京国際空港沖合展開事業は完成となった。

以上のように，東京国際空港沖合展開事業は一応の完成を見たが，東京国際空港は今後さらに国内航空需要の増大が見込まれる中，すでにその能力の限界に達していることもあって，首都圏における将来の航空需要の増大に早急に対応することが求められている。そのため，再拡張事業として新たに4本目の滑走路を整備するとともに国際線地区等の整備が進められている。具体的には，D滑走路と国際線地区旅客ターミナルビル，貨物ターミナル，エプロン等の整備を行うことにより，年間の航空機発着能力を現在の29.6万回から40.7万回に増強する計画である（図-1.5⁴⁾）。

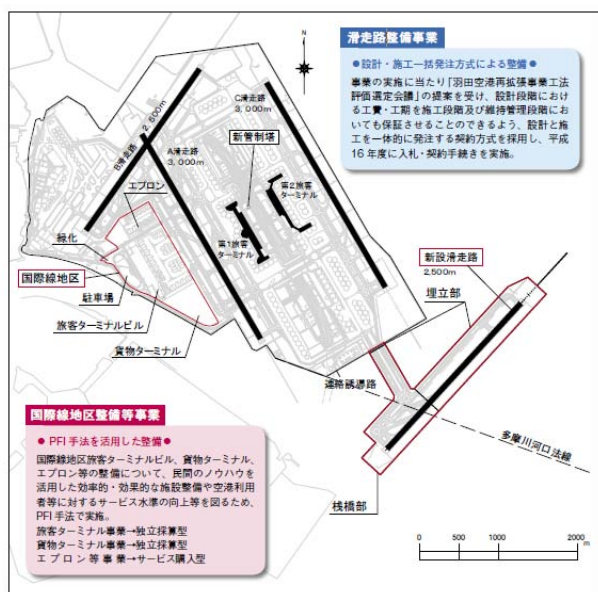


図-1.5 東京国際空港再拡張事業計画⁴⁾

1.2 研究の目的

東京国際空港沖合展開事業が実施された羽田沖廃棄物埋立地は，東京都が造成した浚渫ヘドロや建設残土の廃棄処分場であることから，この超軟弱地盤上に空港基本施設を構築することは技術的に極めて難しい。特に，計画から供用開始までの期間が非常に短い状況下で，時速

300kmにも達するほどの速度で走行しなければならない航空機の安全運行を支えるための施設を整備する必要があることから，地盤の強度増加と沈下制御が可能な処置とそのような条件下での舗装の整備が必要である。

第Ⅰ期工事においては，この地盤改良は埋土層にプラスチックボードドレーンを打設することにより排水して圧密沈下を促進させた。ただし，その下の沖積粘土層の改良までは行っていないため，新A滑走路は，供用開始後の地盤沈下を前提としたサンドイッチ舗装構造が採用された。この形式の舗装は，下層路盤に剛性の高い水硬性スラグ（HMS）を使用し，表層・基層のアスファルトコンクリートで上層路盤の粒状材層を挟み込む構造となっている。

第Ⅱ期工事では，新A滑走路の沖合が埋め立てられ，空港基本施設としては，西側ターミナル地区のエプロン舗装が整備された。このエプロン舗装はコンクリート舗装であり，供用開始後の地盤沈下が想定されたことから，将来の補修工事をあらかじめ想定した整備方式が採用された。一つは，通常よりも厚い無筋コンクリート舗装を建設してコンクリートによる付着オーバーレイ工法により補修を行う方式であり，もう一つはプレストレストコンクリート（PC）舗装を建設して沈下が生じた際に必要に応じてPC版を持ち上げるいわゆるリフトアップ工法により補修する方式である。

第Ⅲ期工事ではさらに沖合に造成された埋立地の地盤を改良し，新C滑走路，新B滑走路，東側ターミナル地区のエプロンなどが建設された。これは，沖合展開事業の中でもっとも規模の大きい工事である。

第Ⅰ期，第Ⅱ期工事同様，第Ⅲ期においても地盤改良工事は最重要課題のひとつであり，工事開始直前まで浚渫ヘドロや建設残土の投棄が行われていた場所であるヘドロ層とその下の沖積粘土層が改良の対象となった。この第Ⅲ期地区では，空域制限があったため，使用可能な施工機械の高さには限界があり，地盤全層の改良はできず，いわゆる未貫通ドレーンによる改良が行われた。しかし，この未貫通ドレーンの設計については，当時，実測データに基づいた経験則は確立されておらず，未貫通ドレーンを適切に設計するためには圧密排水挙動を分析することが必要とされた。具体的には，ドレーンが打設されていない深度での排水がどのように進むか，どの程度の時間を掛ければ地盤が安定するかといった点の解明が必要とされた。

このような状況下で整備された新C滑走路は，埋め立てられて間もない地盤であることもあり，地下水位が高く，使用後の残留沈下量も供用開始後50年で最大1.5m程

度が見込まれていた。後者については、将来の地盤沈下を見越して舗装の標高を上げておく、いわゆる上げ越しによる計画で対応可能であるが、前者については新たな技術開発が必要であった。しかし、わが国の空港舗装構造設計法はこのような状況下を想定したものではなく、しかも新A滑走路では供用開始直後に高地下水水位に起因すると見られる破損が発生し、長期間にわたる点検・補修を余儀なくされている⁵⁾。高地下水水位下での舗装の設計・施工を可能とするためには、まず、航空機荷重に対する高地下水水位下での舗装の挙動を明らかにすることが必要となる。その上で、それに対する対策について検討する必要がある。一方、沖合展開事業地区の地盤特性には変動が大きく、一様な支持力を期待できないため、表層地盤を掘削し、山砂で置換することにより路床を構築する必要があったことから、路床厚の低減を図ることができれば、時間ならびに費用の面から有利になる。

以上の両者を満足できる方法として、ジオテキスタイルを挿入して路床を補強する方法の可能性、ならびに路床に舗装を囲むように排水層を設けることで地下水水位を低下させる方法⁶⁾について検討することとした。さらには、このような状況下で設計・施工された新C滑走路が、当初設定された設計期間中にわたって十分な性能を発揮できていることを確認することが必要となる。こうすることによって、新C滑走路の設計・施工に採用された方法の妥当性が検証可能となるからである。

一方、沖合展開事業は既設空港の大規模な再開発事業であり、各種工事により発生したコンクリート廃材、アスファルト廃材などの処理については、平成3年に成立した「再生資源の利用の促進に関する法律（リサイクル法）」に基づいて、建設資材として積極的に再生利用を図る必要があった。そのため、コンクリート廃材については、路床排水層の材料として再生利用し、またアスファルト廃材については、再生アスファルトとして再生利用することの可能性について検討することとした。

1.3 本論文の構成

本論文は、以上に記した東京国際空港沖合展開事業第Ⅲ期地区において建設された新C滑走路に関する一連の技術開発について論じたものであり、以下に示す章構成となっている。

第1章では、本研究の背景ならびに目的を記述した後、本論文の構成について示している。

第2章では、軟弱地盤上に建設された空港舗装に関して行われた既往の研究について概説する。

第3章では、東京国際空港沖合展開事業第Ⅲ期地区に

おける超軟弱地盤の改良に関する整備水準の考え方を取りまとめるとともに、地盤改良方法の最適な設計ならびに施工について論じている。また、動態観測結果に基づいて実施した地盤改良方法の効果について取りまとめている。

第4章では、地下水水位の高い地盤上に新C滑走路の建設を可能とする方法について論じている。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、試験舗装を用いた実物大試験により耐水性を保持可能となる舗装構造について調査を実施した。一方で、路床は表層地盤を掘削し、山砂により置換することから、このような状況下にあっても路床厚が低減可能となる方法として、ジオテキスタイルによる路床の補強効果、ならびに路床排水層を設けて路床の支持力低下を防止する方法の可能性について検討を加えた。

第5章では、東京国際空港の沖合展開事業の進展に伴って使用されなくなる舗装施設の解体に伴う発生材を新C滑走路に再利用する場合の適用性について論じている。具体的には、アスファルト廃材とコンクリート廃材を、それぞれ再生アスファルトコンクリートと路床排水層材料として使用する方法である。

第6章では、前章までに論じた事項を設計ならびに施工方法に取り入れて沖合展開事業第Ⅲ期地区に整備された東京国際空港の新C滑走路について、調査、設計、施工に至る過程を総括している。

第7章では、平成9年3月に供用開始された新C滑走路の供用後約10年間の性能として、表面性状と構造状態の両者について論じている。また、新C滑走路の縦断プロファイルデータを参照して実施した滑走路舗装の新たな性能評価方法についても言及している。

第8章では、前章までに論じた研究の成果を総括して、本研究の結論として取りまとめている。

参考文献

- 1) 運輸省第二港湾建設局東京空港工事事務所：東京国際空港沖合展開事業パンフレット。
- 2) 馬場孝博，早田修一，横田 弘：東京国際空港沖合展開事業—地盤改良および仮設工事—，土と基礎，Vol.39，No.5，1991年，pp.11-17。
- 3) 常陸壯介，塩見雅樹，伊藤和央，池田直太：東京国際空港沖合展開事業(第Ⅱ期地区)における地盤改良の設計と実際，土と基礎，Vol.42，No.8，1994年，pp.53-56。
- 4)

http://www.pa.ktr.mlit.go.jp/haneda/haneda/haneda_saikaku/index_contents.html

- 5) 八谷好高, 梅野修一, 佐藤勝久: アスファルトコンクリートの層間付着におけるタックコートの効果, 土木学会論文集, No.571/V-36, 1997年, pp.199-209.
- 6) Kanazawa, H., Matsukawa, F., Katoh, K. and Hasegawa, I. : Experimental Study on the Effect of Gravity Drainage System on Beach Stabilization, *Proc. of the 25th International Conference on Coastal Engineering*, 1996, pp.2640-2653.

第2章 軟弱地盤上の舗装に関する既往の研究

2.1 東京国際空港沖合展開事業第Ⅲ期地区地盤の特徴と新C滑走路整備上の課題

近年においては、空港用地を都市近傍に確保することは困難となっており、比較的都心に近い海上や山岳地域に求めざるを得ない状況となっている。海上空港の場合には、我が国の沿岸部に厚く堆積する軟弱地盤上に建設されることが多く、空港機能の確保のための地盤改良が重要となっている。

表-2.1はこれまで軟弱地盤上に建設された代表的な空港について、地盤工学上の特徴および課題を整理したものである。関西国際空港の場合には、沖合人工島であり、100mを越す深層の洪積粘土層まで圧密沈下を生じることによりその特徴がある。一方、東京国際空港の場合には、沿岸域埋立地の沖合拡張であり、特に、第Ⅲ期地区においては、浚渫粘土を埋め立てた直後の超軟弱な地盤の上に空港を建設することのみならず、在来粘土層は表層の水深が最大で18mと深く、またAP-60m（AP：荒川沖中等潮位）を越す洪積粘土層深部まで圧密沈下を生じることにより特徴がある。その結果、空港供用後の残留沈下を許容せざるを得ず、空港施設の機能上特に重要課題である不同沈下をいかに許容値以内に抑えるかが課題となる。東京国際空港沖合展開事業における第Ⅲ期地区の施工条件としては、表-2.1に示すほとんど全ての課題を網羅しており、その困難の大きさを理解することができる。

このように地盤工学的には劣悪とされる軟弱地盤上の舗装にあつては、路床は十分な支持力を持ち得ず、側方せん断変形の発生、泥ねい化といった種々の問題が引き

起こされる危険性が高く、また、地下水位も高いものとなっている。一方、わが国の空港舗装の路床として、空港土木施設施工要領¹⁾では、路床内にCBR値が2未満となるような不良土がある場合には、その土を改良するかもしくは良質土に置換えて設計CBR値を2以上にしなければならないこと、路床の設計CBR値が3未満あるいは地下水位が路床面付近にあるような場合は路床の一部として厚さ15～30cm程度の砂などを用いたしゃ断層を設けることが規定されている。

このため、軟弱地盤上に空港滑走路舗装を建設するに当たっては、種々の課題を解決しなければならない。具体的には、第1章で示したように、高地下水位下での舗装の設計・施工方法、既設の空港舗装の解体に伴って発生する材料の再利用方法、そして供用開始後の舗装状態を確認する方法といったものである。以下では、これらの点に関する既往の研究を取りまとめる。

2.2 軟弱地盤上の空港舗装に関する研究

(1) 高地下水位下での舗装の力学性状

埋立地盤では一般に地下水位が高い²⁾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に位置することが危惧される。また、舗装表面のひび割れから浸透する雨水³⁾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、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

表-2.1 軟弱地盤上の空港の地盤工学的特徴の比較

地盤工学上の特徴	空港名											
	広島西	長崎	大分	出雲	関西国際	新北九州	神戸	佐賀	東京国際			
									第Ⅰ期	第Ⅱ期	第Ⅲ期	
沖合人工島		○			○	○						
埋立地の沖合拡張増設による 廃棄物・浚渫土砂の埋立	○		○	○	○	○	○		○	○	○	○
水深が深い		○			◎		◎					◎
沖積軟弱層が厚い	◎	◎		◎	◎	○	◎	◎	◎	◎	◎	◎
洪積粘土層が厚い					◎		◎					◎
高含水比の超軟弱層がある		○	◎			◎			◎	◎	◎	◎
圧密沈下量大きい	○			○	◎	○	◎	○	○	○	○	◎
供用後の残留沈下を許容する					◎		◎	○	○	○	○	◎
供用後の不同沈下が問題となる	○								○	○	○	◎

注) ○：特徴がある，◎：特徴が著しくある。

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。

このような舗装の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れらの方法が必ずしも得策とはならず⁴⁾、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くる。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が、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水して、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⁵⁾。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との間に距離を置く方法である⁶⁾。さらには、路盤の含水状態や排水状態に応じて舗装構造を決定するという方法もある⁷⁾。これによると、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危険性が高い。具体的には、アスファルトコンクリートの剥離現象⁸⁾、⁹⁾、¹⁰⁾、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、交通荷重の载荷や温度上昇により間隙水圧が発生するためと考えられており²⁾、¹¹⁾、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¹²⁾、¹³⁾。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見あたらず、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。この浸水対策としては、路床排水策を講ずることが一般的である¹⁾。これは、路床や地盤内の地下水位を低下させたり、隣接地域から路床や地盤に浸透する水を排除して、路床、路盤の含水量を良好に維持するために行うものである。通常、このような路床排水が必要となるのは、地下水位が高く湿潤な場所、積雪地帯や凍上が起こる地域などであるとされ、路床排水溝の底部にコンクリート、塩化ビニールなどの穴あき管を設置する場合の管の内径は20～30cmを標準とし、穴あき管の穴の数は管周面積1m²当り50以上、穴の面積は管周面積1m²当り150～200cm²以上としたものが望ましいとなっている。この場合、路床排水溝の位置は、図-2.1に示すような位置が標準とされている。

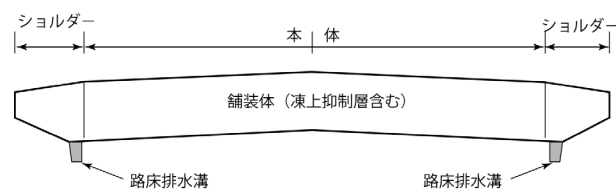


図-2.1 路床排水溝の位置

軟弱地盤上の舗装にあつては、路床は十分な支持力を持ち得ず、側方せん断変形の発生、泥ねい化といった種々の問題が引き起こされる危険性が高い。そのため、良質材料による置換や路床改良といった方法が採用されることが多いが、近年では軟弱路床上に舗装を建設するに当たり、ジオテキスタイルを使用する方法が試みられている。

ジオテキスタイルによる補強土工法には、地盤の補強のみならず、補強材料の分離機能、フィルター機能、透水機能といった機能があり、軟弱地盤上の盛土へ適用する事例が数多く見られる。舗装の分野で上記のような観点からジオテキスタイルの利用もあるが、このほか、ひび割れやわだち掘れ防止などの目的でアスファルト混合物層にも適用されている。

このジオテキスタイルによる路床改良方法について室内試験により検討した事例がある¹⁴⁾、¹⁵⁾。これは、道路舗装の軟弱路床を対象にして、比較的交通量の少ない場合へのジオテキスタイルの適用性について検討したもので、小型供試体に繰返し荷重を加えることにより生ずる路盤材表面の累積変形量に基づいてジオテキスタイルの有効性を検証している。具体的には、CBR値 ≤ 2となっている軟弱路床のCBR値を、軟弱路床改良後の最小規定値である3まで実質的に向上し得るかどうかという観点から評価している。その結果、比較的交通量の少ない道路舗装に限れば、路盤厚を極端に厚くすることなく、軟弱路床のCBR値を実質3にまで上げられることを確認できたとしている。このほか、室内試験ならびに現地試験舗装により、ジオテキスタイルによる路床改良効果について検討した事例でも、ジオテキスタイルによる路床厚低減効果が期待できることが示されている¹⁶⁾、¹⁷⁾。

(2) 舗装材料の再生利用に関する研究

循環型社会の実現に向けて、いわゆるリサイクル法、建設リサイクル法といったリサイクルに関する法体系の整備が進められた。これに伴い、建設副産物対策も順調に進んでおり、建設廃棄物のうち、舗装工事の対象となるアスファルトコンクリート塊（アスファルト破砕材）

ならびにセメントコンクリート塊(コンクリート破砕材)の再資源化等の率は100%近くにまで高められている。

舗装に再利用できる舗装発生材、すなわち再生材には再生加熱アスファルト混合物と再生路盤材とがある。前者は、アスファルト破砕材から製造された再生骨材に再生用添加剤、新アスファルトや補足材を加えて製造された加熱アスファルト混合物で、表層・基層のほか上層路盤がその使用対象となる。後者は路盤発生材やコンクリート破砕材から製造された再生コンクリート骨材に補足材等を加えて製造された路盤材で、再生クラッシュラン、再生粒度調整砕石ならびに再生安定処理路盤材(セメント、石灰による)がある。

空港舗装の建設ならびに補修工事における再生材料の利用方策についても積極的な取組みが行われてきている¹⁸⁾。その基本的な考え方は道路舗装の場合^{19)、20)}と大きく変わるものではない。すなわち、現時点では、主としてアスファルト破砕材は再生加熱アスファルトコンクリートとして、コンクリート破砕材は路盤用砕石として利用されている。具体的には、再生加熱アスファルトコンクリートは再生率(全骨材中に占める再生骨材の割合)40%を上限として、表層以外の箇所に限って使用するというものである^{21)、22)}。

再生材料の空港舗装へのさらなる有効利用を目指して、既設アスファルト舗装の解体に伴って発生するアスファルト破砕材について、路盤材料ならびに加熱アスファルトコンクリート表層・基層材として用いる方法を検討した事例²³⁾がある。この事例では、コンクリート舗装の解体により発生するコンクリート破砕材をコンクリート版ならびに路盤材料として再利用する方法についても検討している。その結果、アスファルト破砕材は、まず表層・基層アスファルトコンクリートとして適用し、次に安定処理路盤として再利用を考えるべきであること、コンクリート破砕材はまず粒状路盤材として、次にそれ以外の再利用方法を考えるべきであることが示されている。

(3) 舗装の評価に関する研究

供用中の空港舗装の評価は、性能低下の度合、測定の容易さ等を考慮して、まず走行時操縦性・安全性といった性能に関わる項目、すなわち舗装表面性状について実施された後で、必要に応じて舗装構造的耐久性について実施される流れになっている。

a) 表面性状

舗装の表面性状(破損状況)は、三種類の破損の状況から算出されたPRI(Pavement Rehabilitation Index)に基づいて定量化され、補修の必要性として評価される²⁴⁾。こ

のPRIは、アスファルト舗装の場合、630m²という比較的面積の小さい区画について計算され、その定量化に使用される算定式は(2.1)式のようになる。

$$PRI = 10 - 0.45 \times CR - 0.0511 \times RD - 0.655 \times SV \quad (2.1)$$

ここに、

CR: ひび割れ率 (%)

RD: わだち掘れ (mm)

SV: 平坦性 (縦断方向の凹凸の標準偏差, mm)

補修の必要性については、このPRIの値によって、表-2.2に示すように、A(必要なし)、B(近い将来必要になる)、C(早急に必要である)の3ランクに分けている。

表-2.2 PRIによる補修の必要性の評価

舗装区域	評価*		
	A	B	C
滑走路	8.0 以上	3.8 以上 8.0 未満	3.8 未満
誘導路	6.9 以上	3.0 以上 6.9 未満	3.0 未満
エプロン	5.9 以上	0.0 以上 5.9 未満	0.0 未満

*A: 補修の必要なし

B: 近いうちの補修が望ましい

C: できるだけ早急に補修の必要がある

舗装の破損は複合した原因によることが多いが、1項目だけの破損が際だち、他の種類の破損がほとんど生じていないこともある。そのような場合を考えて、PRIの計算の時に使用する項目について、表-2.3のような基準も破損形態別に設けられている。

b) 構造

舗装構造についての評価を行う場合には、解体調査による方法と非破壊調査による方法がある。最近では、迅速かつ経済的に実行可能な後者の非破壊調査法が用いられている。試験装置としては、重錘を自由落下させることにより衝撃荷重を舗装に与えてその応答としてたわみを測定するFWD(Falling Weight Deflectometer)が用いられている。このFWDは、その荷重特性が実際の車両や航空機のものに近いこともあって、世界的にも非破壊試験機の標準となっている。

これを用いた構造評価方法も、たわみをそのまま用いるものが数多く発表されている。これは、複雑な計算を必要としないという利点を有するものの、使用材料が異なったり、舗装厚が大きく異なるといった場合にはその

表-2.3 一種類の舗装破損の状況に基づく補修の必要性の評価

項目	施設	評価		
		A	B	C
ひび割れ率 (%)	滑走路	0.1 未満	0.1 以上 6.5 未満	6.5 以上
	誘導路	0.9 未満	0.9 以上 12.7 未満	12.7 以上
	エプロン	1.9 未満	1.9 以上 17.0 未満	17.0 以上
わだち掘れ (mm)	滑走路	10 未満	10 以上 38 未満	38 以上
	誘導路	17 未満	17 以上 57 未満	57 以上
	エプロン	22 未満	22 以上 70 未満	70 以上
平坦性 (mm)	滑走路	0.26 未満	0.26 以上 3.64 未満	3.64 以上
	誘導路	0.91 未満	0.91 以上 6.57 未満	6.57 以上
	エプロン	1.50 未満	1.50 以上 8.63 未満	8.63 以上

適用が難しくなる恐れもある。そのため、複数のたわみ量から舗装各層の力学特性値を推定する、いわゆる逆解析に基づく構造評価法が開発されている。

わが国の空港の場合は、たわみ量の逆解析に基づく構造評価法を行って補修の必要性を判定し、最終的に所要オーバーレイ厚を算定するというシステムを用いている²⁵⁾。具体的には、まず FWD での最大たわみ量に注目した概略調査を行い、構造的に問題があると判断された箇所についてアスファルトコンクリート層ならびに路床のひずみに注目した詳細調査を行うものである。そのフローチャートは図-2.2 に示すようなものである。なお、この場合の FWD の標準荷重は 200kN(載荷板直径 450mm)であり、たわみが荷重直下のほか、荷重点から 0, 30, 45, 60, 90, 150, 250cm 離れた 7 点で得られるものである。概略評価は次のようになる。まず FWD による実測値(載荷板中心たわみ)を標準状態のものに補正する。

そして、この補正たわみを規準値と照合し、規準を満足しないようであれば、次の詳細評価へと進む。詳細評価は、①実測たわみ曲線の逆解析による各層弾性係数の推定、②表層・基層弾性係数の設計条件に対応するものへの変換、③設計荷重に対するひずみの計算、④設計荷重・設計カバレッジに対応したひずみ規準との比較といった手順からなる。その結果、得られたひずみの値が規準値を超える場合には、オーバーレイ厚とひずみの関係を算出して、必要なオーバーレイ厚を決定するとの流れになっている。

2.3 まとめ

本章では、軟弱地盤上に建設された代表的な空港について、地盤工学上の特徴および課題を整理し、東京国際空港沖合展開事業における第Ⅲ期地区の施工条件が解決すべき課題を整理した。そして、軟弱地盤上に空港滑走路舗装を建設するに当たって、高地下水水位下での舗装の設計・施工方法、既設の空港舗装の解体に伴って発生する材料の再利用方法、そして供用開始後の舗装状態を確認する方法について、既往の研究を取りまとめた。

参考文献

- 1) 国土交通省航空局(監)：空港土木施設施工要領，(財)港湾空港建設技術サービスセンター，2006年。
- 2) Casagrande, A. and Shannon, W. L. : Base Course Drainage for Airport Pavements, *Proc. of the American Society of Civil Engineers, Soil Mechanics and Foundation Division*, Vol.77, 1951, pp.1-23.
- 3) Macmaster, J. B., Wrong, G. A. and Phang, W. A. : Pavement Drainage in Seasonal Frost Area, Ontario, *Transportation Research Record*, No.849, 1982, pp.18-24.
- 4) Kandhal, P. S.: Field and Laboratory Investigation of Stripping in Asphalt Pavements: State of the Art Report,

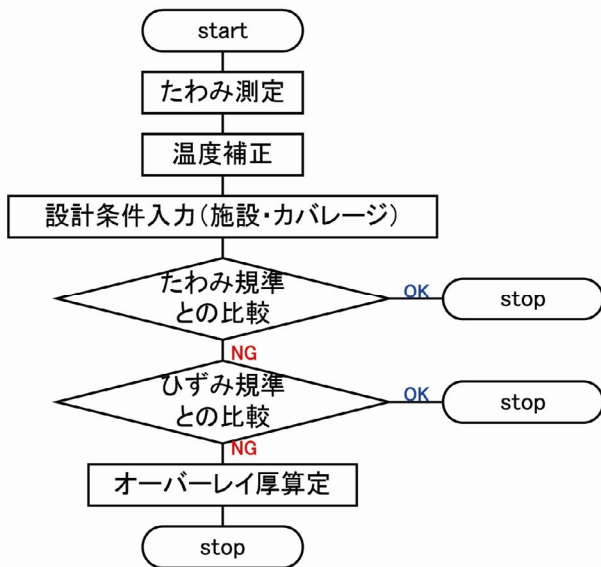


図-2.2 舗装構造評価のフロー

- Transportation Research Record*, No.1454, 1994, pp.36-47.
- 5) Fwa, T. F. : Water-Induced Distress in Flexible Pavement in a Wet Tropical Climate, *Transportation Research Record*, No.1121, 1987, pp.57-65.
 - 6) Elfino, M. K. and Davidson, J. L. : An Evaluation of Design High-Water Clearance for Pavement, *Transportation Research Record*, No.1121, 1987, pp.66-76.
 - 7) AASHTO: Design of Pavement Structures, 1993.
 - 8) 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, 1973年, pp.16-21.
 - 9) 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, 1976年, pp.3-11.
 - 10) 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, 1971年, pp.18-24.
 - 11) Yoon, H. H. and Tarrer, A. R.: Effect of Aggregate Properties on Stripping, *Transportation Research Record*, No.1171, 1988, pp.37-43.
 - 12) Divito, J. A. and Morris, G. R. : Saline Pretreatment of Mineral Aggregate to Prevent Stripping in Flexible Pavements, *Transportation Research Record*, No.843, 1982, pp.104-111.
 - 13) 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, 1977年, pp.21-26.
 - 14) 尾本志展, 溝渕 優 : ジオテキスタイルの軟弱路床に対する補強効果についての一検討, 土木学会年次学術講演会講演概要集第5部, 第45巻, 1990年, pp.128-129.
 - 15) 尾本志展, 溝渕 優 : ジオテキスタイルの軟弱路床に対する補強効果についての一検討, 土木学会年次学術講演会講演概要集第5部, 第46巻, 1991年, pp.104-105.
 - 16) 中山晴幸, 小久保 聡, 内田 弘, 萩原久吉 : 軟弱路床へジオテキスタイルを敷設した舗装の挙動についての一検討, 土木学会年次学術講演会講演概要集第3部, 第42巻, 1987年, pp.878-879.
 - 17) 久保崇紀, 卷内勝彦, 峯岸邦夫, 島崎 宏 : 軟弱路床上のジオテキスタイル補強舗装の設計, 土木学会年次学術講演会講演概要集第3部, 第46巻, 1991年, pp.6-1017.
 - 18) 佐藤勝久, 福手 勤, 佐藤峰夫 : アスファルトコンクリート再利用のための基礎的実験, 港湾技研資料, No.280, 1977年.
 - 19) (社) 日本道路協会 : プラント再生舗装技術指針, 1992年, 84p.
 - 20) (社) 日本道路協会 : 路上再生路盤工法技術指針 (案), 68p., 1998年
 - 21) 国土交通省航空局 (監) : 空港土木工事共通仕様書, (財) 港湾空港建設技術サービスセンター, 2001年
 - 22) 国土交通省航空局 (監) : 空港舗装構造設計要領, (財) 港湾空港建設技術サービスセンター, 1999年, pp.30.
 - 23) 八谷好高, 松崎和博, 坪川将丈, 湯浅楠勝, 早野公敏, 秋元洋胤 : 空港舗装建設廃棄物の再資源化促進方策, 国土技術政策総合研究所資料, No.176, 2004年, 22p.
 - 24) 福手 勤, 佐藤勝久, 八谷好高, 山崎英男 : 路面性状による空港舗装の供用性評価, 港湾技研資料, No.414, 1982年, 20p.
 - 25) 八谷好高, 高橋 修, 坪川将丈 : FWDによる空港アスファルト舗装の非破壊構造評価, 土木学会論文集, No.662/V-49, 2000年, pp.169-183.

第3章 軟弱地盤の改良に関する研究

3.1 はじめに

東京国際空港沖合展開計画用地は、もともと軟弱な在来沖積粘土層が30~40m堆積した原地盤の上に、東京湾の浚渫ヘドロや東京都内より発生する建設残土で埋め立てられた含水比が最大250%にも及ぶ超軟弱な廃棄物処分場である。一方、空港用地には土木施設の中でも最も厳しい平坦性が要求される。たとえば、駐機のためのエプロンは0.5%~1.0%の部分勾配、滑走路では1.0%以下の縦断勾配、また誘導路では1.5%以下の縦断勾配が規定されている。

東京国際空港沖合展開事業での地盤改良工事は、このような「人も立つことの出来ない、どうにも使いようがない」と思われたヘドロの海である超軟弱な地盤を、厳しい勾配規定を満足できる空港用地として、限られた時間内で使えるものに蘇らせるため、既存の地盤工学上の理論を拡張・展開し、新たな地盤改良工法の開発・適用を行うとともに、膨大な集中工事を安全かつ効率的に行う情報化施工管理システムを構築するなどにより、この難しい諸課題に対処してきたものである。この経験は「超軟弱地盤との戦い」の歴史といっても過言ではない。

本章では、特に厳しい施工条件下にあった第Ⅲ期地区を対象とし、地盤改良で工夫した設計法および施工法ならびに動態観測による実際の検証結果¹⁾について記述する。

3.2 沖合展開事業地区の地盤特性と地盤造成上の課題

(1) 沖合展開事業地区の地盤特性

原地盤の圧密沈下を生じない基盤(Dg)層は図-3.1に示すようにAP-35~70m程度と場所的な変化が大きいが、また、表-3.1は代表的な土質定数を比較整理したものである。

第Ⅰ期および第Ⅱ期地区の埋立は、原地盤の表層の沖積砂(As₁)層を昭和40年代に人為的に床掘りし、その後、超軟弱な状態の浚渫ヘドロ(Ac₁)層が埋立てられた。床掘りの場所的な不均一性により、Ac₁層の深度分布はかなり複雑なものとなっている。また、As₁層がAc₁層で置換されたことにより、当該土層の土被り重量が減じることとなり、その下位の沖積粘土(Ac₂)層は計画整備高に対して過圧密状態となった。さらに、Ac₁層自体も沖合展開事業着手までの埋立放置期間が長かったため、自重圧密がほぼ終了に近い状態であった。

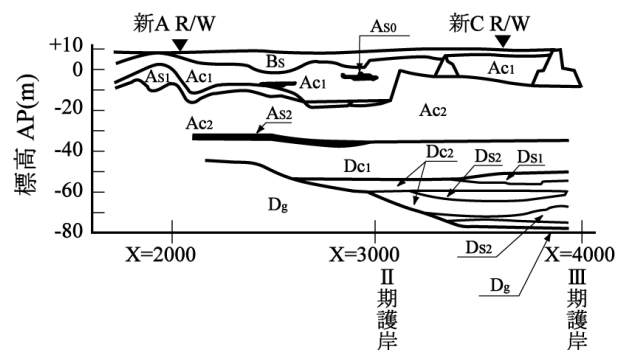


図-3.1 代表土層断面図(中央東西方向)

一方、第Ⅲ期地区の原地盤は、沖合であることからAs₁層が存在せず、在来のAc₂層が最上部である。第Ⅰ期・第Ⅱ期地区のような荷重履歴を受けていない状態に、直接浚渫ヘドロが埋立てられた。Ac₁層は埋立直後の未圧密状態であること、また、その下位のAc₂層も埋立前において正規圧密状態にあるため、同様に大きな圧密沈下が発生することとなった。さらに、最も沖合に位置する地区であるため、水深がAP-10~-18mと深く、洪積粘土(Dc₁)層も埋立荷重の大きさに伴って、その上部も圧密対象層となった。圧密沈下量は第Ⅰ期・第Ⅱ期地区で1~4m、また

表-3.1 浚渫粘土(Ac₁)および沖積粘土層(Ac₂)の土性の比較

土質定数	Ac ₁			Ac ₂		
	I期	II期	III期	I期	II期	III期
単位体積重量, γ (tf/m ³)	1.2~1.9	1.3~1.9	1.2~1.5	1.5~1.6	1.4~1.8	1.4~1.7
自然含水比, w_n (%)	30~200	30~170	60~250	60~110	40~110	60~130
液性限界, w_L (%)	20~70	20~70	50~140	50~120	40~130	60~120
塑性指数, I_p	10~80	10~90	10~80	5~80	10~80	15~80
一軸圧縮強さ, q_u (kN/m ²)	10~50	5程度	殆ど0	100~200	20~250	10~150
圧密係数, c_v (cm ² /d)	70~200	70~200	10~100	100* ¹ ~700	200* ¹ ~650	100* ¹ ~800
過圧密圧力* ² , Δp_c (kN/m ²)	0	0.1~1.7	未圧密	4~5	1~3	0
圧縮指数, C_c	4~15	3~14	2~9	7~14	4~15	5~18

*1 正規圧密領域の圧密係数

*2 $\Delta p_c = (\text{圧密降伏応力 } p_c) - (\text{有効土被り圧 } p')$

第Ⅲ期地区では5～9mと予測され、地盤改良深度は前者ではAc₁層が主対象層であるとし、後者では残留沈下低減のためAc₂層まで必要とした。

(2) 地盤造成上の課題

前述のように、沖合展開事業地区の地盤条件の悪さに加え、事業の遂行にあたっては、前例のないような課題があった。

その第一は、飽和状態の航空輸送容量への対応のため、1日も早い事業の完了が要請されたことである。計画空港用地1,100haのうち、地盤改良必要面積は約570haと広域である。しかも空港は表面全体が施設となるものであり、限られた時間において労力を集中しながら、高い投資効果を得る必要があった。

第二に、面的施設である空港には厳しい平坦性が求められることである。地盤状態が不良かつ不均一な上、地盤内には既存の埋立護岸が存在する。そのほか埋立土層内に網の目のように計画、建設される共同溝、排水溝あるいは道路トンネル、鉄道トンネルなどの地中埋設構造物が存在する。これらに起因する不同沈下は、平坦性が求められる空港では問題が大きく、この対処方法が大きな課題となった。

第三に、供用中の空港に隣接した地域であるため、空域制限下での施工を余儀なくされたことである。空港には、航空法で定められる進入表面、転移表面、水平表面といった制限表面があり、そのため、ドレーン施工機械の高さ制限を受けることとなった。

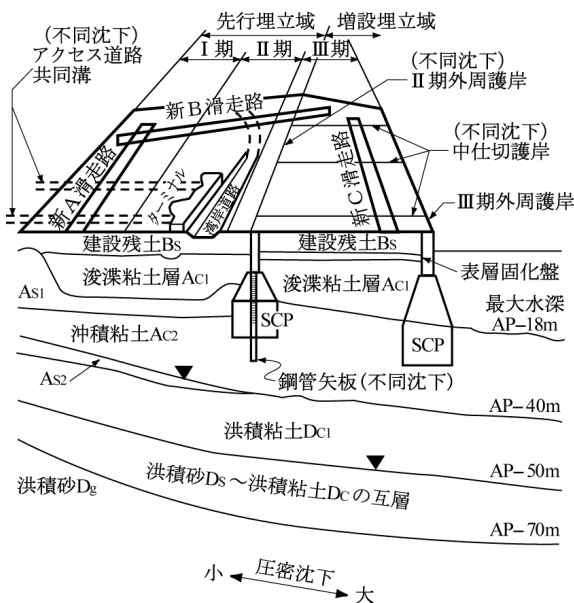


図-3.2 沖合展開地区の地盤および制約条件の模式図
(南側からの鳥瞰、▼：沈下対象層下端深度)

図-3.2は以上の課題を模式的に示したものである。これらはそれぞれが相互に影響を及ぼす関係をなしており、地盤改良工事の決定にあたって、大きな判断が必要とされた。

3.3 地盤改良の基本方針

(1) 地盤改良の目標

空港の制限表面に抵触しない高さのドレーン施工機械による地盤改良では、深層にまで及ぶ圧密対象層の全層改良は困難であった。また、全層改良をすれば工期および予算面の問題が残ることとなる。このようなことから、当事業の地盤改良は次の基本方針により実施することとした。

- a) 空港供用後の残留沈下は許容するが、空港施設に悪影響を及ぼす不同沈下は極力生じさせないようにする。
- b) 改良層の圧密沈下を早期に終わらせ、舗装等の施設工事に着手できるようにする。

具体的には、以下の地盤改良の目標を掲げた、

- a) 航空機の走行条件、表面排水条件に対する許容勾配を満たす。
- b) 供用後に地盤特性のばらつきによる不同沈下を許容値以下にする。
- c) 局所的な不同沈下の発生が想定される場所では、許容勾配を満足するように表面勾配を滑らかにすりつける。
- d) 施設施工期間中に過大な沈下量を発生させない。

(2) 目標整備水準の設定

(1)で示した地盤改良の基本方針に基づき、まず、目標整備水準を設定した。図-3.3は第Ⅲ期地区の目標整備水準の検討フローを示したものである。

この地区では、空港の制限表面に抵触しない地表からの高さ45mを満足する最大高のドレーン打設機械を用いた場合においても、改良深度はAP-28mが限界であった。これは、圧密沈下対象層の下部20m以上が未改良のまま残される、すなわち未貫通ドレーンの状態となることを意味する。このような改良条件のもとで、第Ⅲ期地区全域の代表地点で残留沈下量を計算すると、供用後10年で最大150cm、供用後50年で最大200cmとなった。したがって、このような残留沈下が不同沈下に及ぼす影響を検討する必要があった。

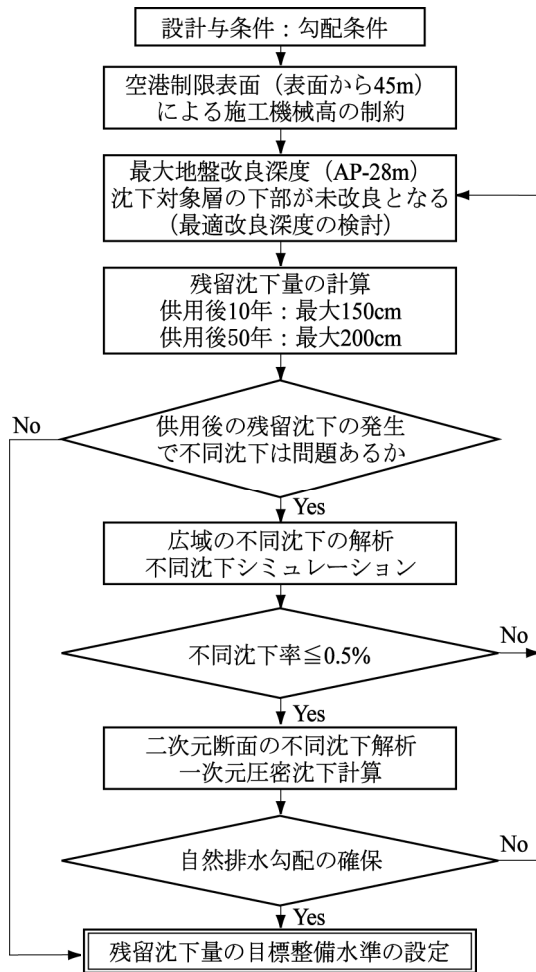


図-3.3 目標整備水準の設定フロー

広域に発生する残留沈下量が表面の不同沈下に及ぼす影響の評価については、奥村ら²⁾、土田ら³⁾による不同沈下シミュレーションの手法により評価し、地盤改良深度を決定することとした。この手法は、広範囲の埋立を行う場合、地盤の土層構成や土質が場所ごとに不均一である条件を空間的な確率モデルに置き換える。すなわち、図-3.4³⁾に示すように海底地盤を平面方向に50mないし100mに、また、深度方向に4mないし5m程度のメッシュに分割し、各ブロックの圧密現象を支配する定数として、体積圧縮係数 m_v 、圧密係数 c_v 、圧縮指数 C_c 、圧密降伏応力 p_c が正規分布、あるいは対数正規分布に従う確率変数として与える。また、地盤の各土層厚も確率変数として与える。このように設定したメッシュ中心点において一次元圧密沈下量をモンテカルロシミュレーションに基づいて繰り返し計算し、メッシュ間相互の不同沈下の統計的な傾向を算定するものである。

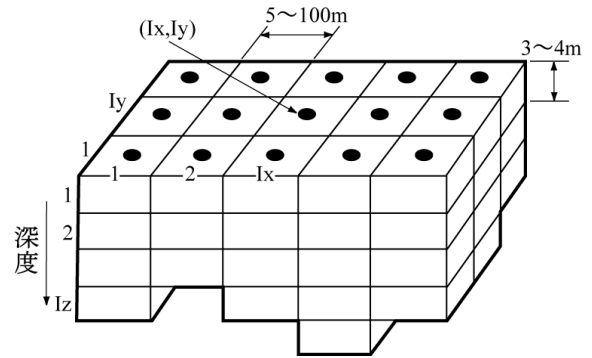


図-3.4 不同沈下シミュレーションにおける地盤の分割³⁾

第三期地区において、図-3.5に示すように3,200m×500mの範囲を100mのメッシュに分割し、地盤改良下端深度をAP-22m、AP-28mおよびAc₂層全層までとする条件について比較計算を行った⁴⁾。図-3.6はメッシュ間最大不同沈下率 γ_{max} の経時変化を示したものである。同図からAP-22mまでの改良の場合には未改良層の残留沈下によって、供用後10年程度から γ_{max} は0.5%を越し、さらにその傾向は長期にわたって増大する傾向となった。すなわち、舗装の部分勾配修正のための補修工事とこれに伴う空港機能への影響が増加する傾向にあると推察された。一方、AP-28mまでの改良の場合には γ_{max} は供用後10年において0.5%程度以内に収まり、この傾向はAc₂全層改良に類似するものであった。

さらに、空港の機能上の面から表面排水勾配が確保されなければならない。これに対しては二次元断面の不同沈下を荷重条件の変化の考慮のもとに一次元圧密沈下計算によって満足することを確認した。

以上のような検討に基づき、空港機能に有害となる不同沈下の発生が抑えられるような地盤改良を最小の労力で行うこととし、その結果として生じる残留沈下については許容できると判断された。

具体的な目標整備水準としては、供用後10年の時点の全ての地区において、計画地盤高を確保し、不同沈下率から算定される勾配変化が0.5%以下となるように定めた。また、供用後10年の許容残留沈下量を150cm以下、供用後50年のそれは200cm以下とし、圧密放置期間は最大1年を目標にした。地盤改良による圧密終了後の施設施工期間における残留沈下量は、施工性から50cm以下とした⁵⁾。

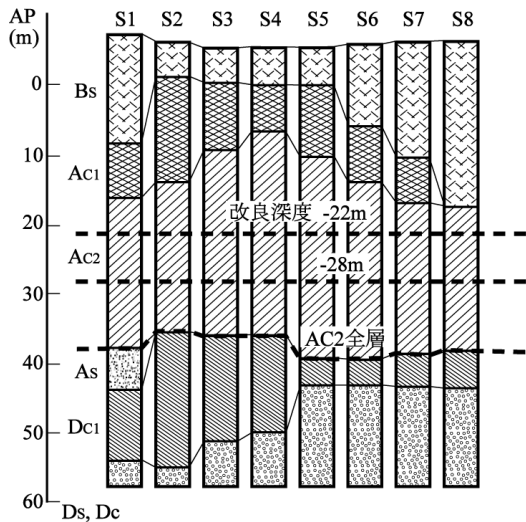
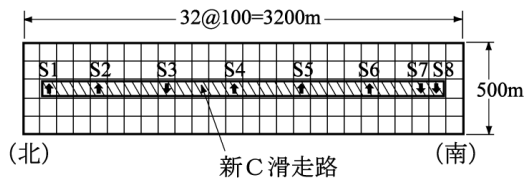


図-3.5 新C滑走路部のメッシュ分割と土層構成

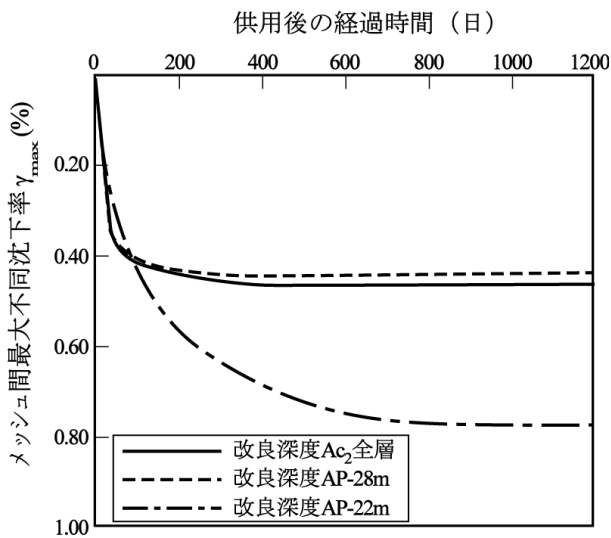


図-3.6 改良深度別メッシュ間最大不同沈下率経時変化

3.4 地盤改良の基本設計

地盤改良の基本は「バーチカルドレーン工法」とし、プラスチックボードドレーン (PBD)、小口径袋詰めサンドドレーン (PD、直径12cm)、サンドドレーン (SD、直径50cm)、部分被覆サンドドレーン (FPD、直径50cm) を、地盤改良対象地区の状況に応じてこれを使い分け、

あるいは組み合わせて施工した。図-3.7は第Ⅲ期地区の改良仕様を模式的に示したものである。

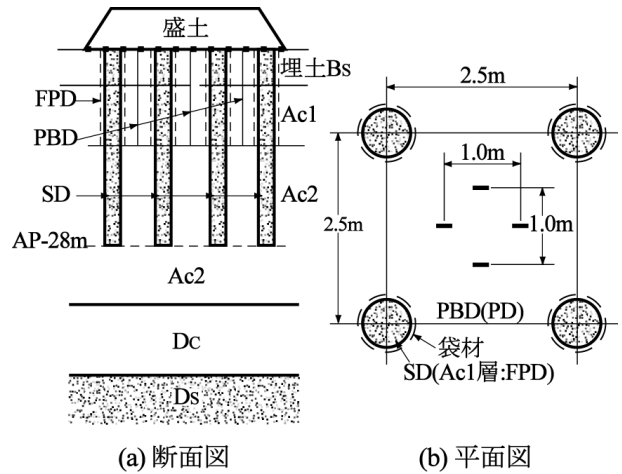


図-3.7 地盤改良仕様の模式図

(1) 未貫通ドレーンの解析と簡易設計法

通常、圧密対象層は全層にドレーン材を貫通して改良することが基本である。しかしながら、第Ⅲ期地区ではドレーン施工機械の高さの制限から最大深度AP-28mまでを改良し、深層部の圧密対象層 (Ac₂、Dc₁) を非改良とした、いわゆる未貫通ドレーンの方法を採用した。この場合、未貫通部の圧密排水条件は複雑である。すなわち、SD改良部は水平方向の排水により圧密が進行するのに対し、未貫通部は鉛直方向の排水による圧密が進行する。

しかし、未貫通部の上端においては完全な面状の排水層が存在するものではないため、排水は図-3.8(a)に示すように複雑な挙動を示す。従って、改良境界部を含む全体系の圧密を有限要素解析し、その結果に基づいて実務上簡易な圧密計算法を提案することとした (図-3.8(b))。

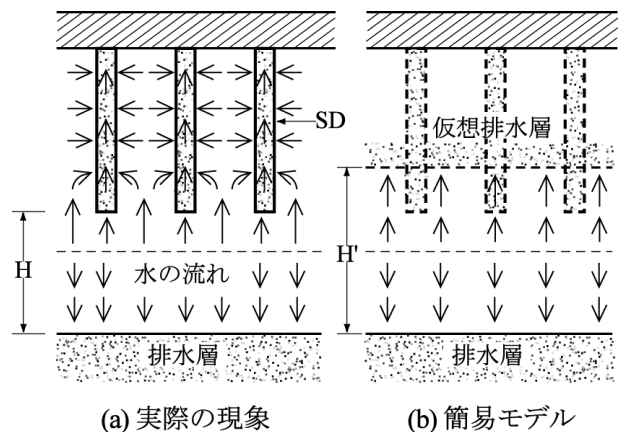


図-3.8 未貫通ドレーンのモデル化

図-3.9は未貫通改良地盤モデルにおける深さごとに平均化した圧密度 U_z の深度分布を示したものである。この解析結果によると未貫通層の圧密度分布はドレーン下端より上部に仮想の面状排水層を設けたときの両面排水条件で近似できる傾向が見られる。図-3.10は未貫通層厚を変化させたときの圧密度と時間の関係であり、有限要素解析結果と未貫通層厚 H にドレーン有効径 d_e の1/2を割増した見かけの層厚におけるTerzaghi両面排水条件の解析解が圧密中期から後半においてほぼ一致することが明らかとなった。したがって、未貫通層の圧密計算では、層厚を割増することとした⁶⁾。

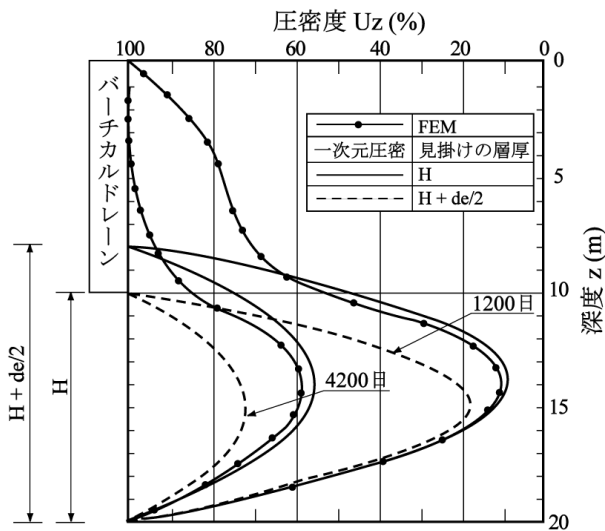


図-3.9 未貫通ドレーンの間隙水圧分布解析結果

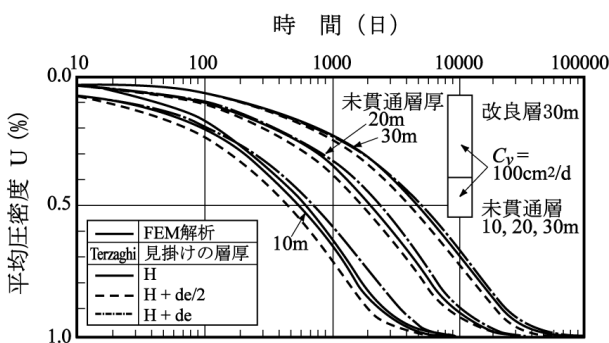


図-3.10 見かけの排水距離を変化させた解析

(2) 補間ドレーンの解析と簡易設計法

浚渫粘土の埋立てによる超軟弱な Ac_1 層および在来の Ac_2 層の圧密係数 c_v は、それぞれ $40\text{cm}^2/\text{d}$ および $100\sim 200\text{cm}^2/\text{d}$ と大きく異なる。このような多層系地盤の地盤改良においては、基本的には各層とも同レベルの圧密度を

所定の期間内に達成するような改良効果を得ることが望ましい。このような場合、下位の Ac_2 層の地盤改良にはSD工法が適用されるが、このままでは上部の Ac_1 層の圧密が遅れるため、さらなる圧密促進対策が必要となる。そのために、間隔2.5mのSDの打設位置の中央にパーチカルドレーンを追加する、いわゆる補間ドレーンを打設する方法が考えられる。補間ドレーンとしてSDを1本補間打設すること考え方もある。しかし、当事業では超軟弱地盤であることによる施工時の地盤およびドレーンの安定性、施工機械調達の可能性と効率的な配置運用といった観点から、異種のドレーンであるPBDあるいはPDを複数本打設することによって所要の圧密促進効果を得る方法を採用することとした。この場合、圧密特性は通常の放射流れの考え方と異なり複雑となることから図-3.11のようなモデルについて有限要素解析を適用し、補間ドレーンの種類と最適配置を決定することとした。

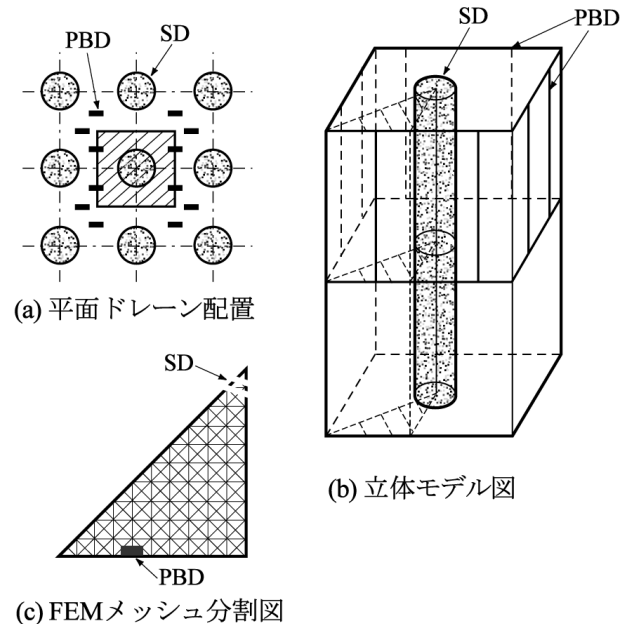


図-3.11 補間ドレーンの解析モデル

図-3.12は第III期地区の地盤に対して補間ドレーンがないケース (Case-0)、補間ドレーンにSDを用いる場合 (Case-1)、PBD 1本の場合 (Case-2)、同4本の場合 (Case-3)、およびPD 4本の場合 (Case-4)の圧密度と時間の関係を解析したものである。1年で圧密度 $U=90\%$ を確保する設計目標値に対して、Case-1では $U=94\%$ と目標を満足するのに対し、Case-2では $U=76\%$ と目標を達成しない。一方、Case-3およびCase-4はそれぞれ 90% および 97% であり目標を満足している。この結果から経済性を重視してPBD 4本の補間ドレーンを採用することとした。なお、

補間ドレーンの最適配置についても検討し、圧密途中で極力圧密進行度合いが均等化できること、および実際の施工精度の問題に配慮して、図-3.7(b)に示したような対角距離1mとする十字型の配置を採用した。

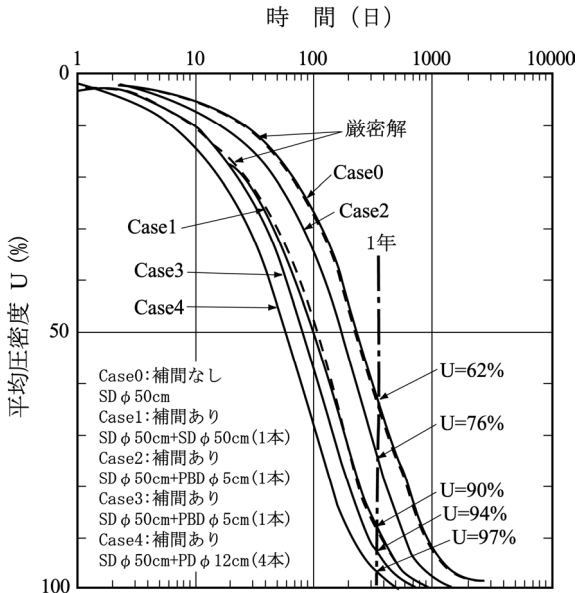


図-3.12 補間ドレーンの種類と圧密速度の比較

さらに、このような有限要素解析を全域にわたって実施することは労力がかかることから、これらドレーン群と同等の圧密性状を示すような等価SDに換算して一次元圧密計算を行える簡便計算手法を提案し、地盤改良設計への適用を図った⁷⁾。

(3) 圧密遅れを考慮した解析と簡易設計

バーチカルドレーンの設計で用いられるBarronの圧密解析解は砂材の透水係数を無限大と仮定しているため、長尺なドレーンとなると圧密速度が理論より遅くなり、この影響が工期の時間的制約を受ける中で大きな問題となる。これに対して、吉国⁸⁾は砂材の透水係数の有限性を考慮したウェルレジスタンス (式(3.1)~(3.4)) およびマットレジスタンス (式(3.5)) の考え方を提案している。

a) ウェルレジスタンスの圧密解

$$U(T_h) = 1 - \exp\left\{\frac{-8T_h}{F(n) + 0.8L_w}\right\} \quad (3.1)$$

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \cdot \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \quad (3.2)$$

$$L_w = \frac{32}{\pi^2} \cdot \frac{k_c}{k_w} \cdot \left(\frac{H_c}{d_e}\right)^2 \quad (3.3)$$

$$(3.4)$$

$$T_h = \frac{c_v}{d_e^2} \cdot t$$

ここに、

$U(T_h)$: 圧密度

T_h : 時間係数

L_w : ウェルレジスタンス係数

d_w : ドレーン径

d_e : 影響径

n : ドレーン比 = d_e/d_w

H_e : 粘土の層厚

k_c, k_w : 粘土およびドレーンの透水係数

b) マットレジスタンスの圧密解

マットレジスタンスについては式(3.1)の L_w に対してマットレジスタンス係数 L_w を代入すればよいことが示されている。 L_w は式(3.5)に示される。

$$L_w = \frac{32}{\pi^2} \cdot \frac{1}{n^2} \cdot \frac{H}{H_m} \cdot \frac{k_c}{k_s} \cdot \left(\frac{B}{d_e}\right)^2 \quad (3.5)$$

ここに、

B : サンドマット (SM) の最大排水長

H_m : サンドマットの厚さ

H : SD長

k_m : サンドマットの透水係数

これまでの事例では砂材の透水係数は余り小さいものではなく、主にウェルレジスタンスを考慮した設計で対応できているが、当地盤改良工事では、SDおよびサンドマット (SM) に使用する砂材は細粒分を含む山砂であるため、両レジスタンスを同時に考慮する必要があると考えられた。これに対し、図-3.13に示すような圧密排出水の連続条件に基づいて差分法によるウェルレジスタンスとマットレジスタンスを連成させた圧密解析プログラムを開発した⁹⁾。図-3.14は第II期地区のPD施工工区におけるマットレジスタンスの解析例である。表-3.2は、同様な解析によって得られたドレーン材の透水係数を示したものである。特に、SDおよびPDの施工工区においては、SMの透水係数 k_m が 3×10^{-4} cm/sとPBD施工工区より1オーダー小さいことが明らかとなった。この原因としては、ドレーン打設時のSM層の汚れによるものと判断された。

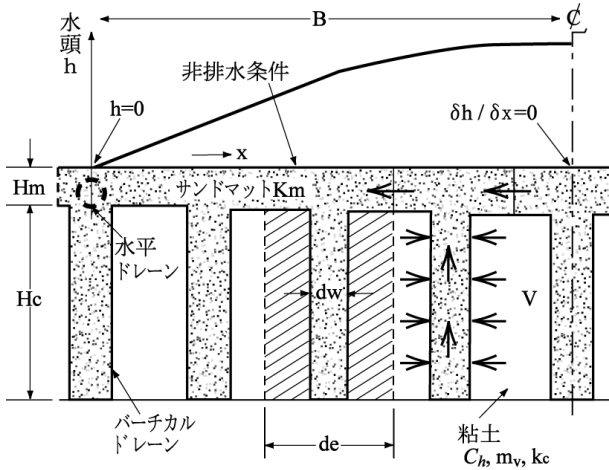


図-3.13 レジスタンスの解析概念図

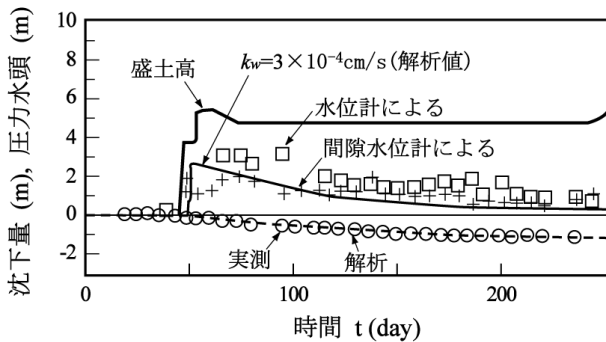


図-3.14 マットレジスタンスの解析結果例 (第Ⅲ期地区 PD工区)

表-3.2 レジスタンス解析により得られたドレーン材の透水係数

材料	工区	透水係数 k_w (cm/s)
バーチカルドレーン材	PBD	3×10^{-2}
	PD	1×10^{-2}
	SD	3×10^{-3}
サンドマット材	PBD	3×10^{-3}
	PD	3×10^{-4}
	SD	3×10^{-4}

以上の解析から1年間に圧密をほぼ終了させるために、第Ⅲ期地区における対策としてSD施工区域においてはSMの層厚を第Ⅱ期地区の1.0mから1.5mに増加させ、また同層中にそれまで20m間隔で敷設していたSM内水平ドレーンを10m間隔として、第Ⅲ期地区の地盤改良設計に反映させた¹⁰⁾。なお、解析の結果から式(3.1)のLに $(L_w + L_m)$ を代入してよいことを確認し、通常的设计ではこの簡易手法を用いることとして設計に適用することとした。

3.5 不同沈下への対応策

軟弱地盤上の空港建設において問題となる不同沈下には、その要因別に、地盤特性のばらつきに係わる広域を対象とするもの、施工履歴の異なる境界部や改良境界部などの延長の長い範囲を対象とするもの、あるいは、地中埋設構造物の存在などによる局所的な範囲を対象とするものの大きく3つに分類できる。これらの問題の所在ごとに対策を検討し、実施している。地盤のばらつきによる不同沈下の問題については、3.3(2)において既に述べたため、その他の要因に関する対応策の概要について以下に示すこととする。

(1) 施工履歴や地盤改良深度の異なる境界領域における不同沈下のすりつけ設計

沖合展開地区では、埋立てや地盤改良が段階的に行われたため、その境界部では先行地区と後施工地区との両者の間の圧密度ないし残留沈下量が異なり、段差的な不同沈下の発生が予想された。また、地盤改良深度が変化する境界領域において、未貫通層の違いによる残留沈下が地表面に影響を及ぼす影響についても未解明の問題であった。

施工履歴の異なる境界領域における不同沈下対策としては、図-3.15の模式図に示すように地盤改良深度を段階的に変化させ、地表面勾配を許容値内とし、滑らかにすりつけるとともに、供用後10年間における勾配変化を0.5%以下となるような設計の考え方を採用した^{11),12)}。

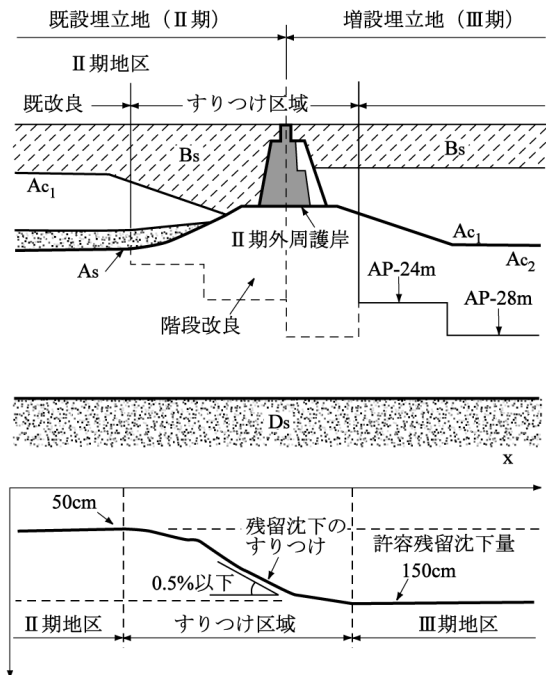


図-3.15 埋立境界部における不同沈下のすりつけのための地盤改良の考え方

ここで、地盤改良深度を変化させることにより改良境界領域部において、下部の非改良層の残留沈下の違いが地表にどの程度の不同沈下として影響するかを評価する必要がある。この問題に対して、図-3.16に示すような未貫通ドレーンのモデル地盤を設定し、境界の左右の領域の未改良層厚が小さいケースから大きいケースまで変化した関口・太田モデルの有限要素解析を行った。未改良層の残留沈下による地表への不同沈下の影響範囲は、同図に示すように、改良境界における改良平均深度を中心として改良深度の浅い側および深い側にそれぞれ垂直から 45° および 60° の線分が地表と交差する二点a～b間が最急勾配を与える影響範囲となった。

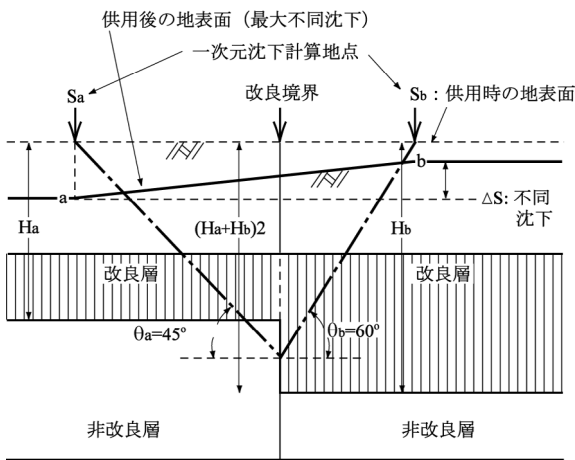


図-3.16 地盤改良深度の異なる境界領域での不同沈下の影響範囲の簡易設計の考え方

実際の設計では、aおよびb地点において一次元圧密計算を行い、その場所における供用後の残留沈下を二点間の距離で除した勾配変化が、設計目標値0.5%以下を満足するか否かを判定し、地盤改良深度の変化の影響を判定することとした¹³⁾。

(2) 地中構造物による不同沈下対策

埋立地の拡張により、旧外周護岸が地中に残存し、また、アクセス道路や共同溝などのボックスカルバートが地中に存在する、この場合、当該部分とその周辺との圧密性状の違いによる段差的な不同沈下が生じる問題が懸念された。局所的なひずみが大きい場合、変形解析によりその挙動を予測することは限界があるとし、構造物の影響による不同沈下挙動を遠心模型実験によって把握し、舗装表面に対する不同沈下の対策を行うこととした。図-3.17は埋立拡張部の鋼管矢板護岸が周辺地盤の残留沈下に伴って抜け出しを生じることによる地表の不同沈

下の影響を模式図で示したものである。この一連の実験から、矢板頭部にある程度土被り土層があれば地表面の不同沈下が軽減されることを確認し、図-3.18の関係図を作成した^{14),15)}。この図から、推定される周辺地盤の残留沈下と許容勾配変化0.5%に対して、鋼管矢板上の必要土被り厚を求めることができ、この方法によって鋼管矢板頭部の切除長を決定した。

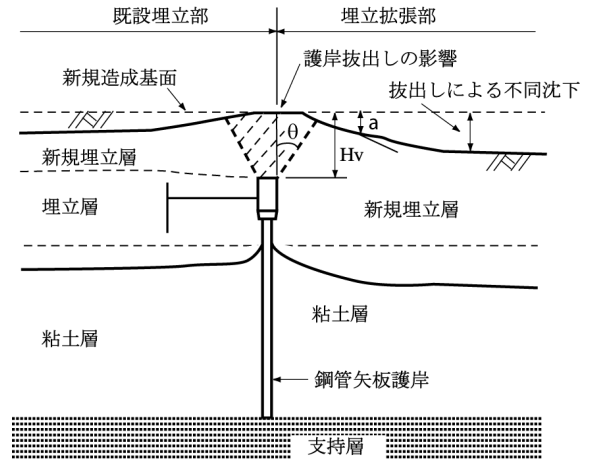


図-3.17 鋼管矢板の抜出しによる不同沈下模式図

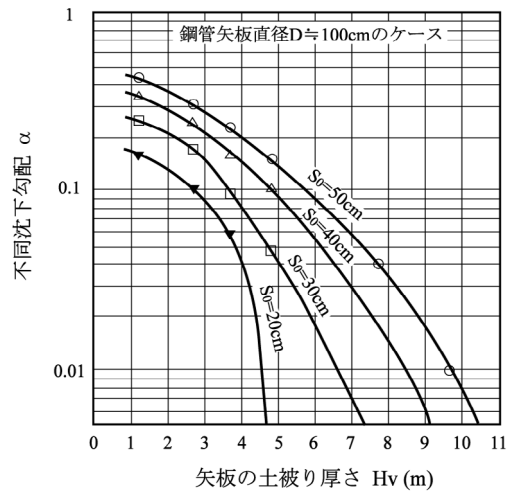
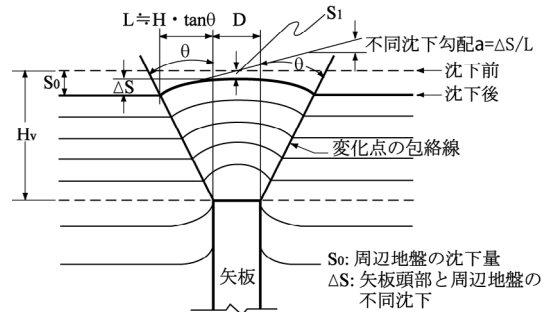


図-3.18 遠心模型実験による鋼管矢板の土被り厚、残留沈下量および不同沈下勾配の関係

3.6 地盤改良の施工の状況

超軟弱地盤上の埋立地において、設計で期待した地盤改良効果を得るためには、確実な地盤改良の施工が重要である。また、当事業では、急速施工が要請されるために、安全で効率的な施工が事業の成否に大きく影響を及ぼす。以下に、施工上で工夫した検討結果を示す。

(1) FPDの採用

超軟弱なAc₁層の中にSDを打設する場合、図-3.19に示すようにドレーン打設時の自立性・連続性、盛土載荷時の地盤の側方流動による砂切れの懸念、あるいはドレーン施工後の周辺地盤の圧密沈下に起因するドレーン材への応力集中や蛇行変形による排水機能障害などといった悪影響が想定された。その対策として、超軟弱なAc₁層部分についてはジオテキスタイル（織布）を袋状にしてSDを被覆した新形式の部分被覆サンドドレーン（FPD）を採用した。軟弱粘土層に打設されたSDの挙動と安定性およびFPDの安定性について一次元および二次元の改良地盤の遠心模型実験^{16),17)}を行った。

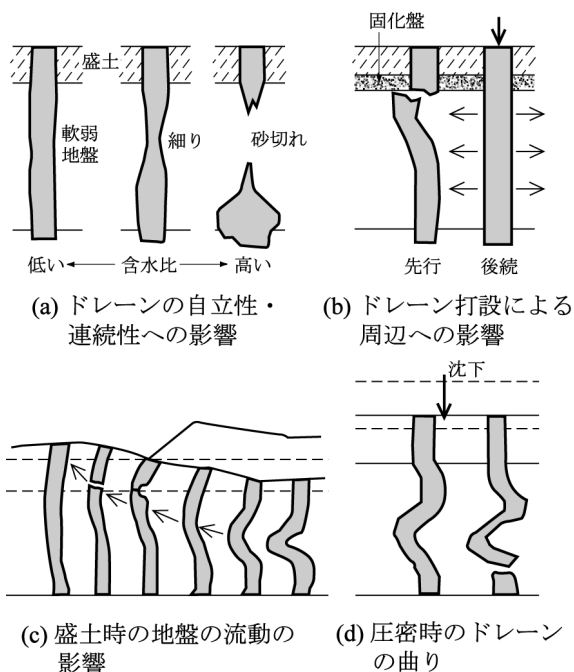
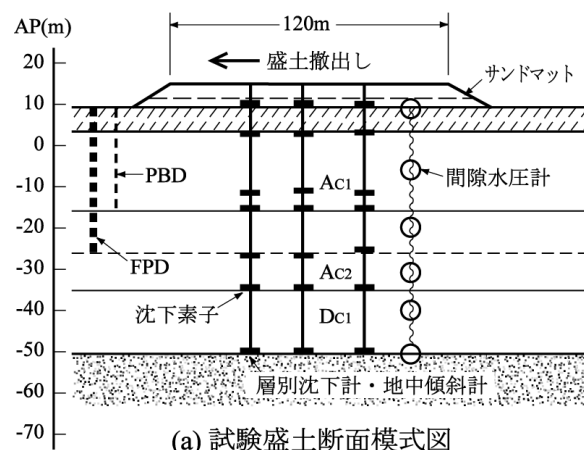


図-3.19 超軟弱地盤中のSDの安定性の課題

表-3.3は一次元モデルにおける初期含水比の違いと安定性の結果を整理したものである。一次元の実験結果について安定性に関する解析¹⁸⁾に基づいて安全率1.3を考慮し、また、二次元モデルにおける盛土載荷時の地盤の流動性を考慮して、FPDを採用した。さらに、打設時の含水比を120%以下となるように施工指針を与えた。

(2) 試験盛土と施工管理指標

設計・解析によって決定された地盤改良手法が有効であるかどうかの確認は重要であり、このため先行施工工区において試験盛土を実施した。図-3.20は試験盛土の計測器の配置およびドレーンの打設工程を示したものである。この改良地盤上に片方から1m~2m厚の盛土撤き出し時のすべり安全率 (F_s) が1.3を確保できるための施工管理指標を図-3.21および図-3.22のように整理した。この結果と試験盛土の動態観測結果を照合し、盛土厚1mを撤き出す場合において、現場での簡易管理指標としてAc₁層の含水比が80%以下であればよいこととした。



工区	0	100	200 (日)
1	PBD	FPD	盛土
2	PBD	FPD	FPD

図-3.20 試験盛土の仕様

表-3.3 SD 打設時の安定性の一次元実験結果¹⁸⁾

Case	遠心力場	上載盛土	含水比 (%)						
			160	170	180	190	200	210	230
1	1G	有		○		○		○	×
2	25G	無	○	○	×	×	×		
3	25G	有		○	○	○	○	×	×

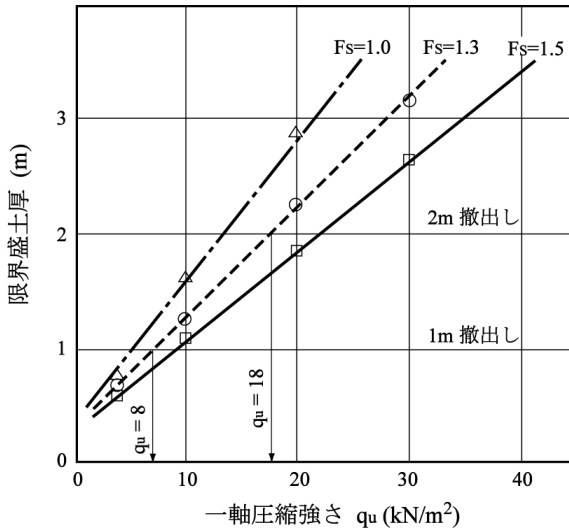


図-3.21 円弧すべりにおける盛土撤出し厚とAc₁層の一軸圧縮強さの関係

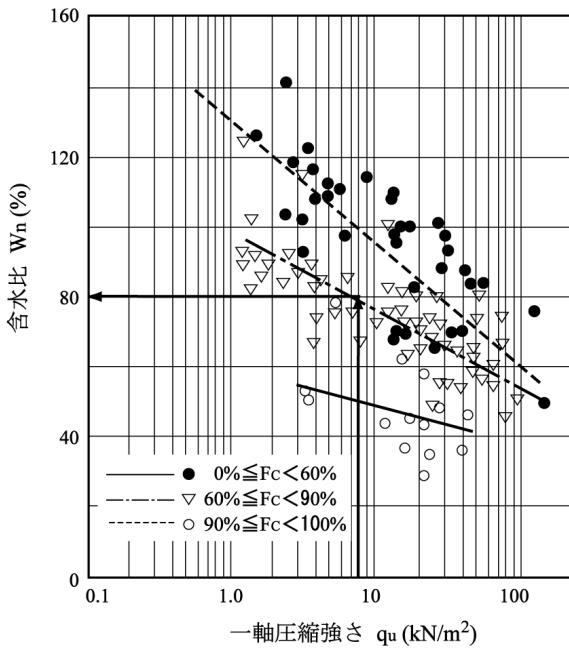


図-3.22 盛土撤出し時にすべり安全率 $F_s=1.3$ を確保するAc₁層の含水比の関係

この試験盛土の結果から、地盤の初期安定化を図るためFPDの打設に先行してPBDを打設し、地盤の初期安定化のための含水比を120%以下とした。また、盛土1層の撤き出し時の安定性確保のために含水比を80%以下とする施工管理指標と施工方法を採用し、工事の施工管理を効率化した^{19),20)}。

(3) 情報化施工管理システムの構築と運用

第Ⅲ期地区においては約250haの地盤改良対象範囲が地盤条件などから14の工区に分けられ、これらの工事が並行するとともに、急速施工が必要とされた。現地では200m間隔に設置された層別沈下計や間隙水圧計、また、50m間隔の地表面沈下計による動態観測が行われ、あわせてチェックボーリングも行われた。圧密沈下の発生状況や圧密度などの地盤改良効果を逐次把握ながらの施工が必要であったが、各工区から得られる多種多様なデータは膨大であり、これらを即座に解析する必要があった。このため、圧密解析により地盤改良効果を効率的に判定し、地盤改良終了時の判定や残留沈下を考慮した盛土撤去高の判定などの施工にフィードバックできる情報化施工管理システムを構築した。このシステムはパソコンによるものであり、図-3.23に示すように現地から得られる膨大な動態観測データベースに施工進捗データベース、土質調査データベースを組み合わせた構成である。これに基づいて広域圧密解析を適用し、地盤改良効果を総合的に判定するものである。このシステムを活用しつつ、設計者、現場管理者および施工者を一体とした官民関係者による地盤改良判定会議を定例的に行う連絡調整会議が1ヶ月に1回の頻度で進められた。このようなシステムの構築により、地盤改良効果の判定および見直し設計と施工へのフィードバックが確実かつ迅速に行うことができた^{21),22)}。

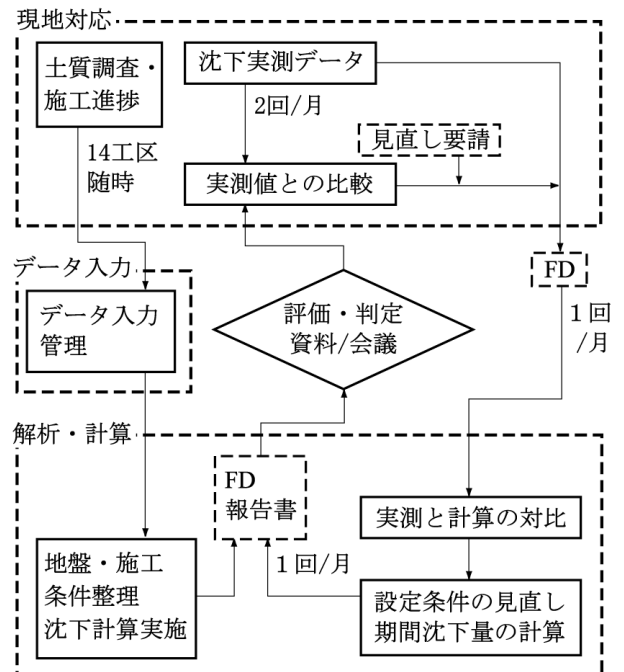


図-3.23 情報化施工管理システムの構成

3.7 地盤改良工事の動態観測

図-3.24はAc₁改良層、Ac₂改良層および未貫通層の各土層と全層の圧密沈下について多層地盤としての広域圧密沈下計算値と実測値を対比したものである。ここで広域圧密沈下計算は、荷重の二次元的な広がりを考慮し応力分散させた一次元圧密沈下計算である。全層の沈下については、地盤改良前からの地表面沈下板の測定値にパーティカルドレーン施工直後に設置した層別沈下計の値をつないだものである。

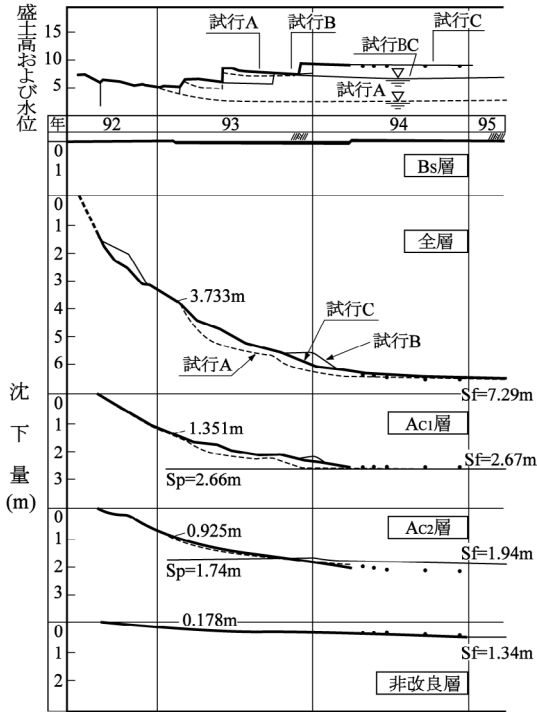


図-3.24 層別沈下の実測値と計算値の対比・見直し

各土層の圧密の進行度合いは、図-3.24中の試行A～試行Cに示すように圧密がある程度進捗した段階で計算値と実測値の適合性を検証した。併せて間隙水圧の消散(図-3.25)やチェックボーリングによる土質定数の変化状況との整合性のもとに、荷重条件や圧密定数の見直しを行った。このような考え方で精度を高めた圧密沈下計算結果に基づいて沈下の将来予測を行い、供用10年後の計画高を確保できる必要盛土高の荷重に対応する沈下量 S_p に到達した時期を地盤改良の終了と判断する方法を採用した。

図-3.26は第Ⅲ期地区南側における地盤改良終期の地表面沈下分布と、供用後10年間の残留沈下の予測結果である。これによって載荷盛土撤去後の整備地盤高を決定した。間隙水圧の分布は、図-3.25に示したように圧密終期において、改良層の過剰間隙水圧はほぼ消散している。

また、非改良層では設計で想定した両面排水条件に近似する過剰間隙水圧が残存している。

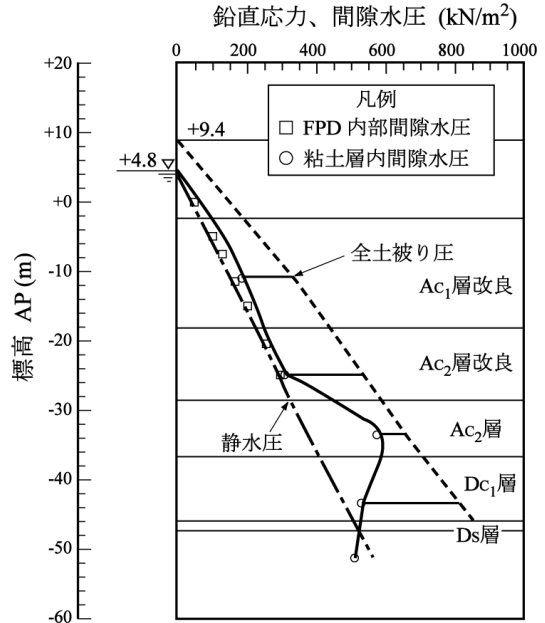
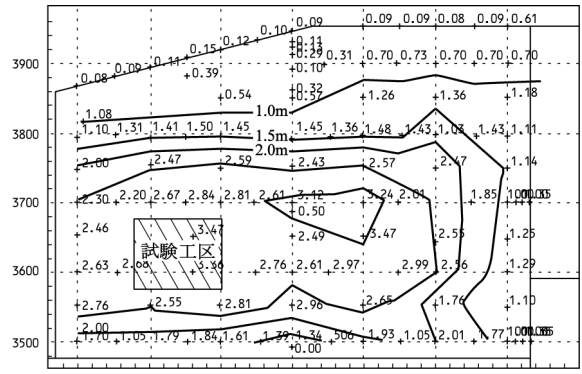
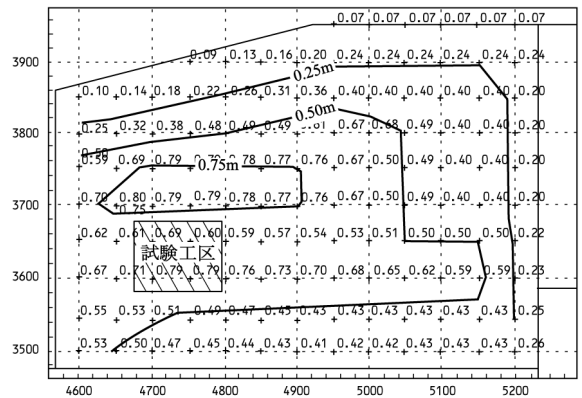


図-3.25 間隙水圧の深度分布特性



(a) 測定開始後22ヶ月間の地表面沈下分布



(b) 供用後10年間の残留沈下分布の予測

図-3.26 沈下計測結果と将来残留沈下予測の例(第Ⅲ期地区南側)

3.8 まとめ

東京国際空港沖合展開事業における、超軟弱地盤上に空港を建設するための計画、設計および施工について得られた知見を示した。この事業では、地盤工学上の多くの未経験の課題に対処することが必要とされたが、既往の理論を発展させた設計法の適用、また、地盤改良施工における創意工夫により、この難課題に挑み、無事、目標とした地盤改良効果を得ることができた。

本事業により、多くの地盤工学的な知見が得られ、また、新たな土木技術の発展と蓄積が図られたと考えている。本事業の遂行にあたって、開発、発展された様々な技術の精度や効果あるいは残留沈下や不同沈下の動向・メカニズムを確認しつつ、空港に要請される平坦性を常に満足しているかをモニタリングしていく目的で、今後とも継続的に地盤および空港施設の動態観測を実施していくこととしている。

参考文献

- 1) 塩見雅樹, 金澤 寛, 稲田雅裕, 福田直三: 超軟弱地盤上の空港建設における地盤改良の計画と実際, 土木学会論文集, No.546, 1996年, pp.23-37.
- 2) 奥村樹郎, 土田 孝: 土質定数のばらつきを考慮した不同沈下の推定, 港湾技術研究所報告, Vol.20, No.3, 1981年, pp.131-168.
- 3) 土田 孝, 小野憲司: 数値シミュレーションによる不同沈下の予測とその空港舗装設計への適用, 港湾技術研究所報告, Vol.27, No.4, 1988年, pp.123-200.
- 4) 片山 忠, 八尋明彦, 土田 孝, 今岡 靖, 松田繁樹: 不同沈下シミュレーションによる地盤改良深度の決定について, 第28回土質工学研究発表会, 1993年, pp.2489-2492.
- 5) 塩見雅樹, 常陸壯介, 伊藤和央, 西村大司, 中ノ堂裕文, 今岡 靖, 菅野雄一, 福田直三: 東京国際空港第三期地区地盤改良の実際と効果の判定, 第30回土質工学研究発表会, 1995年, pp.23-26.
- 6) 常陸壯介, 山本 浩, 池田直太, 及川 研, 中ノ堂裕文: 未貫通バーチカルドレーンによる圧密, 第29回土質工学研究発表会, 1994年, pp.2107-2110.
- 7) 丸山隆英, 川上泰司, 渡辺和重, 中ノ堂裕文, 今岡 靖: 補間ドレーンを併用したバーチカルドレーンによる圧密過程, 第27回土質工学研究発表会, 1992年, pp.2181-2184.
- 8) 吉国洋: バーチカルドレーン工法の設計と施工管理, 技報堂出版, 1979年.
- 9) 丸山隆英, 川上泰司, 渡辺和重, 中ノ堂裕文: 羽田沖合展開 (第2期)地盤改良におけるウェルレジスタンスの解析, 土木学会第46回年次学術講演会, 1991年, pp.702-703.
- 10) 丸山隆英, 川上泰司, 渡辺和重, 中ノ堂裕文, 今岡 靖: バーチカルドレーンに関する圧密遅れの解析, 第27回土質工学研究発表会, 1992年, pp.2179-2180.
- 11) 片山 忠, 常陸壯介, 小岩末美, 福田直三, 今岡 靖, 山田和弘: 東京国際空港第三期地区増設埋立地盤における不同沈下の要因と地盤のすりつけ設計について, 第48回土木学会年次学術講演会, 1993年, pp.1402-1403.
- 12) 片山 忠, 八尋明彦, 池田直太, 中ノ堂裕文, 山田和弘: 東京国際空港第三期地区増設埋立地盤における不同沈下のすりつけに関するFEM解析, 第48回土木学会年次学術講演会, 1993年, pp.1404-1405.
- 13) 常陸壯介, 塩見雅樹, 伊藤和央, 中ノ堂裕文, 福田直三: 地盤改良深度仕様の異なる境界領域の不同沈下の解析, 第30回土質工学研究発表会, 1995年, pp.2147-2150.
- 14) 常陸壯介, 池田直太, 西村大司, 北詰昌樹, 滝 昌和, 福田直三: 軟弱地盤中の鋼管矢板による不同沈下現象の遠心模型実験, 第29回土質工学研究発表会, 1994年, pp.335-336.
- 15) Hitachi, S., Shiomi, M., Ikeda, N., Kitazume, M., Taki, M. and Fukuda, N.: Centrifuge model tests of differential settlement on soft ground with underground steel-pipe piles, *Proc. of the International Symposium on Compression and Consolidation of Clayey Soils, IS-HIROSHIMA '95*, 1995, pp.63-98.
- 16) Kitazume, M., Terashi, M. and Katayama, T.: Centrifuge model tests on consolidation behavior soft clay improved by fabri-packed sand drain, *Proc. of the International Conference on Soft Engineering*, 1993, pp.792-797.
- 17) 片山 忠, 八尋明彦, 北詰昌樹, 相原直浩: 袋詰めサンドドレーンによる地盤改良の遠心模型実験, 土木学会論文集, No.481/III-25, 1993年, pp.107-115.
- 18) 片山 忠, 八尋明彦, 北詰昌樹, 中ノ堂裕文: 東京国際空港における袋詰めサンドドレーンの安定性に関する実験及び解析, 土木学会論文集, No.486/VI-22, 1994年, pp.19-25.
- 19) 常陸壯介, 片山 忠, 山本 浩, 池田直太, 周藤宜二, 今岡 靖, 菅野雄一: 超軟弱地盤上の空港建設における盛土安定管理, 第29回土質工学研究発表会, 1994年, pp.2113-2116.
- 20) Hitachi, S., Katayama, T., Yamamoto, H., Ikeda, N., Nakanodo, H., Sudoh, Y., Imaoka, Y. and Matsuda, S.: Test

embankment on super soft foundation for airport construction, *Proc. of the Pre-failure of Geomaterials, IS-HOKKAIDO'94*, 1994, pp.567-573.

- 21) 常陸壯介, 塩見雅樹, 伊藤和央, 池田直太, 中ノ堂裕文, 今岡 靖: 東京国際空港沖合展開事業(Ⅲ期地区)地盤改良工事における情報化施工管理について, 第39回土質工学シンポジウム, 1994年, pp.103-110.
- 22) Shiomi, M., Hitachi, S., Itoh, K., Ikeda, N., Fukuda, N., Nakanodo, H. and Imaoka, Y.: Ground-improvement design and management system for airport construction on soft ground, *Proc. of the International Symposium on Compression and Consolidation of Clayey Soils, IS-HIROSHIMA'95*, 1995, pp.789-794.

第4章 路床改良に関する研究

4.1 はじめに

東京国際空港の沖合展開計画用地の地表面は東京都内から発生した建設残土の処分によって形成された層（Bs層）である。当該地盤上に滑走路等の舗装を施す場合、本層はその地盤形成過程からも明らかなように土質性状が大変ばらついてきたために一様な支持力を期待することができず、そのまま空港アスファルト舗装の路床とするには不相当であった。このため、路床は、表層の建設残土層Bs層を掘削し、山砂で置換して築造することとした。また、このような埋立地盤は一般に地下水位が高い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、そのまま滞水してしまう危険性も大きい。

このような状態で舗装が建設されて供用された場合、舗装を構成する材料自体のみならずその構造上にも破損が生ずる。前者の防止策としては、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。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見あたらず、舗装全体として浸水対策を講ずることが必要である。

そこで、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明かにした。次に、構造の異なる数種類の試験舗装を製作して、地下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し舗装の構造設計法を構築した。

地下水位の高い状況は舗装ならびに路床厚の増加をもたらすことが懸念されるが、空港建設上からは、路床厚の低減を図ることができれば、掘削および置換にかかる施工の効率化が可能となり、さらに掘削残土の処分に關する問題もなくなる。その一つの方法として、ジオテキスタイルを路床に挿入し、その補強効果に期待して、路床置換厚を低減することの可能性について室内試験と現場試験により検討した。

東京国際空港沖合展開事業地区は、上記のように、浚渫へドロに地盤改良を行い、建設残土による埋め立てを行った人工地盤で、供用開始後も沈下が継続する、したがって、地下水位が将来自然に低下するような状況となることは考えられないため、まず、ここに建設される新C滑走路周辺の地下水位分布を求める必要があると考え

た。そこで、沖合展開事業第Ⅲ期地区全体を対象に広域地下水解析を実施し、新C滑走路の地下排水対策について検討した。具体的には、路盤あるいは路床に排水層を設けた試験舗装を製作し、走行載荷を実施して、路床排水層の効果を検証した。

4.2 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材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^{3), 4), 5)}。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としたものも用いた。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⁷⁾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%として一軸圧縮強さ 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I用、骨材最大粒径13mm）⁶⁾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。

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ー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℃にて14時間気中養生した。そして、温度を60℃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-4.1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浸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。

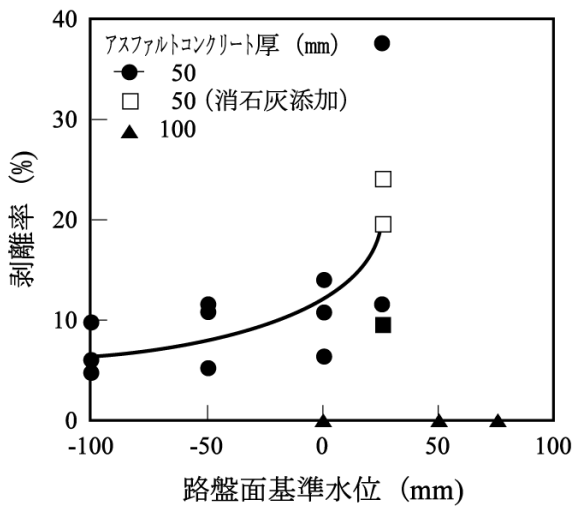


図-4.1 水位による剥離率の違い

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方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。

(2) 粒状材料

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 A1211「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る。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 A1210「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-4.2に示す。路床材料のCBR値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値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値で600%程度が保持できている。

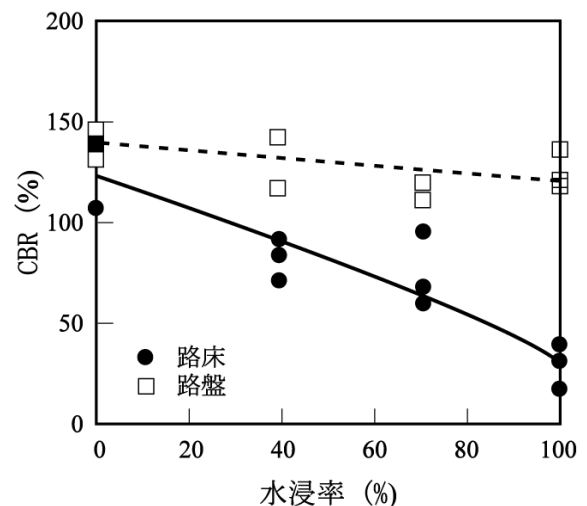


図-4.2 水位によるCBR値の違い

繰返し載荷にともなう残留変位が変化する場合について、非水浸、冠水状態をまとめて図-4.3に示した。い

いずれの場合も繰返し荷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荷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荷荷の進行につれて残留変位は大きくなってしまふ。

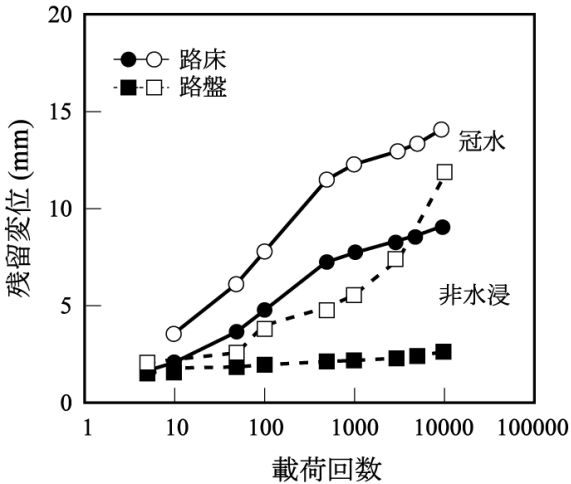


図-4.3 繰返し荷荷に伴う残留変位の変化

図-4.4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。荷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、水浸程度が進行すれば変位も増加すること、特に、繰返し荷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ふ。

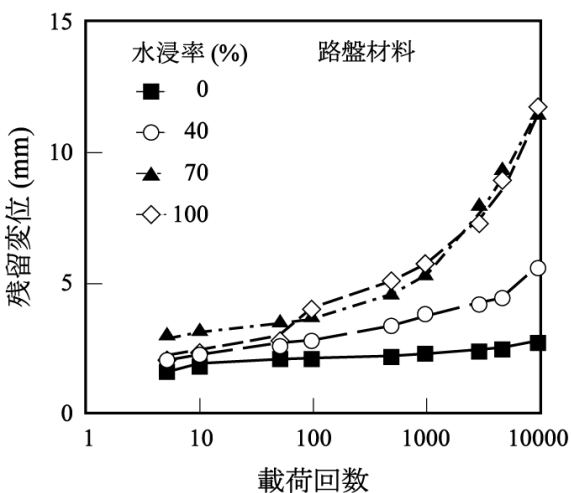


図-4.4 水位による残留変位の違い

4.3 高地下水下における舗装の挙動

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荷荷試験を実施してその力学的挙動を調べるにより検討した。

(1) 試験舗装の計画

a) 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-4.5に示すように、いずれも、路床の設計CBR値 9%、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⁷⁾に従って設計した。

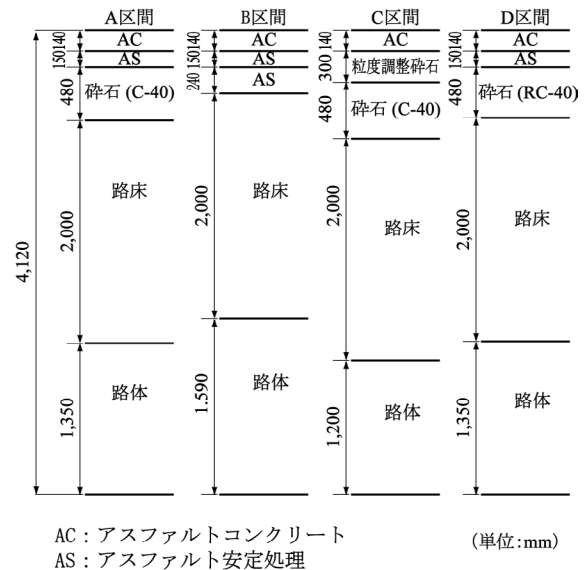


図-4.5 試験舗装の構造

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。

b) 荷重試験の方法

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まで順に上げていきながら荷重試験を実施した。試験としては実際の空港における舗装の使用状況を考慮して、静的荷重試験、衝撃荷重試験、繰返し荷重試験を実施した。静的荷重試験では、直径500mmの荷重板を介して舗装面に静的に荷重を与えた（最大荷重：282kN）。衝撃荷重試験では、FWD（Falling Weight Deflectometer）を用いた（荷重：100、150、200kNの3種類）。繰返し荷重試験では、周期1秒、正弦波形、荷重282kNで、5,000回の繰返し荷重を行った（地下水位が上層路盤上面の位置では20,000回）。この繰返し荷重試験は、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。

荷重試験は地下水が所定のレベルに達した時点で速やかに実施したが、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ヶ月を要した。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。

c) 試験結果の解析方法

荷重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た。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した。そして、これらの弾性係数を用いて、多層弾性理論⁸⁾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）⁹⁾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¹⁰⁾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、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、衝撃荷重時のものを図-4.6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。静的荷重試験においては荷重ならびに除荷時間の変動が大きいいため、衝撃荷重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。

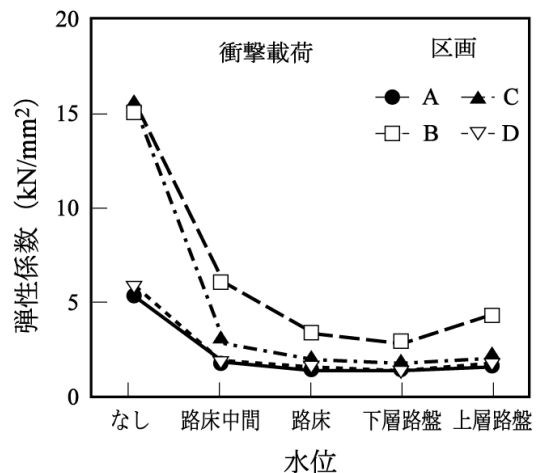


図-4.6 アスファルト混合物の弾性係数（衝撃荷重時）

(2) 地下水位の変化による舗装の挙動

a) たわみ

地下水位を変えた場合の静的荷重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-4.7に示す。全体的に見て、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。

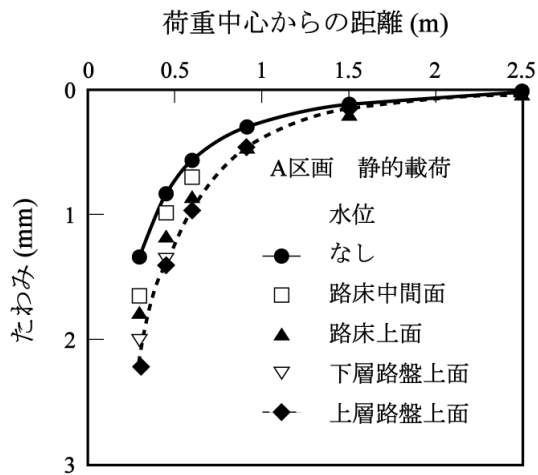


図-4.7(a) 水位によるたわみ形状の違い (A区画)

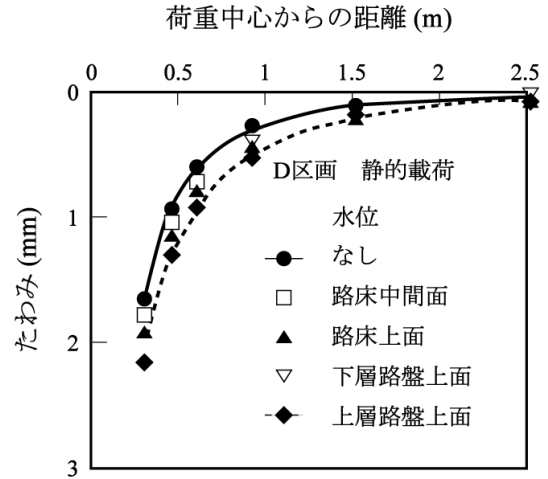


図-4.7(d) 水位によるたわみ形状の違い (D区画)

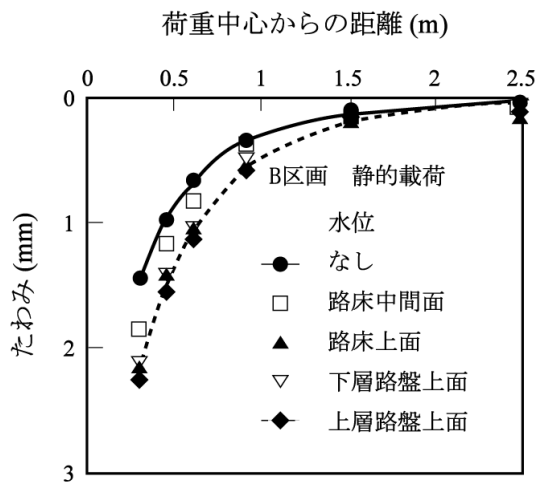


図-4.7(b) 水位によるたわみ形状の違い (B区画)

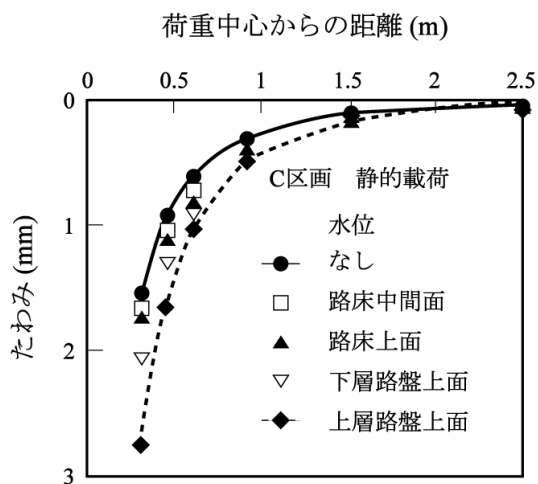


図-4.7(c) 水位によるたわみ形状の違い (C区画)

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-4.8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。

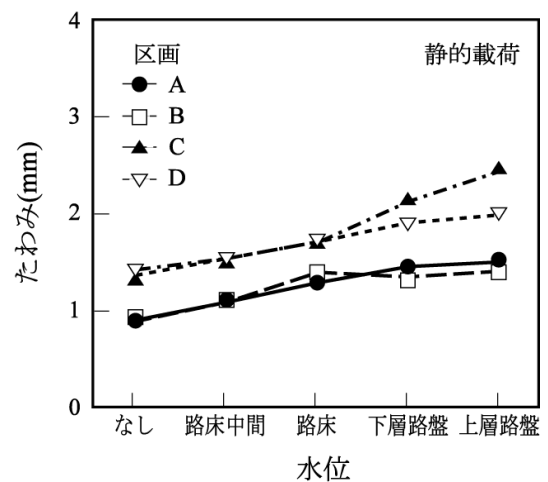


図-4.8 温度補正をした最大たわみ (静的載荷)

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-4.9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。

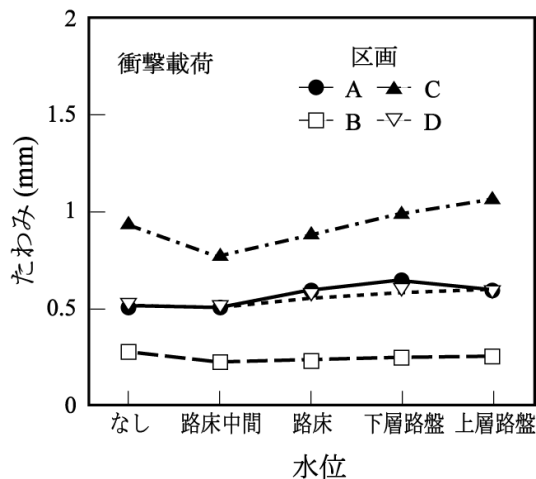


図-4.9 温度補正をした最大たわみ（衝撃載荷）

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-4.10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-4.11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、上層路盤まで水没した場合にその傾向は著しいものとなっている。図-4.12には、図-4.10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。

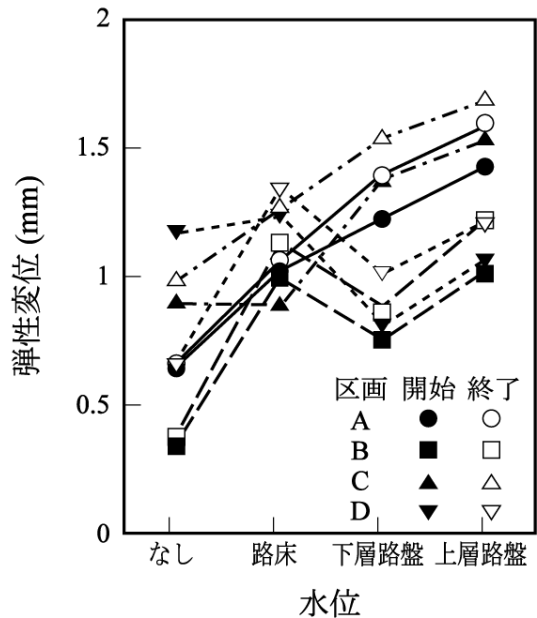


図-4.10 繰返し載荷前後の弾性変位

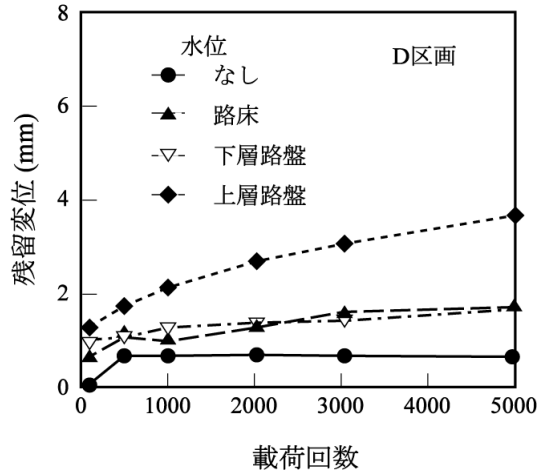


図-4.11 水位による残留変位の違い（D区画）

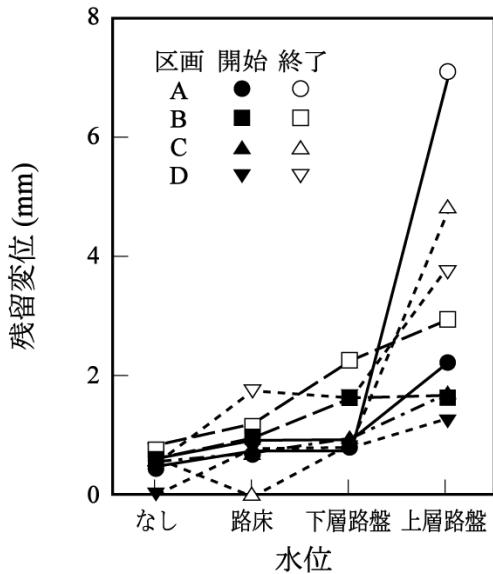


図-4.12 繰返し载荷前後の残留変位

b) 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、静的载荷時の路床についてまとめたのが図-4.13である。全体的に見ると、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水位が路床面に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-4.14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。

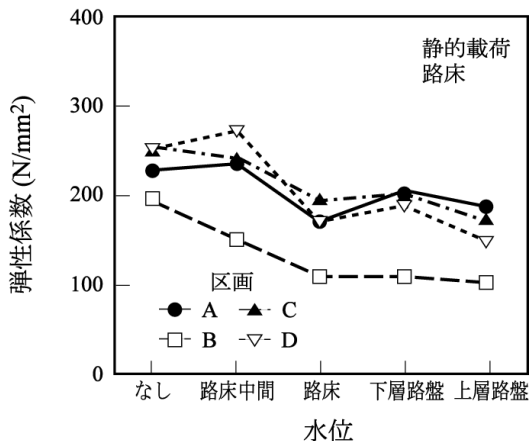


図-4.13 路床弾性係数の変化 (3層未知数, 静的载荷)

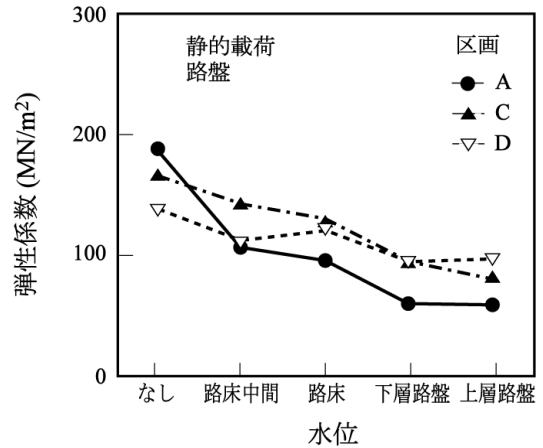


図-4.14 路盤弾性係数の変化 (3層未知数, 静的载荷)

(3) 地下水を考慮した空港舗装設計の考え方

a) 路床

路床の支持力を評価する指標として用いられているCBR値と弾性係数の間には比例関係があるとされる¹¹⁾。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値を推定し、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-4.15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値で見れば、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水位の状況を推定し、それに応じて、路床の設計CBR値を最大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。

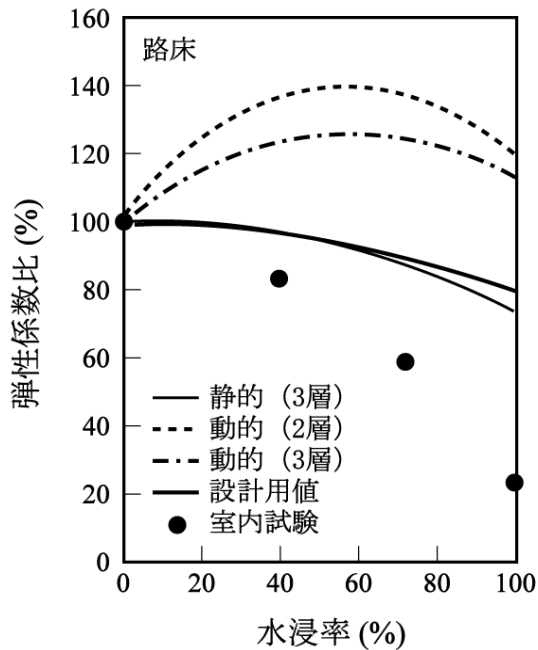


図-4.15 水浸率と弾性係数比 (路床)

b) 路盤の設計

水浸により粒状材路盤の弾性係数が変化する状況は、**図-4.16**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、その時の弾性係数は、それぞれ、水浸前の90%, 80%, 70%となることがわかる。

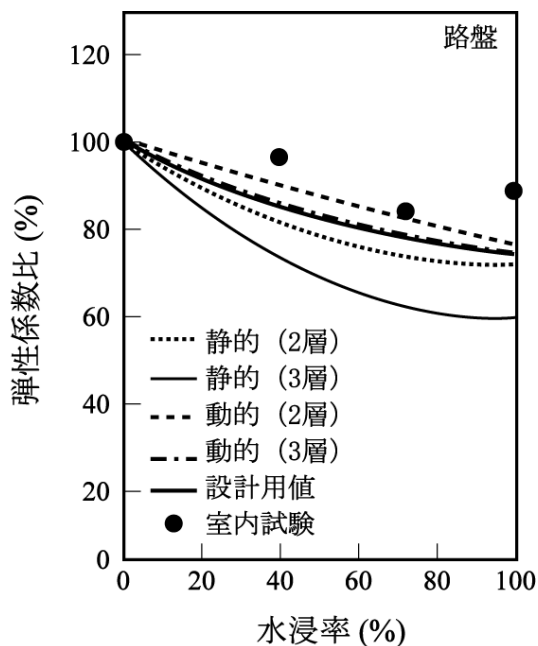


図-4.16 水浸率と弾性係数比 (路盤)

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の2通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-4.1**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¹²⁾)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¹³⁾、水浸による低減も考慮している。路床の弾性係数はCBR値から推定した。ポアソン比については、(1), (2)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。

表-4.1 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), 21770(2Hz)
粒状材路盤	200, 300 (低減率: 10, 20, 30%)
路床	30, 50, 100, 140, 200

舗装の構造状態を判定するとき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と車輪直下での値を比較して大きい方を、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没する場合には、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て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路盤構造として、粒状材とアスファルト安定処理材を取り上げて、詳細な検討を加えた。

i) 粒状材路盤

粒状材路盤は、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である。路床CBR値10%、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、ひずみが増加する状況を図-4.17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。

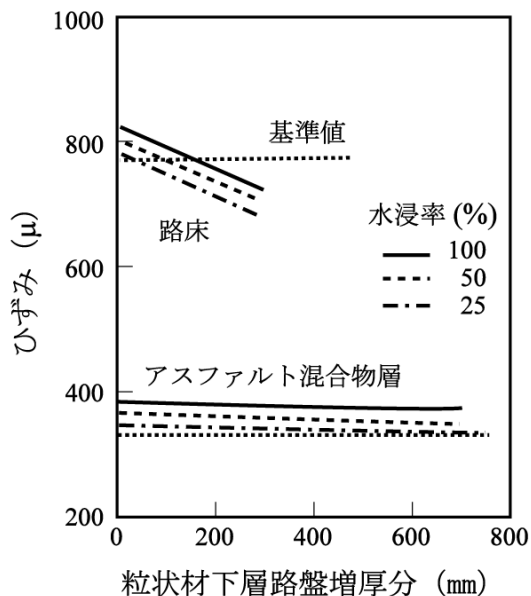


図-4.17 粒状材の増厚にともなうひずみの低下

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見られる。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ことがわかる。これに対して、アスファルト混合物層のひずみは粒状材路盤を増厚してもほとんど進化するしないことから、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。

ii) アスファルト安定処理材路盤

上記のように、粒状材層の増厚化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が必要となる。

i)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-4.18に示す。この図から、下層路盤の一部の安定処理化により、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、それぞれの観点から、300mm、50mmが必要となる。

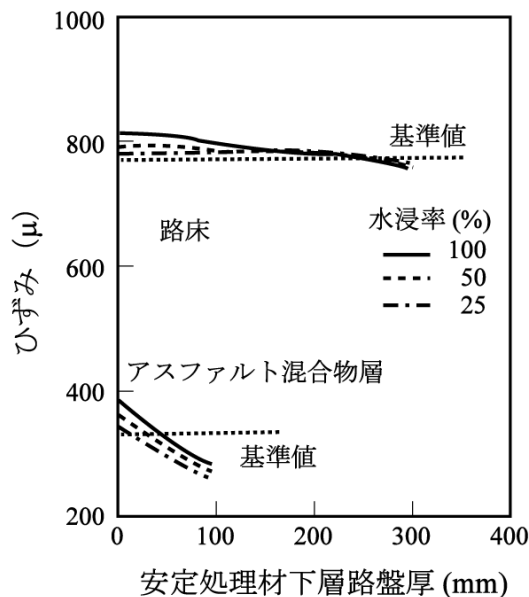


図-4.18 安定処理化にともなうひずみの低下

同様の計算を表-4.1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-4.19と図-4.20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、(2)で示したように、静的載荷試験からは200N/mm²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¹³⁾やアスファルト混合物の剥離防止上有利となることを考慮して、アスファルト混合物層が厚く算定される弾性係数300N/mm²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値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・エプロンでは設計荷重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値によって支配的なひずみが異なっており、図-4.20に示した誘導路・エプロンを対象としたものでは、CBR値が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。

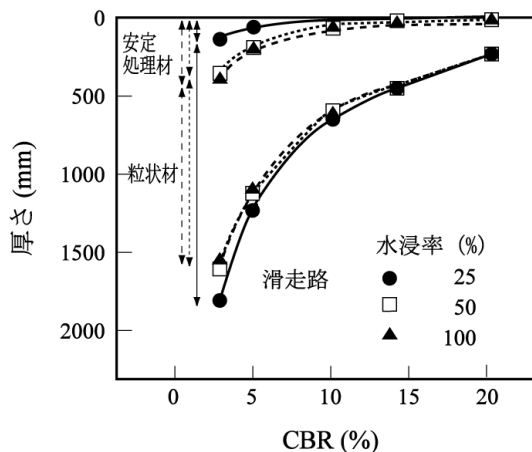


図-4.19 構造等価舗装の下層路盤構成 (滑走路)

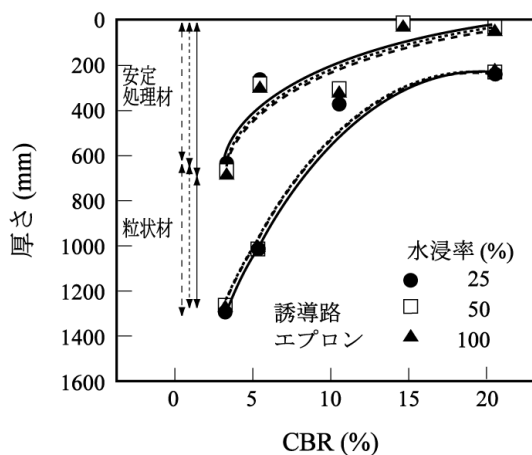


図-4.20 構造等価舗装の下層路盤構成 (誘導路・エプロン)

4.4 ジオテキスタイルによる路床改良

ジオテキスタイルを路床に挿入し、その補強効果に期待して、路床置換厚を低減することの可能性について検討する目的で、室内試験、現場試験および解析を実施した。

(1) 室内試験による検討

ジオテキスタイルによる路床補強効果の程度を明らかにする目的で、まず図-4.21に示すように実物大の試験舗装を室内土槽に製作し、載荷試験を実施した。使用したジオテキスタイルは表-4.2に示すとおりである。載荷試験は、静的段階載荷試験および繰返し載荷試験の2種類である。静的段階載荷試験は直径500mmの載荷板を用いて20kN (102kN/m²) づつ荷重を段階的に増加させ、最大180kNまで載荷した。また、繰返し載荷試験では100kN (510kN/m²) の荷重を1Hzで20,000回まで連続載荷した。各々の試験に対し、地表面沈下量やジオテキスタイルのひずみ量などを計測した¹⁴⁾。

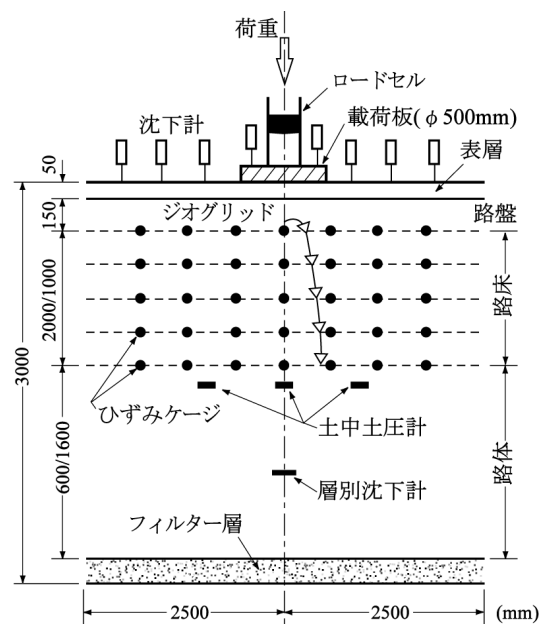


図-4.21 試験舗装の室内実験土層

試験ケースとしては表-4.3に示すとおり、路床厚2,000mmの標準舗装断面(ケース1)のほか、路床厚を1,000mmに低減した断面(ケース2)および路床厚1000mmに引張強度17kN/mのジオテキスタイルを250mm間隔で5層敷設して補強した断面(ケース3)を設定した。これらの試験ケースに対する試験結果を図-4.22および図-4.23に示す。図-4.22は静的段階載荷試験による荷重と地表面沈下量の関係であり、図-4.23は繰返し載荷試験による繰返し回数と地表面沈下量の関係である。路床厚2,000mmを確保したケース1の標準舗装断面が地表面沈下量が最も少ないが、静的載荷試験ではケース3のジオテキスタイル補強断面の沈下量がケース2の無補強断面よりわずかながら小さく、繰返し載荷試験ではこの関係が逆転している。この関係からは、ジオテキスタイルの補強効果ははっきりしない。

表-4.2 ジオテキスタイルの特性

規格	
原料	ポリプロピレン
製法	二方向延伸
製品幅 (m)	4.0
製品長さ (m)	50
目合寸法 (m)	0.028 × 0.04.
品質管理強度 (kN/m)	タテ : 19.8 ヨコ : 35.0
製品基準強度 (kN/m)	タテ : 17.0 ヨコ : 35.0

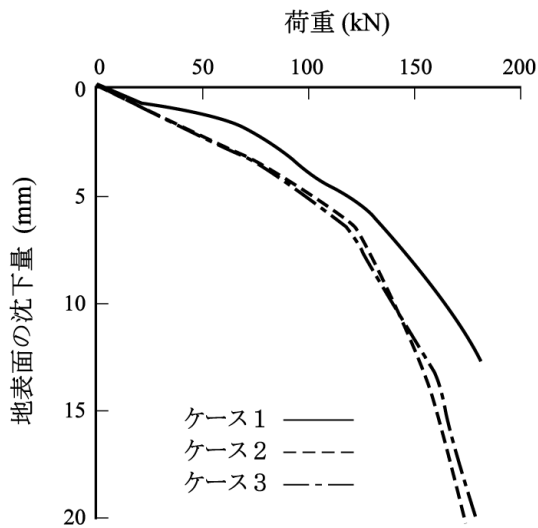
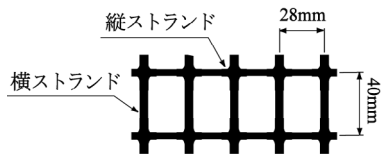


図-4.22 荷重～地表面沈下量の関係 (静的荷重試験)

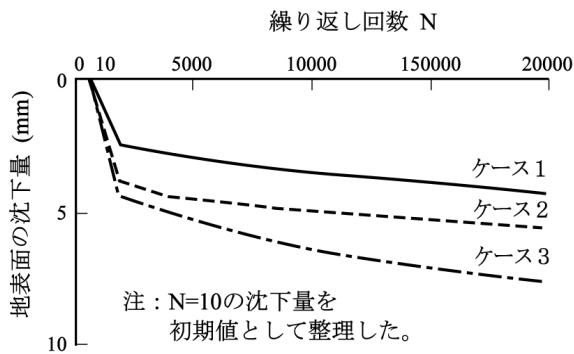


図-4.23 繰返し回数～地表面沈下量の関係 (繰返し荷重試験)

表-4.3 試験ケース

	ケース 1	ケース 2	ケース 3
路床厚 (mm)	2000	1000	1000
路体厚 (mm)	600	1600	1600
補強材総数	0	0	3

ジオテキスタイルのひずみ量の計測結果を図-4.24に示す。ひずみ分布は荷点直下で引張りひずみを示し、横方向に減衰して圧縮ひずみに変化する。また、路床上下端の敷設層が大きなひずみ量を示している。各層の最大引張りひずみ量で整理すると、静的荷重試験で180kN荷重時では0.2～0.7%程度、繰返し荷重試験で20,000回時では0.1%～0.5%程度であり、ひずみレベルとしては小さい。路床内で発揮されている拘束応力もかなり低いものと推察できる。

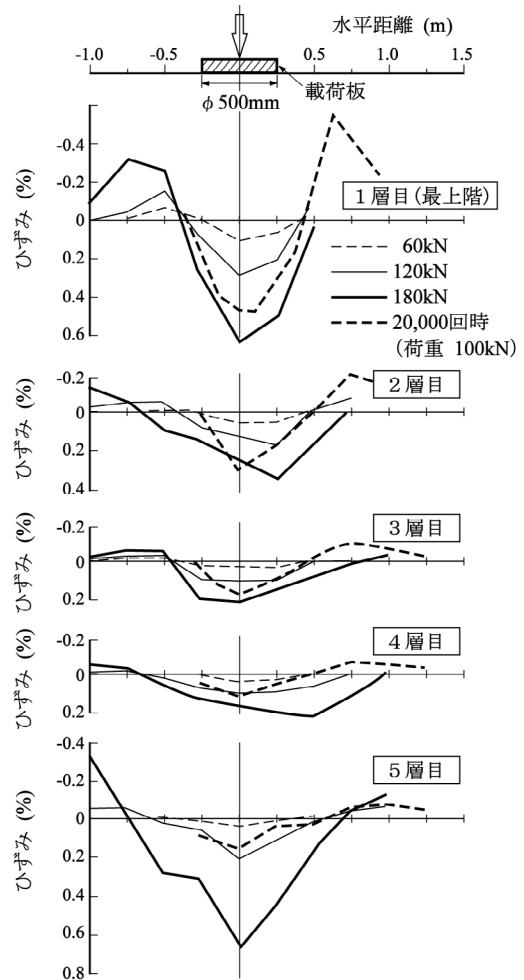


図-4.24 ジオテキスタイルのひずみ分布に関する実測値

(2) 室内試験結果の解析

室内試験のうち静的段階荷重試験の測定値を非線形弾性有限要素解析により再現し、材料物性に関するパラメータの推定を行った。次に、推定値を用いて数値計算によりジオテキスタイルの補強効果について検討した。非線形弾性有限要素解析は、円形等分布荷重の鉛直荷重であることから軸対称モデルとし、舗装および地盤を弾性係数 E およびポアソン比 ν により規定される連続体要素、ジオテキスタイルをバネ係数により規定されるトラス要素とし、さらに路床材とジオテキスタイルは完全に連結するものとして計算している。パラメータ推定の方法は、ポアソン比 ν として平均的な値を与え、図-4.25に示すとおり各層の弾性係数 E を実測の地表面たわみ形状に比較的一致するように定めた。この結果、推定されたパラメータ値を表-4.4に示す。

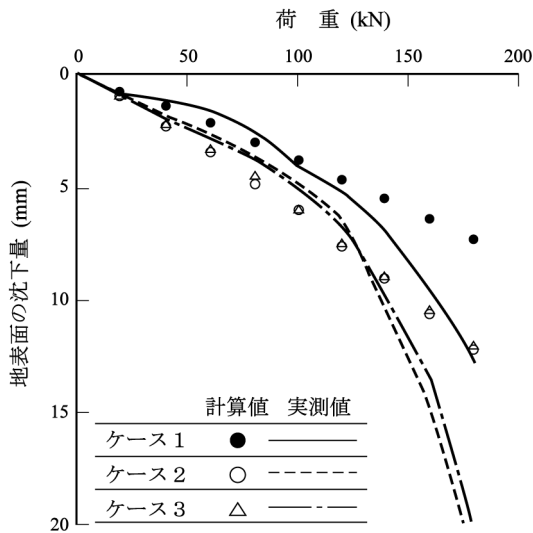


図-4.25 有限要素計算と実測の荷重～地表面沈下量の比較（静的荷重試験）

図-4.26に荷重60kNと120kNの時の各層毎のジオテキスタイルのひずみ分布の実測値と計算値の比較を示す。荷重中心点直下の引張ひずみから水平方向に向けて圧縮ひずみ領域に変化する様子やひずみ量などがよく一致しており、パラメータの推定値の妥当性が判断できる。

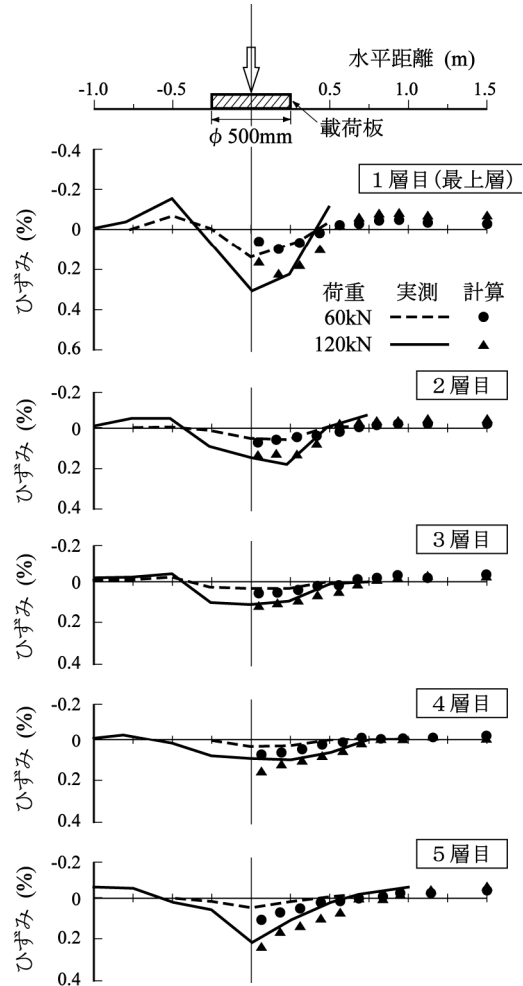


図-4.26 ジオテキスタイルのひずみ分布に関する解析値と実測値

表-4.4 材料物性の推定結果

	原位試験結果		FEMによる推定値		
	ρ_d 10^3kg/cm^3	CBR値 %	K_{30} MN/m^2	E MN/m^2	ν
表層	--	--	244-283	2500	0.35
路盤	2.03-2.17	--	3127-213	300	0.30
路床	1.50-1.57	9.1-12.9	47-64	25	0.30
路体	1.46-1.49	1.7-3.0	17-36	5	0.20
補強材	バネ係数500-900kN/m (タテ, ヨコ)		バネ係数500kN/m		

ρ_d : 乾燥密度, CBR値: 現場CBR値, K_{30} : 地盤反力係数, E : 弾性係数, ν : ポアソン比
路体: 建設残土, 路床: 山砂, 路盤: 粒調碎石, 表層: アスファルト, 補強材: ジョグリット

次に、ジオテキスタイルのバネ係数を 10^4 倍に増大させた数値実験の結果を図-4.27に示す、このバネ係数は鉄筋金網に相当するオーダーである。地表面の沈下量は約10%程度抑制され、水平方向の変位拘束効果の発生も見られるが、それでも路床厚2000mmの標準舗装断面の地表面沈下量（実測値5.2mm、解析値4.7mm）よりも30~50%大きくなる。この解析結果からも、ジオテキスタイルの補強効果に期待して路床置換厚を低減することは困難であることが結論できる。一般に、軟弱地盤上の道路などでは路床に敷設したジオテキスタイルの補強効果が確認されていることと対比するならば、今回のように沈下量が比較的小さい範囲では路盤及び表層の剛性が支配的となるためと考えられる。

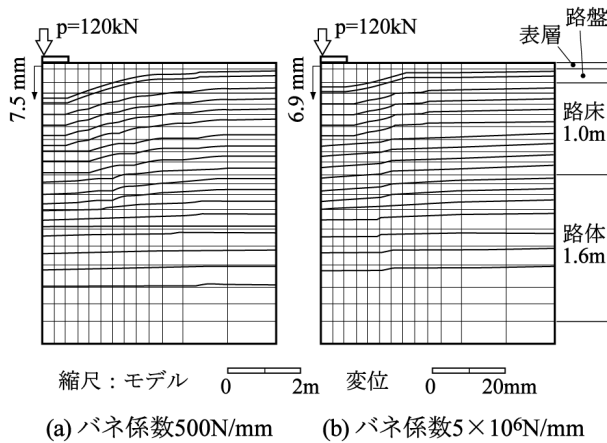


図-4.27 ジオテキスタイルの弾性係数の変化の影響

(3) 現地試験舗装による検討

a) 試験舗装の計画

図-4.28に示すとおり、東京国際空港沖合展開地区内に200m×800m規模の試験ヤードを確保し、12種類の試験断面を有する一周約460mのトラック状の試験舗装を建設した。この試験舗装には、路盤・路床の排水性、廃材の有効利用、表・基層の施工性、上層路盤の構造など数々の課題に対処するため総計12断面の舗装構造を設けた。

新C滑走路の路床支持力（設計CBR値）は、現地に適用される予定であったシルト分を約10%含む山砂により30m×10m規模の試験路床を築造し、現場CBR試験を実施して定めた。この結果、設計CBR値は9%を採用した。また、路床厚は2mとなっている。設計荷重としては、設計対象機種ボーイング747-400（設計荷重区分：LA-1）であり、設計反復作用回数（カバレッジ）は40,000回である。

「空港アスファルト舗装構造設計要領」では、標準舗装の層構成を、表層・基層がアスファルトコンクリート、上層路盤が粒度調整碎石、下層路盤が粒状材から成り立

つものと定義しており、以上の設計条件によると、標準舗装厚は1,320mmとなる。このうち、上層路盤は粒度調整碎石を用いた場合の標準厚であれば300mmとなるが、マーシャル安定度5kN（突固め回数75回）以上のアスファルト安定処理に置換すると等価値2.0と評価できることから、厚さ150mmに低減できる。

標準舗装（A断面）の層構成を図-4.29に示すが、表層・基層はアスファルトコンクリート150mm厚、上層路盤はアスファルト安定処理150mm厚、下層路盤は切込碎石650mm厚および路床を2,000mm厚の山砂としている。

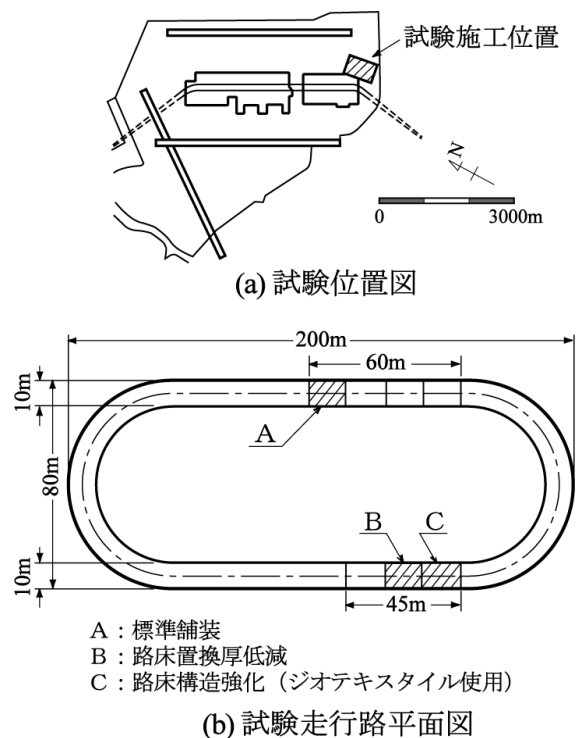


図-4.28 試験舗装ヤード

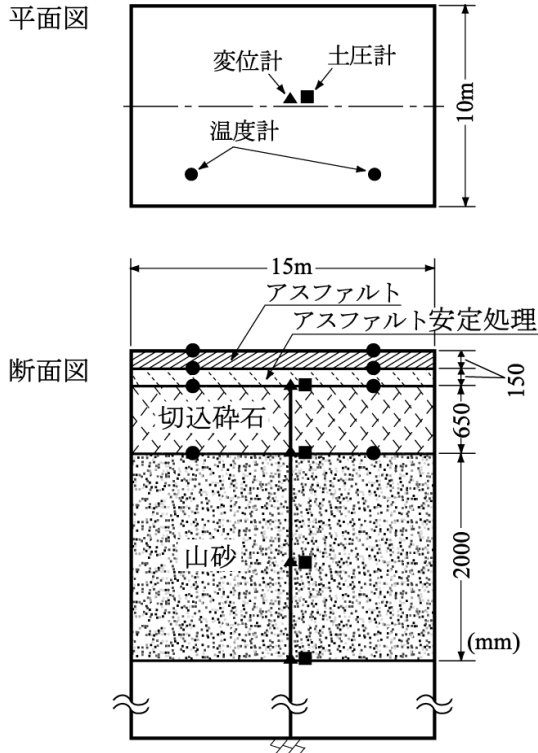


図-4.29 試験舗装の標準舗装断面 (A) および計器設置状況

b) 荷重試験の方法

この舗装上にボーイング747-400相当の脚荷重928kNを荷重できる原型走行荷重車を走行させることによって繰返し荷重試験を実施した。走行回数0, 1,000回, 2,000回, 5,000回, 7,000回および10,000回の所定走行回数毎に、静的荷重試験、FWD (Falling Weight Deflectometer) による試験などを実施し、各断面の土圧、変位、舗装表面の変形等を計測し、標準断面との相対比較によって各断面の構造安定性を検討した。静的荷重試験は設置計器上に原型走行荷重車を静止させた状態で各層の土圧、変位を計測するものであり、また、FWD試験は、一般的に空港舗装の評価に用いられる最大荷重200kNで、荷重板中心から0, 300mm, 450mm, 600mm, 900mm, 1500mmおよび2500mm離れた7点のたわみを計測する試験である (図-4.30)。

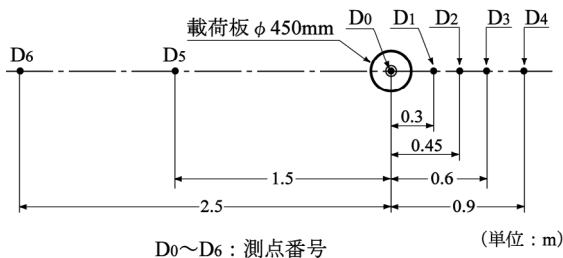


図-4.30 FWD試験のたわみ量測定位置

(4) ジオテキスタイルを用いた試験区画

製作した本試験舗装は上記のように、様々な検討の観点から12断面を設けたが、ここでは路床厚を低減した断面 (B, C断面) と標準舗装断面 (A断面) の比較について記す¹⁵⁾。路床置換厚を低減した断面は、図-4.31に示すとおり、路床を標準の半分である1,000mm厚に低減したB断面と1000mm厚の路床に引張強度17kN/mのジオテキスタイルを250mm間隔で5層敷設して補強したC断面の2つである。

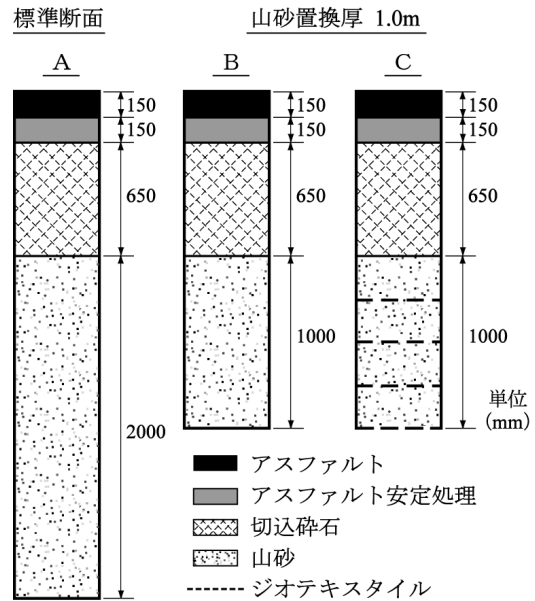


図-4.31 路床置換厚低減効果確認のための試験断面

(5) 走行荷重試験の結果

図-4.32に路面形状の走行試験回数毎の経時変化、図-4.33に静的荷重試験より得られた路床上部および路体上部における土圧の走行試験回数毎の経時変化、図-4.34にFWD試験より得られた重錘落下点の路面たわみ量 (D_0) の走行回数毎の経時変化、図-4.35に静的荷重試験より得られたジオテキスタイル3段目のひずみ量の走行試験回数毎の経時変化を示す。標準舗装断面と比較して、路床置換厚を低減したBおよびC断面の方が路面の塑性変形量が2倍程度も大きく、これと関連して土圧や路面たわみも大きくなっている。さらに、ジオテキスタイルのひずみも繰返し走行に伴う増加がほとんど見られず、路床のたわみを抑止する効果が見られなかった。路床置換厚を低減した2断面を比較しても各計測データには顕著な違いが見られず、ジオテキスタイルの補強効果は期待できないことが判った。すなわち、路床置換厚を低減することは困難であるとの結論を得た。

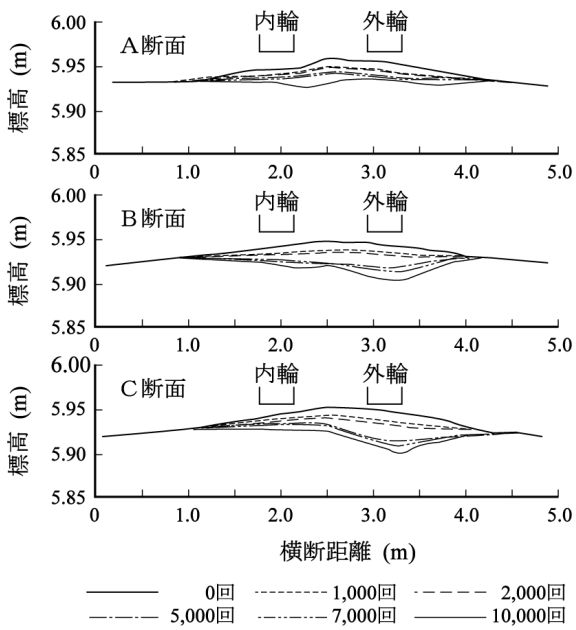
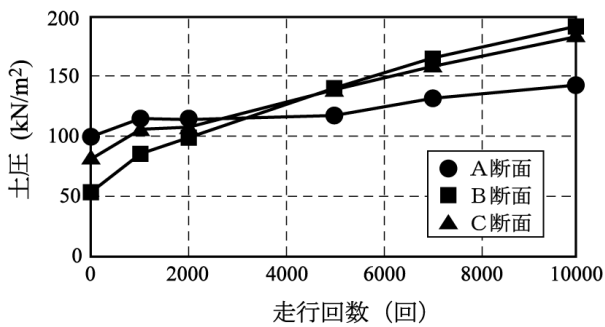
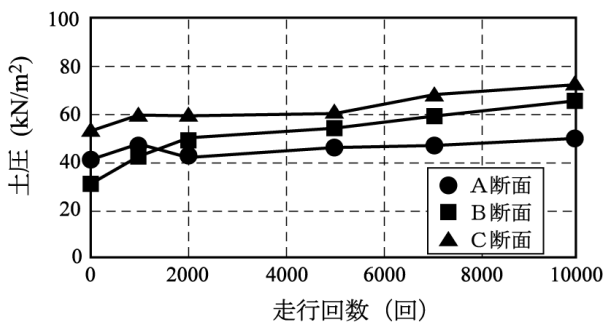


図-4.32 路面形状の経時変化



(a) 路床上部



(b) 路体上部

図-4.33 土圧の経時変化 (静的載荷試験)

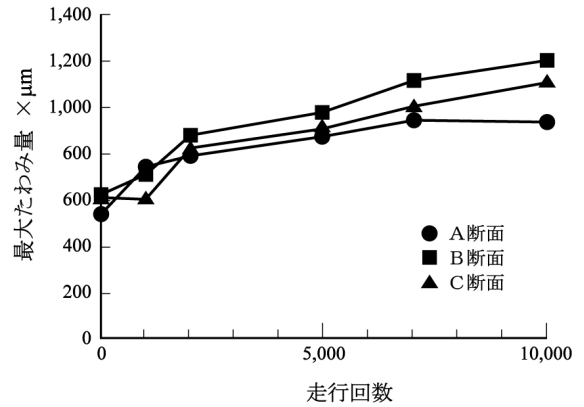


図-4.34 路面たわみの経時変化 (FWD試験: Do地点)

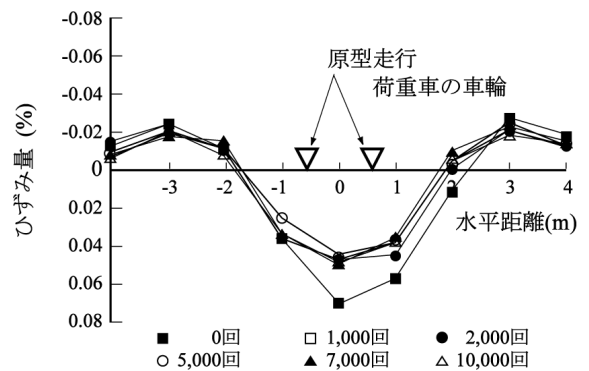


図-4.35 ジオテキスタイルのひずみ量の経時変化 (静的載荷試験)

(6) 試験舗装における載荷試験結果の考察

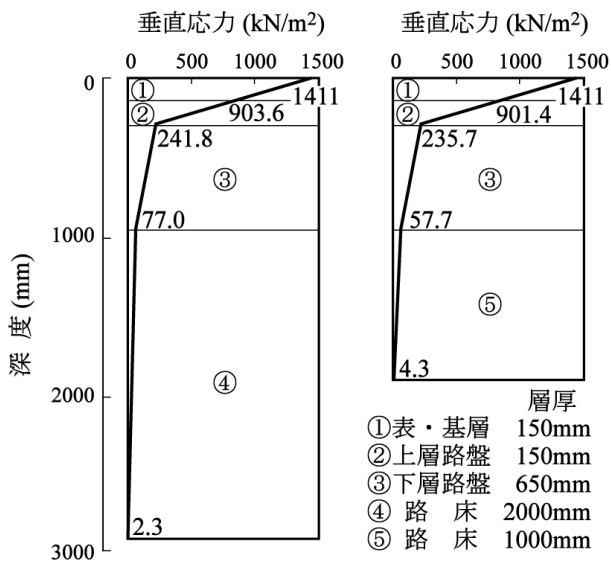
現地試験舗装の走行試験において実施したFWD試験より得られた表面たわみ量を用いて各層の弾性係数 E の推定を行った。解析には多層弾性理論による構造解析プログラムBISARを使用した。標準舗装断面の走行回数0回時の表面たわみ実測値をよく再現できる各層の弾性係数 E を推定した結果を表-4.5に示す。

表-4.5 BISARを用いて表面たわみ実測値より推定した弾性定数

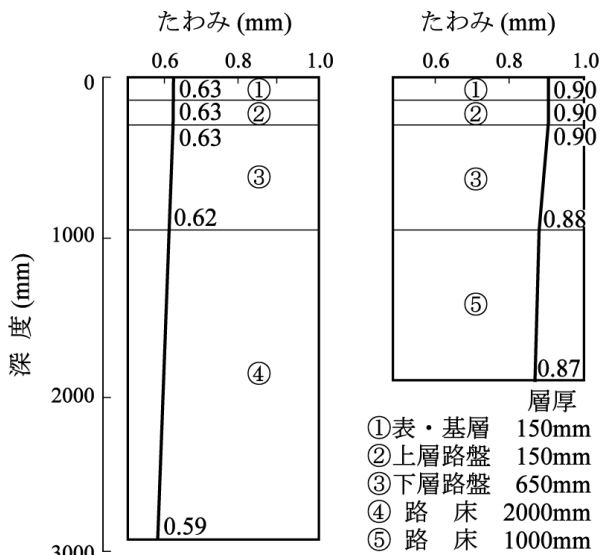
	E (MN/m ²)	ν
表・基層 (アスファルト)	10,000	0.35
上層路盤 (アスファルト安定処理)	10,000	0.35
下層路盤 (切込碎石)	600	0.30
路床	500	0.30
路体	5	0.30

この推定値を使用して、標準断面 (A断面) および (B断面) にB747 - 400の脚荷重が作用したときの車輪直下の

垂直応力およびたわみをBISARにより計算した結果が図-4.36である。路床の役割として、交通荷重を分散し路体上面の垂直応力を荷重の大きさによらずほぼ一定にすることがあることから、路体上面の垂直応力に着目すると、標準舗装断面では 2.3kN/m^2 （たわみ 0.59mm ）であるのに対し、路床低減断面では 43kN/m^2 （たわみ 0.87mm ）と2倍近くの応力が発生していることがわかる。これは、図-4.30に示した傾向とも同様である。前述の路床の役割を考えるならば、路床低減を可能とするためには、路体上面の発生垂直応力を標準舗装のそれと同程度にできるような強さを持つ路床を築造する必要があると言える。



(a) 発生垂直応力



(b) 発生たわみ

図-4.36 垂直応力と発生たわみのBISAR計算結果
(B-747-400車輪荷重)

そこで、路床低減断面における路床の弾性係数 E を5倍に増大させた計算を行った。結果は図-4.37に示すように、路体上面の発生垂直応力を標準舗装断面と同程度とすることが可能となることがわかった。しかし、路床の弾性係数 E すなわちCBR値を5倍程度に高めるということは、下層路盤と同等な粒状材に置換しても困難であることを意味する。このため、挿入するジオテキスタイルの剛性を高める程度では対応できず、安定処理を施すなど特別の工夫を要することになるが、これは相当なコスト増加要因となることから、舗装構造全体として再検討する必要があると言えよう。

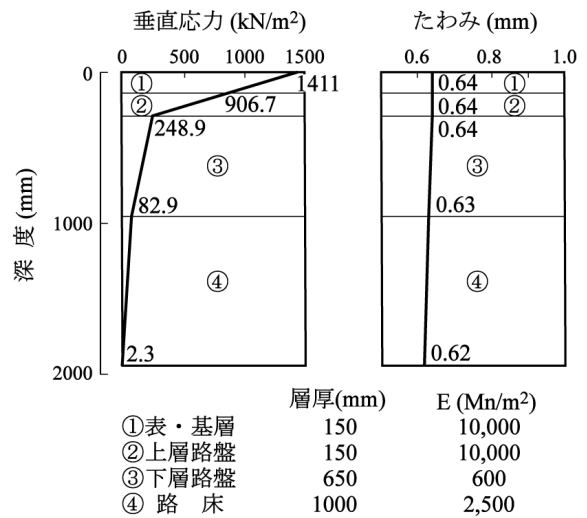


図-4.37 路床の弾性係数を5倍にした場合の路床低減断面の垂直土圧分布

4.5 路床排水層による路床改良

地下水位を低下させる事により路床支持力の低減を防止する方法として、路床内に排水層を設けるものについて検討を行った。まず、排水層について検討するために地下水解析を行い、それに基づいて設計・施工した試験舗装に対する載荷試験を実施した。

(1) 舗装構造検討のための地下水解析

a) 解析方法

第Ⅲ期地区全体の広域地下水解析としては準三次元非定常解析を行い、新C滑走路の地下排水対策の検討には断面二次元飽和～不飽和非定常解析を適用し、境界条件と初期条件に準三次元解析結果を用いた¹⁶⁾、これらの解析に必要な透水特性は、参考文献¹⁷⁾で示された値を用いた。解析範囲等を図-4.38に示す。

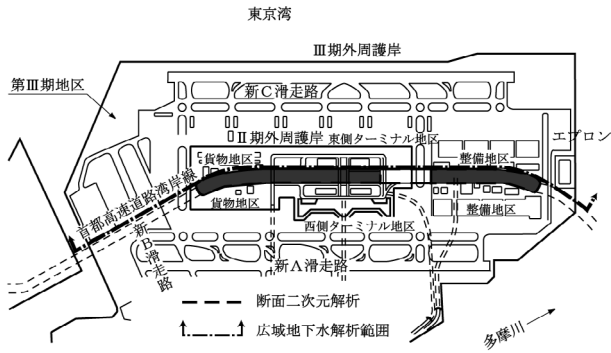


図-4.38 解析範囲位置

準三次元解析モデルにおける要素分割は、施設の位置と形状、第II期外周護岸位置、地盤改良区分等を考慮した、地層モデルは「東京国際空港情報化施工管理システム」¹⁸⁾を利用したデータ解析結果の残留沈下量より解析開始時点の地層境界を推定して作成した、地層は3層とし、上からBs₁ (建設残土による盛土)、SM (サンドマット)、Bs₂ (建設残土による覆土)である、第III期外周護岸部では砂層や裏込石等も考慮した、地表面標高は滑走路供用時の計画高さとした。

境界条件は、第III期外周護岸を定水位境界、首都高速道路湾岸線を不透水境界とした。地下水位の初期条件は、異なる2ケースで検討した。地下水供給量は、10年平均、月降雨量と残留沈下量に相当する1次圧密沈下量を経時変化として与えた。この方法によって圧密沈下が継続する解析期間中に地層境界高を一定標高として取り扱うことができる。また、解析期間中に舗装工事で降雨による地下水涵養量が変化する場合も考慮した。

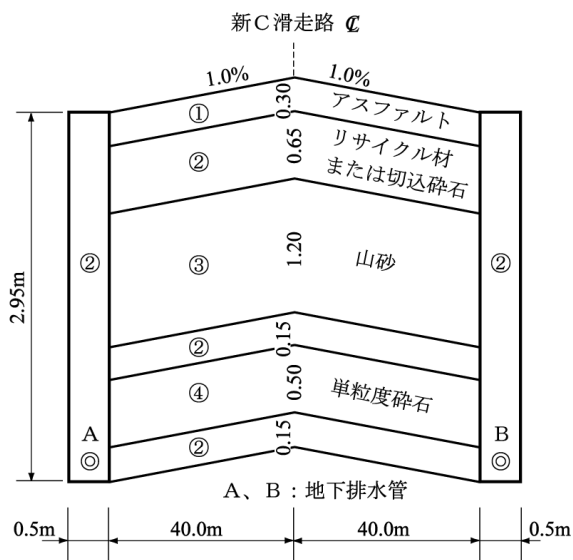


図-4.39 舗装構造模式図

準三次元解析結果で、地下水位が滑走路床基面よりも高く地下水排水対策が必要で、地下水位等高線が新C滑走路と平行な場所で断面二次元解析を実施した。地層モデルは準三次元解析で用いたものに、図-4.39に示す舗装構造を当てはめたものとした。

b) 解析結果

準三次元解析結果として図-4.40に新C滑走路供用5.5年後の地下水位等高線図および地下水位縦断面図の例を示した。この図より、地下水位が滑走路床基面より高い部分のあることがわかる。また、滑走路中心での地下水位変動は、初期条件の違いに関わらず、計算開始1年後にほぼ同一となり、以後は降雨パターンによって同一範囲内で周期的変動を繰り返す結果が得られた。以上の結果より、地下排水対策が必要となることが確認された。

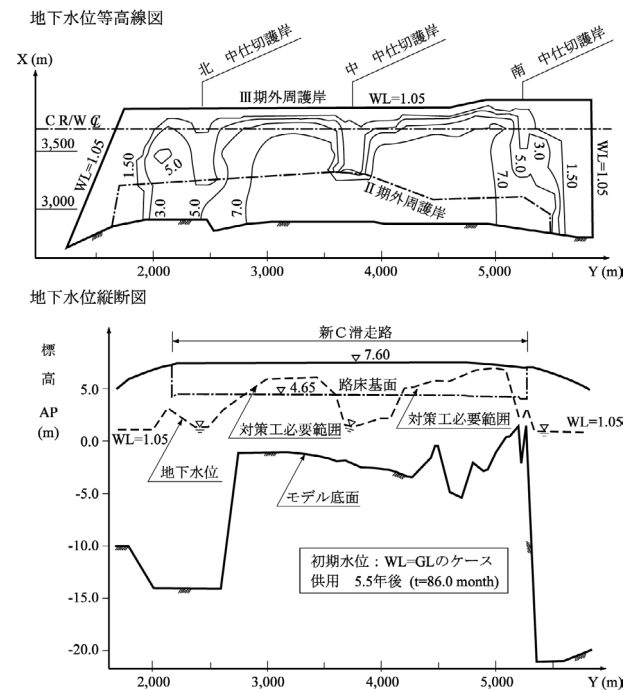


図-4.40 準三次元解析結果

断面二次元解析の結果、地下水位が最も高くなるY=5,000における滑走路横断方向で図-4.39の舗装構造を仮定し、地下排水管を考慮した場合、地下水位は図-4.41に示す位置に低下し、路床基面以下に保つことができることがわかった。この時の排水量は、配水管設計における排水能力よりも小さく、排水可能である。以上の結果より、新C滑走路の舗装構造は図-4.39に示すものを基本としてよいものとまとめられる。

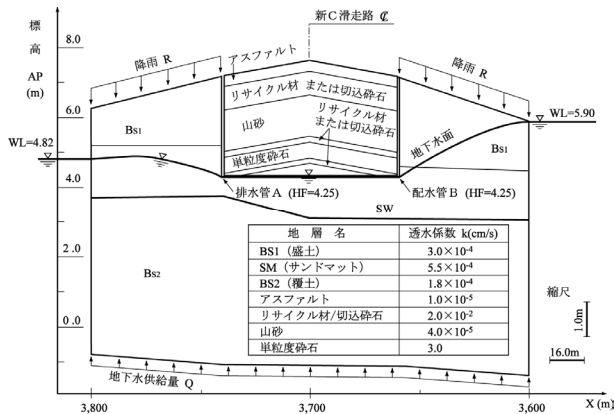


図-4.41 地下排水検討結果

の計測ポイントに載った時の土圧・沈下量を計測する静的載荷試験、塑性変形分布の計測、FWD (Falling Weight Deflectometer) 試験機によるたわみの計測等である。



写真-4.1 原型走行荷重車

(2) 排水層を設けた空港舗装の現地試験と舗装設計

a) 試験断面の概要

地下水解析の結果、地下排水対策が必要で、検討の対象とした舗装断面がその方法として有効であることがわかった。この舗装構造の航空機荷重の繰返し載荷に対する安全性を検証するために、試験施工を実施した¹⁹⁾。

排水層を設けた地下水対策が検討されている、本走行試験では排水層を設けた3種類の舗装構造断面は図-4.42に示すようにAを路床2mの標準断面と位置付け、これに対し10cmの排水性路盤（通常よりも粒度の粗いアスファルト舗装）を設けた断面をB、50cmの路床排水層を設けた断面をC、同じく80cmの断面をDとした。路床排水層上下のリサイクル材は細粒分の浸入を防ぐためのフィルター層である。

A		B		C		D	
As	150	As	150	As	150	As	150
As安定処理	150	As安定処理	150	As安定処理	150	As安定処理	150
		排水性舗装	100				
切込砕石(C-40)	650	切込砕石(C-40)	550	切込砕石(C-40)	650	切込砕石(C-40)	650
山砂	2000	山砂	2000	山砂	2000	山砂	2000
						1200	
						リサイクル材(C-40) 150	
						1500	
						リサイクル材(C-40) 150	
						単粒度砕石(C-40)	500
						リサイクル材(C-40) 150	

図-4.42 路床排水層を設けた舗装断面

試験走行は写真-4.1に示す原型走行荷重車を用いて、舗装上を繰り返し走行することにより、航空機の繰り返し荷重状態を再現するものである。試験は走行回数0, 1,000, 2,000, 5,000, 7,000, 10,000回の後に荷重車が所定

b) 試験結果と考察

舗装の荷重分散性を検討するため、舗装体内部に設置した土圧計の計測値と載荷回数関係を図-4.43に示す。これは路床下部（路床と路体の境界）での土圧の計測結果であるが、B, C, DともにAよりも小さくなる傾向を示している。これより、排水層があることによって舗装構造全体の剛性が高まり、応力の分散性に効果のあることが考慮される。また、A, Bでは走行回数の増加に伴い、若干の土圧の増加傾向が見られるが、C, Dでは走行回数10,000回の時点までA, Bのような増加傾向は見られない。したがって、路床排水層の荷重分散効果は長期的に見ても期待できるものと判断された。

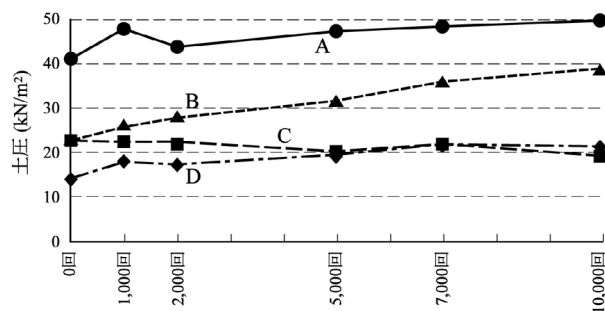


図-4.43 静的載荷試験での路床下部の土圧

次に、FWD試験により得られた試験結果について示す。FWD試験は2,200KNの衝撃荷重を載荷したときに舗装体表面に生じるたわみを計測するものである。舗装表面の最大たわみ量と走行回数の関係を図-4.44に示す。最大たわみ量は、B, C, DともにAより小さくなっており、下層路盤上部や路床下部に設置されている排水層が衝撃荷重に対しても荷重の分散性に効果があることが確認された。

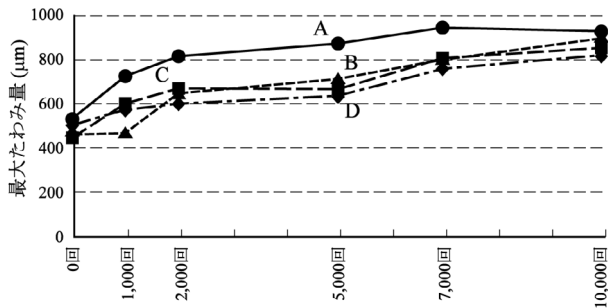


図-4.44 FWD試験での最大たわみ

次に、走行回数ごとの路面塑性変形量計測結果について図-4.45にDの例を示す。走行を重ねることにより、路面は全体的に磨耗や疲労によって沈下している様子が伺えるが、わだち掘れ等明瞭な変化を起こすには至っていない。また、A、C、D共に大きな違いは認められず、路床排水層設置による影響はないものと判断されたものの、Bは走行5,000回以降に大きな塑性変化が生じ、長期的耐久性に問題があると推察された。また、走行試験後の解体調査において、路盤排水層の塑性変形が確認され、上記の結論を裏付けると共に、B案は構造的に問題を残すものと判断された。

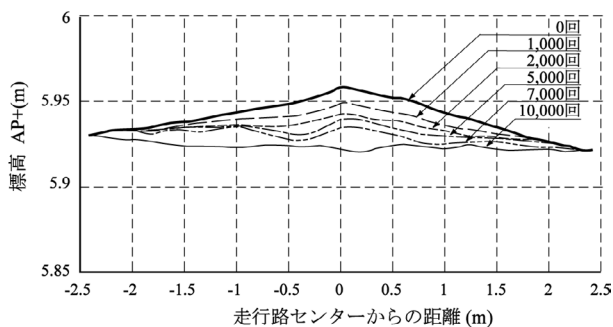


図-4.45 繰返し走行荷重試験における路面の塑性変形量

4.6 まとめ

東京国際空港沖合展開事業第Ⅲ期地区に建設された新C滑走路を対象とした軟弱路床の改良方法に関する研究として、高地下水位下における舗装の性能、ジオテキスタイルによる路床厚低減の可能性、路床排水層の有効性の三項目を取り上げて、詳細に検討した。以下に、各項目についての成果を取りまとめる。

(1) 高地下水位下における舗装の性能

- i) 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、

特に繰返し荷重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。

- ii) 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。
- iii) 高地下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値を水浸状態に応じて100%~80%に低減する必要がある。
- iv) 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。

(2) ジオテキスタイルによる路床厚低減の可能性

- i) 路床内に敷設したジオテキスタイルのひずみは路床上下端で大きな値を示す。また、ひずみ分布は、荷重点直下で引張りひずみを示し、横方向に減衰して圧縮ひずみに変化する。ひずみレベルは0.2~0.7%程度と小さく、路床内で発揮されている拘束応力もかなり小さい。
- ii) 有限要素解析における解析定数については、地表面たわみの実測に合うように各層の弾性係数を設定した。その計算結果は、ジオテキスタイルのひずみ分布などをよく再現できた。
- iii) 有限要素解析の結果、ジオテキスタイルの剛性を非常に高めない限り、沈下抑制効果は認められず、それよりも路床厚を大きくしたほうが効果的である。

(3) 路床排水層の有効性

- i) 地下水解析の結果、沖合展開事業第三期地区では路床排水対象が必要であることが認められ、路床排水層として適切なものを見出した。
- ii) 上記の路床排水層を有する舗装構造の航空機荷重の繰返し走行に対する耐荷性は十分であることが、試験舗装に対する荷重試験により確認された。

参考文献

- 1) Casagrande, A. and Shannon, W. L. : Base Course Drainage for Airport Pavements, *Proc. of the American Society of*

- Civil Engineers, Soil Mechanics and Foundation Division, Vol.77, 1951, pp.1-23.*
- 2) Macmaster, J. B., Wrong, G. A. and Phang, W. A.: *Pavement Drainage in Seasonal Frost Area, Ontario, Transportation Research Record, No.849, 1982, pp.18-24.*
 - 3) 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, 1977年, pp.21-26.
 - 4) (社)日本道路協会: 舗装試験法便覧, 1989年, pp.921-929.
 - 5) 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, 1979年, pp.10-15.
 - 6) 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年.
 - 7) 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, 1990年, 78p.
 - 8) 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.*
 - 9) 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, 1993年, pp.9-20.
 - 10) Shell International Petroleum Company: *Shell Pavement Design Manual*, 1978, 332p.
 - 11) 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, 1962, pp.667-679.*
 - 12) 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.*
 - 13) 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, 1997年, pp.80-81.
 - 14) 常陸壮介, 塩見雅樹, 池田直太, 梅野修一, 滝昌和, 福田直三: 路床をジオグリッドで補強した舗装の載荷実験とFEM解析, 土木学会第49回年次学術講演会講演概要集第3部, 1994年, pp.200-201.
 - 15) 秋本恵一, 金澤 寛, 稲田雅裕: 空港アスファルト舗装における路床置換厚の低減の可能性に関する検討, 土木学会舗装工学講演会論文集, 第1巻, 1996年, pp.103-110.
 - 16) 塩見雅樹, 金澤 寛, 西村大司, 梅野修一, 田尻宣夫, 菅野雄一: 滑走路舗装構造検討のための地下水解析事例, 土木学会年次学術講演会講演概要集第6部, Vol.50, 1995年, pp.66-67.
 - 17) 田尻宣夫, 常陸壮介, 山本 浩, 梅野修一, 菅野雄一: 圧密促進中の地区における地下水解析の事例, 土木学会第49回年次講演概要集, III-115, 1994年, pp.224-225.
 - 18) 常陸壮介, 塩見雅樹, 今岡 靖: 東京国際空港沖合展開第III期地区地盤改良工事における情報化施工管理システム, 土木学会第49回年次講演概要集, VI-320, 1994年.
 - 19) 塩見雅樹, 金澤 寛, 稲田雅裕, 寺田俊朗, 橋本和明: 排水層を設けた空港舗装の現地試験と舗装設計, 土木学会年次学術講演会講演概要集, 第3部, Vol.50, 1995年, pp.774-775.

第5章 舗装材料の再利用に関する研究

5.1 はじめに

限りある資源の有効利用を図るとともに廃棄物の発生を抑制し環境の保全を図るため、平成3年に「再生資源の利用の促進に関する法律（リサイクル法）」が制定された。建設工事に伴い副次的に発生するもののうち、コンクリート塊、アスファルト塊などは法律上「指定副産物」として位置付けられており、建設資材として積極的に再生利用を促進するべきものとして扱われている。

東京国際空港においても、沖合展開事業の進捗に伴い旧空港地区より大量の空港舗装発生材の発生が見込まれる。これらの空港舗装廃材を新設滑走路舗装に再利用する場合の適用性について検討するため、室内試験と試験舗装走行試験を実施した。

道路舗装の分野では、舗装ストックが充実し、維持修繕工事が増大していることから、再生材利用のニーズが高く、再生材の適用が既に広く普及している¹⁾。再生材による舗装の供用性に関する調査研究も進展しているため、従来は使用が避けられてきた重交通道路の表層についても、プラント再生舗装技術指針²⁾によって適用可能との方向性が示された。

一方、空港舗装においては、再生材の適用実績はまだ少なく、再生骨材配合率は、これまで旭川空港の50%（上層路盤）が最大である³⁾。これは、空港舗装と道路舗装の設計の考え方が大きく異なることに起因する。

空港舗装の特徴として、まず第一に挙げられるのは、荷重条件の違いである。表-5.1に空港と道路のアスファルト舗装厚⁴⁾を示す。一般に空港舗装では、荷重はかなり大きい、荷重の作用頻度は小さい。ただし、滑走路横断方向に見ると航空機の走行位置が中心線上に集中している⁵⁾。このため、空港舗装は道路舗装より舗装厚が大きくなっており、走路中心線から端部に向かうにつれて舗装厚を段階的に減少させる設計となっている。第二の特徴としては、大型の航空機が高速で離着陸を繰り返すため、安全性が何よりも優先されるということである。このため、クラック、変形などの破損に対して十分に配慮する必要がある。第三の特徴としては、滑走路舗装が破損した場合、代替を求めることが非常に困難なことである。このため、施設に余裕のないわが国の空港の場合、一度舗装が建設されると夜間に少しずつ補修を加えながら供用寿命を延ばしていく方法を取らざるを得ない状況にある⁶⁾。

以上から、空港舗装に舗装発生材を適用するにあたっては、再生材が荷重分散効果を持っているか、クラック、

変形などの破損に対する強度を持っているか、また、長期の供用期間中にわたって耐久性を維持できるかの3点について、道路舗装の場合より厳しく検討されなければならない。

表-5.1 空港と道路のアスファルト舗装厚の比較⁴⁾

項目	空港	道路
設計対象	大型ジェット機	大型車
設計期間(年)	10	10
荷重(kN)	900(脚荷重)	50(輪荷重)
交通量	40000カハレージ ^{**} /10年	3000台/日・方向以上
設計CBR値	8	8
舗装厚(cm) [*]	144	97

* 表・基層厚が16cmで粒状路盤の場合

** 設計荷重が同一地点に繰り返し作用する回数

東京国際空港新C滑走路の路床下部には、高地下水位対策のため排水層が設置されている(図-5.1)。排水層は、通水層および通水層の目詰まりを防ぐためのフィルター層からなっている。このフィルター層に、空港内の旧ターミナル地区エプロンから発生した空港舗装発生材(コンクリート廃材)を有効利用することを考えた。ただし、これだけでは十分ではないことから、市中の再生プラントから購入した再生コンクリート骨材も必要となる。フィルター層へのセメントコンクリート再生骨材の適用性について、排水機能の長期安定性と環境への影響について明らかにする必要がある。

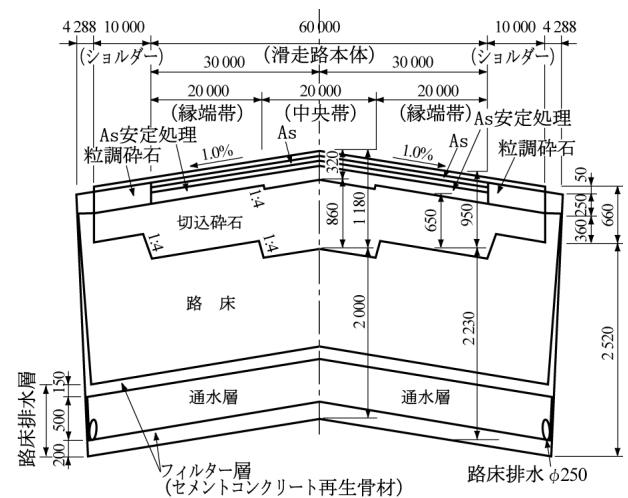


図-5.1 新C滑走路の舗装断面

5.2 再生アスファルトコンクリートの有効利用

(1) 空港舗装発生材の性状

空港舗装発生材の性状を確かめるため、空港内から実際に舗装を採取して材料試験を実施した⁷⁾。試験の目的としては、

a) 空港舗装発生材が舗装材料としての品質基準を満たしているかどうかの確認

b) 施工年代による性状差の把握の2点が挙げられる。

品質基準については空港土木工事共通仕様書⁸⁾によって、粗骨材については表乾比重、吸水率及びすりへり減量が、アスファルトについては針入度、軟化点及び伸度が規定されている。施工年代による性状差については、舗装の施工年代を昭和30年代、40年代及び50年代の3区分に分類し、それぞれの年代の空港舗装発生材について材料試験を実施して性状の違いを確かめた。

a) アスファルトコンクリート再生骨材の性状

アスファルトコンクリート再生骨材から旧アスファルトを回収し、残った骨材のうち粗骨材に対して比重及び吸水量試験、ロサンゼルスすりへり減量試験を実施した。アスファルトコンクリート再生骨材は30年代、40年代及び50年代の3種類を用いた。試験結果を表-5.2に示す。いずれの年代の再生粗骨材とも性状が良く、すべて新しい粗骨材の品質規定を満足していた。

表-5.2 アスファルトコンクリート再生骨材の性状試験

施工年代	表乾比重	吸水率 (%)	すりへり減量
30年代	2.669	1.03	14.4
40年代	2.694	0.92	17.4
50年代①	2.666	1.17	16.3
50年代②	2.634	1.13	13.5
品質規定*	2.45以上	3.0以下	35以下

* 「空港土木工事共通仕様書」による品質規定

b) 旧アスファルトの性状

旧アスファルトの性状と再生用添加剤の添加による性状回復の程度を調べるため、針入度試験、軟化点試験及び伸度試験を実施した。旧アスファルトは30年代、40年代及び50年代の3種類を用いた。試験の結果、旧アスファルトの針入度は、21~41の範囲にあり、施工年代が古いほど性状が劣ることが判明した。

次に再生用添加剤による性状回復を試みてみた。設計針入度は、プラント再生舗装技術指針において目標とさ

れている針入度50を設定した。試験の結果を図-5.2に示す。いずれの年代の旧アスファルトも再生用添加剤の添加によって針入度50まで性状回復が可能であることが確認された。再生用添加剤添加率は4%~16%であった。また、針入度50に回復した再生アスファルトは、軟化点及び伸度についてもアスファルトの品質基準を満足していた。

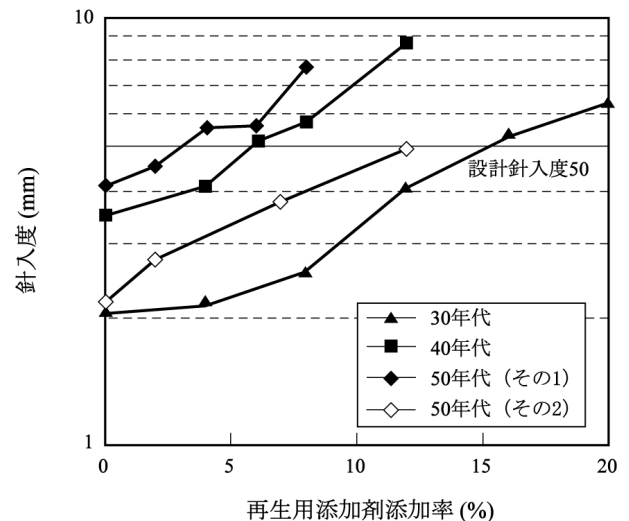


図-5.2 針入度試験

以上の検討から、空港舗装発生材は骨材、アスファルトとも良好な性状を有しており、再生加熱アスファルト混合物として適用する場合には新材と同等目的に扱えることが確認された。なお、先に述べた旭川空港の事例では、道路舗装発生材などを市中の再生アスファルトプラントから流用したのに対して、今回の場合は、自空港内での大量活用である。したがって、今回のように品質が良好で、しかも施工年代が特定できる舗装発生材が使用できる場合には、市中の再生アスファルトプラントからのものよりも品質が良好でばらつきの少ない再生加熱アスファルト混合物が得られることが期待される。

(2) 検討方法

検討にあたって、まず再生材の適用範囲と再生骨材配合率を設定した。

a) 再生材の適用範囲

既往の研究⁹⁾によると、赤外線吸収スペクトル分析の結果、滑走路表層への再生材の適用については供用後の老化の進行に伴う脆性化傾向が著しくなるため問題があるとされている。このため、表層には再生材を使用しないこととし、検討の対象を基層および上層路盤のアスファルト混合物、下層路盤の粒状材とした。

b) 再生骨材配合率

空港内から採取したアスファルトコンクリート再生骨材の粒度試験の結果、空港土木工事共通仕様書に示されているアスファルト舗装用粗骨材の粒度範囲を満たすためには、新しい骨材を30%補足する必要がある。一方、旧空港地区から発生する舗装発生材の発生量と今後の舗装工程から見込まれる再生材の使用量を検討した結果、再生骨材配合率を最大限の70%とした時、両者のバランスが取れることが判明した。

以上の理由から、再生加熱アスファルト混合物の再生骨材配合率については最大70%を目標値として設定した。なお、試験あたっては、再生骨材配合率による性状差を確認するため、再生材を最大限に利用する場合の70%、既往の研究^{10),11)}から供用性に影響の現れ始める40%、比較のための0%（新材）の3種類を用いた。

(3) 再生加熱アスファルト混合物に関する室内試験

再生加熱アスファルト混合物を基層及び上層路盤に適用した舗装が空港アスファルト舗装として適用可能かどうかを検討するため、

- a) 再生材を用いた舗装の供用性（荷重分散効果）
- b) クラック、わだち掘れに対する破壊抵抗性
- c) 長期耐久性

の3点を評価項目として、室内試験を実施した。室内試験内容を表-5.3に示す。

表-5.3 再生加熱アスファルト混合物に関する室内試験の結果

目的	試験内容
供用性 (荷重分散効果)	マーシャル安定度試験 SHRPによるアスファルト評価試験
破壊抵抗性	曲げ試験 ホイールトラッキング試験
長期耐久性	水浸ホイールトラッキング試験 凍結融解試験 SHRPによるアスファルト評価試験

a) 再生材を用いた舗装の供用性（荷重分散効果）

アスファルト混合物の配合設計については、わが国ではマーシャル安定度試験が広く用いられている。これは経験則に基づくものであり供用性との相関は必ずしも高いとは言えないが、実績が多く供用後の力学特性を推定

する上で信頼性が高い^{4),12)}。空港アスファルト舗装構造設計要領¹³⁾においても、路盤及び表層・基層に用いるアスファルト混合物の品質がマーシャル安定度によって規定されている。一方、アメリカの新道路研究計画SHRP（Strategic Highway Research Program）では、供用性との関連からの配合設計法の研究が進められている¹⁴⁾。

これら2種類の配合設計における舗装の供用性を評価する試験から、再生材の性状を確認した。

a) マーシャル安定度試験

再生加熱アスファルト混合物の荷重分散効果を確認するため、マーシャル安定度試験を実施した。試験は、施工年代が30年代、40年代及び50年代の3種類、再生骨材配合率が70%、40%及び0%（新材）の3種類、材料が基層の再生粗粒度アスファルト混合物及び上層路盤の再生加熱アスファルト安定処理路盤材の2種類の全ケースについて行った。試験結果の一例として、30年代、基層、再生骨材配合率70%のケースを図-5.3に示す。空港アスファルト舗装構造設計要領においてマーシャル安定度は、基層が900kgf（8.8kN）以上、路盤が500kgf（4.9kN）以上と規定されているが、すべてのケースにおいてこの規定を満足した。また、最適アスファルト量についても新材と変わらない結果であった。

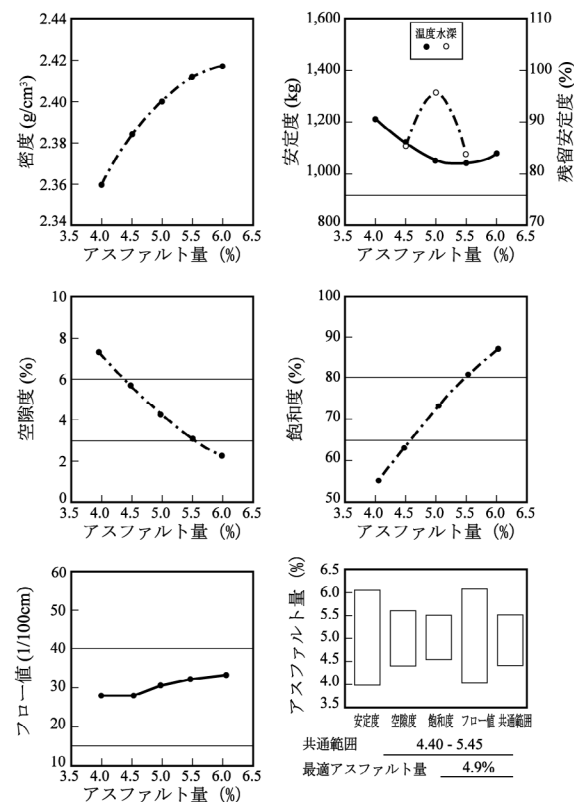
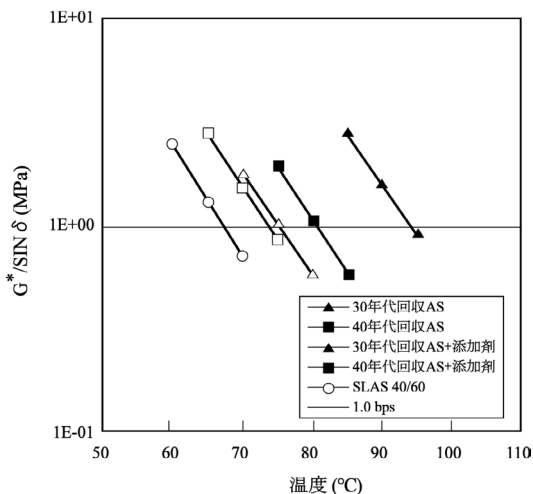


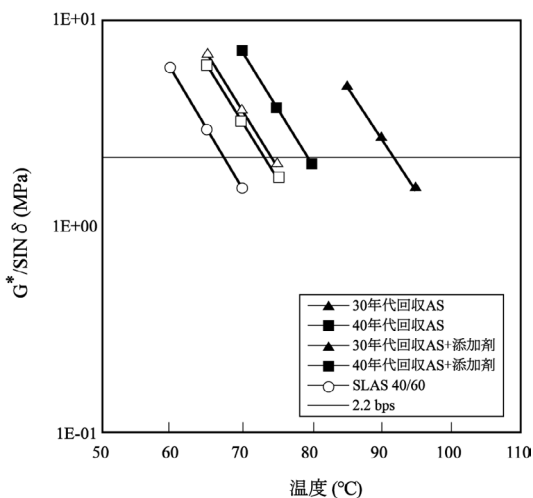
図-5.3 マーシャル安定度試験

b) SHRPによるアスファルト評価試験

SHRPによる加熱混合時の熱劣化を再現する試験及びアスファルトの評価試験を行った¹⁵⁾。熱劣化前のアスファルト評価試験では再生用添加剤を添加した再生アスファルトの性状回復の程度を確認し、熱劣化後のアスファルト評価試験では再生アスファルトが加熱混合後に再生用添加剤の揮発等によって元の旧アスファルトの性状に戻らないかどうかの確認をした。供試体は、旧アスファルト（30年代，40年代），再生アスファルト（30年代，40年代）及び新アスファルト（ストレートアスファルト40～60）の合計5種類を作製した。試験方法は、回転式薄膜加熱試験（RTFOT）による熱劣化を供試体に与え、熱劣化前後の各供試体に動的せん断試験（DSR）を行った。そして、アスファルトのわだち掘れに対する抵抗性を表す指標である $G^*/\sin\delta$ と試験温度の関係を求めた。



(a) 原アスファルト



(b) 熱劣化(RTFOT)後

図-5.4 SHRPによるアスファルト評価試験（RTFOT）の結果

熱劣化の前後における $G^*/\sin\delta$ と試験温度の関係を図-5.4に示す。熱劣化前の試験結果より、各年代において、旧アスファルトの $G^*/\sin\delta \geq 1.0 \text{ kPa}$ を満足する温度、すなわちSHRPによって提案されている供用性グレードが、再生用添加剤を加えることによって新アスファルトの供用性グレードの方向にシフトした。すなわち、旧アスファルトが再生用添加剤の添加によって性状が回復し、新アスファルトの性状に近づくことが確認された。一方、熱劣化後の試験結果を見ると $G^*/\sin\delta \geq 2.2 \text{ kPa}$ を満足する各供試体の試験温度、すなわち熱劣化後の供用性グレードは、いずれの供試体も熱劣化前の供用性グレードとほぼ変わっていない。すなわち、再生アスファルトは熱劣化を受けても元の旧アスファルトの性状には戻らないことが確認された。

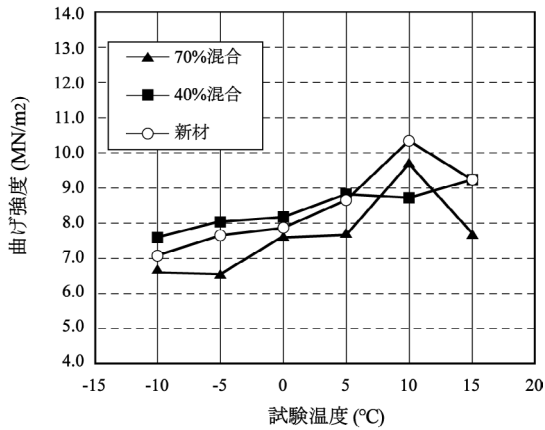
b) 再生加熱アスファルト混合物の破壊抵抗性

空港舗装の破損の種類はクラックと変形が主なものであり、空港舗装の路面の性状はクラック、わだち掘れ及び平坦性によって評価されている⁶⁾。クラック及び変形の発生状況を室内試験で再現し、再生材の破壊抵抗性を検討するため、曲げ試験及びホイールトラッキング試験を実施した¹⁶⁾。対象範囲は、それぞれの破損の影響範囲を考慮して、曲げ試験については基層及び上層路盤、ホイールトラッキング試験については基層とした。

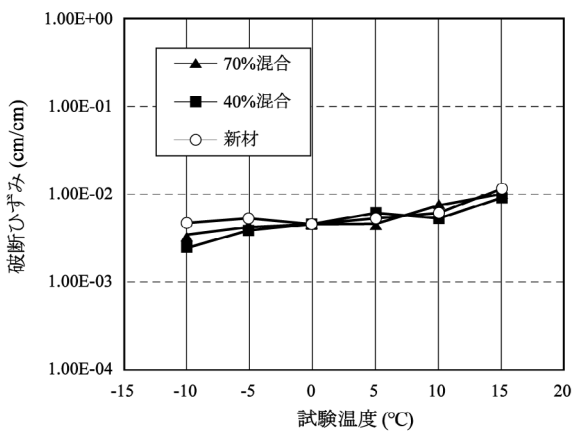
i) 曲げ試験

再生加熱アスファルト混合物の破断時の挙動からクラックに対する破壊抵抗性を確認するため、曲げ試験を実施した。供試体は、再生骨材配合率が70%、40%及び0%（新材）の3種類、材料が基層の再生粗粒度アスファルト混合物及び上層路盤の再生加熱アスファルト安定処理路盤材の2種類を作製した。標準的なアスファルト混合物の曲げ強度は 100 kgf/cm^2 (9.8 N/mm^2)程度であり、曲げ強度が最大となる試験温度（脆化点）は $5 \sim 10^\circ\text{C}$ である¹⁷⁾。

基層における試験結果を図-5.5に示す。いずれの供試体とも曲げ強度は $90 \sim 100 \text{ kgf/cm}^2$ ($8.8 \sim 9.8 \text{ N/mm}^2$)であり、脆化点は 10°C 付近であった。破断時ひずみについても、新材と再生材の差はほとんど見られなかった。なお、上層路盤の曲げ強度、破断時ひずみについても基層とほぼ同様の結果であった。



(a) 曲げ強度



(b) 破断ひずみ

図-5.5 曲げ試験の結果

ii) ホイールトラッキング試験

高温時のわだち掘れに対する基層の再生粗粒度アスファルト混合物の破壊抵抗性を評価するため、ホイールトラッキング試験を実施した。供試体は、再生骨材配合率70%、40%及び0%(新材)の3種類を用いた。空港土木工事共通仕様書には動的安定度DSに関する規定は設けられていないが、新東京国際空港公団の土木工事共通仕様書¹⁸⁾によると、空港舗装に対して表-5.4に示す基準値が設けられている。

試験結果を図-5.6に示す。動的安定度DSはいずれの供試体とも1,000回/mmを超えており、空港舗装の基層として十分な破壊抵抗性を持つことが確認された。

表-5.4 ホイールトラッキング試験の基準値¹⁸⁾

	表層混合物		基層混合物
	滑走路	誘導路	
動的安定度 (回/mm)	300以上	500以上	700以上

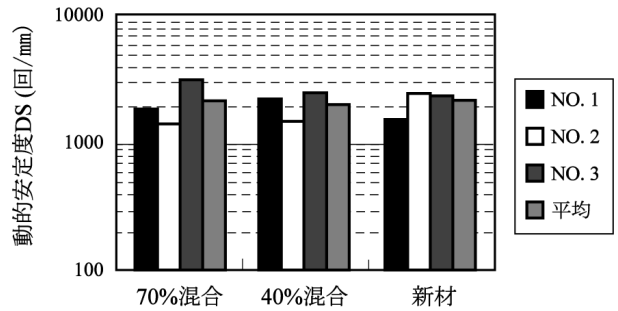


図-5.6 ホイールトラッキング試験の結果

c) 再生加熱アスファルト混合物の長期耐久性

アスファルト混合物の劣化は、水、温度変化、酸素及び紫外線によってもたらされる¹²⁾。このうち、基層にまで影響するのは、水、温度変化、酸素である。基層に対する水、温度変化、酸素による長期劣化の影響を検討するため、水浸ホイールトラッキング試験、凍結融解試験、SHRPによるアスファルト評価試験の各試験を実施した¹⁶⁾。

i) 水浸ホイールトラッキング試験

水分の浸入に起因する骨材とアスファルトの剥離に対する基層の再生粗粒度アスファルト混合物の抵抗性を評価するため、水浸ホイールトラッキング試験を実施した。供試体は、再生骨材配合率70%、40%及び0%(新材)の3種類を用いた。

試験結果を図-5.7に示す。剥離率を見ると再生材の方が新材より低く、長期耐久性に優れているという結果になった。これは、骨材とアスファルトは長期にわたって接着しており、新材よりよくなじんでいるためと考察される。

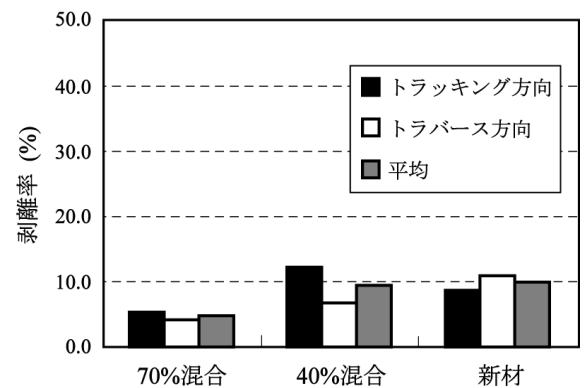


図-5.7 水浸ホイールトラッキング試験

ii) 凍結融解試験

温度変化の繰り返し作用によって生じる舗装体のゆるみに対する長期耐久性を把握するため、凍結融解試験を

実施した。凍結融解サイクルは300サイクルまでと、実際の東京国際空港の気候よりかなり厳しい条件で行い、悪条件下での再生材の性状を確かめた。供試体は再生骨材配合率70%、40%及び0%（新材）の3種類を用いた。

試験結果を図-5.8に示す。凍結融解後の供試体の空隙率を見てみると、すべての供試体で4%以下であった。一般的なアスファルト混合物の空隙率が4~5%であることを考えると、再生加熱アスファルト混合物は凍結融解作用に対する長期耐久性を十分有していると言える。

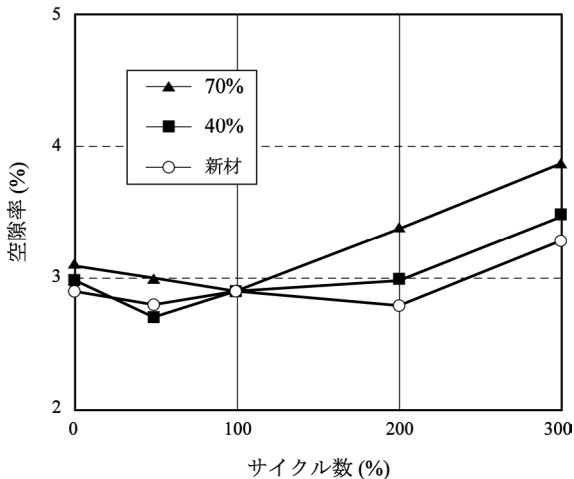
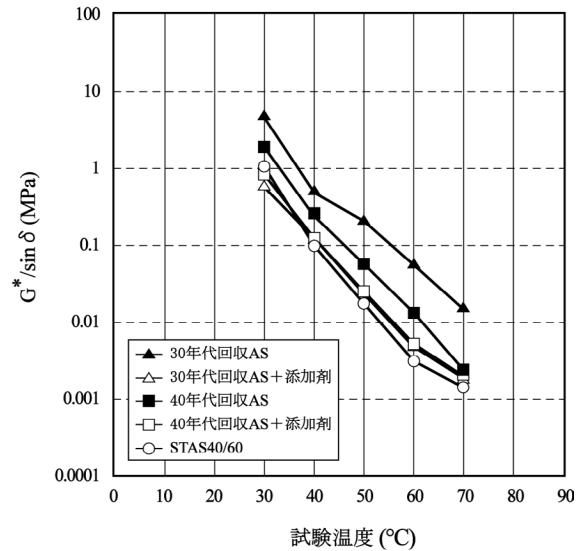


図-5.8 凍結融解試験の結果

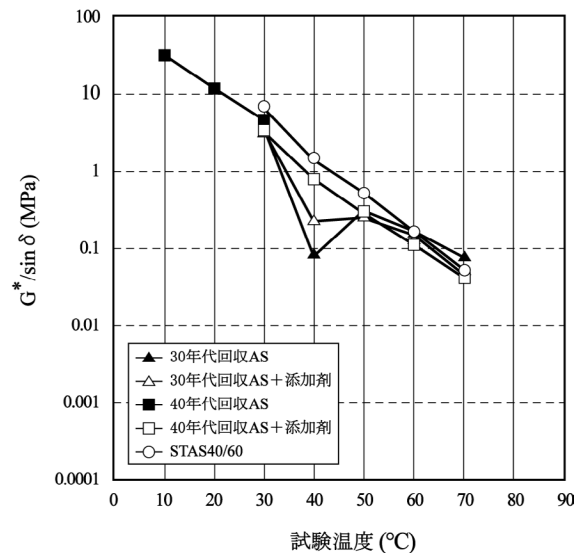
iii) SHRPによるアスファルト評価試験

SHRPによる長期の供用時のアスファルトの劣化現象を再現する試験及びアスファルトの評価試験を行い、再生アスファルトの長期劣化前後の性状を検討した。試験方法は、促進加圧劣化試験（PAV）の代替として、既往の研究¹⁹⁾より薄膜加熱試験（TFOT）を40時間実施し、長期劣化前後の供試体の動的せん断試験（DSR）結果から、アスファルトの疲労ひび割れのしやすさ表す指標である $G^*/\sin\delta$ と試験温度との関係を求めた。供試体は、旧アスファルト（30年代、40年代）、再生アスファルト（30年代、40年代）および新アスファルト（ストレートアスファルト40~60）の合計5種類を用いた。

試験の結果を図-5.9に示す。各供試体の同一の $G^*/\sin\delta$ の値における試験温度、すなわちアスファルトの供用性を比較すると、長期劣化前では新アスファルト、再生アスファルト、旧アスファルトの順に高かったが、長期劣化後には、新アスファルト及び再生アスファルトの供用性がともに低下し、旧アスファルトの供用性と重なる結果となった。このため、再生アスファルトは長期供用後には旧アスファルトの性状に近づくが、これは新アスファルトについても同様であることが確認された。



(a) 原アスファルト



(b) 薄膜加熱劣化(TFOT40時間)後

図-5.9 SHRPによるアスファルト評価試験の結果

(4) 再生クラッシュランに関する室内試験

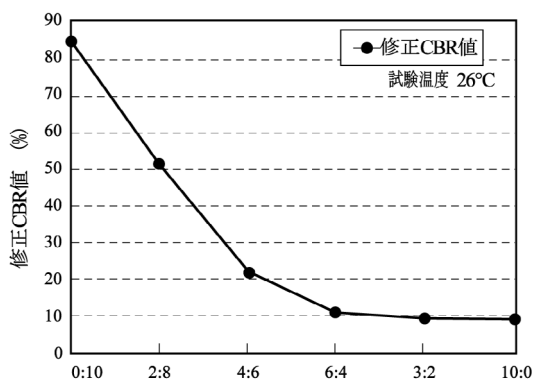
粒状路盤材の供用性評価については、わが国ではCBR試験が用いられている。空港アスファルト舗装要領によると、粒状路盤の修正CBR値は下層路盤上部で30以上必要である。

アスファルトコンクリート再生骨材による再生粒状材クラッシュランの下層路盤としての供用性を確認するため、CBR試験を実施した。粒状材は、30年代、40年代及び50年代の3種類を用いた。試験結果を表-5.5に示す。いずれの再生クラッシュランとも修正CBR値は20以下であった。したがって、アスファルトコンクリート再生骨材単独では下層路盤の粒状材に適用できない。

表-5.5 ホイールトラッキング試験における基準値

	表層混合物		基層混合物
	滑走路	誘導路	
動的安定度 (回/mm)	300以上	500以上	700以上

次に、アスファルトコンクリート再生骨材をセメントコンクリート再生骨材と混合した場合、どの程度の混合比で修正CBR値 30以上を満たすかをCBR試験によって求めた。試験の結果を図-5.10に示す。アスファルトコンクリート再生骨材とセメントコンクリート再生骨材を3:7程度の割合で混合すると修正CBR値が30となる。しかし、温度上昇によってCBR値が低下するため、安全側を考慮する必要がある。したがって、再生材を下層路盤の再生クラッシュランとして適用する場合には、アスファルトコンクリート再生骨材とセメントコンクリート再生骨材の混合比率において、アスファルトコンクリート再生骨材比率は20%以下とする必要があるものと考えている。



混合比率 (アスファルトコンクリート再生骨材 : セメントコンクリート再生骨材)

図-5.10 再生クラッシュランの混合比と修正CBR値

5.3 実物大試験による最適舗装構造の検討

再生アスファルト混合物の空港舗装への適用性について最終確認することを目的に、図-5.11に示すように舗装発生材を用いた舗装断面を現地に築造して試験舗装調査を行った²⁰⁾。

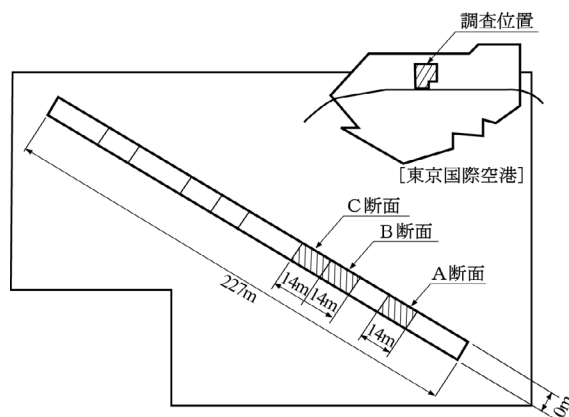


図-5.11 試験舗装平面図

(1) 調査内容

試験舗装調査として行った内容の内、本報告に関わる調査内容を表-5.6に示す。表中の調査内容の結果は、本論文にて以下の基礎資料として用いている。

i) 弾性係数の推定:FWD試験, 静的載荷試験

FWD (Falling Weight Deflectometer) 試験は、試験舗装ヤード造成時 (下層路盤, 上層路盤, 基層, 表層上) ならびに舗装築造後の走行試験時 (0, 1,000, 2,000, 5,000, 7,000, 10,000回時) の時点で行っている。

ii) 舗装の塑性変形量:路面形状測定試験, 解体調査走行試験時の各試験の測定位置は図-5.12に示す通りであるが、FWD試験は走行側と非走行側に分けて行った。

性状比較に用いた舗装断面は図-5.13に示すような3断面である。

A断面：全て新材で構築した標準断面

B断面：A断面の舗装構造に再生材 (舗装発生材) を用いた断面

C断面：再生材を用い下層路盤をアスファルト安定処理としたフルデプス断面

表-5.6 試験舗装調査内容

	試験名	仕様	備考
ヤード造成時	FWD試験	下層路盤, 上層路盤, 基層, 表層上といった施工段階で測定	関西国際空港所有 FWD試験機使用
	静的載荷試験	任意の走行回数終了後, 原型荷重走行車の主脚を舗装上で載荷し, 埋設してある土圧, 変位計を測定	港湾技術研究所所有 原型荷重走行車使用
走行試験	FWD試験	任意の走行回数終了後, 舗装上で走行ラインと非走行ラインと分けて測定	港湾技術研究所所有 FWD試験機使用

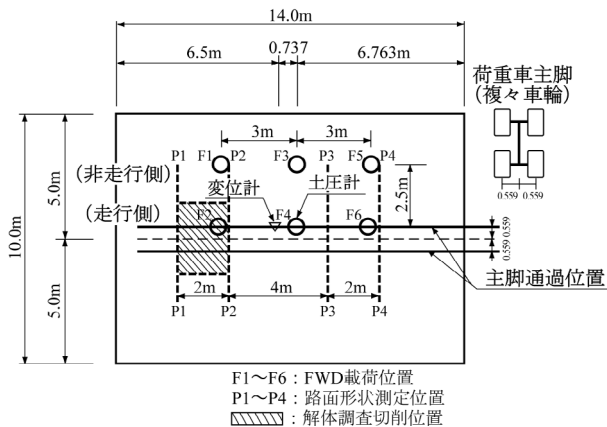


図-5.12 試験位置

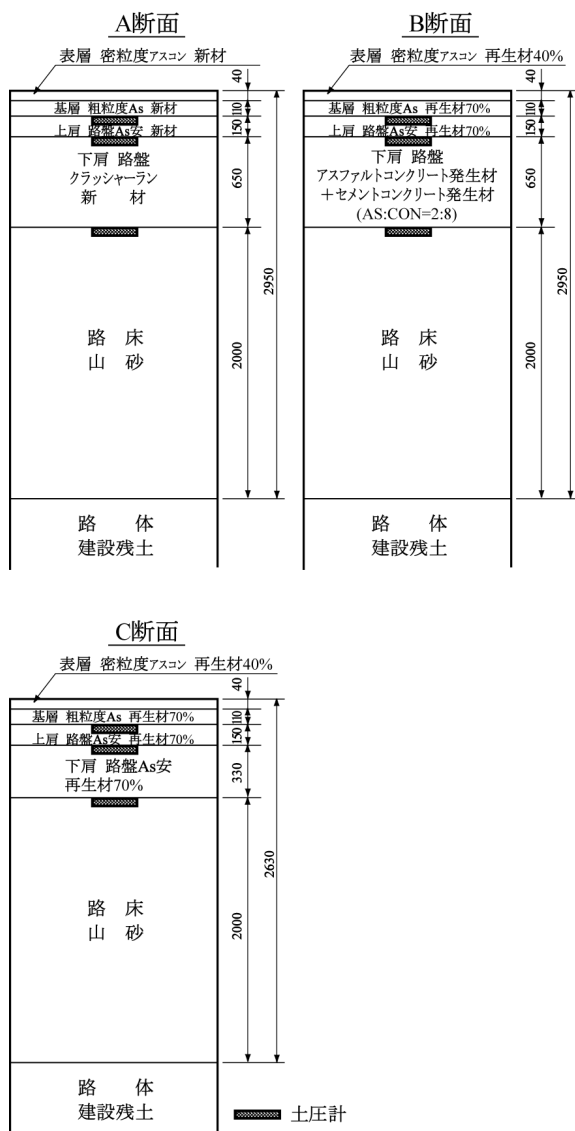


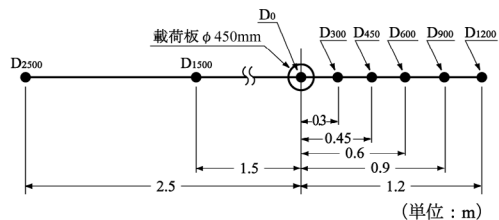
図-5.13 比較検討断面

再生骨材配合率，設計強度などは，これまでの室内試験で明らかになった事項に基づいて定めている．なお，舗装構造の設計は空港アスファルト舗装構造設計要領²¹⁾に準拠して行った．

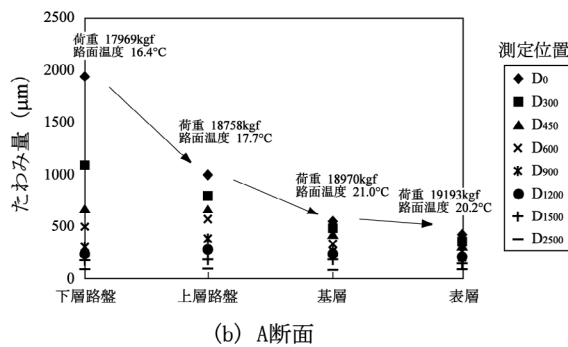
(2) 調査結果

a) 試験舗装ヤード築造時におけるFWD試験

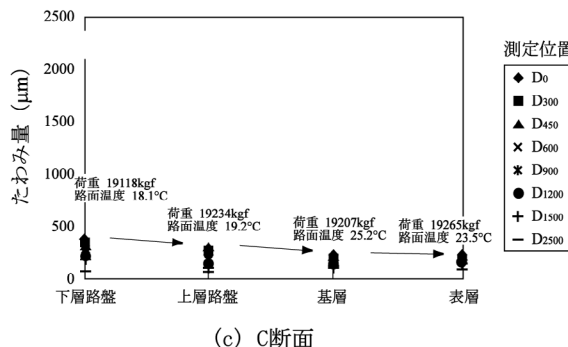
各試験断面において，舗装工事中に各層の築造時毎にFWD試験を実施した．A，C断面における各層毎のFWD試験結果を図-5.14に示す．図では横軸に各層をとり，凡例はFWD値の振動計（D0～D2500）を示している．図中に示すように下層路盤上での測定から表層上での測定に移ることで，たわみ量は減少していくことが確認できる．また，構造の異なるA，C断面を比べると，構造の違いにより発生するたわみ量が異なること，C断面は上層路盤，基層，表層と層を積み上げた後でのたわみ量の低下は少ないこと，さらに表層まで築造した段階ではたわみ量に差がないことが確認できる．



(a) FWDのたわみ測定位置



(b) A断面



(c) C断面

図-5.14 たわみ量の変化

図-5.15, 図-5.16は下層路盤築造時, 上層路盤築造時における各断面のたわみ量測定結果であるが, 構造が同様なA, B断面の発生たわみ量は同様であること, 構造の異なるC断面から生じるたわみ量はA断面と異なることが確認できる. その傾向は, 基層, 表層築造時ともに同様である.

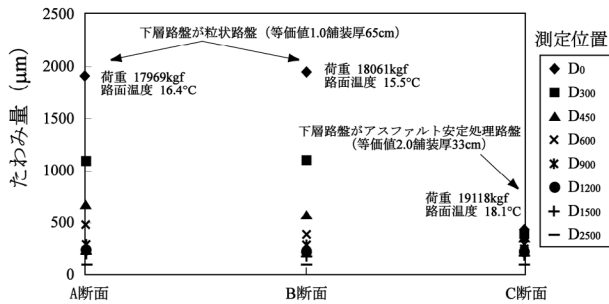


図-5.15 下層路盤築造時のたわみ量

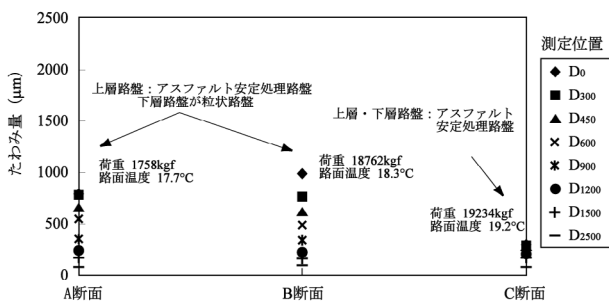


図-5.16 上層路盤築造時のたわみ量

b) 走行試験中におけるFWD試験

走行試験では走行回数0, 1,000, 2,000, 5,000, 7,000, 10,000回走行終了後にFWD試験を図-5.12に示す位置 (F1~F6) にて行っている. 本調査より繰り返し荷重走行が増すことで, 図-5.17に示すように舗装表面において測定されるたわみ量 (載荷点直下の振動計D0) は, 走行回数とともに増加していくことが確認された.

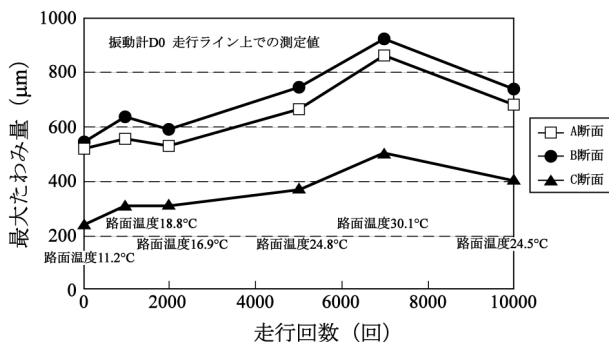


図-5.17 繰り返し荷重走行によるたわみ量

c) 走行試験で得られた舗装表面の塑性変形量

走行試験では任意の走行回数走行終了後に舗装表面のわだち掘れを図-5.12に示す位置 (P1~P4) で測定しており, 塑性変形量の経時変化を測定している. 図-5.18は, 0, 5000, 10,000回走行後の測定結果 (P3) を記したものであるが, 舗装表面のわだち掘れ量は3断面ともに大差ないことが確認できる.

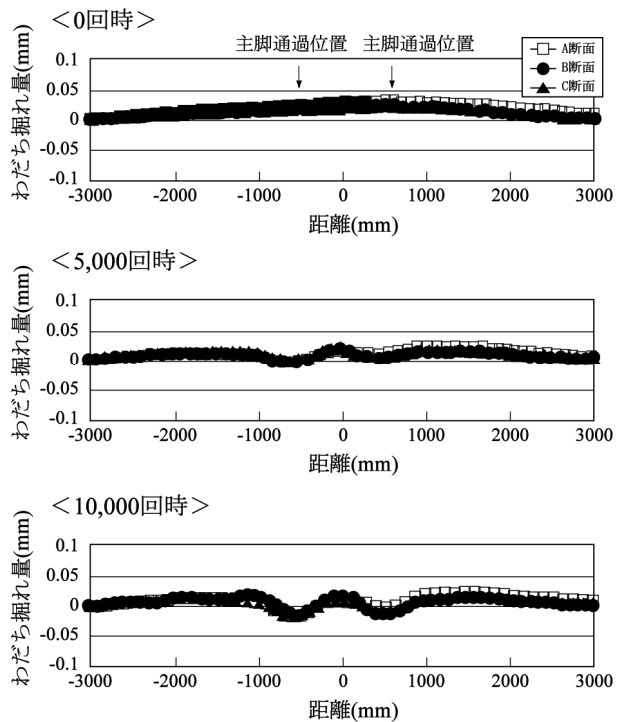


図-5.18 舗装表面のわだち掘れ

d) 走行完了後の舗装断面の切削解体調査

10,000回の繰り返し荷重走行終了後, 図-5.12に示す位置で舗装を切削解体し, 舗装内部の各層の塑性変形量を調査した. 一例として, B断面の調査結果を図-5.19に示すが, 舗装表面のわだち掘れの影響を受けているのは, 表層, 基層であることが確認された. 特に, 基層において材料の流動が生じ, 厚さの変化 (1~1.5cm減) が確認された. また, 若干ながら施工継目にて層間剥離が生じていることも確認された.

以上の(1)~(4)の調査結果をまとめると, 以下の通りである.

- i) 構造が同様であれば, 新材と再生材のたわみ量発生量, 塑性変形量は同等である.
- ii) 構造の異なる断面を比較した結果, 表層で生じるたわみ量は下層路盤以下の弾性係数に影響を受けるものと思われる.
- iii) 温度による影響もあるが, 繰り返し荷重走行によ

って舗装表面におけるたわみ量は増加していく。
iv) 繰り返し荷重により舗装体には塑性変形が生じており、特に基層における材料の流動が顕著である。

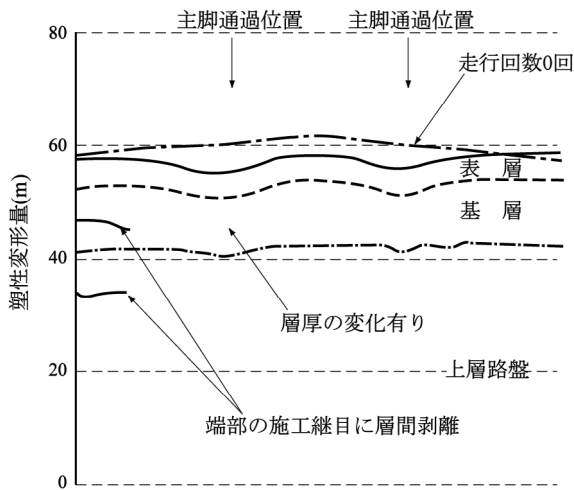


図-5.19 解体調査時の舗装断面 (B断面)

(3) 解析内容

調査結果を基に、各層の物性を舗装用弾性解析理論のプログラムBISARを用いて推定した。この場合、ヤード築造時において、各層において得られたたわみ量を用いて各施工段階にて行うこととした。下層路盤上で得られたたわみ量を基に下層路盤と路床の物性を定め、その得られた物性を固定して、上層路盤上で得られたたわみ量を基に上層路盤の物性を定めるといった手法で設定する。また、推定後の物性値を用いて、繰り返し荷重走行終了後の舗装体の評価については、走行が増すことでたわみ量が増加することへの対処は、舗装厚の変化あるいは、物性値の低減にて推定することとした。

上記の解析の背景として、これまで当空港において舗装体の弾性係数の推定を行うに当たって、表層まで施工完了後に舗装表面上でFWD試験を行い、多層弾性理論に基づいた材料物性の推定を試みてきた。しかしながら、表層まで仕上がった状態での弾性係数の推定は、推定すべき層が多く、解析を困難としていた。また、物性値推定の問題点として、路盤に用いられる切込み砕石などは弾性体ではないのに弾性体として扱っていること、舗装が受ける荷重は大きさが常に変化する動的なものなのに現時点の弾性理論は静的な荷重としてしか扱えないといった課題も残されている²²⁾。

解析断面は前記した(2)調査結果より、構造の同様なA断面とB断面より得られるたわみ量は同等であることが確認されたため、構造の異なるA断面とC断面で行うも

のとした。図-5.20に解析モデルを示すが、本モデルにて1点荷重(載荷荷重約20t (196kN)), 載荷半径22.5cm, 層間は粗であるとして行った。

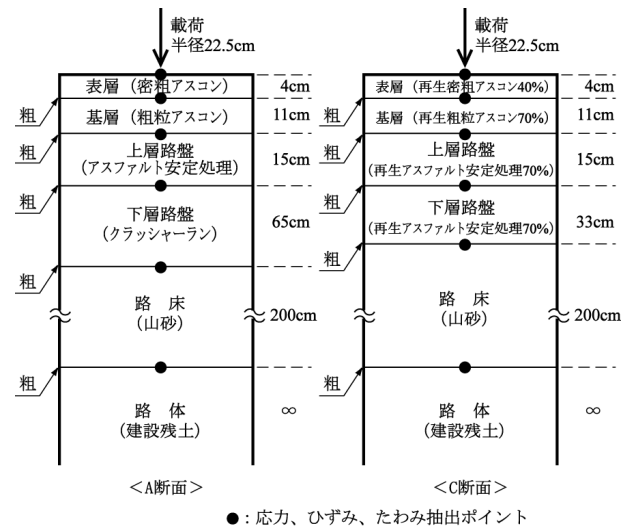


図-5.20 解析モデル

解析を行うに当たり、層の物性は弾性係数 E とポアソン比 ν の2つがあるが、ポアソン比の値が解析値に及ぼす影響は比較的小さい²³⁾ことから、ポアソン比は既存資料^{21),24)}として示されている値の平均値を用い、弾性係数を変化させるものとした。また、図-5.21は東京国際空港新A滑走路上でこれまでにを行ったFWD試験の測定結果であるが、測定たわみ量は、同じ温度でも標準偏差で0.18~0.21程度とバラツキが大きく、最小二乗法から得られる一次式も相関係数の低いものとなっている。したがって、FWD試験によって得られる実測たわみ量にはある程度の許容範囲をもたせ、弾性係数を推定していくものとした。

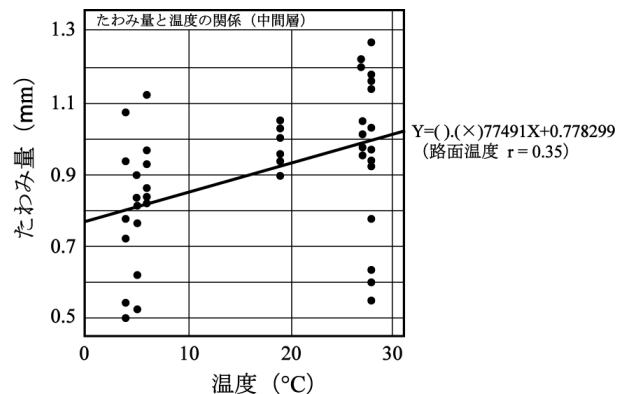
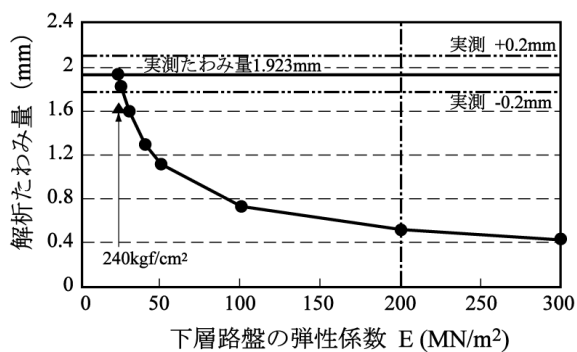


図-5.21 新A滑走路上でFWD試験結果

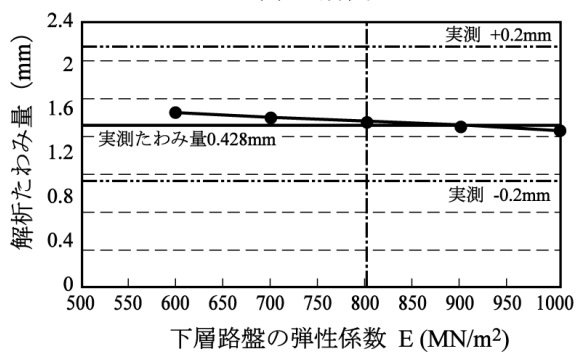
(4) 解析結果

a) ヤード造成時のたわみ量を用いた弾性係数の推定

FWD試験で得られたたわみ量は、前述のとおりバラツキが大きいことから図-5.21の統計処理データによる標準偏差を考慮して、実測値に対して±0.2mmの値を許容値として考えた。解析結果の一例として下層路盤築造時のたわみ量（振動計D0）を用いて解析を行ったものを図-5.22に示す。



(a) A断面



(b) C断面

図-5.22 下層路盤の弾性係数と解析たわみ量の関係

図-5.22に示すようにA断面のような粒状路盤上では、たわみ量にあわせようとする、 $E=240\text{kgf/cm}^2$ (24MN/m^2) となり、既存資料^{21),24)}で示されている値とは異なった値を示すこととなるが、C断面のようにアスファルト安定処理路盤では既存資料で示されている値を用いるこ

とで精度良く近似できた。なお、本検討で用いた路床の弾性係数はこれまでの当空港における既存報告、 $E=45\text{CBR}^{25)}$ （現場CBR値20程度）といった関係式より、 $E=1,000\text{kgf/cm}^2$ (98MN/m^2) と設定した。同様な解析を上層路盤上、基層上、表層上で行い、解析結果として得られた弾性係数を表-5.7に示す。

表-5.7の定数を用いて航空機荷重を荷重（ボーイング747-400相当、複々車輪、1車輪当たり23,200kgf (228kN)）した場合のBISARの解（解析値）と走行試験時に静的荷重試験として行った土圧計測定結果（実測値）を比較したものを図-5.23に示す。土圧計測定結果は、走行回数0回時において原型荷重走行車の主脚を土圧計直上に位置させ計測したものであり、上層路盤、下層路盤、路床上の値を測定している。図-5.23に示すように、たわみ量で設定した弾性係数を用いた応力の値と土圧計による実測値は概ね近似できていることが確認できた。ただし、A断面の下層路盤（粒状路盤）上の応力は十分な近似ができず、応力の値にて近似させようとするならば、弾性係数を既存資料で示されているような $E=2,000\text{kgf/cm}^2$ 程度 (196MN/m^2) といった値にする必要がある。これは、前述のとおり粒状材を弾性体として取扱うことの困難性に起因している。

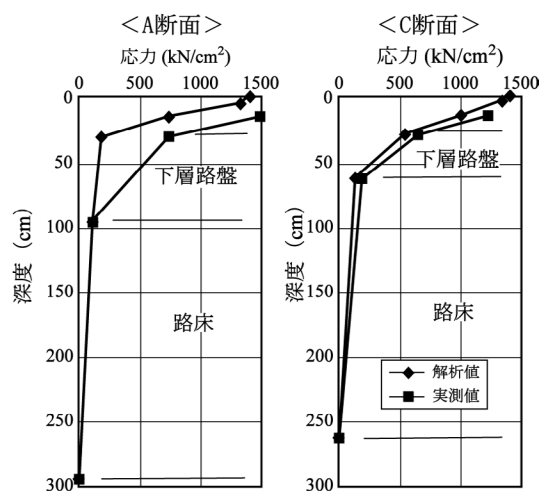


図-5.23 静的荷重試験結果による応力比較

表-5.7 解析結果

		弾性係数 E (MN/m^2)		ポアソン比 ν
		A断面	C断面	
表層	密粒アスコン	2,000		0.35
基層	粗粒アスコン	2,000		0.35
上層路盤	アスファルト安定処理	800		0.35
下層路盤	粒状路盤/アス安	24	800	0.30/0.35

b) 繰返し荷重走行によるたわみ量増加のシミュレーション

舗装解体調査で、繰返し荷重走行を受けた後の舗装厚は変化することが確認されたことと、繰返し荷重走行により舗装表面のたわみ量は増加することが確認されたため、表-5.7の解析結果を用いて、たわみ量が増加する現象を実際に層厚の変化が確認された基層の厚さの変化で表現してみた。その結果を図-5.24に示すが、厚さの変化に伴い解析たわみ量は増加していくことが確認できる。

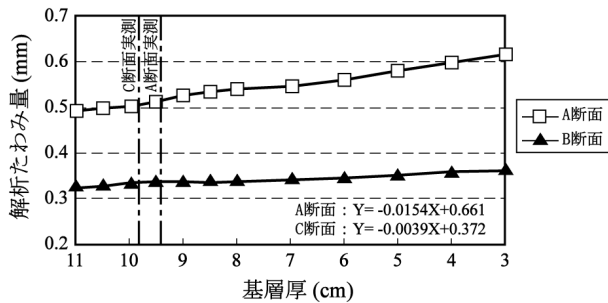


図-5.24 舗装厚の変化と解析たわみ量の関係 (基層)

ここで、前記した図-5.16に示す繰返し荷重走行で得られた実測たわみ量は、温度による影響を受けていること、FWD試験から得られるたわみ量は図-5.21に示すようにバラツキがあること、繰返し荷重走行を行っていない非走行側でも経時的にたわみ量が増加していることから以下の補正を行った。

- i) 新A滑走路のFWD試験から得られた温度とたわみ量の関係式より、実測たわみ量を20°Cに温度補正した。
- ii) 最小二乗法にて回帰する際に、温度による影響を大きく受けている7,000回データを省いた。回帰計算結果を図-5.25 (C断面)に示す。
- iii) 走行側で10,000回の繰返し荷重走行により得られた走行側の回帰式の勾配から、非走行側の回帰式の勾配を差し引いた。

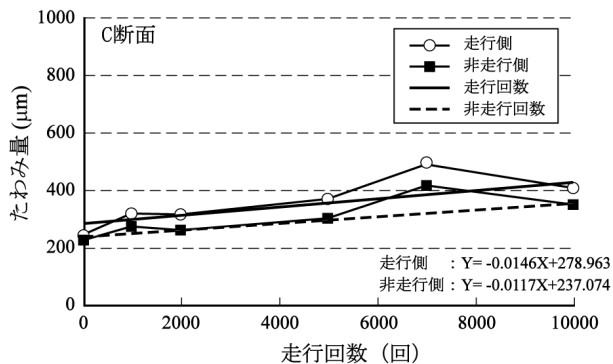


図-5.25 補正後のたわみ量と走行回数の関係

これらの補正を行ったことで10,000回走行といった繰返し荷重走行によって増加するたわみ量 (増加たわみ量) は、A断面で0.087mm, C断面で0.028mmとなった。これらの増加たわみ量を層厚の変化でシミュレーションした図-5.24と比較してみると、層厚を6~7cm程度減らすことで増加たわみ量に近似させることができたが、解体調査で得られた減少層厚 (1~15cm) とは異なることから、層厚の変化だけでは十分なシミュレーションはできないものとなった。したがって、層厚の変化は解体調査で得られた結果である基層厚 (A断面9.5cm, C断面9.9cm) を固定し、本解析では一つの仮定として表層・基層の弾性係数の低下にて増加たわみ量をシミュレーションしてみた。その結果を図-5.26に示す。

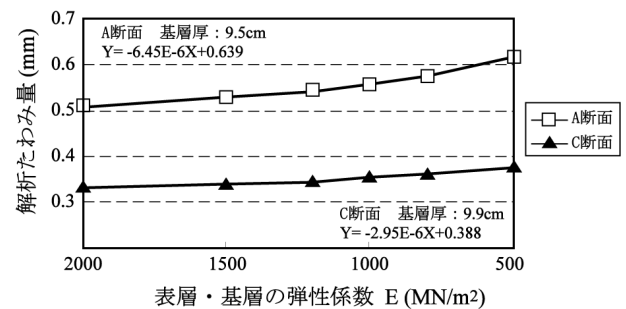


図-5.26 弾性係数と解析たわみ量の関係

表-5.7の数値から求められる解析たわみ量を初期値として、増加たわみ量を再現できる弾性係数は以下の通りとなった。表層, 基層: $E=8,000\text{kgf/cm}^2$ (785MN/m^2) すなわち本解析からは、たわみ量増加の原因としては、舗装は繰返し荷重走行を受け、1~1.5cm程度の層厚の減少、 $E=8,000\text{kgf/cm}^2$ (785MN/m^2) 程度への弾性係数の低下といった組み合わせが生じたのではないかと思われる。ただし、解体調査時に行ったアスファルト混合物の密度試験結果は、繰返し荷重走行により造成時に比べて増加しており、弾性係数の低下には直接関連しないと思われるため、みかけの弾性係数の低下といった表現とすべきと思われる。みかけの弾性係数の低下には、アスファルトの劣化・老化等による要因が含まれるのではないかと思われる。また、路床の支持力も造成時と比較して大差ないことも解体調査時に確認されている。

5.4 コンクリート骨材の有効利用

新C滑走路の路床下部に設置が考えられている路床排水層、すなわちフィルター層へのセメントコンクリート再生骨材の適用性について、排水機能の長期安定性、ならびに環境への影響について試験を実施している²⁶⁾。

空港舗装発生材としては、コンクリート舗装を空港内で破碎したものをを用いた。その性状は切込砕石C.0-40に相当する。市中の再生骨材についても同等なものを用いた。

(1) 排水機能の長期安定性

排水層には透水性の良い材料を用いているが、地下水とともに周辺地盤の建設残土や路床の山砂が流入すると、排水層に目詰まりが生じ、排水機能低下の原因となる。地下水流入による排水層の粒度分布の変化および透水係数の変化を把握するため、室内試験を実施した。試験は、**図-5.27**に示すように単粒度砕石（通水層）、セメントコンクリート再生骨材（フィルター層）、山砂を敷き詰め、路床上部から動水勾配1で水を流して行った²⁷⁾。

図-5.28は、フィルター層における試験前後の粒度分布の変化であり、細線はセメントコンクリート再生骨材と

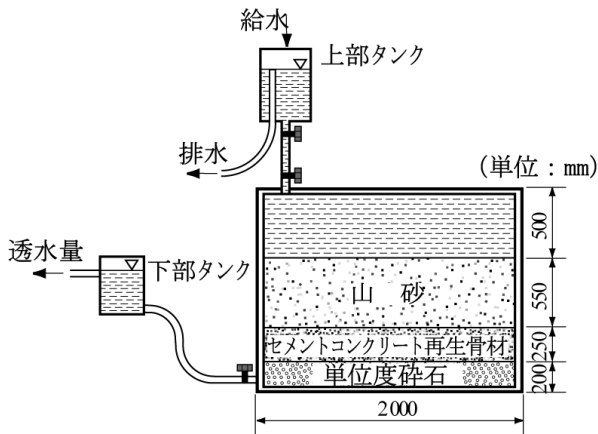


図-5.27 目詰まりに関する室内試験

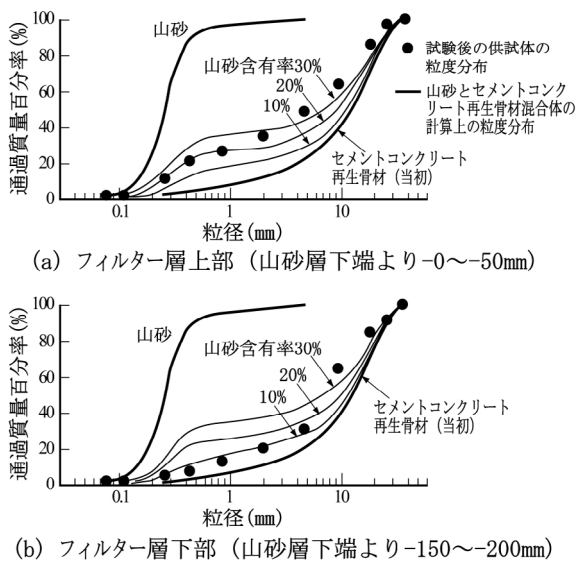


図-5.28 フィルター層の粒度分布の変化

山砂を混合した場合の計算上の粒度分布である。フィルター層の上部では山砂が比較的多く混入しているが、下部では混入率が少ないことが分かる。**図-5.29**は路床模型全体の透水係数の変化である。試験開始後は徐々に透水係数が低下していたが、100時間を過ぎる頃から透水係数の低下が収まった。以上から、山砂の混入による影響はフィルター層があることによって抑えられ、また、供用直後にはフィルター層に山砂が混入するものの長期的には排水機能は安定しているものと判断される。

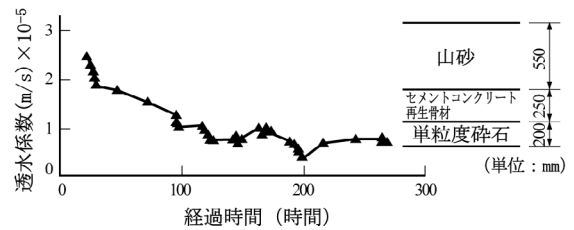


図-5.29 透水係数の経時変化

(2) 環境への影響

施工時あるいは供用後に雨水がセメントコンクリート再生骨材を通過すると、アルカリ性の排水が発生する。この状況を再現するため、室内試験を実施した。試験方法は、アクリル製溶出カラムにセメントコンクリート再生骨材を敷き詰めて、雨水と同程度のpH=6.4の水を注し24時間静置後に排水するという内容で、注排水を繰り返し、各回数毎の排水のpHを測定した。

試験結果を**図-5.30**に示す。pHは12.5程度を維持したまま、注排水を繰り返しても下がらなかった。なお、この数値は東京都の排水基準である9.0を上回っている。このため、排水路末端に処理施設を設置して対応することとした。

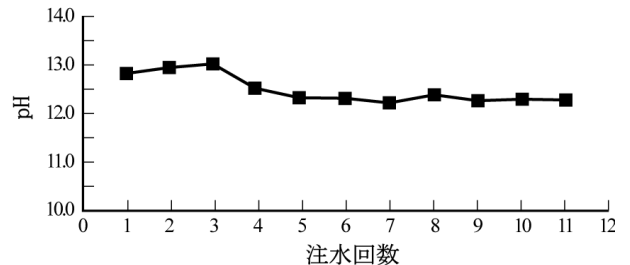


図-5.30 排水のpHの経時変化

5.5 まとめ

舗装の解体に伴う発生材料から成る再生材料の有効利用方法についての研究成果は次のようにまとめられる。

- i) 基層及び上層路盤については、再生加熱アスファルト混合物を再生骨材配合率最大70%で適用可能である。
- ii) 下層路盤については、再生クラッシュランをアスファルトコンクリート再生骨材とセメントコンクリート再生骨材を混合比2:8（アスファルトコンクリート再生骨材を最大とした場合）で適用可能である。

一連の室内試験から次の点が明らかになった。現地試験舗装により得られた知見を次に示す。

- i) 現場走行試験結果より、新材と再生材の材料物性（弾性係数）の違いはないと言える。
- ii) 粒状路盤材の弾性係数をたわみ量で近似させた場合、粒状体が弾性体でないことに起因して、一般に言われる値よりかなり低い値となった。
- iii) 繰り返し荷重走行によって舗装表面のたわみ量は増加するが、その増加傾向は表・基層における層厚の減少とみかけの弾性係数を半分以下に低下させることによって表すことができた。

コンクリート再生骨材の地下排水層への高用性については、排水機能の長期安定性には問題がないことが認められるものの、環境への影響についてはpHが低下しない恐れがあることがわかった。そのため、供用後も排水層周辺に水位計および間隙水圧計を設置して水位をするとともに、排水路末端に処理施設を設置して、排水のpHを計測することとした。

参考文献

- 1) 佐藤信彦，達下文一，川野俊行：舗装技術の質疑応答，第6巻，建設図書，1991年，pp.261-276.
- 2) (社)日本道路協会：プラント再生舗装技術指針，(社)日本道路協会，1992年.
- 3) 旭川市，(社)北海道舗装事業協会：旭川空港建設副産物の利用に関する基礎調査業務報告書，1994年.
- 4) (社)土木学会：舗装工学，1995年.
- 5) 笠原篤，阿部洋一，片岡孝三，荻島徹：大型航空機の誘導路における走行特性，土木学会論文集，No.420/V-13，1990年，pp.239-244.
- 6) 運輸省航空局：空港舗装補修要領(案)，1984年.
- 7) 秋本恵一，金澤 寛，稲田雅裕，藪中克一：空港舗装発生材の新設滑走路舗装への再利用に関する検討，土木学会，舗装工学講演会論文集，第1巻，1996年，pp.213-220.
- 8) 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年.
- 9) 八谷好高：再生アスファルト混合物の基本的性状，港湾技研資料，1996年，No.836.
- 10) 安崎 裕，片倉弘美，高木信幸：再生加熱アスファルト混合物の供用性評価，土木技術資料，Vol.31，No.9，1989年，pp.48-53.
- 11) 中村俊行：道路建設における再生資源の有効利用技術的基盤の整備，第7回道路技術シンポジウム，1989年，pp.19-25.
- 12) 松野三朗，南雲貞夫，三浦裕二，山之口浩：アスファルト舗装に関する試験，建設図書，1983年.
- 13) 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，1990年.
- 14) ペー プ テ ッ ク ス 研 究 会：SHRP ASPHALT TECHNOLOGY CONFERENCE 報告書，1995年，pp.3-1~3-32.
- 15) 稲田雅裕，藪中克一，石黒昌信，浜息志：再生アスファルトバインダーの劣化性状，土木学会第51回年次学術講演会講演概要集第5部，1996年，pp.128-129.
- 16) 稲田雅裕，藪中克一，石黒昌信，浜息志：空港舗装における再生アスファルト混合物の性状調査，地盤工学会第31回地盤工学研究発表会，1996年，pp.2369-2370.
- 17) 小島逸平，植田 清：舗装の再生利用技術の現状，土木技術資料，Vol.26，No4，1984年，pp.195-200.
- 18) 新東京国際空港公団：土木工事共通仕様書，1986年.
- 19) 谷口豊明，伊藤速也：アスファルトの劣化，ASPHALT，Vol.33，No.164，1990年.
- 20) 秋本恵一，金澤 寛，稲田雅裕，藪中克一，浜 昌志：繰り返し荷重荷重による塑性変形を考慮した空港滑走路舗装の変形解析，土木学会舗装工学講演会論文集，Vol.7，1996年，pp.7-14.
- 21) 空港アスファルト舗装構造設計要領，運輸省航空局監修(財)航空振興財団，1990年.
- 22) 亀山修一，姫野賢治，丸山暉彦，笠原 篤：舗装体の弾性係数の逆解析における解の唯一性に関する研究，土木情報システム論文集，Vol.1.4，1995年.
- 23) (社)土木学会：舗装工学，1995年，p.116.
- 24) アスファルト舗装要綱，日本道路協会，1992年，pp.303-307.
- 25) 佐藤勝久，八谷好高：空港アスファルト舗装構造にお

ける荷重伝達機構, 運輸省港湾技術研究所, 1982年,
pp.103-110.

- 26) 金澤 寛, 坂井 功, 藪中克一: 空港舗装における再生骨材の利用, コンクリート工学, Vol.35, No.7, 1997年, pp.82-84.
- 27) 常陸壮介, 塩見雅樹, 山本 浩, 池田直太, 梅野修一, 山崎浩之, 小倉咲人: 砂-砂礫系の目詰まり特性について, 土木学会第49回年次学術講演会講演概要集第3部, 1994年, pp.1418-1419.

第6章 軟弱地盤上の空港滑走路舗装の最適構造に関する研究

6.1 はじめに

新C滑走路は、東京港内の浚渫工事から発生したヘドロや東京都内から発生した建設残土が捨て込まれて形成された人工の超軟弱地盤上に建設されている。この地区は埋立地盤の透水性の低さに起因して地下水位が高く、さらに残留沈下量も供用開始後50年で最大1.5m程度が予想される劣悪な環境下に置かれている。一方で、航空輸送能力の早期向上のために1日も早い工事完成が要請された。このため、設計段階から、特に高地下水水位対策および残留沈下を見込んだ検討を行ってきたものである。本章では、前章までに記した研究を統括し、新C滑走路の設計ならびに施工についてまとめる¹⁾。

6.2 新C滑走路の役割と整備の概要

(1) 東京国際空港沖合展開事業

東京国際空港沖合展開事業は、既存の空港（約408ha）に隣接して東京都によって造成された羽田沖廃棄物埋立地に約1,100haの新空港を建設し、機能を沖合移転することにより、航空輸送能力の増大、アクセス等旅客利便性の向上および騒音問題の解消を図る事業である。沖合展開計画は昭和58年に決定され、三段階に分けて事業を進めることとされた（図-6.1）。第I期事業により建設された新A滑走路は昭和63年7月に供用開始、第II期事業による西側ターミナル地区も平成5年9月に供用開始となった。第III期事業として、新C滑走路、新B滑走路はそれぞれ平成9年3月、平成12年3月に、東側ターミナル地区も平成16年2月に供用開始されている。

当沖合展開計画用地である羽田沖廃棄物埋立地は、もともと軟弱な在来粘土層が30~40m堆積した原地盤上に、東京湾内の浚渫工事から発生したヘドロや東京都内から発生した建設残土が捨て込まれて形成された地盤である（図-6.2）。その初期含水比は250%にもおよび、「マヨネーズ」とか「お汁粉」といった異名をとるほどの超軟弱地盤であった。このような地盤上に、極めて厳しい平坦性が求められる空港を建設するため、大規模な地盤改良工事を延べ11年あまりにわたって実施してきた。地盤改良工法はバーチカルドレーン工法を採用し、原地盤の施工履歴や後に建設される施設の要求精度などに応じてプラスチックボードドレーン、小口径袋詰めサンドドレーン、部分被覆サンドドレーンなどを適切に使い分けられている。これらドレーンの総施工延長は地球2周分にも及ぶ規模である。

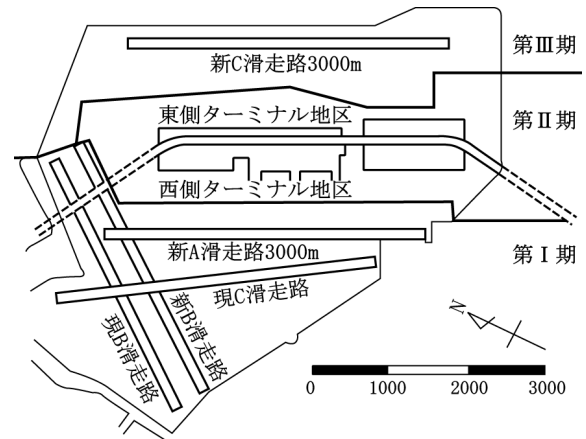


図-6.1 沖合展開事業の段階整備計画（図-1.2再掲）

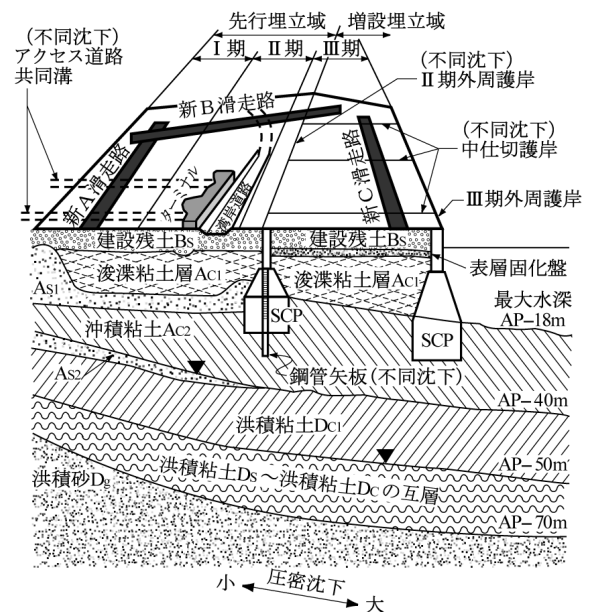


図-6.2 沖合展開事業地区の地盤模式図

(2) 新C滑走路の整備

新C滑走路の整備は、沖合展開第III期事業の中核プロジェクトである。第III期事業実施前の羽田空港は新A滑走路、現C滑走路および現B滑走路の3本の滑走路を有しており、その航空輸送処理能力は年間21万回である。沖合の埋立地に新C滑走路が完成すると、旧C滑走路の機能を移転・拡充し、オープンパラレル配置にすることにより処理能力は年間23万回に増加し、あわせて騒音源も沖合に移転される。図-6.3に新C滑走路供用開始前後の滑走路ごとの利用率を示す。年間処理能力の増加に伴い、1日約40便の航空機発着回数が増加することにより、羽田空港の発着枠が満杯であったために地方空港からの乗入れ要望に十分応えられていなかった状況が改善

される効果がある。1日も早い状況改善が急務とされていたため、平成8年度末の供用開始が強く要望されていたものである。

新C滑走路は延長3,000m、幅60mの規模のアスファルト舗装であり、ボーイング747-400など大型ジェット機の国内線に対応した施設としては最大級の規模である。このプロジェクトは、平成4年度より調査設計、平成7年度から現地舗装工事に着手しており、平成8年夏までに用地造成、土工、舗装など一連の土木工事が終了した。その後、航空灯火、無線施設等の工事、実機による試験飛行（フライトチェック）を経て、平成8年度末に供用が開始された。

6.3 設計条件

(1) 一般的な設計条件

滑走路など空港舗装の設計は空港アスファルト舗装構造設計要領に基づいて実施された^{2),3),4)}。この要領における構造設計法はCBR試験を基にしたCE(米国陸軍工兵隊)法が採用されている。これは、比較的良好な地盤条件下での経験に基づき設定された舗装厚設計曲線を用い、支持力(CBR値)と設計荷重により基準舗装厚を決定するという手順を踏む方法である。

通常、設計年数は10年とされる⁵⁾。路床支持力(設計CBR値)は、現地に適用される予定であったシルト分を約10%含む山砂により30m×10m規模の試験路床を築造し、現場CBR試験を実施し、この結果に基づいて設計CBR値は9%を採用した。設計荷重は、設計対象機種をボーイング747-400(設計荷重区分LA-1)とし、供用開始後の空港の

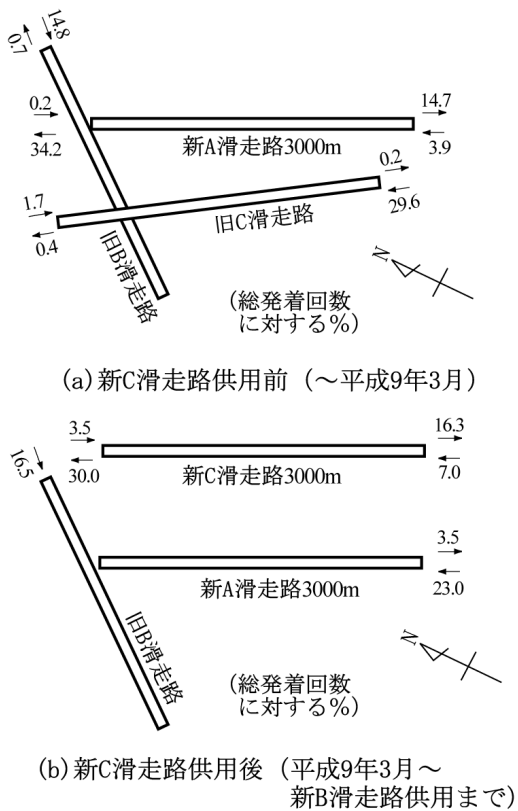


図-6.3 滑走路の利用比率

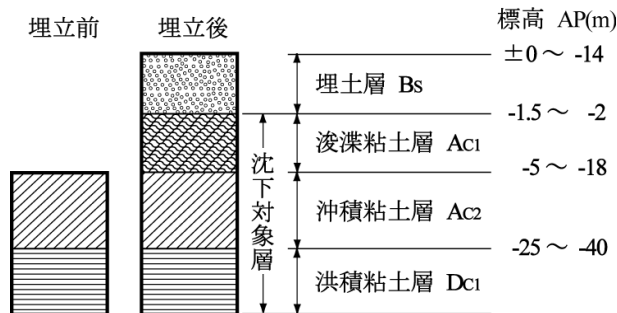
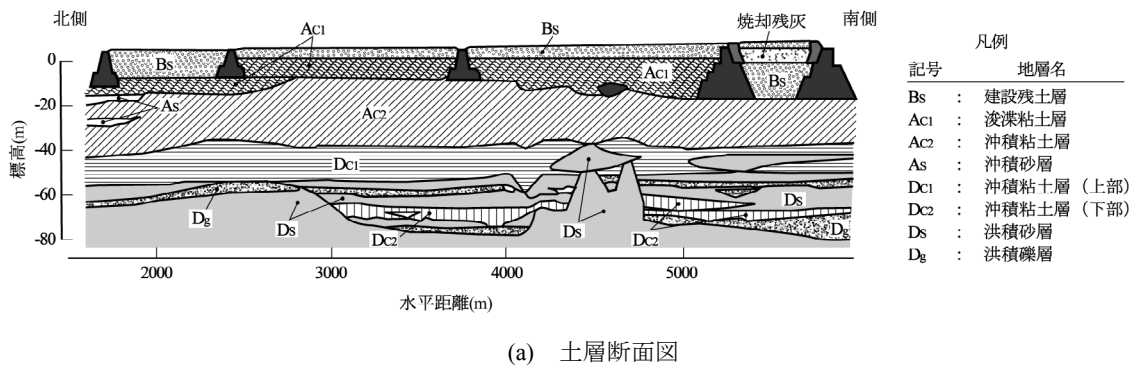


図-6.4 新C滑走路建設地盤

運用条件を勘案した上で、設計反復作用回数40,000回と決定した。

空港アスファルト舗装構造設計要領では、基準舗装の層構成を、表層・基層がアスファルトコンクリート、上層路盤が粒度調整砕石、下層路盤が粒状材から成るものとしており、以上の支持条件、荷重条件によると、基準舗装厚は1,320mmとなる。

(2) 地盤の沈下予測

図-6.4は新C滑走路の建設用地となる沖合展開第Ⅲ期地区の地盤の土層構成とその形成過程である^{6),7)}。当該地区は最沖部に位置することから、原地盤の水深はAP-18mと比較的深く、表層には沖積粘土層Ac₂層が20m程度堆積していた。その直上に軟弱な浚渫粘土が投入され、浚渫粘土層Ac₁層が平均10m程度の厚さで形成された。その後昭和60年より建設残土の処分が行われ、表層に建設残土層Bs層が形成され、平成4年に埋立てが完了した。正規圧密状態であった沖積粘土層Ac₂層の直上に大量の浚渫粘土層Ac₁層と建設残土層Bs層が急速に形成された結果、埋立による圧密沈下が5~9mに及ぶほど大きなものとなることが予想された。表-6.1に圧密沈下対象層の主要な土質特性を示す。

表-6.1 新C滑走路建設地盤の土質特性

土質定数	Ac ₁ 層	Ac ₂ 層
湿潤密度 ρ_t (Mg/m ³)	1.2~1.5	1.4~1.7
自然含水比 W_n (%)	60~250	60~130
塑性限界 W_L (%)	50~140	60~120
塑性指数 IP	10~30	15~80
一軸圧縮強さ q_u (kN/m ²)	≒0	100~150
圧密係数 c_v (m ² /d)	0.001~0.01	0.01~0.08 ^{*1}
過圧密度 Δp_c (kN/m ²) ^{*2}	未圧密	0
圧縮指数 C_c	0.2~0.9	0.5~1.8

*¹ 正規圧密領域における圧密係数

*² 過圧密度=圧密降伏応力 - 有効土被り圧

第Ⅲ期地区の地盤改良は、Ac₁層およびAc₂層両層に対応したサンドドレーン工法をAc₁層対応のプラスチックボードドレーン工法で補間することにより、Ac₁層とAc₂層の圧密度のバランスをはかる複合バーチカルドレーン工法⁸⁾(図-6.5)とプレロード工法を併用することにより実施した。しかし、当地区は空港施設の制限表面の規制を受ける地区であり、地盤高から45m以上の高度には施工機械が出てはいけないという制限を受け、さらに急速施工が要請されたため、最大改良深度はAP-28mとなり、未改良層を残さざるを得ない状況となった。すなわち、施設供用後の残留沈下を許容せざるを得ない状況となったのである。

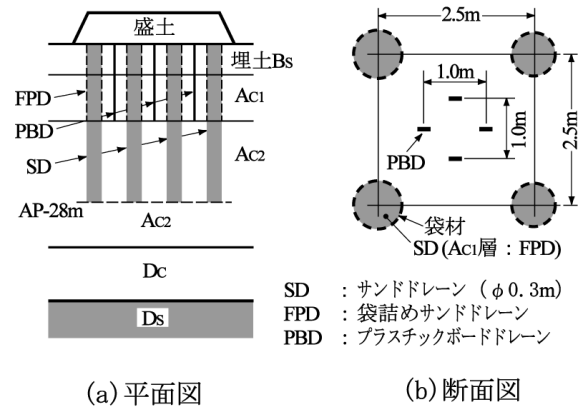


図-6.5 複合バーチカルドレーン (図-3.7再掲)

圧密計算は、バーチカルドレーンによる改良層についてはBarronの近似解をレジスタンスを考慮して修正した圧密遅れ解析^{9),10)}、非改良層についてはサンドドレーン下端と下部沖積砂層を排水条件とした次元圧密解析¹¹⁾を行った。空港施設は供用後の平坦性や勾配に厳しい規定があるために、供用後の不同沈下予測の精度が重要とな

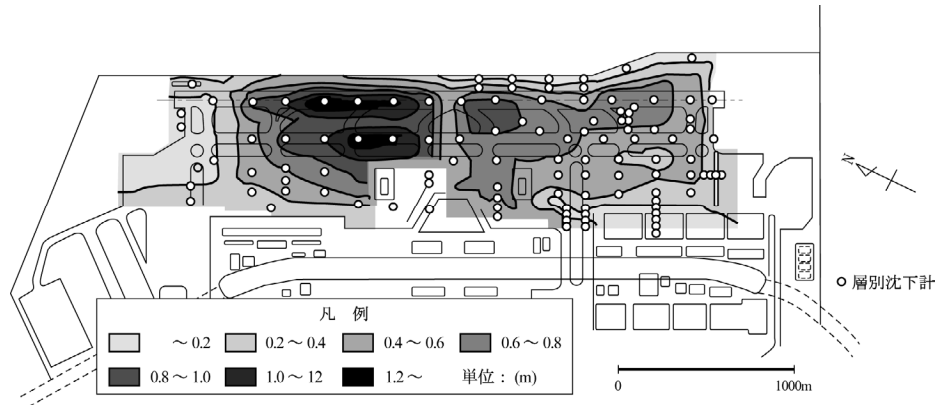


図-6.6 層別沈下計設置位置と施設供用開始後10年の残留沈下予測

る。そこで、当工事では、層別沈下計を多数設置して計測データの蓄積を図り、土質性状の似通ったブロックごとに、逐次実測沈下データに基づいて土質定数の見直しと修正の作業を行い、施工期間中および施設供用後の沈下予測の精度向上を図った¹²⁾。

図-6.6に層別沈下計の設置位置と施設供用後10年の残留沈下予測結果を示す。これによると、施設供用後10年で最大1.3m程度、50年で最大1.5m程度の圧密沈下を生じることとなった。このため、沈下量分を事前に上げ越し施工することにより、縦断勾配0.8%以下という平坦性を確保できるような設計とすることにした。

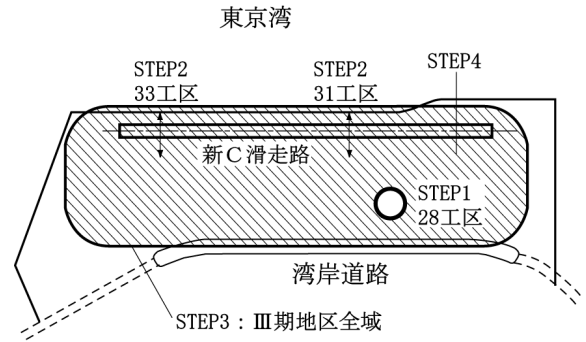


図-6.8 解析手順モデル図

(3) 地下水位予測

将来の地下水位を予測するための解析手順¹³⁾を図-6.7および図-6.8に示す。解析にあたっては、まず地盤の透水係数 k および貯留係数 S を把握する必要がある。現場において透水試験および揚水試験を実施した。浚渫粘土層 Ac_1 層は圧密途上であるため地下水供給源とし、その上層にある建設残土層 Bs 層および地盤改良のためのサンドマット層の透水定数を決定した。しかし、現場透水試験により得られた透水係数の変動が大きいため、現場揚水試験の結果をもとに準三次元非定常有限要素解析による逆解析を実施し、透水係数 k および貯留係数 S を概略設定することとした。

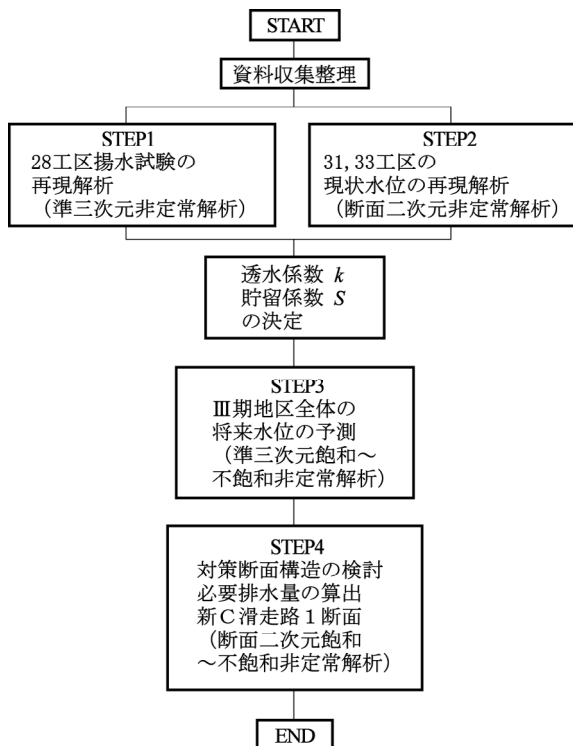


図-6.7 将来地下水位予測フロー図

次に、外周護岸から新C滑走路建設地点までの間で設定した2測線の水位観測結果をもとに、断面二次元飽和～不飽和定常有限要素法による再現解析を実施し、概略設定した透水係数 k および貯留係数 S を修正し、沖合展開第Ⅲ期地区全体の広域解析に使用する定数を決定した。再現解析の結果の一部を図-6.9に示す。この結果を受け、表-6.2に示す定数を採用することとした。地下水位が低下しにくいのは、建設残土層 Bs 層の透水係数が $10^{-8}m/s$ と相当低いためと考えられる。また、サンドマット層も粘土による目詰まりなどのため、低い透水係数となっている。

最後に、沖合展開第Ⅲ期地区全体の広域解析を準三次元非定常有限要素解析により実施し、新C滑走路地区の将来地下水位を予測した。要素分割に際しては地上施設の形状、地盤改良区分あるいは舗装工事区分などを考慮した。また、地下水供給条件としては現地観測から得られた降雨量、残留沈下量および舗装工事工程も考慮している。図-6.10に滑走路供用開始より5年後の地下水位予測結果の一部を示すが、新C滑走路供用後もかなりの部分で地下水位が路床内部に浸入することが判明した。

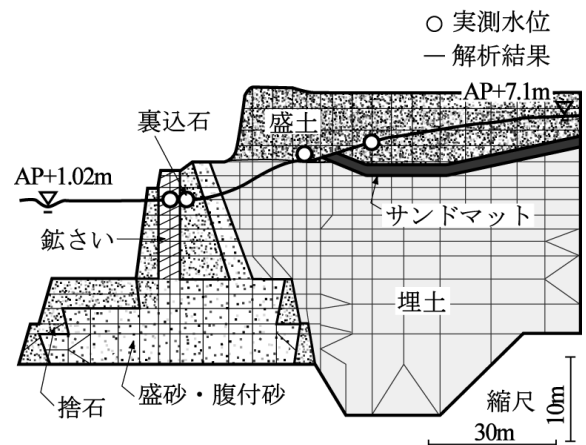


図-6.9 断面二次元有限要素解析の結果

表-6.2 地下水解析の定数

土層	現場透水試験結果 (m/s)		断面二次元解析採用値 (m/s)
	範囲	平均	
上部盛土 (Bs ₁)	$9.55 \times 10^{-6} \sim 7.22 \times 10^{-8}$	2.19×10^{-6}	3.0×10^{-6}
サンドマット (Sm)	$5.16 \times 10^{-6} \sim 2.51 \times 10^{-7}$	1.87×10^{-6}	5.5×10^{-6}
下部盛土 (Bs ₂)	$4.78 \times 10^{-6} \sim 1.80 \times 10^{-7}$	1.14×10^{-6}	1.8×10^{-6}
盛砂・腹付砂	$8.88 \times 10^{-6} \sim 1.17 \times 10^{-6}$	4.47×10^{-6}	4.7×10^{-7}
裏込砂	2×10^{-3} 以上	2×10^{-3} 以上	2.0×10^{-3}
鈹さい	2×10^{-3} 以上	2×10^{-3} 以上	2.0×10^{-3}

水で飽和された舗装は損傷を生じやすく、舗装破壊の原因となる。さらに工期の制約がある中で良好な施工性を確保する必要もあった。これらのことから、路床下部に排水層を設置し、舗装および路床全体への地下水の浸入を防ぐこととした。

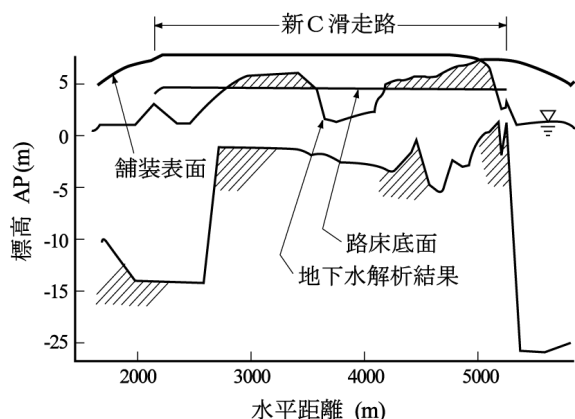


図-6.10 将来地下水位の予測結果 (供用後5年)

(4) 設計方針

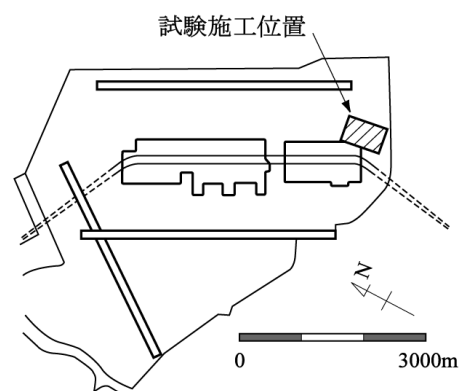
基本的には空港アスファルト舗装構造設計要領に基づく標準設計とするが、予測される残留沈下に対しては事前に上げ越し施工することで対処すること、および高地下水位に対しては路床下部に排水層を設置して舗装体内への地下水の浸入を防ぐことを設計の基本方針とした。

6.4 舗装構造の安定性に関する検討

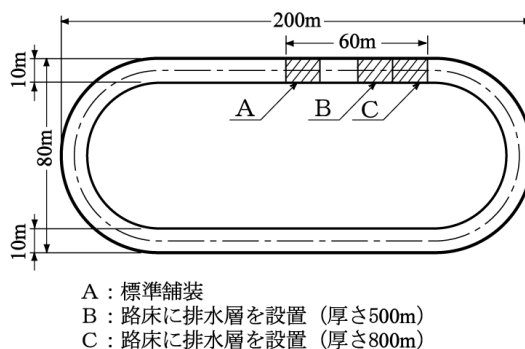
高地下水位対策として排水層を設置するが、この場合、層全体としての構造的安定性を確認する必要があった。また、常時排水機能を有するように、目詰まりをしないかどうかの確認が必要であった。以上を検討する目的で、現場試験舗装および室内試験を実施した。

(1) 試験舗装の概要

図-6.11に示すとおり、東京国際空港沖合展開地区内に200m×80m規模の試験ヤードを確保し、12種類の試験断面を有する一周約460mのトラック状の試験舗装を施工した。この舗装上にボーイング747-400相当の脚荷重928kNを載荷できる原型走行荷重車を走行させることによって繰返し載荷試験を実施した。走行回数0, 1,000回, 2,000回, 5,000回, 7,000回および10,000回の走行回数ごとに、



(a) 試験位置図



(b) 試験走行路平面図

図-6.11 試験舗装ヤード (図-4.28再掲)

静的載荷試験，FWD（Falling Weight Deflectometer）試験⁹⁾などを実施し，各断面の土圧，変位，舗装表面の変形等を計測し，標準断面との相対比較によって各断面の構造安定性を検討するものである。

標準舗装の層構成を図-6.12に示すが，表層・基層はアスファルトコンクリート150mm厚，上層路盤はアスファルト安定処理150mm厚，下層路盤は切込砕石650mm厚および路床を2,000mm厚の山砂としている。なお，静的載荷試験は設置計器上に原型走行荷重車を静止させた状態で各層の土圧，変位を計測するものであり，また，FWD試験は一般的に空港舗装の評価に用いられる最大荷重200kNで，載荷板中心から0，0.3m，0.45m，0.6m，0.9m，1.5mおよび2.5m離れた7点のたわみを計測する試験である（図-6.13）。

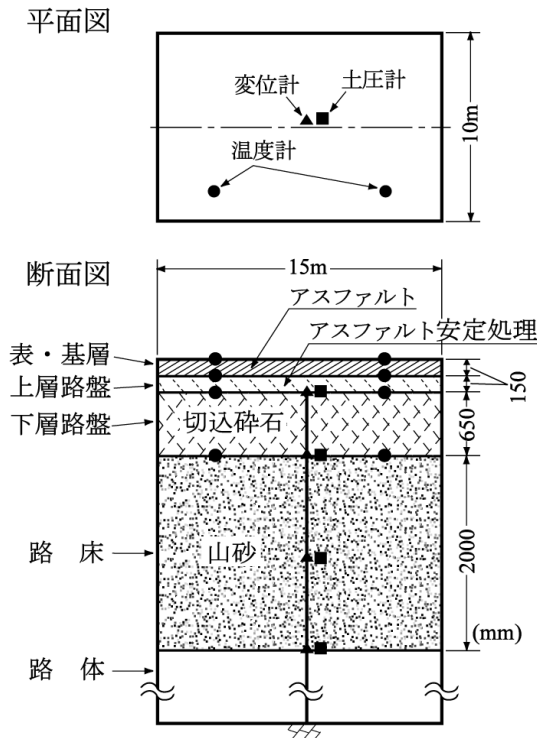


図-6.12 試験舗装の標準舗装断面および計器設置状況（図4.29再掲）

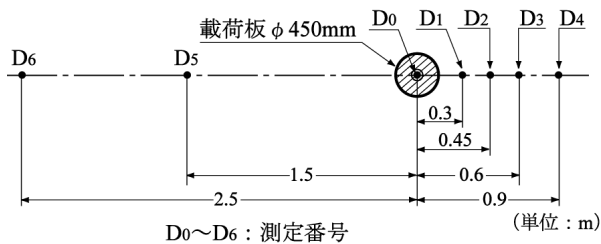


図-6.13 FWD試験のたわみ量測定位置（図-4.30再掲）

この試験舗装は種々の観点から12断面を施工したものであるが，ここでは，今回の趣旨に合致するものに関する試験結果，すなわち，路床に排水層を設置した断面と標準舗装断面の比較について記述する。

(2) 排水層の適用性に関する検討

a) 試験舗装走行試験結果

試験舗装において路床排水層を設けた断面は，図-6.14に示すとおり，排水層厚500mmと800mmの2断面である。排水層厚500mmの場合，200mm厚の単粒度砕石による通水層の上下を150mm厚のフィルター層ではさんだ構成であり，排水層厚800mmの場合，通水層厚が500mmである。これらの排水層はいずれも路床の一部として評価できるものと仮定して，層構成を設計している¹⁴⁾。

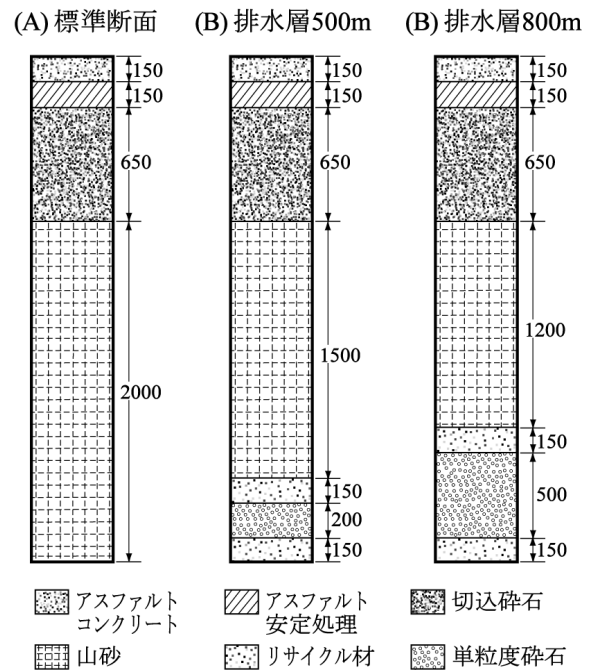


図-6.14 排水層の適用性の確認のための試験断面

図-6.15に静的載荷試験より得られた路床最下端（排水層下端）における土圧の走行試験回数ごとの経時変化，図-6.16にFWD試験より得られた最大たわみ量の走行試験回数ごとの経時変化を示す。標準舗装断面と比較して，排水層設置断面の方が，土圧，たわみ量とも軽減されている。これは路床下部に山砂よりも剛性の高い砕石層を設置したことによっていると考えられる，なお，排水層の厚さの違いによる有意差はなく，その影響は極めて軽微であった。

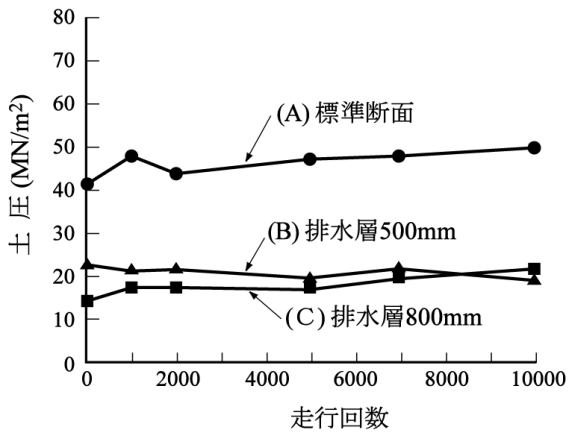


図-6.15 路床最下端土圧の経時変化（静的載荷試験）

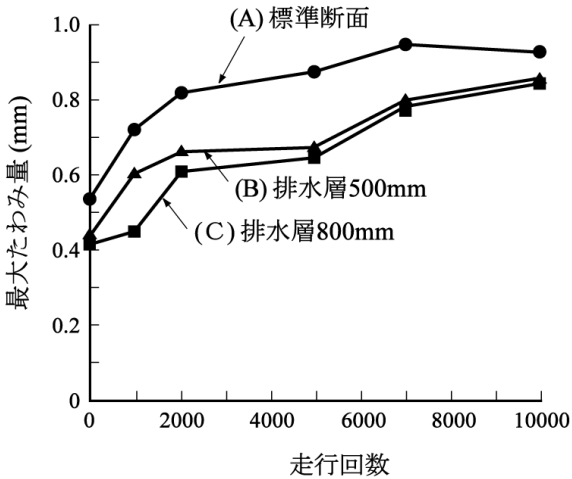


図-6.16 最大たわみ量の経時変化（FWD試験）

さらに、表面の変形や試験終了後の解体調査においても標準舗装と比べて差がないことも確認され、路床排水層は舗装の構造安定性を阻害しないことが確認できた。

b) 解析結果

FWD試験より得られたたわみ量を用いて各層の弾性係数 E の推定を行った。解析には多層弾性理論による構造解析プログラムBISARを使用し、標準舗装断面の走行回数0回時の表面たわみ量の実測値と比較的よく一致する各層の弾性係数 E を試行計算により求めた。

図-6.17に試行計算の結果を示す、ケース4の弾性係数の組合せが実測値と比較的よく一致している。アスファルト層の弾性係数 E は $10,000\text{MN/m}^2$ となる。また、下層路盤の切込碎石層および路床の山砂層も一般に言われる弾性係数の3~5倍であり、FWD試験データをもとにした試行計算による定数設定の困難さが判る。ただし、アスフ

ルト層の弾性係数は温度によってはかなり幅があるとされており、厳寒期（1月）の試験により得られた実測値であることを考えるとこの程度の弾性係数は考えられる範囲にあるものと推察される。

弾性係数 (MN/m ²)	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4
アスファルトコンクリート				
アスファルト安定処理	20,000	10,000	6,000	10,000
下層路盤（切込碎石）	2,000	1,000	600	600
路床（山砂）	1,000	500	300	500

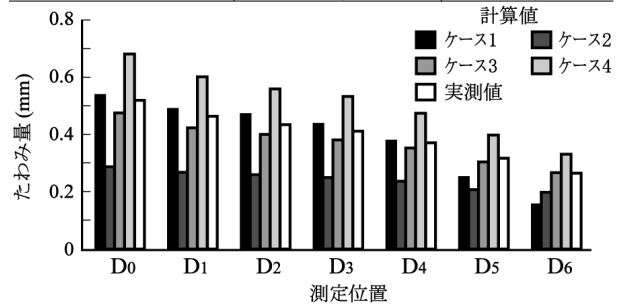
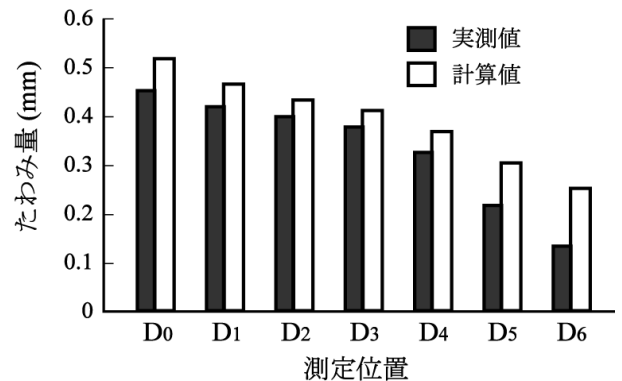


図-6.17 BISARによる解析値と実測値との比較（標準断面）

ケース4の設定値により、路床排水層80cmを設置した断面（図-6.14の断面B）の排水層の弾性係数 E を 600MN/m^2 として計算した結果が図-6.18であるが、実測たわみ量と比較的あっていると見える。この定数条件で、深度方向の土圧を計算し、実測値と比較したものが図-6.19である。計算値と実測値はよく一致しており、BISARを用いて解析する上では、今回設定した弾性係数の設定による構造解析が可能であること、また、路床排水層の弾性係数は路床山砂よりも若干大きいことがわかった。



計算における設定弾性係数 E (MN/m²)
 アスファルト層：10,000、下層路盤切込碎石：600
 路床山砂：500、路床排水層：600

図-6.18 路床排水層の弾性係数 E の逆解析

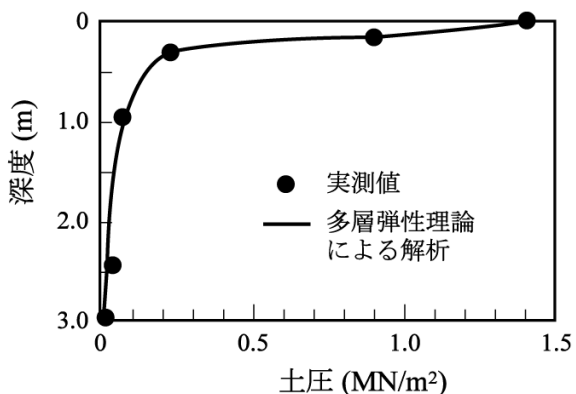


図-6.19 排水層設置断面（B断面）の土圧解析結果

c) 目詰まりに関する室内試験結果

排水層を構成する単粒度碎石（通水層）およびコンクリートリサイクル材（フィルター層）は、前者で透水係数 $10^{-3} \sim 10^{-1} \text{m/s}$ 程度、後者で透水係数 10^{-4}m/s 程度と個々には良好な透水性を示すが、排水層上部の路床山砂あるいは舗装を取り囲む路体建設残土がフィルター層に流入することによる目詰まりが懸念された¹⁵⁾。フィルター層が目詰まりすると良好な透水性の確保が困難となり、排水機能を阻害することとなるため、室内模型試験により目詰まりの状況および透水性について確認試験を実施した。室内試験の概要は図-6.20に示す。上から山砂550mm厚、コンクリートリサイクル材（フィルター層）250mm厚、単粒度碎石200mm厚の3層からなる土層模型を作製し、動水勾配1で上部より給水、下部より排水させ、排水層への山砂の混入具合を確認するとともに、透水係数の経時変化を調べた。

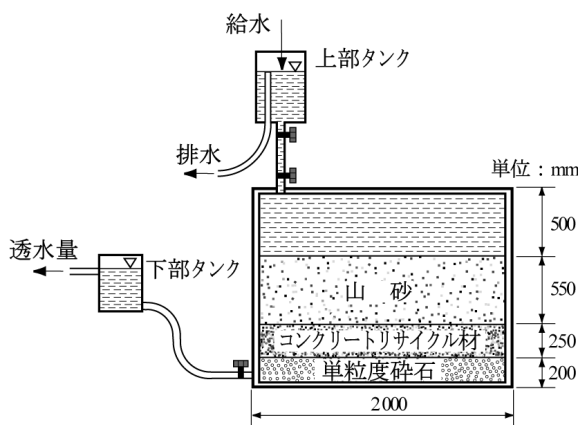
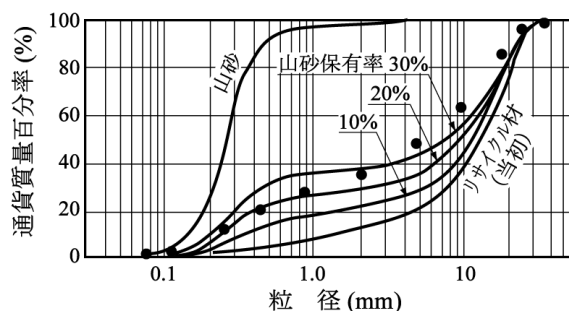
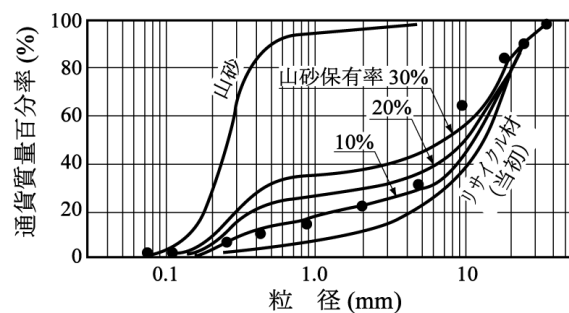


図-6.20 目詰まりに関する室内試験の概要
(図-5.27再掲)

図-6.21は山砂の混入率をまとめたものである。試験前のコンクリートリサイクル材の粒度分布曲線が試験後に変化する状況を示している。粒径の大きい範囲での変化は試験土層の転圧によるものと判断され、粒径の小さい範囲が山砂の混入による変化と見なすことができる。参考までに山砂の粒度分布曲線も示しており、図中の細線はこの山砂がコンクリートリサイクル材に10、20および30%混入した場合の計算曲線である。コンクリートリサイクル材と山砂の接するフィルター層上部では山砂の混入が比較的多かったが、下部になるにしたがって混入率が低下するとの結果を得た。また、図-6.22に土層全体の透水係数の経時変化を示すが、透水係数は試験開始後徐々に低下するがおおむね100時間頃から $1.0 \times 10^{-5} \text{m/s}$ 程度で一定値となった。これより、山砂混入による目詰まりは初期的にフィルター層と山砂層の接する部分で起こるが、一定時間後には収束するものと考えられ、排水層の機能は長期的にも確保できるものと判断した。



(a) フィルタ層上部（山砂層下端より-0~-50mm）



(b) フィルタ層下部（山砂層下端より-150~-200mm）

● 試験後の供試体の粒度分布
— 山砂とリサイクル材混合体の計算上の粒度分布

図-6.21 粒度分布（図-5.28再掲）

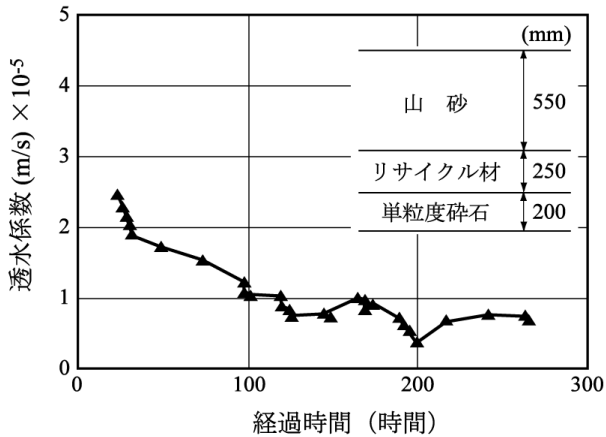


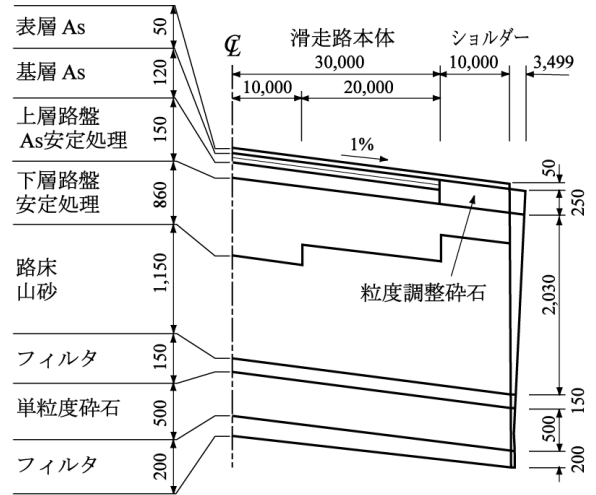
図-6.22 透水係数の経時変化 (図-5.29再掲)

6.5 設計

(1) 舗装構造

舗装構造は、空港アスファルト舗装構造設計要領に従い、路床支持力および設計荷重により層厚を定める標準設計を基本として、図-6.23のとおり決定した。路床支持力および設計荷重により、表層は厚さ50mmの密粒アスファルトコンクリート、基層は厚さ120mmの2層仕上げ（1層60mm）の粗粒アスファルトコンクリートである。表層には雨天時の表面排水性を確保し、すべり抵抗性を増加させるためのグルーピングを舗装完了後に施すため、標準厚より10mm厚くしている。上層路盤は粒度調整碎石を用いた場合の標準厚であれば300mmとなるが、マーシャル安定度5kN（突固め回数75回）以上のアスファルト安定処理としたため、等価値2.0と評価できることから¹⁵⁾、厚さ150mmとした。下層路盤は厚さ860mm（＝標準厚1320mm-表層および基層厚160mm-上層路盤厚300mm）の切込碎石である。

路床は標準どおり2,000mmの厚さとし、そのうち下部には850mm厚の排水層を設置している。これは、前述の現場試験舗装の結果から、排水層が路床の一部として評価することが可能であったためであり、排水層厚さは目詰まりに対する安全性および施工性を考慮して決定した。排水層は、粒径20～40mmの単粒度碎石による厚さ500mmの通水層を、粒径0～40mmのコンクリートリサイクル材（RC-40）を用いたフィルター層によりサンドイッチし、さらに舗装全体をフィルター層で包み込む構造とした。これは側方からの地下水の浸入を防止するためである。通水層の両側面下端に内径250mmの塩化ビニール製有孔管を配置している。舗装周辺の地下水は、透水性の良好なフィルター層を通じて、通水層に集められ、有孔管を通過して空港場外に自然流下方式で排水されることになる。



(端部詳細)

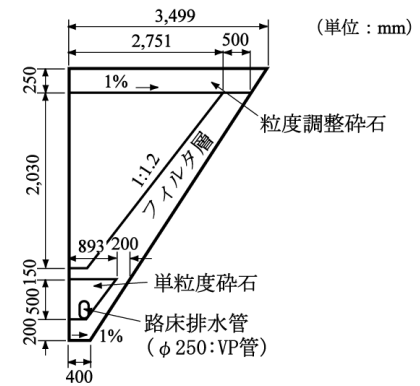


図-6.23 新C滑走路の舗装断面

(2) 路床排水層の効果

前述の断面二次元飽和～不飽和定常有限要素解析により、路床排水層の効果をシミュレーションした結果を図-6.24に示すが、最終定常状態において地下水の舗装体内への浸入が抑制されることがわかる。この解析では排水

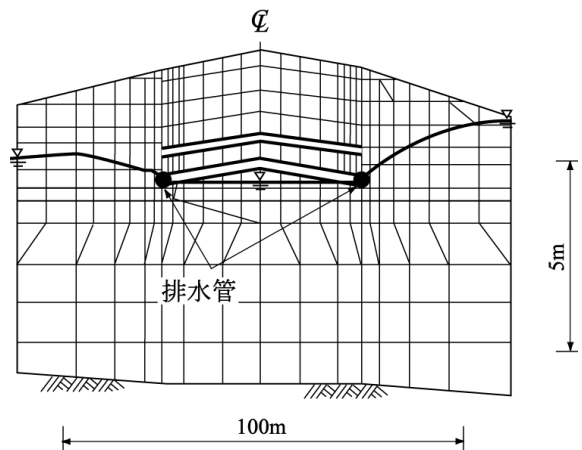


図-6.24 路床排水層の効果に関するFEM解析結果

管位置の圧力水頭を0としており、この時の排水流量は奥行き100mあたり $5.70\sim 8.80\times 10^{-5}\text{m}^3/\text{s}$ である。設計では、排水管に内径25mmの有孔管を敷設勾配最低0.1%で設置することとしており、この条件で延長100mあたりの許容流量は $1.88\times 10^{-2}\text{m}^3/\text{s}$ となることから、十分排水が可能と判断している。

(3) 縦断線形

縦断線形は図-6.25のとおり決定した。施設供用後の大規模なオーバーレイを防ぐために、供用開始後10年間の予測沈下量分を上げ越し施工するように基本計画線を定めている。滑走路の縦断線形に関する設計基準⁴⁾としては、滑走路末端から滑走路長の1/4以下の距離にある部分、すなわち新C滑走路の場合、両端750m区間は縦断勾配0.8%以下、それ以外の中間部は1%以下としなければならないとされている。さらに勾配変化点における2つの勾配差は1.5%以下とし、勾配変化点の間隔も十分とらなければならないこと、あるいは路面上3mの高さから滑走路長の半分の長さにわたり路面上3mの他の点が見えるような視距を確保することなどの規定がある。これらの条件を全て満足できるように最適な基本計画線を定めたものである。なお、路床排水層に敷設した有孔管の排水勾配を常時確保する点についても十分配慮したものとなっている。

6.6 施工

新C滑走路の施工は平成7年度より着手し、延べ約20ヶ月の舗装工事期間を設定した¹⁶⁾。概略の工程を図-6.26に示す。



図-6.26 新C滑走路舗装の建設工程

(1) 路床排水路

路床置換部の掘削施工にはバックホウ(0.6~1.2m³級)、湿地ブルドーザ(21t級)およびダンプトラック(11t)が使用された。この際、掘削底面より地下水位が高く、トラフィカビリティの確保が困難であったため、ウェルポイント工法を併用して対処した。

路床排水層の施工は、まず排水層下部のフィルター層(200mm厚)となるコンクリートリサイクル材をブルドーザで敷きならし、タイヤローラで転圧した。次に通水層(500mm厚)は3層仕上げとし、有孔管敷設後、単粒度碎石をブルドーザで敷きならし、転圧した。その上層に再度フィルター層(150mm厚)を下部同様に施工した。舗装を包み込むことになる側面のフィルター層は、仕上がりで1:1.2という比較的大きな法面勾配であったが、法面に丁張りを設置後、バックホウ(0.7m³級)で所定位置

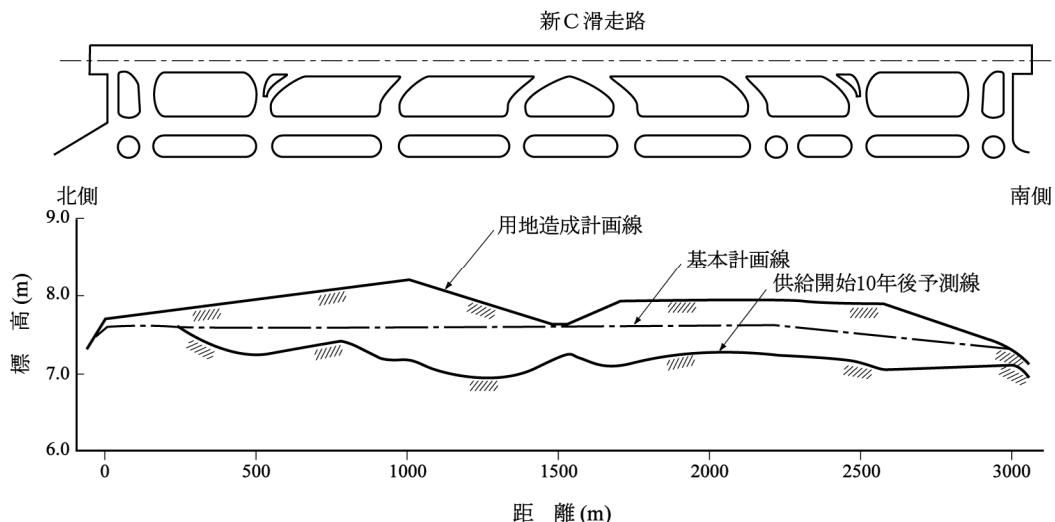


図-6.25 新C滑走路の縦断線形

に仕上げ、法面バケットで整形することで支障なく施工できた。

(2) 路床

路床排水層の上部に、山砂による路床（1150mm厚）を築造したが、これは1層仕上がり厚200mm以下で層ごとに密度測定を実施・管理したほか、最終仕上げ面については全域においてブルーフローリングを実施した。事前の排水層施工が功を奏し、トラフィカビリティの確保が可能となり施工の円滑化が図られた。

(3) 粒状路盤

切込砕石による下層路盤（860mm厚）は、1層仕上がり厚200mm以下となるように敷きならし、軽く転圧した後、モーダグレーダで不陸を整形し、所定の締固め度が得られるようローラー転圧を実施した。最終仕上げ面では全域においてブルーフローリングを実施した。その後、アスファルト乳剤（PK-3）を0.8/m²以上散布してプライムコートを実施した。

(4) アスファルト混合物層

上層路盤以上はアスファルト敷設となり、中央プラント加熱混合方式（バッチ処理プラント）で製造されたアスファルトコンクリートを用いて施工した。空港舗装用アスファルトは、道路舗装用と比べて高品質な合材が求められるが、一度に大量に使用するため、多数の市中プラントからの寄せ集めとなる。したがって、各々のプラントから現場に搬入される合材についてマーシャル安定度および密度といった品質の管理を徹底した。また、現場施工においては温度管理も徹底した。

施工は、アスファルトフィニッシャーによりアスファルト混合物を敷きならした後、初期転圧はマカダムローラー（11～14t）あるいはタンデムローラー（8t）などのロードローラーを使用し、二次転圧にはタイヤローラー（10～25t）、仕上げ転圧に再度ロードローラーを使用した。なお、表層

と基層、基層間あるいは基層と上層路盤の間にはアスファルト乳剤（PK-4）を0.2～0.3/m²散布してタックコートを施している。タックコートの養生時間は1日とし、十分な養生を行った。

(5) 残留沈下に対応した施工管理

施工上の特殊要件として、施工中も刻々と沈下が進行するため、設計厚を確保するため、および工区境界で施工時期の違いにより生じる段差を修正するための施工管理の工夫が挙げられる。まず、施工期間中の予測沈下量に基づいて工区ごとに路床底面の上げ越し高を設定した。さらに、路床底面部に沈下板を多数設置し、実測沈下量と設計時の予測沈下量とを定期的に対比する施工管理を行った。沈下板は、横断方向は滑走路中心および滑走路両端、縦断方向は40m間隔で設置した。各層とも厚さで管理して設計厚を確保することとしたが、下層路盤施工後に実測値と予測値の比較結果から沈下の大きい部分についてはさらに上げ越し修正を行った。

図-6.27に上げ越し量を示す。結果として、大きいところでは380mm程度の上げ越しを行ったが、実測値と予測値の乖離は全域の平均で200mm程度であった。また、上げ越し量の異なる工区境界部では50～100mm程度の範囲ですりつけを行った。実測値と予測値の乖離の原因は、施工時より路床排水層が機能したことや例年になく小雨であったことなどに起因して、地下水位が予測時の想定よりも実際には低かったため、圧密荷重が大きくなったことなどが考えられる。したがって、施工時に沈下が大きかった分、滑走路供用後の残留沈下量は減少するが、一方で下層路盤を上げ越した分の圧密荷重の増加もあるため、結果として当初予測より全体沈下量は増加するものの、供用後の残留沈下量には大きな変化はないものと考えている。すなわち、舗装表面勾配や敷設管路の排水勾配など縦断線形は設計どおりに保持されている。

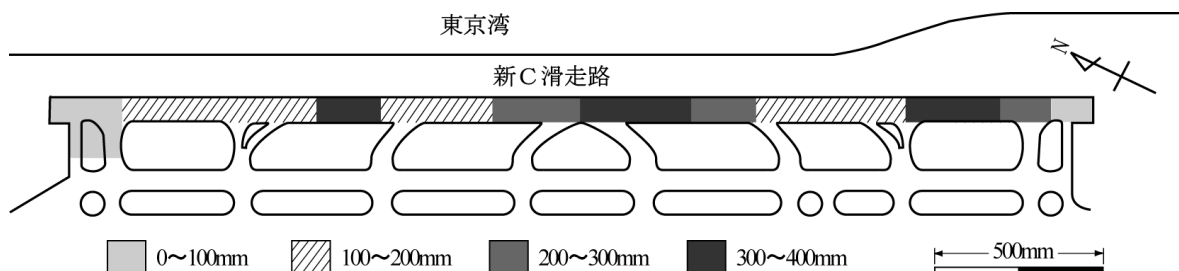


図-6.27 下層路盤の上げ越し修正量

6.7 まとめ

新C滑走路の設計ならびに建設については、次のとおり総括される。

- (1) 新C滑走路は高地下水対策として、舗装および路床をフィルター層で取り囲み、路床下部に排水層を設置した構造である。この構造により、舗装体への地下水の浸入を阻止することができ、舗装の劣化を防ぐことが可能となる。
- (2) 路床下部の排水層は、構造上路床の一部として評価できる。また、多層弾性理論によりその挙動はシミュレーションが可能である。
- (3) 路床排水層は施工中においても排水効果を発揮したため、施工性の向上に役立った。
- (4) 施設供用後も残留沈下が継続するため、施工時に事前の上げ越しを行う縦断設計とした。
- (5) 施工中も残留沈下が進行するため、沈下計測を密に実施し、さらに下層路盤の上げ越し修正を行うことにより設計上の層厚および計画高を確保し、舗装構造の安全性を確保した。

参考文献

- 1) 秋本恵一，金澤 寛，辻 安治，平山義夫，今井泰男，稲田雅裕：東京新国際空港新C滑走路の建設，土木学会論文集，560/VI-43，1997年，pp.43-55.
- 2) 伊藤和央，稲田雅裕，児玉進久：東京国際空港新C滑走路の設計について，第22回土木学会関東支部技術研究発表会講演概要集，1995年，pp.506-507.
- 3) 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，1990年.
- 4) 運輸省航空局：空港土木施設設計基準，(財)航空振興財団，1989年.
- 5) (社)土木学会：舗装工学，(社)土木学会，1995年.
- 6) 塩見雅樹，金澤 寛，稲田雅裕，福田直三：超軟弱地盤上の空港建設における地盤改良の計画と実際，土木学会論文集，No.546/VI-32，1996年，pp.23-37.
- 7) 秋本恵一，今井泰男，青島豊一，川越 淳：羽田空港沖合展開用期における地盤改良設計と施工，基礎工，Vol.24，No.7，1996年，pp.48-54.
- 8) 丸山隆英，川上泰司，渡辺和重，中ノ堂裕文，今岡 靖：補間ドレーンを併用したバーチカルドレーンによる圧密過程，第27回土質工学研究発表会，1992年，pp.2181-2184.
- 9) 吉国 洋：バーチカルドレーンの設計と施工管理，技報堂，1979年，pp.40-69.
- 10) 丸山隆英，川上泰司，渡辺和重，中ノ堂裕文：羽田沖合展開（第2期）地盤改良におけるウェルレジスタンスとマッドレジスタンスの解析，土木学会第46回年次学術講演会講演概要集第3部，1991年，pp.702-703.
- 11) 常陸壮介，山本 浩，池田直太，及川 研，中ノ堂裕文：未貫通バーチカルドレーンによる圧密，第29回土質工学研究発表会，1994年，pp.2107-2110.
- 12) 常陸壮介，塩見雅樹，伊藤和央，池田直太，中ノ堂裕文，今岡 靖：東京国際空港沖合展開事業（Ⅲ期地区）地盤改良工事における情報化施工管理について，第39回土質工学シンポジウム，1994年，pp.103-110.
- 13) 塩見雅樹，金澤 寛，西村大司，梅野修一，田尻宣夫，菅野雄一：滑走路舗装構造のための地下水解析事例，土木学会第50回年次学術講演会講演概要集第6部，1995年，pp.66-67.
- 14) 塩見雅樹，金澤 寛，稲田雅裕，寺田俊明，橋本和明：排水層を設けた空港舗装の現地試験と舗装設計，土木学会第50回年次学術講演会講演概要集第3部，1995年，pp.774-775.
- 15) 常陸壮介，塩見雅樹，山本 浩，池田直太，梅野修一，山崎浩之，小倉咲人：砂一砂系の目詰まり特性について，土木学会第49回年次学術講演会講演概要集第3部，1994年，pp.1418-1419.
- 16) (社)日本道路協会：アスファルト舗装要綱，(社)日本道路協会，1992年.
- 17) 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年.

第7章 供用開始後10年間の東京国際空港新C滑走路の性能の評価

7.1 はじめに

東京国際空港沖合展開事業第Ⅲ期地区での新C滑走路の建設においては、前章までに記したように、種々の技術的課題を解決する必要があった。それらの成果に基づいて、新C滑走路は設計・建設され、平成9年3月27日に供用が開始された。通常、空港の舗装は設計期間を10年として設計されていることから、このような劣悪な自然環境下にある新C滑走路の供用開始後の性能変化について検討を加えることは興味深い。

空港舗装の性能については、第2章でその概要を示したとおり、舗装表面性状と舗装構造状態について評価が行われるシステムがわが国では採用されている。前者についてはPRI (Pavement Rehabilitation Index)なる指標が用いられており、20年以上実用に供され、全国各地の空港においてほぼ3年に一度調査が実施されているという実績がある。後者についてはFWD (Falling Weight Deflectometer)を用いた非破壊評価法が採用されており、ここ10年ほど実用に供されている。これらの方法を用いて、新C滑走路の性能がその供用後に変化する状況について明らかにする。

近年は、これら二種類の性能に加えて、航空機や車両の走行性能に関する評価が行われる場合も増えてきている。航空機を使用して供用中の空港舗装上で走行試験をするには時間と費用がかかるばかりではなく、試験結果そのものが多くの外的要因の影響を受ける。そこで、クォーターカーモデルによる評価方法であるIRI (International Roughness Index)を適用することとした。

この結果を新たに計画されている東京国際空港の新D滑走路栈橋部分の構造設計への応用を試みた。この場合、実際の空港の舗装上を滑走する航空機の挙動を再現できるフライトシミュレータを使用して、航空機の走行性能に大きく影響を及ぼす舗装の凹凸、すなわち縦断方向プロファイルの評価することとした。新D滑走路は大型ジェット機と小型ジェット機の両方が使用することから、B747-400とDC9-81を再現している2種類のフライトシミュレータを使用した。まず、特定の大きさの振幅と波長を有する滑走路縦断プロファイルを作製し、このプロファイルを有する舗装上を航空機が走行するときのパイロット位置での垂直加速度を計算する。次に、得られた加速度をフライトシミュレータに入力して、パイロットによる走行性能の評価を行う。そして、その結果を定量的に解析し、最適な栈橋の杭間隔と床版厚を推奨する。

7.2 新C滑走路の供用開始後10年間の性能

新C滑走路の供用開始後10年間の性能変化について、表面状態と構造状態の両方について考察を加える¹⁾。

(1) 表面状態の変化

新C滑走路の供用期間中最後の5年間における、ひび割れ、わだち掘れ、平坦性に関する表面状態をそれぞれ図-7.1、図-7.2、図-7.3に示す。ここで、ひび割れ率(CR)は1ユニット(21m*30m)内で観測されたひび割れの長さ(30cm)の積で、わだち掘れ(RD)は1ユニット(21m*30m)内で観測されたわだち掘れの最大深さで定義される。また、平坦性(SV)は、長さ3mの間での凸凹の標準偏差の値である。図-7.1のひび割れ率を見ると、滑走路南端部での値が非常に大きいことが分かる。これは、新C滑走路の場合には、滑走路南端から北方向に向けて航空機が離陸する機会が多く、離陸までの間に航空機荷重が静的に載荷されるためと思われる。しかし、この影響は、わだち掘れ、平坦性にはあまり見られていない。

これらの測定値をもとに、PRIを計算した結果を図-7.4に示す。これらの図に記してあるA、B、Cは、第2章において述べたように、補修の必要性を意味し、それぞれ、補修は必要ない、近いうちの補修が望ましい、早急に補修が必要であることをそれぞれ示している。

$$PRI = 10 - 0.45CR - 0.0511RD - 0.655SV \quad (7.1)$$

ここに、

CR : ひび割れ率 (%)

RD : わだち掘れ (mm)

SV : 平坦性 (mm)

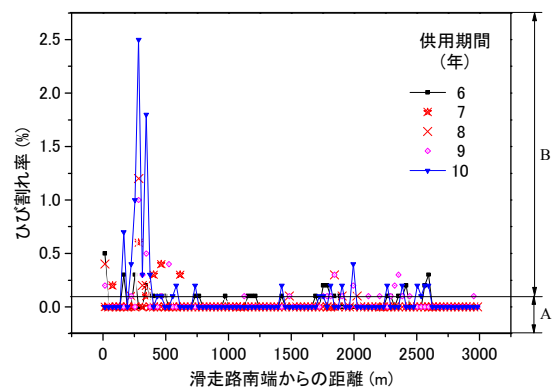


図-7.1 供用期間後半における新C滑走路のひび割れ率の変化

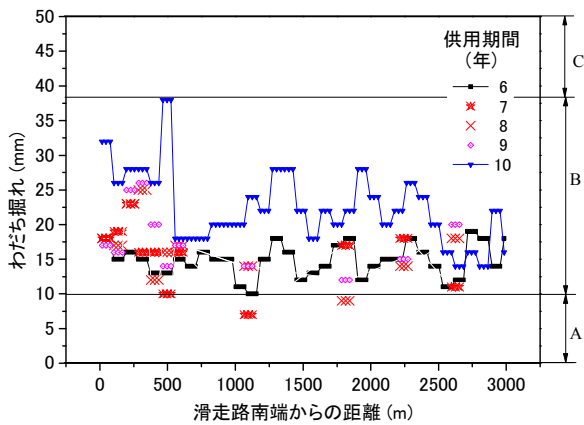


図-7.2 供用期間後半における新C滑走路の
わだち掘れの変化

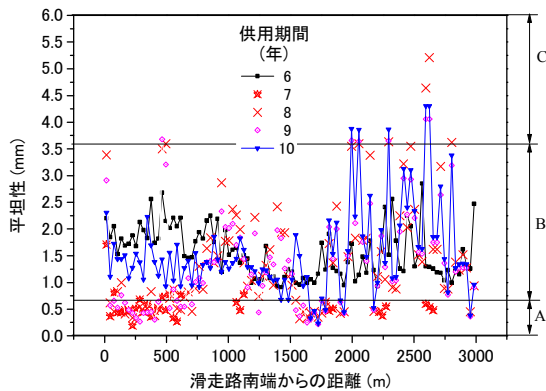


図-7.3 供用期間後半における新C滑走路の
平坦性の変化

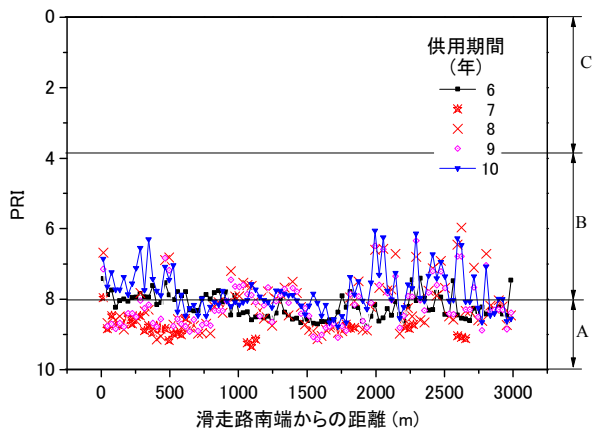


図-7.4 供用期間後半における新C滑走路のPRIの変化

各項目の悪化とPRIの低下からも明らかのように、表面状態が時間とともに徐々に劣化していることがわかる。供用開始5年後には、滑走路の68%はPRIの分類Aに収まっていたが、その他の部分は分類Bと評価されている。10年間の設計期間経過後には、PRIの分類Aに収まっていた区画の割合は47%に減少し、その他の部分は依然として分類Bと評価されている。総合的には、ほとんどの区画が早急な補修工事を必要としない分類AあるいはBと評価されていることから、新C滑走路の10年間の表面状態は許容できるものであると考えられる。

新C滑走路は区画によって様々な性能を示している。南側からみて0 mから500 mの範囲では、深いわだち掘れと高いひび割れ率が観察され、ひび割れがより顕著である。1,800 mから2,800 mの範囲では平坦性が他の区画より悪いものとなっている。これは地盤の不同沈下が原因と思われる。

さらに、わだち掘れについてはC評価（早急に補修が必要である）はなかったものの、15 mmを超えるわだち掘れがしばしば問題となることから、このような大きさのわだち掘れについては注意を払う必要がある。この現象の原因の一つとして、大荷重下でアスファルトコンクリートが不安定になっていることが考えられる。このことから、ストレートアスファルトに代わって改質アスファルトを用いた補修を行うことが推奨される。

(2) 構造状態の変化

舗装の構造状態を反映するたわみを、荷重を200kNとしたFWD (Falling Weight Deflectometer) を使用して測定した。得られたたわみデータを使用して、各層の弾性係数を逆解析した。次に、アスファルトコンクリート層の弾性係数と最大たわみ (D_m) を標準試験状態 (20°Cおよび10 Hz) のものに変換した。次に、標準化したアスファルトコンクリート層の弾性係数と逆解析された他の層の弾性係数を使用して、多層弾性理論によりアスファルトコンクリート層底面の引張ひずみ (ϵ_b) と路床上面の圧縮ひずみ (ϵ_c) を計算した。そして、得られた ϵ_b 、 ϵ_c と D_m を判定規準値 (D_0 、 ϵ_{b0} と ϵ_{c0}) と比較した。これらの結果は、評価した舗装の構造状態を示している。

図-7.5、図-7.6、図-7.7はそれぞれ D_m 、 ϵ_b と ϵ_c を示し、縦座標は測定値を判定規準値で除した値を示す。この値が1以下であれば舗装の構造状態は十分であることを意味する。

図-7.1でのひび割れと同様に、 D_m/D_0 、 ϵ_b/ϵ_{b0} と ϵ_c/ϵ_{c0} の値は滑走路南端部での値が非常に大きい傾向が見られる。これは、地盤沈下の影響よりは、離陸までの間に航空機

荷重が静的に載荷されるためと思われる。 D_m/D_0 , $\varepsilon_h/\varepsilon_{h0}$ と $\varepsilon_v/\varepsilon_{v0}$ から判断すると、新C滑走路の構造状態は6年目

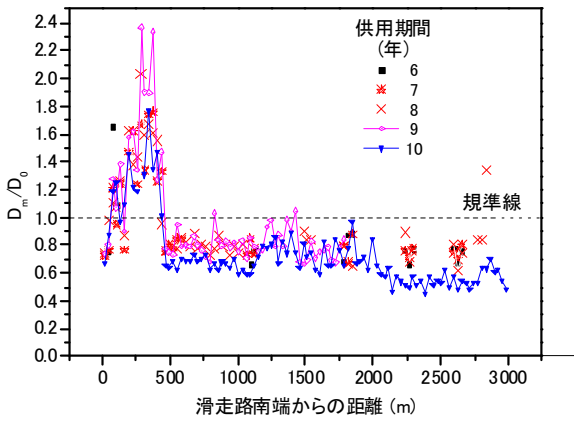


図-7.5 供用期間後半における新C滑走路の最大たわみの変化

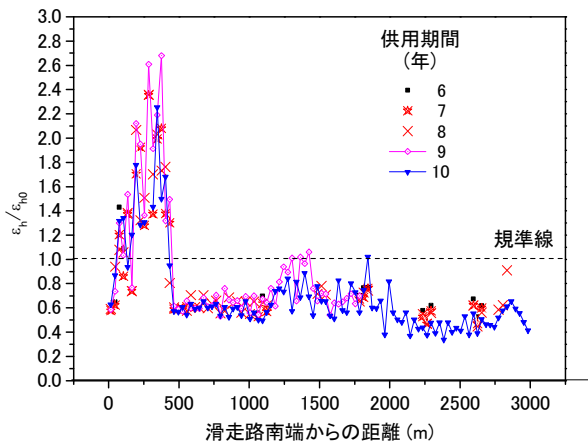


図-7.6 供用期間後半における新C滑走路の水平ひずみの変化

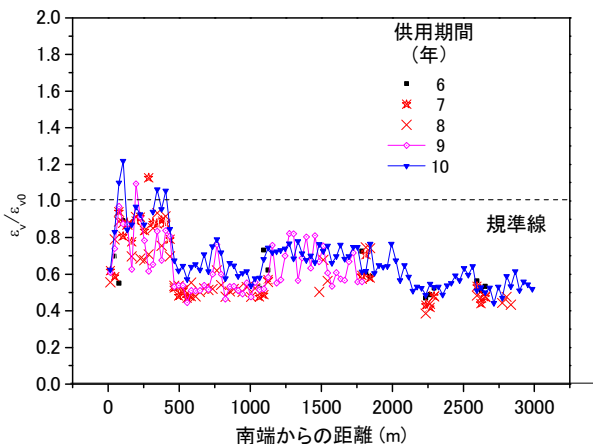


図-7.7 供用期間後半における新C滑走路の垂直ひずみの変化

から10年目にかけて徐々に劣化するものとなっている。表面状態と同様に、0 m から 500 m の範囲の構造状態は劣っている。この範囲では、ほとんどの区画で D_m/D_0 , $\varepsilon_h/\varepsilon_{h0}$ と $\varepsilon_v/\varepsilon_{v0}$ が判定線を超えている。他の区画では構造状態は満足すべき値であるが、1,800 m から 2,600 m の範囲では、一部で D_m/D_0 , $\varepsilon_h/\varepsilon_{h0}$ と $\varepsilon_v/\varepsilon_{v0}$ が判定線近辺にある。このように、新C滑走路で使用した舗装構造は、供用開始10年後も満足すべき構造状態を有していると結論づけられる。

7.3 航空機操縦性の観点からの新C滑走路の評価と新D滑走路への応用

新たな空港舗装の性能評価法である航空機操縦性の観点からのものを新C滑走路舗装へ適用するとともに、その評価結果の新D滑走路栈橋部分の構造設計への応用を試みる²⁾。

(1) 縦断方向プロファイルの評価

新C滑走路の縦断方向平坦性は供用開始して約5年経過した2001年12月に測定した³⁾。具体的には、図-7.8に示すように、滑走路に7測線を設けて、R34側(南側)を起点(0m)とし、L16側を終点(3000m)として計測した。

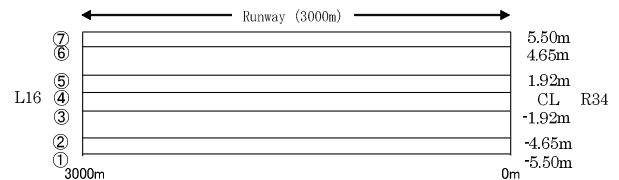


図-7.8 新C滑走路における測線位置

ここでは、GPSを搭載した非接触式プロフィロメータを用いて測定を行った。これは、図-7.9に示すように非接触型であり、0~60 km/hで走行しての測定が可能である。この測定装置は短波長成分をとらえることができるものの、単独では長波長成分をとらえることができなかった。しかし今回GPSを新たに搭載することにより、これら2つのデータを組み合わせて、短波長成分と長波長成分をもつ絶対縦断プロファイルを得ることが可能となった。



図-7.9 縦断プロファイル測定車

測線4の絶対縦断プロファイルとGPSを搭載していないプロファイル(起点と終点を絶対縦断プロファイルと一致させた場合)の比較を図-7.10に示す。GPSによる補正を行わない場合、0m地点より次第に長波長成分の誤差が累積していくのがわかる。

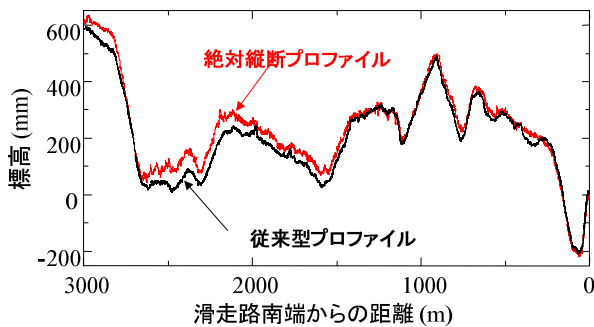


図-7.10 新C滑走路の縦断プロファイル

この縦断方向プロファイルは航空機や自動車の走行性能に大きく影響を及ぼすことは認識されているものの、現時点では明確な規準は確立されていない。しかし、世界銀行によって提唱されている指標IRI (International Roughness Index)が使用される事例が増えてきている。このIRIは各国や機関によってことなる縦断プロファイルを共通化する目的で1986年に世界銀行によって提案された評価規準である。クォーターカーを一定速度で路面上を走行させたときに、車両が受ける上下方向の運動変位の累積値と走行距離との比で定義したものである。このクォーターカーモデルは、その名前が示すとおり、自動車の1/4輪のモデルである。このモデルは、縦方向のスプリング、タイヤに支えられた一体の軸、サスペンションスプリングとダンパー、およびサスペンションに支えられた一体の車体を表わしたひとつのタイヤを含むものである。

IRIは、舗装の縦断プロファイルが自動車運用の全費用、乗り心地、動的荷重に関係があるとしたときに最も適切である。図-7.11は、種々の道路ならびに空港滑走路におけるIRIの範囲を示したものである。

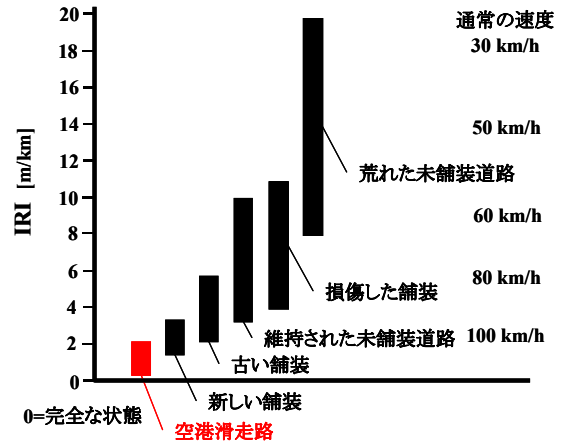
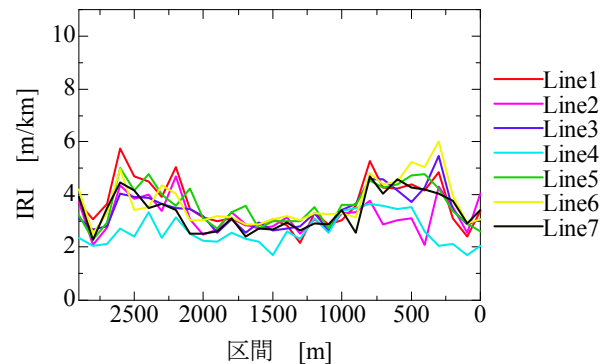
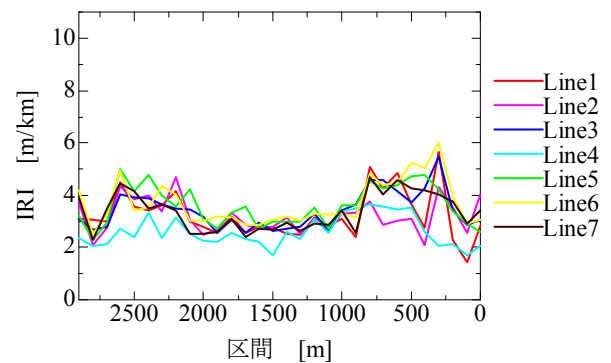


図-7.11 一般的なIRIの範囲

縦断プロファイルの測定値を解析した結果を図-7.12に示す。7.2で示した平坦性と同様に、IRIは滑走路の両端部分で他の部分に比べて大きな値となっていることが



a) R34 起点



b) L16 起点

図-7.12 新C滑走路縦断プロファイルのIRI

わかる。また、図-7.11 に示した一般的とされる範囲の値と比較すると、IRI は若干大きい値となっていることがわかる。

(2) 新C滑走路の縦断プロファイル評価の新D滑走路の構造設計への応用

新D滑走路は第1章で記したように、栈橋構造と埋立地盤構造が組み合わさったものである⁴⁾。前者についてはわが国では初めての構造形式であることから、栈橋の杭間隔と床版構造を航空機の走行性の観点から定めることが構造設計においてまず必要となった。この場合、舗装面の縦断プロファイルとしては、杭間隔を半波長とし床版上に航空機が載ったときの最大たわみを半振幅とする正弦波と想定した。これに対して上記のIRIを適用するだけでは滑走路の走行性を性能として規定するのは不十分と考えて、航空機を実際に操縦するパイロットの主観に基づいて評価する方法により性能を定めることとした。

a) 研究の方法

図-7.13 に研究の手順を示す。まず、種々の杭間隔と床版構造を有する栈橋の場合の舗装面縦断プロファイルを有限要素法による計算に基づいて作成した。そして、これらに対して航空機が走行する場合のパイロット位置における垂直加速度を求めた。ここでは、様々な走行条件下で航空機の動的応答を計算可能なプログラムであるAPRasを使用した³⁾。

次に、上記の方法で得られた加速度を使用して、パイロットによりフライトシミュレータを運転した。この試験の直後に、パイロットに質問をして、操縦安全性だけでなく走行快適性の観点からシミュレーション結果を評価してもらった。このときのパイロットは、現在小型ジェット機を操縦している6名のパイロット、大型ジェット機を操縦している6名のパイロット、および運輸省航空局のパイロット2名からなる総勢14名のベテランパ

イロットである。評価の方法は、操縦安全性と走行快適性の両者に対して、4段階で主観的に評価するものである。具体的には、操縦安全性については、A: 難しくない、B: 多少難しい、C: 難しい、D: 非常に難しいの4段階、走行快適性に関しては、A: 不快ではない、B: 多少不快である、C: 不快である、D: 非常に不快であるの4段階である。

そして、主観的評価結果を取りまとめている。なお、ここで使用したAPRasプログラムの有効性を検証するために、上記の新C滑走路で測定した結果を使用している。具体的には、そのような縦断プロファイルを入力して、パイロットがフライトシミュレータを運転したときの主観的評価が実際に新C滑走路を走行するときのものと同様であると確認している。

b) フライトシミュレータ

フライトシミュレータは、安全に繰り返して試験を行うことができることから、航空機的设计開発やパイロット等の訓練用に広く利用されてきた^{5), 6), 7)}。ここでは、パイロットの教育用に一般的に使用されているB747-400とDC9-81の挙動を再現できる図-7.14に示す2種類のフライトシミュレータを使用した。各シミュレータは、実際のものと同様の実物大のコックピットからなり、モーションプラットフォーム、コントロールパネル、視覚システムと音響システムを含め、実際の操縦システムを使用するものである。コックピットは、6自由度の動きが可能な長さがスライド調節できる6台のシリンダーで支持されている。このフライト・シミュレータを使用することで、パイロットは様々な滑走路面プロファイルから得られる実際の航空機の動きを経験することができるので、これにより舗装表面状態を主観的に評価する室内試験が可能となる。



図-7.13 パイロットの主観に基づく縦断プロファイル評価についての研究手法



a) B747-400 シミュレータ



b) DC8-91 シミュレータ

図-7.14 フライトシミュレータの外観

表-7.1 フライトシミュレーション試験の条件

ケース	杭間隔 (m)	コンクリート 版厚 (cm)	たわみ (cm)	B747-400		DC9-81	
				離陸	着陸	離陸	着陸
DEF-1-0.6	15	47	0.6	—	—	○	—
DEF-1-1.0	15	42	1.0	○	○	○	○
DEF-1-1.5	15	35	1.5	○	○	○	○
DEF-1-3.0	15	32	3.0	○	○	—	○
DEF-2-1.2	30	47	1.2	○	—	○	—
DEF-2-2.0	30	42	2.0	○	○	○	○
DEF-2-3.0	30	35	3.0	○	○	○	○
DEF-2-6.0	30	32	6.0	—	○	—	○

(○は実施したもの)

c) 試験方法

栈橋床版のたわみは、杭間隔とコンクリート版厚により大きく異なる。たわみが航空機の操縦安全性と走行快適性に与える影響を検討するため、8つの滑走路縦断プロファイルを有限要素解析により作成した。表-7.1には、これらのケースについて、杭間隔、床版厚、そしてこれらに対して計算されたコンクリート床版の最大たわみを示している。この場合、検討した栈橋構造はいずれも構造耐力に関する要求性能を満たしていることが確認できている。また、有限要素解析の際には厚さ20 cmのアスファルト混合物層を敷設していると仮定している。

2基のフライトシミュレータでは、離陸の場合には航空機は0 Knot から150 Knot (277.5 km/h) まで徐々に速度を上げ、一方離陸の場合は自動ブレーキを利用して減速する。また、B747-400 シミュレータでは航空機の挙動を上下振動の周波数で0 Hz から60 Hz まで再現でき、DC8-91 フライト・シミュレータは0 Hz から30 Hz まで再現できる、これらの周波数は滑走路面平坦性の評価に適している。本試験では、B747-400 フライトシミュレータは着陸時重量288,036 kg と離陸時荷重365,783 kg を用

い、DC 8-91 シミュレータでは着陸時重量49,805 kg と離陸時荷重51,619 kg を用いた。環境条件としては温度15° C、無風および高度0 mを採用した。

このような条件下での、シミュレーション結果に基づいて、航空機の操縦安全性と走行快適性に関する要求性能を満たす最適な栈橋構造を求めた。

d) たわみが操縦安全性と走行快適性に及ぼす影響

表-7.2はB747-400シミュレータとDC9-81シミュレータとを使用して行った試験の結果を示す。シミュレータや走行モード（離陸か着陸）の違いによらず、たわみが増加するにつれて操縦安全性と走行快適性が低下する傾向のあることがわかる。また、走行快適性が操縦安全性より厳しく評価されていることがわかる。2基のフライトシミュレータにより得られた結果からは、小型航空機は、大型航空機に比較すると、縦断プロファイルの影響を受けにくいことが推測される。このほか、2基のフライトシミュレータでは離陸と着陸時で同一のプロファイルに対する評価に大きな差は見られなかった。

表-7.2 縦断プロファイルが操縦安全性と走行快適性に及ぼす影響

a) B 747-400 シミュレータ

ケース	操縦安全性								走行快適性							
	離陸				着陸				離陸				着陸			
	A	B	C	D	A	B	C	D	A	B	C	D	A	B	C	D
DEF-1-0.6																
DEF-1-1.0	7	1	0	0	7	1	0	0	6	2	0	0	6	1	1	0
DEF-1-1.5	6	2	0	0	8	0	0	0	4	3	1	0	6	2	0	0
DEF-1-3.0	1	5	2	0	4	4	0	0	0	3	4	1	0	2	5	1
DEF-2-1.2	6	2	0	0					4	3	1	0				
DEF-2-2.0	4	2	2	0	4	3	1	0	0	4	3	1	0	3	3	2
DEF-2-3.0	0	4	1	3	2	5	0	1	0	0	5	3	0	1	4	3
DEF-2-6.0					1	2	3	2					0	0	1	7

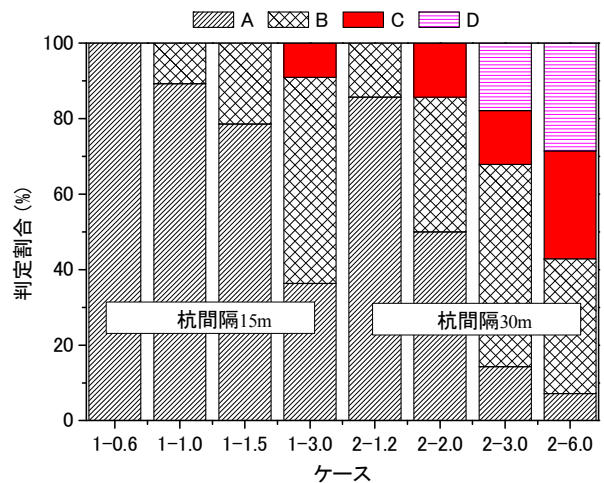
b) DC 9-81 シミュレータ

ケース	操縦安全性								走行快適性							
	離陸				着陸				離陸				着陸			
	A	B	C	D	A	B	C	D	A	B	C	D	A	B	C	D
DEF-1-0.6	6	0	0	0					4	2	0	0				
DEF-1-1.0	5	1	0	0	6	0	0	0	2	4	0	0	5	1	0	0
DEF-1-1.5	3	3	0	0	5	1	0	0	0	5	1	0	2	4	0	0
DEF-1-3.0					3	3	0	0					0	4	2	0
DEF-2-1.2	6	0	0	0					5	1	0	0				
DEF-2-2.0	3	2	1	0	3	3	0	0	0	4	2	0	1	3	2	0
DEF-2-3.0	1	3	1	1	1	3	2	0	0	0	4	2	0	0	3	3
DEF-2-6.0					0	3	1	2					0	0	2	4

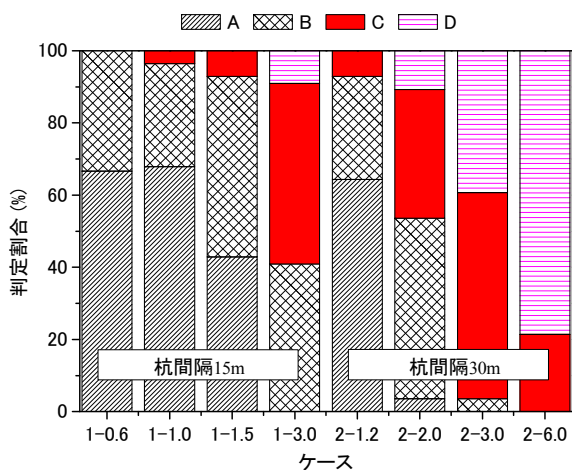
航空機の種類ならびに走行モード(離陸あるいは着陸)が、舗装縦断プロファイルを評価するうえで重要な要素ではないことが判明したので、それらの結果を全てまとめて図-7.15 に示した。床版たわみが増すにつれて、すなわちプロファイルの振幅が増大するにつれて操縦安全性と走行快適性が低下することは明らかであり、コンクリート版厚が同一であっても杭間隔が異なればパイロットの応答が異なってくるということが認められた。すなわち、操縦安全性と走行快適性のいずれを見ても、杭間隔が長い(30 m)と短い場合(15 m)よりも評価は厳しいものとなる。たとえば、コンクリート版厚が32 cmの場合、杭間隔が短いと操縦は「難しくない」あるいは「多少難しい」と評価されたが、杭間隔が長いとパイロットのほぼ60%が操縦は「難しい」あるいは「劣る」と評価した。同様に、杭間隔が15 mの場合には約60%が走行快適性は「不快である」あるいは「劣る」としていたが、杭間隔が30 mの場合にはほとんどが「非常に不快である」としていた。

相対的に見て、走行快適性の評価は操縦安全性の評価よりかなり厳しくなっており、ここでは走行快適性の評価をもって栈橋構造を決定することにした。具体的には、半数のパイロットが滑走路での走行快適性を「不快であ

る」あるいは「劣る」と評価するケースをしきい値として採用した⁸⁾。その結果、栈橋構造として許容可能な縦断プロファイルはDEF-1-1.5とDEF-2-2.0となった。しかし、前者は後者に比べてコンクリート版厚が小さく、杭間隔が短いことから、経済性を考慮して縦断プロファイルDEF-2-2.0(杭間隔30 mとコンクリート版厚42 cm)のケースを推奨することとした。



a) 操縦安全性



b) 走行快適性

図-7.15 種々の縦断プロファイルに対するパイロットによる評価

7.4 まとめ

新C滑走路の供用開始後10年間の性能については以下のように総括できる。

- (1) 表面状態ならびに構造状態のいずれの点においても、供用開始後10年間の性能は満足すべきものと認められた。このことから、本研究において新たに確立した耐水性を有する舗装構造は、地下水位が高い状態でも十分満足できていると確認できた。
- (2) 一部の区画では航空機荷重の繰り返し走行による考えられるわだち掘れによる損傷がみられたことから、改質アスファルトを使用した補修が推奨される。

新C滑走路の縦断プロファイルの評価とその新D滑走路への応用については以下のように総括できる。

- (1) 縦断プロファイルの測定結果を IRI を用いて評価したところ、全体的に見て空港滑走路として一般的とされる値を若干上回っていることが認められた。
- (2) 航空機の大きさや走行モードに関わらず、栈橋床版のたわみ（振幅）が増加すれば操縦安全性と走行快適性は低下する。
- (3) 滑走路縦断プロファイルが同一の場合、走行快適性に基づく評価は操縦安全性によるものよりも厳しい。
- (4) 操縦安全性と走行快適性の点からは、杭間隔 30 m とコンクリート版厚 42 cm の栈橋構造が推奨される。

参考文献

- 1) Kanazawa, H., Su, K., Kato, K., Hachiya, Y. and Noda, T. : Ten Years Performance of a Water-Resistant Airport

Runway Constructed on Reclaimed Ground, *International Journal of Pavement Research and Technology* (submitted).

- 2) Kanazawa, H., Su, K., Noguchi, T., Hachiya, Y. and Nakano, M.: Evaluation of Airport Runway Pavement Based on Pilots' Subjective Judgment, *International Journal of Pavement Engineering* (submitted).
- 3) Endo K., Himeno K., Kawamura A., Hachiya Y. and Matsui K.: Longitudinal surface profiles of an airport runway and aircraft motion, *Proc. of the 2002 FAA Airport Technology Transfer Conference*, 2002.
- 4) Hachiya Y., Maekawa R. and Su, K.: Laboratory performance of pier deck pavement for new runway D at Tokyo Haneda International Airport. *Proc. of the 6th International Conference on Road and Airfield Pavement Technology*, 2008.
- 5) Wickey, C., Printant, P. and Le Coadou, F.: Faros driving simulators for training: concepts, syllabus and validation, *Proc. of the Driving Simulation Conference DSC2001*, Paris, France, 2001, pp.227-40.
- 6) Lee, W. S., Cho, J. H., Lee, S. J., Lee, J. S., Jung, S. K. and Lee, J. K.: Development of a new Kookmin University driving simulator and its application to a sudden acceleration study, *Proc. of the Driving Simulation Conference DSC2002*, Paris, France, 2002, pp.249-258.
- 7) Ishida T., Kawamura A. and Tomiyama K.: Quantitative evaluation of ride comfort using a driving simulator, *2008 TRB Annual Meeting CD*, Washington, D.C., 2008.
- 8) Janoff M. S.: Pavement roughness and ride ability field evaluation. *National Cooperative Highway Research Program*, Report 308, 1988.

第8章 結論

本研究では、東京国際空港沖合展開事業第Ⅲ期地区に整備された新C滑走路に関わる調査、設計、施工ならびに供用後の性能評価について論じた。東京国際空港沖合展開事業第Ⅲ期地区の地盤は、もともと軟弱な在来沖積粘土層が30～40m堆積した原地盤の上に、東京湾の浚渫ヘドロや東京都内より発生する建設残土で埋め立てられた超軟弱な廃棄物処分場である。このような地盤上に厳しい平坦性が要求されている空港滑走路を整備するに当たって必要となる、高地下水水位下での舗装の設計・施工方法、既設の空港舗装の解体に伴って発生する材料の再利用方法、そして供用開始後の舗装状態を確認する方法について考察した。

各章で得られた結論を以下にまとめる。

第1章 緒論

本研究の背景として、東京国際空港（羽田空港）整備について歴史的考察を加え、特に沖合展開事業に関わる技術的諸問題についてまとめた。そして、第3章以降で具体的に考察を加えた、第Ⅲ期地区で新C滑走路の整備を進めるために必要となる技術的課題を明確にして、本研究の目的を記述した。

第2章 軟弱地盤上の舗装に関する既往の研究

東京国際空港沖合展開事業第Ⅲ期地区地盤の特徴を記述し、このような地盤上に新C滑走路を整備するために解決しなければならない課題、具体的には軟弱地盤上の空港舗装に関する既往の研究をとりまとめた。

第3章 軟弱地盤の改良に関する研究

東京国際空港沖合展開事業における、超軟弱地盤上に空港を建設するための地盤改良の計画、設計および施工について得られた知見を示した。一連の研究により既往の理論を発展させた設計法の適用を図るとともに、施工における創意工夫により目標とした地盤改良効果を得ることができた。本章では、まず、地盤改良の基本方針を示し、続いて、地盤改良の基本設計、不同沈下への対応、地盤改良の施工について論じた。そして、地盤改良工事の動態観測についても言及した。

第4章 路床改良に関する研究

東京国際空港沖合展開事業第Ⅲ期地区に建設された新C滑走路を対象とした軟弱路床の改良方法に関する研究として、高地下水水位下における舗装の性能、ジオテキス

スタイルによる路床厚低減の可能性、路床排水層の有効性の三項目を取り上げて、詳細に論じた。

高地下水水位下における舗装の性能については以下のような知見が得られた。

- i) 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った。
- ii) 路床・舗装は、地下水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%となった。
- iii) 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。
- iv) 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。

ジオテキスタイルによる路床厚低減の可能性については以下のような知見が得られた。

- i) 路床内に敷設したジオテキスタイルのひずみは路床上下端で大きな値を示す。また、ひずみ分布は、載荷点直下で引張ひずみを示し、横方向に減衰して圧縮ひずみに変化する。ひずみレベルは0.2～0.7%程度と小さく、路床内で発揮されている拘束応力もかなり小さい。
- ii) 有限要素解析における解析定数については、地表面たわみの実測に合うように各層の弾性係数を設定した。その計算結果は、ジオテキスタイルのひずみ分布などをよく再現できた。
- iii) 有限要素解析の結果、ジオテキスタイルの剛性を非常に高めない限り、沈下抑制効果は認められず、それよりも路床厚を大きくしたほうが効果的である。

路床排水層の有効性については以下のような知見が得られた。

- i) 地下水解析の結果、沖合展開事業第Ⅲ期地区では路床排水対象が必要であることが認められ、路床排水層として適切なものを見出した。
- ii) 上記の路床排水層を有する舗装構造の航空機荷重の繰返し走行に対する耐荷性は十分であることが、試験舗装に対する載荷試験により確認された。

第5章 舗装材料の再利用に関する研究

東京国際空港の沖合展開事業の進展に伴って使用されなくなる舗装施設の解体に伴う発生材を新C滑走路に再利用する場合の適用性について論じた。

- i) 基層および上層路盤については、再生加熱アスファルト混合物を再生骨材配合率最大70%で適用可能である。
- ii) 下層路盤については、アスファルトコンクリート再生骨材とセメントコンクリート再生骨材を2:8の割合で混合することにより再生クラッシュランとして適用可能である。
- iii) コンクリート再生骨材を地下排水層へ用いた場合、排水機能の長期安定性は十分であると認められた。

第6章 東京国際空港C滑走路舗装の最適構造に関する研究

東京国際空港の新C滑走路は前章までに論じた事項を設計ならびに施工方法に取り込まれて沖合展開事業第Ⅲ期地区に整備された。一連の調査、設計、施工に至る過程を以下のように総括した。

- i) 新C滑走路は高地下水対策として、舗装および路床をフィルター層で取囲み、路床下部に排水層を設置した構造である。この構造により、舗装体への地下水の浸入を阻止することができ、舗装の劣化を防ぐことが可能となった。
- ii) 路床下部の排水層は、構造上路床の一部として評価できることが分かった。
- iii) 路床排水層は施工中においても排水効果を発揮したため、施工性の向上に役立った。
- iv) 施設供用後も残留沈下が継続するため、施工時に事前の上げ越しを行った。
- v) 施工中も残留沈下が進行するため、沈下計測を密に実施し、さらに下層路盤の上げ越し修正を行うことにより設計上の層厚および計画高を確保し、舗装構造の安全性を担保した。

第7章 東京国際空港C滑走路の供用10年経過後の性能の評価

平成9年3月に供用開始された東京国際空港C滑走路の供用後約10年間の性能として、表面性状と構造状態の両者について論じた。また、新C滑走路の縦断プロファイルデータを参照して実施した滑走路舗装の新たな性能評価方法についても言及した。新C滑走路の供用開始後10年間の性能については以下のように総括できる。

- i) 表面状態ならびに構造状態のいずれの点においても、

供用開始後10年間の性能は満足すべきものと認められた。このことから、本研究において新たに確立した耐水性を有する舗装構造は、地下水位が高い状態でも十分満足できていると確認できた。

- ii) 一部の区画では航空機荷重の繰り返し走行によると考えられるわだち掘れによる損傷がみられたことから、改質アスファルトを使用した補修が推奨される。
- 新C滑走路の縦断プロファイルの評価とその新D滑走路への応用については以下のように総括できる。
- i) 縦断プロファイルの測定結果をIRIを用いて評価したところ、全体的に見て空港滑走路として一般的とされる値を若干上回っていることが認められた。
 - ii) 航空機の大きさや走行モードに関わらず、栈橋床版のたわみ（振幅）が増加すれば操縦安全性と走行快適性は低下する。
 - iii) 滑走路縦断プロファイルが同一の場合、走行快適性に基づく評価は操縦安全性によるものよりも厳しい。
 - iv) 操縦安全性と走行快適性の点からは、杭間隔30mとコンクリート版厚42cmの栈橋構造が推奨される。

謝辞

本論文は、筆者が運輸省第二港湾建設局横浜調査設計事務所に勤務していた平成7年4月から平成9年7月の間に、東京国際空港沖合展開事業の調査、設計に関して行った各種研究開発の成果が中心となっている。筆者はその後転職により空港の現場を離れていたが、思いがけず、平成19年4月から独立行政法人港湾空港技術研究所に勤務することとなり、10年前の研究開発の成果を確認する機会に恵まれた。この機会に是非とも一連の論文としてまとめるようにとの同僚諸氏の強い勧めもあり、取りまとめたものである。

本論文を取りまとめるに当たっては、名古屋大学大学院工学研究科 浅岡 顕教授から論文全体に対して多くのご指導、ご助言を頂いた。また、名古屋大学大学院工学研究科 中野 正樹教授、同大学大学院工学研究科 野田 利弘教授、名古屋工業大学大学院工学研究科 中井 照夫教授からも論文の内容について適切なお助言を頂いた。ここに深甚なる感謝の意を表す次第である。

本研究を進めるに当たっては、平成7年～平成9年の研究については、運輸省第二港湾建設局および運輸省港湾技術研究所、平成19年からの研究については、国土交通省関東地方整備局および（独）港湾空港技術研究所の

多くの方々のご指導，ご協力によるところが大きく，参考文献欄に記載させていただいて心から厚く感謝申し上げる次第である．

今回論文として取りまとめるに当たっては，前港湾空港技術研究所理事 林 洋介氏，前港湾空港技術研究所施工・制御技術部長 八尋 明彦氏の強い勧めがあったことがそのきっかけとなっている．あらためて両氏に感謝申し上げたい．特に，元港湾空港技術研究所地盤構造部長 八谷 好高氏，港湾空港技術研究所研究主監 北詰 昌樹氏の両氏には，研究の実施から今回の取りまとめに至るまで一貫してご指導，ご協力を頂いた．心から深く感謝申し上げる次第である．

港湾空港技術研究所資料 No. 1212

2010. 3

編集兼発行人 独立行政法人港湾空港技術研究所

発行所 独立行政法人港湾空港技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号
TEL. 046(844)5040 URL. <http://www.pari.go.jp/>

印刷所 昭和情報プロセス株式会社

Copyright © (2010) by PARI

All rights reserved. No part of this book must be reproduced by any means without the written permission of the President of PARI.

この資料は、港湾空港技術研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部または一部の転載、複写は港湾空港技術研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。