HOKKAIDO UNIVERSITY

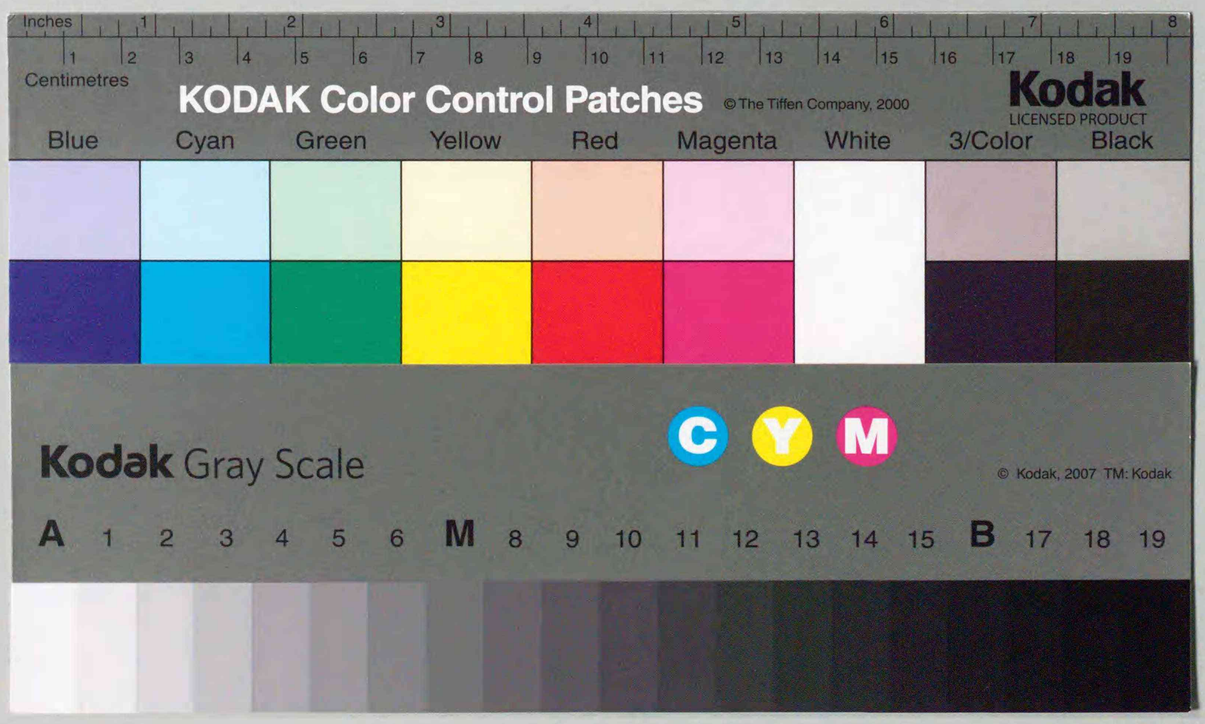
Title	空港コンクリート舗装のマネージメントシステムに関する研究
Author(s)	八谷, 好高
Degree Grantor	北海道大学
Degree Name	博士(工学)
Dissertation Number	乙第3895号
Issue Date	1991-03-25
DOI	https://doi.org/10.11501/3052866
Doc URL	https://hdl.handle.net/2115/51149
Type	doctoral thesis
File Information	000000238005.pdf

Hokkaido University Collection of Scholarly and Academic Papers : HUSCAP

空港コンクリート舗装の
マネージメントシステムに関する研究

1990年7月

入谷好高



(1)

空港コンクリート舗装の
マネージメントシステムに関する研究

1990年7月

八　谷　好　高

空港コンクリート舗装のマネージメントシステムに関する研究

目　　次

1．緒論 ……1
1．1　概説 ……1
1．2　空港輸送の現状 ……2
1．3　空港コンクリート舗装の設計体系 ……11
1．3．1　空港コンクリート舗装の特徴 ……11
1．3．2　空港舗装の平面区分 ……13
1．3．3　荷重条件 ……14
1．3．4　路床 ……15
1．3．5　コンクリート舗装 ……16
（1）　路盤 ……17
（2）　コンクリート版 ……17
（3）　目地構造の種類 ……19
1．4　空港コンクリート舗装の維持・補修体系 ……21
1．4．1　空港コンクリート舗装の維持補修 ……21
1．4．2　路面の調査 ……24
1．4．3　構造の調査 ……25
1．4．4　補修の方法 ……26
参考文献 ……27

2　空港舗装のマネージメントシステム ……29
2．1　概説 ……29
2．2　計画ならびに設計サブシステム ……31
2．3　評価サブシステム ……32
2．4　建設ならびに維持・補修サブシステム ……35
参考文献 ……36

３．空港コンクリート舗装の路面性状評価システムの開発 ……37
３．１　概説 ……37
３．２　路面性状評価式の開発 ……38
３．２．１　現地視察と定量測定 ……38
（１）　調査対象区域 ……38
（２）　現地視察 ……38
（３）　定量測定 ……42
３．２．２　視察評価の数量化 ……44
（１）　数量化理論Ⅱ類の適用 ……44
（２）　数量化の結果の検討 ……46
３．２．３　定量値と定性評価 ……49
（１）　主観的意識と定量値 ……49
（２）　供用性の総合評価式 ……51
３．３　空港舗装データバンクシステムの開発 ……56
３．３．１　空港舗装データバンクシステムの意義 ……56
（１）　空港舗装データバンクシステムの意義 ……56
（２）　空港舗装データバンクシステムの特徴 ……56
３．３．２　空港舗装データバンクシステムの概要 ……57
（１）　システム設計の基本方針 ……57
（２）　システムの構成 ……58
（３）　データ入力 ……60
（４）　データ出力 ……61
３．３．３　空港舗装データバンクシステム出力サブシステムの概要　62
３．４　空港舗装の路面性状の実態 ……64
３．４．１　わが国の空港舗装の破損状況 ……64
（１）　PRIの状況 ……65
（２）　破損の状況 ……67
３．４．２　米国の空港舗装の破損状況 ……71
（１）　米国における空港舗装評価法の概要 ……71
（２）　舗装の破損の実態 ……73

（３）　供用年数がPCIに及ぼす影響 ……79
３．４．３　PRIとPCIによる舗装評価法の比較 ……80
３．５　まとめ ……83
参考文献 ……84

４．空港コンクリート舗装の構造評価 ……86
４．１　概説 ……86
４．２　目地の荷重伝達機能の評価法の開発 ……87
４．２．１　目地のあるコンクリート版の解析法 ……88
（１）　路盤反力 ……88
（２）　目地部における荷重伝達の不連続性 ……94
４．２．２　試験舗装 ……95
（１）　試験舗装の製作 ……96
（２）　載荷試験 ……98
４．２．３　目地構造と目地幅が荷重伝達機能におよぼす影響 ……99
（１）　荷重伝達率の定義 ……99
（２）　荷重伝達にともなうスリップバーの変形 ……100
（３）　試験結果 ……102
（４）　荷重伝達に関する有限要素解析 ……115
（５）　かぎ型目地における応力集中 ……118
４．２．４　コンクリート版厚の合理的な設計への応用 ……120
（１）　ばね定数の合理的表示 ……120
（２）　荷重伝達率を考慮したコンクリート版厚設計曲線 ……121
４．３　コンクリート舗装の新しい目地構造の開発 ……125
４．３．１　従来型目地構造の問題点と新しい目地構造の開発の方向　125
（１）　従来型の目地とその問題点 ……125
（２）　新しい目地構造に関する基礎的検討 ……126
（３）　新しい目地構造の開発の方向 ……138
４．３．２　改良かぎ型目地の部材寸法の検討 ……139
（１）　検討の基本方針 ……139

（２）　目地近傍の応力集中に関する数値解析 ……140
（３）　試験舗装の力学的挙動 ……146
（４）　目地部材の寸法の総合的評価 ……158
４．３．３　改良かぎ型目地の合理的な部材寸法の提案 ……163
（１）　版厚が35cmの場合 ……163
（２）　種々の版厚の場合 ……166
４．４　コンクリート舗装構造の非破壊評価法の開発 ……169
４．４．１　FWDによる舗装たわみの測定 ……169
（１）　FWDの機構 ……169
（２）　試験舗装 ……176
４．４．２　FWD測定の基本的特性 ……178
（１）　データの再現性 ……178
（２）　衝撃荷重の大きさ ……180
（３）　コンクリート版のそりの影響 ……183
４．４．３　FWDのコンクリート舗装構造評価への適用性 ……191
（１）　コンクリート版の弾性係数と路盤支持力係数の評価 ……191
（２）　目地の荷重伝達機能の評価 ……199
（３）　路盤に起因するコンクリート版と路盤の間の空隙の評価 ……204
（４）　目地部での測定による舗装構造の評価 ……207
４．４．４　FWDによるコンクリート舗装構造の非破壊評価法の提案 209
（１）　E_c、Kの推定 ……209
（２）　Effの推定 ……210
（３）　空隙の推定 ……211
（４）　非破壊評価法の提案 ……211
４．５　まとめ ……214
参考文献 ……217

５．　空港コンクリート舗装の補修工法の開発 ……221
５．１　概説 ……221
５．２　アスファルトかさ上げ工法の開発 ……223

５．２．１　試験舗装および試験結果の考察 ……223
（１）　試験舗装の製作と載荷試験 ……224
（２）　試験結果の考察 ……224
５．２．２　アスファルトかさ上げの厚さ算定法 ……233
（１）　多層弾性理論によるかさ上げ厚算定法 ……234
（２）　複合版舗装としての有限要素解析によるかさ上げ厚算定法 241
（３）　既存のかさ上げ厚設計法との比較 ……244
５．３　コンクリートかさ上げ工法の開発 ……249
５．３．１　複合版理論によるコンクリートかさ上げ厚設計法 ……249
（１）　複合版の力学 ……249
（２）コンクリートかさ上げの従来工法の検証 ……252
（３）　複合版としてのコンクリート版厚設計法 ……257
５．３．２　付着かさ上げ工法の開発 ……261
（１）　室内試験による新旧コンクリート層の付着 ……261
（２）　試験舗装による新旧コンクリート層の付着 ……264
５．４　プレストレストコンクリート舗装のリフトアップ工法 ……271
５．４．１　従来のリフトアップ工法 ……271
５．４．２　新しいリフトアップ工法の基本概念 ……273
５．４．３　リフトアップ用機器類の開発 ……274
（１）　リフトアップ用ジャッキ ……274
（２）　ジャッキ装着金具 ……275
（３）　反力盤 ……277
（４）　制御装置 ……278
（５）　グラウト方法 ……279
５．４．４　試験舗装におけるリフトアップ試験 ……279
（１）　予備試験 ……279
（２）　実大規模でのリフトアップ試験 ……283
５．４．４　新しいリフトアップ工法の適用性 ……297
５．５　まとめ ……299
参考文献 ……301

６．軟弱地盤上の空港コンクリート舗装のマネージメントシステムの策定 304
６．１　概説 ……304
６．２　東京国際空港の拡張 ……304
６．２．１　東京国際空港の概要 ……304
６．２．２　西側ターミナル地区エプロン舗装 ……308
６．３　不同沈下量の推定 ……310
６．３．１　地盤の概要 ……310
６．３．２　不同沈下量の経年変化 ……313
６．４　舗装の表面勾配に関する検討 ……320
６．５　舗装の破損に関する検討 ……324
６．５．１　解析手法 ……324
（１）　荷重応力の算定 ……325
（２）　コンクリート版の終局破壊 ……330
（３）　コンクリート版の疲労破壊 ……330
（４）　目地部の破損 ……332
６．５．２　破損状態からみた舗装の補修基準 ……332
（１）　舗装の破損による補修基準 ……333
（２）　ひびわれ度の算定 ……333
（３）　目地部破損率の算定 ……336
６．５．３　舗装の種類別の破損 ……336
（１）　無筋コンクリート舗装 ……337
（２）　鋼繊維補強コンクリート舗装 ……340
（３）　連続鉄筋コンクリート舗装 ……342
（４）　プレストレストコンクリート舗装 ……343
６．６　マネージメントシステムの策定 ……343
６．６．１　破損による補修を不要とする場合 ……344
（１）　無筋コンクリート舗装 ……344
（２）　鋼繊維補強コンクリート舗装 ……345
（３）　連続鉄筋コンクリート舗装 ……347

（４）　プレストレストコンクリート舗装 ……348
６．６．２　トータルコストの比較による場合 ……348
６．７　まとめ ……350
参考文献 ……351
７．結論 ……353
謝辞 ……358

1．緒論

1．1　概説

航空需要の順調な伸びは、航空機事故が極めて少ないという事実に支えられたものである。しかし、ひとたび事故が起こると被害者は数百人にも及ぶため、事故を回避する努力が航空運輸に係わりのある諸機関でなされている。舗装に関しては、定期的に調査が実施されているが、日常的にも、空港管理者が毎朝滑走路等の舗装を点検するほか、航空機のパイロットが事故の危険性のありそうな舗装箇所を発見すると空港管理者に通報するというシステムになっている。

舗装の目的は利用者に良好な路面を提供することであるが、空港舗装には、特に、非常に高いサービス水準を常時維持することが要求されている。それは、空港舗装を利用する航空機は、道路舗装を利用する車両に比べ、高速で走行し、しかも一度に大量の人員を運ぶためである。しかし、舗装は施工直後から自然環境にさらされて、交通荷重の作用を受けることにより損傷を受け始めるので、この要求を満たすためには、時々、何らかの手当てをしてやることが必要となる。そこで、いつ、どのような方法によって維持・補修作業をしてやるかといったことが合理的に決定されなければならない。舗装が良好な状態を維持できるように、管理するシステムは舗装マネージメントシステム(Pavement Management System, PMS)といわれ、舗装の分野では世界的にみて大きな研究テーマとなっている。

舗装には、アスファルト舗装とコンクリート舗装があるが、道路に比べて、空港ではエプロンを中心にコンクリート舗装がかなり多く使用されている。これはコンクリート舗装の優れた耐荷性のためであり、結果として、建設後の維持・補修の必要性は、アスファルト舗装に比較して、あまり大きくないという利点をも生み出している。しかし、後述するように、近年は航空機の大型化ばかりではなく、その運行回数も増加しているため、空港コンクリート舗装では既設舗装の評価とそれに続く補修工事の重要性が大きくなっているのである。

本論文は、このような空港コンクリート舗装のマネージメントシステムについての研究成果をまとめたものであるが、特に、舗装評価法と補修工法の開発に重点を置いて論じている。

まず、第１章では緒論としてわが国の航空輸送ならびに空港の現状を述べた後、わが国の空港コンクリート舗装の構造設計体系ならびに維持・補修体系について記す。第２章で空港コンクリート舗装のマネージメントシステムについて概説したあと、第３～５章では空港コンクリート舗装に関するPMSのサブシステムを詳述する。すなわち、第３章では、空港コンクリート舗装の路面性状評価システムの開発と題して、路面性状評価式の作成、空港舗装データバンクシステムの開発について示したあと、わが国の民航用空港と米国の軍用飛行場ならびに民航用空港のデータを使用して、空港コンクリート舗装の路面性状の現状について論ずる。そして、第４章では、空港コンクリート舗装の構造評価システムの開発として、目地の荷重伝達機能の定量化ならびに荷重伝達機能に着目した新しい目地構造の開発について記したあと、空港コンクリート舗装の非破壊評価法の開発について述べる。さらに、第５章では、空港コンクリートの補修工法として、アスファルト、コンクリートを用いたかさ上げ工法の開発について述べたあと、沈下したプレストレストコンクリート舗装のリフトアップによる補修工法の開発について記す。第６章では、空港コンクリート舗装のマネージメントシステムの適用例として、不同沈下が予想される軟弱地盤上にコンクリート舗装を建設する場合を論ずる。最後に、第７章では、第６章までに得られた知見をまとめて、本研究の結論とする。

１．２　空港輸送の現状 [1)-4)]

わが国の民航用飛行場は、表-1.1に示すとおり、空港、自衛隊・米軍との共用飛行場、非公共用のも含めたその他飛行場に分類される。そのうち、空港は、国際航空路線に必要な第1種空港、主要国内航空路線に必要な第2種空港、そして第3種空港となっており、第1種、第2種空港では、一部を除き、運輸大臣が空港設置・管理者となっている。図-1.1には、わが国の飛行場の位置を示してある。現在では、大都市圏からの遠隔地にはほぼ県ごとに設けられているほか、主要な離島にも設置されている。

空港数と滑走路の延長の推移は、図-1.2に示すとおりで、後述する航空需要の

加しており、第１種空港が3、第2種空港が25、第3種空港が44箇所となっている（平成元年12月現在）。同様に、滑走路総延長も増加している（図-1.3）。

表-1.1　わが国の民航用飛行場

種別	設置・管理者	名称	数	備考
第１種空港	運輸大臣	東京国際、大阪国際	2	公共用
	新東京国際空港公団	新東京国際	1	
	関西国際空港株式会社	（関西国際）	1	
第２種空港	運輸大臣	新千歳、稚内、釧路、函館、仙台、新潟、名古屋、八尾、（新広島）、広島、高松、松山、高知、福岡、北九州、長崎、熊本、大分、宮崎、鹿児島、那覇	２１	公共用
	運輸大臣・地方公共団体	旭川、帯広、秋田、山形、山口宇部	5	
第３種空港	地方公共団体	利尻、礼文、奥尻、中標津、紋別、女満別、青森、花巻、（庄内）、（福島）、大島、新島、（神津島）、三宅島、八丈島、佐渡、富山、福井、松本、南紀白浜、鳥取、隠岐、出雲、（石見）、岡山、対馬、福江、上五島、壱岐、小値賀、種子島、屋久島、（新奄美）、奄美、喜界、徳之島、沖永良部、与論、粟国、久米島、南大東、北大東、伊江島、宮古、下地島、多良間、（新石垣）、石垣、波照間、与那国	５０	
共用飛行場	防衛庁長官	札幌、小松、美保、徳島	4	公共用
	米軍	三沢	1	
その他飛行場	運輸大臣	調布	1	公共用
	地方公共団体	弟子屈	1	
	民間	ホンダエアポート、竜が崎、大西、薩摩硫黄島、諏訪之瀬島、阿見、ケラマ、ダイコロ愛別	8	非公共用

（注）（　）は建設中および建設予定

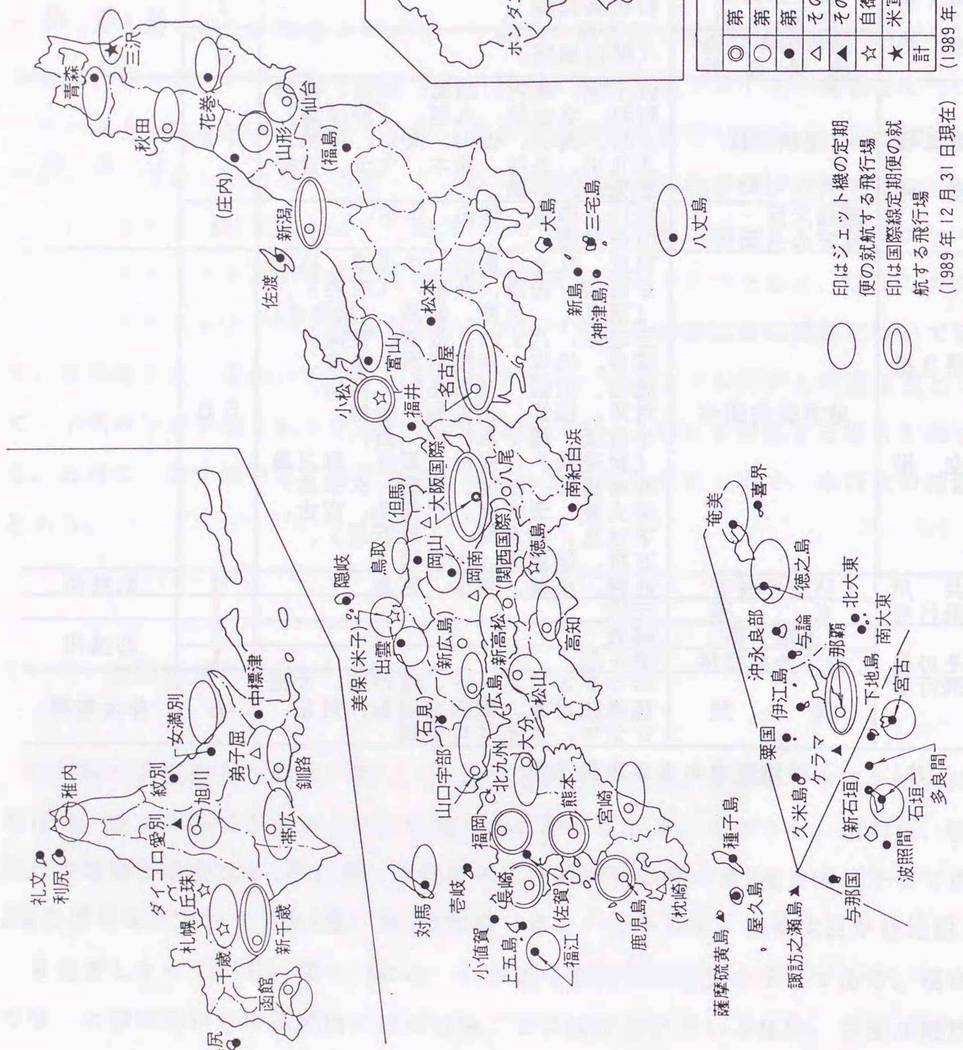


図-1.1 民航用飛行場の位置

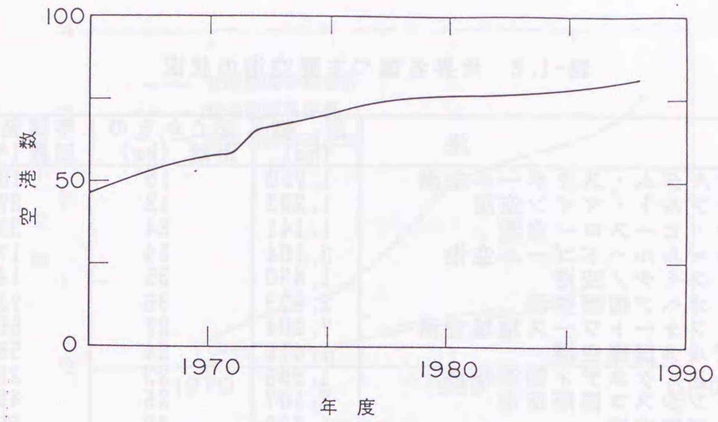


図-1.2 空港数の推移

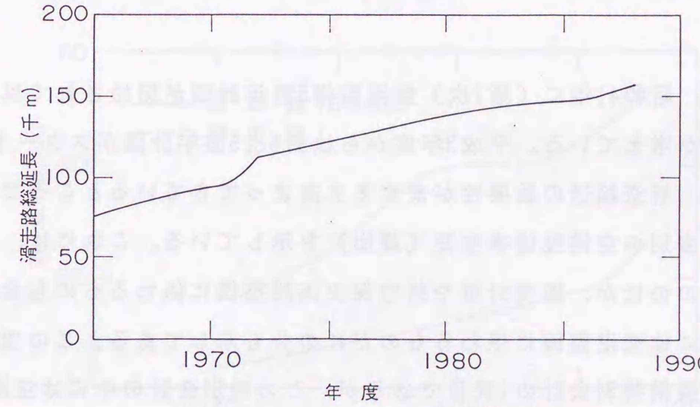


図-1.3 滑走路延長の推移

わが国の空港の特徴は、何といっても、用地が狭いことである。表-1.2には、世界各国の主要な空港の面積を示してあるが、国土の狭いわが国の空港はかなり小さなものとなっていることがわかる。また、かなり以前から使用されているような空港では、その後周囲に人家が進出してきたために、航空機の夜間運行が制限されるという状態が継続しており、第1種空港でも世界各国の航空会社からの航空機の乗り入れ要求に対処できない状況となっている。この現状を打開しようとして、東京国際空港の沖合展開事業、新東京国際空港の第Ⅱ期工事、関西国際空

港の建設といった、いわゆる空港3大プロジェクトが推進されている。

表-1.2　世界各国の主要空港の状況

空港	面積 (ha)	都心からの距離 (km)	年間発着回数(千回)
アムステルダム・スキポール空港	1,750	15	187
フランクフルト・マイン空港	1,203	12	279
ロンドン・ヒースロー空港	1,141	24	330
パリ・シャルル・ドゴール空港	3,104	24	179
ローマ・フミチノ空港	1,430	35	144
シカゴ・オヘア国際空港	2,833	36	712
ダラス・フォートワース地域空港	7,204	27	654
ロサンゼルス国際空港	1,416	24	565
ジョン・F・ケネディ国際空港	1,995	23	280
サンフランシスコ国際空港	2,107	25	451
トロント国際空港	1,700	29	284
モントリオール・ミラベル国際空港	35,612	53	35
シンガポール・チャンギ国際空港	1,663	20	79
新東京国際空港	1,065	66	108
東京国際空港	408	16	168
大阪国際空港	317	16	128

わが国では、昭和41年に（第1次）空港整備5箇年計画が開始されて以来、空港運輸のシェアが増えている。平成3年度からは第6次5箇年計画がスタートすることになっており、航空輸送の重要性がますます高まってきているところである。図-1.4には、年度別の空港整備事業費（歳出）を示している。これには、空港の整備に係わるもののほか、環境対策や航空保安施設整備に係わるものも含まれているので、図中には空港整備に係わるものだけの分も示してある。この空港整備事業費は、空港整備特別会計の1費目であるが、この特別会計の中には空港等維持運営費という費目もある。これについてもこの図に示してあるが、維持運営費の増加も、空港整備事業費と同じように、著しいものとなっていることがわかる。これは、3大プロジェクトに代表されるような空港建設に係わる歳出も増えているものの、既存の空港施設の維持管理の重要性が高まっているためであると推定される。

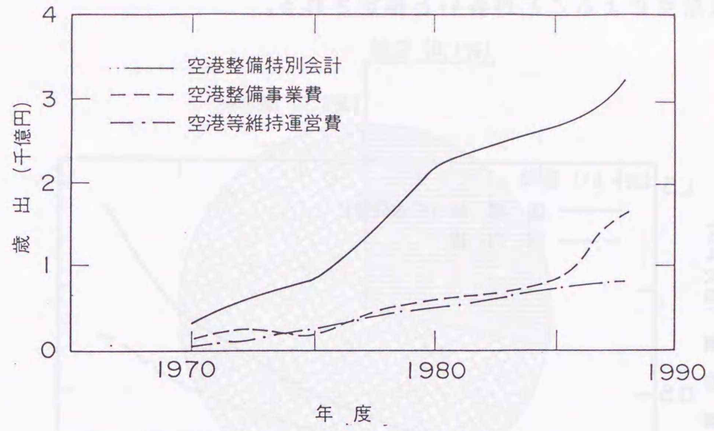


図-1.4　空港整備特別会計の推移

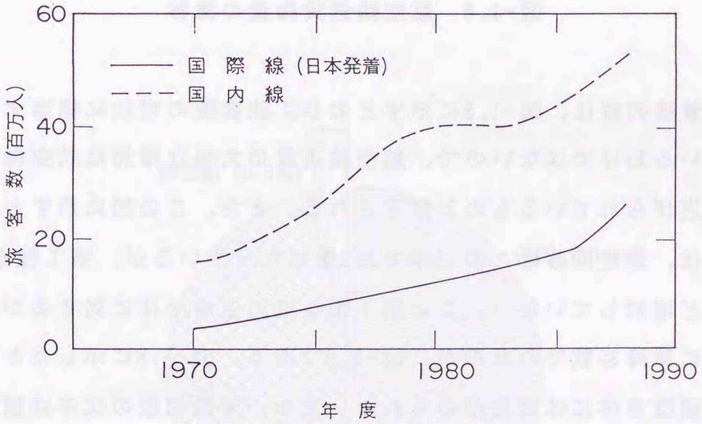


図-1.5　航空輸送人員の推移

航空輸送量が増加する様子を図-1.5、1.6に示す。図-1.5は、輸送人員についてのもので、日本に発着した国際線の利用者数と国内線利用者数を表している。また、図-1.6は、輸送貨物量で、国際線、国内線別に示してある。人員・貨物とも近年の航空需要の伸びには驚くべきものがある。このうち、人員について他の輸送機関によるものと比較して示したのが、図-1.7である（a)は人員数、b)は人キロ）。昭和61年度のデータをみると、航空輸送のシェアは、人員数では0.1%にす

ぎないが、人キロでみればそれが3.5%と数十倍に増大する。このことから、長距離の輸送は航空によることが多いと推定される。

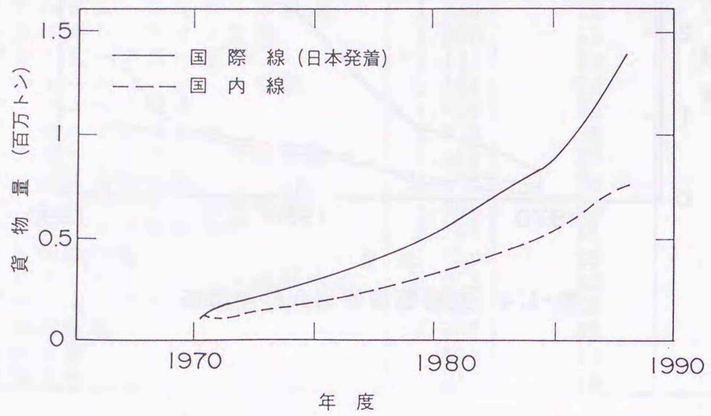
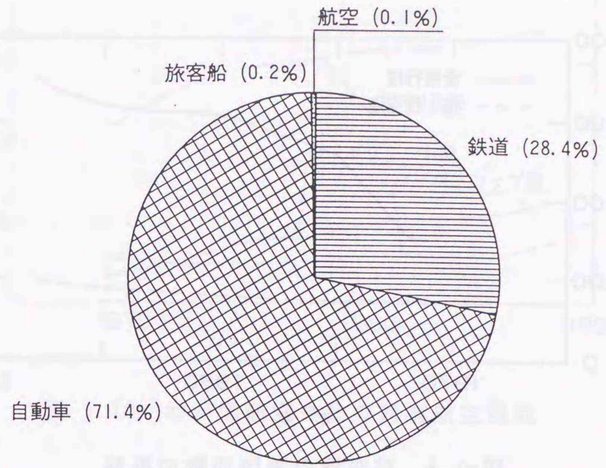
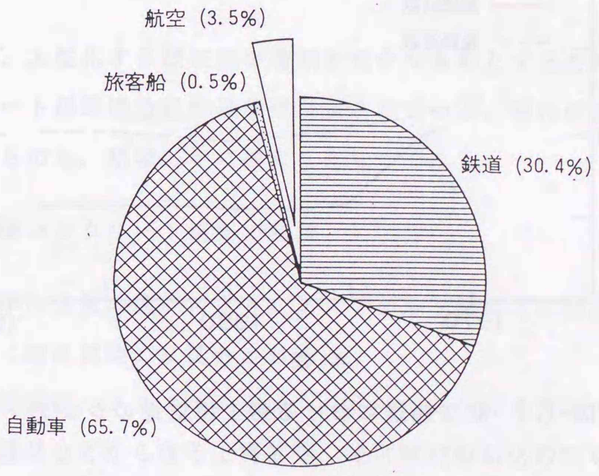


図-1.6　航空輸送貨物量の推移

航空機の着陸回数は、図-1.8に示すとおり、旅客数の増加に相当するほどの伸びを示しているわけではないので、航空輸送量の大幅な増加は航空機の大型化によって成し遂げられているものと推定される。また、この図に示すとおり、空港全体でみれば、着陸回数はこの15年で約2倍になっているが、第１種空港の着陸回数はほとんど増加していない。この第１種空港の空港全体に対するシェアを着陸回数ならびに乗降客数でみたのが、図-1.9である。図-1.8に示したとおり、第1種空港の着陸回数自体には変化がみられないため、着陸回数の比率は減少しているが、乗降客数のシェアはほぼ一定のままで５割程度を占めている。これは、航空機による移動が、第1種空港を起点あるいは、終点にしたものであるということ、しかもこれは大型機の運行によって支えられていることを意味している。図-1.10は、わが国の航空会社の保有する航空機の数である。小型機に比べて、大型機の増加割合が著しく、上記のことが裏付けられている。



a）　旅客数



b）人キロ

図-1.7　輸送人員の機関別シェア

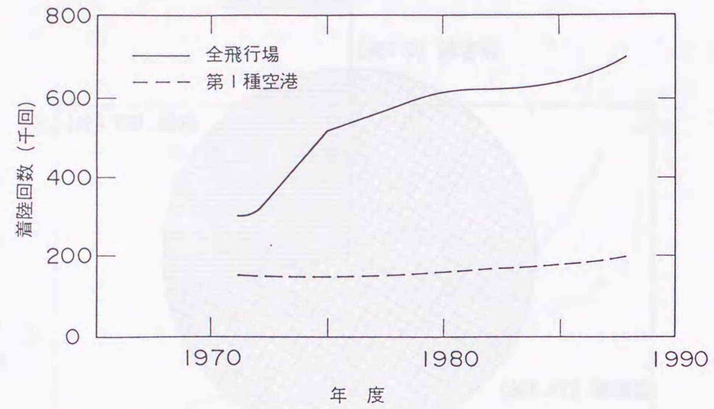


図-1.8　航空機の着陸回数の推移

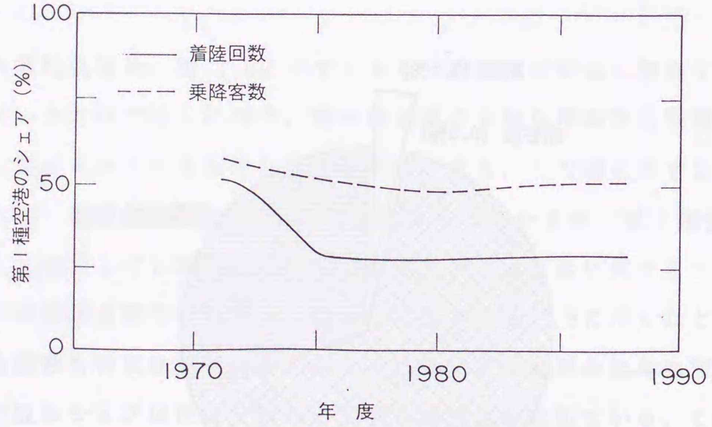


図-1.9　航空輸送における第１種空港のシェア

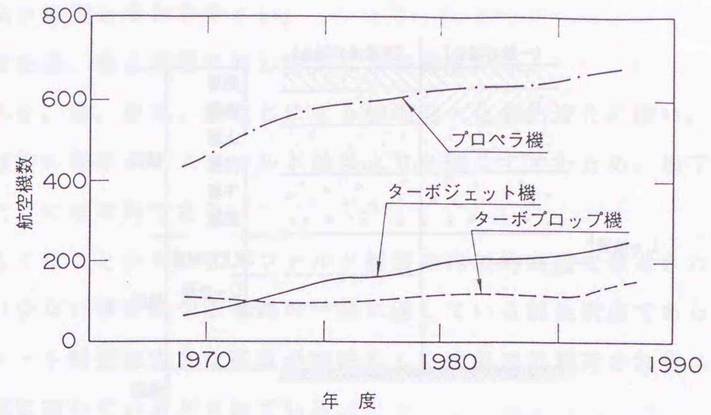


図-1.10　わが国航空会社の所有航空機数

１．３　空港コンクリート舗装の設計体系 [5)]

前述のように、大型化する航空機の運航を安全なものとするために、わが国では空港コンクリート舗装構造設計要領が整備されている。現行のものは、昭和46年に作成されたものを、昭和52年に改訂したものである。

１．３．１　空港コンクリート舗装の特徴

舗装はその力学的性質の違いにより、アスファルト舗装（たわみ性舗装）とコンクリート舗装（剛性舗装）に区分される。

アスファルト舗装は、アスファルトコンクリートからなる表層・基層、粒度調整砕石や安定処理材などからなる上層路盤、地方材料の切込砂利などからなる下層路盤などの多層構造となっている（図-1.11）。[6)]　アスファルト舗装を構成する各層の役割を示せば、表層は交通荷重による摩耗に耐え、みずからこわれることなく荷重を舗装内に伝えるとともに、雨水が舗装内に侵入するのを防ぎ、基層は表層を支え、表層から伝えられる応力を上層路盤に分散させる。そして、上層路盤はその応力をさらに下層路盤に分散させ、下層路盤はそれをさらに路床へ分

散させる。

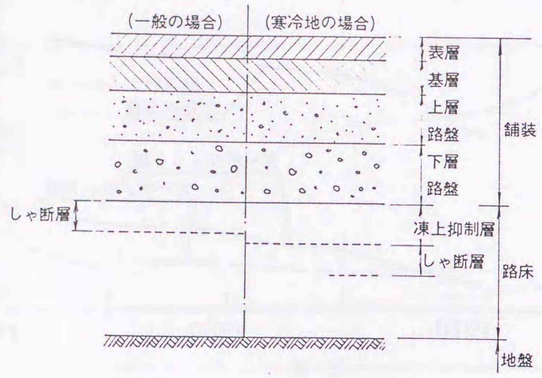


図-1.11　アスファルト舗装構造

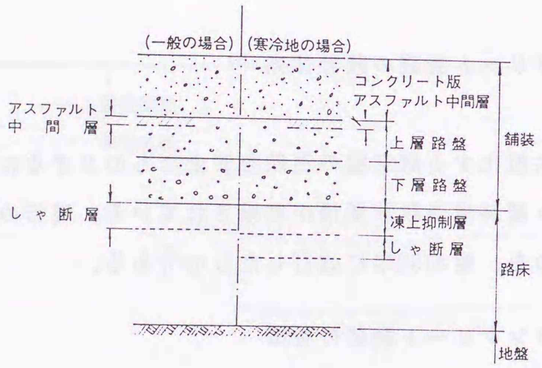


図-1.12　コンクリート舗装構造

これに対して、コンクリート舗装では、交通荷重による力をセメントコンクリート版が板作用によって広範囲の基礎に伝える（図-1.12）。したがって、コンクリート版のみですでに荷重分散効果が大きいので荷重分散に対する路盤の重要性はたわみ性舗装ほどではない。コンクリート舗装の一般的な特徴としては次のようなことが挙げられる。

①　コンクリート版打設後長い養生期間が必要であり、そのため補修工事に際してはアスファルト舗装よりも制約が多い。

②　構造上または施工上、目地が必要であるため、乗心地が悪いことがあり、破損の原因ともなりやすい。

③　重交通、静止荷重に対し安定した挙動を示す。

④　水分、熱、空気、油などによる物理的・化学的変化に強い。

⑤　舗装の総厚がアスファルト舗装よりも薄くてすむため、地下水位が高い場合などには有利である。

このようなことから、アスファルト舗装は比較的高速で載荷され、燃料がもれる恐れの少ない滑走路や誘導路の一部に適している舗装構造であるのに対して、コンクリート舗装は大きな荷重が静的もしくは低速で載荷されるエプロンや誘導路の一部に適しているとされている。

1．3．2　空港舗装の平面区分

空港内では位置によって荷重の大きさやスピード、および交通の頻度などが大きく異なるため、舗装の厚さは図-1.13に示すような5つのカテゴリーに区分されている。

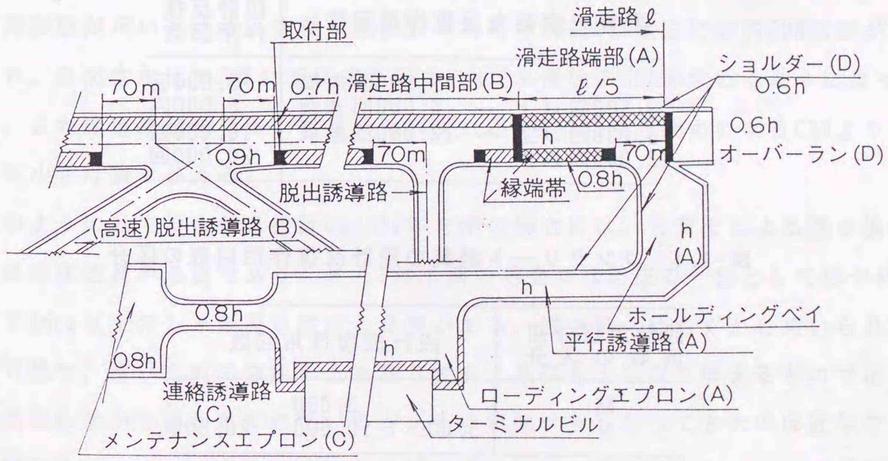


図-1.13　舗装の厚さ

①　A舗装区域：滑走路端部、全備重量の航空機が通過する誘導路、ローディン

グエプロン

② B舗装区域：滑走路中間部、脱出誘導路、ナイトステイエプロン

③ C舗装区域：メンテナンスエプロン、メンテナンスエプロンに通ずる連絡誘導路

④ D舗装区域：オーバーラン、ショルダー

⑤ E舗装区域：エプロン周辺、機材置場

1．3．3 荷重条件

現在就航中の民間航空機の重量は350tfを越えるものから5tfほどの小さいものまで幅広いが、離陸時と着陸時でもその重量はかなり変化する。空港舗装の設計に用いる荷重や交通量は次のような点を考慮して決められるようになっている。

① 設計年数（通常10年）の間の機種別予測交通量

② 機種ごとの離陸時、着陸時の重量

③ 交通量の舗装横断方向のばらつき

表-1.3 設計反復作用回数

計算で求めた反復作用回数	設計反復作用回数
3,500回未満	3,000回
3,500回以上 ～ 6,000回未満	6,000回
6,000回以上 ～ 12,000回未満	10,000回
12,000回以上	20,000回

表-1.4 コンクリート舗装の設計反復作用回数の区分

設計反復作用回数の区分	設計反復作用回数
M	3,000
N	5,000 ； 10,000 ； 20,000

一般にはその舗装を利用する最大の重量をもつ離陸時（満載時）の脚荷重を設計荷重とし、それより小さな重量の航空機は舗装に与える影響が小さいことを考慮して交通量（反復作用回数）が決定されている。これは表-1.3のような形に丸

められて設計反復作用回数に直され、コンクリート舗装に対しては表-1.4のように区分されて舗装厚の設計に用いられる。また設計荷重もその脚荷重の大きさによって表-1.5のように大別され、設計の簡素化が図られている。

表-1.5 設計荷重の区分

設計荷重の区分	対象荷重	対象区域
ＬＡ－１	B-747, B747SR, L-1011, DC-10, DC-8, B707	A,B,C,D
ＬＡ－１２	A-300, B-767	
ＬＡ－２	B-727	
ＬＡ－３	DC-9. B-737	
ＬＡ－４	YS-11, DHC-7	

1．3．4 路床

路床は、一般には盛土または切土で、コンクリート舗装の場合は舗装の下面から下方1mの厚さの範囲をいう。路床の荷重支持能力を調べるためにはCBR試験や平板載荷試験が用いられる。空港舗装設計のためのCBR試験は主に室内CBR試験が利用され、自然含水比で3層45回に突き固め、4日水浸後のCBRを求めるようになっている。これは道路舗装において用いられている3層67回突き固めによるCBRよりも一般に小さな値を与える。

このようにして得られた設計CBRが2％未満の場合には、良質土による置き換えまたは路床改良が必要であり、また3％未満の場合には路床の一部として砂や砕石による15cm以上のしゃ断層を設ける必要がある。置き換えは古くから用いられている方法で、悪い土質の箇所の土を取り除き、良質な土と取り換えるものである。安定処理も昔から行われてきているが、その実施が多くなってきたのは近年で、環境問題その他から、置き換え用の良質材料の採取が困難になったり、掘削残土の処分が困難になったりしてきたために、現地の不良土を使わざるを得なくなったことによる。

アスファルト舗装ではこの設計CBRを直接用いて舗装厚を設計することになるが、

コンクリート舗装では路盤厚の設計のために、この他に路床上で直径75cmの載荷板による平板載荷試験を実施して路床の支持力係数（K値）を求めておく必要がある。

１．３．５　コンクリート舗装

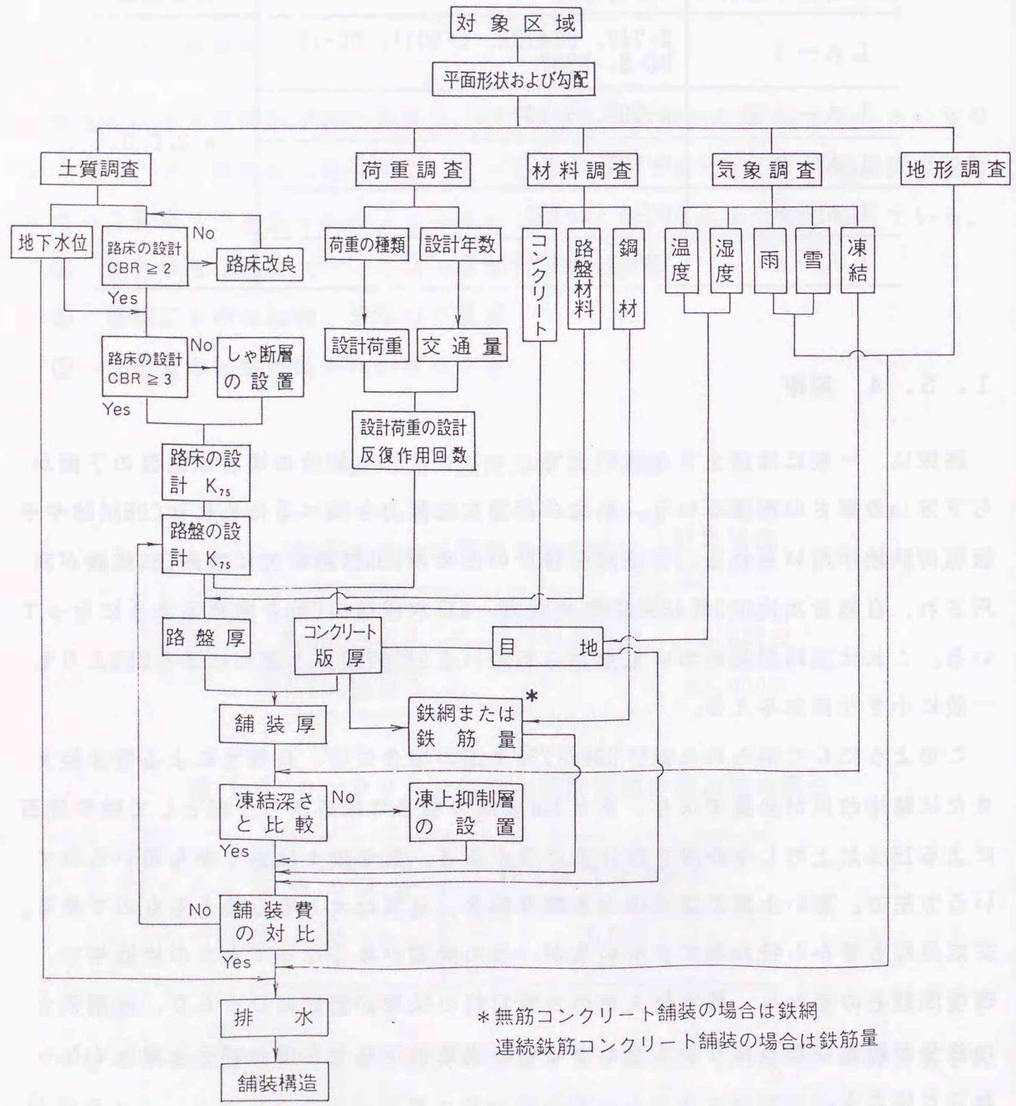


図-1.14　コンクリート舗装厚の設計

コンクリート舗装厚の設計には、路盤厚さの設計とコンクリート版厚の設計が含まれる（フローチャートを図-1.14に示す）。

（１）　路盤

コンクリート舗装の路盤厚は、路盤の設計支持力係数が標準で7kgf/cm³（直径75cmの載荷板）となるように設計する。そのための必要路盤厚を求める際には、現地の路床上での試験路盤によるか、図-1.15を利用する。

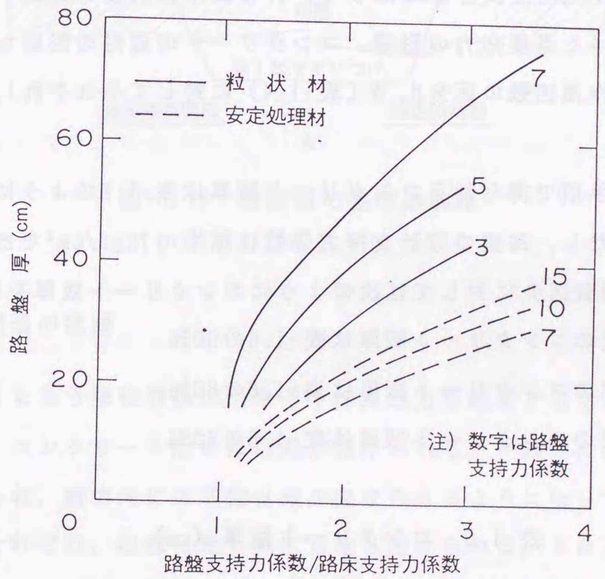


図-1.15　路盤厚の設計

路盤の材質は次のように規定されている。上層路盤用としては修正CBRが45％以上の粒状材、マーシャル安定度（50回突固め）が350kgf以上のアスファルト安定処理材、または6日養生1日水浸後の一軸圧縮強さが20kgf/cm²以上のセメント安定処理材、また下層路盤材としては修正CBRが20％以上の粒状材を原則とする。

（２）　コンクリート版

コンクリート版厚は、版下面に発生する曲げ引張応力をある許容値以下におさえるように設計される。

コンクリート版に発生する応力としては

① 輪荷重によるもの

② 温度変化によるもの

の2つに大別される。

輪荷重によるコンクリート版内の曲げ応力の算定には、コンクリート舗装をばね支承上の無限に広い板と仮定して得られたWestergaardの理論式が用いられている。コンクリートの設計基準曲げ強度は材令28日で50kgf/cm²を標準としている。この設計基準曲げ強度を安全率で除して、許容曲げ応力度を算定する。この安全率には、先に述べた温度応力の影響、コンクリートの疲労の影響などが含まれており、設計反復作用回数の区分M、N（表-1.4）に対してそれぞれ1.7および2.0が採用されている。

以上のような手順で得られるコンクリート版厚は表-1.6のようになる（A舗装区域の場合）。ただし、路盤の設計支持力係数は標準の7kgf/cm³である。前述のようにA以外の各舗装区分に対しては次のようにコンクリート版厚を減少する。

① B舗装区域のコンクリート版厚は表-1.6の90%

② C舗装区域のコンクリート版厚は表-1.6の80%

③ D舗装区域のコンクリート版厚は表-1.6の60%

表-1.6 コンクリート版厚（cm）

設計荷重の区分	設計反復作用回数の区分	
	M	N
ＬＡ－１	34	38
ＬＡ－１２	31	35
ＬＡ－２	31	35
ＬＡ－３	27	30
ＬＡ－４	20	20

滑走路を横断方向にみた場合、交通荷重の頻度はセンターラインを中心に正規分布し、また縦断方向にみた場合には中間部では高速走行にともなう揚力が航空

機に作用し、舗装に与える影響が小さくなることなどから、滑走路の基準舗装厚は図-1.16に示すようになっている。

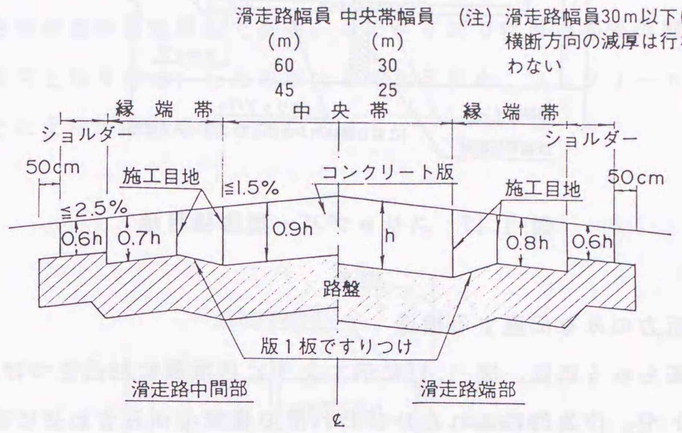


図-1.16 滑走路の基準舗装厚

（３） 目地構造の種類

温度変化にともなう膨張収縮応力やそり拘束応力を軽減するため、そして施工上の制約から、コンクリート版には目地が設けられる。一般的に、縦方向には施工目地が設けられ、横方向には収縮目地が設けられるようになっているが、場合によっては、それぞれ、収縮目地と施工目地も設けられる。また、膨張目地は、冬期の施工や膨張性の材料を使用する場合に設けられる。目地は、構造的には次の3つに分類される。

① 曲げモーメント、せん断力ともに伝達しようとする構造

代表的なものにスリップバー型膨張目地がある（図-1.17）。スリップバー目地では、スリップバーと呼ばれる伸縮の自由な太い鉄筋を設け、曲げモーメント、せん断力の伝達を図る。目地構造としては最も信頼性は高いが、施工が頻雑なのが欠点である。

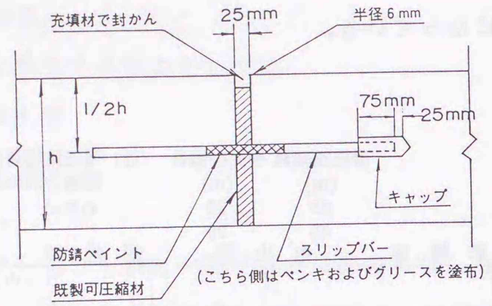
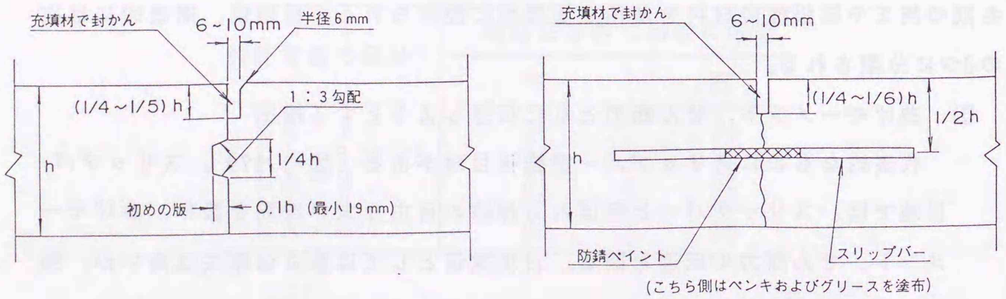


図-1.17　スリップバー型膨張目地

② せん断力のみを伝達する構造

この範ちゅうには、図-1.18に示すように目地部に凹凸をつけたもの（かぎ型目地）や、作為的に入れたひびわれ部の骨材のかみ合わせに荷重伝達効果を期待したもの（のこ溝目地）などがある。この場合の目地は構造的にはヒンジとして働いているため、せん断力しか伝達されない。またタイバーと呼ばれる細い異形鉄筋が目地を横切って設けられる場合もあるが、これは主に目地の面の十分な接触を図り、骨材のかみ合わせ効果などを有効に発揮させるためのものであり、モーメントの伝達は一般的には小さいものと考えられている。



a)　かぎ型目地　　b)　のこ溝目地

図-1.18　せん断力を伝達する目地

③ モーメント、せん断力ともに伝達しない構造

コンクリート版が既設構造物と接するところでは適切な荷重伝達装置を設けることが困難な場合がある。そのような場合に用いられるのが図-1.19のような端部増厚型の目地構造である。このタイプでは目地部での載荷は完全自由縁部載荷となり応力、たわみが大きくなるため、コンクリート版厚を増大することによってそれを補っている。

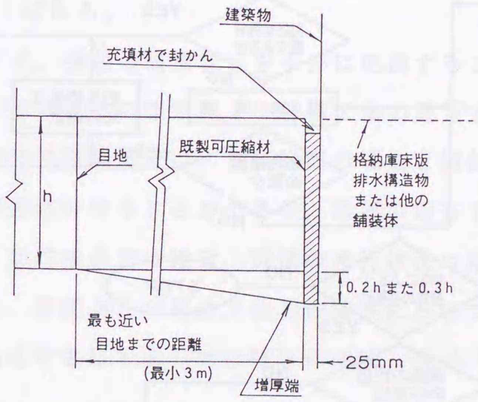


図-1.19　端部増厚型目地

1．4　空港コンクリート舗装の維持・補修体系 [7]

1．2で記したように、近年の航空機の大型化や運航回数の増加に対処するために、わが国では空港舗装維持補修要領（案）が昭和59年に作成されている。

1．4．1　空港コンクリート舗装の維持補修

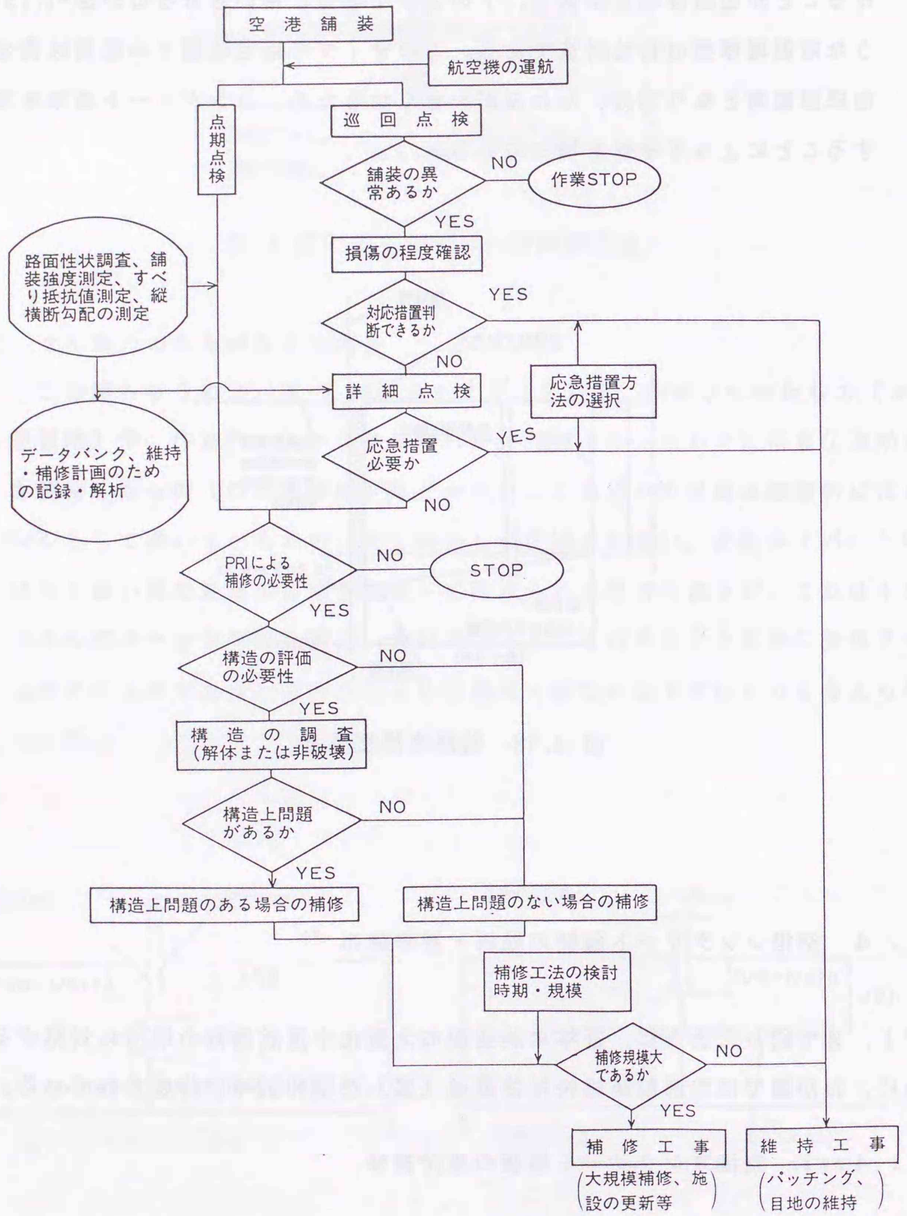


図-1.20　わが国の空港舗装の補修のフロー

わが国では、空港舗装が破損した場合には舗装を供用しながら補修する方法をとるのが普通である。そのために、既設舗装の荷重や気象作用等による破損や劣化の程度の判定法と、それらに基づく舗装の補修の必要性の判断基準および補修の設計の方法等が整備されている。また、大型航空機の導入に対応できるように、より大きな航空機を設計荷重とする場合の既存舗装の評価および舗装強度を増強するためのかさ上げ等の設計の手法等も整備されている。

舗装を補修するに至るまでの経過は、まず、交通荷重あるいは気象等の履歴によって、舗装としての機能が維持できない状態になっているかどうかを工学的に把握し、次に、機能回復への手当てを行うという流れとなる。その補修のフローを示すと図-1.20のようになる。

現時点では、主として、舗装の破損状況を十分に把握することによって補修時期の決定、破損原因のおおよその想定および補修工法の選定をすることができると考えられている。舗装の破損調査は、舗装路面の調査と舗装構造の材質、強度等を調査する構造の調査に分けることができる。路面の調査では破損そのものを把握し、構造の調査では破損原因の推定、破損の進行状況の概略的な把握をする。

舗装の破損の分類は、原因および補修工法との関係において種々のものが提案されているが、路面性状に主眼を置いた分類を示せば、表-1.7のようになる。

表-1.7　路面性状に主眼を置いた舗装の破損の分類

形　状	破　損　の　種　類
ひびわれ	初期ひびわれ、縦断ひびわれ、横断ひびわれ、隅角ひびわれ、亀甲状ひびわれ
変　形	隣接コンクリート版との縦断方向凹凸
段　差	構造物付近のコンクリート版の段差
摩　耗	ポリッシング、はがれ
目地部の破損	目地材の破損、目地縁部の破損
座　屈	ブローアップ、クラッシング
そ　の　他	穴あき、コンクリート版の持ち上がり、きず

本節で示す空港舗装の維持・補修システムには、いうまでもなく、２．以降で論ずるところの本研究の成果が反映されている。したがって、ここでは概要だけを述べるにとどめる。

１．４．２　路面の調査

路面の調査では、次の項目の調査を行うようになっている。

①　ひびわれ

②　目地部の破損

③　段差

路面の調査を行うデータユニットサイズは、滑走路、誘導路・エプロンについてはセンターラインを中心にして、表-1.8、1.9のとおりとなっている。このデータユニットサイズは、滑走路等の横断方向の交通量の分布から決められているが、路面調査の結果に基づいて舗装の評価をするために、面積は一定になっている。

表-1.8　滑走路のデータユニットサイズ

滑走路の幅	ユニットサイズ（ｍ）
60	21 × 20
30 ～ 45	14 × 30
25	7 × 60

表-1.9　誘導路・エプロンのデータユニットサイズ

誘導路・エプロンの幅	ユニットサイズ（ｍ）
30	21 × 20
18 ～ 23	14 × 30
9	7 × 60

①　ひびわれ調査

ひびわれ調査は、路面連続撮影記録装置により舗装路面を撮影することによっている。撮影したフィルムを解読し、次式によりひびわれ度を算出する。

$$\text{ひびわれ度}(\text{cm}/\text{m}^2) = \frac{\text{ひびわれ長さ}(\text{cm})}{\text{単位ユニットの面積}(\text{m}^2)} \qquad (1.1)$$

ここに、ひびわれ長さは、線状ひびわれ、亀甲状ひびわれ、隅角部ひびわれの和である。

②　目地部の破損調査

目地部の破損調査の方法は、①のひびわれ調査の方法に準じて、撮影済のフィルムを解読し、目地部破損長さを求め、次式により目地部の破損率を算出するようになっている。

$$\text{目地部の破損率}(\%) = \frac{\text{目地部の破損長さ}(\text{m})}{\text{全目地の長さ}(\text{m})} \times 100 \qquad (1.2)$$

③　段差の調査

段差の調査は、各調査対象ユニットで段差が大きいと思われる箇所を約10点選び、最大値を段差量とする。

これらを用いて、後述するPRI(Pavement Rehabilitation Index)を算出して、補修の必要性を判定する。

１．４．３　構造の調査

構造の調査は、破損の状況、想定される補修工法・規模等を総合的に検討し、解体調査と非破壊調査を適切に選択し実施するものとされているが、コンクリート舗装に対しては、解体調査が実施されることとなっている。解体調査とは、舗装構造を掘削・解体し、舗装各層の材質、密度および路床の強度等を調べるものである。

解体調査は、掘削、調査、舗装の原形復旧の3段階からなるため、1箇所あたりの調査の時間が長く、かつ同一箇所の調査は一晩のうちに完了されなければならなく、費用も高くなるため、試験箇所数が限定される短所がある。一方、長所としては、原設計法に即した形での、舗装現況の把握、破損原因の究明等が可能である。これに対して、非破壊調査は、舗装を損傷することなく短時間のうちに数

多くの地点で行えるため、時間的制約の厳しい供用中の空港舗装の調査・評価にとって非常に有効な手段である。しかし、現状では体系化されたものとはなっていない。

解体調査の試験項目および頻度は、表-1.10が標準とされている。テストピットの数は、舗装の状況を把握するのに適切なものとされるが、最小でも2箇所とされている。

テストピットの寸法は、現位置試験を行う場合は、2m×1m、試料の採取のみを行う場合は、1m×1mが標準とされている。

表-1.10　解体調査の試験項目と頻度

試験項目	試験対象	頻度（テストピット毎）
平板載荷試験	路床、路盤	1　個
ＣＢＲ試験	路　床	3　個
曲げ試験（ｺﾝｸﾘｰﾄ）	コンクリート版	1　個
圧縮試験（ｺﾝｸﾘｰﾄ）	コンクリート版	1　個
現場密度試験	路　盤	3　個

表-1.11　コンクリート舗装の評価

安全率	評価
2.0以上	設計反復作用回数10,000～20,000回に耐える
1.7 ～ 2.0	設計反復作用回数 3,000～10,000回に耐える 交通がより多いなら何らかの補修を考える
1.7未満	設計反復作用回数 3,000回未満の交通しか耐えないので何らかの補修を考える

この解体調査による舗装の構造評価としては、これにより得られた路盤の設計支持力係数と既設コンクリート版の曲げ強度を用いて、新しい設計荷重が作用したときの既設コンクリート版の安全率を算定し、そして表-1.11に従って評価を行うこととなっている。

１．４．４　補修の方法

空港コンクリート舗装の補修工法としては以下の3種類の方法がある。

①　アスファルト舗装によるかさ上げ

②　コンクリート舗装によるかさ上げ

③　コンクリート舗装による打換え

特に構造上問題のない場合の補修工法としては、①のアスファルト舗装によるかさ上げが実行されるようになっている。構造上問題があると思われる場合は、①～③のどれかを採用することとなる。

アスファルト舗装によるかさ上げには、コンクリート版が板としての機能を果たすことができる場合とできない場合とではその設計法が異なっている。前者は、本研究の成果を取り込んだもので、多層弾性理論を使用した設計法となっている。それに対して、後者はコンクリート版をアスファルト舗装の上層路盤とみなす設計法である。

コンクリート舗装によるかさ上げは、直接かさ上げ、分離かさ上げの2種類が示されている。前者は、既設コンクリート版上にかさ上げ用のコンクリートを直接敷設するものであり、後者は上下層の付着を完全に絶つようにして施工するものである。

コンクリート舗装による打換えは、既設コンクリート舗装を撤去して新たにコンクリート舗装を建設し直すものである。

工法の選択は、舗装路面の状況や、施設使用条件、経済性、耐久性等を総合的に判断して行うことが必要とされている。

参考文献

1) 運輸省航空局監修：数字でみる航空　1975、航空振興財団、126p.、1975.

2) 運輸省航空局監修：数字でみる航空　1980、航空振興財団、160p.、1980.

3) 運輸省航空局監修：数字でみる航空　1985、航空振興財団、203p.、1985.

4) 運輸省航空局監修：数字でみる航空　1990、航空振興財団、264p.、1990.

5) 運輸省航空局：空港コンクリート舗装構造設計要領、105p.、1977.

6) 運輸省航空局：空港アスファルト舗装構造設計要領、90p.、1976.

7) 運輸省航空局：空港舗装補修要領（案）、95p.、1984.

2．空港舗装のマネージメントシステム

2．1　概説

舗装のサービス水準を維持するために、いつ、どのような維持・補修策をとるべきかといったテーマは、舗装マネージメントシステム(Pavement Management System, PMS)の一部として捕えることができる。この PMSは、近年、舗装研究者の注目を集めているが、PMSの目的は、利用者に状態の良好な舗装を最低の経費で提供するための方策を決定することであると考えられる。一般的には、舗装の初期建設費だけではなく、建設時から寿命終了時までの間（厳密に言えば解析期間）の維持・補修計画をも考慮に入れて最も経済的となる舗装の建設・維持・補修方法が決定されるようになっていると思われる。

航空機が使用する空港舗装には、前述のように、非常に高いサービス水準を維持することが要求されているばかりではなく、大型機の新規乗り入れに対しては舗装強度の増加が求められるので、舗装評価と補修工法の選定が非常に重要なものとなっている。航空機の大型化が継続していたため、現行のわが国の空港舗装の設計体系では舗装の設計期間を10年として、舗装設計時にはその期間中の補修を考慮してはいない。このような状況にある空港舗装に対するPMSは、設計時に予期しなかった大型機材の投入にも対処できるものでなければならない。

PMSは、その一般的な概念を図-2.1に示すように、6個のサブシステム、すなわち計画、設計、建設、維持・補修、評価、研究についてのサブシステムから構成されているとされている。[1)] このうち、計画サブシステムでは、プロジェクトの優先度が決定され、設計サブシステムでは、最もよいと思われる設計案が決定される。建設、維持・補修サブシステムでは、工事についての詳しい規定が示されており、評価サブシステムでは、現時点での舗装の評価がなされるだけではなく、将来における舗装の状態についても判断される。研究サブシステムでは、不十分であると認識された事項についての研究が進められている。

これらのサブシステムは相互に結びついているが、中でも、評価サブシステムは維持・補修サブシステムと密接なつながりをもっている。それは、評価サブシステムで得られた情報に基づいて維持・補修方策が決定されるからであり、評価

法が確立されて初めて合理的な維持・補修が可能となるものと思われる。舗装の維持・補修のプロセスは図-2.2のように表される。[2] 維持は乗り心地やすべりの問題を改善したり、舗装が将来劣化しないようにするためのものであるのに対し、補修は舗装の構造的な改善を目的としている。

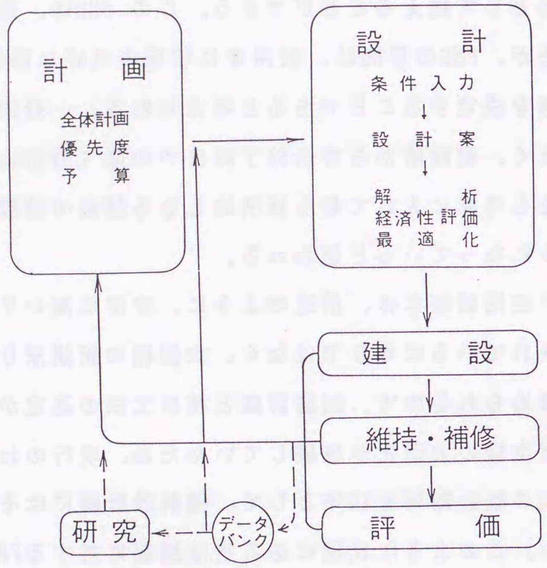


図-2.1　PMSの概念図

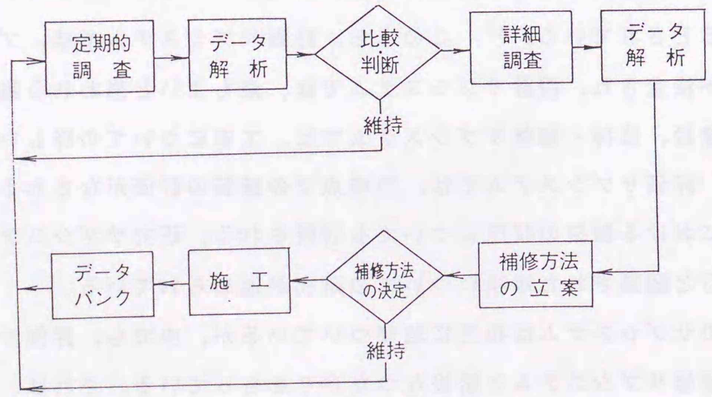


図-2.2　維持・補修のプロセス

前述のように、わが国の空港舗装の維持・補修体系では、舗装の評価を路面性状評価と構造評価とに分けて実施している。また、補修方法として、かさ上げ、打換えの両方の規定もなされている。しかし、両者は有機的に結びついているとは必ずしもいえないというのが現状である。以下に、PMSの主要な部分をなすと思われる、計画・設計、評価、建設ならびに維持・補修サブシステムを中心にして考察を加え、空港コンクリート舗装のマネージメントシステムについて概説する。

2．2　計画ならびに設計サブシステム

舗装マネージメントシステムは、ネットワークレベルとプロジェクトレベルに分けて論じられる。空港を対象にした場合、ネットワークレベルとは、管理対象地区内に存在する空港、すなわち、日本全体の空港が対象となるのに対して、プロジェクトレベルとは個々の空港を対象にするものと考えればよい。すなわち、ネットワークレベルでは、ネットワークを維持していく上での新設工事・補修工事のスケジュールづくりといったことがなされ、プロジェクトレベルでは、それをどのように具体化するかという方針が決定される。

計画サブシステムはネットワークレベルでのものであり、各空港における航空需要の把握や、各空港の舗装状態の把握といったことを踏まえて、プロジェクトの優先順位や舗装の建設・補修計画の策定がなされる。

設計サブシステムは、プロジェクトレベルのものであり、各プロジェクトを具体化するサブシステムである。ここでは、舗装を建設・維持していくために必要な情報を収集し、各設計案を考察し、経済性をも考慮した上で、最適のプロジェクトが決定される。

両サブシステムにおける意志決定については、本論文では論じないこととするが、その意志決定の基礎的資料を提供する経済性評価について以下に簡単に記す。舗装の経済性については、初期コストだけに目が向けられる傾向が強い。しかし、すでに述べたように、10年を設計期間として、計画・設計されている空港舗装は、ある程度の確実性をもって航空機の機種や交通量の予測が可能な期間が10年であ

るというだけであって、それは舗装の寿命を意味しているわけではない。予期せぬ新機材の投入等に対応して、舗装の寿命をいかに延ばしていくかという問題は、非常に重要なものであり、経済分析は、それらの意志決定をする上での基礎的資料として位置づけられる。

一般的に、舗装の経済性を評価する場合には、費用（管理者側、利用者側）と便益とを算出して、総合的になされなければならない。その方法には数種類あるが、解析期間、割引率（将来の費用、便益を現在価値に換算するときに使用）、残存価値といったものを考える点では同じである。空港の場合は、便益を定量化することは難しいので、ここでは、費用、それも管理者のもののみを考えることにし、手法としては現在価値法によることとする。これは、実用に供されている例も多いとされる手法であり、その概要は以下のようなものである。[1)]

$$TPWC_{x,n} = (ICC)_x + \sum_{t=0}^{n} pwf_{i,t}[(CC)_{x,t} + (MO)_{x,t} + (UC)_{x,t}] - (SV)_{x,n}pwf_{i,n} \quad (2.1)$$

ここに、$TPWC_{x,n}$：解析期間n年における設計案xについての費用の現在価値、

$(ICC)_x$：設計案xについての初期建設費、

$(CC)_{x,t}$：t年における設計案xについての建設費、

$(MO)_{x,t}$：t年における設計案xに関する維持費と作業費の合計、

$(UC)_{x,t}$：t年における設計案xに関する利用者費用、

$(SV)_{x,n}$：解析期間n年における設計案xの残存価値、

$pwf_{i,t}$：iとtに対する現在価値係数（$= 1 / (1+i)^t$）、

i：割引率、

n：年数。

この経済性評価を含めた設計サブシステムの実施例を、空港コンクリート舗装のマネージメントシステムの策定として、６．で詳細に論じている。

２．３　評価サブシステム [3)]

図-2.2のシステムは、前半、すなわち定期的調査から比較・判断までと、詳細調査から補修方法の決定までの後半部分に分けることができる。舗装評価の点からみると、前者の目的は舗装が予期されたとおりの性状を示しているかを検査することであり、後者は舗装の補修計画を立案するための情報を入手することが目的である。すなわち、前者においては舗装の良好な状態が維持できていて、利用者によいサービスを提供しているかどうか、将来の構造劣化の可能性がないかどうかが判断され、後者では主として構造的な面からの評価がなされよう。したがって、前者は定期的調査による評価、後者はそれだけでは不十分なときに随時実施される評価に相当するといえよう。これらを実施する方法としては、各々、迅速で低コストのもの、正確で詳細な調査が可能なものが望ましいことになるが、最近はこれらの機能を兼ね備えた装置が開発されてきていることもあって、同一の装置が使用されることが多い。

舗装評価の形式は、

① 乗り心地・安全性の評価

② 舗装の破損状態の評価

③ 舗装構造の評価

の3種類に分類される。①の乗り心地・安全性の評価のうち、乗り心地は舗装利用者の判断によるものであるが、PSI(Pavement Serviceability Index)で代表されるように路面性状の客観的なデータから推定することが一般的である。また、安全性については、路面のすべり摩擦抵抗を把握することによっているのが現状である。②の舗装の破損状態の評価は目視あるいは写真撮影により実施されるが、その際に注目する項目は、ひびわれ、段差、目地材の破損等である。③の舗装構造の評価は、文字どおり構造状態（荷重支持力）を調べるものであるが、舗装のどの部分がいたんでいるかを把握することが重要である。この構造評価の手段としては非破壊試験機によるものが一般的である。①～③の評価形式を図-2.2に示した維持・補修の全体システムから見ると、①の乗り心地・安全性の評価と②の舗装の破損状態の評価は前半に属し、③の舗装構造の評価は後半に属するものであることがわかる。

空港舗装、特に、滑走路では航空機が高速で離着陸するため、その評価基準と

しても道路舗装の評価とは異なって、以下のようなものと考えられる。

① 乗客ではなく、乗員、特にパイロットを対象にして評価基準を設定すべきこと

② 航空機が舗装を安全に走行できることを第一義にすべきこと

そのため、航空機に振動をもたらすような要因や運航の安全性に関わる要因について特に注意して舗装の評価を行うことが必要とされる。すなわち、これは路面性状の評価ということになる。これに対して、２．１で述べた新機材の投入等も含め、舗装の補強や補修が必要とされる場合には、舗装の構造状態の評価が必要となる。舗装の表面に現れてくる現象は舗装の構造状態の変化に起因すると考えられるので、両者を相関づけることが可能であろうが、現段階ではそれには至っていない。このようなことから、路面性状の調査結果から供用性を把握するとともに、力学的調査によって構造状態を推定するといったことが行われているのである。

路面性状の評価方法としては、わが国の場合、舗装表面に現れてきた破損の状態により1つの指標、すなわちPRI(Pavement Rehabilitation Index)を算定するようになっている。また、安全性、特に、路面のすべりについては、μメーターやSAABすべり測定機を導入して、路面のすべり摩擦係数を測定している。PRIを用いた路面性状の評価方法については、３．で論じている。

構造評価で用いられる試験機は表-2.1 [4] に示すように載荷方式により3つに大別されるが、いずれも荷重を加えた場合の舗装の応答としてたわみを測定するものである。このうち、ベンケルマンビームで代表される低速移動車輪によるものは、たわみの測定方法に問題があるとされており、ダイナフレクトに代表される振動荷重によるものは、実際の車両に比べて荷重が極端に小さいということが難点である。これに対してフォーリングウエイトデフレクトメーター(Falling Weight Deflectometer, FWD)は、現在までのところ、一般的な非破壊試験機としては最も荷重が大きいので、当然得られる舗装のたわみも大きなものとなる。コンクリート舗装の場合は、コンクリート版の厚さ方向の温度変化によりコンクリート版がそることによって版と路盤の間に空隙ができると考えられるので、荷重の大きいFWDが有利であることは明らかである。このようなことを背景にして、コンクリート舗装構造の非破壊評価をするためにFWDが導入されている。これについては、４．で詳述している。

表-2.1 舗装構造の非破壊試験機

載荷方式	装置の種類
低速移動車輪	ベンケルマンビーム トラベリングデフレクトメーター デフレクトグラフ
振動	ダイナフレクト ロードレイター
衝撃	ＷＥＳバイブレーター ＦＷＤ

２．４ 建設ならびに維持・補修サブシステム

建設サブシステム、維持・補修サブシステムには、個々の設計法の整備や施工管理規定等が含まれるものと考えられる。これらの情報は、設計サブシステムにおける設計案として具体化されることはいうまでもない。また、このサブシステムは、施工費用の算定方法の見直し等を行う上で、非常に重要なものと位置づけられる。

舗装の維持・補修についていえば、２．３で示した舗装の評価に基づいて維持・補修方法が決定されることとなる。図-2.3には、維持・補修方法の概要を示してある。[2] 解析期間中、舗装に構造上の問題が生じないと予想されるときは、日常的な維持だけが必要とされるが、これに対して、構造の強化が必要とされるときは、具体的にどのような補修方法をとるべきかについて、経済性を考慮したうえで決定されなければならない。補修方法として代表的なものはかさ上げであるが、既設舗装が極めていたんでいるときは打換えがなされる。この補修工法として、コンクリート舗装上のかさ上げ工法ならびにPC舗装のリフトアップ工法について５．で述べた。

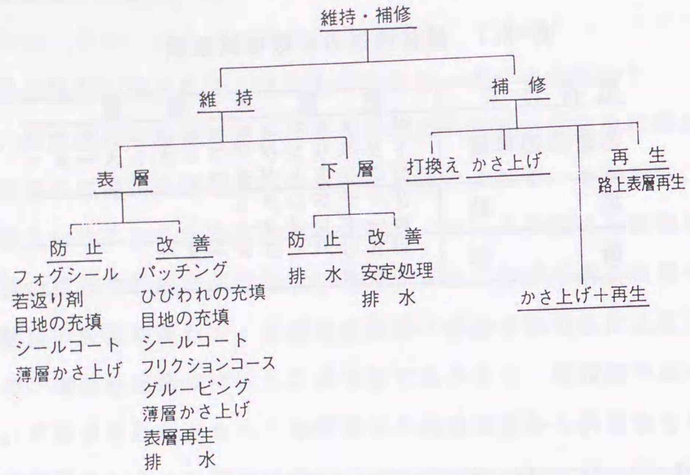


図-2.3　維持・補修方法の概要

参考文献

1) Haas,R., W.R.Hudson : Pavement Management Systems, McGraw-Hill Inc., 457p., 1978.
2) Monismith,C.L., F.N.Finn : Conference Summary, 4th International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, Vol.2, pp. 267-280, 1977.
3) 八谷好高：セッションⅢ：評価、アスファルト、pp.56-66、1984.
4) Monismith,C.L. : Pavement Evaluation and Overlay Design - Summary of Methods, Transportation Research Record, No.700, pp.78-81, 1979.

3．空港コンクリート舗装の路面性状評価システムの開発

3．1　概説

舗装は、交通開放後、維持・補修によりその寿命を延ばすことが可能であるが、従来は、維持・補修の方法、その時期を決定することは、必ずしも統一的に行われてはいなかった。これらを合理的なものにするための第一歩として、舗装のひびわれなどの路面性状の実測値を用いて舗装の供用性を表す評価式を作成し、この式より求まる指数PRI(Pavement Rehabilitation Index) に基づく補修の必要性を判断する方法を開発した。いうまでもなく、この路面性状評価システムは舗装マネージメントシステム(PMS)のサブシステムである評価サブシステムの一部を構成するものである。

この路面性状のデータをはじめ、空港舗装の建設、維持・管理から発生する資料は、その後の空港の建設、管理に利用されるべきである。特に、経験工学の要素が強い舗装の分野ではその必要度が高いものとなっている。しかし、これらの貴重なデータは量が膨大であるためどうしても散逸しやすいので、データを効率的に蓄積するとともに、必要に応じて自由に取り出せるシステムとして、空港舗装データバンクシステムを開発した。

空港舗装データバンクシステムにより蓄積されたデータは、次のようにして空港舗装の建設、維持・管理に活用することができる。

① 舗装の建設ならびに補修工事に関する類似記録を参考にして、当該工事の最適な設計・施工法を見出す。
② 路面状況を把握して補修の必要性を判断する。さらに、路面性状や舗装強度の変化を把握して、当該舗装区域の補修計画を立案する。
③ 舗装の建設あるいは補修時に採用した設計・施工法を供用後の路面性状の変化等から再評価することによって、舗装構造設計、配合設計といった舗装に関する総合的な技術水準を引き上げる。

この空港舗装データバンクシステムの開発に引き続いて、データバンクを利用しやすくするために空港舗装データバンク出力サブシステムの開発を行った。

本章で詳述する路面性状に基づく空港舗装の評価法は、わが国の空港舗装の路

面性状の評価法として採用されて、昭和57年度より全国各地の空港で路面性状の調査が定期的に行われている。これらの調査データは空港舗装データバンクに入力されているので、それを用いて、舗装の表面状態についての現状を取りまとめた。また、米国の空港舗装の路面性状についても考察し、わが国で使用されている路面性状評価法との違いについても検討した。

３．２　路面性状評価式の開発 [1)]

空港舗装の路面性状の評価方法を開発するために、実際の空港で舗装技術者による主観的評価と、路面性状の客観的評価を実施し、両者を結びつけた。

３．２．１　現地視察と定量測定

（１）　調査対象区域

舗装の破損の種類やその程度の多様性から、東京国際空港を調査対象空港とした。調査区画は、あらかじめ空港内の舗装を踏査し、いろいろな破損状態のものを網羅するように、誘導路、エプロンから25箇所を選んだ（図-3.1）。これらは、全てが無筋コンクリート舗装であり、1区画の大きさは20×20m（一般には4×4=16枚から成る）である。

（２）　現地視察

これは、舗装技術者がある舗装の路面を実際にみたときにどのような感想を持ち、その舗装をどのように評価するかといったことなどを調べるためのアンケート調査である。内訳は各項目ごとの評価、それらを総合した総合評価とから成る。

視察評価項目としては、舗装技術者が路面性状を観察するときに一般に注目すると考えられる項目から以下のように選んだ。

① 線状ひびわれ
② 網状ひびわれ
③ 隅角ひびわれ

④ 目地部の破損（スポーリング、角欠け等）
⑤ 平坦性（隣接スラブ間の段差）
⑥ はがれ、ポットホール（スケーリング）
⑦ 路面の粗度
⑧ パッチング

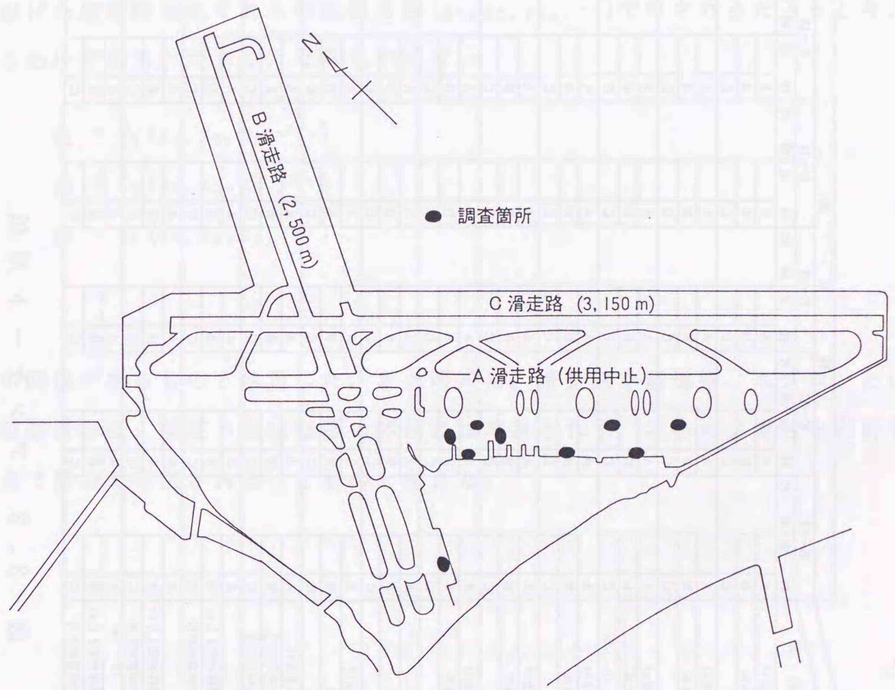


図-3.1　調査区画

それぞれの項目をその程度に応じてA、B、Cの3つのランクに分け、対象とした調査区画の路面から各視察者が受ける印象に最も近いランクに○印を付けるという方式を採用した。アンケート用紙は図-3.2に示した。

調査項目	選択肢	判定	E−11 備考	判定	E−12 備考	判定	E−13 備考	判定	E−14 備考	判定	E−15 備考
調査地点											
(1) 線状ひびわれ	(ほとんど) ない	A		A		A		A		A	
	いく分見られる	B		B		B		B		B	
	著るしい	C		C		C		C		C	
(2) 網状ひびわれ	(ほとんど) ない	A		A		A		A		A	
	いく分見られる	B		B		B		B		B	
	著るしい	C		C		C		C		C	
(3) 隅角ひびわれ	(ほとんど) ない	A		A		A		A		A	
	いく分見られる	B		B		B		B		B	
	著るしい	C		C		C		C		C	
(4) 目地部の破損 (スポーリング角欠など)	(ほとんど) ない	A		A		A		A		A	
	いく分見られる	B		B		B		B		B	
	著るしい	C		C		C		C		C	
(5) 平坦性 (各版の凹の段差)	(ほとんど) ない	A		A		A		A		A	
	いく分見られる	B		B		B		B		B	
	著るしい	C		C		C		C		C	
(6) はがれ・ポットホール (スケーリング)	(ほとんど) ない	A		A		A		A		A	
	いく分見られる	B		B		B		B		B	
	著るしい	C		C		C		C		C	
(7) 路面の粗度	滑らか	A		A		A		A		A	
	適切	B		B		B		B		B	
	粗い	C		C		C		C		C	
(8) パッチング	(ほとんど) ない	A		A		A		A		A	
	いくらかある	B		B		B		B		B	
	多い	C		C		C		C		C	
(9) この舗装区域の損傷の程度	損傷はほとんどない	A		A		A		A		A	
	損傷がある	B		B		B		B		B	
	損傷が著るしい	C		C		C		C		C	
(10) 補修の必要性 ○滑走路として見た場合	必要なし	A		A		A		A		A	
	近いうちの補修が望ましい	B		B		B		B		B	
	早急に補修の必要がある	C		C		C		C		C	
○誘導路として見た場合	必要なし	A		A		A		A		A	
	近いうちの補修が望ましい	B		B		B		B		B	
	早急に補修の必要がある	C		C		C		C		C	
○エプロンとして見た場合	必要なし	A		A		A		A		A	
	近いうちの補修が望ましい	B		B		B		B		B	
	早急に補修の必要がある	C		C		C		C		C	

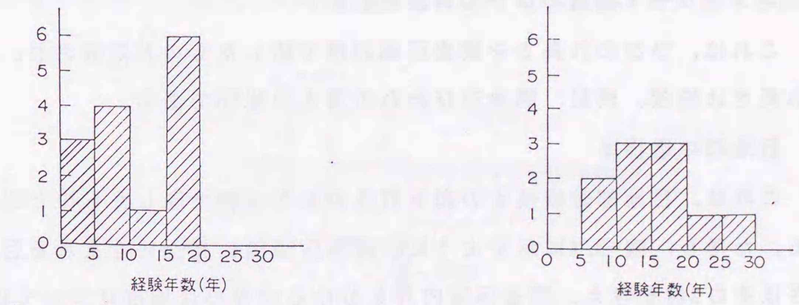
図 - 3 . 2　アンケート用紙

このアンケート表の最後の2項目は、上記の各項目での評価をもとにその舗装をどのように評価・判断するかを調べるためのものである。すなわち、(9)この舗装区域の損傷の程度を判断し、(10)補修の必要性を、滑走路として見た場合、誘導路としてみた場合、エプロンとして見た場合、それぞれについて判断するものとした。各項目の評価の場合と同様に、A、B、Cの3つに分けるようになっている。

このことは、視察評価の各項目を独立変数($x_1, x_2, x_3, \cdots$)としたときにここで挙げた総合評価はそれらの従属変数($y_1, y_2, y_3, \cdots$)で表されるだろうと考えているわけである。つまり、それらの間に、

$$\begin{aligned} y_1 &= f_1(x_1, x_2, x_3, \cdots) \\ y_2 &= f_2(x_1, x_2, x_3, \cdots) \\ y_3 &= f_3(x_1, x_2, x_3, \cdots) \\ &\cdots \end{aligned} \qquad (3.1)$$

の関係があるものと推定した。また同時に、滑走路や誘導路、エプロンといった舗装区分は、舗装の破損程度の評価には考慮されず、補修の必要性を判断する時点で初めて考慮されるべきものと考えた。



a)　舗装の管理に携わる者　　b)　舗装の工事に携わる者

図-3.3　視察者の経験年数

現地視察は昭和56年3月に、空港舗装の管理に携わるもの14名、実際の舗装工事に携わるもの10名の合計24名によって行われた。構成員の舗装の分野における経

験年数は図-3.3に示すようになっている。現地視察の手順は、まず視察者は23時に滑走路が閉鎖されるのと同時に空港内に入り、あらかじめ設定された25箇所の調査区画に順次誘導された。視察者は、1箇所当り約5分の時間内にその箇所を入念に観察し、同時にアンケート用紙の該当箇所に各自の評価を記入するものとした。

（３）　定量測定

（２）の視察評価のための現地調査と同時期に同じ箇所で定量測定が実施された。前者が視察者の主観的評価であるのに対し、後者は客観的評価であるといえる。この定量測定では、まず各調査区画内のひびわれやポットホールなどの状況をスケッチし、さらに、段差を測量した。それらの概要を示せば以下のようになる。

①　スケッチ

このスケッチは、ひびわれ、パッチング、スポーリング、スケーリング等について各調査区画毎になされた。これらのスケッチ図をもとに、次のように定量化されたデータが得られた。

・　パッチング率

・　ポットホールの数

・　コンクリート舗装のひびわれ度(cm/m²)

これは、ひびわれ長さを調査区画面積で除したものと定義され、ひびわれ長さは線状、網状、隅角ひびわれの長さの総和である。

・　目地部の破損率

これは、目地部破損長さの和を目地の長さの和で除したものと定義される。ただし、図-3.4に示すように、調査区画内に完全に含まれる目地の長さはその2倍を考え、調査区画内外を分ける境界の目地部についてはその長さそのものを考えた。同様に、目地部の破損長さについても、調査区画内の2枚のコンクリート版にまたがる破損はその目地方向に沿った長さの2倍を考え、その他の場合には目地方向の長さそのものを考えた。

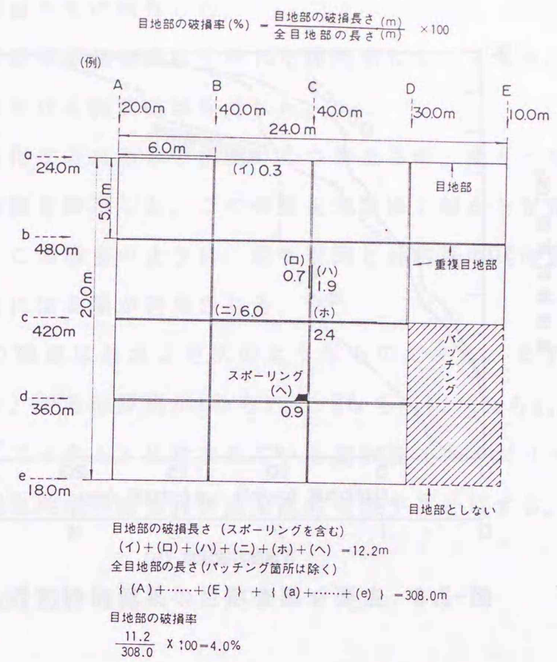


図-3.4　目地部の破損率の計算方法

・　段差

コンクリート舗装の段差は、各調査区画で段差が大きいと思われる箇所を約10点選び、図-3.5の要領で測定した。このうち、最大値を段差とした。

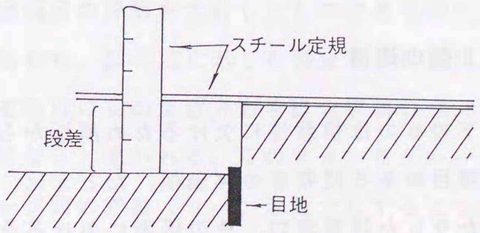


図-3.5　段差の測定方法

これらの定量測定の結果、調査対象舗装区域における主要な調査項目の累積相対度数は図-3.6のようであった。

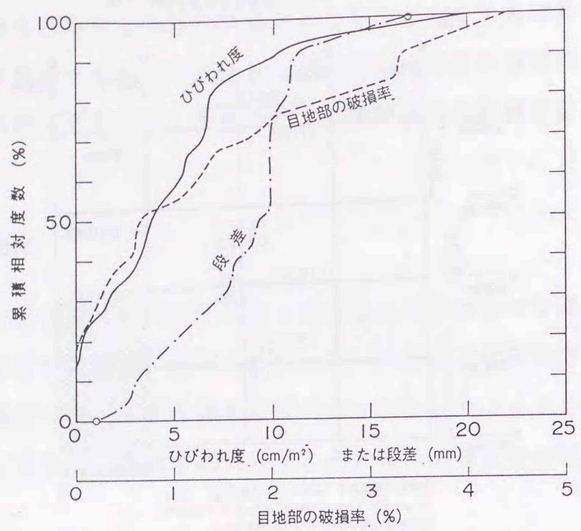


図-3.6　主要な調査項目の累積相対度数

3．2．2　視察評価の数量化

3．2．1において主観的定性評価と客観的定量評価がなされてきたが、そのままでは質的データである前者を量的データである後者と結び付けることができない。ここでは、まず視察評価の数量化を行い、その精度などについて考察を加える。

（1）　数量化理論Ⅱ類の適用

視察評価の中で以下のものは信頼性に欠けるため解析からは除外している。

① 欠測した評価項目のある視察者の評価値。たとえば、ある調査区画で段差の評価をし忘れたりした視察者の、その区画における全ての総合評価値は解析の対象から除外する。

② 正確な測定が行われている場合には、総合評価はA、B、Cのグループのうちの1つに集中するか、2つのグループにまたがるような分布形状を示すはずであると考えられる。なかには、A、B、C各グループがほぼ同数のものがあったが、これは、特殊な状況のため、視察評価が困難な調査区画であったものと

考えて以後の解析からは除外した。

③ 特定の視察者だけが他と著しく離れた評価をしている場合、その視察者のその調査区画における評価値は除外した。

質的データを数量化するための手法はいくつかあるが、最も一般的であると思われる林の数量化理論を採用した。この数量化理論はⅠ類からⅣ類までの4種類に分類されているが、この場合のように、説明要因と外的基準（従属要因）がともに質的データの場合にはⅡ類が適用される。[2)]

数量化理論Ⅱ類の概要はおおよそ次のようなものである。まずある評価項目（たとえばひびわれ）でその評価がAならx_{11}、Bならx_{12}、Cならx_{13}というようにして、各評価項目（アイテム）に含まれている選択肢（カテゴリー）に適切なスコアを与え、その調査地点の総合評価点を次式で表すことにする。

$$\alpha_i = \sum_{j=1}^{R} \sum_{k=1}^{k_j} \delta_i(jk) \cdot x_{jk} \qquad (3.2)$$

ここに、x_{jk}　　：jアイテム、kカテゴリーのスコア、

$\delta_i(jk)$：jアイテムに対する評価がkカテゴリーとなるときに1、k以外のカテゴリーとなるときに0をとる変数、

k_j　　：jアイテムに含まれるカテゴリー数、

R　　：全アイテム数。

このαは個々の破損項目の評価を合計したものであるので、次のステップでは、これを総合評価、すなわち、図-3.2に示した調査項目の(9)、(10)と結びつけなければならない。各調査地点のαの度数分布を総合評価(A,B,C)別のグループに分ければ、図-3.7のようになると思われる。そのとき、各グループ内の変動（σ_w^2）を最小に、かつグループ間の変動（σ_B^2）を最大にするように各スコアを決定すれば、式(3.2)で得られるαによって視察評価A、B、Cが精度よく判別できることになる。

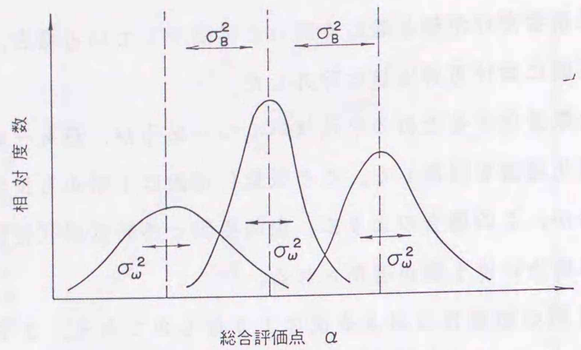


図-3.7 総合評価点の分布の概念図

今回のアンケート結果にこのような数量化理論Ⅱ類を適用して得られた各アイテム、カテゴリーのスコアは表-3.1のとおりである。

表-3.1 各アイテム、カテゴリーのスコア

調査項目	選択肢		損傷の程度		補修の必要性 滑走路		補修の必要性 誘導路		補修の必要性 エプロン	
			評価点	レンジ	評価点	レンジ	評価点	レンジ	評価点	レンジ
線状ひびわれ	(ほとんど)ない	A	-0.373		-0.328		-0.292		-0.272	
	いく分見られる	B	0.224	0.769	0.162	0.728	-0.063	0.956	-0.147	1.019
	著しい	C	0.396		0.400		0.664		0.747	
網状ひびわれ	(ほとんど)ない	A	-0.019							
	いく分見られる	B	0.015	0.147	——	——	——	——	——	——
	著しい	C	0.128							
隅角ひびわれ	(ほとんど)ない	A	0.056		-0.081		-0.072		-0.043	
	いく分見られる	B	0.076	0.132	0.103	0.224	0.061	0.391	0.009	0.401
	著しい	C			0.143		0.319		0.358	
目地部の破損	(ほとんど)ない	A	-1.053		-1.039		-0.814		-0.668	
	いく分見られる	B	0.175	1.654	0.216	1.533	-0.007	1.597	-0.029	1.359
	著しい	C	0.601		0.494		0.783		0.691	
平坦性	(ほとんど)ない	A	-0.047		-0.162		-0.066		-0.061	
	いく分見られる	B	0.025	0.138	0.114	0.343	0.007	0.335	0.589	0.650
	著しい	C	0.091		0.181		0.269			
はがれまたはポットホール	(ほとんど)ない	A	-0.133		-0.168		-0.154		-0.139	
	いく分見られる	B	0.049	0.450	0.119	0.440	0.018	0.610	-0.011	0.612
	著しい	C	0.317		0.272		0.456		0.473	
路面の粗度	滑らか	A								
	適切	B	——	——	——	——	——	——	——	——
	粗い	C								
バッチング	(ほとんど)ない	A	-0.046		-0.025		-0.022		-0.046	
	いくらかある	B	0.165	0.211	0.090	0.115	0.079	0.010	0.165	0.211
	多い	C								

(2) 数量化の結果の検討

各外的基準に対して得られた相関比（$\sigma_B^2/(\sigma_W^2+\sigma_B^2)$、これが大きいほど精

度よい判別が可能とされる）は表-3.2のとおりである。相関比の値は0.74から0.83を示しており、視察総合評価におけるA、B、Cの3つのグループはよく判別されているといえる。図-3.7の様式に従って示した、A、B、Cごとの総合評価点の分布の例が図-3.8であるが、その分離の程度を視覚的に把握できる。

表-3.2 各外的基準に対する相関比

総合評価	相関比
損傷の程度	0.83
補修の必要性（滑走路）	0.79
補修の必要性（誘導路）	0.74
補修の必要性（エプロン）	0.74

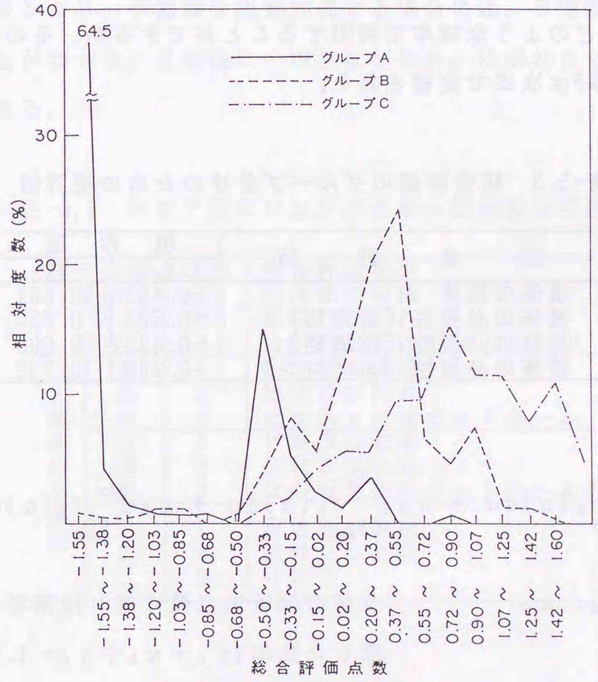


図-3.8 総合評価点の分布

上記のように、相関比はかなり大きいものの、種々の誤差のためにA、B、Cの3つのグループを総合評価点に関して完全には分離できない。しかし、舗装の総合評価と各評価項目の定量測定の結果を結び付けるためには、AとB、BとCの境界値

となるべき総合評価点Y_{AB}、Y_{BC}を定めておく必要がある。ここでは、A、B、Cの各グループの総合評価点の平均値をμ_A、μ_B、μ_C、またそれぞれの分散をσ_A^2、σ_B^2、σ_C^2として、次式[3)]からY_{AB}とY_{BC}を求めた。

$$\frac{(Y_{AB}-\mu_A)^2}{\sigma_A^2}=\frac{(Y_{AB}-\mu_B)^2}{\sigma_B^2}$$

$$\frac{(Y_{BC}-\mu_B)^2}{\sigma_B^2}=\frac{(Y_{BC}-\mu_C)^2}{\sigma_C^2} \qquad (3.3)$$

得られた境界値は表-3.3のとおりである。

これらの境界値を設定した後、与えられた総合評価点が、技術者の判断した総合評価A、B、Cをどのような確率で判別することができるか、その適中率を計算した。全体の適中率Pは次式で定義される。

表-3.3　総合評価のグループ分けのための境界値

総合評価	境界値 Y_{AB}	境界値 Y_{BC}
損傷の程度	-0.493	0.561
補修の必要性（滑走路）	-0.632	0.330
補修の必要性（誘導路）	-0.423	0.508
補修の必要性（エプロン）	-0.280	0.732

$$P=\pi_A\int_{-\infty}^{Y_{AB}} f_A(\alpha)d\alpha+\pi_B\int_{Y_{AB}}^{Y_{BC}} f_B(\alpha)d\alpha+\pi_B\int_{Y_{BC}}^{\infty} f_B(\alpha)d\alpha \qquad (3.4)$$

ここに、π_A、π_B、π_C　：全体の調査地点数に対し技術者がA、B、Cと判断した比率（$\pi_A+\pi_B+\pi_C=1.0$）、

$f_A(\alpha)$、$f_B(\alpha)$、$f_C(\alpha)$：図-3.8に示されるようなA、B、Cの確率密度関数。

計算された適中率は表-3.4のとおりで、64～75%であることがわかる。

表-3.4　総合評価に対する的中率

総合評価	適中率(%)
損傷の程度	74.7
補修の必要性（滑走路）	67.6
補修の必要性（誘導路）	66.9
補修の必要性（エプロン）	63.7

式(3.2)の形からもわかるように、A、B、Cに与えられたスコア間の点差が大きい視察評価項目ほど、同式の左辺、つまり調査地点の総合評価点に大きな影響を及ぼしていることになる。AとCに与えられたスコアの点差をレンジとして表-3.1に示し、表-3.5にはこのレンジの大きい視察評価項目を順に並べた。

この表から、目地部の破損の寄与率が最も大きいことがわかる。つまり、舗装技術者が空港コンクリート舗装を視察評価する場合には、目地部の破損を最も重視していることがわかる。その後に、線状ひびわれ、はがれまたはポットホールと続くようである。

表-3.5　スコア間のレンジが大きい視察評価項目

総合評価		順位	視察評価項目
損傷の程度		1	目地部の破損
		2	線状ひびわれ
		3	はがれまたはポットホール
補修の必要性	滑走路	1	目地部の破損
		2	線状ひびわれ
		3	はがれまたはポットホール
	誘導路	1	目地部の破損
		2	線状ひびわれ
		3	はがれまたはポットホール
	エプロン	1	目地部の破損
		2	線状ひびわれ
		3	平坦性

3．2．3　定量値と定性評価

（1）　主観的意識と定量値

ここでは、3．2．2で記した主観的評価と3．2．1で述べた路面性状の客

観的測定値とを結びつける。まず、この調査では各調査地点に対し24名が各項目をA、B、Cのいずれかで評価しているため、表-3.1の各スコアをその項目にA、B、Cと評価した人数の比率で重みづけした平均値をその調査地点におけるその項目の評価点とした。ここで用いたスコアは、外的基準として図-3.2に示した項目(9)の損傷の程度の場合のものである。次に、その項目に関する実測値も得られているので、評価点と実測値の関係が得られる（図-3.9は段差の場合）。

一方、各評価項目に対するAとB、BとCの境界となるスコアの値は、それぞれ表-3.1のAとB、BとCの平均値と定義した。これらの値と図-3.9より、主観的評価の変化点に対応する路面性状の実測値を得ることができ、各評価項目に関してそれを示せば、表-3.6のようになる。相関係数は必ずしも大きくないが、舗装技術者の路面性状に対する主観的判断と実測値との間のおおよその関係を知ることができる。

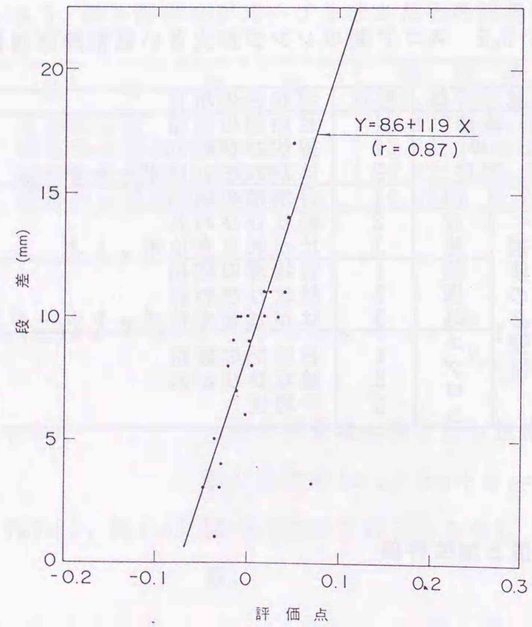


図-3.9 調査項目の評価点と実測値の関係

表-3.6 評価の境界と実測値

評価項目	評価の境界 AとB	評価の境界 BとC	相関係数
線状ひびわれ (cm/m²)	2.7	7.1	0.63
隅角ひびわれ (cm/m²)	0.3	1.2	0.80
目地部の破損 (%)	0.6	1.8	0.51
段差 (mm)	7	6	0.87
ひびわれ度 (cm/m²)	3.1	8.3	0.65

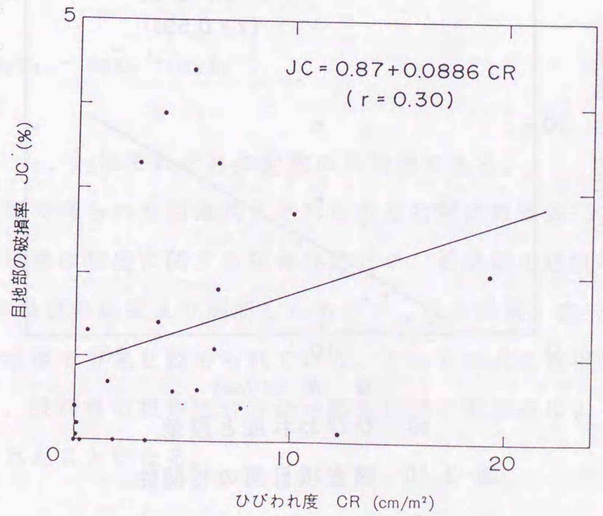
（２） 供用性の総合評価式

（１）では、評価項目ごとに主観的評価と客観的定量値を結びつけたが、ここでは、路面性状を総合的に評価する場合の方法について述べる。まず、表-3.5に示したスコア間のレンジが大きい評価項目のうち、測定のしやすさなどを考慮して、総合評価式に取り入れる項目として次の3つを選んだ。なお、これらの項目間の相関関係は図-3.10に示すとおりで、それほど強い相関はないため、これらの3項目を用いて評価式を作成していくことは可能であると判断される。

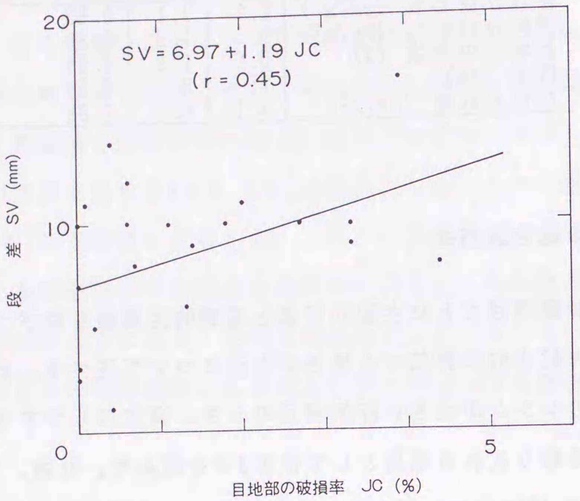
① ひびわれ度 CR(cm/m²)

② 目地部の破損率 JC(%)

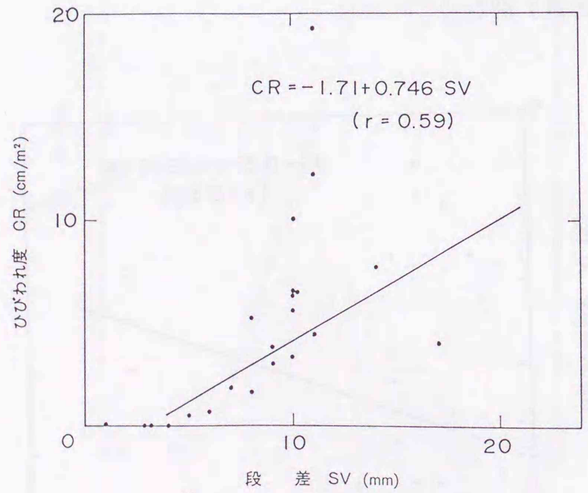
③ 段差（最大値）SV(mm)



a） 目地部破損率とひびわれ度



b) 段差と目地部破損率



c) ひびわれ度と段差

図-3.10 調査項目間の相関性

これらの項目を用いて次の手順で評価式を作成した。まず表-3.1に示されている各アイテム、カテゴリーごとのスコアを式(3.2)に代入して各視察者の総合評価点を計算し、その平均点を調査区画ごとに算出した。これに対して、調査区画ごとのひびわれなど上述の項目の実測値を独立変数として重回帰分析を行った。回帰式は、取り扱いの簡単な線形回帰、すなわち、式(3.5)のような形を持つものと仮定した。

$$y = a_0 + a_1 \cdot x_1 + a_2 \cdot x_2 + a_3 \cdot x_3 \qquad (3.5)$$

ここに、y　　：総合評価点、

$x_1 \sim x_3$：ひびわれなどの路面性状の実測値、

$a_0 \sim a_4$：回帰係数。

この形の式が、①損傷の程度、②滑走路とした場合の補修の必要性、③誘導路とした場合の補修の必要性、④エプロンとした場合の補修の必要性に対し別々の形で得られる。しかし、②、③、④に対しては、それぞれを完全に別々な形とするよりも、a_1、a_2、a_3が共通な形を持ち、a_0のみが独自の値を示すような形にしておいたほうが、補修に関する基準値を設定する場合に都合がよい。そこで、厳密性をいくらか欠くものの、ここでは全体のデータを一まとめにしてa_1、a_2、a_3を算出し、さらにa_0については次式により求めることとした。

$$a_0 = \bar{y} - a_1\bar{x}_1 - a_2\bar{x}_2 - a_3\bar{x}_3 \qquad (3.6)$$

ここに、$\bar{y}$、$\bar{x}_1$、$\bar{x}_2$、$\bar{x}_3$はそれぞれの変数の平均値である。

このような手順で得られた回帰式とそれらの重相関係数は表-3.7に示すとおりである。なお、損傷の程度に関する総合評価式で、目地部の破損率の項目が落ちているのはt分布検定の結果より判断したもので、その結果、表-3.7の各係数はいずれも両側5%の水準で有意と認められている。これらの式の重相関係数はかなり大きいことから、技術者の視察総合評価が路面性状の実測値によって、合理的に精度よく説明されたことになる。

表-3.7　総合評価式

回　　帰　　式	重相関係数
損傷の程度　y = -1.35+0.0442CR+0.143SV	0.90
補修の必要性 y = a_0+0.0520CR+0.0531JC +0.0958SV	
ただし、a_0 = -1.07（滑走路）	0.88
-1.06（誘導路）	0.95
-1.06（エプロン）	0.96

損傷の程度と施設別の補修の必要性に関して、舗装の評価の境界値は表-3.3に示すとおりであった。これと表-3.7から舗装補修に関する評価式と補修必要性の境界値を式(3.7)、表-3.8のような形に直した。この式によって得られる舗装の評価点をPRI(Pavement Rehabilitation Index)と名付けた。この変換の条件としては、全ての路面性状の実測値が0の時に左辺が10になり、またその舗装をエプロンとみて直ちに補修が必要とみなされるほどにまで路面性状が劣化したときに左辺が0となるようにしている。

$$PRI = 10 - 0.290CR - 0.296JC - 0.535SV \qquad (3.7)$$

表-3.8　PRIの境界値

舗装区域	AとB	BとC
滑走路	7.0	3.7
誘導路	6.4	2.3
エプロン	5.7	0

表-3.7における舗装の損傷の程度に関する評価式と式(3.7)におけるPRIの関係を調べてみる。図-3.11は調査で得られた実測値を代入して得られた2つの評価式の値であるが、両者の相関性は非常によいことがわかる。この図中には、それぞれの評価式でのAとB、BとCの境界値も記入されている。これから、損傷の程度に対するAとBの境界値に相当するPRIの値をみれば、滑走路ではBであるが、誘導路とエプロンではまだAであると判断される。また、BとCの境界値に相当するPRIの値は滑走路と誘導路ではCであるが、エプロンではBと判断されていることがわかる。

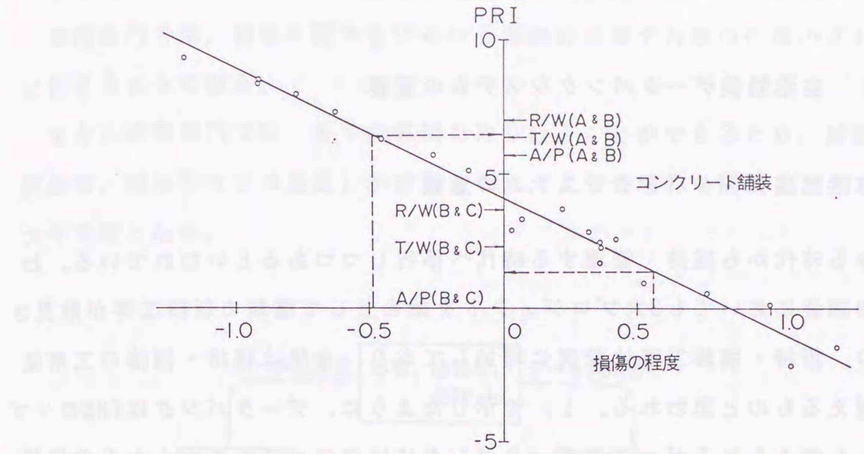


図-3.11　損傷の程度に対する評価式とPRIの関係

以上述べたように、3項目の破損の状況からPRIが計算されるが、必ずしも3項目すべてが測定できない場合がある。3項目の評価式とまったく同様な手順で単項目の破損による路面の評価式を作成することも可能であり、表-3.9にひびわれ、目地部の破損、段差のそれぞれに注目した補修の必要性の境界値を示す。本来、複雑であるはずの舗装の評価を、単項目のみの実測値で行っているため、相関係数の低下が認められる。

表-3.9　単項目評価による境界値

項　目	舗装区域	評価の境界 AとB	評価の境界 AとB	相関係数
ひびわれ度 (cm/m^2)	滑走路	0.2	5.6	0.88
	誘導路	0.6	7.6	0.94
	エプロン	1.1	11.1	0.93
目地部の破損率(%)	滑走路	0.1	1.3	—
	誘導路	0.1	3.2	—
	エプロン	0.1	5.7	—
段　差 (mm)	滑走路	5	10	0.89
	誘導路	5	12	0.87
	エプロン	6	14	0.87

３．３　空港舗装データバンクシステムの開発 [4)]

３．３．１　空港舗装データバンクシステムの意義

（１）　空港舗装データバンクシステムの意義

舗装は作る時代から維持・管理する時代へ移行しつつあるといわれている。わが国の空港舗装においても3大プロジェクトを始めとして舗装の新設工事が散見されるものの、維持・補修工事は着実に増加しており、今後は維持・補修の工事量がさらに増えるものと思われる。１．で示したように、データバンクはPMSのサブシステムとも考えられるが、このデータバンクには他のサブシステムからの情報が収集され、それぞれのサブシステムで実行されたものの妥当性が評価される。したがって、空港舗装データバンクシステムには舗装に関するすべての情報が入力されることになるので、データが効率よく蓄積されるとともに、データの検索、取り出しといったことが効率よく行われることが必要である。

（２）　空港舗装データバンクシステムの特徴 [5)]

空港舗装データバンクシステムは、港湾技術研究所の大型電子計算機ACOS-1000で運用されている。データバンクシステムは概念的には図-3.12に示すとおりであり、データバンクの利用者は、データの検索・取り出しを容易に実行できる。利用者は、運輸省の各港湾建設局等のオンライン端末を通じて、空港舗装データバンクシステムに入力されたデータであれば全国どこの空港舗装のデータでも即座に取り出すことができる。

この空港舗装データバンクシステムの使い道には次のものが考えられる。

まず、現場部門では以下に示すものがある。

① 対象となる舗装の使用材料、舗装構造、補修や交通量の履歴などを容易に入手することができる。

② 路面性状や舗装構造が迅速に把握でき、舗装の補修計画の立案が容易にできる。

③ 特殊な舗装構造、または施工法を採用する際に、他空港における例を容易

に入手することができ、比較検討もより効果的に行えるようになる。

管理部門では、舗装に関するいろいろな統計処理や台帳の作成がきわめて迅速に行えるようになる。

また、研究部門では、多くの事例を取り扱うことができるため、舗装の設計法、評価法、補修法などの見直しが容易となり、より合理的な舗装システム開発の有力な手段となる。

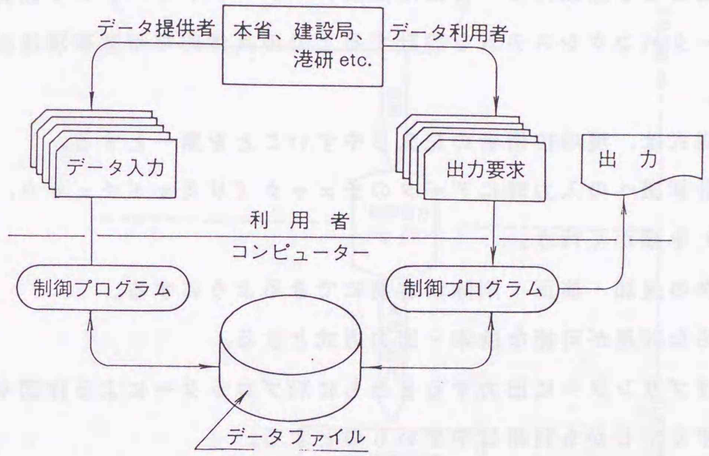


図-3.12　データバンクシステムの概念図

３．３．２　空港舗装データバンクシステムの概要

（１）　システム設計の基本方針

データバンクシステムに欠かせない条件としては、次のものが挙げられる。

① システムは使用しながら次第に改良されるので、その部分修正が容易にできなくてはならない。

② システムは、利用者に対して単なるデータを提供するだけでなく、役に立つ情報を提供できなければならない。このことは、システムが取り扱う情報の範囲を明確に定義し、それに対応するデータを収集しておく必要があることを意味している。

③　システムは組織全体の共有物であり、特別な場合以外はデータの必要な利用者には制限することなくそれを提供せねばならない。これに対し、システムのレベルを高く保つために、データの入力に関しては適切な管理・制限が必要である。つまり、いろいろなデータの定義やその測定法など明確にし、均質で信頼性の高いデータが入力されるようにしておかなくてはならない。

④　組織内の情報交換の場を用意しておかなくてはならない。このことはシステムの改良等に際してはとても重要になる。

このようなことを念頭において空港舗装データバンクシステムを開発したが、空港舗装データバンクシステムを設計する上での具体的な留意事項は以下に示すものである。

①　入力様式は、現場技術者の記入しやすいことを第一とする。

②　電子計算機への入力時にデータのチェック（リミットチェック、論理チェック等）を細かく行う。

③　データの追加・修正・削除が容易にできるようにする。

④　多目的な利用が可能な検索・出力方式とする。

⑤　結果はプリンターに出力するとともにXYプロッターによる作図も行い、わかりやすく、しかも利用しやすいものとする。

⑥　特に、データの加工、出力プログラムの付加などが容易なシステムとする。

（2）　システムの構成

空港舗装データバンクシステムは図-3.13に示すように大きく分けて一次処理と二次処理から成り立つ。一次処理ではデータの入力・更新・検索といったデータバンク本体の生成・管理を行う。二次処理は出力処理であり、一次処理で検索されたデータが図表化される。この二次処理システムには、現在までに、データを集計して表を作るプログラムと、相関グラフやヒストグラムといった作図をするプログラムの2つがある。この二次処理システムは、データバンクシステムを有効に利用するためのプログラム群であり、新たなプログラムを追加することが容易にできるようになっている。

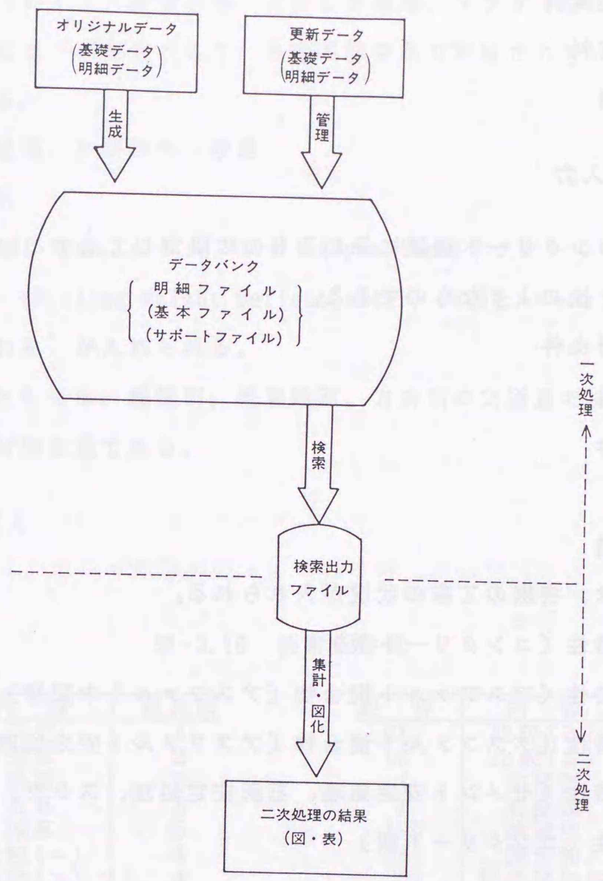


図-3.13　空港舗装データバンクシステムの構成

空港舗装データバンクは多数のファイルから成り立っているが、それらは基本ファイルとサポートファイル、明細ファイルに大別される。このうち、基本ファイルとサポートファイルにはデータバンクシステムを管理するための情報が入っていて、明細ファイルには蓄積・加工の対象となるデータが入っている。この明細ファイルに入っているデータは次のようなものである。

①　設計資料

②　施工資料

③　補修資料

④　路面性状資料

⑤　舗装強度資料

⑥　交通量資料

⑦　環境資料

（3）　データ入力

ここでは、コンクリート舗装に係わるものに限定して示すことにする。

設計資料は、次のようなものである。

①　舗装設計条件

②　路床条件

③　地盤条件

④　標高

⑤　目地構造

施工資料には、実際の工事の状況が入れられる。

①　混合物特性（コンクリート版）

②　混合物特性（アスファルト混合物〔アスファルト中間層〕）

③　混合物特性（アスファルト混合物〔アスファルト安定処理〕）

④　混合物特性（セメント安定処理、石灰安定処理、スラグ、粒状材）

⑤　材料特性（コンクリート版）

⑥　材料特性（アスファルト混合物）

⑦　材料特性（セメント安定処理、石灰安定処理、スラグ、粒状材）

補修資料には、補修の目的と設計条件のほかに、施工資料と同じ工事状況を表すデータが含まれる。

①　目的および各種条件

②　目地構造

③　混合物特性（コンクリート版）

④　混合物特性（アスファルト混合物〔アスファルト中間層〕）

⑤　混合物特性（アスファルト混合物〔アスファルト安定処理〕）

⑥　混合物特性（セメント安定処理、石灰安定処理、スラグ、粒状材）

⑦　材料特性（コンクリート版）

⑧　材料特性（アスファルト混合物）

⑨　材料特性（セメント安定処理、石灰安定処理、スラグ、粒状材）

路面性状資料は以下のものがあり、各地方航空局で実施されている定期点検の結果が入っている。

①　目地部の破損、ひびわれ、段差

②　すべり抵抗

舗装強度資料としては、ダイナフレクト(Dynaflect)やフォーリングウエイトデフレクトメーター(Falling Weight Deflectometer, FWD)といった非破壊試験機による測定値（たわみ）が入れられる。

交通量の資料としては、機種別、離着陸別、方向別の交通量である。

環境資料は年間降水量である。

（4）　データ出力

表-3.10　検索条件式

記　号	内　容	優先順
NOT	否定	1
*	乗算	2
/	除算	2
+	加算	3
-	減算	3
=	比較(＝)	4
GT	比較(＞)	4
LT	比較(＜)	4

記　号	内　容	優先順
GE	比較(≧)	4
LE	比較(≦)	4
(	左括弧	5
)	右括弧	5
AND	論理積	6
OR	論理和	7
XOR	排他論理和	7
####	終了記号	8

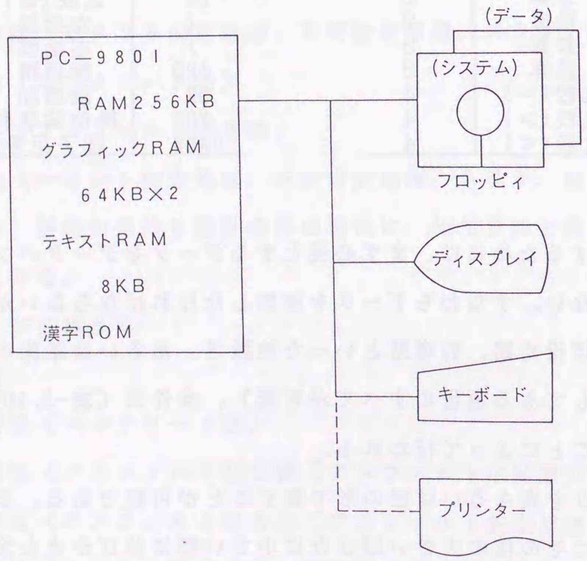
データを出力するためには、まず必要とするデータをデータバンクから取り出さなければならない。すなわちデータを検索しなければならないが、この検索は、項目名（たとえば滑走路、誘導路といった施設名、あるいは路床の CBR値等、データとして入力してある項目のすべてが可能）、条件式（表-3.10）、数値を適当に組み合わせることによって行われる。

検索したデータを表あるいは図の形で表すことが可能である。表としては、任意の項目についてその値の大きい順または小さい順に並びかえた形で表すことができ、図としては、 2つの項目の間の相関グラフのほか、 1つの項目についてのヒストグラムを描くことができる。

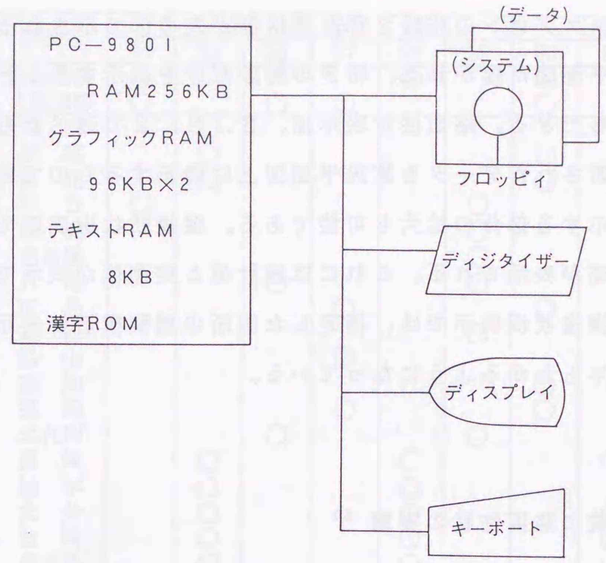
３．３．３　空港舗装データバンクシステム出力サブシステムの概要

３．３．２で示したように空港舗装データバンクシステムが完成したので、次のステップは、これをどのように有効に活用していくかといったシステムの具体的な利用方法の確立であろう。空港舗装データバンクシステムの出力としては図と表が得られるものの、これだけではシステムの機能を十分に利用しているとは到底言えない。そこで、パーソナルコンピューターのグラフィック機能を利用して空港舗装の状況を視覚的に捕える出力サブシステムを開発することとした。

この出力サブシステムは空港舗装データバンクシステムの一つのサブシステムであり、空港舗装の施設概要、路面性状、舗装構造といった舗装に係わる特性データを容易に把握できる。出力サブシステムの構成は図-3.14に示すとおりである。ハードウェアとしてはパーソナルコンピューターNEC PC-9801シリーズでの利用を考えてプログラムを開発した。将来的には大型計算機とのオンライン化を図ろうと思っているが、現在のところはオフラインで利用するようになっている。ソフトウェアは入力システム、検索システムから成っている（図-3.15）。



a)　検索システム



b)　入力システム

図-3.14　出力サブシステムの構成（ハード）

入力システムはデータの入力・更新に供するものである。図形データの入力にはデジタイザーを使用している。

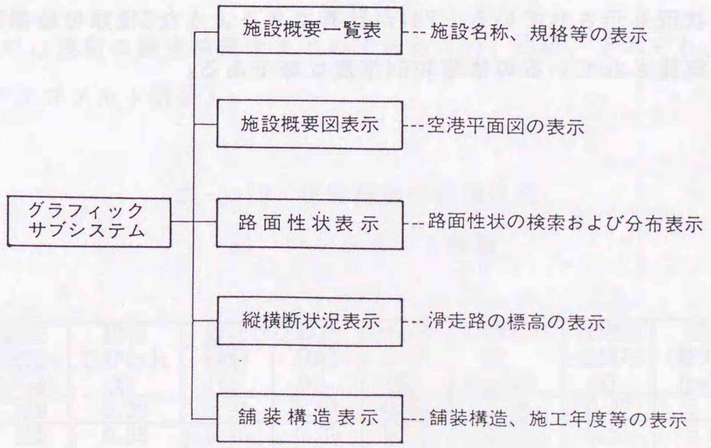


図-3.15　出力サブシステムの構成（ソフト）

検索システムが舗装技術者の利用対象となるものである。施設概要一覧表では、滑走路、誘導路、エプロンの施設名称、規格等が表の形で示される。施設概要図表示では、施設平面図が描かれる。特定の施設だけを表示することも可能であり、また、部分拡大もできる。路面性状表示は、３．３．２で述べたものと同じような方法により検索されたデータを施設平面図上に表示するものであり、表示する施設の指定、表示する部分の拡大も可能である。縦横断状況表示では、滑走路の縦横断方向の標高が表示される。これには設計値と実測値が表示できるようになっている。舗装構造状況表示では、指定した箇所の舗装構造が表示され、舗装各層の施工された年もわかるようになっている。

３．４　空港舗装の路面性状の実態 [6)]

３．４．１　わが国の空港舗装の破損状況

運輸大臣が設置管理者となっている空港は表-1.1に示すとおり、第1種が2、第2種が21の全部で23空港であるが、現在運用中の空港の舗装のほぼ全域で路面性状の定期的な調査が行われている（表-3.11）。このほかにも、一部の空港では調査が実施されている。また、この表にはPRIによる舗装評価法が確立される以前からの調査実施状況も示されている。PRIが計算できるような3種類の破損形態についての調査が実施されているのは昭和54年度以降である。

表-3.11　路面性状調査の実施状況

空港種別	空港名	調査年度（昭和） 54	55	56	57	58	59	60	61	62	63
第1種空港	東京国際	○				○		○		○	
	大阪国際	○		○	○			○			○
第2種空港	稚内		○								
	釧路		○					○			
	函館		○					○			○
	仙台	○					○			○	
	新潟						○			○	
	名古屋						○			○	
	八尾			○			○			○	
	広島				○			○			○
	高松						○			○	
	松山				○					○	
	高知							○			○
	福岡				○			○			○
	北九州			○			○			○	
	長崎		○			○			○		
	熊本		○			○					
	大分		○			○			○		
	宮崎		○			○			○		
	鹿児島		○			○			○		
	那覇				○			○			○
その他飛行場	千歳							○			○
	札幌							○			○
	小松									○	

注）○：調査実施

（１）　PRIの状況

表-3.12には最新の調査結果をまとめてある（a)、b)は、それぞれ、コンクリート舗装、アスファルト舗装）。

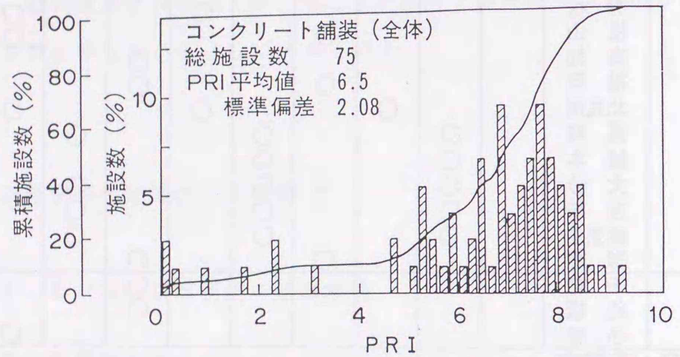
表-3.12　空港舗装の破損状況

a）　コンクリート舗装

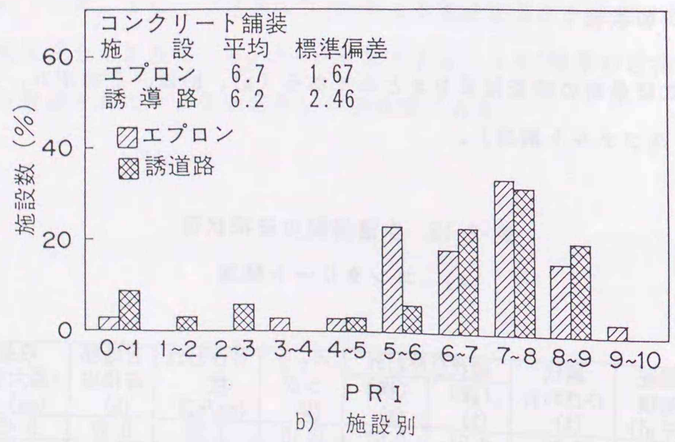
舗装種類	調査面積（千㎡）	網状ひびわれ（%）	線状ひびわれ（縦）（%）	線状ひびわれ（横）（%）	パッチング（%）	ひびわれ度（cm/m2）	目地部破損率（%）	段差（最大値）（mm）	PRI
全体	259	0.39	0.91	0.07	0.16	1.38	0.47	5.43	6.56
エプロン	120	0.33	0.16	0.09	0.18	0.58	0.51	5.87	6.54
滑走路	9	0.00	0.00	0.01	0.00	0.01	0.77	5.89	6.62
誘導路	130	0.48	1.67	0.06	0.16	2.21	0.40	5.00	6.57

b) アスファルト舗装

舗装種類	調査面積（千㎡）	網状ひびわれ（%）	線状ひびわれ（縦）（%）	線状ひびわれ（横）（%）	施工目地の開き（%）	パッチング（%）	ひびわれ率（%）	わだちぼれ（mm）	平坦性（mm）	PRI
全体	1943	0.32	0.14	0.11	0.34	0.08	0.91	15.33	1.45	7.86
エプロン	22	1.05	0.16	0.58	0.26	0.33	2.05	19.14	2.36	6.41
滑走路	743	0.19	0.11	0.09	0.29	0.02	0.69	12.67	1.22	8.25
誘導路	1178	0.38	0.15	0.12	0.36	0.12	1.02	16.94	1.59	7.64



a) 全体



b) 施設別

図-3.16 空港舗装の破損状況

コンクリート舗装は実質的にはエプロンと誘導路にしか使用されていないが、この表に示すとおり、施設による違いはほとんど認められない。PRI分布を図示した図-3.16（施設ごとの平均値を使って集計）でみればこの点がよくわかる。

3．2で示したPRIの基準に従って補修の必要性を判定した結果を表-3.13にまとめた。エプロン、誘導路は、7割程度かまたはそれ以上がAと判定されるものの、誘導路の一部にはCと判定されるものもある。

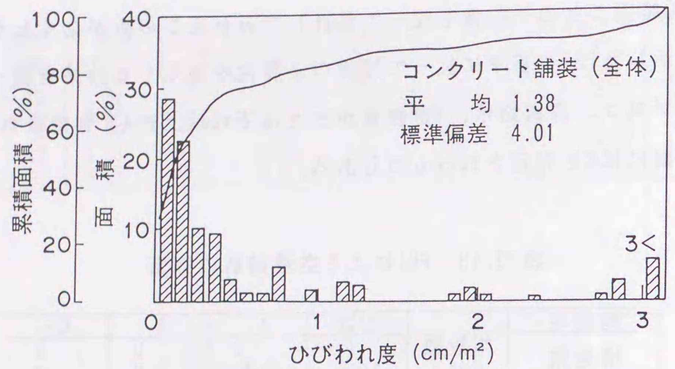
表-3.13 PRIによる空港舗装の評価

施設名		総数	A	B	C
滑走路	施設数	1	1	0	0
	（%）	100	100	0	0
誘導路	施設数	35	24	7	4
	（%）	100	68.6	20.0	11.4
エプロン	施設数	39	30	9	−
	（%）	100	76.9	23.1	−

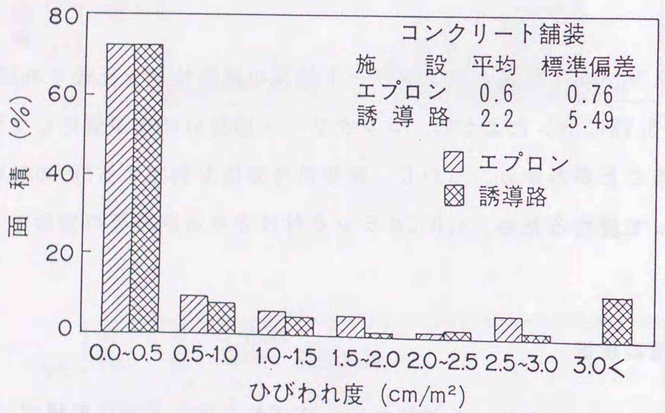
次に、アスファルト舗装とコンクリート舗装の路面性状を比較すれば、PRIの平均値では表-3.12に示したように、コンクリート舗装のほうが値にして1以上小さくなっていることがわかる。しかし、補修の必要性を判定するPRIの基準値は舗装の種類によって異なるため、A,B,Cにランク付けされる施設数の割合ではあまり差はなくなる。

（2） 破損の状況

前述のように、コンクリート舗装では、ひびわれ度、目地の破損率、目地の最大段差がPRIの構成因子である。ここでは、これらの破損の現況を明らかにする。まず、図-3.17にはひびわれ度が示されている。舗装全体の平均値は1.4cm/m²であるが、0.2cm/m²以下のものが全体の約50%を占めていることがわかる。施設別（エプロン、誘導路）の図からは両者ではほとんど差がないと思われるが、誘導路で一部極端にひびわれの多い舗装があるため、平均値でみれば誘導路のほうがひびわれが多いようになっている。



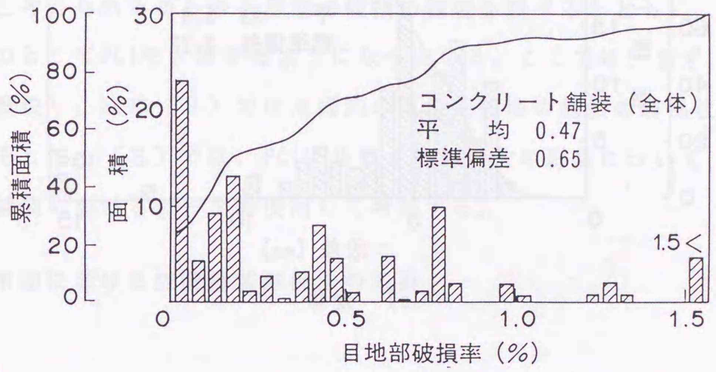
a)　全体



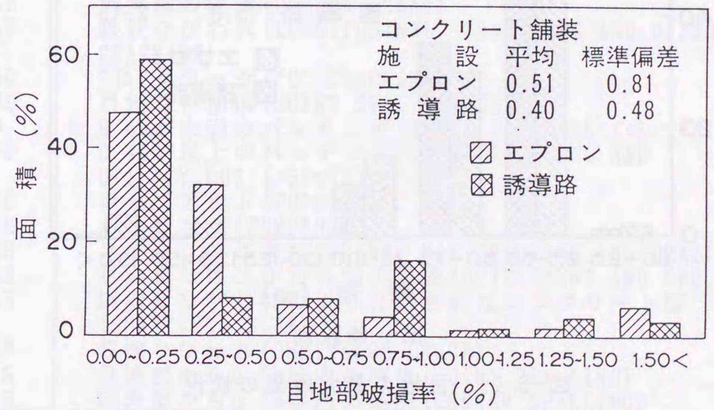
b)　施設別

図-3.17　ひびわれ度の状況

目地部の破損率は図-3.18である。舗装全体の平均値は0.47%であり、破損率の分布状況は図-3.17のひびわれ度に比較するとやや分散が大きいものとなっている。施設別の違いでみれば、目地部破損率の平均値、標準偏差は、ともに、誘導路よりもエプロンのほうで大きくなっている。



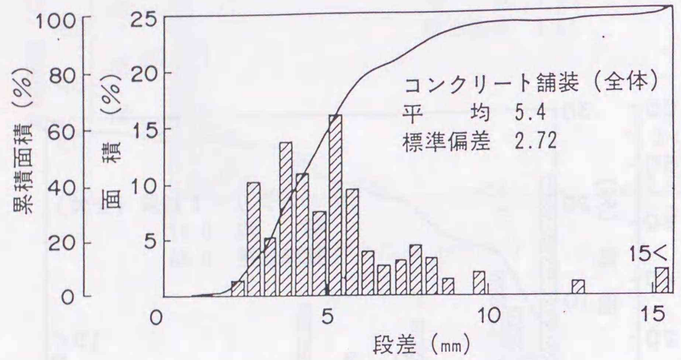
a)　全体



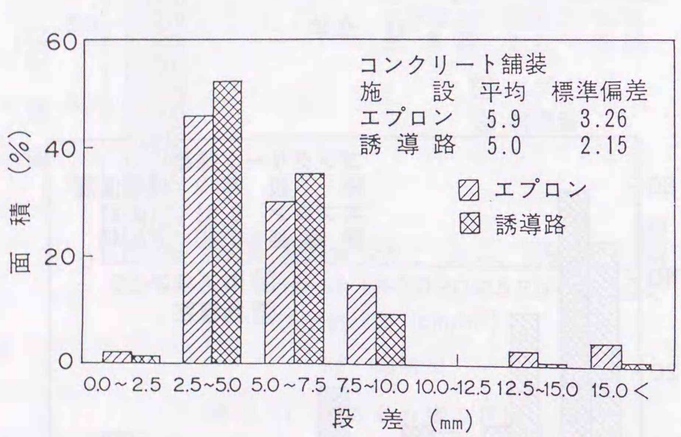
b)　施設別

図-3.18　目地部破損率の状況

図-3.19は目地の最大段差を示すが、全体としては5.4mmが平均値である。施設別ではあまり差はないものの、エプロンで一部段差の大きい区画があるため、平均値、標準偏差は若干大きくなっている。



a) 全体



b) 施設別

図-3.19 目地の最大段差の状況

アスファルト舗装の破損状況は、その形態によらず、エプロンで最も悪く、次に誘導路、そして滑走路となっている。これに対して、コンクリート舗装では、ひびわれ度は誘導路で大きいが、目地部破損率と段差はエプロンで大きいというように、施設による破損状況の違いに一定の傾向が見られないことがわかった。

そのため、表-3.12、図-3.16に示したように、コンクリート舗装のPRIには施設による差があまり明確に認められないのである。

3．4．2 米国の空港舗装の破損状況

米国の空港の舗装はPavement Condition Index(PCI)によって評価されるようになっており、定期的に調査が実行されている。[7] その調査では、舗装表面に現れてくると考えられるあらゆる形態の破損の程度を調べるとともに、それらを総括するものとしてPCIを計算するようになっている。ここでは、まず（1）でPCIについて概説し、次に（2）では米国内の軍用飛行場の舗装の破損状況について述べる。そして、（3）では、PCIに及ぼす供用年数の影響について、米国内の民航用空港舗装におけるデータを使用して考察する。

（1） 米国における空港舗装評価法の概要

表-3.14 PCIの算出に用いられる破損の種類

記号	説明
BU	ブローアップ(BLOW-UP)
CB	隅角部の破損(CORNER BREAK)
LT	線状ひびわれ(LONGITUDINAL, TRANVERSE AND DIAGONAL CRACKING)
DC	"D"クラック("D" CRACKING)
JD	目地材の損傷(JOINT SEAL DAMAGE)
P	0.46m²未満のパッチング(SMALL PATCHING (<5ft²))
PU	0.46m²以上のパッチング(LARGE PATCHING AND UTILITY CUT (>5ft²))
PO	ポップアウト(POPOUTS)
PM	ポンピング(PUMPING)
SM	スケーリング等(SCALING, MAP CRACKING AND CRAZING)
SE	目地またはひびわれ部の段差(SETTLEMENT AND FAULT)
SS	縦横断ひびわれにより分割されたコンクリート版(SHATTERED SLAB)
SR	収縮ひびわれ(SHRINKAGE CRACK)
JS	目地部から0.6m以内の破損(JOINT SPALLING)
CS	隅角部から0.6m以内の破損(CORNER SPALLING)

PCIを使う舗装評価法はM.Y.Shahinらによって開発されたものである。[7),8)] PCIは舗装表面に現れてくる破損のひどさとその破損がみられる舗装の範囲とで計算されるようになっている。コンクリート舗装の破損の形態は15種類であり（表

-3.14)、20枚のコンクリート版が1ユニットとなっている。破損のひどさ(Severity)は原則として3段階に分類され（ひどい(High)、中程度(Medium)、軽度(Light)）、破損の範囲(Density)は、1ユニット全体のコンクリート版に対する破損の見られるコンクリート版の割合として計算される。

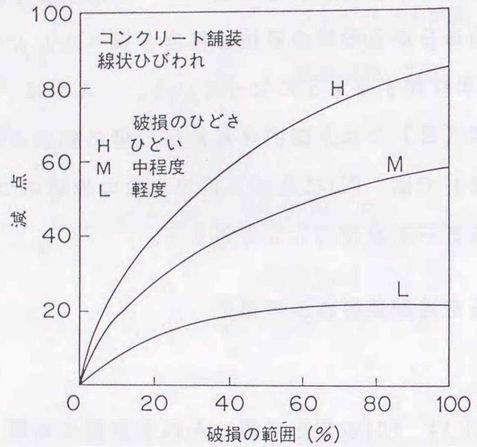


図-3.20 減点の例

PCIの計算方法は以下に示すとおりである。

① おのおのの破損形態につき、そのひどさと範囲を調べる。

② 図-3.20に示すようなあらかじめ規定されている"減点(Deduct Value)"と破損のひどさ・範囲の関係から①に対応する減点の値を見出す。

③ それぞれの破損形態に対応する減点の合計値を区画内でみられた破損形態の数に応じて補正して、"補正減点(Corrected Deduct Value, CDV)"を求める。

④ PCI = 100 - CDVによってPCIを計算する。

⑤ 図-3.21に従って舗装を評価する。

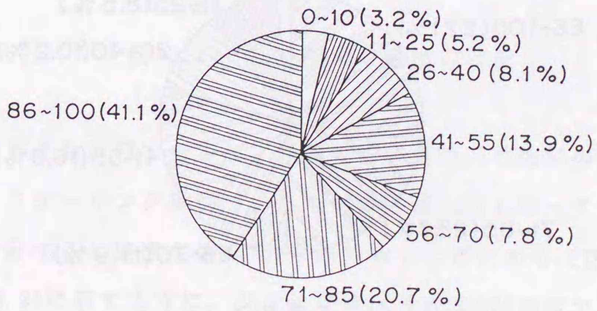
参考文献7)には示されていないが，⑤でPCIを算出した後，必要となる維持・補修の種類が判定できるようになっている。[8] すなわち、図-3.21の左側に示したように、局部的なもの、広範囲のもの、そして全体的なものと、PCIの値に応じて維持・補修工法が決められる。

維持・補修工種	PCI		評価
局部	100		最高 (EXCELLENT)
	85		非常に良好 (VERY GOOD)
局部 広範囲 全体	70		良好 (GOOD)
	55		普通 (FAIR)
広範囲 全体	40		劣悪 (POOR)
全体	25		非常に劣悪 (VERY POOR)
	10		破壊 (FAILED)
	0		

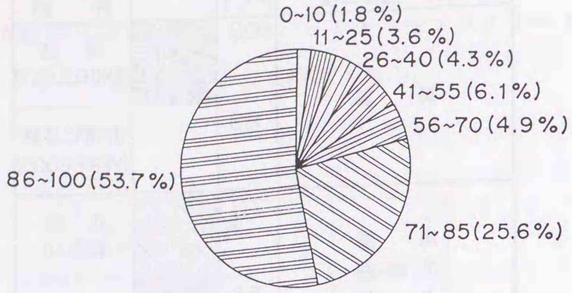
図-3.21 PCIによる舗装の評価基準

（2） 舗装の破損の実態

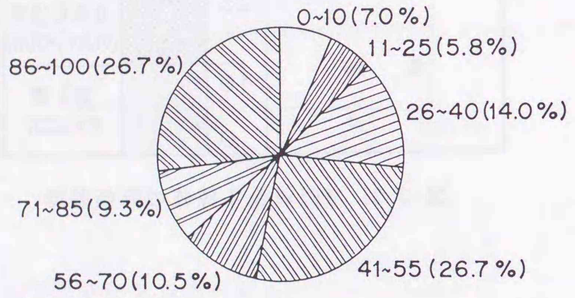
ここでは36の軍用飛行場の舗装データを解析して明らかになった事項について述べる。



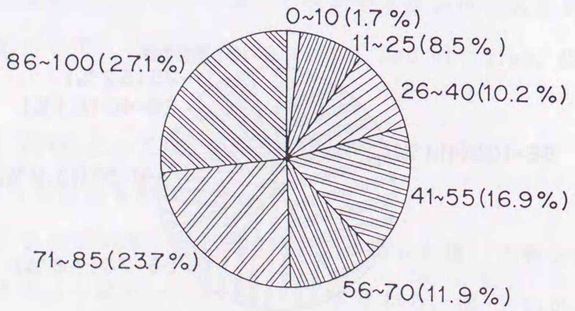
a） 全体



b) 滑走路



c) 誘導路



d) エプロン

図-3.22 空港舗装のPCI

全体的に舗装の状態が良好なアスファルト舗装に比べ、コンクリート舗装のPCIは、図-3.22に示すように、最高(Excellent)から破壊(Failed)まで広く分散している。また、現状ではエプロンよりも滑走路や誘導路のほうが舗装の状態は悪いものとなっている。

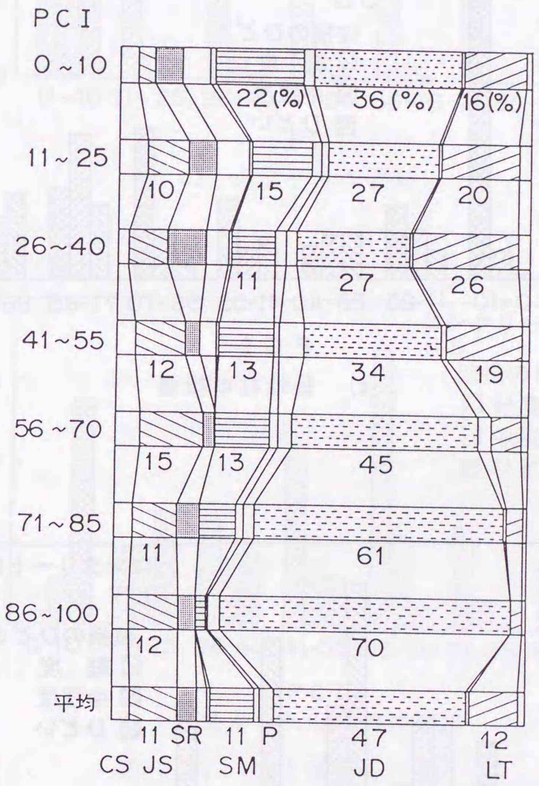
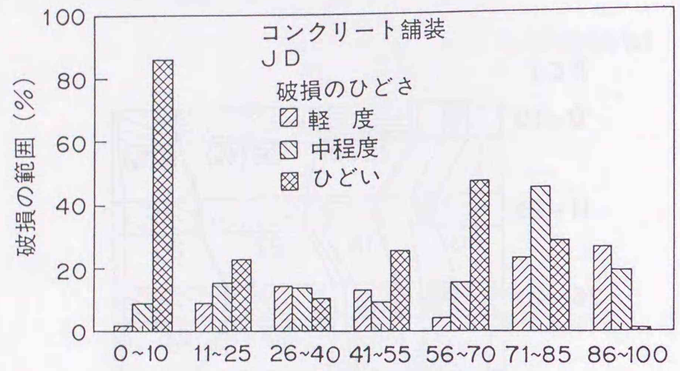


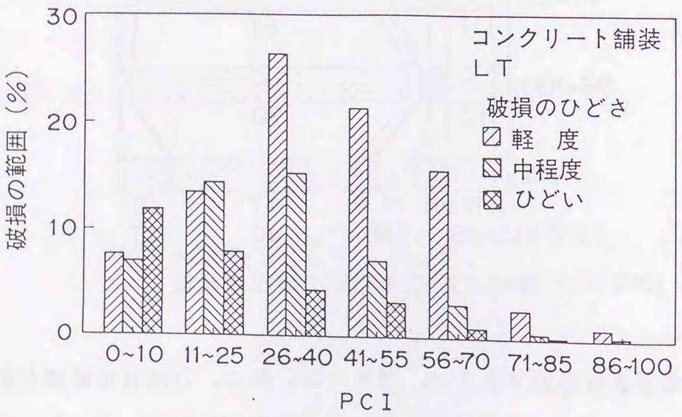
図-3.23 空港舗装の破損の状況

破損はさまざまな形態であるが、頻度の高い順に、目地材の破損(JD)、線状ひびわれ(LT)、スケーリング等(SM)、目地部の破損(JS)となっている。これら4種類の破損を合計すると破損全体の70%を占めることがわかる（図-3.23）。破損の範囲は、図-3.24に示すように、JDを除けば、最大で20%程度である。JDについては、区画内の一部にでも目地材の破損があれば、破損範囲はその算定方法上、10

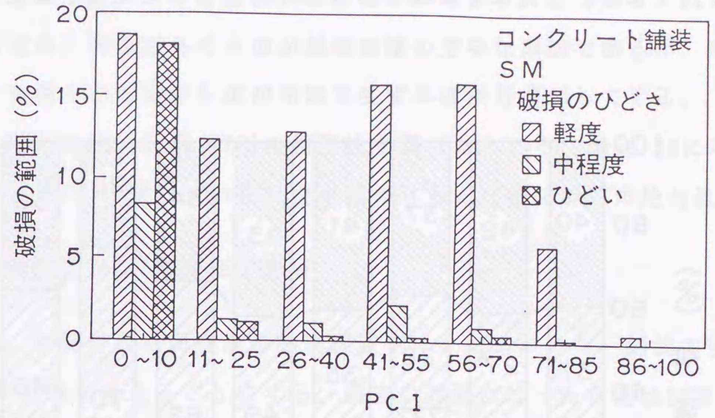
0%となるので、他の破損形態のものから突出している。したがって、発生する危険性の高い破損形態はひびわれであると言えよう。破損のひどさについても、PCIが低下すれば破損のひどさも著しくなってくることがわかる。



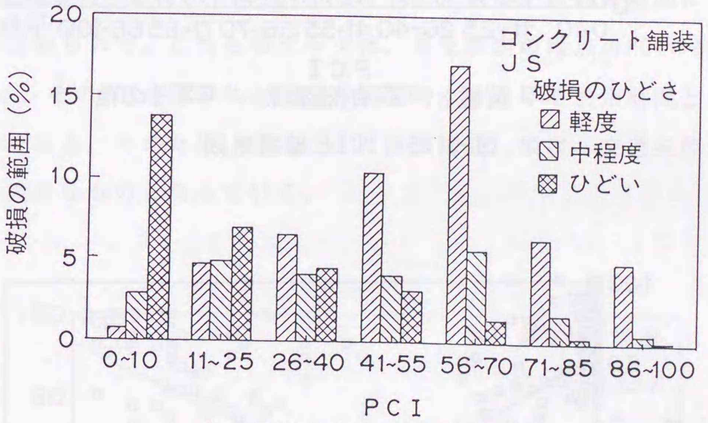
a)　目地材の損傷



b)　線状ひびわれ



c)　スケーリング等



d)　目地から0.6m以内の破損

図-3.24　PCIと破損の状況

表-3.15　舗装の破損の原因

原　因	記　　号
荷　重	CB, LT, SS
自然環境	BU, DC, JD
その他	P, PU, PO, PM, SM, SE, SR, JS, CS

一般的に舗装に破損が生ずる原因は、交通荷重、自然環境、そしてその他に分

類できるものと思われる（表-3.15）。言うまでもなく、いくつかの破損は複数の原因により生ずるが、主要なものはこの表に示したものであると考えられる。

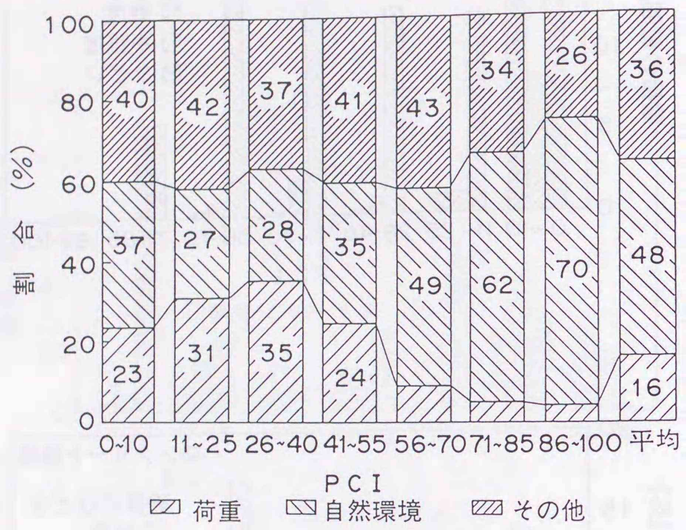


図-3.25　PCIと破損原因

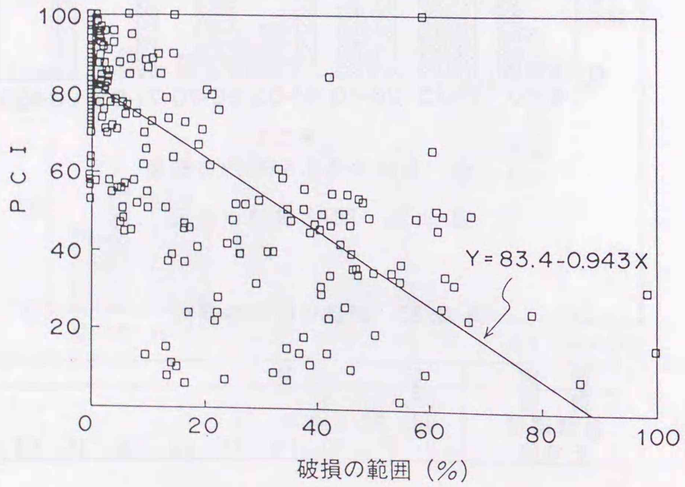


図-3.26　PCIと破損範囲（線状ひびわれ）の関係

図-3.25は破損原因をPCI別に示したものである。これによれば、コンクリート舗装では複雑な原因によって破損が生ずるといえよう。すなわち、PCIが大きな間は、自然環境等、荷重以外のものが舗装破損の主要な原因であるが、PCIが低下するにつれて荷重やその他のものが原因で生ずる破損も増加してくる。

これら主要な破損の範囲とPCIの相関性を調べたところ、図-3.26に示すように線状ひびわれとPCIの間に強い相関性が認められた（相関係数の絶対値は0.72）。

（3）　供用年数がPCIに及ぼす影響

ここでは、米国の民航用空港の舗装調査データに基づいて、舗装の供用期間がPCIに及ぼす影響を考えることにする。調査の対象になった空港は88箇所で、4州にわたっている。収集したデータにはPCI、供用年数のほか、舗装構造等も含まれているため、種々の要因がPCIの経年変化に及ぼす影響について考察できた。

PCIと供用期間の関係を示したものが図-3.27であるが、両者の間には相関性のあることが認められた。これらのデータは、ある特定の地点のPCIの経年変化ではなく、PCIと、そのPCIが得られた区画の調査時点における供用期間との関係についてのものである。そのため、一点ごとに舗装構造、環境・交通条件が異なるので、分散は大きなものとなっている。

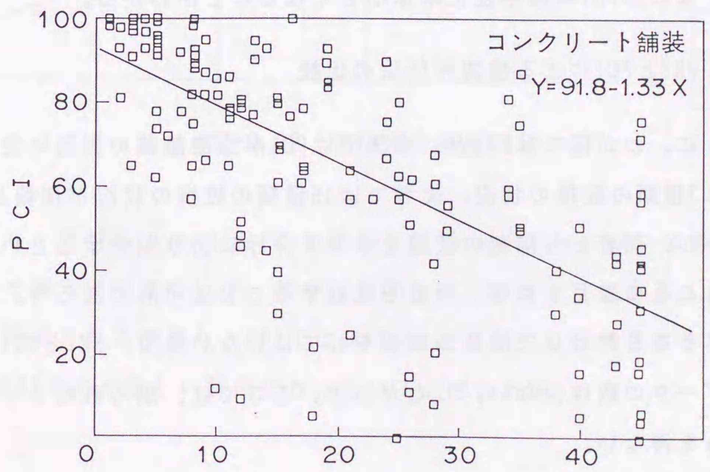


図-3.27　PCIと供用期間

PCIと供用年数の関係を施設別（滑走路、誘導路、エプロン）でみたのが、表-3.16である（PCIの初期値（A係数）を施設によらず同一とした場合）。空港舗装全体でみてもエプロンでは破損の進行が最も早いといえよう。

表-3.16　施設別にみたPCIと供用期間の関係

施　設	データ数	相関係数	PCI = A - B·YEAR		
			A	B	標準偏差
滑走路	26	-0.79	91.8	1.28	17.2
誘導路	54	-0.73		1.12	18.0
エプロン	67	-0.55		1.48	23.7

表-3.17　コンクリート版厚とPCIの関係

厚さ(in)		データ数	相関係数	PCI = A - B·YEAR		
最小	最大			A	B	標準偏差
—	8.9	56	-0.60	91.8	1.41	24.9
9.0	12.9	50	-0.51		0.77	14.6
13.0	—	26	-0.75		1.74	13.1

次に、PCIの経年変化率に及ぼす影響因子として、コンクリート版の厚さについて検討した。表-3.17からは、コンクリート版厚が増加するにつれてB係数は減少すること、すなわちPCIの経年変化率は小さくなることがわかる。

3．4．3　PRIとPCIによる舗装評価法の比較

前述のように、わが国ではPRIが、米国ではPCIが空港舗装の評価に使われており、前者では3種類の破損の状況、後者では15種類の破損の状況が情報として必要である。しかし、両者とも舗装の状態をランク分けにより判定するといった点では同じであることに着目すれば、両者を比較することは可能であろう。ただし、このようなことを目的として舗装の調査をしてはいないので、PRIとPCIの両方が算出できるデータの数は少ない。したがって、ここでは、限られたケースでの比較にならざるを得ない。

PRIは3種類の破損状況により算出する（3項目評価）のを原則としているが、単項目だけによる評価方法も用意されている。[1] この方法は、PRIを計算せずに、

破損の状況から補修の必要度を直接判定しようとするものである。これに対して、PCIによる評価方法ではそのような点について明らかにされておらず、全ての項目についての情報が必要となっているようである。そこで、ここでは、PRIによる空港舗装評価方法の開発時[1]に実施した、実際の空港舗装の破損スケッチ図（図-3.28はその1例である）に基づいてPRIとPCIを計算して、両者の比較をした。

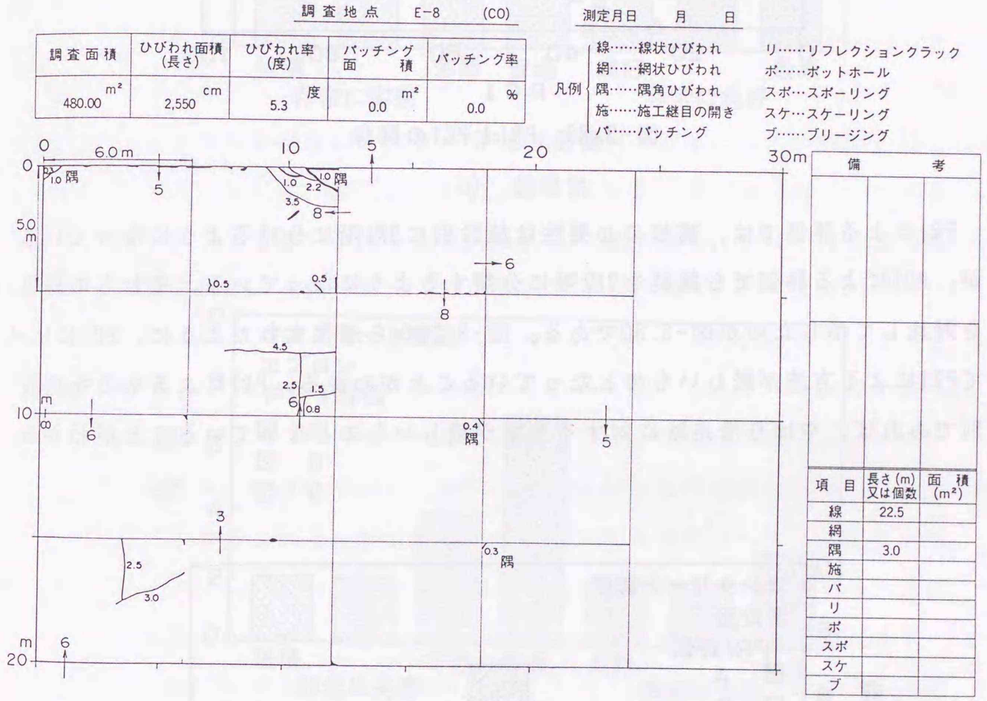


図-3.28　破損調査結果の例

コンクリート舗装でのPRIとPCIの関係を図-3.29に示す。データ数が十分とはいえないので断定はできないが、両者の相関性は良好なようである。ただし、PCIで30～40と評価される舗装も、PRIではほぼ0に近いものと評価されるなど相対的にみれば、PRIの方が厳しい評価になっていると思われる。

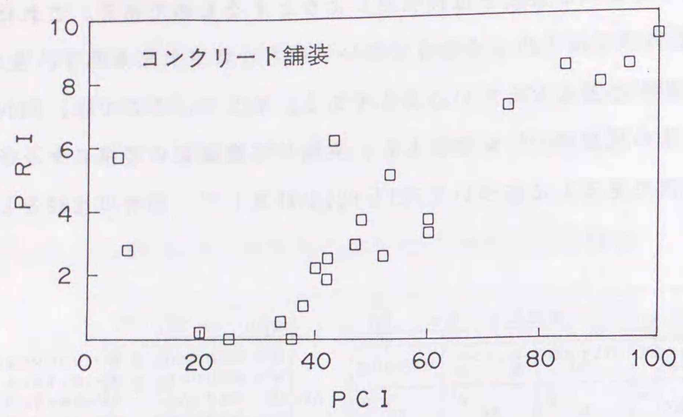
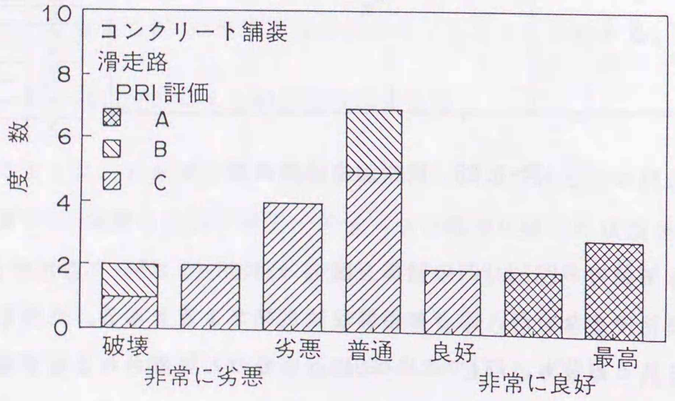
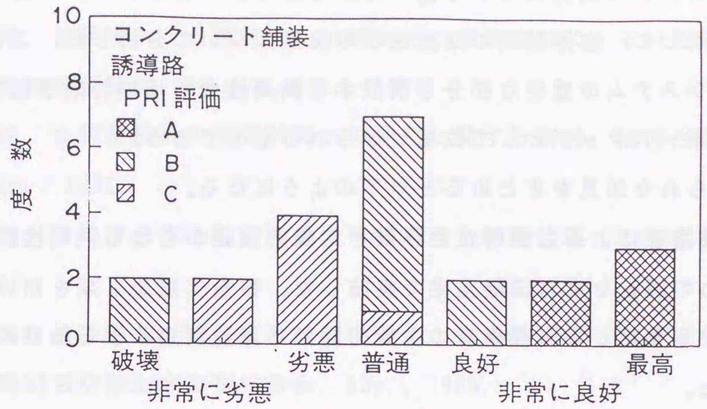


図-3.29　PRIとPCIの関係

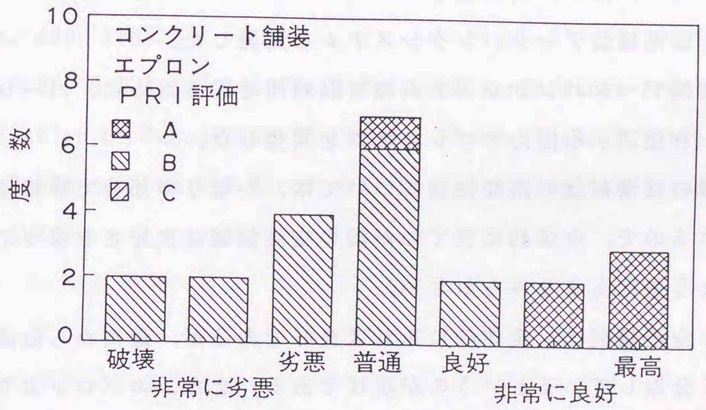
PRIによる評価では、補修の必要性は施設別に3段階に分けるようになっているが、PCIによる評価でも舗装を7段階に分類するようになっている。それらの結果を対比して示したのが図-3.30である。図-3.29から想像されたように、PCIに比べてPRIによる方法が厳しいものとなっていることがわかる。PRIによるものを施設別でみれば、やはり滑走路に対する要求が厳しいものとなっていることがわかる。



a)　滑走路



b)　誘導路



c)　エプロン

図-3.30　PRIとPCIによる評価の違い

3．5　まとめ

本章では、空港コンクリート舗装の路面性状の評価方法ならびに空港舗装デー

タバンクシステムの開発について述べた。そして、このシステムにより収集したデータを使用して、空港舗装の路面性状の実態について分析した。これらは、空港舗装管理システムの重要な部分を構成する供用性や破損の将来予測方法を確立するための第一ステップとして位置づけられるものである。

本章で得られた知見をまとめると以下のようになる。

(1) 舗装技術者による主観的定性評価と定量的測定からなる供用性評価式を作成するための調査を東京国際空港で実施した。数量化理論Ⅱ類を用いてこの定性的評価を定量化して、技術者の主観的評価と定量測定による結果の関係を明らかにした。

(2) 路面性状の実測値を用いて舗装の供用性を表す評価式を作成した。特に舗装補修の必要性を表すものをＰＲＩと名付け、滑走路、誘導路、エプロンのそれぞれに対し、補修必要性に関するＰＲＩの基準値を決めた。

(3) 設計、施工、補修、路面性状等広範なデータを一元的に管理することを目的として、空港舗装データバンクシステムを開発した。

(4) 空港舗装データバンクシステムの有効利用を図るために、パーソナルコンピューターを使用する出力サブシステムを開発した。

(5) わが国の空港舗装の路面性状については、かなりの部分で補修は必要ないと評価されるので、全体的に見てわが国の空港舗装は良好さを保っている。また、施設による差はあまりみられない。

(6) 米国の空港舗装は、全体的にみれば良好であるが、最高から破壊までその状態が広く分散しているというのが現状である。また、エプロンよりも滑走路や誘導路のほうが状態は悪い。破損としてはひびわれの発生する危険性が最も大きいが、目地部の破損も見られ、破損原因は複雑なものとなっている。さらに、供用期間がPCIに及ぼす影響はコンクリート舗装が最も小さいことがわかる。

(7) 種々の破損が生じている舗装に対してPRIとPCIを計算して、両者を比較した結果、特に滑走路ではPRIによるもののほうが極めて厳しくなっていることがわかった。

参考文献

1) 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、20p.、1982.

2) 斉藤　純：多変量解析の港湾計画への適用に関する検討、港湾技研資料、No.382、50p.、1981.

3) 林知己夫、樋口伊佐夫、駒沢　勉：情報処理と統計数理、産業図書、PP.72-79、1970.

4) 八谷好高、佐藤勝久、深海正彦、田中孝士：空港舗装データバンクシステムの開発、第21回空港土木工事報告会、13p.、1986.

5) 福手　勤、佐藤勝久、八谷好高、山崎英男：空港舗装の路面性状評価および維持補修のシステム化、第16回空港土木工事報告会、21p.、1981.

6) 八谷好高：空港舗装の路面性状の実態、港湾技研資料、No.634、40p.、1988.

7) US Army Engineer Waterways Experiment Station : Condition Survey Procedures, 49p, 1985.

8) Shahin,M.Y., S.D.Kohn : Airfield Pavement Performance Prediction and Determination of Rehabilitation Needs, Proceedings, Fifth International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavement, pp.637-652, 1982.

4．空港コンクリート舗装の構造評価

4．1　概説

2．で概説したように、PMSの重要なサブシステムの1つである評価サブシステムのうち、路面性状に関するものについては、3．で述べた。ここでは、舗装構造の評価について詳細に論ずる。

現在のわが国の空港コンクリート舗装の設計法は、無限広さのコンクリート版に対する中央部載荷公式に基づいている。しかし、実際のコンクリート舗装は多くの目地によって区切られているため、無限広さのコンクリート版の中央部載荷という仮定は厳密には成立しえない。また目地部においては中央部よりも大きな曲げ応力がコンクリート版に発生するため、設計で考慮した値を上回る応力が目地部で発生することもあり得ることになる。この応力に大きな影響を与える目地部の荷重伝達機能に関する検討を行った。

その結果、現行の目地として規定されているものの一部に、目地の荷重伝達機能からみた場合に適切でないもののあることがわかった。また、この荷重伝達機能は、目地構造によって異なるばかりでなく、繰返し載荷や自然環境の作用によって低下することもあるので、必ずしも供用期間中にわたって良好なままではないものと推定されることもわかった。

したがって、目地には、温度変化といったことに応じてスムーズに開閉できることはもちろんのこと、目地がある程度開いたり、航空機荷重が繰返して載荷されたりしても、その荷重伝達機能は良好さを保つことが要求されることになる。このほか、特に、連続鉄筋コンクリート舗装の場合には、温度変化といったものによって生ずるコンクリート版の伸縮が大きいため、これに用いる目地は、目地に沿った方向のコンクリート版の移動（ずれ）に対処できるといった機能を有することが必要となる。

そこで、

① 目地の荷重伝達機能が良好なこと

② 目地に沿った方向のコンクリート版の移動に対処できること

を目標として、新しい合理的な目地構造を研究開発した。

しかし、いかに設計施工法を合理的なものにしたとしても、空港舗装は施工直後から厳しい自然環境にさらされて、交通荷重の作用を受けることにより破損を受け始める。そのため、時々、何らかの手当てをしてやることが必要となるが、いつ、どのような方法によって維持・補修をしてやるかといったことが合理的に決定されなければならない。前述のように、これをシステムとして行うものがPMSということになる。わが国の空港舗装の補修体系で規定されている空港コンクリート舗装の構造評価法は、1．4で触れたように、解体調査によることとなっているが、調査にともなう空港施設の閉鎖が困難な現状では、実状に合わないものとなっている。そこで、舗装を破壊することなく短時間のうちに数多くの地点で調査を行える非破壊評価法を開発することとした。

アスファルト舗装に対しては、非破壊評価法としてダイナフレクトによる方法が採用されている。しかし、ダイナフレクトは、荷重が小さいために、剛性の大きいコンクリート舗装には適さないと判断されたため、これよりも約10倍大きい衝撃荷重による舗装の変位を数点で測定するフォーリングウエイトデフレクトメーター(Falling Weight Deflectometer, FWD)を導入して、コンクリート舗装の非破壊評価法について検討した。

4．2　目地の荷重伝達機能の評価法の開発 [1)、2)]

わが国の空港舗装で使用される目地は表-4.1に示したものである。[3)] 縦目地では、自由縁部からある範囲まではタイバーを使用することとしているほかは、スリップバーを使用することとなっている。また、施工目地にはかぎ型目地も使用できることになっている。横目地では、膨張目地として端部を増厚した突き合わせ目地を使用できることとなっているほかは、スリップバーを使用することとなっている。

目地の目的はいうまでもなく、温度変化等によりコンクリート版に生ずる応力を軽減することである。この目地はコンクリート舗装にとって弱点の一つであり、目地部では段差、ポンピング等、種々の破損がみられるが、これらの破損は目地の荷重伝達機能と密接な関係があると認識されている。

表-4.1　空港コンクリート舗装の目地

位　置	目的	構造
縦目地	施工目地	かぎ型 スリップバー付き突き合わせ
	収縮目地	スリップバー付きのこ溝 タイバー付きのこ溝
横目地	施工目地	スリップバー付き突き合わせ
	収縮目地	スリップバー付きのこ溝
	膨張目地	スリップバー 端部増厚

４．２．１　目地のあるコンクリート舗装の解析法

従来からコンクリート舗装の構造解析に用いられている手法には、舗装を地盤上にコンクリート版がおかれたものとみなす解析法[4),5)]と、層構造とみなす解析法[6)]がある。コンクリート版厚の設計には前者、なかでもWestergaard公式が用いられるのが一般的である。このWestergaard公式は、路盤を互いに独立した無数のばねを敷き詰めたとみなされる地盤（Winkler地盤）として導かれたものであり、中央部載荷、縁部載荷および隅角部載荷のそれぞれに対して示されている。わが国の空港コンクリート舗装構造設計要領では、中央部載荷公式が用いられているが、目地の荷重伝達機能や荷重以外の原因による応力を特に計算せずに、Westergaard式による応力に適当な安全率を乗じたものによってコンクリート版厚を算定するようになっている。

これらの式は、コンクリート版が均一な地盤に支持されているとの条件で導かれたものなので、地盤の不同沈下や、目地部におけるポンピングなどの影響でコンクリート版と路盤が必ずしも均一に接していない場合には適用できないことになる。このような場合にも対処できるばかりではなく、目地部での荷重伝達についても考慮できる解析方法として有限要素法によるものを開発した。これは、従来からの解析手法のうちの前者を有限要素法により解析するものである。有限要素法の詳細は省略するが、特に、路盤反力の考え方と目地部における荷重伝達の不連続性の導入方法について以下に示すことにする。

（１）　路盤反力

一般に板構造物の有限要素法では、各板要素の剛性マトリックス｛K｝を板全体について合成し、外力とのつり合いを考慮すれば、次の関係式が得られる。

$$\{F\} = [K]\{\delta\} \qquad (4.1)$$

ここに、｛Ｆ｝：板に作用する外力ベクトル、
［Ｋ］：板全体の剛性マトリックス、
｛δ｝：節点群の変位ベクトル。

各節点の変位｛δ_i｝は、図-4.1に示されるように、垂直変位w、x軸まわりの回転角$\theta_x(=-\partial w/\partial y)$およびy軸まわりの回転角$\theta_y(=\partial w/\partial x)$の3つの成分で表され、それに対応する外力｛$F_i$｝も垂直荷重$F_w$と2つのモーメント$F_{\theta x}$、$F_{\theta y}$の3成分で表されることになる。その結果、すべての節点に関して合成された式(4.1)の｛δ｝と｛F｝は（節点数×3）個の成分から構成されることになる。

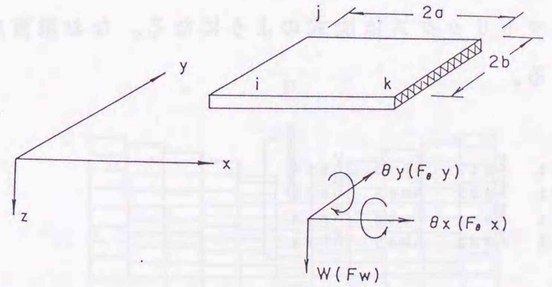


図-4.1　板要素の変位成分

ところでコンクリート舗装のように、コンクリート版が路盤によって支持されている場合には式(4.1)の外力ベクトルは次式のようになる。

$$\{F\} = \{F_1\} - \{F_2\} \qquad (4.2)$$

ここに、｛F_1｝：コンクリート版に作用する荷重ベクトル、
｛F_2｝：コンクリート版に作用する路盤反力ベクトル。

そして $\{F_2\}$ は路盤の剛性マトリックス $[K_B]$ と変位ベクトル $\{\delta\}$ によって

$$\{F_2\} = [K_B]\{\delta\} \tag{4.3}$$

のように表される。一般にコンクリート舗装の解析では版と路盤との間のせん断抵抗は考えないので、$\{F_2\}$ の成分のうち垂直変位に関する成分以外はすべて0となる。

式(4.1)、(4.2)、(4.3) から $\{F\}$ と $\{F_2\}$ を消去すると、

$$\{F_1\} = ([K] + [K_B])\{\delta\} \tag{4.4}$$

となる。式(4.4)のうち $\{\delta\}$ 以外は既知なので（節点数×3）元の連立一次方程式を解けば路盤反力をも考慮した $\{\delta\}$ が得られ、さらに応力マトリックスを媒介として曲げ応力も計算されることになる。

板要素の剛性マトリックスや応力マトリックスの具体的な表示については省略して、路盤の剛性マトリックスの誘導について以下に示そう。

コンクリート版を有限要素解析する場合の要素分割を長方形で行うと、要素についての路盤の剛性マトリックスは次式のようになる。なお垂直成分以外は0となるので記述を省略する。

$$[K_B] = \begin{pmatrix} K_{B11} & K_{B12} & K_{B13} & K_{B14} \\ K_{B21} & K_{B22} & K_{B23} & K_{B24} \\ K_{B31} & K_{B32} & K_{B33} & K_{B34} \\ K_{B41} & K_{B42} & K_{B43} & K_{B44} \end{pmatrix} \tag{4.5}$$

いま、地盤上に垂直集中荷重が載荷された時に、その地盤をWinkler地盤とみなした場合のたわみの模式図を図-4.2に示す。このWinkler地盤は載荷点だけがたわむという特徴があり、路盤の剛性マトリックスの対角項以外は0となるため、式(4.5) は次のように表される。

$$[K_B] = \begin{pmatrix} K_{B11} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & K_{B22} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & K_{B33} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & K_{B44} \end{pmatrix} \tag{4.6}$$

対角項 K_{Bii} は

$$K_{Bii} = \sum_{n=1}^{N} Ka_n b_n \tag{4.7}$$

で表される。この式中のKは路盤支持力係数（K値）、a_n、b_n はそれぞれ節点iの回りの要素の辺長の1/2である。またNは節点iの回りの要素数で、隅角部で1、縁部で2、内部の要素では4となる。

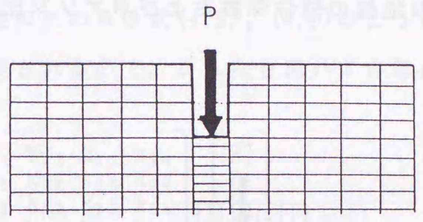


図-4.2　Winkler地盤のたわみ

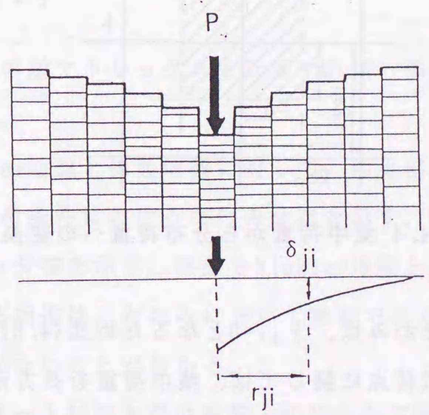


図-4.3　弾性地盤のたわみ

わが国の空港コンクリート舗装のコンクリート版厚設計法では、以上で述べたように、舗装をWinkler地盤上の板と考えて解析しているが、Winkler地盤は、必ずしも現実の路盤の挙動を表しているとは考えられない。これに対して、路盤を

弾性地盤と考える場合には、載荷点以外でもたわみが生じることとなるので、実際のものに近くなると思われる（図-4.3）。

したがって、式(4.5)の対頂角以外も0とはならない。地盤を半無限弾性体と考える場合の解であるBoussinesqの式によれば、集中荷重P_iが地盤上に垂直に作用した点iから距離r_{ji}の点jにおけるたわみは次式で表される。[7]

$$\delta_{ji} = \frac{P_i(1-\nu^2)}{\pi E r_{ji}} = P_i k_{ji} \qquad (4.8)$$

ここに、E、νはそれぞれ地盤の弾性係数およびポアソン比である。

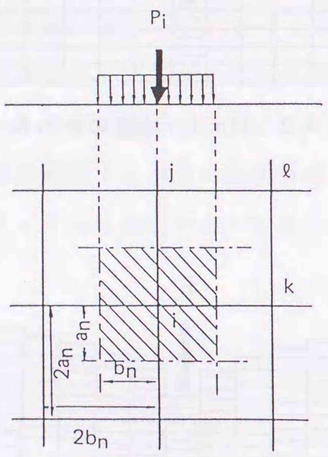


図-4.4 集中荷重から分布荷重への変換

ところで、載荷点のたわみは、r_{ji}=0となるため式(4.8)からは直接求めることはできない。そこで、載荷点に関しては、集中荷重を長方形分布荷重に置き換えてたわみを算出することにする。Cheungらは図-4.4のように集中荷重を節点回りの要素面積の1/4の面積に等分布させ、式(4.8)を重積分して求めている。[8] それは次のように積分を含まない形で表現できる。[7]

$$\delta_{ii} = \frac{P_i}{\sum_{n=1}^{N} a_n b_n} \sum_{n=1}^{N} \frac{b_n(1-\nu^2)}{\pi E} \left\{ m_n \log_e \frac{\sqrt{m_n^2+1}+1}{m_n} + \log_e(\sqrt{m_n^2+1}+m) \right\} = P_i k_{ii} \qquad (4.9)$$

ここに $m_n = a_n/b_n$ である。

一般的に、弾性地盤のたわみは式(4.8)、(4.9)のような形式、つまり荷重にある係数を乗じた形で表されるので、これらを用いて各節点のたわみを表すと、

$$\begin{pmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \\ \delta_4 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} k_{11} & k_{12} & k_{13} & k_{14} \\ k_{21} & k_{22} & k_{23} & k_{24} \\ k_{31} & k_{32} & k_{33} & k_{34} \\ k_{41} & k_{42} & k_{43} & k_{44} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} P_1 \\ P_2 \\ P_3 \\ P_4 \end{pmatrix} \qquad (4.10)$$

となる。したがって、すべての要素に関する式(4.10)を合成し、

$$\{\delta\} = [\, k_{ij} \,]\{\, P \,\} \qquad (4.11)$$

とした後に、$[\, k_{ij} \,]$の逆マトリックスを計算すれば、弾性地盤の剛性マトリックス$[\, K_B \,]$が得られる。

図-4.5には、Winkler地盤と弾性地盤に対して、中央部載荷、縁部載荷および隅角部載荷の3種類の載荷条件におけるたわみ分布を示す。図-4.6には、同様に、コンクリート版のひずみ分布を示す。路盤をWinkler地盤と考えるか、あるいは弾性地盤と考えるかによる相違は、たわみにおいて顕著であるが、その分布形状やひずみにはあまり差異がないことがわかる。

このほか、コンクリート舗装を弾性地盤上の板として解析する場合には、全体剛性マトリックスがバンドマトリックスとはならないために、Winkler地盤上のものと比較して、多くの記憶容量と長い計算時間が必要となること、さらに、わが国の空港コンクリート舗装の設計法ではWinkler地盤を採用していることを考慮して、以下では、路盤をWinkler地盤と考えて解析を進めた。

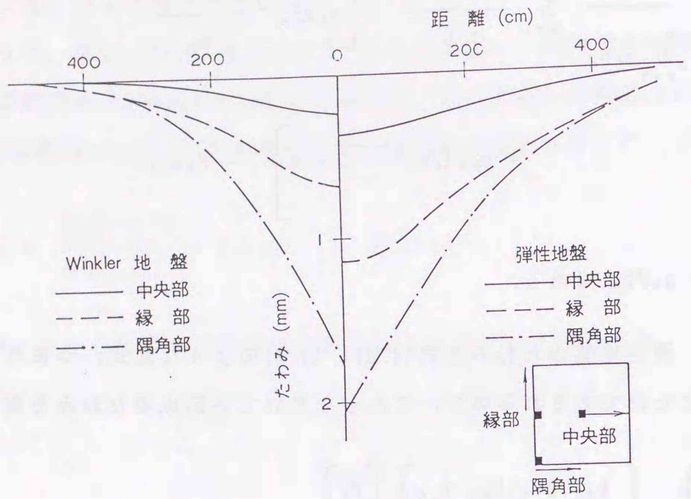


図-4.5 地盤モデルの違いとたわみ分布

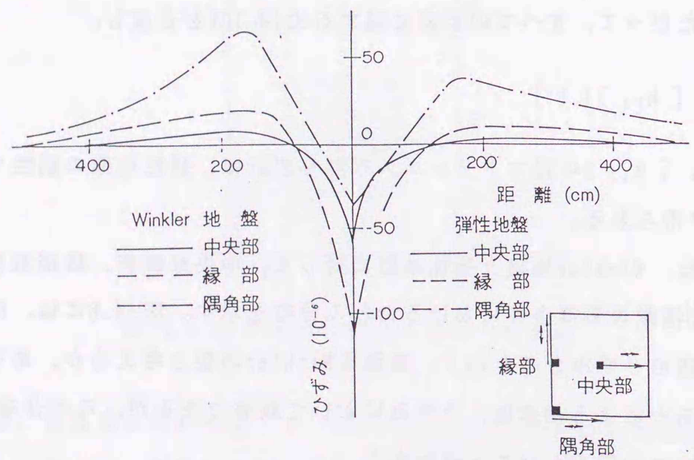


図-4.6 地盤モデルの違いとコンクリート版ひずみ分布

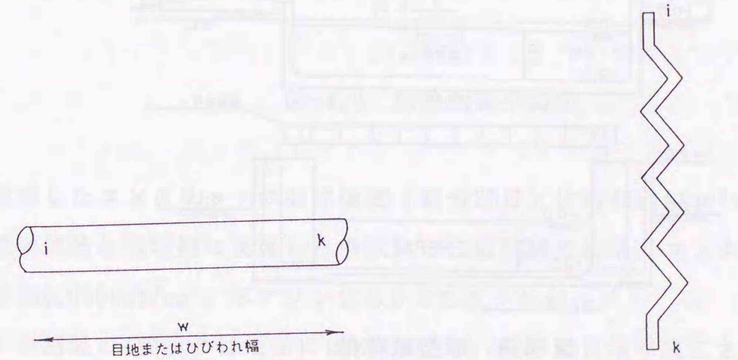
（２） 目地部における荷重伝達の不連続性

式(4.4)の右辺の[K]の組立てに際しては、コンクリート舗装の目的部における荷重伝達の不連続性を考慮しておく必要がある。この不連続性を表現するため

に、Tabatabieらは図-4.7に示すようにスリップバー目地に対しては棒要素、かぎ型目地やのこ溝目地には１次元ばね要素を用いている。[9] 棒要素の特徴は棒の長手方向にその断面形状や材質などに応じた曲げモーメントが伝達されることであるのに対し、ばね要素では曲げモーメントの伝達は行われず、そのばね定数に応じたせん断力しか伝達されないのが特徴である。後述するように、実験ではスリップバー目地においても、曲げモーメントの伝達はほとんど認められなかったため、目地部における荷重伝達の不連続性はすべてこのばね要素を用いて表現した。その結果、目地要素のばね定数をK_sとすればその要素の剛性マトリックスは

$$[k] = \begin{pmatrix} K_s & 0 & 0 & -K_s & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -K_s & 0 & 0 & K_s & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{pmatrix} \tag{4.12}$$

と表されることになる。なおK_sは、目地に沿った単位長さあたりのばね定数k_s（力／面積の次元をもつ）にその目地要素が代表するとみなされる目地の長さを乗じたものである。



a） 棒要素　　b） ばね要素

図-4.7 目地要素

４．２．２ 試験舗装

コンクリート舗装の目地部における挙動を実験的に把握するために、以下に示すような試験舗装を製作し、一連の実験を行った。

（1） 試験舗装の製作

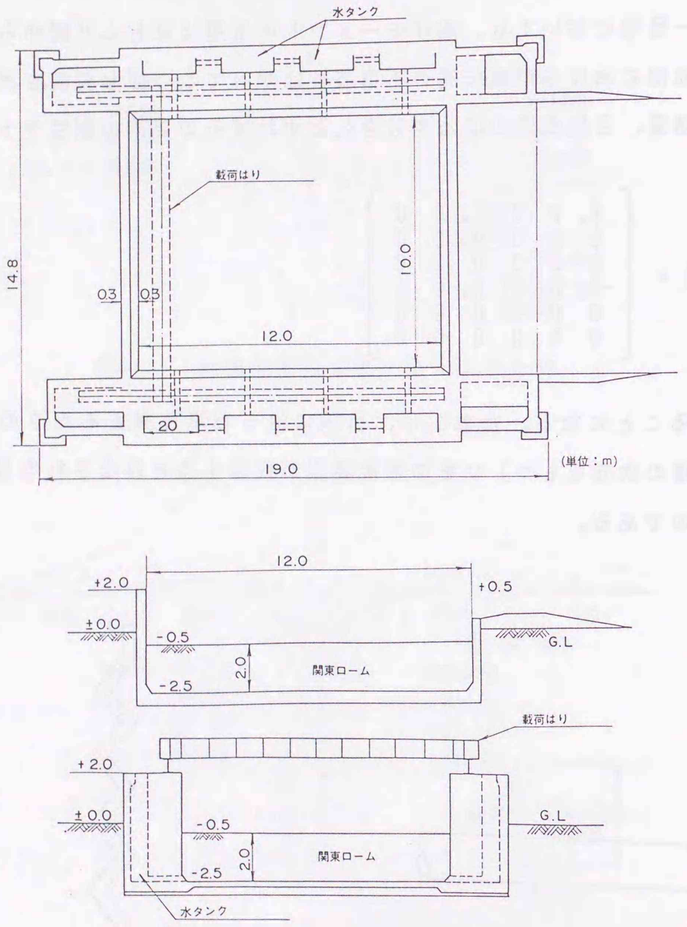


図-4.8 原型載荷槽

試験舗装は図-4.8に示す規模をもつ、運輸省港湾技術研究所の原型載荷実験槽内に施工された。この原型載荷槽は、縦12m、横10m、深さ4.5mの大きさをもち、200tfまでの荷重を舗装に加えることができるようになっているものである。試験舗装の平面図を図-4.9に示す。設計CBRが5.5%の武蔵野ロームである路床の上に山

砂37cm、粒度調整砕石62cmの路盤を施工してから、27cm厚のコンクリート版を打設した。このときの路盤の支持力係数(K_{75})は8.8kgf/cm³であった。コンクリート版厚は、表-1.6に示すように、設計荷重がLA-3、設計反復作用回数のM区分に対応するものである。

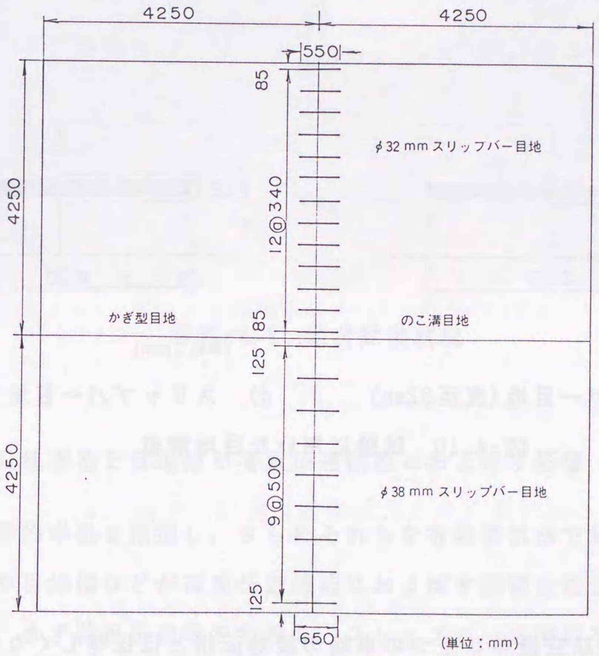


図-4.9 試験舗装平面図

使用したコンクリートの曲げ強度（材令28日）は約40kgf/cm²であった。（2）の載荷試験と同時期に実施した供試体の圧縮試験の結果、コンクリートの弾性係数は260,000kgf/cm²、ポアソン比は0.2であった。

この舗装の4箇所の目地部には次のような4種類の目地が施工された。

① のこ溝目地（図-4.10 a)）

② かぎ型目地（図-4.10 b)）

③ スリップバー目地（鋼棒の直径32mm、長さ550mm、間隔340mm、図-4.10 c)）

④ スリップバー目地（鋼棒の直径38mm、長さ650mm、間隔500mm、図-4.10 d)）

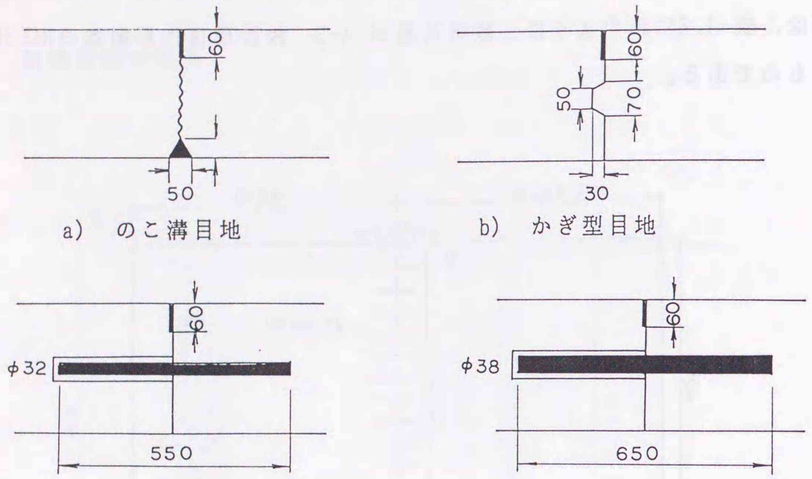


図-4.10 試験に用いた目地構造

（2）・載荷試験

載荷重は、大型航空機のひとつの車輪の接地面積とほぼ等しくなるような直径40cmの鋼板の下に、厚さ1cmの硬質ゴムを介して舗装に加えられた。この試験は、目地の荷重伝達機能に関してのものなので、目地部で載荷試験を主体的に行った。目地幅が目地の荷重伝達機能に及ぼす影響を調べるために、施工当初の状態から人為的に目地を開きながら載荷試験を続けた。目地は、のこ溝目地およびかぎ型目地については3.5mm、スリップバー目地では25mmまで拡げた。写真-4.1は試験中の様子である。

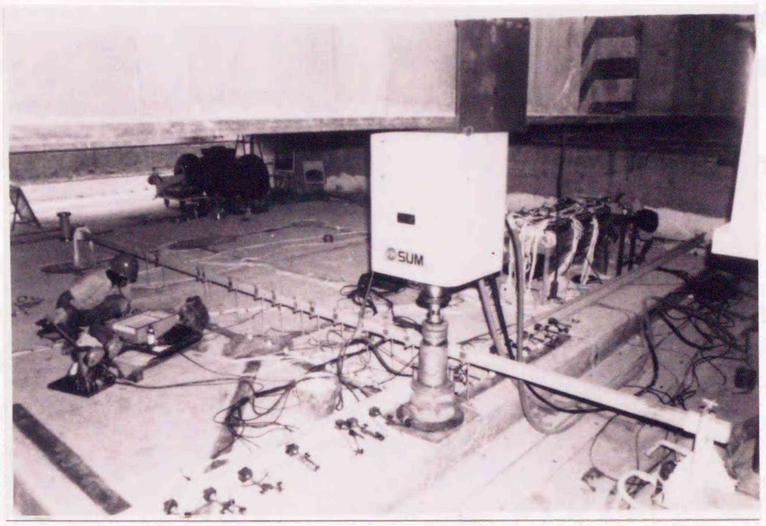


写真-4.1 載荷試験状況

4．2．3 目地構造と目地幅が荷重伝達機能におよぼす影響

目地部の力学的挙動を把握し、さらにそれらを有限要素法で解析することにより、目地構造や目地幅などが荷重伝達機能におよぼす影響を総合的に検討する。それに先立ち、まず荷重伝達率を定義し、スリップバーの挙動を記述する理論式について述べる。

（1） 荷重伝達率の定義

いくつかの種類の目地の効果を相対比較するためには、コンクリート版のひずみやたわみ、路盤上の垂直応力などに注目すればよい。これは、これらの値は、目地部における荷重伝達機能が十分行われていれば、荷重伝達が不十分な場合よりも小さくなるからである。これはコンクリート版の中央載荷と縁部載荷の状態を比較すれば容易に理解できる。このことから、目地の効果を表現するのに、コンクリート版のひずみやたわみ、路盤上の垂直応力などを何らかの手段で無次元化したパラメーターを用いることが考えられる。このうち、コンクリート版のひずみやたわみを用いる手法についてはChildsらが若干の考察を加えている。[10)]

一方、実際に供用中での舗装での測定のことを考えるとコンクリート版のたわみを用いることが最も現実的であると考えられるが、たわみを用いて目地の荷重伝達機能を表現するものとしては次の2種類が考えられている。

$$Eff = \frac{d_2}{d_1} \times 100 \qquad (4.13)\ ^{11)}$$

$$Eff = \frac{d_2}{(d_1+d_2)/2} \times 100 \qquad (4.14)\ ^{12)}$$

ここに、d_1：目地をはさんだ載荷側のコンクリート版のたわみ、

d_2：目地をはさんだ非載荷側のコンクリート版のたわみ。

いずれの式も$d_1 = d_2$の時に100%、$d_2 = 0$の時に0%となり、また両者は互いに換算も可能である。そのためいずれの式を用いてもよいが、式(4.14)の右辺の分母、$(d_1+d_2)/2$、がほぼ一定値となることがわかったので、式の形としては不変量を分母にもつもののほうが合理的であると考え、式(4.14)を用いることにした。これについて、４．２．４で得られた計算結果を表-4.2に示した。

表-4.2　載荷側と非載荷側のたわみ

コンクリート版厚(cm)	荷重伝達率 (%)	$(d_1+d_2)/2$ (cm)
30	100	0.104
	85	0.105
	55	0.105
	0	0.106
40	100	0.083
	85	0.084
	55	0.085
	0	0.086
50	100	0.068
	85	0.069
	55	0.071
	0	0.071

（２）　荷重伝達にともなうスリップバーの変形 [13]

コンクリート版内に埋め込まれたスリップバーの先端に荷重が載荷された時のスリップバーのたわみyは、スリップバーをWinkler基礎上の無限長のはりと仮定することにより、次式のように表される。（図-4.11参照）。

$$y = \frac{\exp(-\beta x)}{2\beta^2 EI}\left[P\cos\beta x - \beta M_0(\cos\beta x - \sin\beta x)\right] \qquad (4.15)$$

ここに、x：コンクリート面（A点）からの距離、

p：スリップバーの先端に載荷された荷重、

M_0：A点におけるスリップバーの曲げモーメント、

β：スリップバーの相対剛度$(= (K_c b/(4EI))^{0.25})$、

K_c：コンクリートの支持力係数、

b：スリップバーの直径、

E：スリップバーの弾性係数、

I：スリップバーの断面２次モーメント。

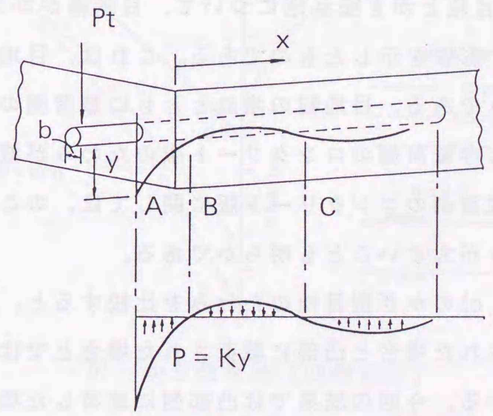


図-4.11　スリップバーの挙動

いま、目地幅をzとして、図-4.11においてPがコンクリート面からz/2のところに載荷されるとすれば、A点における曲げモーメントM_0は

$$M_0 = -\frac{P}{2} Z \tag{4.16}$$

で表され、式(4.16)とx = 0とを式(4.15)に代入することによってA点のたわみy_0は、

$$y_0 = \frac{P}{4\beta^3 EI} (2 + \beta z) \tag{4.17}$$

となる。その時のA点における支圧応力σ_0は、

$$\sigma_0 = K_c y_0 = \frac{K_c P}{4\beta^3 EI} (2 + \beta z) \tag{4.18}$$

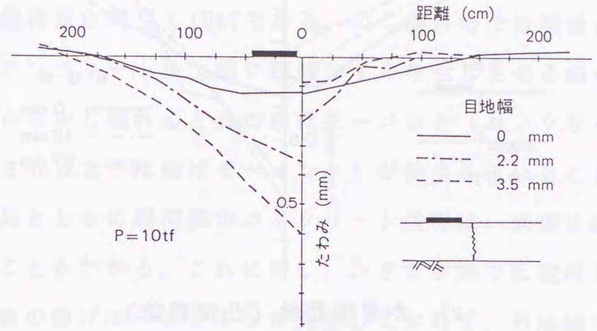
と表される。

（3） 試験結果

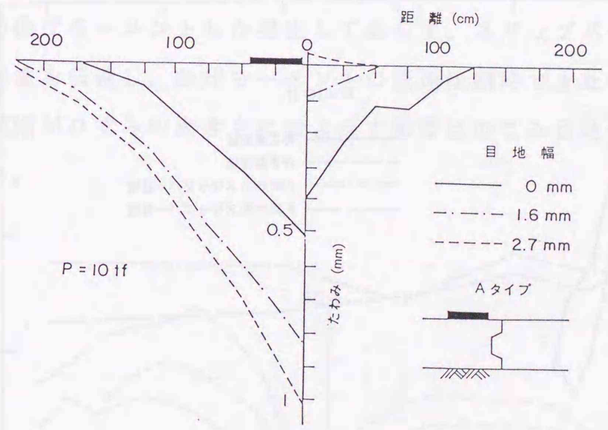
a） コンクリート版表面のたわみ

図-4.12は、のこ溝目地とかぎ型目地について、目地幅がコンクリート版表面のたわみ分布におよぼす影響を示したものである。これは、目地に垂直方向で載荷重が10tfの時のたわみである。目地幅の増加とともに載荷側のコンクリート版のたわみが増大し、逆に非載荷側のコンクリート版のたわみが減少していることが読みとれる。そして載荷側のコンクリート版に関しては、のこ溝目地よりもかぎ型目地のたわみのほうが大きいことも明らかである。

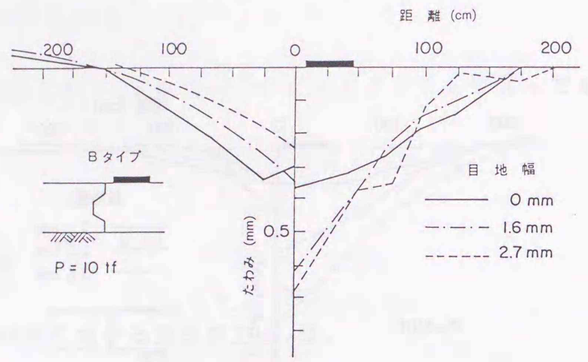
さらに図-4.12 b)、c)のかぎ型目地のたわみを比較すると、同じ目地幅でも、かぎの凹部側に載荷された場合と凸部に載荷された場合とでは、たわみ分布が大きく異なることがわかる。今回の結果では凸部側に載荷した場合のほうが最大たわみが小さくなっている。これは、目地幅の増加につれてかぎの上下の隙間が等しくなくなり、上側の隙間が大きくなった結果と推定される。なおBallらによって行われた目地部の挙動に関する数多くの実験結果でも、凸部側に載荷した方がその逆の場合よりも良好な評価が与えられており、[14] 今回の実験結果を裏付けている。



a） のこ溝目地



b） かぎ型目地（凹側載荷）



c) かぎ型目地（凸側載荷）

図-4.12 コンクリート版表面のたわみ分布

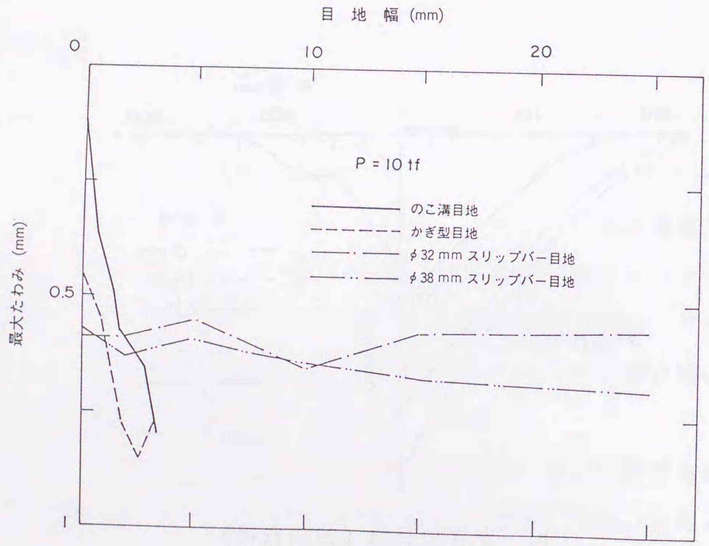


図-4.13 目地幅と最大たわみ

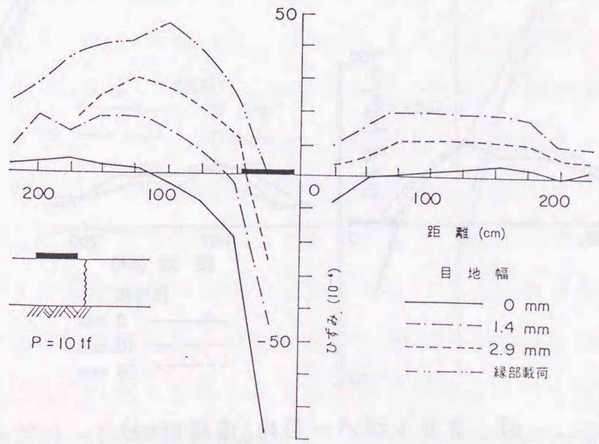
4種類の目地について、載荷重が10tfのときの最大たわみと目地幅の関係を図-4.13に示す。のこ溝目地、かぎ型目地と異なり、直径32mm、38mmのいずれのスリップバー目地ともに目地幅の増加によるたわみの増加はわずかである。目地幅がかなり増加してもたわみには大きな変化がみられないことから、目地の荷重伝達

機能が保たれていることが推定される。

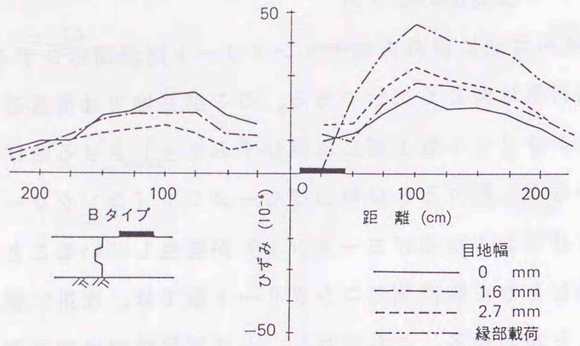
b) コンクリート版表面のひずみ

図-4.14に目地幅が目地に直角方向のコンクリート版表面のひずみ分布におよぼす影響を示す。載荷重は同じく10tfである。のこ溝目地では荷重近傍には正の曲げモーメント（コンクリート版上面に圧縮ひずみを生じさせる曲げモーメント）が発生し、荷重から少し離れると負の曲げモーメント（コンクリート版上面に引張ひずみを生じさせるような曲げモーメント）が発生していることがわかる。そして目地幅の増加とともに載荷側のコンクリート版では、次第に縁部載荷の状態に近づいていくことがわかる。これに対し、かぎ型目地では載荷側のコンクリート版においても負の曲げモーメントしか発生しておらず、目地幅の増加とともに載荷側のコンクリート版ではひずみが増大し、非載荷側では減少している。

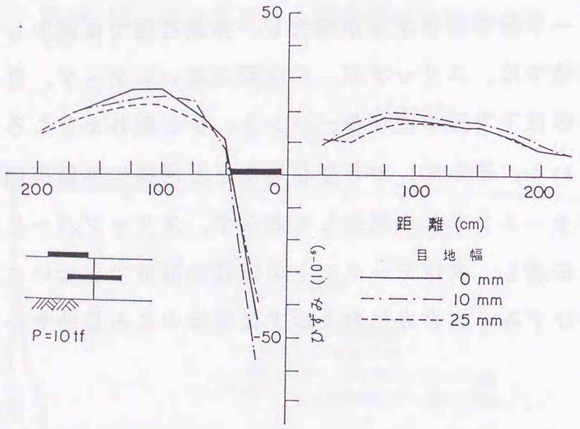
スリップバー目地では、スリップバーの直径の違いによらず、目地部のコンクリート版には載荷板直下で正の曲げモーメント、少し離れたところで負の曲げモーメントが生じている。そして、かぎ型目地などと同様に非載荷側のコンクリート版には負の曲げモーメントしか発生しておらず、スリップバーといえどもせん断力のみで荷重を伝達し、曲げモーメントの伝達は期待できないことがうかがえる。また目地幅がひずみの大きさにおよぼす影響はのこみ目地やかぎ型目地ほど顕著ではない。



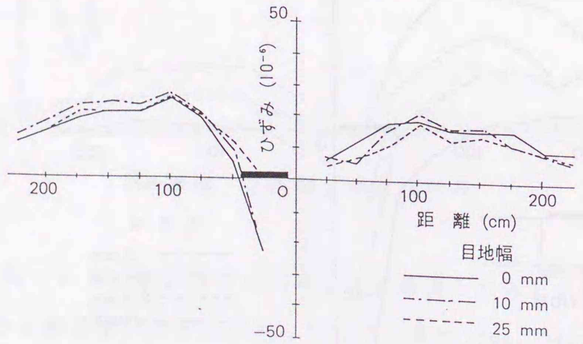
a) のこ溝目地



b) かぎ型目地（凸側載荷）

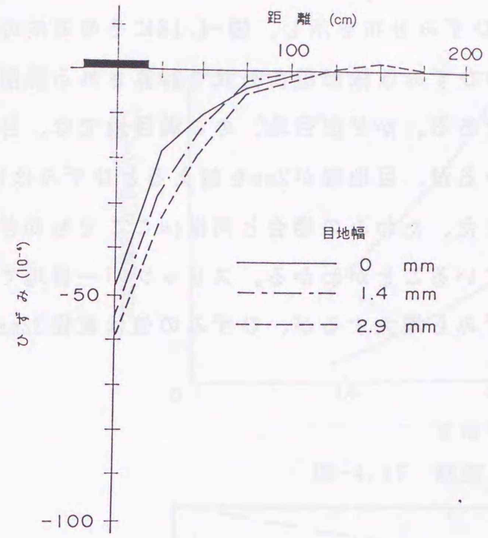


c) スリップバー目地(直径32mm)

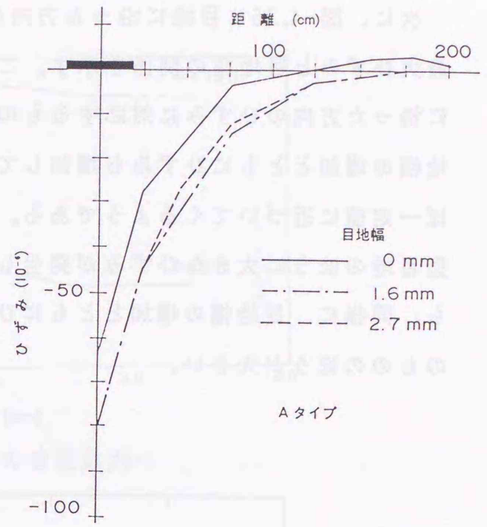


d) スリップバー目地(直径38mm)

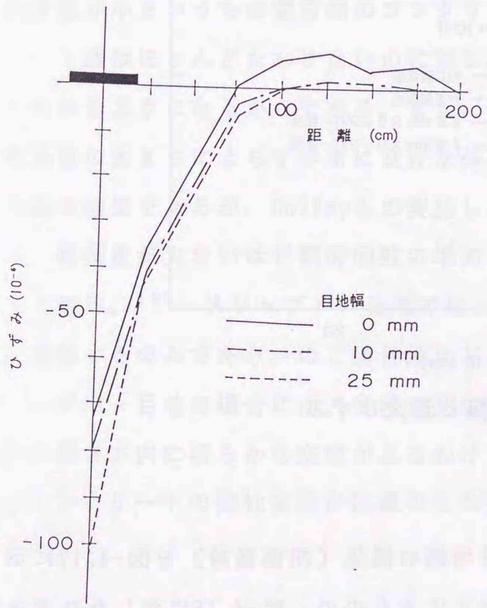
図-4.14 コンクリート版表面のひずみ分布（目地直角方向）



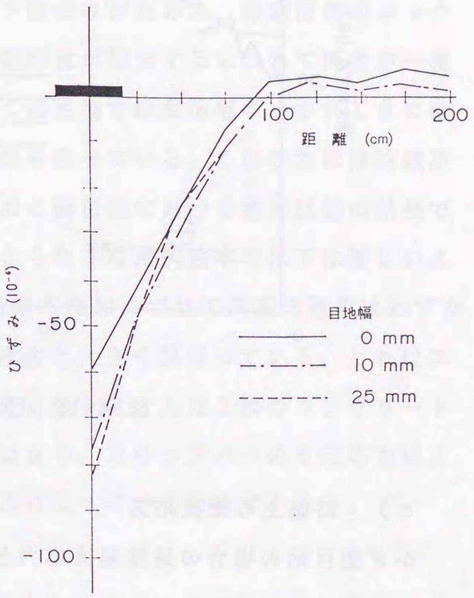
a) のこ溝目地



b) かぎ型目地（凹側載荷）



c) スリップバー目地(直径32mm)



d) スリップバー目地(直径38mm)

図-4.15 コンクリート版表面のひずみ分布(目地平行方向)

次に、図-4.15に目地に沿った方向のひずみ分布を示し、図-4.16にその方向の最大ひずみと目地幅の関係を示す。このひずみは縁部載荷公式で計算される縁部に沿った方向のひずみに対応するものである。かぎ型目地、のこ溝目地では、目地幅の増加とともにひずみも増加しているが、目地幅が2mmを越えるとひずみはほぼ一定値に近づいてくるようである。また、たわみの場合と同様、ここでもかぎ型目地のほうに大きなひずみが発生していることがわかる。スリップバー目地でも、同様に、目地幅の増加とともにひずみも増大するが、ひずみの値は直径32mmのもののほうが大きい。

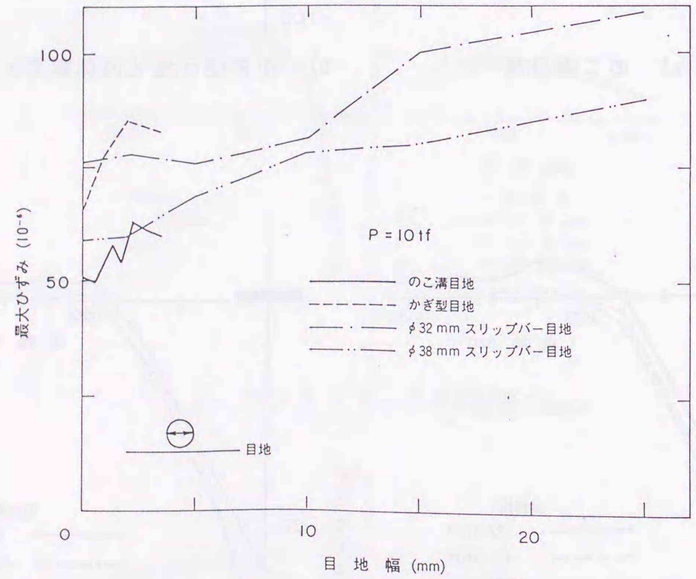


図-4.16　目地幅と最大ひずみ

c）　路盤上の垂直応力

かぎ型目地の場合の路盤垂直応力と目地幅の関係（凹側載荷）を図-4.17に示すが、目地幅の増加とともに路盤応力も増大するものの、図-4.16に示したひずみの場合と同様に目地幅が2mmを越えるとほぼ一定の値に落ち着いてくることがわかる。また、載荷重が大きくなるほど載荷重の増加にともなう応力の増分も大きくなり、

非線形挙動を示していることも認められる。

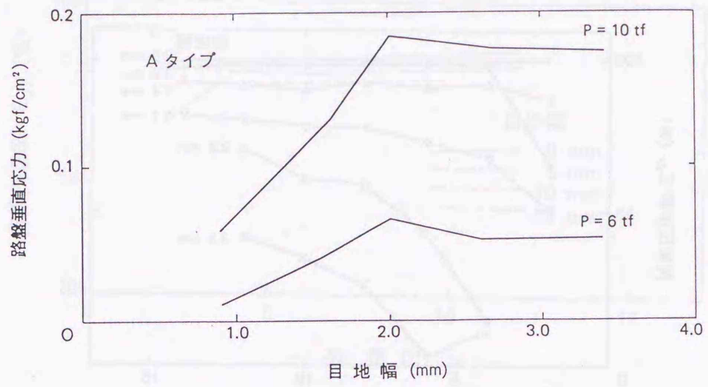
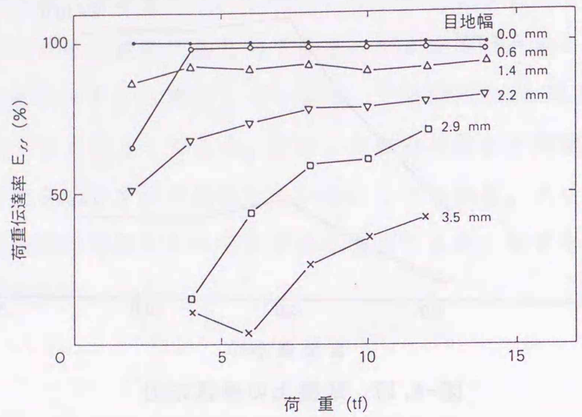


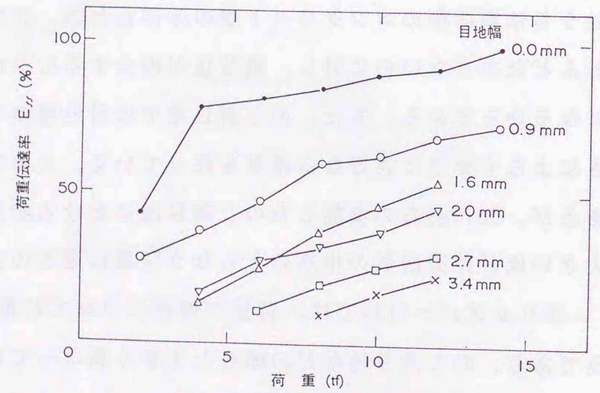
図-4.17　路盤上の垂直応力

d）　荷重伝達率

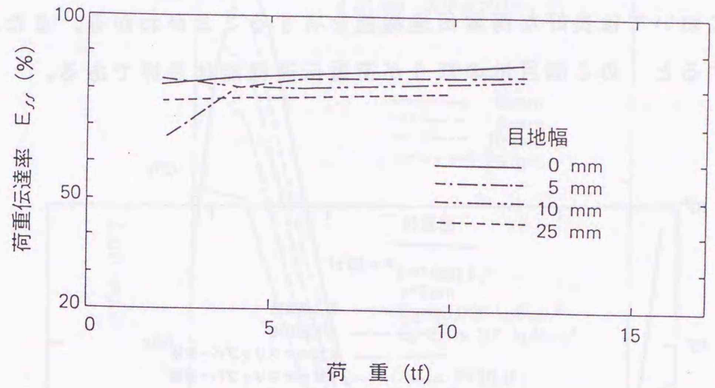
式(4.14)で定義した荷重伝達率と目地幅、載荷重の関係を図-4.18に示す。いずれの目地も載荷重が大きくなると荷重伝達率も大きくなることがわかる。これは、載荷重が小さいうちは載荷側のコンクリート版のみがたわみ、非載荷側のコンクリート版はほとんどたわまないのに対し、載荷重が増大するにつれて両者が一緒にたわむようになるからである。また、のこ溝目地では目地幅の小さいときには載荷重の大きさによらず非常に良好な伝達率を保っている。この現象は静的載荷試験の結果であるが、Colleyらの実施したのこ溝目地における疲労試験の結果では、載荷重が大きいほど載荷回数の増加にともなう荷重伝達率の低下は著しいようである。[15]　スリップバー目地では、荷重の増加につれて荷重伝達率はわずかに増加するのみであり、のこ溝目地などの場合と大きく異なっている。これはスリップバー目地の場合には、目地が開いても目地をはさんだ2枚のコンクリート版の深さ方向に明らかな空隙があるわけではなく、スリップバーの支圧応力によるコンクリートの弾性変形が段差の主な要因になっているためであろう。



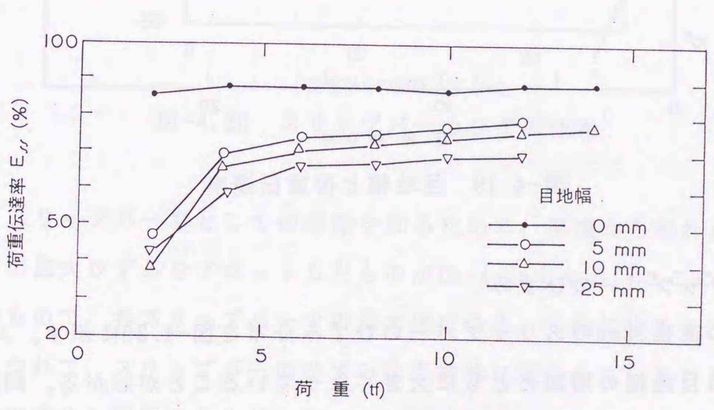
a) のこ溝目地



b) かぎ型目地



c) スリップバー目地(直径32mm)



d) スリップバー目地(直径38mm)

図-4.18 目地の荷重伝達率

載荷重が10tfの時の荷重伝達率と目地幅の関係を図-4.19に示す。スリップバー目地では、目地幅が25mmとなっても直径38mmのスリップバー目地では70%、直径32mmのものでは80%もの荷重伝達率が確保されていることが認められる。これに対して、のこ溝目地、かぎ型目地では、目地幅が小さい間は良好な荷重伝達を保持できるようであるが、目地幅の増加につれて極端に低下することがわかる。この

ことから、骨材のかみ合わせや目地部の凹凸のかみ合わせといった機構で荷重を伝達するのこ溝目地とかぎ型目地は、タイバーなどによって目地幅を小さく保持できる限りにおいては良好な荷重伝達機能を有することがわかる。また、かぎ型目地に比較すると、のこ溝目地のほうが荷重伝達機能は良好である。

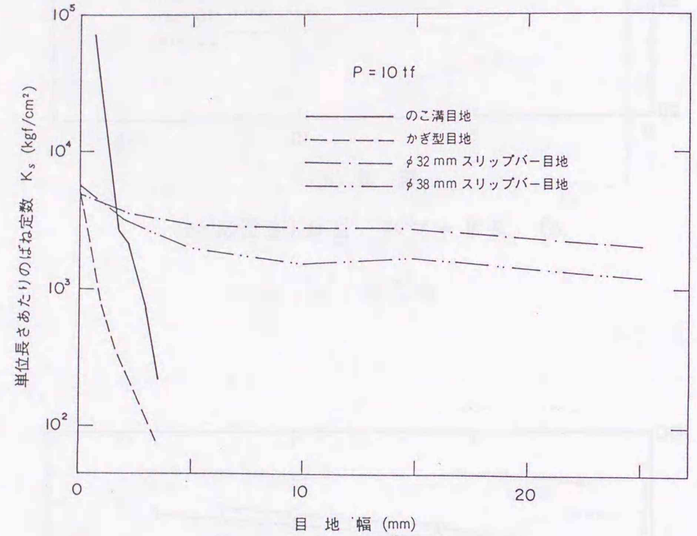


図-4.19　目地幅と荷重伝達率

e）　スリップバーのひずみ

荷重直下の直径32mmのスリップバーのひずみ分布を図-4.20に示す。スリップバーのひずみは目地幅の増加とともに大きくなっていることがわかる。同図中には４．２．３（２）でP = 1,000kgf、z = 2cm (M_0 = -1,000kgf·cm) とおいて得られる計算値も示してあるが、最大ひずみの発生位置は異なるものの、実測値と計算値はよく似た形状を示しているといえよう。

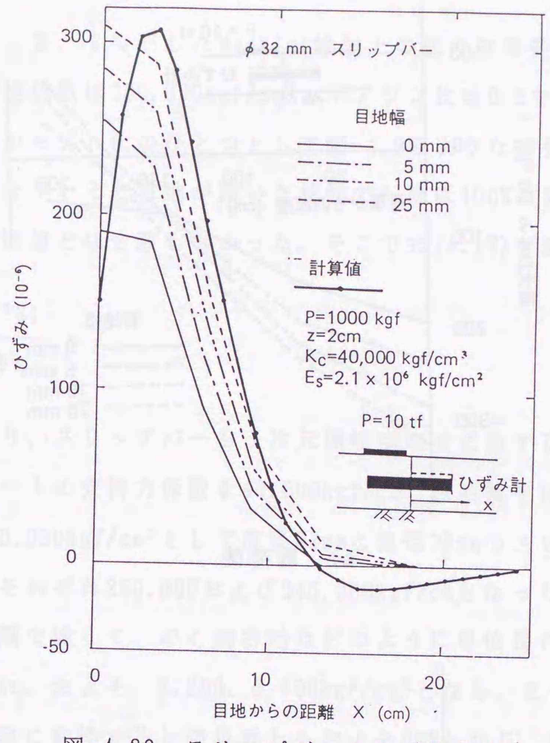
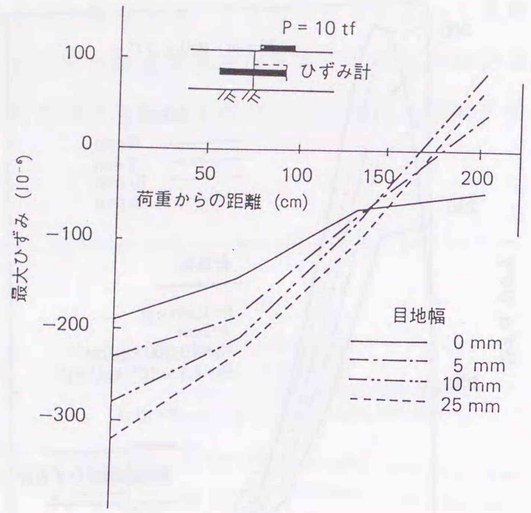
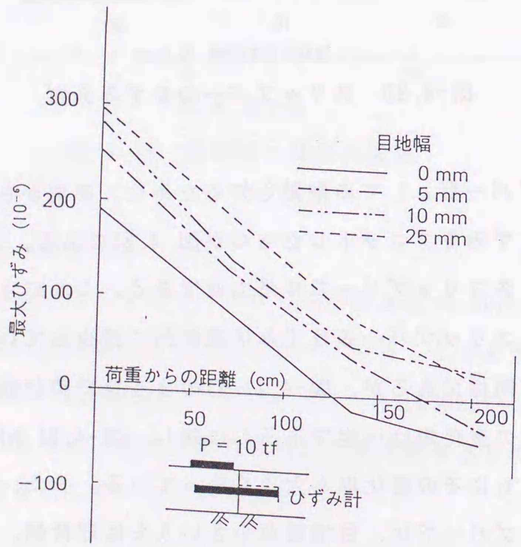


図-4.20　スリップバーのひずみ分布

次に、スリップバー群としての挙動を知るために、荷重から離れた位置のスリップバーの最大ひずみをプロットしたものが図-4.21である。ここに示した値は直径32mmのもので、各スリップバーでの最大値である。これによると、載荷点から離れるにつれて、スリップバーのひずみは直線的に減少していることがわかる。直径38mmの場合も同様であるが、図-4.21 a)のような載荷状態では目地幅が変化しても最大ひずみの変化率は一定であるのに対し、図-4.21 b)のような載荷では目地幅の増加とともにその変化率も大きくなっている。また、載荷点から200cmの距離にあるスリップバーでは、目地幅が小さいうちは載荷側、非載荷側ともにスリップバーの上面で圧縮ひずみ、つまり正の曲げモーメントが生じているのに対し、目地幅が大きくなってくると負の曲げモーメントが発生するようになる。



a) 載荷側



b) 非載荷側

図-4.21 スリップバーの最大ひずみ分布（目地平行方向）

（4） 荷重伝達に関する有限要素解析

ここでは、４．２．１で示したWinkler地盤上の板の有限要素法を用いたが、コンクリートの弾性係数は300,000kgf/cm²、ポアソン比は0.2を用いて解析した。

スリップバーのモデル化のひとつとして図-4.9のような棒要素を用いる考えがあるが、棒要素を用いると目地が開いた状態でもほぼ100%の荷重伝達率が計算されてしまい、実測値とは合致しなかった。そこで式(4.17)を変形し、

$$\frac{P}{y_0} = \frac{4\beta^3 EI}{2+\beta z} = K_s \qquad (4.19)$$

と表すことにより、スリップバーも１次元弾性ばねで近似することにした。

いまコンクリートの支持力係数を40,000kgf/cm³,目地幅を1cm,スリップバーの弾性係数を2,100,000kgf/cm²として直径32mmと直径38mmのスリップバーに対するK_sを計算するとそれぞれ250,000および340,000kgf/cmとなった。これらの値をスリップバーの間隔で除して、のこ溝目地などのように単位長さあたりのばね定数に直すとそれぞれ、およそ、7,200、6,700kgf/cm²となる。これから、図-4.22を用いて荷重伝達率に変換すると両目地ともおよそ90%となり、実測値の83および75%と比較して大きな値となる。実際の目地要素のばね定数は、スリップバーの移動側にグリースを塗布したことやその上からかぶせたビニールカバーが変形することのために、この式によるものよりも小さくなってしまうものと考えられる。

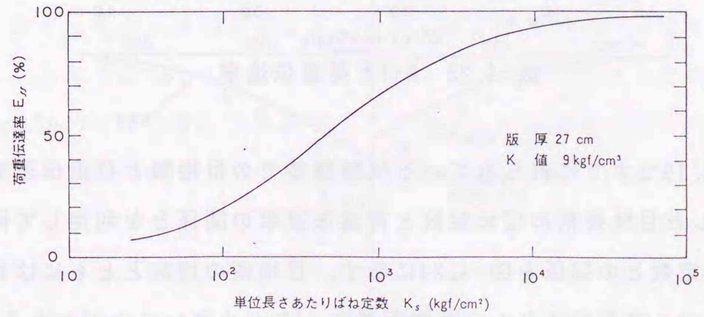


図-4.22 目地要素のばね定数と荷重伝達率

このように、式(4.19)を使用するには不明確な点があるため、スリップバーを表す1次元ばね要素のばね定数は、この式によらずに、のこ溝目地、かぎ型目地と同じ考え方で取り扱うことにした。このばね定数と荷重伝達率の関係を明らかにするために、コンクリート版厚と路盤K値を今回の試験舗装と同じく27cmおよび9kgf/cm³とした条件下で計算された、ばね定数と荷重伝達率の関係を図-4.22に示す。この図から、ばね定数が大きくなれば荷重伝達率も大きくなり、しかもその変化率はk_sが10^2から10^4kgf/cm²の範囲で大きいことがわかる。

さらにコンクリート版厚や路盤支持力係数を変化させながら多くの計算を行った結果からは、ばね定数が一定の条件のもとでは、コンクリート版厚や路盤K値の増加とともに荷重伝達率が減少することがわかった。この点については、路盤支持力係数と剛比半径の積(K·l)を新しいパラメーターとすると、図-4.23のような形にまとめることができる。[9)]

図-4.23 K·lと荷重伝達率

次に、図-4.19ですでに得られている試験舗装での目地幅と荷重伝達率の関係と図-4.22に示した目地要素のばね定数と荷重伝達率の関係とを利用して得られる、目地幅とばね定数との関係を図-4.24に示す。目地幅の増加とともにばね定数は減少すること、のこ溝目地よりもかぎ型目地のものが小さいことがわかる。

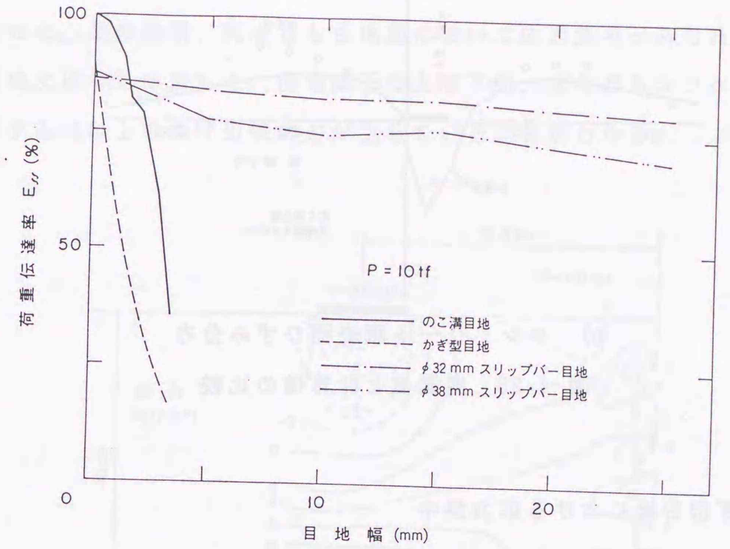
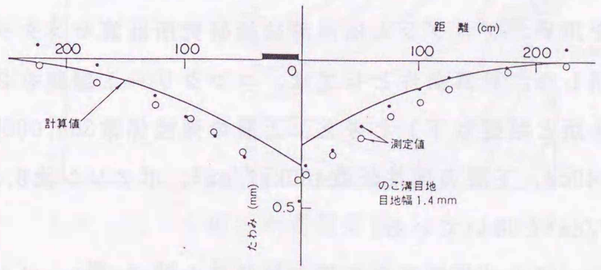
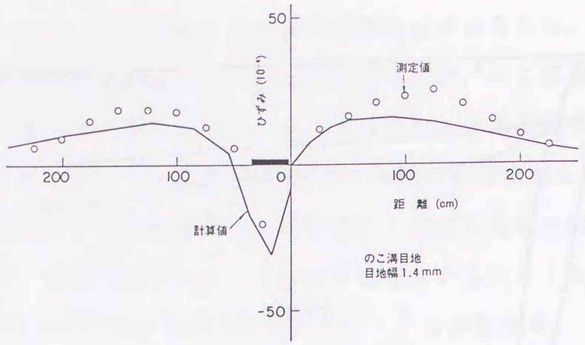


図-4.24 目地幅と目地要素のばね定数

さらに図-4.24を利用して得られるばね定数を用いて、載荷試験の荷重条件のもとでのたわみ、ひずみを計算し実測値と比較した例を図-4.25に示す。その計算手法からわかるように、計算された荷重伝達率は測定値と等しくなるが、たわみ、ひずみとも実測値のほうが大きくなっている。しかし、その分布形状に関しては両者は同じような傾向を示していることがわかる。



a) たわみ分布



b) コンクリート版表面ひずみ分布

図-4.25 実測値と計算値の比較

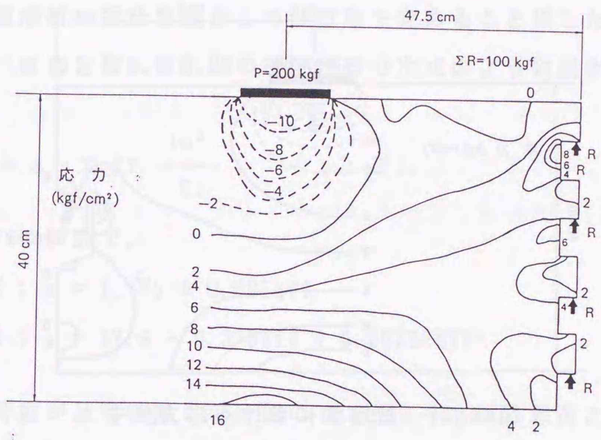
(5) かぎ型目地における応力集中

かぎ型目地の破損例が最近しばしば報告されており、[16)、17)] 米国においてはかぎ型目地はなくす方向にあるようである。[18)] 今回の試験結果も、のこ溝目地に比較してたわみ、ひずみともに大きな値を示しており、それらの傾向を裏付けている。

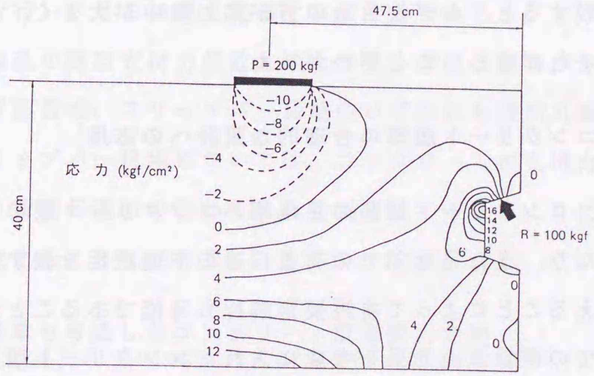
かぎ型目地のもつこのような短所は、目地幅の増加にともなって2枚のコンクリート版が離れてしまうことや、かぎ部における応力集中により部材に破損が生じて荷重伝達が十分行われなくなるためであろうと推定されている。このうち前者については(3)の結果からも明らかであるので、ここでは、後者について検討を行うことにした。解析方法としては、平面ひずみ状態での2次元連続体についての有限要素法を用い、プログラムは港湾技術研究所計算センターに登録されているISAP-6を利用した。計算条件としては、コンクリート舗装を2層からなるもの(コンクリート版と路盤以下)と考え、上層の弾性係数300,000kgf/cm²、ポアソン比0.2、厚さ40cm、下層の弾性係数400kgf/cm²、ポアソン比0.35を仮定し、荷重強度は13.3kgf/cm²を用いている。

目地部から47.5cm離れた位置に長さ15cmの等分布荷重(200kgf)が載荷されたときの応力分布を、のこ溝目地とかぎ型目地について図示したものが図-4.26である。なお、載荷側のコンクリート版が非載荷側のコンクリート版から受ける反力Rとし

ては100kgf、つまり荷重外力Pの半分を仮定している。のこ溝目地においてはこの反力を深さ方向に4つに分けて作用させ、またかぎ型目地では凹部の上側に集中して作用させた。その結果、両者とも目地部において応力集中がみられ、なかでもかぎ型目地ではそれが著しく、荷重直下の上層下面、すなわちコンクリート版下面に発生する値以上の曲げ引張応力が生じていることがわかる。



a) のこ溝目地



b) かぎ型目地

図-4.26 目地部における応力集中

次に、非載荷側のコンクリート版からの反力を上記の半分の50kgfにしたときの

かぎ型目地における計算結果を図-4.27に示す。これは目地の荷重伝達機能が低下した場合を表すものであるが、図-4.26 b)と比較して目地部での応力集中がかなり低減するようである。これは、荷重伝達率が大きいことは目地部のコンクリート版下面の応力に関して望ましいことである反面、目地部における応力集中に対しては逆に厳しいものであることを示している。

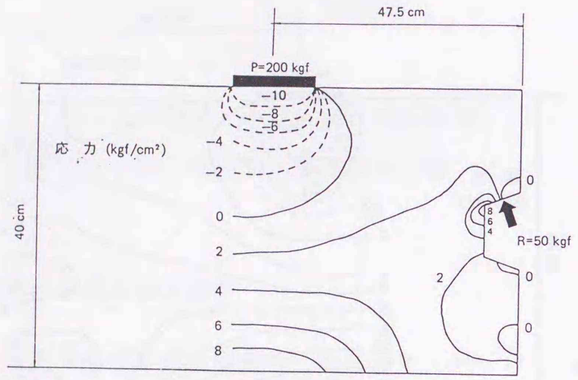


図-4.27　目地部における応力集中

以上のことから、計算のためにかなりの単純化を行っているため計算値そのものの厳密な議論はできないが、せん断力によって荷重伝達を行うのこ溝目地とかぎ型目地を比較すると、かぎ型目地の方が応力集中が大きく、しかも荷重伝達が良好な時ほどそれが著しいことがわかった。

４．２．４　コンクリート版厚の合理的な設計への応用

これまでに、コンクリート舗装の目地幅がコンクリート版の挙動におよぼす影響が明らかになり、また目地部での荷重伝達の不連続性を表すばね要素のばね定数を適切に与えることによって有限要素解析も可能であることが示された。ここでは、目地部での荷重伝達効果を考慮に入れたコンクリート版厚の設計法に有限要素法を利用していくことの可能性を検討する。

（１）　ばね定数の合理的表示

４．２．３で示したように、有限要素解析において目地効果を表すばね定数は、

単に荷重伝達率Effのみならず、コンクリート版厚や路盤支持力係数Kの関数でもある。このため、有限要素解析の適用性を一般化するためには、まず目地要素のばね定数の値を表す関数形を定めておくのが便利である。図-4.23に示したように、コンクリート版厚やKの効果は、Kと剛比半径との積(K·l)というパラメーターにまとめられるので、ここでは、ばね定数をK·lとEffの関数として表すことにした。実際にこれらの関係を理論的に表すことは困難なため、ここでは多くの数値計算の結果に多変量解析の手法を適用して関数形を定めることにした。

解析の結果、ばね定数k_sは0.99の相関係数で次式のように表すことができた。

$$\log k_s = a - 0.27 \frac{10^3}{Kl} \qquad (4.20)$$

ここに、aはEffの関数で、

$Eff < 80\%$; $a = 1.775 + 0.025Eff$

$Eff > 80\%$; $a = 17.9 - 0.378Eff + 0.00252Eff^2$

上式は単輪荷重が目地に接して片側のコンクリート版に載荷された条件のもとに計算されたものであるが、複輪や複複車輪についてもほぼ満足すべき精度で利用できる。もし特殊な車輪配置などが原因で、式(4.20)から求めたk_sを用いた有限要素解析の結果が、予期したEffとかけ離れているような場合には、k_sを変えて数ケースの計算を行い、その結果を内挿すれば十分であろう。

式(4.20)は、舗装の路盤支持力係数と剛比半径、荷重伝達率が与えられれば、のこ溝目地、かぎ型目地、スリップバー目地のいずれにも適用可能である。ただし、このうちスリップバー目地については、コンクリートの支持力係数K_cが合理的に得られれば、荷重伝達率の代わりにK_cを利用して４．２．３に述べた方法でばね定数k_sを推定することもできる。

（２）　荷重伝達率を考慮したコンクリート版厚設計曲線

次に、目地部における荷重伝達率の不連続性を考慮した場合、中央部載荷公式をもとにした従来のコンクリート版厚設計曲線がどのような位置づけになるかを検討する。ここでは具体的な機種として大型ジェット旅客機のひとつであるDC-10-10（満載時総重量196.4tf、同脚荷重92.3tf、タイヤ接地圧12.5kgf/cm²）を選

び、載荷条件としてコンクリート版の応力に関して最も厳しい条件になる縦目地に沿って走行する場合[19]を選んだ。なおコンクリートの弾性係数としては350,000kgf/cm²、ポアソン比として0.15を仮定し、7.5m×7.5mのコンクリート版6枚が7kgf/cm³の支持力係数をもつ路盤上にある場合を考えた。

コンクリート版厚と荷重伝達率を変化させて計算された目地に沿った方向の曲げ応力を図-4.28に示す。同図には荷重伝達率が0の場合つまり自由縁部に載荷された場合と、従来の設計法の基礎になっている中央部載荷の場合もあわせて示している。なお中央部載荷における最大曲げ応力の方向はタイヤ接地面の長軸に沿った方向に発生するわけではないが、[19] ここでは他の計算例との整合性をはかるために長軸に沿った方向の応力を示してある。そのためここに示した中央部載荷時の応力は現行の設計法に用いられているものよりやや小さい値を示していることになる。

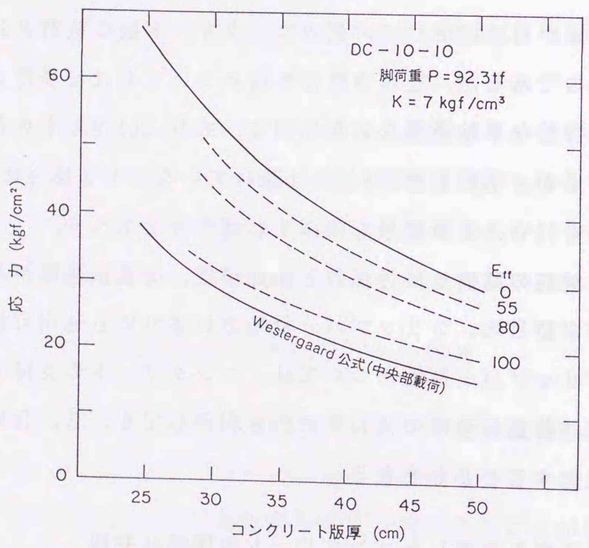


図-4.28 目地の荷重伝達率とコンクリート版の最大曲げ応力

図-4.28からもわかるように、中央載荷状態の場合が最も下に位置し、荷重伝達率の低下とともに曲げ応力は増加して次第に縁部載荷の状態に近づいていく。また、荷重伝達率が100%の場合も、目地を横切るモーメントの伝達を無視しているために、中央部載荷の場合よりも大きな応力が発生していることもわかる。

現行のわが国の空港コンクリート版厚設計の考え方は、コンクリート版下面に発生する曲げ引張応力が、コンクリートの設計基準曲げ強度（50kgf/cm²を標準としている）を安全率（設計反復作用回数3,000回以下に対して1.7、それ以上に対し2.0）で除して得られる許容曲げ引張応力を越えないようにコンクリート版厚を決めようとするものである。[3] 今回の実験から明らかなように、目地幅の増加とともに荷重伝達率は減少しているので、この設計法が成り立つためには、目地が開いた場合でも荷重伝達機能が十分に保持できるような方策を考えなければならない。

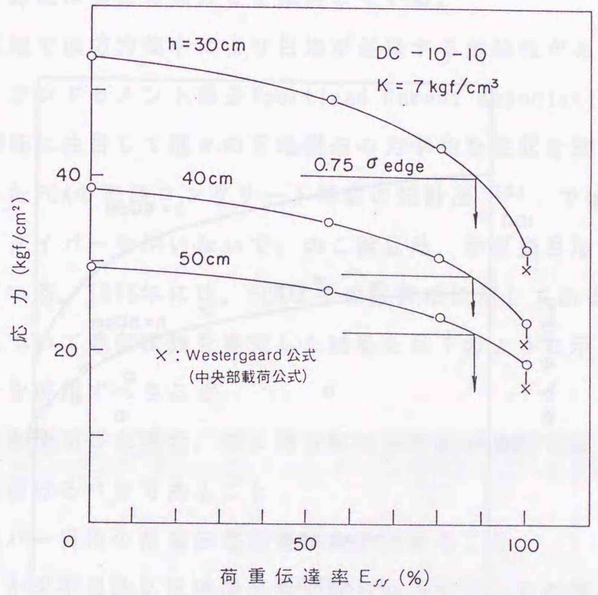


図-4.29 目地の荷重伝達率とコンクリート版の最大曲げ応力

米国の連邦航空局(Federal Aviation Administration、FAA)では、それまでの設計法によって設計されたコンクリート版厚が十分でなかったことを考慮し、従来中央部載荷公式で行っていた設計を縁部載荷公式で行うように、1978年にその設計法を改訂している。[20] ただし目地部での部分的な荷重伝達を期待しているため、自由縁部での曲げ応力をその75%にまで減じた値を設計に用いている。図-

4.28を図-4.29のように書き直すと、FAA法で用いられているような、縁部載荷応力の75%の値は、荷重伝達率が90%程度のときに対応することがわかる。

なお、図-4.29の応力をひずみに直して、荷重伝達率とひずみの関係として図示したものが図-4.30である。同図中には、図-4.16と図-4.19から得られるのこ溝目地とかぎ型目地の荷重伝達率～ひずみの関係の実測値もプロットしてある。舗装構造や荷重条件が異なるため、計算値と実測値そのものを比較することは意味がないが、図-4.30より、荷重伝達率の低下にともなうひずみの増加の計算値の傾向は、その変化率に関しても実測値の傾向をよく近似していることがわかる。このことは、コンクリート版に発生する応力（またはひずみ）を用いてコンクリート版厚を設計する方法において、ひずみではなくたわみを用いた荷重伝達率をパラメーターとして目地の機能を評価できることを示している。

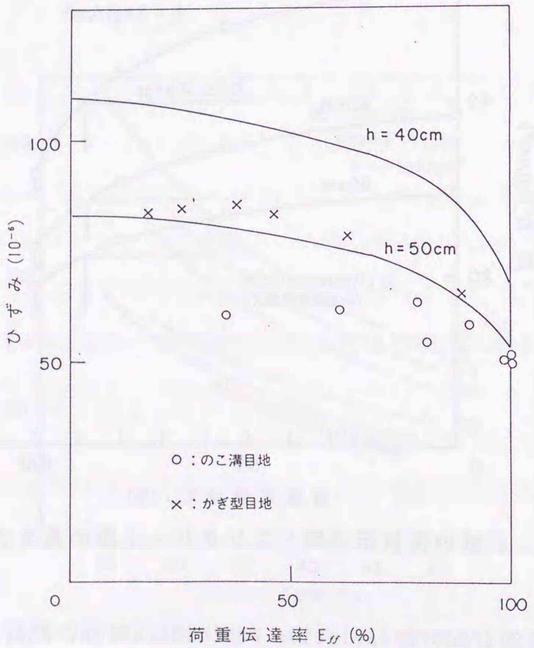


図-4.30　目地の荷重伝達率とコンクリート版表面の最大ひずみ

4．3　コンクリート舗装の新しい目地構造の開発 [21]

4．3．1　従来型目地構造の問題点と新しい目地構造の開発の方向

（1）　従来型の目地とその問題点

4．2に記した目地の荷重伝達機能に関する研究の結果として、以下の点が明らかになった。

① かぎ型目地、のこ溝目地は、ともに、目地が開くにつれて荷重伝達機能が低下するが、その度合はかぎ型目地のほうが著しい。

② スリップバー目地では、目地を25mm（膨張目地幅の標準値）まで開いても荷重伝達機能は当初の良好さを維持している。

③ かぎ型目地では応力集中により目地が破損する危険性がある。

米国のポルトランドセメント協会(portland Cement Association, PCA)でも、この荷重伝達機能に注目して種々の目地構造の力学的な性状を調査している。1973年に発表されたPCAの空港コンクリート舗装の設計法 [22] では、膨張目地を省略するならば、タイバーを用いないで、のこ溝目地、かぎ型目地だけを使用できることとなっている。1975年には、PCAはその設計法に示してある目地を含め、種々の目地構造について載荷試験を実施した結果を以下のように示している。[14]

① タイバーを使用すべきこと

② タイバーを使用した場合、のこ溝目地は供用性が良好であるが、かぎ型目地の使用は避けるべきであること

③ スリップバー目地の荷重伝達機能は良好であること

このほかにも、かぎ型目地には破損が多くみられるので、その使用を避けるべきとの指摘 [23] があることをみても、かぎ型目地には荷重伝達の点からみて問題があることは間違いない。

連続鉄筋コンクリート舗装の目地には、一般的に、無筋コンクリート舗装の目地ではあまりみられない問題がある。連続鉄筋コンクリート舗装は、コンクリート版の長手方向に連続した鉄筋を配置することによって、横断方向に生ずるひびわれの幅を微小なままに保持できることを特徴としており、横方向収縮目地をな

くした舗装である。温度変化によるコンクリート版の伸縮についていえば、コンクリート版の両端部分は路盤との間で相対的に動くものの、その内側の部分は路盤によりほぼ完全に拘束されている。この伸縮量は、当然、コンクリート版の長さによって異なるので、隣接するコンクリート版の長さは同じにする必要がある。しかし、舗装区域内に何らかの施設、たとえば照明塔等、を設けなければならないといったことで隣接するコンクリート版の長さを同じにできないときは、両者の間で相対的なずれが生ずるため、スリップバーのような目地を用いるとコンクリート版にひびわれが発生することとなる（写真-4.2）。[24]



写真-4.2　連続鉄筋コンクリート舗装に生じたひびわれ

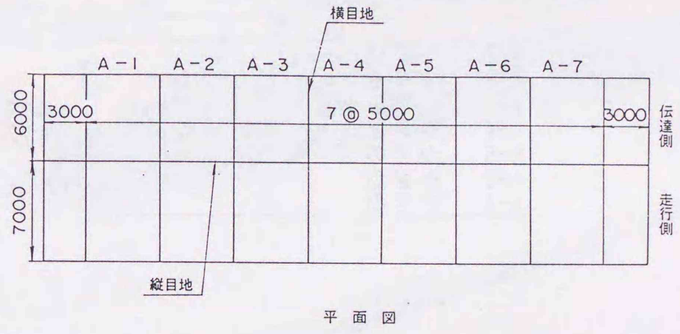
（2）　新しい目地構造に関する基礎的検討 [25]

様々な研究機関で目地の荷重伝達機能に注目した研究が行われ、さらに新しい目地を開発する試みも一部で行われているものの、現段階では合理的なものはまだ現れていないようである。ここでいう合理的な目地とは、荷重伝達機能が良好で、目地に沿った方向のコンクリート版の移動が可能であるというほかに、建設費もあまり高くはないというものである。そこで、このような合理的な目地構造を開発するための基礎実験として、港湾技術研究所の野比実験場に試験舗装を製

作してその力学的な性状を調べることとした。この試験舗装には、従来型の目地構造も含めて新しく考案したものを製作してあり、これらの目地に対する載荷試験を実施したほか、自然環境の作用による目地幅の変化も把握した。

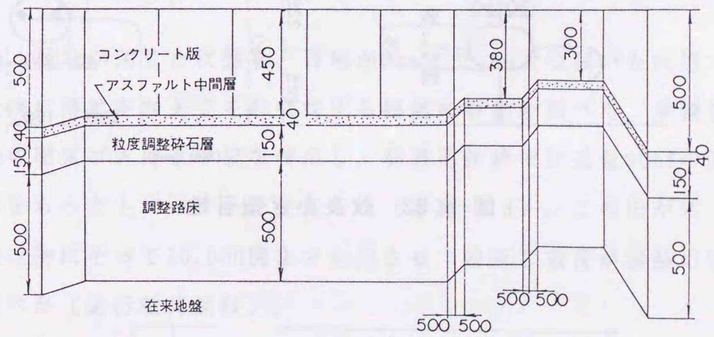
a）　試験舗装

試験舗装の平面図と断面図は図-4.31に示すとおりである。舗装は7区画からなり、それらのコンクリート版厚は、A-1～A-5区画が45cm、A-6、A-7区画がそれぞれ38、30cmとなっている。



平　面　図

(単位：mm)



断　面　図

図-4.31　試験舗装A

この試験舗装の縦目地の構造は表-4.3に示してある。かぎとスリップバーを併用した目地（A-3、A-4区画）のかぎの形状はA-1区画のものと同一である。また、スリップバーの寸法はA-2区画のものと同一であるが、その設置間隔はA-2区画（4

0cm)に比べて広く、A-3,A-4区画は、それぞれ、80,140cmとなっている。A-5区画の改良型目地は図-4.32に示すように、かぎの形状を半楕円形にして応力集中を緩和するとともに、かぎの凹部と凸部の接触面を水平方向に50mmの長さで確保することによって目地が開いても荷重伝達機能が良好さを保つようにした（すなわち、かぎの形状は矩形の両端に丸みを付けたものとなる）。また、部材のプレキャスト化を図って所定の強度を確保した。このほか、各区画の横目地として図-4.33に示すようなキャップ付きスリップバー目地を採用してその実用性を調べた。

表-4.3　試験に供した目地

区画	目　地　構　造
A-1	かぎ型
A-2	スリップバー付き突合せ
A-3	かぎとスリップバーの併用
A-4	かぎとスリップバーの併用
A-5	かぎの改良型
A-6	かぎ型
A-7	かぎ型

図-4.32　改良かぎ型目地

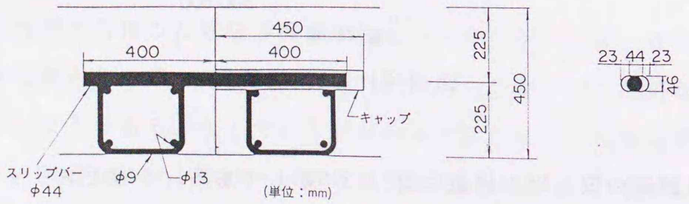


図-4.33　キャップ付きスリップバー目地

粒度調整砕石路盤上での支持力係数K(直径75cmの載荷板によるもの）は平均で7.8kgf/cm³であり、現場養生したコンクリートの曲げ強度は材令9,13箇月で、それぞれ、41,47kgf/cm²であった。

b）　載荷試験



写真-4.3　原型走行荷重車

載荷試験は、目地が閉じた状態と、目地が5mmまで1mmずつ開いた状態で実施したが、目地近傍に荷重を加えてそれに対する舗装の挙動を調べた。単輪載荷試験では直径40cmの硬質ゴム付き平板を使用し、脚載荷試験では重量90tfのDC-8型タイヤ配置の脚をもったトレーラーを使用した（写真-4.3）。このほかに、トレーラーを縦目地近傍にそって10,000回まで走行させ、繰返し載荷が舗装の挙動に及ぼす影響を調べた（走行載荷試験）。

c）　自然環境下での目地幅の変化

自然環境下での目地幅の変化を把握するために、この試験舗装の横目地の目地幅を定期的に計測した。計測は昭和58年1月に舗装を製作して以来、ほぼ3年間にわたって、6箇所の横目地のうち4箇所で行った。ここに示したデータは、舗装の温度が最も低くなると思われる午前4時のものである（図-4.34）。

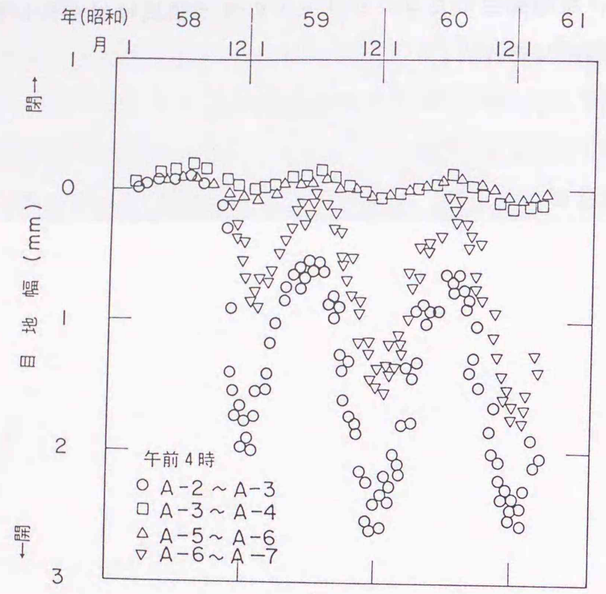
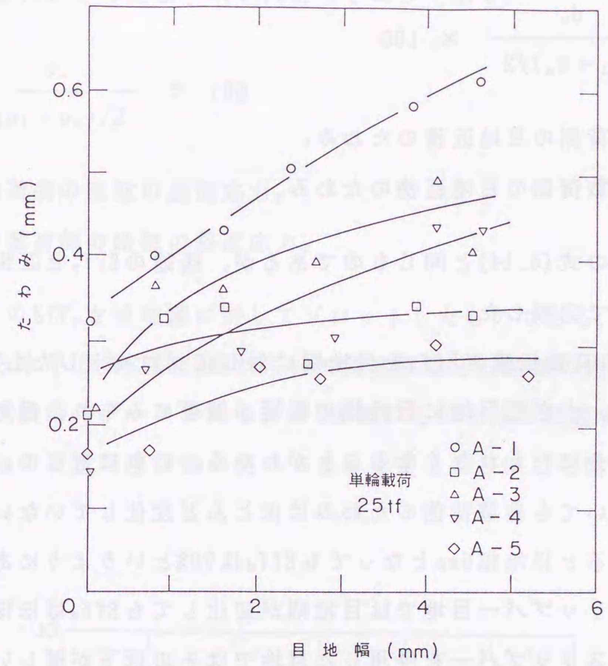


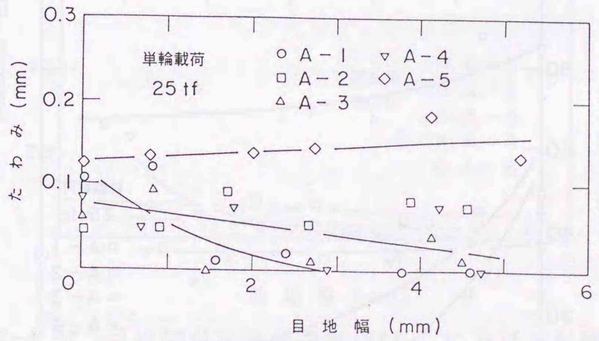
図-4.34　目地幅の変化

打設後3箇年では最大目地幅が2.6mm程度になっている。また、年間を通じて最も目地幅が小さくなると思われる夏期のデータをみればわかるように、完全には前の年の値には戻らないものがある。これらの事実から、コンクリート版と路盤との間の摩擦がすべてのコンクリート版で必ずしも同一でないこと等のために、冬期にいったん開いた目地は夏になっても完全には元どおりに閉じないことや目地の開閉が特定のコンクリート版に集中することが実際の舗装でもかなり多く起こっていると推定される。その上、実際の空港舗装は試験舗装に比べて広大であることから、このような現象が発生する可能性は非常に大きいものと思われる。

d）　種々の目地構造の荷重伝達機能



a）　載荷側



b）　非載荷側

図-4.35　目地幅がたわみに及ぼす影響

それぞれの目地構造でのたわみと目地幅の関係を示したのが図-4.35である。ここで示したたわみは単輪載荷試験で得られた目地近傍のたわみであるが、このた

わみを用いて荷重伝達率Eff_dを式(4.21)により定義する。

$$Eff_d = \frac{d_u}{(d_l + d_u)/2} \times 100 \qquad (4.21)$$

ここに、d_l：載荷側の目地近傍のたわみ、

d_u：非載荷側の目地近傍のたわみ。

この式は、前述の式(4.14)と同じものであるが、後述のEff_pと区別するために、Eff_dとしてここで定義した。

図-4.36はこの荷重伝達率Eff_dを目地幅に対してプロットしたものである。図-4.34、4.35から、かぎ型目地に目地幅の影響が顕著にみられ、目地が開くにつれて荷重伝達が十分に行われなくなることがわかる。これに対して、改良かぎ型目地では目地が開いても非載荷側のたわみはほとんど変化していないことがわかり、荷重伝達率でみると目地幅5mmとなってもEffdは70%というようにあまり低下していない。またスリップバー目地では目地幅が変化してもEffdはほぼ一定であるのに対し、かぎとスリップバーを併用した目地ではその低下が著しい。

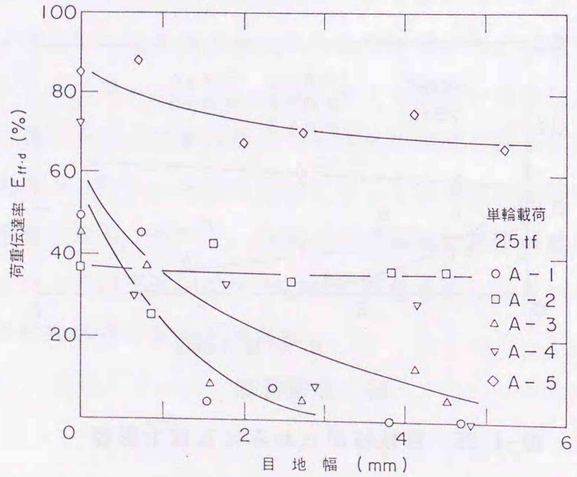


図-4.36 目地幅が荷重伝達率(Eff_d)に及ぼす影響

脚載荷試験ではたわみが測定できないため、路盤の垂直応力を用いて荷重伝達率Eff_pを算出した。その定義は式(4.22)のとおりである。

$$Eff_p = \frac{p_u}{(p_l + p_u)/2} \times 100 \qquad (4.22)$$

ここに、p_l：載荷側の路盤の垂直応力、

p_u：非載荷側の路盤の垂直応力。

図-4.37はこのEff_pを目地幅に対してプロットしたものである。ここで用いたのは、縦目地から水平方向に20cm離れていて粒度調整砕石路盤の表面から10cm下方の点の脚載荷試験時のデータである。A-5区画のものを他の区画のものに比較すれば、改良型目地の荷重伝達機能が極めて良好であることがこの図からもわかる。

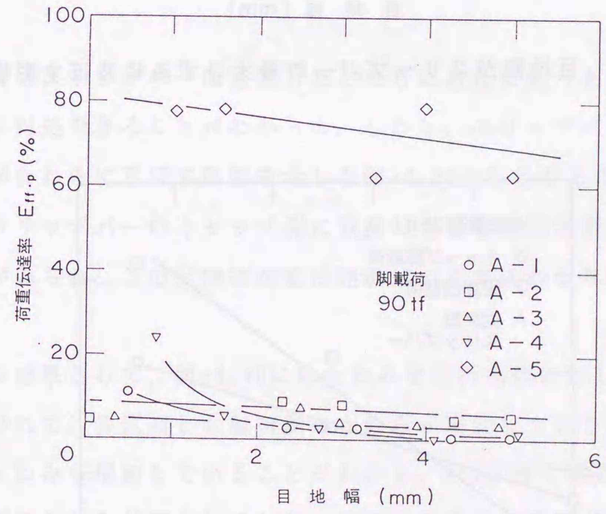


図-4.37 目地幅が荷重伝達率(Eff_p)に及ぼす影響

スリップバーを使用している目地でのスリップバーの最大ひずみを目地幅に対して示したのが図-4.38である。区画によらず目地が開くにつれてスリップバーのひずみが増加すること、さらにその増加割合は、A-2区画に比して、A-3,A-4区画

のほうで大きいことが認められるが、A-3、A-4 区画では、目地が開くにつれて、かぎでの荷重伝達はほとんど行われず、スリップバーだけで荷重を伝達するようになるためであると思われる。

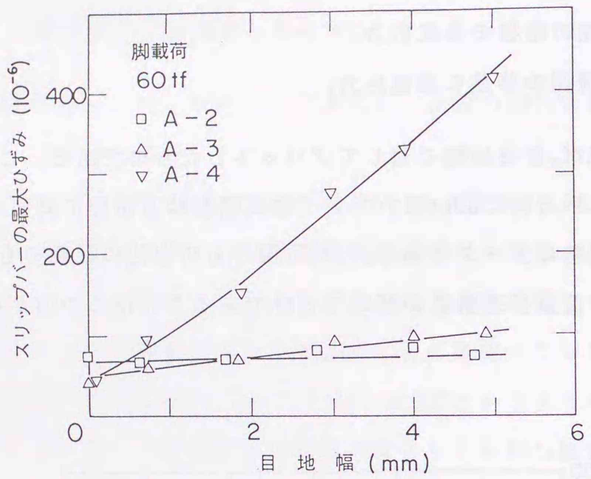
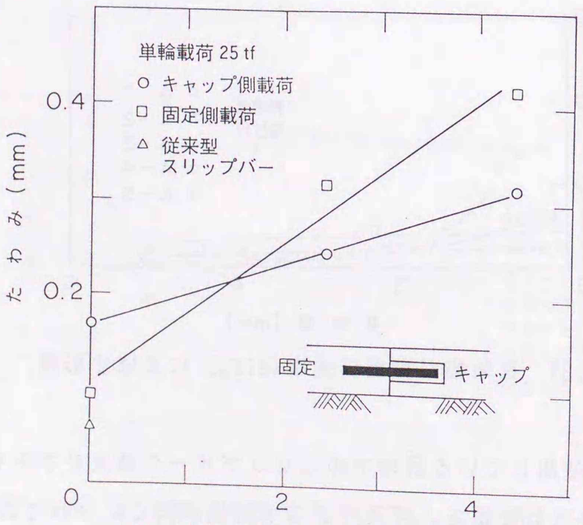
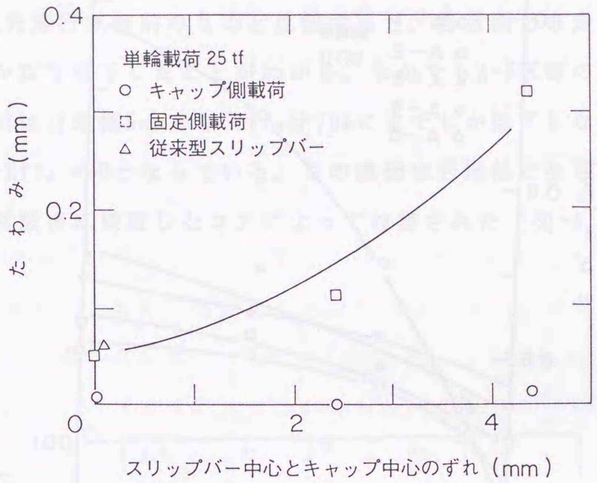


図-4.38　目地幅がスリップバーの最大ひずみに及ぼす影響



a)　載荷側

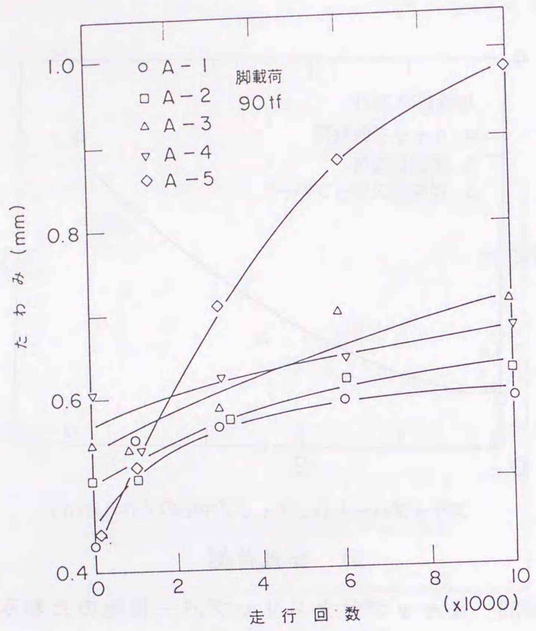


b)　非載荷側

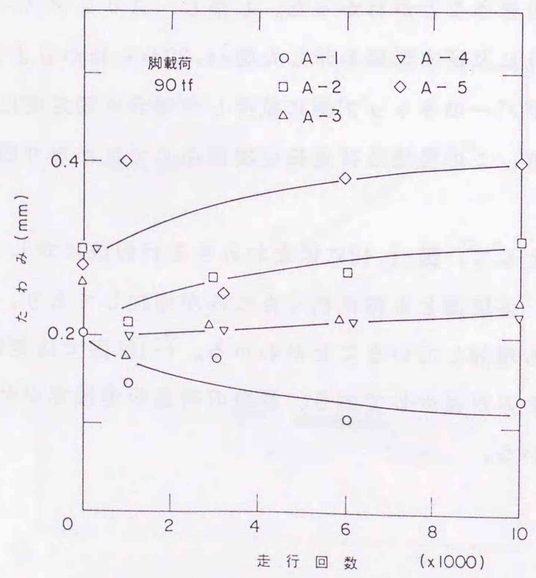
図-4.39　キャップ付きスリップバー目地のたわみ

キャップ付きスリップバーは意図したとおりに目地に沿った方向のコンクリート版の移動に対処できることがわかった。しかし、スリップバー中心とキャップ中心のずれがたわみに及ぼす影響を示した図-4.39からわかるように、非載荷側のたわみにはスリップバーのキャップ側に載荷した場合と固定側に載荷した場合で顕著な違いがみられ、この目地は荷重伝達機能の点ではかなり問題のあることがわかる。

走行試験の結果として、図-4.40にはたわみを走行回数に対して示した。走行回数の増加につれて、各区画とも載荷側のたわみが増加しており、A-1区画以外では非載荷側のたわみも増加していることがわかる。A-1区画では走行回数の増加につれて非載荷側のたわみが減少しており、目地の荷重伝達機能が低下してくることを明らかに示している。



a) 載荷側



b) 非載荷側

図-4.40 走行載荷によるたわみの変化

この10,000回の走行試験後の目地の荷重伝達率と目地幅の関係を図-4.41に示す。図-4.36に示した走行試験前のものと比較すると、各区画とも走行載荷の影響で荷重伝達機能がかなり低下したことがわかる。なかでもA-5区画の機能の低下が著しく、走行試験前は目地幅5mmでも Eff_dは70%にまでしか低下しなかったが、試験後は目地幅2mmで$Eff_d = 0$となっている。この原因は目地部に生じたひびわれであることが、走行試験後に採取したコアによって確認された（図-4.42）。

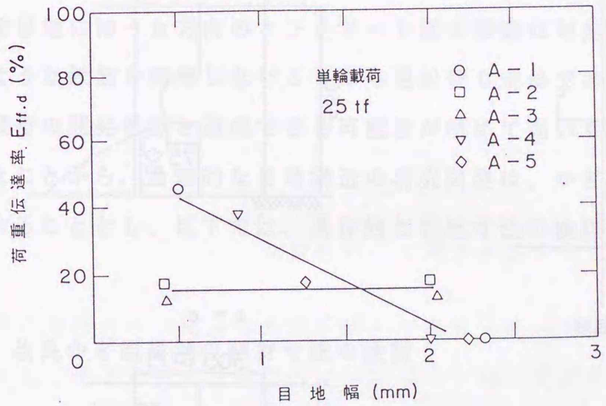


図-4.41 目地幅が荷重伝達率(Eff_d) に及ぼす影響

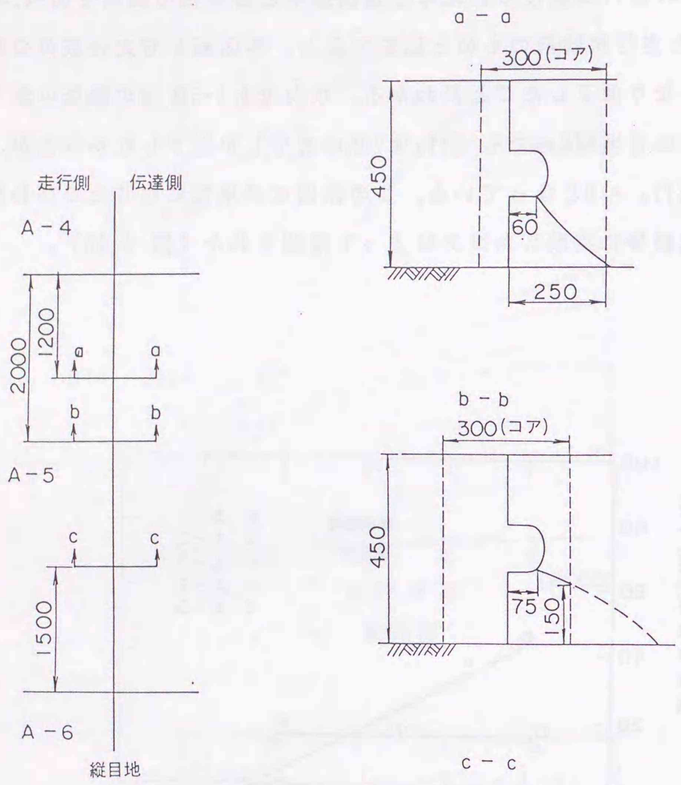


図-4.42　改良かぎ型目地に生じたひびわれ

（3）　新しい目地構造の開発の方向

野比実験場に製作した試験舗装に対する載荷試験で得られたことを要約して、新しい目地構造を開発するための方針を示せば、以下のようになろう。

かぎとスリップバーを併用した目地は、たわみ、荷重伝達率ならびにスリップバーの最大ひずみをみてわかるように、目地幅が小さい間はかぎのかみ合わせにより荷重を伝達するが、目地が開くにつれてスリップバーだけで荷重を伝達するようになる。したがって、ここで用いたようにスリップバーの設置間隔を標準的なものよりも広くすると、目地が開いた場合の荷重伝達機能は低下するものと思われる。

キャップ付きスリップバーは意図したとおり目地に沿った方向のコンクリート版の移動に対処できる。しかし、スリップバーのキャップ側と固定側に載荷した場合のたわみをみればわかるように、キャップの形状を改良してスリップバーとの間の上下の隙間を小さくしないかぎり、荷重伝達は期待できない。

走行試験前は良好な荷重伝達機能を維持していた改良かぎ型目地には、繰返し載荷を受けて応力集中によるひびわれが発生した。しかし、目地部材の寸法を改良すれば、応力集中があまり厳しくないものが開発できることと思われる。この改良型目地は目地に沿った方向のコンクリート版の移動に対処でき、しかもスリップバーのような鉄筋を使用しないことから建設費も安価であるので、この形式の目地は、頭書の開発目標を達成できる可能性が極めて高いものと思われる。

このようなことから、合理的な目地構造の研究開発は、かぎ型目地の改良を図る方向で進めることとし、以下では、具体的な目地寸法の検討結果について述べる。

4．3．2　改良かぎ型目地の部材寸法の検討

（1）　検討の基本方針

4．3．1で述べたように、改良かぎ型目地は、目地が開いてもその荷重伝達機能は良好であり、プレキャスト化した部分にはひびわれが生じなかったことから、合理的な目地構造はこの方式によって開発できる可能性が大きいものと考えられる。

これに基づいて、新しい目地構造としては、かぎ型目地を改良するもので、

① 目地近傍での応力集中の危険性を小さくし、目地が開いてもその荷重伝達機能が良好さを保持できるように、かぎ型目地の部材から角ばりをなくして曲線形にするとともに、水平部分を確保すること

② 目地部材がせん断破壊する危険性を小さくするために、プレキャスト化を

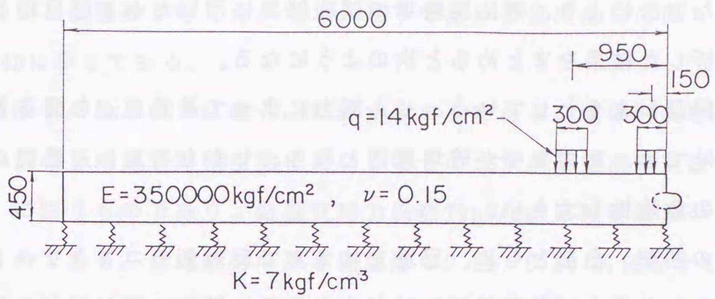
図ってその強度を確保すること
の二点をその基本方針とする。

目地部材の形状についての考察は次のようにして進める。まず、目地近傍の応力集中について数値解析により検討して、試験に供すべき目地部材の寸法を決定する。次に、それらを用いた試験舗装に対して載荷試験を実施することによって目地の耐荷力を調べる。そして、これらにより得られた成果を詳細に検討して、合理的な目地部材の寸法を提案することにしよう。なお、ここでいう部材寸法とは、凹部と凸部のかみ合わせに関する部分なので、プレキャスト部材片側の寸法である。

目地部材はプレキャストにより製作することにしたが、目地部材が比較的小さいことを考えると、骨材の最大粒径を小さくしたり、コンクリートの流動性を高める必要があるため、目地部材のプレキャスト化を図っても十分な強度を確保できない恐れがでてくる。しかし、この場合でも、鋼繊維補強コンクリートを使用するといったことで対処できるため、この目地部材に破損は生じないものとして解析を進めた。

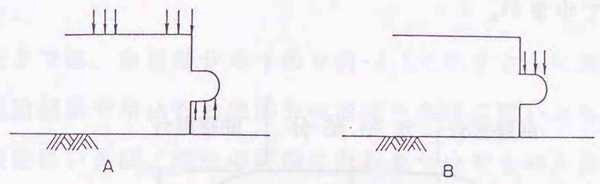
（2） 目地近傍の応力集中に関する数値解析

かぎ型目地は隣接するコンクリート版の接合部に設けた台形状の凸部と凹部のかみ合わせにより荷重を伝達する形式のものであり、目地近傍の応力集中に起因する破損例も多い。この目地部の応力集中に関しては、４．２で示したように、数値解析の有効性が確かめられているので、ここでもそれをもとに平面ひずみ条件下での2次元連続体要素についての有限要素法を用いた。舗装として600cm（長さ）×35cm（厚さ）のコンクリート版がWinkler支承の路盤で支持されているものを考え、その舗装に等分布荷重が加えられた場合を解析した（図-4.43）。４．２と同様に、1枚のコンクリート版のみを考慮しているので、目地での荷重伝達をモデル化するに際しては、荷重伝達率に応じた力をモデルの目地部材に加えることによった（舗装に加わる荷重が840kgfとしたので、荷重伝達率が100%のときに目地部材に加わる力は420kgfとなる）。



(単位：mm)

図-4.43 計算条件



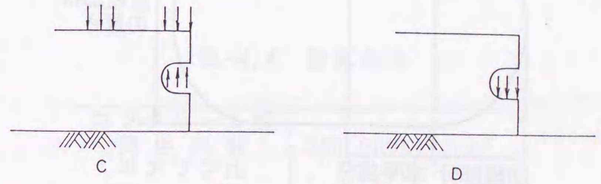


図-4.44 載荷状態

目地部における載荷形式としては次の4種類を考えた（図-4.44）。

① 凸部のほうのコンクリート版に荷重(840kgf)が載って、凹部からの反力として凸部に上向きに420kgfが加わるもの（載荷状態A）

② 凹部のほうに荷重が加わった場合で、凸部には下向きに420kgfが加わるもの（載荷状態B）

③ 凹部のほうのコンクリート版に荷重(840kgf)が載って、凸部からの反力として凹部に上向きに420kgfが加わるもの（載荷状態C）

④ 凸部のほうに荷重が加わった場合で、凹部には下向きに420kgfが加わるも

の（載荷状態D）

このような方法により、野比実験場の試験舗装に用いたかぎ型目地とその改良型目地を解析した結果をまとめると次のようになる。

① 今回開発しようとしている、せん断力によって荷重伝達を図るといった形式の目地では、応力集中が破壊原因となり、しかも荷重伝達機能が良好なほど破壊の危険性も大きい。

② 目地の凹部、凸部ともに、目地をはさんで反対側のコンクリート版に荷重が載荷された場合（載荷状態B、D)が応力集中に関して厳しいものとなっている。

③ 凸部と凹部とでは、凹部のほうで応力集中による破壊の危険性が大きい。凸部のせん断破壊の危険性は、コンクリートに所定の強度が確保されているならば極めて小さい。

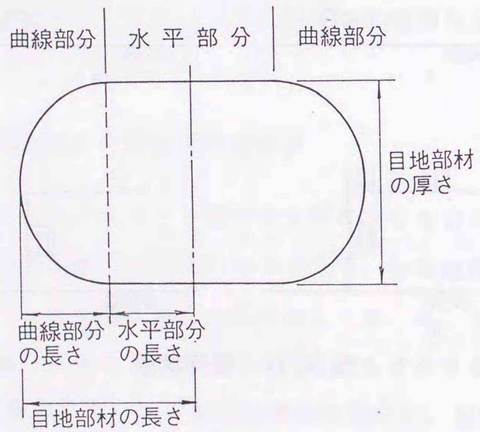


図-4.45 目地部材の形状

この解析結果から、目地の凹部、凸部とも、目地をはさんで反対側のコンクリート版に荷重が加えられたときが応力集中にとって厳しいことがわかったので、改良かぎ型目地の部材寸法についての検討は、この載荷状態に対して行うことにした。また、改良かぎ型目地の部材の断面形状は水平部分と曲線部分とが組み合わされたものであるので（図-4.45）、厳密に言えば、目地が閉じた状態と開いた状態とでは荷重の加わる位置が違う。そこで、状態1として目地部材全体に荷重が

加わる場合（目地が閉じた状態）、状態2として水平部分のみに荷重が加わる場合（目地が開いた状態）を考えた。なお、以下で用いる目地部材の厚さ、長さの定義は図-4.45に示してある。

この数値解析の計算条件は表-4.4に示すとおりである。版厚35cmは連続鉄筋コンクリート舗装を新東京国際空港に用いる場合の土木学会空港舗装研究委員会の答申[24]に沿うものであり、路盤支持力係数7kgf/cm³は設計において標準とされているものである。目地部材の厚さは版厚の0.25、0.2、0.15倍とした。これは、野比実験場の試験舗装で用いた目地部材が大き過ぎたとの反省から、目地部材を薄くする方向で検討することにしたためである。ちなみに、その試験舗装で用いた目地部材の寸法は、空港コンクリート舗装構造設計要領[3]に示されたかぎ型目地の標準寸法（高さ、長さはそれぞれ版厚の0.25、0.1倍）を参考にして決定されたものである。

目地部材の長さでは、曲線部分の寸法を表-4.5に示すように決定した。これは野比実験場の試験舗装で用いた曲線部分の形状を念頭に置いたものであり、縦長の半楕円形（厳密にいえば、矩形の両端に丸みをつけたもの）となっている。水平部分の長さを種々に変えながら数値計算を実施して、応力集中の程度を調べた。

表-4.4 計算条件

コンクリート版	
弾性係数	350,000kgf/cm²
ポアソン比	0.15
版厚	30cm
路盤支持力係数	7kgf/cm³
荷重	840kgf

表-4.5 目地部材の曲線部分の長さ

目地部材の厚さ(mm)	曲線部分の長さ(mm)
52	20
70	16
70	30
88	28

解析結果を図-4.46～4.48に示す。図-4.46、4.47はそれぞれ、凹部、凸部の最

大主応力であり、図-4.48は凸部の最大せん断応力である。ここに示した最大主応力、最大せん断応力の値は、後述する試験舗装のB-1区画の凸部の状態1のものを100としている。

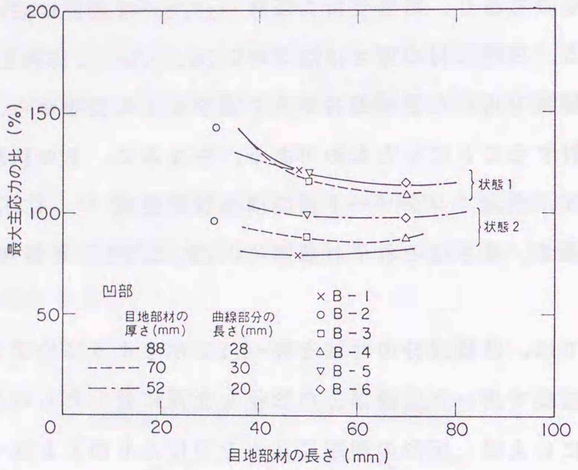


図-4.46　目地部の最大主応力（凹部）

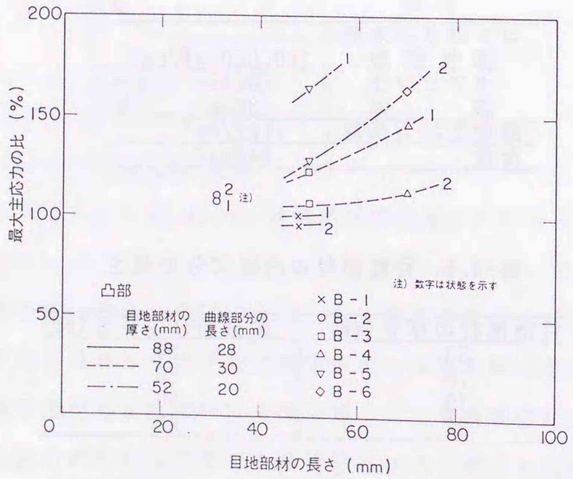


図-4.47　目地部の最大主応力（凸部）

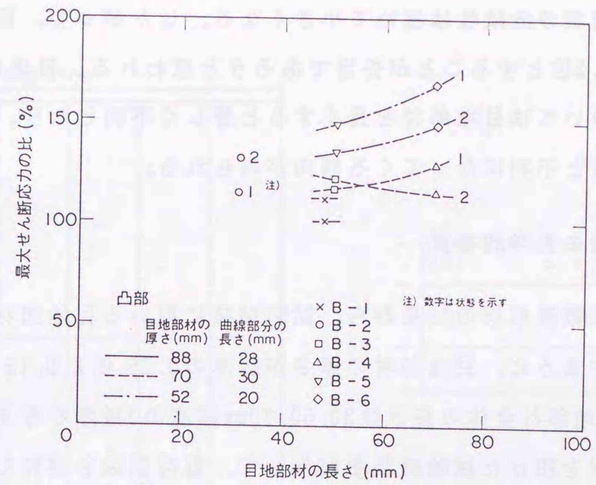


図-4.48　目地部の最大せん断応力

凹部の最大主応力に関してわかることは、まず、状態1に比べて状態2のほうが、すなわち目地が閉じた場合に比べて開いたもののほうが、応力集中が厳しいことである。また、状態1では目地部材が厚くなるほど生ずる応力も大きくなっているが、状態2ではそれと異なり、目地部材が長くなるほど発生する応力は小さく、しかも、目地部材の厚さが版厚の0.2倍のものが最も小さくなっている。

凸部の最大主応力に関しては、目地部材が長いほど応力集中が厳しくなっている。また、目地部材が厚いものほど発生する応力は小さいことがわかる。載荷状態による違いをみれば、状態2に比べ状態1のほうが、すなわち目地が開いた場合に比べて閉じたもののほうが、厳しいものとなっているが、この傾向は目地部材が厚いものほど著しくなっている。

最大せん断応力をみると、目地部材の厚さが版厚の0.2倍で状態2のものを除けば、目地部材が厚いものほど応力集中が厳しい傾向になっている。しかし、凸部のせん断破壊の危険性は、最大主応力でみられる曲げ破壊の危険性に比べて非常に小さい。[25]

これらのことから目地部材の厚さについては次のようにまとめられる。まず、凹部に関しては、版厚の0.2倍程度の厚さの場合が応力集中を防ぐという点からみて最も望ましいことがわかる。次に、凸部に関していえば、目地部材を薄くすれ

ば凸部の破壊する危険性が大きくなるものの、目地部材をプレキャスト化することを考えると、破壊の危険性は極めて小さくなる。したがって、目地部材の厚さとしては版厚の0.2倍とすることが妥当であろうと思われる。目地部材の長さに関しては、凸部については目地部材を長くすると著しく不利となり、凹部に関してもあまり長くすると不利になってくる傾向がみられる。

（３）　試験舗装の力学的挙動

（２）に示した数値解析の結果から、試験舗装に用いる目地部材の寸法としては、表-4.6に示すように、目地部材の厚さが版厚の0.25、0.2、0.15 倍（88、70、52mm）の3種類、目地部材全体の長さは30、50、70mm程度の3種類を考えた。このような寸法の目地部材を設けた試験舗装を製作して、載荷試験を実施し、合理的な部材寸法を見い出すことにする。

表-4.6　試験に供した目地部材の寸法

区画	目地部材の厚さ(mm)	水平部分の長さ(mm)	曲線部分の長さ(mm)
B-1	88	20	28
B-2	70	15	16
B-3	70	20	30
B-4	70	40	30
B-5	52	30	20
B-6	52	30	20

ａ）　試験舗装

試験舗装は運輸省港湾技術研究所の原型載荷実験槽内に製作した。試験舗装の平面図、断面図は図-4.49に示すとおりである。舗装は6区画から成っている。1区画は幅1.5m、長さ10m の舗装であり、その中間部には試験に供する目地を設けた。

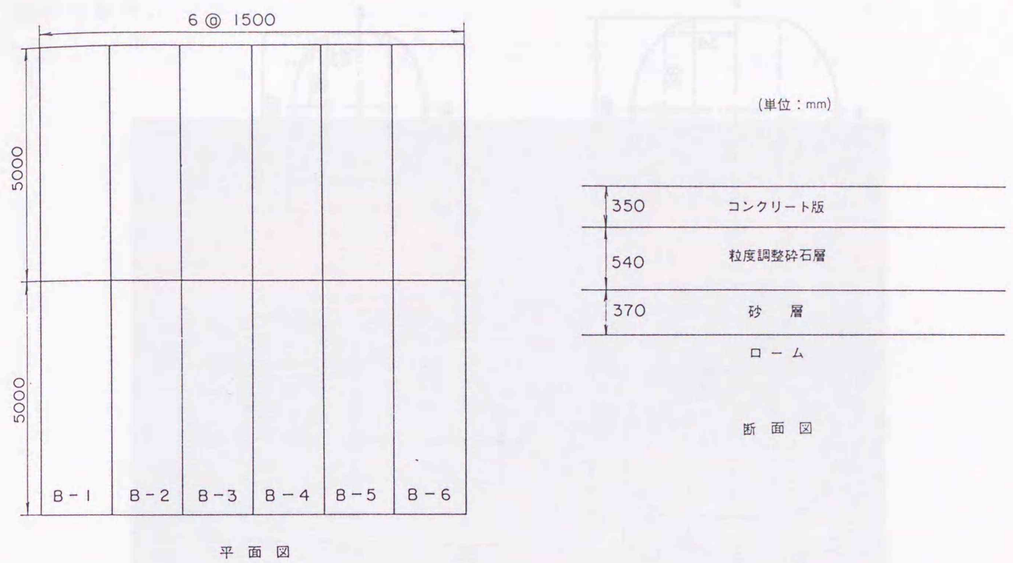
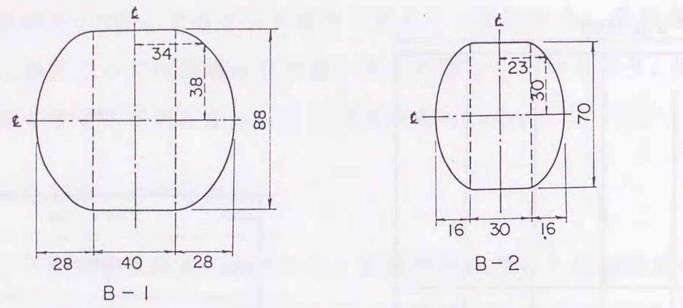


図-4.49　試験舗装B

下層路盤として厚さ37cmの砂層、上層路盤として厚さ54cmの粒度調整砕石層を用いた。上層路盤上での支持力係数Kは平均で12.6kgf/cm³であった。コンクリートの版厚は35cmである。図-4.50に示す目地部材の製作に当たっては、これらの部材が比較的小さいために、骨材の最大寸法を10mmとするとともに、水セメント比を若干大きくした。このような措置による強度低下を小さくするために鋼繊維を混入することとしたが、鋼繊維は直径が0.7mm、長さが30mmのものであり、混入量は80kg/m³であった。載荷試験を行ったときと同時期に、現場養生した供試体に対して行った試験の結果からは、舗装に用いたコンクリートの曲げ強度と圧縮強度は42kgf/cm²、390kgf/cm²であった。また、弾性係数とポアソン比はそれぞれ、280,000kgf/cm²、0.19であった。目地部材については、曲げ、圧縮強度がそれぞれ、34、330kgf/cm²、弾性係数とポアソン比が220,000kgf/cm²、0.27であった。



(単位：mm)

図-4.50　試験に供した目地部材

b）　載荷試験

載荷試験としては静的載荷試験と繰返し載荷試験の2種類を実施した。ともに、直径50cmの硬質ゴム板を介して舗装に荷重を加えた。載荷位置は目地近傍で、目地から載荷板中心までの距離は29cmである。なお、これらの載荷試験は目地が閉じた状態で実施した。載荷試験の様子を写真-4.4に示す。

静的載荷試験では、片方のコンクリート版だけに荷重を加えたときの舗装の挙動を観察することとしたが、これを目地をはさんで両側のコンクリート版で実施

した。この静的載荷試験は後述する繰返し載荷試験の前後に行った。この試験では、主として、荷重に対するたわみや応力の変化について調べた。荷重は最大で50tfである。



写真-4.4　載荷試験の状況

繰返し載荷試験では、繰返し荷重に対する目地の耐久性を調べた。この試験では、一定の大きさの荷重を周期2秒で目地をはさんで両側のコンクリート版に交互に載荷した。荷重を10,000回まで加えても目地が破壊しないとき、あるいは舗装にひびわれが入らないときは、荷重レベルを上げて繰返し載荷試験を実施した。繰返し載荷荷重の大きさは、10、20、25、30、35、40、45、50tfである。載荷装置の最大容量が50tfなので、50tfを10,000回載荷しても舗装が破壊しない場合は、荷重の大きさをそのままにして舗装が破壊するまで載荷試験を継続した。

c）　載荷試験による舗装の評価

試験の結果としてはたわみと路盤の垂直応力に注目した。

図-4.51、4.52はたわみと路盤垂直応力の実測例である。ここに示したデータは荷重40tfの繰返し載荷試験をする前のものである。たわみは荷重の増加につれて増加しているのに対して、路盤垂直応力をみると、荷重が比較的小さい間は目地近傍の路盤には垂直応力は生じておらず、荷重がある大きさになって初めて応力

が生じ始めることがわかる。

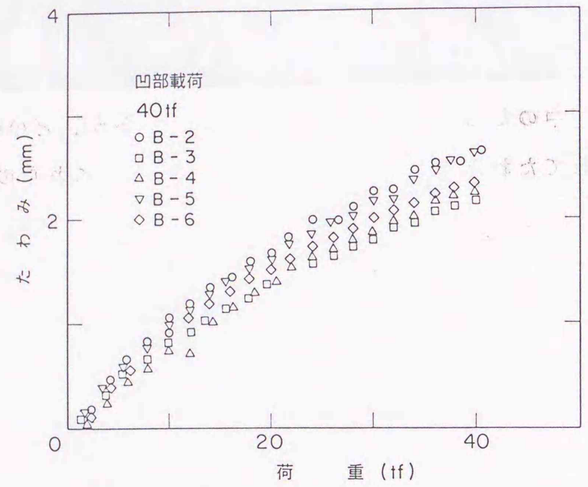


図-4.51　荷重の増加によるたわみの変化

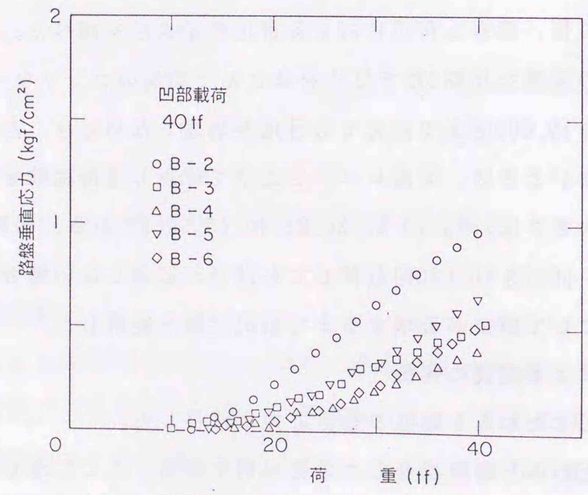


図-4.52　荷重の増加による路盤垂直応力の変化

10,000回の繰返し載荷の影響がどのように現れるかをみることにしよう。図-4.

53は図-4.51に示したものに繰返し載荷試験後のデータを書き加えたものである。各区画とも繰返し後のデータは前のものに比べて若干小さな値を示すようであるが、前後による差はわずかである。繰返し載荷の進行に伴うたわみと荷重の関係の例として図-4.54にはB-3区画のデータを示した。同一の荷重レベルでみると、繰返し荷重を多く受けるにつれて相対的にたわみが増加してくることがわかる。さらに、繰返し載荷中のたわみを示したのが図-4.55であるが、どの区画も載荷回数が増加するにつれてたわみは増加していることがわかる。これらのことから、繰返し載荷によって路盤の永久変形が生じ、繰返し荷重のレベルが増加するにつれてそれが進行しているものと思われる。

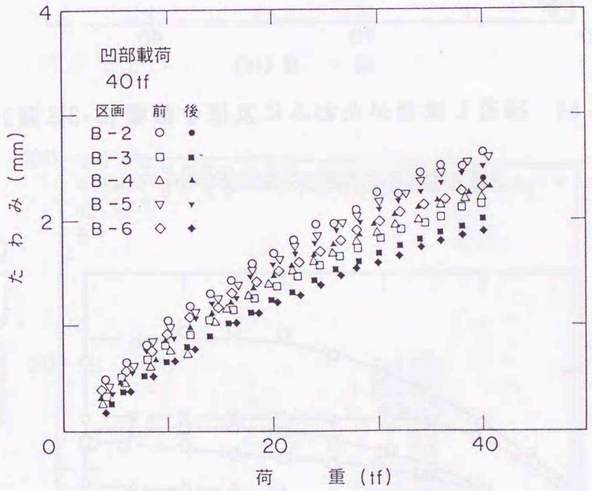


図-4.53　繰返し載荷がたわみに及ぼす影響

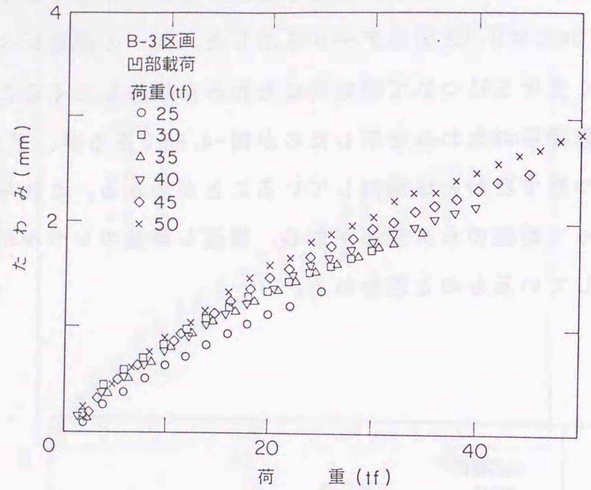


図-4.54　繰返し載荷がたわみに及ぼす影響(B-3区画)

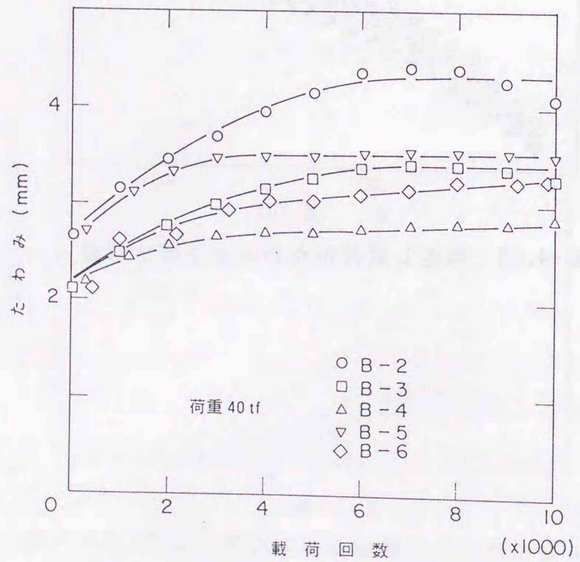


図-4.55　繰返し載荷中のたわみの変化

B-3区画のデータを例にとって繰返し載荷の影響についてさらに考察を加えると、たわみを用いた荷重伝達率Eff_dをみれば、繰返し荷重のレベルが上がってきても目地の荷重伝達機能は良好さを保っているようである（図-4.56）。これに対して、路盤垂直応力を用いた荷重伝達率Eff_pをみると、繰返し載荷が進行するにつれて荷重伝達機能は低下しているかのようである（図-4.57）。たわみと路盤垂直応力による荷重伝達率がこのように異なることについては、コンクリート版と路盤との間に空隙があることにより説明できる。たわみはコンクリート版の表面で測定しているのに対し、路盤垂直応力は路盤内部で測定しているので、コンクリート版と路盤との間に空隙があれば、コンクリート版だけがたわんで、路盤にはそれが伝わらず、見かけ上Eff_pは小さな値となるものと考えられる。したがって、目地の力学的な機能を総合的に評価するためにはEff_dによる必要があることになろう。

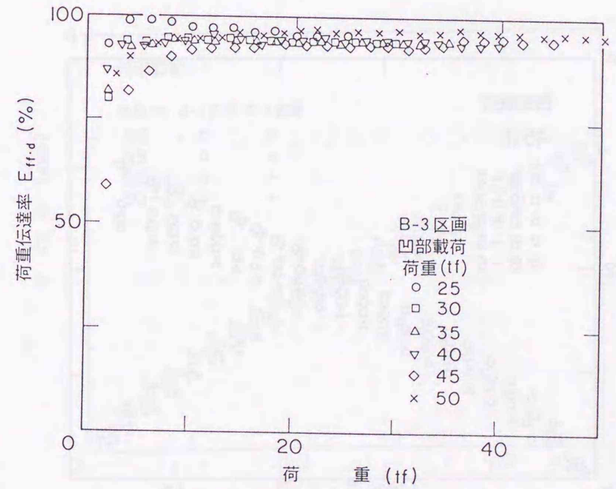


図-4.56　繰返し載荷が荷重伝達率(Eff_d)に及ぼす影響(B-3区画)

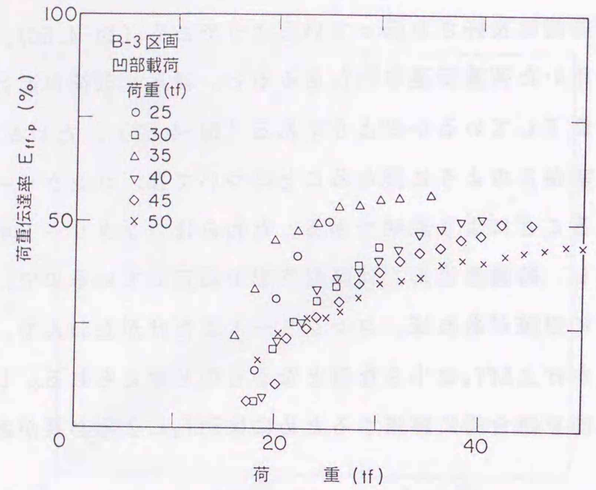


図-4.57　繰返し載荷が荷重伝達率(Eff_p) に及ぼす影響(B-3区画)

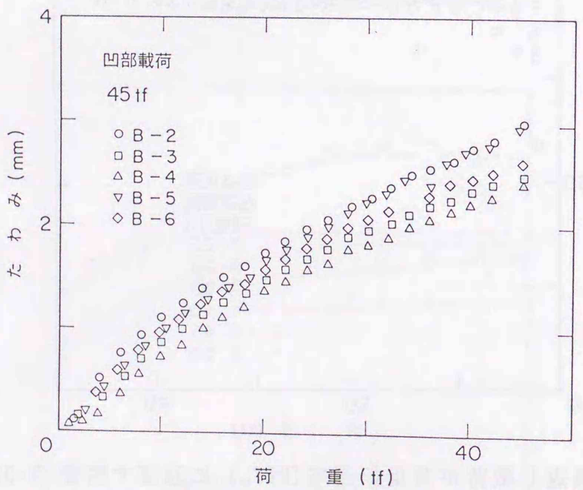


図-4.58　区画によるたわみの違い（凹部）

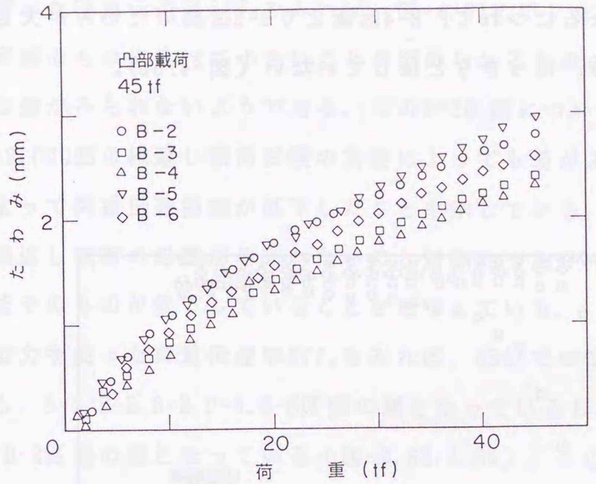


図-4.59　区画によるたわみの違い（凸部）

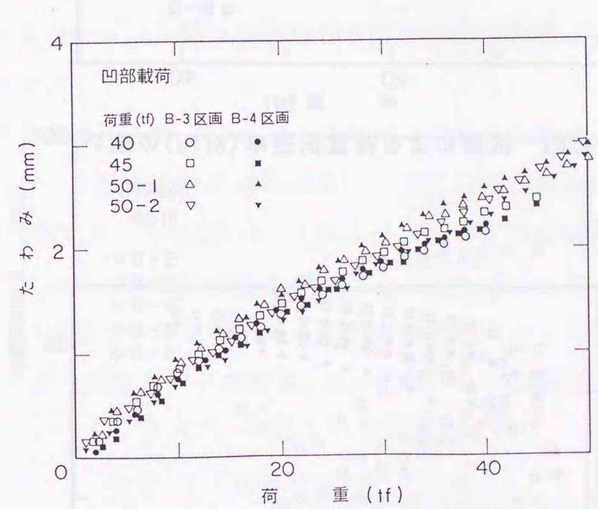


図-4.60　B-3区画とB-4区画の比較

次に、目地部材の寸法の違いが舗装の挙動に及ぼす影響をみることにしよう。まず、たわみについて示せば図-4.58、4.59のようになり、45tfではたわみの大きい順に、凹部側載荷ではB-2、B-5、B-6、B-3、B-4区画、凸部側載荷ではB-5、B-2、B-6、B-3、B-4区画の順となっている。これを前に示した図-4.51のデータ（40tf）と比

べてみると、B-3、B-4が入れ替わっているのが違う点である。この2つの区画をみると荷重が大きくなるにつれて、B-4区画よりB-3区画のたわみが大きくなってくる傾向があるものの、はっきりとはしていない（図-4.60）。

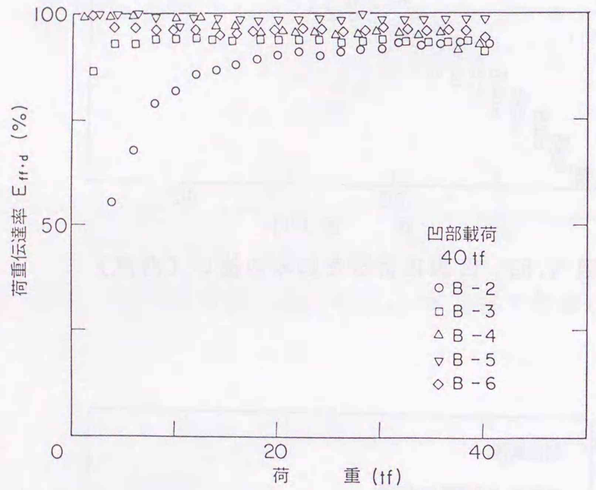


図-4.61　区画による荷重伝達率(Eff_d)の違い

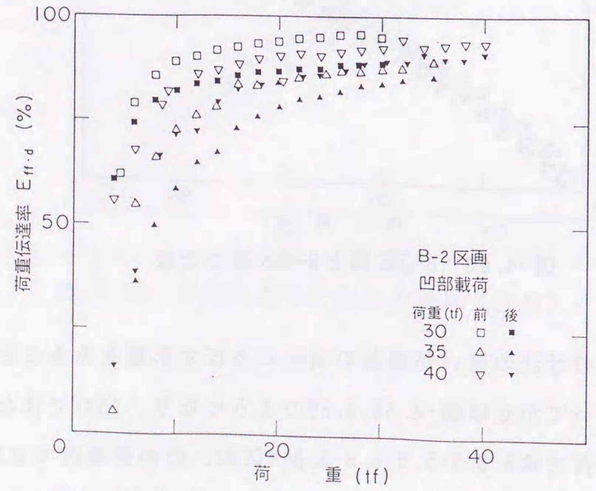


図-4.62　繰返し載荷が荷重伝達率(Eff_d)に及ぼす影響(B-2区画)

たわみを使った荷重伝達率Eff_dをみれば、図-4.61に示したように、B-2区画のものは他の区画のものに比べて小さいことが認められるものの、その他の区画の間には有意な差がみられないようである。このB-2区画については図-4.62にも示したように10,000回の繰返し載荷試験の前後によっても差がみられ、明らかに繰返し載荷によって荷重伝達機能が低下したことを示している。これは、他の区画がEff_dには繰返し載荷の影響がみられないのと対照的であり、B-2区画では目地の荷重伝達機能そのものが低下していることを意味している。

路盤垂直応力を使った荷重伝達率Eff_pをみれば、45tfでの凹部側の計測では大きいものから、B-5、B-3、B-2、B-4、B-6区画の順となっているし、凸部側ではB-4、B-5、B-6、B-3、B-2区画の順となっている（図-4.63、4.64）。このEff_pから判断できる路盤の永久変形については、凹部、凸部載荷の両方からみてB-2、B-6区画には問題がありそうだと推定されるものの、あまりはっきりしない。

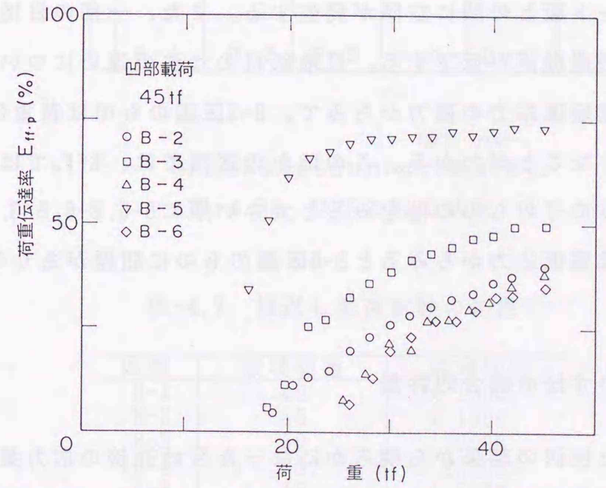


図-4.63　区画による荷重伝達率(Eff_p)の違い（凹部）

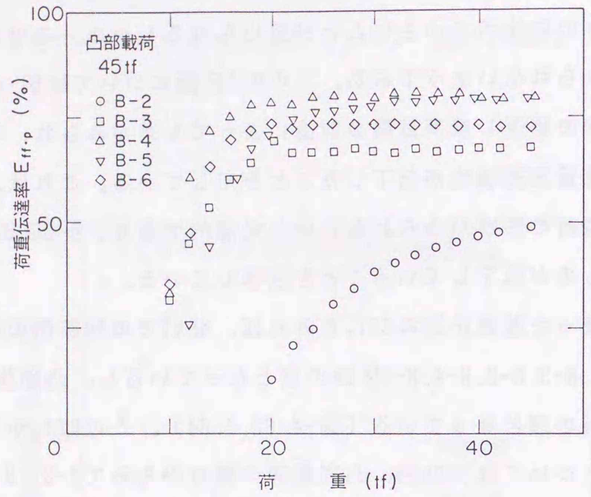


図-4.64　区画による荷重伝達率(Eff_p)の違い（凸部）

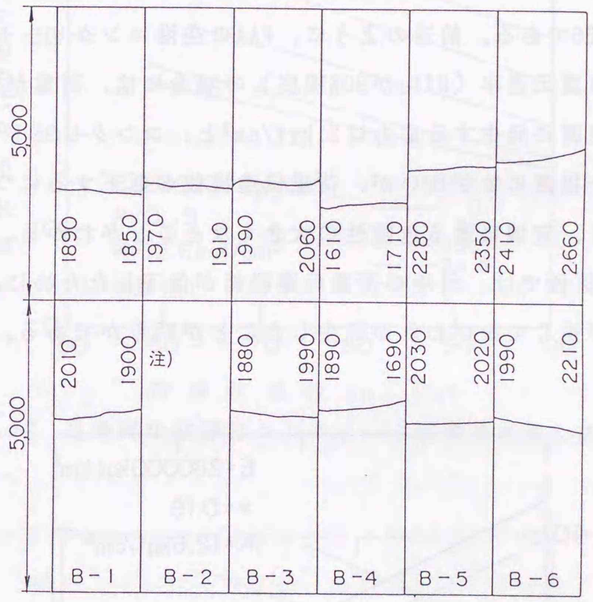
以上に述べた繰返し載荷試験ならびにその前後に実施した静的載荷試験で得られたことをまとめると次のようになる。繰返し載荷によって、路盤には永久変形が生じ、コンクリート版との間に空隙が発生する。また、一部の目地では繰返し載荷によって荷重伝達機能が低下する。目地部材の寸法の違いについてみれば、まず、たわみと路盤垂直応力の両方からみて、B-2区画のものは荷重伝達機能の点では問題がありそうなことがわかる。このほかの区画では、Eff_aではあまり差はないものの、たわみのそのものの値をみると大きい順にB-5、B-6、B-3、B-4区画となっていること、路盤垂直応力からみるとB-6区画のものに問題がありそうなことがわかる。

（4）　目地部材の寸法の総合的評価

これまでに行った検討の結果から明らかになった目地近傍の応力集中、目地の荷重伝達機能、路盤の永久変形に関する知見を総合して、目地部材の寸法について考察を加えることにする。

繰返し載荷試験の結果、ひびわれは図-4.65に示すように目地から2m程度離れた地点に目地に平行に生じた。このひびわれが発生したときの荷重と載荷回数につ

いては表-4.7に示すとおりである。耐荷性という点からみると、B-4区画が最も優れていて、次にB-3区画となっていることがわかる。これらの2区画が50tfの繰返し載荷中に破壊したのに比べ、それ以外のものは45tfで破壊している。B-6区画は6,000回程度、B-2、B-5区画は1,000回未満が破壊時の載荷回数であった。



(単位：mm)

注）数字は目地からひびわれまでの距離を示す。

図-4.65　ひびわれの状況

表-4.7　繰返し載荷試験の結果

区画	破壊荷重	破壊回数
B-1	40	< 1000
B-2	45	< 1000
B-3	50	10000
B-4	50	22000
B-5	45	< 1000
B-6	45	6000

さて、このひびわれが入った原因を探ることにしよう。ひびわれは表面に入っ

たので、当然、負のモーメントについて考える必要がある。これについては、4.2で述べたWinkler支承上の板の有限要素法を使って、コンクリート版に生ずる応力を計算した。

この応力に影響を及ぼす因子としては、まず、目地の荷重伝達機能が考えられる。目地で伝達されるせん断力の大きさを種々に変えることによって得られた、目地の荷重伝達率とコンクリート版表面に発生する最大応力（引張）の関係を示したのが図-4.66である。前述のように、FAAの空港コンクリート舗装の設計法で仮定している荷重伝達率（Eff_dが90%程度）の場合には、荷重が50tfとなってもコンクリート版表面に発生する応力は21kgf/cm²と、コンクリートの曲げ強度（42kgf/cm²）の半分程度にすぎないが、荷重伝達機能が低下するにつれて発生する応力も大きくなり、破壊に至る危険性の大きくなることがわかる。このことから、少なくともB-2区画では、目地の荷重伝達機能が低下したために、コンクリート版に過大な応力が生じてひびわれが発生したことが明らかである。

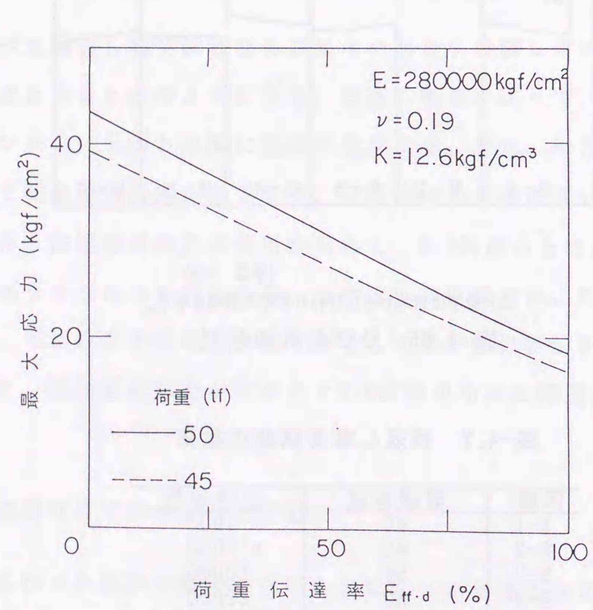


図-4.66　荷重伝達率とコンクリート版表面の最大応力

次に、載荷試験により生じたと思われるコンクリート版と路盤との間の空隙が、コンクリート版に生ずる応力に及ぼす影響について調べることにしよう。ここで

は、空隙が目地の両側に同じ大きさで区画の全幅(1.5m)にわたってできるものとして計算したので、図-4.67、4.68で空隙幅が3.5cmとしてあるものは目地の両側に3.5cmずつの帯状の空隙があることを意味している。

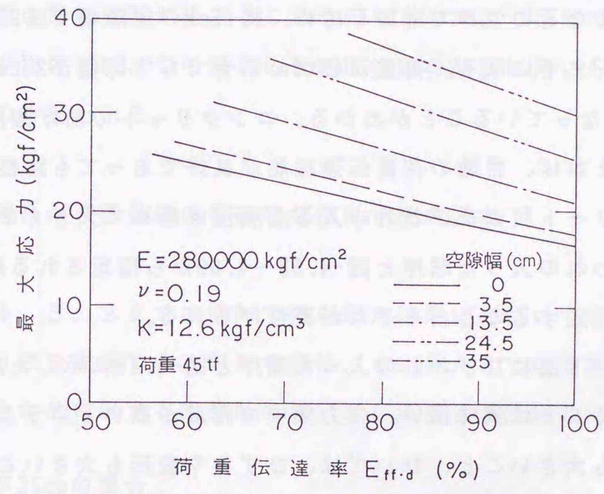


図-4.67　目地部の空隙とコンクリート版表面の最大応力

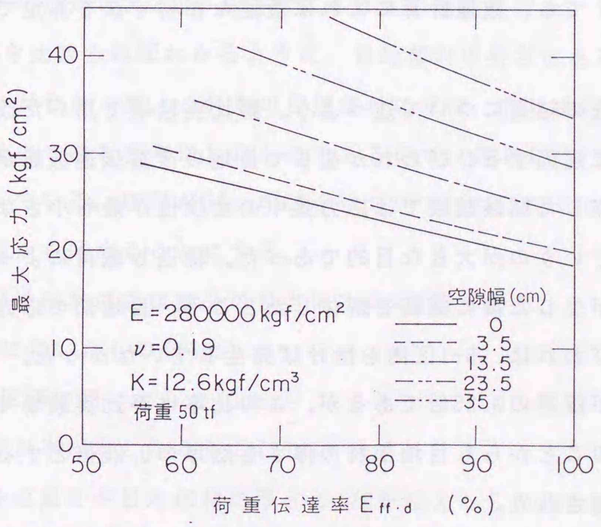


図-4.68　目地部の空隙とコンクリート版表面の最大応力

これらの図は荷重が45、50tfであるときにコンクリート版に生ずる応力を示した

ものである。目地が非常に良好な荷重伝達機能を有していたとしても、路盤の永久変形が進行するにつれてコンクリート版に生ずる最大応力は増加することがわかる。たとえば、荷重伝達率が95%である目地を有する舗装区画に50tfが載荷された場合を考えると、空隙がない場合は20kgf/cm²程度だった最大応力は、空隙が生じ、それが大きくなるにつれて増加し始め、約15cmの空隙幅では25kgf/cm²、約25cmでは30kgf/cm²までになる。荷重が45tfの場合でも空隙幅が25cmで最大応力は27kgf/cm²程度になっていることがわかる。コンクリートの曲げ強度が42kgf/cm²であることを考えれば、目地の荷重伝達機能が良好であっても路盤に永久変形が生じればコンクリート版にひびわれの入る危険性は極めて大きくなるものと思われる。このひびわれの入った順序と図-4.58～4.60から推定される路盤の永久変形の大きさがほぼ一致することからそれが裏付けられる。

このコンクリート版にひびわれの入った順序と図-4.46に示した応力集中の程度の順序が一致することは興味深い。応力集中の程度が高いということは、目地近傍に生ずる応力も大きいこと、ひいては、ひずみや変形も大きいことを示しており、荷重伝達機能の低下しやすさ、路盤の永久変形のしやすさといったものに結びつくことを意味しているものと思われる。このように考えることによって、試験舗装によらなくても、数値計算によれば最適な部材寸法を算定できることとなろう。

最後に解体調査の結果について述べよう。野比実験場で用いた改良かぎ型目地では、応力集中に起因するひびわれが生じて目地の荷重伝達機能が低下したので、原型載荷槽に製作した試験舗装では応力集中の危険性が最も小さな目地部材の寸法を特定しようというのが大きな目的であった。繰返し載荷によってコンクリート版にひびわれが生じた後に舗装を解体したところ、目地部の応力集中に起因するとみられるひびわれは、B-1区画を除けば発生していなかった。このB-1区画は目地部材の厚さが版厚の0.25倍であるが、この比率は野比実験場で用いたものと同じである。このことからも目地部材の厚さを版厚の0.25倍とすることは不適当であることが確認された。

空港コンクリート舗装の版厚設計法では、設計反復作用回数を20,000回とした場合の版厚は、設計荷重によりコンクリート版下面に生ずる引張応力が曲げ強度の1/2となるようにして決定されるようになっている。Westergarrdの中央部載荷

公式によって今回の載荷状態で荷重が40tfのときにコンクリート版下面に発生する応力を求めると36kgf/cm²となることがわかった。これはここで用いたコンクリートの曲げ強度(42kgf/cm²)の約85%に相当するが、40tfの荷重の10,000回の繰返し載荷に対してB-1区画以外のどの区画も破壊しなかったことを考えると、コンクリート版と路盤の間に空隙が生ずることや何らかの原因で目地の荷重伝達機能が低下することがなければ、この形式の目地は実際の舗装に用いられても十分な耐荷性を示すものと思われる。

４．３．３　改良かぎ型目地の合理的な部材寸法の提案

ここでは、４．３．２までの検討で得られた結果に基づいて解析を進め、合理的な目地部材寸法を提案する。部材寸法は、４．３．２での定義と同様に、凹部と凸部のかみ合わせに関する部分なので、プレキャスト部材の片側に相当する。

（１）　版厚が35cmの場合

４．３．２で示した試験舗装での載荷試験の結果から、目地部材の厚さとしてはコンクリートの版厚の0.2倍が最適であろうとの結論を得た。さらに、B-2区画とB-3、B-4区画を比較すればわかるように、目地部材の長さはある程度大きくする必要のあることがわかった。これらの目地部材の寸法、特に曲線部分の長さは現行のかぎ型目地の寸法を参考にしたものであるので、厚さに比べて長さが短かい半楕円形となっている。版厚が30cmの場合について、以下ではこの曲線部の形状についての検討から始めることにする。

対象とした目地部材の曲線部分の長さは次の4種類である。

①　B-2区画に用いたもの(16mm)

②　B-3、B-4区画に用いたもの(30mm)

③　曲線部分が半円形となるもの(35mm)

④　曲線部分の長さが目地部材の厚さの1/2を超えるもの(45mm)

目地部材の水平部分の長さを種々に変えて計算した結果が図-4.69～4.71である。これらの図は、それぞれ、凹部の最大主応力、凸部の最大主応力、凸部の最大せん断力を示している。計算手法は４．３．２で用いた平面ひずみ条件下の２次元

連続体要素についての有限要素法と同じものである。図の縦軸に示した応力の基準値は図-4.46～4.48のものと同様に、B-1区画の凸部の状態1の場合を100としている。

凹部では、図-4.69からわかるように、目地部材がある程度長ければ（この例では60mm程度以上）、曲線部分が長くなるにつれて発生する応力は小さくなるようである。しかし、これ以下の長さでは曲線部分の長さの影響は見られない。

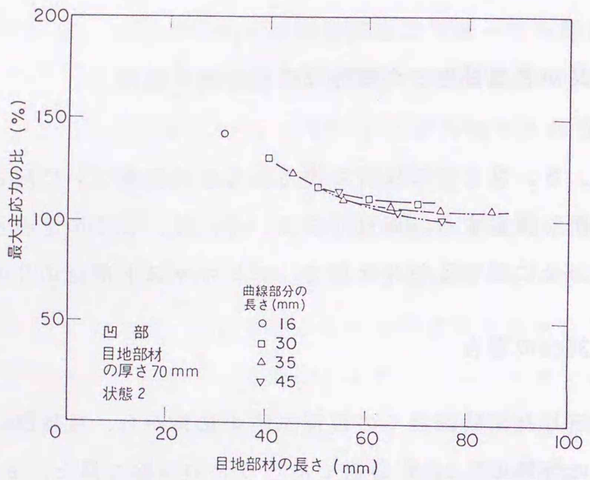


図-4.69　目地部の最大主応力（凹部）

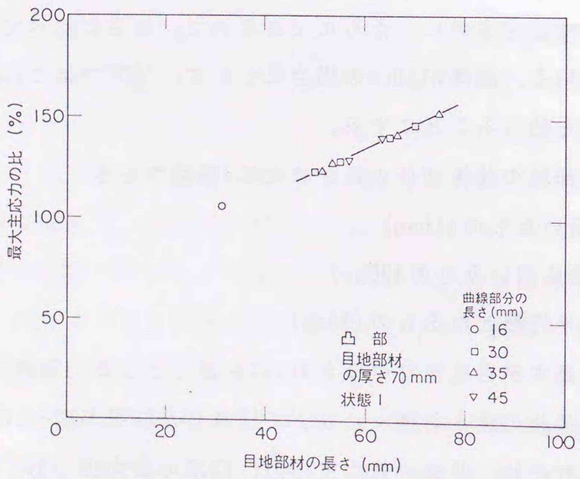


図-4.70　目地部の最大主応力（凸部）

凸部の最大主応力は、図-4.70からわかるように、曲線部分の長さに関係なく、目地部材全体の長さが決まれば一義的に決まるようである。すなわち、目地部材全体の長さが大きくなるにつれて最大主応力は大きくなっている。

凸部の最大せん断応力については、目地部材全体の長さによって応力集中が厳しくなる載荷状態が違っていて、目地部材が短い間は状態2、すなわち目地が開いた場合のほうが厳しく、目地部材が長くなると状態1、すなわち目地が閉じた場合のほうが厳しくなっている（図-4.71）。曲線部分の長さが45mmで状態2のものを除けば、曲線部分の長さによる差はあまりみられない。

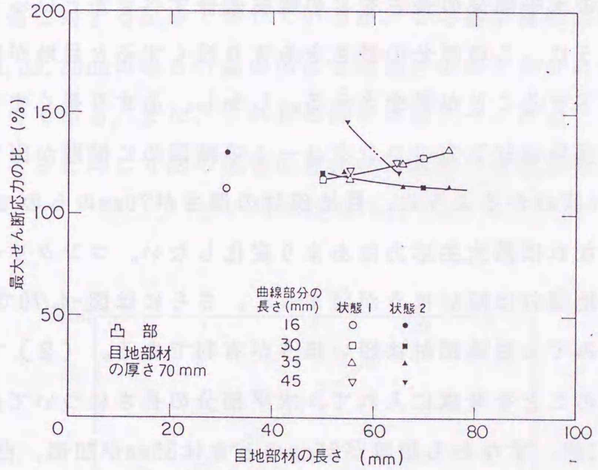


図-4.71　目地部の最大せん断応力

4．3．2で述べたように、目地部材として鋼繊維補強コンクリートによるプレキャスト化を図ったものを用いているので、応力集中による目地部破壊の危険性については、凹部の最大主応力に注目すべきであろう。この凹部では、図-4.69で示したように、目地部材が比較的長い場合は、曲線部分の長いほうが応力集中の程度は小さい。したがって、曲線部分の長いほうが有利なこととなろうが、以下に示す理由により、その長さを35mm、すなわち曲線部分を半円形とすることにした。

①　目地が開いても荷重伝達機能が良好さを保てるように、目地部材にはある

程度長い水平部分が必要となる。その反面、目地部材があまり長くなると目地部材下方のコンクリートの締固めが十分にできなくなる恐れがでてくる。このようなことからみて、曲線部分をあまり長くすることはできないだろう。

② 実際の施工では、ここで提案される断面で長さ数mの目地部材がプレキャストで製作されて、現場で長手方向に接合されることとなる。この目地部材を用いたコンクリート版が長手方向に移動できるためには、目地部材と目地部材の接合部ばかりでなく、長手方向で少しでも断面が違っていれば不都合なことになる。したがって、完全に同一断面の目地部材を作ることが必要となるが、そのためには楕円形よりも円形が有利であろう。その際、型枠として鋼管等の既製品が使用できれば、工費の点からみても有利となる。

次に、目地部材の水平部分の長さをどの程度確保すべきかといった点について示そう。前述のように、この部分の長さをあまり短くすると目地が開いた場合に荷重伝達機能が低下することが懸念される。しかし、あまり長くすると目地部材全体も長くなり、目地部材下方のコンクリートの締固めに問題が出てきそうである。図-4.69をみればわかるように、目地部材の厚さが70mmのものでは、水平部分が30mm程度以上になれば最大主応力はあまり変化しない。コンクリートの締固めの点からいえば目地部材は短いほうが望ましく、さらには図-4.70で示される凸部の最大主応力からみても目地部材は短いほうが有利である。（２）で述べる版厚が35cm以外の場合のことを考慮に入れて、水平部分の長さについて総合的に判断すると、版厚の0.1倍、すなわち版厚が35cmのときは35mmが凹部、凸部のかみ合わせに関する水平部分の長さとして妥当なものであると結論づけられる。

（２） 種々の版厚の場合

（１）では版厚が35cmの場合の目地部材の合理的な寸法を示したが、この目地構造の一般化を図るために、ここでは種々の版厚に対するものを示すこととする。

路盤支持力係数が7kgf/cm³である場合の版厚として空港コンクリート舗装構造設計要領に記載されているものは表-1.6のようになっている。ここでは 4種類の設計荷重(LA-1～LA-4)で、設計反復作用回数区分がNの場合、すなわち、版厚38、35、30、20cmの場合を取り上げて、目地部材の寸法について検討することにする（このうち、35cmの版厚については（１）で詳しく述べた）。

ここでの検討に使う手法は、版厚35cmの場合と同じ有限要素法による数値解析である。版厚35cmの場合については、試験舗装に対する載荷試験の結果から最適な目地部材の厚さが版厚の0.2倍であることが示され、さらに、数値解析等の結果から目地部材の曲線部分の形状は半円形が望ましいとの結論が得られた。そこで35cm以外の版厚の場合でも、版厚に対する目地部材の厚さの比率と曲線部分の形状については版厚35cmのものと同じとした。そのため、ここでは部材の水平部分をどれだけにすればよいかといった点が検討項目となる。

図-4.72～4.74にはそれぞれ、版厚38、30、20cmの場合の最大主応力を示す。凹部、凸部とも、応力集中が厳しいほうのデータであり、凹部は目地が開いている状態（状態2）、凸部は目地が閉じている状態（状態1）である。これらに示した最大主応力は基準値に対する比率で表しているが、この基準値は凸部の最大主応力であり、版厚38、30、20cmの場合の基準値は目地部材の水平部分の長さが、それぞれ、10、8、5mmのものである。また、これらの図には最大せん断応力も示してあるが、最大主応力のときと同じ寸法の場合の最大せん断応力を基準値としている。

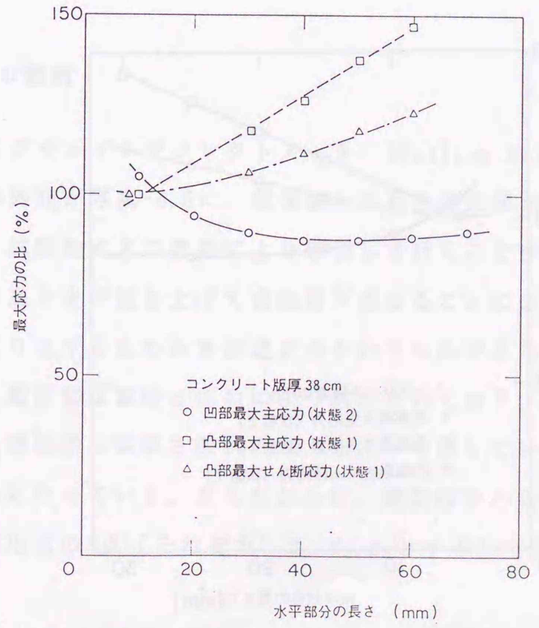


図-4.72 目地部の最大応力（版厚38cm）

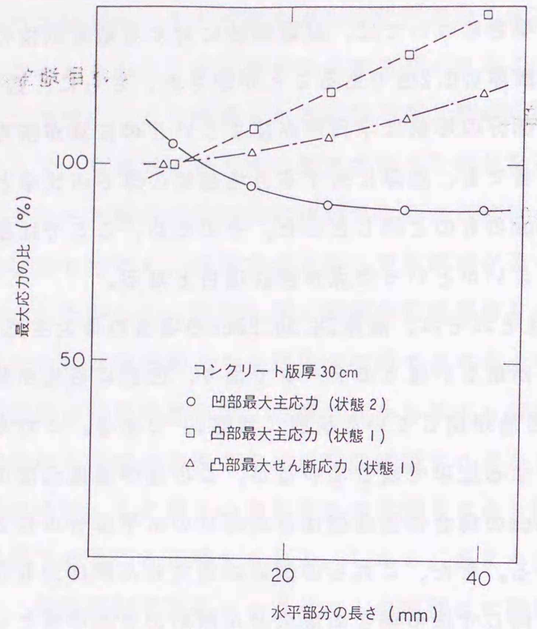


図-4.73　目地部の最大応力（版厚30cm）

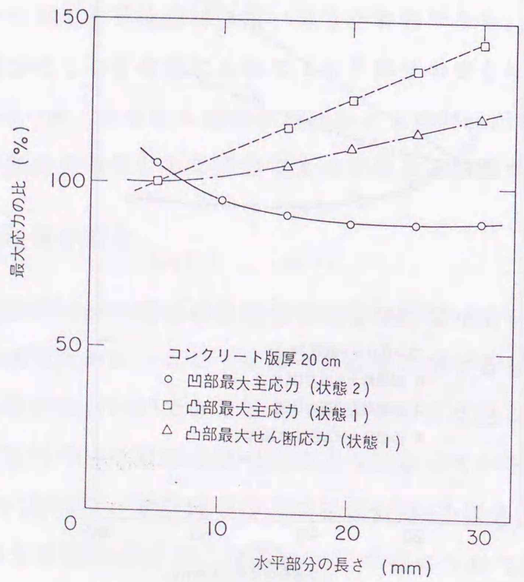


図-4.74　目地部の最大応力（版厚20cm）

応力集中が原因と考えられる目地の破損と密接な関係にあると思われる凹部の最大主応力に注目すれば、最も応力集中の危険性の少ない目地部材の水平部分の長さは、版厚の0.1倍程度になっていることがわかる。したがって、最適な目地部材の寸法は、

① 厚さが版厚の0.2倍

② 曲線部分の長さが版厚の0.1倍、すなわち形状は半円形

③ 水平部分の長さが版厚の0.1倍

であると結論づけられる。

4．4　コンクリート舗装構造の非破壊評価法の開発 [26]

ここでは、以上に述べた目地の荷重伝達機能を含め、空港コンクリート舗装の非破壊構造評価システムについて詳細に論ずる。

4．4．1　FWDによる舗装たわみの測定

（1）　FWDの機構

フォーリングウェイトデフレクトメーター(Falling Weight Deflectometer, FWD)は、その外観が写真-4.5に、載荷部とたわみ検出部が写真-4.6に示されるようなもので、試験地点まで車両により牽引して行くことができる。FWDの機構は、重錘を任意の高さまで持ち上げて自由落下させることにより舗装に衝撃荷重を加え、それにより生ずるたわみを測定するというものである。FWDの模式図を図-4.75に示すが、載荷部は重錘とばねにより構成されており、直径30cmの載荷板（鋼製であるが、舗装面には厚さ数mmのゴムを介して接している）により舗装に荷重を加えるようになっている。またたわみは、載荷板中心ならびに中心からの距離が30、75cmの地点の3点（それぞれ、d_1、d_2、d_3とする）で測定可能である。

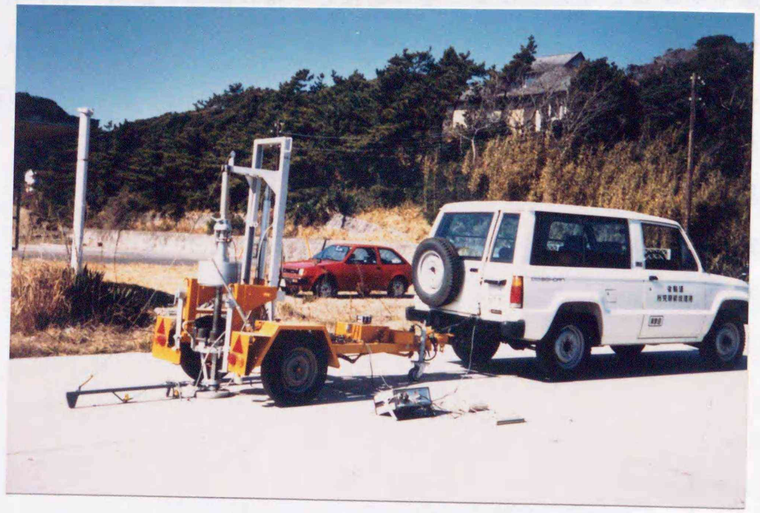


写真-4.5　FWDの外観



写真-4.6　FWDの載荷部とたわみ検出部

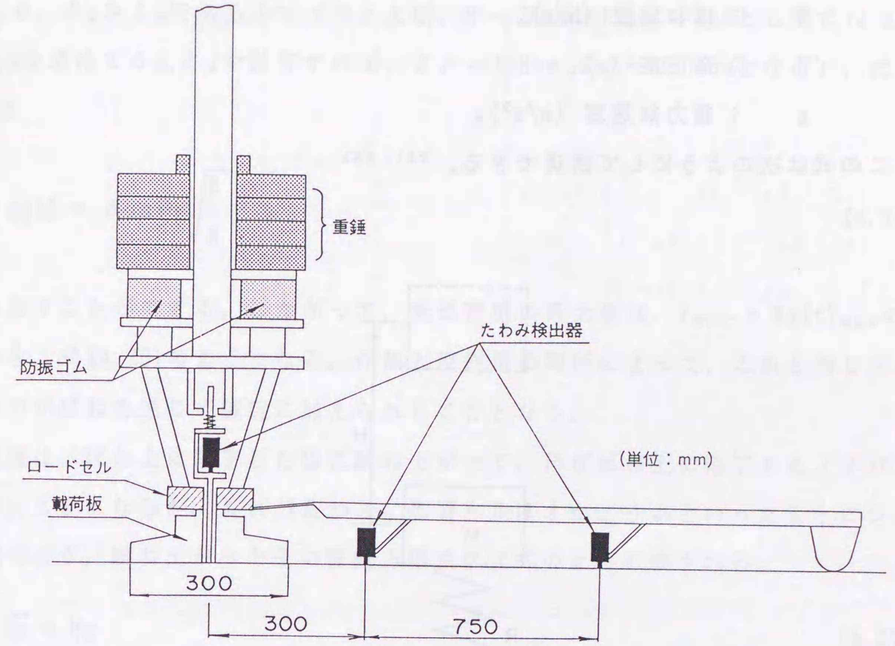


図-4.75　FWDの模式図

表-4.8　FWDの仕様

載荷部	
最大重錘質量	150kg
最大落下高さ	400mm
最大衝撃荷重	5,000kgf
載荷板直径	30または45cm
衝撃時間	20～30ms
検出部	
最大たわみ	2mm
測定精度	1%以内

載荷部の仕様は表-4.8に示すとおりであり、衝撃荷重の最大値は、式(4.23)で表される。[27]

$$F_{max} = (2MgHR)^{1/2} \tag{4.23}$$

ここに、F_{max} ：衝撃荷重の最大値 (N)、

M　：重錘の質量（kg）、

R　：ばね定数（N/m）、

H　：落下高（m）、

g　：重力加速度（m/s²）。

この式は次のようにして誘導できる。[28),29)]

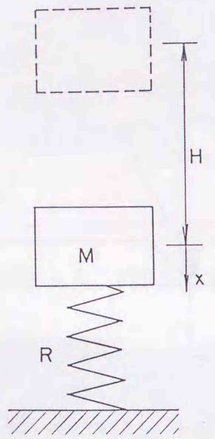


図-4.76　FWDのモデル（その1）

図-4.76に示すような質量Mの重錘が高さHから舗装面上に置かれたばね定数Rなるばね上に自由落下する場合を考える。重錘がばねに接触した瞬間をt=0とし、そのときの重錘の位置を基準として重錘の変位xを下向きにとるものとすれば、振動方程式は次式となる。

$$M\ddot{x} + Rx = Mg \tag{4.24}$$

$x(0) = 0, \dot{x}(0) = (2gH)^{1/2}$としてこれを解けば次式が得られる。

$$x(t) = \sqrt{\delta_d^2+\delta_s^2}\,\sin\left(\sqrt{\frac{R}{M}}\,t - \phi\right) + \delta_s \tag{4.25}$$

ここに、δ_d：重錘の動的変位（$= (2MgH/R)^{1/2}$、$MgH = 1/2R\delta_d^2$より）、

δ_s：重錘の静的変位（$= Mg/R$）、

ϕ　：（$= \mathrm{Tan}^{-1}(\delta_s/\delta_d)$）。

ここで、$\delta_d \gg \delta_s$であるので（たとえば、H = 30cm、F_{max} = 5tfとして式(4.23)からRを求めてδ_d、δ_sを計算すれば、δ_d = 1.8cm、δ_s = 0.05cmとなる）、式(4.25)は

$$x(t) = \delta_d \sin\sqrt{\frac{R}{M}}\,t \tag{4.26}$$

とみなすことができる。したがって、衝撃荷重の最大値は、$F_{max} = Rx(t)_{max}$の関係から、式(4.23)のようになる。作用と反作用の関係によって、これと同じ大きさの力がばねを通じて舗装に加えられることとなる。

重錘は、ばね上に落下した後に跳ね上がって、再びばね上に落下する（リバウンド）ことになるが、これがたわみに影響を及ぼすかどうかといったことについて調べよう。跳ね上がった後の振動方程式は次式のように表される。

$$M\ddot{x} = Mg \tag{4.27}$$

重錘がばねから離れる瞬間を t = 0とすれば、$x(0) = -\sqrt{2gH}$となるので、これを用いて式(4.26)を解けば、次式が得られる。

$$x(t) = 1/2gt^2 - \sqrt{2gH}\,t \tag{4.28}$$

x(t) = 0として重錘がばねを離れて再びばね上に落下するまでの時間を求めれば、$t = \sqrt{8H/g}$となる。Hを30cmとすれば、t = 490msとなり、最初の衝撃荷重の載荷時間が10～35msであることを考えれば、このリバウンドはFWDによるたわみ測定に何ら影響を及ぼすものではないことがわかる。

以上の議論は舗装と重錘の相対運動を考えたものであるが、衝撃荷重による舗装の変位が衝撃荷重の大きさに及ぼす影響について調べることにしよう。この場合には重錘により舗装に加えられる衝撃力と地球から受ける衝撃力とを考える必要があり、そのためには地球に原点を固定した座標系で考えればよい（図-4.77）。[29)]　m_1、m_2は、それぞれ、重錘、舗装の質量であり、k_1、k_2はFWDのばね定数と考えることとし、k_3は舗装と地球との間のばね定数とする。ばねk_3が舗装m_2から重力の作用を受けないで完全に自由な状況にあるときのm_2の位置を基準にして下向

き方向のm_2、k_2の上端の変位をX、X_0で表し、k_3がm_2から重力の作用を受けて、静止しているときのm_2の位置を基準にして下向き方向のm_2、k_2の上端の変位をx_2、x_0で表すことにすれば、次の方程式が成立する。

$$\begin{aligned} &m_1\ddot{x}_1 + k_1(x_1-x_0) = m_1 g \\ &m_2\ddot{x} + k_2(X-X_0) + k_3 X = m_2 g \\ &k_3(X-x_2) = k_3(X_0-x_0) = m_2 g \\ &k_1(x_1-x_0) = k_2(x_0-x_2) \end{aligned} \qquad (4.29)$$

これらを解けば、舗装に加わる衝撃力F(t)は次式のようになる。

$$F(t) = k_1(x_1-x_0) = \frac{k_1 k_2}{k_1+k_2}(x_1-x_2) \qquad (4.30)$$

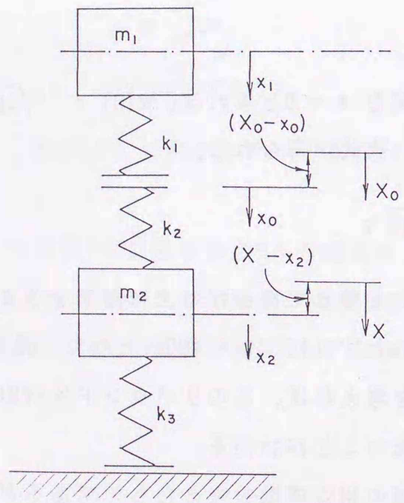


図-4.77　FWDのモデル（その2）

5m×5mのコンクリート版（弾性係数350,000kgf/cm²、ポアソン比0.15）について計算を行って重錘の落下高がF_{max}に与える影響を調べたところ、版厚や路盤支持力係数が違っても、落下高が同じであれば、最大衝撃力もほぼ同じ値となることがわかった（表-4.9）。

表-4.9　版厚、路盤支持力係数、衝撃力の関係

版厚 (cm)	路盤支持力係数 (kgf/cm³)	最大衝撃力 (kgf)
30	3	5,090
	6	5,140
	9	5,150
	12	5,150
38	3	5,030
	6	5,140
	9	5,140
	12	5,150
45	3	4,940
	6	5,130
	9	5,140
	12	5,140

また、落下高と最大衝撃力の関係について、式(4.23)で表されるものと式(4.30)によるものではほとんど差のないことがわかった。その例として、表-4.10には式(4.23)による最大衝撃力と式(4.30)によるもの（版厚30cm,K値7kgf/cm³）を示した。このことから、実用上は式(4.23)により最大衝撃荷重を算定してよいことが認められた。

表-4.10　式(4.25)と式(4.32)による衝撃力の比較

重錘の落下高 (cm)	最大衝撃力 (kgf) 式(4.23)	式(4.30)
5	2,040	2,190
	(41)	(43)
10	2,890	3,040
	(58)	(59)
15	3,540	3,680
	(71)	(72)
20	4,080	4,230
	(82)	(82)
25	4,560	4,710
	(91)	(92)
30	5,000	5,140
	(100)	(100)
35	5,400	5,540
	(108)	(108)
40	5,770	5,910
	(116)	(116)
45	6,120	6,260
	(123)	(122)
50	6,460	6,590
	(129)	(128)

( )は落下高30cmのときを100とした場合

以上がFWDの衝撃荷重についてのメカニズムであるが、実際のFWDによるたわみ測定においては式(4.25)を使用せずに、載荷板に取り付けられたロードセルにより荷重（応力）を計測するようになっている。

たわみは、ばねによって舗装面に押し付けられている速度計(geophone)が検出した舗装の変位速度を積分することによって得られるが、これは上述の最大荷重に対応する最大たわみである。図-4.78はロードセルならびに載荷板中心でのたわみ検出器からの出力波形を示したものである。[30]

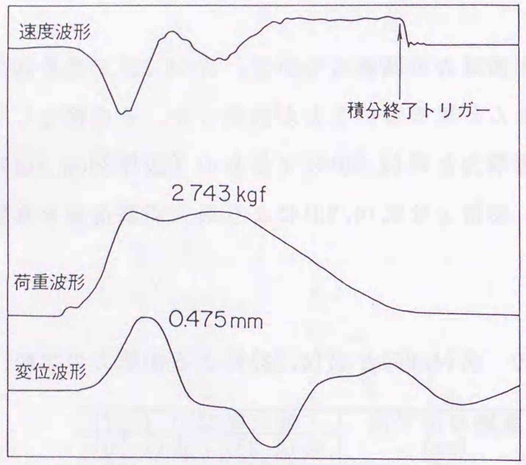


図-4.78　FWDの出力波形

このFWDによる測定では、1度の測定につき衝撃荷重は3回加えられ、それぞれに対するたわみが得られるが、1回目のデータは棄却され、2,3回目のものが出力される。また、衝撃時間が15～35msの範囲に入るものに対してのみたわみを検出するようになっている。なお、実際の測定に際しては最大衝撃荷重が5000±50kgfとなる場合を標準荷重としているので、特に断わらないかぎり、４．４．２以降で示すFWDの測定値は最大衝撃荷重がこの範囲に入っているときのものである。

（２）　試験舗装

コンクリート舗装構造の非破壊評価へのFWDの適用性を検討するにあたっては、

まずFWDのメカニズムを理解し、測定データの再現性といった問題をも含めたFWDによるたわみ測定の基本的特性を理解し、そして多くの条件での測定が必要である。そのために、福岡、長崎の2空港のコンクリート舗装での調査、および運輸省港湾技術研究所野比実験場に製作した2種類の試験舗装での試験を実施した。これらの試験舗装は、一つは、前述のように目地の荷重伝達機能の検討のために製作したものであり、もう一つはコンクリート版と路盤の間の空隙に注目した試験を行うために製作したものである（ここでは、それぞれ試験舗装A、試験舗装Bと称する）。

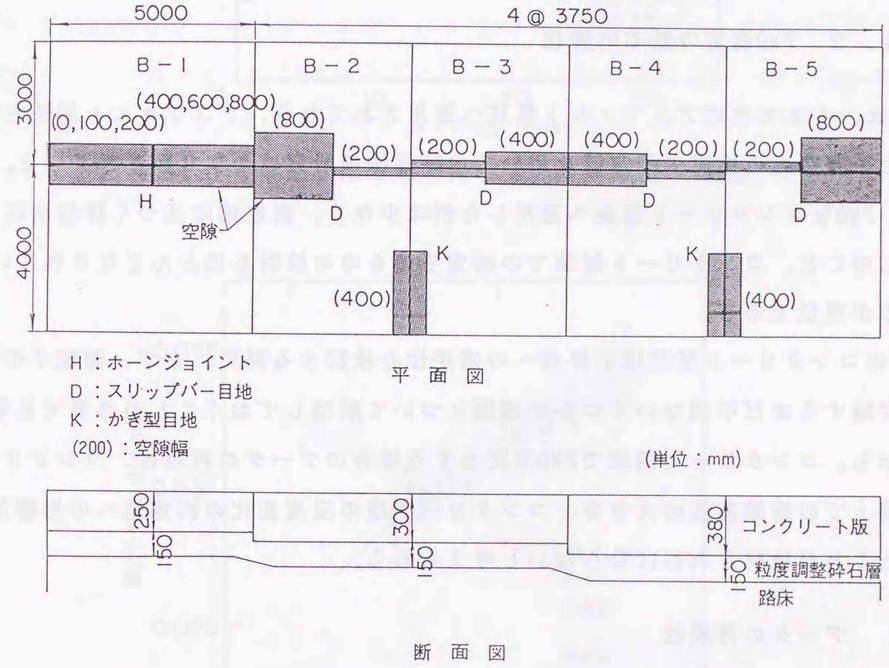


図-4.79　試験舗装 B

試験舗装Aは図-4.54に示したものである。試験舗装Bには図-4.79に示すとおり、種々の大きさの空隙を設けた。コンクリート版の厚さは25、30、38cmの3種類である。このうち、B-1区画については、数回にわたって種々の大きさの空隙を作っている。すなわち、ホーンジョイントを切断して、クレーンによりコンクリート版を吊り上げて移動し、路盤に所定の凹みを作った後に、再びコンクリート版を敷

設した。そして、ホーンジョイントにより2枚のコンクリート版を再び連結し、コンクリート版と路盤の間にグラウトを施して、意図したもの以外の空隙ができないようにした。B-2～B-5区画では空隙を作ったのは一度きりである。コンクリートの弾性係数は330,000kgf/cm²、ポアソン比は0.21であり、路盤支持力係数K_{30}は36kgf/cm³であった。

FWDの測定は、福岡、長崎両空港においては、航空機の運航上の問題から夜間に行われたが、試験舗装では主として昼間に測定がなされた。また、試験舗装では、舗装温度の影響を調べるために、春、夏、冬期にそれぞれ24時間通しての測定も実施された。

4．4．2　FWD測定の基本的特性

FWDは、今まで主にアスファルト舗装へ適用されており、アスファルト舗装での測定上の問題点の検討や測定値を用いての評価法の研究はかなりなされている。一方、FWDをコンクリート舗装へ適用した例は少なく、測定値に基づく評価法はもちろんのこと、コンクリート舗装での測定そのものの検討もほとんどなされていないのが現状である。

FWDのコンクリート舗装構造評価への適用性を検討する前に、まず、測定そのものに付随するまだ不明ないくつかの課題について解明しておくことが必要である。すなわち、コンクリート舗装でFWD測定をする場合のデータの再現性、コンクリート舗装上での衝撃荷重の大きさ、コンクリート版の温度変化の測定値への影響といったことが検討されねばならないと考えられる。

（1）　データの再現性

試験舗装Aの版厚が30、38、45cmのコンクリート舗装について、各版厚の舗装につき3箇所（版中央部）で1日から数日間FWDの測定を行った。この測定は、載荷板の位置を動かすことなく、同じ落下高に対して数回から数十回行った。測定時刻にも極端な差がないので、後述のそりの影響の差はないと考えられる。したがって、データの再現性は、同一地点のデータのばらつきを調べることによって評価できるものと考えてデータを吟味した。

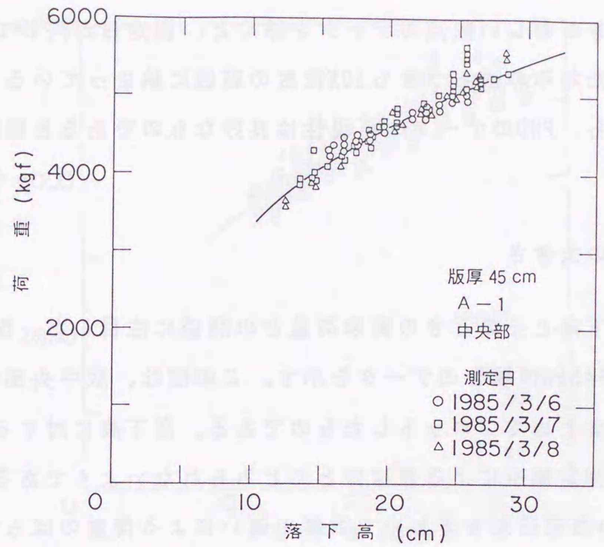


図-4.80　重錘の落下高と衝撃荷重の関係（A-1区画）

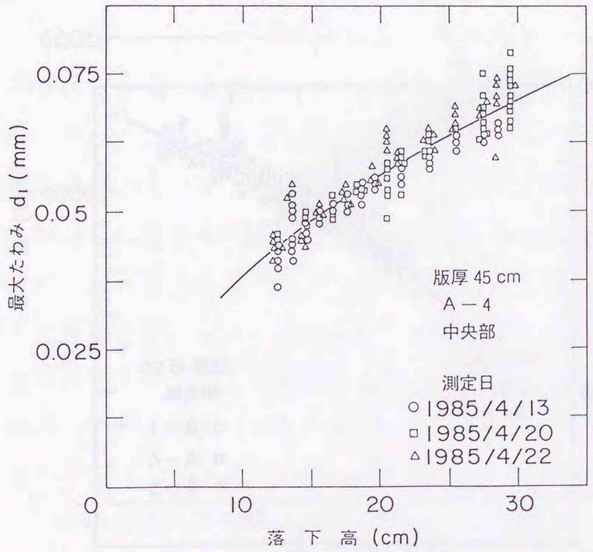


図-4.81　重錘の落下高と最大たわみの関係（A-4区画）

重錘の落下高とそれにより舗装に加えられる荷重との関係の例としてA-1区画での測定データを図-4.80に示すが、荷重の大きさでみれば最大でも10%程度のばら

つきである。落下高とたわみの関係の例としてA-4区画での測定結果を図-4.81に示したが、ばらつきが著しい数点のデータを除くと、測定日が同じであれば、ある落下高に対するたわみのばらつきも10%程度の範囲に納まっていることがわかる。このようなことから、FWDのデータの再現性は良好なものであると結論づけられよう。

（2） 衝撃荷重の大きさ

まず、重錘の落下高とそのときの衝撃荷重との関係に注目した。図-4.82には、試験舗装Aの版厚が45cmの場合のデータを示す。この図は、版中央部の異なる3箇所での測定結果をまとめてプロットしたものである。落下高に対する荷重のばらつきの程度には、測定箇所による差はほとんどみられないようである。版厚が30、38、45cmの舗装での測定結果をまとめて版厚の違いによる荷重のばらつき程度をみたのが図-4.83である。版厚が違ってもばらつきの程度にはあまり差はみられない。

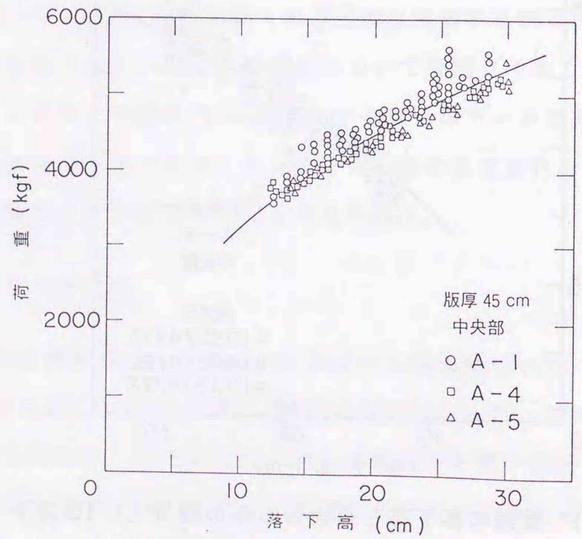


図-4.82 重錘の落下高と衝撃荷重の関係（版厚45cm）

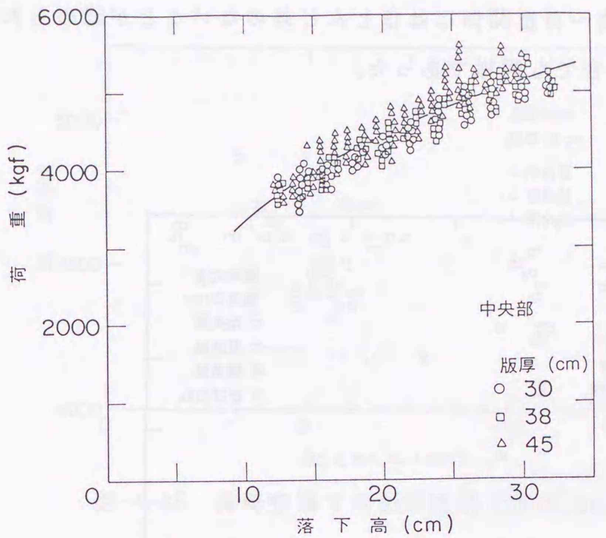


図-4.83 版厚の違いが衝撃荷重に及ぼす影響

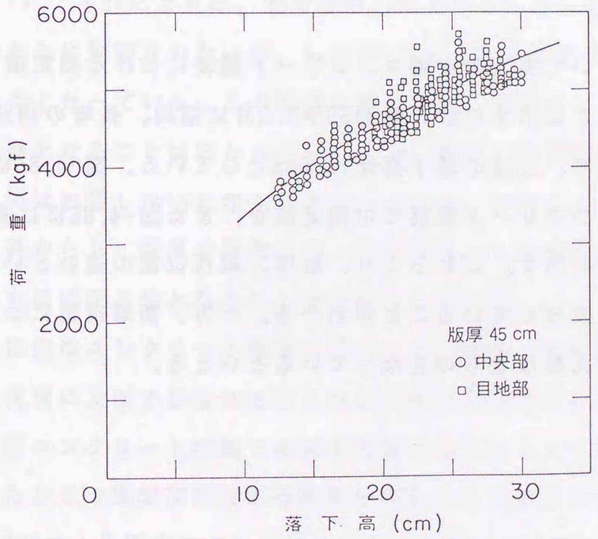


図-4.84 載荷位置の違いが衝撃荷重に及ぼす影響

次に、載荷位置の違いが重錘の落下高と衝撃荷重の関係に及ぼす影響について調べる。図-4.84は、コンクリート版の目地近傍ならびに版中央部での測定値であ

る。これは、試験舗装AのA-1～A-5区画で得られた版厚45cmのデータである。中央部と目地部での落下高～荷重関係にはほとんど差のないことが認められる。これは、版厚30、38cmの場合でも同様であった。

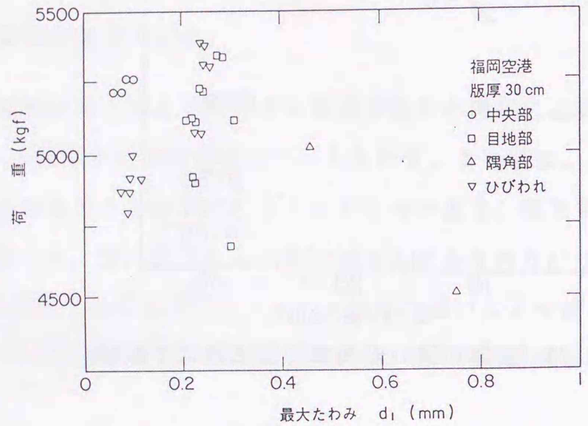


図-4.85　福岡空港での測定結果（版厚30cm）

こういった点について実際の空港コンクリート舗装における測定値によって見ることにしよう。ここに示すのは、昭和59年2,3月に福岡、長崎の両空港で夜間に測定したデータであり、重錘の落下高は18.5cmとしている。図-4.85には、福岡空港の版厚が30cmのコンクリート舗装での測定値を、また図-4.86には長崎空港での測定値（版厚38cm）を示す。これらより、版厚、載荷位置の違いといったものが、たわみの値に影響を及ぼしていることがわかる。一方、衝撃荷重については、落下高一定でもいくぶん異なるものとなっているといえる。

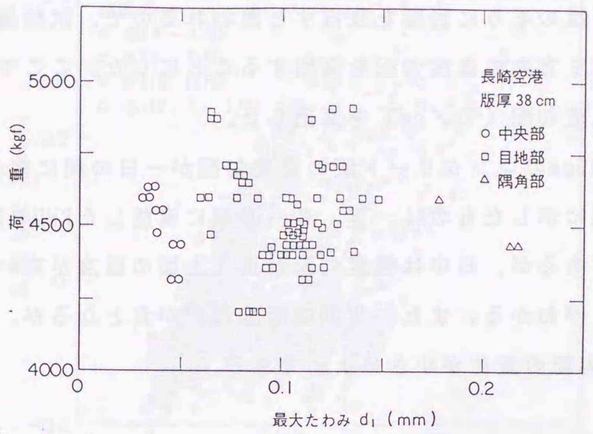


図-4.86　長崎空港での測定結果（版厚38cm）

このような重錘の落下高と衝撃荷重の関係について、Bohnらは、舗装のたわみやすさが衝撃荷重の大きさに影響を及ぼすとして、アスファルト舗装の場合を示している。[31]　それによれば、載荷板中心のたわみd_1が1.3mm以下では最大荷重は舗装のたわみに影響されないが、d_1が2～3mm となる舗装では4～5%の荷重の低下がみられたとなっている。この結果に基づけば、空港コンクリート舗装はd_1がこのような値となることはほとんどないので、版厚や載荷位置の違い等は衝撃荷重の大きさには影響しないと考えられる。これは、前述のように、簡単なモデルを使った計算からも、版厚や路盤支持力係数が違っても落下高が同じならば、最大衝撃荷重もほぼ同じ値となることが認められている。

このように空港コンクリート舗装の場合には、版厚、載荷位置の違いといったものが衝撃荷重に及ぼす影響はあまりないと考えられるが、一連の調査結果、特に実際の空港コンクリート舗装での測定結果に見られたように、重錘の落下高を一定に保ったときの衝撃荷重はある程度のばらつきがあるので、４．４．１で述べたようにFWDによる測定においては、重錘の落下高を一定とするのではなく、衝撃荷重が規定の範囲内に納まるように落下高を微調整することとした。

（３）　コンクリート版のそりの影響

a）　コンクリート版の温度分布

コンクリート版内の深さ方向の温度の違い、すなわち、深さ方向の温度の分布状態がコンクリート版のそりに影響を及ぼすと思われるので、試験舗装Aにおける実測データから、深さ方向の温度勾配を算出することにした。ここでは温度分布を直線とみなして温度勾配（℃／cm）を算出した。

図-4.87には厚さ45cmのコンクリート版の温度勾配が一日の間に変化する模様を示してある。この図に示したものは、夏、冬、春期に実施したFWDの24時間連続測定のときのデータであるが、日中は温度勾配が正（上面の温度が高い）で14時頃に最大値を示すことがわかる。また、夜間は温度勾配が負となるが、特に22時から6時の間は、温度勾配の変化が小さいようである。

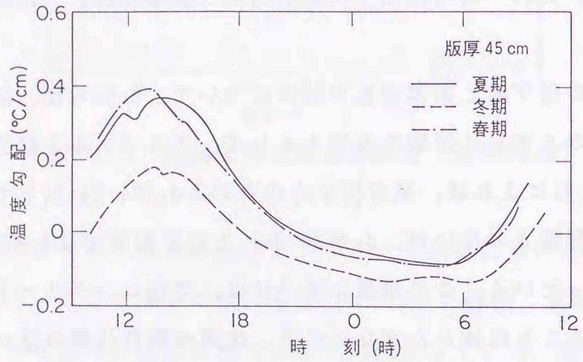


図-4.87　温度勾配の時間的変化

実際の舗装を調査するときにはコンクリート版の表面温度が測定できるだけなので、これからコンクリート版内の温度勾配が推定できれば非常に好都合である。3箇年のデータについて両者の関係を示したのが図-4.88であり、この図には1週間ごとの温度データをプロットしてある。ここでは季節を春（4～7月）、夏（8、9月）、秋(10,11月)、冬（12,1～3月）としているが、このようにすれば季節によってデータがうまく分けられる。これらのデータからは、表面温度が高ければ温度勾配も大きいという関係があるとわかるものの、表面温度から温度勾配を一義的に求めることは無理のようである。これは、1日のうちで温度勾配の変化が小さい夜間22時から6時までのデータだけでみても同様である（図-4.89）。

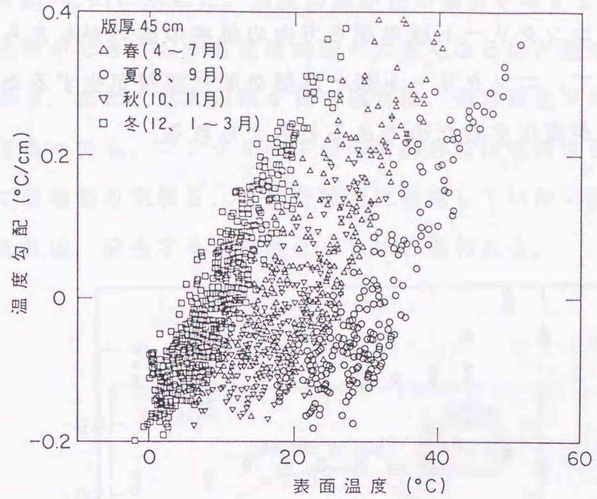


図-4.88　表面温度と温度勾配の関係

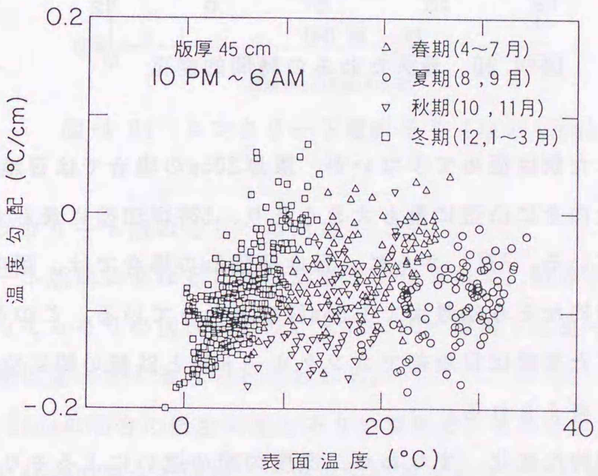


図-4.89　表面温度と温度勾配の関係（22時～6時）

b）　コンクリート版の温度とそりの関係

同一地点における FWDの測定により得られるたわみは、図-4.90のように時刻により変化する。これは、コンクリート版の弾性係数あるいは路盤の支持力係数が

変化することによるのであろうが、このうちコンクリート版の弾性係数は1日の間ではほとんど変化しないと考えられるので、路盤の支持力係数が変化していることになる。これは、コンクリート版の深さ方向の温度の違いがもたらすコンクリート版のそりによって、コンクリート版と路盤の間に空隙が生ずるため、見かけ上路盤の支持力係数が変化するためであると考えられる。

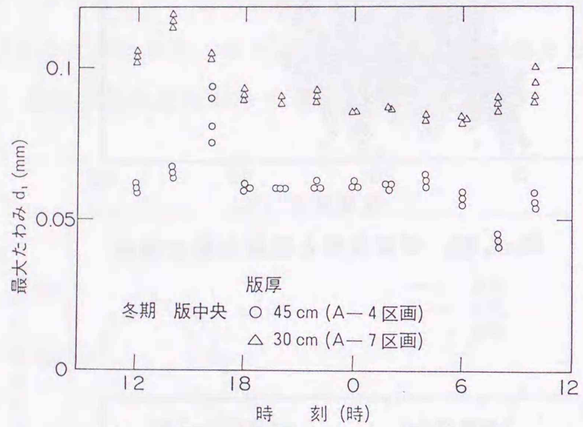


図-4.90　最大たわみの時間的変化

このそりを測定した例は極めて少ないが、版厚20cmの場合では目地間隔6～15mの場合で13時頃に上向きに凸型に最も大きくそり、5時頃凹型に最も大きくそっていることが示されている。[32] さらに、目地間隔6mの場合では、版中央部と端部（目地部）での相対的なそりは最大で0.5mm程度となっている。このことから、日中は版中央部で、また夜間は目地部でコンクリート版と路盤の間に空隙が生じている可能性があると考えられる。

次に、そりの時間的な変化、すなわち、温度勾配の違いによるそりの変化について、簡単な数値解析によって調べることにする。解析に用いる手法は、ばねで支持された平板要素の有限要素法であり、長さ6m×幅5mのコンクリート版が深さ方向に直線的な温度変化を受けた場合のコンクリート版の変位を計算した。コンクリート版の弾性係数、ポアソン比は、それぞれ、350,000kgf/cm^2、0.15であり、路盤支持力係数は7kgf/cm^{3}とし、コンクリート版の自重も考慮している。

計算結果として、版厚45cmの場合についてコンクリート版の長手方向の中心線上でのそりを図-4.91に示した。温度勾配が正の場合を考えると、コンクリート版の中央部に空隙ができ、しかも温度勾配が大きくなるほど空隙の範囲も大きくなることがわかる。また、温度勾配が負の場合は、通常観測される-0.2°C/cm 程度の温度勾配であっても、コンクリート版の大部分には空隙は生じないものと思われる。そして目地部の空隙も、この計算では考慮していない隣接コンクリート版の拘束を考えれば、発生する可能性は小さいと思われる。

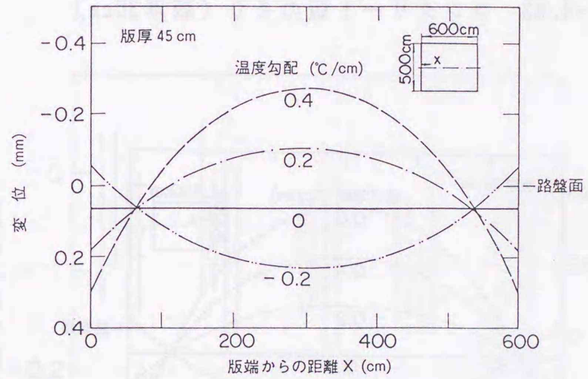


図-4.91　コンクリート版のそり（版厚45cm）

c）　コンクリート版のそりへの対応

コンクリート版は表面ほど日照の影響を受けるので、版厚が違えば、温度勾配が同一であってもそりの状況は違う。また、同一環境下にあっても、版厚が違えば、温度勾配は違ってくるものと思われる。

版厚が30、38cmの場合の温度勾配とそりの関係を、それぞれ、図-4.92、4.93に示す。版厚が45cmの場合と同様に、温度勾配が正のときには版中央部に空隙が生じ、しかも温度勾配が大きくなるにつれて空隙の範囲も広がることがわかる。また、温度勾配が負の場合は、版厚30cmで温度勾配-0.3°C/cmのときをみてもわかるように、目地部に空隙が生ずる可能性は小さい。図-4.91～4.93から、温度勾配が同じであっても版厚が違えば空隙は異なったものとなり、版厚の小さい方が空隙の範囲は小さくなっていることがわかる。

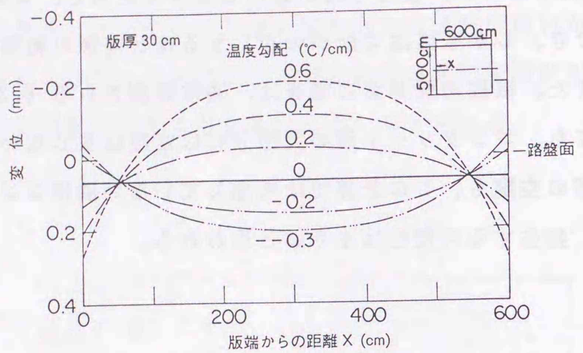


図-4.92　コンクリート版のそり（版厚30cm）

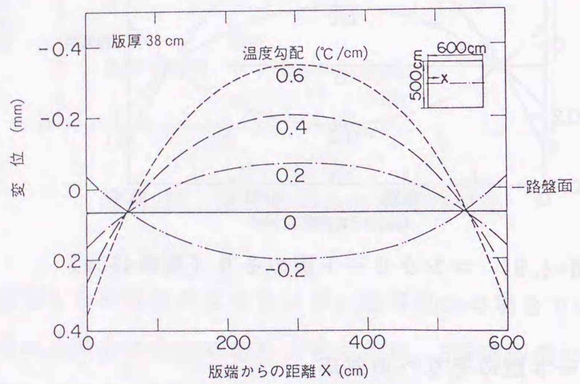


図-4.93　コンクリート版のそり（版厚38cm）

同一環境下での版厚と温度勾配の関係として、FWDの24時間連続測定のときの温度データ（夏期）を使って、版厚が30,38,45cmに相当する温度勾配を算出した結果を図-4.94に示す。これから同一環境下では版厚が小さいものほど温度勾配の絶対値が大きくなることがわかる。これらのことから、同一環境下で版厚が違う舗装のそりについては、たとえば、図-4.91の版厚45cmで温度勾配が0.4°C/cmのものと図-4.92の版厚30cmで温度勾配が0.6°C/cmのものを比較すればわかるように、版厚の違いがそりに及ぼす影響はそれほど大きくないように思われる。

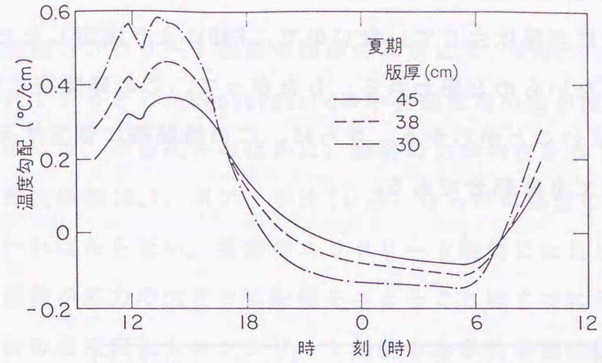


図-4.94　版厚の違いが温度勾配に及ぼす影響

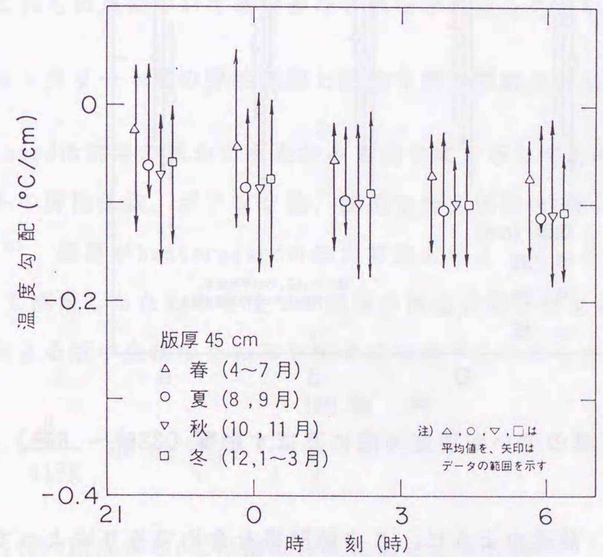


図-4.95　温度勾配の時間的変化（22時～6時）

a）で述べたように、表面温度からコンクリート版の温度勾配を推定し、そりを算定することは困難であるので、22時から6時までのコンクリート版の温度変化が他の時間帯に比べて小さいことに着目して、以下の議論を進めることにする。図-4.95からわかるように、この時間帯では季節による変動はあまりみられないようである。また、この時間帯の温度勾配の変化について版厚が違う場合でみたのが図-4.96である。版厚が小さくなるにつれて絶対値でみた温度勾配は増加するも

ののの、最大でも-0.3°C/cm程度であり、図-4.91～3.93を見てわかるように、この時間帯では版中央部に空隙は生じていないので、FWDにより測定したたわみにはそりの影響はほとんどないものと思われる。したがって、この時間帯に版中央部でFWDの測定を行うとよいことがわかる。さらに、この時間帯に測定することは航空機の運航の点からみても好都合である。

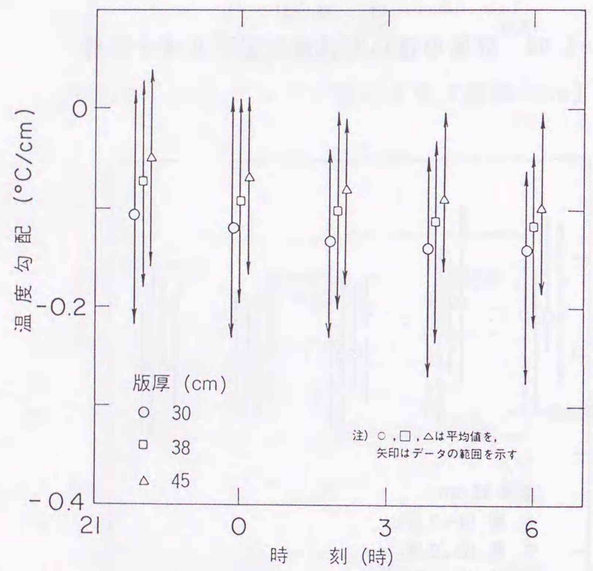


図-4.96 版厚の違いが温度勾配に及ぼす影響（22時～ 6時）

目地部においては、前述のように、この時間帯を含めてそりによってコンクリート版と路盤との間に空隙のできる可能性は小さいと考えられる。しかし、空隙ができた場合を考えると、後述するように、空隙の大きさは見かけの路盤支持力係数に大きく影響し、空隙が目地から100cmの範囲にまで広がるとK'は空隙がない場合の20%にまで低下してしまう。このことから、FWDの測定は、そりが生じない日中になされるほうが望ましいと考えられる。ただし、目地部に空隙が生じていないとあらかじめ判断できるときは、夜間の測定で目地の荷重伝達率を推定することも可能である。

4．4．3 FWDのコンクリート舗装構造評価への適用性

わが国の空港コンクリート舗装の版厚の算定には、Winkler支承でコンクリート版が支持されているとしたWestergaardの中央部載荷公式が使用されている。この式を使うためには、荷重条件のほかに、舗装の力学特性を表すものとしてコンクリート版の弾性係数(E_c)、ポアソン比(ν_c)、ならびに路盤の支持力係数(K)がわかっていなければならない。実際のコンクリート舗装には目地があり、その目地の荷重伝達機能が応力の大きさに影響を与えることはすでに示した。さらに、コンクリート版の温度変化もコンクリート舗装の力学的挙動に影響を与える。また、目地部では交通荷重の繰返し載荷、目地からの雨水の浸入によってコンクリート版と路盤との間に空隙ができる危険性がある。したがって、FWDによる構造評価においてはこれらの点について検討がなされなければならない。

（1） コンクリート版の弾性係数と路盤支持力係数の評価

Westergaardは応力のほかにもたわみを表す式を示しており、その式の中にもコンクリートの弾性係数、ポアソン比、路盤支持力係数の3個が未知数としてはいっている。[18] 版厚がWestergaardの応力算定式によっていることを考慮にいれて、FWDによって測定したたわみを使って舗装の構造状態を推定する際にも、 Westergaardによる版中央部のたわみを表す式を使うことにした。

$$W_i = \frac{P}{4l^2K}\ \mathrm{Re}\ H_0^1\left(\sqrt{i}\ \frac{r}{l}\right) \qquad (4.33)$$

ここに、$W_i(r)$:原点からrだけ離れた点におけるたわみ、

P :原点における集中荷重、

l :剛比半径(= $(E_c h^3/12(1-\nu_c^2)K)^{0.25}$)、

E_c : コンクリートの弾性係数、

h :コンクリート版の厚さ、

ν_c :コンクリートのポアソン比、

K :路盤支持力係数、

Re :実数部分、

H_0^1　：第1種0次のハンケル関数、

i　：虚数単位($i^2=-1$)。

PickettとRayは、影響図を作成する過程で式(4.33)を等分布荷重に対する式に変形した。[33]　これが式(4.34)であり、これは図-4.97に示すような半径aで、中心角$\theta_2-\theta_1$のくさび形をした等分布荷重に対するその中心点のたわみを表すものである。

$$W_1(\theta_2,\theta_1,a)=\frac{q}{K}\cdot\frac{\theta_2-\theta_1}{2\pi}\cdot\left[1+\frac{\pi a}{2l}\,\mathrm{Im}\,\sqrt{i}\,H_1^1\left(\sqrt{i}\,\frac{a}{l}\right)\right]\qquad(4.34)$$

ここに、q　：等分布荷重、

Im：虚数部分、

H_1^1：第1種1次のハンケル関数。

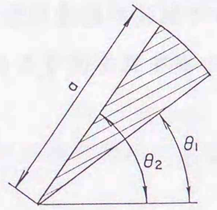


図-4.97　d_1の算出方法

FWDのたわみ測定部は図-4.75に示すとおり、直径30cmの載荷板の中心（r=0、r:載荷面中心からの距離）ならびにそこから30、75cm離れた点(r=30、75cm)の3個のたわみが得られる。これらのたわみを式(4.34)を使って計算によって得ようとする場合、r=0の場合は$\theta_2-\theta_1=2\pi$として式(4.34)をそのまま使用できるが、r=30、75cmの場合は以下に示す重ね合わせの方法により計算することが必要となる。

重ね合わせの方法は図-4.98に示すように、r=30cmまたはr=75cmの測定点を通る

直線で載荷面を細かく分割した小さな要素を考える。この要素を測定点を中心とした円環の一部と考えて、重ね合わせの手法により測定点のたわみを算出する。すなわち、この要素を作っている2直線のなす中心角の二等分線と載荷面との交点から測定点までの距離を、a_1、a_2とすれば、この要素による測定点のたわみは、$W_1(\theta_2,\theta_1,a_2)-W_1(\theta_2,\theta_1,a_1)$となる。このようにして得られた各要素ごとのたわみを載荷面全部について加えれば求めるたわみが算出できる。[18]　このような重ね合わせの手法によりたわみを計算する場合は、分割要素数が増加するほどその精度が向上するものの、計算時間も増加してしまう。後述のように、E_c、Kを算定するためには繰返し計算によらなければならないため、計算時間はできるだけ短かいことが望ましい。2層系弾性地盤のたわみを表すものとしてよく知られているBurmisterの式を使った場合、載荷面からある程度離れた点のたわみは載荷面の半径に無関係になるとの報告[34]があるので、ここで用いているWestergaardの式によるものについても分布荷重と集中荷重によるたわみの比較を行ってみた（分布荷重では載荷面を60要素に分割したので、r=30、75cmの場合でそれぞれの要素の中心角は1、0.38°となる）。その結果を表-4.11に示すが、実際のたわみ測定で得られる有効桁数の範囲では両者の差は見られないことがわかる。したがって、r=0 のたわみ(d_1)に対しては分布荷重の式(式(4.34))を、r=30、75cmのたわみ(d_2、d_3)に対しては集中荷重の式(式(4.33)) を用いることとしたが、これにより計算時間が大幅に短縮されたことは言うまでもない。

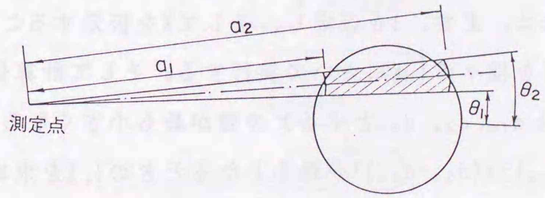


図-4.98　d_2、d_3の算出方法

表-4.11　分布荷重、集中荷重としたときの計算たわみの比較

h (cm)	E (kgf/cm²)	K (kgf/cm³)	たわみ (mm) 分布荷重 d1	分布荷重 d2	分布荷重 d3	集中荷重 d1	集中荷重 d2	集中荷重 d3
30	300,000	3	0.136	0.130	0.111	——	0.131	0.110
		6	0.096	0.091	0.073		0.091	0.073
		9	0.078	0.073	0.057		0.073	0.057
		12	0.068	0.047	0.047		0.063	0.048
	400,000	3	0.118	0.114	0.098	——	0.114	0.098
		6	0.083	0.079	0.065		0.079	0.065
		9	0.068	0.064	0.051		0.064	0.051
		12	0.059	0.055	0.043		0.055	0.043
38	300,000	3	0.096	0.093	0.082	——	0.093	0.082
		6	0.068	0.065	0.055		0.065	0.055
		9	0.055	0.052	0.043		0.053	0.043
		12	0.048	0.045	0.036		0.045	0.036
	400,000	3	0.083	0.081	0.072	——	0.081	0.073
		6	0.059	0.056	0.049		0.056	0.049
		9	0.048	0.046	0.039		0.046	0.039
		12	0.041	0.039	0.032		0.039	0.033
45	300,000	3	0.075	0.072	0.065	——	0.073	0.065
		6	0.053	0.051	0.044		0.051	0.044
		9	0.043	0.041	0.033		0.041	0.035
		12	0.037	0.035	0.030		0.035	0.030
	400,000	3	0.064	0.063	0.058	——	0.063	0.058
		6	0.046	0.044	0.039		0.044	0.039
		9	0.037	0.036	0.031		0.036	0.031
		12	0.031	0.026	0.026		0.031	0.026

E_c、Kは、フローチャートを図-4.99に示すように、次のようにして推定できる。ここで、Westergaardの式ではKとlが舗装の力学特性を表すものとして用いられているので、それらがわかったとしてもE_cとν_cはどちらか一つだけしかわからないことになるが、ν_cに比較してE_cのほうが応力やたわみに及ぼす影響は大きいことから、空港コンクリート舗装設計要領でも使われているようにν_c=0.15とみなすことにした。たわみは、まず、lを仮定し、そしてKを仮定することによって計算できるが、この計算を種々のl、Kについて実行する。そして計算値と実測値（それぞれ、d_{1c}、d_{2c}、d_{3c}とd_{1m}、d_{2m}、d_{3m}とする）の差が最も小さくなるとき、すなわち、$(d_{1c}-d_{1m})^2+(d_{2c}-d_{2m})^2+(d_{3c}-d_{3m})^2$が最小となるときのl、Kを求めればよい。lとKがわかれば、$E_c=12(1-\nu_c^2)Kl^4/h^3$の関係から$E_c$が得られる。

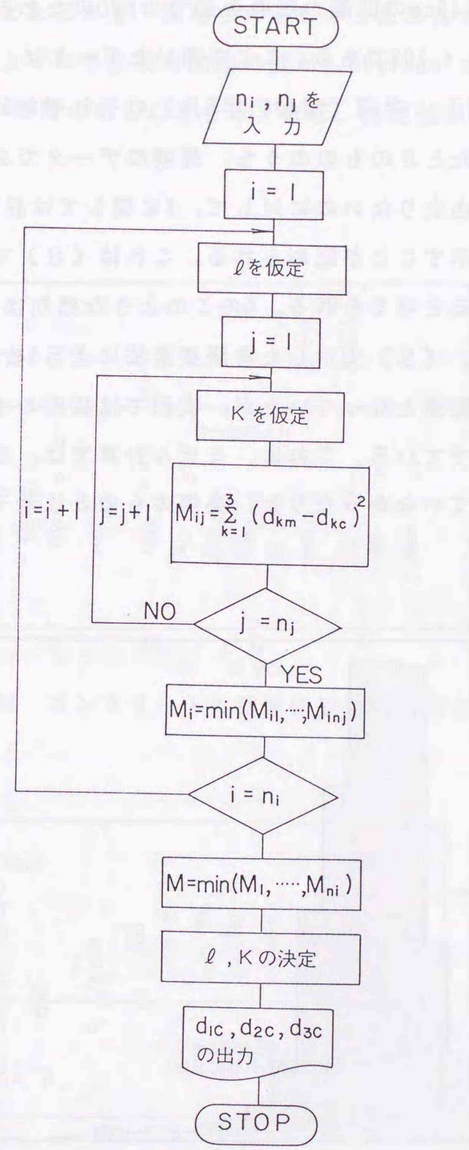


図-4.99　E_c、Kの推定方法のフローチャート

図-4.100は計算値の実測値に対する誤差を示す。この図の横軸は3個の測定点における誤差の平均、すなわち、$1/3\sum_{i=1}^{3}|d_{ic}-d_{im}|/d_{im}$である。これから、今ま

で得られた約3,000点のデータの約70%が5%以内の誤差範囲に納まっていることがわかる。

試験舗装Aの版厚45cmの区画の版中央部でのFWDのたわみから推定されたE$_c$とKが、それぞれ図-4.101、4.102である。ここで用いたデータは、夏期（昭和60年8月）、冬期（昭和61年2月）、春期（昭和61年5月）のそれぞれ1日の24時間にわたって2時間おきに測定したときのもののうち、夏期のデータである。E$_c$に関しては測定時刻による変化があまりないのに対して、Kに関しては昼間は小さな値を示すが、夜間は大きな値を示すことが認められる。これは（３）で述べたコンクリート版のそりの影響であると考えられる。Kのこのような傾向は、版厚の小さなものほど著しくなっている。（２）で示した有限要素法による1枚板での検討では、版厚の違いはあまりない結果となっていたが、実測では版厚の小さなもののほうが、そりの影響が大きくでている。これは、モデル計算では、温度分布を直線とみたり、隣接版の拘束をみていなかったりと、実際のものとは若干異なるためと考えられる。

図-4.100　計算値の実測値に対する誤差

推定されたE$_c$の値は４．４．１で示した室内試験のものより小さくなっている。

これは、室内の標準養生の供試体での弾性係数に比べ、現場養生での弾性係数はかなり小さくなることと、供試体での弾性係数に比べて構造物の弾性係数は小さくなると考えられることなどから、説明されるものと思われる。一方、Kに関しては、粒度調整砕石路盤上での平板載荷試験の値が7.8kgf/cm^{3}であり、その上に厚さ4cmのアスファルト中間層のあることを考えれば、推定値がほぼ妥当なものであると考えられる。

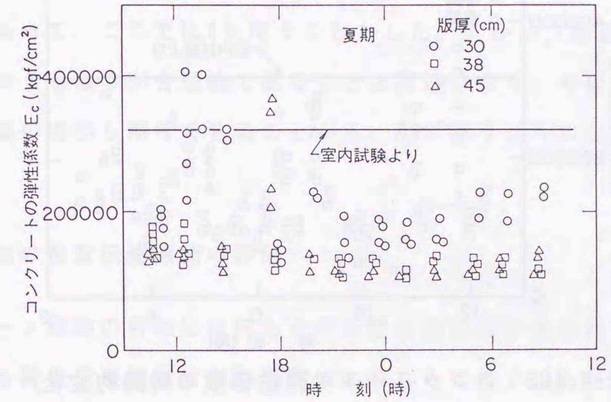


図-4.101　コンクリートの弾性係数の時間的変化

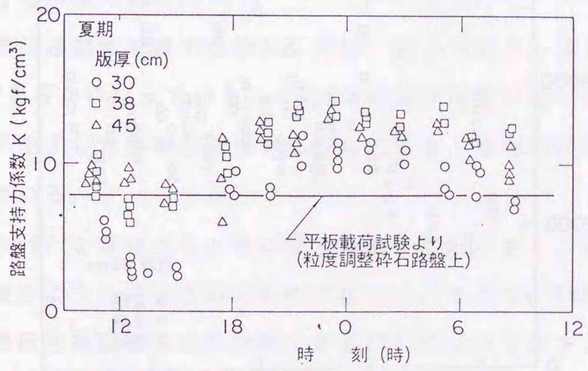


図-4.102　路盤支持力係数の時間的変化

コンクリート舗装をWinkler支承よりも現実に近い弾性支承上の板とみなして、コンクリート版の弾性係数（E$_c$）と路盤以下の弾性係数（E$_s$）を推定することも

可能である。その方法は計算によるたわみの求め方がWinkler地盤のものと異なるだけである。たわみの計算方法は弾性支承上の板の有限要素法であり、あらかじめ任意のE_c、E_sに対するたわみを計算しておく必要がある。なお、弾性支承のたわみを表すものとしてはBoussinesqの式[7]を用いることにした。また、ν_c=0.15、ν_s(路盤以下のポアソン比)=0.3 とした。

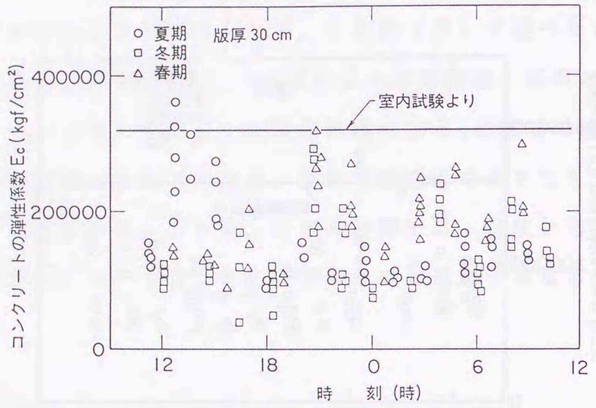


図-4.103 コンクリートの弾性係数の時間的変化

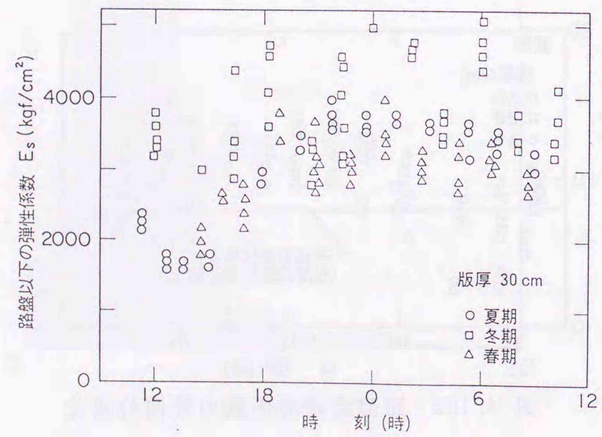


図-4.104 路盤以下の弾性係数の時間的変化

版厚が30cmの場合を解析した結果を図-4.103(E_c)、3.104(E_s)に示す。この計算

に使用したデータは、前述の24時間連続測定時のものである。Winkler支承として計算した場合と同様に、E_cについては測定時刻の影響はあまりみられないが、E_sに関しては昼間が小さく、夜間が大きなものとなっていることがわかる。

以上に示したように、路盤をWinkler支承、弾性支承のどちらと考えても、コンクリート版の弾性係数ならびに路盤の支持力係数あるいは弾性係数を推定することが可能であることがわかった。路盤の変形特性を表すものとしてKとE_sのどちらを使用するかについては、わが国の現行のコンクリート舗装の版厚設計法では路盤をWinkler支承と考えているため、E_sを推定する場合には長い計算時間が必要となることもあって、ここではKを使うこととした。しかし、路盤をより現実に近い弾性支承と考えるほうが合理的であることは間違いなく、今後、計算機や計算手法のより一層の進歩も期待できることから、E_sを使うようになることは十分考えられる。

(2) 目地の荷重伝達機能の評価

コンクリート舗装の目地には何らかの荷重伝達装置が使われているが、その機能、すなわち荷重伝達機能は供用期間中にわたって必ずしも良好さを維持できるとは限らず、自然環境の作用や繰返し載荷によって機能が低下することもしばしばみられる。これが調査時点での目地の荷重伝達機能を評価することが極めて重要になってくる所以である。

目地の荷重伝達機能を表すものとしては、式(4.14)で計算される荷重伝達率Effの有効性が明らかになっている。このEffは設計荷重に近いものを目地近傍に載荷したときに生ずるたわみを使用するものであり、空港舗装補修要領(案)[35]にも採用されている。

FWDの荷重はEffを算定するときに使う荷重よりも小さく、測定されるたわみも式(4.14)で使うような目地近傍のものではない。そこで、FWDの測定により得られる目地の荷重伝達機能を次式で計算できるEff'によって表すことにした。

$$Eff' = \frac{d_2}{(d_1+d_2)/2} \times 100 \qquad (4.35)$$

ここに、d_1、d_2は図-4.105に示すように、載荷板をできるだけ目地に近づけて設

置した上で測定を実施して得られた、目地からの距離がほぼ等しい載荷側と非載荷側のたわみである。

このようなFWDの測定は目地の両側で実施することにしたが、これは、４．２で詳述したように、目地の両側で載荷試験を実施しても、必ずしも同じ荷重伝達機能を示さないとの経験によるものである。

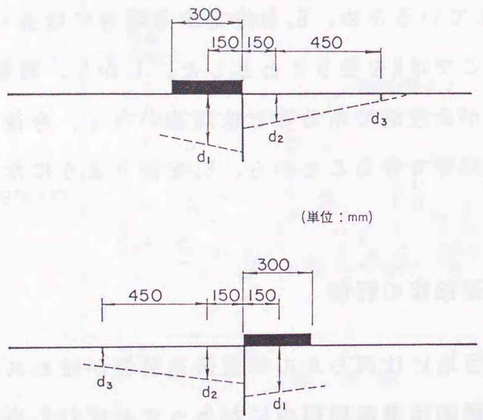


図-4.105　目地部でのFWDの測定方法

次に、この設計荷重に近い大きさのものによる静的載荷試験で得られるEffとFWDにより得られるEff'とを比較しよう。図-4.36に示した、荷重25tfの静的載荷試験で得られたEffに対して、Eff'は図-4.106のようになる。これらは、試験舗装Aの目地部における測定値によるものであり、測定時期は異なるものの、測定箇所は同じである。両者は目地幅に対してほぼ同じ傾向を示していることがわかる。すなわち、目地が開くとA-1区画の荷重伝達機能が低下するのに対して、A-2区画ではあまり目地幅の影響を受けず、A-3、A-4区画のものはこの中間に位置している。これらの図からわかるように、EffとEff'の値そのものは一致していない。これは、理由ははっきりしないが、Effの値が４．２で述べた実験結果と比較してみるとかなり小さく得られていることによると考えられる。

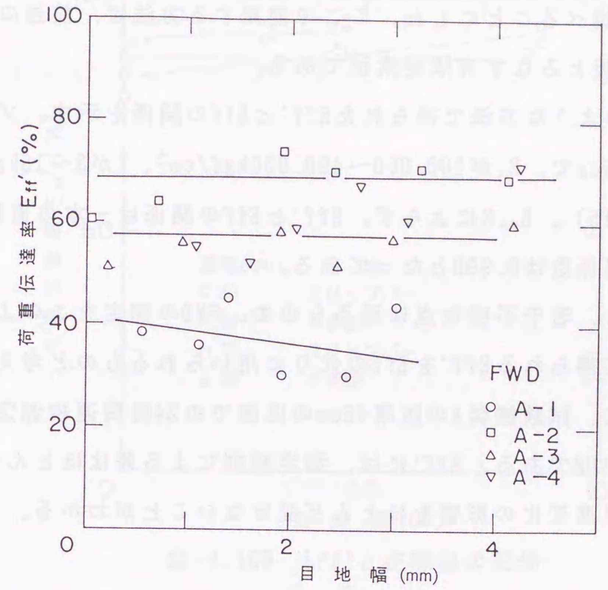


図-4.106　Eff'と目地幅の関係

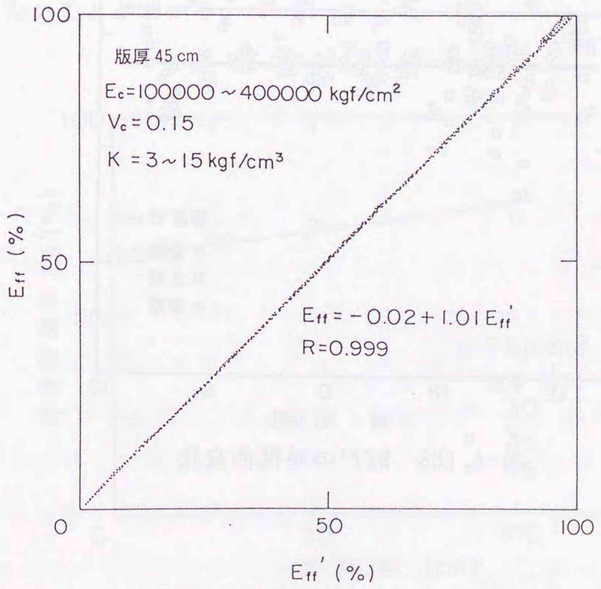


図-4.107　Eff'とEff の関係

しかし、Eff'とEffの間には相関がありそうなので、数値解析によってEff'とEffの関係を詳しく調べることにした。ここで使用する方法は、前述の舗装をWinkler支承上の平板とみなす有限要素法である。

図-4.107にはこのような方法で得られたEff'とEffの関係を示す。プロットしたデータは、版厚が45cmで、E_cが100,000～400,000kgf/cm^2、Kが3～15kgf/cm^{3}のものである（ν_cは0.15）。E_c、Kによらず、Eff'とEffの関係は一本の直線で表すことができ、その相関係数は0.999となっている。

以上を総合すると、若干不明な点は残るものの、FWDの測定をこのような方法により目地部で行って得られるEff'をEffの代りに用いられるものと考えられる。

このEff'について、試験舗装Aの版厚45cmの区画での24時間連続測定データから求めたのが、図-4.108である。Eff'には、測定時刻による差はほとんどみられず、コンクリート版の温度変化の影響をほとんど受けないことがわかる。

図-4.108 Eff'の時間的変化

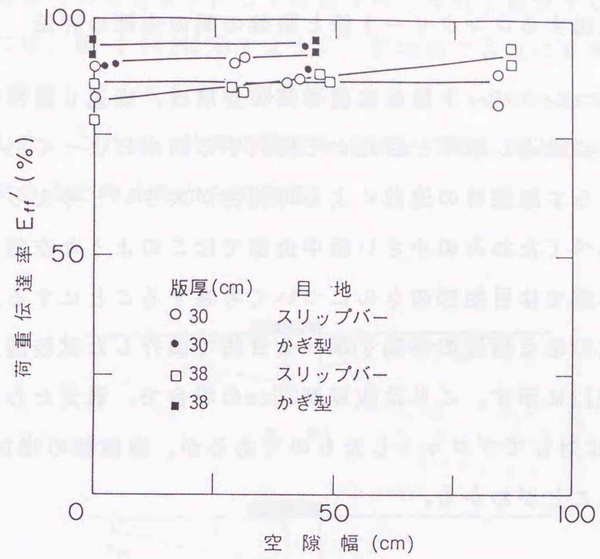


図-4.109 Eff'と空隙幅の関係

また、試験舗装Bで空隙のある目地部でのEff'の結果（図-4.109）および有限要素法による数値解析の結果（図-4.110）からも、Eff'は目地部での空隙の影響をほとんど受けないことがわかる。

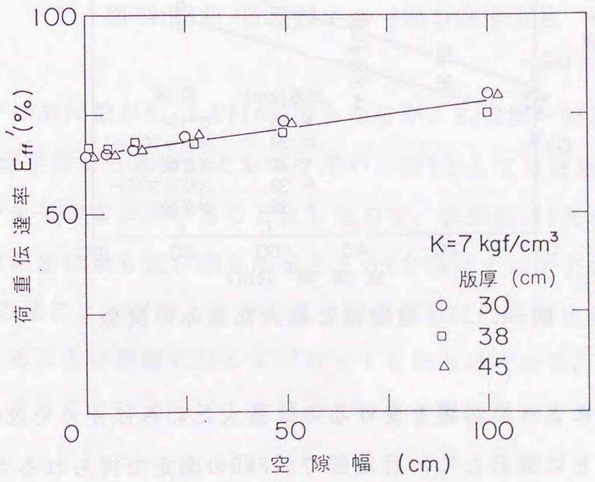


図-4.110 数値解析によるEff'と空隙幅の関係

（3） 路盤に起因するコンクリート版と路盤の間の空隙の評価

路盤に起因するコンクリート版と路盤の間の空隙は、繰返し載荷による路盤の永久変形、もしくは繰返し載荷と目地から浸入する雨水によって引き起こされるポンピングがもたらす路盤材の逸散による可能性が大きいと考えられる。したがって、目地部に比べてたわみの小さい版中央部ではこのような空隙は生じ難いことになるので、本節では目地部のものについて考察することにする。

このような空隙のある舗装の挙動を調べる目的で製作した試験舗装BでのFWDの測定結果を図-4.111に示す。これは版厚が25cmの場合で、最大たわみd_1を空隙幅（図-4.79参照）に対してプロットしたものであるが、空隙幅の増加にともなってd_1も増加していることがわかる。

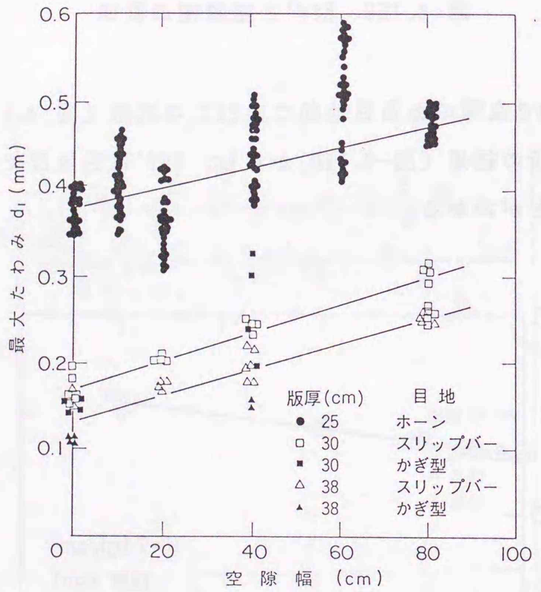


図-4.111 空隙幅と最大たわみの関係

空隙があることによって影響を受けるのは最大たわみばかりではなく、たわみ形状全体であることに着目して、目地部でのFWDの測定で得られるたわみを使って空隙の有無や大きさが判断できるかどうか調べることにした。すなわち、空隙があればその部分の路盤支持力係数が見かけ上減少すると見なすことができるもの

として、目地部での測定値を使って路盤支持力係数を推定することにした。これを行うためには、図-4.112に示すように、目地部で目地に直角にFWDの向きを変えた測定を2回実施して、これらの測定値を合わせて5点のたわみをデータとして用いることにした。これは、計算の精度を上げるためにはより多くのデータを使うほうが有利であると考えたからである。

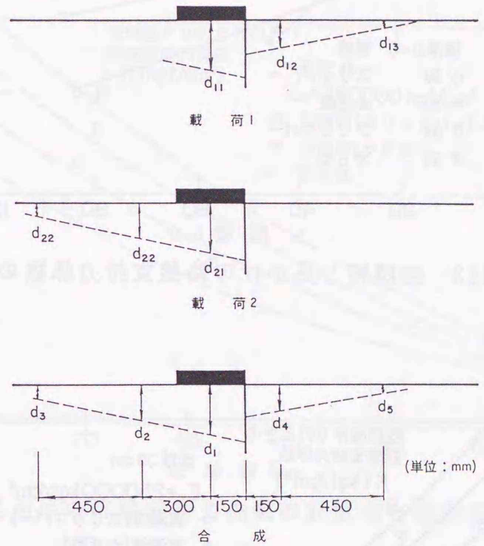


図-4.112 目地部での FWDの測定方法

この方法では未知数がE_c、K、Effの3個となるが、E_cは同一舗装区域内での版中央部でのFWDの測定値から算出したものを用い、Effとしては目地部での測定により得られるEff'をそのまま用いることにしたので、未知数はKだけとなる。したがって、結局、実測値に最も近い値となるときのKを特定すればよいことになる。図-4.113はこの方法によって得られた路盤支持力係数（ここでは見かけの路盤支持力係数K'と称する）を空隙幅に対してプロットしたものである。見かけの路盤支持力係数を導入することによって、空隙の大小をうまく説明できることがわかる。

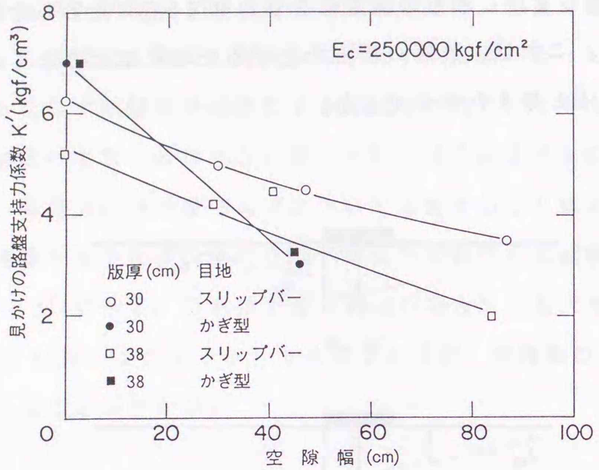


図-4.113　空隙幅と見かけの路盤支持力係数の関係

図-4.114　見かけの路盤支持力係数の計算値と実測値（版厚30cm）

次に、以上の方法の妥当性を前述の有限要素法によって確かめることにしよう。その手法は、目地部に空隙のある舗装でのFWDによるたわみを求め、このたわみを使って見かけの路盤支持力係数を算出するというものである。版厚30,38cmについ

て得られた結果を、それぞれ図-4.114,4.115に示す。図には図-4.113に示した実測値も併せてプロットしてあるが、計算値は実測値の傾向をうまく説明できるようである。このことからみて、目地部での測定値を使って見かけの路盤支持力係数を計算すれば、目地部でのコンクリート版と路盤の間の空隙の有無、その大きさが推定できるものと考えられる。

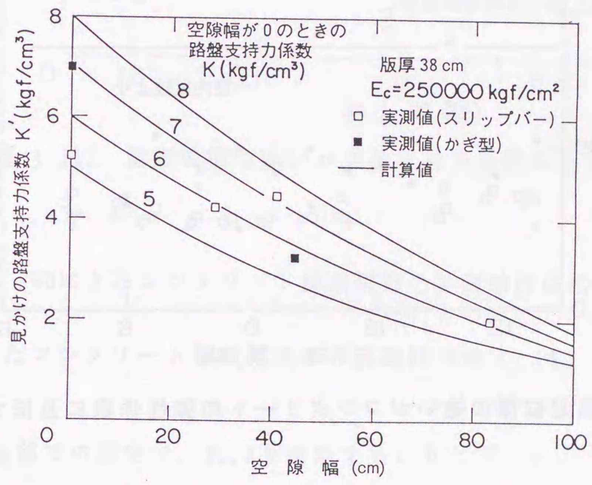


図-4.115　見かけの路盤支持力係数の計算値と実測値（版厚38cm）

（４）　目地部での測定による舗装構造の評価

何らかの都合で版中央部での測定ができない場合、あるいは測定できても、その時刻によってはコンクリート版がそっていることなどのためにデータが使えない場合があることも考えられる。それらの場合には、目地部での測定だけでE_c、K、Eff、空隙の有無とその大きさを推定することが必要になる。この方法は、未知数が4個なので計算時間の点からいってあまり実用的だとはいえない。また、空隙についての判断も相対比較によらざるを得ないので、（３）に示した方法に比べて精度は劣ると考えられる。

この方法では、たわみの計算は有限要素法によっている。また、あらかじめ、任意のE_c、K、Effに対するたわみを計算しておき、計算たわみが実測たわみに最も

近くなるときのものを特定して、そのときのE_c、E_s、Kを見い出している。実測値としては、図-4.112に示したように5点のたわみを使用して、$\sum_{i=1}^{5}(d_{ic} - d_{im})^2$が最小となるときのものを求めた。

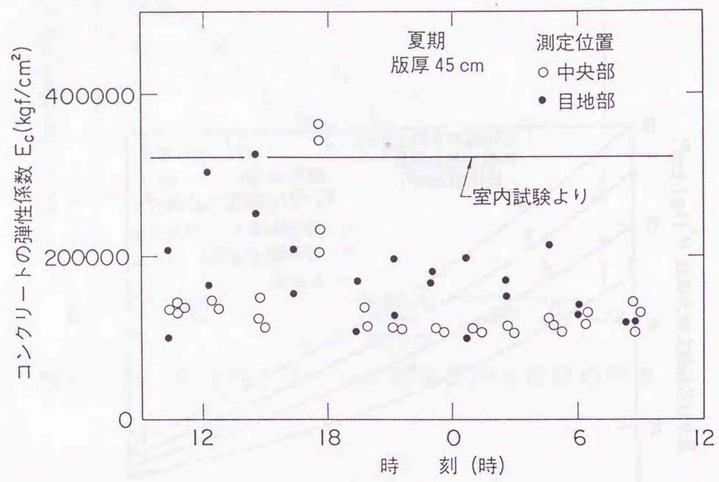


図-4.116　測定位置の違いがコンクリートの弾性係数に及ぼす影響

版中央部での測定によりE_c、Kを推定し、目地部での測定によりEff'を推定する方法と、目地部での測定だけからすべてを推定する方法について、その結果を比較しよう。図-4.116、4.117は、試験舗装Aの版厚45cmの区画について解析したE_c、Kをそれぞれ示した。目地部での測定値だけを使う方法は、目地の片側につきFWDの向きを変えて2回測定することにしたためか、版中央部と目地部の両方で測定する場合に比べて、特に、E_cにはばらつきが大きい。しかし、両者の間には大きな差はないことから、この目地部での測定値だけを使う方法も、一応有効なものといえるであろう。ただし、この方法は、計算時間が非常に長くなってしまうので、あくまでも予備的なものとして考えるべきであろう。

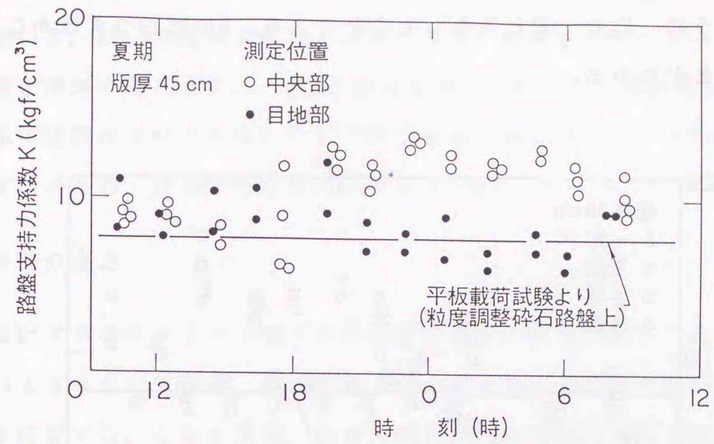


図-4.117　測定位置の違いが路盤支持力係数に及ぼす影響

4．4．4　FWDによるコンクリート舗装構造の非破壊評価法の提案

FWDを使ったコンクリート舗装構造の非破壊評価法は、4．4．3でも述べたように、

①　版中央部での測定で、E_c、Kを推定すること

②　目地部での測定によりEffを推定すること

③　目地部での測定により空隙の有無、大きさを推定すること

の3つから構築されると思われる。ここではこれらについて、まず、全体の中のサブシステムとしての形を整えた上で、非破壊評価法をシステムとして考えてみる。

（1）　E_c、Kの推定

E_c、Kは版中央部でのFWDの測定値から推定することは前述のとおりであるが、その方法では、24時間連続測定の結果を示した図-4.103にみられるように、温度の影響はあまり受けないと思われるE_cが測定時刻によってかなり変化するかのような結果が得られる。前述のように、E_cが温度に影響されて増減するといったことは考えられないので、構造や供用期間が同一な舗装区域では測定時刻によらずE_cが一定であるとして、図-4.103の平均的な値を用い、4．4．3に示した方法で

Kを計算し直したものが図-4.118である。この図の、特に、冬期、春期のデータにみられるように、E_cを一定とみなしたことにより、Kのばらつきはかなり小さくなっていることがわかる。

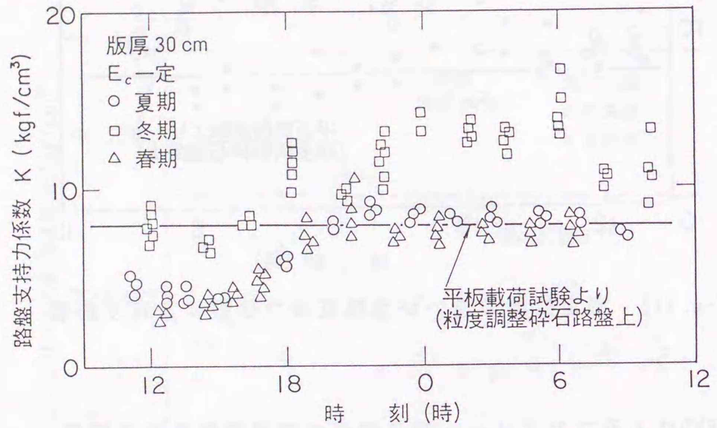


図-4.118 路盤支持力係数の時間的変化

版中央部での測定値に影響を及ぼす因子としては、

① コンクリート版のひびわれ

② 路盤の永久変形

が考えられる。①については見かけのE_cの低下、②については見かけのKの低下として捕えることが可能であるが、ここで用いることにした方法はE_cを一定とみなすものなので、①、②のどちらに問題があっても、Kが低下するとの結果が得られるだけである。したがって、小さなKが得られた場合の原因を特定するためには、隣接するコンクリート版や目地といった周囲の状況を詳細に観察することが必要となろう。たとえば、K'が小さくて目地部の路盤に永久変形が生じていると思われるときには、版中央部でも路盤に永久変形が生じていることをまず第一に疑う必要がある。また、K'が比較的大きな値を示すときには、版中央部で路盤の永久変形が生じていることは考えにくいので、コンクリート版にひびわれが入っていないかをまず疑うことが必要である。

（2） Effの推定

EffはEff'と一応対応すると考えられるので、目地部での測定によって得られるEff'を用いる。Eff'の推定を行うと同時に（3）に示すコンクリート版と路盤の間の空隙を推定するときには、FWDの測定を日中に行うことが必要になる。ただし、目地部に空隙がないとあらかじめ判断できるときには、Eff'は空隙の影響をあまり受けないため、夜間に測定を行ってもよい。

（3） 空隙の推定

路盤に起因するコンクリート版と路盤の間の空隙の有無、その大きさの推定方法は、次のようなものである。まず、（1）で述べたように版中央部での測定値からE_c、Kを推定する。これを構造、供用期間の同一な舗装区域内で数多く実施して平均的なE_cを求める。次に、4．4．3で述べた方法で目地近傍の5点のたわみを入手し、これから得られるEff'と前述の平均的なE_cを使って空隙がないとみなした場合の見かけの路盤支持力係数K'を算定する。この目地部でのK'と中央部でのKとの比較をすることによって、空隙の有無をまず判断し、空隙があると判断された場合には図-4.114,4.115に示したK'と空隙幅の関係を使って空隙の大きさをある程度推定することができる。前述のように、このための測定は日中に行うことが必要である。

（4） 非破壊評価法の提案

非破壊評価法の流れとしては、図-4.119のようなものが考えられる。

舗装区域の特定としては、調査の対象となっているコンクリート舗装と同一の構造で供用期間も同一である舗装区域を決定することが必要である。このときには、空港舗装データバンクシステム[36]や空港土木施設台帳[37]といったものが参考になろう。また、路面性状調査で行うことになっているPRIの算定をする際の区画分けも考慮に入れるが必要がある。

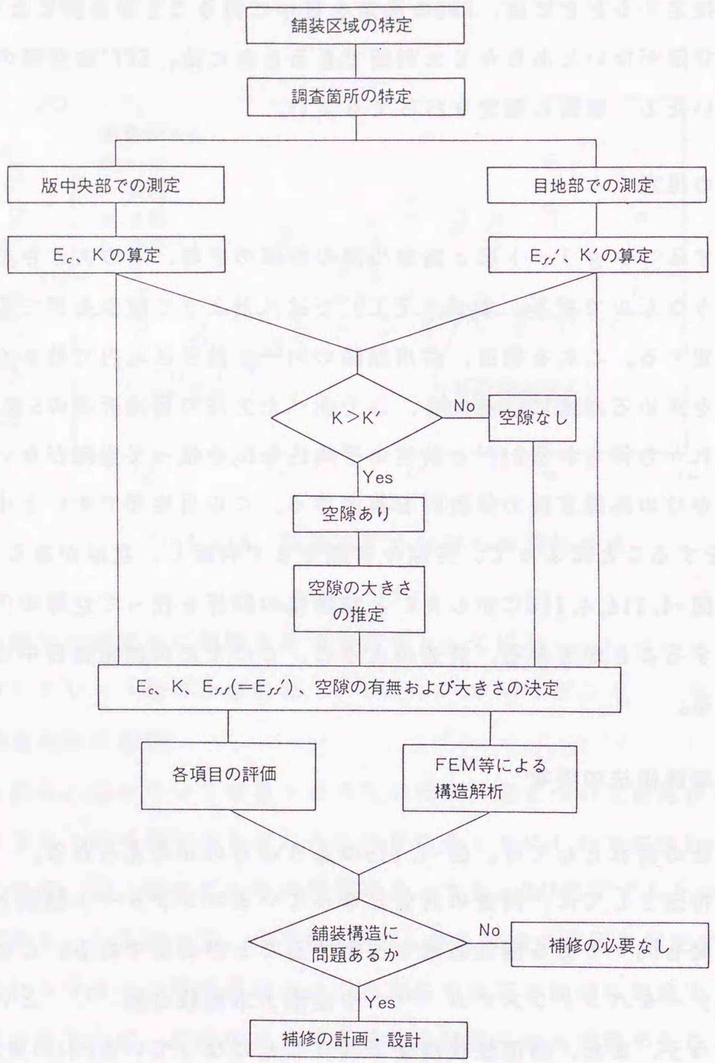


図-4.119　FWDによる非破壊評価法の流れ

版中央部の調査箇所としては、できるだけ広範囲で、しかも構造的に健全であると思われる箇所を選ばなければならない。統計的な手法により必要な調査点数を提案している例[38]もあるが、ここではとりあえず複数個としておく。目地部に関しては、コンクリート版と路盤の間の空隙の有無、その大きさが、K'とKの比較によって判断されるため、その測定点が広範囲に及ばなければならないのはもちろんのこと、空隙がないと思われる箇所（たとえば、交通荷重の載らないところ）も含まれる必要がある。また、版中央部、目地部とも、問題がありそうだと思われる箇所を調査対象に入れることはいうまでもない。このようにして選定された調査箇所では、重錘の落下高を調整することによって衝撃荷重が5,000±50kgfとなるようなFWDの測定を行うこととする。

版中央部での測定結果からは、コンクリートの弾性係数E_cと路盤支持力係数Kを、また、目地部での測定結果からは、目地の荷重伝達率Effとコンクリート版と路盤の間の空隙の有無、その大きさを推定するが、その方法は（1）～（3）に示したとおりである。

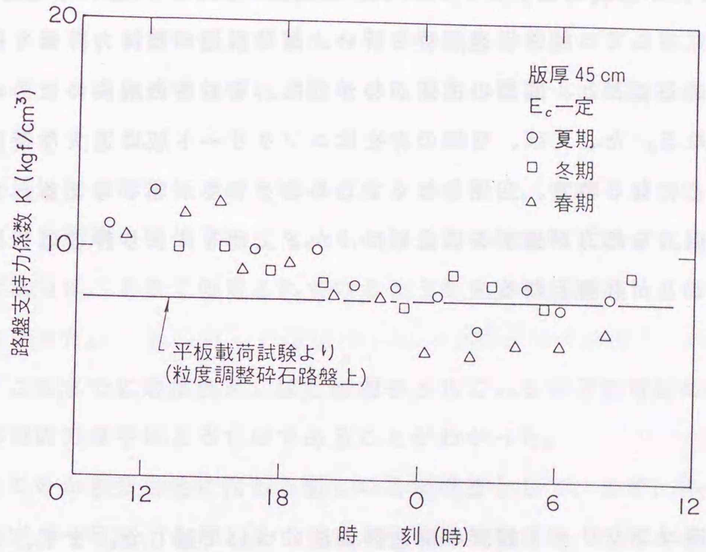


図-4.120　路盤支持力係数の時間的変化

以上がコンクリート舗装の非破壊評価法として提案するものであるが、何らかの都合によって版中央部での測定ができない場合に目地部での測定結果だけを使って、E_cやKを推定しなければならないことも考えておかなければならない。その方法については４．４．３で述べたところであるが、図-4.116に示すように本来変化しないはずであるE_cが変化しているものとして算定されてしまうので、（1）

で示したのと同様な方法によりK'を算出したのが図-4.120である。コンクリート版のそりの影響により夜間においては見かけ上K'の値が小さくなる傾向のあることが明確に示されている。この方法では、版中央部の測定により得られたKと目地部でのK'を比較して、空隙の有無、その大きさを推定するといった手法を採ることは不可能であり、数多くの目地部での測定で得られたK'を相対比較することにより空隙の有無、その大きさを推定しなければならない。４．４．３でも述べたようにこの方法は計算時間をかなり必要とするので、あくまでも版中央部での測定ができない場合の予備的なものとして考えるべきであろう。

対象とする舗装区域について、E_c、K、Eff'、空隙の有無と大きさなどが明らかになると、これらの値そのものに基づいて舗装の健全度を判断すると同時に、これらの条件を、空港コンクリート舗装の版厚設計の基本となっているWestergaard公式、あるいは多層弾性プログラムや有限要素プログラムといったものに用いて、設計荷重に対しての舗装構造解析を行い、舗装構造の支持力評価を行う。そして、問題があることと、問題の種類がわかれば、それらの解決のための対策を考えることになる。たとえば、空隙の存在はコンクリート版に過大な荷重応力を生じさせることになるので、空隙をなくすためのグラウト等を考える。また、設計荷重に対し過大な応力が生ずる場合には、かさ上げ等により許容応力以下となるようにすることが必要となる。

４．５　まとめ

本章では、空港コンクリート舗装の構造評価法について論じた。まず、コンクリート舗装の最大の弱点である目地部の挙動に関して、試験舗装を用いた実験と有限要素法による解析を実施し、これらの結果を踏まえて、空港コンクリート舗装の版厚設計法の考え方について触れた。次に、この目地に起因するコンクリート版の破壊や目地の破損を防止するべく行ってきた、新しい目地構造の研究開発について記した。そして、この目地の荷重伝達機能を含めて空港コンクリート舗装の構造状態を調査する方法の開発について論じた。

得られた知見をまとめると以下のようになる。

(1)　目地の効果を相対比較するためのパラメーターとして荷重伝達率Effを定義し、その妥当性を明らかにした。

(2)　のこ溝目地とかぎ型目地については、目地幅の増加とともに載荷側のコンクリート版のたわみやひずみが増加し、非載荷側で減少し、目地効果が低下した。のこ溝目地では3.5mm、かぎ型目地では2.0mmの目地幅で荷重伝達率は40%にまで減少した。この試験結果からは、のこ溝目地よりもかぎ型目地のほうが供用性が悪いものと判断できる。

(3)　スリップバー目地では目地幅を25mmまで開いても、荷重伝達率は直径32mmのもので80%、38mmのもので70%まで低下するのみで、スリップバーの効果が確認された。ただし、コンクリート版のひずみ分布から判断すれば、スリップバー目地でも曲げモーメントはほとんど伝達しないようである。

(4)　目地部における荷重伝達の不連続性を1次元ばね要素で表すことによって、コンクリート舗装解析のための有限要素解析プログラムを作成した。このプログラムは、適切なばね定数を与えることによって試験結果をよく近似することができる。

(5)　目地部の荷重伝達率を種々に変えた場合の、実際の航空機荷重による曲げ応力と版厚の関係を示した。その結果、中央載荷公式をもとにした従来の設計法では、そこで仮定されているような安全率は期待しえないことが明らかになった。

(6)　これまでに破損例がしばしば報告されているかぎ型目地の破損原因は目地部の応力集中によるものであることがわかった。

(7)　このかぎ型目地に代わる新しい目地構造として、まず、キャップ付きスリップバー目地、かぎとスリップバーの併用型目地、改良かぎ型目地の3種類を考えて、試験舗装にてそれらの力学的な機能を評価した。その結果、改良かぎ型目地が合理的な目地構造たる以下の条件を満たす可能性の大きいことがわかった。

①　温度変化等がもたらすコンクリート版の伸縮により目地が開いても、荷重伝達機能が良好さを保持できること

②　連続鉄筋コンクリート舗装の端部において顕著にみられるような、目地に沿った方向のコンクリート版の移動（ずれ）を吸収できること

(8) 改良かぎ型目地は従来のかぎ型目地同様、凸部と凹部の目地部材のかみ合わせにより荷重伝達を図るものであるが、以下に示すような対策を講ずることにより荷重伝達機能に関しては著しく改善できた。

① 応力集中の程度が小さくなるように、目地部材の角ばりをなくして、曲線形にした。

② 目地が開いても荷重伝達機能が良好なように、目地部材に水平部分を設け、凸部と凹部の目地部材が常時接触できるようにした。

(9) このような形式の目地は(8)で示したように非常に優れた荷重伝達機能を有しているが、その反面、目地部に過大な応力が生じ、目地部が破壊する危険性のあることが数値解析によりわかった。その危険性を小さなものとするために、凸部の目地部材のプレキャスト化を図ったが、このような措置により部材を比較的小さくすることが可能となった。さらに、目地部材を製作する上での制約から、プレキャスト化によってもその強度が確保できない恐れのある場合には、鋼繊維を混入したり、セメント量を増加したりすることによって対処できる。

(10) 版厚35cmのコンクリート舗装に対する最適な目地部材の寸法を検討するために、試験舗装を製作して繰返し載荷試験等を実施することによって、目地の荷重伝達機能、耐荷性といった目地の力学的な機能について総合的に評価した。さらに、目地部の応力集中に関する数値解析を実施した。その結果、目地部材の厚さが版厚の0.2倍で、しかも目地部材の比較的長いものが適当であることがわかった。

(11) (10)に示した35cmの版厚の場合の試験舗装に対する載荷試験と応力集中に関する数値解析の結果、ならびに種々の版厚の場合に対して詳細な数値解析をした結果から、目地部材の合理的な寸法は以下のものであることがわかった。

① 目地部材の厚さは版厚の0.2倍

② 目地部材の曲線部分の長さは版厚の0.1倍

③ 目地部材の水平部分の長さは版厚の0.1倍

(12) 舗装構造の非破壊評価に用いたFWDのデータの再現性は、重錘の落下高、衝撃荷重、たわみの関係でみて、比較的良好である。落下高と衝撃荷重の関係

は、空港コンクリート舗装では、版厚、載荷位置の違いといったものの影響をあまり受けないことが確認された。しかし、測定の精度を考えると、落下高を微調整して衝撃荷重を規定範囲内に保つほうが望ましいと考えられた。

(13) コンクリート版の深さ方向の温度変化がコンクリート版にそりを生じさせ、その結果、FWDの測定値にも影響を及ぼすことがわかった。そりの影響を小さくするためには、FWDによる測定を版中央部では夜間に、目地部では日中に行なうべきである。ただし、目地部に空隙がないと判断できるときは夜間に行なってもよい。

(14) 版中央部でのFWDの測定値から、Westergaardの中央部載荷公式を用いて、コンクリートの弾性係数E_cと路盤支持力係数Kを算出することができる。これによって得られたE_c、Kの値は、それぞれ、室内試験、平板載荷試験で得られたものからみてほぼ妥当なものであると考えられた。また、コンクリート舗装を弾性支承上の板として考える場合には、Kの代わりに路盤以下の弾性係数E_sを得ることも可能である。

(15) 目地の荷重伝達機能を表す指標としてEff'を導入した。これは目地部でのFWDの測定値を使って計算するものであり、(1)で示した目地近傍のたわみから算出する目地の荷重伝達率Effと相関があると考えられた。

(16) 路盤の永久変形によって目地部に生ずるコンクリート版と路盤の間の空隙については、目地部でのFWDの測定値から見かけの路盤支持力係数K'を算出し、版中央部での測定で得られた路盤支持力係数Kと比較することによって、その有無、大きさが判断できる。

(17) 版中央部でのFWDの測定が不可能な場合には、目地部での測定値だけから(14)～(16)に示した力学的特性を推定できる。しかし、計算時間や精度といったことを考えると、この方法はあくまでも予備的なものとすべきであろう。

参考文献

1) 福手　勤、八谷好高、山崎英男：コンクリート舗装の目地部における荷重伝達機能、港湾技術研究所報告、第21巻、第2号、pp.207-236、1982.

2) 福手　勤、八谷好高：コンクリート舗装の目地部における荷重伝達機能、土木学会論文報告集、第343号、pp.239-246、1982.
3) 運輸省航空局：空港コンクリート舗装構造設計要領、105p.、1977.
4) Westergaad,H.M. ：New Formulas for Stresses in Concrete Pavements, Transaction of ASCE, Vol.113, pp.452-444, 1948.
5) Hogg,A.H.A. ：Equiribrium of a Thin Plate, Symmetrically Loaded, Resting on a Elastic Foundation of Infinite Depth, Philosophical Magazine, Series 7, Vol. 25, pp.576-582, 1938.
6) 植下　協、加藤　晃：道路工学、朝倉書店、pp.127-133、1972.
7) 最上武雄編： 土質力学、技報堂、pp.231-242、1973.
8) Cheung,Y.K., O.C.Zienkiewicz ：Plates and Tanks on elastic Foundations - An Appication of Finite Element Method, International Jornal of Solids and Structures, Vol.1, pp.451-461, 1965.
9) Tabatabaie,A.M., E.J.Barenberg ：Structural Analysis of Concrete Pavement Systems, Journal of ASCE, Vol.106, TE5, pp.493-506, 1980.
10) Childs,L.D., J.W.Kapernock ：Test on Concrete Pavement on Gravel Subbase, Journal of ASCE, HW3, pp.1800-1 - 1800-31, 1958.
11) Huang,Y.H., S.T.Wang ：Finite-Element Analysis of Concrete Slabs and its Implications for Rigid Pavement Design, Highway Research Record, No.466, pp.55-69, 1973.
12) Teller,L.W., E.C.Southernland ：A Study of the Structural Action of Several Types of Transverse and Longitudinal Joint Design, Public Roads, Vol.17, No.7, pp.93-94, 1936.
13) Yorder,E.J., M.W.Witczak ：Principles of Pavement Design, Second Edition, John Wiler & Sons, pp.81-126, 1975.
14) Ball,C.G., L.D.Childs ：Test of Joints for Concrete Pavements, Research and Deveropment Billetin RD026.01P, Portland Cement Assosiation, 18p, 1975.
15) Colley,B.E., H.A.Humphrey ：Aggregate Intelock at Joints in Concrete Pavements, Highway Research Record, No.189, pp.1-18, 1967.

16) 新東京国際空港公団、運輸省港湾技術研究所、日本鋪道株式会社：新東京国際空港第二期基本施設舗装の試験研究報告書、71p.、1981.
17) Hutchinson,R.L. ：Performance of Concrete Pavements Subjected to Wide-Body Jet Aircraft Loadings, Publication SP-51, American Concrete Institute, Roadways and Airport Pavements, pp.135-159, 1975.
18) Barenberg,E.J., D.M.Arntzen: Design of Airport Pavements Affected by Load Transfer and Support Conditions, Proceedings, 2nd International Conference on Concrete Pavement Design, pp.161-170, 1981.
19) 福手　勤：空港コンクリート舗装厚設計への電算プログラムの応用、港湾技研資料、No.262、20p.、1977.
20) Federal Aviation Administration ：FAA Advisory Circuler, AC150/5230-6C, 159p., 1978.
21) 八谷好高、佐藤勝久、田中孝士：コンクリート舗装の新しい目地構造の開発、港湾技術研究所報告、第26巻、第1号、pp.115-140、1987.
22) Packard,R.G. ：Design of Concrete Airport Pavement, Portland Cement Association, 61p., 1973.
23) Brown,P.P., M.P.Jones ：Navy Experience in Eliminating Keys from Construction Joints of Concrete Airfield Pavements, Proceedings, International Conference on Concrete Pavement Design, pp.223-228, 1977.
24) 土木学会空港舗装研究委員会：新東京国際空港の舗装に関する研究、258p.、1985.
25) 八谷好高、佐藤勝久、田中孝士：コンクリート舗装目地の荷重伝達機能に関する比較試験、港湾技研資料、No.521、25p.、1985.
26) 八谷好高、佐藤勝久、田中孝士：コンクリート舗装構造の非破壊評価法の開発 － フォーリングウエイトデフレクトメーターによる、港湾技術研究所報告、第26巻、第2号、pp.465-492、1987.
27) Claessen,A.I.M., C.P.Valkering, R.Ditmarsch ：Pavement Evaluation with the Falling Weight Deflectometer, Proceedings, Association of Asphalt Paving Technologists, Vol.45, pp.122-157, 1976.

28) Sebaaly,B., T.G.Davis, M.S.Mamlouk : Dynamics of Falling Weight Deflectometer, Journal of ASCE, Vol.111, TE6, pp.618-632, 1985.
29) 多谷虎男：振動・衝撃の基礎理論とラプラス変換（下）、学会出版センター、pp.482-514、1984.
30) 笠原　篤、岳本秀人、伊藤保彦、古川真男：フォーリングウエイトデフレクトメータについて、舗装、Vol.20、No.5、pp.15-19、1985.
31) Bohn,A., P.Ullidtz, R.Stubstad, A.Sorensen : Danish Experiments with the French Falling Weight Deflectometer, Proceedings, Third International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, Vol.1, pp.1119-1128, 1972.
32) 岩間　滋：コンクリート舗装の構造設計に関する実験的研究、土木研究所報告、112-1、97p.、1961.
33) Picket,G., G.K.Ray : Influence Charts for Concrete Pavements, Transaction of ASCE, Vol.116, pp.49-73, 1951.
34) 佐藤勝久、福手　勤、佐藤峰夫、山崎英男：ダイナフレクトによる空港アスファルト舗装評価とかさ上げ厚設計、港湾技術研究所報告、第17巻、第4号、pp.169-192、1978年.
35) 運輸省航空局：空港舗装補修要領（案）、95p.、1984.
36) 八谷好高、佐藤勝久、深海正彦、田中孝士：空港舗装データバンクシステムの開発、第21回空港土木工事報告会、13p.、1986.
37) 運輸省航空局：空港土木施設台帳.
38) 笠原　篤、岳本秀人：舗装構造解析へのフォーリングウエイトデフレクトメータの利用、土木学会第40回年次学術講演会講演概要集第５部、pp.473-474、1985.

５．　空港コンクリート舗装の補修工法の開発

５．１　概説

舗装マネージメントシステム(PMS)を確実なものとするためには、舗装評価法ならびに維持・補修工法を信頼性の高いものとすることが肝要である。このうち、舗装評価法については、前章までに、空港コンクリート舗装の路面性状と構造の評価方法を論じたので、本章では、補修工法について論ずることとする。

舗装の維持・補修工法には、舗装路面だけの維持・補修を目的とするものと、舗装構造の改善までを目的とするものとがある。老化や交通に起因して発生した路面の荒れ、あるいは平坦性の悪化などだけで舗装構造上の問題はない場合は、舗装路面だけを維持・補修すればよく、アスファルトコンクリートによるかさ上げが一般的である。しかし、エプロン区域など、この形式のかさ上げではわだちぼれの恐れが大きいときには、コンクリートによるかさ上げも考えることが必要となる。この他、単なるかさ上げでは周辺の構造物等との取り付けに問題が生じる場合には、既設舗装を一部切削してかさ上げを行わざるを得なくなる場合もある。

舗装構造に問題のある場合は、荷重支持力を改善するための維持・補修を行わなければならない。その方法としては、既設舗装の破損の程度、維持・補修後の施設の使用条件等を配慮し、

①　アスファルト舗装によるかさ上げ
②　コンクリート舗装によるかさ上げ
③　コンクリート舗装またはアスファルト舗装による打換え

の中から選択する。

アスファルト舗装によるかさ上げは、夜間に工事をして翌朝には施設を供用しなくてはならない場合など、施設閉鎖が不可能なときに適しているが、アスファルト舗装はわだちぼれができやすく、気象作用等で老化しやすいので、その適用性については制約がある。その設計の考え方には、既設コンクリート版の状態に応じて2通りがあり、１つはひびわれなどのためにコンクリート版に板としての作用が期待できない場合、もう１つはコンクリート版が板として十分に機能できる

場合である。前者の場合は、コンクリート版を路盤の一部とみなしてアスファルト舗装の設計法を適用し、後者の場合は、コンクリート版に生ずる曲げ引張応力がかさ上げにより減少することに着目して、コンクリート舗装として設計するものである。

わが国の空港舗装の場合には、既設版の状態によらず前者を採用しているのに対し、米国連邦航空局(Federal Aviation Administration, FAA)の基準では、基本的には後者の方法を採用している。一般的に、路床強度が同一の場合はアスファルト舗装のほうがコンクリート舗装よりも大きな舗装厚を必要とするので、コンクリート版が健全な場合には後者のほうが小さいかさ上げ厚でいいことになる。

次に、コンクリート舗装によるかさ上げには、付着かさ上げ、直接かさ上げ、分離かさ上げの３種類がある。付着かさ上げ工法は、既設版の表面に上層との付着を高めるための何らかの処理を施した後、かさ上げ層を敷設して一体化させるものであり、直接かさ上げは、既設版上にかさ上げ層を直接敷設するものである。これに対し、分離かさ上げ工法は、既設版とかさ上げ層との間に歴青材料や粒状材料による分離層を設けて、上下層の付着を絶つものである。このうち、分離かさ上げは、既設版の状況いかんにかかわらず適用可能であるのに対し、その他のかさ上げは既設版の破損があまりひどくない場合にのみ適用可能である。

この分離かさ上げ工法に比べ、直接かさ上げ工法、付着かさ上げ工法は米国を始め、近年はわが国でも施工量が増えてきている。空港でも東京国際空港のターミナル地区エプロン改良工事に使用された例がある。この工事区域では、隅角部を中心に、かなりの部分で上下層の分離がみられ、補修が行われている。このことを見ても、上下層の付着を確保することがかなり困難であることがわかる。しかし、その点が解決されれば、施工厚を最も小さくできるこの工法の施工量が増大することは間違いない。

補修工法の３つ目である打換えは、一般に既設舗装の破損がかなりひどいときに適用が考慮される。これは、文字どおり、既設舗装を撤去して舗装を作り直すものであり、それ自体にはとりたてて問題はないが、コンクリートにより打換える場合には、養生期間が必要となるため、ある程度施設閉鎖が可能な場合に適用できる。しかし最近、この養生期間の問題を解決するため工場製作のプレキャスト版を用いる舗装も研究開発され実用化が図られている。また、プレストレスト

コンクリート(PC)舗装の表層であるPC版だけをリフトアップする方法もある。

このリフトアップ工法としては、従来より、PC版を吊り上げて路盤を整正した後そのPC版を敷設し直すものと、沈下が予想されるPC舗装にあらかじめ反力用の鋼板とスクリュージャッキ用の金具を設置しておき、スクリュージャッキを人力により回してリフトアップするものがあった。しかし、これらは、施工規模、施工費用等の点で問題があったため、これらの点を克服した新しいリフトアップ工法を開発した。この工法は、スクリュージャッキ方式に類似ではあるが、事前にリフトアップ用装置を設置しておく必要はなく、沈下が生じた部分に後から所要の装置を設置してPC版をリフトアップするものである。

本章では、まず、コンクリート舗装上のアスファルトかさ上げ工法の開発について述べた後、コンクリート舗装上のコンクリートかさ上げ工法の開発について示す。そして、PC舗装のリフトアップ工法の開発について記すことにする。

５．２　アスファルトかさ上げ工法の開発 [1)]

本節では、まだ十分に板機能を果たすことのできるコンクリート舗装上のアスファルトコンクリートによるかさ上げ舗装において、かさ上げ層の果たす荷重分散効果を明らかにするとともに、このようなかさ上げを実施する場合の設計の考え方について考察する。コンクリート舗装では、目地の荷重伝達機能に応じてコンクリート版に生ずる曲げ引張応力も変化することがわかっているので、合理的なかさ上げ厚設計法とするために、既設コンクリート版の目地の荷重伝達機能を考慮に入れた。

５．２．１　試験舗装および試験結果の考察

ここでは、コンクリート舗装上にアスファルトコンクリートによりかさ上げした舗装の挙動を実験的に明らかにする目的で実施した、試験舗装の製作ならびに載荷試験と試験結果について述べる。（１）では試験舗装と載荷試験について記し、（２）では載荷試験の結果について考察を加えた。

（１）　試験舗装の製作と載荷試験

試験舗装は運輸省港湾技術研究所の原型載荷実験槽に製作された。コンクリート舗装は、４．２で述べた目地の荷重伝達機能についての研究で使用したものである（平面図は図-4.9、目地構造は図-4.10参照）。このコンクリート舗装の上に、アスファルトコンクリートによるかさ上げを実施して載荷試験を行った。このかさ上げは5cmずつ3回実施し、そのたびごとに、すなわち5、10、15cm厚のかさ上げ舗装上で載荷試験を実施した。かさ上げ層は上下層の付着を確保するためにアスファルト乳剤を散布した上で舗設された。かさ上げ層のアスファルト量は5.5～5.6%で、安定度は平均で1,075kgfであった。

コンクリート版の4箇所の目地の目地幅を、のこみぞ目地、かぎ型目地、スリップバー目地（直径32mm）、スリップバー目地（直径38mm）とそれぞれにつき、2.8、2.1、19.5、19.2mmとしてかさ上げを実施した。式(4.14)で定義される各目地の荷重伝達率Effは、それぞれ、64、37、81、74%であった。

載荷試験としては、静的載荷試験と繰返し載荷試験の2種類を実施した。静的載荷試験では、直径40cmの鋼製の板の下に厚さ1cmの硬質ゴム板を敷いて舗装に最大16tfの荷重を加えた。これをそれぞれのかさ上げ厚の時点で実施した。繰返し載荷試験では、直径45cmの硬質ゴム板を介して舗装に荷重を加えた。これはかさ上げ厚が15cmの時に実施し、30tfの荷重（縁部では15tf）を周期2秒で10,000回載荷した。

（２）　試験結果の考察

上述のように、載荷試験として静的載荷試験と繰返し載荷試験の2種類を実施したが、ここでは、まず静的載荷試験の結果について述べ、次に繰返し載荷試験の結果を記すことにする。

静的載荷試験の結果としては、舗装のたわみ、ひずみ、目地の荷重伝達率ならびにスリップバーのひずみに注目した。図-5.1にはかさ上げ厚が舗装の最大たわみに及ぼす影響を示してあるが、版中央部、縁部、隅角部ともにかさ上げ厚の増加にともなってたわみが減少することがわかる。

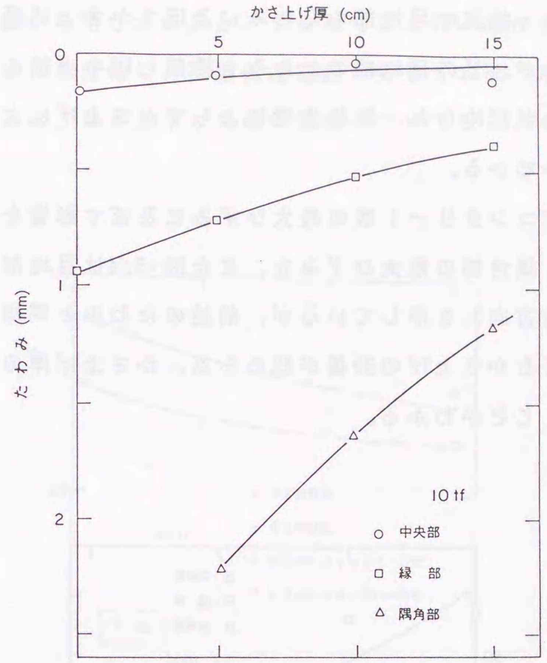


図-5.1　かさ上げ厚と最大たわみの関係

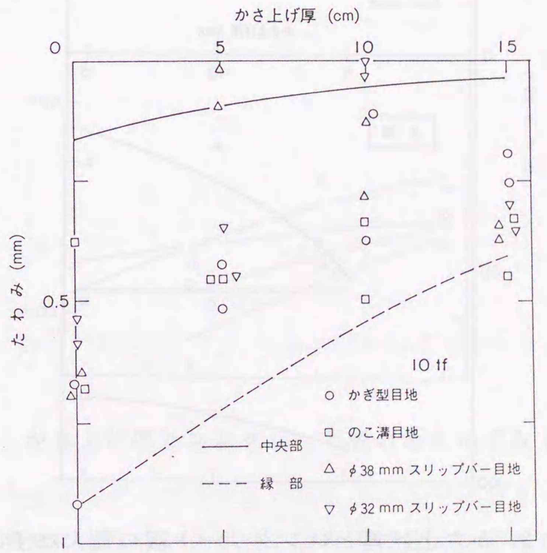


図-5.2　かさ上げ厚と最大たわみの関係（目地部）

また、コンクリート舗装の目地部のたわみに及ぼすかさ上げ厚の影響を調べたものが図-5.2であるが、どの目地部のたわみも縁部と版中央部におけるたわみの中間に位置することが認められ、試験位置によらずかさ上げによって舗装のたわみが減少することがわかる。

次にかさ上げ厚がコンクリート版の最大ひずみに及ぼす影響をみよう。図-5.3は版中央部、縁部、隅角部の最大ひずみを、また図-5.4は目地部における最大ひずみ（目地に沿った方向）を示しているが、前述のたわみと同様にコンクリート版のひずみに関してもかさ上げの効果が認められ、かさ上げ厚の増加につれてひずみが減少していくことがわかる。

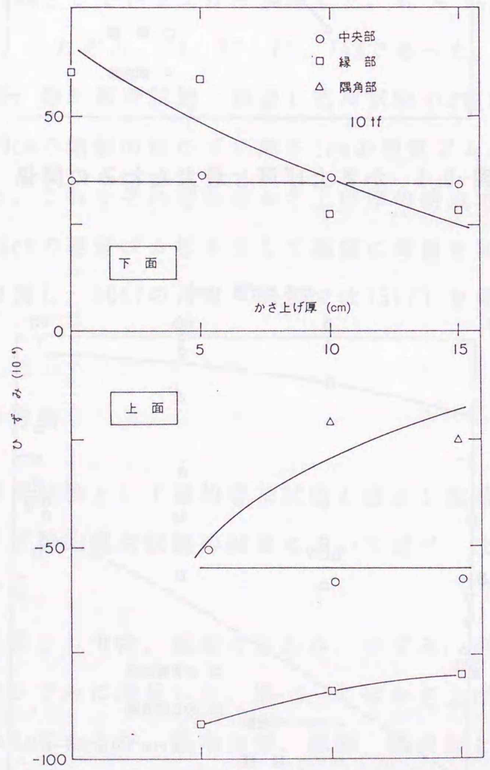


図-5.3 かさ上げ厚とコンクリート版の最大ひずみ

4．2で論じたように、かさ上げする前のコンクリート舗装の目地の荷重伝達機能に関する試験から得られたこと、すなわち目地部におけるたわみやひずみは目地の伝達機能により変化し、荷重伝達機能の劣るものほどたわみやひずみが大きな値を示すことは、かさ上げした後の舗装についてもいえることが図-5.1～5.4からわかる。

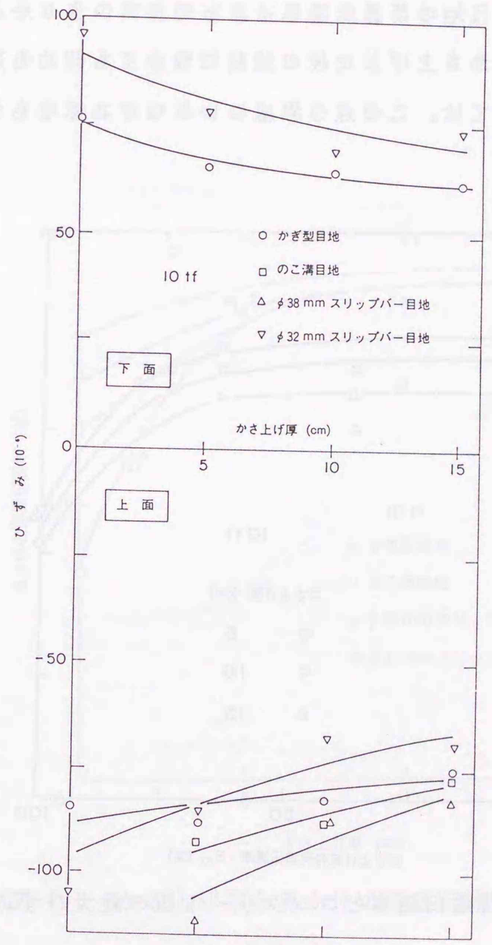


図-5.4 かさ上げ厚とコンクリート版の最大ひずみ（目地部）

かさ上げ厚の増加によりコンクリート版表面の最大ひずみが減少していく様子を、載荷試験の位置別に示したものが、図-5.5である。この図では横軸として既

設コンクリート舗装の目地部におけるかさ上げ前の荷重伝達率をとっている（版中央部、縁部の荷重伝達率はそれぞれ100、0%となる）。この図から、かさ上げ後のコンクリート版のひずみも、かさ上げ前のコンクリート舗装の目地の荷重伝達率の影響を受けることが明らかである。さらに、目地の荷重伝達率が60%程度以下では、コンクリート版のひずみがそれの違いによってほとんど変化しないことがわかる。これは後述の計算結果からも認められることである。以上のように、既設コンクリート舗装の目地の荷重伝達率によって、コンクリート版に生ずるひずみの変化することが、かさ上げした後の舗装についても認められたことから、かさ上げ厚の設計に際しては、この点を考慮にいれなければならないものと思われる。

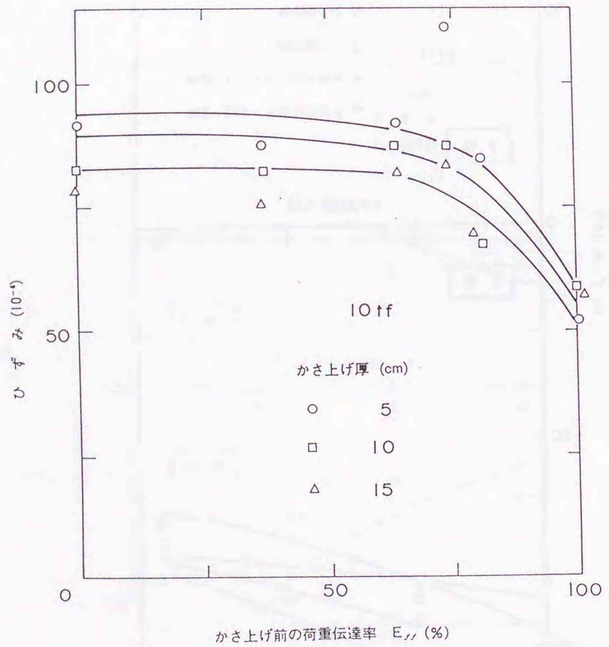


図-5.5　荷重伝達率とコンクリート版の最大ひずみ

既設コンクリート舗装自体の目地の荷重伝達率は本質的にかさ上げによっては変化しないが、かさ上げ層を含めた舗装全体としてみると後述のように荷重伝達率が増加する。それでこれを見かけの荷重伝達率と呼び、これとかさ上げ厚との関係を示したのが図-5.6である。かさ上げにともなって各目地部の荷重伝達率が

増加していくことは、図-5.2、5.4に示したたわみやひずみの関係から推定されるとおりである。またかさ上げ前は37～81%と異なっていたコンクリート舗装の目地の荷重伝達率も、かさ上げされることによって、各目地部の見かけの荷重伝達率における差が小さくなっていく傾向がみられる。これは、荷重がアスファルトコンクリートのかさ上げ層で分散され、その層を通して載荷されない方のコンクリート版にも荷重が伝達されるためであろう。このように、かさ上げによって各目地部における見かけの荷重伝達率が増加することは、載荷重によって生ずる目地部の段差が減少することを意味し、ひいてはリフレクションクラックが発生しにくくなることを示唆しているものと思われる。

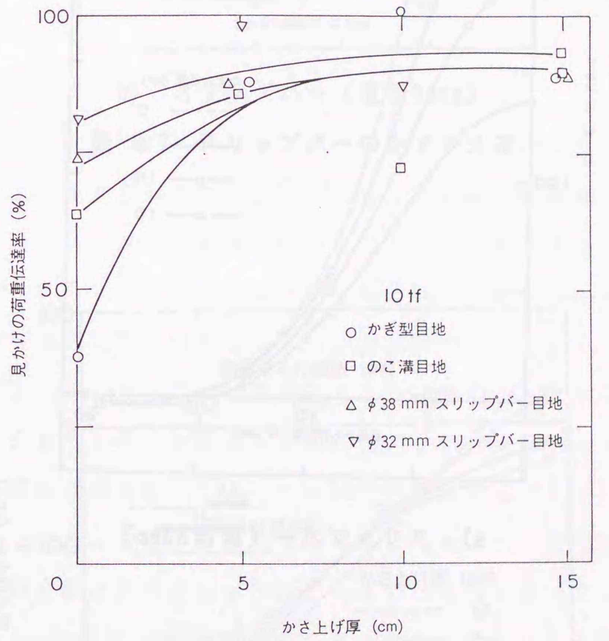
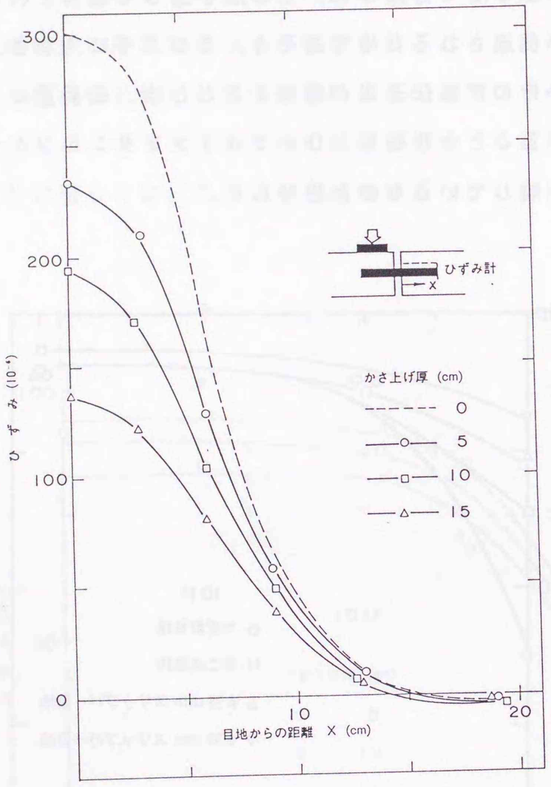


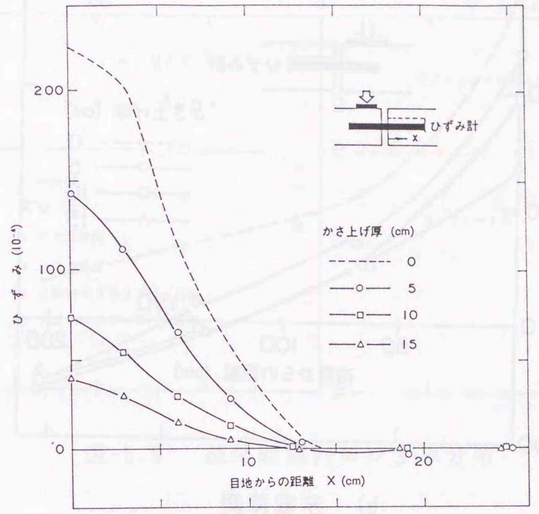
図-5.6　かさ上げ厚と見かけの荷重伝達率の関係

次に、直径32mm、直径38mmのスリップバー目地部における載荷試験で得られたスリップバーのひずみ分布を図-5.7に示す。両目地部ともかさ上げ厚の増加につれてスリップバーのひずみが小さくなっていることがわかる。かさ上げ厚が15cmのときのものをかさ上げ前のものと比較すると、直径32mm、直径38mmのスリップ

バー目地のそれぞれで最大ひずみが約50、20%となっているが、これもまた、かさ上げ層によって、荷重が非載荷側のコンクリート版へかなり伝達されていることを示しているものと思われる。

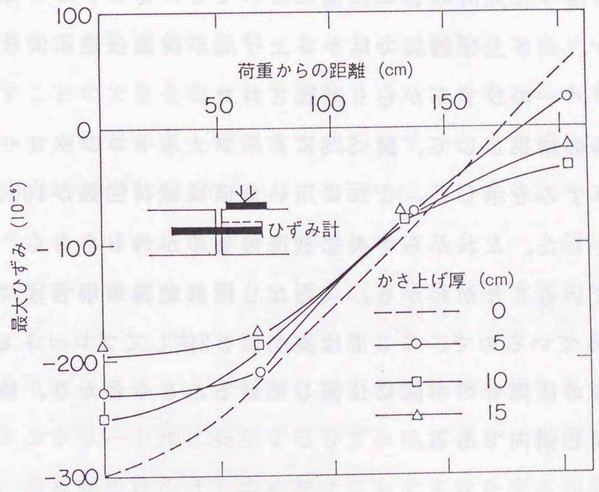


a) スリップバー（直径32mm）

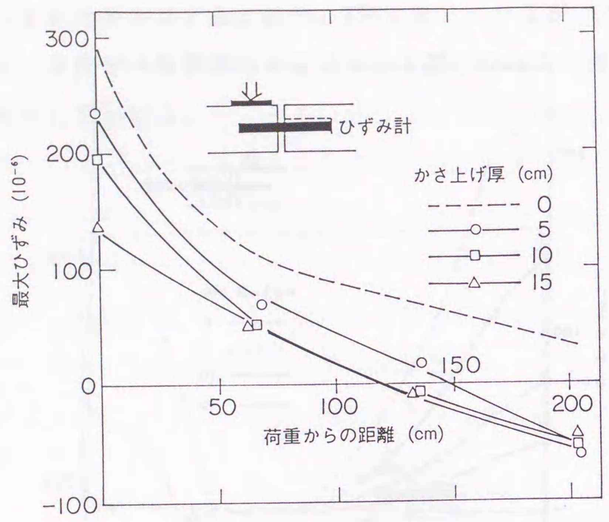


b) スリップバー（直径38mm）

図-5.7 スリップバーのひずみ分布



a) 載荷側



b) 非載荷側

図-5.8 スリップバー最大ひずみ

また、図-5.8は直径32mmのスリップバー目地におけるスリップバーの最大ひずみを目地に沿った方向について示したものである。これから、かさ上げをすることによって目地に沿った方向のどの位置においてもスリップバーのひずみが減少することがわかり、かさ上げ舗装ではかさ上げ層が荷重伝達に大きく寄与していることがスリップバーのひずみからも確認された。

繰返し載荷試験の結果として、図-5.9にアスファルトコンクリート層とコンクリート版の弾性ひずみを示した。これに用いた値は載荷回数が100、300回の時点のものの平均値とした。これから中央部載荷のものが最も小さく、縁部載荷のものが最大となっていることがわかる。（ただし縁部載荷の場合は荷重が15tfと他のものの1/2となっているので、ここでは実測値を2倍してプロットしてある）。また、目地部のものは両者の中間に位置していることもわかり、静的載荷試験で得られたものと同じ傾向である。

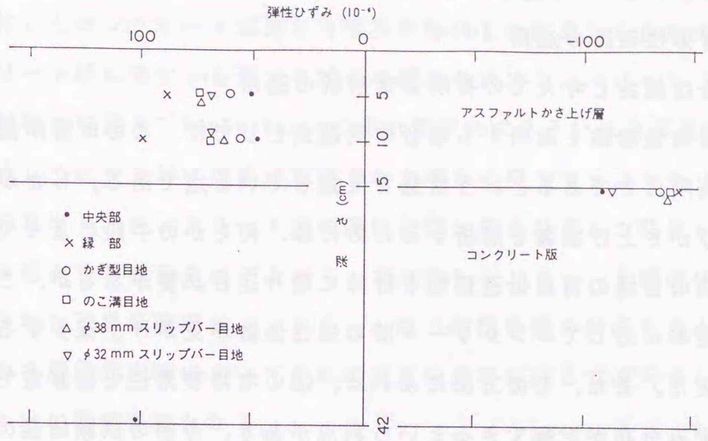


図-5.9 舗装断面内のひずみ分布

5．2．2 アスファルトかさ上げの厚さ算定法

コンクリート舗装上のアスファルトコンクリートによるかさ上げ厚の設計の考え方には、5．1で述べたように2種類がある。わが国の空港アスファルト舗装構造設計要領には、既設コンクリート舗装がまだ十分に板として機能する場合でも、コンクリート版とは考えないでアスファルト舗装の一部とみなしてかさ上げ厚を算定するものが採用されていた。[2] ここでは、既設コンクリート版が板としての機能を果たすことのできる場合にアスファルトコンクリートを用いてかさ上げをする際のより合理的なかさ上げ厚算定法として、かさ上げによるコンクリート版の曲げ引張応力の減少に着目したものを示すことにする。

4．2で述べたように、目地が開くにつれてコンクリート版に発生する応力が増加するため、設計で考慮した値を上回る応力が目地部で発生する可能性のあることが明らかになった。このことは今回実施したコンクリート舗装上のアスファルトコンクリートによるかさ上げ舗装に関する実験でも認められ、5．2．1で述べたようにコンクリート版に発生するひずみの大きさは縁部＞目地部＞中央部となっており、目地部ではやはり中央部よりも大きなひずみが発生することがわかった。既設コンクリート版が板として機能することが十分に期待できる場合には、図-5.5に示したようにかさ上げの効果をコンクリート版の応力（ひずみ）の減少として捕らえることが可能となる。この場合、舗装構造を理論的に解析する

方法としては、以下の2通りが考えられる。

① 多層弾性理論の適用 [3)]

② 複合版舗装と考えての有限要素解析の適用 [4)]

①の多層弾性理論を適用する場合の問題点としては、この理論が舗装各層は水平方向に無限広さであるという状態を仮定している点である。したがって、この方法によりかさ上げ舗装を解析するためには、何らかの手段によって既設コンクリート舗装の目地の荷重伝達機能を計算に取り込む必要があるが、ここでは目地の荷重伝達率に応じてコンクリート版の弾性係数が見かけ上減少するものとして、それを捕えた。また、この方法によれば、②の有限要素法では算定できない舗装内部のひずみ分布が把握できるという利点があり、今回の試験結果の解析にはこれを使用した。

②の複合版舗装と考える場合は、まず上下層の部材幅の違いとみなして中立軸に関する断面2次モーメントを計算し、これと同一の断面2次モーメントとなるようにコンクリート版としての換算厚を求める。そして、これを用いて目地の荷重伝達率を考慮できる有限要素法によって荷重による曲げモーメントを算出して、コンクリート版のひずみを計算することによりかさ上げ舗装の解析をするものである（この複合版の考え方については５．３で詳述する）。

この基本的な考え方に基づき、（１）では多層弾性理論によるかさ上げ厚算定法を示し、（２）では複合版の有限要素解析によるものについて述べる。さらに、（３）では、これらの方法によるものと、わが国の空港アスファルト舗装構造設計要領に示されたものならびにFAAの方法によるものとの比較といったことについて検討する。

（１） 多層弾性理論によるかさ上げ厚算定法

前述のように多層弾性理論は舗装各層が水平方向に無限大の広がりを持つとの仮定に基づいているが、実際のコンクリート舗装は目地によって区切られており、その目地の荷重伝達率に応じてコンクリート版に発生する応力が変化することがわかっている。ここでは、目地の荷重伝達率を見かけ上コンクリート版の弾性係数が減少するものとして計算に取り入れることにする。

そこで、既設コンクリート版の目地の荷重伝達率と多層弾性理論で用いるコンクリート版の見かけの弾性係数とを結び付ける必要がある。そのためにまず、今回試験を実施したコンクリート舗装を有限要素解析した結果から目地の荷重伝達率とコンクリート版に発生する最大ひずみの関係を求める。次にコンクリート版の弾性係数を種々に変えてWestergaardの中央載荷公式あるいは有限要素解析による計算を実行して版中央部に荷重が載荷された場合に発生するコンクリート版の最大ひずみを算出し、コンクリート版の弾性係数と最大ひずみの関係を求める。そして両者を組み合わせることによって、すなわちコンクリート版のひずみを媒介として、目地の荷重伝達率とコンクリート版の弾性係数の関係を求めると、この弾性係数が多層弾性理論において目地の荷重伝達率に応じて使用するコンクリート版の見かけの弾性係数となる。

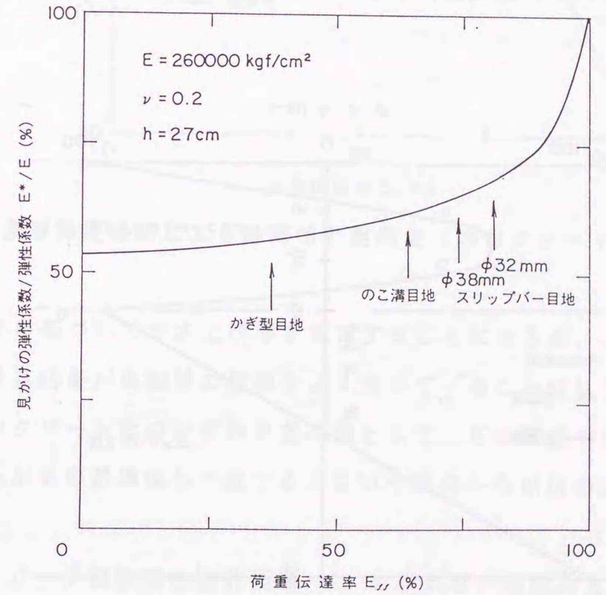


図-5.10 コンクリート版の見かけの弾性係数

これを示したのが図-5.10である。この図では、縦軸として、目地のある場合のコンクリート版の見かけの弾性係数（E_c^*）と目地がない場合（版中央部）の弾性係数（E_c）との比（E_c^*/E_c）をとっている。この図から、かぎ型目地、のこみぞ目地、直径38mmのスリップバー目地、直径32mmのスリップバー目地のそれぞれに対して、E_c^*/E_cは56、62、65、68%となることがわかる。試験舗装のコンクリー

ト版の弾性係数の実測値は260,000kgf/cm²であるので、各目地部の見かけの弾性係数は150,000、160,000、170,000、180,000kgf/cm²となる。

次にアスファルトコンクリートによるかさ上げ層のスティフネスを算出する。その手法は、既設コンクリート版の弾性係数として260,000kgf/cm²を用い、アスファルトコンクリート層のスティフネスを種々に変えて多層弾性理論を適用することによって今回の試験舗装を解析し、アスファルトコンクリート層のひずみ分布が載荷試験で得られたものとほぼ等しい結果となるものをアスファルトコンクリート層のスティフネスとした。その際に使用する実測値としては、荷重が大きいこと、どの目地部に対しても載荷条件の等しいことから繰返し載荷試験時のもの（図-5.9）を用いた。その結果、図-5.11に示すようにアスファルトコンクリート層のスティフネスを7,000kgf/cm²とすれば実測値をよく説明できることがわかった。

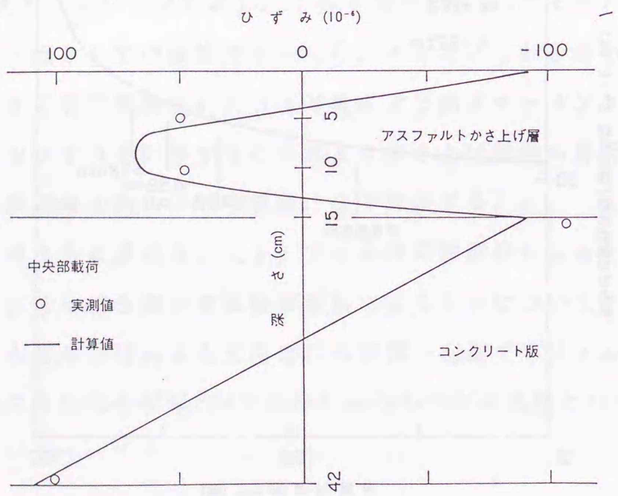


図-5.11　多層弾性理論による計算値と実測値（舗装断面内ひずみ分布）

そこで、アスファルトコンクリートのスティフネスを7,000kgf/cm²とし、前述の目地の荷重伝達率に応じたコンクリートの見かけの弾性係数を用いて多層弾性理論により計算した結果を図-5.12に示す。これは、かさ上げ厚が15cmの時点で実施した繰返し載荷試験におけるコンクリート板のひずみの実測値と計算値を示したものであるが、横軸にコンクリート舗装の目地の荷重伝達率を、縦軸にコンク

リート版のひずみをとっている。計算値は実測値と完全な一致を示すわけではないが、既設コンクリート舗装の目地の荷重伝達率の優劣によるコンクリート版に発生する応力の違いは、この方法によりよく説明できることがわかる。

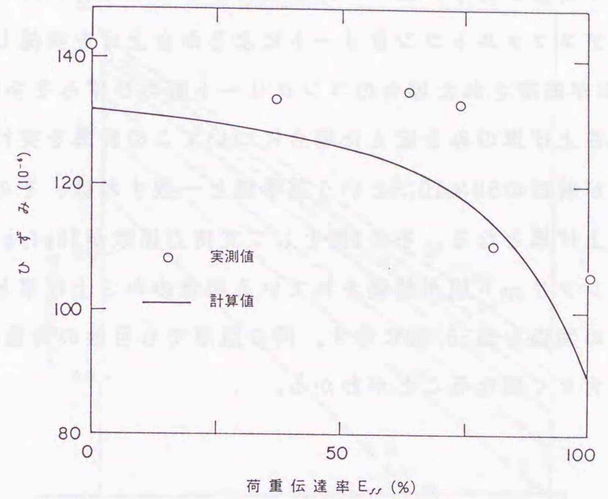


図-5.12　多層弾性理論による計算値と実測値（コンクリート版のひずみ）

以上の議論に基づいてかさ上げ厚を算定することになるが、ここでは多層弾性理論による計算結果が実測値の傾向をよく表していることに注目し、中央部載荷の場合のコンクリート版のひずみを基準値として、どの程度のかさ上げをすれば目地のひずみがその基準値と一致するかという観点から以後の議論を進めることにする。

空港コンクリート舗装構造設計要領[5]によれば、路盤の支持力係数は7kgf/cm³を標準とし、その場合のコンクリート版の厚さは対象荷重やその反復作用回数によって20～38cmとなっているが、ここではもっとも大きな版厚である38cmを基準舗装厚と考えることにする。この38cmという版厚を基準舗装厚とすることは、表-1.6に示したように、かさ上げの時点で最も厳しい荷重条件に対処できる新設舗装をつくることと等価である。ただしここではかさ上げ前のコンクリート版の疲労程度は考慮していない。

次にかさ上げ厚設計の考え方を具体例で示そう。まず前述の基準舗装、すなわ

ち上層がコンクリート版（E_c=350,000kgf/cm²、ν_c=0.15、版厚=38cm）、下層が支持力係数7kgf/cm³に対応する弾性係数を有する路盤（E_s=1,600kgf/cm²、ν_s=0.3）からなる舗装にB-747-200Bの1脚（脚荷重82.5tf）が載荷された場合を多層弾性理論により解析したところ、コンクリート版の最大ひずみは約59×10⁻⁶となった。次に、目地の荷重伝達率、版厚、路盤支持力係数を種々に変化させたコンクリート舗装上にアスファルトコンクリートによるかさ上げを実施したものの上にB-747-200Bの1脚が載荷された場合のコンクリート版のひずみを多層弾性理論により計算する。かさ上げ厚のみを変えた場合についてこの計算を実行し、コンクリート版のひずみが前述の59×10⁻⁶という基準値と一致すれば、そのときのかさ上げ厚が所要かさ上げ厚となる。その1例として支持力係数が7kgf/cm³である路盤上に厚さ27cmのコンクリート版が舗装されている場合のかさ上げ厚とコンクリート版の最大ひずみの関係を図-5.13に示す。同じ版厚でも目地の荷重伝達率により所用かさ上げ厚が大きく異なることがわかる。

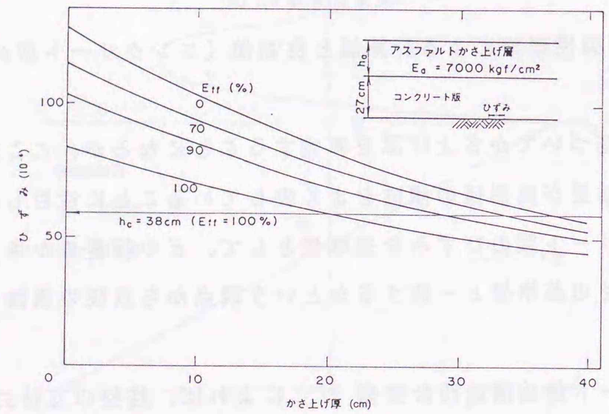


図-5.13　かさ上げ厚とコンクリート版の最大ひずみ

以上の手法による計算を、支持力係数7kgf/cm³の路盤上にあるコンクリート舗装に対して実施して得られた、コンクリート版厚とかさ上げ厚の関係を示したものが、図-5.14である。版厚が38cmであってもEffの値によっては20cmものかさ上げが必要となることがわかる。また、図-5.12に示したように荷重伝達率の違いによる見かけの弾性係数の変化は荷重伝達率が大きい範囲で著しいため、その範囲

での所要かさ上げ厚は荷重伝達率に非常に敏感であるが、荷重伝達率が小さくなるにつれて所要かさ上げ厚の変化も小さくなっていくことがわかる。

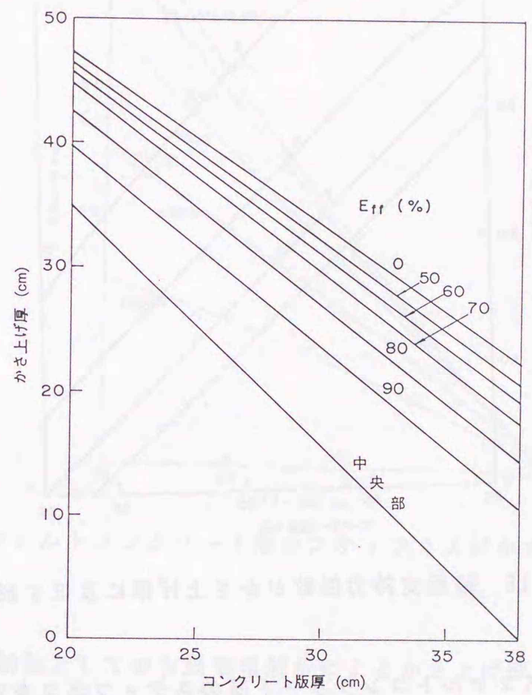


図-5.14　多層弾性理論によるかさ上げ厚

図-5.14は既設舗装の路盤支持力係数が7kgf/cm³の場合であるが、路盤支持力係数の違いがかさ上げ厚に及ぼす影響を見たのが図-5.15である。ここでは目地の荷重伝達率を100%としている。図-5.14においてみられたコンクリート舗装の目地の荷重伝達率同様、路盤支持力係数も所要かさ上げ厚に及ぼす影響の大きいことが認められる。したがって、実際の空港舗装においてかさ上げを実施する際には、目地の荷重伝達率や路盤支持力といった既設舗装の状態を正確に把握する必要のあることがわかる。

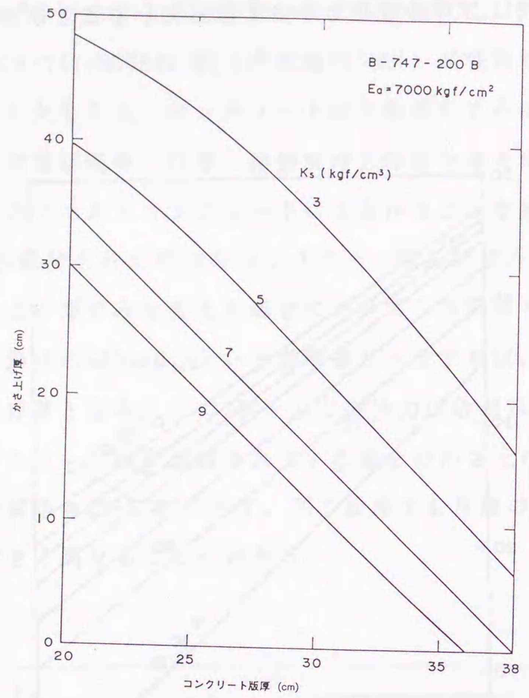


図-5.15　路盤支持力係数がかさ上げ厚に及ぼす影響

以上の議論はアスファルトコンクリート層のスティフネスを7,000kgf/cm²とみなした上でのものであるが、アスファルトコンクリートのスティフネスは温度ならびに載荷速度によって大きく変化する。このスティフネスの違いがかさ上げ厚に大きな影響を及ぼすことは図-5.16に示すとおりである。この図は目地の荷重伝達率を100%とし、アスファルトコンクリートのスティフネスを700～70,000kgf/cm²とした場合であるが、7,000kgf/cm²を基準に考えると、スティフネスが減少する場合に比べて増加する場合の方が所要かさ上げ厚に及ぼす影響は大きいようである。また、この7,000kgf/cm²というスティフネスの値は米国アスファルト協会(Asphalt Institute, AI)のアスファルト舗装の設計法[6]において路床の許容ひずみを算定する際に使用するものと一致している。これらのことから今回はアスファルトコンクリート層のスティフネスを7,000kgf/cm²として解析を進めた。

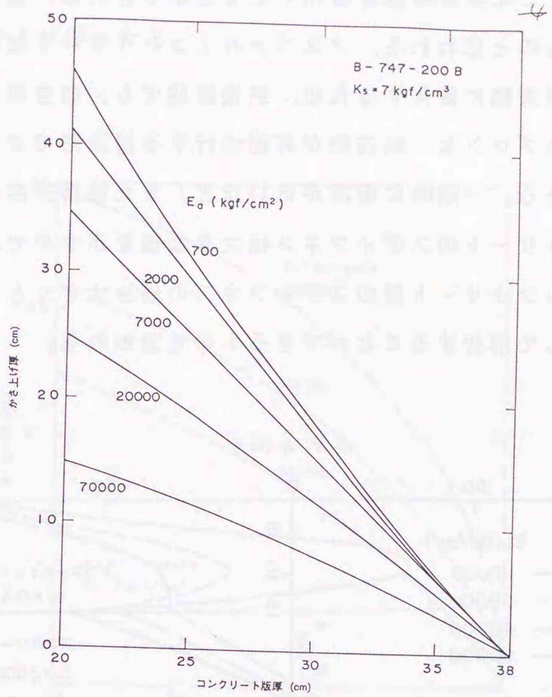


図-5.16　アスファルトコンクリート層のスティフネスがかさ上げ厚に及ぼす影響

（2）　複合版舗装としての有限要素解析によるかさ上げ厚算定法

コンクリート舗装上のアスファルトコンクリートによるかさ上げ舗装を複合版舗装と考える場合には、前述のように上下層の弾性係数に応じて見かけ上部材幅が変化したものとして解析する。その場合、後述するように、断面内のひずみ分布は上下層の付着程度によって載荷条件が同一の場合でも異なることがわかっている。今回対象としたコンクリート舗装上のアスファルトコンクリートによるかさ上げ舗装では、通常既設コンクリート版上にアスファルト乳剤を散布した上でかさ上げ層を舗設するので、ここでは上下層がほぼ完全に付着しているものとして以後の解析を進める。

繰返し載荷試験における実測値（図-5.9）や多層弾性理論による計算値（図-5.17）からは、アスファルトコンクリート層のスティフネスが大きくなるに従って、アスファルトコンクリート層のひずみが圧縮側に入ってくることがわかったので、

スティフネスとして大きな値を採用することができれば、複合版としての取扱いが可能となるものと思われる。アスファルトコンクリートは温度や載荷速度によってその性状が大幅に変化するため、空港舗装でも、航空機が低速走行する誘導路や駐機するエプロンと、航空機が高速走行する滑走路ではその性状が異なることは明らかである。一般的に温度が低いほど、また載荷速度の大きいほど、アスファルトコンクリートのスティフネスは大きな値を示すので、滑走路においてはアスファルトコンクリート層のスティフネスの値を大きくとることが可能となり、複合版舗装として解析することができるものと思われる。

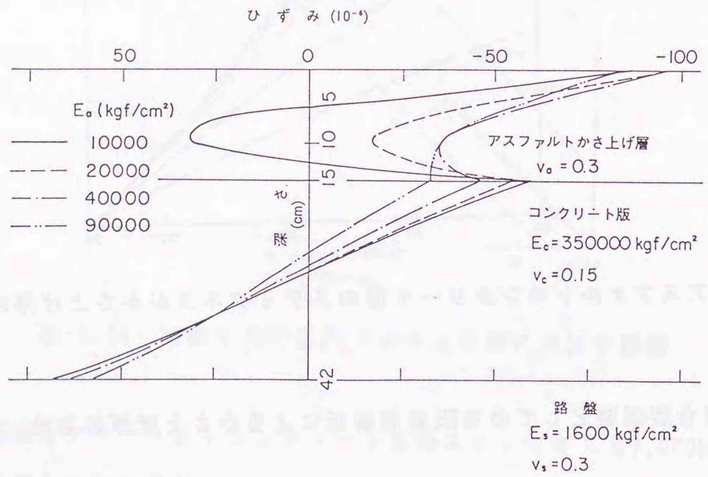


図-5.17　アスファルトコンクリート層のスティフネスと舗装内ひずみの関係

複合版としての有限要素解析によるかさ上げ厚算定法の考え方は、（1）で述べた多層弾性理論によるものと同様に、基準舗装に荷重が載荷された場合のコンクリート版の最大ひずみを基準値として、既設コンクリート舗装上にどの程度のかさ上げをすればコンクリート版のひずみがこの基準値になるかというものである。基準舗装を支持力係数が7kgf/cm³の路盤上の縦6m×横6m×厚さ38cmのコンクリート版と考え、コンクリート版の中央部にB-747-200Bで代表される設計荷重LA-1の1脚が載荷された場合にコンクリート版に生ずる最大ひずみを基準値とした。そして既設コンクリート舗装上にアスファルトコンクリートを用いてかさ上げした舗装にLA-1が載荷された場合に生ずるひずみを上記の複合版としての解析法に

より算出し、コンクリート版の最大ひずみがこの基準値となるかさ上げ厚を求めればそれが所要かさ上げ厚となる。

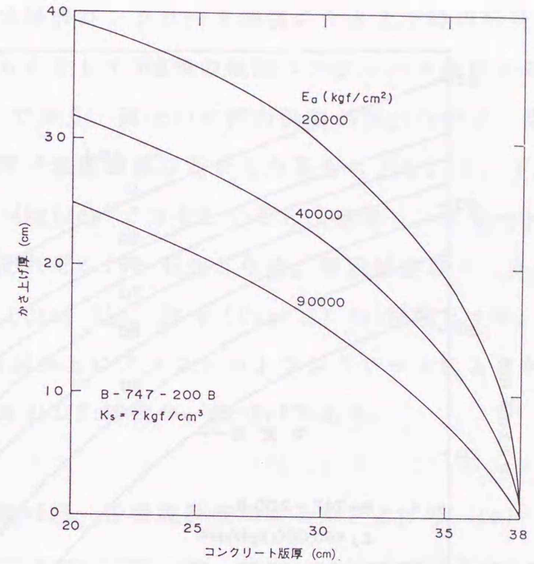


図-5.18　アスファルトコンクリート層のスティフネスがかさ上げ厚に及ぼす影響

滑走路等、航空機が高速走行する区域におけるアスファルトコンクリートのスティフネスとして、いま20,000、40,000、90,000kgf/cm²を考える。これは、一般的なアスファルト舗装上を走行する航空機の速度を300km/hとした場合、アスファルトコンクリート層の温度が、およそ、10、20、30℃の場合のスティフネスに対応する。[7),8)]　これらのスティフネスを用いて算出したコンクリート版厚と所要かさ上げ厚の関係を中央部載荷の場合について示したのが図-5.18である。図-5.16に示した多層弾性理論によるものと同様に、アスファルトコンクリート層のスティフネスの違いによって所要かさ上げ厚が大幅に異なり、スティフネスが大きいほどかさ上げ厚が小さくてすむことが認められる。

図-5.19は、既設コンクリート舗装の目地における荷重伝達率を考慮したコンクリート版厚と所要かさ上げ厚の関係である。この場合の計算条件は、路盤支持力係数が7kgf/cm³、アスファルトコンクリート層のスティフネスが40,000kgf/cm²で

ある。コンクリート版厚が同一の場合でも、荷重伝達率の違いによって所要かさ上げ厚がかなり異なることが認められる。また、多層弾性理論によるものと同様に、この厚さの違いは荷重伝達率が大きい場合ほど顕著であることもわかる。

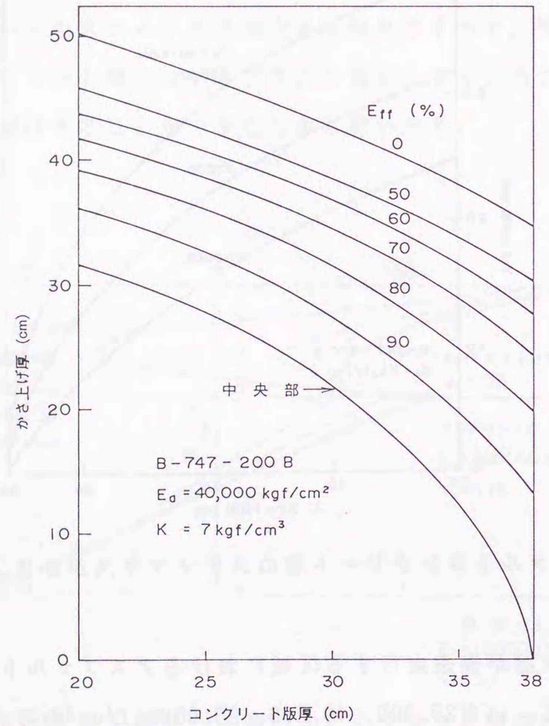


図-5.19 複合版としての有限要素解析によるかさ上げ厚

（3） 既存のかさ上げ厚設計法との比較

まだ十分に板として機能するコンクリート舗装上にアスファルトコンクリートを用いてかさ上げする場合のかさ上げ厚算定法として、（1）では多層弾性理論によるもの、（2）では複合版としての有限要素解析によるものの2種類を示した。ここでは、既存の空港舗装かさ上げ厚設計法としてわが国の空港アスファルト舗装構造設計要領とFAAのAdvisory Circulerに記されているものを取り上げ、本研究で検討した方法と比較・検討する。

a） 空港アスファルト舗装構造設計要領によるもの [2)]

図-5.14に示した多層弾性理論による所要かさ上げ厚と図-5.19に示した複合版としての有限要素解析によるものは、ともに設計航空機荷重がB-747-200Bで代表されるLA-1でその設計反復回数が20,000回である場合を基準としているため、ここで示す設計例では既設コンクリート舗装のかさ上げ時の設計条件もこれと同一とした。具体的なものとして3種類の既設コンクリート舗装を考える。路床・路盤条件は3者とも同一であり、路床の支持力係数が2kgf/cm³で、路盤は上層がセメント安定処理材、下層が粒度調整砕石からなるものとし、上、下層路盤面の支持力係数がそれぞれ7、4kgf/cm³であるとすると、空港コンクリート舗装設計要領から上、下層路盤厚はそれぞれ15、35cmとなる。既設舗装のコンクリート版厚を20cm（Case 1）、27cm（Case 2）、34cm（Case 3）の3種類とする。

この3種類の既設舗装上にアスファルトコンクリートによりかさ上げする場合の所要かさ上げ厚を算出した結果が、表-5.1である。

表-5.1 各種設計法によるかさ上げ厚（cm）

設計方法	Case 1	Case 2	Case 3
空港アスファルト舗装構造設計要領	91	84	77
多層弾性理論 (E_a = 7,000kgf/cm²)	35	22	8
有限要素解析 (E_a = 40,000kgf/cm²)	32	26	15

空港アスファルト舗装構造設計要領の方法では、まず荷重条件と路床強度に基づいてアスファルト舗装を新設する場合の基準舗装厚を算出し、次に等価値を用いて既設コンクリート舗装のアスファルト舗装としての換算舗装厚を計算してこの両者の差を所要かさ上げ厚としている。そのために、まず路床のCBRを求める必要があるが、空港コンクリート舗装構造設計要領に記載されている路盤支持力係数とCBRとの関係に基づいて支持力係数2kgf/cm³に対応するCBRを求めると約2.5%となる。この路床条件でLA-1、設計反復作用回数20,000回に対応する新設アスファルト舗装を設計すると規準舗装厚が260cmとなる。それぞれ条件について既設舗装の換算舗装厚を求めると、Case1～3でそれぞれ94.5、108.5、122.5cmとなるので規準舗装厚との差は165.5、151.5、137.5cmである。そのうちの15cmを表・基層厚とすると残りは上層路盤となるが、アスファルトコンクリートの上層路盤とし

ての等価値は2.0であるので、結局、所要かさ上げ厚はそれぞれ91、84、77cmとなる。

多層弾性理論によるかさ上げ厚は、図-5.14を用いてEff = 100%の場合を考えると、Case 1～3のそれぞれに対して、35、22、8cmとなる。

複合版としての有限要素解析によるかさ上げ厚は、図-5.19を用いてEff = 100%の場合を求めるとCase 1～3それぞれで32、26、15cmとなる。

以上のことから、空港コンクリート舗装上のアスファルトかさ上げ厚設計法として空港アスファルト舗装構造設計要領に記載されているものは、この種の舗装をアスファルト舗装とみなしてかさ上げ厚を算定するものであり、本論文で示した他の方法とはまったく異なった考え方であるため、それらに比べて非常に厚いかさ上げを必要とすることがわかった。

b） FAAの方法によるもの [9)]

FAAの方法は、空港アスファルト舗装構造設計要領に示されているものとは対照的に、既設路盤上にコンクリート版を新設する場合の所要厚から既設コンクリート版の等価厚を差し引いたものに、ある係数を乗じて所要かさ上げ厚としているが、その算定式は次式で表される。

$$t = 2.5\,(Fh - C_b h_e) \qquad (5.1)$$

ここに、t ：アスファルトコンクリートによる所要かさ上げ厚、

F ：既設路盤の支持力と交通量に関する係数、

h ：既設路盤上にコンクリート版を新設する場合の所要厚、

C_b：既設コンクリート版の破損に関する係数、

h_e：既設コンクリート版の厚さ。

航空機荷重がB-747-200Bで代表されるLA-1でその反復回数が20,000回である場合を設計条件として、FAAの方法によりコンクリート舗装を新設するときのコンクリート版厚を算定すると36.3cmとなる。既設コンクリート版がこれより薄い場合はかさ上げが必要となる。式(5.1)の係数は、路盤支持力係数と設計反復作用回数からF = 1.0となり、既設コンクリート版が板機能を果たすことができるとするとC_b = 1.0となる。したがって、Case 1～3に対する所要かさ上げ厚は、それぞれ、

41、24、6cm となる。

図-5.14と図-5.19は規準舗装を支持力係数7kgf/cm³の路盤上に38cm厚のコンクリート版があるものとした場合の所要かさ上げ厚を示しているので、これからはこのFAA法に対応するものは得られない。そこで、規準舗装を支持力係数7kgf/cm³の路盤上にある厚さ36.3cmのコンクリート版からなるものとして、多層弾性理論ならびに複合版としての有限要素解析による方法により所要かさ上げ厚を算定すると、Case1～3のそれぞれにつき、多層弾性理論によれば29、16、4cmとなり、複合版としての有限要素解析によれば30、24、11cmとなった。

この結果を図示すれば図-5.20となる。これから、多層弾性理論によるものは、FAAの方法と同じようにかさ上げ厚と既設コンクリート版厚の関係が直線で表されるが、かさ上げ厚そのものは一致していない。FAA法では式(5.1)に示したように規準厚と既設版厚との差に2.5を乗じたものであるのに対し、多層弾性理論ではそれが1.8とFAA法の約2/3になっている。この場合、図-5.16に示したように、アスファルトコンクリート層のスティフネスを今回用いた7,000kgf/cm²よりも小さくとれば、FAAの方法によるかさ上げ厚と同じものが得られよう。これに対し、複合版の有限要素解析によるものは、かさ上げ厚と既設コンクリート版厚との関係が直線とはならず、既設版厚が大きい場合、すなわち規準版厚との差が小さい場合にはFAA法よりも厚いかさ上げが必要となる。

このように多層弾性理論と複合版としての有限要素解析によるかさ上げ厚が異なることは、規準舗装を支持力係数7kgf/cm³である路盤上の厚さ38cmのコンクリート版からなるものとした場合（図-5.14と図-5.19）でも同様である。これは、解析に使用したアスファルトコンクリート層のスティフネスが前者では7,000kgf/cm²、後者では40,000kgf/cm²であるという違いの他に、使用した理論そのものに含まれている考え方の違いがある。その例としては図-5.17に示したように多層弾性理論では、アスファルトコンクリート層のスティフネスを90,000kgf/cm²としても層内の水平ひずみ分布は直線とならないが、複合版と考えればスティフネスの大小によらず水平ひずみ分布は直線で表されるものとしている点が挙げられる。そのために、図-5.16に示したようにアスファルトコンクリート層のスティフネスを70,000kgf/cm²とした場合の多層弾性理論による所要かさ上げ厚は、複合版としての有限要素解析によるものよりも小さくなっている。

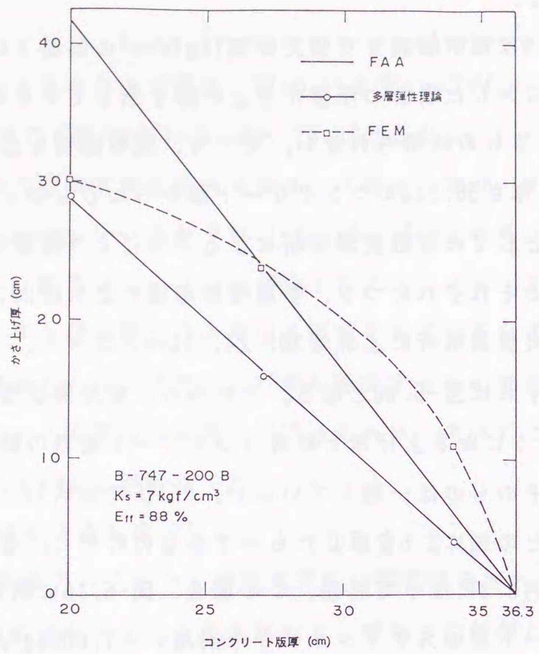


図-5.20　設計法によるかさ上げ厚の違い

また、複合版としての有限要素解析では、上層であるアスファルトコンクリート層が下層であるコンクリート舗装の目地上で連続していない、すなわち、切れているものとして計算が実行されているのに対して、多層弾性理論ではアスファルトコンクリート層が連続したものとしている点も挙げられよう。５．２．１でも述べたように、このアスファルトコンクリートによるかさ上げ層は、荷重を隣接版へ伝達する効果があるため、かさ上げ層にリフレクションクラックが入る可能性の小さい場合に複合版としての有限要素解析を適用すると、かさ上げ層の荷重分散効果を明らかに過小評価することになる。

本研究で示した2種類のかさ上げ厚算定法の考え方の特徴ならびに両者の違いは以上に述べた通りであるが、これらを総合して、実際のかさ上げ厚設計に対する両者の適用性を示すと次のようになる。まず、気象条件が厳しくてアスファルトかさ上げ層にリフレクションクラックの発生する可能性の大きな場合には、複合版としての有限要素解析によるかさ上げ厚算定法を採用する必要があろう。次に、十分なリフレクションクラック防止策を講じたか、あるいは気象条件があまり厳

しくないなど、リフレクションクラック発生の可能性が小さい場合には、多層弾性理論による算定法が合理的である。ただし、アスファルトコンクリート層のスティフネスが比較的大きな値を示すと考えられる場合には、複合版としての有限要素法によるものも考慮に入れた上で、かさ上げ厚を算定することが望ましいものと思われる。両算定法の適用性についての概略は上記のようなものであるが、実際の設計に際しては。、現地の気象条件や載荷条件などの事前調査を十分行った上で、どちらの算定法を採用するか判断することが必要となろう。

５．３　コンクリートかさ上げ工法の開発

５．１で述べたように、コンクリート舗装上のコンクリートによるかさ上げ工法には、付着かさ上げ、直接かさ上げ、分離かさ上げの3種類がある。これらの設計に際しては、いずれも、かさ上げ層である上層と既設コンクリート版である下層とを合成して1枚の板、すなわち複合版、として取り扱うことが必要である。そこで、まず、５．３．１で、この複合版としての考え方について示してから、この理論を用いて従来より行われているかさ上げ舗装の厚さ設計法を検証し、上下層の付着程度をパラメーターとしたかさ上げ厚の算定例を示す。次に、５．３．２で、付着かさ上げ工法において重要である上下層の付着率を高める方策について論ずる。

５．３．１　複合版理論によるコンクリートかさ上げ厚設計法

（１）　複合版の力学 [4),10),11)]

従来から、コンクリート舗装の設計・施工に際しては、コンクリート版をばね支承上の板（単板）と仮定するのが一般的である。ところが、コンクリート版にかさ上げを施したものは、かさ上げ層と既設コンクリート版の材質等が必ずしも同一ではないので、単板としては取り扱うことが出来ず、複合版と考えざるを得ない。その場合の解析法を以下に示す。

いま、上下2枚のコンクリート版（その他の材料のものでもよい）からなる舗装

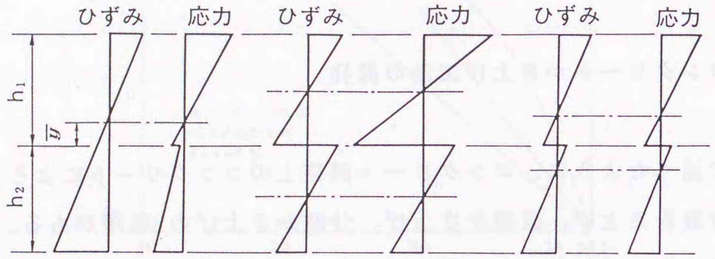
を考える。そのとき、上層、下層、それぞれの弾性係数、ポアソン比をE_1、ν_1、E_2、ν_2とする。その上下層の付着程度によって、複合版のひずみと応力の厚さ方向分布は図-5.21のようになる。

① 完全付着の場合(R = 100%)

② 完全剝離の場合(R = 0%)

③ 不完全付着の場合(0% < R < 100%)

ここにRは、上下層の付着率で、式(5.2)中で定義される。



a) R = 100%　　b) R = 0%　　c) 0% < R < 100%

図-5.21 複合版の厚さ方向のひずみと応力の分布

上下層の弾性係数の違いを、図-5.22のように部材幅の違いに置き換えた換算断面を考えると、その中立軸に関する単位幅あたりの断面2次モーメントは次式のようになる。

$$I_R = I_0 + R(I_{100} - I_0) \qquad (5.2)$$

ここに、I_R ：ある付着率Rの場合の断面2次モーメント、

I_0 ：付着率0%の場合の断面2次モーメント（上下層の中立軸はそれぞれの層厚の1/2のところ）、

I_{100}：付着率100%の場合の断面2次モーメント（上下層の中立軸が一致したときのもの）。

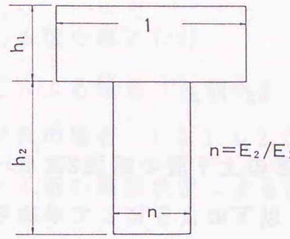


図-5.22 換算断面

式(5.2)の意味を明確にするために書き直せば、式(5.3)のようになる。

$$I_R = I_0 + R(I_{100} - I_0)$$
$$= (h_1^3 - nh_2^3)/12 + R\{h_1(h_1/2 - a)^2 + nh_2(h_2/2 - b)^2\} \qquad (5.3)$$

ここに、h_1：上層の厚さ、

h_2：下層の厚さ、

n ：上下層の弾性係数の比(= E_2/E_1)、

a ：上層の中立軸の境界面からの距離、

b ：下層の中立軸の境界面からの距離。

上式の右辺の第2項は、上下層の中立軸がそれぞれの層厚の1/2の点からのずれによる断面2次モーメントの増加分を意味するが、Rはその程度を規定する定数であると言える。

付着率Rを仮定して、式(5.3)により複合版としての断面2次モーメントを計算し、次に式(5.4)により、複合版としての換算厚h*を計算する。

$$h^* = (12I_R)^{1/3} \qquad (5.4)$$

このh*を使って、Westergaard公式や有限要素法により、荷重による曲げモーメントM_Rを計算する。

このようにして曲げモーメントが求まったので、次はこれを上下層に分配しな

ければならない。それは上下層それぞれの中立軸でたわみ形状が等しくなるようにしてやる、すなわち、上下層の曲げ剛性に応じて曲げモーメントを分配してやればよい。

$$M_{R1} : M_{R2} = E_1 \cdot I_{R1} : E_2 \cdot I_{R2} \tag{5.5}$$

さて、任意の付着率Rのときの上下層の断面2次モーメントを求める際に、必要となるそれぞれの中立軸は、以下のようにして求められる。

軸方向の力のつり合いから、

$$h_1(h_1 - 2a) = nh_2(h_2 - 2b) \tag{5.6}$$

式(5.3)、(5.6)から、bを消去すれば、次のようにaに関する2次方程式が得られるので、それを解くことによって上下層の中立軸は求まる。

$$A_1a^2 + A_2a + A_3 = 0 \tag{5.7}$$

ここに、$A_1 = h_1(1 + h_1/(nh_2))$ (5.8)

$$A_2 = -h_1^2(1 + h1/(nh_2)) \tag{5.9}$$

$$A_3 = h_1^3/3 + nh_2^3/12 + h_1^4/(4nh_2) - I_R \tag{5.10}$$

このようにして、全ての未知数が求まったので、上下層内の任意の点の応力を次式により計算する。

$$S_1 = M_{R1}/I_{R1}y_1 = M_R/I_Ry_1 \tag{5.11}$$

$$S_2 = M_{R2}/I_{R2}y_2 = M_R/I_Ry_1n \tag{5.12}$$

ここで、y_1, y_2は、それぞれ、上下層の中立軸からの距離である。

（2） コンクリートかさ上げの従来工法の検証 [11)]

前述のように、従来から用いられているコンクリート舗装上のコンクリートによるかさ上げ工法には、付着かさ上げ、直接かさ上げ、分離かさ上げの3種類があるが、これらのかさ上げ厚算定式は、以下のとおりである。

$$h_0 = (h_d^p - Ch_e^p)^{1/p} \tag{5.13}$$

ここに、h_0：必要かさ上げ厚(cm)、

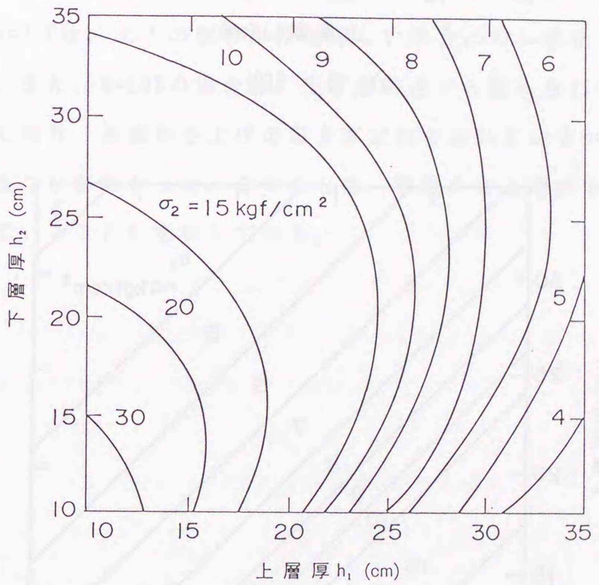
h_d：かさ上げコンクリートにより舗装を新設するとしたときの版厚(cm)、

h_e：既設コンクリート版の厚さ(cm)、

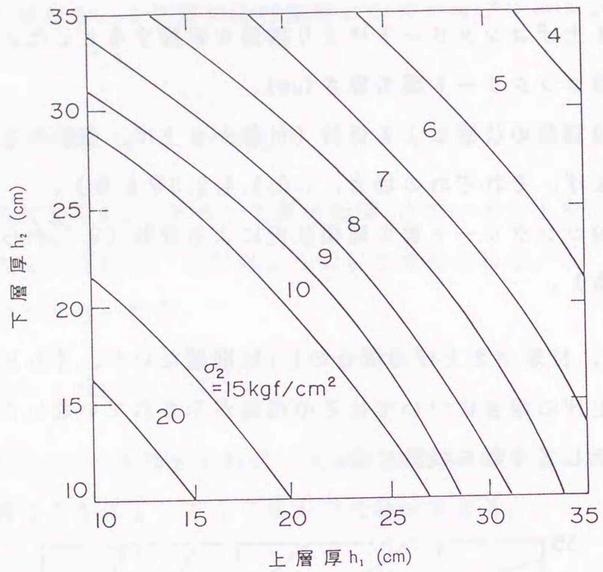
p ：既設舗装の状態による係数（付着かさ上げ、直接かさ上げ、分離かさ上げ、それぞれの場合、1.0,1.4,2.0をとる）、

C ：既設コンクリート版の破損状況による変数（0.35から1.0までの値をとる）。

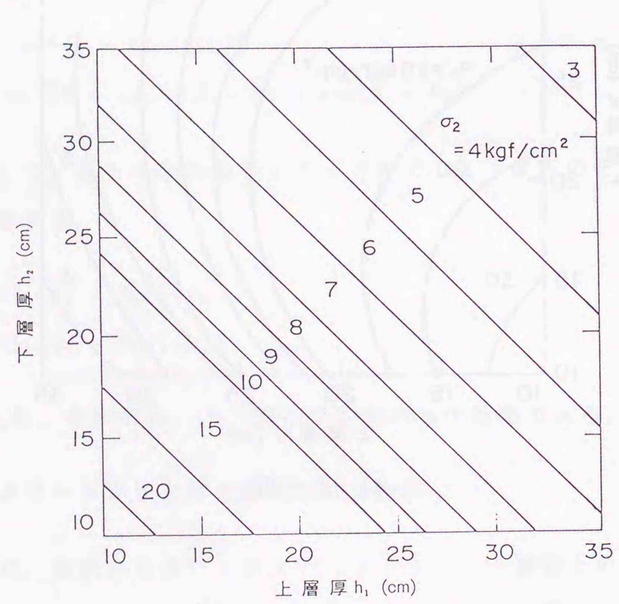
pの値に関して、付着かさ上げの場合の1.0は問題ないが、それ以外の直接かさ上げと分離かさ上げの場合についてはその根拠が示されていないため、ここでは、複合版理論を適用してそれを検討する。



a) R = 0%



b) R = 50%

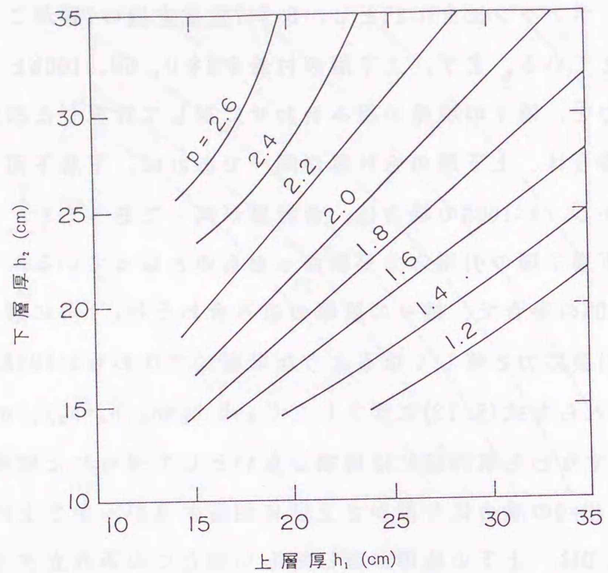


c) R = 100%

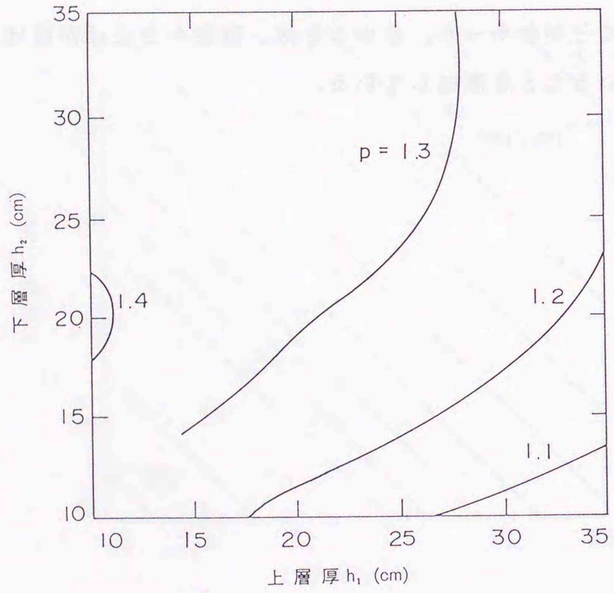
図-5.23 下層下面の応力に及ぼす上下の版厚の影響

計算条件は、路盤支持力係数を7kgf/cm³、上下のコンクリート版の弾性係数を350,000kgf/cm²、ポアソン比を0.15とし、B-747型航空機の1脚がこの舗装に載荷された場合を考えている。まず、上下層の付着率Rを0、50、100%としたときの下層下面の引張応力を、種々の版厚の組み合わせに対して計算した結果を図-5.23に示す。R=100%の場合は、上下層の合計厚が同一であれば、下層下面の引張応力も同一になる。しかし、R<100%の場合は、合計厚が同一であっても、上下層の組み合わせによって下層下面の引張応力が異なったものとなっている。

次に、Rが0と50%の場合で、種々の版厚の組み合わせ(h_1、h_2)に対して、そのときの下層下面の引張応力と等しくなるような単板（すなわちR=100%の場合）の厚さ(h)を求め、それらを式(5.13)に代入して($h_d=h$, $h_0=h_1$, $h_e=h_2$)、pの値を求めてみよう。C=1.0、すなわち既設版には破損がないとして得られた結果を図-5.24に示す。このうち、R=0の場合は分離かさ上げに相当するが、かさ上げ厚設計法で用いられているp=2.0は、上下の版厚がほぼ等しい場合にのみ成立するものであることが示された。また、R=50%の場合は、上下層の種々の組み合わせに対して、p=1.2～1.4となっており、直接かさ上げの厚さ算定法で用いているp=1.4とほぼ類似の値となっていることがわかった。このことは、直接かさ上げがほぼこの程度の付着率を期待していることを意味している。



a) R = 0%



b) R = 50%

図-5.24 版厚とpの関係

(8) 複合版としてのコンクリート版厚設計法

コンクリート舗装を新設するときは、材質の異なる2層を重ねて用いる場合や、何らかの理由によりコンクリート版を上下2層と考えざるを得ない場合を除いて、この複合版理論を設計に用いることはない。前者は上層路盤に貧配合のコンクリート層や高強度の安定処理材を用いる場合に相当し、後者はコンクリート版を2層で施工しているときに下層を打設してから上層を施工するまでにかなりの時間が経過してしまったような場合である。

そこで、ここでは、まず、下層に高強度のセメント安定処理材を使用した場合のコンクリート版の厚さの設計例（Case 1）を示した後、コンクリート版を2層打ちする場合に総厚が同じでも、上下層の付着率程度が悪ければコンクリート版に過大な応力が生ずるという状況(Case 2)を示す。そして、最後に既設コンクリート舗装上にコンクリートによりかさ上げする場合(Case 3)のかさ上げ厚設計例を示す。それぞれ、計算条件としては表-5.2のものを考えたが、いずれの場合も、表層であるコンクリート版の弾性係数は350,000kgf/cm^2、ポアソン比は0.15とし、複合版と考える層は、支持力係数7kgf/cm^{3}の（下層）路盤に支持されているとした。載荷条件は、B-747型航空機の1脚が版中央部に載荷された場合を考えている。その場合の曲げモーメントと版厚の関係は、Westergaardの中央部載荷公式によれば図-5.25のようになる。交通量の条件としては20,000回を考えた（すなわち、コンクリート版の許容曲げ応力は25kgf/cm^2）。

表-5.2 複合版としての計算条件

		Case 1	Case 2	Case 3
上層	層厚	?	20	?
	弾性係数 (kgf/cm^2)	350,000	350,000	350,000
	ポアソン比	0.15	0.15	0.15
下層	層厚	20	20	34
	弾性係数 (kgf/cm^2)	40,000	350,000	350,000
	ポアソン比	0.15	0.15	0.15

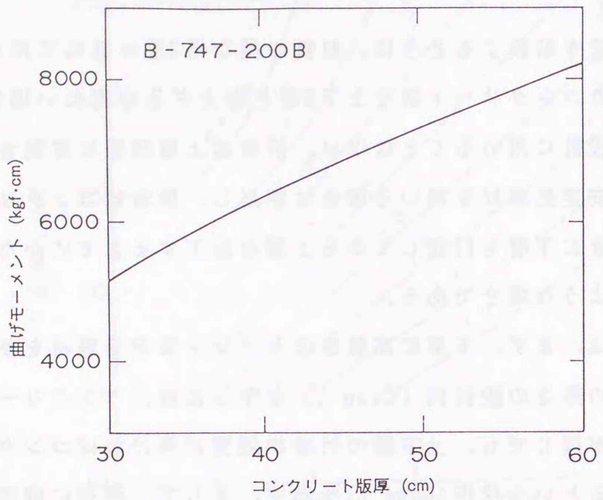


図-5.25　曲げモーメントと版厚の関係

① Case 1

図-5.26は、上層が26cm厚のコンクリート版で下層が20cm厚のセメント安定処理の場合の上下層下面の応力を示す。コンクリートの許容応力としては、空港コンクリート舗装設計要領に従って安全率を2.0とすると前述のように25kgf/cm²となる。セメント安定処理材については基準がないが、室内試験の結果より、弾性係数が40,000kgf/cm²のときは曲げ強度が12kgf/cm²になると推定されるので、コンクリートの場合と同様に、安全率を2.0として許容応力を6kgf/cm²程度とみなした。この図の例では、付着率として75%程度を確保できればコンクリート版下面の応力は基準を満たすものの、セメント安定処理材下面の応力が許容値を超えてしまうので、この上下層の組み合わせは成り立たないことがわかる。このような検討を種々の上下層の組み合わせ（下層のセメント安定処理層の厚さは20cm）に対して実行した結果をまとめたものが、図-5.27である。これによれば、高強度のセメント安定処理路盤（20cm厚）を使用した場合、コンクリート版厚が30cm程度あればこの設計条件に対応できることがわかる。

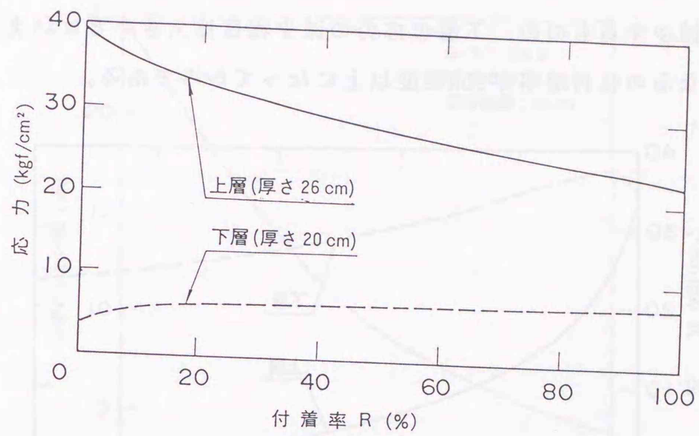


図-5.26　上下層の付着率が応力に及ぼす影響

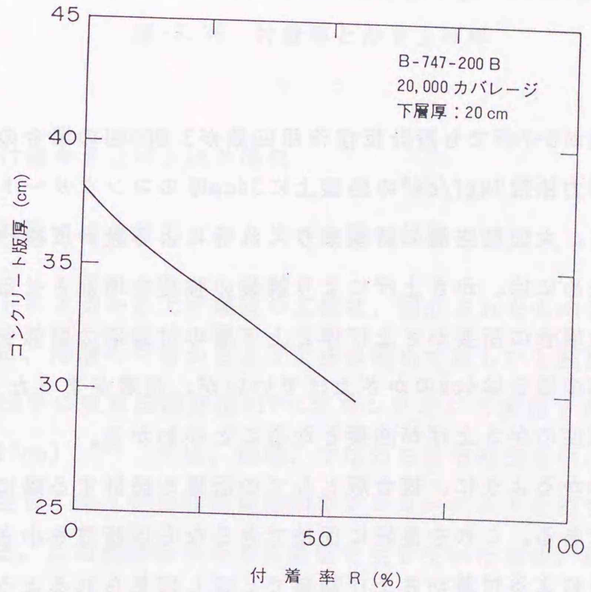


図-5.27　Case 1 の版厚設計曲線

② Case 2

図-5.28は上下層がそれぞれ20cmのコンクリートの場合の各層下面の応力である。上下層がほとんど付着していない場合は、上下層とも許容値以上の応

力が発生することとなる。そして、付着程度が良好になるにつれて、上層の応力は減少するものの、下層の応力の減少程度は大きいとはいえず、許容値以下になるのは付着率が85%程度以上になってからである。

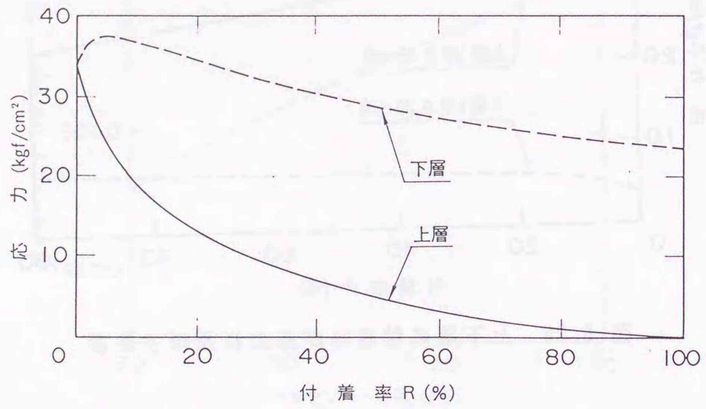


図-5.28 上下層の付着率が応力に及ぼす影響

② Case 3

設計航空機がB-747でも設計反復作用回数が3,000回の場合のコンクリート舗装は、支持力係数7kgf/cm³の路盤上に34cm厚のコンクリート版が敷設されたものである。大型航空機の新規乗り入れ等による設計反復作用回数の変更に対応するためには、かさ上げにより舗装の強度を増加させることが必要となるが、その場合の所要かさ上げ厚と上下層の付着率の関係を図-5.29に示す。付着率が100%の場合は4cmのかさ上げでいいが、付着がまったく期待できない場合は25cm程度のかさ上げが必要となることがわかる。

以上の例からわかるように、複合版としての版厚を設計する際に問題となるのは付着率の選択である。これを良好に保持できるならば版厚を小さくできるものの、コンクリートによる付着かさ上げ舗装でしばしば見られるように、上下層の剥離があるとき、すなわち上下層の付着程度が悪い場合には版厚がかなり大きいものとならざるを得ない。したがって、版厚を小さくするためにはこの付着を確実なものとすることが肝要であり、ローラー転圧コンクリートではコンクリート版が厚すぎて1層打ちが困難で2層打ちにならざるを得ないときは、下層打設後1時間以内に上層を施工するのが原則とされているとの例もある。[12)]

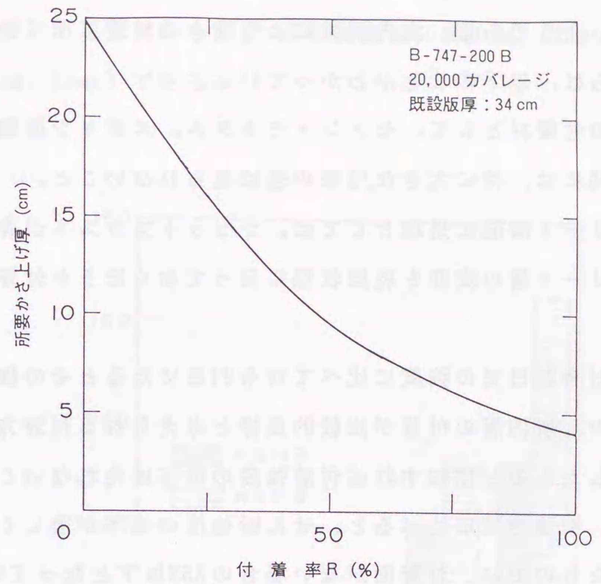


図-5.29 付着率とかさ上げ厚

5．3．2 付着かさ上げ工法の開発

(1) 室内試験による新旧コンクリート層の付着

コンクリートによるかさ上げ舗装の工法は、確立されたものとなっているとはいい難く、特に、薄層の付着かさ上げ工法は極めて難しいと認識されている。現に、昭和57～58年に東京国際空港VIPエプロンにおいて実施されたかさ上げ工法（かさ上げ厚10cm）[13)] では、版端、すなわち目地近傍を中心にしてかなりの範囲で剝離が生じ、施工後比較的短期間でアンカーボルトを打ち込むといった補修を行っている。この剝離はかなり広範囲で生じていたため、荷重がその直接の原因とは考えにくく、コンクリートかさ上げ層の乾燥や温度低下による収縮がその原因であると考えられた。5．3．1で述べたように、上下層の剝離が生じて付着率が低下した場合、付着があるとして設計した上層の厚さでは、不十分であることは明らかである。そのため、付着かさ上げ工法においては、上下層の付着を確実なものとすることが重要なポイントである。

付着かさ上げ工法において、新旧層の付着を高める方法はまだ確立されたものにはなっていないようである。室内試験により種々の付着工法（表-5.3）の優劣を調べた結果からは、以下のことがわかっている。[14)]

① 新旧層間の付着材として、セメントモルタル、エポキシ樹脂、ラテックスモルタルの間には、特に大きな効果の差は見られないこと。

② 旧コンクリート層面の処理としては、ショットブラストが有利であること。

③ 旧コンクリート層の表面を乾燥状態に保っておくほうが付着強度が高いこと。

この表から、材令28日での強度に比べて材令91日になるとその強度は増加する傾向にあるものの、新旧層の付着が比較的良好と考えられる付着方法によっても、新旧層を一体としたものと比較すれば付着強度の低下は免れないことがわかる。特に、曲げ強度、引張強度に比べると、せん断強度の低下が著しく、セメントモルタルを使用したものでは、付着面がない場合の25%以下となっている。

表-5.3 種々の付着工法の効果 [14)]

施工方法			曲げ強度		引張強度		せん断強度	
表面処理	表面乾湿	付着材	材令28日	材令90日	材令28日	材令90日	材令28日	材令90日
無	湿	モルタル	26.6	26.5	12.8	24.2	5.9	6.0
ショットブラスト	湿	モルタル	58.9 (76.9)	66.9 (81.3)	37.9 (82.8)	50.5 (91.5)	17.6 (82.5)	23.1 (93.9)
	乾	モルタル	76.6 (100)	82.3 (100)	45.8 (100)	55.2 (100)	21.2 (100)	24.6 (100)
	乾	エポキシ樹脂	74.7 (97.5)	72.5 (89.3)	53.0 (116)	63.8 (116)	20.4 (96.2)	38.2 (155)
	湿	ラテックスモルタル	75.3 (98.3)	66.8 (81.2)	37.2 (83.0)	45.8 (83.0)	20.5 (96.7)	29.2 (119)
付着面のない既設コンクリート			100	100	100	100	100	100
付着面のないかさ上げコンクリート			92.1	97.5	——	——	——	——

注）付着面のない既設コンクリートが100（ ）内は乾燥・モルタルが100）

以上の結果を受けて、付着工法の信頼性を高めるには、付着面におけるせん断強度が確保されるような工法を開発することが必要として、既設版にグルービング状の溝を設ける工法について試験している。[14)] 用いられた溝の形状は、2種類で、1つは通常空港舗装でグルービングとして用いられている細溝形式（幅6mm、

深さ6mmと、グルービングと同じであるが、溝間隔は25mmとグルービングの場合の32mmとは異なっている）で、もう1つは太溝形式（溝の幅、深さ、間隔は、それぞれ、33mm、15mm、25mm）である。

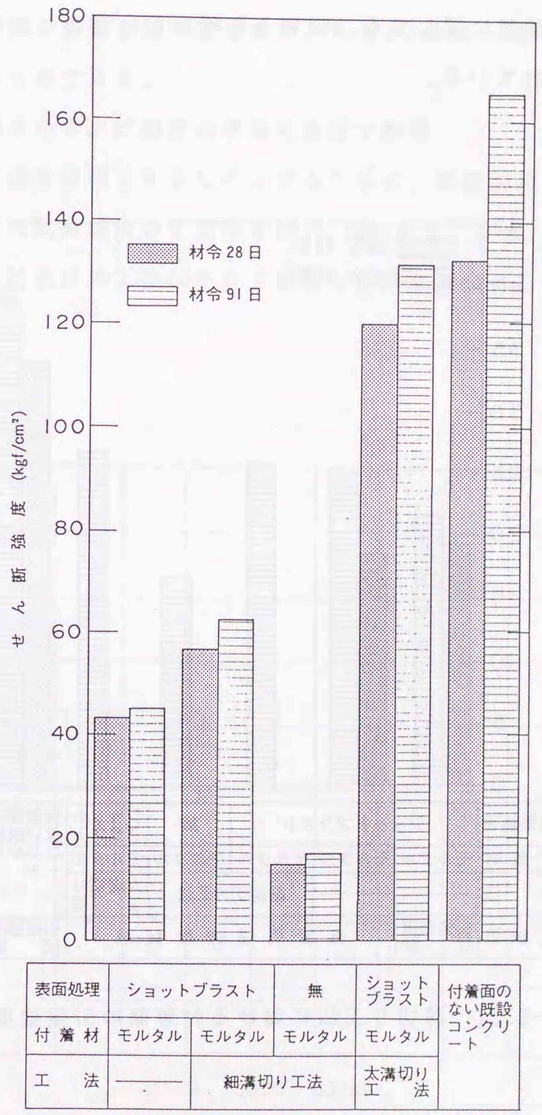
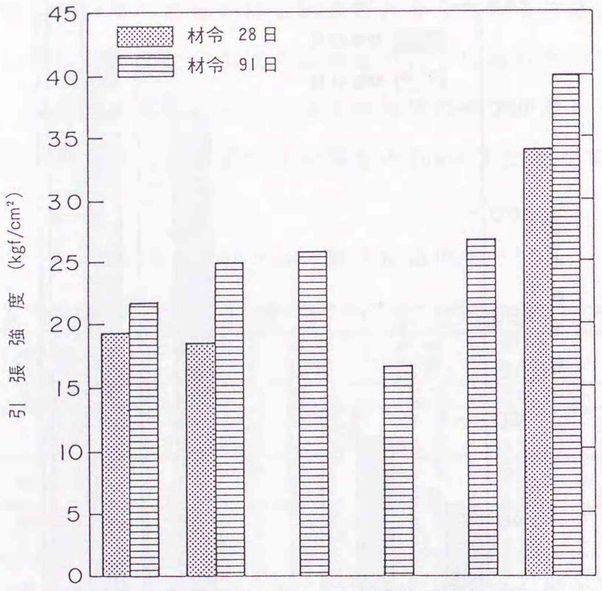


図-5.30 溝切り工法による付着面のせん断強度 [14)]

図-5.30、5.31は、せん断強度試験、引張強度試験結果である。細溝形式では、溝を設けないものと比較して、引張強度においては増加はみられないものの、せん断強度においては30～40%の強度増加が認められたとされ、太溝形式では、せん断強度において著しい効果がみられ、これを施すことにより付着面のない場合の強度の80～90%にまでなったとされている。さらに、細溝形式ではあまり効果の見られなかった引張強度に関しても、溝切りを行わない場合に比べて10%程度の増加が認められたとされている。



表面処理	ショットブラスト		無	ショットブラスト	付着面のない既設コンクリート
付着材	モルタル	モルタル	モルタル	モルタル	モルタル	
工法	———	———	細溝切り工法	太溝切り工法	
試験法	引張強度試験	直接引張強度試験			引張強度試験

図-5.31 溝切り工法における付着面の引張強度 [14]

（2） 試験舗装による新旧コンクリート層の付着

（1）の室内試験の結果から、既設版の表面を粗にすることが上下層の付着を

高めるには効果のあることがわかった。特に、ショットブラストを施してミクロな凹凸をつけた上で、溝切りによりマクロな凹凸をつけるという工法が極めて有効であることが認識された。

この結果を受けて、実規模のかさ上げ工事を試験的に行って、付着工法として確実なものを開発することにした。1つは、温度や湿度といった自然環境がかさ上げ舗装の挙動に及ぼす影響を調べるもので、もう1つは航空機の繰返し走行が及ぼす影響を検討するものである。

a） 自然環境がかさ上げ舗装の挙動に及ぼす影響

新旧層の付着工法を信頼できるものとするために、試験舗装を製作してその挙動を観測した。この試験舗装の平面図を図-5.32に示す。また、表-5.4にはそれらの仕様を示す。既設版は施工後20年以上経過した厚さ30cmのもので、1辺の長さは5mとなっている。

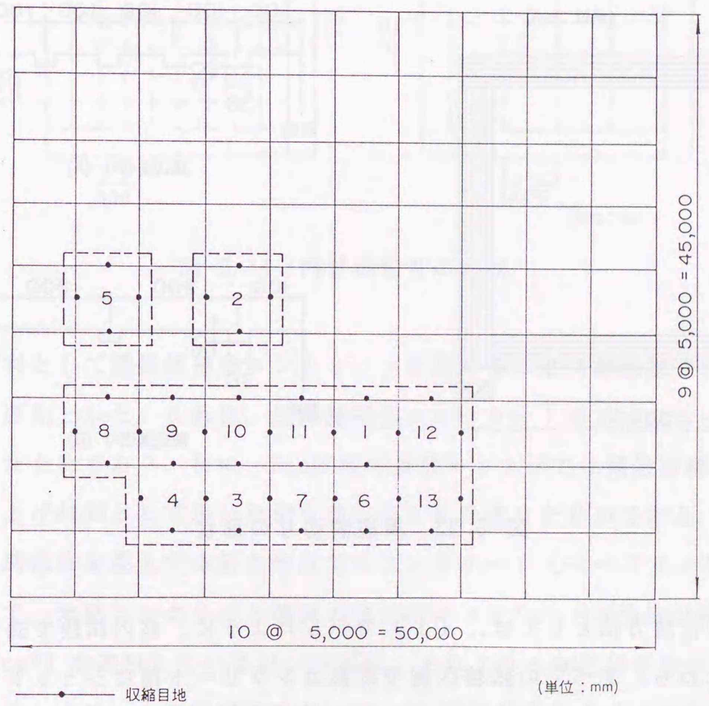


図-5.32 かさ上げ試験舗装(1)の平面図

表-5.4　かさ上げ試験舗装(1)の仕様

No.	かさ上げ材	かさ上げ層厚(cm)	下層の表面処理
1	SFRC	5	周辺溝切り(A)
2	SFRC	5	切削 ＋ 周辺溝切り(B)
3	SFRC	5	溝切り(A) ＋ 周辺溝切り(A)
4	SFRC	5	溝切り(A) ＋ 周辺溝切り(A)
5	SFRC	10	周辺溝切り(A)
6	SFRC	5	周辺溝切りなし
7	SFRC	5	周辺溝切り(A)
8	SFRC（超速硬セメント）	5	周辺溝切り(A)
9	SFRC（超速硬セメント）	5	溝切り(A) ＋ 周辺溝切り(A)
10	NC	5	周辺溝切り(A)
11	NC（膨張材入）	5	周辺溝切り(A)
12	RCC	5	周辺溝切り(A)
13	RCC	5	溝切り(A) ＋ 周辺溝切り(A)

注）SFRC：鋼繊維補強コンクリート、NC：無筋コンクリート、
RCC ：ローラー転圧コンクリート

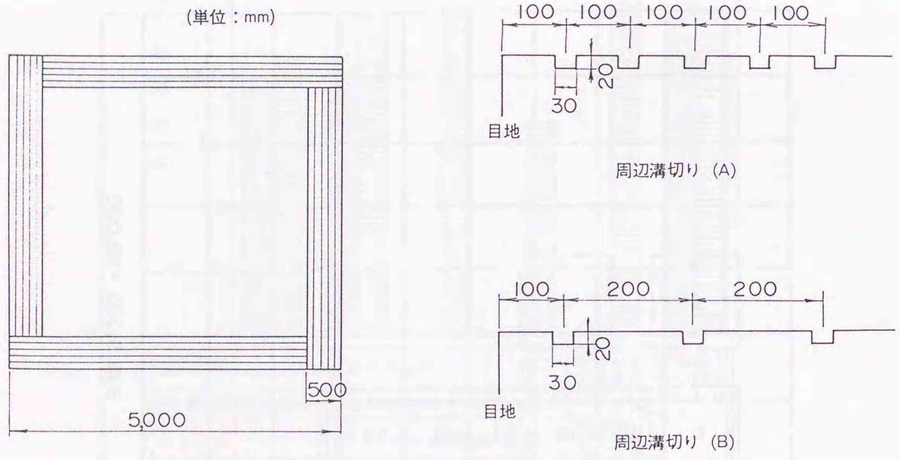


図-5.33　周辺溝切りの形状

上下層の付着方法としては、（1）で示したように、室内試験で効果のあった方法、すなわち、すべての試験区画で既設コンクリート面にショットブラストを施工して、既設コンクリート面を清掃して乾燥させた状態でセメントペーストを

塗布するものを用いた。また、溝切りの効果についても実際の試験舗装に用いて試験することとしたが、それら表-5.4に示した周辺溝切りと内部溝切りの模式図を図-5.33と図-5.34に示した。周辺溝切りは、この種のかさ上げ舗装の失敗としては版周辺からの剝離が多いとの事例に基づくものであり、版端から50cmの範囲に施工した。内部溝切りは、50cm間隔のもの（溝切りA）と100cm間隔のもの（溝切りB）の2種類を用いた。これは溝により上下層の付着程度を版中央部でも高めようという意図のもとに施工したが、適切な溝間隔を見いだそうとして、2種類を用いた。どの場合も溝の形状は幅30mm、深さ20mmとしたが、これは実際の施工性を考えて決定されたものである。

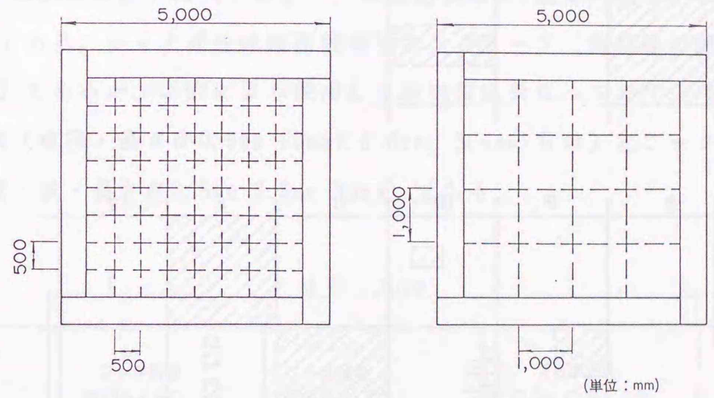
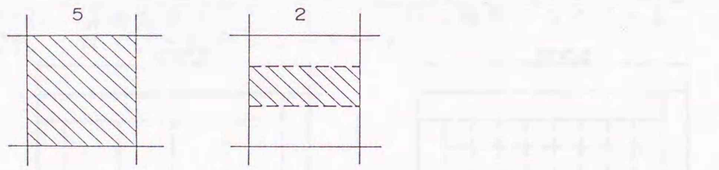


図-5.34　内部溝切りの形状

かさ上げ材として鋼繊維補強コンクリートを用いること（鋼繊維長60mm、混入量0.5%）を原則とした。これは、鋼繊維補強コンクリートのポットホール防止効果を期待したためであり、特に、5cm程度の薄層かさ上げでは鋼繊維補強コンクリートをかさ上げ材料として用いた例も多いことを考慮したためである。施工例の多くでは、鋼繊維を混入する前の時点でのコンクリート（ベースコンクリート）の強度として、無筋コンクリート舗装の場合のコンクリートの強度の規定（曲げ強度50kgf/cm²）を適用しているが、今回は、それよりも強度規定がゆるやかなもの（ベースコンクリートの曲げ強度35kgf/cm²、鋼繊維を混入することによって50kgf/cm²となる）も試験している(No.7)。

また、鋼繊維補強コンクリートの施工性や工費等を考えて、鋼繊維を使用しないものも施工している。それは無筋コンクリート(No.10)と膨張剤入り無筋コンクリート(No.11)である。前者は、東京国際空港のVIPエプロンの補修に用いられたものであり、後者は港湾の桟橋舗装でひびわれ抑制効果があったと報告されているもの[15]である。

さらに、舗装の補修工事による施設閉鎖時間をできるだけ短いものにしたいという行政的要請に応えるものとして、超速硬セメントを使用した鋼繊維補強コンクリート(No.8,9)とローラー転圧コンクリート(No.12,13)を試験した。



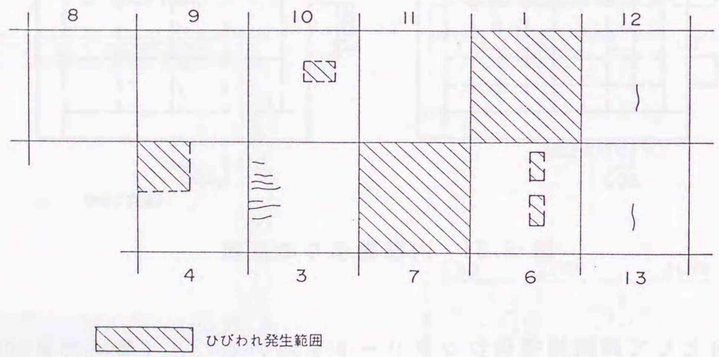


図-5.35　かさ上げ舗装表面のひびわれ発生状況

施工してから1冬経過した後（材令8箇月）の表面のひびわれの状況を図-5.35に示す。区画によってひびわれの発生状況には若干の差が認められるようであるが、これらのひびわれは散水してからコンクリート版の表面を観察しないと判別できないような非常に微細なヘアークラックである。また、周辺部からの上下層の剥離も見られないことから、今回試験したいずれの区画でも上下層の付着は十分なものであると推定される。この表面のスケッチをしたのと同時期に、上下層の付

着力を調べるための現場直接引張試験を実施したところ、付着面で破壊したものがなかったことから考えて、今回用いた旧層の表面処理方法（ショットブラストしてセメントペースト塗布）が所定の効果を果たしているといえよう。

b）　繰返し載荷がかさ上げ舗装の挙動に及ぼす影響

これまでに得られた知見は、付着かさ上げ工法での失敗例が新・旧コンクリート層間の乾燥収縮の相違による剝離が原因であると考えて実施した試験で得られた結果であるが、これからは、試験した種々の付着工法の間で有意さが認められなかった。東京国際空港のVIPエプロンで施工したかさ上げ舗装では、施工後比較的短期間で版端部の剝離がみられたこともあるので、実際の航空機に相当する荷重を繰返し載荷して新・旧コンクリート層間の剝離状況を調べることにした。図-5.36は、試験舗装の平面図であるが、試験舗装は3区画から成り、いずれも1辺7.5mのものである。かさ上げ材は鋼繊維補強コンクリート（鋼繊維の混入率は重量比で0.5%）であるが、区画により使用した鋼繊維は異なっており、フック付きのもの2種類（直径・長さが0.5mm·60mmと0.6mm· 30mmのもの）とフックなしのもの1種類（縦・横・長さが0.5mm·0.5mm·30mm）である。

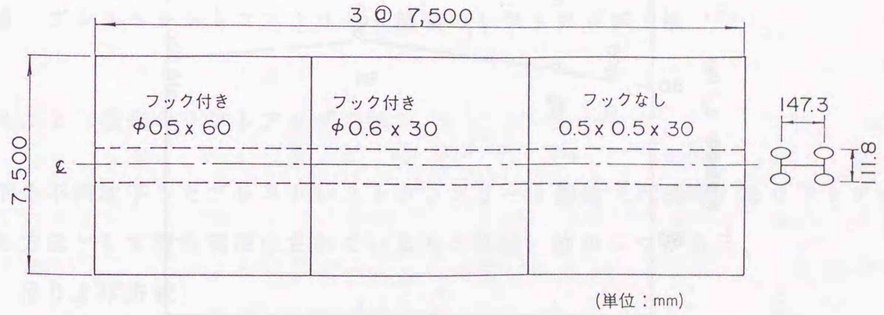


図-5.36　かさ上げ試験舗装(2)平面図

載荷試験には、B-747-200Bの脚荷重と同じ重量(82.5tf)の原型走行荷重車を使用した。この原型走行荷重車は、４．３で使用したものを改造し、トレーラーの車体中央部下部にB-747型航空機の1脚と同じ配置をしたタイヤ（4個）を取り付けたものである。これを、試験舗装の上を5,000回まで走行させて荷重による上下層の剝離の状況を調べた。各区画とも、5,000回の走行後でも何らのひびわれも認め

られなかったことから、いずれも荷重に対する安定性は高いものと思われる。

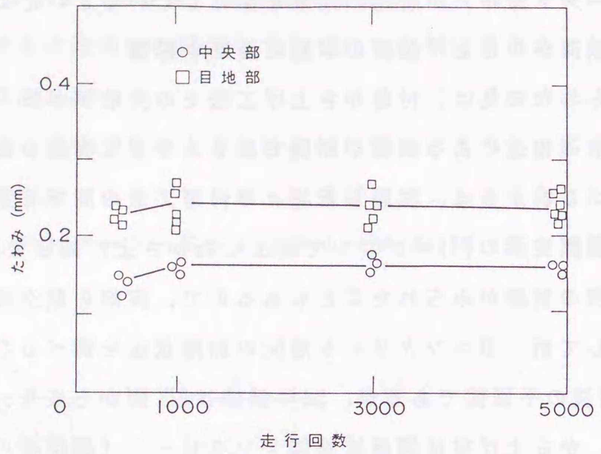


図-5.37　走行にともなうFWD最大たわみの変化

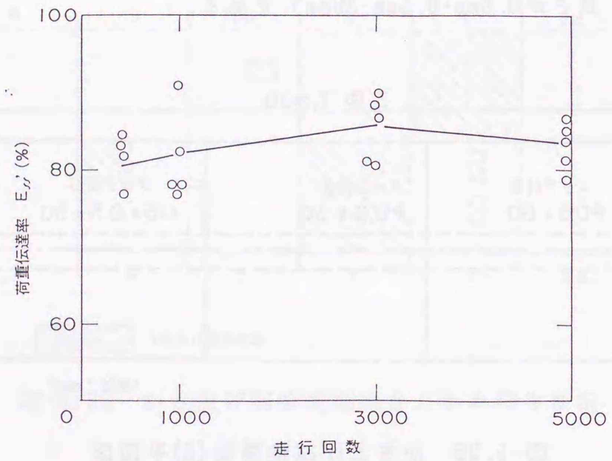


図-5.38　走行にともなう目地の荷重伝達率の変化

この試験では、FWDによるたわみ測定を実施して、繰返し走行にともなうかさ上げ舗装の挙動の変化を調べた。図-5.37には最大たわみを示している。版中央部、目地部とも走行回数の増加につれてたわみは若干増加する傾向にあるものの、上下層の剝離が生じているようなことはないものと思われる。同様に、図-5.38には

目地部の荷重伝達率を示してある。走行回数が増加しても、荷重伝達率には変化のみられないことがわかる。

c）　かさ上げ工法の開発

a）、b）の検討結果をまとめて、かさ上げ工法（特に、付着工法）として最適と考えられるものを以下に示すことにする。

①　既設コンクリート版の表面はショットブラストを施す。

②　かさ上げ施工時には既設コンクリート版の表面は乾燥状態にする。

③　付着材としてはセメントペーストを塗布する。

④　既設コンクリート版の表面、特に、周辺部には溝切りを施工する。

今回の試験からは、かさ上げ材として最適なものを見いだすまでには至らなかったが、鋼繊維補強コンクリートを用いたものは、繰返し走行によってもポットホール等の破損が認められなかった。このことから、鋼繊維補強コンクリートを用いれば、コンクリートによるかさ上げ舗装が満足できる性状を維持できるものと推定される。

5．4　プレストレストコンクリート舗装のリフトアップ工法 [16)]

5．4．1　従来のリフトアップ工法

沈下や不同沈下したプレストレストコンクリート舗装（PC舗装）をリフトアップする方法として現在実用化されているものには、次の二つがある。

①　吊り上げ方式

これは幅員が小さい場合にだけ適用できる方法であり、図-5.39に示すように、プレストレストコンクリート版（PC版）上にガーダーを架設し、PC版の側面あるいは表面に吊り上げ用鋼棒を取り付け、鋼製梁を反力受けとして油圧ジャッキにより舗装版を引き上げるものである。この方式は、埋立地に建設されたコンテナヤードにおいて、コンテナ運搬用の自走式大型クレーンの走行路のPC舗装をリフトアップするために用いられたことがある。

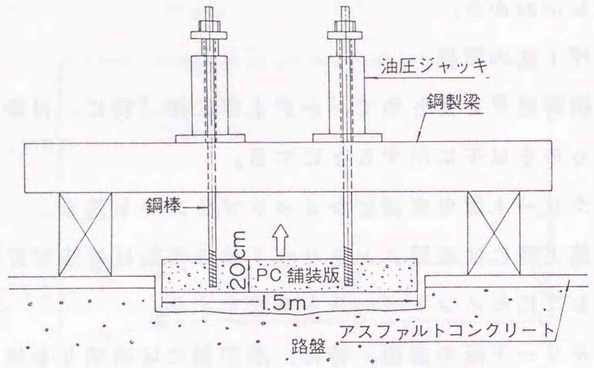


図-5.39　吊り上げ方式

② スクリュージャッキ方式

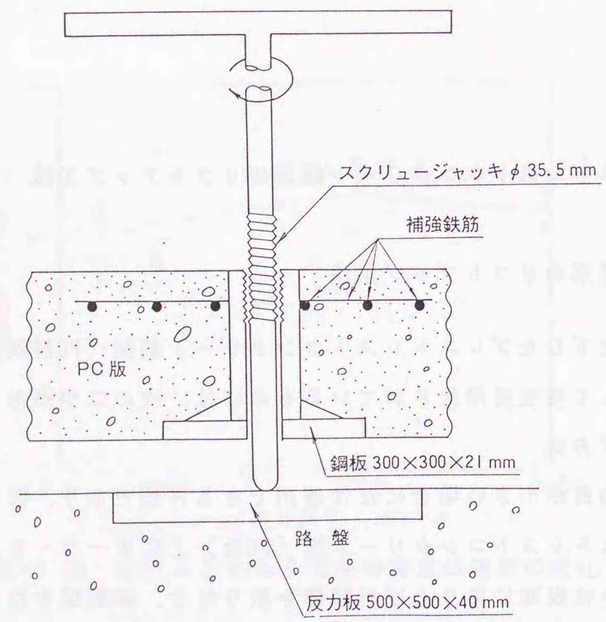


図-5.40　スクリュージャッキ方式

この方式は、幅員が広い場合を対象として開発されたものであり、図-5.40に示すように、建設後の沈下、不同沈下が予想される区域を対象として、反

力用の鋼板とスクリュージャッキ用金具を路盤上あるいは舗装版中にあらかじめ設置しておき、沈下後スクリュージャッキを取り付け、これを人力により回して舗装版をリフトアップしようとするするものである。岩国地区で建設された飛行場の格納庫や新青森空港のエプロンのPC舗装にこの方式が採用された。

これらの方法のうち、前者には、幅員が広い場合には適用が困難で、汎用性に欠けるという問題がある。また、後者は、汎用性はあるものの、以下のような問題点を有している。

① リフトアップ用装置は施工時に設置しなければならないので、予想できなかった区域の沈下や不同沈下には対処できない。

② スクリュージャッキを人力により回すので、作業員の数が限定された場合は、広い区域を短時間にリフトアップするのが困難である。

③ リフトアップ作業全体を完全に管理するのが困難で、作業中に舗装版にクラックが入るといった危険性がある。

5．4．2　新しいリフトアップ工法の基本概念

今回は、従来のリフトアップ工法のうちのスクリュージャッキ方式を参考にし、その問題点を解決することから、PC舗装版の新しいリフトアップ方式を模索した。その結果、図-5.41に示すような作業内容および手順の新しいリフトアップ工法を考案した。

まず、舗装版にコアボーリング機を用いて直径16cmの削孔を施し、その孔から路盤を掘削して、ジャッキ装着金具をその孔にセットする。そして、コンクリートの反力盤を施工し、油圧ジャッキを金具に取り付ける。

舗装版のリフトアップ作業は、油圧ジャッキを作動させて反力盤で荷重反力を受け、舗装版を持ち上げることによる。この作業は、ジャッキ圧力とリフトアップ量を自動制御装置により管理することによって、正確かつ迅速に、そして安全に実施できる。リフトアップ量は自動制御装置によりモニターされるので、広範な作業域での施工管理も容易になされるシステムとなっている。

舗装版をリフトアップした後、舗装版と路盤の間にできた隙間はセメントミルクによりグラウトする。

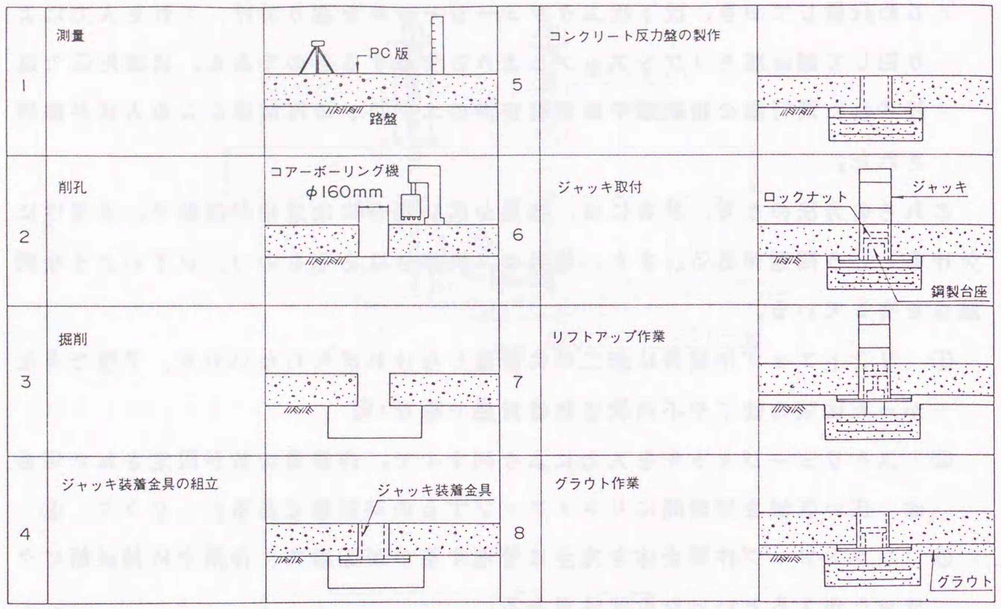


図-5.41　新しいリフトアップ工法の基本手順

５．４．３　リフトアップ用機器類の開発

新しいリフトアップ工法を開発するために、種々の機器類や作業方法が研究開発された。それは、リフトアップ用の油圧ジャッキ、ジャッキをPC舗装版に取り付けるための装着金具、ジャッキの荷重の反力を受ける反力盤、安全なリフトアップのための制御装置、舗装版と路盤の間にできた空隙を充填する方法といったものである。

（１）　リフトアップ用ジャッキ

舗装版のリフトアップを安全かつ迅速に行うためには、多数のリフトアップ箇所を同時にかつ全体的に管理することが必要で、図-5.42に示すように、自動制御システムに適している電動式油圧ジャッキ(容量35tf、揚程15cm)を使用することとした。

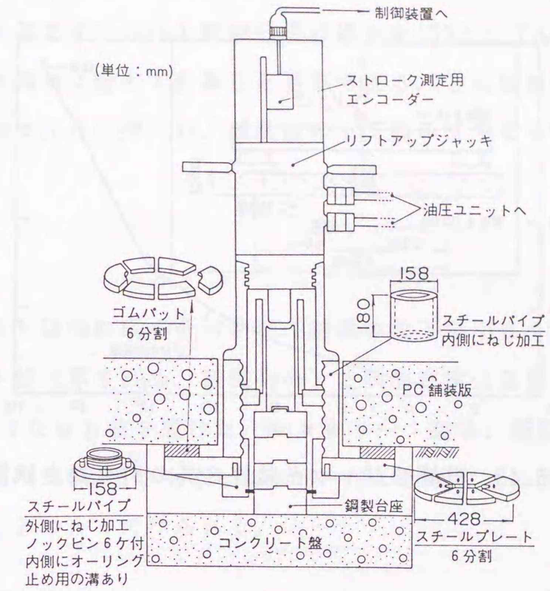


図-5.42　油圧ジャッキ、ジャッキ装着金具および反力盤

リフトアップする区域が広い場合、この区域全部にジャッキを装着して同時にリフトアップすることは、経済的観点から不可能であり、実際には少ない台数のジャッキを移動しながらリフトアップしていかなければならない。したがって、開発したジャッキは、移動や舗装版との着脱が容易にできるように工夫されている。また、リフトアップの自動制御のために、ジャッキのストロークの伸び量を検出し自動制御装置に転送できるようエンコーダーを内蔵させた。

（２）　ジャッキ装着金具

前述のジャッキは、ジャッキ装着金具によって舗装版に連結され、ジャッキによる荷重が舗装版に伝達される。したがって、この金具は、リフトアップ時にジャッキの荷重に耐え、かつ金具周辺のコンクリートにひびわれなどの有害な現象を生じさせないような構造であることが必要である。

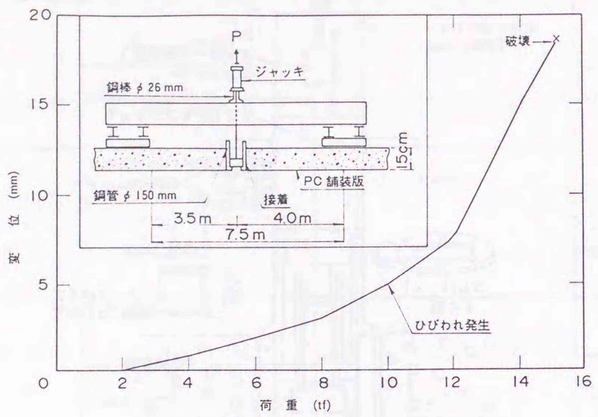


図-5.43　円筒管ジャッキ装着金具の引き抜き試験

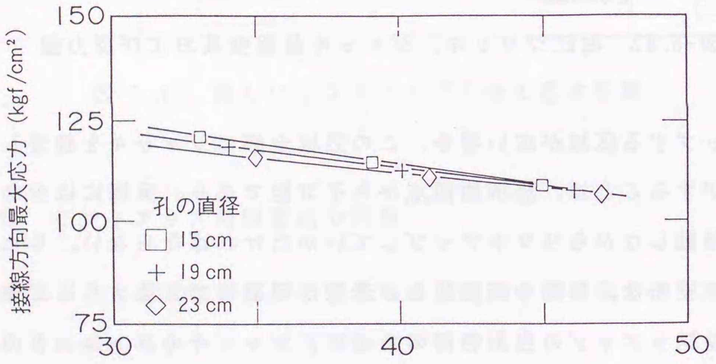


図-5.44　ジャッキ孔周辺の接線方向最大応力

図-5.43は、舗装版に直径15cmの孔を開け、これに円筒管を接着した状態でジャッキにより力を加えた結果であるが、10tfのリフトアップ荷重の作用によって舗装版に放射状にひびわれが発生し、15tfでパンチングシェアーにより破壊したことが認められた。この試験結果からは、ひびわれ発生時の荷重をさらに大きくするためには、荷重をジャッキ孔周囲のやや広い範囲に分担させる必要があると思われたので、図-5.42に示すような鋼製円板による支持構造を考えた。この円板の直径は施工性や図-5.44に示すような円筒座標系の２次元有限要素解析の結果を考

慮して43cmとした。図-5.44の縦軸はジャッキ孔周囲の接線方向最大引張応力（直径19cmのジャッキ孔で直径40cmの鋼製円板の場合を100としている）であり、孔と鋼製円板の直径を種々に変えて計算した結果である。この鋼製円板は、6分割して舗装版の直径16cmの孔から挿入し、舗装版の下で組み立てることができるようになっている。

（３）　反力盤

ジャッキの荷重を路盤に広く分布させて路盤の沈下を小さくするために、路盤上にコンクリート盤（厚さ20cm、直径45cm）と鋼製台座（直径10.5cm）からなる図-5.42に示すような反力盤を設けた。コンクリート盤は、舗装版の下側の路盤を、専用に開発した図-5.45に示すような路盤ボーリング機によって掘削し、コンクリートを打設することによって作られる。

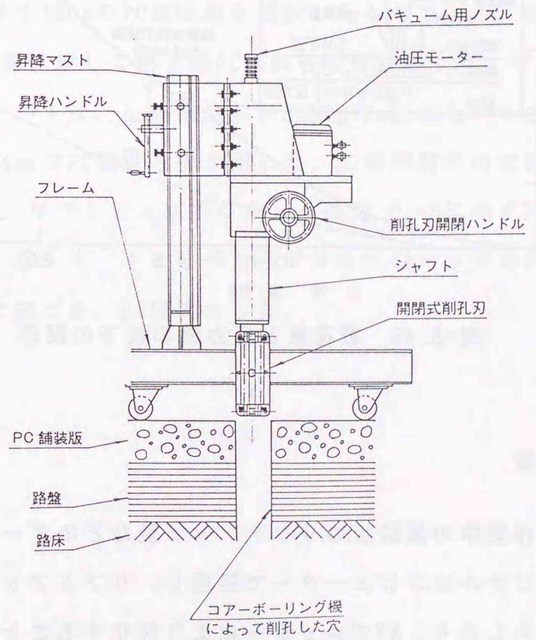


図-5.45　路盤ボーリング機

リフトアップ時には、コンクリート盤の上に鋼製台座が積み重ねられ、ジャッ

キの荷重をコンクリート盤に伝達する。所定のリフトアップが行われると、舗装版はロックナットによってその状態で仮留めされ、ジャッキは装着金具から取り外され、次のリフトアップ点に移される。鋼製台座はそのまま残して、将来、この上に新たに台座を追加することによって、再度リフトアップが可能となるように考えた。

リフトアップ時にジャッキにかかる荷重の反力によりコンクリート盤は沈下するが、すでに繰返し荷重を受けて安定していると思われる路盤上で反力盤の載荷試験を実施したところ、図-5.46のような関係が得られた。これは、計画リフトアップ量を達成するためには、あらかじめ反力盤の沈下を見込んでジャッキストローク量を設定しなければならないことを意味している。

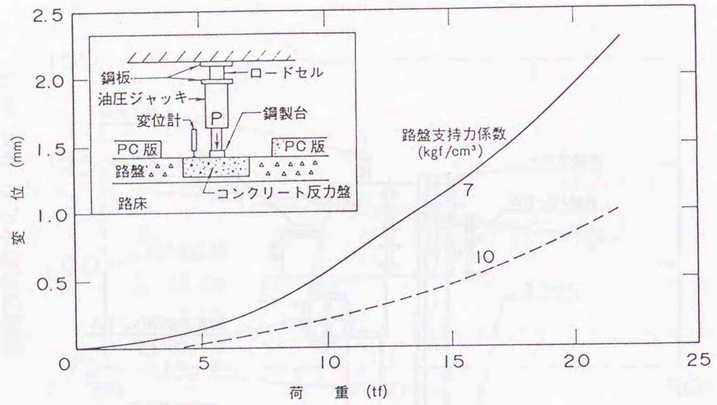


図-5.46 載荷重と反力盤の沈下の関係

（4） 制御装置

リフトアップ作業中の舗装版のリフトアップ量などのデータは、制御装置に接続しているパーソナルコンピューターで処理し、リフトアップ作業と併行してディスプレイに出力したり、XYプロッターにより図化することができる。

リフトアップ作業は、各ジャッキのストローク量に基づく変位制御により行われるようにした。リフトアップ中の舗装の安全性を常に確保するために、各ジャッキのストローク量をモニターして、事前に設定した各ジャッキのストローク量

と一致するように、所定のリフトアップが自動的に行われる。いずれかのジャッキの荷重が、舗装版のひびわれ耐力から定められた限界値になった場合には、油圧ポンプが自動的に停止し、リフトアップ作業が中断されるようになっている。

（5） グラウト方法

リフトアップ工法においては舗装版と路盤との間に数cmの空隙ができることになるので、大量のグラウト作業が必要となる。今回は、実績のあるセメントミルクを使用した自然流下式グラウト工法を採用した。[17)]

5．4．4 試験舗装におけるリフトアップ試験

（1） 予備試験

図-5.47に示すような試験舗装で予備的なリフトアップ試験を行った。試験舗装は、支持力係数を3種類変えた路盤（路盤支持力係数は3、7、10kgf/cm³）の上に、幅14m、長さ24m、厚さ18cmのPC舗装版を舗設したものである。舗装版は、設計荷重のDC-8-63型航空機に対して第Ⅲ種PC舗装として設計した。[18)] この舗装版に用いられたコンクリートは、圧縮強度が約350kgf/cm²のものであり、PCケーブルは直径17.8mmと12.4mmのPC鋼より線を用いた。この舗装版の有効プレストレスは、約28kgf/cm²である。リフトアップ用ジャッキは図-5.48に示す9箇所に設置したが、ジャッキの間隔は、5．4．1で述べたスクリュージャッキ方式によるリフトアップにおける経験に基づき、5m程度とした。

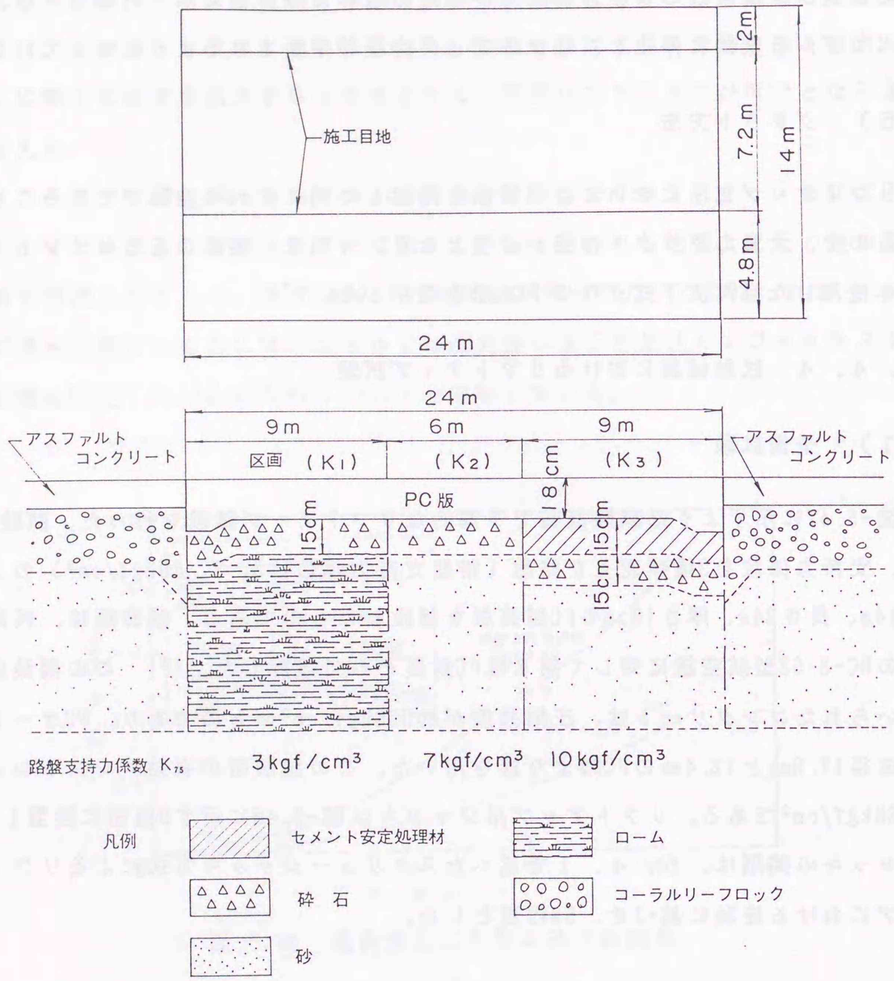


図-5.47 試験舗装(1)

この予備試験は、後述の実大規模試験の前段をなすもので、リフトアップに関する基本的な検討をした。一例として、図-5.49のようなリフトアップ作業を実施したときの状況を示す。表-5.5は、リフトアップ完了時のリフトアップ量の水準測量結果である。表中で設定リフトアップ量が計画リフトアップ量と異なっているのは、ジャッキ荷重による反力盤自体の沈下を見込んでいるからである。これから、設定どおりのリフトアップ作業が実施されていることがわかる。また、こ

この予備試験は、後述の実大規模試験の前段をなすもので、リフトアップに関する基本的な検討をした。一例として、図-5.49のようなリフトアップ作業を実施したときの状況を示す。表-5.5は、リフトアップ完了時のリフトアップ量の水準測量結果である。表中で設定リフトアップ量が計画リフトアップ量と異なっているのは、ジャッキ荷重による反力盤自体の沈下を見込んでいるからである。これから、設定どおりのリフトアップ作業が実施されていることがわかる。また、このときのジャッキの実測載荷重を、有限要素解析による荷重と比較してみたのが表-5.6である。この有限要素解析は、PC舗装をWinkler地盤上の平板とみなすもので、リフトアップすることによって舗装版が地盤から浮き上った場合は、地盤反力は0になるとして解析した。ここでは、舗装版の弾性係数、ポアソン比、単位体積重量を、それぞれ、350,000kgf/cm^2、0.15、2.5t/m^3、路盤支持力係数を7kgf/cm^{3}としている。実測値と理論値が比較的よく一致しており、荷重からみても、リフトアップが設定したとおりに実行されていることがわかる。

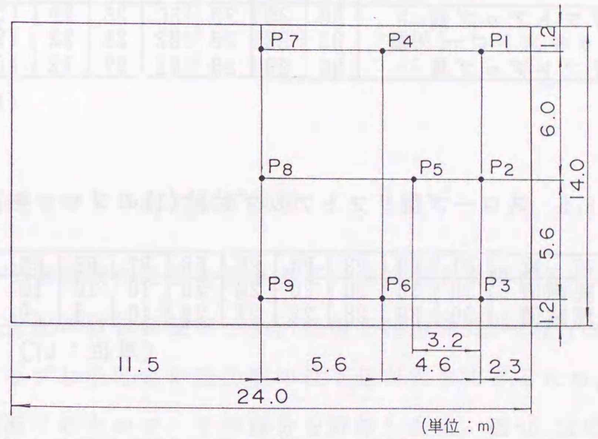


図-5.48 ジャッキの位置

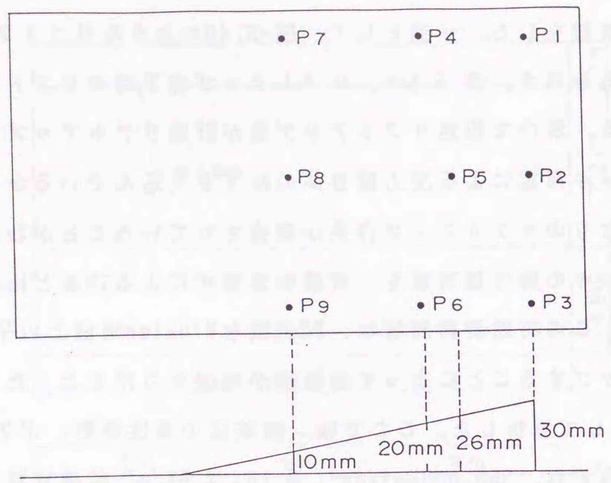


図-5.49 スロープ型リフトアップ試験(1)における計画リフトアップ量

表-5.5 スロープ型リフトアップ試験(1)のリフトアップ量

	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9
計画リフトアップ量	30	30	30	20	26	20	10	10	10
設定ジャッキストローク量	32	32	32	22	28	22	12	12	12
実測リフトアップ量	30	29	28	22	27	22	10	8	9

(単位：mm)

表-5.6 スロープ型リフトアップ試験(1)のジャッキ荷重

荷　重	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9
実測値	30	30	30	20	26	20	10	10	10
理論値	30	29	28	22	27	22	10	8	9

(単位：tf)

この試験舗装を用いて、舗装版のひびわれ発生試験を実施した。これは、舗装版の上縁に引張応力が発生するような形でリフトアップを行っていき、ひびわれが発生するときの状況を調べるものである。このときのジャッキ間の変位を、ジャッキ間最大変位とする（図-5.50参照）。具体的には、まず舗装版全体を10mmリフトアップした後、P7～P9はそのままにして、P1～P6を同じ高さにしたまま徐々にリフトアップした。その結果、表-5.7の変位差のときにP4-P5-P6を結ぶライン

上にひびわれが発生した。これより、今回試験に用いた舗装版に対してこのようなリフトアップを実施すると、ジャッキ間の変位差が35～45mmとなったときに、ひびわれが発生することがわかった。

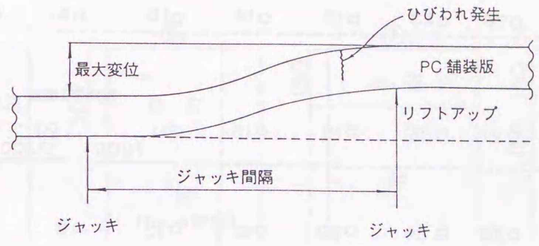


図-5.50 PC舗装版ひびわれ発生試験

表-5.7 PC舗装版ひびわれ発生時の変位

ジャッキ間位置	変位 (mm)
P4 ～ P7	45.3
P5 ～ P8	36.3
P6 ～ P9	45.1

（2） 実大規模でのリフトアップ試験

以上のような予備試験の結果を踏まえて、ほぼ実大規模に近いリフトアップ試験を実施した。上記の試験舗装のうち、路盤支持力係数が3kgf/cm³となっている部分はリフトアップしたときの反力盤の沈下量が大きすぎるため、この工法が適用できないと判断されたので、その部分を解体した後、図-5.51に示すようにPC舗装版を拡幅・延長した。PCケーブルも既存のものと同じ直径17.8mmと12.4mmのPC鋼より線を用いて、既設舗装版のPC鋼より線のピッチに合せて配置した。コンクリートは、材令7日で圧縮強度350kgf/cm²となるように配合設計した。舗装の拡張工事終了後、５．４．２で述べた方法により、舗装版の28箇所にリフトアップ用のジャッキ孔を設けた。その間隔は予備試験に準じて5m程度とした。

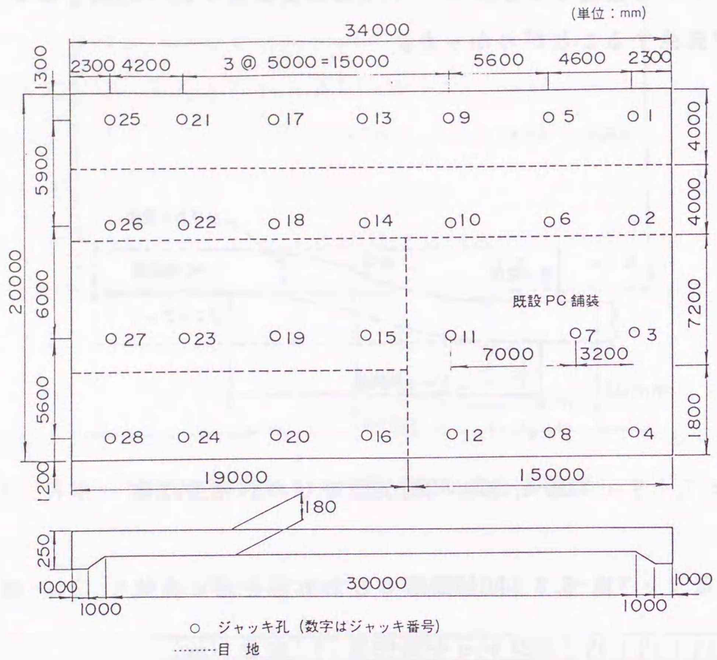
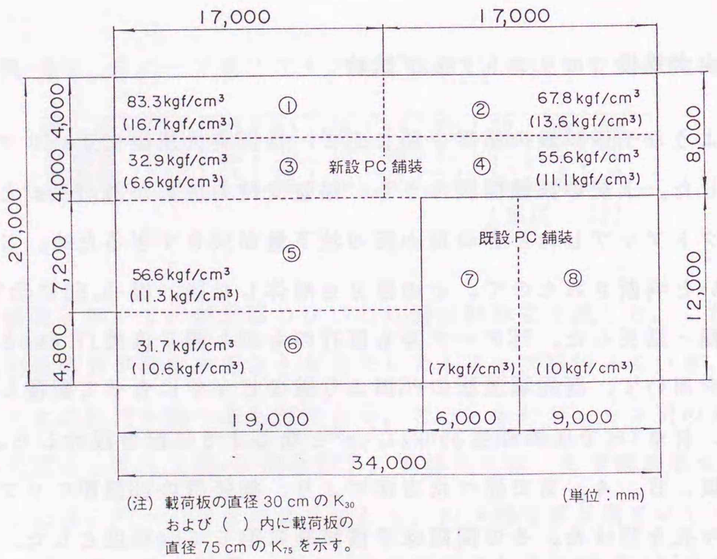


図-5.51 試験舗装(2)



(注) 載荷板の直径 30 cm の K_{30} および（ ）内に載荷板の直径 75 cm の K_{75} を示す。

図-5.52 路床・路盤の区画

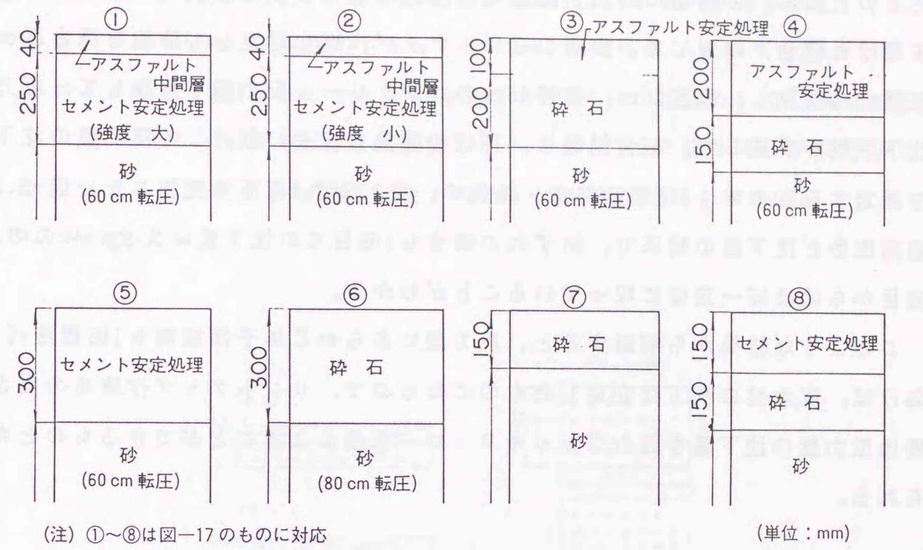


図-5.53 路床・路盤の種類

この舗装の路盤構成は図-5.52、5.53に示すとおりである。ここでは、５．４．３に示した路盤ボーリング機の性能を調べるために、構成の異なる8種類の路盤を用いた。その結果、粒状材、セメント安定処理材層では問題なく施工できることが確認された。しかし、アスファルト混合物層の場合は、この方式では掘削が不可能なようである。

この試験舗装を使って，次に示す4種類の試験を行った。

① 反力盤沈下量試験

② リフトアップ試験

③ 舗装版ひびわれ発生試験

④ グラウト試験

以下では、それぞれについて記すことにする。

a） 反力盤沈下試験

リフトアップ作業において舗装版を計画高に修復するためには、正確な高さの管理が必要である。今回用いた方法は、ジャッキのストローク量によるものなので、表-5.5で計画リフトアップ量と設定ジャッキストローク量が異なっていることからもわかるように、反力盤の沈下挙動を十分に把握する必要がある。

そのために、２種類の路床・路盤（砂層60cmの場合と砂層60cmの上にに砕石5cmを設けた場合）に対して、実際のリフトアップ作業を想定して路盤を深さ30cm，直径45cm掘削し、厚さ20cm、直径45cmのコンクリート反力盤を打設して、反力盤沈下試験を実施した。載荷試験は、15tfの荷重を繰返し載荷して反力盤の沈下量を測定するもので、2種類の路床・路盤の、それぞれ4箇所で実施した。図-5.54は載荷回数と沈下量の関係で、いずれの場合も1回目での沈下量は大きいものの、2回目からはほぼ一定値に収っていることがわかる。

このような結果から判断すると、反力盤にあらかじめ予備載荷を1回程度行っておけば、反力盤の沈下は安定したものになるので、リフトアップ作業時の高さ管理は反力盤の沈下量を含むジャッキストローク量によることができるものと考えられる。

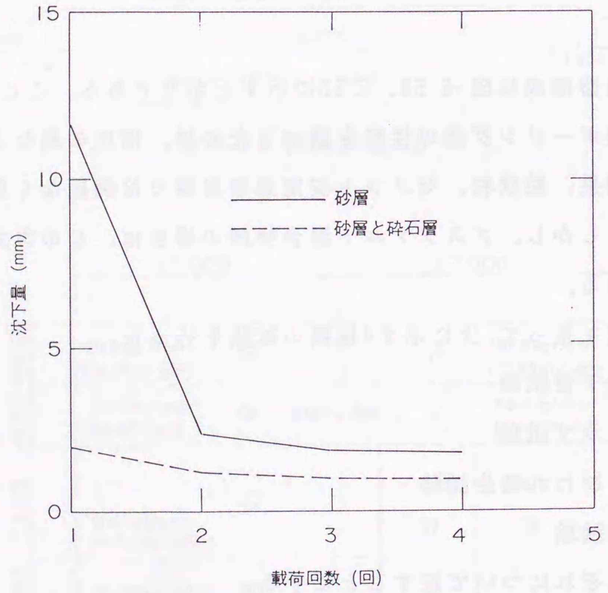


図-5.54 反力盤の沈下量の載荷回数にともなう変化

b） リフトアップ試験

実際の舗装の沈下形態を想定して、以下の4パターンのリフトアップ試験を行った。パターンDを除き、版横断方向には水平を保った状態でのリフトアップである。

① パターンA（図-5.55）：舗装版端部から3列にジャッキをセットし、1列目のジャッキを50mm、2列目のジャッキを40mm、3列目のジャッキを20mmとリフトアップする。1列目のジャッキ部をロックナットで仮留めしてジャッキを外し，これらのジャッキを4列目に移動し、2、3、4列目で前と同じ要領でリフトアップする。このような繰返しをすることにより舗装版全体を50mmリフトアップする。

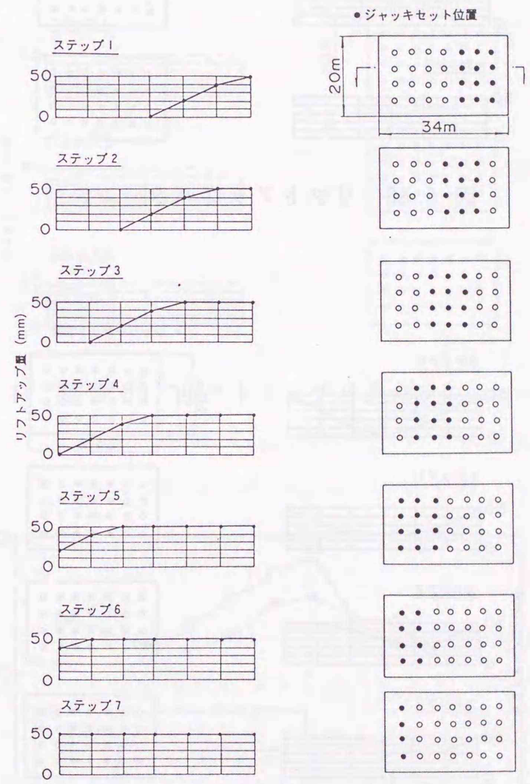


図-5.55 リフトアップパターンA

② パターンB（図-5.56）：あらかじめ舗装版全体を50mmリフトアップし、その後版中央部を最大20mm沈下させておく。そして、中央部6箇所にジャッキをセットして、その部分を徐々にリフトアップして行き、舗装版全体を50mmリフトアップする。

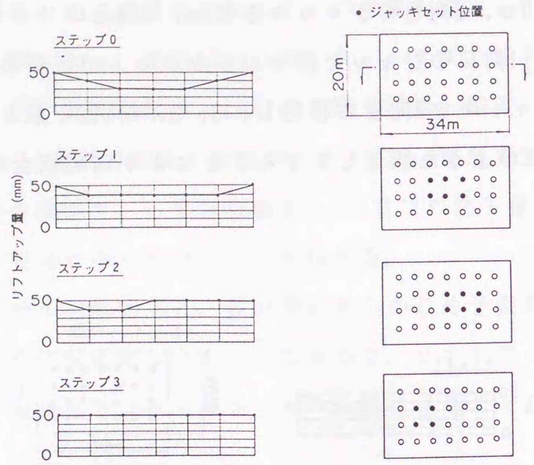


図-5.56　リフトアップパターンB

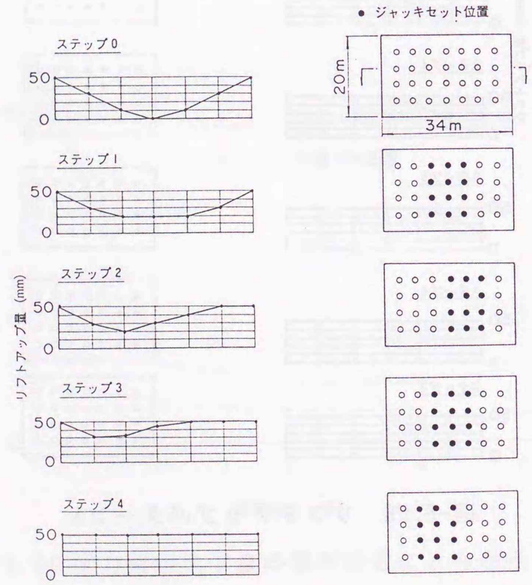


図-5.57　リフトアップパターンC

③　パターンC（図-5.57）：パターンBと同様に、全体をあらかじめ50㎜リフトアップし、その後版中央部をパターンBよりやや広い範囲で最大50㎜沈下させておく。そして、まず、ジャッキを中央部3列にセットして最大20㎜リフトアップした後にジャッキを取り外し、まだ沈下している部分の端部より3列にジャッキをセットして、パターンAと同様に、端部から順次リフトアップする。

④　パターンD（図-5.58参照）：上記のものとは異なり、舗装版の隅角部を三角形状にリフトアップするもので、隅角部頂点を最大50㎜リフトアップする。

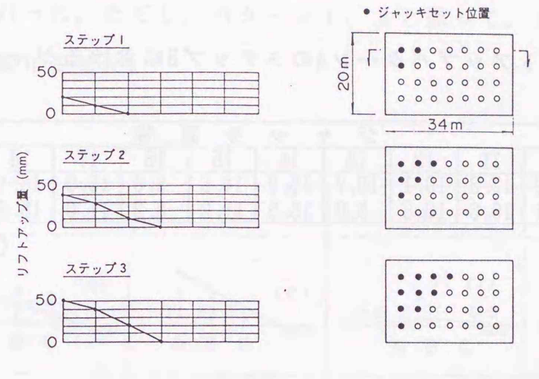


図-5.58　リフトアップパターンD

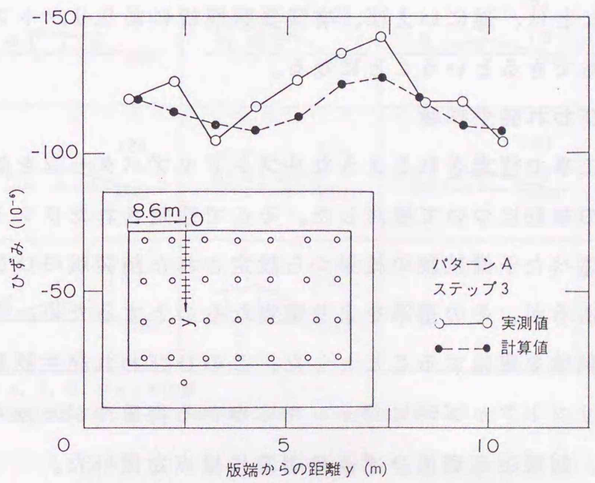


図-5.59　リフトアップ時の舗装版表面のひずみ

このリフトアップ試験では、ジャッキ荷重の測定と舗装版表面のひずみ測定を行い、それらを有限要素解析による理論値と比較し、リフトアップ作業の妥当性を調べた。図-5.59には、図-5.55に示したパターンAのステップ3における舗装版縦断方向の版表面ひずみを示す。実測値と計算値に最大10%ぐらいのずれはあるが、解析に用いた舗装版の弾性係数が実際よりかなり大きいことや有限要素法の要素分割の影響等を考えると、両者はよく整合しているものと思われる。また荷重についても、表-5.8に示すように、同様のことがいえる。

表-5.8　リフトアップパターンAのステップ3におけるジャッキ荷重

荷　重	ジャッキ番号											
	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
実測値	9.5	16.9	17.3	10.1	10.7	15.7	14.6	5.6	15.0	16.1	15.5	12.8
理論値	9.8	18.1	15.6	10.6	8.0	15.5	11.2	8.2	11.0	18.8	15.6	11.6

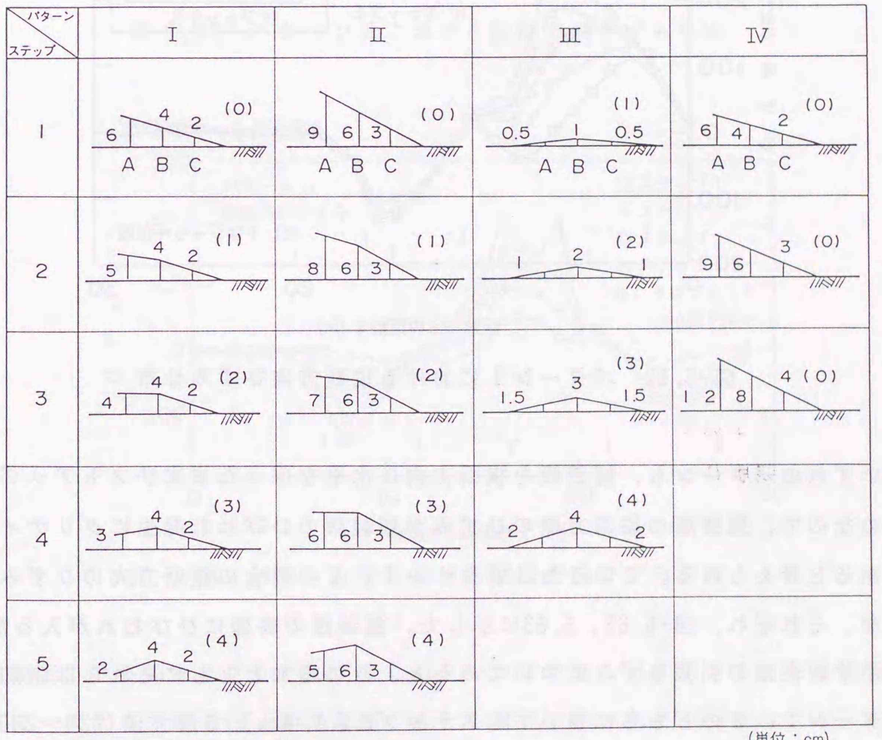
（荷重：tf）

ここに示したパターンA以外のリフトアップにおいても同様の結果が得られた。このことより、予備試験で得られた結果と同様に、舗装版のリフトアップがあらかじめ設定したとおりに行われていることが確認された。実測値が有限要素解析により説明できることは、逆にいえば、有限要素解析によりリフトアップ時の舗装版の挙動の予測もできるということになる。

c）　舗装版ひびわれ発生試験

b）では実際の工事で想定されるようなリフトアップパターンを忠実にたどり、そのときの舗装版の挙動について検討した。そこで想定されたリフトアップパターンは、（1）で述べた予備試験の結果から設定された舗装版のひびわれ発生基準に基づくものであるが、その基準をより確実なものとするため、ここでも舗装版のひびわれ発生試験を実施することとした。このひびわれ発生試験では、b）の場合と同様に、リフトアップ時にジャッキにかかる荷重やジャッキのストローク量も記録したが、舗装版の表面ひずみの測定に重点を置いた。

このひびわれ発生試験に用いたリフトアップパターンは、図-5.60に示す4種類である。パターンⅠとパターンⅡは、ともに、舗装版端部から3列のジャッキを使ってリフトアップするものである。リフトアップ部分が一直線になるときの勾配（これを直線勾配と定義し、勾配の大きさは隣り合うジャッキ間の変位差で表すことにする）をそれぞれ2、3cm、この直線形状からのずれΔ（図-5.61参照）を、両者とも最大で4cmとした。パターンⅢでは、舗装版中央部の3列のジャッキを使って版長手方向にみれば舗装版が二等辺三角形状となるようにリフトアップを行った。そのため、このパターンでは直線勾配とΔがともに変わることになる。パターンⅣでは、パターンⅠ、Ⅱと同様に、舗装版端部から3列のジャッキを使ってリフトアップを行った。ただし、パターンⅠ、Ⅱと違って、Δ=0を保ったまま、直線勾配だけを変化させた。



注）A，B，C：ジャッキ位置
図中の数字はジャッキの変位量（ただし（ ）内の数字は△）

（単位：cm）

図-5.60　舗装版ひびわれ発生試験の種類

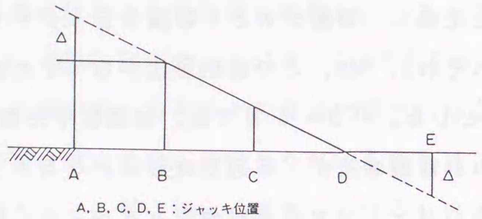


図-5.61　Δの定義

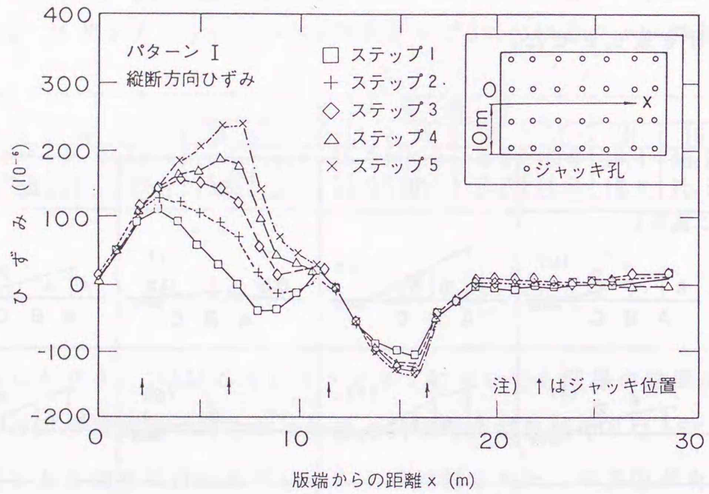


図-5.62　パターンⅠにおける縦断方向ひずみ分布

いずれのパターンも、舗装版を横断方向に水平を保ったままリフトアップするものなので、舗装版の縦断方向のひずみが舗装版のひびわれ発生にクリティカルであると考えられる。このうち、パターンⅠ、Ⅱの場合の縦断方向のひずみの分布を、それぞれ、図-5.62、5.63に示した。舗装版の表面にひびわれが入る危険性を示す版表面の引張ひずみについてみると、Δの増加とともにそれらは増加し、パターンⅠ、Ⅱのどちらにおいてもステップ5（Δ=4cm）で最大値(220～240×10^{-6})を示し、この最大値がみられた箇所近傍の舗装版表面に横断ひびわれが入ったことが確認されている。これより、リフトアップ時に舗装版にひびわれが入るのは、Δが4cm程度のときと考えられる。また、舗装版の底面にひびわれが入る危険性を示す版表面の圧縮ひずみについてみると、パターンⅠ、Ⅱとも、各ステッ

プでほとんど変化がなく、勾配のきついパターンⅡの方がパターンⅠより大きい値となっていることが認められた。

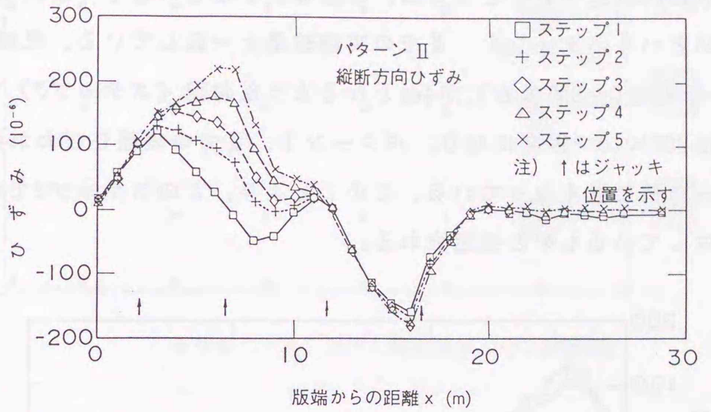


図-5.63　パターンⅡにおける縦断方向ひずみ分布

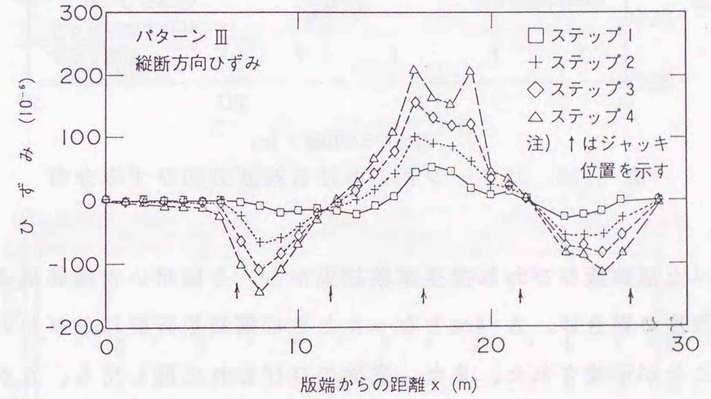


図-5.64　パターンⅢにおける縦断方向ひずみ分布

舗装版の中央部をリフトアップするパターンⅢでも、パターンⅠ、Ⅱの場合と同様に、ステップの進行（直線勾配、Δとも増加）につれて、引張ひずみ、圧縮ひずみともに増加するが、最大ひずみは圧縮、引張とも、端部リフトアップの場合に比べて小さなものとなっている（図-5.64）。パターンⅢでは、表面ひびわれの発生は認められなかったことも考え併せると、中央部のリフトアップに関しては、特別な検討の必要性はあまりないものと考えられる。

パターンⅣでは、Δを0に保ったままなので、勾配が増加しても引張ひずみはほとんど変化しないが、圧縮ひずみはステップの進行につれて増加してくる（図-5.65）。これは、パターンⅠとⅡでは、勾配の大きなⅡのほうで版表面の圧縮ひずみが大きいというパターンⅠ、Ⅱでの実験結果と一致している。直線勾配からのずれ（図-5.61のC～E間のΔ）が4cmとなるような勾配（ステップ3）では、最大圧縮ひずみは200×10^{-6}程度になり、パターンⅠ、Ⅱでの表面ひびわれ発生時の最大引張ひずみの値に近くなっている。このことより、このステップ3では底面にひびわれが発生しているものと推定される。

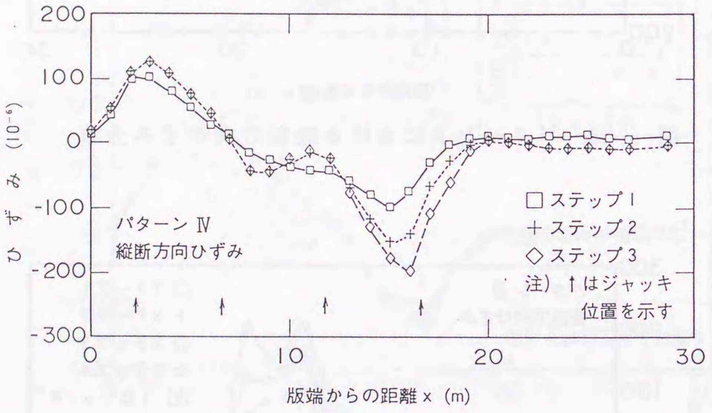
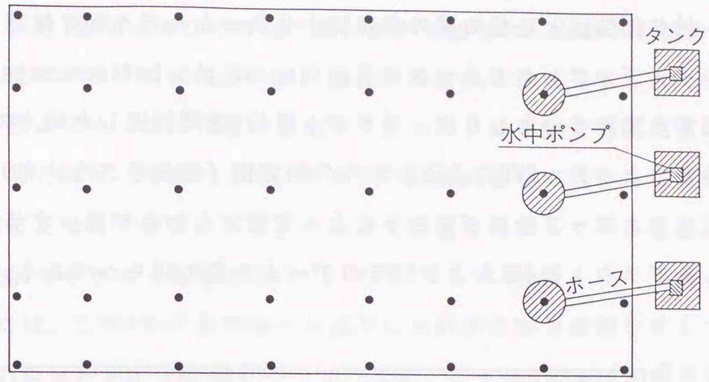


図-5.65　パターンⅣにおける縦断方向ひずみ分布

以上述べた舗装版ひびわれ発生試験結果から、今回用いた舗装構造でジャッキ間隔が5m程度の場合は、Δ=4cmとなったときに舗装版表面にひびわれが入る危険性のあることが示唆された。また、底面のひびわれに関しても、Δが4cmのときに底面にひびわれの発生する危険性があるものと思われる。

d）　グラウト試験

リフトアップによって生ずる舗装版と路盤との間の空隙は、何らかの方法により充填されなければならない。今回は舗装版を全体的に5cmリフトアップした後に、舗装版と路盤の間の空隙を前述のように、セメントミルクを用いて自然流下方式によりグラウトした（図-5.66）。グラウト孔としては、図-5.67に示す位置に、コアボーリング機を用いて直径65mmのものを開けた。このうち版周辺部のものは、グラウトの確認用である。



●グラウト孔（ただし周囲はグラウト確認用）

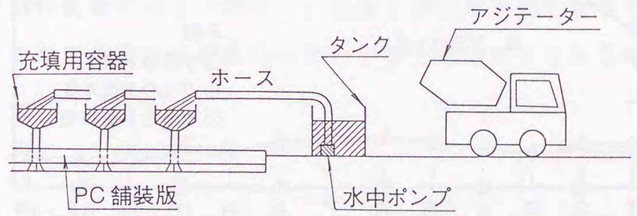
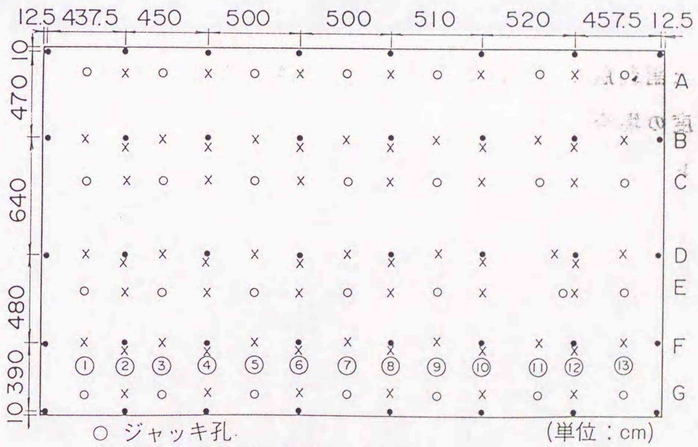


図-5.66　グラウト方法



○ ジャッキ孔　　(単位：cm)
● グラウト孔（版周囲は確認用）
× FWD 測定点
(注) A～G および ①～⑬ は測定点の座標位置

図-5.67　グラウト孔の位置およびFWDの測定位置

グラウト材が舗装版と路盤の間の空隙に十分入ったかどうかの確認は、フォーリングウエイトディフレクトメーター(Falling Weight Deflectometer, FWD)によるたわみ測定を実施するとともに、グラウト後約7週間経過した時点で抜取ったコアの目視観察によった。FWDによるたわみの測定例（版長手方向分布）を図-5.68に示した。リフトアップ後のグラウトによって最大たわみが減少することは、この図に示したグラウト後4日および30日のデータを見て明らかである。

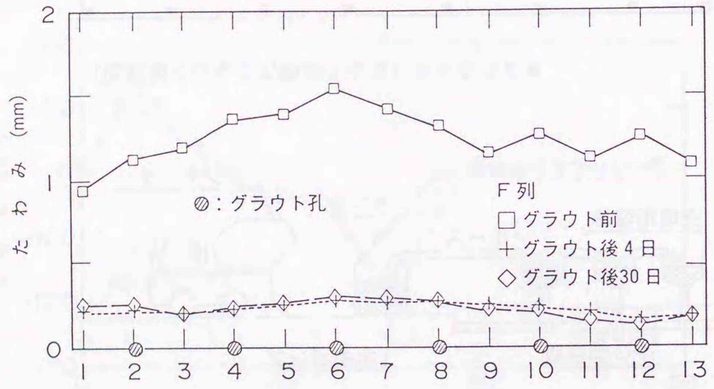


図-5.68 グラウト前後のFWDの最大たわみ



写真-5.1 グラウト表面の気泡

グラウト後約7週間経過した時点で舗装版から抜き取ったコアを観察すると、全体的にみればグラウト材は舗装版と路盤の間の空隙にほぼ充填されているようであるが、一部グラウト孔から遠い地点で、グラウト材が完全には充填されていないところも見られた（写真-5.1）。これは、路盤紙として用いたビニールフィルムの接合部にあたり、ビニールフィルムが二枚重ねとなっているためグラウト材がうまく充填できなかったのであろう。

図-5.69には、このFWDの測定値から推定した路盤支持力係数を示してある。C列に比べ、B列のほうが大きな値となっているが、これはB列のほうがグラウト孔に近いためであろうと思われる。このようなことから、今回用いたグラウト方法では舗装版と路盤の間に微細な空隙が若干残る危険性があるものと思われる。PC舗装版の耐荷力が大きいので、通常この程度の空隙が問題になることはないと考えられるが、この工法をより確実なものとするためにはさらなる検討が必要であろう。

図-5.69 FWDのたわみから推定した路盤支持力係数

5．4．5 新しいリフトアップ工法の適用性

5．4．4の試験の結果、事前に特別な細工を施していない通常のPC舗装においても、沈下した部分にだけ後からジャッキ装着金具や反力盤を設置し、これら

に油圧ジャッキを取り付け、その部分をリフトアップして平坦性を改善できることがわかった。５．４．４で実施したリフトアップパターンには、基本的なものがほぼ含まれているので、舗装版の一般的な沈下形状に対するリフトアップは、これらの組み合わせにより対処できると考えられる。たとえば、図-5.70は全体的に凹型に沈下した舗装版を元のレベルに戻すためのリフトアップの作業工程を示すもので、５．４．４でのリフトアップパターンの応用である。

舗装版のリフトアップ作業においては舗装版が破壊しないように十分配慮しなくてはならない。５．４．４で明らかにしたリフトアップ時の舗装版のひびわれ発生基準も参考にし、リフトアップ時に舗装版の表面にひびわれが入らないよう、また舗装版の底面に第Ⅲ種PC舗装で許容されるもの[18]より大きな幅のひびわれを入れないようなリフトアップの作業工程を考える必要がある。そしてこの検討に必要なリフトアップ時の舗装版の挙動の推定には、有限要素解析が有効である。有限要素解析によりリフトアップ時の舗装版のひずみや応力を算定し、舗装版の持つ強度等と対比して検討すればよかろう。

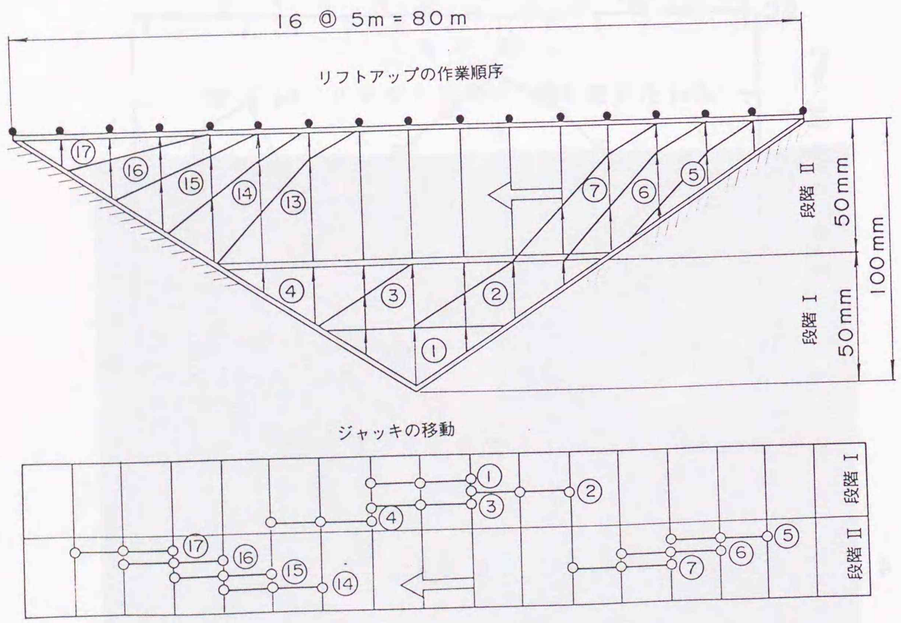


図-5.70　リフトアップ工程

今回の試験をとおして、今回開発した舗装版のリフトアップ工法にも制約のあることもわかった。それは、主として、路盤に関するもので、路盤の支持力があまり小さいと、載荷重を受けたとき反力盤が大きく沈下してしまい舗装版がリフトアップできないことである。したがって、将来リフトアップされる可能性のあるPC舗装においては、路盤としては粒状材やセメント安定処理材を使用し、所要の支持力係数(7kgf/cm³以上)を確保しておくことが望ましいといえる。

５．５　まとめ

本章では、空港コンクリート舗装の補修工法の開発について論じた。まず、コンクリート舗装上のアスファルトコンクリートによるかさ上げ工法として、既設コンクリート版がまだ板としての機能を果たすことが可能な場合の設計法について論じた。次に、既設コンクリート舗装がまだ板としての機能を有する状態のときに、コンクリートによるかさ上げ工法を実施する場合の設計法について論じ、既設コンクリート版とかさ上げ層の付着程度を高める方法を示した。そして、PC舗装版が沈下した場合の補修工法として、舗装版のリフトアップ工法について論じた。

得られた知見をまとめると以下のようになる。

(1)　既設コンクリート舗装の版中央部、縁部、目地部とも、アスファルトコンクリートによるかさ上げ厚の増加につれて載荷重によるたわみやコンクリート版のひずみは減少する。また、たわみ、ひずみとも 縁部 > 目地部 > 版中央部 となっており、既設コンクリート舗装の目地の効果はかさ上げ後もあることが認められた。

(2)　コンクリート版の目地部のひずみは、かさ上げ後の載荷試験においてもコンクリート舗装の目地の荷重伝達機能の影響を受け、荷重伝達率の小さなものほど大きなひずみを呈している。またこのひずみは、荷重伝達率の大きなところほど変化が大きく、荷重伝達率が60%以下ではコンクリート版のひずみにはあまり変化がみられない。

(3)　かさ上げ厚の増加につれて、コンクリート版の目地部におけるかさ上げ舗

装の見かけの荷重伝達率は増加し、スリップバーのひずみも減少することがわかり、かさ上げ層が荷重伝達に果たす役割の大きいことが認められた。

(4) アスファルトコンクリート層のスティフネスを種々に変えて、多層弾性理論により繰返し載荷試験の結果を解析したところ、スティフネスが約7,000 kgf/cm^{2}の場合に実測値と計算値がほぼ一致することが認められた。また、この多層弾性理論によれば、スティフネスがある値以上になるとアスファルトコンクリート層の水平ひずみが圧縮側に入ってきて、コンクリート舗装上のアスファルトコンクリートによるかさ上げ舗装を複合版舗装と考えることが可能となることもわかった。

(5) 既設コンクリート版がまだ十分板機能を果たすことのできる時点で、アスファルトかさ上げを実施する場合のかさ上げ厚算定法として、多層弾性理論によるものと、複合版としての有限要素解析によるものを導いた。(2) で述べたように、既設コンクリート舗装の目地の荷重伝達機能は、かさ上げした舗装についてもその挙動に影響を及ぼすことがわかったので、前者については、荷重伝達率に応じて見かけ上コンクリート版の弾性係数を減少させることで、後者については、目地効果を考慮できる有限要素解析によりそれを計算に取り込んだ。

(6) 本論文で示した算定法によれば、空港アスファルト舗装構造設計要領によるものよりもかさ上げ厚が小さく算定される。これらの方法によるかさ上げ厚は、アスファルトコンクリート層のスティフネス、既設コンクリート舗装の目地の荷重伝達率、路盤支持力係数などによって大きく異なるので、実際にかさ上げ厚を算定する際には、対象とする舗装の現状を正確に評価すること以外に、現地の気象条件や載荷条件を正確に把握する必要がある。

(7) コンクリート舗装上にコンクリートによりかさ上げする場合には、付着かさ上げ、分離かさ上げ、直接かさ上げの3種類があるが、これらは期待する上下層の付着率が異なるためである。直接かさ上げの場合は、50%程度の付着率を期待していることがわかった。

(8) 付着かさ上げ、直接かさ上げ工法において、かさ上げ厚を設計する際に問題となるのは付着率の選択であることがわかった。付着率を良好に保持できるならばかさ上げ厚を小さくできるものの、しばしば見られるように上下層

の剝離があって付着程度が悪い場合には、その厚さがかなり大きいものとならざるを得ない。

(9) 上下層の付着を高める方法として、室内試験の結果から有効と判断された工法、すなわち、溝切りとショットブラストを施工して、セメントペーストを塗布するという、旧コンクリート層面の処理方法の有効性が試験舗装の結果から確認された。

(10) 実際の舗装でみられる破損状況を勘案して、既設コンクリート版の周辺部だけに溝切りを設けることとしたが、走行試験によっても破損が生じないことからみて、かなり有効なものであると推定された。

(11) 沈下したPC舗装版のリフトアップ工法を開発した。その作業工程は、①沈下したPC舗装版にコアボーリング機で削孔、②その孔を利用して路盤を掘削、③ジャッキ装着金具を舗装版にセット、④装着金具を固定しておいて反力用コンクリート盤を打設、⑤鋼製台座、ロックボルトをセットした後油圧ジャッキをジャッキ装着金具に取り付け、⑥反力盤に加力して舗装版をリフトアップ、⑦舗装版と路盤の隙間へグラウト、というものである。

(12) 油圧ジャッキの間隔は、プレストレスの導入量や舗装版の厚さなどによるが、版厚18cmのPC舗装版の場合、5m程度が適当であると考えられた。

(13) リフトアップ荷重による反力盤の沈下等が明らかになり、リフトアップ作業における高さ管理として、反力盤の沈下量を含むジャッキストローク量による方法が提案できた。なお、路盤の支持力が十分にないと沈下が大きくなり管理が難しくなるので、路盤の支持力係数は7kgf/cm^{3}以上を確保しておくことが望ましいこともわかった。

(14) リフトアップ時の舗装版の変形能力が明らかになり、有限要素解析を使えば、種々の地下形状に対応できるようなリフトアップ工程を設定できることが確認された。

参考文献

1) 八谷好高、福手　勤、佐藤勝久、林　洋介：コンクリート舗装上のアスファルトかさ上げの荷重分散効果とかさ上げ厚算定法、港湾技術研究所報告、第

22巻、第4号、pp.121-140、1983.
2) 運輸省航空局：空港アスファルト舗装構造設計要領、90p.、1976.
3) 植下　協、加藤　晃：道路工学、朝倉書店、pp.127-133、1972.
4) 福田　正：コンクリート舗装の荷重分散機構に関す研究、土木学会論文報告集、第242号、pp.63-72、1975.
5) 運輸省航空局：空港コンクリート舗装構造設計要領、105p.、1977.
6) 福手　勤：空港アスファルト舗装の構造設計における考え方と設計法の現状、アスファルト、第22巻、第119号、pp.37-49、1979.
7) 笠原　篤、岡川秀幸、菅原照雄：アスファルト混合物の動的性状とその舗装構造の力学解析への利用、土木学会論文報告集、第254号、pp.107-117、1976.
8) Shell International Petroleum Company Limited : Shell Pavement Design Manual, 332p., 1978.
9) Federal Aviation Administration : FAA Advisory Circular, AC150/5230-6C, 159p., 1978.
10) Packerd, R.G. : Sturactural Design of Concrete Pavements with Lean Concrete Lower Course, Proceedings, 2nd International Conference on Concrete Pavement Design, pp.119-131, 1981.
11) 福手　勤、佐藤勝久、八谷好高：コンクリート舗装の合理化に関する最近の試み、昭和57年度港湾技術研究所講演会講演集、pp.85-128、1982.
12) 八谷好高：転圧コンクリート舗装の可能性、Coastal Development、No.10、pp.45-55、1989.
13) 高瀬博行、福手　勤：付着かさ上げによる空港コンクリート舗装の補修、土木学会第38回年次学術講演会講演概要集第5部、pp.485-486、1983.
14) 林　洋介、佐藤勝久：コンクリートかさ上げの付着特性、港湾技術研究所報告、第24巻、第2号、pp.275-304、1985.
15) 佐藤勝久、森口　拓、浅島豊明、渋谷英男：桟橋スラブ上のコンクリート舗装の収縮ひびわれと防止対策、港湾技術研究所報告、第14巻、第2号、pp.111-138、1975.
16) 佐藤勝久、八谷好高、上中正志、犬飼晴雄、川本幸広、塚田　悟：沈下したプレストレストコンクリート舗装版のリフトアップ工法の開発、港湾技術研究所報告、第28巻、第2号、pp.49-76、1989.
17) 佐藤勝久、福手　勤、山崎英男、犬飼晴雄：ホーンジョイントによるPCプレキャスト版舗装の開発、港湾技術研究所報告、第19巻、第4号、pp.101-128、1980.
18) 福手　勤、佐藤勝久、山崎英男：第Ⅲ種設計法によるPCスラブの空港舗装への適用性に関する研究、港湾技術研究所報告、第18巻、第3号、pp.37-63,1979.

6．軟弱地盤上の空港コンクリート舗装のマネージメントシステムの策定

6．1　概説

狭あいな国土のわが国では広大な空港用地を都市部に近い平野部に確保することが難しく、海上の埋立地に建設される場合が多い。そのような地盤は、沈下や不同沈下が比較的大きいので、建設された施設は建設期間中のみならず完成後もその影響を受けることになる。このような場合は、建設後の舗装の挙動を見込んだ設計法を採用しなければならない。すなわち、これは舗装マネージメントシステム(PMS)の一つの応用ということになる。本章では、東京国際空港を例にとって、このような軟弱地盤上に建設される空港コンクリート舗装のマネージメントシステムの策定について論ずる。

まず最初に東京国際空港の拡張計画について概説した後、舗装が建設される箇所の地盤特性について述べる。次に、この地盤特性がコンクリート舗装の挙動に及ぼす影響として、舗装表面の勾配が基準値から逸脱する場合、コンクリート版に破損が生ずる場合について検討する。そして、このような地盤上に空港コンクリート舗装を建設して供用する場合のマネージメントシステムについて論ずる。

6．2　東京国際空港の拡張

6．2．1　東京国際空港の概要

昭和62年には、航空機の離着陸回数が16万回、乗降客数が3,000万人に達した東京国際空港は、昭和6年8月の東京飛行場の羽田移転からその歴史が始まっている。当時は総面積52.9haで、滑走路は300mのものが1本であったが、その後米軍による大拡張工事により主滑走路と横風用滑走路が整備された。さらに、昭和39年に主滑走路（現在のC滑走路）が1本追加されて以来、B滑走路の延長が図られたものを除けば、昭和63年に新A滑走路が供用開始されるまで四半世紀の間、基本的な形は変わっていない。図-6.1には、新A滑走路が供用開始される前の東京国際空港の平

面図を示す。面積は408haと昭和6年の開港当初の8倍程度になっているものの、昭和53年以降A滑走路を供用していないこともあって、滑走路の処理能力は、年間約16万回程度にすぎないものとなっていた。

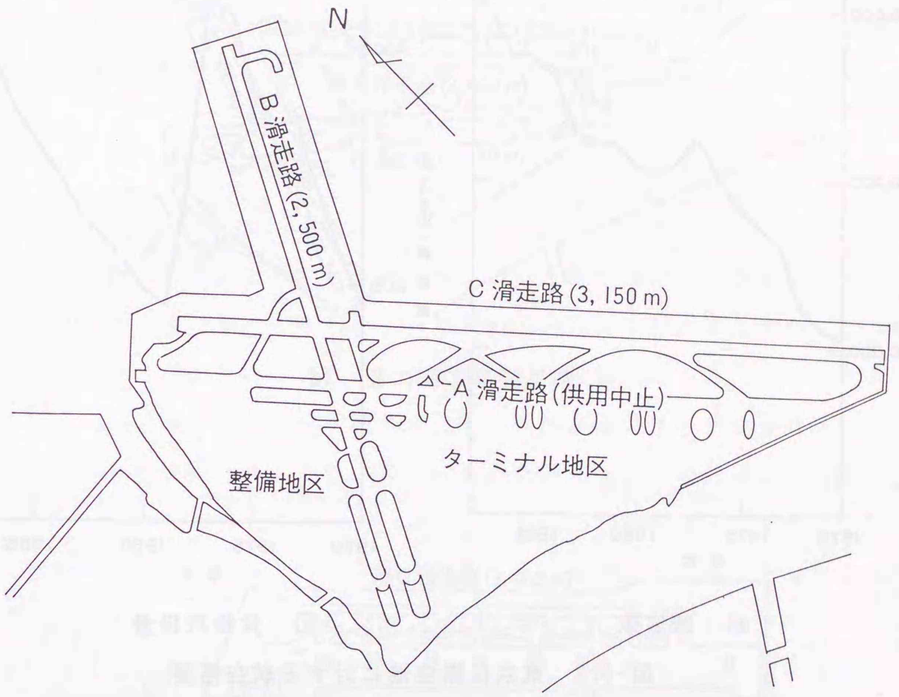
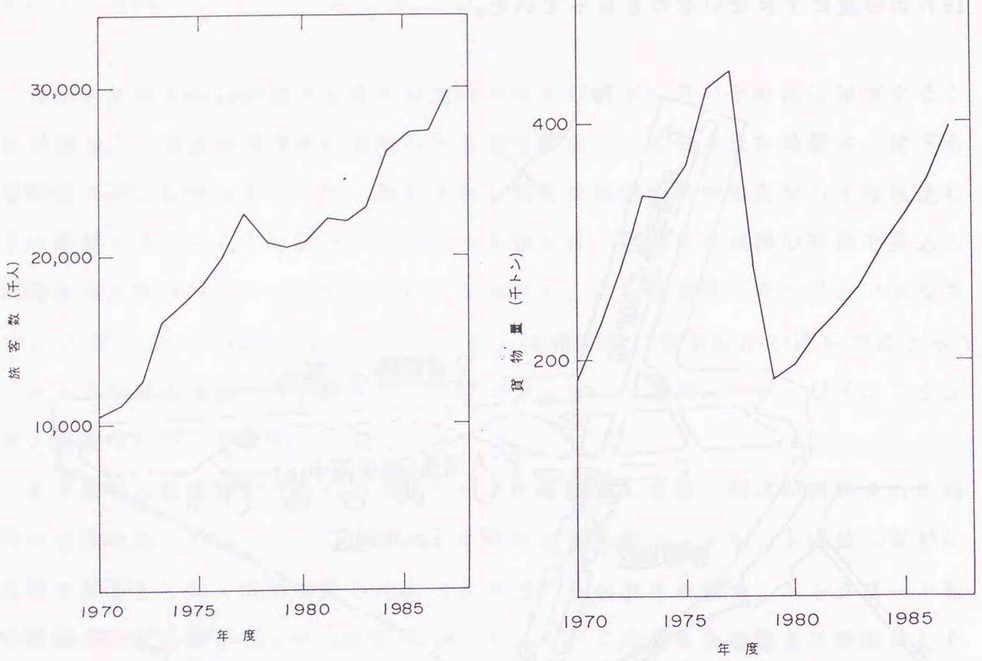


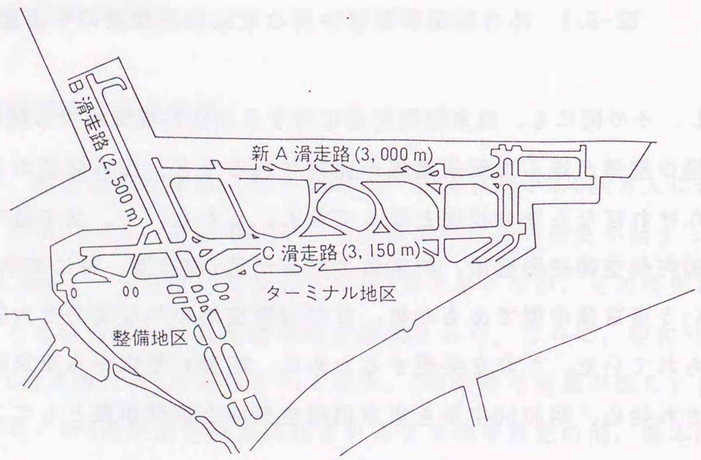
図-6.1　沖合展開事業着手前の東京国際空港の平面図

しかし、その間にも、東京国際空港に対する航空需要は増大し続け（図-6.2）、地方空港の整備が進んで新規路線が開設されるなど、国内航空のネットワークを強化しなければならない状況となってきた。しかも、１．２で述べたように、わが国の国内航空輸送形態は、旅客数の半分が第1種空港、特に東京国際空港を利用するという東京集中型であるため、東京国際空港の処理能力を大幅に増強する必要に迫られていた。これを実現するために、昭和46年頃から東京国際空港の拡張が検討され始め、昭和59年から東京国際空港沖合展開事業として工事が開始された。

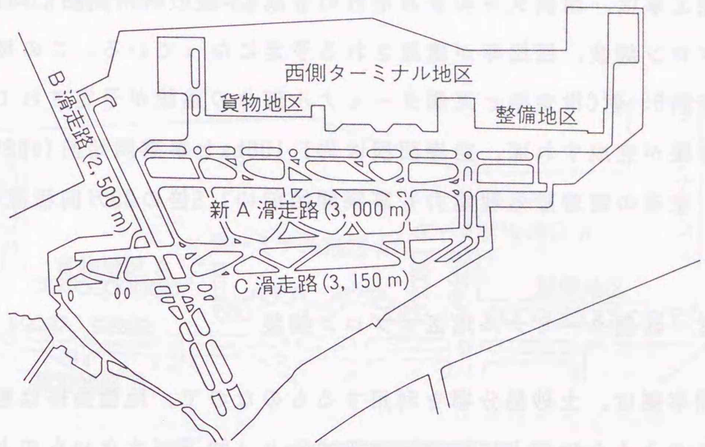


a） 旅客数　　b） 貨物取扱量

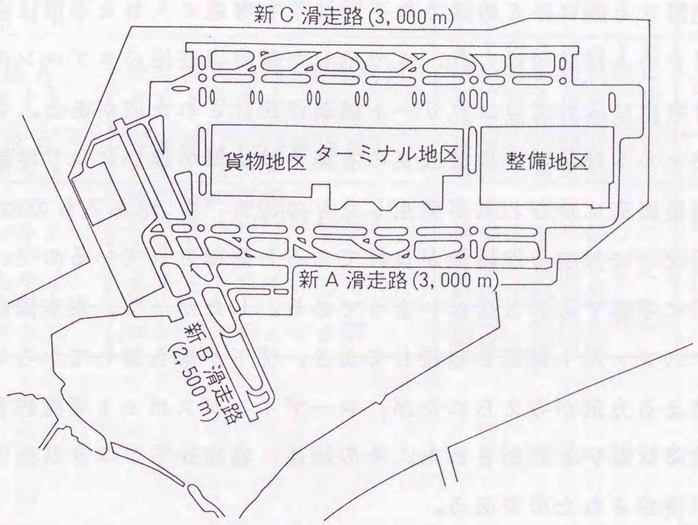
図-6.2　東京国際空港に対する航空需要



a）　第一期工事完了時



b）　第二期工事完了時



c）　第三期工事完了時

図-6.3　東京国際空港の沖合展開事業計画

この事業では3期に分けて工事が進められる予定で（図-6.3）、昭和63年度の新

A滑走路の供用をもって第一期工事が完了し、引き続いて第二期工事が行われている。第二期工事は、西側ターミナル地区の平成4年度の供用開始に向けて行われており、エプロン舗装、橋梁等が建設される予定になっている。この後は、第三期工事として新B、新C滑走路と東側ターミナル部分の建設が予定されている。この沖合展開事業が完成すれば、空港面積は約1,100haと事業開始前(408ha)の3倍近くに広がり、空港の離着陸処理能力も事業開始前の1.5倍の23万回程度になる予定である。

6．2．2　西側ターミナル地区エプロン舗装

沖合展開事業は、土砂処分場を利用するものなので、地盤条件は極めて悪い。一般に、このような地盤上に施設を建設すると、沈下が大きいものとなることは避けられないが、この事業計画では地盤改良を行うための時間的余裕が十分でないので、建設後の沈下を見込んで舗装計画を策定しなければならない。しかも、この地盤が自然地盤ではなく、層厚や土質定数にはかなりのばらつきがあるので、不同沈下の生ずることも推定された。

舗装を建設する際に、このような不同沈下を考慮に入れた事例は多くはないが、空港コンクリート舗装では、５．４で示した新青森空港のエプロンの一部でそのような点を考慮に入れてコンクリート舗装が設計された例がある。これに対して、空港アスファルト舗装は、地盤改良の有無や盛土厚の違いにより地盤の不同沈下が生じ、舗装表面にひびわれが発生したとの報告[1]があるものの、一般的に、地盤の不同沈下に対する追随性が良好であると認識されているので、不同沈下に対して特別に考慮することはないようである。したがって、東京国際空港の場合も、当初アスファルト舗装を建設しておき、沈下が落ち着いてからコンクリート舗装に打換える方策が考えられたが、ローディングスポット等施設利用上の制約から現実的ではないと判断された。その結果、当初からコンクリート舗装を建設することが要求されたのである。

第二期工事で建設される予定のエプロン舗装区域は図-6.4に示すとおりであり、スポット総数は80で、このうちローディングスポットは66、ナイトステイ専用スポットは10、整備用スポットは4である。それぞれのスポットの施設利用条件は表-6.1に示すとおりである。この表中の計画勾配とは、エプロン舗装建設時の表面

の勾配である。この勾配は、空港土木施設設計基準で、エプロンでは最大1.0%と規定されており、最小で0.5%が望ましいとされている。[2]

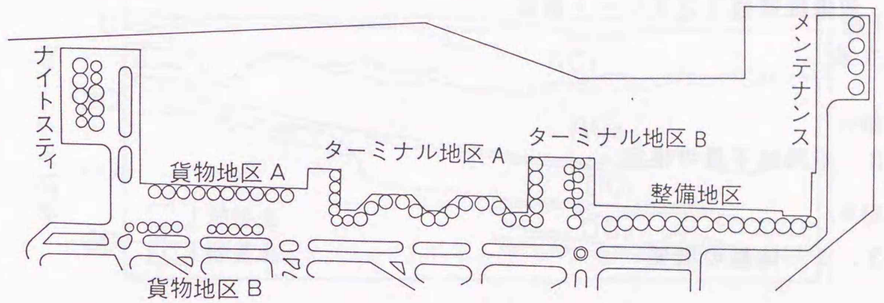


図-6.4　エプロン舗装の区域

表-6.1　施設利用条件

地　区	機能・特徴	補修上の制約	計画勾配
貨物地区A（スポット）	旅客便（1日4便程度）	昼間・夜間ともに	0.6
貨物地区B（暫定スポット）	ナイトステイ	補修工事可能	0.75
旅客地区A（スポット）	旅客便（1日14便程度） ナイトステイ	全てのスポットを使用可能な状態にしておくため、補修工事は夜間のみ	0.6～1.2
旅客地区B（暫定スポット）	旅客便（1日7便程度） ナイトステイ	昼間・夜間ともに補修工事可能	0.8～1.2
整備地区（スポット）	航空機の整備 旅客便（1日2便程度） ナイトステイ	昼間・夜間ともに補修工事可能	0.6～0.9
ナイトステイ	ナイトステイ	昼間・夜間ともに補修工事可能	0.6～0.9
メンテナンス	コンパスチェック等	昼間・夜間ともに補修工事可能	0.9

この地区で建設される予定になっているコンクリート舗装の設計条件は以下のものである。[3]

①　設計対象荷重：LA-1

②　設計反復作用回数：20,000回

③　路盤支持力係数：7kgf/cm^3

また、ここで考慮したコンクリート舗装の種類としては、以下の4種類である。

① 無筋コンクリート舗装

② 連続鉄筋コンクリート舗装

③ プレストレストコンクリート舗装

④ 鋼繊維補強コンクリート舗装

6．3 不同沈下量の推定

6．3．1 地盤の概要

東京国際空港沖合展開事業が実施されている埋立地盤の土質は、沖積世以降の土質（AC_1層、AS層、AC_2層）と洪積世に堆積した層（DC層、DS層、DG層）の2つに分けられる。このような地盤上に、東京湾周辺の建設現場から発生した土砂やがれきなどが投入されている（図-6.5はターミナル建設予定地点の地盤状況であるが、この図のAC_1層の上層に当たり、BS層と称される）。AC_1層は、最近になって埋立てられた東京湾の浚渫土や上下水道のスラッジ等により構成されているため、非常に軟弱であり、しかもその層厚が場所によって大きく異なったものとなっている。また、AC_2層は、自然に堆積した粘土層であり、AS層は沖積砂層である。このように、BS層、AC_1層が人工的に形成された地盤であるため、かなりの沈下や不同沈下が予想されている。

このような地盤の10年後の不同沈下量については概略以下のようになる。この場合の不同沈下は、AC_1層とAC_2層の圧密沈下により生ずるものと考えられる。このうち、AC_1層のものは二次圧密による沈下であるのに対して、AC_2層の沈下は一次圧密によるものが主であり、現実的には二次圧密によるものは考えないことにした。これらの不同沈下の要因としては、各層に作用する荷重の違い、層自身の厚さの違い、土質特性の違いが考えられる。表-6.2は、これまでに実施した土質調査データから推定した、それらのばらつきの程度であるが、これに基づいて算定した、舗装建設後10年間に生ずると予想される不同沈下量は、AC_1層、AC_2層のそれぞれで、8cm、13cmとなった。この場合の不同沈下量とは、これらのデータに基づいて計算される沈下量の最大値と最小値の差という意味である。

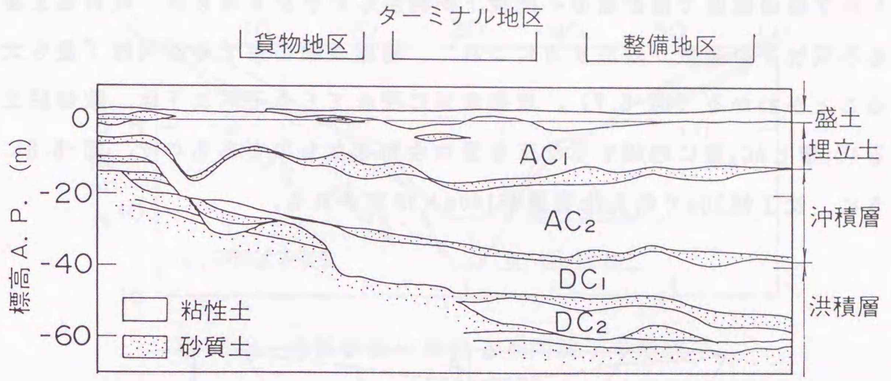


図-6.5 ターミナル建設予定地点の地盤状況

表-6.2 不同沈下の要因

土層	ばらつきの要因	ばらつきの程度
AC1層	層厚	隣接する2点間の層厚差：3m
	圧密荷重・圧密特性	二次圧密係数：0.3～1.0%（圧密荷重のばらつきも入れて）
AC2層	層厚	なし
	圧密荷重	隣接する2点間の圧密荷重の差：2.4tf/m²
	圧密特性	e～log p曲線における圧縮ひずみのばらつき：±30%

次に、AC_1層、AC_2層で、上記のような不同沈下が生じた場合、それが地盤表面にどのように表れてくるかについて検討する。このとき、以下のような仮定を設けた（図-6.6）。

① AC_1層、AC_2層の上面で発生した不同沈下は45°の角度で上方に分散する。

② 1個の不同沈下はsin曲線で表される。

③ 各層上面で生じた沈下量（面積）は、地盤表面のものと等しい。

このような条件で解析したところ、まず、地盤表面における不同沈下の勾配が最大になるような各層上面における不同沈下の幅は、層上面から地盤表面までの距離の2倍であることがわかった（l=2H、l:軟弱粘土層上面における沈下幅、H:軟弱粘土層上面から地盤表面までの距離）。次に、不同沈下が連続して発生した場

合は、地盤表面の沈下形状にも影響することが想定されるので、各層上面で想定した沈下幅の範囲で複数個の不同沈下が発生した状況を考えた。軟弱粘土層で生ずる不同沈下の個数が増加するにつれて、地盤表面に生ずる不同沈下量も大きくなることがわかる（図-6.7）。地盤表面に現れてくる不同沈下は、軟弱粘土層であるAC$_1$層とAC$_2$層に起因する沈下を重ね合わせたものであるので、図-6.8に示すように、沈下幅30mで最大沈下量が14cmと推定される。

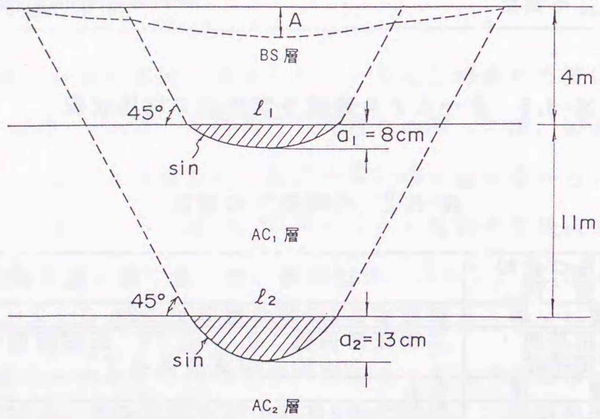


図-6.6　不同沈下の伝播の模式図

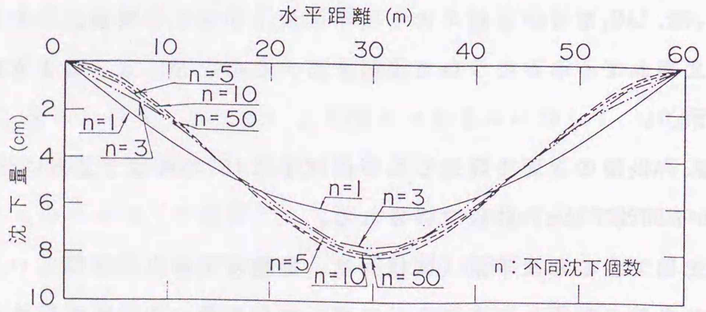


図-6.7　軟弱粘土層上面での不同沈下の個数が地盤表面の沈下形状に及ぼす影響

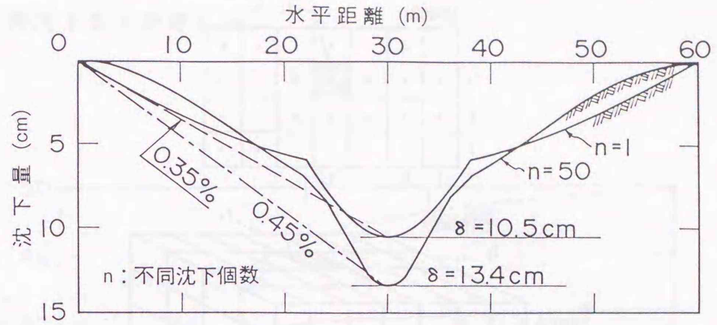


図-6.8　地盤表面における不同沈下の形状

6．3．2　不同沈下量の経年変化

舗装建設後に生ずる地盤の不同沈下が舗装の挙動に及ぼす影響を検討するためには、舗装の設計期間中の不同沈下の状況を把握しなければならない。具体的には沈下状況の経年変化といったことであるが、これは6．3．1で述べた手法では扱えないので、土田らが開発した不同沈下のシミュレーションモデル[4]を使用した。これは、地盤を図-6.9に示すブロックに分割し、それぞれのブロックでは隣接するメッシュとは無関係に沈下が生ずるものとして、一次元圧密理論により計算する手法である。各ブロックの土質定数は、それぞれある確率モデルに従う確率変数としてランダムに割り付けられる。この確率モデルは、実際の地盤調査データに基づいて決定される。

この不同沈下のシミュレーションは、図-6.10に示すように、エプロンを貨物地区(200m×675m)、ターミナル地区(200m×1,350m)、整備地区(150m×600m)に分けて実施した。それぞれの地区では、ボーリング調査実施箇所と計算地点を合致させるために、メッシュの大きさを25m×25mにして20回の試行を行った。それぞれの地区の平均沈下量を図-6.11に示す。この図から、地区によって沈下量が異なり、整備地区が最も大きく、次にターミナル地区、貨物地区となっていることがわかる。

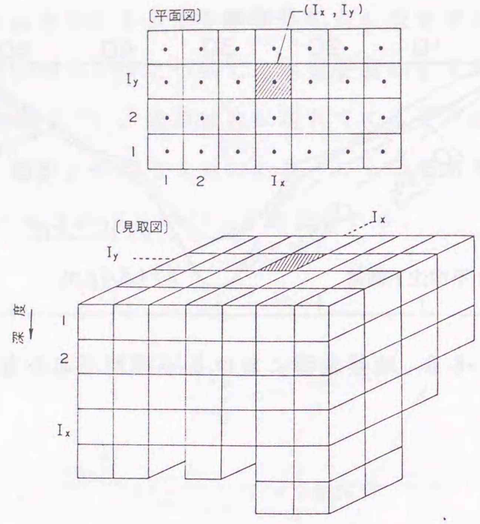


図-6.9 地盤の分割 [4)]

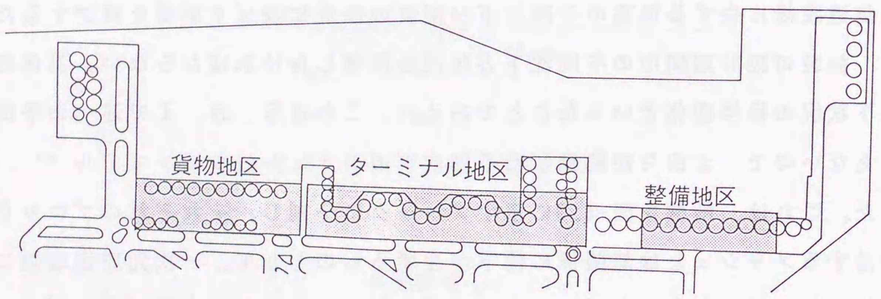


図-6.10 シミュレーションにおけるエプロン地区の分割

不同沈下は文字どおり不均一な沈下を意味するが、ここでは目的に応じて、2とおりに数値で表現した。一つは、舗装表面のレベルや勾配からみたもの、もう一つは舗装構造からみたものである。前者は、ターミナルビル等、他の構造物との接合、排水、航空機のトーイングといったものに関わっている。ここでは、沈下の状況を直線とみなし、2地点間の勾配により不同沈下量を定義した。後者では、コンクリート版と路盤との間に空隙ができることにより、航空機荷重が載った場合に破損すると考えられる。この空隙は、地盤の沈下状況を曲線とみなすことに

よって生ずることとなるが、その形状を3次曲線とみなした場合の2地点間の沈下量の差を不同沈下量と定義した。

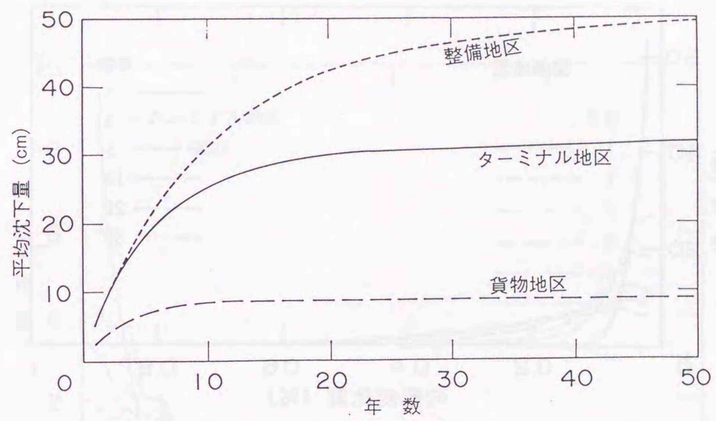


図-6.11 平均沈下量の経年変化

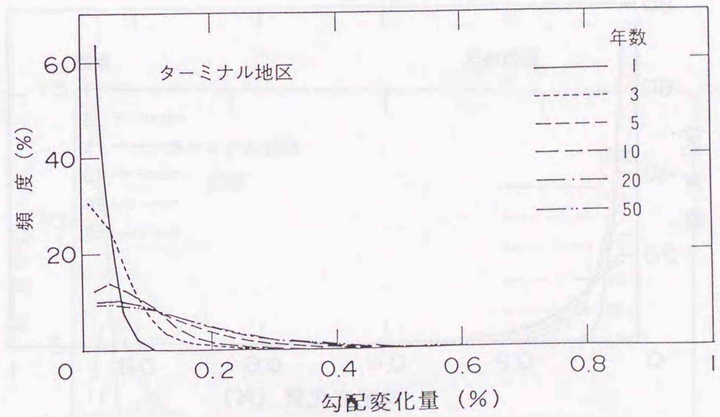


図-6.12 勾配変化量の頻度（ターミナル地区）

図-6.12～6.14は、沈下を直線とみなした場合の勾配変化の頻度を表している（0.02%毎に頻度を集計している）。各地区とも、舗装の建設当初は勾配変化がかなり小さいほうに集中しているものの、年数の経過につれて分散していき、勾配

変化の著しいものが増加してくる。地区別では、整備地区で最も勾配変化が大きく、次にターミナル地区、貨物地区となっている。

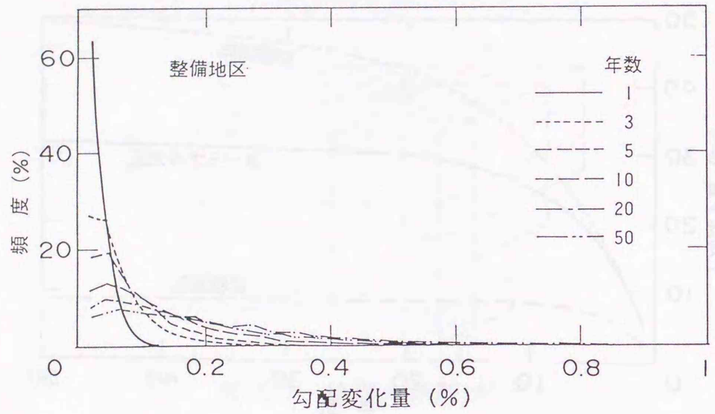


図-6.13　勾配変化量の頻度（整備地区）

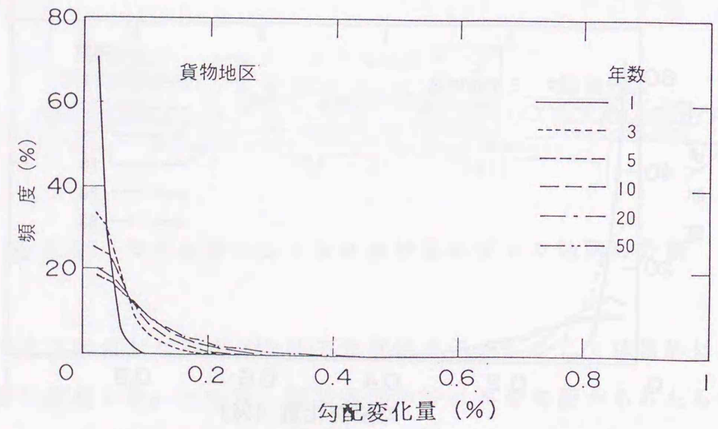
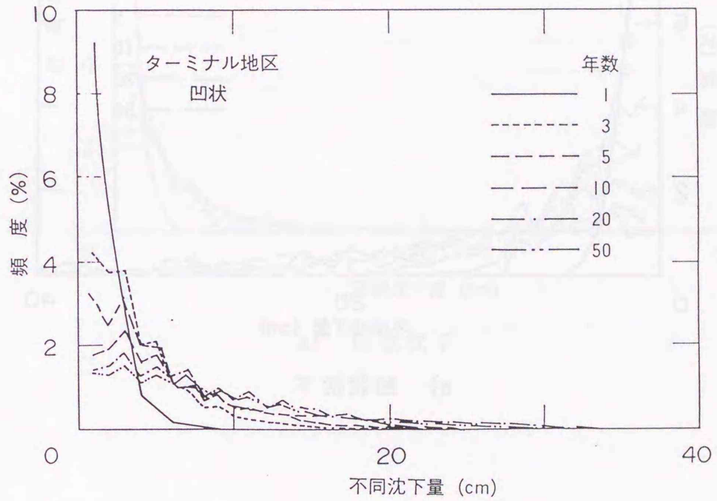


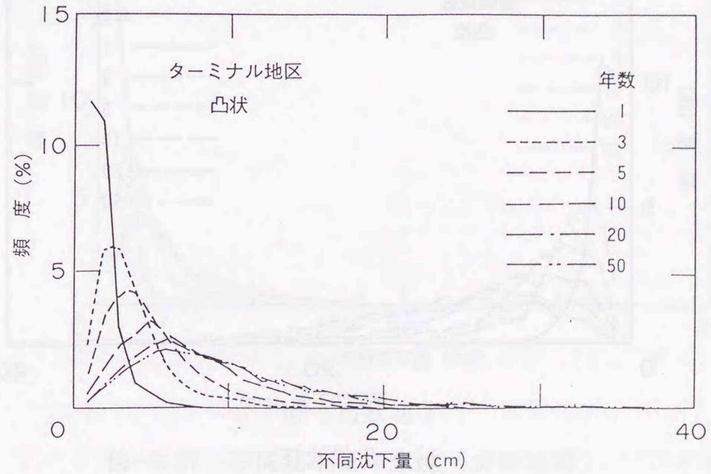
図-6.14　勾配変化量の頻度（貨物地区）

図-6.15～6.17は、沈下を3次曲線とみなした場合の不同沈下量の頻度を表している。これらの図は、各地区毎のデータであり、各々、凹状沈下の場合、凸状沈下の場合に分けて示してある（頻度は1cm毎に集計した）。沈下を3次曲線とみな

す場合は、直線とみなす場合に比べて、コンクリート版と路盤との間に空隙が生じて構造上問題となるものは少ないようであるが、沈下の傾向は類似している。すなわち、舗装建設後、年数が経過するにつれて、不同沈下量はばらついたものとなり、大きなものも増えてくることがわかる。

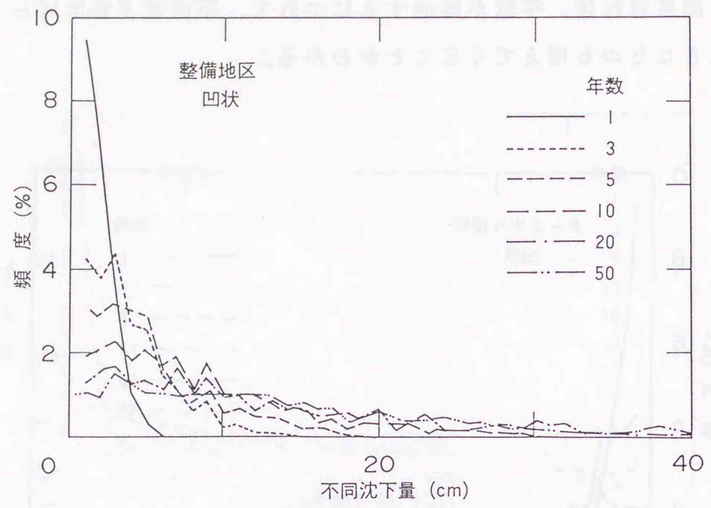


a)　凹状沈下

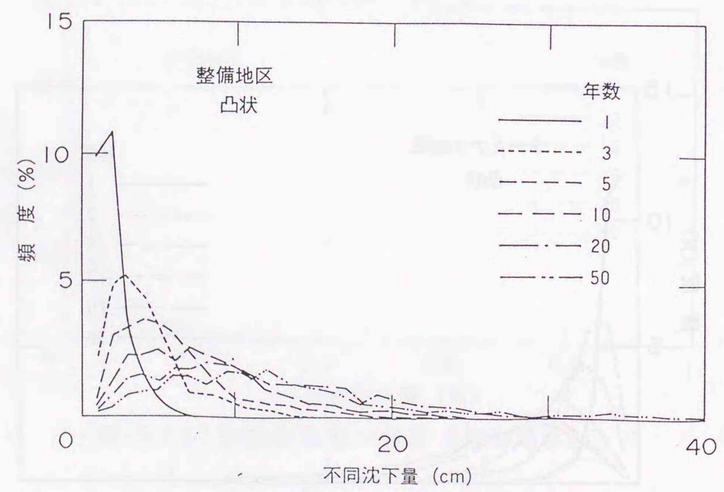


b)　凸状沈下

図-6.15　不同沈下量の頻度（ターミナル地区）

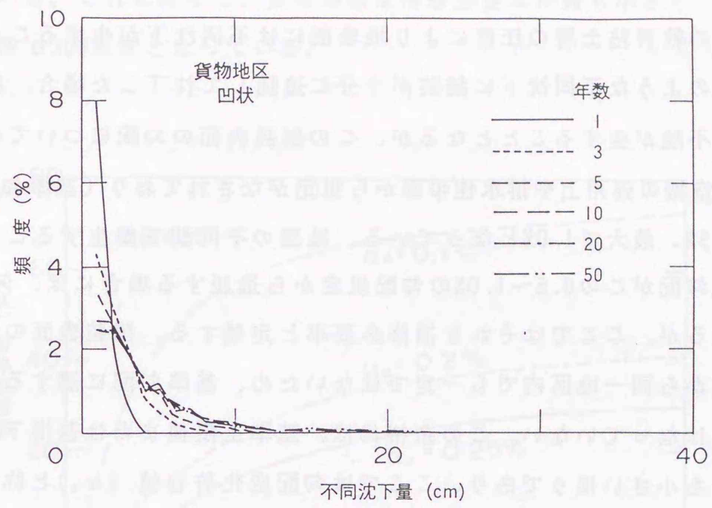


a) 凹状沈下

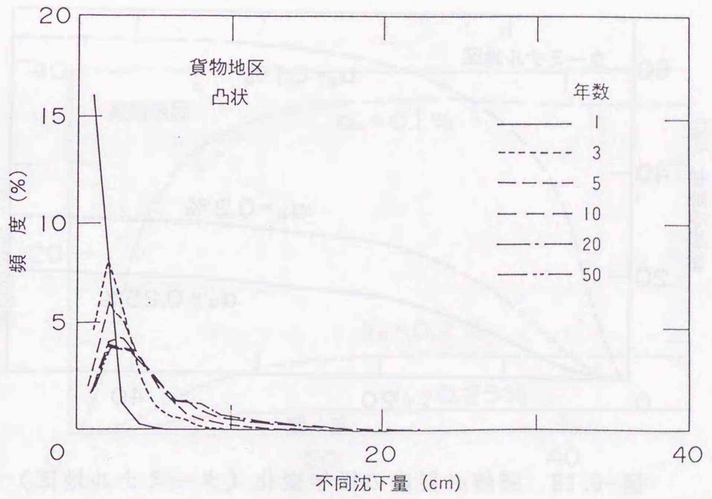


b) 凸状沈下

図-6.16 不同沈下量の頻度（整備地区）



a) 凹状沈下



b) 凸状沈下

図-6.17 不同沈下量の頻度（貨物地区）

6．4　舗装の表面勾配に関する検討

地盤中の軟弱粘土層の圧密により地表面には不同沈下が生ずることはすでに述べた。このような不同沈下に舗装が十分に追随して沈下した場合、舗装表面にも同程度の不陸が生ずることとなるが、この舗装表面の勾配については、前述のように、航空機の運用上や排水性の面から規定がなされており（基準勾配と称す）、最小で0.5%、最大で1.0%となっている。地盤の不同沈下が生ずることにより、舗装表面の勾配がこの0.5～1.0%の勾配規定から逸脱する場合には、何らかの補修が必要になるが、ここではそれを補修必要率と定義する。舗装表面の勾配は、舗装の計画時から同一地区内でも一定ではないため、基準勾配に達するまでの余裕代も同一とはなっていない。この余裕代は、基準上限値または基準下限値までの余裕代のうち小さいほうであり、ここでは勾配変化許容値（α_a）と称することにする（厳密にいえば、これは地盤面の沈下形状に関してのものであり、舗装表面のものとは異なる）。

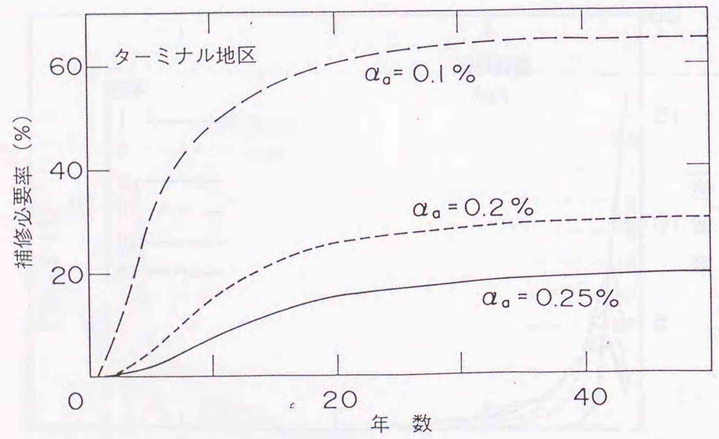


図-6.18　補修必要率の経年変化（ターミナル地区）

この補修必要率の経年変化の状況を勾配変化許容値別に示したものが図-6.18～6.20である。この図から、α_aの大小により補修必要率が大幅に異なってくることがわかり、不同沈下が著しいと予想される整備地区で、舗装建設後10年経過時の

補修必要率をみると、α_a=0.1、0.2、0.25%の場合で、それぞれ、50、20、10%程度となっている。これに対して、貨物地区は補修必要率が最も小さく、舗装建設後10年経過時で30%程度となっている。

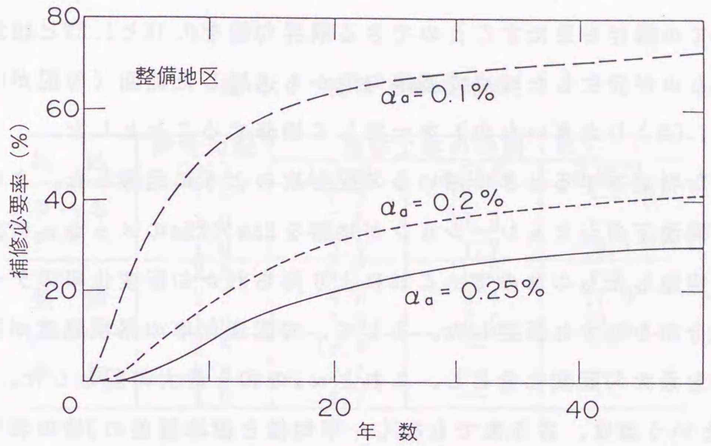


図-6.19　補修必要率の経年変化（整備地区）

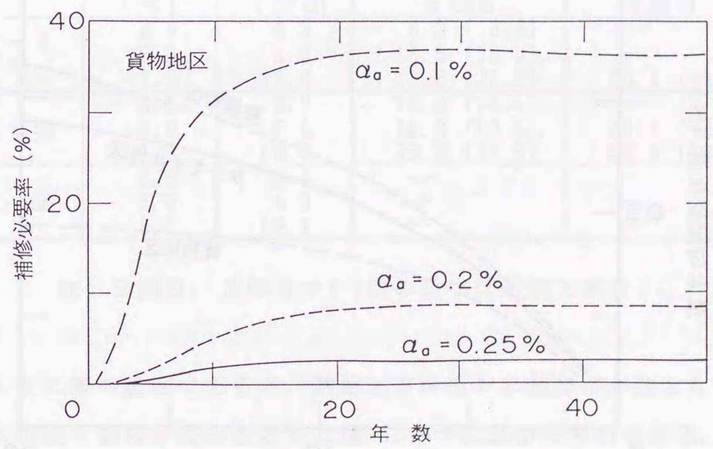


図-6.20　補修必要率の経年変化（貨物地区）

以上の議論は、表面勾配の基準を厳密に適用した場合のものであるが、この基準から逸脱すればただちに補修が行われるとするのはあまり現実的ではない。言

いかえれば、表面勾配がこの基準値を超えて、エプロンとしての機能を果たすことが困難となった箇所が生じたときに初めて補修が要請されることとなろう。機能上の問題としては、勾配が大きくなれば航空機のトーイングに問題が生じ、勾配が小さくなれば排水機能が低下することであると考えられる。前者については1.2%程度までが運用可能と推定され、後者では0.3%の設計例があることから、エプロンとしての機能を果たすことのできる限界勾配を0.3%と1.2%と設定して、これを超えるものが発生した時点で基準勾配から逸脱した範囲（勾配が0.5%より小さいものと1.0%より大きいもの）を一括して補修することとした。

そのような判定をするときに用いる勾配を次のように定義した。まず、前述のように、不同沈下のシミュレーションが地盤を25m×25mのメッシュに分割して20回の試行を実施したものなので、これにより得られた勾配変化率のデータは全体として正規分布をなすと仮定した。そして、勾配変化率の累積頻度が0.15%となるときのものを最大勾配変化量とし、これとα_aの和を最大勾配とした。この累積頻度が0.15%という値は、言うまでもなく、平均値と標準偏差の3倍の和を意味している。

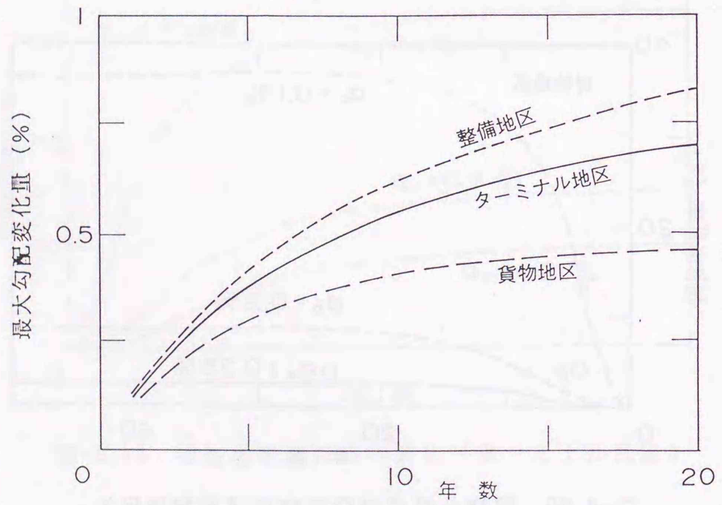


図-6.21 最大勾配変化量の経年変化

この最大勾配変化量の状況を図-6.21に示すが、各地区とも、建設後当初は勾配

の変化が著しいが、年数の経過につれて変化が小さくなっていくことがわかる。地区別でみると、整備地区で勾配変化が最も著しく、次にターミナル地区、貨物地区の順となっている。この図を用いて、地区ごと、各勾配変化許容値ごとに最大勾配が限界勾配を超過する時期、すなわち補修工事を実際に行うべき時期がわかる。それを舗装建設後20年まで示したものが表-6.3である。

表-6.3 補修工事の時期

地区	許容勾配（%）	補修工事の時期（年）		
		1回目	2回目	3回目
ターミナル	2.5	7.0	10.4	—
	2.0	5.5	11.9	—
	1.0	3.4	7.7	19.1
整備	2.5	5.7	15.8	—
	2.0	4.6	9.4	17.9
	1.0	3.0	6.6	13.1
貨物	2.5	16.4	—	—
	2.0	9.1	—	—
	1.0	4.9	—	—

表-6.4 補修工事の範囲

地区	許容勾配（%）	補修工事の範囲（%）		
		1回目	2回目	3回目
ターミナル	2.5	4.5	8.3 (3.8)	—
	2.0	5.6	18.5 (12.9)	—
	1.0	18.0	43.6 (25.6)	60.1 (16.5)
整備	2.5	2.7	16.8 (14.1)	—
	2.0	5.6	16.2 (10.6)	28.8 (12.6)
	1.0	18.4	39.9 (21.5)	56.4 (16.5)
貨物	2.5	2.4	—	—
	2.0	4.3	—	—
	1.0	18.1	—	—

注）2回目、3回目で（ ）内の数字は新規工事分

次に、この工事の範囲であるが、補修工事後新たに補修が必要となるものについては、この表と補修必要率を表した図-6.18～6.20から求められる。しかし、地盤の沈下はそれ以降も継続するので、以前の工事で補修された箇所も、補修時に修正した勾配によっては、再び許容勾配を超えることも考えられる。ここでは、極端な場合として、補修工事は新たな箇所でしか行わないとするものと、以前実施した箇所も再び実施するものを考えた。これらを表にまとめたものが表-6.4で

ある。

以上、本節で論じたものは、舗装が地盤の不同沈下に十分に追随する、すなわち、舗装表面の変形は地盤の変形そのものであるとみなしている。したがって、舗装の種類によらず適用できるものである。

６．５　舗装の破損に関する検討

６．４では、コンクリート版が地盤の不同沈下に十分に追随するものとして解析を進めたが、軟弱地盤上のコンクリート舗装の挙動について報告された事例も見あたらないこともあって、その点については必ずしも確認されてはいない。そこで、ここでは、舗装が建設された地盤に不同沈下が生じても、舗装は必ずしも十分には追随しない、すなわち、コンクリート版と路盤との間に空隙が生ずる場合の挙動を解析した。この場合、空隙の大きさがコンクリート版に及ぼす影響は、舗装の種類によって異なってくると思われるので、ここでは６．２で示した4種類の舗装別に検討する。

６．５．１　解析手法

コンクリート舗装が建設された地盤に不同沈下が生じた場合の舗装の挙動を調べるために、以下に示す3種類の検討を行った。

①　コンクリート版の終局破壊

②　コンクリート版の疲労破壊

③　目地部の破損

コンクリート版の終局破壊の検討には、荷重応力と温度応力の合力がコンクリートの曲げ強度を上回ったときを破壊と定義した。コンクリート版の疲労破壊の検討には、荷重による応力を計算してマイナー則を適用した。目地部の破損に対しては、コンクリート舗装が目地部で折れ曲がる状態を想定して、不同沈下によりスリップバーもしくはその周囲のコンクリートに生ずる応力が、それぞれの強度を上回る場合を破壊と考えた。このうち、①と②では、コンクリート版に生ずる応力を算定するものであるから、以下では、まず最初にその手法について述べ

る。そして、上記の①、②、③について論ずることにする。

（１）　荷重応力の算定

地盤に不同沈下が生じたコンクリート舗装に航空機荷重が載荷された場合の挙動を調べるために、４．２で述べたWinkler支承上の板の有限要素法を使用した。[5] 計算条件としては、支持力係数が7kgf/cm³である路盤上に、縦、横方向とも目地間隔が7.5mのコンクリート版（弾性係数350,000kgf/cm²、ポアソン比0.15）があるものを考えた。地盤の不同沈下は、６．３で論じたように、沈下幅が30mのものとしたが、このような沈下が生じた場合、コンクリート舗装は、図-6.22のように地盤に追随するものと考えられた。これは、地盤の不同沈下に対して、コンクリート版が自重だけでどのように追随するかを検討した結果に基づくものである。ここでは、7.5m×7.5mのコンクリート版9枚からなる舗装の場合で、沈下幅30mで20cmの不同沈下が生じたものを検討したが、それぞれのコンクリート版は少なくとも隅角の4点で路盤に支持されることがわかった。

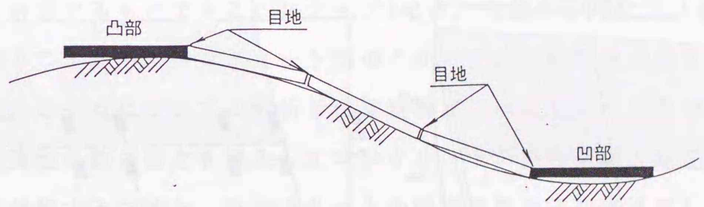
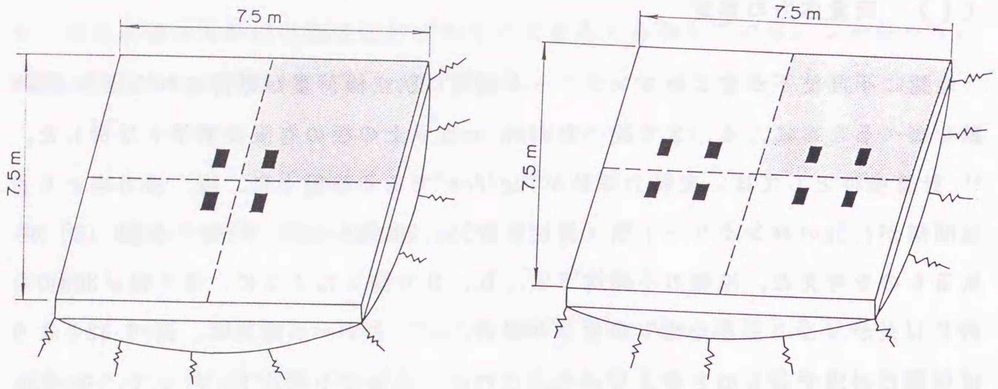


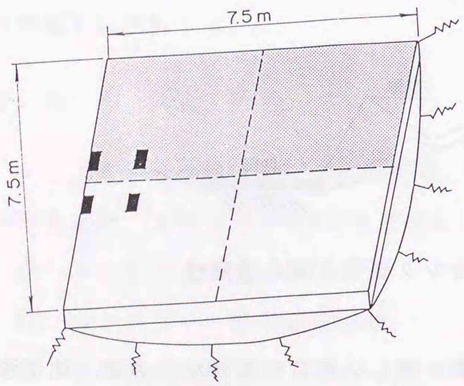
図-6.22　地盤の沈下に対するコンクリート版の追随性

したがって、コンクリート版にとって最も厳しい載荷状態になるのは、沈下形状における2つの頂点（凹部、凸部）の部分に航空機が載った場合であると推定されたので、荷重応力の計算は、1枚のコンクリート版が4点で支持されたモデルによった。この場合、航空機の載荷状態としては、設計対象航空機であるB-747-200Bの1脚もしくは2脚が、版中央部あるいは目地部に載る場合を想定した。すなわち、凹状の沈下に対しては図-6.23に示す4ケースを考え、凸状の沈下に対しては図-6.24に示すものを考えた。

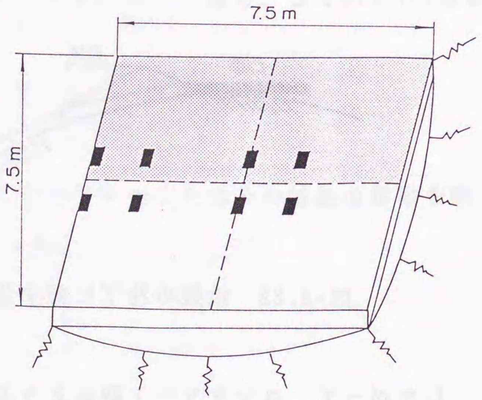


a)　中央部1脚載荷

b)　中央部2脚載荷



c)　目地部1脚載荷



d)　目地部2脚載荷

図-6.23　凹状沈下の場合の計算

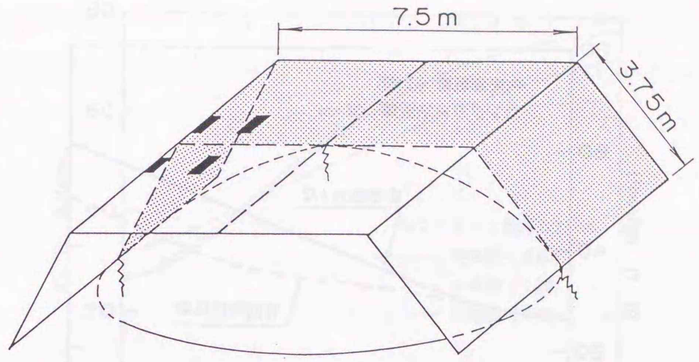


図-6.24　凸状沈下の場合の計算

地盤の不同沈下には路床・路盤は追随するものと考えたので、コンクリート版と路盤の間に空隙がある状態から計算を始めた。この計算は2つのステップからなる。ステップ1では、まず自重を荷重としてコンクリート版の沈下に対する挙動を解析する。ステップ2は、ステップ1が終了した状態で、航空機荷重が載った場合の挙動を解析するものである。ステップ1では、地盤の不同沈下が長期間継続するものであることから、コンクリート版のクリープ的な挙動を考慮する必要があると考えた。この点についての解析手法は現時点では確立していないと思われるので、有効弾性係数の概念を導入してコンクリートの弾性係数として見かけ上小さいものを使用する方法と、コンクリートの弾性係数をそのままにして計算された応力を1/2とする方法の2種類について検討した。前者の場合、ステップ1で使用する有効弾性係数としては、E_c^* (= $E_c/(1+\phi_c)$、 E_c:コンクリートの弾性係数で350,000kgf/cm^2、ϕ_c:コンクリートのクリープ係数で2.0)を用いた。ステップ2は短時間載荷なので、コンクリートの弾性係数として350,000kgf/cm^{2}を使用した。そして、ステップ1と2で得られた応力の和が荷重による応力ということになる。

図-6.25は、2つの方法による荷重応力を示したものである（コンクリート版厚：38cm）。有効弾性係数によるものは、自重による応力を1/2とするものよりも1割程度応力が小さく計算されるようである。これらの2方法は、どちらも舗装の設計に使用された例はなく、後者のほうが安全側になることから、現段階では後者のほうが適用性が大きいと考えて、それを使用することとした。

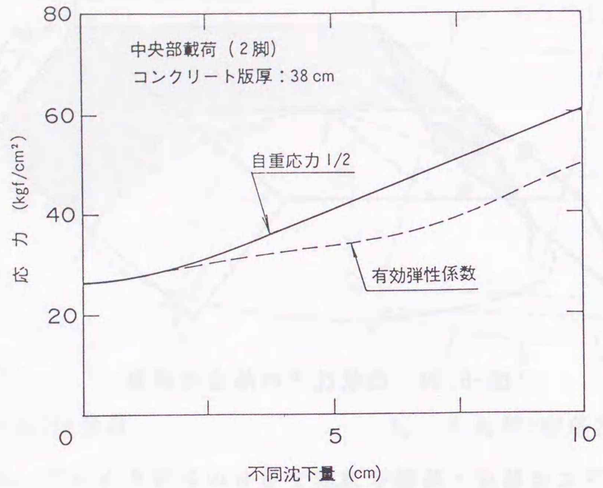


図-6.25　計算方法の違いによる荷重応力

コンクリート舗装には目地が存在するため、荷重が載荷されたときにコンクリート版に発生する応力の大きさは、４．２で述べたように、載荷位置によって異なったものとなる。地盤の不同沈下がない場合には、目地部に載荷された場合にコンクリート版に生ずる応力は最大となるが、今回のように地盤の不同沈下がある場合には、必ずしもそうならないことが想定されたので、目地部載荷と中央部載荷の両方による応力を計算した。このときの目地部での応力は、米国連邦航空局(FAA)の設計法[6]によるものと同様に、縁部載荷時の応力の75%とした。これは、前述のように、目地の荷重伝達率として90%程度を見込んでいるが、ここでは各目地にスリップバーを設けることとしたので、その程度の荷重伝達機能は維持できると考えた。図-6.26には、中央部載荷と目地部載荷の場合のコンクリート版の荷重応力を、種々の不同沈下量に対して示した。これは、版厚が38cmで、凹状の沈下が生じた場合であるが、不同沈下が比較的小さい間は目地部載荷時のほうが応力が大きいものの沈下の進行につれて中央部載荷のほうが大きい値を示すようになることがわかる。

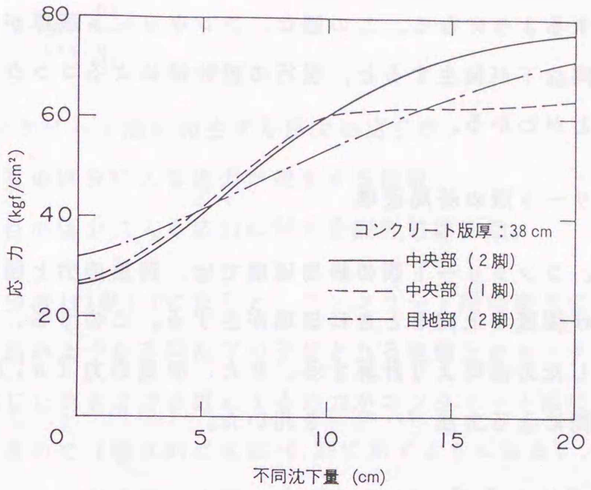


図-6.26　載荷位置の違いによる荷重応力

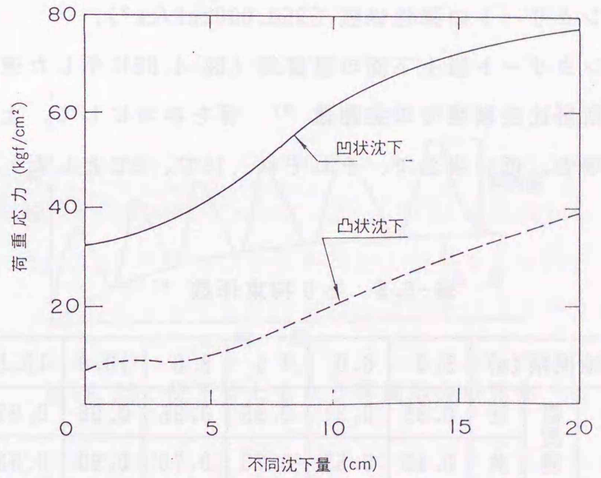


図-6.27　コンクリート版の応力に及ぼす不同沈下の影響

図-6.27に示すように、不同沈下の進行につれて、コンクリート版に発生する応力は大きくなるが、沈下形状としては凹状のほうがコンクリート版にとっては厳しいものとなるようである。凸状沈下の場合はコンクリート版表面に生ずる引張応力を示したものであるが、不同沈下量が比較的小さい間はコンクリート版下面

に引張応力が生ずるものの、不同沈下が進行するにつれてコンクリート版表面に引張応力が発生するようになる。この図は、コンクリート版厚が38cmの場合であるが、地盤に不同沈下が発生すると、現行の設計法によるコンクリート版厚では不十分となることがわかる。

（２）　コンクリート版の終局破壊

前述のように、コンクリート版の終局破壊では、荷重応力と温度応力の和がコンクリートの曲げ強度を上回るときに破壊が生ずる。このうち、荷重による応力は、（１）に示した方法により計算する。また、温度応力（σ_t）の算定には、次式で表される岩間による方法[7),8)]を用いた。

$$\sigma_t = 0.35 \cdot C_w \cdot \alpha \cdot E \cdot \theta \qquad (6.1)$$

ここに、C_w:そり拘束係数（表-6.5参照）、

α:コンクリートの線膨張係数（1×10^{-5}/℃）、

E :コンクリートの弾性係数（350,000kgf/cm²）、

θ:コンクリート版上下面の温度差（図-4.88に示した運輸省港湾技術研究所野比実験場での実測値[9)]等を参考にして、上面が下面より高い場合、低い場合で、それぞれ、15℃、8℃とした）。

表-6.5　そり拘束係数[8)]

収縮目地間隔(m)			5.0	6.0	7.5	8.0	10.0	12.5	15.0
拘束係数 C_w	温度差	正	0.85	0.91	0.95	0.95	0.96	0.97	0.98
		負	0.40	0.55	0.73	0.78	0.90	0.93	0.95

（３）　コンクリート版の疲労破壊

疲労を表す尺度となるマイナー則は次式で表される。

$$\text{疲労度(f)} = \sum_{i=1}^{m} \frac{n_i}{N_i} \qquad (6.2)$$

ここに、m :コンクリート版に発生する応力の区分数、

n_i:i番目の区分に入る応力が発生する回数、

N_i:i番目の区分に入る応力に対する疲労破壊回数。

これでは、疲労度(f)が1.0になると、コンクリート版は疲労により破壊するものと考える。今回のような不同沈下の予想される地盤上のコンクリート舗装では、不同沈下量に応じた大きさの自重による応力がコンクリート版に継続して生じたままになっているので（模式的には図-6.28に示すようになる）、これを考慮に入れてコンクリートの疲労曲線を修正した（図-6.29、NC：無筋コンクリート舗装、SFRC：鋼繊維補強コンクリート舗装）。[8),10)]　具体的には、参考文献10)に示された設計疲労強度の考え方を踏襲して１割ほど疲労強度が低下するものとした。

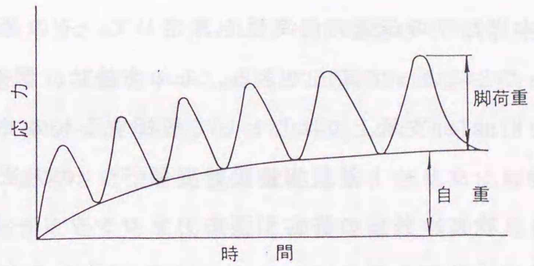


図-6.28　沈下にともなう荷重応力の変化

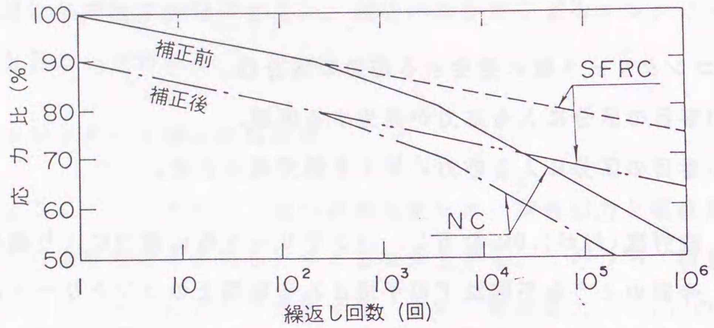


図-6.29　修正したコンクリートの疲労曲線

（４）　目地部の破損

目地としてはスリップバー目地を用いるのを標準と考えたので、目地部の破損は、コンクリート版の目地部の折れ曲がり角度がスリップバーの折れ曲がり可能角度を上回る状態になったときに起こると考えた。目地部の折れ曲がり可能角度は、スリップバー1本当たりの伝達可能荷重を算定して、その荷重がスリップバーに加わったと考えることによって算出できる。その方法は、図-4.11に示したように、スリップバーをWinkler支承上のはりとして解析するものである。[11]　具体的には、まず、空港コンクリート舗装構造設計要領[3]　の方法に従って、スリップバーの設計を行う。次に、鉄筋の許容引張応力とコンクリートの許容支圧応力としてそれぞれの降伏点強度を用いて、スリップバー1本あたりの伝達可能荷重を算定する。そして、それを式(4.15)に代入してたわみを求めて、スリップバーの折れ曲がり角を算定し、沈下幅30mの不同沈下量（または地盤の沈下形状の曲率半径）に換算すればよい。

目地幅を3mmとして計算した結果、コンクリート版厚38cmの場合のスリップバーの折れ曲がり可能角度は、17'となった。これを不同沈下量に換算すると18cm（沈下幅30m)となった。

６．５．２　破損状態からみた舗装の補修基準

６．５．１に示したように、コンクリート版の破損として、コンクリート版のひびわれと目地部の破損を考えたが、ここでは６．３で述べた不同沈下シミュレーション結果に基づき、それらの経年変化について示す。そして、６．２で示した舗装の種類別の補修基準について言及する。

（１）　舗装の破損による補修基準

６．５．１で述べたように、コンクリート版のひびわれと目地部の破損は、地盤の不同沈下と関係づけられる。地盤の不同沈下の経年変化は、６．３で示したように把握できているので、これら舗装の破損の経年的な変化状況についても把握することが可能である。舗装が航空機の運航上の規定である表面勾配を逸脱するような状況になった場合には、それは必ず補修しなければならず、６．４で示した手法により補修がなされると考えた。これに対して、ここで考えている舗装の破損の場合には、３．２で述べた舗装の評価基準に従って補修の必要性が判断されるとしてよかろう。この方法では、舗装区域を小さなユニットに分けてそれぞれの破損状態によって評価するので、ここでも対象となる地区を小さなユニットに分けてそれぞれのユニットごとに評価しなければならない。ただしここでは、地盤を25m×25mの大きさのメッシュに分けて地盤の不同沈下量の計算を行っているので、この大きさの区画を1ユニットとしなければならず、３．２で示したものとは若干大きさが異なったものとなっている。このように、ユニットの大きさが違っているので、厳密さに欠ける恐れはあるが、補修の必要性は、表-3.9に示した基準[12]　を採用することにした。この表では、補修が早急に必要であると評価される破損状態は、ひびわれ度と目地部破損のそれぞれで11.1cm/m^2、5.7%となっている。

（２）　ひびわれ度の算定

ひびわれ度の算定方法は次のようなものである。まず、不同沈下シミュレーションに用いた点ごとに、その点を含めた周囲の表面形状の曲率を算出する。そして、コンクリート版に破損が生ずるとされた曲率の値（破壊曲率）を超える曲率となる範囲を求め、その範囲内に含まれるひびわれ長を計算して、ひびわれ度を求めればよい。破壊曲率を超える範囲は、曲率の計算を縦・横2方向に行って、そ

のうち広くなるほうを半径とする円で囲まれる範囲として計算した（図-6.30）。ひびわれ長は、次式によって計算されると考えたが、ここでは、コンクリート版には縦・横2方向にひびわれが入るものとして計算した。

$$\text{ひびわれ長} = 2 \cdot L \cdot (Sr/S) \qquad (6.3)$$

ここに、L ：コンクリート版の1辺の長さ、

Sr:許容勾配を上回る範囲、

S ：コンクリート版1枚の面積。

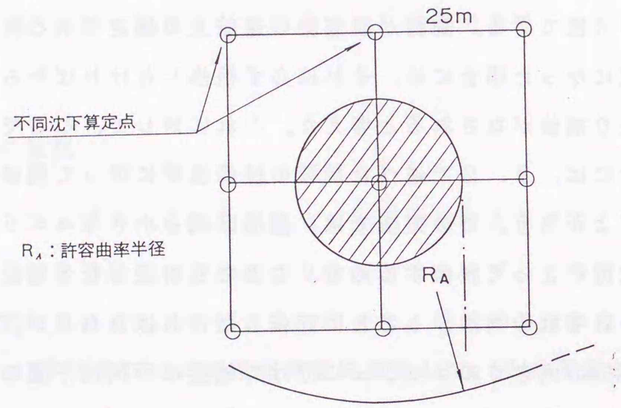
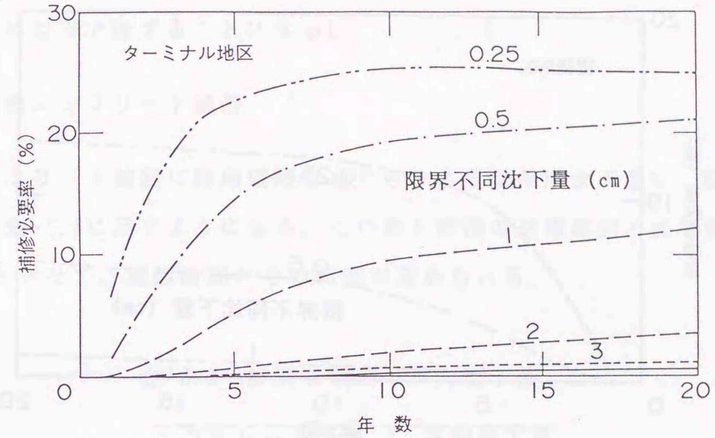
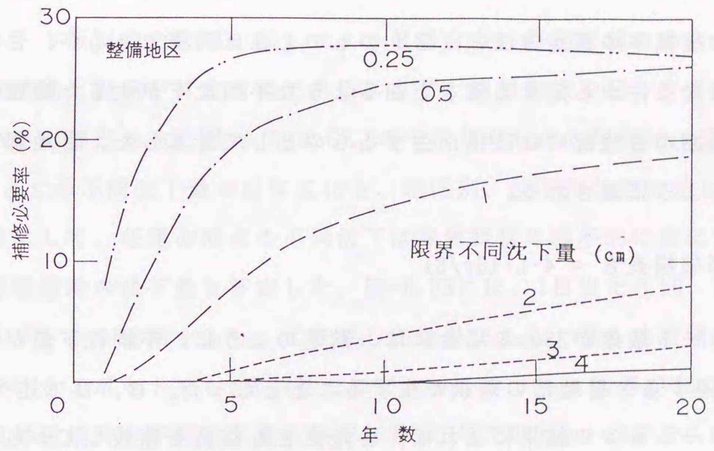


図-6.30　設定した曲率を超える範囲の計算法

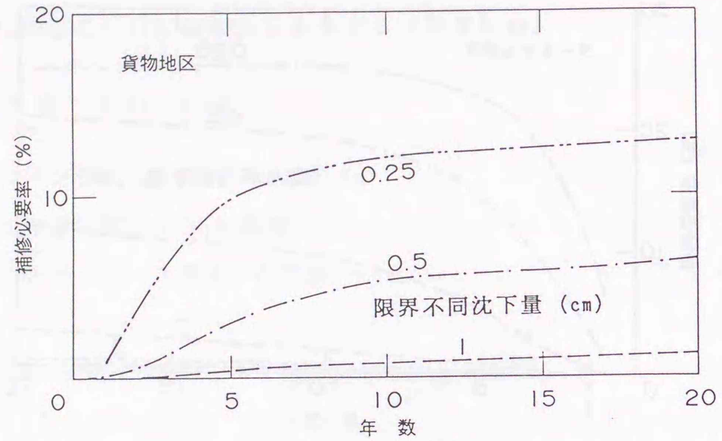
これにより得られるひびわれ長を用いてひびわれ度が計算できる。表-3.9に示した基準により早急に補修が必要と判断される値(11.1cm/m²)を越えるひびわれ度となるユニット数の割合（補修必要率）を地区別に示したものが図-6.31である。当然ではあるが、補修必要率は、舗装建設後の年数の経過につれて増加する。なお、不同沈下量がどの程度になればひびわれが発生するかといった点については後述するが、この図では任意に想定した限界不同沈下量（それ以下ではひびわれでは発生しない不同沈下量）別に補修必要率を示している。



a)　ターミナル地区



b)　整備地区



c) 貨物地区

図-6.31 早急に補修が必要とされるユニット数

（３） 目地部破損率の算定

目地部の破損率の算定方法は（２）のものとほぼ同様であるが、目地部の破損長さは、設計条件から定まる値を上回るような不同沈下が生じた範囲のコンクリート版の周囲の目地部には破損が生ずるものとして計算した。目地部の破損長さは、次式のように表される。

$$\text{目地部破損長さ} = 4 \cdot L \cdot (Sr/S) \qquad (6.4)$$

コンクリート版厚が38cmの場合には、前述のように、不同沈下量が18cm（沈下幅30m）に達すると目地部の破損が生ずることとなった。６．３で述べた不同沈下のシミュレーションの結果によれば、各地区とも舗装を建設してから20年までの間はこの18cmを超えるような不同沈下は生じないようである。

６．５．３ 舗装の種類別の破損

６．４では、基準勾配からの逸脱に対する補修の範囲を示すことが可能であったが、これは、コンクリート舗装の種類や、コンクリート版厚の違いを考慮せずに、地盤の沈下形状だけに着目したためであった。しかし、ここで論じているコンクリート舗装版の破損については、これらの要因が大きく影響するので、舗装の種類ごとに以下で論ずることにする。

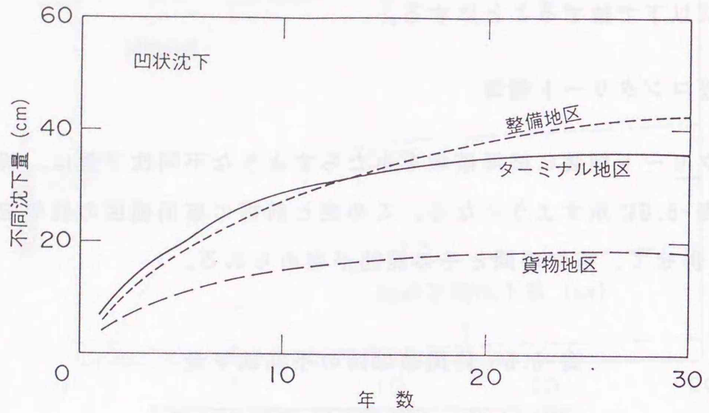
（１） 無筋コンクリート舗装

無筋コンクリート舗装に終局破壊をもたらすような不同沈下量は、版厚によって異なり、表-6.6に示すようになる。この表と前掲の破損範囲の経年変化を示した図-6.31と併せて、補修時期とその範囲が定められる。

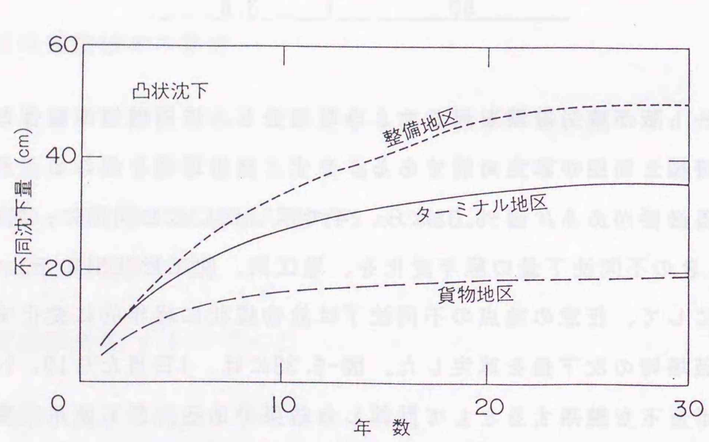
表-6.6 終局破壊時の不同沈下量

コンクリート版厚 (cm)	不同沈下量 (cm)
30	—
34	—
38	0.8
40	2.0
45	3.2
50	3.8

コンクリート版が疲労破壊を起こすような場合も、終局破壊の場合と同様な手法で、補修時期と範囲が算定可能である。まず、疲労破壊を起こすような不同沈下量を求める必要がある。図-6.32は６．４で示したものと同様に、累積頻度が0.15%となるときの不同沈下量の経年変化を、地区別、沈下形状別に示してある。この図を参考にして、任意の地点の不同沈下は放物線状に経年的に変化するとみなして、疲労破壊時の沈下量を算定した。図-6.33には、1日当たり10、14、20便の航空機がスポットを使用するとして計算した結果である。最も使用頻度の高いと考えられているスポットでも1日14便なので、コンクリート版厚が38cmの場合を考えると、疲労破壊時の不同沈下量は供用年数が5年で0.8cm、10年で0.5cmとなっている。これと終局破壊時の不同沈下量が0.8cmであったことを考え併せると、不同沈下の進行程度によってどちらにより破壊が生ずるかが判断できよう。

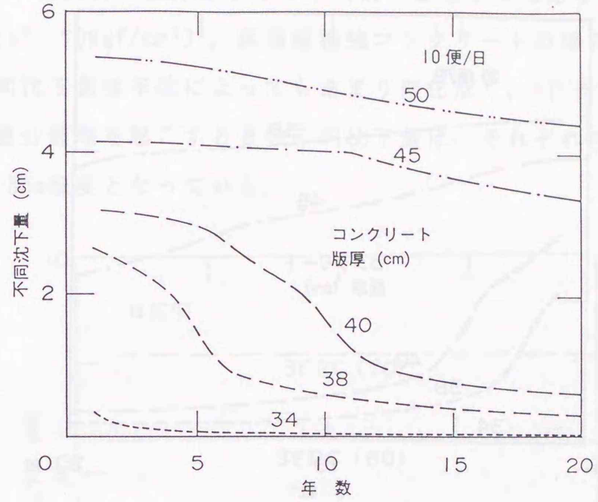


a) 凹状沈下の場合

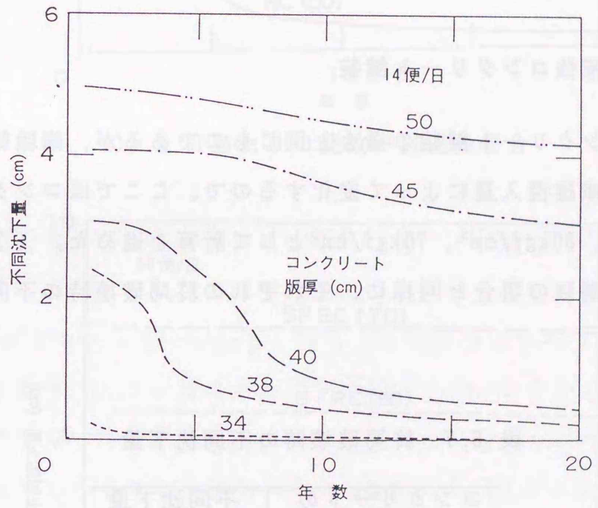


b) 凸状沈下の場合

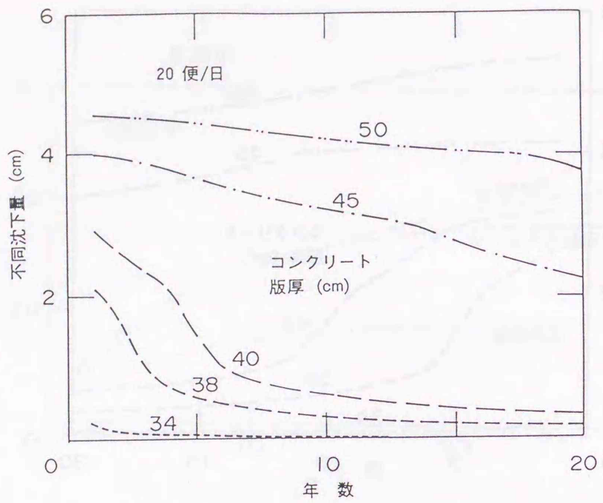
図-6.32 不同沈下量の経年変化



a) 1日当たりの便数が10便の場合



b) 1日当たりの便数が14便の場合



c) 1日当たりの便数が20便の場合

図-6.33 疲労破壊時の不同沈下量

（2） 鋼繊維補強コンクリート舗装

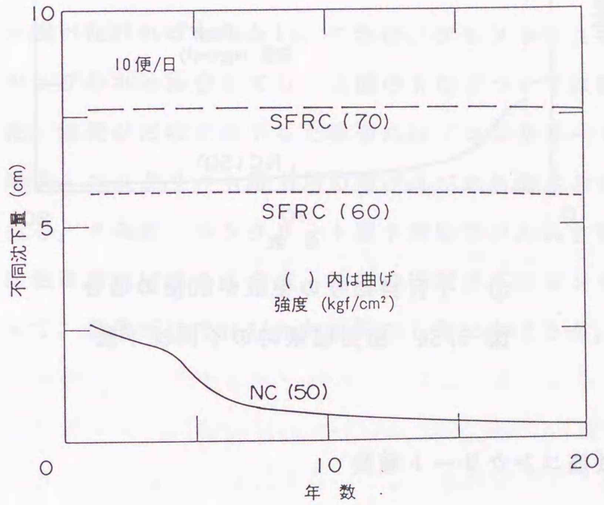
鋼繊維補強コンクリート舗装の場合と同じものであるが、鋼繊維補強コンクリートの強度は鋼繊維混入量によって変化するので、ここではコンクリート版厚を38cmとしたまま、60kgf/cm²、70kgf/cm²として計算を進めた。（1）で示した無筋コンクリート舗装の場合と同様に、それぞれの終局破壊時の不同沈下量は表-6.7のようになる。

表-6.7 終局破壊時の不同沈下量

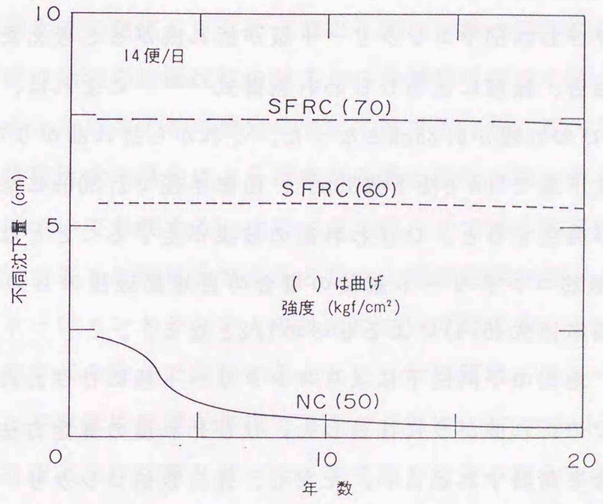
コンクリートの曲げ強度 (cm)	不同沈下量 (cm)
50	0.8
60	5.3
70	7.8

疲労破壊については、疲労曲線が無筋コンクリートの場合と若干異なるが、基本的には無筋コンクリートの場合と同様な手法により検討可能である。図-6.34に

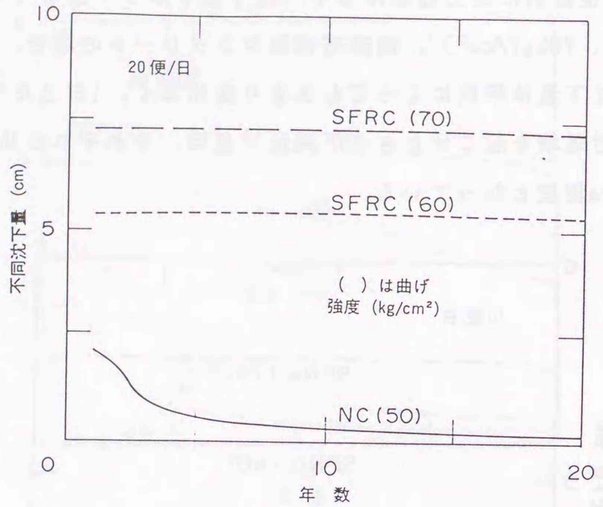
は、1日当たりの便数別に疲労破壊時の不同沈下量を示してある（それぞれ、曲げ強度が60kgf/cm²、70kgf/cm²）。鋼繊維補強コンクリートの場合、疲労破壊を起こすような不同沈下量は年数によってもあまり変化なく、1日当たりの便数を14便とした場合、疲労破壊を起こすときの不同沈下量は、それぞれの曲げ強度に対して、5.5cm、7.5cm程度となっている。



a) 1日当たりの便数が10便の場合



b) 1日当たりの便数が14便の場合



c) 1日当たりの便数が20便の場合

図-6.34 疲労破壊時の不同沈下量

（3） 連続鉄筋コンクリート舗装

連続鉄筋コンクリート舗装は基本的には横目地を省略したものであるので、ここでは、縦・横方向別に検討した。

縦方向にはひびわれ部でコンクリート版が折れ曲がると考えた。コンクリート版厚が38cmの場合、鉄筋によるひびわれ制御式[13]によれば、最大ひびわれ間隔が160cm、ひびわれ幅が0.28mmとなった。これから折れ曲がり可能角度が算定できるが、不同沈下量で7cm（沈下幅30m）、曲率半径で2,200mになる。これを超えるような沈下が発生すると、ひびわれ部の破損が生ずることとなるが、この場合の補修基準は無筋コンクリート舗装の場合の目地部破損のものに準ずればよい（ただし、破損率は式(6.4)によるものの1/2となる）。

横方向には、地盤の不同沈下によりコンクリート版にひびわれが縦方向に入る場合と目地部での折れ曲がりに注目した。ひびわれ度の算定方法は無筋コンクリート舗装の場合を踏襲すればよい。ただし、連続鉄筋コンクリート舗装の場合、ひびわれは1方向のみに入ると考えるので、ひびわれ度の頻度分布の場合の1/2になる。また、目地部の折れ曲がりについては無筋コンクリート舗装の場合と同様

である。

（4） プレストレストコンクリート舗装

プレストレストコンクリート舗装の破壊については、（1）～（3）の場合と異なり、以下の点について考察することが必要となる。

まず、地盤が凸状に沈下した場合は、コンクリート版上面に曲げひびわれが発生しないかどうか調べなければならない。これは、プレストレストコンクリート舗装では版下面のひびわれは許容しても、上面のものについては許容していないからである。また、地盤が凹状に沈下した場合には、コンクリート版上面の圧縮破壊、PC鋼材の降伏、コンクリート版上面の曲げひびわれ発生といった点に関する検討が必要である。さらに、コンクリート版下面にひびわれを許容しているといっても、それは載荷時だけであるので、地盤の不同沈下にコンクリート版が追随することによって、自重だけでひびわれが開口しないかどうか、検討しなければならない。

6．6 マネージメントシステムの策定

本節では、前節までに実施してきた地盤の不同沈下量の経年変化、舗装表面の勾配の規定ならびに舗装の路面性状の規定からの補修の頻度に関する考察結果に基づき、メンテナンスシステムの策定について論ずる。6．6．1として、設計期間中は舗装の路面性状の規定による補修が必要とはならないような構造の舗装を建設する場合について考察する。次に、6．6．2では、路面性状の規定による補修工事も実施することが可能であるとして、解析期間中のトータルコストを考慮に入れたマネージメントシステムの策定について論ずる。

実際の補修工事をどの時点で実施するかといった問題は、マネージメントシステムの策定に際して非常に重要な事項である。これは、1ユニットでも早急に補修が必要と判断されるような状態となったときに直ちにその部分を補修してしまうか、あるいは早急に補修が必要と判定される範囲がある程度まで増加した時点で一括して補修するか、といった問題である。補修の必要性については、舗装表面

の勾配に関わる規定ならびに路面性状に関わる規定を用いたが、両者とも、補修を実施する時期については規定は設けられていない。このうち、前者については運航面を考えて許容勾配±0.2%(0.3～1.2%)を超えるような沈下が生じたときに、許容勾配を上回っている範囲をすべて補修することとしたが、これは、いうまでもなく、後者の立場である。路面性状に関する規定に対しても、その立場を踏襲することにし、補修が必要となる範囲がある程度まで増加した時点で工事を行うこととする。ここでは、その基準値を10%と規定して解析を進めた。これは、一般的な大型航空機用スポットの大きさが70m×190mであり、路面性状の評価を行うユニット数でいえば30程度となるので、この内の3ユニットで補修が必要となったときに、スポットを閉鎖して、その部分を補修することを意味している。

６．６．１　破損による補修を不要とする場合

今回対象としている舗装区域は、表-6.1に示したように、運用上工事可能時間に制約が設けられている。しかし、ローディングスポット数の絶対的な不足から、昼夜工事可能となっている区域においても昼間はローディングスポットとして使用しなければならない状況となることも想定しておく必要がある。この場合、工事が可能なのは夜間だけとなるが、このような状況下では、補修工事を実施する回数を極力抑えることが必要となろう。前節までに述べたように、地盤に不同沈下が生じたために舗装の補修が必要となるのは、二とおりの場合がある。一つ目の舗装の表面勾配に関する規定から逸脱するような状況となった場合には、必ず補修工事を実施しなければならない。これに対して、二つ目のひびわれ度や目地部の破損といった路面性状の規定から必要とされる補修工事は、たとえば版厚を大きくするといった工夫により、解析期間中は補修工事が不要とできよう。そこで、本節では、解析期間を空港コンクリート舗装要領で規定している設計期間10年として、その間補修工事は表面勾配に関する基準から逸脱したときだけであるとした場合のマネージメントシステムについて述べる。なお、ここでは、舗装の種類ごとにコンクリート版の厚さを決定する手法を論ずることに重点を置く。

（１）　無筋コンクリート舗装

解析期間を10年として、舗装建設後10年間はひびわれ度の基準に基づく補修を

行わないもの、すなわち、10年経過時に直ちに補修を行わなければならなくなるものは、前掲の図-6.31から、ターミナル地区、整備地区、貨物地区のそれぞれで、0.8cm、1.0cm、0.3cm程度の不同沈下に耐えられるものとなる。これに対応するものを、前掲のコンクリート版厚と終局破壊時の不同沈下の関係を示した表-6.6から読みとると、それぞれ、38cm、39cm、38cmとなる。これに対して、疲労破壊に関する基準では、コンクリート版厚を38cm、スポット使用便数を1日14便とすると、10年後では0.5cmとなることがわかる。終局破壊に関する基準のうちでは、貨物地区だけが疲労破壊の心配はないことがわかる。ターミナル地区、整備地区では、疲労破壊によりコンクリート版厚が規定されることになり、それぞれ、40cm、41cmとなることがわかる。

以上は、補修工事を実施する時期を、ユニット全体のうち10%で破損が生じたときに工事を実施すること、スポット使用便数がこのエプロン地区で想定されている最も頻度の高い1日14便であることを条件に、計算された結果である。しかし、より現実に即した場合についても検討しておく必要があろう。まず、便数については、ターミナル地区では1日14便でいいものの、整備地区、貨物地区では、それぞれ、1日2便、1日4便となっている。また、ユニット全体の1%で破損が生じた場合に、補修をした場合を考えることにする。これは、前述のようにスポットの大きさが70m×190mなので、3スポットに含まれるユニット（95ユニット）の内、ほぼ1箇所で早急に補修が必要と判定される場合である。その箇所で工事が実施されている間は、従来は3スポットを使用していた航空機を2つのスポットで運用することを意味するが、使用時間の調整が可能ならば1スポット当たり1日20便程度運用した実績があるので、このようなことも可能となろう。以上の議論に基づいて検討した結果、ターミナル地区、整備地区、貨物地区のそれぞれで、43cm、43cm、38cmのコンクリート版厚が必要となることがわかった。

（２）　鋼繊維補強コンクリート舗装

鋼繊維補強コンクリート舗装の場合、表-6.7に示したように、終局破壊もしくは疲労破壊を起こす場合の不同沈下量は、曲げ強度が60kgf/cm^2、70kgf/cm^{2}の場合で、それぞれ、5.3cm、7.5cmであることがわかっている。（１）で示したように、ユニット全体のうち10%で破損が生じたときに工事を実施し、スポット使用便

数がこのエプロン地区で想定されている最も頻度の高い1日14便であるとの条件では、ひびわれ度の基準から補修が必要となるときの不同沈下量は最大で1.0cmであることがわかっている。したがって、この程度の強度を有する鋼繊維補強コンクリートを使用すれば少なくとも10年間は補修が必要とはならないことがわかる。

次に、（１）で実施したものと同様に、各地区ごとの計画便数を考慮し、ユニット全体の1%で破損が生じた場合に補修をするものとしても、最も不同沈下の著しい整備地区でも3cmまでに補修範囲が拡大されるだけで、上述の鋼繊維補強コンクリートの限界不同沈下量にはかなり余裕があるものとなっている。そこで、鋼繊維の混入率をどの程度まで下げれば、10年間でちょうど補修が必要になる状況となるのか検討してみた。その点について示したものが図-6.35である（便数が1日14便の場合）。曲げ強度が54kgf/cm²、57kgf/cm²の場合に、終局破壊が生ずることとなる不同沈下量は、それぞれ、3.1cm、4.2cmである。また、疲労破壊が生ずる場合には、1日14便を想定しても、前者で4.2cm、後者で5.1cmとなっている。これは上記の3cmよりも大きい値であり、鋼繊維補強コンクリートの曲げ強度を54kgf/cm²としても、10年間は補修が必要ではないことが認められよう。

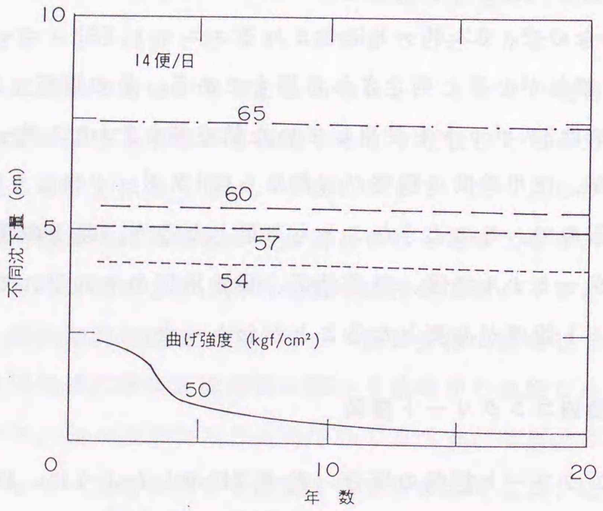


図-6.35　疲労破壊時の不同沈下量

鋼繊維の混入率をあまり少なくすることは、出来上がったコンクリートの品質

にばらつきが生ずるので得策とはいえず、ここでは0.5%を最低としている。この混入率のとき、鋼繊維補強コンクリートの曲げ強度は、最低でも54kgf/cm²（ベースコンクリートの強度を50kgf/cm²として）が確保されていることがわかっている。[14] したがって、鋼繊維の混入率を0.5%としても、10年間はひびわれ度の規定による補修は必要ないことがわかる。

（３）　連続鉄筋コンクリート舗装

６．５で述べたように、ひびわれ長さは無筋コンクリート舗装や鋼繊維補強コンクリート舗装の場合の1/2であるから、早急に補修が必要とされる範囲も無筋コンクリート舗装の場合とは異なったものとなる。ここでは、最も不同沈下が激しい整備地区で、全体の1%で破損が認められたときに補修を行うとしたときの不同沈下量を算定することにする。その場合の補修範囲の経年変化は、図-6.36に示すようなものとなり、これから、補修範囲が1%とした場合の不同沈下量は、2.4cmとなることがわかる。これは、前述の3cmを下回っており、連続鉄筋コンクリート舗装においてはひびわれに基づく補修は必要ないことがわかる。

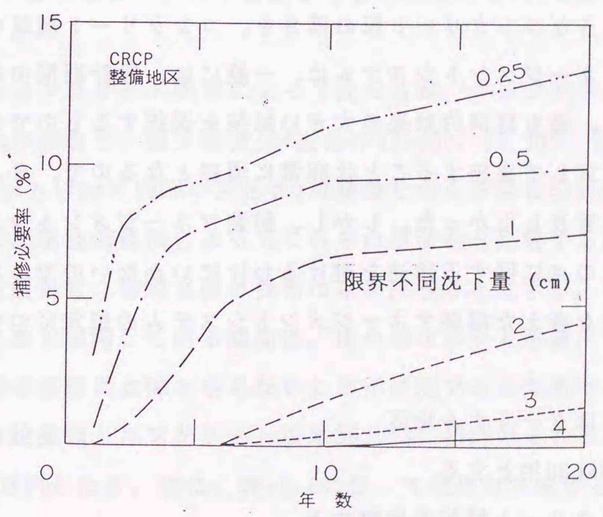


図-6.36　補修範囲の経年変化

（４）　プレストレストコンクリート舗装

プレストレストコンクリート舗装は、載荷時にはコンクリート版下面にひびわれの発生を許す第Ⅲ種設計法によるものに限定した。地盤の不同沈下を考慮しない場合、本節の設計条件に対してはコンクリート版厚が18cm、有効プレストレスが33.5kgf/cm²となる。

施工条件に合わせて、1レーンの長さが100mのプレストレストコンクリート版について解析を行った結果、コンクリート版下面、上面に発生する最大応力は、それぞれ、116kgf/cm²、44.5kgf/cm²となることがわかった。また、温度応力は、コンクリート版上下面の温度差として10°Cを考えて、12.25kgf/cm²となった。

プレストレストコンクリート舗装の破壊については、６．５で述べた点について考察したが、どの点に関しても問題はないものと判断された。すなわち、ここで示した形式の舗装によれば10年間は構造破壊に起因する補修は必要ないことが認められた。

６．６．２　トータルコストの比較による場合

６．６．１では、10年の設計期間の間、ひびわれ度の規定に基づく補修を行わなくともいいようなコンクリート版の厚さを、コンクリート舗装の種類ごとに決定した。舗装マネージメントシステムは、一般には、設計期間中の補修の頻度等を考慮にいれて、最も経済的効果の大きい舗装を選択するものである。これを実際の舗装計画に対して実施することは非常に煩雑となるので、６．６．１ではその点に関しては言及しなかった。しかし、舗装マネージメントシステムの策定にあたっては、この点に関する論述を避けるわけにいかないので、以下の条件に限定して経済効果を考えた舗装マネージメントシステムの策定について論ずることにする。

①　対象地区はターミナル地区

②　解析期間は20年とする

③　無筋コンクリート舗装を建設する

④　初期建設時のコンクリート版厚は38cmを確保する

⑤　ひびわれによる破損が生じたときにはコンクリートにて打ち換えする

なお、ここでは、６．４で述べた舗装表面の許容勾配からの逸脱に基づくものは含まれていない。これは、建設される舗装は無筋コンクリート舗装であり、許容勾配からの逸脱による補修工事はコンクリート版厚の違いにはよらないからである。

解析期間を20年としたので、初期建設時のコンクリート舗装として以下に示す3種類を考えた。

①　空港コンクリート舗装構造設計要領に示されているもの

②　建設後10年間はひびわれ度の規定に基づく補修はないもの

③　建設後20年間はひびわれ度の規定に基づく補修はないもの

②の場合は、６．６．１での検討により、所要コンクリート版厚が43cmとなることがわかっている。これを算定した手法と同じものを③の場合にも適用すると、45cmとなった。この38cm、43cm、45cmについて、終局破壊について示した表-6.6、疲労破壊について示した図-6.33、ひびわれ度が11.1cm/m²を超える範囲を示した図-6.31から、舗装建設後20年間に必要となる補修工事を求めると表-6.8のようになる。コンクリート版厚が43cmのものは20年間に3回の補修工事（それぞれ1%の面積ずつ）を実施するだけでいいのに対し、コンクリート版厚38cmのものは建設後5年目から補修が必要となり、20年経過するまでに全体の26%で補修が必要となることがわかる。

初期建設費はコンクリート版厚によって変わるが、コンクリート版厚38、43、45cmのそれぞれの場合で、舗装面積1m²当たり13,400、15,200、15,500円として、エプロン1スポット(70m×190mの大きさ)の舗装をつくる場合の計算をする。２．で述べたように、現在価値法によってこれらの経済性を比較することにするが、ここでは、最も簡単に、管理者側の費用のみを扱うことにする。それは、上述のように、補修工事を実施している期間は、ほかのスポットを流用することなどによって、航空機の運航に支障を与えないことが可能であるためである。

舗装の初期建設費は、コンクリート版厚38、43、45cmのそれぞれの場合で、178、202、206百万円となる。次に、表-6.8に従って補修を実施する場合のトータルコストを算出する（ただし、ここでは舗装の解体費は考慮していない）。コンクリート版厚38、43、45cmのそれぞれの場合で、割引率を考慮しないと225、208、206百万円となるが、割引率6%として考えれば、現在価値で207、205、206百万円

となる。

表-6.8　補修の頻度と範囲

舗装建設後の経過年数	補修の範囲（%）		
	38	43	45
1	—	—	—
2	—	—	—
3	—	—	—
4	—	—	—
5	2	—	—
6	8	—	—
7	4	—	—
8	2	—	—
9	2	—	—
10	2	—	—
11	2	1	—
12		—	—
13	1	—	—
14		—	—
15	1	1	—
16		—	—
17	1	—	—
18		—	—
19	1	—	—
20		1	—

厳密にいえば、(5)式にも示したように、舗装の経済性についての検討を行うためには、ここで考えた建設費といった費用のほかに、利用者の便益や舗装の残存価値といったことも考えなければならない。これは、補修工事を行うことにより旅客の乗降・貨物の積み降ろしがスムーズにできなくなることや、閉鎖スポット数が増加すれば航空機の着陸料等の収入が減少することといった点を考慮にいれなければならないことを意味する。しかし、これらについては現時点では不明確な点も多いので、ここでは建設費のみを考えてきた。その結果、3種類の舗装建設・補修計画によっても現在価値により経済性の比較を行うとほとんど差はないこととなる。このような場合には、予算の獲得具合、航空機の取り回しやすさ、補修の確実性といった点を総合的に判断して、最適な計画を策定することが必要となろう。

6．7　まとめ

本章では、東京国際空港の沖合展開事業第二期工事を例にとって、軟弱地盤上に空港コンクリート舗装を建設する場合のマネージメントシステムの策定について論じた。得られた知見をまとめると以下のようになる。

(1)　地盤の不同沈下のシミュレーション結果を舗装の設計に反映させた。地盤の不同沈下は二つの点で舗装の補修時期・範囲に影響を与える。一つは、舗装の表面勾配の基準からの逸脱であり、もう一つは、コンクリート版と路盤の間に空隙が生ずることによりコンクリート舗装に破損が生ずることである。

(2)　表面勾配からの逸脱については、2点間の勾配を直線とみなして検討した。エプロン区域の用途地区別に補修時期・範囲を算定した。著しい不同沈下が予想される地区では、20年間で60%程度の範囲で補修が必要になるものと推定された。

(3)　路面性状の規定による補修の必要性については、地盤の沈下を3次曲線とみなして検討した。舗装の破損として生ずることが予想されるものは、ひびわれであることがわかった。

(4)　ひびわれの発生は、終局破壊と疲労破壊の2とおりにより検討した。地区別、交通量別にひびわれの規定による補修頻度を算定した。各舗装種別ごとにも補修頻度を算定した。

(5)　解析期間を10年、20年とした場合のマネージメントシステムの策定について論じた。解析期間が10年の場合には、その期間中補修が不要となるように舗装を設計し、20年の場合には、補修も可能だとして経済性も考慮に入れてマネージメントシステムを策定した。

参考文献

1) 林　洋介、佐藤勝久：地盤の不同沈下による空港舗装の破損、第19回土質工学研究発表会講演集、pp.148　9-1490、1984.

2) 運輸省航空局：空港土木施設設計基準、1989.

3) 運輸省航空局：空港コンクリート舗装構造設計要領、105p.、1977.

4) 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、第27巻、第4号、pp.123-200、1988.
5) 福手　勤、八谷好高、山崎英男：コンクリート舗装の目地部における荷重伝達機能、港湾技術研究所報告、第21巻、第2号、pp.207-236,1982.
6) Federal Aviation Administration：FAA Advisory Circular, AC150/5230-6C, 159p., 1978.
7) 岩間　滋：コンクリート舗装の構造設計に関する実験的研究、土木学会論文集、第111号、pp.16-46、1964.
8) 日本道路協会：セメントコンクリート舗装要綱、275p.、1984.
9) 八谷好高、佐藤勝久、田中孝士：コンクリート舗装構造の非破壊評価法の開発 － フォーリングウエイトデフレクトメーターによる、港湾技術研究所報告、第26巻、第2号、pp.465-492、1987.
10) 土木学会：コンクリート標準示方書（設計編）、200p.、1986.
11) Yorder,E.J., M.W.Witczak：Principles of Pavement Design, Second Edition, John Wiler & Sons, pp.81-126, 1975.
12) 運輸省航空局：空港舗装補修要領（案）、95p.、1984.
13) Ryoichi Sato, Yoshitaka Hachiya, Atsuhito Kawakami：Development of New Design Method for Control of Cracking in Continuously Reinforced Concrete Pavement, Proceedings, 4th International Conference on Concrete Pavement Design and Rehabilitation, pp.431-443, 1989.
14) 土木学会：鋼繊維補強コンクリート設計施工指針（案）、コンクリートライブラリー第50号、183p.、1983.

7．結論

本論文は空港コンクリート舗装のマネージメントシステムについて論じたものである。まず、舗装マネージメントシステムについて概説し、評価ならびに補修のサブシステムに関して詳細に論じた後、軟弱地盤上に空港コンクリート舗装が建設される場合を例にとってマネージメントシステムの策定について記した。

第１章では、航空輸送が、第二次世界大戦後に急激に進展し、わが国の交通体系の中で重要な位置を占めるに至った経過について示した。その航空輸送の拡大を支えるためには、空港の整備、特に空港舗装の整備が重要であることを述べた後、現行のわが国の空港コンクリート舗装の設計法ならびに維持・補修方法についてまとめた。

第２章では、舗装マネージメントシステムについて概説した。舗装マネージメントシステムはいくつかのサブシステムから成り立っていることを述べ、空港舗装では、航空機の運航の安全性を確保するという視点が重要であることを示した。

第３章ならびに第４章では、空港コンクリート舗装のマネージメントシステムの主要なサブシステムである舗装評価について論じた。この舗装評価は舗装表面に現れてくる破損の状態、すなわち路面性状に注目するものと、舗装構造に注目するものの２つに分けられるので、二つの章に分けて述べている。

第３章では、空港コンクリート舗装の路面性状の評価方法の確立、空港舗装データバンクシステムの開発について述べた。そして、このシステムにより収集したデータを使用して、空港舗装の路面性状の実態について分析した。得られた知見は以下のようなものである。

(1)　路面性状の実測値を用いて、舗装補修の必要性を表す指標PRIを開発し、滑走路、誘導路、エプロンのそれぞれに対し、補修の必要性に関する基準値を決めた。

(2)　設計、施工、補修、路面性状等広範なデータを一元的に管理することを目的

として、空港舗装データバンクシステムを開発した。さらに、その有効利用を図るために、パーソナルコンピューターを使用する出力サブシステムを開発した。

(3) わが国の空港舗装の路面性状については、かなりの部分で補修は必要ないと評価されるので、全体的に見て良好さを保っている。米国の空港舗装は、最高から破壊までその状態が広く分散しているというのが現状である。両者の舗装評価方法を比較すると、わが国のほうが厳しいものとなっていることがわかった。

(4) 空港コンクリート舗装の破損としては、ひびわれの発生する危険性が最も大きいが、目地部の破損も見られ、破損原因は複雑なものとなっている。さらに、アスファルト舗装等に比較すると、コンクリート舗装では供用期間が路面性状に及ぼす影響の最も小さいことがわかった。

第４章では、空港コンクリート舗装の構造評価法について論じた。まず、コンクリート舗装の最大の弱点である目地部の挙動に関して、試験舗装を用いた実験と有限要素法による解析を実施し、これらの結果を踏まえて、新しい目地構造の研究開発について記した。そして、この目地の荷重伝達機能を含めて、フォーリングウエイトデフレクトメーター(FWD)を用いて空港コンクリート舗装の構造状態を調査する方法の開発について論じた。得られた知見をまとめると以下のようになる。

(1) 目地の効果を相対比較するためのパラメーターとして荷重伝達率Effを定義し、その妥当性を明らかにした。

(2) のこみぞ目地、かぎ型目地では、目地幅が、それぞれ、3.5mm、2.0mmにまで開くと、荷重伝達率は40%にまで減少する。これに対して、スリップバー目地では目地幅を25mmまで開いても、荷重伝達率は直径32mmのもので80%、38mmのもので70%まで低下するのみあることが認められた。

(3) 目地部における荷重伝達の不連続性を1次元ばね要素で表すことによって、コンクリート舗装解析のための有限要素解析法を開発し、目地部の荷重伝達率を種々に変えた場合の航空機荷重による曲げ応力と版厚の関係を算出した。

(4) かぎ型目地に代わる新しい目地構造として、改良かぎ型目地を開発した。これは、従来のかぎ型目地同様、凸部と凹部の目地部材のかみ合わせにより荷重伝達を図るものであるが、凸部の目地部材をプレキャスト化して部材破壊の危険性を減少させた。

(5) 試験舗装に対する載荷試験ならびに数値解析の結果から、最適部材寸法は次のようなものであることがわかった。

① 目地部材の厚さはコンクリート版厚の0.2倍

② 目地部材の曲線部分の長さはコンクリート版厚の0.1倍

③ 目地部材の水平部分の長さはコンクリート版厚の0.1倍

(6) コンクリート版中央部でのFWDの測定値から、Westergaardの中央部載荷公式を用いて、コンクリートの弾性係数E_cと路盤支持力係数Kを算出することができる。

(7) 目地の荷重伝達機能を表す指標としてEff'を導入した。これは目地部でのFWDの測定値を使って計算するものであり、(1)で示した目地近傍のたわみから算出する目地の荷重伝達率Effと相関があると考えられた。

(8) 路盤の永久変形によって目地部に生ずる版と路盤の間の空隙については、目地部でのFWDの測定値から見かけの路盤支持力係数K'を算出し、版中央部での測定で得られた路盤支持力係数Kと比較することによって、その有無、大きさが判断できる。

第５章では、空港コンクリート舗装の補修工法の開発について論じた。一つは、かさ上げ工法であり、コンクリート舗装上のアスファルトコンクリートによるかさ上げ工法、コンクリートによるかさ上げ工法である。もう一つは、プレストレストコンクリート舗装（PC舗装版）が沈下した場合の補修工法としての舗装版のリフトアップ工法である。得られた知見は以下のようなものである。

(1) 既設コンクリート舗装の目地の効果はかさ上げ後もあることが認められた。かさ上げ厚の増加につれてコンクリート版の目地部におけるかさ上げ舗装の見かけの荷重伝達率は増加することから、かさ上げ層が荷重伝達に果たす役割の大きいこともわかった。

(2) 既設コンクリート版がまだ十分板機能を果たすことのできる時点でアスファルトかさ上げを実施する場合の厚さ算定法として、多層弾性理論によるものと、

複合版としての有限要素解析によるものを導いた。両者とも、既設コンクリート舗装の目地の荷重伝達機能を考慮できる。また、これらによれば、現行法によるものよりもかさ上げ厚が小さく算定されることになった。

(3) コンクリート舗装上にコンクリートによりかさ上げする場合には、上下層の付着率によって、かさ上げ厚は異なったものとなり、付着率を良好に保持できるならばかさ上げ厚を小さくできるものの、上下層の剝離があって付着程度が悪い場合にはその厚さをかなり大きいものとしなければならない。

(4) 上下層の付着を高める方法として溝切りとショットブラストを施工して、セメントペーストを塗布するという旧コンクリート層面の処理方法の有効性が確認された。この溝切りは、実際の舗装でみられる破損状況を勘案して、既設コンクリート版の周辺部だけに施工することとした。

(5) 沈下したPC舗装版のリフトアップ工法を開発した。その作業工程は、①沈下したPC舗装版にコアボーリング機で削孔、②その孔を利用して路盤を掘削、③ジャッキ装着金具を舗装版にセット、④装着金具を固定しておいて反力用コンクリート盤を打設、⑤鋼製台座、ロックボルトをセットした後油圧ジャッキをジャッキ装着金具に取り付け、⑥反力盤に加力して舗装版をリフトアップ、⑦舗装版と路盤の隙間へグラウト、というものである。

(6) リフトアップ荷重による反力盤の沈下等が明らかになり、リフトアップ作業における高さ管理として、反力盤の沈下量を含むジャッキストローク量による方法を採用した。また、有限要素法によって、種々の地下形状に対応できるようなリフトアップ工程を事前に設定できることが確認された。

第６章では、軟弱地盤上に空港コンクリート舗装を建設する場合のマネージメントシステムの策定について論じた。得られた知見をまとめると以下のようになる。

(1) 地盤の不同沈下は２つの点で舗装の補修時期・範囲に影響を与える。１つは、舗装の表面勾配の基準からの逸脱であり、もう１つは、コンクリート版と路盤の間に空隙が生ずることによりコンクリート舗装に破損が生ずることである。

(2) 表面勾配からの逸脱については、２点間の勾配を直線とみなして検討し、補修時期ならびにその範囲を算定した。著しい不同沈下が予想される地区では、

舗装構造によらず、20年間で60%程度の範囲で補修が必要になるものと推定された。

(3) 路面性状の規定による補修の必要性については、地盤の沈下を３次曲線とみなして検討した結果、破損としては、ひびわれが生ずることが予想された。ひびわれの発生は、終局破壊と疲労破壊の２通りにより検討し、舗装構造別に、補修頻度・範囲を算定した。

(4) (1)～(3)で得られた知見に基づいて、解析期間を10年、20年とした場合に、軟弱地盤上に空港コンクリート舗装を建設・運用する場合のマネージメントシステムを策定した。

謝　辞

本研究の遂行ならびに本論文の取りまとめにあたっては、北海道大学工学部菅原照雄教授に終始懇切丁寧な御指導と御鞭撻を賜った。また、北海道大学工学部土岐祥介教授にも終始懇切丁寧な御指導と御鞭撻を賜った。ここに心から感謝申し上げます。

また、本論文の取りまとめにあたり、懇切丁寧な御指導を賜った北海道大学工学部藤田嘉夫教授、芳村仁教授、三田地利之教授に厚くお礼申し上げます。

運輸省港湾技術研究所土田肇所長には、本研究を実施する機会を与えていただきました。

運輸省港湾技術研究所佐藤勝久土質部長には、本研究全般に関して御指導いただきました。また、運輸省港湾技術研究所福手勤元土質部主任研究官（現運輸省港湾技術研究所構造部材料研究室長）にも御指導を受けました。さらに、運輸省港湾技術研究所土質部滑走路研究室の歴代の研究員の皆様からは、本研究の実施にあたって多大な御協力を得ました。

新東京国際空港公団空港計画室阿部洋一調査役には、本研究の実施にあたり貴重な御助言をいただきました。また、妻優子と子供達には日常生活の面での温かい支援を受けた。

ここに、各位に対し深く感謝申し上げます。