

港 湾 技 研 資 料

TECHNICAL NOTE OF
PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 51 June 1968

プレストレストコンクリート舗装の設計方法に関する調査研究
—空港舗装に関する調査研究 (第4報)—

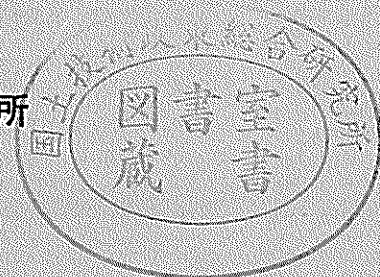
山 家 馨
赤 塚 三
川 口 昌 宏

嵩上げ舗装の設計方法に関する調査研究
—空港舗装に関する調査研究 (第5報)—

赤 塚 雄 三



運輸省港湾技術研究所



港灣技研資料 (TECHNICAL NOTE OF P. H. R. I)

No. 51 1968年6月 (June 1968)

目 次 (CONTENTS)

1. プレストレストコンクリート舗装の設計方法に関する調査研究
—空港舗装に関する調査研究 (第4報) —
……………山 家 馨・赤 塚 雄 三・川 口 昌 宏…… 3
Investigation on Prestressed Concrete Pavement Design for Airport
—Studies on Airport Pavements (Fourth Report) —
……………Kaoru YAMBE, Yuzo AKATSUKA, and Masahiro KAWAGUCHI
2. 嵩上げ舗装の設計方法に関する調査研究
—空港舗装に関する調査研究 (第5報) —
……………赤 塚 雄 三……49
Investigation on Overlay Pavement Design for Airport
—Studies on Airport Pavements (Fifth Report) —
…………… Yuzo AKATSUKA

プレストレストコンクリート舗装の 設計方法に関する調査研究

— 空港舗装に関する研究 (第4報) —

目 次

要 旨

1. ま え が き	5
2. PC 舗装の特徴, 型式およびその比較	6
2.1 PC 舗装の特徴	6
2.2 PC 舗装の型式	6
2.3 各種PC 舗装型式の比較	10
2.4 空港PC 舗装の実施例	10
3. PC 舗装版の設計方法	16
3.1 荷重による応力度	16
3.2 荷重による舗装版のたわみ	17
3.3 航空機荷重による応力の試算	17
3.4 舗装版と路盤との摩擦	17
3.5 温度変化による舗装版の応力	21
3.6 プレストレスの計算	27
3.7 許容応力度	29
4. コンクリート舗装版の座屈	30
4.1 概 説	30
4.2 剛性舗装の力学モデル	31
4.3 非線型床上の棒に置換えた剛性舗装座屈方程式	31
4.4 座屈荷重の計算 (ガラーキン法による)	31
4.5 数値計算	32
4.6 模型実験	33
4.7 計算結果および実験結果の考察	34
5. 構 造 細 目	34
5.1 PC 舗装版の構造細目	34
5.2 アバットの構造実例	35
5.3 目地部の施工実例	40
6. 施工方法についての注意事項	46
6.1 路 盤	46
6.2 各型式のプレストレッシング	46
6.3 コンクリート打設および養生	46
6.4 伸縮目地	47
7. 結 論	47
参 考 文 献	48

Investigation on Prestressed Concrete Pavement Design for Airport

— Studies on Airport Pavements (Fourth Report) —

Kaoru YAMBE *

Yuzo AKATSUKA **

Masahiro KAWAGUCHI ***

Synopsis

An extensive literature survey was made on prestressed concrete pavements for airports in foreign countries as well as in Japan. Prestressing methods, design theories and structural features of pavements slabs, joints and abutments were reviewed and evaluated based on the published data of theoretical and experimental analysis and field observations. The results were summarized to present valuable informations necessary for formulation of recommended practices for prestressed concrete pavement design for airports, in which the authors suggest the various coefficients to be substituted into the established formulas for stress analysis, proper combinations of stresses to be considered, the optimum prestress to be introduced and allowable stresses of concrete and steel. Also the structural devices of prestressing methods, joints and abutments were illustrated with typical examples in the actual works. Along with the literature survey theoretical and experimental studies were carried out on the so-called blowup phenomena of pavement slab due to temperature rise to confirm that it did not present serious problems under the practical conditions in Japan.

* Design Engineer, P. S. Concrete Co. LTD.

** Dr. Eng., Chief, Materials Laboratory, Structures Division, Port and Harbour Research Institute, Ministry of Transport.

*** Dr. Eng., Assistant Professor, Department of Transportation Engineering, Faculty of Engineering, Nihon University.

プレストレストコンクリート舗装の 設計方法に関する調査研究

—— 空港舗装に関する研究 (第4報) ——

山 家 馨 *
赤 塚 雄 三 **
川 口 昌 宏 ***

要 旨

空港舗装にプレストレストコンクリートを適用した内外の施工例およびこれに関連せる実験研究や現場観測の資料を調査して、空港舗装にプレストレストコンクリートを適用する場合の構造型式、設計理論、構造細目などの諸問題について検討し、更に舗装版の座屈現象に関して理論的ならびに実験的検討を試みた結果を取纏めたものである。

PC舗装の型式に関しては、4方式が考えられ、舗装の平面形状や舗装面の供用目的に応じて適当な型式の選択が可能な事を指摘した。舗装版の応力解析と版厚設計の理論的構成に関しては、これがほぼ確立していることを確かめ、応力計算等に必要の諸係数の評価、応力の組合わせ、導入プレストレスの最適値や許容応力度などについて具体的な設計値を提案した。舗装版の座屈に関しては、理論的解析と模型実験を行ない、実用的な範囲では舗装版の座屈は生じないことを明らかにした。更に、構造細目については、特に工夫を要する目地やアバット部の構造の詳細を実例を挙げで解説し参考供した。

1. ま え が き

プレストレストコンクリート(以下PCと略記)を空港舗装に適用したのは1947年にフランスのOrly空港滑走路に用いたのが最初で、以来、イタリア、イギリス、アメリカ、オランダ、ドイツ、オーストリア、ニュージーランドなどの各国で施工され、主要な工事だけでも26件以上に達し、滑走路、誘導路、エプロンのいずれにも適用されている。我が国の空港舗装としては大阪空港の小規模な試験舗装のみであるが、道路舗装では北九州市門司地区、千葉県姉ヶ崎地区などにおける施工例がある。特に、姉ヶ崎地区の施工例は2車線幅の総延長が8kmを越えるもので、軟弱地盤に対するPC舗装の特性を生かした本格的な工事である。

本調査研究はこれらの施工例、これに関連した実験研究および現場観測の文献資料を調査し、空港舗装にPCを適用する場合の構造型式の選定、応力解析ならびに設

計方法、構造細目などの問題点について検討すると共に、コンクリート舗装版の座屈現象に関して理論的ならびに実験的検討を試みた結果を取纏めたもので、これを要約すると次の通りである。

PC舗装の型式としてはプレテンション方式、ポストテンション方式、固定アバット方式、弾性アバット方式などの各種の方式がある。いずれも長短があり、特に絶対的に有利な方式は考えられないが、滑走路、誘導路あるいはエプロンの舗装の平面形状や舗装面の供用目的などによりそれに適したPC舗装型式の選択が可能なことを指摘した。

舗装版の荷重応力、温度応力、摩擦拘束応力などの解析方法の理論的構成はほぼ確立し、WestergaardやPeltier

* ビー・エス・コンクリート株式会社 東京営業所
土木部設計課長

** 構造部 材料施工研究室長 工博

*** 日本大学理工学部 交通工学科助教 工博

等の開発した諸公式ないしその修正式がほぼ共通して用いられている。従って、問題点はむしろこれらの諸公式を用いて応力の推定やプレストレス量の計算に必要な諸係数の評価の方法、応力の組合わせ、導入プレストレスの最適値や許容応力度の決め方、などであり、これらの諸点について内外の施工例における設計値等を参考にし、具体的な値を提案した。

舗装版の座屈 (Blow-up) に関しては理論的解析と共に数値計算を行ない、その結果を模型実験によって検証し、舗装版が実用的な厚さの場合には座屈は生じないと考えて差支えないことを明らかにした。

また、構造細目については、特に工夫を要する目地やアバット部の構造の詳細を実例を挙げて解説した。

本調査研究は空港コンクリート舗装の設計方法に関する一連の調査研究の一環として実施したもので、

- ※空港におけるPC舗装の文献調査
- ※無筋コンクリート舗装の設計方法に関する調査研究
- ※鉄筋コンクリート舗装の設計方法に関する調査研究
- ※嵩上げ舗装の設計方法に関する調査研究

等と併わせることにより、空港コンクリート舗装設計方法の総合的な評価と合理的な体系化に有用な資料を提出することを意図したものである。また、本研究は土木学会空港舗装研究委員会(委員長 東京大学教授 国分正胤博士)が新東京国際空港公団の依頼により昭和42年度に実施した「新東京国際空港の舗装に関する研究」の一部を成すものである。報文の作成に当っては、日本構造橋梁研究所 設計部長 猪股俊司博士の御指導の下に、山家、赤塚、川口がそれぞれ、資料の比較検討と報文の起草、資料収集と報文の取纏め、座屈現象の理論的および実験的検討、を担当し、その成果を上記委員会コンクリート舗装部会の各委員に熱心に討議して頂いた。

本研究の発表を快く許可された学会および公団の関係各位ならびに御指導と御討議頂いた委員各位に厚く御礼申上げる。

2. PC 舗装の特徴、型式およびその比較

2.1 舗装の特徴

PC舗装は、コンクリート版に、プレストレスを導入して永久的な圧縮応力を与えることによって、引張および曲げ引張強度に大きく抵抗できるようにした、コンクリート舗装である。

したがって、PC舗装版は、設計輪荷重によって生ずる舗装版下縁の引張応力度が「プレストレスコンクリートの引張強度」に達するまで、ひびわれを生じないし、荷重が増加してひびわれが生じて、荷重の除去に

よってこのひびわれは閉じる。

また、普通のコンクリート舗装においては曲げによるコンクリートのひびわれが舗装の破壊の限度となっているが、PC舗装では、コンクリートの曲げによるひびわれは単に舗装版の弾性限界を超えたことを示すだけであり、更に大きな荷重に耐えうるのである。

したがって、PC舗装の特徴として次のようなことがあげられる。

- (1) プレストレスの導入によって引張応力を打ち消すことができるので、無筋コンクリート舗装版より版厚が薄くてすみ、結果として、そり拘束応力が減少する。
- (2) コンクリート舗装の構造上の弱点である目地を完全に省略できるか、またはその数を減少させることができるので、走行性がよくまた、目地の工費や維持費が少なくてすみ。
- (3) ひびわれが生じても全断面にわたらずモーメントとせん断力の伝達は可能で、完全な連続性を保ち耐力は低下しない。
- (4) 版厚が薄く、たわみ量が大きいので路盤支持力の不均一による影響が比較的小さく、軟弱地盤でも施工可能である。

2.2 PC 舗装の型式

PC舗装の型式をその構造型式とプレストレスの導入方法によって分類すると、次のようであり、図-1はその基本的な構造型式を图示したものである。

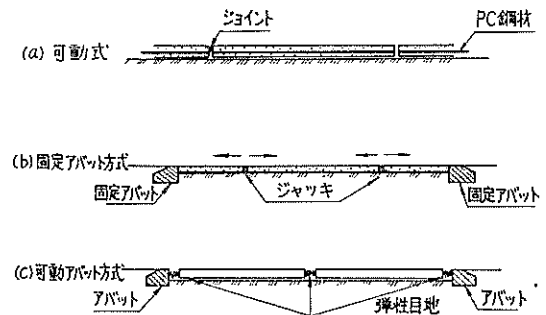


図-1 PC 舗装の基本的な構造型式

可動式: PC鋼材を用いてプレストレスを与え、舗装版と路盤とは相対的に移動可能なもの。

- a) プレテンション方式
- b) ポストテンション方式
- c) プレキャストPC桁を格子状に組んだ構造

不動式：舗装版の両端にアバットを設け、ジャッキ類を舗装版間に挿入して、これで舗装版を加圧してプレストレスを与えたもの。

- a) 固定アバット方式
- b) 弾性アバット方式

(1) 可動式

a) プレテンション方式

適当な長さのPC鋼材を一時的に固定するためのアバット類を舗装版の両端に設け、この間に所要のPC鋼材を緊張してアバット部に定着した後、舗装版のコンクリートを打設し、このコンクリートが所定の強度に達した時にアバット部でPC鋼材をゆるめ、コンクリートとPC鋼材の付着によって舗装版にプレストレスを導入する方法で、アバット間の距離を相当長く選ぶことによって、一度に何枚もの舗装版にプレストレスを導入することができる。NATO 空港の滑走路および誘導路の建設¹⁾では、このアバット間の距離が約1,000mにおよんでいる例がある。

横方向のプレストレスはポストテンション方式で行なわれる。図-2は、プレテンション方式による施工の場合の施工順序を示したものであって、アバット部は舗装版を利用して、その上に砂を積載してPC鋼材の緊張力に抵抗させている例である。図-3は、プレテンション方式で施工された NATO 空港における滑走路と誘導路のアバットの位置と舗装版長を示したものである。

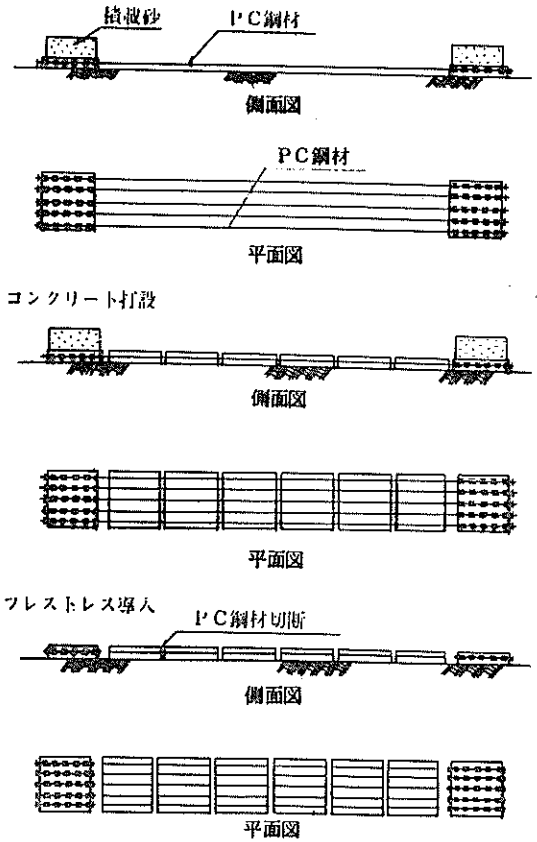


図-2 PC プレテンション方式の施工順序例

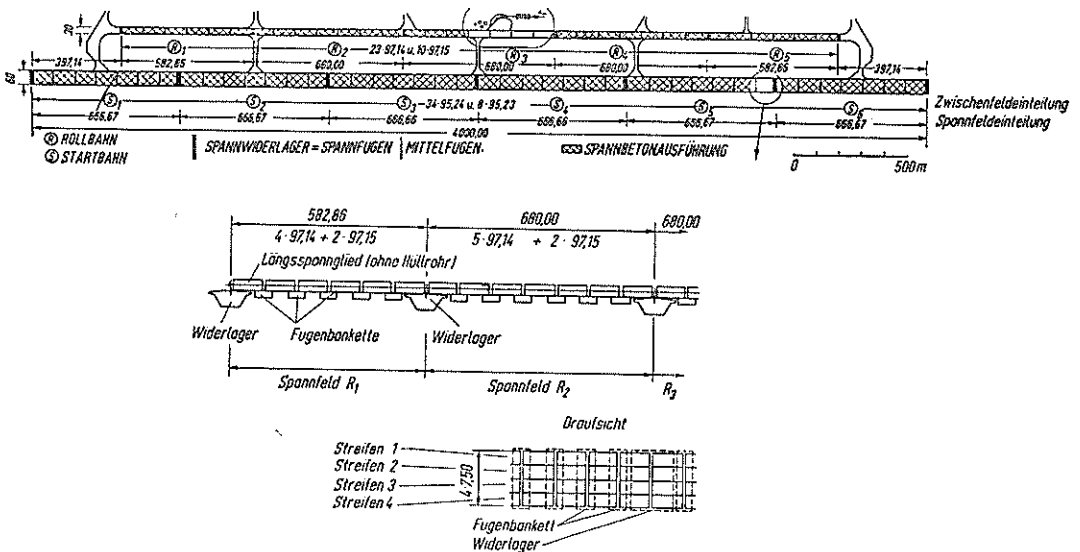


図-3 NATO 空港におけるプレテンションアバットの配置例

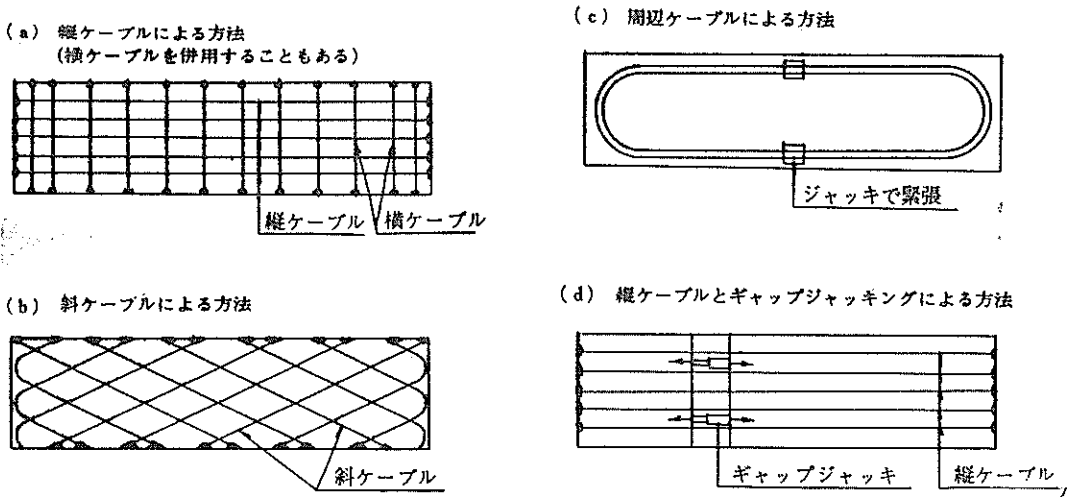


図-4 ポストテンション方式のPC鋼材の配置法

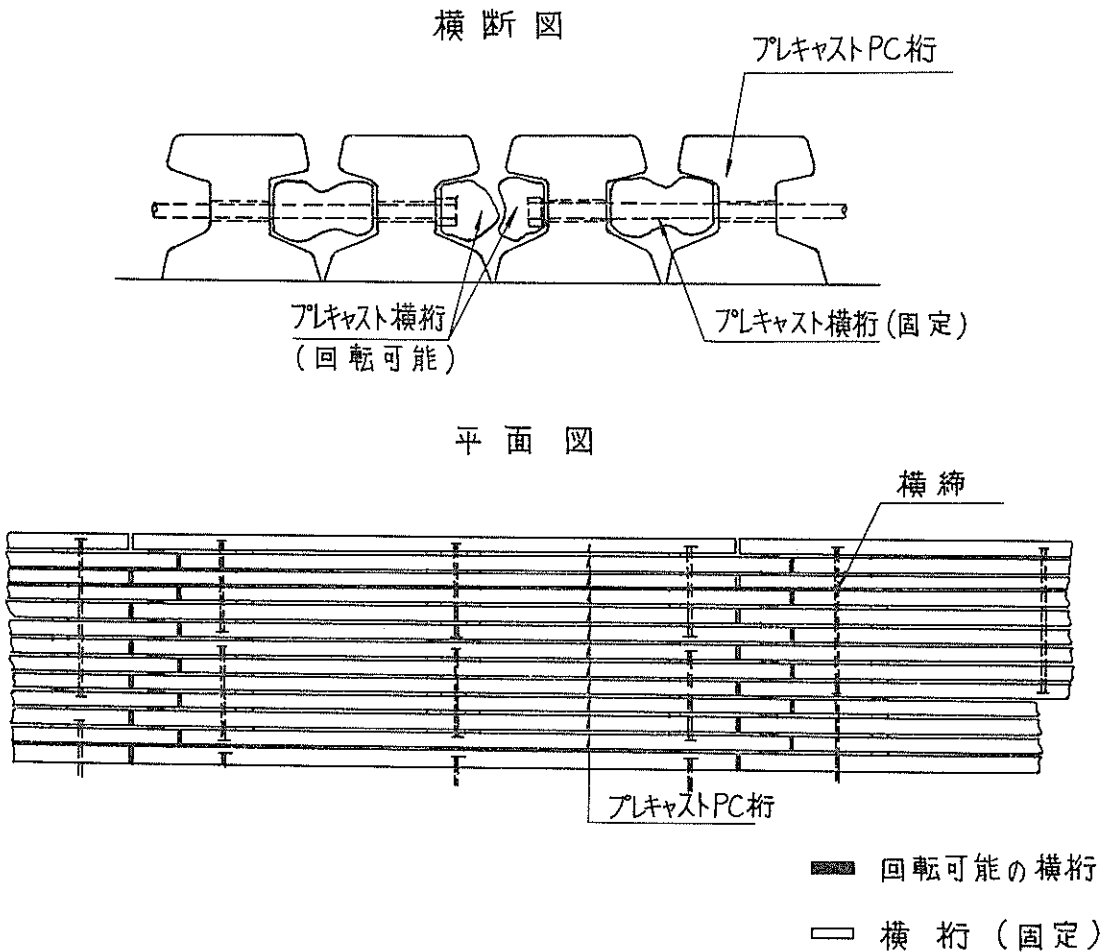


図-5 プレキャストPC桁を格子状に組んだ舗装

本方式の舗装版の長さは路盤と舗装版の摩擦によって制限を受け、伸縮目地が必要となってくる。

b) ポストテンション方式

舗装版のコンクリート打ち込み前にPC鋼材をおさめたシースを配置し、コンクリート硬化後、このPC鋼材を緊張し版端などに定着してプレストレスを導入する方法で、PC鋼材の配置には、図-4のように直角2方向に配置するものと、2方向のPC鋼材を斜交させて長手方向および横方向にそれぞれ異なるプレストレスングを与えるものがある。

PC鋼材の緊張定着後はシース内にグラウトを施工し、PC鋼材を保護する。

図-4はポストテンション方式のPC鋼材の配置方法を示したものである。

舗装版の長さはプレテンション方式の場合と同様に制限される。

c) プレキャストPC桁を格子状に組んだ構造

この構造は、ブルッセル大学の P. Moenaert 教授の考案になるもので所定の路盤を作り上げた上にI型のプレキャストPC桁を並列し、横断方向には或る間隔にプレキャストの横桁を桁間に入れ、横方向にも、その横桁を通して、プレストレスを導入し、格子状に組んだ後、プレキャスト桁間の間隙に現場打ちのコンクリートを施して舗装版を造り上げる構造のものである。

図-5はこの構造を示したものである。

(2) 不動式

d) 固定アバット方式

舗装区間の両端に固定アバットを設け、舗装版に100~200mの間隔で目地を設けこの目地中にプレストレスング用のジャッキ類、例えばフレシネーのフラットジャッキを挿入しておく。このような目地を作動目地と呼んでいる。舗装版のコンクリート硬化後、この作動目地のジャッキを作動させ舗装版を目地部で押し拡げてプレストレスを導入する方法であり、完成後の舗装版は路盤に対して相対的に移動しない。

プレストレス導入後はジャッキをくさびなどで目地に置き替えるが、フラットジャッキの場合はグラウトを施して目地を固める。

コンクリートの乾燥収縮、クリープおよびアバットの移動などによって生ずるプレストレスの減少分を補正する場合には、再びジャッキを入れてプレストレスを導入し、更に大きいくさびに取り替えるが、フラットジャッキの場合には最初施工のさいに余分にフラットジャッキを埋め込んでおき、最初そのうちの1部のみを作用させてプレストレスを導入し、残りは後で必要に応じて作動

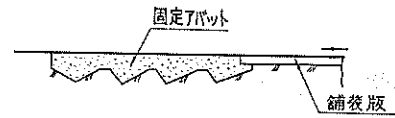


図-6(a) 下面を切欠き状にした固定アバット

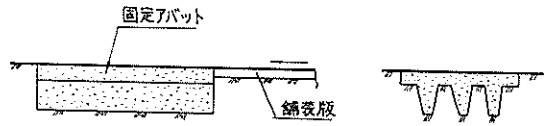


図-6(b) 下面に突起をつけた固定アバット

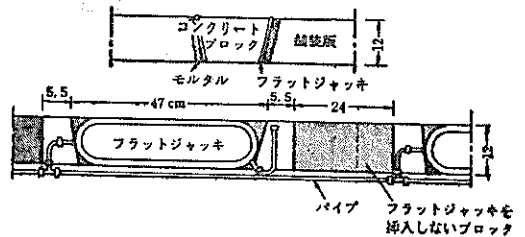


図-7 作動目地の例

させてプレストレスを更に加えることができる。固定アバットの形状は、図-6(a), (b)のようなものが考えられる。

すなわち図-6(a)はアバットの下面を切り欠き状にして、路盤に固定したものであり、図-6(b)は下面に突起を設けて、固定の効果を上げたものである。

図-7はフラットジャッキを用いた作動目地の1例を示すものである。

この方式で完成された舗装版は両アバット間では路盤に対して不動であり、舗装の長さに制限がなく理論的には伸縮目地は不要である。

またこの型式の場合のアバットはかなり強大なものになる。

e) 弾性アバット方式

これは固定アバット方式の欠点を除いた方式とも云え、固定アバット方式のように舗装区間の両端にアバットを設けるが隣接する舗装版との間に弾性的な目地を用い、温度変化によるプレストレスの変動をできるだけ自動的に調整するようにしたものである。

プレストレスの導入は固定式の場合と同様に作動目地によりジャッキ類によって行なう。

弾性アバットの代表的な構造としては、図8(b)のように土の中に彎曲したコンクリート版を造りコンクリートと土との摩擦力を利用し、引張りに対してコンクリート版にPCケーブルを配置し、プレストレスを導入して抵抗させようとしたものである。

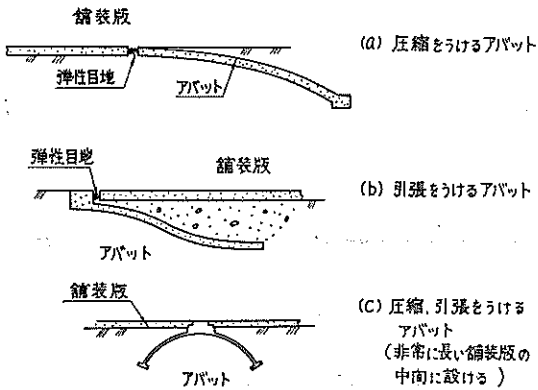


図-8 弾性アバット

図-8 (a), (b), (c)は弾性アバットの例を示したもので図-8 (a)は圧縮を受ける弾性アバット、図-8 (b)は引張を受ける弾性アバット、図-8 (c)は圧縮と引張を受ける弾性アバット、である。

(3) 特殊なPC舗装 (PCプレキャストロッドを埋め込んだ舗装²⁾)

この型式の舗装は、ドイツ Dywidag 社の考案によるもので、ドイツ国内の道路舗装に用いられた例があり、現在のところでは異状は認められないと云われている。

ここでは簡単な紹介のみにとどめておくことにする。

PCロッドは、プレテンション方式により工場で作製され、断面は 7×7 cm、長さ 14m 程度のものでプレストレスト導入には St 90/110 ϕ 14.5mm の Gewindestab (一種の異形PC鋼棒でリブ自体が雄ネジの役割をするもの) を使用する。このロッドは、図-9 のようにして簡単に継ぐことができるようになっている。ロッド用コンクリートには B 450 ($\sigma_{25} \approx 400$ kg/cm²) を使用し、有効プレストレスが 160 kg/cm² の高プレストレスを有する部材である。

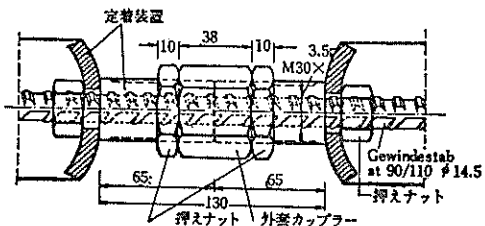


図-9 Gewindestab の継手

このPCロッドを現場に搬入して路盤上に約 90cm ピッチになれば、長手方向に各ロッドを継ぎ 16cm 厚のコン

クリートを打設して、舗装版を仕上げたものである。

横方向には同様の Gewindestab を 1.5m 間隔に配置し、ポストテンション方式によりプレストレスを導入する。このPCロッドは長手方向の温度降下と輪荷重による版下縁の引張力を受け持つと考えられるが、版自体のコンクリートにはひびわれが生ずる。しかしPCロッドと現場打ちコンクリートとの間の付着によってそのひびわれは微小となり、舗装版は一体打ちの場合と同じような挙動を示すものである。更にひびわれを分散させるために図-10に示すようなプラスチックの目地材を 3m 間隔に配置してある。この目地材は、温度変化と収縮によって生ずる応力を減少させ更に雨水などの浸入を防止し、保守の要がないなどの利点がある。

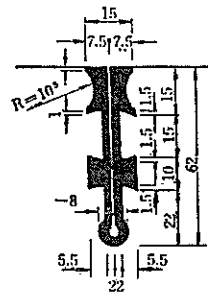


図-10 プラスチック目地材

本工法による施工例を挙げると下記の通りである。

- (1) München—Ulm 間、アウトバーン
延長：1,014m, 幅員：10m
- (2) München, Dywidag PC 工場内
延長：100m, 1960年5月施工
延長：260m, 1962年2月施工
- (3) Maching, 空港ホール前舗装
延長：400m, 幅：30m, 1962年8月施工
- (4) 国道B408Laufeld—Eifel 間
延長：500m, 1963年施工
- (5) Onutal, アウトバーン
延長：300m, 1965年5月施工

2.3 各種 PC 舗装型式の比較

前節で述べた各種のPC舗装型式の得失と使用場所の適・否および主要な実例を取りまとめると表-1の通りである。

2.4 空港における舗装の施工例

表-2 (a), (b), (c)は、空港におけるPC舗装の主要な施工例を取りまとめたものである。

表一1(1) 各種 PC 舗装型式の比較

型式	可 動 式		
	プレテンション方式	ポストテンション方式	プレキャストPC桁を格子状に組んだ構造
長所	<ul style="list-style-type: none"> ① PC鋼材緊張時の摩擦ロスが少なく、シーズ、グラウト不要、従って材料が減ずる ② PC鋼材の同時配置、同時緊張が可能 ③ 大規模のものには、機械化によって、かなり施工能率をあげることができる ④ 舗装の一部撤去可能 	<ul style="list-style-type: none"> ① PC鋼材をまとめて、1ユニットとして配置できる ② 乾燥収縮キレット防止のため、初期にプレストレスの一部を導入することが可能 ③ 短区間、曲線部にも使用可能 	<ul style="list-style-type: none"> ① 急速施工に最適 ② 現場でのコンクリート打作業が少なくすむ ③ 一部撤去可能
短所	<ul style="list-style-type: none"> ① 版端のPC鋼材付着長による、この区間でのプレストレスの減少 ② コンクリート打設後、プレストレス導入時までの乾燥収縮キレット防止に対する入念な養生が必要 ③ PC鋼材定着用のアバットが必要 ④ 曲線区間は施工困難 ⑤ 短距離区間では一般に不経済 	<ul style="list-style-type: none"> ① 施工手間がかかり施工能率がおとる ② PC鋼材緊張時のロスが大きい ③ 配管、配線等のため一部舗装撤去困難 	<ul style="list-style-type: none"> ① 路盤の平坦性が舗装版の平坦性を左右する ② 工費が割高になる
使用場所の適・不適	滑走路、誘導路（直線区間）、延長の長い直線部分のエプロンに適	滑走路、誘導路エプロンに適	滑走路、誘導路（直線区間）に適
主な実例	Vienna（オーストリーヤ） NATO（ポルトガルの空港）	Wann（ドイツ） Gatwick（イギリス） Biggs（アメリカ）の空港	Orly（フランス）空港にて一部試験的に使用

表一1(2) 各種 PC 舗装型式の比較

型式	不 動 式	
	固定アバット方式	弾性アバット方式
長所	<ul style="list-style-type: none"> ① 目地間隔をかなり長くすることができる ② プレストレスを追加導入することができる ③ 舗装版の施工方法は一般のコンクリート舗装と同じでよい ④ 版長が長い場合は経済的となる 	<ul style="list-style-type: none"> ① 目地間隔をかなり長くすることができる ② プレストレスを追加導入することができる ③ 温度の昇降にもプレストレスをほぼ一定にしておくことができる ④ 版長の長いものは経済的である
短所	<ul style="list-style-type: none"> ① アバット部の工費大 ② 温度の昇降によってプレストレス量の変化が大となる。特に夏期高気温時には版にかなりの圧縮力が作用する ③ 温度上昇によるバックリング、ブローアップの危険性大 ④ 曲線部は不適 ⑤ 舗装版の一部除去不能 	<ul style="list-style-type: none"> ① アバット部における大量の土砂の堀削、埋め戻しの作業が必要 ② アバットの工費が大となる ③ 曲線部は不適 ④ 舗装の一部除去は不能
使用場所の適・不適	滑走路、誘導路に適	滑走路、誘導路に適
主な実例	Melsbroeck（ベルギー）空港	Orly（フランス） Maison-Blanche（アルジェリー）空港

表一 2 空港における P C 舗装の実施例一覽

施工年	空 港 (国 名)	港 名 (名)	長さ (m)	幅 (m)	厚さ (cm)	平面積 (㎡)	路床・路盤	路盤支持力 係数 K 値 (kg/cm ²)	滑り層の処理	路盤との 摩擦係数	プレス トレス (kg/cm ²)	縦 横	プレス トレス 導 入 法	備 考
1947	Only (仏)	R/W	420	60	16	25,200	(路盤) ソイルセ メント 34cm	K=1.5 (路床)	砂層 (5cm) + ア スファルト紙	f=0.22 } 0.70	34 34	不 弾	不 動式、弾性アバ ット。縦横1 m間隔の30-φ5 ケープルのポスト の直角三角形版	軸方向に45°の鋼 製ローラー目地1m ×1mのプレキャ スト版から成る底 辺120m、高さ60 mの直角三角形版
1950	Oaselle (伊)	R/W	11.6	10.85 } 13	10	126	(路盤) 貧配合の コンクリート 15cm				40 40	可 ポスト	縦横12-φ5直交 ケープルのポスト	プレストレスはコ ンクリート打込み 後10日で導入
1951	Heathrow (英)	T/W	108	37	17	3,996	(路盤) 粘土 } 2 (路盤) ①砂層 } 種類 ②突き固め } た20cm厚の砂利		①瀝青紙 ②砂層 (5cm 厚) + クラ フト紙		39	不 弾	不 動式、弾性アバ ット。縦横30-φ5ケ ープルのポスト	軸方向に45°の鋼 製ローラー目地89 cm×89cmの正方 形プレキャストス ラブから三角形ス ラブを成す
1951	Schipol (オランダ)	A/P	119	30	12	3,570	(路床) 粘土層 (1cm) + 粘土 質砂層 (50 cm) + コンクリ ート (10cm)	K=2	瀝青層 2mm	f=0.25	48 48	可 プレ	可 動式、プレテン ション方式 縦横1m間隔の10 -φ5直交ケープ ルのプレ	プレストレスはコ ンクリート打込後 2週間で導入
1952	Patuxent (米)		153	4	18	566	(路盤) 砂利層 (砂と粘土まじ り) 76cm		砂層 2.5cm + クラ フト紙	f=0.5	21 } 48 48	可 ポスト	可 動式、ポストラ ンション方式 縦横14cm間隔の φ15ストランドの ポストは 46cm 間 隔のφ25鉄筋	試験舗装
1953	Only (仏)	T/W	430	25	18	10,750	(路盤) ソイルセ メント 34cm	K=4	砂層 5cm	f=0.22 } 0.70	33 } 69 18	不 弾	不 動式、弾性アバ ット。縦横1.07m 間隔の3 mフラットジャッ キ積1.33m間隔の 12-φ7ケープルの ポスト	舗装版と 50cm 間 隔の12-φ7ケー プルの3 期に横方向にひ びわれその後閉 口、107×5mの長 方形版

1954	Maison-Blanche (アルジェリア)	R/W T/W	2,438	61	24	18	148,718	58,512	61	24	18	24	18	58,512	148,718	(路床) 粘土質の 泥土 (路盤) やわらか い石灰岩 礫化層(10cm) +排水層(10cm) +石灰岩を破碎 した材料(10cm)	K=7	遮音材層+海浜砂 (3mm)	$f=1.0$ ~ 0.7	18 ~ 88	最小	不 ・ 弾	不動式, 弾性ア バ ット方式 縦3.30m間隔の4 連フラットジャ ッキ 幅1.33m間隔のケ ーブルポスト ×6mスラブ	舗装スラブと, 40 cm間隔の12- ϕ 7 ケーブルで連続 110m間隔の中間 目地で20~25kg/ cm ² の部分プレ ストレッシング, 330 ×6mスラブ													
1955	San Antonio (米)	R/W	24	23	10	556										(路盤) 旧コンク リート舗装 15cm			$f=1.2$	30 12	可 ・ ポスト	可動式, ポスト テ ション方式 縦横4- ϕ 6.4直交 ケーブルのポスト	厚さ15cmの破損 したコンクリート スラブの嵩上げ, プレストレスト 種について比較														
1956	München (独)	R/W	350	30	14	10,500											K=8~10			12	可 ・ ポスト	可動式, ポスト テ ション方式 縦30cm横33cm間 隔の ϕ 10.2mmの 鋼棒のポスト, アイ ビダーク工法	コンクリート強度 100kg/cm ² (コン クリート打込み後 24時間のとき部分 プレストレストレ スグ) 110×7.5mスラブ														
1957	Gatwick (英)	A/P	89	68	13	5,300										(路床) 黄色ウイ ー ール層粘土 (路盤) 7.6cm厚 のコンクリート		滑剤を塗布した路 盤紙を2枚敷いた	$f=0.5$	21	可 ・ ポスト	可動式, ポスト テ ション方式 縦90cm, 横150cm 間隔の直交ケー ブルのポスト															
1957	Schronville (米)	T/W	152	20	10	362	18	20	152	23	18	3,496	20	152	23	(路床) 粘土 (路盤) 15.2cm厚 のコンクリート	K=1.8 (路床)	クラフト紙		25	22	可 ・ プレ	可動式, プレ ション方式 縦, 横20cm間隔の ϕ 6.4鋼棒	試験舗装 オーバーレイ													
																(路盤) 地盤 ポルトランドセ メント(58.5cm) たわみ性舗装 (58.5cm)	K=6.9 (路床)		25	17																	
																(路盤) シルト質砂 {10.2cm(北側) (45.2cm(南側)}	K=1.6 K=2.4	砂層 1.3cm+防水 紙	28	14	可 ・ ポスト	可動式, ポスト テ ション方式 縦横鋼棒によるボ スト 横一部異形鉄筋	試験舗装														
1958	Hannover (独)	R/W	1,276	45	14										(路盤) 砂利層50 cm	K=7				可 ・ ポスト	可動式, ポスト テ ション方式 縦, 横 ϕ 10.2鋼棒 を除去して砂や砂 利で置き換える。	地下水が地表面 の下に2mまで泥 を除去して砂や砂 利で置き換える。															

施工年	空港(国)	港名(名)	長(m)	幅(m)	厚さ(cm)	平面積(m ²)	路床・路盤	路盤支持力係数 K(値)(kg/cm ²)	滑り層の処理	路盤との摩擦係数	プレストレストコンクリート		備考
											縦	横	
1958	Niedesachsen (独)	R/W	715		15						12	可動式、ポストテンション方式のプレキャストコンクリート	
1959	Biggs (米)	T/W	472	23	23	10,856	(路盤) 下層路盤 30.4cm 上層路盤 15cm (骨材層)	K=5.5	砂層 1.3cm + ポリエチレンシート	f=0.75	25	可動式、ポストテンション方式のプレキャストコンクリート	コンクリート強度 61kg/cm ² (初令1日) のとき部分プレキャストコンクリートレスレンシング 12×7.6m スラブ
1959	Vienna (オーストラリア)	R/W T/W A/P	1,000 1,080 434	45 22 52		45,000 23,760 22,568			砂アスファルト 3.2cm		20 20 16	可動式、プレテンション方式のプレキャストコンクリート	
1959	Melsbroek (ベルギー)	R/W	3,385	45	18	152,325	(路盤) 砂層 10cm + 砂 利層 10cm	K=6	砂層 2cm + クラフト紙		最小 12 15	不固定	110m 間隔の中間目地で部分的にプレキャストレスレンシングを導入 330×7.5m版
1959	Woodbourne (ニュージーランド)	T/W	45	45	15	2,025		K=11	砂丘砂 4cm + (紙アスファルトを浸み込ませた)	f=1.4	22	可動式、ポストテンション方式のプレキャストコンクリート	長さ 12m 幅 1.24m の平行四辺形の長さ方向にプレキャストレスレンシングされたプレキャストコンクリート版からなる。

1960	Köln-Bonn (独)	R/W 3,800 T/W 3,560	60 23	18 23	228,000 81,880	(路盤) 凍結防止 砂利 (75~105 cm) + セメント モルタル (15cm)	2層の路盤紙 (0.1 mm)	12	12	可 ・ ポ ス ト	可動式, ポスト ・ レン ション 方式 縦φ14鋼棒, 横φ 14およびφ18鋼棒 のポスト, デイヒ ターケケ工法	コンクリートは打 込み後18~24時間 で部分プレレストレ ンシングが1964年に 長さ1835m, 幅45 mの滑走路
1960	Lemoove (米)	T/W 156	23	15	3,588	(路盤) 下層15cm +ソイルセメン ト15cm	2重ポリエチレン シート (0.1mm)	26	16	可 ・ ポ ス ト	可動式, ポスト ・ レン ション 方式 縦71cm間隔の8 φ6.4ケーブアル 横94cm間隔の6 φ6.4ケーブアルの ポスト	
1960	Fairchild (米)	R/W 5,432	23 15	23 25	111,840	(路盤) シルト~ 砂質砂利+ソイ ルセメント10.2 cm	砂層 (1.3cm) + 耐 水性紙	f=0.6	22 28 25 26	可 ト ・ ポ ス ト	可動式, ポスト, ・ レン ション 方式 縦200m 間隔の平 板ジャックによる プレレストレス トまたはプレ 191×7.6m	プレレストレン シングは施工業者 に一任, 最大スラ ブ
1960	Maison Blanche (アルジェリア)	R/W 2,350	45	16	105,750	(路床) 粘土質, 泥土と泥炭の厚 い層 (路盤) 盛土 (最 少5m)		最少 18	10	不 ・ 弾	不 動 式, 弾 性 ア バ ン ク 方式 縦200m 間隔の平 板ジャックによる 縦1.33m 間隔の12 φ53ケーブアルの ポスト	舗装スラブと45 cm間隔の12-φ7 ケーブアルで連結
1964	大阪 (日)	A/F 60	40	15	2,400		砂層 2cm + 路盤紙	f=1.2	23	可 ・ ポ ス ト	可動式, ポスト ・ レン ション 方式 縦64cm 間隔の12 φ5ケーブアル 横29cm 間隔のφ 12.7ストランド	45×5m スラブ
1965	NATO (ボルトガル)	R/W 4,000 T/W 3,200	60 30	16	240,000 96,000	(路盤) 15cm厚の セメントモルタ ル層	2重の路盤紙厚さ 2cmのセメントを 用いた均し層	25 28	25 28	可 ・ ポ ス ト	可動式, プレレン ション 方式 縦50cm 間隔の6 φ13ケーブアルの ポスト 横50cm 間隔の 6-φ13ケーブアル のポスト	緊張台間隔 667~ 680m 緊張台間 (500m) を15~20 時間連続にコン クリートを打ち 特殊構造目地, そ の他施工, 機械等 の考案 (90~130) ×7.5m スラブ

注: 空 港 名 欄 R/W—滑走路 T/W—誘導路 A/P—エプロン
 プレストレス導入法欄 可——可動式 不—不動式 プレープレレンション方式
 ポスト—ポストレンション方式 固—固定アバット方式 弾—弾性アバット方式

3. PC 舗装版の設計方法

3.1 荷重による応力度

PC舗装版は、普通のコンクリート舗装版より薄いので概して荷重による応力およびたわみが大きいですが、プレストレスの影響によって舗装版にひびわれが発生した後でもかなりの弾性的性質が持続されることが多くの実験^{3,4)}によって確められている。したがって荷重による応力とたわみの小さい、ひびわれない完全な弾性体を対象とした在来の応力とたわみの計算式はPC舗装には適当とは云いがたい。

しかし一方ではPC舗装のための実用的な計算式も確立されるには至らず一般的には Westergaard の中央載荷公式^{5,6)} が用いられている。

これはPC舗装では、車線方向およびこれと直角方向にもプレストレスを導入して舗装版の連続性が保たれるためである。

ドイツの「空港PC舗装設計施工規準⁷⁾」では、荷重中心下における舗装版の下縁に働く最大引張応力度 σ_1 を求める式として、次の Westergaard の修正式を与えている。

$$\sigma_1 = 0.0547 \frac{p}{h^2} \left[\left(\frac{b}{l} \right)^2 - 10.186 \log_0 \frac{b}{l} + 3.714 \right] \dots \dots \dots (3.1)$$

- ここで、p； 舗装にタイヤを通して伝えられる荷重
- h； コンクリート舗装版厚
- E； コンクリートのヤング係数
- k； 路盤支持力係数
- l； 剛比半径

コンクリートのポアソン比 $\mu=1/6$ とした場合剛比半径は次式で表わされる。

$$l = \sqrt[4]{\frac{3Eh^3}{35k}} \dots \dots \dots (3.2)$$

a； pが等分布するときの円形載荷面積の半径

a < 1.724h のとき

$$b = \sqrt{1.6a^2 + h^2} - 0.675h \dots \dots \dots (3.3)$$

a ≥ 1.724h のとき

$$b = a \dots \dots \dots (3.4)$$

建設省土木研究所で実施されたPC舗装の試験結果^{8,9)}によると、荷重と舗装版表面のひずみの分布は図-11および図-12のような関係を示し、PC舗装のひずみはひびわれ発生前は Westergaard の公式による計算値と比較的よく一致するが、ひびわれ発生後は発生前とかなり異なる性質を示す。しかしひびわれ発生後も荷重の増加と直線関係を示し、かなりの弾性を持続することが明らかである。

荷重の増加に従ってひずみも増加するがひびわれの発生はおそくしかも表面に達しにくい。

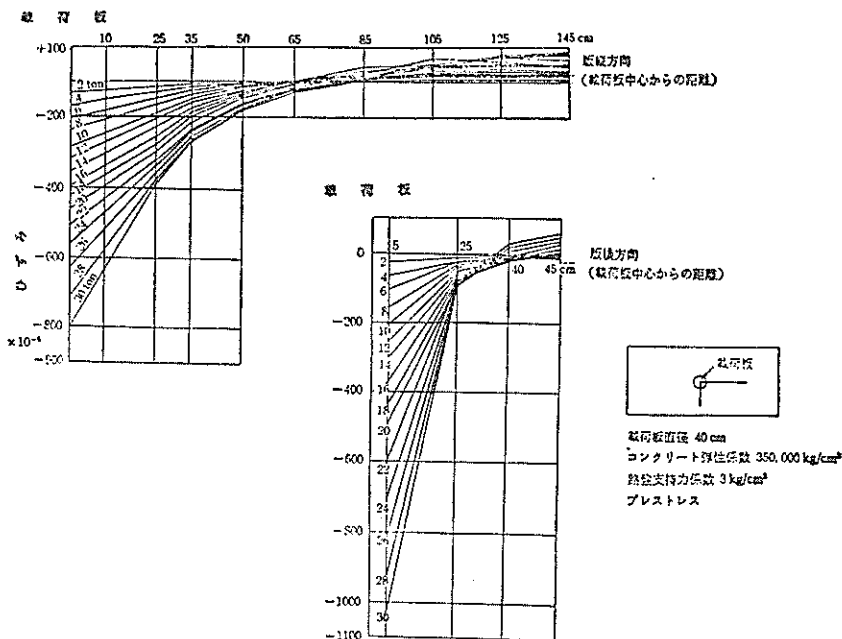
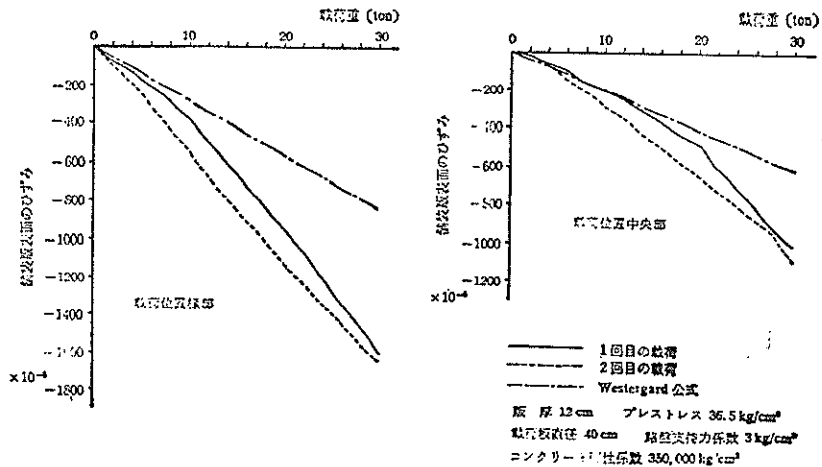


図-11 荷重とPC舗装版表面のひずみ (建設省土木研究所)



図一12 荷重位置における表面のひずみと計算値 (建設省土木研究所)

ひびわれ発生後のPC舗装の性質は必ずしも十分に解明されていないが、舗装版底面にひびわれが発生した後も、舗装版表面の引張応力が増加し抵抗モーメントが大きくなるのが一般に認められている(10,11)。

3.2 荷重による舗装版のたわみ

コンクリート舗装版の中央部のたわみは Westergaard によれば次式を用いて求めることができる。

$$d_1 = -\frac{p}{8k l^2} \left[1 + \left\{ 0.3665 \log_{10} \left(\frac{a}{l} \right) - 0.2174 \right\} \left(\frac{a}{l} \right)^2 \right] \dots\dots\dots (3.5)$$

ここで、 d_1 ; コンクリート版中央部のたわみ
 k ; 路盤の支持力係数
 p ; 荷重
 a ; 載荷重を円形と考えた場合の半径
 l ; (3.2) 式で与えられる剛比半径

3.3 航空機荷重による応力度の試算

(1) 試算の条件

- (a) 対象航空機 DC-8-63
- 全備重量 160t (353,000lb)
- 脚荷重 76t (165,675lb)
- タイヤ圧 13.9kg/cm² (198lb/in²)
- 接地総面積 A=5,400cm² (836in²)
- 接地面積 (一輪当り) 1,350cm² (209in²)
- 車輪中心間隔 S=79.4cm (3.125in)
- 車輪軸間隔 Sr=140cm (55in)

(b) コンクリート

設計基準圧縮強度 $\sigma_{ek} = 400\text{kg/cm}^2$
 設計基準曲げ引張強度 $\sigma_{bk} = 50\text{kg/cm}^2$

ヤング係数 $E_1 = 3.5 \times 10^6 \text{kg/cm}^2$
 ポアソン比 $\mu = 1/6$

(c) 路盤支持力係数

$K_{75} = 3, 5, 7, 9, 10\text{kg/cm}^3$ の場合

(2) 荷重による応力度の計算

計算は前節で述べた(3.1)式を用いて行なった。計算結果は表-3~5に示した通りで σ_1-k の関係を図示すると図-13の通りである。

(3) 荷重による舗装版のたわみの計算

計算は前節で述べた(3.5)式により行なった。計算結果は表-5および図-14に示した通りである。

3.4 舗装版と路盤との摩擦係数

PC舗装設計上、舗装版と路盤との間の摩擦係数をいかに評価するかは極めて重要な問題である。すなわち舗装版にプレストレスが与えられるのは舗装版が路盤上で滑動することによって可能であって、不動式舗装でも、プレストレスを最初に与えるときやあとでプレストレスを調節する場合でも同様である。

一般に路盤と舗装版の間に砂と路盤紙などからなる摩擦減少層を設けることはPC舗装施工の際の常識となっているが、これによって得られる路盤摩擦係数の値については必ずしも定説化するに至っていない。一般には1.0程度の値が多く用いられているが、その範囲も表-2

表— 3 種々の版厚および K 値に対応する剛比半径 (試算)

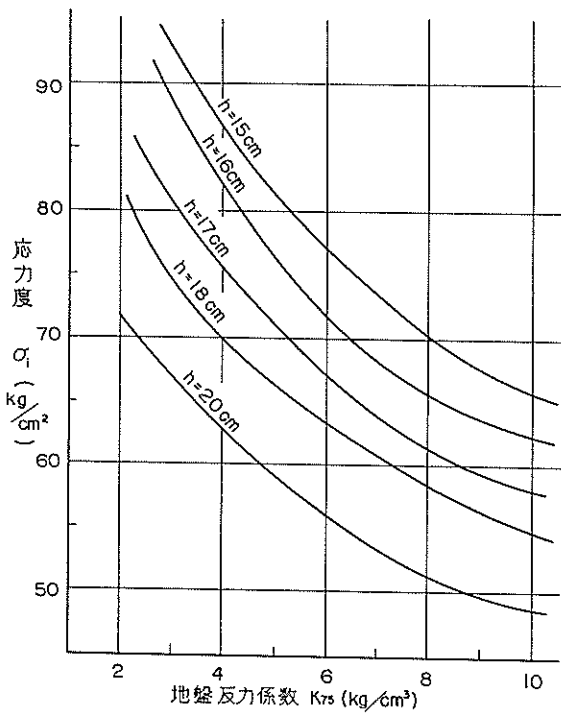
剛比半径 (cm)

h (cm) \ K (kg/cm ³)	3	5	7	9	10
15	7.57	66.6	61.1	57.4	56.0
16	7.94	69.9	64.3	60.4	58.7
17	8.31	73.2	67.2	63.2	61.5
18	8.68	76.4	70.2	66.0	64.2
20	93.9	82.6	76.0	71.3	69.5

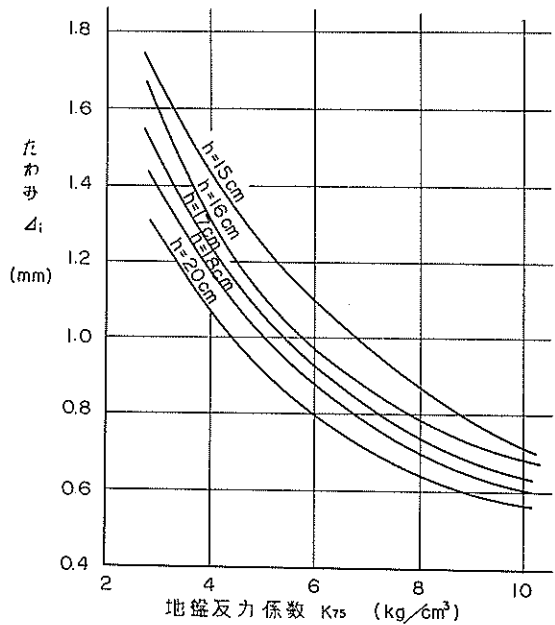
表— 4 種々の版厚および k 値に対応する応力度 (試算)

σ_i (kg/cm²)

h (cm) \ K (kg/cm ³)	3	5	7	9	10
15	92.3	81.2	74.4	68.3	65.2
16	88.7	75.7	68.4	63.5	61.8
17	80.4	70.7	63.8	59.6	57.8
18	75.3	65.6	60.2	56.4	54.9
20	67.2	58.5	53.5	50.2	48.4



図—13 版厚による $\sigma_i \sim K$ の関係



図—14 版厚によるたわみと K の関係

表-5 種々の版厚およびk値に対応するたわみ(試算)

(単位 mm)

K (kg/cm ³) \ h (cm)	3	5	7	9	10
15	1.67	1.21	1.01	0.78	0.71
16	1.59	1.08	0.88	0.72	0.68
17	1.47	1.04	0.82	0.70	0.64
18	1.39	0.98	0.78	0.66	0.61
20	1.27	0.89	0.71	0.60	0.50

に示すように0.2~3.0と広範囲にわたり、この値の取り方によってはプレストレス導入時の舗装版中央部のプレストレス減少量と路盤拘束による温度応力を過大に評価することになり、導入プレストレス量や版長の決定に大きく影響する。

舗装版の路盤上での滑動はその間の砂層内において起るものと考えられる。したがって摩擦係数は砂の内部摩擦角を ϕ とすると $\tan\phi$ で表わされる。

例えば、非常にまるみのある砂の場合 $\phi=40^\circ$ とすると $\tan\phi=0.839$ 、非常に細かい砂で $\phi=32^\circ$ とすると $\tan\phi=0.600$ となる。

以上のことから、摩擦力Tは垂直力をNとすると次のようになる。

$$T = N \tan\phi = N \cdot f \quad (3.7)$$

したがって舗装版端でのプレストレスを σ_0 とすると、この端からxの距離でのプレストレスはコンクリートの単位重量を γ とおけば、

$$\sigma = \sigma_0 - \gamma \cdot x \cdot \tan\phi \quad (3.8)$$

となる。

しかしながら実際の舗装版においては、現場で測定せる摩擦係数は砂の内部摩擦に相当する値より大きな値を示すのが通例である。これは湿った砂の毛細管現象による粘着力のためである。すなわち(3.7)式は次のように修正する必要がある。

$$T = N \tan\phi + C \quad (3.9)$$

ここにC; 砂の含水量による粘着力

土質工学では、一般にC=0としているが舗装版と路盤との摩擦の評価に関してはコンクリート舗装版の重量に比べ、接地面積が大きいため無視できない。

例えば単位重量2.4g/cm³、厚さ12.5cmの舗装版を内部摩擦角 $\phi=30^\circ$ の砂層上におき、その砂の粘着力C=25g/cm²とすると、移動時の摩擦力Tは、舗装版1m²当

り次のようになる。

内部摩擦によるもの

$$0.125 \times 2,400 \times 0.577 = 173.1 \text{ kg}$$

粘着力によるもの

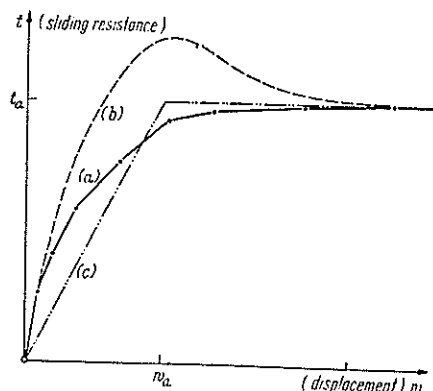
$$10,000 \times 0.025 = 250 \text{ kg}$$

したがって摩擦力の中で粘着力の占める割合が多いことがわかる。

路盤上での舗装版の滑動について検討する場合最も大切なことは、路盤と舗装版との間に作用する摩擦力とこの点での移動量との関係を定めることである。図-15はその関係を示したものである。

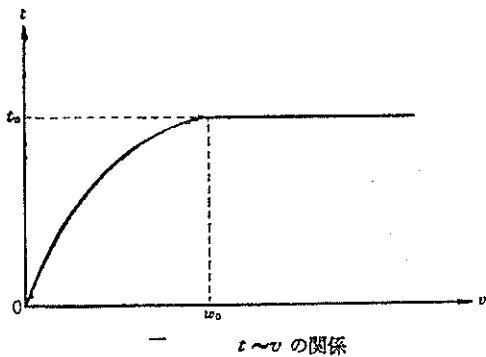
R. Peltier¹²⁾ および W. Koepcke¹³⁾ はこの関係を理論的に求めている。

今摩擦力tと移動量vとの関係を図-16のように考

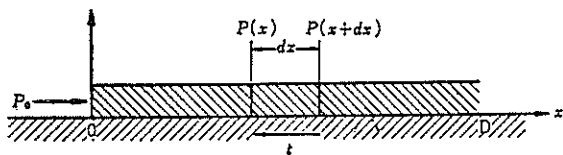


Sliding resistance $t = \mu \cdot \gamma \cdot d$ as a function of the displacement:
(a) for sand (according to tests by Weil
(b) for very firmly compacted gravel sand
(c) theoretical assumption

図-15 舗装版の摩擦力と移動量の関係



図—16 t ~ v 曲線



図—17 PC版に作用する摩擦力

え、移動量 w_0 までは t は \sin 曲線で増加し、その後は一定値 t_0 であるとする。すなわち

$$\left. \begin{aligned} v \leq w_0 \text{ のとき } & t = t_0 \sin \frac{\pi}{2} \cdot \frac{v}{w_0} \\ v > w_0 \text{ のとき } & t = t_0 \end{aligned} \right\} \dots\dots (3.10)$$

舗装版は図—17に示すように半無限長であるものとし、版端において単位幅当り P_0 のプレストレスング力を受けているものとする。版厚を h とすると、版端でのプレストレス σ_0 は

$$\sigma_0 h = P_0 \dots\dots (3.11)$$

版についての釣合式は

$$h \cdot \frac{d\sigma}{dx} = -t \dots\dots (3.12)$$

版の路盤に対する移動量の関係式は

$$-E \cdot \frac{dv}{dx} = \sigma \dots\dots (3.13)$$

(3.12), (3.13)式から

$$E h \frac{d^2 v}{dx^2} = t(v) \dots\dots (3.14)$$

(3.10)式の第一式が成立する区間では、(3.14)式を用いて

$$E h \cdot \frac{d^2 v}{dx^2} = t_0 \sin \beta v \dots\dots (3.15)$$

ここに $\beta = \frac{\pi}{2} \cdot \frac{1}{w_0}$

(3.15)式は、次のようになる。

$$\pm \frac{dx}{\sqrt{E h}} = \frac{dv}{\sqrt{D - \frac{2t_0}{\beta} \cos \beta v}} \dots\dots (3.16)$$

ここに D ; 積分定数

$v = 0$ の点において $\sigma = 0$ であるから、この点では

$$\frac{dv}{dx} = 0 \text{ となる。}$$

よって、 $D = 2t_0/\beta$

これにより、

$$\pm 2 dx \sqrt{\frac{t_0}{\beta E h}} = \frac{dv}{\sin \frac{\beta v}{2}} \dots\dots (3.17)$$

積分すると

$$\tan \frac{\beta v}{4} = K \cdot e^{-x \sqrt{\frac{t_0 \beta}{E h}}} \dots\dots (3.18)$$

K は積分定数で境界条件から定められる。

(a) $v_0 \leq w_0$ の場合

境界条件 $x=0$ で $\sigma = \sigma_0$

次の条件を満足する場合にのみ解が求められる。

$$\sigma_0 \leq 2 \sqrt{\frac{t_0 E w_0}{\pi h}} \dots\dots (3.19)$$

この解は

$$\sigma = 2 \sqrt{\frac{2t_0 E w_0}{\pi h} \sin \frac{\pi}{4} \cdot \frac{v}{w_0}} \dots\dots (3.20)$$

v_0 は次式で求められる。

$$\sigma_0 = 2 \sqrt{\frac{2t_0 E w_0}{\pi h} \sin \frac{\pi}{4} \cdot \frac{v_0}{w_0}} \dots\dots (3.21)$$

(b) $v_0 > w_0$ の場合

この場合には

$$\sigma_0 > 2 \sqrt{\frac{t_0 E w_0}{\pi h}} \dots\dots (3.22)$$

滑動は $t = t_0$ なる一定の値に相当する部分を含むことになる。

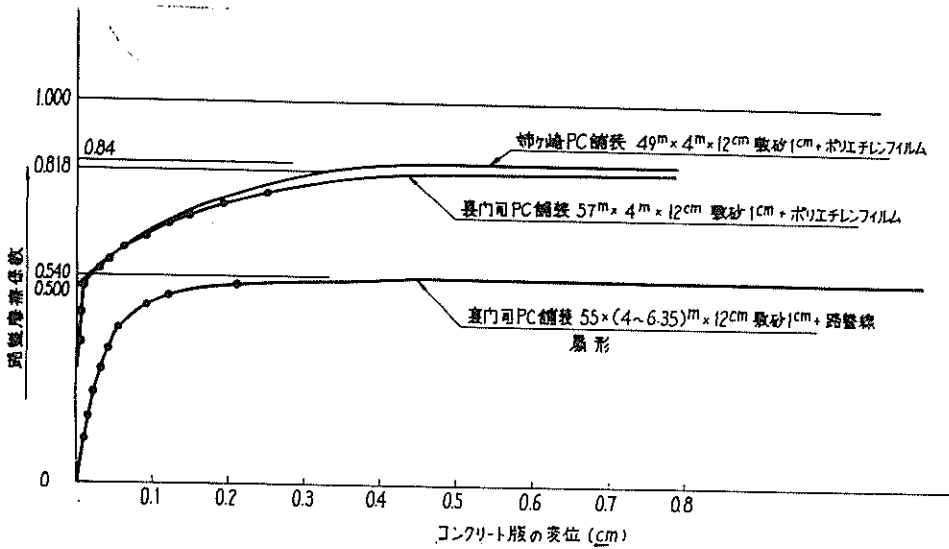
解は $x=0$ と $x_1 = \frac{h}{t_0} \left\{ \sigma_0 - 2 \sqrt{\frac{t_0 E w_0}{\pi h}} \right\}$ との間の

区間において

$$\left. \begin{aligned} v &= w_0 - \frac{t_0}{2Eh} (x_1^2 - x^2) + \frac{\sigma_0}{E} (x_1 - x) \\ \sigma &= \sigma_0 - \frac{t_0 x}{h} \end{aligned} \right\} \dots\dots (3.23)$$

x_1 より大きい x の区間において

$$\left. \begin{aligned} \tan \left(\frac{\pi}{8} \cdot \frac{v}{w_0} \right) &= \tan \frac{\pi}{8} e^{-\frac{x-x_1}{h} \sqrt{\frac{\pi t_0}{2Eh w_0}}} \\ \sigma &= 2 \sqrt{\frac{2t_0 E w_0}{\pi h} \sin \frac{\pi}{4} \cdot \frac{v}{w_0}} \end{aligned} \right\} \dots\dots (3.24)$$



図一18 コンクリート版と摩擦係数実測例

また版端での移動量 v_0 は

$$v_0 = \frac{h\sigma_0^2}{2Et_0} + w_0 \left(1 - \frac{2}{\pi} \right) \dots\dots\dots (3.25)$$

で求められる。

以上は舗装版と路盤との間の摩擦力と移動量とについて、ある関係を想定した場合の数学的解の一例である。

しかし摩擦については未だ明確でないところが多い。図一18は、我が国で実際に施工された千葉県姉ヶ崎地区および北九州市裏門司地区のPC舗装の施工に際し、実際の舗装版を動かして測定した路盤摩擦係数で、両者とも乾燥した内部摩擦角 $\phi = 29^\circ$ の砂を敷砂として用い、その厚さは 10 ± 5 mm としたものである。

路盤摩擦係数に関する既往の試験結果を要約すると、摩擦係数を減少せしめる方法に関して次の事が云えるものようである。

- (1) 敷砂層の砂は粗め砂で粒径のそろった清浄なものを使うのが望ましい。できれば非常に硬い海浜の大粒な珪酸質の砂がよい。
- (2) 摩擦抵抗力は第一回の変位によるものが最も大きく、数回変位させたあとは比較的低い値となる。
- (3) 砂層がほぼ均一でその表面が平滑にならされている限り、3 mm 以上厚くしても摩擦力は余り減少しない。

以上の諸点を考慮すると、路盤表面の処理法によっても異なるが、設計上は舗装版と路盤との摩擦係数は安全をみて $f = 1.0$ とし、半径1,000mの曲線部では20~40%増加させるのがよいと考えられる。

3.5 温度変化による舗装版の応力

(1) 概 要

コンクリート舗装版の温度は、気温、日光の直射、風その他の気象条件等によってたえず変化する。この温度変化によってコンクリート版は長さの変化を起こそうとし、また版の上下面の温度によってそろうとするが、これらの力が拘束されることによって舗装版には温度応力が生ずる。この温度応力はPC舗装の型式によってはかなりの値を示すことになる。このコンクリート版の温度応力は、内部応力、端部拘束応力およびそり拘束応力の3つに分けて考えることができる。

すなわち内部応力は版の深さ方向の温度勾配が直線的でないために生ずる応力であり、端部拘束応力は平均温度が変化することによって版が平面的に伸縮しようとするのを妨げるために生ずる応力であり、そり拘束応力は版の表面と底面の温度差によって、版がそろうとするのを妨げるために生ずる応力である。

(2) 温度応力の計算

a) 内部応力

Thomlinson 14) は、コンクリート舗装版の表面温度が正弦曲線で変化すると仮定し次の式で表わした。

$$\theta = \theta_0 \sin \frac{2\pi}{T} t \dots\dots\dots (3.26)$$

ここで、 θ ; コンクリート表面の温度 (deg)

θ_0 ; コンクリート表面温度の半振幅 (deg)

T ; 温度変化の周期 (1日 = 86,400sec または1年 = 31,536,000sec)

t ; 時間 (sec) (コンクリート版に温度こう配がないときからとる。東京地方では午前7時半ごろ)

今、仮にコンクリート版が深さ方向に無限に広がる固体であるとする、深さ z (cm) の点の温度は

$$\theta_z = \theta_0 e^{-\left(\frac{z}{\phi}\right) \sqrt{\frac{\pi}{T}}} \sin\left(\frac{2\pi}{T} t - \frac{z}{\phi} \sqrt{\frac{\pi}{T}}\right) \dots\dots\dots (3.27)$$

となる。

- ここで、 θ_z ; 深さ z (cm) の点の温度 (deg)
- ϕ^2 ; コンクリートの温度伝導率 (熱拡散率 = $\nu/c \cdot \rho$)
- ν ; コンクリートの熱伝導率
- c; コンクリートの比熱
- ρ ; コンクリートの密度

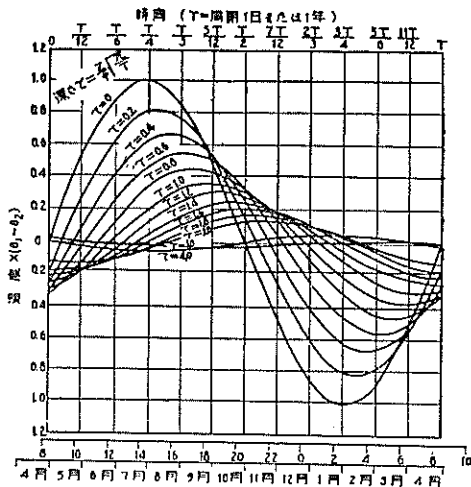
式 (3.10) を Timoshenko の温度変化による内部応力を求める式に入れると、次式が求められる。

$$\sigma_{ii} = A_i \sin \frac{2\pi}{T} (t + t_i) \dots\dots\dots (3.28)$$

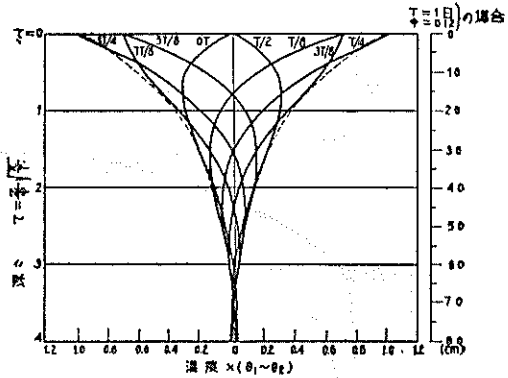
- σ_{ii} ; コンクリート版中央部の内部応力 (kg/cm²)
- A_i ; 内部応力の半振幅 (kg/cm²)

Thomlinson による温度の時間変化の計算値は図—19、各時刻における深さ方向の温度分布の計算値は図—20、各温度応力の振幅と位相差の計算値は図—21に示す通りである。

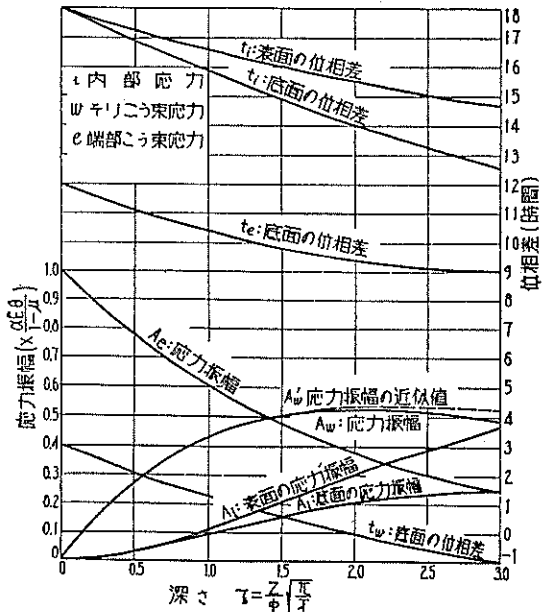
また岩間は15)東京付近に施工した厚さ 25cm のコンクリート版の晴天が続いた場合における深さ方向の温度分布の測定例を図—22のように示している。



図—19 温度の時間変化の計算値 (Thomlinson)



図—20 各時刻における深さ方向の温度分布



図—21 各温度応力の振幅と位相差の計算値

b) そり拘束応力

Thomlinson はそり拘束応力として次式を与えている。

$$\sigma_{w1} = A_w \sin \frac{2\pi}{T} (t + t_w) \dots\dots\dots (3.29)$$

- ここに、 σ_{w1} ; コンクリート版中央部そり拘束応力
- A_w ; そり拘束応力の半振幅 (kg/cm²) (図—21参照)
- t_w ; そり拘束応力と表面温度変化の位相差 (図—21参照)

一方 Westergaard は版の深さ方向の温度変化が直線であると仮定して、そり拘束応力を求める式として

$$\sigma_b = \frac{E_c \alpha \theta'}{2(1-\mu)} \dots\dots\dots (3.30)$$

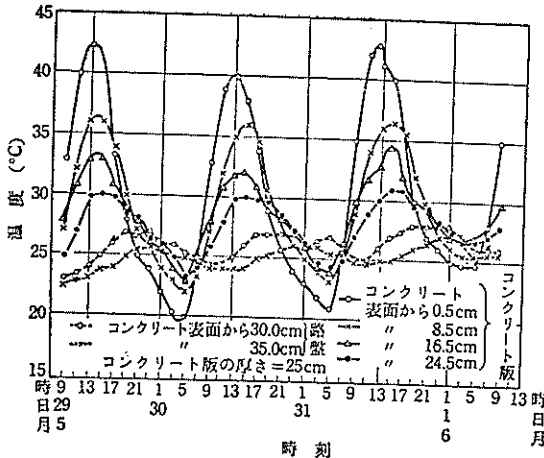


図-22 晴天が続いた場合の東京地方における
コンクリート版の温度変化の1例

ここで、 σ_c ; 舗装版の上面もしくは下面における引張応力 (kg/cm^2)

E_c ; コンクリートの弾性係数 (kg/cm^2)

α ; コンクリートの熱膨張係数 (1.0×10^{-5} /deg)

θ' ; 版上下面の温度差 (deg), 表面温度—
底面温度

μ ; コンクリートのポアソン比

を提案している。

また Kelley¹⁶⁾ は 上の Westergaard の式に拘束条件を加味して、修正式を得ている。

岩間¹⁵⁾ は 試験舗装の測定結果から Thomlinson と Westergaard の式の比較を行ない、

- ① コンクリート版の温度差が正の場合には両方法ともほぼ同じ応力を与える。
- ② 温度差が負の場合には Thomlinson の方法が使えない。
- ③ 温度差が正の時間と負の時間は等しくなく、Thomlinson の仮定は適当でない。

等の理由により Westergaard の方法を用いるのが実用的事であることを明らかにした。また内部応力とそり拘束応力は温度の日変化によってのみ生じ、年変化によって生じない。しかも図-23が示すように内部応力がそり拘束応力を打ち消すことになるため内部応力とそり拘束応力を別々に計算する必要はなく、実用的な計算式を提案^{15,17)}し、そり拘束係数と東京付近におけるコンクリート舗装に必要な温度差を与えている(セメントコンクリート舗装要綱 付録-4)¹⁸⁾。

版の上、下面の温度差の大きさは、温度作用の量と時

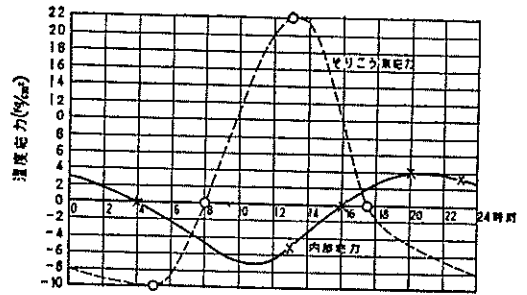


図-23 代表的な内部応力とそり拘束応力の日変化

間、コンクリート路盤との熱伝導性およびコンクリートの版厚によって定まるもので、上面の冷却による最大温度差は上面の加熱によって生ずる温度差の最大値の 0.3 ~ 0.4 倍に過ぎない。

一般に温度上昇時の温度勾配は版厚 1 cm 当り 0.7 ~ 1.0°C で、ドイツは 0.45 ~ 0.9°C⁷⁾、アメリカポルトランドセメント協会は 0.22 ~ 0.66°C²⁰⁾ としており、Leonhardt²¹⁾ は温度上昇時 0.7°C、下降時 -0.35°C、を用いて計算を行なっている。

PC舗装の場合目地間隔がかなり長くなることから完全拘束を考え、内部応力を無視して上記で述べた Westergaard の方法によってそり拘束応力を求めておけば安全側にあると考えられる。

c) 端部拘束応力

PC舗装は版厚が他のコンクリート舗装に比べて薄くてすむからそり拘束応力は小さく、またそり引張応力が舗装版の底面に生ずる場合は、一般に版全体の温度が上昇する場合である。この場合版は端部拘束による圧縮応力が作用することによってそり引張応力は打ち消されることになる。

PC舗装は他のコンクリート舗装の場合と同様に狭義端部拘束応力は比較的大きな圧縮力となり、広義端部拘束応力は設計上無視しても一般に安全である。しかし版長を長くする PC舗装では路盤摩擦による拘束応力がかなりの値を示す。

可動式の PC舗装の路盤摩擦による拘束応力を求めると以下の通りである。

舗装版に生ずる摩擦拘束応力を求めるには各点の移動量に対応する摩擦係数を使用しなければならないが、計算が複雑となり、また移動の繰り返しにより各移動量に対する摩擦係数が減少するなどの問題点がある。そこで摩擦係数として移動量にかかわらず滑り摩擦係数を使用するものとすれば舗装版長が長い時には比較的良好に一致

し、短い場合には安全側となる。

今断面A, 長さL, 単位重量wなる版が一端を完全に固定された状態で路盤上に支持されているものと考え、 $\pm dt$ の温度変化を受けるものとする、版には $\pm dt \cdot \alpha$ (α ; 熱膨張係数)の歪を生ずる。したがって版の摩擦拘束応力による弾性変形を無視するならば自由端は $\pm dt \cdot \alpha \cdot L$ だけ移動する。すなわち版の自由端から任意断面までの距離をxとすると、任意断面の移動量は、 $\pm dt \cdot \alpha (L-x)$ となる。ここでは移動量にかかわらず摩擦係数は一定であると考えているので、自由端よりxの距離にある任意断面までの区間を移動させるに必要な力は次のようになる

$$(A_c \cdot x \cdot w) f = p \dots \dots \dots (3.31)$$

- ここで、 A_c ; コンクリート版の断面積 (cm^2)
- x ; 自由端からの距離 (cm^2)
- w ; コンクリートの単位重量 (kg/cm^3)
- f ; 路盤摩擦係数
- p ; 水平力 (kg)

したがって任意断面の応力は

$$\sigma = \frac{(A_c \cdot x \cdot w) f}{A_c} = \frac{p}{A_c}$$

$$\therefore \sigma = f \cdot x \cdot w \dots \dots \dots (3.32)$$

となる。

一方 $\pm dt$ の温度変化を受けた場合に自由端の移動が0になるような拘束力は

$$p = \frac{\pm dt \cdot \alpha \cdot L}{L} \cdot E_c A_c \dots \dots \dots (3.33)$$

- ここで、 p ; 拘束力 (kg)
- $\pm dt$; 温度変化 (deg)
- α ; コンクリートの熱膨張係数
- L ; 温度変化を受ける版長 (cm)
- E_c ; コンクリートの弾性係数 (kg/cm^2)
- A_c ; コンクリート版の断面積 (cm^2)

したがって拘束力は、次のようになる。

$$\sigma = \frac{p}{A_c} = \frac{\pm dt \cdot \alpha \cdot L \cdot E_c A_c}{L \cdot A_c} = \pm dt \cdot \alpha \cdot E_c \dots \dots \dots (3.34)$$

(3.32)式より、任意断面の路盤拘束応力は版の自由端より任意断面までの距離xの関数で示されるが、拘束応力が(3.34)式の値に違すると版の移動量が0となるので応力の増加は生じない。

したがって(3.32)、(3.34)式より移動可能区間長は次式で求められる。

$$f \cdot w \cdot x_0 = \pm dt \cdot \alpha \cdot E_c$$

$$\therefore x_0 = \frac{\pm dt \cdot \alpha \cdot E_c}{f \cdot w} \dots \dots \dots (3.35)$$

ここで、 x_0 ; 舗装版の自由端から版の動きがなくなる位置までの距離(絶対値をとる)(cm)。

舗装版の温度変化による移動は版長の中心に対して左右対称であると仮定し、以上の結果をまとめると次のようになる。すなわち

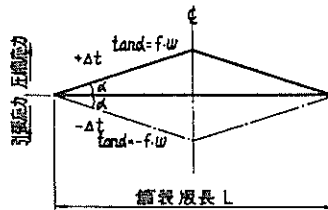
$$\textcircled{1} \frac{L}{2} \leq \left| \frac{\pm dt \cdot \alpha \cdot E_c}{f \cdot w} \right| \text{ の時,}$$

$$\textcircled{2} \frac{L}{2} > \left| \frac{\pm dt \cdot \alpha \cdot E_c}{f \cdot w} \right| \text{ の時}$$

の舗装版中の摩擦拘束応力の分布は、それぞれ図—24および図—25のようになる。

$$\frac{L}{2} \leq \left| \frac{\pm dt \cdot \alpha \cdot E_c}{f \cdot w} \right| \text{ の時}$$

舗装版中の摩擦拘束応力の分布は



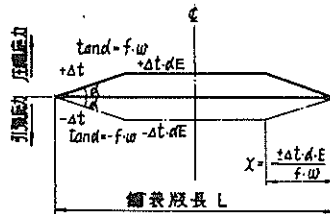
$$\text{路盤の摩擦による最大圧縮応力 } \sigma_{f \cdot \max} = \pm f \cdot w \cdot \frac{L}{2}$$

$$\text{最大引張応力 } \sigma_{f \cdot \min} = \pm f \cdot w \cdot \frac{L}{2}$$

図—24 舗装版の摩擦拘束応力の分布

$$\frac{L}{2} > \left| \frac{\pm dt \cdot \alpha \cdot E_c}{f \cdot w} \right| \text{ の時}$$

舗装版中の摩擦拘束応力の分布



$$\text{路盤の摩擦による最大圧縮応力 } \sigma_{f \cdot \max} = \pm dt \cdot \alpha \cdot E_c$$

$$\text{最大引張応力 } \sigma_{f \cdot \min} = \pm dt \cdot \alpha \cdot E_c$$

図—25 舗装版の摩擦拘束応力の分布

- また、路盤の摩擦係数 ; 1.0
- 熱膨張係数 ; $1.0 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$
- コンクリートの弾性係数 ; $4.0 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$
- コンクリートの単位重量 ; $2.5 \times 10^{-3} \text{ kg/cm}^3$

と仮定すると、舗装版長xの中央($\frac{x}{2}$)までが移動区間となる時の温度変化 dt は次のようになる。

$$\frac{x}{2} = \frac{\pm 4t \cdot \alpha \cdot E_C}{f \cdot w}$$

$$\therefore \pm 4t = \frac{x}{2} \cdot \frac{f \cdot w}{\alpha \cdot E_C}$$

$$= \frac{1.0 \times 2.5 \times 10^{-3}}{2 \times 1.0 \times 10^{-5} \times 4.0 \times 10^5} x$$

$$= \frac{2.5}{8.0} \times 10^{-3} x$$

$$= 0.3125 \times 10^{-3} x \quad (x \text{ は cm 単位})$$

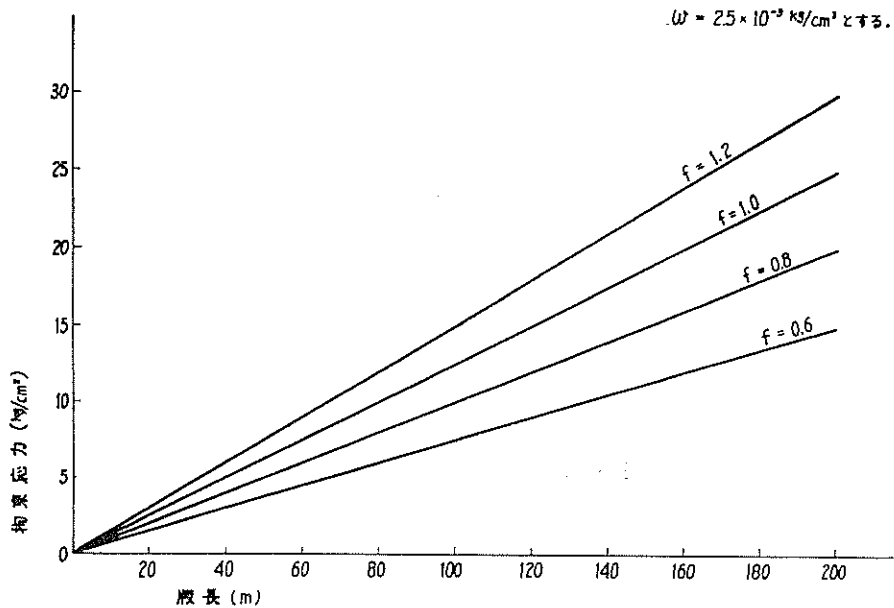
$$= 0.03125 x \quad (x \text{ は m 単位})$$

これより舗装版長 200m 程度の版では、6°C 程度の温度変化で版中央部まで移動することが分る。実測値によると舗装版の日温度変化は 30°C 程度であるから、舗装版中の応力は数時間で $\pm f \cdot w \cdot \frac{x}{2}$ の変化を生ずることになる。

表一 6 は温度変化、熱膨張係数、摩擦係数等を適当に変えて移動可能区間長さを求めて表示したもので、また、図一 26 に版長 200m までの各摩擦係数に対する最大

表一 6 種々の温度、熱膨張係数および摩擦係数に対応する舗装版の移動可能区間長 (m)

温度変化 (deg)				20	25	30
熱 膨 張 係 数 (α)	0.6×10^{-5}	摩擦係数 (f)	0.6	260	326	390
			0.8	195	245	293
			1.0	156	196	234
			1.2	130	163	195
	0.8×10^{-5}	(f)	0.6	347	435	520
			0.8	260	326	390
			1.0	208	261	312
			1.2	173	217	260
	1.0×10^{-5}	(f)	0.6	433	543	650
			0.8	325	408	488
			1.8	260	326	390
			1.2	217	272	325



図一 26 版長 200m までの各摩擦係数に対する拘束応力

摩擦拘束応力を示した。

d) 不動型式の場合の端部拘束による温度応力

不動型式の舗装は路盤に対して不動であって、あたかも路盤にはり付けられた状態となっていてしかも版長が長いのが特徴である。この型式の路盤拘束による温度応力は前項で述べたと同じように次式で求めることができる。

$$\text{すなわち, } \sigma_t = \alpha \cdot E_c \cdot \Delta t \dots\dots\dots (3.36)$$

α ; コンクリートの膨張係数

また湿度変化によってもコンクリート応力の変化が起り、一般に四季を通じ雨がちな湿度の高い地方ではこの湿度変化による応力度は無視できるが、非常に乾燥しかつ高温の期間が続く所ではかなり大きくなる。しかも温度と湿度とによる応力は相互に関係し合い同時に発生するものであるので、温度応力のなかに含めて考慮しなければならない。

フランスに於ける同型式舗装の現場測定の結果によると、係数 αE は急激な温度変化、例えば温度の日変化に

対しては一定の値と考えてよいが、季節または年変化のようなゆっくり起る温度変化に対しては小さくなることが明らかにされている。

またこの値はコンクリートに使用する骨材が珪石質のものであるか、石灰質のものであるかによって相当大きく異なり、石灰質の骨材を使用する事によってかなり減少する事ができる。

例えば珪石質の骨材を用いたコンクリートでは4程度であるが、石灰質の骨材を用いたコンクリートでは2.5程度となっている例がある。

温度の年変化に対する αE はこの変化の期間に関係があり、一般に温度の日変化に対する αE の半程度の値と考えてよいようである。

フランス・パリーの近郊 Fontenay-Trésigny に施工されたPCの試験舗装区間²²⁾ の計算では次のような値が用いられている。

版の平均温度の最大年変化; $-20 \sim +25^{\circ}\text{C}$

版の平均温度の最大日変化; $\pm 5^{\circ}\text{C}$

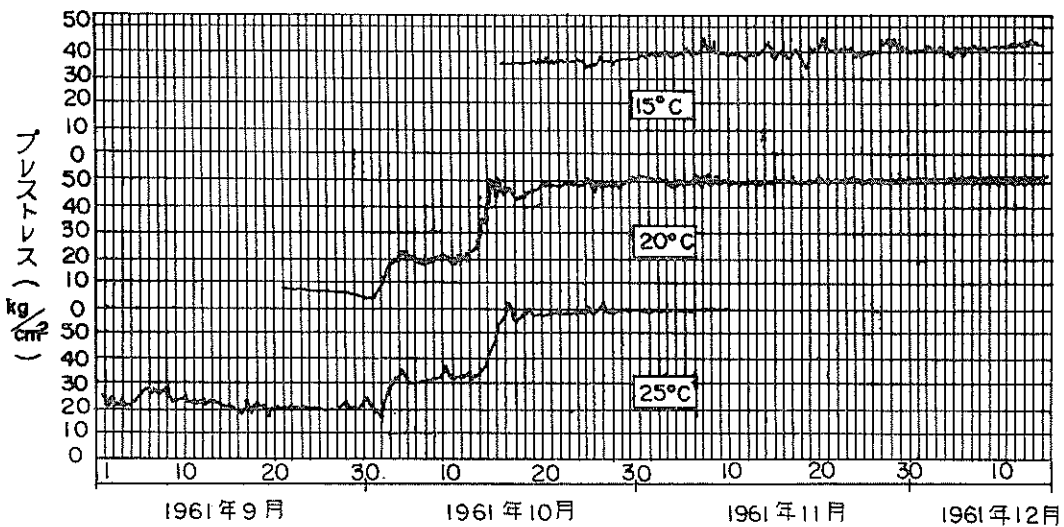
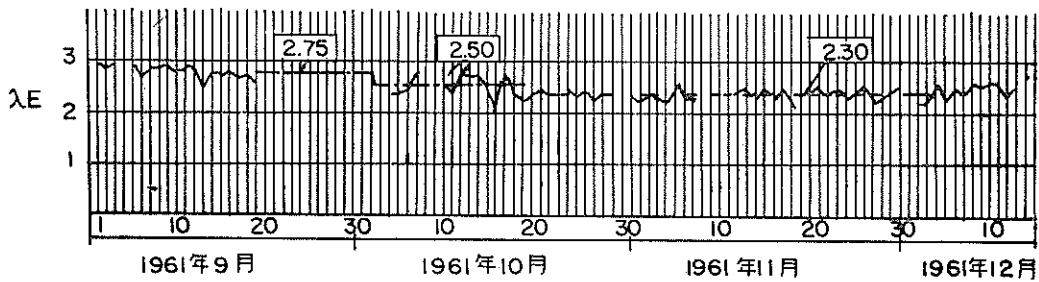


図-27 Alger Maison-Blancheにおける λE およびプレストレスの変化
(注: λE は本文中の αE に相当する)

αE , 年変化に対して ; 5
 日変化に対して ; 4

また Alger Maison-Blanche 空港に於ける測定結果²⁰⁾は図—27の通りであるが、1961年に建設された滑走路の αE 係数については、9月において2.75の値が10月下旬降雨直後に急激に落ち、更に2.30の値に落ちついており、結局

冬期温度日変化に対し ; 2.35
 夏期温度日変化に対し ; 3.50
 温度年変化に対し ; 0.95
 なる値を報告している。

3.6 プレストレスの計算

(1) 概 説

PC舗装版のプレストレスの計算に際しては、コンクリートの繰返し曲げ疲労に対して適当な安全率を取り、コンクリートの許容引張応力度とプレストレスの和が引張強度と等しくなるようなパーシャルプレストレスの計算方法で行なえば安全な設計ができる。

舗装版にプレストレスを導入する際には、以下に述べるようなプレストレスの損失を計算して、最初に導入すべきプレストレスをきめる必要がある。

(2) プレストレスの損失

プレストレスの損失には、プレストレッシング時における路盤摩擦による損失、PC鋼材を使用する形式のポストテンションの場合にはPC鋼材とシース間の摩擦損失、およびコンクリートの弾性変形と塑性変形による損失、等があげられる。

(a) 路盤摩擦による損失

PC舗装版の路盤摩擦によるプレストレスの損失は次式で表わすことができる。

$$\sigma_r = w \int_0^x f(x) dx \dots \dots \dots (3.37)$$

ここに、 σ_r ; 版端よりxの距離における路盤摩擦によるプレストレスの減少量 (kg/cm²)

w ; コンクリートの単位重量 (kg/cm³)

x ; 版端より任意の位置、すなわち緊張端からの距離 (cm)

f(x); xにおける路盤摩擦係数

PC舗装版の版長が短くプレストレス量が多い場合には変位量が大いのでf(x)を3.5で述べたと同じように一定値で滑り摩擦係数に等しいと仮定すれば(2.37)式を解くことができる。

すなわち、

$$\sigma_r = wfx \dots \dots \dots (3.38)$$

プレストレスが小さい場合PC舗装の変位は小さいからf(x)は緊張による舗装版の変位量の関数になり、(3.37)式を解くことが困難となる。

この場合は最初にf(x)が変位量に対して一定値と仮定して位置変位図を作り、実験などで求めた変位～摩擦係数図より舗装版の各位置における摩擦係数を求め、位置～摩擦係数図を作り、更に任意の位置までの摩擦係数の分布を積分したものとコンクリートの単位重量の積から位置～プレストレス損失量図を作ることによって、図解によって求める方法を福田²¹⁾は述べており、これを図示すると図—28のようである。

しかし一般には(3.38式)で求めたもので実用上差しつかえない。

(b) PC鋼材とシース間の摩擦損失

ポストテンションの場合に考慮すべき損失であって、土木学会「プレストレストコンクリート設計施工指針」(昭和36年)に示された計算式を用いて求めればよい。

$$P = P_0 e^{(\mu\alpha + \lambda l)} \dots \dots \dots (3.39)$$

ここで、 P_0 ; 設計断面におけるPC鋼材の引張力 (kg)

P ; PC鋼材のジャッキの位置の引張力 (kg)

μ ; 角変化1ラジアン当りの摩擦係数

α ; PC鋼材の角変化 (ラジアン)

λ ; PC鋼材の長さ1m当りの摩擦係数

l ; PC鋼材の長さ (m)

PC鋼材の長さが40m以下で $\alpha = 0$ の場合には近似式として

$$P = P_0 (1 + \lambda l) \dots \dots \dots (3.40)$$

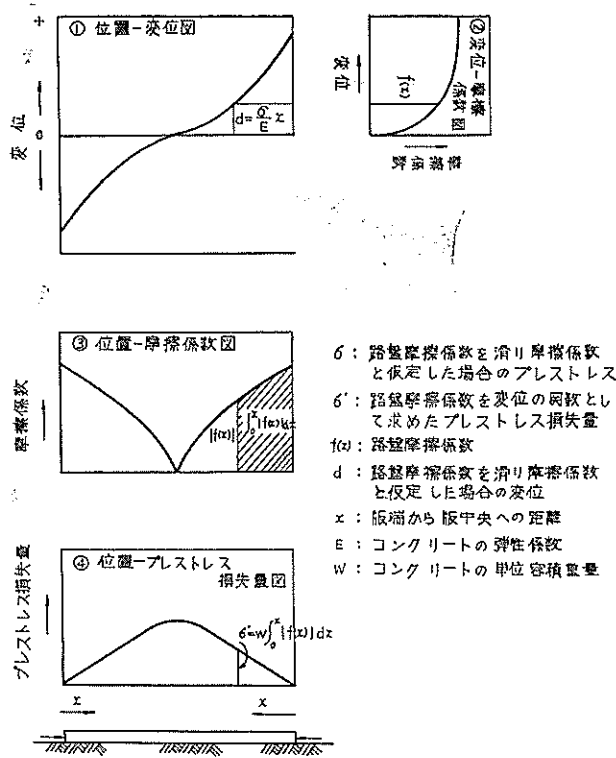
で求められる。 λ および μ の値は、表—7の値を用いてよい。

表—7 PC鋼材とシースとの摩擦係数

			λ	μ
鋼	線	束	0.004	0.3
鋼		棒	0.003	0.25
鋼	よ	り線	0.004	0.25

(c) コンクリートの弾性変形および塑性変形による損失

PC舗装では、プレストレスの導入時にはコンクリートの弾性変形による損失があり、更にコンクリートのクリープ、乾燥収縮およびPC鋼材のリラクゼーションによってプレストレスは減少する。これらの損失は一般の



図—28 路盤摩擦拘束によるプレストレス損失量の図解 (福田)

PC構造物と異なり、路盤の拘束を受けているので問題は複雑である。

Peltier 12) は路盤の影響を考慮したときのクリープによる変形量を論じているが、気象状態の変化などがかなりの影響を示すので非常に複雑な要素をもち不明の点もかなり多い。

したがってここでは単純に一般のPC構造物と同様に取り扱い扱うこととする。

① コンクリートの弾性変形によるプレストレスの損失

ポストテンション方式の場合には一般にPC鋼材を何組かに分けて緊張するので平均減少量を次式で求める。

$$\Delta\sigma_p = \frac{1}{2} n\sigma_c \dots\dots\dots (3.41)$$

ここで、 $\Delta\sigma_p$; PC鋼材の引張応力の平均減少量 (kg/cm²)

σ_c ; 緊張時のPC鋼材図心位置のコンクリートの応力 (kg/cm²)

n ; PC鋼材のヤング係数とコンクリートのヤング係数との比

プレテンション方式の場合には同時にプレストレスを

導入することにより、

$$\Delta\sigma_p = n \cdot \frac{A_p \cdot \sigma_{pi}}{A_c} \dots\dots\dots (3.42)$$

ここに、 A_p ; PC鋼線の断面積 (cm²)

σ_{pi} ; PC鋼材に最初に与える引張応力度 (kg/cm²)

A_c ; コンクリート版の断面積 (kg/cm²)

これらの値は実際には極めて小さな値となることが想像されるので無視しても差し支えないであろう。

② PC鋼材のリラクゼーションによるプレストレスの損失

PC舗装では、一般のPC桁と異なりPC鋼材は舗装断面の図心位置に配置されている。このため車輪荷重によるPC鋼材の応力度の変動が少なく疲労の問題がないことなどを考えて、PC鋼材の許容引張応力度を一般の場合より高くとって差し支えないことを Leonhardt 21) は述べている。したがって3.7に示す許容応力度を採用する場合には、PC鋼材のリラクゼーションを表—8の値を用いて計算しておくのがよい。

(3) コンクリートのクリープおよび乾燥収縮によるプレストレスの損失

表— 8 PC鋼材のリラクゼーションによる減少率

PC鋼材の種類	リラクゼーションによる減少率(%)
PC 鋼 線	6
PC 鋼より線	6
PC 鋼 棒	4

コンクリートのクリープおよび乾燥収縮によるPC鋼材の応力度の減少は次の近似式で求めてよい。

$$\sigma_{p\varphi} = \frac{\frac{E_p}{E_c} \varphi \sigma_{cp} + E_p \cdot \epsilon_s}{1 + \frac{E_p}{E_c} \frac{\sigma_{cpt}}{\sigma_{pt}} \left(1 + \frac{\varphi}{2}\right)} \dots\dots\dots (3.43)$$

ここで、 $\sigma_{p\varphi}$; コンクリートのクリープおよび乾燥収縮によるPC鋼材の応力度の減少量 (kg/cm²)

φ ; クリープ係数

σ_{cp} ; PC鋼材位置におけるコンクリートの圧縮応力度 (kg/cm²)

E_c ; 設計において基準とした材令28日におけるコンクリートの圧縮強度に対するヤング係数 (kg/cm²)

E_p ; PC鋼材のヤング係数 (kg/cm²)

ϵ_s ; コンクリートの乾燥収縮度

σ_{cpt} ; PC鋼材位置におけるプレストレスを与えた直後のプレストレス (kg/cm²)

σ_{pt} ; プレストレスを与えた直後のPC鋼材の引張応力度 (kg/cm²)

クリープ係数および乾燥収縮度には、土木学会「プレストレストコンクリート設計施工指針」の値をそのまま使用すればよい。すなわちクリープ係数は、プレストレスを与えときのコンクリートの強度が設計において基準とした材令28日における圧縮強度 σ_{28} の85%以上である場合は2.0である。ただし早期にプレストレスを与える場合には同指針で述べているようにクリープ係数の割り増しを行わなければならない。

乾燥収縮度は、 25×10^{-5} として計算すればよい。

③ 横方向のプレストレス

幅のせまい場合には横方向のプレストレスは、滑走路については少なくとも 10kg/cm² 以上導入するように「第13回国際道路会議」の技術委員会報告書は述べており、アメリカにおける実験結果(23.24)によると、縦方向のプレストレス量の70%が望ましいとされている。

しかし幅の広いものに対しては、縦方向と同程度のプ

レストレスを入れておく必要がある。

3.7 許容応力度

(1) 設計上検討すべき応力度の組み合わせ

PC舗装の設計においては、下記の状態における各応力度の組み合わせに対して(2)項に示す許容応力度を満足するようにすればよい。

a) 可動式の場合

① (設計荷重による応力度) + (温度上昇時のそり拘束による応力度) + (有効プレストレス) および

② (設計荷重による応力度) + (温度下降時の路盤拘束による応力度) + (有効プレストレス)

の2つの場合の版下縁におけるコンクリートの引張応力度。

すなわち①の場合の温度上昇時の路盤拘束による応力度は圧縮応力となり、②の場合の温度下降時のそり拘束応力度は版下縁では同様に圧縮応力となるためこれらを無視して計算すれば安全側の設計となる。

また可動式の場合の圧縮応力度は設計基準圧縮強度の許容値よりかなり低いのでよれを検討する必要はない。

b) 不動式の場合

可動式の場合の上記の①、②の応力度の組み合わせについて版下縁の引張応力度を検討すると共に

③ (設計荷重による応力度) + (温度上昇時の端部拘束による応力度) + (有効プレストレス)

の組み合わせの版上縁における圧縮応力度を検討する必要がある。

すなわち不動式の場合には版長が概して大きく温度上昇の端部の拘束により圧縮応力度がかなり大きくなるので特に圧縮応力度の検討も必要となる。

(1) コンクリートの許容応力度

PC舗装は輪荷重によって生ずる版下面のひびわれの発達一般の舗装よりおそく、またこのような版下面のひびわれが生じてプレストレスにより舗装版としての弾性を失なうことがなく、致命的な破壊には至らないことが数々の実験から知られている。

したがってPC舗装版では、設計荷重および温度変化によって生ずる応力に対してパーシャルプレストレスで計算してもよい。

空港用コンクリート舗装に対して確保できるコンクリートの曲げ引張強度は一般に 50kg/cm² 程度であるので、このコンクリートに対して安全率を考慮し、

許容曲げ圧縮応力度 200kg/cm²

許容曲げ引張応力度 30kg/cm²

とする。

(3) PC鋼材の許容引張応力度

3.6でも述べたようにPC舗装では一般のPC桁などの場合と異なり、PC鋼材は舗装版断面の図心位置に配置されている。このためPC鋼材図心位置の荷重による応力度の変動が少なく、一般には疲労を考慮する必要がない。したがってPC鋼材の許容応力度を他のPC桁などの場合より多少高めに決めるのが合理的であり、このような観点から、

- (a) 設計荷重と温度応力との組合わせを考えたときの許容応力度 σ_{pa} は $0.75\sigma_{pu}$ または $0.80\sigma_{py}$ のうちいずれか小さい値とする。
- (b) ポストテンション方式、プレテンション方式のいずれの場合も、最初に引張るときのPC鋼材の許容応力度 σ_{pa} は、 $0.80\sigma_{pu}$ または $0.90\sigma_{py}$ のうちいずれか小さい値とする。

4. コンクリート舗装版の座屈

4.1 概 説

剛性舗装において膨張目地の存在は最も重要な構造上の問題の一つである。

膨張目地は膨張をおさえることによって生ずる圧縮力を減ずるためと、持ち上りを防ぐために設けられるものであるが、コンクリートは元来圧縮に強いから、膨張に基づく圧縮力はそれほど問題ではない。しかし舗装版の持ち上りは舗装版の機能上極めて有害で、しかも現象のメカニズムが未だ解明されていないのが現状である。すなわち、膨張目地を設けることによって幾つか問題が生ずる。すなわち、①舗装の連続性が減ずるため荷重分配の能力が低下する、②目地材は変質し易くまた目地からはみ出してしまい、ここから水が浸入してポンピングの原因をつくる、③目地に小石等がはさまりこれを介して圧縮力が集中して加わり、版の端面の圧縮破壊が生ずる、④車両の走行性に有害である、等である。

このように舗装の強さや乗り心地の両面から目地は弱点であり、できるだけ少ない方がよいのは極めて明白で、例えば横田基地では膨張目地のない無筋舗装が行なわれ、また延長500mに及ぶ鉄筋コンクリートの連続舗装(郡山国道)が施工されて成功している例もある。また米国では1kmを越える道路の連続舗装が施工され成功をおさめている。これらの例では、いわゆる座屈は経験されてないが、これは連続長を次第に伸ばして行って座屈が生じないことを経験的に確かめつつ、1kmを越える長さまで達したものと思われる。

一方膨張による舗装の座屈も実際にいくつか報告され

ており、オイラー座屈としての計算値は40m程度の舗装で座屈を生ずることを示し、上述の経験とは明らかに矛盾する。そこでオイラー座屈の常識からすれば座屈してもよさそうな連続舗装が、どのようなメカニズムで座屈しないかの点について調査した。

ここで、舗装の持ち上りとは何かを改めて考えておく必要がある。これを一覧すると、持ち上りは(イ)路盤の不等変形によるものと(ロ)熱膨張による圧縮力によるものとに大別されるが、(イ)は本章の議論の対象からは除外される。(ロ)による持ち上り現象を細分すると図-29に示したようなせり上りと図-30に示したような曲げ上りおよび通常の意味での座屈が考えられる。すなわち、

- | | | | | |
|------|-------------|---|---|---------|
| 持ち上り | { | (1) せり上り (図-29) | | |
| | | (2) 曲げ上り (図-30) | | |
| | | (3) 座屈 { <table border="0" style="display: inline-table; vertical-align: middle;"> <tr> <td style="padding-right: 5px;">A</td> <td>連続舗装の座屈</td> </tr> <tr> <td style="padding-right: 5px;">B</td> <td>剛体に接した部分の座屈</td> </tr> </table> | A | 連続舗装の座屈 |
| A | 連続舗装の座屈 | | | |
| B | 剛体に接した部分の座屈 | | | |

上記の(1)、(2)は、膨張目地をなくし連続にすれば生じない。したがって連続舗装にした上でA、Bの座屈が生じないようにすれば、熱膨張による持ち上りは一般に解消するものと思われる。

前述のように、舗装の座屈をオイラー座屈として計算した場合極めて低い座屈荷重を示すが、オイラー座屈では自重を無視している点に留意する必要がある。たとえば、図-31の構造において、 α が小さいとWを持ち上げるには非常に大きな軸力Pが必要になり、わずかの自重が座屈をおさえるのに大きい効果があることを示している。

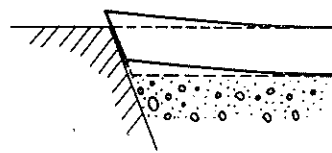


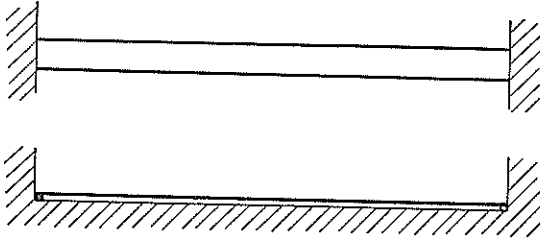
図-29 端面におけるせり上り



図-30 目地にはさまった小石を介して偏心圧縮力が加わって持上った舗装



図-31 α が小さいとき、Wを持ち上げるために非常に大きいPが必要となる



図—32 舗装版の境界条件

そこで本章では、自重の効果に着目して自重を計算にとり入れた場合の座屈荷重を計算と簡単な実験を試みた結果について述べる。

4.2 剛性舗装の力学モデル

(1) 舗装の形および境界条件

舗装は横断方向の両側では自由であり、長手方向の両側では単純支持されているとする。

膨張に対する拘束は長手方向の両端で固定とする。この場合が最も危険と思われるからである。(図—32)。

舗装は幅に比べて十分長いものとする。実際の舗装は厚さに比べ幅は広いが、ここでは近似的に棒に置換して考える。舗装は連続的であり、棒としての曲げ剛性は一樣であるとする。

(2) 路盤の鉛直方向の抵抗力

舗装は連続的に路盤によって支持され、棒の死荷重が載荷された状態で、路盤は圧密変形を完了しているとする。したがって舗装がその状態から短時間に更に沈下する場合には弾性的に働くが、浮き上る場合には抵抗がないとする。これはまた安全側の仮定でもある。

(3) 熱膨張による外力

舗装全体の熱膨張を拘束することにより圧縮力が生ずる。実際の舗装では舗装と路盤との間の摩擦力が拘束の主たるものとなる。そのため舗装中に生ずる圧縮力は舗装の長手方向の両端で小さく、中央で最大になるものと思われる。そこで外力として摩擦を無視し両端より圧縮が加わると考えるとこれは安全側の仮定となる。実際の連続舗装においては中央部分はほとんど移動せず、このような外力の形式が実現していると考えられる。厚さ方向の温度分布が一樣でない場合には舗装はそりかえる。そり変形が座屈モードと同じになれば座屈し易くなると考えられるがここではこの影響は考慮しない。

4.3 非線形床土上の棒に置換えた剛性舗装の座屈方程式

本節では前節で示したような力学系の座屈を取り扱うものとし、この座屈現象をポテンシャルエネルギーの観

点から検討する。

真直ぐのまま圧縮されている棒にわずかのたわみ変形を与える。この際両端は移動しないように固定しておく。このような境界条件は荷重一定のまま座屈させる柱の場合とは異なるが、舗装の場合に実際に生ずる境界条件に近いと思われる。

たわんだ状態での全ポテンシャルエネルギーは

$$\pi = \frac{P^2}{2EA} + \frac{EI}{2} \int_{-\frac{\ell}{2}}^{\frac{\ell}{2}} w''^2 dx + \int_{-\frac{\ell}{2}}^{\frac{\ell}{2}} q w dx + \frac{k}{2} \int_{-\frac{\ell}{2}}^{\frac{\ell}{2}} w^2 dx - \pi_1 \dots \dots \dots (4.1)$$

ここに、 π ; 全ポテンシャルエネルギー

P ; 軸力

E ; 棒のヤング率

A ; 断面積

I ; 断面二次モーメント

q ; 棒の単位長さ当りのバネ定数

k ; 路床の単位長さ当りのバネ定数

w ; たわみ変形上方を正とする

π_1 ; たわんだことにより伸びが生じその伸びによって失われるポテンシャルエネルギー

$$\pi_1 = \frac{P}{2} \int_{-\frac{\ell}{2}}^{\frac{\ell}{2}} w'^2 dx - \frac{AE}{8} \int_{-\frac{\ell}{2}}^{\frac{\ell}{2}} w'^4 dx \dots \dots (4.2)$$

(4.2) 式の右辺第 2 項は、有限変形理論による項である。

(4.1), (4.2) 式からオイラーの方程式として、次式が得られる。

$$EI w'''' + P w'' + q + kw - \frac{3AE}{2} (w')^2 w'' = 0 \dots (4.3)$$

4.4 ガラーキン法による座屈荷重の計算²⁵⁾

式 (4.3) にみられるように、この問題は非線型であって厳密解は求められない。そこで近似解法としてガラーキン法を適用する。

$$w = c\phi \dots \dots \dots (4.4)$$

とする。ここに c は未定定数、 ϕ は w の満たすべきすべての境界条件を満たしているものをとる。境界条件は両端単純支持に加えて棒が十分長いことを考慮して、座屈変形は棒の一部に生ずると考え図—33 および図—34 に示すように定める。この仮定は実験で確かめることができ

る。w を $c\phi$ なる一項で表現したのは、非線型故に項を増すと非常に面倒になるからである。

ガラーキン法により

$$\int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}} \left[EI(c\phi)'''' + P(c\phi)'' + q + k(c\phi) - \frac{3AE}{2} \left\{ (c\phi)'\right\}^2 (c\phi)'' \right] \phi dx = 0 \dots\dots\dots (4.5)$$

式 (4.5) は c に関する 3 次の代数方程式となる。
この代数方程式が根を持つ条件から座屈荷重 P が求められる。すなわち、

$$P = \left(\frac{-a_1}{-a_2} \right) \frac{EI}{L^2} \left(\frac{-a_3}{-a_2} \right) kL^2 + B \cdot L^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots (4.6)$$

式 (4.6) で第 1 項はオイラー座屈荷重、第 2 項はバネの効果、第 3 項は自重による効果である。

ただし、

$$B = \left[\frac{3qa_4}{-2a_2} \sqrt{\frac{a_4}{a_2} \frac{9AE}{2}} \right]^{\frac{2}{3}}$$

$a_1 \sim a_5$ は無次元量であり

$$\left. \begin{aligned} a_1 &= L^3 \int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}} \phi W \phi dx \\ a_2 &= L \int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}} \phi'' \phi dx \\ a_3 &= L^{-1} \int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}} \phi \cdot \phi dx \\ a_4 &= L^{-1} \int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}} \phi dx \\ a_5 &= L^3 \int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}} \phi'' (\phi')^2 \phi dx \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.7)$$

ただし $\phi \leq 0$ の範囲のみについて積分

$$a_4 = L^{-1} \int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}} \phi dx$$

$$a_5 = L^3 \int_{-\frac{l}{2}}^{\frac{l}{2}} \phi'' (\phi')^2 \phi dx$$

式 (4.6) で示されたように P は L の関数である。P が最小になるよう座屈長 L を定めなければならない。そこで

$$\frac{\partial P}{\partial L} = 0$$

の条件から、L に関する方程式を求めると

$$\left. \begin{aligned} \frac{2a_1 EI}{a_2} + \frac{2BZ^2}{3} - \frac{2a_3 k Z^3}{a_2} &= 0 \\ Z &= L^{\frac{3}{4}} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.8)$$

座屈後の変形は、

$$c = L \left[\frac{-a_4}{-a_5} \frac{qL}{3AE} \right]^{\frac{1}{3}} \dots\dots\dots (4.9)$$

となる。

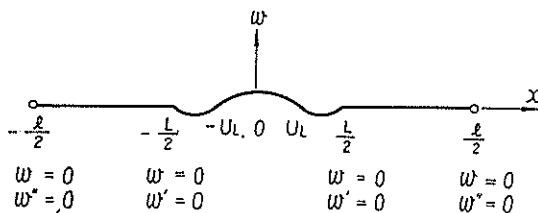
計算は次の手順で行なうこととなる。

- (1) 変形を仮定して積分 a_1, a_2, a_3, a_4, a_5 を求める。
- (2) 式 (4.8) かな座屈長 L を求める。
- (3) 式 (4.6) から P を求める。
- (4) 式 (4.9) から c を求める。

4.5 数値計算

舗装を棒に置換して計算しているので単位幅について計算を行なう。

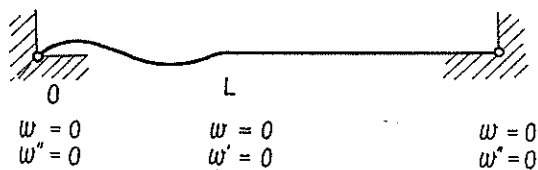
計算に当っては、座屈波形を仮定しなければならない。



図—33 座屈波形 (舗装中央)

図—33の場合

$$\phi = \left(1 + \cos \frac{2\pi x}{L} \right) + \alpha \left(1 - \cos \frac{4\pi x}{L} \right)$$



図—34 座屈波形 (舗装端)

図—34の場合

$$\phi = \left(\sin \frac{\beta_1 x}{L} - \frac{\beta_1 x}{L} \cos \beta_1 \right)$$

$$+ \alpha \left(\sin \frac{\beta_2 x}{L} - \frac{\beta_2 x}{L} \cos \beta_2 \right)$$

$$\beta_1 = 4.493 \quad \beta_2 = \tan \beta_2 \quad 7.7 < \beta_2 < 7.8$$

α ; 未知のパラメーター

L ; 座屈長

α をパラメーターとして P を求めれば α -P の関係が求められる。その結果、P の最低値とそのときの α が求められる。計算結果を図-35、図-36、図-37に示す。

A. Paduart³⁰⁾ の値をあわせて点線で示す。

$$\sigma_{or} = 4.23E \frac{\sigma_{ii}^5}{f_{ii}^6} \frac{r^2}{r_{ii}^6}$$

σ_{or} ; 座屈応力

E ; ヤング率

σ ; 密度

f ; 摩擦係数

r ; 版の回転半径

4.6 模型実験

以上に述べた数値計算と平行して模型実験を行なった。試験片には矩形断面の鋼帯 $30 \times 1 \times 1,000$, $30 \times 1 \times 2,00$, $30 \times 2 \times 1,000$ mm を使用した。

装置は写真-1 に示した通りである。圧縮力は油圧ジャッキで加え荷重計にはリングを用いた。自重に相当する値としては重りを 25mm 間隔に加えた。

実験結果は相似律によって実際の舗装厚の場合に換算

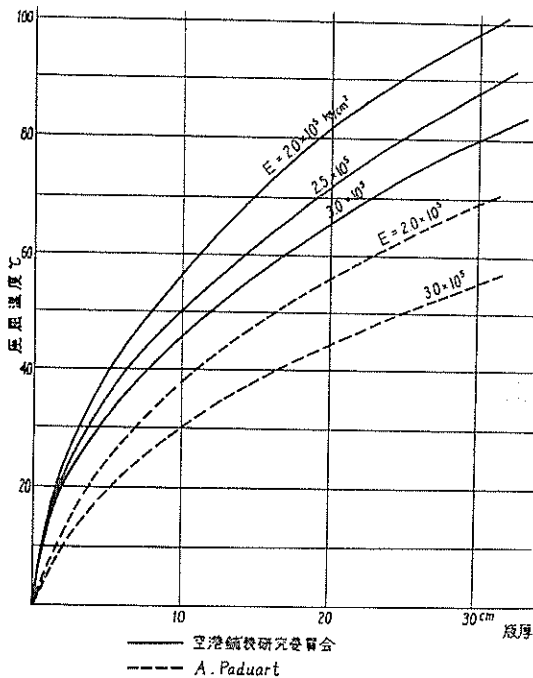


図-35 十分長い連続剛性舗装の熱膨張による中央部での座屈 $\alpha = 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$

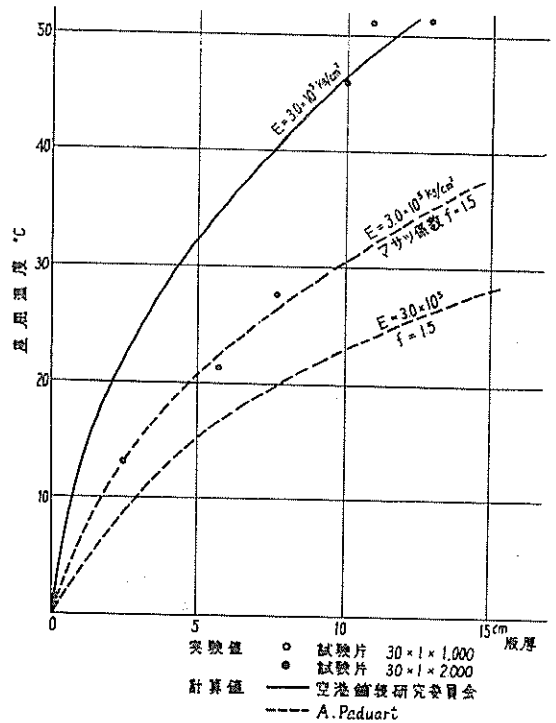


図-36 舗装中央部での座屈 $\alpha = 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$

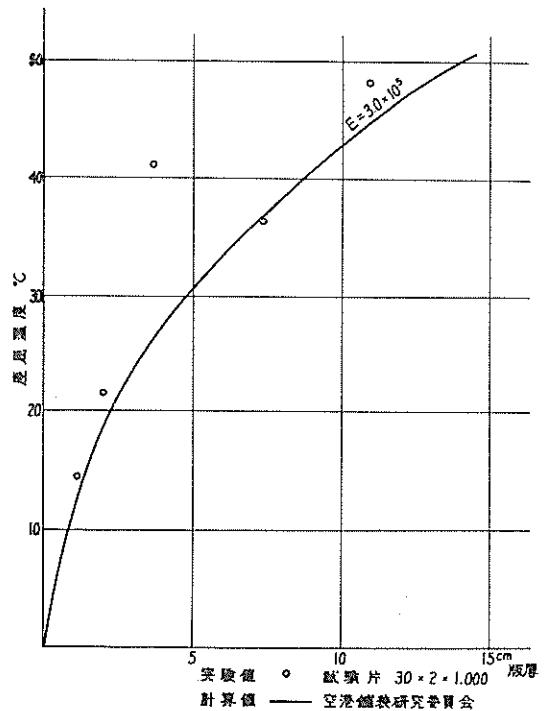
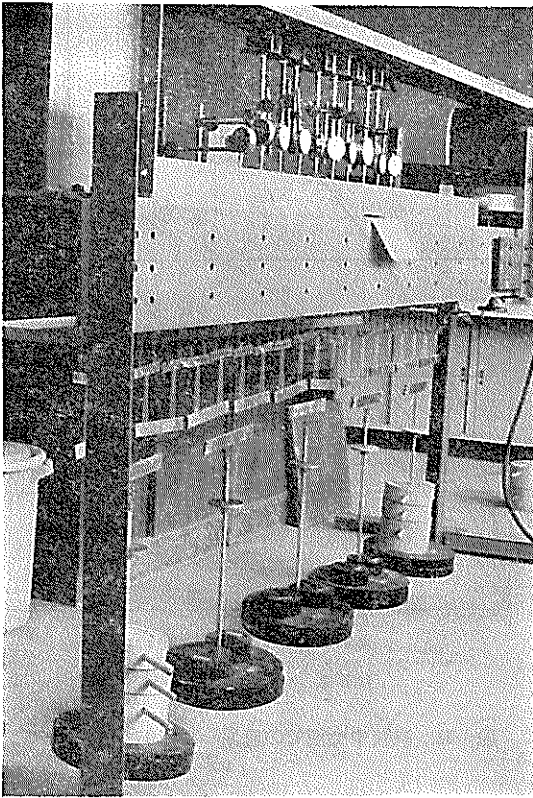


図-37 剛壁に接した部分の座屈 $\alpha = 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$



写真— 1 座屈試験装置

して図—36、図—37に示した。この種の実験では自重を変えることによって模型上で種々の舗装厚をとることができる。

4.7 計算結果および実験結果の考察

- (1) 剛壁に接した部分では、舗装中央部より座屈し易いという計算結果が得られた。
- (2) 計算結果は実験値とかなりよく一致している。中央部での座屈では薄い版厚の実験値がやや低い。薄い版厚の実験では初期変形の影響が大き

く、そのため、理想的な座屈荷重をかなり下回る可能性がある。

- (3) A. Paduart の計算値は本計算値および実験値に比較して低すぎるように思われる。
- (4) 計算結果の示すところによればK値による座屈荷重の差は無視できる。
- (5) 座屈長は 10cm厚で22m, 20cm厚で37m, 30cm厚で50mであった。

実験および理論計算結果によれば、たとえば、舗装厚が10cmで45°Cまで(カック内は A. Paduart による値, 30°C), 20cmで65°C(55°C)までの温度上昇があっても、舗装の連続長さにかかわらず膨張座屈は生じないと判断してよい。また、通常の厚さのコンクリート舗装に実用的な範囲のプレストレスを導入したPC版においても、従来経験されている範囲の温度上昇では、座屈は起り得ないものと考えてよい。ただし本章の議論では縦断勾配の影響、版の上下面の温度差の影響は、考慮していないことを付記する。

5. 構造細目

5.1 PC舗装版の構造

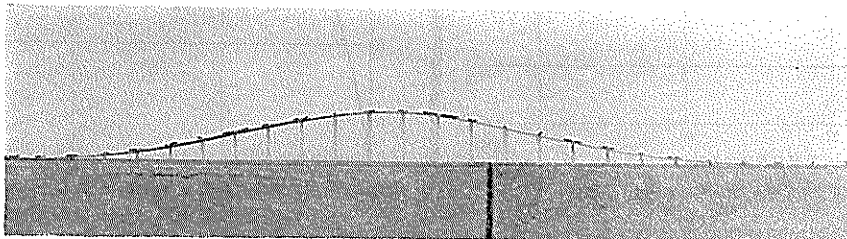
(1) PC舗装版の厚さ

PC舗装版の厚さは路盤の支持力と航空機荷重による応力度から決定されるべきであるが、プレストレスング鋼材およびシーソのかぶりを 4~5cm にとる必要もあり施工性をも考えて最小厚を決める。たとえば「第13回国際道路会議技術委員会報告書」では最小厚さとしてポストテンションの場合は 14cm、プレテンションの場合は12cm、不動式の場合には12cm、としている。

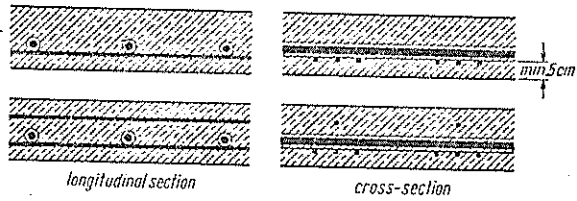
しかし上記の値は、道路舗装の場合をも含めており、輪荷重の大きい空港の舗装に対しては最小厚 18cm 程度が妥当である。

(2) 舗装版の長さ

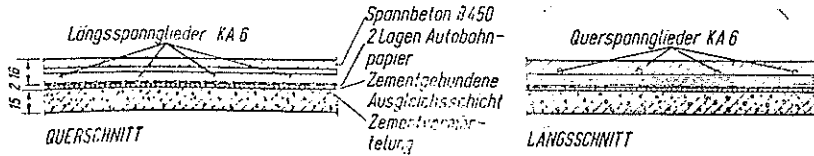
路盤摩擦係数を考慮すると、最大長は可動式の場合



写真— 2 座屈の形状



Positions of the tendons in the slab: longitudinal tendons pre-tensioned, transverse tendons post-tensioned (in sheath)



図—38 舗装版内の PC 鋼材配置例

100~150m 程度がよく、不動式の場合の作動目地間隔は 200~300m 程度とし、時にはその中間に早期プレストリングのための臨時目地を設ける。

(3) PC 鋼材およびシースの間隔はコンクリート打設および締め固めが充分可能な範囲になるようにし、特にかぶりは 4 cm 以上とれるように配置する必要がある。図—38は PC 鋼材配置の一例を示したものである。

また滑走路のように幅の広い版を全幅に当って一度に施工することは困難であり、一定幅づつ施工することになるが、横方向の PC 鋼材は全幅完成後舗装版のなかに挿入されるので、継目位置における横方向シース位置を正確に保つ必要がある。図—39はベルギー Melsbroeck 空港施工の際に工夫された継目部のシースの形状を示したものでラップ状にすることによって PC 鋼材挿入を容易にしている。

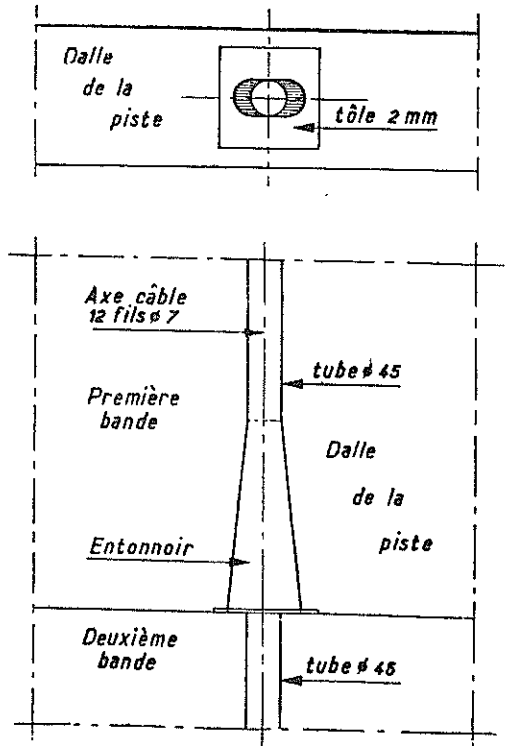
5.2 アバットの構造実例

(1) プレテンション方式のアバット

図—40(a), (b)は、Vienna 空港²⁶⁾の滑走路および誘導路施工の際のプレテンション用アバットである。

約250m間隔に(a)のような幅3.0m、高さ1.2mのコンクリートのアバットを設け、アバットには(b)のような鋼製の PC 鋼材の定着装置がついていて、PC 鋼材はこの250mの間に緊張定着され、コンクリート硬化後定着装置を弛めてプレストレスが導入される構造である。

図—41はオランダの No. 4 A 道路舗装²⁰⁾で実施された例である。約1,000m 間隔に図のように路盤のなかに固定されるように高さ16.5mのリップをつけた長さ16mの



図—39 打ち継ぎ目の横方向シースの形状例

アバット用舗装版をつくり、更に PC 鋼材緊張による水平力に対して版が滑動しないように垂直荷重としてコンクリートブロックを高さ 1.8m に積み重ねたものである。この両端のアバット用舗装版の間に PC 鋼材を張っ

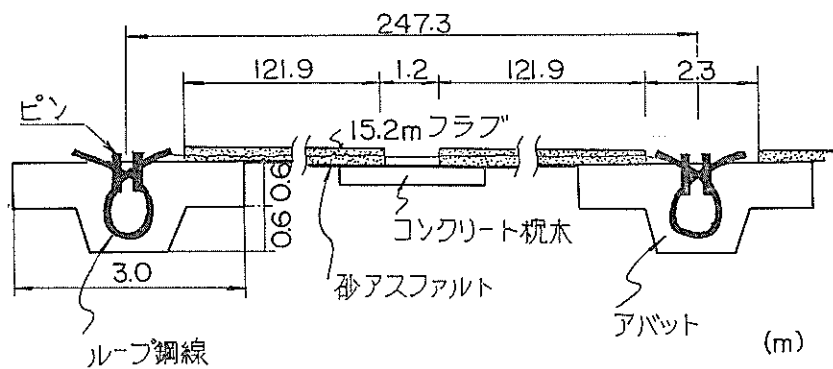


図-40(a) Vienna 空港におけるプレテンションアバット

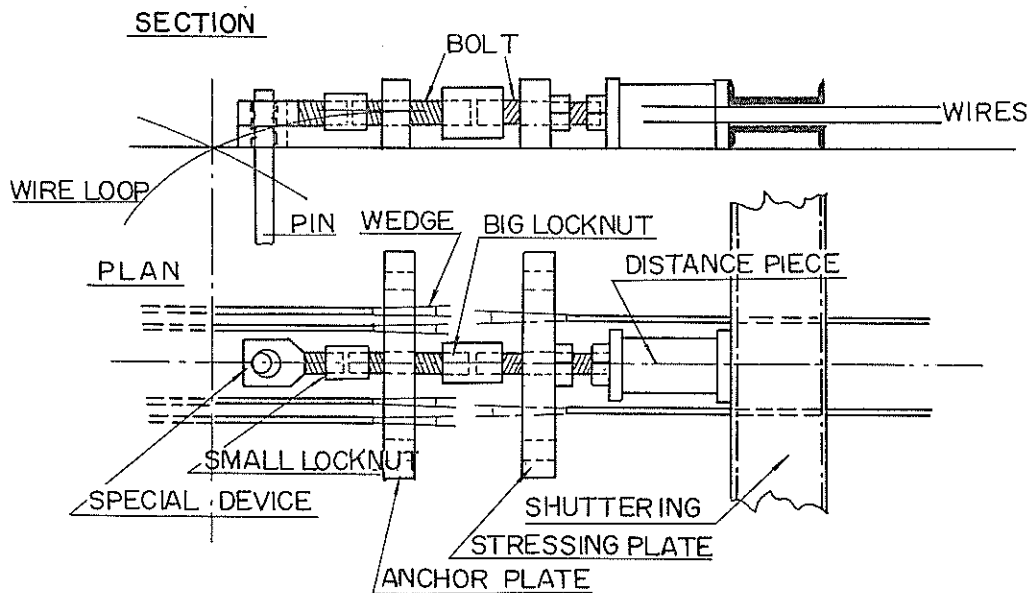


図-40(b) Vienna 空港, PC 鋼線定着装置

て緊張してコンクリート打設後それぞれの舗装版の間の目地部でPC鋼材を切断しプレストレスを導入する。プレストレス導入後、アバット用舗装版上のコンクリートブロックを除去すれば、そのまま舗装の一部として使用できるものである。

(2) 不動式のアバット

図-42は1945~1946年に施工されたバリー Orly 空港滑走路¹⁰⁾のアバットである。この滑走路は Freyssinet の設計によるもので(a)のように3角形の版を横方向にプレストレスした舗装版である。(b)はこの滑走路の両端に設けられたプレストレスの力を受けるためのアバットである。巾60m、長さ18mの舗装版と長さ

5.3mの12本のコンクリート鉛直パイルとを彎曲したコンクリート版で連結し、引張力を受けるためPC鋼線によってプレストレスが与えられている。

図-43(a), (b), (c), (d), (e)は同じ Orly 空港で1953年に施工された滑走路の弾性アバットの構造である。アバットは長さ25.3m、厚さ15cmのコンクリート版からなり、図-43(a)に示すように舗装版の下に彎曲して埋められ、一番深い所で3mに達している。このアバットは舗装版からの水平力に対しては、コンクリート版に更に土の重量が加わって働く摩擦力によって引張力を受けるのでPC鋼材を使用したPC構造としている。またアバットと舗装版の接する部分には図-43(e)に示すように滑動

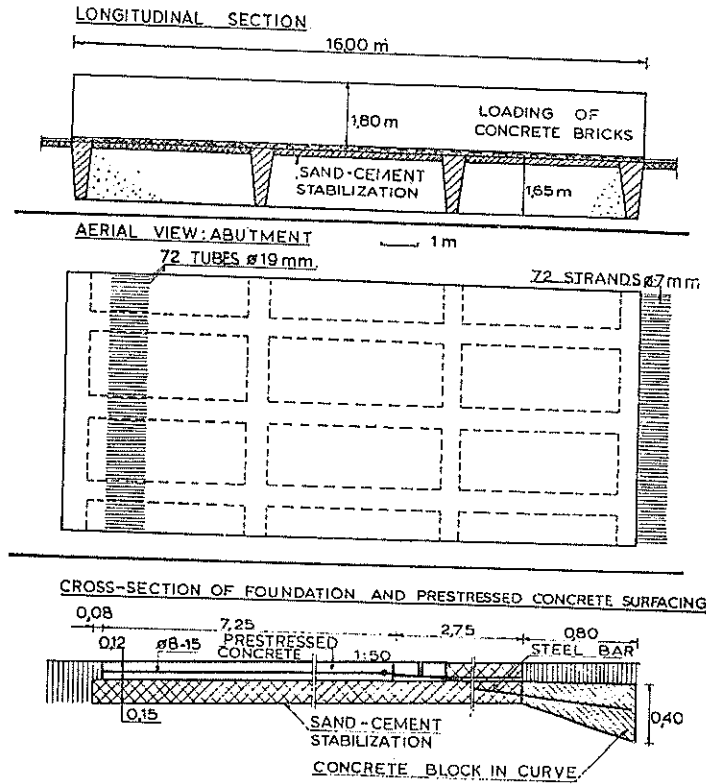


図-41 オランダ，道路舗装におけるプレテンションアバット

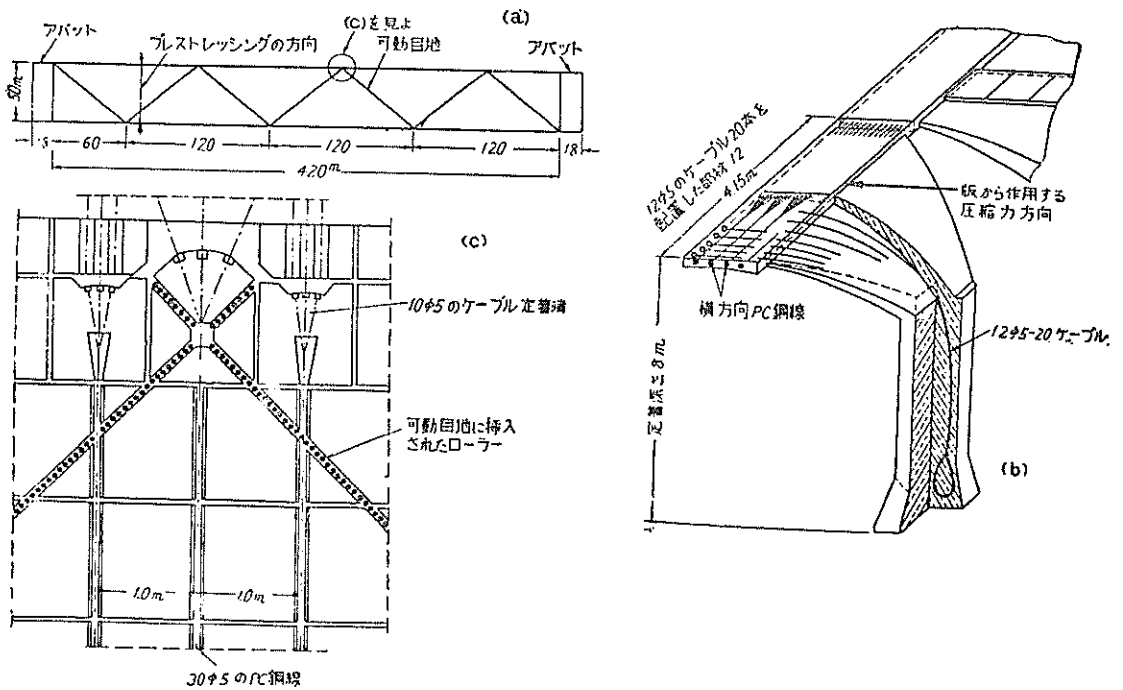


図-42 Orly 空港 (1946年) における固定アバット

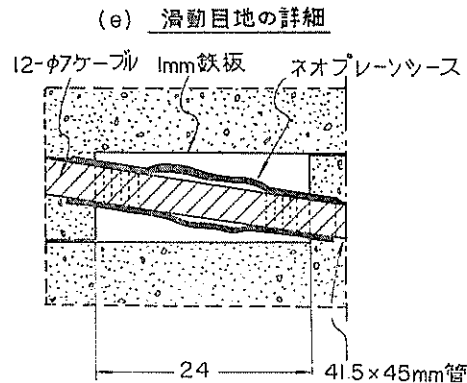
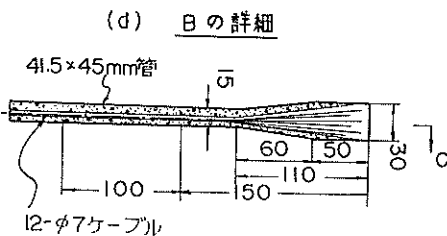
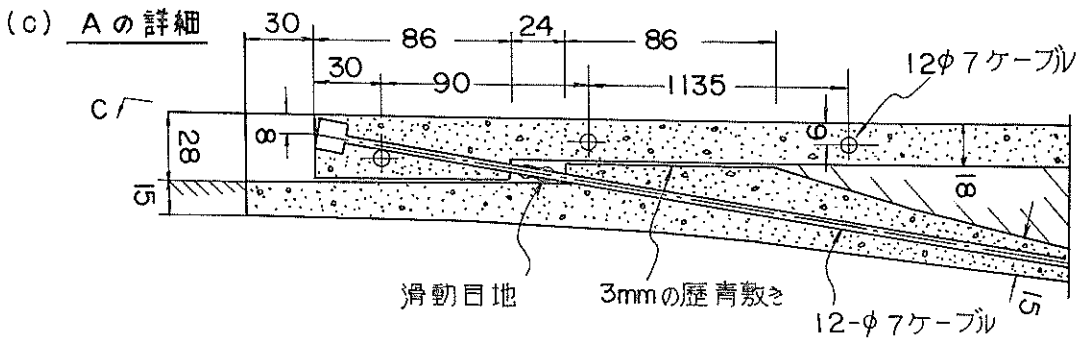
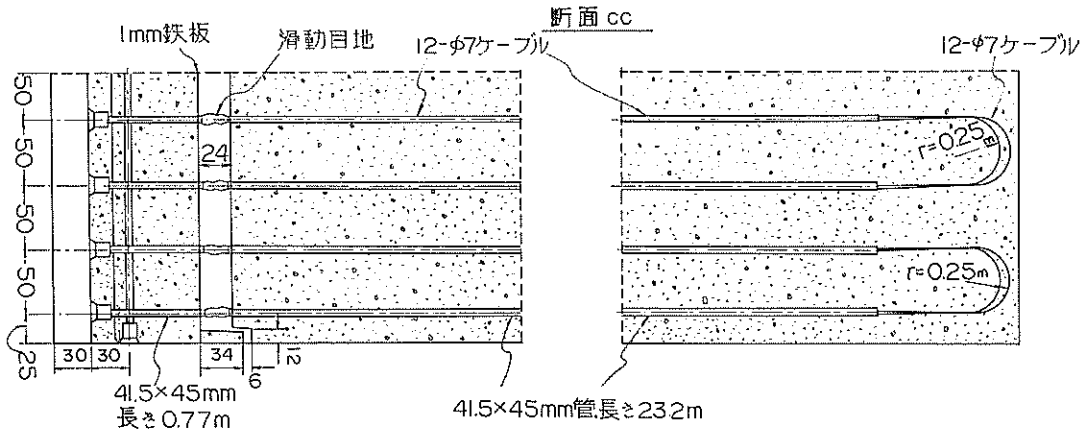
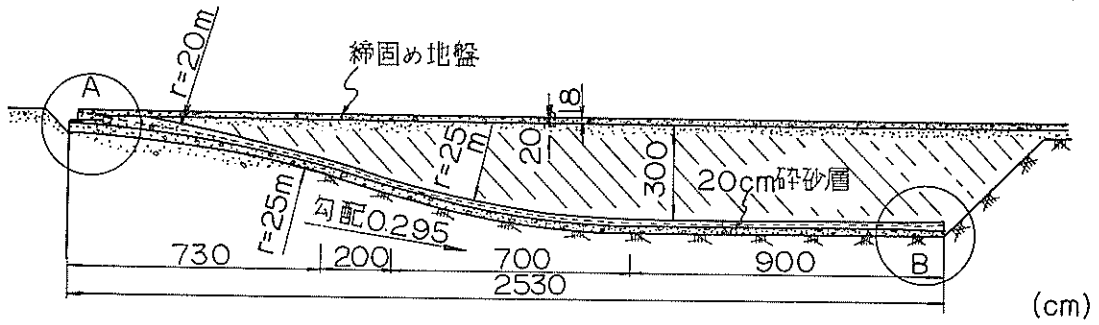
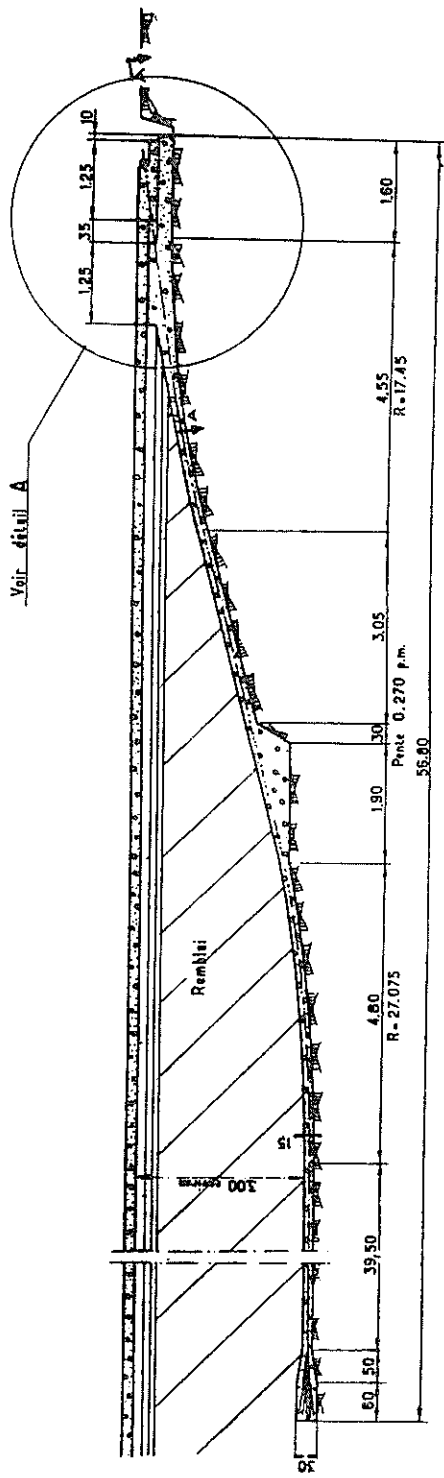


図-43 Orly 空港 (1953年) の弾性アバット



DETAIL - A -

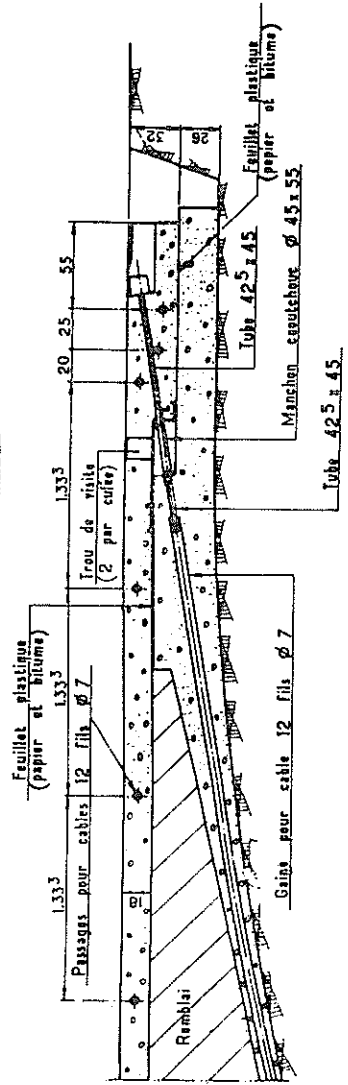


図-44 Alger Maison-Blanche 空港の弾性アハット

できるようにPC鋼材のシースに特別の工夫がなされ、弾性的な目地の働きをしている。

図-44は Orly 空港と同じ構造型式で施工された Alger の Maison-Blanche 空港²⁷⁾ の弾性アバットである。

図-45はベルギー Melsbroeck 空港⁸⁾ における固定アバットの構造であって、幅45m、長さ45m、厚さ40cmで固定の効果を上げるために高さ1.2mの突起を設けたPC構造である。このアバットの突起はその形状に路盤を掘り型枠なしで土の中に直接コンクリートを打ち込み、収縮ひびわれを防ぐため横方向に9m間隔に目地を設けたものである。

図-46はフランス Bourg-Servas の道路試験舗装²⁹⁾ (1953年) で施工された固定アバットの例である。

5.3 目地部の施工事例

(1) 作動目地

図-47は Orly 空港の滑走路に使用されたフレシネー式フラットジャッキを用いた作動目地で、約100m間隔に配置されている。3枚のフラットジャッキをコンクリートブロックの中に埋め込み最初1枚のフラットジャッキのみを作動させ他の2枚は予備とした。フラットジャッキを作動後ジャッキ内にセメントグラウトを施した。

図-48は1954年に施工された Alger の Maison-Blanche 空港滑走路の作動目地部を示したものである。Orly 空港の場合と同様にフラットジャッキを300m間隔に配置している。

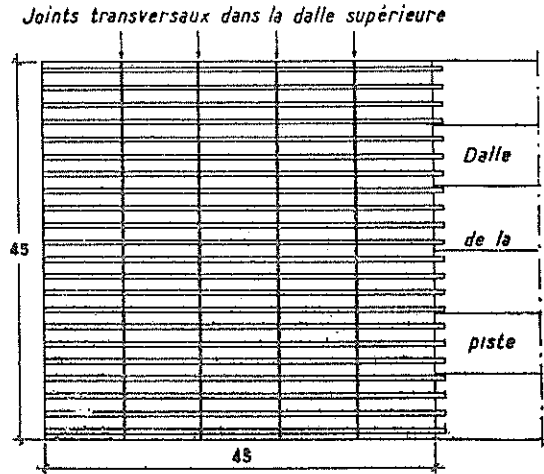
図-49は同空港の1960年に施工された滑走路の作動目地で200m間隔に配置し同じくフラットジャッキを使用している。各舗装版端には4mm厚の鉄板を用い $\phi 40$ 、長さ約100cmの丸鋼が目地を通して2つの版を結んでいる。この丸鋼は一端はコンクリート中に固定され、他端はコンクリート中に埋め込まれたパイプの中を自由に滑動できるようになっている。

図-50は Melsbroeck 空港滑走路の作動目地部の持ち上り防止用の暗きよを示したものである。作動目地間隔は330mで5枚のフラットジャッキが設置されている。ジャッキは長さ2.35m高さ21cmである。舗装版の厚さは作動目地部で25cmになっており、中央部の版厚18cmに7mの距離ですり付けられている。

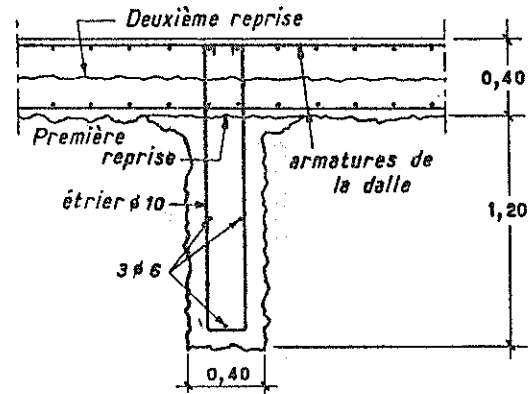
図-51(a), (b)はスイス Boudry の道路舗装²⁰⁾ のフラットジャッキを用いた作動目地部を示したもので、浮き上り防止の鉄筋が埋め込まれており、図-51(b)は筒型の作動目地の場合を示したものである。

(2) 伸縮目地

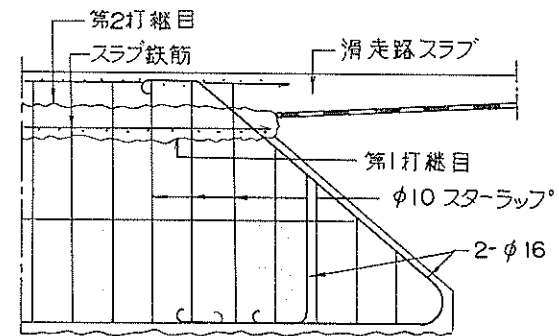
図-52(a), (b)は Köln-Bonn 空港滑走路²⁾ に使用され



(a) 平面



(b) 断面



(c) 側面

図-45 Melsbroeck 空港の固定アバット

た伸縮目地の構造である。図-52(a)は版端のプレストレス導入時の緊張機設置用の間隙部にもプレストレスが導入され、しかも舗装版が約10cmの移動できるような鋼製の伸縮継手である。

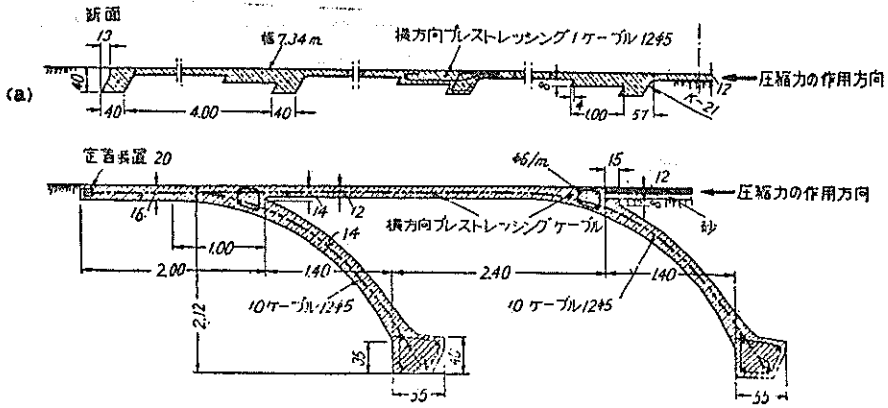


図-46 Bourg-Servas の試験舗装固定アバット

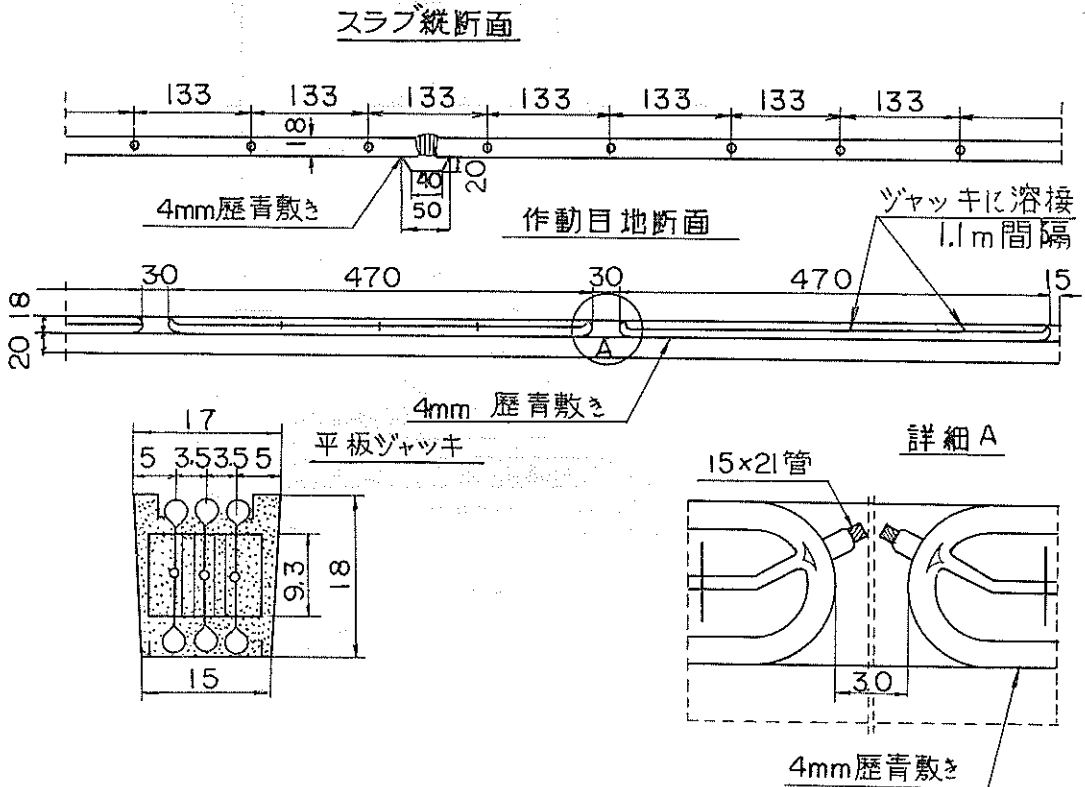
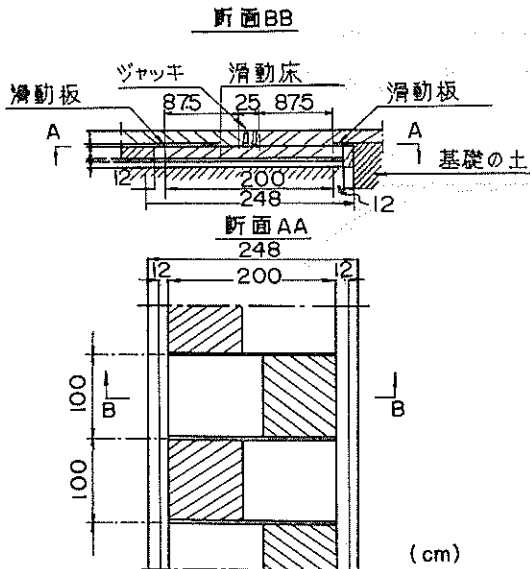


図-47 Orly 空港作動目地



図—48 Alger Maison-Blanche 空港 (1954年) 作動目地

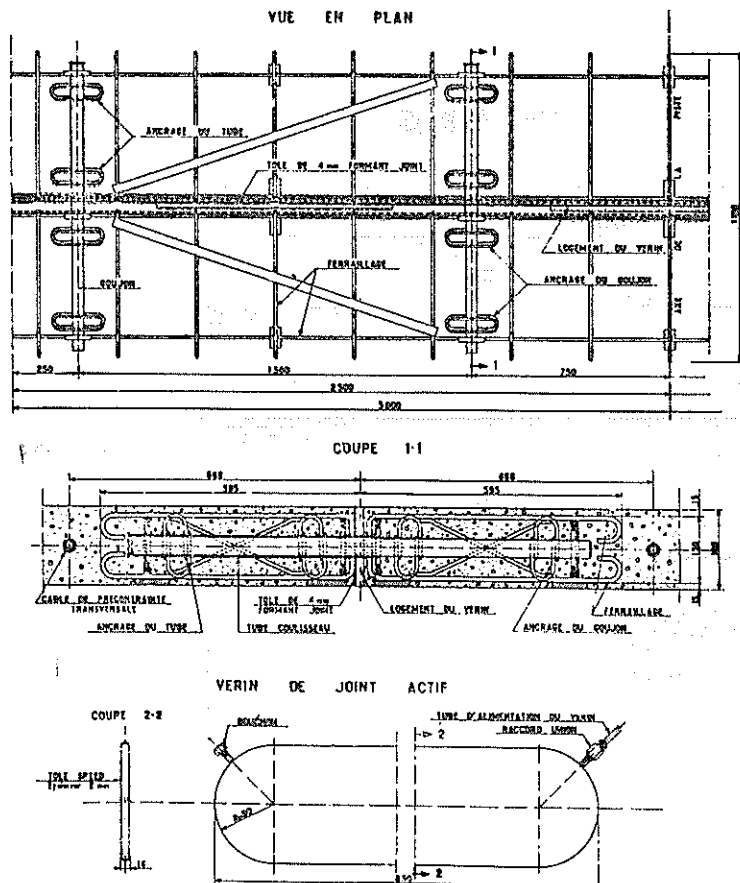
図—52(b)は鋼製のフィンガー式の継手で目地間隔がP C鋼材緊張のため広がるので、中間で支える構造となっている。この構造ではコンクリート打設の際フィニッシャーが連続的に使用できるのが特徴である。

図—53はドイツ Memmingen の試験道路舗装²¹⁾に使用されたので目地間に鋼板と鋼板を高張力ボルトで継ぎ鋼板に取り付けた鋼棒とプレストレス用のP C鋼棒とをターンバックルで継ぎ、あと埋めのコンクリート硬化後ボルトを切断して、あと埋め部分にプレストレスが入るようになっている。

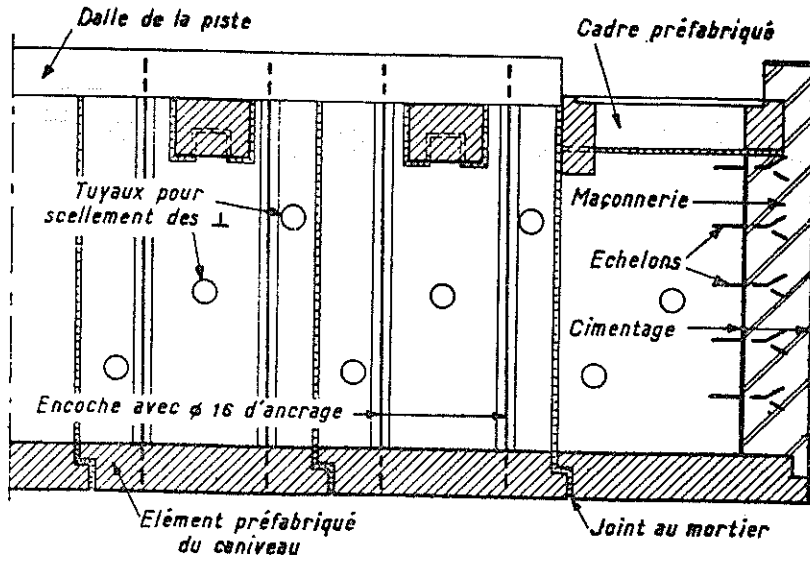
図—54はドイツ Mergelstetern の試験道路舗装³⁰⁾で施工された目地で、鋼製の伸縮継手を用い、更にタイバーを使用している。

図—55は Dietersheim-Bingen の試験道路舗装²⁰⁾に用いられたネオプレーン製の伸縮目地材で設置時の条件によって圧力を加えてセットできるようになっている。

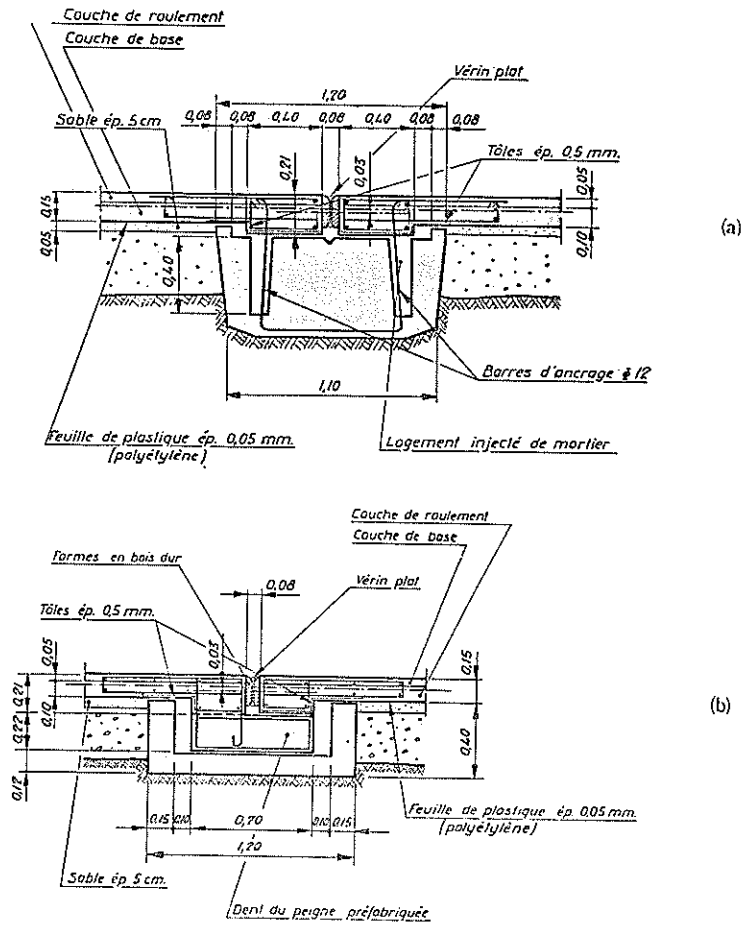
図—56はフランス Fontenay-Trésigny 試験舗装²²⁾の一部に用いられた圧縮空気目地である。ゴム製の空気室



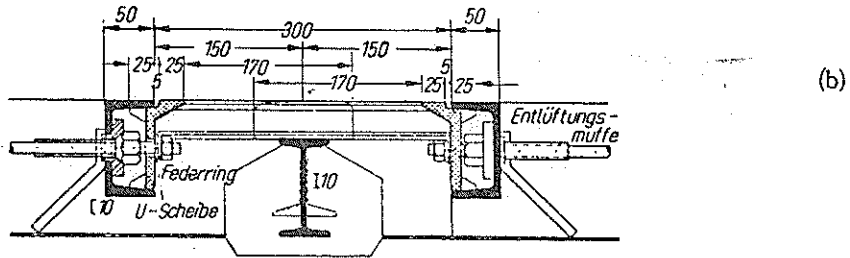
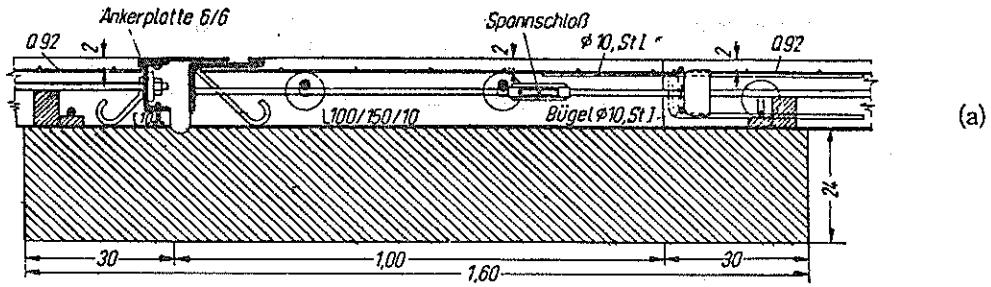
図—49 Alger Maison-Blanche 空港 (1960年) 作動目地



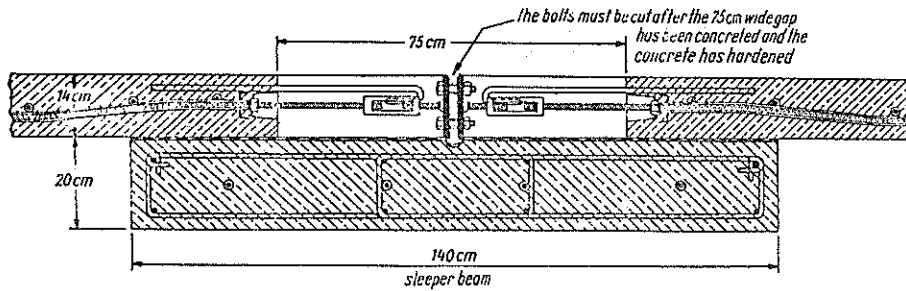
圖—50 Melsbroeck 空港，作動目地暗きよ



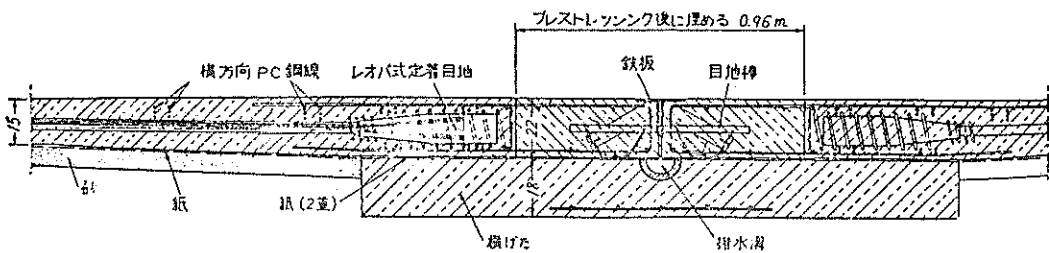
圖—51 Boudry 舗装，作動目地



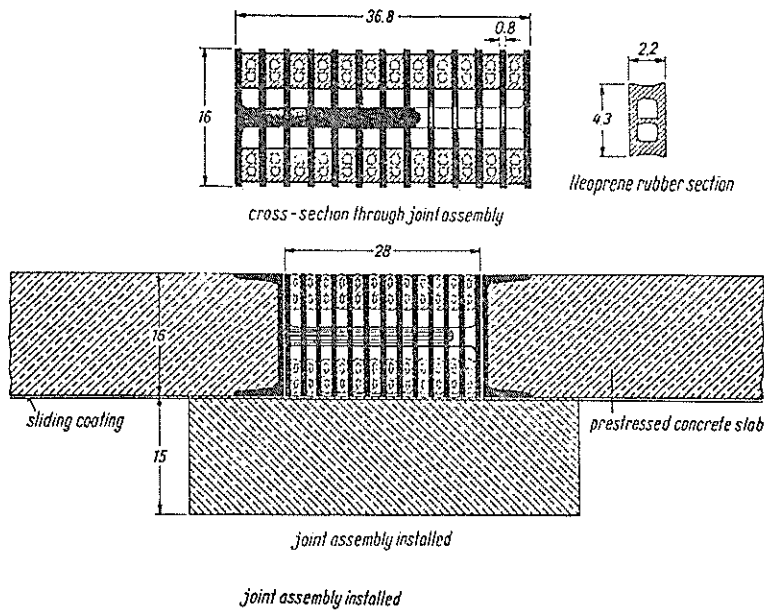
図—52 Köln-Bonn 空港, 伸縮目地



図—53 Memmingen 試験舗装, 伸縮目地

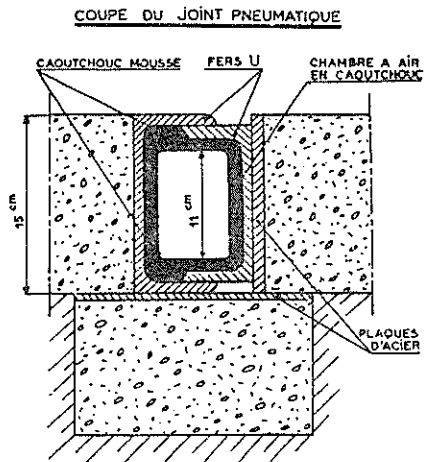


図—54 Mergelstettem 試験舗装, 伸縮目地



Joint construction adopted on the Dietersheim/Bingen experimental road section (Held & Franke system)

図—55 Dietersheim-Bingen 試験舗装, 伸縮目地



図—56 Fontenay-Trésigny 試験舗装, 圧縮空気目地

からなっており、これを目地に挿入して膨張させる。U字形の鉄板の内側のゴムは気密になっている。この目地の作用は、次のようなものである。

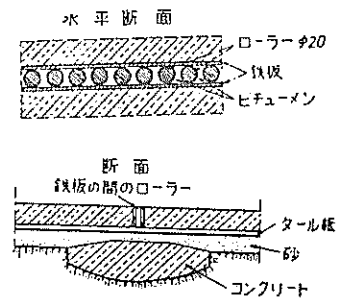
- ① コンクリートの乾燥収縮によるひびわれを防止するために、材令の若いコンクリートにわずかのプレストレスを与える。
- ② コンクリートが所定強度に達したとき、所要のプレ

ストレスを導入する。

- ③ プレストレス量の調整ができる。

(3) その他の目地

図—57は図—42の Orly 空港に用いられたもので三角形の舗装版の間の目地に、 $\phi 20$ mm の鋼製ローラーが配置され、ローラーをはさんで2枚の厚さ3mmの鋼板があり、各ローラーの間にビチューメンが挿入してある。これらはローラー支承の作用をして砂層の上で三角形版の横方向の移動を可能にしており、横方向のPCケーブルに引張力を与えることによって版の縦方向にプレストレスが導入されるようになっている。



図—57 Orly 空港 (1946年) ローラー目地

6. 施工方法についての注意事項

6.1 路 盤

(1) 路 盤

PC舗装版は他のコンクリート舗装版に比べて厚さが薄いため輪荷重によるたわみ量が大きくなる。したがって路盤に対する圧力も大きくなるが、この圧力の大きさは一般の場合問題とならない。むしろ継ぎ目を完全に無くすることができるか、あるいは間隔を非常に離すことができるためとくに強固な路盤工を必要とせず、また、たわみ量の絶対値が大きいくだけで路盤の支持力の不均一さあるいは路盤表面のわずかなすき間等に影響されることが少ない。したがってPC舗装の路盤は他のコンクリート舗装の場合より高い支持力をもつ必要はないと一般に考えられている。

しかしフランスにおいては設計輪荷重による路盤の最大たわみが5mm以下であることを規定し、イギリスにおいては10,000回載荷による路盤沈下量が5.1mm以下であることを規定している。³⁾ これらの諸点を考慮するとPC舗装の路盤としては路盤支持力係数 K_{rs} が5kg/cm³以上のものとなるようにするのが実際的である。

K値測定の際には同一箇所でも2回以上繰り返し載荷を行なうことが必要である。

(2) 滑 り 層

路盤の上面には舗装版との間の摩擦を少なくするために滑り層を設ける。滑り層は砂と路盤紙からなるものが一般的で、特に以下の諸点に注意して施工するとよい。

- (a) 路盤は特に平坦に仕上げる。
- (b) 砂層はできるだけ粒径のそろった0.6mmふるいまたは0.3mmふるいに95%以上が残留するようなできるだけ乾燥した砂を2~3cm散布してサンドクッションをつくる。砂は清浄なものをを用い、湿気を除くのにシリコンなどを使用するとよい。
- (c) 砂層を平らに転圧して仕上げたのち路盤紙を二重に敷く。紙の重ね合わせ部分は10cm以上とし、コーラールなどで完全に接着する。

6.2 各型式のプレストレッシング

いずれの型式の場合でも、設計々算上必要なプレストレスを正確に導入できるよう作業前にプレストレス導入の順序、引張力、鋼材の伸び、等の計画および予備計算を行なっておくと共に、プレストレス導入のジャッキの点検などを行なっておく必要がある。

また材令の若い時期に設計プレストレスの一部を導入することはコンクリートの強度を増加させ、コンクリー

トの表面の微細なひびわれを有効に防止できるので、早期プレストレスを行なえるような処置をしておくことが望ましい。

更に各型式についての注意事項をあげると以下のようである。

(1) プレテンション方式

① 幾つかの舗装版の分をまとめて緊張するため、一般にPC鋼材の長さは非常に長くなる。したがって緊張時のPC鋼材の伸びは相当なものとなるのでそれに対応できる緊張装置を考える必要がある。しかも最終的な緊張力および伸びが正確に確認でき作業能率のよい装置であることが望ましい。

② プレストレス導入時のPC鋼材の緊張力の解放は急激なショックを与えないよう徐々に行なうべきである。

③ PC鋼材の切断は機械的切断が望ましい。

(2) ポストテンション方式

① シースの配置には、正確を期し、蛇行や高低のないようにし、コンクリート打設の際に位置に狂いの生じないようにケーブルホルダーを使用する。

② 緊張はPC鋼材の両端から行なう。

③ PC鋼材の摩擦損失係数の確認を行なう。

④ シース内へのグラウトはPC鋼材を充分包みシース内に空隙が残らないようにする。PC舗装の場合は全長に亘ってかぶり小さいから、グラウトの不完全さはひびわれの主なる原因となることに留意すべきである。

(3) 不 動 式

① 作動目地にジャッキを据える際には加圧の際に舗装版に偏心力を与えないように注意する。

② 乾燥収縮やクリープ、アバットの移動等によるプレストレスの減少分を補正できるように作動目地の構造を考えておく必要がある。例えばフラットジャッキを使用する場合には最初から余分に重ねておき、必要に応じて順次使用すればよい。

③ 作動目地部はプレストレス導入の際浮き上がらぬような構造とする。

6.3 コンクリート打設および養生

PC舗装版の場合も他のコンクリート舗装版の場合と本質的に異なるところはないが、PC鋼材が配置されている場合には施工上かなり制約をうけることになる。

以下に注意点などを列記する。

(1) 型枠の最低重量は、40kg/m程度とし、型枠および軌条の据え付け誤差範囲は4m当り最大3mm程度とす

る。

- (2) コンクリート打設時にPC鋼材位置が動かないように少なくとも1m間隔にホルダーをおき、PC鋼材位置の確保につとめる。
- (3) コンクリート打設は機械的な方法で行なう。
- (4) コンクリートの締め固めでは、特にシースの下側、PC鋼材の定着部、版端部等の諸点を十分に行なう。
- (5) 1枚の舗装版のコンクリート打設は中止することなく引き続いて行なう。
- (6) 表面の仕上げは規定された精度内にコンクリート打設後できるだけ速やかに行なう。
- (7) コンクリートの養生は初期養生は表面をビニール製フィルムなどでおおい、その後、むしろ、麻袋などにかえて十分に散水し、これをプレストレス導入時まで続ける。

6.4 伸縮目地

可動式の場合には版端に伸縮目地を設ける。PC舗装版は他のコンクリート舗装版に比べて版長が極めて長いから、温度変化、クリープの影響などに起因する長さの変化を考慮しなければならない。したがって目地の幅がかなり大きなものとなるので、目地は所要の強度と機能を有する材料および構造のものでなければならない。これらの構造には種々考えられ、その実施例として5.3に示したが、いずれの場合でも次の点について注意して施工する必要がある。

- (1) 目地部はプレストレスを導入しにくい部分であり、輪荷重に対して弱点となるので、舗装版の下にコンクリートの枕版を設け、更に舗装版の目地部は鉄筋などで充分補強する。
- (2) 航空機通過の際の衝撃は走行性を阻害する。したがって目地施工の際は平坦性に注意して入念にかつ確実に行なう。

7. 結 論

1.~6. に述べた空港におけるPC舗装の調査検討の結果を要約すると、空港PC舗装の設計は次の各項に従って行なうのが適当と考えられる。

(1) PC舗装型式の選定

2. で述べたようにPC舗装の各型の得失を考慮に入れて舗装の行なわれる場所(滑走路、誘導路、エプロン、等)およびそれらの規模、延長、幅、平面状況等を考え合わせて、各々の型式について比較設計を行なった上で

決定すべきである。

- (2) 路盤支持力係数 K_{rs} が少なくとも 5kg/cm^2 以上となるように平坦な路盤を設ける。

(3) 路盤摩擦係数

3. および6. で述べた方法で摩擦減少層を施工する場合には設計に用いる路盤摩擦係数は1.0と仮定して計算してもよい。

ただし施工に際して必ずその値を確認する必要がある。

(4) PC舗装版の長さおよび厚さ

PC舗装版の長さは可動式においては150m以下とするのがよく、不動式では版の長さが相当長くなってもよいが、プレストレス導入のための作動目地の間隔は300m以下とするのがよい。

舗装版の厚さは、応力計算の結果のみでなく、PC鋼材のかぶり、施工性、等をも考えて決める。たとえば、DC-8-63級の航空機を想定する場合には、少なくとも18cm以上とするのがよい。

(5) 設計計算

荷重による応力度; 3.1 で述べた Westergaard の修正中央載荷公式を用いる。

温度応力; そり拘束応力と路盤摩擦による拘束応力を考え、更に不動式では端部拘束応力についても考慮する。

施工地域における温度と湿度の年および日変化の記録ならびにコンクリート版の温度の年変化および温度上昇時と下降時の温度勾配の類似資料に基づいて温度応力を計算する。

またコンクリートに使用する骨材の質によってコンクリートのヤング係数と膨張係数との積 αE の値はかなり異なった値を示すから、特に不動式の場合には、実際に使用する骨材によるコンクリートの αE を確認すると共に、 αE の弾性値のみならず塑性値をも確認しておくのがよい。

許容応力度; 3.7 で述べた舗装版に生ずる応力度の組み合わせに対して曲げ引張応力度 30kg/cm^2 、曲げ圧縮応力度 200kg/cm^2 とする。

(6) 横方向プレストレス

空港の舗装は横方向もかなり広い幅となることから、横方向のプレストレスは縦方向と同じ量のプレストレスを導入するのがよいと考えられる。

(7) 目 地

伸縮目地; 可動式においては、版端に伸縮目地を設ける。版長が長いと温度変化やコンクリートの乾燥収縮およびクリープによる版の伸縮量が大きくなることか

ら所要の強度と機能を有する目地材および構造を慎重に検討しなければならない。

作動目地；不動式における作動目地にはコンクリートの乾燥収縮とクリープによって低下したプレストレスを補正できるようにジャッキ挿入のスペースを設けるとか、予備のフラットジャッキなどを埋め込んでおくなどの考慮をしておかなければならない。

参 考 文 献

1. G. Mittelman, "Vom Bau einer Spannbetonstartbahn", Beton-und Stahlbeton, Heft 11, s. 253-257, November 1965.
2. K. Hirschfeld, "V. Internationaler Spannbeton-Kongress", Beton-und Stahlbetonbau, Heft 5, s. 129-134, May 1966.
3. Y. Guyon, "Béton Précontraint Tom 11", Eyrolles, pp. 643-657, 1958.
4. F. Lévi, "Etude théorique expérimentale d'une dalle précontrainte sur appui élastique au-delà des limites d'élasticité", Annales de I. T. B. T. P. No. 66, pp. 537-555, Juin 1953.
5. H. M. Westergaard, "Stresses in Concrete Pavements Computed by Theoretical Analysis", Public Road, Vol. 7, No. 2, pp. 22-35, April 1926.
6. H. M. Westergaard, "Analysis of Stresses in Concrete Road", Public Road, Vol. 8, No. 3, pp. 54-60, May 1927.
7. "Richtlinien für den Bau von Spannbetonfahrbahnen auf Flugplätzen", Forschungsgesellschaft für das Strassenwesen, Köln, August 1964.
8. 福田正, "プレストレスコンクリート舗装に関する実験的研究(1)", 土木研究所報告第117号, pp. 1~27. 昭和38年1月.
9. 福田正, "プレストレスコンクリート舗装に関する実験的研究(2)", 土木研究所報告第122号, pp. 1~29. 昭和39年2月.
10. L. Netter, E. Becker, "Piste en béton précontraint", Travaux 32, No. 160, pp. 147-157, Febr. 1948, & No. 161, pp. 179-186, Mars 1948.
11. P. D. Cot, E. Becker, "Calcul des pistes en béton Précontraint", Revue générale des Routes et des Aéro-dromes, No. 292, Mai 1956.
12. R. Peltier, "Contribution à l'étude des routes en béton précontraint", Revue Générale des Routes et des Aéro-dromes, No. 321, pp. 37-82, Oct. 1958.
13. W. Koepcke, "Berechnung von Beton-fahrbahn", Bauingenieur, Heft 3, s. 87-93, 1961.
14. J. Thomlinson, "Temperature Variations and Consequent Stresses Produced by Daily and Seasonal Temperature Cycles in Concrete Slabs", Concrete and Constructional Engineering, Vol. 35, No. 6 pp. 298-360, July 1940.
15. 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, コンクリートライブラリーNo. 12. pp. 1~33. 昭和40年1月.
16. E. F. Kelley, "Application of Results of Research to the Structural Design of Concrete Pavements", Public Road, Vol. 20, July 1939.
17. 竹下春見・岩間滋, "道路舗装の設計", オーム社, pp. 184-217, 昭和35年6月.
18. 日本道路協会, "セメントコンクリート舗装要綱", pp. 1~155. 昭和42年2月.
19. F. Klunker, "Spannbeton für Decken auf Flugplätzen und Strassen", Beton, No. 5, s. 333-339, 1961.
20. FIP-PIARC "Symposium on Prestressed Concrete Roads and Airfield Runways", Naples, pp. 1-165, 1962.
21. F. Leonhardt, "Spannbeton für die Praxis", Wilhelm Ernst & Sohn, s. 554-569, 1964.
22. R. Peltier, "Les Essais de route en béton précontraint de Fonteny-Trésigny", Revue générale des Routes et des Aéro-dromes, pp. 61-84 June 1960.
23. C. F. Reng, P. L. Melville, "Experience With Prestressed Concrete Airfield Pavements in the United States", Journal PCI, Vol. 6, pp. 75-92, March 1961.
24. J. P. Sale, R. L. Hutchinson, P. F. Carlton, "Development of a Procedure for Designing Prestressed Airfield Pavements", Proc. Highway Research Board, Vol. 40, pp. 205-234, 1961.
25. W. Flugge, "Handbook of Engineering Mechanism", McGraw-Hill, pp. 44.10~44.11, 1962.
26. B. Freibauer, "Pretensioned Concrete Slabs for the Vienna Airport", Journal PCI, Vol. 6, pp. 48-59, March 1961.
27. J. G. Claudon, M. Sorbier, "La nouvelle piste en béton précontraint d'Alger Maison-Blanche et ses ouvrages annexes", Travaux, pp. 465-476, Juin 1962.
28. A. Paduart, "Piste en béton précontraint de l'aéro-drome de Bruxelles", Annales de I. T. B. T. P. No. 155, pp. 1207-1229, November 1960.
29. H. Dollet, M. Robin, "La route expérimentale en béton précontraint de Bourg-Servas", Travaux 38, No. 231, pp. 17-27, Jan. 1954.
30. 猪股俊司, "プレストレスコンクリートの設計と施工", 技報堂, pp. 744~760. 昭和34年10月.
31. Phillip L. Melvill, "Review of French and British Procedures in the Design of Prestressed Pavement", Bulletin 179, Highway Research Board, pp. 1-12, May 1958.

(昭和43年3月30日受付)