

港 湾 技 研 資 料

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

No. 40

December 1967

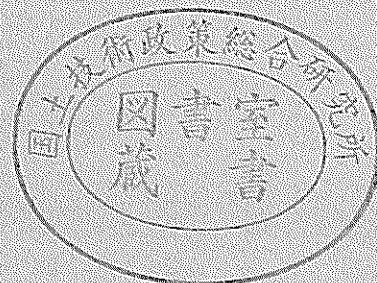
空港舗装に関する調査研究(第1報)

——空港におけるP C舗装の文献調査——

森 口 拓

昭和 42 年 12 月

運輸省港湾技術研究所



目 次

概 要	
ま え が き	3
第1部 空港におけるPC舗装	3
1. PC舗装の背景	3
2. PC舗装の長所および欠点	4
2-1 PC舗装の長所	4
2-2 PC舗装の欠点	5
3. 荷重について	5
4. 応 力	5
4-1 荷重応力	5
4-2 衝撃応力	8
4-3 路盤まさつ応力	9
4-4 温度応力	10
5. プレストレス	11
5-1 プレストレッシング法	11
5-2 プレストレス量	13
6. 設 計	14
6-1 スラブ厚さ	14
6-2 スラブ長さ	14
6-3 プレストレス量	15
6-4 バックリング	19
6-5 嵩 上 げ	20
7. 路 盤	22
8. 目 地	22
8-1 緊張目地	22
8-2 膨脹目地	23
8-3 縦方向施工目地	23
9. 鋼材の腐食	23
第2部 空港におけるPC舗装施工例	24
1. フランスの Orly 空港	26
2. イタリアの Caselle 空港	37
3. イギリスの Heathrow 空港	37
4. オランダの Schiphol 空港	38
5. アメリカの Patuxent 飛行場	40

6. フランスの Orly 空港	41
7. フランスの Alger-Maison-Blanche 空港	49
8. アメリカの San Antonio 空港	54
9. ドイツの München 空港	55
10. イギリスの Gatwick 空港	57
11. アメリカの Sharonville 飛行場	59
12. ドイツの Hannover 空港	65
13. ドイツの Niedersachsen 空港	65
14. アメリカの Biggs 飛行場	65
15. オーストリアの Vienna 空港	69
16. ベルギーの Melsbroeck 空港	70
17. ニュージーランドの Woodbourne 空港	74
18. ドイツの Köln-Bonn 空港	76
19. アメリカの Lemoore 飛行場	78
20. アメリカの Fairchild 飛行場	78
21. フランスの Alger-Maison-Blanche 空港	80
22. 南西ヨーロッパの NATO 空航	89
あとがき	92
参考文献	93

Studies on Airport Pavements (Ist Report)
—LITERATURE SURVEY ON PRESTRESSED CONCRETE
PAVEMENTS FOR AIRPORTS—

Hiraku MORIGUCHI, B. Sc.*

Synopsis

Literature survey was carried out on the prestressed concrete pavements for runway, taxiway and apron of airports. In part I the published achievements of research works, results of field investigation and experiences on practical problems on airport prestressed concrete pavements were reviewed systematically and summarized so as to organize a text on the design and practice. In Part II the typical twenty two cases of prestressed concrete works applied for foreign airport pavements were introduced mainly on their design, practice and field investigation.

*Member, Runway Laboratory, Soils Division

空港舗装に関する調査研究(第1報)

—空港におけるPC舗装の文献調査—

森 口 拓*

概 要

滑走路、誘導路、エプロン等の空港舗装に対するPC舗装の適用例や関連した調査研究の内外の文献資料を調査した。報文は2部より成り、第一部ではこれらの文献資料に発表された調査研究の成果や施工実績等を組織的に取りまとめ空港におけるPC舗装の設計および施工法を体系づけた。第二部では諸外国の主要な施工例22件について、設計および施工の諸条件、問題点の処理方法、施工後の使用実績等について詳しく紹介した。

まえがき

わが国の民間空港の舗装をみると、エプロン等にコンクリート舗装が施工されている例がある程度で、滑走路および誘導路の舗装はその大部分がアスファルト舗装の、いわゆるたわみ性舗装であつて、防衛庁管理の千歳空港と在日駐留米軍管理の板付空港等の舗装が、コンクリートで施工されている程度である。

現在、航空機は、ジェット機時代からジャンボ・ジェット機、スーパーソニック機あるいはさらにハイパーソニック機へと急速な発展途上にあり、舗装構造も従来よりは高級なもの、すなわち、重荷重に対して構造的に強いもの、平坦性の非常に良いもの等が必要となつてきた。

一方、空港舗装を航空機の大型化、高速化に対応せしめる一方法として、プレストレストコンクリート(以下PCと称する)舗装がその特性のためにとりあげられ、かなり以前から実際の空港や道路に施工されてきており、その優秀性は諸外国でかなり高度に評価されている。しかしわが国においては、研究課題としてかなり以前より取上げられてはいるが、その施工例は大阪国際空港のエプロンPC舗装** (昭和39年)、千葉県五井市のPC道路舗装*** (昭和40年)および福岡県裏門司のPC道路舗装(昭和41年)等にすぎない。

そこで、PC舗装の空港への適用例を調査することは、現時点で非常に意義のあることととて考え、幸い、現

在までの世界各国における主要な施工例の資料を収集することができたので、ここにとりまとめ、今後のPC舗装研究開発の参考資料の一つとして発表する次第である。

本報告は二部より成り、第一部ではPC舗装の一般事項を収集文献の範囲からとりまとめ、第2部では世界各国における空港PC舗装の施工例をまとめた。なお本調査は新東京国際空港のコンクリート舗装に関する研究の一環として行なつたもので、土木学会より昭和40年度吉田研究奨励金を授与された。更に本調査の実施に当っては須田潤室長、岩淵哲治君、藤本憲久君、等滑走路研究室の方々より非常な御援助を賜った。また、報文の作成に当っては材料施工研究室長赤塚雄三博士により有益な助言と共に、校閲の勞をとって頂いた。以上の各位に対し心から御礼申上げる。

なお本報告書は、空港舗装に関する調査研究シリーズの第一報であり、今後、歴青舗装、コンクリート舗装などに対する報告書が続く予定となっている。

第1部 空港におけるPC舗装

1 PC舗装の背景

従来のコンクリート舗装では、ひびわれあるいは目地による不連続が不可欠の欠点である。目地にしろひびわれにしろ、温度や湿度の変化に応じて拡大したり縮小したりすることが避けられないし、またそれが舗装の堅固さ

* 土質部滑走路研究室

** 空港エプロンPC舗装”, 林鋼太郎, 佐野豪一, 中野守, 前田敏愛, プレストレストコンクリート, V. 7, No. 6, 1965年12月, pp. 56~63.

*** 千葉姉ヶ崎地区のPC舗装について”, 鷗沢晃, 林保雄, 柳下肇, 鎌田太, プレストレストコンクリートV. 8, No. 4, Oct. 1966, pp. 40~47.

と耐久性の最大の難点である。水がほこり、土、あるいは碎片と一緒に入り込んで舗装スラブを損傷し、さらに悪いことには、コンクリートを支えている路盤部分をも損傷するという弱点となっている。この不連続性が、コンクリート舗装スラブについては唯一のかつ最も重要な欠点である。従って、この欠点を除去することは、決定的な進歩を意味するものである。構造物の引張り力に対する抵抗性を強化する一つの方法として、鉄筋コンクリートが考えられるが、舗装に鉄筋を入れる主要な目的はひびわれやその拡大を防ぐことではなく、単にそれを制限することであり、引張り抵抗の常量的な増加は期待し難い。そこで、コンクリート舗装にプレストレスを導入してコンクリートスラブに生ずる引張り力をプレストレスによって抵抗し、コンクリートの圧縮力に対する抵抗性よりも劣る引張り力に対する抵抗性を改善しようとするPC舗装が考えられるに至ったが、PC舗装は、ひびわれが一たん生じても、荷重を取り除けば再び閉じるという特性をもっている。このようにプレストレス工法は、舗装を効果的に補強し、引張り力に対して鋼のもつ抵抗性をコンクリートに伝えるための効果的な唯一の方法である。

一方、戦後の短期間にプロペラ機からターボプロップ機、そしてジェット機へと発展した航空機技術は、所要の難着陸施設の建設、特に適切な建設材料とこれを利用した建設方法の開発を促進した。すなわち、航空機の重量増加に伴い、離陸および着陸速度はますます高速化し——約250~350km/hであるがスーパーソニック機の出現に伴いおそらく300~400km/hになるであろう——かつまた長い滑走路を必要とするに至り、また一方においては航空機の各種計器類の鋭感性の増加は、離着陸に際してほとんど無振動の滑走を保証する舗装面を要求するに至ったのである。

さらに、たわみ性舗装については、大車輪圧力による舗装面圧力が増大しただけでなく、ジェットプラストによる溶融作用と流出した燃料による滑走路表層の破壊という危険性が増大した。在来の剛性舗装については目地構造と目地材の選定に大きな問題をもたらし、完全な目地構造と所要の耐熱性と耐油性のほかにも十分な固着性をもつような目地材は開発されるには至っていない。

そこで空港舗装に関するこれらの問題を早急に解決する必要から、新しい施工法としてPC舗装の開発が促進された。世界最初のPC舗装は、1945年施工のフランスのLuzancy橋の取付け道路で、これは厚さ20cmのスラブに、直径5mmの鋼線10本から成るケーブルを50cm間隔に縦および横方向に配置して17~21kg/cm²のプレストレスを導入したものである。一方、世界最初の空港のPC舗装は1947年施工のフランスのOrly空港の滑走路に通用されたものである。PC舗装はその後ヨーロッパ特にフランスを中心として、発展し、道路よりもむしろ

空港において多く適用されてきた。ドイツにおいては1956年から1964年までに施工された空港PC舗装の面積は合計1,667,780m²にも達している。アメリカにおいては空港舗装調査計画の一部としてのPC舗装が、1952年頃から軍当局によつて研究され、空軍基地等に実験的に施工されてきたようである。最近の例では1965年施工のNATO空港がある。なお1つの空港における施工規模の大きさの点では、アルジェのMaison-Blanche空港の300,000m²が最大といわれている。

2 PC舗装の長所および欠点

2.1 PC舗装の長所

PC舗装の性質を明らかにするために、通常の無筋コンクリートあるいは鉄筋コンクリート舗装と比較して、その長所を以下説明する。

(1) 目地数の減少——舗装スラブの構造的弱点である目地を完全に省略ないし、その数を大幅に減少することができ、構造的欠点が著しく減少し、目地の保守に必要な維持費が著しく低減され、さらに走行性が良くなる。PC舗装の場合目地間隔は100~300mに増大されるのである。

(2) スラブ厚の縮小——無筋コンクリートあるいは鉄筋コンクリートスラブでは、スラブに作用する引張り応力および曲げ応力を厚いコンクリート断面あるいは少量の鉄筋に負担する。PCスラブはこの種の応力をプレストレスによって消去できるので、コンクリート自体は上記の目的を果す役割から解放される。スラブ厚が小さいことは、スラブ上下面の温度差に起因する曲げ応力を減少させる。さらにスラブ厚の縮小は、コンクリート量を節約し、経済性を高めることになる。

(3) 基礎地盤に対する所要条件の緩和——PCスラブの弾性が大きいので、基礎地盤の不等沈下に対してスラブを破壊することなく対処できる。従って、PCスラブの場合は、基礎地盤の支持力が通常要求される値より小さくても危険は少なくなる。支持力の小さい地盤では、無筋コンクリートスラブは不適当である。第1回国際コンクリート道路会議（ローマ）で報告されたフランスの実験と試験舗装の結果によると⁶⁴⁾、粘土質の泥土上に15cm厚の砂層を置き（支持力係数： $K=1.0\text{ kg/cm}^3$ ）その上に設けた10cm厚のPCスラブの載荷試験では15tの荷重に耐えた。またある載荷試験結果によると⁶⁴⁾²⁾ $K=2.8\text{ kg/cm}^3$ の基礎上に設けた通常のプレストレスをもつ15cm厚の、PCスラブは、直径75cmの載荷板上に作用する100tの荷重に耐えることがわかった。これらのことは、PC舗装には良質の地盤は必ずしも必要でなく、地盤条件が悪い場合には無筋コンクリート舗装と価格において競争することができることを示す。

(4) 支持力の向上——PCスラブは、プレストレスによつて、収縮、クリープ、温度変化および交通荷重によつ

て生ずる引張り応力および曲げ応力を相当程度消去できる。この種の引張り応力がコンクリートの曲げ強度よりも小さいかまたは完全に消去されれば、舗装の破壊の発端になるひびわれは発生しないことになる。従ってPCスラブは、無筋コンクリートまたは鉄筋コンクリートスラブよりも大きい支持力をもつのである。これを別の見地からみると、PCスラブではコンクリートの強度が特に高くなっても、圧縮側も引張り側も同じ大きさの曲げ応力を支持できるようにすることができ、弱いコンクリートとそれに対応するプレストレスを使って、無筋コンクリートあるいは鉄筋コンクリートスラブと同等の支持力を得ることができる。従って所要のコンクリート強度はより小さくてよく、その強度の下限は主としてまもうによって決定される。さらにPCスラブの破壊機構は、無筋コンクリートないし、鉄筋コンクリートスラブと異なり正の最大曲げモーメントによるのではなく、負の最大曲げモーメントによって引き起されると考えられるので、その支持力は後者よりはるかに大きい。また、PCスラブは鉄筋コンクリートスラブに比較して耐振動性がすぐれ、滑走路などの動的な応力を受ける構造物に適している。

(5) たわみ性の大きいこと——PCスラブのたわみ性は無筋コンクリートのそれよりも大きいので、PCスラブは地盤の支持力をよりよく利用することになる。厚さ30~40cmの無筋コンクリートスラブでは、破壊モーメントの作用下にある曲率半径は1,000m程度で、これは2m当り0.5mmおよび4m当り2mmのたわみに相当し地盤の支持力を十分利用しているとは言い難い。

2.2 PC舗装の欠点

以上説明したような種々の長所もしくは特性のために、PC舗装が利用されているのであるが、次にその欠点について若干説明する。

(1) 施工の困難——PC舗装はその構造が無筋コンクリート舗装に比較して複雑であるので施工が一般に困難であり、従って経済的にも概して割高である。また施工の経験不足による結果の不確実さがあるが、これはあらゆる新技術につきもので、この工法がさらに発展したとき自然消滅するものである。

(2) 修理の困難——PC舗装に穴をあけて種々の修理作業をすることが一般に困難である。たとえば舗装の下の配管の修理の場合、配管は厚則として舗装体の外から地下道によって行なわれなければならない、余分の工事が必要となる。

(3) 曲線部への応用の困難——その適用例もあるが、まだ研究の段階にある。

(4) 経済性——従来の施工例で、これについて詳細に比較検討したものはほとんどないが、有望であるとか安か

ったという報告がある。フランスやドイツでは自由入札によりPC舗装が経済的なこと、あるいは無筋コンクリートおよび鉄筋コンクリート舗装と十分競争できるものであることが証明されているが、国情によっても条件が異なり、PC舗装が常に有利とは限らない。概していえば、PC舗装は、良好な地盤で普通または軽量の交通荷重に対しては不経済となるが、悪い地盤で大きな重量の場合は十分に競争でき、特に、軟弱地盤で非常に大きい交通荷重に対しては有利であろう。

3 荷重について

航空機荷重では、多車輪系荷重は一つの車輪に換算された、いわゆる等価単車輪荷重として扱われる。

走行中の航空機荷重の垂直成分は揚力によって、完全に給油された航空機の普通の重量（衝撃により附加された分も含めて）より小さくなっており、これは静荷重として表わされる。

航空機着陸時の衝撃はコンクリート面の非常に狭い部分に作用し、この際生ずるブレーキ力は直ちに一区画の舗装スラブの重量とまさつて抵抗によって受けとめられる。フランスではこの衝撃荷重を静荷重の25%増としている。

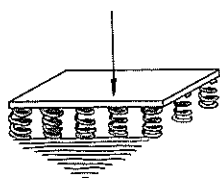
滑走路やエプロンにおける航空機荷重の繰返しについては、たとえば、米国における試験結果によると、静荷重と同様に扱い得ると理解されている。すなわち設計荷重の数倍の荷重に対して、(i)載荷時間を著しく延長しても沈下は増大しない、(ii)沈下の大きさは中央載荷と縁部載荷の場合とで相違はない、(iii)いくつかの荷重サイクルの下での沈下は、最初の荷重によるものより大きく、荷重を取り去ったあとでも大きくままである、(iv)測定はずみとそれから推定される舗装スラブ中の応力は、数倍の荷重サイクルによっても大きくならない。航空機の振動荷重に関して、コンクリートスラブの共振する質量の影響を計算によって求めることは困難で、実験によってのみ決定することが可能である。集中荷重の場合、これについての研究が行なわれているが、1961年現在では結論が得られていない。

4 応力

4.1 荷重応力

静応力——互いに直角をなす2方向に、連続的に、均一に支持されるPCスラブの応力の理論的計算は、主として2つの理論に立脚してきた。その1つはスプリング支持と仮定するWESTERGAARDによる地盤係数理論であり、地はBOUSSINESQによる半無限等方性弾性理論である(図-1)。空航舗装の設計では、荷重が増大し、その結果スラブ厚が増すに伴って、WESTERGAARD理論から算出される応力値はBOUSSINESQ

WESTERGAARD 理論



BOUSSINESQ 理論

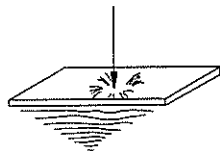


図-1

理論によるそれよりも低くなる。そこでBOUSSINESQ理論を採用する傾向にあり、その際複雑な誘導式を解くには BURMISTER 公式が用いられる。WESTERGAARD 理論は、円形荷重の場合について解いたものであって、以下のとおりである。

中央載荷の場合：

$$\sigma' = \frac{3(1+\mu)P}{2\pi h^2} \left[\log_e \frac{l}{a} + 0.6158 + \frac{\pi}{32} \left(\frac{a}{l} \right)^2 \right]$$

ここに σ' = 円形荷重の中点における舗装スラブ下面の

曲げ応力

μ = コンクリートのポアソン比

P = 荷重

a = 円形荷重の半径

h = スラブの厚さ

l = 剛比半径

そして、ある範囲に舗装スラブを通じて応力が分布するものと仮定し、 a の代りに圧力分布円の等価半径 b を導入する。その値は次のとおりである。

$$a < 1,724h \text{ の場合} \quad b = \sqrt{1.6a^2 + h^2} - 0.675h$$

$$a > 1,724h \text{ の場合} \quad b = a$$

また実際には地盤係数理論どおりには挙動せず、荷重近辺に土の反力が生ずるので、たわみの減少があると仮定すると次の応力の σ'' 減少が起る。

$$\sigma'' = \frac{3(1+\mu)P}{2\pi h^2} \left[0.4909 + (0.781 \log_e \frac{a}{l} - 0.1068) \left(\frac{a}{l} \right)^2 \right]$$

結局曲げ応力度 σ は $\sigma' - \sigma''$ となる。

$$\sigma = \frac{3(1+\mu)P}{2\pi h^2} \left[\log_e \frac{l}{b} + (0.205 - 0.078 \log_e \frac{b}{l}) \left(\frac{b}{l} \right)^2 + 0.125 \right]$$

スラブの縁部またはぐう角部に載荷される荷重による曲げ応力度については、TELLER と SUTHERLAND は WESTERGAARD 公式を経験的に修正して次の式を提案している。

縁部載荷の場合：

$$\sigma = \frac{0.529(1+0.54\mu)P}{h^2} \left[4 \log_{10} \frac{12(1+\mu)l}{b} \right]$$

$$+ \log_{10} \frac{b}{1-\mu^2} - 1.0792 \Big]$$

ぐう角部載荷の場合：

$$\sigma = \frac{3P}{h^2} \left[1 - \left(\frac{\sqrt{2}a}{l} \right) 1.2 \right]$$

また、多車輪荷重の場合についての曲げ応力を計算するために PICKETT と RAY が影響図表を作成しており、¹⁰⁸⁾ これによって実際の航空機の車輪配置におけるモーメントおよびたわみを求めることができる。

PELITIER によれば³⁰⁾、最大曲げモーメント M は次のようになる。

WESTERGAARD 公式による場合：

$$M = - \frac{(1-\mu)P}{4\pi} (\log_e Y - 0.618 - 0.098 Y^2)$$

$$Y = a \cdot 4 \sqrt{\frac{K(1-\mu^2)}{EI}}$$

BURMISTER 公式による場合：

$$M = - \frac{(1-\mu)P}{4\pi} (\log_e Z - 0.618 - 0.151 Z^2)$$

$$Z = \frac{a}{h} \cdot 3 \sqrt{6 \frac{E'}{E} \cdot \frac{1-\mu^2}{1-\mu'^2}}$$

ここに K = 路盤反力係数

E = コンクリートの弾性係数

E' = 路盤の弾性係数

μ' = 路盤のポアソン比

I = 断面 2 次モーメント

これらの公式はいずれもスラブ応力と路盤応力の両者が弾性限界を越えない均質の媒質に対して有効であって、スラブの下面にひびわれが発生すると問題はもっと複雑なものである COT と BECKER は⁷⁾、半径 C 以内の荷重点から放射状にひびわれの生じたスラブを対象として一連の中央載荷を対象とに公式を誘導している。

荷重が大きくなるとひびわれが舗装スラブ下面に生じ、荷重中心部の通過する半径に沿ってひびわれが生じる。この放射状ひびわれはある円周まで拡がり、その半径は、載荷重 P の関数である。このとき応力はひずみにもはや比例しなくなっており、いわゆる塑性変形領域にある。

荷重の中心から C の距離にある放射状の部分の張張り応力は、プレストレスを与えられたコンクリートの引張り強度に等しく、与えられた荷重に対する半径 C の値は次のようにして決定される。

(i) 半径 C の円周内帯の平衡は、垂直たわみのパラメーターとして値 W_1 を、円周 C に沿うたわみの子午線の傾きのパラメーターとして値 W' をとり、円周 C に沿う

接線部分に対する曲げモーメントを決定する。

(ii) 半径Cの円周外帯の平衡は、円周Cに沿う接線部分に対する曲げモーメントを、パラメータ W_1 と W' とに応じて表現する。

(iii) この曲げモーメントは、内帯と外帯とが円周Cに沿って一致するように、内帯から計算されようと外帯から計算されようと、同一値を持つ。

2つの半径 a と $a+da$ の間に α の角度を持ち、その間に限定されたスラブの小さな部分を想定してみる。 M_1 を接線方向の単位長さ当りの曲げモーメント、 M_2 を放射線方向の単位長さ当りの曲げモーメントとする。 T を放射線方向の単位長さ当りのせん断力、 p を表面に作用する単位面積当りの外力、 a を荷重中心から想定部分までの距離とする。また、下面縁維が引張りを受けるときのモーメントを正とする。

平衡方程式は次のようである。

$$\frac{daM}{da} - M_2 = Ta \dots\dots\dots(1)$$

$$\frac{dT a}{da} = pa \dots\dots\dots(2)$$

たわみに関する方程式は次のようである。

$$M_1 = \frac{EI}{1-\mu^2} \left(W'' + \frac{\mu}{a} W' \right) \dots\dots\dots(3)$$

$$M_2 = \frac{EI}{1-\mu^2} \left(\mu W'' + \frac{W'}{a} \right) \dots\dots\dots(4)$$

ここに W = たわみ

I = 断面2次モーメント

E = コンクリートの弾性係数

μ = コンクリートのポアソン比

式(1), (2), (3), および(4)から容易に LAGRANGE の方程式が得られる。

次に半径Cの円周内帯の平衡を考える。この場合次の仮定を行なう。

(i) たわみの子午線——路盤の上にかかる圧力を決定するために、スラブのたわみの形状を表わす子午線は直線である。

(ii) 路盤上の圧力と変形との関係——路盤上の圧力 p はその一点においてたわみ V と $p = KV$ の関係で表わされる。これは、第1回の荷重に対するものであって、繰返し荷重に対しては路盤は荷重零においてもたわみを残す。また一定荷重の終りの下での N たわみは $V_N = V_1 + b \log N$ で表わされる。

(iii) 路盤の反力——荷重の中心からCの距離の点に、たわみ W_1 と子午線の傾き W_1' とが与えられるなら、路盤の反力がわかり、次のようになる。すなわち、たわ

みの部分の路盤反力が、 W_1 に基づくものを R_1 で表わし、 W_0 (荷重中心におけるたわみ) に基づく路盤の反力を $R_0 = R - R_1$ によって表わせば、

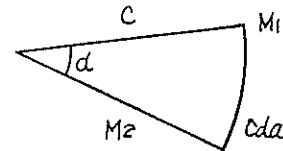
$$R_1 = K\pi C^2 W_1$$

$$R - R_1 = \pi K C^2 \frac{W_0}{3}$$

となる。内帯における垂直方向の力の平衡は、

$$-P = 2\pi CT + R_1 + (R - R_1)$$

となる。



荷重が半径 a の円内において、舗装の上面に一樣に拡げられたとする。モーメント M_1 を計算するために、厚い舗装スラブを一枚の薄板と考える。この場合、荷重 p は薄板上に半径 a_1 の円上に一樣に拡がるかと仮定する。すなわち $a_1 = a + h$ 。このことから、推定された α 角の開きを持つ扇形に対して、荷重の重心の位置は中心から $\frac{2}{3}(a+h)$ に等しい距離にあることになる。従ってモーメントは

$$\frac{d\alpha}{2\pi} P \left[C - \frac{2}{3}(a+h) \right]$$

単位長さ当り

$$\frac{P}{2\pi} \left[1 - \frac{2}{3} \cdot \frac{a+h}{C} \right]$$

となる。単位長さ当りの路盤反力によるモーメントに關しては

$$\frac{1}{2\pi} R_1 \times \frac{2}{3} \text{ および } \frac{1}{2\pi} (R - R_1) \times \frac{1}{2}$$

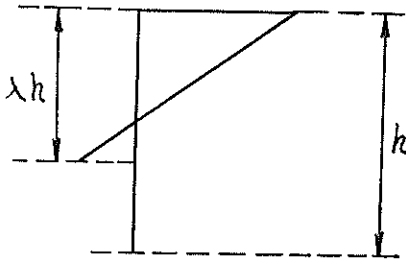
となる。これらを P に代入して

$$M_1 = TC \left(1 - \frac{2}{3} \frac{a+h}{C} \right) + \frac{R_1}{2\pi} \left(0.666 - \frac{a+h}{C} \right) + \frac{(R - R_1)}{2\pi} \left(0.5 - \frac{2}{3} \cdot \frac{a+h}{C} \right) + \frac{1}{C} \int_0^C M_2 dc$$

となる。

次に M_2 を求めてみよう。半径Cの内帯が荷重の中心部から半径に沿って下面にひびわれを生ずることを知れば、この値は中心からの距離に應ずるものであることがわかる。そこでまず、一断面のある高さの部分の引張り応力がコンクリートの強度を超過するようなひびきを受けているPCの一断面を考えてみる。 h を単位長さ当りのこの断面の高さと、 n をこの断面の中心部にかげられたと仮定する。プレストレスとする。プレストレスの

全作用は $nh \times 1$ である。プレストレスされた縁維上の距離を λh とし、これに対する引張り応力はコンクリー



トの引張り強度 σ_t に等しい。下面の部分にひびわれを生じ、それ以上は力を伝達しないと仮定すると

$$-\sigma_t = \frac{n}{\lambda} - \frac{M_2}{I^2 \lambda^2} + 3n \frac{1-\lambda}{\lambda^2}$$

が得られる。すなわち

$$M_2 = \frac{h^2}{6} n \left(3 - 2\lambda + \frac{\sigma_t}{n} \lambda^2 \right)$$

もし $\frac{2\sigma_t}{n} > 1$ であれば、 λ が増せば、言い換えれば断面上に加えられた変形が増大するとき、モーメント M はわずかに減少する。

$$\lambda = 1 \text{ に対しては } M_2 = \frac{h^2}{6} n \left(1 + \frac{\sigma_t}{n} \right)$$

$$\lambda = 0.5 \text{ に対しては } M_2 = \frac{h^2}{6} n \left(2 + 0.25 \frac{\sigma_t}{n} \right)$$

もしプレストレスを与えられたコンクリートの一部分が、応力を伝達する機能を失え、塑性変形に耐えると仮定すれば、モーメント M_2 は定数となる。最後に、半径 C の円周内部の舗装の部分が大きな塑性変形に耐えるとき、半径 C の円周外の部分から舗装のこの部分に作用する圧力が、このプレストレスに、附加される。コンクリート下面の引張りの応力が、コンクリートの強度限界に等しい M_2 の値を \bar{M} とし、 $\frac{1}{c} \int_0^c M_2 dc$ の値が \bar{M} に等しくなることがわかった。この仮説は計算結果と実験調査のかなりよく一致することから立証された。 $\sigma_t = 60 \text{ kg/cm}^2$ および $n = 18 \text{ kg/cm}^2$ とすると $\bar{M} = 4200 \text{ kg-cm}$ である (ただし $h = 18 \text{ cm}$, $\lambda = 1$)。

このようにして、半径 C の円周に沿うモーメント M_1 (単位長さ当り) は次のようになる。

$$M_1 = TC \left(1 - \frac{2}{3} \cdot \frac{a+h}{c} \right) + \frac{R_1}{2\mu} \left(0.666 - \frac{2}{3} \cdot \frac{a+h}{c} \right) + \frac{R_0}{2\mu} \left(0.5 - \frac{2}{3} \cdot \frac{a+h}{c} \right) + 4200$$

次に半径 C の円周外帯について考える。この領域で適

用できるのは LAGRANGE の方程式である。引張り強度を N_1, N_2 , たわみを W_1, W', W'' とすると

$$N_1 = d(\mu C_1 + C_2) - b(\mu D_1 + D_2)$$

$$N_2 = d(C_1 + \mu C_2) - b(D_1 + \mu D_2)$$

$$W = \frac{2l^2}{Eh} (dC_0 - bD_0)$$

$$W' = \frac{2\lambda l}{Eh} (dC_1 + bD_1)$$

ここに $d, b =$ それぞれ任意の定数

$\mu =$ コンクリートのポアソン比

$E =$ コンクリートの弾性係数

$$l = \sqrt[4]{\frac{EI}{(1-\mu^2)K}}$$

$$\lambda = \frac{c}{l}$$

$C_0, C_1, C_2, D_0, D_1, D_2 = DE$ L'HORTET の表から与えられる関数

任意定数 d および b を求める。変形 W と W' とは 2 つの帯域に対して円周に沿う同一のものである。従って、内帯域の平衡から計算した C 点におけるモーメント \bar{M} は、外帯域に対して計算されたこの点のモーメント M_1 に等しいとしなければならない。すなわち $\bar{M} = M_1$ となる。

最後に、C は放射状にひびわれを限定する円周の半径であるから、次の式が得られる。

$$N_2 = \sigma_t + n$$

ここに $\sigma_t =$ コンクリートの引張り強度

$n =$ プレストレス

4.2 衝撃応力

航空機の衝撃が静荷重試験では再現できないような応力を生じさせることはすでに認められている。フランスでは、その荷重を、誘導路およびエプロンにかかる静車輪荷重よりも 25% 大きい値として採用している。繰返し車輪荷重の正確な影響を算定するためオルリー空港で反復荷重試験が実施され、次のような関係が導かれた。

$$W_N = W_1 + A \log N$$

ここに $W_N = N$ 回数の垂直たわみ

$W_1 = 1$ 回後の垂直たわみ

$A =$ 舗装定数

$N =$ 載荷回数

この公式はコンクリート疲労は載荷回数の対数関係であるという既定の法則をかなり反映しており、ヨーロッパのみならず米国の研究所でも、これを表現する多くの公式が導かれている。中でも PELTIER³⁰⁾ は次式を提案している。

$$W_N = p \left(A + B \log_{10} \frac{T_N}{T_0} \right)$$

ここに p = タイヤ圧

T_N = 施工完成後の交通量をトンで表わしたものの

T_0 = 舗装を利用した最大車輪荷重をトンで表わしたものの

A, B = 支持試験から測定する地盤定数

4.3 路盤まさつ応力

スラブと路盤との間にまさつがなく、完全に滑動すると仮定すると、120mの長さの2つの舗装スラブの目地の開きは+30°Cから-25°Cの温度差の場合66mm程度であろう。しかし実際にはまさつがスラブの変形特に長さ方向の変形に抵抗することによって、目地の開きはこれより小さくなり、コンクリート中に引張り応力が生じ、これがプレストレスの大きさを支配することにもなる。この場合、コンクリートの熱膨張係数 α は、まさつによって外見上通常の値の1/2、すなわち、 $\alpha = (5 \sim 6) \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ 程度である。

スラブ中央のこのまさつによる張張り応力 σ_f は次式のようになる。

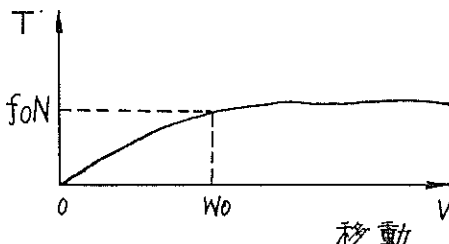
$$\sigma_f = \gamma_f \frac{L}{2} - \frac{1}{10} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

ここに γ = スラブの密度 (= 2.5t/m³)

f = まさつ係数

L = スラブの長さ (m)

コンクリートスラブと路盤とのまさつ力 T は、 $T = f(v)N$ で表わされる。ここに $f(v)$ はスラブの移動量の間数であるまさつ係数で、 N は垂直力である。そして $f(v)$ は、 $0 \leq V \leq W_0$ の場合 $f(v) = f_0 \cdot \sin \frac{\pi}{2} \cdot \frac{V}{W_0}$ 、 $V > W_0$ の場合 $f(v) = f_0$ で表わされる。この式は、Alger-Maison-Blanche 空港における観察結果とよく一



致したが、上記 f_0 が砂の内部まさつ角に対応する値よりもはるかに大きくなるという不都合が生じた。これは以下のように説明される。一般にクーロンの法則によって $T = N \cdot \tan \varphi$ と表わされる。ここでは φ すべり

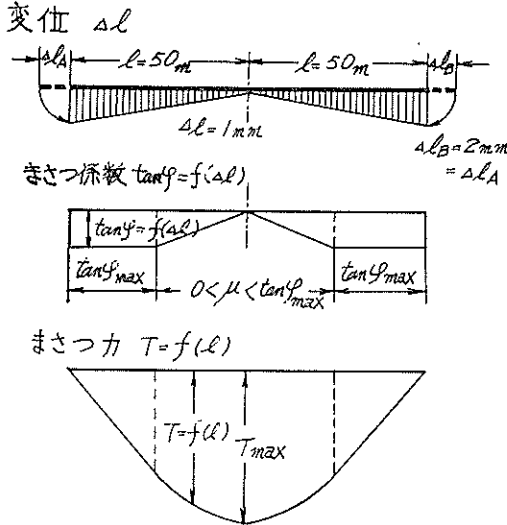
の面が砂の中なら砂の内部まさつ角である。清浄で乾燥した砂の上に置かれた小さな絶縁スラブを用いて、大きな移動で行なわれた試験では、この式はよく一致するが、実際は $T = N \tan \varphi + C$ (C は土の粘着力) である。清浄な砂の場合は C は非常に小さく、古典的せん断試験では $C = 0$ であり、土質工学上の計算では、普通、 C の値は無視される。なぜならこの試験では砂の毛管凝集力が省略されるからである。これに反し、舗装スラブの下の砂は特にその砂が細かいかまたは微粉を含む場合には、水が浸入したまたは毛管吸水により部分的に水によって潤滑されている場合が多い。このとき、微細な間隙中の水に生ずるメニスカスは粘着力、 $C = 25, 50$ あるいは 100g/cm^2 程度、を生ずる。これは決して大きい値ではないが舗装スラブに関する限りでは、その面積が大きくて、その重量が小さいから、無視できないのである。たとえば、密度 2.4g/cm^3 、厚さ 12.5cm のコンクリートスラブを、内部まさつ角 $\varphi = 30^\circ$ の砂の上に置き、 $C = 25 \text{g/cm}^2$ とすれば、破壊時のせん断力 T は舗装 1m^2 当り、 $T = 0.125 \times 2400 \times 0.577 + 1000 \times 0.025 = 173 + 250 = 423 \text{kg}$ となる。これより、粘着力が非常に小さいとはいえ、まさつによるものより、粘着力によるものの方が大きな作用をもつことがわかる。

このまさつ係数は、何度か移動が繰り返えされる場合、粒状材の内部転移と鋭い粒先の研磨によって小さくなる。従って、1次収縮の間のまさつ力の判定には1次まさつ係数 (f_1) が重要となり、一方交通下の応力を求めるには、概して比較的低い永久まさつ係数 (f_∞) が採用される。たとえば、砂利と砂の凍結防止層で層密度が大きい場合、 $f_1 = 0.8 \sim 0.9$ で、密度が中位の場合 $f_1 = 0.7 \sim 0.8$ となり、 $f_\infty = 0.65 \sim 0.70$ と減少する。プラスチック路盤紙の場合はまさつ係数の減少は起らず $f_1 = f_\infty = 0.4 \sim 0.5$ であろう。

次にまさつ係数 f の値であるが、 $f = 0.4$ 程度になるようにするのが望ましいが、設計には安全性の点から $f = 0.8 \sim 1.0$ またはそれ以上の値を使用する。非公式発表によると Orly 空港および Maison-Blanche 空港で $f = 0.7$ が採用されたが、検査の結果では変動があった。ドイツにおいては $f = 0.3 \sim 3.0$ が、イギリスにおいては砂、塵青または紙等の中間層を置いた場合、 $f = 0.6 \sim 1.2$ を採用している。また、室内実験でプラスチックシートの場合 $f = 0.24 \sim 0.36$ 、2枚紙でその間にパラフィンを挿入した場合 $f = 0.32$ という値が得られている。石粉またはパラフィンを中間層に持つ多層紙またはプラスチックシートを使った施工使で非常に小さな f の値を得ている。これらの経験は、これまで安全性の点から

基準にしてきた $f=0.8$ またはそれ以上の値よりもかなり小さな値の f を設計時および応力選定時に採用しうること示唆している。

土の内部まさつ力をより完全な形で表現するために、たとえば、層密度が中程度の土について移動量を約 1 m と定めているが、層密度が大きい場合にはこれより小さい移動尺度が必要となる。スラブ全体については、まさつ力は最大値に向って直線的に上昇するものと仮定す



図一 2 まさつ力の分布

る(図一2)。また、まさつ応力の計算に関連して、長さ変化の反曲点は必ずしもスラブ中央には存在しないで、スラブの中央からスラブの半分の長さ20%のまで離れているという実験結果もあるが、これは普通は考慮されていない。この変位反曲点のずれは、スラブが傾斜している場合を除き、スラブ面の範囲内におけるまさつ係数の大きさが不均等であることに起因すると考えられる。

4.4 温度応力

ここで述べる応力は、スラブ上面と下面との温度差によって生ずる縁辺応力のことである。これについて FREYSSINET は次のように述べている。『コンクリートスラブに発生するひびわれは、コンクリートの収縮によるものであるとよく言われているが、この説明は不十分である。路盤上のスラブのまさつ係数は一般に1.0より低く、これは簡単な処置だけで大いに低減することができる。均一に収縮する滑走路が縁端に最も近い部分からLの距離で受ける引張力は $0.24L$ より小さいか、あるいは長さ100mのスラブの中央で最大の 12kg/cm^2 引張力を受ける。従って、収縮が唯一の応力な

らば、日地の間隔を20倍にすることもできるであろう。ひびわれ発生の唯一の原因はコンクリートスラブの上下2面間の状態の変化の差異によるものである。』表面温度の変動は、太陽光線、輻射、風による蒸発の影響のほか、周囲の大気温度変動の影響によるものでもある。コンクリート表面の湿度については降雨期の100から、乾燥した風の吹く季節の非常に低い値まで大きな差異がある。施工当初の路盤の条件がどんなものであっても、ある時期にはこの路盤は水で飽和された状態に近づく、これらによってコンクリートスラブの上下2面は、不調和な引張り力と圧縮力を交互に受け、あるときは凹面、あるときは凸となっている。従ってスラブ面では路盤から持ち上げられ、自重によって曲げ応力を受け、これはスラブの厚さと共に増大し、日地の近くで特に大きい負のモーメントが発生し、これが限界値を越えると、スラブの破壊に至る。非常に幅が広く変形が抑制されているスラブにおいて、スラブ上下2面間の温度の差によって生ずる温度応力は次式によって表わされる。

$$\sigma_r = \frac{E\alpha \Delta t}{2(1-\mu)}$$

ここに σ_r = 舗装スラブ上面または下面の引張り応力 (kg/cm^2)

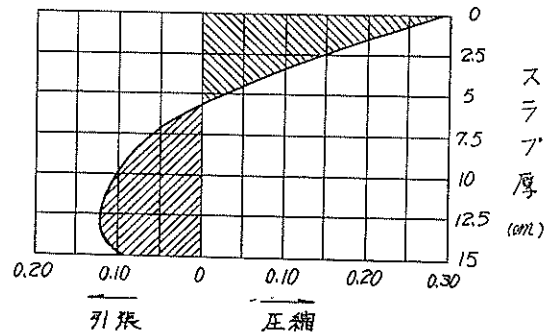
E = コンクリートの弾性係数

α = コンクリートの熱膨張係数 ($1 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$)

Δt = スラブ上下面の温度差 ($^\circ\text{C}$)

μ = コンクリートのポアソン比

この式は温度こう配 Δt が上面と下面の間で直線的に移行することを前提としており、スラブの厚さは Δt を通じて間接的に入ってきている。温度差の大きさは温度作用の量と時間、コンクリートと路盤との熱伝導性およびコンクリートスラブの厚さによって定まる。スラブ上面の冷却による最大温度差は、スラブ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。上下



図一 3 日温度変化による応力

2面間の温度差は、スラブ厚さ1cm当り、ドイツでは0.45~0.9°Cとし、アメリカコンクリート協会では0.22~0.66°Cとしている。

SPARKESはスラブ厚15cmの場合について、図-3に示す温度分布を考え次式を提案している。 θ の値

$$\sigma_T = \theta \frac{\alpha E}{1-\mu} \Delta t$$

は、上面引張りの場合(冬)0.30で、下面引張りの場合(夏)0.125である。

5 プレストレスト

5.1 プレストレッシング法

プレストレスの導入方法は以下のように分類される。

- A 内部プレストレッシング } a ポストテンション方式
 b プレテンション方式
- B 外部プレストレッシング } a ジャッキ方式
 b くさび方式

(1) 内部プレストレッシング法——これは、いわゆるP Cケーブルまたは鋼棒によってプレストレスを導入する方法でスラブは路盤上を温度の影響を受けて動くことができる。これはP C鋼材の値段がスラブ長さに比して増大するのが欠点であり、さらにプレストレスのまさつ損失スラブ長が150m程度に限定される(図-4)。縦方

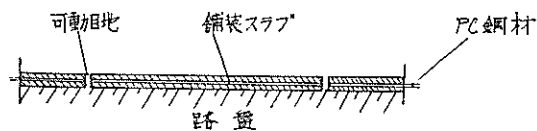


図-4 内部プレストレッシング法

向P C鋼材は長軸に平行に横方向P C鋼材はこれに垂直に配置するのが普通である。この場合2方向の応力をそれぞれの軸方向に集中させるためには3層の鋼材を配置することが必要となる。すなわち、スラブ厚の中間面と一致する方向の鋼材とその上下に均等に配分した鋼材とである。3層を避けるため、しばしば2層にして中間面と、その上側または下側に配置される。これは、1方向および他の方向へのプレストレッシングの偏心と若干のスラブの水平ねじり応力を生ずる。しかし施工を簡単にするため、この偏心は許容されるものであり、多くの場合2層式が採用されている。一方、この中間面に配置する鋼材について、一般にはその位置はスラブ厚さの中央であるが、厚さ15cmの滑走路で縦方向P C鋼材を下側のかぶり3cmをとってスラブの下側に配置した使もある。P Cスラブの厚さが比較的小さい場合にはP C鋼材に十分なかぶりを与え、しかもコンクリート中の十分

下側に置くことが大切である。これはプレストレッシング途中および後のスラブのひびわれまたは破砕を避けるのに重要であるのみならず、コンクリートの完全な締固め、および舗装表面の平滑仕上げのためにも重要である。さらにコンクリート舗装スラブは、交通荷重、自重および表面冷却によって下向にたわみを生ずる傾向があるので、P C鋼材を下側に配置すれば、偏心プレストレスによって、この種のたわみを打ち消すことができると考えられる。しかし実際には、荷重による曲げ応力は任意の点のスラブの上面にも下面にも生じ、また温度こう配による引張り応力も全断面に生ずることがあり、しかも比較的スラブの厚さが薄いので、プレストレスは中心に導入するのが妥当と思われる。一般にP C鋼材の間隔は、30~100cmである。P C鋼材をいくつかのグループにまとめることがあるが、この場合P C鋼材グループが大きき断面を負担することになったとしても、グループ間の間隔を過大にしてはならない。

(i) ポストテンション方式——多くの場合この方式が採用されている。収縮ひびわれを防ぐため部分プレストレッシングが必要となり、この方式ではこれ一可能である。この部分プレストレッシングはコンクリートが材令28日強度の約40%に達したとき行なわれる。例えば $\sigma_{28} = 450\text{kg/cm}^2$ の場合 180kg/cm^2 で行なうことになるが、これは材令2日ぐらいで得ることができる。この場合、定着部にプレキャストコンクリートブロックを取り付けるとスラブコンクリートを破壊することなく容易にプレストレッシングできる。普通、材令2日までの収縮は、養生によって無視できる程度に小さくできるから、部分プレストレッシングの開始前に収縮ひびわれが発生することはほとんどない。最終プレストレッシングは σ_{28} の80%の強度が得られた時点で行なうが、これは一般に材令7~10日である。P C鋼材はシース中に挿入するが、横方向のP C鋼材では歴青塗布ししない場合あるいはコンクリートに孔をあけておいて後から通す場合がある。なお、シース寸法は30mm以下あるいはスラブ厚の1/4以下とする。ポストテンション方式では、シースがコンクリート打込み中に曲がったり、その位置がずれたりして、大きなまさつを起す可能性があり、これも一つの欠点となっている。

(ii) プレテンション方式——スラブ全長にストレスが導入されるので、ポストテンション方式に比較して、路盤のまさつに対して良い条件を示す。またポストテンション方式では縦および横方向のシースの重なりだけでも6cmとなるから、スラブ厚の小さい場合はかかぶりが十分とれないので、このような場合はプレテンション方

式が優利である。しかしこの方式では、プレストレスの導入時期は、全区間のコンクリート打ちが終り、コンクリートが十分硬化した後である。従って、この時点までの収縮を消去することは簡単ではなく、むしろほとんど不可能であるが、PC鋼材は、まだ固まらないコンクリートに対して鉄筋の役目を果し、このひびわれを防止するのに有効である¹¹⁷⁾。収縮ひびわれが発生したとしても、これはプレストレス導入後は一応閉じるので、有害ではないものと推定される。この収縮ひびわれを防ぐために所定の間隔に収縮目地を設ける場合もある。この場合には、プレストレッシング直前に目地に特殊な接着剤を充てんしてスラブの一体化をはかる必要がある。

(2) 外部プレストッシング法——これは、舗装の両端にアバットを設け、これに対して外力を与えて、スラブにプレストレスを導入する方法である(図-5)。この方

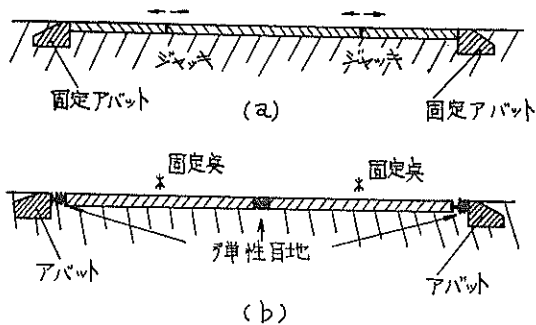


図-5 外部プレストレッシング法

法には、図-5に示すように2種類がある。すなわちプレストレスを与えたコンクリートスラブの両端を固定した基のアバットの間に定着されるので、温度あるいは湿度の変化を受けてもコンクリートスラブが路盤上を移動しない固定式のものとしてスラブが路盤上を移動することができる可動式のものとしてある。アバット間には数個の緊張目地を設けられている。横方向のプレストレスは、普通、ポストテンション方式によって与えられる。この方法によると、プレストレスの損失を補うための再プレストレッシングが可能である。しかし、何らかの事情で横断面が一つでも破壊した場合、他の部分のプレストレスが減少するという欠点がある。さらに、繰返し荷重を受けて正のモーメントがその弾性限界を越え、縦方向鋼材がないから、繰返し荷重の許容繰返し数が減少するかもしれない。この問題は、理論的考察によっても静的載荷試験によっても未だに解明されていない。

アバットにも、自重あるいは土の抵抗に関するアーチ

作用により外力を受ける固定アバットと、目地内の引張りケーブルにより舗装面に対し終端のわずかの動きにより外力を受ける弾性アバットとの2種類がある。前者には、くい上の重量コンクリートスラブまたは圧縮アーチ等の構造があり、後者には、引張り型弾性アバット構造がある。引張り型弾性アバットは非常に合理的のように思われる。これはコンクリートスラブの弾性的な伸びや縮みに対処できるような構造となっていて、PC舗装スラブとアバットとの弾性結合はPC鋼材を使って行なう。しかし、PADUARTは次のように述べている¹¹⁾。

「ベルギーでの施工経験から固定アバットと弾性アバットの2つの型について比較したが、多くの理由から固定アバットの方向が良いと思われる。まず弾性アバットがスラブの両端に一定の応力を生じさせるとすると、路盤とスラブ間のまさつはスラブの両端から遠ざかるにつれて漸次減少し、中間部分全体について、すなわち両端から数百メートルの所ではスラブは自由に動かなくなっている。冬季のスラブのプレストレスの減少はアバットが固定していれば正確に導入プレストレスの減少に等しい。さらに弾性アバットの不便な点は、自由な膨張を保証するためスラブの両端には目地がなければならないことである。この空間を交通が通過することを考慮に入れておく必要があり、結局弾性アバットは高価のように思われる。この種のアバットには大土工を必要とし、プレストレスに必要な鋼材の消費は無視できないものである。」またドイツのBAATZは、外部プレストレッシング法を採用すべきでないとしている。なぜなら、スラブの部分的破壊の場合に、そのプレストレスの補正に多くの時間を要し、またPCスラブ全幅にわたって破壊した場合、アバットがゆるむために全プレストレスを取り除かなければならないからである¹¹⁾。

(i) ジャッキ方式——この方式はフランスで最初に施工されたもので、コンクリートはりからできた平板ジャッキが多く使われてきた。平板ジャッキの中には2~5個の薄板製の箱が挿入されている。この操作は、まずジャッキを緊張目地の中に挿入し、これに圧力を加えてまず水を次に油を充てんする。箱の体積は増大し(このときコンクリートはりにはひびわれが発生する)、隣接コンクリートスラブを加圧する。プレストレッシング工程が終ればジャッキを定着するが、このとき箱の中にモルタルを充てんする。緊張目地の間隔が非常に大きい場合(たとえばは300m)、仮設緊張目地を中間に設け、これにも平板ジャッキを挿入する。この中間目地によって、収縮および温度変化によるひびわれ発生を防ぐため、早期に部分プレストレッシングを行なうことができる。

(ii) くさび方式——この方式は LEONHARDT の提案によるもので、単一式のものゝ2部材式のものがある。くさび形をしたスラブ間の空間にくさびを押し込むには油圧ジャッキを使う。2部材式のものゝ、その2つをPC鋼材で連結し両者ともスラブ中央に向って押し込む(図-6)。くさびコンクリートスラブとの間の滑

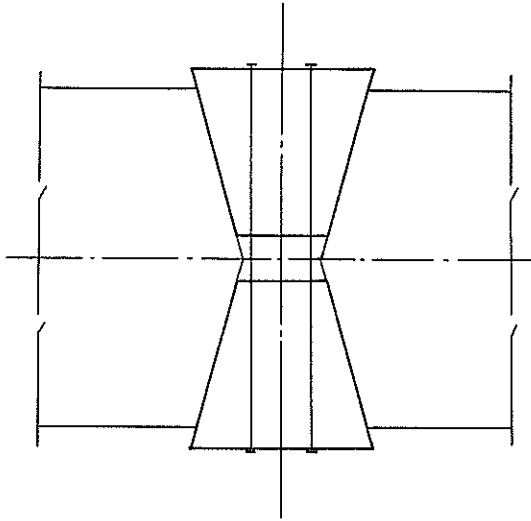


図-6 くさび方式プレストレッシング

り面として、パラフィンを塗った厚い鋼板を使う。くさびは段階的にプレストレスの導入ができるから、部分プレストレッシングが可能であり、プレストレスの補正が常に可能である。図-7に示すくさび(1:8)は、50tジャッキによって約400tの圧力をかけることができる。

5.2 プレストレス量

(1) 縦方向プレストレス

内部プレストレッシング法の場合、施工使では11~48 kg/cm²で、25kg/cm²前後が多いようである。ドイツでは最小30kg/cm²を、できれば40kg/cm²を推奨している。1958年の Haunover 空港の滑走路では 10.6kg/cm² という小さい値があるが、HARRIS・FRIBERGによれば、10~15kg/cm²のプレストレスは、ひびわれを避けるのに十分であり、また施工目地の荷重伝達ならびに他の弱体化から守るのに十分であるとされている。外部プレストレッシング法の場合、施工側では12~88 kg/cm²となっている。ドイツでは最小70kg/cm²を推奨している。

横方向プレストレス——道路などの比較的軽い荷重の場合、横プレストレスは小さくてよく、あるいはある条件の下では全く不要であるとする意見もあるが¹³⁸⁾、空港舗装の場合は必要と思われる。施工使では10~48kg/

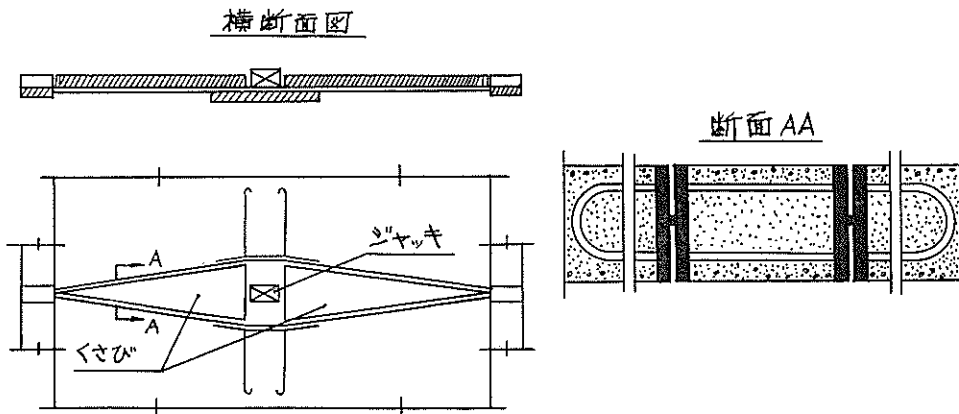


図-7 くさび式プレストレッシング

cm²となっているが一般には10~12kg/cm²で十分であろう。

(2) 部分プレストレス

施工例では、コンクリート強度が40~100kg/cm²のときで、材使が18~48時間のときに、12~25kg/cm²程度の部分プレストレスが導入されている。ドイツのBA-ATZは、その時期をコンクリートの材令24時間、その

大きさを、コンクリートの引張り応力が最大となる位置に16°Cの冷却の際のコンクリートの収縮に相当する引張り応力に抵抗するもの、としている³⁸⁾。ドイツの“飛行場用PCの舗装スラブの施工指針”⁶³⁾の規定によれば、その導入時期については何も指示がなく、その大きさも3~5kg/cm²を推奨している。

6 設 計

6.1 スラブ厚さ

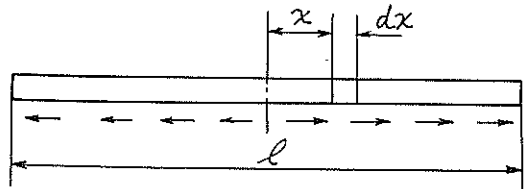
荷重応力の計算には WESTERGAARD 公式が多く用いられており、ドイツの“飛行場用 P C 舗装スラブの施工指針”によれば、WESTERGAARD の縁部載荷の場合の公式を使用すること、および単車軸荷重でなく多車輪系荷重の場合には、影響図表を使用することを規定している。この公式はスラブと路盤が弾性限界内にある場合しか適用されず、このように P C 舗装を弾性限界内で設計することは、不経済であるとする意見がある。⁴⁰⁾ 一方、P C スラブの設計にはひびわれ発生や極限荷重よりはむしろ許容たわみ量が重要な相準となるかもしれない。許容たわみ量は空港建設において特に重要であり、たとえばフランス空軍基地技術局はぐう角たわみを設計静荷重下で 5 mm と定め⁶³⁾、イギリスの LCN は繰返し荷重 1000 回に対する限界値 5 mm を基礎にしている¹⁶⁶⁾。そして厚さ、主として、P C 鋼材を十分に被覆するのに必要な厚さを基準として算定され実験によれば、所要支持力を確保するためには厚さ 10~12 cm の P C スラブで十分である。しかし実際には、内部プレストレッシング法の場合、P C 鋼材のまわりにコンクリートがよくいきわたるように、しかも一体構造というように、コンクリート中にかなりの量の鋼材断面積とををらなければならない。従ってあまり薄いスラブは施工が困難あるいは不可能となる。施工使では 10~25 cm となっているが、最小 15 cm が必要であろう。外部プレストレッシングの場合は、プレストレスの支持にコンクリート全断面が使われ、スラブの全厚にわたる完全でしかも均一な締固めは容易である。横方向 P C 鋼材も多くの場合少数なので障害にならない。Only および Maison-Blanche 空港では 18 cm が使用されたが、これは過大であると考えられている。ドイツでは最小 16 cm を推奨している。緊張目地部分でスラブの厚さを大きくする場合であるが、スラブと路盤とのまさつが過大にならないように、スラブ厚の変化を平滑に行なう必要がある。いずれにしても、大きなたわみを生じない範囲で、またバックリングの危険を考慮する必要がない範囲で、スラブ厚は最小にすることを目的とすべきであろう。

6.2 スラブ長さ

スラブの長さはスラブと路盤とのまさつによる引張り応力 σ_f に直接影響をおよぼす。スラブが非常に長い場合はスラブの動きが抑制され、スラブの長さ方向中央に達する前に移動が零の断面に達し、この断面ではまさつ力はない。そしてこのときまさつ応力は温度応力と等し

く、 $\sigma_f = \sigma_t = E\lambda \Delta t$ となる。従って、スラブ端からこの移動零の断面までの距離を x_B とすると $x_B = \frac{E\lambda}{r_f} \Delta t$ となり、この断面がスラブ中央にあるようなスラブ長さ L は、 $L = \frac{2E\lambda \Delta t}{r_f}$ となる。たとえば $E = 300,000 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\lambda = 1 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ 、 $\Delta t = 20^\circ\text{C}$ 、 $r = 2.4 \text{ t/m}^3$ 、 $f = 1.0$ とすると $L = 500 \text{ m}$ となる。一般にこの式によるスラブ長さは、実際のスラブ長さより長いものとなる。

MORICE は³⁾、スラブの長さについて以下のように説明している。路盤のまさつによる拘束応力を F とすると、この拘束が一様に分布するものと仮定し、任意点 x でのスラブに作用する力は次の式で表わされる。



$$P = \int \frac{l}{x} \cdot b \cdot F dx = bF \left(\frac{l}{2} - x \right)$$

ここに $P =$ まさつ力

$l =$ スラブの長さ

$b =$ スラブの幅

スラブの厚さを h とすれば、まさつ応力 σ_f は次のようになる。

$$\sigma_f = \frac{P}{bh} = \frac{F}{h} \left(\frac{l}{2} - x \right)$$

$$\therefore \sigma_{f(max)} = \frac{Fl}{2h} \quad (x=0 \text{ のとき})$$

スラブ上下面の温度差による応力について、その最大圧縮応力と最大引張り応力は絶対値でほぼ等しく、その値を σ_T とする。

まさつ応力 σ_f と温度応力 σ_T の影響によってスラブに生ずる最大引張り応力と最大圧縮応力はその絶対値が等しくなり、両者はスラブの中央で生じ、その値 σ' は次式で与えられる。

$$\sigma' = \sigma_f + \sigma_T = \frac{Fl}{2h} + \sigma_T \dots \dots \dots (5)$$

そして実際の設計では次の値を使用する。

$$F = 0.07 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_T = 7.0 \text{ kg/cm}^2$$

拘束応力 σ とプレストレスが同符号のときは、コンクリートの応力がその許容値を超過しない条件を調査しなけ

ればならない。これを式で表わせば次式のとおりである。

$$\sigma_p + \sigma' \leq \sigma_c$$

ここに σ_p = プレストレス量

σ_c = コンクリートの圧縮強度

限界においては、所要プレストレスは F と σ_T による引張り応力に σ' 等しくなければならないとすると、

$$\sigma_p = \sigma'$$

$$2\sigma' < \sigma_c$$

となり、これを式(5)に代入して、コンクリートスラブの最大長さが次式によって得られる。

$$l = \frac{h}{F} (\sigma_c - 2\sigma_T)$$

たとえば $\sigma_c = 154 \text{ kg/cm}^2$, $F = 0.07 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_T = 7 \text{ kg/cm}^2$ / cm^2 とすると、 $l = 20 \text{ hm}$ となる。従って、スラブ厚さ 1 cm 当り 20 m の長さまでよいということになり、ス

ラブ厚さが 15cm の場合は最大長さは 300m となる。

施工使では、100~330m 程度となっており経済性と実効性のバランスを維持するように決めるべきである。内部プレストレス法の場合には 180m 程度が最大であろう。なお、曲線部、くぼ地または丘ではスラブ長さは減少されなければならない。

6.3 プレストレス量

CARLTON によれば¹⁰⁰⁾、所要プレストレス R_p は次式によって求める。

$$R_p = \frac{6PN}{Sh^2} \left[C \frac{M}{P} - \frac{M_T}{P_0} \right] - \sigma_0 + F$$

ここに P = 多車輪荷重

N = 繰返し荷重に対する設計係数 (1,500~60,000 サイクルの範囲で 2.0~2.5)

C = モーメント補正係数

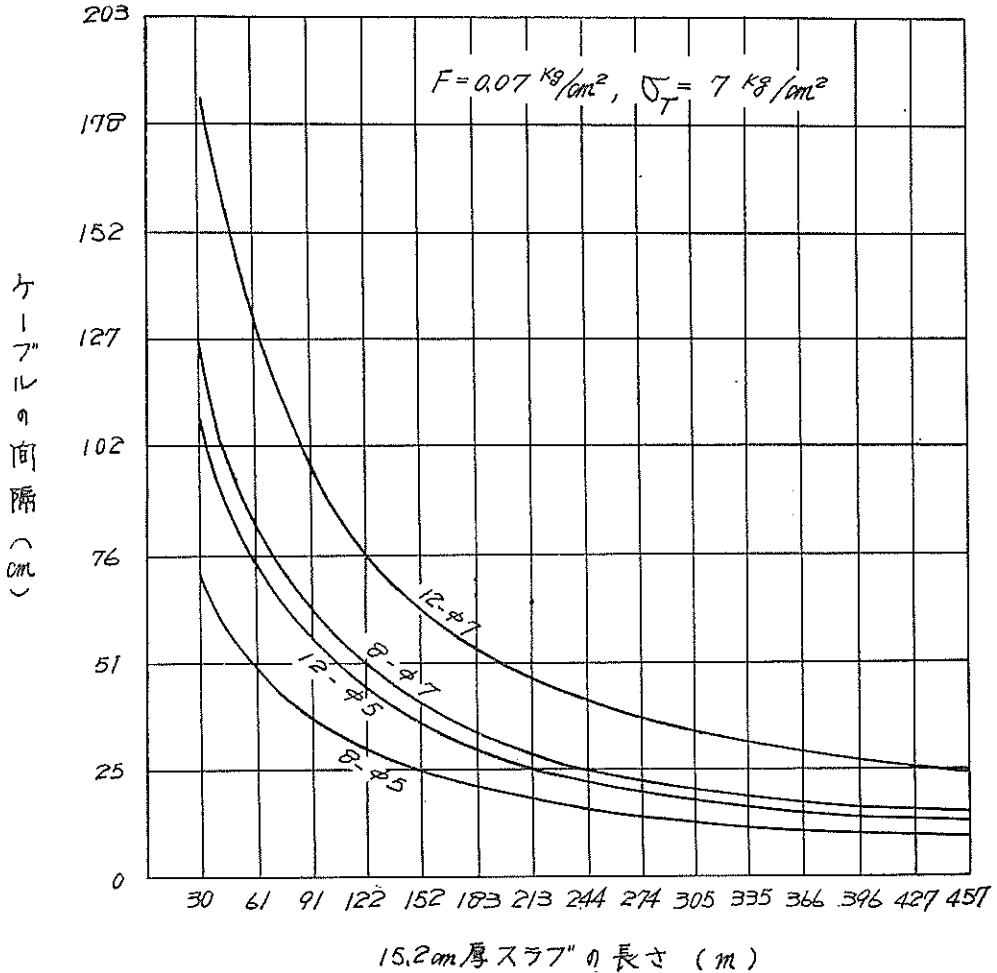


図-8 スラブ長さとPCケーブル間隔との関係

M/P =WESTERGAARD 解に基づいた車輪荷重 1 ボンド当りの正モーメント

M_r/P_0 =荷重の中心部から距離 r にある車輪荷重 1 ボンド当りの負モーメント

r = 載荷区間の下で舗装底面にひびわれが生じた後の半径方向最大負モーメントの荷重中心からの距離

P_0 =載荷区間の下で正モーメントによって舗装にひびわれが生ずる荷重

S =多車輪荷重の等価単車輪荷重に対する比

h =スラブ厚さ

σ_c =コンクリートの曲げ強度

F =路盤の最大拘束力

また, HARRIS¹⁵⁹⁾ と FRIBERG¹³⁷⁾によれば, 普通の場合にある飛行場では, その所要プレストレス R_p は次式によって求める。

$$R_p = (0.70 - 0.95)h + 0.12lf \quad (\text{kg/cm}^2)$$

ここに h =スラブ厚さ (cm)

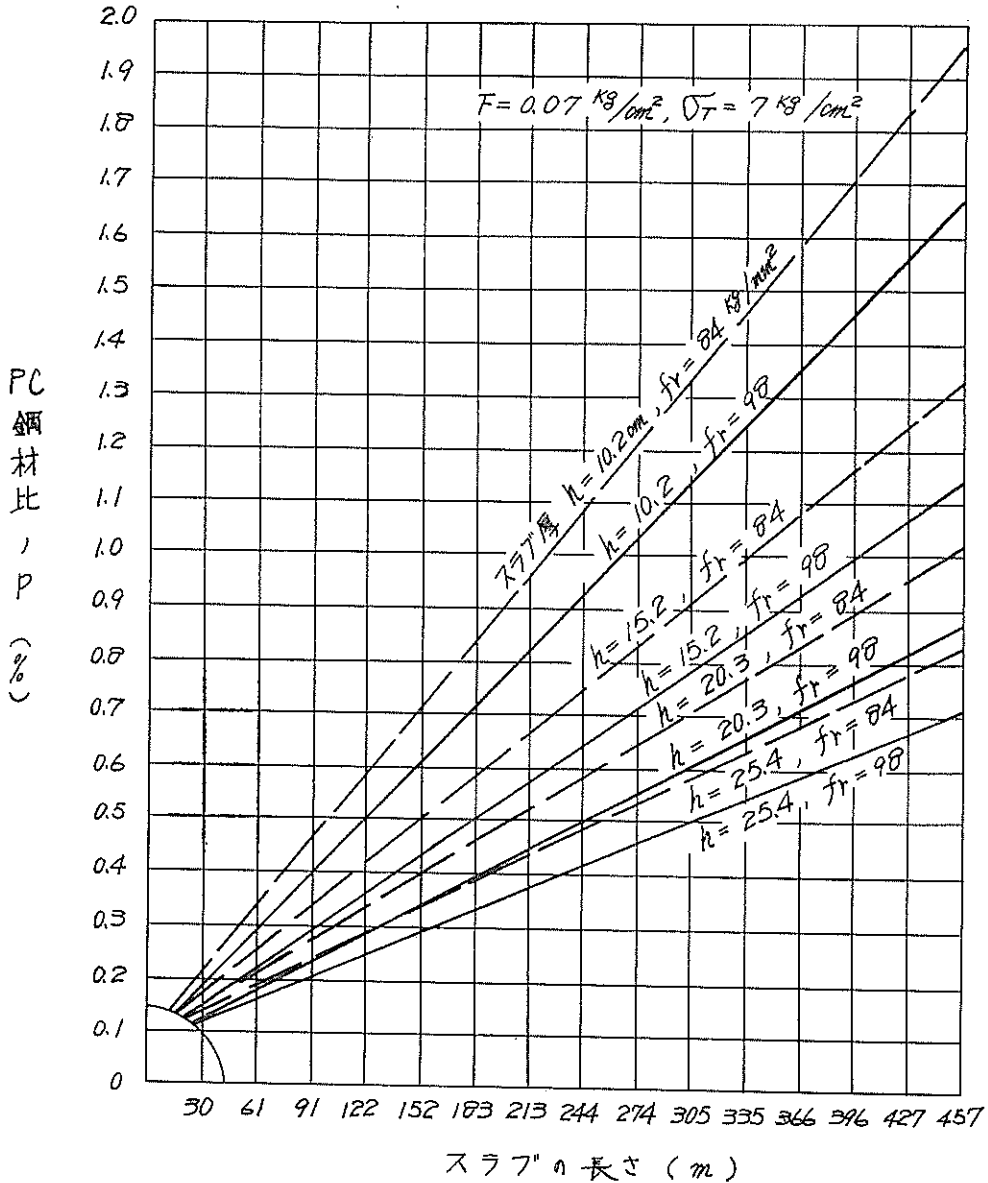


図-9 スラブ長さとの関係

l = スラブ長さ (m)

f = まさつ係数

MORICE によれば³⁾, P C スラブに必要なプレストレストレス量図-8 から求めることができる。

ただしこの図は, スラブ厚さ 15.2cm で, 一般的に使用されているケーブルの配置間隔に対するプレストレストレス量を示すものである。さらに図-9 に, 2 種類の P C 鋼材応力状態に対する, 種々の長さを持つスラブの P C 鋼材のコンクリートに対する面積百分率を示す。この図を利用してスラブ単位幅当りのプレストレッシング力を次式により求めることができる。

$$H = \frac{p \cdot h f r}{100}$$

ここに H = スラブの単価幅当りのプレストレッシング力 (kg/cm)

p = P C 鋼材比 (%)

h = スラブの厚さ (cm)

$f r$ = P C 鋼材の応力 (kg/cm²)

実際の算定では, 路盤まさつ力による応力を打ち消すだけのプレストレスを導入し, その他の応力が加わったときスラブの安定性を保証するため, やや余分のプレストレスを与える。荷重応力, 路盤まさつ力および温湿度応力が同時に全部最大値に達することはほとんど考えられず, 実際にはこれら 3 つの合応力の 1/2~1/10 のプレストレスが導入されるに過ぎない。STOTT¹⁵⁾ は WESERGAARD 公式を用いて, 最大応力がスラブ中央部で約 21~28kg/cm², 縁部またはぐう角部で 28~35 kg/cm² と推定している。この荷重応力, 路盤まさつ力および温度変化による応力の 3 つの応力によって, コンクリート中に約 71kg/cm² の応力が発生することは理論的に可能である。しかし, 実際の舗装では, 35kg/cm² 程度の小さいプレストレスが導入されているだけでもその挙動は良好である。従って, まさつ力によるひびわれは避ける方が望ましいが, 他の 2 つの主要原因によるひびわれ発生の可能性は許容し得ると考え, 7~14kg/cm² のプレストレスで十分であるとしている。

また, 可能なすべての外気温に対して, 交通荷重とスラブ断面内温度差を考慮しない場合, スラブの移動と目地の開きに対する安全のための最小 20kg/cm² のプレストレスが残るようにしなければならない。なお, このようにたわみを抑制し, P C 鋼材に十分な被覆を与え, 路盤まさつ力によるひびわれを防いでいるため, 現在の P C 舗装は, 載荷限界の点からみれば, 過大設計となっている。

HEREDIA⁶⁾ はプレストレスについて以下のように説明している。プレストレスの上限は, 外的要因によってコ

ンクリートに生ずる最大引張り応力および最大圧縮応力の大きさと同程度とし, コンクリートに実施されるプレストレスが外的要因によって生ずる圧縮力に加算されるものとして決定することができる。プレストレッシングによって, 圧縮によるよりも引張りによる方が大きな安全性を得ることは考えられないので, 最大プレストレスはコンクリートにコンクリートの圧縮強度 H_c と引張り強度 H_t から等距離にあるようなプレストレス σ_{pmax} を導入する。従ってこれは引張りを負と考えるとその算術的平均に等しい。すなわち (H_t が正であるかまたは符号は考えないで引張りの絶対値を表わすものとする)

$$\sigma_{pmax} = \frac{H_c - H_t}{2} \dots\dots\dots(6)$$

この最大プレストレスにより引張り強度と圧縮強度が釣り合う。しかしながらこのような最大プレストレスを適用するのは実際のでない。なぜなら, 圧縮による破壊の結果はほとんど常に重要で永久的であり, 他方引張りによるコンクリートの破壊は荷重が消えることによって修正されるものであるからである。そこで安全率を考慮する場合, 圧縮に対する安全率を対象としなければならず, 今簡単化のためにその値を圧縮が引張りの 2 倍とすれば, プレストレスは次のようになる。

$$H_c - \sigma_p = 2(\sigma_p + H_t)$$
$$\sigma_p = \frac{H_c - 2H_t}{3} \dots\dots\dots(7)$$

普通, コンクリートの曲げ強度は材令 28 日において圧縮強度 1/10~1/6 となり, また試験結果による単純引張り強度が常に曲げ強度より小さいことを考慮すれば,

$$H_t < \frac{1}{5} H_c \text{ は確実に言えることができる。従って式}$$

(6)および(7)は次のようになる

$$\sigma_{pmax} = \frac{H_c - \frac{1}{5}H_c}{2} = \frac{2}{5}H_c \dots\dots\dots(8)$$

$$\sigma_p = \frac{H_c - \frac{2}{5}H_c}{3} = \frac{1}{5}H_c \dots\dots\dots(9)$$

式(9)では, 正確な値以下に維持する必要性は, 式(8)ほど絶対的ではないので, 実際にはもっと接近して次式を認める。

$$H_t = \frac{1}{8}H_c$$
$$\therefore \sigma_p = \frac{1}{4}H_c$$

この式がプレストレスの上限を与えるものと考えられる。今, σ_t および σ_c をそれぞれ外的要因による

コンクリートの最大引張り応力および最大圧縮応力とし、 S_t および S_c をそれぞれの安全率とすれば次式が得られる。

$$H_c - \sigma_p = S_c \sigma_c$$

$$\sigma_p + H_t = S_t \sigma_t$$

$$\frac{H_c - \sigma_p}{H_t + \sigma_p} = \frac{S_c \sigma_c}{S_t \sigma_t}$$

$$\varphi = \frac{S_c \sigma_c}{S_t \sigma_t}$$

$$\sigma_p = \frac{H_c - \varphi H_t}{1 + \varphi}$$

さらにプレストレスング力の最適利用について以下のように述べている。舗装の単位幅当りのプレストレスング力 P および 舗装厚さ h に対して、コンクリートのプレストレスは次の σ_p ようになる。

$$\sigma_p = \frac{P}{h}$$

コンクリートの引張り強度を H_t とすればスラブの実効値または合力は次式のとおりである。

$$R_t = H_t + \frac{P}{h} \dots \dots \dots (10)$$

一方スラブの最大引張り応力は常に次のとおりである。

$$\sigma_t = \sigma_F + \sigma_A + \sigma_R \dots \dots \dots (11)$$

ここに σ_F = 荷重による最大引張り応力

σ_A = 温湿度変化による最大引張り応力

σ_R = まさつによる最大引張り応力

従って安全率は次式のようになる。

$$S_t = \frac{R_t}{\sigma_t} = \frac{H_t + \frac{P}{h}}{\sigma_F + \sigma_A + \sigma_R}$$

この式を計算するためには、 h , $\sigma_F(h)$, $\sigma_A(h)$ および $\sigma_R(h)$ の関数を具体的にしなければならぬ。 σ_R は h から独立しているが、スラブの長さ l に直接比例する。 $\sigma_F(h)$ は、曲げモーメント M_F から生ずるのであるが、次式のようになるであろう。

$$\sigma_R(h) = \frac{A(h)}{h^2} \dots \dots \dots (12)$$

$\sigma_A(h)$ については、WESTERGAARD の簡単な式では厚さ h から独立しているが、THOMLINSON の公式は現実にもっと近いもので、一定の限界まで厚さに比例して増加するようにしている。次に安全率 S_t の最大を求めると、

$$R_t'(h) \times \sigma_t(h) - R_t(h) \times \sigma_t'(h) = 0$$

便宜上、 h の関数の代わりに $1/h$ の関数をとると、

$$\frac{dR_t}{d(1/h)} \sigma_t(1/h) - R_t \frac{d\sigma_t}{d(1/h)} = 0$$

となり、この式に式(10)、(11)および(12)を代入すると次のようになる。

$$P \left[\frac{A}{h^2} + \sigma_A + \sigma_R \right] - \left(H_t + \frac{P}{h} \right) \left(\frac{2A}{h} + \frac{dA}{d(1/h)} \right) \left(\frac{1}{h^2} + \frac{d\sigma_A}{d(1/h)} \right) = 0$$

$$P \sigma_t = R_t \left(2\sigma_F h + \frac{1}{h^2} \cdot \frac{dA}{d(1/h)} + \frac{d\sigma_A}{d(1/h)} \right)$$

$$\frac{P \sigma_t}{R_t} = 2\sigma_F h + \frac{1}{h^2} \cdot \frac{dA}{d(1/h)} + \frac{d\sigma_A}{d(1/h)}$$

$$\frac{P}{h} \cdot \frac{1}{S_t} = 2\sigma_F + \frac{1}{h^3} \cdot \frac{dA}{d(1/h)} + \frac{1}{h} \cdot \frac{d\sigma_A}{d(1/h)}$$

$$\frac{\sigma_p}{S_t} = 2\sigma_F - \frac{1}{h^3} \cdot \frac{dA}{d(1/h)} + \frac{1}{h} \cdot \frac{d\sigma_A}{d(1/h)}$$

$$\frac{\sigma_p}{S_t} = 2\sigma_F - \frac{1}{h} \frac{dA}{dh} - h \frac{d\sigma_A}{dh}$$

A も σ_A も一般に、厚さに比例して増加する関数であることがわかっているので、導関数は正で、前式は、プレストレス P を最もよく利用するためには、プレストレスが $2\sigma_F$ より小さくなくてはならないことと示している。 $\frac{dA}{dh}$ および $\frac{d\sigma_A}{dh}$ の決定は多くの場合正確にはできない、関数 A が剛比半径すなわち

$$l = \sqrt[4]{\frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)K}}$$

に比例して増加し、 σ_A が厚さに直接

$$A(h) = Bh \frac{3}{4}$$

$$\sigma_A = Ch$$

$$\frac{1}{h} \cdot \frac{dA}{dh} + h \frac{d\sigma_A}{dh} = \frac{3}{4} \frac{B}{h^{5/4}} + ch$$

$$\therefore \frac{\sigma_p}{S_t} = 2\sigma_F - \sigma_A - \frac{3}{4} \frac{B}{h^{5/4}}$$

導入されたプレストレスは、コンクリートの収縮、弾性短縮、クリープおよびPC鋼材のリラクゼーションによって減少するが、クリープの影響はPC滑走路の場合はそのプレストレスが比較的小さいので、無視できるほど小さい。オランダでは次のようにした例がある。すなわち、実験結果から舗装スラブを乾季に敷設したときの収縮は 10×10^{-6} 以上に達しないものと解してよい。プレストレスはコンクリート打込み後4~7日で与えるが、このときのコンクリートの弾性係数は 300,000kg/

cm² 程度である；Nをプレストレス，Eをコンクリートの弾性係数とするとクリープ ϵ は $\epsilon=2.5N/E$ で計算される；PC鋼材のリラクゼーションは開始ストレスの10%とする。

また，ポストランション方式の場合の鋼材とシーースとのまさつによるプレストレスの損失について，COOLEY¹⁶³⁾は次式を提案している。

$$T = P_0 - \left[K_1 x + f \left(\sum_{i=1}^{n-1} \frac{l_i}{R_i} + \frac{x - x_n - 1}{R_n} \right) \right] - K_0$$

ここに T = ジャッキから距離 x における引張り力
 P = そのジャッキによって与えられる引張り力
 e = 自然対数の底数
 K_1 = 全長にわたるまさつ係数
 f = 曲線部のまさつ係数
 l = PC鋼材の弧の長さ
 R = 弧状PC鋼材の半径
 K_0 = 初期付着に対するまさつ係数

$$\text{ROWE}^{136)} \text{ によれば, } \phi = \sum_{i=1}^{n-1} \left(\frac{l_i}{R_i} + \frac{x - x_n - 1}{R_n} \right)$$

はPC鋼材の角変化の算術合計であり，イギリスでは，まさつ損失を10%としている。

6.4 バックリング

外部プレストレスの場合，舗装スラブ1m幅当り200~300tの圧縮力が生じ，これによって舗装スラブがバックリングする場合がある。バックリングの起る危距な横断面は，舗装スラブの厚さの変化する点およびくさびあるいはジャッキの設置点である。圧縮力の非対称性が最も少ない場合にも，バックリングが（起ることもある。しかし，施工例において，バックリングの問題はあまり取りあげられておらず，バックリングは）起らなかったと思われる。

NETTER および BECKER²⁾は，Only 空港の場合に，バックリングについて以下のように説明している。

PC鋼材は滑走路に横方向に圧縮力を与え，この圧縮力は断面の重心位置に近く作用シバットによって支持されており，圧縮力の作用方向は両端においてのみ定められている。従って，この場合バックリング現象があるかもしれないと先験的に考える。ところでスラブには重量があり，これは路盤反力によってつり合う。もしバックリングが起るものとするスラブは変形し，路盤反力はこれに相応する部分の重量に接抵抗しなくなる。こうして，スラブの重量はバックリングをおさえることになることは認められる。スラブが路盤に零でない反力を伝えている限り，弾性限界内でのバックリングを取り扱

うことであって，問題は古くからあるものである。しかし何らかの理由で変形が増加することがあり，そのためスラブは路盤上に支持されないことになり，こうなると問題の解析は非常に困難となる。たとえば，路盤反力係数を 4kg/cm^3 とすると，スラブが路盤上に支持されなくなるためには 0.1mm の変形で十分である。この係数の値は普通にみられるものであり，従って，スラブが路盤にすべての点で支持されていると考えるのは誤りであろう。

今問題を別に取り扱う。スラブと同じ断面2次モーメントをもつはりで幅1mのものを考える。そして，圧力を受けてバックリングを生ずることに対する安全率が5になるようにするには，単位長さ当りの弾性反力がどのくらいになるかを求めてみる。GRELOTの方法を用いて路盤反力係数を未知数とする。

$$F = \text{設計荷重の5倍に等しいバックリング荷重} \\ = 60 \times 5 = 300 \text{ t}$$

$$E = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2 = 2 \times 10^6 \cdot \text{m}^{-2}$$

$$I = 3.41 \times 10^4 \text{ cm}^4 = 3.41 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

F は次のようになる。

$$F = EI \left(\frac{m^2 \pi^2}{L^2} + \frac{\beta^4 L^2}{m^2 \pi^2} \right)$$

$$m = \beta \frac{L}{\pi} \text{ として}$$

$$F = 2EI\beta^2 = 2\sqrt{\epsilon EI}$$

$$\epsilon = \frac{F^2}{4EI}$$

$$\epsilon = \frac{9 \times 10^4}{4 \times 2 \times 10^6 \times 3.41 \times 10^{-4}} = \frac{900}{27.3} = 33 \cdot \text{m}^{-2} =$$

$$3.3 \text{ kg/cm}^2$$

ϵ ははりの幅に対して単位長さ (cm) 当り単位沈下を生ずる反力である。路盤反力係数は次式で表わされる。

$$K = \frac{\epsilon}{\text{はりの幅} = 100 \text{ cm}} = 0.033 \text{ kg/cm}^3$$

これより，安全率が5で，はりがバックリングを生じないためには反力係数は 0.033 kg/cm^3 で十分である。この場合，バックリングを増加させ何らかの原因が次の値以上の変形を起さないならば，スラブは路盤上に支持されていると仮定している。

$$\frac{0.040}{0.033} = 1.2 \text{ cm}$$

(注，何らかの原因で1.2cm以上の変形を生ずるならば計算はもはや成立しない。)

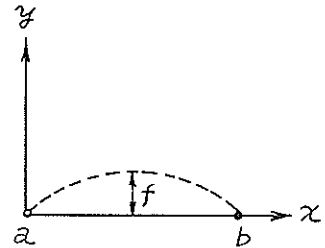
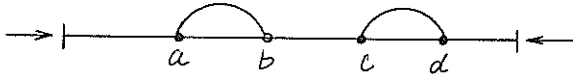
次に別の観点からバックリングの問題を検討してみよう。今度は変形をしない路盤上にあるはりを考える。圧縮力を受けかつ何らかの特別の原因のある場合を考えて、はりの変形が増加するものとする。圧縮力のなす仕事が、自重の仕事の増加された変形の内部エネルギーと等しいと置く。

$$\frac{1}{2}Q \int \left(\frac{dy}{dx}\right)^2 dx = \frac{1}{2} \int EI \left(\frac{d^2y}{dx^2}\right)^2 dx + \int py dx$$

ここに y = スラブのたわみ曲線

Q = 圧 × 力

$$\frac{1}{2} \int EI \left(\frac{d^2y}{dx^2}\right)^2 dx = \text{内部エネルギー}$$



算を簡単にするために、 a, b, c, d 点がピンだと仮定すると ab の曲線は次式で表わされる。

$$y = -\frac{\epsilon}{14}(L^3x - 2Lx^2 + x^4)$$

たわみは

$$f = \frac{5}{16}\epsilon$$

容易に次の式が得られる。

$$Q = 9.8 \frac{EI}{l^2} + \frac{l^2}{\epsilon} \times 0.82$$

これは a, b のような波の数はいくらあってもよい。上式を書きかえて

$$Q = 9.8 \frac{EI}{l^2} + \frac{l^2}{f} \times 0.255$$

f を既知として、 Q は次の場合最小となる。

$$9.8 \frac{EI}{L^2} = \frac{L^2}{f} \times 0.255$$

$$L^4 = \frac{9.8}{0.255} EIf$$

これより

$$L^4 = \frac{9.8}{0.255} \times \frac{6.82}{0.4} \times 10^2 f = 6.52 \times 10^4 f$$

$\int py dx$ = はり自重の仕事量

$$\frac{1}{2} \left(\frac{dy}{dx}\right)^2 dx = \text{はり両端の接近量}$$

y の最大値を数学的に微小なものとする場合（すなわち、何か特別の原因がない場合）はバックリングは起らない。なぜなら、左辺は 2 次の微小であり、右辺の第 1 項は同じ 2 次の微小であるが、第 2 項は 1 次の微小であるので、等式関係は成立しないからである。このことは容易に理解される。しかし特別な適当な原因があると、上式は成立し、もはやりは安定でなくなる。何らかの原因ではりが下図のような形を示すものとする。計

$$Q = \frac{2 \times 9.8 \times 6.82 \times 10^2}{2.55 \times 10^2 \sqrt{f(\text{m})}} = \frac{5.25}{\sqrt{f(\text{cm})}} t$$

もし何らかの理由で $f=10\text{cm}$ となると $Q=166 t$ となり、これは 53 t のプレストレスによる力よりも大きい。従つて縦方向バックリングの危険性はないことが、この計算から推定できる。以上のような考え方は現在までの所実験的に実証されている。

6.5 嵩上げ

アメリカの San Antonio 空港で 6 in 厚の既設コンクリートスラブ上に 4 in 厚の PC を嵩上げたものについてである。LEMCOE および MAHLA は次のように述べている¹²⁾。

(1) 荷重の分配

タイヤ圧 = 115 psi, 主脚重量 = 47,300 lb (DC-6A 機), 一輪の接地面積 = 47,300/2/115 = 206 in², 4 in 嵩上げ

げに対する等価荷重円径 = $a_4 = \sqrt{\frac{206}{\pi}} = 8.11\text{in}$, 6 in

既設スラブに対する等価荷重円半径 = $a_0 = 8.11 + 4 = 12.11\text{in}$ (荷重は 45° に分布するものと仮定) となる。

車輪荷重によるたわみは WESTERGAARD 公式から求めることができる。

$$Z = \frac{P}{8kl^2} \left[1 + \left\{ 0.3665 \log_{10} \left(\frac{a}{l} \right) - 0.2174 \right\} \right]$$

$$\left(\frac{a}{l}\right)^2 \Big] \dots\dots\dots(13)$$

ここに $l = \text{剛比半径} = \sqrt[3]{\frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)K}} \dots\dots\dots(14)$

$E = \text{コンクリートの弾性係数, psi}$

$h = \text{嵩上げの厚さ, in}$

$\mu = \text{コンクリートのポアソン比} = 0.15$

$$K = \text{路盤反力係数} \frac{E^2}{1.5rF_w^{101}} \dots\dots\dots(15)$$

$E_2 = \text{土の弾性係数}$

$r = \text{載荷円の半径}$

$F_w = \text{たわみ係数}$

車輪荷重のうち 4 in スラブが負担する荷重 P_4 . 6 in するそれを P_6 と

$$P_4 + P_6 = 23650 \dots\dots\dots(16)$$

となる。

また嵩上げスラブと既設スラブの垂直たわみは相等しいと仮定するから

$$Z_4 = Z_6 \dots\dots\dots(17)$$

となる。

式(13)から

$$Z_4 = \frac{P_4}{8K_4 l_4^2} \left[1 + \left\{ 0.3665 \log_{10} \left(\frac{a_4}{l_4} \right) - 0.2174 \right\} \left(\frac{a_4}{l_4} \right)^2 \right] \dots\dots\dots(18)$$

$$Z_6 = \frac{P_6}{8K_6 l_6^2} \left[1 + \left\{ 0.3665 \log_{10} \left(\frac{a_6}{l_6} \right) - 0.2174 \right\} \left(\frac{a_6}{l_6} \right)^2 \right] \dots\dots\dots(19)$$

式(15)から

$$K_4 = \frac{2 \times 10^9}{1.5 \times 12.11 \times 0.205} = 537 \text{ lb/in}^3$$

K_4 の値は 6 in スラブと土との複合体である実際の路盤反力係数を表わす。実際にいくつかの場所で土の載荷試験を行なって K_6 の値は 171 lb/in^3 であることがわかった。

式(14)から

$$l_4 = \sqrt[3]{\frac{4.5 \times 10^6 \times 43}{12(1-0.15^2)171}} = 14.63 \text{ in}$$

$$l_6 = \sqrt[3]{\frac{4.0 \times 10^6 \times 53}{12(1-0.15^2)171}} = 22.4 \text{ in}$$

部分的にひびわれの発生した 6 in スラブはひびわれの

発生していない 5 in スラブと等値の厚さであると仮定している。

これらの値を式(16), (17), (18)および(19)に代入して,

$$P_4 = 13,550 \text{ lb}$$

$$P_6 = 10,100 \text{ lb}$$

を得る。

(2) 最大応力およびプレストレス

タイヤの接地形をポルトランドセメント協会(PCA)の方法を用いて計算すると、タイヤ跡の最大径と最小径はそれぞれ 9.92 in および 5.95 in となる。

DC-6A の複車輪荷重下で 4 in 嵩上げスラブの下面の最大引張り応力は、PICKETT および RAY¹⁰⁸ の影響図表から、各車輪に対する 13,550 lb を嵩上げが負担するものと仮定して約 590 psi と求まる。嵩上げスラブは既設の誘導路の一部であるので、動物的荷重の適用によって設計すべきであるが、信頼すべき荷重係数がないので、それを 1.25 と仮定すると動引的張り応力は $1.25 \times 590 = 738 \text{ psi}$ となる。

路盤紙と嵩上げスラブ下面との最大まじつ係数として 1.2 を仮定すると、スラブ中央でのプレストレスの最大損失は 50 psi と計算される。さらにコンクリートのクリープおよび鋼のリラクゼーションによって、プレストレスは 15% 損失すると考えられる。

(3) 解析についての実験的検討

嵩上げ解析上の仮定、特に嵩上げによって負担される荷重の計算法の正当性を調査するため、C-46 車輪荷重 (タイヤ圧 68 psi で 12,850 lb 単車輪荷重) を用いて、嵩上げスラブの下面の直角 2 方向の引張り応力の計測を行なった。その結果は次のとおりである。

航空機の方	縦方向応力 psi	横方向 psi
縦	266	335
横	338	232

C-46 車輪荷重に対しても、前述の DC-6A の場合と同様の考え方を適用してみた。等価路盤反力係数は 566 lb/in^3 で、嵩上げスラブが負担する荷重は車輪荷重 12,850 lb のうち 7300 lb である。この荷重下での主引張応力の決定は WESTERGAARD 公式による。

$$\frac{\sigma_x}{\sigma_y} = \frac{P}{l^2} \left[0.275(1+\mu) \log_{10} \frac{Eh^3}{K \left(\frac{a+b}{2} \right)} \pm 0.239 \right. \\ \left. (1-\mu) \frac{a-b}{a+b} \right]$$

この左に $a^* = 9.51 \text{ in}$, $b^* = 5.70 \text{ in}$, $K = 566 \text{ lb/in}^3$, $\mu = 0.15$, $E = 4.5 \times 10^6 \text{ psi}$, $h = 4 \text{ in}$, $P = 7300 \text{ lb}$ を代入する

と

$$\sigma_x = 2920 \text{psi}$$

$$\sigma_y = 337 \text{psi}$$

が得られる。

計算された最大主応力は、計測された最大主応力の1%以内均値に一致することがわかる。このことはWESTERGAARD 公式を用いて、実際にはこの公式の適用ができない複雑な多層から成る系を、この公式を適用できる等価な単一系へ直して解析する方法が、かなり妥当であることを示すものである。

7 路 盤

BOUSSINESQ の計算によれば、理論的には弾性路盤上のスラブによって与えられる圧力は、スラブの両端末では無限でなければならない。実際には、それは無限ではなく、非常に大きなものであって、これがやがてポンピング現象の原因となる。従ってこの目地の下に大きな支持層が必要となる。原則として、その層の使用を目地の近くに制限することはできるであろうが、目地の下にだけ置くことは非常に複雑であり、この層をスラブ下の全域に拡げる方がよく、実際もそのように行なわれている。

PCスラブは厚さが薄いため、無筋コンクリートスラブの場合よりPCスラブの方が路盤面への圧力は3~5倍も高いが、この圧力は大部分の路盤面に対して耐えられる限界内にある。一方、PCスラブの場合は、目地間隔が非常に大きいので、高級な層を必要とせず、砂層で十分であろう。

PCスラブの場合路盤とのまさつがプレストレスの大きさを支配することになるので、スラブと路盤との接触面に特別の形状を与えて、まさつ係数をできるだけ小さくする必要がある。この層を滑動層と称しているが、この滑動層はPCスラブでは不可欠のものとなる。路盤の上屋をできるだけ大きさの等しい(粘着力をなくすため少なくとも粒径数mm以上)丸味のある粒形の砂層でつくれば、この砂層の移動性能によってコンクリートスラブの長さ変化に容易に追従できるので、砂層コンクリートスラブとの間のまさつを減少できる。このためには、砂層の厚さは数cmとし、路盤は砂層がその中にめり込まないようにしなければならない。砂層がほぼ均一でその表面が平滑にされている限り、3mm以上厚くしてもまさつ力はあまり減少せず、また砂の含水量を変化させてもまさつ力に目立つた影響を与えなかった、という実

験がある。コンクリートの施工が悪いとスラブの下面に凹凸ができ、コンクリートと砂層とを強固に結合してまさつを大きくすることになるので、砂層の上に路盤紙を敷くのが望ましい。路盤紙を2枚重ねるとまさつはさらに減少する。2枚の規の間に石粉またはパラフィン等の層を挿入すれば、2枚の紙の相互間の移動性能が発生する。紙の代りにプラスチックシートを使うことができる。これは高価であるが、完全に耐水性であるという利点があり、そのまさつ減少能力も大きい。この場合も2枚重ねてその間に石粉等を入れると一層有効である。施工例では、砂層の厚さは1.3~2.5cm程度で、2重路盤紙を使用している例も多い。

次に路盤反力係数は、施工例では1.5~8.0kg/cm³程度(試験舗装ではるかに大きい値が得られている例もある)である。ドイツでは7~10kg/cm³を標準としている。WESTERGAARD 公式による場合、K値は計算の中に4乗根として入ってくるので、K値の静的計算におよぼす影響は大きくない。K値が普通の大きさの場合にコンクリートの曲げ応力を100とすると、K値がその1/2に減少する場合この応力は110となる。すなわち、路盤を改良してその支持力を2倍に増加してもスラブの曲げ応力は約10%減少するに過ぎない。このことは、PC鋼材の量を増すかあるいはスラブの厚さを増すことにより基礎工事を相当節約できることを示している。

滑走路等の施工に一般に用いられる幅員5.0~7.5mのコンクリートフィニッシャーは、コンクリートを締め固める場合に、さらに路盤を圧密する作用をも伴う。このため、路盤の性質たとえば反力係数や弾性係数等の値は、施工基面の検査の際の値よりも一般に大きくなっている。計算の際にはこの効果は考慮されないので、実際のスラブは計算上よりも有利な状態に置かれていることになる。

8 目 地

8.1 緊張目地

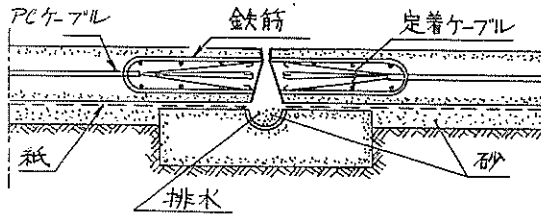
緊張装置を設置するために、緊張しようとするスラブの間に緊張目地を配置する。緊張目地の幅は、緊張装置を使うことができ、しかもPC鋼材の張出端のための遊びが残る程度の大きさでなければならない。最終プレストレスを導入し、シーズ内にグラウト注入したのち、開いたままになっている帯状部空間にコンクリートを打ち特殊構造にしてPCスラブと連結する。この目地の下の

*載荷面の最大および最小軸を a および b とし、PCA 法によってこれを求めた。

コンクリート枕木は、交通荷重によるスラブ端の鉛直方向の移動を防ぐ役割をする。PCスラブを連結した下部構造の上に施工する場合には、このコンクリート枕木を省略することができる。スラブとスラブの間を貫通するコンクリート歯型で、これを均一に配分せずにグループに取りまとめた縦方向PC鋼材の間に置くものや⁷⁷⁾、指型部材を挿入したもの⁵⁹⁾等の特殊緊張目地もある。

8.2 膨脹目地

膨脹目地の施工は、スラブ長さが大きいPCスラブの場合特に重要な問題である。最終プレストレスの導入前に収縮の大部分が終ると仮定しても、まだクリープや温度変働に起因する長さ変化を考慮しなければならない。PCスラブはその長さが大きいので、通常の無筋コンクリートスラブでみられるよりはるかに大きい目地の移動があるから、この目地に用いるダウエルは非常に堅固でコンクリート中の据付けと固定が非常に強くなければならない。そこで、枕木または基礎スラブを目地の下に設置する方法が多く用いられてきている。この方法の主な不便な点は、路盤または支持地盤に不連続性が導入されることである。図一10に示す目地は、上部より下部の方



図一10 膨脹目地

が広がっているが、これは砂や土が目地の中に入り込んだときに、膨脹に際して偏心の圧力が発生するのを防ぐためのものである。スラブがどんな異常な位置にあっても目地が有効な働きをし、80mmまでの長さ変化を補償できる構造の指型部材の特殊目地もある⁵⁹⁾。幅が20~30cm程度のこの種の特殊膨脹目地は、コンクリート舗装上面の異物となるから、非常に入念な施工をしないと交通に開放した場合に、衝撃を与えるおそれがある。このため、多くの場合この種の構造を断念して、スラブ端頭部の前面にのみ厚い鋼板を挿入し、鋼板の相互間隔目地の開きを小さくする方法がとられる。鋼板は目地縁を保護し、完全に平坦な目地壁を作り、万一目地の開きが閉じてしまっても水平圧縮力を均一に支持することができる。

8.3 縦方向施工目地

コンクリート舗装機械の最大作業幅は7.5m程度な

ので、どうしても縦方向施工目地が必要となる。この目地は横方向のプレストレスによってしっかりと閉じられるので、特殊な構造は必要でなく、ほとんどの場合突合せ型となっている。

9 鋼材の腐食

北ドイツの滑走路と南ドイツの誘導路で、PC舗装完成後約1年して、PC鋼線が突然破断し、その末端がとび出す事故があった。これはいわゆるPC鋼材のテンションクラック腐食によるもので、PC鋼材の表面へ遊離水素が浸入したことによって生じたものである。

このPC鋼材の腐食の問題は非常に重要で、その原因、ならびに対策を真剣に追求する価値がある。腐食は、その材料の構造によりあるいはその中に含まれる諸要素により、材料自体の内部原因に基づくことはもちろんである。しかしその基本的な原因は、材料の空げきに浸入し、その中に集まる空気や水を媒質とする外部の有害な諸要素である。最終的には水素がもっとも有害な形で鉄をもろくするような浸食を行なう。これは水素分子ではなく、水素イオンであって、これら水素イオンは、水素原子とはその電子数が不足する点において異なり、鉄棒と接触することにより不足している電子数を集める。このとき鉄は発生期状態で水素原子と接触している。水素原子は金属の結晶と結晶の間の結合部に吸着し、これが大きな圧力となって、鉄の引張りおよび曲げ強度を非常に低くするのである。この浸食は、永久的緊張状態にあるPC鋼材の場合にもっとも多く作用する。このためPC鋼材は、その破壊強度よりはるかに小さい強度で、またその適度とされていた弾性限界以下においてすら破断することがある。従って、浸食性の電角媒質、特に原子水素の発達する媒質の中では鉄の耐久限度（普通は弾性限界の3/4あるいは破壊強度の3/7程度）は非常に小さな値に低下し、実際には存在しない程度に低下（特に引張りおよび曲げ強度で）する危険性がある。

PCスラブは、その厚さが薄く、その両面が広いいため、水や溶解液の浸入に対して毛管現象が起りやすい状態にある。このほか、その下面は、特別な注意が払われない限り、毛細管をもつ土と密接な関係にある基礎の上に置かれ、その上を通してガス（酸素とくに炭酸ガス）を溶解した水を上昇させ、同時に、塩分を含んだ電解質が非常に希釈された状態で存在するものを上昇させる。溶解したこれらの要素は、多少強い吸湿性をもつスラブのなわに浸入する。路盤を構成する土はスラブによっておおわれるために蒸気面がなくなり前には蒸発面であったその厚さまで毛細管上昇の有効高さが伸びる。

コンクリートの毛細管に浸入する水に溶けた塩分の電解質は、スラブの上表面からの蒸発によって、コンクリートのなかに凝縮する。このことは、鉄筋を電気分解によって促進される腐食のために適当な状態におくことになる。

この防護対策として第一に考えられることは土の毛細管による水の上昇を遮断する防水下敷層を建設することであろう。この方法は、凍結しない基礎を作るためにも使用される方法の一つであって非常に有益である。

スラブの下敷（あるいは連続的基礎）をソイルセメントによってつくっても、これらはやはり浸透性であり、吸湿性である。しかし、これらは安定しており、他に不浸透性の表面をつくるより、あるいは毛細管の孔を塞いで防水表面をつくるよりは適当な方法といえる（たとえば、歴青溶液によつてソイルセメントの表面にしみ込ませる方法）。良質の裂けにくい紙を、不浸透性、排水性および非腐食性にし、これを路盤紙として使用することも有効な方法である。

PC鋼材の腐食の危険性をおさえる第二の手段は、セメント自体の選択に関係する。

鉄筋防護被膜を生成する遊離石灰は、電解質である。

このほか、ポルトランドセメントには、少量のアルカリや溶解性の石こうは、いずれも電解質で電解腐食の原因となることが出来る。この点から、セメントの電解質含有量を多くしないために、PCには、塩化カルシウムを含む混和剤を使用してはならないという意見が出た。

第三番目の対策、これはもっとも重量で確実な方法すなわち密実なコンクリートをつくることである。これは良質で適当な粒度の骨材を用いること、富配合としてセメントペースを十分にすること、水セメント比を低く抑えること（この水セメント比は多くとも45%、できれば40%）十分に締固めること等によって得ることが出来る。良質の減水剤を使用することも推奨される。密実であると同時に不浸透性のコンクリートをつくるために、前にも述べたとおり、単位セメント量を多くし、均一性を与え、骨材をセメントペーストの被膜で十分に包むことが必要である。均質なコンクリートを得るため、粒度の良好な砂や砂利等を、用いることが大切である。

一方、単位セメント量を過大にすると、たとえば、400kg以上にすると、亀裂の危険性が生ずる。また、粉末度の異常に高いポルトランドセメントも亀裂の危険性がある。

要設すれば、良質の材料を用い適切に設計された配合のコンクリートを入念に施工すれば、実用的には相当に水密的なコンクリートを作ることができ、これにおいて、PC鋼材を保護することが大切である。

第2部 空港におけるPC舗装施工例

表-1は空港における内外のPC舗装の施工例を、取り纏めたもので、各例についてその要点を以下に述べる。

表-1 空港におけるPC舗装の施工例

年	空港名・場所	長さ (m)	幅 (m)	厚さ (cm)	プレストレス(kg/cm ²)		プレストレスング	備 考
					縦	横		
1947	Orly, R/W (仏)	420	60	16	34	34	縦・アバット, 横 1 m 間隔の 30-φ5 ケーブルの Post.	縦方向に45°の鋼製ローラー目地。1×1mのプレキャストスラブから成る底辺120m, 高さ60mの直角三角形スラブ。K=1.5.
1950	Caselle, R/W (伊)	12	11	10	40	40	縦・横・12-φ5 直交ケーブルの Post.	プレストレスはコンクリート打ち込み後10日で導入
1951	Heathrow, T/W (英)	108	37	17	39	39	縦・アバット 横・30-φ5 ケーブルの Post.	縦方向に45°の鋼製ローラー目地, 89×89mのプレキャストスラブから三角形スラブ。
1951	Schipol, A/P (オランダ)	119	30	12	48	48	縦・横・1 m 間隔の10-φ5 直交ケーブルの Pre.	プレストレスはコンクリート打ち込み後2週間で導入。50cm 砂層の上に10cm コンクリート層その上に2mmのアスファルト層, k=2, f=0.25

1952	Patuxent, (米)	153	4	18	21 21 48 48	縦・横・14cm 間隔の φ15ストランドのPost. 横の1部は46cm 間隔 のφ25鉄筋	砂粘土まじりの76cm 厚の砂利層の上に2.5cm 厚の砂層およびクラフト紙。k=27.7, f=0.5 試験舗装
1953	Orly, T/W (仏)	430	25	18	33 18 69	縦・アバットで107m 間隔の3連平板ジャッ キ。横・1.33m間隔の12 -φ7ケーブルのPost.	弾性引張りアバットで舗装スラブと50cm間隔 の12-φ7ケーブルによって連結, 冬季に横方向 にひびわれ, その後閉じた。107×5mの長方形 スラブ。
1954	Maison- R/W Blanche, T/W (仏)	2438	61	18	最小 18 88	縦・アバットで330m 間隔の4連平板ジャッ キ 横・1.33m間隔の12- φ7ケーブルのPost	弾性引張りアバットで舗装スラブと40cm間隔 の12-φ7ケーブルで連結・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, k=7, f=1.0.
1955	San Antonio, T/W (米)	24	23	10	30 30 12 12	縦・横・4φ6.4 直交ケ ーブル・Post.	厚さ15cmの破損したコンクリートスラブの嵩 上げ, プレストレス量2種について比較。
1956	München, R/W (独)	350	30	14	12 12	縦・30cm, 横・33cm 間隔の直交ケーブル・ Post, デュビダーク法	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ッシング 110×7.5mスラブ. k=8
1956	Gatwick, A/D (英)	89	68	13	21 12	縦・30cm, 横・150cm 間隔の直交ケーブルの Post.	滑剤塗布の路盤紙2枚, f=0.5
1957	Sharonville, T/W (米)	18	20	10	25 22	縦・横・20cm 間隔の 鋼棒のφ6.4 鋼棒の Pre,	厚さ15cmのコンクリートスラブ上の嵩上げ。 試験舗装
		152	23	18	25 17		PCスラブは, 路床上, コンクリート基礎上お よびたわみ性舗装上に舗装または嵩上げ
		152	15	23	28 14 14 28	縦・横・鋼棒による Post. 横・1部異形鉄 筋	路盤の厚さ10cm 46cmの2種で, 共に1.3cm 砂層と防水紙がその上にある。k=1.1~2.8, 試験舗装
1958	Hannover, R/W (独)	1276	45	14	11	縦・横・直交ケーブル のPost. デュビダーク 法	50cm 厚の凍結防止砂利層106×7.5mスラブ k≥27
1958	Niedersa- chsen, R/W (独)	715		15	12	縦・ケーブルのPre. 横・ケーブルのPost.	
1959	Biggs, T/W (米)	472	23	23	25 12	縦・58cm間隔の12-φ 4ケーブル, 横・71cm 間隔の6-φ6.4 ケー ブルのPost.	コンクリート強度61kg/cm ² (材令1日) のとき 部分プレストレッシング。152×7.6mスラブ。 k=5.5, f=0.75
1953	Vienna, R/W T/W	1000 1080	45 22	15	20 20 10	縦・φ3.9鋼線のPre. 横・2.7m間隔の24-	247m間隔に1.2m幅の緊張目地を設け, クリー プ等が終了してから, ジャッキで追加プレスト

	A/P (オーストリア)	434	52		16		ケーブルの Post.	レスを導入し、ジャッキ除去後コンクリートで埋める。
1959	Melsbroeck, R/W (ベルギー)	3385	45	18	最小 12	15	縦・アバットで 330m 間隔の 5 連平板ジャッキ, 横・1.75m 間隔の 12-φ7 ケーブルの Post.	重力式固定アバット, 110m 間隔の中間目地でコンクリート強度が 40kg/cm ² とき 12kg/cm ² の部分のプレストレッシング, 330×7.5m スラブ k=6
	T/W	350	23	10	36	36	縦・Pre. 横・80cm 間隔の 8-φ7 ケーブルの Post.	長さ 12m, 幅 1.24m の平行四辺形の長さ方向にプレストレされたプレキャストスラブから成る
	Woodbourne, R/W (ニュージーランド)	45	45	15	22	22	縦, 横・110cm 間隔の 12-φ7 直交ケーブルの Post.	コンクリートは打込み後 48 時間で部分プレストレッシング. 縦施工目地 3.6~4.5m 間隔 k=11. f=1.4
1960	Köln-Bon, R/W (独)	3800	60		18	12	縦, φ14 鋼棒, 横・φ14 および φ18 鋼棒の Post.	コンクリートは打込み後 18~24 時間で部分プレストレッシング, 1964 年に長さ 1835m, 幅 45m の滑走路で地盤改良
		T/W	3560	23			デュビダーク法	
1960	Lemoove, T/W (米)	156	23	15	26	16	縦・71cm 間隔の 8-φ6.4 ケーブル, 横・94cm 間隔の 6-φ6.4 ケーブルの Post.	15cm 厚の下層の上に 15cm 厚のソイルセメント層で, その上に 2 重ポリエチレンシート. f=0.3
1960	Fairchild, R/W (米)		23		22	17	縦, 横, 鋼材による Post. または Pre.	プレストレッシング法は施工業者に一任, 最大スラブ 191×7.6m, k=2.8~8.3, f=0.6
		T/W	15		25	20		
1960	Maison-Blanche, R/W (仏)	2350	45	16	最小 18	10	縦・アバットで 200m 間隔の平板ジャッキ, 横・1.33m 間隔の 12-φ5.3 ケーブルの Post.	弾性引張りアバットで, 舗装スラブと 45cm 間隔の 12-φ7 ケーブルで連結
1964	大阪, A/P (日)	60	40	15	23	23	縦・64cm 間隔の 12-φ5 ケーブル, 横・29cm 間隔の φ12.7 ストランドの直交 Post.	路盤上 2cm 砂層, その上に路盤紙, 45×5m スラブ, k=5.5, f=1.2
1965	NATO, R/W (南西ヨーロッパ)	4000	60		25	25	縦・50cm 間隔の 63-φ13 ケーブル, の Pre., 横・50cm 間隔の 6-φ13 ケーブルの Post.	緊張台間隔 667~680m, 緊張台間 (500m ²) を 15~20 時間で連続にコンクリート打ち, 特殊構造目地その他施工機械等の考案, (90~130)×7.5m スラブ
		T/W	3,20	30	16	28		

注: R/W……滑走路, T/W……誘導路, A/P……エプロン, Post.……ポストテンション方式, Pre.……プレテンション方式 k……路盤反力係数 (kg/cm³), f……まさつ係数 (スラブと路盤間)

1 フランスの Orly 空港

1.1 試験スラブ

(1) 概要

PC滑走路の建設に先立って, PC試験スラブを施工した。これは, PC工法の利点を実験的に確かめるため

と, プレスト量およびスラブ厚さについての資料を得るためのものである。

スラブの大きさは, 一辺 14m, 厚さ 16cm の正方形で (図-11 および 12), 15cm 間隔で直交する 2 方向に直径の鋼線 12 本から成るケーブルでプレストレスを与える。プレストレッシング法は滑走路の場合と異なるが, スラ

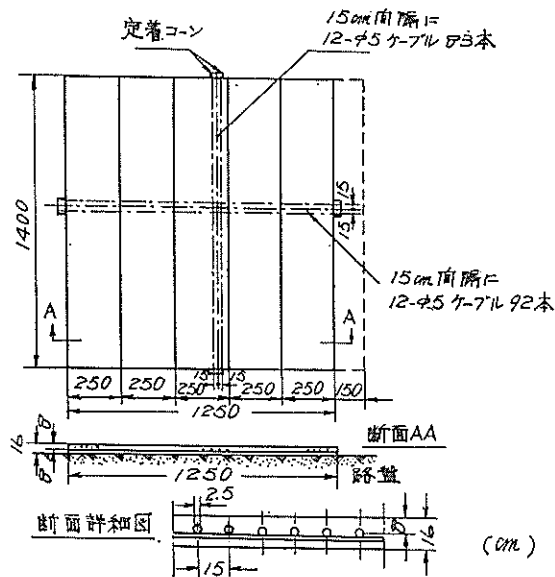


図-11 試験スラブ

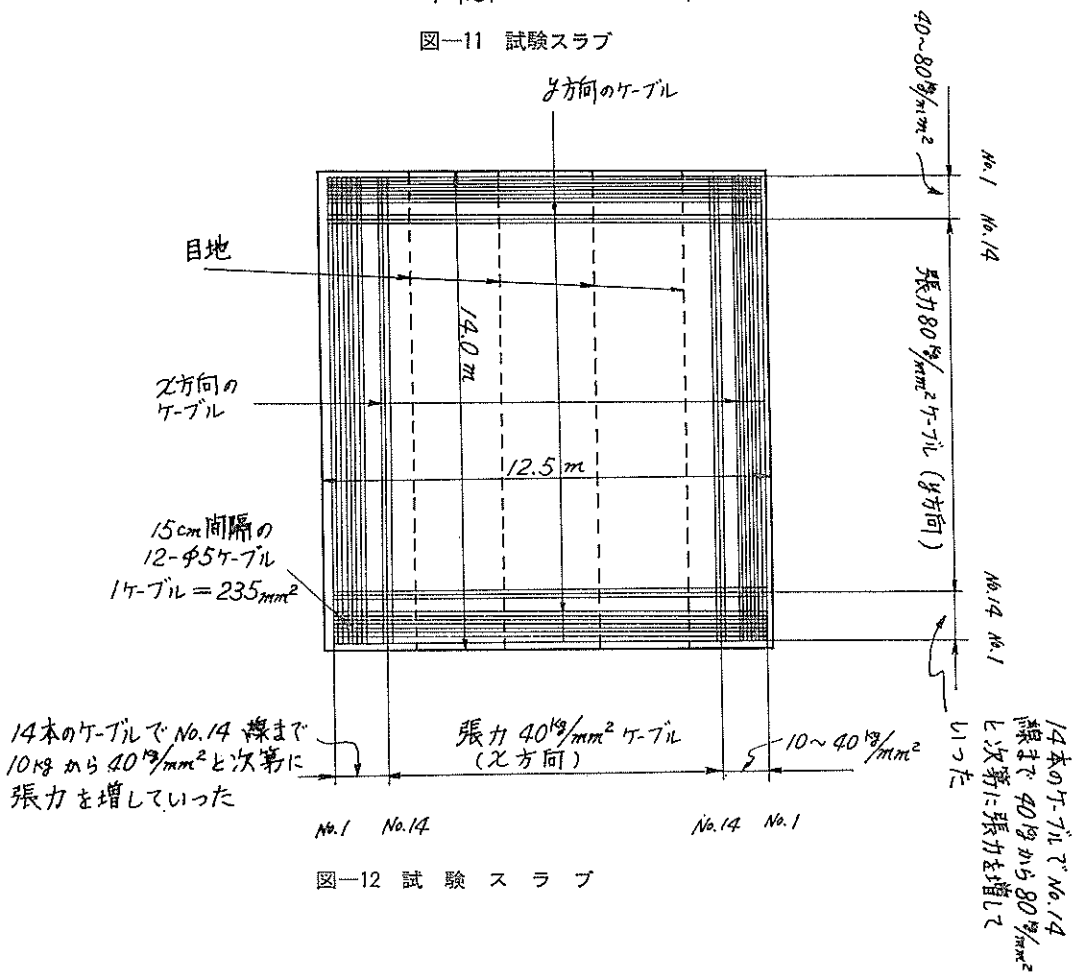


図-12 試験スラブ

ブ厚さは滑走路の場合と同一である。プレストレス量は、 $0 \sim 80 \text{ kg/cm}^2$ まで任意に与えることができ、最適値が決定されるようにしてある。路盤の影響を調べるため、スラブは、路床上に、その一部は 5 cm 厚さの砂層上に、一部は 80 cm の砂層上に置かれた。厚さ 80 cm の砂層は、正方形の対角線の一边の $1/3$ に中心のある一辺 4 m の正方形の区域を埋めもどしてつくられたものである (図-13)。

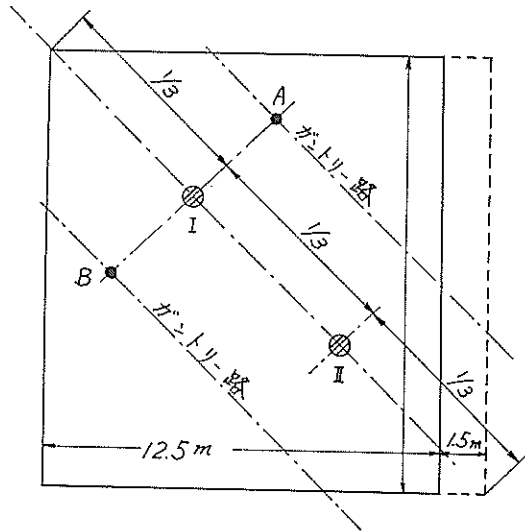


図-13 試験スラブ

載荷試験は、 140 t までかけられるジャッキおよび直径 1 m 、厚さ 50 cm の非常に剛性の大きいコンクリート製台座を用いて行なわれ、スラブのたわみとひずみが測定された。

(2) 結果

(a) 5 cm 砂層部分の試験 (点 I)

—プレストレスは順次 $80-40$, $40-40$, $40-30$, $20-30$, $20-20$, $10-10$, $0-0$, $20-20$, $20-30$, $34-34$ および $40-40$ とした (これらの2つの数値は直角2方向のプレストレスの大きさを単位は kg/cm^2 である)。荷重は 0 t から 140 t までである。載荷板の周辺に大きい残留たわみが認められ、 115 t 作用させた後での残留たわみは約 5 mm であった。 130 t と 140 t との間の荷重を繰返し載荷した後、プレストレスの減少と共に、この残留たわみは 9.2 mm に達した。次に 130 t を繰り返した後、プレストレスの増加と共に、残留たわみは事実上増加しなかった。非常に興味のある結果の1つは、 85 t の荷重 (設計荷重と考えられている) に対して路盤の残留たわみは最初の載荷で生じたが、その後増加しなかったことである。また最大荷重 140 t の

とき、プレストレスが $10-10$ 以上ではひびわれは発生しないが、 $10-10$ 以下のプレストレスでひびわれを発生させたのち、プレストレスを次第に増加させて試験すると、 $20-20$ のプレストレスの場合 85 t 載荷時にひびわれが開口し、 $40-40$ プレストレスの場合 100 t 載荷時にひびわれは開口した。これはプレストレスの作用が良好なことを示す。この場合のひびわれは負のモーメントによってスラブ底面にはひびわれは発生しているのである。安全率を (スラブの抵抗モーメント) \div (設計荷重による負のモーメント) によって表わすと、この値は約 2 となる。これはもちろん、スラブが 85 の設計荷重に対して、 $85 \times 2 = 170 \text{ t}$ 荷重に抵抗できるということを意味するものではない。なぜなら、モーメントは、作用する荷重よりも急速に増加するからである。結局 85 t の荷重は十分な安全度で許容できる荷重であることがわかった。

(b) 80 cm 砂層の部分の試験 (点 II)

結果は前記のものと同じ性質のものであったが、そのたわみは前記の場合より非常に小さく (約 $2 \sim 25$ の分1)、上記計算式による安全率は 85 t に対して約 3.5 であった。

(c) 結論—無筋コンクリート舗装の場合は、荷重の下でひびわれが全く起らないような十分な強さを与えることが必要である。この条件は、ひびわれが生じたら再び閉じることがなく、その後作用する荷重に対して最も弱いところとなるから、絶対守らなければならない。一方 PC 舗装の場合は、正のモーメントでスラブ底面にひびわれが生じないことは必要でない。なぜなら、荷重が除去されると、ひびわれは直ちに閉じるからである。逆にひびわれは、スラブの強度に不都合なく負のモーメントを増大させる効果がある。しかし、負のモーメントは正のモーメントに比較してはるかに小さく (約 $1/5$)、適当な安全率でひびわれも発生せず、スラブはそのままに保たれる。スラブ表面のひびわれは、スラブが破壊する直前に発生する。ひびわれに抵抗するコンクリートの引張り強度は 40 kg/cm^2 であることがわかったので、もしプレストレスを 33 kg/cm^2 とすれば、総強度は $40 + 33 = 73 \text{ kg/cm}^2$ となり、プレストレスを与えないコンクリート強度の約 3 倍のものとなる。また PC スラブのモーメントは、無筋コンクリートスラブのその $1/5$ なので、同じ安全率としても約 15 倍の荷重に耐えることになる。

1.2 滑走路

(i) 概要

(a) 施工年度

試験舗装について満足な結果が得られたので、1947年に、滑走路の一区域 PCで施工した。

(b) 滑走路の大きさ

長さ420m、幅60で、いくつかの準備調査ののち厚さは16cmとした。

(c) 設記荷重

135 tの航空機を対象とし、設計車輪荷重は84 t（これは衝撃荷重に関する値であり、静車輪荷重68 tの25%増のものである）とし、この荷重が半径0.50mの円（または0.75mと0.35mの軸のだ円）に集中することになる。

(d) 路盤

この施工が決定されたとき、施工基面の土工作業は終了していた。すなわち、ソイルセメント砂層を置き、そ

の上に30cm厚のコンクリートスラブを施工するものとされていた。しかしPCスラブは厚さが16cmなので、施工基面を補正するためソイルセメントの厚さを増加する必要がある、結局、路盤は24cm厚のソイルセメントと5cm厚の砂層から成りさらに砂層の上にアスファルト紙を置いたものであった。

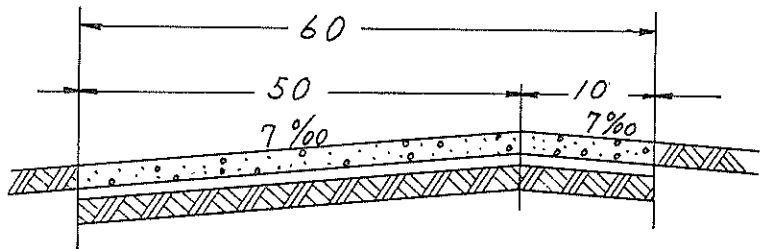
(e) 縦断面

縦断勾配は非常にゆるやかである。

(f) 横断面

0.7%勾配の2つの傾斜面で構成され、その頂点は滑走路北端から50mのところである。これは、将来滑走路幅を100mに拡張することを見越したためのものである。

(図-14)



(m)

図-14 滑走路断面図

(g) スラブの形状

長さ420mの滑走路は、縦軸に対し45°の目地で分割され、高さ60m、斜辺120mの直角形6個および1辺60mの等辺三角形2個から成る(図-15)。均一なコンクリ

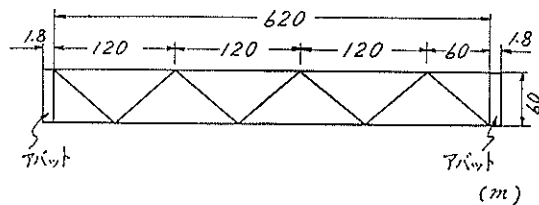


図-15 滑走路断面図

ートおよび高強度コンクリートを得るため、普通の所は1×1mのプレキャスト正方形スラブで、目地部分では正方形を切り落した形のプレキャストスラブを用いた。

(h) 目地

目地には、中心間隔2.5cmで直径2cmの鋼ローラーが鉛直に置かれ、これらのローラーは、厚さ3mmの鋼板2枚にはさまれている。ローラー間の空けきにはアスファルトが詰められている(図-16)。目地の下には、

厚さ18cm、幅50cmの現場打ちのコンクリート枕木が設置されている(図-17)。

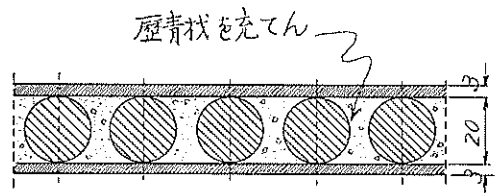


図-16 目地詳細 (mm)

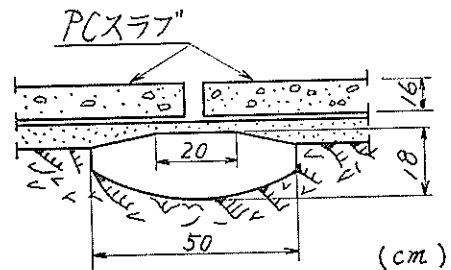


図-17 目地のコンクリート枕木

(i) PCケーブル

高強度の直径 5 mm の鋼線 30 本を束ねたケーブルを 1

m 間隔に横方向に配す。ケーブルはスラブ端部で 3 組に分けられ、特殊な形のスラブ中に定着される (図-18)。

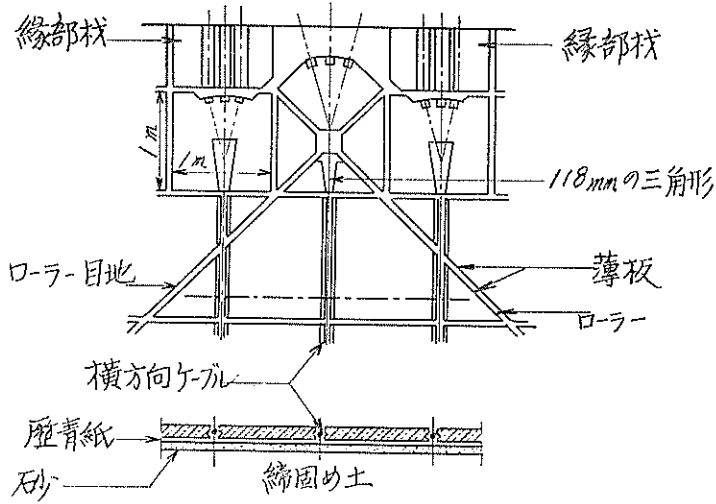


図-18 PCケーブル定着部

(j) アバット

スラブは、滑走路両端にあるアバットで支承される。アバットは、長さ60m、幅1.80mのスラブで、深さ8m、に埋設した12本の鉛直パイルをコンクリートで連結した

もので構成されている。アバットは、滑走路中心線に対し直角方向のプレテンション方式によるものと、滑走路中心線方向で歴青紙に被覆されて平行に配置されたケーブルとによりプレストレスが与えられている (図-19)。

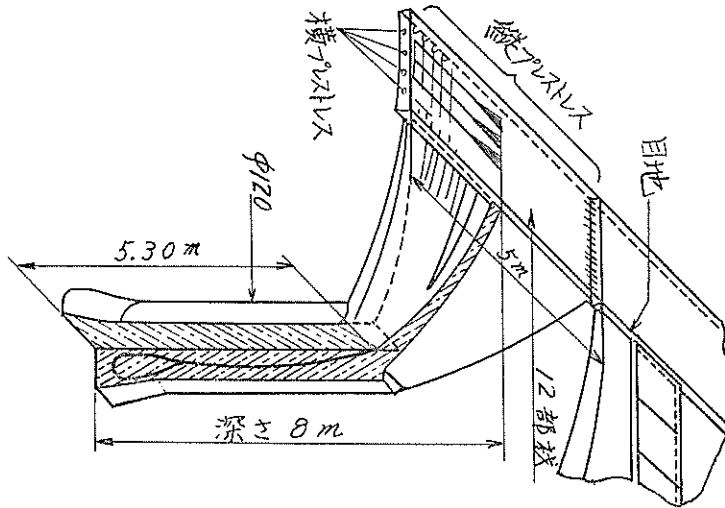


図-19 アバット詳細図

(2) 施工

(a) コンクリート打込み

コンクリートは中央プラントで練り混ぜた。1×1m スラブの型わくは、鋼製であったが、プレキャストスラブは少しいびつになることもあった。プラントは、1日

に360個のプレキャストスラブを製造することができるもので、これは舗装面360m²に相当する。

(b) コンクリートの配合

単位量はそれぞれ、セメント400kg、水120~130kg、砂875kgおよび砂利1050kgであった。骨材の平均粒度は

表一2 コンクリート骨材の粒度

砂	平均粒径 (mm)	重量百分率 (%)	砂利	平均粒径	重量百分率 (%)
	0.11~0.22	2		10~15	0.5
	0.22~0.5	3		15~20	8.2
	0.5~1	33.5		20~25	29.7
	1~2	21.6		25~30	32
	2~5	25		30~40	28.5
	5~10	15		40~50	1.1
	10~20	10			

表一2のとおりである。20cm 立方体による圧縮強度試験および14×14×75cm 角柱による曲げ強度試験を毎日行ない、その材令28日の平均強度は次のとおりであった。

	圧縮強度(kg/cm ²)	曲げ強度(kg/cm ²)
セメント 1号	315	23.0
" 2号	315	23.5

セメント 3号 285 22.7

(c) スラブの設置

重量350~400kgのスラブは、クレーン2基で持ちあげられ設置場所までトロによって運搬された。そしてさらに4基のクレーンで敷設されたが(図-20)、適当な敷設装置がなかったため、スラブ間の少々の高低差は避けられず著しいものは2~3mmであり、平坦度は目地

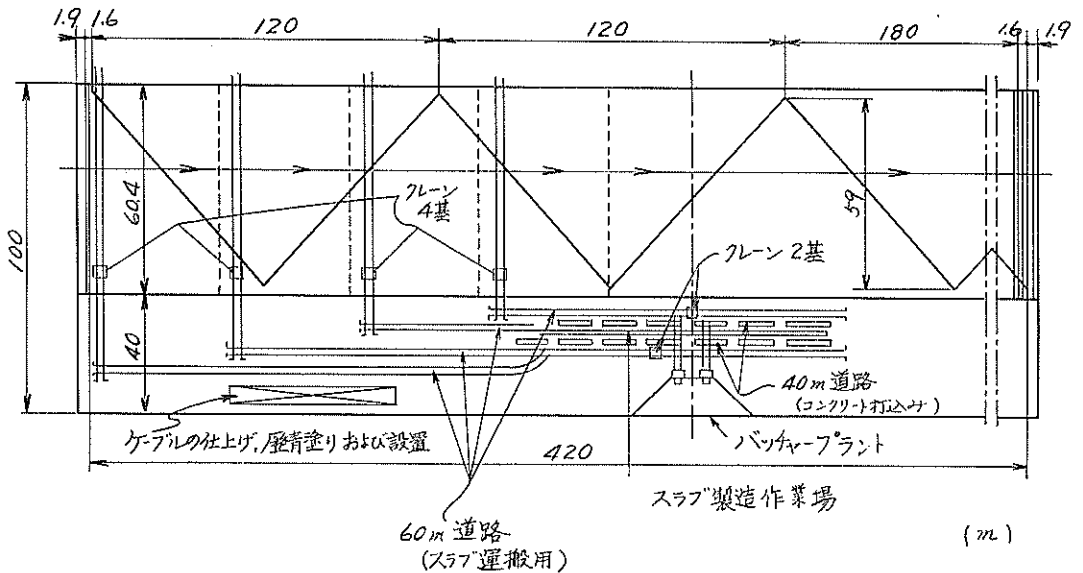


図-20 現場配置図

によって修正した。

(d) 目地の設置

スラブ間の縦方向目地は、1 m³の砂にセメント600kgを配合した硬練りのモルタルを充てんした。横方向目地は、ケーブルを設けた位置の下面までは同じ方法によった。斜め目地用のローラー装置は、あらかじめ2.8mの

部材として準備されており、ローラーは鋼板に4点で軽く溶接されている。鋼板とコンクリートスラブの間の空げきには、スラブ間の場合と同様にモルタルで充てんされた。

(e) プレストレッシング

ケーブルは、アスファルトに浸漬した後、クラフト紙

で巻き、更に防護のために砂をかぶせた。工事が進むにつれて、ケーブルを横目地中に設置し、水圧ジャッキによって緊張した。プレストレスは次のように行なった。

第1期：240m離れた西側から東側に向って、応力を27 kg/cm²から0 kg/cm²まで直線的に減少させながらかけていった（ケーブルの張力75kg/mm²）。

第2期：180m離れた東側から西側に向って、応力を27 kg/cm²から0 kg/cm²に直線的減少させながらかけていった（ケーブルの張力75kg/mm²）。

第3期：75kg/cm²となっているケーブルに、均一なプレストレスが27kg/cm²となるように引張り力をかけた。

第4期：コンクリートのプレストレスが33.5kg/cm²と

均一になるよう、ケーブルの引張り力を90kg/mm²に増加した。

(3) 作用

滑走路の縦軸に直角方向に配置されたケーブルによって、スラブ中のすべてに均一な圧縮応力を作用させようとしている。ケーブルに引張り力をかけると、直角三角形の斜辺に動きを起すことになり、この動きは附近のスラブの反作用で妨げられ、その結果スラブに伸びを生じさせる。この伸びはアバットに抑えられるから、滑走路の縦軸と平行な応力を発達させることになり、目地が45°になっているので、目地がまさつなして作動するとすれば、この応力は、横方向応力と等しくなる（図-21）。観点を変えると、滑走路を構成しているくさびが、

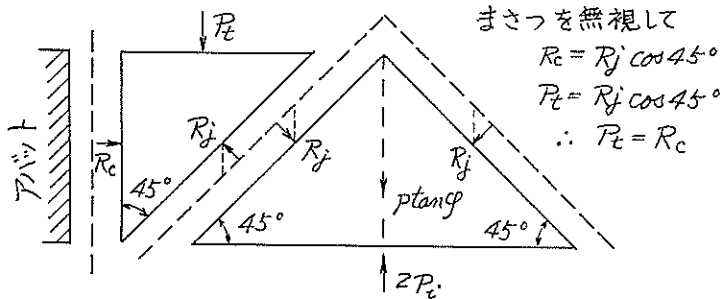


図-21 スラブ中の応力分布

ケーブル緊張作業の結果、相互に押し合うような形になり、全体はアバットによって支承されることとなる。

アバットには、コンクリート中のプレストレスが33 kg/cm²であれば、約53t/mの力が作用することになり、この力は、アバットの作用で地盤に圧力とまさつによって伝えられる。

(4) 与えられたプレストレスの推定

横方向プレストレスは、緊張作業中にPC鋼材に与えた引張り力が測定され、さらに伸びも測定されているから、容易に計算できる。一方縦方向のプレストレスは、縦および横方向のひずみを測定して、実験的に検討した。ひずみ測定用の標点の位置を図-22に示す。測定結

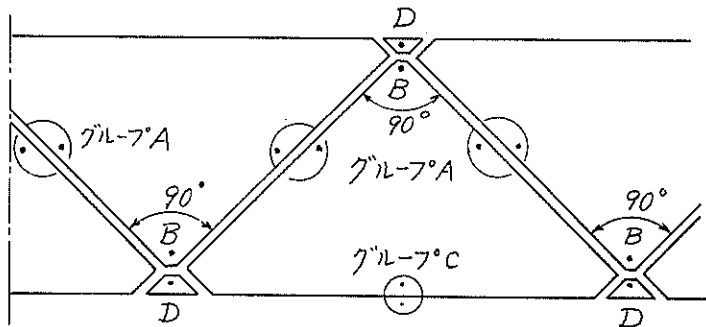


図-22 ひずみ測定用標点の位置

果は、縦方向プレストレスを正確に求めることができるようなものではなかったが、定性的な資料を得ることが

できた。なぜなら、緊張作業中に滑走路には各種の原因（温度作用、コンクリートの乾燥収縮、スラブ間の目地

の詰まり状態、緊張作業時のケーブルの非対称作用による三角形全体の変位等)が作用したからである。同じ温度での横方向の縮小は11.3mmで、縦方向のそれは80.8mmであった。これよりおおよそ $11.3 : 60 = 80.8 : 420$ が得られ、縦および横方向の応力の差は小さいものであることがわかった。

ところで、スラブに最初に引張り力をかけるときは、スラブは全部が完成しているわけではなく西側アバットによる縦方向の反力は、すべて路盤上のまさつによって平衡が保たれたのである。それは東側の端にわずかの移動しか確認できなかったことから明らかでこれより、まさつ係数は約0.22に等しいと推論することができた。

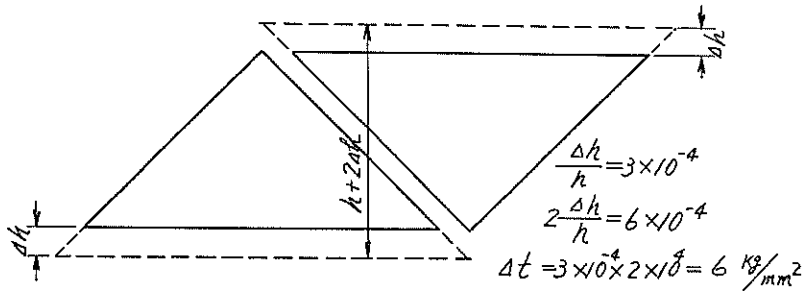


図-23 温度変化の影響

る(図-23)。

温度変化を受けた滑走路の移動を実験的に測定した。結果、縦方向の変化は、横方向変化に等しいことがわかった。まさつ係数を前述の推定値の2倍の0.5と仮定し、舗装スラブの重量を400kg/m²とすれば、1m²の舗装スラブの移動に対する抵抗水平力は200kgである。1m間

隔の2つの垂直断面内の応力の差は $\frac{200}{16 \times 100} = \frac{1}{8} \text{ kg/cm}^2$ である。従って、横方向のプレストレスは、このまさつ応力によって次のように変化する。 $N \pm \frac{30}{8} N \pm 4$

kg/cm² (温度上昇の場合は+記号)。この応力変化は、

長さ変化を生じ、横方向全幅について $60 \times \frac{\frac{4}{2}}{2 \times 10^6} =$

$\frac{60}{10^6} \text{ m}$ すなわち0.6mm変化する。これは温度1°Cの変

化に相当する。これによって1°Cの温度変化に対して、滑走路のまさつによる応力は、温度影響による長さ変化を打ち消すことになる。温度が変化し続けると移動が生ずることになり移動は温度の関数となりこれは実験結果の曲線を十分説明するものである。

(5) 減度および湿度の影響

滑走路が熱を受けて、たとえば温度上昇があると膨張する。湿度の変化も同様であって、温度変化の影響と組み合わせられる。まさつを無視すると、滑走路は一樣な温度変化に対してほとんど自由に膨張、収縮して、滑走路の1つの三角形に影響を与える。25°Cの差があれば、60mの長さで 3×10^{-4} の伸縮になり、PC鋼材は $2 \times 3 \times 10^{-4}$ 伸縮することになる。もしPC鋼材の温度がスラブの温度に追従するとすれば、PC鋼材自体で 3×10^{-4} 伸縮するから、引張り力の変化は $\epsilon E = 3 \times 10^{-4} \times 2 \times 10^4 = 6 \text{ kg/mm}^2$ となり、最初の応力90kg/mm²の6%程度に相し、この程度の変化は無視してよいと考えられ

次にローラー目地の作用を検討する。この目地は完全なものではなく、作用するためには力が必要である。Nを目地単位長さ当りの垂直力、Tをローラーを作用させるために必要なせん断力とすると、 $T = N \tan \phi$ となる。tanφが求まればNとTとはモールの円から容易に求められる(図-24)。N₁を横方向プレストレス、

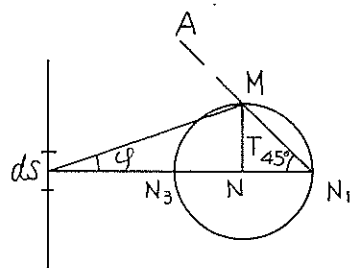


図-24 モールの円

N_3 を縦方向応力とすると、φが小さいとき $N_3 = N_1 -$

$2 N_1 \tan \phi$ となり、たとえば $\tan \phi = \frac{1}{10}$ のとき $N_3 = 0.8$

N_1 、 $T = 0.1 N_1$ となる。スラブ上のある点の移動を考

えると、たとえば図-25に示したように、AはA'に移動せずA''に移動する。よって $DD' = Aa + aA''$ あ

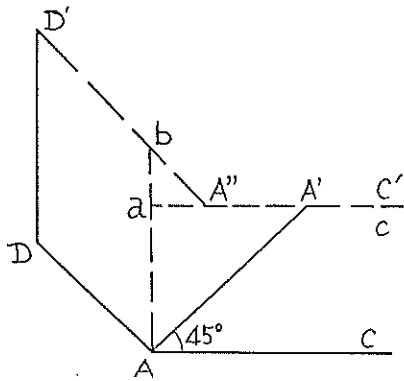


図-25 目地部の変形

るいはポアソン比を考慮しないで $DD'=1.8CC'$ となる。得られた曲線から目地のまさつは非常に小さいものであることがわかり、従って縦方向および横方向のプレストレスは余り異なった値ではないことがわかる。

(6) バックリング

横方向プレストレスはPC鋼材によって与えられ、こ

の圧縮力は断面の重心位置の近くに作用しているため、バックリングの可能性はない。一方縦方向プレストレスは、滑走路の両端のアバットによって与えられるにすぎず、バックリングの可能性はある。しかし計算結果（第1部44参照）によると、滑走路に与えられた圧縮力の3倍以上の圧縮力が作用しないとバックリングの危険はないことがわかり、また実際の施工によっても、バックリングの危険性のないことが確かめられた。

(7) 載荷試験

(a) 概要

載荷試験は滑走路の完成後に実施された。載荷板の直径は90cmで、荷重分布を良くするため3cm厚の砂層を載荷板とスラブの間に置いた。荷重のジャッキの能力は100tで、スラブのたわみを測定した。載荷位置はスラブ中央と目地部（目地に接する）とであった。

(b) 中央部の試験——荷重は0から100tまで増加したが、たわみは、荷重より急激に増加し、特に荷重の小さい範囲でその傾向が大であることがわかった。図-26は85t荷重に対する荷重の中心のたわみ断面図を示す。ス

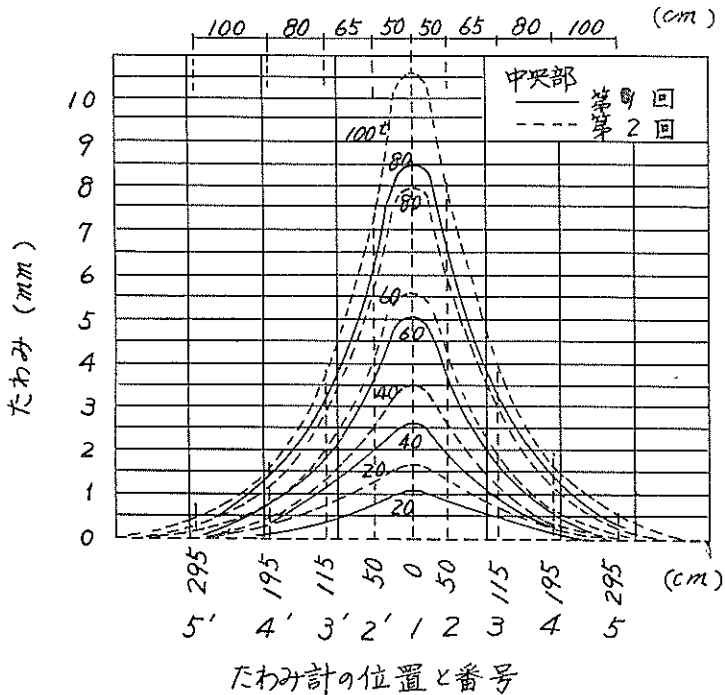


図-26 たわみ曲線

ラブのたわみは載荷中心を軸とする回転面に近いものである。正の曲げモーメントでは著しいひびわれは生じな

いであろうと、当初考えられた。しかし、たわみ曲線を円弧と仮定すると、45mの曲率半径となる。ひびわれが

ないときの最小曲線半径は近似的に $R = \frac{E \cdot h}{2N}$ である。

ここに、 h はスラブ厚さ、 N は引張り応力、 E はコンクリートの弾性係数であり、 $E = 2 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ 、 $N = 73 \text{ kg/cm}^2$ (これは 33 kg/cm^2 プレストレスと 40 kg/cm^2 のコンクリートの引張り強度とを加算したものである)。

$h = 16 \text{ cm}$ とすれば、 $R = \frac{200,000 \times 16}{2 \times 73} = 220 \text{ m}$ となり、

45mよりは相当大きくなる。これは、載荷点の下のスラブにひびわれのあったことを示すものである。スラブ中央と点2との間のたわみ曲線の接続角から、ひびわれの大きさの程度がわかる。この角度は $0.555/100$ ラジアンであるから、全開口幅は $0.555 \times 16/100 = 0.9 \text{ mm}$ となる。

さらに、スラブの中心の曲げモーメントを DE L'HORTET の理論により計算して、ひびわれの存在を確認することができる。これによると荷重 100 t の場合、引

張り応力度は $250 \sim 290 \text{ kg/cm}^2$ であり、 30 t 程度の荷重の下でひびわれが発生し始めていることがわかった。次に、負の曲げモーメントは荷重と共に急激に増し続ける。DE L'HORTET の理論によると、負モーメントは正モーメントの約 $1/6$ であるから、この負モーメントによる引張り応力度は $290/6 = 50 \text{ kg/cm}^2$ 程度であり、この応力後はプレストレス 33 kg/cm^2 だけ減少され、コンクリートの引張り応力度は 17 kg/cm^2 となる。しかし、DE L'HORTET の理論による負のモーメントは不確実であると考えられる。

0~90 t サイクルを50回繰り返し載荷試験を行なったが、スラブ上面にひびわれは1つも発生せず、荷重中心における残留たわみは急速に完定した。すなわち、15回繰り返した後は、たわみは 1.05 cm となりそれ以上変らなかつた。

(c) 目地部の試験

たわみ曲線 (図-27) は、前記の試験のそれと非常によく似ており、目地の機械的効果を証明している。しか

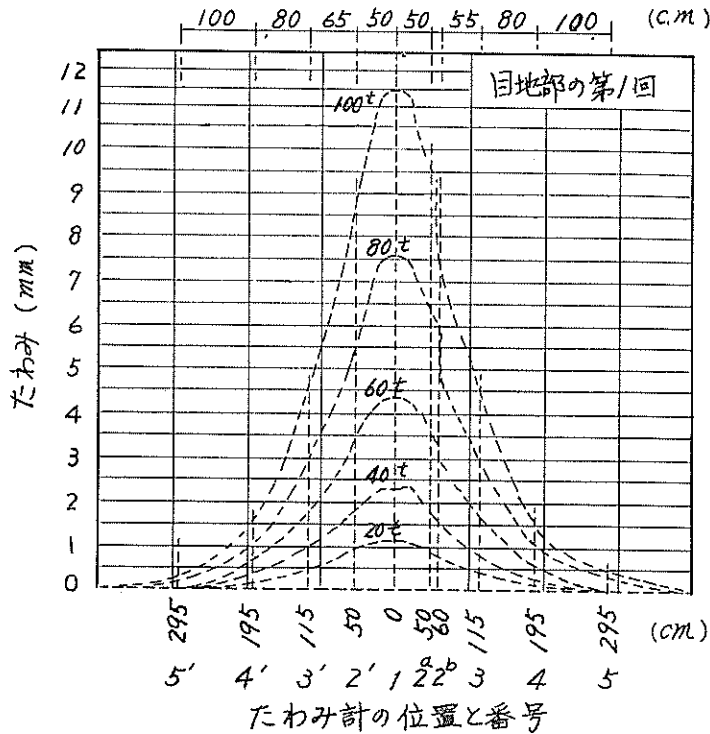


図-27 たわみ曲線

も目地の端と端では荷重 100 t で、 1.9 mm に達する変位が存在する。このことから、せん断力の一部が目地によって伝達されないと推論できる。実際には 85 t 荷重の下に

ある場合の路盤反力係数は 1.9 kg/cm^3 という値が得られる。荷重が作用せず、荷重の中心に対して対称な部分 (図-28) である目地の側の路盤の沈下体積の差を計算

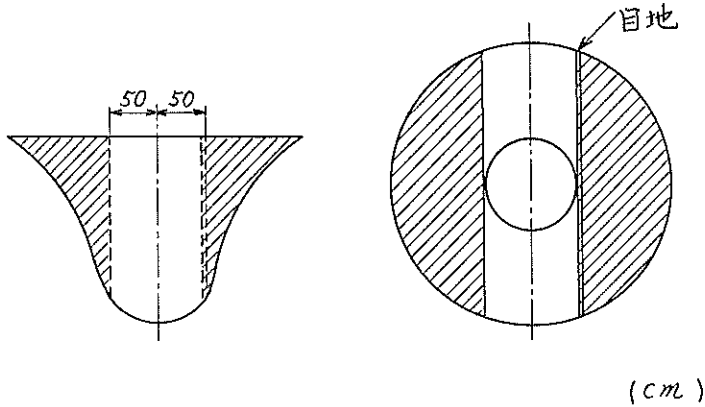


図-28

すると、85 t 荷重で 510cm^3 となる。上述の $1.9\text{kg}/\text{cm}^3$ に対してこの値は $510 \times 1.9 = 1\text{t}$ の力に相当する。従って目地により伝達されないせん断力の一部は、非常にわずかなものである。同様に、目地により伝達される曲げモーメント、せん断力および鉛直方向板上のコロのまさつ係数の最低限画が決定できるであろう。長さ 1 m 当りの目地は 14 t のせん断力を伝達することができ、そのときのまさつ係数は 0.26 以上である。曲げモーメントについては、100 t 荷重の下で、1 m 当り $750\text{kg}\cdot\text{m}$ 程度である。

(8) 路盤反力係数

理論的には正確ではないが、沈下は路盤反力に比例する

ものとして、次の係数を規定する。 $M = \frac{\text{反力}(\text{kg}/\text{cm}^2)}{\text{沈下}(\text{cm})}$

普通の場合反力係数は、直径 75 cm の剛性板に載荷して

沈下を測定して求めた係数であって、 $K = \frac{\text{反力}(\text{kg}/\text{cm}^2)}{\text{沈下}(\text{cm})}$

(1.25 mm の沈下のとき) とされる。この仮定は、75 cm の板に対して 1.25 mm の沈下のとき $M = K$ である。求められたたわみ曲線から、65 t 荷重のとき $M = 300\text{kg}/\text{cm}^2$ 、86 t 荷重のとき $M = 1.60\text{kg}/\text{cm}^2$ となる。

(9) 30 cm 厚のコンクリートスラブと 16 cm 厚の PC スラブとの比較

滑走路は 420 m 区間を PC で、残りを 30 cm 厚のコンクリートで施工したが、舗装工費は両者とも同じ程度のものであった。

DE L'HORTET の理論によって直径 0.90 m の円板載荷で、荷重 100 t のときの各種反力係数を用いて計算すると ($E = 2 \times 10^6\text{kg}/\text{cm}^2$ とした)、表-3 のようになる。

表-3 PC スラブと無筋コンクリートスラブの比較

反力係数 (kg/cm^2)	16cm 厚 PC スラブ			30cm 厚コンクリートスラブ		
	中央たわみ (cm)	中央応力 (kg/cm^2)	中央反力 (kg/cm^2)	中央たわみ (cm)	中央応力 (kg/cm^2)	中央反力 (kg/cm^2)
1		330		0.57	128	0.57
2	0.94	290	1.88	0.41	110	0.82
4	0.63	250	2.52	0.28	99	1.12
6	0.5	230	300	0.19	92	1.15
10		200		0.17	86	1.70

DE L'HORTET の式から、たわみは十分近似的に

$1/\sqrt{KEI}$ で変化することがわかる。ここに K は路盤反力係数である。両スラブのたわみ、応力および反力の比はそれぞれ約 2.5 であり、路盤の支持力を十分に利用するためには、スラブの厚さを減少させることが有利である。

PC は約 $70\text{kg}/\text{cm}^2$ の引張り応力に抵抗でき、普通コンクリートは同じ条件で $40\text{kg}/\text{cm}^2$ の引張り応力に抵抗できる。例えば $K=2$ に対して許容荷重は、PC スラブでは 24 t、コンクリートスラブでは 27 t であり、両者はほとんど同じである。従って、ひびわれを生じない荷重しか PC スラブに作用させないとすれば、これは、その中央に載荷された 30cm 厚のコンクリートスラブと同等であろう。しかし実際には、コンクリート舗装は目地

によって切断され、荷重が目地近くに作用すると、発生する応力は中央に載荷された場合に生ずる応力よりも大きい。また、PC スラブは下側のひびわれの発生を許容する。このことから、PC スラブは同じ完全度で 30cm 厚のコンクリートスラブよりもはるかに大きい荷重を支持することとなるのである。

2 イタリアの Caselle 空港

(1) 施工年度

1950年に、試験を目的として、最も不利な荷重を受ける場所にある主滑走路に PC スラブが施工された。

(2) PC 舗装の大きさ

長さ 11.6m、幅 10.85m で、厚さ 10cm とし、外辺で 13cm まで増加された (図-29)。

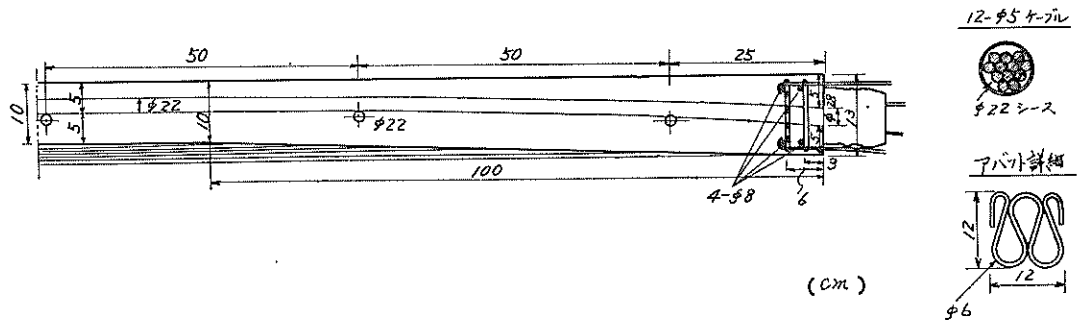


図-29 PCスラブの縦断面図

(3) プレストレッシング

プレストレスは、直径 5 mm の鋼線 12 本から成るケーブルで縦および横方向に直角に与えられた。ケーブルは内径 22mm のシースを通し、スラブの厚さの中間位置に配置した。コンクリートの圧縮強度は $385\text{kg}/\text{cm}^2$ で、コンクリート打込み後 10 日で、ケーブルをジャッキによって緊張した。このときのプレストレスは $48.2\text{kg}/\text{cm}^2$ であるが、応力の減少を考慮すると約 $40\text{kg}/\text{cm}^2$ と考えられる。

(4) コンクリート

コンクリートは水セメント比 0.34 で、早強ポルトランドセメントを使用し、材令 8 ケ月の圧縮強度は $500\text{kg}/\text{cm}^2$ 以上であった。

(5) 路盤

PC スラブは、厚さ 15cm の貧配合のコンクリートの基礎の上に施工した。

(6) 荷重試験

実験結果を計算結果と比較し、PC スラブを他の普通

コンクリートの $4 \times 7.50\text{m}$ スラブと比較するために、弾性限画の範囲内および範囲外の変形を測定した。これらの試験結果は、Orly 空港の試験における結論を確証するものであった。すなわち、正の最大モーメントでスラブ下面のひびわれを発生させるひずみは可逆性で、PC スラブの安全性を害するものではないということである。このことは、スラブの計算が、負の最大モーメントでスラブ上面にひびわれを発生させる限画荷重に基づいて行なわれなければならないことを示している。

3 イギリスの Heathrow 空港

(1) 施工年度

Orly 空港に使用されたものと同じ方式によって、1951年に誘導路に PC 試験スラブを施工した。

(2) PC 舗装の大きさ

長さ 108m、幅 36.6m、厚さ 16.5cm で、これは 1 辺 89 cm の正方形のプレキャストスラブ (Orly 空港と同じように目地附近では三角形に切った) から成っている (図

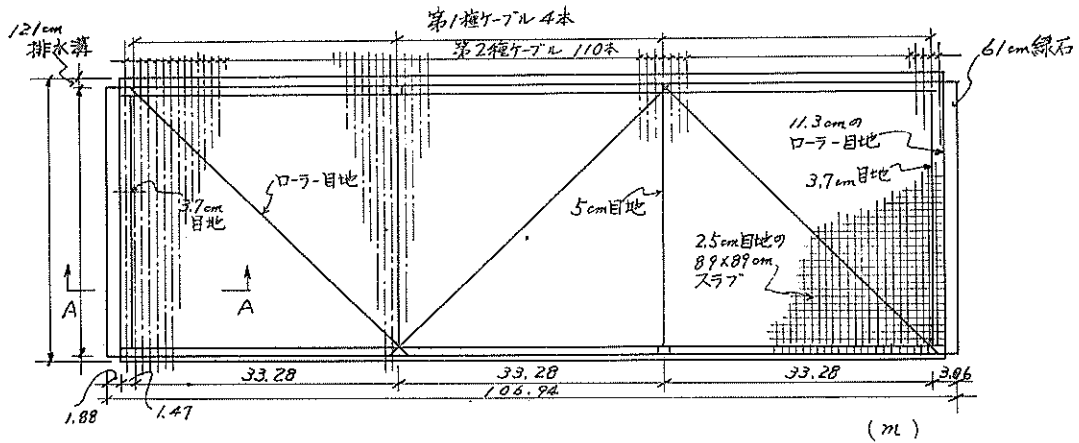


図-30 誘導路平面図

-30および31)。

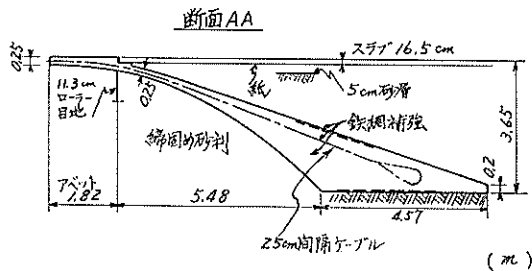


図-31 アバット

(3) 荷重

設計荷重は、61 tの単車輪荷重または140cm間隔の2個の車輪による73 t荷重であった。

(4) 路盤

PC舗装区域の半分は、粘土質土の路床の上に砂層を置きその上に歴青紙を敷いた。残りの半分は、突き固めた20cm厚の砂利上に5 cm厚の砂層を置きその上にクラフト紙を敷いた。

(5) プレストレス

PCケーブルは直径5 mmの鋼線30本から成り、スラブの横目地にある溝の中に通し歴青紙で巻いた。ケーブルは110kg/cm²で引張られ、これによりコンクリートには初期プレストレス38.7kg/cm²が導入された。Orly 空港と同じように、横方向プレストレスは全方向とほぼ等しい圧縮(なぜなら、実際には路盤とのまさつおよび目地によるまさつは零ではなく、アバット附近では縦圧縮が減少するから)を、45°の斜め目地と両端のアバットによって与える。斜め目地は、Orly 空港の場合と同様に、2枚の薄板の間にある鉛直軸のローラーから成って

いる。

(6) コンクリート

コンクリートの配合は、セメント：細骨材：粗骨材＝1：1.64：3.05で、水セメント比は0.4である。圧縮強度は仕様書の条件によれば、立方供試体で246kg/cm²であったが、実際に得られた値は325～492kg/cm²であった。

4 オランダの Schiphol 空港

(1) 施工年度

飛行機の大形化、ジェット機化のためエプロンを拡張することが必要となった。従来のエプロンの欠点は主として目地の不備に起因しているため、スラブの寸法をできるだけ大きくするよう計画され、1951年にエプロンの拡張工事にPCスラブが施工された(図-32)。

(2) PC舗装の大きさ

PCスラブの大きさは長さ119m、幅30mで、厚さは12cmであった(図-33、34および35)。

(3) 荷重

設計荷重は、直径75cmの円影板に25 tの荷重とされた。

(4) 路盤

厚さ0.5mの泥炭層(この層の下に深さ1 m程度の粘土層があり、それに続いて4 mの粘土質砂層がある)を砂に置き換え、その上に10cm厚のコンクリートを打つた。このコンクリート作業床はプレストレス用のアバットとして利用され、その単位セメント量は325kgである。コンクリート上に厚さ2 mmの歴青層を敷き、その上にPCスラブを施工した。計算上路盤反力係数は2 kg/cm³、路盤まさつ係数は0.25が採用された。

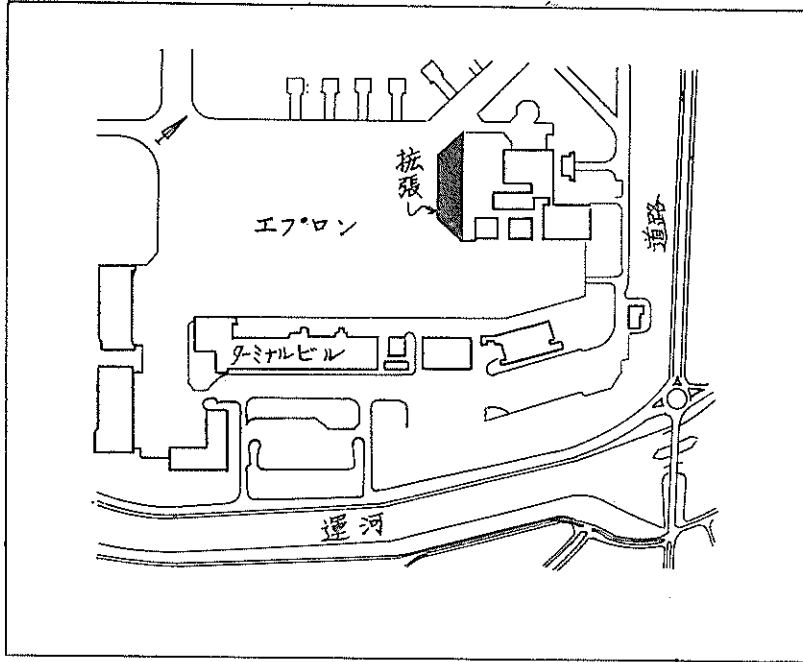


図-32 PCエブロンの位置

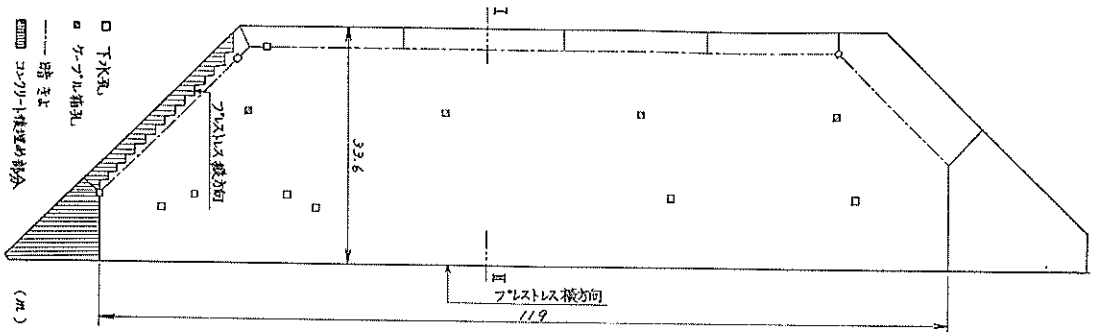


図-33 エブロン平面図

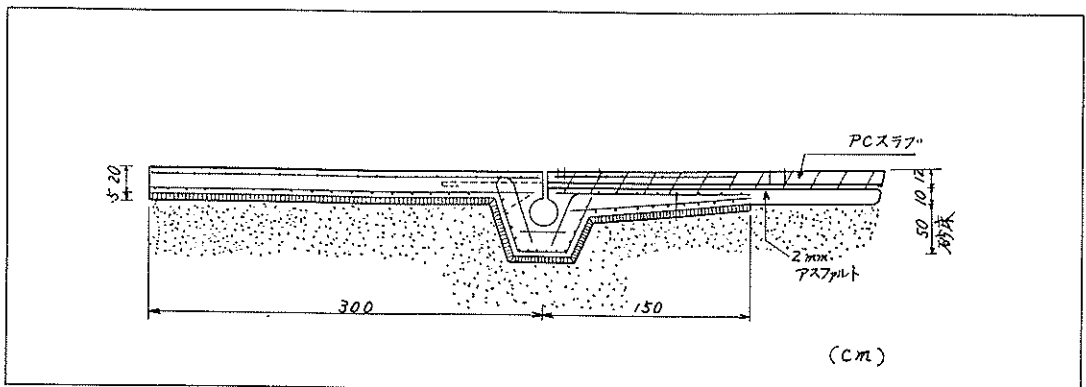


図-34 図-33のI断面

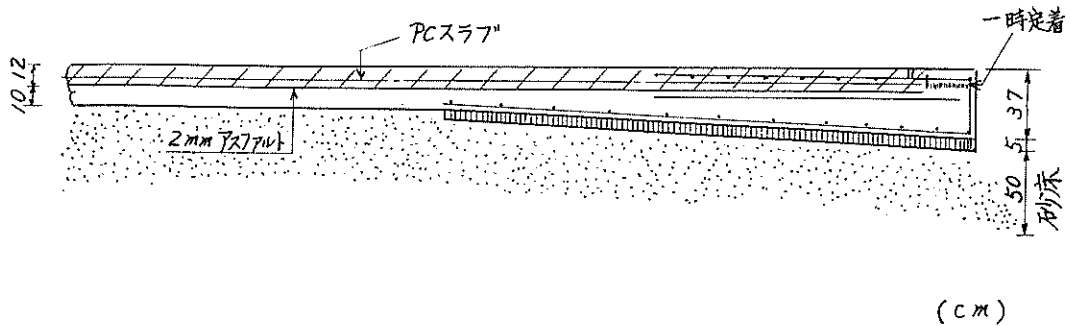


図-35 図-33のII断面

(5) プレストレッシング

プレストレスは、直径5mmの鋼線10本から成るケーブルによって、プレテンション方式で、1m間隔に2方向に与えられた。ポストテンション方式の場合は、シースが長いときそのグラウチングが困難で、付着も特に良くなれない。またプレストレスの際まさつ損傷が発生し、一方ケーブルの中心からスラブ下面までの距離がかなり遠くなるため、破壊モーメントの決定のための内側の応力中心距離が小さくなる。これらの困難をなくすために、プレテンション方式を採用した。緊張はジャッキにより、その圧力計は毎朝調整した。ケーブルは一方の側でコンクリートに定着され、他方の側では定着装置に定着されている。この定着装置は鋼製シリンダーから成り、2つの半円筒形のくさびでケーブルを定着することができる。約1500本のケーブルを緊張する間に、4つのケーブルがコンクリートで定着した部分でスリップした。これらケーブルは再び穴に通し、スラブ中に切り込んだ穴に設けた定着ブロックで定着した。プレストレスコンクリート打込み後約2週間して導入されたが、PCケーブルの引張り開始時の応力度は約 $100\text{kg}/\text{mm}^2$ に達した。

(6) 作業床

プレテンション方式では、アバットを必要とするが、これには10cm厚のコンクリート作業床を利用した。作業床の縁は、偏心モーメントのためこれを重くして補強した。これらの縁は同時に、PCスラブの縁部の補強することになる。縁部の鉄筋の長さは安全率3として計算されたが、縁部は施工の都合上実際には計算値よりも重くつくられた。なお、このスラブのひびわれが心配され、霜の時期を経過したが、ひびわれは全く見られなかった。

(7) コンクリート打込み

PCスラブ用コンクリートの単位セメント量は 350kg

である。コンクリート打込みの間、作業床の上に立てたピンをガイド標識とした。これらのピンの周りにボール紙の箱を置いて、PCスラブの形が変わることを可能にした(図-36)。

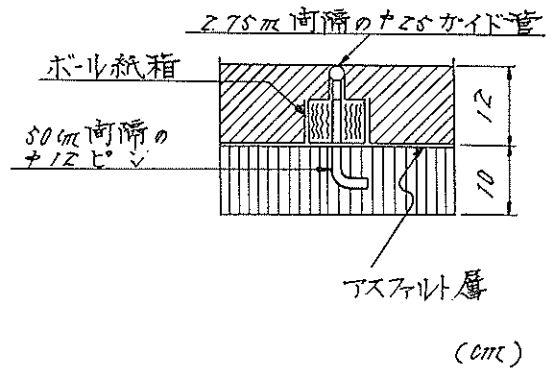


図-36 ガイドの取付け

5 アメリカの Patuxent 飛行場

(1) 施工年度

1952年にPC舗装に関する研究および開発計画がたてられ、その可能性と経済性が検討されたのち、PC試験スラブが施工された。

(2) PCスラブの大きさ

長さ153m、幅3.7mで、厚さは17.8cmである。

(3) プレストレス

プレストレスはポストテンション方式によって縦横直角2方向に与えられ、その大きさは $21\sim 48\text{kg}/\text{cm}^2$ の範囲を調整しうるものであった。横方向の一部には鉄筋だけ使用した。

(4) 路盤

路盤は厚さ76cmの砂と粘土まじりの砂利層から成り、

その上にまさつを減ずるためにクラフト紙の上に敷いた厚さ2.5cmの砂層を置いた。砂層を置く前に測定された路盤反力係数は 27.7kg/cm^2 であった。この値は非常に乾燥した時期に測定され、舗装が完成した時点ではこの値は、多分もっと小さくなっていただと思われる。スラブの載荷試験から、路盤反力係数を求めようとしたが、この値はたわみと共に変化し一定値を求めることができなかった。

(5) コンクリート

コンクリートの曲げ強度は材令28日で 53kg/cm^2 であった。

(6) 載荷試験

スラブの耐荷能力は、単一荷重や繰返し荷重に対して共に予想していたよりも大きく、使用した設計法(WESTERGAARD)の公式はこの場合あてはまらないことがわかった。また 10.5kg/cm^2 程度の小さなプレストレスでも、路盤とのまさつ損失に十分抵抗でき、まさつ係数は、この種の工事では0.5にしてよいことがわかった。

スラブは熱やプラストによって悪影響は、さらに、縦方向にだけプレストレスを与えた場合より2方向にプレストレスを与えた場合の方が、スラブの耐荷力は大きいことがわかった。

6 フランスの Orly 空港

6.1 概要

(1) 施工年度

1947年の舗装は、技術的には成功であったが、経済的には従来の方と比較にならなかったため、工費を引き下げることに改善が加えられなければならなかった。そこで1953年に試験PC誘導路を建設し、スラブ厚さ、縦方向のプレストレス、プレストレス量およびアバット等に改良が加えられた。

(2) 誘導路の大きさ

PC舗装は、長さ430m、幅25m、厚さ18cmである。縦方向施工日地間隔は5mである(図-37)。

(3) 路盤

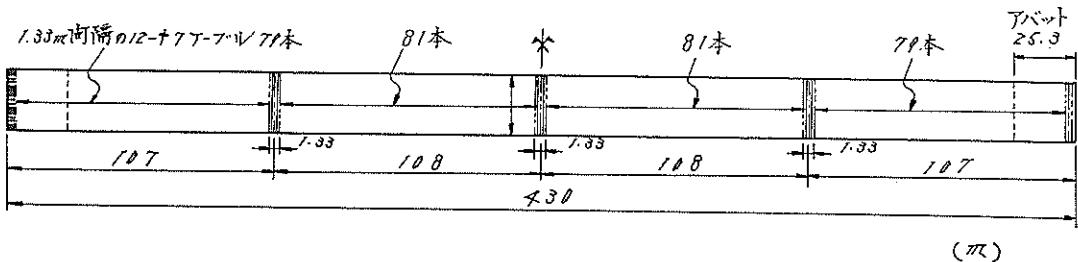


図-37 誘導路平面図

PCスラブは厚さ20cmの砕砂層の上に施工された。

(4) コンクリート

単位セメント量は330kgで、コンクリートは従来の振動締固め機によって、一層に打ち込んだ。

(5) プレストレス

横方向プレストレスは、コンクリートの収縮後1.33m間隔に配置された直径7mmの鋼線12本から成るケーブルによって、 18kg/cm^2 だけ与えられた。PCケーブルは、舗装厚さの中央の直径5cmの孔を通し、舗装スラブ両端でフレシネー・コーンによって定着された。縦方向プレストレスは、あらかじめ製作された“作動目地”と称する3基から成るフレシネ式平板ジャッキを使用して与えられ、平板ジャッキは、107mの間隔に横断面のコンクリート枕木の上に置かれた。平板ジャッキは3個用意しうち1個にモルタルを注入してプレストレスを導入し、他の2個は、後での使用または必要に応じて新たに

縦方向のプレストレスを与えるための予備とした。(図-38)。縦方向プレストレスは、中心の 69kg/cm^2 から端部の 33kg/cm^2 まで異なり、最も不利な温湿度変化に対してどの点でも 18kg/cm^2 以下にならないように調整した。

プレストレスは次のように行なった。コンクリート打込み後にまず横方向ケーブルを、その両端末で同時に働くフレシネー・ジャッキによって 120kg/mm^2 で緊張した後、腐食を防護するためケーブルを安全に包むのに必要なモルタルをシース内に注入した。次にアバットのケーブルを、誘導路の両端部に 33kg/cm^2 の圧縮応力を与えるように、緊張した。縦方向プレストレス導入の際、局部的隆起やバックリングを起す可能性のある大きな縦圧縮から生ずる不利益を避けるためには、特にジャッキがスラブに対して正確な位置に置かれ、完全に軸方向の力を作用するよう注意した。

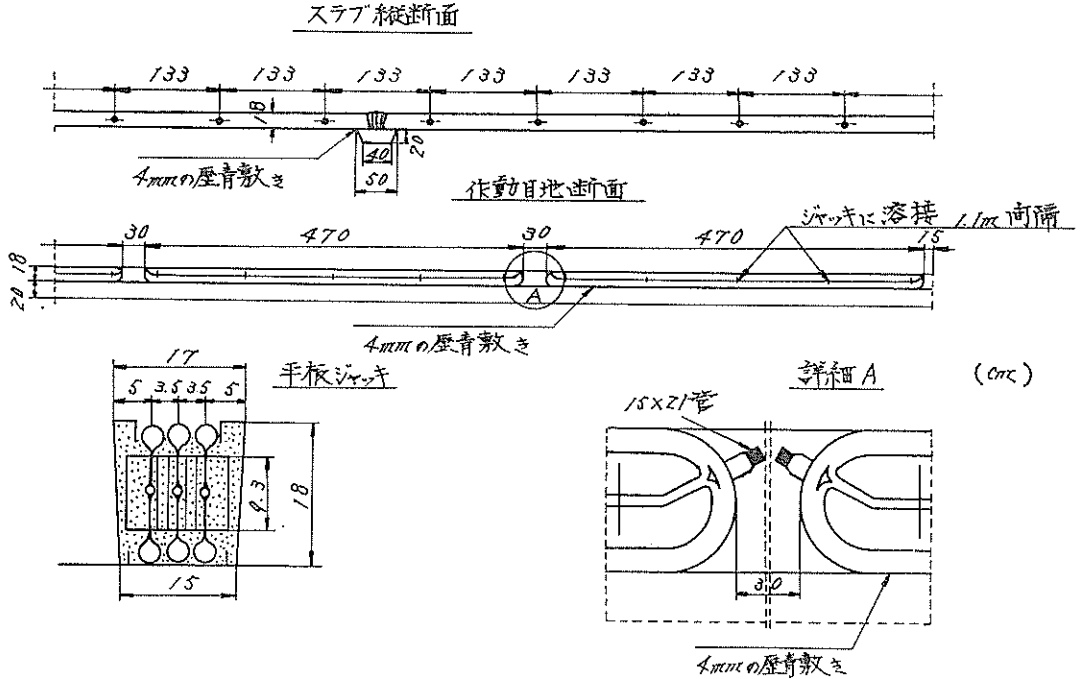


図-38 作 動 目 地

(6) アバット

両端に、導誘路幅(25m)と同じ2つのアバットがある。各々のアバットは、長さ25.3m、厚さ15cmのコン

クリートスラブから成り、これを次第に深く舗装の下に埋設したもので、一番深いところで3mに達し、その端末は9mの長さで水平に伸びている(図-39および40)。

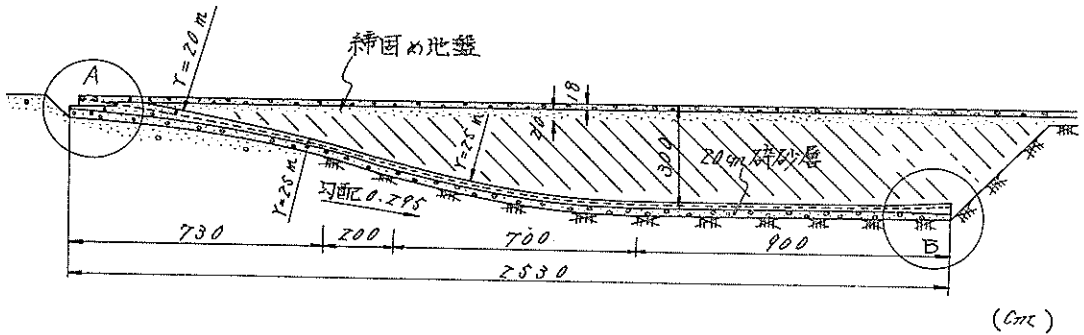


図-39 ア バ ッ ト

アバットは締め固めた盛土で覆われており、誘導路によって引き起される水平方向圧に対するアバットの平衡は、コンクリートスラブに傾く地盤のまさつ力、さらに盛土の重量が加わって働くまさつ力によって保たれる。PCスラブとアバットとの間の水平方向応力の伝達は、50cm間隔で配置された直径7mmの鋼線12本から成るケーブルによって行なわれ、そのケーブルの一端は誘導路の端末に置かれたフレシナー・コーンに定着され、他端

はアバットの端末に適当な方法で結びつけられている。またケーブルは、舗装厚さの中央にある金属管の中を通って、その中で自由に滑動する。ケーブルはその管のところで、人工ゴムのしゃへい物によって巻き、腐食に対して保護した。温湿度による長さの変化を自由に吸収するため、誘導路端部とアバットの間には弾性目地を施けた。

6.2 温湿度変化の影響

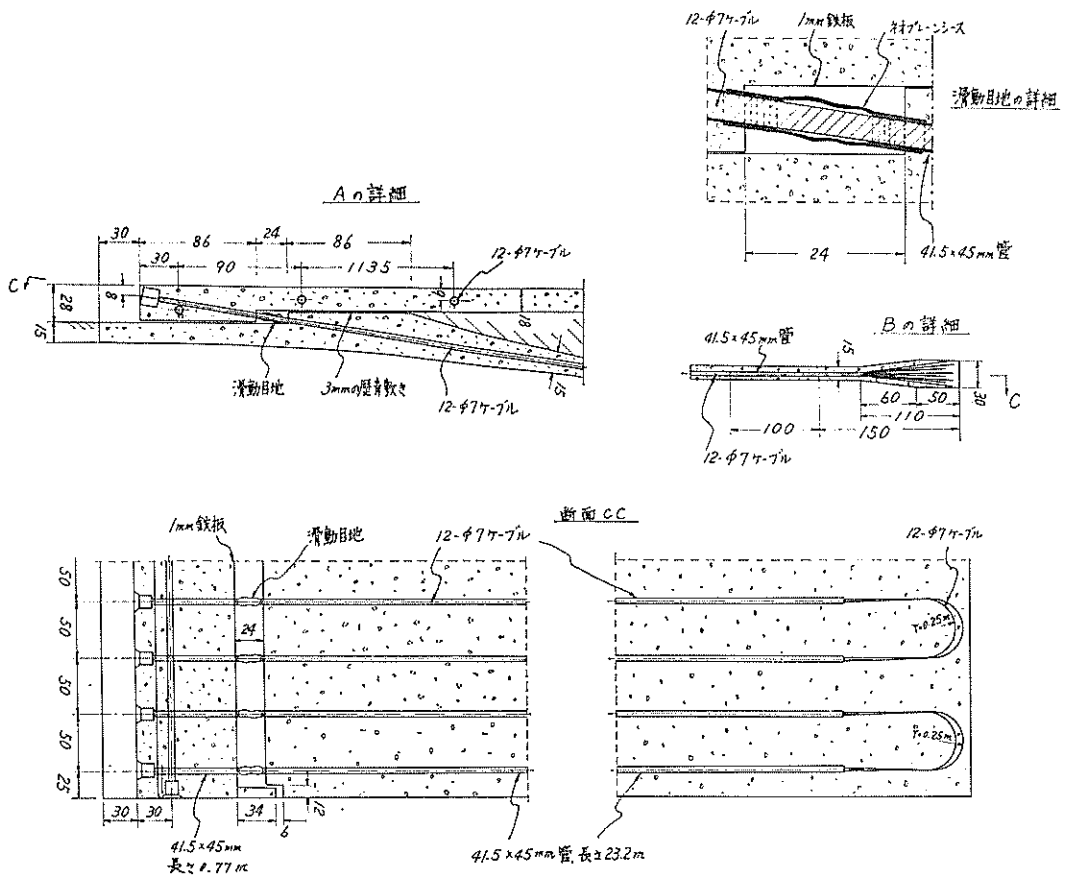


図-40 アバット詳細図

作動目地の作用とアバットのケーブルに与えたり張り力とによって、舗装に導入された縦方向圧縮応力は、温湿度の変化が舗装に影響を与えるときに変化する。たとえば、舗装が縦方向のプレストレスを与えられたときの温湿度から変化したと仮定すると舗装コンクリートは単位長さ当り λ の縮小を起すであろう。舗装端末から一定の距離 x (λ の関数) のところにある N および N' の2点によって限画を定められた誘導路の中央部には、長さ変化は何も生ぜず、全く移動したところもなく、また NN' 内部でのスラブに対する路盤のまさつ状態は、何ら変るところなくそのままに残り、圧縮応力は λE だけ減少、両端部分は多少事情が異なり、これらの部分



の諸点は中央部に向って近づきながら移動し、このとき路盤のまさつがこの動きに抵抗し、アバットのケーブルはわずかに短くなり、誘導路の両端末のプレストレス

はわずかに減少する。プレストレスが最小値になるのは N および N' の2点である。誘導路は、最初の2年間是非常に良好な状態であったが、1955年冬の始めに、横方向にわじかのひびわれが発生し、1956年2月の大寒のとき、あるものは幅2mmに達するひびわれが、誘導路中央部に数多く発生したが、両端末に近い部分(アバットの部分から約100mのところ)までは、全く発生しなかった。このことは、前述の温湿度変化の不での舗装スラブの機能の過程が実際と対応することを示す。これらのひびわれは、温湿度変化の大きさに対する縦方向プレストレスの不足であることは議論の余地がなさそうで、1956年3月以降は、冬期間に開いていたひびわれはすべて閉じてしまった。

6.3 舗装の安定性

縦方向の圧縮応力は、暑い湿気のある季節の最大値に達する。施工上の欠陥があれば、ある条件の下で舗装は縦方向にバックリングを起す危険がある。この危険な圧縮応力に抵抗して、これを他に転移する力を導入するこ

とができるのは作動目地であるが、実際にはバックリングの危険性はなかった。

6.4 載荷試験

(1) 試験概要

直径75cmの金属板（スラブとの間に厚さ 5 cm, 直径75cmのゴム板が敷かれた）に、能力110 t のジャッキによつて繰返し荷重を載荷した。測定は、載荷中心から距離 3 m までのスラブの鉛直たわみの 1/100mm のコンパ

レーターによる測定と、スラブ表面の幅 15cm の電気式ゲージによるひずみの測定とであった。繰返し荷重は次の要領で載荷した。舗装上の同一点に、荷重 P_1 を N_1 回かけた後除去し、次に荷重 P_2 ($P_2 > P_1$) を N_2 回かけて除去した。更に同一点に荷重 P_3 ($P_3 > P_2$) を N_3 回かけた。このような繰返し載荷試験を、7種類行なった。表—4に各試験の荷重回数とその荷重の大きさを示す。

表—4 載荷試験の荷重条件

試験 No.	荷重サイクル・			載 荷 位 置
	45 t	60 t	100 t	
1	2,000	250		賦配合コンクリートに包まれたφ30cm管の上の施工目地の縁
2	10,000	1,800		施工目地の縁
3	500	2,000		半プレストレス（1つおきのケーブル）の施工目地の縁
4	1,150	2,150		コンクリート打込みで現われた収縮ひびわれから 2 m のところ
5	1,000	1,800		多少凹凸のある作動目地の縁で最も高いところ。
6	1,000	2,000	700	施工目地から 1.6m のところ
7	1,000	13,000	300	1つの作動目地の縁

測定結果は、次のグラフによって表示した。第1グラフ：荷重サイクル数と荷重中心部の鉛直たわみとの関係。荷重は P_1 （あるいは P_2, P_3 ）の場合と全くない場合とである。鉛直たわみを縦座標に、サイクル数を対数目盛で横座標とした。

第2グラフ：全荷重の中間値と中心部の鉛直たわみとの関係。

第3グラフ：スラブの各点にける鉛直たわみ。言い換えれば、全然荷重のない場合および最大荷重の下である一定のサイクル数、たとえば1回目サイクル、500回目サイクルまたは1,000回目サイクル等に対してのたわみの平均値。

第4グラフ：荷重の中心部において、荷重サイクル等と、荷重 (P_1, P_2 あるいは P_3) の影響による単位長さの変化とその直前における荷重のない場合に測定された単位長さの変化の差 dl/l との関係。縦座標に dl/l の値を、横座標に荷重サイクル数を対数目盛でとった。

第5グラフ：荷重サイクル数と、 dl/l の値が最大であるような荷重中心部から離れた(1.6m)部分に対して上記

のように決定した単位変化の差 dl/l との関係。縦座標に dl/l の値を、横座標に荷重サイクル数を対数でとった。

(2) 試験結果

第2および第6試験の結果を次に述べる。第2試験については、その第一グラフを図—41に示す。45 t で $N_1 = 10,000$ サイクルのとき鉛直たわみは直線で表わされる。45 t の N_1 サイクルの後にに行なわれた60 t、 $N_2 = 20,000$ サイクルは、45 t、 N_1 サイクルの場合のたわみの諸点を移したからといっても、直線で表わすことはできない。しかし、ある適当な値 m_1 から移すならば、60 t、サイクルの場合のたわみを直線で表わすことができる。この値 m_1 は 60 t の場合のサイクル数であって、45 t $N_1 = 10,000$ サイクルの終りのたわみと同じたわみを起すようにスラブにかけるべきサイクル数である。 m_1 から移された60 t、 N_2 サイクルの場合を表わす A'C' 直線は、45 t、 N_1 サイクルから移された 60 t、 N_2 サイクルの場合を表わす BC 曲線の漸近線であることに注意しなければならない。45 t、 N_1 サイクルの終りのたわみは 2.8mm で、60 t、 N_2 サイクルの終りのたわみは

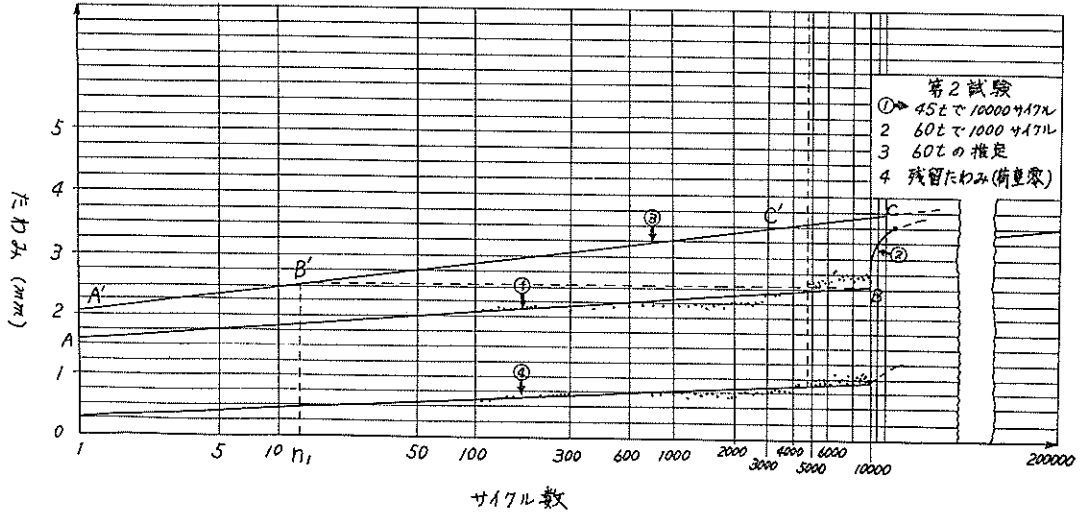
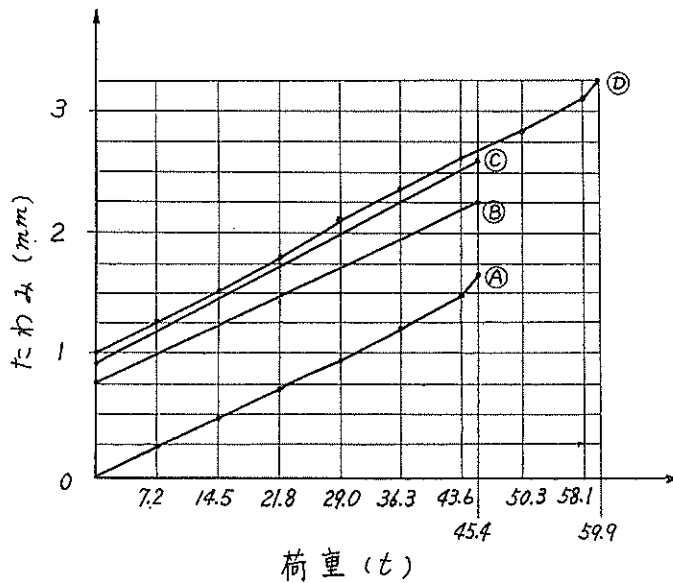


図-41 荷重サイクル数と荷重零および最大のときの中心部のたわみとの関係

3.4mm に達する。60 t, N_2 サイクルの終りの荷重零の場合のたわみは1.2mmである。厚さ18cmの舗装に対しては、これらのたわみは比較的わずかなものである。60 tのときの試験は、45 tの載荷試験結果を外挿することができる。すなわち、60 t, N_2 サイクルの後に、舗

装は破壊せずに載荷中心部で3.4mmのたわみを示した。もし同じたわみを起すのに45 tでXサイクルかけたとすれば、舗装内に何ら破壊を引き起さないであろう。60 t N_2 サイクルの場合が第1グラフに直線で表わされるから、45 t, Xサイクルの場合も直線で表わされるであら

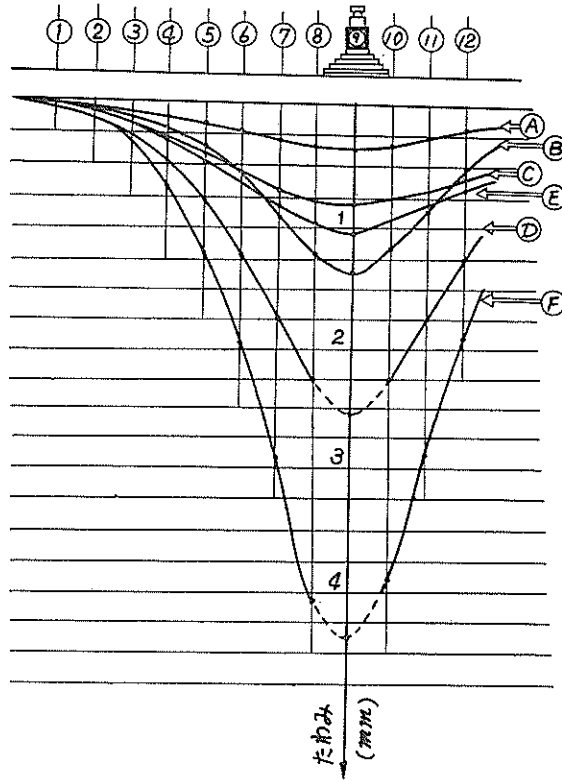


- A—45 t 荷重の第1サイクル
- B—45 t 荷重の第2,500サイクル
- C—45 t 荷重の第50,000サイクル
- D—60 t 荷重の第1サイクル (45 t 荷重10,000サイクルの後)

図-42 荷重サイクル数と荷重中心部たわみとの関係

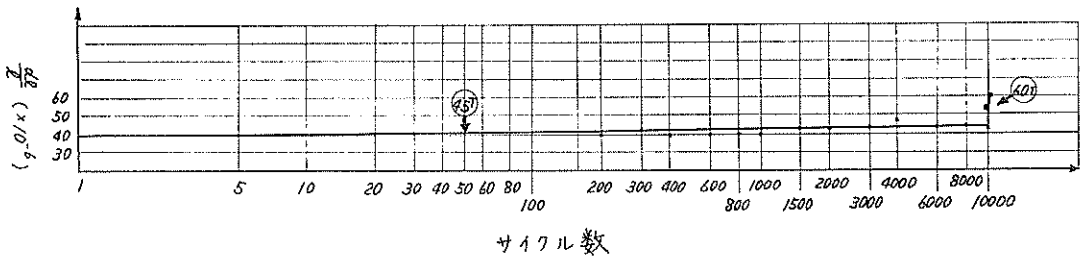
う。従って45 t, $N_1=10,000$ サイクルの直線をC点まで外挿することは、理論的に合致しており、そのC点のたわみが3.4mmである。このようにしてこの点の横座標 $X=2 \times 10^6$ サイクルが得られる。従って、60 tのサ

イクル数が少ないときは、第1グラフ直線で表わされる限り、それよりも小さい荷重（たとえば45 t）で、舗装がそれよりも多くのサイクル数に耐えるかどうかを確かめることができる。第2、第3、第4および第5グラフを



- 45 t 荷重の第1サイクル
- C—最大荷重のとき
- A—荷重零のとき
- 60 t 荷重の第1サイクル (45 t 荷重10,000サイクル後)
- D—最大荷重のとき
- B—荷重零のとき

図—43 荷重零から最大値になるまでのたわみ測定面



図—44 荷重サイクル数と荷重中心部の dl/l との関係

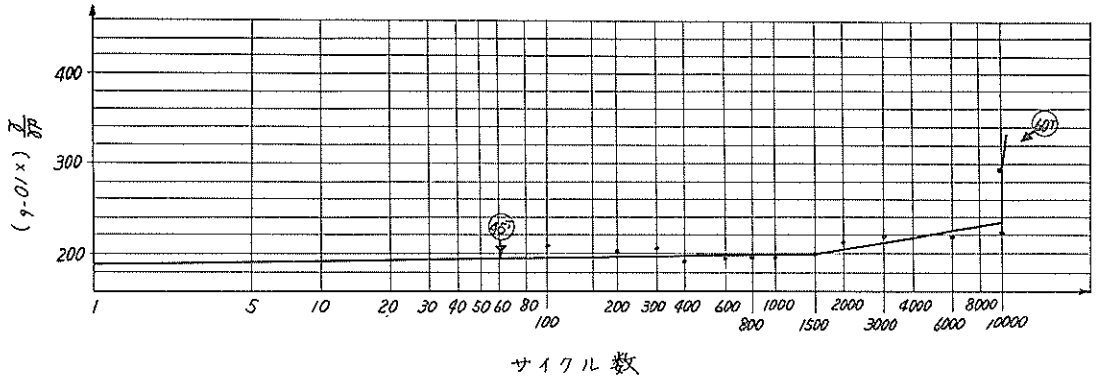


図-45 荷重サイクル数と荷重中心から約1.6m離れたところの dl/l との関係

それぞれ図-42, 43, 44および45に示す。図-45の第5グラフは、舗装にかけられた荷重がその舗装表面に何のひびわれも発生させなかったことをよく示している。なぜなら、最も大きい dl/l の変化に対応する引張り応力が

がコンクリートの弾性係数 $E=4 \times 10^6 \text{kg/cm}^2$ に対して 24kg/cm^2 であるからである。

次に第6試験結果について述べる。第1, 2, 3, 4および5グラフをそれぞれ図-46, 47, 48, 49および50

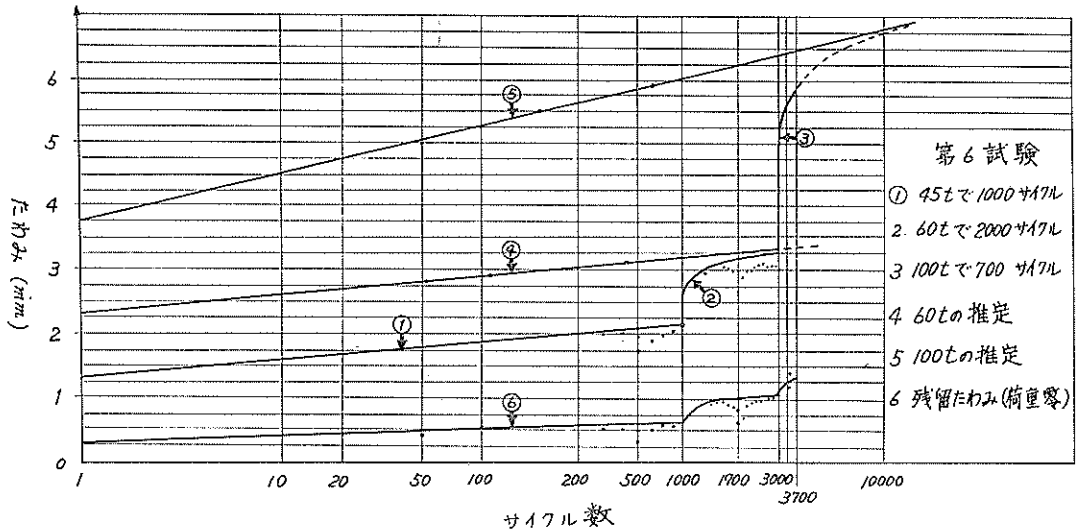
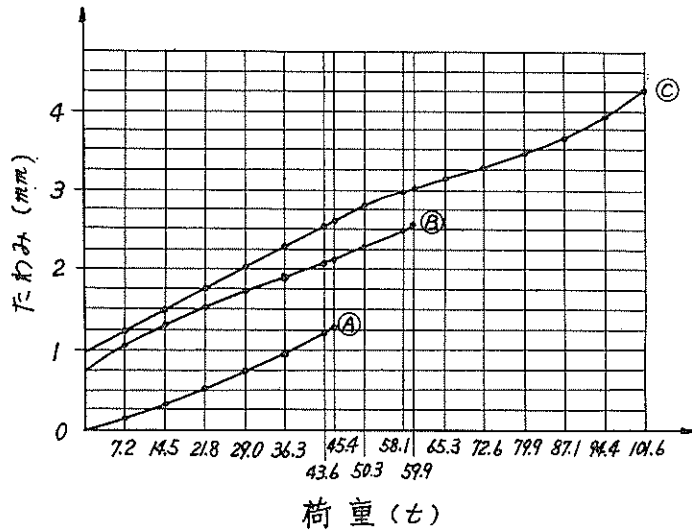


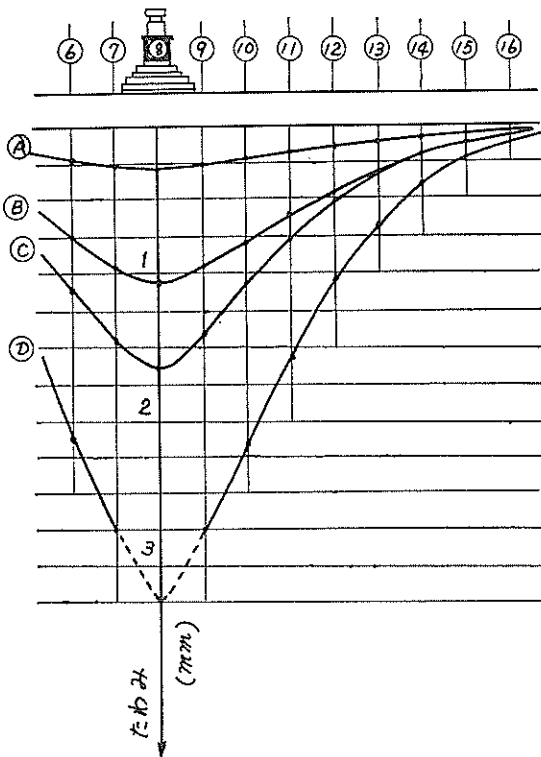
図-46 荷重サイクル数と荷重零および最大のときの荷重中心部のたわみとの関係

に示す。これは、45 t, 1000サイクル, 60 t, 2000サイクルが終わった後、100 tで700サイクルを行なったものである。700 サイクルは、ジャッキの油圧ポンプの故障によって制限されたものである。100 t, 7000サイクルの終りのたわみは6 mmであるが、荷重零の残留たわみは1.3 mmである。第2試験で述べたと同じ方法により、45 tで 10^{17} サイクルあるいは60 tで 10^7 サイクルが、100 tで700サイクルに相当する作用を与えることがわかる。

100 tを700サイクルかけたことによる引張り応力の増大を、荷重中心から約1.2m離れたところのゲージによって測定したところ、その値は 64kg/cm^2 であった。荷重中心部の dl/l は 760×10^{-6} という大きい値に達する。従ってコンクリートはスラブ下面でひびわれを生じた。試験結果は繰返し塑性変形にスラブが完全に耐え得ることを示しており、PC誘導路は、100 tの単車輪航空機の無制限の運航に耐えることが結論づけられた。



- A—45 t 荷重の第1 サイクル
 - B—60 t 荷重第1 サイクル (45 t で1000 サイクル後)
 - C—100 t 荷重の第1 サイクル (60 t で2000 サイクル後)
- 図—47 荷重サイクル数と荷重中心部のたわみとの関係



- 45 t 荷重の第1 サイクル
- B—最大荷重のとき
- A—荷重零のとき
- 60 t 荷重の第1 サイクル (45 t で1000 サイクル後)
- D—最大荷重のとき
- C—荷重零のとき
- 100 t 荷重の第1 サイクル (60 t で2000 サイクル後)
- F—最大荷重のとき
- E—荷重零のとき

図—48 荷重零から最大にいたるまでのたわみ測面図

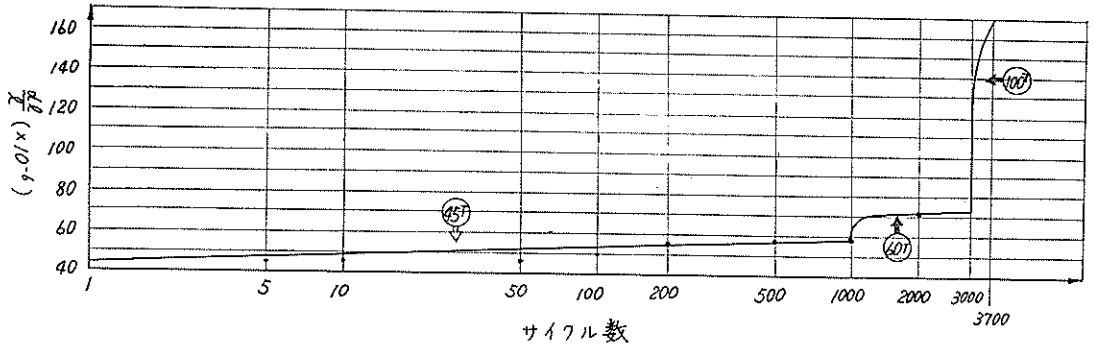


図-49 荷重サイクル数と荷重中心部の dl/l との関係

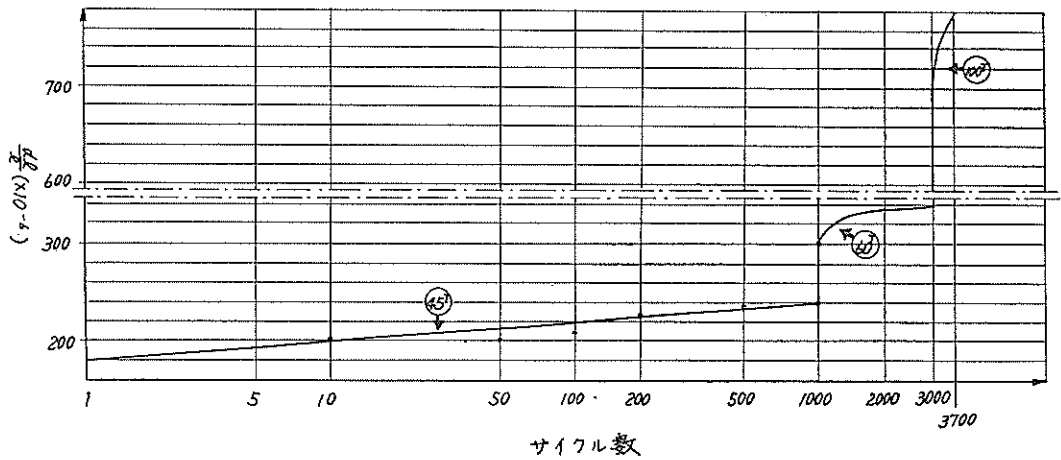


図-50 荷重サイクル数と荷重中心から約1.2m離れたところの dl/l との関係

7 フランスの Alger-Maison-Blanche 空港

7.1 土質

本空港は山脈と海岸丘陵地帯との間に位置し、その表

面は粘土質の泥土となっており、そのアッターベルグ限画は次の範囲である。液性限画50~55、塑性限画18~23、塑性係数30~37および収縮係数10である。その粒径加積曲線を図-51に示す。

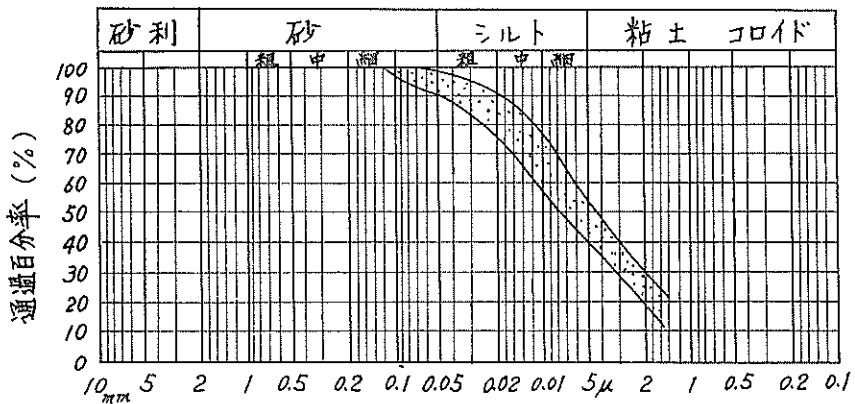


図-51 粒径加積曲線

路床土を標準プロクター密度まで締め固めた後で、含水量15%に小し、最大膨張は容積の5%以上であった。膨張による圧力、換言すれば圧密試験の始めの高さを維持するために供試体に与えなければならない圧力は、舗装の重量が100g/cm²しかないのに、1cm²当り数百g以上となる。従って、盛土を締め固めるとき、最適密度の95%を超過しないように注意しなければならない。

一般に地下水位の変動は約1mの小さいものであるが、空港の西端附近では深さ平均2.5mで東端では深さ7mに達していた。

7.2 土工作業

(1) 盛土

盛土および切り取り工事で移動された土の量は約200,000m³であった。ここで問題になる2つの点がある。その1つは表面仕上げの問題である。仕様書には、高さ±2cmが規定され、この条件は、路盤の仕上げの場合も同じように、厳密に守られた。第2の問題は密度である。

舗装が切土あるいは盛土上にあるとき、舗装スラブの下の30cm密度は、標準プロクター密度の90%でなければならない。用いられた締め固め機械はこの密度を95~103%にまですることができ、あまりにも締め固めが強いのでこの機械は使用しなかった。しかし、締め固め効果については疑問がある。すなわち切均しおよび、撒水はかなり浅い土層にしか干渉せず、それより深い層はいかなる処置に対しても実質的な影響を受けない。土の含水量は日によって変化するであろうし、その変化は工事の行なわれる季節によっても異なるから、実質的には土が平衡に達することは不可能である。

(2) 路盤

路盤の厚さは30cmであり、これに要した材料は約100,000m³であった。この材料はHamiz河とRivetの採石場(やわらかい石灰石)から採取された。10cm厚さの第1層(硬化層)は路床に大きな損傷を与えないで施工機械が運転できるようにするためのもので、路床上に直接置かれた。その上の厚さ10cmの第2層は排水層であって、地下層の粘土からの水の吸い上げを防ぐ役割がある。第1層と第2層の材料は同じであってHamiz河床から採取されたものである。第1層材は、0.5mmふるいを通過するものの量≤25%、塑性係数≤9。を満足するもので練り混ぜて均一化して用いた。これらの材料は直径60mm以上のものを粉砕するクラッシャーを通した。第2層材は、粉砕前にあらかじめ洗じようし、洗じよう後に0.5mmふるいを通過するものの量≤10%、25mmふるいを通過するものの量≤60~75%、塑性係数≤4なる条件を満足するように調整した。第3層は厚さ10cmで石灰石を破砕した材料を用い次の条件を満足するように粒度調整した。

円形孔ふるい (mm)	各ふるいととどまるものの重量百分率 (%)
80	0
50	0~5
25	10~20
5	20~40
0.5	50~100
0.1	70~100

これらの層は、フィニッシャー、スプレッシャーによ

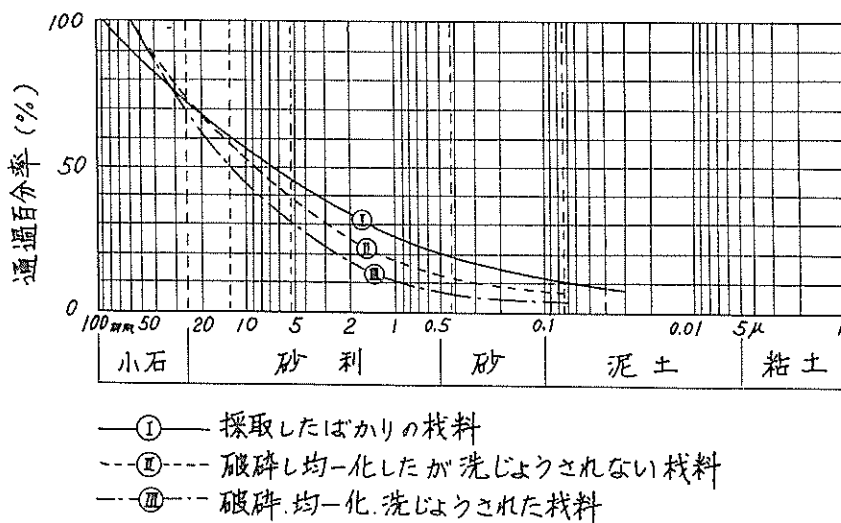
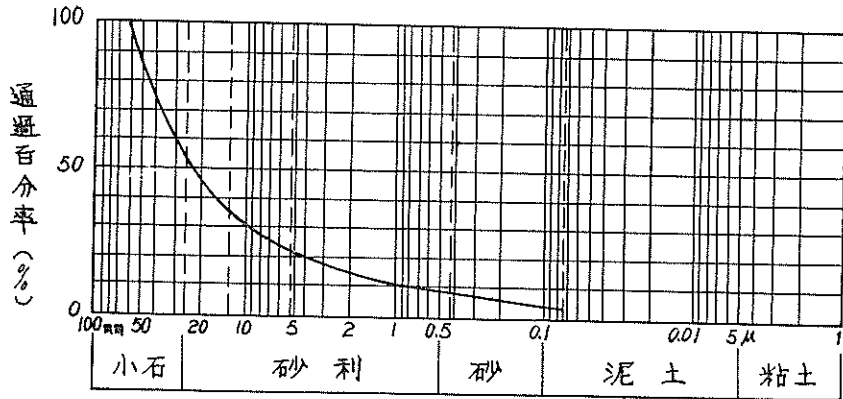


図-52 Hamiz河材料の粒度分布



図—53 Rivet 採石場材料の粒度分布

て敷き均らされ、7.5tのタイヤローラーと1.4tの振動ローラーによって締め固められ、この結果路盤反力係数は 7 kg/cm^3 を期待することができた。紛砕した石灰岩の硬化機能の迅速さと固さは非常に大きいもので、この機能は数回にわたって更新することができる。すなわち、固まった石灰岩の原石をかき均して新たに撒水し、再び締め固めを行なって固まらせることができる。しかし、この可能性は数回の繰返しの後には消滅すると思われる。言い換えると、凝集力は、過剰水が消滅した後、適当なときに練め固めると再び回復する。従って、安定した支持力を得るためには、表面を不透水性にすることが必要である。この水密性は、10%のガスオイルと共にカットバックアスファルトを 1.5 kg/m^2 の割合でこの層に浸透させ更に、2~3週間乾燥させた後に、50%の歴青乳剤塗料を 1.2 kg/m^2 の割合で表面に撒布して表面を固くし、さらにこの上に少量の砂を撒布することにより得られた。(1 m^2 当り3 ℓ 程度)。この防水路盤の透水性を、SAÔNE-et-LOIREの透水性計によって測定したが、その結果は10回の試験中8回までは良好な成績を示した。

(3) 排水

排水層によって集まった水は横方向に、それから縦方向の排水溝の中に注がれ、続いて砂でつくられた鉛直排水溝を経て、深い浸透層の中に排水される。横方向排水溝は滑走路を横断して50m毎に設置された。鉛直排水管は、直径30mm、長さ12~25cmで、その中に大きい粒径の海浜砂が詰められている。これは水頭50cmのとき1分間につき10 ℓ を吸収し得ることが証明された。排水暗きよのうちのものは、ピエゾメーター(流体の圧縮率の測定器)が取り付けられ、これによって地下水位の変化を正確に知ることができた。滑走路と誘導路の間に

中割りの暗きよを設置したが、その不便な点は、直径の大きなものが非常に高価なことである。そこで、長さ100mの滑走路の水と浸入させるためには、直径35cmの単一型の中割り暗きよで十分であることを確かめた後、100m毎に、主集水暗きよに向って流れる副暗きよを設けた。この主暗きよは、滑走路と平行して、その縁から約50m離れたところを流れるように設置した。またその直径は0.40~1.20mである。流量計算は5年間の雨量について行なわれ、それによると、これだけの排水網ではわずかに数分間で飽和状態になり得ることがわかった。しかし、地上に流れる水を滑走路から離れた暗きよに集めることができるので、この危険性が大きな支障をもたらすことはないと思われる。洪水から守るために低い土堤を築き、この土堤の上に小さな路を造ったが、滑走路の西半分に対してはこれが緊急時の排水に非常に役立った。大雨のときに、大量の水を深いところにある浸透層によって吸収させる方法もある。空港の地下25~35mの深いところに非常に透水性のよい層(砂、砂利、あまり固まっていない集成岩)が存在し、地下水位の下約4mに負圧層がある。間隔約50cmに掘さくされた直径50cmの吸収孔が、1秒間に10 ℓ の水を吸収することができた。これで十分であると判断され、試験用に3個の孔を掘さくした所、予定よりもわずかに少ない吸収量を示した。これは、孔が空気の気泡によってつまるため、避け難いものであり、こうした理由から上述の方法は採用されなかった。

7.3 PCスラブ

(1) 施工年度

1953年のOrly空港のPC誘導路の建設の技術を利用して、1954年に施工された。

(2) PC舗装の大きさ

PC長さは、2430m、幅61mの滑走路と、長さ2430m幅24mの誘導路に施工された。PCスラブの厚さは両者とも18cmである。

(3) プレストレス

横方向プレストレスは、直径7mmの鋼線12本から成るケーブルを1.33m間隔に配置し、50tで緊張するポストテンション方式によった。これらのケーブルはフレシネ・コーンによって舗装スラブの両縁に定着された。縦方向プレストレスは、330m間隔の“作動目地”と称する目地に置かれた平板ジャッキによって与えられた。舗装スラブの各端末までの押す力はアバックによって抵抗

された。縦方向プレストレスは次の要領で導入された。まず収縮によるひびわれを防ぐために、100m間隔に設けられた中間目地にジャッキを作用させて18kg/cm²以下の部分プレストレスを与えた。そのジャッキは、コンクリート打ちが完了したのち引きぬかれ、その場所にはコンクリートが打ち込まれた。最終プレストレスは、作動目地の基から成るフレシー型平板ジャッキで与えられた。4基のうちの1基は予備である。作動目地でスラブが鉛直方向に変位するものを防ぐため、このスラブの下にくし型装置を設置した(図-54)。外部および内部の温度や湿度の条件がどのように変化しても、計算上か

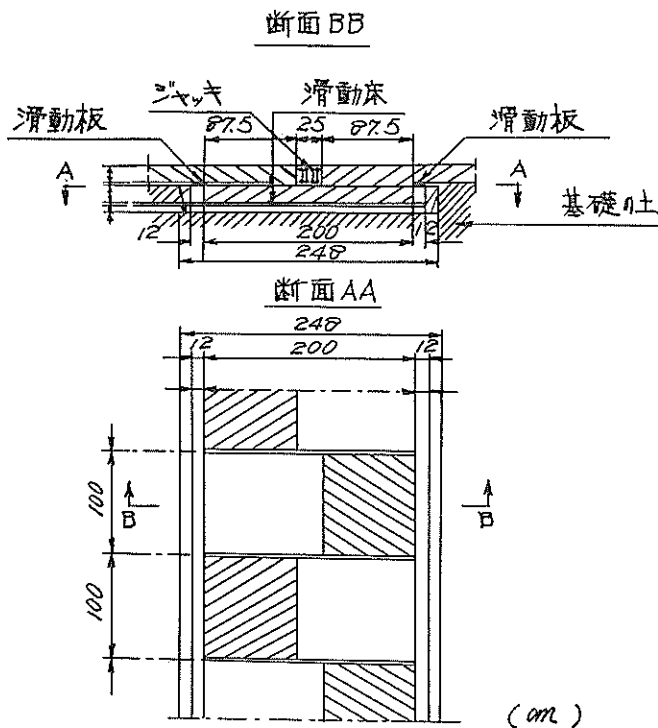


図-54 作動目地のくし型装置

らは、縦および横方向プレストレスは最小18kg/cm²が確保された。

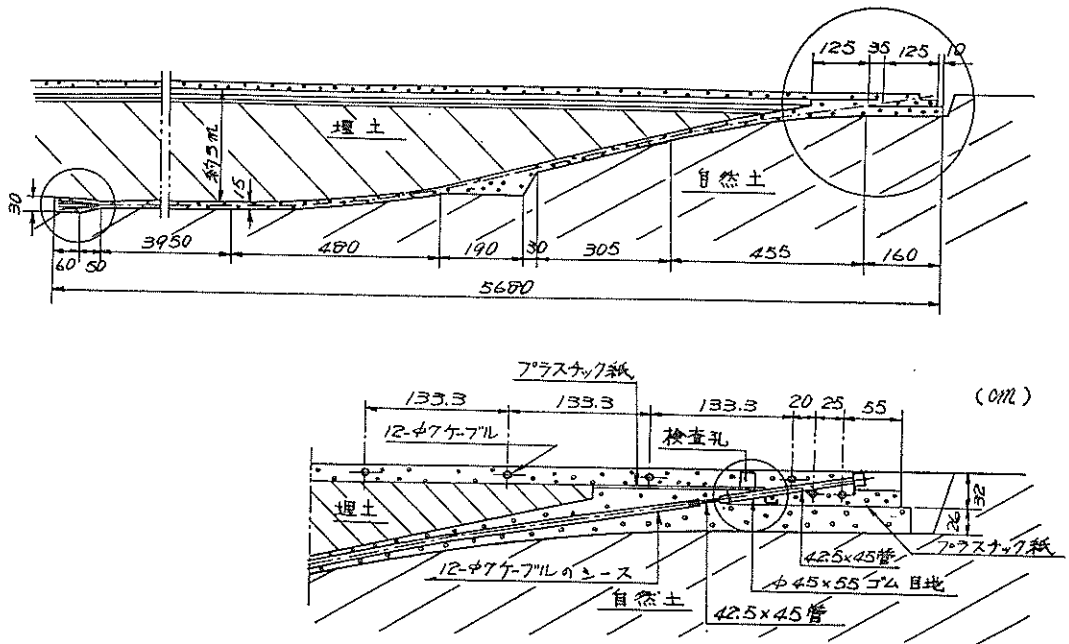
(4) アバット

アバットは、直径7mmの鋼線12本から成るケーブルを40cm間隔に配置し、弾性的に舗装スラブと連絡されている(図-55)。最初の計画では圧縮型アバットが施工されるはずであったが、Ory空港での引張り型アバットの有利性が明らかとなったので、この引張り型を採用した。アバットは、温度変化によるプレストレスの変

動に対して弾性的につり合うように設計された。

(5) 温湿度の影響

ΔE の実測値は、日変化に対して2.35(冬季)、3.50(夏季)、年変化に対して0.95であった。0°Cから50°Cまでの温度変化に対して、プレストレスは18~88kg/cm²に変動した。また湿度のプレストレスへの影響は、確実に認められた。これは、アルジェでは夏が長く乾燥していて、冬は寒さも厳しくなく湿気があるからである。非常に暑い季節に、圧縮応力の値が大きくなるので、作動目



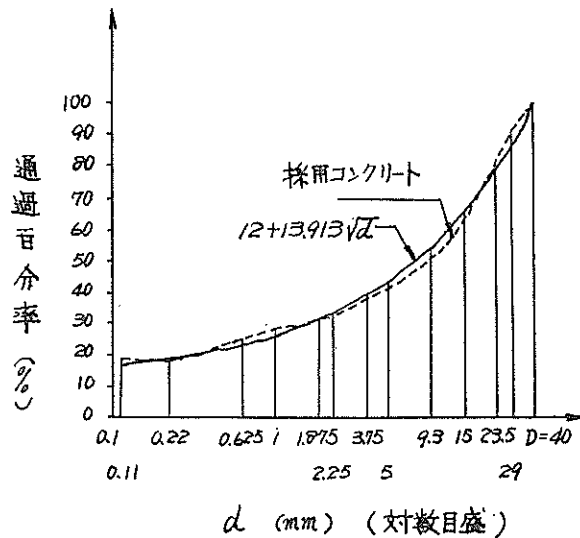
図—55 弾性アバットの縦断面図

地を点検しなければならなかった。まさつ係数については、現場実験が行なわれ、アバットと地盤とのまさつ係数は0.5であり、スラブと路盤とのまさつは、初期の案を変更しなければならなかった。初期等では透水性路盤の上に下塗りの塗料を撒き、その上に直接スラブを施工するように計画されていたが、この場合のまさつ係数

は、20°Cのとき11および50°Cのとき6という大きいものが得られた。そこでこの路盤とコンクリートスラブの間に、厚さ3cmの海浜砂を敷いた。結果、測定されたまさつ係数は1に減少し、この値が計算に用いられた。

(6) コンクリート

コンクリートの配合は、セメント350kg, 水140kg, 砂



図—56 PC用骨材の粒度

200kg, 小碎石500kg, 中碎石550kg, 大碎石 750kg で、水セメント比は0.40である。道路用コンクリート仕様書に規定されている不連続粒度は採用しなかった(図-56)。強度は材令7日で圧縮強度 300~350kg/cm², 曲げ強度 50kg/cm², 材令28日で圧縮強度 400~450kg/cm², 曲げ強度70kg/cm²であった。砕砂を大きな割合で含む不連続粒度のコンクリートは、打込みが容易であるばかりでなく、不連続粒度のコンクリートより優れた引張り強度を発揮すると思われる。コンクリートは、プラントで骨材とセメントを自動的に計量してそれを自動車で現場へ運搬し、そこでペーパーに移された水を投入して練り

ませた。コンクリートは、つづいて型わく内にスプレッダーで敷き均され2基の振動仕上げ機で締め固められた。表面仕上げはナイロン製のほうきで行ない。表面平坦度は5m当り±10mmが限度とされた。厚さはボーリングによって調査し、不足許容値は8mmであった。

7.4 コンクリートスラブ

滑走路と誘導路との連結区域には“二重層”と称するコンクリート舗装方式を採用した。第1層コンクリートは透水性路盤の上に直接施工され、第1層と第2層との間に歴青プラスチック紙を敷いてこれら2層を分離した(図-57)。コンクリートはペーパーによって打ち込ま

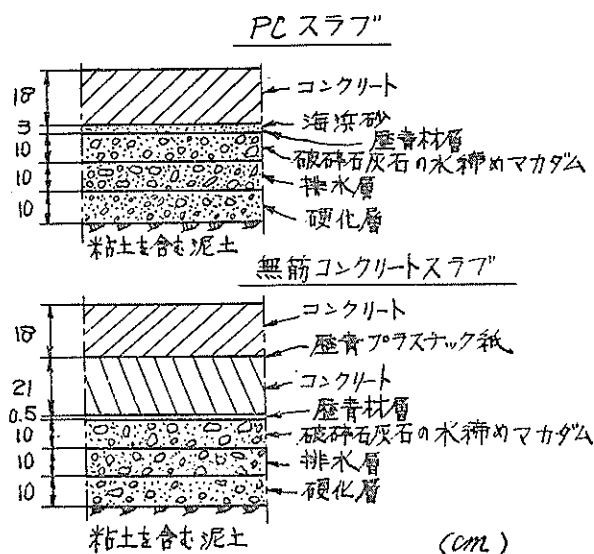


図-57 舗 装 断 面 図

れた。

8 アメリカの San Antonio 空港

(1) 施工年度

第次世画大戦前または開始直後に建設された滑走路および誘導路の舗装、の損傷の著しい部分を補修するために、PC舗装による嵩上げが1955年に2か所で施工された。

(2) PCスラブの大きさ

2か所の嵩上げは、どちらも長さ24.4m, 幅22.8m, 厚さ10.2cmのスラブである。この厚さはポストテンション方式の場合の許容最小厚さである。また縦方向施工目地間隔は7.6mである。

(3) 荷重

設計荷重としてDC-6型航空機が考えられ、これはタイヤ圧 8.4kg/cm², タイヤの中心間隔65.1cmの複車輪荷重約21tに相当する。

(4) プレストレス

プレストレスは、直径6.4mmの鋼4線本から成るケーブルを使って、コンクリート打込み後20~45日に2方向にポストテンション方式で支えられたが、一方のスラブには29.9kg/cm², 他方のスラブには12.3kg/cm²であった。プレストレス量は、スラブ表面のみならず底面でもひびわれが発生しないように WESTERGAARD の解析法を用いて求めたものである。これはスラブ全体に発達するひびわれがシース上の薄い部分に発生するのを考慮し、弱い方のスラブ(破壊に対する安全率約1.1)が設計荷重下で破壊し、強い方のスラブ(破壊に対する

安全率約1.7)は破壊しないことを確めるためになされたもので、それによって理論的計算の妥当性を調べることができるようにした。PCケーブルの緊張後、シース内に薄いグラウトを注入し、ケーブルのさびを防ぐと共に一方の定着端でのケーブルの滑りを防いだ。縦方向施工目地は突き合せ型でダウエルバーもない。コンクリート打込みの間シースを一直線に保つために、シース(径1.9cmの非常に強いもの)は縁の型わくと適当な間隔にある支保にしっかりと結びつけられた。この支保は鋼製型わくに溶接されており、コンクリートは打込み後型わくを取り除くため、溶接部をハンマーでたたきこわした。

(5) 基礎

嵩上げは厚さ15cmの旧コンクリート舗装の上に行なわれたが、旧舗装面の状態はよくなかったため、その上を厚さ2.5cmのアスファルトコンクリートで、均した。このアスファルトコンクリートの中間層は、平坦な表面を得るのに実際的で経済的な方法である。理論的には、コンクリート中間層の方が剛性が大きく有利であるが、コンクリートを薄く敷き均すことは実際には非常に困難である。

(6) 養生

誘導路は外側の2車線が最初にコンクリート打ちされ(コンクリートの曲げ強度 49kg/cm^2)、数週間後に中央の車線がコンクリート打ちされた。最初のコンクリート打ちでは正しい養生方法がとられなかったため、スラブ表面は非常に早く乾燥し、被膜養生の準備が間に合わずに収縮ひびわれが生じた。このひびわれはプレストレスによって閉じ、その後拡大することはなかった。中央車線については十分な被覆養生が行なわれ、さらにコンクリート打込み直後にテントをかぶせたため、収縮ひびわれは生じなかった。

(7) 試験

46t荷重をかけて、スラブ表面および内部のひずみを測定した。測定結果は、理論計算値と非常によく一致し、両方のスラブとも共用3年半後をでの観察では、何ら損傷が見られていない。安全率1.1で設計された弱い方のスラブは、ある程度の破損を示すことが、実際には損傷が認められなかった。まさつによるプレストレスの損失は、解析に当って仮定した値(1.2)より低く、またプレストレス作用のある間に、PCリラクゼーションおよびコンクリートのクリープによるプレストレスの損失と同様に、まさつによるプレストレス損失を計測する試みは満足なものでなかった。温度によるひずみの計算には適当な手法が用いられているが、数日間のひずみの

測定は、コンクリートの避け難い体積変化にプレストレスの変化を示していない。このように、まさつ係数の設計値1.2を立証することは不可能であり、またケーブルのリラクゼーションとコンクリートの収縮によるプレストレスの損失を15%としたがこれは控え目すぎるようであった。

(8) 経済性

適正な舗装機装置を使って全面的に建設する場合でも、PC嵩上げは従来の方式の嵩上げに比べて当初は、その工費が高くなるであろう。従来の嵩上げでは、 1116m^2 の面積で厚さ20.3cmとし 226m^3 のコンクリートを必とし、鋼材は要らない。同面積のPC嵩上げでは厚さ10.2cmとし 113m^3 のコンクリートと2.7tのPC鋼材(シースは除く)を必要とする。しかしPCスラブは使用年限に対して保守費が低く、従来方式の嵩上げよりも高い設備費は相殺されると思われる。従って、現存する滑走路や誘導路の強化および補修手段としてPC嵩上げを使用すれば、安全かつ経済的であり、PC嵩上げは、長い目で見れば損傷を受けた空港舗装の強化ならびに補修の経済的予備手段と思われる。

9 ドイツの München 空港

(1) 施工年度

次第に大型化する航空機に対してPCスラブが適用できるかどうかを確めるため、1956年に拡張された滑走路の一部をPCで施工した。

(2) PCスラブの大きさ

PC舗装滑走路は長さ350m、幅30m、厚さ14cmで、横方向緊張目地間隔は100m、縦方向施工目地間隔は7.5mである

(3) 荷重

設計荷重として $\text{LCN}=30$ が採用された。

(4) プレストレス

プレストレスは、縦方向には直径10.2mmの鋼棒を30cm間隔に配置し、横方向には同じ鋼棒を33cm間隔に配置して、デュビダーク工法によって与えられた。この際鋼棒はスラブ厚さの下方3分の1の位置に設置された。コンクリートの圧縮強度が 100kg/cm^2 になったとき(コンクリート打込み後約24時間)、収縮およびまさつから生ずる応力を確実に吸収するため、縦方向に部分プレストレスを与えた。縦方向のプレストレスを与えるため、横目地の部分に80cmの空間を設け、鋼棒の末端をその空間の中で組立て、目地板に連結してからロックを締めることによってプレストレストを与えた。

(5) コンクリート

コンクリートは中央ブランドでつくられ、その品質は非常に良好であった。圧縮強度は 450kg/cm^2 で、曲げ強度は $55\sim 65\text{kg/cm}^2$ であった。

(6) 目地

縦方向施工目地は、湿気の浸入を防ぐと共に、目地部のわれを防ぎ目地のグラウチングが不必要なものになるように、横方向のプレストレストによって完全に突き合わされた。縦方向の鋼棒を緊張するために横方向に1mの空間をとり、そこに横目地として指型突起装置を用いた。2年後の再測定によると、 30°C 以上の温度差の場合の目地の閉閉の大きさは、計算値の半分にもならず、指型突起装置はその役割を十分に果たしていた。厚さ14mmの山形網で、コンクリートの角を保護したので、角が荷重によって破壊することもなく、また入り込んできた木、石その他これに類似した異物を押しつぶすことになつた。

(7) 養生

コンクリートの最も危険な時期は、凝結の終期と部分プレストレストを与えるときで、この期間は細心の注意

を払って養生しなければならない。コンクリート打込後3時間で乳剤を散布し、さらにその3~5時間後に、むしろをかぶせた。たとえば雷雨時の豪雨のような急激な温度の降下を、最初の24時以内に起させないためには、この種の養生で十分その目的を達することができる。

(8) 試験

1956年にたわみ測定機、ひずみ測定器で測定を行ない、1957年には繰返し載荷試験を行なった。繰返し荷重は0tから22tまでで、24時間以内で2000サイクルまでになった。目地部の支持荷重は36tで、これは理論計算値の3倍以上である。スラブのたわみは、12時間後の測定で約0.6mmで、その後何ら変化しなかった。これらより、使用した公式および測定要領が信頼しうるものであつたこと、PC舗装は非常に大きい荷重に耐えることがわかった。なお、路盤反力係数は $8\sim 10\text{kg/m}^3$ 、コンクリートの弾性係数は $370,000\text{kg/cm}^2$ 、プレストレストは $10\sim 17\text{kg/cm}^2$ であった。

(9) 経済性

PC舗装の工費は、設計荷重が大きくなればなるほど

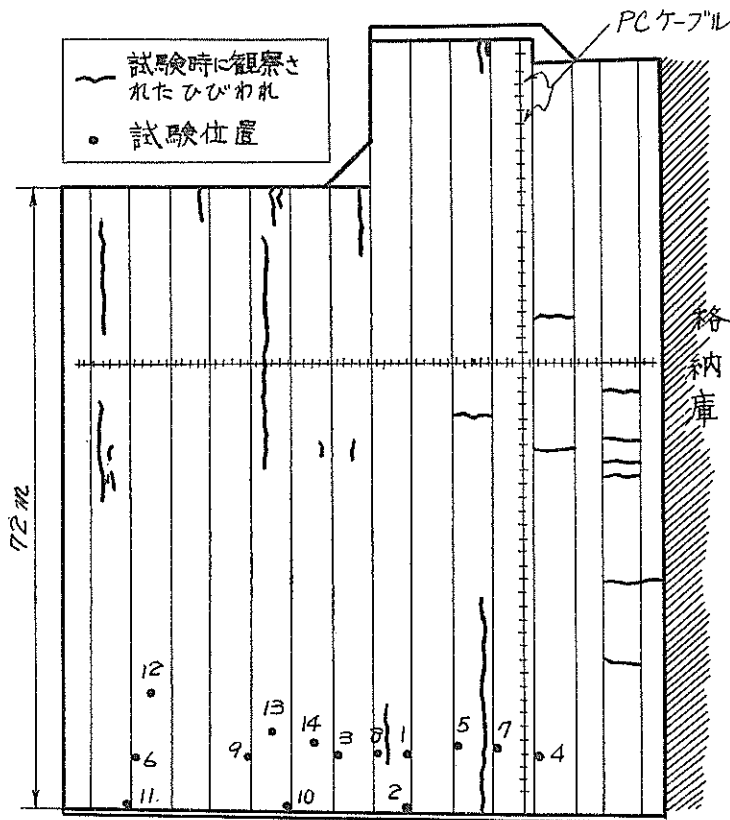


図-58 エプロンの平面図

経済的であるといえ、地盤条件が悪い場合は、普通コンクリートのそれと同じであっても高くつくことはない。

10 イギリスの Gatwick 空港

(1) 施工年度

1957年に修理用格納庫の前のエプロンにPCスラブを施工した。

(2) エプロンの大きさ

長さ22~89m, 幅68m, 厚さ12.7cmで、舗装面積は約5,300m²である。その平面図を図-58に示す。

(3) 設計条件

設計荷重はLCN=50(約17t)で、路盤まさつ係数は0.5である。路盤は2.6cm厚のコンクリート基層の上

に滑剤を塗布した路盤紙を2枚敷いたものである。

(4) プレストレス






縦方向はフレシナー・ケーブルを90cm間隔に、横方向にはフレシナーケーブルを1.5m間隔に配置し、両方もポストテンション方式で緊張した。




(5) 試験

エプロンの載荷能力の決定および促進交通荷重試験についての資料を得るために、スラブの中央、縁部およびぐう角部で載荷試験を行なった。エプロンの1か所に、温度を連続的に測定するために、熱電対を埋め込み、また載荷試験時にはスラブのたわみを測定した。破壊状況を表-5に示す。

載荷試験結果によると、9.1~18.1tの荷重によって

表-5 破壊状況の要約

試験 No.	荷重の型	載荷重 (直径25.4cm板)	破壊の型	破壊図	摘要
1	中央部において、横方向ケーブル上で施工目地に接する	1回 6.9t 25 # 51.7 #	目地の砕け		格納車から7番目の目地
2	縁部において端ブロックの外側と施工目地に接する	1回 44.7t	目地の砕け		格納車から6番目の目地
3	1と同じ	1,000回 19t 1,000 # 27.5 # 330 # 41.2 #	目地の砕けおよびコンクリート表面のひびわれ		格納車から9番目の目地
4	1と同じ	1回 44.7t 50 # 17.2 # 100 # 27.5 # 100 # 41.2 #	破壊せず		格納車から4番目の目地
5	横方向ケーブルの間である以外は1と同じ	1回 44.7t 50 # 17.2 # 100 # 27.5 # 25 # 41.2 #	目地の浅い砕け		格納車から6番目の目地
6	1と同じ	1,000回 19t 100 # 27.5 # 11 # 41.2 #	目地の浅い砕けおよびコンクリート表面のひびわれ		格納車から14番目の目地
7	5と同じ	1回 41.2t 100 # 19 # 400 # 27.5 # 1 # 51.5 #	目地の砕けおよびコンクリート表面のひびわれ		格納車から5番目の目地
8	1と同じ	1回 41.2t 200 # 19 # 6 # 27.5 #	目地の砕けおよびコンクリート表面のひびわれ		格納車から8番目の目地

9	1と同じ	100回 150 #	19 t 27.5 #	目地の砕けおよびコンクリート表面のひびわれ		格納車から11番目の目地
10	2と同じ	400回 400 #	19 t 27.5 #	目地の浅い砕けおよびコンクリート表面のひびわれ		格納車から10番目の目地
11	2と同じ	200回 25 #	19 t 27.5 #	目地の砕けおよびコンクリート表面のひびわれ		格納車から14番目の目地
12	中央部においてケーブルの上でない目地の間	1回	61.9 t	破壊せず		格納車から13番目と14番目の目地の間
13	12と同じ	1回	65.3 t	破壊せず		格納車から10番目と11番目の目地の間
14	12と同じ	1回	61.9 t	破壊せず		格納車から9番目と10番目の目地の間

荷重下のスラブの底面にひびわれが発生した。これらひびわれは、荷重が除去されると閉じることは常に観察されたが、たわみ回復量はそれほど大きいものではなかつ

た。荷重下のスラブのひずみを WESTERGAARD 公式と測定値とで比較したが、その結果を表-6に示す。計算値はコンクリートの弾性係数およびポアソン比をそ

表-6 ひずみの比較

試験番号	荷重 (t)	測定ひずみ ($\times 10^{-6}$)	計算ひずみ ($\times 10^{-6}$)	
			中央部載荷	縁部載荷
1	19.0	210	243	370
	27.5	354	396	596
	27.5+50%	614	604	912
2	19.0	370	268	395
	27.5	566	405	562
3	19.0	292	289	436
	27.5	360	399	590
4	27.5	290	417	626

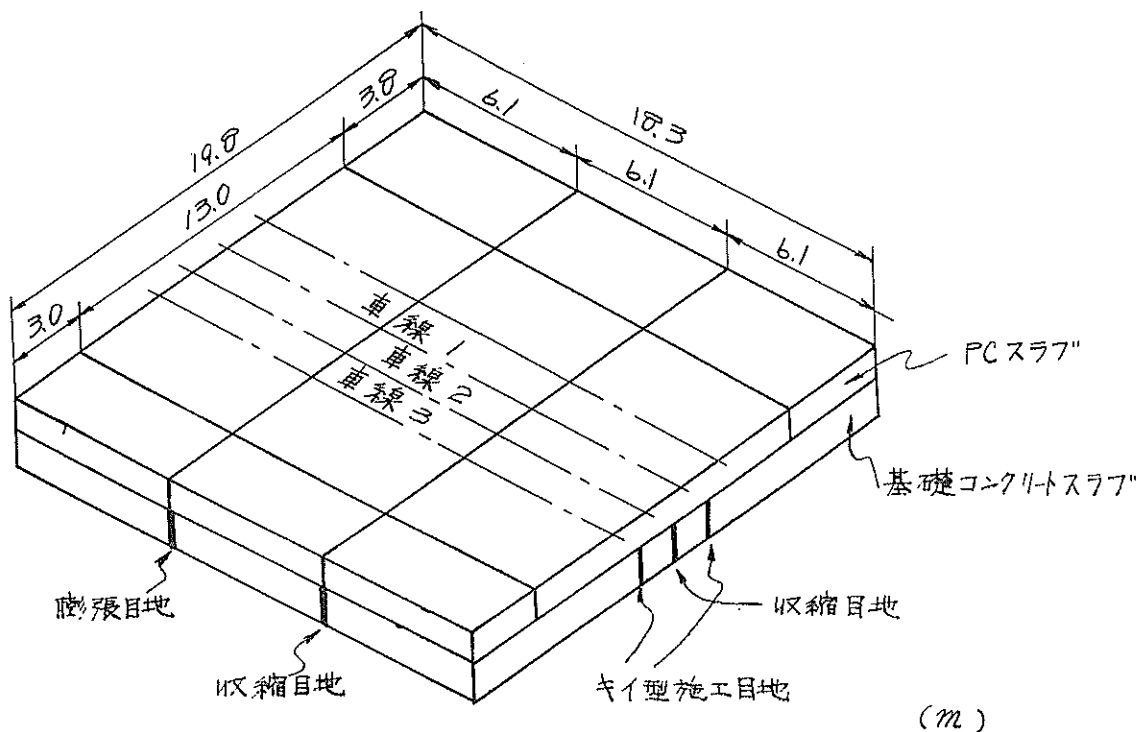
表-7 載荷状態の影響

	たわみに必要な荷重 (t)	
	0.254cm	0.508cm
施工目地間の中央部載荷	38.1	61.7
施工目地に接した中央部載荷	30.9	50.8
	21.8	37.2

れぞれ $E=3.5 \times 10^5 \text{kg/cm}^2$, $\mu=0.24$ とし, K 値は載荷時の実測から求められた値をそれぞれ用いて計算した。表一七に載荷位置による荷重の影響を示す。なおこの値は静荷重たわみ曲線から求めたものである。以上の載荷試験により設計荷重に対して, PCエプロンは十分耐えることがわかった。また, 構造目地の相対移動量がエプロンを弱体化する原因となり, 破壊時にはこれらの目地の破壊が生じていた。

11 アメリカの Sharonville 空港

11.1 試験スラブA



図一59 目地の配置

の平均乾燥重量は $1,354 \text{kg/m}^3$ で, 路床反力の係数は 1.8kg/cm^2 であった。

(d) プレストレス——鋼材を引張るためのアバットが PCスラブの4辺に, その上面 PCスラブ表面と同一高さになるようにつくられた。1m当り 35.6t の力に抵抗するよう設計されたアバットは, 幅 38cm , 高さ 122cm の鉄筋コンクリート製である。PC鋼材を通したり定着したりするために, 直径 12.7mm のパイプを適当な間隔でアバットの頂面から 5cm のところに設置した。PC

(1) 一般

(a) 施工年度——1957年に嵩上げとしてPCスラブを試験的に施工した。

(b) PCスラブの大きさ——長さ 18.3m , 幅 19.8m , 厚さ 10.2cm であり, PCスラブは 15.2cm 厚の基礎コンクリート舗装の上にクラフト紙を敷きその上に施設した (図一59)。基礎舗装のコンクリートの平均曲げ強度は 58kg/cm^2 であった。

(c) 路床——基礎コンクリート舗装の下の路床は, 塑性限界 33% , 液性限界 61% の粘土から成り, 修正 AASHO 密度の 78% に締め固められた。 27.9% の含水比で路床上

スラブとアバットの間の幅の 3.8cm 空間にスペーサーとしてファイバーボードを使用した。プレストレスは, 縦および横方向は, 20cm 間隔に対して (2.5cm の間隔) 配置した直径 6.4mm の高張力鋼をプレテンション方式で緊張して与えられた。PC鋼材にかかる引張り力は 3.74t で, それは鋼の最小極限破壊強度の 70% に相当する。スペーサーを取りはずしてPC鋼材を切断し, その空間は歴青材で充てんされた (図一60)。平均プレストレスは縦方向 24.5kg/cm^2 , 横方向 21.7kg/cm^2 で, プレストレ

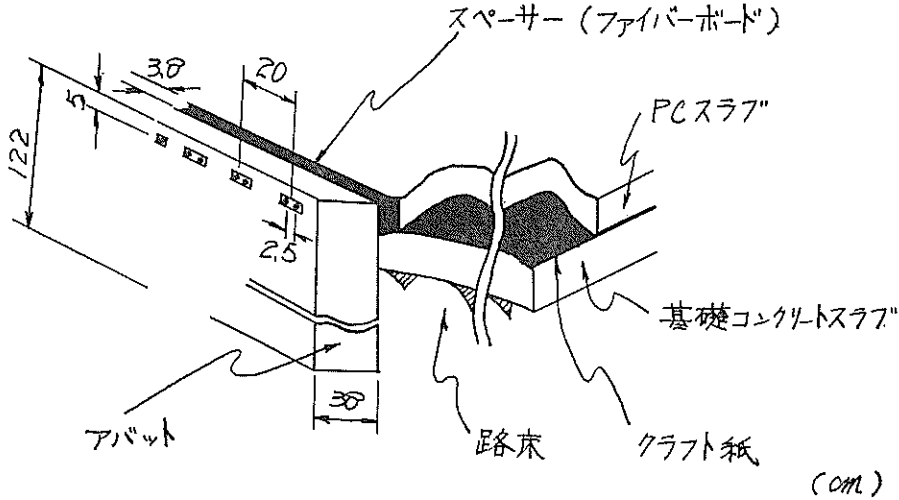


図-60 アバット

ス損失は20%と仮定された。

(e) コンクリート—コンクリートは28日間養生し、そのときの圧縮強度は $316\sim 352\text{kg/cm}^2$ であった。載荷試験時のコンクリートの性質を表-8に示す。

表-8 コンクリートの物理的性質

	旧コンクリート 舗	PC嵩上げ舗装
曲げ強度 (kg/cm^2)	54	51
圧縮強度 (kg/cm^2)	350	315
弾性係数 (kg/cm^2)	3.0×10^6	3.1×10^6
ポアソン比	0.20	0.20

(2) 載荷試験

(a) 荷重—載荷車輪は実際の航空機を模倣した中心間隔95.3cmの複車輪で、その荷重は20.4tから45.4tまで変化した。接触面積は 17.23cm^2 に一定に保たれた。スラブは図-59に車線1、2および3で表わした3個の幅2.25mの車線で区分され、基礎スラブの横方向の膨脹目地と収縮目地は3個の車線全部と交差しているが、縦方向施工目地の2個は、車線1と3の中心の下にあり、収縮目地は車線2の中心の下にある。表-9に各車線にかけた荷重を示す。

また、繰返し荷重に対して、スラブのたわみとひずみを測定した。

表-9 PCスラブの荷重

車線No.	基礎スラブの縦方向目地	全荷重(t)
1	キイ型施工	20.4および45.4
2	膨脹	27.2
3	キイ型施工	34.1

(b) 結果—載荷試験から、荷重27.2t、34.1t、45.4tに対し、PCスラブの破壊は、基礎舗装の横方向膨脹目地と縦方向目地との交差点を凹む区域で発生した。そのまま荷重をかけていくと、第2の破壊は、基礎舗装の縦方向目地にあったが、常に横方向収縮目地から約1mの距離に移動した。スラブ破壊の進行は、図-61に示す荷重サイクルと永久および一時たわみとの関係からよみとれる。6サイクルでの一時たわみは0.51m以上であり、ひびわれは基礎舗装とPCスラブの底面ですでに進行中であった。

図-62に、4個の荷重についての平均初期たわみと20.4、27.2および45.4tの荷重の2,000サイクル時の静的たわみを示す。平均初期たわみは、載荷車線の膨脹目地と縦方向目地の区域ではほぼ同じであったが、荷重が増大すると(この場合2,000サイクル)、たわみは膨脹目地上でかなり大きいものとなった。

スラブに最初にかけた荷重は車線1 20.4tで、このときの静的な平均初期たわみは0.25cmであった。この

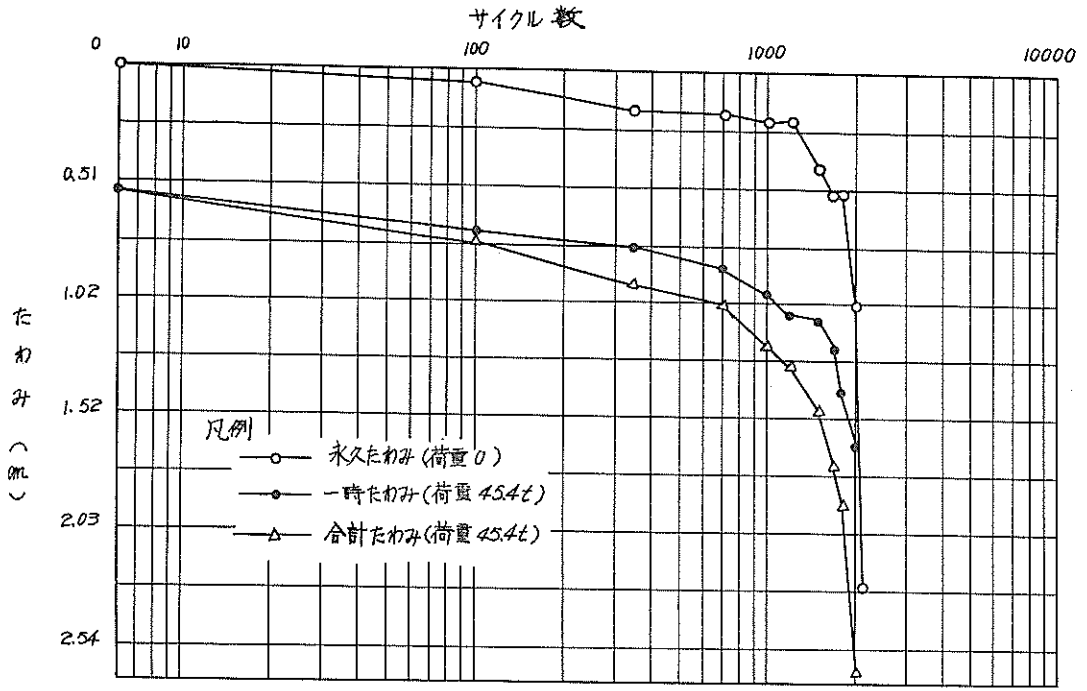


図-61 荷重サイクル数とたわみとの関係

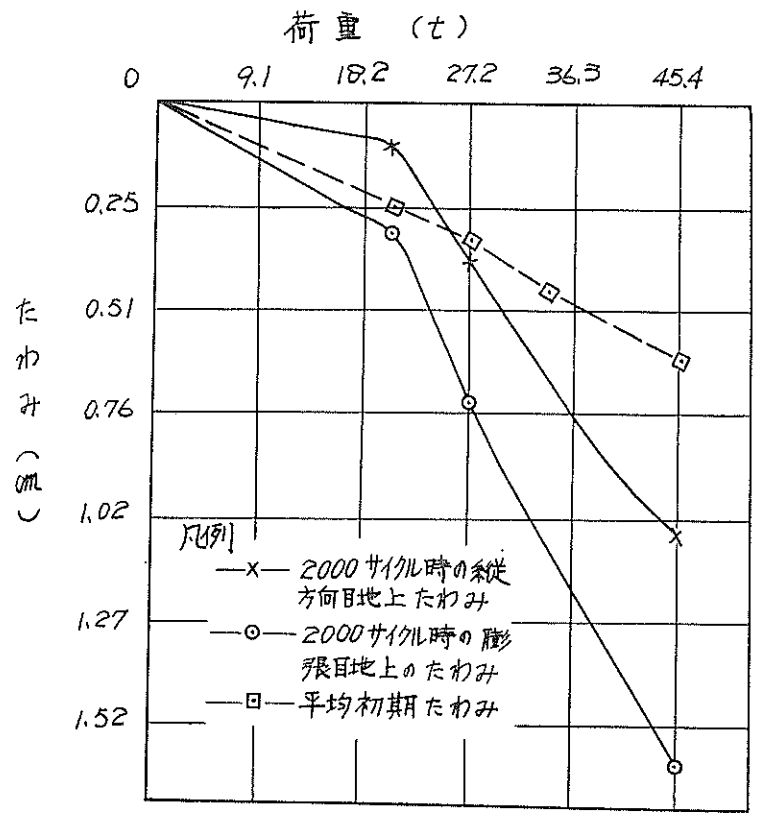


図-62 荷重とたわみとの関係

荷重を3,000回かけた後もたわみはほとんど増加しなかった。試験結果を早く得るため、その後、車線1には45.4tが、車線2および3にはそれぞれ27.2tおよび

34.1tがかけられた。表—10たわみについてのこれら3個の試験結果と破壊時における荷重サイクル数がまとめである。

表—10 載荷試験結果

荷 重 (t)	静的たわみ(mm)		破壊時の荷重サイクル数	
	平均初期	平均破壊時	膨脹目地	他の部分 ¹⁾
27.2	0.33	1.52	9,100	12,400
34.1	0.46	1.55 ²⁾	6,200	9,300
45.4	0.61	1.63	2,068	3,790

1) 基礎舗装の縦方向目地の上の車線の中央部である。

2) 推定値

たわみの予備測定から、13.6tの荷重は、スラブの底面にひびわれを発生させない最大荷重であることがわかった。また、18.2~22.7t程度の荷重で30,000サイクルまでは、舗装表面に悪質な影響を与えないと考えられる。

PCスラブの試験前に、15.2cm厚のコンクリート基層舗装上に置かれた無筋コンクリートスラブとたわみ性

スラブを、45.4tの複車輪荷重の下で破壊試験に供した。基礎コンクリートの目地の配置はPCスラブの場合と同じで路床の状態もコンクリートの強度も同じであった。スラブの破壊は、すべての場合基礎コンクリート舗装の膨脹目地の上で起った。これらの比較値を表—11に示す。この比較が正しい限り、10.2cmのPCスラブは

表—11 嵩上げの比較

破壊時の荷重 サイクル数	嵩上げの厚さ(cm)			厚さ(cm)	
	プレストレスト コンクリート	無筋コンクリート	たわみ性舗装	普通コンクリート	
2,000	10.2	21.8	43.7	34.3	
5,000	11.7	25.4	50.0	38.1	
30,000	15.2	31.8	64.2	45.2	

厚さ21.8cmの無筋コンクリートスラブや厚さ43.7cmのたわみ性舗装に相当するといえる。また10.2cmのPCスラブと15.2cmのコンクリート基礎舗装から成る厚さ25.4cmの合成スラブは、厚さ34.3cmの普通コンクリートスラブに相当する。この試験条件の場合、PCスラブの厚さは、無筋コンクリートスラブのその半分でよいことがわかる。コンクリート基礎舗装上のたわみ性スラブに関する実験によると¹⁰⁰⁾、路床反力係数が5.5kg/cmかそれ以上のとき、PCスラブは厚さが3~4倍の無筋コンクリートスラブと同等であることを示している。

11.2 試験スラブB

(1) 施工年度

載荷試験を行なうために、実物大のPC舗装を1957年9~12月に施工した。

(2) PCスラブの大きさ

PC舗装は長さ152m、幅15.3m、厚さ22.9cmで、長さ152m、幅7.6mの2本の平行な試験路P1とP2から成っている。P1路、P2路にはそれぞれの中央に縦方向施工目地(ダウエル型、キイ型、突合せ型およびグラウトした突合せ型の4種)が設けられている。

(3) 路盤

舗装の北側半分には厚さ 10.2cm のシルト質砂の基層が置かれ、南側半分には厚さ 45.7cm の同じ材料の基層が置かれ、これら基層の上に、まさつを減らすため、厚さ 1.3cm の砂層を置き、その上に防水紙を敷いた。基層上での路盤反力係数は厚さ 10.2cm および 45.7cm でそれぞれ $1.6 \sim 2.4 \text{ kg/cm}^3$ であった。

(4) プレストレス

直径 22mm, 29mm の PC 鋼棒を用いてポストテンション方式で、縦および横方向にプレストレスを与えた。縦方向プレストレスは、P1 路は 28 kg/cm^2 、P2 路は 14 kg/cm^2 、横方向プレストレスは 28 kg/cm^2 と 14 kg/cm^2 の 2 つであった。なお北側 2.1m では横プレストレスの代りに異形鉄筋が使用された。

(5) コンクリート

単位セメント量は 335kg, 最大粗骨材寸法 19mm, スランプ 6.4~7.6cm である。材令 90 日の平均曲げ強度は 59.5 kg/cm^2 であった。

(6) 載荷試験

載荷装置は複車輪とタンデム型複々車輪（車輪中心間隔：横方向 94cm, 縦方向 161cm）を備え、時速 3.2~9.6 km で移動する。荷重は複々車輪荷重 45.4~120.3 t をかけることができる。スラブのたわみとひずみを静的および動的に測定した。

P1 路では 120.3 t 荷重を、施工目地を含んだ幅 4 m に、時速 3.2~9.6 km でスラブが破壊するまで、すなわちスラブ表面に円形のひびわれが発生するまでかけた。最初の破壊は、繰返し荷重が 440 サイクルのとき北端の横方向にプレストレスがない部分の施工目地から 5~6 cm のところに生じた。第 2 番目の 2 か所の破壊は、荷重 630 サイクル、合計引張り強度（コンクリートの曲げ強度にプレストレスを加えたもの） 77 kg/cm^2 の 45.7cm 厚の基層上に生じ、第 3 番目の 4 か所の破壊は、1,250 サイクルで合計引張り強度 83 kg/cm^2 の厚の基層上に生じた。10.2cm 厚の基層上の破壊は、1,920 サイクルで生じ、合計引張り強度は 87 kg/cm^2 であった。図-63 に荷重サイクル数と動的および永久ひずみの増加が示さよており、これはたわみ曲線の典型的なものである。P1 路の載荷試験結果の概要は表-12 のとおりである。

2,000 サイクル以上のデータが必要があったので、P2 路にはその中央 6.1m に 90.8 t という小さい荷重をかけた。このうちの北半分は 45.7cm 厚の基層で、南半分は 10.2cm 厚さの基層であった。合計引張り強度はそれぞれ 70 kg/cm^2 および 78 kg/cm^2 であった。45.7cm 基層上のスラブには 4,240 サイクル、10.2cm 基層上のスラブには 8,400 サイクルの荷重でも、破壊は発生せず、2,200 サイ

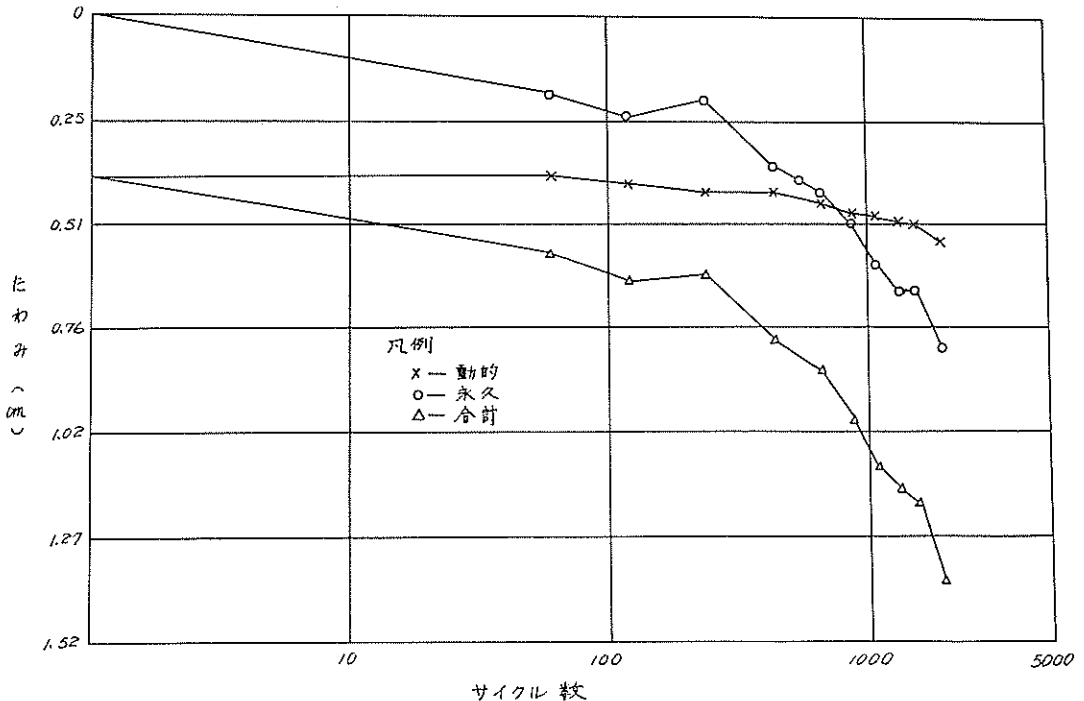


図-63 P1 路のたわみ曲線

表-12 P1路の載荷試験結果

基 層 (cm)	荷 重 (t)	曲げ強度+プレストレス (kg/cm ²)		平 均 サ イクル数	た わ み(cm)		
		縦	横		動 的	永 久	合 計
10.2	120.3	80.5	52.5 ¹⁾	440	0.605	0.427	1.032
10.2	120.3	86.8	86.8	1,920	0.508	0.566	1.074
45.7	120.3	89.6	75.6	1,250	0.605	1.001	1.606
45.7	120.3	75.6	75.6	630	0.328	0.226	0.554

1) 横方向プレストレスに代る異形鉄筋。コンクリートの曲げ強度は49kg/cm²。

クルのときずかの非常に細かいひびわれが横方向に発生したが、破壊には至らず、これらひびわれは直線であった。P2路の残りの部分には120.3tの荷重をかけ、最初の破壊は220サイクルでプレストレスのない部分の施工目地のところに生じ、第2番目の破壊は1,330サイク

ルで10.2cm厚の基層上に生じ、第3番目の2個の破壊は1,725サイクルで45.7cm厚の基層上に生じた。荷重はさらに、ひびわれのない部分に2,680サイクルまでかけられた。P2路の試験結果は表-13のとおりである。

表-13 P2路の載荷試験結果

基 層 (cm)	荷 重 (t)	曲げ強度+プレストレス (kg/cm ²)		最 大 サイ クル数	た わ み (cm)		
		縦	横		横 動	永 久	合 計
10.2	120.3	63.0	49.0 ¹⁾	220	0.935	1.105	2.040
10.2	120.3	75.6	89.6	1,330	0.508	0.267	0.775
10.2	90.8	70.7	84.7	8,400 ²⁾	0.366	0.678	1.044
45.7	90.8	70.0	70.0	4,240 ²⁾	0.315	0.427	0.742
45.7	120.3	69.3	69.3	1,420	0.569	1.196	1.765
45.7	120.3	71.4	85.4	2,010	0.686	1.283	1.969
45.7	120.3	74.7	88.9	2,680 ²⁾	—	—	—

1) 方方向プレストレスの代りに異型鉄筋。コンクリートの曲げ強度は49kg/cm²。

2) 破壊しない。

11.3 誘導路

(1) PCスラブの大きさ

長さ152m、幅22.8mのPCスラブが主要誘導路の一

部に3断面のPC舗装を施工した。すなわち、地盤上にPCスラブを置くもの、厚さ58.5cmのポルトランドセメントコンクリート基礎舗装上にPCスラブを置くもの

および厚さ 58.5cm のたわみ性舗装の上に PC スラブを置くものである。

(2) 設計

設計荷重は、109 t のツイン型複々車輪荷重が 30,000 回繰り返すものである。路床反力係数は 6.9kg/cm^3 、コンクリートの曲げ強度は 49kg/cm^2 である。すべての場合 PC 舗装スラブの底面の引張りひびわれは許容される。表—14 に設計概要を示す。

表—14 109 t ツイン型複々車輪に対する設計

舗装の型	PC 舗装		無筋コンクリート	
	プレストレス (kg/cm^2)		厚さ (cm)	厚さ (cm)
	縦	横		
厚さ 58.5cm のたわみ性舗装に嵩上げ	24.5	16.8	17.8	40.1
厚さ 25.4cm のポルトランドセメントコンクリートに嵩上げ	24.5	16.8	17.8	40.1
路床上に舗装	28.0	16.8	20.3	53.5

12 ドイツの Hannover 空港

(a) 施工年度——1958年に滑走路舗装工事に PC が施工

された。

(b) 滑走路の大きさ——長さ 1,276m, 幅 45m, 厚さ 14cm で、縦方向施工目地間隔 7.5m, 横方向目地間隔 106m である。

(c) プレストレス——プレストレスはデュビダーク工法によって、縦および横方向に直交に与えられた。鋼棒は直径 10.2mm で、シース内径は 17mm である。

(d) 路盤——路床条件が特に悪くて、地下水が地表面直下にある所では、その部分は深さ 2 m まで泥を除去して砂や砂利で置き換えた。また全域にわたって厚さ約 50cm の凍結防止の砂利層を敷設した。路盤反力係数は 7kg/cm^3 以上であった。

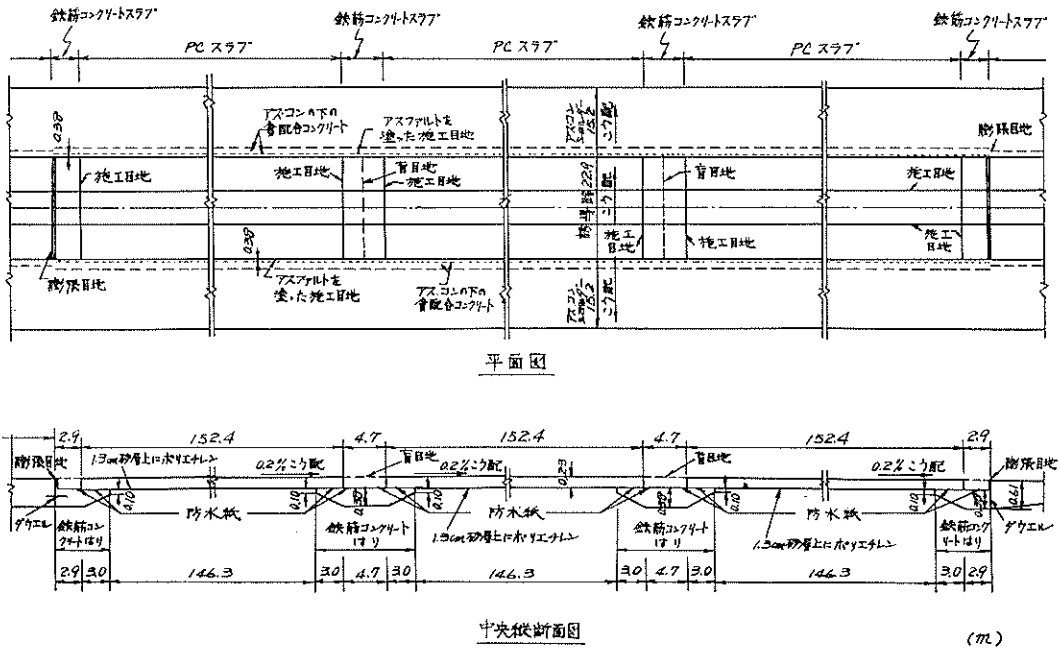
13 ドイツの Niedersachsen 空港

1958年秋、滑走路の延長工事に、縦方向および横方向それぞれプレテンション方式およびポストテンション方式による PC 舗装が施工された。PC スラブの長さは 715m で、厚さは 15cm である。

14 アメリカの Biggs 飛行場

(1) 施工年度

PC 舗装の研究の進展に伴って、1959年 3月～5月にアメリカ空軍はテキサス州の Biggs 空軍基地の誘導路の一部に PC 舗装を施工した。



図—64 PC 誘導路平面図および断面図

(2) PCスラブの大きさ

長さ472m, 幅22.6m, 厚さ22.9cmで, 縦方向施工目地間隔7.6m, 横方向目地間隔157.3m (鉄筋コンクリートスラブを含んだもので実際のPCスラブは152.4m) である (図-64)。

(3) 設計

設計荷重は, 車輪中心間隔が94.0cm, 157.5cm, 94.0cmのツイン型複々車輪に12tで, タイヤ圧は17.4kg/cm²である。路盤反力係数5.5kg/cm³, 路盤まさつ係数

0.75を用いB-52機の10,000回の使用に耐えるように設計されている。PCスラブは弾性範囲を越える応力を受け, 舗装の底面にひびわれが発生するという前提で設計された。なお本設計には, Sharonville 飛行場の試験スラブBの結果を基にして決められた繰返し荷重回数と設計係数との関係 (図-65) が利用されている。図-65では, 直線は測定点より安全側に描かれており, ツイン型複々車輪を受ける本設計に用いられた。車輪荷重は次式によって求めることができる。

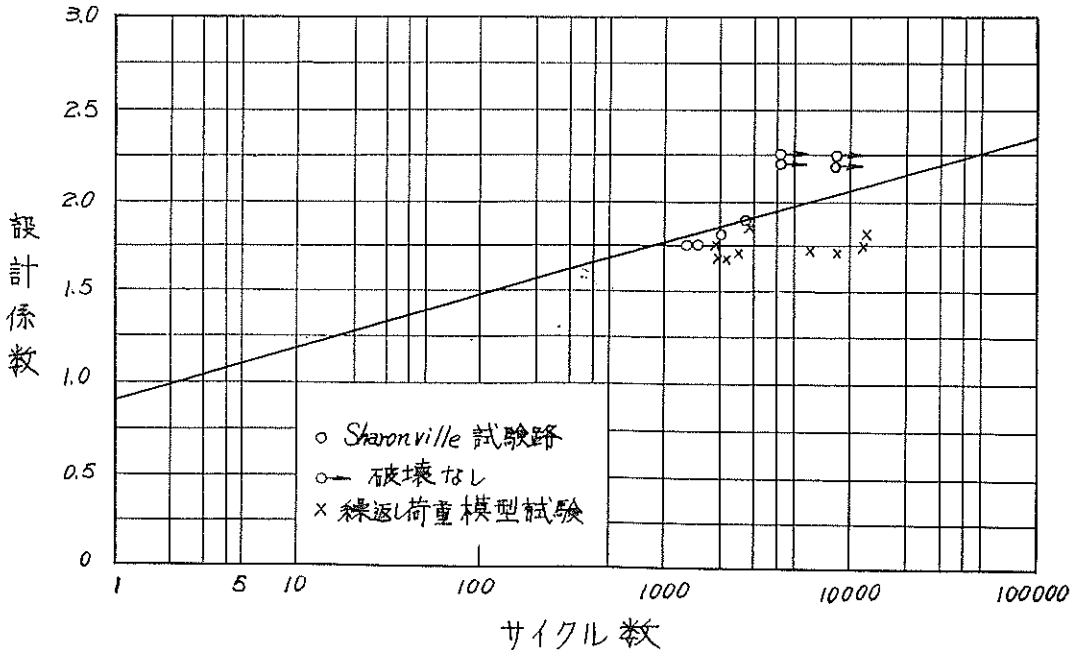


図-65 PC舗装の繰返し荷重に対する設計係数

$$P = \frac{(R_p + \sigma_t - I')Sh^2}{6N\{C(M/P) - M_r/P_0\}}$$

ここに

- R_p = 設計プレストレス (=175lb/in²)
- σ_t = コンクリートの曲げ強度 (=800lb/in²)
- S = 等値單車輪荷重に対する多車輪荷重の比 (=2.31)
- I' = 路床拘束応力 (=23lb/in²)
- h = 舗装厚 (=9.0in)
- N = 繰返し荷重に対する設計係数 (=2.05)
- C = 放射モーメント補正係数 (=0.274)
- M/P = 車輪荷重1ポンド当りの最大モーメント (=0.178)
- M_r/P_0 = 負のひびわれ発生時の車輪荷重1ポンド当りのモーメント (=0.0028)

上式に図-65から得られる N を代入して, 設計繰返し回数に対する最大荷重が得られる。また上式に設計荷重を代入して, 最大繰返し回数を得られる。表-15にこの結果を示す。

表-15 PC誘導路の評価 (Sharonville) の試験に基づいたもの

条 件	航空機の総重量* (t)	車輪荷重 P (t)	繰返し回数 N
第1評価	242.5	127.5	10,000
第2評価	229.5	120.5	27,000
設 計	229.5	120.5	10,000

*重量分布は前輪および後輪にそれぞれ47.5および52.5%と仮定

(4) プレストレス

プレストレスの大きさは縦方向 24.5kg/cm²、横方向 12.3kg/cm² でポストテンション方式で導入された。縦方向は直径6.4mmの鋼線12本から成るケーブルをスラブ厚の中心で間隔58.4cmに設置した直径4.1cmのたわみ性シースに入れ、横方向は直径6.4mmの鋼線6本から成るケーブルを縦方向シースの下で間隔70.8cmに設置した直径4.1cmの剛性シースに入れた。横方向シースは、1.5m間隔に配置した金属スペーサーで保持されている。縦方向プレストレスは、長さ152.4mのPCスラブ両端に全幅にわたって設置した幅10.7m、厚さ38cmの鉄筋コンクリートはりを変ットとして導入され、横

方向プレストレス全幅22.9mが構成されてから、導入された。コンクリート打込み中にケーブルの形がくずれないようにするために、縦方向ケーブルに7.0kg/mm²の予備張力を与えておいた。外側車線の端部に沿って少量の鉄筋を挿入し、補強し、コンクリート強度が61kg/cm²に達したとき(材令1日)縦方向に部分プレストレスを導入した。3車線全部のコンクリート打ちが終了し、コンクリート強度が284kg/cm²に達したとき第2次プレストレスを導入した。縦方向プレストレッシング終了後、3車線を通して横方向プレストレッシングを行ない、次いで、全部のシースにグラウトを注入した。縦方向24.5kg/cm²および横方向12.3kg/cm²のプレストレス

表-16 プレストレッシング計画

段	階	コンクリートの所要圧縮強度 (kg/cm ²)	ジャッキ位置での鋼棒応力 (kg/mm ²)	ジャッキ位置での鋼棒張力 (t)	各端での鋼棒の伸び (cm)
縦方向整列(12ワイヤ)		—	7.0	2.7	2.5
縦方向部分プレストレッシング (12ワイヤ)		60.9	24.6	9.4	9.5
縦方向最終プレストレッシング (12ワイヤ)		283.5 (最小)	134.4 117.6	51.3 44.9	46.2 43.5
横方向プレストレッシング		259.0 (最小)	126.6 117.6	24.1 18.4	14.3(一端のみ) 14.0

を得るために表-16に示す計画に従って行なわれた。

(5) 路盤

まず下層30.5cmは、修正 AASHO 密度の92および97%になるように15.2cmの2層にわけて締め固めた。その上部に安定処理した厚さ15.2cmの骨材層を修正 AASHO 密度の100%で置き、さらに、路盤とスラブとのまさつを減少させるために、その下に厚さ1.3cmの砂層を置、それにポリエチレンシートを敷いた。路盤反力係数は5.5kg/cm³、路盤まさつ係数は0.7であった。

(6) 養生

最初の車線は、被膜養生に続いて、36時間湿らした木製のマットを置いて養生したが多少の収縮ひびわれが発生した。そこで他の車線は、さらに木綿マットの上を防水紙で覆ってこのひびわれの発生を防いだ。

(7) 目地

プレストレス導入後、鉄筋コンクリートはり上の幅

4.6mの空間部は、厚さ22.9cmの鉄筋コンクリート構造とした。この後埋め鉄筋コンクリートスラブとPCスラブはポリエチレンシートで鉄筋コンクリートはりと分離されている。後埋めスラブの中央に盲目地をつくった。膨脹目地は長さ472mの舗装両端にだけ設けられ、その開きは3.8cmで、その上部と下部に多硫化物系ゴム材を置き、その間にポリウレタンの泡を注入して充てんした。1年間の目地の最大変位は3.8cm程度で、1日の最大変位は1.3cm程度であった。

(8) 試荷試験

1960年2月に中央の152.4mの区間で静荷重試験を実施した。この試験区は、南側端より約15m中側の点から中央92mの区間である。載荷はB-52機を使用し、ひれみおよびたわみの測定をした。たわみ測定には92.6t荷重を使用した。その基準点は中央の7.6m車線の内部および縦方向施工目地とした。理論的には、最大たわみ

は車輪と車輪の中央で生ずるが、測定最大たわみは必らずしも中央ではなかった。表一17に測定値と計算値を示す。

表一17 92.6 t 車輪荷重のたわみの測定

条 件	最大たわみ (mm)	
	中 央	施 工 目 地
測 定	2.1	1.3
値中央載荷理論による計算値	0.9	0.9

表一17から判断すると、スラブ底面にひびわれが発生しそうもないこと、施工目地は舗装があたかも一体として打ち込まれたように挙動していること、等がわかる。計算値は路盤反力係数を8.3kg/cm³と仮定したのでやや低めになっているが、実際のたわみの読みから得た体積変位を基にして推定すると6.4kg/cm³程度の値である。

舗装表面の25か所にゲージ表10.2cmのストレーンゲージをはって縦方向施工目地およびスラブ内部についてひずみを測定した。使用荷重は86.3tである。測定ひずみから得られる最大引張り応力は表一18の理論値と一致している。理論上の最大ひずみは、タイヤのだ円形の接

表一18 86.3 t 車輪荷重に対する最大引張り応力

	ひ ず み		計算最大引張り 応力 (kg/cm ²)
	半径方向	接線方向	
測定値	145×10 ⁻⁶	45×10 ⁻⁶	56.1
理論値	—	—	57.2

地面の長軸に平行な方向に、内側の2つの車輪の下で発生する。タイヤが接地している部分のひずみを測定することはできないが、測定ひずみからひずみ影響線を描いてみると、最大ひずみは同じ点で生じ、スラブ中央の点と縦方向目地の点での測定値から、顕著な差異はみられなかった。ひずみはスラブ表面でしか測定できないので、表面圧縮ひずみが底面引張ひずみに等しいと仮定することが必要である。

試験結果によれば、86.3tのツイン型複々車輪荷重では、スラブは破壊せず、スラブ中に発生した最大引張り応力は56.1kg/cm²であり、一方スラブのプレストレスと曲げ強度の合成応力は66.6~69.9kg/cm²の範囲である。試験は2月に行なわれたのでこの合成応力を最小の66.6kg/cm²と考へて、スラブ底面にひびわれを発生さ

せるのに必要な車輪荷重は、(66.6/56.1)×86.3=102.4tである。大型模型試験結果によると、スラブ上面のひびわれを発生させる車輪荷重に対するスラブ底面にひびわれを発生させる車輪荷重の比は約2.3であることがわかっている。従って本誘導路のスラブ上面にひびわれを発生させる車輪荷重は、2.3×102.4=235.5tとなる。繰返し回数1,000回に対する設計係数は2.05なので、許容車輪荷重は235.5/2.05=114.9tとなる。これは、表一15に示した127.5tと本質的に一致する。この2つの荷重差の生じた1つの原因は、127.5tという値がWE-STERGAARD理論で各タイヤ接地面積が1,722cm²であるとして求められたのに、実際には1,393cm²しかなかったことと考えられる。

(9) 補修工事

後埋め鉄筋コンクリートスラブの盲目地は、スラブコンクリート打込み後数週間後約2.5cmに開き、温度が上昇しても完全には閉じなかった。従ってこれはクリープと乾燥収縮によるスラブの短縮によるものと考えられる。この開いたままになっている盲目地に、膨脹目地に使用された多硫化物系ゴム材を充てんしたが、日中の動きが大きいためその機能を十分発揮することはできなかった。そこでゴムを除去し、早強セメントで埋めた。やはり大きな動きによって充てん部分がはがれたり、後埋めスラブが破損したりした。1960年にすべての目地を次の要領で修理した。すなわち、2か所の内部後埋めスラブの中心から1.2mずつ計2.4mの幅と両端の後埋めスラブの中心から0.75mずつ計1.5mの幅にわたってそれぞれ取りこわして、その空間は、6個の膨脹目地が設置できるような間隔を残して、鉄筋コンクリートで充てんした。これらの膨脹目地は、新しいコンクリートを打込む前にあらかじめ成型しておいた目地材である。

もう一つの問題は、PCスラブの各辺に沿って、歴青舗装の中にひびわれが発生したことである。もちろん、この2種の舗装の間には目地が設けられていたが、実際の動きは歴青舗装を破損させるほど大きかったのである。そこでこれを修理するため、幅30.5cm、厚さ5.1cmの歴青まさつ層をPC舗装の側面に沿って設けてある滑動目地上から除去し、2.5×5.1cmの木片を滑動目地に鉛直に置き、この両側に5.1cmの歴青舗装を行ない、次に木片を取り、加熱封かん材を注ぎ込んで目地とした。この材料は歴青材より変形に対して能力があり、この目地に生ずる動きに追従でき、これら補修は1961年6月現在、良好な状態にある。

(10) 経済性

PC舗装の落札価格は1m²当り8,300円で、一方隣り

に施工された61.0cm厚の無筋コンクリートおよび48.3cm厚の鉄筋コンクリート舗装のそれはそれぞれ6,200円および5,800円であった。舗装区間を長くし、設計および施工法を改良すれば、PC舗装の単価は更に低くなるものと思われる。

15 オーストリアの Vienna 空港

(1) 施工年度

1960年に滑走路、誘導路およびジェット機用エプロンをPC施工した。

(2) PC舗装区域

滑走路部分長さ1,000m、幅45m、厚さ15cm、エプロン部分は長さ434m、幅52、厚さ15cmで、図-66に空港平面図を示す。PCスラブは長さ92~126m、幅7.6mで

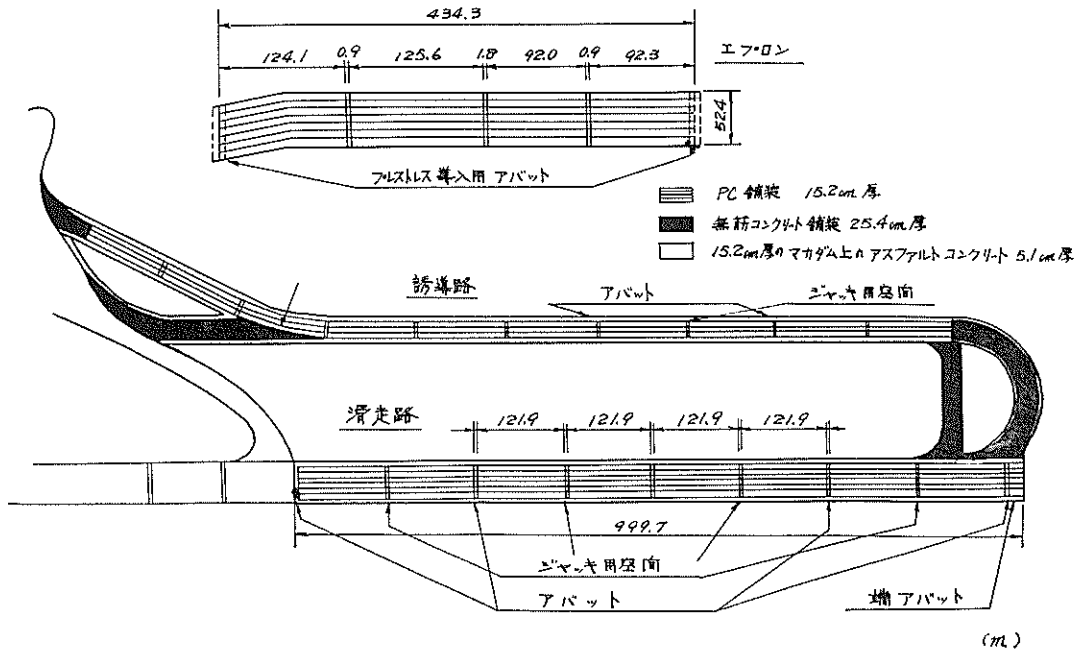


図-66 空 港 平 面 図

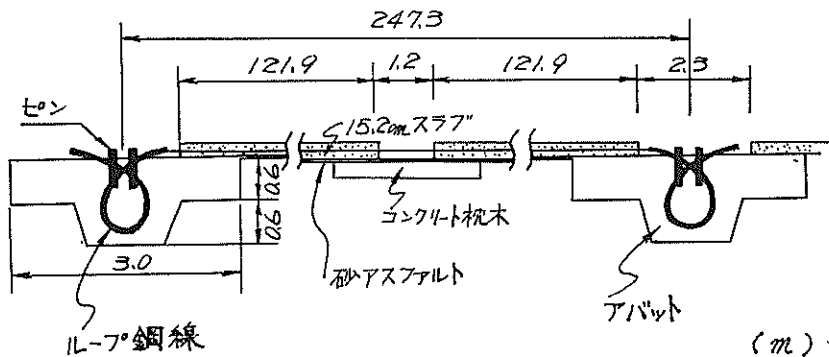


図-67 縦 方 向 断 面 図

ある。

(3) プレストレス

プレストレスの大きさは、縦方向 16.5kg/cm²、横方

向10.0kg/cm²である。縦方向は直径3.9mmのPC鋼線によってプレテンション方式でプレストレスングされた。このPC鋼線は1区間長に切られ、その一端はアバ

ットに定着され、他端はコンクリート枕木上で連結されている(図-67)。コンクリート打込み後24時間に、コンクリート枕木上にある連結部をきるめて、部分プレストレスを行ない、次いでコンクリート材令2~3日で、全プレストレスを導入する。図-67に示されているコンクリート枕木上およびPCスラブ端とアバットの間の空間は、コンクリートの乾燥収縮およびクリーブ

の大部分が終了した後、平板ジャッキを設置し、約3 kg/cm²のプレストレスを導入した後、ジャッキを取り除いて早強セメントコンクリートでこの部分を埋めた。エブロンでは、平板ジャッキを使用しなかった。なお滑走路および誘導路には、温度変化に起因する圧力を吸収するために、図-68に示す端アバットが両端に設置されている。横方向プレストレスは、直径3.9mmの鋼線24

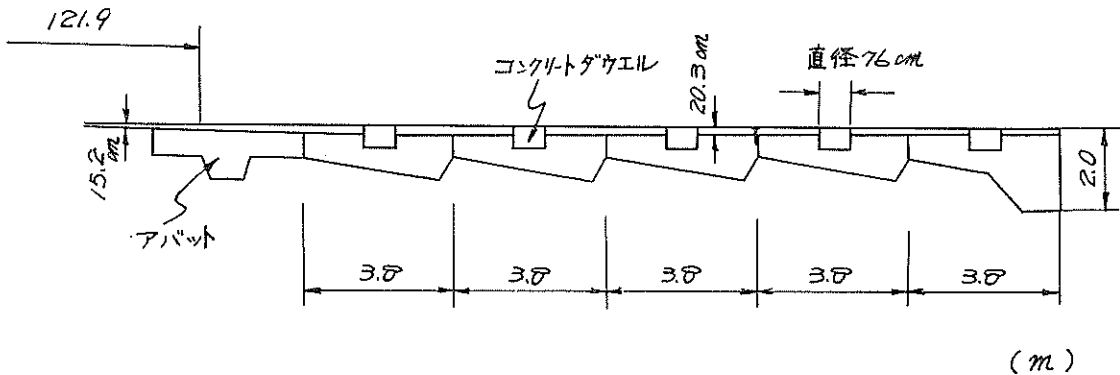


図-68 端アバット

本から成るケーブルを2.7m間隔に配置し、ポストテンション方式によって導入した(図-69)。

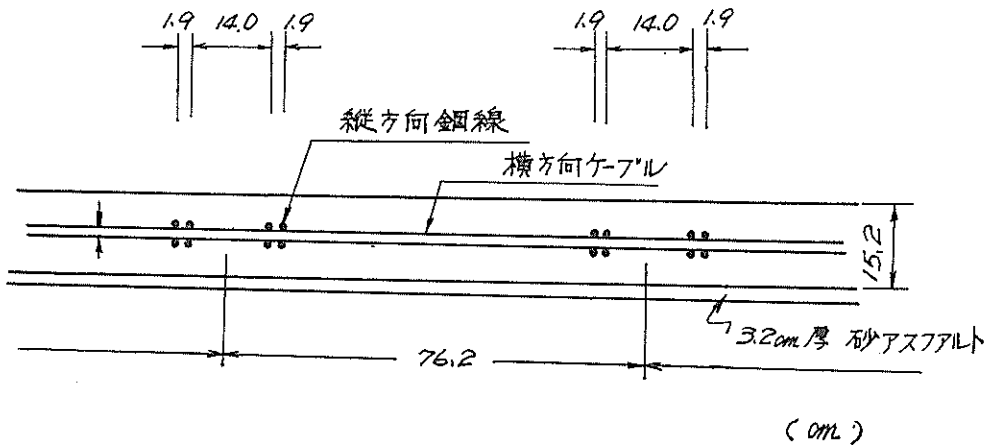


図-69 横方向断面図

(4) 目地

縦方向施工目地は横方向プレストレスによって密着するが、さらに防水性を良くするために、この目地に深さ1.9cm、幅0.6cmのみぞを作り、ここにプラスチックセメントモルタルを詰めた。

(5) 経済性

厚さ15cmのPCスラブの単価は1m²当り2,200~2,300円で、これは無筋コンクリート舗装の28cm厚のス

ラブに相当する。PC鋼材を下方に偏心させて、さらにスラブ厚を薄くすることによって、もっと経済的なPCスラブを施工することが可能と思われた。

16 ベルギーの Melsbroeck 空港

16-1 滑走路

(1) 施工年度

1959年1~12月に旧滑走路を除去してPC滑走路を施

工した。

(2) 滑走路の大きさ

長さ3,385m, 幅45m, 厚さ18cmで, 縦方向施工目地間隔は7.5m, 横目地間隔は110m間隔に中間目地のある330mである。

(3) 設計

設計荷重は45t車輪荷重で, タイヤ圧10kg/cm²である。路盤反力係数は6kg/cm³である。路盤は, 10cm厚の砂層上に凍上防止層としての10cm厚の砂利層があり, その上に上部の空けきを埋めるため2cm厚の砂層を置き, その上にクラフト紙を敷いたものである。

(4) プレストレス

プレストレスの大きさは, 縦方向最小12kg/cm², 横方向15kg/cm²である。縦方向プレストレスは, 330m間隔に設けられた施工目地に設置した5連平板ジャッキと滑走路両端に設けたアバットによって導入した。コンクリート強度が最小40kg/cm²(材令14~24時間)のとき, 12kg/cm²までのプレストレスを導入した。コンクリート打ちは8月1日に開始し10月末に終了した。最初の車線と最後の車線との間にはかなりの材令の差があった。2つの最初の車線のプレストレッシングは, 112kg/cm²ジャッキを使って82kg/cm²をかけたまま数分間おき, 第1車線のジャッキを閉ざしてモルタルを注入した。第2車線のジャッキは87kg/cm²になるようにした。第3 第4車線についても同様な方法を用いたが, 第2車線の場合より20kg/cm²だけ増加した。第5 第6車線についても同じであるが, 圧力をさらに20kg/cm²だ

け増加した。この場合滑走路のプレストレスにはわずかな不均一せいが生じているであろう。横方向プレストレスは, 1.75m間隔に設置した直径7mmの鋼線12本から

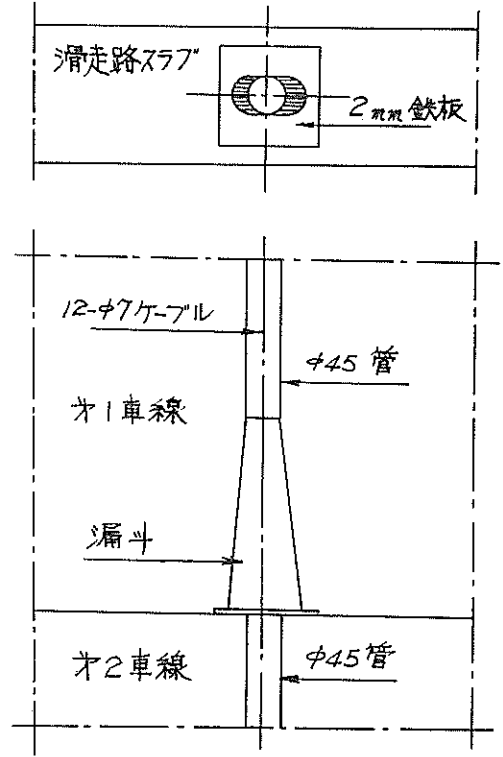


図-70 横方向ケーブルの孔の詳細図

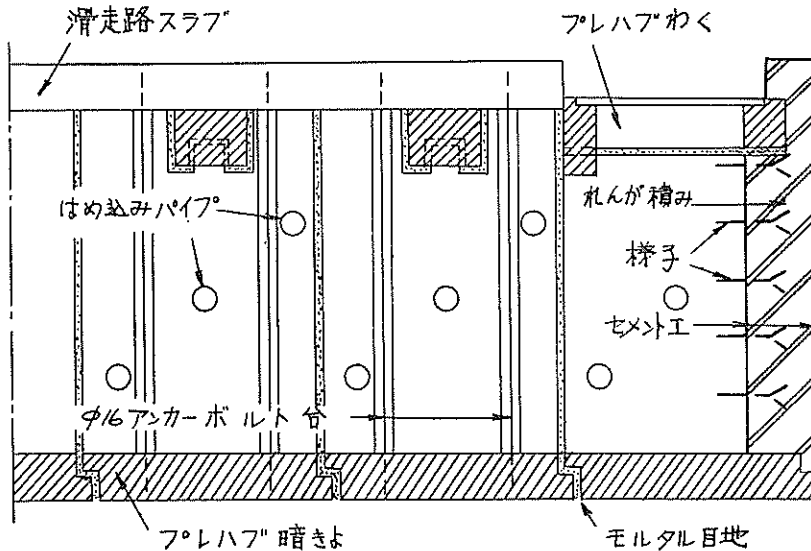


図-71 作動目地の下の暗きよの縦断面図

成るケーブルによってポストテンション方式で導入した。使用されたシースは直径48mmの金属製のもので、コンクリート打込み後5～6時間でコンクリートから引きぬかれた。図-70に2つの隣接した車線の相対的な滑りを補正するためのケーブル通過孔の構造を示す。各シースは外側に漏斗状のものがある。孔の中にケーブルを連結してワイヤを長さ45mの孔の中に押し込み、その先の小さなフックにケーブルを連結してワイヤを引き抜いてケーブルを通した。横ケーブルのコーンは、滑走路側面につけた切り溝にあてた180×180×12mmの金属板を介して取り付けられた。

(5) 作動目地

作動目地間隔は330mで、そこに5連平板ジャッキを設置した。5個のジャッキのうち4個は滑走路が供用される前に用いられ、5番目のジャッキは将来の調整のための予備である。各ジャッキは長さ2.35m、高さ21cm

である。作動目地部でのスラブの厚さは25cmに増大され、これは7mの距離ですりつけられた。すなわち、この部分のスラブ下面のこう配は1%となっている。作動目地の持ち上り防止装置として、暗きよを設置した。暗きよは長さ1.25の部分に前もって作られたもので暗きよ内壁の表面部に連続しての連絡はりも同様に前もってつくられ、現場で組み立てられた。図-71に暗きよの縦断面を示す。現場施工の目地、滑走路の縁の出入口および梯子等がみられる。この出入口から滑走路全長の330m下を通過することができる。作動目地の間に110m間隔に仮目地を設け、そこに仮ジャッキを設置し、空げきに粘着性のない細砂を充てんした。この方法でプレストレスは数日の間に導入され、圧搾空気で砂を追い出しジャッキを容易に調整することができた。仮目地は、ジャッキを除去した後コンクリートで後埋めした。

(6) アバット

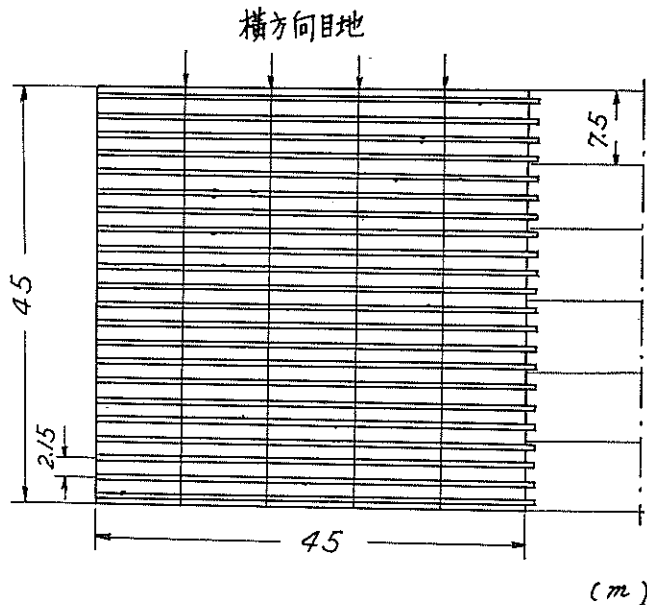
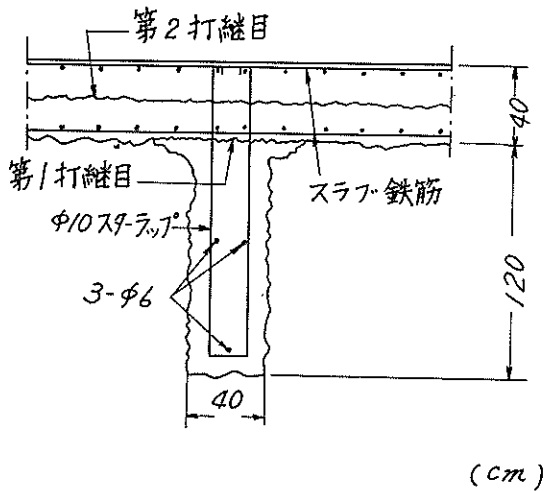


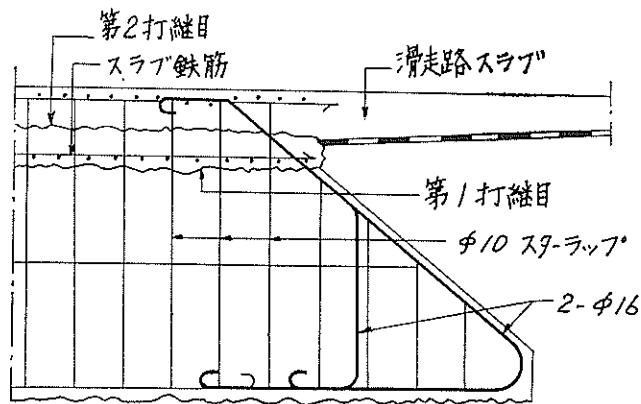
図-72 アバット平面図

図-72アバットを示す。滑走路両端の2つのアバットは、幅は滑走路幅と同じ45m、長さ45m、高さ40cm、高さ1.2mの鉄筋コンクリート構造物である。プレストレス導入前の収縮ひびわれを防ぐため、横方向に9m間隔で盲目地を設けた。また縦方向に約2.15m間隔でアバットわくが設置されている。アバットは型わくが設置されている。アバットは型わくなして土の上に直接コンクリート打ちされた(図-73)。コンクリート打ちは次の3段階で行なった。第1段階では、アバットわくの上部

までコンクリートを打ち込み、できるだけ緻密に仕上がり面ができるように腹筋を配置した。第2段階は、その上に厚さ20cmのスラブを打ち込み、振動機で締固めた。第3段階は、滑走路と同時にさらに厚さ20cmのスラブにコンクリート打ちし、仕上げた。図-74にアバットわくの端の断面図を示す。まさつの反力は底部にかかるが、圧縮応力はアバットの上部にかかる。アバットの縁での持ち上りはなかったが、これは各アバットわくがアバットに局所的な持ち上りが生ずると補助的な抵抗が出るよ



図一73 アバット中央部の横断面図



図一14 アバット端部の縦断面図

あるスラブは20~25mにわたって10~15mm持ち上った。これからも明らかになるようにこれはバックリングによるものではない。バックリングには1,000kg/cm²以上の圧力が必要であり、これは次のように考えられる。スラブの滑りの影響の下では敷き砂利の一部は変位して移転したと考えられ、スラブの垂直応力が45kg/cm²以下のような値では、スラブは容易に数mm持ち上りうるのである。滑走路の暗きょについて穴を掘り目地を埋めて互の横に1.25mのブロックを並べた後、穴は引き続き埋めもどされたが、この作業が完全なものでなく、数週間後に暗きょの土はスラブより剝離し、20~25mの幅で空どうができた。これは危険ではなかったが、スラブ内に孔をあけコンクリートを埋めて修理した。

うな方法で滑走路の下にわずかに突き出た突起部と連結していたからである。アバットの抵抗を考えると、スラブの平均圧縮応力は72kg/cm²で1m当り130tとなっている。この計算において、まさつ係数0.65、粘着力140kg/cm²を採用した。この粘着力はかなり小さいもので現場での測定によって決定したものである。また安全率は1.25である。

(7) 載荷試験

1960年1月初めに舗装完成後行なった。50tの集中荷重の下で測定された最大たわみは1.6mmで、1分間3回の割合で500回載荷した後のたわみは2mmに達しなかった。

(8) 出来事

作動日地は1~2mm程度持ち上った。この持上りはアンカーボルトに由来するもので、このボルトはスラブのコンクリート打ちの前に配筋のため引き上げられたが、あるものは完全ではなく突き出ていたからである。

16.2 誘導路

(1) 誘導路の大きさ

長さ350m、幅23m、厚さ10cmで、縦方向目地間隔は1.24mである舗装は、長さ12.00m、幅1.24mの平行四辺形のプレキャストPCスラブから成っている(図一75)。縁スラブはその下で強化されている。

(2) プレストレス

縦および横方向のプレストレスの大きさは36kg/cm²である。横方向にポストテンション方式で36kg/cm²のプレストレスを導入するのであるが、平行四辺形スラブのため縦方向に30kg/cm²のプレストレスが導入される。この縦方向プレストレスは、プレキャストPCスラブのプレストレスに不利な影響を与えるので、プレキャスト

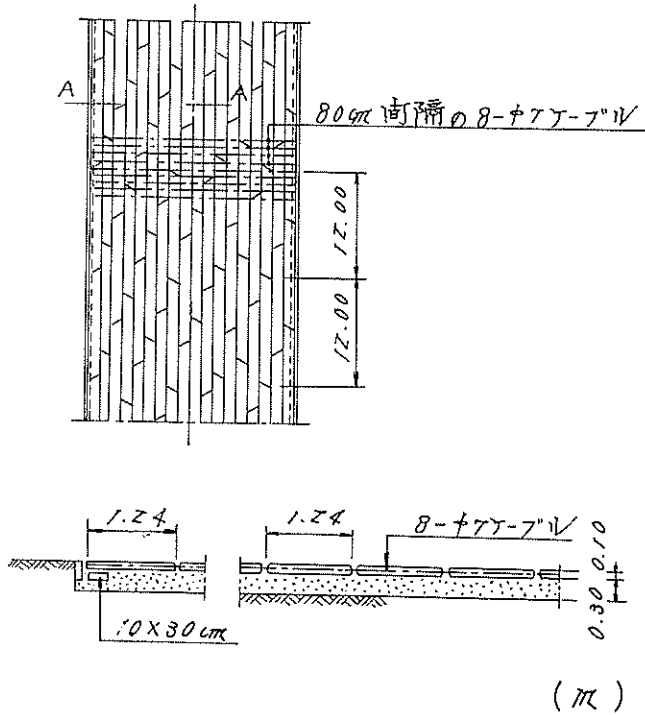


図-75 誘 導 路

PCスラブのプレストレスを $30+36=66\text{kg/cm}^2$ としておき、その値が 36kg/cm^2 以下にならないようにした。このプレキャストレスラブのプレストレスは、プレテンション方式で導入したが、 $32-\phi 5$ 、 $38-\phi 5$ または $44-\phi 5$ 鋼線によって行なった。なおスラブの長さ12mは運搬を考慮して決められたものである。

17 ニュージーランドの Woodbourne 空港

(1) PC舗装

滑走路両端に長さ45m、幅45m、厚さ15cmのPCスラブを施工した。縦方向施工目地間隔は3.6~4.5mである。図-76にPCスラブの詳細図を示す。

(2) 荷重

車輪荷重13.6t、タイヤ圧 5.6kg/cm^2 を設計荷重とした。

(3) 路盤

CBR40%まで締め固めたが、これは路盤反力係数 11kg/cm^2 に相当する。まさつ減少層として4cm厚の同一粒径の砂丘砂を用いた。砂層は手で敷き均らし、水を撒いて振動機で締め固めた。路盤の平坦性は $\pm 19\text{mm}$ となり、砂層についてはその許容範囲は $\pm 6\text{mm}$ であり、路盤紙を敷いた砂層を良好な状態に保つことは困難であっ

た。砂層は車線にわけて仕上げ、この直後に紙およびシーンを設置した。乾燥した風の強い天気ときは紙の縁の砂は飛散し、雨天のときは紙がやわらかくよれよれになる(アスファルトをしみ込ませてあるが)ため、砂層および紙は、ケーブル敷設中およびコンクリート打込み中に損傷を受けた。

(4) プレストレス

縦および横方向に、直径7mmの鋼線12本から成るケーブルを110cm間隔に配置して、ポストテンション方式で 21.5kg/cm^2 のプレストレスを導入した。所要プレストレス 21.5kg/cm^2 は次の方法で求めた。

$$\begin{aligned} \text{路盤とのまさつ} & 0.12/l = 0.12 \times 1.4 \times 45 \\ & = 7.5\text{kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{日温度差} = 7.0$$

$$\text{目地} = 7.0$$

$$21.5\text{kg/cm}^2$$

PCケーブルの張力は、その破断強度の60%である 91kg/mm^2 であつたが、プレストレスの損失総計15%のため実際の張力は $91 \times 0.85 = 77.4\text{kg/mm}^2$ となった。すなわち $12-\phi 7$ ケーブルに対して35.8tである。上記プレストレスの損失とは、コンクリートのクリープ(弾性短縮) $\times 2.5$ 、PC鋼材のリラクゼーション5%およびコ

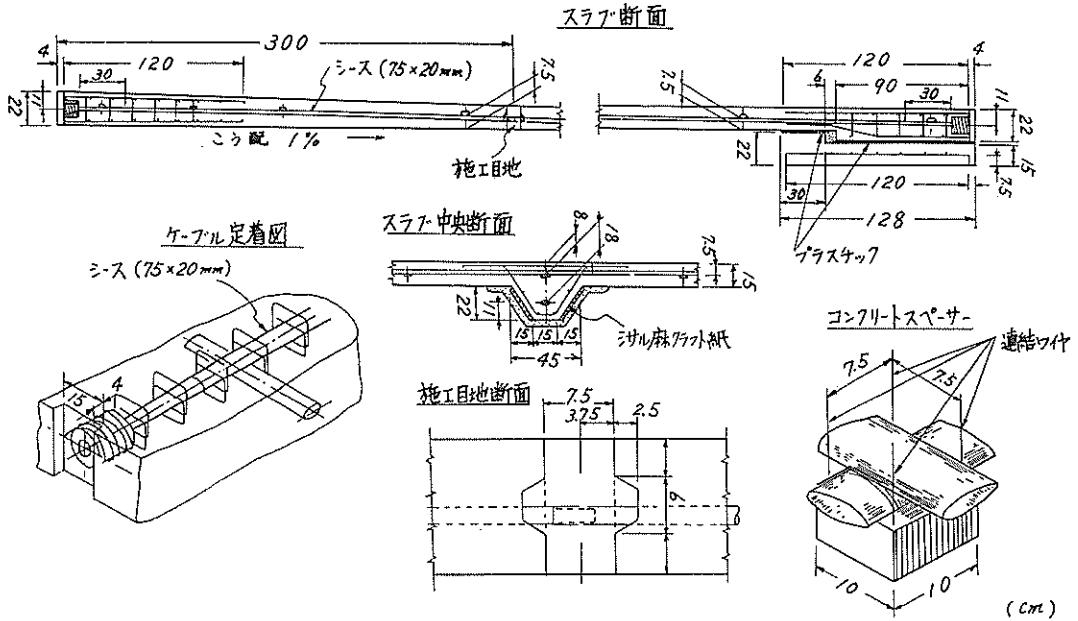


図-76 PCスラブの詳細図

ンクリートの収縮0.03%である。従ってケーブル間隔は $35,800/21.5 \times 15 = 110\text{cm}$ となる。一方、ケーブルとシースとのまさつ損失約6%、定着のスリップ3%およびケーブルと定着装置ならびにジャッキとのまさつ損失約6%総計15%のまさつ損失のため、ケーブルの開始張力は、 $91 \times 1.15 = 104.7\text{kg/mm}^2$ となり、これは破断強度の約70%に達する。コンクリート打込み後48~72時間で部分プレストを導入した。シース断面は20×75mmの楕円形であり、2.4mの部分から成っているシースは取扱いに便利で、設置シースの許容平坦度 $\pm 3\text{mm}$ を満たすことができた。シースの重ね合せの連結は、ケーブルの挿入を容易にするため、すべて同一方向に行ない、絶縁テープで閉じた。

(5) コンクリート

コンクリートの配合および打込みはアメリカコンクリート協会の方法に準じた。設計圧縮強度は 280kg/cm^2 である。15%の変動係数で90%は 280kg/cm^2 以上の強度を得るために必要な平均強度は $280 \times 1.24 = 347\text{kg/cm}^2$ となる。同じ変動係数で、試験値の95%は平均強度の75%以上の強度すなわち $347 \times 0.75 = 260\text{kg/cm}^2$ 以上である。これ以下の強度のコンクリートは受け入れなかった。骨材最大寸法は25mm、最大水セメント比は0.45であった。材令28日の曲げ強度(15×15×90cmはり)は 35kg/cm^2 が期待されたが、実際は 56kg/cm^2 まで増加した。品質管理は、割裂試験で容易に求められる引張り強

度によるのがよい。コンクリートは3.6~4.5m幅の車線に打ち込んだが、この間に10cmの空間をあけておき、全幅のを打ち込み終了後、2日間で全部を打ち込んだ。第1車線のコンクリート打ちには1週間要したが、その後は1週間で2車線打ち込んだ。コンクリートは表面仕上げ後2~3時間で被膜養生を施し、この時間は45分まで短縮できた。更にこの後の温度変化が急に起るのを避けるためコンクリートをむしろで覆った。

(6) スラブと路盤との間のまさつ

PCスラブは通常紙で覆われた砂層の上に設置され、実施例まれば実験室から得られたまさつ係数は0.23~2.00である。室内試験は、スラブがあらかじめ平滑な表面に仕上げられ、かつ砂と紙が作業中に設置されないなど、理想的な状態にある。そこでまさつ係数を調べる一連の試験を行なった。路盤は3つの方法で処理した。スラブ1：5cm厚の砂丘砂層を設け、砂に湿気を与えて手で締め固め、その上にシール麻クラフト紙を敷いた。スラブ2：路盤は区域1と同様で、完成後紙の上を歩いたりして紙をとところどころ踏み破り表面を粗にした。スラブ3：クラフト紙を使用せず、幅2.5cm、厚さ7.5cmの木片を砂表面から3.35cm突き出し、引張り力方向に垂直になるように砂層に設けた。これら3区域に1.65×1.65×0.15mのコンクリートスラブを打った。スラブ1：コンクリートを紙が破れないように手で注意深く打ち込んだ。

スラブ2：コンクリートを紙の上に打ち込んだが、紙の重なった部分に入り込んだコンクリートは手で除去した。

スラブ3：木片の位置がずれないように注意してコンクリートを打ち込んだ。試験結果は次のとおりである。

	平均まさつ係数	最大まさつ係数
スラブ1	1.00	1.03
スラブ2	1.26	1.34
スラブ3	1.66	1.71

最大まさつ係数はスラブの移動が約1.5mmのとき得られたが、それ以上の移動ではこの値は減少する傾向にあった。この試験結果から本工事に1.0~1.3はのまさつ係数が期待されることがわかったが、設計値は1.4を採用した。

(7) 温度応力

スラブの下面の温度は夏が16°C、冬が7°Cで、スラブ上面の温度は夏が32°C、冬が1°Cとなった。この温度

差による応力を THOMLINSON 公式によって求めると次のようになる。

	温度差(°C)	上面応力(kg/cm ²)	下面応力(kg/cm ²)
冬	8	-8.5	3.6
夏	16	17.1	-7.1

これより、温度の日変化によりスラブ内に約7 kg/cm²の引張り応力が発生することがわかる。

18 ドイツの Köln-Bonn 空港

(1) 施工年度

この空港の最初のPC舗装は1960年に施工された。

(2) PC舗装

PCスラブは長さ3,800m、幅60m、厚さ18cmの滑走路および長さ3,560m、幅22.5m、厚さ18cmの誘導路に施工された(図-77)。縦方向施工目地間隔は7.5mである。

(3) 荷重

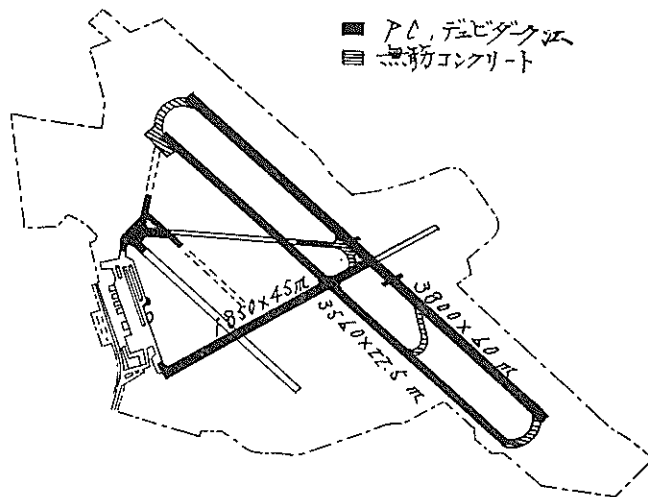


図-77 空港平面図

45 tの等価単車輪荷重および12kg/cm²のタイヤ圧が設計荷重とされた。

(4) 路盤

スラブは滑動層の上に打られたが、滑動層は2重の特殊紙で、凍結防止砂利層の上に直接敷いた(図-78a)。1964年に長さ1,835m、幅45mにわたって滑走路の部分的な地盤改良を行なった。このとき凍結防止砂利層の上部15cm厚がセメントで強化され、この上に紙とプラスチックシートを重ねた滑動層を設けた(図-78b)。

(5) プレストレス

プレストレスはデュビダーク工法によって導入された。縦方向にはφ14mm鋼棒を、横方向にはφ14mmとφ18.6mm鋼棒を使用し、シースの外径は、スラブ厚の1/4以上であってはならないという規定も満足している。横方向PC鋼棒をコンクリートでブロックスペーサーの上にのせ、その上に縦方向PC鋼棒を置く。コンクリート打ち込み後18~24時間で部分プレストレスを導入したが、このプレストレスは、コンクリートの初期強度の大きい暖かい日には所要計算プレストレスの80%を導入し、硬化が遅い場合には2段階にわけて導入した。全

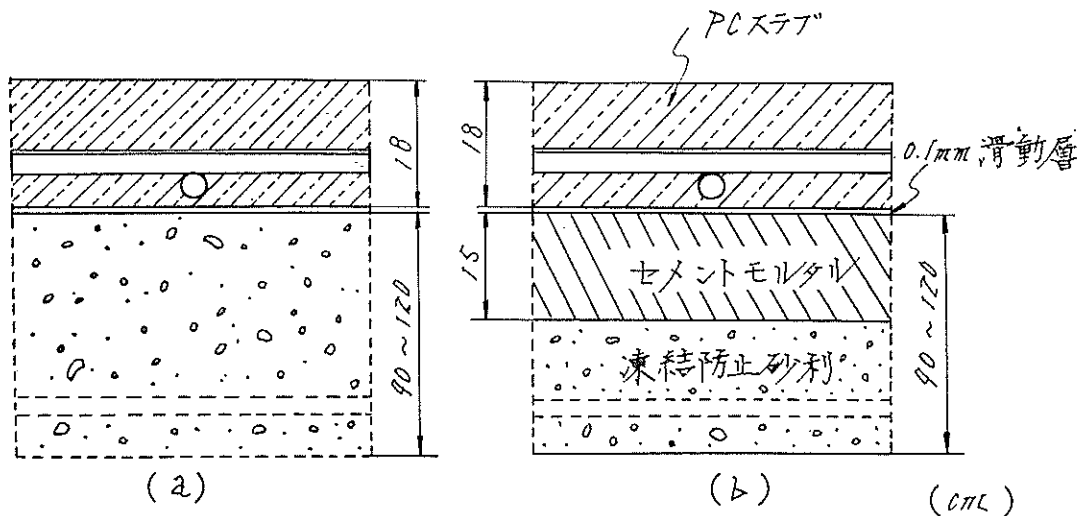


図-78 P C 舗装断面

部のコンクリート打ち込みが終り、コンクリートが十分硬化した時点で、横方向および縦方向全プレストレスを導入した。縦方向には早期に部分プレストレスを導入さ

れているので、終局プレストレスまでに生じたクリープおよび収縮によりプレストレスの損失補償できる。

(6) コンクリート打ち

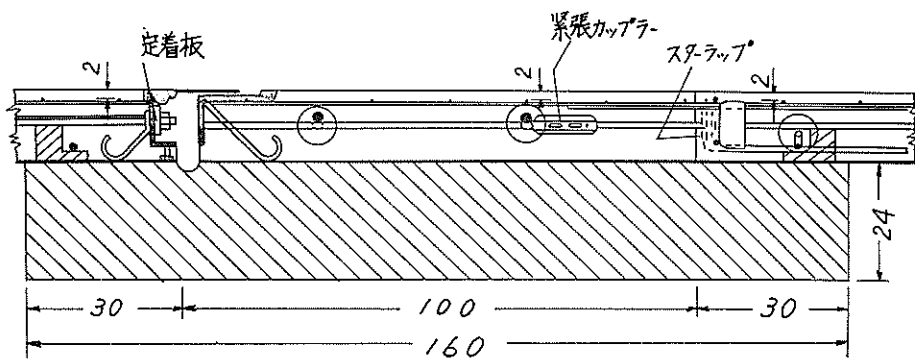


図-79 摺動板部材緊張目地断面図

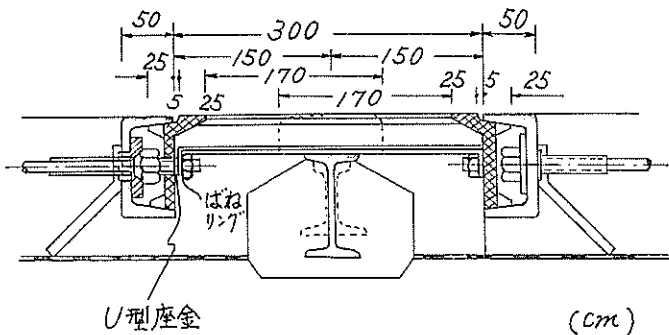


図-80 指型部材緊張目地断面図

第1車線について、通常のコンクリートスプレッダー、締固め機およびフィニッシャーを使って、1層または2層にコンクリートを打った。

(7) 緊張目地

緊張装置を除去した後、この部分に、2個のきせ合せ舗装スラブ間で約10cmの移動ができるような鋼製目地部材を設置した。目地の上面は摺動板でふたをされている(図-79)。また新しく開発された鋳鋼製指型目地部材(図-80)も使用したが、これは締固め機でスラブコンクリートを打ち込む場合に特に有利である。この目地部材には、スラブ表面に、他の目地部材では必要とする突起物がないので、特に動的応力によるねじの損傷を生ずる恐れがなかった。

(8) 載荷試験

荷重は段階的に45tまでかけていったが、いくつかの場所では90tまで載荷した。最大たわみは、45のとき約1.5mm、90tのとき約2.9mmで、荷重除去後の残留たわみは、最大たわみの約10%であった。ひびわれは発生せず、設計荷重の2倍の90tの場合でも、PC鋼棒の伸び過ぎが生じることはなかった。

19 アメリカの Lemoore 飛行場

(1) 施工年度

アメリカ海軍は Patuxent の実験スラブの結果が良好だったので、実用PC舗装を計画し、1960年初めにPC誘導路が施工された。

(2) 誘導路の大きさ

長さ156.1m、幅22.9m、厚さ15.2cmで、縁部および端部では22.9cm厚になっている。

(3) 荷重

車輪中心間隔61.0cmの複車輪に40.9tで、タイヤ圧14.0kg/cm²が設計荷重とされた。

(4) プレストレス

縦方向は直径6.4mmの鋼線8本から成るケーブル、横方向は直径6.4mmの鋼線6本から成るケーブルによって、それぞれポストテンション方式でプレストレスを導入した。緊張定着後、鋼製シースにグラウトを行ない、プレストレスの大きさは、縦および横方向それぞれ25.6kg/cm²および15.8kg/cm²であった。

(5) 路盤

路盤は修正 AASHO 密度の95%になるような層に締め固められ、この層の上にポルトランドセメントを2.5%含む15.2cm厚の層が敷設された。さらに、まさつを減少させるためにこのソイルセメント層の上に2重のポリエチレンシート(0.1mm)を敷いた。試験の結果

まさつ係数は0.3であった。

(6) 膨脹目地

誘導路の両端には膨脹目地が設置された。この目地の端部は鋼板を組み合わせたものから成り、上部と下部はネオプレンゴムで連結されている。目地は幅33.7m、高さ12.7cmで、7.6cmの移動距離があり、スラブ厚22.9と一致させるため、高さ10.2cmの鋼板格子の上に支持されており、さらに、スラブ下の幅45.7cm、厚さ30.5cmの鉄筋コンクリートスラブ上に支持された。

(7) 経済性

PC舗装の単価は1m²当り8,800円で、これは膨脹目地も含めたもので、30.5cm厚の無筋コンクリート舗装の1m²当り2,900円と対比される。しかし、この場合、PC舗装の長さが無筋コンクリート舗装の場合より大きかったことに注意する必要があり、このことは、単価の差を増大する傾向にある。なお膨脹目地の価格は、長さ1m当り118,000円で計上され、これはPC舗装単価の15%増である。

20 アメリカの Fairchild 飛行場

(1) 施工年度

1960年に滑走路(長さ2954.7m、幅22.9m)、平行誘導路(長さ2705.9m、幅15.2m)および横断誘導路(長さ171.9m、幅15.2m)の内部にPC舗装を施工した(図-81)。

(2) PCスラブ

滑走路で最大長さ191m、幅22.9m、厚さ22.9cm、平行誘導路で最大長さ186m、幅15.2m、厚さ25.4cmおよび横断誘導路で最大長さ172m、幅15.2m、厚さ25.4cmである(表-19)。スラブの最大191mは、路盤のまさつに抵抗するのに必要なPC鋼材の量を最適にするようにして選ばれたもので、個々の長さは配置場所によって決まり、滑走路の場合は中央照明間隔によって制限を受けた。また縦方向施工目地間隔は7.6mである。

(3) 荷重

B-52機用に設計されたもので、車輪中心間隔94.0cm 157.5cm、94.0cmのツイン型複々車輪に120.3tが設計荷重とし、滑走路は120.3t荷重の2,000回の繰返しに、誘導路は120.3t荷重の10,000回繰返しに対して設計された。

(4) 路盤

路盤はシルトから砂質砂利までの材料で、凍害を受けるか受けないかの境目にある材料である。春の融解期には路盤反力係数は非常に低いかもしれず、その他の期間でその値は2.0~8.3kg/cm³の範囲である。路盤の上部

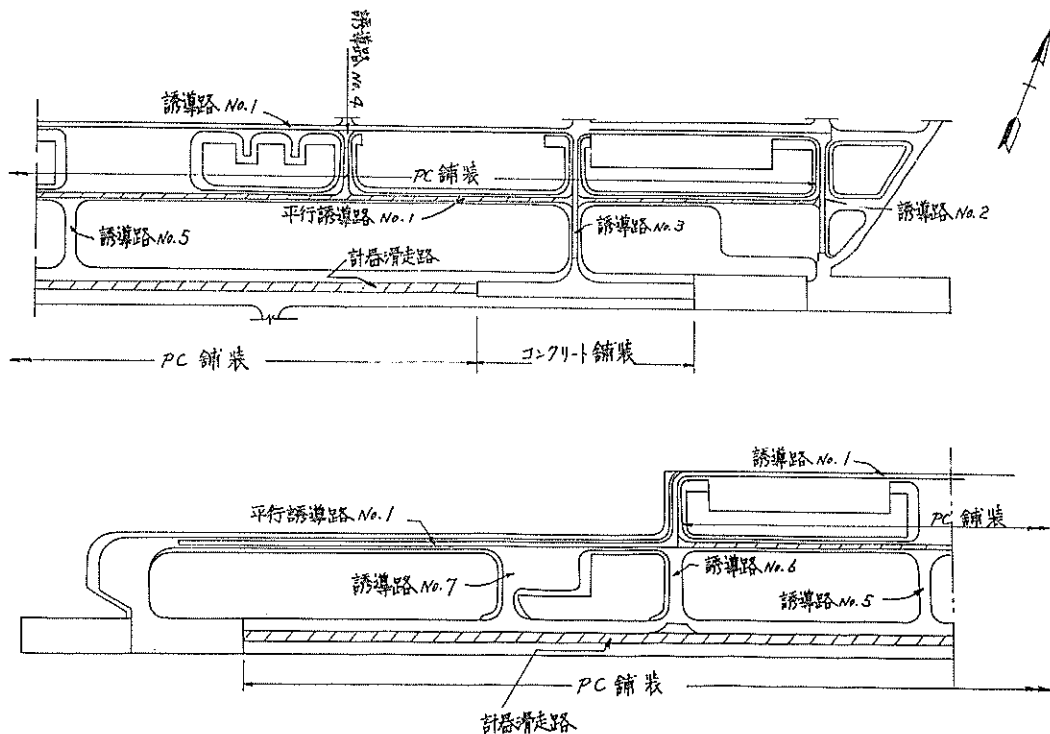


図-81 飛行場 平面図

10.2cm厚は、安定化のためソイルセメントが使用され、このソイルセメント層の上に1.3cm厚の砂層が設置され、これら11.5cm厚は凍結防止層と考えられた。さらに砂層の上に耐水性紙が敷かれた。まさつ係数は0.6である。

(5) プレストレス

プレストレスは縦および横の2方向に導入されるが、その方法は施工業者に任せられた。従って、PC鋼材の形状および配置も任意であった。また横方向目地や舗装縁部の補強も、鉄筋コンクリート支持スラブかあるいはそ

表-19 PC 舗装 の 特性

	舗装区名	区名の寸法		プレストレスの大きさ(kg/cm ²)	
		厚さ(cm)	長さ(m)	縦	横
滑走路	RP-1からRP-5	22.9	190.5	28.7	16.8
	RP-16	22.9	96.0	22.1	16.8
平行誘導路	TP-1およびTP-4	25.4	165.5	24.5	20.0
	TP-2およびTP-3	25.4	164.3	24.5	20.0
	TP-5からTP-14	25.4	184.4	25.6	20.0
	TP-15	25.4	185.5	25.6	20.0
横断誘導路	TP-16	25.4	171.9	24.5	20.0

の部分のスラブ厚さを増大する方法かによった。表-19
 に示したプレストレストは荷重や路盤のまさつに対して
 必要なものである。

(6) 比較設計

無筋コンクリート、鉄筋コンクリートおよびPC舗装
 の3つの型についての比較結果を表-20に示す。これは

表-20 各型の舗装の比較

		基 礎(cm)	舗 装 厚(cm)	備 考
無筋コンクリート	誘 導 路	10.2	71.1	
	誘 導 路	10.2	66.0	
	滑 走 路	10.2	55.9	
無筋コンクリート	誘 導 路	10.2	61.0	鉄筋比(最小) 0.15%
	誘 導 路	10.2	55.9	0.15%
	滑 走 路	10.2	48.3	0.15%
PC	誘 導 路	10.2	25.4	プレストレス(kg/cm ²) 2.56および20.0
	滑 走 路	10.2	22.9	28.7および16.8

融雪期に路盤がやわらかくなり、路盤強度が減少するとい
 うことを基にしている。

(1) 施工年度

1960~1961年施工の滑走路(第1滑走路と称す)の反
 対側に東西に延びる滑走路をPCで施工した(図-82)。
 施工現場条件および施工方法等は第1滑走路の場合に準

21 フランスの Alger-Maison-Blanche 空港

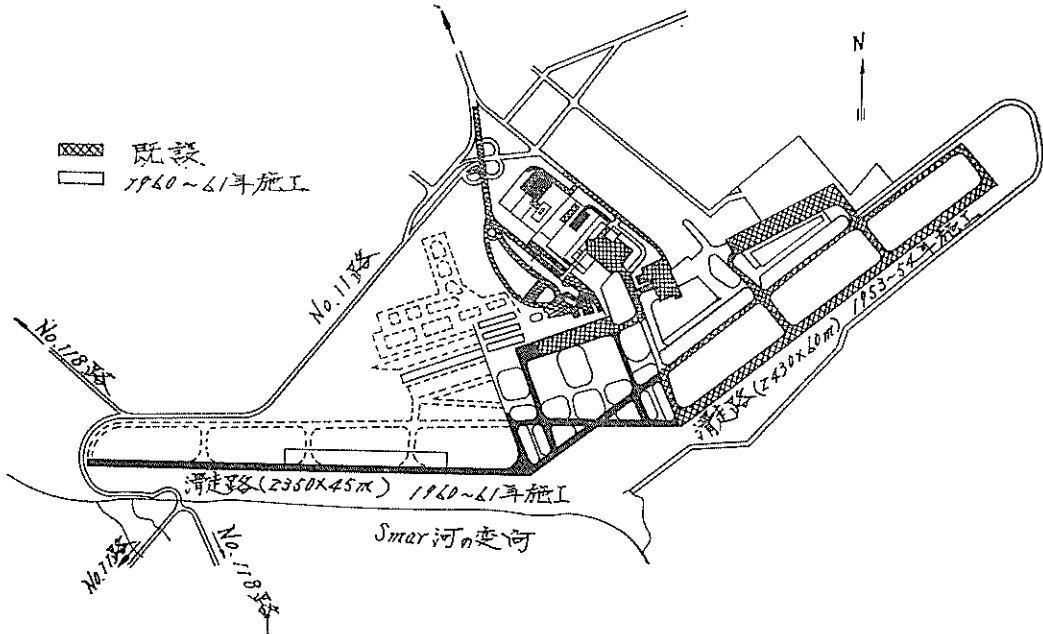


図-82 空 港 全 体 図

ずるものであった。

(2) 滑走路の大きさ

長さ2,350m, 幅45m, 厚さ16cmで200m 間隔に作動目地を設置し, 縦方向施工目地間隔は5mである。

(3) プレストレッシング

プレストレッシング法は第1滑走路の場合と同様であるが, 横方向は1.33m間隔の12-φ5.3mm ケーブルに張力25tをかけたプレストレスの大きさは, 縦方向最小18kg/cm², 横方向10kg/cm²である。横方向ケーブルやアバットのケーブルの緊張作業は第1滑走路の場合と同様であった。横方向ケーブルの通路は直径32mmの鉄棒であげられた。鉄棒は, コンクリートの付着を避けたさあらかじめグリースを塗付し, コンクリート打込み後3時間で抜き取った。ケーブルの直径が16mmであるから, 計算上は16mmの遊びがあるが, 実際上はこの遊びは丁度十分な程度であった。鉄棒は型わくに特別に設けた孔を通し, その他端はすでにできている隣接車線の通路に通した。この隣接車線は, 収縮ひびわれを避けるためにすでに平板ジャッキで縦方向プレストレスを与えられており, このため通路に相対的ずれがある。しかし, この遊びは常に十分であり, 横ケーブルは自由に滑動することができた。ケーブルの緊張は, 隣接の2本のケーブルを一組として, 幅5mの9車線のコンクリート打ちが終ったときに, フレンネージャッキによって行なった。ケーブルの通路は緊張後モルタルを注入した。

縦方向については異なるので, 以下これを説明する。1961年4月にコンクリート温度が20°Cのとき78kg/cm²を基本とするプレストレスを導入した。これはプレスト

レス導入時期のコンクリートの平均温度の増減に応じて, 2kg/cm²が増減した。温度 t° のときのプレストレスは次式で支えられる。 $P = [18 + 2(t + 5) + 10] \text{kg/cm}^2$ 最終項の 10kg/cm² はコンクリートのクリープを考慮したものである。温度 20°C における 78kg/cm² の初期プレストレスは, 10月初旬には作動目地の位置で 30kg/cm² に減少していた。滑走路の中心から半分の距離の測定目地でのプレストレスは 5kg/cm² しかなかった。そこでプレストレスの再導入が直ちに決定され, 10月下旬に施工された。これによって, 作動目地のところで, 20°Cのコンクリート基本温度で 70kg/cm² のプレストレスを得ることができ, 測定目地の位置でのプレストレスは 50kg/cm² であった。最初のプレストレス導入(1961年4月)に対する合計収縮は 0.400m であり, 再プレストレス導入(1961年10月)に対するそれは 0.180m であった(合計収縮とはジャッキの作用によって行なわれた目地の開きの合計である)。

縦方向プレストレッシングで両側作動目地に不都合が起ったが, これについて述べる。作動目地はボルト式で, これは1952年の Orly 空港で観察された目地の持上りを防ぐためのものであって, これによって1954年の滑走路のくし型目地を有効に直すことができた。またボルト式は Fontenay-Trésigny 間の試験道路(1957年)では良好な使用成績を挙げている。しかし実際は4月の第1次プレストレッシングのとき, 目地の持上りが認められ, その持上りは平均4~5mmで, 最大は12mmに達した。そこで, ジャッキを下方に約1cm その中心を移すことによって, この持上りを防いだが, この現象は次

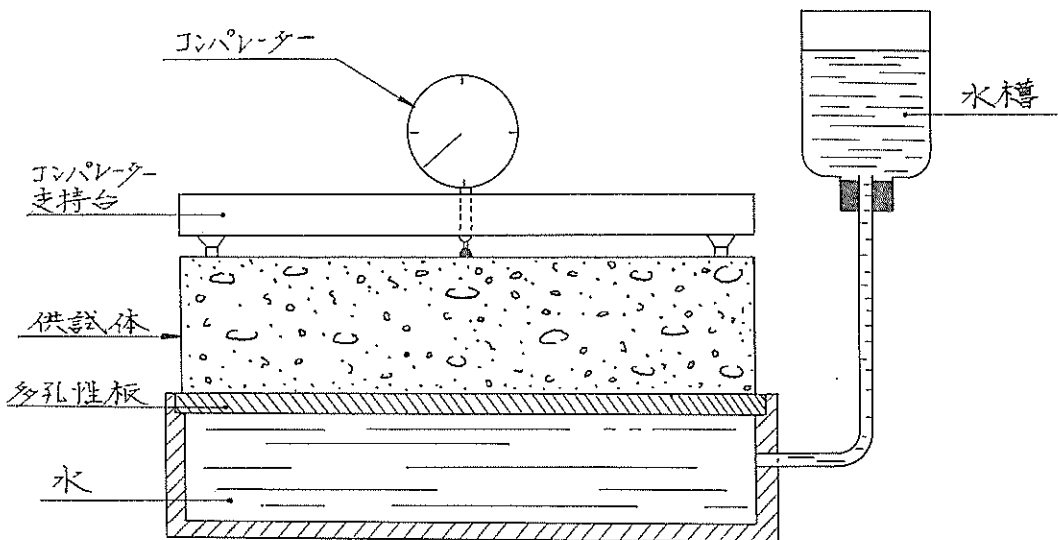


図-83 試験装置

のように説明されている。路盤の滑動層の砂と接触するスラブ底部はコンクリート打込みのとき当然ぬれており、乾燥されることがないので膨脹しようとする傾向にある。一方スラブ上部は、非常に乾燥した季節に作業が行われたのと、常に乾燥した空気に接触するので、収縮しようとする傾向にある。ジャッキの圧力によりスラブ断面が等しい収縮を得るためには、上面部分よりも下面部分に一層大きい力をかけなければならない。従って、ジャッキの中心を下方に少し移動させることによりスラブ断面が均一に収縮し、これはさらに次の実験で確

められた。滑走路コンクリートと同配合のコンクリート供試体を、下面が水についでいる多孔性板上に置き（図-83）、供試体の4面は蒸発を防ぐためにパラフィンで覆い、上面のみを、20°Cと35%の一定の温度と湿度に調整された気中にさらした。この供試体には鉄製先端のついた堅固な支持台が間隔の埋込みボルトを介して取付けられ、コレパレーターを支持しており、このコレパレーターの先端は供試体の中心部に接触する。前記条件下で40日間後に、供試体は16μのたわみを示す内面ひずみを呈した（図-84）。下面の膨脹は84μ/mで、上面の収

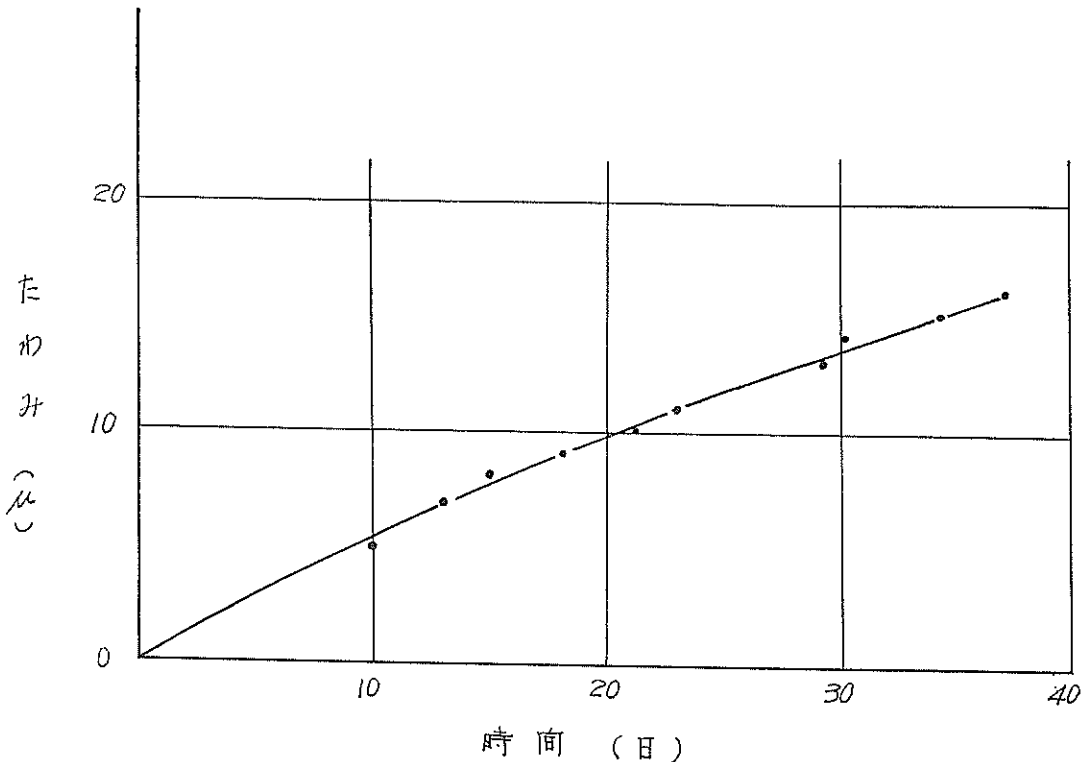


図-84 40日間における供試体の変形

縮は108μ/mであった。

(4) アバット

これは第1滑走路の場合と同様の弾性引張アバットで、長さ50.8m、幅44.4m、厚さ16cmのコンクリート薄スラブで、滑走路下にあ部盛土の中に埋められている。最初の2.45mの水平部分は舗装スラブの下、深さ32mのところまで長さの水平部に連結している。滑走路端は温度と湿度の影響を受けて移動することもあるが、この移動は非常に小さいもの（合計25mm以下）。これは舗装スラブと支持層とのまさつと定着ケーブルの張力に

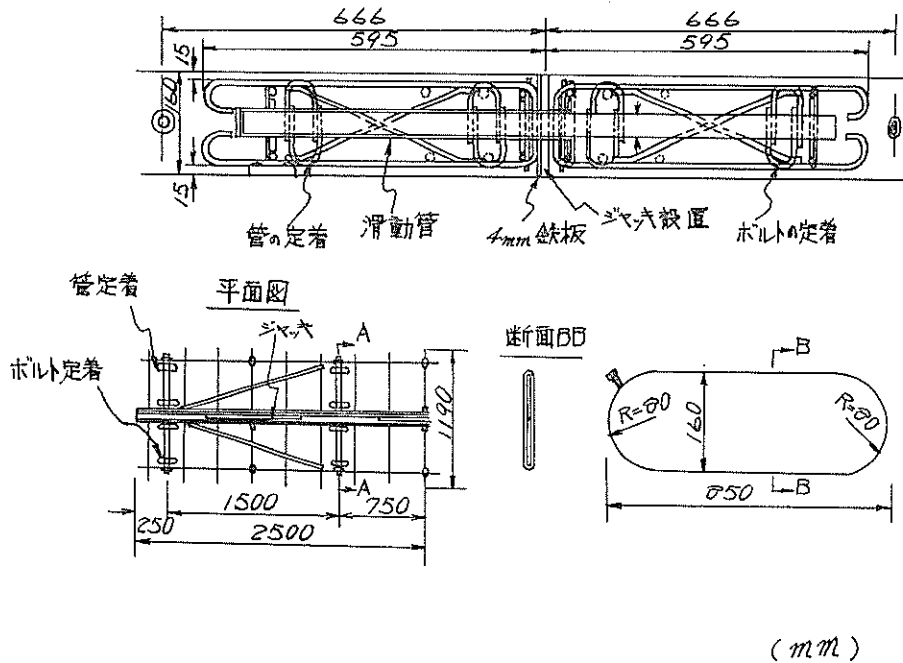
より同時に抵抗されるからである。外気温度の最大と最小は+50°Cと-5°Cで、これに対して縦方向プレストレスは120kg/cm²と18kg/cm²に決定され、アバットは平均69kg/cm²の力に耐えるように設計された。これは幅1m当り110.4tの圧力すなわち合計496.8tに相当する。スラブ端部の最大の25m全体の移動は、アバット内のケーブルに11kg/cm²の応力変化をもたらし、これは585tすなわち8.1kg/cm²のプレストレスの変化に相当する。最大の圧力4,968 + $\frac{1}{2} \times 585 = 5260.0$ tに抵抗

するアバットの計算からまさつ係数は0.6であることがわかった。この係数は舗装の下2mのところでも常に同一方向に作用するものである。

(5) 作動目地

この目地に長さ85cmの3個のフレシナー型平板ジャッキを約1.5間隔に設置した。この特殊ジャッキはコンクリート打込み後にその位置に置かれる。目地には鉄ボルトを設置し、鉛直方向の変位を防ぐようにしてある

断面AA



図—85 ボルトで補強された作動目地

(図—85)。各ボルトは長さ1.05m、直径40mmの半鋼鉄棒で、その一端は目地のスラブの中に固定され、他端は他のスラブに埋め込まれた鉄管の中をほとんどすき間なしで滑動する。その滑動はグリースによって容易にされている。ボルトと管は、鉄筋に溶接し、コンクリートスラブ内に十分に固定されている。スラブのコンクリート打込み後、スラブにひびわれが発生しないように適当な圧力でジャッキを直ちに作動する。圧力は、コンクリートが十分硬化した後、コンクリートに所要のプレストレスを導入するように増加し、ジャッキは、その最大ストローク2.5cmに達したときその作動を停止し、適当な厚さの鉄製くさびをその空間に打ち込んで他のものと入れ替える。目地の開きを連続的にくさびを打って次第に増し、所要プレストレスを得る。最後に平板ジャッキ間のすき間に硬練りモルタルを充てんし、平板ジャッキとくさびを除去し、その上部に多くのねじ孔のついた鉄製

の特殊くさびを設置する。このくさびは、その持続性を確保するために硬練りモルタルで封かんする。これは夏季に発達する高いプレストレスの下でのクリープの後に、目地全体を通じて応力を一様に伝達するためである。再プレストレスングの場合は、これらのくさびを取り去り、特殊な平板ジャッキを設置すればそれで十分である。この新式作動目地は次のような利点がある。すなわち、目地の動く範囲が多少大きくなりプレストレス導入操作が簡単である；平板ジャッキは舗装内に残されないで、目地破損の危険もなく必要に応じてコンクリートのクリープを補正することができる；収縮ひびわれを防止するための仮目地をあらかじめ準備する必要がなくなり経済的となる、等である。

(6) 試験

第1滑走路の場合にはひずみ計、温度計およびスラブの移動やアバット自体の移動を測定する装置等の測定装

置が取り付けられたが、本工事ではその測定結果から得た結論を利用することにしたが、いくつかの結論については、疑問視され、新たに測定した。まず λE の値であるが、測定結果によると9月において2.70で、10月の

下旬の降雨直後には2.50で、現在は2.30に安定している。図-86はこの係数の変化を示す。次にプレストレスの変化の原因であるが、1961年9月1日から12月15日まで、測定目地の位置で、プレストレスの変化を測定し、

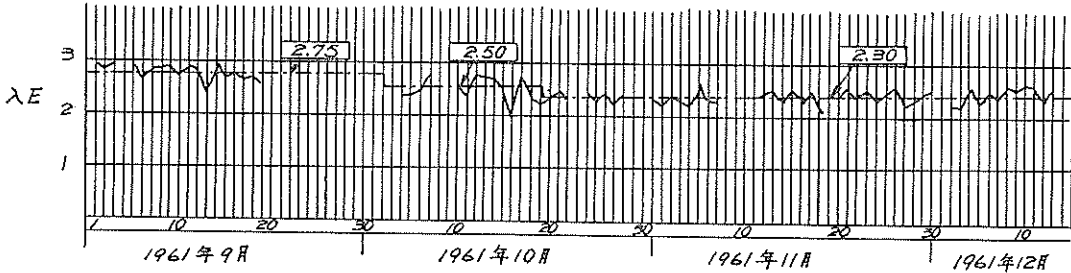


図-86 λE の 変 化

2.5°C間隔で12.5°Cから32.5°Cまでのすべての温度に対するプレストレスの変化曲線を永めることができた。

図-87に15°C、20°Cおよび25°Cの場合を示す。7ターリープまたは収縮によって、プレストレスは1ヶ月間に

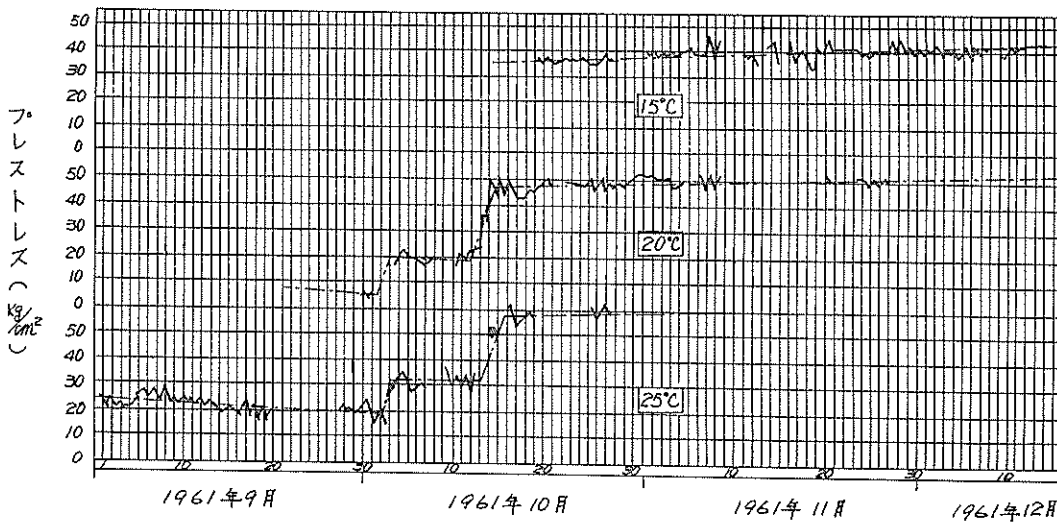


図-87 プレストレスの変化

(9月1日から30日まで) 6.9kg/cm² になった。10月1日の再プレストレスは12.4kg/cm² に達した。10月後半から漸進的にわずかに増加したプレストレス(1ヶ月間に約4kg/cm²)は、コンクリートの湿潤がクリープと収縮の影響を打ち消したことを示している。このように空気の湿度とコンクリートの湿潤状態が、確かにコンクリートのプレストレスに影響することがわかった。

(7) 気象条件

本空港は好適な気象条件にめぐまれ、コンクリート内の温度は5~40°C、スラブ上下面の平均温度の最大差

は35°Cでしかなかった。また、夏は暑い雨が少なく、冬は温和な寒さで常に大雨があって、夏季の非常に大きな圧力や冬季のひびわれの危険が緩和された。

(8) 附帯工事

まず Smar 河と11号、118号道路の方向を変える必要が生じた。Smar 河は約2,500mにわたって変向され、これは1.9%の平均こう配で毎秒180m³の水量を排水するためのものであった。このため下流では深さ7mに達する作業が行なわれ、非常に難工事であった。道路変滑に要した舗装スラブ面積は2,500m²で、この分岐点は更

走路末端附近である。

次に、見通しの悪いときのための航空標識が滑走路の限界を示す光力の弱い全方向標識灯と、管制塔からの遠間操作によって輝度を変化させ滑走路の限界を示す光力の強い単一方向標識灯とである。単一方向標識灯には、スラブ下にある管の中の筋で変圧され、低圧電流が供給されるが、この管は不透透性にされ、滑走路外側に沿って埋め込まれている。これらの標識灯は、直線部で約50mごとに、曲線部で約15mごとに全スラブに沿って設置され、鉄筋コンクリート支柱で保護されており、この標識支柱は鉄筋コンクリートで大量生産され、内径の0.10m通気管によって前記の管に連絡されている。

スラブの下には電話線、一般用10kv電線、航空標識灯用の電線等のために各種の通路がある。このほかSmav河が滑走路の下を直径1.06mの暗きよによって通された。南側の主要集水管によって集められた水は、滑走路の下を通る管によって導かれ、北側主要集水管の水と共に、北側のSmar河に排水された。

(9) 排水施設

排水は、基本的に、路盤の中間層である厚さ10cmの排水層によって行なわれる。この層は水を有効に集められるように、横方向両端に向かって深く傾斜している。これらの水は内径15cmのコンクリート管に集められ、滑

走路の片側または両側で、少し離れた下水溜に導入される。この下水溜は縦断方向に、高低点間の距離が50mであるような、対称こう配がついている。

表面のこう配が0.5~1.5‰である横断面の表面を流れる雨水は、滑走路スラブの両縁にある内径35cmで上面中割れ幅が4cmの中割れ管の中に集められる。この排水管は縦断方向に、高低点間の距離が50mであるような、対称こう配がついており、このこう配は0.3‰以上である。これに集つた水は100mごとに設置された排水マンホーリに向かって流れ、そこから滑走路縦方向に垂直な直径300mmの第2排水管に導入され、主要排水管まで導かれる。この主要排水管は、滑走路南側では40m、北側では50mの距離をおいて、滑走路両縁に平行に走っている。以上の表面水の集水および排水は、現番の2年間の降雨量を基本に計算した。

滑走路の両縁に沿って幅5m、厚さ30cmのコンクリート舗装が敷かれ、不透透性に処理された。これは、飛行機によつて起るほこりを防ぎ、側面にある航空標識を完全に見えるようにし、たまたに起る飛行機の片側車輪の通過を許容し、滑走路両縁の土地の乾燥を防ぎ、排水管の沈下を防ぐためのものである。

さらに滑走路の両側に農業用排水施設を施工した。これは幅30cm、深さ60cmの掘割り溝であつて、0~50m

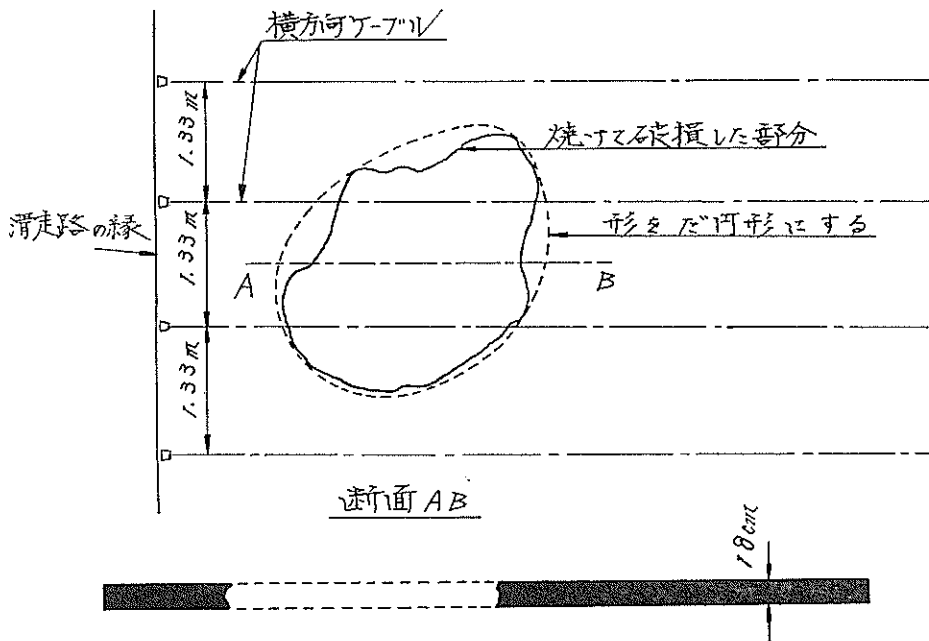
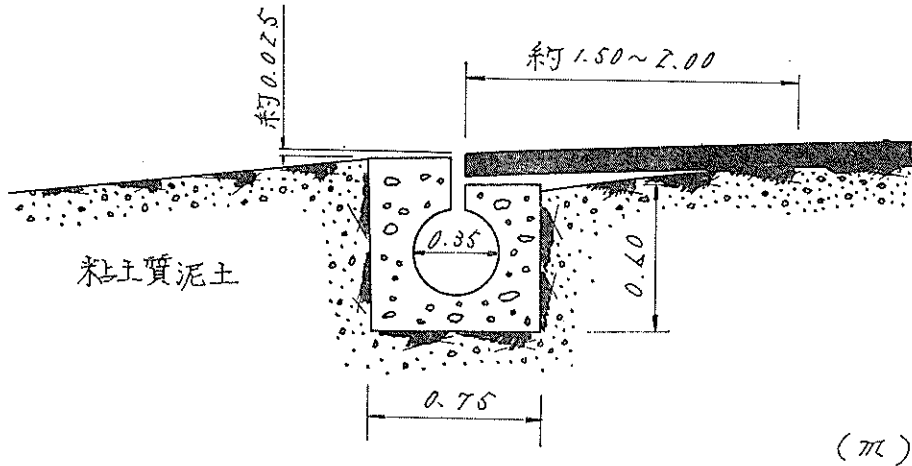


図-88 航空機事故で焼損されたPCスラブ

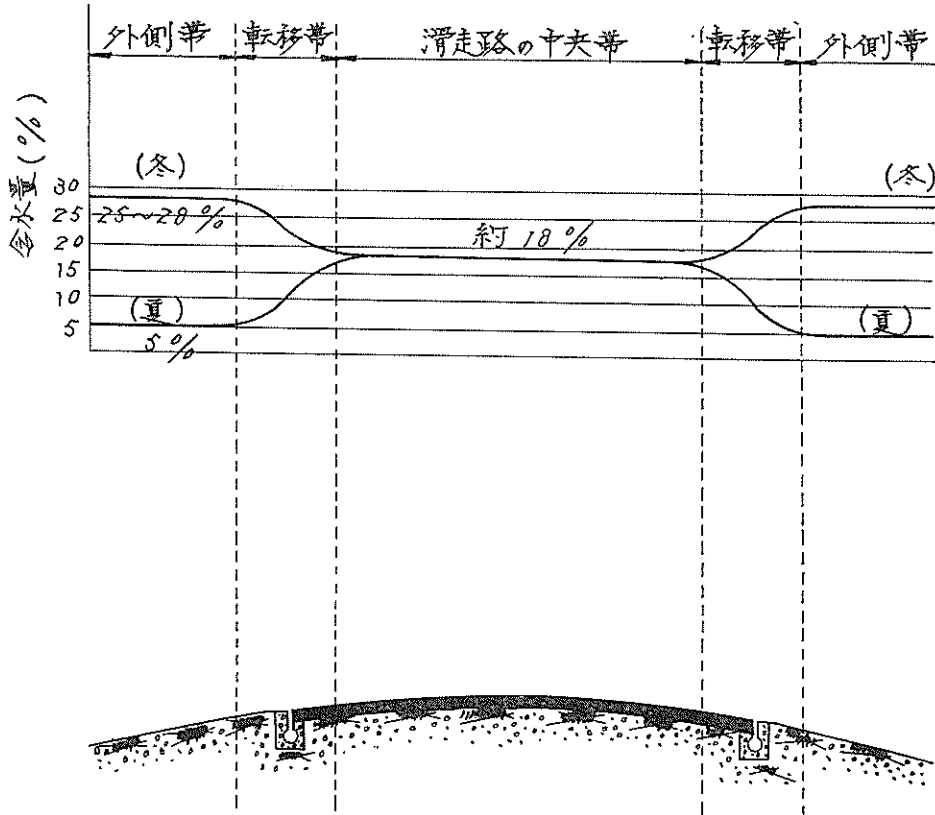
mの川砂利を洗じようしその中に投入し、25~50mごとに樹木が植えられた。この掘割りには内径15のコンクリート管があり、集まった水は同じ内径の曲管や垂直管によって主要排水管に導入される。この掘割り排水施設はこの土地の土質にあまり有効でないことがわかった。

(10) 出来事

工事建設の途上全く偶然に興味ある出来事があったので以下これを述べる。第1番目の出来事は、Constellation機が試験飛行の着陸に失敗し、滑走路外へ飛び出して炎上した際、コンクリートが加熱され、その熱のためコンクリートの中に含まれた石灰石が石灰に変化し、その部分を大量の水で洗い流した後は、長さ2.5m、幅



図一89 滑走路線の断面図



図一90 土の含水量の季節による変化

1.5mの腐食部分が現われ、滑走路の縁から最も近いところにある横方向の2本のケーブルが切断されていることがわかった(図-88)。この修理には、焼損したコンクリートのかたまりを全部取り除き、プレストレスを再び導入するため、またこれを容易にするために、その角ばつた部分を点線のように均して焼けた部分を削り取り、その空間に非常に硬練りのコンクリートを打ち込み、十分に突き固めた。修理部分は5年の経過後何ら不都合は生じなかった。

第2の出来事は、1954年に建設された滑走路が使用されるようになった年の夏の終りに起つたものである。滑走路両側に沿つた中割れ排水管が突然0.025m沈下し、外方に向つて少し傾斜し、このため中割れ排水管上に長さ約1.5~2.0mのPCスラブの突出ができた(図-89)。

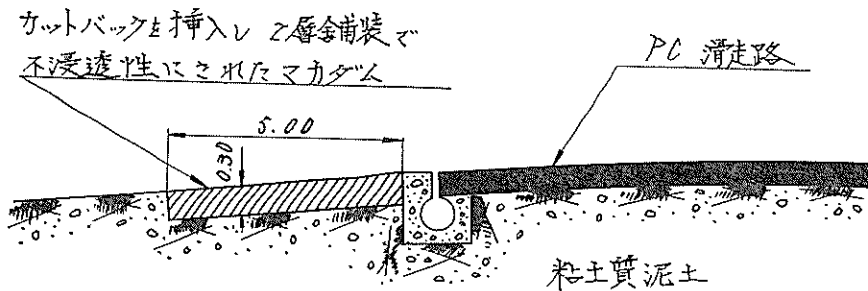


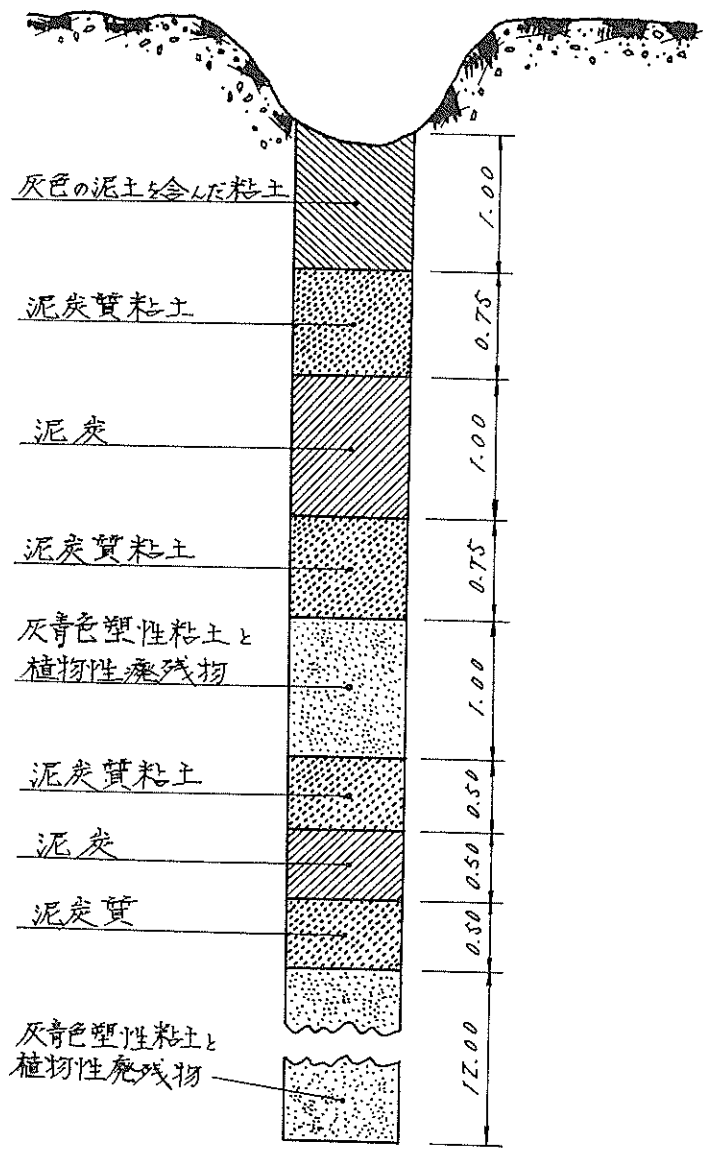
図-91 不透透性にされた滑走路の縁部

隣接する無筋コンクリート舗装のスラブが転移帯の位置で縦方向にひびわれを生じたが、PC舗装には異常が認められなかった。

第3の出来事は、1960年施工の滑走路の沈下である。これは長さ150m、最も低い地点で厚さ5mの盛土の下は非常に圧縮されやすい泥土と泥炭との厚い層から成っているため、この沈下は42cmにも達しており、これ

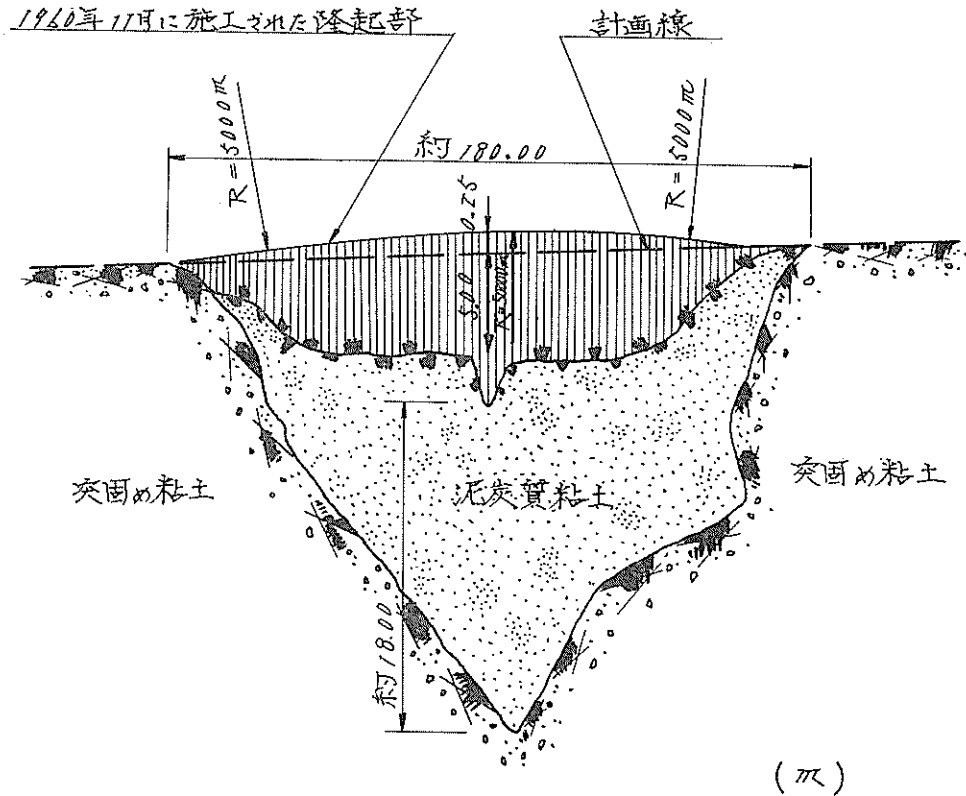
これは土質が粘性土であったために起つたもので、その土の平均特性は次のとおりである；塑性指数=35、容積膨脹=7%、膨脹圧力=0.7kg/cm²。実験によると、舗装下の土の含水量が一定であり約18%に近いならば、滑走路と側溝との間にある空間の含水量は、季節により変化し、夏季で5%から雨季で25または28%と変化する。この含水量分布の独態を図-90に示す。この結果、滑走路と側溝との間にある空間領域は、滑走路水準面が一定であるのに、夏季にそれより沈下することになる。転移帯の下の部分の含水量は、地下水によって影響され、季節によって変化し、この部分の水準面によって影響を受けることになる。そこで雨季が過ぎて常態になるのを待って、幅5mの滑走路と側溝との空間を不透透性にし、転移帯を滑走路の外側に移した(図-91)。これによって、

が安定するにはさらに30cm程度の沈降を待たなければならぬ。そこで、滑走路に沿つて最も高いところで0.25mに達するろばの背のような降起部を作って調整した。図-92および93に、圧密されやすい層の断面図と施工された降起部の側面図を示す。当時(1961年12月)PC滑走路はすでに13cm沈下していた。しかし縦断面図空機は流線形を保持し航空機の運行に支障はなかった。



(77)

図一92 圧密されやすい層の断面図



図—93 調整盛土作業断面図

22 南西ヨーロッパの NATO 空港

(1) 施工年度

プレストレッシング法はいわゆる内部プレストレッシング法を採用することにし、ポストテンション方式とプレテンション方式は技術的には同等であるからと考え、そのどちらによるかは工管の総額が決定的要素となった。激しい入札競争の後、1965年に滑走路と誘導路PC舗装が施工された。

(2) PC舗装

滑走路は長さ4,000m、幅60m、誘導路は長さ3,200m幅30mで、スラブ厚さは両者とも16cmである(図—94)。

(3) 設計条件

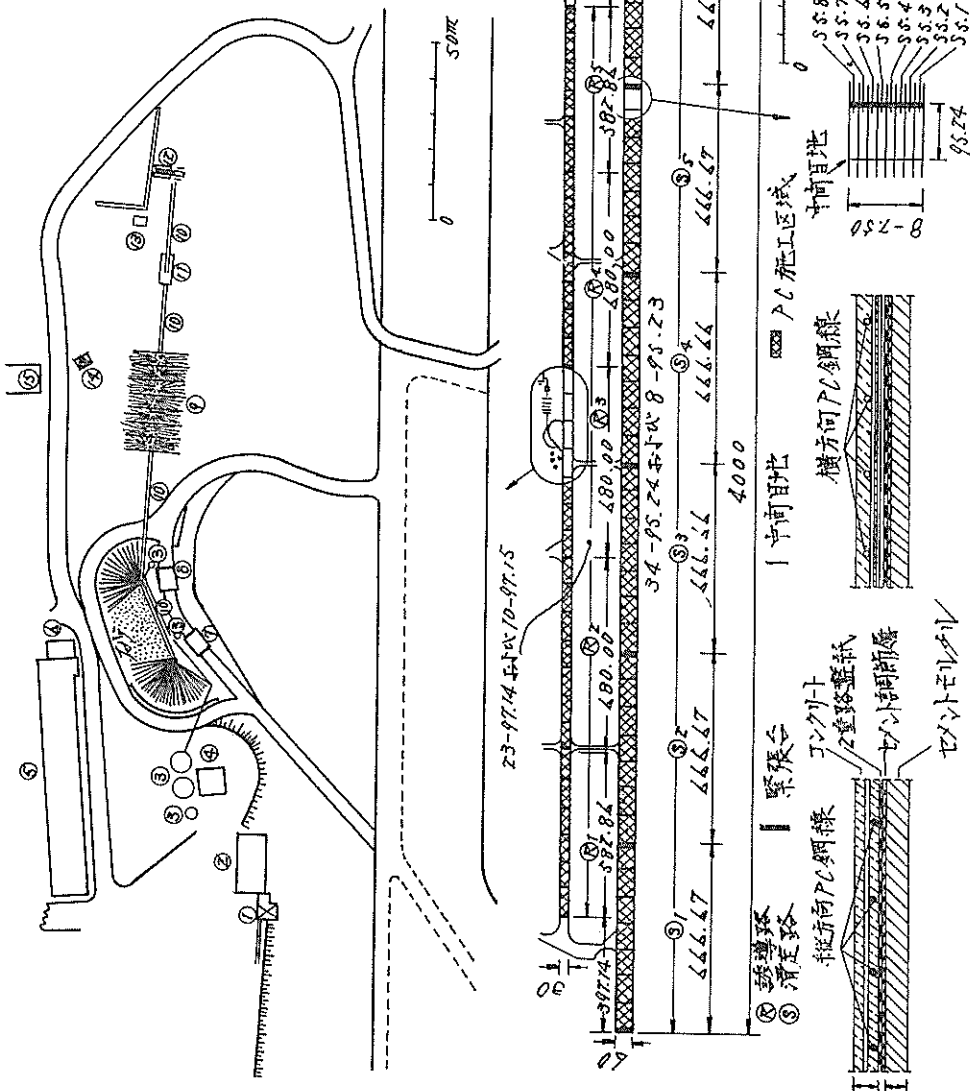
交通荷重モーメントは1.62t-m/m、コンクリートスラブの温度変化は $-3^{\circ}\text{C}\sim 62^{\circ}\text{C}$ 、コンクリートの設計曲げ強度は $55\text{kg}/\text{cm}^2$ 、PC鋼材の許容応力度は80/105材 $70\text{kg}/\text{mm}^2$ 、145/160材 $80\text{kg}/\text{mm}^2$ である。

(4) プレストレッシング

プレストレスの大きさは縦および横方向とも25~28

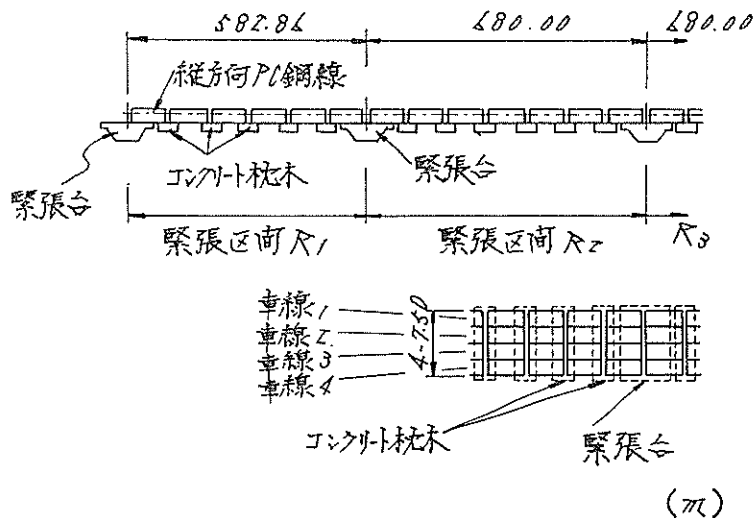
kg/cm^2 とした。図—95に示すように、縦方向PC鋼材はシーすを使用しないで緊張台で緊張される。このPC材は直径7mmの鋼線6本から成るケーブルで、50cm間隔に設置された滑走路の場合緊張台の間隔は約667mで、個々のスラブは長さ95m、幅7.5mであり、誘導路の場合緊張台の間隔は中間で680m、両端で580mで、個々のスラブは長さ97.14m、幅7.5mとなっている。横目地は鋼製構造とし、材令の非常に若い時期にコンクリートに過大応力を生じさせることなしに、完全に早期プレストレスを導入することができた。縦方向施工目地も、簡易鋼製構造とした。従って各緊張台間の幅7.5mの車線の総数は、滑走路の場合 $8 \times 6 = 48$ 個、誘導路の場合 $4 \times 5 = 20$ 個となり、両方で68個となる。縦方向の施工目地は横方向プレストレスによって閉じられる。次に横方向プレストレスのためのシーすが滑走路の場合51cm間隔に、誘導路の場合52cm間隔に設置され、スラブコンクリートが打ち込まれた。横方向PC鋼材は縦方向のそれと同一で、このコンクリートが硬化後、縦方向PC鋼線はできるだけ早い時期(コンクリート打込み後20~

1. 暫定的コンクリート作業場
2. セメント袋倉庫
3. セメントサイロ
4. セメント積換え場所
5. 工場
6. 応急電流設備
7. コンクリート作業装置Ⅰ
8. 〃 Ⅱ
9. 骨材サイロ
10. ベルトコンベヤ
11. パツヤ-塔
12. 主要破砕機
13. 電光閃休
14. 変圧器
15. 7°レキヤス骨材工場



(77)

図—94 現場配置図滑走路誘導路の平面図と断面図



図—95 緊張台誘導路の例

24時間)に、目地の部分で切断され、縦方向プレストレスが導入された。緊張箇所は、縦方向で総計 $15 \times 68 = 1,020$ となり(各車線につき15本のケーブル)、横方向で交互に片側から引張るものとして約14,000となる。

(5) 施工機械

新規開発のPC鋼材敷設車は6本の鋼線を同時に繰り出すことができ、PC鋼線輪が3個の復動ウインチ上に收容されていて、手で伸ばしたり、巻き上げ装置による場合と異なり、鋼材が路盤紙の上を滑ることが避けられる。個々の鋼線は、緊張台に取り付けられた目地構造に定着され、仮わくレールの上を車が進むにつれて他の緊張台まで自動的に回転していく。また鋼線は後続装置についた分配機によって正確に目標位置に敷設される。

縦方向プレストレス用緊張装置は、2つの完全プレストレス用緊張装置は、2つの完全自動式の電気油圧式ジャッキを備え、プレストレス中にジャックで緊張台の目地のまわりにしつかりと連結されるので、定着力が十分に緊張台板に伝えられる。この2つのジャッキは独立して作動することができ、そのピストン行程は約3.5mである。さらにこのジャッキは、縦横方向に自由に動かすことができ、その位置を正確に確保することができる。横方向緊張装置は、30cm以上のピストン行程をもったジャッキで、その設置および除去は容易に早く行なわれる。ジャッキは、舗装スラブを走行する車に取り付けられた。

さらに、一車線に2重の路盤紙を敷設する紙敷設車が使用された。

(6) 施工設備

大量のPC鋼材の保管と工場と現場間との輸送の煩雑さを避けるために、容量600tの倉庫を、設置した。

放射状のかき落とし器をもった2台の1,000^{リットル}強制ミキサ、容量500tのセメントサイロ2台、ベルトコンベアで運搬される星形配の受けマスがあって、約350^{立方メートル}の骨材を收容できる骨材ビン等を設置によって最高60^{立方メートル}/hのコンクリートの練りまぜが可能で、各緊張台間の一車線に必要な800^{立方メートル}のコンクリート(これは中断されずに一気に打ち込まなければならない)を15~20時間で打ち込むことができた。

(7) 施工

緊張台は転倒安全率1.2で47.5^{トン}/mの水圧力に抵抗する。緊張台は、セメントモルタル基礎が完成した後、コンクリートを打ち最後にプレキャスト材が取り付けられる。プレキャスト材間のすき間に緊張台板が取り付けられ、これによって水平力が緊張台に伝達される。横方向目地の下のコンクリート枕木は、基礎のモルタルが固まった後にコンクリート打ちされた。

緊張台間の一車線は次の要領で施工した。まず667~680mの全長に仮わくレールを敷設し、次にショベル分配機とフィニッシャーを使用して、厚さ15cmのセメントモルタルの上に約2cm厚の調節層をつくり、その上に前記敷設車によって路盤紙を敷く。次に縦方向PC鋼材を設置する。長さ700m弱の部材を緊張する前に、PC鋼線の急激な跳ね上りによる危険を防ぐための安全橋りょうと6個の中隔目地を自動クレーンを利用してつく

る。緊張された鋼線はスペーサーで配列され、中間目地の板に固定される。次に横方向ケーブル用のシースをその端部を既設隣接車線のシースまたは仮わくレールの孔へ押し込んで、縦方向PC鋼線の上に設置する。その後コンクリートを打ち込む。コンクリートはスプレッダーと斜め配置のフィニッシャー2台で施工する。悪天候による作業の中断を避けるために作業テントと長さ150mもある保護テントを用いた。初期のコンクリートの乾燥を防ぐために、被膜養生を行なった。さらに温度変化の影響を減少するために、コンクリートは穴あき板またはごで被覆した。コンクリート硬化後、縦方向鋼線は目

地部で切断し、プレストレスを導入した。続いて被覆物を取り去る。横方向ケーブルは、全幅の車線が完成後にシースに通し緊張した。

計画では、毎週緊張台間の2車線をコンクリート打ちすることにし、施工期間は、横方向プレストレッシングのずれを考慮に入れて46週間と見込んだ(図-96)。1965年2月から始まったPC舗装工事は、横方向プレストレッシングも含めて、1965年10月に終了した。初期の計画に対して8週間も節約したことになる。

滑走路のコンクリートの圧縮強度と曲げ強度測定のために、総計約1,056個の立方体とはりの供試体を作り、

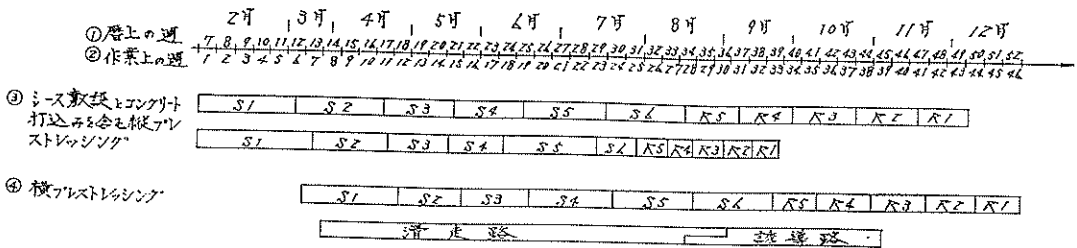


図-96 施工日程

3個1組の試験値の平均値は、それぞれ572kg/cm²と69kg/cm²で、最小試験値は480kg/cm²と58kg/cm²であった。なお全舗装面にはひびわれは生じなかった。

あとがき

空港のPC舗装について過去1年間に収集調査した文献の範囲内で、一般的な問題点とその施工例を取り纏めた。

注目すべき第一の点はPC舗装の優秀性で、施工例の中には試験舗装も若干含まれてはいるが、いずれもPC舗装の空港への適用が十分に可能で、かつ有利なことを示している。ちなみに、PC舗装は既に、実用段階に入っているという主張が、かなり以前からヨーロッパにあり、たとえば、スラブのねじれとか曲線部への適用性とかいった未解決の点も、解明さるべきものであろう。

第二に注目すべき点はPC舗装の方式が多様な点である。内部プレストレッシング法はドイツ、アメリカおよびイギリス等の国で多く採用され、一方外部プレストレッシング法はフランスを中心としたヨーロッパ諸国で多く採用されている。これはプレストレッシングの方式に関しては、技術的経済的により有利な方式開発の可能性を示すものであろう。

第三に注目すべき点は、国内外を問わず、PC舗装の設計および施工に関する基準が確立していないことであ

る。例外的にドイツの指針があるが、これは1960年末頃までの経験から導き出したPC舗装の判定基準に基いたものである。このことは前段で述べた事情とも関連するもので、今後の解決すべき最も重要な問題点の一つと思われる。空港におけるPC舗装は1947年のフランスのOrly空港における世界最初の施工以来既に20年経過し、各国の施工例も決して少なくはないが、わが国では残念ながら、大阪空港で1964年に試験的に60×40m=2,400m²施工されたに過ぎず、その後新しい試験舗装も計画されてはいないようである。一方、わが国の空港も諸外国と同じく、近い将来ジャンボジェット機やスーパーソニック機の就航を迎えようとしており、時代の要請に応じた舗装をもつ空港の整備が緊急課題となっている。国土が狭く、空港用村確保の困難なわが国では地盤条件の不良な土地を空港用地として開発する必要性は今後一層増大し、これを共にPC舗装の有有用性も益に増大するものと思われる。従って、PC舗装をとりあげ、その空港舗装への適用性を検討するとともに、必要な実験研究を早急に実施し、施工に必要な資料を整備することは極めて主要であり、関係各位の御協力を切望する次第である。

参 考 文 献

- 1 TETTER, M., "La Piste En Béton Précontraint De L'Aérodrome D'Orly," Annales De L'Institut Technique Du Batiment Et Des Travaux Publics, No 5, Janvier 1948, pp.1-19.
- 2 NETTER, L., BECKER, E., "Piste En Béton Précontraint," Travaux, No 160, Février 1948, pp.147-154, No 161, Mars 1948, pp.179-186.
- 3 MORICE, P. B., "Prestressed Concrete Pavements-Factors Involved in Their Design and Construction," Roads and Road Construction, V.31, No.366, June 1953, pp.164-168.
- 4 POUSSE, M., "Aérodrome D'Alger-Maison-Blanche, Visite Des Chantiers De Construction De La Piste D'Envol NE-SW," Travaux, Juillet 1955, pp.609-615.
- 5 POUSSE, M., "Les Chaussées En Béton Précontraint De L'Aéroport D'Alger-Maison-Blanche," Prestressed Concrete Roads and Airfield Runways, pp.129-142.
- 6 ANGEL SAENZ DE HEREDIA, "Pavimentos De Hormigon Pretensado." Instituto Tecnico De La Construcion Y Del Cemento, Numero 164, 1955, pp.1-79.
- 7 COT, P. D., BECKER, E., "Calcul Des Pistes En Béton Précontraint," Revue Generale Des Routes Et Des Aerodromes, No 292, 1956, pp.53-72.
- 8 LEMCOE, M. M., "Prestressed Concrete Overlay Pavement," The Military Engineer, No.332, November-December 1957, pp.423-424.
- 9 MELLINGER, F. M., "Prestressed Concrete Airfield Pavements," Proceedings, World Conference on Prestressed Concrete, San Francisco, July 1957, pp.A24-1-A24-10.
- 10 FREIBAUER, B., "Probleme Der Vorgespannten Betondecke," Strassen und Tiefbau, 12, Heft 11, 1958, s.631-633.
- 11 MELVILLE, P. L., "Review of British Procedures in the Design of Prestressed Pavements," Bulletin of the Highway Research Board, No.179, 1958, pp.1-12.
- 12 LEMCOE, M. M., MAHLA, C. H., "Prestressed Overlay Slab for Antonio Airport," Journal of the American Concrete Institute, V.31, No.1, July 1959, pp.25-35.
- 13 KLUNKER, R., "Vorgespannte Betonbahnen im Flugplatzbau," Beton-und Stahlbetonbau, 54, Heft 4, April 1959, s.86-88.
- 14 STREIT, D. G., "Spannbetonfahrbahnen," Baumaschine und Bautechnik, 6, Heft 5, Mai 1959, s.161-166.
- 15 BARONI, D., "Routes Et Pistes En Béton Précontraint," Strasse und Verkehr, 45, Heft 2, Februar 1959, s.43-47.
- 16 KAMERLING, J. V., "Een In Twee Richtingen Voorgespannen Platform Met Voorgerekt Staal." Cement, 11, Nr.6, 1959, pp.503-506.
- 17 PADUART, M. A., "Piste En Béton Précontraint De L'Aérodrome De Bruxelles," Annales De L'Institut Technique Du Batiment Et Des Travaux Publics, No.155, Novembre 1960, pp.1205-1230.
- 18 PELTIER, M. R., "Routes En Béton Précontraint Essais Et Perspectives D' Avenir," Annales De L'Institut Technique Du Batiment Et Des Travaux Publics, No 145, Janvier 1960, pp.15-28.

- 19 HUIZING, J. B. S., "Voorgespannen Beton Voor Vliegvelden," *Cement*, 12, Nr.7, 1960, pp.609-615.
- 20 MELLINGER, F. M., "Summary of Prestressed Concrete Pavement Practices," *Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, V.87, AT 2, August 1961, pp.163-177.
- 21 MCINTYRE, J. P., MELLINGER, F. M., "Prestressed Concrete Taxiway at Biggs Air Force Base, Texas," *Prestressed Concrete Roads and Airfield Runways*, pp.83-98.
- 22 KLUNKER, F., "Spannbeton für Decken auf Flugplätzen und Strassen," *Beton-Herstellung und Verwendung*, 11, Heft 5, Mai 1961, s.333-338.
- 23 SIOR, G., "Der Entwurf von Spannbeton-Startbahnen," *Der Bautechnik*, 38, Heft 3, März 1961, s.73-79.
- 24 SCHULTZ, F., "Über den Bau von Spannbetonstartbahnen auf Flugplätzen in Süddeutschland," *Prestressed Concrete Roads and Airfield Runways*, pp.103-112.
- 25 WEVER, J., "Wegdekken En Vliegvelden Van Voorgespannen Beton In Het Buitenland En Nederland (II)," *Cement*, 13, Nr. 2, 1961, pp.66-73.
- 26 WEVER, J., "Wegdekken En Voorgespannen Beton In Het Buitenland En In Nederland (III)," *Cement*, 13, No.3, 1961, pp.148-155.
- 27 WEVER, J., "Wegdekken En Vliegvelden Van Voorgespannen Beton In Het Buitenland En In Nederland (IV)," *Cement*, 13, Nr.4, 1961, pp.186-190.
- 28 RENZ, C. F., MELVILLE, P. L., "Experience with Prestressed Concrete Airfield Pavements in the United States," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, V.6, No.1, March 1961, pp.75-92.
- 29 JEAN-GÉRARD CLAUDON, MAURICE DU SORBIER, "La Nouvelle Piste En Béton Précontraint D'Alger Maison-Blanche Et Ses Ouvrages Annexes," *Travaux*, Juin 1962, pp.465-476.
- 30 Symposium Betreffende Wegen En Van Voorgespannen Beton (I)," *Cement*, 14, Nr.7, 1962, pp.420-424.
- 31 MEIER, H., "Prüfung der Tragfähigkeit von Spannbetondecken auf Flugplatzstartbahnen," *Strasse und Autobahn*, 14, Heft 4, April 1963, s.116-121.
- 32 DURIEZ, M., "Les Éventualités D'Altération Et De Corrosion, Du Béton, Du Béton Armé Et Du Béton Précontraint, Dans Les Revêtements Et Les Ouvrages De Routes Et D'Aérodromes," *Construction*, Tome 19, No.12, Décembre 1964, pp.359-372.
- 33 BAATZ, E., "Spannbeton für Flugplätze," *Strasse und Autobahn*, 16, Heft 2, Februar 1965, s.41-45.
- 34 MITTELMANN, G., "Vom Bau einer Spannbetonstartbahn," *Beton- und Stahlbetonbau*, 69, Heft 11, November 1965, s.252-257.
- 35 HIRSCHFELD, K., "Betonbahnen für Flugpisten," *Beton- und Stahlbetonbau*, 61, Heft 5, Mai 1966, s.129-132.
- 36 PELTIER, R., "Le Calcul des Revêtements Rigides pour Routes Aérodromes," *Revue Générale des Routes des Aérodromes*, No.249, October 1952.
- 37 MARIE, P., "Contribution à l'étude effets des variations de temperature dans les chaussées en béton," *Revue Générale des Routes et des Aérodromes*, 287, 1955.
- 38 PELTIER, R., "Contribution à l'étude des routes en béton précontraint," *Revue Générale des Aérodromes*

- mes, No.321, Octobre 1958, pp.37-83.
- 39 DOLLET, H., ROBIN, M., "La Route Experimentale en Béton Précontraint de Bourg-Servas," Travaux, V.38, No.231, January 1954.
- 40 GABRIEL, S., PIGEOT, R., "La construction de la nouvelle piste NE-SW d'Alger-Maison Blanche et de ses annexes," Travaux, 39, Nr.249, 1955.
- 41 BECKER, E., "Nouveaux revêtements en béton précontraint," Travaux, June-July 1955.
- 42 COT, P. D., BECKER, D., LORIN, R., Détermination de la Force Portante des Pistes d'Aérodromes," Travaux, No.253, Novemder 1955.
- 43 LATHUILLIERE, M., "L'aérogare de Maison Blanche," La Technique des Travaux, 32, 1956.
- 44 WESTERGAARD, H. M., "Plaque indefinie sur sol elastique. Application aux aires en béton des pistes d'envol," (traducción de M. P. LABESSE). Institute Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, serie I, número 19. 1943.
- 45 LEVI, F., "Etude Théorique Experimentale d'une Dalle Précontrainte d'une Dolle Précontrainte sur Appui Elastique an dela des Limites d'Elasticité," Annales de L'Institute du [Bâtiment et des Travaux Publics, No.66, June 1953.
- 46 LAFUMA, "Retrait et fissuration des ciments, mortiers et bétons," Annales de l'Institut Techniquedu Bâtiment et des Travaux Publics, No.198, 1956.
- 47 L'HERMITE, "Déformation plastique du béton," Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, No.117, 1957.
- 48 DAWANCE, CHAGNEAU, "Expériences de relaxation des contraintes dans le béton précontraint," Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, No.120, 1957.
- 49 PELTIET, R., "L'chaussée expérimentale en béton précontraint de Fontenay-Trésigny," Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, No.156, 1960, pp.1329-1353.
- 50 DOLLET, H., "La technique routière et le béton prcontraint," La Route, 1953, pp.87-90.
- 51 PELTIER, R., "Etat actuel et tendances de la technique française des chaussée en béton," La Route 1959.
- 52 ANÓNIMO, "Un nouveau système de precontrainte en béton pour la construction des revêtements d'aérodromes," La Technique Moderne-Construction, June 1954, pp.223-227.
- 53 Ministère des Travaux Publics, des Transports et du Tourisme, Service Technique des Bases Aériennes, "Notes sur L'Emploi du Béton précontraint," July 1954.
- 54 PANCHAUD, "Les pistes routières en béton précontraint," Bulletin Technique de la Suisse Romande, No1, 1958.
- 55 LEONHARDT, F., "Anwendung des Spannbetons im Strassenbau," Forschungsgesellschaft für das Strassenwesen, 1950.
- 56 WEIL, G., "Zur Frage der Spannungen und Bewehrungen in Betonfahnplatten," Forschungsgesellschaft für das Strassenwesen, 1952.
- 57 EBERLE, K., "Über Betonunterbaufür Strassen," Forschungsgesellschaft für das Strassenwesen, 1953,

- s.145-163.
- 58 WEIL, G., "Das Verhalten der vorgespannten Betonfahrbahnplatten in der Versuchsstrecke bei Mergestetten," Forschungsgesellschaft für das Strassen, 1955, s.46-54.
- 59 FINSTERWALDER, "Versuche und Erfahrungen im Betonstrassenbau, Schriftenreihe der Forschungsgesellschaft für das Strassenwesen, 1955.
- 60 LEBELLE, P., "Das Verhalten der vorgespannten Fahrbahndecken der Flugplätze Orly und Maison Blanche," Forschungsgesellschaft für das Strassenwesen, 1957, s.100-104.
- 61 LOIBL, K., "Startbahnbau in Bereich der Oberfinanzdirektion München," Tchriftenreihe der Arbeitsgruppe Betonstrassen in der Forschungsgesellschaft für das Strassenwesen, Köln, Heft 7, 1957.
- 62 "Betondecken auf Autobahnen und Flugplätzen," Schriftenreihe der Forschungsgesellschaft für das Strassenwesen, 1957.
- 63 "Richtlinien für den Bau von Spannbetonfahrbahnen auf Flugplätzen," Arbeitsgruppe Betonstrassen in der Forschungsgesellschaft für das Strassenwesen, Köln, 1964.
- 64 MAYER, A., "Strassendecken aus vorgespanntem," Betonstrassen-Jahrbuch 1957/58, s.199-215.
- 65 PANCHAUD, M. F., "Strassendecken aus Spannbeton," Betonstrassen-Jahrbuch 1957/58, s.216-257.
- 66 DUTRON, R., DUTRON, P., "Spannbetonstrassen," Betonstrassen-Jahrbuch 1957/58, s.258-281.
- 67 VOELLMY, A., "Betonversuchsstrasse Möriken-Brunegg," Betonstrassen-Jahrbuch 1957/58, s.282-312.
- 68 DE L'HORTET, R., "Die Spannbeton-Startbahn auf dem Flugplatz Algier-Maison Blanche," Betonstrassen-Jahrbuch 1957/58, s.313-325.
- 69 "Flugplatz Orly, 1946," Betonstrassen-Jahrbuch 1957/58.
- 70 "Strasse Esbly, 1949," Betonstrassen-Jahrbuch 1957/58.
- 71 "Strasse Wexham, 1950," Betonstrassen-Jahrbuch 1957/58.
- 72 "Strasse Bourg-Servas, 1952," Betonstrassen-Jahrbuch 1957/58.
- 73 "Flugplatz Orly, 1953," Betonstrassen-Jahrbuch 1957/58.
- 74 "Flugplatz Maison Blanche, 1956," Betonstrassen-Jahrbuch 1957/58.
- 75 Strasse Naz, 1955," Betonstrassen-Jahrbuch 1957/58.
- 76 LEONHARDT, F., "Eine Spannbeton-Versuchsstrecke mit Querkeilen auf der Salzburg," Betonstrassen-Jahrbuch 1960, s.97-112.
- 77 ZERNA, "Bau einer Schnellfahrbahn zur Prüfung von Automobilen," Beton- und Stahlbetonbau, 52, Heft 11, 1957, s.261-268.
- 79 WELL, G., "Einige Ergebnisse aus neueren Versuchen für den Betonstrassenbau," Beton, 9, 1959, s.3-12.
- 78 MITTELMANN, "Überwachungsmessungen während und nach der Herstellung einer Spannbetonfahrbahn," Beton- und Stahlbetonbau, 54, Heft 2, 1959, s.37-41.
- 80 MITTELMANN, C., "Zur Tragfähigkeit vollflächig gelagerter spannbetonplatten," Beton, Heft 1, 1965, s.27-29.
- 81 JELINEK, R., "Berechnung der Stärke von Betondecken für Strassen und Flugplätze," Strasse und Autobahn, 4, 1953, s.1-7.

- 82 MITTELMANN, G., "Bestimmung der Korrekturfaktoren in der Formel von Westergaard," *Strasse und Autobahn*, Heft 8, 1965, s.278-282.
- 83 BAATZ, E., "Spannbeton für Flugplätze," *Strasse und Autobahn*, Heft 2, 1965, s.41-45.
- 84 MITTELMANN, G., "Spannbetondecken für Start- und Fahrbahnen," *Technische Berichte der Philipp Holzmann A. G.*, April 1962.
- 85 FREIBAUER, B., "Vorgespannte Betondecke für die Startbahn am Flughafen Schwechat bei Wien, *Nach. Österr.*," *Betonverein*, 15, Heft 4/5, 1955, s.23-28.
- 86 KOHL, F., "Moderner Flughafenbau," Berlin: Springer-Verlag 1956.
- 87 FREIBAUER, B., "Vorgespannte Betondecken nach dem Spannbettprinzip auf dem Flugplatz Wien," *Österreichische Ingenieur-Zeitschrift*. Heft 3, 1961, s.77-82.
- 88 ROSE, E. A., "Spannbetondecken im Spannbett," *Strassenbau*, Heft 7, 1960, s.408-41, und Heft 8, 1960, s.457-462.
- 89 "Die Strasse Boudry-Bevaix in vorgespanntem Beton," *Beton*, *Betonstrassen*, *Mitteilungsblatt der Betonstrassen A. G. Wildegg*, January 1961, pp.4-6.
- 90 LESONHARDT, F., "Spannbeton für die Praxis," *Wilh. Ernst & Sohn*, Berlin 1955.
- 91 MUHS, H., "Neuere Entwicklungen der Untersuchung und Berechnung von Flachfundationen," *Schweiz. Bauzeitung*, V.77, No.18 & 19, 1959.
- 92 OBERTOP, D. H. F., "Proefvak van 1100 m lang met voorgespannen betonplaten in Rijksweg 4A; proeven en metingen," *Cement*, 14, Nr.6, 1962, pp.361-352.
- 93 PANCHAUD, F., "Les pistes routières en béton précontraint," rapport voor het Internationale Betonwengencongres, Rome, 1957.
- 94 LEVI, CASTIGLIA, MERLINI, "Lastra precompressa sperimentale di Caselle," *Atti e Resegna Tecnica*, núm.3, 1951.
- 95 TORROJA, E., PAEZ, A., "Nuevo método de cálculo del hormigón pretensado," *Instituto Técnico de la Construcción y del Cemento*, Madrid, 1951.
- 96 QUARANTA, F., "Considerazioni teoriche e pratiche sul calcolo delle pavimentazioni rigide di strada e aeroporti," *Giornale del Genio Civile*, 98, 1960.
- 97 SPARKES, F. N., "Recherches sur les Routes en Béton au Road Research Laboratory," *Bulletin Assoc. Permanente Congrès Belge de la Route*, No.29, 1955.
- 98 CARLTON, P. F., BEHRMANN, R. M., "Model studies of prestressed rigid pavement for airfields," *Bulletin of the Highway Research Board*, No.179, 1958, pp.32-50.
- 99 Highway Research Board, "Prestressed Concrete Pavement Research," *Bulletin of the Highway Research Board*, No.179, 1958.
- 100 WESTERGAARD, H. M., "Stresses in Concrete Runways of Airports," *Proceedings of the Highway Research Board*, V.19, 1939, pp.197-202.
- 101 BURMISTER, D. M., "The Theory of Stresses and Displacements in Layered Systems and Applications to the Design of Airport Runways," *Proceedings of the Highway Research Board*, V.23, 1943, pp.126-144.

- 102 FRIBERG, B. F., "Pavement Research, Design and Prestressed Concrete," Proceedings of the Highway Research Board, 1955.
- 103 MORRELL, BEN, "Experimental Prestressed Concrete Highway Project in Pittsburgh, Pa.," Proceedings of the Highway Research Board, 1958.
- 104 SALE, J. P., HUTCHINSON, R. L., CARLTON, P. F., "Development of a procedure for the design of prestressed airfield pavements," Proceedings of the Highway Research Board, V.40, 1961, pp.205-234.
- 105 DOBELL, C., "Prestressed Concrete in Highway Edges and Pavements," Proceedings of the thirtys-econd annual meeting, Highway Research Board, 1953, pp.188-208.
- 106 CARLTON, P. F., "Development of a Procedure for the Design of Prestressed Airfield Pavements," Proceedings of the thirty-nine annual meeting of the Highway Research Board, January 1961.
- 108 PICKETT, G., RAY, G. K., "Influence charts for concrete pavements," Transaction of the American Society of Civil Engineers, V.116, 1951.
- 109 MELLINGER, F. M., SALE, J. P., "The Design of Non-Rigid Overlays for Concrete Airfield Pavements," Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Paper 979, 1956.
- 110 MOLKE, ERIC C., "Prestressed Concrete Pavements," Proceedings of the American Society of Civil Engineers, V.85, AT 3, July 1959.
- 112 RENZ, C. F., "Construction of a prestressed concrete test pavement," Proceedings of the American Society of Civil Engineers, V.85, AT 4, October 1959, pp.25-39.
- 111 SALE, J. P., HUTCHINSON, R. L., "Development of Rigid Pavement Design Criteria for Military Airfields," Proceedings of the American Society of Civil Engineers, V.85, AT 3, July 1959.
- 107 WESTERGAARD, H. M., "New Formulas for Stresses in Concrete Pavements of Airfields," Transactions of the American Society of Civil Engineers, V.113, 1948, pp.425-444.
- 113 CHOLNOKY, T., "Prestressed Concrete Pavements for Airfields," Journal of the American Concrete Institute, V.28, No.1, July 1956.
- 114 A. C. I. Committee 325, "Proposed Recommended Practice for Design of Concrete Pavements," Journal of the American Concrete Institute, No.8, February 1957.
- 115 BROTCHE, J. F., "General elastic analysis of flat slabs and plates," Journal of the American Concrete Institute, V.31, 1959.
- 116 VANDEPITTE, D., "Prestressed Concrete Pavements--A Review of European Practice," Proceedings of the Prestressed Concrete Institute, V.6, No.1, March 1961.
- 117 FREIBAUER, B., "Pretensioned Prestressed Concrete Pavements for the Vienna Airport," Proceedings of the Prestressed Concrete Institute, V.6, No.1, March 1961.
- 118 Corps of Engineers, U.S. Army, Army Map Service, "Engineer Intelligence Notes," No.26, September 1955.
- 119 U. S. Army, Corps of Engineers, "Airfield Pavement Design, Rigid Pavements," Engineering Manual for Military Construction, EM-1110-45-303, 1957.
- 120 U. S. Army Corps of Engineers, Ohio Division Laboratories, "Memorandum report, B-52 loading tests

- prestressed taxiway T-3, Biggs Air Force Base, Texas," Cincinnati, March 1960, pp.20.
- 121 U. S. Army Corps of Engineers, Ohio River Division Laboratories, "Design and construction report, prestressed concrete test tracks P-1 and P-2, Sharonville, Ohio," Cincinnati, November 1960, pp.70. Technical Report No.4-14.
- 122 Internationale Civil Aviation Organization, "Annex 14, International Standards and Recommended Practices, Aerodromes," September 1953.
- 123 International Civil Aviation Organisation, "Report of the sixth session," Montreal, March-April 1957.
- 124 STMON, L. L., "Recent developments in concrete pavements for aerodromes," *Constructional Review*, May 1956, pp.18-22.
- 125 SPARKES, F. N., "Stresses in Concrete Road Slabs," *Structural Engineer*, V.17, February 1939, pp.98-116.
- 126 Portland Cement Association, "Design of Concrete Airport Pavements," Chicago, 1955.
- 127 BURMISTER, D. M., "The general theory of stress and displacements in layered systems," *Journal of Applied Physics*, V.16, 1945, pp.89-94, 126-127, 292-302.
- 128 HOGG, A. H. A., "Pavements slabs on non-rigid foundations," *Proceedings of the second International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, V.3, 1948, pp.70-74.
- 129 VEEN, C., "Loading Tests on concrete slabs at Schiphol airport," *Proceedings of the third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, V.2, 1953, pp.133-143.
- 130 ABELES, P. W., "Composite partially prestressed concrete slabs. Strength under repeated and static loading," *Engineering*, October 1954, pp.464-468.
- 131 ANÓNIMO, "Jointless prestressed floor resists heavy loads in warehouse," *Engineering news Record*, January 6, 1949.
- 132 "Wire and Pin Anchorages Permit Pretensioning Tendons in Place," *Engineering News-Record*, McGraw-Hill Book Co., Inc., New York, December 17, 1959.
- 133 PICKETT, G., RAVILLE, M. E., JANES, W. C., McCORMICK, F. J., "Deflections, Moments, and Reactive Pressures for Concrete Pavements," *Bulletin No.65*, Kansas State College, October 1951.
- 134 ARMSTRONG, W. E. F., "Prestressed concrete roads," *Chartered Civil Engineer* mayo 1952, pp.11-15.
- 135 ANÓNIMO, "Safety in the construction of prestressed concrete roads," *Chartered Civil Engineer*, noviembre 1952, pp.29-31.
- 136 COFF, L., "Prestressed concrete for pavements," *Proceedings of the first United States conference on prestressed concrete*, August 14-16, 1951, pp.87-90.
- 137 FRIBERG, B. F., "The challenge of prestressing for concrete pavements," *Proceedings of the first United States conference on prestressed concrete*, Massachusetts Institute of Technology, August 14-16 1951, pp.91-104.
- 138 ROWE, R. E., "Prestressed Concrete Roads," *Journal of the Institution of Highway Engineers*, V.3, No.3, July 1954.

- 139 Bureau of Yard and Docks, U.S. Navy, "Final Report on Prestressed Concrete Test Slab, Patuxent River N.A.S., Maryland," October 1955.
- 140 Preload Engineers, Inc., "Study of Continuity in Prestressed Concrete Airfield Pavements Part III," July 1954, For the Ohio River Division Laboratories, Corps of Engineers, U.S. Army.
- 141 McINTYRE, J. P., "Prestressed concrete for runways," *The Military Engineer*, V.52, No.345, January-February 1960, pp.44-47.
- 142 FISHER, J. M., "Quality Concrete," *Int. Civ. Eng. and Cont.*, March-April 1958.
- 143 WESTERGAARD, H. M., "Stresses in concrete pavements computed by theoretical analysis," *Public Roads*, V.7, No.2, 1926, pp.25-35.
- 144 WESTERGAARD, H. M., "Analysis of stresses in concrete roads caused by variations of temperature," *Public Roads*, V.8, 1927, pp.54-60.
- 145 WESTERGAARD, H. M., "Analytical tools for judging results of structural tests of concrete pavements," *Public Roads*, V.14, No.10, 1933, pp.185-188.
- 146 TELLER, L. W., SUTHERLAND, E. C., "The structural design of concrete pavements," *Public Road*, October, November and December 1935, September and October 1936.
- 147 SUTHERLAND, C., BENSHAM, S. W., "Experiments with continuous reinforcement in concrete pavements," *Public Roads*, V.20, No.11, 1940, pp.193-196.
- 148 TELLER, L. W., SUTHERLAND, C., "The structural design of concrete pavement, Part 5," *Public Road*, V.23, No.8, 1943, pp.167-212.
- 149 ANDREWS, W. P., "Prestressed concrete pavements," *Road and Road Construction*, September and October 1951,
- 150 ANÓNIMO, "Hampshire roads and Construction, January 1953.
- 151 STOTT, J. P., "Prestressed Concrete Roads," *Roads and Road Construction*, V.33, No.388, April 1955.
- 152 THOMLINSON, J., "Temperature variations and consequent stresses produced by daily and seasonal temperature cycles in concrete slabs," *Concrete and Construction Engineering*, 1940, V.35, No.6, June, pp.298-307; No.7, July, pp.352-360.
- 153 ANÓNIMO, "An experimental prestressed concrete slab at London Airport," *Concrete and Construction Engineering*, June 1949, pp.176-177.
- 154 ANOIMO, "Prestressed concrete runway at London Airport," *Concrete and Construction Engineering*, January 1952, pp.36-40,
- 155 McINTOSH, A. J. W., MERCER, J., "Construction of a prestressed concrete road at Crawley New Town," *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, Part 2, V.1, No.1, February 1952, pp.220-234.
- 156 SKINNER, J. A., MARTIN, F. R., "Some Consideration of Airfield Pavement Design," *Airport Paper No.26*, The Institution of Civil Engineers, 1954.
- 157 STOTT, J. P., "Prestrete Roads," *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, October 1955.
- 158 HARRIS, A. J., "Prestressed Concrete Runways; History, Practice and Theory," *Proceedings of the*

- Institution of Civil Engineers, January 1957.
- 159 COOLEY, E. H., "Friction in Post-Tensioned Prestressing Systems," Research Report No.1, Cement and Concrete Association, October 1953.
- 160 COOLEY, E. H., "Site measurement of friction in prestressing tendons," Cement and Concrete Association Research Report.
- 161 LEONHARDT, F., "Prestressed slabs," Library, Translation, No.9, Cement and Concrete Association.
- 162 LÜTZE, E. H., "Further note on prestressed slabs," Library Translation, No.9, Cement and Concrete Association.
- 163 COOLEY, E. H., "Friction in Post-Tensioned Prestressing Systems," Research Report, No.1 Cement and Concrete Association, October 1953.
- 164 Cement and Concrete Association, "Concrete Roads and Runways," Proceedings of the Meeting of the Pavings Development Group, England, October 17, 1956.
- 165 HOGG, A. H. A., "Equilibrium of a thin plate, symmetrically loaded, resting on an elastic foundation of infinite depth," London, Edinb. and Dublin Philos. Magazine, 7. Serie, 25, 1938, pp.576-583.
- 166 HOGG, A. H. A., "Equilibrium of a thin slab on an elastic foundation of finite depth," London, Edinb. and Dublin Philos. Magazine, 7. Serie, 35, 1944, pp.265-276.
- 167 Road Research Laboratory, "Soil mechanics for Road Engineers," London: Station. Off. 1952.
- 168 DAVIES, E. H., "Pavement Design for Roads and Airfields," Road Research Technical Paper No.20, D. S. I. R., Road Research Laboratory, England.
- 169 SPARKES, F. N., SMITH, A. F., "Concrete roads," Edward Arnold & Co. London, 1952.
- 170 ANÓNIMO, "Prestressing of concrete for road paving studies by the British Research Board," Roads and Engineering Construction, September 1953, pp.93-95, 122.
- 171 Road Research Laboratory, "Concrete Roads," H.M.S.O., London, 1955.
- 172 CASHELL, H. D., BENHAM, S. W., "Continuous reinforcement in concrete pavement," Magazine of Concrete Research, V.2, No.6, 1951, pp.111-117.

港湾技研資料 No. 40

1967年12月

編集兼発行者 運輸省港湾技術研究所

発行所 運輸省港湾技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号

印刷所 中和印刷株式会社
東京都中央区入船町2丁目3番地