

ISSN 1346-7301

国総研研究報告 第3号

平成13年12月

国土技術政策総合研究所 研究報告

RESEARCH REPORT of National Institute for Land and Infrastructure Management

No. 3

December 2001

プレキャスト PC 版舗装を対象とした圧縮ジョイントの構造設計法

八谷好高・野上富治・横井聰之・赤嶺文繁・坪川将丈
松崎和博・高橋 修・室園正徳・阿部 寛

Structural Design of Compression Joint for PPC Slab Pavements

Yoshitaka HACHIYA, Tomiharu NOGAMI, Toshiyuki YOKOI
Fumishige AKAMINE, Yukitomo TSUBOKAWA
Kazuhiro MATSUZAKI, Osamu TAKAHASHI
Masanori MUROZONO and Hiroshi ABE

国土交通省 国土技術政策総合研究所

National Institute for Land and Infrastructure Management
Ministry of Land, Infrastructure and Transport, Japan

プレキャストPC版舗装を対象とした圧縮ジョイントの構造設計法

八谷好高^{*}・野上富治^{**}・横井聰之^{***}・赤嶺文繁^{****}・坪川将丈^{*****}・
松崎和博^{*****}・高橋 修^{*****} 室園正徳^{*****}・阿部 寛^{*****}

要 旨

プレキャストプレストレストコンクリート (PPC) 版舗装は、損傷したアスファルト舗装やコンクリート舗装を打ち換える場合にしばしば使用される。その施工方法は、まずPPC版を工場製作して、それらを施工現場まで運搬し、路盤を整形してから、その上に敷き並べて、相互に連結するというものである。PPC版を連結するために、弧状に成形した鉄筋を用いるホーンジョイントシステムが開発、使用されている。ところが、供用開始後数年間で損傷が生ずるといった事例もしばしばみられている。

このような問題を解決するために、新しい形式の目地、すなわち圧縮ジョイントを開発して、その構造設計法を取りまとめた。このシステムは、目地をまたいで緊張材を設置し、これにより目地部に圧縮力を与えることによりPPC版を相互に連結するというものである。この場合、緊張材はPPC版と付着していないことから、将来損傷を受けたときでも、健全版はそのままで、その部分のみを交換できる。

本報告では、まず、空港エプロン舗装に用いられている従来型連結装置によるPPC版舗装の実態調査を行って、破損原因を明らかにした。次に、室内試験により圧縮ジョイントの荷重伝達機構について解明した。その結果、圧縮ジョイントではPPC版接合部に圧縮力が作用することから、せん断力に加えて、曲げモーメントも伝達されることがわかった。これについては、3次元有限要素法を用いて解析するとともに、小規模試験により検証した。そして、試験舗装を製作して載荷試験を行うことによって、交通荷重に対する舗装の応答について研究した。最終的には、構造設計法を開発した。

キーワード：圧縮ジョイント、プレキャストPC版舗装、空港舗装、荷重伝達、構造設計

^{*} 空港研究部空港施設研究室長

^{**} 国土交通省関東地方整備局鹿島港湾工事事務所

^{***} PC舗装専門研究会

^{****} 元港湾技術研究所研修生

^{*****} 空港研究部空港施設研究室

^{*****} 元港湾技術研究所土質部主任研究官

^{*****} 元港湾技術研究所土質部滑走路研究室

〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1 国土交通省国土技術政策総合研究所

電話：0468-44-5034, Fax：0468-44-4471, E-mail：hachiya-y92y2@ysk.nilim.go.jp

Structural Design of Compression Joint for PPC Slab Pavements

Yoshitaka HACHIYA*, Tomiharu NOGAMI**, Toshiyuki YOKOI***, Fumishige AKAMINE****,
Yukitomo TSUBOKAWA*****, Kazuhiro MATSUZAKI*****, Osamu TAKAHASHI*****,
Masanori MUROZONO***** and Hiroshi ABE*****

Synopsis

Precast prestressed concrete (PPC) slab pavements are used to replace damaged asphalt and concrete pavement. In the procedure, the PPC slabs are manufactured in a factory, transported to the construction site, placed on the reformed subbase, and finally interconnected to other slabs. The horn joint was developed to connect the slabs by arc-shaped steel bars that are inserted into the slabs. However, some deteriorations have often been observed within a few years of opening the pavement to traffic.

A new compression joint system was developed to solve this problem. In this system, prestressing tendons are inserted, and the compressive force is applied using the tendons that pass through the joint to interconnect the slabs. The tendons are installed without being bonded to the slab, so only damaged slabs need to be replaced, and sound slabs can be reused.

In this report, based on the in situ investigation on existing damaged PPC slab pavements with conventional horn joint systems, the cause of the distress are first described. Next, the load transfer mechanism of the compression joint was investigated through laboratory studies. The compression joint can transfer bending moment in addition to shear forces because of the compressive force imposed on the joint. The mechanism was analyzed using 3-D FEM and verified using a small experimental pavement. Then, the experimental PPC slab pavement was constructed, and the response to traffic loading was investigated. The related structural design method was finally developed and proposed.

Key Words: compression joint, precast PC slab pavement, airport pavement, load transfer, structural design

* Head, Airport Facilities Division, Airport Research Department

** Kashima Port Construction Office, Kanto District Construction Bureau, Ministry of Land, Infrastructure and Transport

*** PC Pavement Association

**** Former Trainee, Runways Laboratory, Geotechnical Engineering Division, Port and Harbour Research Institute

***** Researcher, Airport Facilities Division, Airport Research Department

***** Former Senior Researcher, Geotechnical Engineering Division, Port and Harbour Research Institute

***** Former Researcher, Runways Laboratory, Geotechnical Engineering Division, Port and Harbour Research Institute

National Institute for Land and Infrastructure Management, Ministry of Land, Infrastructure and Transport, 3-1-1, Nagase, Yokosuka 239-0826, Japan, Phone: +81 468 44 5034, Fax.: +81 468 44 4471, E-mail: hachiya-y92y2@ysk.nilim.go.jp

目 次

1. はじめに	1
2. PPC版舗装における目地構造の実態	1
2.1 PCC版舗装のパフォーマンス	1
2.2 目地部の応力集中	3
3. 圧縮ジョイントの開発	10
3.1 圧縮ジョイントの挙動	10
3.2 目地荷重伝達機構の数値解析モデル	15
3.3 荷重伝達モデルにおける定数の同定	17
4. 現場試験による検証	23
4.1 試験舗装ならびに載荷試験	24
4.2 FWDによる試験舗装の構造評価	25
4.3 走行載荷による性状変化と破損状態	29
4.4 圧縮ジョイントの施工性	32
5. 圧縮ジョイントの構造設計	33
5.1 圧縮ジョイントの設計方針	33
5.2 圧縮ジョイントの構造設計	35
6. まとめ	38
7. おわりに	38
参考文献	39
付 録	40

1. はじめに

空港エプロンに用いられているプレキャストプレストレストコンクリート（PPC）版舗装は、工場製作のPPC版を現場に運搬して路盤上に敷設したのち、隣り合う版を連結するという構造を有する。PPC版の連結には、供用開始後破損が生じた場合にその版のみを交換できるように、丸鋼を円弧状に加工したスリップバー、すなわちホーン鉄筋による方法、すなわちホーンジョイント（図-1）が従来より用いられている¹⁾。しかし、この方法によるPPC版舗装にはポンピング等連結方法に起因すると考えられる破損が見られるようになってきた。

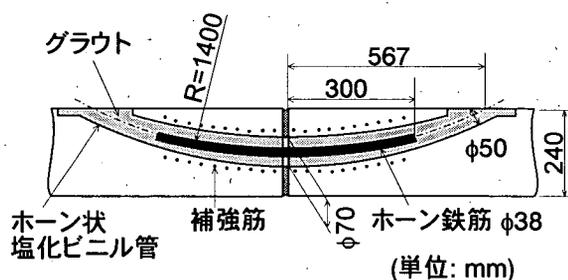
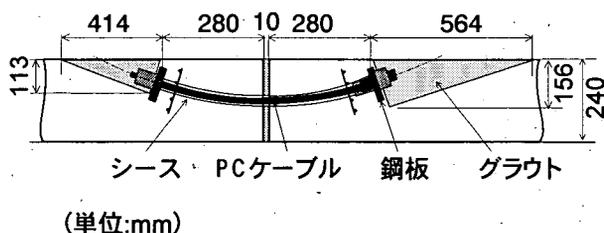


図-1 ホーン鉄筋ユニット



(単位:mm)

図-2 緊張材ユニット

ホーン鉄筋ユニット方式は構造上それ自体の工夫による改善が難しいことから、荷重伝達機構そのものを変える新たな荷重伝達装置として、このホーン鉄筋ユニットが伝達可能であるせん断力に加えて曲げモーメントも伝えることのできるものを開発する必要があると考えた。具体的には、緊張材を2枚の隣り合う版をまたいで配置して連結部に圧縮力を導入して接合する方式、すなわち緊張材ユニットを有する圧縮ジョイントである（図-2）^{2),3)}。この方式では緊張材をアンボンド形式で用いているので、破損した版を交換するときには緊張力を解放するだけでよく、健全版が再利用可能となる。なお、圧縮力を与えてPPC版を連結する方式は過去にも用いられ

ている^{4),5)}が、PPC版本体に与えるプレストレス力と同等の圧縮力を用いて全体を1枚版と考えている点、部分的な交換はできない点等、今回の方式とは異なったものである。

本報告は、PPC版舗装の新しい接合方法である圧縮ジョイントに関する検討結果を取りまとめ、その設計方法についてとりまとめたものである。その内容は、

- ① ホーンジョイントを有するPPC版舗装の現地調査ならびに数値解析による破損原因の究明
 - ② 小規模試験結果に基づく圧縮ジョイントの構造解析モデルの開発
 - ③ 実規模試験舗装による圧縮ジョイントモデルの検証
 - ④ 圧縮ジョイントの合理的構造設計方法の開発
- の4項目から構成されている。

2. PPC版舗装における目地構造の実態

2.1 PCC版舗装のパフォーマンス

コンクリート舗装の補修法として実用化されているPCC版による打ち換え工法においては、PCC版同士を連結するために、上記のようにホーンジョイントが使用されている。この工法は、昭和56年に採用されて以来平成9年度までに5空港で採用されているが、一部ではポンピングの発生がみられ、PPC版端部で大きな段差が生ずる事態となっている。その状況は表-1に示すとおりで、状況が最も悪いB空港では施工区域の10%を超える範囲で破損が生じている。

表-1 PPC版舗装の施工面積と破損状況

空港	施工年度	面積 (m ²)	破損率 (%)
A	昭56~平9	25,000	1.9
B	平3~平8	20,000	12.0
C	平5~平8	10,000	0.9
D	平7	2,000	0.0
E	平8	1,000	0.0

A空港の場合、PPC版は厚さが250mmで、幅2.5m、長さ10mのものが標準となっており、支持力係数70MN/m³の路盤上に敷設されている（図-3）。この部分の破損状況を把握するために平成3年度には、舗装の破損状況と構造状態に関する調査が行われている。破損状況の調査の結果として図-4にはPRIについて示してある。この図に、

①不要, ②将来必要, ③直ちに必要, の3種類に分けて示されている補修の必要性をみると, 補修が必要と判断されるPPC版は航空機車輪通過位置付近に集中していることがわかる. 破損の種類としては, 目地部破損 (図- 5) と段差 (図- 6) が航空機車輪の通過位置付近でかなり大きくなっている.

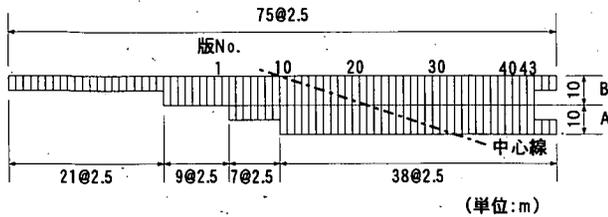


図- 3 A空港におけるPPC版舗装の平面図

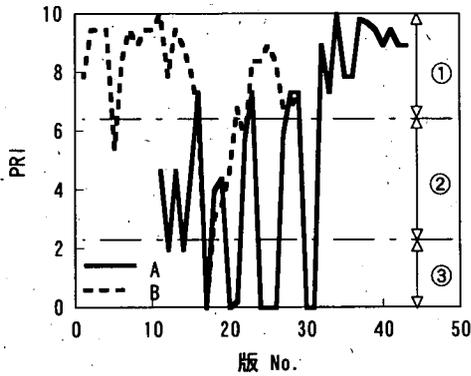


図- 4 A空港におけるPRIの状況

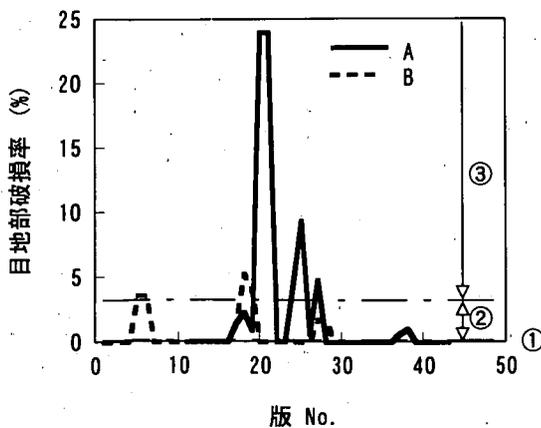


図- 5 A空港における目地部破損率の状況

構造状態についてはFWDによる調査が行われている (荷重200kN). PPC版長辺目地部における載荷板中心のたわみ D_0 をA, B列に沿った方向でみると, 舗装の破損状

況の場合と同様に, 車輪通過位置において最大になっていることがわかる (図- 7). また, 荷重伝達機能について(1)式で定義される荷重伝達率により検討したところ, 図- 8に示すように, やはり車輪通過位置で極端に低下していることがわかった.

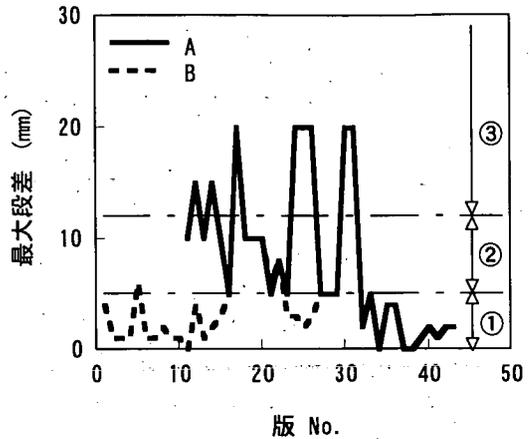


図- 6 A空港における最大段差の状況

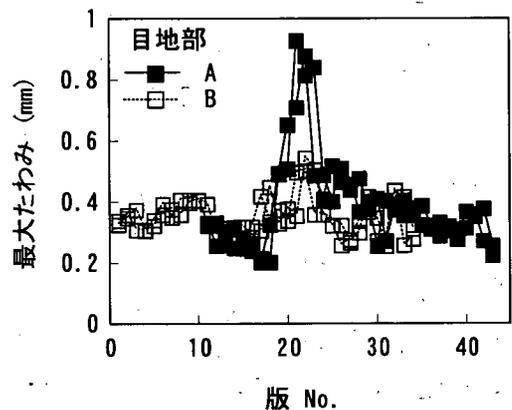


図- 7 A空港におけるFWD最大たわみの状況

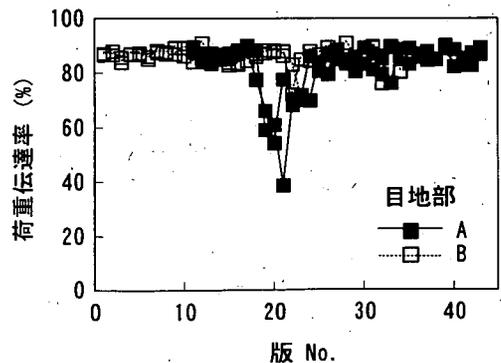


図- 8 A空港における目地荷重伝達率の状況

$$E_f' = \frac{D_{45}}{(D_0 + D_{45})/2} \times 100 \quad (1)$$

ここで、

D_0, D_{45} : 載荷板を目地に接するよう置いたときの載荷側, 非載荷側のたわみ (0, 45は載荷板中心からの距離(cm)).

これらの状況からPPC版下の路盤にも変状の生じていることが懸念されたので、A-25とA-26の版についてPPC版を撤去して路盤の状況が調査されている。その結果としてPPC版と路盤との間に生じていた空隙の状況を示した図- 9から、車輪通過位置では空隙の深さが30mmを超えるまでになっていることがわかった。

このようなPPC版の解体調査はB空港でも実施されており、グラウトの厚さについては図- 10に示す結果が得られている。この空港では、一部グラウト材が消失している状況が確認されているが、これは目地部段差が20~30mmとなっていた箇所と一致している。また、ホーン鉄筋下方には支圧によると思われるひび割れの発生ならびにコンクリートの剥落も見られている (図- 11)。

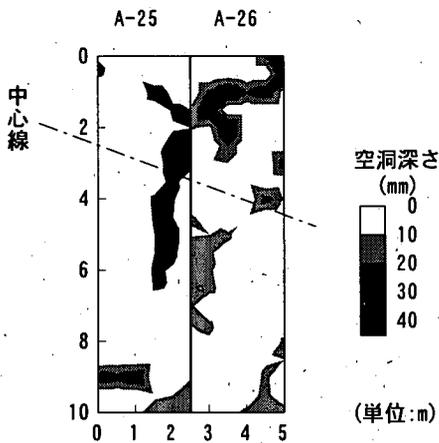


図- 9 A空港におけるPPC版下の空隙深さ

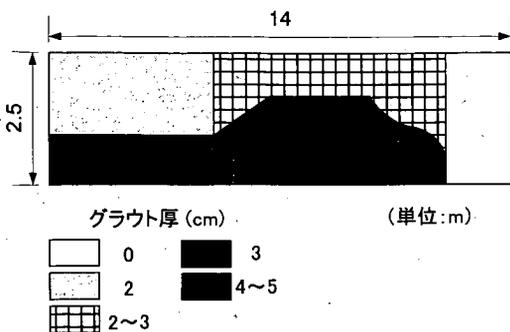


図- 10 B空港におけるPPC版下のグラウト厚さ

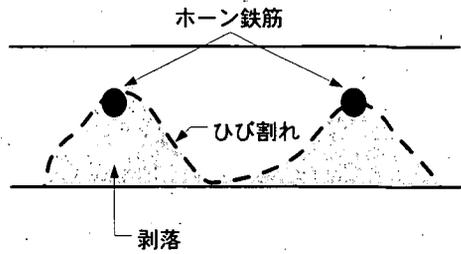


図- 11 B空港におけるホーン鉄筋周囲の破損状況

2.2 目地部の応力集中

ホーンジョイントは、スリッパ目地と基本的には同一の荷重伝達機構、すなわち、鉄筋によりせん断力を伝達する機構を有している。ここで見られたホーンジョイントの破壊原因として、上記の解体調査から伝達荷重が原因で鉄筋下方のコンクリートに過大な応力が生ずることが考えられた。鉄筋が分担する荷重が増加すればその下方のコンクリートに生ずる応力も大きくなるので、まず鉄筋間隔や荷重伝達機能が鉄筋1本あたりの分担荷重に及ぼす影響について検討し、次に鉄筋下部のコンクリートに生ずる応力について解析することとする。そして、既往の試験データも使用することによって、目地の荷重伝達機能の改善策について言及する。

(1) 鉄筋の分担荷重

荷重がスリッパにより伝達される場合、すなわち荷重が加わったときのスリッパの挙動は、一般的には図- 12に示すようにモデル化されている⁶⁾。すなわち、スリッパがコンクリート版内に埋め込まれた状態でその先端に荷重が載荷されているとしてモデル化が図られている。

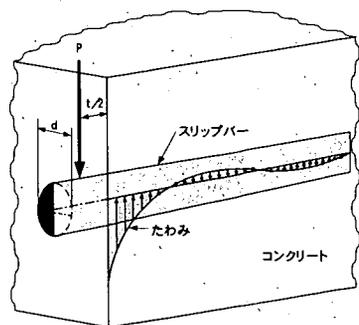


図- 12 スリッパの解析モデル

これを解析することによりスリッパによって伝達可能な荷重が計算できる。その大きさは、スリッパのせん断強度ならびに曲げ引張強度とコンクリートの支圧強度によりそれぞれ(2)～(4)式のように定まるとされる⁷⁾。

$$P_s = 0.785d^2 f_s \quad (2)$$

$$P_b = \frac{2d^3 f_t}{(a + 8.8t)} \quad (3)$$

$$P_c = \frac{f_c a^2 d}{12.5(a + 1.5t)} \quad (4)$$

ここに、

P_s ：スリッパのせん断強度により定まる伝達可能荷重、

P_b ：スリッパの曲げ引張強度により定まる伝達可能荷重、

P_c ：コンクリートの支圧強度により定まる伝達可能荷重、

d ：スリッパの直径、

a ：スリッパの長さから目地幅を減じた値、

t ：目地幅、

f_s ：スリッパのせん断強度、

f_t ：スリッパの曲げ引張強度、

f_c ：コンクリートの支圧強度。

この場合、 f_s 、 f_t 、 f_c として一般的な舗装用材料に対する値を用いると、 P_b と P_c がクリティカルになり、 P_s には十分な安全性のあることがわかっている。そこで、 P_b が P_c と等しいとすることによりスリッパの長さ l_d が(5)式のように算定できる。

$$l_d = a + t = 5d \sqrt{\frac{f_s}{f_c} \sqrt{\frac{(a + 1.5t)}{(a + 8.8t)}}} \quad (5)$$

目地ではスリッパは等間隔で配置されるのが一般的である。また、荷重伝達に寄与するスリッパの範囲は、載荷点から左右それぞれに剛半径 l の1.8倍までとされ、伝達される荷重の大きさは、載荷点直下を100%として載荷点から $1.8l$ の地点では0となるように直線的に変化するとみなされている。これを模式的に表せば図-13のようになり、スリッパの相対伝達荷重比率（伝達可能荷重に対する動員伝達荷重の比）は荷重直下が最大の1.0で、荷重からの距離に応じて徐々に低下している。これらの相対伝達荷重比率を合計したのが有効スリッパ数となり、荷重 W のうち伝達される荷重をこれで除

すことによりスリッパ1本あたりの最大伝達荷重（荷重直下におけるスリッパ負担荷重）が求められる。

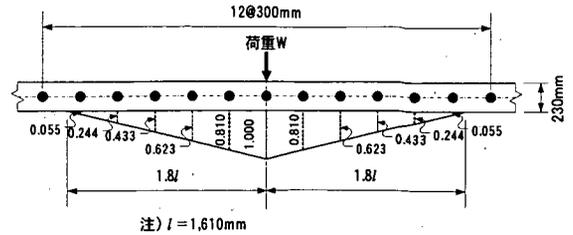


図-13 スリッパ群の相対伝達荷重比率の例

わが国の空港舗装構造設計法では、この荷重 W として、航空機脚荷重をそれと等価な1個の荷重に置き換えた等価単車輪荷重（ESWL）を用いている。この荷重の40%がスリッパにより隣接版へ伝達されると仮定することにより、スリッパの間隔は(6)式で表される。

$$S = \frac{1.8P_p}{0.4W} \quad (6)$$

ここに、

S ：スリッパの間隔、

P_p ：スリッパの最大伝達荷重、

W ：荷重（ここではESWL）。

しかし、実際には航空機の主脚は車輪間隔の狭い複車輪もしくは複々車輪がほとんどであり、それがスリッパの直上を走行することになる。そこで、図-14に示すような方法により、車輪が2つある場合のスリッパ群による荷重伝達状況を考えてみた。荷重が複数あるため、スリッパの相対伝達荷重比率は1.0を超えることになるので、有効スリッパ数はその合計を図に示した $1+a$ で除す必要がある。

このような考え方に従って、設計航空機がB-747-400の場合にスリッパが伝達する最大荷重について検討した。このときの入力条件としては表-2に示すものを用いた。このときの荷重は、それぞれ227.5kNの大きさのものが1.118m離れて与えられている。図-15、16、17はいずれもスリッパの設置間隔を変えたときのスリッパ1本当たりの最大伝達荷重を示したものである。それぞれコンクリート版厚（ h ）の違い、路盤支持力係数（ K ）の違い、荷重伝達割合（ kw ）の違いに注目したものである。これから、設置間隔が広いほどスリッパの最大伝達荷重は増加することはもちろんであるが、コンクリ

一ト版厚が小さいほど、路盤支持力係数が大きいほど、また、荷重伝達割合が大きいほど最大伝達荷重が増加することも明らかになっている。

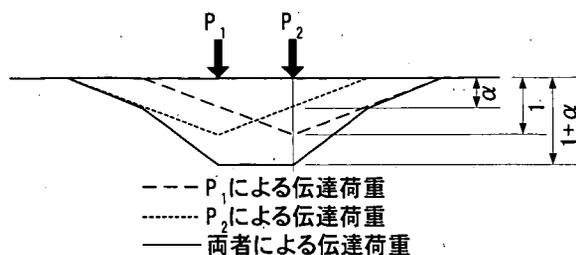


図-14 複数荷重に対するスリッパ群の伝達荷重

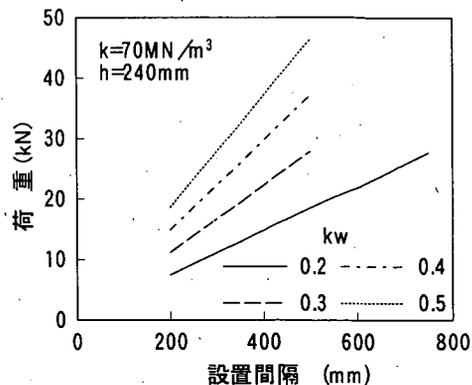


図-17 荷重伝達割合による最大伝達荷重の違い

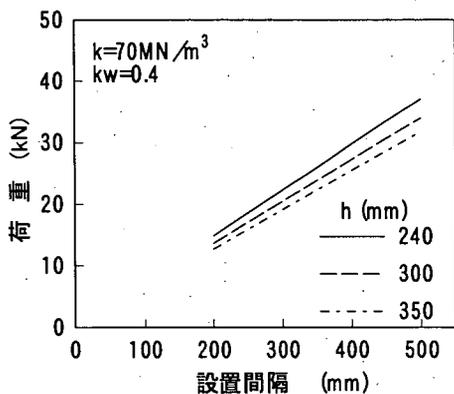


図-15 版厚による最大伝達荷重の違い

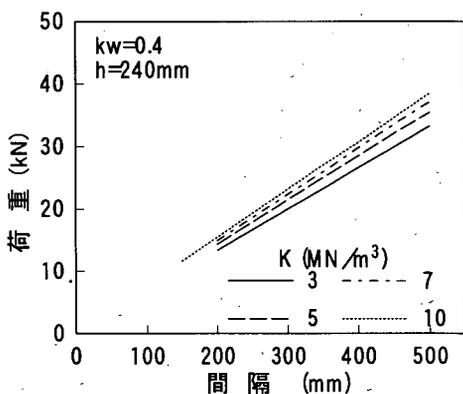


図-16 路盤支持力係数による最大伝達荷重の違い

表-2 スリッパの伝達荷重解析における入力条件

項目		入力値
コンクリート	許容支圧応力 (N/mm^2)	12
	弾性係数 (kN/mm^2)	35
	ポアソン比	0.15
	版厚 (mm)	200~450
鉄筋	許容引張応力 (N/mm^2)	160
	直径 (mm)	32~42
目地幅 (mm)		3
路盤支持力係数 (MN/m^3)		30~100
荷重伝達割合		0.2~0.5

表-2に示したコンクリートならびに鉄筋の許容応力に対するスリッパ1本当たりの伝達可能荷重を求めると、直径 (d) 32, 38, 42mmの場合で、17.1, 24.3, 29.7kNとなる(そのときのスリッパの長さはそれぞれ580, 690, 760mm)。この値を図-15~17に当てはめて最大伝達荷重が伝達可能荷重と等しくなる時のスリッパ設置間隔を見いだせば、それが必要設置間隔となる。

得られた必要設置間隔を図-18~20にまとめた。図-18からは版厚が小さくなるにつれて、図-19からは路盤支持力係数の増加につれて、図-20からは荷重伝達割合が増加するにつれて、必要設置間隔を狭くしなければならないことが明らかである。

なお、複車輪荷重のほかに、現行設計要領で用いているESWLの場合についてもスリッパの必要設置間隔について検討した(ESWLが320kNとなる)。図-21は、荷重伝達割合が0.4、路盤支持力が70MN/m³とした場合で、コンクリート版厚が200~450mmと変化したときのものである。両者の間に大きな違いは認められない。

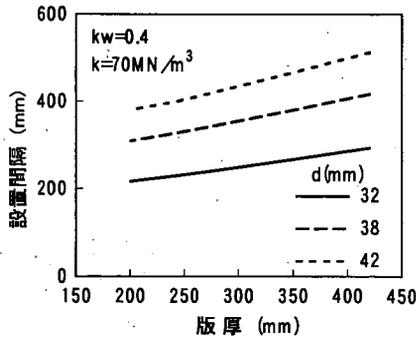


図-18 コンクリート版厚と必要設置間隔

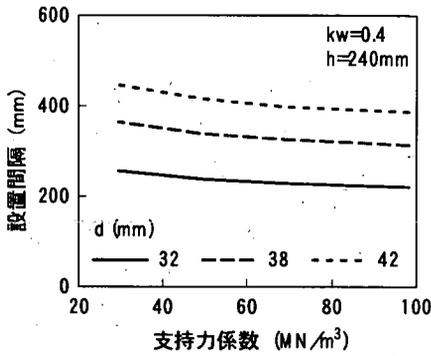


図-19 路盤支持力係数と必要設置間隔

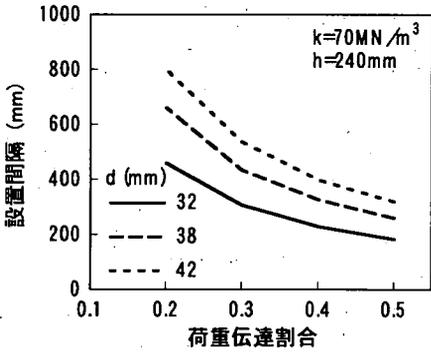


図-20 荷重伝達割合と必要設置間隔

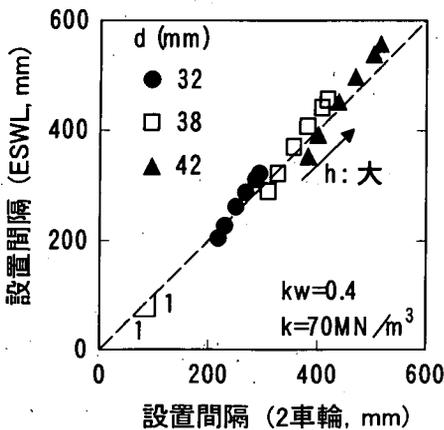


図-21 荷重の取り方が必要設置間隔に及ぼす影響

(2) 鉄筋下方のコンクリートに生ずる応力

上に示した舗装全体としての解析結果から、目地部の鉄筋が分担する荷重の状況が明らかになった。ここでは二次元有限要素法を用いて、鉄筋近傍のコンクリート版に生ずる応力の状況について検討する。

図-22に使用した計算モデルを示す。これは鉄筋周囲のコンクリート版端面を鉄筋設置間隔の範囲に限り薄く切り出したものである。コンクリート版には鉄筋に相当する孔が設けられていて、それが支持力係数 70MN/m^3 の路盤に相当する鉛直方向ばねで支持されているものとしてモデル化されている。ただし、ホーン鉄筋では供用開始後にポンピングが生じてコンクリート版下方に空洞が生じている状態もあることを想定して、鉄筋位置を中心にして100, 200, 300mm幅でばねを取り除いた場合も解析した。コンクリート版下面は完全拘束されているものとした。計算には、図-12において載荷点に加わる荷重を 400kN 、コンクリートの弾性係数 35kN/mm^2 、ポアソン比0.15、鉄筋の弾性係数 210kN/mm^2 、ポアソン比0.3を用いて得られた支圧応力を使用した。このとき、支圧応力は鉄筋の直径の範囲に均等に分布するものとしている。

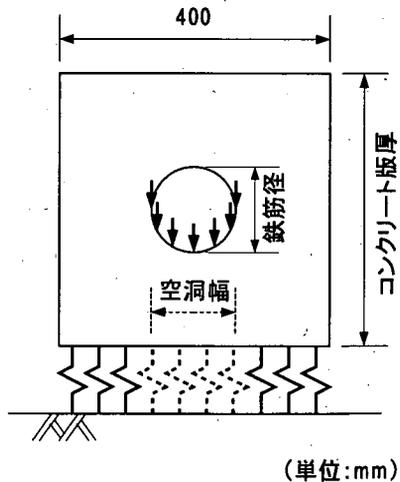


図-22 二次元解析モデル

計算に用いたコンクリート版厚、鉄筋直径、支圧応力は表-3に示すとおりである。コンクリート版厚としては、設計航空機荷重がLA-1で、設計交通量区分がNに対する無筋コンクリート舗装の標準である 420mm とPPC版の標準である 240mm を用いた。また、鉄筋直径としては無筋コンクリート舗装の標準である 42mm に加えて、ホーンジョイントにおけるホーン鉄筋として通常使用されている 38mm のほか、ホーン鉄筋周囲の塩化ビニル管の版端

部における直径である70mmを用いた。これらの鉄筋によりコンクリートに作用する支圧応力は、(2)式により P_b を計算し、 $P_b=P_c$ として(3)式により計算している。

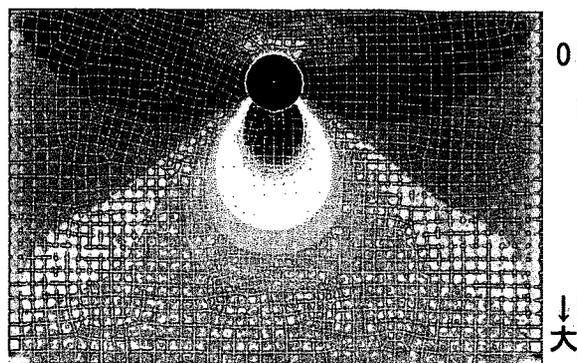
表-3 鉄筋下方コンクリート応力の計算条件

ケース	コンクリート版厚 (mm)	目地幅 (mm)	鉄筋直径 (mm)		鉄筋による支圧応力 (N/mm ²)
			直径 (mm)	長さ (mm)	
1	420	3	42	800	10.61
2	240	10	38	600	14.53
3	420	10	38	600	14.53
4	240	10	70	600	7.89
5	420	10	70	600	7.89

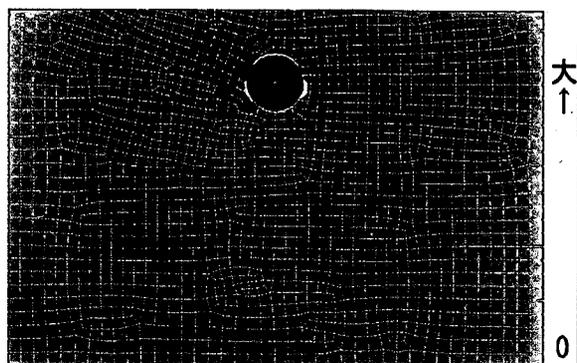
路盤が健全な場合として、ケース 1, 2, 4について、コンクリート中の圧縮ならびに引張応力の状況を図-23, 図-24, 図-25に示した。最大引張応力は円孔の斜め下方表面付近に発生し、円孔径、すなわち鉄筋径の小さいものほど大きいものとなっている。また、鉄筋直下のコンクリート版下面にも引張応力が発生し、これはコンクリート版厚が小さいほど、円孔径の大きいものほど大きくなっていることがわかる。ちなみに、最大圧縮応力は円孔直下のコンクリート版に発生するが、その大きさは支圧応力に応じたものとなっている。

次に、直径直下の版下方に空洞が生じた場合を想定してコンクリート版厚が240mmの場合のケース 2, 4についてコンクリート版中の引張応力が変化する状況を図-26, 図-27にまとめた。空洞が拡大するにつれて、円孔近傍引張応力ならびにコンクリート版底面引張応力が増加することがわかる。

一連の計算結果として、円孔周囲の最大引張ならびに圧縮応力、コンクリート版底面引張応力が空洞幅に応じて変化する状況を図-28, 図-29, 図-30にまとめた。最大圧縮応力を除けば、空洞の影響が明らかで、特にコンクリート版底面の引張応力の変化が大きいものとなっている。これは、円孔径の大きいものほど顕著で、ケース 4では空洞がない状態から空洞が300mmある状態になると、最大引張応力で30%、底面引張応力で60%の増加がみられている。しかし、この場合でも円孔近傍よりは小さいものとなっている。

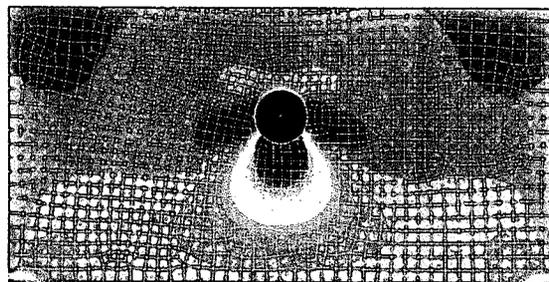


a) 圧縮応力

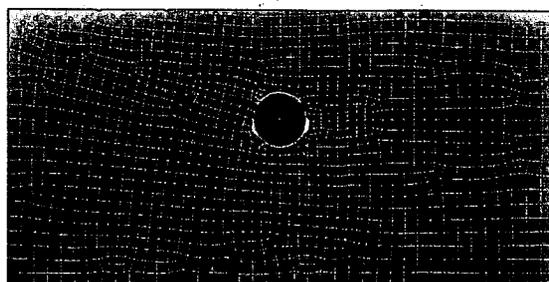


b) 引張応力

図-23 ケース 1におけるコンクリート版の応力状態

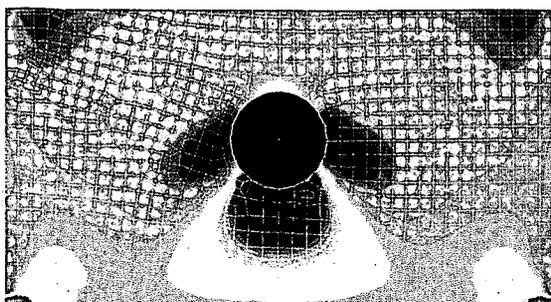


a) 圧縮応力

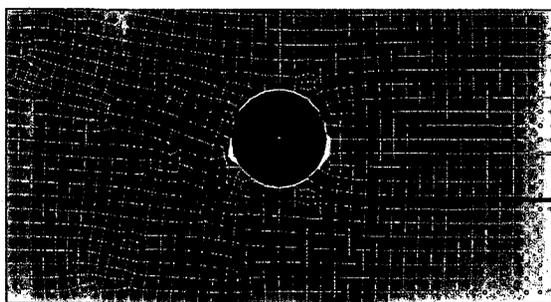


b) 引張応力

図-24 ケース 2におけるコンクリート版の応力状態

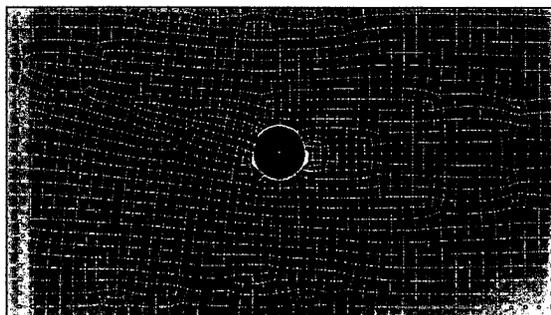


a) 圧縮応力

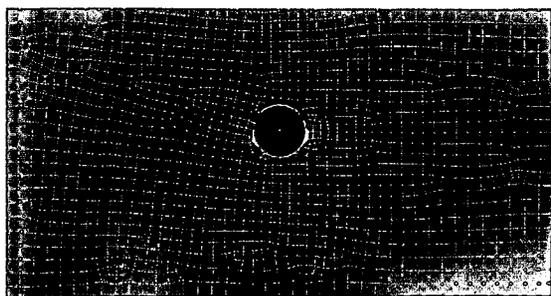


b) 引張応力

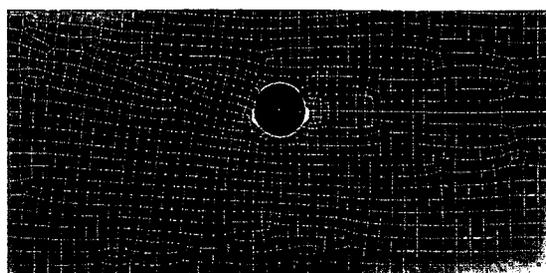
図- 25 ケース 4におけるコンクリート版の応力状態



a) 空洞幅100mm

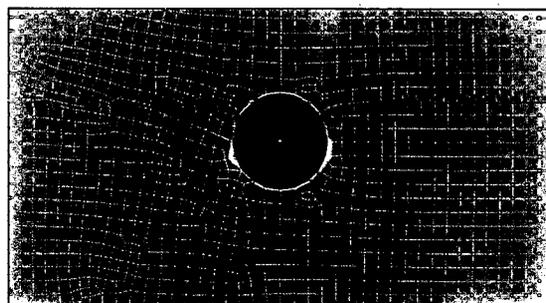


b) 空洞幅200mm

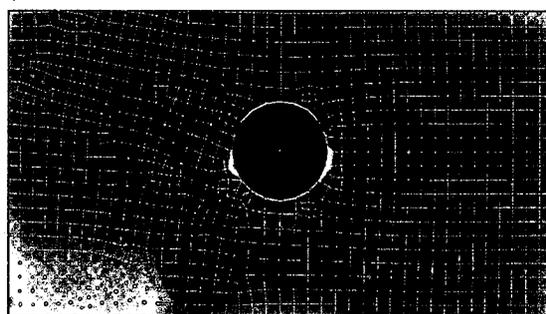


c) 空洞幅300mm

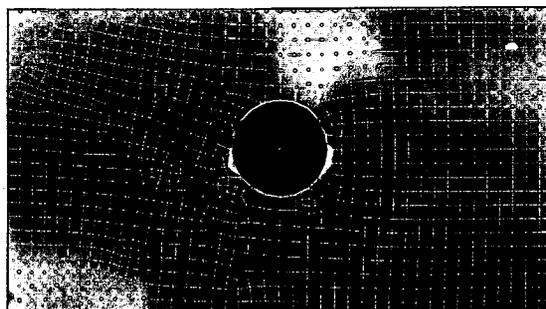
図- 26 ケース 2における路盤に空洞がある場合の
コンクリート版引張応力



a) 空洞幅100mm



b) 空洞幅200mm



c) 空洞幅300mm

図- 27 ケース 4において空洞がある場合の引張応力

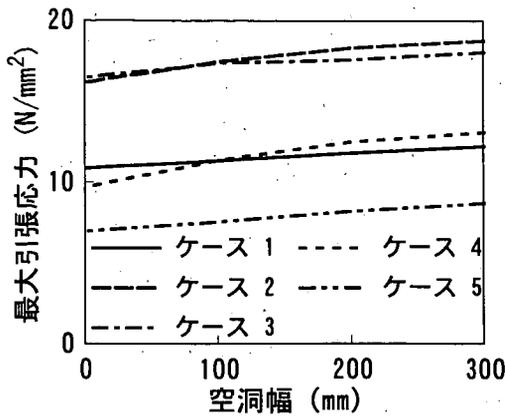


図-28 空洞によるコンクリート版最大引張応力の変化

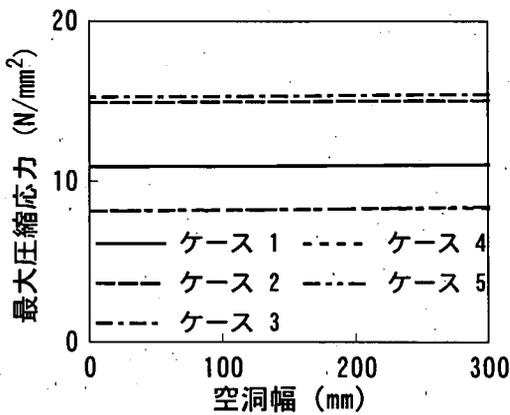


図-29 空洞によるコンクリート版最大圧縮応力の変化

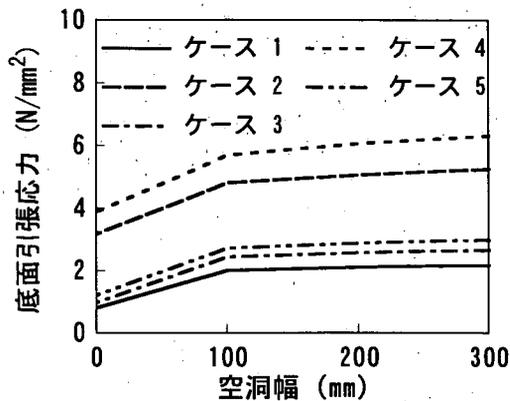


図-30 空洞によるコンクリート版底面引張応力の変化

このほか、目地幅が増加するにつれてコンクリート支圧応力、鉄筋応力がともに増加することも前に示した(2)、(3)式により明らかになっている。これは目地を閉じておくことが可能であれば、それが目地破損防止の観点からみて有利となることを意味している。

目地を閉じておくことの利点は、PPC版端面同士の摩擦による荷重伝達の点からみても明らかである。たとえば、小型供試体を使用した目地部材の室内試験結果⁸を示した図-31からは、目地が閉じた状態と開いた状態とではその強度が大きく異なり、目地を閉じておくことの有利性が確認されている。

目地を閉じておくことをさらに積極的に利用する方策として目地部に圧縮力を与えることの効果について検討した室内試験の例⁹を図-32に示す。これはプレキャストブロック橋を対象にして、2つのブロックを接合する場合に与える圧縮力が載荷試験時の初期ひび割れ荷重に及ぼす影響をみたものである。この図から、初期ひび割れ荷重（この図ではせん断応力と示してある）は目地部に与えた圧縮力に比例して増加することが明らかである。また、ブロック間の処理方法もせん断強度に大きな影響を及ぼすこともわかり、接着剤塗布という付着処理をすることによって、圧縮力のないときにもせん断強度を有するようになり、摩擦係数（圧縮力に対するせん断強度の比率）も3倍程度に大きいものとなる。

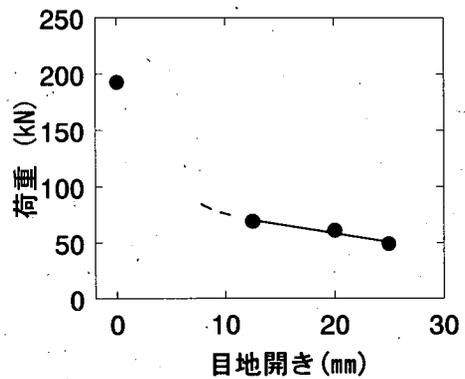


図-31 部材試験による目地幅とせん断破壊荷重

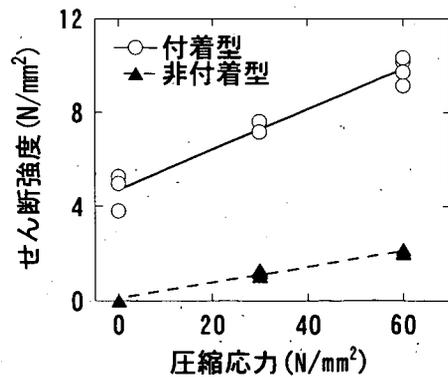


図-32 部材試験による圧縮応力と初期せん断強度

3. 圧縮ジョイントの開発

2. で示したように、PPC版の接合方法として使用されているホーンジョイントに代わるものとして、圧縮力を与えることにより接合面を圧着する方法、すなわち圧縮ジョイントの適用性が高いことが考えられた。この点を明らかにするために、小規模な試験を実施して荷重に対する接合部の挙動を観測するとともに、その結果を解析することにより圧縮ジョイントの力学モデルを開発した。

3.1 圧縮ジョイントの挙動

小規模試験舗装を製作して荷重試験を実施した。

(1) 試験舗装

試験舗装は図- 33に示すように、剛性基礎上に設置し

た硬質発泡スチロールからなる路盤上に幅4.5m、長さ2.4m、厚さ240mmのPPC版を2枚敷設し、圧縮ジョイントで連結した構造である。硬質発泡スチロールとしては50mm厚のものを3枚重ねて全体で150mmとしている。このときのPPC版、路盤の弾性係数は、それぞれ23.6kN/mm²、2.5N/mm²、ポアソン比は0.21、0.1である。このうちPPC版の弾性係数、ポアソン比は材齢28日における室内圧縮試験で得られた値である。路盤の弾性係数は荷重装置を含めたPPC版の支持層全体を表すものであり、緊張材に緊張力を与えないときのたわみ形状の計算値と実測値が合致するようにして決定した。なお、路盤のポアソン比については硬質発泡スチロールに対する材料試験により得られたものを用いた。

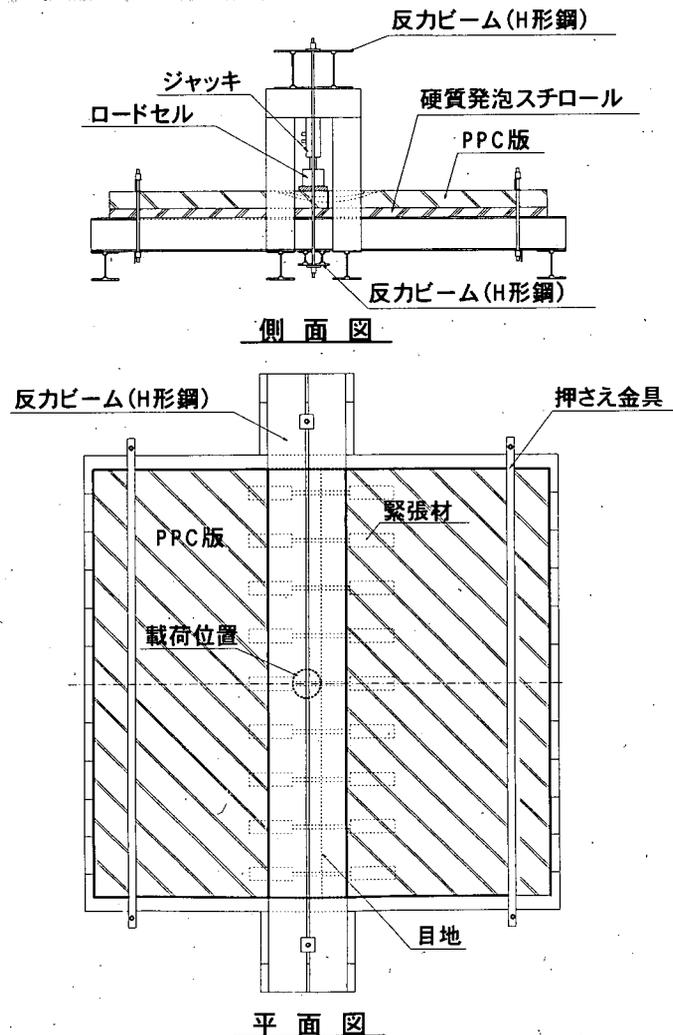


図- 33 小規模試験舗装

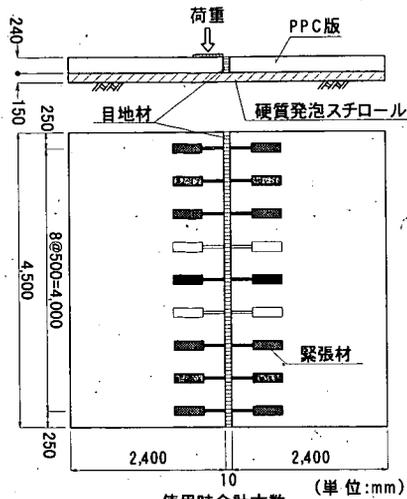


図-34 緊張材ユニットの配置

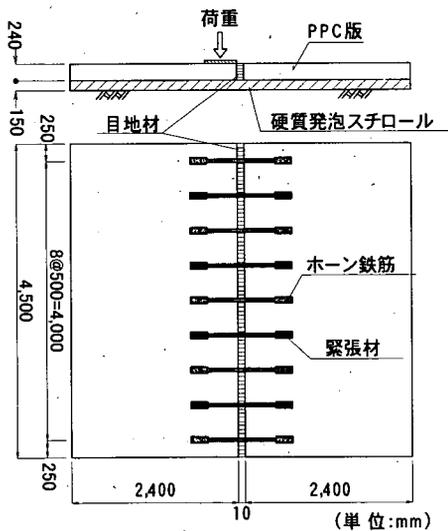


図-35 緊張材・ホーン鉄筋ユニットの配置

PPC版の連結構造すなわち目地構造として図-34、図-35に示すように緊張材ユニットならびに緊張材ユニットとホーン鉄筋ユニットを併用したものの2種類を用いた。緊張材による圧縮力は、PPC版敷設後目地にセメントミルクを充填し、それが十分に硬化してから緊張材を緊張することにより与えられた。このとき、緊張材の定着具として、固定側にはくさび方式を、緊張側にはねじ方式を用いている。緊張材ユニットとホーン鉄筋併用の場合は両者を交互に500mm間隔で用いたが、緊張材ユニット

のみを用いる場合は緊張材の間隔を0.5, 1.0, 1.5mの3種類とした。いずれの場合も1本あたりの緊張力を0~200kNまで50kN刻みで変化させて、所定の圧縮力をPPC版接合部に与えた後、目地近傍に直径450mmの鋼製載荷板(下面に硬質ゴム付)を設置して最大300kNまで荷重を加えて舗装の応答を調べた。載荷試験位置は緊張材ならびにホーン鉄筋直上のほか、緊張材ユニットのみを用いた場合には緊張材間の中間とした。

(2) 緊張材直上載荷の場合

a) 緊張材間隔1mの場合

ここでは、緊張材間隔を標準と考えられる1mとした場合を中心にして、載荷試験結果を示す。

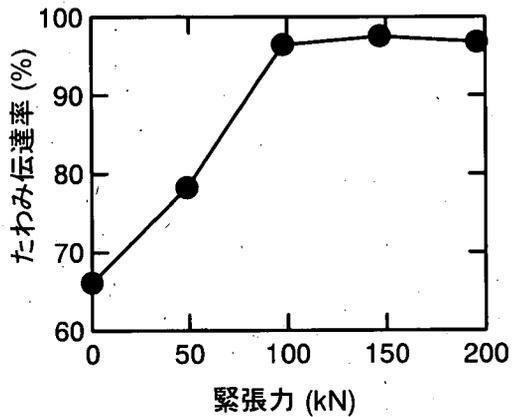


図-36 緊張力によるたわみ伝達率の変化

緊張材1本あたりの緊張力と荷重伝達率の関係を図-36に示す。緊張力を与えない場合においても65%程度の荷重伝達率が得られ、緊張力が100kNを越えると荷重伝達率は95%を超え、ほぼ一定の値となることから、緊張材間隔が1mの場合には1本あたりの緊張力が100kN以上あれば荷重伝達機能が十分であることが認められた。なお、荷重伝達率はたわみを用いた、たわみ伝達率として次式により計算される(図-37参照)。

$$E_{ff}(\%) = \frac{2d_1}{d_0 + d_1} \times 100 \quad (7)$$

ここで、

E_{ff} : たわみ伝達率、

d_0 : 載荷側における目地近傍のたわみ、

d_1 : 非載荷側における目地近傍のたわみ。

荷重200kNにおける目地直角方向たわみ分布を図-38

に示す。緊張力を与えない場合最大たわみが3.6mmであったのが、緊張力の増加につれて最大たわみが徐々に減少し、緊張力が200kNのときには1.8mmにまで減少した。これに対して、非載荷側のたわみは緊張力の増加につれて減少する傾向はいく分みられるものの、その程度はわずかである。

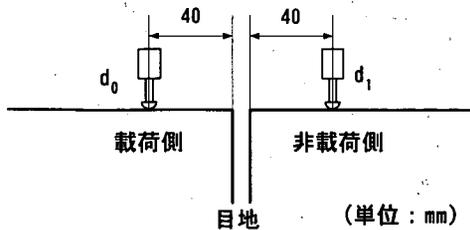


図- 37 たわみ伝達率算定に用いるたわみの測定位置

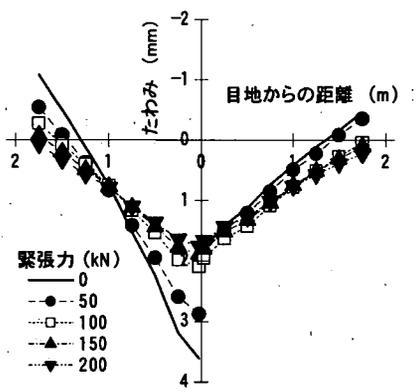


図- 38 目地直角方向のたわみ分布

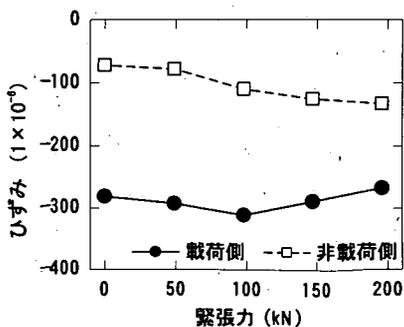


図- 39 緊張力と目地平行方向ひずみ

次に、PPC版表面の目地近傍における目地平行方向の最大ひずみが緊張力に応じて変化する状況を図- 39に示した。緊張力が増加するにつれて、載荷側のひずみが低下して、同時に非載荷側のひずみが増加することから、

緊張材ユニットを用いることにより目地の荷重伝達機能が向上することは明らかである。

b) 種々の緊張材間隔

緊張材間隔が1m以外で種々に変わった場合について検討する。1本の緊張材により2枚のPPC版の間で圧縮力が作用することになる範囲は、後述のように、緊張材を中心にして800mmであることがわかっている。そこで、緊張材1本あたりの緊張力を圧縮力分布範囲のPPC版断面積(800×240mm²)で除すことにより、平均圧縮応力度を算定し、これとたわみならびにPPC版表面ひずみとの関係を求めてみた。その結果として目地近傍の目地平行方向ひずみについて、緊張材本数が1, 3, 5, 9本であるものを一緒にして、図- 40に示してある。この図から、緊張材本数によらず、すなわち緊張材間隔によらず、平均圧縮応力度とひずみの関係は一義的なものであることがわかる。

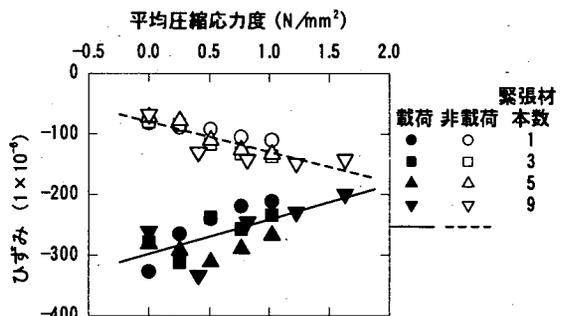


図- 40 平均圧縮応力度と目地平行方向ひずみ

非載荷側目地近傍における目地直角方向のPPC版表面ひずみを平均圧縮応力度に対して図- 41に示した。このひずみは平均圧縮応力度が増加すると若干圧縮側に増加する傾向にあるが、目地平行方向ひずみと比較すると変化幅が小さいことがわかった。

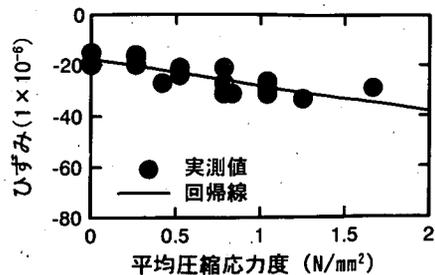


図- 41 平均圧縮応力度と非載荷側目地直角方向ひずみ

次に、たわみ伝達率について図-42にまとめた。回帰直線は前半部分と後半部分に分けられ、その交点における平均圧縮応力度はおよそ 0.5N/mm^2 であった。このことは、平均圧縮応力度を 0.5N/mm^2 以上与えれば、たわみ伝達率はほぼ十分なものとなることを意味する。また、圧縮力が作用していない場合でもたわみ伝達率は約65%となることが判明した。

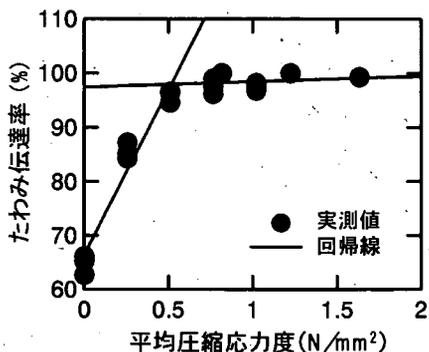


図-42 平均圧縮応力度とたわみ伝達率

目地近傍における目地平行方向のPPC版表面ひずみに関して、たわみと同様の方法によりひずみによる荷重伝達率、すなわちひずみ伝達率を算出し、平均圧縮応力度との関係を見たものが図-43である。平均圧縮応力度が増加するとひずみ伝達率も直線的に増加することが分かる。また、圧縮力が作用していない場合、つまり平均圧縮応力度が0（切片）でもひずみ伝達率は約40%であることが判明した。なお、ひずみ伝達率 E_s は載荷板近傍における載荷・非載荷側の目地平行方向ひずみ ϵ_0, ϵ_1 を用いて(8)式により計算した(図-44)。

$$E_s(\%) = \frac{2\epsilon_1}{\epsilon_0 + \epsilon_1} \times 100 \quad (8)$$

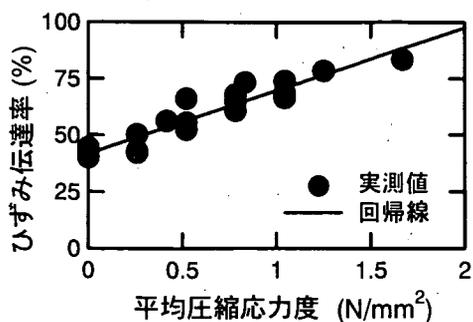


図-43 平均圧縮応力度とひずみ伝達率

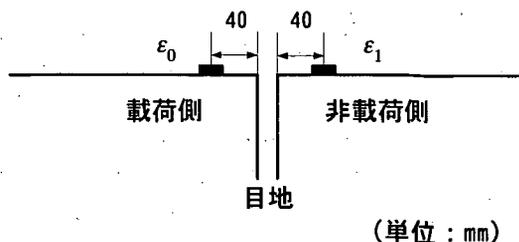


図-44 ひずみ伝達率算定に用いるひずみ測定位置

たわみ伝達率とひずみ伝達率の関係を示した図-45からは、たわみ伝達率がひずみ伝達率よりも常に大きいことがわかる。特に、たわみ伝達率が平均圧縮応力度 0.5N/mm^2 程度を境に大きく変化していることを反映して、たわみ伝達率が90%以下では両者の差が大きいものとなっている。また、たわみ伝達率が90%以上の範囲ではひずみ伝達率が50%から80%へ増加したとしても、たわみ伝達率では5%程度の増加にすぎないこともわかる。

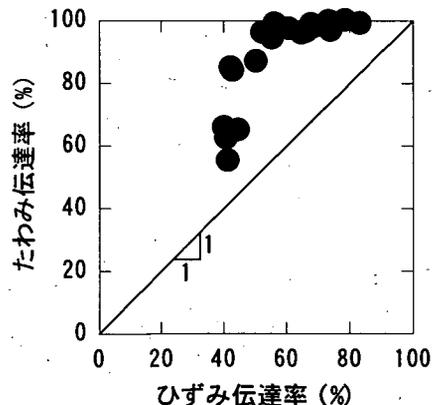


図-45 たわみとひずみによる荷重伝達率の比較

圧縮ジョイントにおける目地平行方向最大ひずみ ϵ_j を自由縁部でのもの ϵ_c に対して比をとって、平均圧縮応力度に対して示したものが図-46である。平均圧縮応力度が増加することによりひずみ比が大きくなり低下することがわかる。米国連邦航空局（Federal Aviation Administration）でコンクリート舗装の構造設計に用いている¹⁰⁾ひずみ比0.75を、今回の実験結果にあてはめると平均圧縮応力度は 0.7N/mm^2 以上が必要となることがわかる。

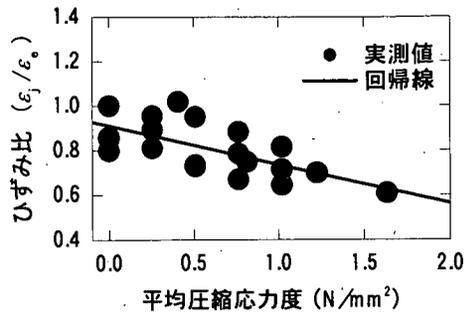


図-46 平均圧縮応力度とひずみ比

(3) 緊張材間载荷の場合

緊張材間の中間位置に载荷した場合の挙動についてまとめる。緊張材間隔が1mの場合にはホーン鉄筋ユニット併用型のものも含まれている。

a) 緊張材間隔1m

荷重200kN時の目地直角方向たわみ分布についてホーン鉄筋がない場合とある場合に分けて、それぞれ、図-47、図-48に示した。両者とも緊張材直上载荷の場合と同様に、緊張力が増加すると载荷側のたわみが大きく減少するという傾向が認められる。

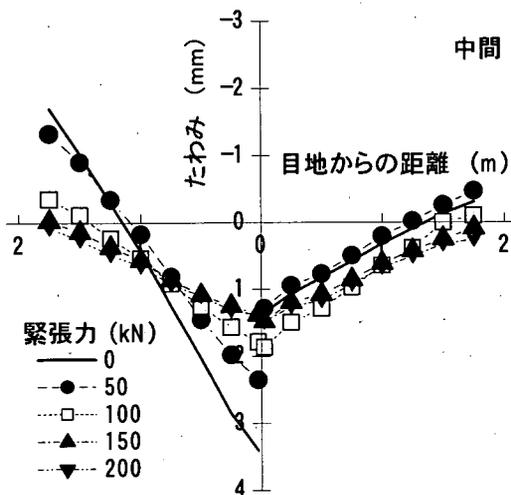


図-47 目地直角方向たわみ分布 (ホーン鉄筋なし)

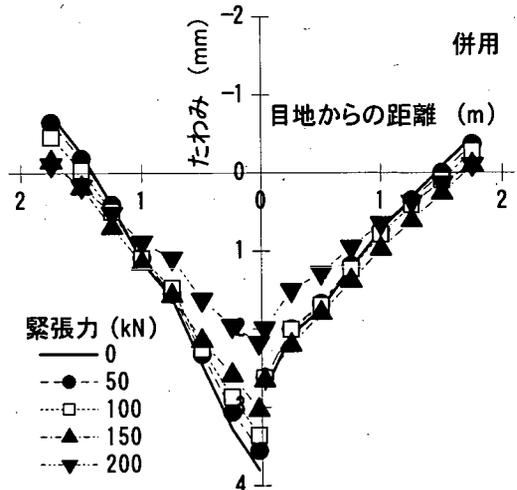


図-48 目地直角方向たわみ分布 (ホーン鉄筋あり)

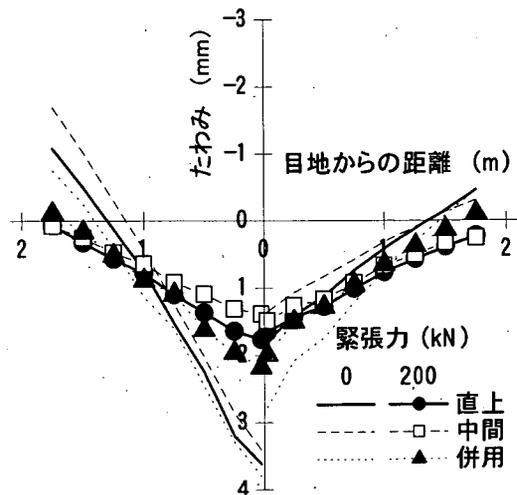


図-49 载荷位置によるたわみ分布の違い

载荷位置によるたわみ分布の違いについて対比したものが図-49である。目地近傍のたわみの値そのものには载荷位置による影響が見られるものの、緊張力を与えることによって载荷側と非载荷側のたわみには連続性が認められるようになることは共通している。この点をたわみ伝達率として定量化して表したものを図-50に示す。

この図から、载荷位置によらず緊張力の増加に伴ってたわみ伝達率も増加していくこと、特に緊張材のみを用いた場合には顕著であることがわかる。これに対して、ホーン鉄筋を併用した場合には、ホーン鉄筋そのものが荷重伝達に寄与することから、緊張力が与えられない状態においてもたわみ伝達率は80%以上となっている。

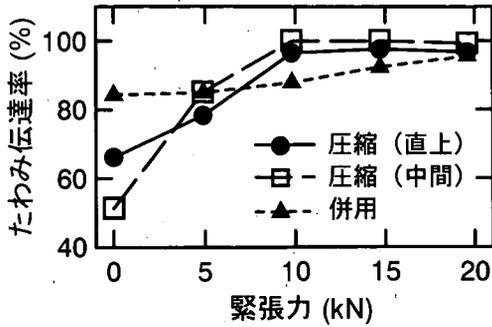


図- 50 載荷位置によるたわみ伝達率の違い

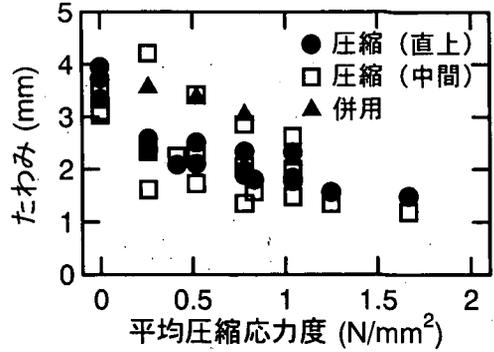


図- 52 載荷位置による応力度と最大たわみの関係

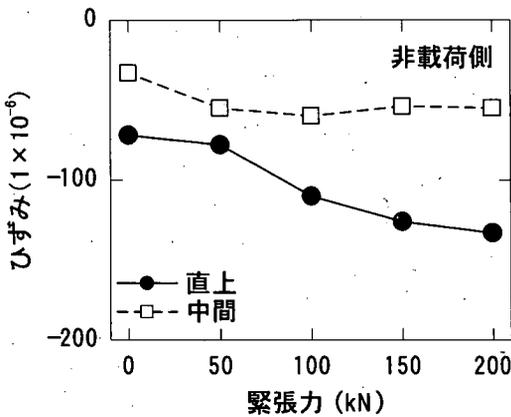


図- 51 非載荷側目地平行方向最大ひずみ

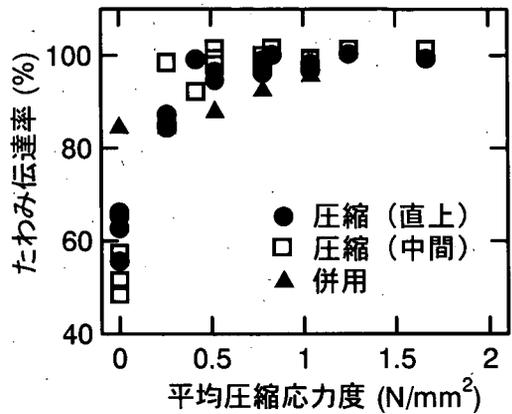


図- 53 載荷位置による応力度とたわみ伝達率の関係

載荷位置によらず緊張力を加えることによって目地の荷重伝達機能が向上することはひずみによっても明らかになっている。図- 51には非載荷側のPPC版表面の目地近傍における目地平行方向ひずみの最大値を示している。

b) 種々の緊張材間隔

緊張材のみを用いた場合には緊張材間隔を種々に変えて載荷試験を行っているので、平均圧縮応力度により一連の載荷試験結果を整理した。

たわみに関しては、最大たわみを図- 52に、たわみ伝達率を図- 53にまとめた。緊張材間隔が1mのときにみられた傾向がそれ以外の緊張材間隔の場合にも明らかことから、載荷位置によらず緊張力の増加により荷重伝達機能が向上することがわかる。

図- 54には平均圧縮応力度と非載荷側の目地平行方向PPC版最大表面ひずみの関係を示してある。この場合も、たわみと同様に、平均圧縮応力度の増加に伴ってひずみが減少すること、その傾向は載荷位置が違う場合でも大きく異なることはないことがわかる。

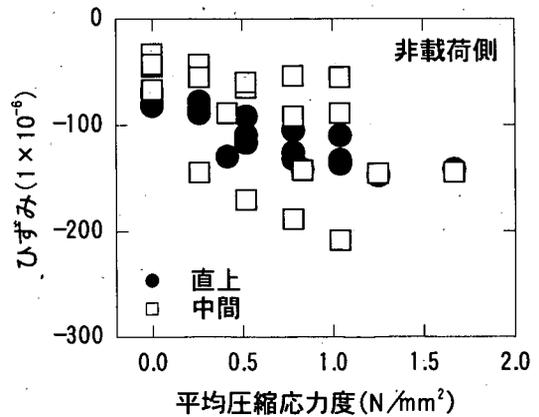


図- 54 載荷位置による応力度と非載荷側ひずみの関係

3.2 目地荷重伝達機構の数値解析モデル

3.1で記した載荷試験結果からは、緊張材ユニットによりPPC版接合部に与えられる圧縮力(平均圧縮応力度と表現)が異なれば載荷時のたわみ、ひずみも異なること、ジョイントユニットが異なればたわみ、ひずみも異なってくるということが明らかとなっている。圧縮ジョイントを合

理的に構造設計するためには、これらの点を反映できる力学モデルを構築することが必要になる。¹¹⁾

(1) 従来型目地

無筋コンクリート舗装の構造設計においては、自由縁部応力を目地での荷重伝達を考慮して低減することにより目地部応力を求めるという従来からの方法に代わり、目地を適切にモデル化した二次元有限要素法(FEM)を用いて構造解析を行って応力を計算する方法が試みられてきている¹²⁾。この場合の目地の荷重伝達機構のモデル化には従来より一次元ばね要素(図-55)が用いられており¹³⁾、これを用いた計算結果は目地近傍における実測値をよく説明できることがわかっている。その例として目地直角方向のたわみ分布を図-56に示した。これはこの溝目地の場合で、目地幅が1.4mmのときのもので、曲げモーメントの伝達がほとんどない場合である。スリップバー目地にあっては曲げモーメントの伝達はほとんど認められないとの実験結果に基づいて、スリップバー目地を原則として用いている空港舗装においてはこの方法が踏襲されてきている。

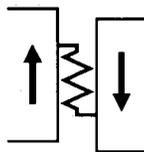


図-55 一次元ばね要素による荷重伝達モデル

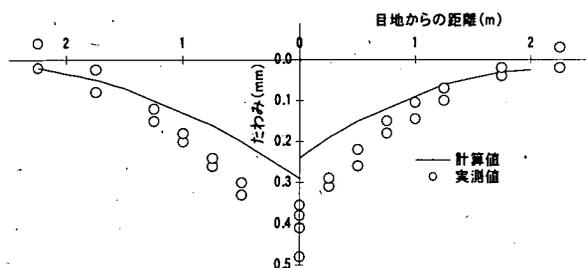


図-56 ばね要素モデルを用いたたわみの実測値と計算値

上述のこの溝目地は目地幅によって載荷時の挙動が大きく変化することがわかっている。その例として、図-57に示した目地直角方向のコンクリート版表面ひずみ分布を見ると、目地幅が小さい間は中央部載荷状態に近いものの、それが大きくなるにつれて縁部載荷の状態へ近づいていくことがわかる。図中には一次元ばね要素を用いた計算結果を示してあるが、目地幅が小さい場合の実

測値とはあまり一致しているとはいえず、このモデルでは不十分であることが想定される。同様の例として、連続鉄筋コンクリート舗装の横ひび割れではひび割れ幅が0.1mm以下であれば曲げモーメントは伝達されることが明らかになっている¹⁴⁾。このほか、過去に用いられている圧縮力を与えた連結方式によるPPC版では、連結部近傍での載荷に対して連結部にはせん断と同時に曲げが作用することも認められている。

このような現象を解析に取込むために、西澤らは連続鉄筋コンクリート舗装の横ひび割れにおける荷重伝達機構をせん断、曲げおよびねじりの3種類の線形ばね要素でモデル化した(図-58)。この場合、ひび割れ平行方向、直角方向の応力に対しては、それぞれ、せん断ばね、曲げばねが大きく影響することを示している¹⁵⁾。

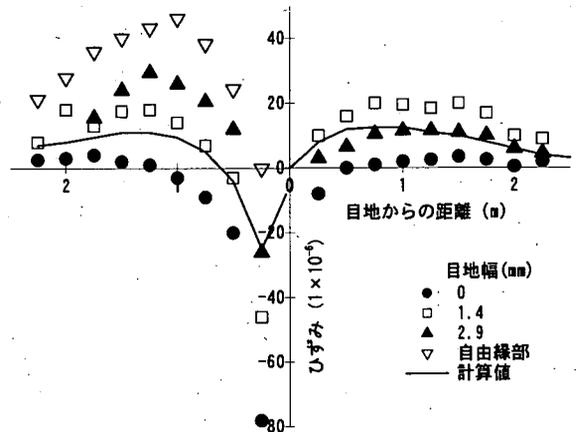


図-57 目地直角方向ひずみの実測値と計算値

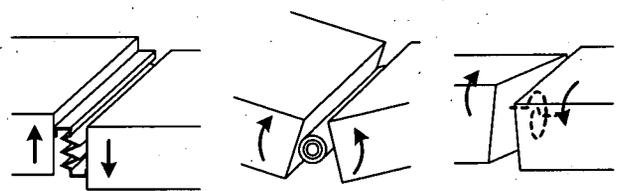


図-58 3種類のばね要素による荷重伝達モデル

(2) 圧縮ジョイントの数値モデル

今回対象とした圧縮ジョイントは、接合部に圧縮力を与えていることから、上記の連続鉄筋コンクリート舗装等で明らかになった点をさらに積極的に利用しているものと考えられ、せん断力に加えて曲げモーメントを伝達できることが明らかである。そのため、荷重伝達機構のモデル化にあたっては両者を表現することが必要になる。

コンクリート舗装の構造解析には上記のように従来より二次元FEMが用いられてきたが、今回は連結部近傍の応力状態を詳細に検討する必要があるため、データの入出力ならびに処理の容易さを考慮して市販の三次元FEMプログラムを使用することにした。

せん断力の伝達は、従来より用いられているスリッパ目地では、ダウエル作用によって行われるため、スリッパ目地設置位置に設けられた1個のばね要素によりモデル化が可能であった。ところが、圧縮ジョイントでは、連続鉄筋コンクリート舗装の横ひび割れと同様に、接触面、すなわちPPC版端面の摩擦によってせん断力が伝達されるため、目地方向に分布する複数のばねによるモデル化が必要と考えた。さらに、緊張材による圧縮力は緊張材定着部から目地に向かって広がり、目地ではある幅の範囲に分布するものと考えた。

曲げモーメントの伝達は、上記のように、二次元FEMでは曲げばねによりモデル化できる。しかし、三次元FEMではこの方法が不可能なため、圧縮ジョイントが曲げモーメントに対してコンクリートの圧縮と緊張材の引張で抵抗する構造となっていることを考えて、それぞれを水平ばね要素で表現する方法を試みた。すなわち、PPC版端の上縁に配置した剛性の高い水平ばねでコンクリートの圧縮力を、さらに緊張材深さに配置した水平ばねで緊張材の引張力を考慮することにより、曲げモーメントの伝達機構を再現できるものと考えた。

図-59は、今回考えた緊張材ユニットにおける荷重伝達機構モデルの模式図である。

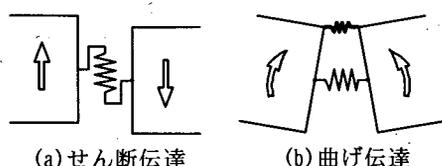


図-59 緊張材ユニットによる荷重伝達機構のモデル化

3.3 荷重伝達モデルにおける定数の同定

以上に述べた圧縮ジョイントの荷重伝達モデルにおけるばね定数を載荷試験結果ならびに数値解析に基づいて同定する。

(1) 解析モデル

載荷試験結果を解析するために、上記のように三次元FEMプログラムを使用した。試験舗装の解析モデルはコンクリート版と路盤とにより構成されるものとし、いずれも三次元ソリッド要素（八節点六面体要素）を使用し

ている。モデルのメッシュ図を図-60に示すように、ここでは荷重中心位置での対称性を利用して半分のみを考慮している。力学定数は載荷試験時に得られたものと同じとし、目地には図-55で示した荷重伝達モデルを使用した。なお、荷重は円形載荷板とほぼ等面積となる1辺400mmの正方形分布荷重とした。

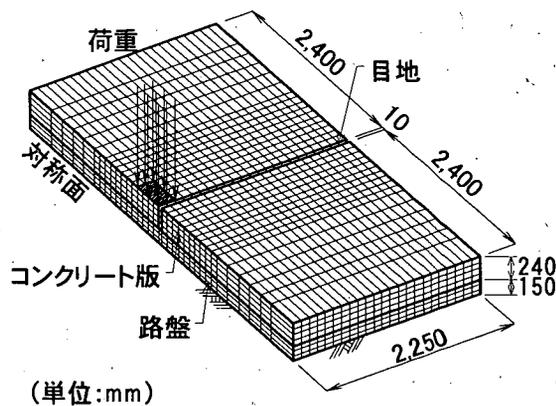


図-60 解析モデルのメッシュ図

(2) せん断ばねと水平ばねの独立性

緊張材ユニットのモデル化において用いたせん断ばね、水平ばねの独立性について、PPC版の構造設計上重要な目地平行方向PPC版応力に着目して検討した。具体的には、上記の解析モデルを使用し、水平ばねがない場合と実際に近いと考えられる場合の2条件に対して、せん断ばね定数 k_s を $10^2 \sim 10^6 \text{ N/mm}^2$ の範囲で変化させて解析した。水平ばねのばね定数としては、緊張材深さのもの k_p として(11)式による 61.5 N/mm^2 を、上縁部のもの k_b として水平ばねがない場合、実際に近い場合のそれぞれに対して $0, 10^3 \text{ N/mm}^2$ を用いた。このときの荷重は 200 kN とした。解析で得られた目地部中央位置におけるPPC版上縁の目地平行方向最大応力を図-61に示す。この図から、水平ばねの有無によって載荷・非載荷側の目地平行方向応力はほとんど変化していないことがわかり、水平ばねは目地平行方向応力に影響を与えないとみなしているものと考えられる。

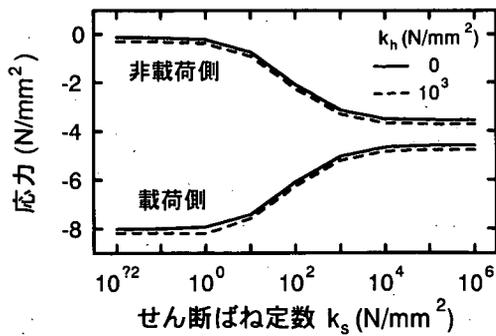


図- 61 ばね定数が目地平行方向応力に及ぼす影響

同様の検討を目地直角方向のPPC版応力に関して行った。ここでは、せん断ばね定数 k_s として、荷重伝達がない場合と十分期待できる場合を想定して、 $0, 10^3 \text{N/mm}^2$ をそれぞれ用い、緊張材深さの水平ばね定数 k_h として 61.5N/mm^2 を用いた上で、上縁部水平ばね定数 k_h を $10^{-2} \sim 10^6 \text{N/mm}^2$ の範囲で変化させている。その結果を示した図- 62からは、目地直角方向応力はせん断ばね定数によってほとんど変化していないことがわかり、この応力算定にあたってはせん断ばねについて考慮しなくてもよいものと考えられる。

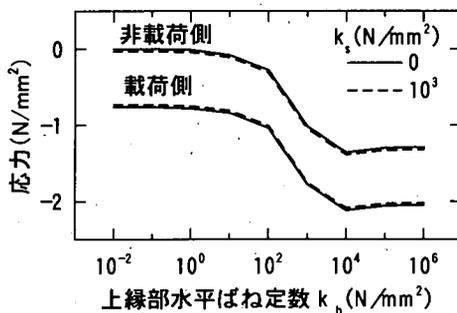


図- 62 ばね定数が目地直角方向応力に及ぼす影響

以上の検討結果から、せん断力、曲げモーメントそれぞれの伝達をモデル化する場合には、もう一方のものを特に考慮する必要はないことが明らかとなった。

(3) せん断力の伝達モデル

緊張材ユニットによるせん断力の伝達は、前述のようにせん断ばねによってモデル化した。この場合、せん断ばね定数それ自体に加えて、緊張材周囲でせん断力伝達が向上する範囲、すなわち圧縮力分布幅を定める必要がある。

a) 圧縮力分布幅

緊張材を緊張することによってその周囲の目地に圧縮力が作用することになる範囲を実験により確認した。用いた供試体は、図- 63に示すように、幅1m、長さ1.2m、厚さ240mmのPPC版2枚を平坦な地盤上に設置したものである。PPC版2枚の接合部に緊張材を通して緊張することによりそれらを接合したときのPPC版表面ひずみと緊張力の関係について調べた。図- 64は供試体に貼り付けたひずみゲージの状況である。

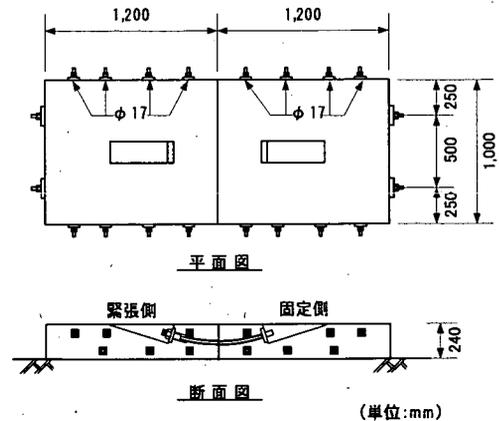
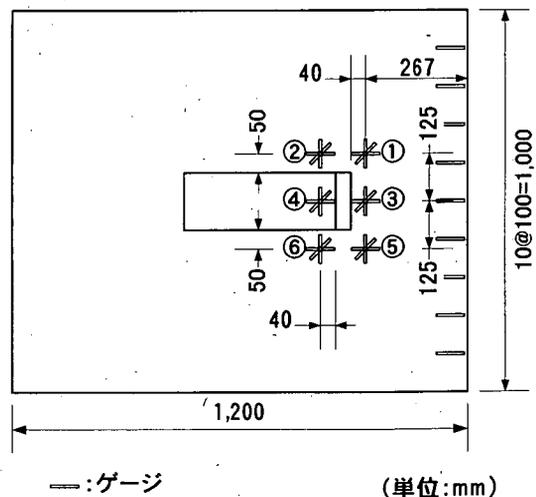


図- 63 緊張試験用供試体



— : ゲージ (単位: mm)

図- 64 緊張試験用供試体表面貼付ゲージ

目地近傍における目地直角方向のひずみが緊張材からの距離に応じて変化する状況を図- 65 (緊張材固定側)、図- 66 (緊張作業側) に示した。緊張力が増加するにつれてひずみが増加するとともに、圧縮力の作用する範囲も拡大することがわかる。このうち、後者については、

緊張力が100kNを超えると、緊張材を中心に約800mmとみなすことが可能であろう。

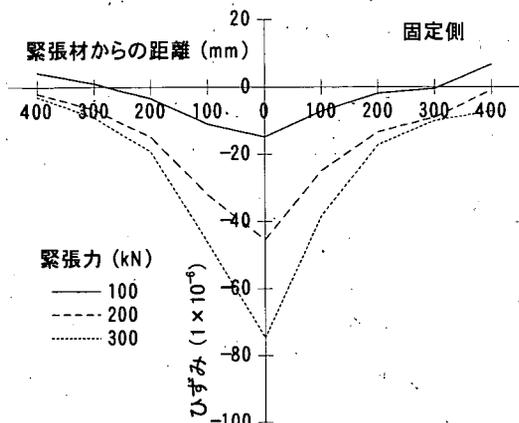


図- 65 目地直角方向ひずみ分布 (緊張材固定側)

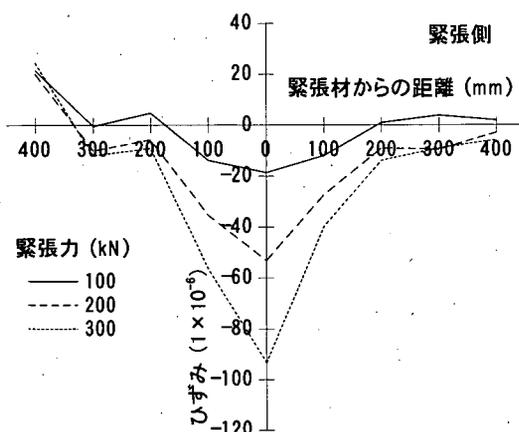


図- 66 目地直角方向ひずみ分布 (緊張作業側)

以上のことは、緊張材ユニットを用いた目地では、その間隔が広い場合、圧縮力が作用する部分としない部分とが生ずる結果となることを意味する。しかし、圧縮力が作用していない状態であっても目地材を介したPPC版同士の付着やかみ合わせ、また曲げ変形に伴って生じる圧縮域の摩擦によってせん断伝達が行われることは、前述の試験結果からも確かめられている。そこで、図- 67(b)に示すように、圧縮力の作用しない部分のばね定数を k_{s1} 、圧縮力の作用している部分のばね定数を k_{s2} として、緊張材ユニットとその近傍におけるせん断力の伝達をせん断ばね群によりモデル化することにした。試験結果に基づいた圧縮力分布幅800mmという値は、図- 67(a)において今回の試験結果である $w=140\text{mm}$ 、 $h=300\text{mm}$ ならびに既往の研究成果¹⁶⁾である $\beta=45^\circ$ を用いることにより、

(9)式による試験結果とほぼ等しくなることがわかる。

$$B=w+2h \tan \beta \tag{9}$$

ここに、

- B : 圧縮力分布幅(mm),
- w : 支圧板幅(mm),
- h : 支圧板の目地からの距離(mm),
- β : 圧縮力広がり角度.

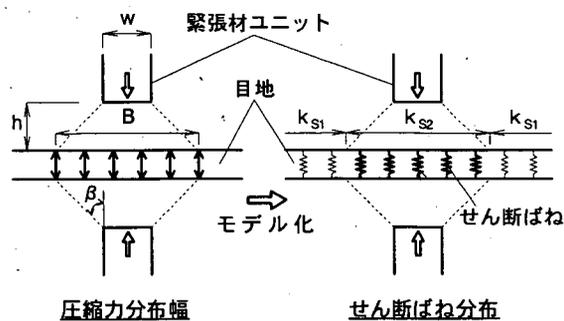


図- 67 圧縮力分布幅

b) せん断ばね定数

せん断ばね定数の算定方法として以下の方法を用いた。まず、せん断ばね定数を変化させた場合のひずみによる荷重伝達率をFEMによって計算し、両者の関係を導く。得られた結果を図- 68に示す(せん断ばね定数は単位幅あたりのもの)。

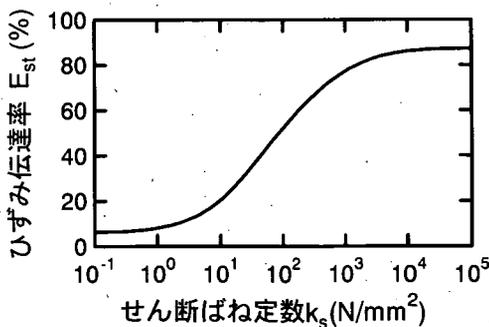


図- 68 せん断ばね定数とひずみ伝達率

次に、載荷試験で得られた各平均圧縮応力度に対するPPC版の目地平行方向ひずみから(8)式を用いてひずみ伝達率を計算する。その結果を図- 69に示す。そして、両図からひずみ伝達率を媒介にして、平均圧縮応力度とせん断ばね定数の関係が図- 70に示すように得られる。図

中の直線は(10)式で表される両者の回帰式であり、これを用いることにより平均圧縮応力度に応じたせん断ばね定数が得られることになる。なお、この式で示したばね定数 k_s は図-67(b)で示した k_{s2} に相当し、 k_{s1} は $\sigma_0=0\text{N/mm}^2$ として(10)式より 59.6N/mm^2 と得られる。

$$k_s = 59.6 \times 10^0 \quad (10)$$

ここに、

k_s : 単位幅あたりのせん断ばね定数(N/mm^2),

σ_0 : 平均圧縮応力度(N/mm^2).

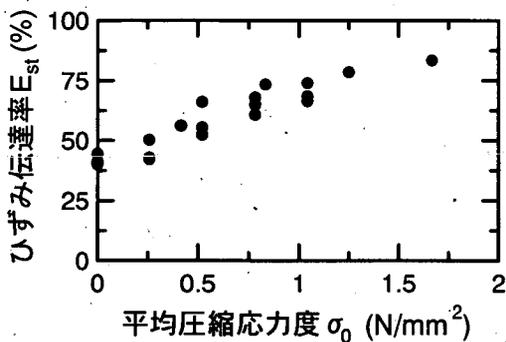


図-69 平均圧縮応力度とひずみ伝達率

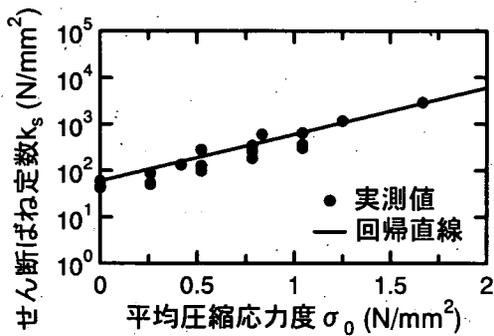


図-70 平均圧縮応力度とせん断ばね定数

以上は緊張材ユニットのみを用いた圧縮ジョイントで緊張材直上に荷重したときの解析結果である。緊張材間に荷重したときには、図-50からわかるように、緊張材直上での荷重時と同等もしくは若干良好な荷重伝達機能が得られていることから、せん断ばね定数の算定にあたっては荷重位置によらず(10)式が適用できるものとみなした。

c) ホーン鉄筋のせん断ばね定数

ホーン鉄筋ユニットを併用した圧縮ジョイントを解析

する場合には、ホーン鉄筋も荷重伝達に寄与することから、そのせん断ばね定数を算定する必要がある。ここでは、ホーン鉄筋のみを用いた場合の解析モデルとして、ホーン鉄筋配置箇所にもみ(1m間隔)ホーン鉄筋せん断ばねを配置し、それ以外には緊張力がないときの緊張材せん断ばねを目地に沿って配置したものを用いた(図-71)。

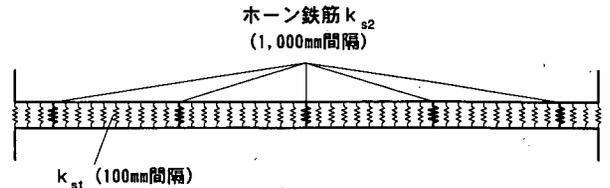


図-71 ホーン鉄筋のみを用いた場合のモデル

このモデルを用いてホーン鉄筋ユニットのみを用いた圧縮ジョイントの場合と同様の解析を行うことにより、図-72に示すホーン鉄筋せん断ばね定数とたわみ伝達率の関係が得られた。ここでは、3.1で記したホーン鉄筋を用いた場合の試験においてPPC版表面ひずみを得られなかったことから、たわみを用いた荷重伝達率に基づいてせん断ばね定数を算定した。ホーン鉄筋のみを用いた場合のたわみ伝達率としては、図-50において平均圧縮応力度を0としたときの値であることから、84%という値が得られる。この値を図-72に当てはめると、ホーン鉄筋のせん断ばね定数として 17kN/mm が得られる。

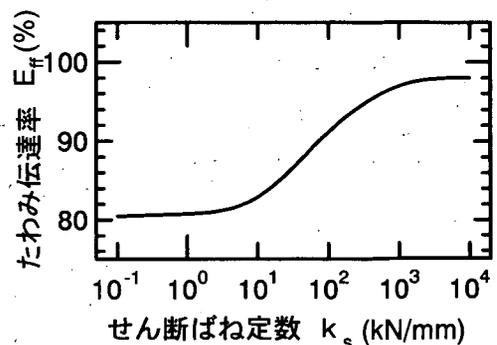


図-72 ホーン鉄筋のせん断ばね定数とたわみ伝達率

以上に示した方法の妥当性を明らかにするために、図-45に示した緊張材のみによる場合のたわみ伝達率とひずみ伝達率の関係について検証することにした。a), b)に記した方法に従って算定した両者の関係を実測値と比較

する形で図-73に示す。計算結果と実測値の相関性が良好なことから、せん断ばね定数はひずみ伝達率とたわみ伝達率のいずれによっても同じ値が得られることがわかる。

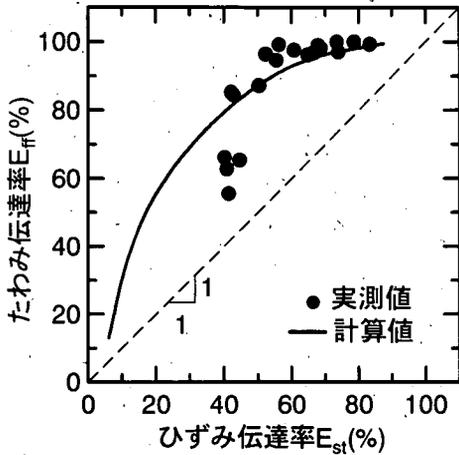


図-73 荷重伝達率の解析値と実測値の比較

(4) 曲げモーメントの伝達モデル

緊張材ユニットによる曲げモーメントの伝達を考慮するために導入した上縁部と緊張材深さに配置した水平ばね定数を定めなければならない。

載荷試験で得られた、平均圧縮応力度によって非載荷側のPPC版上縁における目地直角方向のひずみが変化する状況を図-74に示す。ひずみは平均圧縮応力度が増加すると $10 \sim 20 \times 10^{-6}$ ほど圧縮側に増加する傾向にあるが、目地平行方向のものに比べて変化の度合は小さく、しかもこの目地直角方向ひずみはPPC版の構造設計上重要度が相対的に高くはないことから、これをほぼ一定とみなし、水平ばね定数は圧縮応力度によらずに一定として取り扱うことにした。

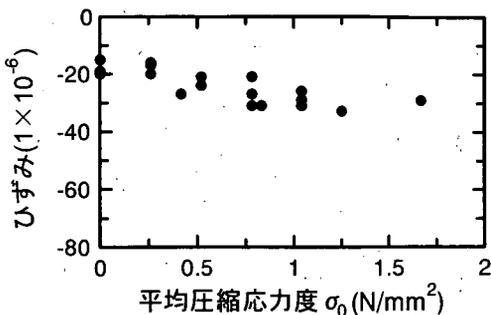


図-74 平均圧縮応力度と目地直角方向ひずみ

目地部上縁の水平ばねは目地直角方向水平変位を拘束するのが目的であるため、そのばね定数 k_h として剛性の高い値 10^6N/mm^2 を採用した。また、緊張材の引張力を表す緊張材深さにおける水平ばねのばね定数 k_p は、緊張材軸方向引張力の力学的関係から(11)式のように導いた。

$$k_p = \frac{E \cdot A}{L} \tag{11}$$

ここに、

k_p ：緊張材深さにおける水平ばね定数(N/mm),

E ：緊張材の弾性係数(N/mm²),

A ：緊張材の断面積(mm²),

L ：目地をはさんだ支圧板間の距離(mm).

(5) モデルの検証

解析モデルの検証を行うために、たわみならびにPPC版表面ひずみの実測値に注目して、この解析モデルを使用して得られた計算値との比較を行った。

a) たわみ

緊張材を1m間隔で配置して緊張力を0、200kNとした場合で、200kNの荷重をPPC版の緊張材直上位置に載荷したときの目地近傍で目地に沿ったたわみ分布を図-75に示す。緊張力を与えない場合には計算値は実測値よりも小さく、200kNの場合には逆に計算値が実測値よりも大きくなる傾向はあるものの、全体的にはよく一致していることがわかる。

次に、緊張材直上の場合に加え、緊張材間に載荷した場合とホーン鉄筋併用型目地においてホーン鉄筋直上に載荷した場合についても検討した。このときは、前掲の図-38に対応する目地直角方向のたわみ分布に注目した。たわみ分布形状における計算値と実測値の相違は、目地平行方向たわみ分布と同様に、緊張力によって若干異なるものの、計算値は実測値をよく説明できているものと思われる。このような傾向は、載荷位置や目地構造によらず、同様であることもわかる(図-76)。

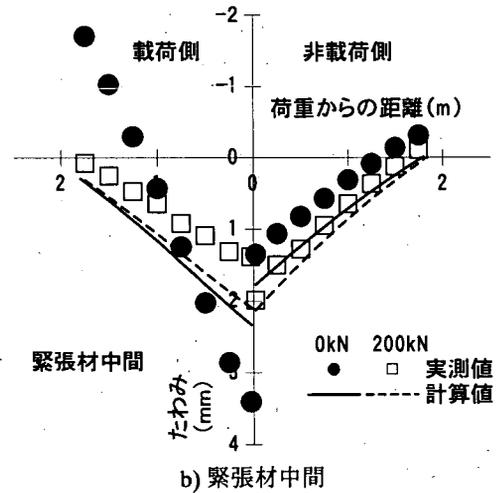
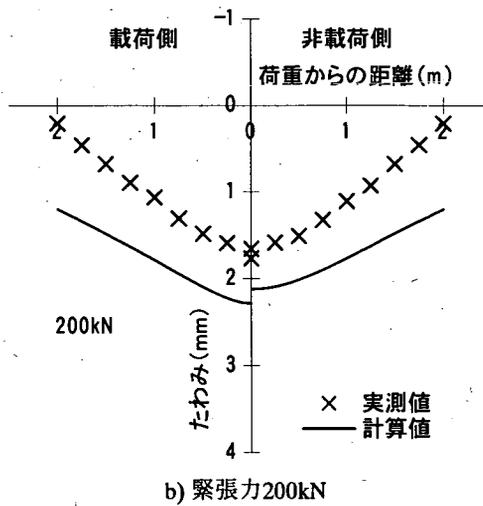
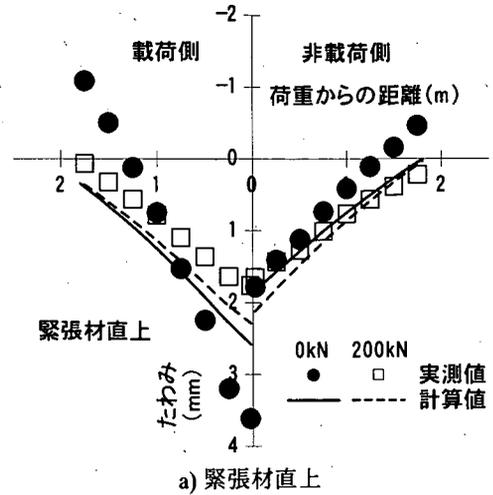
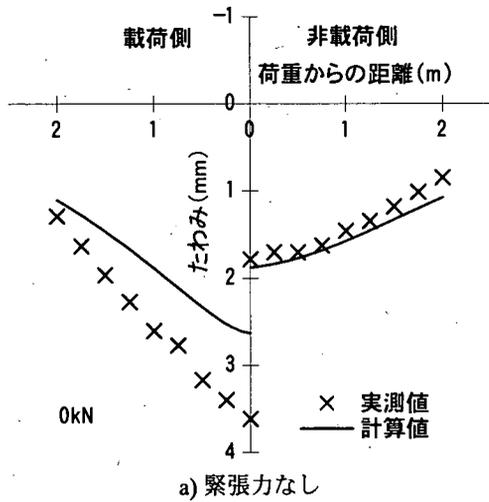


図-75 目地平行方向たわみ分布の比較

緊張材間隔が種々に異なる場合の、緊張材直上位置に載荷したときにおける平均圧縮応力度とたわみ伝達率の関係について比較した。これを示した図-77からは、平均圧縮応力度が0のときは計算値は実測値とあまり一致していないものの、これ以外の緊張力を与えた場合では、計算値と実測値はよい一致をみせていることがわかる。これは、せん断ばね定数はひずみ伝達率に基づいて設定したものであるが、たわみ伝達率とひずみ伝達率が平均圧縮応力度の小さい範囲であり合っていないことを反映していると考えられる。

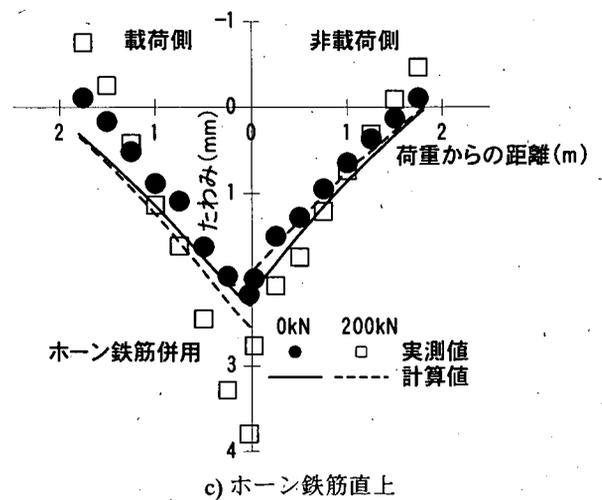


図-76 目地直角方向たわみ分布の比較

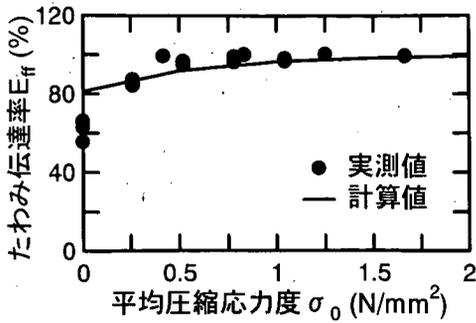


図- 77 たわみ伝達率の計算値と実測値の比較

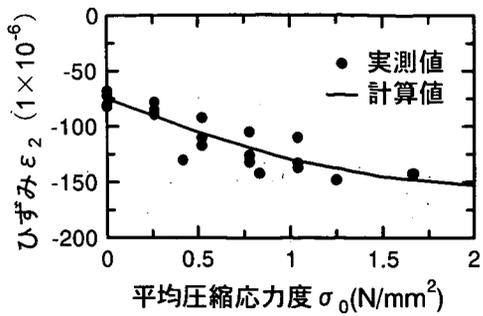


図- 79 PPC版目地平行方向ひずみの比較

b) 目地平行方向ひずみ

目地平行方向のPPC版ひずみに注目して、せん断力伝達モデルの検証を行った。ここでは、たわみと同様に、緊張材を1m間隔で配置してそれらに200kNの緊張力を与えた場合に、緊張材直上に200kNの荷重を載荷したときのPPC版表面における目地平行ひずみに注目した。

図- 78には非載荷側のひずみ分布を示した。解析モデルにおけるせん断ばね定数は載荷点近傍のひずみを用いて設定したこともあって、載荷点において特によい一致がみられる。また、全体的にみても計算値は実測値と合っているものと判断できる。

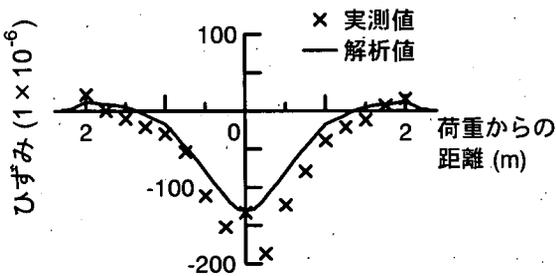


図- 78 PPC版目地平行方向ひずみ分布の比較

このうち、最大ひずみの実測値と計算値を種々の緊張材間隔、緊張力に対してプロットしたものを図- 79に示す。緊張力を増加させる、すなわち平均圧縮応力度を増加させると実測、計算ひずみは共に圧縮側に増加し、両者は良好な対応を示していることがわかる。

以上のことから、上記のばねによるせん断力伝達モデルならびにばね定数の算定方法は妥当なものであると考えられる。

c) 目地直角方向ひずみ

目地直角方向ひずみに注目して、曲げモーメント伝達モデルの検証を行った

緊張材を1m間隔で5本設置し、1本あたりの緊張力を200kNとした場合の、載荷荷重200kN時におけるPPC版の目地直角方向ひずみ分布について実測値と計算値を図- 80に示す。従来より用いられているせん断ばねのみを考慮した場合は、曲げモーメントの伝達が行われないため、計算結果として、非載荷側に負のひずみ（正の曲げモーメント）が発生していない。これに対して、今回提案した曲げモーメントの伝達を考慮するために水平ばねを配置した場合は、非載荷側にも負のひずみが発生し、実測値と合致する結果になっている。このことから、上記の水平ばねによる曲げモーメントの伝達モデルとそのばね定数の算定方法の妥当性が検証できたものと考えられる。

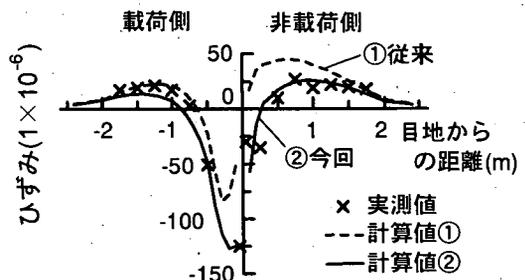


図- 80 PPC版目地直角方向ひずみの比較

4. 現場試験による検証

圧縮ジョイントを用いた実大規模の試験舗装を港湾技術研究所原型載荷実験槽に製作し、設計航空機荷重を繰返し走行させることによる載荷試験を行って、圧縮ジョイントの耐荷性に関する検証を行った。^{17), 18)}

4.1 試験舗装ならびに載荷試験

(1) 試験舗装計画

試験舗装は、その断面図を、図-81に示すように、32cm厚の砕石下層路盤ならびに4cm厚のアスファルト安定処理上層路盤上に24cm厚のPPC版が敷設された構造となっている。また、平面的にみれば、図-82に示すように、PPC版が8枚並べられて、種々の目地形式により相互に連結されている。

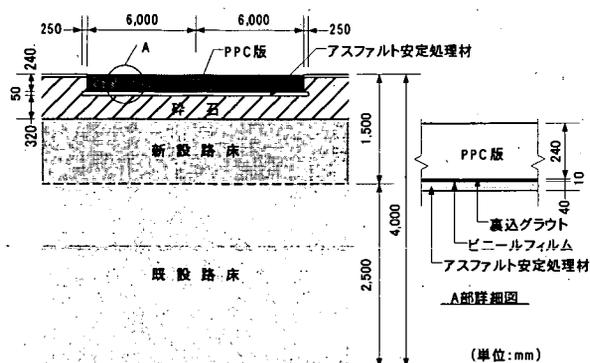


図-81 実大規模試験舗装の断面図

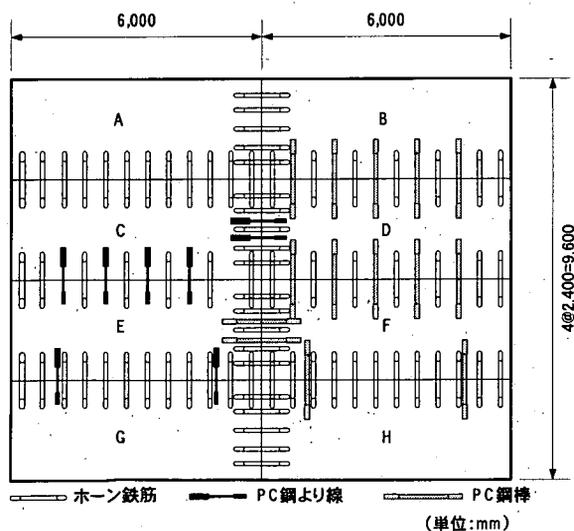


図-82 実大規模試験舗装の平面図

原型載荷実験槽には山砂からなる既設路床が一部あったことから、試験舗装の製作においては、まず路床の不足分として山砂89cm厚分を搬入して転圧・施工した。この場合には1層あたりの仕上げ厚を20cm以下と規定した。下層路盤に使用した砕石はJIS A 5001に規定される最大粒径40mmの切込砕石 (C-40) で、1層あたりの仕上げ厚は

10cm以下とした。上層路盤としては骨材最大粒径を40mmとした4cm厚のアスファルト安定処理材を使用した。上層路盤施工後、厚さ0.1mmのビニールフィルムを敷設してから、PPC版を8枚設置した。そして、PPC版の高さを調整したのち、目地を施工するとともにPPC版下面に生じている隙間をセメントミルクにより充填した。

路床・路盤材料には、空港土木工事共通仕様書に示された規定を満足している品質のものを用いた。また、セメントミルクには、フロー値が13±2秒で材齢2時間における圧縮強度が2N/mm²以上となるものを用いた。路床・路盤上面で実施された施工管理試験結果を表-4に示す。

表-4 路床・路盤の施工管理試験結果

試験	路床	下層路盤	上層路盤
CBR (%)	12.8	—	—
支持力係数K ₃₀ (MN/m ³)	—	425	335

PPC版の寸法は幅2.4m、長さ6m、厚さ240mmとなっている。このうち長さ6mについては、試験舗装が製作された原型載荷実験槽の規模による制約上、実際の場合より小さなものとなっている。PPC版の構造は、設計荷重LA-1、設計カバレッジ20,000回、路盤支持力係数 (K₇₅) 100MN/m³の条件により空港舗装構造設計要領に従って設計された。プレストレス力は長手方向には、直径12.7mmのPC鋼より線を8本配置し、それぞれに110kNの緊張力をプレテンション方式により与えた。また、短手方向には、直径26mmのPC鋼棒を500mm間隔で11本配置し、それぞれに350kNの緊張力をポストテンション方式により与えた。コンクリートとしては設計基準曲げ強度が5N/mm²となるものを用い、その弾性係数、ポアソン比は室内試験から33.1kN/mm²、0.22という値が得られている。

PPC版の長辺を連結する6箇所の目地構造は表-5に示すもので、従来より用いられているホーンジョイント、両端部緊張材配置型ホーンジョイントならびにホーン鉄筋併用型圧縮ジョイントに大別される。緊張材としては、小規模試験で用いたPC鋼より線方式に加えて、PC鋼棒によるNAPP方式 (図-83) も用いている。ちなみに、後者は緊張力管理が容易な反面、PC鋼棒とPPC版の隙間をグラウト充填することから、PPC版の再利用は難しいものと考えられる。ホーン鉄筋併用型圧縮ジョイントにおける緊張材1本あたりの緊張力は50kN、100kNの2種類とした。これに対して、両端部緊張材配置型ホーンジョイ

ントにおける緊張材の1本あたりの緊張力は、温度変化により目地が開かない程度のものに相当する43kNとした。

表- 5 試験に用いた目地構造の種類

区画	目地種類	緊張力(kN)	方法
A-C	ホーン	-	-
B-D	圧縮	50	PC鋼棒
C-E	圧縮	100	PC鋼より線
D-F	圧縮	100	PC鋼棒
E-G	両端緊張ホーン	43	PC鋼より線
F-H	両端緊張ホーン	43	PC鋼棒

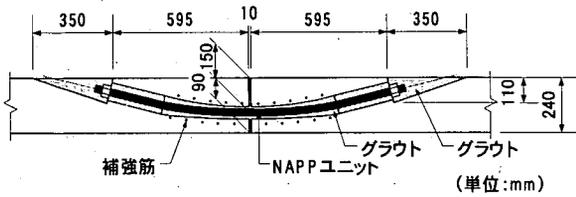


図- 83 NAPP方式による緊張材ユニット

(2) 試験結果

今回用いた目地構造の耐荷性を調べるために設計航空機荷重による繰返し走行試験を実施した。その方法は、B-747型航空機の主脚荷重(重量910kN)を、PPC版の長手方向目地に沿って、片側のPPC版上を10,000回まで繰返し走行させるというものである。このときには、空港が建設される地盤の地下水位が高いことを想定して、舗装内水位を表面から120mm、すなわちPPC版の厚さ半分ほどまでが水没している状態で試験を実施した。

所定の走行回数時に載荷試験を実施して、たわみならびにPPC版・ホーン鉄筋のひずみ計測を行うことにより、荷重に対する舗装の応答を調べた。このときには、上記の載荷装置を用いるとともに、FWDによる試験を行った。FWDは直径450mmの載荷板を介して舗装に200kNまでの荷重を衝撃的に加えて、その応答として7点におけるたわみを測定可能な試験装置である。

これに加えて、走行載荷試験中に舗装表面の目視調査を継続して行うとともに、10,000回の繰返し走行載荷試験終了後には解体して舗装の状況を調べた。

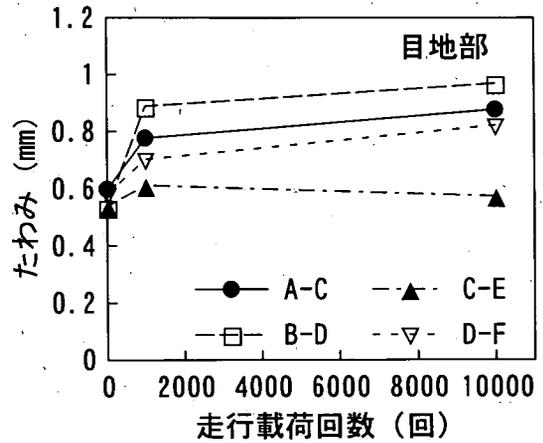
4.2 FWDによる試験舗装の構造評価

ここでは荷重を舗装に加えた場合に生ずる、たわみ、コンクリート版ひずみならびにホーン鉄筋ひずみに注目

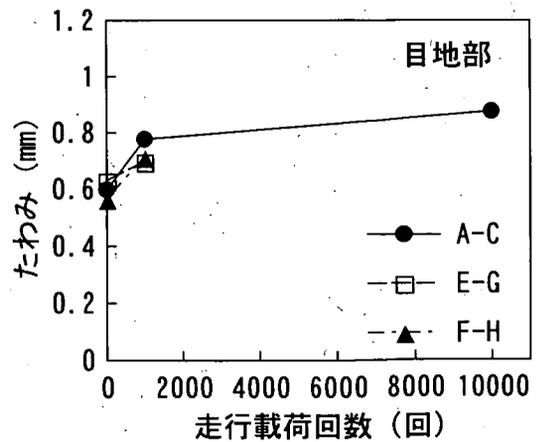
した。

(1) FWD最大たわみ

目地中央部におけるFWDによる載荷試験で得られた載荷板中心におけるたわみ、すなわち最大たわみ D_0 を図-84に示した。繰返し走行載荷試験の前では目地による違いはあまりみられないものの、走行回数の増加につれて差が生じ始め、10,000回の時点では緊張力の少ない圧縮ジョイントB-D目地におけるたわみが最大となっている。そして、ホーンジョイントを用いたA-C目地がその次に大きいものとなっている。PPC鋼より線を用いた圧縮ジョイントであるC-E目地は最小のたわみを示しているものの、この目地と緊張力導入方法の異なるD-F目地は大きめの値となっている。また、版端部2箇所のみ緊張材を入れたE-G、F-H目地はC-E目地よりもたわみが大きい傾向となっている。



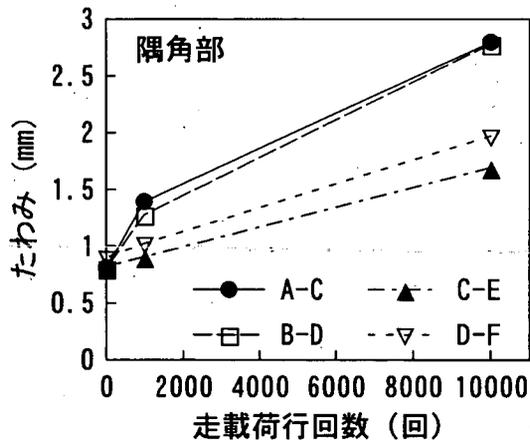
a) ホーンジョイントと圧縮ジョイントの比較



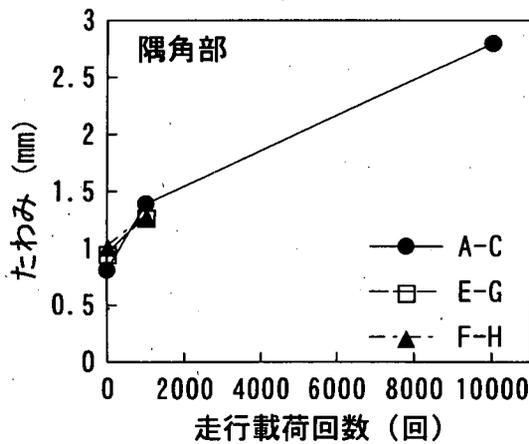
b) ホーンジョイントと両端部緊張材配置型の比較

図- 84 目地中央部の最大たわみ

隅角部の最大たわみについて示した図- 85からは、繰返し走行載荷に伴って挙動の変化する状況が目地の種類によって大きく異なっていることがわかる。これは上記の目地中央部の場合よりも著しい。具体的にいえば、緊張力を入れないA-C目地ならびに緊張力の小さいB-D、E-G、F-H目地では繰返し載荷の影響が著しく、A-C、B-D目地でみられるように10,000回の載荷時にはたわみは走行前の3倍を超えるまでになっている。



a) ホーンジョイントと圧縮ジョイントの比較



b) ホーンジョイントと両端部緊張材配置型の比較

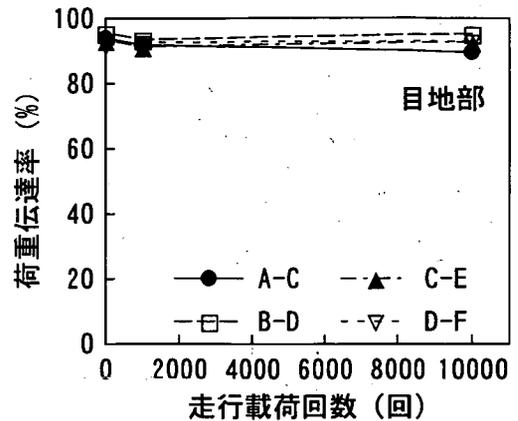
図- 85 隅角部の最大たわみ

(2) 荷重伝達率

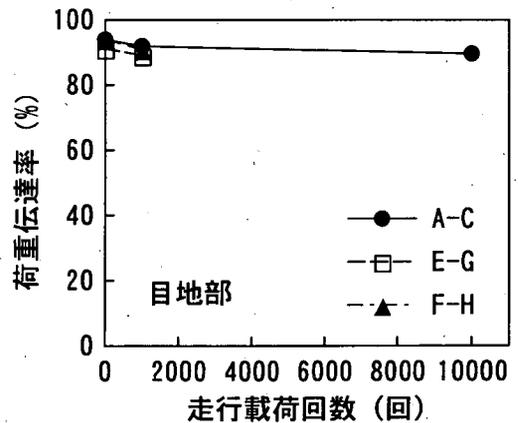
目地部の荷重伝達率についてはFWDたわみを用いて(7)式により計算した。

目地中央部における荷重伝達率について図- 86に示した。走行回数によらず荷重伝達率は90%程度を確保して

いることから、いずれにおいても荷重伝達機能は十分保持出来ているようである。しかし、この場合でも図- 84に示したように、たわみ自体は増加していることから、路盤以下に何らかの問題が生じている危険性が高いものと考えられる。



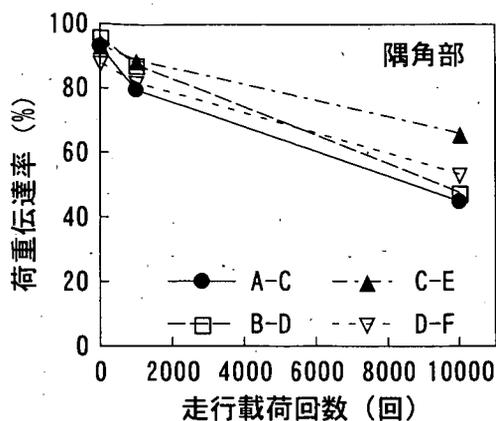
a) ホーンジョイントと圧縮ジョイントの比較



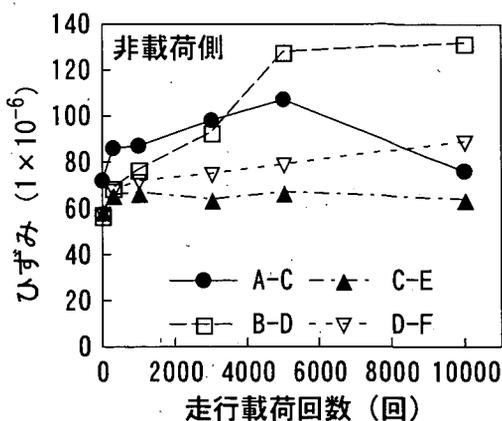
b) ホーンジョイントと両端部緊張材配置型の比較

図- 86 目地中央部のたわみによる荷重伝達率

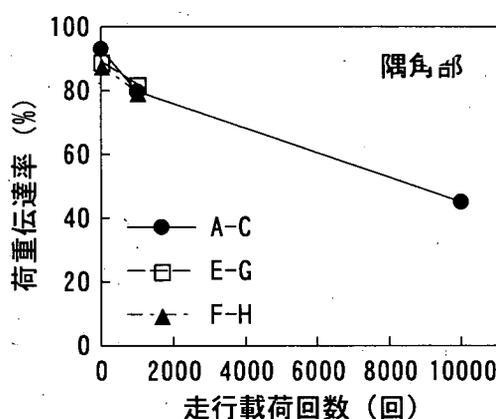
隅角部の荷重伝達率について図- 87に示した。これには繰返し載荷の影響が顕著にみられ、走行載荷試験前に90%程度あった荷重伝達率は、10,000回の繰返し走行後には50%以下にまで低下していることが明らかになっている。これは上記の路盤のほか、ジョイントユニット自体にも何らかの問題が生じてしまったことを意味しているものと考えられる。なお、この場合でもC-E目地では相対的にみて高い荷重伝達率を保持している。



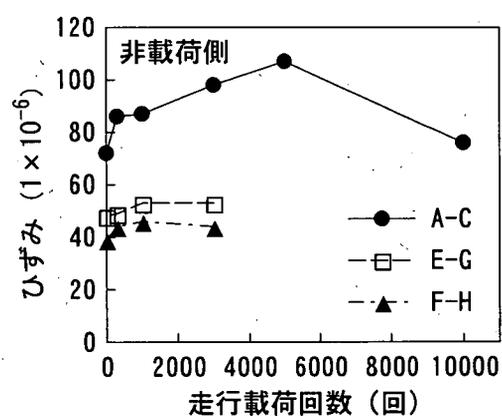
a) ホーンジョイントと圧縮ジョイントの比較



a) ホーンジョイントと圧縮ジョイントの比較



b) ホーンジョイントと両端部緊張材配置型の比較



b) ホーンジョイントと両端部緊張材配置型の比較

図- 87 隅角部のたわみによる荷重伝達率

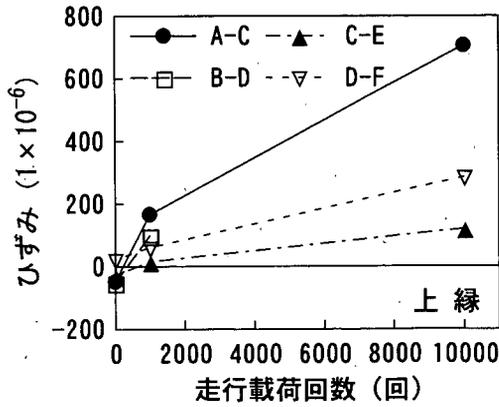
図- 88 走行載荷に伴うコンクリートひずみの変化

(3) コンクリートひずみ

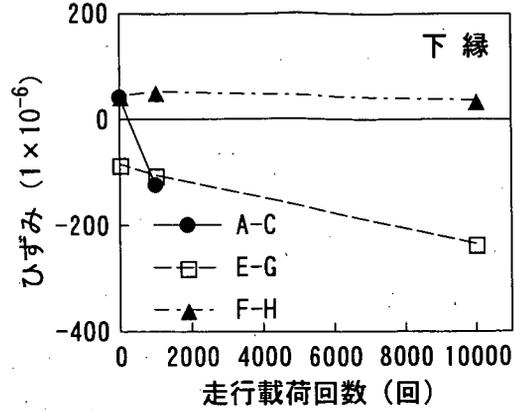
コンクリート版中に埋設されたひずみ計直上に主脚の1輪が載った場合における、非載荷側のコンクリート版ひずみが走行載荷の進行につれて変化する状況を図- 88にまとめた。ひずみ計は、コンクリート版下面から30mm上方で目地から125mm離れた位置に目地平行方向に埋設してある。走行回数の増加につれてA-C、B-D目地のものが増加するものの、他の目地についてはそのような傾向はみられない。

(4) ホーン鉄筋ひずみ

FWDによる試験で測定された非載荷側コンクリート版中のホーン鉄筋ひずみを図- 89 (上縁), 図- 90 (下縁)に示した。走行載荷前には、ひずみの値が小さく、多くは上縁では圧縮、下縁では引張と目地部においてもコンクリート版が一体化しているものと推察されるが、繰返し載荷の進行につれて上縁では引張、下縁では圧縮とスリップバーとしての挙動をするようになることがわかる。

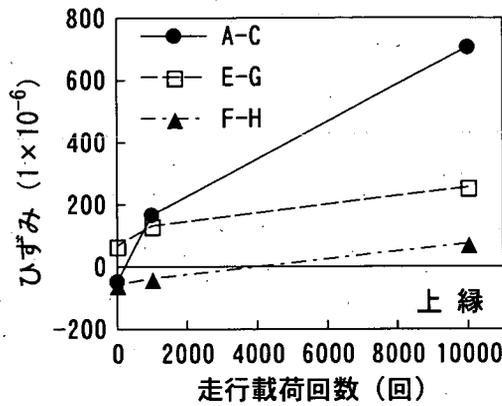


a) ホーンジョイントと圧縮ジョイントの比較



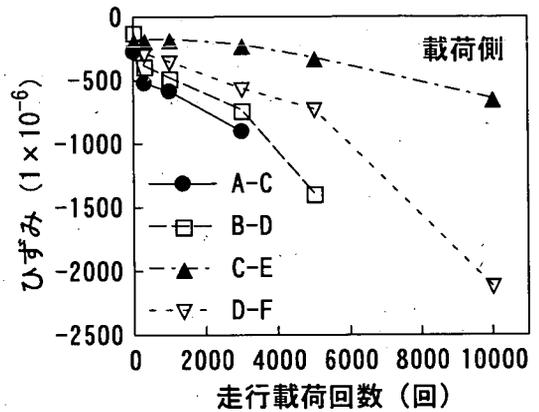
b) ホーンジョイントと両端部緊張材配置型の比較

図- 90 ホーン鉄筋ひずみ (下縁側)

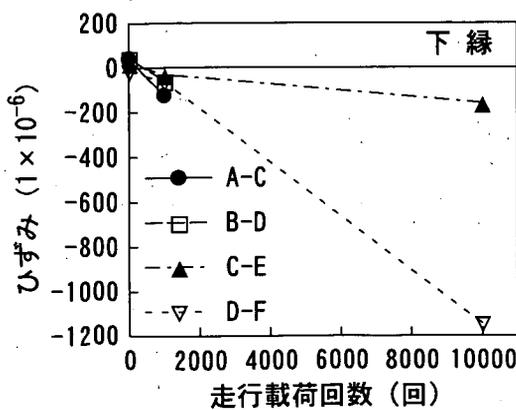


b) ホーンジョイントと両端部緊張材配置型の比較

図- 89 ホーン鉄筋ひずみ (上縁側)

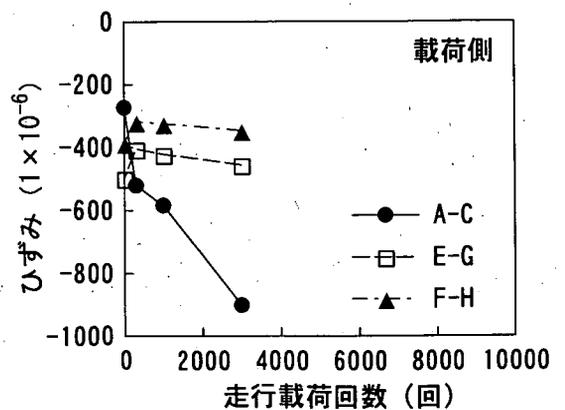


a) ホーンジョイントと圧縮ジョイントの比較



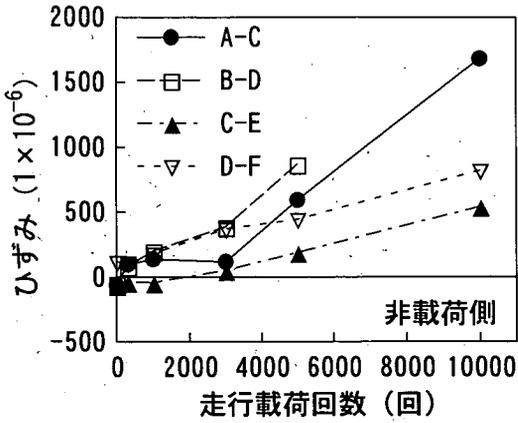
a) ホーンジョイントと圧縮ジョイントの比較

図- 90 ホーン鉄筋ひずみ (下縁側)

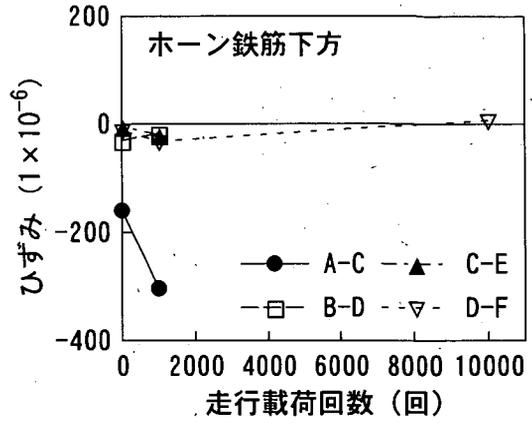


b) ホーンジョイントと両端部緊張材配置型の比較

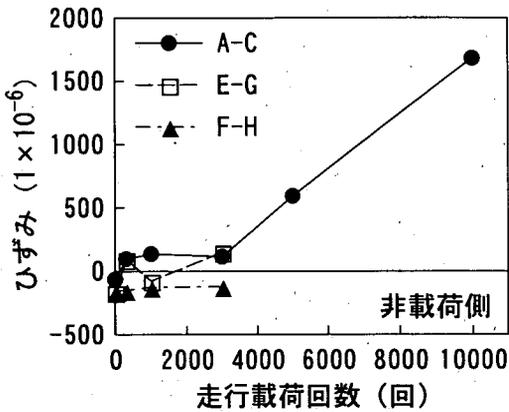
図- 91 ホーン鉄筋ひずみ (载荷側)



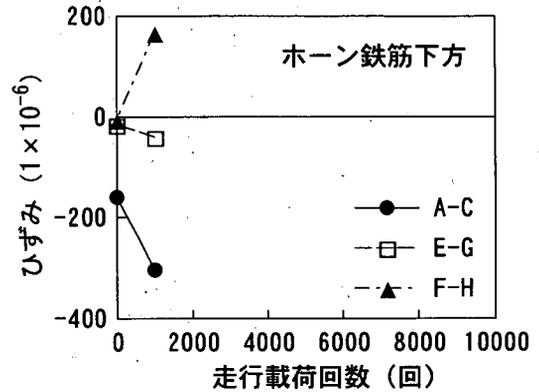
a) ホーンジョイントと圧縮ジョイントの比較



a) ホーンジョイントと圧縮ジョイントの比較



b) ホーンジョイントと両端部緊張材配置型の比較



b) ホーンジョイントと両端部緊張材配置型の比較

図- 92 ホーン鉄筋ひずみ (非載荷側)

図- 93 ホーン鉄筋下方のコンクリート垂直ひずみ

また、航空機の主脚荷重が載荷された場合のホーン鉄筋のひずみについて図- 91、図- 92にまとめた(それぞれ、載荷側、非載荷側の鉄筋上縁のもの)。計器自体の耐久性の問題から、走行載荷試験の途中で計測不能になっているものもあるが、測定できた範囲ではA-C、B-D目地においてひずみの増加が著しいことが明らかである。

(5) コンクリート版端面ひずみ

ホーン鉄筋下方のコンクリート版端面の垂直方向に貼り付けたひずみ計による測定値を図- 93に示した。ホーン鉄筋のみを用いたA-C区画のものが 300×10^{-6} (1,000回載荷時) と他の区画に比べて10倍以上の値を示している。これに対して、圧縮ジョイントでは 50×10^{-6} 以下となっており、ホーン鉄筋による荷重伝達はホーンジョイントにおけるものほど行われていないことが推定される。

4.3 走行載荷による性状変化と破損状態

10,000回の走行載荷試験中に生ずる舗装の性状変化として、走行方向に沿った目地の段差を、各コンクリート版の目地(中央)部、隅角近傍(隅角から500mm離れ)ならびに隅角部において計測した。ここでは、300回走行時における段差を0とし、それからの変化を段差としている。

6種類の目地についての測定結果を図- 94に示す。いずれも段差は隅角部において最大で、目地部で最小になっていることがわかる。また、圧縮ジョイントはホーンジョイントに比べて段差が小さいことから、圧縮ジョイントの効果がよく現れていることもわかる。

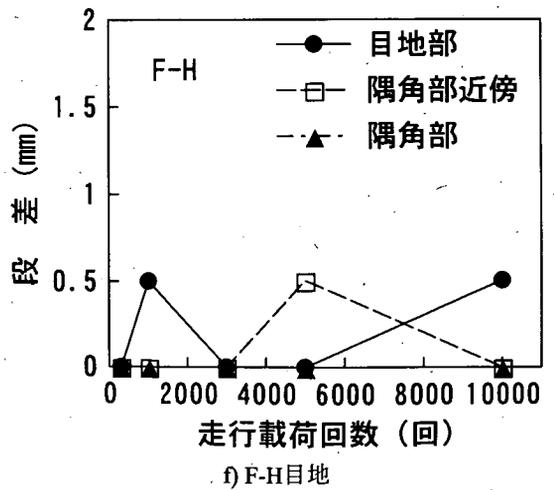
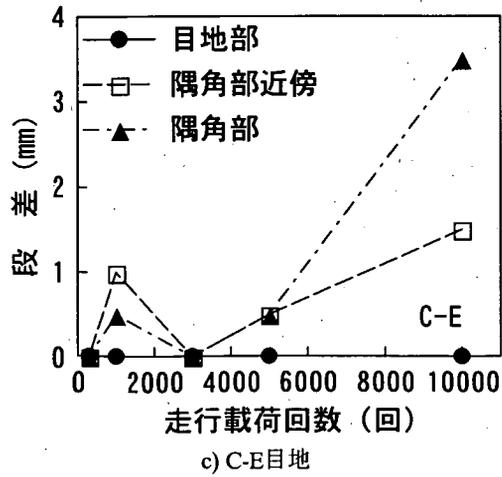
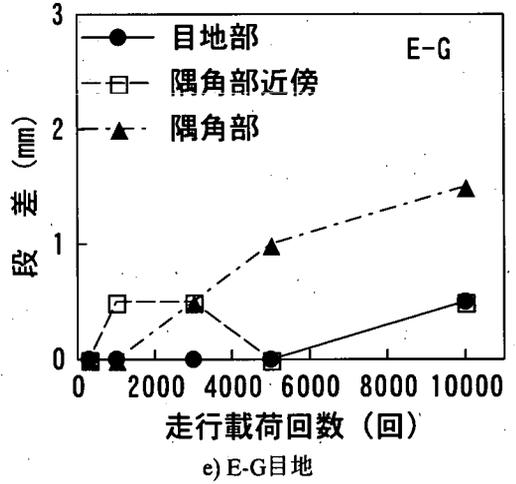
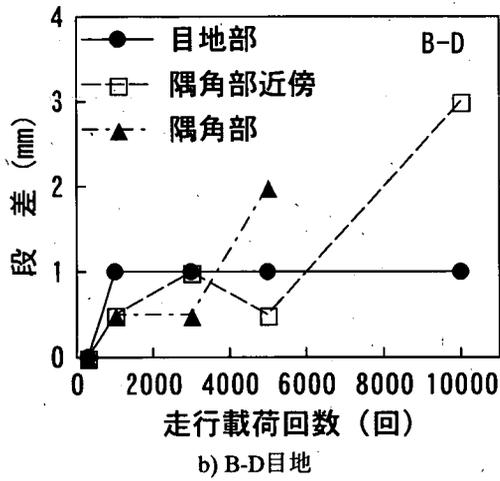
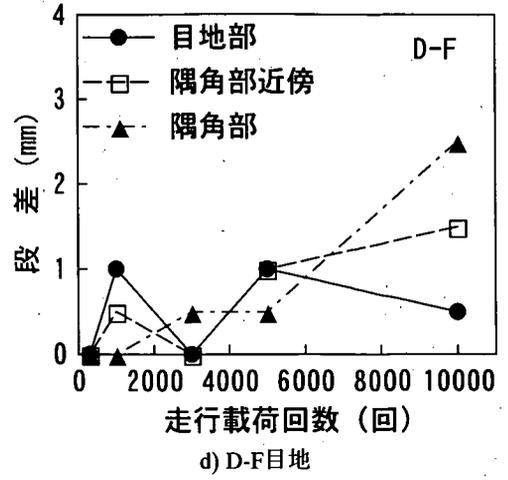
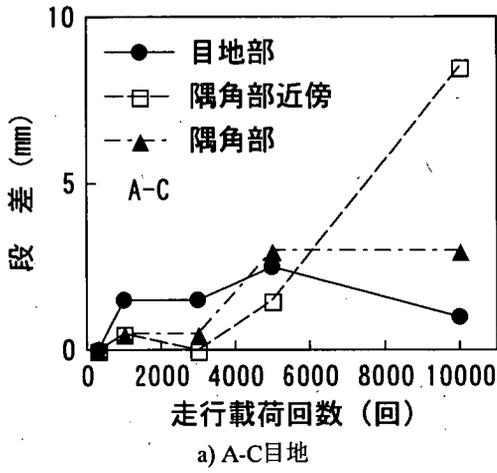
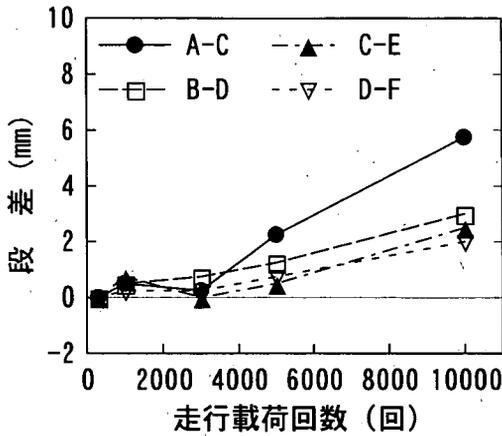
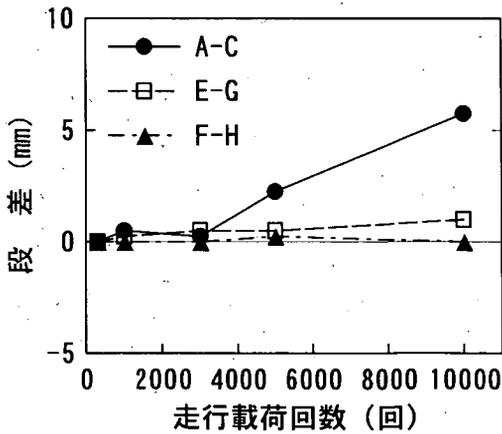


図-94 長辺目地における段差

次に、目地の種類による段差の違い、特に隅角部ならびに隅角部近傍での違いに注目した。それをまとめた図-95からは、3種類の圧縮ジョイントのいずれにおいても、ホーンジョイントに比較して段差が小さいことが明らかになっている。B-D目地とD-F目地では後者のほうが段差が小さいことから、緊張力が大きいほど段差防止効果も高いことがわかる。また、両端部だけに緊張力を入れることも有効であると認められる。



a) ホーンジョイントと圧縮ジョイントの比較



b) ホーンジョイントと両端部緊張材配置型の比較

図-95 長辺目地における段差

このほか、PPC版の短辺接合部の段差についても図-96にまとめた。この場合も上記と同様に圧縮ジョイントの効果が見られる。

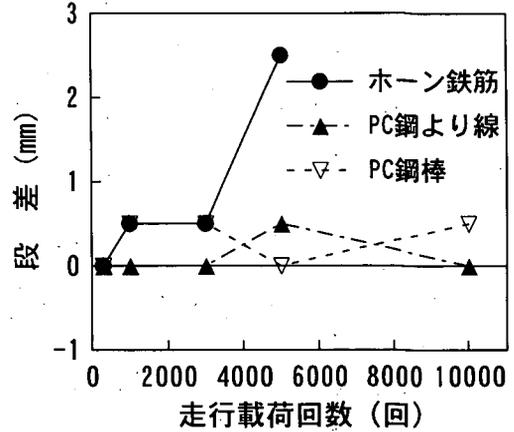


図-96 短辺目地における段差

10,000回走行後のコンクリート版表面ならびに解体調査によって明らかになったコンクリート版端面の破損状況を図-97にまとめた。

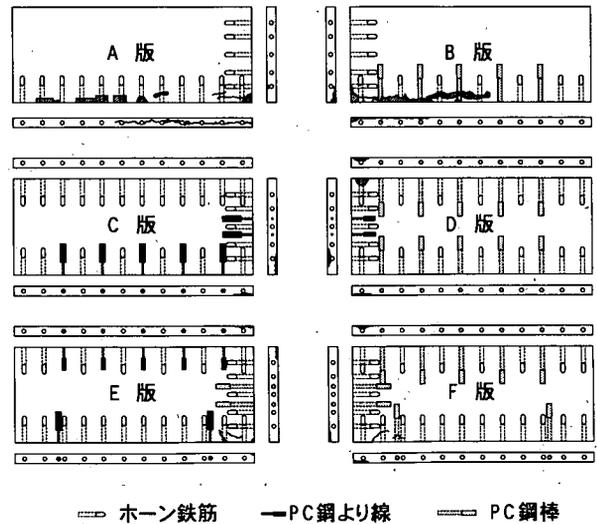


図-97 走行載荷試験後におけるPPC版の破損状況

PPC版同士の接合部に設けた10mm程度の隙間には当初上面までセメントミルクを充填していたために、最初に走行試験を実施したA-C目地、B-D目地では比較的早い時期に目地の角欠けが生じた。しかし、この部分を20mm程度切削したあとは、走行載荷による損傷の進行は見られなくなった。これ以外の目地では当初からそのような措置を施したために表面にはほとんど損傷がみられなかった。

ところが、PPC版を解体して、PPC版端面を調査したところ、一部で著しい損傷がみられた。それは、ホーンジョイントであるA-C目地で、隅角部から4m程度の範囲

で、ひび割れがホーン鉄筋の位置を継がる形で入っていたほか、圧縮ジョイントや両端部緊張力導入型ホーンジョイントにあっても隅角部に局所的な損傷がみられた。これらはいずれもホーン鉄筋が負担する荷重が大きいたことが原因で生じたものと考えられる。

4.4 圧縮ジョイントの施工性

PPC版舗装は補修に使用されることが多く、その場合は航空機の運行に影響を与えることのないように、夜間に工事が行われることがほとんどである。そのため、圧縮ジョイントの施工性は極めて重要な検討項目の一つである。

(1) PPC版接合

PPC版を接合するために、今回は上記のようにホーン鉄筋、PC鋼より線、PC鋼棒という3種類のユニットを用いた。いずれも、PPC版を敷設後高さを調整する点までは作業工程は同一である。

従来より用いられているホーン鉄筋の場合は、このあとの工程としては、PPC版表面に設けた挿入口から鉄筋を挿入し、鉄筋の中心が目地に重なるように位置を調整したあと、周囲にセメントミルクを注入するといったものである。このときにはPPC版同士の隙間にセメントミルクを充填する必要は特になが、最近ではポンピング防止を目的として実施されることが多い。

これ以外の接合ユニットの場合は緊張材に緊張力を与えることによりPPC版同士を圧着する構造であることから、まずPPC版間の隙間にセメントミルクを充填する必要がある。PC鋼より線の場合は、このセメントミルクの硬化後に緊張材を挿入して油圧ジャッキを用いて緊張作業を行うことが必要となる。これに対して、PC鋼棒の場合は、ユニット自体にあらかじめ緊張力が導入されていることから、現場での緊張作業の前にPC鋼棒ユニットを

PPC版に挿入・固定して、その周囲にグラウトを充填しておくことが必要となる。PPC版への緊張力導入は、上述のPPC版間の隙間ならびにPC鋼棒周囲のセメントミルクが硬化後に、ユニットにあらかじめ導入されている緊張力を解放することによって行われる。

PC鋼より線、PC鋼棒とも、このあとに、PPC版表面の鉄筋挿入口を跡埋めして一連の作業が終了する。跡埋め部分の大きさはホーン鉄筋が最小で、PC鋼より線（緊張作業側）が最大となっている。

(2) PPC版再接合

試験舗装の解体調査終了後に同一のPPC版を用いて再敷設・接合工事を行った。その手順は図-98に示すとおりで、既存目地部材を撤去してPPC版を再敷設する流れになっている。

ホーン鉄筋の場合には、まずPPC版接合時のホーン鉄筋挿入口跡埋め部分の撤去を行ってから接合部をカットにより切断して、目地部材ならびに既存PPC版をそのまま撤去する。そして、PPC版を再び敷設・接合し、PPC版下面へのグラウト注入を行う。なお、通常の工事では再敷設工事の前に必要箇所の補修が行われる。

PC鋼より線の場合には接合部切断に先立って緊張力を解放する必要がある。この場合PC鋼より線はPPC版と付着していないことから、PC鋼より線の端部に設けたナットをゆるめるだけですむ。PC鋼棒の場合はPPC版と付着しているため、ユニット全体を撤去しなければならず、跡埋め部分をコア抜きする作業が必要となる。なお、この場合には接合部を切断する前に緊張力を解放しておく必要はない。

これら3種類の目地部材の撤去に必要となる時間は、1箇所あたりホーン鉄筋で30秒、PC鋼より線で25分、PC鋼棒で40分程度であった。

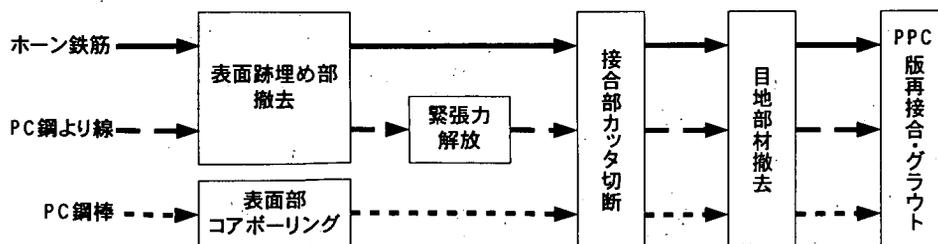


図-98 PPC版再敷設手順

(3) 総合評価

PC版を接合するだけでなく、将来補修が必要となったときのことを考えて、再接合をするとの前提に立って3種類の接合方法を評価すれば、以下のようにまとめられる。ホーン鉄筋は、新設時、再接合時とともに作業が容易で3種の中では最も評価が高い。これ以外は緊張作業を伴うので作業性の面はホーン鉄筋に比べて評価は低いものとなる。PC鋼より線は新設時の作業性が最も悪いものの、再接合時を考えた場合にはPC鋼棒よりも作業性は良好である。PC鋼棒は緊張力導入作業自体はPC鋼より線に比べて容易であるが、再接合時にPPC版のコアボーリングが必要になることを考えるとその作業性に問題があると考えざるを得ない。

このほか、ホーンジョイントを有する既存のPPC版をPC鋼より線方式による圧縮ジョイントを用いて再接合する試みも今回行っている。その結果、工事自体は可能であるものの、緊張材定着体周辺に過大な応力が生じないような措置を設ける必要のあることがわかった。詳細は付録に記したとおりである。

5. 圧縮ジョイントの構造設計

以上に記した実験ならびに解析結果に基づき圧縮ジョイントの構造設計方法について検討を加える。

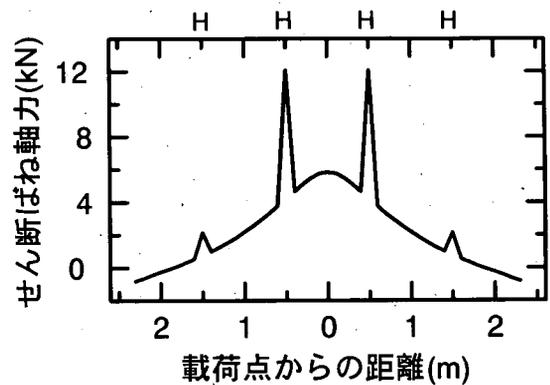
5.1 圧縮ジョイントの設計方針

今までの考察から、圧縮ジョイントとしては、緊張材ユニットとホーン鉄筋ユニットを併用する方式とすることが合理的であると総括できる。これらの緊張材ユニットとホーン鉄筋ユニットの設計規準については、別々に考えることが必要になる。すなわち、前者ではPPC版間に変位差すなわち段差が生じないことならびに緊張力を与えることによって緊張材ユニット周辺のPPC版内部応力が過大にならないこと、後者ではホーン鉄筋下方のPPC版応力が過大にならないことを保証することが設計規準となる。

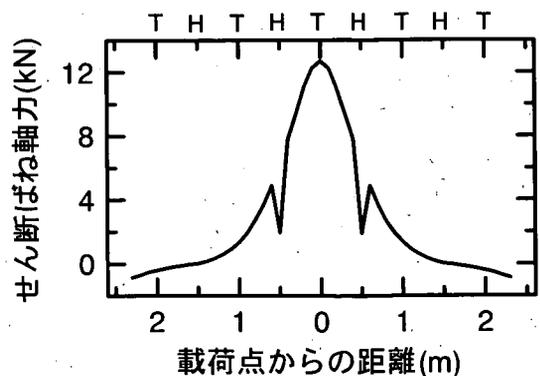
(1) 緊張材ならびにホーン鉄筋の分担荷重の算定方法

圧縮ジョイントの構造設計を行うためには、緊張材ならびにホーン鉄筋が分担する荷重の大きさをまず明らかにしなければならない。前者については、3.で示したように、緊張材による圧縮力が緊張材を中心に800mm幅で分布することから、その範囲で伝達される荷重を合計したものが分担荷重ということになる。これに対して、後者の場合はそれ自身のみで伝達される荷重が分担荷重となる。

この考え方によって緊張材ならびにホーン鉄筋の分担荷重を試算した。具体的には、3.で得られた試験結果に対する考察に基づいて、幅2.4m、長さ4.5、厚さ240mmのPPC版が路盤で支持されていて、それらの長辺が0.5m間隔で交互に配置された緊張材とホーン鉄筋により接合された場合を、緊張力を与えないときと緊張力を300kNとしたときについて解析した。ホーン鉄筋のせん断ばね定数 k_{hj} は、前述のように、 $k_{hj}=17.0\text{kN/m}$ となる。それ以外のせん断ばね定数 k_s については、(10)式により、緊張力がない場合には $k_s=59.6\text{kN/mm}^2$ 、緊張力が300kNの場合は $k_s=2,180\text{kN/mm}^2$ となる(単位幅あたり)。この舗装に対して、設計航空機荷重(LA-1)の等価単車輪荷重(295kN)が片方のPPC版の緊張材直上に載荷された場合の伝達荷重を計算した。コンクリート版ならびに路盤の弾性係数、ポアソン比は3.と同一の値を用いた。



a) 緊張力なしの場合



b) 緊張力300kNの場合

図-99 せん断ばね軸力の分布状況

得られたせん断ばね軸力、すなわち分担荷重の分布状況を図-99に示した(図中のT, Hは、それぞれ緊張材、

ホーン鉄筋位置を意味する)。これから明らかなように、緊張力を与えない状態ではホーン鉄筋が多く荷重を分担するのに対し、緊張力を与えるとホーン鉄筋の分担する荷重が減少し、緊張材が分担する荷重が増加するようになる。緊張材の分担荷重は上記のようにその周囲800mmの範囲におけるせん断ばね軸力の合計となるので、緊張力300kNの場合は93.7kNということになる。ホーン鉄筋が分担する荷重は緊張力を与えない場合が最大12.1kNであったものが、緊張力を与えることにより1.9kNと1/10以下になることから、緊張力を与えることによりホーン鉄筋ユニット部が破損する危険性は大きく減少することがわかる。

(2) 圧縮ジョイントの設計規準

a) 緊張材ユニット

小規模試験舗装に対する載荷試験において得られた荷重とPPC版間の段差の関係について、緊張材に与えた緊張力ごとにまとめた。

図-100は、緊張材を1本のみ使用した場合で、緊張材直上位置での載荷試験結果を示している(ホーン鉄筋1本の場合も含む)。いずれも荷重が増加するにつれて、段差が生じて、それが増加していくことが明らかになっている。段差が緊張力の増加につれて増加することもまた明らかであり、緊張力を50kN程度与えればホーン鉄筋の場合よりも段差を小さくできることがわかる。

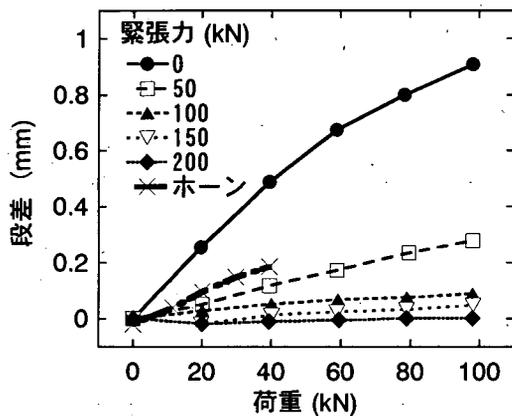


図-100 荷重にともなうPPC版間の段差の増加

次に、緊張材ユニット間隔を実際のものに近いと考えられる1mとした場合の、荷重と段差の関係について図-101に示した。緊張力が50kNの場合は載荷試験開始後早い時期に段差が急激に増加する傾向が認められるものの、100kN以上になるとそのような点は認められないようだ。このことから、緊張材ユニットにおける一つの設計規準

としては、緊張力を100kN以上とするというものが考えられる。

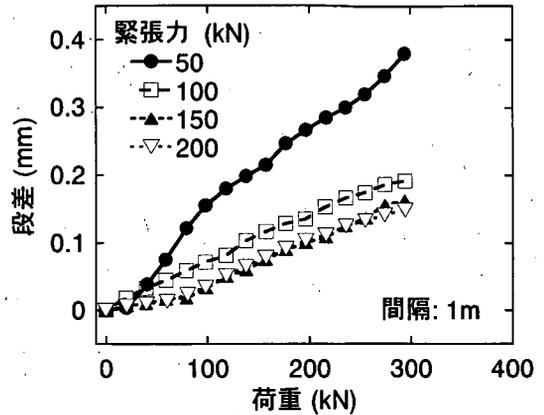


図-101 緊張力による荷重と段差の関係の違い

緊張材ユニットのもう一つの検討項目であるユニット周辺部のPPC版応力については、緊張力の増加によりそれが変化する状況を前述の小型試験体を用いた緊張試験により把握した。ここでは緊張材を設置するために設けた切欠き部周辺のひずみに注目し、緊張力を300kNまで増加させながらその状況を調べた。表-6には、緊張力100, 200, 300kNの時点でのひずみを、目地両側のPPC版で同じ位置のものを平均した形でまとめた(①~⑥は図-64参照)。

表-6 緊張材ユニット切欠き部周辺のひずみ

ゲージ位置	方向	荷重 (kN)		
		100	200	300
①, ⑤	目地平行	-2	-14 (2)	-19
	目地直角	-1	-12 (-12)	-13
②, ⑥	目地平行	8	6 (13)	12
	目地直角	1	-5 (-3)	-1
③	目地平行	16	37 (25)	73
	目地直角	-12	-35 (34)	-58
④	目地平行	6	3 (11)	-4
	目地直角	35	56 (69)	79

注) () 内は計算値 (単位: 1×10^{-6})

その結果、PPC版が引張状態となる箇所・方向は、切欠きと目地との間(ゲージ位置③)で目地平行方向、切欠き下部(ゲージ位置④)で目地直角方向であることが

わかった。両者とも緊張力300kNではひずみが 70×10^{-6} を超えるまでになっている。この表に示した緊張力200kNのときの有限要素法による解析結果と実測値とがほぼ合致していることから、今回得られた試験結果の妥当性は明らかであろう。以上のことから、導入する緊張力の大きさによっては切欠き部周辺の応力集中が著しくなっているため、何らかの補強を考える必要性も出てくるので、ここでは緊張力300kNを上限と考えることにする。

b) ホーン鉄筋ユニット

PPC版舗装で標準的に用いられている直径38mm、長さ500mmのホーン鉄筋の場合は、4.で記したように、今回実施した繰返し走行載荷試験によりホーン鉄筋下方のPPC版にひび割れが発生する事態となった。しかし、ホーン鉄筋ユニットが破損する危険性については、(1)で述べたように緊張材ユニットを併用して圧縮ジョイント化することによって大幅に低減される。

このスリッパ周辺の最大引張応力については2.で示した二次元有限要素法を用いた解析結果から、スリッパを直径38mmのものからコンクリート版厚420mmの無筋コンクリート舗装の標準である42mmのものに増加することによって3/4程度に減少することがわかった。そこで、上記のホーン鉄筋を500mm間隔で配置するという標準的なホーンジョイントにおけるホーン鉄筋1本あたりの分担荷重を計算し、圧縮ジョイントにおけるホーン鉄筋ユニットの分担荷重がその3/4以下になることを設計規準とすることにした。

表- 7 圧縮ジョイントの構造設計における計算条件

項目		特性値
荷 重	航空機	B-747-400
	等価単車輪荷重	295kN
	接地圧	1.412N/mm ²
	接地面積	2,089cm ²
路 盤	支持力係数 (K_{75})	70MN/m ³
	弾性係数	108N/mm ²
	ポアソン比	0.3
PPC版	寸法	幅2.5m、長さ10m、 厚さ240mm
	弾性係数	31kN/mm ²
	ポアソン比	0.15
目 地	緊張力	100~200kN

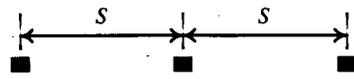
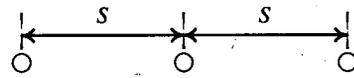
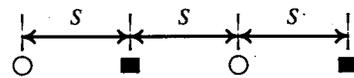
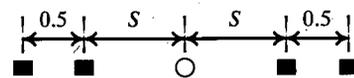
5.2 圧縮ジョイントの構造設計

圧縮ジョイントの構造を具体的に設計するためには、PPC版間の荷重伝達に加えて、PPC版の温度変化による変形について考慮する必要がある。以下では、表- 7に示す計算条件を用いて解析を進めた。

(1) 緊張材ユニットの分担荷重

緊張材ユニットの分担荷重について、圧縮ジョイントとして表- 8に示す4種類を想定して、三次元有限要素法により計算した。表中の○、■はそれぞれ、緊張材ユニット、ホーン鉄筋ユニットを表し、Sはユニット間隔である。

表- 8 圧縮ジョイントの種類

種 類	ユニット間隔 (m)
ホーン鉄筋	
緊張材	
交互配置併用型	
ホーン連続配置併用型	

3.で示した緊張材ならびにホーン鉄筋ユニットのせん断ばね定数は小規模試験に基づくものであるので、ここでは表- 8に示す設計計算条件に対するものを算定することが必要になる。緊張材ユニットについては、それぞれ図- 102、図- 103に示したせん断ばね定数(単位幅あたり)と荷重伝達率、平均圧縮応力度と荷重伝達率の関係が得られる。これから、平均圧縮応力度とせん断ばね定数(単位幅あたり)の関係として図- 104に示すものが得られ、(12)式のように定式化される。したがって、緊張材ユニットのせん断ばね定数は、この式を用いることにより任意の緊張力に対応するものが得られることになる。また、ホーン鉄筋ユニットについては、せん断ばね

定数（1本あたり）と荷重伝達率の関係として図-105に示すものが得られる。荷重伝達率として3.で記述した小規模試験で得られた値、すなわち84%の妥当性が4.で示した実規模試験舗装における繰返し走行載荷試験において検証されたことから、その値をこの図にあてはめるとホーン鉄筋ユニット1本あたりのせん断ばね定数として $2.70 \times 10^9 \text{ N/m}$ が得られる。

$$k_s = 363 \times 10^{12\sigma_0} \quad (12)$$

ここに、

k_s : 単位幅あたりせん断ばね定数 (N/m),

σ_0 : 平均圧縮応力度 (N/mm²).

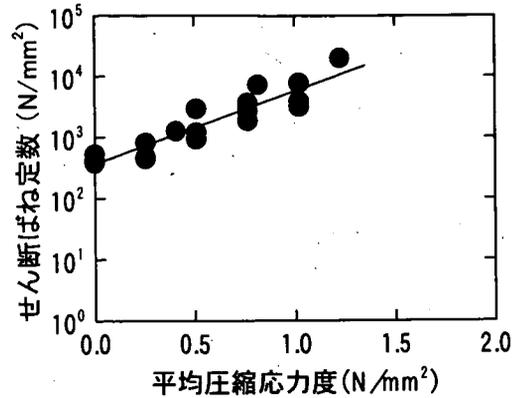


図-104 設計計算における平均圧縮応力度とせん断ばね定数

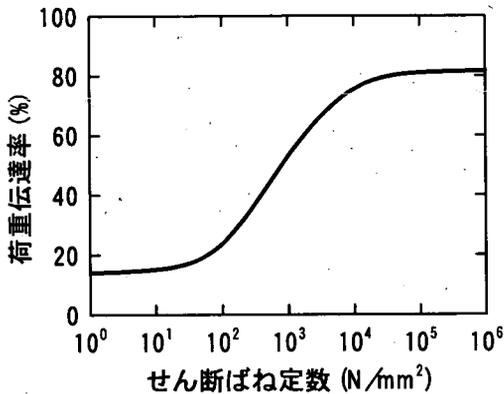


図-102 設計計算におけるせん断ばね定数と荷重伝達率 (緊張材ユニット)

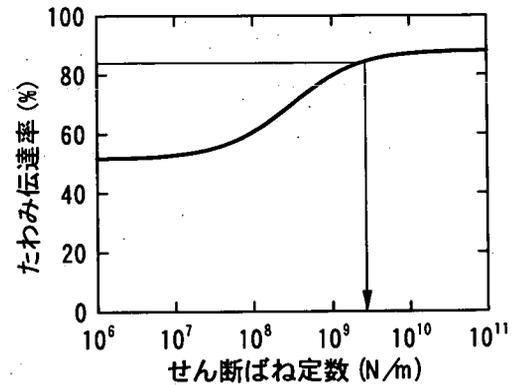


図-105 設計計算におけるせん断ばね定数と荷重伝達率 (ホーン鉄筋ユニット)

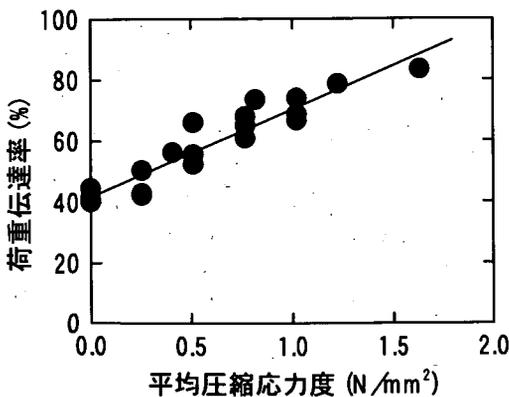


図-103 設計計算における平均圧縮応力度と荷重伝達率

以上のことから、緊張材ならびにホーン鉄筋ユニットによる荷重伝達機構は、次のようにモデル化される。

- ① ホーン鉄筋はその箇所のみで荷重伝達が行なわれ、そのせん断ばね定数は $k_{hj} = 2.70 \times 10^9 \text{ N/m}$ (1本あたり)となる。
- ② 緊張材では、その周囲800mmの範囲で荷重伝達が行なわれ、そのせん断ばね定数は $k_s = 363 \times 10^{12\sigma_0} \text{ N/mm}^2$ (単位幅あたり)となる。
- ③ 上記以外の箇所では、②において $\sigma_0 = 0$ であるので、せん断ばね定数は $k_s = 363 \text{ N/mm}^2$ (単位幅あたり)となる。

計算結果として、ジョイントユニットを500mm間隔で用いた場合のせん断ばね軸力、すなわち隣接版への伝達荷重に注目した。

図-106にはホーン鉄筋ユニット直上に載荷したときの

そのホーン鉄筋による伝達荷重を示した。この図から、ホーン鉄筋ユニットと緊張材ユニット併用型で、それらを交互に用いる場合、ホーン鉄筋ユニットを連続で用いる場合では、いずれも緊張力の増加に伴って伝達荷重は低下し、ホーン鉄筋ユニットが破損する危険性は小さくなっていくこと、後者では緊張力を200kNとしても伝達荷重の低下量は25%にすぎないことがわかる。

同様に、緊張材ユニット上に载荷した場合の目地全体での伝達荷重を図-107に示した。この図から、緊張力の増加に伴って伝達荷重も増加するが、ジョイントユニットによる違いは顕著ではないことが明らかである。

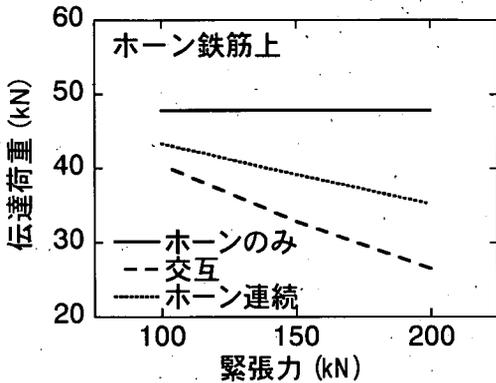


図-106 ホーン鉄筋上載荷時の緊張力とホーン鉄筋伝達荷重

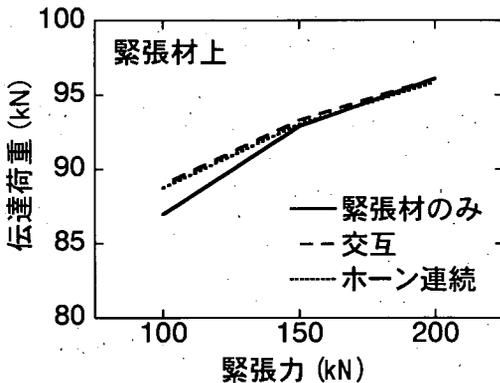


図-107 緊張材上載荷時の緊張力と全伝達荷重

以上の検討結果に基づいて有効性が高いと判断される緊張材・ホーン鉄筋ユニット交互配置型について、荷重伝達率を計算した。その結果をまとめた図-108からは、ホーン鉄筋上載荷の場合では緊張力を50kN以上によりホーン鉄筋のみを用いた場合よりも荷重伝達機能が向上することがわかる。また、緊張材上載荷の場合

をみると、緊張材のみを用いた場合と比較しても荷重伝達機能は遜色ないことがわかる。

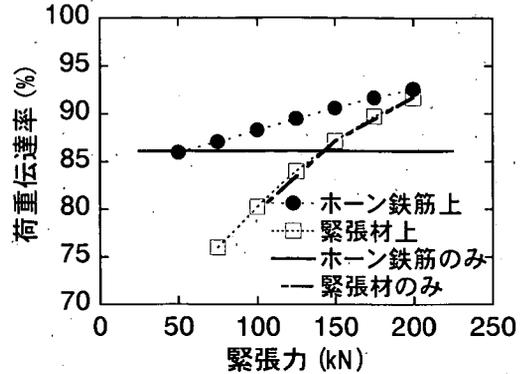


図-108 緊張力による荷重伝達率の変化

したがって、圧縮ジョイントの構造設計においてはホーン鉄筋ユニットの安全性を確保するために、それが負担する伝達荷重を十分低減できるように緊張材の緊張力を決定することが肝要である。ここではその具体的な値として、数値解析結果と実規模試験結果を勘案して、ホーン鉄筋を単独で用いた場合より20%減少したものを採用することにしたい。このようにすることにより、交互配置の場合は緊張力として114kNが必要となり、ホーン鉄筋ユニットを連続で配置する場合には162kNが必要となる。

(2) 緊張材に作用する温度荷重

PPC版にはその温度変化が原因で生ずる膨張、収縮、そりといった種々の変形が路盤との間の摩擦やPPC版の自重によって拘束されることにより、いわゆる温度応力が生ずる。PPC版の接合部においては、PPC版の平均温度が低下する場合に引張力が生ずることとなるので、緊張材により接合面に与えられた圧縮力が実質的に低下する事態となる。この引張力は、PPC版の収縮がPPC版と路盤との間の摩擦により拘束されることにより生ずるので、緊張材1本あたりの引張力 P_T は(13)式のようなになる。具体的な例として、幅35m、長さ50mの区画にPPC版舗装を適用する場合について計算してみると、温度低下に対処するために必要となる緊張力は118kNとなる。

$$P_T = f \cdot W \cdot L \cdot h \cdot S \quad (13)$$

ここに、

f : PPC版と路盤間の摩擦係数、

W : PPC版の単位体積重量、

L : 目地から最も近い自由縁部までの距離、

h : PPC版の厚さ,
 S : 緊張材の間隔.

緊張材の緊張力算定時にはこの温度変化に起因する圧縮力の低下も考慮に入れる必要がある。すなわち、前述の荷重伝達に関して必要となる緊張力にこれを加えたものが所要緊張力となる。具体的な例として、上記の幅35m、長さ50mの区画を考えると、所要緊張力は $114+118=232\text{kN}$ という結果になる。この値は前述の緊張材ユニット周辺部の応力集中に関する検討結果をみても十分に安全なものであることがわかる。

6. まとめ

本研究においては、PPC版舗装を対象として、PPC版同士の接合部に緊張力を与えることにより連結できる機構を有する圧縮ジョイントを開発し、構造設計法としてとりまとめた。

現在供用されているPPC版舗装の実態調査ならびにその解析から、従来から用いられているホーンジョイントでは供用開始後にポンピング等の問題が生じ、多くの事例では補修が必要とされる事態となっていることが明らかになった。この破損原因としては、舗装内への雨水の浸入・滯水が考えられ、PPC版下に空洞が生ずることにより破損が生ずるおそれの大きいことがわかった。

この問題を解決する方法として考案した圧縮ジョイントの荷重伝達機構について、実験的・解析的に解明した。得られた知見は次のようにまとめられる。

- (1) 圧縮ジョイントを導入することにより目地での荷重伝達機能が向上する。これは、ホーンジョイントではせん断力しか伝達されないのに対して、圧縮ジョイントではせん断力のほか、曲げモーメントも伝達されるためである。
- (2) せん断力の伝達程度は、緊張材の緊張力を増加することにより比例的に増加する。このせん断力の伝達は、緊張材周辺800mmの範囲内で行われる。
- (3) 曲げモーメントの伝達程度は緊張力によらずほぼ一定である。
- (4) 圧縮ジョイントでは、緊張材ユニットとホーン鉄筋ユニットを交互に用いることが、建設費の点から有利となる。その間隔はPPC版の配筋状況ならびに荷重伝達機能を考慮すると500mmとする必要があることがわかった。
- (5) 圧縮ジョイントの耐荷性については、10,000回の繰返し走行載荷試験の結果からみて、十分なものであ

ることがわかった。ただし、PPC版隅角部には何らかの構造強化策を講ずる必要があることもわかった。

- (6) PC鋼棒は緊張力導入自体は容易であるが、再接合時において作業性には問題があるため、緊張材としてはPC鋼より線のほうが適用性が高い。

圧縮ジョイントを実務に用いるために、まず実用的なモデル化を行ってその力学定数を同定してから、具体的な構造設計法として取りまとめた。その内容は以下のよう

- (1) 緊張材ユニットによるせん断力の伝達は、圧縮力が緊張材周辺800mmの範囲内の目地に配置したせん断ばねによりモデル化できる。この場合のせん断ばね定数は平均圧縮応力度（緊張力をその伝達範囲長で除した値）によって変化し、両者は片対数上で直線により表される。
- (2) 緊張材ユニットによる曲げモーメントの伝達は、目地部上縁と緊張材位置に設けた2種類の水平ばねによりモデル化できる。この場合のばね定数は、平均圧縮応力度によらず一定となる。
- (3) PPC版舗装における圧縮ジョイントの構造設計は、上記のモデルを取り込んだ三次元有限要素法を用いることにより行うことができる。その具体例として、B-747を代表機種とするLA-1に対するものについて示した。
- (4) 設計時における緊張材の緊張力は荷重伝達機能ならびにPPC版の温度変化を考慮して算定する必要がある。上記の緊張材ユニットとホーン鉄筋ユニットの併用型ジョイントユニットを幅35m、長さ50mの区画に適用する場合には、緊張材の緊張力として230kN程度が必要となることがわかった。

7. おわりに

PPC版舗装の接合方法を改善するものとして圧縮ジョイントを新たに開発した。

これを実務に適用する上で注意しなければならない点は、圧縮ジョイントにより接合されたPPC版舗装区画（ブロック）同士の接合方法である。ブロックの寸法は、本文中で記したとおり、過大な緊張力による応力集中に対して緊張材ユニット自体の安全性を確保するために制限されることから、PPC版舗装を適用する区画がこれよりも広い場合にはブロック間に段差が生じないような措置を講ずる必要がある。これは、異種舗装間の接合部において一般に用いられている枕版を施工することで対応可能と考えられる。PPC版と路盤の間の摩擦を低減でき

れば、ブロックの寸法も大きくできることから、この点については、実際に施工された舗装の挙動を観測すること等によって、今後も研究を続けていきたいと考えている。

ホーンジョイントにより連結された既存のPPC版を圧縮ジョイントにより再接合する方法についても、付録に記したように、今回検討を加えた。ホーン鉄筋挿入孔を利用して緊張材ユニットを設けること事態は可能であるが、ユニット周囲の補強が不可能であることから、この方法を広いブロックに対して用いるといった方向での実用化は難しいものと判断せざるを得ない。ホーンジョイントについての日常点検を高頻度で実施し、維持作業を確実にを行うという予防保全策を採ることが最善の策と考えられる。

本研究は、運輸省第二港湾建設局（当時）、PC舗装専門研究会、運輸省港湾技術研究所（当時）の3者による共同研究として開始されたものであり、その後港湾技術研究所ならびに国土技術政策総合研究所が追加した試験ならびに解析結果を加えて今回報告書としてとりまとめた。一連の試験研究に参加された関係各位に謝意を表します。なお、本研究の成果は、平成11年度に実施された仙台空港エプロン誘導路改修工事に反映されていることを付記する。

(2001年 9月 4日 受付)

参考文献

- 1) Sato, K., Fukute, T. and Inukai, H.: Some New Construction Methods for Prestressed Concrete Airport Pavements, *2nd International Conference on Concrete Pavement Design*, 1981, pp.149 - 159.
- 2) 深沢勝一, 八谷好高, 横井聰之, 川守田正路: プレキャストPC版舗装のアンボンドPC鋼材による圧縮ジョイント, 土木学会第54回年次学術講演会講演集第V部, 1999年, pp.466 - 467.
- 3) 赤嶺文繁, 八谷好高, 室園正徳: プレキャストPC版舗装における圧縮ジョイントの荷重伝達機能, 土木学会第54回年次学術講演会講演集第V部, 1999年, pp.464 - 465.
- 4) 甲斐一夫, 佐藤良一, 阿部洋一, 熊倉正志: プレキャスト舗装版目地部の純せん断試験, プレストレストコンクリート技術協会第3回シンポジウム論文集, 1992年, pp.381 - 384.
- 5) Kumakura, M., Kondo, S., Kai, K., Abe, Y. and Sato, R.: Development of a Prestressing Method for Joints of Precast Prestressed Concrete Pavement Slab, *7th International Symposium on Concrete Roads, Session 2-3*, 1994, pp.83 - 88.
- 6) Royall D. Bradbury: Design of Joints in Concrete Pavements, Highway Research Board, Vol. 12, 1932, pp.105-136.
- 7) 運輸省航空局: 空港舗装構造設計要領, (財) 港湾空港建設技術サービスセンタ, 1999年, 147p.
- 8) 清宮 理・藤澤孝夫: コンクリート製空港舗装版の目地部の力学性状, 港湾技研資料, No.870, 1997年, 34p.
- 9) 建設省土木研究所: プレキャストブロック橋の設計法に関する共同研究報告書(I), 共同研究報告書第69号, 1992年, 85p.
- 10) Federal Aviation Administration: Airport Pavement Design and Evaluation, FAA Advisory Circular, AC150/5230-6C, 1978, 159p..
- 11) 赤嶺文繁, 八谷好高: プレキャストPC版舗装における圧縮ジョイントの荷重伝達機構, 土木学会, 土木学会論文集, No. 662/V-49, 2000年, pp.217-222.
- 12) 福手 勤, 八谷好高: コンクリート舗装の目地部における荷重伝達機能, 土木学会論文報告集, 343号, 1982年, pp.239 - 246.
- 13) Tabatabaie, A. M. and Barenberg, E. J.: Structural Analysis of Concrete Pavement Systems, *Journal of ASCE*, Vol.106, TE5, 1980, pp.493 - 506.
- 14) Nishizawa, T., Matsuno, S. and Fukuda, T.: A Mechanical Model for the Rational Design of CRCP, *3rd International Conference on Concrete Pavement Design and Rehabilitation*, 1985, pp. 341 - 350.
- 15) 西澤辰男, 七五三野 茂, 小松原昭則, 小梁川 雅: 連続鉄筋コンクリート舗装横ひび割れ部の荷重伝達機能, 第1回舗装工学講演会講演論文集, 土木学会, 1996年, pp.73 - 80.
- 16) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 III コンクリート橋編, 1996年, 340p.
- 17) 赤嶺文繁, 八谷好高, 室園正徳: プレキャストPC版舗装における圧縮ジョイントの荷重伝達機能, 土木学会, 第54回年次学術講演会講演集第V部, 1999年, pp.464-465.
- 18) 深沢勝一, 八谷好高, 横井聰之, 川守田正路: プレキャストPC版舗装のアンボンドPC鋼材による圧縮ジョイント, 土木学会, 第54回年次学術講演会講演集第V部, 1999年, pp.466-467.

付録 圧縮ジョイント化試験

現在使用されている大部分のPPC版舗装では、PPC版同士の連結方法としてホーンジョイントによるものが用いられている。この方式は本文中に示したように破損する事例が多いが、PPC版自体はその大半がそのまま使用可能である。本文で記したように、圧縮ジョイントの有効性が確認されていることから、既存のホーンジョイントを圧縮ジョイント化する方法について試験を実施した。ホーンジョイントでは、ホーン鉄筋が一般的に500mm間隔で設置され、それらの中間位置にはPPC版構造用の緊張材が配置されているため、ホーン鉄筋ユニットそのものを緊張材ユニットで置換える方法が現実的であると考えた。したがって、その作業手順は表-付 1に示すような6つの工程からなる。

表-付 1 緊張材ユニット置換えの作業手順

工程	作業内容
ホーン鉄筋の抜取り	跡埋めモルタルの撤去 目地カッタ工 ホーン鉄筋の抜取り
カッタ取付治具の設置	治具固定用アンカ孔の施工 治具の設置・固定
定着体設置孔の掘削	コアボーリング コア円周部カッタ
緊張用治具 および PC鋼材の取付け	治具固定用アンカの取付け PC鋼材の挿入および定着体の固定 テンションバーの取付け 治具の固定
緊張材の緊張	緊張材の緊張
緊張用治具の取りはずし	治具の取りはずし

まず、ホーン鉄筋抜取り作業においては、跡埋めモルタルを撤去したあと、目地にカッタを入れてホーン鉄筋を切断して、抜き取る（写真-付 1）。

次に、緊張材ユニットの定着体部を掘削するために必要となるカッタ取付治具を設置したのち、直径160mmのコアボーリングを施してから、周囲にカッタを入れて孔を矩形に整形する（図-付 1）。写真-付 2、写真-付 3に作業状況を示す。

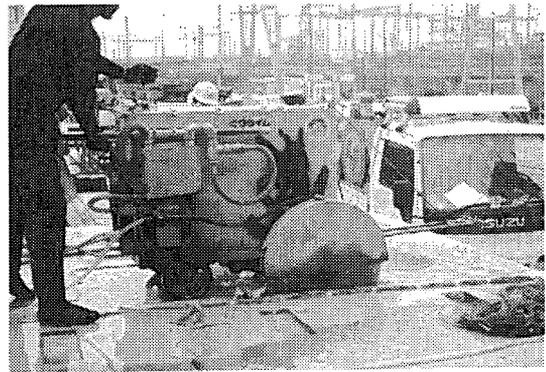


写真-付 1 カッタによるホーン鉄筋の切断

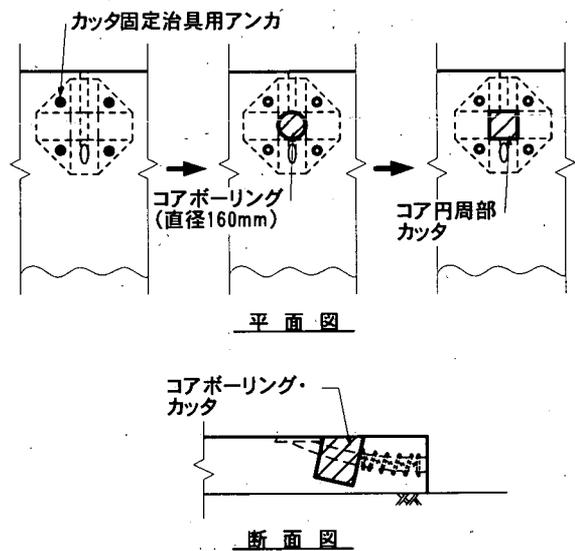


図-付 1 定着体設置孔

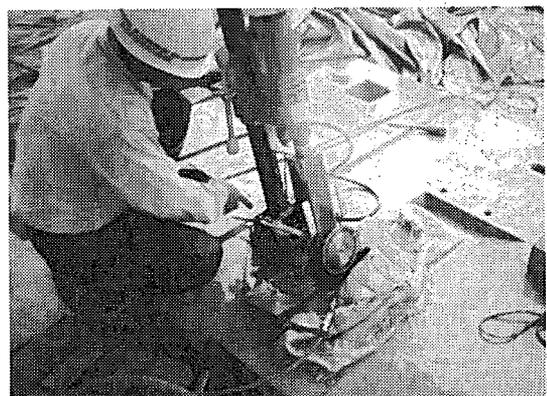


写真-付 2 コア円周部カッタによる定着孔の整形

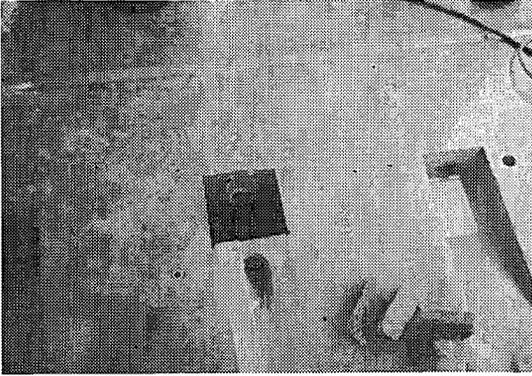


写真-付 3 定着体設置孔

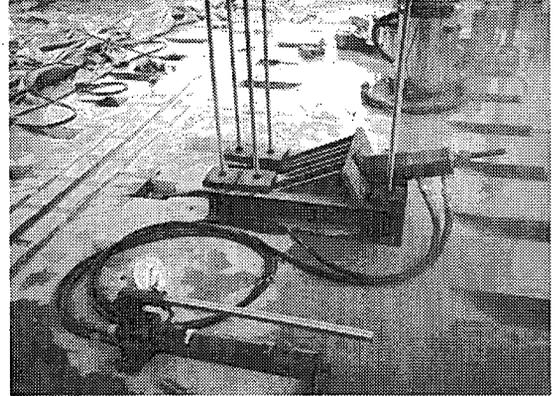


写真-付 5 緊張材の緊張

そして、緊張材挿入、定着体固定後に、緊張用治具を取付けて緊張を行う(図-付 2)。写真-付 4、写真-付 5 に作業状況を示す。これらの作業が終了した後に緊張材用治具を取りはずして終了となる。実際の工事においては、緊張材の緊張前に目地部へのグラウト注入・養生等の作業が必要となる。

以上のように、施工自体はほとんど困難なく行うことが出来たものの、本文中でも述べたように、緊張力を増やすと定着体設置部周囲のPPC版に過大な応力の発生が懸念される。したがって、この方法の実用化を考えた場合、既存のPPC版のホーン鉄筋孔周囲は補強がほとんど施されていないことから、本文中で示したのものよりも緊張材ユニット数を増加させたり、PPC版をまとめるブロックの寸法を小さくするといった工夫により緊張力を制限することが必要となる。この場合、耐久性・耐荷性についても十分に検討を加えなければならないことはいうまでもない。

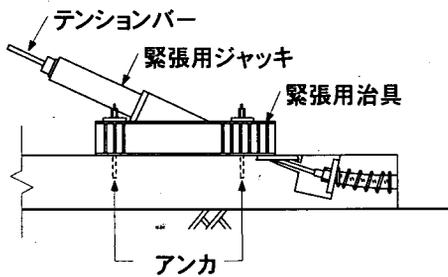


図-付 2 緊張用治具の取付け

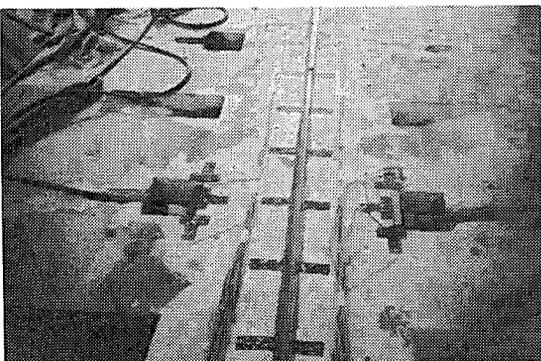


写真-付 4 緊張材の挿入

国土技術政策総合研究所研究報告

RESEARCH REPORT of NILIM

No. 3

December 2001

編集・発行 ©国土技術政策総合研究所

本資料の転載・複写のお問い合わせは

〔〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬3-1-1
管理調整部企画調整課 電話:0468-44-5018〕