

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.67

March 2021

地震により空洞が生じた空港舗装のFWDによる空洞検出と
健全性評価に関する研究

河村 直哉

Study on Void Detection and Soundness Evaluation of Airport Pavement
Immediately after an Earthquake Using FWD

KAWAMURA Naoya

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, Transport and Tourism, Japan

地震により空洞が生じた空港舗装の FWDによる空洞検出と健全性評価に関する研究

河村直哉*

要 旨

地震に見舞われた直後の空港は、緊急物資輸送機等の救援機の拠点として重要な役割を担う。空港管理者は、地震直後の空港の暫定運用として救援機を受け入れるために、空港舗装の点検と点検結果に対する評価を速やかに行い、被害を受けた舗装の応急復旧を行うことが求められる。地震後の空港舗装に現れる変状は主に、ひび割れ、段差および舗装の沈下であるが、2011年の東北地方太平洋沖地震では、液状化に伴う舗装の沈下だけでなく舗装下に空洞が生じることがわかった。空洞が小さい場合などは路面に変状が現れないため、空洞が生じた舗装を救援機が走行すると路面が突発的に陥没し、重大な事故につながる可能性がある。地震により基礎地盤が液状化し、舗装の沈下や非舗装エリアの噴砂痕が確認された場合には、周辺の舗装に空洞が生じていることが疑われるため、地震直後に容易に調達できる調査機器を用いて、空洞の有無や規模等を調べるとともに、救援機の走行可否の判断のための舗装の健全性を評価する必要がある。

本研究の目的は、地震直後の空港において比較的調達しやすいと考えられるFWD (Falling Weight Deflectometer, 重錘落下式たわみ測定装置)を用いて、地震により空港の舗装に生じた空洞の検出と、空洞が生じた舗装の健全性の評価を行い、救援機の走行可否の判断を可能にすることである。そのために本研究では、空港のコンクリート舗装およびアスファルト舗装に生じた空洞をFWDにより検出する方法を検討した。また、空港のコンクリート舗装およびアスファルト舗装に破壊や大きな変形を生じさせる空洞について明らかにし、その空洞とFWDで推定される空洞の範囲の対比にもとづき、空洞が生じた空港舗装の健全性を評価する方法を検討した。

キーワード：空港，地震，空洞，アスファルト舗装，コンクリート舗装，FWD

*空港研究部主任研究官
〒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：046-844-5019 Fax：046-842-9265 e-mail：ysk.nil-kikaku@ml.mlit.go.jp

Study on Void Detection and Soundness Evaluation of Airport Pavement Immediately after an Earthquake Using FWD

KAWAMURA Naoya*

Synopsis

An airport immediately after an earthquake must function as a base for aircraft that carry rescue teams and relief supplies. Airport administrators inspect airport pavement immediately after an earthquake so that they can accept rescue aircraft. Voids are a kind of deformation after an earthquake that occur in or under pavement due to liquefaction of the base ground. Detailed inspection with available equipment is necessary when traces of liquefaction are found by visual inspection because voids that do not generate surface deformation cannot be found by visual inspection.

The purpose of this study is to propose methods for detecting voids and evaluating the structural soundness of pavement with voids by using a falling weight deflectometer (FWD). Proposing methods for detailed inspections conducted after an earthquake contributes to judgement regarding whether or not an airport can accept rescue aircraft.

The author performed FWD tests on concrete pavement and asphalt pavement with voids underneath the concrete slab and the subgrade layer. The indices for void detection were found by analyzing the obtained test data. The applicability of the indices was verified by analysis of multilayer elastic theory and FWD tests conducted on another concrete pavement. Moreover, the author clarified the size of voids that cause bending fractures of concrete slabs or large permanent deformation of asphalt pavement by repeated aircraft loading tests and FEM analysis. As a result of the tests and FEM analysis, the author proposes methods to evaluate the structural soundness of concrete pavement and asphalt pavement with voids.

Finally, the author proposes a flow for detailed void inspection and an evaluation method on the structural soundness of pavement with voids based on the results of experimental and analytical investigations.

Key Words : airport, void, earthquake, asphalt pavement, concrete pavement, FWD

* Senior Researcher of Airport Department
National Institute for Land and Infrastructure Management
Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism
3-1-1 Nagase, Yokosuka, 239-0826 Japan
Phone : +81-46-844-5019 Fax : +81-46-842-9265 e-mail : ysk.nil-kikaku@ml.mlit.go.jp

目 次

1. 序論	1
1.1 研究の背景	1
1.2 研究の目的と概要	3
1.3 本論文の構成と各章の概要	3
2. 既往の研究	6
2.1 液状化に伴い舗装に生じる空洞の特徴に関する研究	6
2.2 FWDを用いた舗装の空洞検出に関する研究	6
2.3 FWDによる空港舗装の健全性評価に関する研究	7
2.4 空洞が生じた舗装の危険性に関する研究	9
2.5 本研究の特色	10
3. FWDを用いた空港コンクリート舗装の空洞検出に関する検討	13
3.1 コンクリート舗装の空洞がFWDのたわみに及ぼす影響の分析	13
3.2 正規化たわみとたわみ時間差の空洞検出指標としての妥当性の考察	17
3.3 正規化たわみとたわみ時間差の空洞検出指標としての適用性の検証	22
3.4 舗装への水の浸透が正規化たわみとたわみ時間差に及ぼす影響の考察	29
3.5 地震後の空港コンクリート舗装における空洞の有無の判定方法	33
3.6 まとめ	37
4. 空港コンクリート舗装に破壊を生じさせる空洞に関する検討	39
4.1 空洞を有するコンクリート舗装における走行試験	39
4.2 コンクリート版に発生した温度応力の推定	44
4.3 コンクリート版に発生した荷重応力の推定	45
4.4 空洞が生じた空港コンクリート舗装の載荷荷重に伴う曲げ破壊の可能性の評価方法の検討	48
4.5 航空機荷重によりコンクリート版に曲げ破壊が生じる空洞の大きさの試算	50
4.6 空洞が生じた地震後の空港コンクリート舗装のFWDによる健全性評価方法の検討	54
4.7 まとめ	56
5. 地震により空洞が生じた空港コンクリート舗装のFWDによる詳細点検に関する提案	58
5.1 FWDによる調査実施箇所	58
5.2 FWDによる調査方法	58
5.3 FWD調査結果の評価について	61
6. FWDを用いた空港アスファルト舗装の空洞検出に関する検討	63
6.1 空洞を有するアスファルト舗装の製作	63
6.2 アスファルト舗装下の空洞がFWDのたわみに及ぼす影響	64
6.3 空洞と載荷地点の位置関係がFWDのたわみに及ぼす影響	69
6.4 地震後の空港アスファルト舗装における空洞の有無の判定方法	70
6.5 まとめ	70

7. 空港アスファルト舗装に変形または破壊を生じさせる空洞に関する検討	72
7.1 空洞を有するアスファルト舗装における走行試験	72
7.2 空洞が生じた空港アスファルト舗装の載荷荷重に伴う破壊に関する解析	78
7.3 空洞が生じた地震後の空港アスファルト舗装のFWDによる健全性評価の検討	88
7.4 まとめ	90
8. 地震により空洞が生じた空港アスファルト舗装のFWDによる詳細点検に関する提案	92
8.1 FWDによる調査実施箇所	92
8.2 FWDによる調査方法	92
8.3 FWD調査結果の評価について	93
9. 結論と本研究成果の展開	95
9.1 得られた知見	95
9.2 本研究成果が地震後の空港運用に及ぼす影響	97
9.3 本研究成果の実務適用上の留意点	97

本報告は、河村直哉の学位論文（東京工業大学 工第 3492 号，令和 2 年 10 月 31 日授与）を国土技術政策総合研究所報告として発行するものである。

1. 序論

1.1 研究の背景

地震に見舞われた直後の空港は、救難活動用のヘリコプターや緊急物資輸送機等の救援機の拠点として重要な役割を担う。国土交通省航空局の「平成 18 年度 地震に強い空港のあり方検討委員会報告¹⁾」では、地震後に緊急輸送の拠点となる空港は、緊急物資や人員等の輸送の受け入れを発災後 3 日以内とすることが提言されており、平成 23 年の東北地方太平洋沖地震後の仙台空港では、発災後 4 日後に救援機の受け入れを開始した²⁾。空港土木施設の管理者（以下、空港管理者）は、地震直後に救援機の受け入れを可能とするために、地震後の限られた時間で空港舗装の点検を行い、被害を受けた舗装の応急復旧を行うことが求められる。

空港舗装の点検については、国土交通省航空局が示す「空港土木施設設計要領（舗装設計編）³⁾」や「空港舗装維持管理マニュアル（案）⁴⁾」等に従うが、これらには、

地震後の舗装の点検に関することはあまり示されていない。加えて、空港管理者の多くは、地震による舗装の被害に関する十分な専門知識を有していないこともあり、地震後の点検とその評価を迅速に行うことが難しい場合がある。空港管理者が舗装の被害を把握し、適切な補修方法を選択するためには、地震後の舗装の点検と点検結果の評価について詳細な指針を作成する必要がある。

空港では一般に、駐機場にコンクリート舗装が採用され、滑走路と誘導路にアスファルト舗装が採用されることが多い（図-1.1）。地震直後にはまず、各種舗装にて目視による緊急点検を行い、変状の有無を確認する⁴⁾。地震による舗装の被害事例（表-1.1）によれば、地震による舗装の主な変状は、段差とそれに伴うひび割れ、基礎地盤の液状化に伴う局所沈下とひび割れ、およびそれ以外のひび割れがある。2011 年の東北地方太平洋沖地震では、液状化に伴い舗装に沈下が生じるだけでなく空洞が生じることが分かった。ひび割れ、段差および沈下は舗装表面に現れ、沈下の原因である液状化の兆候は舗装されていない緑地で噴砂痕として現れる場合があるため、空港管理者はそれらの変状を目視で発見しやすい。その一方で、液状化に起因する舗装の空洞化に関しては、空洞の形成状況によっては舗装が自重で沈下しないため、空洞を見落とすおそれがある。



図-1.1 空港の航空写真⁵⁾（写真に加筆）

表-1.1 地震による空港舗装等の被害事例⁶⁾⁻¹⁰⁾

発生年	地震名	空港名	空港舗装等の被害内容
2000年	鳥取県西部地震	米子空港	・滑走路、誘導路の舗装に多数のひび割れ ・過走帯・着陸帯で液状化
2001年	芸予地震	松山空港	着陸帯で液状化（舗装は被害なし）
2007年	能登地震	能登空港	滑走路、誘導路の舗装で段差と多数のひび割れ
2011年	東北地方太平洋沖地震	仙台空港	・滑走路、誘導路・エプロンの舗装に多数のひび割れ ・誘導路、エプロンで液状化と、舗装の空洞化と沈下
2016年	熊本地震	熊本空港	滑走路、エプロンの舗装に軽微なひび割れ

空洞が生じた舗装では航空機の走行により路面が陥没し、重大な事故に繋がる可能性があるため、施設の安全上、空洞の存在を許容することはない。ただし地震後にあつては、救援機を空港にいち早く受け入れることが、迅速な人命救助と被災地への緊急物資の供給に繋がり、空港が社会的に重要な役割を果たすことになるため、舗装に空洞が生じたとしても規模が小さく、救援機の走行に支障がない状態であれば、救援機を受け入れるという判断が重要になる。したがって、地震後の緊急点検において舗装に空洞の存在が疑われた場合には、その後の詳細点検において、容易に調達できる調査機器を用いて空洞の有無や規模を調べ、救援機の走行可否を判断するために、空洞が生じた舗装の健全性を評価することが必要である。本研究でいう「健全」は「舗装に変状がない状態か、軽微な変状があるものの航空機の走行に支障がない状態」と定義することとし、「空洞が生じた舗装の健全性評価」は、「舗装もしくは路床に空洞が生じてはいるものの、救援機の走行に支障がない状態であることを評価すること」を指す。以降、舗装と路床を合わせて「舗装下」と称す。

空洞の有無と空洞が生じた舗装の健全性の評価に活用できる可能性のある機器としては、表-1.2 が挙げられる。FWD (Falling Weight Deflectometer; 重錘落下式たわみ測定装置、写真-1.1) は、載荷板を介して舗装に衝撃荷重を作用させ、舗装表面のたわみを測定する装置であり、民間の道路会社の多くが保有し全国に配備されているため、地震後の空港において比較的調達しやすい機器であるといえる。FWD は、空港における常時の詳細点検において舗装構造の健全性を調査するために利用されており³⁾、過去には、FWD を用いた空洞の検出が検討された例もある¹¹⁾。FWD は、地震にともない舗装に生じた空洞の有無と、空洞が生じた舗装の健全性を同時に評価できる可能性を有している。

FWD 以外の機器としては、空港施設で使われる車両、電磁波等を利用した非破壊検査機器、および解体調査用

機器が考えられる。

空港施設で使われる車両については、過去に空港用消防車を用いた例がある⁸⁾。当時は、運用再開前に消防車による試走行（ブルーフローリング）を行い、ひび割れを補修した舗装に問題がないことを確認したが、今後、空洞の存在が疑われる舗装においてはブルーフローリングを行い、路面に残留変形が生じるか否かで舗装の健全性を評価するという考えも考えられる。しかしながら、消防車等の車両は航空機と比べて重量が小さいため、実際には航空機の走行で大きな変形や陥没の可能性がある空洞箇所であっても、消防車荷重では舗装表面に残留変形が生じない可能性がある。

地中レーダについては、空洞を検出する機器として有望であるが、専門技術者による空洞の判定結果を空港管理者が画像から識別することは難しい場合があり、空港管理者の各種判断に迷いを生じさせる可能性がある。また、FWD のように、舗装の力学的な応答にもとづいて舗装の健全性を定量的に評価できない。

以上で示した各種機器の特徴を踏まえると、空洞の存在が疑われる地震後の空港舗装の詳細点検においては、FWD を用いることが最も有望であり、図-1.2 に示す地震後の点検フローの中で FWD を用いるためには、FWD により、空洞の検出と空洞が生じた舗装の健全性の評価を可能にする必要がある。



写真-1.1 FWD

表-1.2 被災直後に調達できる可能性のある機器

候補機器の用途	舗装表面のたわみ測定装置	空港施設内で使われる車両	電磁波等を用いた非破壊検査機器	解体調査用機器
	例: FWD	例: 消防車 (ブルーフローリング)	例: 地中レーダ	例: コアカッター (コア採取)
空洞の検出	△	-	○	△ (連続的に把握できない)
舗装構造の健全性評価	○	△ (載荷重が小さく、不十分な可能性)	-	-

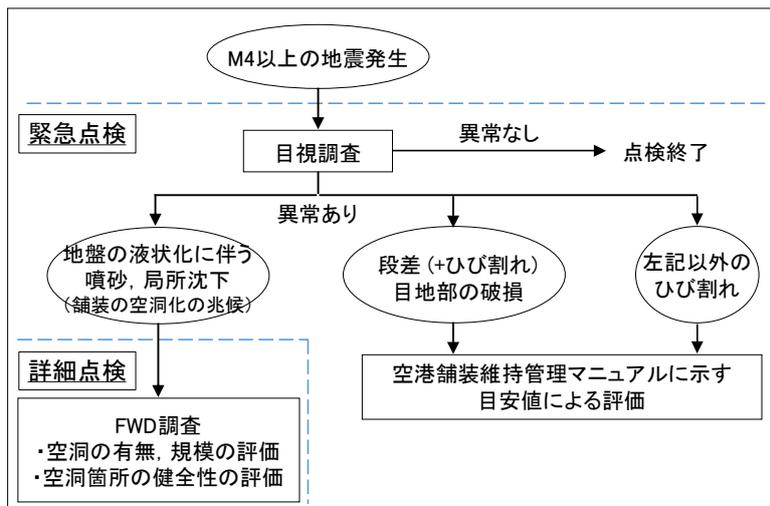


図-1.2 地震後の空港舗装における点検フローのイメージ

1.2 研究の目的と概要

前節の背景を踏まえて本研究の目的は、FWDを用いて、地震により空港舗装に生じた空洞の検出と空洞が生じた舗装の健全性の評価を行い、救援機の走行可否の判断を可能にすることであり、それに資する、空洞が生じた空港舗装のFWDによる詳細点検の方法と点検結果の評価方法を提案することである。

そのために本研究では、空港のコンクリート舗装およびアスファルト舗装に生じた空洞をFWDにより検出する方法を検討する。また、空港のコンクリート舗装およびアスファルト舗装に破壊や大きな変形を生じさせる空洞について明らかにし、その空洞とFWDで推定される空洞の範囲の対比にもとづき、空洞が生じた空港舗装の健全性を評価する方法を検討する。

1.3 本論文の構成と各章の概要

本論文は、1～9章の全9章から構成される。本論文の検討フローを図-1.3に示す。

第1章「序論」では、本研究の背景、本研究の目的と概要、本論文の構成と各章の概要を述べている。

第2章「既往の研究」では、液状化に伴い舗装に生じる空洞の特徴に関する既往の研究、FWDを用いた舗装の空洞検出に関する既往の研究、および空洞が生じた舗装の健全性の評価に関する既往の研究についてとりまとめている。空洞が生じた舗装の健全性の評価に関する既往の研究については、FWDによる空港舗装の健全性評価に関する既往の研究、および空洞が生じた舗装の危険性に関する既往の研究についてとりまとめている。最後に既往の研究を踏まえて本研究の特色について述べている。

第3章「FWDを用いた空港コンクリート舗装の空洞検出に関する検討」では、空洞が生じた空港と港湾のコンクリート舗装においてFWD調査を実施し、コンクリート版下の空洞が舗装の応答に及ぼす影響を分析するとともに、波動伝播理論にもとづく解析的検討を行っている。その結果に基づき、空洞を検出する指標として、正規化したたわみ（載荷板中心の最大たわみに対する、載荷板中心から離れた位置の最大たわみの比）とたわみ時間差（載荷板中心と離れた位置のたわみが最大となる時間差）の2指標を提示している。また、地震後の限られた時間の中で、上記2指標にもとづく空洞の有無の判定方法について提案している。

第4章「空港コンクリート舗装に破壊を生じさせる空洞に関する検討」では、空洞を有するコンクリート舗装を製作し、航空機荷重による繰返し走行試験を行い、載荷重に対する舗装の挙動を調査している。調査結果にもとづき、航空機荷重によりコンクリート版に曲げ破壊が生じる可能性を評価する方法として、空洞が生じた舗装の荷重応力をFEMの弾性解析で推定し、それに温度応力を足した値をコンクリート版の曲げ強度と比較する方法を提案している。また、提案した方法を用いて、航空機荷重により空港コンクリート舗装に曲げ破壊が生じる空洞の大きさを試算している。試算結果と、FWDにより推定される空洞の大きさの対比にもとづき、空洞が生じたコンクリート舗装の健全性の評価方法を検討している。

第5章「地震により空洞が生じた空港コンクリート舗装におけるFWDを用いた詳細点検に関する提案」では、第3章と第4章で得られた結果を踏まえて、FWDを用いた空洞の検出や健全性の評価など、空洞が生じた空港コ

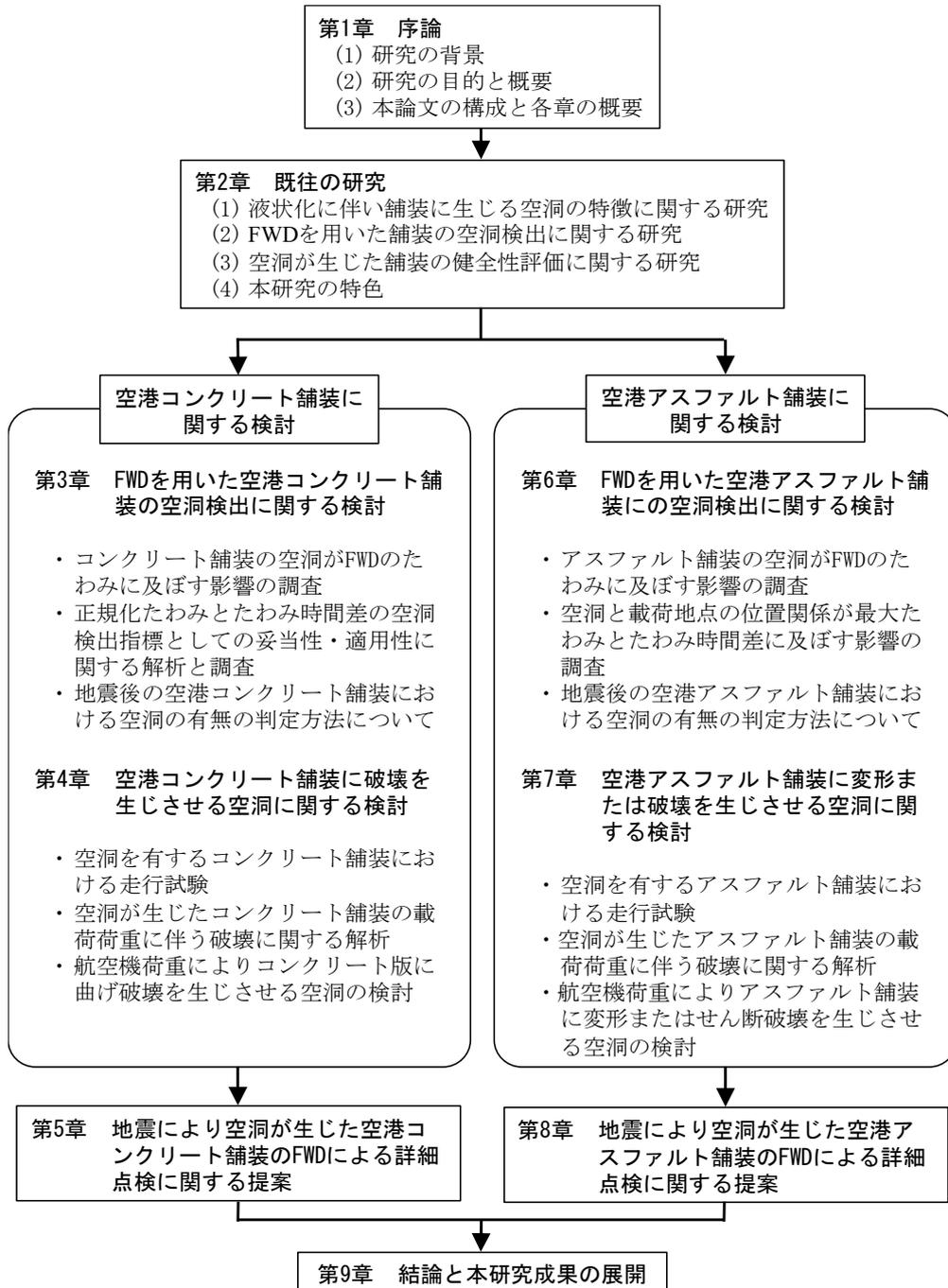


図-1.3 本論文の検討フロー

ンクリート舗装における FWD を用いた詳細点検とその評価方法について提案している。

第6章「FWDを用いた空港アスファルト舗装の空洞検出に関する検討」では、空洞を有するアスファルト舗装を製作し、空洞の存在が FWD のたわみに及ぼす影響、および空洞と載荷板の位置関係が FWD のたわみに及ぼす影響を調査している。調査結果にもとづき、アスファルト舗装における空洞検出指標として、最大たわみとたわ

み時間差の2指標を提示している。また、載荷板が空洞の直上にある場合には、最大たわみが大きくなるとともに、たわみ時間差が小さくなり、載荷板が空洞よりも外側にある場合には、たわみ時間差が小さくなることを明らかにしており、上記2指標を用いることにより、空洞のおおよその位置と広がり把握できる可能性を示している。さらに、地震後の限られた時間の中で、上記2指標にもとづく空洞の有無の判定方法について提案してい

る。

第7章「空港アスファルト舗装に変形または破壊を生じさせる空洞に関する検討」では、空洞を有するアスファルト舗装を製作し、航空機荷重と消防車荷重による繰返し走行試験を行い、載荷重に対する舗装の挙動を調査している。調査結果にもとづき、航空機の走行により路面に変形や陥没を招く可能性のある空洞の大きさについて検討している。また、路盤と路床を弾完全塑性体とするFEM解析を行い、航空機荷重により舗装にせん断破壊が生じさせる可能性のある空洞の大きさについて検討している。得られた結果にもとづき、路床に存在する幅0.1mよりも大きい空洞を検出するためのFWDの載荷地点の間隔など、空洞が生じたアスファルト舗装のFWDによる健全性の評価方法を検討している。

第8章「地震により空洞が生じた空港アスファルト舗装におけるFWDを用いた詳細点検に関する提案」では、第6章と第7章で得られた結果を踏まえて、FWDを用いた空洞の検出や健全性の評価など、空洞が生じた空港アスファルト舗装におけるFWDを用いた詳細点検とその評価方法について提案している。

第9章「結論と本研究成果の展開」では、以上の知見を総括して本論文の結論を示すとともに、本研究成果が地震後の空港運用に及ぼす影響と本研究成果の実務適用上の留意点について言及している。

1章の参考文献

- 1) 国土交通省航空局：地震に強い空港のあり方検討委員会報告，
http://www.mlit.go.jp/kisha/kisha07/12/120427_.html，
2007。（2020年10月確認）
- 2) 坪川将丈，水上純一，畑伊織，前川亮太：平成23年（2011年）東北地方太平洋沖地震による仙台空港の舗装に関する被害報告，国土技術政策総合研究所資料，No. 680, pp. 1-20, 2012.
- 3) 国土交通省航空局：空港土木施設設計要領（舗装設計編），
https://www.mlit.go.jp/koku/koku_tk9_000019.html，
2020。（2020年10月確認）
- 4) 国土交通省航空局：空港舗装維持管理マニュアル（案），
https://www.mlit.go.jp/koku/koku_tk9_000019.html，
2020。（2020年10月確認）
- 5) 国土地理院ウェブサイト：
<https://mapps.gsi.go.jp/maplibSearch.do#1>。（2020年10月確認）
- 6) 井合進，他13名：平成12年（2000年）鳥取県西部地震による港湾施設等の被害報告，港湾空港技術研究所資料，No.1015, pp. 105-106, 2001.
- 7) 森伸一郎，門脇慶典：2001年芸予地震における液状化調査，第37回地盤工学研究発表会，E-08, 2002.
- 8) 田村敬一，他55名：平成19年（2007年）能登半島地震被害調査報告，国土技術政策総合研究所資料，No. 438, pp. 1-243, 2008.
- 9) 坪川将丈，水上純一，畑伊織，前川亮太：東北地方太平洋沖地震による仙台空港の舗装被害，土木学会論文集E1（舗装工学），Vol. 68, No. 3, pp. I_123-I_129, 2012.
- 10) 野津厚，他14名：平成28年（2016年）熊本地震による港湾施設等被害報告，国土技術政策総合研究所資料No. 1042・港湾空港技術研究所資料No. 1348, pp. 40-46, 2018.
- 11) 八谷好高，佐藤勝久，田中孝士：コンクリート舗装構造の非破壊評価法の開発ーフォーリングウェイトデフレクトメーターによる，港湾技術研究所報告，Vol.26, No.2, pp. 465-492, 1987.

2. 既往の研究

2.1 液状化に伴い舗装に生じる空洞の特徴に関する研究

瀬良ら¹⁾は、2011年の東北地方太平洋沖地震後に、地盤の液状化が発生した東京湾岸部の道路舗装において空洞探査を行い、液状化に伴い舗装に生じる空洞の特徴を整理している。その結果、平面的な空洞の大きさは、最大で100m²近かったが、そのほとんどは10m²以下であり、平均値は2.38m²であったことを示している。空洞の深さについては、空洞上端の深さの平均値が下層路盤の深さ、すなわち、多層構造である舗装の層間に位置したことを示している。液状化に伴う空洞の上端が舗装の層間付近となる傾向は、秋葉ら²⁾によっても確認されている。

空港舗装においては、2011年の東北地方太平洋沖地震後の仙台空港において調査が行われており³⁾、空洞は、コンクリート舗装の最上層であるコンクリート版の直下に生じたことが確認されている。当該箇所が生じた空洞の平面的な大きさは明らかにされていないが、舗装表面の沈下と目視で確認されたひび割れ状況からすると、大きいものでは1枚のコンクリート版の大きさ(約60m²)を超えていたことが推察される。

沈下や陥没に繋がる空洞の特徴については、既往の研究で明らかにされていない。アスファルト舗装では、約16m²の空洞上で路面の沈下が確認されているが、それよりも小さい空洞上で路面の沈下が生じていない場合もある⁴⁾。後述3章で調査対象とした港湾コンクリート舗装においては、コンクリート版直下の空洞が50m²に広がる場所において、舗装表面の沈下が確認されている。

以上の知見を踏まえると、FWDの検出対象となる空洞の平面的な大きさは、約100m²以下になる。ただし、コンクリート舗装では50m²程度を超える空洞、アスファルト舗装にあつては約16m²を超える空洞の場合には、舗装表面に沈下やひび割れ等の変状が生じ、FWDによる詳細点検の前段である目視点検で見える可能性がある。

2.2 FWDを用いた舗装の空洞検出に関する研究

(1) FWDについて

図-2.1にFWDの荷重機構の概念図を示す。FWDには重錘が搭載されており、所定の高さから重錘を落下させ荷重板等を介して舗装に衝撃荷重を与える。荷重により発生した舗装表面の動的なたわみは、荷重板中心と、荷重板中心から200mm～2,500mmの位置に配置されたたわみ検出器(以下、検出器)を路面に接地させて計測される。本研究に用いるFWDは車載型であり、検出器は速

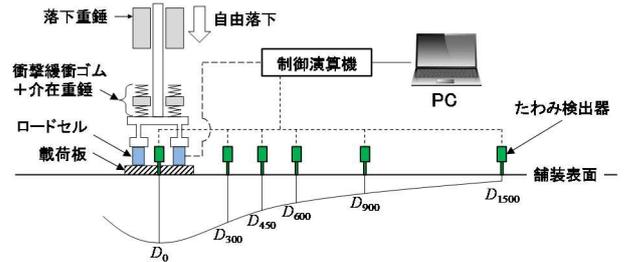


図-2.1 FWDの荷重機構の概念図

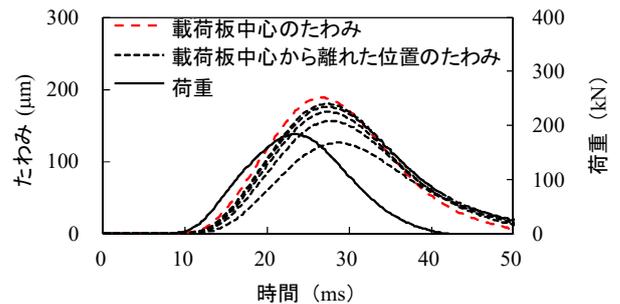


図-2.2 FWDで得られるデータの例

度計(精度は測定値に対して±2%)である。計測後は荷重機構を車内に格納し、次点に移動する。1つの荷重点での調査時間は約2分である。

図-2.2には、FWDで得られるデータの例を示す。舗装構造の健全性の評価のために、荷重板中心のたわみの最大値(最大たわみ D_0)がよく用いられる^{4),5),6)}。その他には、荷重板中心から離れた位置の検出器で計測したたわみの波形を用いて逆解析を行い、舗装各層の弾性係数を推定することも行われる^{7),8),9)}。

(2) 空洞が生じたコンクリート舗装における研究

八谷ら¹⁰⁾は、様々な大きさの空洞が生じたコンクリート試験舗装でFWD調査を行い、空洞幅が大きくなるほど、荷重板中心の最大たわみ(以下、 D_0)が大きくなる傾向を実験的に示し、その後、岸良ら¹¹⁾およびChenら¹²⁾は、その傾向を解析的に確認している。

上記の傾向に着目して、空洞の有無や空洞の大きさを推定しようとする研究も行われている。亀山ら¹³⁾およびShengら^{14),15)}は、解析的もしくは理論的にたわみを求め、実測の D_0 が解析的もしくは理論的に求められたたわみを超えるか否かで空洞の有無を推定する方法を提案している。Galalら¹⁶⁾は、空洞箇所と非空洞箇所の D_0 を比較して空洞の有無を推定しようとしている。一方、八谷ら¹⁷⁾は、空洞箇所と非空洞箇所の D_0 の比と空洞幅の関係性をもとに、空洞の有無のみならず空洞の幅を推定する方法を提案している。

(3) 空洞が生じたアスファルト舗装における研究

空洞が生じたアスファルト舗装において FWD 調査を実施した例は少ない。確認できる調査事例のほとんどは、2011年の東北地方太平洋沖地震で被災した道路舗装におけるものである。竹内ら¹⁸⁾、田辺ら¹⁹⁾、城本ら²⁰⁾および Kawana²¹⁾は、空洞が疑われる位置、空洞と確認された位置、または模擬空洞を設けた位置における D_0 が、空洞のない位置における D_0 よりも大きくなることを示したうえで、層厚のばらつきや測定値の誤差を考慮した D_0 の上限値を設定し、上限値を超えた場合には空洞があるとする方法を提案している。ただし、 D_0 は、同一舗装断面であっても構成材料や層厚のばらつきに起因してばらつくことから²²⁾、城本ら²⁰⁾は、空洞の有無の情報が事前に得られていない状況では D_0 のみでの空洞検出は困難であると指摘しており、FWD と地中レーダを併用して空洞の有無を推定することを提案している。また、城本ら²⁰⁾の結果によると、空洞の位置が表面から 1.0m と比較的深い場合には、設定した上限値を超えないことがあり、空港舗装のように路床が表面から 1.0m 以上である構造で、路床に空洞が生じた場合には、 D_0 では空洞と判定できない可能性がある。

秋葉ら²⁾も 2011年の東北地方太平洋沖地震後の道路舗装において FWD 調査を実施しており、地中レーダにて空洞の可能性を有する反射像（以下、異常信号）が確認された位置の D_0 について整理しているが、異常信号が確認された場所において D_0 が必ずしも大きくなるわけではないことを報告している。

(4) まとめ

本節で示した、コンクリート舗装およびアスファルト舗装における FWD を用いた空洞検出に関する既往の研究では、空洞の存在により舗装の支持力が低下し D_0 が大きくなることに着目して空洞の有無や空洞の大きさを判

定することを検討している。 D_0 はばらつきが大きいことや、空洞の発生条件、例えば空洞の深さによっては空洞がない健全部と同等の値となり、空洞があるという判定にならない場合があることから、 D_0 が空洞の検出指標として必ずしも最適ではないと考えられる。一方、 D_0 以外の指標についてはこれまでに検討がなされておらず、検討の余地を残している。

2.3 FWDによる空港舗装の健全性評価に関する研究

(1) FWDによる空港コンクリート舗装の健全性評価について

空港コンクリート舗装での FWD 調査は、図-2.3 に示す 1 データユニットにつき 1 枚のコンクリート版内の 1 地点で実施することを標準としており²³⁾、FWD の載荷地点は、航空機の車輪の載荷頻度が高い位置の横目地部（航空機進行方向と直交する目地）としている。横目地部では載荷板を図-2.4 のように設置し、舗装の構造評価には式(2.1)の荷重伝達率を用いる²³⁾。空港では荷重伝達率が 85%以下の場合、構造上問題のある可能性があるとして

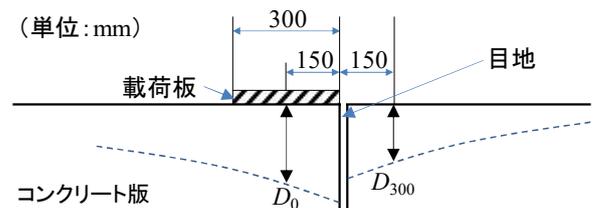


図-2.4 目地部での FWD の載荷板設置位置

$$E'_{ff} = \frac{D_{300}}{(D_0 + D_{300})/2} \times 100 \quad (2.1)$$

ここに、

E'_{ff} : 荷重伝達率 (%) , D_0 : 載荷板中心の最大たわみ, D_{300} : 載荷板中心から 300mm の検出点での最大たわみ

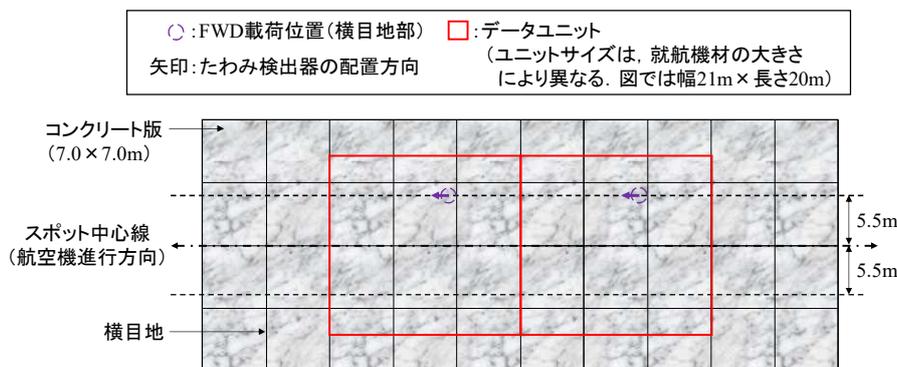


図-2.3 空港舗装の FWD 調査における載荷位置

いる。

坪川ら²⁴⁾は、空洞の存在に起因して沈下が生じた空港コンクリート舗装において FWD 調査を実施しているが、多くの横目地部の荷重伝達率は 85%を超えていたことを報告している。八谷ら¹⁰⁾も空洞を有するコンクリート舗装の荷重伝達率を調査しており、同様の結果を報告している。コンクリート舗装内に空洞が存在していても、目地部のダウエルバーが損傷していない場合には、載荷板側と非載荷板側のたわみの両方が大きくなり、荷重伝達率は高くなる。そのため、空洞が生じたコンクリート舗装の場合には、荷重伝達率は舗装の健全性評価の指標として適切でないと考えられる。

坪川ら³⁾は、理論的に発生しうるたわみを解析的に求め、コンクリート舗装の中央部における FWD 調査で得られた D_0 と比較している。その結果では、沈下が確認されたコンクリート舗装の D_0 は相対的に大きくなることが確認されている。空洞が生じたコンクリート舗装では、 D_0 を舗装の構造評価の指標として用いることが考えられる。舗装の構造評価指標である D_0 は、2.2 で記載した通り、その値が大きく舗装の支持力が低下していることをもって空洞があるという考えにもとづき、空洞の検出指標としても検討されている。

なお、 D_0 が相対的に大きくないものの空洞が検出された場合の健全性の評価は、検討されていない。また、空港舗装における FWD の載荷地点は、図-2.3 に示した 1 データユニットにつき 1 地点を標準としているが、載荷地点を設定していないコンクリート版下に空洞が生じた場合や、載荷地点を設定したものの載荷地点が空洞上にない場合には空洞を発見することは難しいと考えられ、地震後における載荷地点数としては不十分である。空洞が生じた舗装での載荷地点についても検討されていない。

(2) FWDによる空港アスファルト舗装の健全性評価について

空港アスファルト舗装での FWD 調査もコンクリート舗装と同様に、表-2.1 に示すデータユニットごとに 1 地点を標準としている²³⁾。舗装の構造評価では、理論上生じうるたわみ（以下、理論たわみ）に対する実測のたわみの比である“たわみ比”を用いる²³⁾。理論たわみは、FWD 荷重相当の静的荷重を載荷した時の舗装表面に生じるたわみ（規準たわみ）を多層弾性理論にもとづき計算するものであり、調査位置ごとの舗装構造をモデル化し、多層弾性解析プログラム GAMES により求める。たわみ比が 1.0 を超えた場合には、舗装に何らかの構造的な問題がある可能性があるとして評価する。

表-2.1 滑走路・誘導路・エプロンのデータユニットサイズ

就航機材	データユニットサイズ
大型ジェット機が就航する空港	幅21m×長さ30m
中小型ジェット機が就航する空港	幅14m×長さ45m
プロペラ機および小型機のみが就航する空港	幅7m×長さ90m

表-2.2 空洞に関する FWD 調査による健全性評価のイメージ

		D_0	
		解析たわみ以上	解析たわみ未満
空洞	あり	健全でない	明らかでない
	なし	健全でない	健全

過去の空港舗装における調査では、ひび割れ近傍部など舗装に構造的な問題が生じた場所において、たわみ比が 1.0 を超えることが確認されており²⁴⁾、たわみ比による舗装構造の評価の有効性は既に示されている。しかしながら、コンクリート舗装と同様に、空洞が検出された地点において、たわみ比が 1.0 未満の場合の健全性の評価については検討されていない。また、データユニットごとに載荷地点が 1 つでは、載荷地点数としては不十分であると考えられる。

(3) まとめ

以上をまとめると、空洞が生じた空港舗装に関する FWD を用いた健全性評価は、理論的もしくは解析的に求めるたわみと、調査で得られる D_0 とを比較することにより行うことが考えられる。ただし、場合によっては時間の制約が厳しく解析の実施が難しいことも考えられ、その場合には、目視で健全と考えられる場所との相対比較になる。

表-2.2 に健全性の評価のイメージを示す。調査で得られる D_0 が大きければ、空洞の有無に関わらず健全でないとして判定し、空洞が検出されず D_0 も小さい場合については、健全であると判定できる。その一方で、空洞が検出されたものの、 D_0 が小さい場合については、健全性の評価は明らかでなく、このような場合の評価について検討された例はない。考える評価方法としては、空洞が連続して検出された FWD の載荷地点間の距離を空洞の大きさとみなし、それが、救援機の走行により舗装に陥没等を

生じさせる空洞よりも大きければ(図-2.5), 健全でないと評価することが考えられる. この評価を可能とするためには, 舗装に破壊もしくは大きな変形を生じさせる空洞の大きさをあらかじめ明らかにしておき, それにもとづき FWD の載荷地点の間隔を設定することが考えられる.

2.4 空洞が生じた舗装の危険性に関する研究

(1) コンクリート舗装における研究

空洞が生じた舗装における FWD 調査の事例は 2.2 で記載した通り, いくつかあるものの, 空洞が生じた舗装の破壊形態や破壊過程について研究した例はあまりなく, どの程度の空洞が生じた舗装で陥没が生じる危険性があるのかよくわかっていない.

岸良ら¹¹⁾は三次元 FEM を用いて空洞を有するコンクリート舗装をモデル化し, 自動車荷重の載荷に伴うコンクリート版下面の応力を解析しており, 空洞の存在により応力は大きくなり, それに伴い疲労に伴う舗装の破壊が早まることを示唆している. 繰返し走行荷重による路盤の塑性変形²⁵⁾や雨水による路盤のエロージョン²⁶⁾が発

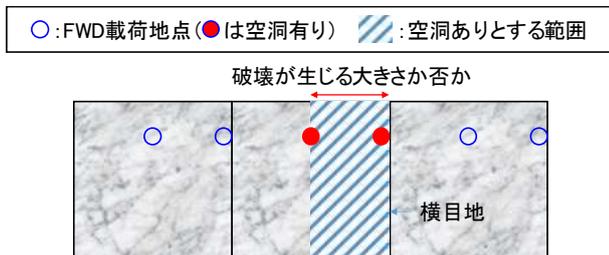


図-2.5 FWDにより推定された空洞の範囲と破壊の可能性のある空洞の大きさイメージ

生じたコンクリート版下の空隙について, 竹内ら²⁷⁾はその空隙がコンクリート版に及ぼす影響を検討しており, 空隙の存在でコンクリート版下面の応力が大きくなるため, 空隙は疲労破壊に影響することを報告している.

空洞が生じれば載荷重に伴い発生するコンクリート版の応力が大きくなるため, 疲労に伴う破壊の発生が設計当初の想定よりも早まると考えられるが, 空洞の大きさによっては, コンクリート版下に過大な応力が発生し, 曲げ破壊が生じる可能性もある. 空洞の大きさが舗装の健全性に及ぼす影響を評価するためには, 空洞が生じた舗装が航空機荷重により, どのように破壊するかを把握することが重要である. しかしながら, 空洞が生じた舗装の破壊に着目した研究は少なく, 航空機荷重の載荷に伴う破壊を対象とした研究は著者の知る限りこれまでにない.

(2) アスファルト舗装における研究

アスファルト舗装では, 空洞が生じた舗装の陥没の危険性を検討した例がある^{28), 29)}.

国土交通省北陸地方整備局が示す「空洞判定実施方針(案)²⁸⁾」においては, 地中レーダで空洞探査を行うことを前提として, 地中レーダで検出された空洞の広がり(短軸)と深さを, アスファルト舗装の路面が陥没する可能性の評価基準(図-2.6)と照らし合わせ, アスファルト舗装の危険性を判定し, その後のスコープ調査や応急補修などの実施が検討される²⁹⁾. 図-2.6は, 地中レーダで検出された空洞の広がり(短軸)と深さにもとづき陥没の危険度を3ランクに分けて評価するものであるが, 想定する荷重は自動車荷重である. また, 危険度の大小の設定根拠は, 「舗装厚 0.3m に対して, 空洞の広がり(短軸)は 1.5m 以上

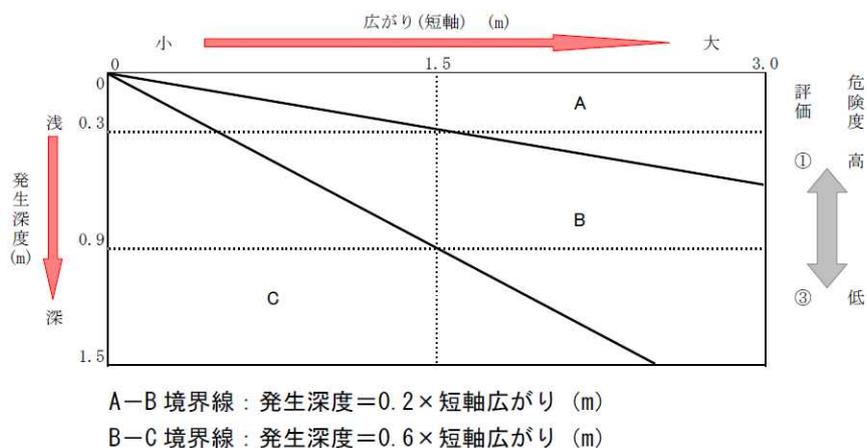


図-2.6 路面陥没発生の可能性評価図²⁸⁾

となった場合に危険度が高くなる」という経験にもとづく主観的なものであり、空洞が生じた舗装の破壊機構が必ずしも考慮されたものではないと考えられる。

秋葉らは²⁾、アスファルト混合物層の厚さと、地中レーダで得られる異常信号の幅に応じて、その舗装箇所の危険度の大小を評価する方法を提案している。この方法は、7～8月の舗装の状態のアスファルト混合物層が疲労により早期に破壊することを前提としたものであり、破壊基準を、軸荷重 49kN によりアスファルト混合物層（弾性係数を 800～1,000N/mm²）の下面に 300μ 以上のひずみ（比較的早期に疲労破壊が生じる大きさのひずみ）が発生することとしている。この破壊基準にもとづいてアスファルト混合物層の厚さと異常信号幅の関係を解析的に求めている。

住吉ら³⁰⁾は、空洞が生じたアスファルト試験舗装において、FWD 荷重を繰り返し作用させ、舗装表面に発生する最大たわみの経時変化を調査している。空洞が生じた実舗装の軸荷重に対する応答を評価した数少ない事例ではあるが、舗装の沈下や陥没等の破壊まで再現するに至っていない。

空洞が生じたアスファルト舗装の健全性を評価するためには、前項のコンクリート舗装と同様に、空洞の大きさと深さがアスファルト舗装の軸荷重に伴う破壊にどの程度影響するかを明らかにしておく必要がある。空洞が

生じたアスファルト舗装の軸荷重に伴う破壊に着目した研究は少なく、航空機荷重の軸荷重に伴う破壊に関する研究に関しては著者の知る限りこれまでにない。

2.5 本研究の特色

既往の研究を踏まえて本研究の対象を図-2.7 に示し、以下に本研究の特色を記載する。

本研究の特色は、地震後の空港舗装で空洞の存在が疑われる状況において FWD を用いて空洞を検出するために、これまでに提案された空洞検出指標である D_0 以外の新たな指標を提案することである。

また、 D_0 は相対的に大きくないが空洞が検出された地点における救済機の走行可否を判定することを可能とするために、舗装に破壊や大きな変形を生じさせる可能性のある空洞の大きさについて検討し、その結果と FWD で推定される空洞の大きさの対比にもとづき、地震により空洞が生じた空港舗装の健全性を評価する方法を提案することも本研究の特色である。

2章の参考文献

- 1) 瀬良良子, 小池豊, 桑野玲子, 桑野二郎; 東日本大震災液状化箇所における路面下空洞の特徴と発生メカニズム, 地盤工学ジャーナル, Vol. 9, No. 3, pp. 323-339, 2014.

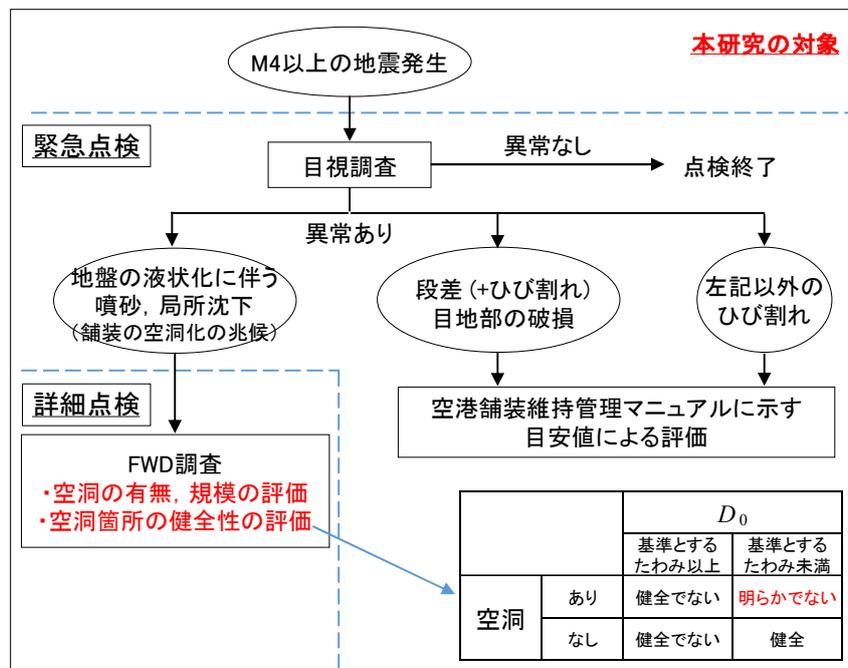


図-2.7 地震後の空港舗装における点検フローにおける本研究の対象

- 2) 秋葉正一, 城本政一, 加納陽輔, 島崎勝, 佐藤克己: 地中レーダーと FWD 試験を併用した舗装診断に関する一考察—市街地道路に対する簡易評価手法の検討—, 地盤工学ジャーナル, Vol. 10, No. 2, pp. 317-328, 2015.
- 3) 坪川将丈, 水上純一, 畑伊織, 前川亮太: 平成 23 年 (2011 年) 東北地方太平洋沖地震による仙台空港の舗装に関する被害報告, 国土技術政策総合研究所資料, No. 680, pp. 1-20, 2012.
- 4) 川村和将, 神谷恵三: 東名高速道路の舗装健全度に関する一考察, 土木学会論文集 E1 (舗装工学), Vol. 72, No.3, pp. I_47-I_52, 2018.
- 5) 川名太, 前川亮太, 鈴木紀慶: FWD 試験による栈橋上の舗装構造評価のための基礎的検討, 土木学会舗装工学論文集, Vol. 15, pp. 193-199, 2010.
- 6) 渡邊一弘, 増戸洋幸, 篠塚正則, 上島壮: 短い測定間隔による修繕前後の FWD 構造評価結果, 土木学会論文集 E1 (舗装工学), Vol.72, No.3, I_177-I_185, 2016.
- 7) 村上由貴, 竹内康, 小梁川雅, 牧恒雄, 谷口聡: FWD データを用いたコンクリート舗装の構造評価に関する研究, 土木学会舗装工学論文集, Vol. 8, pp. 163-172, 2003.
- 8) 安倍隆二, 田高淳, 松井邦人, 久保裕一: FWD たわみデータを用いた逆解析による舗装の構造評価に関する検討, 土木学会舗装工学論文集, Vol. 12, pp. 31-38, 2007.
- 9) 石田健悟, 水野卓哉, 西澤辰男: FWD たわみの逆解析に基づいたアスファルト舗装補修工法の寿命評価, 土木学会論文集 E1 (舗装工学), Vol. 70, No.3, pp. I_145-I_150, 2014.
- 10) 八谷好高, 佐藤勝久, 田中孝士: コンクリート舗装構造の非破壊評価法の開発—フォーリングウェイトデフレクトメーターによる, 港湾技術研究所報告, Vol.26, No.2, pp. 465-492, 1987.
- 11) 岸良竜, 石田征男, 亀山修一, 中塚将志: 路面下空洞を有するコンクリート舗装の構造性能に関する解析的検討, 土木学会第 70 回年次術講演会, V-367, 2015.
- 12) Chen, N., Yu, Yongyan., and He, H.: Mechanical Response of Voiding Cement Pavement under Load, Earth and Environmental Science, Vol. 186, pp.1-5, 2018.
- 13) 亀山修一, 岸良竜, 城本政一, 平川一成, 路面下空洞を有するコンクリート舗装の探査技術に関する研究, 舗装, Vol. 53, No.2, pp. 16-20, 2018.
- 14) Sheng, Z., Jia, X. and Xiaojun, Z. : Analysis on criterion for void identifying under cement concrete pavement corner, In: New Technologies in Construction and Rehabilitation of Portland Cement Concrete Pavement and Bridge Deck Pavement, pp. 125-132, 2009.
- 15) Sheng, Z., Jian, Z., Xian-Yong, G. and Jin-Ping, Xiao. : Computational Method for Determining Voids Under Concrete Slabs Through FWD Deflections, Geo-Frontiers, pp. 2822-2830, 2011.
- 16) K. Galal, and L. Whiteley-Lagace: FWD/HWD Void Detection Beneath Concrete, Pavements or Overlaid Concrete Pavements, pp. 1-20, 2010.
- 17) 八谷好高, 坂井典和, 廣田道紀, 高橋修: 200kN 荷重の FWD による空港コンクリート舗装の非破壊構造, 土木学会舗装工学論文集, Vol.4, pp. 199-208, 1999.
- 18) 竹内康, 林寛親, 岡澤宏, 城本政一, 緑川兼広: 福島県沿岸部における小型 FWD を用いた簡易な路面下空洞評価方法の検討, 農業農村工学会大会講演会講演要旨集, Vol. 2012, pp. 884-885, 2012.
- 19) 田辺政人, 城本政一, 竹内康, 岡澤宏, 緑川兼広: 小型 FWD を用いた簡易な路面下空洞調査法に関する検討, 農業農村工学会大会講演会講演要旨集, Vol. 2013, pp. 820-821, 2013.
- 20) 城本政一, 青木政樹, 竹内康: 小型 FWD と地中レーダーを併用した路面下空洞調査方法に関する検討, 土木学会論文集 E1 (舗装工学), Vol. 69, No. 3, pp. I_167-I_173, 2013.
- 21) F. Kawana, K. Kubo, N. Ueda, Y. Takeuchi, K. Matsui: Study of the cavity problem under the pavement caused by the earthquake in 2011, ISAP conference 2014, pp. 419-426, 2014.
- 22) FWD 研究会: 2000 年度報告書「FWD に関する研究」, 2000.
- 23) 国土交通省航空局: 空港土木施設設計要領 (舗装設計編), https://www.mlit.go.jp/koku/koku_tk9_000019.html, 2020. (2020 年 10 月確認)
- 24) 坪川将丈, 水上純一, 畑伊織, 前川亮太: 東北地方太平洋沖地震による仙台空港の舗装被害, 土木学会論文集 E1 (舗装工学), Vol. 68, No. 3, pp. I_123-I_129, 2012.
- 25) 竹内康, 小梁川雅, 西澤辰男, 木村慎: 路盤の経年変形がコンクリート舗装の疲労破壊に及ぼす影響, 土木学会舗装工学論文集, Vol.3, pp. 93-100, 1998.
- 26) 福田正: コンクリート舗装の設計法に関する研究の現状, 土木学会論文集, Vol.396, pp. 9-15, 1988.

- 27) 竹内康, 西澤辰男, 小梁川雅, 遠藤桂: 繰返し載荷によるコンクリート舗装粒状路盤の塑性変形解析法, 土木学会舗装工学論文集, Vol. 10, pp. 161-168, 2005.
- 28) 北陸地方整備局北陸技術事務所: 空洞判定実施方針(案), pp. 1-15, 2012.
- 29) 岡田栄治: 路面下空洞調査の実施状況報告, 国土交通省国土技術研究会論文集, pp. 25-30, 2013.
- 30) 住吉卓, 橋原正周, 大石雅登: 路面下空洞での繰返し載荷実験, 東京都土木技術支援・人材育成センター年報, pp. 115-130, 2011.

3. FWDを用いた空港コンクリート舗装の空洞検出に関する検討

本章では、3.1において、コンクリート版下に空洞がある可能性の高い場所で実施した FWD 調査の結果を分析し、空洞検出に適用できる可能性のある指標を検討した。

3.2 では、検討した空洞検出指標の妥当性を解析的に検証し、3.3 では、空洞が生じた舗装において FWD 調査を別途行い、空洞検出指標の適用性を検討した。3.4 では、舗装への水の浸透が正規化したわみとたわみ時間差に及ぼす影響を考察した。3.5 では、地震後の空港コンクリート舗装における空洞の有無の判定方法を検討した。

3.1 コンクリート舗装の空洞がFWDのたわみに及ぼす影響の分析

(1) FWD調査場所

FWD 調査は、仙台空港の駐機場の無筋コンクリート舗装において行った。コンクリート版の寸法は1辺 7.5m の正方形であり、厚さは 0.42m である。路盤は粒度調整碎石であり、設計支持力係数は 70MN/m³ である。隣接するコンクリート版間には、ダウエルバーもしくはタイバーが版厚の 1/2 の深さに設置されていた(写真-3.1)。ダウエルバーとタイバーは、隣接するコンクリート版同士の荷重伝達を行うための鉄筋(直径約 40mm) である。

図-3.1 に、駐機場の高さとしび割れ発生位置を記載し

た駐機場の平面図を示す。舗装を施工した当初から、15 列と 16 列のコンクリート版の目地を境として北側および南側に向けて 0.5% の下り勾配が確保されていたが、地震時の基礎地盤の液状化によりコンクリート版は局所的に沈下し、それに伴いひび割れが生じた。



写真-3.1 K9 のコンクリート版下の空洞

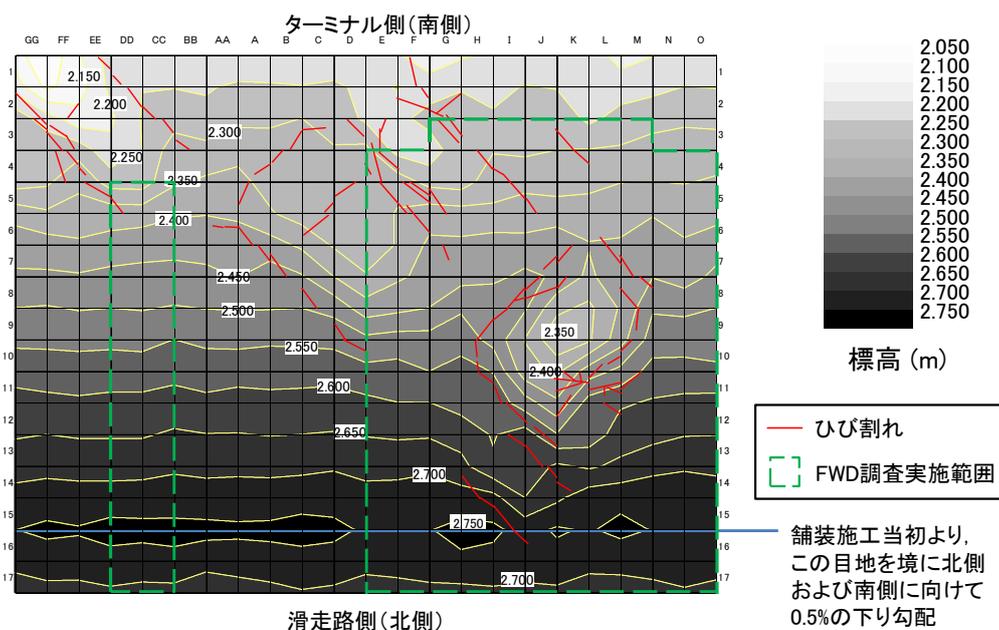


図-3.1 駐機場の高さとしび割れ発生位置 (升目は一枚のコンクリート版を示す)

沈下は、DD3、D6、F3 および K9 付近で確認された。F3 と K9 においてコアボーリング（直径 100mm）による削孔調査を行い、コンクリート版下の空洞の有無を確認した。K9 では周囲のコンクリート版を撤去して側面から空洞の有無を改めて確認した（写真-3.1）。

その結果、F3 において厚さ約 0.20m、K9 において約 0.07m の空洞がコンクリート版直下に確認された。これらの状況から、その他の沈下部付近のコンクリート版直下にも空洞が存在することが示唆される。

FWD 調査は、ひび割れまたは沈下が確認されたコンクリート版を中心に、航空機が駐機する範囲で実施した（図-3.1 の破線範囲）。

(2) FWD調査方法

a) 載荷条件

載荷荷重は航空機の手輪の荷重を想定し 196kN とした。載荷板直径は 0.3m である。載荷は同一位置にて 4 回行った。たわみは時刻歴で計測し、その計測間隔は 0.25ms とした。載荷 1 回目のデータについては、載荷板やたわみ検出器と路面の接触不安定により測定の際のばらつきが大きくなるため、棄却し、2~4 回目のデータを平均化した。たわみ検出器（以下、検出器）は 10 個であり、載荷板中心、載荷板中心から 200, 300, 450, 600, 750, 900, 1,200, 1,500 および 2,500mm に直線上に並ぶ。以降、各位置の検出器におけるたわみの最大値を D_x ($x=0\sim 2500$) と表記する。

b) 載荷板設置位置

載荷板の設置位置はコンクリート版の中央部とし、検出器の配置方向は北向きとした。北向きの理由は以下のとおりである。南北方向は航空機の進行方向であり、FWD の載荷地点は航空機の進行方向に沿って設定し、調査時の FWD 車両の移動方向を南としたため、車両後方に伸びる検出器は北向きとなった。

(3) 分析データの選定

空洞の平面的な分布は不明である。そこで、コンクリート版下に空洞がある可能性の高い版と低い版を、沈下量と最大たわみ D_0 が相対的に大きいコンクリート版と小さいコンクリート版という視点で選定した。沈下量は、地震前後の測量における各コンクリート版中央の標高差である。また、 D_0 は、設定した載荷荷重 196kN に対して実際の載荷荷重が若干変動することによりばらつくため、2~4 回目の載荷で得た D_0 と、各回の載荷荷重の平均値をもとに、200kN における D_0 に線形補間したものとした

（以降、補正 D_0 ）。

空洞のある可能性が高いコンクリート版として、沈下量と補正 D_0 が相対的に大きいコンクリート版のうち、載荷板や検出器付近にひび割れのない 20 枚を選定した（以下、沈下版群）。一方、空洞のある可能性が低いコンクリート版として、沈下量と補正 D_0 が相対的に小さいコンクリート版のうち、載荷板や検出器付近にひび割れのない 20 枚を選定した（以下、非沈下版群）。なお、FWD 調査中の気温の変化は小さかったことから（6.1°C~9.6°C）、沈下版群と非沈下版群では、コンクリート版の深さ方向の温度勾配に大差はなく、温度勾配に伴うコンクリート版の反りの程度についても大差はないと考えられる。そのため、コンクリート版の反りに起因するたわみは補正していない（温度補正を行っていない）。

補正 D_0 の大小の目安は、解析的に求めた D_0 （以下、解析 D_0 ）とし、解析 D_0 は FEM 解析プログラム CPfor²⁾ を用いて計算した。このプログラムでは、コンクリート版を二次元平板モデル、コンクリート版下の路盤をバネ支承としている。コンクリート版間の目地にはせん断ばねを設定することで、コンクリート版同士の荷重伝達を再現している。FEM 解析では、FWD 調査を行ったコンクリート舗装と同じ構造のモデルに対して FWD の荷重を静的に載荷した。解析条件は、コンクリート版の厚さを 0.42m、コンクリートの弾性係数を 34,000N/mm²、路盤支持力を 70MN/m³、載荷荷重を 200kN、載荷板直径を 0.3m とした。

図-3.2 に、調査した全てのコンクリート版の沈下量と補正 D_0 の関係を示し、そのうち、選定したコンクリート版は丸と四角で示す。図中の“上記以外”は、載荷板や検出器設置位置付近など、表面にひび割れが確認されたコンクリート版で取得したデータである。

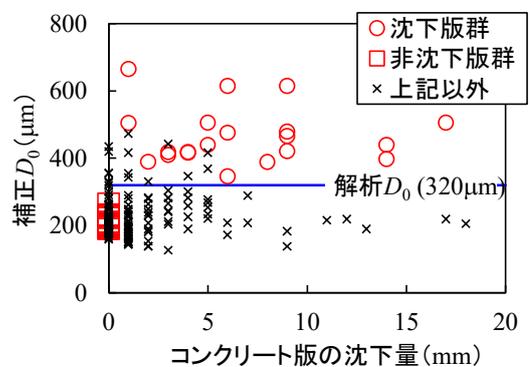


図-3.2 沈下量と補正 D_0 の関係

(3) FWDによる沈下版群と非沈下版群のたわみの応答分析

a) 分析項目

沈下版群と非沈下版群の調査結果を種々の項目で整理した結果、分析には2種類の指標を用いることとした。

1つは、各検出器における最大たわみの形状に着目した指標であり、正規化たわみである。図-3.3に正規化たわみの概念図を示す。載荷板中心から x mm ($x = 0 \sim 2500$ mm) の最大たわみ (図-3.3a) を、載荷板中心の最大たわみ D_0 で除して、 D_0 が 1.0 となるように正規化したものを正規化たわみ ND_x (Normalized D_x , 図-3.3b) と定義する (式(3.1))。

$$ND_x = D_x / D_0 \quad (3.1)$$

ここに、

ND_x : 載荷板中心から x mm の検出器での正規化たわみ

D_x : 載荷板中心から x mm の検出器での最大たわみ (μm)

D_0 : 載荷板中心の最大たわみ (μm)

もう1つは、時刻歴のたわみに着目した指標であり、たわみ時間差である。たわみ時間差とは、載荷板中心のたわみが最大となる時間と載荷板中心から x mm のたわみが最大となる時間の差である。式(3.2)および図-3.4にたわみ時間差の定義を示す。

$$\Delta t_x = t_x - t_0 \quad (3.2)$$

ここに、

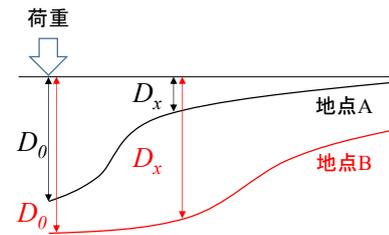
Δt_x : 載荷板中心から x mm の検出器でのたわみ時間差 (ms)

t_x : 載荷板中心から x mm の検出器でのたわみが最大となる時間 (ms)

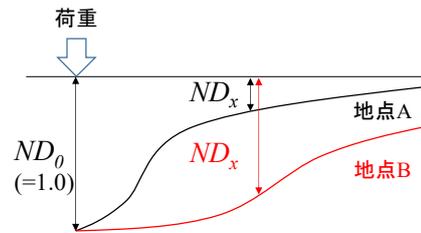
t_0 : 載荷板中心のたわみが最大となる時間 (ms)

b) 分析結果

図-3.5に、各検出器における正規化たわみ ND_x を示す。図では、沈下版群と非沈下版群の結果を比較しやすくするために、両群の各プロットを、実際の検出器までの距離から左右にずらして記載した。図をみると、検出器の位置によらず、沈下版群の正規化たわみは非沈下版群よりも大きかった。特に、沈下版群では正規化たわみ ND_{200} と ND_{300} が 1.0 以上であるコンクリート版 (D_{200} や D_{300} が D_0 より大きいコンクリート版) が多く確認された。 ND_{200} と ND_{300} が 1.0 以上となった載荷地点は、沈下に伴い勾配が大きくなった場所であったことから、コンクリート版の傾斜によって載荷板内 (直径 0.3m) での載荷荷重が偏心し、載荷板周囲の位置の最大たわみ D_{200} や D_{300} が大きくなった可能性がある。



a) 最大たわみ D_0 ($x = 0 \sim 2500$ mm)



b) 正規化たわみ ND_0 ($x = 0 \sim 200$ mm)

図-3.3 正規化たわみの概念図

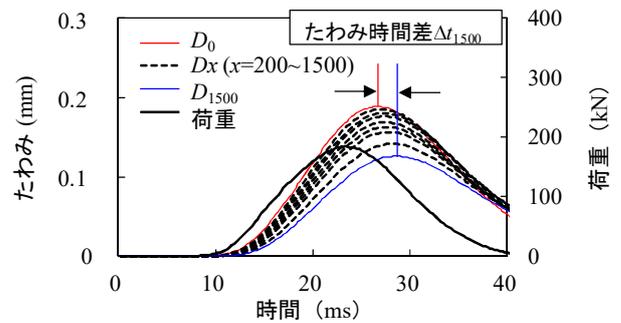


図-3.4 たわみ時間差の定義 (Δt_{1500} の場合)

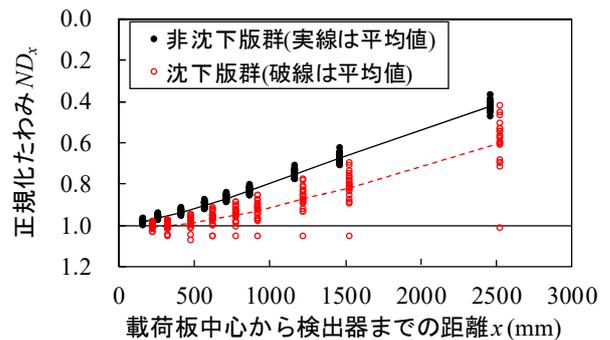


図-3.5 正規化たわみ

図-3.6に、各検出器におけるたわみ時間差 Δt_x の関係を示す。検出器の位置によらず、沈下版群のたわみ時間差は、非沈下版群より小さかった。

以上より、コンクリート版下に空洞がある場合には、正規化たわみ ND_x が大きくなるとともに、たわみ時間差 Δt_x が小さくなると考えられる。

図-3.7に、載荷板中心から 200mm ~ 2,500mm の検出

器における正規化したたわみとたわみ時間差の関係をそれぞれ示す。いずれの検出器においても、沈下版群と非沈下版群の分布に違いが確認された。図-3.5や図-3.6のように単一の指標で沈下版群と非沈下版群を比較した場合、両群の分布が重なっていた一方で、図-3.7に示した2指標による比較では分布は殆ど重なっていなかった。

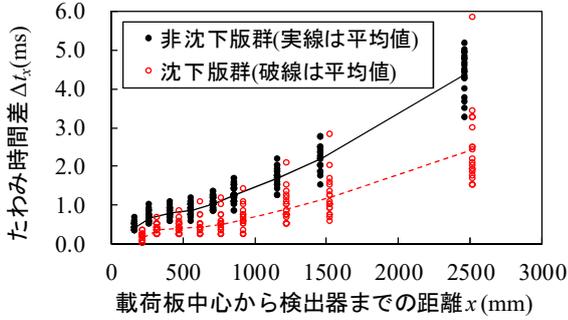
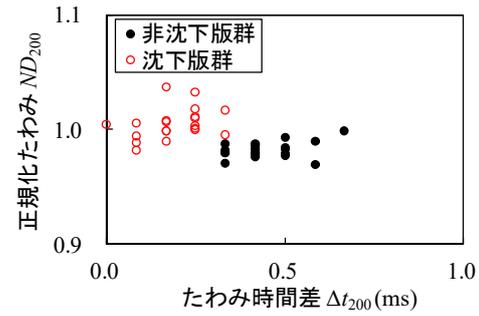


図-3.6 たわみ時間差

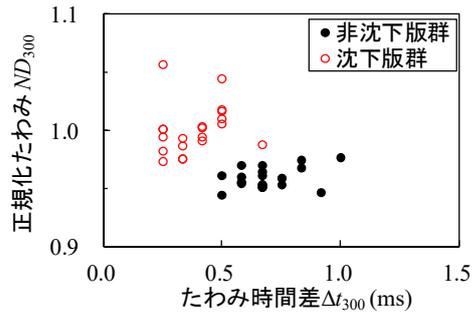
なお、沈下版群に属するデータで、例えば図-3.7 d)のたわみ時間差が約 1.0ms のプロットは、非沈下版群に近かった。このプロットが得られたコンクリート版の、地震前後での沈下量は 3mm であり、コンクリート版下の空洞の厚みが小さく、コンクリート版が自重で変形したときに路盤と接触したため、FWD を載荷した時の舗装の挙動が空洞のない場所の挙動に近くなった可能性がある。

c) 分析結果に関する検定

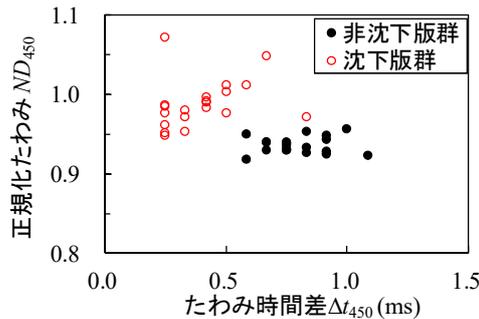
沈下版群と非沈下版群の正規化したたわみの平均差、および沈下版群と非沈下版群のたわみ時間差の平均差が有意であることを確認するために、統計的検定を行った。沈下版群と非沈下版群は「対応のないデータ」であり、各群の母集団の分布は正規分布であるとは必ずしも言えないと考え、対応のないデータに対するノンパラメトリックな検定として、Mann-Whitney's U 検定（両側検定、有



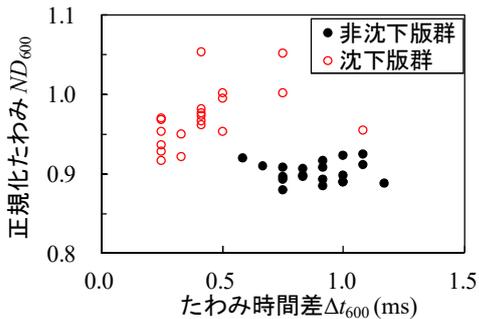
a) 200mm



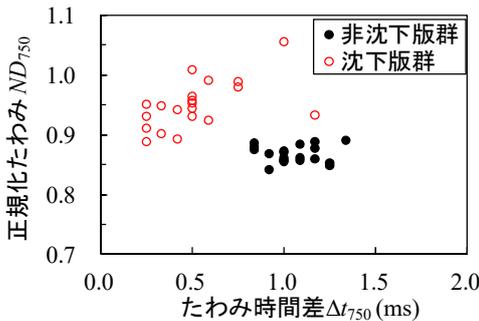
b) 300mm



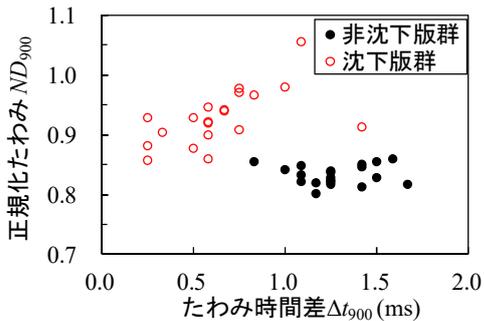
c) 450mm



d) 600mm



e) 750mm



f) 900mm

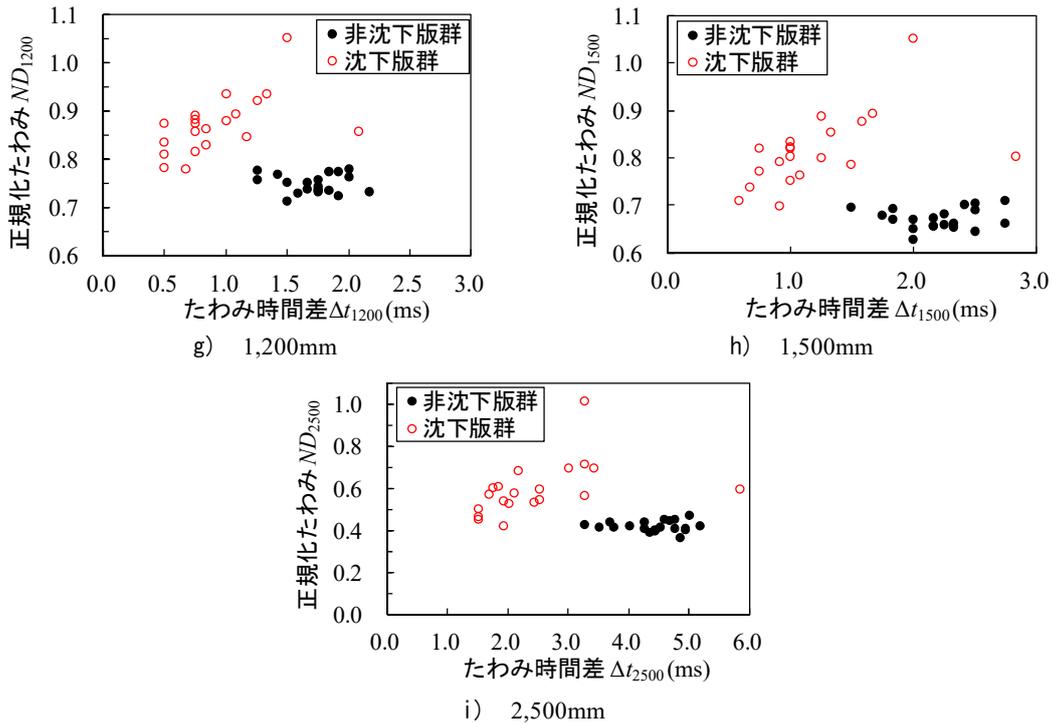


図-3.7 正規化たわみとたわみ時間差の関係

表-3.1 沈下版群と非沈下版群の各指標の平均差に関する検定結果 (有意水準 5%)

a) 正規化たわみ		b) たわみ時間差	
	検定結果		検定結果
ND ₂₀₀	p値<0.05:有意	Δt ₂₀₀	p値<0.05:有意
ND ₃₀₀	p値<0.05:有意	Δt ₃₀₀	p値<0.05:有意
ND ₄₅₀	p値<0.05:有意	Δt ₄₅₀	p値<0.05:有意
ND ₆₀₀	p値<0.05:有意	Δt ₆₀₀	p値<0.05:有意
ND ₇₅₀	p値<0.05:有意	Δt ₇₅₀	p値<0.05:有意
ND ₉₀₀	p値<0.05:有意	Δt ₉₀₀	p値<0.05:有意
ND ₁₂₀₀	p値<0.05:有意	Δt ₁₂₀₀	p値<0.05:有意
ND ₁₅₀₀	p値<0.05:有意	Δt ₁₅₀₀	p値<0.05:有意
ND ₂₅₀₀	p値<0.05:有意	Δt ₂₅₀₀	p値<0.05:有意

意水準 5%, 以下, 検定) を行った. なお, 帰無仮説を「沈下版群と非沈下版群の平均値に差がない」とした. 表-3.1 に検定結果を示す. すべての検出器において, 正規化たわみの平均差およびたわみ時間差の平均差は有意であった.

以上の分析および検定結果より, 正規化たわみおよびたわみ時間差は, 空洞の検出指標として適用できる可能性があり, 特に 2 指標の併用がより検出に適している可能性がある.

なお, 沈下版群と非沈下版群の結果に差が明確に表れた要因は, 沈下版群として, 相対的に大きい沈下を生じさせる空洞が存在する可能性のあるコンクリート版を選

定しており, 沈下を生じさせるほどではない小さな空洞が存在するコンクリート版を本検討では選定していないことが考えられる.

3.2 正規化たわみとたわみ時間差の空洞検出指標としての妥当性の考察

本節では, 正規化たわみとたわみ時間差が空洞の検出指標として妥当であることを検証するために, コンクリート版下に空洞が生じた舗装 (路盤の支持力を極端に低下させた舗装) を解析的に再現し, 正規化たわみとたわみ時間差を解析した. そのうえで, 空洞が存在すると, 正規化たわみが大きくなる理由とたわみ時間差が小さく

なる理由について考察した。

(1) 解析概要

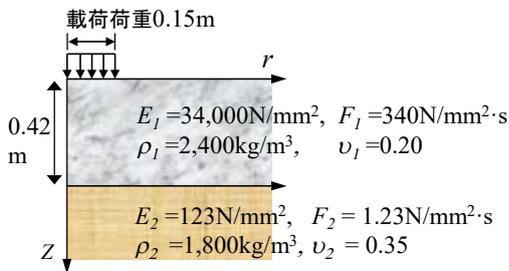
たわみ時間差を解析的に求めるためには、動的な荷重に伴う時刻歴のたわみを再現する必要がある。本検討では、動的順解析プログラム Wave-PALS³⁾により、FWD荷重により発生する時刻歴のたわみを再現する。Wave-PALSでは舗装を軸対称、円柱座標で示される多層構造体としてモデル化し、多層構造モデルは、最下層が半無限体で、その上に所定の厚さの平行な層で構成する。舗装内に生じる応力とひずみは波動伝播理論にもとづく理論解として求める⁴⁾。舗装各層の材料の応力とひずみの関係はフオークトモデルで表す⁴⁾。

解析では、空洞が生じた舗装では、正規化たわみが大きく、たわみ時間差が小さくなるという調査結果について検証した。

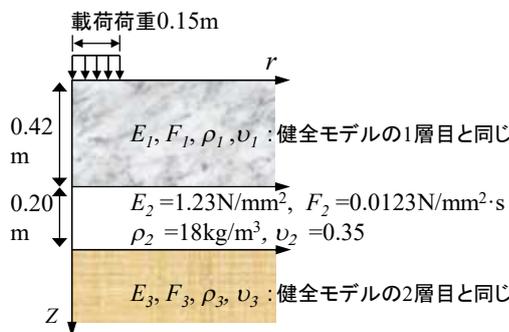
(2) 解析条件

図-3.8に解析モデルを示す。舗装モデルは2種類とし、健全な舗装のモデルと、空洞を模擬したモデルとしてコンクリート版直下の路盤の支持力を極端に低下させた舗

E : 弾性係数, F : 減衰係数,
 ρ : 密度, ν : ポアソン比



a) 健全モデル



b) 空洞モデル

図-3.8 解析モデル

装のモデルを作成した(以下、健全モデルと空洞モデル)。

健全モデルでは、コンクリート版の厚さを前述の調査場所と同じ0.42mとし、路盤は深は単層とみなした。単層の弾性係数は、調査場所の路盤の設計支持力係数70MN/m³から換算した⁵⁾。密度とポアソン比は既往文献⁴⁾にならない設定し、減衰係数は既往文献³⁾を参考に弾性係数の1%に設定した。空洞モデルでは、削孔調査における空洞厚さを参考に、コンクリート版直下から0.2mの深さまでは空洞を模擬し、空洞を模擬した層の弾性係数、密度および減衰係数は健全モデルの路盤の1%に設定した。空洞を模擬した層よりも下の層の条件は、健全モデルの路盤と同じとした。なお、弾性係数を低減した層は複数枚のコンクリート版に広がる広大な空洞を模擬している。

実際の荷重板半径と荷重波形を入力荷重として、作成したモデルに対して動的順解析を実施した。FWD荷重の荷重に伴い発生した時刻歴のたわみから、正規化たわみとたわみ時間差を求めた。

(3) 解析結果

図-3.9に正規化たわみ、図-3.10にはたわみ時間差の解析結果を示す。健全モデルに対して空洞モデルでは、正規化たわみが大きく、たわみ時間差は小さくなり、FWD調査の結果と同様の傾向を確認できた。

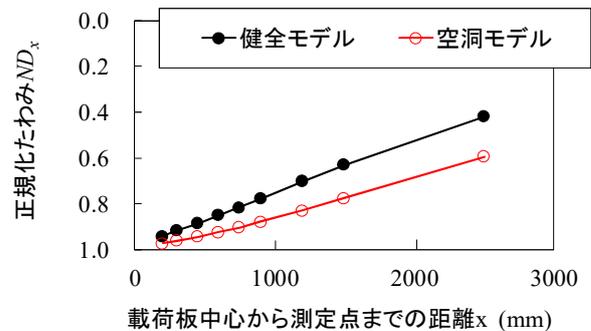


図-3.9 正規化たわみの解析結果

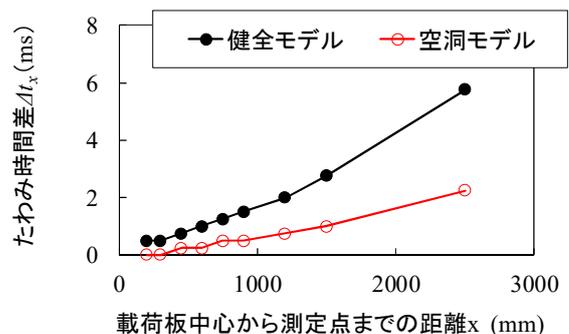


図-3.10 たわみ時間差の解析結果

(4) 空洞の存在により正規化たわみが大きくなる理由

空洞の存在により正規化たわみが大きくなる理由について、コンクリート版の厚さ、コンクリートの弾性係数、コンクリートのポアソン比および路盤の支持力係数より計算される剛比半径（式(3.3)）を用いて考察する。

剛比半径は舗装下方への荷重の分散範囲を意味し、路盤の支持力 (K_{75}) が低下すると、剛比半径が大きくなり、荷重の分散範囲が水平方向に広がることになる。これに伴いコンクリート版の変形の曲率が小さくなり、コンクリート版のたわみ形状は図-3.11 のイメージのように変化すると考えられる。そのため、載荷板から離れた検出器の正規化たわみは、載荷板中心の正規化たわみに近くなると考えられる（図-3.12）。

$$l = \sqrt[4]{\frac{E \cdot h^3}{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot K_{75}}} \quad (3.3)$$

ここに、

l : 剛比半径 (cm) , h : コンクリート版の厚さ

(cm) ,

E : コンクリートの弾性係数 (N/cm^2) , ν : コンクリートの

ポアソン比, K_{75} : 路盤の設計支持力係数

(MN/m^3)

(5) 空洞の存在によりたわみ時間差が小さくなる理由

FWD で得られるたわみは、FWD の荷重に伴う弾性波が舗装と路盤を伝播する過程において動的に変化する。本節に示した FWD 調査と解析において、空洞の存在によりたわみ時間差が小さくなった理由は、空洞が生じた舗装において空洞上の層を伝播する弾性波のみかけの伝播速度が、健全な舗装と比べると大きく、各たわみ検出器での最大たわみの時間差（位相差）が小さくなるためであると考えられる。そこで本項では、空洞の存在によりたわみ時間差が小さくなる理由について、舗装内での弾性波のみかけの伝播速度に着目して考察する。

既往の研究において、内部に空隙を有するコンクリート構造物に打撃を加えたときの、コンクリート内での弾性波の伝播過程をシミュレーションした事例がある⁶⁾⁻⁸⁾。それらによると、図-3.13 に示すように、健全なコンクリートでは、弾性波は断面を円形状に伝播する一方で、表面近くに空隙があるコンクリートの場合には、弾性波は空隙内を伝播せず、空隙上のコンクリートを伝播することが示されている。これらのシミュレーションにもとづき舗装内での弾性波の伝播を考えると（図-3.14）、空洞のないコンクリート舗装では弾性波はコンクリート版から下部の路盤路床に向けて伝播する一方で、版下に空洞が生じたコンクリート舗装では弾性波がコンクリート

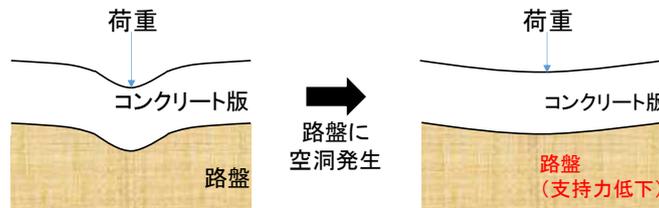
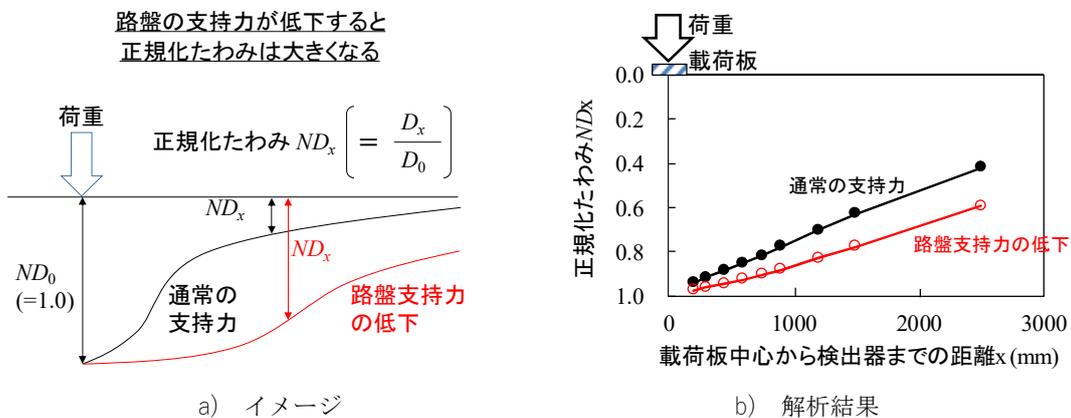


図-3.11 路盤の支持力低下にともなうコンクリート版のたわみ形状の変化のイメージ



a) イメージ

b) 解析結果

図-3.12 路盤の支持力低下が正規化たわみに及ぼす影響

版のみを伝播すると推察される。

弾性波の伝播速度は、式(3.4)に示すように、弾性体の弾性係数、ポアソン比および密度を用いて推定できる⁹⁾。空洞のないコンクリート舗装の場合、各層で弾性波の速度が変化するため、ここでは、空洞のないコンクリート舗装を1層とみなしたときの弾性係数を算出し、式(3.4)により弾性波の伝播速度を求める。それを空洞が生じた舗装（コンクリート版のみ）の弾性波の伝播速度と比較する。

$$V_p = \sqrt{\frac{E}{\rho} \cdot \frac{(1-\nu)}{(1+\nu) \cdot (1-2\nu)}} \quad V_s = \sqrt{\frac{E}{\rho} \cdot \frac{1}{2(1+\nu)}} \quad (3.4)$$

ここに、

V_p : 縦波伝播速度, V_s : 横波伝播速度, E : 弾性係数,
 ρ : 密度, ν : ポアソン比

a) 舗装を1層とみなす場合の弾性係数について

図-3.15 に示す 2層構造の舗装を1層とみなす場合、

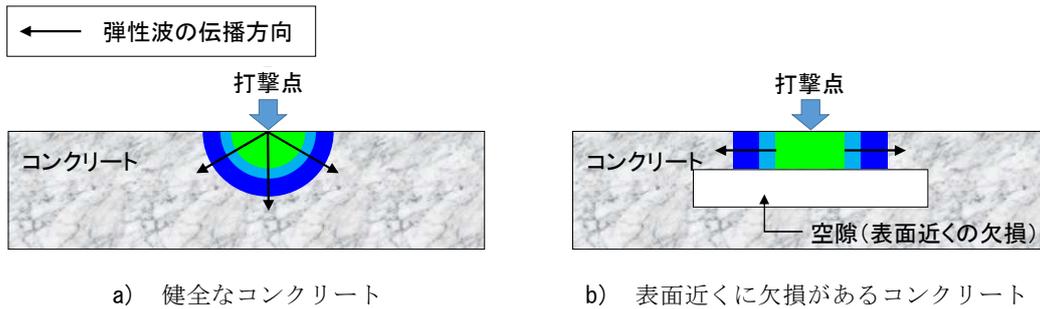


図-3.13 コンクリート内での弾性波の伝播イメージ

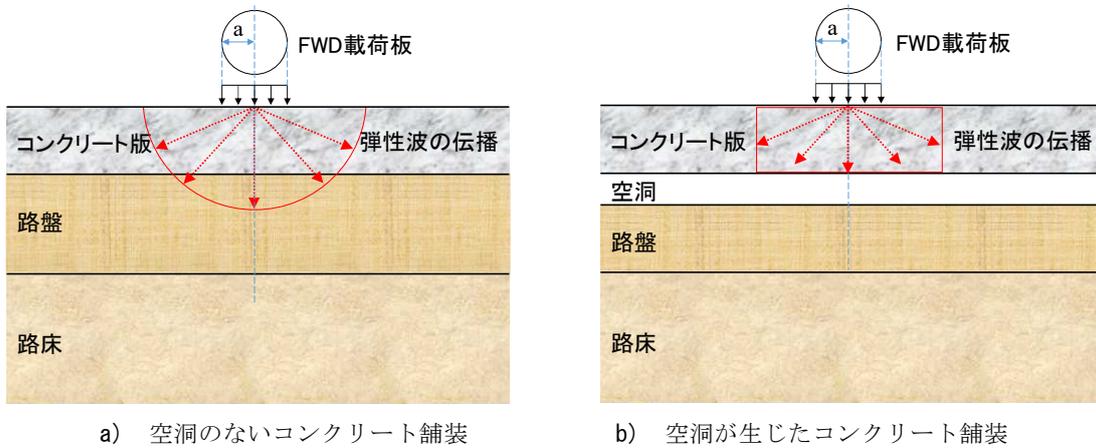


図-3.14 コンクリート舗装における弾性波の伝播イメージ

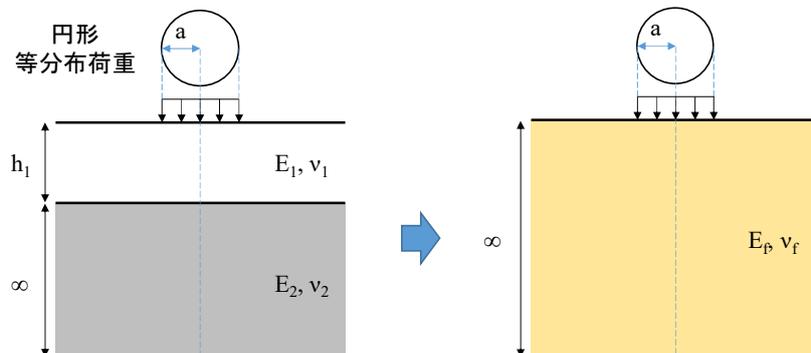


図-3.15 2層構造の舗装を1層とみなした場合の舗装構造

Burmister の 2 層系弾性理論にもとづく両構造の弾性係数には式(3.5)に示す関係がある¹⁰⁾。この関係は、両構造の舗装に円形等分布荷重を作用させた時に、舗装表面の鉛直方向の変位が等価となるように、1 層構造における弾性係数を定義するものである。変位係数 F に関しては、Odemark の簡易計算法 (式(3.6), 式(3.7)) でも求めることができる¹¹⁾。

$$\frac{1-\nu_f^2}{E_f} = \frac{1-\nu_2^2}{E_2} \cdot F \quad (3.5)$$

ここに、

F : 変位係数 ($= k_2 / k_1$) ,

k_1 : 1 層目上面の K 値, k_2 : 2 層目上面の K 値,

E_f, ν_f : 1 層とみなした舗装の弾性係数, ポアソン比,

E_2, ν_2 : 2 層目の弾性係数, ポアソン比

$$F = \left\{ 1 + n_1^2 \left(\frac{h_1}{a} \right)^2 \right\}^{\frac{1}{2}} + \frac{1}{f} \left[1 - \left\{ 1 + n_2^2 \left(\frac{h_1}{a} \right)^2 \right\}^{\frac{1}{2}} \right] \quad (3.6)$$

$$f = \frac{E_1(1-\nu_1^2)}{E_2(1-\nu_2^2)} \quad (3.7)$$

ここに、

F : 変位係数, a : 載荷半径, f : 相対剛比

n_1, n_2 : 修正係数 (0.9) , h_1 : 1 層目の厚さ

E_1, ν_1 : 1 層目の弾性係数, ポアソン比

E_2, ν_2 : 2 層目の弾性係数, ポアソン比

この 2 層弾性解析手法は、3 層の場合であっても適用できるため¹⁰⁾ (図-3.16) , 多層構造の舗装を 1 層とみなした場合の弾性係数を算出できる。

b) 伝播速度の算出

図-3.17 に、伝播速度の算出のために想定する舗装モデルと各層の物性を示す。コンクリート版、路盤および路床の物性は、空港土木施設設計要領 (舗装設計編)¹²⁾ を参考に設定した。コンクリート版と路盤の厚さについては、3.1 に示した仙台空港のコンクリート舗装と同等のものとした。

前述した Burmister の 2 層弾性系理論にもとづく、図-3.17 の空洞のない舗装を 1 層とみなした場合の弾性係数は 2,304N/mm² となった。一方、コンクリート版直下に空洞が生じた舗装の場合には、弾性波の伝播はコンクリート版のみとなるため、弾性波の伝播速度の算出に用いる弾性係数は、34,000N/mm² である。

表-3.2 に、算出した弾性係数と各種物性から求めた弾

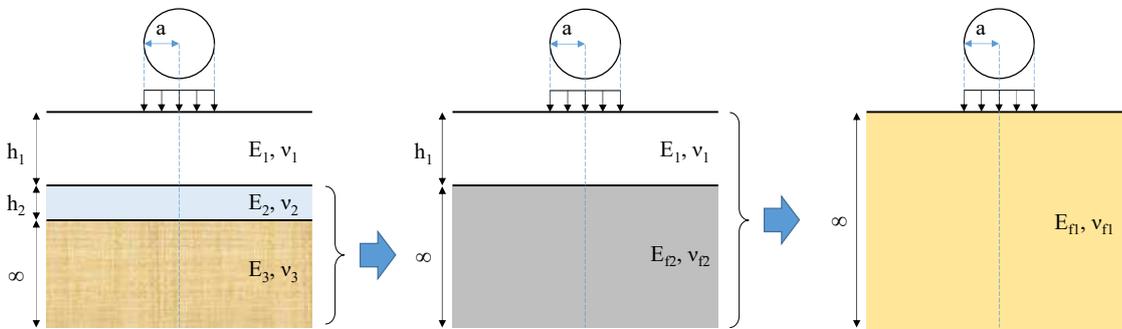


図-3.16 3 層構造の舗装を 1 層とみなす場合の 2 層弾性系理論の考え方イメージ



a) 空洞のないコンクリート舗装

b) 空洞が生じたコンクリート舗装

図-3.17 弾性波の伝播速度の算出のための舗装モデル

表-3.2 想定した舗装モデルにおける弾性波の伝播速度と伝播時間

			健全な舗装	版下に空洞が生じた コンクリート舗装 (弾性波の伝播がコンクリート版のみ)
弾性係数	E	N/mm ²	2,304	34,000
ポアソン比	ν		0.35	0.2
密度	ρ	kg/m ³	1,800	2,300
P波	V _p	m/s	1,433	4,053
S波	V _s	m/s	689	2,482

性波の伝播速度を示す。1層とみなした場合のポアソン比と密度に関しては算出方法がないため、コンクリート版、路盤および路床の物性のうち、弾性波の伝播速度が大きくなる値として、路盤と路床のポアソン比(0.35)と密度(1,800kg/m³)を用いた。

表をみると、空洞が生じたコンクリート舗装の伝播速度は、空洞のない舗装と比べると約3倍である。版下に空洞が生じたコンクリート舗装の方が、弾性波の伝播速度が大きく、各検出器のたわみの位相差が小さくなり、たわみ時間差が小さくなるものと考えられる。なお仮に、空洞がより深い位置、例えば、路床にあったとしても、コンクリート版と路盤を1層とみなしたときの弾性係数は、コンクリート版・路盤・路床を1層とみなした場合の弾性係数よりも大きいため、弾性波の伝播速度が大きく、たわみ時間差は小さくなると考えられる。

またここで、算出した伝播速度を、FWD調査で得られたたわみ時間差から概算される伝播速度と比較してみる。載荷板中心から x m 離れた位置のたわみ時間差 Δt_x は、弾性波が x m の伝播に要する時間と仮定すると、弾性波の伝播速度 V は $x / \Delta t_x$ で求められる。3.1.4のFWD調査で得られたたわみ時間差 Δt_{1500} (図-3.7h) は、沈下版群(空洞のある可能性が高いコンクリート版)で0.5ms~1.5ms、非沈下版群(空洞のない可能性が高いコンクリート版)で1.5ms~3msであり、伝播速度は、沈下版群で1,000m/s~3,000m/s、非沈下版群で500m/s~1,000m/sとなる。表-3.2の伝播速度は、FWD調査のたわみ時間差から概算される伝播速度と大きな差はないことが分かった。

3.3 正規化たわみとたわみ時間差の空洞検出指標としての適用性の検証

地中レーダと削孔調査により空洞位置を明らかにしたコンクリート舗装において FWD 調査を実施し、正規化たわみとたわみ時間差の空洞検出指標としての適用性を検証した。

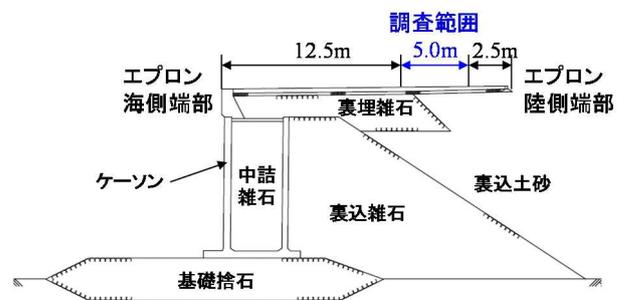
(1) 調査場所

調査場所は、港湾施設の重力式岸壁のエプロン(全長400m)である。図-3.18に、岸壁の標準断面図とエプロン平面図の一部を示す。舗装構成はコンクリート版および粒状路盤である。コンクリート版の厚さは約0.25mであり、路盤の厚さは不明である。コンクリート版の寸法は一辺約5.0mである。目地にはダウエルバーもしくはタイバーが設置されているが、施工当時の工事記録が残っていないため、設置深さと設置間隔は不明である。

(2) 地中レーダによる空洞探査

a) 探査概要

探査幅2.5mの地中レーダを用いて、エプロン全長の



a) 岸壁の標準断面図



b) エプロン平面図の一部

図-3.18 調査した岸壁の標準断面図とエプロン平面図

空洞をエプロン海側端部より 12.5m から 17.5m の範囲で探査した (図-3.18) . この範囲には, コンクリート版の目地が存在する他, 陥没の生じたコンクリート版があり, 他の箇所より空洞が多くある可能性があった.

b) 探査結果

ほとんどの空洞はコンクリート版の直下に存在した. 図-3.19 に, 推定された空洞の面積の頻度分布を示す. 1枚のコンクリート版に収まる大きさの空洞がほとんどであったが, 2枚以上のコンクリート版に跨る大きさの空洞もあった. 本調査では, 図-3.20 に示すとおり, 直下に空洞が確認されたコンクリート版 14 枚 (以下, 空洞版群) について, 正規化したわみとたわみ時間差を指標とした空洞検出の適用性を検証した. また, 地中レーダで空洞が確認されなかったコンクリート版 10 枚 (以下, 非空洞版群) を比較の対象とした. なお, 選定した全 24 枚のコンクリート版には陥没および目視で観察できる表面のひび割れは生じていなかった.

地中レーダによる判定結果の確認のため, 図-3.20 の 14 枚中 3 枚のコンクリート版において, 赤塗り範囲で 1 か所ずつコアボーリングによる削孔調査を行い, 全位置でコンクリート版直下の空洞 (厚さ 0.20~0.25m) を確認した. 空洞の平面的な大きさは確認してない.

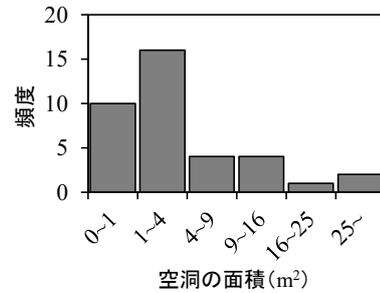
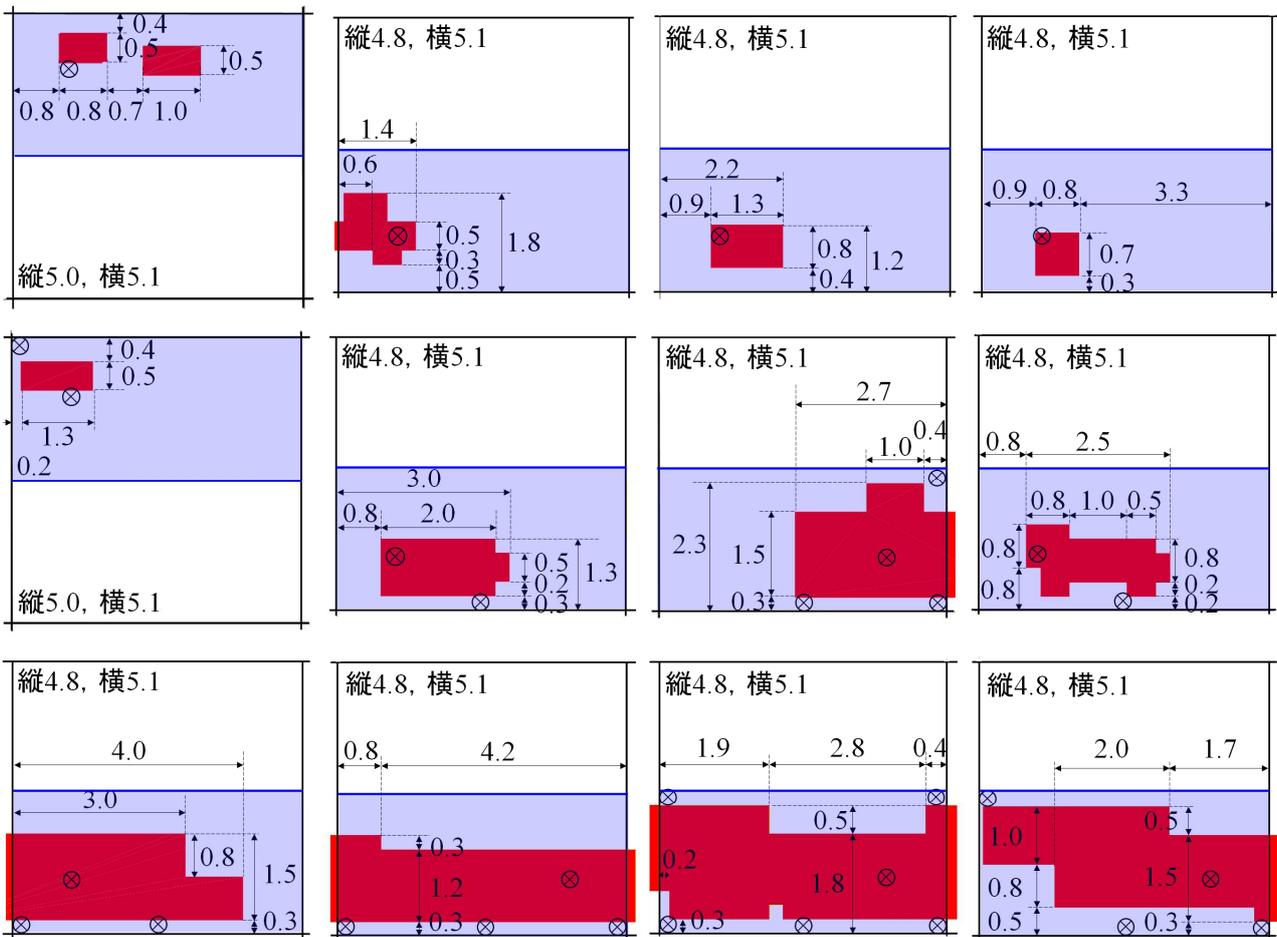


図-3.19 地中レーダで推定された空洞面積の頻度分布

■ : 空洞 ■ (blue grid) : 地中レーダによる調査範囲 ⊗ : FWD 載荷板設置位置



■ : 空洞 ■■■ : 地中レーダによる調査範囲 ⊗ : FWD 載荷板設置位置

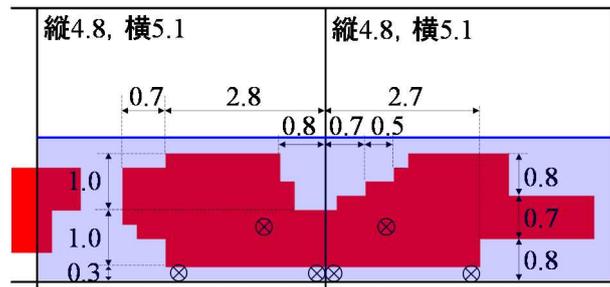


図-3.20 空洞版群の各コンクリート版下の空洞平面分布 (単位 : m)

(3) FWD 調査方法

a) 載荷条件

載荷板直径は 0.3m であり、載荷荷重は 147kN である。載荷は同一位置にて 4 回行い、載荷 1 回目のデータを棄却した。なお、調査の制約から載荷 2 回目のみ、時刻歴のたわみデータ (測定間隔 0.25ms) を取得した。たわみの検出器は、載荷板中心、中心より 200, 300, 450, 600, 750, 900, 1,200, 1,500 および 2,000mm である。

b) 載荷板設置位置

図-3.21 に、FWD の載荷板設置位置と検出器の配置方向の模式図を示す。境界条件の影響 (目地との位置関係の影響) によらず空洞による応答を検出できることを確認するため、載荷板は、目地部、隅角から縦横 1.0m の位置 (以下、隅角近傍部) および隅角部に設置した。図-3.21 には空洞版群における実際の載荷板設置位置を示した。なお、隅角近傍部では、空洞版群のすべてにおいて載荷板が空洞直上となる。

本調査では、調査中の気温の変化は小さかったことから (9.7°C~12.5°C)、選定したコンクリート版ごとの温度勾配と温度勾配に伴うコンクリート版ごとの反りの程

度に大差はないと考えられるため、コンクリート版ごとのたわみに対する温度補正は行っていない。また、調査は冬季の昼間であり、コンクリート版が反っていたとしても上に凸の変形であるため、コンクリート版の反りが目地付近のたわみに及ぼす影響は小さいと考えられる。

(4) FWD 調査結果

以下では、コンクリート舗装の目地部、隅角近傍部および隅角部について、空洞版群と非空洞版群の正規化したたわみ、もしくは、たわみ時間差を比較した。

a) 目地部

図-3.22 に各検出器における正規化したたわみを示し、図-3.23 には各検出器におけるたわみ時間差を示す。検出器までの距離によらず、空洞版群の方が正規化したたわみの平均値は大きく、たわみ時間差の平均値は小さかった。

図-3.24 に、すべての検出器における正規化したたわみとたわみ時間差の関係を示す。200mm および 300mm では空洞版群と非空洞版群の 2 群の分布に明確な違いは確認されなかった。450mm 以上の検出器に関しては、空洞版群の分布が相対的に左上方に位置した。図-3.7 と異なり空洞版群と非空洞版群の間に明確な違いが確認されなかった理由は、仙台空港における調査では、相対的に大きい沈下を生じさせるような大きな空洞が存在する可能性のあるコンクリート版を選定した一方で、本節の調査では、沈下を生じさせるほどではない 1 辺 1m 程度の空洞も分析対象としているためであると考えられる。

ここで、すべての検出器について 2 群の正規化したたわみの平均差、およびたわみ時間差の平均差に関する検定を行った。表-3.3 に結果を示す。正規化したたわみの平均差はすべての検出器で有意であり、たわみ時間差の平均差は 450mm 以上の検出器で有意であった。300mm 以内の

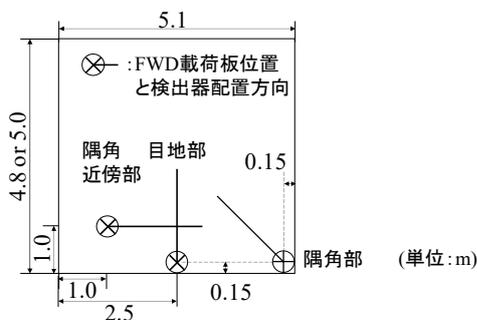


図-3.21 載荷板設置位置とたわみ検出器の配置方向

検出器においてたわみ時間差に有意差が確認されなかった要因として、たわみ時間差がサンプリング間隔(0.25ms)に近い0.25~0.75msであったためと考えられる。

b) 隅角近傍部

図-3.25 に、すべての検出器における正規化たわみとたわみ時間差の関係を示す。すべての検出器について、2群の正規化たわみに明確な違いは確認されなかった。

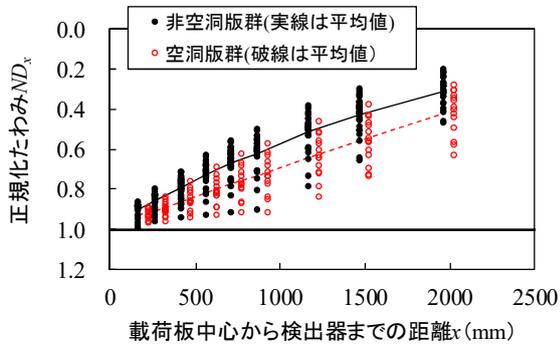


図-3.22 目地部の正規化たわみ

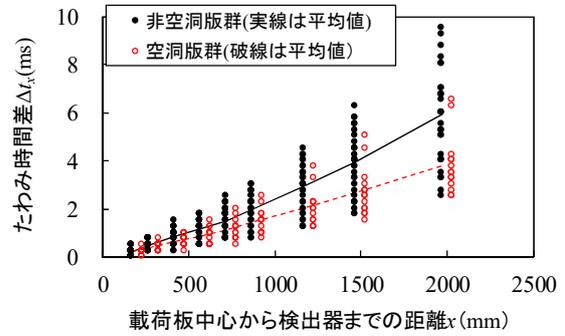


図-3.23 目地部のたわみ時間差

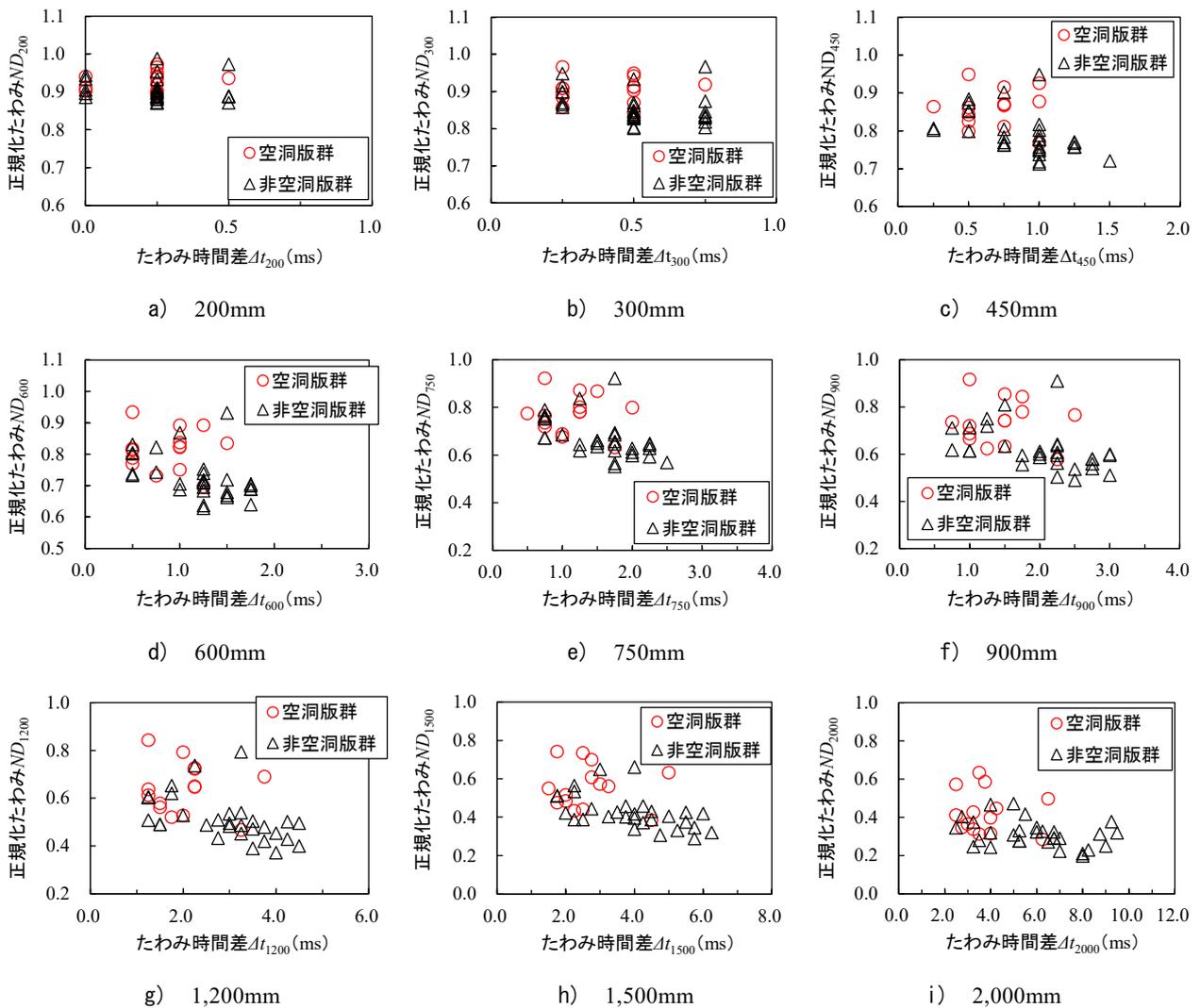


図-3.24 目地部の正規化たわみとたわみ時間差の関係

表-3.3 目地部の空洞版群と非空洞版群の各指標の平均差に関する検定結果 (有意水準 5%)

a) 正規化たわみ

	検定結果
ND ₂₀₀	p値<0.05:有意
ND ₃₀₀	p値<0.05:有意
ND ₄₅₀	p値<0.05:有意
ND ₆₀₀	p値<0.05:有意
ND ₇₅₀	p値<0.05:有意
ND ₉₀₀	p値<0.05:有意
ND ₁₂₀₀	p値<0.05:有意
ND ₁₅₀₀	p値<0.05:有意
ND ₂₀₀₀	p値<0.05:有意

b) たわみ時間差

	検定結果
Δt_{200}	p値>0.05
Δt_{300}	p値>0.05
Δt_{450}	p値<0.05:有意
Δt_{600}	p値<0.05:有意
Δt_{750}	p値<0.05:有意
Δt_{900}	p値<0.05:有意
Δt_{1200}	p値<0.05:有意
Δt_{1500}	p値<0.05:有意
Δt_{2000}	p値<0.05:有意

200mmの検出器については、2群のたわみ時間差に違いは認められなかったが、それ以外の検出器については、空洞版群のたわみ時間差が小さい傾向であった。

ここで、すべての検出器について2群の各指標の平均差に関する検定を行った。表-3.4に結果を示す。正規化たわみの平均差は、すべての検出器で有意でなかった。一方、たわみ時間差の平均差は、200mm以外の検出器で有意であった。

c) 隅角部

図-3.26に、すべての検出器の正規化たわみとたわみ時間差の関係を示す。検出器が450mm以上に関しては目地部の傾向と同様に、空洞版群の分布が相対的に左上方に位置した。検出器が200mmと300mmでは、空洞版群と非空洞版群の間に明確な違いはなかった。

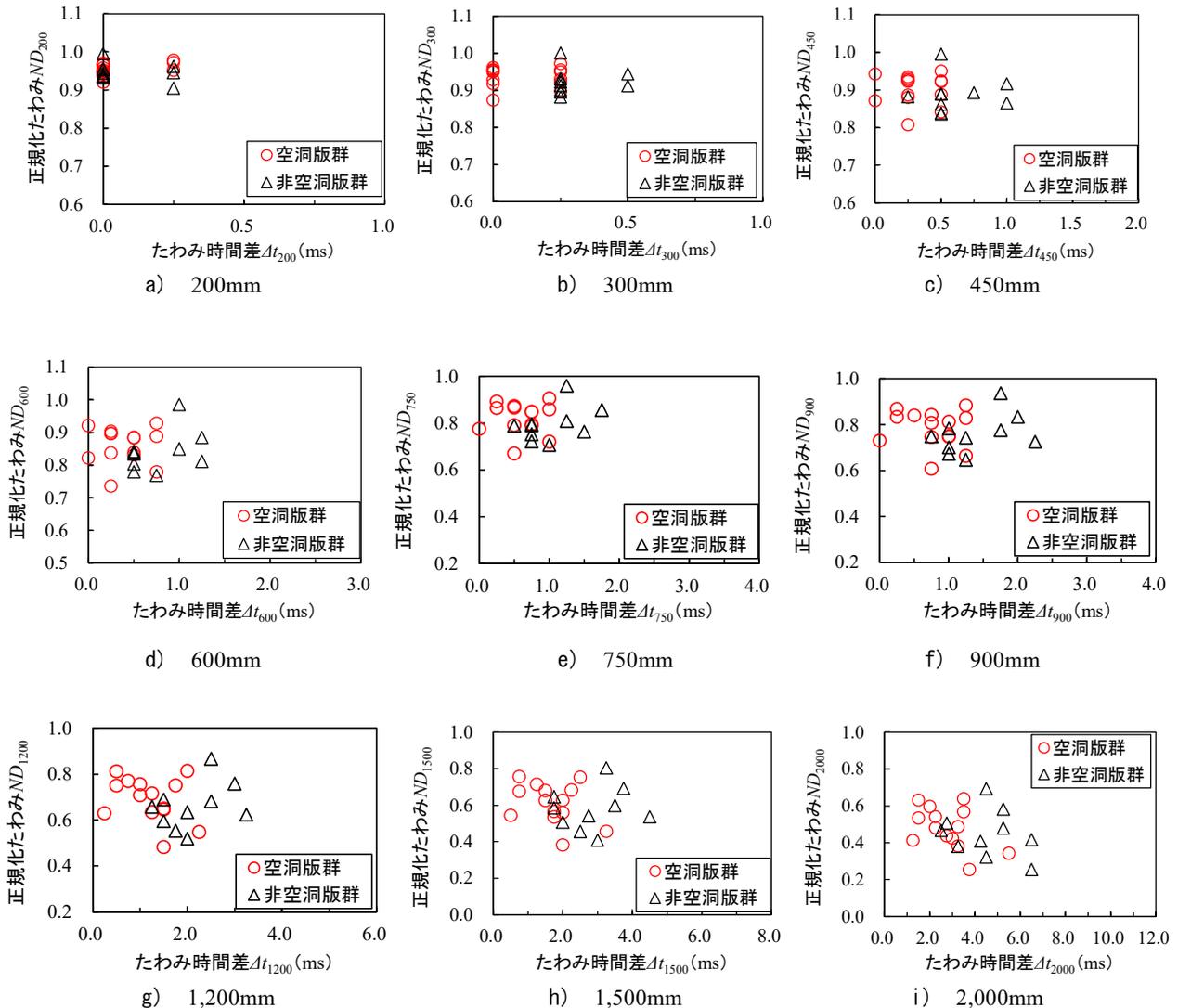


図-3.25 隅角近傍部の正規化たわみとたわみ時間差の関係

ここで、すべての検出器について2群の各指標の平均差に関する検定を行った。表-3.5に結果を示す。正規化

たわみの平均差は1,500mm以下の検出器で有意であり、たわみ時間差の平均差は450mm以上の検出器で有意であった。

表-3.4 隅角近傍部の空洞版群と非空洞版群の各指標の平均差に関する検定結果(有意水準5%)

a) 正規化たわみ b) たわみ時間差

	検定結果		検定結果
ND ₂₀₀	p値>0.05	Δt_{200}	p値>0.05
ND ₃₀₀	p値>0.05	Δt_{300}	p値<0.05:有意
ND ₄₅₀	p値>0.05	Δt_{450}	p値<0.05:有意
ND ₆₀₀	p値>0.05	Δt_{600}	p値<0.05:有意
ND ₇₅₀	p値>0.05	Δt_{750}	p値<0.05:有意
ND ₉₀₀	p値>0.05	Δt_{900}	p値<0.05:有意
ND ₁₂₀₀	p値>0.05	Δt_{1200}	p値<0.05:有意
ND ₁₅₀₀	p値>0.05	Δt_{1500}	p値<0.05:有意
ND ₂₀₀₀	p値>0.05	Δt_{2000}	p値<0.05:有意

表-3.5 隅角部の空洞版群と非空洞版群の各指標の平均差に関する検定結果(有意水準5%)

a) 正規化たわみ b) たわみ時間差

	検定結果		検定結果
ND ₂₀₀	p値<0.05:有意	Δt_{200}	p値>0.05
ND ₃₀₀	p値<0.05:有意	Δt_{300}	p値>0.05
ND ₄₅₀	p値<0.05:有意	Δt_{450}	p値<0.05:有意
ND ₆₀₀	p値<0.05:有意	Δt_{600}	p値<0.05:有意
ND ₇₅₀	p値<0.05:有意	Δt_{750}	p値<0.05:有意
ND ₉₀₀	p値<0.05:有意	Δt_{900}	p値<0.05:有意
ND ₁₂₀₀	p値<0.05:有意	Δt_{1200}	p値<0.05:有意
ND ₁₅₀₀	p値<0.05:有意	Δt_{1500}	p値<0.05:有意
ND ₂₀₀₀	p値>0.05	Δt_{2000}	p値<0.05:有意

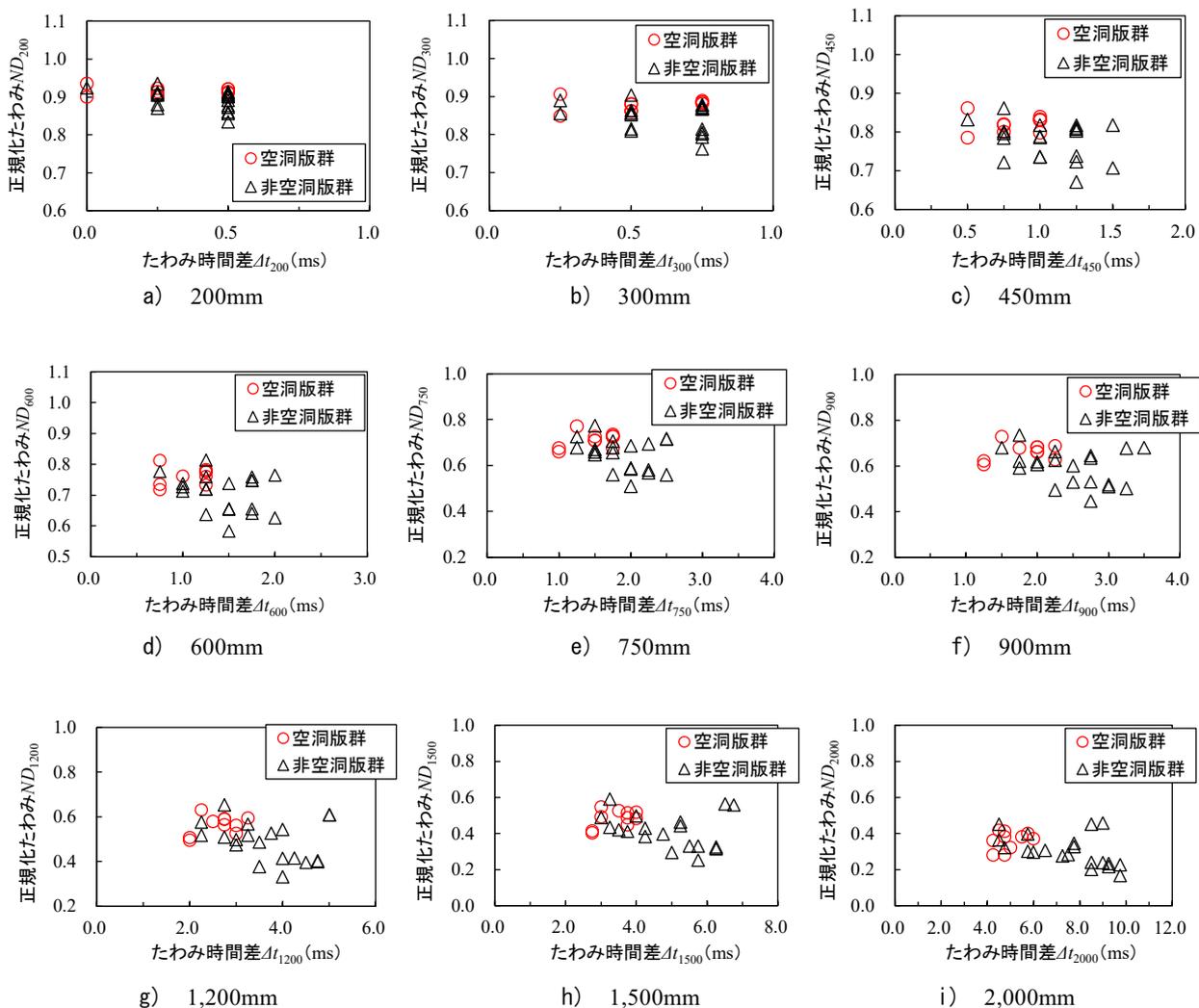


図-3.26 隅角部の正規化たわみとたわみ時間差の関係

(5) 正規化たわみとたわみ時間差の空洞検出指標としての適用性の考察

a) 正規化たわみ、たわみ時間差および D_0 の空洞検出感度の比較

正規化たわみとたわみ時間差と、既往研究で空洞検出指標として検討された D_0 の空洞検出感度を比較するために、空洞版群と非空洞版群の補正 D_0 の平均差に関して検定を行い、その結果を、前述した正規化たわみまたはたわみ時間差に関する検定結果と比較した。なお、補正 D_0 は 3.1 (3) で記載の通り、2~4 回目の載荷で得た D_0 の平均値と、各回の荷重の平均値をもとに、載荷荷重 200kN における D_0 に線形補間したものである。

表-3.6 に補正 D_0 に関する検定結果と、表-3.3, 3.4, 3.5 に示した検定結果のうち、検出器 1,500mm における正規化たわみとたわみ時間差の結果を一例として示す。補正 D_0 では、目地部、隅角近傍部および隅角部のいずれでも有意差を確認できなかった。一方、正規化たわみおよびたわみ時間差については、目地部、隅角近傍部および隅角部の殆どで、空洞版群と非空洞版群の間で有意差が確認された。このことから、正規化たわみおよびたわみ時間差の方が、空洞と非空洞で差が表れやすいといえる。この要因は、図-3.27 に示すように、正規化たわみとたわみ時間差は、補正 D_0 と比較してばらつきの小さい指標であるため、空洞と非空洞の差が表れやすいものと考

表-3.6 空洞版群と非空洞版群の補正 D_0 、正規化たわみ、または、たわみ時間差の平均差に関する検定結果 (有意水準 5%)

	目地部	隅角近傍部	隅角部
補正 D_0	p値>0.05	p値>0.05	p値>0.05
ND_{1500}	p値<0.05:有意	p値>0.05	p値<0.05:有意
Δt_{1500}	p値<0.05:有意	p値<0.05:有意	p値<0.05:有意

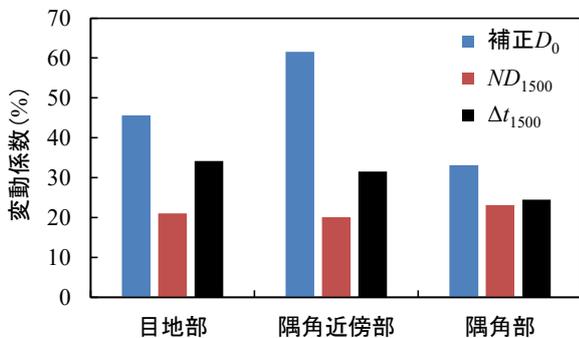


図-3.27 非空洞版群の各載荷位置での各指標の変動係数

えられる。

ただし、検出器 300mm のように、載荷板中心から近い検出器のたわみ時間差では、サンプリング間隔 (0.25ms) に近くなり、空洞と非空洞で差が表れにくくなる可能性があることに留意する必要がある。

b) 適用可能箇所

3.1 および 3.3 の調査結果にもとづくと、正規化たわみは、コンクリート版中央部、目地部および隅角部に位置する空洞の存在により変化し、たわみ時間差については、上記に加え、隅角近傍部に位置する空洞でも変化した。このことから、2つの指標を複合的に用いる空洞検出は、コンクリート版中央部、目地部および隅角部において適用できると考えられる。

また、3.1 で調査した舗装のコンクリート版厚は 0.42m であり、3.3 で調査した舗装のコンクリート版厚は 0.25m であったことから、本方法は一般的な空港コンクリート舗装のコンクリート版厚 (0.37m~0.45m) であれば、コンクリート版厚によらず適用できると考えられる。

c) 各種指標による空洞の大きさの推定可能性について

正規化たわみやたわみ時間差と、空洞の平面寸法間に相関があれば、空洞の有無だけでなく、その寸法も推定できる可能性がある。そこで、各指標とレーダで判定された空洞の平面寸法の関係を調べた。なおここでは、各指標を求める検出器の位置を載荷板中心から 1,500mm とした。載荷板中心から遠い位置の検出器ほど、様々な地点の最小値と最大値の幅が広がるため、空洞の寸法の影響が現れやすいと考えたためである。

図-3.28 と図-3.29 に隅角近傍部の正規化たわみ ND_{1500} およびたわみ時間差 Δt_{1500} と、検出器配置方向の空洞の長さとの関係を示す。空洞が大きくなると、正規化たわみは大きくなり、たわみ時間差は小さくなる傾向があるが、ばらつきが大きく各指標と空洞の長さの間に相

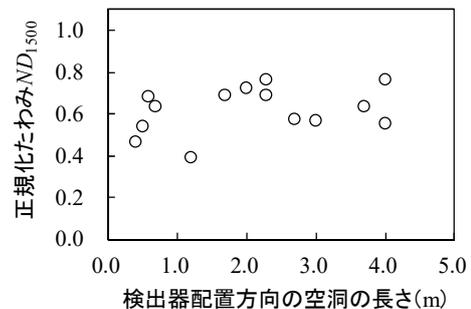


図-3.28 検出器配置方向の空洞の長さ(m) と正規化たわみ ND_{1500} の関係

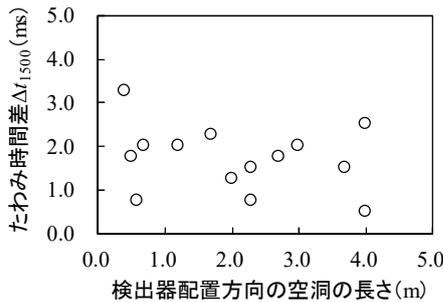


図-3.29 検出器配置方向の空洞の長さとなわみ時間差 Δt_{1500} の関係

間があるとは言えない。他の検出器における正規化たわみまたはたわみ時間差でも同様の傾向であった。

本調査の範囲においては、正規化たわみまたはたわみ時間差により、空洞の大きさを推定することは困難であると考えられる。

3.4 舗装への水の浸透が正規化たわみとなわみ時間差に及ぼす影響の考察

地震により地盤が液状化した場合、液状化層内の間隙水と土砂が地表面に向けて移動し、地表面では噴砂が発生することがある^{13),14)}。その噴出経路にある舗装の路盤と路床に水が浸透すると、FWDの载荷により発生する実体波(P波・S波)の伝播速度や、路盤と路床の弾性係数が変わり、それに伴い正規化たわみとなわみ時間差も浸透前から変化する可能性がある。本節では、水の浸透に伴う、路盤と路床での実体波の伝播速度の変化と弾性係数の変化に着目して、水の浸透が正規化たわみとなわみ時間差に及ぼす影響を考察した。

(1) 土の飽和度Srと実体波の伝播速度の関係

中澤ら¹⁵⁾や金山ら¹⁶⁾は、土の飽和度 Sr と実体波の伝

播速度の関係を調べている。

土中におけるP波の伝播速度は、土の飽和度 Sr により変化し、飽和度 Sr がほぼ 100%、すなわち水による飽和状態の場合には、水中相当の約 1,500m/s にまで大きくなることを示している。また、その飽和度 Sr よりも低い場合、すなわち不飽和状態にある場合には土単体での伝播速度となることを示している。

一方、S波の伝播速度は、飽和度 Sr の影響を受けにくいことを示している。

以上より、路盤と路床に水が浸透し、路盤と路床が飽和状態(飽和度 $S_r \approx 100\%$)となるか、飽和状態まではいかないが、通常時の含水状態(飽和度 $S_r = 20 \sim 40\%$ ^{17),18)}よりも高い飽和度 Sr の不飽和状態(以下、高含水状態)となるかによって、正規化たわみとなわみ時間差は異なる可能性がある。以降では、通常時の含水状態から飽和状態もしくは高含水状態に変化することに伴う路盤と路床の弾性係数等の変化を整理し、それら因子が正規化たわみとなわみ時間差に及ぼす影響を考察する(図-3.30)。

(2) 飽和状態にある路盤と路床の弾性係数

FWDの载荷速度では水の粘性の影響が大きい可能性があり、水が浸透し飽和状態となった路盤と路床の弾性係数は、浸透前よりも大きくなる可能性がある。路盤と路床が飽和状態にある舗装において、FWD調査を実施した例は著者の知る限りなく、FWDで得られた舗装の応答にもとづき、飽和状態にある路盤と路床の弾性係数を推測できない。そこで以下では、土の変形係数の载荷速度依存性にもとづき、FWDの载荷速度における水の粘性の影響を推測し、飽和状態にある路盤と路床の弾性係数について考察した。

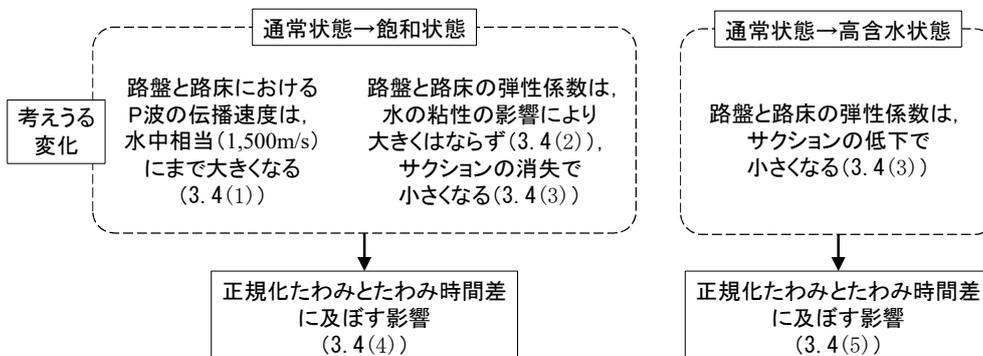


図-3.30 本節の考察の構成イメージ

a) 土の変形係数の荷速度依存性

渡邊ら¹⁹⁾は、乾燥土と飽和土の変形係数の荷速度依存性について、三軸圧縮試験を行い調べている。

図-3.31 に、荷速度と正規化変形係数の関係を示す。ここでいう正規化変形係数とは、荷速度 0.0005cm/sec での変形係数 $E_{50, 0.0005\text{cm/sec}}$ に対する任意荷速度での変形係数 E_{50} の比である。変形係数 E_{50} は、最大主応力差の 1/2 の応力を、その時点のひずみで除した割線係数である。乾燥土の正規化変形係数は、荷速度によらず 1.0 付近を推移しており、変形係数に対する荷速度の影響はほとんどない。一方、飽和土の正規化変形係数は、荷速度の増加に伴い大きくなる。乾燥土と飽和土の正規化変形係数によれば、飽和土の変形係数は、荷速度が大きくなると水の粘性の影響を受けて大きくなると考えられる。

b) FWDの荷速度における飽和土の変形係数に及ぼす水の粘性の影響

ここでは、FWD の荷速度を試算し、試算結果を図-3.31 で示した荷速度と正規化変形係数の関係に照らし合わせることで、FWD の荷速度における飽和土の変形係数を評価する。

FWD の荷速度は、第 6 章のアスファルト舗装での FWD 調査結果にもとづき試算する。アスファルト舗装の路盤と路床の境界(図-3.32)には、舗装構築時に加速度計を埋設しており、FWD による荷速時に、鉛直方向の加速度を計測した。加速度より鉛直変位を求め(図-3.33)、最大変位を最大変位に達する時間で除したものを、FWD による荷速度と

した。FWD 調査は実施時期を変えて 5 回行い、荷速度は 0.47~0.70cm/sec であった。

求めた荷速度を図-3.31 と照らし合わせる。路盤と

路床の拘束圧がおおよそ 50~200 kPa であるため、拘束圧 100kPa に着目すると、FWD の荷速度における飽和土の正規化変形係数は約 1.0 であり、静的な荷速度 (0.0005cm/sec) における変形係数と同程度であることが分かる。すなわち、FWD の荷速度における水の粘性が変形係数に及ぼす影響は小さいと考えられ、飽和状態にある路盤と路床の FWD の荷速に対する弾性係数は、水の粘性の影響により大きくはならないと考えられる。

(3) 高含水状態における路盤と路床の弾性係数

路盤と路床に水を浸透させた舗装において FWD 調査を行った事例がある^{20), 21)}。

森石ら²⁰⁾は、透水性舗装(図-3.34)において、人工

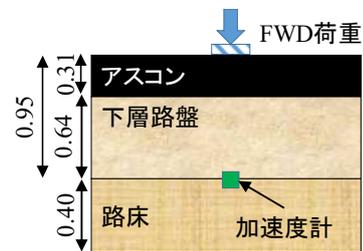


図-3.32 加速度計の設置位置

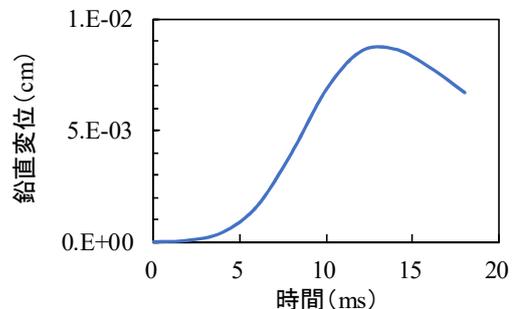
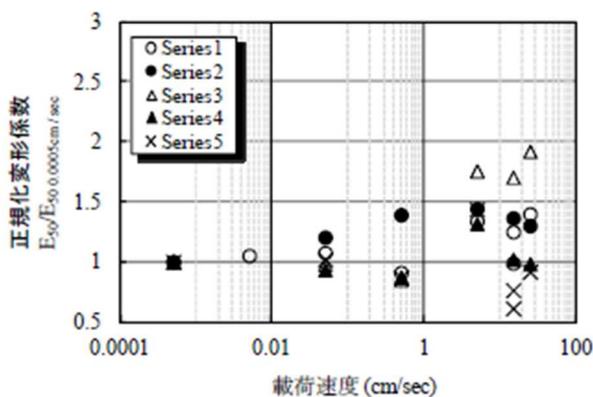


図-3.33 路盤と路床の境界の鉛直変位の時刻歴変化



- : 飽和/排水/拘束圧100kPa
- △ : 飽和/非排水/拘束圧100kPa
- × : 乾燥/排気/拘束圧100kPa
- : 飽和/排水/拘束圧500kPa
- ▲ : 飽和/非排水/拘束圧500kPa

図-3.31 荷速度と正規化変形係数の関係¹⁹⁾ (凡例の補足を加筆)

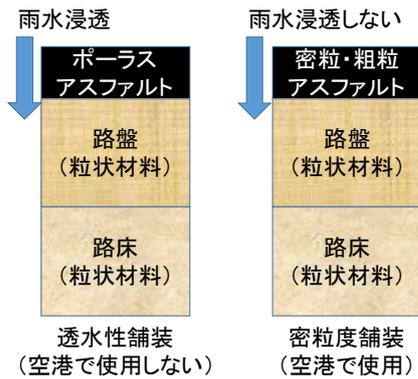


図-3.34 透水性舗装のイメージ

的に路面に散水し(30~40mm/h),路盤と路床に水を浸透させ,浸透前後でFWD調査を行っている.散水終了から15分後では,最大たわみ D_0 (载荷中心の最大たわみ)は散水前よりも大きくなることを示している.

鎌田ら²¹⁾も同様に,30~60mm/hの散水により透水性舗装の路盤と路床に水を浸透させ,浸透前後でFWD調査を行っている.このケースでは,散水前後で最大たわみ D_0 の差異に一定の傾向を確認できていない.

以上の舗装の路盤と路床は不飽和状態にあると考えられるが,水の浸透後に最大たわみ D_0 が大きくなる場合があるようである.この理由は,路盤と路床の含水比が上昇し土粒子間のサクシオンが小さくなることで,土粒子間の付着力が低下し,土の骨格構造としての剛性(路盤と路床の弾性係数)が低下するためと考えられる.

八谷ら²²⁾は,高地下水位の埋立て空港を想定し,路盤と路床を浸水させたアスファルト試験舗装においてFWD調査を行っている.最大たわみ D_0 は,路盤と路床の浸水により大きくなることを示し,FWDで得られたたわみを逆解析して路盤と路床の弾性係数を推定したところ,浸水後の弾性係数は,浸水前より最大3割程度小さくなることを示している.なお,この時の路盤と路床の含水状態について八谷らは言及していない.

石川ら¹⁷⁾は舗装の通常の含水状態を想定した不飽和土の変形係数と,飽和土の変形係数を三軸圧縮試験により調べており,飽和土の変形係数は,不飽和土のそれに対して約3割小さくなることを示している.

以上より,路盤と路床の含水比(又は飽和度 S_r)が増加すると,サクシオンが低下することにより路盤と路床の弾性係数も低下し,飽和状態で弾性係数は最小となると考えられる.八谷ら²²⁾と石川ら¹⁷⁾の調査によれば,路盤と路床に水が浸透すると,浸透前と比べて最大3割程度小さくなると考えられる.

(4) 飽和状態の路盤と路床における正規化たわみとたわみ時間差

3.4(2)と3.4(3)を踏まえると,飽和状態にある路盤と路床の弾性係数は,水の粘性により大きくなると考えられる.サクシオンの消失により小さくなると考えられる.弾性係数の低下が正規化たわみとたわみ時間差に及ぼす影響については,3.4(5)で述べる.

他方で,路盤と路床が飽和状態となった場合,FWDの载荷に伴い発生したP波の伝播速度が1,500m/sとなる可能性があり,その場合には,3.2での考察にもとづく図-3.35のように,たわみ時間差は小さくなる方向に変化すると考えられる.すなわち,実際には空洞がなくても,空洞が生じた舗装でのたわみ時間差に近づくと考えられる.

ただし,三軸圧縮試験時に供試体を完全飽和させるために,供試体に脱気水を通水させることや,供試体を減圧環境下に置くことを踏まえると,噴砂に伴う水が路盤と路床に供給されたとしても,局所的に飽和状態になることはあっても,空港施設全体の路盤と路床が飽和状態となることは考えにくく,図-3.35中央上の状態になる箇所は局所的に現れると考えられる.その箇所については,実際には空洞はないが,たわみ時間差は小さくなる.すなわち,空洞があると判定される方向に変化する可能性があるが,これは安全側の評価である.

(5) 路盤と路床の弾性係数の低下が正規化たわみとたわみ時間差に及ぼす影響

不飽和状態の路盤と路床におけるP波の伝播速度は,飽和状態と異なり,水の影響を受けないと考えられる.FWDの载荷速度における路盤と路床の弾性係数は,含水によるサクシオンの減少に伴い高含水状態と飽和状態のいずれの状態でも小さくなり,水の浸透前の弾性係数と比べると,最大で3割小さくなると考えられる.本項では,路盤と路床の弾性係数の低下が正規化たわみとたわみ時間差に及ぼす影響を解析する.

a) 解析条件

解析では,3.2と同様に,動的順解析プログラムWave-PALSを使用した.作成した舗装モデルを図-3.36に示す.八谷ら²²⁾と石川ら¹⁷⁾の知見を参考に,水が浸透した路盤と路床として,その弾性係数を3割小さくした舗装モデル(空洞なし・高含水モデル)を作成した.各層の材料定数も図-3.36に示す.

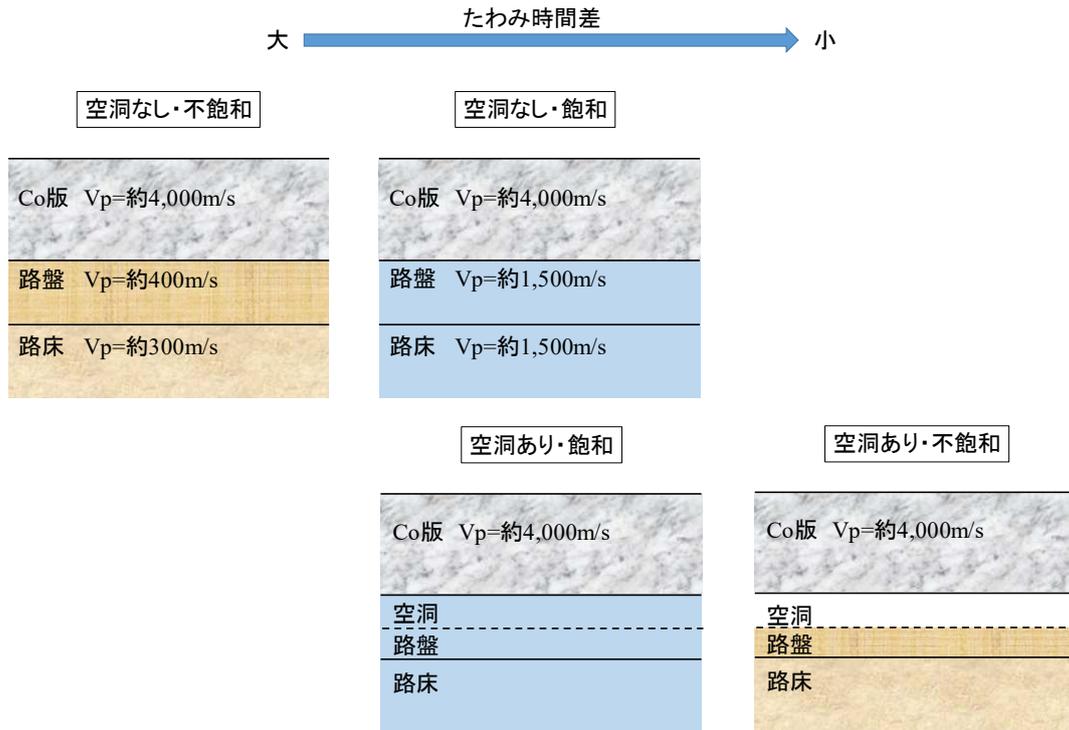


図-3.35 たわみ時間差の大小イメージ

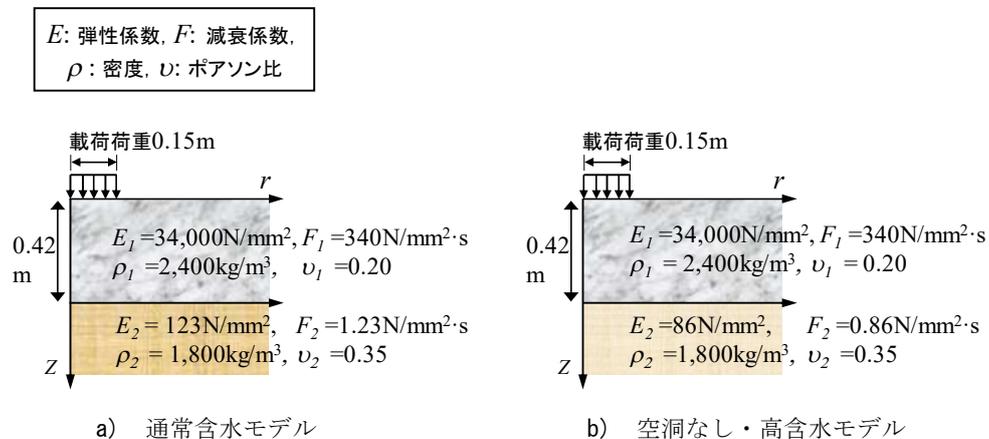


図-3.36 解析モデル

b) 解析結果

図-3.37 と図-3.38 に空洞なし・高含水モデルにおける正規化たわみとたわみ時間差を示す。比較として、3.2にて解析した健全モデル（ここでは通常含水モデル）と空洞モデルの結果も示した。

空洞なし・高含水モデルの正規化たわみは健全モデルに対して大きくなったが、通常含水モデルとの差は小さい。たわみ時間差については、空洞なし・高含水モデルと通常含水モデルでほぼ同じであった。水が浸透し路盤

と路床の弾性係数がサクシヨンの影響により低下した場
 合については、水の浸透が正規化たわみとたわみ時間差
 に及ぼす影響は小さいと考えられる。

(6) 今後の課題

本節の考察はあくまでも、既往の知見にもとづくもの
 であるため、検証が必要である。そのためには、以下の
 ことを現地調査と解析にもとづき今後検討する必要があ
 る。

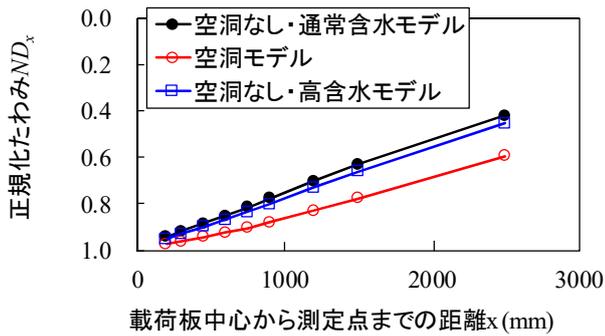


図-3.37 正規化たわみの解析結果

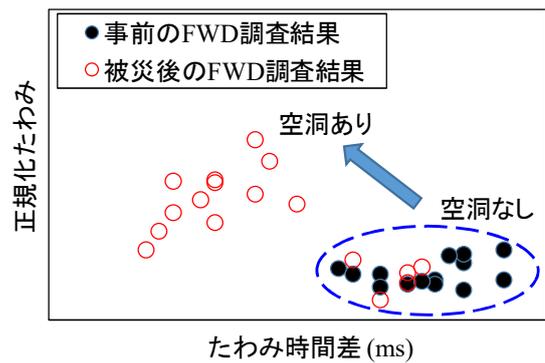


図-3.39 FWDによる空洞の有無の判定イメージ

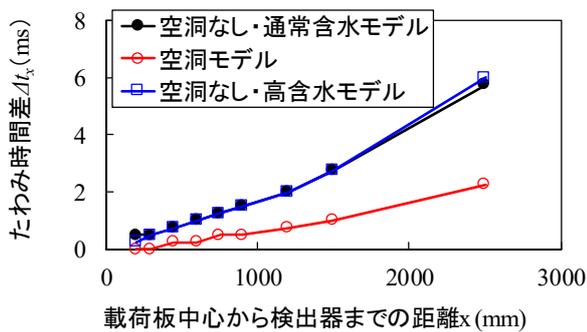


図-3.38 たわみ時間差の解析結果

- ・ 地震後に噴砂が確認された空港舗装の路盤と路床の空間的な含水状態の把握
- ・ 不飽和状態の路盤と路床の含水比が増加することに伴う正規化たわみとたわみ時間差の変化の把握
- ・ 飽和状態の路盤と路床における正規化たわみとたわみ時間差の把握

3.5 地震後の空港コンクリート舗装における空洞の有無の判定方法

正規化たわみとたわみ時間差の関係は、空洞の大きさと形状によって異なる可能性はあるが、種々の大きさと形状の空洞が生じた舗装における FWD 調査結果 (3.3) と、複数枚のコンクリート版に広がる空洞を模擬した舗装モデルの解析結果 (3.2) を踏まえると、空洞の大きさと形状によらず、正規化たわみまたはたわみ時間差は、空洞なしに対して差が生じると考えられる。本研究では、空洞の有無を正規化たわみとたわみ時間差にもとづき判定することを前提として、本節では、地震後の空港コンクリート舗装において空洞の有無を判定する方法について示す。

(1) 想定する空洞有無の判定方法

空洞有無の判定方法は2通り考えられる。1つ目は、空港管理者があらかじめ、FWD 調査の対象となりえる舗装に関して、時刻歴のたわみ波形を動的解析により求め、正規化たわみとたわみ時間差を導出し、それを閾値として事前に設定しておき、地震で被災した時には、その閾値にもとづき空洞の有無を判定する方法である。2つ目は、空港管理者があらかじめ、空洞のない舗装において FWD 調査を行い、空洞のない舗装における正規化たわみとたわみ時間差を事前に把握しておき、地震で被災した後の FWD 調査結果が、事前に得た値から逸脱した載荷地点 (図-3.39) に関しては、空洞があると判定する方法である。

正規化たわみとたわみ時間差の双方は、同じ舗装構造であっても少なからずばらつくため、事前に複数点で調査を行うことができれば、ばらつきを考慮して空洞の判定が可能となると考えられるため、上記2つ目の方法を用いることとする。

なお、事前の FWD 調査を行っておらず、地震後に得た FWD 調査結果のみで空洞の有無を判定することが必要な場合もあると考えられる。次項では、空洞有無に関する事前情報がない状況を想定し、FWD 調査結果のみで空洞有無を判別する方法を試行的に検討した。

(2) 地震後に得たFWD調査結果のみで空洞の有無を判定する方法の試行的検討

3.1 と 3.3 で示した空港と港湾コンクリート舗装での FWD 調査結果を再度分析し、地震時の FWD 調査結果のみで空洞の可能性のある載荷地点を判別する方法を検討した。

a) 判別のための閾値設定方法の検討

本検討では、既往の研究において空洞の存在の影響を

受けることが分かっている D_0 (载荷中心の最大たわみ) を活用して、空洞のある可能性が高い载荷地点、もしくは空洞のない可能性が高い载荷地点を抽出できるかをまず検討し、抽出した载荷地点の正規化たわみとたわみ時間差を空洞有無の閾値として用いることを考える。

検討には、3.3 で示した港湾コンクリート舗装で得たデータを用いた。図-3.40 に、港湾コンクリート舗装の目地部、隅角部および隅角近傍部で得た D_0 を示す。各図では、空洞版群と非空洞版群の D_0 の分布とその平均値を示すとともに、空洞の有無に関する事前情報がないと仮定し、両群を合わせた D_0 の分布 (以下、全体の分布) とその平均値を示す。全体の分布については平均値 $\pm 1\sigma$ も示した。

いずれの载荷部位においても、空洞版群の多くのデータが、全体の分布の平均値 $\pm 1\sigma$ の範囲内にある。空洞版群の中には空洞の影響により D_0 が相対的に大きいものもあるが、非空洞版群でも同程度に大きい D_0 があるため、空洞の有無に関する事前情報がない限り、空洞のある可能性が高い载荷地点のみを D_0 により抽出することは容易でない。

一方、相対的に小さい D_0 に着目すると、いずれの载荷部位についても、非空洞版群に属するデータの中に、空洞版群の下限値よりも小さい D_0 がある。これらの D_0 は、空洞のある载荷地点の D_0 のばらつきを超えて十分に小さいといえ、全体の分布の中で D_0 が相対的に小さい値に着目すれば、空洞がない可能性が高い载荷地点を抽出できると考えられる。

目地部、隅角部および隅角近傍部について、空洞版群の D_0 の下限値が、全体の分布の平均値に対してどの程度小さいものかを定量化すると、目地部で平均値 -0.90σ 、隅角部で平均値 -0.79σ 、隅角近傍部で平均値 -0.92σ であった。

本検討では、FWD 調査で得た全ての D_0 のうち、上記最小値 (平均値 -0.92σ) 以下の D_0 であった载荷地点は、空洞のない可能性が高いとする。そして、 D_0 にもとづき空洞のない可能性が高いとした载荷地点の正規化たわみとたわみ時間差を空洞の有無の閾値とする。なお、 D_0 が正規分布に従うと仮定すると、平均値 -0.92σ 以下である確率は約 18% であることから、閾値の設定の前提は、空洞が生じた舗装で行った FWD 調査においては、少なくとも 18% の確率で空洞がない、ことである。

b) D_0 が平均値 -0.92σ 以下のデータに着目した港湾コンクリート舗装での調査結果の分析

D_0 が平均値 -0.92σ 以下の载荷地点における正規化たわ

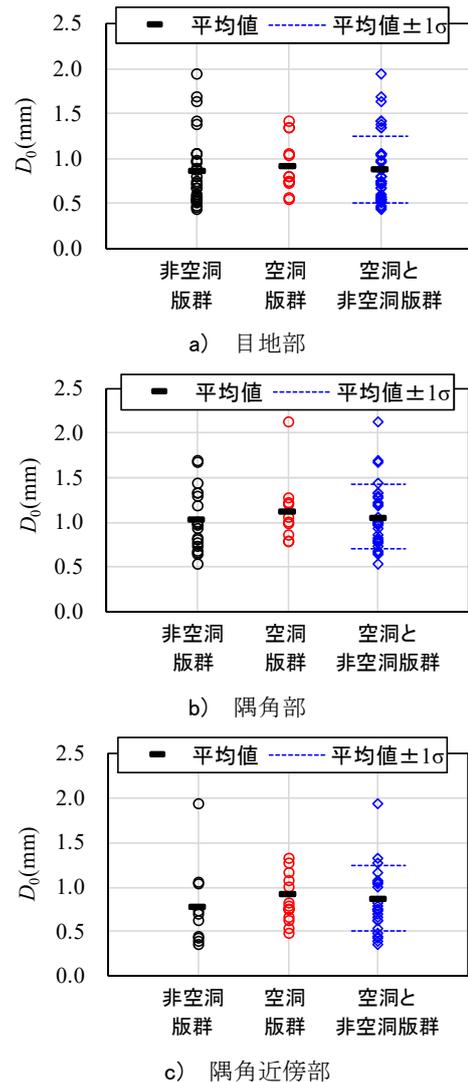


図-3.40 空洞版群と非空洞版群における D_0

みとたわみ時間差を閾値として、港湾コンクリート舗装における FWD 調査結果を分析する。なお分析では、一例として正規化たわみ ND_{1500} とたわみ時間差 Δt_{1500} に着目した場合を示す。

図-3.41 に、目地部、隅角部および隅角近傍部の ND_{1500} と Δt_{1500} を示す。図中には、 D_0 が平均値 -0.92σ 以下の载荷地点における ND_{1500} の平均値と Δt_{1500} の平均値を緑の破線で示した。また、 D_0 が平均値 -0.92σ 以下の载荷地点のうち、 ND_{1500} の最大値と Δt_{1500} の最小値を青の破線で示した。

緑破線 (平均値を閾値) の場合には、FWD で空洞なしと判定した载荷地点のほとんどは、地中レーダでも空洞なしと判定されていた。ただし、FWD で空洞ありと判定した载荷地点の中にも、地中レーダで空洞なしと判定されていた地点が多くあった。

青破線 (最大 ND_{1500} ・最小 Δt_{1500} を閾値) の場合、緑破

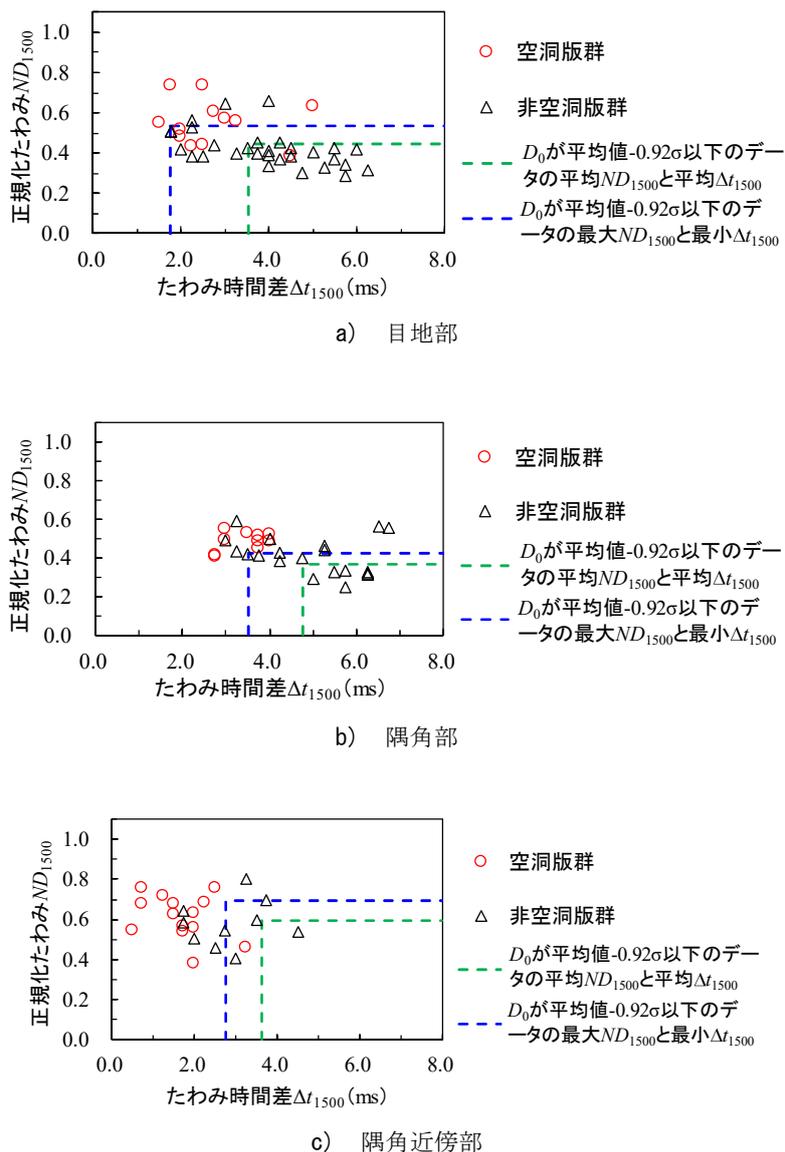


図-3.41 正規化たわみとたわみ時間差

線と同様に、FWD で空洞なしと判定した载荷地点の多くは、地中レーダでも空洞なしと判定されていた。ただし、目地部に関しては、FWD で空洞なしと判定したものの、地中レーダでは空洞ありと判定された载荷地点が 5 地点あった。

表-3.7 に、地中レーダによる空洞判定と、FWD と青破線による空洞判定の合致率を示す。目地部では、地中レーダにて空洞ありと判定された箇所の約 60%が、FWD でも空洞ありと判定され、隅角部および隅角近傍部では、地中レーダと FWD の空洞有無の合致率が 100%に近く、合致率は高かった。

以上は、载荷中心から任意距離の正規化たわみとたわみ時間差でも同様の傾向であった。

c) D_0 が平均値-0.92σ以下のデータに着目して空港コンクリート舗装のデータ分析

空港コンクリート舗装で行った FWD 調査結果についても港湾コンクリート舗装と同様に分析した。

図-3.42 に、 D_0 が平均値-0.92σ以下のデータの ND_{1500} の平均値と Δt_{1500} の平均値を緑の破線で示す。また、 D_0 が平均値-0.92σ以下のデータの ND_{1500} の最大値と Δt_{1500} の最小値を青の破線で示す。FWD で判定された空洞有無の载荷地点が、沈下版群と非沈下版群のどちらに属するかを示したものを表-3.8 に示す。青破線を閾値とすると、沈下版群と非沈下版群と FWD の空洞有無の判定の合致率が高かった。また、沈下版群に属するデータが FWD により空洞なしと判定されるデータはなかった。

表-3.7 地中レーダと FWD による空洞有無の判定合致率

a) 目地部

		地中レーダによる判定	
		空洞有り(12地点)	なし(30地点)
FWDによる判定 閾値: 平均値-0.92σ以下のデータの 最大 ND_{1500} と最小 Δt_{1500}	空洞有り	7地点 (合致率58% (7/12))	3地点
	なし	5地点	27地点 (合致率90% (27/30))

b) 隅角部

		地中レーダによる判定	
		空洞有り(10地点)	なし(20地点)
FWDによる判定 閾値: 平均値-0.92σ以下のデータの 最大 ND_{1500} と最小 Δt_{1500}	空洞有り	10地点 (合致率100% (10/10))	8地点
	なし	0地点	12地点 (合致率60% (12/20))

c) 隅角近傍部

		地中レーダによる判定	
		空洞有り(14地点)	なし(10地点)
FWDによる判定 閾値: 平均値-0.92σ以下のデータの 最大 ND_{1500} と最小 Δt_{1500}	空洞有り	13地点 (合致率93% (13/14))	5地点
	なし	1地点	5地点 (合致率50% (5/10))

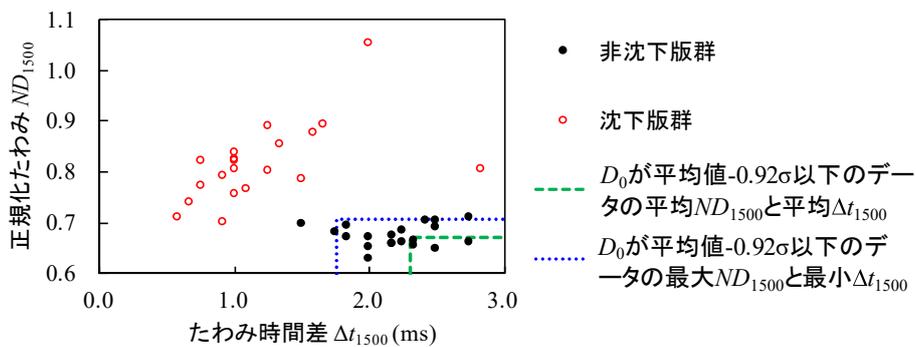


図-3.42 空港コンクリート舗装における正規化したたわみとたわみ時間差

表-3.8 沈下版群・非沈下版群と FWD による空洞有無の合致率

		沈下版群(20地点)	非沈下版群(20地点)
FWDによる判定 閾値: 平均値-0.92σ以下のデータの 最大 ND_{1500} と最小 Δt_{1500}	空洞有り	20地点 (合致率100% (20/20))	3地点
	なし	0地点	17地点 (合致率85% (17/20))

d) 分析まとめ

以上の分析結果を踏まえると、FWD 調査で得た D_0 の平均値- 0.92σ 以下のデータのうち、正規化たわみの最大値とたわみ時間差の最小値を、空洞有無を判定するための閾値とすることで、空洞の有無をある程度判別できる可能性がある。したがって、地震後の空港舗装で FWD 調査を実施し、得られたデータのみで空洞の有無を判定する方法として以下の手順が考えられる。

- 1) 同じ載荷部位（目地部、版中央部など）ごとに D_0 の平均値- 0.92σ を求める。
- 2) 各載荷部位で D_0 が平均値- 0.92σ 以下のデータを抽出し、抽出データの正規化たわみの最大値以下かつ、たわみ時間差の最小値以上の載荷地点については、空洞がない可能性が高いとする（その逆は空洞があるとする）。

なお、2つの事例での分析結果にもとづくものであるため、本方法の有効性については、さらなるデータを用いて検証する必要がある。

3.6 まとめ

空洞が生じた空港と港湾のコンクリート舗装に関して FWD 調査および解析的検討を実施し、得られた結果をまとめると以下の通りである。

- (1) 空洞の存在により正規化たわみは大きく、たわみ時間差は小さくなることを示した。これら 2 指標は、コンクリート版直下に空洞がある箇所とない箇所の差が D_0 よりも表れやすいため、 D_0 よりも空洞の検出に適した指標である。
- (2) 空洞の存在により正規化たわみが大きく、たわみ時間差が小さくなる傾向は、コンクリート版中央部、目地部、および隅角部で確認され、コンクリート版端部の境界条件によらない。また、空港舗装における一般的なコンクリート版厚 (0.37m~0.45m) であれば、上記の傾向はコンクリート版厚によらない。
- (3) 載荷板中心から 300mm の位置のたわみ検出器で求めるたわみ時間差は、空洞と非空洞箇所では差が表れにくくなる場合がある。載荷板中心に近くなると、たわみ時間差がサンプリング間隔に近くなることが一因として考えられる。また、載荷板中心から遠いたわみ検出器ほどたわみ時間差が大きくなり、サンプリング間隔の影響が小さくなると考えられる。
- (4) 検出器の配置方向の空洞の長さが 0.4m から 4.0m の範囲では、空洞の長さ、正規化たわみまたはたわみ時間差の間に相関を確認できなかった。正規化たわみまたはたわみ時間差によって空洞の長さを推定する

ことは困難である。

- (5) 液状化に伴う水が舗装に浸透し路盤と路床が飽和状態となった場合には、たわみ時間差が小さくなる可能性がある。一方、飽和度 S_r が高くなることに伴い土粒子間のサクションが低下し、路盤と路床の弾性係数が小さくなるが、含水に伴う路盤と路床の弾性係数の低下は、正規化たわみとたわみ時間差にほとんど影響しないと考えられる。
- (6) FWD で得られた正規化たわみとたわみ時間差にもとづき、空洞の有無を判定する方法として、事前に FWD 調査を行い、空洞がない状態での舗装における正規化たわみとたわみ時間差を把握しておき、地震で被災した後の FWD 調査結果を、事前の調査結果と対比し、事前の調査結果から逸脱した載荷地点については、空洞があると判定する方法を提示した。
- (7) 事前の FWD 調査を行っておらず、地震後に得た FWD 調査結果のみで空洞の有無を判別することが必要な場合を想定し、各載荷部位について D_0 の平均値- 0.92σ 以下のデータを抽出し、抽出データの正規化たわみの最大値とたわみ時間差の最小値を、空洞有無を判別するための閾値とすることを提示した。

3章の参考文献

- 1) 土木学会舗装工学委員会：FWD および小型 FWD 運用の手引き、(社)土木学会、2002。
- 2) 西沢辰男、松野三朗：コンクリート舗装の構造解析における有限要素法の適用性について、土木学会論文報告集、Vol. 338, pp. 207-215, 1983。
- 3) 小澤良明、松井邦人：フォークトモデルで構成された舗装構造の波動伝播解析、土木学会論文集 E, Vol. 64, No. 2, pp. 314-322, 2008。
- 4) 土木学会舗装工学委員会：非破壊試験による舗装のたわみ測定と構造評価、(社)土木学会、2015。
- 5) 竹内康、小梁川雅、牧恒雄、丸山暉彦、木村慎：コンクリート舗装における路盤 K 値と弾性係数の換算式に関する実験的研究、土木学会論文集 E, Vol. 50, No. 669, pp. 17-25, 2001。
- 6) 鈴木克利、笠井哲郎、極檀邦夫、境友昭：空洞が弾性波動に及ぼす影響の動的 FEM による検討、第 31 回土木学会関東支部技術研究発表会講演概要集、pp. 117-118, 2004。
- 7) 尾場瀬宏美、極檀邦夫、境友昭、池端秀幸：動的 FEM 解析によるコンクリート内部欠陥探査のメカニズムに関する研究、コンクリート工学年次論文集、Vo. 27, No. 1, pp. 1717-1722, 2005。

- 8) 鎌田敏郎, 浅野雅則, 国枝稔, 六郷恵哲: コンクリート表面部欠陥の定量的非破壊検査への打音法の適用, 土木学会論文集, Vol. 55, No. 704, pp. 65-79, 2002.
- 9) 鎌田敏郎, 内田慎哉: コンクリートの非破壊試験の理論と実際 ③弾性波法(超音波法・衝撃弾性波法)の理論と実際, コンクリート工学, Vol. 51, No. 4, pp. 340-347, 2013.
- 10) 竹内康, 青木政樹, 國井洋一, 佐藤研一, 柳沼宏始: 利用者の快適性・安全性を考慮した歩行者系舗装の構造設計法の提案, Vol. 67, No. 3, pp. I_1-I_8, 2011.
- 11) 竹内康, 西澤辰男, 小梁川雅, 丸山暉彦: コンクリート舗装における層弾性係数推定方法に関する研究, 土木学会第 55 回年次学術講演会, V-54, 2000.
- 12) 国土交通省航空局: 空港土木施設設計要領(舗装設計編), https://www.mlit.go.jp/koku/koku_tk9_000019.html, 2020. (2020 年 10 月確認)
- 13) 国土交通省航空局・国土交通省国土技術政策総合研究所監修: 空港土木施設設計要領及び設計例(耐震設計編), p. 例-10, (一財)港湾空港総合技術センター, 2019.
- 14) 森伸一郎, 門脇慶典: 2001 年芸予地震における液状化調査, 第 37 回地盤工学研究発表会, pp. 1957-1958, 2002.
- 15) 中澤博志, 石原研而, 塚本良道, 鎌田邦夫, 大山敦郎: 砂の P 波速度及び液状化特性に及ぼす飽和度の影響, 地震工学研究発表会講演論文集, Vol. 26, pp. 625-628, 2001.
- 16) 金山未来, 山下聡, 川尻峻三, 川口貴之: 飽和・不飽和土の液状化特性と液状化前後の P 波 S 波速度変化, 地盤工学会北海道支部技術報告集, Vol.55, pp. 138-142, 2015.
- 17) 石川達也, 張媛, 所哲也: 粒状路盤材の力学特性評価に対する不飽和三軸試験機の適用, 舗装工学論文集第 17 巻, Vol. 68, No. 3, pp. I_105-I_113, 2012.
- 18) 石川達也, 川端伸一郎, 亀山修一, 安倍隆二, 小野丘: 舗装構造の疲労寿命に及ぼす粒状路盤の凍結融解の影響とその評価, Vol. 67, No. 3, pp. I_109-I_116, 2011.
- 19) 渡邊康司, 佐原守: 杭基礎の支持力および地盤ばねに与える載荷速度の影響, 大林組技術研究所, No. 76, pp. 1-8, 2012.
- 20) 森石一志, 大西有三, 西山哲, 矢野隆夫, 小関裕二: 雨水浸透による車道透水性舗装の諸性状変化に関する一考察, 土木学会舗装工学論文集, Vol. 12, pp. 107-114, 2007.
- 21) 鎌田修, 清水忠昭, 伊藤正秀: 車道透水性舗装の耐久性に関する研究, 土木学会舗装工学論文集, Vol. 10, pp. 91-98, 2005.
- 22) 八谷好高, 中村健, 梅野修一, 野田工, 工藤隆志: 高地下水水位下における空港アスファルト舗装の構造設計, 港湾技研資料, No. 875, pp. 1-28, 1997.

4. 空港コンクリート舗装に破壊を生じさせる空洞に関する検討

本章ではまず、空洞を有するコンクリート試験舗装を製作し、航空機荷重による繰返し走行試験を行い、載荷荷重に対する舗装の挙動を調査した(4.1)。次に、走行試験を実施した舗装の温度応力と荷重応力を解析的に推定し(4.2と4.3)、空洞を有する舗装の航空機荷重による破壊形態と、それにもとづく航空機荷重による破壊の可能性を評価する方法を検討した(4.4)。検討した評価方法にもとづき、空港で想定される舗装構成ごとに、コンクリート版に曲げ破壊を生じさせる空洞の大きさを試算した(4.5)。試算結果をもとに、空洞が生じた空港コンクリート舗装における FWD 調査の載荷地点の間隔と健全性の評価方法について検討した(4.6)。

なお本章では、単に破壊と記載する場合は、コンクリート版の曲げ破壊もしくは疲労破壊をいう。

4.1 空洞を有するコンクリート舗装における走行試験

(1) コンクリート舗装の製作

a) 舗装構成

図-4.1 と図-4.2 に製作した舗装の平面図と断面図を

示す。舗装は、コンクリート版と粒状路盤で構成され、大型航空機荷重により早期の破壊を生じさせるために、中小型機対応の舗装構造とした。

コンクリート版は、縦 4.5m、横 5.0m、厚さ 0.3m の 6 枚(以下、中央コンクリート版)とそれらを囲むもの(以下、外周コンクリート版)で構成される。なお、大型機対応のコンクリート舗装の場合、コンクリート版厚は一般に 0.37m 以上である。外周コンクリート版は、調査対象である中央コンクリート版周囲が自由縁部とならないように打設したものである。各コンクリート版の寸法は実験フィールドの制約を踏まえて決定し、コンクリートの打設は 12 月に行った。

中央コンクリート版の間、および外周コンクリート版と中央コンクリート版の間には、ダウエルバーを設置した。ダウエルバーは、長さ 0.6m、直径 32mm であり、深さ 0.15m の位置に 0.4m 間隔で設置した。以降で記載するコンクリート版は、特に表記がない限り中央コンクリート版のことをいう。

コンクリート版下の路盤の厚さは 0.35m である。路盤の一層最大施工厚は空港土木工事共通仕様書¹⁾に従い 0.15m として、施工は 0.10m、0.10m、0.15m の 3 層で行

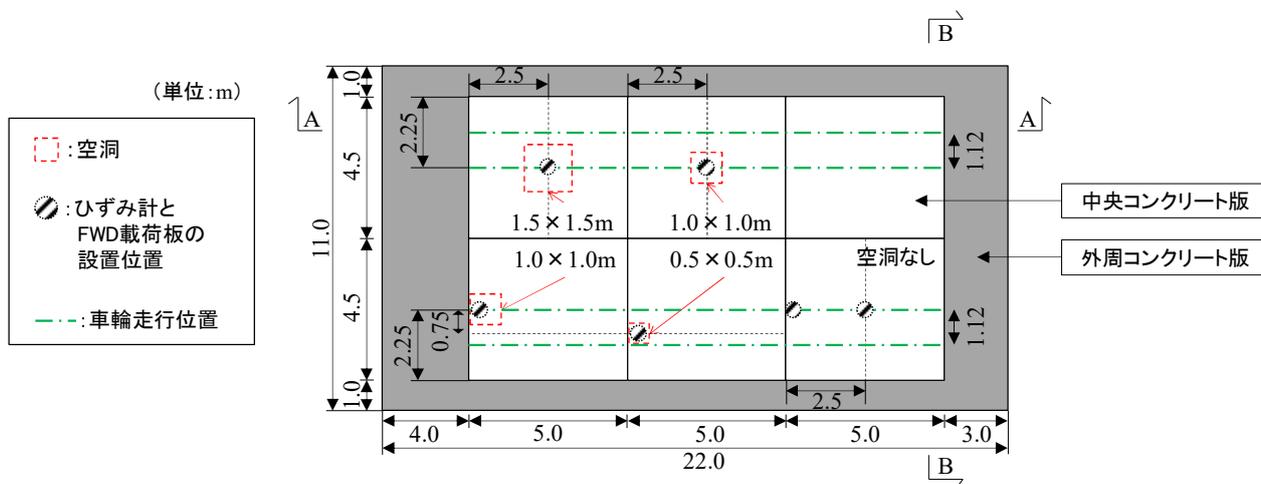


図-4.1 試験舗装の平面図

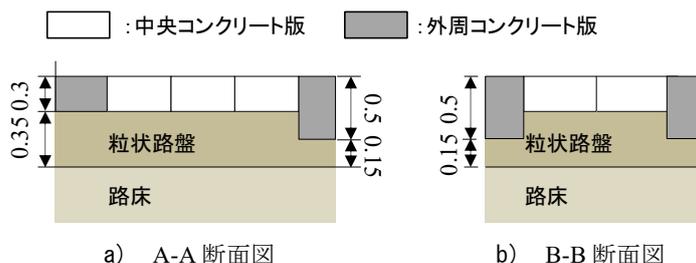


図-4.2 試験舗装の断面図

った。また、施工時に路盤が最適含水比を維持するように散水を適宜行った。

b) 空洞の製作

コンクリート版直下の路盤に厚さ 0.2m の空洞を製作した。空洞の位置は、コンクリート版の中央部と目地部の直下に各 2 箇所である(図-4.1)。空洞の大きさは、走行車輪の接地面積を参考に最小で 0.5m×0.5m とし、走行試験の安全を考慮して最大で 1.5m×1.5m とした。目地部の空洞とダウエルバーの位置関係は図-4.3 に示す。空洞の製作手順は以下の通りである。

- 1) 路盤構築後に路盤を深さ0.2mまで掘削し、掘削箇所を発泡スチロールで埋め戻す。
- 2) 発泡スチロール上に、側面に穴をあけたチューブを固定し、チューブの一端が舗装表面に出るようにコンクリートを打設する。
- 3) コンクリート硬化後に、舗装表面のチューブ端部から溶剤を流し込み、発泡スチロールを溶かす。

空洞の生成状況については、走行試験終了後にコンクリート版を開削して確認し、設計通りの寸法の空洞を確認できた(写真-4.1)。

c) 舗装材料

表-4.1 にコンクリートの配合を示す。セメントには早強ポルトランドセメントを使用した。表-4.2 にはコンクリートの力学性状を示す。曲げ強度は管理試験体を用いて求め、圧縮強度と静弾性係数は、試験舗装から採取したコアを用いて求めた。圧縮試験は走行試験を終えてから約 2 週間後(材齢 61 日)に行った。

路盤には最大粒径 40mm の粒度調整砕石を用いた。路盤の品質管理についても、空港土工工事共通仕様書に従い行い、路盤の支持力係数 K_{30} は 384MN/m^3 であった。

d) ひずみ計の設置

コンクリート版の水平ひずみのうち、後述する荷重車の走行方向と直交方向のひずみを計測するために、コンクリート版の下面から 30mm 上方に、ひずみ計(東京測器研究所製 KM-100BT, 図-4.4)を埋設した。このひずみ計は、フランジ間がコンクリートの変形に追随し、 5000μ まで計測できる。概略の位置は図-4.1 に示し、詳細の位置を図-4.5 に示す。

(2) 調査方法

a) 走行試験

走行試験には図-4.6と写真-4.2に示す荷重車を用いた。

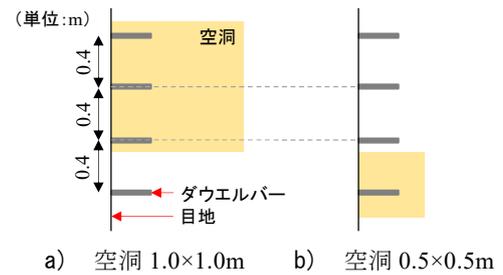


図-4.3 ダウエルバーと空洞の位置関係

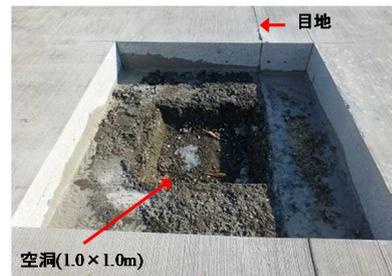


写真-4.1 空洞の生成状況(目地部 1.0x1.0m の空洞)

表-4.1 コンクリートの配合

粗骨材の最大寸法(mm)	スランプ(cm)	空気量(%)	水セメント比 W/C(%)	細骨材率 s/a(%)
20	7.5	4.1	42.5	41.1

水	セメント	山砂	砕石	AE減水剤
単位量(kg/m ³)				
151	355	741	1095	0.355

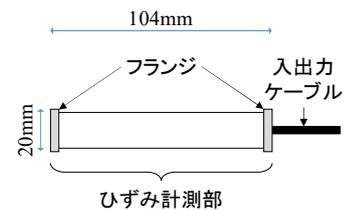


図-4.4 ひずみ計の模式図

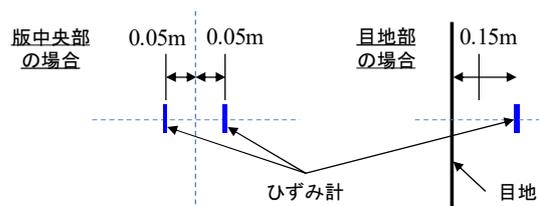


図-4.5 ひずみ計の設置位置

荷重車は、そのトレーラ部に大型航空機 (B747-400型機) の1脚4輪の車輪を装着しており、試験では、4輪のうちの走行方向に並ぶ2輪が、空洞上を極力通過するように往復走行させた (図-4.1)。輪荷重は、トレーラ部に積載する重りの個数により調整し、B747-400型機相当の241kNとした。走行回数は700往復、走行速度は約5km/hである。試験はコンクリートを打設してから40日後の1月末から行い、約1週間、9時~17時で行った。なお、目地部の空洞0.5×0.5mの箇所は、車輪が走行しない位置となるが、当該箇所における各種調査結果は参考値として示すこととする。

b) FWD調査

FWD調査は、荷重車が50, 100, 250, 500, および700往復した直後に実施した。載荷荷重は147kNであり、載荷板直径は0.3mである。図-4.1に載荷板の設置位置を示す。設置位置は版中央部ではコンクリート版の中心とし、目地部では載荷板中心が目地から0.15m離れた位置とした。目地部では式(4.1)に示す荷重伝達率を求める。

$$E'_{ff} = \frac{D_{300}}{(D_0 + D_{300})/2} \times 100 \quad (4.1)$$

ここに、

E'_{ff} : 荷重伝達率(%), D_0 : 載荷板中心の最大たわみ (mm), D_{300} : 載荷板中心から 300mm の検出点における最大たわみ (mm)

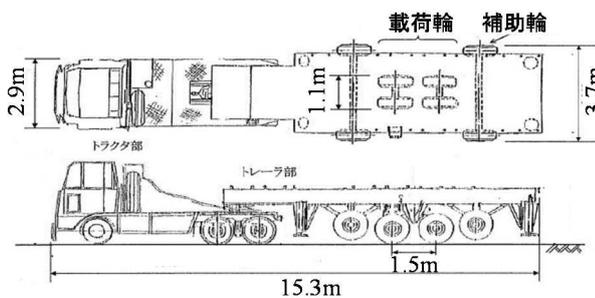


図-4.6 荷重車の全体図



写真-4.2 荷重車の外観

たわみの計測位置は、載荷板中心と載荷板中心から200~2500mm離れた位置である。たわみは、設定した載荷荷重147kNに対して実際の載荷荷重が若干変動することによりばらつくため、2~4回目の載荷で得たたわみの平均値と、各回の荷重の平均値をもとに、載荷荷重150kNにおける値に線形補間したものとした。温度補正は行っていない。温度補正を行わない理由は、各調査日の気温は同程度でかつ、冬季の日中で気温変化も小さかったため、調査時のコンクリート版の反りの程度は概ね同じと考えられることから、走行回数ごとのたわみを比較する上では温度補正は必要ないと考えたためである。

調査では、FWD 荷重載荷時に発生するコンクリート版下面のひずみの経時変化も計測した。計測後、載荷1回ごとの引張ひずみの最大値を求め、計3回の最大値を平均化した (以下、FWDによる最大引張ひずみ)。

c) コンクリート版下面のひずみ

荷重車による走行が98, 99, 100往復目の時には、コンクリート版のひずみの経時変化を計測した。計測後、1往復ごとの引張ひずみの最大値を求め、計3往復の最大値を平均化した (以下、走行による最大引張ひずみ)。また、車輪通過後の残留ひずみも確認した。

(3) 版中央部における調査結果

a) FWD調査結果

図-4.7に、版中央部における載荷板直下の最大たわみ (以下、 D_0) を示す。250往復までは、空洞の有無によらず D_0 は徐々に増加する傾向であったが、それ以降では変化がなくなり、空洞の存在で D_0 は大きい値となった。空洞上の D_0 が繰返し荷重により増加する現象は、空洞を有するアスファルト舗装における既往の FWD 調査でも確認されており²⁾、荷重載荷に伴い空洞周囲の粒状材が崩れるか緩んだことによるものと考えられる。

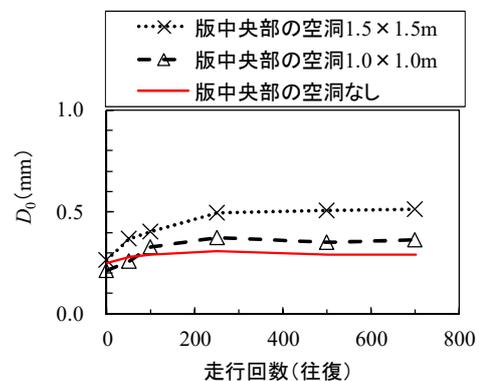


図-4.7 版中央部における D_0

図-4.8 には、FWD によるコンクリート版下面の最大引張ひずみを示す。空洞がある位置での FWD による最大引張ひずみは、空洞がない位置と比較して小さかった。

図-4.9 には、50 往復後の FWD 荷重載荷時のたわみ形状を一例として示す（50 往復以降でも同様であった）。図の縦軸は、載荷板中心から離れた位置のたわみを D_0 で正規化している。図をみると、空洞 $1.5 \times 1.5\text{m}$ の位置における載荷板中心から $-200\text{mm} \sim -600\text{mm}$ の正規化たわみが相対的に大きい。空洞の存在により、載荷板中心付近のコンクリート版の変形の曲率が小さくなったものと考えられ、これにより、空洞 $1.5 \times 1.5\text{m}$ の位置の FWD による最大引張ひずみが小さくなった可能性がある。また、空洞 $1.0 \times 1.0\text{m}$ での FWD による最大引張ひずみが小さくなる原因は不明であるが、空洞 $1.5 \times 1.5\text{m}$ と同じように、空洞の存在が影響してコンクリート版下面の曲率が小さくなったことが考えられる。

なお、図-4.9 の空洞 $1.5 \times 1.5\text{m}$ において、載荷板中心からプラス側の位置の正規化たわみが小さくなっているが、この要因として、実際の空洞の中心位置がマイナス側にずれており、それにより正規化たわみのピークがマ

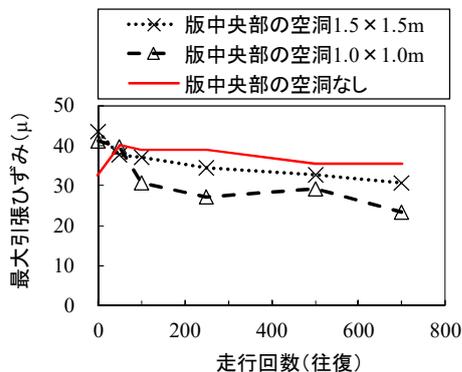


図-4.8 FWD 荷重載荷時の版中央部下面の最大引張ひずみ

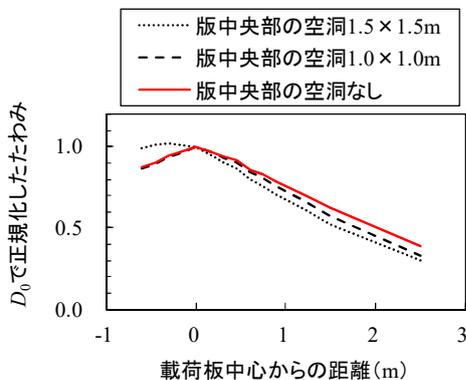


図-4.9 50 往復後の FWD 調査で得られたたわみ形状

イナス側にシフトした可能性がある。また、空洞 $1.0 \times 1.0\text{m}$ においても載荷板中心からプラス側の正規化たわみが小さくなっているが、3 章で示した正規化たわみ ND_{1500} の変動係数が 20%程度であったことを踏まえると、ばらつきの範囲内であると考えられる。

b) 走行荷重載荷時のコンクリート版下面のひずみ

図-4.10 には、98~100 往復時のコンクリート版下面の走行による最大引張ひずみを示す。なお図示していないが、いずれの箇所のひずみも、車輪が通過後にほぼゼロに戻ったため、走行荷重によるコンクリート版の変形は弾性範囲であったと考えられる。

図をみると、空洞がある位置での走行による最大引張ひずみは、空洞がない位置と比較して小さい。この原因は、FWD 載荷の時と同じことが考えられる他、空洞がない版中央部は荷重車の走行起点に近く、ひずみ計の直上を走行できた一方で、 $1.0 \times 1.0\text{m}$ および $1.5 \times 1.5\text{m}$ の空洞を有する版中央部では、荷重車の後進に伴い走行位置がひずみ計直上から横断方向にずれた可能性もある。写真-4.3 に走行試験時のコンクリート舗装表面の状況を示す。車輪が通過した位置は車輪痕で黒くなっており、通過していない位置は白色である。走行起点近くの手前側では車輪間

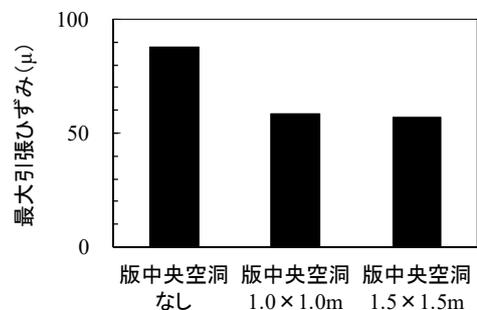


図-4.10 98~100 往復時の版中央部下面の最大引張ひずみ

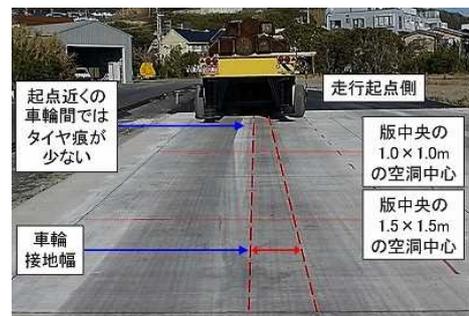


写真-4.3 繰返し走行試験時のコンクリート舗装表面のタイヤ痕

にも車輪痕が確認される。これは、走行起点側から荷重車が後進するときに、荷重車の操作の特性上、後進するほど走行位置がずれやすくなることによるものである。走行による最大引張ひずみの変動係数は、空洞がない位置では9%、空洞1.0×1.0mの位置では19%、空洞1.5×1.5mの位置では27%であり、起点から離れるほど大きかった。

(4) 目地部における調査結果

a) FWD調査結果

図-4.11に、目地部における D_0 を走行回数ごとに示す。版中央部での結果と同様に、走行回数の増加に伴い D_0 は増加し、ある程度走行すると変化がなくなった。目地部の空洞1.0×1.0mの位置においては50往復時点で D_0 が急激に大きくなった。

図-4.12に、FWD荷重載荷時に発生した目地部の版下面の最大引張ひずみを示す。1.0×1.0mの空洞上では、50往復時点で最大引張ひずみが1,500 μ を超えた。これは、50往復までにコンクリート版にひび割れが生じ、コンクリートの剛性が低下したためであると考えられる。なお、50往復時点ではコンクリート版の上面にひび割れは確認されなかった。

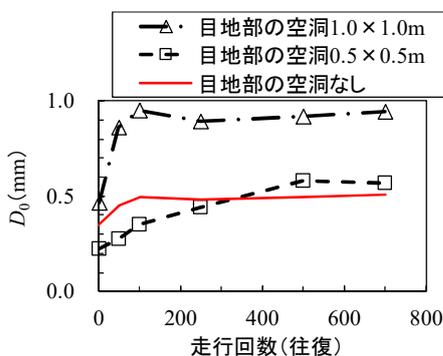


図-4.11 目地部における D_0

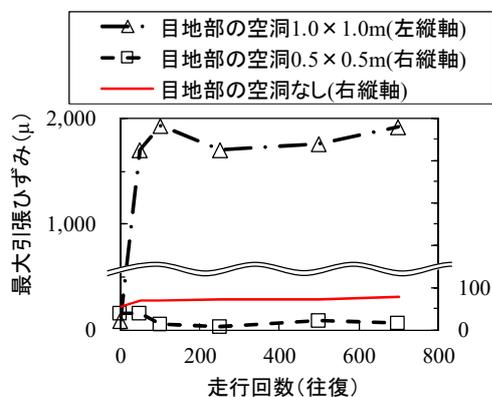


図-4.12 目地部下面のFWDによる最大引張ひずみ

図-4.13には荷重伝達率(定義は式(4.1))を示す。荷重伝達率は、隣り合うコンクリート版の荷重伝達性能を表す指標であり、値が大きいほど載荷側のコンクリート版に生じた応力が非載荷側のコンクリート版に伝達していることになる。1.0×1.0mの空洞上の荷重伝達率は、走行試験前の時点で約76%であり、他の位置よりも小さく、走行回数50往復後には約60%まで減少した。空洞の存在が影響して、隣接するコンクリート版間の荷重伝達が走行試験前の時点で乏しかったため、1から50往復の間に目地部において曲げ破壊もしくは疲労破壊が生じたものと考えられる。

b) 走行荷重載荷時のコンクリート版下面のひずみ

図-4.14に、98~100往復時のコンクリート版下面の最大引張ひずみを示す。目地部の空洞1.0×1.0mの箇所におけるひずみは4,000 μ を超え、この時点でコンクリートにひび割れが生じていることが推察される。

また、図示していないが、空洞がない箇所と0.5×0.5mの空洞箇所では、ひずみは車輪通過後にほぼゼロに戻ったが、1.0×1.0mの空洞箇所では600 μ 程度の引張側の残留ひずみが確認された。このことから、1.0×1.0mの空洞上のコンクリート版はひび割れの発生に伴い、弾塑性的な挙動を示すようになったと考えられる。

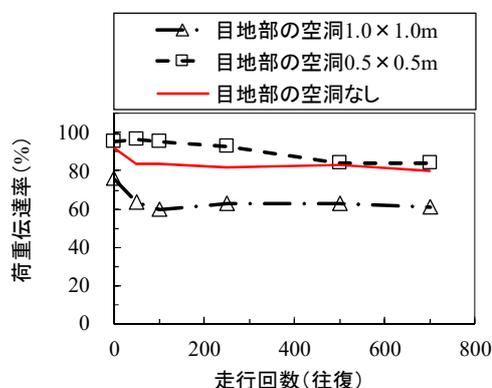


図-4.13 目地部の荷重伝達率

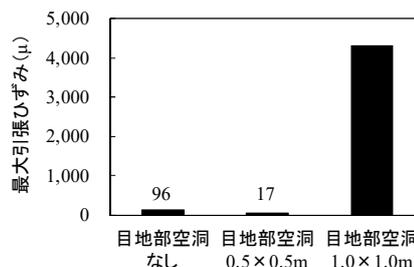


図-4.14 98~100往復時の目地部下面の最大引張ひずみ

(5) 走行試験後の開削調査

コンクリート版のひび割れの状況を確認すべく、走行試験終了後に目地部の空洞 1.0×1.0m の位置で開削調査を行った。

写真-4.4 と写真-4.5 に、700 往復の走行試験が終了した後に開削したコンクリート版のひび割れ状況を示す。写真-4.4 をみると、ひび割れがコンクリート版下面から上面にかけて進展していることが確認された。写真-4.5 は、コンクリート版の断面と下面を撮影したものであり、コンクリート版の下面に一本のひび割れが確認された。このひび割れは、走行 50 往復までに発生したものと考えられ、その後 650 往復の走行を行っても、当該箇所のコンクリート版下面は一本のひび割れの状態にとどまっておらず、沈下や陥没のような終局的な変状に至ることはなかった。ひび割れの原因は、疲労破壊もしくは、曲げ応力がコンクリートの曲げ強度を超えたことによる曲げ破壊であると考えられる。これについては、4.2 と 4.3 で推定する温度応力と荷重応力を踏まえて、4.4 で考察する。

なお、コンクリート版に発生する応力は、温度応力と荷重応力以外にも、乾燥収縮に伴う拘束応力が考えられるが、同じ実験フィールドに過去に製作した試験舗装において計測した結果³⁾では、乾燥収縮にともなうコンクリート版の拘束応力は引張側に 0.1N/mm² 程度と小さかったため、本研究では無視することとする。

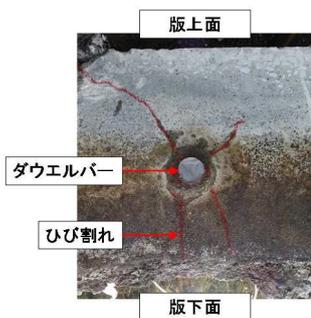


写真-4.4 1.0×1.0mの空洞上のコンクリート版目地の断面

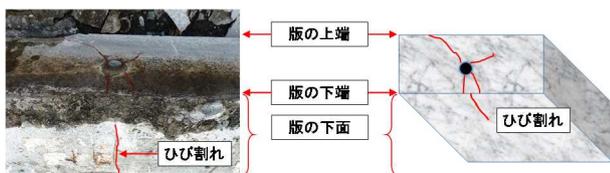


写真-4.5 1.0×1.0mの空洞上のコンクリート版目地の断面と下面のひび割れ状況

4.2 コンクリート版に発生した温度応力の推定

ひび割れが発生したのは 1～50 往復の間であり、走行試験直前および 50 往復時の FWD による調査時刻を踏まえると、冬季の 9～11 時と推定される。既往研究を踏まえると⁴⁾、その時間帯の温度応力は小さいと推察される。その確認のため、本節では、1～50 往復した日の 9～11 時に発生していた温度応力を推定する。

(1) 推定方法

図-4.15 に温度応力の推定フローを示す。本来であれば左側のフローのように、1～50 往復時の温度応力は、その時のコンクリート版の上下面温度差等を用いて推定する。しかしながら、今回製作したコンクリート版では、熱電対を下面にしか設置しておらず、深さ方向の温度分布がわからないため、コンクリート版の上下面温度差も不明である。

このような状況のもとで温度応力を推定するために、同じ実験フィールドに過去に製作した同一厚さのコンクリート版（以下、類似コンクリート版）にて計測した過去の温度データを用いることとした。図-4.15 の右側のフローに具体的な推定方法を示す。

まず、過去の気象データから、1～50 往復当日の最低気温（早朝）、その前日の最高気温（昼間）、およびそれらの差が類似する日（以下、類似日）を 3 日選定した。次に、類似コンクリート版の深さ 30mm, 150mm, 270mm で計測した温度をもとに、各類似日における 1 時間毎の上下面温度差を求めた。

そして、空港コンクリート舗装を対象に検討された温度応力式 (4.2) と (4.3) を用いて^{4),5)}、類似日の 9～11 時における類似コンクリート版の温度応力を求めた。なお、弾性係数は表-4.2 の値とし、線膨張係数は 1.0×10^{-5} とした。目地部における温度応力式中のそり拘束係数 C_w は、

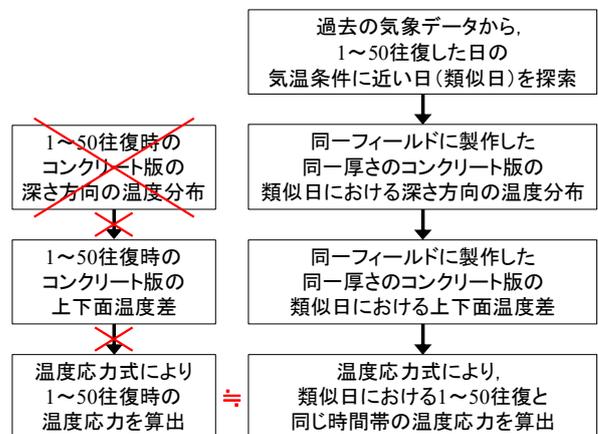


図-4.15 コンクリート版の温度応力の推定フロー

空港コンクリート舗装の目地部が版中央部と同様に完全拘束状態に近いという調査結果⁵⁾をもとに、1.0とした。コンクリート版の上下面温度差には、既往研究にもとづき⁶⁾、温度応力を求めたい時刻の2時間前のもの(7~9時)を用いた。

版中央部における温度応力式

$$\sigma = (-0.7742h + 0.854) \frac{E\alpha\theta'}{2(1-\nu)} \quad (4.2)$$

目地部における温度応力式

$$\sigma = (-0.7742h + 0.854) \frac{C_w\alpha E\theta'}{2} \quad (4.3)$$

ここに、

σ : 温度応力 (N/mm²) , h : コンクリート版の厚さ (m)

E : コンクリートの弾性係数 (N/mm²)

α : コンクリートの熱膨張率 (1/°C)

θ' : コンクリート版の上下面の温度差 (°C)

ν : コンクリートのポアソン比, C_w : そり拘束係数

(2) 推定結果

a) 気温条件の比較

図-4.16に、ある類似日(以下、類似日1)の気温の推移を一例として示す。図には、1~50往復当日の午前中の気温と前日の午後の気温の推移も併せて示す。類似日1の当日の最低気温と前日の最高気温は、1~50往復した日のそれらと比較し約2°C低い。最低気温と最高気温の差はほぼ同じである。その他の類似日は、より1~50往復した日の条件に近い。

b) コンクリート版の深さ270mmの温度の比較

表-4.3に、50往復直後(11時)に計測した深さ270mmの温度と、類似日の11時に計測した深さ270mmの温度を示す。どの類似日の温度も、走行試験当日とおおむね同じである。また、参考値ではあるが、100往復直後である16時の温度についても比較的近い値である。

c) 推定した温度応力

表-4.4に、類似日の9~11時の版中央部と目地部の温度応力と、コンクリート版の上下面温度差を示す。3日分の推定結果の最大値と最小値を示した。類似コンクリート版の中央部と目地部の温度応力は、最大でも引張側に0.18N/mm²と小さく、同様の気温条件であった走行試験当時の温度応力も同等であったと推察される。1~50往復した時期は1月末であり、1日の気温変化が比較的小さかったために、コンクリート版の上下面温度差が小さく、温度応力も小さかったと考えられる。

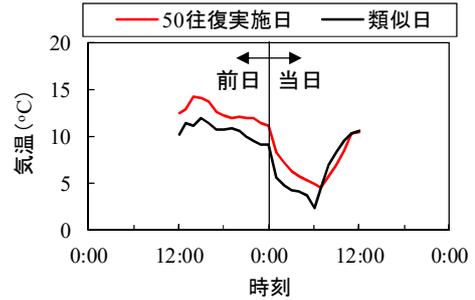


図-4.16 走行試験および類似日の当日と前日の気温

表-4.3 コンクリート版の上面から深さ270mmの温度

	1~50往復した日	類似日 1	類似日 2	類似日 3
50往復直後(11時)	9.5°C	10.2°C	9.9°C	9.7°C
100往復直後(16時)	12°C	14.4°C	12.3°C	12.9°C

表-4.4 類似日の9~11時における類似コンクリート版の温度応力と版上下面温度差

	温度応力 (N/mm ²)	版上下面温度差 (°C)
版中央部	-0.60~0.08	-2.6~2.1
目地部	-0.29~0.18	

4.3 コンクリート版に発生した荷重応力の推定

本節では、走行試験時に発生したコンクリート版下面の荷重応力をFEMの弾性解析により推定する。

(1) 解析概要

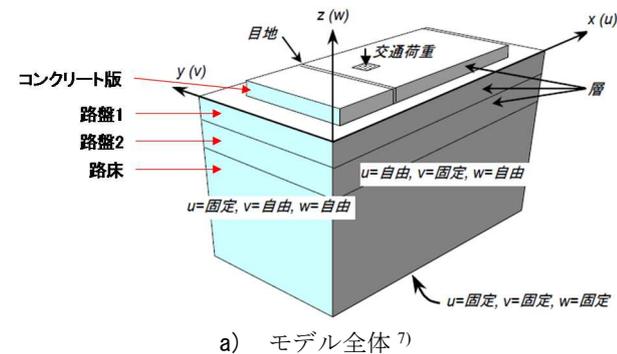
a) 解析に用いたFEM

解析には、舗装構造解析 3次元 FEM プログラムPave3D⁷⁾を用いた。Pave3Dの基本的な構造モデルを図-4.17に示す。

- 最上層は有限な広がりを持ったコンクリート版であり、その枚数を設定できる。
- コンクリート版の外周は自由境界である。コンクリート版間の目地は、境界面要素(図-4.17 b))によりモデル化し、境界面要素のばね係数を調整することにより、コンクリート版間の荷重伝達機能を考慮できる。
- コンクリート版とその直下の路盤の間にも、境界面要素を設定し、境界面要素のばね係数を調整することにより、コンクリート版と路盤の接着状況を考慮できる。
- 路盤以深の外周は拘束状態であり、外周面と平行な面の変位は可能だが、外周面と垂直方向は固定である。最下層(路床)の下面は完全固定である。

b) 舗装モデル

表-4.5 に舗装モデルに関する入力条件を示す。モデルでは、試験舗装と同じ寸法 (5.0m×4.5m) のコンクリート版を 3×3 枚に並べた。コンクリート版の厚さは試験舗装と同じ 0.3m とした。また、本解析ではコンクリート版下面に発生する応力を推定することが目的であるため、路盤以深は竹内らの検討⁸⁾を参考に単一層とみなし、その厚さを 5.0m とした。コンクリートの弾性係数は、試験舗装から採取したコアを用いて求めたものとした(表-4.2)。ポアソン比は 0.2 とし、載荷荷重に伴う応力を推定することが目的であるため、各層の密度は 0 とし自重による



a) モデル全体⁷⁾



b) モデル断面図

図-4.17 Pav3Dにおける基本的な舗装構造モデル

表-4.5 舗装モデルに関する入力条件

コンクリート版	厚さ(m)	0.3
	弾性係数(N/mm ²)	33,340
	ポアソン比	0.2
	密度(g/cm ³)	0
路盤 (路盤以深は単一層とみなす)	厚さ(m)	5.0
	弾性係数(N/mm ²)	143
	ポアソン比	0.35
	密度(g/cm ³)	0
コンクリート版と路盤の間の境界面要素	ばね係数kx(N/mm ³)	0.1
	ばね係数ky(N/mm ³)	0.1
	ばね係数kz(N/mm ³)	1,000
空洞	厚さ(m)	0.2
	一辺の大きさ(m)	版中央部: 1.0m, 1.5m 目地部: 0.5m, 1.0m
	弾性係数(N/mm ²)	0
	ポアソン比	0.35
	密度(g/cm ³)	0

応力を無視した。

路盤以深の弾性係数は、Huang and Sharpe⁹⁾が提案した弾性係数と支持力係数の関係式(4.4)により算出した。なお、路盤と路床の弾性係数を FWD の結果を逆解析して設定する方法も考えられるが、本研究では、コンクリート版のその影響がない式(4.4)により路盤以深の弾性係数を設定することとした。式中の K₇₅には、路盤の支持力係数 K₃₀を舗装調査・試験法便覧¹⁰⁾に基づき換算した値を入力した。また、載荷位置の変化に伴う定数γは、竹内らの検討結果⁸⁾に基づき 1.5 とした。

$$K_{75} = \gamma \cdot \sqrt[3]{\frac{E_f}{E_c}} \cdot \frac{E_f}{(1-\nu_f^2) \cdot h} \quad (4.4)$$

ここに、

K₇₅: 地盤の支持力係数 (N/mm³) , h: コンクリート版の厚さ (mm) , E_c: コンクリートの弾性係数 (N/mm²) , E_f: 地盤の弾性係数 (N/mm²) , ν_f: 地盤のポアソン比, γ: 載荷位置の変化に伴う定数

コンクリート版と路盤の間の境界面要素のばね係数については、コンクリート版と路盤に付着がない状態とする値⁷⁾を入力した。実際にコンクリートの打設を行う時には、路盤上面に石粉もしくは路盤紙を使用し、コンクリート版と路盤に付着がないようにする措置を講ずる。この措置により、供用後のコンクリート版が膨張と収縮をするときに、路盤の摩擦にともなう拘束応力が低減され、膨張収縮にともなうひび割れが発生しにくくなる。

空洞は、1つの舗装モデルにつき1つとし、3×3枚のコンクリート版のうち真ん中のコンクリート版直下の中央部または目地部に設けた。空洞の大きさと厚さは試験舗装に設けたものと同じにした。空洞の弾性係数は 0、ポアソン比は空洞を設けた層と同じにした¹¹⁾。

表-4.6 には目地に相当する境界面要素の入力条件を示す。隣り合うコンクリート版の荷重伝達性能を再現するため、走行試験前の FWD 調査で得た荷重伝達率とな

表-4.6 目地に相当する境界面要素の入力条件

	走行試験前の FWD 調査で得た荷重伝達率	ばね定数 kx, ky, kz (N/mm ³)
目地部に空洞 0.5×0.5m を設定するケース	95.2	1,000
目地部に空洞 1.0×1.0m を設定するケース	76.2	15
上記以外のケース	91.7	150

るようにばね定数を設定した。具体的には、目地部における FWD 調査では、図-4.18 のように載荷側と非載荷側のコンクリート版の最大たわみを計測し、それらをもとに荷重伝達率を計算するが、解析においても同じ大きさの荷重を同じ位置に作用させ、載荷側と非載荷側の鉛直方向の変形量が、FWD 調査で得た最大たわみに合うように、目地のばね定数を設定した。空洞を有する目地については、FEM モデルにおける空洞上の荷重伝達率が、FWD 調査で得た荷重伝達率と同じになるようにばね定数を設定した。

c) 載荷条件

図-4.19 に版中央部と目地部における載荷条件を示す。空洞の有無にかかわらず、版中央部では車輪中心がコンクリート版の中心となる位置に載荷し、目地部では車輪の一端が目地に沿う位置に載荷した。

解析時の車輪の接地圧は、走行試験時の条件に合わせた。なお、モデルを簡便にするために、車輪の接地長さと接地幅を微調整したため、輪荷重は走行試験時の 241kN よりも少し大きくなっている。

(2) 解析結果

図-4.20 に、解析で得たコンクリート版下面の荷重応力を示す。版中央部では、空洞が大きくなるに従い荷重応力は大きくなった。目地部では、空洞 1.0×1.0m での荷重応力は空洞なしよりも大きくなった一方で、空洞 0.5×0.5m での荷重応力は空洞なしよりも小さくなった。

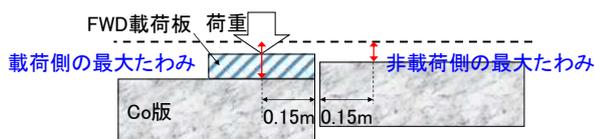
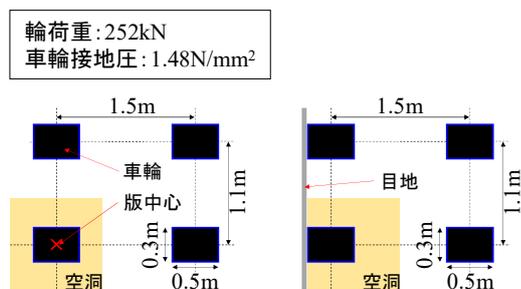


図-4.18 コンクリート版の目地部における FWD 調査イメージ



a) 版中央部の場合 b) 目地部の場合

図-4.19 載荷条件 (空洞 1.0×1.0m)

この原因は、空洞 0.5×0.5m がある目地の荷重伝達率が空洞なしのそれよりも高く設定したことであると考えられる (表-4.6)。すなわち、0.5×0.5m の空洞が存在することよりも、荷重伝達率が高いことの方が荷重応力に大きく影響し、空洞 0.5×0.5m での荷重応力が空洞なしよりも小さくなったと考えられ、荷重伝達率の寄与も大きかった。

ここで、実測値との比較により解析結果の妥当性を確認するために、図-4.21 にコンクリート版下面から 30mm のひずみの解析値と、98~100 往復時の最大引張ひずみを示す。目地部の空洞 1.0×1.0m のデータに関しては、実測値が 4,000μ 程度で塑性変形分も含まれると考えられるため、弾性解析で得た解析値との比較は行わない。

結果をみると、版中央部と目地部の空洞がない箇所においては、解析値と実測値は比較的近かった。その一方で、空洞が存在する箇所においては、実測値が解析値よりも小さい傾向であった。版中央部の空洞がある箇所で実測値が小さい原因は、4.1 (4) で言及したように、荷重車の後進により車輪の走行位置がずれた可能性が考えられる。また、目地部の空洞 0.5×0.5m の位置で実測値が小さい原因は、ひずみ計が車輪と車輪の間に位置し (図-4.1

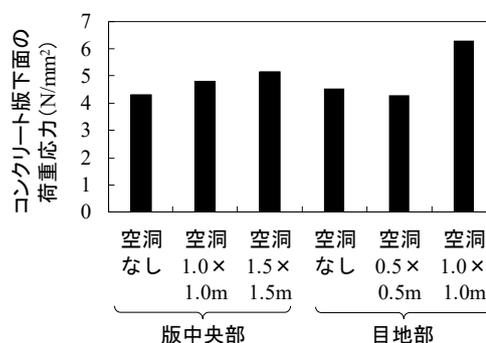


図-4.20 解析で得たコンクリート版下面の荷重応力

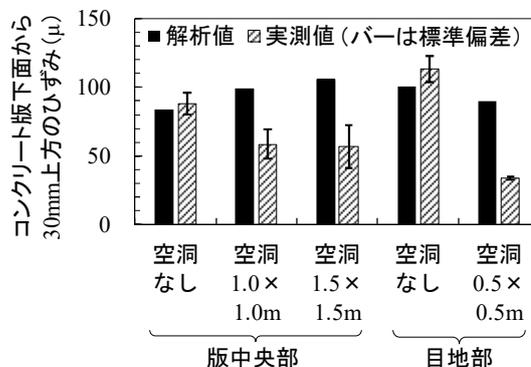


図-4.21 コンクリート版に生じたひずみの解析値と実測値

), ひずみ計上を車輪が通過しなかったことであると考
えられる。

以上より, 空洞が存在する箇所では, 実験的な要因に
より解析値と実測値が乖離する結果となったと考えられ
るものの, 空洞がない版中央部と目地部では, 解析値と
実測値は近い値であり, 少なくとも空洞がない位置での
荷重応力については FEM により精度よく推定できるこ
とを確認できた。

4.4 空洞が生じた空港コンクリート舗装の載荷荷重に 伴う曲げ破壊の可能性の評価方法の検討

本節では, 前節までに推定した荷重応力と温度応力の
和を, コンクリート版の曲げ強度と比較することにより,
空洞が生じた舗装の破壊形態と, 空洞が生じた舗装の載
荷荷重に伴う破壊の可能性の評価方法を検討する。なお,
4.2 で破壊が生じたときの温度応力は小さいことが推定
されたが, ここでは, 破壊への寄与が小さいことを確認
するため考慮することとした。

(1) コンクリート版の曲げ強度の推定

本研究では, コンクリート版から採取した円柱コア(直
径 10cm, 高さ 20cm) の圧縮強度をもとに, コンクリ
ート版の曲げ強度を推定する。図-4.22 に曲げ強度の推定
フローと各過程における推定値を示す。

圧縮強度から曲げ強度への換算には, セメント協会に
て実験的に求められた舗装用コンクリートの圧縮強度と
曲げ強度の関係式(4.5)¹²⁾を用いた。高さ 10cm の曲げ強
度から高さ 15cm の曲げ強度への換算についても, セメ
ント協会にて実験的に求められた関係式(4.6)¹²⁾を用いた。

コンクリート版の曲げ強度は, 吉本・佐藤により推定
精度が比較的高いことが示された, 寸法効果に関する式
(4.7)¹³⁾を用いて算出し, 5.74N/mm²と推定された。

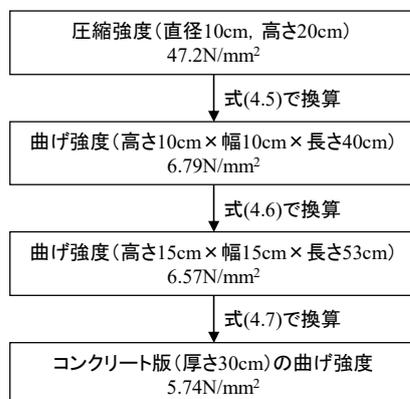


図-4.22 コンクリート版の曲げ強度の推定フロー

$$y_1 = \frac{x_1^{1.3}}{0.35} \quad (4.5)$$

ここに,

$$y_1: \text{圧縮強度 (直径 10cm, 高さ 20cm, (N/mm}^2\text{))}$$

$$x_1: \text{曲げ強度 (10cm} \times \text{10cm} \times \text{40cm, (N/mm}^2\text{))}$$

$$y_2 = 1.033 x_2 \quad (4.6)$$

ここに,

$$y_2: \text{曲げ強度 (10cm} \times \text{10cm} \times \text{40cm, (N/mm}^2\text{))}$$

$$x_2: \text{曲げ強度 (15cm} \times \text{15cm} \times \text{53cm, (N/mm}^2\text{))}$$

$$f_{f,h} = \frac{0.67 + (h/100)^{0.7}}{1.5(h/100)^{0.7}} f_{f,h150} \quad (4.7)$$

ここに,

$$f_{f,h}: \text{厚さ } h \text{ のコンクリート版の曲げ強度 (N/mm}^2\text{)}$$

$$f_{f,h150}: \text{コンクリートの曲げ強度 (15cm} \times \text{15cm} \times \text{53cm, (N/mm}^2\text{))}$$

(2) 走行試験時のコンクリート版の破壊形態

図-4.23 に, 推定した曲げ強度と, 解析で得たコンクリ
ート版下面の荷重応力と温度応力を併記した図を示す。
ひび割れが発生した目地部の空洞 1.0×1.0m の箇所では,
荷重応力と温度応力の和(以下, 合成応力)が推定した
曲げ強度を超えているが, その他の箇所では超えていな
い。したがって, ひび割れが発生したコンクリート版は,
合成応力が曲げ強度を超え, 曲げ破壊が生じたと推察さ
れる。ただし, 温度応力がゼロに近いと推察されたこと
を踏まえると, 曲げ破壊に大きく寄与したのは荷重応力
と考えられる。また, 仮に空洞 1.0×1.0m の目地部の荷重
伝達率が空洞なしのそれと同等であったとすると, 荷重
応力は 5.16N/mm² となり, 曲げ破壊が生じることはなか
ったと考えられる。

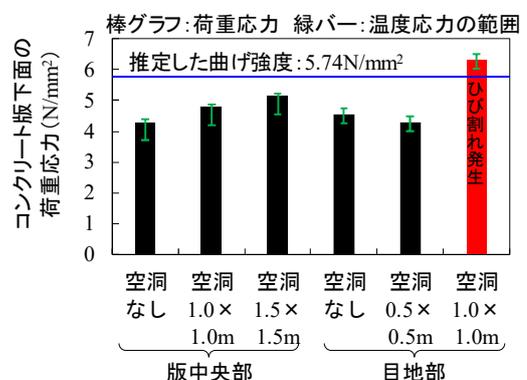


図-4.23 コンクリート版下面の荷重応力と温度応力と
推定した曲げ強度の比較

なお、載荷荷重が大きいとコンクリート版に塑性変形が生じ、その状態における応力は、弾性解析で得た荷重応力とは乖離するため、弾性解析で得た荷重応力によりコンクリート版の曲げ破壊を論じることは適切でないとも考えられる。しかしながら、岡村・辻¹⁴⁾や三村ら¹⁵⁾によると、コンクリートは曲げ破壊の直前まで弾性体に近い挙動を示すことから、弾性解析で得た荷重応力を用いてコンクリートの曲げ破壊を論じることに問題はないと考えられる。コンクリートが曲げ破壊の直前まで弾性体に近い挙動を示すことについては、次項にて試験的に確認することとした。

(3) コンクリートの曲げ試験における荷重とひずみの関係

本項では、コンクリートに曲げ破壊が生じるまでの荷重とひずみの関係を実験的に確認する。

a) コンクリート配合

表-4.7 に、確認試験用のコンクリートの配合を示す。セメントには普通ポルトランドセメントを用いた。使用材料とその性状は、空港土木工事共通仕様書を満足する。

b) 試験体製作と曲げ試験方法

曲げ試験用の試験体寸法は 150mm×150mm×530mm とし、舗装調査・試験法便覧の「コンクリート強度試験用供試体の作製方法」に準拠し、内部振動機を用いて締固めを行い、5 体作製した。作製した試験体は 20℃の水中で 28 日間養生した。試験直前には、曲げに伴うコンクリートのひずみを計測するために、上下面にひずみゲージ（株式会社東京測器研究所 PL-120）を 1 体につき 1 枚ずつ貼り付けた。ひずみゲージの貼り付け位置は、試験体中央部とした。

曲げ試験は、舗装調査・試験法便覧に記載される「コンクリートの曲げ強度試験方法」に準拠して実施した。載荷方法は 3 等分点載荷であり、載荷速度は 0.06±0.04

表-4.7 コンクリートの配合

粗骨材の最大寸法 (mm)	スランプ (cm)	空気量 (%)	水セメント比 W/C (%)	細骨材率 s/a (%)
40	6.0	4.9	41.5	35.5

水	セメント	細骨材	粗骨材2005	粗骨材4020	AE減水剤
単位量 (kg/m ³)					
145	349	645	853	358	0.349

N/mm²/sec, スパンは 450mm である。

c) 曲げ試験の結果

図-4.24 に曲げ試験における荷重とコンクリート底面のひずみの関係を示す。図では最大荷重までを示した。最大荷重の約 80%の荷重付近までは直線的に増加し弾性的な挙動であり、その後は曲線形状に変化する傾向にある。No.3 を除けば曲線の曲率の変化は大きくないことを踏まえると、走行試験で生じたコンクリート版の曲げ応力と弾性解析で推定した曲げ応力に乖離が小さかったと考えられ、弾性解析で推定した曲げ応力と曲げ強度の対比によって曲げ破壊が生じるか否かを評価した結果 (4.4(2)) が、実際の走行試験におけるコンクリート版ごとのひび割れの発生有無と合致したものと考えられる。

(4) 空洞が生じたコンクリート舗装の載荷荷重に伴う曲げ破壊の可能性の評価方法

本節の結果にもとづくと、少なくとも温度応力が小さい条件においては、評価対象とするコンクリート版の荷重伝達率を再現したうえで求めた荷重応力をコンクリート版の曲げ強度と比較することにより、載荷荷重により

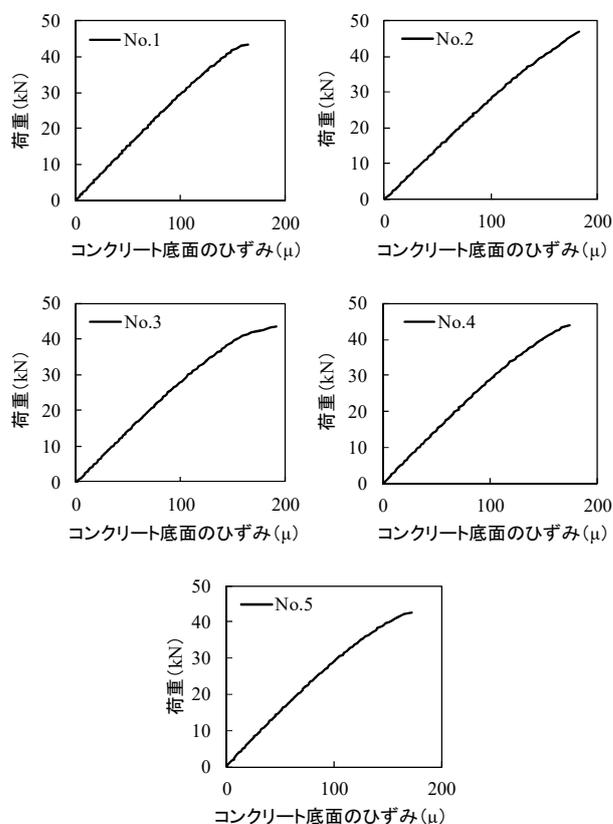


図-4.24 曲げ試験における荷重とコンクリート底面のひずみの関係

コンクリート版に曲げ破壊が生じるかどうかを推察できる可能性が示唆された。

このことから、空洞が生じたコンクリート舗装の載荷荷重に伴う曲げ破壊の可能性を評価する方法として、FEM の弾性解析で得た荷重応力に温度応力を足し合わせた値を、コンクリート版の曲げ強度と対比し、曲げ強度を超える箇所では曲げ破壊の発生、ひいては沈下や陥没の危険性があると判断することが考えられる。

4.5 航空機荷重によりコンクリート版に曲げ破壊が生じる空洞の大きさの試算

航空機荷重によりコンクリート版に曲げ破壊が生じる空洞の大きさが、舗装構成ごとに事前に整理されていれば、検出すべき空洞という観点で、地震後の FWD 調査の載荷地点の間隔を設定することに活用できる。また、FWD 調査で推定された空洞の大きさを、事前に計算しておいた曲げ破壊を生じさせる空洞の大きさと照らし合わせるにより、空洞が生じた舗装の健全性を評価できると考えられる。

本節では、4.4 で示した方法にもとづき、空港コンクリート舗装に曲げ破壊を生じさせる空洞の大きさを試算した。試算では、荷重応力に加えて温度応力も考慮することとした。

(1) FEMによる荷重応力の算定条件

a) 舗装モデル

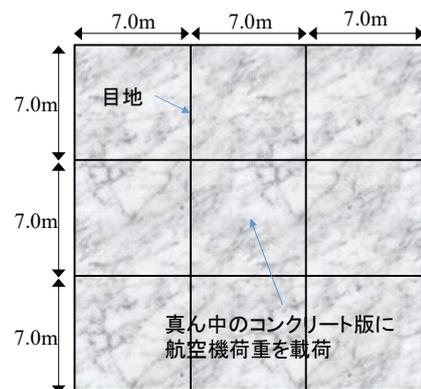
図-4.25 に舗装モデルの平面図と断面図を示す。コンクリート版は縦横 3 枚の計 9 枚で構成し、形状は 1 辺 7.0m の正方形とし、厚さは大型ジェット機が就航する一般的な空港を想定し、3 ケース (0.37m, 0.42m, 0.45m) とした。路盤以深は一層とみなした。

表-4.8 に舗装モデルの入力条件を示す。材料定数は、空港土木施設設計要領 (舗装設計編) ¹⁶⁾を参考に設定した。路盤以深の弾性係数については、空港舗装における路盤の厚さが路盤の設計支持力係数 ($K_{75}=50, 70, 100, 150\text{MN/m}^3$ のいずれか) にもとづき設計されること ¹⁶⁾を踏まえて、上記 4 ケースの設計支持力係数 K_{75} を式(4.4)にもとづき変換したものとした。コンクリート版の自重に伴う変形を考慮するため、コンクリート版のみ密度を考慮することとし、 $2,400\text{kg/m}^3$ に設定した。コンクリート版間の目地に相当する境界面要素については、空洞の有無によらずばね定数を 15N/mm^3 とした。この値は目地の荷重伝達率が約 85%であることに相当し、空港舗装での健全な目地の目安値の下限として設定した。コンクリート版と路盤の間の境界面要素のばね係数については、

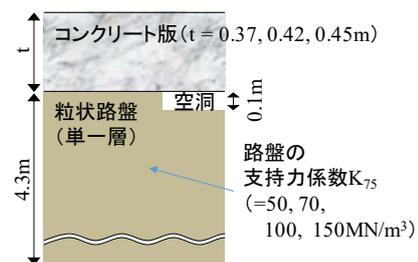
コンクリート版と路盤に付着がない状態とする値 γ を入力した。

b) 空洞の条件

図-4.26 に空洞の位置の平面図を示す。空洞の位置は版中央部または目地部に設定した。空洞の平面形状は、四角形や楕円など様々なものが考えられるが、解析では



a) 平面図



b) 断面図

図-4.25 FEMにおける舗装モデル

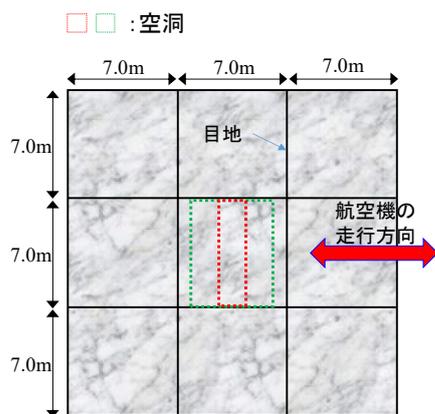
表-4.8 舗装モデルに関する入力条件

コンクリート版	厚さ(m)	0.37, 0.42, 0.45
	弾性係数 (N/mm ²)	34,000
ポアソン比	0.2	
密度 (kg/m ³)	2,400	
路盤 (路盤以深は単一層とみなす)	厚さ(m)	4.3
	弾性係数 (N/mm ²)	支持力係数 50, 70, 100, 150MN/m ³ を式(4.4)で換算
	ポアソン比	0.35
	密度 (kg/m ³)	0
空洞	厚さ(m)	0.1
	航空機進行方向の大きさ(m)	1.0~7.0
	航空機進行方向と直交方向の大きさ(m)	7.0
	弾性係数 (N/mm ²)	0
	ポアソン比	0.35
密度 (kg/cm ³)	0	
コンクリート版と路盤の間の境界面要素	ばね定数 k_x (N/mm ³)	0.1
	ばね定数 k_y (N/mm ³)	0.1
	ばね定数 k_z (N/mm ³)	1,000

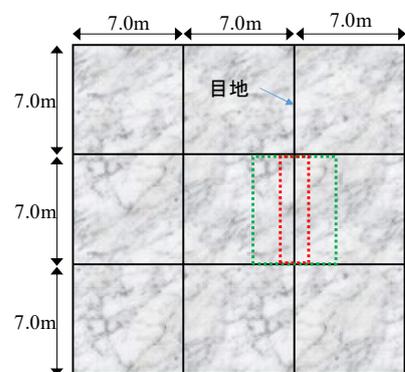
四角形とした。四角形とした理由は、FWDで推定される空洞の形状（四角形）に合わせるためである。FWD調査の荷重地点は、主脚車輪の走行位置上で、かつ、主脚車輪の進行方向に設定し¹⁶⁾、進行方向と直交方向には設定しない（図-4.27）。この場合、FWDで推定される空洞の範囲としては、車輪進行方向の大きさは、空洞の可能性がある荷重地点間の距離であり、直交方向の大きさは、進行方向の空洞がそのまま直交方向に広がると仮定する。すなわち四角形である。

表-4.8には空洞に関する入力条件も示した。車輪進行方向の空洞の大きさは1.0~7.0mに変化させて荷重応力を求めた。直交方向の空洞の大きさについては、コンクリート版一辺とした。なお一辺より大きくなると、算定される荷重応力はほとんど増加しない。また、直交方向の空洞の大きさがコンクリート版の一辺に満たないものもあると考えられるが、コンクリート版一辺として解析しておけば、舗装にとって安全側の評価となると考えられる。

空洞の深さに関しては、既往の研究において各層の境



a) 空洞の位置が版中央部の場合



b) 空洞の位置が目地部の場合

図-4.26 空洞の位置の平面図

界付近（例えば、コンクリート版と路盤境界、路盤と路床の境界）に存在する傾向にある¹⁷⁾ことが示されているが、空洞が路盤と路床の境界に存在する場合であっても、空洞上の路盤材が自重や航空機荷重により崩れ、空洞が成長する可能性がある。そのため、空洞の深さはコンクリート版直下とし、舗装にとって最も過酷な条件とすることにより、救援機の走行にとって安全側の評価となるようにした。空洞の厚さは0.1mとした。

c) 荷重条件

図-4.28に荷重条件を示す。救援機で最大級の大型輸送機C-17を想定した。荷重輪は1脚に装着される6輪であり、輪荷重は197kN、接地圧は0.95N/mm²である。版中央部に荷重する場合、車輪中心がコンクリート版の中心に合致するように車輪を配置した。目地部に荷重する場合には、車輪の端部がコンクリート版の目地に接するように車輪を配置した。

(2) 温度応力式による温度応力の算定条件

温度応力は、コンクリート版の目地部と中央部のものを算定することとし、式(4.2)と式(4.3)に示した温度応力式により算定する。なお、温度応力は、春季に大きく秋季に小さくなるため¹⁸⁾、ここでは、ある空港のコンクリート舗装で計測したコンクリート版の上下面温度差を温度応力式に入力し、月別に温度応力を算定した。

図-4.29に、本州内のある空港で計測されたコンクリート版の上下面温度差の最大値を月別に示す。コンクリート版の上下面温度差は、コンクリート版の上面と下面から30mmの温度と、中央の深さの温度を二次曲線で近似し求めたものである。図をみると、5月に最も大きく、冬季に向けて順に小さくなった。春季と夏季（3~9月）におけるコンクリート版の上下面温度差は約10℃~約15℃であり、秋季と冬季（10~2月）におけるコンクリート版の

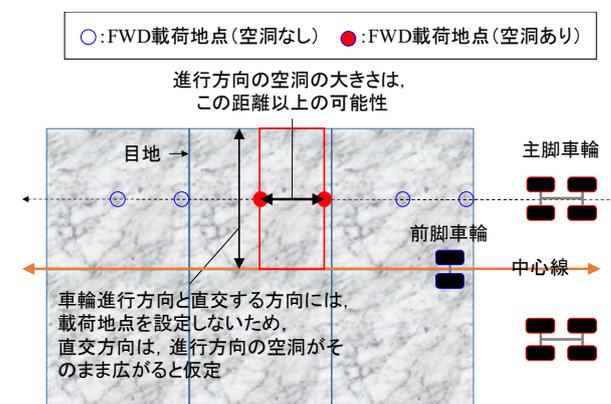


図-4.27 FWDで推定される空洞の形状イメージ

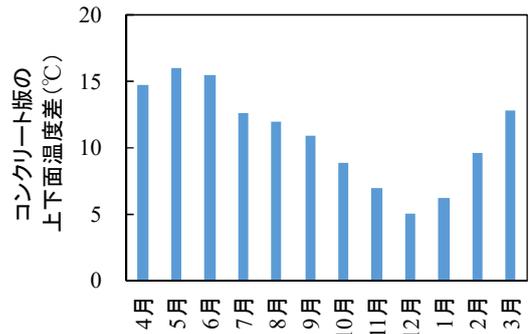
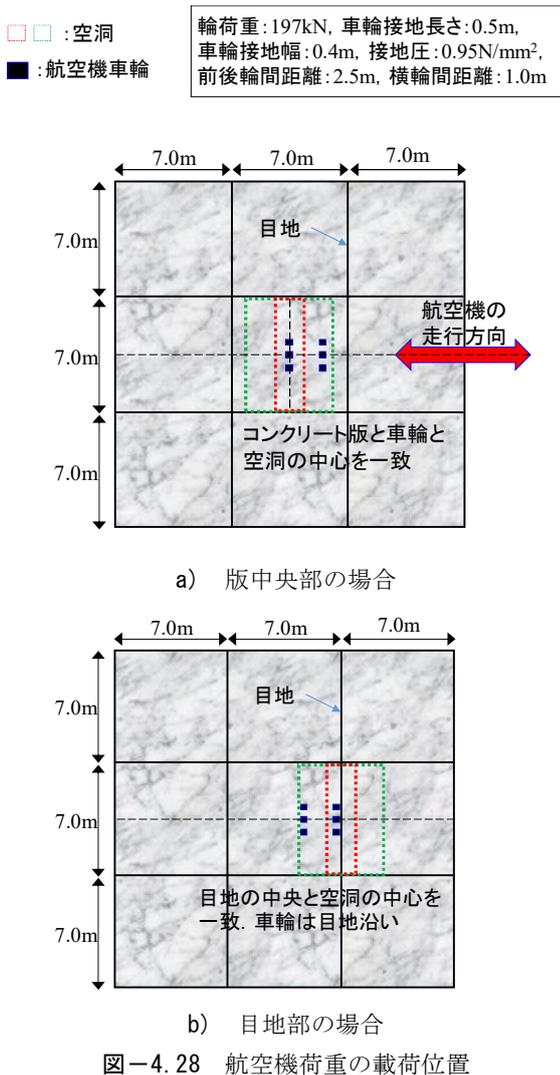


図-4.29 ある空港におけるコンクリート版の上下面温度差の月ごとの最大値

表-4.9 温度応力の算定条件

入力項目	単位	入力値
コンクリート版の厚さ	m	0.37, 0.42, 0.45
コンクリートの弾性係数	N/mm ²	34,000
コンクリートの熱膨張率	1/°C	1.0×10 ⁻⁵
コンクリート版の上下面温度差	°C	春季・夏季:15, 秋季・冬季:10
コンクリートのポアソン比	-	0.15
そり拘束係数	-	1.0

表-4.10 コンクリート版の曲げ強度

コンクリート版の配合曲げ強度	5.0N/mm ²
(配合曲げ強度算定の前提条件)	
コンクリート版の設計曲げ強度	5.0N/mm ²
割増係数	20%
寸法効果に関する式	式(4.7)

上下面温度差は約 5°C～約 10°Cである。このことを踏まえて、季節は 2 ケース (春季・夏季と秋季・冬季) に区分化した。

表-4.9 に温度応力の算定条件を示す。春季・夏季の場合、コンクリート版の上下面温度差を最大値の 15°C とし、秋季・冬季の場合には、上下面温度差を最大値の 10°C とした。

(3) 試算結果

4.5(1)の条件で計算した荷重応力に 4.5(2)の条件で計算した温度応力(約 1.0～2.0MPa)を足し合わせ、コンクリート版の曲げ強度と比較することにより、曲げ破壊を生じさせる空洞の大きさを計算した。曲げ強度は、表-4.10の前提条件にもとづき 5.0N/mm²とした。

図-4.30、図-4.31 および図-4.32 に、コンクリート版に曲げ破壊を生じさせる空洞の大きさを示す。コンクリート版が厚いほど、路盤の設計支持力係数が大きいほど、

およびコンクリート版の上下面温度差が小さいほど、曲げ破壊を生じさせる空洞の大きさは大きい。

路盤の設計支持力係数については、50MN/m³では、曲げ破壊を生じさせる空洞の大きさは、版中央部と目地部で同等か、版中央部の方が大きかった。70MN/m³以上になると、曲げ破壊を生じさせる空洞の大きさは、目地部の方が大きくなるケースが多くなった。曲げ破壊を生じさせる空洞の大きさの、目地部と版中央部での大小関係が、路盤の設計支持力係数によって異なる理由は以下の通りである。

まず、一例として図-4.33のように、版厚が 0.42m で、路盤の支持力係数が 50MN/m³ と 100MN/m³での荷重応力に着目すると、どちらの支持力係数においても版中央部の荷重応力は、目地部と比べて小さいが、支持力係数が大きくなると版中央部と目地部の差は小さくなる。

次に、温度応力に着目すると、版厚 0.42m で版の上下

面温度差を 15℃とする場合、版中央部の温度応力は式(4.2)より 1.69MPa であり、目地部の温度応力は式(4.3)より 1.35MPa であり、温度応力は版中央部の方が大きい。目地部の温度応力は、版中央部の 0.8 倍 (1- ν 倍、ポアソン比 $\nu=0.2$) となるため、温度応力は目地部か版中央部か

で異なるが、路盤の支持力係数には影響されない。

そして、図-4.34 のように荷重応力に温度応力を足し合わせた合成応力に着目すると、支持力係数 50MN/m³ の場合には、版中央部の合成応力は目地部より若干ではあるが小さく、曲げ強度 5.0N/mm² での空洞の大きさは、版

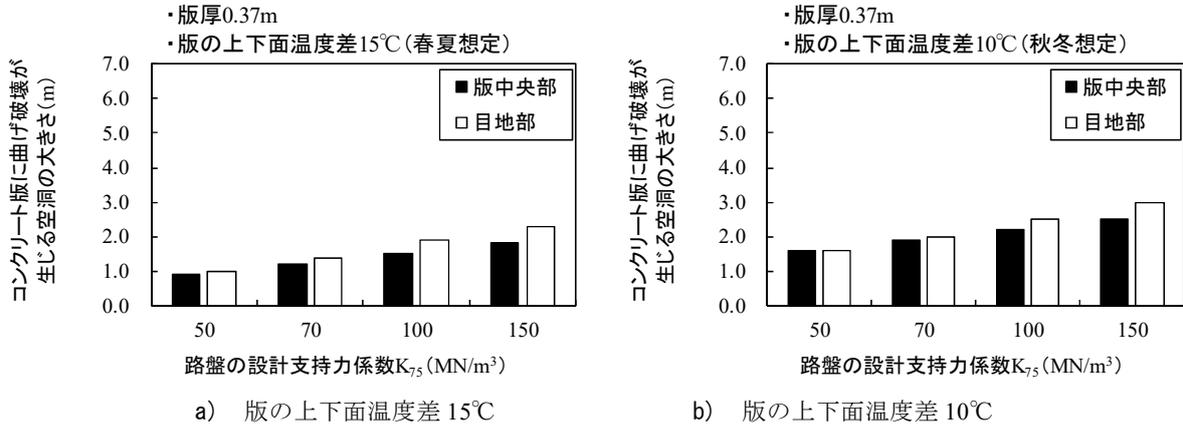


図-4.30 厚さ 0.37m のコンクリート版に曲げ破壊を生じさせる空洞の大きさ

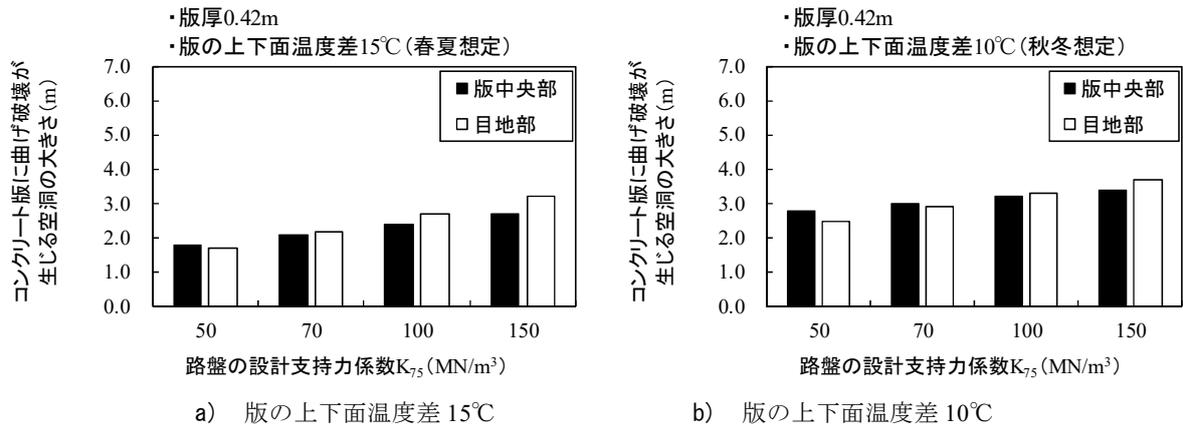


図-4.31 厚さ 0.42m のコンクリート版に曲げ破壊を生じさせる空洞の大きさ

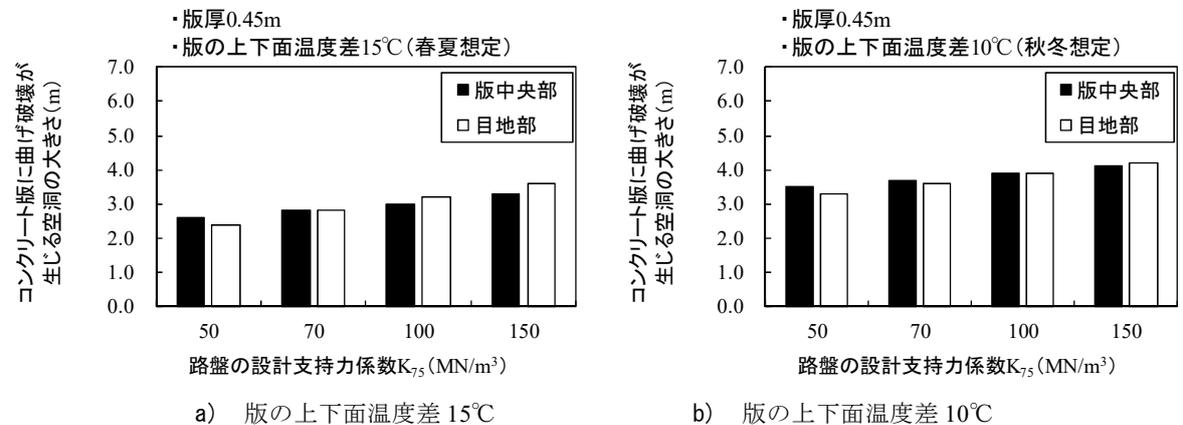
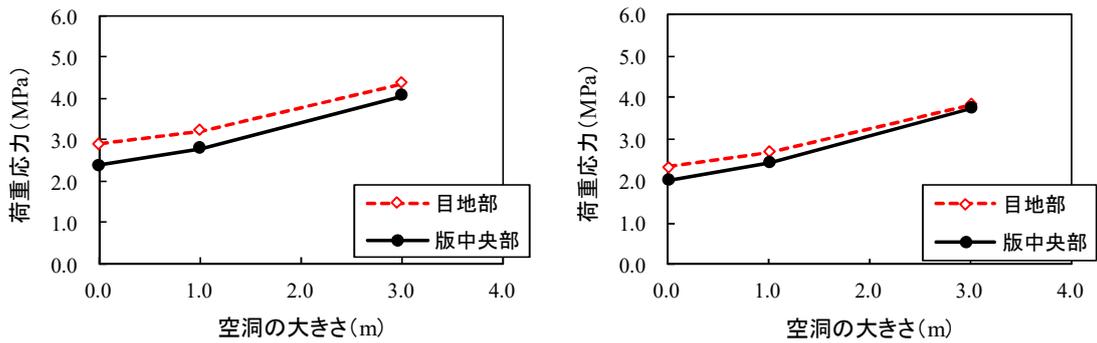
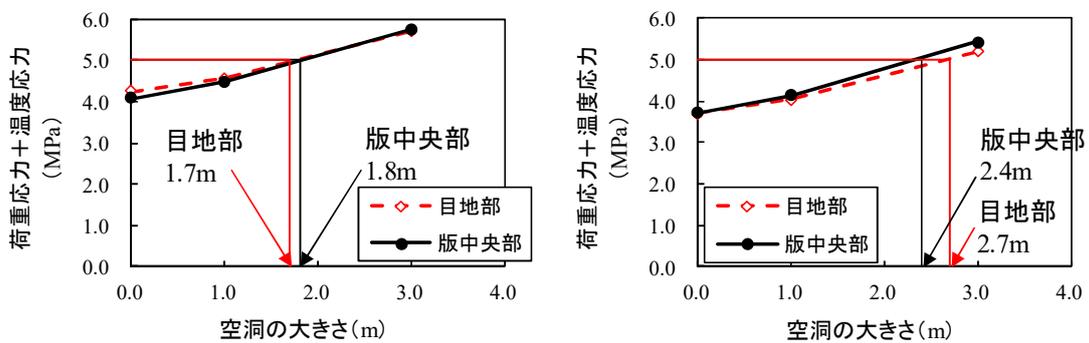


図-4.32 厚さ 0.45m のコンクリート版に曲げ破壊を生じさせる空洞の大きさ



a) 路盤の設計支持力係数 50MN/m³ b) 路盤の設計支持力係数 100MN/m³

図-4.33 厚さ 0.42m のコンクリート版下面の荷重応力



a) 路盤の設計支持力係数 50MN/m³ b) 路盤の設計支持力係数 100MN/m³

図-4.34 厚さ 0.42m, 版の上下面温度差 15°Cにおける合成応力

中央部の方が 0.1m 大きい。一方、支持力係数 100MN/m³での合成応力は、版中央部の方が大きくなり、曲げ強度 5.0N/mm²での空洞の大きさは、目地部の方が 0.3m 大きい。

以上、版中央部の荷重応力は目地部より小さい一方で、版中央部の温度応力は目地部より大きい。支持力係数が大きくなると、版中央部と目地部の荷重応力の差が小さくなるが、版中央部と目地部の温度応力の差は変わらないため、合成応力の大小関係が版中央部と目地部で逆転し、それに伴い、曲げ破壊を生じさせる空洞の大きさも版中央部と目地部で逆転する。

次に、温度応力に着目すると、版厚 0.42m で版の上下面温度差を 15°C とする場合、版中央部の温度応力は式(4.2)より 1.69MPa であり、目地部の温度応力は式(4.3)より 1.35MPa であり、温度応力は版中央部の方が大きい。目地部の温度応力は、版中央部の 0.8 倍 (1-ν 倍、ポアソン比 ν=0.2) となるため、温度応力は目地部か版中央部かで異なるが、路盤の支持力係数には影響されない。

そして、図-4.34 のように荷重応力に温度応力を足し合わせた合成応力に着目すると、支持力係数 50MN/m³ の場

合には、版中央部の合成応力は目地部より若干ではあるが小さく、曲げ強度 5.0N/mm²での空洞の大きさは、版中央部の方が 0.1m 大きい。一方、支持力係数 100MN/m³での合成応力は、版中央部の方が大きくなり、曲げ強度 5.0N/mm²での空洞の大きさは、目地部の方が 0.3m 大きい。

以上、版中央部の荷重応力は目地部より小さい一方で、版中央部の温度応力は目地部より大きい。支持力係数が大きくなると、版中央部と目地部の荷重応力の差が小さくなるが、版中央部と目地部の温度応力の差は変わらないため、合成応力の大小関係が版中央部と目地部で逆転し、それに伴い、曲げ破壊を生じさせる空洞の大きさも版中央部と目地部で逆転する。

4.6 空洞が生じた地震後の空港コンクリート舗装のFWDによる健全性評価方法の検討

平時の空港では、原則空洞の存在を許容することはないが、地震時には、いち早く救援機を受け入れることが求められるため、地震により空洞が生じた舗装の健全性を評価し、救援機を受け入れを判断することが重要とな

る。本研究でいう“空洞が生じた舗装の健全性評価”とは、「空洞が生じているものの救援機の走行に支障がない状態であるかを評価」することを指す。

表-4.11 に、空洞が生じた空港コンクリート舗装の FWD による健全性の評価のイメージを示す。たわみが相対的に大きい場合には空洞の有無によらず健全でなく、たわみが相対的に小さく空洞もない場合には健全であると評価できる。その一方で、FWD により空洞の可能性があると判定されたものの、たわみが相対的に大きくない場合の評価は明らかでない。本項では、地震後の空港コンクリート舗装における FWD の載荷地点の間隔について検討したうえで、空洞の可能性があると判定され

表-4.11 空洞に関する FWD 調査による健全性評価のイメージ

		D_0	
		基準とする たわみ以上	基準とする たわみ未満
空洞	あり	健全でない	明らかでない
	なし	健全でない	健全

たもののたわみが相対的に大きくない場合の舗装の健全性評価について検討した。

地震後の FWD の載荷地点を平時における FWD の標準的な載荷地点と同じとして、1 データユニットに含まれる 1 枚のコンクリート版で 1 地点とすると (図-4.35) , 載荷地点を設定しなかったコンクリート版下に空洞が生じていても、表面に変状が生じていない限り発見することは難しい。また、FWD の載荷地点を設けたコンクリート版であっても、載荷地点が空洞上にない場合は、空洞を検出できない可能性もある。4.1 の走行試験において、曲げ破壊が生じる応力がコンクリート版に発生しても、1,300 回走行する間に陥没等の変状が生じなかったことを踏まえると、曲げ破壊さえ生じなければ、救援機の走行は可能であると考えられる。すなわち、救援機の走行が可能かどうかという観点では、曲げ破壊が生じさせる空洞を見落とさないことが重要であり、そのために、FWD の載荷地点の間隔を、曲げ破壊を生じさせる空洞の大きさよりも小さく設定すればよいと考えられる。

例えば、評価対象が前章で示した仙台空港の駐機場のコンクリート舗装とすると、版厚 0.42m、路盤の設計支持力係数が 70MN/m^3 、季節は春季であり、表-4.12 によ

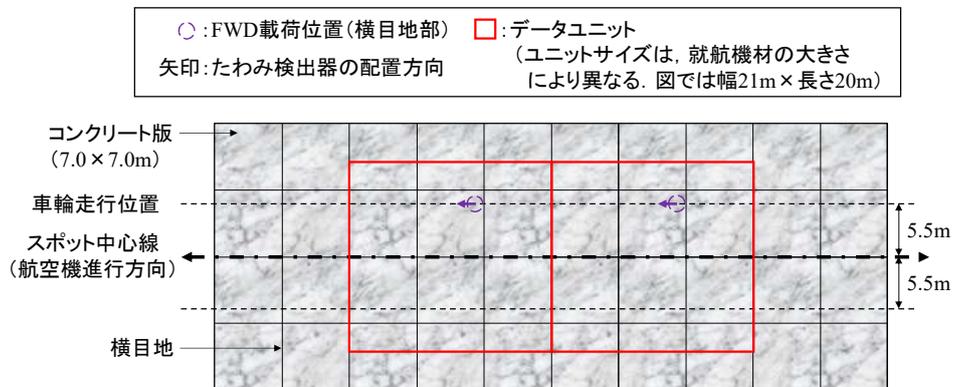


図-4.35 常時の空港コンクリート舗装における FWD の載荷地点

表-4.12 厚さ 0.42m のコンクリート版に曲げ破壊を生じさせる空洞の大きさ

コンクリート版厚42cm、空洞の深さ:コンクリート版直下

時季	春季・夏季 (コンクリート版の上下面温度差15°C)				秋季・冬季 (コンクリート版の上下面温度差10°C)			
	50	70	100	150	50	70	100	150
路盤の設計支持力係数 K_{75}	50	70	100	150	50	70	100	150
版中央部	1.8m	2.1m	2.4m	2.7m	2.8m	3.0m	3.2m	3.4m
目地部	1.7m	2.2m	2.7m	3.2m	2.5m	2.9m	3.3m	3.7m

れば、コンクリート版に曲げ破壊を生じさせる空洞の大きさは2.1~2.2mである。FWDの荷重地点の間隔は、図-4.36のようにコンクリート版1枚につき荷重地点を4点設定すると、荷重地点間隔が約1.9mとなり、曲げ破壊を生じさせる空洞よりも小さくなる。

このとき、連続する荷重地点で空洞の可能性があった場合には(図-4.37a)、空洞の大きさが曲げ破壊を生じさせる大きさ以上の可能性があるため、健全でないと考えられる。一方、空洞の可能性のある荷重地点が単独で存在する場合には、その両脇で再度FWD調査を行い(図-4.37b)、推定された車輪進行方向の空洞の大きさが、曲げ破壊を生じさせる空洞よりも小さければ、曲げ破壊を生じさせる可能性は低いと考えられる。

4.1の走行試験において航空機の走行荷重により曲げ強度を超える応力が発生したコンクリート版であっても1,300回走行できたこと、および、2016年熊本地震の直後の熊本空港において救援機の1日あたりの走行回数が200回であったこと¹⁹⁾を踏まえて、曲げ破壊を生じさせる空洞の大きさよりも小さい空洞箇所については、1~2日程度の救援機の走行に対しては健全であると考えた。なお、この考えは1つの事例、すなわち実大航空機荷重

による走行試験において曲げ破壊が生じた舗装での結果を根拠としていることを付記する。

健全であると評価した空洞箇所については、補修前に救援機を受け入れ、受け入れ後の夜間等に空洞を埋める等の応急的な補修を行えばよいとする。

4.7 まとめ

本章では、空洞を有するコンクリート試験舗装を製作し、航空機荷重に対する舗装の挙動を調査した。調査後、ひび割れが発生した舗装における荷重応力と温度応力を解析的に推定し、空洞が生じたコンクリート舗装の破壊形態とそれにもとづく破壊の可能性を評価する方法について検討した。検討した方法にもとづき、航空機荷重によりコンクリート版に曲げ破壊が生じる空洞の大きさを試算した。得られた知見は以下の通りである。

- (1) 空洞が生じた空港コンクリート舗装において航空機荷重が作用すると、コンクリート版下面からひび割れが発生する可能性がある。航空機荷重による走行試験では、コンクリート版直下に1.0×1.0mの空洞を有する目地部でひび割れが発生したが、その後の1,300回の走行でも、沈下や陥没が発生することはない。

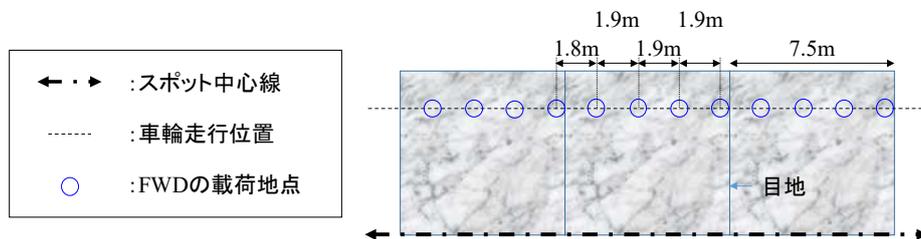
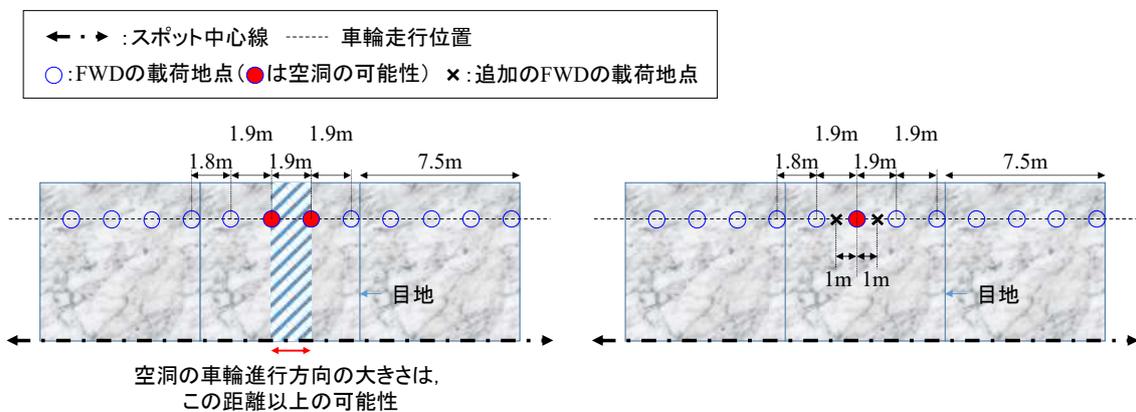


図-4.36 地震後の空港コンクリート舗装におけるFWDの荷重地点



- a) 連続する荷重地点で空洞の可能性のある場合 b) 空洞の可能性のある荷重地点が単独で存在する場合

図-4.37 FWDによる空洞範囲の推定イメージ

かった。

- (2) 空洞 1.0×1.0m を有する目地部においてひび割れが発生した原因は、空洞の存在が影響して荷重伝達率が小さく、それに伴い荷重応力が大きくなったことにより、荷重応力と温度応力の和がコンクリート版の曲げ強度を超えたためと推察された。なお、荷重応力に対して温度応力は小さいことが推察されたため、ひび割れ発生に大きく寄与したのは荷重応力と荷重伝達率であると考えられる。
- (3) 空洞箇所の載荷荷重に伴う曲げ破壊の可能性を評価する方法として、FEMの弾性解析で得た荷重応力に温度応力(約 1.0MPa~2.0MPa)を足し合わせた値が、コンクリート版の曲げ強度を超える場合には、ひび割れの発生、ひいては沈下や陥没の危険性があると判断することが考えられる。
- (4) 空港舗装で想定される舗装条件で計算した荷重応力と季節ごとの温度応力にもとづき、航空機荷重によりコンクリート版に曲げ破壊が生じる空洞の大きさを試算した。試算結果にもとづき、空洞が生じた空港コンクリート舗装における FWD 調査の載荷地点間隔の設定方法と健全性の評価方法を提示した。

4章の参考文献

- 1) 国土交通省航空局監修：空港土木工事共通仕様書、(一財)港湾空港建設技術サービスセンター，2019。
- 2) 住吉卓，橋原正周，大石雅登：路面下空洞での繰返し載荷実験，東京都土木技術支援・人材育成センター年報 2011 年，pp. 115-130, 2011。
- 3) 八谷好高，坪川将丈，松崎和博，阿部寛，早野公敏，秋元洋胤，亀田昭一，佐々木健一，棚木隆：高強度コンクリートの空港舗装への適用性，国土技術政策総合研究所資料，No. 100, pp. 1-45, 2003。
- 4) 坪川将丈，水上純一，八谷好高，亀田昭一：日温度変化による空港コンクリート舗装の温度応力に関する研究，土木学会舗装工学論文集，Vol. 12, pp. 157-164, 2007。
- 5) 広重敬嗣，坪川将丈，下村泰造，土方遍，福田慎治：空港コンクリート舗装版の温度応力特性と疲労度設計への適用，土木学会舗装工学論文集，Vol. 15, pp. 219-226, 2010。
- 6) 坪川将丈，水上純一，江崎徹，八谷好高：空港コンクリート舗装の温度応力に関する研究，国土技術政策総合研究所資料，No. 341, pp. 1-38, 2006。
- 7) 西澤辰男：3次元 FEM に基づいたコンクリート舗装構造解析パッケージの開発，土木学会舗装工学論文集，Vol. 5, pp. 112-121, 2000。
- 8) 竹内康，小梁川雅，牧恒雄，丸山暉彦，木村慎：コンクリート舗装における路盤 K 値と弾性係数の換算式に関する実験的研究，土木学会論文集 E, Vol. 50, No. 669, pp. 17-25, 2001。
- 9) Huang, Y. H. and Sharpe, G. W. : Thickness design of concrete pavements by probabilistic method, Proceedings. 4th International Conference on Concrete Pavement Design and Rehabilitation, Purdue University, pp. 251-265, 1989。
- 10) (公社)日本道路協会：舗装調査・試験法便覧，第1分冊，pp. 199-204, 2007。
- 11) JCA Pave3D [舗装構造解析 3次元有限要素法プログラム]：有限要素法による舗装構造解析入門，<http://www.jcassoc.or.jp/tokusetsu/jcapave3d/>, 2018。
- 12) (一社)セメント協会：舗装用コンクリートの強度に関する調査研究，舗装技術専門委員会報告 R-29, 2011。
- 13) 吉本徹，佐藤良一：舗装用コンクリートの曲げ強度と曲げ疲労強度の寸法効果に関する研究，土木学会論文集 E2 (材料・コンクリート構造)，Vol. 67, No. 2, pp. 181-188, 2011。
- 14) 岡村甫，辻幸和：ケミカルプレストレスを導入したコンクリート部材の力学的特性，土木学会論文報告集，Vol. 225, pp. 101-108, 1974。
- 15) 三村陽一，吉武勇，浜梶方希，七村祐輔：水粉体比の小さい膨張コンクリートのひび割れ抵抗性に関する実験的検討，コンクリート工学年次論文集，Vol. 31, No. 1, pp. 487-492, 2009。
- 16) 国土交通省航空局：空港土木施設設計要領 (舗装設計編)，https://www.mlit.go.jp/koku/koku_tk9_000019.html, 2020。(2020年10月確認)
- 17) 佐藤克己，秋葉正一，加納陽輔，赤津憲吾：舗装の健全性を考慮した重交通路線の路面下空洞の評価，土木学会論文集 E1 (舗装工学)，Vol. 71, No. 3, pp. I_135-I_143, 2015。
- 18) 岩間滋：コンクリート舗装の構造設計に関する実験的研究 (1) -コンクリート版の温度変化について-，土木研究所報告，Vol. 109, pp.1-37, 1961。
- 19) 野津厚，他 14 名：平成 28 年 (2016 年) 熊本地震による港湾施設等被害報告，国土技術政策総合研究所資料 No. 1042・港湾空港技術研究所資料 No. 1348, pp. 40-46, 2018。

5. 地震により空洞が生じた空港コンクリート舗装の FWD による詳細点検に関する提案

本研究で得られた知見を踏まえて、空洞が生じた空港コンクリート舗装の FWD による詳細点検の方法と点検結果の評価方法を提案する。なお、本提案は、地震で被災した直後の空港舗装の目視点検において液状化などに伴う空洞化の兆候が確認され、その後の詳細点検において FWD 調査を実施することを前提とするものである。

5.1 FWDによる調査実施箇所

駐機場には、コンクリート舗装が採用されることが多い。地震後に駐機場の周囲の緑地等に噴砂痕が確認された場合や、駐機場のコンクリート版に沈下とひび割れが確認された場合、その変状近くのコンクリート舗装に深に空洞が生じている可能性がある。FWD による調査は、変状近くで、かつ、航空機が走行するスポット中心線付近で優先的に実施する。

例えば、図-5.1 は、2011 年の東北地方太平洋沖地震後の仙台空港の駐機場の沈下とひび割れの発生状況を示すものであるが、1 番スポットに変状は少ないが、周囲の沈下やひび割れ状況から空洞が生じている可能性がある。1 番スポットは、健全である(変状がない、もしくは、軽微な変状があるものの救援機の走行に支障がない状態)と判断できる可能性があるため、優先的に FWD 調査を実施することが考えられる。

5.2 FWDによる調査方法

表-5.1 に調査方法を示す。

(1) 載荷荷重

載荷荷重は 98kN 以上とする¹⁾。ただし、FWD の載荷荷重の影響範囲をできるだけ舗装の深部に広げるために、設定可能な最大荷重で実施する。

(2) 載荷位置

FWD の載荷位置は、空港土木施設設計要領(舗装設計編)に記載の通り、航空機の車輪の走行頻度が高い位置(表-5.2)とし、航空機の進行方向に連続的に設定する。検出すべき空洞は航空機荷重によりコンクリート版に曲げ破壊が生じる空洞であることを前提として、FWD の載荷地点の間隔は曲げ破壊が生じる空洞の大きさ以下とする。曲げ破壊が生じる空洞の大きさは、現地の条件と

表-5.1 FWD による調査方法

載荷荷重	98kN以上 (設定可能な最大荷重)
載荷位置 (航空機の進行と直交方向)	車輪の走行頻度が高い位置(表-5.2)
載荷位置 (航空機の進行方向)	表-5.3を参考に、載荷地点の間隔を破壊が生じる空洞の大きさ以下で設定
データ取得方法	時系列
評価指標	正規化したわみとたわみ時間差

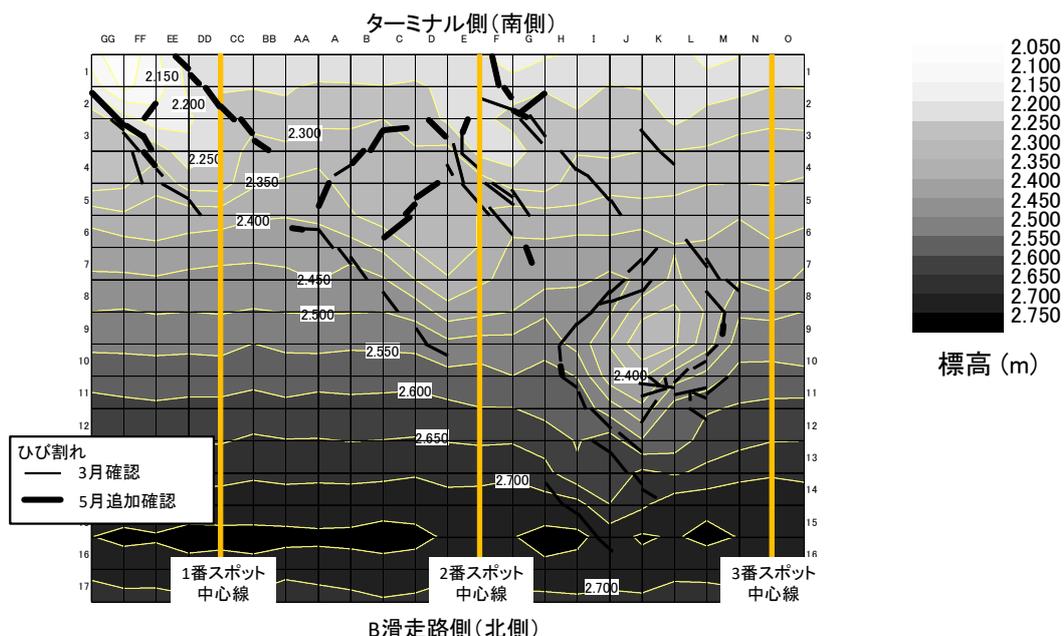


図-5.1 駐機場の高さおよびひび割れ発生位置 (升目は一枚のコンクリート版を示す)

表-5.2 航空機の進行方向と直交する方向の FWD の
 載荷位置¹⁾

就航機材	FWDの載荷位置
大型ジェット機が就航する空港	中心線から5.5m
中型ジェット機が就航する空港	中心線から4.8m
小型ジェット機が就航する空港	中心線から2.6m
プロペラ機および小型機のみが 就航する空港	中心線から5.5mから主要航空機の 主脚間距離の約1/2の距離

表-5.3 にもとづき求める。なお、表-5.3 に示す大きさは、航空機の進行方向の空洞の大きさであり、進行方向と直交する方向の空洞の大きさはコンクリート版の1辺とみなして計算されたものである。

一例として、表-5.3 にもとづき FWD の載荷地点の間隔を設定してみる。コンクリート舗装の条件が第4章で示した仙台空港の駐機場であるとする、版厚 0.42m、路盤の設計支持力係数が 70MN/m³、季節は春季であり、表-5.3 によれば、コンクリート版に曲げ破壊が生じる空洞の大きさは 2.1~2.2m である。コンクリート版 1 枚に

表-5.3 コンクリート版に曲げ破壊が生じる空洞の大きさ

a) コンクリート版の厚さ 0.37m

コンクリート版厚37cm, 空洞の深さ:コンクリート版直下

時季	春季・夏季 (コンクリート版の上下面温度差15℃)				秋季・冬季 (コンクリート版の上下面温度差10℃)			
	50	70	100	150	50	70	100	150
路盤の 設計支持力係数K ₇₅								
版中央部	0.9m	1.2m	1.5m	1.8m	1.6m	1.9m	2.2m	2.5m
目地部	1.0m	1.4m	1.9m	2.3m	1.6m	2.0m	2.5m	3.0m

b) コンクリート版の厚さ 0.42m

コンクリート版厚42cm, 空洞の深さ:コンクリート版直下

時季	春季・夏季 (コンクリート版の上下面温度差15℃)				秋季・冬季 (コンクリート版の上下面温度差10℃)			
	50	70	100	150	50	70	100	150
路盤の 設計支持力係数K ₇₅								
版中央部	1.8m	2.1m	2.4m	2.7m	2.8m	3.0m	3.2m	3.4m
目地部	1.7m	2.2m	2.7m	3.2m	2.5m	2.9m	3.3m	3.7m

c) コンクリート版の厚さ 0.45m

コンクリート版厚45cm, 空洞の深さ:コンクリート版直下

時季	春季・夏季 (コンクリート版の上下面温度差15℃)				秋季・冬季 (コンクリート版の上下面温度差10℃)			
	50	70	100	150	50	70	100	150
路盤の 設計支持力係数K ₇₅								
版中央部	2.6m	2.8m	3.0m	3.3m	3.5m	3.7m	3.9m	4.1m
目地部	2.4m	2.8m	3.2m	3.6m	3.3m	3.6m	3.9m	4.2m

つきFWDの載荷地点を4点設定すると(図-5.2), 載荷地点の間隔は, 約1.9mとなり曲げ破壊が生じる空洞の大きさよりも小さくなる。

(3) 評価指標

評価指標は, 正規化たわみ(式(5.1))とたわみ時間差(式(5.2))とする。各指標の算出に用いるたわみ検出器の位置は, 600~1,500mmとすることが望ましいが, 時間の制約が厳しい場合には1,500mmのみに着目する。この理由は, コンクリート版直下の空洞だけでなく, 路床のような比較的深い層に位置する空洞に起因する応答も得られやすいためであり(後述第6章のアスファルト舗装での結果), 載荷板中心から1,500mmの位置が, 空洞の深さによらず空洞の影響を受けると考えたためである。

$$ND_x = D_x / D_0 \quad (5.1)$$

ここに,

ND_x : 載荷板中心から x mm のたわみ検出器での正規化たわみ

D_x : 載荷板中心から x mm のたわみ検出器での最大たわみ (μm)

D_0 : 載荷板中心の最大たわみ (μm)

$$\Delta t_x = t_x - t_0 \quad (5.2)$$

ここに,

Δt_x : 載荷板中心から x mm のたわみ検出器のたわみ時間差 (ms)

t_x : 載荷板中心から x mm のたわみ検出器のたわみが最大となる時間 (ms)

t_0 : 載荷板中心のたわみが最大となる時間 (ms)

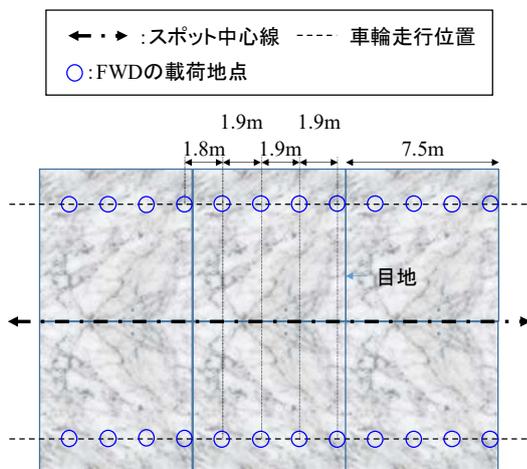


図-5.2 地震後の空港コンクリート舗装におけるFWDの載荷地点

(4) データ取得方式

FWDのデータの取得方式には, たわみの最大値のみを取得する方式と, 時系列のたわみを取得する方式がある。空洞に関する評価指標の1つがたわみ時間差であることから, すべての載荷地点において時系列のたわみを取得する必要がある。時系列におけるたわみの計測間隔は0.25ms以下とする。

(5) 空洞の有無の判定

空洞の有無を判定するために, 評価対象となりえるコンクリート舗装において事前にFWD調査を行い, 空洞がない状態での正規化たわみとたわみ時間差を把握しておくことが望ましい。地震で被災した後のFWD調査結果で, 事前に得た値から逸脱するデータが得られた地点(図-5.3)に関しては, 空洞があると判定する。

正規化たわみとたわみ時間差の関係は, 舗装構造ごとに異なるため, 事前のFWD調査は舗装構造ごとに整理しておく。また, 正規化たわみとたわみ時間差の関係は, 舗装構造が同じであっても載荷部位(目地部, 版中央部など)によって異なる。そのため, 空洞の有無の判定は, 舗装構造と載荷部位に応じて別々に行う。

なお, 事前の調査を行えていない場合には, 地震後のFWD調査で得たデータのみで空洞の有無を判定することとし, その場合には, 以下の手順とする。

- 1) 同じ舗装構造と載荷部位ごとに D_0 を集約し, それぞれについて, 平均値から標準偏差 σ に 0.92 掛けた値を差し引いた値 (平均値 - 0.92σ) を求める。
- 2) それぞれの舗装構造と載荷部位について, D_0 が平均値 - 0.92σ 以下のデータを抽出し, 抽出データの正規化たわみの最大値以下かつ, たわみ時間差の最小値以上の載荷地点を空洞がない可能性が高いとする (その逆は空洞があるとする)。

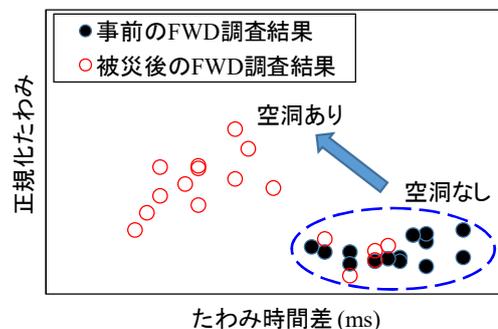


図-5.3 空洞の有無の判定イメージ

5.3 FWD調査結果の評価について

図-5.4に、空洞が生じた空港コンクリート舗装のFWDによる健全性の評価フローを示す。なお、空洞が生じた舗装の健全性の評価とは、「空洞が生じた舗装が救援機の走行に支障がない状態かどうかを評価すること」である。

評価では、まず最大たわみ D_0 で舗装の健全性を評価し、最大たわみ D_0 が相対的に大きくない場合には、正規化たわみとたわみ時間差から推定した空洞の有無と大きさにもとづき、舗装の健全性を評価する。曲げ破壊を生じさせる空洞については、本研究では、最大級の救援機を想定したものを示したが、想定する救援機が中小型になれば、曲げ破壊を生じさせる空洞は大きくなる。評価の詳細を以下に示す。

(1) 最大たわみ D_0 による評価

最大たわみ D_0 が規準たわみを超える場合には、空洞の有無に関わらず、舗装は健全でないとして評価する。なお規準たわみについては、2011年の東北地方太平洋沖地震の仙台空港での調査事例を参考にして^{2),3)}、FEMにより解析的に計算したたわみ、もしくは、沈下やひび割れが生じていないコンクリート版群の最大たわみ D_0 の平均値を用いる。

(2) 最大たわみ D_0 が規準たわみを超えない場合
 最大たわみ D_0 が規準たわみを超えない場合には、空洞の有無を判定し、評価する。

空洞の可能性のある載荷地点が検出されなかった場合

最大たわみ D_0 が規準たわみを超えず、空洞もないと考えられるため、健全であると評価する。

空洞の可能性のある載荷地点が連続する場合

載荷地点が連続する場合は、連続する載荷地点間以上に空洞が広がるとし(図-5.5)、FWDにより推定された空洞の大きさは、コンクリート版に曲げ破壊が生じる空洞の大きさよりも大きいため、当該箇所は健全でないとして評価する。

空洞の検出地点が連続しない場合

この場合、空洞の範囲が小さく、追加のFWD調査を行うことにより、健全であるという評価がありえる。ただし、追加の調査を実施しない場合には、詳細な空洞の広がりや大きさを推定できないため、健全でないとして評価する。

追加の調査を行う場合、空洞があると判定された載荷地点の両脇で再度FWD調査を行う(図-5.6)。推定された車輪進行方向の空洞の大きさが、曲げ破壊が生じる空洞よりも小さければ、航空機荷重により曲げ破壊が生じる可能性は低いと考えられ、健全であると評価する。

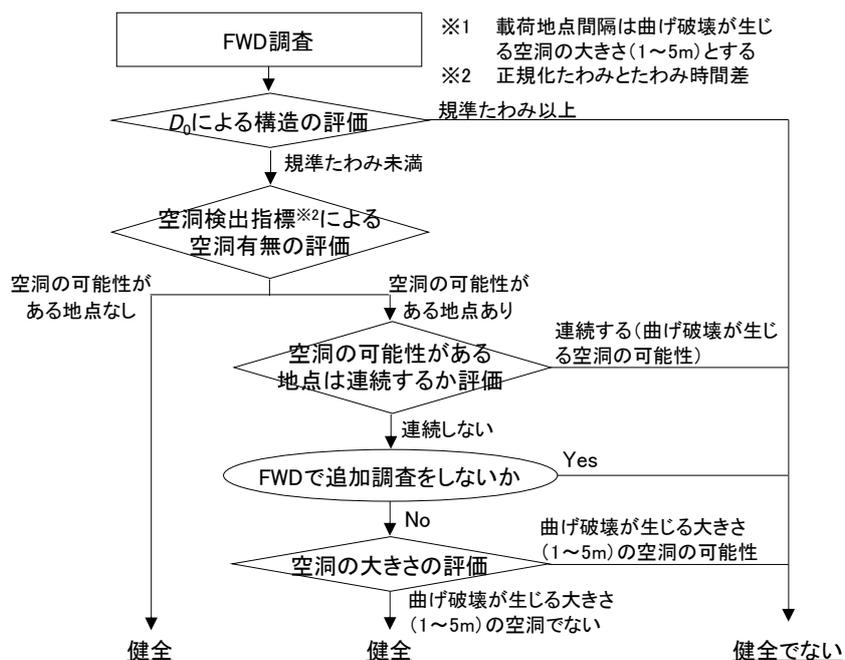


図-5.4 空洞が生じた空港コンクリート舗装のFWDによる健全性評価フロー

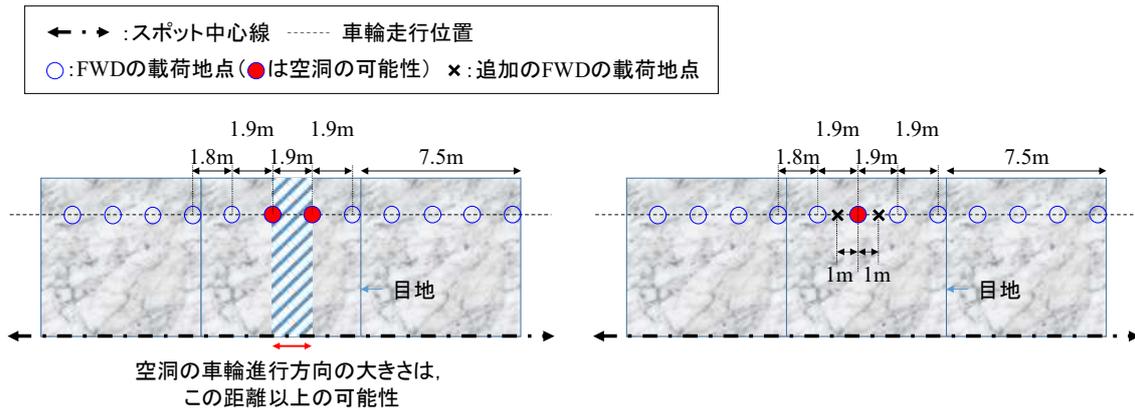


図-5.5 FWDによる空洞範囲の推定イメージ

図-5.6 FWDによる追加調査のイメージ

(3) 健全性評価にもとづく救援機の走行可否の判断

健全でないと評価されたコンクリート版については、救援機の走行により曲げ破壊が生じる危険があり、空洞箇所を補修しない限り、救援機の走行を許容しない。

一方、空洞が存在するものの、その範囲が小さいため健全であると評価された場合には、補修を待たずして救援機の走行を行ってよいと判断する。ただし、できるだけ早く補修を行うこととする。

これまでは空洞が存在した場合には航空機の走行を許容しないことが原則であったため、空洞の存在が疑われた時点で救援機を受け入れるという判断はできなかったが、本研究において救援機の走行可否の判断方法を新たに示したことによって、舗装に空洞が生じた状況であっても救援機を受け入れる判断が可能となり、これまでよりも早く救援機を受け入れることができる可能性が広がった。本研究成果は、地震後の被災地における迅速な人命救助と緊急支援物資の供給に寄与するものと考えている。

料, No. 680, pp. 1-20, 2012.

5章の参考文献

- 1) 国土交通省航空局: 空港土木施設設計要領(舗装設計編), https://www.mlit.go.jp/koku/koku_tk9_000019.html, 2020. (2020年10月確認)
- 2) 坪川将丈, 水上純一, 畑伊織, 前川亮太: 東北地方太平洋沖地震による仙台空港の舗装被害, 土木学会論文集E1(舗装工学), Vol. 68, No. 3, pp. I_123-I_129, 2012.
- 3) 坪川将丈, 水上純一, 畑伊織, 前川亮太: 平成23年(2011年)東北地方太平洋沖地震による仙台空港の舗装に関する被害報告, 国土技術政策総合研究所資

6. FWDを用いた空港アスファルト舗装の空洞検出に関する検討

本章では、6.1において、FWD調査を実施するための空洞を有するアスファルト舗装の製作について述べた。

6.2では、製作した舗装においてFWD調査を実施し、アスファルト舗装における空洞の厚さと幅がFWDのたわみに及ぼす影響を明らかにした。6.3では、空洞上および空洞周辺でFWD調査を実施し、空洞とFWDの载荷地点の位置関係がFWDのたわみに及ぼす影響を明らかにした。6.4では、得られた知見を踏まえて、地震後の空港アスファルト舗装における空洞の有無の判定方法を示した。

6.1 空洞を有するアスファルト舗装の製作

(1) アスファルト舗装の製作

図-6.1に、製作したアスファルト舗装の平面図と断面図を示す。舗装は、全長17.0m、幅5.0mであり、施工幅2.5mの2レーンである。舗装の構成は、2レーンともに、表層0.06m、基層0.10m、アスファルト安定処理上層路盤0.15m、粒状下層路盤0.64mであり、大型ジェット機が就航する空港の舗装構成を想定した。

表-6.1には、各層に使用した材料を示す。アスファル

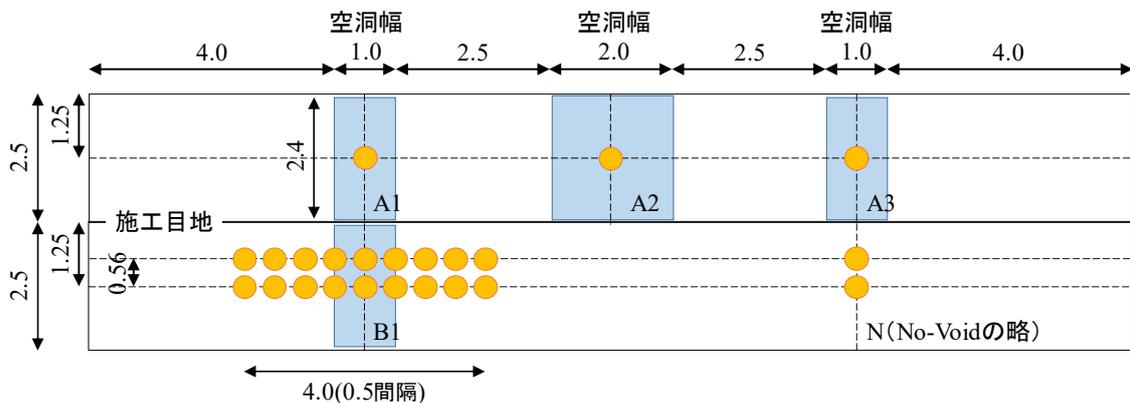
トコンクリート（以下、アスコン）と粒状材料の品質は、空港土木工事共通仕様書を満足するものとした。表層-基層間および基層-上層路盤間にはタックコート（アスコン層間用のアスファルト乳剤）を散布し、上層路盤-下層路盤間にはプライムコート（アスコン層-下層路盤間用のアスファルト乳剤）を散布し、層間を接着させた。

表-6.1 各層に使用した材料

	材料	規格
表層	密粒度アスファルトコンクリート	空港土木工事共通仕様書に記載の「基本施設の表層タイプI, ①表層」(最大粒径20mm, 中央粒度, ストレートアスファルト60/80)
基層	粗粒度アスファルトコンクリート	空港土木工事共通仕様書に記載の「基本施設基層, ③基層」(最大粒径20mm, 中央粒度, ストレートアスファルト60/80)
上層路盤	アスファルト安定処理混合物	空港土木工事共通仕様書に記載の「基本施設タイプA」(最大粒径40mm, 中央粒度, ストレートアスファルト60/80)
下層路盤	クラッシャーラン(C-40)	最大粒径40mm
路床	粗目砂	洗い砂(礫質砂SG)

【平面図】

単位:m □:空洞 ●:FWDの载荷地点



【断面図】

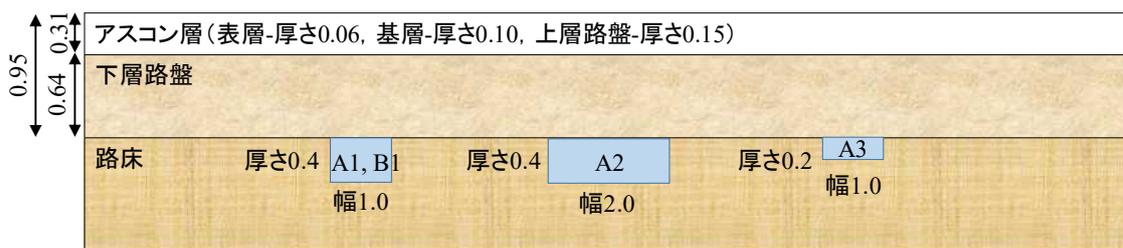


図-6.1 試験舗装の平面図と断面図

(2) 空洞の製作

図-6.1のA1, A2, A3およびB1区画の路床上面において、以下の手順により空洞を製作した。

まず、路床構築後に路床を一部掘削し、水を充填したゴムバッグ(オカモト(株)製)を掘削した路床に設置した。ゴムバッグの外形を図-6.2に示す。これは、合成繊維布の内側と外側に特殊合成ゴムをコーティングしたもので、水を入れる前の大きさは長さ2.4m、幅1.0m、厚さ0.05mである。水の量により厚さを調整し、厚さ0.2mと0.4mのものを用意した。A2区画ではゴムバッグを2つ並べ、幅2.0mの空洞を製作することとした。写真-6.1には、ゴムバッグの設置状況を示す。

次に、下層路盤、上層路盤、基層、表層を順に施工した。その際、塩化ビニール製のパイプ(直径75mm)を路床上面から舗装表面まで鉛直に通しておき、舗装を構築後にパイプを通して鉄棒でゴムバッグを破裂させ、空洞を発生させた。図に記載の空洞厚および幅は、水を充填したゴムバッグの寸法であり、空洞の正確な寸法ではないが、以降では空洞幅および空洞厚と称する。また、各種試験の安全に配慮して、空洞幅は最大2.0m、隣接する空洞間距離は2.5mとした。



図-6.2 ゴムバッグ



写真-6.1 ゴムバッグ厚さ40cmの設置状況

6.2 アスファルト舗装下の空洞がFWDのたわみに及ぼす影響

(1) FWDの調査概要

a) 調査位置

FWDの載荷地点は、路床に空洞のあるA1, A2, A3区画の中央(以下、A1, A2, A3)と空洞のないN区画の2地点(以下、N)である。

載荷地点ごとの調査実施回数は、夏から秋にかけて計5回である。その際の舗装表面温度は19.9~28.9°Cであった。なおNでは、1脚4輪の航空機荷重(脚荷重910kN)による繰返し走行試験を行ったため、2回目以降の調査は走行荷重が作用した後の状況である。たわみは走行荷重作用前後で変化するため²⁾、その変化が生じたと考えられるNでの2回目以降の調査結果は棄却した。表-6.2に、各FWD調査時の走行試験の実施状況を示す。

b) 載荷条件

載荷板直径は0.45m、載荷荷重は196kNであり、載荷地点ごとに2回載荷を行い、時刻歴(計測間隔0.2ms)でたわみを計測した。なお、載荷1回目のデータについては、載荷板やたわみ検出器(以下、検出器)と路面の接触不安定により計測のばらつきが大きいため³⁾、棄却した。

検出器の配置方向は、図-6.1の平面図の左方向とした。検出器は7個であり、載荷板中心、載荷板中心から300, 450, 600, 900, 1,500および2,500mmに直線上に並ぶ。

(2) 評価指標

評価には最大たわみの他に、コンクリート舗装における空洞検出指標として第3章で提案した正規化たわみとたわみ時間差を用いた。以下、各指標の定義を再度示す。

a) 最大たわみ

載荷板中心から x mmの検出器の最大たわみ D_x は、実際の載荷荷重とその荷重における D_x をもとに載荷荷重

表-6.2 各FWD調査時の走行試験の実施状況

	A1, A2, A3	N	備考
調査1回目	走行試験 未実施	走行試験 未実施	Nでの調査2回目以降の結果(網掛けセル)は棄却
調査2回目		200回 走行後	
調査3回目		500回 走行後	
調査4回目		1500回 走行後	
調査5回目		2500回 走行後	

200kNにおける値に線形補間したものとした。

b) 正規化たわみ

正規化たわみは、各検出器における最大たわみの曲線形状に着目した指標であり、 D_0 に対する D_x の比(式(6.1))である。

$$ND_x = D_x / D_0 \quad (6.1)$$

ここに、

ND_x : 荷重板中心から x mm の検出器の正規化たわみ

D_x : 荷重板中心から x mm の検出器の最大たわみ

D_0 : 荷重板中心の最大たわみ

c) たわみ時間差

たわみ時間差は、時刻歴のたわみに着目した指標であり、荷重板中心のたわみが最大となる時間と荷重板中心から x mm の検出器のたわみが最大となる時間の差である(式(6.2))。

$$\Delta t_x = t_x - t_0 \quad (6.2)$$

ここに、

Δt_x : 荷重板中心から x mm の検出器のたわみ時間差 (ms)

t_x : 荷重板中心から x mm の検出器のたわみが最大となる時間 (ms)

t_0 : 荷重板中心のたわみが最大となる時間 (ms)

d) 空洞が正規化たわみとたわみ時間差に及ぼす影響についてたわみ時間差

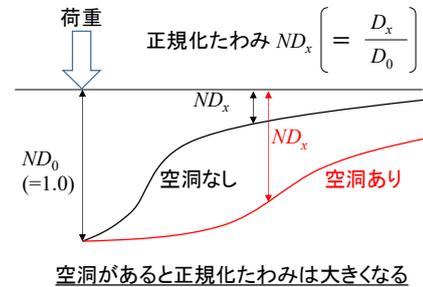
コンクリート舗装のコンクリート版直下に空洞がある場合には、図-6.3に示すように、正規化たわみは大きく、たわみ時間差は小さくなる。空洞があると路盤以深の支持力が低下し、FWDの荷重荷重の影響範囲が水平方向に広がるため、荷重板から離れた点のたわみは相対的に大きくなり、正規化たわみは大きくなる。アスファルト舗装におけるアスコン層の弾性係数は、おおむね $500 \sim 10,000 \text{ N/mm}^2$ であり⁴⁾、コンクリートの弾性係数を $30,000 \text{ N/mm}^2$ とすると約 $1/60 \sim 1/3$ である。剛比半径の算出式(6.3)においてコンクリート版をアスコンに変更し、かつ、アスコン層の厚さはコンクリート版と同じ、路盤の設計支持力係数も同じと仮定すると、アスファルト舗装の剛比半径はコンクリート舗装の $1/3 \sim 3/4$ となる。実際には、アスコン層はコンクリート版と比べて薄いので、剛比半径はさらに小さいと考えられる。すなわち、アスファルト舗装における荷重の水平方向の広がり、コンクリート舗装と比べると小さいため、正規化たわみは、コンクリート版の場合ほど空洞の有無で差が生じない可能性はある。

また、アスコンの弾性係数はコンクリートの弾性係数の約 $1/60 \sim 1/3$ であるため、アスファルト舗装内を伝播する弾性波の速度も、コンクリート舗装と比べると小さい。すなわち、アスファルト舗装に空洞が生じたとしても、荷重板中心のたわみと荷重板中心から離れた位置のたわみの位相差は、コンクリート舗装の場合ほど小さくならず、空洞の有無で、コンクリート舗装の場合ほどたわみ時間差に差が生じない可能性はある。

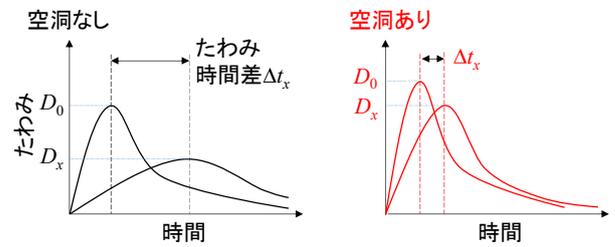
(3) 調査結果

a) 最大たわみ

図-6.4に、調査1回目に得られた D_x を荷重地点ごとに示す。Nについては2地点の平均値を示しており、これ



a) 正規化たわみ



b) たわみ時間差

図-6.3 コンクリート版直下の空洞が正規化たわみとたわみ時間差に及ぼす影響の概念図

$$l = \sqrt[4]{\frac{E \cdot h^3}{12 \cdot (1 - \nu^2) K_{75}}} \quad (6.3)$$

ここに、

l : 剛比半径 (cm)

h : コンクリート版の厚さ (cm)

E : コンクリートの弾性係数 (N/cm^2)

ν : コンクリートのポアソン比

K_{75} : 路盤の設計支持力係数 (MN/m^3)

以降の結果も同様とする。A1, A2およびA3における $D_0 \sim D_{1500}$ は、いずれもNよりも大きかった。この結果は、空洞の有無以外にも荷重地点ごとの舗装の温度の違いによる可能性も考えられるが、調査1回目の表面温度は $25.2 \sim 27.0^\circ\text{C}$ であったため、舗装の温度の影響は小さいと考えられる。

空洞の影響により最大たわみが特に大きくなった検出器の位置を調べるために、調査1回目には得られたA1～A3における D_x をNにおける D_x で除した値を図-6.5に示す。空洞の大きさによらず、荷重板中心から離れた検出器の最大たわみが大きく、特に D_{900} および D_{1500} が大きい傾向であった。

荷重板中心から離れた検出器で得られる最大たわみは、路面からある程度の深さの層の支持力を表す傾向があり、道路舗装の場合には D_{900} はFWDの荷重に伴う路盤と路床の弾性圧縮量に依存し、 D_{1500} はFWDの荷重に伴う路床の弾性圧縮量に依存するといわれている⁵⁾。本調査では空港舗装の構造を想定しており、道路舗装よりも各層が厚いものの、FWDの荷重は道路における荷重98kNより大きいため、本調査で得た D_{900} と D_{1500} は、路床に存在する空洞の影響を受けて大きかったと考えられる。

図-6.6には、計5回の調査で得られたA1～A3における D_{900} と D_{1500} を示す。図では、各位置の D_{900} と D_{1500} を

見やすくするために、 D_{900} と D_{1500} に関する各プロットを左右にずらして記載した。荷重地点ごとに D_x の変動はあるものの、 D_{900} および D_{1500} の平均値は空洞幅が広いほど大きかった。

ここで、A2とA1における平均値の差およびA2とA3における平均値の差に関して、統計的多重検定を行う。A1～A3それぞれにおける D_x の母集団は正規分布に従わないと考え、ノンパラメトリックの多重検定としてSteelの方法による検定(片側検定、有意水準5%)を行ったところ、各平均値の差は有意であった。

なお、荷重地点ごとの D_x の変動要因として、空洞の形状変化(時間の経過に伴い空洞上方および左右の路床材が崩れ、空洞が広がる現象)や舗装の温度の影響が考えられるが、数日おきに計5回実施したA1～A3における D_x は、時間の経過に伴い D_x が増加する傾向にはなかったため、空洞の形状変化が影響しているとは考えにくい。

b) 正規化たわみ

図-6.7に、調査1回目には得られた ND_x を荷重地点ごとに示す。A1～A3における $ND_{300} \sim ND_{900}$ はNよりも大きかったが、空洞の有無による違いは最大たわみの場合ほどではなかった。

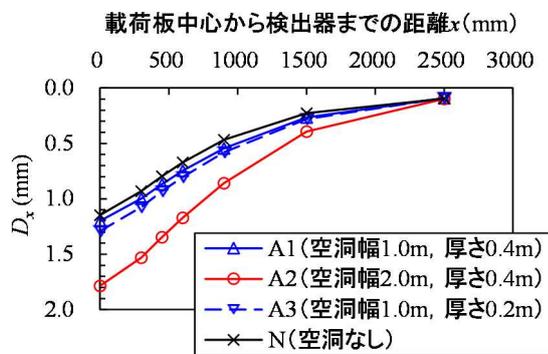


図-6.4 最大たわみ D_x

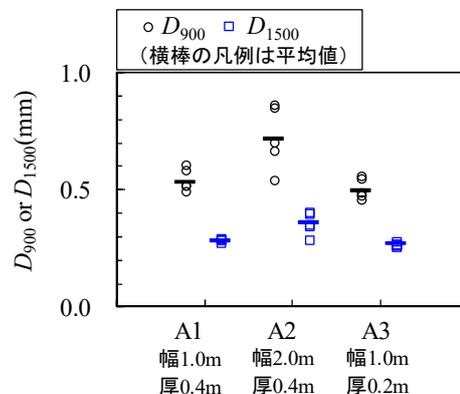


図-6.6 最大たわみ D_{900} および D_{1500}

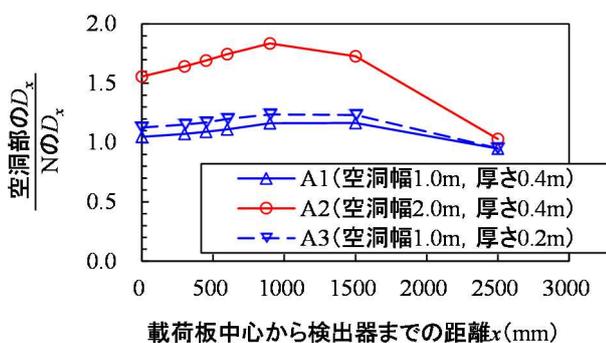


図-6.5 Nに対するA1, A2, A3の最大たわみ D_x の比

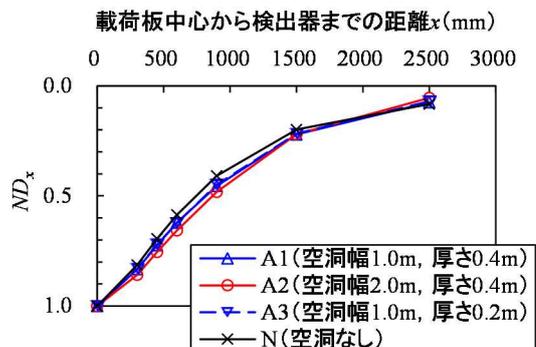


図-6.7 正規化たわみ ND_x

図-6.8には、計5回の調査で得られたA1~A3における ND_{900} および ND_{1500} を示す。 ND_{900} および ND_{1500} には空洞幅が広いほど大きくなる傾向はなかった。空洞幅が広くなれば剛比半径は大きくなり、正規化たわみは大きくなると考えられるが、幅1mの違いは、正規化たわみに影響するほどのものではなかったと考えられる。

なお、正規化たわみに空洞の影響が表れにくかった要因として、アスファルト舗装の剛性がコンクリート舗装よりも小さく、6.2(2)a)で示したとおり剛比半径も小さいことが挙げられる。アスファルト舗装では、空洞の存在により最大たわみが大きくはなるものの、空洞の有無に関わらず載荷板直下で局所的にたわむため、最大たわみの曲線形状(正規化たわみ ND_x)でみると、空洞の有無の違いが表れにくいと考えられる。

c) たわみ時間差

図-6.9に、調査1回目に得られた Δt_x を載荷地点ごとに示す。A1~A3における Δt_x は、いずれの検出器においてもNより小さかった。

図-6.10には、計5回の調査で得られたA1~A3にお

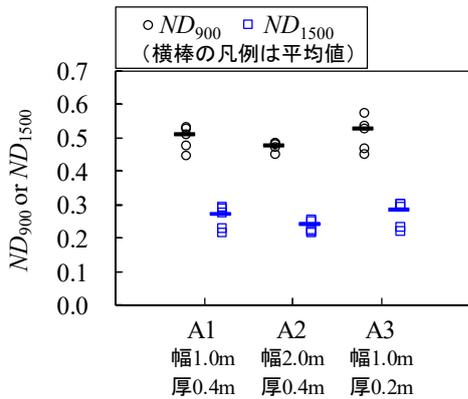


図-6.8 正規化たわみ ND_{900} および ND_{1500}

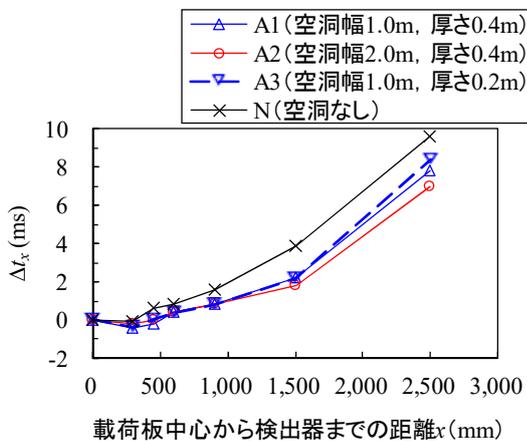


図-6.9 たわみ時間差 Δt_x

ける Δt_{900} および Δt_{1500} を示す。載荷地点ごとに Δt_x の変動があり、A1~A3における Δt_{900} の平均値はほぼ同じであったが、 Δt_{1500} の平均値は空洞幅が広いほど小さかった。しかし、A2とA1における Δt_{1500} の平均値の差、およびA2とA3における Δt_{1500} の平均値の差に関してSteelの方法による統計的検定(片側検定, 有意水準5%)を行ったところ、各平均値の差は有意ではなかった。これは、A2における3回目の結果が極端に大きかったためである。

図-6.11にA2における1回目から5回目までの Δt_x を示すが、3回目のたわみ時間差は、載荷板中心から1,500mm以上の検出器で大きい傾向であった。この傾向の要因として、たわみ波形が乱れ、載荷板中心から離れた位置のたわみの時刻歴での最大値が、たわみの第二のピークであった可能性があったが、たわみ波形を確認したところ、第一のピークがたわみの最大値であった。一方、同じタイミングで行った147kNにおけるFWD調査では、調査回によって極端に大きいたわみ時間差は確認されなかったことを踏まえると、196kNのFWD調査でたわみ時間差が大きくなった要因は、舗装の状態という

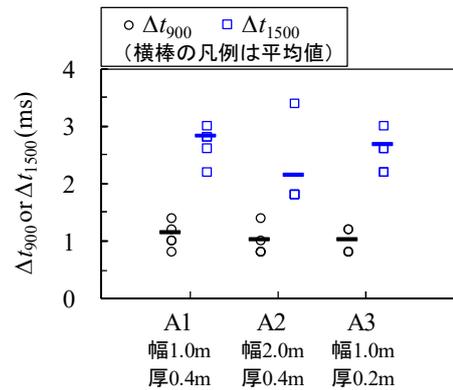


図-6.10 たわみ時間差 Δt_{900} および Δt_{1500}

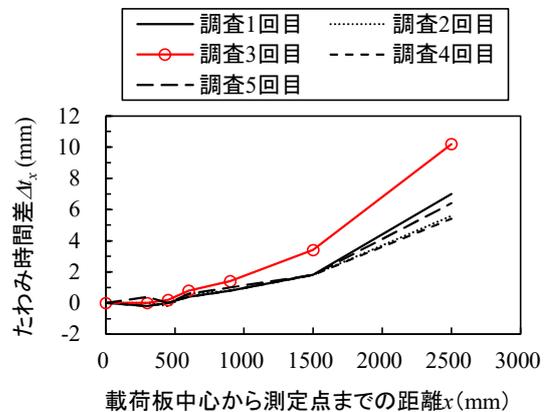


図-6.11 A2における調査1回目から5回目までのたわみ時間差 Δt_x

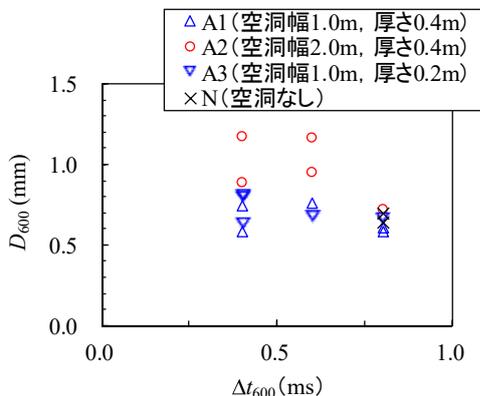
よりもたわみ測定装置に由来するものと考えられ、載荷板中心から離れた位置のたわみ検出器の路面への接触不良による可能性が考えられる。

なお、載荷地点ごとの Δt_x の変動に関しても、空洞の形状変化や舗装の温度等の影響が考えられるが、時間の経過による Δt_x の変化に明確な傾向を確認できなかったため、空洞の形状変化が影響しているとは考えにくい。

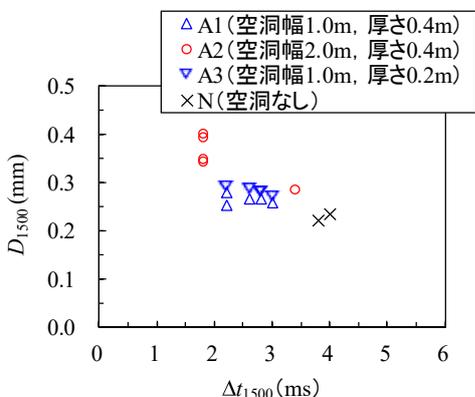
d) 最大たわみとたわみ時間差の関係

着目した 3 指標ともに空洞の有無による差が確認された。ここで、空洞の有無による違いが比較的明瞭であった最大たわみとたわみ時間差について、載荷板中心から 600mm と 1,500mm の検出器における両指標の関係を図-6.12 に示す。図には、A1~A3 における計 5 回の調査結果と N における調査 1 回目の結果を示す。

載荷板中心から 1,500mm の検出器においては、空洞幅が広いほど、図の左上方、すなわち、最大たわみは大きく、たわみ時間差は小さくなる傾向であった。載荷板中心から 900mm においても同様の傾向であったが、1,500mm で顕著であった。



a) 載荷板中心から 600mm



b) 載荷板中心から 1,500mm

図-6.12 最大たわみとたわみ時間差の関係

以上の結果より、アスファルト舗装の路床に空洞がある場合には、載荷板中心から 1,500mm の検出器の最大たわみとたわみ時間差を複合的に用いることが、空洞検出に適していると考えられる。

e) 最大たわみとたわみ時間差に関する FWD の機種間の比較

本章で示した FWD に関する結果は、KUAB 社製の FWD を用いて計測したものである。国内で使用されている FWD は、このほかに Carl Bro 社製がある。KUAB 社製のたわみ検出器は差動トランス式の変位計である一方で、Carl Bro 社のたわみ検出器はジオフォン（速度計）であるため、同じ載荷地点での計測であっても、得られる値が異なる可能性がある。

ここでは、たわみ検出器の種類が最大たわみとたわみ時間差に及ぼす影響を調べるために、Carl Bro 社製の FWD で実施した調査結果を、本章で示した KUAB 社製の FWD での調査結果と比較する。

Carl Bro 社製の FWD での調査位置と調査実施タイミングは、KUAB 社製の FWD の場合と同じである(6.2.1)。なお、載荷板直径 (0.45m に対して 0.30m)、載荷荷重 (196kN に対して 147kN)、たわみの時刻歴の測定間隔 (0.20ms に対して 0.25ms) は異なる。

図-6.13 に、最大たわみ D_{1500} とたわみ時間差 Δt_{1500} のそれぞれについて、KUAB 社製と Carl Bro 社製の関係を示す。最大たわみ D_{1500} は、200kN における値として荷重補正を行っている。

最大たわみ D_{1500} は、概ね 1 : 1 の関係であった。その一方で、たわみ時間差 Δt_{1500} は、ばらつきが大きいものの、Carl Bro 社製の方が大きくなる傾向であった。事前の調査と地震時の調査で使用した FWD の機種が異なる場合などには、たわみ時間差 Δt_{1500} の補正が必要であることが示唆される。

Carl Bro 社製の FWD で得た調査結果を KUAB 社製の FWD での調査結果と対比するために前者の結果を補正する場合、空洞ありを空洞なしと判定してしまわないように (安全側の判定となるように) するために、Carl Bro 社製の FWD で得たたわみ時間差 Δt_{1500} に対する補正係数を 1/1.5 とする。本結果にもとづけば、多くのデータが KUAB 社製の値と同等以下となる。補正係数については、より多くのデータにより検証する必要がある。

6.3 空洞と載荷地点の位置関係がFWDのたわみに及ぼす影響

(1) FWD の調査概要

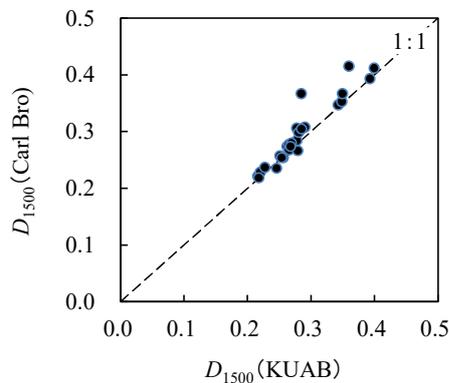
a) 調査位置

図-6.1 に示した B1 区画の空洞中央を原点として、原点から±2.0m の範囲（右方向を正）の 2 側線上で載荷地点を 0.5m ずつ移動させて FWD 調査を実施した。載荷地点ごとの調査実施回数は、夏から秋にかけて計 4 回である。その際の舗装の表面温度は 19.7~26.9°C であった。なお、いずれの調査も航空機荷重が 30 回作用した後の状況であった。表-6.3 に各 FWD 調査時の走行試験実施状況を示す。

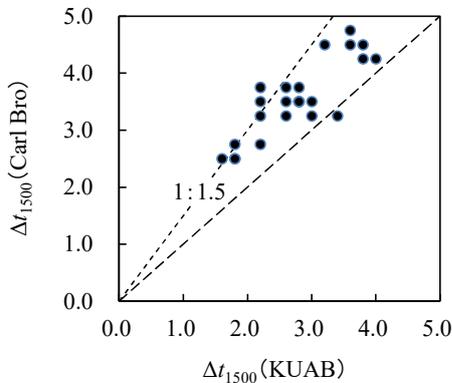
B1 における調査結果の比較対象として、走行回数が比較的近い N における結果（表-6.3 に示す調査 1 回目と 2 回目、調査時の表面温度 25.9~28.9°C）も次項で示す。

b) 載荷条件

載荷条件は前節と同じである。なお、載荷地点が-2.0m の場合、後方に十分なスペースがなく、1,500mm と 2,500mm の検出器を取り外して調査を実施したため、



a) 最大たわみ D_{1500}



b) たわみ時間差 Δt_{1500}

図-6.13 Carl Bro 社製と KUAB 社製の FWD の調査結果の比較

1,500mm と 2,500mm のデータは取得していない。

(2) 調査結果

ここでは、6.2 において空洞の有無による違いが比較的明瞭であった 1,500mm の検出器における最大たわみとたわみ時間差に関する結果を示す。

a) 最大たわみ

図-6.14 に、各載荷地点における D_{1500} を示す。載荷地点ごとに D_{1500} の変動はあるものの、載荷地点が空洞上の場合の D_{1500} の平均値は、N よりも大きく、特に空洞中央の場合に大きかった。

また、載荷地点が空洞端より外側（以下、空洞周辺）の場合の D_{1500} の平均値も、N より大きかった。既往の研究⁹⁾において、空洞やその周囲の密度の低下している領域⁷⁾（以下、ゆるみ）が存在すると推定される範囲の端から、載荷地点が 2.0m 離れた位置であっても、 D_{1500} が比較的大きい値を示すことが確認されている。このことから、本調査でも、空洞やその周囲のゆるみによって、載荷地点が空洞周辺の場合に D_{1500} が大きい値を示したと考えられる。

なお、N と各載荷地点との平均値の差に関して Steel の方法による統計的検定（片側検定、有意水準 5%）を行ったところ、すべての載荷地点に関して有意な差であることを確認した。また、載荷地点ごとの D_x の変動要因とし

表-6.3 各 FWD 調査時の走行試験実施状況

B1		N		備考
調査 1回目	30回 走行後	調査 1回目	走行試験 未実施	・B1の比較対象として、Nでの調査1回目と2回目の結果を採用し、3回目以降の結果（網掛けセル）は棄却
調査 2回目		調査 2回目	200回 走行後	
調査 3回目		調査 3回目	500回 走行後	
調査 4回目		調査 4回目	1500回 走行後	
		調査 5回目	2500回 走行後	

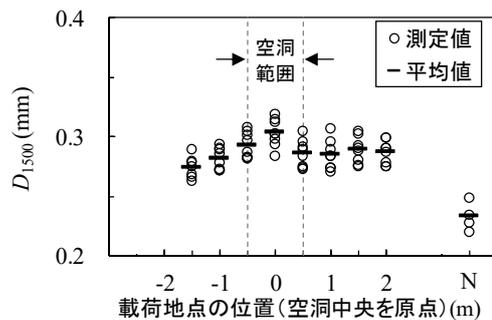


図-6.14 各載荷地点における最大たわみ D_{1500}

て、空洞の形状変化や舗装の温度等の影響が考えられるが、時間経過に伴う D_x の変化に明確な傾向を確認できなかったため、空洞の形状変化が影響しているとは考えにくい。 Δt_{1500} についても同様である。

b) たわみ時間差

図-6.15 に、各載荷地点における Δt_{1500} を示す。空洞中央での Δt_{1500} に極端に小さい値が確認されるが、これは調査4回目の結果である。4回目の調査のたわみ波形を確認したところ(図-6.16)、載荷中心から300mmと900mmの検出器でのたわみが最大となる時間が、載荷中心よりも早く、載荷中心から300mmと900mmについては、たわみ波形が乱れていた。空洞の存在が影響し、たわみ波形を正常に取得できなかった可能性があるため、以後、調査4回目のデータは異常値として扱うこととする。なお、載荷中心から離れた位置のたわみが最大となる時刻が、載荷中心のたわみが最大となる時刻よりも早いこと(たわみ時間差がマイナスであること)は、空洞の存在を示唆するものである可能性があり、空洞の検出指標として検討することも考えられる。

図-6.15 をみると、載荷地点ごとに Δt_{1500} の変動がある

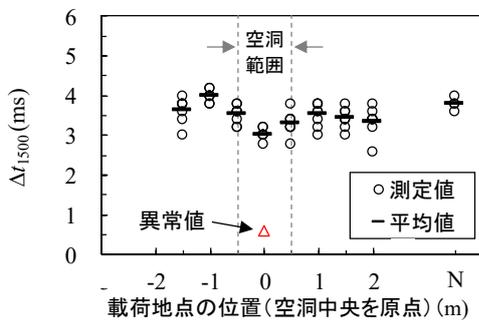


図-6.15 各載荷地点におけるたわみ時間差 Δt_{1500}

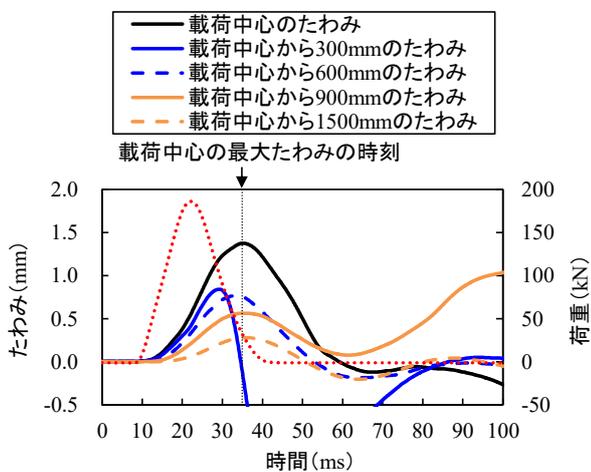


図-6.16 各載荷地点におけるたわみ時間差 Δt_{1500}

ものの、載荷地点が空洞上の場合の Δt_{1500} の平均値は、N よりも小さく、特に空洞中央の場合に小さかった。また、載荷地点が空洞周辺の場合の Δt_{1500} の平均値は、N と同程度もしくはそれ以下であったが、 D_{1500} のような、N と空洞周辺との明確な差は確認されなかった。なお、N と各載荷地点との平均値の差に関して Steel の方法による統計的検定(片側検定, 有意水準5%)を行ったところ、空洞中央, 空洞中央から+0.5m および+2.0m は有意な差であった。

以上の結果をまとめると、載荷地点が空洞上の場合には、 D_{1500} が大きく Δt_{1500} が小さい値を示し、 D_{1500} については、載荷地点が空洞周辺の場合でも大きい値を示すことが示唆される。

6.4 地震後の空港アスファルト舗装における空洞の有無の判定方法

空洞の有無の判定方法は第3章で示したコンクリート舗装の場合と同じとし、空港管理者があらかじめ、空洞のない舗装において FWD 調査を行い、空洞のない舗装における最大たわみとたわみ時間差を事前に把握しておき、地震で被災した後の FWD 調査結果が、事前に得た値から逸脱した載荷地点(図-6.17)に関しては、空洞があると判定することとする。

なお、前節で示した通り、最大たわみ D_{1500} とたわみ時間差 Δt_{1500} が、FWD の載荷板と空洞の位置関係に応じて変化するため(図-6.14, 図-6.15)、一定間隔で FWD を載荷したときに、最大たわみとたわみ時間差の双方が相対的に大きい載荷地点は空洞がある可能性があるため、空洞の有無の判定の参考にする。

6.5 まとめ

本章では、空洞を有するアスファルト舗装を製作し、空洞の存在が FWD のたわみに及ぼす影響、および空洞と載荷地点の位置関係が FWD のたわみに及ぼす影響に

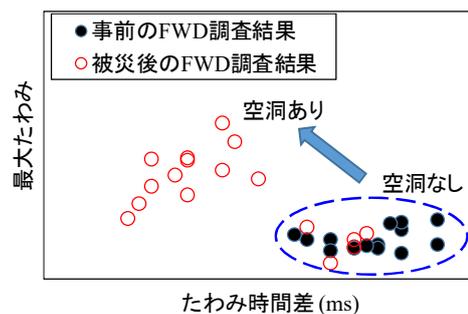


図-6.17 空洞の有無の判定イメージ

ついて調査した。得られた知見は以下のとおりである。

- (1) 路床に空洞がある場合、最大たわみは大きく、たわみ時間差は小さくなることを示した。正規化たわみについても、空洞の存在で若干大きくなったが、最大たわみほどではなかった。
- (2) 載荷板中心から 1,500mm の検出器における最大たわみとたわみ時間差の関係にもとづくと、空洞の有無や空洞幅の違いが表れた。
- (3) 載荷地点が空洞上の場合、特に、空洞中央の場合には、 D_{1500} は大きく Δt_{1500} は小さくなった。また、 D_{1500} は、載荷地点が空洞周辺の場合でも、空洞やその周囲のゆるみの影響によって大きくなった。以上の傾向によれば、空洞の存在が疑われる場所付近で複数点載荷することにより、空洞のおおよその位置を把握できる可能性がある。
- (4) FWD で得られた最大たわみとたわみ時間差にもとづき、空洞の有無を判定する方法として、事前に FWD 調査を行い、空洞がない状態での舗装における最大たわみとたわみ時間差を把握しておき、地震で被災した後の FWD 調査結果を、事前の調査結果と対比し、事前の調査結果から逸脱した載荷地点については、空洞があると判定する方法を提示した。

2章の参考文献

- 1) 国土交通省航空局監修：空港土木工事共通仕様書、(一財)港湾空港総合技術センター (SCOPE), 2019.
- 2) 東滋夫, 神谷和明, 富澤健, 金井利浩, 松井邦人: 荷重の相異による舗装挙動に関する基礎的研究, 土木学会舗装工学論文集, Vol. 10, pp. 31-38, 2005.
- 3) 土木学会舗装工学委員会: FWD および小型 FWD 運用の手引き, p. 14, 2002.
- 4) 堀内智司, 久保和幸, 寺田剛: アスファルト混合物の弾性係数の範囲に関する一考察, 土木学会論文集 E1 (舗装工学), Vol. 68, No. 3, pp. I_1-I_4, 2012.
- 5) 丸山暉彦, 姫野賢治, 林正則: FWD による舗装診断システム, 舗装, Vol. 23, No. 11, pp. 16-20, 1988.
- 6) 秋葉正一, 城本政一, 加納陽輔, 島崎勝, 佐藤克己: 地中レーダーと FWD 試験を併用した舗装診断に関する一考察—市街地道路に対する簡易評価手法の検討—, 地盤工学ジャーナル, Vol. 10, No. 2, pp. 317-328, 2015.
- 7) 桑野玲子, 佐藤真理, 瀬良良子: 地盤陥没未然防止のための地盤空洞・ゆるみの探知に向けた基礎的検討, 地盤工学ジャーナル, Vol. 5, No. 2, pp

7. 空港アスファルト舗装に変形または破壊を生じさせる空洞に関する検討

本章では、7.1において、空洞を有するアスファルト舗装を製作し、航空機荷重による繰返し走行試験を行い、空洞が生じた舗装の走行荷重に対する挙動を調査した。7.2では、製作したアスファルト舗装を弾完全塑性FEMにて再現し、各種空洞条件における路盤と路床のせん断破壊の状況を解析した。7.3では、走行試験とFEM解析の結果にもとづき、航空機の走行に伴いアスファルト舗装に大きな変形または破壊を生じさせる空洞の大きさと、空洞が生じた空港アスファルト舗装の健全性評価方法を検討した。

7.1 空洞を有するアスファルト舗装における走行試験

(1) アスファルト舗装の製作

第6章にて、走行試験を行ったアスファルト舗装の製作について既に記述したが、舗装条件等に関して加筆が必要であるため、改めてアスファルト舗装の製作について記述する。

a) 舗装構成

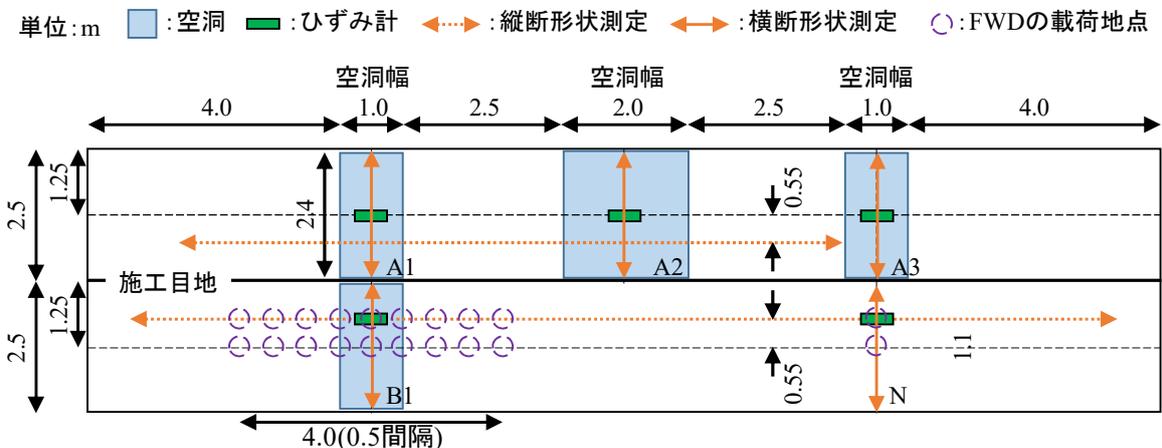
図-7.1に、アスファルト舗装の平面図と断面図を示す。舗装は、長さ17.0m、幅5.0mであり、施工幅2.5mの2レーンからなる。舗装構成は、大型ジェット機が就航する空港の舗装を想定し、表層0.06m、基層0.10m、アスファルト安定処理上層路盤0.15m、粒状下層路盤0.64mとする。路床に空洞を製作するために、既設の路床を深さ0.4mまで掘削し、新たに0.4m厚の路床を構築する。以降では、新たに構築した路床を“路床(新設)”，既設の路床を“路床(既設)”という。

表-7.1に各層の材料を示す。アスファルトコンクリート(以下、アスコン)と粒状材料の品質は、空港土木工事共通仕様書¹⁾の材料規定を満足するものとした。試験舗装で調査して得た路床の地盤反力係数 K_{30} は $89\text{MN}/\text{m}^3$ である。

b) 空洞の製作

図-7.1のA1、A2、A3およびB1区画の路床(新設)に、幅と厚さが異なる空洞を製作した。空洞は、新たに施工した路床を一部掘削したところに水を充填したゴムバッグを設置し、舗装完成後に破裂させることで発生さ

【平面図】



【断面図】



図-7.1 試験舗装の平面図と断面図

表-7.1 各層に使用した材料

	材料	規格
表層	密粒度 アスファルト コンクリート	空港土工工事共通仕様書に記載の「基本施設の表層タイプI, ①表層」 (最大粒径20mm, 中央粒度, ストレートアスファルト60/80)
基層	粗粒度 アスファルト コンクリート	空港土工工事共通仕様書に記載の「基本施設基層, ③基層」 (最大粒径20mm, 中央粒度, ストレートアスファルト60/80)
上層 路盤	アスファルト 安定処理 混合物	空港土工工事共通仕様書に記載の「基本施設タイプA」 (最大粒径40mm, 中央粒度, ストレートアスファルト60/80)
下層 路盤	クラッシャーラン (C-40)	最大粒径40mm
路床	粗目砂	洗い砂(礫質砂SG)

せた。製作の詳細は第6章を参考にされたい。

なお、アスコン層下の路盤に空洞が存在する場合には、舗装表面に沈下が生じることがあるが、路床など比較的深い位置に空洞が存在する場合には、沈下がほとんど生じないという報告がある²⁾。本研究では、舗装表面に変状が表れず目視では確認できない空洞をFWDで検出し、その箇所における舗装の健全性を評価することを前提としているため、路床に空洞を製作することとした。

c) ひずみ計の設置

載荷荷重によるアスコン層下面のひずみを計測するために、A1~A3, B1 および N のアスコン層下面にひずみ計 (KM-100HB, ㈱東京測器研究所製) を1個ずつ設置した。図-7.1 に設置位置を示す。A1~A3 ではレーン中央に設置し、B1 と N では中央から横断方向に 0.55m ずらして設置した。A1~A3 のひずみ計は走行する車輪の間に位置し、B1 と N のひずみ計は走行する車輪の直下に位置する。

(2) 走行試験の方法

走行試験には、写真-7.1 に示す1脚4輪の車輪を用いた。車輪とその配置は、B747-400 型機と同じである。表-7.2 に車輪の走行条件を示す。

B1 と N のレーン (以下、BN レーン) では、航空機荷重で往復走行を行った。実際の航空機の走行位置は横断方向にばらつくことを考慮して、試験時の車輪の走行においても、図-7.2 のように、車軸中央をレーン中央に一致させた位置と、横断方向に車輪をずらした位置で走行を行った。走行距離は B と N を通過する範囲で 13m とした。なお、B1 では 35 往復で大きく変形したため、以降では試験の安全を考慮して B1 を走行しないように走

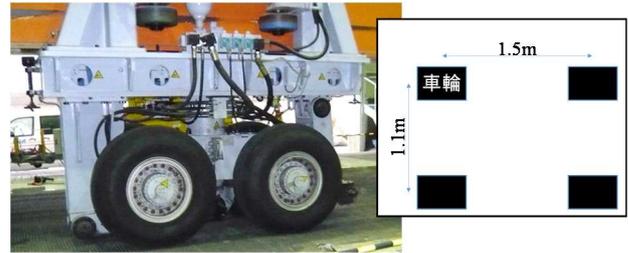


写真-7.1 走行試験に用いた車輪 (右図: 上からみた車輪の配置)

表-7.2 走行条件

位置	走行回数(往復)		アスコン層の平均温度(°C)
	消防車荷重 (輪荷重53kN, 速度2km/h)	航空機荷重 (輪荷重 227.5kN,	
B1	0	35	25~29
N	0	2,500	22~29
A1~A3	5	6	20~21

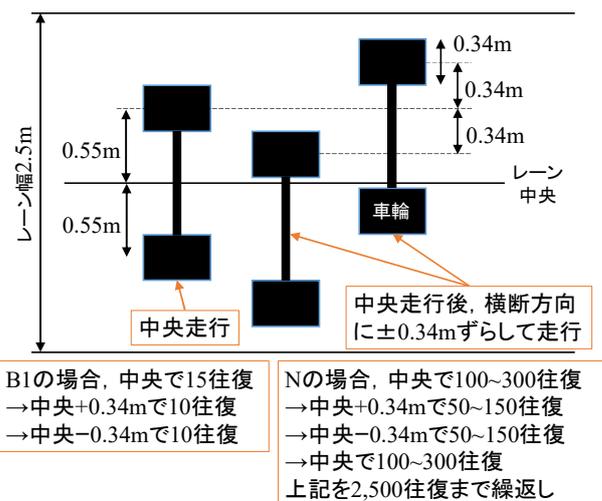


図-7.2 BNレーンにおける車輪走行位置

行距離を短くした。

BNレーンでの走行が終了した後、A1~A3のレーン(以下、Aレーン)にて走行試験を実施した。Aレーンでは、消防車荷重で5往復させた後、航空機荷重で6往復させた。走行距離は13mとした。車輪走行位置は、車軸中央をレーン中央に一致させた。

消防車荷重による走行は、比較的小さい荷重による舗装の応答を調べるために行った。

アスコン層の平均温度は、表層下面、基層下面および上層路盤下面で計測した温度の平均値である。走行試験は夏季から秋季にかけて実施したため、季節の移行に伴

い気温が低下し、Aレーンでのアスコン層の平均温度は、BNレーンよりも低い条件となった(表-7.2)。

(3) 調査方法

調査では、走行荷重による変形量、FWDのたわみ、および走行荷重によるアスコン層下面のひずみを調べた。各項目の調査方法を以下に示す。なお、本検討でいう“変形”とは、載荷荷重による舗装表面(以下、路面)の鉛直方向の塑性変形のことを指す。

a) 走行荷重による路面の変形量

走行荷重による路面の変形量を調べるために、BNレーンとAレーンの車輪走行位置の縦断形状を路面プロファイル測定装置により測定した。また、空洞上の変形量を詳細に調べるために、A1~A3、B1およびNでは横断形状を測定した。測定位置を図-7.1に示し、測定のタイミングを表-7.3に示す。得られた縦横断形状をもとに、車輪が所定回数往復した後の変形量を算出した。

b) FWDのたわみ

空洞がアスファルト舗装の支持力に及ぼす影響範囲を調べるために、B1の中央を原点として縦断方向に±2.0m

の範囲において(図-7.1)、0.5m間隔でFWD調査を行った。調査時のB1は35往復後の状態であった。B1の比較対象として、走行試験前と200往復後のNで行った調査結果を用いた。

載荷板直径は0.45m、載荷荷重は196kNとした。たわみの計測は、載荷地点ごとに2回行ったが、載荷1回目のデータについては、載荷板やたわみ検出器と路面の接触不安定により計測のばらつきが大きいため³⁾、棄却した。たわみ検出器の配置方向は、図-7.1の平面図の左方向とした。たわみ検出器は、載荷板中心、中心より300、450、600、900、1200、1500および2500mmに位置し、直線上に並ぶ。

c) 走行荷重載荷時のアスコン層下面のひずみ

表-7.3に示すタイミングで、車輪が往復する間のひずみを測定した。測定間隔は4msである。

(4) 調査結果(車輪走行位置の路面の変形量)

a) B1とN

図-7.3に、200往復後のBNレーンの縦断方向の路面の変形量を示す。なお、起点から約6.0mまでは35往復以降、走行を行っていないため、B1付近は35往復後の状態である。

航空機荷重を35往復させた状態のB1(空洞幅1.0m)は、下に凸状に変形し、その変形量は最大65mmであった。変形の範囲は、空洞より外側のおおむね1.0mにまで及んだ。空洞の存在が影響して、空洞より外側の路面が比較的大きく変形したと考えられる。起点から約2.0m付近では15mm変形したが、この付近は車輪の折り返し地点であり、折り返し地点では一時的に車輪が静止するため、変形が大きくなったと考えられる。

航空機荷重を200往復させた後のN(空洞なし)では

表-7.3 調査を実施したタイミング

位置	縦横断形状	アスコン層下面のひずみ
N	走行試験前, 15, 25, 35往復後	1~4往復時
B1	走行試験前, 200, 500, 2500往復後	1~4往復時
A1~ A3	走行試験前, 走行試験時は1往復毎 (A4の縦断形状は 計測未実施)	消防車荷重で 1, 2, 5往復時, 航空機荷重で 1, 3往復時

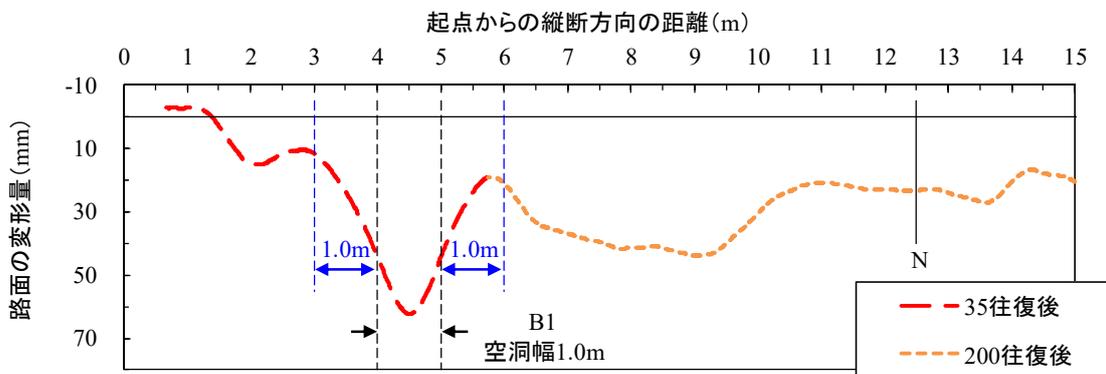


図-7.3 35往復後のBNレーンの変形量

約 30mm 変形したが、B1 のように局部的に変形することはなかった。

なお、調査方法で示さなかったが、走行試験の途中で B1 と N において FWD 調査を実施したため（第 6 章）、B1 と N の変形量には、FWD の載荷荷重による変形量が含まれると考えられる。ただし、航空機荷重の載荷回数に対して FWD の載荷回数は少ないため、変形量への FWD の載荷荷重の影響は相対的に小さいと考えられる。以降で示す変形量の結果においても同様であるため、以降では、FWD の載荷荷重の影響に関する言及は省略する。

b) A1～A3

図-7.4 には、消防車荷重で 5 往復、および消防車荷重を走行させた後に航空機荷重で 5 往復した時の A レーンの縦断方向の変形量を示す。

消防車荷重で 5 往復させた後の A2（空洞幅 2.0m）は、下に凸状に変形し、その変形量は最大で 4mm であった。一方、A1（空洞幅 1.0m）では下方への変形は確認されなかった。消防車荷重を走行させた後、航空機荷重を 5 往復させた場合には、A2 の変形量は最大で 40mm となり、A1 の変形量は最大で 10mm となった。航空機荷重による A1 と A2 の変形の範囲についても、空洞上のみならず空洞より外側のおおむね 1.0m にまで及んだ。

(5) 調査結果（走行回数の増加に伴う路面の変形量の推移）

a) B1 と N

図-7.5 に B1 と N の路面の変形量の推移を示す。変形量は、横断形状にもとづき左右の車輪が走行する位置で、左右それぞれの変形量が最も大きかった点の平均値である。

B1 の変形量は、走行回数の増加に伴い急激に増加し、

15 往復後で 38mm であり、35 往復後では 64mm であった。一方、空洞がない N の変形量は、500 往復後に 36mm であり、2,500 往復後には 50mm であった。15 往復後の B1 の変形量は、500 往復後の N の変形量と同程度であり、空洞の存在により路面の変形が早く進むことがわかる。

b) A1～A3

図-7.6 に A1～A3 の路面の変形量の推移を示す。変形

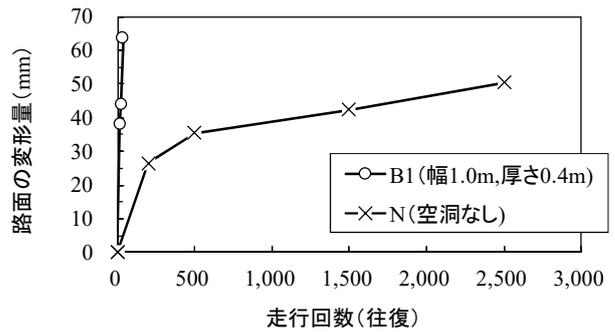


図-7.5 B1 と N の変形量の推移

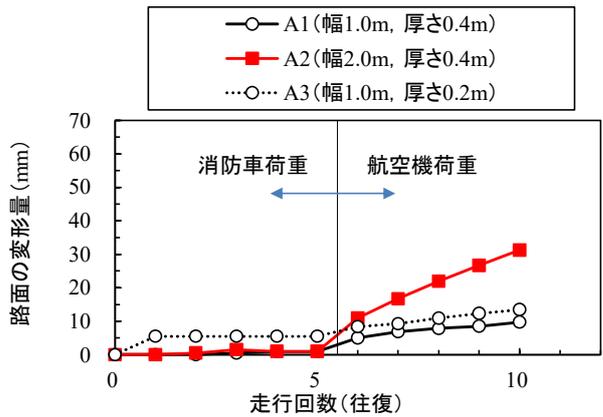


図-7.6 A1～A3 の変形量の推移

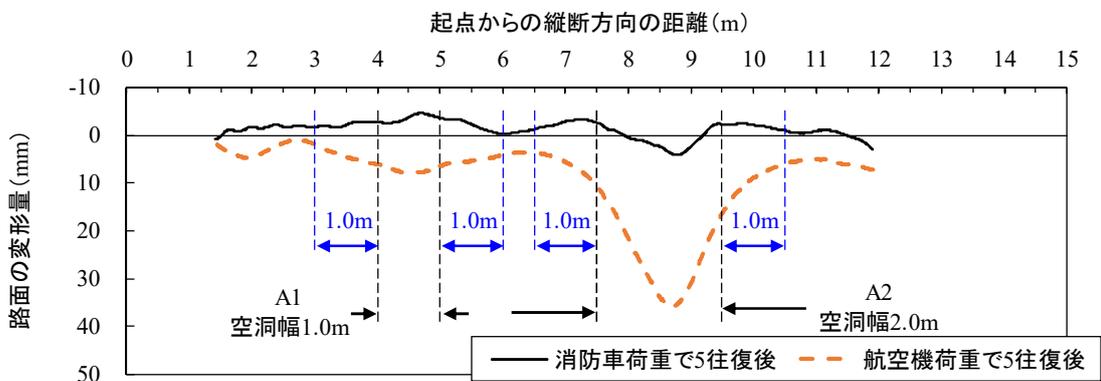


図-7.4 消防車荷重と航空機荷重による A レーンの変形量

量の算出方法は B1 と N と同じである。なお、A1, A2, A3 の変形量を比較するために横断形状のデータを用いたため、ここで示す変形量は、7.1.4 の縦断形状による A1 や A2 での変形量とは多少の違いがある。

消防車荷重で走行した場合、A1 と A2 ではほとんど変形しなかった。A3 では 1 往復目に 5mm 変形したが、その後の 4 往復では変形は進行しなかった。

航空機荷重で走行した場合、A1～A3 のいずれでも走行回数の増加に伴い変形量は増加する傾向にあった。特に空洞幅 2.0m の A2 の変形量は顕著に増加し、航空機荷重を 5 往復させた後の変形量は 31mm となった。航空機荷重による走行が 6 往復目で車輪が A2 を通過した時には、路面が大きく変形したために、載荷装置のリミッターが作動し車輪が停止した。車輪を A2 上から移動させるために A2 付近のアスコン層を取り壊したため、走行直後の舗装の状況を確認できなかったが、航空機荷重による走行が 6 往復目の時に舗装が破壊したものと考えられる。

空洞幅と厚さが同じ B1 と A1 について、1 往復当たりの変形量を比較すると、B1 では 2.5mm (38mm/15 往復)、A1 では 2.0mm (10mm/5 往復) であり、A1 の方が変形の進行は遅かった。その原因は、A1 のアスコン層の温度の方が低かったこと (表-7.2) であると考えられる。

(6) 調査結果 (FWD のたわみ)

B1 付近での FWD 調査結果として、図-7.7 に FWD 載荷板中心のたわみ (以下、 D_0) と、FWD 載荷板中心から 1500mm 離れた位置のたわみ (以下、 D_{1500}) を示す。

載荷地点ごとに D_0 の変動があるものの、空洞上の載荷地点の平均値は、N の平均値よりも大きく、特に空洞中央の場合に大きかった。空洞より外側の載荷地点の平均値は、N の平均値とほぼ同じであった。なお、ほぼ全ての載荷地点で D_0 が相対的に大きいプロットが 1 点あるが、これは、計測時のアスコン層の温度がその他の計測時より約 3.0°C 高く、アスコン層の弾性係数が相対的に小さかったためである。

一方、 D_{1500} については、空洞上だけでなく空洞より外側の載荷地点の平均値も、N の平均値より大きかった。載荷板中心から離れたたわみ検出器におけるたわみは、路面からある程度の深さの層の支持力を表す傾向があるため⁴⁾、空洞の影響を受けて、空洞より外側でも比較的大きな D_{1500} が確認されたものと考えられる。

D_{1500} が比較的大きな範囲が空洞より外側 1.0m～1.5m であることは、路面の変形範囲 (図-7.3, 図-7.4) と整合する。また、地震後の道路舗装において城本らが行った小型 FWD 調査では、空洞より外側 1.0m の載荷地点で比

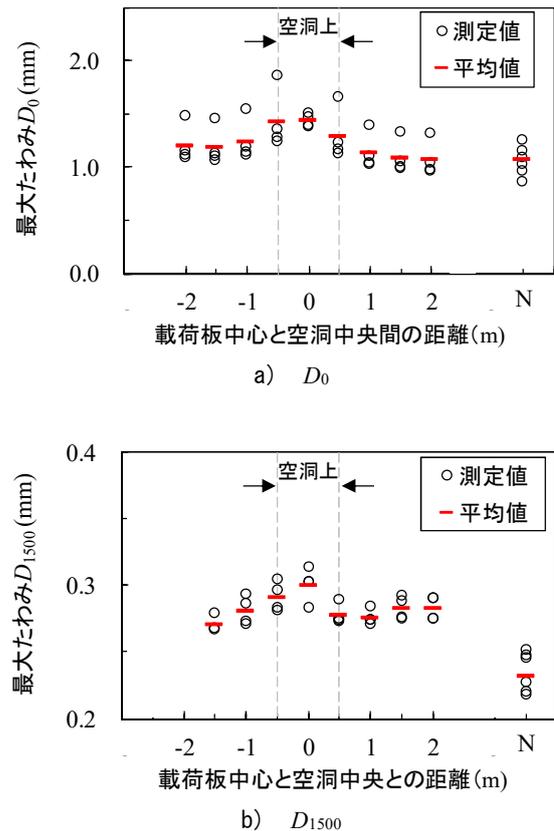


図-7.7 B1 付近と N での FWD 調査結果

較的大きなたわみが確認されており⁵⁾、実舗装での調査結果とも本調査結果は整合する。

以上より、路床に空洞が生じた場合には空洞の幅によらず、空洞の存在の影響により、空洞より外側の路盤と路床上の支持力が低下し、航空機が走行する場合には、空洞より外側のおおむね 1.0m で路面が比較的大きく変形することが示唆される。

(7) 調査結果 (走行時のアスコン層下面のひずみ)

図-7.8 に、着目するひずみの定義を示す。1 往復ごとに測定されたひずみのうち、1 往復中に生じたひずみの最大値を全ひずみとした。全ひずみは弾性ひずみと塑性ひずみの和である。

a) B1 と N

図-7.9 に、B1 と N のアスコン層下面の全ひずみを示す。

B1 では、走行回数の増加に伴い全ひずみは小さくなる傾向であった。なお、1 往復目の塑性ひずみは約 600 μ であったが、走行回数の増加に伴い小さくなり、4 往復目には塑性ひずみはほとんど生じなかった。塑性ひずみが走

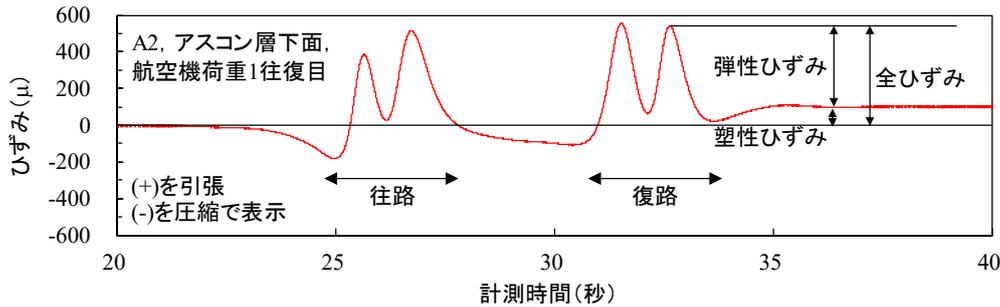


図-7.8 本研究におけるひずみの定義

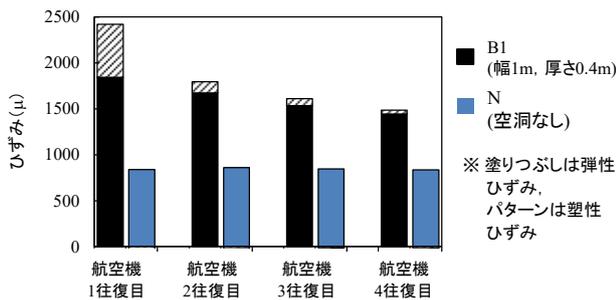


図-7.9 B1とNのアスコン層下面の全ひずみ

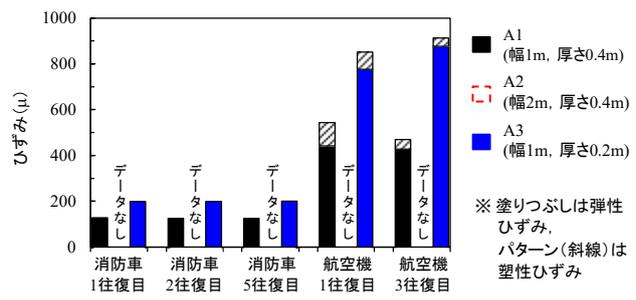


図-7.10 A1とA3のアスコン層下面の全ひずみ

行回数の増加に伴い小さくなる原因は、繰返し走行によりアスコン層が締め固められ、アスコン層の初期圧密が落ち着いたためであると考えられる。アスコンのレジリエントモデュラス試験(直径10cm, 厚さ5cmの円柱供試体の円周の上下を平板治具で挟み、繰返し荷重を作用させてアスコンの弾性係数を求める試験)において、荷重初期では、荷重回数の増加に伴いアスコン層が圧密され、鉛直方向と水平方向の塑性ひずみが徐々に小さくなる現象と同じものと考えられる。

Nでは、走行回数の増加に伴う全ひずみの変化はほとんどなかった。なお、走行回数によらず塑性ひずみが生じておらず、航空機荷重に対してアスコン層は弾性的な挙動を示していたものと考えられる。

B1とNの全ひずみを比べると、B1の全ひずみは引張側に1,500~2,500μであり、Nの1.7倍以上であった。空洞の存在に起因して、アスコン層下面の引張ひずみが大きくなることが示唆される。

b) A1~A3

図-7.10に、A1とA3のアスコン層下面の全ひずみを示す。

A2に関しては、走行荷重が作用してもひずみはゼロのままであった。Aレーンでの走行試験前に行ったBNレーンでの走行試験の時には、A2のひずみは走行荷重の影響

を受けて増減していたことから、Aレーンでの走行試験前に行われたBNレーンでの走行に影響を受けてA2上の路盤材料が緩むなどして、ひずみ計に不具合が生じたものと考えられる。

A1とA3に関しては、消防車荷重の作用に伴う全ひずみは、A3の方が大きかった。どちらのひずみも塑性ひずみは生じなかったため、消防車荷重に対してアスコン層は弾性的な挙動であった。航空機荷重の作用に伴う全ひずみもA3の方が大きかった。航空機荷重の作用に伴う全ひずみでは、塑性ひずみが30~100μ程度生じており、航空機荷重に対しては弾塑性な挙動であった。

A1の航空機荷重による全ひずみを、空洞の幅と厚さが同じB1の全ひずみと比較すると、A1の全ひずみはB1の約1/3倍であったが、この原因はA1のアスコン層の温度が7~9°C低いことによることに加え、走行荷重に伴う変形はB1の方が大きくB1の空洞周囲が崩れたことが可能性として考えられる。

なお、空洞厚0.4mのA1のひずみは空洞厚0.2mのA3のひずみと同程度かそれ以上になると考えられるが、空洞厚が小さいA3の方が大きかった。A1の空洞厚は、ひずみ計に不具合が生じたA2(幅2.0m, 厚さ0.4m)と同じであることから、A2と同様にA1についてもAレーンでの走行試験前に行われたBNレーンでの走行に影響を受けて、ひずみ計に応答が出にくくなった可能性が考え

られる。A3については、空洞厚さが薄い分、BNレーンでの走行の影響が少なかった可能性がある。

(8) 空洞が生じた空港アスファルト舗装の航空機荷重による変形の進行に関する考察

表-7.4 に航空機荷重による走行試験の結果をまとめた。空洞幅が同じ1.0mでも、アスコン層の温度が高いほど変形量は大きかった。また、アスコン層の温度が同じ約20°Cでも、空洞幅が大きいほど変形量は大きかった。すなわち、空洞が生じたアスファルト舗装の変形は、アスコン層の温度と空洞幅に影響されると考えられる。そこで本項では、空港舗装におけるアスコン層の月別平均温度を試算し、航空機荷重による変形の進行性について、アスコン層の温度と空洞幅を考慮して考察する。なお、舗装構成および荷重条件は走行試験に同じと仮定する。

表-7.5 に、アスコン層の月別平均温度を都市ごとに試算した結果を示す。これは、気温からアスコン層の温度を推定する式⁹⁾を用いて算出したものである。気温データには2017年4月～2018年3月にアメダスで計測された月別平均気温を用いた。

表-7.4 路面の変形量に関する調査結果まとめ

	アスコン層の平均温度	
	20～21°C	25～29°C
空洞幅 1m	航空機荷重5往復後の変形量は10mmで、その後も航空機荷重により変形は徐々に進行すると推測される(図-7.6)	航空機荷重15往復後の変形量は38mm、航空機荷重35往復後の変形量は65mm(図-7.6)
空洞幅 2m	航空機荷重5往復後の変形量は31mm(図-7.5)	-

表-7.5 アメダスの月別平均気温から試算したアスコン層(厚さ31cm)の月別平均温度

	那覇	福岡	大阪	東京	札幌
4月	27.4	21.7	20.0	19.7	11.8
5月	30.3	26.7	25.5	25.6	19.3
6月	33.0	29.1	27.7	27.8	21.1
7月	36.7	36.1	34.2	33.8	28.8
8月	37.2	36.2	35.2	32.8	27.5
9月	35.6	30.4	30.4	28.7	23.0
10月	33.4	25.4	24.3	22.0	15.9
11月	28.7	18.4	18.3	16.5	8.0
12月	23.4	11.5	12.0	10.6	1.0
1月	22.5	9.6	9.5	8.5	0.3
2月	22.1	10.1	9.2	9.2	-1.5
3月	25.5	16.5	15.0	16.1	5.9

20～25°Cを薄グレー、25°C以上を濃グレーで表示

7～8月は、いずれの都市でもアスコン層の平均温度が25°Cを超え、札幌以外の都市では5～9月でも25°Cを超える。表-7.4によれば、これらの時期に幅1.0m以上の空洞が路床に生じた場合には、大型航空機による30回(15往復)の走行により30mm以上の変形が生じ、その後も変形が進行すると考えられる。

また、20°C以上の期間は、どの都市でも25°C以上の期間よりも1～3ヵ月長い。表-7.4によれば、20°C以上の期間において幅1.0m以上の空洞が生じた場合には、10回(5往復)の走行でも10mm以上変形し、その後も航空機の走行で徐々に変形が進行すると推測される。

以上より、季節と地域によるが、幅1.0m以上の空洞が生じた場合には、航空機による数十回の走行でも変形が進行し、やがて陥没に至る可能性がある。

なお、7.1(4)～7.1(7)の調査結果では、気温が低い場合(アスコン層の弾性係数が高い場合)、および、幅1.0m未満の空洞が生じた場合の舗装において、航空機の走行により変形が進行し陥没に至る可能性については明らかでない。これらは7.2の解析的検討により考察を加える。

7.2 空洞が生じた空港アスファルト舗装の載荷荷重に伴う破壊に関する解析

本節では、冬季や寒冷地のようにアスコン層の弾性係数が高い場合と、幅1.0m未満の空洞が生じた場合の舗装が航空機の走行で変形し陥没する可能性について、解析的に検討した。

ここで、過去に提唱された、空洞が生じたアスファルト舗装の陥没の発生メカニズム⁷⁾を参考にすると(図-7.11)、路床に空洞が生じた場合、舗装の自重や載荷荷重により空洞周囲の粒状材に塑性変形とそれに伴う崩れがまず生じ、それらがアスコン層に向けて進行することにより空洞が成長すると考えられる。その後もしくは同時進行的にアスコン層が変形し、場合によってはアスコン層に崩れが生じ陥没に至ると考えられる。

粒状材の崩れを伴う空洞の成長を考慮してアスコン層の変形や破壊を解析するには、アスコン層を連続体、粒状材を不連続体とする解析手法が必要であると考えられるが、アスファルト舗装に関するそのような解析手法はない。そこで本検討では、空洞が生じたアスファルト舗装を連続体として扱い、すなわち、空洞上の粒状材の崩れは考慮せずに、上記メカニズムを極力踏まえた解析を行うことを考える。具体的には、「載荷荷重により空洞上の路盤と路床に塑性領域が広がるのであれば、空洞上のアスコン層もやがて大きく変形し陥没に至る(図-7.12)」ことを前提として、空洞上の粒状材の載荷荷重

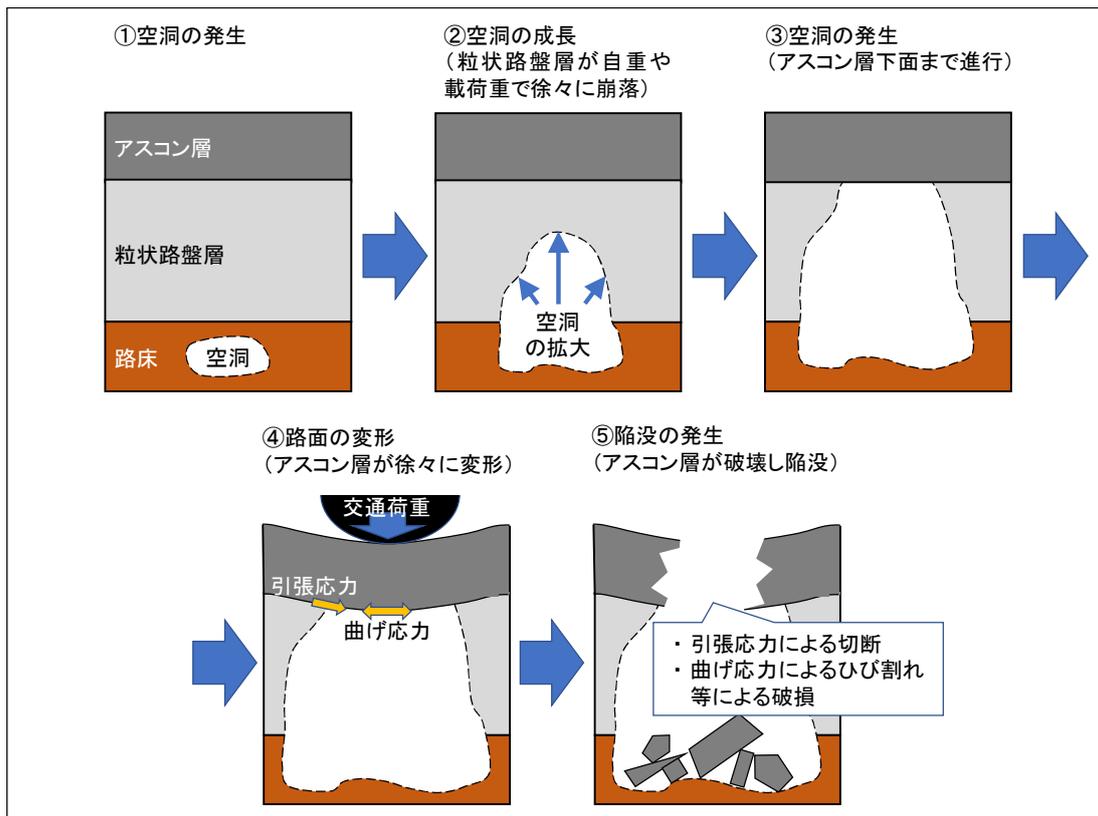


図-7.11 空洞が生じたアスファルト舗装の陥没のメカニズム (一部修正) 7)

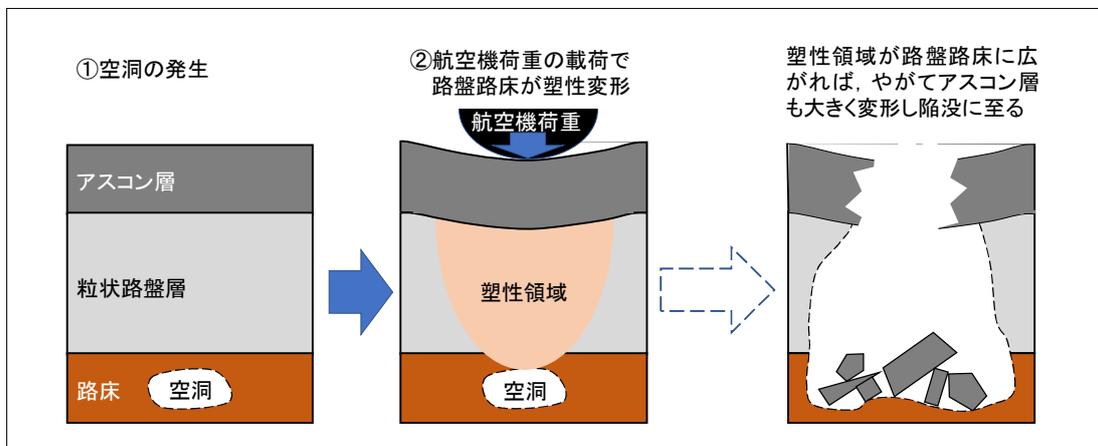


図-7.12 解析の前提条件イメージ

に伴う塑性領域の広がりに着目した解析を行うことを考える。

これまでに、アスファルト舗装の弾塑性 FEM 解析に関する研究はあるが⁸⁾⁻¹¹⁾、アスコン層と粒状材を弾塑性体とする解析にはまだ課題があり、現時点でアスコン層と粒状材の両方を弾塑性体として解析することは容易ではない。そこで本検討ではアスコン層を弾性体、路盤と路床を弾塑性体とし、路盤と路床の塑性領域と非塑性領域

を明確に区別するためのモデルとして弾完全塑性モデルを適用して解析を行うこととした。

なお、路盤と路床の粒状材の崩れを解析するために、アスコン層と粒状材を不連続体とする解析(例えば、個別要素法)を行うことも考えられる。本研究では載荷荷重に伴う実際のアスコン層下面のひずみ等の舗装の応答値を取得しているため、解析と実験結果を比較できるという点において FEM による解析の方が優位であると考

え、本検討ではFEMを適用することとした。

(1) 解析概要

解析には、二次元弾塑性解析プログラムの PLAXIS (PLAXIS 社)を用いた。アスファルト舗装に関するFEM解析は三次元で行うことが一般的であるが、三次元の弾塑性解析では計算に時間を要するため、本研究では二次元解析を行うこととした。想定する三次元的な現象を二次元FEMにより再現してよいくとする根拠については、次項で詳述する。

図-7.13に検討フローを示す。

まず、7.1の走行試験を想定した条件で、路盤と路床の塑性領域の広がり等を解析した。解析モデルは弾完全塑性モデルであるため、各要素が塑性状態にあるということは、各要素は降伏規準(破壊規準)にもとづき降伏(弾完全塑性体では破壊)した状態であることを意味する。解析結果と、走行試験時の路面の変形やアスコン層下面のひずみを比較し、本検討の前提条件(載荷荷重により空洞上の路盤と路床に塑性領域が広がるなら、空洞上のアスコン層もやがて大きく変形し陥没に至る)の妥当性を確認した。

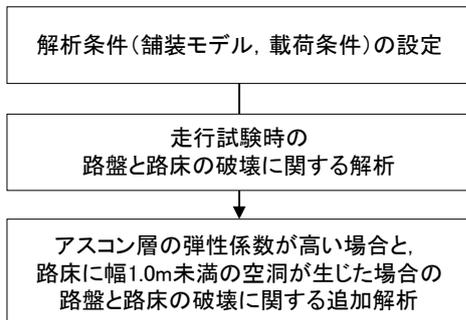


図-7.13 検討フロー

次に、走行試験とは異なる条件として、アスコン層の弾性係数が高い場合と幅 1.0m 未満の空洞が生じた場合のアスファルト舗装を想定し、航空機荷重による路盤と路床の塑性領域の広がりを調べた。

(2) 解析条件の設定

a) 舗装モデル

図-7.14に舗装モデルの構成を示す。舗装モデルは舗装の長手方向(車輪の進行方向)を再現することとし、その構成は、7.1の走行試験を行ったアスファルト舗装と同じとした。最下層は当該実験施設の基盤にあたるコンクリートとした。当該施設は地下水位を制御することができ、走行試験時は舗装および路床に水を供給していない。そのため、モデルにおける地下水位は、最下層の下面に設定した。

空洞は、走行試験の舗装で作製したB1, A1~A3の空洞と同じ条件(表-7.6)のものを1つのモデルにつき1つ設定した。

以降では、舗装の長手方向(車輪の進行方向)をx軸、舗装の深さ方向をy軸とした。また、y軸に関しては原点を路面にとり、深さ方向を正とした。

表-7.7と表-7.8に舗装各層の材料定数と材料モデルを示す。材料モデルは、アスコン層とコンクリート基盤を弾性体とし、路盤と路床を弾完全塑性体とし、破壊規準にはモール・クーロンを適用した。空洞周囲の路盤と

表-7.6 FEMで設定する空洞の条件

	B1	A1	A2	A3
空洞の深さ	路床(新設)			
空洞の幅(m)	1.0	1.0	2.0	1.0
空洞の厚さ(m)	0.4	0.4	0.4	0.2

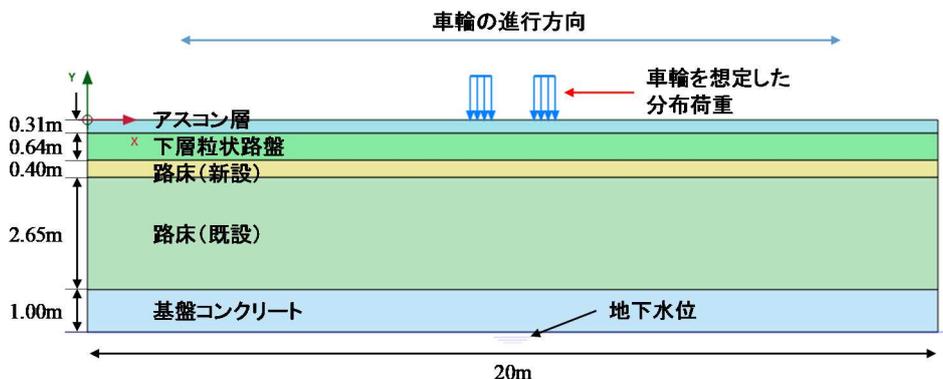


図-7.14 舗装モデルの断面図(空洞がないN)

路床は、自重や載荷荷重等で崩れることを踏まえると、載荷荷重に伴う空洞周囲の路盤と路床の応力レベルは降伏応力と同等以上になると考えられ、そのような高い応力レベルの路盤と路床が塑性状態にあるか否かを評価するうえでは、破壊規準を比較的単純なモール・クーロンの破壊規準とすることでよいと考えた。

舗装各層の弾性係数は、FWDのたわみの波形データに対して動的逆解析を行い推定した。動的逆解析には、動的逆解析ソフトウェア Wave-BALM¹²⁾を使用し、入力データには、走行試験を実施する前のN（空洞がなし）で行ったFWD調査の結果を使用した。なお、FWD調査時と走行試験時のアスコン層の弾性係数は、温度の違いにより異なると考えられる。そこで、走行試験時のアスコン層の弾性係数に関しては、FWD調査の逆解析結果の代わりに、空港土木施設設計要領（舗装設計編）⁹⁾に示されるノモグラムと走行試験時のアスコン層の温度で推定した。ポアソン比および単位体積重量は、空港土木施設設計要領（構造設計編）¹³⁾を参考に設定した。

表-7.8には、路盤と路床にモール・クーロンの破壊規準を適用するための入力条件を示した。7.1の試験舗装に用いた路盤と路床の実際の粘着力、内部摩擦角および

ダイランシー角を試験的に求めていないため、既往の研究で実施された試験の結果¹⁴⁾と、アスファルト舗装に関する同様の解析で設定された条件¹⁵⁾⁻¹⁷⁾を参考にして設定した。

解析において破壊と判定された要素は、その他の要素の応力とひずみ等の計算が終わるまで、破壊状態として扱われる。具体的には、モール・クーロンの破壊規準により、破壊と判定された要素の応力とひずみは、非線形解析法による繰返し計算ステップごとに求められる。繰返し計算過程では、応力は破壊条件を満たしたままである（主応力は降伏曲面内を移動し、せん断応力はせん断強度を超えない）一方で、ひずみは繰返し計算が収束するまで増加する。

b) 荷重条件の設定

解析では、車輪の進行方向の断面において航空機荷重または消防車荷重を作用させた。図-7.15に二次元FEMにおける荷重条件を示す。二次元における航空機と消防車による載荷荷重は、走行方向に並ぶ2輪を想定した等分布荷重とした。2箇所等の分布荷重の間隔は走行試験に用いた車輪間隔と同じにし、等分布荷重の幅は、

表-7.7 舗装各層の材料定数

	FWD調査時の弾性係数(N/mm ²)	走行試験時の弾性係数(N/mm ²)	ポアソン比	単位体積重量(kN/m ³)
	NにおけるFWD調査の結果を逆解析	走行試験時のアスコン層温度からノモグラムで推定		
アスコン層 (表基層, As安路盤)	1,466	B1, N:995 (28.3°C) A1~A3:2,642 (20.7°C)	0.35	23
下層路盤	66	左に同じ	0.35	22
路床上部	66		0.35	17
路床下部	160		0.35	17
コンクリート	34,000		0.2	23

表-7.8 モール・クーロンの破壊規準に関する路盤と路床の入力条件

	材料モデル	粘着力c (kN/m ²)	内部摩擦角φ (°)	ダイランシー角ψ (°)
アスコン層	線形弾性	-	-	-
下層路盤	モール・クーロン	20	40	15
路床	モール・クーロン	50	25	5
コンクリート	線形弾性	-	-	-

車輪の接地長さと同じにした。等分布荷重の大きさは、走行試験時の輪荷重 (227.5kN と 53kN) に極力合わせるため、単位奥行き (m) あたり 227.5kN と 53kN とした。

載荷荷重と空洞の位置関係は、走行試験において車輪が x 方向に移動することを想定して、図-7.16 に示す 4 パターンを設定した。なお、A1~A3 に関する解析では、B1 の解析で舗装にとって最も厳しい結果が得られた、空洞と左側荷重の中心が一致するケースである図-7.16 c) のみを解析した。

c) 設定した載荷条件で得られる結果について

二次元 FEM の解析条件を、走行試験を行った舗装構造と荷重条件に近づけても、二次元 FEM におけるひずみと応力は、三次元でのものとは異なると考えられる。そのため、二次元 FEM におけるひずみと応力が、三次元の場合

にどの程度対応しているかを確認するため、二次元 FEM による解析結果を、多層弾性理論による舗装構造解析で得られる理論解と比較することとした。多層弾性理論では、アスファルト舗装を構成する各層の材料が弾性体であると仮定して、舗装内の任意の点の応力とひずみを計算する。その計算には、多層弾性構造解析プログラム GAMES¹⁸⁾を用いた。

ここでは、どちらの解析についても空洞がない N に対する航空機荷重の載荷を行った。

GAMES の舗装構造モデルと材料定数は二次元 FEM (表-7.7) と同じとした。GAMES における荷重条件は図-7.17 のように設定した。GAMES での載荷荷重は円形等分布荷重であり、航空機荷重の載荷半径は、走行試験時の車輪接地面積と等しくなるよう設定した。

図-7.18 に、二次元 FEM と多層弾性解析で得られたひ

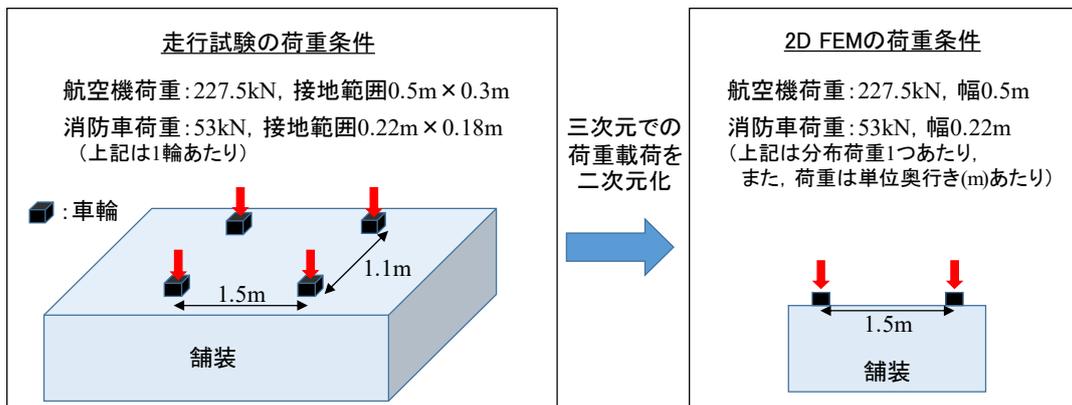


図-7.15 実舗装における航空機荷重の載荷を二次元モデルにしたイメージ

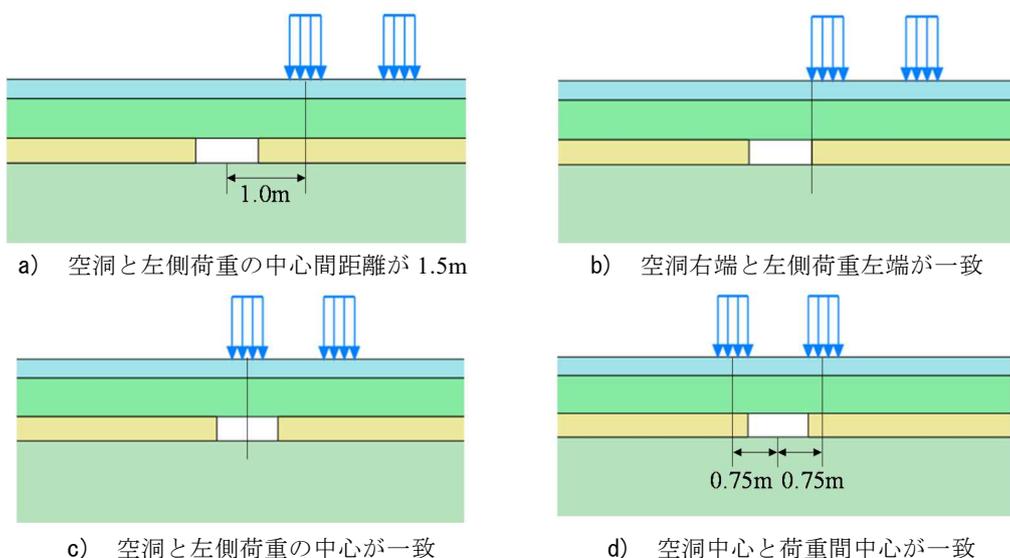


図-7.16 B1 付近における等分布荷重の作用位置の設定

ずみと応力を示す。アスコン層 ($y=0\sim0.31\text{m}$) のひずみに着目すると、二次元 FEM で得たひずみは多層弾性解析のものに比較的近い。一方、路盤と路床 ($y=0.31\sim1.5\text{m}$) の応力に着目すると、二次元 FEM の主応力は、路盤上面では多層弾性解析の応力に近いが、路床にかけて深くなると多層弾性解析の応力の 2 倍程度となった。以上より、本検討の二次元 FEM で得られる路盤と路床の応力は、三次元での応力よりも大きくなると考えられる。このことは、例えば二次元 FEM においてせん断破壊が生じないという結果であれば、三次元の舗装でも同様である一方で、二次元 FEM においてせん断破壊が生じたとしても、三次元の舗装では生じていない可能性があることを意味する。

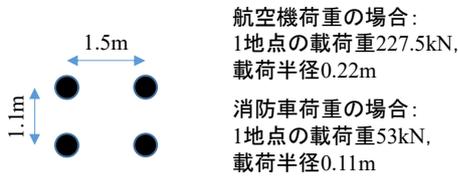
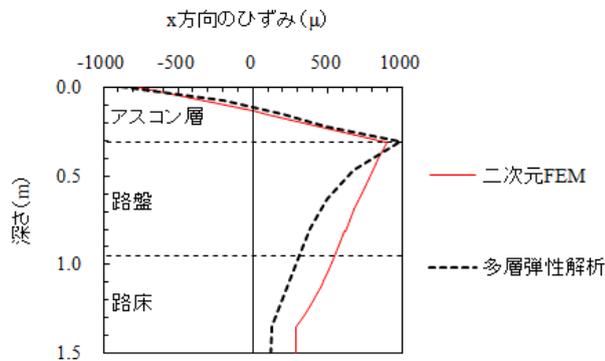
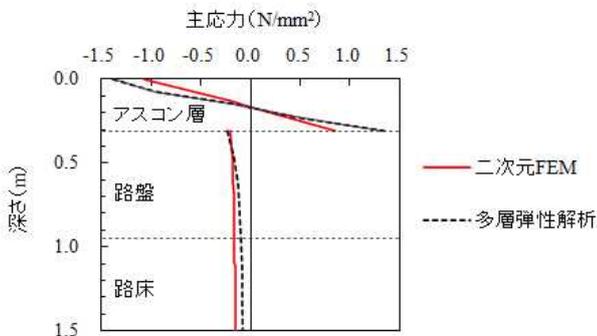


図-7.17 GAMES における荷重条件 (上から見た図)



a) 左側荷重の中心における ϵ_x の深さ方向の分布



b) 左側荷重の中心における主応力の深さ方向の分布 (xy 平面の主応力)

図-7.18 航空機荷重に関する二次元 FEM と多層弾性解析の結果比較

d) 解析フロー

本検討では、図-7.19 に示す流れで二次元弾塑性解析を行った。

空洞がない舗装に関する解析を行う場合、まず各層の自重に伴うモデル全体の応力とひずみを計算した。その状態において輪荷重を作用させ、応力とひずみを再度計算した。

空洞がある場合には、各層の自重に伴うモデル全体の応力状態を計算したのち、空洞を設定する範囲内の要素を削除し、再度モデル全体の応力とひずみを計算した。そのうえで、輪荷重を作用させ、応力とひずみを計算した。

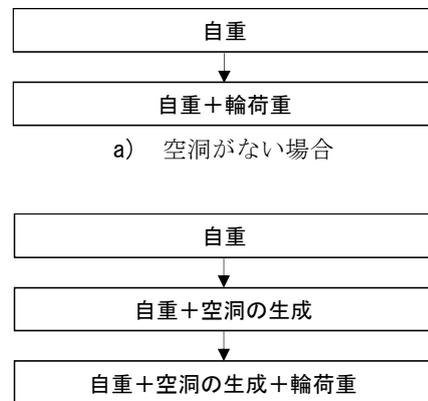
(3) アスファルト舗装の路盤と路床のせん断破壊に関する解析結果

本項では、空洞がない N, 路床に空洞が生じた B1, A1, A2 および A3 において、航空機荷重または消防車荷重を想定した荷重を載荷した結果を示す。

a) Nに関する解析結果

図-7.20 に示す通り、空洞が生じていない舗装の航空機荷重に伴う路盤と路床のせん断破壊点が表示されておらず、路盤と路床にせん断破壊は生じなかった。

図-7.21 には、走行試験時の N のアスコン層下面の全ひずみ (以下、実験ひずみ) と、解析で得た全ひずみ (以下、解析ひずみ) を示す。解析ひずみは実験ひずみに近い。実験ひずみは、走行回数に関わらず、そのほとんどが弾性ひずみであったことから、走行試験時のアスコン層は弾性体として挙動していたと考えられる。そのため、アスコン層を弾性体として得られた解析ひずみは、実験ひずみに比較的近かったと考えられる。



b) 空洞がある場合

図-7.19 解析フロー

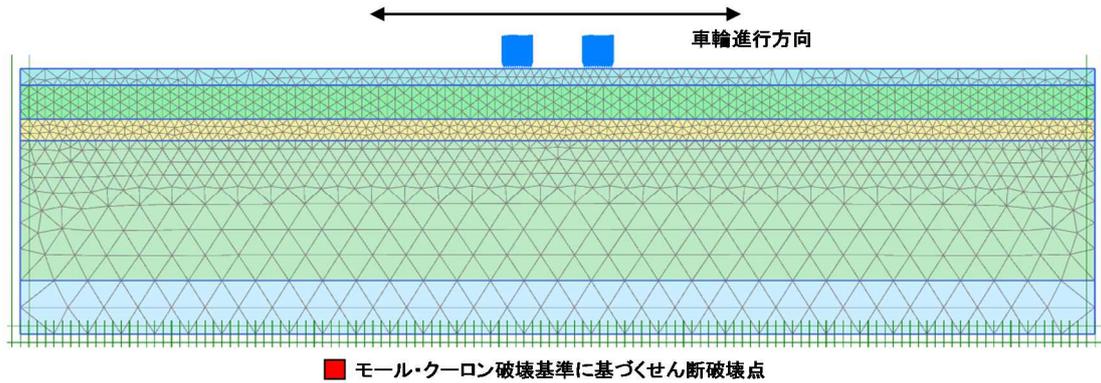


図-7.20 N を再現した舗装モデルにおけるせん断破壊点

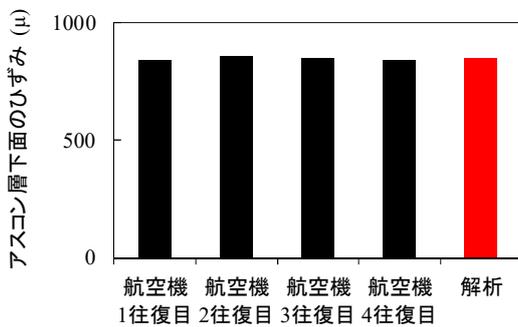


図-7.21 走行試験と解析における N のアスコン層下面の全ひずみ

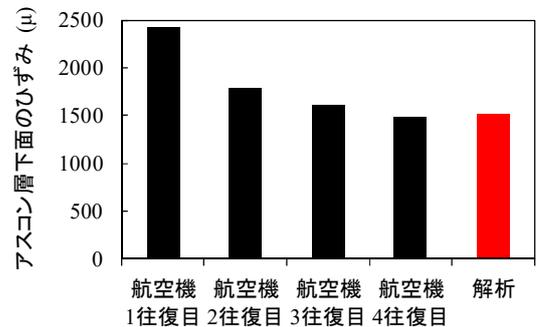


図-7.23 走行試験と解析における B1 のアスコン層下面の全ひずみ

7.2(2) c)で示した通り、二次元解析における路盤と路床の応力は、三次元での応力よりも大きいため、実際に走行試験を行った舗装の路盤と路床においても、せん断破壊は生じていなかったと推察される。

b) B1に関する解析結果

路床に幅 1.0m の空洞がある B1 において航空機荷重を載荷する解析を行った結果を示す。B1 に関しては前述の通り、走行試験において車輪が x 方向に移動することを想定して、等分布荷重と空洞の位置関係を 4 パターン設定した (図-7.16)。

図-7.22 に、空洞が生じた後に航空機荷重を想定した荷重を作用させた時のせん断破壊の状況を示す。空洞より外側に等分布荷重が位置する場合には、せん断破壊はほとんど生じていないが、等分布荷重が空洞に近づくときせん断破壊が路床からアスコン層に向けて進行した。等分布荷重が空洞上に位置する場合は、もしくは、等分布荷重間に空洞が位置する場合には、路盤の深さ方向全体にせん断破壊が生じた。

アスコン層下面の解析ひずみに着目すると、最大値は、

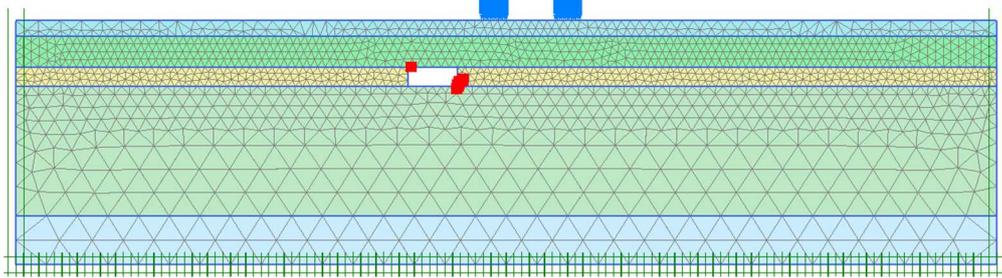
左側の等分布荷重の中心が空洞中心に位置する場合 (図-7.16c) であった。図-7.23 に、解析ひずみの最大値と走行試験時に計測した B1 のアスコン層下面の実験ひずみを示す。解析で設定した弾性係数は、走行試験前の舗装における FWD 調査結果を逆解析したものであるため、解析ひずみの比較対象は、航空機荷重 1 往復目の実験ひずみと考えられる。両者を比較すると、実験ひずみの方が約 900μ 大きい。二次元 FEM におけるアスコン層モデルは弾性体としている一方で、実験ひずみには塑性ひずみも含まれているため (図-7.9)、解析で考慮していないアスコン層の塑性変形の影響により、実験ひずみと解析ひずみが異なると考えられる。

c) A1～A3に関する解析

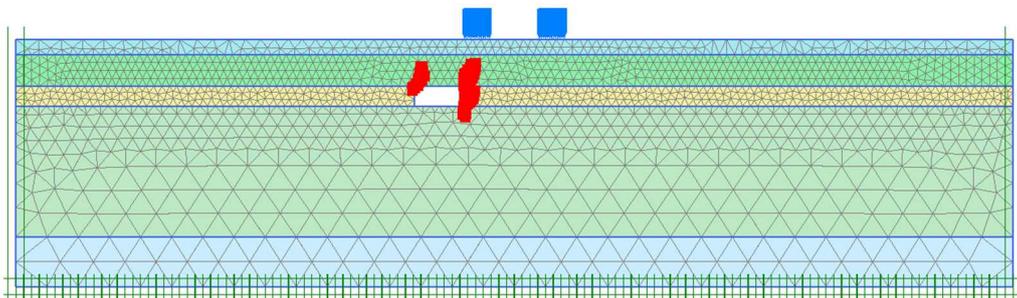
路床に空洞が生じた A1～A3 において航空機荷重を載荷する解析を行った。B1 との舗装モデルの違いは、載荷時のアスコン層の弾性係数である。また、A1～A3 は、空洞の幅もしくは厚さが異なる。表-7.8 に、B1 および A1～A3 に関する条件の違いを示す。

荷重の作用位置は B1 での解析結果を踏まえて、深さ方

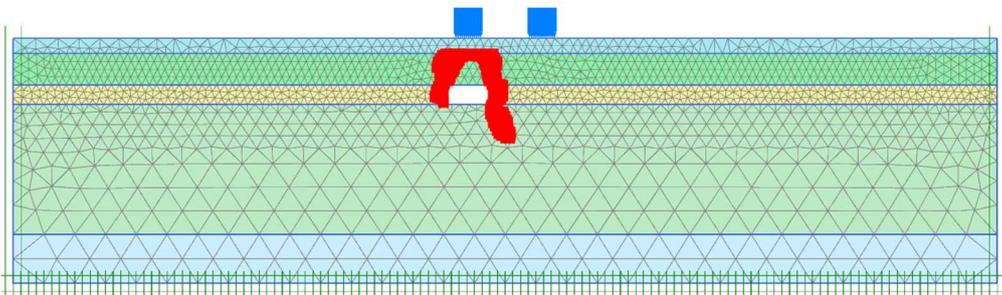
■ モール・クーロン破壊基準に基づくせん断破壊点



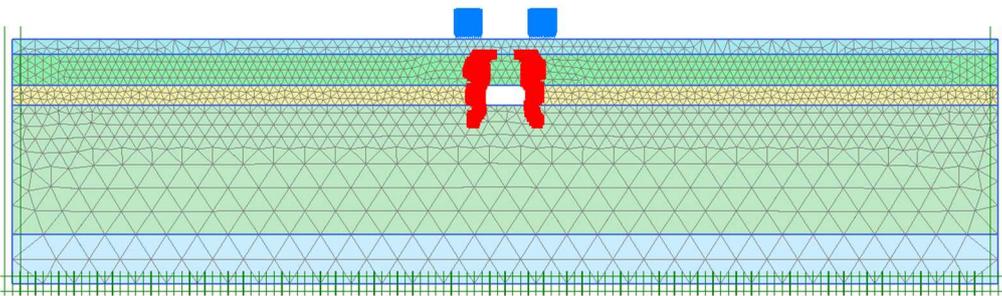
a) 空洞中心と左荷重中心の距離が 1.5m



b) 空洞右端と左荷重左端が一致



c) 空洞と左荷重の中心が一致



d) 空洞中心と荷重間中心が一致

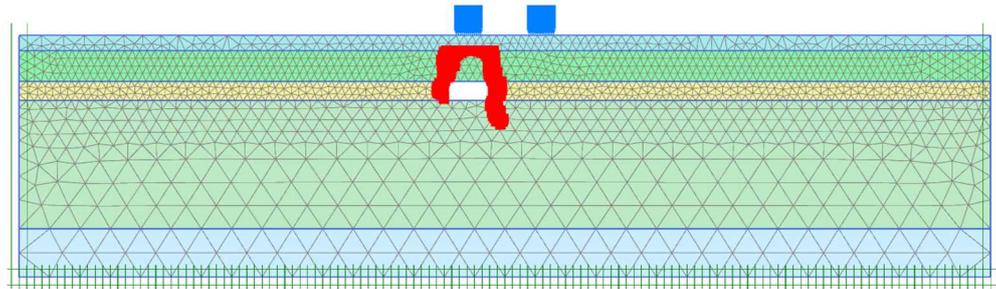
図-7.22 B1 付近における路盤と路床のせん断破壊の状況

表-7.8 B1とA1~A3の舗装モデルの違い

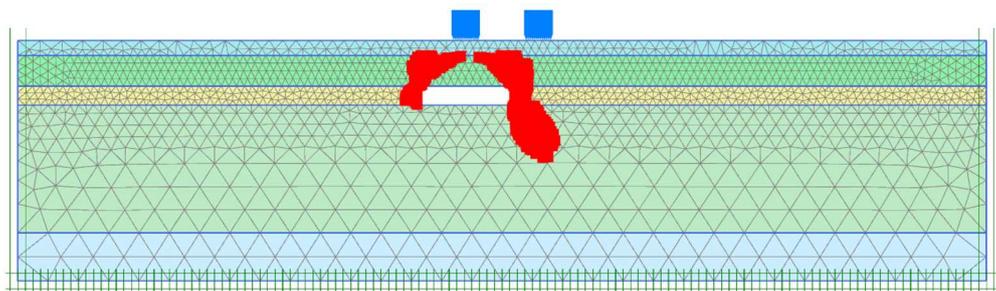
	B1	A1	A2	A3
アスコン層の弾性係数 (N/mm ²)	1,466	2,642	2,642	2,642
空洞の幅(m)	1	1	2	1
空洞の厚さ(m)	0.4	0.4	0.4	0.2

向のせん断破壊点の範囲が広がった(舗装にとって最も厳しい条件の荷重位置である), 空洞中心と左車輪中心が一致する位置とした。

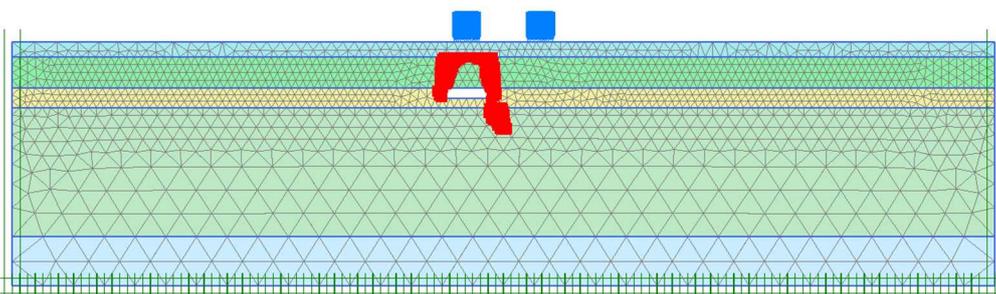
図-7.24に路盤と路床のせん断破壊の状況を示す。B1と同様にA1~A3でも, 路盤の深さ方向全体にせん断破壊が生じ, 路床の一部においてもせん断破壊が生じた。



a) A1



b) A2



■ モール・クーロン破壊基準に基づくせん断破壊点

c) A3

図-7.24 A1~A3における路盤と路床のせん断破壊の状況

d) 消防車荷重による A1～A3 の走行試験を想定した解析結果

A1～A3における走行試験では、航空機荷重による走行だけでなく、消防車荷重による走行も行った。図-7.25に、消防車荷重によるA1とA2での路盤と路床のせん断破壊の状況を示す。A1については、せん断破壊が生じなかった。空洞幅が同じA3でも同様であった。一方で、A2に関しては、空洞上面から路盤の一部にせん断破壊点を確認された。

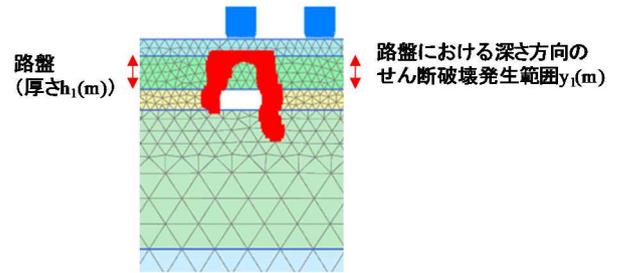


図-7.26 深さ方向の破壊範囲の評価方法の定義
(図はせん断破壊発生範囲率 100%の場合)

e) 解析結果まとめ

空洞上の路盤のせん断破壊の状況について定量的に整理するために、深さ方向のせん断破壊の発生範囲(図-7.26)に着目することとし、深さ方向のせん断破壊範囲率を式(7.1)のように定義した。図-7.27に、各種荷重条件におけるB1とA1～A3の深さ方向の路盤のせん断破壊範囲率を示す。

$$f_l = \frac{y_l}{h_l} \quad (7.1)$$

ここに、

f_l : 路盤における深さ方向のせん断破壊範囲率 (%)

y_l : 路盤における深さ方向のせん断破壊発生範囲 (m)

h_l : 路盤の厚さ (m)

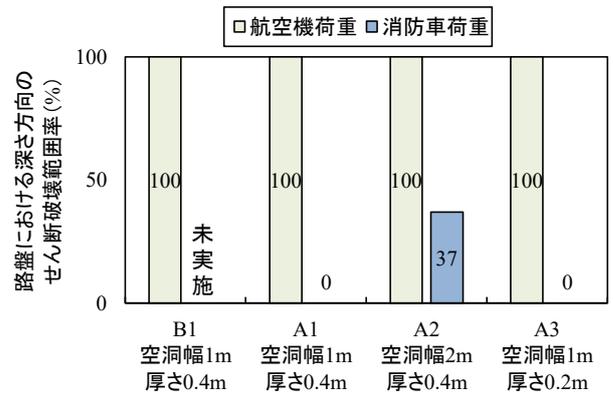
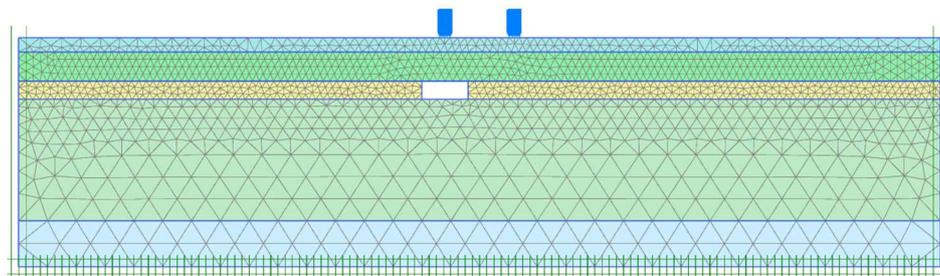
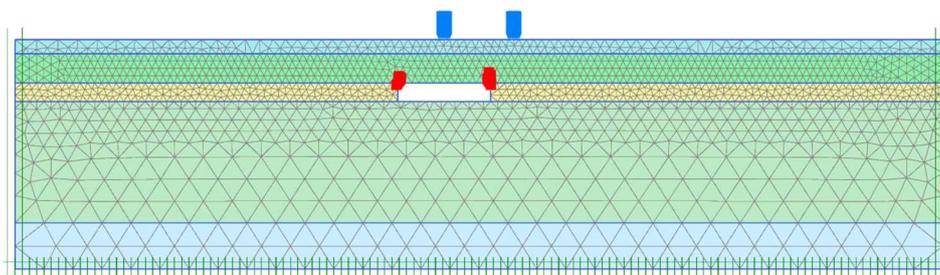


図-7.27 路盤における深さ方向のせん断破壊範囲率



a) A1



■ モール・クーロン破壊基準に基づくせん断破壊点

b) A2

図-7.25 A1とA2における路盤と路床のせん断破壊の状況

航空機荷重を想定した荷重を作用させた場合には、いずれの空洞上の路盤においても、せん断破壊範囲率は 100% であった。航空機荷重による走行試験では、A1～A3 の路面が 5 往復で 10mm～31mm 変形し（図-7.5）、B1 の路面は 35 往復で 38mm 変形した（図-7.6）。この変形にはアスコン層だけではなく、その下層の路盤の変形も寄与し、本項の解析結果を踏まえると、航空機荷重の走行により粒状路盤にせん断破壊が生じていたと考えられる。

一方、消防車荷重を想定した荷重を作用させた場合には、A2 ではせん断破壊範囲率が 37% であり、A1 と A3 に関してはせん断破壊範囲率が 0% であった。消防車荷重による走行試験では、A1～A3 では走行回数が増加しても路面がほとんど変形せず（図-7.6）、塑性ひずみもほとんど生じなかった。走行試験では、路盤のせん断破壊がある程度に収まっており、消防車荷重に伴うアスコン層の変形は 10 回程度の走行では進行しなかったと考えられる。

(4) 航空機荷重に関する追加解析

7.1 の走行試験に関する解析では、路床に幅 1.0m と 2.0m の空洞が生じたアスファルト舗装に対して夏季から秋季の条件下で航空機荷重を載荷することを行い、走行試験時の路盤と路床の破壊の広がりについて確認した。本節は、走行試験とは異なる条件、すなわち、冬季のようにアスコン層の弾性係数が高い場合と、空洞幅 1.0m 未満の空洞が生じた場合について、路盤と路床の載荷荷重に伴うせん断破壊の状況を解析し、それにもとづき舗装が変形または陥没する可能性を検討した。

a) 解析条件

解析における舗装モデルは、走行試験を行った舗装（図-7.14）と同じとし、各層の材料定数は表-7.7 と表-7.8 と同じとした。空洞の厚さは、路床（新設）に設定し、空洞の幅は 0.1m～1.0m に設定した。アスコン層の弾性係数により路盤の破壊の広がりとは異なると考えられるため、アスコン層の弾性係数は、 500N/mm^2 （夏季想定）、 $2,500\text{N/mm}^2$ （秋季・春季想定）および $10,000\text{N/mm}^2$ （冬季想定）の 3 ケース設定した。

b) 解析条件

図-7.28 には、路盤の深さ方向のせん断破壊発生範囲率に対する空洞幅の影響を示す。空洞幅が 0.3m 以上の場合には、弾性係数の高低に関わらず、路盤にせん断破壊が生じ、アスコン層の弾性係数が夏季相当の 500N/mm^2 では、路盤の深さ方向全体でせん断破壊が生じた。空洞

幅が 0.1m の場合には、季節によらずせん断破壊がほとんど生じなかった。

c) 解析結果（弾性係数の影響）

図-7.29 に、路盤の深さ方向のせん断破壊範囲率に対するアスコン層の弾性係数の影響を示す。アスコン層の弾性係数の高低により、せん断破壊が生じる空洞の大きさは異なる傾向である。冬季のようにアスコン層の弾性係数が高い場合、空洞幅 0.8m を超えるとせん断破壊がアスコン層下面にまで達した。一方、夏季のようにアスコン層の弾性係数が低い場合には、幅 0.3m の空洞であってもせん断破壊がアスコン層下面にまで達した。

7.3 空洞が生じた地震後の空港アスファルト舗装の FWD による健全性評価の検討

第 4 章のコンクリート舗装と同様に、ここでいう「空洞が生じた舗装の健全性評価」とは、空洞が生じた舗装が救援機の走行に支障があるかどうかを評価することである。

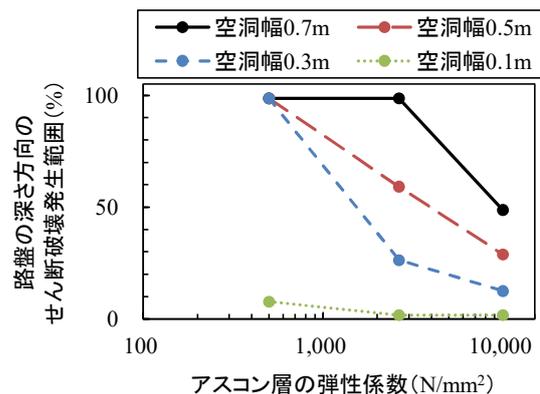


図-7.28 深さ方向のせん断破壊発生範囲率に対するアスコン層の空洞幅の影響

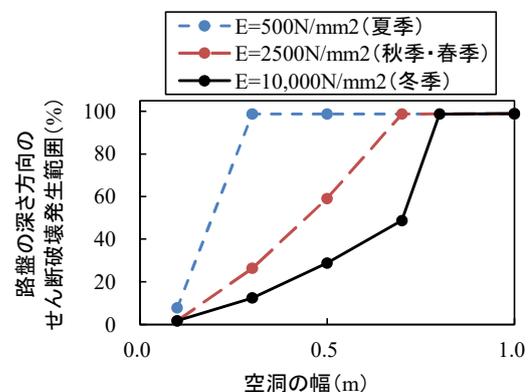


図-7.29 深さ方向のせん断破壊発生範囲率に対するアスコン層の弾性係数の影響

表-7.9に、空洞が生じた空港アスファルト舗装のFWDによる健全性評価のイメージを示す。空洞の有無に関わらず D_0 が解析たわみを超える場合は健全でないと評価し、空洞がなく D_0 が解析たわみを超えない場合については健全であると評価できる。しかしながら、空洞が検出されたものの、 D_0 が解析たわみを超えない場合の評価については明確ではない。このような場合については、コンクリート舗装と同様に、FWDにより推定される空洞の大きさをもとに評価することとする。

(1) 空洞が生じた空港アスファルト舗装を健全でないとする場合の空洞の大きさ航空機荷重に関する追加解析

7.1の走行試験の結果によれば、路床に幅1.0mの空洞が生じたアスファルト舗装は、アスコン層の弾性係数が10,000N/mm²程度になる冬季もしくは気温の低い地域を除き、数十回の航空機の走行で10~60mm変形すると考えられる。2016年熊本地震直後の熊本空港において救援機の1日あたりの走行回数が200回であったこと¹⁹⁾を踏まえると、1日以内に舗装が大きく変形し陥没に至る可能性がある。また、7.2の解析結果によれば、空洞幅1.0mでアスコン層の弾性係数を10,000N/mm²とした舗装モデルでは、航空機荷重により路盤の深さ方向全体にせん断破壊が生じることが確認されたことから、冬季や気温が低い地域であっても、航空機の走行により舗装の変形が進行する可能性がある。路床に幅1.0m以上の空洞が生じ

た空港のアスファルト舗装は健全でないと考えられる。

また、路床に幅1.0m未満の空洞が生じた舗装の場合、7.2の解析において、幅0.1mでは季節によらず、航空機荷重によりせん断破壊がほとんど生じなかった一方で、幅0.3mでは季節にはよるものの、路盤の深さ方向全体でせん断破壊が生じた。静的な荷重を載荷した本節の解析においてせん断破壊が生じた舗装では、航空機の繰返し走行に伴いせん断破壊がさらに進展し、やがて走行に支障をきたす変形が生じる可能性がある。そのため、幅0.1mよりも大きい空洞が生じたアスファルト舗装は、健全でないと考えた。

(2) 空洞が生じた空港アスファルト舗装のFWDによる健全性評価方法

地震後の空港舗装におけるFWDの載荷地点は、常時のFWD調査における載荷地点と同じ1データユニットにつき1点(図-7.30、30m~90mに一点)では不十分

表-7.9 空洞が生じた空港アスファルト舗装でのFWD調査による健全性評価のイメージ

		D_0	
		解析たわみ以上	解析たわみ未満
空洞	あり	健全でない	明らかでない
	なし	健全でない	健全

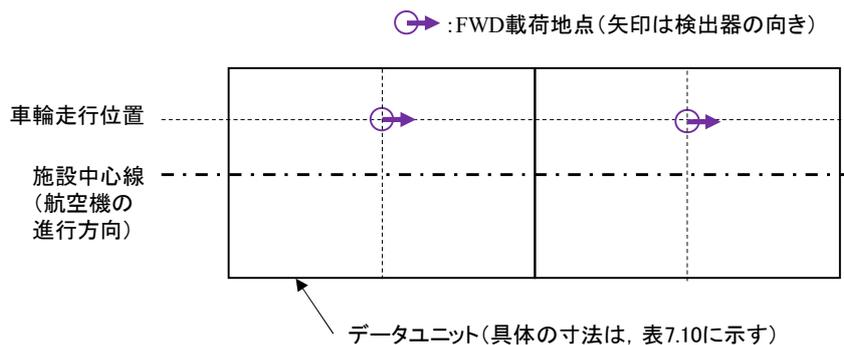


図-7.30 常時の空港舗装におけるFWDの載荷地点の例

表-7.10 アスファルト舗装のデータユニットサイズ

就航機材	データユニットサイズ
大型ジェット機が就航する空港	幅21m×長さ30m
中小型ジェット機が就航する空港	幅14m×長さ45m
プロペラ機および小型機のみが就航する空港	幅7m×長さ90m

である。

第 6 章において、幅 1.0m の空洞が生じた舗装では、アスファルト舗装の FWD による空洞検出指標の一つである最大たわみ D_{1500} (载荷板中心から 1500mm の最大たわみ) は、空洞とその周囲の支持力低下の影響により、空洞上と空洞の両端から外側 1.0m で相対的に大きかった。7.1 の航空機荷重による繰返し走行試験では、幅 1.0m と 2.0m の空洞が生じた舗装の表面の変形は、空洞の両端から外側 1.0m で相対的に大きかったため、空洞周囲の支持力の低下範囲は空洞幅によらず 1.0m 程度であり、最大たわみ D_{1500} についても空洞幅によらず、空洞より外側 1.0m では相対的に大きくなると考えられる。

なお、幅 1.0m 未満の空洞については、最大たわみ D_{1500} が空洞の両端から外側のどの程度の範囲で大きくなるかは実験的に明らかでないが、幅 0.3m であっても空洞周囲にはゆるみが生じ、また、7.2 の解析においては、幅 0.3m では幅 1.0m と同様に路床の周囲に航空機荷重によるせん断破壊が生じたことから、幅 0.3m と 1.0m とでは空洞周囲の支持力の低下範囲に大きな違いはなく、幅が数十 cm の空洞であっても空洞の両端から外側 1.0m で最大たわみ D_{1500} が大きくなると考えた。ただし、数十 cm の空洞箇所、その空洞の両端から外側 1.0m の範囲で最大たわみ D_{1500} が大きくなることについては、FWD によって実際に確認を行っていないため、確認が必要であり今後の課題である。

以上を踏まえると、幅 1.0m 以上の空洞については、空洞の両端から外側 1.0m で最大たわみ D_{1500} が大きくなるため、FWD の载荷地点の間隔を 3.0m 以下とすれば検出できると考えられる。また、幅 1.0m 未満の空洞についても、空洞の両端から外側 1.0m で最大たわみ D_{1500} が大きくなる可能性があり、空洞幅と空洞の両端から外側 1.0m の範囲内として FWD の载荷地点の間隔を 2.0m とすることで、検出できる可能性がある。

本研究では、幅が 0.1m より大きい空洞を検出するために、载荷地点の間隔を 2.0m とすることとし、空洞の可能性のある载荷地点が検出された場合には、0.1m より大きい空洞が存在するため、当該箇所のアスファルト舗装は健全でないと判定する。

7.4 まとめ

本章ではまず、空洞を有するアスファルト舗装を製作し、航空機荷重による繰返し走行試験を行い、空洞を有する舗装の走行荷重に対する挙動について調査した。次に、走行試験を実施したアスファルト舗装を想定し、弾完全塑性モデルにもとづく FEM 解析を実施し、各種空洞

条件における路盤と路床のせん断破壊の状況について解析した。得られた結果にもとづき、空洞が生じたアスファルト舗装の FWD による健全性評価方法を検討した。得られた知見を以下に示す。

- (1) 路床に空洞が生じたアスファルト舗装において走行試験を行った結果、路面の変形範囲は、空洞の存在の影響を受けて空洞の両端から外側おおむね 1.0m まで及ぶ。これは空洞の幅や厚さによらず同じ傾向であり、空洞の存在により空洞周囲の舗装の支持力が低下することによる。
- (2) 路床に幅 2.0m の空洞が存在する舗装において、アスコン層が約 20°C の条件下で航空機荷重を 5 往復させると、変形量は最大で 40mm となり、6 往復目には舗装の破壊の兆候が確認された。また、路床に幅 1.0m の空洞が存在する舗装において、アスコン層が 25~29°C の条件下で航空機荷重を 35 往復させると、最大で 65mm 変形した。アスコン層の温度を踏まえると、冬季や平均気温の低い地域以外については、幅 1.0m 以上の空洞が路床に生じた場合には、航空機の数十回の走行により大きな変形が生じる可能性がある。
- (3) 走行試験を実施した舗装を想定し、航空機荷重および消防車荷重による路盤と路床のせん断破壊の状況について、弾完全塑性 FEM 解析を行った。航空機荷重の場合、路床に幅 1.0m または幅 2.0m の空洞が生じた舗装の路盤の深さ方向全体にせん断破壊が生じた。この結果は、アスコン層の弾性係数の高低によらなかった。
- (4) 消防車荷重の場合、路床に幅 1.0m の空洞が生じた舗装の路盤にはせん断破壊が生じず、幅 2.0m の空洞が生じた舗装の路盤のせん断破壊範囲率は 37%であった。消防車荷重による走行試験では、空洞の幅にかかわらず 10 回の走行では路面に変形がほとんど生じなかったことを踏まえると、路盤のせん断破壊がある程度の範囲の場合、10 回程度の走行であれば、路面の変形が進行しない可能性がある。
- (5) 冬季を想定しアスコン層の弾性係数が高い場合と、幅 1.0m 未満の空洞が生じた場合の舗装について、航空機荷重に伴う路盤と路床のせん断破壊の状況を解析した。その結果、空洞幅 0.3m 以上では路盤に少なからずせん断破壊が生じたが、空洞幅が 0.1m の場合には、季節によらずせん断破壊がほとんど生じなかった。
- (6) 本研究で行った実験と解析にもとづき、路床に幅 0.1m よりも大きい空洞が生じたアスファルト舗装

は健全でないとし、そのような空洞を検出するために FWD の載荷地点の間隔を 2.0m とすることを提示した。

7章の参考文献

- 1) 国土交通省航空局監修：空港土木工事共通仕様書，（一財）港湾空港総合技術センター（SCOPE），2019.
- 2) 濱也幸樹：路面下に発生する空洞の発生状況の分析と考察，土木学会第 72 回年次学術講演会，III-495, 2017.
- 3) 土木学会舗装工学委員会：FWD および小型 FWD 運用の手引き，p. 14, 2002.
- 4) 丸山暉彦, 姫野賢治, 林正則：FWD による舗装診断システム，舗装，Vol. 23, No. 11, pp. 16-20, 1988.
- 5) 城本政一，青木政樹，竹内康：小型 FWD と地中レーダを併用した路面下空洞調査方法に関する検討，土木学会論文集 E1（舗装工学），Vol. 69, No. 3, pp. I_167-I_173, 2013.
- 6) 国土交通省航空局：空港土木施設設計要領（舗装設計編），https://www.mlit.go.jp/koku/koku_tk9_000019.html, 2020.（2020 年 10 月確認）
- 7) 国土交通省関東地方整備局 web サイト（直轄国道の舗装（路面）に関する保全検討委員会，第 4 回委員会配付資料，2020 年 10 月確認）
http://www.ktr.mlit.go.jp/road/shihon/road_shihon00000048.html
- 8) 竹内康：舗装用材料の弾塑性解析モデルに関する基礎的研究，土木学会舗装工学論文集，Vol. 7, pp. 197-206, 2002.
- 9) 竹内康，高橋修，八谷好高：舗装用土質材料の弾塑性解析に関する基礎的研究，土木学会第 56 回年次学術講演会，V-460, 2002.
- 10) 竹内康，西澤辰男，小梁川雅，遠藤桂：粒状路盤材料の繰返し塑性解析に関する基礎的研究，土木学会第 58 回年次学術講演会，V-704, 2003.
- 11) 西澤辰男：コンクリート舗装の路床路盤における塑性変形の解析法，土木学会論文集 E1（舗装工学），Vol. 67, No.3, I_103-I_108, 2011.
- 12) 小澤良明，松井邦人：フォークトモデルで構成された舗装構造の波動伝播解析，土木学会論文集 E，Vol. 64, No. 2, pp. 314-322, 2008.
- 13) 国土交通省航空局：空港土木施設設計要領（構造設計編），https://www.mlit.go.jp/koku/koku_tk9_000019.html, 2020.（2020 年 10 月確認）
- 14) 小田喜隆二，竹内康，岡澤宏：土質の違いが路床土の変形特性へ及ぼす影響に関する実験的研究，土木学会第 63 回年次学術講演会，V-029, 2008.
- 15) Faheem, H. and Hassan, A. M.: 2D PLAXIS Finite element modeling of asphalt concrete pavement reinforced with geogrid, Journal of Engineering Sciences Assiut University Faculty of Engineering, Vol. 42, No. 6, pp. 1336-1348, 2014.
- 16) Mohammed Abbas Hasan Al-Jumaili: Finite element modelling of asphalt concrete pavement reinforced with geogrid by using 3-D Plaxis Software, International Journal of Materials Chemistry and Physics, Vol. 2, No. 2, pp. 62-70, 2016.
- 17) Mohammed, S. O., Mostafa, E. A. Mohammed, F. and Mokhtar, F. E.: Evaluation of stabilized pavement sections using finite element modeling, International Journal of Scientific & Engineering Research, Vol. 7, Issue. 4, pp. 1749-1756, 2016.
- 18) 土木学会舗装工学委員会編：舗装工学ライブラリ 3 多層弾性理論による舗装構造解析入門－GAMES (General Analysis of Multi-layered Elastic Systems)を利用して，土木学会，2005.
- 19) 野津厚，他 14 名：平成 28 年（2016 年）熊本地震による港湾施設等被害報告，国土技術政策総合研究所資料 No. 1042・港湾空港技術研究所資料 No. 1348, pp. 40-46, 2018.

8. 地震により空洞が生じた空港アスファルト舗装のFWDによる詳細点検に関する提案

本研究で得られた知見を踏まえて、空洞が生じた空港アスファルト舗装のFWDによる詳細点検の方法と点検結果の評価方法を提案する。なお、本提案は、地震で被災した空港舗装の緊急点検において液状化などに伴う空洞化の兆候が目視で確認され、その後の詳細点検においてFWD調査を実施することを前提とするものである。

8.1 FWDによる調査実施箇所

滑走路と誘導路には、アスファルト舗装が採用されることが多い。FWDによる詳細点検は、滑走路と誘導路全体において実施するのではなく、目視点検において空洞の兆候が確認された場所付近で集中的に実施する。

例えば、2011年東北地方太平洋沖地震による仙台空港の被災事例¹⁾によれば、図-8.1に示すように、誘導路の地下を通る県道等の地下構造物付近において、アスファルト舗装の表面が液状化により沈下した。地下構造物上のアスファルト舗装が沈下した場合には、その周辺に空洞が生じている可能性があるため、その近傍においてFWD調査を行う。また、着陸帯などの舗装されていない緑地（写真-8.1）では液状化に伴う噴砂痕が発生する可能性がある。そのため、着陸帯に噴砂痕が確認された場合には、噴砂痕近くの滑走路や誘導路のアスファルト舗装において空洞が生じている可能性があるため、噴砂痕近傍のアスファルト舗装においてFWD調査を行う。

8.2 FWDの調査方法

表-8.1にFWDの調査方法を示す。

(1) 載荷荷重

載荷荷重は、コンクリート舗装の場合と同じ98kN以上とし、FWDの載荷荷重の影響範囲をできるだけ舗装の

深部に広げるために、設定可能な最大荷重とする。

(2) 載荷荷重

図-8.2にFWDの載荷位置の例を示す。航空機の進行方向については調査対象範囲内で2.0m間隔とし、進行方向と直交する方向については航空機の車輪の走行頻度が高い位置（表-8.2）とする²⁾。2.0m間隔という設定は7.3.2で述べたように、路床に存在する、車輪進行方向に0.1mよりも大きい空洞を検出することを意図するものである。

(3) 評価指標

評価指標は、最大たわみとたわみ時間差（式(8.1)）とする。最大たわみとたわみ時間差の算出にあたっては、路床の空洞を検出することを意図して、載荷板中心から1,500mm離れた位置のたわみ検出器で得られるたわみを用いる。



写真-8.1 着陸帯と滑走路の航空写真

表-8.1 FWDの調査方法

載荷荷重	98kN以上 (設定可能な最大荷重)
載荷位置	縦断方向: 調査範囲を3.0m間隔 横断方向: 表-8.2
データ取得方法	時系列 (サンプリング間隔0.25ms以下)
評価指標	最大たわみとたわみ時間差

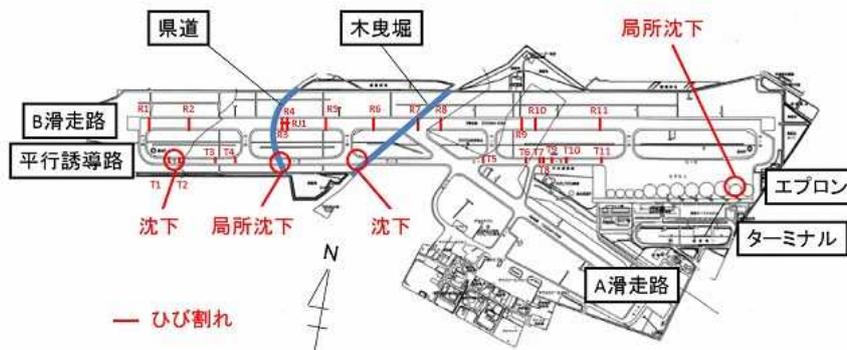


図-8.1 2011年東北地方太平洋沖地震による仙台空港の舗装変状位置¹⁾

$$\Delta t_{1500} = t_{1500} - t_0 \quad (8.1)$$

ここに、

Δt_{1500} : 載荷板中心から 1,500mm のたわみ検出器のたわみ時間差 (ms)

t_{1500} : 載荷板中心から 1,500mm のたわみ検出器のたわみが最大となる時間 (ms)

t_0 : 載荷板中心のたわみが最大となる時間 (ms)

(4) データ取得方式

FWD によるデータ取得は、たわみ時間差の算出のため時系列とする。

(5) 空洞の有無の判定

空洞の有無の判定は、第 5 章のコンクリート舗装の場合と同じとする。空洞のない舗装において事前に FWD 調査を行い、空洞のない舗装における最大たわみとたわみ時間差を事前に把握しておき、地震で被災した後の FWD 調査結果が、事前に得た値から逸脱した載荷地点(図-8.3)に関しては、空洞があると判定する。なお、アスファルト舗装の場合には、最大たわみとたわみ時間差が、FWD の載荷板と空洞の位置関係に応じて変化するため、最大たわみとたわみ時間差の両方が相対的に大きい載荷地点は、直下に空洞があると考えられるため、その地点における最大たわみとたわみ時間差を空洞ありの閾値とする。

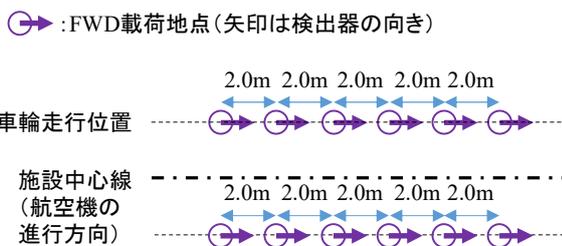


図-8.2 地震後の空港舗装における FWD の載荷地点の例

表-8.2 航空機の進行方向と直交する方向の FWD の載荷位置

就航機材	FWDの載荷位置
大型ジェット機が就航する空港	中心線から5.5m
中型ジェット機が就航する空港	中心線から4.8m
小型ジェット機が就航する空港	中心線から2.6m
プロペラ機および小型機のみが就航する空港	中心線から5.5mから主要航空機の主脚間距離の約1/2の距離

8.3 FWD調査結果の評価について

図-8.4 に、空洞が生じたアスファルト舗装の FWD による評価フローを示す。評価では、まず従来の舗装構造の評価方法である最大たわみ D_0 と規準たわみの比較評価を行い²⁾、規準たわみ未満の最大たわみ D_0 の載荷地点については、最大たわみ D_{1500} とたわみ時間差 Δt_{1500} から推定した空洞の有無にもとづき、舗装の健全性を評価する。以下に詳細を示す。

(1) 最大たわみ D_0 による評価

最大たわみ D_0 が規準たわみを超える場合には、空洞の有無に関わらず、舗装は健全でないとして評価する。なお規準たわみについては、空港土木施設設計要領に記載される方法²⁾により求めた解析たわみを用いる。それが難しい場合には、周囲に変状がなく健全であると考えられる複数の箇所の最大たわみ D_0 を平均化し、ばらつきも考慮して規準たわみを検討する。

(2) 最大たわみ D_0 が規準たわみを超えない場合の評価

最大たわみ D_0 が規準たわみを超えない場合には、空洞

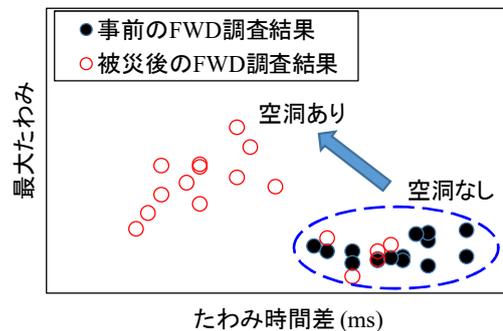


図-8.3 空洞判定イメージ

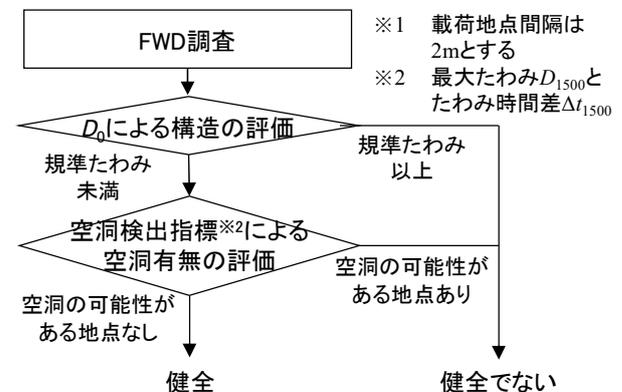


図-8.4 空洞が生じた空港アスファルト舗装の FWD による評価フロー

の有無の情報にもとづき健全性を評価する。

空洞の可能性のある載荷地点があった場合には、当該箇所付近の路床に幅 0.1m よりも大きい空洞が生じている可能性があり、健全でないと評価する。

空洞の可能性のある載荷地点がなかった場合、最大たわみも小さく、路床に幅 0.1m よりも大きい空洞は生じていないため、健全であると評価する。

なお、アスファルト舗装において健全でないとする空洞の大きさは、コンクリート舗装において健全でないとする空洞の大きさ(1m~5m)よりも小さく、アスファルト舗装は、コンクリート舗装と比べて空洞の存在を許容することが難しい。この理由は、その材料特性に由来して、アスファルト舗装の剛性がコンクリート舗装と比べて小さいためであり、コンクリート舗装では救援機の走行に支障ない空洞であっても、アスファルト舗装では大きな変形や破壊を生じさせる可能性があるためである。

(3) 健全性評価にもとづく救援機の走行可否の判断

健全でないと評価された舗装箇所では、救援機を受け入れるために補修を行う必要がある。なお、検出された空洞のおおよその位置と舗装に及ぼす影響範囲を明らかにし、補修の範囲等の判断材料とするために、追加でFWD調査を行うことが考えられる。

第6章の検討によれば、最大たわみとたわみ時間差のそれぞれは、FWDの載荷板と空洞の位置関係に応じて変化する(図-8.5)。相対的に最大たわみ D_{1500} が大きく、たわみ時間差 Δt_{1500} が小さい場合には、載荷地点が空洞上にあると推測される。また、最大たわみ D_{1500} が相対的に大きいだけの場合には、載荷地点が空洞よりも外側にあると推測される。

8章の参考文献

- 1) 坪川将丈, 水上純一, 畑伊織, 前川亮太: 東北地方太平洋沖地震による仙台空港の舗装被害, 土木学会論文集 E1 (舗装工学), Vol. 68, No. 3, pp. I_123-I_129, 2012.
- 2) 国土交通省航空局: 空港土木施設設計要領(舗装設計編), https://www.mlit.go.jp/koku/koku_tk9_000019.html, 2020. (2020年10月確認)

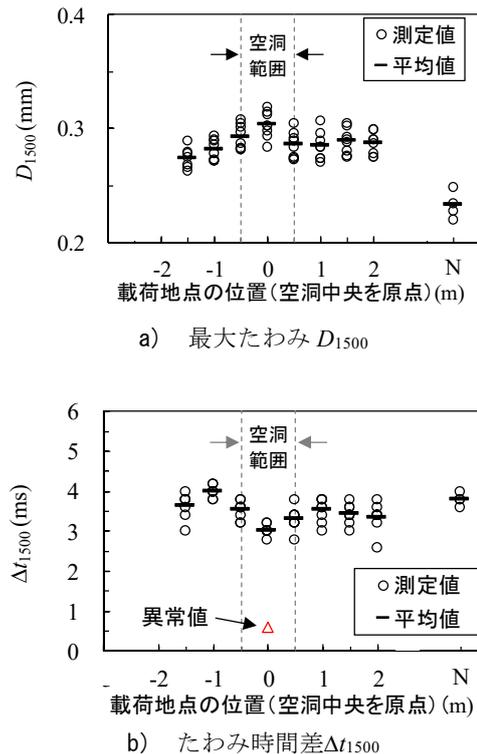


図-8.5 各載荷地点における最大たわみ D_{1500} とたわみ時間差 Δt_{1500}

9. 結論と本研究成果の展開

9.1 得られた知見

本研究の目的は、FWDを用いて、地震により空港舗装に生じた空洞の検出と舗装の健全性の評価を行い、救援機の走行可否の判断を可能にすることであり、それに資する、空洞が生じた空港舗装のFWDによる詳細点検の方法と点検結果の評価方法を提案することである。

そのために本研究では、空港のコンクリート舗装およびアスファルト舗装に生じた空洞をFWDにより検出する方法を検討した。また、空港のコンクリート舗装およびアスファルト舗装に破壊や大きな変形を生じさせる空洞について明らかにし、その空洞とFWDで推定される空洞の範囲の対比にもとづき、空洞が生じた空港舗装の健全性を評価する方法を検討した。

本研究で得られた知見について、本論文の章ごとに述べる。

第1章「序論」では、本研究の背景、本研究の目的と概要、本論文の構成と各章の概要を述べた。

第2章「既往の研究」では、液状化に伴い舗装に生じる空洞の特徴に関する既往の研究、FWDを用いた空洞の検出に関する既往の研究、および空洞が生じた舗装の健全性の評価に関する既往の研究についてとりまとめた。空洞が生じた舗装の健全性の評価に関する既往の研究については、FWDによる空港舗装の健全性評価に関する既往の研究、および空洞が生じた舗装の危険性に関する既往の研究についてとりまとめた。以上を踏まえて、既往の研究を踏まえて本研究の特色について述べた。

第3章「FWDを用いた空港コンクリート舗装の空洞検出に関する検討」では、空洞が生じた空港および港湾コンクリート舗装でFWD調査を実施し、コンクリート版下の空洞が舗装の応答に及ぼす影響を分析した。その結果をまとめると以下の通りである。

- (1) 空洞の存在により正規化たわみは大きく、たわみ時間差は小さくなることを示した。これら2指標は、コンクリート版直下に空洞がある箇所とない箇所の差が D_0 よりも表れやすいため、 D_0 よりも空洞の検出に適した指標である。
- (2) 空洞の存在により正規化たわみが大きく、たわみ時間差が小さくなる傾向は、コンクリート版中央部、目地部、および隅角部で確認され、コンクリート版端部の境界条件によらない。また、空港舗装における一般的

なコンクリート版厚(0.37m~0.45m)であれば、上記の傾向はコンクリート版厚によらない。

- (3) 載荷板中心から300mmの位置のたわみ検出器で求めるたわみ時間差は、サンプリング間隔に近くなるため、空洞と非空洞箇所で差が表れにくくなる場合がある。
- (4) 検出器の配置方向の空洞の長さが0.4mから4.0mの範囲では、空洞の長さ、正規化たわみまたはたわみ時間差の間に相関を確認できなかったことから、正規化たわみまたはたわみ時間差によって空洞の長さを推定することは困難である。
- (5) 液状化に伴う水が舗装に浸透し路盤と路床が飽和状態となった場合には、たわみ時間差が小さくなる可能性がある。一方、飽和度 S_r の高くなることに伴い土粒子間のサクションが低下し、路盤と路床の弾性係数が小さくなるが、含水に伴う路盤と路床の弾性係数の低下は、正規化たわみとたわみ時間差にほとんど影響しないと考えられる。
- (6) FWDで得られた正規化たわみとたわみ時間差にもとづき、空洞の有無を判定する方法として、事前にFWD調査を行い、空洞がない状態での舗装における正規化たわみとたわみ時間差を把握しておき、地震で被災した後のFWD調査結果を、事前の調査結果と対比し、事前の調査結果から逸脱した載荷地点については、空洞があると判定する方法を提示した。
- (7) 事前のFWD調査を行っておらず、地震時に得たFWD調査結果のみで空洞の有無を判別することが必要な場合を想定し、各載荷部位について D_0 の平均値 -0.92σ 以下のデータを抽出し、抽出データの正規化たわみの最大値とたわみ時間差の最小値を、空洞有無を判別するための閾値とすることを提示した。

第4章「空港コンクリート舗装に破壊を生じさせる空洞に関する検討」では、空洞を有するコンクリート試験舗装を製作し、航空機荷重に対する舗装の挙動を調査した。調査後、ひび割れが発生した舗装における荷重応力と温度応力を解析的に推定し、空洞が生じたコンクリート舗装の破壊形態とそれにもとづく破壊の可能性を評価する方法について検討した。検討した方法にもとづき、航空機荷重によりコンクリート版に曲げ破壊が生じる空洞の大きさを試算した。得られた知見は以下の通りである。

- (1) 空洞が生じた空港コンクリート舗装において航空機荷重が作用すると、コンクリート版下面からひび割れが発生する可能性がある。航空機荷重による走行試験では、コンクリート版直下に1.0m×1.0mの空洞

を有する目地部でひび割れが発生したが、その後の 1,300 回の走行でも、沈下や陥没が発生することはなかった。

- (2) 空洞 1.0×1.0m を有する目地部においてひび割れが発生した原因は、空洞の存在が影響して荷重伝達率が小さく、それに伴い荷重応力が大きくなったことにより、荷重応力と温度応力の和がコンクリート版の曲げ強度を超えたためと推察された。
- (3) 空洞箇所の荷重に伴う曲げ破壊の可能性を評価する方法として、FEM の弾性解析で得た荷重応力に温度応力（約 1.0MPa～2.0MPa）を足し合わせた値が、コンクリート版の配合曲げ強度を超える場合には、ひび割れの発生、ひいては沈下や陥没の危険性があると判断することが考えられる。
- (4) 空港舗装で想定される舗装条件で計算した荷重応力と季節ごとの温度応力にもとづき、航空機荷重によりコンクリート版に曲げ破壊が生じる空洞の大きさを試算した。試算結果にもとづき、空洞が生じた空港コンクリート舗装における FWD 調査の荷重地点間隔の設定方法と健全性の評価方法を提示した。

第 5 章「地震により空洞が生じた空港コンクリート舗装の FWD による詳細点検に関する提案」では、本研究で得られた知見にもとづき、地震により空洞が生じた空港コンクリート舗装の FWD による点検方法と点検結果の評価方法を提案した。

第 6 章「FWD を用いた空港アスファルト舗装の空洞検出に関する検討」では、空洞を有するアスファルト舗装を製作し、空洞の存在が FWD のたわみに及ぼす影響、および空洞と荷重地点の位置関係が FWD のたわみに及ぼす影響について調査した。得られた知見は以下のとおりである。

- (1) 路床に空洞がある場合、最大たわみは大きく、たわみ時間差は小さくなることを示した。正規化たわみについても、空洞の存在で若干大きくなったが、最大たわみほどではなかった。
- (2) 荷重板中心から 1500mm の検出器における最大たわみとたわみ時間差の関係にもとづくと、空洞の有無や空洞幅の違いが表れた。
- (3) 荷重地点が空洞上の場合、特に、空洞中央の場合には、 D_{1500} は大きく Δt_{1500} は小さくなる。また、 D_{1500} は、荷重地点が空洞周辺の場合でも、空洞やその周囲のゆるみの影響によって大きくなる。以上の傾向によれば、空洞の存在が疑われる場所付近で複数点荷重す

ることにより、空洞のおおよその位置を把握できる可能性がある。

- (4) FWD で得られた最大たわみとたわみ時間差にもとづき、空洞の有無を判定する方法として、事前に FWD 調査を行い、空洞がない状態での舗装における最大たわみとたわみ時間差を把握しておき、地震で被災した後の FWD 調査結果を、事前の調査結果と対比し、事前の調査結果から逸脱した荷重地点については、空洞があると判定する方法を提示した。

第 7 章「空港アスファルト舗装に変形または破壊を生じさせる空洞に関する検討」では、空洞を有するアスファルト舗装を製作し、航空機荷重による繰返し走行試験を行い、空洞を有する舗装の走行荷重に対する挙動について調査した。次に、走行試験を実施したアスファルト舗装を想定し、弾完全塑性モデルにもとづく FEM 解析を実施し、各種走行条件および空洞条件における路盤と路床のせん断破壊の状況について解析した。走行試験の結果および FEM 解析の結果にもとづき、空洞が生じた空港アスファルト舗装の FWD による健全性評価方法について検討した。各種検討で得られた知見を以下に示す。

- (1) 路床に空洞が生じたアスファルト舗装において走行試験を行った結果、路面の変形範囲は、空洞の存在の影響を受けて空洞より外側おおむね 1.0m まで及ぶ。これは空洞の幅や厚さによらず同じ傾向であり、空洞の存在により空洞周囲の舗装の支持力が低下することによる。
- (2) 路床に幅 2.0m の空洞が存在する舗装において、アスコン層が約 20°C の条件下で航空機荷重を 5 往復させると、変形量は最大で 40mm となり、6 往復目には舗装の破壊の兆候が確認された。また、路床に幅 1.0m の空洞が存在する舗装において、アスコン層が 25～29°C の条件下で航空機荷重を 35 往復させると、最大で 65mm 変形した。アスコン層の温度を踏まえ、冬季や平均気温の低い地域以外については、幅 1.0m 以上の空洞が路床に生じた場合には、航空機の数十回の走行により大きな変形が生じる可能性がある。
- (3) 走行試験を実施した舗装を想定し、航空機荷重および消防車荷重による路盤路床のせん断破壊の状況について、弾完全塑性 FEM 解析を行った。航空機荷重の場合、路床に幅 1.0m または幅 2.0m の空洞が生じた舗装の路盤の深さ方向全体にせん断破壊が生じた。この結果は、アスコン層の弾性係数の高低によらない。

- (4) 消防車荷重の場合、路床に幅 1.0m の空洞が生じた舗装の路盤にはせん断破壊が生じず、幅 2.0m の空洞が生じた舗装の路盤のせん断破壊範囲率は 37%であった。消防車荷重による走行試験では、空洞の幅にかかわらず 10 回の走行では路面に変形がほとんど生じなかったことを踏まえると、路盤のせん断破壊がある程度の範囲の場合、10 回程度の走行であれば、路面の変形が進行しない可能性がある。
- (5) 冬季を想定しアスコン層の弾性係数が高い場合と、幅 1.0m 未満の空洞が生じた場合の舗装について、航空機荷重に伴う路盤路床のせん断破壊の状況を解析した。その結果、空洞幅 0.3m 以上 1.0m 未満の場合には路盤に少なからずせん断破壊が生じたが、空洞幅が 0.1m の場合には、季節によらずせん断破壊がほとんど生じなかった。
- (6) 本研究で行った実験と解析にもとづき、路床に生じた幅 0.1m よりも大きい空洞を健全でない空洞として、そのような空洞を検出するために FWD の載荷地点の間隔を 2.0m とすることを提示した。

第 8 章「地震により空洞が生じた空港アスファルト舗装の FWD による詳細点検に関する提案」では、本研究で得られた知見を踏まえて、地震により空洞が生じた空港アスファルト舗装の FWD による点検方法と点検結果の評価方法を提案した。

第 9 章「結論と本研究成果の展開」では、以上の知見を総括して本論文の結論を示すとともに、本研究成果が地震後の空港運用に及ぼす影響と本研究成果の実務適用上の留意点について言及した。

9.2 本研究成果が地震後の空港運用に及ぼす影響

表-9.1 に、地震により滑走路、誘導路または駐機場の舗装に空洞が生じた場合において、本研究成果にもとづ

く FWD による空洞が生じた舗装の健全性評価を行い、救援機の受け入れが可能となるケースをまとめた。空洞の存在を許容しないという従来の考え方にもとづくケースも併記した。

従来の考え方にもとづく場合と異なり本研究成果により救援機の受け入れが可能となるケースは、滑走路に空洞が確認されず、駐機場に空洞のある可能性があり、その規模が小さく FWD により健全であると評価された場合である。滑走路、誘導路および駐機場の耐震対策は全国の空港において現在進行中であるが、滑走路と誘導路における耐震対策工事の実施例は数ある一方で、駐機場における耐震対策の実施例は少ない。そのため、滑走路と誘導路には空洞が生じず、駐機場において空洞が生じるというケースは、今後地震で被災する可能性のある全国の空港において十分に起きうることである。救援機を受け入れできる条件が本研究により増えたことは、被災した空港が救援機の活動拠点としていち早く機能し、被災地への迅速な人命救助と緊急物資輸送の役割を果たすという点で、重要な成果であると考えている。

9.3 本研究成果の実務適用上の留意点

(1) FWD による空洞有無の判定方法について

地震後の空港舗装における FWD による空洞判定については、空港管理者が事前に空洞のない舗装において FWD 調査を行い、空洞のない舗装における空洞検出指標の値を事前に把握しておき、地震で被災した後の FWD 調査結果が、事前に得た値から逸脱した載荷地点(図-9.1)に関しては、空洞があると判定することを提案した。本研究では、空洞の有無の評価は、FWD の調査結果にもとづくことを前提としているが、その他の機器、例えば削孔機械や地中レーダ等の利用を妨げるものではない。

FWD に加えて削孔機械を調達することができた場合には、地震後に削孔調査を複数地点で行い、空洞の有無を確認する。特に、正規化したわみとたわみ時間差の関係

表-9.1 地震後の FWD 調査による空洞が生じた舗装の健全性評価と空港への救援機受け入れの可能性

地震後の空洞の発生状況	滑走路・誘導路 (アスファルト舗装)	なし	発生	発生	なし	なし
	駐機場 (コンクリート舗装)	なし	なし	発生	発生 (空洞大)	発生 (空洞小)
本研究にもとづく FWDによる健全性評価		健全	健全でない	健全でない	健全でない	健全
救援機の受け入れ	本研究	○	×	×	×	○
	従来	○	×	×	×	×

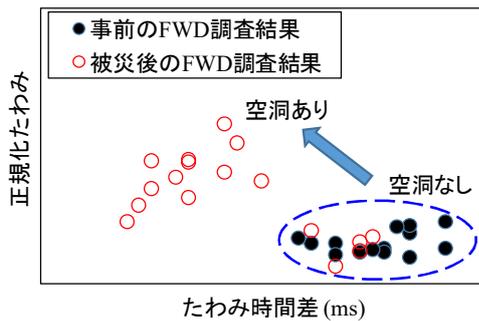


図-9.1 FWDによる空洞の有無の判定イメージ

において、空洞がある地点とない地点が明瞭に分かれなかった場合には、事前データで空洞の有無を判定したうえで、FWDでは空洞なしと判定されたが実際には空洞があったという地点を極力見落とさないためにも、事前データ付近で空洞なしとみなした地点において優先的に削孔調査を行うことが重要である。なお、地震後の空港では時間の制約が厳しく、削孔が可能な地点数には限りがあるため、削孔機械はあくまでも FWD で評価された結果を検証するための手段として用いるものと考えられる。

また、FWDに加えて地中レーダが調達できた場合、地中レーダによる空洞探査を広範囲で行うと、調査の請負者が画像から空洞を判定することに時間を要するため、地中レーダを主として空洞の有無を判定することは地震後の空港においては難しいと考えられる。したがって、地震後の空港においては、FWDの載荷地点のうち、特に、事前データ付近で空洞なしと評価した地点で地中レーダによる空洞探査を行うこととし、FWDで判定された空洞の有無の結果を裏付けるための手段として用いる。

なお、事前の FWD 調査を行っていないコンクリート舗装に関しては、地震後に FWD 調査で得た D_0 の平均値と標準偏差を求め、平均値- 0.92σ 以下のデータを抽出し、抽出データの正規化たわみの最大値以下でかつ、たわみ時間差の最小値以上の載荷地点については、空洞がない可能性が高いとする（その逆は空洞があるとする）。事前の FWD 調査を行っていないアスファルト舗装に関しては、同様の方法の適用性を今後検討する必要があるが、現状においては、被災後に舗装が大きく沈下し、かつ、最大たわみ D_0 が大きい場所については空洞が存在する可能性が高いとして、その場所における空洞検出指標の値を評価の目安値として、その他の載荷地点における空洞の有無を判定することが考えられる。

(2) FWDの載荷地点の間隔について

地震後の空港において救援機の受け入れの可否を判断

するにあたっては、コンクリート舗装における FWD の載荷地点間隔を、航空機荷重によりコンクリート版に破壊が生じる空洞の大きさよりも小さく設定することが本研究の提案であるが、時間の制約により、すべてのコンクリート版において、その載荷地点間隔で FWD による載荷を行うことが難しい場合もあると考えられる。その場合には、目視点検で空洞が生じたと疑われる範囲を限定し、その範囲で FWD の載荷地点の数を調整する必要がある。

例えば、図-9.2 に示す 2011 年の東北地方太平洋沖地震後の仙台空港の駐機場については、1 番スポットが 2 番と 3 番と比較し、変状が少なく救援機の受け入れ先としてまず考えられるため、1 番スポットに限定して FWD 調査を行うことが考えられる。さらに、時間の制約により 1 番スポットの全てのコンクリート版について、FWD の載荷地点の間隔を破壊の生じる空洞の大きさ（約 2.0m）よりも小さく設定することが難しい場合も考えられる。1 番スポットの中でも南側でコンクリート版のひび割れ等の変状が表れており、その近くの変状が生じていないコンクリート版についても空洞が生じている可能性があるため、南側の変状に近いコンクリート版上では FWD の載荷地点の間隔を破壊の生じる空洞の大きさよりも小さくする。その一方で、北側については 1 枚のコンクリート版における載荷地点数を半分に減らすことや、中心線の両サイド（右側と左側の主脚の車輪が走行する位置）で載荷地点を設定するのではなく、1 列ごとに左右を変えて載荷地点を設定する等により載荷地点数を調整することが考えられる。そのうえで、空洞の疑いがある場所については、載荷地点数を増やして再調査を行うことが考えられる。

一方、アスファルト舗装については、空洞の発生箇所は、滑走路脇の緑地で確認される噴砂付近や、滑走路下に県道等のボックスカルバートの両脇などであり、コンクリート舗装と比較して、空洞が生じた可能性のある範囲を目視点検で限定しやすい。アスファルト舗装では、限定した範囲については、第 7 章で提案した通り、FWD の載荷地点の間隔を 2.0m 以下とし、限定した範囲よりも外側については、常時の空港舗装のように 1 ユニットあたり 1 点として設定する等、時間の制約を踏まえて載荷地点数を調整することが考えられる。

(3) 航空機荷重によりコンクリート版に曲げ破壊が生じる空洞の大きさについて

本研究では、航空機荷重によりコンクリート版に曲げ破壊が生じる空洞の大きさを算定する際に、作用荷重と

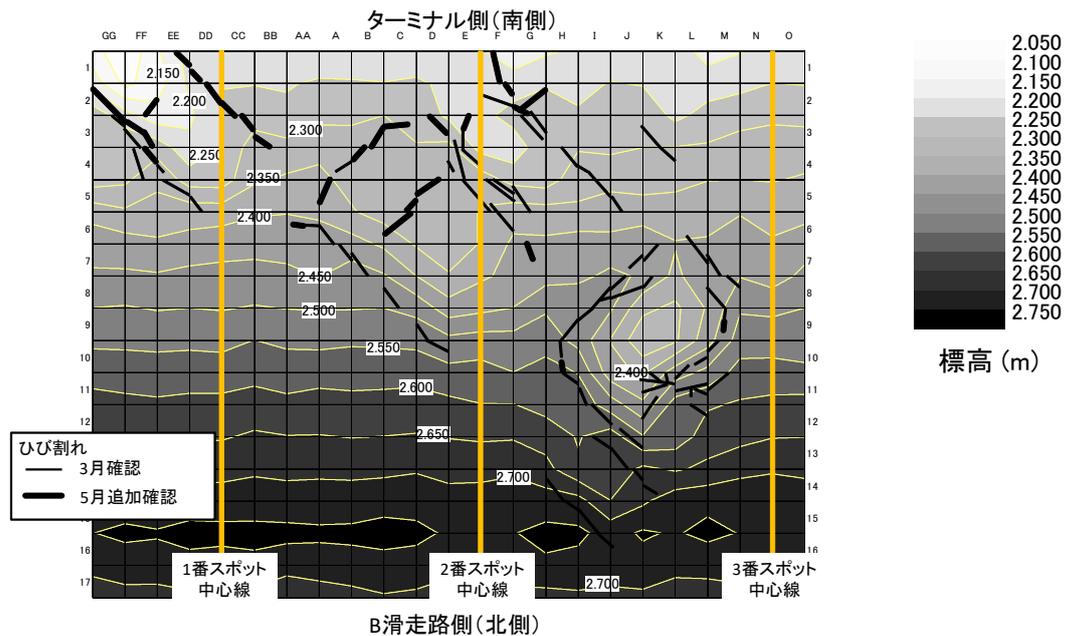


図-9.2 駐機場の高さおよびひび割れ発生位置 (升目は一枚のコンクリート版を示す)

して大型の救援機の脚荷重を設定した。場合によっては、地震後の空港に大型の救援機が乗り入れせずに、中型または小型の救援機が乗り入れるということも考えられるが、最大級の荷重条件においてコンクリート版に曲げ破壊が生じる空洞の大きさを計算しておけば、その空洞の大きさの箇所については、中型または小型の救援機であっても曲げ破壊が生じる可能性は低いと評価できると考えた。ただし、実際には、大型機の荷重では曲げ破壊が生じるが、中型機と小型機では曲げ破壊が生じない空洞であっても、この評価では、中型機と小型機でも曲げ破壊が生じるという判定になる。

本研究において、コンクリート版に曲げ破壊が生じる空洞の大きさの算定方法と、それに応じた FWD の載荷地点の間隔の設定方法および健全性の評価方法について提示したため、空港管理者が中型または小型の救援機を想定して、コンクリート版に曲げ破壊が生じる空洞の大きさをあらかじめ算定しておけば、乗り入れする救援機の大きさによって FWD の載荷地点の間隔を設定でき、それにもとづき健全性の評価を行うことができると考えられる。

(4) 地震後の空洞化以外への空洞検出指標の活用について

本研究における FWD による空洞検出方法は、地震後の空港舗装で、基礎地盤の液状化により舗装や路床に空

洞が生じた場面を想定するものであるが、本方法は地震時以外にも活用できる。例えば、プレストレストコンクリート版(以下、PC版)を用いたコンクリート舗装では、PC版と路盤の隙間を埋めるためにグラウト材が充填されるが、過去にグラウト材が航空機荷重の繰返し載荷により欠損し、PC版下に空隙が発生したことがある。また、昨今問題となっている集中豪雨等の異常気象により、舗装や路床に空洞が発生する可能性もある。以上のように、地震以外の条件で空洞が生じた場面においても、本研究で提案した FWD を用いた空洞の検出方法を適用できる可能性がある。

国土技術政策総合研究所研究報告

RESEARCH REPORT of NILIM

No. 67

March 2021

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:046-844-5019〕
E-mail: ysk.nil-pr@gxb.mlit.go.jp

