

道路政策の質の向上に資する技術研究開発
成果報告レポート
No. 2021-7

研究テーマ

データ同化をベースとした
高耐久フライアッシュコンクリート舗装
についての技術研究開発

研究代表者：	日本大学工学部	教授	岩城	一郎
共同研究者：	日本大学工学部	准教授	前島	拓
	東京大学	准教授	高橋	佑弥
	横浜国立大学	名誉教授	前川	宏一
	横浜国立大学	准教授	小松	怜史
	広島大学	名誉教授	佐藤	良一
	電力中央研究所		山野井	悠翔

令和7年6月

新道路技術会議

目次

研究概要（様式 3 を挿入）	1
第 1 章 本研究の背景および目的	5
第 2 章 高耐久連続鉄筋コンクリート舗装の開発と実装	6
2. 1 要素レベル（コンクリート版単体）における検討	6
2. 2 構造体レベル（路床・路盤含む）における検討	10
2. 3 現場施工を想定した実機試験練りおよび施工確認試験	13
2. 4 実路施工	15
2. 5 本章のまとめ	17
第 3 章 各種混和材を用いた連続鉄筋コンクリート舗装の膨張収縮挙動に関する解析的検討 ..	19
3. 1 汎用性の高いモデルによる検討	19
3. 2 マルチスケール解析による検討	29
3. 3 本章のまとめ	33
第 4 章 普通コンクリート舗装目地部の疲労抵抗性	45
4. 1 輪荷重走行試験	45
4. 2 解析的検討	48
4. 3 本章のまとめ	58
第 5 章 研究成果のまとめ	61
付録	63
A 気象条件および施工時期の違いが高耐久連続鉄筋コンクリート舗装のひび割れ発生 リスクに及ぼす影響	63
B 定点疲労試験	66
C 連続鉄筋コンクリート舗装における耐久性確保の手引き(試案)	78

**「道路政策の質の向上に資する技術研究開発」(令和4年度採択)
研究概要**

番号	研究課題名	研究代表者
No. 2021-7	データ同化をベースとした高耐久フライアッシュコンクリート舗装についての技術研究開発	日本大学 教授 岩城 一郎

本技術研究開発は、今後アスファルト舗装からの適切な転換が期待されるコンクリート舗装に対し、データ同化手法をベースに高耐久フライアッシュコンクリート舗装の開発と実装を行うものである。フライアッシュおよび膨張材を併用したコンクリート舗装の耐久性・施工性を評価したうえで最適な配合を選定するとともに、実機製造試験と試験施工を行ったうえで直轄国道において提案する高耐久連続鉄筋コンクリート舗装を実装した。また、各種実験データを入力値としたマルチスケール解析を行い、高耐久コンクリート舗装の長期耐久性を評価可能な解析ツールを構築した。

1. 研究の背景や動機、目的および目標等

連続鉄筋コンクリート舗装(CRCP)は、舗装版内に配置した鉄筋の拘束により微細なひび割れを分散させる構造であり、目地部を設けないことから耐久性および走行性に優れることが知られている。一方、積雪寒冷地に供用されるCRCPにおいては、凍結防止剤(NaCl)混じりの水が浸入することにより供用10年未満で内部鉄筋が著しく腐食したケースが報告されている。そのため、積雪寒冷地でCRCPを広く活用していくには、ひび割れ幅を適切に抑制するとともに、コンクリート自体の遮塩性を含む耐久性を向上させるといった高耐久化を図る必要がある。

本研究では、今後アスファルト舗装からの適切な転換が期待されるコンクリート舗装について、高耐久FAコンクリート舗装の開発と実装を目的とした研究開発を行った。

2. 研究内容

高耐久CRCPの開発と実装については、1)要素レベルでFAを混和した舗装用コンクリートの適正な配合および耐久性について検討し、2)日本大学工学部構内に機械施工による実物レベルでのCRCPを打設し、その施工性・品質について評価した。さらに、3)秋田県内の直轄国道において現場施工を行った。また、4)これら各実験で得られたデータを入力値とした解析モデルを作成し、高耐久FAコンクリート舗装のひび割れリスク、耐久性、耐疲労性を解析的に検討した。

3. 研究成果

室内試験レベルでフライアッシュを混和したコンクリートのフレッシュ性状や耐久性を評価し、フライアッシュの適切な置換率を選定したうえで、実機レベルでの施工性の確認、および試験施工

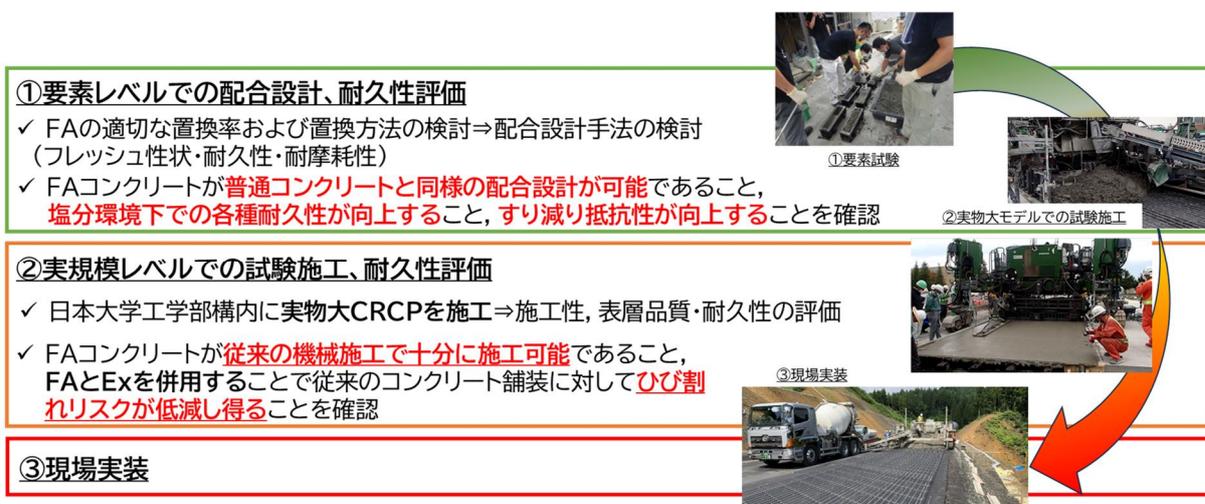


図-1 高耐久連続鉄筋コンクリート舗装の開発と実装

■ : CRCP版 ■ : 上層路盤(M-40) ■ : 凍上抑制層(C-40)
■ : As中間層 ■ : 下層路盤(C-40) ■ : 路床+路体

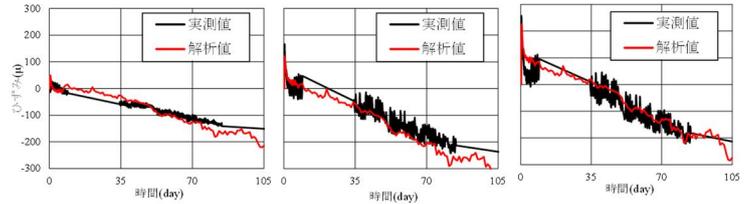
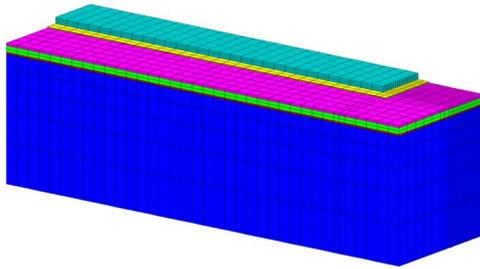


図-2 高耐久 CRCP のひび割れリスクを評価可能なモデルの作成

といった事前検討を十分に行ったうえで、直轄国道における現場施工を実現した。本施工については、外気温 38℃という極めて厳しい環境での施工であったものの、施工は滞りなく完了し、また現在まで構造上問題となるひび割れは発生しておらず、提案するフライアッシュと膨張材を併用した高耐久な CRCP は膨張材の混和によって過度なひび割れの拡幅を抑制し得ることが確認された(図-1)。また、試験施工や本施工で得られたデータに基づき作成した解析モデル(図-2)は、各種配合を用いた連続鉄筋コンクリート舗装版内部におけるコンクリートの膨張収縮挙動を精度よく再現し得る結果であり、本研究で作成したモデルを活用することで多様な材料条件・環境条件に置かれる CRCP のひび割れリスクを算定することが可能であること、また、データ同化をベースとしたマルチスケール解析によって高耐久 CRCP が 100 年にわたる耐久性を有することを示した。

4. 主な発表論文

- 1) H.E. Joo, T. Nagata, Y. Takahashi, Cracking Risk Evaluation on Continuous Reinforced Concrete Pavement with Supplementary Cementitious Materials and Expansive Additive, Journal of JCI, 46(1), pp.565-570. 2024
- 2) 相内豪太, 菅野日南, 前島拓, 岩城一郎, “フライアッシュと膨張材を併用した高耐久連続鉄筋コンクリート舗装の開発と実装”, 土木学会論文集, Vol.81, No.1, 24-00155, 2025.11.

5. 今後の展望

今後は、現場施工した舗装の長期耐久性を評価するため、追跡調査や各種耐久性試験を継続して実施するとともに、FA を用いたコンクリートのすり減り抵抗性が向上するメカニズムについて詳細な検討を進めるとともに、FA の品質変動を考慮した適切な配合設計手法について検討する予定である。また、これらの検討結果を解析モデルに反映(データ同化)させることで、コンクリート舗装の劣化予測モデルの精度向上を目指すとともに、FA を用いた高耐久コンクリート舗装の本研究で得られた知見を取りまとめた『高耐久コンクリート舗装の手引き』を用いて、積雪寒冷地を中心に高耐久なコンクリート舗装の利用拡大を図る予定である。

6. 道路政策の質の向上への寄与

本研究では、FA を用いることで舗装コンクリート自体の耐久性を向上させるとともに、膨張材の併用によりひび割れリスクを低減する高耐久コンクリート舗装配合を見出し、施工条件や配合特性、気象条件等を入力することで、ひび割れ性状や耐疲労性を定量的かつ長期的に評価可能とする解析モデルを構築し、設計段階から耐久性を重視した舗装の維持管理計画の策定が可能であることを示唆している。これにより、舗装健全度の診断精度の向上とともに、適切な補修時期・方法の最適化が図られ、長寿命化とライフサイクルコストの低減に資する設計・維持管理手法として道路行政に貢献することが期待される。さらに、直轄国道における現場実装に至るまでの適切な導入プロセスは、新たな材料を用いた舗装の実装を図る際の参考になりうるものでありこれらの研究成果を国土交通省や土木学会、道路協会の各種技術図書へ反映させ、全国的な普及と標準化を図ることで、持続可能な道路インフラの構築に資するものと考えられる。

7. ホームページ等

- 1) 日経コンストラクション：2023年10月号, pp12-17.
- 2) 日経クロステック：地産地消で高耐久コンクリート舗装
<https://xtech.nikkei.com/atcl/nxt/mag/ncr/18/00031/101200059/>
- 3) コンクリートテクノ：2025年7月号掲載決定

“Technical Research and Development for Road Policy Quality Improvement” Study Summary

No.	Title	Principal Researcher
No.2021 - 7	Technical Research and Development on High-Durability Fly Ash Concrete Pavement Based on Data Assimilation	Nihon Univ. Prof. Ichiro Iwaki

This research project aims to develop and implement a highly durable fly ash (FA) concrete pavement as a viable alternative to conventional asphalt pavement, utilizing data assimilation techniques. Following comprehensive evaluation of the durability and workability of concrete incorporating FA and expansive additives (Ex), the optimal mix design was selected. Subsequently, full-scale manufacturing test and pilot construction were carried out, with the proposed high-durability continuously reinforced concrete pavement (CRCP) deployed on a national road. Furthermore, a multiscale analysis was conducted using experimental data as input values, leading to the development of an analytical tool capable of evaluating the long-term durability of high durability concrete pavement.

1. Backgrounds and Objects

CRCP is designed to distribute fine cracks through the restraint provided by continuous steel bars placed within the pavement, offering superior durability and ride quality due to the absence of joints. However, in snowy and cold regions, there is a case that has been reported where internal steel rebars have severely corroded in less than 10 years of service, caused by the intrusion of water mixed with deicing agents (mainly NaCl). Therefore, to promote the widespread adoption of CRCP in such climates, it is essential to control crack widths effectively and enhance the concrete's durability, particularly its resistance to chloride penetration.

This study focused on the development and implementation of high-durability FA concrete pavement as an alternative to asphalt pavement.

2. Activities in Research Period

Regarding the development and implementation of high-durability CRCP, this project 1) firstly investigated appropriate mix designs and the durability of FA-blended pavement concrete at the elemental level, 2) secondly constructed a full-scale CRCP via mechanical placement at the Nihon University College of Engineering campus, assessing its constructability and quality, 3) thirdly executed full-scale field construction on a national road in Akita Prefecture; and 4) developed an analytical model using data obtained from these experiments to evaluate the crack risk, durability, and fatigue resistance of FA concrete pavement.

3. Study Results

At the laboratory scale, the fresh properties and durability of FA-blended concrete were evaluated to determine the optimal FA replacement rate. Pre-construction studies were conducted, which included assessing the constructability of full-scale level and a pilot construction. Regarding the actual construction, despite harsh

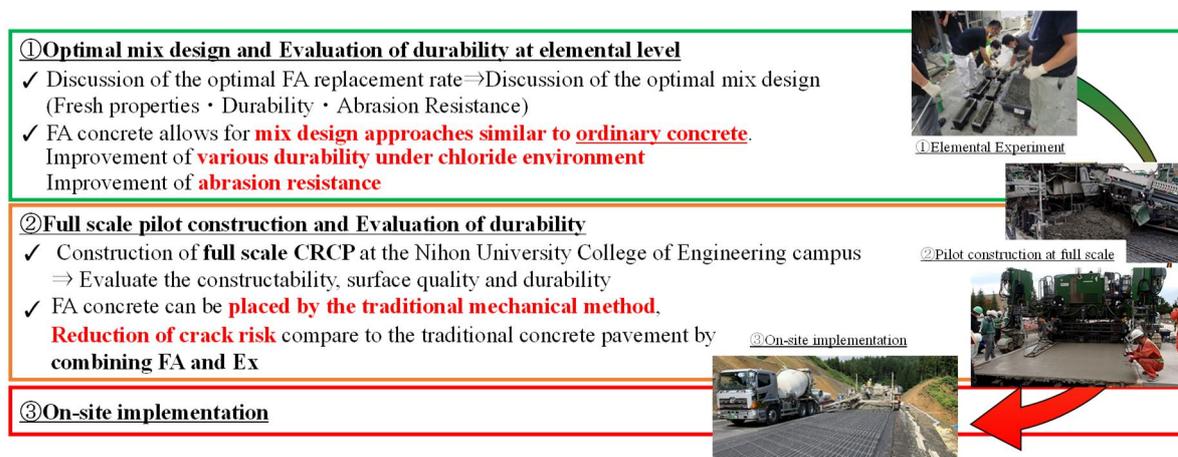


Figure-1 Development and implementation of high durability CRCP

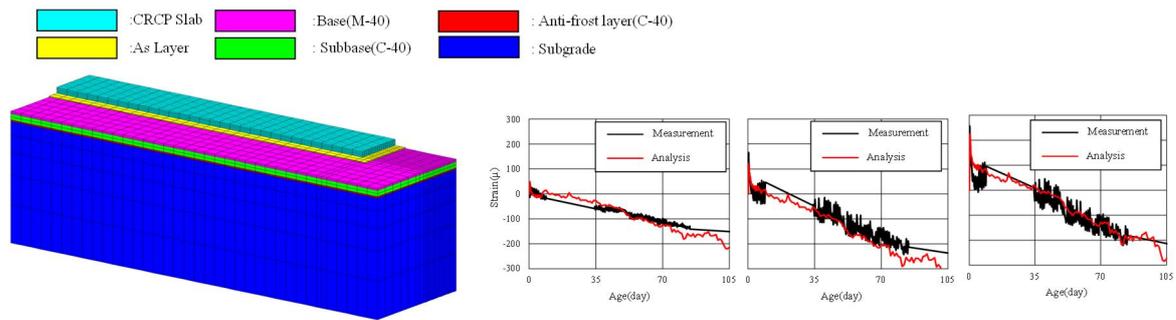


Figure-2 FEM Model of high durability CRCP that can evaluate the crack risk

environment conditions—specifically, an ambient temperature of 38°C—the construction was completed without any delays or issues. Until now, no crack leading to structural problem has been observed, confirming the effectiveness of the proposed high-durability CRCP with FA and Ex mitigating excessive crack widening attributed to the Ex (Figure-1). Additionally, the FEM model (Figure-2) developed based on various data collected from both trial and actual construction accurately captured the expansion and shrinkage behavior of concrete within CRCP slab across various mix designs. This demonstrates that the model created in this study can be used to assess the risk of cracking in CRCP under diverse material and environmental conditions. Furthermore, it was shown through multiscale analysis based on data assimilation that high-durability CRCP can maintain its performance for 100 years.

4. Papers for Presentation

- 1) H.E. Joo, T. Nagata, Y. Takahashi, Cracking Risk Evaluation on Continuous Reinforced Concrete Pavement with Supplementary Cementitious Materials and Expansive Additive, Journal of JCI, 46(1), pp.565-570. 2024
- 2) Aina, G, Kannno, H, Maeshima, T, Iwaki, I.: Development and Implementation of Highly Durable Continuous Reinforced Concrete Pavement using Both Fly Ash and Expansive Agent, Journal of JSCE, Vol.81, No.1, 2025.

5. Study Development and Future Issues

In the future, in order to evaluate the long-term performance of the constructed pavement, ongoing surveys and durability test will be conducted. Further investigation will be carried out to elucidate the mechanisms by which FA blended concrete improves abrasion resistance, and appropriate mix design methodologies will be explored, taking into account quality variations of FA. These findings will be incorporated into the FEM model (data assimilation) to improve the accuracy of concrete pavement deterioration prediction. Additionally, a “Guideline for High-Durable Concrete Pavement,” summarizing insights obtained from this research, will be developed to promote the wider adoption of high durable concrete pavement especially in snowy and cold regions.

6. Contribution to Road Policy Quality Improvement

This research demonstrates that the incorporation of fly ash significantly enhances the durability of pavement concrete, and the use of Ex concurrently mitigates the crack risk. A FEM model has been established, enabling a quantitative, long-term evaluation of crack behavior and fatigue resistance by considering construction conditions, mix characteristics, and weather variables. This suggests that durability-focused pavement maintenance planning can be established from the design stage. As a result, it is expected to contribute to improving the accuracy of pavement condition diagnostics and optimizing the timing and methods of repairment, thereby supporting long life and reduced life cycle cost in road administration. Furthermore, the on-site implementation process leading up to field application on a national road serves as a valuable reference for the deployment of innovative pavement material. It is anticipated that these research findings will support the realization of sustainable road infrastructure through their incorporation into technical publications by MLIT, JSCE, and the Japan Road Association, leading to nationwide dissemination and standardization.

7. References, Websites, etc.

- 1) Nikkei Construction, October 2023 Issue, pp.12-17.
- 2) Nikkei Cross Tech: "High-Durability Concrete Pavement through Local Production and Local Consumption" <https://xtech.nikkei.com/atcl/nxt/mag/ncr/18/00031/101200059/>
- 3) Scheduled for publication in Concrete Techno, July 2025 Issue.

第1章 本研究の背景および目的

連続鉄筋コンクリート舗装(CRCP)は、舗装版内に配置した鉄筋の拘束により微細なひび割れを分散させる構造であり、目地部を設けないことから耐久性および走行性に優れることが知られている。設計上においては初期に生じる0.3mm未満の微細なひび割れは構造上の問題とならないとされているが、積雪寒冷地に供用されるCRCPにおいては、初期ひび割れの幅が許容範囲を大きく超え、そこから凍結防止剤(NaCl)混じりの水が浸入することにより供用10年未満で内部鉄筋が著しく腐食したケース¹⁾が報告されている。そのため、積雪寒冷地でCRCPを広く活用していくには、ひび割れ幅を適切に抑制するとともに、コンクリート自体の遮塩性を含む耐久性を向上させるといった高耐久化を図る必要がある。

他方、前川と岩城らは、SIP(1期)インフラ維持管理・更新・マネジメント技術の中で、実物大モデルによる実験と解析を駆使(データ同化)し、凍結防止剤散布下における道路橋コンクリート床版の耐久性向上を図るためには、フライアッシュ(FA)や膨張材(Ex)を用いることが有効であることを突き止め、三陸沿岸道路をはじめとする復興道路・復興支援道路等に実装してきた。この種のコンクリートは舗装コンクリートとしても十分に適用可能と考えられるが、当該研究分野においては、材料²⁾および配合による強度³⁾について適正配合や疲労特性を評価した事例はあるものの、凍結防止剤散布下における材料劣化を考慮した検討は成されていない。また、FAをセメントの代替として使用したコンクリート舗装については、初期強度発現性が劣るものの、長期的な強度発現性を有すること⁴⁾、ひび割れ発生確率が低減することが示されているが、これらの研究は無筋コンクリート(普通コンクリート舗装)を対象としたものがほとんどである。

以上の背景により本研究では、今後アスファルト舗装からの適切な転換が期待されるコンクリート舗装について、SIP(1期)で培ったデータ同化手法をベースに高耐久FAコンクリート舗装の開発と実装を目的とした研究開発を行った。具体的には、1)要素レベルでFAを混和した舗装用コンクリートの適正な配合および耐久性について検討し、2)日本大学工

学部構内に機械施工による実物レベルでのCRCPを打設し、その施工性・品質について評価した。さらに、3)秋田県内の直轄国道において現場施工を行った。また、4)これら各実験で得られたデータを入力値とした解析モデルを作成し、高耐久FAコンクリート舗装のひび割れリスク、耐久性、耐疲労性を解析的に検討した。

加えて、本研究課題が採択される際に、鉄網入りの普通コンクリート舗装(JRCP)における横目地部の疲労破壊機構についての検証を実施するようにご助言を頂いた。そのため、本研究では、前述した高耐久CRCPの開発に加えて、JRCP横目地部の疲労抵抗性についても実験的に検討した。ここでは、比較的短期間でJRCP横目地部の疲労抵抗性を評価可能な試験手法の確立を目的に、通常は道路橋床版の疲労促進試験に用いられる輪荷重走行試験装置等を用いた疲労抵抗性評価試験を実施するとともに、その結果を基にしたFEM解析を実施した。なお、報告書の頁数の関係上、JRCP横目地部の定点疲労載荷実験については報告書の付録に記す。

【参考文献】

- 1) 小池海, 佐藤勉, 大脇真也, 佐藤定夫, 西澤辰男: 積雪寒冷地域の高速道路における連続鉄筋コンクリート舗装の損傷実態と原因について, 土木工学論文集 E1(舗装工学), 75 巻 2 号, pp. 123-131, 2019.
- 2) 瀧波勇人, 小梁川雅, 森濱和正, 常松直志, 石田征男: 各種粗骨材を用いた舗装コンクリートの強度特性および耐摩耗性に関する研究, 土木学会論文集 E1(舗装工学), Vol70, No.3, (舗装工学論文集第 19 巻), I_107-I_113, 2014.
- 3) 森濱和正, 小梁川雅, 島崎泰, 石田征男, 瀧波勇人: 各種骨材を用いた舗装コンクリートの配合試験, 土木学会論文集 E1(舗装工学), Vol.69, No.3, (舗装工学論文集第 18 巻), I_81-I_86, 2013.
- 4) 加藤康弘, 浜田純夫, 市岡孝夫, 小林良太: フライアッシュを大量混和した舗装コンクリートの長期強度と版厚設計に対する提案, 土木工学論文集 F, Vol.63, No.1, pp.66-71, 2007.

第2章 高耐久連続鉄筋コンクリート舗装の開発と実装

2.1 要素レベル（コンクリート版単体）における検討

本節では、FAコンクリートの舗装材料としての適用性について検討するため、FAの置換率および置換方法をパラメータとした供試体を作製し、フレッシュ性状および各種耐久性、すり減り抵抗性について検討した。

(1) 使用材料および配合

表 2.1-1 に使用材料を示す。表より、FA は原町石炭火力発電所から産出される FA(IV 種相当)を使用し、セメントには普通ポルトランドセメント、細骨材には砕砂(硬質砂岩)、粗骨材には碎石(硬質砂岩)を使用した。化学混和剤には、AE 減水剤と空気量調整に AE 剤を使用した。表 2.1-2 にコンクリートの配合を示す。国土交通省東北地方整備局の発刊する「東北地方における RC 床版の耐久性確保の手引き」には RC 床版の配合設計において塩分環境下での ASR 防止のためにセメント量一定(外割置換)のもと FA を 20%置換することを推奨している。本検討では、この手引きを参考に FA の置換率 20%をベースとし

た条件での試験を実施した。表より、水セメント比を 40%、45%の 2 水準とし、普通ポルトランドセメントを用いた配合(本論では普通舗装配合と定義し、以下、N)に原町火力発電所産 FA (IV 種)をセメントの質量に対して外割りで 20%置換した配合(以下、FA-O)、および FA-O よりもセメント量を低減しつつ、所要の耐久性を付与することを目的とした新たな置換方法として FA をセメントの質量に対して外割りで 15%、内割りで 5%置換した配合(以下、FA-OI)の計 6 条件とした。なお、コンクリートは FA を混和したコンクリートの粘性が高くなること考慮して、目標スランプを $5.0 \pm 2.5\text{cm}$ 、目標空気量は $4.5 \pm 1.5\%$ として、所定のフレッシュ性状を満足するように化学混和剤で調整した。

(2) 試験項目および試験方法

表 2.1-3 に試験項目を示す。コンクリートのフレッシュ性状の評価としてブリーディング試験、凝結時間試験を実施した。硬化後のコンクリートでは、強度発現性の評価として圧縮強度試験、曲げ強度試験を実施した。また、耐久性評価として、何れも凍

表 2.1-1 使用材料

材料種類及び記号		詳細
水	W	水道水
セメント	C	普通ポルトランドセメント(密度 3.16g/cm^3)
フライアッシュ	FA	原町火力発電所産IV種灰(密度 2.02g/cm^3 、比表面積 $2280\text{cm}^2/\text{g}$)
細骨材	S	福島県相馬産砕砂(表乾密度 2.66g/cm^3 、吸水率 1.52%)
粗骨材	G	福島県相馬産碎石(表乾密度 2.71g/cm^3 、吸水率 0.49%)
混和剤	AE減水剤	リグニンスルホン酸化合物およびポリカルボン酸エーテル系
	AE剤	変性ロジン酸化合物系陰イオン界面活性剤

表 2.1-2 コンクリートの配合

ID	W/C (%)	W/B (%)	s/a (%)	単位量(kg/m ³)				混和剤(C×%)		スランプ (cm)	空気量 (%)	C.T. (°C)			
				W	B		S	G	AE 減水剤				AE剤		
					C	FA									
40N	40.0	40.0	40.0	160	400	-	706	1079	0.4	0.005	7.0	5.8	23.5		
40FA-O		33.3				80	664	1014	1.0	0.035	3.0	5.9	26.0		
40FA-OI	42.1	34.8			380	670	1025	1.0	0.025	6.5	4.5	26.0			
45N	45.0	45.0			40.0	160	356	-	721	1102	0.4	0.004	6.0	4.4	26.0
45FA-O		37.5						71	683	1044	0.6	0.030	5.0	5.9	25.0
45FA-OI	47.3	39.1					338	689	1053	0.6	0.020	7.5	5.9	25.0	

表 2.1-3 試験項目

試験項目	摘要	
スランプ試験	JIS A 1101	-
空気量試験	JIS A 1128	-
ブリーディング試験	JIS A 1123	20℃環境にて試験実施
凝結時間試験	JIS A 1147	20℃環境にて試験実施
圧縮強度試験	JIS A 1108	材齢1, 7, 28, 91, 182, 365日で実施
曲げ強度試験	JIS A 1106	材齢1, 7, 28, 91, 182, 365日で実施
凍結融解試験	ASTM C672	3%NaCl水溶液
塩分浸透促進試験	-	3%NaCl水溶液
ASR試験	SSW法	20%NaCl水溶液使用 45N, 45FA-O, 45FA-OIで実施
ラベリング試験 ¹⁰⁾	-	45N(材齢10日), 45FA-OI(材齢10, 73日)で実施

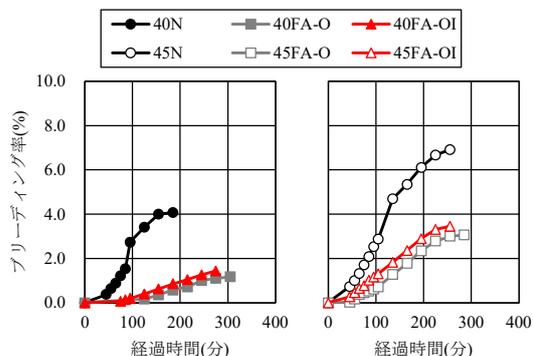


図 2.1-1 ブリーディング試験結果

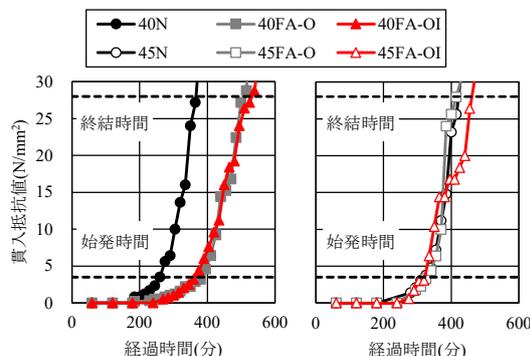


図 2.1-2 凝結時間試験結果

結防止剤散布環境下を想定した試験として、凍結融解試験、塩分浸透促進試験、ASR 試験を実施した。さらに、舗装の表層機能として要求されるすり減り抵抗性について評価するためにラベリング試験²⁾を実施した。各試験方法について、凍結融解試験は ASTM C672 に準拠し、試験溶液に 3%NaCl を使用する³⁾方法とした。塩分浸透促進試験は材齢 28 日まで水中養生を行った供試体の打込み面(試験面)に土手を設けた後、材齢 35 日から 91 日間、温度 40℃・相対湿度 60%環境で試験面に 3%NaCl を湛水させる方法で行った。ASR 試験については、表 2.1-2 と同配合で粗骨材のみをモルタルバー法(JIS A 1146)および化学法(JIS A 1145)で無害でないと判定された反応性を有する骨材に全量変更して供試体を作製し、JCI-S-010-2017 のうち試験溶液を 20%NaCl に変更した方法(SSW 法)で行った。ラベリング試験はクロスチェーンを 12 本取り付けた車輪を 200rpm で等速回転させる往復チェーン方式で供試体のすり減り量を測定した。また、ラベリング試験の試験時間はアスファルト舗装では 90 分間と定められているが、本検討ではアスファルト混合物よりも硬質なコンクリートでの試験であることから試験時間を通常の 3 倍の 270 分とし、計測は 90 分毎に行った。

(2) 試験結果

図 2.1-1 にブリーディング試験結果を示す。図より、水セメント比に関わらず FA を混和した配合では N よりもブリーディングが抑制されている。また、置換方法で比較すると FA-O の方が FA-OI よりもわずかにブリーディング率が低く、粉体量(B)が多いほどブリーディング率が低下する結果であった。図

2.1-2 に凝結時間試験結果を示す。図より、水セメント比が 45%の条件は N と FA を混和した配合は概ね同程度の結果であった。一方、水セメント比が 40%の条件では、FA を混和した配合は N に対して始発時間、終結時間のいずれも遅延する傾向を示した。これは、本検討では同一のフレッシュ性状を得るために混和剤の量を変更しており、特に粉体量(B)が多い水セメント比が 40%の条件では N よりも明らかに化学混和剤の使用量が増加したことが要因と考えられる。しかし、凝結時間(始発から終結までの経過時間)は 40N, 40FA-O で約 120 分, 40FA-OI で 160 分, 45N で約 100 分, 45FA-O で約 80 分, 45FA-OI で約 130 分といずれの水セメント比の条件でも N に対して FA を混和した条件は最大で 40 分前後する程度であり、いずれもコンクリートの凝結を大きく阻害する程ではない。また、FA の置換方法による明確な違いは認められず、FA をセメントの質量に対して 20%程度置換した配合においても、混和剤の調整で容易に所定のスランプ・空気量を満たし、ブリーディングは抑制される傾向であった。さらに、コンクリートの凝結についても大きく阻害することがないことを示したことから、フレッシュ性状については N と同様の配合設計が可能であると考えられる。

図 2.1-3 に圧縮試験結果を示す。水セメント比が 45%の条件は、N に対し FA-O は全材齢で強度が高い結果であったのに対し、FA-OI は材齢 28 日までは N よりも強度が低い結果であった。これは FA を一部内割で置換したため、W/C が大きくなったことが要因と考えられる。一方、長期材齢では FA の特徴である長期のポズラン反応により、N よりも高い強度が得られる結果であった。水セメント比が 40%の

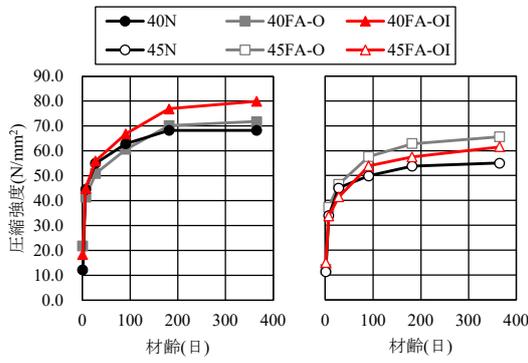


図 2.1-3 圧縮強度試験結果

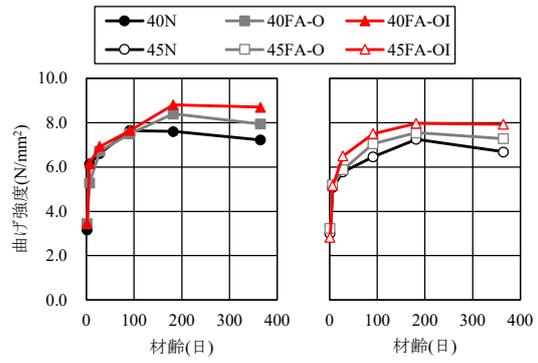


図 2.1-4 曲げ強度試験結果

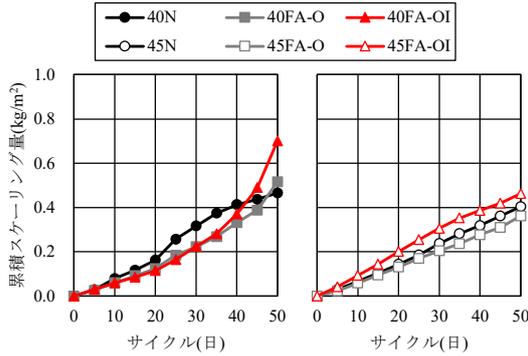


図 2.1-5 凍結融解試験結果



写真 2.1-1 試験後のスケーリング状況

条件では、FA-OIは全材齢でNと同程度以上の強度が得られる結果であるが、FA-Oは材齢91日まではNよりも強度が低く、材齢182日以降でNと同程度の強度が得られる結果であった。一方、長期材齢ではFAを混和した配合はいずれもNよりも高い強度が得られており、ポズラン反応に伴う強度増進効果が確認された。

図 2.1-4 に曲げ強度試験結果を示す。図より、いずれの配合も材齢7日時点で設計基準曲げ強度 4.4N/mm^2 を満足した。水セメント比で比較すると、概ね圧縮強度と同様の傾向であるが、40FA-Oはいずれも40FA-OIに対して明らかに曲げ強度が低い傾向であった。

このようにFAを外割20%程度置換した(FA-O)場合に、圧縮強度および曲げ強度が、一部内割置換した配合(FA-OI)より低下する、あるいはNよりも低下する要因は現在究明中であるが、単位セメント量の大きい配合においては、過度にFAを混和することでセメントの水和反応を阻害している可能性が考えられる。一方でFAを外割15%、内割5%置換した条件(FA-OI)では圧縮強度および曲げ強度いずれも概ねNと同程度以上の強度が得られることから、本検討範囲内においてはFAを外割15%、内割5%置換(FA-OI)することで十分な強度発現性が得られるものと判断される。

図 2.1-5 に凍結融解試験結果を示す。図より、50サイクル時点でのスケーリング量に着目すると、40FA-OIのみ 0.7kg/m^2 と若干大きいものの、ほかの条件は $0.3\sim 0.5\text{kg/m}^2$ とFAの有無および置換方法に

よる大きな差異はない。著者らは、水セメント比が45%のFAを外割で15%あるいは30%混和し、空気量を6.0%としたコンクリートはいずれもスケーリング量が 0.4kg/m^3 程度であることを報告³⁾しており、本検討のスケーリング量はFAの使用の有無によらずいずれも既往の研究結果と遜色ないものと判断できる。また、試験終了時の試験面の状態(写真 2.1-1)を見ると、いずれも表層でわずかにスケーリングが生じている程度である。本試験が3%NaCl水溶液を試験溶液とした厳しい条件での凍結融解試験であることや50サイクル時点での累積スケーリング量が最大でも 0.7kg/m^2 程度であることを勘案すると、FAを用いたコンクリートとしても所定のエントレインドエアを連行することで塩分環境下でも一定の凍結融解抵抗性を有するものと判断される。

図 2.1-6 に塩分浸透試験結果を示す。図より、深さ10mm以深に着目すると、FAを混和した配合はいずれも塩分浸透を抑制する結果であった。また、図-7の結果からFickの第2法則に基づいた拡散方程式により算出⁴⁾した見掛けの拡散係数(図 2.1-7)は、FAを混和した条件で明らかに低下しており、FAの混和によって塩分浸透抵抗性が向上する結果であった。

図 2.1-8 にASR試験結果を示す。なお、FAを混和したコンクリートのASR抑制効果については本検討と同程度の水セメント比の水準での検討^{例え 5)}が数多くなされており、この種の評価については多分の知見がある。しかし、置換方法をパラメータとした場合については検討の余地があることから、本検討では強度発現性および塩分浸透抵抗性の低いと

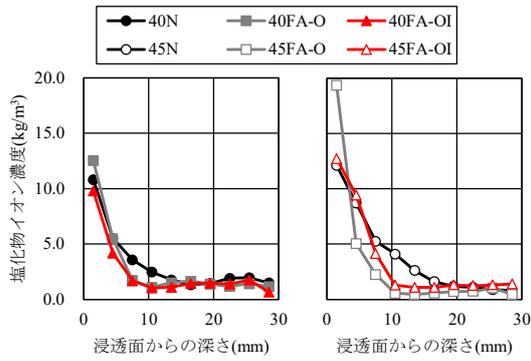


図 2.1-6 塩分浸透促進試験結果

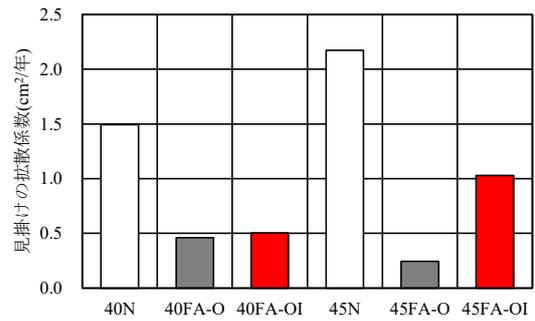


図 2.1-7 見掛けの拡散係数

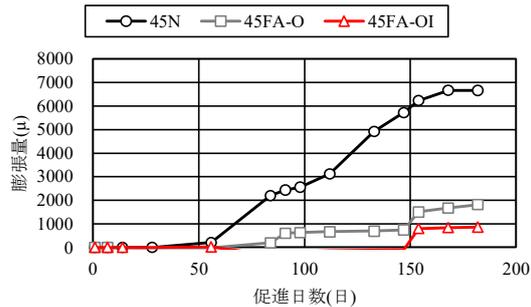


図 2.1-8 ASR 試験結果

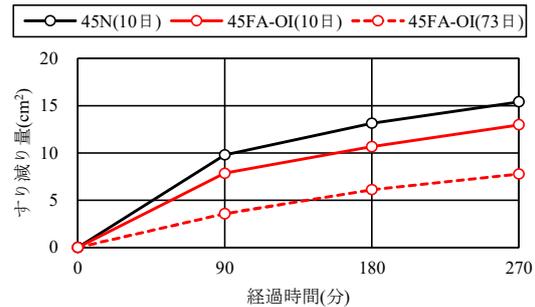


図 2.1-9 ラベリング試験結果

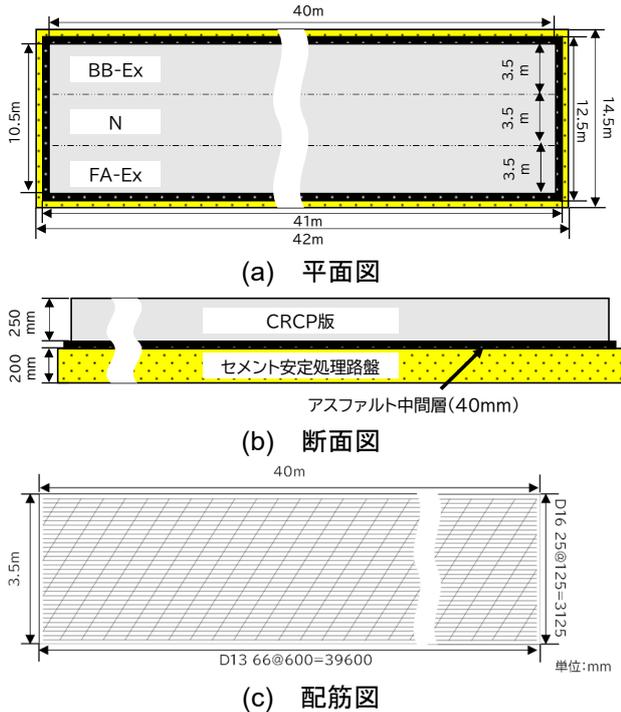


図 2.1-10 舗装構成

思われる水セメント比 45%の水準で ASR 試験を実施し、置換方法の違いが ASR 抵抗性に及ぼす影響について検討した。図より、FA を混和した条件はいずれも N に対し顕著に膨張が抑制される結果であり、FA を 20%程度置換することでその置換方法によらず ASR を抑制し得ることが示された。

図 2.1-9 にラベリング試験結果を示す。なお、本検討では安全側の観点で FA を混和した条件の内、最も強度が低くなると想定される 45FA-OI、比較用として 45N の 2 条件で実施し、45N については材齢 10 日時点、45FA-OI については、材齢経過に伴う強度増進とすり減り抵抗性の関係の評価するため、材齢 10 日と材齢 73 日の 2 材齢で試験を行った。図より、材齢 10 日の条件で比較すると、90 分時点でのすり減り量は、45N で 9.79cm^2 、45FA-OI で 7.85cm^2 である。新村ら⁷⁾既往の試験結果と比較すると、普通コンクリートの水セメント比 40%のコンクリートのすり減り量は 2cm^2 程度、水セメント比 50% 1.5cm^2 程度と本検討のすり減り量は絶対値として明らかに大きい。これについては通常のラベリング試験よりも供試体とチェーンの距離が近い状態で試験が行われた可能性があり、試験上の問題が考えられる為、既往の検討との差異については今後検討する余地がある。一方、同一の試験条件として比較すると、すり減り量は 45N よりも 45FA-OI のほうが低く FA を混和することで従来のコンクリート舗装よりもすり減り抵抗性が向上する結果であった。なお、材齢 7 日時点での圧縮強度は 45N で 33.8N/mm^2 、45FA-OI で 33.7N/mm^2 と同等であり、同一の圧縮強度であってもすり減り抵抗性は FA を用いた場合顕著に改善されることが明らかとなった。さらに 45FA-OI につ



写真 2.1-2 スリップフォームペーバ施工状況

表 2.1-4 使用材料

材料種類及び記号	詳細	
水	W	水道水
セメント	C	普通ポルトランドセメント(密度3.16g/cm ³)
高炉セメント	BB	高炉セメントB種(密度2.02g/cm ³)
フライアッシュ	FA	能代火力発電所II種灰(密度2.28g/cm ³ , 比表面積4080cm ² /g)
膨張材	Ex	石灰系(密度3.16g/cm ³)
細骨材	S	福島県白河市表郷梁森硬質砂岩砕砂(表乾密度2.66g/cm ³ , 吸水率1.52%)
粗骨材	G	福島県いわき市好間町榎小屋硬質砂岩砕石(表乾密度2.71g/cm ³ , 吸水率0.49%)
混和剤	AE減水剤	リグニンスルホン酸化合物およびポリカルボン酸エーテル系
	AE剤	変性ロジン酸化合物系陰イオン界面活性剤

表 2.1-5 コンクリートの配合

ID	W/C (%)	W/B (%)	s/a (%)	単位量(kg/m ³)					混和剤(B×%)		
				W	B			S	G	AE減水剤	AE剤
					C	FA	Ex				
N	40.1	40.1	34.3	162	404	0	0	602	1193	1.05	0.0025
FA+Ex	42.2	33.4			384	81	20	570	1129	1.00	0.0150
BB+Ex	40.1	38.2			404	0		592	1173	1.05	0.0250



(a) コンクリートの打設 (b) 平坦仕上げ (c) 散水養生
写真 2.1-3 施工状況

いては、10 日に対し材齢の経過した 73 日のほうがすり減り抵抗性が向上する結果であり、FA の混和による長期強度増進と相まってすり減り抵抗性が顕著に向上する可能性が示唆された。なお、FA を混和することによるすり減り抵抗性の向上については、FA の混和によって骨材周辺の遷移帯が減少したことなどが考えられるが、今後詳細なメカニズムを検討する予定である。

以上より、FA を混和したコンクリートは置換方法によらず舗装用配合としても普通コンクリートと同様の配合設計が可能であり、FA を外割 15%、内割 5%置換することで十分な強度発現が得られることを示した。さらに、FA を混和することで、舗装用配合においても凍結防止剤散布下で想定される各種材料劣化に対する耐久性が向上すること、舗装の表層機能として要求されるすり減り抵抗性が向上することを明らかとした。

そこで次節では、FA と Ex を併用した CRCP を実装することを想定し、日本大学工学部(福島県郡山市)構内にて機械施工による実規模レベルの CRCP を打設し、その施工性・耐久性について評価した。

2.2 構造体レベル(路床・路盤含む)における検討

本節では、前節にて得られたFAを混和したコンクリート配合の実施工への適用性について検討するため、実際に生コンプラントから出荷されるコンクリートを使用し、機械施工による実規模レベルの舗装を施工することで、その施工性および耐久性につい

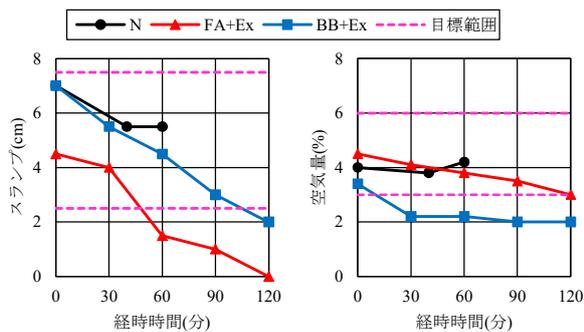
て評価した。

(1) 試験施工概要

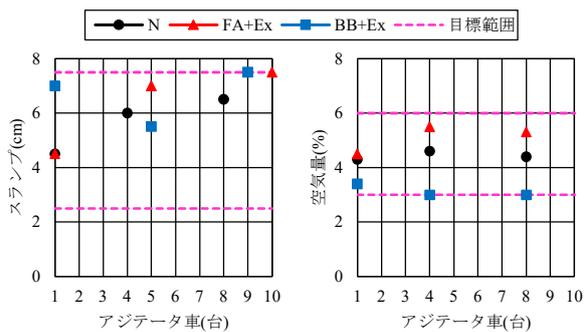
図 2.1-10 に舗装構成を示す。CRCP 版は長さ 40m、幅 3.5m、厚さ 250mm とし、CRCP 版下にはアスファルト中間層およびセメント安定処理路盤を構築した。なお、施工方法はスリップフォームペーパー(写真 2.1-2)によるセットフォーム工法を採用しており、後述する N、BB+Ex、FA+Ex の 3 配合を 3 工区に分けて CRCP 版を打設した。CRCP 版内には、縦断方向には D16 をかぶり 75mm、間隔 125mm、鉄筋比 0.64%となるように配置し、横方向鉄筋には、縦方向鉄筋の下に D13 を斜め 60°方向に 600mm 間隔で配筋した。

表 2.1-4、表 2.1-5 に使用材料および舗装の配合条件を示す。福島県郡山市の生コンプラントで舗装用配合として用いられている普通ポルトランドセメントを使用した配合(N)を基準配合とし、FA をセメントの質量に対し外割り 15%、内割り 5%で置換した配合(FA+Ex)、さらに、地域によっては FA の入手が困難であり、また FA 用サイロを保有しているプラントが限定的であるため、汎用性が高く、耐久性向上に期待できることを鑑みて、N のセメントを高炉セメントとした配合(BB+Ex)の計 3 条件とした。また、FA+Ex、BB+Ex では、ひび割れの抑制を目的に膨張材を 20kg/m³ 混和しており、FA は後述する秋田県国道での実装が決定していたために能代火力発電所産の FA (II 種)を使用した。

施工は、N では 2022 年 10 月 8 日、BB+Ex、FA+Ex は 2022 年 10 月 22 日に実施した。生コンの出荷量は



(a) スランプ (b) 空気量
図 2.1-11 フレッシュ性状の経時変化



(a) スランプ (b) 空気量
図 2.1-12 現場到着時のコンクリートのフレッシュ性状

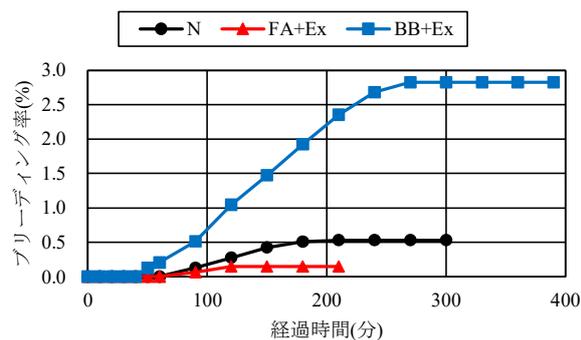


図 2.1-13 ブリーディング試験結果

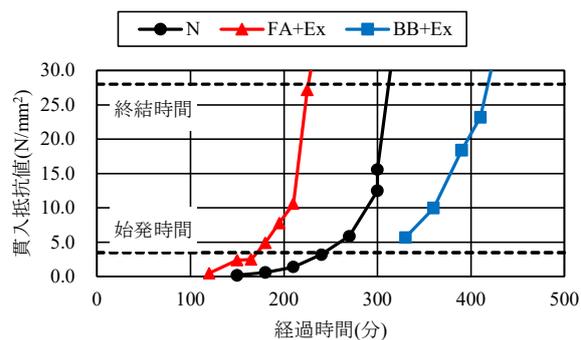


図 2.1-14 凝結時間試験結果

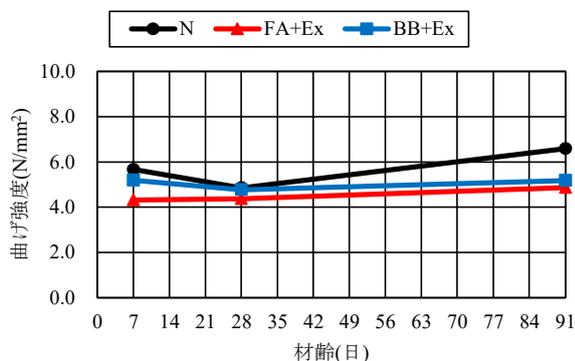


図 2.1-15 曲げ強度試験結果

各種試験用供試体作製分を考慮して 40m^3 とし、 4m^3 ごとにアジテータ車で計 10 台分出荷した。写真 2.1-3 に施工状況を示す。施工方法はいずれもスリップフォームペーパーによる機械施工であり、敷き均し、締りめ、平坦仕上げ作業を成型機で行い、表面仕上げ、ほうき目仕上げを施し、打設完了後には 7 日間の散水養生を行った。各舗装の境界面(図 2.1-11(a)中点線)について、N の打設後に、境界面となる側面にエラストイトを敷設し、BB+Ex, FA+Ex を打設した。また、打設後材齢 5 日で境界面にカッター目地を設け、瀝青材を注入している。なお、施工当日の気温は 8 日(N)で $15\sim 19^\circ\text{C}$ 、22 日(BB+Ex, FA+Ex)で $17\sim 20^\circ\text{C}$ であり、いずれも曇りであった。

試験項目は、1 台目のアジテータ車の現場到着時

(0 分)から 30, 60, 90, 120 分時点でのスランプ・空気量試験の経時変化、各アジテータ車の現場到着時のコンクリートのスランプ・空気量試験、ブリーディング試験、凝結時間試験とした。ただし、N については 60 分以降のスランプ・空気量の試験を行えなかったため結果は記していない。硬化後のコンクリートでは、圧縮強度試験、曲げ強度試験、凍結融解試験、塩分浸透促進試験、ラベリング試験とした。試験方法は前章と同様であり、各種試験用供試体はいずれも脱型後、試験施工箇所近傍にて 7 日間湿布養生を施し、その後は暴露養生とした。なお、硬化後のコンクリートを用いた各種試験については 1 台目のアジテータ車から採取したコンクリートを用いて実施している。

(2) 試験結果

図 2.1-11 に 1 台目のアジテータ車で搬出したコンクリートのスランプ、空気量の経時変化を示す。なお、いずれの配合の工区においても 1 台目のアジテータ車で運搬されたフレッシュコンクリートの打込みから平坦仕上げの作業が 30 分で終了しており、BB+Ex の空気量以外は所定の性状を満足する結果であった。BB+Ex の空気量に関しては、現場到着時の空気量が目標下限値付近であったため、工場出荷時の空気量を高めに設定することで、現場到着時に所定の空気量を確保し得るものと考えられる。

図 2.1-12 に本施工時における現場到着時のスランプおよび空気量の変動を示す。なお、現場の施工

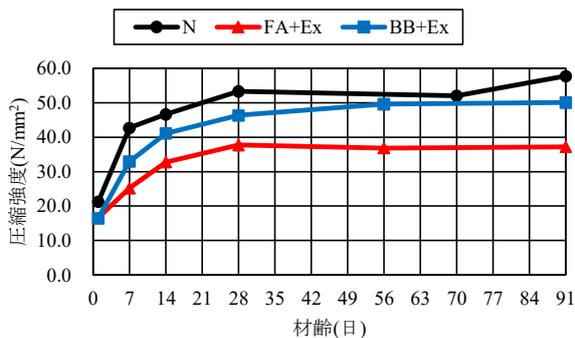


図 2.1-16 圧縮強度試験結果

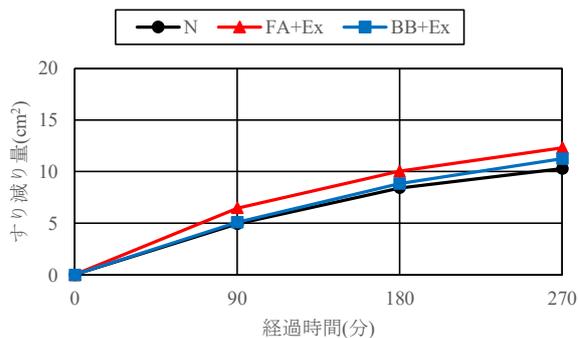


図 2.1-17 ラベリング試験結果

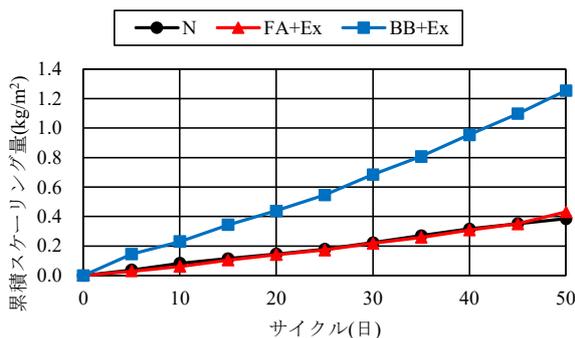


図 2.1-18 凍結融解試験結果

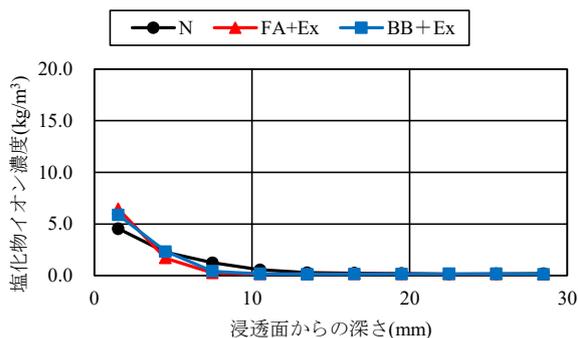


図 2.1-19 塩分浸透試験結果

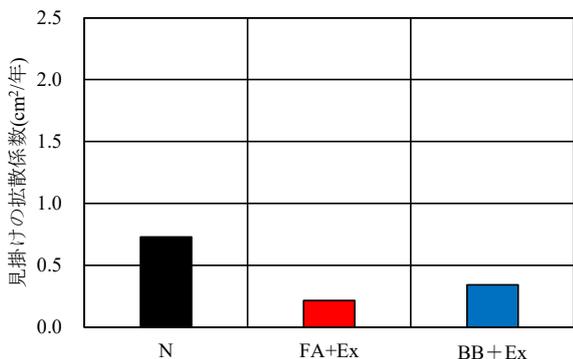


図 2.1-20 見掛けの拡散係数

の妨げとならないように、1台目と、4~5台目、8~10台目の3回でスランプ、空気量を計測している。その結果、各アジテータ車でのスランプおよび空気量はいずれも目標値内で推移する結果であった。

図 2.1-13、図 2.1-14 にフレッシュ性状としてブリーディング試験および凝結時間試験結果を示す。各配合のブリーディング率は N で 0.53%、FA+Ex で 0.15%、BB+Ex は 2.82%と BB+Ex、N、FA+Ex の順で低い結果であり、FA+Ex は前章での室内試験の結果よりも低い傾向であった。また、凝結時間試験では、凝結時間はいずれも同程度であったものの、始発時間は N で 240 分、FA+Ex で 200 分、BB+Ex は試験の不備により正確な時間は得られなかったが概ね 300 分程度であり、条件によって傾向が大きく異なる結果であった。なお、いずれの配合も施工性に問題なく、BB、FA を用いた配合いずれも既存の機

械施工で問題なく施工可能であることを確認した。

図 2.1-15 に曲げ強度試験結果を示す。図より、材齢 7 日時点において全条件で養生終了強度 3.5N/mm² を満足し、材齢 28 日では設計基準曲げ強度 4.4N/mm² を満足する結果であった。しかし、N、BB+Ex に対し、FA+Ex は曲げ強度が低い結果であった。圧縮強度(図 2.1-16)についても同様の傾向であり、本検討の範囲内においては FA+Ex で強度が低い傾向であった。なお、本試験で用いた供試体は、材齢 7 日までは施工現場近傍で湿布した状態での散水養生、以降は暴露養生としたために、FA の強度発現が十分に発揮されなかった可能性があるが、他の 2 条件と比較しても明らかに強度が低い結果である。このように、FA を混和した配合においても設計基準曲げ強度を満足することを確認したものの、前章での結果と同様に N よりも明らかに強度が低い結果であることから、以降の現場施工においては、事前に強度発現について十分に検証を行うこととした。

図 2.1-17 にラベリング試験結果を示す。なお、N は材齢 70 日、FA+Ex、BB+Ex は材齢 56 日で試験を行っている。図より、経過時間 270 分時点で比較すると、N に対し FA+Ex、BB+Ex はわずかにすり減り量が増加する結果であった。各条件で試験開始時に圧縮強度試験を実施しており、それぞれ N は 52.0N/mm²、FA+Ex は 36.8N/mm²、BB+Ex は 49.6N/mm² と N、BB+Ex、FA+Ex の順で圧縮強度が高く、FA+Ex、BB+Ex は N に対して強度が低いことですり減り量が増加したものと考えられる(例えば¹²⁾。

表 2.1-6 使用材料

材料種類及び記号		詳細
水	W	地下水
セメント	C	普通ポルトランドセメント(密度3.16g/cm ³)
フライアッシュ	FA	能代火力発電所II種灰(密度2.25g/cm ³ , 比表面積4010cm ² /g)
膨張材	Ex	石灰系(密度3.16g/cm ³)
細骨材	S ₁	秋田県能代市浅内山砂(表乾密度2.58g/cm ³ , 吸水率2.69%)
	S ₂	青森県西津軽郡深浦大字大間越砕砂(表乾密度2.58g/cm ³ , 吸水率2.24%)
粗骨材	G	青森県下北郡東通村砕石(表乾密度2.70g/cm ³ , 吸水率0.33%)
混和剤	AE減水剤	変性リグニンスルホン酸化合物
	AE剤	高アルキルカルボン酸系陰イオン界面活性剤と非イオン界面活性剤の複合体

表 2.1-7 コンクリートの配合
(a) 4月

ID	W/C (%)	W/B (%)	s/a (%)	単位量(kg/m ³)							混和剤(C×%)		C.T. (°C)
				W	B			S ₁	S ₂	G	AE減水剤	AE剤	
					C	FA	Ex						
FA20%-1	47.9	37.3	33.3	160	334	75	20	333	222	1162	1.0	0.008	17.0
FA20%-2											1.4	0.080	16.0

(b) 7月

ID	W/C (%)	W/B (%)	s/a (%)	単位量(kg/m ³)							混和剤(C×%)		C.T. (°C)
				W	B			S ₁	S ₂	G	AE減水剤	AE剤	
					C	FA	Ex						
FA15%-1	45.3	37.3	33.3	160	353	56	20	334	222	1170	1.3	0.052	26.0
FA15%-2												0.052	26.8

ただし、N に対し FA+Ex については明らかに強度が低いものの、すり減り量は同程度であり、一般に用いられるコンクリート舗装配合と同程度のすり減り抵抗性を有しているものと判断される。

図 2.1-18 に凍結融解試験結果を示す。図より、50 サイクル時点でのスケーリング量に着目すると、N と FA+Ex はいずれも約 0.4kg/m² と同程度であり、十分な凍結融解抵抗性を有する結果であった。一方、BB+Ex は明らかにスケーリングが卓越する結果であり、凍結融解抵抗性に劣る結果であった。これは、前述の通り BB+Ex の空気量は打設時で 3.0% と低く、またリニアトラバース法(ASTM C457)で計測した気泡間隔係数は N で 163μm、FA+Ex で 160μm、BB+Ex で 370μm と BB+Ex で明らかに大きい結果であったことが要因と考えられる。

これらの結果より、FA を混和した配合においては所定の空気量および気泡間隔係数を保持することで、塩分環境下においても十分な凍結融解抵抗性を確保し得るものと考えられる。なお、著者らの既往の研究より、BB と Ex を併用したコンクリートについて 6% 程度の空気量とすることで塩分環境下においても一定の凍結融解抵抗性を有することを報告しており³⁾、BB+Ex については、所定の空気量を確保することで凍結融解抵抗性が改善するものと考えられる。

図 2.1-19 に塩分浸透試験結果を示す。なお、前章と同様に図 2.1-20 には本試験より得られた値を基に算出した見掛けの拡散係数も示している。図より、N に対して FA+Ex、BB+Ex はわずかではあるものの深さ方向への塩化物イオンの浸透が抑制される結果であり、見掛けの拡散係数で比較しても、N に対して両者は低い結果である。

以上より、FA コンクリートおよび BB コンクリートいずれも従来の機械施工で十分に打設可能であり、所定の強度およびすり減り抵抗性を有すること、さらに FA コンクリートについては塩分環境下においても十分な耐久性を有することを明らかとした。なお、本舗装は 40m という短い延長でありひび割れが発生しにくい条件ではあるものの、材齢 1 年以上経過した現在においても舗装表面にひび割れは発生していない。

2.3 現場施工を想定した実機試験練りおよび施工確認試験

本節では、本施工にて利用が決定している生コンプラントにて実機試験練りを行い、フレッシュ性および強度発現性について確認するとともに、本施工が 8 月であることから夏期の施工を前提に施工性について評価した。また、実機試験練りにて選定した配合については、スリップフォームペーパーによる施工性を十分に確認する必要があると判断し、本施工と外気温が比較的近い時期に施工現場近傍にて実規模レベルでの施工確認試験を実施した。

(1) 利用する生コンプラントでの実機試験

表 2.1-6、表 2.1-7(a)に 2023 年 4 月に実装箇所近傍の生コンプラントで実施した実機試験練りに用いた材料およびコンクリートの配合を示す。表より、生コンプラントが設定している普通ポルトランドセメントを使用した舗装用配合を基準として、FA の置換率および置換方法は試験施工と同様にセメントの質量に対し外割 15%、内割 5%、計 20%の置換率と

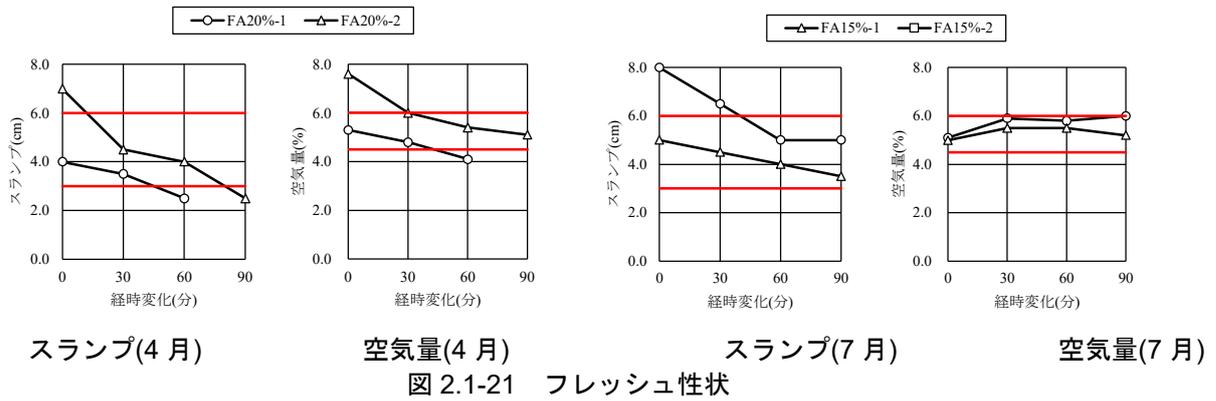


図 2.1-21 フレッシュ性状

表 2.1-8 コンクリートの配合

W/C (%)	W/B (%)	s/a (%)	単位量(kg/m ³)						混和剤(C×%)		C.T. (°C)	
			W	B			S ₁	S ₂	G	AE減水剤		AE剤
				C	FA	Ex						
45.3	37.3	33.3	160	353	56	20	334	222	1170	1.3	0.052~0.060	27~28

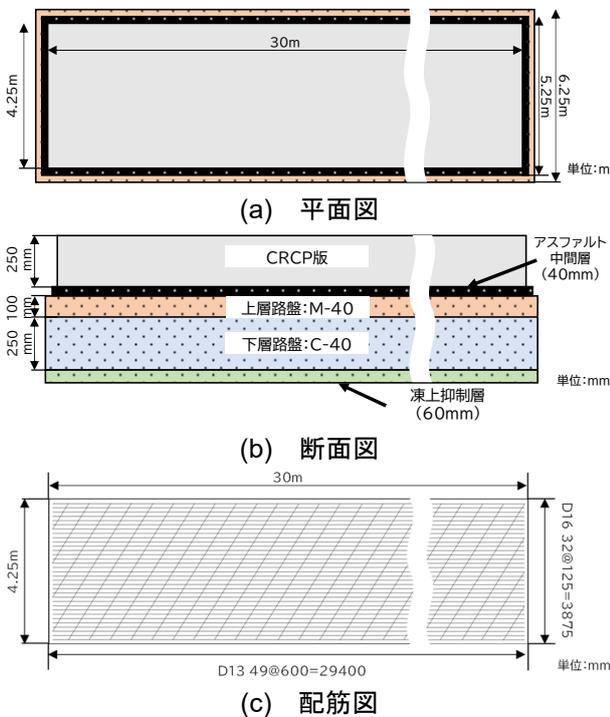


図 2.1-22 舗装構成

する方法を採用し、Ex を 20kg/m³ 混和している。また、粗骨材の最大寸法は 20mm とし、本施工が機械施工(スリップフォーム工法)であることを考慮して現場到着時(40~60 分を想定)の目標スランプを 4.0±2cm とし、目標空気量については凍結融解抵抗性の向上を目的として 5.0%±1.0%と狭い範囲で設定した。

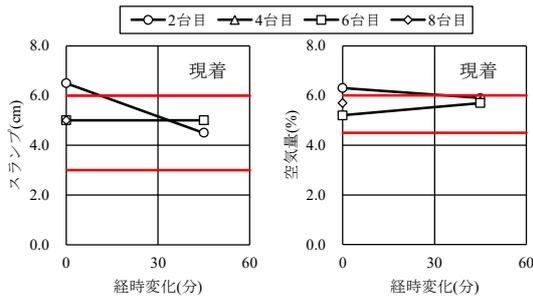
出荷プラントから現場までの到着時間が 40~60 分程度であることから出荷時のスランプ、空気量を目標範囲内とした配合(FA20%-1)に加え上げ越した配合(FA20%-2)の 2 水準について、スランプ、空気量の経時変化を 0, 30, 60, 90 分で確認した(図 2.1-21)。その結果、出荷から 60 分時点でスランプは 2~3cm 程度、空気量は 1.0~1.5%程度低下するという若干口

スが大き傾向であった。特にスランプは上げ越しを行った条件でも 90 分時点で目標範囲を大幅に下回っており、本配合では、現地にて待ち時間が長くなった場合には、所定のフレッシュ性状が得られないものと判断される。また、本施工は 8 月と夏期であることを考慮すると、フレッシュ性状の経時変化はさらに大きくなることが予想される。一方、強度は材齢 28 日で FA20%-1 は 5.16N/mm²、FA20%-2 で 4.96N/mm² といずれも、設計曲げ強度を満足する結果であったものの、前述の室内試験で得られた結果(45FA-OI 材齢 28 日で 6.50N/mm²)より明らかに強度が低い結果であった。本稿では、FA を混和したコンクリートが期待される強度発現を示さない課題の解明に至っていないが、前章の室内試験での結果を踏まえると過度に FA を置換すると十分な曲げ強度が得られない可能性が考えられる。

榊原ら⁷⁾は、FA を用いた場所打ち PC 床版の実装に際し FA を 20%置換した配合では、スランプ、空気量が経時変化に伴って大きく低下することを報告しており、施工性を考慮して実施工においては FA の置換率を 15%とした配合を採用している。

本施工箇所が著しく厳しい塩害環境下ではないことや、施工性と強度確保の観点では FA の置換率を小さくすることが安全側であると判断し、道路管理者との協議の結果、以降の試験練りでは FA の置換方法を外割 15%に変更することとした。

表 2.1-7(b)、図 2.1-21 に 2023 年 7 月に実施した実機試験練りについてコンクリートの配合およびスランプ、空気量の経時変化を示す。なお検討配合は 4 月と同様に出荷時のスランプ、空気量を目標範囲内とした配合(FA15%-1)に加え上げ越した配合(FA15%-2)の 2 水準である。図より、スランプ、空気量の上げ越しを行わずとも 60 分時点で目標範囲に収まる結果であり、FA の置換率を 15%とすることで大幅なロスが発生しない結果であった。そこで以降の試験施工について FA の置換率は 15%を採用するとともに、出荷時のスランプ、空気量の上げ越しは



スランプ 空気量
図 2.1-23 フレッシュ性状

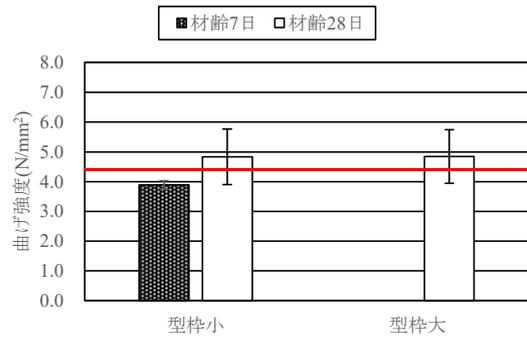


図 2.1-24 曲げ強度試験結果



図 2.1-25 本施工箇所



(a) コンクリートの打設 (b) 平坦仕上げ (c) 養生
写真 2.1-4 本施工状況

行わないこととした。

(2) 実物大舗装を用いた施工確認試験

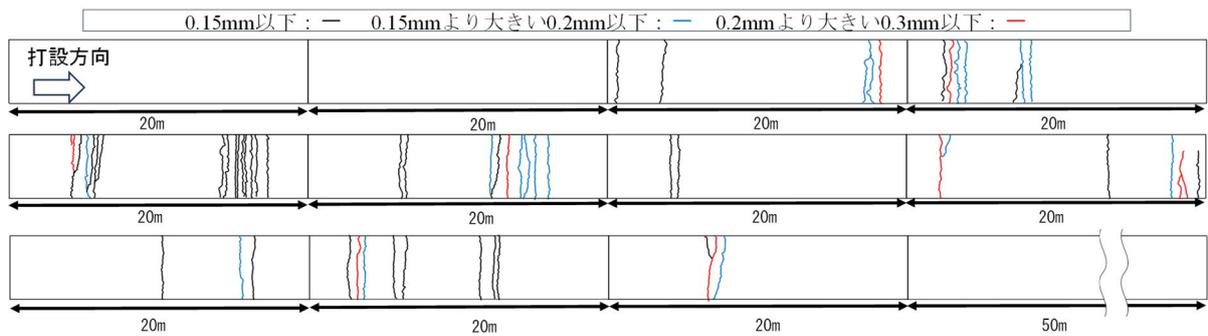
実機試験で決定した配合について施工性の検証を行うため、本施工現場近傍にて機械施工による実物大舗装の施工確認試験を実施した。表 2.1-8, 図 2.1-22 に試験施工の CRCP の配合, 舗装構成および, 配筋図を示す。CRCP 版は長さ 30m, 幅 4.25m, 厚さ 0.25m であり, CRCP 版下にはアスファルト中間層および上層路盤(M-40), 下層路盤(C-40), さらに寒冷地であるため凍上対策として凍上抑制層(C-40)を構築した。鉄筋の配筋については鉄筋比を前章での試験施工と同様となるよう設定し, 縦断方向に D16 の異形鉄筋を 125mm 間隔(鉄筋比: 0.64%), 横断方向(縦断方向鉄筋から斜め 60°)は D13 の異形鉄筋を 600mm 間隔(鉄筋比: 0.08%)で配置した。

図 2.1-23 に各アジテータ車の生コン出荷時から現場到着時のスランプ, 空気量結果を示す。なお, 当日の外気温は 27°C 程度と暑中コンクリートであり, アジテータ車の到着が概ね 40~60 分と想定通りに到着することを確認した。図より, スランプ・空気量いずれも大きなロスがなく現場到着時で目標範囲内を満たす結果であった。また, 当日の交通状況

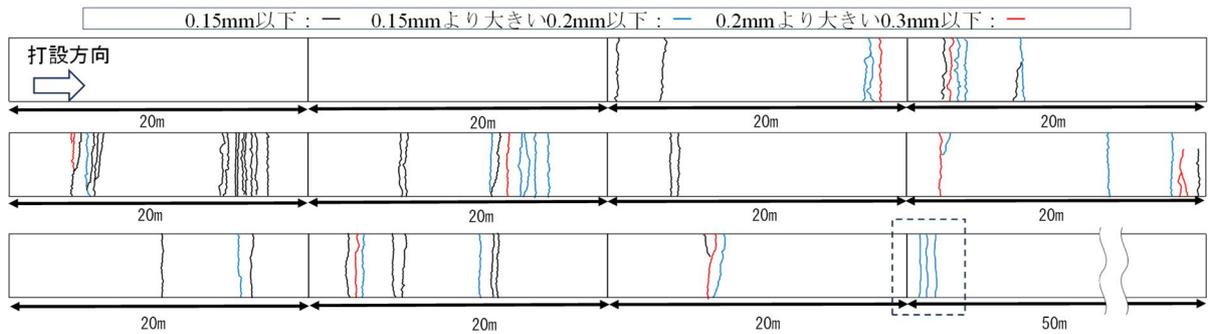
や試験的にプラント内でフレッシュ性状を確認していたため, 出荷から打込み完了までに 90 分程度経過した箇所があったものの, 施工自体に大きな問題はなく, 出荷から打込み, 仕上げ, ほうき目仕上げのいずれにおいても問題がないことを確認した。一方, 曲げ強度(図 2.1-24)については, プラントで作製した 150mm×150mm×530mm の型枠(以降, 型枠大)を使用していたが, 試験供試体の寸法の違いにより曲げ強度が変動することが考えられるため, 試験施工, 本施工では 100mm×100mm×400mm の型枠(以降, 型枠小)を使用した場合についても検討した。その結果, 材齢 28 日の両者の値は一致しており, 設計基準曲げ強度を満たす結果であった。また, 本施工は試験施工より 19 日後に実施することが決定していたため, 強度発現性は材齢 7 日時点で評価することとなったが, その時点で十分な強度が得られていることを確認したため, 配合修正等を行わず本施工を実施した。

2.4 実路施工

本施工は, 秋田県自動車専用道路内のニツ井今泉道路(図 2.1-25)で実施した。コンクリートの打設は, 2023 年 7 月 31 日~8 月 1 日の 2 日間で実施している。本節では, コンクリートの打設および強度発現



(a) 材齢 77, 78 日



(b) 材齢 253, 254 日

図 2.1-27 ひび割れ状況

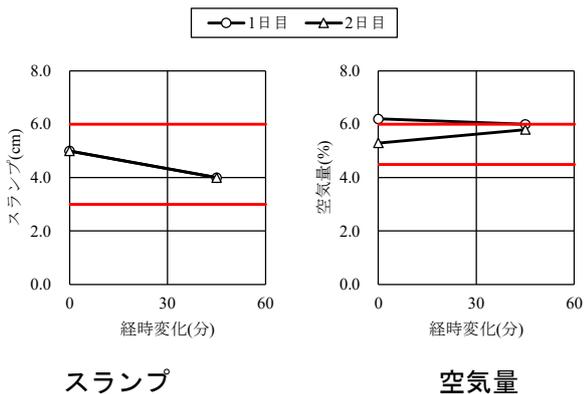


図 2.1-26 フレッシュ性状

性、舗装面のひび割れ状況について示す。

(1) コンクリート舗装の施工

写真 2.1-4 に本施工状況を示す。本施工は外気温が最大 38℃と極めて厳しい環境下での施工となった。なお、舗装構成およびコンクリートの配合は施工確認試験と同様であり、縦断方向は 270m、鉄筋の配筋間隔および鉄筋比は試験施工と同様である。施工は、1 日目 148m、2 日目 122m の計 2 日間で実施した。図 2.1-26 に生コン出荷時から現場到着時のスランプ、空気量結果を示す。コンクリート温度は 1 日目、2 日目いずれも出荷時、現場到着時で大きな変動なく 30℃程度と試験施工と同様であり、スランプのロスが 1cm 程度、空気量に関してはほぼロスなしと施工確認試験同様いずれも大きなロスがなく目標範囲内を満たす結果であった。

施工確認試験と同様に各アジテータ車はいずれも

現到着が概ね 40～50 分程度で現着しており、フレッシュ性状の確認を行ったアジテータ車以外はいずれも出荷から 60～70 分で打込みが完了している。施工自体も出荷から仕上げまで滞りなく完了しており、従来の機械施工に本提案配合の適用が十分に可能であることを示した。また、外気温 38℃とコンクリートの施工には極めて厳しい環境下であったものの、事前に実機試験練りによるフレッシュ性状の確認、および本施工直近の施工確認試験を実施し、強度発現性やフレッシュの品質変動などのリスクを事前に把握することで滞りなく施工可能であることを確認した。

(2) 硬化後の強度発現性およびひび割れ状況

硬化後の品質について図 2.1-27 に舗装表面のひび割れ状況を示す。2023 年 11 月 18 日(材齢 77, 78 日時点)時点では横断方向に概ね 10～20m 間隔で近接した複数のひび割れが発生しており、ひび割れ幅は最大で 0.3mm 程度であった。また、近接したひび割れはおおよそ 30cm 程度の間隔で分布している。西澤らは、アスファルト中間層を設けた場合の CRCP について、クラスタークラックと呼ばれる近接した複数のひび割れが発生する可能性が高くなることを報告している⁹⁾。これは、CRCP に対する As 中間層、路盤の拘束力の拘束力の違い、あるいは路盤の不均一性によって生じるものと考えられ、本検討においてもこのクラスタークラックが発生しているものと判断できるが、これらのひび割れはほとんどが 0.2mm 程度以下の微細なものであり構造的に問題となるほどではないと考えられる。

2024 年 4 月 9 日(材齢 253 日, 254 日)時点で再度

ひび割れ観察を実施したが、打設開始位置から 220m 付近でひび割れの発生が確認(図中点線枠内)されたものの、いずれも 0.2mm 程度である。また、他のひび割れの確認された箇所ではひび割れ幅の拡大は見られなかった。

以上の結果より、35°Cを超える厳しい環境での施工であったが、0.5mm 以上のひび割れは確認されていない。これは、著者らの既往の報告¹⁵⁾と同様に本施工においても膨張材の混和による収縮補償効果によってひび割れの拡幅を抑制したものと考えられる。このように FA と Ex を併用したコンクリートは施工性に問題がなく、ひび割れ抑制にも有効な手段である可能性が示された。また、曲げ強度(図 2.1-24)については、材齢 28 日時点では供試体寸法の違いによる強度の違いは見られず、1 日目、2 日目の両者の値は同程度かつ、いずれも設計曲げ強度を満たす結果であった。ただし、室内試験における 45FA-OI 材齢 28 の曲げ強度(6.50N/mm² 程度)と比較すると依然低い結果であり、室内試験で作製したコンクリートと実機で作製したコンクリートとで強度発現性が異なる点については検討の余地が残った。一方、材齢 91 日では、1 日目、2 日目いずれも 6.8N/mm² 程度と FA の混和による長期の強度増進が見込めることから、従来の舗装配合よりも長期にわたっての各種耐久性向上が期待され、今後はひび割れ発生状況や構造的健全性について追跡調査を行う予定である。

2.5 本章のまとめ

- 1) フライアッシュを置換したコンクリート舗装配合において、試験室レベル・実機レベルを問わず、混和剤の大幅な増減なく所定のフレッシュ性状が得られることを示し、一般的な舗装配合と同様の配合設計が可能であることを明らかにした。
- 2) フライアッシュを混和したコンクリート舗装は、一般的なコンクリート舗装と比して塩分環境下での耐久性が明らかに向上すること、若材齢の強度発現性を阻害することなく長期の強度増進効果が見込まれること、またこれらに伴い舗装表面におけるすり減り抵抗性が向上することを明らかとした。
- 3) 秋田県内における直轄国道において、フライアッシュと膨張材を併用した連続鉄筋コンクリートの現場施工を行う上で、実機試験練りによる配合選定および現場までの運搬時間を考慮したフレッシュ性状の確認、本施工と温度環境の近い条件での施工性および強度発現性の確認を実施するなど、入念にリスクマネジメントを施した結果、外気温 38°C という極めて厳しい条件下においても既存の機械施工で滞りなく施工可能であることを明らかにした。
- 4) 外気温 38°C という極めて厳しい環境において、フライアッシュを細骨材に置換した粉体量の大きい連続鉄筋コンクリート舗装を施工した結果、現在まで構造上問題となるひび割れは発

生しておらず、膨張材の混和によって過度なひび割れの拡幅を抑制し得ることが確認された。フライアッシュの混和によってコンクリート自体の耐久性を向上させ、さらに膨張材を併用することによってひび割れ制御を可能とした従来よりも耐久性の高いコンクリート舗装配合を開発し、本施工に向けて事前に実機レベルのフレッシュ性状、強度発現性、各種耐久性および施工性を十分に確認することで、高耐久な連続鉄筋コンクリート舗装を現場施工可能であることを明らかとした。

【参考文献】

- 1) 国土交通省東北地方整備局道路部：東北地方における RC 床版の耐久性確保の手引き(案)，2021.6
- 2) 日本道路協会：舗装調査・試験法便覧 第 3 分冊 第 3 章 試験編，2007. [Japan Road Association: *Hosochosa & siken-houhou-binran dai 3 bunsatsu dai 3 shou shiken-hen*, 2007.]
- 3) 子田康弘，佐久間正明，岩城一郎：塩分環境下におけるコンクリートの耐凍害性に及ぼす空気量およびフライアッシュの影響，セメント・コンクリート論文集，Vol. 68，pp. 411-418，2014. [Koda, Y., Sakuma, M. and Iwaki, I.: Influence of air content and fly ash on frost resistance of concrete exposed to chloride, *Cement Science and Concrete Technology*, Vol. 68，pp. 411-418，2014.]
- 4) コンクリート委員会・規程関連小委員会：土木学会規程「浸せきによるコンクリート中の塩化物イオンの見掛けの拡散係数試験方法(案) (JSCE-G 572-2003)」の制定，土木学会論文集，pp. 11-16，2003. [Sub-Committee on Test Methods and Specifications for Concrete, Committee on Concrete: JSCE Standards “Test method for apparent diffusion coefficient of chloride ion in concrete by submergence in salt water” *Journal of JSCE*, pp. 11-16，2003.]
- 5) 川村宇紀，子田康弘，岩城一郎：凍結防止剤散布下におけるフライアッシュを混和したコンクリートの ASR 抑制効果，土木学会東北支部技術研究発表会，V-36，2013. [Kawamura, U., Koda, Y. and Iwaki, I.: ASR suppression effect of concrete mixed with fly ash under application of anti-freeze, *JSCE Tohoku Branch Meeting*, V-36，2013.]
- 6) 小松純基，藤川奨，子田康弘，岩城一郎：凍結防止剤散布下におけるコンクリートの ASR 特性とその対策に関する検討，土木学会東北支部技術研究発表会，V-36，2014. [Komatsu, J., Fujikawa, S., Koda, Y. and Iwaki, I.: Study on ASR characteristics of concrete and its countermeasures in the environment sprayed with anti-freeze agent, *JSCE Tohoku Branch Meeting*, V-36，2014.]
- 7) 新村亮，桜井邦昭，高山昌大，石川健：ラベリング試験による耐摩耗性の評価と各種耐摩耗性改善対策の効果検証，コンクリート工学年次論文集，Vol. 33，No. 1，pp. 689-694，2011. [Nimura, R., Sakurai, K., Takayama, M. and Ishikawa, K.: Evaluation of wear resistance by labeling test and effective verification of various wear resistance

- improvement method, *Proceedings of the Japan Concrete Institute*, Vol. 33, No. 1, pp. 689-694, 2011.]
- 8) 榎原直樹, 富塚翔太, 吉田敦, 前島拓, 子田康弘, 岩城一郎: 早強ポルトランドセメントとフライアッシュを併用した道路橋場所打ち PC 床版の現場実装, *土木学会論文集 E2 (材料・コンクリート構造)*, Vol. 77, No. 2, pp. 65-77, 2021. [Sakakibara, N., Tomizuka, S., Yoshida, A., Maeshima, T., Koda, Y. and Iwaki, I.: Site implementation report of cast-in situ prestressed concrete road bridge deck using both early-high strength Portland cement and fly ash, *Transaction of the Japan Society of Civil Engineers E2 (Material / Concrete Structure)*, Vol. 77, No. 2, pp. 65-77, 2021.]
- 9) 西澤辰男, 風戸崇之, 本松資朗, 竹津ひとみ: 連続鉄筋コンクリート舗装の初期ひび割れ発生に及ぼす路盤拘束の影響. *土木学会論文集 E1*, Vol. 71, No. 2, pp. 36-46, 2015. [Nishizawa, T., Kazato, T., Motomatsu, S. and Taketsu, H.: Effect of base course restraint on early age transverse cracking in continuously reinforced concrete pavement, *Journal of JSCE E1*, Vol. 71, No. 2, pp. 36-46, 2015.]

第3章 各種混和材を用いた連続鉄筋コンクリート舗装の膨張収縮挙動に関する解析的検討

3.1 汎用性の高いモデルによる検討

(1) 実規模レベルの連続鉄筋コンクリート舗装版内の膨張収縮挙動に関する検討

本項では、日本大学工学部構内に施工した実物大CRCPの内部温度やひずみの推移を示すとともに、本舗装を対象としたモデルを作成し、計測したデータを入力値としたFEM解析を実施することで、実測データに基づいた膨張収縮挙動について解析的に評価した。

a) 試験施工概要

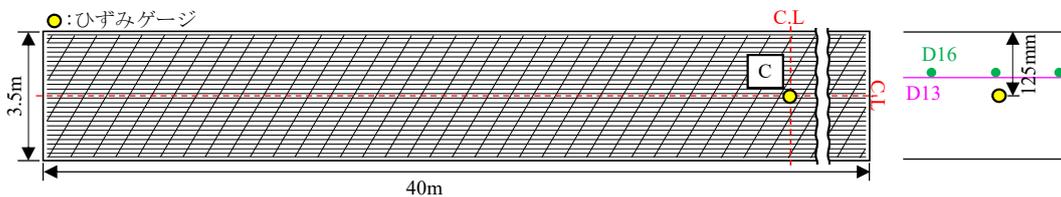
図3.1-1に舗装構成、図3.1-2にCRCP版の配筋図および各種ゲージ設置位置を示す。なお、本稿ではCRCP版の縦断方向をX、横断方向をY、鉛直方向をZと定義し、CRCP版のX方向には異形鉄筋D16をかぶり75mm、間隔125mmとなるように配置し、Y方向には、X方向鉄筋の下に異形鉄筋D13を斜め60°方向に600mm間隔で配筋した。図中に示すように、CRCP版の中心位置(長さ20m、幅1.75m、厚さ125mm位置)に熱電対付きのコンクリートのひずみゲージをX、Y、Z方向、鉄筋ひずみゲージをX方向に設置し、コンクリートの温度および膨張収縮、鉄筋ひずみの経時変化を計測した。なお、計測間隔は、打設から材齢7日までは15分、その後材齢91

日まで1時間とした。表3.1-1にコンクリートの配合を示す。

b) 各データの計測結果

図3.1-2にCRCP版内の温度推移を示す。なお、打設時におけるコンクリートの温度は、Nで19~22°C、FA+Exで20~23°C、BB+Exで19~22°Cであった。図より、いずれもコンクリート打設直後に温度上昇がみられ、コンクリートの最大温度はNで36°C、FA+Exで41°C、BB+Exで33°CとNに対してFA+Exは5°C高く、BB+Exは5°C低くなる結果であった。

図3.1-3にコンクリートひずみの推移を示す。図より、材齢7日時点までに着目すると、Nでは打設直後より全方向で収縮ひずみが生じる結果であるのに対し、Exを混和したFA+ExとBB+Exでは打設直後から膨張ひずみが生じる傾向であり、X方向で150μ程度、Y、Z方向で400μ程度とExの混和に伴う膨張ひずみの導入を確認した。X方向の膨張ひずみはY、Z方向と比較すると低い結果であるが、これは鉄筋の拘束の違いが影響していると考えられ、X方向の鉄筋比は0.64%であるのに対して、Y方向は0.04%と、鉄筋の拘束が大きいことでX方向の膨張ひずみが抑制されたものと判断される。材齢91日時点のひずみに着目すると、いずれの配合も材

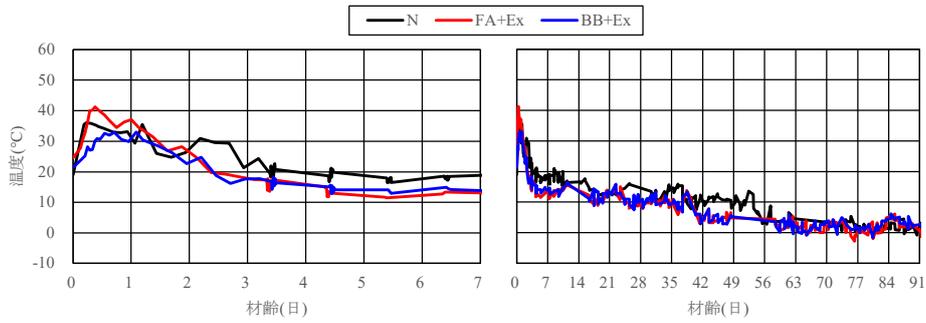


(a) 平面図 (b) 断面図

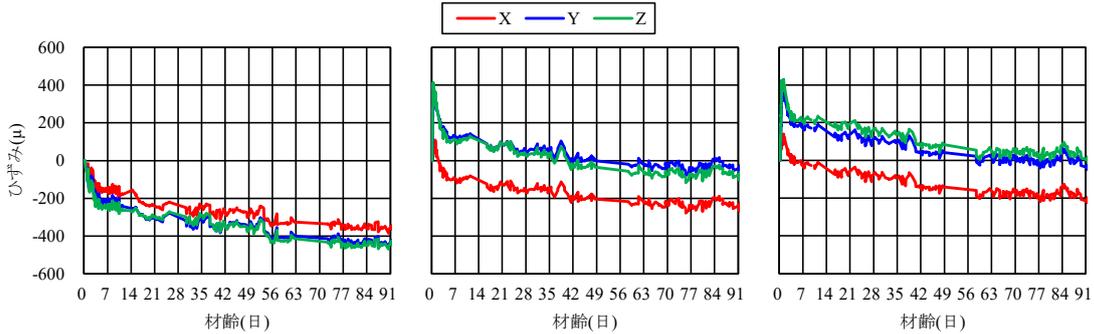
図-3.1-1 配筋図および各種ゲージ設置位置

表 3.1-1 コンクリートの配合

ID	W/C (%)	W/B (%)	s/a (%)	単位量(kg/m³)					混和剤(B×%)						
				W	B			S	G	AE 減水剤	AE剤				
					C	FA	Ex								
N	40.1	40.1	34.3	162	404	0	0	602	1193	1.05	0.0025				
FA+Ex	42.2	33.4			384	81	20					570	1129	1.00	0.0150
BB+Ex	40.1	38.2			404	0	20					592	1173	1.05	0.0250



(a) 材齢7日まで (b) 材齢91日まで
 図 3.1-2 コンクリート版内の温度推移



(a) N (b) FA+Ex (c) BB+Ex
 図 3.1-3 材齢91日までコンクリート版内のひずみ推移

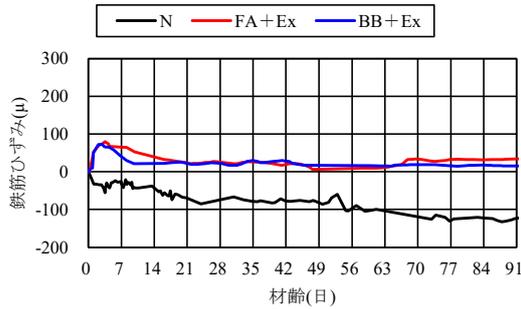


図 3.1-4 鉄筋ひずみの推移

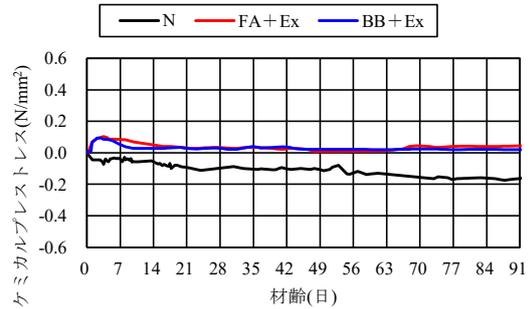


図 3.1-5 ケミカルプレストレスの推移

齢経過に伴い全方向で収縮する傾向であるが、Nでは $X=-344\mu$, $Y=-422\mu$, $Z=-430\mu$ と $-350\mu \sim -450\mu$ 程度の収縮ひずみが生じる結果であった。これに対して FA+Ex では $X=-235\mu$, $Y=-39\mu$, $Z=-73\mu$, BB+Ex では $X=-216\mu$, $Y=-37\mu$, $Z=-2\mu$ であり、Ex を混和した配合は収縮ひずみが生じているものの、X 方向では N と比して 100μ 程度、Y, Z 方向では N と比して 400μ 程度低減しており、FA や BB を用いた配合においても Ex を混和することで CRCP 版における収縮補償が得られることを明らかとした。なお、いずれの条件も打設から2年以上経過した現在まで CRCP 版表面でのひび割れは確認されていない。

図 3.1-4 に鉄筋ひずみ、図 3.1-5 にケミカルプレストレスの推移を示す。なお、膨張材の使用によってコンクリート構造物に導入されるケミカルプレストレスは、辻らの既往の研究¹³⁾を参考に、拘束鋼材比および鋼材に生じるひずみをもとに以下の式(1)

より算出した。

$$\sigma_{cp} = p \times E_s \times \varepsilon_{cp} \quad (1)$$

ここで、 σ_{cp} : 導入されるケミカルプレストレス (N/mm^2)、 p : 拘束鋼材比(本研究では 0.64%)、 E_s : 鋼材のヤング係数 ($2.0 \times 10^5 N/mm^2$)、 ε_{cp} : 鋼材に生じるひずみ (μ) である。鉄筋ひずみでは、N は打設直後から圧縮ひずみが生じているのに対して、FA+Ex と BB+Ex では打設直後から 70μ 程度の引張ひずみが生じた。材齢91日時点では、N では -124μ , FA+Ex では 34μ , BB+Ex では 15μ と、Ex を混和した配合では圧縮ひずみが生じていない。また、Ex を混和した配合ではいずれも最大 $0.1N/mm^2$ 程度のケミカルプレストレスが導入される結果であり、Ex の混和による収縮補償効果が確認された。

c) 解析モデルの構築

図 3.1-6 に解析モデルを示す。本検討では、温度

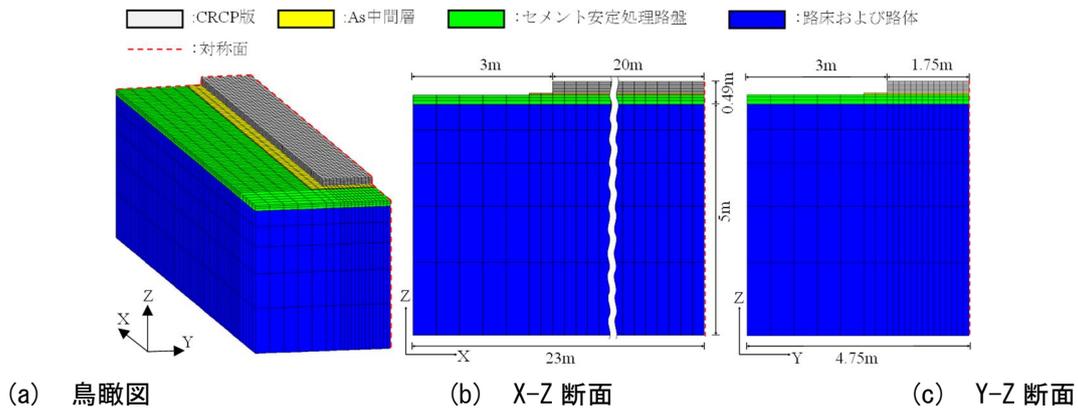


図 3.1-6 解析モデルの概要

表 3.1-2 コンクリートの物性

ID	N	FA + Ex	BB + Ex
熱伝導率(W/m°C)	2.1		
比熱(kj/kg°C)	0.9		
ポアソン比	0.2		
密度(kg/m ³)	2408	2342	2422
線膨張係数(μ/°C)	10	10	12
断熱温度上昇	Q=59.5°C t ₀ =0.05 γ=1.76 S=1	Q=60.4°C t ₀ =0.01 γ=2.76 S=1	Q=60.16°C t ₀ =0.05 γ=1.76 S=1
圧縮強度に関する係数	f _c =55.6N/mm ² S _f =0.37 a=2.92 b=0.89	f _c =56.7N/mm ² S _f =0.47 a=4.51 b=0.85	f _c =50.4N/mm ² S _f =0.42 a=4.69 b=0.87
総エネルギー一定則	-	U=90.4×10 ⁻⁶ N/mm ² t ₀ =0.25 α=0.69 β=0.58	U=92.6×10 ⁻⁶ N/mm ² t ₀ =0.30 α=0.61 β=0.42
細孔径分布試験	A ₇ =130 B ₇ =0.57 A ₉₁ =120 B ₉₁ =0.60	A ₇ =132 B ₇ =0.67 A ₉₁ =115 B ₉₁ =0.68	A ₇ =150 B ₇ =0.57 A ₉₁ =115 B ₉₁ =0.60

応力解析プログラム『JCMAC3-U』^{注1)}を使用し、路床および路体上に前述した舗装のモデルを再現した。なお、舗装の対称性を考慮して、解析領域は各工区の1/4とした。コンクリート、路盤、路床および路体はソリッド要素とし、鉄筋はトラス要素とした。なお、各要素は剛結合としている。モデルの拘束条件について、実際の舗装では路盤層とAs中間層あるいはCRCP版の界面には乳剤等を塗布していないため、CRCP版に対するAs中間層および路盤の拘束は大きくないものと判断される。そこで、路盤からの拘束を緩和するため、路盤および路床をCRCPより3m拡張し(図3.1-6)、路盤および路床の露出面およびCRCP版の側面を無拘束とした。なお、路床の底面およびモデルの対称面を単純支持としている。解析期間はコンクリート打設から材齢91日までとした。

図3.1-7に解析期間における気象データを示す。気温および湿度は施工箇所近傍に設置した温湿度ロガーの計測データを入力した。ここで、材齢7日まで舗装表面に散水養生を行ったため、材齢7日まで湿度を100%とした。

表3.1-2に入力値としたコンクリートの物性を示す。コンクリートの熱特性は西田らの既往の研究¹⁴⁾を参考とし、熱伝導率は2.1W/m°C、比熱は0.9kj/kg°Cとした。コンクリートの断熱温度上昇は以下の式¹⁵⁾に従って計算した。

$$Q(t) = Q \times (1 - \text{EXP}(-\gamma(t - t_0)^S)) \quad (2)$$

ここで、Q：終局断熱温度上昇量(°C)、γ：温度上

昇速度定数、t₀：発熱開始材齢(日)、S：温度上昇速度定数である。

本モデルでは、打設から材齢7日までの実測したコンクリート内部の温度履歴をもとにフィッティング解析を実施し、実測データと解析値が一致する係数を設定した。

コンクリートの強度特性について、実測の圧縮強度試験結果(図3.1-8)を基にコンクリート標準示方書に記載されている以下の式¹⁵⁾に従い近似曲線を算出し、その結果を入力値とした。

$$f_c(t) = f_c \times \frac{t - S_f}{a + b(t - S_f)} \quad (3)$$

$$E(t) = 6300 \times f_c(t)^{0.45} \quad (4)$$

$$I_{cr}(t) = f_{tk}(t) / \sigma(t) \quad (5)$$

$$f_{tk}(t) = 0.13 \times f_c(t)^{0.85} \quad (6)$$

ここで、f_c(t)：材齢tにおけるコンクリートの圧縮強度(N/mm²)、f_c：材齢28日コンクリートの圧縮強度(N/mm²)、a、b：係数、t：材齢(日)、S_f：硬化原点に対応する有効材齢(日)、E(t)：コンクリートの静弾性係数(N/mm²)、f_c(t)：コンクリートの圧縮強度(N/mm²)、I_{cr}(t)：ひび割れ指数、f_{tk}(t)：コンクリートの引張強度(N/mm²)である。

なお、FA+Exは実測値が低い結果であるが、これは材齢7日までは施工現場近傍での湿布養生、以降は暴露養生としたため、FAの強度発現が十分に発揮されなかった可能性があり、本解析においてはFAコンクリート本来の強度発現が発揮された際のひび割れリスクを評価するため、著者らの既往の研究で同程度の配合での強度試験結果³⁾を参考にFAの圧縮

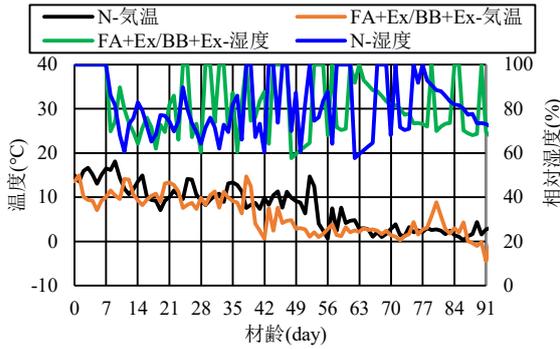


図 3.1-7 入力値とした気象データ

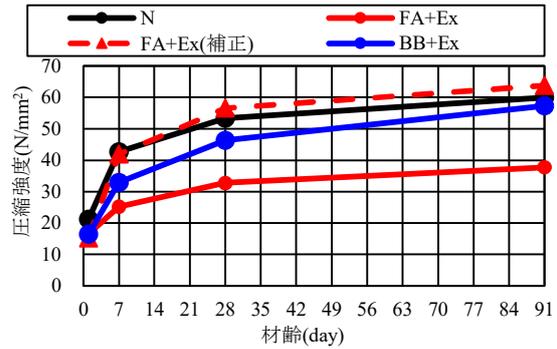


図 3.1-8 コンクリートの圧縮強度

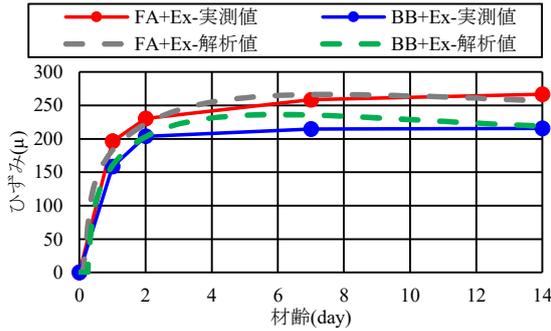


図 3.1-9 拘束膨張試験結果

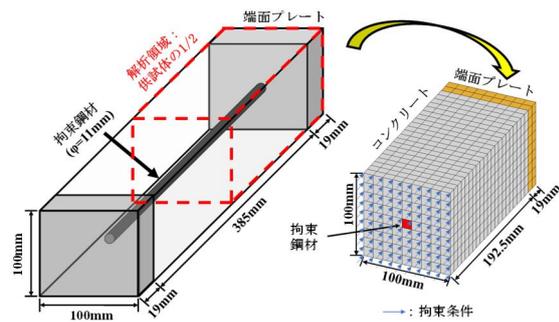


図 3.1-10 解析モデル(拘束膨張試験)

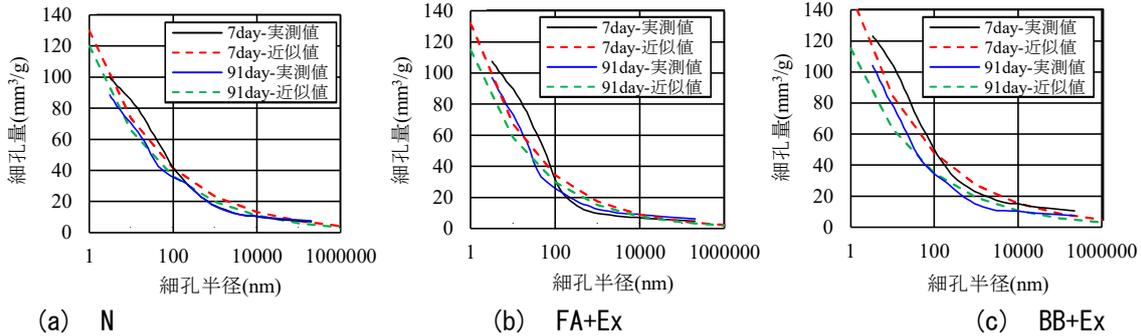


図 3.1-11 細孔分布試験結果

強度を補正している。

Ex の混和による影響を反映するために、本研究では石川ら¹⁶⁾の提案する総エネルギー一定則を用いた解析手法を用いた。総エネルギーは以下の式^{註1)}で算出される。

$$U(t) = U \times \text{EXP}(-\alpha(t_e - t_{e0})^\beta) \quad (7)$$

ここで、 U ：総エネルギー($\times 10^{-6} \text{N/mm}^2$)、 α 、 β ：係数、 t_e ：有効材齢(日)、 t_{e0} ：膨張開始時点の有効材齢(日)である。

本手法は、膨張材を使用した場合コンクリートとコンクリートに埋設された拘束鋼材のそれぞれがなした仕事量の総和を求め、この値から鉄筋の拘束を受けた膨張ひずみを算出するものであり、実際の鉄筋の拘束を受けたコンクリートの膨張ひずみを反映可能である。この解析手法に従い、JISA 6202 による拘束膨張試験を実施し(図 3.1-9)、JCMAC3-U により拘束膨張試験の FEM モデル(図 3.1-10)を構築したうえでフィッティング解析を実施し、実測データと解

析値(図 3.1-10 中点線)が一致する係数を設定した。また、乾燥収縮により生じるひずみを精密に反映するため、細孔分布試験¹⁷⁾の結果を基に下記の式(8)および式(9)に従い近似曲線(図 3.1-11)を算出し、算出した結果を入力値とした。

$$V_7(r) = A_7 \times \text{EXP}(-B_7 \times \log(r)) \quad (8)$$

$$V_{91}(r) = A_{91} \times \text{EXP}(-B_{91} \times \log(r)) \quad (9)$$

ここで、 V_7 ：材齢 7 日における細孔半径ごとの細孔容積(mm^3/g)、 A_7 、 B_7 ：材齢 7 日の細孔径分布を近似するパラメータ、 r ：細孔半径(nm)、 V_{91} ：材齢 91 日における細孔半径ごとの細孔容積(mm^3)、 A_{91} 、 B_{91} ：材齢 91 日の細孔径分布を近似するパラメータである。

表 3.1-3 に各層の材料物性を示す。As 中間層の熱特性は椎名らの既往の研究¹⁸⁾を参考とし、熱伝導率は $1.5 \text{W/m}^\circ\text{C}$ 、比熱は $0.9 \text{kJ/kg}^\circ\text{C}$ とした。セメント安定処理路盤、路床および路体の熱特性は既往の文献¹⁹⁾を参考とした。また、As 中間層の弾性係数は竹津ら²⁰⁾の既往の研究を参考とし、敷設時の気温条件(20°C 程度)に合わせて 1000MPa とした。セメント安

表 3.1-3 CRCP 版下の物性

ID	As中間層	セメント安定処理路盤	路床および路体
熱伝導率(W/m ² C)	1.5	1.7	1.0
比熱(kj/kg ² C)	0.9	1.2	2.6
密度(kg/m ³)	2358	2400	1800
弾性係数(MPa)	1000	1000	120
線膨張係数(μ/C)	30	0.2	0.35
ポアソン比		0.35	

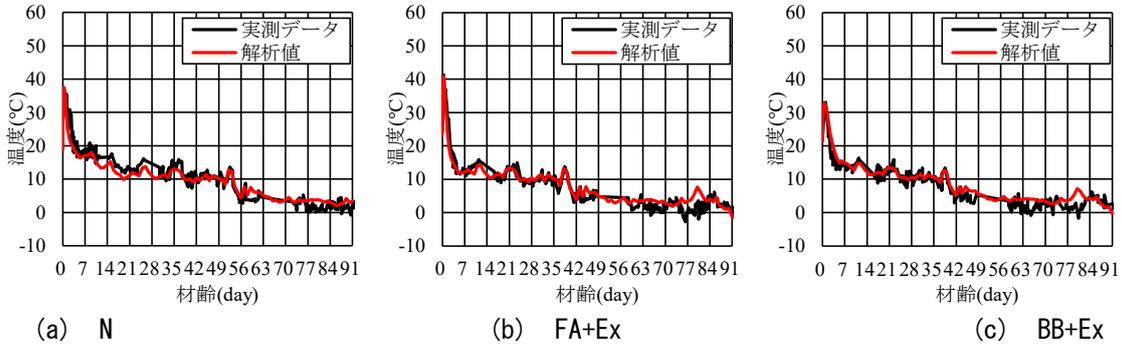


図 3.1-12 温度解析結果

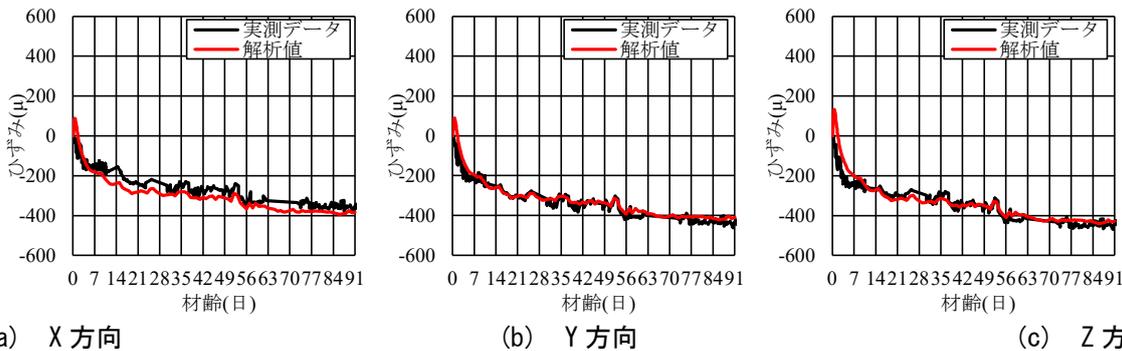


図 3.1-13 コンクリートひずみの解析結果(N)

定処理路盤の弾性係数を既往の文献²¹⁾により1000MPaとした。また、施工箇所近傍のボーリング資料から地盤5mまでのN値の平均を算出し、以下の式により路床および路体の弾性係数²²⁾を求めた。

$$E = 70 + 5N \quad (10)$$

ここで、 E ：路床および路体の弾性係数(MPa)、 N ：地盤5mまでのN値の平均(N/mm²)(本章では10N/mm²)。

解析上の熱伝達境界はCRCP版の打設面(上面)とした。表面の熱伝達率では養生期間(材齢7日まで)において前述したフィッティング解析により20W/m²C、その後式(11)に従って計算した²³⁾。

$$h = 6.0 + 3.7v \quad (11)$$

ここで、 h ：熱伝達率(W/m²C)、 v ：風速(m/s)(本章では2.6m/s)。

図3.1-12にコンクリート温度の解析結果を示す。図より、解析結果はいずれも実測の結果と概ね整合しており、解析期間を通して実測データと解析値の温度差は最大で5°C程度と解析結果は実測値を精度よく再現しているものと判断できる。

図3.1-12~15にコンクリートひずみの解析結果を、

図3.1-16に鉄筋ひずみの解析結果を示す。図より、いずれの条件もコンクリートのひずみおよび鉄筋のひずみは概ね実測値に整合する結果である。ただし、Nのコンクリートひずみにおいてコンクリート打設直後では解析値は実測結果より若干大きく、FA+ExのコンクリートのひずみではX、Z方向の解析値は実測データよりもやや大きくなる傾向でありわずかに乖離が生じた。実際のCRCP版のひずみ挙動は打設後、舗装上面および下面の温度差および乾燥収縮によるそり変形²⁴⁾の影響を受けている可能性が考えられ、特にコンクリート打設直後の水和反応が進行している段階ではそり変形による影響が大きいと考えられる。一方、解析モデルではCRCP版およびAs中間層は剛結合としており、そり変形のようなCRCP版と路盤の接着を完全に再現できないために実測値と解析値に乖離が生じたものと推察されるが、その差は最大でも40μ程度と本解析モデルは十分にコンクリートの膨張収縮挙動を再現しているものと判断される。

このように、本解析モデルはFAあるいはBBとExを併用した実規模CRCPの温度およびひずみ挙

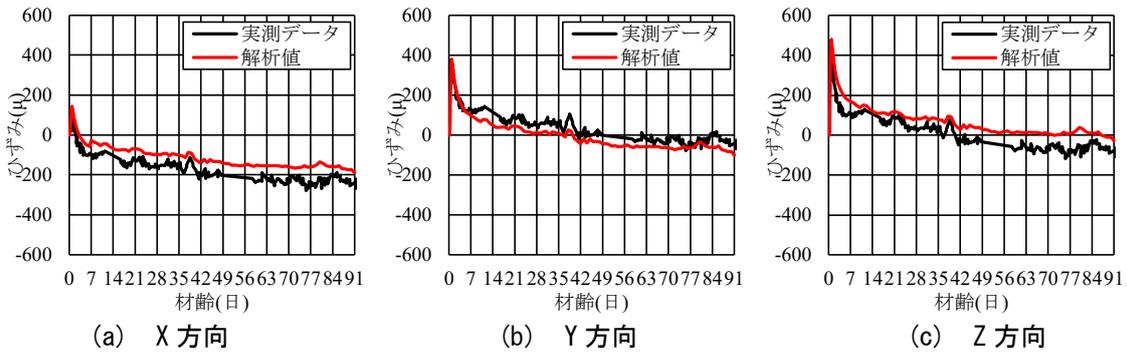


図 3.1-14 コンクリートひずみの解析結果 (FA+Ex)

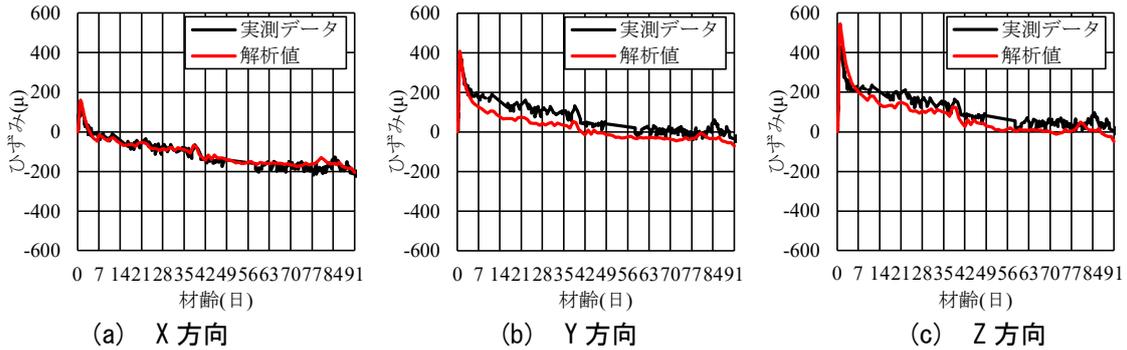


図 3.1-15 コンクリートひずみの解析結果 (BB+Ex)

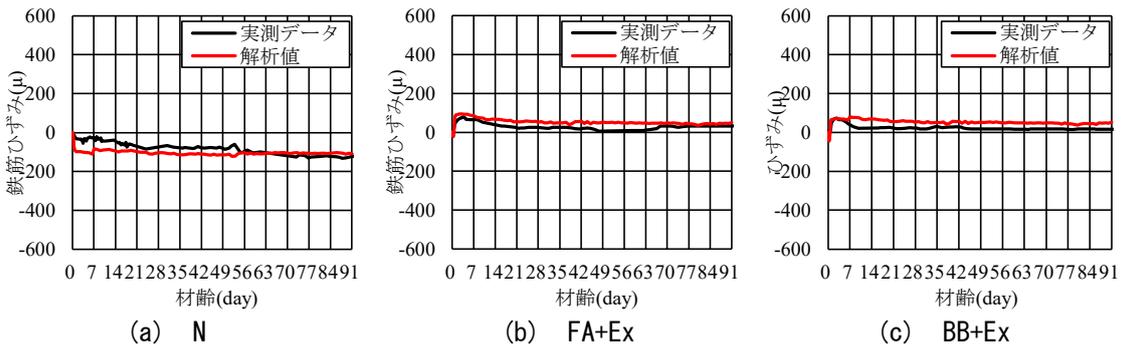


図 3.1-16 鉄筋ひずみの解析結果

動を一定の精度で再現可能であることを示した。

(2) 秋田県の国道に実装したフライアッシュと膨張材を併用した連続鉄筋コンクリート舗装のひび割れ抑制効果に関する検討

本項では、作成したモデルの汎用性について検証するために、前項と同様のプロセスで秋田県内の直轄国道にて施工を行ったFAとExを併用したCRCP³⁾の再現モデルを構築し、実際の舗装から取得した温度や膨張収縮データおよびひび割れ発生状況との比較を行った。

a) 本施工の概要

図 3.1-17 に本施工の概要および各種ゲージの設置位置、表 3.1-4 にコンクリートの配合を示す。なお、前章の通り FA の置換率は施工性と強度確保の観点から 15%に変更している³⁾。コンクリートの打設は、2023 年 7 月 31 日～8 月 1 日の 2 日間で実施しており、1 日目(7 月 31 日)では 148m、2 日目(8 月 1 日)は 132m で施工を行った。2 日目の端部には施

工継ぎ目として横膨張目地部および 10m の鉄筋で補強したコンクリート版²⁾を設けた。各種ゲージは 2 日目に施工した工区を中心位置(2 日目の施工開始位置から長さ 61000mm、幅 2125mm、厚さ 125mm 位置)に熱電対付きのコンクリートのひずみゲージを X, Y, Z 方向、鉄筋ひずみゲージを X 方向に設置し、材齢 7 日まで 15 分、その後材齢 91 日まで 1 時間間隔でコンクリートの温度およびひずみ推移、鉄筋ひずみの推移を計測した。なお、打設時の外気温は 33～38℃程度、コンクリートの打設温度は 30～32℃程度であった。

c) FEM モデルの概要

図 3.1-18 に解析モデルを示す。解析モデルは前章のモデルをベースに拘束条件等は同様とし、舗装構造および寸法を修正した。解析領域は 2 日目に施工した工区の 1/2(図 3.1-17)とした。表 3.1-5 にコンクリートの物性、図 3.1-19 に解析期間における気象データを示す。ここで、入力したコンクリートの物性は前章と同様の算出方法とした。ただし、コンクリ

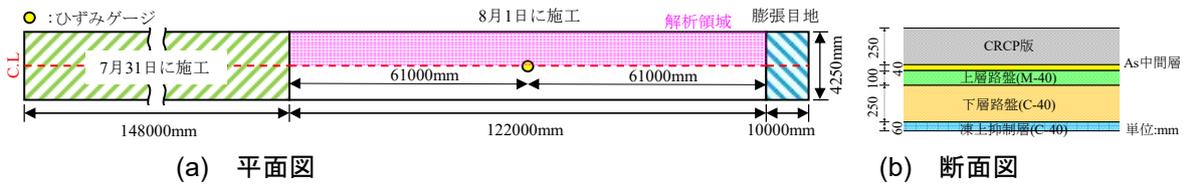


図 3.1-17 本施工の概要および計測ゲージの位置

表 3.1-4 コンクリートの配合

W/C(%)	W/B(%)	s/a(%)	単位量(kg/m ³)							混和剤(C+Ex×%)	
			W	C	FA	Ex	S ₁	S ₂	G	AE減水剤	助剤
45.3	37.3	33.3	160	353	56	20	334	222	1170	1.3~1.4	0.064~0.072

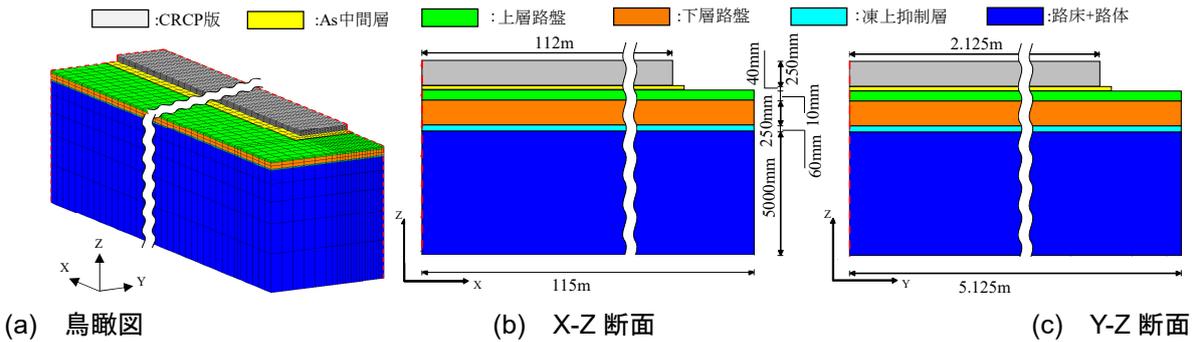


図 3.1-18 本施工の解析モデル

表 3.1-5 コンクリートの物性

熱伝導率(W/m°C)	2.1			
比熱(kj/kg°C)	0.9			
ポアソン比	0.2			
密度(kg/m ³)	2355			
線膨張係数(μ/C)	10			
断熱温度上昇	Q=55.5°C	t _{e0} =0.01	γ=1.99	S=1
圧縮強度に関する係数	f _c =35.7N/mm ²	S _f =0.47	a=4.5	b=0.85
総エネルギー一定則	U=120.0×10 ⁶ N/mm ²	t _{e0} =0.25	α=0.65	β=0.95
細孔径分布試験	A ₇ =130	B ₇ =0.68	A ₉₁ =120	B ₉₁ =0.65

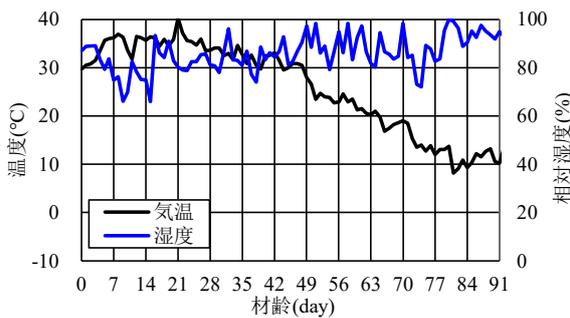


図 3.1-19 気象データ

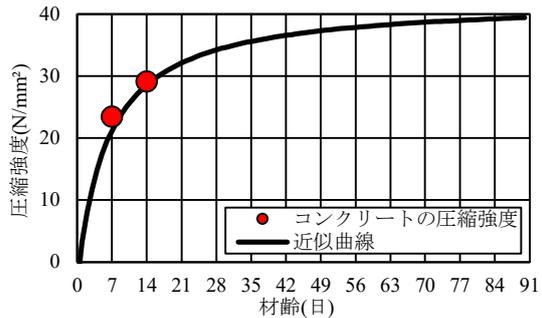


図 3.1-20 コンクリートの圧縮強度

ートの強度は本施工で使用したコンクリート圧縮強度(図 3.1-20)を元に、式(3)により図中の近似曲線を算出し、その結果を入力した。また、コンクリートの総エネルギー一定則を用いた解析手法について、本施工のコンクリートの打設温度および養生温度は30°C程度と前章の試験施工と環境条件が大きく異なるため、30°C環境下で再度一軸拘束試験(図 3.1-21)および細孔径分布試験(図 3.1-22)を実施し、得られたデータを基に各係数を設定している。表 3.1-6 に CRCP 版下の物性を示す。各層の熱特性は前頁と同

様に既往の研究¹⁸⁾および文献^{19),20)}を参考とした。また、路盤の弾性係数は路盤材の CBR 試験結果により、以下の式²¹⁾によって計算した。

$$E_g = 10 \times CBR \quad (12)$$

ここで、 E_g : 路盤の弾性係数(MPa), CBR: CBR 試験結果(%)である。

また、路床および路体の弾性係数は施工箇所近傍のボーリング資料から地盤 5m までの N 値の平均(45.6N/mm²)および式(10)により計算した。

前述のとおり、舗装版端部については横膨張目地

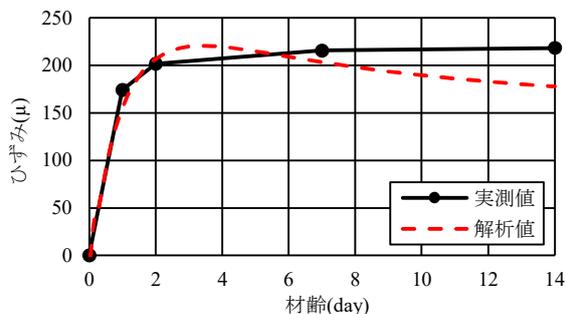


図 3.1-21 拘束膨張試験結果(30°C)

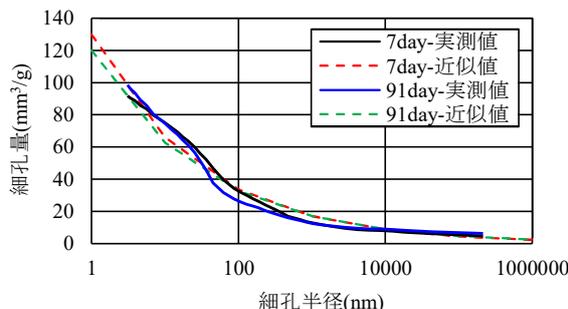


図 3.1-22 細孔分布試験の結果(30°C)

表 3.1-6 CRCP 版下の物性

ID	As中間層	上層路盤	下層路盤/凍結抑制層	路床および路体
熱伝導率(W/m°C)	1.5	1.7	1.7	1.0
比熱(kj/kg°C)	0.9	2.6	2.6	2.6
密度(kg/m³)	2358	2720	2710	1800
弾性係数(MPa)	1000	872	766	298
線膨張係数(μ/°C)	30		10	
ポアソン比			0.35	

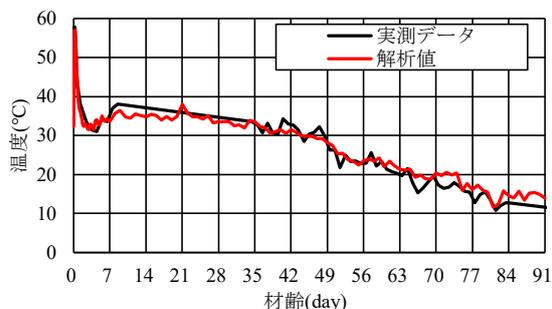


図 3.1-23 コンクリートの温度解析結果

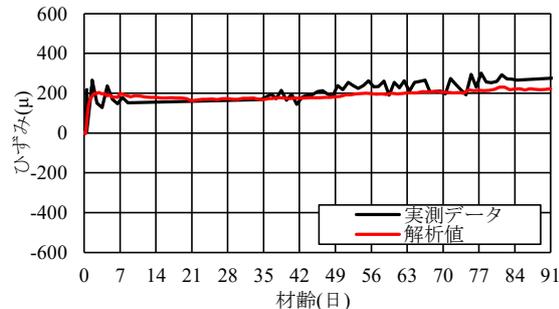


図 3.1-24 鉄筋のひずみ解析結果

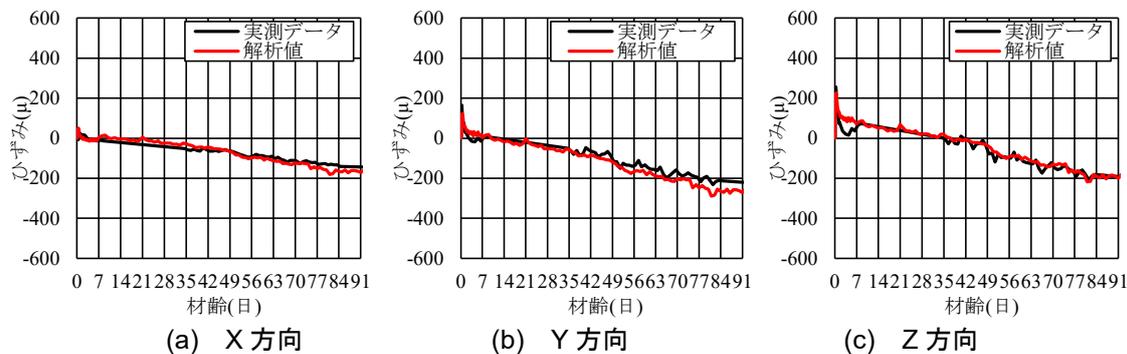


図 3.1-25 コンクリートのひずみ解析結果

を設けたため、舗装版端部を拘束しない構造である²¹⁾。そのため、本モデルではモデルの舗装版端部は拘束なしとしている。

d) 実測データおよび解析結果

図 3.1-23 に温度解析の結果を示す。図より、打設直後から材齢 1 日程度におけるコンクリートの最大温度は、実測値で 57.8°C、解析値で 57.1°C と概ね整合する結果が得られている。また、材齢 91 日までのコンクリート温度の推移をみると、実測値に対して解析値の乖離は最大で 4°C であり、解析期間を通じて十分に実舗装の温度履歴を再現しているものと考え

えられる。図 3.1-25 にコンクリートひずみの解析結果を示す。図より、実測値に着目すると、打設直後に全方向で膨張ひずみが生じており、前章の実規模 CRCP と同様に Ex の混和に伴う膨張ひずみの導入を確認した。解析値はいずれも実測値に概ね追従する結果であり、実舗装においても本モデルを用いることでコンクリートの温度および膨張収縮挙動を再現し得ることを確認した。Y、Z 方向では前章同様、CRCP 版のそり変形による影響と考えられる実測値との乖離が見られ、Y 方向では材齢 70 日以降に、Z 方向では初期材齢において解析値が実測値よりやや

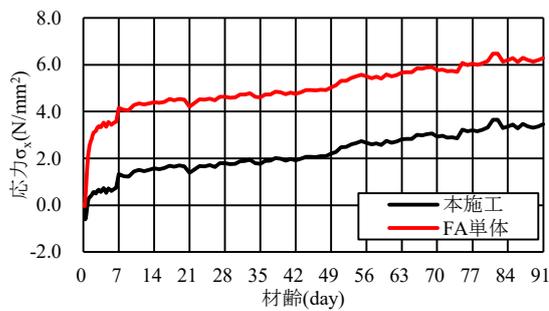


図 3.1-26 データ計測位置の応力の推移

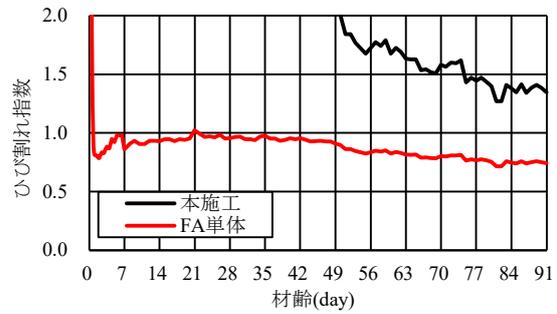


図 3.1-27 ひび割れ指数の推移

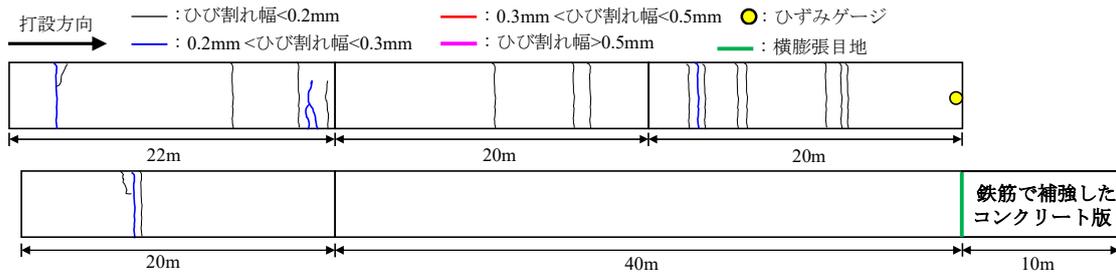


図 3.1-28 実舗装のひび割れ発生状況

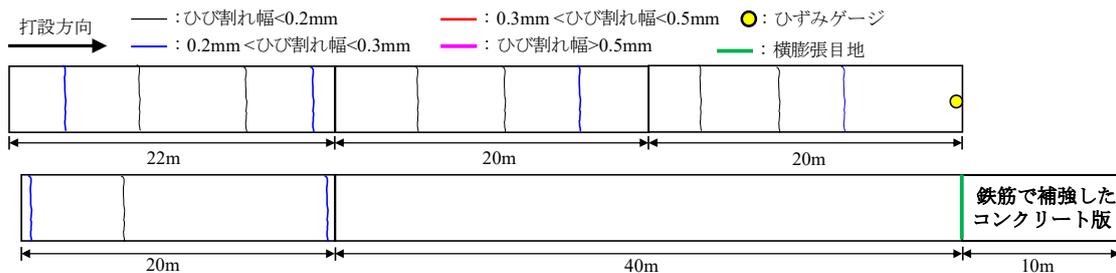


図 3.1-29 ひび割れ幅解析結果(本施工)

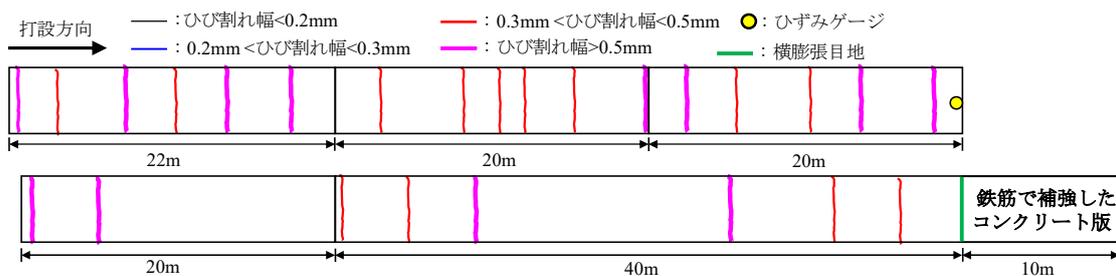


図 3.1-30 ひび割れ幅解析結果(FA 単体)

収縮側に移行する傾向を示した。また、鉄筋ひずみの解析結果(図 3.1-24)についても、材齢 91 日において解析値は実測値よりやや少ない傾向が示されている。これらの乖離は最大で 50μ 程度と大きくないものと判断できるが、そり変形を考慮した本モデルの改良については今後の課題とする。

図 3.1-26 に解析期間を通したデータ計測位置の引張応力の推移を示す。なお、Ex の混和による収縮補償効果を評価するため、解析上において Ex を混和しない条件(以下、FA 単体)についても併せて検討した。図より、本施工では打設直後に応力の低減が

見られ、材齢 91 日に応力が 3.5N/mm^2 程度まで増長したことに対して、FA 単体ではコンクリートを打設した直後から応力が急増し、材齢 91 日に 6.3N/mm^2 となり、本施工では Ex を用いることにより顕著な応力の低減効果が認められた。図 3.1-27 にひび割れ指数の推移を示す。CRCP は構造上ひび割れを誘発する構造であるが、本検討では Ex の混和に伴うひび割れリスク低減効果について評価するため、コンクリート標準示方書(設計編)¹⁵⁾に記載されているひび割れ指数 1.0(ひび割れの発生を許容するが、ひび割れ幅が過大とならない)あるいはひび割れ指数

1.4(ひび割れの発生をできる限り制限したい)を基準として評価した。図より、FA 単体ではコンクリートを打設した直後にひび割れ指数が 1.0 以下に急激に低下し、材齢 91 日時点で 0.7 程度とひび割れの発生を制御できていないのに対して、本施工では 1.0 以上を維持し、材齢 91 日時点で 1.3 程度と 1.4 に近い値で推移しており、Ex の混和がひび割れリスクの低減に寄与することを確認した。

以上より、本モデルは実舗装においてもコンクリートの温度やひずみ、および鉄筋ひずみを十分に再現し得ることを示し、本モデルを用いることで CRCP 版内における膨張収縮挙動を評価可能であることを明らかとした。そこで本モデルを用いてひび割れ幅解析を実施し、得られた結果から実施工箇所

e) ひび割れ幅解析

コンクリート構造物のひび割れ指数を求める際にはひび割れの影響を考慮しない線形弾性解析法が一般的である。一方、ひび割れを考慮する場合には「ひび割れ幅解析(非線形解析)」^{註2)}が挙げられる。ひび割れ幅解析では、要素内に平均的にひび割れが生じると仮定した分散ひび割れモデル^{註3)}をベースとし、コンクリート要素の応力が引張強度を超えた時点でその分の応力を開放し、開放エネルギーに相当するひずみをそのコンクリート要素に与えることによってひび割れ幅を計算する^{註2)}。本節では、本施工した CRCP 版に発生したひび割れ状況について示すとともに、作成したモデルを用いてひび割れ幅解析を実施し、実舗装上に発生しているひび割れ状況との整合性について評価した。

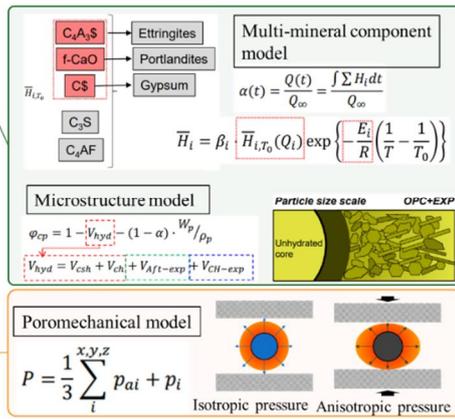
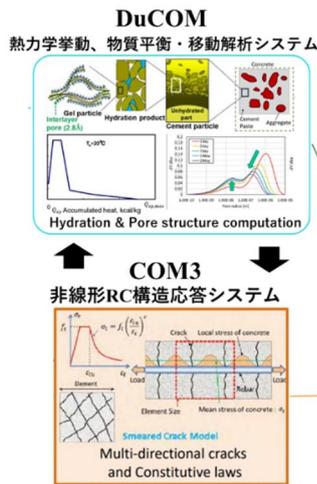
図 3.1-28 に解析領域となった工区内の CRCP 版表面のひび割れ発生状況を示す。図より、材齢 78 日に 0.1mm~0.3mm のひび割れが確認されたが、0.5mm 以上の過大なひび割れは確認されていない。本施工では外気温 35°C 以上という極めて厳しい環境で CRCP を打設したが、Ex を混和することでコンクリート版に発生する引張応力を低減し、過度なひび割れの拡幅を抑制したものと考えられる。なお、膨張目地を設けた舗装版端部側 50m 程度の範囲内ではひび割れが確認されなかった。これは、膨張目地を設けたことにより CRCP 版端部の拘束応力が緩和されたためと考えられる²⁾。

図 3.1-29 に本施工のひび割れ幅解析結果を示す。図より、実際の舗装面のひび割れ状況と比較すると 0.1mm~0.3mm 程度のひび割れが CRCP 版表面に発生する実舗装と同様の傾向であり、解析領域となった工区内(計 122m)におけるひび割れ幅の合計は実舗装で 2.4mm、解析結果で 2.2mm と概ね整合している。なお、実舗装においては、近接したひび割れ(クラスタークラック)⁵⁾や Y 型クラックが発生していたが、本解析結果ではその現象を十分に再現できていない。本検討において、実舗装でひずみを計測した箇所ではひび割れの発生がなく、ひび割れの発生に伴う膨張収縮挙動の再現ができていないため、クラスタークラックの再現等については今後の検討課題とした

い。

図 3.1-30 に Ex の混和によるひび割れ抑制効果について評価するため、FA 単体を対象としたひび割れ幅解析の結果を示す。その結果、0.5mm 以上のひび割れが多数生じる結果であり、膨張材の混和による収縮補償が過度なひび割れ幅の拡幅を抑制するうえで重要であるものと判断される。

このように、本モデルを用いることで FA や Ex を混和した条件においても CRCP 版表面に生じるひび割れを一定の精度で評価可能であることが確認され、各種混和材を用いた高耐久な CRCP の構造設計において、設計条件からひび割れの発生間隔やひび割れ幅を事前に予測し得る重要なツールとなることが期待される。



温度
湿度
圧縮強度

ひずみ
応力

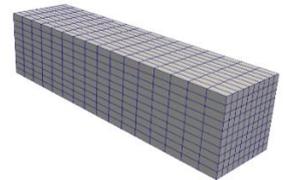
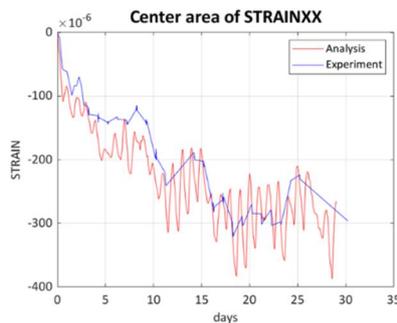
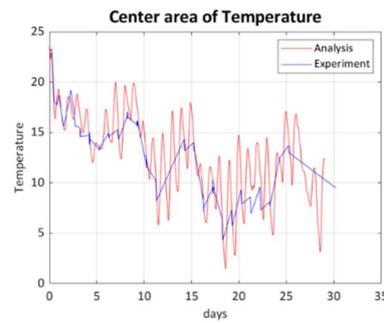


図 3.2-1 材料-構造応答連成解析システム DuCOM-COM3 の全体像

図 3.2-2 角柱試験体の解析メッシュ

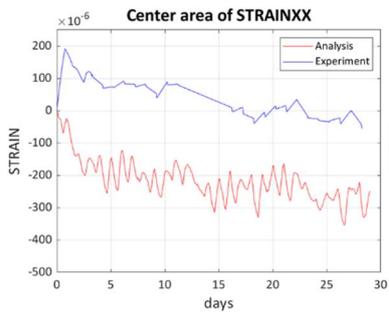


(i) 角柱試験体中心部のひずみ推移

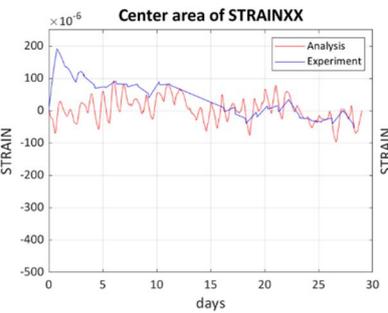


(ii) 角柱試験体中心部の温度推移(°C)

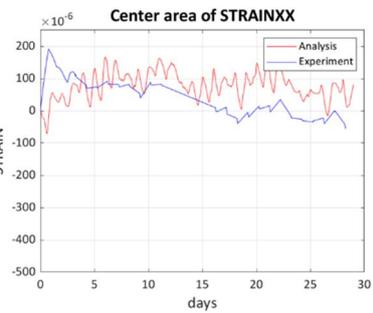
図 3.2-3 普通ポルトランドセメントケース（膨張材なし）の解析結果



(i) 膨張材なし



(ii) 膨張材 15kg/m³



(iii) 膨張材 20kg/m³

図 3.2-4 高炉セメント B 種のケースの解析結果

3.2 マルチスケール解析による検討

(1) 既存膨張材モデルを活用したひび割れリスク評価

連続鉄筋コンクリート舗装のひび割れリスク評価と、膨張材を用いたリスク低減度合を検討することを目的に、数値解析（材料-構造応答連成解析システムDuCOM-COM3）を用いて体積変化挙動ならびに応力状態について計算・検討した。図3.2-1に、解析手法の全体像を示す。材料挙動を取り扱うDuCOMの中には、各種セメント成分の反応進展を取り扱う水和発熱モデルが入っており、膨張材についても反応進展を取り扱うことが可能となっている。ここで計算された膨張材の生成物量がCOM3の固液二相モデル（Poromechanical model）に受け渡され、内部膨張応力による体積変化やコンクリート応力が計算され

る。これらのモデルにより、膨張材反応時の温湿度やひずみ・応力が計算可能である。また、本システムには、各種耐久性に関する解析モデルも組み込まれており、水和反応進展に伴う空隙構造・内部水分状態に応じた塩分浸透性状も計算が可能である。以上の解析システムを用いて、検討を実施した。

a) 角柱試験体の挙動解析

角柱試験体(20-20-80cm)のモデルを作成し(図3.2-2)、材料-構造応答連成解析により、実験で測定された自由膨張/収縮ひずみの再現解析を実施した。図3.2-3に普通ポルトランドセメントを用いた膨張材無しのケースの再現解析結果を示す。実験で用いたコンクリートの配合を入力し、温度条件はアメダスより入手した。解析結果は実験で得られたひずみ推移ならびに温度変化を良好に再現できていることが

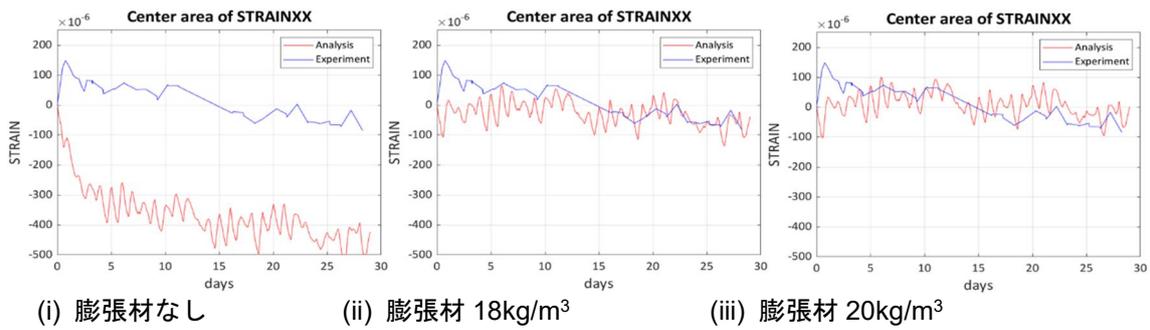


図 3.2-5 フライアッシュを混和したケースの解析結果

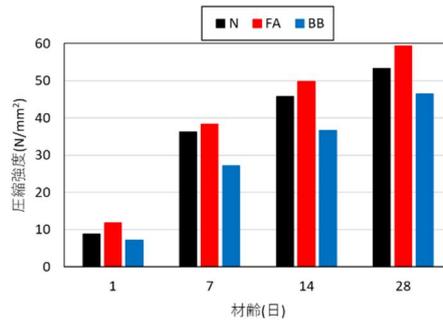


図 3.2-6 圧縮強度解析結果

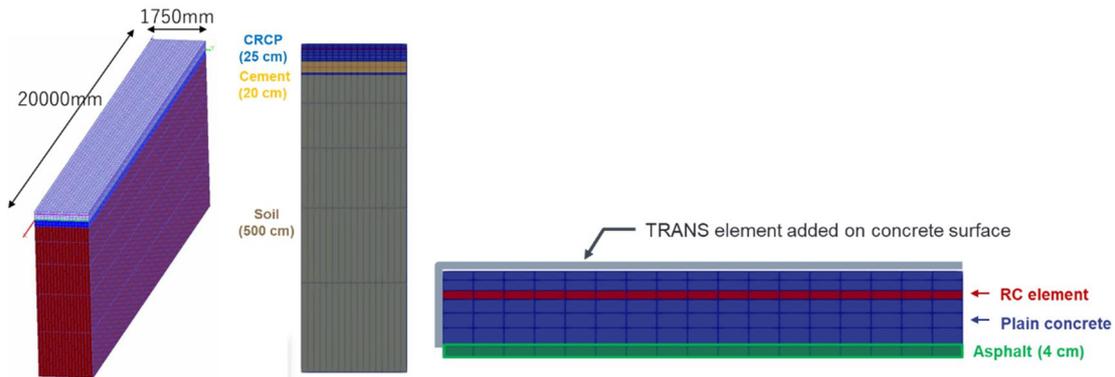


図 3.2-7 実物大試験施工試験体の解析メッシュ

わかる。続いて高炉セメントB種、ならびにフライアッシュを混和したケースで、膨張材を用いたケースについて解析を行った結果をそれぞれ図3.2-4、図3.2-5に示す。検討には既往の膨張材の化学反応モデルを用いたが、膨張材の反応は様々な要因により変化するため、本実験の結果を良好に再現する膨張材量に関する解析入力条件を導出する必要がある。異なる膨張材量の入力で感度解析を実施して、今回の使用材料に適した解析入力上の膨張材量(高炉セメントB種のケース：15kg/m³、フライアッシュを用いたケース：18 kg/m³)を求めることができた。この時の各配合の圧縮強度の推移に関する解析結果を図3.2-6に示す。フライアッシュを用いたケースでも十分な水和が進展すれば強度が得られるであろうことが確認された。

b) 試験施工試験体の膨張解析

前述した実物大の試験施工試験体の再現解析を実

施した。図3.2-7に解析メッシュならびに解析条件を示す。対称性を考慮して39600 mm×3125 mmの平面の1/4をモデル化した。実験と同じ厚さのCRCPの要素を用意し、その下部には、アスファルト中間層、セメント安定処理路盤、路床をそれぞれ40 mm、200 mm、5000 mmの厚さで設定した。アスファルト中間層、セメント安定処理路盤、路床の密度はそれぞれ、2350、2400、1800 kg/m³とし、ヤング係数は1000、3000、80 MPaとした。それぞれの要素間は剛結の条件とした。表3.2-1に解析ケースを示す。図3.2-8に、実験を実施した条件であるOPC-noEX、BB-EX、FA-EXのケース、対称面に近い試験体の中央点における三方向ひずみの解析結果を示す。膨張材を用いないOPC-noEXのケースについて、三方向すべてにおいて実験結果を再現できていることがわかる。ひび割れリスクに大きく関連する長手方向のひずみについて、良好に再現がされているため、適

表 3.2-1 解析ケース

解析ケース	セメント種類	膨張材の有無
OPC-noEX	OPC	なし
BB-noEX	BB	なし
BB-EX	BB	あり
FA-noEX	OPC+FA	なし
FA-EX	OPC+FA	あり

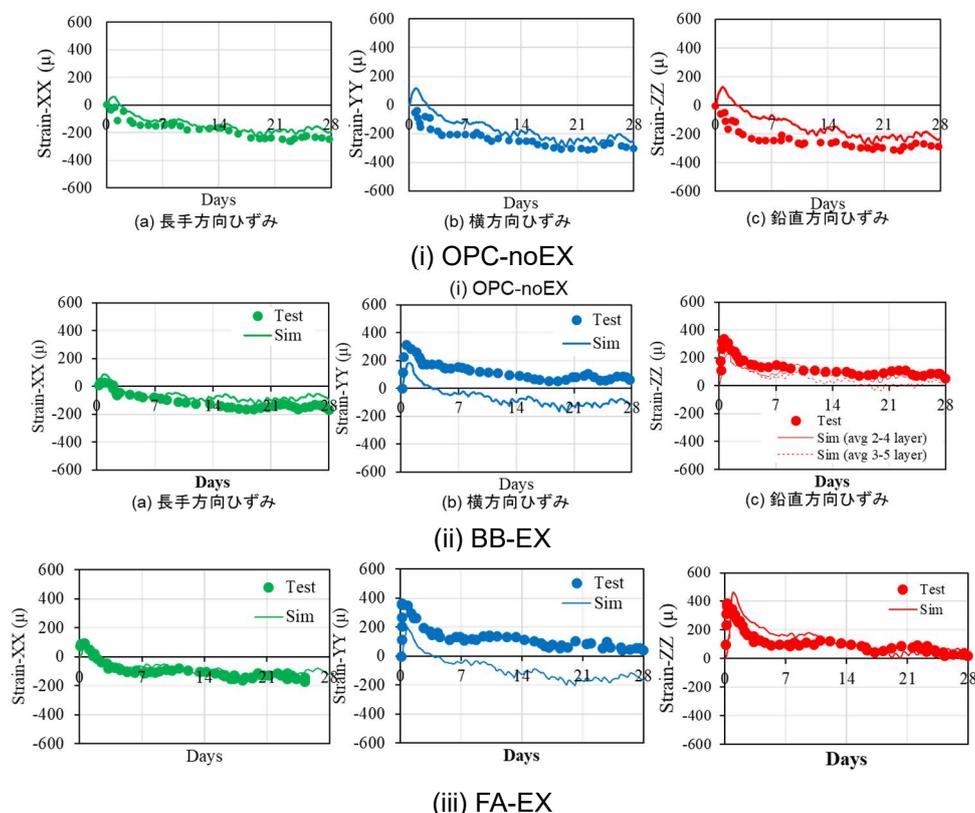


図 3.2-8 実物大試験体再現解析における 3 方向直ひずみ

切にひび割れリスクを評価可能であることが示された。図3.2-9にこれらの3つのケースの解析について、28日時点の主ひずみ分布を示す。膨張材を用いることでCRCP表面のひずみが全体的に大きい値をとり、表面の温度ひび割れのリスクが低減されていることがわかる。

BBならびにFAのセメント種類のケースについて、膨張材の有無による挙動の違いを比較する。図3.2-10および図3.2-11に、BBのセメント種類について膨張材の有無による三方向ひずみと主ひずみ分布の違いを示した結果を示す。同様に図3.2-12および図3.2-13に、FAのセメント種類について膨張材の有無による三方向ひずみと主ひずみ分布の違いを示した結果を示す。いずれも、膨張材を用いない場合にはCRCP部分に比較的大きい収縮ひずみが生じ、路床やアスファルト中間層等に拘束されることで、分散ひび割れが生じることが見て取れる。一方、膨張材を用いることで収縮が抑えられひび割れリスクが低減していることがわかる。以上のように膨張材の化学反応モデルを有する材料-構造応答連成解析を用いることで、膨張材を用いたCRCPの挙動を良好に再現し、

膨張材の有無による挙動の違いを定量的に示すことができた。

c) 舗装下面界面の物性影響の検討

コンクリート舗装下面とアスファルト上面の界面のモデルについて、完全付着のモデルとコンクリートとアスファルトの界面ならびにアスファルト層の物性を適切に考慮したモデルの比較を行い、その影響を検証した。

図3.2-7に示すモデルを用い、アスファルト層のヤング率、ならびにCRCP層とアスファルト層の界面のモデルについて、表3.2-2に示す条件を設定した。「P Bond E 1000」は昨年度のモデル設定であり、界面を剛結してアスファルト層のヤング率として高温に相当する低い値を設定した条件である。「15 °C Bond E 30928」は、界面に二次元要素を付けて付着の上限応力と摩擦を考慮したCoulomb frictionモデルを設定し、かつアスファルト層のヤング率として実際の打設温度に近い温度に相当する高い値を設定した条件である。これらの条件で測定された環境温湿度のもと、打設時から材齢120日までの水和反応等による温湿度変化・体積変化に関する材料-構造応答連成解析を

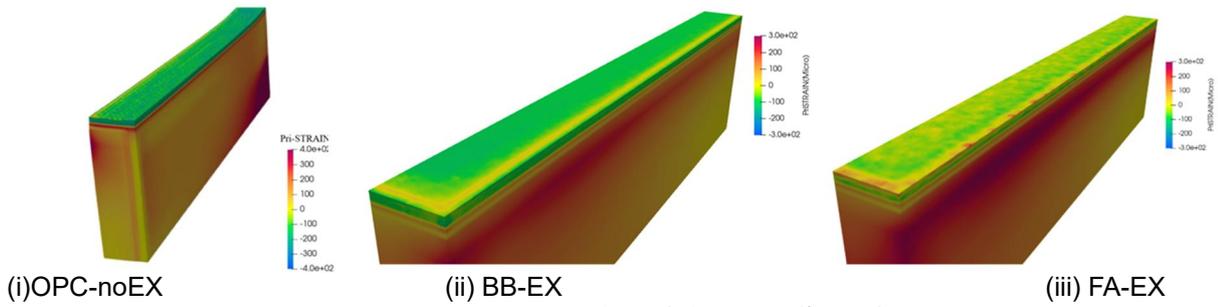


図 3.2-9 28 日経過時点の主ひずみ分布

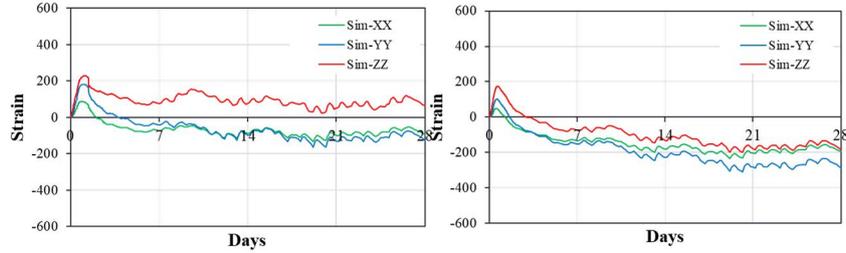


図 3.2-10 BB のケース 膨張材有無のひずみ比較

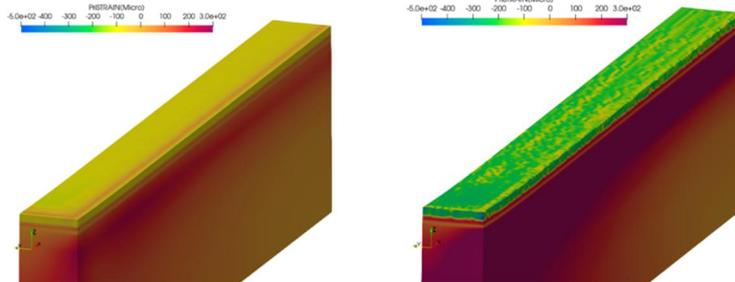


図 3.2-11 BB のケース 膨張材有無の主ひずみ分布比較

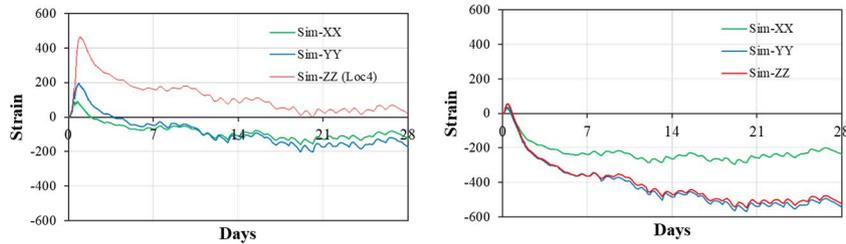


図 3.2-12 FA のケース 膨張材有無のひずみ比較

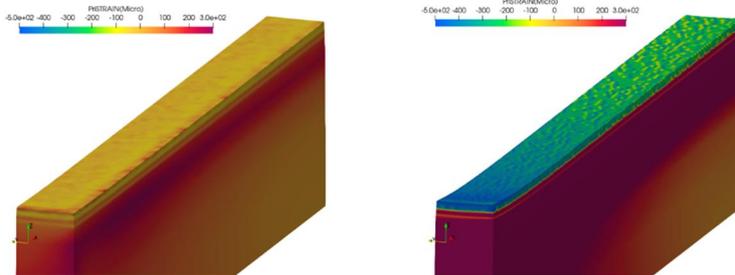


図 3.2-13 FA のケース 膨張材有無の主ひずみ分布比較

実施し、2ケースの比較を行った。
 図3.2-14に、解析で得られた着目点(図3.2-14中の位置Aおよび位置D)の発生応力を示す。P Bond E 1000のケースは、自由端に近い位置Aと対称面に近

く固定境界条件にある位置Dでほぼ同等の応力増進状況にあり、位置Dでの応力は計測値を概ね再現しているものの若干小さい値となっている。一方、15°C Bond E 30298のケースはアスファルト層のヤ

表 3.2-2 解析ケースと解析条件

解析ケース	アスファルト層のヤング率 [設定したヤング率に 対応するアスファルト温度]	舗装コンクリートとアスファルト層の界面のモデル
P Bond E 1000 (昨年度のモデル)	1000 MPa [70°C]	剛結
15°C Bond E 30928	30928.2 MPa [7°C]	Coulomb friction モデル

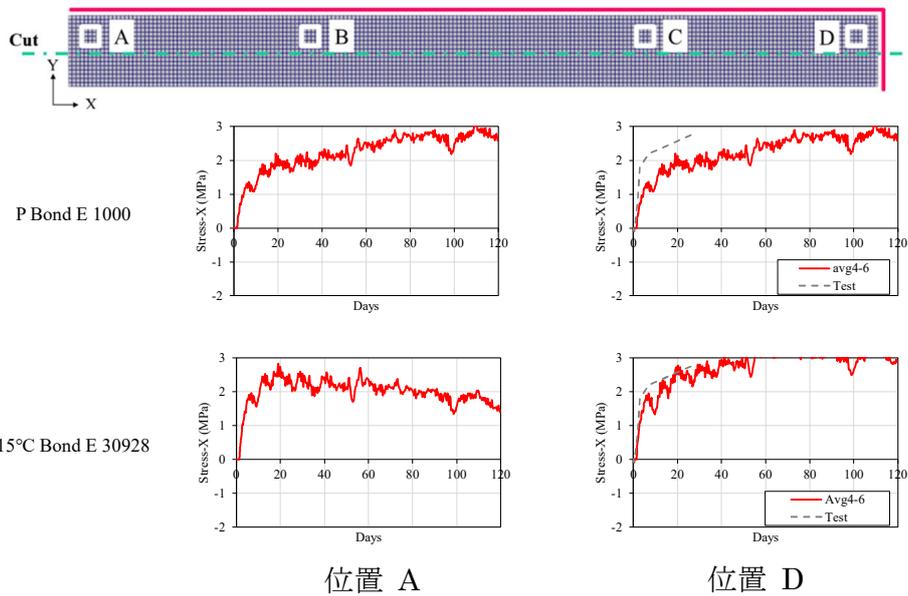


図 3.2-14 CRCP フルスケール試験体解析における軸方向発生応力

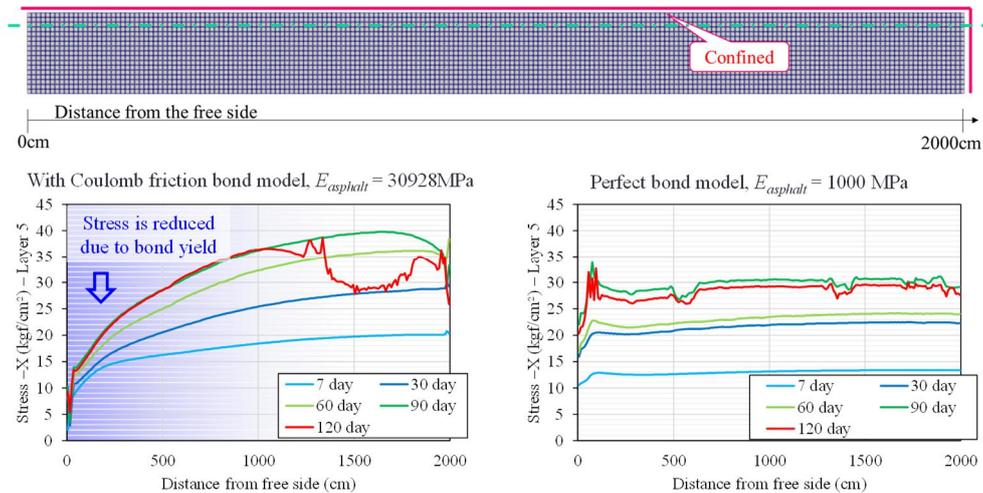


図 3.2-15 長手方向の軸方向応分布の時間変化

ング率が大きいにもかかわらず、位置Dでの発生応力は計測値を良く再現している。位置Aと位置Dで発生応力は異なっており、Coulomb frictionモデルを用いることにより、自由端で滑りが生じて応力が緩和する様子が見て取れる。長手方向の応力分布が異なることが推察される。

図3.2-15に、長手方向の応力分布の時間変化のプロットを示す。図3.2-15中メッシュ平面図における緑破線位置での軸方向応力の分布を比較すると、P Bond E 1000のケースは、長手方向にわたってほぼ一様な応力が発生し、時間と共に収縮が進むにつれ

て一様な応力が徐々に高くなっていく一方で、15°C Bond E 30928のケースは、自由端付近で応力が小さく、対称面付近の固定端付近で応力が高いような分布となっていることが分かる。15°C Bond E 30928のケースは、アスファルトのヤング率が大きいためから応力発生上昇の速さはP Bond E 1000のケースに比べて大きいものの、図3.2-16に示すように、自由端に近い箇所に変位が最大付着応力に相当する変位を越えて摩擦の状態に移行するために応力緩和が生じており、このような挙動により、長手方向で応力が一様でない分布となっている。実構造物において、よ

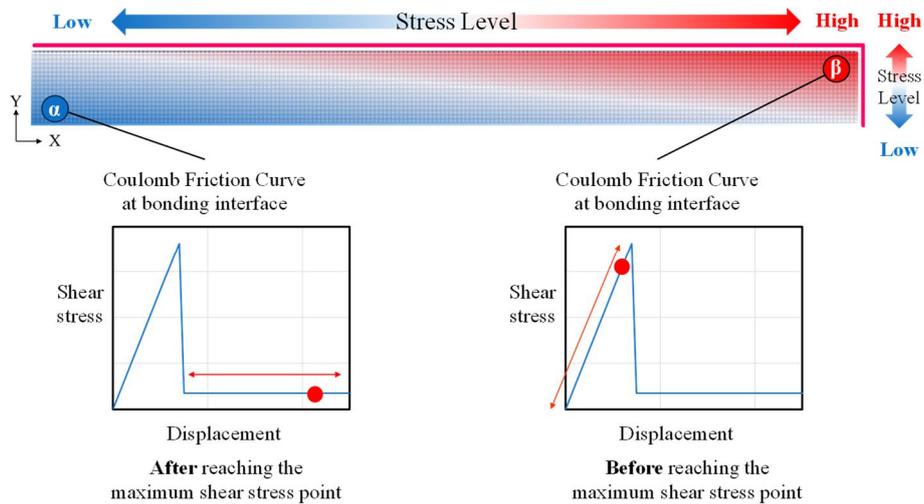


図 3.2-16 15°C Bond E 30298 のケースにおける応力分布のイメージ図

表 3.2-3 ひび割れリスク算出のための解析ケース

ID	W/B (%)	Unit (kg/m ³)							Ratio of OPC & EA	
		W	C	FA	BFS	EA	S	G	OPC (%)	EA (%)
N	40.1	162	404.0	0	0	0	602	1193	100.0	0.0
FA no EA	36.6	162	363.2	81	0	0	570	1129	100.0	0.0
FA	34.9	162	363.2	81	0	20	570	1129	94.8	5.2

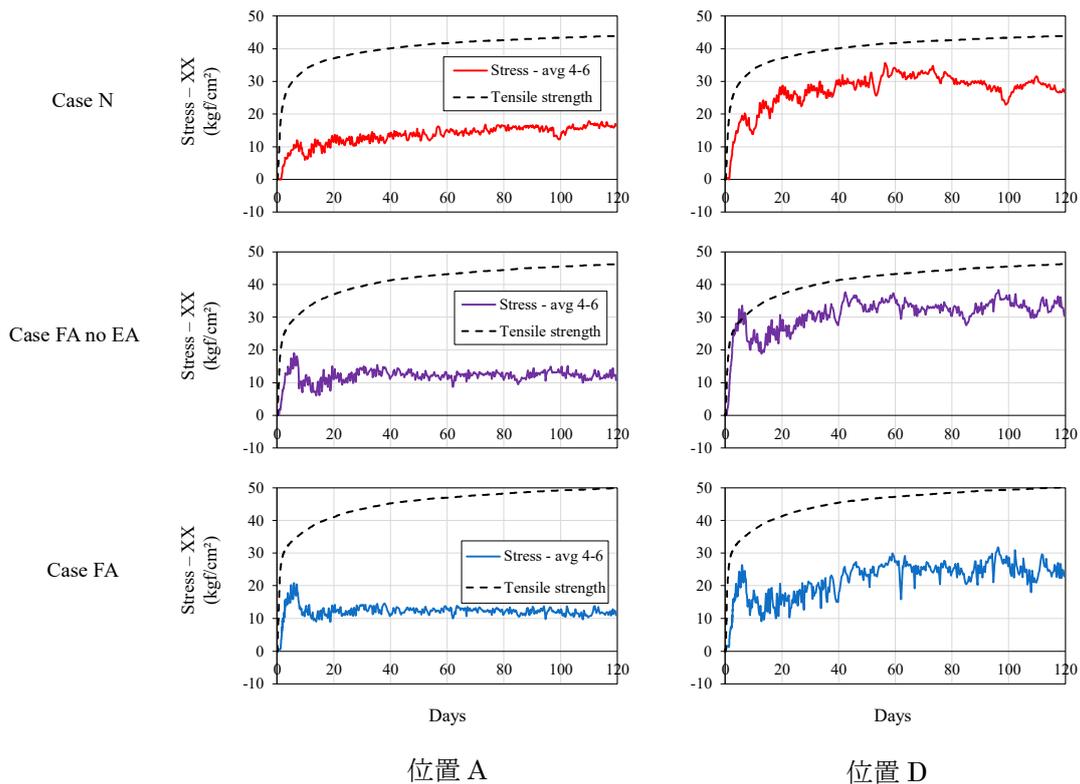


図 3.2-17 連続鉄筋コンクリート中の応力進展と引張強度の比較

り長い構造となった場合には、このような応力の分布形状がより顕著になると考えられ、実構造物の評価にあたっては、昨年度のモデルのよう剛結の界面モデルではなく、付着と摩擦のモデルを用いる必要があると考えられる。

d) CRCP の応力に基づくひび割れリスクの算出・比較

付着の挙動を考慮した舗装コンクリート-アスファルト界面のモデルを用いて、膨張材によるひび割れリスクの低減効果に関する解析的検討を実施した。表3.2-3に解析ケースと各ケースの配合を示す。OPC

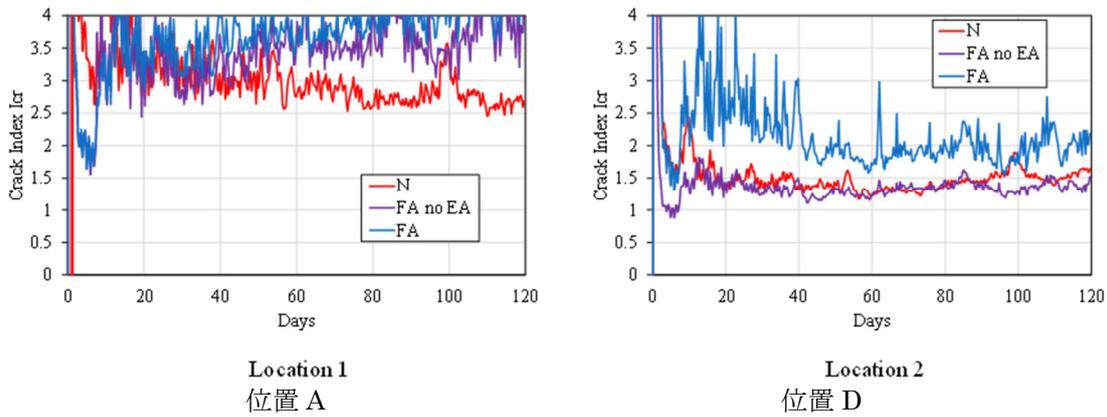


図 3.2-18 ひび割れ指数の算定結果の比較

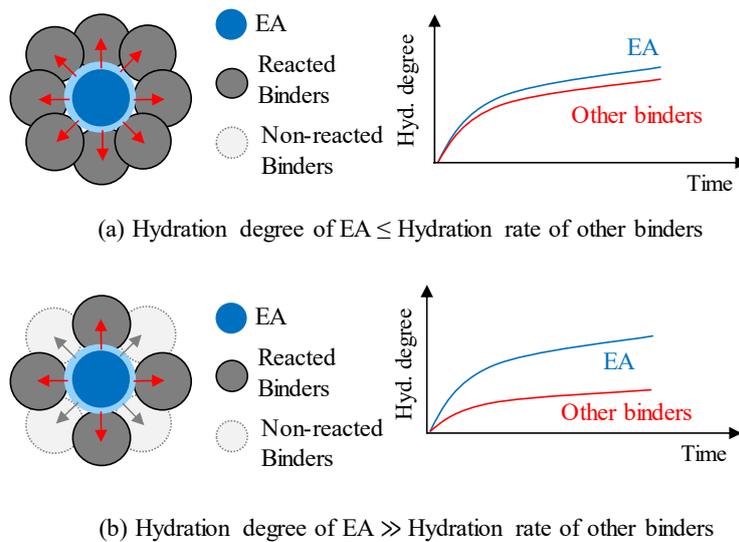


図 3.2-19 膨張材反応速度の違いによる骨格応力への膨張圧伝達の違いの概念図

を用いたケース(Case N), FAと膨張材を用いたケース(Case FA)に加えて, 膨張材の影響を確かめるためにFAを混和しながら膨張材を用いないケース(Case FA no EA)を用意した。

用意した3つの配合ケースで, 図 3.2-7 に示す解析メッシュにて, 前節で用いた界面のモデル設定で材料-構造応答連成解析を実施し, 位置 A (自由端付近) および位置 D (対称面(固定端)付近)における応力進展をプロットした結果を図 3.2-17 に示す。図には, コンクリートの引張強度を点線で併せて示しており, これら応力と引張強度からひび割れ指数を算出した結果を図 3.2-18 に示す。Case FA は Case N に比べて, 特に CRCP 試験体中心の発生応力が抑えられており, ひび割れ指数の低下も防ぐことができる。Case FA と Case FA noEA により膨張材の影響が直接比較すると, Case FA は Case N と同様にひび割れ指数が小さく, 膨張材を用いることで, ひび割れリスクを低減できることが示された。

以上のように, 材料-構造応答連成のマルチスケール解析を用いて, フライアッシュと膨張材を併用したコンクリート配合の, 長期間にわたる高い塩分浸透抵抗性(腐食抵抗性)と, 材齢初期のひび割れリスクの低減程度の両者を示すことに成功した。

(2) ひび割れを陽に考慮した膨張材解析モデルの開発とひび割れリスク評価

a) 膨張材による圧力の骨格への伝達に関するモデル修正

前項の検討では, 膨張材の化学反応進展ならびに膨張圧生成の過程のモデル化により, 連続鉄筋コンクリート舗装(CRCP)に導入される三次元の膨張ひずみ挙動の再現・予測のシミュレーションに成功した。しかし, コンクリート骨格と膨張材それぞれの応力を別々に計算して, それらの和として材料/構造全体の応力のつり合いを考えるモデルであるため, モデルの前提上, コンクリート骨格に比較的大きな引張応力がかかり, 現実よりも高い引張強度を解析入力として設定しないと, 初期に過大なひび割れが生じる問題点があった。そのため, 仮想的にコンクリートに高い引張強度を設定入力したシミュレーションをした上で計算された引張応力と, 実際のコンクリート強度を比較することでひび割れリスク評価を行ってきた。しかしながら, ひび割れの進展が他の事象(耐久性や耐疲労性など)に与える影響を検討するためには, シミュレーションの中でひび割れの発生も陽に考慮した上でのシミュレーションを実施する必要がある。そこで, 初期膨張圧がコンクリ

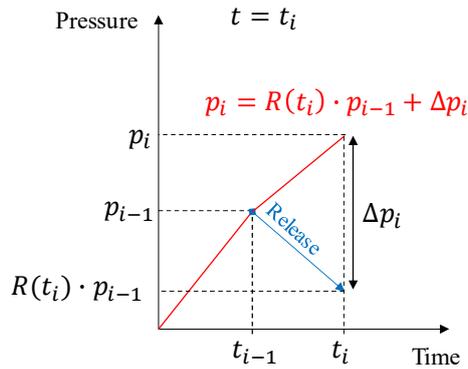


図 3.2-20 膨張材による圧力緩和のモデル概念図

表 3.2-4 初期ひび割れ挙動の検討のための解析ケース

ケース	W/B	Cement	FA/B	EA/(C+EA)	S/A	暴露温度
HPC-5%EA-T20	37.3%	HPC	0%	5%	32%	20°C
OPC-5%EA-T20		OPC				
FA-5%EA-T20		OPC	13%	10%		
FA-10%EA-T20		OPC				
FA-10%EA-T40	50.0%	OPC				40°C

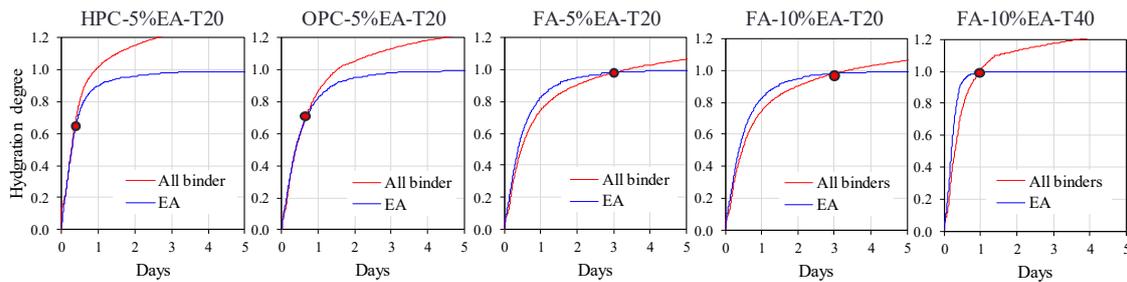


図 3.2-21 膨張材と他の結合材の水和度の進展の様子

ートに伝達され、応力が生成するメカニズムを詳細に検討し、数値モデルに組み込むことで、陽にひび割れ挙動が評価できるモデルを提案した。

膨張材による膨張圧がコンクリート応力に伝達される様子について、以下のような複数のケース（例えば、a および b のケース）が想像される（概念図を図 3.2-19 に示す）。

- 膨張材の反応と他の結合材の反応が同等の速度で増加する場合（もしくは他の結合材が水和した後に膨張材の反応が追従する場合）、膨張材により発生した膨張圧は、周囲の骨格応力に効果的に伝達される。
- 膨張材の反応が先行して、他の結合材の反応がそれを追従する場合、膨張圧は未水和の領域を緩衝帯として解放され、全ては骨格応力に伝達されない。

前項の検討では、a のケースのみを考慮していたため、より大きな引張応力がコンクリート骨格に生じるものとなっていた。そこで、b の影響を考慮したモデルを新たに提案・実装した。

膨張圧の一部モデルの概要を図 3.2-20 に示す。前

の解析ステップで計算された膨張圧力 p_{i-1} が、時間の関数 $R(t)$ の分まで開放される。 $R(t)$ は 0 から 1 まで単調増加する関数であり、時間 $t=T_{pres}$ で 1 となるとする。このモデルは、水和の初期は膨張材による膨張圧が骨格にはあまり影響しない一方で、水和が進むにつれてより大きな割合が周囲の骨格に伝達することを考慮するものである。 T_{pres} は膨張材の反応と他の結合材の反応の速度の違いを反映するパラメータであると言え、 T_{pres} が小さい場合、他の結合材の反応が膨張材の反応に比べて想定的に早く、早期に骨格を形成するため、その後に膨張材による圧力が骨格に多く伝達されることを意味する。膨張材の遅れ膨張によるひび割れなどが想定されるケースである。提案モデルは、コンクリートの初期ひび割れリスクを評価できるものであり、連続鉄筋コンクリート舗装の長期ひび割れリスクならびにその影響をより合理的に評価することが可能である。

b)提案モデルによる様々な配合・反応条件のコンクリートのひび割れリスクの計算

提案モデルを用いて、様々な配合および暴露温度条件のコンクリートの初期ひび割れ挙動を評価した。

表 3.2-5 各ケースで設定した T_{pres} の値

ケース	T_{pres} [日]
HPC-5%EA-T20	0.5
OPC-5%EA-T20	0.8
FA-5%EA-T20	3.0
FA-10%EA-T20	3.0
FA-10%EA-T40	1.0

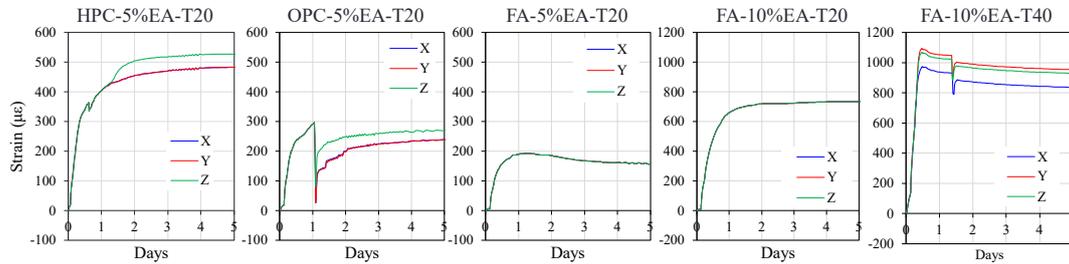


図 3.2-22 異なる配合・温度条件におけるひずみ進展挙動

表 3.2-6 ひび割れ発生の有無

ケース	ひび割れ発生の有無
HPC-5%EA-T20	発生あり
OPC-5%EA-T20	発生あり
FA-5%EA-T20	発生なし
FA-10%EA-T20	発生なし
FA-10%EA-T40	発生あり

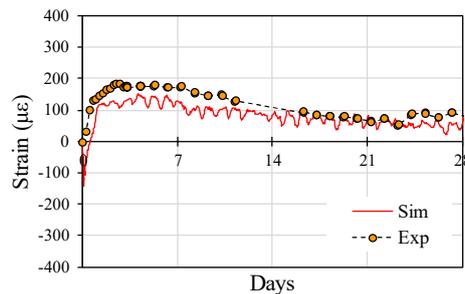


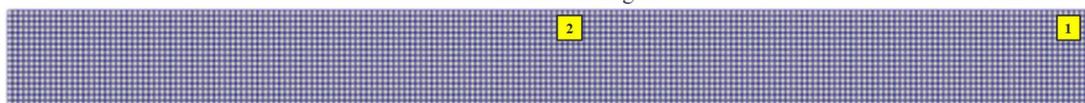
図 3.2-23 提案モデルによる自由膨張に関する解析と実験の比較

解析ケースを表3.2-4に示す。結合材の反応特性が異なる系として、普通ポルトランドセメント(OPC)および早強ポルトランドセメント(HPC)の比較をすると共に、OPCにフライアッシュ(FA)を13%したケースも用意した。FAを混和したケースにおいては、さらに膨張材量が5%と10%と異なるケースを設けた。また、フライアッシュを10%混和したケースで、膨張材が早く反応し、また骨格が弱いケースを意図し、40℃かつW/C50.0%のケースも用意した。相対湿度は、乾燥収縮の影響を排除するために99.9%に維持した。

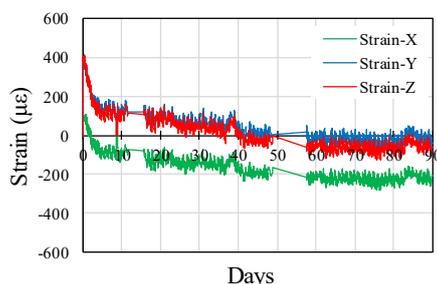
前述の通り、 T_{pres} は、膨張材と他の結合材の反応(水和度)の相対関係によって決定される。本検討では、他の結合材の水和度が、膨張材の水和度に到達する時点をも T_{pres} とすることとした。各ケースでの水和度の進展様子を図3.2-21に、それらより設定された T_{pres} を表3.2-5に示す。このそれぞれの T_{pres} の条件下で、要素試験体の水和進展解析を実施し、自由膨張ひずみならびにひび割れの発生状況を比較した。

図 3.2-22 に解析結果として得られた各ケースの

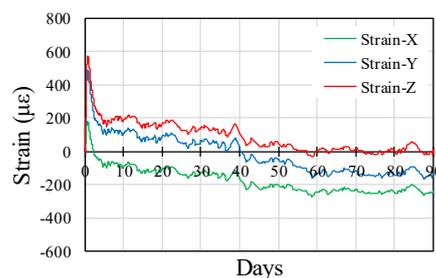
ひずみ進展挙動を、表 3.2-6 に初期ひび割れ発生の有無(膨張材の遅れ膨張によるひび割れ発生の有無)の結果を示す。暴露温度 20℃ の場合で、結合材の水和進展速度が膨張材の反応に比べて早い HPC や OPC のケースでは、コンクリート骨格が形成された後に膨張材の反応が持続的に進むため、コンクリート骨格で引張応力がより大きく発生して、ひび割れが発生した。一方で、フライアッシュを混和したケースでは、膨張材の反応生成物が周囲の硬化体形成の中で同化していき、膨張圧のうち骨格に持続的に残る引張応力が少なくなるために、ひび割れが発生しないような結果が示された。加えて、フライアッシュを混和したものの温度が高いケース(FA-10%EA-T40)では膨張材の反応速度が早くなるために、ひび割れが生じる結果となった。結合材と膨張材の反応のバランスによるひび割れ発生の有無を考慮することが可能であることが示され、このようなモデルにより、初期養生条件に応じて、適切な膨張材選定を行うことが可能となると思われる。



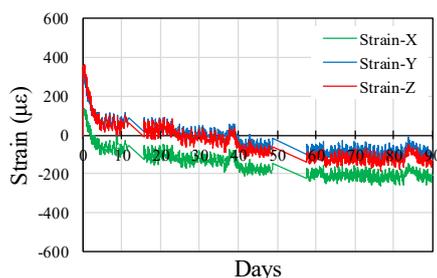
(a) 解析と実験の比較場所



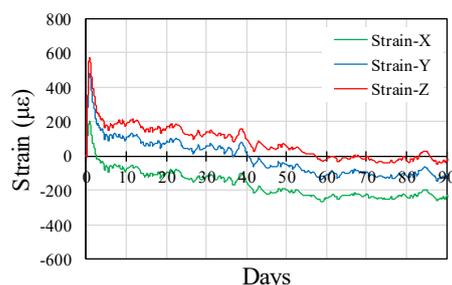
(b) Loc1 での実験結果



(c) Loc1 での解析結果



(d) Loc2 での実験結果



(e) Loc2 での解析結果

図 3.2-24 提案モデルによる実物大 CRCP 試験体のひずみ挙動 (実験と解析の比較)

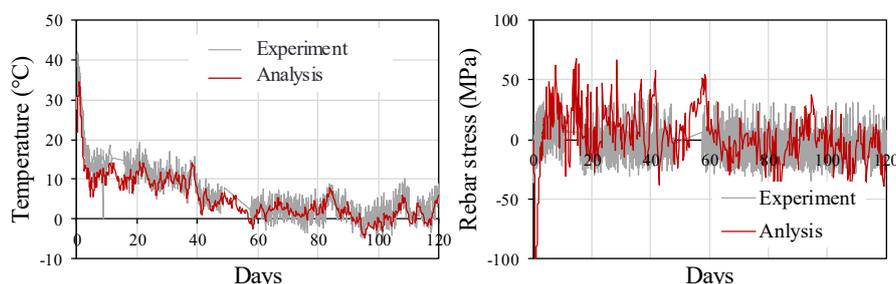


図 3.2-25 実物大 CRCP 試験体の内部温度および鉄筋応力の推移 (実験と解析の比較)

c) 膨張材添加コンクリートの自由膨張挙動の再現解析

提案モデルを用いて、再度コンクリートの自由膨張挙動の再現解析を実施した。解析対象配合は、セメントの一部としてフライアッシュおよび膨張材を混和した試験体とした。 T_{pres} は前節の考え方のもと、3[日]を設定した。解析結果と実験結果の両方で熱膨張ひずみは除外し、膨張材による膨張のみを算出した結果を図3.2-23に示す。前項(図3.2-5)の既往モデルと同様、本提案モデルでも自由膨張挙動を良好に再現する結果が得られた。

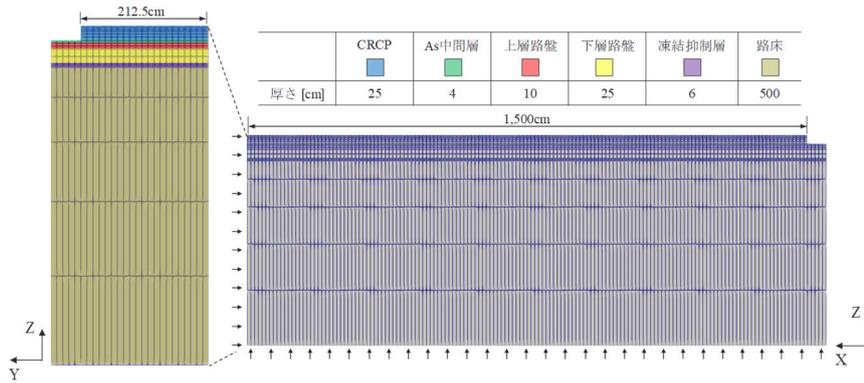
d) 実物大 CRCP 試験体施工試験体の体積変化解析

提案モデルを用いて、CRCP実物大試験体施工試験体のひずみ挙動解析を再度実施した。図3.2-24に、実物大CRCP試験体の実験と解析のひずみ挙動の比較を示す。図3.2-24 (a)に示す2つの測定箇所 (Loc1とLoc2) について実験と結果を比較しているが、両位置にお

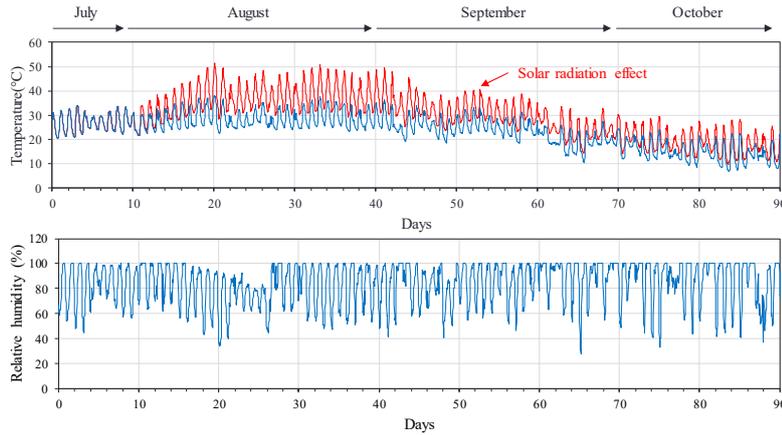
いて解析はCRCPの膨張収縮挙動を良好に再現している。特に長手方向(x方向)に鉄筋比が相対的に大きいことに起因するひずみ挙動の異相性が良くシミュレーションされていることが分かる。図3.2-25に、CRCP試験体の内部温度ならびに鉄筋応力に関する実験と解析の比較を示す。鉄筋の応力はRC層とその上の無筋コンクリート層に作用する力を鉄筋の断面積で除して算出した。解析で得られたコンクリートの内部温度と鉄筋応力は、ひずみ同様実験結果を良好に再現していることが示された。

e) 秋田県実路施工 CRCP の体積変化解析

さらに、秋田現場における実路施工の再現解析を実施した。図3.2-26に解析条件を示す。CRCPの構造諸元は実物と同じとし、下部構造には、アスファルト層、上層路盤、下層路盤、凍結抑制層、路床をそれぞれ設定した。CRCPとアスファルト層の付着すべり挙動は、前述の実物大試験体と同じ条件で設定した。

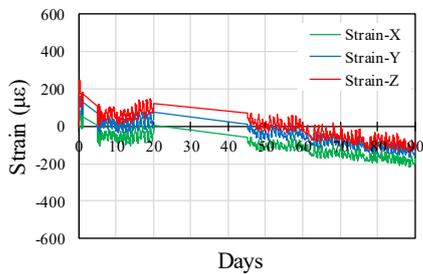


(a) 実路施工のCRCPを対象とした解析メッシュ

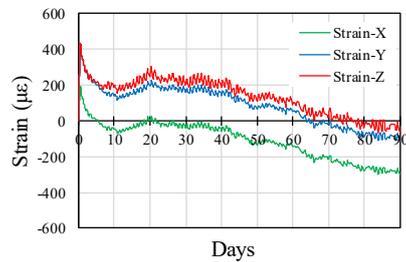


(b) 実路施工を対象とした温湿度条件

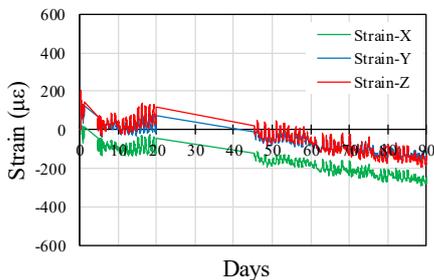
図 3.2-26 実路施工を対象とした解析の条件設定



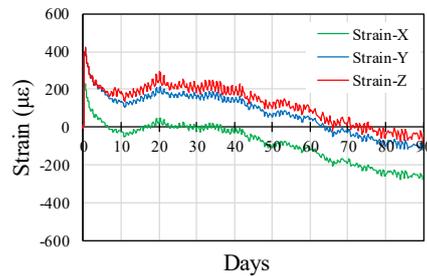
(a) Loc1での測定結果



(b) Loc1での解析結果



(c) Loc2での測定結果



(d) Loc2での解析結果

図 3.2-27 実路施工CRCPのひずみ挙動(測定と解析の比較)

環境条件の入力にあたっては、日射による温度上昇を考慮した。また、アスファルトの温度依存性および高温環境に曝されることを考慮して、アスファルトの熱膨張係数を $30\mu\epsilon/^\circ\text{C}$ とすることで、CRCPのひずみ拘束を緩和した。

図 3.2-27 に CRCP のひずみ挙動に関する測定と

解析の比較を、および図 3.2-28 に内部温度と鉄筋応力の比較を示す。全体的に、解析は実験で得られた三方向のひずみ進展ならびに、内部温度、鉄筋の応力の進展状況を良好に再現しているといえる。一点、解析では測定よりも顕著に異方的なひずみ挙動が現れた。これは、x 方向(長手方向)の拘束効果が、実

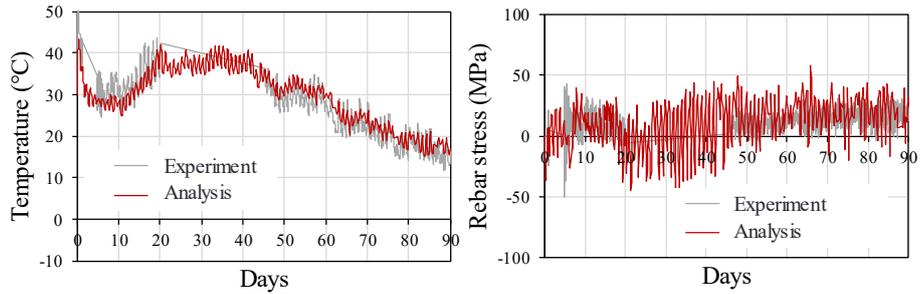


図 3.2-28 実路施工 CRCP における内部温度と鉄筋応力の推移（測定と解析の比較）

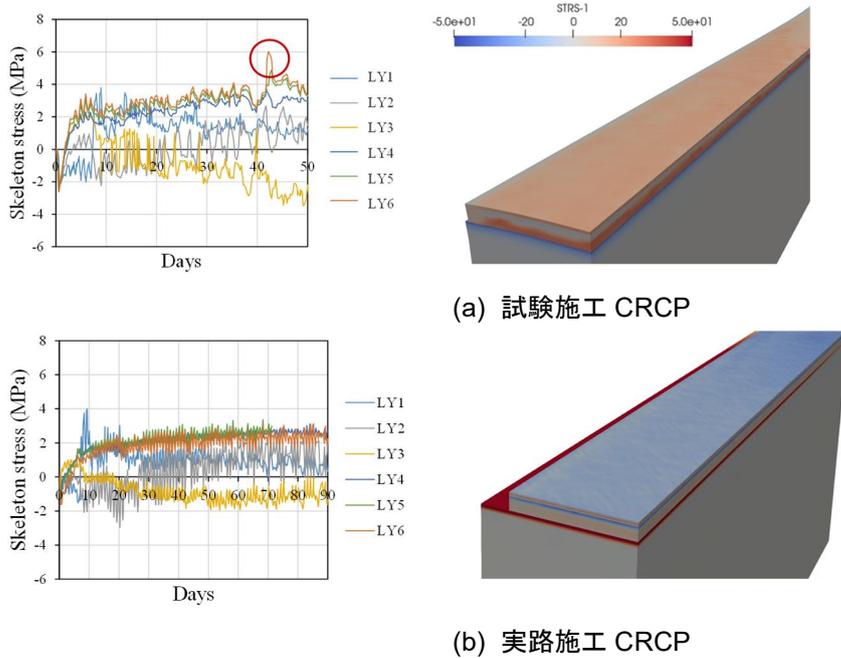


図 3.2-29 CRCP の解析各層の応力と応力分布の状況

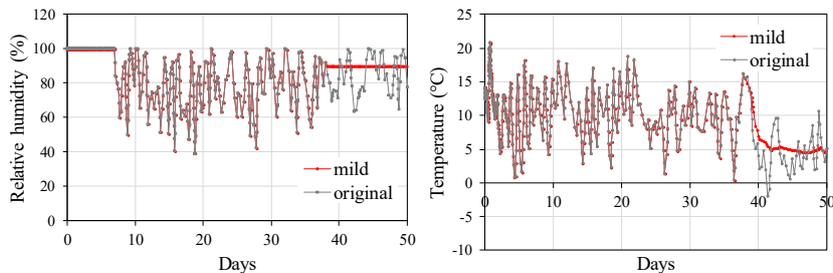


図 3.2-30 穏やかな環境条件変化に関する追加の温湿度条件設定

際には若干低かった可能性を示唆しているといえる。
f)CRCP のひびわれリスク評価

解析結果に基づいて、実物大試験施工 CRCP 試験体、ならびに実路施工 CRCP のひび割れリスクを評価した結果を図 3.2-29 に示す。図中の凡例 LY1～LY6 は、CRCP の解析要素の 6 層を示しており、LY1 が最上層、LY6 が最下層を示している。応力分布をみると、日本大学実物大 CRCP 試験体において、40 日前後で最下層の要素で大きな応力が発生しており、ここにひび割れのリスクが高まっていることが示された(図 3.2-29(a))。このひび割れリスク増大は、環境条件の急激な変化と一致していることから、環境

変化がひび割れ発生 の 主要因 であると推察される。このことを確認するために、環境条件変化が穏やかな場合についても追加で解析をおこなった。2 つの異なる温度条件を図 3.2-30 に示す。材齢 40 日付近で湿度変動ならびに急激な温度低下を抑える条件を設定した。結果を図 3.2-31 に示す。穏やかな環境条件変化の場合には、大きな応力発生が抑えられる結果となっており、温度低下等の局所的な条件次第で、ひび割れ発生状況が異なることが示唆された。実現場のモックアップ試験体では、アスファルトによるひずみ拘束が小さく、ひび割れリスクは低いと判断される。本節膨張に示した様々な配合の初期ひび割

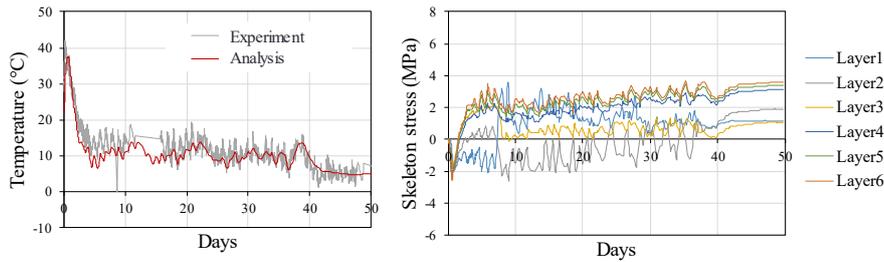


図 3.2-31 穏やかな環境条件を設定した時の応力解析結果

表 3.2-7 膨張材反応と疲労の複合解析の配合ケース

ケース	内容
FA+EA	実現場の適用配合（基本ケース）
OPC+noEA	基本ケースから FA と膨張材の使用を除いた場合
FA+EA	基本ケースから膨張材の使用を除いた場合

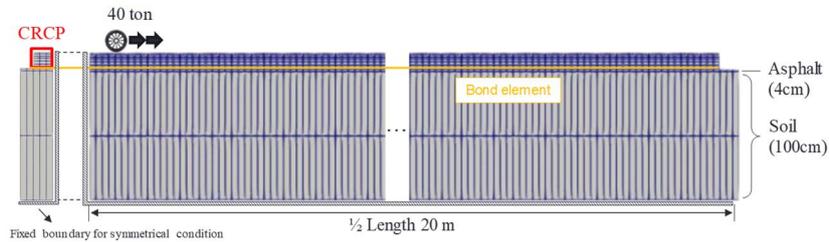


図 3.2-32 膨張材反応-疲労複合解析の解析メッシュ

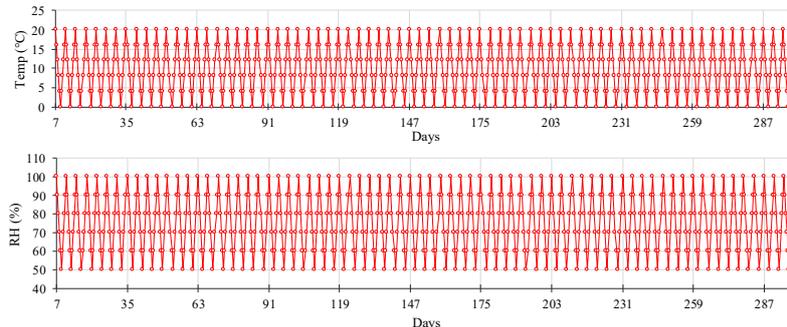


図 3.2-33 材齢 300 日までの温湿度解析条件

れ状況に関する解析比較や、前年度までの他の配合での実物大試験体のひずみ・ひび割れリスクに関する比較結果などと組み合わせると、フライアッシュおよび膨張材を効果的に用いることで、総合的に見てひび割れ抵抗性の高い CRCP を達成できるのではないかと考えられる。

(3) 長期性能に関する膨張材添加の効果に関する試解析

提案モデルにより、ひび割れを陽に考慮して、CRCP のひび割れ挙動を解析することが可能となった。これを活用して、ひび割れ状況が異なる配合の CRCP について、疲労荷重条件下での長期性能に関する試解析を実施した。解析した配合ケースを表 3.2-7 に示す。FA+EA のケースは、実現場で適用された配合設計に従ったものである。OPC+noEA のケースは、膨張材と FA を使用せずにバインダーとして OPC を使用し

た場合を表し、FA+noEA のケースは、FA+EA の配合から膨張材を除いた場合を表す。道路を想定して輪荷重移動の疲労解析を実施するにあたり、解析計算負荷が増大することから、解析メッシュは図 3.2-32 に示すように単純化した。このモデルは、幅 30cm と長さ 20m の CRCP と深さ 100cm の土層から構成され、対象境界条件とした。CRCP の初期のひずみ挙動について、図 3.2-33 に示す単純化された温湿度条件下でまず 300 日間解析を実施した。7 日間の養生期間中は湿潤条件とし、その後は厳しい乾湿繰返し条件を与えた。その後、40t の移動荷重を繰返し作用され、たわみの進展を観察した。

図 3.2-34 に材齢 300 日までのひずみならびに内部応力の推移の解析結果を、図 3.2-35 に材齢 300 日以降に荷重した移動疲労荷重による変位の増大に関する解析結果を、図 3.2-36 に疲労荷重前後のひずみ分布を示す。材齢 300 日までのひずみ進展の結果より、膨

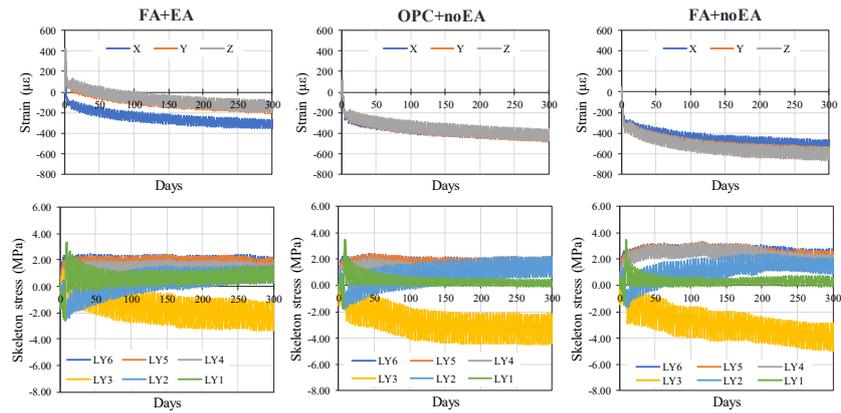


図 3.2-34 複合解析における材齢 300 日までのひずみ・内部応力推移

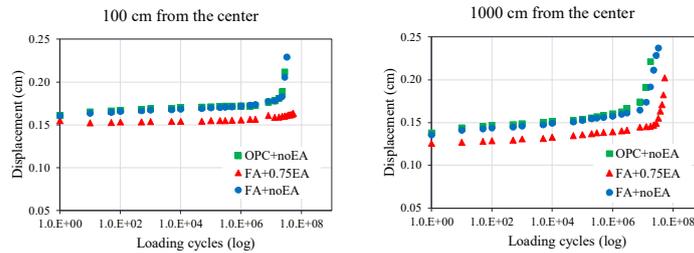
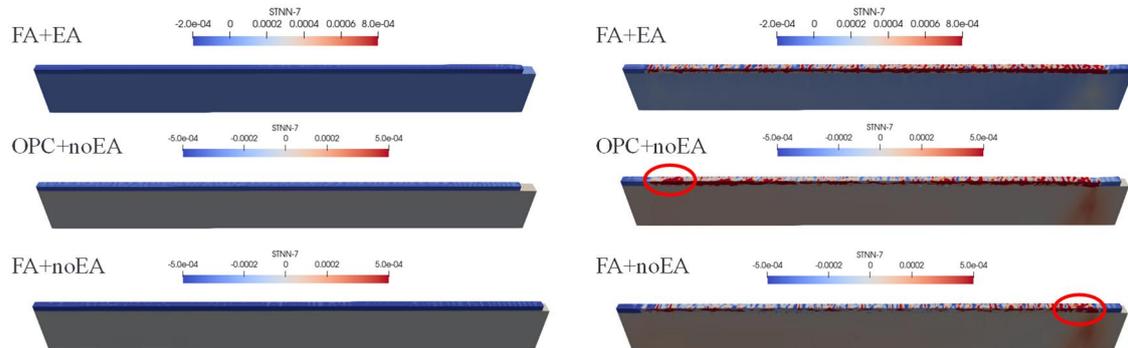


図 3.2-35 疲労解析による変位の進展の様子



(a) 疲労荷重前 (材齢 300 日時点) (b) 1.0E+6 サイクル時
図 3.2-36 疲労荷重前後の CRCP の損傷状況

張材の使用により、初期の膨張が導入されることで、300日時点での収縮量が抑えられている様子が分かる。LY1の応力の状況を見ると、OPC+noEAやFA+noEAのケースでは収縮ひび割れによる応力解放がされている様子が分かる一方でFA+EAのケースはひび割れ発生せずに応力が持続している。配合によるひび割れ発生状況の違いが表れている結果である。その後の疲労荷重環境下での応答を見ると、FA+EAのケースは変位が抑えられており、また変位の進展も他のケースに比べて緩やかとなるような結果となった。100万回荷重時のひずみ分布(図3.2-36(b))を見ると、膨張時を使用しないケースでひずみが局所的に集中するような様子も見て取れた。

以上のように、膨張材や混和材を使用した CRCP の長期性能に関する複合的な解析を実施し、膨張材

を使用して初期のひび割れを抑えることの長期性能の向上への寄与を明示することに成功した。今後、このようなひび割れが塩化物イオンの侵入やそれによる鋼材腐食の進展に対する影響についても解析的に検討して組み合わせることで、より総合的に、膨張材や混和材を用いた CRCP の長期性能を評価することも期待される。

(4) 長期塩分浸透性状に関する予測解析

フライアッシュを混和した材料の長期耐久性を確かめるために、長期の塩分浸透予測を数値解析(材料-構造応答連成解析システム DuCOM-COM3)を用いて行った。

日本大学にて塩分浸透に関する室内試験が行われた3つのコンクリート配合(普通ポルトランドセメ

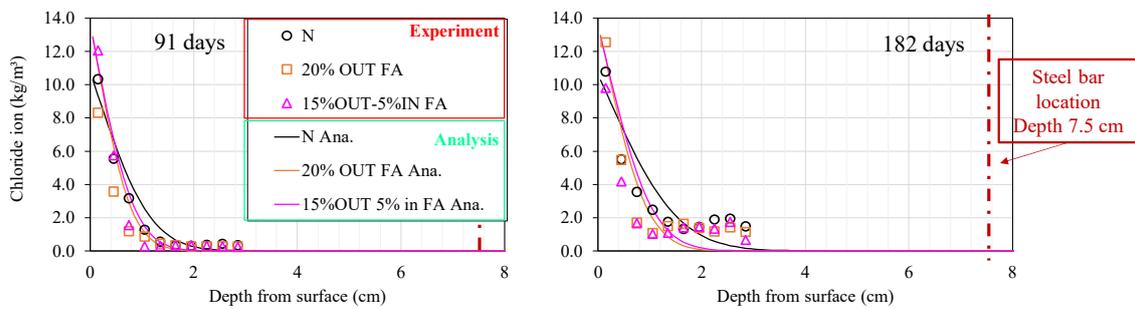


図 3.2-37 塩分浸透に関する実験と解析の比較(91日・182日浸漬材齢)

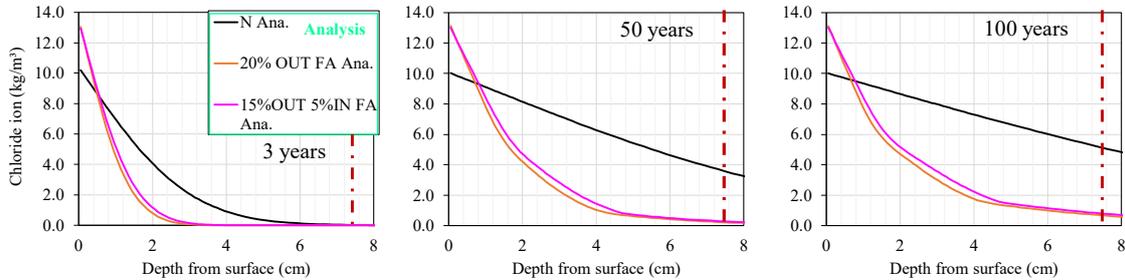


図 3.2-38 長期塩分浸透解析結果

ント(OPC), フライアッシュ 20%外割置換, フライアッシュ 15%外割置換 5%内割置換) を対象として, 1次元の塩分浸透解析を行い, 91日および182日の塩分分布測定結果と比較した結果を図 3.2-37 に示す. OPCに比べてフライアッシュを用いたときに浸透深さが抑えられている点など, 概ね実験結果を良好に捉えられているといえる. 室内試験において, 改めて塩分浸透解析の妥当性が示された. 本塩分浸透解析を3年, 50年, 100年まで継続させ, 長期の塩分浸透挙動を予測した結果を図 3.2-38 に示す. 長期になるにつれて OPC のみのケースとフライアッシュを混和したケースで差が大きくなっている. 図中には赤破線にてかぶり鉄筋位置を示しているが, 100年時点において OPC のみのケースは鉄筋位置の塩分が腐食発生限界を大きく超えているのに対し, フライアッシュを混和したケースは 1.0kg/m^3 以下を保っており, フライアッシュを混和したコンクリートの長期の鋼材腐食抵抗性の高さを示すことができていると考える.

3.3 本章のまとめ

- 1) 実規模連続鉄筋コンクリート舗装の試験施工結果より, フライアッシュおよび高炉セメントと膨張材を併用した配合は, 普通ポルトランドセメントを用いた配合と比して縦横断・鉛直方向いずれも収縮ひずみが低減する結果であり, 一般的にはひび割れリスクの高いと考えられるフライアッシュを外割で用いるあるいは高炉セメントB種を用いる場合においても, 膨張材との併用によって構造的に問題となるひび割れの発生リスクを低減し得ることが示された.
- 2) 試験施工で得られたデータに基づき作成した解析モデルは, 各種配合を用いた連続鉄筋コン

クリート舗装版内部におけるコンクリートの膨張収縮挙動を精度よく再現し得ることを明らかとした. 特に, 総エネルギー一定則に基づく解析手法を用いることで, 膨張材を併用した配合についても汎用性の高い解析ツールにより十分な精度で実測値を再現し得ることを示した.

- 3) 本施工におけるコンクリートの配合および施工環境に応じた拘束膨張試験や細孔径分布などの物性データを解析モデルに入力したことで, 秋田県内の直轄国道で実装したフライアッシュと膨張材を併用した連続鉄筋コンクリート舗装においてもコンクリート版内の膨張収縮挙動を適切に再現可能となり, 本解析モデルが高い汎用性を有することを明らかにした.
- 4) 秋田県内の直轄国道で実装した連続鉄筋コンクリート舗装のひび割れ解析を実施した結果, クラスタークラックやY型クラックについては再現が困難であるものの, ひび割れ発生位置やひび割れ幅は実際のひび割れ発生状況と概ね整合し, 本解析モデルによりひび割れの発生リスクを評価可能であることを示した.
- 5) 本解析モデルを用いて, 本施工時と同環境下でフライアッシュを単体使用した場合のひび割れ幅解析を実施した結果, 0.5mm 以上のひび割れが多数生じることが示され, 膨張材の混和による収縮補償がひび割れ幅の過度な拡幅を抑制するうえで重要であることを明らかとした.
- 6) 材料-構造応答連成解析システム DuCOM-COM3を用いて, CRCPの体積変化挙動・応力ならびにひび割れリスクを定量化した. 既往の膨張材モデルと固液二相モデルを用いて, 室内試験体ならびに試験施工試験体の強度増進挙動, 内部温度挙動ならびに体積変化挙動が適切に

再現でき、膨張材を用いることで引張応力に基づいて算定されたひび割れリスクが低減することが示された。

- 7) ひび割れを陽に考慮するために、新たに膨張材水和物と骨格構造の同化に関するモデルを構築し、試験施工ならびに実路施工CRCPの体積変化挙動が再現できることを示した。また温度環境の厳しさによってひび割れの進展挙動が異なることを定量的に示した。
- 8) 長期の性能評価に向けて、疲労と膨張ひび割れの複合作用ならびに長期耐久性（塩分浸透）に関する試解析を実施した結果、本解析システムを用いることで、多様な材料条件・環境条件に置かれるCRCPのひび割れリスクを算定すると共に、長期の力学性能・耐久性を評価可能であることを明らかとした。

第4章 普通コンクリート舗装目地の疲労抵抗性

4.1 輪荷重走行試験

本節では、比較的短期間で実物大に近いコンクリート舗装の疲労抵抗性を評価可能な試験手法の確立を目的として、通常は道路橋床版の疲労促進試験に用いられる輪荷重走行試験装置を用いて、JRCP目地の疲労抵抗性評価試験を実施した。

(1) 実験条件

表4.1-1にコンクリートの配合、写真4.1-1に試験装置、図4.1-1に供試体概要を示す。試験装置は、床版用の架台を取り外し、路床材や路盤材といった支持層の上にコンクリート版を敷設可能となるよう、1740×2740mmで鋼製の枠を作製して設置した。本試験装置はコンクリート版を載せた架台をクランクアームにより往復運動させる機構であり、試験中に路床材や路盤材がズレる可能性があることから、前述の鋼製枠内に路床材を20±1kgで土のう袋に詰め、すき間を充填するように路床材を敷き詰め、その上に実物大に近いコンクリート舗装版(2600×1600×200mm)を設置した。

舗装版中央には幅10mmの膨張目地を設け、300mm間隔でφ28mmのダウエルバーを配置した。試験中の計測項目は、舗装版下面のたわみ、ダウエルバーのひずみ、局所振動試験による共振周波数¹⁾、目視によるひび割れ観察である。輪荷重試験では、試験開始直後に路床材が締め固まることを考慮して、まず基本荷重(49kN)にて20回走行/minの速度で3万回、載荷荷重を98kNに増加して3万回走行させた。その後は、3万回走行ごとに29.4kNずつ載荷荷重を増加させる階段状漸増載荷方式とした。供試体端部には回転方向の拘束を与えずに浮き上がり防止のための治具を設置し、舗装版側面には試験中のずれを防止するために鋼製治具を挿入した。なお、本試験では水の浸入による影響を評価するため、水張りの有無を試験パラメータとした2体の疲労試験を実施した。ここで、水張り試験については走行範囲全体に真水を湛水できるようにL型アングルで土手を設け、試験中は常時5mmの真水を湛水させた状態で試験を行った。

(2) 実験結果および考察

図4.1-2に規定の走行回数で舗装版中央に49kNを載荷・除荷した際の弾性変形成分のたわみ(活荷重た

表 4.1-1 コンクリート配合

粗骨材の最大寸法 (mm)	スランプ (cm)	空気量 (%)	W/C (%)	s/a (%)	単位数 (kg/m ³)					
					水 W	セメント C	細骨材 S1	細骨材 S2	粗骨材 G	混和剤
20	7.5	4.8	57	45.9	177	311	412	404	1005	3.11



(a) 輪荷重走行試験機



(b) 路床材設置状況

写真 4.1-1 試験装置概要

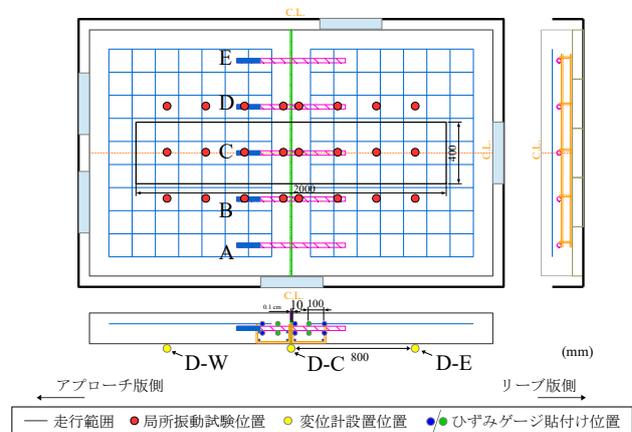
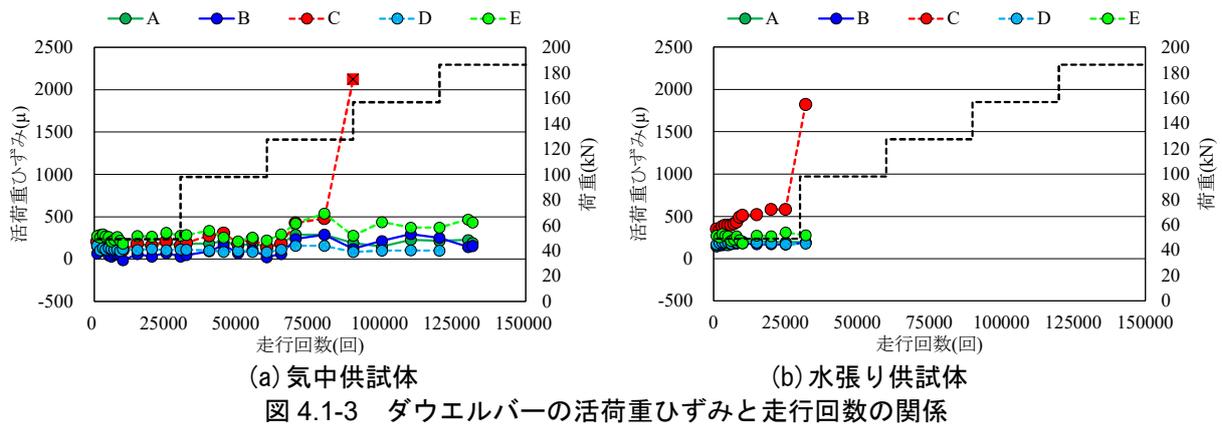
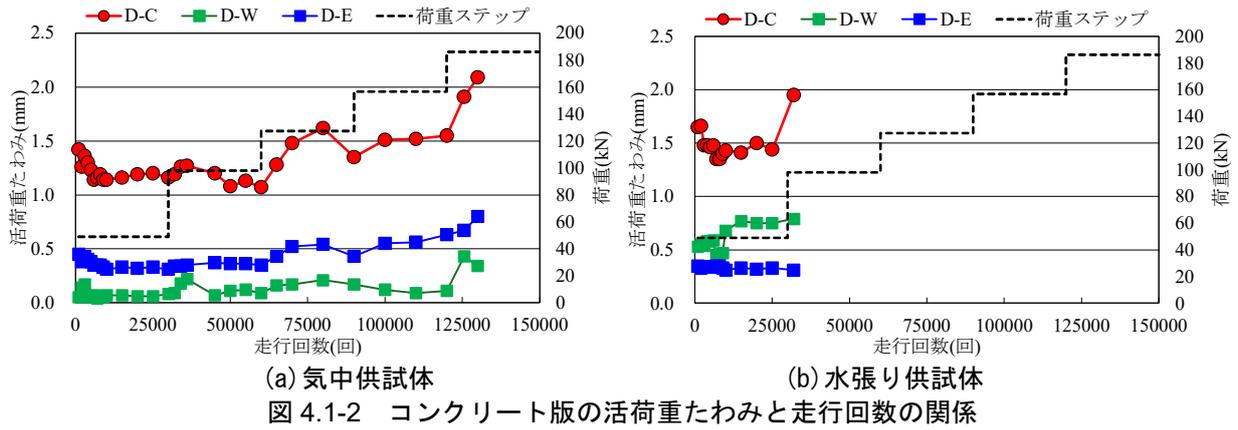


図 4.1-1 供試体概要



(a) 気中供試体 (13 万回時点)



(b) 水張り供試体 (3 万回時点)

写真 4.1-2 試験終了時の横目地部におけるひび割れ発生状況

わみ)と走行回数)の関係を示す。図4.1-2(a)より、乾燥状態で実施した試験体(気中供試体)では、走行回数1万回までは活荷重たわみが減少傾向にあり、輪荷重載荷に伴い路床材が締め固まったことで舗装版全体が沈下したと考えられる。その後、走行回数6万回までは活荷重たわみに大きな増減なく推移したが、6万~8万回で徐々に増加する傾向を示した。これは、図4.1-2(a)に示す舗装版中央位置におけるダウエルバーのひずみが急増した走行回数と整合し、その後9万回時点で活荷重たわみが減少したことからも、走行回数8万回時点で目地部直下において鉛直方向のひび割れが発生・進展したものと推察される。また、9万回以降は舗装版片側(図4.1-1中の変位計D-E側)の活荷重たわみが徐々に増加する傾向を示した。本

試験では輪荷重が往復運動する機構であるものの、実際のJRCPにおいてリーブ版が沈下して段差が生じる現象と同様の挙動が見られた。その後、載荷荷重を186.2kNとした12万回以降では、中央の活荷重たわみが急増する傾向を示したため13万回時点で試験を終了した。一方、図4.1-2(b)に示す水張り供試体では、走行初期は気中供試体と同様に徐々にコンクリート版中央の活荷重たわみが低下する傾向を示したが、載荷荷重を98kNとした走行回数30000回以降は急激に活荷重たわみが増加して供試体がVの字に大きく変形した。水張り供試体では走行試験途中で土手から水が漏れ出したため、供試体下面に設置した路床材の支持力が大幅に低下し、走行試験の途中で供試体下に空洞が生じたことで急激に疲労抵抗性が

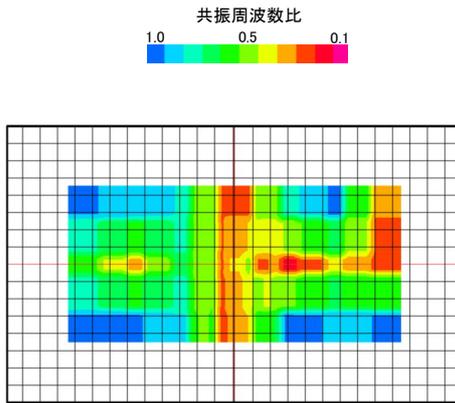


図 4.1-4 気中供試体の共振周波数比コンター図

低下したものと推察される。なお、このまま試験を継続する場合には試験装置の故障が懸念されたため、この段階で試験を中断した。なお、図4.1-3(b)に示す中央位置のダウエルバー(図中のC)においても同走行回数で活荷重ひずみの急増が確認された。各供試体の試験終了時点における横目地部のひび割れ発生状況を写真4.1-2に示す。いずれの供試体においても横目地部位置でコンクリート版下面からの曲げひび割れが生じていたものの、気中供試体では0.5mm程度のひび割れ幅であったのに対して、水張り供試体では幅1.3mmのひび割れが生じる結果であった。

図4.1-4に気中供試体で計測した共振周波数比(計測した共振周波数比を健全時の共振周波数比で除した値)のコンターマップを示す。なお、水張り供試体については、試験体の吊り上げ作業における安全性の観点から現時点では計測できていない。図より、沈下の見られた側の舗装版において、目地部から走行範囲にかけて共振周波数が著しく低下しており、この時点でコンクリート版内部において損傷が著しく進行していることがわかる。これにより、本試験方法によってJRCP横目地部の疲労損傷を再現可能であることが示唆された。図4.1-5に試験終了時における舗装版上面および切断面のひび割れ発生状況を示す。舗装版上面では目地部近傍において角欠けおよびひび割れの発生が確認されたものの、目地材の飛散はなかった(写真4.1-3)。切断面においては目地部直下における鉛直方向のひび割れが確認されるとともに、共振周波数が著しく低下した箇所でもせん断ひび割れが確認されるなど、局所振動試験によってコンクリート版内部の損傷状態を評価し得ることが示された。

【参考文献】

- 1) 内藤ら：局所振動試験に基づく道路橋RC床版の内部損傷評価，土木学会論文集E2，Vol.73，No.2，pp.133-149，2017。

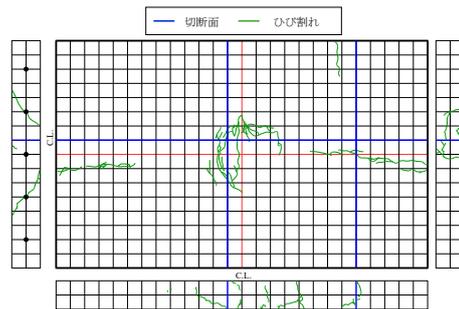


図 4.1-5 気中供試体のひび割れ発生状況

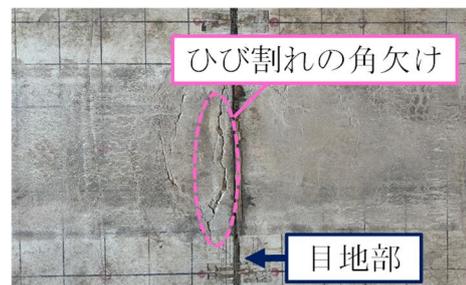


写真 4.1-3 目地部の損傷状況(気中供試体)

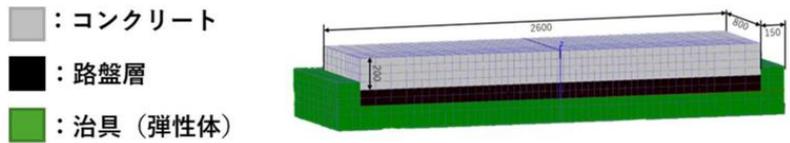


図 4.2-1 解析モデルの外観図

表 4.2-1 コンクリート版と路盤の物性

コンクリート圧縮強度	300kgf/cm ² (29.4MPa)
コンクリート引張強度	22kgf/cm ² (2.16MPa)
試験治具の剛性	2100000kgf/cm ² (剛体)
目地材 (弾性体) の剛性	28000kgf/cm ² (2744MPa)
路盤 (弾性体) の剛性	1223.6kgf/cm ² (120MPa)

表 4.2-2 コンクリート版と路盤間のボンド要素

パラメータ	モデル 3
側面のボンド開閉剛性 (kgf/cm ²)	2000
側面のボンドせん断剛性 (kgf/cm ²)	2000
底面のボンド開閉剛性 (kgf/cm ²)	1
底面のボンドせん断剛性 (kgf/cm ²)	1

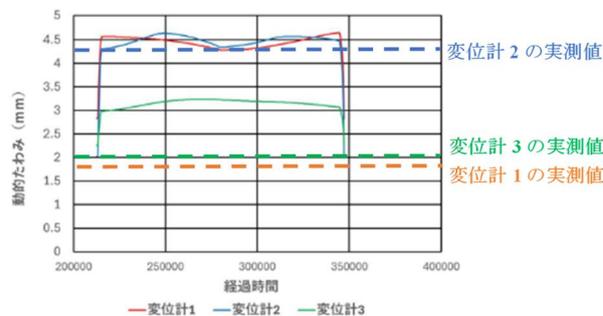


図 4.2-2 5万回載荷時の活荷重たわみ量

4.2 解析的検討

(1) 日大の輪荷重走行の再現解析

a) 概要

日本大学での輪荷重走行試験を受けて、実験を再現するための再現解析を行った。本検討は三次元材料非線形有限要素法解析ソフト「COM3」を用いて行った。

輪荷重走行試験の再現解析を行うことで、モデリング手法の提案および解析手法の適用性を確認するとともに、次項で述べられる実大規模のコンクリート舗装モデルを使用した疲労寿命予測手法の開発に役立てることが本解析の目的である。

b) 解析条件

解析に使用したモデルは、コンクリート版をRC要素

素、路盤層である砂の詰まった土嚢を弾性要素、治具 (フレーム) を弾性要素、ダウエルバーをbeam要素でモデリングしている。モデルの外観は図4.2-1である。試験装置は治具を含めて東西方向2900mm、南北方向が1900mmであるが、試験装置は東西方向の軸に対して左右対称であることから、本モデルは縦断面对称のハーフモデルを採用した。コンクリート版と土嚢、土嚢もしくはコンクリート版と治具の界面にはそれぞれボンド要素を使用している。ダウエルバーのモデリングにはbeam要素を用いている。beam要素と周囲の3次元コンクリート要素の間にface要素を導入した。face要素はある節点と周囲の節点の間にばねを設置するものであり、これをダウエルバーのbeam要素に導入することで周囲のコンクリート要素との付着を切った状態を再現した。

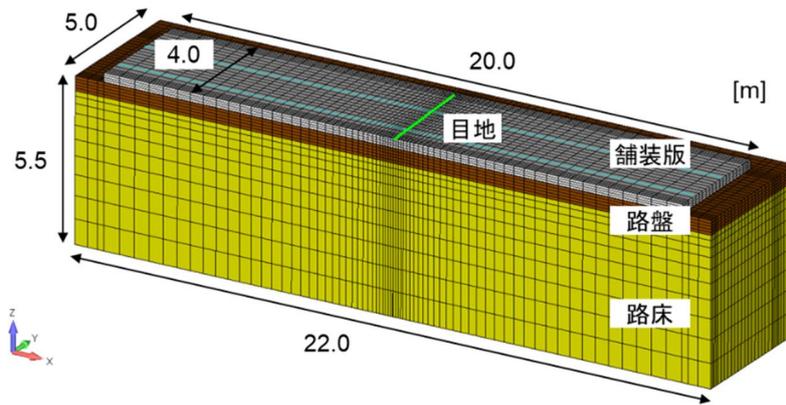


図 4.2-3 実規模解析モデル鳥観図

解析に使用したモデルの各種物性値およびボンド要素の物性値は表4.2-1および表4.2-2のとおりである。今回の解析では特にコンクリート版の3か所のたわみ量に対して再現解析を行った。

c) 解析結果

輪荷重走行実験は、実験期間の制約から3万回までのデータが得られている。本解析の再現性確認は、便宜上、輪荷重5万回の解析結果で行った。

図4.2-2は変位計1～3の位置におけるモデルのZ方向のたわみの値をグラフ（実測値との比較）にしたものである。変位計1の活荷重たわみは4.5mm、変位計2は4.5mm、変位計3は3.25mmとなった。すべての実測値と解析値が整合したわけではないが、各計測点における活荷重たわみのオーダー感はあること、コンクリート版中央の変位計2の最大たわみは実測値とほぼ同様の値となったことから、おおよそ確からしいモデルができたと考えている。

(2) 実規模モデルによる目地を含む普通コンクリート舗装の疲労寿命評価

目地を含む普通コンクリート舗装の耐疲労性を評価するために、輪荷重試験や定点疲労試験を行うとともに、再現解析による解析手法の妥当性検証結果を進めた。本項では実構造物の耐疲労特性を評価するために、目地を含む普通コンクリート舗装の実規模モデルを作成し、疲労寿命を評価した結果を示す。使用する解析コードは、前項と同様に三次元材料非線形解析コードCOM3である。

a) 解析対象とモデル概要

解析対象としたのは、横収縮目地を有する片側1車線の普通コンクリート舗装版である。表4.2-3に対象構造物の諸元を示す。文献¹⁾を参考にして道路幅や路肩幅、交通量区分を設計条件として設定した。設定した交通量区分N7は、1日あたりの計画交通量が3000台/方向以上となる。経験に基づいた手法として、コンクリートの版厚、曲げ強度、収縮目地間隔は交通量区分に応じた推奨値を設定した。交通量区分から必要な路盤反力係数(K30)を200 MPaと設定した。ヤング率が300MPaの路盤層1層のみと仮定し、路盤反力係数を満たす路盤厚を、多層弾性理論に基

づく舗装構造解析プログラムGAMESにより算定した²⁾。舗装版延長のうち、中央に横目地を有する延長20m区間を解析対象として、図4.2-3に示すように三次元ソリッド要素でモデル化した。問題の単純化のために、縦目地を対称面として片側1車線のみをハーフモデルとした。路床の厚さや路盤と路床の側方モデル化領域は、既往の三次元FEM解析事例³⁾を参考にして設定した。路床の厚さは底面での拘束が舗装版の挙動に響がしないように十分大きくした。一方で、側方のモデル化領域は目地やコンクリート舗装版の損傷に与える影響が小さいと考え、必要最低限の領域をモデル化した。

解析モデルの詳細を図4.2-4に、各部位の入力物性を表4.2-3～表4.2-7に示す。舗装版はコンクリートの弾塑性破壊挙動と多方向ひび割れを考慮可能な構成モデルでモデル化した。コンクリート標準示方書では、以下のように引張強度と曲げ強度、および圧縮強度と引張強度の関係式が示されている⁴⁾。

$$f_{bck} = k_{ob}k_{1b}f_{tk}, k_{ob} = 1 + \frac{1}{0.85 + \frac{4.5h}{l_{ch}}}, k_{1b} = \frac{0.55}{h^4} \quad (1)$$

$$f_{tk} = 0.23f'_{ck}{}^{2/3} \quad (2)$$

ここで、 f_{bck} 、 f_{tk} 、 f'_{ck} ：コンクリートの設計曲げ強度、引張強度、圧縮強度 [MPa]、 h ：断面高さ [m]、 l_{ch} は有効長さ [m]であり、以下の式で表される。

$$l_{ch} = \frac{G_f E_c}{f_{tk}^2}, G_f = 10(d_{max}f'_{ck})^{1/3} \quad (3)$$

ここで、 E_c ：ヤング係数 [MPa]、 d_{max} ：最大骨材寸法あり、40 mmと設定した。設計曲げ強度が4.4 MPa以上となるように、圧縮強度を45 MPaと設定した。ヤング係数はコンクリート標準示方書に従い圧縮強度に応じた値を設定した。路盤、路床は弾性体でモデル化し、前述の通り仮定したヤング係数とポアソン比を設定した。舗装版と路盤の間には剥離と滑りを考慮可能なジョイント要素を設け、剥離には抵抗せず、ずれに対しては摩擦則に従って剛塑性に近い挙動を示す条件とした。

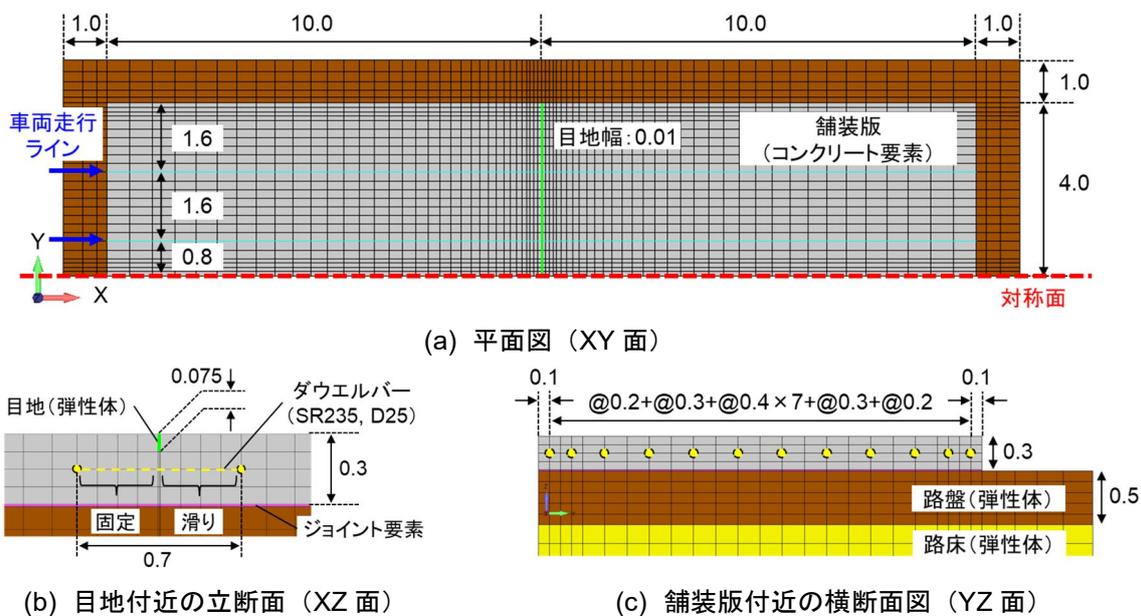


図 4.2-4 実規模解析モデル詳細図 (寸法単位 : m)

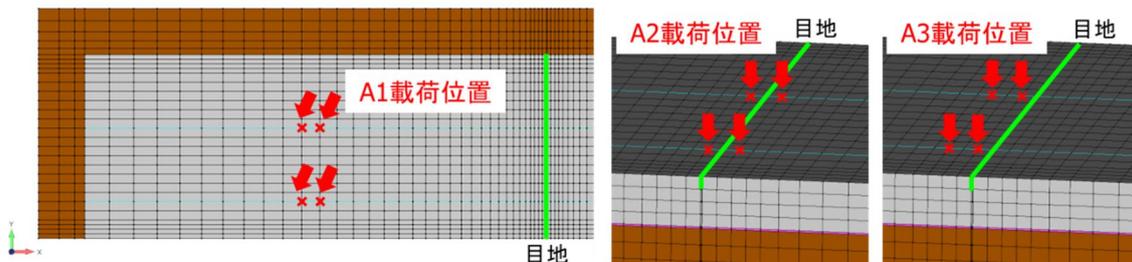


図 4.2-5 各解析ケースの载荷位置

表 4.2-3 実規模解析の検討対象諸元

条件	設定	備考
構造	片側 1 車線 普通コンクリート舗装	設計条件
交通区分	N ₇	設計条件
幅員	3.25 m	設計条件
路肩	0.75 m	設計条件
路床のヤング率	40 MPa	設計条件
コンクリート版厚	30 cm	経験に基づく設定
舗装版の曲げ強度	4.4 MPa 以上	経験に基づく設定
収縮目地間隔	10 m	経験に基づく設定
路盤構造・ヤング率	1 層・300 MPa	暫定値
路盤の設計 K 値 (K ₃₀)	200 MPa/m 以上	交通区分から設定
路盤厚	50 cm	設計 K 値を満たすように多層弾性理論から算出
モデル化領域	横断幅 : 片側 1 車線 + 1 m 縦断長さ : 中央に横目地を有する 20 m 区間 深さ : 路床厚さ 5 m まで	暫定値

横収縮目地はダミー目地を想定し、上面から幅 10 mm、深さ 75 mm の切り欠き部を設け、長さ 700 mm のダウエルバーを断面中段に配置した。切り欠き部は

弾性体でモデル化し、極端に低い剛性を与えた。ダウエルバーは SR235, D25 を用いることとし、梁要素でモデル化した。目地を挟んで片側 (X 軸負側) はコ

表 4.2-4 実規模解析の材料物性（コンクリート版：コンクリートモデル）

ヤング係数 [GPa]	圧縮強度 [MPa]	引張強度 [MPa]	ポアソン比	単位体積重量 [g/cm ³]
32.0	45.0	2.9	0.2	2.5

表 4.2-5 実規模解析の材料物性（目地，路盤，路床：弾性モデル）

部位	ヤング係数 [MPa]	ポアソン比	単位体積重量 [g/cm ³]
目地	5.0	0.45	2.0
路盤	300.0	0.35	2.0
路床	40.0	0.45	2.0

表 4.2-6 実規模解析の材料物性（各層の境界面（共通）：ジョイントモデル）

せん断剛性（剥離時） [MPa/m]	直剛性（剥離時） [MPa/m]	摩擦係数	せん断強度 [MPa]	引張強度 [MPa]
1.0E+07 (0)	2.0E+07 (0)	0.3	0	0

表 4.2-7 解析ケース

Case	路床剛性，ポアソン比 [MPa, -]	路盤剛性，ポアソン比 [MPa, -]	載荷位置
A1	40.0, 0.45	300.0, 0.35	アプローチ版中央
A2	40.0, 0.45	300.0, 0.35	目地直上
A3	40.0, 0.45	300.0, 0.35	目地脇

ンクリートと完全固定とした。反対側（X軸正側）は、ダウエルバーとコンクリートの付着が無い条件とするために、Edomらが用いた手法を用いて滑りを許容した⁹⁾。即ち、梁要素とコンクリート要素を結ぶ接合要素を設け、両者がオーバーラップしないように直剛性は十分大きく、せん断剛性はせん断抵抗が無視できるように十分小さい値を設定した。

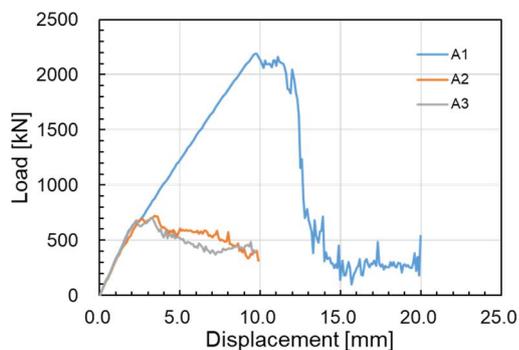
解析ケースを表4.2-7に示す。まずは目地部と舗装版の耐疲労特性を比較するために、載荷位置をパラメータとした定点疲労載荷解析を行った。図4.2-5に各ケースの載荷位置を示すが、ケースA1は舗装版の疲労特性を評価するために目地を挟んで片側の舗装版の中央付近を、ケースA2とA3は目地部の疲労特性を評価するために目地付近を載荷点とした。全てのケースで4輪車両を想定して4点載荷としたが、目地を跨ぐように載荷点を設定したA2に対し、A3では目地の片側のみを載荷した。各ケースで196kN, 392kN, 784kNの3水準の荷重で疲労解析を実施した。疲労解析は荷重制御で行い、載荷周期は荷重784kNの時のみ0.05Hzとし、他は0.1Hzとした。境界条件は、路床底面を完全固定、側面は全て鉛直ローラー条件とした。

なお、本来コンクリート舗装版には温度応力や乾湿作用による繰返し反り変形が生じるが、本解析では輪荷重に対する耐疲労性に着目し、環境作用の

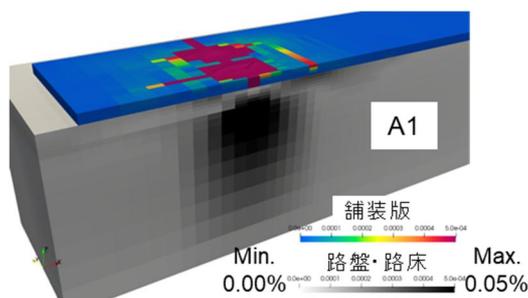
影響は無視した。

b) 実規模解析結果

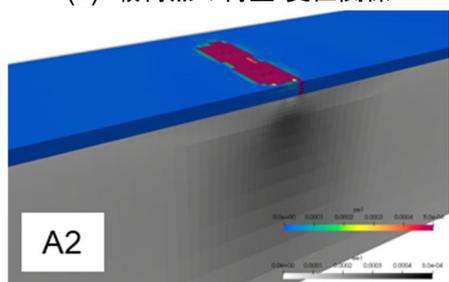
疲労解析を実施する前に、耐荷力を評価するために、載荷点の変位を漸増させるプッシュオーバー解析を全ケースで実施した。図 4.2-6 にプッシュオーバー解析の結果を示す。同図(a)の荷重—変位関係に示す通り、A1の耐荷力が最も大きく、2189kNであった。A2とA3はA1の約1/3となり、それぞれ721kNと702kNであった。初期剛性は全てのケースで概ね一致した。同図(b)～(d)に示す変形図を比較すると、全てのケースで上面のコンクリートが盛り上がっているような破壊形態を示している。これは上面のコンクリートの圧壊と解釈できる。目地部を載荷したケースに対して、舗装版中央を載荷したA1は損傷範囲が広がっている。抵抗力が大きい分、影響範囲は広がったと理解できる。目地部を載荷したA2とA3を比較すると、最終的な破壊形態はあまり変わらないが、初期ひび割れの発生位置に違いが見られた（図 4.2-7）。目地を跨ぐようにして載荷したA2は、最大モーメントが作用する目地直下と付着が無い側のダウエルバー端部近傍の引張縁にひび割れが生じた。一方でA3では、ダウエルバー両端部にひび割れが発生した。以上より、載荷点直下の最大モーメント作用部に加えて、付着を切ったダウエルバー端部でひび割れが発生しやすいことが明らかと



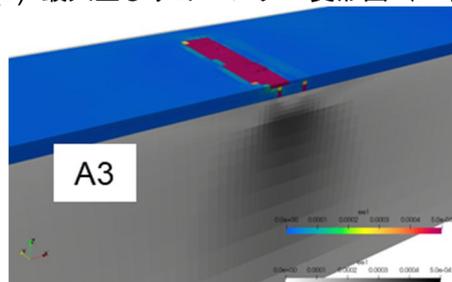
(a) 載荷点の荷重-変位関係



(b) 最大主ひずみコンター変形図 (A1)



(c) 最大主ひずみコンター変形図 (A2)



(d) 最大主ひずみコンター変形図 (A3)

図 4.2-6 プッシュオーバー解析結果 (変形倍率 2 倍)

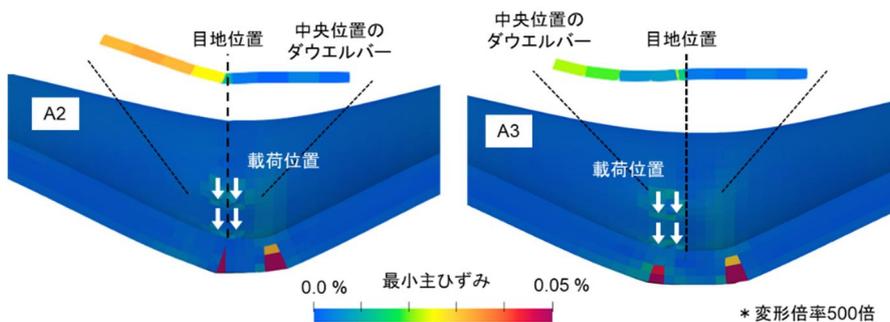
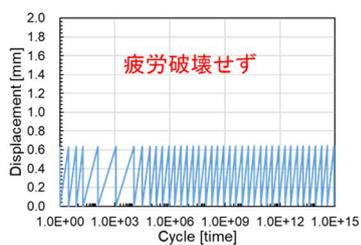
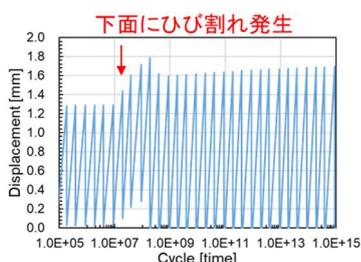


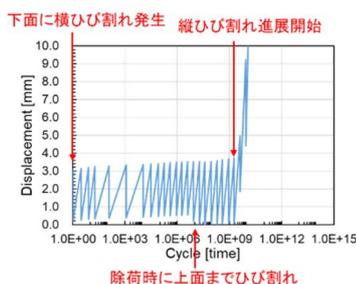
図 4.2-7 A2 と A3 の初期ひび割れ発生時の変形比較



(a) 最大荷重 196 kN



(b) 最大荷重 392 kN



(c) 最大荷重 784 kN

図 4.2-8 A1 の載荷点の荷重-変位関係

なった。同図にはダウエルバーの変形図も併記しているが、完全付着領域は曲率変形するとともに軸ひずみが発生し、付着が無い領域はほとんど軸ひずみが生じていないことから、意図したモデル化が出来ていることが確認出来る。

図 4.2-8～図 4.2-13 に各ケースの疲労載荷解析結果を示す。全ケースで共通して、荷重 784 kN のケース

以外は 1015 回の解析終了ステップまで疲労破壊が生じなかった。荷重 784 kN 時に載荷点変位が急増する繰り返し回数を比較すると、静的耐荷力と同様に舗装版中央を載荷した A1 の回数が、目地付近を載荷した A2, A3 よりも多かった。これは、A1 の疲労強度が A2 や A3 より大きいことを意味する。なお、プッシュオーバー解析で得られた A2 と A3 の静的耐荷力は 784 kN よりも若干小さくなるが、荷重制御で行った

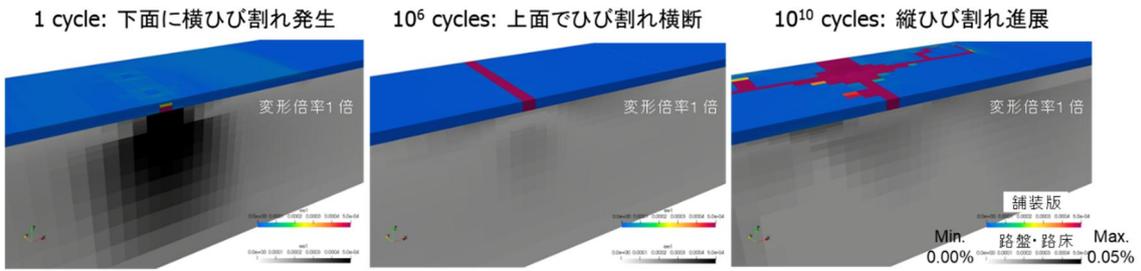
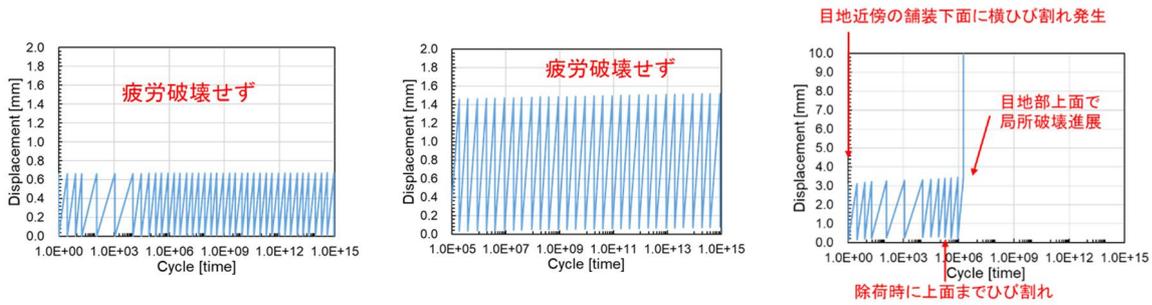


図 4.2-9 A1 の損傷過程（繰り返し最大荷重 784 kN, 最小主ひずみコンター変形図）



(c) 最大荷重 196 kN

(d) 最大荷重 392 kN

(e) 最大荷重 784 kN

図 4.2-10 A2 の載荷点の荷重-変位関係

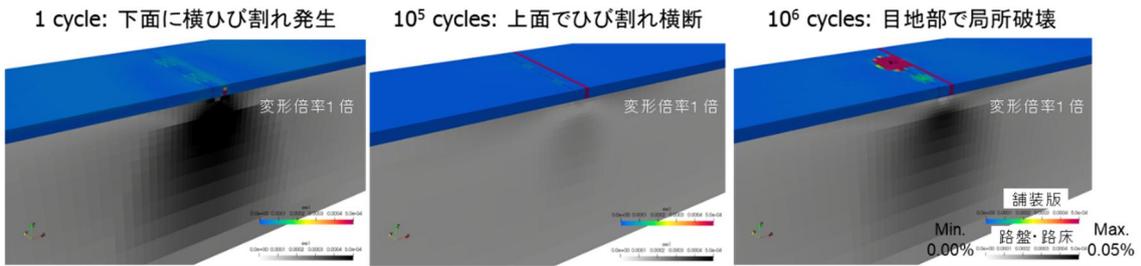
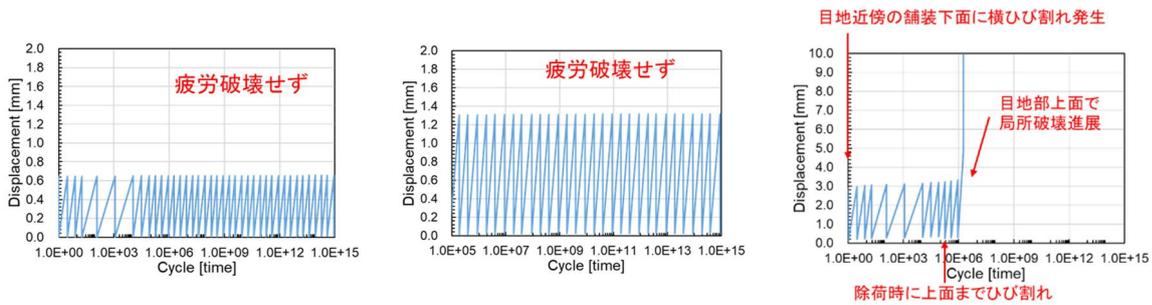


図 4.2-11 A2 の損傷過程（繰り返し最大荷重 784kN, 最小主ひずみコンター変形図）



(f) 最大荷重 196 kN

(g) 最大荷重 392 kN

(h) 最大荷重 784 kN

図 4.2-12 A3 の載荷点の荷重-変位関係

疲労解析は発散しなかった。本解析では、コンクリート強度の時間依存性も考慮している。動的強度は静的強度よりも大きいため、疲労解析では破壊直前の状態で耐えたと解釈できる。A1の損傷過程を分析すると（図4.2-9）、最初のサイクルで載荷点下面に横ひび割れが発生し、106サイクル載荷した時点で上面に横断ひび割れが現れる。

その後、載荷点上面での局所破壊が進むとともに、

縦断方向にもひび割れが進展した。これらの損傷は、実際の舗装でも生じることが確認されている¹⁾。特に、縦断方向のひび割れまで再現出来ることは、三次元解析特有の利点である。A2とA3の損傷過程や疲労強度は概ね一致した。特徴的な損傷として、ダウエルバーを完全付着させた側のみを載荷したA3であっても、A2と同様に付着が無い側（反対側）のダウエルバー端部付近で横ひび割れが貫通した。付着を切

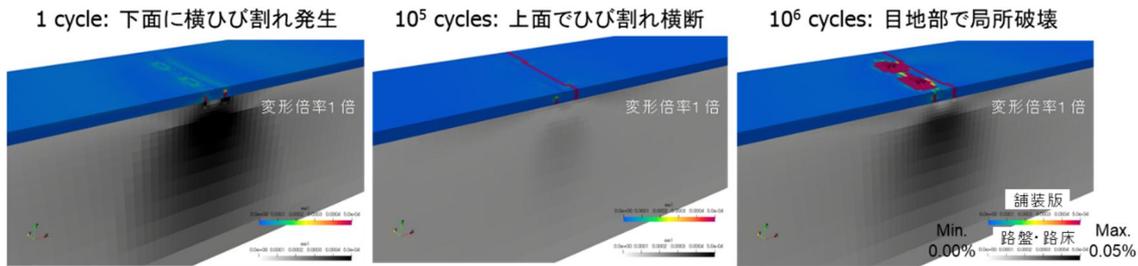


図 4.2-13 A3 の損傷過程 (繰り返し最大荷重 784 kN, 最小主ひずみコンター変形図)

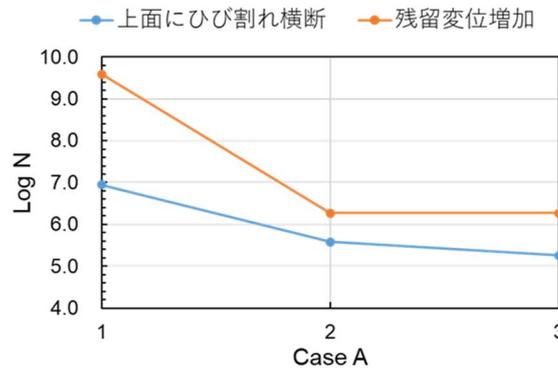


図 4.2-14 繰り返し最大荷重 784 kN 時の疲労破壊輪数

ったダウエルバーの端部が最も損傷を受けやすいことが示唆された。

最後に、図4.2-14に各ケースでの荷重784 kN時の疲労破壊輪数を整理した。舗装版の耐疲労性能照査指標として、ひび割れ度が提案されている¹⁾。ひび割れ度は、コンクリート版のひび割れ長さをコンクリート版の面積で除した値であり、10cm/m²が疲労度(応力の繰り返し数/許容繰り返し数)1.0に相当する限界値とされている。本検討で対象とした舗装は目地を挟んだ二枚のコンクリート版とみなすことができ、一枚の面積は40m²である。ひび割れ度10cm/m²に相当するひび割れ長さは4mとなり、これは舗装の横幅と一致する。即ち、上面に横断ひび割れが貫通した時点がひび割れ度10cm/m²に相当するため、この時点を経済破壊と定義した。一方で、コンクリート舗装版の要求性能は荷重伝達能力の維持や過度な段差が生じないことなどが挙げられる。図4.2-8、図4.2-10、図4.2-12に示す変位履歴のグラフにおいて、荷重伝達能力(支持剛性)は載荷時の変位量、段差は除荷時の残留変位とそれぞれ正の相関があると考えられる。そこで、残留変位が1mm以上増加する時点を経済破壊と定義し、疲労破壊輪数を比較した結果も同図には示している。前述の通り、舗装版本体に対して、目地部の疲労破壊輪数の方が小さいことは明らかである。加えて、ひび割れ度が限界値に達しても舗装の荷重伝達能力は維持され過度な段差も生じず、これらの限界状態に至るまでには更に繰り返し数を要することが明らかとなった。疲労破壊を考慮可能な三次元非線形FEM解析を用いて舗装版の支持力や段差を陽に評価することで、設計を合理化できる可能性が示唆された。

一方で、環境作用を考慮していないことを踏まえても、全体的に疲労寿命を過大評価しすぎている。特に、A2やA3では、荷重392 kNは耐力比で約5割となるにも関わらず、1015回載荷しても破壊に至らなかった。仮に1日あたりの交通量が10000台で100年間使用したとしても、総輪数は108オーダーである。非現実的な輪数となる1015でも破壊が生じないことに関して、過度に安全側の設計となっている可能性も考えられるが、解析の妥当性に疑念が残る。そこで、コンクリート単体の曲げ疲労載荷試験を対象に、疲労強度予測精度の検証を行った。

c) 無筋コンクリート梁の曲げ疲労試験を対象とした妥当性検証

解析対象としたのは、吉本ら⁶⁾が行った室内実験である。吉本らは、寸法を変化させた曲げ供試体を作成し、三等分曲げ載荷による疲労試験を行った。疲労載荷中のコンクリートの強度発現や乾燥収縮の影響をなるべく低下させるために、打設後14日間の湿布養生後に室内気中曝露で150日以上経過後に全ての試験が実施された。故に、輪荷重作用のみによる疲労破壊を評価する本解析手法の検証データとして適している。図4.2-15に解析モデルを示す。実験では、版厚(h)とスパン(L)を変化させて3種類の試験体を作成されたが、全て三次元ソリッド要素を用いてモデル化した。材料物性は材料試験で得られた値を設定した(表4.2-8)。また、実験で計測された破壊エネルギー323[N/m]と整合するように、コンクリートの引張軟化パラメータを設定した。

表 4.2-8 曲げ疲労解析の入力物性

ヤング係数 [GPa]	圧縮強度 [MPa]	引張強度 [MPa]	ポアソン比	単位体積重量 [g/cm ³]
29.4	52.2	3.5	0.2	2.5

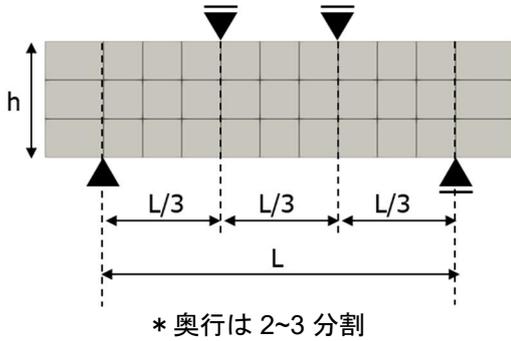


図 4.2-15 曲げ疲労試験の解析モデル

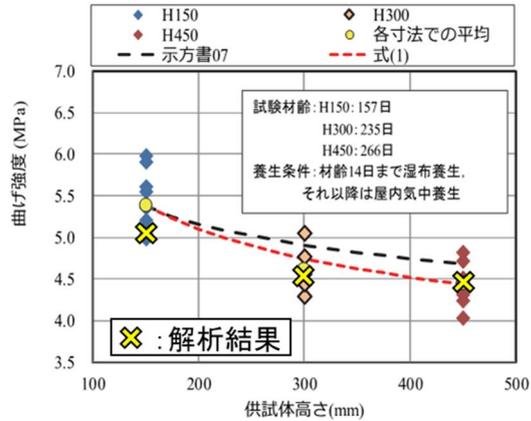
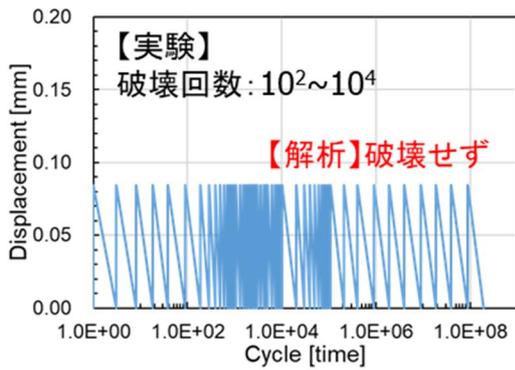
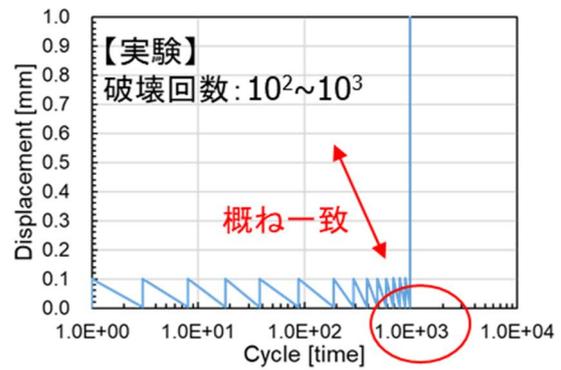


図 4.2-16 静的曲げ強度の評価結果

(吉本ら⁶⁾に加筆)

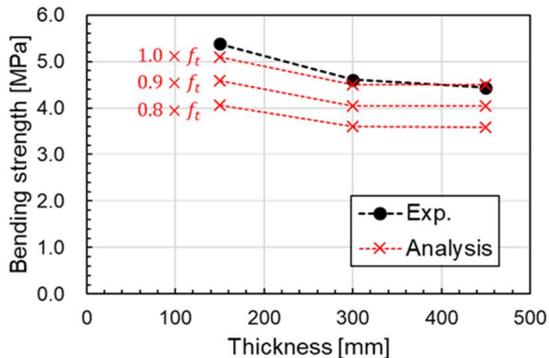


(a) 応力比 0.8

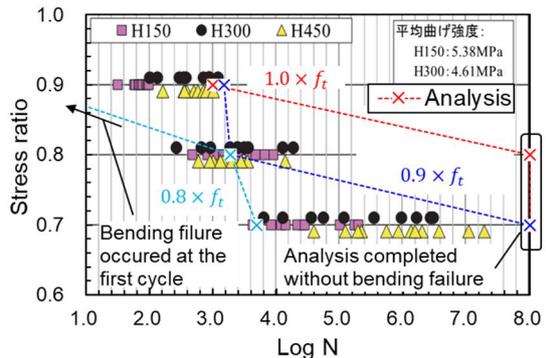


(b) 応力比 0.9

図 4.2-17 版厚 300 mm 供試体の曲げ疲労試験の再現解析結果 (载荷点の荷重-変位関係)



(a) 静的曲げ強度



(b) S-N 曲線 (吉本ら⁶⁾に加筆)

図 4.2-18 引張強度の感度解析

まず、静的な曲げ強度試験結果と解析結果の比較を図4.2-16に示す。本解析で曲げ強度の寸法効果を考慮出来ており、精度良く曲げ強度を評価出来るこ

とが確認された。続いて、版厚300 mm供試体の曲げ疲労解析の結果を図4.2-17に示す。応力比0.9の場合には、実験結果と疲労破壊回数が概ね一致していた。

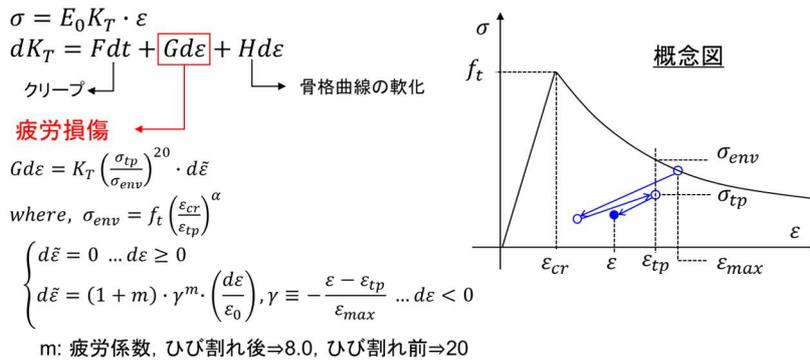


図 4.2-19 引張疲労損傷モデル⁷⁾

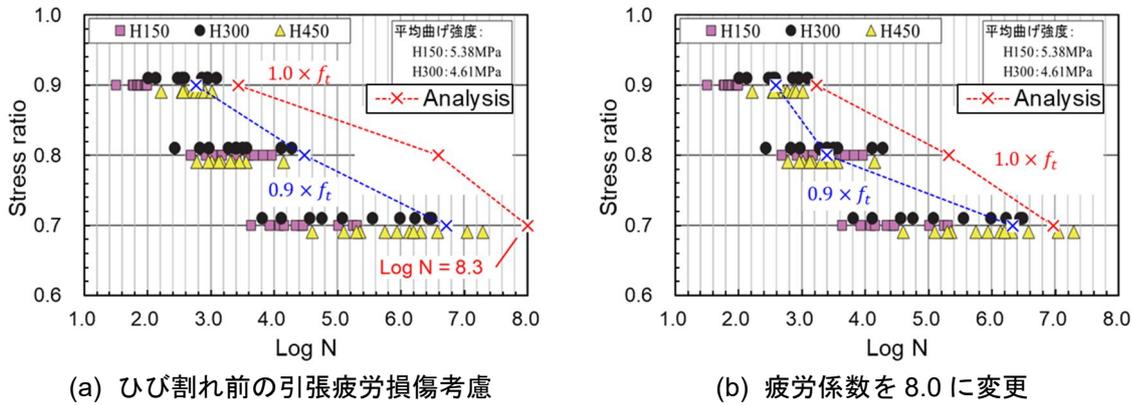


図 4.2-20 モデル修正後の解析結果 (S-N 曲線, 吉本ら⁶⁾ に加筆)

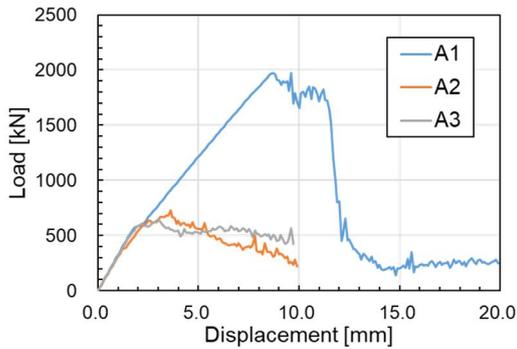
一方で応力比0.8の場合, 実験では102~103回で破壊が生じたにも関わらず, 解析では108回まで荷重を行っても疲労破壊が生じなかった. 図には示していないが, 応力比0.7についても同様に108回まで荷重を行っても疲労破壊が生じなかった.

乾燥収縮の影響で, コンクリートの引張強度が最大で6割程度まで低下することはよく知られている. 対象実験は乾燥収縮の影響をなるべく排除してはいるが, 完全ではない. そこで, 引張強度の感度解析を実施した. 引張強度が低すぎると繰り返し応力の方が大きくなってしまいますので, 材料試験で得られた引張強度を90%, 80%として感度を調べた. 図4.2-18(a)に示すように, 無筋コンクリート梁であるため, 静的曲げ強度は引張強度と比例して低下する. 同図(b)では, 疲労解析で得られたS-N曲線を実験結果と併記した. 引張強度を90%に低減すると, 応力比0.8でも実験と同様の繰り返し数で数値解析でも疲労破壊が生じた. 一方で, この場合でも応力比0.7では疲労破壊が生じなかった. 引張強度を80%に低減すると, 応力比0.7でも疲労破壊が生じるようになったが, 応力比0.9では最初のサイクルで破壊し, 曲げ強度を過度に低く評価してしまっている.

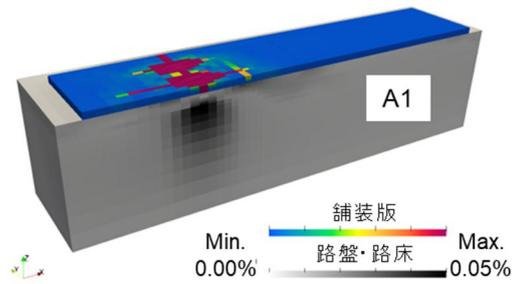
ここで, 応力比0.8で疲労破壊したケースとしないケースを比較すると, 疲労破壊したケースでは最初のサイクルで引張縁にひび割れが生じていた. 応力比0.7を含め, 疲労破壊が生じないケースの共通点として, 最初のサイクルでひび割れが発生してい

なかった. 故に, ひび割れ前のコンクリート構成モデルで引張疲労損傷が適切に考慮出来ていないことが原因と判明した. そこで, ひび割れ後のコンクリート構成モデルに適用されている引張疲労損傷モデル(図4.2-19)をひび割れ前にも適用して解析を行った. その結果を図4.2-20に示すが, 最も小さい応力比0.7でも疲労破壊が生じるように改善された. 一方で, 同図には引張強度を90%に低減させた結果も併記するが, この場合でも疲労破壊回数を過大評価する傾向が見られた. 原著では, 図4.2-20に示す疲労パラメータmを, ひび割れ前のコンクリートに対しては20, ひび割れ後のコンクリートに対しては8としていた⁷⁾. 図4.2-20(a)に示す解析では, 疲労パラメータは20としていたが, 試行的に8とした場合の結果を同図(b)に示す. 疲労破壊回数を過大評価する傾向は変わらないが, 概ね実験結果のバラツキの最大値を結ぶ線に一致した. さらに引張強度を90%としたところ, いずれの応力比においても実験結果の中央値に近い疲労破壊回数となった.

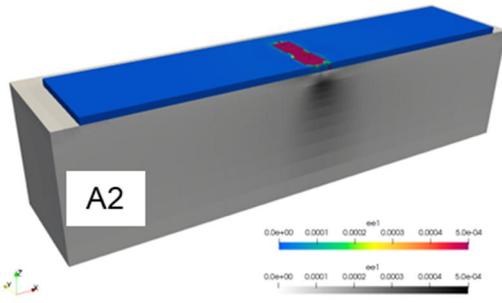
ひび割れ前のコンクリートの疲労損傷を考慮することで曲げ疲労解析の精度が向上した. 一方で, 疲労破壊回数を過大評価する傾向が見られた. コンクリート中の水分移動の影響を考慮しない場合は, 引張疲労損傷のパラメータをひび割れ後と同等にし, 1割程度引張強度を低減させる必要がある可能性が示唆された.



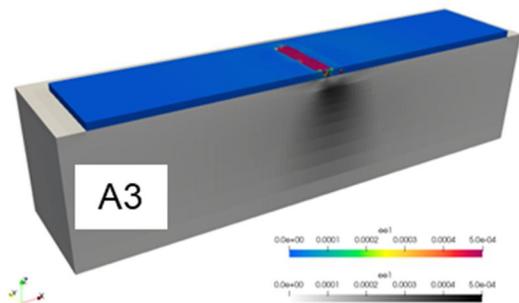
(c) 載荷点の荷重-変位関係



(d) 最大主ひずみコンター変形図 (A1)

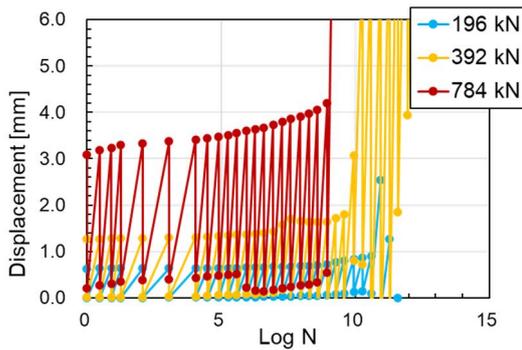


(c) 最大主ひずみコンター変形図 (A2)

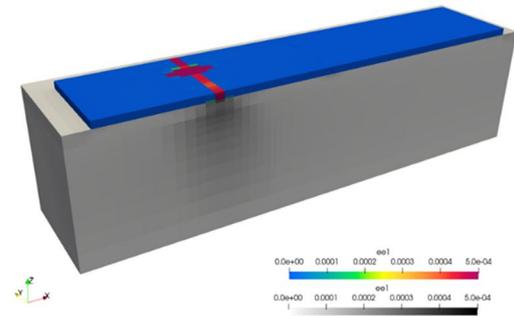


(d) 最大主ひずみコンター変形図 (A3)

図 4.2-21 疲労モデル修正後のプッシュオーバー解析結果 (変形倍率 2 倍)



(a) 載荷点の変位履歴



(b) 破壊形態 (最大荷重 196 kN)

図 4.2-22 疲労モデル修正後の疲労解析結果 (A1)

D) 修正モデルによる実規模床版の耐疲労性評価

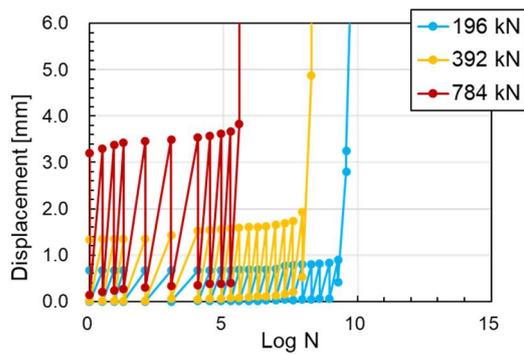
無筋コンクリート梁試験体の疲労試験結果と整合するように修正を加えた疲労モデルを用いて、実規模解析による目地を含むコンクリートの耐疲労性の再評価を行った。解析メッシュや入力物性は修正前と同様であるが、コンクリート舗装版の引張強度のみ、前述の検討を踏まえ9割に低減した。

まず、プッシュオーバー解析結果を図4.2-21に示す。モデル修正前の図4.2-6と比較すると、コンクリートの引張強度を低減した分だけA1の耐荷力は小さくなったが、A2やA3では耐荷力に大きな変化は生じなかった。全てのケースでダウエルバーの降伏は生じず、舗装版上面が圧壊するような破壊形態もモデル修正前の結果と一致していた。

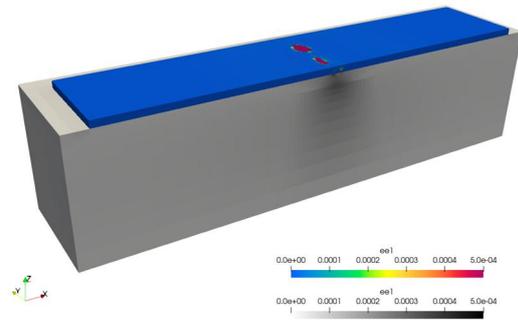
続いて、ケースA1～A3の疲労解析結果を図4.2-22～図4.2-24にそれぞれ示す。いずれのケースでも、図(a)の載荷点の変位履歴より、最大荷重増加とともに

に1サイクルの最大変位が増加し、変位が急増する繰り返し回数は小さくなっていることが分かる。また、図(b)を比較すると、図4.2-22に示すA1のみ舗装版上面の横断ひび割れが生じているが、他のケースでは横断ひび割れが生じる前に載荷点での局所破壊が生じた。この場合、横断ひび割れの発生の有無ではケース間の耐疲労性の評価が難しい。そのため、他の指標による定量的な評価を検討した。

舗装版に求められる主な性能は、荷重伝達能力と平坦面の維持である。前者に関して、FEM解析では路盤および路床を含めた舗装版の剛性は陽に出力されるので、図4.2-24(a)に示すように、初期剛性に対する残存剛性の比率を残存剛性率と定義し、各ケースで出力した。同図(b)～(d)にその結果を示すが、いずれのケースでも最大荷重の増加とともに残存剛性率が低下する繰り返し回数は小さくなることが分かる。各ケースで残存剛性率の低下の仕方に差異はあ

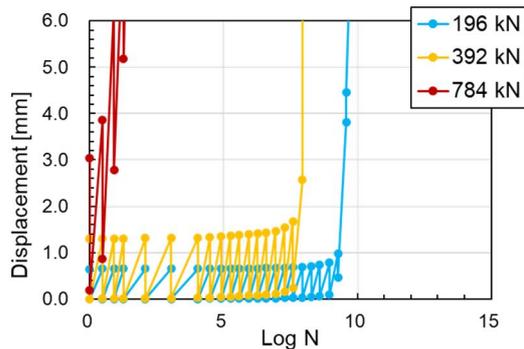


(a) 載荷点の変位履歴

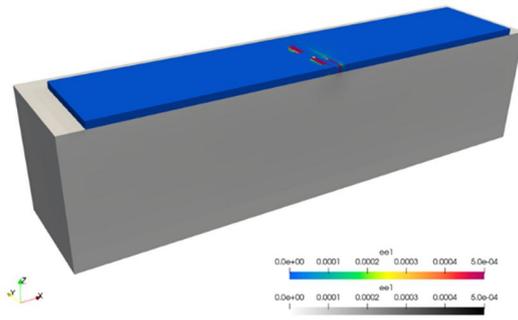


(b) 破壊形態 (最大荷重 196 kN)

図 4.2-23 疲労モデル修正後の疲労解析結果 (A2)



(a) 載荷点の変位履歴



(b) 破壊形態 (最大荷重 196 kN)

図 4.2-24 疲労モデル修正後の疲労解析結果 (A3)

るが、概ね残存剛性率が0.7までは緩やかに低下し、0.7を下回ると急激に残存剛性率が低下することは共通していた。また、残存剛性率が0.7を下回るタイミングと載荷点の変位が急増するタイミングは、概ね一致していた。故に、残存剛性率は舗装版の耐疲労性を評価する指標として適当であり、0.7が疲労破壊を判定する限界値とみなすことが出来る。

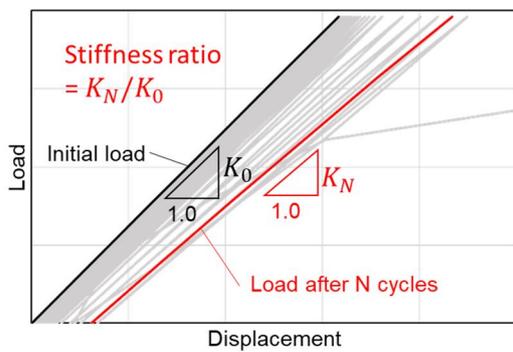
一方で平坦面の維持に関しては、(a)の変位履歴に着目すると、繰り返し数が増えるにつれて除荷時の残留変位が微増し、載荷点の変位が急増すると残留変位も急増することが伺える。一方で、変位が急増する直前には一度残留変位が小さくなっている。これは舗装版上面の圧壊により、上方へ孕み出した結果となる。最大荷重が小さいケースでは、圧壊による残留変位の低下の方が顕著になる傾向があった。これらを踏まえ、残留変位の絶対値が1 mm以上になる時点をもう一つの限界状態として考えた。

図4.2-23では、A1に対して、上面にひび割れが横断する状態（ひび割れ度 10cm/m^2 に相当）、残存剛性率が0.7以下となる状態、除荷時の残留変位の絶対値が 1.0mm 以上となる状態の3つの限界状態を設定した場合の疲労破壊輪数を整理した。横断ひび割れ、剛性比、残留変位の順で評価される破壊回数は大くなり、最大荷重が大きいほど限界状態の違いによる疲労破壊輪数の差異が大きい。最大荷重 784kN の結果に着目すると、106程度でひび割れが横断してか

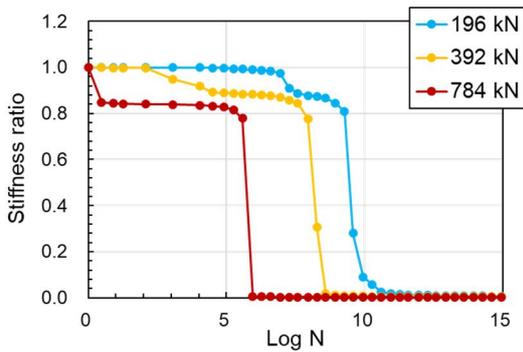
ら、107~108で剛性比が0.7以下となり、109~1010で残留変位が 1.0mm を超過する。これに対し、図4.2-24(a)では、108~109で変位が急増している。以上より、最大荷重が大きくなると従来のひび割れ度 10cm/m^2 では過度に安全側の設計となる可能性があり、剛性比や残留変位による評価が合理的となることが示唆された。図4.2-26に剛性比0.7以下を限界状態とした場合の、A1~A3での疲労破壊輪数を比較する。全ての荷重レベルにおいて、コンクリート舗装版本体(A1)の方が目地部(A2, A3)よりも10倍程度疲労寿命が大きいという結果となった。また、目地部を跨いだ載荷(A2)よりも、目地部の片側のみの載荷(A3)の方が疲労寿命は小さくなる傾向が見られた。これらはモデル改良前の結果とも整合していた。

4.3 本章のまとめ

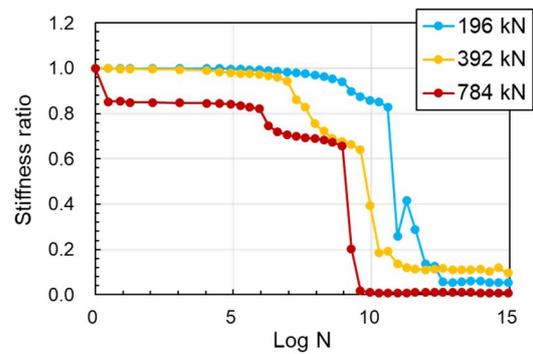
- 1) 普通コンクリート舗装を対象とした輪荷重走行試験を実施した結果、本試験手法により実路で見られる普通コンクリート舗装横目地部の疲労損傷過程を再現可能であることが示唆された。
- 2) 切断面においては目地部直下における鉛直方向のひび割れが確認されるとともに、共振周波数が著しく低下した箇所でもせん断ひび割れが確認されるなど、局所振動試験によってコンクリート版内部の損傷状態を評価し得ることが



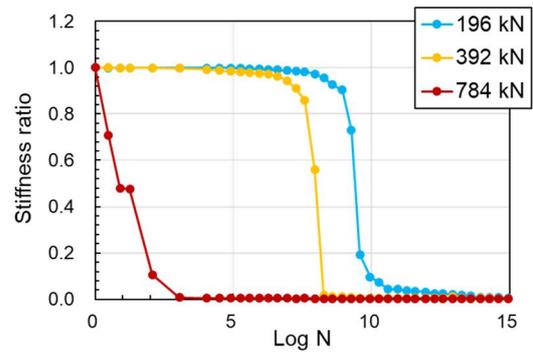
残存剛性率の概念図



残存剛性率の推移 (A2)



残存剛性率の推移 (A1)



残存剛性率の推移 (A3)

図 4.2-24 各ケースの残存剛性率の推移

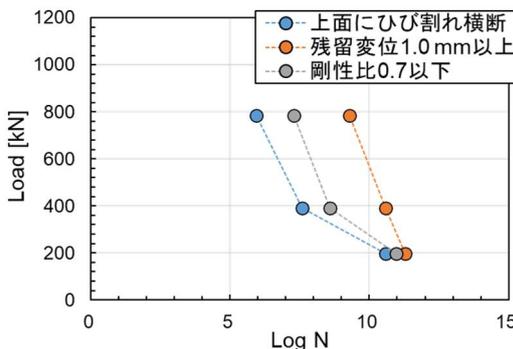


図 4.2-25 種々の限界状態での耐疲労性

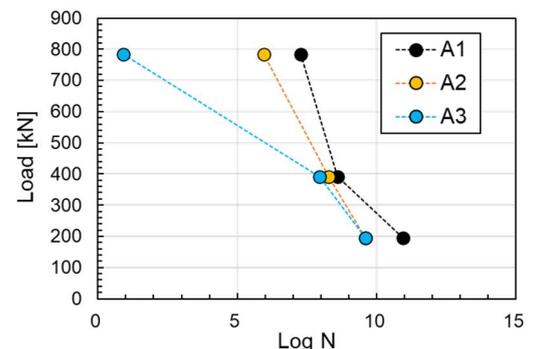


図 4.2-26 剛性比による耐疲労性評価

示された。

- 3) 三次元材料非線形FEMを用いた実規模モデルの定点疲労解析により、実際の舗装版と同様の横ひび割れや縦ひび割れを再現出来ることを確認し、目地部と舗装版本体では、静的耐力だけでなく、疲労強度も目地部の方が小さくなることが示された。
- 4) 目地部付近では、付着の無い区間のダウエルバー端部が最も疲労損傷しやすいことが解析的に示唆されたものの、実規模モデルによる解析では、非現実的な繰り返し輪数まで载荷したにも関わらず、疲労破壊しない結果が見られた。
- 5) 既往の曲げ疲労载荷試験結果を対象として解析の妥当性検証を行ったところ、ひび割れ前のコンクリート構成モデルで引張疲労損傷が考慮出来ていないことが明らかとなった。ひび割れ後に適用される疲労損傷モデルをひび割れ

- 6) 前にも適用したところ、解析精度が向上した。コンクリート内部の水分移動を考慮せずに疲労解析を行う場合、疲労強度を過大評価する傾向があるが、疲労パラメータや引張強度を低減することで実験結果との整合性を高めることが出来る。

従来の設計基準(ひび割れ度 $10\text{cm}/\text{m}^2$)に相当するひび割れ横断のみでは残留変位はほとんどなく、荷重伝達能力にもほとんど変化はないことが解析的に示された。疲労破壊を考慮可能な三次元非線形FEM解析を用いて舗装版の支持力や段差を陽に評価することで、設計を合理化できる可能性が示唆された。今後の課題として、路盤や路床材の非線形性や、環境作用も考慮した耐疲労性評価への発展が望まれる。

【参考文献】

- 1) (公社) 日本道路協会, コンクリート舗装ガイ

- ドブック2016, 丸善出版, 2016.
- 2) NPO法人舗装診断研究会Web頁 : <http://pdrg.org/>
ダウンロード
 - 3) 西澤辰男, 3次元FEMに基づいたコンクリート
舗装構造パッケージの開発, 土木学会舗装工学
論文集, 第5巻, 2000.12.
 - 4) (公社)土木学会, 2022年度制定 コンクリート
標準示方書[設計編], 丸善出版, 2023.
 - 5) Zewdie, E., Soltani, M. and Maekawa, K., Extended
multi-directional crack model applied to the RC
precast joint interface with shear dowel., *Journal of
Advanced Concrete Technology*, Vol. 20, pp. 535-
549, 2022.8.
 - 6) 吉本徹, 亀田昭一, 佐藤良一, 舗装用コンクリ
ートの寸法硬化を考慮した設計曲げ疲労曲線
の提案, 土木学会論文集E1 (舗装工学), Vol. 76,
No. 1, pp.18-35, 2020.
 - 7) Maekawa, K., Toongoenthong, K., Gebreyouhannes,
E. and Kishi, T., Direct path-integral scheme for
fatigue simulation of reinforced concrete in shear.,
Journal of Advanced Concrete Technology, Vol. 4,
No. 1, pp. 159-177, 2006.2.

第5章 まとめ

本研究は、高度な実験と解析を駆使したデータ同化手法により、FAの特性を生かした性能評価に基づく高耐久コンクリート舗装を開発し、東北地方をはじめとするこの種の舗装を真に必要な現場に実装したものである。加えて、普通コンクリート舗装横目地部について、国内外を問わず検討事例の少ない実物大規模の疲労促進載荷実験と再現解析により、疲労抵抗性について検討した。

本研究で得られた主な研究成果を以下に示す。

- 1) FAを置換したコンクリート舗装は、一般的なコンクリート舗装と比して塩分環境下での耐久性が明らかに向上すること、若材齢の強度発現性を阻害することなく長期の強度増進効果が見込まれること、またこれらに伴い舗装表面におけるすり減り抵抗性が向上することを明らかとした。
- 2) 実機試験練りによる配合選定および現場までの運搬時間を考慮したフレッシュ性状の確認、本施工と温度環境の近い条件での施工性および強度発現性の確認を実施するなど、入念にリスクマネジメントを施したうえで秋田県内の直轄国道において実装した。その結果、外気温38℃という極めて厳しい条件下においても既存の機械施工で滞りなく施工可能であること、構造上問題となるひび割れの発生がないことを示した。
- 3) 連続鉄筋コンクリート舗装のひび割れリスクについて、汎用性の高い解析ツールにより評価した結果、各種配合を用いた連続鉄筋コンクリート舗装版内部におけるコンクリートの膨張収縮挙動を精度よく再現し得ることを示した。特に、総エネルギー一定則に基づく解析手法を用いることで、膨張材を併用した配合においても十分な精度で再現し得ることを明らかとし、秋田県内の直轄国道で実装した連続鉄筋コンクリート舗装においてもコンクリート版内の膨張収縮挙動を適切に再現可能な解析モデルを構築した。
- 4) 材料-構造応答連成解析システムDuCOM-COM3を用いて、CRCPの体積変化挙動・応力ならびにひび割れリスクを定量化し、膨張材を用いることで引張応力に基づいて算定されたひび割れリスクが低減することが示された。また、長期の性能評価に向けて、疲労と膨張ひび割れの複合作用ならびに長期耐久性（塩分浸透）に関する解析を実施した結果、FAと膨張材を併用することで、長期の力学性能・耐久性が向上することを明らかとした。
- 5) 輪荷重走行試験装置を改造した上で普通コンクリート舗装横目地部の疲労試験を実施した結果、提案手法により実路で見られる横目地部の損傷状態を再現可能であることが示唆され、本試験方法により横目地部の劣化進展過程を評価可能であることが示された。また、三次元材料非線形FEMを用いた実規模モデルの定点疲労解析により、実際の舗装版と同様の横ひび割れや縦ひび割れを再現出来ることを確認した。
- 6) これらの試験結果を踏まえ、本研究で得られた知見を『高耐久コンクリート舗装の手引き(試案)』としてとりまとめた(付録C)。
本研究は、高耐久FAコンクリート舗装の開発のみならず、既に実道にまで実装を完了しており、さらに連続鉄筋コンクリート舗装のひび割れ性状を含めた耐久性・耐疲労性に関する新たな評価手法を提案している。これらの成果は、効率的なマネジメントサイクルの構築が強く望まれている道路舗装分野において極めて先導的な知見を与えているものと考えられ、コンクリート舗装の耐久性向上や、コスト削減を目指すだけでなく、産業副産物や枯渇資源の有効利用といった環境負荷低減型舗装を目指す点でも先導性があり、独創性の高い研究手法により得られた成果は国内外を問わず大きなインパクトを有している。

また、FAと膨張材を併用した新たな高耐久連続鉄筋コンクリート舗装の実装に関し、材料特性や耐久性評価にとどまらず、実機試験練りによる配合選定、現場までの運搬時間を考慮したフレッシュ性状の確認、さらには実施工と同等の温度条件下での施工性および強度発現性の検証を行うことで、施工前のリスクマネジメントの重要性を具体的に示すことができた。これらの成果は、実用化を見据えたコンクリート舗装設計・施工における極めて有益な知見であると考えられる。さらに、コンクリート打込み時に

おける各種条件（環境条件，施工時期，舗装構成）を入力することで，FAや高炉セメントB種と膨張材を組み合わせた配合におけるひび割れリスクを事前に評価可能とする解析モデルを構築し，特にマルチスケール解析により，長期的な構造性能を定量的に予測する基盤的手法を確立した．これにより，ひび割れを抑制可能な配合設計と，合理的な構造設計の実現が期待される．

さらに，普通コンクリート舗装の横目地部における疲労破壊機構に着目し，比較的短期間で実損傷を再現可能な新たな室内実験手法を提案するとともに，長期的な耐疲労性を評価可能な解析モデルを構築した．

今後は，現場施工した舗装の長期耐久性を評価するため，追跡調査や各種耐久性試験を継続して実施するとともに，FAを用いたコンクリートのすり減り抵抗性が向上するメカニズムについて詳細な検討を進めるとともに，FAの品質変動を考慮した適切な配合設計手法について検討する予定である．また，これらの検討結果を解析モデルに反映(データ同化)させることで，コンクリート舗装の劣化予測モデルの精度向上を目指すとともに，FAを用いた高耐久コンクリート舗装の本研究で得られた知見を取りまとめた『高耐久コンクリート舗装の手引き』を用いて，積雪寒冷地を中心に高耐久なコンクリート舗装の利用拡大を図る予定である．

【付録】

A 気象条件および施工時期の違いが高耐久連続鉄筋コンクリート舗装のひび割れ発生リスクに及ぼす影響

本研究では、気象条件および打込み時期による気温および相対湿度の推移の違いが高耐久 CRCP のひび割れ発生に及ぼす影響を評価するために、国内 12 都市(札幌・釧路・仙台・東京・金沢・名古屋・大阪・広島・高知・福岡・鹿児島・那覇)の気象条件および舗装の打込み時期(春夏秋冬)をパラメータとし、各条件のひび割れ指数を解析的に検討した。

(1) 温度応力解析の概要

a) 解析対象の概要

本検討では、実装した高耐久 CRCP²⁾の一部をモデルとして用いた。図 A-1 に解析対象とする高耐久 CRCP の概要、図 A-2 に路盤構成を示す。CRCP 版は長さ 122000mm、幅 4250mm、厚さ 250mm であり、縦断方向に D16 をかぶり 75mm、間隔 125mm となるように配置し、横断方向には、縦鉄筋の下に D13 を D16 と斜め 60°方向に 600mm 間隔で配筋した。表 A-1 にコンクリートの配合を示す。普通ポルトランドセメントを使用した配合を基準配合とし、FA をセメントの質量に対し外割り 15%で置換した。なお、配合設計の考え方については参考文献²⁾を参照されたい。

b) FEM モデルの概要

図 A-3 に解析モデルを示す。本検討では、温度応力解析プログラム JCMAC3-U を使用し、厚さ 5m の路床および路体上に前述した舗装のモデルを再現した。解析領域は対象性を考慮し解析対象である CRCP の 1/2(図 A-1 中赤塗範囲)とした。ひび割れ発生リスクの評価位置は CRCP 版の中心位置(図 A-1 に黄色で示す)とし、CRCP 版表面の位置に加え、内部の鉄筋位置(表面から 83mm)とした。

c) 材料物性

表 A-2、図 A-4 に材料物性およびコンクリートの圧縮強度を示す。また、本研究では総エネルギー一定則に基づいた以下の式^{注 1)}により膨張ひずみを算出した。

$$U(t) = U \times \text{EXP}(-\alpha(t_e - t_{e0})^\beta) \quad (1)$$

ここで、U：総エネルギー(×10⁻⁶N/mm²)、α、β：係数、t_e：有効材齢(日)、t_{e0}：膨張開始時点の有効材齢(日)である(本研究でUは120、αは0.65、βは0.95、t_eは0.25)。なお、本研究では気象条件による影響を検

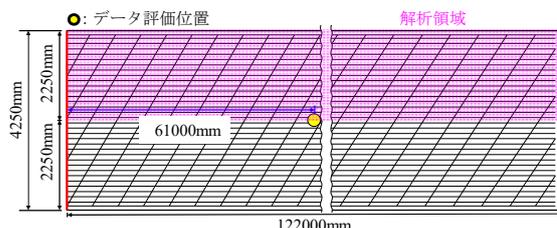


図 A-1 高耐久 CRCP の概要

表 A-1 コンクリートの配合

W/C(%)	W/B(%)	s/a(%)	単位量(kg/m ³)						
			W	C	FA	Ex	S1	S2	G
45.3	27.3	33.3	160	353	56	20	334	222	1170

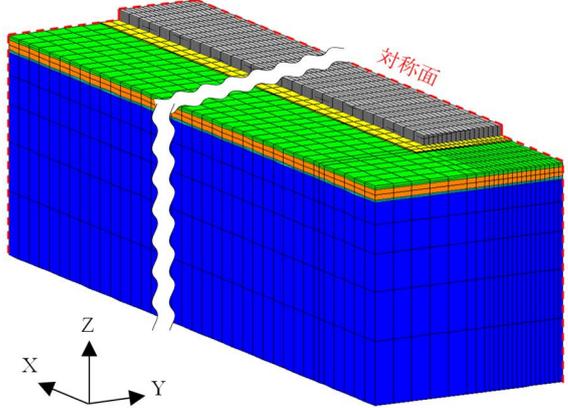


図 A-3 解析モデル

表 A-2 材料物性

	コンクリート	As 中間層	上層路盤	下層路盤 凍上抑制層	路床および 路体
熱伝導率(W/m°C)	2.1	1.5	1.7	1.7	1.0
比熱(kj/kg°C)	0.9	2.6	2.6	2.6	2.6
密度(kg/m ³)	2408	2358	2720	2710	1800
ヤング係数(MPa)	-	1000	872	766	298
ポアソン比	0.2	0.35	0.35	0.35	0.35
線膨張係数(μ°C)	10	30	10	10	10

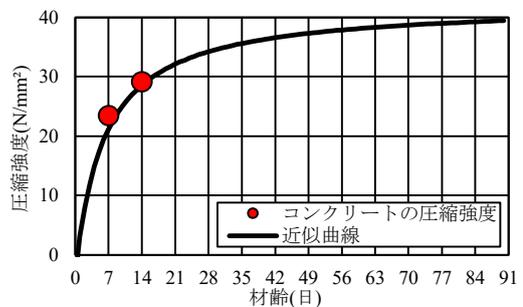


図 A-4 コンクリートの圧縮強度

討するため、全解析ケースにおいて温湿度条件以外は同一の入力値とした。

d) 地域による気象データ

図 A-5 に入力した温湿度データを示す。解析地点は前述の通り 12 都市(図 A-5)とし、気象庁の公表し

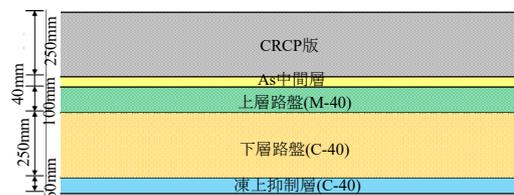


図 A-2 路盤構成

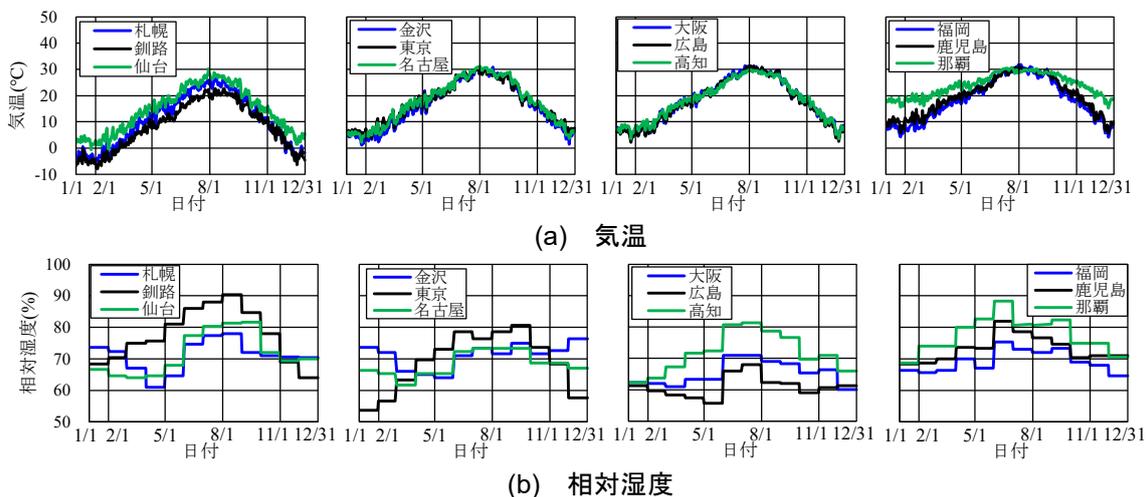


図 A-5 各都市の気象データ

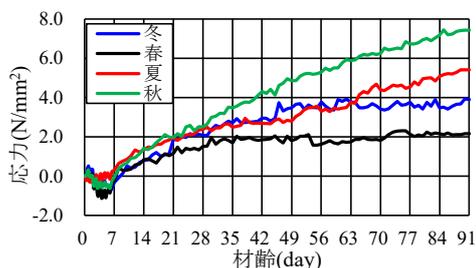


図 A-6 東京での応力の推移(表面)

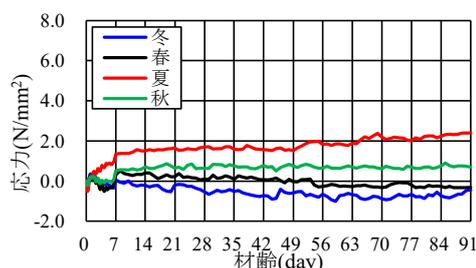


図 A-7 東京での応力の推移(内部)

ている 2022~2024 年の各都市における気象データを用いた。なお、気温については、日平均温度、相対湿度については月平均相対湿度を入力値とした。打込み時期は 2 月(以下、冬)、5 月(以下、春)、8 月(以下、夏)、11 月(以下、秋)のそれぞれ 1 日とした。解析期間は CRCP 版打設から材齢 91 日までとした。打込み後はいずれも材齢 7 日まで舗装表面に散水による湿潤養生を行うことを想定し、材齢 7 日まで相対湿度を 100%とした。

e)初期条件

打込み時のコンクリート温度はコンクリート標準示方書[設計編]に従いそれぞれ打込み時の気温 + 5°Cとした⁶⁾。路盤、路床および路体の温度は地表面では外気温と同様、最下端(地表面より深さ 5m の位置)は各都市の年平均気温とし、地表面と地盤最下端とを線形補間した。最下端は固定温度境界とし、年平均気温を設定した⁶⁾。また、解析上の熱伝達境界は CRCP 版の打込み面(表面)とし、熱伝達率は材齢 7 日まで 20W/m²°C、その後 22W/m²°Cとした⁷⁾。

(2) 解析結果

図 A-6 および図 A-7 に解析結果の一例として東京の表面および内部の各打設時期における応力の推移を示す。図より、材齢 91 日時点で比較すると内部では冬、春、秋、夏の順に応力が大きく、外気温が高くなると応力が大きくなる結果であった。一方、表面では材齢 10 日までは同程度であるものの、材齢 91 日では春、冬、夏、秋の順に応力が大きい傾向であり、内部と表面で傾向が異なる結果であった。ま

た、春と冬はそれぞれ材齢 28 日、材齢 49 日程度から応力の増大は見られないものの、夏、秋では解析期間中の応力が増大していることがわかる。各打設時期から材齢 91 日までの相対湿度の推移に着目すると冬では 57~72%、春では 72~79%、夏では 79~68%、秋では 68~59%と相対湿度の低下が大きいと応力が増大していることがわかる。このように、CRCP の表面の応力は外気温による温度応力に加え、相対湿度、つまり乾燥収縮の影響が卓越するものと判断される。なお、解析期間内の最小ひび割れ指数(図 A-8)は表面では冬で 0.8、春で 1.3、夏で 0.6、秋で 0.4 であり、内部では冬で 2.0、春で 2.9、夏で 1.3、秋で 2.9 であった。このように、コンクリート表面ではひび割れの発生の可能性が高いものの、内部までひび割れが進展しないものと判断され、凍結防止剤混じりの水が鉄筋位置まで浸透するひび割れには至らないものと考えられる。

図 A-8 に全条件における解析期間内の最小ひび割れ指数を示す。表面ではいずれの地域でも夏および秋でひび割れ指数が 1.0 を下回る傾向であった。これは前述の通り、温度応力の影響に加え、夏~秋、および秋~冬の時期は相対湿度の低下が顕著であるため、乾燥収縮の影響が卓越するためと推察される。

一方、地域による差異を比較すると、表面では、年間を通じて相対湿度が高い釧路や那覇ではひび割れ指数が大きい傾向であるが、反対に相対湿度が低い大阪や広島ではひび割れ指数が 0.4~0.8 程度と低く、地域の気象条件、特に相対湿度によってひび割れ指数が大きく異なることが示された。内部では、

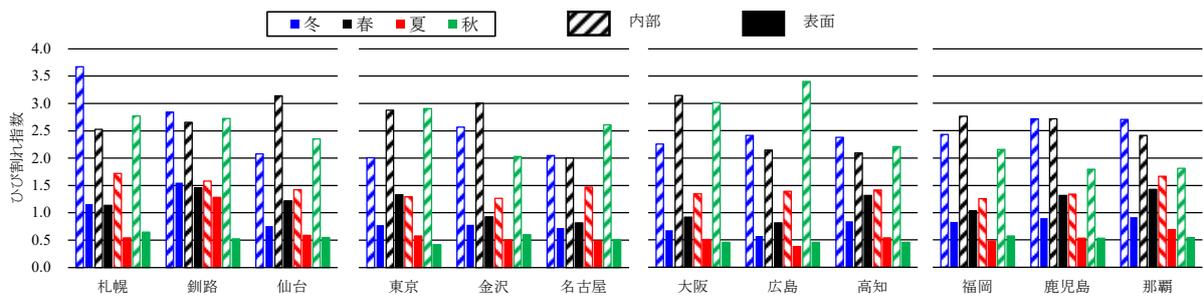


図 A-8 各都市での解析期間内の最小ひび割れ指数

夏はいずれの地域でもひび割れ指数が低くなる傾向であるが、春、秋、冬は地域によってひび割れ指数が大きく異なる傾向である。これは比較的夏期以外も温暖な東北以南の地域で概ねひび割れ指数が低くなる傾向であることから打設時の外気温の違いがひび割れ指数に大きく影響しているものと推察される。

(3) 結論

本研究で得られた主な知見を以下に示す。

- 1) 本モデルを用いることでフライアッシュと膨張材を併用した連続鉄筋コンクリート舗装の気象条件および施工時期に応じたひび割れ発生リスク評価が可能であった。
- 2) 舗装内部と舗装表面ではひび割れの発生要因が異なり、内部では打込み時の気温に伴う温度応力の影響が、表面では相対湿度に伴う乾燥収縮の影響がそれぞれ支配的であることを示した。
- 3) 解析結果によれば、打設時期や地域の違いによらず、膨張材の混和によって内部の鉄筋位置までのひび割れの進展は見られない結果であった。

【参考文献】

- 1) 小林海, 佐藤勉, 大脇真也, 佐藤定夫, 西澤辰男: 積雪寒冷地域の高速道路における連続鉄筋コンクリート舗装の損傷状態と原因について, 土木学会論文集 E1(舗装工学), Vol.75, No.2, pp. I_124-I_131, 2019.
- 2) 相内豪太, 菅野日南, 前島拓, 岩城一郎: フライアッシュと膨張材を併用した高耐久連続鉄筋コンクリート舗装の開発と実装, 土木学会論文集, Vol.81, No.1, 2025.
- 3) 西澤辰男, 本松資朗, 麓隆行, 竹津ひとみ: 3DFEM による連続鉄筋コンクリート舗装の横ひび割れ解析モデルの開発, 土木学会論文集 E1(舗装工学), Vol.68, No.3, pp. I_155-I_162, 2012.
- 4) 佐藤良一, 佐藤勝久, 阿部洋一: 連続鉄筋コンクリート舗装のひび割れ制御設計法, セメント・コンクリート論文集, No.43, pp. 598-603, 1989.
- 5) 何宗耀, 相内豪太, 前島拓, 岩城一郎: 各種混和材を用いた連続鉄筋コンクリート舗装のひび割れリスクに関する解析的検討, 令和5年度土木学会全国大会第78回年次学術講演会, V-

188.

- 6) 土木学会: 2017年制定コンクリート標準示方書(設計編), pp. 322-336, 2017.
- 土木学会: 舗装工学ライブラリー16 コンクリート舗装の設計・施工・維持管理の最前線, pp. 153-176, 2017.

B 定点疲労試験

本実験ではコンクリート舗装の目地部を模擬した試験体を製作し、定点疲労載荷試験装置を用いて目地部の疲労破壊メカニズム解明のための実験を行った。特に、ダウエルバーが腐食し断面欠損しているときの影響、地盤の含水状態（不飽和もしくは飽和）に着目して実験を行った。

(1) 実験条件

コンクリート版は長さ1900mm、幅480mm、高さ100mmの大きさである。使用したコンクリート配合は表B-1の通りである。スランプは10.5cm、空気量は4.5%であった。圧縮強度は材齢7日で30.5N/mm²、28日で37.2N/mm²であった。

コンクリート舗装目地部の役割として乾燥収縮等によるひび割れの誘発があげられる。本実験では定点疲労載荷前に3点曲げで目地部に曲げひび割れを導入した（写真B-1）。

コンクリート版には、8か所に垂直方向の変位計を設置した。各変位計の位置は図B-1のとおりである。ダウエルバーに沿って発生するひび割れの進展を確認するために、ダウエルバーに沿ったコンクリート表面にゲージを設置した。コンクリートゲージは1体につき6か所設置した。各コンクリートゲージの位置は図B-2のとおりである。ダウエルバーはΦ13mm、長さ700mmのSS400を使用した。

ダウエルバーは2本配置し、位置は図B-3のとおりである。幅480mmのコンクリート版に対して左右端からそれぞれ120mm、高さは版底面から50mm、バーの中央部（350mm）がコンクリート版長軸方向の中央部と一致するように配置した。実際に現場で供用されている普通コンクリート舗装のダウエルバーは、応力伝達を行いつつも、乾燥収縮によるコンクリートの縮みに追従できるように、コンクリートとの付着を片側のみ切っている場合がほとんどである。

表 B-1 コンクリート示方配合

水セメント比	細骨材率	配合表 (kg/m ³)					
		早強セメント	水	細骨材	粗骨材	AE減水剤	AE剤
60.5%	45.6%	274	166	840	1029	2.74	2.19



写真 B-1 3点曲げによるひび割れ導入（左）、発生したひび割れの様子（右）

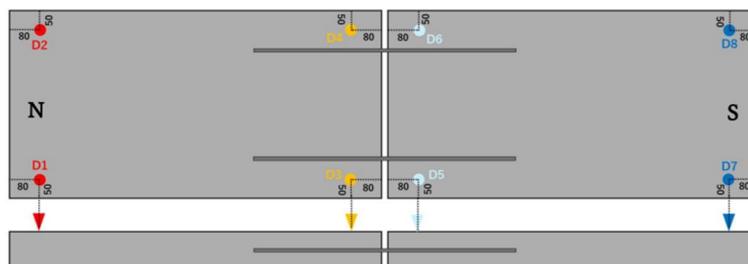


図 B-1 変位計の設置位置

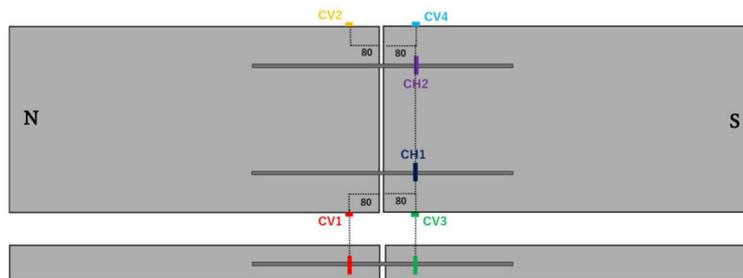


図 B-2 コンクリートひずみゲージの位置

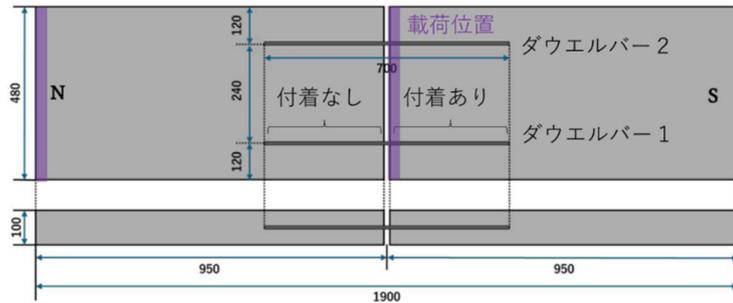


図 B-3 コンクリート版寸法とダウエルバーの位置，荷重位置



図 B-4 ダウエルバーの寸法

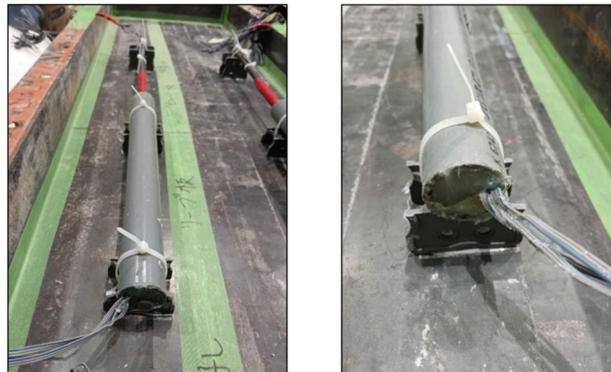


写真 B-2 設置したダウエルバー（左）とシーリングの様子（右）

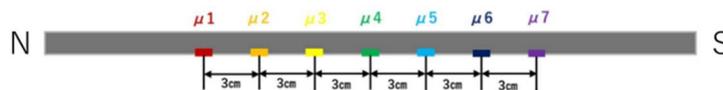


図 B-5 ダウエルバーのひずみゲージ位置（試験体 1，3 用）

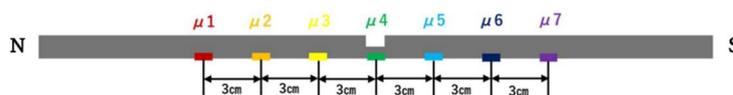


図 B-6 ダウエルバーのひずみゲージ位置（試験体 2 用）

本実験では図B-4および写真B-2に示すように，ダウエルバーの付着を切るための機構を塩ビパイプにより再現した．φ13mmの丸鋼に対して呼び径25mm，外径30mm，長さ350mmのパイプに鉄筋を通し，鉄筋の半分を覆い隠すように設置した．その後スペーサーで鉄筋を浮かせ，結束バンドとボンドを用いて型枠に固定した．隙間をシリコンで埋めることでコンクリートとの接触面を無くした．

各ダウエルバーの下側7か所にひずみゲージを設置し，ダウエルバーに発生するひずみを計測した．ひずみゲージの位置は図4.2-5とおりでである．中央から9cm，6cm，3cm，0cm，-3cm，-6cm，-9cmの位置にひずみゲージを設置した．

試験体2は，図B-6および図B-7に示すように，ダウエルバーの断面欠損による影響を確認するための実験であることから，ダウエルバーに切り欠きを導入した．切り欠きの大きさは幅1cm，深さ6mm程度であり，元の断面積の半分となるようにした．

既往研究により，路盤粒子の移動は輪荷重による水圧の変動によって発生することが示されている．そこで，試験体3には，コンクリート版の目地近傍に版下の水圧を減少させるような機構を設置した（図B-7および写真B-3）．リーブ版側の目地から約5cmの位置4か所に孔を設け，目地直下の水圧が上昇した際に，孔によって水圧の上昇を小さくすることを試みた．



図 B-1 ダウエルバーの切り欠き

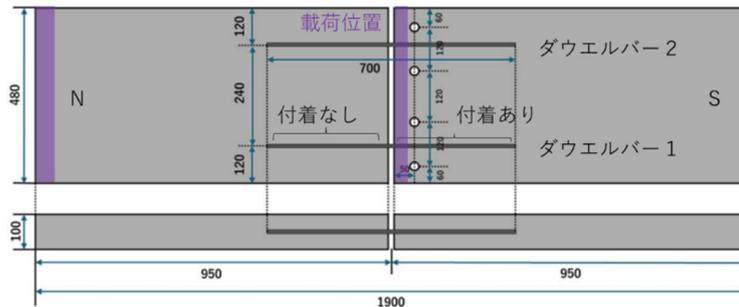


図 B-8 試験体 3 の孔の位置



写真 B-3 施工時の孔の様子

a) 路盤

実験1で使用した土槽は長さ2000mm，幅500mm，高さ600mmであり，周囲は強化ガラス製である（写真B-4）。このうち，高さ400mmまで珪砂5号を敷き詰め，表面を平らにならした。実験で使用した珪砂5号の物性は表B-2のとおりである。実験1で使用した珪砂5号は529.0kgであり，路盤層の密度は $1.325\text{kg}/\text{m}^3$ である。珪砂5号の乾燥密度が $1.544\text{g}/\text{cm}^3$ であるから，今回の路盤条件は非常に緩い状態となっている。これは路盤の締固め不足による不等沈下を再現するとともに，路盤粒子をより動きやすい条件で実験を行い，目地の疲労破壊に伴う路盤の動きを調べるためである。

試験体3は飽和路盤による影響を確認するための実験であるため，得られた物性値から飽和度が100%と

なる路盤に必要な水分量を求めた。深さ10cmごとに路盤内部に通したパイプに水を流し，路盤全体の含水状態に偏りがないように施工を行った（写真B-5）。

路盤層の動きをより分かりやすくするために，ガラスに沿った表面に赤い砂を入れて線を作った（写真B-6）。赤砂の線は路盤表面から深さ方向に2cm間隔で深さ10cmまで設置した。

目地部からの雨水の流入を再現するため，1000回載荷するごとに1Lの水を注水した。水分が側面の隙間に流れ込み，目地のひび割れから入っていかないという状態を防ぐために，アプローチ版の側面にアクリル板を設け，側面方向に水分が流れ込まないようにした。

試験体3においては載荷中に飽和路盤が締め固められることによって路盤中の水分が上昇し，コンク

表 B-2 珪砂 5 号の物性値

土粒子の密度	乾燥密度	間隙比	相対密度
2.712g/cm ³	1.544g/cm ³	0.756	90.0%



写真 B-4 実験に使用した土槽



写真 B-5 飽和路盤作成時の様子 (左), 土槽のパイプ染色粒子の層の様子 (右)



写真 B-6 染色粒子による層分けの様子

リート版が浸水するような状態となった。このことから、試験体3では目地部への水分注入は必要ないと判断し、水分の注入は行わなかった。

b) 荷重条件

本実験では目地部に効果的にせん断力を与えるために、図B-9に示すように、逆対称曲げ荷重とした。予備実験での検討から、本実験条件では30kN程度の荷重を繰り返し与えるのが良いと判断し、試験体1で

は表B-3に示すような履歴で荷重を行った。30kNで7000回の荷重を終えたのち、疲労を促進させるために50kNでの疲労荷重を試みた。しかし、46kNの荷重を与えた際に、目地とは異なる部分が曲げ破壊をおこし、これ以上の荷重をしても目地部にせん断力を与えることが難しくなると判断したため、試験を終了した。

試験体2では表B-4に示すように、30kNで10000回

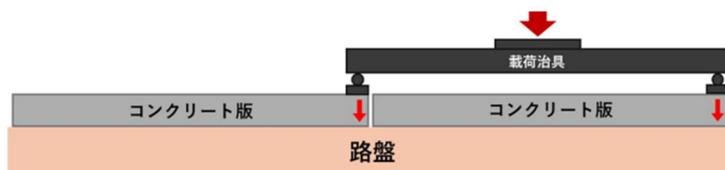


図 B-9 逆対称曲げ載荷のイメージ

表 B-3 試験体 1 の載荷履歴

荷重 (kN)	回数	回数 (累計)	水分 (1L)	計測	備考
30	1	1	○	○	試験スタート
30	10	11	×	○	
30	100	111	×	○	
30	1000	1111	○	○	
30	1000	2111	○	×	
30	1000	3111	○	×	
30	1000	4111	○	×	
30	1000	5111	○	○	
30	1000	6111	○	×	
30	1000	7111	○	○	
40	1	7112	×	○	破壊 試験終了

表 B-4 試験体 2 の載荷履歴

荷重 (kN)	回数	回数 (累計)	水分 (1L)	計測	備考
30	1	1	○	○	試験スタート
30	10	11	×	○	
30	100	111	×	○	
30	1000	1111	○	○	
30	1000	2111	○	×	
30	1000	3111	○	×	
30	1000	4111	○	○	
30	1000	5111	○	×	
30	1000	6111	○	○	
30	1000	7111	○	○	
30	3000	10111	×	○	30kN 10000 回終了
40	1	10112	×	○	40kN 開始
40	1000	11112	○	○	
40	4000	15112	×	○	
40	5000	20112	○	○	試験終了

まで載荷を行い、その後、追加で40kNにて10000回の載荷を行った。試験体1は50kNで載荷を行うと46kN程度で目地以外の部分が破壊した。そのため、試験体2では、試験体1で破壊した箇所を炭素繊維シートで補強し、荷重の大きさは40kNにて追加の載荷を進めた。当初は、載荷1000回ごとに水を目地部に1L入れる予定であったが、砂粒子の大きな動きは確認できず、水の影響はそこまで大きくないと判断し、水

を入れるペースを落として載荷を続けた。

試験体3では表B-5に示すように、30kNで10000回まで載荷を行った。その後、水圧を下げる目的で設置した孔の効果を確かめるため、孔をふさいだ状態で1000回、孔をあけた状態で1000回の載荷を行った。それぞれの違いを比較し、孔の効果を確かめたが顕著な違いは見られなかった。

(2) 疲労試験の結果と考察

表 B-5 試験体 3 の载荷履歴

荷重 (kN)	回数	回数 (累計)	水分 (1L)	計測	備考
30	1	1	×	○	試験スタート
30	10	11	×	○	
30	100	111	×	○	
30	1000	1111	×	○	
30	4000	5111	×	○	
30	2000	7111	×	○	
30	3000	10111	×	○	
30	1000	11111	×	○	余分な水分を除去
30	1000	12111	×	○	孔解放 試験終了

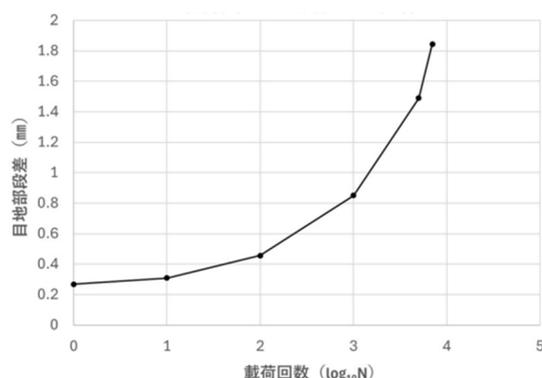


図 B-10 载荷回数と残留段差の関係

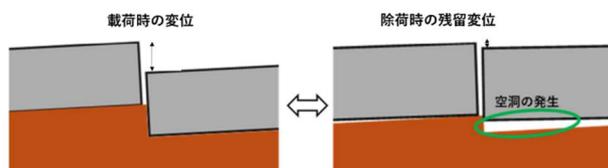


図 B-11 空洞発生イメージ

a) 試験体1の結果

载荷回数と残留段差の大きさの関係を図B-10に示す。载荷回数が100回程度までは残留段差が0.5mmほどであり、大きな段差は発生していない。しかし、100回を超えると残留段差の成長が大きくなりはじめ、1000回以降になると残留段差が1mmを超え始めることがわかる。

次に、コンクリート版下に発生する空洞に着目した。繰り返し载荷を行うと、徐々に締固めによって版の下に空洞が発生する。本実験では、図B-11に示すように空洞の厚さを载荷時に発生した段差（本報告書からは割愛）から残留段差（例えば図B-10）を差し引いた値と定義した。

図B-12は载荷回数と空洞厚さの関係である。これによると、载荷回数1000回程度までは载荷回数と空洞の厚さに直線的な関係が見られる。5000回程度になると空洞の成長がやや大きくなるが、7000回になると空洞厚さの成長は止まるという結果が得られた。

十分に締固まったものと考えられる。

図B-10と図B-12の傾向を見比べると、载荷回数が100回程度までは、目地部の段差の大きさに対する空洞の厚さの影響が大きいが、1000回程度の回数になると、残留段差の影響が大きくなることがわかる。

図B-13は、ダウエルバーの残留ひずみ分布を、载荷回数ごとにまとめたグラフである。このグラフを見ると、南側の残留ひずみが大きく、北側の残留ひずみが小さくなっている。これは、目地から斜め方向（南側）にひび割れが進展した影響であると考えている（写真B-7）。ダウエルバー1の残留ひずみを見ると、10回～100回の载荷の時に最もひずみの伸びが大きくなっている。100回～1000回のひずみの伸びを見ると、目地から南側（グラフ左側）のひずみの伸びは小さい一方で、目地から北側（グラフ右側）6cm～9cmあたりのひずみの伸びが大きくなっていることが確認できる。

写真B-8は、試験開始時に目地部に注水を行ったと

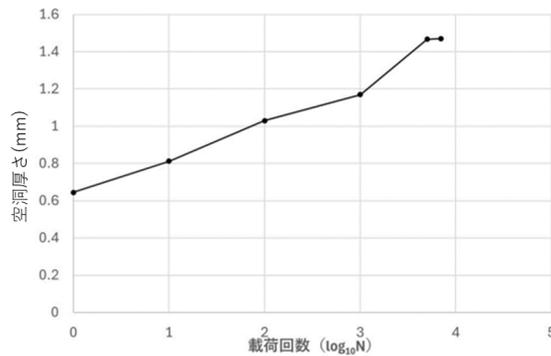


図 B-12 荷回数と空洞厚さの関係

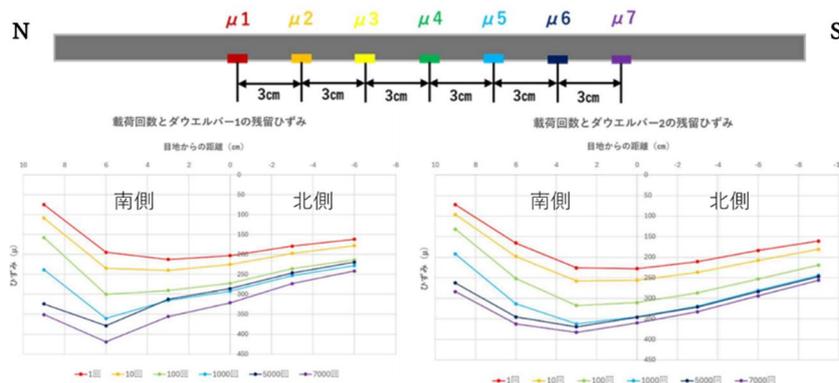


図 B-13 荷回数とダウエルバーの残留ひずみ



写真 B-7 斜めひび割れ発生の様子

きの路盤の様子である。目地からの水分はひび割れの下端から同心円状に広がっていくことがわかる。

写真B-9は、荷後の路盤粒子の赤線の様子である。最上段に配置した赤線（路盤表面から2cm）は、特に荷位置の直下である目地の南側において、最終的に4mm程度の沈下を示した。これはコンクリート版に発生した段差の大きさが3.5mm程度であるから、沈下量としては妥当な値といえる。一方で、最下段の赤線（路盤表面から10cm）は、約2mmの沈下が確認できた。このことから、本実験のように砂を敷き詰めただけの緩い砂層（路盤層）かつ上から水分が入るといった条件においては、表層付近がより締め固められ、深さが深くなるにつれて締め固めの度合いが小さくなることが確認できた。

写真B-10は、試験終了後の路盤表面の様子である。目地付近は加水によって両側10cm程度の範囲が湿潤

状態であり、その範囲は乾燥範囲と比較して非常に硬く締め固められていた。ひび割れ直下においては目地に沿って段差の跡が残っており、一部のコンクリート片が剥落していた。また、コンクリートのひび割れ面が擦れることにより発生したコンクリート微粒子が確認できた。ひび割れ幅が特に大きい箇所においては、ひび割れからの水分の流入の勢いにより路盤粒子がえぐられるような状態となっていることが確認できた。

以上のことから、試験体1の実験で得られた知見を整理する。

- 1) 繰り返し荷重の回数が増えるに従い、緩い路盤においては局部的に締め固めが進み、路盤とコンクリート版の間に隙間が生じる。また、水分が路盤に流入し続ける環境下においては、目地直下の路盤粒子が流されコンクリート版下の空



写真 B-8 目地部への注水後の路盤の様子



写真 B-9 載荷終了後の路盤（東側：左写真）載荷終了後の路盤（西側：右写真）



写真 B-10 コンクリート片や粒子（左写真）載荷終了後の路盤表面の様子（右写真）

洞の発生が促進される。締めめ及び路盤粒子の流出による空洞の発生により、コンクリート版端部が片持ち梁のような状態となり、作用するせん断力が増加する。

- 2) 載荷回数が増加すると、次第にコンクリートのひび割れ面が擦れ合い、コンクリートの微粒子や細かい破片、骨材などが版から脱落し始める。それらの脱落により、ひび割れ幅が成長し始める。これによりコンクリートによるせん断応力の負担分が小さくなり、ダウエルバーに発生するひずみが大きくなる。

b) 試験体2の結果

載荷回数と残留段差の大きさの関係を図B-14に示す。グラフを見ると、100回程度までの残留段差は1mm程度であり、試験体1の場合の残留段差との大きな違いはない。しかし、載荷回数が1000回程度にな

ると、残留段差が大きく成長し、約4mmの段差が発生する。1000回以降、残留段差が伸びなくなり、10000回までは5mm程度となる。その後、荷重を40kNに増加させてさらに1000回の載荷を行うと、段差の成長が大きくなり、最終的に11mm程度の残留段差が発生した。

図B-15は、載荷回数と空洞厚さの関係である。これによると、載荷回数1000回までは空洞の厚さは0.8mm程度である。しかし、5000回になると空洞が急激に大きくなり、2.5mm程度まで大きくなるのが分かる。しかし、5000回～10000回までの間は空洞の厚さの伸びが小さくなり、30kN10000回で最終的に2.6mm程度となる。その後、40kNに荷重を上げると、40kN1000回までは空洞が大きくなり3.2mm程度となるが、その後は大きく伸びず、最終的に3.3mm程度となった。両グラフの傾向を見比べると、試験体2にお



写真 B-11 載荷終了後の路盤（東側：左写真）載荷終了後の路盤（西側：右写真）



写真 B-12 コンクリート片や粒子と載荷終了後の路盤表面の様子

いては、試験体1と異なり、初めから残留段差が大きくなるのが分かる。

図B-16は、ダウエルバーの残留ひずみ分布を、載荷回数ごとにまとめたグラフである。ダウエルバー1の残留ひずみ分布をみると、100回載荷時点で中央の $\mu 4$ のひずみが周囲に比べて顕著に大きくなり始める。載荷回数が1000回になると、中央のひずみの伸びはより顕著になり、約 300μ となった。また、中央のひずみの伸びに加えて、北側（グラフ左側）のひずみの伸びも大きくなった。

ダウエルバー2の残留ひずみ分布をみると、載荷回数100回時点でバーの南側（グラフ右側）のひずみが伸び始めた。その後、1000回時点で南側のひずみが大きくなるにつれて、北側のひずみが負の値になり始めた。その後、10000回までの載荷を行うと、南側（グラフ右側）の残留ひずみはやや小さくなり、北側（グラフ左側）の残留ひずみは負の方向にやや大きくなった。負の値が出た要因として、段差量が大きくなりパイプにダウエルバーが当たったことが要因と考えている。

写真B-11は、載荷後の路盤の様子である。載荷10回程度では路盤粒子に大きな動きが見られないが、100回を超えコンクリート版の段差が大きくなると、路盤粒子の赤線にも動きが見られた。試験体1と同様に載荷側の粒子が特に大きく沈下し、最終的には1cm程度の沈下を確認した。また、路盤表層ほど沈下量が大きく、深さが深くなるほど沈下量が減少してい

くという点についても試験体1と同様の結果となった。

写真B-12は、載荷終了後の路盤表面の様子である。コンクリートの段差によって、路盤にも段差の跡が残った。ひび割れから剥離したコンクリートも残っており、段差やひび割れ幅が試験体1と比較して大きかったため、試験体1よりもコンクリート片や微粒子が多く残っていた。

載荷した側の路盤が非常に硬く締め固められている。試験体1で見られた、ひび割れ幅が大きかった位置の路盤が水によって掘られるような現象は、試験体2には見られなかった。これは、コンクリート版の段差が大きく、路盤がより強く締め固められたために発生しなかったのではないかと考えている。

以上のことから、試験体2の実験で得られた知見を整理する。

- 1) 載荷回数が1000回程度において残留段差は試験体1が0.8mmである一方、試験体2の残留段差は4mm程度となり、約5倍の値となった。また、ダウエルバー1の中央部のひずみの値も著しく大きくなった。ダウエルバー腐食の影響（断面欠損）が、大きな残留段差の要因となったことがうかがえる。
- 2) 載荷回数5000回程度まで残留段差が非常に大きくなったものの、残留段差がその後大きくなりえない状態となった。ダウエルバーのひずみも変化が小さくなっている。ダウエルバー2のひ

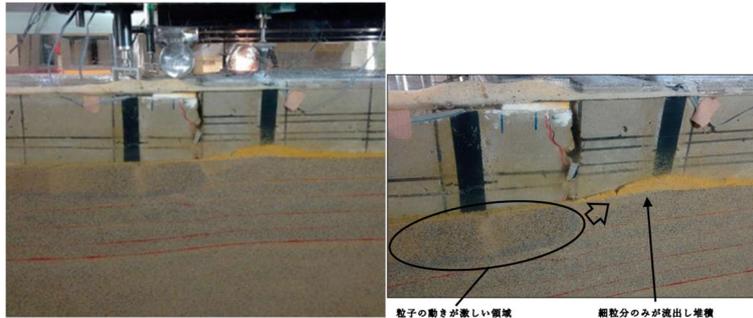


写真 B-13 路盤の様子，細粒分の動き

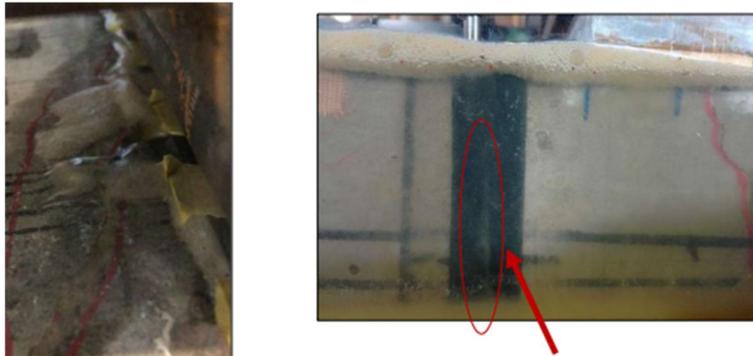


写真 B-14 目地から出る気泡と気泡にトラップされて上昇する細粒分



写真 B-15 試験終了後の路盤上面の様子

ずみの分布に着目すると、5000回载荷でひずみ分布が急激に変化していることから、ダウエルバーがパイプと接触するなどして荷重が分散した可能性が想像される。

c) 試験体3の結果

载荷回数と残留段差の大きさの関係を図B-17に示す。载荷回数10回までは残留段差はほとんど生じないが、100回になると残留段差が10mm程度にまで大きくなる。その後10000回まで残留段差が上昇し、最終的に16mmとほかの試験体と比べ非常に大きな残留段差となった。

図B-18は、载荷回数と空洞厚さの関係である。载荷回数10回まではほとんど空洞は発生しない。100回ごろから段差が生じ始めるとともに空洞も発生し始め、最終的に10000回で3.5mmとなった。空洞の厚さは他の試験体と比べ、特出して大きな値ではなかった。両者のグラフの傾向を見比べると、载荷回数100回と

比較的早い段階で、空洞厚さに対して、残留段差が大きくなり始めるのが試験体3（飽和路盤）の特徴といえる。

図B-19は、ダウエルバーの残留ひずみ分布を、载荷回数ごとにまとめたグラフである。ダウエルバー1の残留ひずみは载荷回数100回程度から増加し始め、载荷回数1000回で中央の残留ひずみが3000 μ を示し、降伏するような局所的に大きなひずみが観測された。ダウエルバー2もダウエルバー1と同様の結果であった。

写真B-13は、载荷試験終了後の路盤の様子である。载荷回数が増え路盤の締固めが進み、载荷している版の下側、深さ5cm程度の領域において路盤粒子が上下するように動いている様子が見られた。また、特にその範囲は粒子の運動が激しいため、細粒分が流出し粗粒分のみが残ることで、黒く変色したように見える様子が伺えた。流出した細粒分は、载荷によ

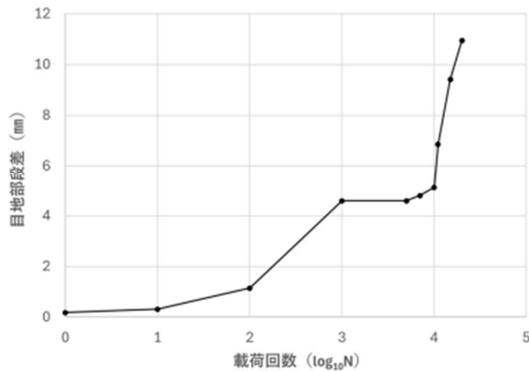


図 B-14 荷回数と残留段差の関係

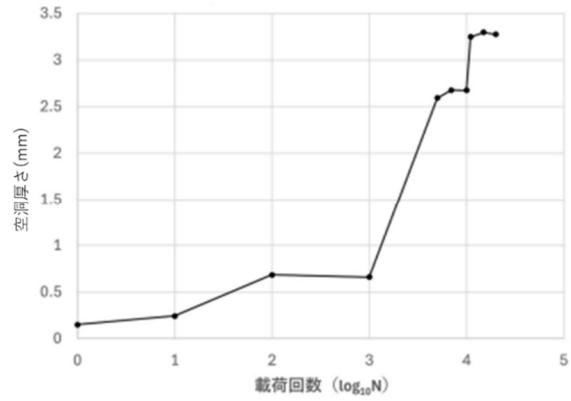


図 B-15 荷回数と空洞厚さの関係

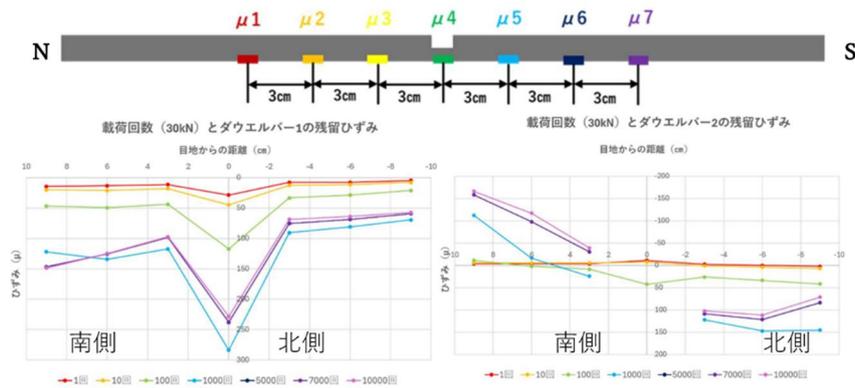


図 B-16 荷回数とダウエルバーの残留ひずみ

る水圧変動で運ばれ、本実験においてはその多くが荷重していない側、目地から10cm程度離れた位置に多く堆積した。つまり、飽水路盤では、繰り返し荷重によって細粒分が移動し、結果として締固め程度に差が生まれることが分かった。

また、写真B-14に示すように、締固めによって路盤から排出される気泡にトラップされながら細粒分が目地部を通してコンクリート版上に上がってくる様子が確認された。これは既往研究において、路盤が飽和状態のとき輪荷重による路盤の間隙水圧の上昇によってポンピング現象が発生し、路盤の細粒分が流出するという現象と類似している。

写真B-15は、試験終了後の路盤上面の様子である。荷重していた側の路盤の締固めが進み、沈下が発生していた。目立ったコンクリート片やコンクリート微粒分は残っていなかった。

以上のことから、試験体3の実験から得られた知見を整理する。

- 1) 比較的早い段階から、急激に段差が生じ始める。具体的には100回程度の荷重で10mmの段差が発生した。これは試験体1及び2と比較して非常に大きい値である。同時に、目地付近の鉄筋ひずみが急激に増加している。
- 2) 飽和路盤では、繰り返し荷重を受けることで、細粒分が移動することで生じる路盤の締固めと、目地部を通して細粒分が排出されるポンピ

- 3) 路盤の段差が荷重後の目地部のひび割れ幅が10mm程度と非常に過大になっていたことから、水中で繰り返しせん断力を受け、コンクリートが損傷したことで、鉄筋に大きなひずみが生じたと考えられる。
- 4) コンクリート版の段差は回数を重ねるごとに増加し、本実験条件では残留段差の増加が収束するような挙動は見られなかった。

以上より、本項から得られた結論を以下に示す。

■試験体1（健全コンクリート舗装）について

- ・繰り返し荷重の回数が増えるに従い、緩い路盤においては局所的に締固めが進み、路盤とコンクリート版の間に隙間が生じる。また、水分が路盤に流入し続ける環境下においては、目地直下の路盤粒子が流されコンクリート版下の空洞の発生が促進される。締固め及び路盤粒子の流出による空洞の発生により、コンクリート版端部が片持ち梁のような状態となり、作用するせん断力が増加する。
 - ・荷重回数が増加すると、次第にコンクリートのひび割れ面が擦れ合い、コンクリートの微粒子や細かい破片、骨材などが版から脱落し始める。それらの脱落により、ひび割れ幅が成長し始める。これによりコンクリートによるせん断応力の負担分が小さくなり、ダウエルバーに発生するひずみが大きくなる。
- 試験体2（ダウエルバー疑似腐食試験体）について

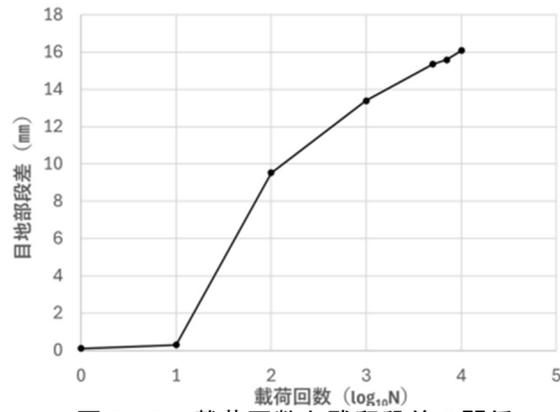


図 B-17 荷回数と残留段差の関係

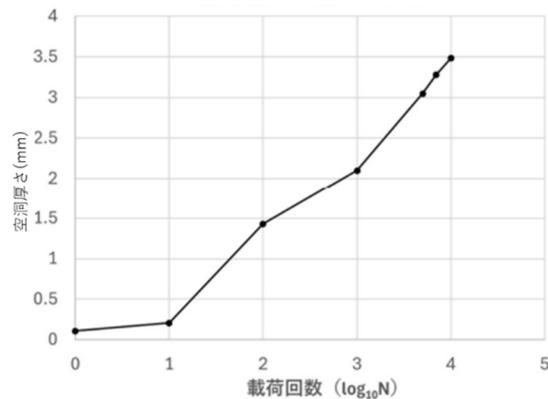


図 B-18 荷回数と空洞厚さの関係

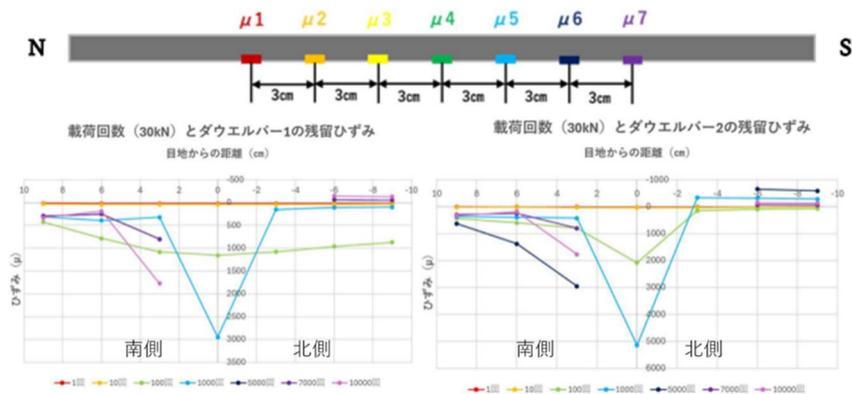


図 B-19 荷回数とダウエルバーの残留ひずみ

・荷回数が1000回程度において残留段差は試験体1が0.8mmである一方、試験体2の残留段差は4mm程度となり、約5倍の値となった。また、ダウエルバー1の中央部のひずみの値も著しく大きくなった。ダウエルバー腐食の影響（断面欠損）が、大きな残留段差の要因となったことがうかがえる。

■試験体3（飽水地盤試験体）について

・比較的早い段階から、急激に段差が生じ始める。具体的には100回程度の荷重で10mmの段差が発生した。これは試験体1及び2と比較して非常に大きい値である。同時に、目地付近の鉄筋ひずみが急激に増加している。

・飽和路盤では、繰り返し荷重を受けることで、細

粒分が移動することで生じる路盤の締固めと、目地部を通して細粒分が排出されるポンピング現象の両方が起こっていると考えられる。

・路盤の段差が荷重後の目地部のひび割れ幅が10mm程度と非常に過大なっていたことから、水中で繰り返しせん断力を受け、コンクリートが損傷したことで、鉄筋に大きなひずみが生じたと考えられる。

・コンクリート版の段差は回数を重ねるごとに増加し、本実験条件では残留段差の増加が収束するような挙動は見られなかった。

今後は、輪荷重条件での検討など積み重ねる必要があると考えている。

C 連続鉄筋コンクリート舗装における耐久性確保の手引き(試案)

本研究の成果を踏まえて国土技術政策総合研究所および東北地方整備局と協議のうえ、フライアッシュや高炉スラグ微粉末を混和した連続鉄筋コンクリート舗装に関する「耐久性確保の手引き(試案)」を作成した。

本手引き(試案)は、今後の現場実装や研究データの蓄積を通じて、東北地方整備局や施工会社、管理会社、材料メーカー、ならびに本研究に関わる大学の研究者と議論を重ねながら、継続的にブラッシュアップしていく必要がある。そのため、本研究課題の終了後においても、東北地方整備局との連携を維持しながら、実用化に向けた取り組みを進めていくことが重要である。

表紙

連続鉄筋コンクリート舗装における耐久性確保の手引き(試案)

令和6年3月
日本大学工学部

目次

- 1章 連続鉄筋コンクリート舗装の材料劣化と目指すべき方向
 - 1) わが国における道路舗装の現状
 - 2) 積雪寒冷地におけるコンクリート舗装の課題
 - 3) 積雪寒冷地における道路橋コンクリート床版の高耐久化に向けた取組み
 - 4) 副産物をコンクリート用混和材として利活用する意義
 - 5) 連続鉄筋コンクリート舗装の目指すべき方向

- 2章 秋田県直轄国道における高耐久連続鉄筋コンクリート舗装の実装事例
 - 1) 高耐久連続鉄筋コンクリート舗装の現場実装に向けた検討フロー
 - 2) 要素レベルでの検討
 - 3) 実物モデルでの検討
 - 4) 実機試験&現場施工確認試験
 - 5) 本施工

- 3章 新設する高耐久連続鉄筋コンクリート舗装の試行への適用

- 4章 ひび割れリスクに関する評価(ひび割れリスク早見表)

- 5章 補修・修繕
- 巻末資料

1章 連続鉄筋コンクリート舗装の材料劣化と目指すべき方向

1 連続鉄筋コンクリート舗装の材料劣化と目指すべき方向

【解説】

1) わが国における道路舗装の現状

道路舗装は一般にアスファルト舗装とコンクリート舗装に大別されるが、日本の道路舗装においては、初期コストが低く工事に要する交通規制が比較的短いこと、施工性や乗り心地の良さ、修繕の容易さがコンクリート舗装と比して優位であることから、約 95%がアスファルト舗装(簡易舗装を含む)で整備されている。

一方、近年の厳しい財政的制約等から、社会インフラにおいてはライフサイクルコスト(以下、LCC)を考慮した設計が必要不可欠となっており、道路舗装も例外ではない。アスファルト舗装は、初期のわだち掘れなどによる表層機能低下に伴い修繕を繰り返す行方に対して、コンクリート舗装は十分な疲労抵抗性を有することから LCC の観点で優位と考えられており、国土交通省技術基本計画注 1)においても「コンクリート舗装等耐久性の高い素材の採用等によるライフサイクルコストの削減を目指す」ことが明記されるなど、コンクリート舗装の活用が見直されてきている。

このように、100 万 km を越える膨大な道路舗装ストックを適切に管理していくには、LCC を考慮した上で供用条件や施工箇所に応じた最適な舗装種別を選定する必要があると考えられ、コンクリート舗装においても適材適所での利用普及が望まれている。

2) 積雪寒冷地におけるコンクリート舗装の課題

コンクリート舗装は、温度変化や乾燥収縮などにより発生するひび割れを適切に制御することが重要であり、一般的な鉄網入りコンクリート舗装(普通コンクリート舗装)は、およそ 10m 間隔で収縮目地を設けることでひび割れを誘発する構造であるのに対し、連続鉄筋コンクリート舗装(以下、CRCP)は路盤および縦断方向に連続的に配置した鉄筋の拘束により横断方向に微細なひび割れを分散させる構造形式であり、普通コンクリート舗装に比べて走行性や耐久性に優れることが知られている。

一方、海岸地域や積雪寒冷地に供用されるコンクリート構造物は飛来塩分の影響²⁾による塩害やアルカリシリカ反応(ASR)、凍結融解の繰り返し作用に伴う凍害といった材料劣化が生じるリスクが高く、コンクリート構造物にとって極めて厳しい供用環境下にある。特に、積雪寒冷地では冬期に大量の凍結防止剤が散布されるため、各種材料劣化が促進されるリスクが高く、これらが複合的に生じる事例が多数報告注 2)されている。また、CRCP においてもひび割れおよびはく離部から凍結防止剤混じりの雨水が浸入し、供用後わずか 10 年で著しい鉄筋腐食が生じたケースが報告されている。このことから、積雪寒冷地のような厳しい環境において CRCP を普及させるにあたっては、横断方向に生じるひび割れ幅やその間隔を適切に制御するとともに、CRCP に用いるコンクリート自体の遮塩性向上を含めた高耐久化を図ることが肝要と考えられる。

3) 積雪寒冷地における道路橋コンクリート床版の高耐久化に向けた取組み

道路橋床版に関する研究分野では、フライアッシュ(以下、FA)や高炉スラグ微粉末(以下、BFS)などの副産物と膨張材(以下、Ex)を併用した高耐久コンクリート床版の開発と実装が進められ、特に東北地方では国土交通省東北地方整備局より「東北地方における RC 床版の耐久性確保の手引き」が示されるなど、凍結防止剤散布環境下において誘発される複合劣化への対策として複合防御網の考えを導入した高耐久 RC 床版が提案・実装されている。この複合防御網とは、著者らが提案するコンクリート床版の複合劣化対策方法の一つであり、図-1 に示すように塩害、凍害、ASR および疲労という 4 つのコンクリートの劣化要因に対し、FA を主体とした 5 つの対策を網目状に張り巡らし、一対一から多対多で対応することで高耐久なコンクリート構造物を実現するものである。

著者らは、日本大学工学部構内に実物大鋼主桁上コンクリート床版(通称「ロハスの橋」)を再現し、FA をセメントの質量に対して外割(細骨材)置換した配合の計測・実験・解析による性能評価を実施している。一般にセメント量が多い配合では、コンクリートの温度応力、乾燥収縮および自己収縮に伴うひび割れが発生しやすく、FA を外割置換する配合ではひび割れが生じやすい方向になると考えられる。これに対して著者らは、Ex を併用することで耐久性向上と収縮補償によるひび割れ抑制を両立させた配合を提案しており、優れた強度発現性と安定したひずみ挙動を示すとともに、凍結防止剤散布環境下における塩分浸透抵抗性およびスケリング抵抗性にも優れていることを

明らかにしている。本配合をベースとしたコンクリートは、国道 283 号線釜石道路工事向定内橋への実装をはじめ、NEXCO 東日本東北支社管轄の常盤自動車道大日川橋工事の PC 床版への実装、一般県道 383 号線工事一ノ俣橋への実装がなされるなど、複合防御網の考えを踏襲した高耐久なコンクリート床版が三陸沿岸道路や福島県内で普及しはじめている。

4) 副産物をコンクリート用混和材として利活用する意義

副産物のコンクリートへの利用については、セメントの代替材料として用いる方法(内割)と前述したように細骨材の一部として用いる方法(外割)の 2 つがある。いずれも副産物の有効利用の観点では一致しているが、前者ではセメント量を低減することによりコンクリートの CO₂ 排出量の低減に寄与すると考えられており、カーボンニュートラル社会の実現に向けた取り組みとして、多くの研究機関によって様々な検討が進められている。一方、後者では、単位セメント量が同一であるため若材齢から普通コンクリートと同等以上の強度発現性および各種耐久性を飛躍的に向上させる効果が得られることから、コンクリート構造物の高耐久化・長寿命化が見込める。これは、維持管理に要する CO₂ 排出量の低減、あるいは更新の頻度を減らせることから CO₂ 排出量の削減に寄与するだけでなく、LCC の観点からも経済性に富んでおり、今後コンクリート構造物に積極的に導入していく必要がある。

5) 連続鉄筋コンクリート舗装の目指すべき方向

昨今の厳しい社会情勢の中で膨大な道路舗装を適切に管理していくには、LCC に有利な高耐久な舗装材料を開発し、適材適所での活用を図る必要がある。CRCP については、副産物と膨張材を併用した塩分環境下における各種劣化に対する抵抗性と収縮補償によるひび割れ抑制を両立させた高耐久コンクリートを利用するといった方法が図られる必要がある。

本書では、実際に FA と Ex を混和した高耐久連続鉄筋コンクリート舗装の実装事例と実装に向けた検討フローについて取り上げるとともに、その成果を踏まえ、今後新設する高耐久連続鉄筋コンクリート舗装の試行に際して適切な設計・施工方法を提案するものである。

2章 秋田県直轄国道における高耐久連続鉄筋コンクリート舗装の実装事例

本章では、副産物と膨張材を併用した高耐久連続鉄筋コンクリート舗装の実装事例として秋田県自動車専用道路内に FA と Ex を併用した高耐久な CRCP の現場施工事例を取り上げ、実装に至るまでのプロセスを含めた方法論について紹介する。

1) 高耐久連続鉄筋コンクリート舗装の現場実装に向けた検討フロー

副産物を混和した CRCP について凍結防止剤散布環境下における耐久性や、膨張材を併用した場合におけるひび割れ抑制効果について検討した例は少なく未解明な点が多い。加えて、Ex の添加や副産物を細骨材の代替として用いる場合には、コンクリート中の粉体量(B)が増加するため、フレッシュコンクリートの粘性が高くなることが懸念される。

そのため、現存の機械施工による施工性を含めた検討を行うことは極めて重要である。しかし、前例がない舗装を現場施工する上では、舗装用コンクリートに副産物を混和した場合の基本的な性状を把握した上で、施工方法や施工時期を見据え、現場施工で確実に要求性能を満足するコンクリート舗装を施工できるということが求められる。

そこで、本施工では、下記フロー(図-1)に従い CRCP の実装を行った。以降では、下記フローに基づいて実際に CRCP の現場施工に至るまでに行った手順について紹介する。

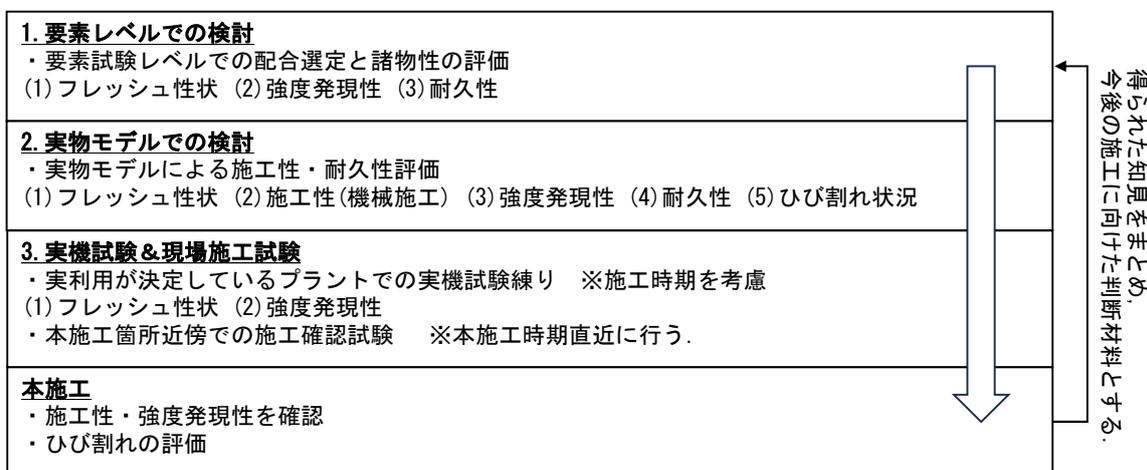


図-1 高耐久連続鉄筋コンクリート舗装の現場実装に向けた検討フロー

2) 要素レベルでの検討

本ステップでは、CRCPにFAコンクリートを用いるにあたって適切なフレッシュ性状および所定の強度発現性、耐久性を満足し得る配合を選定することを目的に要素レベルにてFAの置換率および置換方法をパラメータとした供試体を作製し、フレッシュ性状および各種耐久性について検討した。表-1にコンクリートの配合を示す。国土交通省東北地方整備局の発刊する「東北地方におけるRC床版の耐久性確保の手引き」を参考にFAの置換率は20%をベースとした。表より、水セメント比を40%、45%の2水準とし、普通ポルトランドセメントを用いた配合(本論では普通舗装配合と定義し、以下、N)に原町火力発電所産FA(IV種)をセメントの質量に対して外割りで20%置換した配合(以下、FA-O)、およびFA-Oよりもセメント量を低減しつつ、所要の耐久性を付与することを目的とした新たな置換方法としてFAをセメントの質量に対して外割りで15%、内割りで5%置換した配合(以下、FA-OI)の計6条件とした。なお、コンクリートはFAを混和したコンクリートの粘性が高くなること考慮して、目標スランブを $5.0 \pm 2.5 \text{cm}$ 、目標空気量は $4.5 \pm 1.5\%$ として、所定のフレッシュ性状を満足するように化学混和剤で調整した。

表-1 コンクリートの配合

ID	W/C (%)	W/B (%)	s/a (%)	単位量(kg/m ³)				混和剤(C×%)		スランブ (cm)	空気量 (%)	C.T. (°C)	
				W	B		S	G	AE減水剤				AE剤
					C	FA							
40N	40.0	40.0	40.0	160	400	-	706	1079	0.4	0.005	7.0	5.8	23.5
40FA-O		33.3				664	1014	1.0	0.035	3.0	5.9	26.0	
40FA-OI	42.1	34.8			380	80	670	1025	1.0	0.025	6.5	4.5	26.0
45N	45.0	45.0			356	-	721	1102	0.4	0.004	6.0	4.4	26.0
45FA-O		37.5				683	1044	0.6	0.030	5.0	5.9	25.0	
45FA-OI	47.3	39.1			338	71	689	1053	0.6	0.020	7.5	5.9	25.0

図-2, 3にフレッシュ性状の評価としてブリーディング試験結果およびブリーディング試験結果を示す。図より、水セメント比に関わらずFAを混和した配合ではNよりもブリーディングが抑制されており、粉体量(B)が多いほどブリーディング率が低下する結果であった。

また、凝結時間試験では、水セメント比が45%の条件ではNとFAを混和した配合は概ね同程度の結果であった。一方、水セメント比が40%の条件では、FAを混和した配合はNに対して始発時間、終結時間のいずれも遅延する傾向であるものの、いずれもコンクリートの凝結を大きく阻害する程ではない。

また、FAの置換方法による明確な違いは認められず、FAをセメントの質量に対して20%程度置換した配合においても、混和剤の調整で容易に所定のスランブ・空気量を満たし、ブリーディングは抑制される傾向であった。さらに、コンクリートの凝結についても大きく阻害することがないことを示したことから、フレッシュ性状についてはNと同様の配合設計が可能であると判断した。

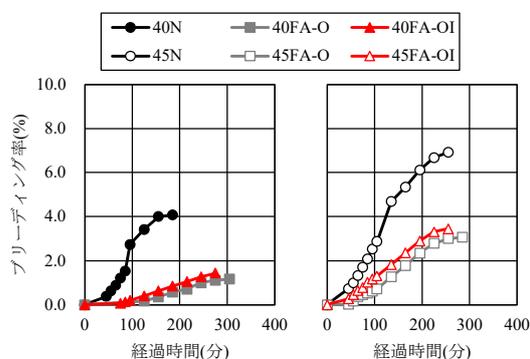


図-2 ブリーディング試験結果

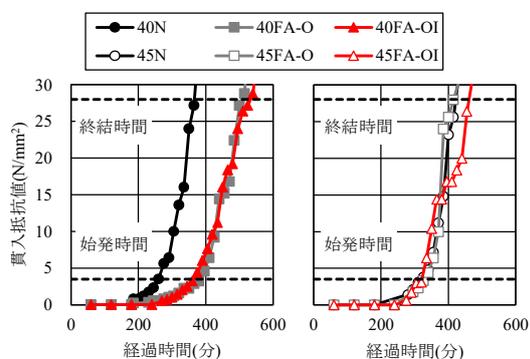


図-3 凝結時間試験結果

図-4 に曲げ強度試験結果を示す。図より、いずれの配合も材齢 7 日時点で設計基準曲げ強度 4.4N/mm^2 を満足した。水セメント比で比較すると、概ね圧縮強度と同様の傾向であるが、40FA-O はいずれも 40FA-OI に対して明らかに曲げ強度が低い傾向であった。

このように FA を外割 20%程度置換した(FA-O)場合に、圧縮強度および曲げ強度が、一部内割置換した配合(FA-OI)より低下する、あるいは N よりも低下する要因は現在究明中であるが、単位セメント量の大きい配合においては、過度に FA を混和することでセメントの水和反応を阻害している可能性が考えられる。一方で FA を外割 15%、内割 5%置換した条件(FA-OI)では圧縮強度および曲げ強度いずれも概ね N と同程度以上の強度が得られることから、本検討範囲内においては FA を外割 15%、内割 5%置換(FA-OI)することで十分な強度発現性が得られるものと判断される。

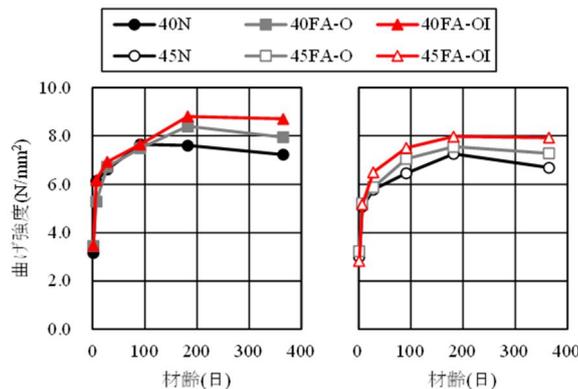


図-4 曲げ強度試験結果

図-5 に凍結融解試験結果を示す。図より、50 サイクル時点でのスケーリング量に着目すると、40FA-OI のみ 0.7kg/m^2 と若干大きいものの、ほかの条件は $0.3\sim 0.5\text{kg/m}^2$ と FA の有無および置換方法による大きな差異はない。また、試験終了時の試験面の状態(写真-1)を見ると、いずれも表層でわずかにスケーリングが生じている程度である。本試験が 3%NaCl 水溶液を試験溶液とした厳しい条件での凍結融解試験であることや 50 サイクル時点での累積スケーリング量が最大でも 0.7kg/m^2 程度であることを勘案すると、FA を用いたコンクリートとしても所定のエントレインドエアを連行することで塩分環境下でも一定の凍結融解抵抗性を有するものと判断される。

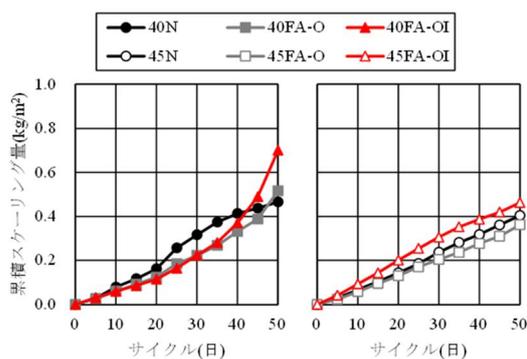


図-5 凍結融解試験結果



写真-1 試験後のスケーリング状況

図-6 に塩分浸透試験結果を示す。図より、深さ 10mm 以深に着目すると、FA を混和した配合はいずれも塩分浸透を抑制する結果であり、FA の置換率および置換方法によらず FA の混和によって塩分浸透抵抗性が向上する結果であった。また、塩分環境下での ASR 抑制効果を評価するために、SSW 法による ASR 試験結果を実施した(図-7)。FA を混和した条件はいずれも N に対し顕著に膨張が抑制される結果であり、FA を 20%程度置換することでその置換方法によらず ASR を抑制し得ることが示された。

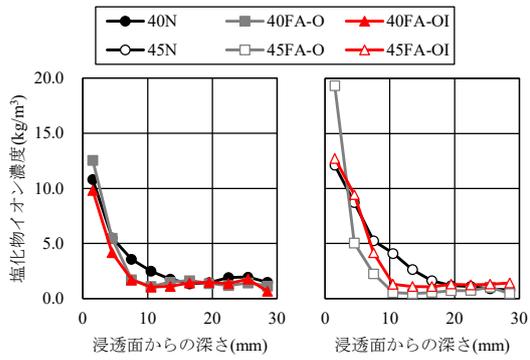


図-6 塩分浸透促進試験結果

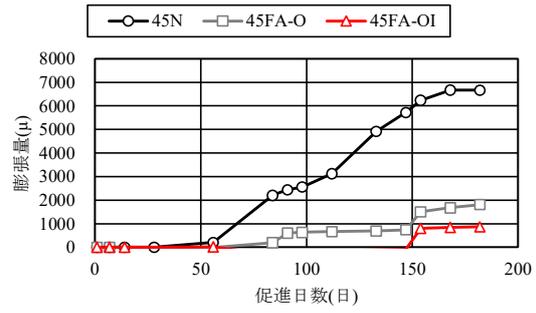


図-7 ASR 試験結果

このように、要素レベルでの検討を実施した結果 FA を混和したコンクリートは置換方法によらず舗装用配合としても普通コンクリートと同様の配合設計が可能であり、FA を外割 15%、内割 5% 置換することで十分な強度発現が得られることを示した。さらに、FA を混和することで、舗装用配合においても凍結防止剤散布下で想定される各種材料劣化に対する耐久性が向上することを確認した。

以上の結果より、FA を外割 15%、内割 5% 置換が最適な混和方法として判断し次ステップの実物モデルでの検討を行った。

3) 実物モデルでの検討

本ステップでは、前ステップにて得られた FA を混和したコンクリート配合の実施工への適用性について検討するため、実際に生コンプラントから出荷されるコンクリートを使用し、機械施工による実規模レベルの舗装を施工することで、その施工性および耐久性について評価した。

図-8 に舗装構成を示す。CRCP 版は長さ 40m、幅 3.5m、厚さ 250mm とし、CRCP 版下にはアスファルト中間層およびセメント安定処理路盤を構築した。なお、施工方法はスリップフォームペーパー(写真-2)によるセットフォーム工法を採用しており、後述する N, BB+Ex, FA+Ex の 3 配合を 3 工区に分けて CRCP 版を打設した。CRCP 版内には、縦断方向には D16 をかぶり 75mm, 間隔 125mm, 鉄筋比 0.64% となるように配置し、横方向鉄筋には、縦方向鉄筋の下に D13 を斜め 60° 方向に 600mm 間隔で配筋した。

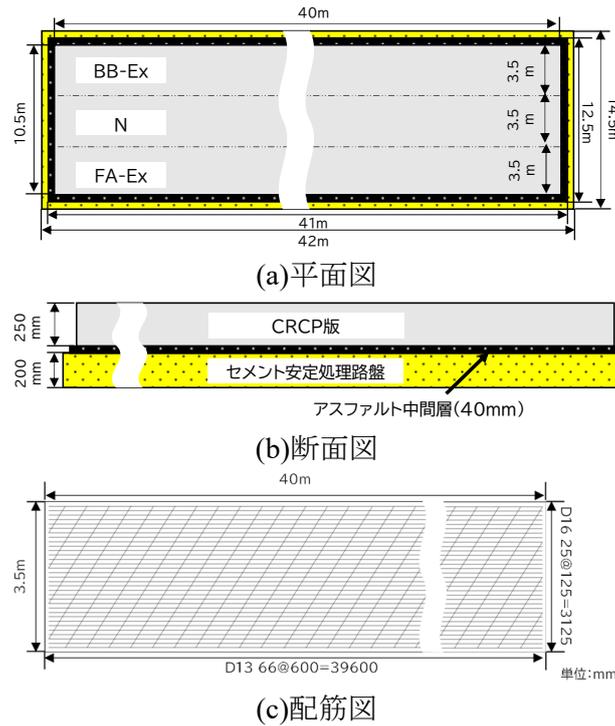


図-8 舗装構成



写真-2 スリップフォームペーパーによる施工状況

表-2, 表-3 に使用材料および舗装の配合条件を示す。福島県郡山市の生コンプラントで舗装用配合として用いられている普通ポルトランドセメントを使用した配合(N)を基準配合とし、FA をセメントの質量に対し外割り 15%, 内割り 5% で置換した配合(FA+Ex), さらに、地域によっては FA の入手が困難であり、また FA 用サイロを保有しているプラントが限定的であるため、汎用性が高く、耐久性向上に期待できることを鑑みて、N のセメントを高炉セメントとした配合(BB+Ex)の計 3 条件とした。また、FA+Ex, BB+Ex では、ひび割れの抑制を目的に膨張材を 20kg/m³ 混和しており、FA は後述する秋田県国道での実装が決定していたために能代火力発電所産の FA(II 種)を使用した。

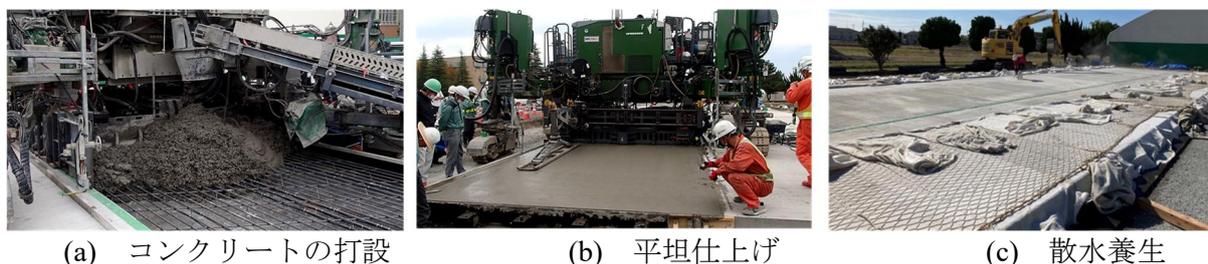
表-2 使用材料

材料種類及び記号		詳細
水	W	水道水
セメント	C	普通ポルトランドセメント(密度3.16g/cm ³)
高炉セメント	BB	高炉セメントB種(密度2.02g/cm ³)
フライアッシュ	FA	能代火力発電所II種灰(密度2.28g/cm ³ , 比表面積4080cm ² /g)
膨張材	Ex	石灰系(密度3.16g/cm ³)
細骨材	S	福島県白河市表郷梁森硬質砂岩砕砂(表乾密度2.66g/cm ³ , 吸水率1.52%)
粗骨材	G	福島県いわき市好間町榊小屋硬質砂岩砕石(表乾密度2.71g/cm ³ , 吸水率0.49%)
混和剤	AE減水剤	リグニンスルホン酸化合物およびポリカルボン酸エーテル系
	AE剤	変性ロジン酸化合物系陰イオン界面活性剤

表-3 コンクリートの配合

ID	W/C (%)	W/B (%)	s/a (%)	単位量(kg/m ³)					混和剤(B×%)		
				W	B			S	G	AE減水剤	AE剤
					C	FA	Ex				
N	40.1	40.1	34.3	162	404	0	0	602	1193	1.05	0.0025
FA+Ex	42.2	33.4			384	81	20	570	1129	1.00	0.0150
BB+Ex	40.1	38.2			404	0		592	1173	1.05	0.0250

施工は、Nでは2022年10月8日、BB+Ex、FA+Exは2022年10月22日に実施した。生コンの出荷量は各種試験用供試体作製分を考慮して40m³とし、4m³ごとにアジテータ車で計10台分出荷した。写真-3に施工状況を示す。施工方法はいずれもスリップフォームペーパーによる機械施工であり、敷き均し、締固め、平坦仕上げ作業を成型機で行い、表面仕上げ、ほうき目仕上げを施し、打設完了後には7日間の散水養生を行った。各舗装の境界面(図-11(a)中点線)について、Nの打設後に、境界面となる側面にエラストイトを敷設し、BB+Ex、FA+Exを打設した。また、打設後材齢5日で境界面にカッター目地を設け、瀝青材を注入している。なお、施工当日の気温は8日(N)で15~19℃、22日(BB+Ex、FA+Ex)で17~20℃であり、いずれも曇りであった。



(a) コンクリートの打設

(b) 平坦仕上げ

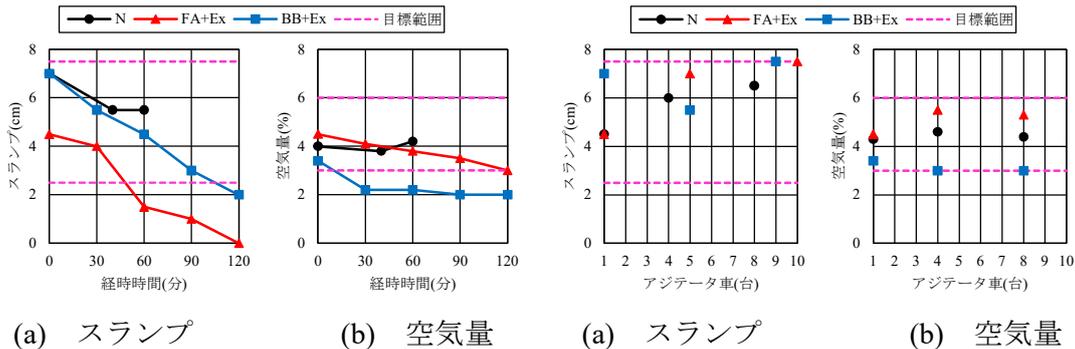
(c) 散水養生

写真-3 施工状況

計測項目は、1台目のアジテータ車の現場到着時(0分)から30、60、90、120分時点でのスランプ・空気量試験の経時変化、各アジテータ車の現場到着時のコンクリートのスランプ・空気量試験、ブリーディング試験、凝結時間試験とした。硬化後のコンクリートでは、圧縮強度試験、曲げ強度試験、凍結融解試験、塩分浸透促進試験、ラベリング試験とした。試験方法は前章と同様であり、各種試験用供試体はいずれも脱型後、試験施工箇所近傍にて7日間湿布養生を施し、その後は暴露養生とした。なお、硬化後のコンクリートを用いた各種試験については1台目のアジテータ車から採取したコンクリートを用いて実施している。

図-9 に 1 台目のアジテータ車で搬出したコンクリートのスランプ、空気量の経時変化を示す。なお、いずれの配合の工区においても 1 台のアジテータ車で運搬されたフレッシュコンクリートの打込みから平坦仕上げの作業が 30 分で終了しており、BB+Ex の空気量以外は所定の性状を満足する結果であった。BB+Ex の空気量に関しては、現場到着時の空気量が目標下限値付近であったため、工場出荷時の空気量を高めに設定することで、現場到着時に所定の空気量を確保し得るものと考えられる。

図-10 に本施工時における現場到着時のスランプおよび空気量の変動を示す。なお、現場の施工の妨げとならないように、1 台目と、4~5 台目、8~10 台目の 3 回でスランプ、空気量を計測している。その結果、各アジテータ車でのスランプおよび空気量はいずれも目標値内で推移する結果であった。



(a) スランプ (b) 空気量 (a) スランプ (b) 空気量
 図-9 フレッシュ性状の経時変化 図-10 現場到着時のコンクリートのフレッシュ性状

図-11、図-12 にフレッシュ性状としてブリーディング試験および凝結時間試験結果を示す。各配合のブリーディング率は N で 0.53%、FA+Ex で 0.15%、BB+Ex は 2.82%と BB+Ex, N, FA+Ex の順で低い結果であり、FA+Ex は要素試験の結果よりも低い傾向であった。また、凝結時間試験では、凝結時間はいずれも同程度であったものの、始発時間は N で 240 分、FA+Ex で 200 分、BB+Ex は試験の不備により正確な時間は得られなかったが概ね 300 分程度であり、条件によって傾向が大きく異なる結果であった。なお、いずれの配合も施工性に問題なく、BB, FA を用いた配合いずれも既存の機械施工で問題なく施工可能であることを確認した。

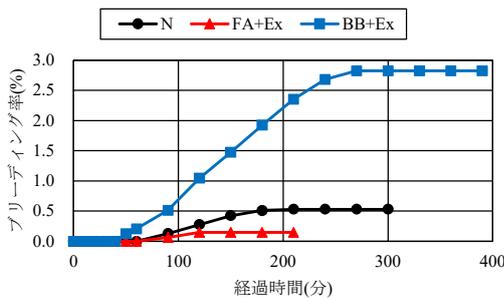


図-11 ブリーディング試験結果

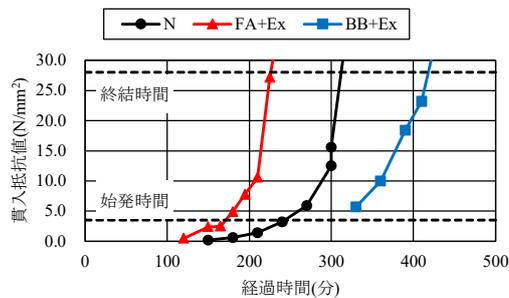


図-12 凝結時間試験結果

図-13 に曲げ強度試験結果を示す。図より、材齢 7 日時点において全条件で養生終了強度 3.5N/mm^2 を満足し、材齢 28 日では設計基準曲げ強度 4.4N/mm^2 を満足する結果であった。しかし、N, BB+Ex に対し、FA+Ex は曲げ強度が低い結果であった。なお、本試験で用いた供試体は、材齢 7 日までは施工現場近傍で湿布した状態での散水養生、以降は暴露養生としたために、FA の強度発現が十分に発揮されなかった可能性があるが、N よりも明らかに強度が低い結果であることから、以降の現場施工においては、事前に強度発現について十分に検証を行うこととした。

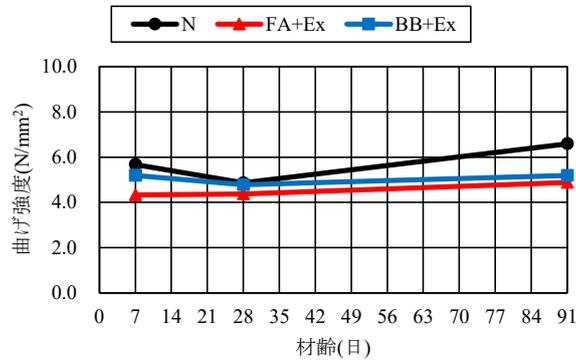


図-13 曲げ強度試験結果

図-14 に凍結融解試験結果を示す。図より、50 サイクル時点でのスケーリング量に着目すると、N と FA+Ex はいずれも約 0.4kg/m^2 と同程度であり、十分な凍結融解抵抗性を有する結果であった。一方、BB+Ex は明らかにスケーリングが卓越する結果であり、凍結融解抵抗性に劣る結果であった。これは、前述の通り BB+Ex の空気量は打設時で 3.0% と低く、またリニアトラバース法(ASTM C457)で計測した気泡間隔係数は N で $163\mu\text{m}$ 、FA+Ex で $160\mu\text{m}$ 、BB+Ex で $370\mu\text{m}$ と BB+Ex で明らかに大きい結果であったことが要因と考えられる。これらの結果より、所定の空気量および気泡間隔係数を保持することで、塩分環境下においても十分な凍結融解抵抗性を確保し得るものと考えられる。

図-15 に塩分浸透試験結果を示す。N に対して FA+Ex, BB+Ex はわずかではあるものの深さ方向への塩化物イオンの浸透が抑制される結果であった。

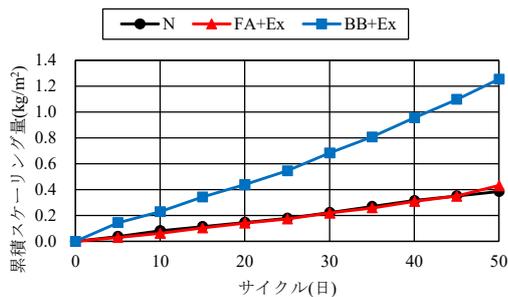


図-14 凍結融解試験結果

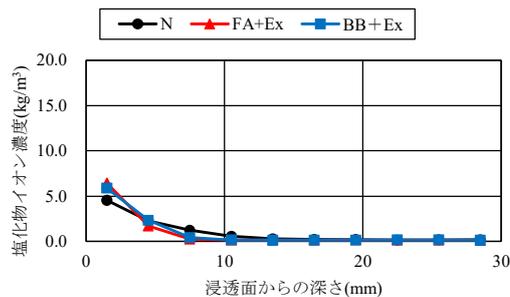


図-15 塩分浸透試験結果

以上より、FA コンクリートおよび BB コンクリートいずれも従来の機械施工で十分に打設可能であり、所定の強度およびすり減り抵抗性を有すること、さらに FA コンクリートについては塩分環境下においても十分な耐久性を有することを明らかとした。なお、本舗装は 40m という短い延長でありひび割れが発生しにくい条件ではあるものの、材齢 1 年以上経過した現在においても舗装表面にひび割れは発生していない。

本ステップでの成果を基に次ステップでは本施工に向けた検討として FA と Ex を混和した提案配合をベースとした実機試験および現場施工確認試験を実施した。

4) 実機試験&現場施工確認試験

本ステップでは、本施工にて利用が決定している生コンプラントにて実機試験練り(写真-4)を行い、フレッシュ性状および強度発現性について確認するとともに、本施工が8月であることから夏期の施工を前提に施工性について評価した。また、実機試験練りにて選定した配合については、スリップフォームペーパーによる施工性を十分に確認する必要があると判断し、本施工と外気温が比較的近い時期に施工現場近傍にて実規模レベルでの施工確認試験(写真-5)を実施した。



写真-4 実機試験練り状況



写真-5 施工確認試験

表-4 に 2023 年 4 月に実装箇所近傍の生コンプラントで実施した実機試験練りに用いたコンクリートの配合を示す。表より、生コンプラントが設定している普通ポルトランドセメントを使用した舗装用配合を基準として、FA の置換率および置換方法は前ステップ(試験施工配合)と同様にセメントの質量に対し外割 15%、内割 5%、計 20%の置換率とする方法を採用し、Ex を 20kg/m^3 混和している。また、粗骨材の最大寸法は 20mm とし、本施工が機械施工(スリップフォーム工法)であることを考慮して現場到着時(40~60 分を想定)の目標スランプを $4.0\pm 2\text{cm}$ とし、目標空気量については凍結融解抵抗性の向上を目的として $5.0\%\pm 1.0\%$ と狭い範囲で設定した。

表-4 コンクリートの配合

ID	W/C (%)	W/B (%)	s/a (%)	単位量(kg/m^3)							混和剤(C×%)		C.T. (°C)
				W	B			S ₁	S ₂	G	AE 減水剤	AE剤	
					C	FA	Ex						
FA20%-1	47.9	37.3	33.3	160	334	75	20	333	222	1162	1.0	0.008	17.0
FA20%-2											1.4	0.080	16.0

出荷プラントから現場までの到着時間が 40～60 分程度であることから出荷時のスランプ、空気量を目標範囲内とした配合(FA20%-1)に加え上げ越した配合(FA20%-2)の 2 水準について、スランプ、空気量の経時変化を 0, 30, 60, 90 分で確認した(図-16)。その結果、出荷から 60 分時点でスランプは 2～3cm 程度、空気量は 1.0～1.5%程度低下するという若干ロスが大きい傾向であった。特にスランプは上げ越しを行った条件でも 90 分時点で目標範囲を大幅に下回っており、本配合では、現地にて待ち時間が長くなった場合には、所定のフレッシュ性状が得られないものと判断される。また、本施工は 8 月と夏期であることを考慮すると、フレッシュ性状の経時変化はさらに大きくなることが予想される。

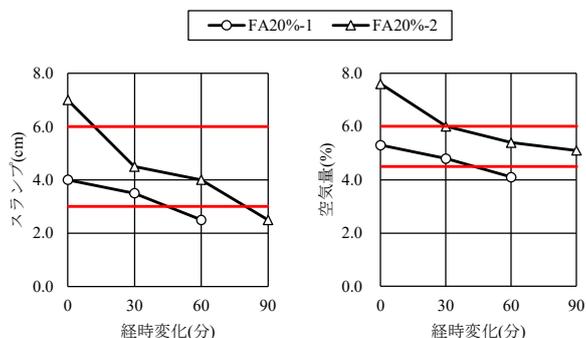


図-16 フレッシュ性状

一方、強度は材齢 28 日で FA20%-1 は 5.16N/mm²、FA20%-2 で 4.96N/mm²といずれも、設計曲げ強度を満足する結果であったものの、要素試験で得られた結果(45FA-OI 材齢 28 日で 6.50N/mm²)より明らかに強度が低い結果であった。前ステップまでの結果も踏まえると過度に FA を置換すると十分な曲げ強度が得られない可能性が考えられる。また、既往の研究では FA を用いた場所打ち PC 床版の実装に際し FA を 20%置換した配合では、スランプ、空気量が経時変化に伴って大きく低下することを報告しており、施工性を考慮して実施工においては FA の置換率を 15%とした配合を採用している。

本施工箇所が著しく厳しい塩害環境下ではないことや、施工性と強度確保の観点では FA の置換率を小さくすることが安全側であると判断し、道路管理者との協議の結果、以降の試験練りでは FA の置換方法を外割 15%に変更することとした。

表-5、図-17 に 2023 年 7 月に実施した実機試験練りについてコンクリートの配合およびスランプ、空気量の経時変化を示す。なお検討配合は 4 月と同様に出荷時のスランプ、空気量を目標範囲内とした配合(FA15%-1)に加え上げ越した配合(FA15%-2)の 2 水準である。図より、スランプ、空気量の上げ越しを行わずとも 60 分時点で目標範囲に収まる結果であり、FA の置換率を 15%とすることで大幅なロスが発生しない結果であった。そこで以降の試験施工について FA の置換率は 15%を採用するとともに、出荷時のスランプ、空気量の上げ越しは行わないこととした。

表-5 コンクリートの配合

ID	W/C (%)	W/B (%)	s/a (%)	単位量(kg/m ³)							混和剤(C×%)		C.T. (°C)
				W	B			S ₁	S ₂	G	AE 減水剤	AE 剤	
					C	FA	Ex						
FA15%-1	45.3	37.3	33.3	160	353	56	20	334	222	1170	1.3	0.052	26.0
FA15%-2												0.052	26.8

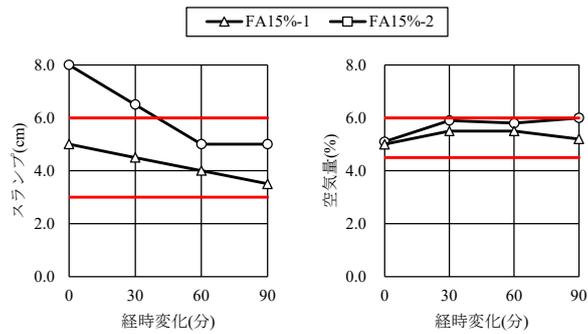


図-17 フレッシュ性状

実機試験で決定した配合について施工性の検証を行うため、本施工現場近傍にて機械施工による実物大舗装の施工確認試験を実施した。表-6、図-18に試験施工のCRCPの配合、舗装構成および、配筋図を示す。CRCP版は長さ30m、幅4.25m、厚さ0.25mであり、CRCP版下にはアスファルト中間層および上層路盤(M-40)、下層路盤(C-40)、さらに寒冷地であるため凍上対策として凍上抑制層(C-40)を構築した。鉄筋の配筋については鉄筋比を試験施工と同様となるよう設定し、縦断方向にD16の異形鉄筋を125mm間隔(鉄筋比:0.64%)、横断方向はD13の異形鉄筋を600mm間隔(鉄筋比:0.08%)で配置した。

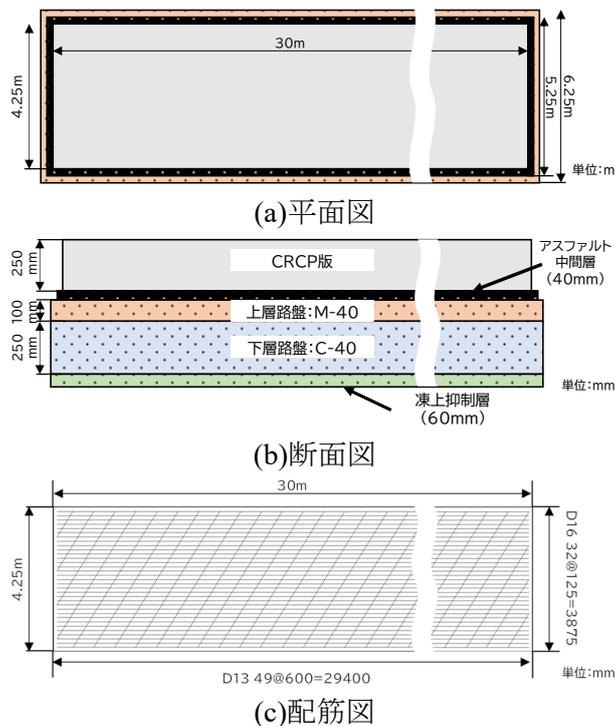


図-18 舗装構成

図-19に各アジテータ車の生コン出荷時から現場到着時のスランプ、空気量結果を示す。なお、当日の外気温は27°C程度と暑中コンクリートであり、アジテータ車の到着が概ね40~60分と想定通りに現着することを確認した。図より、スランプ・空気量いずれも大きなロスがなく現場到着時で目標範囲内を満たす結果であった。また、当日の交通状況や試験的にプラント内でフレッシュ性状を確認していたため、出荷から打込み完了までに90分程度経過した箇所があったものの、施工自体に大きな問題はなく、出荷から打込み、仕上げ、ほうき目仕上げのいずれにおいても問題がないことを確認した。

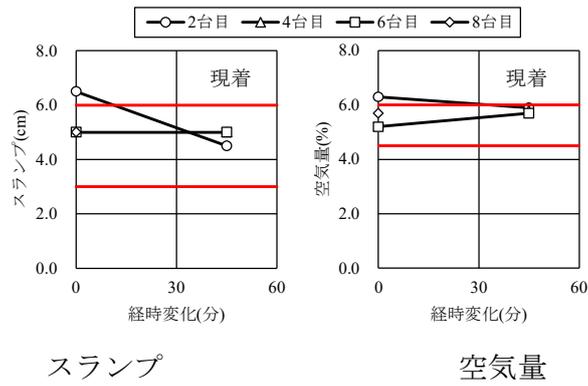


図-19 フレッシュ性状

一方、曲げ強度(図-20)については、プラントで作製した 150mm×150mm×530mm の型枠(以降、型枠大)を使用していたが、試験供試体の寸法の違いにより曲げ強度が変動することが考えられるため、試験施工、本施工では 100mm×100mm×400mm の型枠(以降、型枠小)を使用した場合についても検討した。その結果、材齢 28 日の両者の値は一致しており、設計基準曲げ強度を満たす結果であった。また、本施工は試験施工より 19 日後に実施することが決定していたため、強度発現性は材齢 7 日時点で評価することとなったが、その時点で十分な強度が得られていることを確認したため、配合修正等を行わず本施工を実施した。

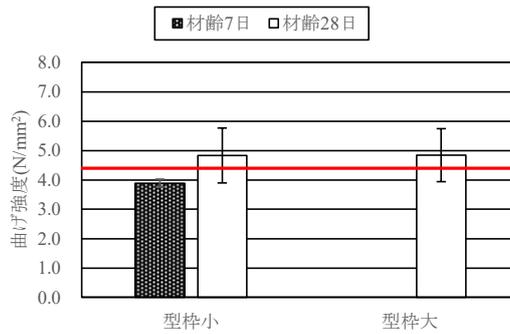


図-20 曲げ強度試験結果

5) 本施工

本施工は、秋田県自動車専用道路内の二ツ井今泉道路(図-21)で実施した。コンクリートの打設は、2023年7月31日～8月1日の2日間で実施している。



図-21 本施工箇所

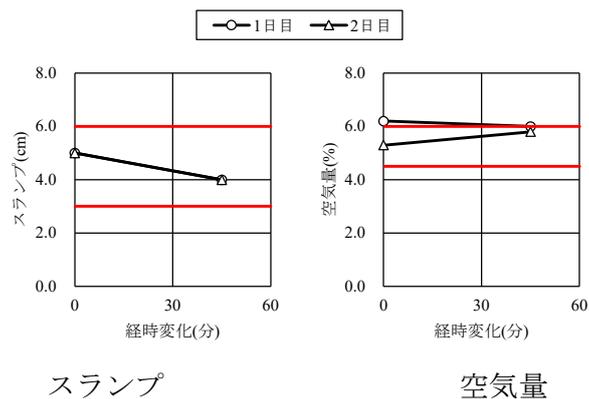
写真-6 に本施工状況を示す。本施工は外気温が最大 38℃と極めて厳しい環境下での施工となった。なお、舗装構成およびコンクリートの配合は施工確認試験と同様であり、縦断方向は 270m、鉄筋の配筋間隔および鉄筋比は試験施工と同様である。施工は、1日目 148m、2日目 122m の計 2日間で実施した。



(a) コンクリートの打設 (b) 平坦仕上げ (c) 養生

写真-6 本施工状況

図-22 に生コン出荷時から現場到着時のスランプ、空気量結果を示す。コンクリート温度は1日目、2日目いずれも出荷時、現場到着時で大きな変動なく 30℃程度と試験施工と概ね同様であり、スランプのロスは 1cm 程度、空気量に関してはほぼロスなしと施工確認試験同様いずれも大きなロスがなく目標範囲内を満たす結果であった。



スランプ 空気量

図-22 フレッシュ性状

施工確認試験と同様に各アジテータ車はいずれも現到着が概ね 40～50 分程度で現着しており、フレッシュ性状の確認を行ったアジテータ車以外はいずれも出荷から 60～70 分で打込みが完了している。施工自体も出荷から仕上げまで滞りなく完了しており、従来の機械施工に本提案配合の適用が十分に可能であることを示した。また、外気温 38℃とコンクリートの施工には極めて厳しい環境下であったものの、事前に実機試験練りによるフレッシュ性状の確認、および本施工直近の施工確認試験を実施し、強度発現性やフレッシュの品質変動などのリスクを事前に把握することで滞りなく施工可能であることを確認した。

硬化後の品質について図-23 に舗装表面のひび割れ状況を示す。2023 年 11 月 18 日(材齢 77, 78 日時点)時点では横断方向に概ね 10～20m 間隔で近接した複数のひび割れが発生しており、ひび割れ幅は最大で 0.3mm 程度であった。2024 年 4 月 9 日(材齢 253 日, 254 日)時点に再度ひび割れ観察を実施したが、打設開始位置から 220m 付近でひび割れの発生が確認(図中点線枠内)されたものの、いずれも 0.2mm 程度である。また、他のひび割れの確認された箇所ではひび割れ幅の拡大は見られなかった。

以上より、35℃を超える厳しい環境での施工であったが、0.5mm 以上のひび割れは確認されておらず、FA と Ex を併用したコンクリートは施工性に問題がなく、ひび割れ抑制にも有効な手段である可能性が示された。

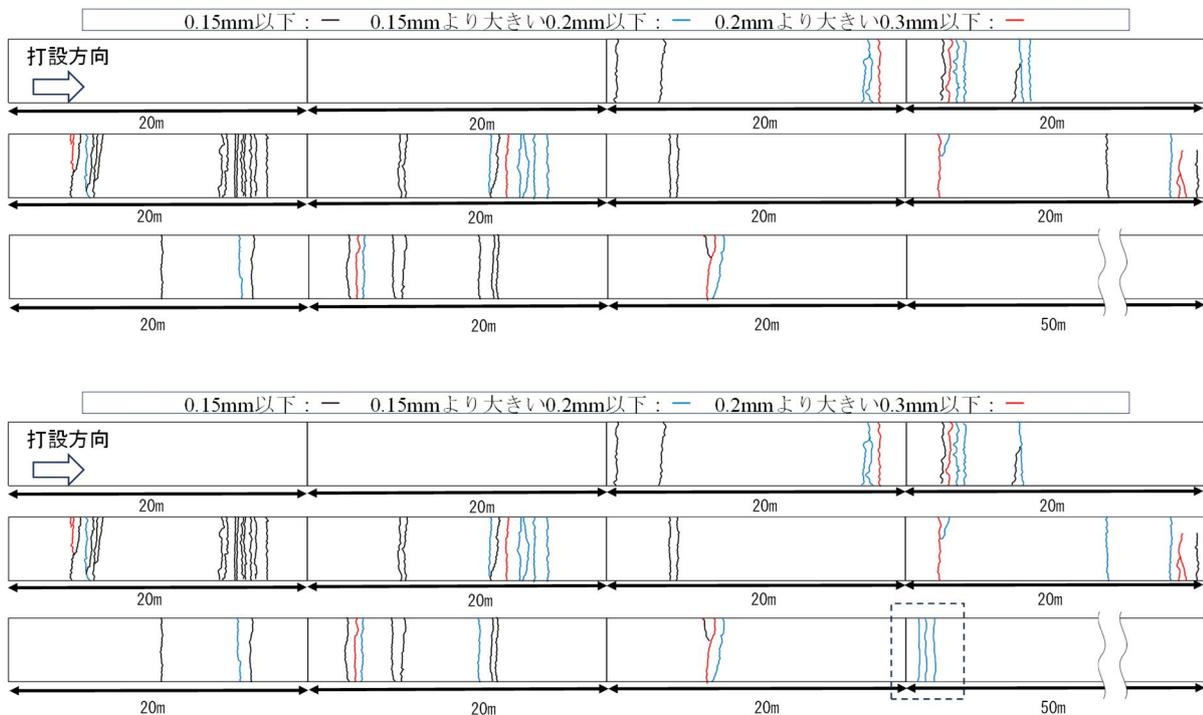


図-23 ひび割れ状況

また、曲げ強度(図-24)については、材齢 28 日時点では供試体寸法の違いによる強度の違いは見られず、1 日目、2 日目の両者の値は同程度かつ、いずれも設計曲げ強度を満たすことを確認した。

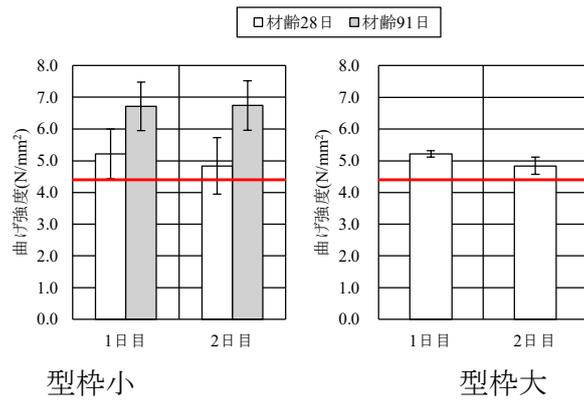


図-24 曲げ強度試験結果

3章 新設する高耐久連続鉄筋コンクリート舗装の試行への適用

1) 設計一般

高耐久連続鉄筋コンクリート舗装の舗装厚，配筋，舗装構成等は従来の連続鉄筋コンクリート舗装の設計と同様に関連する法規類の規定に準拠する。

2) 耐久性設計

コンクリートの配合は，供用環境を考慮して設計を行うこととする。

3) 試行に向けた検討

新設する高耐久連続鉄筋コンクリート舗装の試行に際しては本書検討フローを参考とする。

【解説】

1) 設計一般

本手引きにて推奨する高耐久連続鉄筋コンクリート舗装はコンクリートの配合面でのアプローチによりコンクリート自体の材料劣化に対する耐久性を向上するものであり，コンクリートの配合を除いた設計については従来の連続鉄筋コンクリート舗装と同様とする。

2) 耐久性設計

コンクリートの配合は，供用環境を考慮して設計することとする。厳しい環境下での供用が想定される場合には，国土交通省東北地方整備局の発刊する「東北地方における RC 床版の耐久性確保の手引き」を参考し FA あるいは高炉スラグ微粉末と膨張材の混和方法を決定する。ただし，FA の使用については最大でもセメント量に対し 15%とするのが望ましい。また，Ex の混和量に関しては 20kg/m³ を基準とするが，後述するひび割れ早見表にてひび割れリスクが高いと判断される箇所においては Ex の混和量を増やすなどの補正が必要となる。

3) 試行に向けた検討

新設する高耐久連続鉄筋コンクリート舗装の試行に際しては本書検討フローを参考とし，所定のフレッシュ性状および強度発現性，耐久性，施工性が確保できることを確認することが望ましい。

4章 ひび割れリスクに関する評価(ひび割れリスク早見表)

前述の秋田県内の自動車専用道路において実装した FA と Ex を併用した CRCP の膨張収縮挙動を基に作成した解析モデルを用いて日本主要地域の環境(温湿度条件)における本舗装のひび割れ発生リスクについて評価したものである。なお、解析には汎用性の高い解析ツール『JCMAC3-U』を用いた。

(1)解析モデルの概要

図-1 に解析モデル，表 1~2 に入力した各種データを示す。これらは前述のとおり，秋田県内の自動車専用道路において実装した FA と Ex を併用した CRCP のデータをもとに算出している。

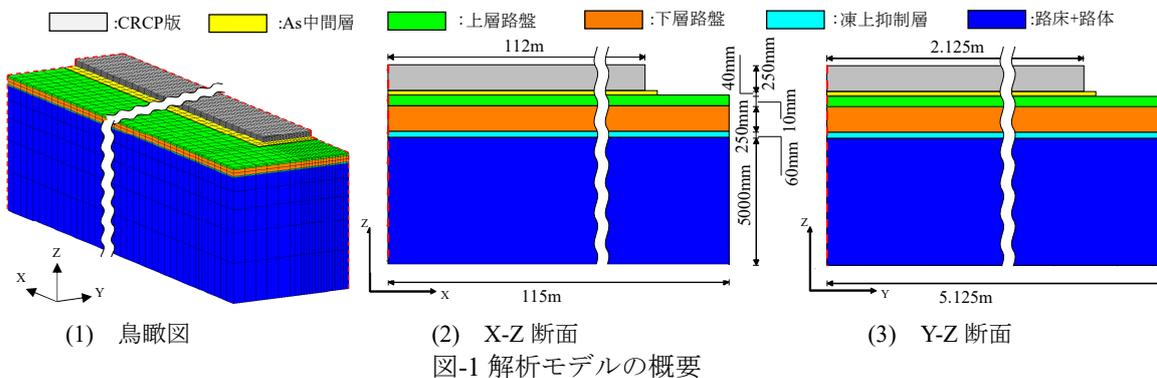


表-1 コンクリートの物性

ID	N		FA		FA + Ex	
熱伝導率(W/m°C)			2.1			
比熱(kj/kg°C)			0.9			
ポアソン比			0.2			
密度(kg/m³)	2350		2342		2422	
線膨張係数(μ/°C)			10			
圧縮強度に関する係数 $f_c(t) = f_c \times \frac{t - S_f}{a + b(t - S_f)}$	$f_c=51\text{N/mm}^2$ $a=3.14$	$S_f=0.37$ $b=0.89$	$f_c=35.7\text{N/mm}^2$ $a=4.5$	$S_f=0.47$ $b=0.85$	$f_c=35.7\text{N/mm}^2$ $a=4.5$	$S_f=0.47$ $b=0.85$
総エネルギー一定則 $U(t) = U \times (1 - \text{EXP}(-\alpha(t_e - t_{e0})))^\beta$	-		-		$U=120 \times 10^{-6}\text{N/mm}^2$ $\alpha=0.65$	$t_{e0}=0.25$ $\beta=0.95$
細孔径分布試験 $V_7(r) = a_7(r) \times \text{EXP}(b_7(r)^{c_7(r)})$ $V_{91}(r) = a_{91}(r) \times \text{EXP}(b_{91}(r)^{c_{91}(r)})$	$a_7=155$ $b_7=0.85$ $c_7=1.0$ $a_{91}=78$ $b_{91}=0.52$ $c_{91}=1.0$		$a_7=152$ $b_7=0.85$ $c_7=1.0$ $a_{91}=67$ $b_{91}=0.52$ $c_{91}=1.0$		$a_7=152$ $b_7=0.85$ $c_7=1.0$ $a_{91}=67$ $b_{91}=0.52$ $c_{91}=1.0$	

表-2 CRCP 版下の物性

ID	As中間層	上層路盤	下層路盤/凍上抑制層	路床および路体
弾性係数 (MPa)	1000	872	766	298
線膨張係数 (μ/°C)	30		10	
ポアソン比			0.35	

(2)対象地域

対象は、札幌・釧路・仙台・金沢・東京・名古屋・大阪・広島・高知・福岡・鹿児島・那覇の 12 都市として、気象庁から公表されている温湿度データを入力値としてそれぞれひび割れ解析を実施した。なお、解析期間は 91 日とし、打設時期は春(5 月), 夏(8 月), 秋(11 月), 冬(2 月)を想定した場合についてそれぞれ実施している。

(3)解析結果

図-2 に各都市におけるひび割れ解析結果としてひび割れ指数を示す。なお、ひび割れ指数は解析期間中(91 日)における最小のひび割れ指数を抽出した。本解析結果によるとひび割れ指数は概ね夏あるいは冬期間に低

下する傾向を示しているが、福岡では春、冬でひび割れ指数が 0 付近に位置していることが分かる。このように、地域によってはひび割れリスクが異なる結果であり、本図を参考として打設する地域および時期を考慮し、膨張材の使用量などの検討を行うことが望ましい。

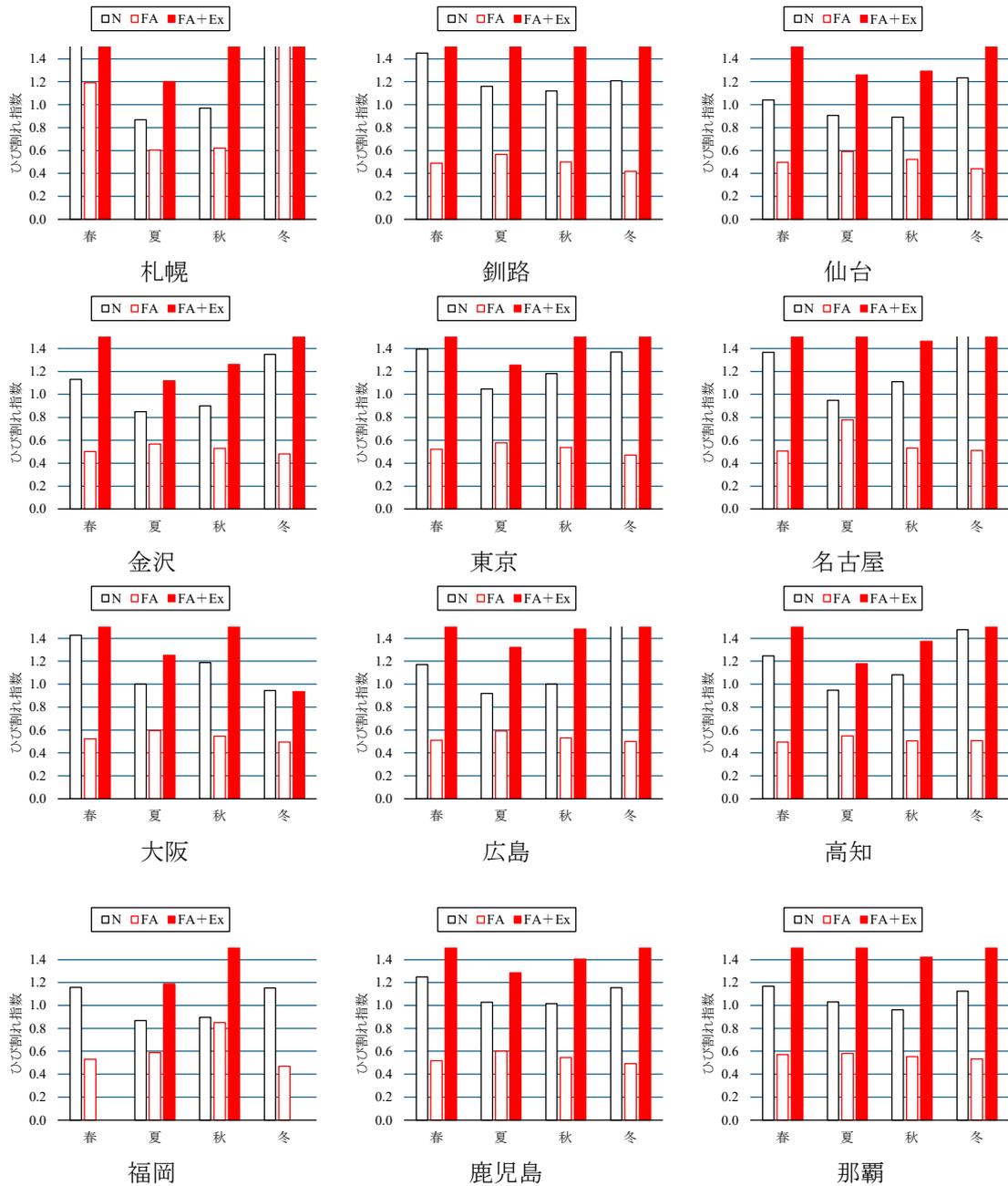


図-2 各都市における季節ごとの最小ひび割れ指数

5章 ひび補修・修繕

高耐久連続鉄筋コンクリート舗装のひび補修・修繕については従来の連続鉄筋コンクリート舗装の設計と同様に関連する法規類の規定に準拠する。