

# 土木施設の寒地耐久性に関する研究

西川 純一<sup>1)</sup> 熊谷 守晃<sup>2)</sup> 高橋 守人<sup>3)</sup> 石川 博之<sup>4)</sup> 西 弘明<sup>5)</sup> 今野 久志<sup>6)</sup>  
三田村 浩<sup>7)</sup> 安達 優<sup>8)</sup> 吉田 英二<sup>8)</sup> 佐藤 京<sup>9)</sup> 表 真也<sup>9)</sup> 田口 史雄<sup>10)</sup>  
馬場 道隆<sup>11)</sup> 林田 宏<sup>12)</sup> 草間 祥吾<sup>13)</sup> 内藤 勲<sup>13)</sup> 吉田 行<sup>14)</sup> 遠藤 裕丈<sup>14)</sup>  
野々村 佳哲<sup>14)</sup> 中村 拓郎<sup>14)</sup> 西本 聡<sup>15)</sup> 林 宏親<sup>16)</sup> 橋本 聖<sup>17)</sup> 梶取 真一<sup>18)</sup>  
田高 淳<sup>19)</sup> 熊谷 政行<sup>20)</sup> 石田 樹<sup>21)</sup> 丸山 記美雄<sup>22)</sup> 安倍 隆二<sup>23)</sup> 清野 昌貴<sup>24)</sup>  
千葉 学<sup>24)</sup> 金子 雅之<sup>24)</sup> 吉井 昭博<sup>24)</sup> 柳沢 雄二<sup>25)</sup> 牧野 正敏<sup>26)</sup> 高松 茂<sup>27)</sup>  
小宮山 一重<sup>28)</sup> 五十嵐 匡<sup>29)</sup> 山崎 貴志<sup>30)</sup> 横山 博之<sup>31)</sup> 川村 浩二<sup>32)</sup>  
磯田 卓也<sup>32)</sup> 高玉 波夫<sup>33)</sup> 煤孫 英雄<sup>34)</sup>

## Research on Durability of Civil Engineering Structures against Cold Weather

NISHIKAWA Jun-ichi, KUMAGAI Moriaki, TAKAHASHI Morito, ISHIKAWA Hiroyuki,  
NISHI Hiroaki, KONNO Hisashi, MITAMURA Hiroshi, ADACHI Yutaka, YOSHIDA Eiji,  
SATO Takashi, OMOTE Shinya, TAGUCHI Fumio, BABA Michitaka, HAYASHIDA Hiroshi,  
KUSAMA Shogo, NAITO Isao, YOSHIDA Susumu, ENDO Hirotake, NONOMURA Yoshinori,  
NAKAMURA Takuro, NISHIMOTO Satoshi, HAYASHI Hirochika, HASHIMOTO Hijiri,  
KAJITORI Shin-ichi, TAKO Jun, KUMAGAI Masayuki, ISHIDA Tateki, MARUYAMA Kimio,  
ABE Ryuji, SEINO Masaki, CHIBA Manabu, KANEKO Masayuki, YOSHII Akihiro,  
YANAGISAWA Yuji, MAKINO Masatoshi, TAKAMATSU Shigeru, KOMIYAMA Kazushige,  
IGARASHI Tadashi, YAMAZAKI Takashi, YOKOYAMA Hiroyuki, KAWAMURA Koji,  
ISODA Takuya, TAKADAMA Namio, SUSUMAGO Hideo

### 要旨

積雪寒冷地においては、冬期の多量な積雪、低温、北海道特有の泥炭性軟弱地盤などが土木施設の構築、維持管理に著しい影響を与えている。このため、積雪寒冷地の特性に適合した土木施設の構築、保守に関する技術を開発する必要がある。本研究では、積雪寒冷地における土木施設の構築、維持管理上の問題点を明らかにしてその解決策として、耐凍害性に優れたコンクリート、性能低下を考慮した構造物の耐荷力および舗装の耐久性の向上、泥炭性軟弱地盤対策工の合理的・経済的設計法、土木施設のマネジメント手法など、積雪寒冷地における土木施設の耐久性を向上させる技術開発を行った。

なお、本研究は、土木研究所の重点プロジェクト研究の一つとして実施したものである。

**キーワード：積雪寒冷地、耐久性、土木施設、ライフサイクルコスト、泥炭、凍害、補修補強、予防保全型補修**

### Synopsis

The construction and maintenance of civil engineering structures in cold snowy regions are severely affected by heavy snowfall and low temperatures in winter, and by the peaty soft ground often found in such areas. Accordingly, it is necessary to develop technologies suited to these environmental characteristics. This study aimed to clarify problems concerning the construction and maintenance of civil engineering structures in cold snowy regions and to present solutions based on technologies to improve durability (including rational/cost-effective design for peaty soft ground countermeasures and concrete with high resistance to frost damage), enhance the load-bearing capacity of structures and pavement in consideration of their reduced performance, and develop the

management methods for such infrastructures in areas where these climatic conditions are seen.

**Keywords:** cold and snowy regions, durability, civil engineering structures, life-cycle cost, peaty soft ground, frost damage, repair and strengthening, preventive repair

- 1) 元独立行政法人土木研究所 寒地基礎技術研究グループ長
- 2) 元独立行政法人土木研究所 寒地基礎技術研究グループ長
- 3) 前独立行政法人土木研究所 寒地基礎技術研究グループ長
- 4) 前独立行政法人土木研究所 寒地基礎技術研究グループ 寒地構造チーム 上席研究員
- 5) 独立行政法人土木研究所 寒地基礎技術研究グループ 寒地構造チーム 上席研究員
- 6) 独立行政法人土木研究所 寒地基礎技術研究グループ 寒地構造チーム 総括主任研究員
- 7) 元独立行政法人土木研究所 寒地基礎技術研究グループ 寒地構造チーム 主任研究員
- 8) 前独立行政法人土木研究所 寒地基礎技術研究グループ 寒地構造チーム 研究員
- 9) 独立行政法人土木研究所 寒地基礎技術研究グループ 寒地構造チーム 研究員
- 10) 前独立行政法人土木研究所 寒地基礎技術研究グループ 耐寒材料チーム 上席研究員
- 11) 独立行政法人土木研究所 寒地基礎技術研究グループ 耐寒材料チーム 総括主任研究員
- 12) 独立行政法人土木研究所 寒地基礎技術研究グループ 耐寒材料チーム 主任研究員
- 13) 前独立行政法人土木研究所 寒地基礎技術研究グループ 耐寒材料チーム 研究員
- 14) 独立行政法人土木研究所 寒地基礎技術研究グループ 耐寒材料チーム 研究員
- 15) 前独立行政法人土木研究所 寒地基礎技術研究グループ 寒地地盤チーム 上席研究員
- 16) 独立行政法人土木研究所 寒地基礎技術研究グループ 寒地地盤チーム 主任研究員
- 17) 独立行政法人土木研究所 寒地基礎技術研究グループ 寒地地盤チーム 研究員
- 18) 前独立行政法人土木研究所 寒地基礎技術研究グループ 寒地地盤チーム 研究員
- 19) 前独立行政法人土木研究所 寒地道路研究グループ 寒地道路保全チーム 上席研究員
- 20) 独立行政法人土木研究所 寒地道路研究グループ 寒地道路保全チーム 上席研究員
- 21) 前独立行政法人土木研究所 寒地道路研究グループ 寒地道路保全チーム 総括主任研究員
- 22) 独立行政法人土木研究所 寒地道路研究グループ 寒地道路保全チーム 総括主任研究員
- 23) 独立行政法人土木研究所 寒地道路研究グループ 寒地道路保全チーム 主任研究員
- 24) 前独立行政法人土木研究所 寒地道路研究グループ 寒地道路保全チーム 研究員
- 25) 前独立行政法人土木研究所 技術開発調整監付寒地機械技術チーム 上席研究員
- 26) 独立行政法人土木研究所 技術開発調整監付寒地機械技術チーム 主任研究員
- 27) 前独立行政法人土木研究所 技術開発調整監付寒地機械技術チーム 研究員
- 28) 独立行政法人土木研究所 技術開発調整監付寒地機械技術チーム 研究員
- 29) 前独立行政法人土木研究所 技術開発調整監付寒地機械技術チーム 研究員
- 30) 独立行政法人土木研究所 技術開発調整監付寒地機械技術チーム 研究員
- 31) 元独立行政法人土木研究所 技術開発調整監付寒地技術推進室 道央支所 主任研究員
- 32) 元独立行政法人土木研究所 技術開発調整監付寒地技術推進室 道央支所 研究員
- 33) 独立行政法人土木研究所 技術開発調整監付寒地技術推進室 道北支所 主任研究員
- 34) 元独立行政法人土木研究所 技術開発調整監付寒地技術推進室 道東支所 主任研究員

# 土木施設の寒地耐久性に関する研究

## 目 次

1. 序論	1
1. 1 研究の背景と目的	1
1. 2 研究の範囲と達成目標	1
1. 3 本論文の構成	1
2. 泥炭性軟弱地盤対策工の最適化に関する研究	2
2. 1 概説	2
2. 2 泥炭性軟弱地盤上に建設された高規格道路における沈下の実態調査	2
2. 3 有限要素解析による泥炭性軟弱地盤の長期沈下予測法の提案	3
2. 4 新しい対策工法の泥炭性軟弱地盤への適用	3
2. 5 泥炭性軟弱地盤における河川構造部点検技術	6
2. 6 まとめ	9
3. コンクリートの凍害、塩害との複合劣化挙動及び評価に関する研究	11
3. 1 概説	11
3. 2 超音波等による凍害、複合劣化の深さ、程度の診断技術	11
3. 3 凍害および複合劣化予測式に関する検討	13
3. 4 複合劣化（凍結融解・塩化物）に対する耐久性設計に関する検討	15
3. 5 凍害劣化を受けたコンクリート部材の力学的性能	18
3. 6 まとめ	19
4. 積雪寒冷地におけるコンクリートの耐久性向上に関する研究	21
4. 1 概説	21
4. 2 改良セメントによるコンクリートの高耐久化に関する研究	21
4. 3 表面含浸材	24
4. 4 繊維補強コンクリート	27
4. 5 まとめ	30
5. 積雪寒冷地における性能低下を考慮した構造物の耐荷力向上に関する研究	32
5. 1 概説	32
5. 2 凍害等の影響を踏まえた既設 RC 床版の劣化損傷対策	32
5. 3 ゴム支承の低温下における物性変化を考慮した免震設計法	36
5. 4 鋼材の低温下における靱性能	38
5. 5 まとめ	39
6. 寒冷地舗装の劣化対策に関する研究	41
6. 1 概説	41

6. 2	高耐久性舗装材料と工法の適用技術	41
6. 3	積雪寒冷条件に対応した舗装の理論的設計法の開発	43
6. 4	まとめ	48
7.	積雪寒冷地における土木施設のマネジメント手法に関する研究	50
7. 1	概説	50
7. 2	調査研究の手法	50
7. 3	調査研究の成果	51
7. 4	まとめ	57
8.	結論	60
8. 1	研究の成果	60
8. 2	成果の社会への還元	61

## 1. 序論

### 1.1 研究の背景と目的

積雪寒冷地においては、冬期の多量な積雪、低温、特有の泥炭性軟弱地盤などが土木施設の構築、維持管理に著しい影響を与え、温暖地における場合とはその構築の仕様段階から大きく異なることが多い。このため、耐凍害性に優れたコンクリート、寒冷地の厳しい気象条件に適した橋梁部材および舗装技術の開発、積雪寒冷地における橋梁および舗装の維持管理、泥炭性軟弱地盤における盛土構造の最適化など、積雪寒冷地の特性に適した土木施設の構築、保守に関する技術の開発が求められている。

本研究は、このような背景を受けて、土木研究所の重点プロジェクト研究として実施されたものである。

### 1.2 研究の範囲と達成目標

本研究では、泥炭性軟弱地盤対策工の合理的・経済的設計法を策定するとともに、コンクリートの凍害および塩害との複合劣化の評価と耐久性向上技術の策定、積雪寒冷地における性能低下を考慮した構造物の耐荷力向上および舗装の耐久性向上、土木施設のマネジメント手法など、積雪寒冷地における土木施設の耐久性を向上させる技術開発を行うことを研究の範囲とし、以下の達成目標を設定した。

- ① 寒冷条件が土木施設に及ぼす影響の判定手法および泥炭性軟弱地盤の長期沈下予測手法の開発
- ② 土木施設の凍害等による劣化を防ぐ工法の開発
- ③ 土木施設の寒地耐久性を向上させる手法および泥炭性軟弱地盤の合理的対策手法の策定

上記の目標を達成するため、以下に示す研究課題を設定し、実施した。

- 1) 泥炭性軟弱地盤対策工の最適化に関する研究（平成 18～22 年度）
- 2) コンクリートの凍害、塩害との複合劣化挙動及び評価に関する研究（平成 18～22 年度）
- 3) 積雪寒冷地におけるコンクリートの耐久性向上に関する研究（平成 18～22 年度）
- 4) 積雪寒冷地における性能低下を考慮した構造物の耐荷力向上に関する研究（平成 18～22 年度）
- 5) 寒冷地舗装の劣化対策に関する研究（平成 18～22

年度)

- 6) 積雪寒冷地における土木施設のマネジメント手法に関する研究（平成 18～22 年度）

### 1.3 本論文の構成

本論文の構成を要約すれば以下ようになる。

第 1 章「序論」では、本研究の背景として、積雪寒冷地における土木施設の耐久性を向上させるための技術開発が求められている状況を示し、これを踏まえた研究の目的と全体構成を述べる。

以下、第 2 章から 7 章までは、本研究を構成する研究課題で実施された研究概要とその成果をとりまとめている。

第 8 章「結論」では、本研究で得られた達成目標ごとの成果と社会への還元を総括した。

## 2. 泥炭性軟弱地盤対策工の最適化に関する研究

### 2.1 概説

北海道のような寒冷地には、極めて軟弱な泥炭性軟弱地盤が広く分布している。泥炭は沖積粘土などの一般的な軟弱土とは異なる特殊な工学的性質を有しており<sup>1),2)</sup>、長期的な沈下やすべり破壊などの問題が生じる。既往研究により、泥炭性軟弱地盤の特殊性を考慮した沈下予測式や強度算定式が示され、実務に広く活用されてきている<sup>3)</sup>。

しかし、近年はより安全・安心かつ経済的な社会基盤整備が求められており、泥炭性軟弱地盤上の土木施設においても、効果的かつ効率的な対策工法の選定が従前以上に重要となってきた。この際、ライフサイクルコスト、すなわち初期建設コストと維持管理コストのバランスを踏まえた対策工法を選定する必要がある。また、新しい軟弱地盤対策工法の開発や既存技術の改善が進められているが、全ての工法が特異な工学的性質を有する泥炭性軟弱地盤に対して効果があるとは限らず、その適用性の検証が必要である。さらに、長期沈下が発生する泥炭性軟弱地盤の河川堤防を横断する樋門・樋管部周辺には、空洞や函体の沈下・継手部の変位が生じることが問題となっている。

以上の背景を受けて、本研究では、泥炭性軟弱地盤の対策工法や維持補修履歴を的確に反映できる長期沈下予測手法を開発するとともに、新工法・新技術の泥炭性軟弱地盤に対する適用性を明らかにし、泥炭性軟弱地盤における設計法・施工管理法を提案した。加えて、河川堤防を横断する樋門・樋管部の簡易な点検技術提案のため、空洞探査技術、変位計測技術の検討を行った。

### 2.2 泥炭性軟弱地盤上に建設された高規格道路における沈下の実態調査

泥炭性軟弱地盤の工学的な特徴のひとつである長期にわたる顕著な沈下現象が、土木施設の維持管理コストに大きな影響を与えることは明らかである。しかし、現行の設計法においては、供用後の許容残留沈下量などが経験的に設定されており、最適化に向けて検討の余地が残されている。そこで、泥炭性軟弱地盤上に建設された高規格幹線道路の残留沈下および維持補修履歴の実態調

査を行った<sup>3)</sup>。

当該道路の地盤は、主に粘土から構成される軟弱地盤の区間と泥炭が厚く堆積する区間に分けることができる。道路の施工高は、全線において大きな変化はないが、路面沈下量には地盤構成の違いが明確に現れている。粘土地盤における路面沈下は数cmから最大で10cm程度に収まっているのに対し、泥炭地盤では40cmを超える沈下が計測された。両者の路面状況を写真-2.1に示す。

当該道路では、供用後に橋梁ならびにボックスカルバートの前後で段差がみられ、供用3年目から補修工事が行われている。泥炭地盤の区間の1km当たりの補修費は、粘土地盤の区間の約10倍となった。さらに、実際に生じた沈下が予測よりも大きかったことから、通常の補修では対応することができず、供用5年目に大規模な補修工事が余儀なくされている。

沈下の実態調査により、泥炭性軟弱地盤上の土木施設の性能確保やライフサイクルコストの最小化において、維持補修履歴を考慮した長期沈下の予測および許容残留沈下量の設定が重要なことが改めて認識された。



写真-2.1 供用4年目の路面沈下  
(上：粘土地盤、下：泥炭地盤)

## 2.3 有限要素解析による泥炭性軟弱地盤の長期沈下予測法の提案

供用後に段階的に発生する舗装オーバーレイ荷重ならびに泥炭の特徴である著しい二次圧密を表現するためには、粘弾塑性モデルを用いた有限要素解析（以下、FEM）が有効と考えられる。そこで、FEM および解析に用いる土質パラメータの決定法に関して検討を行った。

### 2.3.1 弾塑性モデルに必要なパラメータの決定法<sup>4), 5)</sup>

泥炭の特異な工学的性質を考慮した土質パラメータの決定法が確立していないため、有効な解析手法である FEM の実務での活用が妨げられている。そこで、泥炭の自然含水比や強熱減量などから、解析に用いる土質パラメータを決定する方法を検討し<sup>6), 7), 8)</sup>、図-2.1 に整理した。このフローチャートを利用することによって、泥炭地盤の粘弾塑性 FEM に用いる土質パラメータのうち、二次圧密係数と体積ひずみ係数を除いたものを圧密非排水三軸圧縮試験や圧密試験などの力学試験から決定（精密法）、あるいは自然含水比や強熱減量など簡易な物理試験から推定（簡便法）することができる。

泥炭地盤は著しく不均質に堆積しているので、力学試験と併せて物理試験を数多く実施し、平均的な物理インデックスから推定される土質パラメータと力学試験から直接求めた土質パラメータの両者を勘案して、解析用パラメータを決定する方法が合理的である。

### 2.3.2 二次圧密を支配するパラメータ

泥炭性軟弱地盤に特徴的に見られる長期沈下現象を精度良く解析するためには、二次圧密を支配するパラメータである二次圧密係数と初期体積ひずみ速度の決定が重要である。そこで、二次圧密係数と初期体積ひずみ速度を変化させて解析結果に与える影響を検討した。その結果、二次圧密係数は能登の提案式から推定する方法が妥当であり、初期体積ひずみ速度は圧密試験結果から求める推定式から算出して差し支えないと判断された。

### 2.3.3 粘弾塑性モデルを用いた有限要素法の適用性

粘弾塑性モデルを用いた FEM 結果と実測沈下の比較を行い、土質パラメータの決定手順および本 FEM の有効性を検証した。供用開始から 3 年間の残留沈下量を 10cm~30cm の間で変化させ長期沈下解析を行った。解析結果と実測沈下はほぼ一致しており、粘弾塑性モデルを用いた FEM によって、泥炭性軟弱地盤の長期沈下を

表現できることがわかった。さらに、今回用いたパラメータの決定手順がほぼ妥当であることが明らかとなった。

次に、解析結果をもとに各解析ケースにおけるオーバーレイ補修の時期、回数およびそれに伴う維持コストを求め、ライフサイクルコストシミュレーションを試みた。試算の結果、残留沈下 30cm のケースと比較して、残留沈下 20cm では約 72%、同 10cm では約 59%の補修コストとなった。残留沈下量の設定が補修コストに大きな影響を与えることがわかる。以上のコストシミュレーションは、あくまである仮定条件下での試算ではあるが、このような手法を用いることで、供用後の残留沈下、その対策としてのオーバーレイ補修およびコストなどがシミュレーションできることから、より合理的な残留沈下量および補修時期などを決定するツールとして有用と考えられる。

### 2.3.4 泥炭性軟弱地盤の長期沈下予測に関するまとめ

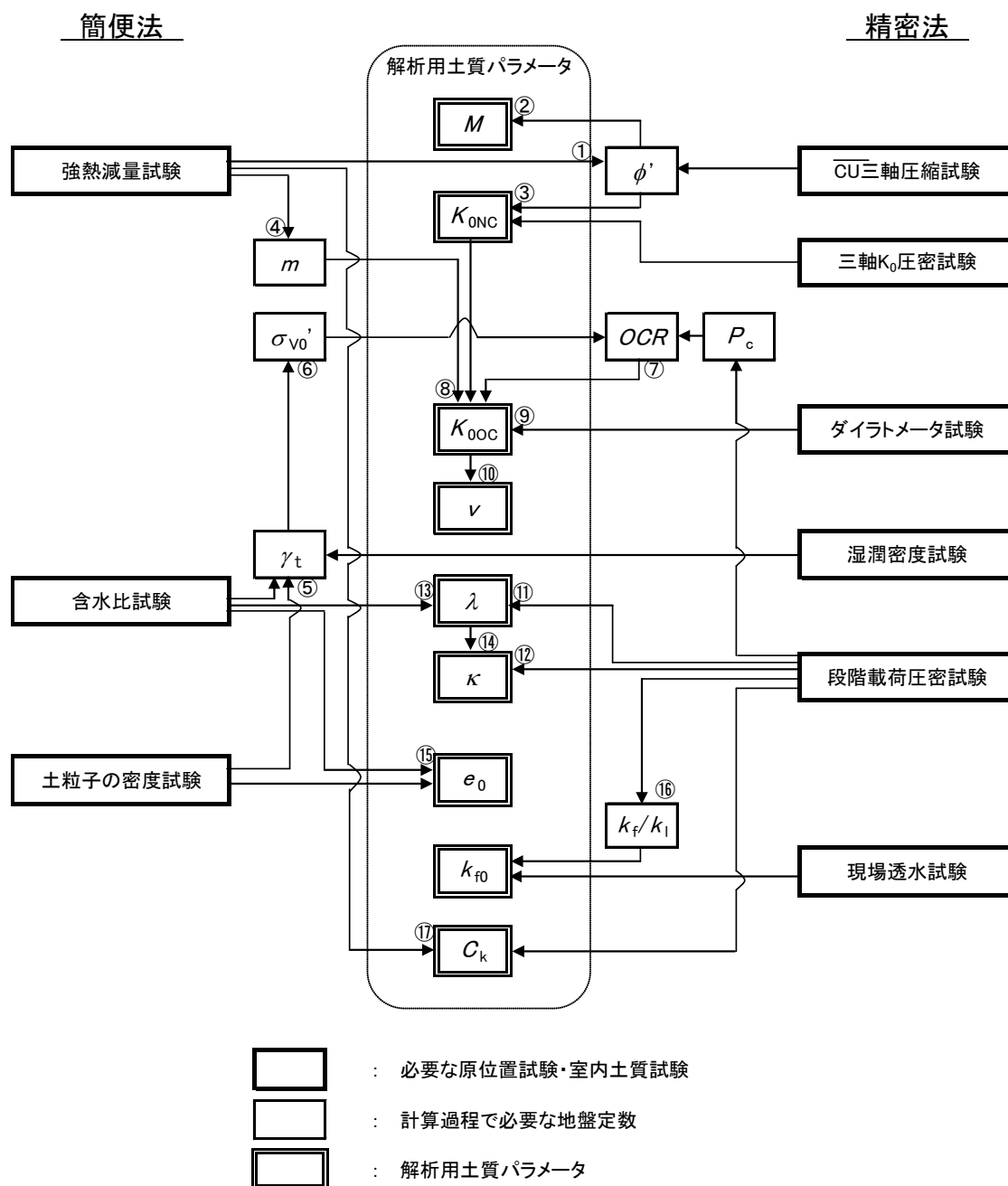
FEM による泥炭性軟弱地盤の長期沈下予測について、室内試験や現場計測データに基づき、長期沈下に関する土質パラメータを評価するとともに、粘弾塑性 FEM の適用性を明らかにした。その結果、粘弾塑性 FEM を用いた泥炭性軟弱地盤の長期沈下予測法を開発することができた。この方法は、維持補修（オーバーレイ）による荷重増を考慮できるなど、従来の方と比べて、より精度の高い予測方法である。

## 2.4 新しい対策工法の泥炭性軟弱地盤への適用

新しい泥炭性軟弱地盤対策工として、敷き金網併用プラスチックドレーン工法およびキャップ付き真空ドレーン工法の改良効果を検討した。

### 2.4.1 敷き金網併用プラスチックドレーン工法

泥炭性軟弱地盤においてもドレーンの施工間隔を 90cm 以下にすることでプラスチックドレーン（PD）工法の圧密促進効果が期待できることがわかっている。しかし、高盛土箇所には適用するには、PD 工法のみでは限界があると考えられる。そこで、盛土補強材（ひし形金網敷設）を併用する（図-2.2）ことで高盛土箇所への PD 工法の適用を図る目的で、道央圏連絡道路の美原道路において、敷き金網併用 PD 区間と無対策区間を比較する試験施工を実施した<sup>9)</sup>。無対策区間では、盛土施工の途中で地盤破壊の予兆が見られたため、盛土施工を中止した。PD 区間では、そのような地盤の不安定化を示す挙動はなく、安定性向上の効果が確認された。



- |   |                               |                               |
|---|-------------------------------|-------------------------------|
| ① $\phi' = 0.19Li (\%) + 32$                          | ⑦ $OCR = P_c / \sigma_{v0}'$  | ⑬ $C_c = 0.01W_n(\%)$         |
| ② $M = 6\sin\phi' / (3 - \sin\phi')$                  | ⑧ $K_{0OC} = K_{0NC} OCR^m$   | ⑭ $C_s = 0.1C_c$              |
| ③ $K_{0NC} = 1 - \sin\phi'$                           | ⑨ $K_{0OC} = 0.54 K_D^{0.13}$ | ⑮ $e_0 = G_s W_n$             |
| ④ $m = 0.005Li (\%) + 0.45$                           | ⑩ $v = k_0 / (1 + k_0)$       | ⑯ $k_f / k_l = 10$            |
| ⑤ $\gamma_t = G_s \gamma_w (1 + W_n) / (1 + G_s W_n)$ | ⑪ $\lambda = C_c / 2.3$       | ⑰ $C_k = 0.024 Li (\%) + 0.8$ |
| ⑥ $\sigma_{v0}' = \gamma_t h - P_w$                   | ⑫ $\kappa = C_s / 2.3$        |                               |

※⑤および⑮式は、飽和土のみに成り立つことに注意が必要である。  
 泥炭地盤は、一般に地下水位が高く飽和状態にあることが多い。

図-2.1 泥炭地盤の弾塑性FEM用土質パラメータの決定法



PD 工法区間での泥炭層の実測沈下と解析沈下を図-2.3 に示す。ここで、水平圧密係数  $C_h$  は、無対策区間において逆算された鉛直圧密係数  $C_v$  が圧密試験から得られた9倍であったことから、鉛直圧密係数 ( $C_v=30\text{cm}^2/\text{d}$ ) の9倍 ( $C_h=270\text{cm}^2/\text{d}$ ) とした。ウェルレジスタンスを考慮した解析値と実測値が良く合致した。実設計にこの方法を使用する場合、能登の方法<sup>10)</sup>で解析される沈下曲線とフィッティングすることで、 $C_h$  の設定が可能である。

また、サーチャージ盛土による二次圧密の低減効果について検証した。図-2.4 にサーチャージありとサーチャージなしのケースの盛土中央における地表面沈下量の経時変化を示す。サーチャージありのケースでは、なしのケースよりも 1.2m 高いサーチャージ盛土を施工しており、その完成後 290 日目まで 1.2m 分の盛土撤去を行って最終的な盛土厚を同じにしている。サーチャージなしでは二次圧密速度  $\beta=118$  (cm/logt) であったのに対し、サーチャージありではその約 1/2 の  $\beta=61$  (cm/logt) であり、顕著な二次圧密抑制効果が認められる。残留沈下の制限が厳しい現場に対しては、サーチャージ盛土と敷網併用 PD 工法の組み合わせが有効な方法のひとつと考えられる。

#### 2.4.2 キャップ付き真空ドレーン工法

最近、施工実績が増えてきている軟弱地盤対策工法のひとつである真空圧密工法は、対象地盤の地表面を気密シートで覆う方法（以下、気密シート式真空圧密工法）と鉛直ドレーン材と排水ホースをキャップで連結し、気密シートを用いない方法（以下、キャップ付き真空ドレーン工法：図-2.5）に大別できる。既往の研究<sup>11), 12), 13)</sup>によって、特異な工学的性質を持つ泥炭性軟弱地盤に対する気密シート式真空圧密工法の改良効果が明らかになっており、泥炭性軟弱地盤における設計・施工管理手法も提案されている。しかし、後発のキャップ付き真空ドレーン工法については、泥炭性軟弱地盤への適用性などが十分に確認されていない。特に、キャップ付き真空ドレーン工法の特徴である負圧シール層の適切な設定法については不明確な現状である。そこで、泥炭性軟弱地盤におけるキャップ付き真空ドレーン工法の改良効果とその定量的な評価を検討するための試験施工を実施した<sup>14)</sup>。

気密シート式真空圧密工法の試験施工では、中間砂質土層以深において、負圧の低下が確認されており<sup>11)</sup>、中間砂質土層以深の設計負圧を半減する必要が指摘されている<sup>15)</sup>。しかし、本試験施工では、中間砂質土層部分の鉛直ドレーン材に遮水シールを施した結果、中間砂質土層以深において、負圧の低下が発生しなかった。

一方、泥炭層は、負圧シール層としての気密保持効果

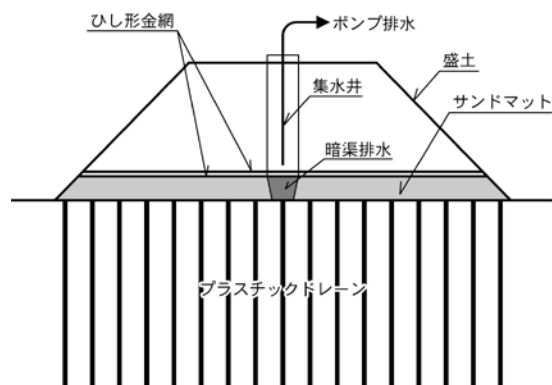


図-2.2 敷き金網併用 PD 工法の概念図

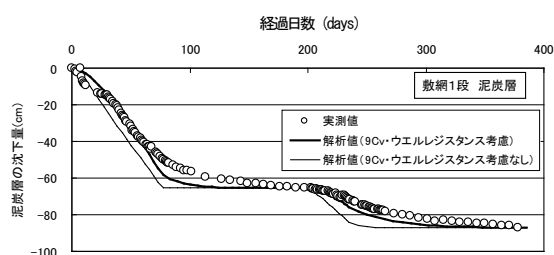


図-2.3 PD 区間における泥炭層の実測と解析沈下

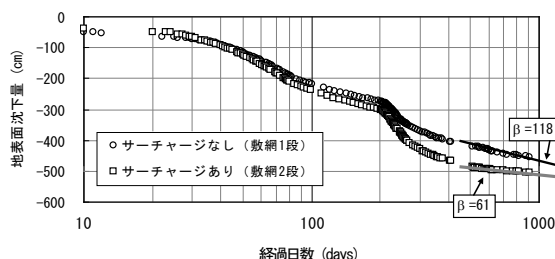


図-2.4 サーチャージの有無と長期沈下

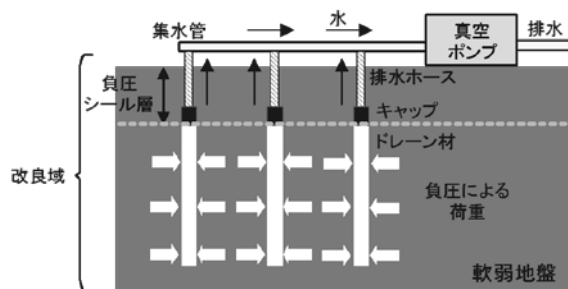


図-2.5 キャップ付き真空ドレーン工法の概念図

を満足し、鉛直ドレーン先端においても設計負圧が確保されたが、シートの代わりに表層の地盤を負圧シール層とする関係上、泥炭層のほとんどに鉛直ドレーン材が設置されないことになり、泥炭層には設計負圧と比べ非常に小さな負圧しか作用しなかった。泥炭性軟弱地盤において真空盛土併用方式のキャップ付き真空ドレーン工法を採用する場合、安定性や残留沈下の面で不利になる恐れがあることから、負圧シール層の最適化は重要な検討課題である。

図-2.6 に施工前および真空ポンプ停止後の地盤の一軸圧縮強さとオランダ式二重管コーン貫入抵抗値を示す。いずれの土層においても、ポンプ停止後の強度は、施工前と比較して増加が確認できる。しかし、泥炭混じり粘土層と比べ、泥炭層の強度増加が小さいことがわかる。一般に泥炭の方が強度増加率が大きいと考えられるが、泥炭層には負圧がほとんど作用しなかったことに加え、圧密変形よりもせん断変形が卓越したことが要因と推測される。

次に、真空圧密工法による泥炭性軟弱地盤の二次圧密低減効果を検証した。真空ポンプを停止することが地盤に作用した真空圧を除荷することになり、サーチャージ効果が期待できると考えられる<sup>15)</sup>。この効果を定量的に評価するために、粘弾塑性モデルを用いた土-水連成FEMを実施した<sup>16)</sup>。なお、真空圧を除荷による地盤の過圧密化の程度を過圧密比  $OCR = (P_0 + P_E - P_N) / (P_0 + P_E)$  で表すこととした。ここで、 $P_0$  は初期有効土被り圧 ( $\text{kN/m}^2$ )、 $P_E$  は盛土による増加応力 ( $\text{kN/m}^2$ )、 $P_N$  は真空圧 ( $-60 \text{ kN/m}^2$ ) である。

無処理地盤の解析も土質パラメータを変えずに実施した上で、泥炭層 (Ap1)、有機質粘土層 (Ap2) および地表面沈下の二次圧密係数  $C_{\alpha}$  の低減率  $R = C_{\alpha} / C_{\alpha 0}$  で求めて、 $OCR$  との関係を整理したのが図-2.7 である。図中には、試験施工の結果<sup>15)</sup>も併記した。ここで、 $C_{\alpha}$  は真空圧密ケースでの  $C_{\alpha}$ 、 $C_{\alpha 0}$  は無処理 (正規圧密状態) ケースでの  $C_{\alpha}$  である。 $OCR$  の増加に従って  $C_{\alpha}$  が  $OCR=1.3$  の付近で最大曲率を持つ双曲線的に低下し、 $OCR=1.3$  で正規圧密状態における  $C_{\alpha}$  の 30~40% 程度になることがわかった。この  $OCR$  と  $R$  の関係を利用することで、真空圧密で改良された泥炭地盤の二次圧密量が推定可能である。

#### 2.4.3 新しい対策工法の泥炭性軟弱地盤への適用に関するまとめ

以上の結果をとりまとめて、敷き金網併用プラスチックドレーンおよび真空圧密工法など新しい泥炭性軟弱地

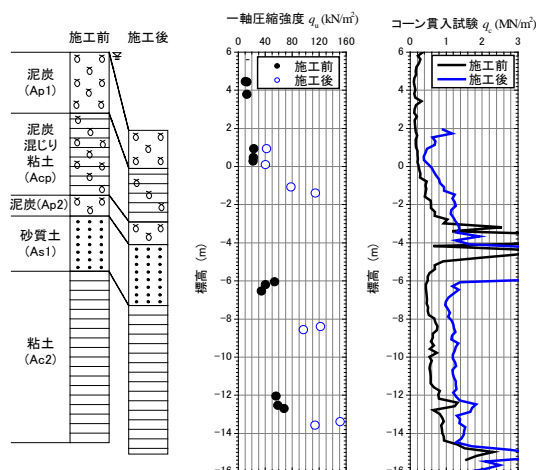


図-2.6 盛土中央における圧密による地盤強度の変化

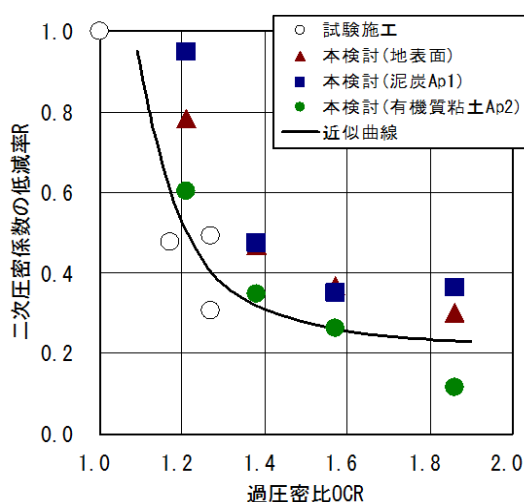


図-2.7 OCR と二次圧密係数の低減率

盤対策工の合理的な設計法・施工管理法を提案することができた。このことによって、ライフサイクルコストの最小化に向けて、より合理的な対策工の選定が可能となったと考えている。

#### 2.5 泥炭性軟弱地盤における河川構造部点検技術

長期沈下が発生する泥炭性軟弱地盤の河川堤防を横断する樋門・樋管部周辺には、空洞や函体の沈下・継手部の変位が生じることが問題となっている。

樋門・樋管の点検は、外観観察、函内観察及び空洞を

探査する連通試験等が行われている。連通試験は、函体底版削孔前の鉄筋探査や削孔箇所への復旧が必要であり、日数を要する。また、柔構造樋門・樋管では、盛土完了後6ヶ月程度まで樋門各部や周辺地盤の沈下・変位計測などの動態観測が人力で行われている。動態観測項目のうち函体の沈下量は、レベルとスタッフを用いて沈下測定鉋の高さを計測し、函体継手部の変位については、継手変位測定鉋の間隔を金尺等で計測しているが、計測値は1次元であるため変位方向が判別しづらい。

国土交通省北海道開発局が管理している樋門・樋管1,480箇所のうち、約800箇所が函体の高さ・口径が1.5m以下と小規模であり、その中で作業は苦渋を伴っている。

上記の諸問題に対応する、樋門・樋管部の点検技術提案のため、空洞探査技術及び変位計測技術について検討を行った。なお、小規模な樋門・樋管の函内作業に対応が可能な機器構成とするため、ベースとなる機器には防水性を有し、無線通信による遠隔操作が可能な小型クローラ式自走装置（以下、自走装置）を用いた。

### 2.5.1 樋門・樋管函体下の空洞探査技術

鉄筋コンクリート製の函体底版下の空洞探査を効果的に行うため、水中部でも非破壊で空洞探査ができる電磁波レーダーを用いた探査手法の検証を行った。

なお、電磁波は水や含水比が高い土では減衰が大きく、解析データの質が低下する。また、探査表面に凹凸があると電磁波発射部の接地が不十分となり、電磁波が探査対象まで伝達されず、確実な解析ができなくなるため、電磁波発射部と底版の間の堆砂は、極力除去する必要がある。

以上から、自走装置、電磁波レーダー、堆砂除去装置、堆砂除去時に自走装置の走行を補助するアシストウインチ、堆砂除去後の堆砂厚を計測する堆砂厚計測装置を用いる空洞探査手法とした。

### 2.5.2 空洞探査手法の検証

本空洞探査手法の有効性を検証するため、樋門底版下の空洞探査を想定した模擬空洞探査試験と実樋門空洞探査試験を実施した。

模擬空洞探査試験は、空洞探査性能向上の可能性を検討するため、防水型の樋門用空洞探査装置と、樋門用よりも装置下盤厚が薄く電磁波周波数が異なる非防水型の陸上用空洞探査装置を用いて、コンクリートブロックの配筋間隔、模擬空洞サイズ、堆砂厚、堆砂種類（砂・シルト）、堆砂含水比の条件を変え実施した。



写真-2.2 実樋門試験状況  
(上：粘土地盤、下：泥炭地盤)

その結果、堆砂の含水比が20%以下では、配筋間隔250mm、空洞長60cmにおいて樋門用で堆砂厚3cm、陸上用で堆砂厚6cmまで検出できたが、21%程度では樋門用、陸上用ともに堆砂厚1cmまでは検出でき、24%程度以上では堆砂厚0.5cmの場合でも検出できなかった。これは、電磁波が水分により減衰したためと推定される。

また、本空洞探査手法の堆砂除去能力を検証するため、堆砂厚、堆砂種類、堆砂含水比の条件を変えながら試験を実施し、堆砂除去装置、堆砂厚計測装置が現場に適用可能であることを確認した。

次に、実樋門空洞探査試験を3箇所（1箇所は堤防改築により撤去予定）で実施し、堆砂除去能力、牽引力、空洞検出能力及び堆砂厚計測について検証した（写真-2.2）。

試験結果から、実樋門において函体内に作業員が入ることなく堆砂除去と空洞探査の同時作業が可能であることを確認した。しかし、函体底版に突起物や段差がある場合は堆砂除去装置が通過することができないため、人力による補助が必要であった。また、撤去予定の樋門で空洞探査試験後に底版を10箇所削孔し、5箇所空洞の存在を確認した。このうち2箇所については、空洞探査装置で空洞反応を検出した位置と一致しており、空洞探

表-2.1 現場適用条件

項目	適用条件		
堆砂	7cm未満	含水比21%程度以上	本手法での対応が可能であるが、堆砂除去後の残砂状況を確認する必要がある。
		含水比21%程度未満	本手法での対応が可能であるが、堆砂除去後の堆砂厚計測結果が平均0.7cm以上の場合は、残砂状況を確認する必要がある。
	7cm以上		事前に函内清掃が必要
水深	20cm程度未満であること		
底版の平坦性	平坦であること 突起物がある場合は人力による補助が必要		
底版コンクリート厚	60cm未満であること		
空洞厚・幅	空洞厚6cm以上、空洞幅40cm以上の空洞が検出可能		

査装置の有効性を確認した。なお、空洞探査装置で検出されなかった他の3箇所の空洞は、厚さが2cm以下であったため、電磁波レーダーに反応しなかったと推定される。

### 2.5.3 空洞探査技術のまとめ

本空洞探査手法は、現場適用条件(表-2.1)が付くが、堆砂除去と空洞探査を同時に行うことで、作業の効率化が望める。また、電磁波レーダーは非破壊で探査ができるため、底版を削孔する連通試験に比べ、現場での作業日数を短縮することができる手法である。

### 2.5.4 樋門・樋管函体内の変位計測技術

柔構造樋門・樋管における動態観測項目のうち、函体内での人力作業の軽減及び詳細な動態把握を目的に、函体内の沈下測定鉤、継手変位測定鉤の座標(X、Y、Z)を計測する変位計測技術を開発した。座標を計測するには、函体内の測定鉤をトータルステーション(以下、「TS」)で直接視準する方法があるが、函体の撓みや継ぎ手部の変形により全てが直接視準できるとは限らない。このため、自走装置をベースとし、TSを用いて函体内の各測定鉤を計測するシステム(以下、変位計測システム)とした(図-2.8)。

計測方法は、樋門・樋管の呑口または吐口にTSを設置し、TSと自走装置上の変位計測装置間の距離、変位計測装置の方向角、変位計測装置と測定鉤間の距離から測定鉤の座標を求める。

### 2.5.5 変位計測システムの検証

変位計測システムを検証するため、樋門断面B1.2m×H1.2m、延長50mの樋門を想定し、0~50m地点まで10m間隔に各3箇所設置した測定鉤を計測する模擬試験と、4樋門で実樋門試験を実施した。なお、計測精度の検証は、TSで測定鉤を直接視準して計測した値を真値とし、変位計測システムによる計測値との差を誤差とした。

試験結果から、自走装置については、延長90m程度の狭い函体内で、無線通信による遠隔操作及び点検用カメラ画像で測定鉤部のレーザー光の照射状況を視認できることを確認したが、走行性等で課題が判明した。

計測精度については、模擬試験では計測鉤数18個の平均値で4.0mm、実樋門試験では計測鉤数151個の平均値で3.0mmとなった。一般的に土木工事のGNSS測量に用いられている公称測定精度(RTK法:±20mm+2×10<sup>-6</sup>×測定距離、スタティック法(2周波):±5mm+1×10<sup>-6</sup>×測

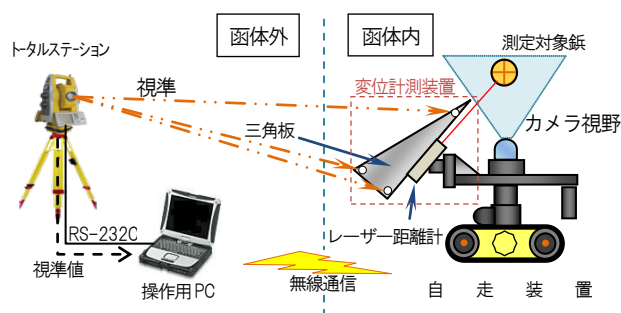


図-2.8 変位計測システムイメージ図

定距離)<sup>17)</sup>と同等の精度であるといえる。

実樋門試験から判明した課題を次に示す。

- ①函体の外など高い位置に設置されている測定鉤の計測を行う場合、レーザー距離計との距離が遠くなり、点検用カメラ画像では測定鉤の中心に照準を合わせづらくなるため、計測誤差が大きくなる可能性がある。
- ②測定鉤の大きさ、形状が樋門毎に異なり、中心に凹凸がある場合は計測できない場合があった。
- ③函体継手ゴムの変形により、段差が大きい箇所や土砂が堆積した箇所では人力による走行の補助が必要であった。また、クローラ部は防水性能(IP67)を有しているが、自走装置内に水が浸入した場合があった。これらの対応策として、①に対しては、レーザー光の照射位置を点検用カメラよりも近い位置から直接目視で確認すること。②に対しては、表面に凹凸の無い測定鉤を選定すること。③に対しては、走破性、防水性が高い機種を自走装置に用いることで対応が可能と思われる。

### 2.5.6 変位計測技術のまとめ

変位計測システムを用いて測定鉤を3次元座標で計測することで、函体の動態を詳細に把握することができる。また、自走装置を用いることで、函体内における人

力作業の軽減に寄与できる。さらに、河川工事における情報化施工技術の普及推進が図られている<sup>18)</sup>ことから、河川構造物の維持管理においても3次元座標での管理が求められてくることも想定され、本技術の活用が期待できる。

## 2.6 まとめ

第2章において、泥炭性軟弱地盤の沈下実態調査と長期沈下予測に用いる土質パラメータの検討ならびに敷き金網併用プラスチックドレーン工法およびキャップ付き真空ドレーン工法など新しい泥炭性軟弱地盤対策工の改良効果について述べた。その内容を要約すると以下の通りである。

- 1) 高規格幹線道路の沈下実態調査の結果、泥炭地盤の区間の1km当たりの補修費は、粘土地盤の区間の約10倍であった。さらに、実際に生じた残留沈下が予測よりも大きかったことから、通常の補修以上の工事を実施する必要がある。
- 2) したがって、泥炭性軟弱地盤上の土木施設の性能確保やライフサイクルコストの最小化において、維持補修履歴を考慮した長期沈下の予測および許容残留沈下量の設定が重要なことが改めて認識された。
- 3) 泥炭性軟弱地盤の長期沈下予測法として粘弾塑性FEMが有効なことを明らかにした。さらに、泥炭の特殊な工学的性質に対応した土質パラメータ決定法を提案した。
- 4) 泥炭性軟弱地盤に対する敷き金網併用プラスチックドレーン工法やキャップ付き真空ドレーン工法の安定性向上効果および二次圧密低減効果を定量的に明らかにした。

加えて、泥炭性軟弱地盤における樋門・樋管部の空洞探査技術及び変位計測技術について検討した。その結果を要約すると以下の通りである。

- 5) 樋門・樋管底版下の空洞探査において、電磁波レーダー技術を用いることにより、非破壊で空洞を探査できることを確認した。
- 6) 樋門・樋管函体内の堆砂厚が7cm未満であれば、本空洞探査手法により堆砂除去と空洞探査の同時作業が可能である。ただし、堆砂の含水比及び堆砂厚計測結果により、残砂状況の確認が必要となる。
- 7) 樋門・樋管函体の動態観測において、函体内の測定鉞の座標を3次元で計測する変位計測技術を開

発した。これにより、従来1次元で計測している樋門・樋管函体の変位を3次的に把握することができる。

## 参考文献

- 1) 独立行政法人土木研究所寒地土木研究所：泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル、2011
- 2) 能登繁幸：泥炭地盤工学、技報堂出版、pp.1-54、1991
- 3) 林宏親、西本聡、大場久義：泥炭地盤における道路の長期沈下とライフサイクルコスト、第50回国土交通省北海道開発局技術研究発表会発表概要集(CD-R)、2007
- 4) 林宏親、三田地利之、西本聡：泥炭地盤の変形挙動解析に用いる土質パラメータの決定法、地盤工学会北海道支部技術報告集、No.48、pp.283-290、2008
- 5) H. Hayashi, T. Mitachi, H. Tanaka and S. Nishimoto: Determination Procedure of Soil Parameters for Elasto-plastic FE Analysis of Peat Ground, Proc. of 13th Asian Regional Conference on SMGE, Vol. 1, pp.145-148, 2007
- 6) 林宏親、三田地利之、田中洋行、西本聡：泥炭性軟弱地盤の静止土圧係数とその評価、土木学会論文集C、Vol. 62、No. 1、pp.127-138、2006
- 7) 林宏親、西本聡：ダイラトメーター試験による泥炭性軟弱地盤の静止土圧係数の評価、第61回回土木学会年次学術講演会講演概要集（第3部門）、pp.347-348、2006
- 8) 林宏親、三田地利之、西本聡：原位置透水試験および圧密試験による泥炭地盤の透水特性の評価、土木学会論文集C、Vol.64、No.3、pp.495-504、2008
- 9) 林宏親、西本聡、村上勇一：泥炭地盤に対する敷き金網併用プラスチックドレーン工法の改良効果とその評価、寒地土木研究所月報、第644号、pp.11-20、2007
- 10) 能登繁幸：「修正された泥炭地盤の沈下予測式」の簡略化、開発土木研究所月報、No.460、pp.37-41、1991
- 11) 林宏親、西本聡、澤井健吾、菅藤善之：泥炭性軟弱地盤における真空圧密工法の改良効果とその評価、第48回地盤工学シンポジウム論文集、pp.449-456、2003
- 12) 林宏親、西本聡、澤井健吾、菅藤善之：真空圧密工法のポンプ停止時期が残留沈下に与える影響、第39回地盤工学研究発表会発表講演集、pp.959-960、

2004

- 13) 林宏親、西本聡：泥炭地盤における真空圧密工法の設計法および施工管理法の提案、第48回北海道開発局技術研究発表会概要集 CD-R、2005
- 14) 林宏親、西本聡：泥炭性軟弱地盤におけるキャップ付き真空ドレーン工法の改良効果、第8回地盤改良シンポジウム論文集、日本材料学会、pp.149-152、2008
- 15) 西本聡、林宏親：真空圧密工法のサーチャージ効果に関する試験施工、平成22年度土木学会東北支部技術研究発表会講演概要集 (CD-R)、2011
- 16) 林宏親、西本聡：真空圧密による泥炭地盤の二次圧密低減効果、平成22年度土木学会東北支部技術研究発表会講演概要集 (CD-R)、2011
- 17) 国土交通省国土地理院：測量機器性能基準、<http://psgsv.gsi.go.jp/koukyou/kihon/seino/index.htm>、2011
- 18) 国土交通省：情報化施工推進会議（第8回）、資料3 情報化施工技術の一般化・実用化の方針、<http://www.mlit.go.jp/sogoseisaku/kensetsusekou/kondan kai/ICTsekou/8siryu/3.pdf>、2011

### 3. コンクリートの凍害、塩害との複合劣化挙動及び評価に関する研究

#### 3.1 概説

寒冷地のコンクリート構造物は、凍害や塩害等の劣化により様々な被害が生じている。特に凍害劣化および凍害と塩害が複合して作用する劣化については、構造物への劣化損傷が著しく、計画的な維持管理を行うために、これら劣化に関するコンクリートの診断手法や劣化予測手法の開発が求められている。一方、コンクリート構造物の設計は、構造物の耐久性を設計段階から照査する性能照査型設計法へ移行しつつある。性能照査を行うには劣化進行を予測できるモデルの開発など合理的な耐久設計法や凍害劣化を受けた場合の力学的性能の解明が必要となるが、実際の構造物を対象とした調査・研究は少なく未だ実用化には至っていない。

本研究では、凍害および塩害との複合劣化を受けるコンクリート構造物に対する診断手法、劣化予測手法、合理的な耐久設計法の開発、力学的性能の解明等を目的として調査、試験等を行った。診断に関しては主に超音波を用いた非破壊試験等を行い、簡易に凍害深さを把握する手法とスキャナーによりスケーリング深さを定量的に把握する手法を開発し、これらを体系化した凍害診断フローを提案した。劣化予測に関しては、室内試験および現地調査から部材の水分供給条件を考慮した凍害劣化予測手法、水セメント比と凍結融解履歴から既存構造物のスケーリングの進行を予測する手法を示した。また、耐久設計に関しては、水セメント比と透水係数を組み合わせた耐久性照査式を提案した。なお、力学的性能に関しては凍害劣化程度を変化させた RC 梁の載荷実験を行い、凍害劣化の進行に伴い曲げ破壊型からせん断破壊型に移行すること、および超音波伝播速度から推定した圧縮強度を用いて FEM を行うことにより、おおよその最大荷重の推定が可能であることを明らかにした。

#### 3.2 超音波等による凍害、複合劣化の深さ、程度の診断技術

凍害劣化を受けたコンクリート構造物が所要の性能を保持しているかどうか、また、性能低下の予測を行うためには、凍害による劣化を定量的に診断する必要がある。さらに、維持管理の実務では、凍害劣化を受けたコンクリート構造物に対して、補修などを経済的、効率的

に行うため、劣化を受けている部分の広がり程度(以下、凍害範囲)の適切な把握が必要となる。さらに、調査にかかるコストや手間、構造物へのダメージを考慮すると非破壊による方法で凍害範囲や凍害深さを把握できることが望ましい。

そこで、本研究では、凍害範囲や深さ等を診断する超音波法等(非破壊試験)の技術について研究を行った。

##### 3.2.1 超音波表面走査法

超音波表面走査法(以下、表面走査法)は、コンクリートの表面近傍に存在する劣化部の厚さを超音波で推定する方法である<sup>1)</sup>。図-3.1に示すように、表面に劣化部が存在する場合、超音波は早く伝わる経路、すなわち、より健全な組織を通過しようとする性質がある。このため、発・受振子間の距離がある値以上になると、超音波の伝播経路は健全部の縁端面を全て通過するようになり、発・受振子間の距離と超音波伝播時間の関係は折れ線グラフとなる。

ここで、原点から直線の傾斜が変わる変曲点までの距離を  $X_0$ 、変曲点前後の超音波伝播速度(以下、超音波速度)をそれぞれ  $V_d$ 、 $V_s$  ( $V_d$ 、 $V_s$  はともにグラフの傾きの逆数)とすると、劣化深さ  $t$  は次式(3.1)で表される<sup>1)</sup>。

$$t = \frac{X_0}{2} \sqrt{\frac{V_s - V_d}{V_s + V_d}} \quad (3.1)$$

なお、凍結融解試験を行った供試体について、表面走査法による折れ線グラフの原点から変曲点までの直線の傾きおよび変曲点以降の直線の傾きと、透過法から求めた劣化部の最浅位置(深さ 10mm) および深さ  $t$  位置の相対動弾性係数との関係を図-3.2に示す。折れ線は、既往の回帰プログラムにより描いた。傾きの増加に伴って

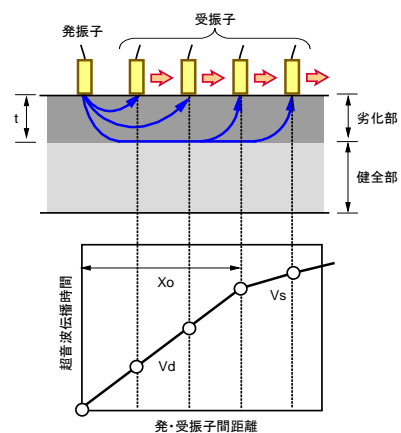


図-3.1 超音波表面走査法<sup>1)</sup>の概念

相対動弾性係数は小さくなる関係が示され、表面走査法により耐凍害性能が低下もしくは保持されている範囲がある一定の精度で概ね把握できることがわかった。

### 3.2.2 超音波トモグラフィー法

凍害劣化した樋門コンクリート構造物において、超音波トモグラフィー法（以下、トモグラフィー法）による解析<sup>2)~5)</sup>によってコンクリートの内部状況を把握する方法を試みた<sup>6)~8)</sup>。トモグラフィー法による解析は、凍害劣化した樋門コンクリート構造物において、操作台部の左右側面および上下面から測点間相互の超音波速度を測定して解析し、各測定断面における速度分布を求めた。

図-3.3 に、求めた各断面の超音波速度分布図を健全部、中間領域、劣化部に大別したカラーコンタを示す。この結果から、トモグラフィー法によって、外観上では確認できないコンクリート内部の凍害劣化範囲の診断が可能であり、また、劣化部の周りに中間領域の範囲が存在することから、今後、凍害劣化が進行すると思われる範囲が推定できることが確認できた。

### 3.2.3 凍害診断フローの試案

図-3.4 に本研究で得た成果の範囲でとりまとめた凍害劣化点検（診断）フローの試案を示す。点検フローは、コンクリート標準示方書維持管理編（2007 年版）の維持管理の手順<sup>9)</sup>を活用して試案を作成した。この試案では、点検調査において、目視等による点検（診断）における詳細調査の要否判定後、経過観察箇所の再点検および詳細点検を実施する際に、非破壊試験による評価をまず行うことを基本としている。詳細調査においても、従前の劣化診断は、一般的にコア採取等の破壊試験が実施されていることが多いが、この試案では作業の簡略化および効率性に鑑み、まず「表面走査法」などの超音波による非破壊診断を実施して評価を行い、その後、必要に応じて破壊試験を行う流れとなっている。さらに、照査調査の要否判定で否となった場合でも、経過観察や再点検が必要と判断されたコンクリート構造物については、劣化状態等の程度に応じた簡易な非破壊試験を適宜行い、現時点での性能をある程度評価するフローとしている。これによって、次回再点検時の調査精度や効率を上げることが期待できる。このように、この試案は、コンクリート構造物に損傷を与えるリスクの最小化と調査コストの縮減を期待した合理的な凍害診断フローとしている。

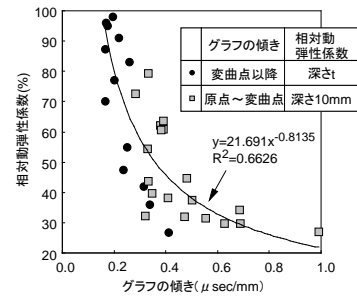


図-3.2 傾き（表面走査法）と相対動弾性係数（透過法）の関係（深さ 10mm および深さ t 位置）

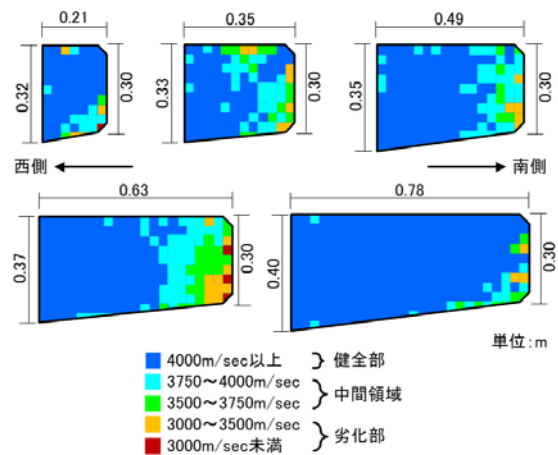


図-3.3 トモグラフィー法による超音波伝播速度分布図

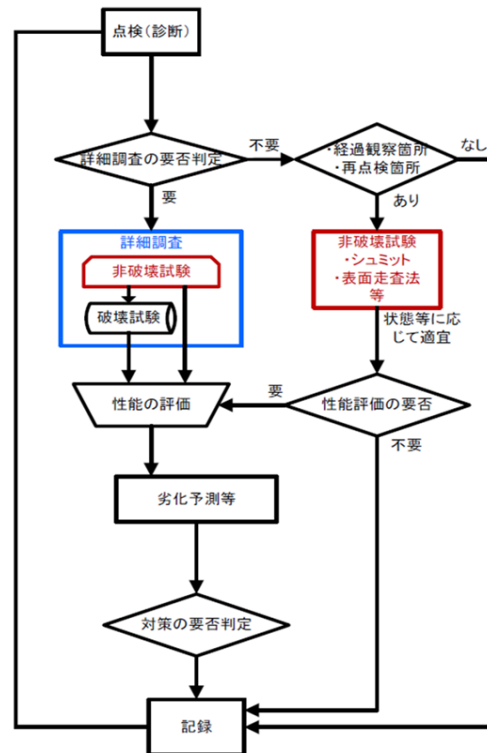


図-3.4 非破壊試験によるコンクリートの凍害劣化点検（診断）フロー試案



### 3.3 凍害および複合劣化予測式に関する検討

#### 3.3.1 凍害劣化予測手法に関する検討

コンクリートの凍害にとって水分条件は温度条件と並び重要なパラメータである。しかし、既存の実構造物の凍害劣化予測手法では、パラメータとして十分考慮されていない。そこで、小型温湿度センサーを用いてコンクリート構造物の部位毎の温湿度を把握し、実環境におけるコンクリートの水分の影響を考慮した実用的な凍害劣化予測手法を開発することを目的として研究を行った。

##### (1) コンクリート構造物の温湿度に関する調査

###### 1) 調査概要

対象構造物は年最深積雪の大小等を考慮し、道内7地域の河川樋門とした。また、対象部位は積雪や融雪水が上面にたまりやすい水平部位として「操作台」、水分供給が雨がかりのみとなるような一般的な垂直部位として「擁壁」を選定し、温湿度センサーを表面から深さ約1cmの位置に埋設した。

###### 2) 調査結果

センサーから得られたコンクリート温度と相対湿度のデータを用いて、1回の凍結融解時の最低温度と凍結開始時の湿度をプロットしたものを図-3.5、3.6に示す。

##### a) コンクリート温度および凍結融解回数

まず、図-3.5に示す操作台の最低温度について見ると、部材厚が比較的薄く、温度変化が大きいなどの理由により、地域によっては-25℃に達する場合があるのに対し、図-3.6に示す擁壁についてはほとんどの地域で最低温度は概ね-10℃以上である。

また、図-3.5、3.6の各地域の凍結融解回数(凡例:N)について見ると、操作台の温度変化が大きいことから、全ての地域で操作台の回数が擁壁の回数より多くなっている。

##### b) コンクリート湿度

次に、図-3.5に示す操作台の湿度について見ると、ほとんどの地域で概ね95%以上であり、比較的高湿度の状態である。それに対し、図-3.6に示す擁壁については操作台に比べてばらつきが大きく、湿度が95%を下回る凍結融解が多い地域もいくつか見られた。また、冬期の湿度は降雪に大きく影響を受けると考えられるため、最深積雪と全ての凍結融解の凍結開始時の湿度の平均との比較を行った結果、図-3.7に示すように、ばらつきはあるものの、最深積雪が大きくなるほど、平均相対湿度は高くなる傾向にある。

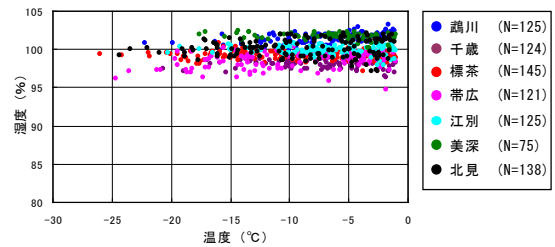


図-3.5 凍結融解時の最低温度と湿度(操作台)

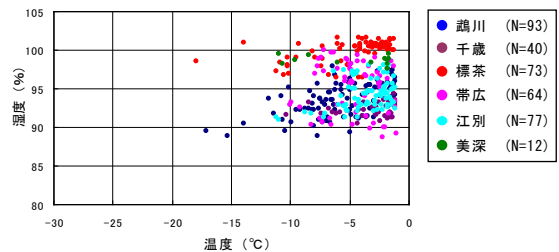


図-3.6 凍結融解時の最低温度と湿度(擁壁)

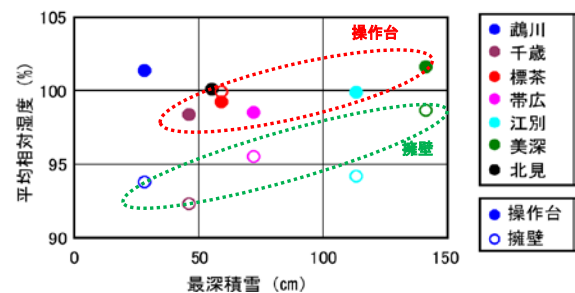


図-3.7 最深積雪と平均湿度

#### (2) 劣化予測に関する検討

##### 1) 実構造物の凍害劣化状況

調査箇所からコアを採取し、直径方向の超音波伝播速度を測定し、実験式<sup>10)</sup>を用いて相対動弾性係数に換算した。

##### 2) 実構造物データと予測結果の比較と考察

ある地域の気象条件下の凍結融解作用を室内標準試験のサイクル数に換算する劣化予測手法 (ASTM 相当サイクル) を用いて、1) で求めた相対動弾性係数に達する予測年数を算出し、実際の供用年数との比較を行った。その結果、全てのデータの予測年数が実際の供用年数を下回った。図-3.8に示す回帰直線の傾きはサイクル1回当りの予測年数と供用年数との差、すなわち、室内試験と実構造物との損傷量の差を表しており、これは室内試験と実構造物との水分条件に起因していると考えられる。

3) 水分の影響等の補正方法に関する検討

上記 2) の水分条件の違いに起因する損傷量の差を補正するため、式(3.2)のように水分条件補正係数を仮定し、操作台と擁壁の補正係数について検討を行った。

$$\Delta RDM_{ACT} = \alpha \times \Delta RDM_{ASTM} \quad (3.2)$$

ここに、 $\Delta RDM_{ACT}$  : 実構造物の 1 年当たりの相対動弾性係数の低下量、 $\Delta RDM_{ASTM}$  : ASTM 相当サイクルで算出された 1 年当たりの相対動弾性係数の低下量、 $\alpha$  : 水分条件補正係数

その結果、擁壁の補正係数は図-3.9 に示す回帰式の傾きで示される値となり、操作台の補正係数は最深積雪 H をパラメータとした図-3.10 に示す回帰式のようにになった。

3.3.2 スケーリングの進行性の予測手法

凍害形態の一つであるスケーリングに着目し、時間の変数が組み込まれたスケーリング進行予測式の確立に向け、水セメント比等を水準にとった実験と調査を行った。

(1) 室内実験

水セメント比は 35、45、55、65% とし、セメントは高炉 B 種を用いた。供試体の寸法は 220×220×100mm とし、材齢 3 日まで湿気養生、その後材齢 28 日まで恒温恒湿室 (温度 20℃、湿度 60%) に静置した後、ASTM C672 に準じた凍結融解試験を行った。試験面は打設面とし、試験水は防波堤調査のデータと照らし合わせる理由から海水に含まれる成分を考慮し、人工海水を使用した。

図-3.11 は 100、200、300、400、500 サイクルにおける水セメント比とスケーリング量の関係を示している。双方の単位系が異なることから、ここではスケーリング量は全測定値の平均 0.27g/cm<sup>2</sup>、水セメント比は実験水準の平均 50% で除し、それぞれの値を無次元化させて結果を整理した。水セメント比 (W/C/50) が大きいほどスケーリング量 (SC/0.27) が大きく、いずれのサイクルでも  $SC/0.27 = a(W/C/50) + b$  の一次関数の関係が成立することが確認された。さらに、 $a$  と  $b$  の経過変化について解析し、解析結果とスケーリング量の実測値の関係を総合的に整理して (図-3.12) 式(3.3)の予測式を導出した。

$$\begin{cases} SC = 0.26e^{2.42 \log \gamma_w} \\ \gamma_w = \left( 1.09 \left[ \frac{cyc}{237} \right] + 1.11 \right) \left( \frac{W/C}{50} \right) - 0.57 \left( \frac{cyc}{237} \right) - 0.57 \end{cases} \quad (3.3)$$

ここに、 $cyc$  はサイクル、 $\gamma_w$  はスケーリングの進行性

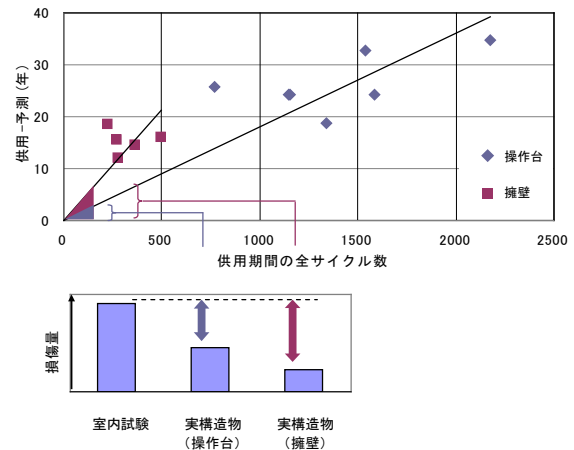


図-3.8 全サイクル数と予測と供用年数の差

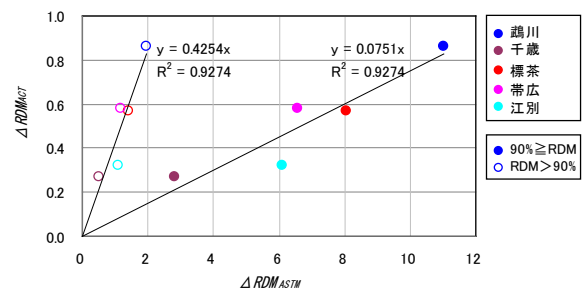


図-3.9  $\Delta RDM_{ACT}$  と  $\Delta RDM_{ASTM}$  (擁壁)

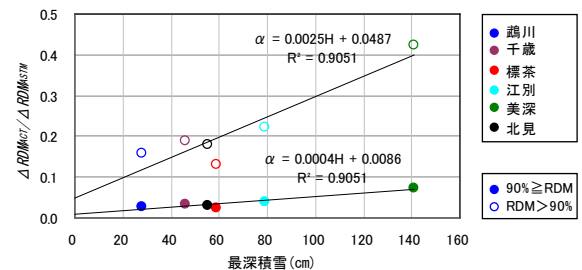


図-3.10 最深積雪と  $\Delta RDM_{ACT} / \Delta RDM_{ASTM}$

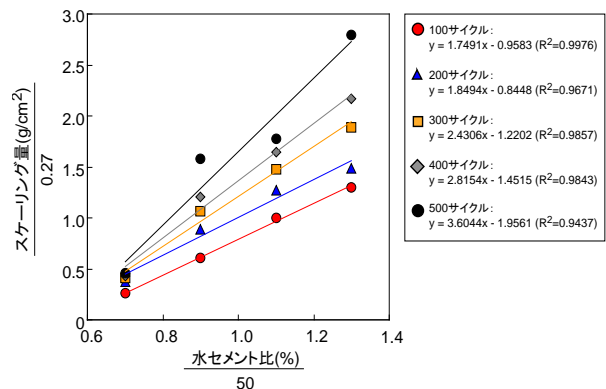


図-3.11 水セメント比とスケーリング量の無次元値の関係

を表す指標値である。なお、分布のゆらぎの軽減を図るため、図-3.12の $\gamma_w$ は常用対数で表示している。

(2) 構造物調査

スケーリングが生じている建設後10数年～約40年を経た北海道内の防波堤上部天端面で調査を行い、式の妥当性について評価した。なお、実際の構造物ではスケーリング量の測定が困難であるため、「海洋環境下におけるコンクリートの耐久性向上技術検討委員会」が提案した式(3.4)の剥離度で劣化の程度を表現した。

$$D_m = D \times A_s \quad (3.4)$$

ここに、 $D_m$ は剥離度(mm)、 $D$ は剥離深さ(mm)、 $A_s$ は剥離面積率である。最も剥離が生じている面に50×50cmの枠を置き、剥離深さをデプスゲージで10点測定し、その平均値を $D$ (mm)、剥離部分の面積 $S$ (cm<sup>2</sup>)を算出し、 $S$ を枠面積の2500cm<sup>2</sup>で除した値を $A_s$ とした。室内実験と同様に解析した結果、本調査の範囲では、図-3.13、式(3.5)に示すように、予測式は妥当であることを確認した。

$$\begin{cases} D_m = 6.66e^{2.91 \log \gamma_w} \\ \gamma_w = \left( 12.1 \left[ \frac{t}{23.4} \right] - 4.48 \right) \left( \frac{W/C}{59.1} \right) - 11.3 \left( \frac{t}{23.4} \right) + 4.56 \end{cases} \quad (3.5)$$

ここに $t$ は経過年数、 $W/C$ は配合推定から求めた表面から深さ350～400mmのコンクリートの水セメント比の推定値(%)である。

3.4 複合劣化(凍結融解・塩化物)に対する耐久性設計に関する検討

ここでは、凍結融解と塩化物によるスケーリングに対するコンクリートの耐久性を評価する式の提案に向けての実験を行った。

3.4.1 スケーリングに及ぼす凍結圧の影響の検討

ここでは配合条件を一定とし、含水状態を実験水準にとり、深さ0～10mm間における凍結圧の勾配とスケーリングの増加量との関係を調べた。

(1) 供試体・養生・試験方法

水セメント比は50%、セメントは高炉B種とした。供試体の寸法は220×220×100mmとし、試験面から深さ10mm位置にひずみゲージと熱電対を埋設した。凍結融

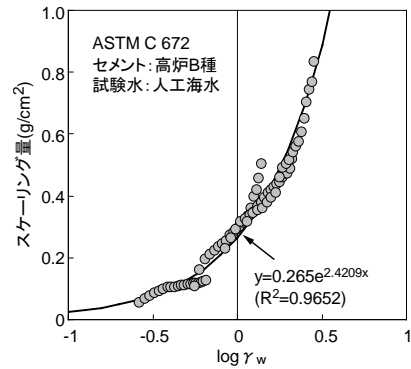


図-3.12 スケーリング量の計算値(線)と実測値(室内)

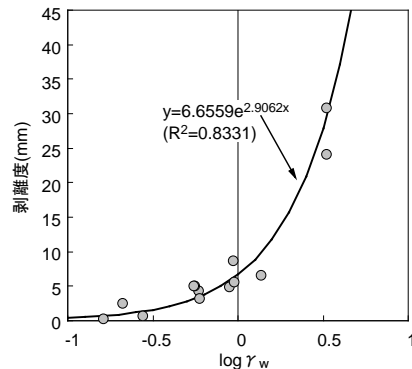


図-3.13 スケーリング量の計算値(線)と実測値(現場)

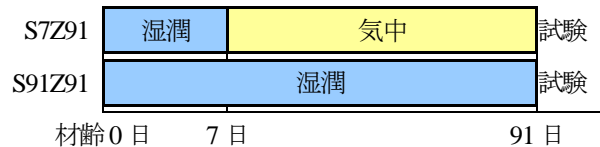


図-3.14 凍結融解試験開始までの環境条件

解試験の開始材齢は91日とし、それまでの養生方法は、図-3.14に示すように①材齢7日まで湿気養生させた後は恒温恒湿室に静置(低含水状態)と②材齢91日まで湿気養生(高含水状態)の2種類とした。凍結融解試験はASTM C672に準じて行った。試験面は打設面、試験水は3%NaCl水溶液とし、試験ではスケーリング量と凍結圧を求めた。

(2) 深さ10mm位置の凍結圧の求め方

凍結圧は三橋ら<sup>11)</sup>とValenzaら<sup>12)</sup>の理論により求めた。水の凍結によってひび割れが生じた場合の弾塑性変形量は、三橋らの理論から次式で表される。

$$\begin{aligned} \epsilon &= \lambda \cdot \epsilon_t' + \epsilon_\sigma - \epsilon_t \\ &= \lambda \cdot \epsilon_t' + \frac{\Delta P_f \cdot A_f(T)}{E_s} - \frac{A_f(T)}{V_0} \cdot \frac{\Delta P_f \cdot A_f(T)}{K_s} \end{aligned} \quad (3.6)$$

ただし、

$$\varepsilon_i' = (1 + D_d)^{1/3} - 1 = (1 + 0.09(V_f^T - V_f^{T_c}))^{1/3} - 1$$

ここに、 $\varepsilon$ は温度  $T$  (K)における弾塑性変形(総ひずみ)、 $\lambda$  はひび割れを伴う巨視的変形に寄与する割合を表す係数、 $\varepsilon_i'$ は水の凍結膨張によるひずみ、 $\varepsilon_\sigma$ は応力によるひずみ、 $\varepsilon_r$ は凍結による収縮ひずみ、 $\Delta P_f$ は氷の形成によって引き起こる凍結圧 (MPa)、 $A_f(T)$ は温度  $T$  までに凍結する空隙の膨張圧の寄与分を表す係数、 $E_s$ は硬化体の弾性係数 (MPa)、 $V_0$ は総空隙容積 ( $m^3/m^3$ )、 $A_f(T)$ は凍結に伴って負圧を受ける未凍結水の作用を集積して単位体積中に平均化するための係数、 $K_s$ は毛細管変形係数 ( $E_s$  の 1/4)、 $D_d$ は凍結水の膨張量 ( $m^3/m^3$ )、 $V_f^T$ は凍結温度  $T$  における凍結水量 ( $m^3/m^3$ )、 $V_f^{T_c}$ はひび割れ発生凍結温度  $T_c$  における凍結水量 ( $m^3/m^3$ )である。

一方、Valenza らは、コンクリート表面に形成される氷層のクリープ挙動に着目し、NaCl (3%) の氷層は淡水に比べて大きなクリープ応力を示すこと、またそのクリープによって表層に亀裂が生じ、亀裂に NaCl が浸透すると、濃度差に起因する亀裂周壁からの液体の抜き出しに伴う氷晶の成長が起り、応力がさらに増大する理論を実証している。

これらの理論に鑑み、凍結圧  $\Delta P_f$  は次式から求めた。

$$\Delta P_f = \frac{\varepsilon_{sb}}{A_f(T) \left( \frac{1}{m \cdot E_s} - \frac{1}{V_0} \cdot \frac{A_f(T)}{m \cdot K_s} \right)} \quad (3.7)$$

ここに、 $\varepsilon_{sb}$ は融解行程終了時に計測される残留ひずみ、 $m$ は弾性係数の低下に及ぼす氷層のクリープ応力による表層亀裂ならびに亀裂周壁からの液体の抜き出しに起因する応力増大の影響に関する係数(淡水の場合は1)である。 $E_s$ は $\phi 10 \times 20$ cmの供試体を作製し、図-3.14と同じ環境に静置して材齢91日目にJISA 1149に準じて求めた。なお、深さ10mmにおいては、 $\varepsilon_{sb}$ はひずみゲージから求めた。

### (3) 表面位置の凍結圧の求め方

表面へのひずみゲージの設置は物理的に困難なため、スケーリング量から  $\varepsilon_{sb}$  を求めることとした。 $n-1$  サイクルから  $n$  サイクルにかけてのスケーリングの増加量を  $\Delta SC$  ( $g/cm^2/cyc$ )、コンクリートの密度を  $\rho_c$  ( $g/cm^3$ ) で定義し、スケーリング片と同じ体積のコンクリートが面的均等に上方へ押し上げられたと単純化させて考えると、押し上げ量 (mm)  $h$  は、以下の式で計算できる。

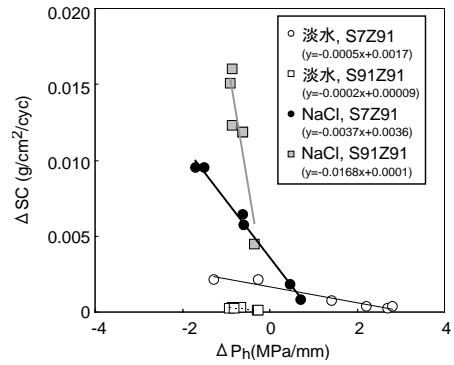


図-3.15  $\Delta P_h$  と  $\Delta SC$  の関係

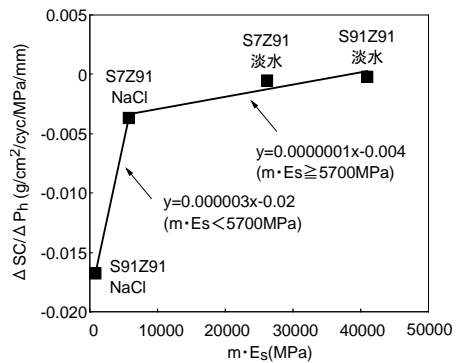


図-3.16  $m \cdot E_s$  と  $\Delta SC / \Delta P_h$  (図-3.15の傾き) の関係

$$\frac{\Delta SC \times 17 \times 17}{17 \times 17 \times \left( \frac{h}{10} \right)} = \rho_c \quad \therefore h = \frac{\Delta SC \times 10}{\rho_c} \quad (3.8)$$

この時、 $n-1$  サイクルから  $n$  サイクルにかけての横方向の長さ変化は  $2h$  となる。この値から横方向ひずみを求め、式(3.7)により表面の凍結圧を求めた。

### (4) 凍結圧の分布とスケーリングの発生速度の関係

表面から深さ10mm間における凍結圧勾配を式(3.9)より計算する。

$$\Delta P_h = \frac{\Delta P_{f2} - \Delta P_{f1}}{10 - D} = \frac{\Delta P_{f2} - \Delta P_{f1}}{10 - \sum_{0 \text{ cycle}}^{n \text{ cycle}} h} \quad (3.9)$$

ここに、 $\Delta P_h$ は凍結圧勾配 (MPa/mm)、 $\Delta P_{f1}$ は表面、 $\Delta P_{f2}$ は深さ10mmの凍結圧 (MPa)、 $D$ は0サイクルから  $n$  サイクルにかけての欠損深さ (mm)である。図-3.15に  $\Delta P_h$  と  $\Delta SC$  の関係、図-3.16に  $m \cdot E_s$  と  $\Delta SC / \Delta P_h$  の関係を示す。 $\Delta SC$  は  $\Delta P_h$  が小さいほど大きい傾向にあった。これは、供給された液体が内部へ移動しづらく、凍結圧が及ぶ範囲が表面近傍にとどまりやすい品質ほどスケー

リングが進行しやすいことを示している。また、図-3.16からわかるように、その傾向は Valenza らの理論に準じて補正した弾性係数 ( $E_s$ に  $m$  を乗じた値) が小さいほど顕著であることが明らかとなった。

### 3.4.2 スケーリングに対する耐久性設計法の提案

前節で述べた実験結果より、 $\Delta SC$  と  $m \cdot E_s$  および  $\Delta P_h$  の関係は次式で表現できることが確認された。

$$\Delta SC = (a \cdot m \cdot E_s + b) \Delta P_h + c \cdot m \cdot E_s + d \quad (3.10)$$

ここに、 $a$ 、 $b$ 、 $c$ 、 $d$  は係数である。一般に弾性係数は圧縮強度、さらに圧縮強度は水セメント比と密接な関係にある<sup>13)</sup>。一方、凍結圧勾配は透水係数と密接な関係にあることを既往の研究で確認している<sup>14)</sup>。そこで、コンクリート構造物の設計において設定が可能な水セメント比と透水係数の2つの値に着目し、式(3.10)にあわせる形で次式を設定した。

$$\frac{\Delta SC}{A} = \left\{ e \left( \frac{W/C}{B} \right) + f \right\} \left( \frac{k}{C} \right) + g \left( \frac{W/C}{B} \right) + h \quad (3.11)$$

ここに、 $W/C$  は水セメント比(%),  $k$  は透水係数(cm/s)、 $A$ 、 $B$ 、 $C$  は 3.3.2 の(1)と同様に、次元の影響を除外する目的で  $\Delta SC$ 、 $W/C$ 、 $k$  を無次元化させるための係数、 $e$ 、 $f$ 、 $g$ 、 $h$  は係数である。

ここでは表-3.1 に示す配合のもとで供試体を作製し、材齢3日まで湿潤養生、次いで材齢28日まで恒温恒湿室に静置した後、インプット法に準じた透水試験ならびに ASTM C672 に準じた凍結融解試験(試験水は3%塩化カルシウム水溶液、試験面は打設面、型枠面、底面)を行った。そして、得られた実験結果を用いて重回帰分析を行い、式(3.11)の  $e$ 、 $f$ 、 $g$ 、 $h$  を求めてスケーリングに対する耐久性を照査する式の構築を行った。式(3.11)の  $A$  は実験結果の平均をとって  $0.0003 \text{g/cm}^2/\text{cyc}$ 、 $B$  は水セメント比の平均をとって  $45\%$ 、 $C$  は全測定値の平均をとって  $3.5 \times 10^{-10} \text{cm/s}$  とした。

表-3.2 は重回帰分析の結果を示している。この値を式(3.11)に代入し、スケーリングの進行速度 ( $\Delta SC$ ) と水セメント比 ( $W/C$ ) と透水係数 ( $k$ ) の関係を整理したところ、図-3.17 が得られた。 $W/C$  が大きくかつ  $k$  が小さいほど  $\Delta SC$  が大きい形のグラフが得られた。このことは、供給された液体が内部へ移動しづらく、凍結圧が及ぶ範囲が表面近傍にとどまりやすい品質ほどスケーリングが進行しやすいことを示唆し、3.4.1 の結果と一致するこ

表-3.1 コンクリートの配合

記号	W/C (%)	セメント	単位量(kg/m <sup>3</sup> )			
			W	C	S	G
N25	25	普通ポルト	128	512	703	1087
N35	35		133	380	780	1111
N45	45		140	311	835	1095
N55	55		143	260	890	1076
N65	65		147	226	937	1045
B25	25	高炉B種	139	556	670	1037
B35	35		143	409	753	1072
B45	45		144	320	823	1078
B55	55		145	264	882	1065
B65	65		145	223	939	1047

表-3.2 重回帰分析の結果

$e$	$f$	$g$	$h$	$R^2$
1.66	-2.77	3.83	-2.21	0.898

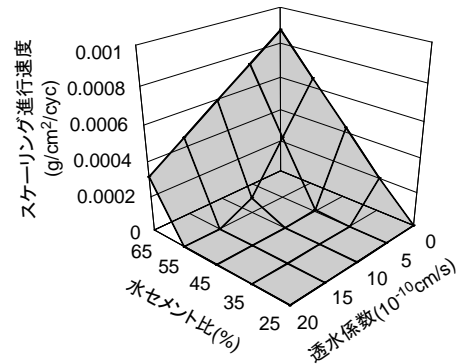


図-3.17 スケーリングの進行速度と水セメント比と透水係数の関係

とが判明した。

ここで、表-3.2 に示す各係数を式(3.11)に代入し、右辺を  $W/C$  と  $k$  の項の積の形にまとめると式(3.12)が得られる。

$$\frac{\Delta SC}{0.0005} - 2.52 = \left( \frac{W/C}{45} - 1.67 \right) \left( \frac{k}{3.5 \times 10^{-10}} + 2.31 \right) \quad (3.12)$$

ここで、左辺は  $\Delta SC$  に依存する値であり、これらを全てまとめて  $\omega$  で表すと、式(3.13)が得られる。

$$\omega = \left( \frac{W/C}{45} - 1.67 \right) \left( \frac{k}{3.5 \times 10^{-10}} + 2.31 \right) \quad (3.13)$$

ここに、 $\omega$  はスケーリングの進行速度を表す指標値である。

以上のことから、 $\omega$  の許容上限を設定することで、スケーリングに対する耐久性設計を式(3.13)により行うことができる。

### 3.5 凍害劣化を受けたコンクリート部材の力学的性能

ここでは、凍結融解作用を受けたコンクリート部材の材料劣化と力学性能の関係を明らかにすることを目的に、大型凍結融解試験装置を用いて凍結融解作用を与えたRCはり部材の静的荷重試験結果及びFEMの結果について述べる。

#### 3.5.1 静的荷重試験

##### (1) 試験方法等

##### 1) 供試体

図-3.18 に示すように、供試体の寸法は200×250×1600mmとし、主鉄筋にはD13を用いた。コンクリートの配合は、AE剤を使用せず、水セメント比を65%と大きめに設定した。

##### 2) 凍結融解試験

凍結融解試験は、ASTM C666 B 法に準拠して空中凍結水中融解とし、最低温度-18℃、最高温度5℃として、劣化の進んだ状態を評価するため、1サイクル約14時間の凍結融解作用を430サイクル与えた。水分供給条件は①引張側全面(A供試体)、②引張側中央部(B供試体)の2条件を設定した。

##### 3) 静的荷重試験

荷重は単純支持した供試体の中央部1点を荷重した。

##### (2) 試験結果および考察

##### 1) 凍害劣化調査結果

凍害劣化範囲、程度を把握するため、①中央、②中央から300mm、③支点の3断面で超音波速度測定を行った。超音波速度は凍結融解前において3,500~4,000m/s程度であったが、凍結融解後において、A供試体は2,000~3,500m/s程度、B供試体は500~2,000m/s程度に低下した。

##### 2) 静的荷重試験結果

凍結融解作用を受けていないN供試体は、供試体下面側からの曲げひび割れにより破壊に至った。A供試体は最初に曲げひび割れが発生したが、その後、ひび割れの幅が広がり、せん断ひび割れによって終局に至った。B供試体は荷重点から支点部間に斜めにせん断ひび割れが発生し、大きく開口し終局に至った。

図-3.19 に荷重と変位の関係を示す。N供試体の最大荷重70.8kNに対し、B供試体の最大荷重が50kNと大き

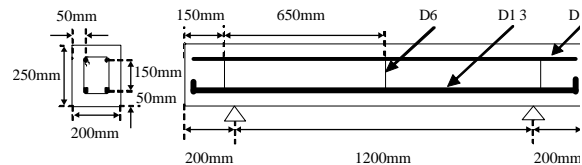


図-3.18 供試体

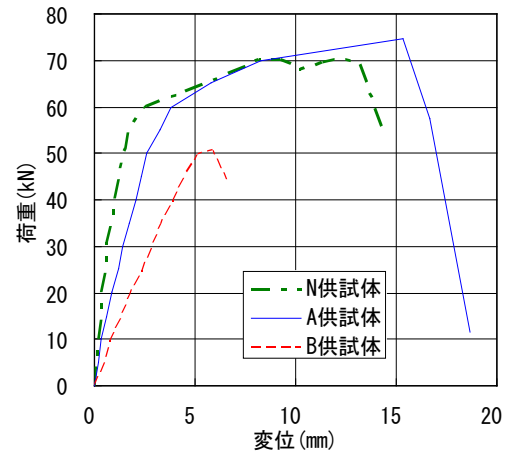


図-3.19 荷重—変位関係

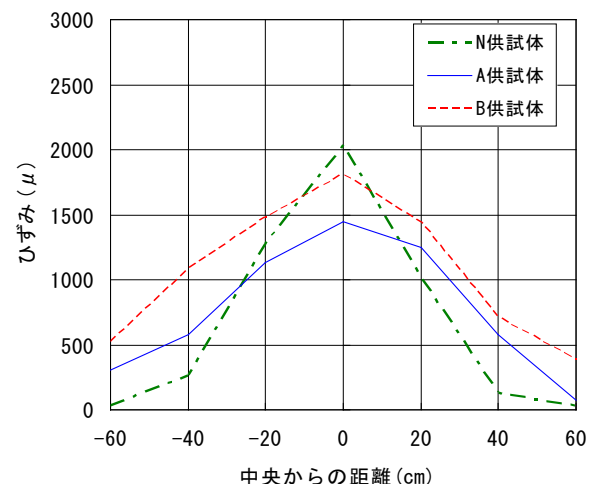


図-3.20 引張鉄筋のひずみ分布 (50 kN時)

く低下した。一方、A供試体はN供試体よりも最大荷重が若干大きくなった。また、図-3.20 に示すひずみ分布は、N供試体が曲げモーメント分布のようにシャープな三角形分布になっているのに対し、A、B供試体はN供試体に比べて、中央部分でのピークが低下するとともに、中央から離れた位置までひずみの範囲が広がっている傾向が読み取れ、鉄筋とコンクリートの付着力が低下していると考えられる。

以上のことから、凍害劣化程度などの違いや付着力低下に起因して、破壊形式、変形挙動、最大荷重が異なる結果になったと考えられる。

### 3.5.2 FEM

#### (1) FEMの検討方法等

##### 1) 解析対象

解析は、凍結融解作用を与えていない健全なN供試体と、凍害劣化程度の異なるA、B供試体の計3体を対象に実施した。

##### 2) 解析モデル

解析には市販されている2次元非線形有限要素解析プログラムを使用した。有限要素タイプは8節点平面応力要素を用い、モデル化の範囲は、圧縮強度や凍結融解作用のバラツキを考慮するために全スパンとした。解析手法には、RC要素（鉄筋コンクリート要素）として材料非線形性を考慮した分散ひび割れモデルを適用した。

##### 3) 材料物性値

コンクリートの圧縮強度は、N供試体については小径コアによる高さ方向毎の実測値を、A、B供試体については超音波速度から実験式等を用いて低減した値を、それぞれ設定した。

##### 4) 解析ケース

解析ケースの一覧を表-3.3に示す。解析パラメータは、①コンクリート引張強度、②引張軟化曲線における付着パラメータCの2種類である。

#### (2) 解析結果と考察

##### 1) 乾燥収縮等による引張強度低下の影響（N供試体）

図-3.21に示すように、解析によるひび割れ発生荷重や降伏までの剛性等から総合的に判断すると、引張強度の低減率を0.5倍とした解析Case N3が最も良く実験値と整合する。そのため、以降の劣化させた供試体の解析検討では、Case N3と同様の低減率を用いて解析を行った。

##### 2) 凍害劣化による付着力低下の影響（A、B供試体）

図-3.22にB供試体の解析結果の例を示す。最大荷重は、A、B供試体ともに概ね一致していたが、荷重-変位関係における剛性や、最大荷重時の変位は、A、B供試体ともに、ほとんど一致していなかった。また、付着パラメータCを大きくしても、解析結果に与える影響は微小であった。

今回の解析では、健全なコンクリートを想定した応力-ひずみ関係を材料構成則としているため、凍害劣化による弾性係数の変化が反映されていないことなどが原因として考えられる。

表-3.3 解析ケース一覧

Case	凍害劣化	①引張強度	②付着パラメータ
N1	なし (N供試体)	示方書値×1.0	C=0.4 (異径鉄筋での標準値)
N2		示方書値×0.7	
N3		示方書値×0.5	
A1, B1	劣化 (A, B供試体)	示方書値×0.5	C=0.4
A2, B2			C=1.0
A3, B3			C=2.0

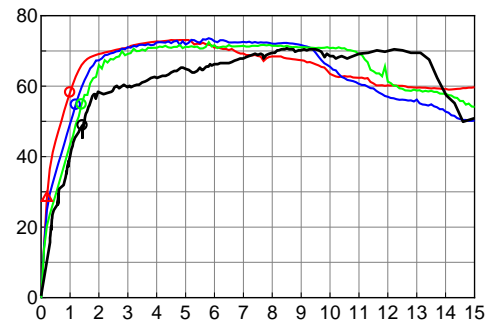


図-3.21 解析結果（N供試体）

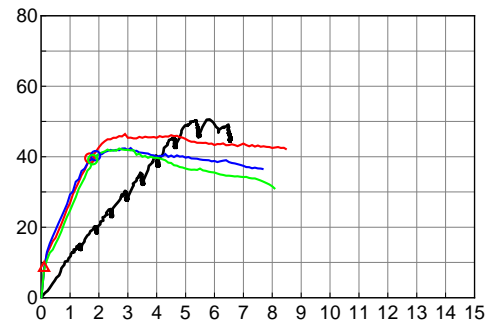


図-3.22 解析結果例（B供試体）

### 3.6 まとめ

凍害劣化および凍害・塩害の複合劣化を受けるコンクリート構造物に対する診断手法、劣化予測手法、合理的な耐久設計法の力学的性能の解明等に関して、以下のような研究成果を得た。

- 1) 簡易な外観評価手法に加えて、主に超音波を用いた非破壊試験により凍害深さ等を把握する手法（表面走査法、トモグラフィ）やスケリング深さを定量的に把握する手法を示し非破壊試験による点検フロー（案）を提案した。
- 2) 構造物に設置した温湿度センサーのデータ分析を行い、室内試験の水分の影響を実環境にあわせるための水分条件補正係数を提案し、構造物の部位毎の水分状態を考慮した凍害劣化予測手法を確立した。

また、水セメント比と凍結融解履歴から、既存構造物のスケーリングの進行性を簡易に予測できる方法を示した。さらに、塩化物によるスケーリングの促進挙動を実験的に解析し、スケーリングが進行しにくいコンクリートを製造するための耐久設計法を提案した。

- 3) 凍結融解作用を与えたRCはり部材の静的載荷実験を行った結果、凍害劣化程度により破壊形態がせん断破壊となり、最大荷重や付着力が大きく低下するなどの力学性能が把握できた。また、超音波伝播速度から推定した劣化程度に応じた圧縮強度を用いて、有限要素解析により求めた解析値と実験値の比較・分析を行い、おおよその最大荷重を推定することを可能とした。

- 10) 緒方英彦、野中資博、藤原貴央、高田龍一、服部九二雄：「超音波法によるコンクリート製水路の凍害診断」、コンクリートの凍結融解抵抗性の評価方法に関するシンポジウム、日本コンクリート工学協会、pp.63-70、2006.12
- 11) 三橋博三、周志云、多田眞作：「微視的メカニズムを考慮したコンクリートの凍結作用による変形挙動の数理モデル」、コンクリート工学論文集、第14巻、第3号、pp.33-44、2003.9
- 12) Valenza II, J. J. and Scherer, G. W. : “Mechanism for Salt Scaling”, Journal of the American Ceramic Society, Vol.89, No.4, pp.1161-1179、2006.
- 13) 村田二郎、長瀬重義、菊川浩治：「土木材料コンクリート」、pp.89-90、共立出版、1989.3
- 14) 遠藤裕丈、田口史雄、名和豊春：スケーリングの進行性に及ぼす凍結融解を受けるまでの期間の暴露環境の影響、土木学会論文集 E, Vol.66, No.3, pp.348-365、2010.9

## 参考文献

- 1) 柏忠二、明石外世樹、小阪義夫：「コンクリートの非破壊試験法一日欧米の論文・規格・文献一」、富士物産、p.42、1981
- 2) 魚本健人、加藤潔、広野進：「コンクリート構造物の非破壊検査」、森北出版、1990
- 3) 村瀬豊、魚本健人：「超音波法によるコンクリート構造物の内部欠陥調査方法に関する研究（その1）」、東京大学生産技術研究所生産研究、56巻2号、pp.172-175、2004.1
- 4) 木村芳幹：「超音波トモグラフィ法によるコンクリート構造物品質の推定」、(財)日本建築総合試験所機関誌 GBRC、Vol.33, No.2, pp.13-21、2008.4
- 5) 林田宏、田口史雄、遠藤裕丈、草間祥吾：「超音波伝播速度測定によるコンクリート構造物の凍害診断に関する基礎的研究」、寒地土木研究所月報、No.656、pp.10-15、2008.1
- 6) 内藤勲、田口史雄：「表面被覆補修コンクリート構造物の超音波伝播速度測定による凍害再劣化調査」、土木学会第64回年次学術講演会論文集、V-212、2009.9
- 7) 内藤勲、田口史雄、石谷隆始、梶秀樹、出合寿勇：「河川樋門コンクリートの凍害劣化と再劣化に関する調査」、寒地土木研究所月報、No.678、pp.17-26、2009.11
- 8) 林田宏、田口史雄、嶋田久俊：「超音波伝播速度測定による実コンクリート構造物の凍害深さ推定について」寒地土木研究所月報、No.642、pp.2-8、2006.11
- 9) 2007年制定コンクリート標準示方書 [維持管理編]、土木学会、p.12、2008.3



## 4. 積雪寒冷地におけるコンクリートの耐久性向上に関する研究

### 4.1 概説

積雪寒冷地のコンクリート構造物は、凍害単独および塩害との複合劣化の被害を受けやすい厳しい環境下に曝されている。このため、コンクリート構造物の新設あるいは更新時には、その耐久性を長期にわたり確保することが、ライフサイクルコスト削減の観点からも極めて重要な課題となり、そのための対策が必要な状況にある。

また、既設コンクリート構造物の経年劣化によるコンクリート片のはく落や耐力の低下が問題となっており、早急な対応が求められている。供用後 50 年以上経過する構造物が今後増大することを考慮すると、より経済的かつ効果的で、凍害や塩害などの複合劣化に対しても十分な耐久性を有する補修補強工法の確立が必要となる。

以上より、本研究は、主に凍害および凍害と塩害の複合劣化に対する対策について検討を行い、新設構造物(更新含む)の耐久性向上対策として、改質セメントおよび表面含浸工法の適用効果について検証を行うとともに、それらの設計施工法を確立するための検討を行ったものである。なお、表面含浸工法においては、既設構造物の耐久性向上効果についても検討を行った。また、補修補強工法の開発のため、短繊維混入吹付けコンクリートと連続繊維メッシュ併用工法の、種々の短繊維および連続繊維を用いる場合の性能確認試験と実構造物への適用性検証のほか、新設構造物の性能向上のため、短繊維補強(軽量)コンクリートの性能確認試験を行い、これらの補修補強工法と短繊維補強(軽量)コンクリートの設計施工法確立のための検討を行ったものである。

### 4.2 改質セメントによるコンクリートの高耐久化に関する研究

#### 4.2.1 研究概要

本研究では、セメントの改質および産業副産物である高炉スラグ微粉末やフライアッシュ等の各種混和材を利用することで、コンクリートの緻密化等によるコンクリート自体の高耐久化を図り、凍害および複合劣化に対する耐久性の向上対策を確立するとともに、改質セメントによる高耐久性コンクリートの設計施工法を確立することを目的として、各種室内試験および試験施工を実施して検討を行った。

### 4.2.2 改質セメントによるコンクリートの力学及び耐久性に関する検討

#### (1) 試験概要

前中期の研究において、低熱ポルトランドセメントの微粉末化と高炉スラグ微粉末の組合せにより、コンクリートの長期耐久性に加えて、低発熱性や長期的な強度発現が期待できることが確認されている<sup>1), 2)</sup>。このような結合材を用いた場合、特に、橋脚や橋台、擁壁などの比較的大型構造物に有用である。

一方、PC 構造物は材齢初期にプレストレスを導入する必要があるため、耐久性とともに初期の強度発現が重要となり、上記の結合材では、特に低温環境下において、必ずしも初期強度を満足できないことが考えられる。そこで、本研究では、PC 構造物や低温環境下でも適用が可能な高耐久性コンクリートの実用化を目的として、ベースセメントは、PC で一般的な早強ポルトランドセメント(記号 HP)を用いた。混和材にはそれぞれの JIS 規格値を満足する、粉末度 6000 クラスの高炉スラグ微粉末(以下スラグと表記、記号 S6)、フライアッシュ II 種(記号 FII)、およびシリカフェーム(記号 SF)を用いた。

#### (2) 物性および耐久性に関する評価

圧縮強度発現は、結合材の種類により大きく異なり、シリカフェームを用いた場合は早強単体よりも強度は高く、スラグやフライアッシュを用いた場合は、特に材齢初期の強度発現が小さく、低温環境下で顕著であった。また、いずれの結合材も圧縮強度と結合材水比(B/W)は直線的に比例し、結合材の種類によりその傾きは異なるものの、B/W により強度を推定できることがわかった。

乾燥収縮ひずみは、スラグを用いたコンクリートが比較的小さく(図-4.1)、これは組織構造の緻密化により供試体の水分の逸散が抑制されたためと考えられる。

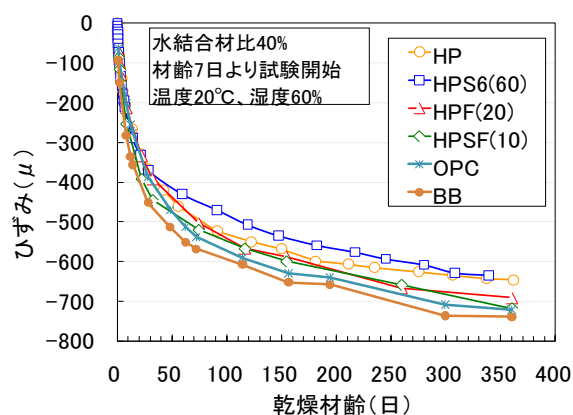


図-4.1 乾燥収縮ひずみと乾燥材齢の関係

表-4.1 改質セメントコンクリートの性能比較一覧

対象 構造物 (用途)	セメントの種類	強度発現特性			収縮特性					耐久性												
		材齢 初期 1~7 (日)	材齢 中・長期強度 7~28 (日)	91以降 (日)	断熱 温度	乾燥収縮				中性化	塩害		凍害 (真水)		凍害 (塩水)		スケーリング 抵抗性			化学的 抵抗性		
						自己 収縮 W/B 40%	W/B 35%	W/B 40%	W/B 45%		未実施	W/B 40以下	W/B 45%	W/B 40以下	W/B 45%	W/B 40以下	W/B 45%	W/B 35%	W/B 40%		W/B 45%	未実施
PC構造物や 冬期施工	早強ポルトランドセメント	◎	◎	○	×	△	△	△	△	(◎)	△	△	◎	◎	◎	◎	△	△	△	△	△	(×)
	早強+高炉スラグ6000	△	○	◎	◎	△	○	○	△	(○)	◎	◎	◎	◎	◎	◎	○	○	△	△	△	(○)
	早強+シリカフェーム	◎	◎	◎	△	○	-	△	△	(○)	○	△	◎	◎	○	△	△	△	△	△	△	(△)
	早強+フライアッシュ	△	△	○	○	○	-	△	△	(○)	△	△	○	○	△	×	△	○	○	○	○	(△)

(◎:極めて良好、○:良好、△:適用環境や要求性能による判断が必要、×:別途対策が必要、※:検計中、-:未実施)

一方、塩分浸透やスケーリング (図-4.2) などの各種耐久性についても、結合材の種類や水結合材比により異なる傾向がみられ、混和材を用いた場合、概ね耐久性は向上することが確認された。

以上より、結合材の種類 (混和材の種類) や水結合材比の設定により、種々の性能を有するコンクリートの製造が可能であり、これらを適切に選定することで、PC構造物に適用可能な高い耐久性を有するコンクリートの製造が可能であることが明らかとなった。表-4.1に各コンクリート性能を比較した一覧を示す。表中のカッコ書きの評価は、既往の研究をもとに評価したものである。この表は、結合材の種類や水結合材比を決定する際の目安となるものであり、要求性能に応じて結合材の種類や配合条件を決定することが重要である。

#### 4.2.3 改質セメントを用いたコンクリートの実用化に関する検討

##### (1) 現場打設による試験施工

###### 1) 試験施工概要

室内試験による物性および耐久性能の評価により、早強セメントと高炉スラグ微粉末の組合せ効果が極めて高い結果が得られたため、実用化検討の一端として、現場試験施工を行い、その適用性を検討した。なお、水結合材比は、室内耐久性試験結果を考慮し40%とした。

###### 2) 試験施工結果

圧送前後の空気量に大きな差はみられなかったが、スランプは圧送後大きくなった。普通コンクリートも圧送後同様に増加していたことから、先送りモルタルの影響が含まれていることが考えられた。しかし、地覆打設時の目視確認では、脈動も無く圧送は極めて良好だった。

図-4.3に試験施工時に採取したポンプ圧送後のコンクリートの塩化物イオンの実効拡散係数を示す。図には、室内試験時のW/B=40と45%の実効拡散係数も併記している。改質セメントコンクリート (HPS6(60)) 圧送後の実効拡散係数は普通セメントコンクリート (NP) 圧送後よりも小さく、塩分浸透抑制効果が確認された。しかし、室内試験結果よりも実効拡散係数は大きく、これは、前述のように圧送後のコンクリートに先送りモルタルの影

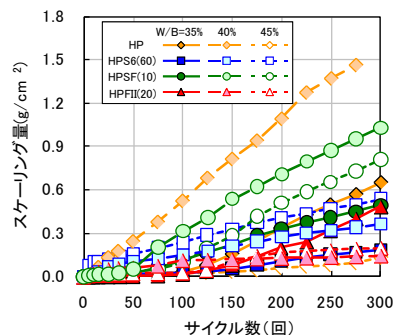


図-4.2 スケーリング試験結果

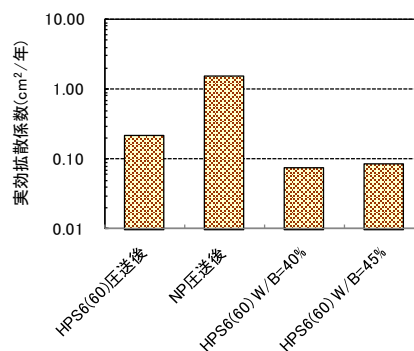


図-4.3 塩化物イオンの実効拡散係数

響が含まれていた可能性があることを示していると考えられる。このため、今後、実構造物からコアを採取するなどして、コンクリートの品質を検証する必要がある。なお、現場施工3年経過後の橋梁地覆コンクリートの超音波伝播速度および透水性に大きな変化はみられず、良好な品質を維持していることを確認している。

##### (2) 工場製品への適用性の検討

###### 1) 工場製品の概要

改質セメントコンクリートの実用化に向けたもう一つの検討として、工場製品を試作し、その適用性について現地敷設を行い評価した。図-4.4に製品の概要と敷設状況例を示す。試作する工場製品として、北海道十勝管内の国道峠部において凍害と塩害の複合劣化と考えられる著しい劣化がみられていた皿形側溝、北海道オホーツク地方の海水が遡上する河川において塩害等による著しい劣化がみられていたプレキャストコンクリート護岸堤、

種類	寸法(mm)	製造形式	ベースメントの種類	混和材
皿形側溝	750×490×70/170	流込み方式 即時脱型方式	早強・普通セメント 普通セメント	高炉スラグ微粉末 (6000ブレン級)
緑石I型	200/260×250×790	即時脱型方式	普通セメント	
U型側溝	U360B×2000	流込み方式	普通セメント	
護岸壁	300×300×3000	流込み方式	早強セメント	



図-4.4 試作した製品の概要と敷設状況

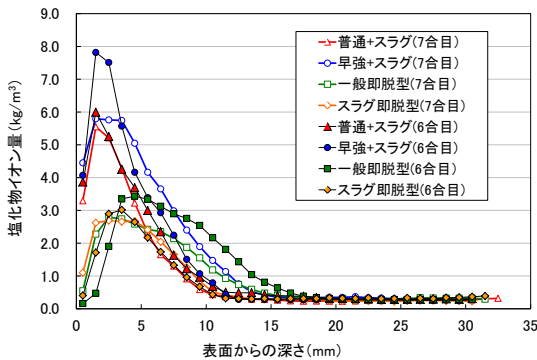


図-4.5 皿形側溝の塩化物イオン濃度分布

および札幌近郊の国道の道路縁石とU型側溝を選定し、国土交通省北海道開発局の協力により、実環境下における試験施工と暴露試験を実施した。

2) 現地敷設後の耐久性等の追跡調査

追跡調査の一例として、塩化物系の凍結防止剤が散布されている皿形側溝の塩分浸透状況を図-4.5に示す。なお、コンクリート内部への塩分浸透量の測定は、採取コアの一部を切り出した試料を用いて、JSCE-G574-2005に準拠し、電子線マイクロアナライザー (EPMA) による面分析 (定量分析) により行った。流込み方式で製造したスラグ製品 (敷設2年) は、表面上の塩分濃度は高いものの、内部への塩分浸透量は普通セメントを用いた一般即脱型製品より少なかった。また、即脱方式で製造したスラグ製品 (敷設1年) についても、内部への塩分浸透深さは一般型製品よりも小さく、製造方法が異なる場合でも、スラグを用いた場合には、塩分浸透の抑制効果が高くなることが確認できた。一方、実環境下での存置期間が短く、塩分浸透量や製品表面のスケーリング劣化も極僅かであることから、耐久性については今後継続的に検証する必要がある。

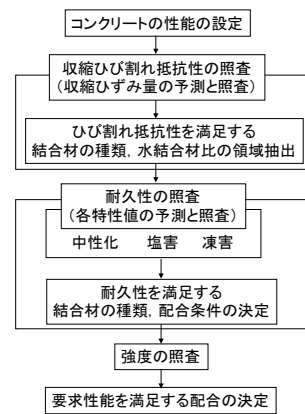


図-4.6 配合設計フロー

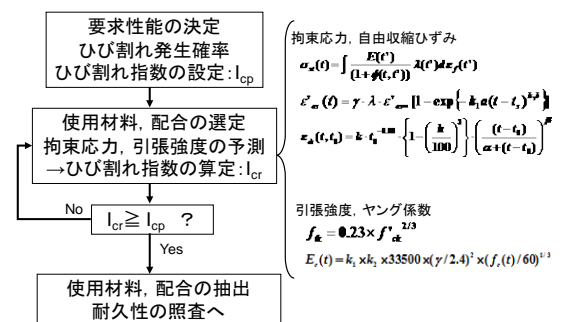


図-4.7 ひび割れの照査

4.2.4 改質セメントを用いた高耐久性コンクリートの設計施工法 (案)

図-4.6に改質セメントによる高耐久性コンクリートの配合設計フローを示す。長期的な耐久性を確保するには水結合材比の低減が必要不可欠となるため、構造安全上必要となる設計基準強度は概ね満足できると考えられる。他方、低水結合材比領域のコンクリートは、自己収縮が増大するなど収縮ひび割れ抵抗性を考慮しなければならない。このため、配合設計にあたっては、低水結合材比特有の課題である収縮ひび割れ抵抗性の照査を最初に行い(図-4.7)、ひび割れ抵抗性を満足できる結合材の種類および水結合材比の領域を抽出する流れとした。

耐久性は種々の項目があるため、各耐久性能について照査を行い、各性能を満足する結合材の種類や水結合材比の領域とひび割れ抵抗性を満足する領域と重ね合わせることで、性能を満足する配合条件の絞り込みが可能となる。この過程により結合材の種類および水結合材比や空気量などの配合条件が決定され(図-4.8)、最後に、強度の照査を行う(図-4.9)。全体的な配合設計の流れについては以上のとおりであるが、これらの過程による絞り込みによっても、複数の材料や配合が選択される場合は、環境負荷低減効果の高い材料や配合条件を加味して

**中性化速度係数**

$a_p = k \cdot a_i$  (mm/√週)

屋外  $k=0.08$   
屋内  $k=0.14$

$a_1 = -0.51 \sqrt{f'c} + 4.92$  (mm/√週) … 屋外25年, 屋内7年まで  
 $a_2 = -0.14 \sqrt{f'c} + 1.42$  (mm/√週) … 上記以降

**鋼材腐食発生限界深さ**

$y_{lim} = C_d - C_k$   
 $y_d = \gamma_a \cdot a_p \cdot \sqrt{t}$   
 $a_d = a_p \cdot \beta_s \cdot \gamma_c$

$\gamma_s \frac{y_d}{y_{lim}} \leq 1.0$

$y_{lim}$ : 鋼材腐食発生限界深さ  
 $y_d$ : 中性化深さの設計値  
 $C_d$ : かぶりの設計値  
 $C_k$ : 中性化残り(mm) 10~25mm  
 $\gamma$ : 諸係数

---

**実効拡散係数**

$D_e = a \cdot (W/B)^b$

$a = 36.2 \cdot \exp(-0.0587 \cdot r)$   
 $b = -0.0168 \cdot r + 4.3887$

$D_e$ : 実効拡散係数 (cm<sup>2</sup>/年)  
W/B: 水結合材比

見かけの拡散係数への変換  
 $D_m = k_1 \cdot k_2 \cdot D_e$

拡散係数による塩害照査  
 $\gamma_s \frac{C_a \cdot C_p \cdot (1 - a_f) \cdot (1 - c) \cdot (2 \cdot D_e \cdot t)^{0.5} + C_{res}}{C_m} \leq 1.0$

---

**ゴンペルト曲線によるフィッティング**

$DF = a \cdot b \cdot \exp(-c \cdot AIR)$

DF: 耐久性指数  
AIR: フレッシュコンクリートの空気量  
a: グラフのスケールに関する係数  
耐久性指数の上限值100とした  
b, c: グラフの形状を決定する係数  
 $b = 1.0 \times 10^{-4}$ ,  $c = 2.3$

耐久性指数85を満足する空気量  
5.8%以上 ⇒ 6%を目安  
耐久性指数70 ⇒ 4.7%以上  
耐久性指数60 ⇒ 4.2%以上

空気量と耐久性指数の関係

図-4.8 各耐久性の照査

**強度の予測**

- ・材齢28日強度  
 $f'_c(28) = 51.9 \gamma_c + 23.3(B/W) - 4.5 \gamma_a + 0.1(S_a/1000) + 0.15 R_a - 2.3 R_{exp} - 53.2$
- ・圧縮強度発現  
 $f(t) = f_{28} \cdot \exp\left\{ \lambda \left[ 1 - (28/t/t_1)^{0.5} \right] \right\}$
- ・引張強度  
 $f_{sk} = 0.23 \times f'_{ck}{}^{2/3}$
- ・ヤング係数  
 $E_c(t) = k_1 \times k_2 \times 33500 \times (\gamma / 2.4)^2 \times (f_c(t) / 60)^{1/3}$

図-4.9 強度の照査

最終的な配合を決定する必要がある。

なお、本研究では、ここに示した配合設計フローに加え、設計上必要となるひび割れの予測式、耐久性の各特性値の予測式および強度予測式を提案した。各予測式は、ベースセメントの種類（普通および早強ポルトランドセメントや前中期研究で検討した微粉末化した低熱ポルトランドセメント）、混和材の種類（高炉スラグ微粉末、フライアッシュⅡ種、シリカフューム）、混和材の粉末度、混和材置換率等をパラメータとして構成されている。特に微粉末化した低熱ポルトランドセメントをベースセメントとしたケースについては、粉末度4000、6000、8000ブレーンの高炉スラグ微粉末をセメント内割で60%まで置換したコンクリートについて、早強ポルトランドセメントについては、6000ブレーンの高炉スラグ微粉末

表-4.2 使用したシランの特徴・仕様

	系別	有効成分 (%)	状態	塗布量 (g/m <sup>2</sup> )
No.1	水系	42	液状	200
No.2	水系	43	液状	300
No.3	水系	80	クリーム状	200
No.4	溶剤系	11.5	液状	300
No.5	無溶剤系	90	ジェル状	400

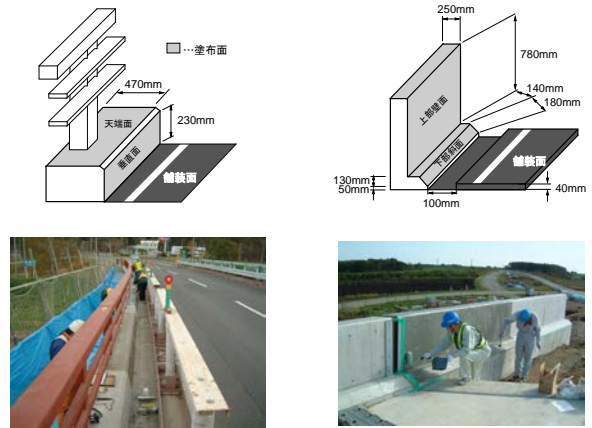


写真-4.1 施工状況の一例

(置換率 60%)、フライアッシュⅡ種 (置換率 20%) およびシリカフューム (置換率 10%) と組み合わせたコンクリートについてその適用性を確認している。改質セメントは種々の組合せがあるため、組合せの条件が異なる場合にはあらかじめ試験を行い、諸係数値等について確認する必要があるが、基本的な設計手法として適用可能であると考えている。また、改質セメントを用いたコンクリートの施工にあたっては、基本的には一般的なコンクリートと同様の扱いとなるが、特に養生は重要であり、一般的な混合セメントを用いたコンクリートと同様、十分な養生が必要である。このため、施工の留意事項（製品製造時の施工性を含め）も整理し、改質セメントを用いた高耐久性コンクリートの設計施工マニュアル（案）としてとりまとめている。

### 4.3 表面含浸材

表面含浸材に関しては、シラン系表面含浸材による新設構造物の耐久性向上効果、含浸性防錆材による既設構造物の耐久性向上効果について検討を行った。

#### 4.3.1 シラン系表面含浸材

冬期間、凍結防止剤が散布されている北海道内の道路橋の地覆コンクリートおよびコンクリート製剛性防護柵で試験施工を行った。表-4.2に用いたシラン系表面含浸

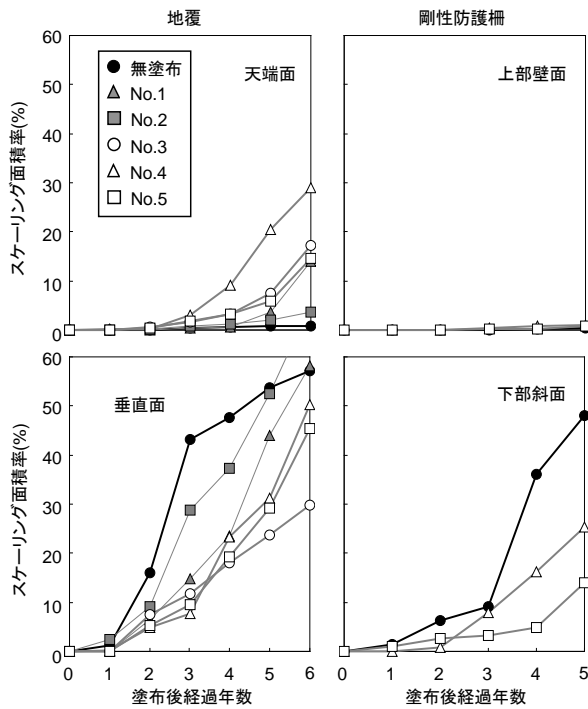


図-4.10 スケーリング面積率測定結果

材（以下、シランと記す）の特徴と仕様、写真-4.1に施工状況の一例を示す。施工後、追跡調査を実施し、スケーリング抑制効果と遮塩効果を調べた。

図-4.10 にスケーリング面積率（施工面積に占めるスケーリング面積の割合）の経年変化を示す（部材は新設および打換え）。スケーリングは、車両通過時に融雪水の飛散を受けやすい地覆の垂直面、剛性防護柵の下部斜面に多く観察された。

この現場で測定したスケーリング面積率（劣化の程度が大きかった垂直面および下部斜面）と別途室内で実施した塩分浸漬試験（3%NaCl 水溶液に90日間浸漬させた後の塩化物イオン浸透深さ）の結果との関係について回帰分析を行った。その結果、次式を得た。

$$y=(a \cdot t+b)x+(c \cdot t+d) \quad (0 \leq y \leq 100) \quad (4.1)$$

- 1) 垂直面  $a=0.60, b=-0.27, c=6.24, d=-8.28$
- 2) 下部斜面  $a=0.73, b=-0.98, c=2.57, d=-2.75$

ここに、 $y$  は  $t$  年目のスケーリング面積率(%),  $x$  は塩水浸漬試験における塩化物イオン浸透深さ(mm),  $t$  は経過年数、 $a, b, c, d$  は係数である。

図-4.11 に示すように、計算値と実測値は良く対応した。式(4.1)は、遮塩性に優れるシランほどスケーリング抑制効果が高いことを説明している。このことから、塩分浸漬試験の結果は現場で適用する製品を選定する上

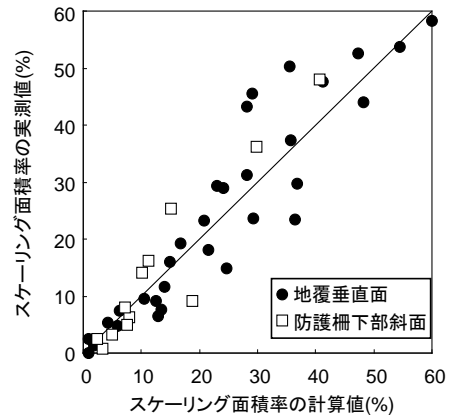


図-4.11 スケーリング面積率の計算値と実測値

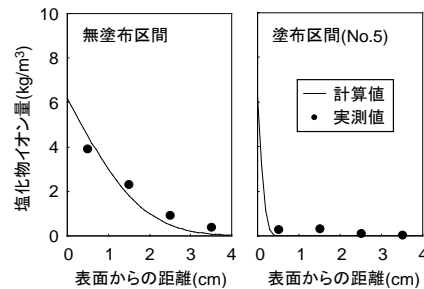


図-4.12 塩化物イオン量の測定結果の一例（地覆、追跡調査6年目、No.5）

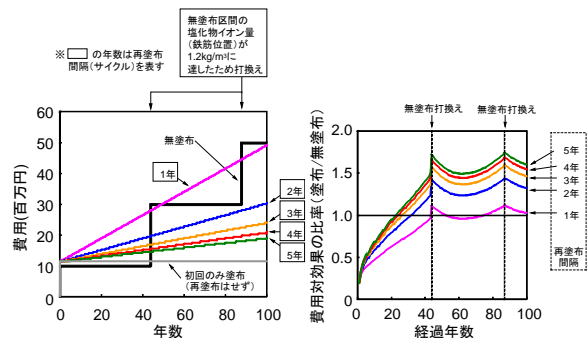


図-4.13 ライフサイクルコスト、費用対効果の試算結果の一例（地覆、No.5）

で有効なバロメータになると言える。

図-4.12 は追跡調査6年目に地覆からコアを採取し、塩化物イオン量を調べた結果の一例（No.5の結果）である。シランの種類にもよるが、塩分浸透抑制効果が確認された。この実測データをもとに、シランの適用によってもたらされる費用対効果を調べた。図-4.13 にライフサイクルコストと費用対効果の試算の一例を示す。

なお、試算条件は以下の通りである。

- 1) 鉄筋の腐食防止を要求性能とし、鉄筋位置（かぶり5cm）の塩化物イオン量が  $1.2 \text{ kg/m}^3$  を上回ったら打換え。
- 2) スケーリングの進行抑制を図るために、シランの再

塗布を実施。ここで、再塗布面は、スケーリングの進行が大きい垂直面とする。

無塗布では44年に1回、発錆限界量到達に伴う打換えが実施されるのに対し、シラン (No.5) を用いたケースでは発錆限界量に達する時期は317年後となり、0~100年間は打換え費用は不要であった。また、塗布の効果が2年以上持続すればコスト縮減効果が期待される結果が示された。なお、現場においては現時点までに6年の性能保持が確認されている。一方、費用対効果の比率(無塗布の費用対効果を1とした場合の塗布の費用対効果)は、供用初期段階では塗布費用がかかるため1を下回ったものの、概ね20年以上機能を保持できればコストに見合った塩分浸透抑制効果が期待できることがわかった。

### 4.3.2 含浸性防錆材

表層に吸水抑制機能を付与するシランと、鉄筋表面に化学的な保護被膜を形成する機能を有する含浸性防錆材(ここではアミン系気化性防錆皮膜形成材(以下、アミンと記す)を使用)による腐食抑制効果を評価するための室内実験および試験施工を実施した。

図-4.14は腐食鉄筋を埋設したコンクリートに乾湿繰り返し作用を与えた場合の腐食速度の測定結果である。シランを用いた場合の腐食速度の判定はII(表-4.3)ではあったが、吸水抑制効果によって腐食速度は経時的に減少し、段階的にIに近づいている傾向が見受けられた。アミンのみ用いた場合は、コンクリートに塗布した供試体は実験開始直後からIVとなっているのに対し、鉄筋に直接塗布した供試体はIIで、防錆効果が発揮されていることが確認された。このことから、シランの効果は極めて高いこと、アミンについても腐食速度の低減が期待されることがわかった。なお、アミンの効果は、鉄筋に固着するアミンの量・程度に依存する結果が示されている。このことから、断面補修を行う場合は、鉄筋にアミンを直接塗布することが望ましいと言える。

図-4.15、図-4.16は腐食速度に及ぼす塩化物イオン量の影響について調べた結果を示している。実験開始前は、シランとアミンを併用した塩化物イオン量  $1\text{kg/m}^3$  は電極板に不具合が生じた影響でデータを取得できなかったが、これを除くと、ひび割れなしでは腐食速度に及ぼす塗布有無の影響は明確に表れず、塩化物イオン量が多いほど腐食速度が大きい傾向が示された。これに対して、ひび割れを導入した場合は、塩化物イオン  $2\text{kg/m}^3$  以下における腐食速度と塩化物イオン量の関係は同様であったが、 $2\sim 6\text{kg/m}^3$  では塗布した方が無塗布に比べると僅かながら腐食速度は低下していた。これは材料がひび割れ

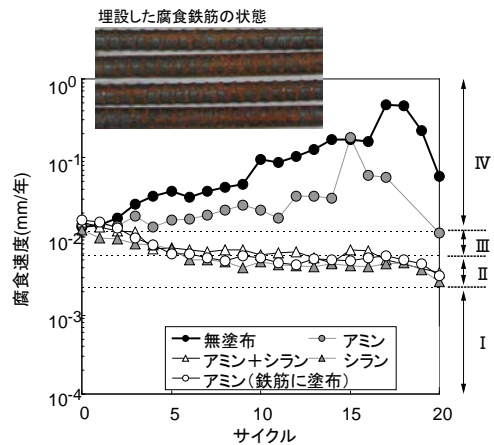


図-4.14 乾湿繰り返し実験結果

表-4.3 腐食速度の判定基準<sup>3)</sup>

評価	腐食速度(mm/年)	腐食速度の判定
I	0.0023 未満	不動態状態 (腐食なし)
II	0.0023~0.0058	低~中程度の腐食速度
III	0.0058~0.0116	中~高程度の腐食速度
IV	0.0116 より大	激しい, 高い腐食速度

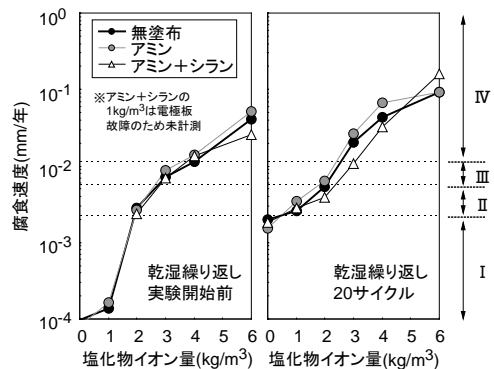


図-4.15 腐食速度に及ぼす塩化物イオン量の影響 (淡水, ひび割れなし)

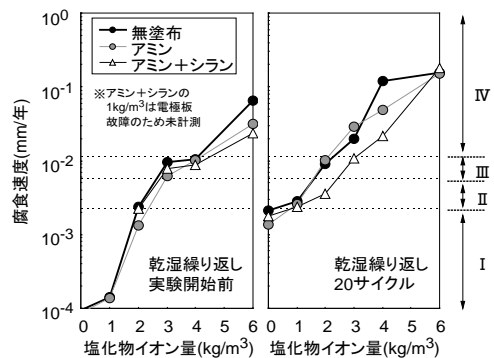


図-4.16 腐食速度に及ぼす塩化物イオン量の影響 (淡水, ひび割れ導入)

を經由して内部に多く含浸し、効果的に腐食速度が減少したことを示している。

20 サイクル後の結果をみると、腐食速度は全体的に実験開始前に比べると大きくなっている。シランとアミンを併用した場合の腐食速度は、塩化物イオン量が  $0 \sim 4\text{kg/m}^3$  の範囲において無塗布を下回る値が示された。2、 $3\text{kg/m}^3$  においては、無塗布の判定がⅢ～Ⅳであるのに対し、併用した場合はⅡ～Ⅲで1ランク下の判定に留まった。 $6\text{kg/m}^3$ は無塗布と同程度もしくはそれよりも高い腐食速度を示した。このことは、 $6\text{kg/m}^3$ 以上になると塩化物イオンの影響が卓越することを示し、シランとアミンによる腐食速度の減少効果（グレードの低下の効果ではない）を期待する場合、鉄筋位置の塩化物イオン含有量が  $4\text{kg/m}^3$  が適用上限であることがわかった。ただし、これはあくまでも腐食速度を減少させる効果のみ考慮した場合であり、腐食速度のグレードをⅠ～Ⅱまで低下させることを期待する場合は  $2\text{kg/m}^3$  が上限と考えられる。

なお、アミンのみ塗布した場合は腐食速度の減少効果が小さかった。これは図-4.14と同様の結果であった。

次に、試験施工の結果（写真-4.2、写真-4.3）について述べる。図-4.17に追跡調査の結果を示す。塗布前の判定はⅣであった。塗布後、無塗布を含めていずれも電位が低下した。これは施工時の保温によって水分が減少して一時的に電気抵抗が高まったためである。その後、塗布1.5年後から2.8年後にかけて塗布箇所の腐食環境はⅡ～Ⅲのレベルまで改善され、効果が表れていることが確認された。ここで特筆すべき点は、室内実験とは対照的にアミンのみ塗布した桁でも腐食速度が減少したことである。このことは、アミンは遅効的な材料で、短期材齢から水中浸漬下で乾湿繰り返しを受ける厳しい室内実験に比べて環境がやや穏やかな構造物では速効性こそ小さいものの、効果は後に発現されることを示している。

#### 4.3.3 表面含浸工法の設計施工法

これらの成果を整理し、表面含浸工法の設計施工法を作成した。本要領では、例えば、シランの製品選定に関しては、シランの含浸深さと塩水浸漬試験における塩化物イオンの浸透深さの結果を選定のバロメータとすることを記載している。

この設計施工法は北海道開発局の道路設計要領にも盛り込まれており、すでに広く活用されている。



写真-4.2 塗布状況



写真-4.3 測定状況

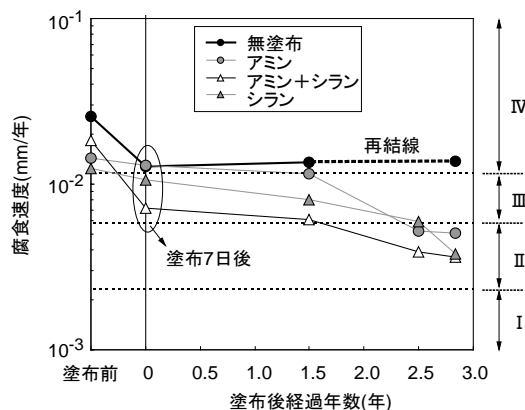


図-4.17 腐食速度の追跡調査結果

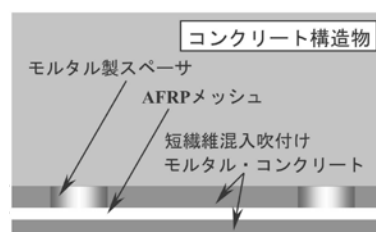


図-4.18 補修補強工法の概要

### 4.4 繊維補強コンクリート

#### 4.4.1 短繊維混入吹付けコンクリートと連続繊維メッシュによる補修補強工法

##### (1) 研究概要

PVA(ポリビニルアルコール)繊維は、耐食性があり、セメントマトリクスとの付着も良好であるため、前中期研究において既設構造物の経済的かつ合理的な補修補強工法として、PVA短繊維混入吹付けコンクリートとアラミド連続繊維メッシュを併用した補修補強工法(図-4.18)を提案している。本中期研究では、本工法の設計施工法の確立に向けて、既設構造物への適用性、吹付けコンクリートの性能改善、各種繊維材料の本工法への適用性、合理的な設計法について検討した。

##### (2) 既設構造物への適用性

本工法を橋梁床版下面やトンネル覆工等へ試験施工(写真-4.4)することによって、その現場適用性を確認

した。本項では、その一例として、継続的な詳細調査を実施したトンネル覆工における調査結果を報告する。

調査対象のトンネルは在来工法で建設されており、覆工背面の空洞、覆工コンクリートの厚さ不足に加え、多数のひび割れの発生が指摘されていた。そのため、背面空洞の裏込め注入に先立ち、覆工コンクリートの内面補強として本工法を適用した。良好な吹付け施工が行われた結果、施工後の打音検査および電磁レーダ法により吹付けモルタルと覆工コンクリートの界面に浮きや剥離が無いこと、付着強度試験により施工界面の付着強度が十分に確保されていることを確認した。その後、追跡調査として施工後2年4ヶ月の覆工ひずみのモニタリング、1ヶ月毎の外観調査を行った。覆工ひずみと覆工温度は図-4.19に示すように比例関係にあり、かつ平成18年度および平成19年度ともにほぼ同様の履歴となった。すなわち、覆工ひずみの変動の主要因は外気温の変化と考えられ、本工法によって補強された覆工は安定状態にあることがわかる。また、外観調査においても、ひび割れ幅0.2mm以上の有意なひび割れや表面剥離、漏水等の発生は認められなかった。以上のことから、調査対象のトンネルに適用した本工法は、十分な性能を保持しており、その現場適用性が確認された。

### (3) 吹付けコンクリートの性能改善

本工法を適用した一部の施工箇所では収縮ひび割れが認められたことから、吹付けコンクリートの性能改善として収縮抑制対策を検討した。収縮抑制対策のひとつとして収縮低減剤の使用が考えられるが、収縮低減剤の使用は耐凍害性を低下させる場合がある。このため、耐凍害性と収縮抑制対策を両立できる吹付けコンクリートの配合として中空微小球および収縮低減剤の併用を検討した。まず、図-4.20(a)に示すように収縮低減剤の使用量が大きいほど長さ変化率は減少し、収縮抑制効果が大きくなることを確認した。また、収縮低減剤を使用した場合にも、中空微小球の効果によって十分な耐凍害性を確保できることが確認された(図-4.20(b))。

このように、収縮低減剤と中空微小球を併用することによって吹付けコンクリートの耐凍害性と収縮抑制対策を両立させることが明らかになり、寒冷地でも利用可能な短繊維混入吹付けコンクリートの配合を開発した。

### (4) 各種繊維材料の本工法への適用性

PVA短繊維またはPP(ポリプロピレン)短繊維を混入した吹付けコンクリートの強度及び凍結融解試験結果を表-4.4にまとめる。どちらの短繊維を混入した場合も、圧縮強度や静弾性係数に顕著な差は認められず、PP短繊維を混入した場合にも十分な耐凍害性を有していること



(a) 増厚補強 (b) 剥落抑制  
写真-4.4 本補修補強工法の適用事例

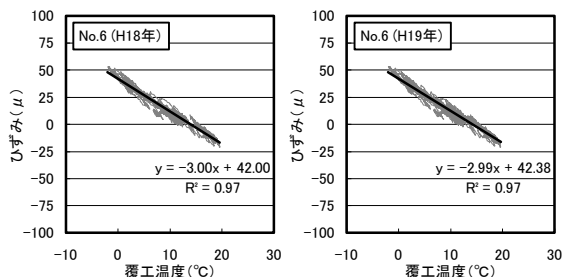
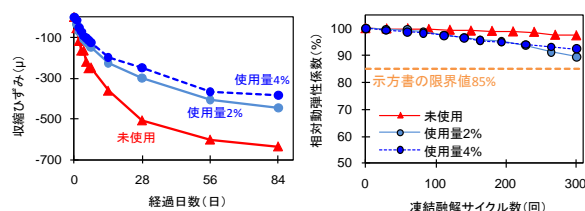


図-4.19 発生ひずみと覆工温度の関係



(a) 収縮低減効果 (b) 耐凍害性の確保  
図-4.20 耐凍害性と収縮抑制効果の両立

表-4.4 短繊維の違いによる強度等への影響

短繊維種類	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	静弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	付着強度 (N/mm <sup>2</sup> )	残存引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	耐凍害性 DF <sup>**</sup>
PVA	55.7	27.4	1.79	0.45	96.1
PP	50.9	25.9	1.33	0.15	90.1

\*\*DF: 耐久性指数 (JIS A 1148)

がわかる。なお、PVA短繊維、PP短繊維ともにリバウンド率や短繊維残留率が良好な試験結果を得ており、施工性が良好であることも確認している。

次に、PVA短繊維を混入した吹付けコンクリートとアラミド繊維メッシュ (AFRP) または炭素繊維メッシュ (CFRP) を組合せたRC梁における静的載荷実験結果を図-4.21に示す。CFRPを使用した場合にも、従来のAFRPを使用した場合と同等以上のせん断補強効果が認められ、本工法にCFRPを用いる場合にも十分なせん断補強効果が期待できることが明らかになった。

このように、PVA短繊維やAFRP以外の繊維材料も本工法へ適用可能であることが明らかになった。



### (5) 合理的な設計法の提案

本工法による補強効果の合理的な設計法として、式(4.2)に示す連続繊維メッシュ分担分のせん断耐力を提案した。なお、この式を利用したせん断耐力の計算値と実験結果を比較した結果、連続繊維メッシュが分担するせん断耐力と短繊維が分担するせん断耐力（後述、式(4.3)）を組み合わせることによって、より合理的なせん断耐力の設計が可能となること確認している。

$$V_{fd} = \alpha \cdot [A_f \cdot f_{fu} (\sin\theta_f + \cos\theta_f) / s_f] \cdot z \quad (4.2)$$

ここに、 $V_{fd}$ ：連続繊維メッシュ分担分せん断耐力、 $\alpha$ ：メッシュの補強効率（=0.6と仮定）、 $s_f$ ：メッシュの配置間隔、 $A_f$ ：区間  $s_f$  におけるメッシュの総断面積、 $f_{fu}$ ：メッシュの設計引張強度、 $\theta_f$ ：せん断補強材が部材軸となす角度、 $z=d/1.15$ 、 $d$ ：有効高さである。

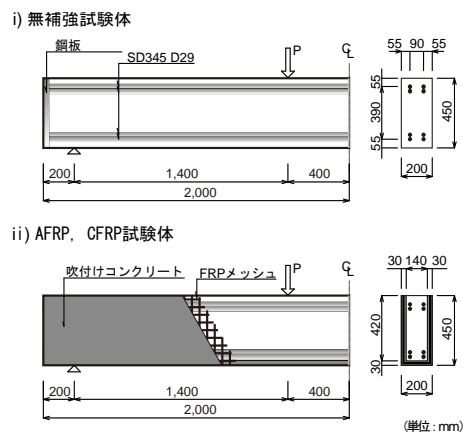
#### 4.4.2 短繊維補強（軽量）コンクリート

##### (1) 研究概要

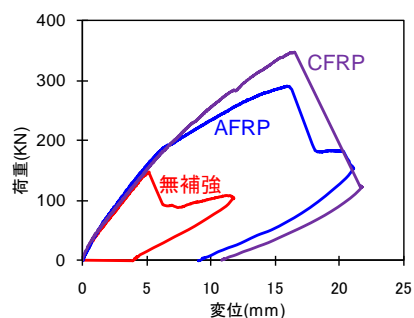
近年、コンクリートに短繊維を混入させることにより、コンクリートの靱性を高める研究が盛んに行われている。従来は、短繊維材料として鋼繊維が最も多く用いられていたが、最近では耐食性に優れた合成繊維の適用も広く検討されている。特にPVA短繊維は親水性があり、セメントマトリクスとの付着性能が高いことが知られている。しかしながら、PVA短繊維を混入したコンクリートについては十分な検討がなされていないため、適用に向けて、適切な設計施工法の確立が望まれる。また、軽量コンクリートでは、弱点である引張力についてPVA短繊維の混入により改善が期待できることからその適用範囲の拡大が期待できる。そこで、PVA短繊維により補強した普通コンクリートおよび軽量コンクリート（以下、「PVA短繊維補強（軽量）コンクリート」）の設計施工法の確立に向けて、1) 耐久性と施工性を確保した配合、2) PVA短繊維の混入による補強効果、3) 合理的な設計法について検討した。

##### (2) 耐久性と施工性を確保した配合の開発

現場でのコンクリート打設にはポンプ圧送が広く利用されているが、PVA短繊維補強（軽量）コンクリートのポンプ圧送性は明らかにされていない。特に、PVA短繊維を混入した軽量コンクリートのポンプ圧送では、PVA短繊維の混入によるポンパビリティの低下や、軽量骨材の事前吸水や圧送中の加圧吸水による耐凍害性の低下が危惧される。本項では、ポンプ圧送が特に困難と考えられる軽量コンクリートの実験結果について報告す

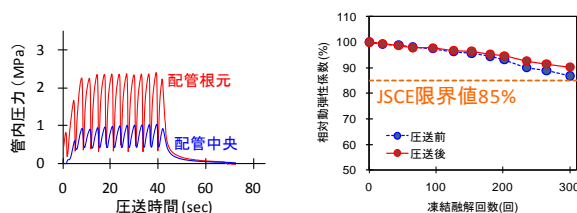


(a) 試験体の概要

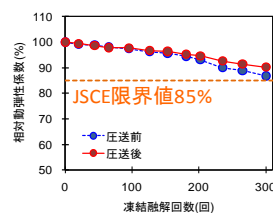


(b) 荷重-変位関係

図-4.21 連続繊維メッシュのせん断補強効果



(a) 安定したポンプ圧送性



(b) 耐凍害性の確保

図-4.22 耐凍害性と収縮抑制効果の両立

る。

ポンプ圧送実験の結果、耐凍害性の確保のために軽量骨材の事前吸水量を低減し、かつPVA短繊維を混入した軽量コンクリートにおいて、ポンプ圧送時に材料分離や配管内での閉塞もなく、圧送が可能であることを確認した。また、高炉スラグ微粉末や増粘剤を混入することでポンプ圧送時の管内圧力が安定することが明らかになった（図-4.22(a)）。ポンプ圧送前後でスランブフロー、空気量、骨材吸水率に顕著な変化は認められず、圧縮強度や耐凍害性（図-4.22(b)）、遮塩性、収縮ひび割れ抵抗性も十分に確保されていた。なお、PVA短繊維を混入した普通コンクリートにおいても、軽量コンクリートと同様に良好な品質を確保したポンプ圧送が可能なることを別途確認している。

このように、PVA 短繊維補強 (軽量) コンクリートは、適切な配合を行うことで、寒冷地でも良好な品質を確保したポンプ圧送施工が可能なが確認された。

### (3) PVA 短繊維による補強効果と合理的な設計法の提案

PVA 短繊維を混入した普通コンクリートおよび軽量コンクリート製の各種 RC 部材において、表-4.5 に示すように荷重実験を実施し、PVA 短繊維の混入による補強効果について、曲げ耐力、せん断耐力、衝撃耐力、疲労耐久性を検証した。その結果、いずれの荷重実験においても PVA 短繊維の混入による耐荷力の向上効果が認められ (補強効果の一例、写真-4.5)、PVA 短繊維を混入した軽量コンクリートでは、普通コンクリートと同程度以上の耐荷力を保有しうることが明らかになった。

特に、PVA 短繊維を混入することによるせん断耐力の向上効果 (図-4.23) は大きく、これは、PVA 短繊維がひび割れ発生後にひび割れを架橋し、せん断耐力を分担するためと考えられる。この PVA 短繊維が分担するせん断耐力  $V_F$  を設計に反映させる手法として式(4.3)を提案しており、 $V_F$  を考慮したせん断耐力の計算値は、実験結果により近い値を示し、かつ安全側に評価できることを確認している。

$$V_F = b \times (z / \tan \theta) \times f_t \quad (4.3)$$

ここに、 $V_F$ : 短繊維分担せん断耐力、 $b$ : ウェブ幅、 $z = d / 1.15$ 、 $d$ : 有効高さ、 $f_t$ : 残存引張強度、 $\theta$ : ひび割れ角度 (45 度と仮定)。

### (4) PVA 短繊維コンクリート適用例

PVA 短繊維を混入した普通コンクリートは、剥落防止を目的としてトンネル覆工に、せん断補強効果による設置基数削減を目的として変位制限構造 (写真-4.6) 等において試験施工を行っており、軽量コンクリートについては耐久性確認のために橋梁地覆への試験施工を行った。これらの試験施工によって、PVA 短繊維補強 (軽量) コンクリートの現場適用性を確認している。

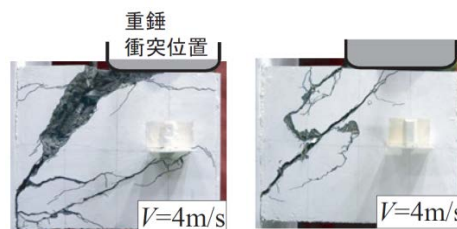
## 4.5 まとめ

本研究では、新設構造物の耐久性向上を目的として、改質セメントの実用化に向けた試験施工による検証と設計施工法に関するとりまとめ、新設および既設構造物の劣化抑制を目的として、表面含浸工法の既設構造物への適用効果と適用範囲の検討および新設構造物の複合劣化に対する効果分析のとりまとめを行った。また、耐久性を確保した補修補強工法の開発や、新設構造物の性能向

表-4.5 短繊維の違いによる強度等への影響

コンクリート種類	RC 単純梁	RC 片持ち梁	RC 版	RC 床版
静的荷重	● ○	●	● ○	-
衝撃荷重	● ○	●	● ○	-
疲労(輪荷重)	-	-	-	○
疲労(定点)	○	-	-	-

コンクリート種類: ●普通コン、○軽量コン



(a) 補強なし (b) PVA 短繊維補強

写真-4.5 PVA 短繊維による衝撃耐力の向上

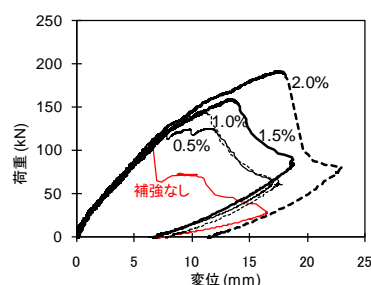


図-4.23 PVA 短繊維によるせん断補強効果



写真-4.6 変位制限構造への適用 (PVA 普通コン)

上を目的として、繊維材料のコンクリートへの適用を検討し、設計施工法についてとりまとめた。これらの成果をまとめると以下のようなになる。

- 1) 改質セメントについては、各種セメントおよび各種混和材料を用いたコンクリートについて、要求性能に応じた結合材の選定が可能となる性能一覧をとりまとめ、耐凍害・耐複合劣化の高いコンクリートおよびこれを利用した工場製品を開発し、現場試験施工による耐久性の検証を行った。また、改質セメントを用いた高耐久性コンクリートの配合設計施工マニュアル (案) を提案した。今後、耐久性の検証については、さらに長期的に行っていく。

- 2) 表面含浸工法については、新設構造物対策として、冬期間、凍結防止剤の散布が行われる道路橋の地覆コンクリートで行った試験施工・追跡調査の結果、室内で行われる塩水浸漬試験（浸漬 90 日）の結果が良好な（塩化物イオンの浸透深さが小さい）シラン系表面含浸材を施工するとスケーリングおよび塩分浸透抑制が期待されることを明らかにした。
- 3) 既設構造物対策として、実橋の既設の主桁コンクリートで行った試験施工・追跡調査の結果、シラン系表面含浸材とアミン系含浸性防錆材を適用することで腐食速度を減少させることができることを明らかにした。なお、これらの成果をとりまとめた表面含浸工法設計施工要領は、「道路橋での表面含浸材の適用にあたっての留意事項」として北海道開発局道路設計要領に収録されている。
- 4) 既設構造物を対象とした短繊維混入吹付けコンクリートと連続繊維メッシュによる補修補強工法に関して、試験施工による現場適用性の確認、耐凍害性と収縮抑制を両立した PVA 短繊維混入吹付けコンクリートの開発、各種繊維材料を用いた場合の合理的な設計方法の提案を行った。これらの成果は、「有機系短繊維混入吹付けコンクリートと連続繊維メッシュを併用した補修補強工法—設計施工の手引き(案)—」としてとりまとめている。
- 5) 新設構造物の性能向上を目的とした短繊維補強(軽量)コンクリートに関して、良好な施工性や耐久性を確保した普通および軽量コンクリートの配合を開発し、RC 梁等における耐荷力向上効果を明らかにするとともに、合理的な設計法を提案した。これらの成果は、「有機系短繊維を混入したコンクリート—設計施工の手引き案—」としてとりまとめている。

術 02[基礎編]、pp.164-167、2002.1

## 参考文献

- 1) 吉田行、田口史雄、名和豊春、渡辺宏：改質ピーライト系セメントおよび高炉スラグ微粉末を用いた高流動コンクリートの諸性状、コンクリート工学年次論文集、第 27 巻、No.1、pp.1051-1056、2005.6
- 2) 吉田行、田口史雄、嶋田久俊：改良セメントによる高耐久コンクリートの適用性について、第 50 回（平成 18 年度）北海道開発局技術研究発表会、コー 8、2007.2
- 3) 日本コンクリート工学協会：コンクリート診断技

## 5. 積雪寒冷地における性能低下を考慮した構造物の耐荷力向上に関する研究

### 5.1 概説

積雪寒冷地における橋梁設計および維持管理においては、その地域特性上、例えば凍結融解による劣化の影響や温度変化に伴う物性的変化に対応した検討が求められることが多い。本研究では、積雪寒冷地における RC 床版の劣化損傷やゴム支承特性の温度依存性および橋梁用の厚板鋼材の低温脆性に着目し、以下のような検討を行った。

まず、既設 RC 床版の劣化損傷対策については、既設橋梁切り出し床版および試験用床版を用いた载荷実験結果等より、積雪寒冷地における劣化プロセスの推定、余寿命予測式、補修・補強工法等について提案を行った。

また、ゴム支承特性の温度依存性については、支承形式毎の低温環境下試験を行い、等価剛性等の温度依存性を把握し、これを耐震設計に反映させるためのマニュアル（案）を提案した。

厚板鋼材の低温脆性については、溶接部で最も脆弱な溶接金属部に着目したシャルピー衝撃吸収試験及び CTOD 試験結果より、鋼橋上部工に適用する鋼種の低温下における使用領域や靱性確保のための方策を提案した。

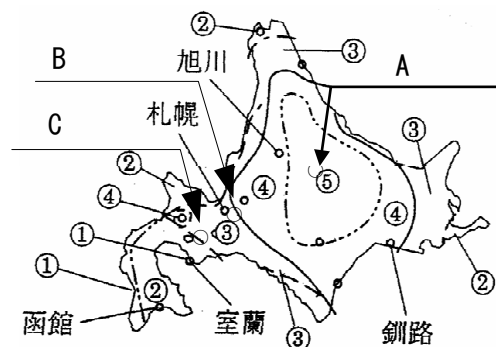
### 5.2 凍害等の影響を踏まえた既設 RC 床版の劣化損傷対策

#### 5.2.1 研究概要

北海道の橋梁においても高度経済成長時代の 1960～70 年代前半までに建設された橋梁が多く、それら橋梁が供用開始後 50 年を迎えようとしている。膨大な既設構造物の維持管理時代の到来に備え、維持管理の効率化が求められている。本研究では、特に橋梁部位の中で損傷を受けやすい床版に着目した。道路橋 RC 床版（以下、床版）の劣化要因は、大型車両の輪荷重の繰り返し作用による疲労劣化が主たる要因とされているが、北海道では交通量が少ないにもかかわらず、毎年十数橋の床版打替えが行われている。これは積雪寒冷地特有の気象条件や環境条件に起因する「凍害」や凍結防止剤散布等による「塩害」が影響しているものと推測される。これらのことより積雪寒冷地におけるコンクリート床版の劣化プロセスの推定、余寿命予測式、補修・補強工法等について検討を行った。

表-5.1 A 橋の橋梁諸元と試験体諸元

橋梁諸元		試験体諸元	
架橋位置	上川町	試験体寸法 (cm)	230×300×18
橋種	単純開断面箱桁	鉄筋の材質	SR235
橋長	L=56.4m	主鉄筋 (上側)	φ16@200
架設年次	供用 42 年間	配力筋 (上側)	φ13@200
適用示方書	昭和 31 年	コンクリート圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	41 以上
凍害危険度	5		



凍害劣化危険度	凍害の予想程度
5	極めて大きい
4	大きい
3	やや大きい
2	軽微
1	ごく軽微

図-5.1 凍害危険度の分布

#### 5.2.2 既設 RC 床版の劣化プロセス及び余寿命予測

ここでは道内の既設橋梁から劣化作用を受けている床版を切り出し、輪荷重走行試験機による疲労試験を行い、積雪寒冷地特有の劣化作用がもたらす疲労耐久性への影響について検討を行った。実験結果等から、積雪寒冷地床版の劣化プロセス及び疲労耐久性を明らかにするとともに、既設寒冷地床版の損傷度に応じた余寿命予測式を提案した。

##### (1) 実験概要

実験に用いた試験体は、道内の一般国道で供用していた橋梁床版 (A,B,C 橋) から切り出した。A 橋の橋梁諸元と試験体諸元を表-5.1 に、図-5.1 に凍害危険度分布りと各橋の架設位置を示す。A 橋の架橋位置は凍害危険度ランク 5 に分類される。また、疲労寿命や破壊性状を対比するため、切出し床版試験体を再現した基準試験体を製作した。

実験は輪荷重走行試験機を用い、階段状漸増载荷を採

用し、輪荷重走行回数 10 万回ごとに、130kN、140kN、170kN、200kN、230kN とした。試験体の支持方式は、走行方向に 2 辺単純支持、走行直角方向に 2 辺弾性支持としている。また床版たわみの経時変化を調べるため、適時輪荷重による静的載荷を行い載荷時および除荷時のたわみを計測した。

(2) 実験結果

A 橋からの切り出し試験体 3 体と基準試験体 1 体の実験結果について、床版中央におけるたわみ量と走行回数との関係を図-5.2 に示す。

切り出し試験体の切断面では、床版上面から上側鉄筋までは完全に砂利化現象を呈しており、この部分のコンクリートは、せん断抵抗力がほとんど無かったものと推測される。

実験後には試験体を切断し、破壊状況を確認した(写真-5.1)。切り出し床版の実験による破壊までのプロセスは、ひび割れ部がすり磨きされた後の押し抜きせん断で終局に至り、実橋における床版の破壊形態と同様であった。積雪寒冷地床版の耐久性の低下は、床版上面の凍害による砂利化現象に伴う圧縮抵抗領域の減少とそれに伴うせん断耐力の低下が主因と推察できる。

積雪寒冷地床版の上面に着目した破壊までの劣化プロセスを図-5.3 に整理する。STEP-1~2 までは、ひび割れの発生とひび割れからの水の浸入であり、温暖な地域の劣化プロセスと同様であるが、STEP-3 からは水の浸入に伴う凍結融解作用と輪荷重の繰り返し作用が砂利化現象を加速させることが積雪寒冷地特有の点であると類推される。

(3) 積雪寒冷地床版の損傷区分と余寿命予測式

表-5.2 に示すように、試験体の損傷度を橋梁点検の損傷区分<sup>2)</sup>に追記して評価することとした。前述のように積雪寒冷地床版の耐久性の低下は、床版上面の砂利化現象に伴う圧縮抵抗領域の減少とせん断耐力の低下であり、疲労寿命が著しく低下することが確認された。橋梁点検において、床版下面と同時に床版上面の損傷状況を確認するのが望ましいが、調査費のコスト増及び交通規制が伴うことなどから現実的には難しい。そこで、床版下面のひび割れ状況により区分される損傷区分に基づき余寿命を整理することとした。また、実験に用いた砂利化した既設床版の下面には遊離石灰が発生していたことを踏まえ、この影響を損傷区分に考慮するものとした。S-N 図においては、大阪大学の研究成果である余寿命予測式(松井式)の傾きを踏襲し、Y 切片(載荷荷重せん断強度比 P/Psx)を修正した。表-5.2 の A~D のグループ毎の余寿命予測式を作成する際には、各グループでの破壊

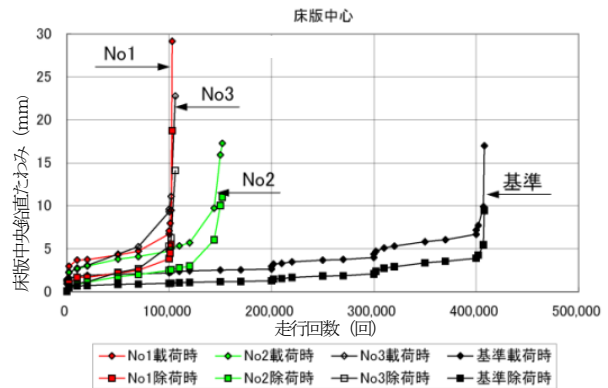


図-5.2 輪荷重走行回数とたわみ量の関係



写真-5.1 実験後の A 橋の試験体切断面

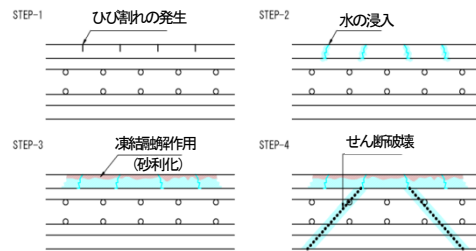


図-5.3 積雪寒冷地床版の劣化プロセス

表-5.2 損傷区分

区分	ひび割れひび割れに着目した程度	ひび割れひび割れに着目した程度	ひび割れ以外の損傷なし	床版下面に遊離石灰・漏水が発生
a	[ひび割れ間隔と性状] ひび割れは主として 1 方向のみで、最小ひび割れ間隔が概ね 1.0m 以上。 [ひび割れ幅] 最大ひび割れ幅が 0.05mm (ヘアクラック) 程度。			
b	[ひび割れ間隔と性状] 1.0~0.5m、1 方向が主で直交方向は従、かつ格子状でない。 [ひび割れ幅] 0.1mm 以下が主であるが、一部に 0.1mm 以上も存在する。		A グループ 1, 5, 6 (B) 1, 2 (C)	
c	[ひび割れ間隔と性状] 0.5m 程度、格子状直前のもの。 [ひび割れ幅] 0.2mm 以下が主であるが、一部に 0.2mm 以上も存在する。		B グループ 2, 4, 7 (B)	C グループ 1, 2 (A) 3 (B)
d	[ひび割れ間隔と性状] 0.5~0.2m、格子状に発生。 [ひび割れ幅] 0.2mm 以上が目立ち部分的な角落ちもみられる。			D グループ 3 (A)
e	[ひび割れ間隔と性状] 0.2m 以下、格子状に発生。 [ひび割れ幅] 0.2mm 以上が目立ち連続的な角落ちが生じている。			

時走行回数の最大値と最小値の間を通る直線とした。  
 図-5.4 には、松井式と各グループの余寿命予測式を示す  
 3)、4)。

(4) 既設床版の残存供用年数に応じた補修・補強の設計  
 フロー

既設床版の残存寿命を考慮した床版の補修・補強設計のフローを図-5.5 に示す。床版の補修・補強設計においては、直接確認または推定された劣化深さを考慮して床版の余寿命を算出する。床版のたわみ及びひび割れ密度、材料や配筋状況等に注目した調査結果を用いて、上面の凍害劣化深さの推定を行う。実際はアスファルトを部分的に撤去して床版上面の凍害劣化深さを確認する方が余寿命算定値の精度は向上する。最後に、算出された余寿命と対象橋梁の残存供用年数の関係から補修工法の選定を行う。このとき、凍害劣化部を除去して目標年数を満足できる場合にはパターン①、満足できない場合には、パターン②により、凍害劣化部の補修に加えて床版への下面補強を施す。

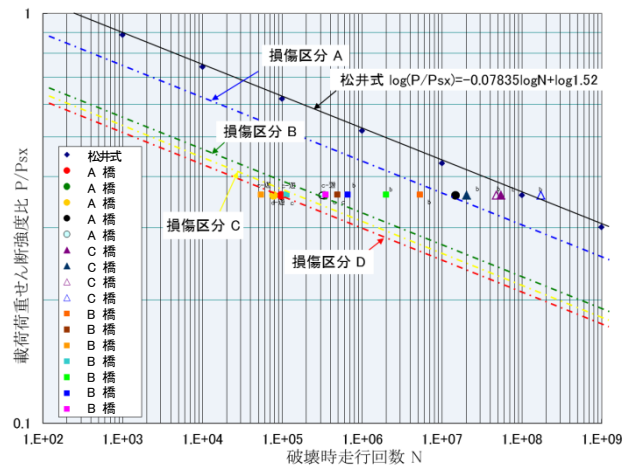


図-5.4 余寿命予測式

5.2.3 積雪寒冷地における床版陥没部の補修方法

近年、道路橋床版においては、老朽化や交通量の増加及び過積載車両の増加に伴い、写真-5.2 に示すような陥没が数多く報告されている。積雪寒冷地においては、このような床版陥没部周辺のコンクリートが凍結融解作用によって脆弱化しているケースが多い。したがって、床版陥没部の補修コンクリートと既設床版とを一体化させるためには、陥没部周辺の脆弱したコンクリートを除去することが求められる。そこで積雪寒冷地における床版陥没部の補修方法について、実験的に検証を行った。

(1) 実験方法

下記のような手順によって陥没部分を補修した補修試験体と無補修試験体を用いた輪荷重走行試験を実施した。

1) 損傷状況の確認 (図-5.6 (a))

a) 陥没部分の目視確認及び打音検査により、陥没部分の他、陥没周辺の脆弱範囲を確認(確定)する。

2) 陥没部の補修 (図-5.6 (b))

a) 脆弱したコンクリートの除去を行う。このとき、陥没部周辺の床版表層の凍害劣化したコンクリートを除去するためにウォータージェット (以下、WJ) 工法を用いて水圧 70MP 以下程度において、くさび型に陥没箇所を処理することが重要である。

b) 表面を処理した補修箇所に、型枠を設置し、表面を十分に保湿した後に超早硬コンクリートにより

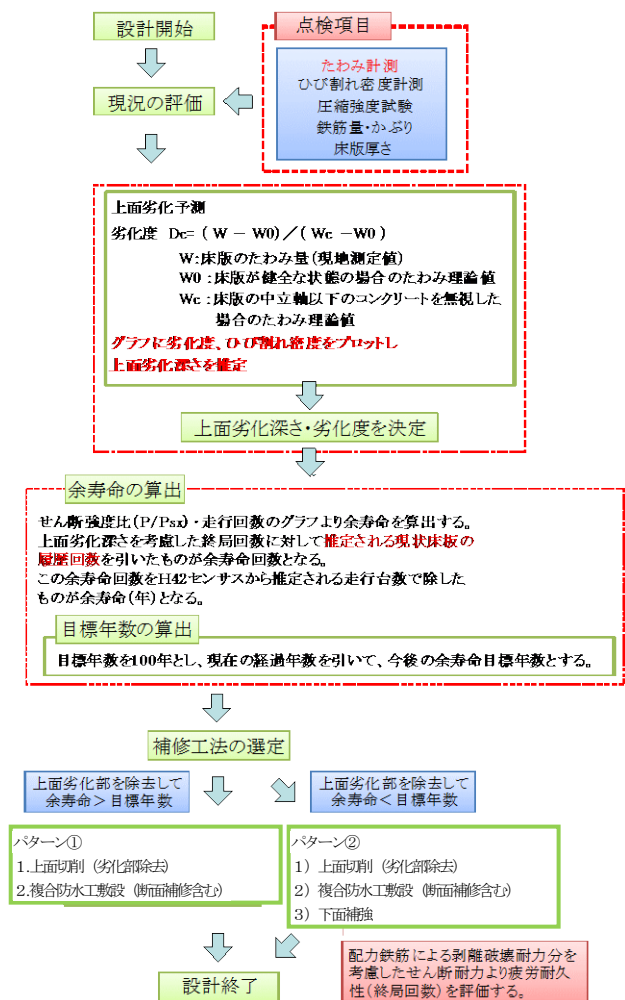


図-5.5 床版の補修・補強設計のフロー

密実に充填を行う。

c) 打設したコンクリート上面に、防水工及び舗装を施工する。

(2) 実験結果

実験結果を図-5.7 に示す。補修試験体 (圧縮強度

$\sigma=36\text{N/mm}^2$ )は無補修試験体(圧縮強度 $\sigma=47\text{N/mm}^2$ )に比べて早い段階で破壊に至った。しかしながら、補修試験体の破壊状況としては陥没部分の再損傷ではなく、無補修試験体と同様の走行部分全体のコンクリートの押し抜きせん断破壊で終了した。補修有無の試験結果の違いは、試験体製作時のコンクリート圧縮強度差によるところが大きいと考えられる。

一方で、実橋梁の多くでは、凍害劣化したコンクリートを適切に除去せずに補修を行った場合に、早期に再び損傷が生じるケースが報告されている。そのため、陥没部の位置等の条件を変えた試験により、今後も陥没部の補修方法に関して検討を重ねる必要があると考えられる。

### 5.2.4 凍害劣化を受けた既設床版の上面補修・下面補強方法

積雪寒冷地のRC床版は、凍結融解作用を受け、床版上面にスケーリングや砂利化などの劣化現象が生じる。この床版上面の凍害劣化により、床版の曲げやせん断の有効断面が減少し、疲労耐久性が大きく低下する<sup>5),6)</sup>。本検討では、このような積雪寒冷地特有の劣化損傷を受けた既設RC床版に対して、残存供用年数を確保し延命させる一手法として、RC床版上面の損傷部を補修し、下面を補強する方法について検討した。

#### (1) 実験概要

実験に用いた試験体は、図-5.8に示す実験手順により、凍害劣化を受けたRC床版の補修・補強を再現した試験体とした。試験体は予備荷重により下面側に、実橋点検結果から補強検討が必要と判断される劣化度0.5のひび割れを発生させた後、凍害劣化を模擬するため、RC床版上面から20mmを凍害劣化による損傷領域と設定して、WJで除去し、その状態で静的荷重を載荷し、変位の計測を行った。

次に、補修材料と既設コンクリートの一体性を確保するため、さらに厚さ50mmを除去して、上側配力鉄筋の下面まで現れる状態とし、超早硬コンクリートで補修した。既設コンクリートと超早硬コンクリートの打継ぎ目は、WJによる切削による凹凸で、付着が十分に確保できる状態である。

試験体の下面側の補強は、25cm幅のストランド型炭素繊維シート(以下、CFRPシート)を格子状に10cm間隔で1層接着した。ここで、CFRPシートは、工場で連続繊維束に樹脂を含浸して加熱硬化してCFRPストランドを製造し、これをすだれ状にシート化したものである。CFRPシートは、コンクリート表面をディスクサンダーでケレン清掃したのち、プライマー塗布およびエポキシ



写真-5.2 陥没が生じたRC床版

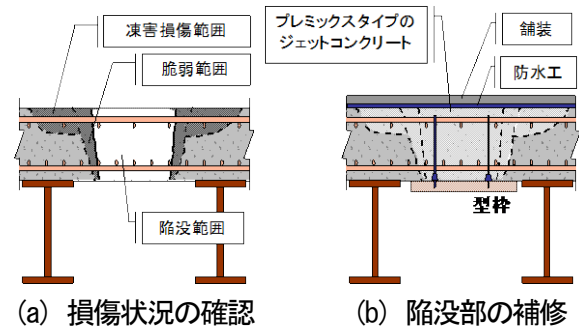


図-5.6 床版陥没部の補修手順

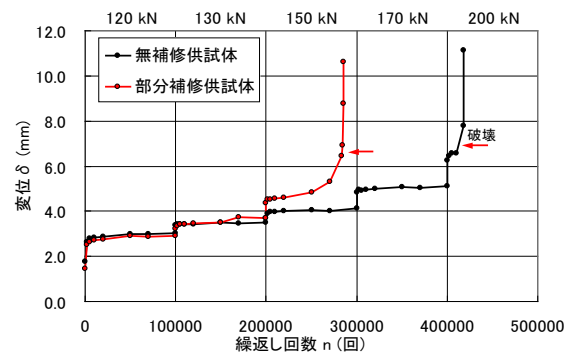


図-5.7 繰返し回数と変位の関係



図-5.8 補修・補強実験フロー

パテによる不陸修正は行わずにペースト状の接着剤を塗布して貼付けた。

## (2) 実験結果

①初期荷重時、②予備荷重時、③上面側のコンクリートの切削時の荷重時、④上面側のコンクリートの補修後の荷重時、⑤下面側のCFRPシート補強後の荷重時の各状態別の荷重(P)とたわみ( $\delta$ )関係から算定した剛性( $K=P/\delta$ )を図-5.9に示す。図から、以下のことがわかる。

- RC床版上面の損傷部を除去し、WJなどにより既設コンクリートと新設コンクリートの付着が確保できるように処理し断面修復を施した場合、床版の剛性は、床版の上面部が健全な状態の剛性まで回復することができる。
- 併せて、下面にCFRPシートを補強することで、さらに剛性が大きくなり、本研究では、初期状態と同等の剛性が得られた。

また、輪荷重走行試験の結果、補修・補強を行っていない試験体が、150kN換算の101万回で破壊に至ったのに対して、下面にCFRPシート補強した補強試験体は9,495万回で破壊に至ったことから、約94倍の疲労寿命の延命効果が得られた。

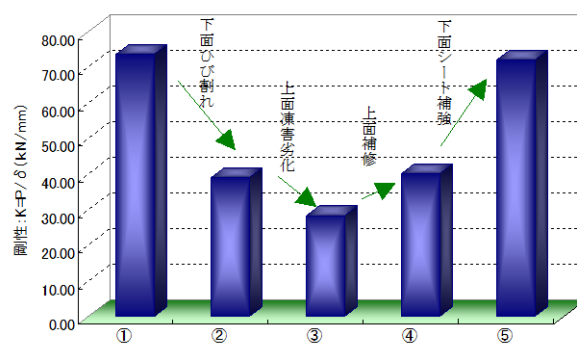
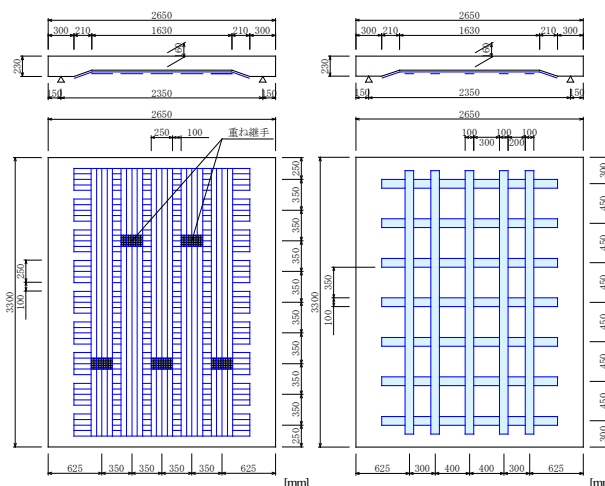


図-5.9 剛性の比較



(a) No. 2

(b) No. 3

図-5.10 補強概要

### 5.2.5 CFRP補強材を用いた下面補強工法

積雪寒冷地特有の凍害劣化による損傷を受けたRC床版の延命対策において、上面の補修のみでは、必要な残存供用年数を確保できない場合には、上面の補修に加えて床版下面から補強を行い疲労耐久性の向上を図る必要がある。そこで、床版下面からの補強工法として2種類の異なる形態のCFRP補強材の間隔をあけて格子状に接着する工法<sup>7,8)</sup>を用いた場合の疲労特性に関して輪荷重走行試験により検討した。

#### (1) 実験概要

実験用床版は以下の3体とした。No.1は補強を行わない基準床版であり、No.2は5.2.4(1)と同様な補強方法で、図-5.10(a)に示すように25cm幅のCFRPシートを10cm間隔で格子状に接着した。No.3は、図-5.10(b)に示すようにCFRPプレートを中心間距離で走行方向に300mmから400mm、走行直角方向に450mmの格子状配置とした。CFRPプレートは、工場で炭素繊維を引抜き成形方法により板状に加工した炭素繊維強化プラスチック板である。CFRPプレートは、コンクリート表面をディスクサンダーでケレン清掃したのち、プライマー塗布およびエポキシパテによる不陸修正は行わずにペースト状エポキシ系接着剤で貼付けた。なお、No.2およびNo.3は、単位幅あたりの引張剛性が概ね同様となるよう補強量を

設定した。

#### (2) 実験結果

走行回数とたわみの関係を図-5.11に示す。無補強のNo.1は、200kN-1.82万回荷重時にたわみが急増し、押抜きせん断により破壊した。補強したNo.2およびNo.3は、無補強のNo.1が破壊に至った200kN荷重時でも概ね安定した変位を維持しており、本実験の結果から高い補強効果を有することが確認された。なお、150kN換算の破壊時走行回数を比較すると、本実験の範囲内においては、補強した試験体は、無補強試験体に比べて11倍以上の疲労寿命を有することが確認された。

### 5.3 ゴム支承の低温下における物性変化を考慮した免震設計法

#### 5.3.1 研究概要

近年、橋梁には免震支承や分散支承などのゴム支承が用いられる場合が多い。一般的にゴム材料の物性は温度依存性があることから、積雪寒冷地域では、低温時におけるゴム支承の剛性や非線形性能などが、常温時に比べ



異なることが考えられる。そのため、積雪寒冷地域に架設されるゴム支承を有する橋梁に対して合理的な耐震設計を行うには、低温下におけるゴム支承の特性変化に伴う地震時応答や、下部工への影響などを明確にする必要がある。

本研究ではこのような観点の下、積雪寒冷地域におけるゴム支承橋梁の耐震設計を合理的に行うため、北海道における最低気温の分布、ゴム支承の特性の温度特性を推定するための実験方法、ならびに温度特性の決定方法等について検討した。

5.3.2 支承温度の設定

ゴム支承の特性の温度依存性を決定するための基本資料として、北海道における最低気温分布や、最低気温と支承温度の関係についてとりまとめた。北海道の最低気温分布図は、気象台およびアメダス観測地点の174地点の既往気温観測値により逆距離加重法 (IDW) を用いて作成した。図-5.12 に最低気温分布図を示す。ここに示した北海道の最低気温分布図と、表-5.3 に示す外気の最低気温と支承内部の最低温度の関係から、対象橋梁の支承最低温度を設定することとした。

5.3.3 ゴム支承の温度特性実験<sup>9), 10)</sup>

ゴム支承の温度特性を検討するための実験方法は、試験機による水平加振実験とした。

試験体は、平面形状 $\square 240\text{mm}$ 、厚さ 89.5mm の積層ゴム支承とした。ゴム支承は、弾性係数の異なる2種類 (G10、G12) を対象とした。実験条件は、振動数 0.5Hz、せん断ひずみ $\pm 175\%$ 、面圧  $6.0\text{N}/\text{mm}^2$ 、入力波 Sin 波、冷却時間 12hr とした。実験は、-30、-20、-10、+23 及び+40°C の5つの温度で実施することとし、試験体を恒温槽で所定温度にて冷却した後、同温度の恒温試験室内で実施することを原則とした。これらの実験より、図-5.13 のようなゴム支承の P- $\delta$  関係を得ることができる。

5.3.4 ゴム支承の非線形特性

ゴム支承の実験により得られた P- $\delta$  関係から、積層ゴム支承 (RB)、鉛プラグ入り積層ゴム支承 (LRB)、高減衰ゴム支承 (HDR) の低温下における非線形特性を決定した。

ゴム支承の温度別の等価剛性比、等価減衰定数比、二次剛性比、降伏荷重比から、図-5.14 の例のように相関曲線を作成して特性値の温度依存性が決定される。表-5.4 には、本実験で得られた特性式の一覧を示す。本実験では、支承形式ごとに代表材料を抽出した実験結果に

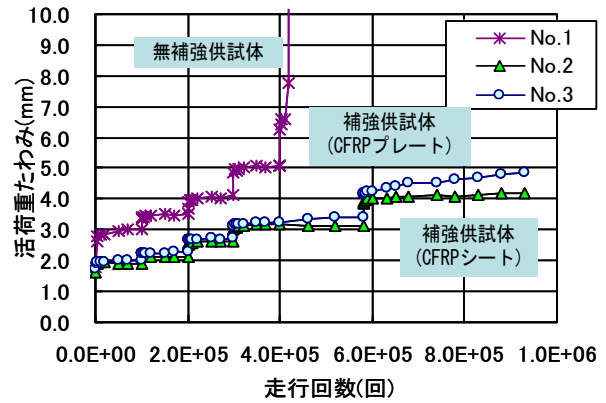


図-5.11 走行回数とたわみの関係

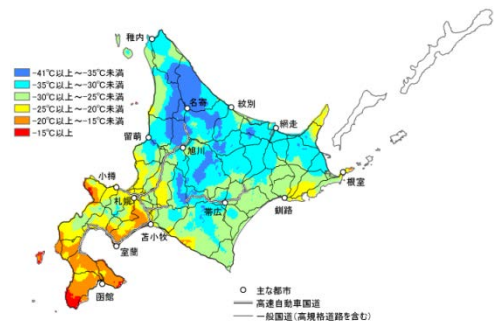


図-5.12 北海道の最低気温分布図 (支承設計用)

表-5.3 支承最低温度の設定値

外気の最低気温 t (°C)	支承内部最低温度 (°C)	
	LRB, HDR, RB	
$-41 \leq t < -35$	-30	
$-35 \leq t < -30$	-25	
$-30 \leq t < -25$	-20	
$-25 \leq t < -20$	-20	
$-20 \leq t < -15$	-15	
$-15 \leq t$	-10	

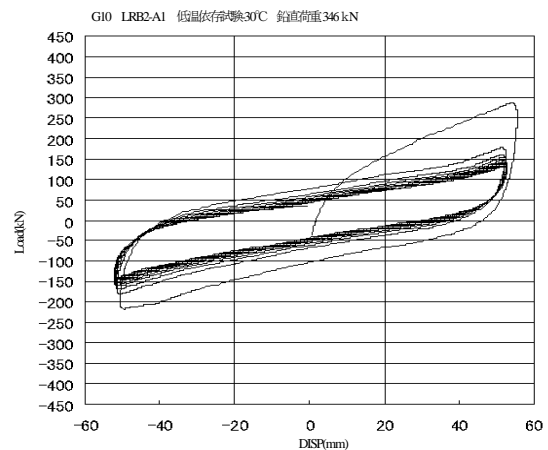


図-5.13 P- $\delta$  関係の一例

基づいているため、その他材料の実験データを加えた評価が今後必要である。

### 5.3.5 免震設計フロー

積雪寒冷地における橋梁の免震設計においては、前述の方法によりゴム支承の温度依存性を決定し、図-5.15に示すフローによる照査を取り入れるのが合理的である。

## 5.4 鋼材の低温下における靱性能

### 5.4.1 研究概要

道路橋示方書Ⅱ鋼橋編（以下、道示Ⅱ）では、気温が著しく低下する地方に架橋される鋼橋では、鋼種の選定に際して低温靱性に配慮が必要とされている。しかしながら、現状では低温下における厚板鋼材の靱性指標がない状況にある。本研究では、低温下における厚板鋼板の靱性評価法の提案と溶接部の性能から鋼種選定への影響の整理を目的として靱性試験を実施した。

### 5.4.2 最低気温分布と実験対象部位

図-5.16に北海道の最低気温分布図を示す。最低気温分布の区分より北海道の最低遭遇温度を設計温度-40℃とし、この温度域までを靱性試験の対象とする。厚板鋼板は、既往実験<sup>11)</sup>で低温下での靱性試験済みを除いた板厚40mm以上で、かつ引張応力を受ける主桁フランジとその溶接継手（完全溶込み溶接）を実験対象とする。

### 5.4.3 現状における鋼材の靱性指標

道示Ⅱでは、溶接部の靱性は母材の規格値以上とされている。JIS規格では鋼材の靱性はシャルピー吸収エネルギー値で示され、板厚40mm以上の鋼板は0℃もしくは-5℃で47J以上が要求されている。

### 5.4.4 経年鋼材を用いた靱性試験

#### (1) 試験概要

JIS規格で示されているシャルピー吸収エネルギー値47J等は、脆性破壊防止の簡便な指標として、1958年に英国船級協会ロイドが提示した指標で現在も踏襲しているが、低温下での靱性値は規格化されていない。低温下での靱性指標を得るには、47Jの力学的意義の検証が必要であり、規格を制定した時代の経年鋼材を用いた靱性試験を行い低温靱性の指標を検討した。実験に用いた経年鋼材（以降、供試鋼材と記す）は、50年以上供用された橋梁から採取した。

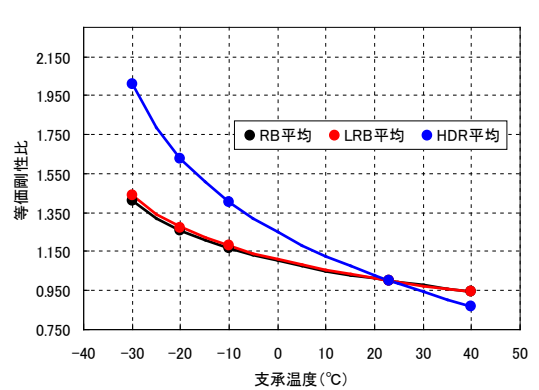


図-5.14 等価剛性比と支承温度の相関関係

表-5.4 ゴム支承の非線形性能の特性式

特性	剛性	支承種類	関係式 (対数式)
等価剛性比	G10	RB	$y = -0.224237 \cdot \ln(x + 40) + 1.929044$
		LRB	$y = -0.239496 \cdot \ln(x + 40) + 1.992263$
		HDR-S	$y = -0.546871 \cdot \ln(x + 40) + 3.265761$
	G12	RB	$y = -0.241795 \cdot \ln(x + 40) + 2.001791$
		LRB	$y = -0.261951 \cdot \ln(x + 40) + 2.085297$
		HDR-S	$y = -0.566007 \cdot \ln(x + 40) + 3.345045$
等価減衰数比	G10	RB	$y = -0.855519 \cdot \ln(x + 40) + 4.544529$
		LRB	$y = -0.085155 \cdot \ln(x + 40) + 1.352810$
		HDR-S	$y = -0.120606 \cdot \ln(x + 40) + 1.499685$
	G12	RB	$y = -0.717967 \cdot \ln(x + 40) + 3.974632$
		LRB	$y = -0.089375 \cdot \ln(x + 40) + 1.370293$
		HDR-S	$y = -0.156744 \cdot \ln(x + 40) + 1.649410$
二次剛性比	G10	RB	$y = -0.151533 \cdot \ln(x + 40) + 1.627823$
		LRB	$y = -0.206459 \cdot \ln(x + 40) + 1.855388$
		HDR-S	$y = -0.510632 \cdot \ln(x + 40) + 3.115615$
	G12	RB	$y = -0.179342 \cdot \ln(x + 40) + 1.743039$
		LRB	$y = -0.225236 \cdot \ln(x + 40) + 1.933185$
		HDR-S	$y = -0.503246 \cdot \ln(x + 40) + 3.085015$
降伏荷重比	G10	RB	$y = -1.357219 \cdot \ln(x + 40) + 6.623140$
		LRB	$y = -0.335086 \cdot \ln(x + 40) + 2.388305$
		HDR-S	$y = -0.587744 \cdot \ln(x + 40) + 3.435103$
	G12	RB	$y = -1.165667 \cdot \ln(x + 40) + 5.829516$
		LRB	$y = -0.364841 \cdot \ln(x + 40) + 2.511585$
		HDR-S	$y = -0.664396 \cdot \ln(x + 40) + 3.752682$

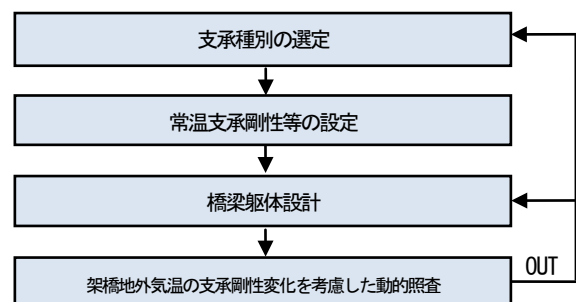


図-5.15 積雪寒冷地における免震設計フロー（案）

#### (2) シャルピー試験結果

図-5.17の実線は、WES2805<sup>12)</sup>に提示される吸収エネルギーの近似曲線である。この近似曲線から、脆性破壊と延性破壊の境界となる吸収エネルギー-遷移温度 ( $vT_E$ ) は、 $vT_E = -7.7^\circ\text{C}$  との結果を得た。 $vT_E$  は試験温度であり、使用温度に変換すると-33℃に相当する。

(3) CTOD 試験

鋼材の破壊力学的な靱性評価指標である CTOD 試験を実施した。限界 CTOD 値と試験温度の関係(図-5.18)から、供試鋼材は CTOD 試験において-45°Cより低温側で脆性破壊する結果となり、シャルピー試験の吸収エネルギー遷移温度(使用温度変換で-33°C)よりも低温側となった。これは破壊靱性を直接的に評価できる CTOD 試験に比べ、簡易的指標であるシャルピー試験の方が、延性破壊の境界を安全側に設定していると言える。

また、図中の赤点線はシャルピー吸収エネルギーの遷移曲線に基づく限界 CTOD 値の推定遷移曲線<sup>13)</sup>(WES2805による相関曲線)である。この推定遷移曲線は CTOD 試験の実験データと良く一致していることから、限界 CTOD 値と簡易的なシャルピー吸収エネルギーとの間に相関関係があることが確認できた。これより、簡易的な実験方法で安全側な評価が可能となる、吸収エネルギー遷移温度を低温下での靱性指標とする評価方法を提案した。

5.4.5 厚板鋼板を用いた靱性試験

(1) 試験概要

低温下における厚板鋼材の適用範囲等を整理することを目的として、厚板鋼板の母材および溶接部が低温下において有する靱性値を検証するため、シャルピー衝撃試験を実施し遷移温度に着目した検討を行った。対象鋼材は、合理化橋梁等で使用頻度の高い SM520C および SM570 材とした。また、溶接条件は標準的な範囲から設定した。

(2) 試験結果

母材及び溶接部についてシャルピー試験を行った結果、溶接部の遷移温度は溶接金属部が最も低い靱性値を示した。このため、溶接金属部の低温脆性に着目して鋼材の定期用範囲を整理することとした。

表-5.5に、溶接金属部の遷移温度を使用温度に変換した実験結果を示す。SM520C、SM570 材とも板厚 40mm ~70mm の範囲内においては、使用温度-25°C以上では靱性能低下による使用制限は生じない結果となった。また、低温下の靱性改善が可能な手法として、SM520C では低温溶材を用いることで使用温度-60°C(t=77mm)まで、SM570 材では母材ミルシート以上の高強度な溶材を用いることで使用温度-30°C(t=70mm)まで使用可能となる結果を得ている。これらに該当しない極厚板や極低温の地域で溶接継手構造を用いる場合は、低温靱性の検証が必要である。

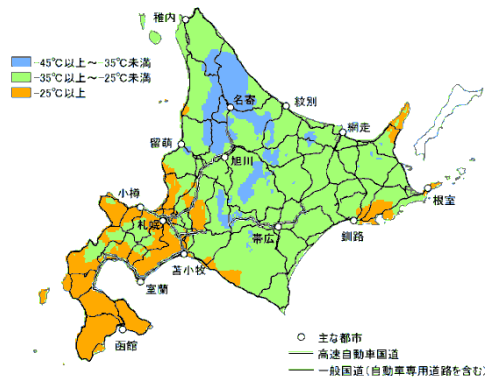


図-5.16 北海道の最低気温分布図(鋼種選定用)

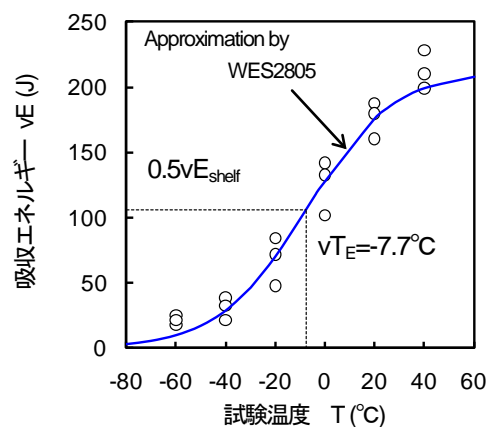


図-5.17 破面遷移曲線

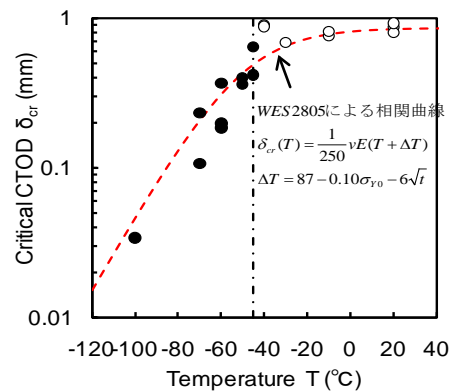


図-5.18 三点曲げ CTOD 試験結果

5.5 まとめ

本研究では、積雪寒冷地における RC 床版の劣化損傷対策やゴム支承特性の温度依存性および橋梁用の厚板鋼材の低温脆性に関して検討を行った。これらの成果をまとめると以下ようになる。

RC 床版の劣化損傷対策について、

- 1) 凍害による劣化損傷対策に関して、既設橋梁切り出し床版及び試験用床版を用いた載荷実験結果等より、積雪寒冷地における劣化プロセスの推定、余寿命予測式や床版の補修・補強設計フローを提案した。
- 2) 陥没部補修に関して、既設床版表面の処理方法の違いによる試験体を用いて載荷実験により、疲労耐久性や破壊性状を検証し床版の緊急対策手法を提案した。
- 3) 下面補強対策に関して、CFRPにより補強した試験体に対して載荷実験を行い補強の効果について検討した。CFRP補強を用いた場合は本実験の範囲内において無補強供試体に比べて11倍以上の疲労寿命を有することを確認した。

ゴム支承特性の温度依存性について、

- 4) 北海道における最低気温の分布、ゴム支承特性の温度依存性を推定するための実験方法、ならびに温度依存性を考慮した特性式の決定方法等について提案した。

橋梁用の厚板鋼材の低温脆性について、

- 5) 厚板鋼材の低温脆性に関して、経年鋼材を用いた靱性試験から、吸収エネルギー遷移温度を低温下での靱性指標とする評価法を提案した。
- 6) 鋼厚板材の鋼種選定に関して、厚板鋼板および溶接部のシャルピー試験から、最も靱性が低い結果となった溶接金属部に着目して、性能低下が生じない領域や靱性を確保するための方策を提案した。

## 参考文献

- 1) 長谷川寿夫、藤原忠司：凍害、コンクリート構造物の耐久性シリーズ、技報堂出版、1988.2
- 2) 橋梁定期点検要領(案)、国土交通省国道・防災課、2004.3
- 3) 安達優、三田村浩、藤川守、松井繁之：積雪寒冷地におけるRC床版の耐久性向上に関する研究、土木学会北海道支部論文報告書、Vol.62、I-61、2006.2
- 4) 三田村浩、佐藤京、本田幸一、松井繁之：道路橋RC床版上面の凍害劣化と疲労寿命への影響、構造工学論文集、Vol.55A、pp.1420-1431、2009
- 5) 藤川守、小野貴之、安達優、三田村浩、松井繁之：積雪寒冷地におけるRC床版の耐久性に関する研究、土木学会北海道支部論文報告集(CD-ROM)、Vol.63、F-4、2007
- 6) 三田村浩、佐藤京、西弘明、渡辺忠朋：積雪寒冷地

表-5.5 板厚別使用温度(限界値)

材質	溶接条件	溶接材料	最低使用温度(°C)							備考	
			41 mm	56 mm	69 mm	70 mm	74 mm	77 mm	88 mm		90 mm
SM 520C	A	標準		-26							
	A	標準			-25						
	B	低温用						-60			
	B	標準							-23		※1
SM 570	B	低温用	-57								
	B	標準	-28								※1
	C	標準				-31					
	A	低温用							-20		※1
	A	標準								-22	

※1:溶材強度が母材のミルシート強度を下回る選定としたケース

における既設RC床版の延命手法について、構造工学論文集、Vol.56A、pp.1239-1248、2010

- 7) 小林朗、蔡華堅、下西勝、松井繁之：炭素繊維シート格子接着工法により補強したRC床版の疲労耐久性、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.27、No.2、pp.1513-1518、2005.6
- 8) 表真也、三田村浩、渡辺忠朋、松井繁之：CFRPを用いたRC床版の下面補強の疲労特性に関する研究、構造工学論文集、Vol.57A、pp.1273-1285、2011
- 9) 今井隆、佐藤京、西村貴明、田中弘紀、三田村浩：寒冷地における橋梁用ゴム支承の性能評価実験(その2)、土木学会北海道支部論文集、Vol.64、A-18、2008.1
- 10) 三田村浩、佐藤京、石川博之：寒冷地における橋梁用ゴム支承の性能評価実験、寒地土木研究所月報、No.670、pp.2-7、2009.3
- 11) 北海道開発局土木試験所構造研究室：鋼材の低温域における溶接性と安定性に関する試験調査、1985.11
- 12) 日本溶接協会：溶接継手のぜい性破壊発生及び疲労き裂進展に対する欠陥の評価方法(解)、WES2805、2007.11
- 13) 日本溶接協会：き裂先端開口変位(CTOD)試験方法(解)、WES11088、1995.2

## 6. 寒冷地舗装の劣化対策に関する研究

### 6.1 概説

公共事業の一層のコスト削減が求められる中、寒冷地舗装の劣化を抑え良質な道路資産を保全していくためには、寒冷地舗装特有の課題<sup>1)</sup>とされる融解期の支持力低下や低温による温度応力の発生および凍結融解作用による損傷等への対策を考慮しつつ、耐久性が高く寿命の長い新たな舗装材料の導入を図ることや、舗装の設計手法をより合理的なものにして舗装にかかるライフサイクルコストを低減する技術を開発していくことが有効であると考えられる。

そこで本研究では、長期的に高い耐久性が期待できる新たな舗装材料と工法を積雪寒冷地で適切に運用するための技術確立とともに、凍結融解や低温といった積雪寒冷地特有の条件を考慮したアスファルト舗装設計法の確立に取り組む。高耐久舗装材料・工法の適用技術としては、大粒径混合物、骨材露出工法の積雪寒冷地での適用性を室内試験と現道での追跡調査により検討し、適用可能であることを確認した。また、積雪寒冷条件に対応した舗装設計方法としては、積雪寒冷地特有の各種の設計条件を適切に設定する方法を確立し、寒冷地舗装の理論的設計システムを構築した。

### 6.2 高耐久性舗装材料と工法の適用技術

高耐久性舗装材料・工法の適用技術としては、1 点目として大粒径混合物の積雪寒冷地での適用性、2 点目としてトンネル内コンクリート舗装骨材露出工法を検討対象とした。以下に、各々の調査方法と調査成果を述べる。

#### 6.2.1 調査研究の方法

大粒径混合物の積雪寒冷地での適用性に関しては、室内試験および試験施工を行い、大粒径混合物を基層、および上層路盤に適用した場合の舗装構成を検討した。また、大粒径混合物を使用した断面のコスト削減効果を検討した。

トンネル内コンクリート舗装骨材露出工法に関しては、試験施工を行ってデータ収集および検討を行った。その上で、高規格幹線道路におけるトンネル内の舗装構造のあり方を検討した。なお、骨材露出工法とは、コンクリート舗装表面のセメントモルタルを舗設後硬化する前に何らかの方法で除去し、粗骨材を露出させる表面処

理工法である。

#### 6.2.2 調査研究の成果

##### (1) 大粒径混合物の積雪寒冷地での適用性検討

大粒径混合物を表層混合物に使用した場合と、排水性混合物を表層とした場合に基層混合物として使用する場合の適用性について室内試験によって検討を行った。その結果、大粒径混合物は耐摩耗性や凍結融解抵抗性が粗粒アスファルト混合物に比べ高く、かつ密粒混合物(13F)と比べても遜色がない(図-6.1)ことが確認された。すべり抵抗性やホイールトラッキング試験結果なども良好な結果であり、表層混合物として使用した場合でも大きな問題が無いと思われる。また、排水性混合物を表層とした基層混合物として使用する場合の層間接着力も従来の粗粒度アスファルト混合物と比べて遜色がなかった。これらの結果から、大粒径混合物の積雪寒冷地での適用が十分に可能と考えられた。

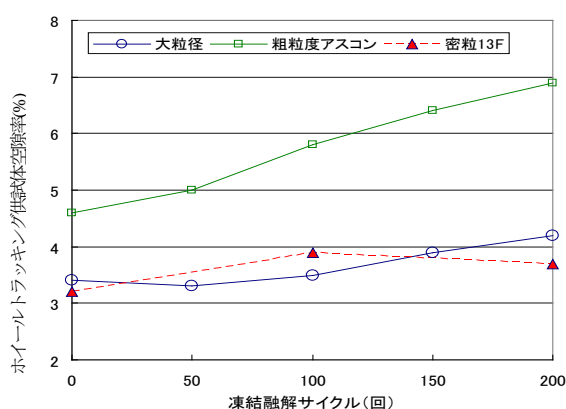


図-6.1 大粒径混合物の凍結融解抵抗性

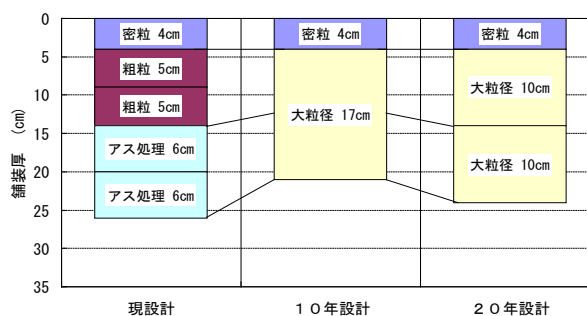


図-6.2 交通量区分N6における検討断面

次に、大粒径混合物の等値換算係数を1.0と設定して $T_A$ 法によって舗装構成を検討した。交通量区分N6において、10年および20年設計共に大粒径混合物に置き換えた断面は混合物層を薄くすることができ(図-6.2)、交

通量区分 N6 および交通量区分 N7 においては、15～20% 程度のコスト削減が可能であると判断された。

## (2) トンネル内コンクリート舗装骨材露出工法に関する検討<sup>2)</sup>

骨材を露出させる方法として2種類の骨材露出工法を検討した。一つは、コンクリート打設・平坦性仕上げ後に、表面に凝結遅延剤を散布し、一定時間経過後、表面モルタルが未硬化状態の時に回転ブラシなどで削り取る方法（以下、遅延剤+ブラシ方式という）であり、もう一つはコンクリート打設後、コンクリートモルタルが完全に硬化する前に表面モルタルをショットブラストによって除去し骨材を露出する方法（以下、若材齢時ショットブラスト方式という）である。各々の方式の概要を表-6.1に示す。若材齢時ショットブラスト方式はこれまでに同様の施工実績がなく新たな取り組みとして実施した。

コンクリートの配合は骨材露出の仕上がり状態に影響を与えるため、骨材最大粒径、細骨材率、水セメント比に着目して検討を行った結果、骨材露出面積比率を高

め表面のきめの仕上がりを均一にするために最大骨材粒径は20mmとした。

次に、路面のきめ深さの測定結果の平均値を表-6.2に示す。骨材露出路面のきめ深さの目標値としては、①サンドパッチで $1.5 \pm 0.2\text{mm}$ 、②MTMで0.45mm以上を目安に施工を行ったが、遅延剤+ブラシ方式のMTMによる測定値が0.43と仕上がり目標値である0.45をわずかに下回っている以外は目標を満足していることが確認できた。また、湿潤時のすべり摩擦係数(60km/h時)をDFテスタにより測定した結果、遅延剤+ブラシ方式のすべり摩擦係数は0.47、若材齢時ショットブラスト方式の路面は0.69であり、すべり摩擦係数の目安となる0.25以上を十分に満足しており、良好な路面であると判断された。特に、若材齢時ショットブラスト方式の路面は、ショットブラストによって骨材表面に細かな凹凸ができたためすべり摩擦係数が高くなったものと考えられる。

以上のことから、高規格幹線道路内のトンネル舗装に骨材露出工法を適用することの有用性が確認できた。

表-6.1 骨材露出方式の概要

区分	遅延剤散布+ブラシ方式	若材齢時ショットブラスト方式
概念図		
施工手順	下層C。打設敷均 → 鉄網設置 → 上層C。打設敷均 → 締固め平坦仕上 → ホウキ粗面仕上 → 遅延剤散布 → ブラッシング → マット養生 <small>※遅延剤の流失抑制のため</small>	下層C。打設敷均 → 鉄網設置 → 上層C。打設敷均 → 締固め平坦仕上 → ショットブラスト → マット養生
工法概要及び特徴	<ul style="list-style-type: none"> <li>・コンクリート打設後に凝結遅延剤を散布して表面付近のモルタルの硬化を遅らせ、ブラシによってモルタルを除去して骨材を露出させる。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・遅延剤を用いずに、表面のモルタルが完全に硬化する前(若材齢時)にショットブラストによって表面モルタルを除去し、骨材を露出させる。</li> <li>・ブラシ式に比べ施工手順が簡素。</li> <li>・センターラインを挟んで横断勾配が変化する場合などでも対応が容易。</li> </ul>
施工上の留意点	<ul style="list-style-type: none"> <li>・施工時の気象条件(温度、湿度、風)により露出作業開始のタイミングが変化するため、タイミングの把握が重要。</li> <li>・遅延剤の種類に応じて、露出作業開始のタイミングや散布量などを適切に設定する必要がある。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・施工時の気象条件(温度、湿度、風)により露出作業開始のタイミングが変化するため、タイミングの把握が重要。</li> <li>・ブラストの投射強度を適切に設定する必要がある。</li> </ul>

表-6.2 きめ深さの調査結果

路面区分	きめ深さ 平均値			
	砂拡大法 (mm)	サンドパッチ (mm)	CTメータ (mm)	MTM (mm)
遅延剤+ブラシ	1.65	1.34	1	0.43
若材齢時ショットブラスト	1.78	1.61	1.15	0.65
目標値		$1.5 \pm 0.2\text{mm}$		0.45以上

### 6.3 積雪寒冷条件に対応した舗装の理論的設計法の開発

凍結融解、凍上、低温クラックなどの積雪寒冷地特有の条件に対応した舗装設計法の開発を行うに際して、次に示す3つの項目に分けて検討を進めた。

- 1) 寒冷地舗装の設計条件設定方法の検討
- 2) 寒冷地舗装の理論的設計手法の妥当性検証
- 3) 寒冷地舗装の理論的設計手法の構築およびシステムの開発

以下に、各々の調査方法と調査成果を述べる。

#### 6.3.1 調査研究の方法

寒冷地舗装設計条件の設定方法を検討するために、実際の道路での調査や室内試験によってデータ収集を行った。舗装構成厚さや混合物種類や構造設計手法が異なる複数のアスファルト舗装断面を隣接する車線上に設けた苫小牧寒地試験道路の試験施工箇所、一般国道238号稚内市の稚内試験道路および一般国道36号苫小牧市の美々新試験道路を対象にして以下の調査を行った。

- 1) ダンプトラックによる走行載荷試験
- 2) 重錘落下式たわみ試験装置（略称：FWD）による載荷試験
- 3) 舗装体温度計測
- 4) 路盤、路床の水分計測
- 5) 現場採取の路盤、路床材料に対する弾性係数測定およびCBR試験
- 6) 現場採取および室内作成のアスファルト混合物に対する曲げ疲労試験
- 7) 輪荷重や走行位置などの交通条件に関する調査

ダンプトラックによる走行載荷試験は、稚内試験道路において、総重量20tのダンプトラックを厳冬期、融解期、通常期に走行させて動的載荷を行い、舗装体および路床の挙動を調査するものである。ダンプトラックによる調査に併せてFWDの載荷試験も実施している。測定項目は、アスファルト混合物層下面ひずみ、路床上面の圧縮ひずみ、路床上面の土圧、FWDたわみ量等である。美々新試験道路では、FWDたわみ量の測定を行っている。FWDたわみ量を逆解析することによって、アスファルト混合物層、路盤層、路床層のスティフネスや弾性係数を算定することができる。

舗装体温度計測と路盤路床の水分計測は、アスファルト混合物層、路盤層、路床層の深さ位置に、複数の熱電対や水分計を埋設し、データ収集ロガーによって数ヶ月から数年に亘って長期間の継続測定を行った。水分計による計測では、測定値の電気特性の変化に着目すること

によって、土粒子中の水分が液体相か固体相か（凍結しているか否か）を判別することができる。

現場採取の路盤、路床材料に対する弾性係数測定およびCBR試験では、現場から採取した材料に対して、自然含水比、最適含水比、飽和含水比など様々な含水比を変化させたり、凍結融解作用を与えた後にレジリエントモデュラス試験やCBR試験を行った。

#### 6.3.2 調査研究の成果

##### (1) 寒冷地舗装設計条件の検討<sup>3), 4), 5), 6)</sup>

##### 1) 厳冬期および融解期の舗装体の挙動

##### a) アスファルト混合物層下面の引張ひずみ

稚内試験道路における、通常期（11月）と融解期（3月）のダンプトラック後輪載荷時のアスファルト混合物層下面引張ひずみの比較結果を図-6.3に示す。なお、図-6.3中に記載したひずみ値は、走行速度10km/h、30km/h、50km/hの後輪1軸目および2軸目通過時の実測引張ひずみである。

2工区では、融解期のアスファルト混合物層下面の引張ひずみが通常期より大きく、融解期の支持力低下が認められた。一方、4工区と7工区では融解期に目立った支持力の低下は認められない。

2工区はアスファルト混合物層厚が9cmと比較的薄く、粒状材や路床土の融解の影響が現れやすいと推測される。

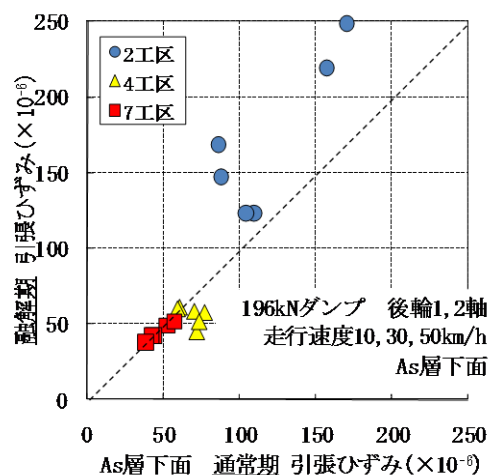


図-6.3 走行載荷試験におけるAs層下面の通常期と融解期の引張ひずみ

##### b) 路床上面部の圧縮ひずみ

稚内試験道路の2、4、7工区において、通常期（11月）、凍結期（2月）、融解期（3月）にダンプトラックを速度30km/hで走行させた場合に路床上面に発生した圧縮ひずみの時系列変化を図-6.4に示す。凍結期の圧縮ひずみ

は、通常期に比べて大幅に小さいことがわかる。路盤や路床が凍結して弾性係数が高くなり、変形しにくくなった影響と推測される。一方、融解期における路床上面の圧縮ひずみについては、2工区の後輪载荷による圧縮ひずみは、通常期より融解期の方が約  $100 \times 10^6$  大きな値を示しているが、4工区および7工区においては、通常期と融解期にほとんど変化がない。

次に、通常期（11月）と融解期（3月）におけるダンプ走行速度 30km/h での後輪 1 軸目および 2 軸目通過時の路床上面の圧縮ひずみの比較を図-6.5 に示す。2工区における路床上面の圧縮ひずみは、融解期に増加していることがわかる。4工区および7工区は通常期と比較して同等程度である。この傾向は図-6.3 に示したアスファルト混合物層下面の引張ひずみと同様であり、アスファルト混合物層下面の引張ひずみと、路床上面の圧縮ひずみに、融解期の粒状材や路床土の支持力低下が影響を及ぼすことが確認された。

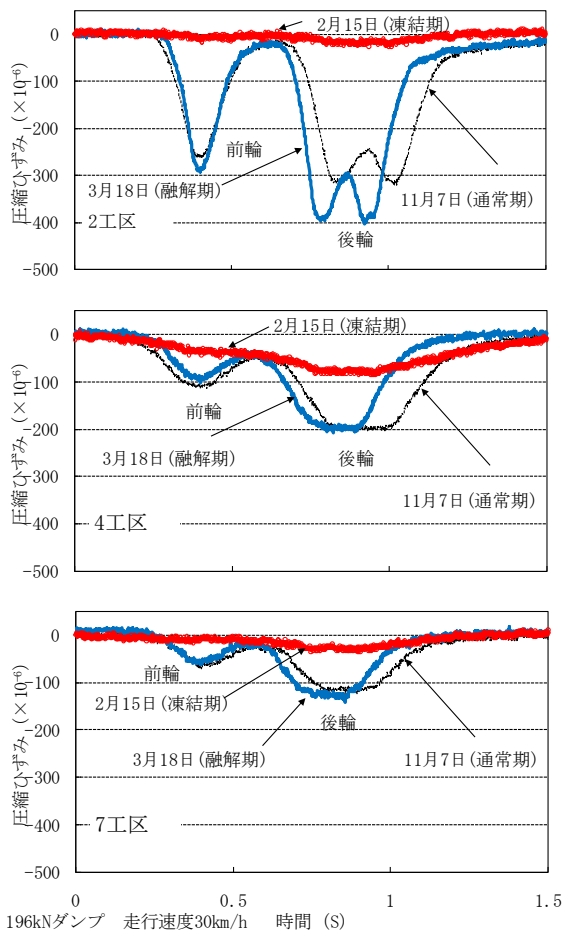


図-6.4 走行試験における路床上面の圧縮ひずみ

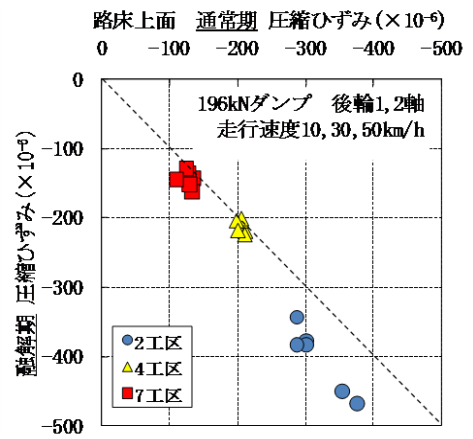


図-6.5 路床上面の通常期と融解期の圧縮ひずみ

2) 路盤材料（粒状材料）の弾性係数の設定

現場採取した路盤材料（粒状材料）に対するレジリエントモデュラス試験と、現地での FWD たわみ量から逆解析によって算定した弾性係数値の範囲を図-6.6 に示す。得られたデータは舗装設計便覧に粒状材料として示されている弾性係数 100~600MPa の範囲に入っており、一般的で妥当な値といえる。北海道における下層路盤材料の弾性係数は、100~400（平均値 250）MPa 程度を設定することが妥当と考えられる。

路盤材料の凍結融解後の CBR 試験の結果を図-6.7 に示す。凍結融解後の CBR 保存率は 70%程度であり、凍結融解によって、路盤材料は支持力が低下することがわかる。したがって、融解期には路盤材料の支持力低下を考慮する必要がある。図-6.8 に苫小牧寒地試験道路で測定した冬期間の路盤材料の含水比の経時変化を示すが、融解期は含水比の上昇が見られる 1ヶ月程度と考えられることから、融解期の路盤支持力低下は1ヶ月程度考慮する必要がある。

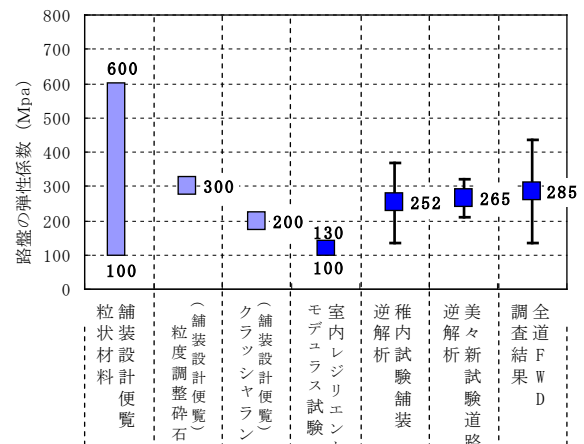


図-6.6 路盤の弾性係数（集計）



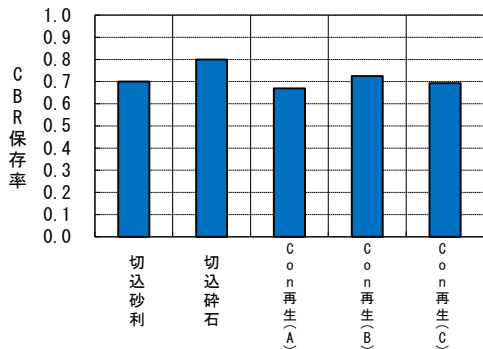


図-6.7 路盤材料の凍結融解後のCBR 保存率

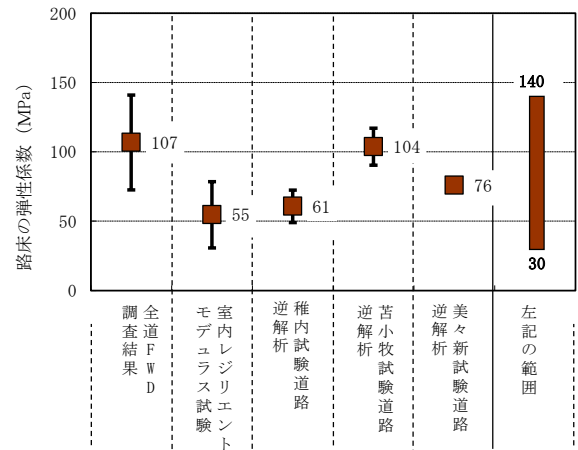


図-6.9 路床土の弾性係数 (集計)

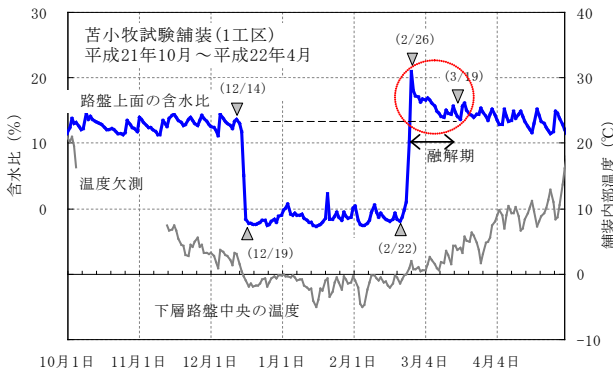


図-6.8 路盤の含水比の経時変化

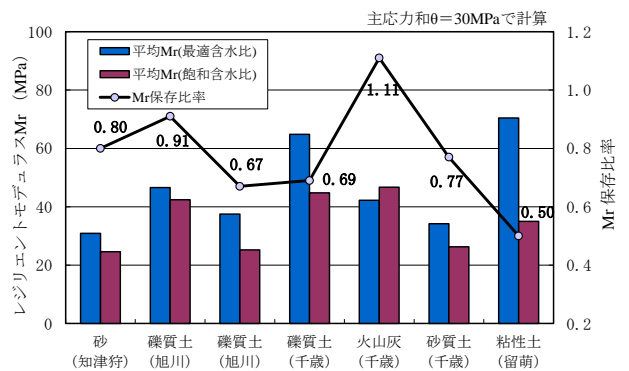


図-6.10 路床材料の弾性係数と保存比率

### 3) 路床土材料の弾性係数の設定

現場採取した路床土材料に対するレジリエントモデュラス試験による弾性係数と、現地でのFWD たわみ量から逆解析によって算定した弾性係数値の範囲を図-6.9に示す。また、様々な土質の路床材料に対するレジリエントモデュラス試験結果と、通常期を想定した最適含水比状態での弾性係数に対する、融解期を想定した飽和含水比状態での弾性係数の比率で定義される保存比率を図-6.10に示す。図-6.9から、路床土の弾性係数の共通範囲は概ね30~140MPaの範囲に入ることがわかる。図-6.10からは土質によって保存比率が異なり、土の種類によって、融解作用の影響を受けやすいものとそうでないものがあることがわかる。融解期の支持力低下傾向が土質によって大きく異なるため、設計で用いる弾性係数は、共通範囲を参考に室内試験やFWDデータから適切に設定する必要があるといえる。

次に、稚内試験道路の2工区に設置した路床上面の水分計の経時変化を図-6.11に示す。路床土の含水比が上昇しており融解期とみられる期間が、3月下旬頃~4月下旬頃の30~50日間程度認められる。含水比の上昇は支持力低下の一要因と推察される。

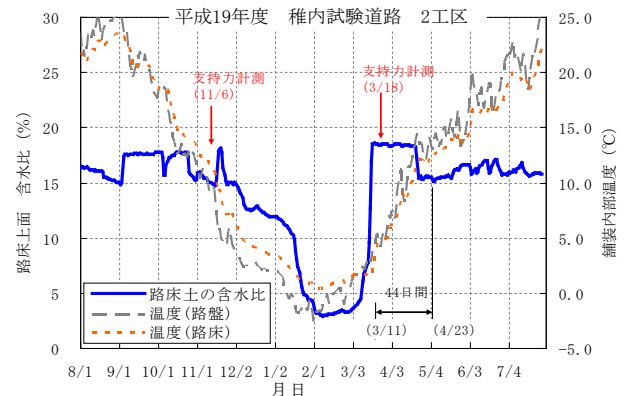


図-6.11 路床の温度および含水比の経時変化

### 4) アスファルト混合物のスティフネスの設定

アスファルト混合物は粘弾性体であることから、温度や荷重時間に応じて複素弾性率が見かけ上変化する。つまり、アスファルト混合物の複素弾性率は温度と時間の関数である。そこで、材料に応じて一義的に定まる性質を有する弾性係数とは区別するために、本稿ではスティフネスと表記する。アスファルト混合物のスティフネスと舗装体温度の関係を図-6.12に示す。図-6.12には10Hzの4点曲げ疲労試験室内試験で得られたアスファ

ルト安定処理混合物のスティフネスの重回帰式と、稚内試験道路で実施した FWD 試験データから静的逆解析によって算定した値をプロットした。4 点曲げ疲労試験により得られた舗装体温度-スティフネス曲線は、静的逆解析で算出した舗装体温度-弾性係数の関係と整合性があることが確認できる。なお、4 点曲げ疲労試験の载荷周波数である 10Hz は、車両走行速度 80km/h の载荷時間に概ね対応しており、FWD による载荷波形は概ね 60km/h で走行中の大型車の载荷を模擬したものである。以上の結果をもとに、舗装体温度とスティフネスの関係は、図中の回帰式である式 (6.1) を使用して舗装体温度に応じたアスファルト混合物のスティフネスを設定することとした。

$$S_{mix} = \frac{1}{\left[ \frac{1}{8500} + \left\{ 9.373 \times 10^{-19} \times (1.118^{T_k}) \right\} \right]} \quad (6.1)$$

ここで、

$S_{mix}$  : アスファルト混合物のスティフネス(MPa)

$T_k$  : 混合物温度 (K)

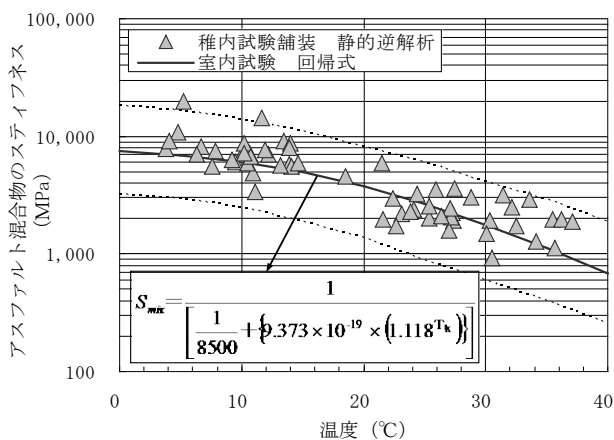


図-6.12 アスファルト混合物のスティフネス

#### 5) アスファルト混合物の疲労破壊規準の設定

美々新試験道路の現場から採取したアスファルト安定処理混合物、粗粒度混合物、密粒度混合物の3種類の供試体に対する曲げ疲労試験の結果、混合物の骨材間隙に占めるアスファルト容積率を表す飽和度 (VFA) と疲労破壊回数の間には図-6.13 に示すように相関性が認められ、飽和度が高くなると破壊回数が大きくなる関係にあることを確認した。そこで、従属変数として破壊回数  $N_f$  をとり、飽和度 VFA、アスファルト混合物のスティフネス  $S_{mix}$ 、ひずみ  $\varepsilon$  を独立変数として重回帰分析を行った。

さらに、疲労破壊回数のばらつきを考慮できるような規準式を検討した結果、式(6.2)に示す疲労破壊規準式が得られた。

$$\log N_f = 6.123 \log VFA - 4.594 \log \varepsilon - 0.7000 \log S_{mix} + 7.551 + \log(1 + \alpha * b) \quad (6.2)$$

ここで、

$N_f$  : 混合物層の曲げ疲労破壊回数 (回)

VFA : 混合物の飽和度 (%)

$S_{mix}$  : アスファルト混合物のスティフネス (MPa)

$\varepsilon$  : 曲げ疲労試験時のひずみ ( $\times 10^{-6}$ )

$\alpha$  : 変動係数 (%)

$b$  : パーセンタイル値に対応するシフト量

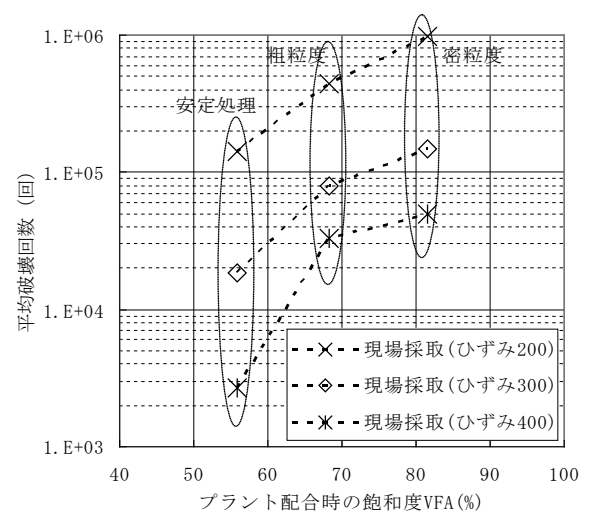


図-6.13 疲労破壊回数と混合物の飽和度との関係

#### (2) 寒冷地舗装の理論的設計手法の妥当性検証<sup>7), 8)</sup>

経年的な累積ダメージを各断面について算出した結果を図-6.14に示す。図-6.14において各断面の累積ダメージが1となり混合物層底面に疲労ひび割れが発生する状態となるまでの年数を算出した結果と、美々新試験道路において実際に路面に疲労ひび割れの発生が観測された時点の経年数を表-6.3に示す。疲労破壊年数の計算値が小さい断面ほど実際に路面に疲労ひび割れの発生が観測されている傾向にあり、観測値と計算値との差は約3年~+6年であることがわかる。計算では混合物層底面に疲労ひび割れが発生する時期を算定しているが、実際に疲労ひび割れの発生が観測されるのは路面にひび割れが進展した時であり、その間の時間差がこの差を生じた要因の一つと考えられる。

4 点疲労曲げ試験結果からは、疲労破壊回数が変動係

数 20～60%程度のばらつきを有することがわかっており、仮に、疲労破壊年数のばらつきも変動係数40%程度の正規分布に従うと仮定した場合の平均± $\sigma$ の範囲は表-6.3に示すとおりである。A 交通断面と T1-1 断面については、平均± $\sigma$ の範囲内に観測された疲労破壊年数が入っていないが、B 交通断面と T2-1 断面と T1-2 断面では平均± $\sigma$ の範囲内に収まっており平均値に近い値を示している。

以上のことから、本手法のように現地の様々な環境条件や材料の特性値を適正に把握して理論的な設計手法に反映すれば、平均± $\sigma$ の範囲内もしくは約3年～+6年の誤差範囲で疲労破壊年数を推定することが可能であることが確認できた。舗装の疲労破壊現象が確率的な事象であり、観測値と計算値の差はある程度発生することを踏まえれば、本手法は概ね妥当な手法と評価できた。

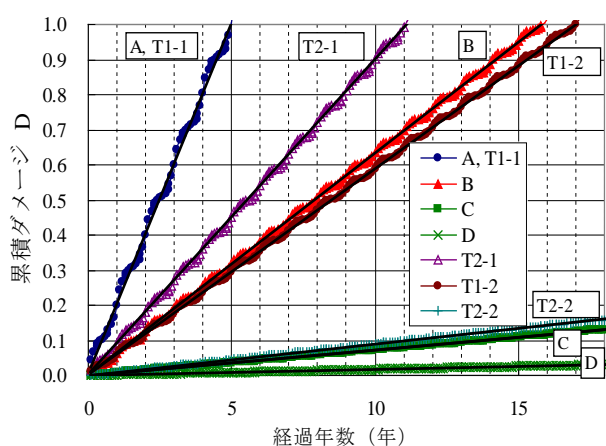


図-6.14 累積ダメージの経年変化

表-6.3 理論計算値と実際の疲労破壊年数の比較

断面	疲労破壊年数 (年)		平均値との差 (年)
	マイナー則による計算値 (平均- $\sigma$ ) ~ 平均値 ~ (平均+ $\sigma$ )	試験道路における観測値	
A	3 ~ 5 ~ 7	10.6	5.6
T1-1	3 ~ 5 ~ 7	10.6	5.6
T2-1	6.7 ~ 11.1 ~ 15.5	10.6	-0.5
B	9.5 ~ 15.9 ~ 22.3	13.3	-2.6
T1-2	10.2 ~ 17 ~ 23.8	15.8	-1.2
T2-2	67.4 ~ 112.3 ~ 157.2	-	-
C	82.2 ~ 137 ~ 191.8	-	-
D	352.9 ~ 588.2 ~ 823.5	-	-

### (3) 寒冷地舗装の理論的設計手法の構築およびシステムの開発<sup>6)</sup>

#### 1) 寒冷地舗装の理論的設計手法の構築

載荷重の大きさ、走行位置分布、舗装体の温度、混合物や路盤・路床の弾性係数などの環境条件や材料特性やその季節変動などの調査結果や、理論的設計手法の妥当

性が確認できたことから、寒冷地舗装の理論的設計方法において考慮すべき主な条件について、以下のとおり整理した。

#### a) 路盤（粒状材料）の弾性係数

室内試験や現地調査から 100～400 (平均 250) MPa を設定する。融解期は 70%に低減、厳冬期は 2000MPa に設定する。融解期は1ヶ月程度、厳冬期は2ヶ月程度を考慮することとする。

#### b) 路床材料の弾性係数

路床材料は土質により異なるため、レジリエントモデュラス試験や FWD 試験データを用い、弾性係数を設定する。融解期は支持力の低下が生じるため、融解期は2ヶ月程度、弾性係数を低減させることとする。

凍上対策は、置き換え工法を基本とし、最大凍結深さの70%を、凍上しない材料で置き換えるものとする。

#### c) アスファルト混合物のスティフネスと疲労破壊規準

アスファルト混合物のスティフネスおよび疲労破壊規準は、アスファルトの種類や混合物の種類によって異なる値を示す性質を有するため、疲労曲げ試験などによって適宜設定することを基本とする。ただし、北海道内で現在一般的に使用されているストレートアスファルト混合物のスティフネスは前述した式(6.1)を、疲労破壊規準は式(6.2)を用いて設定するものとする。

#### d) 舗装体温度の設定

対象箇所近傍のアメダスデータを用いて、月平均気温から各月のアスファルト混合物層の温度を推定する手法とする。

#### e) 交通条件の設定

北海道内の車両軸重調査箇所と交通量調査のデータから作成した式を用い、大型車交通量から 49kN 換算輪数を算定することとする。車両の走行位置分布は正規分布するものとして扱い、現地調査データなどから作成した式により設定する。

#### f) ひずみの計算(構造解析プログラム)

多層弾性理論に基づく構造解析プログラムは GAMES(Ver.2.3)<sup>9), 10)</sup>を使用するものとした。

#### g) 設計計算の手順

設計計算の手順は図-6.15に示すとおりであり、各種条件の入力とアスファルト混合物のスティフネス設定を行った後、多層弾性理論に基づきひずみを計算して疲労ダメージおよび疲労破壊年数を計算する。

#### 2) 寒冷地舗装の理論的設計システムの開発

先に示した設計条件の設定や理論的設計手法の計算を効率的に実施し技術者の労力を軽減するために、寒冷地舗装用の理論的設計システムを開発した。

作成したシステムは、図-6.15 に示した流れで任意に舗装厚、材料、温度条件を設定して舗装構造の疲労寿命を計算するものである。図-6.16 に起動画面および各種条件値の入力画面を示す。最初に、図-6.16 の画面において、舗装の層数、各層の材料条件や温度によるスティフネス変化などの入力条件を設定する。続いて、輪荷重や走行位置分布などの交通条件や使用する破壊規準式の設定などを行い、自動計算を開始すると、ダメージ計算が実行され、疲労破壊年数が算出される。なお、疲労寿命の予測には、積雪寒冷地の混合物に対する試験から設定した破壊規準式を用いる方法の他、舗装設計便覧に示された破壊規準式や繰り返し曲げ試験等の室内試験結果を用いて規準式を独自に設定することも可能とするなど柔軟性を持たせてある。

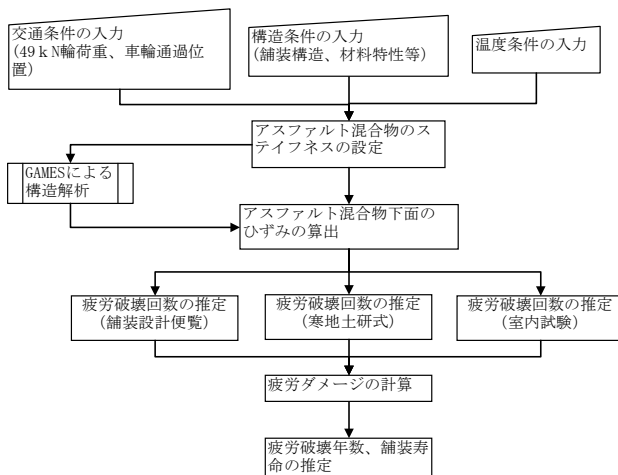


図-6.15 理論的設計計算の流れ

層番号	材料名	スティフネス	モジュリ	厚さ(m)	温度補正	-10℃	0℃	10℃	20℃	30℃	40℃
1	アスファルト	0.35	1.0	薄	6000	7000	8000	9000	1000	650	
2	アスファルト処理	0.35	20	薄	6000	7000	8000	9000	1000	650	
3	砂石C-40	205	0.35	50							
4	路床	75	0.40	薄							

平均温度	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月
平均温度(℃)	-6.4	-6.0	-1.9	4.8	10.7	15.2	19.2	20.5	16.0	9.5	2.5	-5.0

スティフネス補正	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月
混合物温度(℃)	-3.9	-3.4	1.1	8.5	15.1	20.1	24.6	26.1	21.0	13.9	6.4	-0.1
混合物温度(℃)	-3.6	-3.2	1.2	8.4	14.7	19.5	23.9	25.3	20.4	13.5	6.4	0.1
スティフネス(MPa)	7696	7670	7235	8225	4878	3780	2880	2580	3600	1343	6540	7656
スティフネス(MPa)	7680	7660	7220	8240	4966	3910	3020	2740	3720	1320	6540	7480

## 6.4 まとめ

本研究では、積雪寒冷地における高耐久舗装材料の適用技術と積雪寒冷条件に対応した舗装の理論的設計法の開発を行った。これらの成果をまとめると以下のようになる。

高耐久性舗装材料の適用技術について、

- 1) 大粒径混合物は耐摩耗性や凍結融解抵抗性が高く、すべり抵抗性も良好であり積雪寒冷地での適用が可能なことを確認し、適用の際の経済的な断面構成を提案した。
- 2) 骨材露出工法に関して、遅延剤+ブラシ方式と若材露出ショットブラスト方式の2種類を試験施工し、計画・準備段階、施工段階で検討が必要となる項目を整理し、規定値などを適切に設定することで、所定の仕上がりを確保できた。骨材露出工法は、わだち掘れ量・平坦性ともに問題はなく、きめ深さも目標を概ね満足しており良好な仕上がりにあつたと考えられる。また、すべり摩擦係数も良好である傾向が確認できた。

積雪寒冷条件に対応した舗装の理論的設計法の開発については、

- 3) 融解期には、通常期と比較して支持力の低下が見られることが確認された。一方、路床や路盤が凍結している凍結期は、舗装体のひずみ変形は小さいことが確認された。これらのことから、路盤や路床の弾性係数が通常期、凍結期、融解期と季節変動することを考慮する必要性があり、その設定方法を提示した。アスファルト混合物のスティフネスは舗装体温度の関数とした式により設定し、混合物の疲労破壊規準は4点曲げ試験により設定する手法を基本とし、北海道で一般的に用いられる材料で作成されるアスファルト混合物に対して使用可能な破壊規準式を設定した。
- 4) 理論的設計手法で計算した疲労破壊年数が小さい断面ほど実際に路面に疲労ひび割れの発生が観測されている傾向にあり、4点曲げ疲労試験から得られる破壊規準式と層構造解析と各種の現地データを適切に組み合わせることで、舗装の寿命はある程度理論的に推定が可能であることが実証できた。
- 5) 寒冷地で考慮すべき設計条件を取り込んだ理論的設計手法を構築した。さらに、理論的設計手法に則った入力および解析計算を効率的に実施できるよう、システムを作成した。

## 参考文献

- 1) 土木学会:積雪寒冷地の舗装、舗装工学ライブラリ 6、  
2011.3
- 2) 浅野健志、橋本忠幸、丸山記美雄：トンネル内コン  
クリート舗装の骨材露出工法について、第 53 回北海  
道開発技術研究発表会概要集、2010.2
- 3) 安倍隆二、田高淳、久保裕一：動的載荷におけるア  
スファルト舗装の引張ひずみに関する一考察、土木  
学会舗装工学論文集、第 11 巻、pp.9-16、2006.12
- 4) 安倍隆二、田高淳、久保裕一：北海道の一般国道に  
おけるアスファルト舗装各層の弾性係数に関する検  
討、土木学会舗装工学論文集第 13 巻、pp.163-170、  
2008.12
- 5) 安倍隆二、熊谷政行、丸山記美雄：積雪寒冷地にお  
けるアスファルト舗装の理論的設計方法に用いる材  
料特性および環境条件に関する検討、土木学会論文  
集 E1 (舗装工学)、Vol. 67, No.3(舗装工学論文集第  
16 巻)、pp.17-25、2011.12
- 6) 丸山記美雄、安倍隆二、熊谷政行：積雪寒冷地の諸  
条件を考慮したアスファルト舗装の理論的設計法に  
関する検討、寒地土木研究所月報、No.704、pp.2-13、  
2012.1
- 7) 丸山記美雄、田高淳、笠原篤：美々新試験道路にお  
けるアスファルト舗装の長期供用性、土木学会論文  
集 E、Vol.62、No.3、pp.519-530、2006.8
- 8) 丸山記美雄、田高淳、笠原篤：アスファルト舗装の  
疲労ひび割れ発生予測に関する研究、土木学会論文  
報告集 E、vol.64、No.3、pp.416-426、2008.7
- 9) 松井邦人、Maina James、董勤喜、小澤良明：鉛直お  
よび水平方向に円形等分布の荷重作用を受ける舗装  
構造の弾性解析、土木学会舗装工学論文集、第 6 巻、  
pp.100-109、2001.12
- 10) 土木学会：多層弾性理論による舗装構造解析入門  
-GAMES を利用して-、舗装工学ライブラリ 3、2005.4

## 7. 積雪寒冷地における土木施設のマネジメント手法に関する研究

### 7.1 概説

厳しい経済状況の下で公共事業の一層のコスト縮減と品質を確保するには、その地域の条件にあった技術を用い、規格を適切に設定することが必要である。さらに、高度経済成長期に建設された多くの土木構造物は、老朽化が進み、これまで以上に効率的な維持管理が求められる。また北海道は特殊な気象特性をもつため、土木施設の維持管理を行う場合、積雪および寒冷環境下に対応した特有（たとえば凍結融解作用、凍上・凍害、低温クラック、塩害等）の技術が求められる。今後より効率的に道路施設を保全していくためには、積雪寒冷環境下での劣化傾向を的確に予測する手法と、それらの維持修繕・補強を予防保全の観点から戦略的に行い、LCCを低減する技術が必要不可欠である。本研究では、積雪寒冷地におけるわだち掘れやすり減り、クラックなどの舗装路面の劣化、舗装構造体および橋梁構造物の健全度評価と劣化を精度よく予測する各種の手法と、維持修繕費などの道路管理者費用と道路利用者費用のLCC解析により土木施設毎の性質の違いを考慮した最適な維持修繕・補強計画シナリオを提供するためのシステムを構築する。

### 7.2 調査研究の手法

#### 7.2.1 健全度評価・劣化予測手法の開発

##### (1) 路面性状予測精度向上手法の検討

マルコフ遷移確率を用いたネットワークレベルにおける路面性状予測モデルについて、路面性状調査値（わだち掘れ量、ひび割れ率、平坦性）と維持管理指数(MCI)の予測値と実測値を比較検討し、モデルの適合性を評価した。

##### (2) 排水性舗装の路面損傷程度評価手法の検討

積雪寒冷地における排水性舗装路面の損傷形態は骨材飛散やポットホールが大半を占めるため、ひび割れ率やわだち掘れ量などの従来の評価指標によって損傷状態を評価することが難しい。そこで、現場調査と道路管理者への調査等を実施し、積雪寒冷地の排水性舗装に対して有効な路面評価指標を検討した。

##### (3) 橋面舗装内部の損傷検知技術の開発

橋面舗装内部に水が浸入することが原因で発生する混合物層がはく離損傷などを非破壊で検知する技術とし

て、電磁波レーダ測定による橋面舗装内部の損傷検知および水分検知技術に着目した。はく離損傷が発生している実際の橋面舗装において、橋面舗装の打換修繕が実施される前と後でレーダ調査を実施し、打換修繕実施後のデータを健全箇所との測定データとみなしてデータの変化を比較し違いを検証した。比較の際の着眼点は以下のとおりである。

- a) ポットホール発生箇所付近や混合物のはく離損傷が疑われる箇所の修繕前後の変化
- b) 水分滞留が疑われる箇所の修繕前後の変化

#### (4) 橋梁定期点検結果による健全度評価の検討

橋梁維持管理システム（CBMS: Civil Engineering Research Institute Bridge Management System）<sup>1)</sup>の構築を目的とした橋梁の健全度評価手法として、各部材の資産的価値（建設費用）に着目して、点検結果から得られた損傷ランクを資産価値の低下を示す指標とした評価方法を検討し、部材資産価値を積み上げることによって、橋梁全体の評価値と定義した。評価を行うにあたっては、橋梁定期点検要領（案）<sup>2)</sup>（旧橋梁点検要領（案）<sup>3)</sup>）を基に全国での国道橋に対して統一的な評価手法にて行われている橋梁点検結果を用いて検討を行い、健全度評価値の合理性について考察を行った。

#### (5) 橋梁の劣化推定技術に関する検討

本調査研究では、一般国道を対象とした橋梁定期点検結果より、腐食、塗装劣化とひび割れ損傷に着目し、塩害、凍害がそれらに与える影響として劣化損傷の進展傾向や地域性などを各損傷、部材、地域別にとりまとめるとともに、その予測値の評価を実施した。

#### 7.2.2 補修補強シナリオの検討

##### (1) 最適な舗装維持修繕シナリオの検討

マルコフ遷移確率モデルを使用し、今後約25年後までの構造物保全率[舗装]および路面性状調査値（わだち掘れ量、ひび割れ率、平坦性）とMCIの将来推移を予測して、長期的な維持修繕の方針を検討した。

##### (2) 舗装の予防的修繕工法に関する検討

予防的修繕工法とは、シーリング材の注入や切削工法を適用して一定期間（3年程度以上）舗装を延命し、コスト削減を図ろうとする工法である。

シーリング材の注入に関しては、発生形態が異なるひび割れ箇所においてシーリング材の注入を行い、シーリング材の残存率、路面性状の変化について継続調査を行い、積雪寒冷地における予防的修繕工法の適用性、舗装の延命効果について検討した。シーリング材の残存率は、注入したシーリング材の残っている割合を式(7.1)によって算定した。

$$\text{残存率(\%)} = \frac{\text{測定時のシール材残存延長 (m)}}{\text{シール材注入延長 (m)}} \times 100 \quad (7.1)$$

また、タイプの異なる数種類のシール材を同一区間内のトップダウンクラックに連続的に注入し、経年変化に伴うひび割れの増加延長やシール材の残存率の変化を追跡調査している。タイプの異なるシール材とは、加熱注入型4タイプ9種類、常温注入型2タイプ3種類の計12種類であり、比較としてシール材注入を行わない工区も併設した。

切削工法に関しては、切削工法施工区間と、比較のために切削オーバーレイを行った区間を隣接して設けた試験施工箇所において、わだち掘れ量やFWDによるたわみ量を追跡調査している。

### (3) 橋梁補修優先順位付けに関する検討

「予防保全型」で補修を行うのがLCCの低減につながるということが既往の検討などから明らかである<sup>4)</sup>。これまでの事後保全型から予防保全型に移行する場合、優先的に補修をすべき事業を選定する必要が生じる。選定にあたり、機能性や重要度などから合理性を示す必要があるが容易ではない。そこで、機能的な面から客観的に橋梁を評価し、補修の優先度に対する定量化が必要となる。

ここでは、橋梁構造物の重要度による補修の検討や管理者の視点とユーザーの視点も考慮した優先度を決定するための重み付け項目の設定と重み設定について検討を行った。

## 7.2.3 マネジメントシステムの改良

### (1) 舗装マネジメントシステムの改良

現在、舗装の長寿命化と維持管理のコスト削減を目的とした予防的修繕の導入が検討されている。予防的修繕では、既存舗装の破損状況を評価する指標として、MCIのような総合指標ではなく路面性状単指標(わだち掘れ量とひび割れ率)が挙げられている。

そこで、予防的修繕工法にも対応した舗装マネジメントシステムの作成・改良を行った。特に、積雪寒冷地に適した予防的修繕工法の適用方法を考慮した修繕箇所選定や修繕計画策定、および将来の路面性状予測ができるように改良を行った。

### (2) 橋梁マネジメントシステムの改良

CBMSに、本格的な運用を考慮した事業計画作成のための橋梁健全度評価、劣化予測、補修事業計画予算等をまとめてレポート形式に出力する機能を実装する。

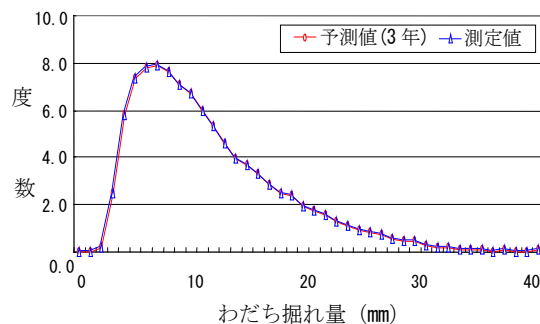


図-7.1 マルコフ遷移確率モデルによる予測/実測比較

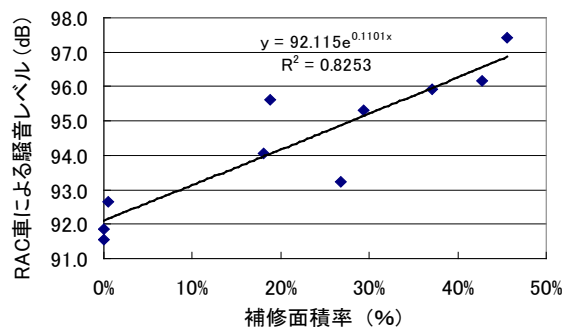


図-7.2 補修面積率と騒音レベルの関係

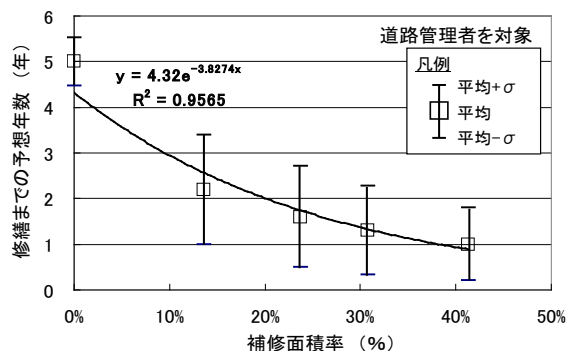


図-7.3 補修面積率と修繕予想年数の関係 (道路管理者)

## 7.3 調査研究の成果

### 7.3.1 健全度評価・劣化予測手法の開発

#### (1) 路面性状予測精度向上手法の検討<sup>5), 6)</sup>

これまで用いられてきた回帰による路面性状予測式では、予測値がある一つの値に収まるため予測値と実測値が乖離することは不可避であるが、マルコフ遷移確率モデルを用いると、予測と実測の差は図-7.1に示すように非常に小さく、マルコフ遷移確率モデルを使用することにより、ネットワークレベルで予測精度の向上が期待できることが確認できた。

## (2) 排水性舗装の路面損傷程度評価手法の検討<sup>7,8)</sup>

排水性舗装の場合、損傷形態の大半を占めるのが骨材飛散やポットホールであるため、その維持的対処法として密粒度アスファルト混合物等によるレール状のパッチングが行われることが多い。そこで、評価を行う路面の全面積に対して密粒度混合物で補修が実施されている面積の割合を補修面積率と定義し、この指標で路面の損傷程度を評価することを考案した(式(7.2))。

$$\text{補修面積率 (\%)} = \frac{\text{密粒度混合物で補修されている面積 (m}^2\text{)}}{\text{評価を行う路面の全面積 (m}^2\text{)}} \quad (7.2)$$

補修面積率と路面騒音レベルの関係は、図-7.2に示すように補修面積率が高いほど騒音レベルは高くなる相関関係にある。また、補修面積率と補修判断との関係をセマンティック・ディファレンシャル法 (SD 法) によって検討<sup>8)</sup>した結果、補修面積率は振動苦情と平坦性および走行性に関わる評価と関係が高いことや、補修面積率と修繕実施までの予想年数には図-7.3に示すような相関関係があることがわかった。以上のことから、補修面積率は排水性舗装の路面損傷評価の指標として有効と考えられ、補修の要否を判断する上でも有効であることが確認できた。

## (3) 橋面舗装内部の損傷検知技術の開発<sup>9)</sup>

基層混合物のはく離損傷が疑われる箇所の修繕前後のレーダ測定結果を図-7.4に示す。修繕前では混合物のはく離損傷が疑われる箇所で異常信号の分布があったが、修繕後では異常信号の分布が消失していることが確認された。

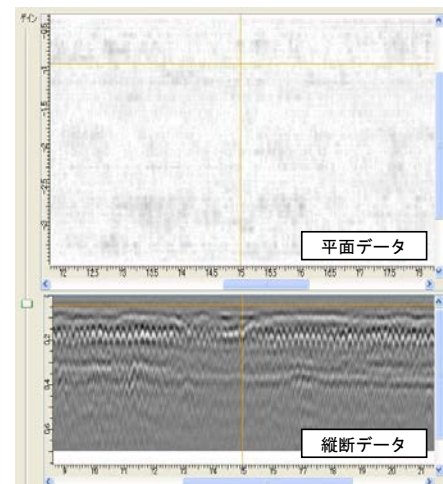
以上のように、混合物層内部のはく離損傷や、内部に滞留する水分の検知もある程度可能であることが確認できた。

## (4) 橋梁定期点検結果による健全度評価の検討

橋梁の健全度を資産価値に置き換えることで評価することとし、橋梁の健全度(BHI: Bridge Health Index)を評価した。BHIは、橋梁全体の建設当初の総資産価値に対する、供用後の現在の残存資産価値(現在の資産)の比として式(7.3)のように設定した。また、式(7.3)に示す初期資産および現有資産は、式(7.4)と式(7.5)で定義している。特に現有資産は、構造的な影響度の低い部材や損傷が確認された時点で対策を実施する部材を除く、主桁、床組、床版、橋台、橋台基礎、橋脚、橋脚基礎、支承、高欄、防護柵、地覆、舗装、伸縮装置の13部材を基本とした初期資産に対して、表-7.1に示す点検要領<sup>3)</sup>に従った損傷ランクより設定した健全度指数(Wfi)を用いることで、点検結果を直接用いることができる。さらに



(修繕前)



(修繕後)

図-7.4 はく離が疑われる箇所の測定結果

表-7.1 健全度指数対応表

損傷ランク	OK	IV	III	II	I
健全度指数 (Wfi)	1.00	0.75	0.50	0.25	0.00

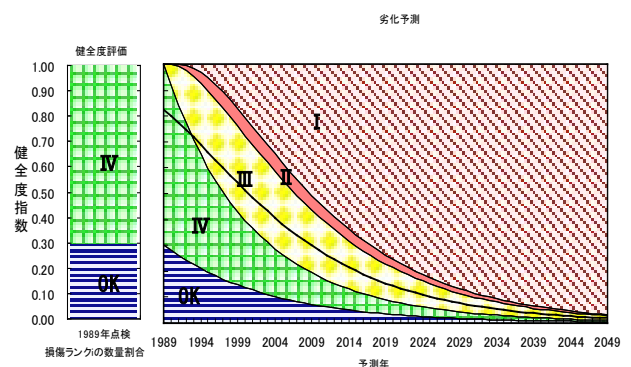


図-7.5 健全度評価結果と劣化予測への移行

式(7.6)より部材の現有資産を算定する際には、部材健全度 (EHI: Element Health Index) を複数の損傷ランクの総和より定義する。



$$BHI = \text{現有資産} / \text{初期資産} \quad (7.3)$$

ここで、

現有資産：定期点検時の橋梁全体の建設費

初期資産：全部材健全状況の橋梁全体の建設費

$$\text{初期資産} = \sum (\text{各部材単価} \times \text{各部材数量}) \quad (7.4)$$

$$\text{現有資産} = \text{式(7.6)の13部材分の総和} \quad (7.5)$$

$$\text{部材の現有資産} = \text{部材の初期資産} \times EHI \quad (7.6)$$

$$\text{部材の初期資産} = \text{部材単価} \times \text{部材数量} \quad (7.7)$$

ここで、

$$EHI = \sum (\text{損傷ランク } i \text{ の数量割合} \times W_{fi})$$

ここで、

EHI；部材健全度 (EHI: Element Health Index)

i；損傷ランク (OK～I)

W<sub>fi</sub>；損傷ランクごとの健全度指数 (表-7.1)

#### (5) 橋梁の劣化推定技術に関する検討

CBMS は、単純マルコフ理論に着目した劣化予測手法を導入した。

##### 1) マルコフ過程

確率論的評価手法により、複合劣化の状態を加味した健全度評価となるとともに劣化予測の初期値として利用可能である。

図-7.5の劣化予測結果(太い実線)を床版劣化予測の例として、CBMSで用いる過程を概説する。1989年には全パネルのうち約70%が損傷ランクIV(損傷係数0.75)、30%がOK(損傷係数1.00)で床版全体としての健全度が0.825(=0.75×0.7+1.00×0.3)であったものが時間の経過とともに各損傷ランクのパネル数の変化として推移し、健全度が低下する状況が理解できる。

##### 2) 遷移確率算出手法

劣化進行の遷移確率行列は、過去15年間に実施した橋梁点検3,369橋(複数回点検含む)の結果を用い、健全度低下の推移を基にしている。劣化予測の集約単位は、点検最小単位で、損傷ランクごとに比率を算出している。図-7.6には、床版下面の劣化推移をパネル毎に比較したイメージを示している。前回の点検結果と最新点検結果を比較し、ランクの推移を部材要素別部材番号毎に整理する追跡方式を採用し、新たに集計した結果を基に遷移確率を算出した。

##### 3) 遷移確率算出結果

表-7.2、表-7.3はそれぞれコンクリート床版の遷移確率年と遷移確率を示したもので、損傷ランク毎の劣化速度(年)の違いを把握することができる。遷移確率算出に用いたデータは48,053部材を対象とした。表-7.2の遷移確率年N(IV, IV)=5.470は全データ48,053個のうち各

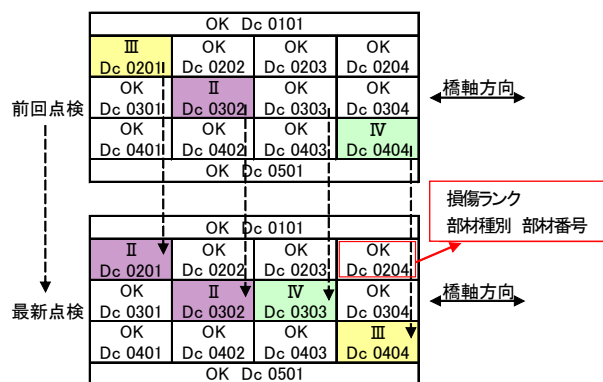


図-7.6 劣化状況イメージ(床版下面の点検結果)

表-7.2 床版の遷移確率年(N)

	OK	IV	III	II	I
OK	9.730				
IV		5.470			
III			6.060		
II				1.000	
I					1.000

表-7.3 床版の遷移確率(P)

	OK	IV	III	II	I
OK	0.931	0.069			
IV		0.881	0.119		
III			0.892	0.108	
II				0.500	0.500
I					1.000

点検間隔においてIVがIVに留まっていたデータ数の統計分析により経過年毎に現状に留まる年数を示す。そして、表-7.3の遷移確率P(IV, IV)=0.881はN(IV, IV)の5.470年を基に、IVが翌年にIVに留まっていた確率に換算したものである。

図-7.7の劣化曲線は、表-7.3の結果を左縦軸に健全度指数、横軸に経過年とした健全度指数の経年推移を劣化予測式としてグラフ化したものである。

##### 4) 補修データとの相関

図-7.7は、劣化予測結果と一緒に、コンクリート床版の経過年毎の補修件数を棒グラフで示したものである。対象データは国土交通省北海道開発局でとりまとめたものである。

これまで国土交通省北海道開発局にて実施されてきた補修時期は、図-7.7に示すように経過年が23年を過

ぎたあたりが多くなると推察する。一方、CBMSにおける事後保全的補修は主に健全度指数でいう0.5から0.25に設定しているため、劣化曲線により経過年に換算すると22年から35年の13年間となる。この13年間で補修された割合は全体6割を占めることから、この劣化曲線の妥当性を示す一指標になると考えられる。

### 7.3.2 補修補強シナリオの検討

#### (1) 最適な舗装維持修繕シナリオの検討<sup>5)、6)</sup>

北海道の国道の路面性状データを基に、舗装維持修繕を全く行わない場合の路面性状の推移と最適な維持修繕延長をマルコフ遷移確率モデルで試算した結果を図-7.8に示す。維持修繕を全く行わない場合には、平成19年時点の構造物保全率[舗装]が90%であるのが約10年後の平成28年度に60%を下回り、約20年後には約25%まで低下すると推測される。構造物保全率[舗装]を国土交通省の達成度目標である90%以上に保つためには、全延長に対して年間の維持修繕延長は約8%（全延長約6,400kmに対して500km）程度とすることが望ましいと試算された。

#### (2) 舗装の予防的修繕工法に関する検討<sup>10)</sup>

##### 1) 発生形態の異なるひび割れへのシール材注入効果の評価

発生形態の異なるひび割れ箇所のシール材残存率を図-7.9に示す。施工後約3年経過後のトップダウンクラック箇所では78%であったのに対し、ボトムアップクラック箇所での残存率は13%と大幅に低下しており、剥がれたシール材が道路路肩に飛散している状況も見られた。シール材が飛散した原因としては、車両走行や積雪寒冷地特有の除雪作業の影響をあげることができる。さらに、ボトムアップクラック箇所でのシール材注入は、早期に剥離や飛散を生じ、ひび割れ幅の拡大や角欠けを抑制することができないだけでなく、ポットホールなどの路面の破損が進行し、路面補修が行われる状態に至っている。

以上のことから、ひび割れの発生形態によりシール材の残存率や路面破損の進行度合いに差があり、トップダウンクラックに対してはシール材注入によって破損の進行を抑制する効果が認められ、2~3年程度の延命化につながっていると考えられるが、ボトムアップクラックに対する延命効果は期待できないと言える。

##### 2) 種類の異なるシール材を使用した注入工法の評価

種類の異なるシール材を注入した箇所のシール材残存率を図-7.10に示す。施工後24ヶ月後の調査において、加熱注入型のシール材の低弾性タイプ、常温注入型樹脂系と瀝青系は、60%程度の残存率となった。加熱注入型

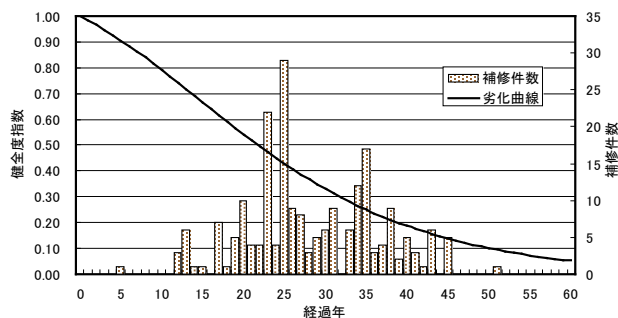


図-7.7 コンクリート床版の補修実績との比較

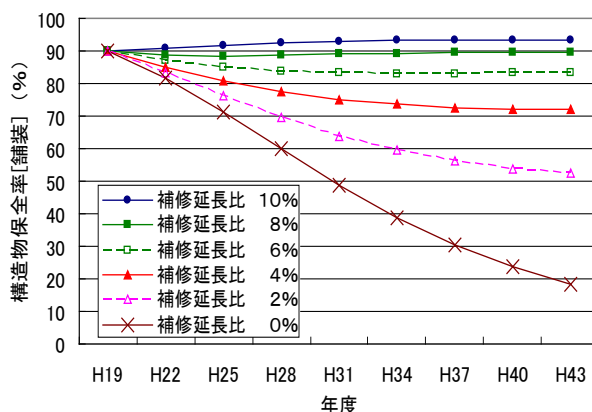


図-7.8 構造物保全率[舗装]の推移予測

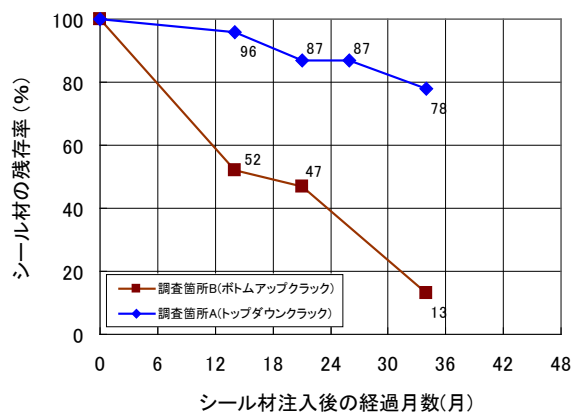


図-7.9 発生形態の異なる箇所のシール材残存率

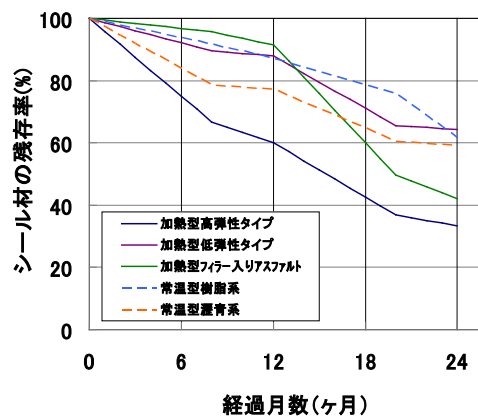


図-7.10 各種シール材の残存率調査結果

の高弾性タイプ、フィラー入りアスファルトは、40%程度となった。この結果より、低弾性タイプが高弾性タイプやフィラー入りアスファルトより残存率が高く有効であると言える。また、常温型については、加熱注入型低弾性タイプ同等の残存率であった。

### 3) 切削工法の評価

図-7.11 にわだち掘れ量の調査結果を示す。本区間は交通量区分 N7、混合物層厚 35cm の区間であり、切削区間および切削オーバーレイ区間ともにわだち掘れ量の経年変化に差が無い結果を得た。図-7.12 に FWD による D0 たわみ量を示す。切削区間、および切削オーバーレイ区間とも同等のたわみ量であり、両区間とも舗装の支持力として、たわみ量が 200 $\mu$ m 以下なので問題のない値を示していると評価できる。切削工法は、交通量区分 N7 のようにアスファルト混合物層が厚い場合、切削に伴いアスファルト混合物層が部分的に薄くなっても、舗装体に与える影響は小さいと判断される結果を得た。

### (3) 橋梁補修優先順位付けに関する検討

道路管理者とユーザー視点での優先度設定を実現するため、アンケート調査結果から階層化分析法 (AHP) を用いて検討を実施した。

ここでは、補修の優先度の設定を最終目的として、さらにその評価に必要な項目を、橋梁の管理者、使用者双方から分析し、より効果的な優先順位付けが行われることを主たる目的とした。評価項目を図-7.13 に示す。

調査対象の被験者の立場としては、表-7.4 に示したように一般利用者が 18%、技術者が 82% となっている。なお、整合度 (CI 値) が、各設問にて 0.3 以上の値を持つ回答は、分析から除外することとした。

表-7.5 にレベル 2 の重み付けを示す。表より、一般の回答者は、橋梁架橋地点に対して、中心市街地では走行性、山間部では経済性と長寿命化・走行性を重視、郊外地は中心市街地と山間部の折衷的な評価となっている。一方、技術者は、長寿命化を重視し、地域間での差はあまり見られない。

表-7.6 にレベル 3 の重みづけ結果を示す。これによると、一般の回答者では、いずれの場合も補修箇所を最も重要視しているが、長寿命化及び経済性では損傷箇所が多い、走行性では交通量なども重視していることがわかる。一方、技術者は、補修箇所、損傷箇所が多いという 2 点を重視しており、重視する指標(長寿命化、経済性、走行性)を変えても、その傾向にほとんど差がない結果となっており、レベル 2 の傾向とあわせて、補修すべき橋梁の管理を最重要視する結果が強く出ていると考えられる。

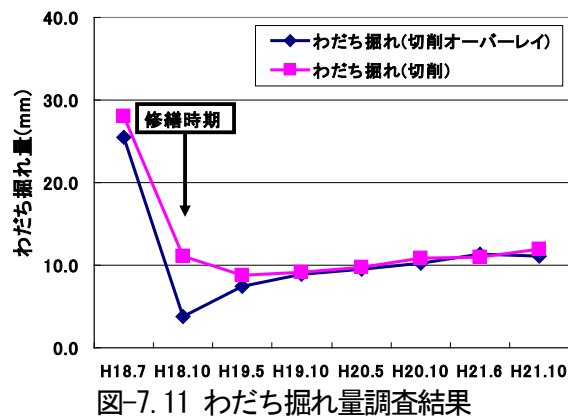


図-7.11 わだち掘れ量調査結果

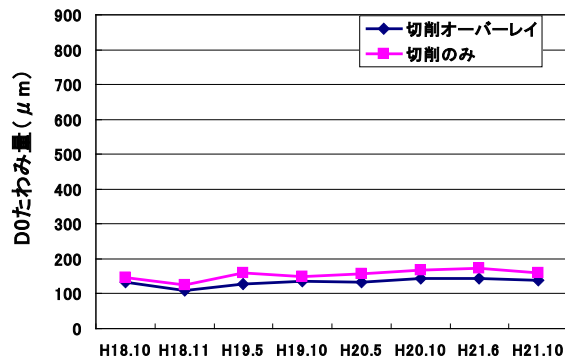


図-7.12 FWD による D0 たわみ量調査結果

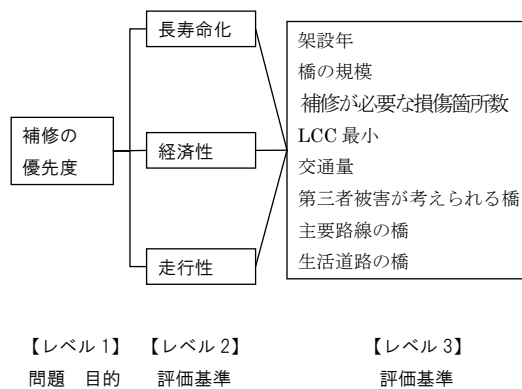


図-7.13 評価項目の再設定結果

表-7.4 回答者数

	全回答者数	有効回答	無効回答
一般	90 (18%)	58 (16%)	32
技術者	397 (82%)	297 (84%)	100

表-7.5 レベル 2 の重みづけ結果

	中心市街地	郊外地	山間部			
一般	長寿命化	0.36	長寿命化	0.40	長寿命化	0.44
	経済性	0.21	経済性	0.25	経済性	0.28
	走行性	0.43	走行性	0.34	走行性	0.28
	CI	0.05	CI	0.06	CI	0.07
技術者	長寿命化	0.50	長寿命化	0.51	長寿命化	0.52
	B/C確保	0.16	B/C確保	0.17	B/C確保	0.18
	走行性確保	0.35	走行性確保	0.32	走行性確保	0.30
	CI	0.06	CI	0.05	CI	0.06





予測式を作成した。これにより、将来の路面性状の把握や、対策工法の立案などの精度も高まることが期待できる。

- 2) 積雪寒冷地における排水性舗装路面の損傷程度を評価する手法に関して、補修面積率による手法を提案し、補修面積率と補修判断との間に関係があることを確認した。積雪寒冷地の排水性舗装に対して有効な路面評価指標と考えられる。
- 3) 橋面舗装内部の損傷検知技術に関して、橋面舗装のはく離損傷や舗装内部に滞留する水分の状況を電磁波レーダ測定によってある程度把握することが可能と考えられた。ただし、その精度や損傷程度の判断の正確性といった点については今後も引き続き検討が必要である。
- 4) 橋梁の健全度評価に関して、橋梁定期点検結果を用いて、EHI を評価し、その積み上げによる橋梁健全度を算定した。算定した健全度は、物理的劣化を資産の低下と見なし、橋梁の残存資産価値を評価することで定量化できる。また、健全度には部材に対して重要度を決定することが必要であるが、重要な部材ほど建設費が高くなる傾向がある。本手法では、部材毎の建設費を積み上げて健全度を算定していることから、重要度を加味した健全度となっており、本算定方法は、システムを構築するためには、効率的であると考えられる。
- 5) 橋梁の劣化推定技術に関して、開発したシステムではマルコフ理論に着目して劣化予測式を検討した。また、理論式による劣化予測技術が進みつつあるRC床版部材については、実験的アプローチによる予測式の検討を行った。マルコフ遷移確率理論を用いた部材別劣化予測式は、橋梁点検結果を基にして、遷移確率を同定し、システムに導入できた。本劣化予測は、北海道の国道橋梁における補修実績と健全度を比較すると、設定した劣化予測は妥当であると考えられる。

補修補強シナリオについて、

- 6) 最適な舗装維持修繕シナリオに関して、マルコフ遷移確率モデルを用い、構造物保全率[舗装]の目標値を達成するために必要な年間維持修繕延長を求めた。構造物保全率[舗装]を目標水準に維持するために必要な修繕戦略について試算をした。
- 7) 舗装の予防的修繕工法に関して、シーラ材注入工法の効果をシーラ材残存率と路面状況から評価すれば、トップダウンクラックに対してはシーラ材注入による破損の進行を抑制する効果が認められ、2〜3

年程度の延命効果が得られた。ボトムアップクラックに対する延命効果は得られていない。また、切削工法は切削オーバーレイ工法と比べて、わだち掘れ量とたわみ量に大きな差が無いことが確認され、切削工法の適用は許容できるものと考えられる。

- 8) 補修橋梁の優先順位付けに関して、Web を利用したアンケート調査を実施し、補修橋梁の優先順位付けを行うために基礎データを約 500 名から得られた。その結果より、一般及び技術者の優先順位付けの指標に関する考え方の違いが確認でき、各立場の意思を加味した優先順位を決定するための重み係数を設定することができた。

マネジメントシステムの改良について、

- 9) 積雪寒冷地の地域特性を考慮に入れた舗装マネジメントシステムを作成した。本システムにより、舗装補修箇所を選定や、年度計画の立案作業の効率化を図ることができると考えられ、維持補修戦略に適合した解析を行うことが可能となった。
- 10) 橋梁マネジメントシステム(CBMS)のプロトタイプを構築した。本システムは、予算計画立案や事業執行の効率化を図るための計算結果レポート出力機能がある。このため、提案している優先順位を考慮した事業計画を算定する機能を充実することで、運用できるシステムとなっていると考えられる。

## 参考文献

- 1) 渡邊一悟、石川博之、佐藤京: BMS の構築と運用における課題、独立行政法人北海道開発土木研究所月報、No.625、技術資料、pp.35-39、2005
- 2) 橋梁定期点検要領(案)、国土交通省道路局国道・防災課、2004.3
- 3) 橋梁点検要領(案)、建設省 土木研究所、土木研究所資料、第 2651 号、1988.7
- 4) 道路構造物の今後の管理・更新等のあり方に関する検討委員会 提言、国土交通省 道路局、2003
- 5) 清野昌貴、田高淳、丸山記美雄: マルコフ連鎖モデルを用いた舗装劣化予測手法の検討、第 61 回土木学会年次学術講演会講演概要集、pp.5-152、2006
- 6) 丸山記美雄、田高淳、吉井昭博: マルコフ遷移確率による路面性状予測手法に関する検討、第 27 回日本道路会議論文集、No.20054、2007.11
- 7) 千葉学、吉井昭博、丸山記美雄: 積雪寒冷地における排水性舗装の路面損傷評価手法に関する検討、寒

地土木研究所月報、No.664、技術資料、pp.28-33、2008

- 8) 丸山記美雄、熊谷政行、布施浩司：積雪寒冷地における排水性舗装の損傷程度評価に関する調査検討、第 65 回土木学会全国大会年次学術講演会講演概要集、pp.95-96、2010
- 9) 丸山記美雄、熊谷政行：水分と凍結防止剤の影響を受けたアスファルト混合物の電磁波レーダ特性、第 29 回日本道路会議論文集、No.2072、2011
- 10) 金子雅之、熊谷政行、丸山記美雄：舗装の予防的修繕工法に関する調査報告、第 53 回北海道開発技術研究発表会概要集、コ 14、2010.2
- 11) 丸山記美雄、金子雅之、田高淳：予防的修繕を考慮した舗装修繕計画策定支援システムの開発、第 52 回北海道開発技術研究発表会概要集、コ 18、2009
- 12) 丸山記美雄、田高淳、金子雅之：積雪寒冷地における予防的修繕を考慮した舗装修繕計画策定支援システムの開発、第 64 回土木学会年次学術講演会講演概要集、pp.127-128、2009

## 8. 結論

### 8.1 研究の成果

第1章で示した本研究の達成目標に関して、成果を要約すると以下のとおりである。

#### 8.1.1 寒冷条件が土木施設に及ぼす影響の判定手法および泥炭性軟弱地盤の長期沈下予測手法の開発

(1) 凍害および塩害との複合劣化を受けるコンクリート構造物の劣化診断に関しては、主に超音波を用いた非破壊試験により簡易に凍害深さを把握する手法を開発するとともに、スキャナーによりスケーリング深さを定量的に把握する手法等を提案し、これらを組み込んだ劣化診断支援システムを凍害診断フローとして提案した。また、劣化予測に関しては、部材の水分供給条件を考慮した凍害劣化予測手法、水セメント比と凍結融解履歴から既存構造物のスケーリングの進行を簡易に予測できる手法を提案した。耐久設計に関しては、スケーリングの促進実験結果を解析し、水セメント比と透水係数を用いたスケーリングに対する耐久性照査式を提案した。さらに、力学的性能に関しては、凍害を受けたRC梁は、劣化の進行に伴い、破壊形状が、曲げ破壊型からせん断破壊型へ移行することおよび超音波伝播速度から推定した圧縮強度を用いてFEMを行うことでおおよその耐荷力の推定が可能であることを明らかにした。

(2) 舗装と橋梁の健全度評価、劣化予測手法の開発を行った。舗装に関しては、マルコフ遷移確率モデルの作成や最新のデータに基づいて路面性状予測式を提案した。さらに、積雪寒冷地における排水性舗装路面の損傷程度を評価する手法の検討を行い、補修面積率による評価手法を提案した。また、舗装の予防的修繕工法の効果に関して追跡調査を行った結果から、シール材の積雪寒冷地での適用手法を確立した。これらの成果を基に、積雪寒冷地の地域特性を考慮した将来の路面性状の予測や対策工法の選定などを高い精度で行うことができる舗装マネジメントシステムを構築した。橋梁に関しては、定期点検結果等に基づく劣化予測手法や事業展開別の補修補強シナリオを提案し、ネットワーク型の橋梁マネジメントシステムを構築した。これらのシステムにより、補修箇所を選定作業や年度計画の立案作業の効率化が可能となった。

(3) 泥炭性軟弱地盤の長期沈下予測法として粘弾塑性モデルを用いたFEMが有効なことを明らかにするとともに、

二次圧密を支配するパラメータを含めて泥炭の特殊な工学的性質に対応した土質パラメータ決定法を提案した。この方法により、維持補修（オーバーレイ）による荷重増を考慮した沈下予測が可能となった。

#### 8.1.2 土木施設の凍害等による劣化を防ぐ工法の開発

(1) 防錆および撥水機能を有する表面含浸材を、劣化したコンクリート構造物に塗布した場合における鉄筋腐食速度の低減効果と適用可能な劣化程度を明らかにして、設計施工法を提案した。また、短繊維混入吹付けコンクリートと連続繊維メッシュを併用した補修補強工法については、吹付けコンクリートの各種性能と各種繊維材料による補強効果を明らかにして、設計施工法を提案した。(2) 凍害等の影響を受けるRC床版の劣化プロセスを推定し、現有耐荷力算定式や床版疲労耐荷力算定式を含めた補修補強設計法、上面補修、下面補強工法等を提案した。また、寒冷地域において大きな性能変化が予想されるゴム支承の温度依存性を定量的に評価し、その適用について提案した。さらに、鋼橋に用いる厚板鋼材（母材および溶接継手部）の低温靱性を考慮した品質管理方法を提案した。

(3) 高耐久舗装材料・工法の適用技術としては、大粒径混合物、コンポジット舗装構造、骨材露出工法の積雪寒冷地での適用性を室内試験と現道での追跡調査により検討し、適用が可能であることを確認し、さらに、骨材露出工法の有用性を確認して、これら技術の適用方法を提案した。また、積雪寒冷地に対応した舗装設計方法としては、凍結融解による舗装の支持力低下、低温ひび割れ、凍上など積雪寒冷地特有の設計条件の設定方法を確立し、積雪寒冷地における舗装の理論的設計システムを提案した。

#### 8.1.3 土木施設の寒地耐久性を向上させる手法および泥炭性軟弱地盤の合理的対策手法の策定

(1) 各種セメントおよび混和材料を用いたコンクリートに関しては、セメントと混和材の組合せにより高耐久のコンクリートの製造が可能となること、表面含浸材を塗布したコンクリートに関しては、スケーリング劣化や塩分浸透を抑制する予防保全対策として効果が高いことを明らかにし、それらの設計施工法を提案した。また短繊維補強（軽量）コンクリートについては、耐久性を有して良好な施工性を確保できる配合と実構造物へ適用する場合の合理的な設計施工法を提案した。

(2) 泥炭性軟弱地盤の合理的対策手法の策定に向けて、中層混合処理工法、敷き金網併用プラスチックドレーン



工法およびキャップ付き真空ドレーン工法などの新工法の泥炭性軟弱地盤に対する改良効果の評価を行い、設計法・施工管理法を提案した。これにより、ライフサイクルコストの最小化に向けて、より合理的な対策工の選定が可能となった。また、河川堤防を横断する樋門・樋管部の点検技術として、電磁波レーダー技術と堆砂除去装置を用いて、函体内の堆砂除去と函体底板下の空洞探査を同時に行う手法を提案し、さらに従来、1次元で計測している樋門・樋管函体の変位を、3次元で計測する変位計測技術を開発した。

## 8.2 成果の社会への還元

本研究では、積雪寒冷地における土木施設の耐久性に関する技術開発を研究の目的として、寒冷条件と土木施設の評価方法、既設構造物の凍害等による性能低下を防ぐ工法、耐久性を向上させる工法の技術開発と提案、さらには泥炭性軟弱地盤の沈下予測に応じた合理的対策の提案等を行った。これらの成果は、積雪寒冷地の環境特性に適合した土木施設の構築、補修技術に貢献するとともに、技術の現場適用により今後の事業の推進に寄与していくと考えられる。

すなわち、泥炭性軟弱地盤の長期沈下予測の精度向上および新工法・新技術を活用した対策工の提案は、設計の合理化・高度化とコスト縮減に資するものであり事業の進捗に貢献している。また、泥炭性軟弱地盤の河川堤防を横断する樋門樋管部の点検技術の開発は、作業の効率化と維持管理上での精度向上に寄与する。積雪寒冷地の環境条件におけるコンクリート構造物の凍害および塩害との複合劣化に関して、非破壊試験等による診断手法、劣化予測手法、耐久設計手法、力学性能の評価手法を用いることで、コンクリート構造物をより効率的、適切に維持管理を行うことが可能となり、コンクリート構造物の長寿化やライフサイクルコストの低減に貢献する。

土木施設の凍害・塩害による劣化や低温下における性能低下の影響を考慮した設計法を道路事業への普及を図ることにより、積雪寒冷地における構造物の適用性や安全性の向上および建設・維持管理コスト縮減が可能となるなど事業への貢献が期待できる。

さらに、本研究で構築したマネジメントシステムの活用により、予防保全型の補修補強事業計画の立案を支援し、既設構造物の計画的な維持管理の推進やライフサイクルコスト低減等へ貢献することが期待できる。

本研究に基づく成果は、以下のようにマニュアル等にとりまとめて発刊し、講習会や技術指導等を通じて積極

的に普及を図っているところである。また、その多くは国土交通省北海道開発局道路設計要領等に反映され、現場で活用されている。

(1) 泥炭性軟弱地盤の長期沈下の新しい予測法および対策工法に関する成果について、実際の設計・施工に活用されるよう「泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル」を改訂し（平成23年3月）、HP上にも公開した。

(2) コンクリートの凍害・複合劣化に関する成果は「凍害が疑われる構造物の調査・対策手引書（案）」に反映しHP上にも公開した。また、表面含浸工法の研究成果は国土交通省北海道開発局の道路設計要領参考資料「道路橋での表面含浸材の適用にあたっての留意事項」に記載され、実務に普及されている。

(3) 改良セメントを用いた工場製品、短繊維混入吹付けコンクリートと連続繊維メッシュを併用した補修補強工法および有機系短繊維を混入したコンクリートは実構造物に適用されている。設計の手引きとして「改良セメントを用いた高耐久性コンクリートの設計施工マニュアル（案）」（平成24年3月）、「有機系短繊維を混入したコンクリート—設計施工の手引き（案）—」（平成24年2月）、「有機系短繊維混入吹付けコンクリートと連続繊維メッシュを併用した補修補強工法—設計施工の手引き（案）—」（平成24年2月）を発刊し、HPにも公開し普及を図る。

(4) アスファルト舗装設計に関する成果は、積雪寒冷地における理論的な舗装設計法とその手引き書が作成され、また、この研究で得られた成果は土木学会舗装工学ライブラリー「積雪寒冷地の舗装」（平成23年4月発行）にも反映されており、全国の積雪寒冷地への普及、貢献が見込まれる。

(5) 道路橋に対する研究成果は、「北海道における鋼道路橋の設計および施工指針」の改訂（平成24年1月）等にも反映し、積雪寒冷地の社会基盤の強化に期待される。

(6) 橋梁マネジメントシステムおよび舗装マネジメントシステムは、国土交通省北海道開発局への情報提供を行っており、技術指導を行うなどして現場及び自治体等へ情報発信していく予定である。