コンクリート被覆を用いた腐食鋼矢板水路の保護工法の開発に関する研究

Development of Protection Method for Corroded Steel Sheet Pile Canal by Concrete Coating

2016 年 8 月

小林　秀一

新潟大学大学院自然科学研究科博士後期課程

環境科学専攻

コンクリート被覆を用いた腐食鋼矢板水路の保護工法の開発に関する研究
Development of Protection Method for Corroded Steel Sheet Pile Canal by Concrete Coating

目　次

第１章　序論
1.1　研究の背景・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・1
1.2　既往の研究・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・2
1.2.1　鋼矢板の腐食特性に関する研究・・・・・・・・・・・・・・・・2
1.2.2　施設状態の把握・評価に関する研究・・・・・・・・・・・・・・3
1.2.3　腐食鋼矢板の性能回復手法に関する研究・・・・・・・・・・・4
1.3　研究の目的・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・4
1.4　本論文の構成・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・6
参考文献・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・7

第２章　水利環境における鋼矢板の腐食特性
2.1　概要　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・10
2.2　鋼矢板の腐食機構と実態調査　・・・・・・・・・・・・・・・・・・11
2.2.1　鋼矢板の腐食機構　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・11
2.2.2　新潟県における腐食実態調査　・・・・・・・・・・・・・・・・13
2.2.2.1　供用年数と腐食量の関係・・・・・・・・・・・・・・・・・・13
2.2.2.2　塩化物イオン濃度と腐食性の関係・・・・・・・・・・・・・14
2.3　既設鋼矢板水路における腐食特性評価　・・・・・・・・・・・・・15
2.3.1　鋼矢板の水路面側における腐食実態調査　・・・・・・・・・15
2.3.1.1　実験施設の概要と調査方法・・・・・・・・・・・・・・・・15
2.3.1.2　結果と考察・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・16
2.3.2　鋼矢板の土面側における腐食実態調査　・・・・・・・・・・17
2.3.2.1　実験施設の概要と調査方法・・・・・・・・・・・・・・・・17
2.3.2.2　結果と考察・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・19
2.4　本章のまとめ　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・20
参考文献　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・21

第３章　鋼矢板 - コンクリート複合材による保護工の開発
3.1　概要　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・23
3.2　モデル試験による鋼矢板 - コンクリート複合材の
曲げ特性評価・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・25
3.2.1　実験条件・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・25
3.2.1.1　鋼矢板採取施設の概要・・・・・・・・・・・・・・・・・・25
3.2.1.2　実験ケース・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・25
3.2.1.3　既設鋼矢板の残存板厚・・・・・・・・・・・・・・・・・・26
3.2.1.4　鋼矢板 - コンクリート複合材の概要・・・・・・・・・・27
3.2.2　実験方法・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・27
3.2.2.1　曲げ載荷試験方法・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・27
3.2.2.2　AE 計測方法　・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・28
3.2.2.3　画像計測方法・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・29

3.2.3　結果および考察 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・31
3.2.3.1　曲げ載荷試験による変位挙動評価・・・・・・・・・・・31
3.2.3.2　AE パラメータ材料安定性評価 ・・・・・・・・・・・・32
3.2.3.3　AE 源位置標定による破壊挙動評価 ・・・・・・・・・・33
3.2.3.4　DICM 解析による面的な変形挙動評価・・・・・・・・・34
3.2.3.5　考察・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・36
3.3　モデル試験による鋼矢板 - コンクリート複合材の
付着特性評価・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・37
3.3.1　実験方法 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・37
3.3.2　結果および考察 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・40
3.3.2.1　載荷過程における応力度 - 変位挙動と AE の関係・・・40
3.3.2.2　AE 源位置標定による破壊挙動評価 ・・・・・・・・・・41
3.4　実地試験による鋼矢板 - コンクリート複合材の
力学特性評価・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・43
3.4.1　実験方法 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・43
3.4.2　結果および考察 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・46
3.5　本章のまとめ ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・47
参考文献 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・49

**第 4 章　赤外線サーモグラフィ法による鋼矢板の熱特性評価に基づく
鋼矢板 - コンクリート複合材の構造欠損評価**
4.1　概要 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・51
4.2　赤外線計測の原理 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・52
4.2.1　伝熱の三形態 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・52
4.2.2　赤外線サーモグラフィ法の計測原理 ・・・・・・・・・・53
4.3　空間統計学手法を用いた熱特性評価 ・・・・・・・・・・・・54
4.3.1　セミバリオグラム解析による空間分布特性評価 ・・・・・54
4.3.2　セミバリオグラムモデル ・・・・・・・・・・・・・・・54
4.3.3　セミバリオグラム解析による実験手順 ・・・・・・・・・55
4.4　鋼矢板の熱特性に関する実証的検討 ・・・・・・・・・・・・57
4.4.1　実験施設の概要 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・57
4.4.2　実験・解析方法 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・58
4.4.3　結果および考察 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・59
4.4.3.1　鋼矢板表面の熱特性・・・・・・・・・・・・・・・・59
4.4.3.2　熱画像データの統計的特性 ・・・・・・・・・・・・・60
4.4.3.3　熱画像データのセミバリオグラムモデル特性・・・・・61
4.5　鋼矢板 - コンクリート複合材の構造欠損
評価に関する実証的検討・・・・・・・・・・・・・・・・・・63
4.5.1　実験施設の概要 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・63
4.5.2　実験・解析方法 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・64
4.5.3　結果および考察 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・65
4.5.3.1　鋼矢板 - コンクリート複合材表面の熱特性・・・・・・65
4.5.3.2　熱画像データの統計的特性・・・・・・・・・・・・・66
4.5.3.3　熱画像データのセミバリオグラムモデル特性・・・・・68
4.6　本章のまとめ ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・71
参考文献 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・73

第５章　実構造物に対する適用性の確認
5.1　概要 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・75
5.2　コンクリート被覆厚の低減による
軽量化に基づく設計条件の明確化 ・・・・・・・・・・・・・・・・76
5.2.1　実験施設の概要 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・76
5.2.2　実験方法 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・76
5.2.3　結果および考察 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・77
5.2.4　モデル試験を踏まえた設計手順の明示 ・・・・・・・・・・・79
5.3　実構造物を対象とした施工性の評価 ・・・・・・・・・・・・・・80
5.3.1　実験施設の概要 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・80
5.3.2　有機系被覆工法と鋼矢板 - コンクリート複合材
による補修工法の施工性評価 ・・・・・・・・・・・・・・・・81
5.3.2.1　有機系被覆材による補修工法の特徴・・・・・・・・・・81
5.3.2.2　鋼矢板 - コンクリート複合材による補修工法の特徴・・82
5.3.2.3　施工実績調査票に基づく施工性の比較・・・・・・・・・84
5.3.2.4　結果および考察・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・86
5.4　組立式仮設水路を活用した流水環境における施工性確保 ・・・87
5.4.1　実験施設の概要と排水対策の種類 ・・・・・・・・・・・・・87
5.4.2　実験方法 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・88
5.4.3　流水環境における施工性確保 ・・・・・・・・・・・・・・・89
5.4.4　組立式仮設水路の排水効果 ・・・・・・・・・・・・・・・・90
5.5　本章のまとめ ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・91
参考文献 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・92

第６章　結論 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・93

謝辞 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・97

第１章

序　　論

第 1 章　序論

1.1 研究の背景

我が国では，戦後の食糧増産の時代から高度経済成長期にかけて，農業水利施設の整備が大規模に進められてきた．その結果，受益面積 100 ha 以上の基幹的農業水利施設のみを対象とした場合でも, ダム･頭首工･用排水機場などの施設が約 7 千箇所, 農業用用排水路などが延長約 5 万 km にのぼり, 再建設費ベースで約 18 兆円にも及ぶ資産価値を有する社会基盤施設として形成されている [1), 2)]．これらの施設は，安定的な用水の供給や排水の改良など，農業生産の基盤を成すだけでなく，地下水のかん養や洪水被害の軽減，地域用水として農村の景観を形成し生態系を保全するなど多面的機能を有し，国民の生活基盤としての役割を担う重要な社会資本となっている．

近年，これらの施設は経年的な劣化が進み，標準耐用年数を超過した施設が年々増加するとともに，突発事故の発生件数も増加している [1), 3), 4)]．農業水利施設の突発事故は，施設の経年的な劣化および局部的な劣化が事故原因の約 8 割を占めている. 造成後 60 年が経過した固定堰が決壊した事例では，約 4,000 ha の農地で取水が一時不可能になったり，パイプライン管の破損に伴う漏水により幹線道路が陥没したりするなど，農業だけでなく地域住民の生活にも甚大な被害を与える危険性がある．農業水利施設は，経年により物理的変状が生じ，施設の有する性能が低下し劣化が進行する．そのため，施設の劣化が進行し保有性能が一定の基準値以下に低下した場合には，補修や全面更新などの対策が必要となる．一方，近年の公共投資の縮減傾向により社会基盤施設に十分な投資を充てられない財政的な制約を考慮すれば，従来のように事後保全による施設更新が困難な状況となってきている．そのため，ライフサイクルコスト（Life Cycle Cost; LCC）を低減しつつ，長寿命化によりできるだけ長期にわたって既存施設を有効活用する，効率的かつ効果的な維持管理が推進されている [5), 6)]．農業水利施設が，今後も社会基盤整備に欠くことのできない重要な役割を担っていくことは自明であることから，既存施設の性能の現状を定期的に確認するとともにその将来も予測し，予定供用期間中に要求性能を満足しなくなる状況が考えられる場合には，性能の回復あるいは保持のための対策を講じる予防保全による維持管理が強く求められている [7)-9)]．

農業水利施設としての農業用用排水路は，開水路形式，管水路形式，複合形式に分けられる．このうち開水路形式は，開水路，暗きょ，トンネル，サイフォン等により構成される [10)]．本研究対象の鋼矢板を用いた農業用用排水路は，開水路の一つである擁壁型水路に含まれており，新潟平野などに代表される低平排水不良地域の開発に活用されてきた. これら鋼矢板水路においても，近年，経年的な劣化が進んでいる．多くの施設で鋼矢板の腐食により断面減少や腐食孔からの背面土の流出が見られ，改築が必要と判断される施設も散見される [11)]．このため，既存施設の耐久性を損なう鋼矢板の腐食問題が維持管理において重要な技術的課題となっている．腐食した鋼矢板水路の維持管理では，腐食損傷の進展を抑制または防止する防食対策を適用し，損傷の性能回復を図ることが求められる．鋼矢板の腐食は，設置された環境，構造形式および付属物の設置状況など様々な要因によって発生するが，性能回復に際しては，まずその腐食要因を除去，改善して同じ損傷を再発させないことが重要である．港湾施設では，主に電気防食と被覆防食による防

食対策が行なわれてきた[12)-14)]．これに対して，農業水利施設では，表裏あわせて 2 mm の腐食代を見込むことで腐食後の断面性能を確保している[10)]．そのため，鋼矢板の防食対策は，これまで港湾施設を対象に開発されたものが多く，農業水利施設への適用事例は少ないのが現状である[15)]．このことから，灌漑期，非灌漑期で水位変動を繰り返す農業水利施設特有の水利環境に起因する腐食特性の把握と，それを踏まえた補修・補強工法の開発が求められている．また，施設の変状内容や劣化原因を踏まえた効果的な対策を,適切な時期に適用することが不可欠であることから，現状の施設状態を的確に把握・評価する診断技術も求められている．

1.2 既往の研究

1.2.1 鋼矢板の腐食特性に関する研究

構造部材としての鋼矢板は，水に接する部分の酸素と鋼材との電気化学反応により腐食が進行する．港湾施設における鋼矢板の腐食特性は，1980 年代初頭から多くの研究が進められてきた[16)-18)]．松下は，淡水中・海水中の鋼材の腐食について，溶存酸素の供給量や流速の面から論じており，鋼材の腐食速度を左右する要因は，鋼材表面へ拡散によって供給される酸素の量であり，酸素濃度と流速が大きいほど腐食速度が大きいこと，腐食速度は，干湿が繰返される海水が淡水と比較してはるかに大きいことを明らかにした[16)]．溝口らは，半世紀経過した鋼矢板を引抜いて破壊調査を行い，腐食挙動および腐食による強度変化を定量評価するとともに，水に接する側を被覆することにより鋼矢板の防食が可能となることを明らかにした[17)]．横井らは，肉厚測定および目視調査の結果から,海洋環境における鋼矢板の腐食速度や腐食の形態を明らかにした.また，腐食機構の解明が十分ではないことを念頭に，施設の点検が重要であること，防食技術の向上が課題であることを指摘した[18)]．R.E.Melchers は，海水中の環境下にある鋼材の腐食深さと腐食速度の相違について，局部腐食（pit corrosion）と全面腐食（general corrosion）との比較により明らかにした[19)]．K.Zen は，海水中の腐食速度が小さく比較的均一な全面腐食となること，漂砂のある海域では，漂砂により腐食生成物が除去された部位の腐食速度が増大することを明らかにした[20)]．河川構造物においても，鋼矢板の平均腐食速度や最大腐食速度の研究が行われている．守屋は，河川護岸用鋼矢板の全国腐食調査の結果から，鋼矢板の平均腐食速度は 0.01～0.1 mm/y であり，最大腐食速度は 0.03～0.18 mm/y であることを明らかにした[21)]．

これらの先行研究に対して，農業水利施設における鋼矢板の腐食特性は，2000 年代に入り研究が進められた．鈴木らは，新潟県内 19 路線 87 箇所の鋼矢板水路の目視観察と残存板厚調査の結果から，干満帯の腐食が他の部位と比較して大きいこと，竣工後 20 年程度を境に腐食が顕在化することを明らかにした[22)]．また，新潟県内 10 路線を対象に塩化物イオン濃度と大地抵抗率を測定し，鋼矢板の接する周辺環境の影響を受けて腐食現象が進行することを明らかにするとともに[23)]，新潟県内 4 地域 4 路線を対象に塩化物イオン濃度と大地抵抗率を測定し，鋼矢板の腐食が激しい地表付近で，大地抵抗率の数値が低下していることを明らかにした[24)]．

以上のことから，鋼矢板の腐食特性に関する既往の研究は，港湾構造物を対象としたものが多く，農業水利施設を対象とした研究事例は少ないのが現状である．

1.2.2 施設状態の把握・評価に関する研究

一般的に，土木構造物の維持管理では，定期点検と詳細点検が行われ，劣化の原因および程度を評価している．また，補修工法の選定では，劣化・損傷を十分に調査し，構造物の特性，重要度，施工性，維持管理，耐久性を考慮して適切な補修水準を定めている [9]．したがって，既存施設の現段階における劣化・損傷度の定量的な評価は非常に重要な項目である．定期点検で一般的に行われているのは，検査員による近接目視調査 [25), 26)]であるが，この方法は検査員の主観によるところが大きく，定量的な評価とは言い難い．このため，近年，土木構造物における非破壊検査技術の研究が盛んに行われている．特にコンクリート構造物の分野では，アコースティック・エミッション（Acoustic Emission; AE）法，赤外線サーモグラフィ法，超音波法，衝撃弾性波法，超音波法および電磁波レーダー法など様々な非破壊検査技術が確立されている [27]．大津らは，AE 法を用いてコンクリートのひび割れの発生に伴って発生する弾性波を検出し，ひび割れの発生状況や進展状況を監視することが可能であることを明らかにした [28]．赤外線サーモグラフィ法は，撮影された赤外線画像により，構造物表層の変状（浮き，はく離，ひび割れ，漏水など）を検出する手法であり，込山らは，健全部と変状部との熱伝導が異なることを利用して，壁面の変状の有無や範囲を把握できることを明らかにした [29]．

これに対して，鋼構造物の分野では，主に鋼材の残存板厚を定量評価する目的で，超音波法，レーザー法および画像計測法などの非破壊検査技術が確立されている [30]．超音波法による板厚測定は，板部材の片面がアクセスできる状態であれば周囲の部材形状などに影響されずに測定可能であることから，現地での定期点検において利用されている [31]．成瀬らは，腐食部材の超音波板厚測定と機械式板厚測定とを比較し，測定面の腐食物除去など前処理の程度による測定誤差の補正方法を明らかにした [32]．レーザー法は，腐食環境や腐食機構の違いによる腐食面性状の違いを捉えることが可能で，広範囲にわたり効率よく計測できる．貝沼らは，長期間海洋暴露された長尺鋼部材の腐食表面性状をレーザー法により調査し，バリオグラム分析により空間統計量と平均腐食深さの関係を明らかにした．さらに，海洋環境における長尺鋼部材の経時腐食挙動の評価・予測手法を提案した [33]．画像計測法は，デジタル写真測量による 3 次元形状計測技術により腐食面の形状に関する情報を取得するものである．舘石らは，ステレオグラフィーを用いて，腐食鋼板の 3 次元表面形状を計測し，腐食面のような非常に画像コントラストが低い場合でも精度よく計測が可能であることを明らかにした [34]．

農業水利施設においても，現状の施設状態を定量的かつ定期的に把握するための非破壊検査技術の必要性が指摘されている [35]．森らは，どのような非破壊検査技術が農業用水路の機能診断に適用可能か現地試験により確認し，連続画像スキャニングが，短時間にひび割れなどの劣化情報を電子媒体として記録できる優れた手法であることを明らかにした [36]．長束らは，沿岸に位置する排水機場基礎の最適な補修・補強工法を選定するための機能診断調査について事例に基づいて明らかにした [37]．鈴木らは，赤外線サーモグラフィ法を用いて表面被覆工により補修したコンクリート開水路壁面の熱特性を計測し，セミバリオグラム解析による補修効果の定量評価が可能であることを明らかにした [38]．石神らは，表面走査法によりコンクリート開水路表層部の超音波伝播速度を計測し，躯体内部に超音波が伝播できないひび割れなどが存在しない場合は，凍害劣化深さの推定が可能であることを明らかにした [39]．

以上のことから，施設状態の把握・評価に関する既往の研究は，コンクリート構造物や鋼構造物を対象としたものが多く，農業水利施設における鋼矢板水路特有の変状内容や劣化原因を踏まえた研究事例は少ないのが現状である．

1.2.3 腐食鋼矢板の性能回復手法に関する研究

施設状態の把握・評価の結果，腐食が原因で低下した鋼矢板の性能が，設計供用期間において要求性能を満足しないと判断された場合は,性能を回復するための補修･補強対策が必要となる．港湾鋼構造物における補修・補強対策は，鉄筋コンクリートを用いた対策と鋼板を用いた対策の 2 種類に大別される．一方，防食性能の補修対策は，塗装，有機被覆，ペトロラタム被覆および無機被覆に大別される．塗装，有機被覆およびペトロラタム被覆は，いずれも鋼材表面に有機材料を被覆することにより，腐食因子を遮断して防食する方法である．無機被覆は，モルタルや金属などの無機材料により鋼材を被覆して防食する方法である [40)].

清宮らは，鉄筋コンクリート被覆や鋼材添接で補修した腐食鋼矢板の曲げ載荷試験を実施し，合成部材の外力に対する抵抗機構を把握し，その設計法を明らかにした [41)]．池田は，鋼部材とコンクリート部材とを組み合わせることにより，各構造材料の短所を補完し長所を活用する合成部材の複合効果を明らかにした [42)]．ここで，合成部材（composite member）とは，鋼とコンクリートまたはその他の素材を部材レベルで一体化したものであり，構造レベルで一体化したものは，混合構造（mixed structural system）と呼ばれ，これらを合わせて複合構造（hybrid structure）と定義されている [43)]．松岡らは，鋼材の干満部に塗料や有機樹脂による被覆を行った場合と，行わない場合とで暴露試験の比較を行い，干満部に被覆を行った場合に集中腐食傾向が軽微になることを明らかにした [44)]．峰村らは，既設鋼矢板の腐食特性に着目し，腐食部を除去し水中下で健全な鋼矢板を継ぎ合わせるリサイクル工法について，載荷試験と試験施工を行い，力学特性と施工性を明らかにした [45)]. 佐藤は, 新潟県内において試験施工が行われた 6 種類の被覆防食法について，構造性能，施工性，保守・管理性，補修性，環境性，景観性および経済性の観点から評価基準を明らかにした [46)].

1.3 研究の目的

鋼矢板の腐食に伴う断面欠損を放置すると，鋼矢板の強度が低下して水路としての機能を果たさなくなることから，適切な防食対策を施して突発事故を防ぐ必要がある．一方，腐食が著しく進行し，耐久性が低下した鋼矢板水路は，改築を余儀なくされるが，都市化の進展による施工スペースの制約や，立地環境が軟弱地盤であることによる施工条件の制約を受け，高コストとなることが多い．財政難の現状を踏まえると，現実的な解決策とは言えないことから，これまで一般的に有機系被覆工法などに代表される被覆防食による補修工法が採用されてきた．これらの技術は，鋼矢板表面を各種材料で被覆することで腐食因子を遮断するものであるが，腐食を防止するには至らず，再劣化の事例も散見される [47),48)].

これらの点を踏まえて，本研究では，腐食した鋼矢板にコンクリートを被覆し，鋼矢板 - コンクリート複合材（steel sheet pile-concrete composite）として補修する防食技術の開発を目的とした．土木学会の「複合構造標準示方書」では，前述のように合成部材と混合構造を合わせて複合構造

としているが，複合構造の定義は異種材料あるいは異種部材の接合部のずれや変形を許さない完全な一体化を必ずしも意図しているわけではないことから[43]，本研究で用いた「複合材」の概念は，力学的には複合構造の範疇には入らないが，鋼矢板の耐久性や耐荷力の向上などのメリットが期待できることから，合成部材の一つと考えた．本論では，以下に示す 4 点について実験的，実証的に検証し開発技術の合理性について考察した．

(1) 水利環境における鋼矢板の腐食特性の解明

農業水利施設として活用されてきた鋼矢板水路の特徴的な腐食機構について，供用年数と腐食量の関係および塩化物イオン濃度と腐食性の関係など既往の研究を踏まえて詳述した．次に，実構造物から採取した供試体をもとに鋼矢板の水路面側および土面側の腐食特性を評価した．

(2) 鋼矢板 - コンクリート複合材の力学特性の解明

腐食代を有する既設鋼矢板にコンクリートを被覆した鋼矢板 - コンクリート複合材の曲げ特性の解明を目的として，実験室内および実構造物において曲げ載荷試験を実施した．載荷試験における曲げ特性は，変形挙動と AE 法による破壊挙動により評価した．同時に，デジタル画像相関法（DICM）により，載荷時と除荷時の変位特性を明らかにした．

一方，耐久性の観点から供用期間中は，鋼矢板とコンクリートとの一体性が要求されることから，付着特性の解明を目的として，実験室内において引張試験を実施した．引張試験における付着特性は，変形挙動と AE 法による破壊挙動により評価した．

(3) 赤外線サーモグラフィ法による鋼矢板の腐食度評価手法と，鋼矢板 - コンクリート複合材の構造欠損検査手法の確立

鋼矢板 - コンクリート複合材による防食技術適用の可否を判断する前提として，施設状態を的確に把握・評価する必要があり，鋼矢板の腐食特性を踏まえた非破壊診断手法の確立を目的として，赤外線サーモグラフィ法とセミバリオグラムによる空間分布特性の解析により，鋼矢板の腐食度を評価した．

また，鋼矢板 - コンクリート複合材により補修した実構造物を対象に，表層部のはく離，内部空洞，ひび割れなどの構造欠損検査手法の確立を目的として，赤外線サーモグラフィ法とセミバリオグラムによる空間分布特性の解析により，コンクリート表層の構造欠損を評価した．

(4) 組立式仮設水路を活用した迅速施工法の提案

本技術を含め，一般的に用いられてきた補修工法は，流水環境では施工できないため，施工範囲を乾燥状態に保つ必要がある．一方，農業用用排水路は，灌漑期，非灌漑期で水位変動を繰り返しながら常に流水環境にあることから，施工範囲を乾燥状態に保ち施工環境を確保することが不可欠である．そこで，実施工を想定した安全かつ効率的な排水対策の確立を目的として，組立式仮設水路を活用した迅速施工法を提案した．

1.4 本論文の構成

本論文は，コンクリート被覆を用いた腐食鋼矢板水路の保護工法の開発に関する研究を取りまとめたものであり，第 1 章から第 6 章で構成されている．

第 1 章「序論」では，本研究の背景と目的，既往の研究および論文の構成について記述した．

第 2 章「水利環境における鋼矢板の腐食特性」では，鋼矢板の腐食機構を電気化学反応の面から概説するとともに，農業水利施設として活用される鋼矢板水路では，特徴的な腐食機構となることを示した．次に，供用年数と腐食量の関係および塩化物イオン濃度と腐食性の関係など既往の研究を踏まえて，鋼矢板の水路面側および土面側の腐食特性について，実構造物から採取した供試体をもとに明らかにした．

第 3 章「鋼矢板 - コンクリート複合材による保護工の開発」では，腐食代を有する既設鋼矢板にコンクリートを被覆した鋼矢板 - コンクリート複合材の力学特性に着目し，実験室内でのモデル試験と，実構造物での実地試験において曲げ載荷試験を実施し，力学特性の検証と実用性の確認を行った．載荷時に発生する弾性波を AE で検出し，その特性から複合材料の破壊特性を評価した．同時に，DICM による変形特性を同定し，載荷時と除荷時の変位特性を非接触計測から明らかにした．また，耐久性の観点から鋼矢板 - コンクリート複合材を構成する鋼矢板と被覆コンクリートとの付着特性に着目し，実験室内でのモデル試験において引張試験を実施した．付着特性は，載荷時の変形挙動と AE 法による破壊挙動により評価した．これらの実験的検討および実証的検討により，鋼矢板 - コンクリート複合材の構造的な安定性を確認した．

第 4 章「赤外線サーモグラフィ法による鋼矢板の熱特性に基づく鋼矢板 - コンクリート複合材の構造欠損評価」では，長期供用により腐食が進行した鋼矢板水路の腐食特性を非破壊かつ非接触で効率的に評価するため，既存の超音波板厚計による評価手法に加えて，赤外線サーモグラフィ法を併用した効率的な評価手法を検討した．腐食鋼矢板から得られた熱画像データの空間的分布特性を，セミバリオグラム解析により定量化し，腐食度を評価する手法を提案した．次に，鋼矢板 - コンクリート複合材により補修した実構造物を対象に，可視画像だけでは検出が困難なひび割れなどのコンクリート表層の変状部から得られた熱画像データの空間的分布特性を，セミバリオグラム解析により定量化し，構造欠損を検出する手法を提案した．

第 5 章「実構造物に対する適用性の確認」では，被覆コンクリート部材厚の低減による軽量化を検討し，モデル計算により設計条件を明らかにした．次に，表面被覆工法の一つである有機系被覆工法との比較により，実構造物を対象とした施工性を評価した．さらに，一般的な排水対策と組立式仮設水路を活用した排水対策との比較により，補修時の技術的課題である流水環境における施工環境の確保を評価した．これらの実証的検討により，実構造物に対する適用性を確認した．

第 6 章「結論」では，第 2 章から第 5 章で得られた結果に基づき，本論の結論をとりまとめた．

参考文献

1）　農林水産省：平成 27 年版　食料・農業・農村白書，2015.

2）　（一社）農業土木事業協会：農業水利施設の長寿命化のための手引き，2015.

3）　農林水産省農村振興局：農業農村振興整備部会報告「農業水利について」，pp. 39-84，2012.

4）　農林水産省農村振興局 : 農業農村振興整備部会報告「農村社会の変化や新たな農政の展開における農業農村整備の課題（中間整理）」，pp. 122-129，2013.

5）　（一社）農業土木事業協会：農業水利施設の機能保全の手引き，2015.

6）　（公社）土木学会：腐食した鋼構造物の性能回復事例と性能回復設計法，2014.

7）　宮元均 : 適切な施設の維持管理に向けた取組みについて, 農業土木学会誌, 70(5), pp. 13-16, 2002.

8）　美濃眞一郎，大内毅 : 今後の農業水利施設の維持管理の方向，農業土木学会誌，73(10)，pp. 19-22，2005.

9）　（公社）土木学会：2007 年制定 コンクリート標準示方書[維持管理編]，2008.

10）　農林水産省農村振興局：土地改良事業計画設計基準及び運用・解説 設計「水路工」基準-基準の運用-基準及び運用の解説，技術書，pp. 332-479，2015.

11）　新潟県：平成 25 年度 新潟県の農林水産業，pp. 52-53，2014.

12）　（一財）沿岸技術研究センター：港湾鋼構造物防食・補修マニュアル，pp. 36-42，2009.

13）　横井聰之：港湾構造物の腐食実態と防食対策，防食技術，38(7)，pp. 390-395，1989.

14）　阿部正美：港湾鋼構造物の防食技術の変遷，材料と環境，60(1)，pp. 3-8，2011.

15）　農林水産省農村振興局 : 農業水利施設の機能保全の手引き「開水路」参考資料編（案），2011.

16）　松下巌：自然環境における腐食，金属表面技術，31(7)，pp. 383-392，1980.

17）　溝口茂, 山本一雄, 杉野和男, 沢井章 : 半世紀経過した護岸用鋼矢板の腐食挙動, 防食技術, 36，pp. 148-156，1987.

18）　横井聰之，阿部正美：港湾構造物の腐食の実態について，土木学会論文集，403-VI(10)，pp. 85-92，　1989.

19）　R. E. Melchers: Pitting Corrosion of Mild Steel in Marine Immersion Environment - Part 1: Maximum Pit Depth, *Corrosion*(*NACE International*), 60(9), pp. 824-836, 2004.

20）　K. Zen: Degradation and Maintenance of Materials in a Marine Environment - General, *Zairyo-to-kankyo*, 54, pp. 470-474, 2005.

21）　守屋進：河川護岸用鋼矢板の全国腐食調査，第 22 回鉄鋼塗装技術検討会発表予稿集，pp. 89-94，1999.

22）　鈴木哲也，森井俊広，原斉，羽田卓也：地域資産の有効活用に資する鋼矢板リサイクル工法の開発，農業農村工学会誌，80(10)，pp. 809-812，2012.

23）　峰村雅臣，羽田卓也，原斉，森井俊広，鈴木哲也：鋼矢板水路の腐食特性へ及ぼす外部環境の影響評価，平成 25 年度農業農村工学会大会講演会講演要旨集，CD-R，pp. 804-805，2013.

24）　萩原太郎，峰村雅臣，原斉，森井俊広，鈴木哲也：新潟県における鋼矢板水路の腐食特性調査，平成 26 年度農業農村工学会大会講演会講演要旨集，CD-R，pp. 690-691，2014.

25）　（公社）日本コンクリート工学会：コンクリート診断技術’15，2015.

26）（一社）日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の耐久性調査・診断および補修指針（案）・同解説，1998.
27）（公社）日本コンクリート工学会：コンクリートのひび割れ調査，補修・補強指針-2013-，2013.
28）大津政康，塩谷智基：建築・土木分野への応用 - コンクリートと岩盤の AE，非破壊検査，49(10)，pp. 679-682，2000.
29）込山貴仁，中野米蔵，谷川恭雄：サーモグラフィー法による外壁仕上げ材の剥離検知の適用限界に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集，484，pp. 13-20，1996.
30）（公社）土木学会：腐食した鋼構造物の耐久性照査マニュアル，2009.
31）（一社）日本非破壊検査協会：超音波厚さ測定 I 2009，2009.
32）成瀬健，島田道男，吉井徳治：腐食凹凸面における超音波厚さ測定の補正法，非破壊検査，53(5)，pp. 294-300，2004.
33）貝沼重信，細見直史，後藤淳，伊藤義人：海洋環境下における長尺鋼部材の腐食挙動の評価・予測に関する基礎的研究，土木学会論文集 A，65(2)，pp. 440-453，2009.
34）舘石和雄，柴田憲吾，判治剛：デジタルステレオグラフイーによる腐食鋼材表面形状の簡易計測手法，鋼構造論文集，12(46)，pp. 27-34，2005.
35）森丈久：農業水利施設へのストックマネジメント導入に向けた取組み，農業土木学会誌，73(11)，pp. 971-974，2005.
36）森充広，渡嘉敷勝，長束勇，石村英明：農業用水路機能診断における非破壊調査技術の有効性，農業土木学会論文集，72(2)，pp. 123-130，2004.
37）長束勇，石井将幸，森充広，野中資博：水利施設の機能診断および補修・補強における技術的課題，農業土木学会誌，73(11)，pp. 13-16，2005.
38）鈴木哲也，青木正雄，大津政康：バリオグラムによる表面被覆工を施したコンクリートの熱特性評価，コンクリート工学年次論文集，30(2)，pp. 763-768，2008.
39）石神暁郎，金田敏和，蒔苗英孝，会沢義徳，西田真弓，佐藤智：超音波伝播速度の測定によるコンクリート開水路の凍害診断，農業農村工学会誌，80(6)，pp. 449-452，2012.
40）（一財）沿岸開発技術研究センター：港湾鋼構造物防食・補修マニュアル（2009 年版），2009.
41）清宮理，野口孝俊，横田弘：腐食鋼矢板の補修工の耐力特性，港湾技術研究所報告，28(3)，pp.147-198，1989.
42）池田尚治：土木分野における複合構造の発展，コンクリート工学，36(10)，pp 3-8，1998.
43）（公社）土木学会：2014 年制定 複合構造標準示方書[原則編・施工編]，2015.
44）松岡和巳，山本正弘，五戸清美：海水中に暴露された鋼材のマクロセル腐食現象の解析，材料と環境，56，pp. 99-105，2007.
45）峰村雅臣，土田一也，羽田卓也，原斉，森井俊広，鈴木哲也：新潟県における鋼矢板リサイクルの取り組み，平成 24 年度農業農村工学会大会講演会講演要旨集，CD-R，pp. 872-873，2012.
46）佐藤嘉康：ストックマネジメント 新潟県における鋼矢板水路の機能診断及び現地実証試験について，JAGREE information，85，pp.39-43，2013.
47）山本正弘，加治木俊行，松岡和巳，今福健一郎：海洋で 20 年間暴露された有機被覆鋼材の

耐久性，材料と環境，55(6)，pp. 239-244，2006.
48）　奥野倫太郎，森充広，渡嘉敷勝，森丈久：コンクリート開水路に施工された有機系表面被覆材の劣化特性，農業農村工学会論文集，Vol.79，No.4，pp. 257-264，2011.

第 2 章

水利環境における鋼矢板の腐食特性

第 2 章　水利環境における鋼矢板の腐食特性

2.1 概要

近年, 新潟県に代表される低平排水不良地域で多く見られる鋼矢板を用いた農業用用排水路は, 経年的な劣化が進み，**図-2.1** に示すように多くの施設で鋼矢板の腐食による断面減少や腐食孔からの背面土の流出が見られ，改築が必要と判断される施設も散見される [1)]．このため，既存施設の耐久性を損なう鋼矢板の腐食問題が維持管理において重要な技術的課題となっている．鋼矢板水路などの農業水利施設では，ストックマネジメントを踏まえた日常管理，機能診断，機能保全計画の策定，対策（補修・補強・更新）およびデータ蓄積のサイクルが実施される [2)]．このうち，機能診断における現地調査では，検査員による近接目視調査と計測・試験により劣化原因やその程度を評価する方法が一般的であるが，検査員の主観によるところが大きく，定量的な診断とは言い難い．一方，機能診断，劣化予測等の結果を踏まえ，水利用性能，水理性能，構造性能，施工性等を考慮した適切な防食対策を行う必要がある．したがって，既存施設の現状把握と定量的な評価は非常に重要な項目であるといえる. このことから, 鋼矢板水路の防食対策では, 灌漑期, 非灌漑期で水位変動を繰り返す農業水利施設特有の水利環境に起因する鋼矢板水路の腐食特性を十分に理解しておく必要がある.

そこで本章では，2.2 において，鋼矢板水路の特徴的な腐食機構について，電気化学反応の面から概説するとともに，新潟県における鋼矢板の腐食実態について，既往の調査 [3)-5)]で示された供用年数と腐食量の関係および塩化物イオン濃度と腐食性の関係に着目して考察する．次に，2.3 において，鋼矢板の水路面側および土面側の腐食実態について，実構造物から採取した供試体をもとに考察する．以上をまとめて農業水利施設として用いられている鋼矢板水路の特徴的な腐食特性を明らかにする.

（A）橋本排水路（1977年竣工）

（B）山崎排水路（1970年竣工）

図-2.1　鋼矢板水路の腐食事例

2.2 鋼矢板の腐食機構と実態調査

2.2.1 鋼矢板の腐食機構

農業水利施設の構造部材として用いられている鋼矢板は，鋼材の腐食反応により断面を減少させる．一般的に水に接する鋼材の腐食は，表面に拡散する酸素濃度に依存する[6]．港湾構造物における鋼矢板の腐食特性は，1980年代初頭から多くの研究が進められてきた[7)-10)]．また，河川構造物における鋼矢板の平均腐食速度や最大腐食速度の研究も行われている[11]．腐食反応は，鉄がイオン化する酸化反応（2.1式：アノード反応）と，水中の酸素が還元されて，水酸化物イオンを生成する還元反応（2.2式：カソード反応）に分けられ，アノード反応とカソード反応が同時におこる電気化学反応として，**図-2.2**に示される模式図によって表される[12]．

$$Fe \rightarrow Fe^{2+} + 2e^{-} \tag{2.1}$$

$$H_2O + 1/2O_2 + 2e^{-} \rightarrow 2OH^{-} \tag{2.2}$$

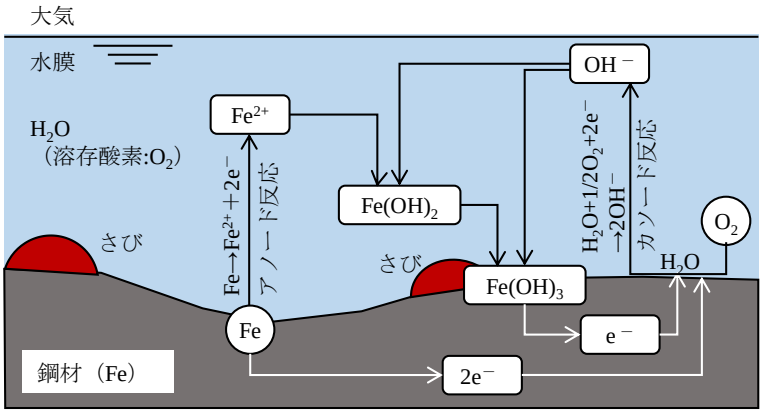


図-2.2　腐食機構の模式図[12]

農業水利施設における鋼矢板水路では，水位の変動域である干満帯において，**図-2.3**に示すように，灌漑期では水中に鉄イオン（Fe^{2+}）が溶け出し，水酸化物イオン（OH^{-}）と反応し，腐食生成物である水酸化鉄（II）（$2Fe(OH)_2$）が生成される（2.3式）．一方，非灌漑期では気中部となるため生成された水酸化鉄（II）が気中の酸素（O_2）と反応し，赤さびである水酸化鉄（III）（$Fe(OH)_3$）となる（2.4式）．実際に目にする赤さびは，水を含んだ水和酸化鉄（Fe_2O_3）である．鋼矢板水路における鋼材腐食は，このような農業的水利用に起因する特徴的な腐食機構により，干満帯において局部腐食が発生する[13]．

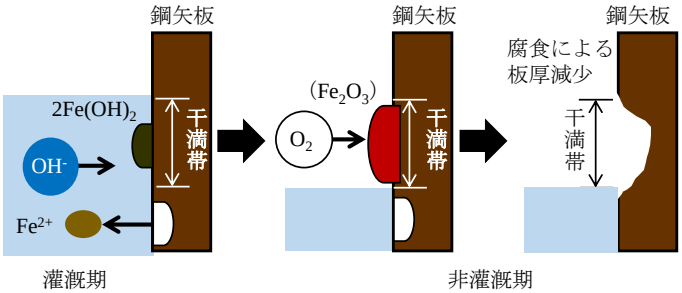


図-2.3　鋼矢板水路の干満帯における腐食機構

$$Fe+H_2O+1/2O_2 \rightarrow Fe(OH)_2 \quad (2.3)$$

$$Fe(OH)_2+1/2H_2O+1/2O_2 \rightarrow Fe(OH)_3 \quad (2.4)$$

鋼材は単一の腐食環境（例えば水溶液中）では，表面に微視的な局部電池を形成して腐食する．このとき，局部電池の微小なアノードとカソードは腐食反応の進行に伴ってその位置を変えるため，鋼材表面は一様に腐食する全面腐食となる[14]．水溶液中の腐食速度は，溶存酸素の拡散速度に依存するため，経時的に減少していく．このような腐食機構は，ミクロセル腐食と呼ばれ腐食速度は緩慢である．これに対して，鋼矢板等の長尺な鋼材が異種環境にまたがって存在する場合には，環境差による腐食が発生する．このような腐食はマクロセル腐食と呼ばれ，腐食速度が極めて大きい[15), 16)]．マクロセル腐食により，微小面積のアノードと広い面積のカソードが乖離して固定化されることによってアノード部に電流が集中し浸食が深く進展する．したがって，マクロセル腐食により，鋼材の板厚は全体的には減少しないが，1 か所あるいは複数個所で著しく板厚が減少し，最終的には断面欠損を生じさせる局部腐食が発生する[17),18)]．局部腐食は，腐食速度が大きいため，鋼矢板水路の維持管理上，最も注意が必要な腐食の形態である．鋼矢板水路を構築する際，**図-2.4** に示す形状で鋼矢板を打設することから，断面方向に凹面，凸面および側面に分けられる．一般的に凸面の表面積は，鋼矢板表面積の約 1/4 に相当し，局部腐食の発生頻度は，鋼矢板の凹面に比べて凸面が高い．このような凸面における局部腐食の事例を**図-2.5** に示す．

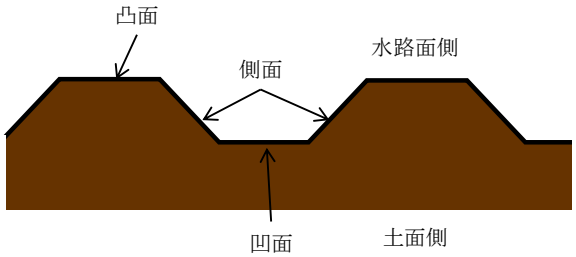


図-2.4　鋼矢板水路の断面形状

図-2.5　鋼矢板凸面の腐食事例

2.2.2 新潟県における腐食実態調査

2.2.2.1 供用年数と腐食量の関係

鋼矢板水路の施設劣化は腐食が主たる要因であり，農林水産省では使用環境と腐食劣化の関連性を**表-2.1** の通り示している [19]．表中において，特殊環境である水質による劣化環境を除外すると，腐食劣化に関連性の高い劣化環境は，供用年数および海水流入と言える．

鈴木らは，新潟県亀田郷地区における 19 路線 87 ケ所の鋼矢板および軽量鋼矢板の残存率を調査した [3]．残存率とは，設計時の規格厚さを 100 %とした場合の板厚から，腐食に伴う板厚減少分を控除した残存板厚の割合と定義した．調査位置は，水面付近を中心として上下方向に 100 mm 間隔とし，鋼矢板 1 枚当たり欠損部を除いた 5 点から 12 点を超音波板厚計により測定した．調査結果を**図-2.6** に示す．腐食実態調査では，供用年数の増加に伴い年 1 %程度の断面の減少傾向が確認された．厚さ 6 mm 鋼矢板の場合，施工後 40 年で 2.4 mm 程度の断面減少となる．鋼矢板断面の残存率 100 %に着目すると経過年数 20 年までは確認できるが，それ以後，いずれの施設においても残存率 80 %程度が最大値となる．鈴木らの研究から，経過年数 20 年を超えると，いずれの施設においても断面減少が顕在化することが明らかとなった．

表-2.1　開水路（鋼矢板）の劣化要因推定表[19]

使用・劣化環境		腐食
供用年数	40年以上	◎
	20～40年未満	○
使用環境	融雪剤・凍結防止剤の使用	○
	接水時間が長い（常時）	○
	海水の流入あり	◎
水質	硫黄分水質（温泉）	◎
	化学工場・食品加工場等の廃液流入	◎

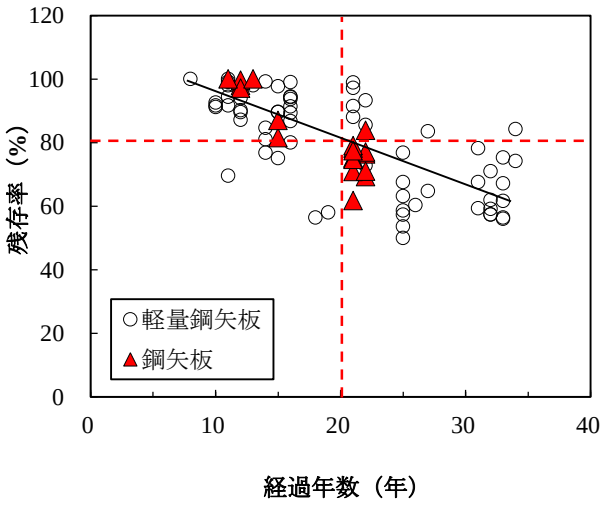


図-2.6　既設矢板材の残存率と経過年数の関係[3]

2.2.2.2 塩化物イオン濃度と腐食性の関係

峰村らは，平成 23 年度から平成 25 年度にかけて新潟県内の 14 路線（新潟市 10 路線，阿賀野市，長岡市，刈羽村，上越市）の鋼矢板水路を対象として腐食実態調査を行った [4]．調査では，目視観察により腐食の有無を確認するとともに，基礎地盤の土質，残存板厚，大地抵抗率および塩化物イオン濃度について調査した．残存板厚は，超音波板厚計により計測が行われた．大地抵抗率 [20]は，土壌自体の腐食性の目安となる指標であり，地表面から電流を流し一定の電極間隔における電位差を測定することで求まる数値である．大地抵抗率と腐食性の関係は，既往の研究 [21]により提案されており，萩原らは，**表-2.2** に示す基準値を採用している．**図-2.7** に代表的な 3 地点における大地抵抗率と深度の関係を示す．既存施設の目視観察では，本所排水路および西元寺排水路において多数の断面欠損を有する腐食実態が確認された．本所排水路および西元寺排水路の深度別の大地抵抗率の数値に着目すると，鋼矢板の腐食が激しい干満帯付近で，大地抵抗率の実測値が大きく低下していることが明らかとなった [5]．また，塩化物イオン濃度と腐食性の関係では，海水遡上の影響が考えられる阿賀野川下流部近郊の排水路（5 路線）において腐食進行が著しい傾向が確認された（**図-2.8**，**表-2.3**）．一方，塩化物イオン濃度が低い路線では，腐食の顕在化は確認されなかった．峰村らの研究から，鋼矢板の接する周辺環境の影響を受けて腐食現象が進行することが明らかとなった．

表-2.2　大地抵抗率と腐食性の関係[21]

腐食性	大地抵抗率（Ω・m）
激しい	0～10
やや激しい	10～50
中	50～100
小	100～1000
極めて小	＞1000

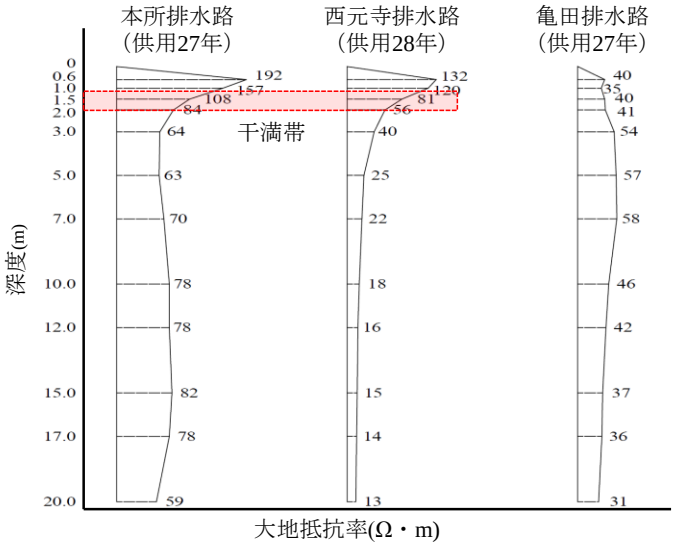
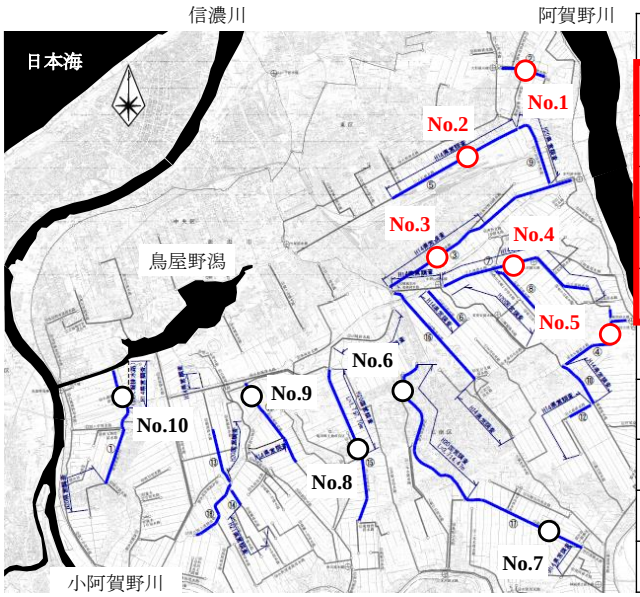


図-2.7　大地抵抗率と深度の関係 [5]



番号	路　線　名
1	海老ケ瀬排水路
2	大石排水路
3	本所排水路
4	大渕排水路
5	糸魚堀排水路
6	亀田排水路 下流部
7	亀田排水路 上流部
8	山崎排水路
9	早通排水路
10	大堀排水路

図-2.8　腐食実態の調査位置図（新潟市内 10 路線）[4)]

表-2.3　既設鋼矢板水路の調査結果 [4)]

番　　号		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	腐食傾向の目安
路　線　名		海老ケ瀬排水路	大渕排水路	大石排水路	本所排水路	糸魚堀排水路	亀田排水路（下流部）	亀田排水路（上流部）	山崎排水路	早通排水路	大堀排水路	
鋼矢板形式		軽量3型	軽量3型	軽量3型	本鋼IIA型	本鋼IIA型	本鋼IIA型	本鋼IA～軽量3型	軽量5型	軽量5型	軽量3型	
施 工 年 度		1977年	1976年	1984年	1988年	1989年	1998年	1998年	1999年	1994年	1978年	
供用年数		36年	37年	29年	25年	24年	15年	15年	14年	19年	35年	供用20年以上
基 礎 地 盤		緩く浅い砂	締まった浅い砂	—	締まった浅い砂	締まった浅い砂	—	緩い粘性土	締まった浅い砂	—	—	
健 全 度	目　　視	欠損部多数	欠損部多数	欠損部少数	錆層剥離	錆層剥離	健全	健全	浮き錆	健全	錆層剥離	
	腐食厚(mm)	2.6	2.8	2.3	3.5	2.3	0.0	0.8	0.5	1.7～0.4	1.6	2mm以上
腐食速度（mm/年）		0.07	0.08	0.08	0.14	0.1	0.0	0.05	0.04	0.02～0.09	0.05	0.06mm/年以上
塩化物イオン(mg/l)	1月	2,300	300	150	170	33	54	41	77	89	130	100mg/l以上
	10月	1,600	220	360	340	140	12	18	54	55	28	
	平均値	1,950	260	255	255	87	33	30	66	72	79	
大地抵抗率(Ω・m)	深度5mまで	56.2	41.7	81.0	111.3	146.8	58.2	44.5	146.5	424.3	137.3	100Ω・m以下
	深度10mまで	44.3	48.8	87.9	102.0	180.3	59.0	46.4	131.4	325.8	110.0	
	平均値	50.3	45.3	84.5	106.7	163.6	58.6	45.5	139.0	375.1	123.7	

※ ■ 腐食傾向の目安を超えるもの

2.3既設鋼矢板水路における腐食特性評価

2.3.1 鋼矢板の水路面側における腐食実態調査

2.3.1.1 実験施設の概要と調査方法

試験対象は，新潟市西蒲区に位置する 1982 年に供用開始（調査時点で 30 年経過）された猿ヶ瀬排水路である．図-2.9 に既設鋼矢板採取施設の概要，図-2.10 に既設鋼矢板の腐食状況を示す．当該水路の構造は，幅 2.65 m，高さ 1.5 m で軽量鋼矢板（3D 型，矢板長 L=6 m，設計板厚 6 mm）を用いた根入れ深さ 4.5 m の自立式護岸形式である．水路諸元は，灌漑期の設計水深 0.6 m，水路勾配 1:3000 および設計流量 2.831 m^3/s である．この水路から既設鋼矢板を引抜き，根入れ部を含

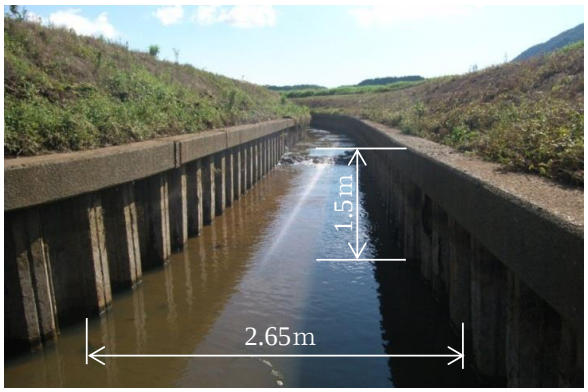


図-2.9　既設鋼矢板採取施設の概要

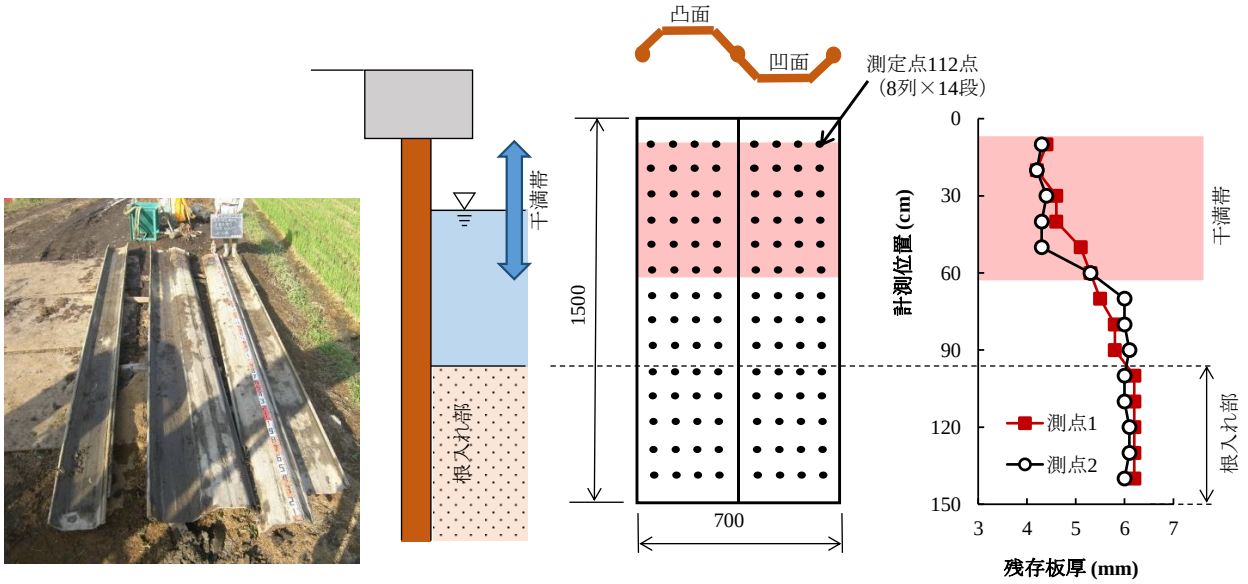
図-2.10　既設鋼矢板の腐食状況

む鋼矢板の残存板厚分布を測定した．

腐食が進行した鋼矢板水路の施設状態を正確に把握・評価するには．残存板厚測定により腐食損傷の度合いを正確に把握する必要がある．港湾構造物では，主に超音波板厚計を用いて鋼矢板の残存板厚が測定されてきた．超音波板厚計による板厚測定の原理は，ごく短い時間発射された超音波パルスが測定物の厚さ方向に往復する時間を測定し，板厚に換算するものである [22]．本研究においても，超音波板厚計による板厚測定を行い，鋼矢板の水路面側における腐食量を定量評価した．

2.3.1.2 結果と考察

調査結果を**図-2.11** および**表-2.4** に示す．残存板厚は，超音波板厚計を用いて，対象施設の 2 測点より採取した鋼矢板 2 枚 1 組の 112 点を測定した．残存板厚測定位置および測定状況を**図-2.12** に示す．横方向 8 列の残存板厚の平均値と，縦方向の計測位置との関係から，鋼矢板の板厚は，根入れ部（土中部）ではほとんど断面減少は見られず，水位変動域である干満帯付近で局部的に進行していることが確認された．干満帯付近の断面厚の平均値は測点 1 で 4.7 mm（残存率 78 %），



(A)採取した鋼矢板　(B)既設水路断面図　(C)測定位置図　(D)残存板厚測定結果

図-2.11　残存板厚測定位置および測定状況

測点 2 で 4.5 mm（残存率 75 %）であることから，**図-2.6** で鈴木らが示した新潟県の腐食調査事例とほぼ一致する傾向を確認した．また，干満帯付近の凸面の平均値は測点 1 で 4.0 mm，測点 2 で 4.1 mm，凹面の平均値は測点 1 で 4.9 mm，測点 2 で 4.5 mm であることから，**図-2.5** で示したように局部腐食の進行が凸面で大きくなる実態とほぼ一致する傾向を示した．

以上の結果から，鋼矢板の残存板厚を測定する際は，干満帯付近の凸面に着目することで，腐食実態の傾向が把握できるものと考えられる．

表-2.4　残存板厚の測定データ

測点1

測定位置	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	平均	備考
10 cm	3.5 mm	3.1 mm	3.7 mm	4.5 mm	5.6 mm	4.6 mm	4.7 mm	5.4 mm	4.7 mm	干満帯
20 cm	3.8 mm	2.7 mm	3.5 mm	4.2 mm	5.3 mm	4.7 mm	4.4 mm	5.3 mm		
30 cm	4.3 mm	3.3 mm	3.6 mm	4.1 mm	5.4 mm	5.0 mm	5.2 mm	5.5 mm		
40 cm	4.6 mm	3.3 mm	3.8 mm	5.0 mm	4.9 mm	5.0 mm	4.9 mm	5.3 mm		
50 cm	4.9 mm	4.7 mm	4.8 mm	5.3 mm	5.3 mm	5.2 mm	4.9 mm	5.3 mm		
60 cm	5.8 mm	5.6 mm	5.6 mm	5.3 mm	5.7 mm	5.1 mm	4.8 mm	4.8 mm		
70 cm	6.3 mm	6.2 mm	6.3 mm	6.1 mm	5.5 mm	4.4 mm	3.7 mm	5.5 mm	5.7 mm	水中部
80 cm	6.3 mm	6.3 mm	6.3 mm	6.2 mm	5.5 mm	5.0 mm	5.8 mm	5.0 mm		
90 cm	6.3 mm	6.3 mm	6.3 mm	6.2 mm	5.7 mm	5.2 mm	4.9 mm	5.5 mm		
100 cm	6.3 mm	6.3 mm	6.2 mm	6.2 mm	6.2 mm	6.2 mm	6.1 mm	6.1 mm	6.2 mm	根入れ部
110 cm	6.2 mm	6.2 mm	6.2 mm	6.2 mm	6.1 mm	6.1 mm	6.0 mm	6.2 mm		
120 cm	6.3 mm	6.3 mm	6.3 mm	6.2 mm	6.2 mm	6.1 mm	6.3 mm	6.2 mm		
130 cm	6.3 mm	6.3 mm	6.3 mm	6.2 mm	6.2 mm	6.2 mm	6.2 mm	6.2 mm		
140 cm	6.3 mm	6.3 mm	6.3 mm	6.2 mm	6.3 mm	6.1 mm	6.1 mm	6.1 mm		
平均	4.5 mm	4.0 mm		4.7 mm	5.4 mm	4.9 mm		5.3 mm		
備考		干満帯凸面				干満帯凹面				

測点2

測定位置	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	平均	備考
10 cm	4.7 mm	4.0 mm	3.9 mm	4.0 mm	4.8 mm	3.9 mm	4.6 mm	4.6 mm	4.5 mm	干満帯
20 cm	4.0 mm	3.9 mm	3.9 mm	4.0 mm	5.3 mm	4.1 mm	4.7 mm	3.8 mm		
30 cm	4.3 mm	3.6 mm	3.8 mm	4.2 mm	5.6 mm	5.0 mm	4.4 mm	4.6 mm		
40 cm	4.1 mm	3.8 mm	4.0 mm	4.0 mm	5.0 mm	4.7 mm	3.9 mm	4.9 mm		
50 cm	4.3 mm	3.8 mm	4.2 mm	4.9 mm	4.7 mm	4.4 mm	4.0 mm	4.4 mm		
60 cm	5.1 mm	5.1 mm	5.3 mm	5.1 mm	5.6 mm	5.0 mm	5.6 mm	5.3 mm		
70 cm	6.0 mm	6.1 mm	6.0 mm	6.3 mm	5.9 mm	6.0 mm	6.1 mm	5.9 mm	6.0 mm	水中部
80 cm	6.1 mm	6.2 mm	6.1 mm	6.1 mm	5.9 mm	5.7 mm	6.0 mm	5.9 mm		
90 cm	6.3 mm	6.1 mm	6.1 mm	6.1 mm	5.9 mm	5.9 mm	6.1 mm	5.9 mm		
100 cm	6.0 mm	6.2 mm	6.0 mm	6.1 mm	6.0 mm	5.9 mm	6.0 mm	5.9 mm	6.0 mm	根入れ部
110 cm	6.1 mm	6.2 mm	5.9 mm	6.2 mm	5.9 mm	5.8 mm	5.9 mm	5.9 mm		
120 cm	6.3 mm	6.4 mm	6.1 mm	6.1 mm	5.9 mm	5.9 mm	5.9 mm	5.9 mm		
130 cm	6.0 mm	6.2 mm	6.3 mm	6.0 mm	6.0 mm	6.0 mm	5.9 mm	6.0 mm		
140 cm	6.1 mm	6.0 mm	6.0 mm	6.2 mm	6.0 mm	5.9 mm	5.9 mm	6.0 mm		
平均	4.4 mm	4.1 mm		4.4 mm	5.2 mm	4.5 mm		4.6 mm		
備考		干満帯凸面				干満帯凹面				

(A)測定位置　　(B)超音波板厚計を用いた残存板厚測定状況

図-2.12　残存板厚測定位置

2.3.2 鋼矢板の土面側における腐食実態調査

2.3.2.1 実験施設の概要と調査方法

これまで，鋼矢板水路の土面側（背面埋設側）について，腐食実態の定量評価が行われた事例は無く，本研究において調査を行った [23]．試験対象は，新潟市西蒲区に位置する 1979 年に供用

開始（調査時点で 36 年経過）された夏井用水路である．**図-2.13** に既設鋼矢板採取施設の概要，**図-2.14** に既設鋼矢板の腐食状況を示す．当該水路の構造は，幅 1.27 m，高さ 1.8 m で軽量鋼矢板（3A 型，矢板長 L=4 m，設計板厚 4 mm）を用いた根入れ深さ 2.35 m の切梁式護岸形式である．水路諸元は，灌漑期の設計水深 0.9 m，水路勾配 1:2000 および設計流量 0.458 m^3/s である．常時水深は渠底から 0.4 m～0.9 m で変動しており，このほぼ中心である渠底から 0.75 m の位置で鋼矢板の観察資料（約 φ 47 mm）を採取した．採取数は 5 片である（**図-2.15**，**図-2.16**）．

図-2.13　既設鋼矢板採取施設の概要

図-2.14　既設鋼矢板の腐食状況

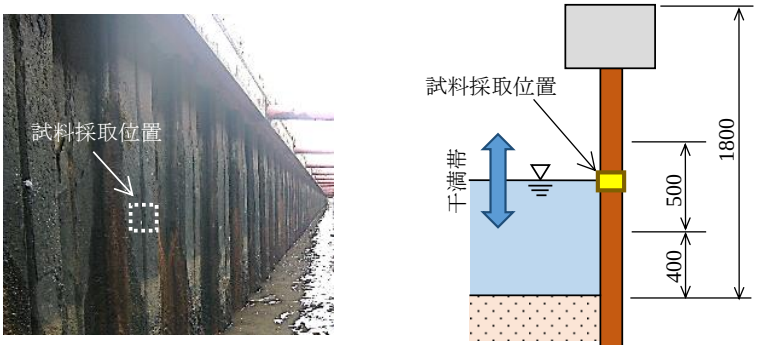
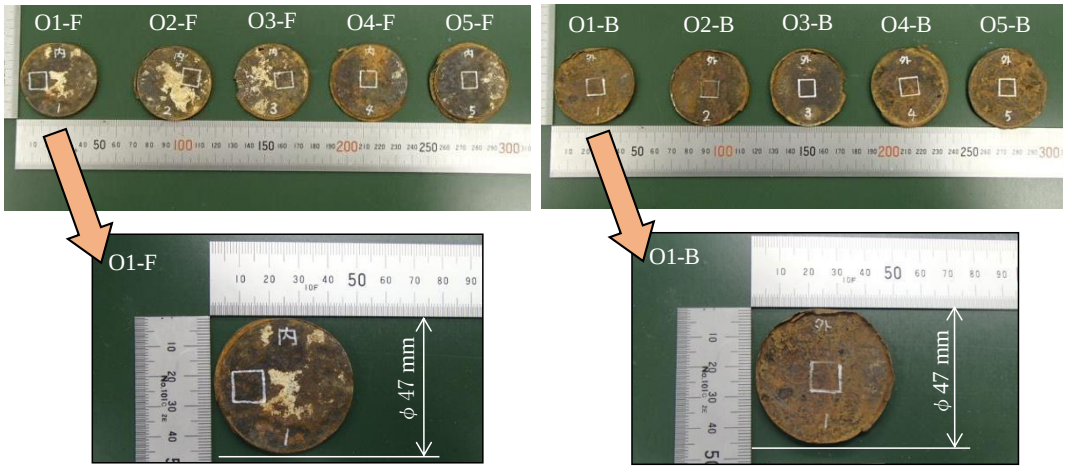


図-2.15　観察試料（切片）の採取位置



(A)水路面側　　(B)土面側

図-2.16　観察試料（切片）の外観

2.3.2.2 結果と考察

観察にあたり，試料は水路面側および土面側ともに付着物を除去した後，水洗いを行った．尚，比較として既設鋼矢板と同規格の未使用鋼矢板の試料 8 片も採取し同様の観察を行った．調査方法は，鋼矢板の腐食による表面粗さを算術平均粗さ [24]により評価した．算術平均粗さとは，鋼矢板表面における高さ方向の振幅平均を表すパラメータであり，2.5 式により表される．

$$\mathrm{Ra} = \frac{1}{l}\int_0^l |f(x)|dx \quad , \tag{2.5}$$

ここで，Ra：算術平均粗さ，l：基準長さである．

算術平均粗さの測定は，干渉型顕微鏡を使用して非接触により測定した．干渉型顕微鏡の測定範囲は 454 μm×596 μm，分解能は 3 nm である．観察方法は，**図-2.17** に示すように，試料の任意の範囲 10 mm×10 mm を抽出し，これを 9 つにエリア分けをした内の 5 点を計測し，この平均値を得た．算術平均粗さの測定画像の一例を**図-2.18** に示す．試料の残存板厚は，超音波板厚計を用いて計測した．計測位置は，顕微鏡観察の範囲 10 mm×10 mm に触子を当てて測定した（**図-2.19**）．

図-2.20 に算術平均粗さと残存板厚の関係を示す．未使用鋼矢板は，表面性状が均質であることから，残存板厚は規格厚 6 mm，平均算術粗さは平均値 5.6 μm の付近に集中した．一方，既設鋼矢板の残存板厚は，平均 3.5 mm（残存率 58 %）であり，**図-2.6** で鈴木らが示した新潟県の腐

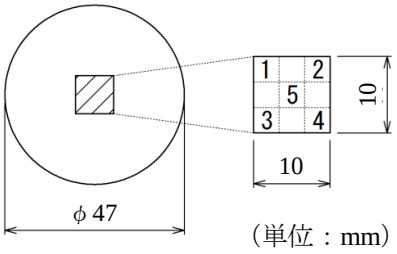


図-2.17　干渉型顕微鏡による観察位置

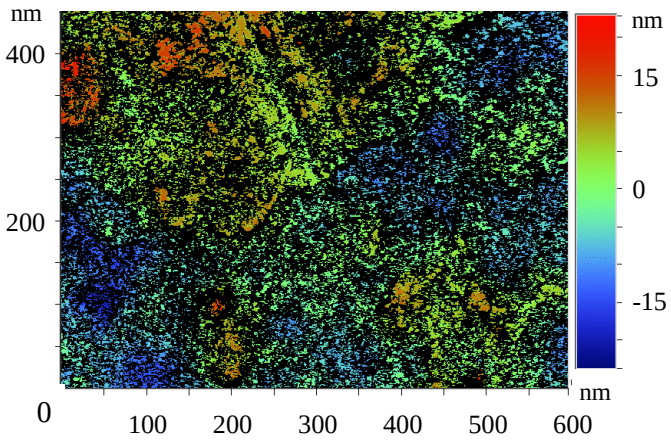


図-2.18　土面側表面の凹凸分布（試料No.O1-B）

図-2.19　残存板厚計測状況

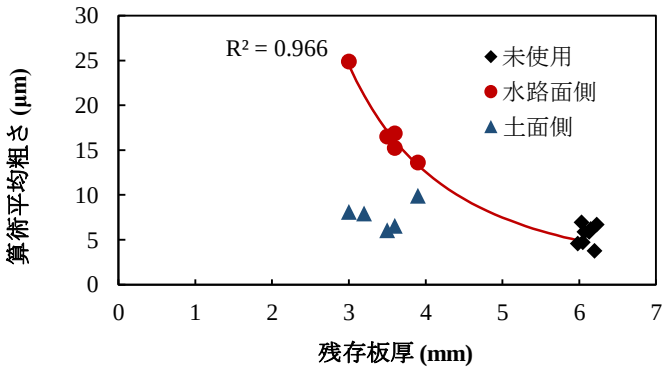


図-2.20　算術平均粗さと残存板厚の関係

食調査事例にける平均腐食速度とほぼ一致する傾向を確認した．既設鋼矢板の表面粗さは，水路面側で板厚減少に伴って表面粗さが増大する傾向が見られ，高い相関を示した．一方，土面側では板厚と表面粗さに相関は見られず，算術平均粗さは平均値 7.7μm 付近に分布し，未使用鋼矢板とほぼ同程度の表面粗さを示した．

以上のことから，鋼矢板の土面側表面粗さは，未使用鋼矢板より若干高い程度の結果となり，腐食の進行が少ないことが推察された．これに対して，水路面側は断面減少の増加に伴い表面粗さも増大し，鋼矢板水路では，水路面側の腐食が断面減少の支配的要因であることが明らかとなった．このことから，既往の研究でも示された通り[25]，鋼矢板水路の腐食劣化の抑制を目的として，水路面側の干満帯付近を被覆し，防食対策を施す表面被覆工法の有効性が確認された．

2.4 本章のまとめ

第 2 章では，農業水利施設として用いられている鋼矢板水路の特徴的な腐食特性を明らかにするため，鋼矢板の腐食機構を電気化学反応の面から概説するとともに，農業水利施設として活用される鋼矢板水路では，灌漑期と非灌漑期を繰り返すことにより，特徴的な腐食機構となることを示した．次に，供用年数と腐食量の関係および塩化物イオン濃度と腐食性の関係など，新潟県における既往の調査結果を踏まえて，鋼矢板の水路面側および土面側の腐食特性について，実構造物から採取した供試体をもとに考察した．その結果，以下の事項が明らかとなった．

(1) 供用年数や使用環境に着目した鋼矢板水路の腐食実態調査の結果，供用年数の増加に伴い年 1%程度の断面の減少傾向が確認され，経過年数 20 年を超えると断面減少が顕在化することが明らかとなった．また，鋼矢板の腐食が激しく，断面欠損が見られた既存施設では，干満帯付近で大地抵抗率の実測値が大きく低下していること，海水遡上により塩化物イオン濃度が高い傾向にあることが明らかとなった．

(2) 鋼矢板水路の残存板厚分布に着目した腐食実態調査の結果，鋼矢板の腐食による断面減少は，根入れ部（土中部）では見られず，水位変動域である干満帯付近で局部的に進行していることが確認された．また，局部腐食の進行は，凹面と比較して凸面で大きくなる傾向を確認した．このことから，鋼矢板の残存板厚を測定する際は，干満帯付近の凸面に着目することで，腐食実態の傾向が把握できるものと考えられる．

(3) 鋼矢板水路の表面粗さに着目した腐食実態調査の結果，土面側では，未使用鋼矢板と同程度の表面粗さであることが確認され，腐食の進行が少ないことが推察された．これに対して，水路面側は断面減少の増加に伴い表面粗さが増大し，水路面側の腐食が断面減少の支配的要因であることが明らかとなった．このことから，鋼矢板水路の腐食劣化の抑制を目的として，水路面側の干満帯付近を被覆し，防食対策を施す表面被覆工法の有効性が確認された．

参考文献

1）　新潟県：平成 25 年度 新潟県の農林水産業，pp. 52-53，2014.

2）　（一社）農業土木事業協会：農業水利施設の機能保全の手引き，pp. 1-17，2015.

3）　鈴木哲也，森井俊広，原 斉，羽田卓也：地域資産の有効活用に資する鋼矢板リサイクル工法の開発，農業農村工学会誌，80(10)，pp. 21-24，2012.

4）　峰村雅臣，羽田卓也，原斉，森井俊広，鈴木哲也：鋼矢板水路の腐食特性へ及ぼす外部環境の影響評価，平成 25 年度農業農村工学会大会講演会講演要旨集，CD-R，pp. 804-805，2013.

5）　萩原太郎，峰村雅臣，原斉，森井俊広，鈴木哲也：新潟県における鋼矢板水路の腐食特性調査，平成 26 年度農業農村工学会大会講演会講演要旨集，CD-R，pp. 690-691，2014.

6）　松下巌：自然環境における腐食，金属表面技術，31(7)，pp. 383-392，1980.

7）　善一生，阿部正美：港湾鋼構造物の腐食調査，港湾技研資料，413，pp. 17+26，1982.

8）　阿部正美，横井聰之，大即信明，山本邦夫：港湾鋼構造物の腐食調査，港湾技研資料，601，pp. 4-11，1987.

9）　溝口茂，山本一雄，杉野和男，沢井章：半世紀経過した護岸用鋼矢板の腐食挙動，防食技術，36，pp. 148-156，1987.

10）　横井聰之，阿部正美：港湾構造物の腐食の実態について，土木学会論文集，403-VI(10)，pp. 85-92，　1989.

11）　守屋進：河川護岸用鋼矢板の全国腐食調査，第 22 回鉄鋼塗装技術検討会発表予稿集，pp. 89-94，1999.

12）　鋼管杭・鋼矢板技術協会：防食ハンドブック-設計・施工・維持管理-，pp. 2_1-2_39，2011.

13）　佐藤嘉康，萩原太郎，小林秀一，鈴木哲也：鋼矢板水路の腐食特性を考慮した保護対策の実証的研究，農業農村工学会誌，82(12)，pp. 963-966，2014.

14）　板垣昌幸，高橋歩，四反田功，渡邉邦洋，平崎敏史，梅村文夫：動電位分極曲線の測定と定電流保持を組み合わせた淡水中における炭素鋼の腐食診断法, 材料と環境, 58(8), pp 308-313, 2009.

15）　（公社）土木学会：腐食した鋼構造物の性能回復事例と性能回復設計法，pp. 20-24，2014.

16）　貝沼重信，細見直史，金仁泰，伊藤義人：鋼構造部材のコンクリート境界部における経時的な腐食挙動に関する研究，土木学会論文集，780(I-70)，pp. 97-114，2005.

17）　（公社）土木学会：腐食した鋼構造物の耐久性照査マニュアル，pp. 2_2-2_5，2010.

18）　R. E. Melchers: Pitting Corrosion of Mild Steel in Marine Immersion Environment - Part 1: Maximum Pit Depth, *Corrosion*(*NACE International*), 60(9), pp. 824-836, 2004.

19）　食料・農業・農村政策審議会農業農村振興整備部会技術小委員会：農業水利施設の機能保全の手引き「開水路」，pp. 31～51，2010.

20）　電気学会電食防止研究委員会：電食・土壌腐食ハンドブック，p. 465，1977.

21）　伊藤久也，鈴木哲也，河野英一，青木正雄：C/S マクロセル腐食による老朽化が顕在化した鋼製パイプラインの非破壊評価に関する実証的研究，開発学研究，22(3)，pp 24-33，2012.

22）　（一社）日本非破壊検査協会：超音波厚さ測定 I 2009，pp. 9-16，2009.

23）　長崎文博，鈴木哲也，小林秀一，佐藤弘輝：農業用排水路で供用された鋼矢板の表面粗さ観

察による腐食劣化特性の評価，平成 27 年度農業農村工学会大会講演会講演要旨集，CD-R，pp. 694-695，2015.

24）（公社）土木学会：腐食した鋼構造物の耐久性照査マニュアル，pp. I_198-I_203，2010.

25）松岡和，山本正弘，五戸清美：海水中に暴露された鋼材のマクロセル腐食現象の解析，材料と環境，56(3)，pp. 99-105，2007.

第 3 章

鋼矢板 - コンクリート複合材による保護工の開発

第 3 章　鋼矢板 - コンクリート複合材による保護工の開発

3.1 概要

鋼矢板は鋼材の腐食反応により，断面を減少させる．鋼材の断面減少はそのまま断面性能の低下に影響するが，鋼矢板水路の構造設計では，供用期間中の腐食による肉厚減少を考慮した腐食代が設定されている．一般的に設計基準で設定される腐食代は，表裏合わせて 2 mm である [1), 2)]．第 2 章で示したように，鋼矢板水路の腐食進行は，常時水位の水面付近である干満帯で腐食の進行が早く [3)]，特に供用年数が 20 年を超えた水路で腐食の進行が顕在化することが報告されている [4)-6)]．したがって，腐食が進行した鋼矢板水路の長期的な保護には，設計腐食代が消失し，深刻な機能低下に至る前に，腐食反応を抑制する補修工法の開発が急務な技術的課題である．

既存の腐食対策は，**図-3.1** に示すように腐食代と防食法に分けられる．腐食代は供用期間の腐食量に相当する鋼材の板厚を設計時に見込んでおく方法である．防食法には大きく分けて，電気防食法と被覆防食法の 2 つの方法がある [7)]．電気防食法は，被防食体である鋼材を，腐食すなわちアノード溶解しない電位に電気化学的に設定する方法であり，流電陽極方式と外部電源方式がある．被覆防食法には塗装工法，ペトロラタム被覆工法，金属被覆工法，有機系被覆工法，無機系被覆工法があり，鋼矢板表面を各種材料で被覆することで腐食因子を遮断するものである．被覆防食法は，これまで一般的に採用されてきたが，**図-3.2** に示すように腐食を防止するには至らず，紫外線による再劣化事例や被覆層の剥離事例が散見される [8), 9)]．これらの点を踏まえて，本研究では腐食した鋼矢板にコンクリートを被覆し，鋼矢板 - コンクリート複合材（steel sheet pile-concrete composite）として保護する補修工法の開発を目的としている [10)]．**図-3.3** に概要図を

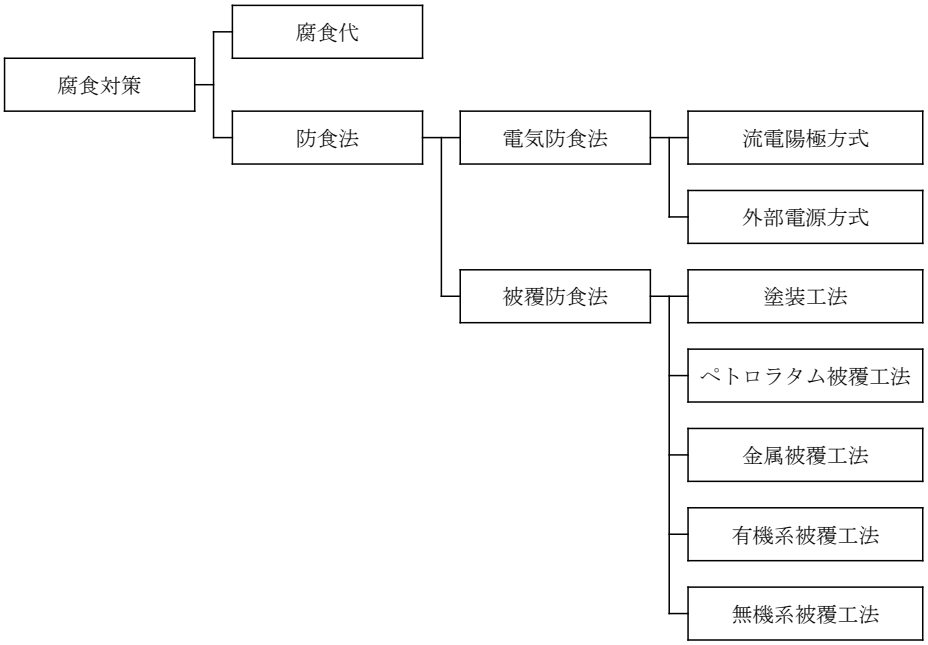
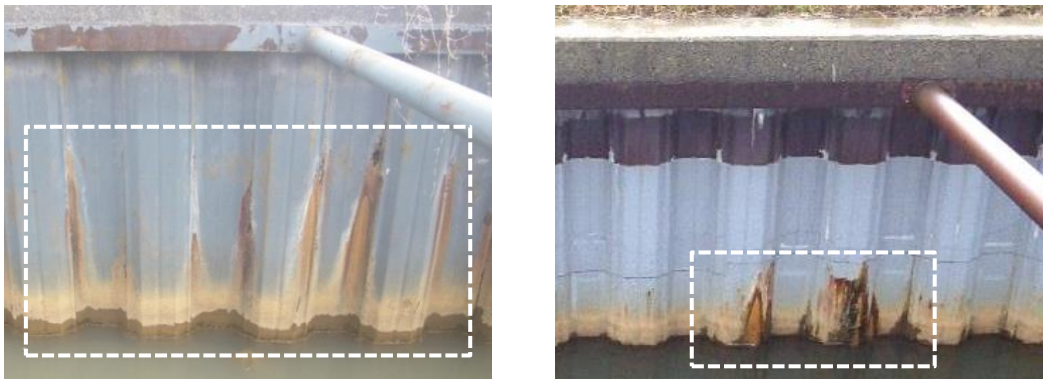


図-3.1　各種腐食対策法[7)]

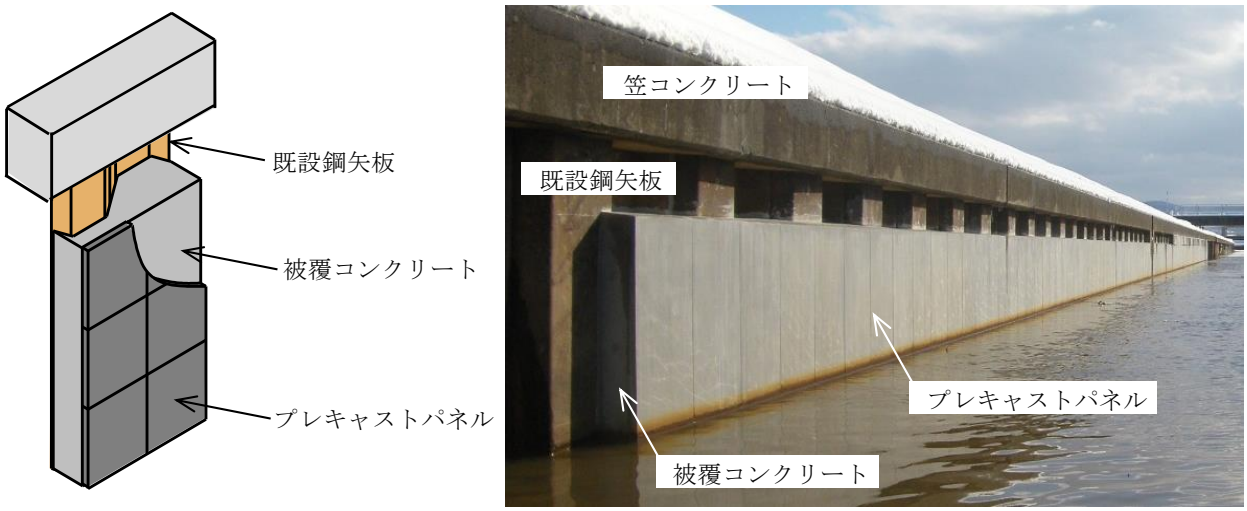
示す．被覆材にコンクリートを選定した理由は，従来工法と比較して，施工性，普及性および LCC の低減の観点から優位にあることに加えて，鋼矢板にコンクリートを被覆した鋼矢板 - コンクリート複合材による鋼矢板の補強効果も期待できることにある．

農業水利施設の補修工事は，一般的に非灌漑期の秋季から冬季にかけての厳しい制約条件下で施工される．このため，本技術を公共事業に円滑に導入する上で，実構造物を対象とした実証的検討や信頼性などの確認が必要になる．既往の研究では，未使用の鋼矢板とコンクリートの合成部材を用いて，曲げ変形挙動を考察している研究 [11]，ハット型鋼矢板と RC 壁の合成部材を用いて，せん断耐力を考察している研究 [12]，鋼矢板とコンクリートの合成部材に発生するねじれによる変形挙動を考察している研究 [13]，外殻鋼管コンクリート梁の鋼材とコンクリートの剥離やずれにより発生する AE を考察している研究 [14]などが挙げられる．いずれの研究も，未使用の鋼材を対象として実験室内で実験を行っている．そこで本章では，腐食代を有する既設鋼矢板にコンクリートを被覆した鋼矢板 - コンクリート複合材の曲げ特性に着目し，3.2 において，実験室内でのモデル試験により曲げ載荷試験を実施し，力学特性を考察する [3), 10), 15), 16)]．次に，3.3 において，



（A）無機系被覆工法　　（B）有機系被覆工法

図-3.2　被覆防食法における再劣化事例



（A）構造概念図　　（B）既設鋼矢板水路の適用事例

図-3.3　鋼矢板 - コンクリート複合材による補修工法

耐久性の観点から鋼矢板 - コンクリート複合材を構成する鋼矢板と被覆コンクリートとの付着特性に着目し，実験室内において引張試験を実施し，力学特性を考察する [17), 18)]．次に，3.4 において，モデル試験の結果を踏まえて，実構造物による実地試験により曲げ載荷試験を実施し，力学特性を考察する [3), 19), 20)]．いずれも評価指標には，載荷時の変位挙動を用いた．また，載荷時に発生する弾性波を AE 法 [21)-23)]で検出し，その特性から複合材料の破壊特性を評価する．さらに，3.2 では，曲げ載荷時の変形特性を DICM [24), 25)]により同定し，載荷時と除荷時の変位特性を非接触計測から明らかにする．以上の実験的，実証的検討をまとめて，鋼矢板 - コンクリート複合材を既設鋼矢板水路へ適用する際の構造的な安定性を立証する．

3.2 モデル試験による鋼矢板 - コンクリート複合材の曲げ特性評価

3.2.1 実験条件

3.2.1.1 鋼矢板採取施設の概要

実験的検討に用いた既設鋼矢板は，新潟市西蒲区に位置し，1982 年に供用開始（調査時点で 30 年経過）した猿ケ瀬排水路から採取した（**図-3.4**，**図-3.5**）．当該水路の構造は，幅 2.65 m，高さ 1.5 m で軽量鋼矢板（3D 型，矢板長 L=6 m，設計板厚 6 mm）を用いた根入れ深さ 4.5 m の自立式護岸形式である. 水路諸元は, 灌漑期の設計水深 0.6 m, 水路勾配 1:3000 および設計流量 2.831 m^3/s である．本研究では，この水路から既設鋼矢板を引抜き，供試体を作製した．

図-3.4　既設鋼矢板採取施設の概要

図-3.5　既設鋼矢板採取状況

3.2.1.2 実験ケース

曲げ載荷試験は**表-3.1** に示す 4 ケースの供試体について実施した．供試体には，実構造物から採取した既設鋼矢板と未使用の鋼矢板を用いた. それぞれについて, 鋼矢板単材と鋼矢板に**表-3.2** に示す配合のコンクリートを被覆した鋼矢板 - コンクリート複合材を製作した．製作した供試体は，Case 1 が既設鋼矢板単材，Case 2 が未使用鋼矢板単材，Case 3 が既設鋼矢板 - コンクリート複合材，Case 4 が未使用鋼矢板 - コンクリート複合材である．これらの供試体の形状図を**図-3.6** に示す．供試体の寸法は，鋼矢板 2 枚を 1 組として幅 700 mm，長さ 1500 mm で製作した．

3.2.1.3 既設鋼矢板の残存板厚

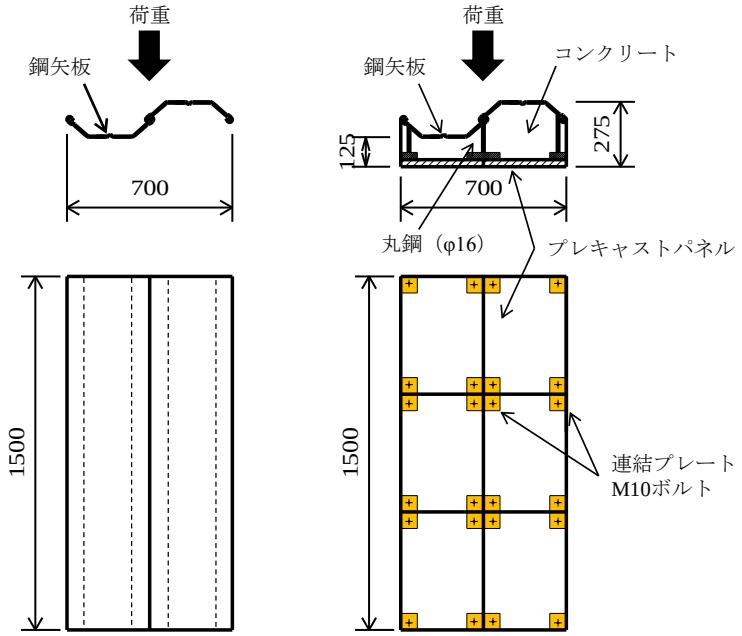
既設鋼矢板を用いた Case 1 および Case 3 は，供試体製作に先立って鋼矢板表面の錆や付着物を高圧洗浄機（14.7 MPa）にて除去した．その後，未使用鋼矢板とともに残存板厚を測定した．残存板厚の測定は，超音波板厚計を用いて既設鋼矢板 1 組につき，長さ方向 14 点，幅方向 8 点の計 112 点を測定した（**図-3.7**）．既設鋼矢板 2 組の残存板厚は，4.2 mm から 6.1 mm の範囲に分布し，平均板厚は 5.2 mm であることが確認された．設計板厚に対する減少率は，最大で 30 %，平均で 13.3 %であった．以上の結果から，既設鋼矢板は腐食による板厚減少を生じているが，その減少量は，腐食代 2 mm の範囲内で腐食代を有した状態であることが確認された．なお，既設鋼矢板の板厚減少部分は，後述する片持ち梁形式の曲げ載荷試験での載荷スパン部分に分布している．

表-3.1 供試体の種類

ケース	種　別	材料構成
Case 1	既設鋼矢板	軽量鋼矢板 t=4.2 mm～6.1 mm
Case 2	未使用鋼矢板	軽量鋼矢板 t=6.0 mm～6.1 mm
Case 3	既設鋼矢板　＋ コンクリート	軽量鋼矢板 t=4.2 mm～6.1 mm,　コンクリート σ_{ck}=18 N/mm^2
Case 4	未使用鋼矢板 ＋ コンクリート	軽量鋼矢板 t=6.0 mm～6.1 mm,　コンクリート σ_{ck}=18 N/mm^2

表-3.2　コンクリート示方配合

設計基準強度 f'_c (N/mm^2)	粗骨材の最大寸法 G_{max} (mm)	スランプ (cm)	空気量 (%)	W/C (%)	s/a (%)	単位量(kg/m^3)				
						水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	AE 減水剤
23	25	12.0	4.5	58.0	36.8	156	269	671	1181	2.86



（A）Case 1，Case 2　　（B）Case 3，Case 4

図-3.6　供試体形状図

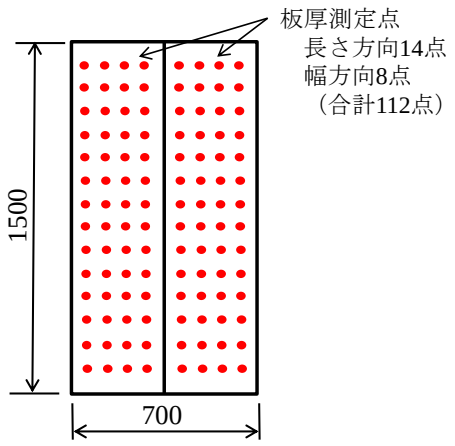


図-3.7　板厚測定位置図

3.2.1.4 鋼矢板 - コンクリート複合材の概要

鋼矢板 - コンクリート複合材である Case 3 および Case 4 の被覆コンクリートは，プレキャストパネル（以下「PCa パネル」と記す）を残存型枠として用いて，内部にコンクリートを充填した．供試体は，鋼矢板と被覆コンクリートおよび PCa パネルの三層で構成されている．PCa パネルの寸法は 1 枚当たり幅 350 mm，長さ 500 mm，厚 30 mm のガラス繊維モルタルを混入した加圧成形板である．供試体 1 枚当たりの使用枚数は 6 枚である．PCa パネルは，鋼板（t＝2.3 mm）を加工した連結プレートを用いて M10 ボルトによって相互に固定した．鋼矢板と PCa パネルの接合は，丸鋼（直径 16 mm）を接合材として鋼矢板と連結プレートに互いに溶接で接合した．したがって供試体は，12 本の丸鋼を接合材として PCa パネルと鋼矢板を接続している．被覆コンクリートの厚さは，鋼矢板の凹凸に応じて t＝125～275 mm（PCa パネル厚含む）とした．被覆コンクリートの設計基準強度は，σck＝18 N/mm^2（材齢 28 日；23 N/mm^2）である（**表-3.2**）．

3.2.2 実験方法

3.2.2.1 曲げ載荷試験方法

曲げ載荷試験の概要図を**図-3.8**，試験状況を**図-3.9** に示す．曲げ載荷は，供試体を片持ち梁として実施した．載荷位置は，片持ち梁の固定端からの載荷スパンを 800 mm とした．変位挙動は，

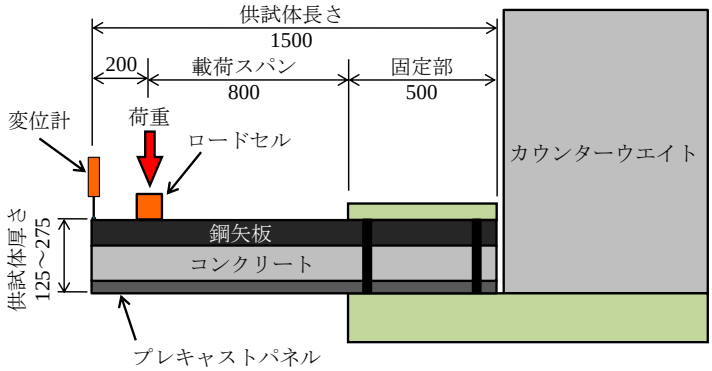


図-3.8　曲げ載荷試験の概要図

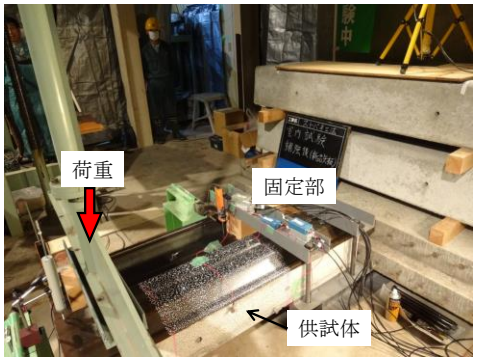


図-3.9　試験状況

表-3.3　荷重条件

載荷サイクル		1	2	3	4	5	6	7
荷重 (kN)	Case 1，Case 2	22	27	33	38	43	48	54
	Case 3，Case 4	20	25	31	36	42	46	51
作用モーメント(kN・m)		18	22	27	31	35	39	43

ロードセルによる荷重計測と変位計による変位計測から評価した．変位計測は，変位計を供試体の片持ち梁先端に配置し，載荷方向の変位を計測した．載荷方向は供用時の作用荷重を想定して，農業用排水路に常時土圧が作用する方向，すなわち既設鋼矢板においては土面に接していた側，鋼矢板 - コンクリート複合材においては鋼矢板面側から載荷を行った．固定部および載荷部では，偏荷重状態を避けるため，凹面へブロックを挿入した．

荷重条件は，既設鋼矢板を採取した農業用排水路で想定される作用モーメントを Chang の式 [1] より算出し，**表-3.3** に示す載荷サイクルを設定した．載荷方法は，繰り返し載荷として各サイクルで 3 回の載荷を繰り返した．載荷荷重は，最大モーメントの発生点（水路渠底）における設計モーメント（=18 kN・m）と，その 1.5 倍（=27 kN・m）を基準値として設定した．載荷荷重が鋼矢板単材（Case 1，Case 2）と鋼矢板 - コンクリート複合材（Case 3，Case 4）で異なるのは，供試体を片持ち梁として設置した際に作用する自重モーメントを考慮したためである．

3.2.2.2 AE 計測方法

曲げ載荷過程における破壊挙動を AE 法により計測し，供試体の破壊挙動を評価した．AE 法とは，個体材料内部の微小な破壊，あるいはそれと同様なエネルギー解放過程によって発生する弾性波動現象を受動的に検出する手法であり，検出波の特性を各指標値（AE パラメータ）により定量的に評価するものである [21)-23)]．AE 計測は，SAMOS-AE システム（PAC 社製）を用いた．閾値は 42 dB で，検出波はプリアンプ 40 dB，メインアンプ 20 dB として，合計 60 dB に増幅した．AE センサは，R-15α（150 kHz 共振型）を用いて**図-3.10** に示すように供試体の表面に 8 センサを等間隔に設置した．

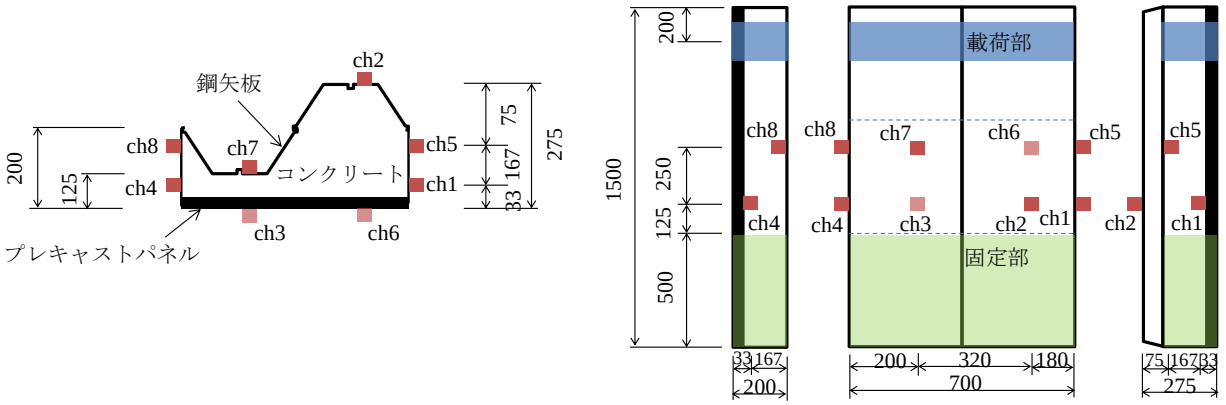


図-3.10　AEセンサ配置図

本研究では，評価指標値に AE ヒット数と Calm 比を用いた．ここで，AE ヒット数は，一連の載荷および除荷に発生する AE 発生総数である（**図-3.11**）．

Calm 比とは，NDIS2421(2000) [26]にて定義されている AE パラメータである．この評価値は，「除荷時に計数された AE ヒット数」に対する「履歴のサイクル中に計数された AE ヒット数」で表される（3.1 式）．

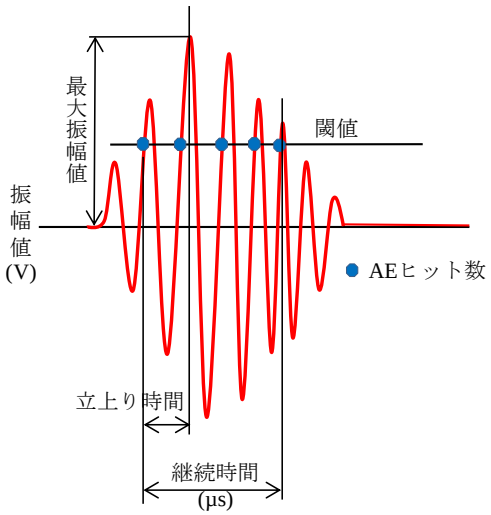


図-3.11　AEパラメータ

$$\text{Calm比} = \frac{\text{除荷時に計数されたAEヒット数}}{\text{履歴のサイクル中に計数されたAEヒット数}} \tag{3.1}$$

繰り返し荷重下での AE 発生挙動に関して，鉄筋コンクリート構造のような最終破壊までに各種の破壊段階が存在する構造体では，載荷時に比べて除荷時の不活発さが安定性の指標となることから，Calm 比は不活発さを健全性の指標としている．すなわち，Calm 比の上昇は材料劣化を意味しており，本研究では，このような材料劣化が進行した状態（Clam 比≒1.0）を材料の力学的安定性の低下と定義して検討を行った．

AE 発生挙動は，3 次元位置標定により発生部位を特定した．3 次元位置標定とは，複数の AE センサ（最小 4 センサ）により検出した AE の検出時間差から幾何学的に発生源を同定するものである．3 次元位置標定により構造体内部や部材の欠陥位置を定量的かつ視覚的に把握可能である [27]．位置標定における鋼矢板 - コンクリート複合材の弾性波速度は，4,000 m/s とした [28]．

3.2.2.3 画像計測方法

本研究では，凹凸状の複雑な断面形状で構成される鋼矢板の形状的特徴を踏まえて DICM による変位解析を試みた．DICM は，CCD カメラなどで撮影した測定対象物表面のデジタル画像を解析することにより，計測範囲全体の面的な変形量と変形方向を推定する解析手法である [24), 25)]．撮影に 2 台のカメラを用いることで，3 次元変形を解析することができる．解析原理は，測定対象物表面の計測範囲にスプレーなどで不定形ドット（ランダムパターン）を施し，測定対象物の変形前と変形後の移動量を追跡することにより，変形量と変形方向を解析するものである．変形前

の画像データより任意の点を中心とした小領域（サブセット）を指定し，変形後の画像データから変形前の指定小領域と相関性の高い小領域を探索することにより，小領域の中心点の移動量と移動方向を評価することができる．

画像計測は，鋼矢板単材の Case 1 および Case 2 について実施した．計測機器は，デジタル 3D コリレーションシステム（Correlated Solutions 社製）を用いた．図-3.12 に示すように，CCD カメラを 2 台使用して，異なる方向から鋼矢板の表面を撮影し 3 次元変形を解析した．計測にあたり，計測範囲の鋼矢板表面に白色のランダムパターンを描画した（図-3.13）．また，CCD カメラの画像のひずみ補正をキャリブレーションプレートを使用して行った．計測範囲には，4 台のハロゲンライトを用いて照度を一定に保ち，画像撮影を実施した．画像の撮影間隔は，100 Hz である．使用した CCD カメラ仕様は，解像度 1384×1036 pixel，シャッター速度 0.02 ms である．

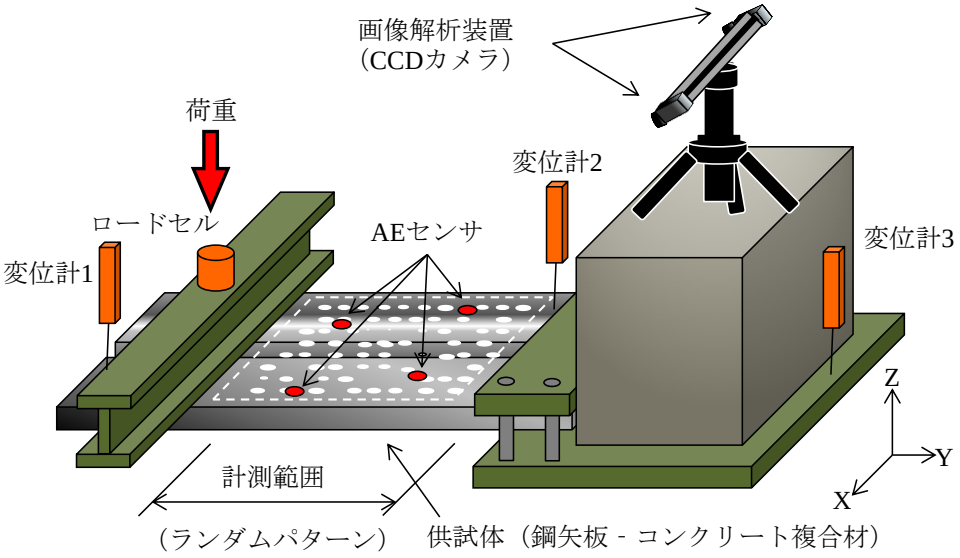


図-3.12　計測機器配置図

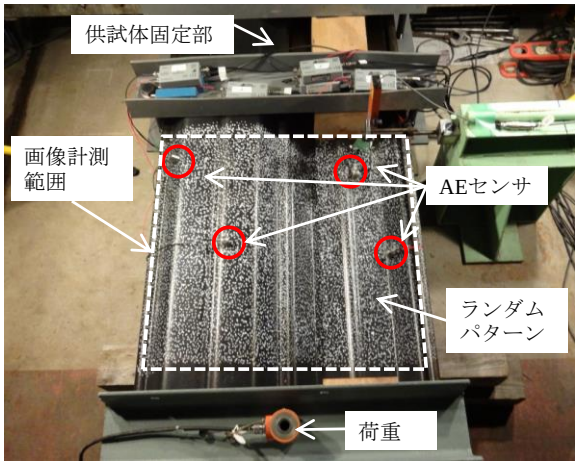


図-3.13　画像計測の範囲

3.2.3 結果および考察

3.2.3.1 曲げ載荷試験による変位挙動評価

曲げ載荷試験における供試体の各サイクル毎の最大変位量を図-3.14，残留変位量の履歴を図-3.15 に示す．

鋼矢板単材では，既設鋼矢板（Case 1）と未使用鋼矢板（Case 2）で異なる変位挙動が確認され，Case 1 の変位量が大きいことが確認された．作用モーメント 27 kN・m における変位量では，Case 1 が最大変位量 34.3 mm，残留変位量 3.1 mm に対して，Case 2 が最大変位量 22.9 mm，残留変位量 0.8 mm を示した．Case 1 に対する Case 2 の変位量の比は，最大変位量 67 %，残留変位量 26 %であった．

鋼矢板 - コンクリート複合材では，未使用鋼矢板の複合材（Case 4）において，作用モーメント 39 kN・m で被覆コンクリートにひび割れが発生した．これに対して，既設鋼矢板の複合材（Case 3）は，一連の載荷サイクルでの被覆コンクリートのひび割れは確認されなかった．変位挙動は，作用モーメント 27 kN・m において，Case 3 が最大変位量 7.3 mm，残留変位量 0.9 mm を示した．Case 4 は，最大変位量 10.6 mm，残留変位量 1.6 mm を示した．既設鋼矢板の複合材（Case 3）と未使用鋼矢板の複合材（Case 4）の変位挙動が，鋼矢板単材のケース（Case 1，Case 2）と異なる点については，次節 3.2.3.4 DCIM 解析結果で詳述するが，セクション部の腐食度が曲げ変形に影響していたものと推察される．Case 3 で用いた既設鋼矢板では，セクション部の腐食により曲げ載荷時の変形が抑制されたものと推察された．

鋼矢板単材と鋼矢板 - コンクリート複合材を比較すると複合材の最大変位量の低減が確認された．この低減効果は，作用モーメント 27 kN・m において，既設鋼矢板では Case 3 が Case 1 に対して 21 %，未使用鋼矢板では Case 4 が Case 2 に対して 46 %の結果を得た．このことから，曲げ載荷時の鋼矢板 - コンクリート複合材の変位挙動はコンクリートに強く影響を受けており，曲げ変形の抑制効果が明らかになった．同様の結果は，先行研究である El-Shihy, A. M. *et al.*[13]や Sebastin, W. M. *et al.*[29]により，実験室内のモデル試験で報告されている．本研究では，これらの先行研究の成果を踏まえて，AE 法による破壊挙動評価と DICM による変形挙動の観察結果を詳述する．

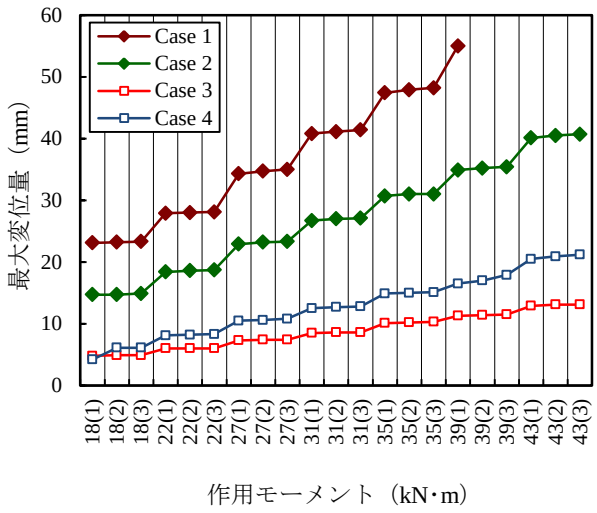


図-3.14　最大変位と作用モーメントの関係

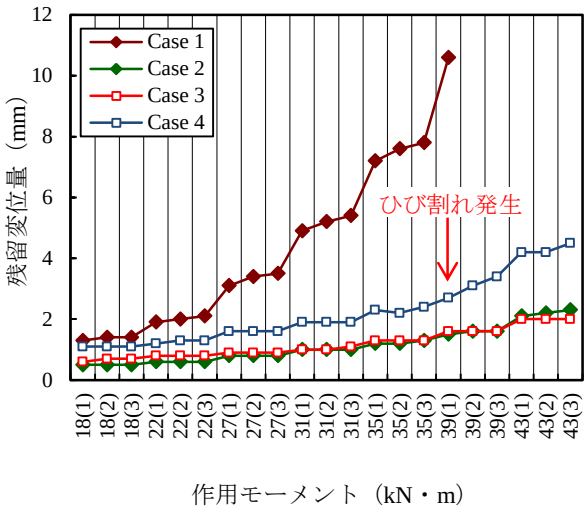


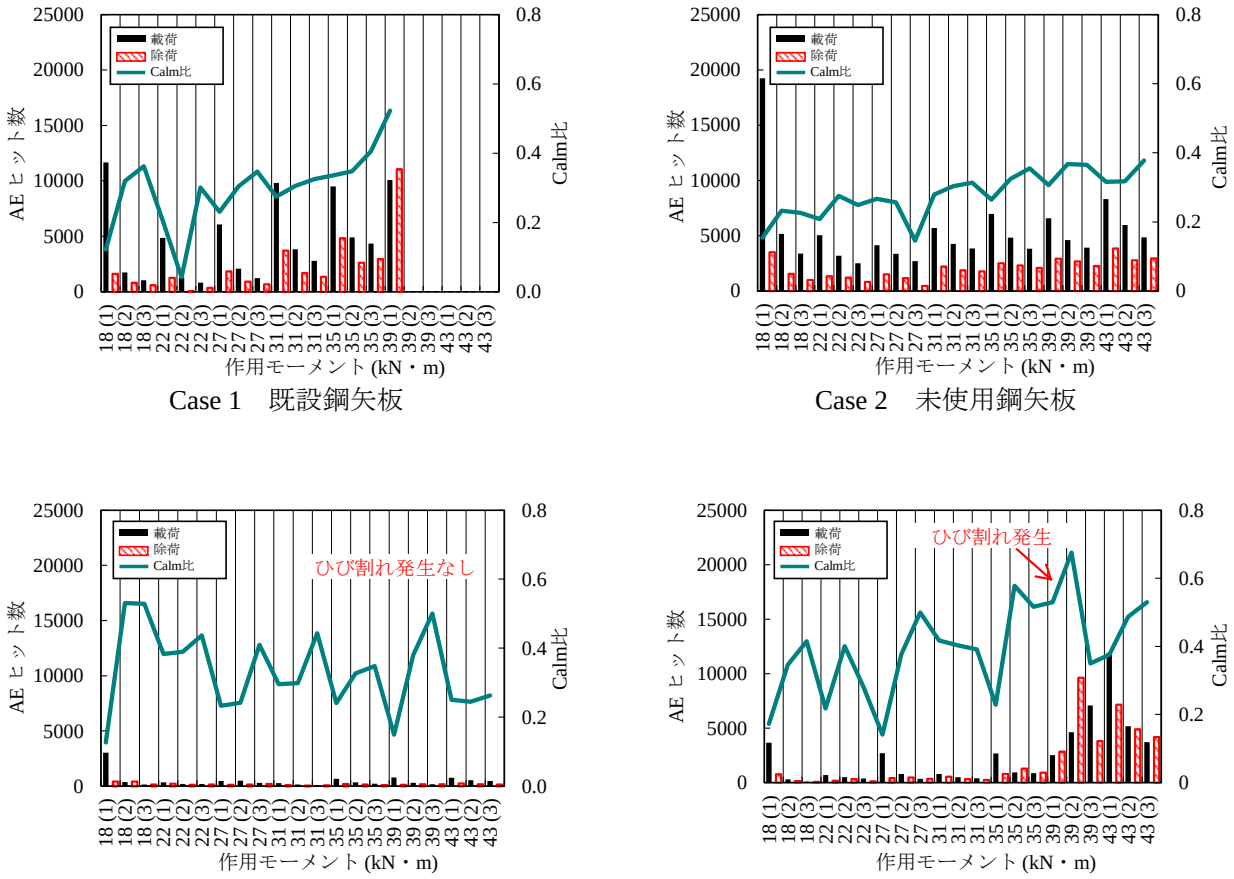
図-3.15　残留変位と作用モーメントの関係

3.2.3.2 AE パラメータによる材料安定性評価

曲げ載荷過程における作用モーメントと AE ヒット数および Calm 比の関係を**図-3.16** に示す．

鋼矢板単材では，Case 1 において AE の頻発が作用モーメント 31 kN・m の載荷サイクル以降で確認された．更に，39 kN・m の載荷サイクルで除荷時の AE の頻発とこれに伴う Calm 比の増加が確認された．一方，Case 2 では，載荷サイクル過程での作用モーメントの増加に伴う AE ヒット数の増加傾向が認められるが，載荷時に比べ除荷時の AE ヒット数が低い値で推移することから，Calm 比も微増傾向となっている．以上の結果から，繰り返し載荷における AE パラメータの推移が Case 1 と Case 2 で異なることが確認され，既設鋼矢板 Case 1 における長期供用に伴う損傷蓄積による材料安定性の低下が Calm 比の挙動から推察された．

鋼矢板 - コンクリート複合材では，Case 4 の作用モーメント 39 kN・m の載荷サイクルで，AE の頻発と Calm 比の増加が確認された．これは，変位計測で確認された 39 kN・m の載荷サイクルでのひび割れ発生（**図-3.15**）を反映しているものと考えられる．これ以降の載荷サイクルでの AE の頻発は，残留変位の増加傾向と連動しており，材料安定性の低下が進行していると推察された．一方，Case 3 では，載荷過程における AE パラメータの顕著な変化は確認されなかった．作用モーメント 27 kN・m までの載荷サイクルに着目した場合，Case 3 および Case 4 ともに AE ヒット数が低頻度で推移していることから，本研究で対象とした鋼矢板水路の供用レベルの作用モーメントにおいては，被覆コンクリートによる材料安定性の改善効果が確認された．



Case 1　既設鋼矢板

Case 2　未使用鋼矢板

Case 3　既設鋼矢板＋コンクリート

Case 4　未使用鋼矢板＋コンクリート

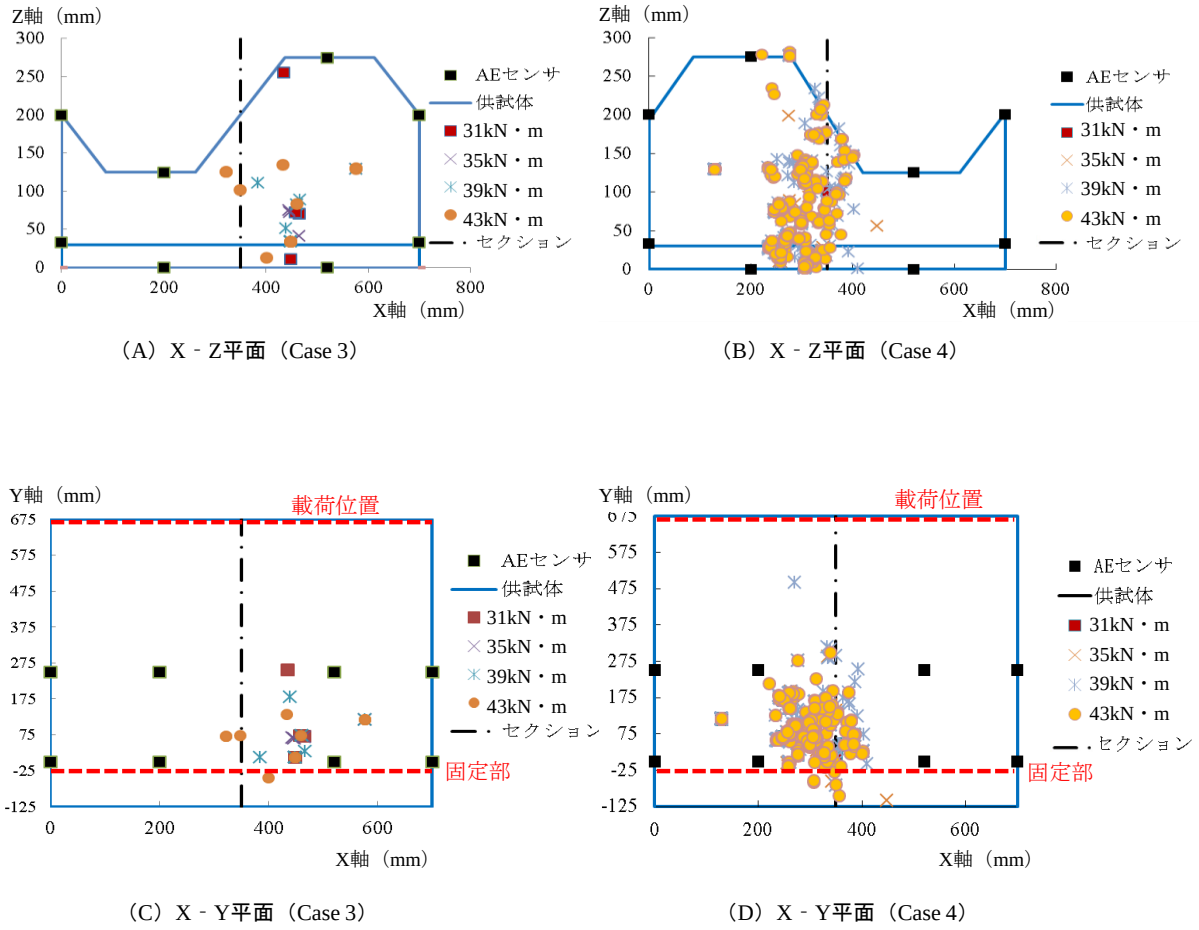
図-3.16　AEパラメータと作用モーメントの関係

3.2.3.3 AE 源位置標定による破壊挙動評価 [30)]

本研究では，鋼矢板 - コンクリート複合材の曲げ載荷過程における AE 発生源の 3 次元位置標定を実施し，欠陥位置の定量的かつ視覚的な把握を試みた．

図-3.17 は 3 次元位置標定の結果を 2 次元に投影したものであり，供試体の断面（X-Z 平面）と上面（X-Y 平面）における AE の発生源を示したものである．同図は，AE 発生源の位置を作用モーメント 31 kN・m から 43 kN・m の載荷サイクルに分類して標定したものである．

X-Z 平面の場合，特に供試体にひび割れが発生した Case 4 において，2 枚の鋼矢板の継手部近傍から斜め方向に AE が頻発していることが確認された．一方，無損傷であった Case 3 においても，斜め方向の AE が確認されたが，発生総数は少ないことが確認された．X-Y 平面の場合，Case 3 および Case 4 ともに鋼矢板継手の固定部近傍で AE の発生源が集中していることが確認された．以上の結果から，鋼矢板 - コンクリート複合材では，曲げ載荷過程において固定部の鋼矢板継手近傍で局所的に破壊が進行するものと推察された．特に作用モーメント 39 kN・m 時点で被覆コンクリートのひび割れが確認された Case 4 では，それ以降の作用モーメントにおいて AE が急増し，Case 3 と比較して明確な相違が確認され，AE 源位置標定により曲げ載荷時の詳細な破壊挙動を評価できることが確認された．



（A）X - Z平面（Case 3）　（B）X - Z平面（Case 4）

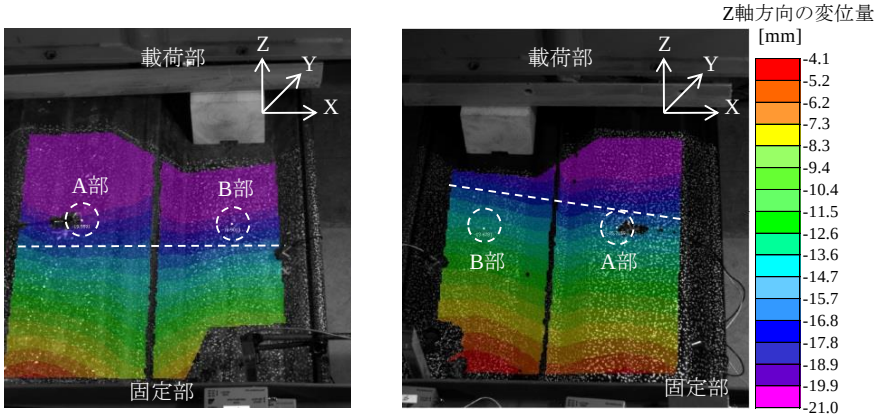
（C）X - Y平面（Case 3）　（D）X - Y平面（Case 4）

図-3.17　AE源位置標定結果

3.2.3.4 DICM 解析による面的な変形挙動評価 [3)]

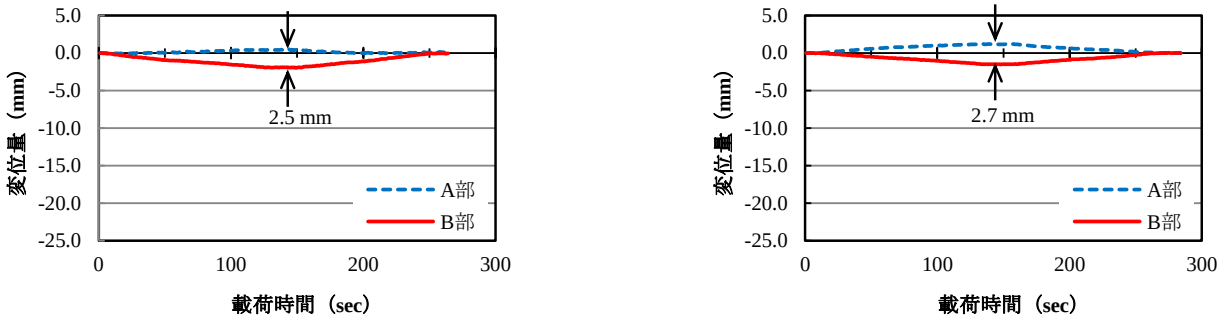
鋼矢板単材 Case 1 と Case 2 の変位量の分布を示したコンター図を**図-3.18** に示す．この図は，作用モーメント 35 kN・m の載荷サイクルにおける載荷方向（Z 軸方向）の最大変位時の状態を示している．既設鋼矢板 Case 1 では，鋼矢板の凸面と凹面でほぼ同様の変位量分布を示したのに対して，未使用鋼矢板 Case 2 では，凸面と凹面のそれぞれの鋼矢板の変位量に差が生じており，供試体にねじれが生じていることが確認された．

この作用モーメント 35 kN・m の載荷サイクルにおける載荷および除荷の一連の過程での変位量の推移を DICM 解析から算出した．**図-3.19**（Y 軸）および**図-3.20**（Z 軸）は，Case 1 および Case 2 の載荷方向の変位量の推移である．変位量の算出部位は，**図-3.18** に示した鋼矢板の凸面（A



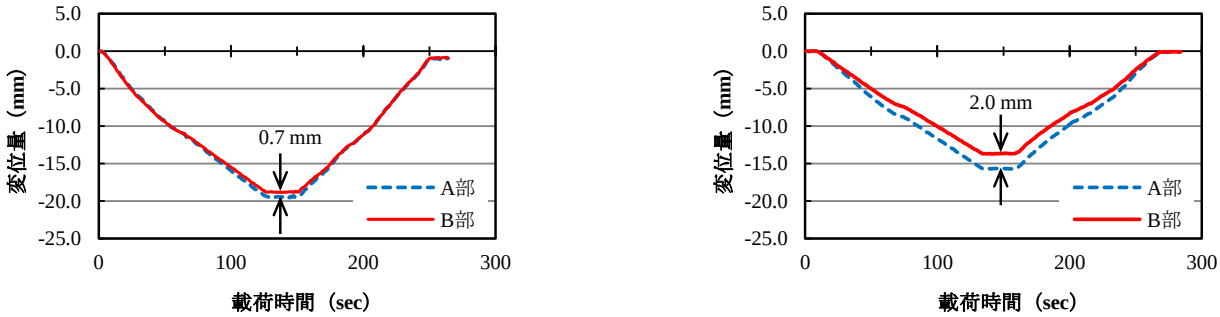
（Case 1）　　（Case 2）

図-3.18　DICM による変位量分布図（Z 軸方向）



（Case 1）　　（Case 2）

図-3.19　Y 軸方向の変位量



（Case 1）　　（Case 2）

図-3.20　Z 軸方向の変位量

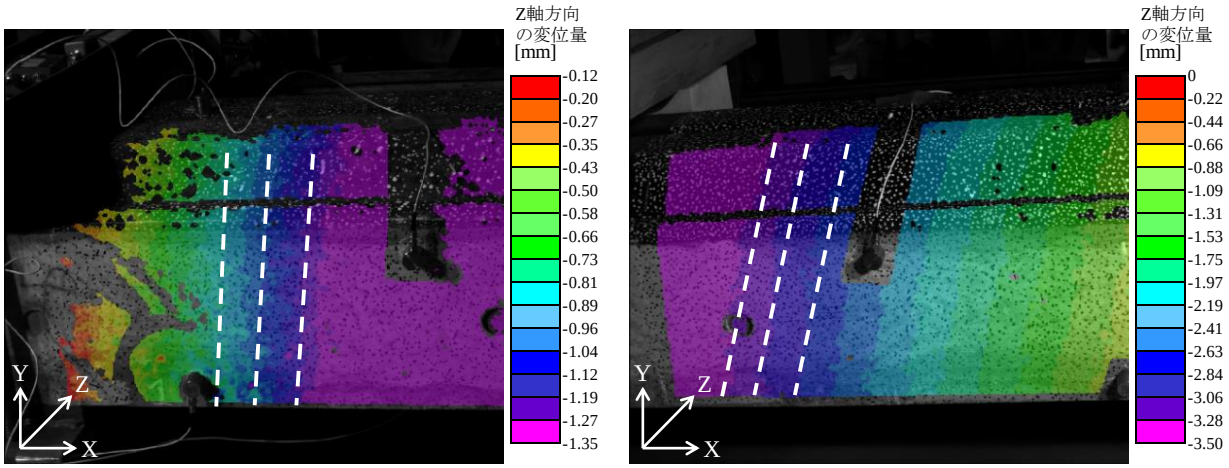
部）と凹面（B 部）である．

Z 軸方向の変形挙動では, 既設鋼矢板の Case 1 が A 部と B 部でほぼ同等の変位量で推移しているのに対し，未使用鋼矢板の Case 2 では，A 部と B 部で変位量の差を生じながら推移しており，**図-3.18** で認められたねじれ変形が載荷除荷の過程で生じていることが確認された．この結果を最大変位量で比較すると，Case 1 は A 部の最大変位量 19.6 mm に対して，B 部の最大変位量 18.9 mm，変位量の差は 0.7 mm であった．一方，Case 2 は，A 部の最大変位量 15.7 mm に対し，B 部の最大変位量 13.7 mm，変位量の差は 2.0 mm であった．

Y 軸方向の変位量の推移では, Case 1 と Case 2 ともに A 部と B 部で変形挙動が異なることが確認された．最大変位量は，Case 1 が A 部で 0.5 mm，B 部で-2.0 mm，Case 2 では，A 部で 1.2 mm，B 部で-1.5 mm を示した．変位量の差は，Case 1 が 2.5 mm，Case 2 が 2.7 mm であった．以上の結果から，鋼矢板 2 枚を 1 組としたときの中立軸と，凹面・凸面のそれぞれの鋼矢板の中立軸の位置の違いによって，鋼矢板の継手にずれが生じていることが推察された．Case 1 と Case 2 で変位量が若干異なるのは，未使用鋼矢板に対して既設鋼矢板の断面諸元が腐食によって変化したことに加えて，セクション部の腐食が影響しているものと推察された．

鋼矢板 - コンクリート複合材の Case 3 と Case 4 の変位量分布を示したコンター図を**図-3.21** に示す．本計測結果は，供試体側面の変位量分布を示したものである．本図は，作用モーメント 35 kN・m の載荷サイクルにおける載荷方向（Z 軸方向）の最大変位時の状態を示している．図中の白点線は，同一変位を結んだものである．既設鋼矢板にコンクリートを被覆した Case 3 では，鋼矢板とコンクリートの変位量分布がほぼ同等であった．これに対して，Case 4 では，鋼矢板継手部に生じたずれ変形により, 鋼矢板とコンクリートの変位量分布に差が生じたことが推察された．

以上の DICM 解析による変位量の算出結果より，鋼矢板供試体において，凹凸断面によるねじれを伴う変形挙動が確認された．更に，供試体長手方向の凹面と凸面の変形挙動が異なり，鋼矢板継手でずれ変形が生じていることが確認された．これらのねじれ変形とずれ変形が，鋼矢板 - コンクリート複合材の Case 3 と Case 4 の破壊挙動の違いに影響を与えているものと推察された．



Case 3　　Case 4

図-3.21　DICMによる変位量分布図（Z軸方向）

3.2.3.5 考察

変位計測および AE 計測の結果から，長期供用された既設鋼矢板（Case 1）は，未使用鋼矢板（Case 2）と比較して，腐食に伴う材料安定性の低下と断面減少による耐力低下が確認された．この既設鋼矢板にコンクリートを被覆した鋼矢板 - コンクリート複合材（Case 3）では，鋼矢板単材と比較して，変位量の低減を確認するとともに AE パラメータから材料安定性の改善効果が認められ，コンクリート被覆による力学的有効性が明らかになった．特に，本研究で対象とした鋼矢板水路に想定される作用モーメントの範囲内においては，被覆コンクリートによる材料安定性の改善効果が確認された．一方，鋼矢板 - コンクリート複合材の Case 3 と Case 4 を比較すると，未使用鋼矢板（Case 4）が大きな変位量を示し，載荷サイクルにおいて材料の破壊挙動が AE パラメータより確認された．これについて，DICM による鋼矢板の面的変形の観察の結果，未使用鋼矢板のねじれを伴う変形挙動が観察された．また，2 枚の鋼矢板を 1 組とした供試体の継手部にずれを起因とする長手方向の変位量の差が確認された．AE パラメータにより確認された Case 4 の破壊挙動は，この鋼矢板のねじれとずれを要因とするせん断応力が被覆コンクリートに作用したものと推察された．**図-3.22** は，あらかじめ設定した載荷サイクルの完了後，更に，80 kN（作用モーメント 66 kN・m）まで載荷した際に，Case 3 と Case 4 の被覆コンクリートに発生したひび割れの状況である．両ケースともに，片持ち梁の最大曲げモーメントが作用する固定端にひび割れが発生した．除荷後のひび割れ幅を計測した結果，Case 3 が 0.04 mm，Case 4 が 0.1～0.2 mm の範囲であり，部材の耐力に大きく影響するレベルの破壊状況ではなかったことが確認された．また，鋼矢板と被覆コンクリートとの間に界面剥離は生じておらず，一体性を保持していることが確認された．

Case 3 と Case 4 を比較すると，未使用鋼矢板の Case 4 だけに固定端のひび割れに加えて，供試体中央部に長手方向へ延びる最大幅 0.2 mm のひび割れが発生した．このひび割れは，未使用鋼

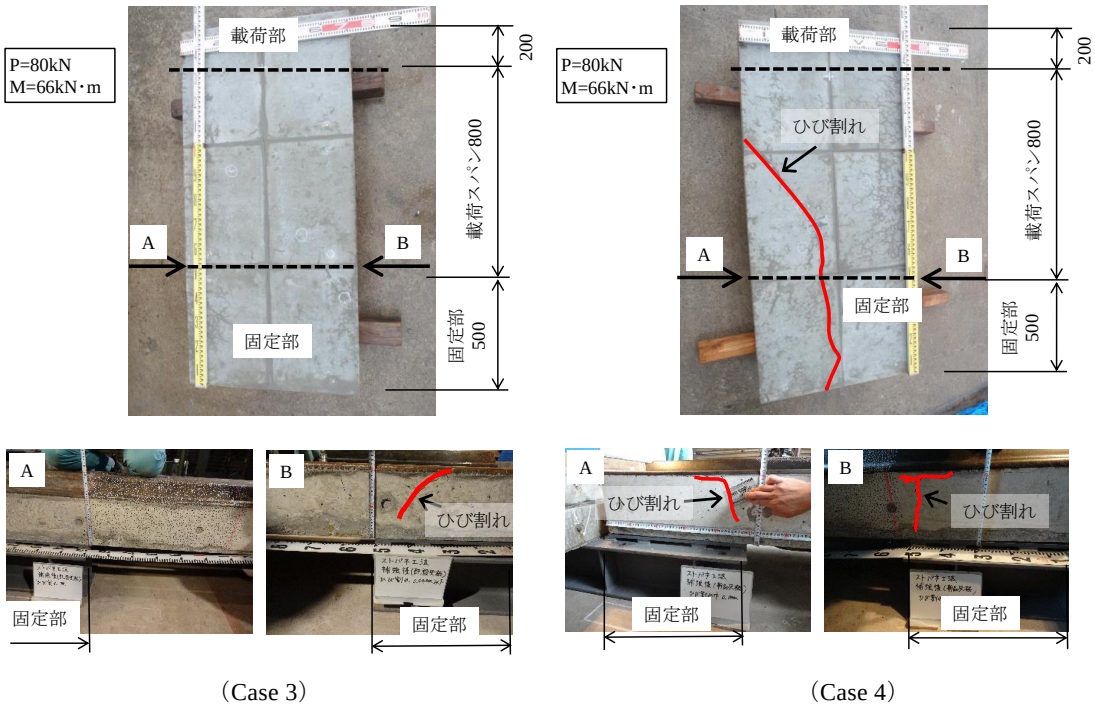


図-3.22　被覆コンクリートのひび割れ状況

矢板のねじれ変形とずれ変形を起因としたものと推察された.

DICM によって確認された既設鋼矢板と未使用鋼矢板の面的な変形挙動の違いは, **図-3.23** に示す通り, 腐食に伴う板厚減少による断面諸元の変化が影響したものと推察された. 特に凹凸面各々の鋼矢板の中立軸の変化が大きく影響を与えているものと推察された.

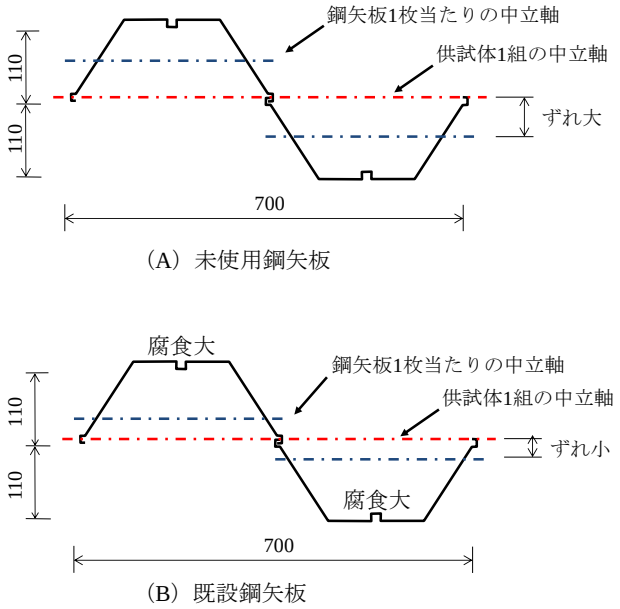


図-3.23　鋼矢板の中立軸

3.3 モデル試験による鋼矢板 - コンクリート複合材の付着特性評価 [17), 18)]

3.3.1 実験方法

本技術により，防食された鋼矢板水路は，その後さらに長期供用が可能となるが，耐久性確保の観点から，供用期間中は，鋼矢板 - コンクリート複合材としての一体性が要求される．このため，本研究では既設構造物から採取した鋼矢板とコンクリートとの付着特性評価を試みた．実験的検討に用いた手法は，引張応力下の荷重 - 変位挙動と AE 法である．

本研究では，鋼矢板切片にコンクリートを被覆した供試体，鋼矢板切片に有機系被覆材および無機系被覆材を塗布した供試体を用いて，引張試験時に発生する AE の特性から付着特性の評価を試みた．**表-3.4** に供試体の種類を示す．**表-3.5** は Case 1 および Case 2 の供試体作製に用いたコ

表-3.4　供試体の種類

供試体No.	平均板厚 (mm)	算術平均粗さ (μm)
Case 1： 既設鋼矢板+コンクリート	5.28	10.12
Case 3： 既設鋼矢板+無機系被覆材料	5.12	12.23
Case 5： 既設鋼矢板+有機系被覆材料	5.33	27.84

供試体No.	平均板厚 (mm)	算術平均粗さ (μm)
Case 2： 未使用鋼矢板+コンクリート	6.05	4.71
Case 4： 未使用鋼矢板+無機系被覆材料	5.98	4.56
Case 6： 未使用鋼矢板+有機系被覆材料	6.02	1.62

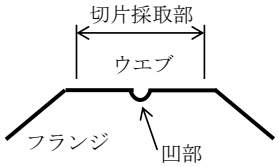
ンクリートの示方配合を示し，**表-3.6** は，Case 3～Case 6 の供試体作製に用いた無機系被覆材および有機系被覆材の材料構成を示す．供試体作製に用いた鋼矢板切片は，未使用の鋼矢板と，3.2 のモデル試験を行った農業用排水路から採取した鋼矢板を用いて，**図-3.24** に示すように，それぞれウエブ上の凹部を中心として 150 mm 角の鋼矢板切片を切り出した．既設鋼矢板表面は，ケレン処理を行って表面の錆層を除去した．また，対象水路における部材欠損を考慮し，断面欠損率が 3 %となるように直径 5 mm の開孔を設けた鋼矢板切片も作製した．**図-3.25** に示すように，Case 1 および Case 2 の供試体作製にはコンクリートを，Case 3 および Case 4 の供試体作製には無機系被覆材を，Case 5 および Case 6 の供試体作製には有機系被覆材を用いた．鋼矢板の平均板厚は，超音波板厚計により計測した．被覆材塗布後の平均塗膜厚は，電磁式膜厚計により計測した．

表-3.5　コンクリート示方配合（Case 1, Case 2）

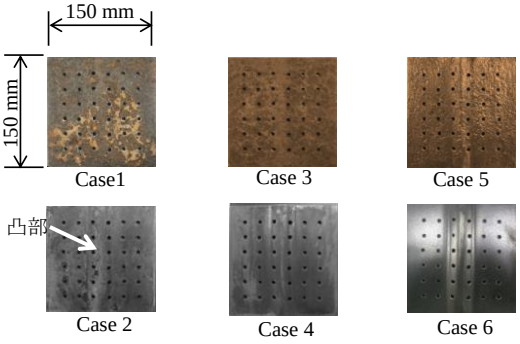
設計基準強度 f'_c (N/mm^2)	粗骨材の最大寸法 Gmax (mm)	スランプ (cm)	空気量 (%)	W/C (%)	単位量(kg/m^3)				細骨材率 (%)
					水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	
18	25	12.0	4.5	58.0	156	269	671	1181	36.8

表-3.6　無機系被覆材および有機系被覆材の材料構成（Case 3～Case 6）

被覆材	主材料	材料構成		平均塗膜厚
無機系被覆材	ポリマーセメントモルタル	エマルジョン：ポリアクリル酸エステル系複合高分子	コンパウンド：セメント＋細骨材	Case 3：1.63 mm Case 4：1.20 mm
有機系被覆材	無溶剤形ポリウレタン樹脂塗料	プライマー：鋼製用エポキシ樹脂	上塗材：超速硬化ウレタン樹脂	Case 5：0.91 mm Case 6：0.63 mm

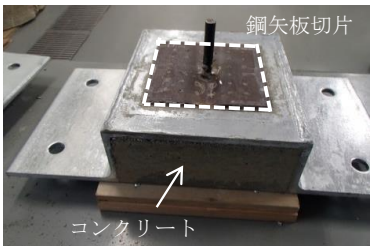


（A）採取した鋼矢板の断面

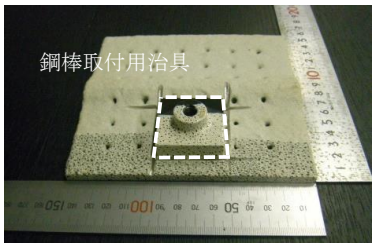


（B）鋼矢板切片の種類

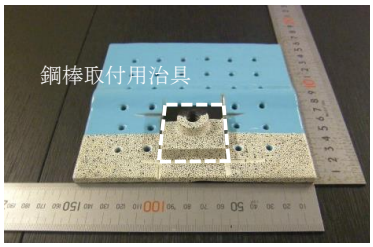
図-3.24　鋼矢板切片の概要



（A）Case1，Case 2

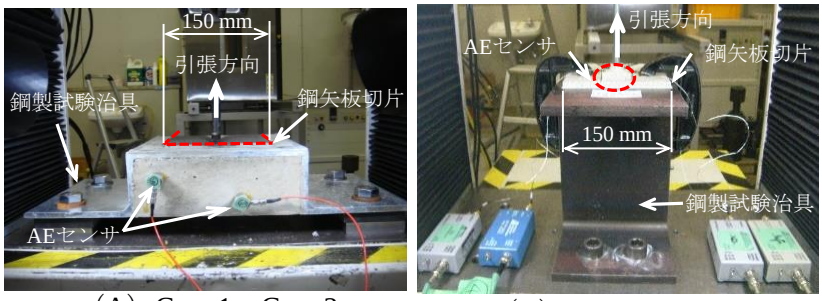


（B）Case 3，Case 4



（C）Case 5，Case 6

図-3.25　被覆材塗布後の供試体



（A）Case 1，Case 2　　（B）Case 3～Case 6

図-3.26　付着試験状況

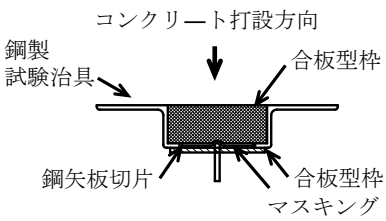
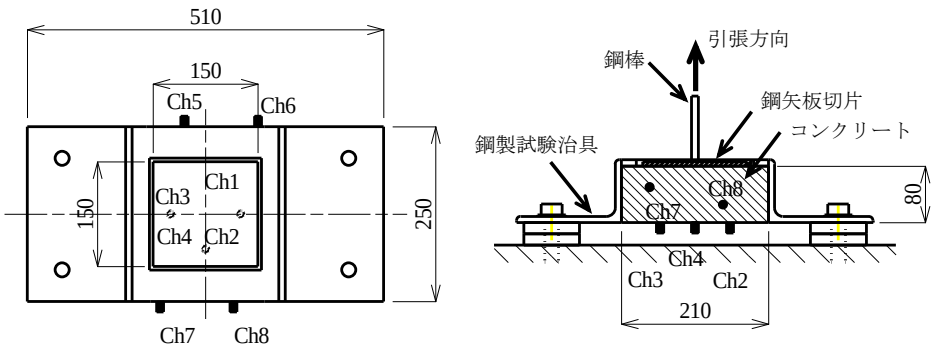


図-3.27　コンクリート打設状況（側面方向）



（A）平面図　　（B）側面図

図-3.28　供試体形状寸法図（Case 1，Case 2）

ここで，算術平均粗さとは，鋼矢板表面における高さ方向の振幅平均を表すパラメータであり [31]，干渉型顕微鏡を使用して非接触により測定し，2.5 式により表される．

付着試験は，万能材料試験機を使用して行った．載荷速度は，土木学会基準（JSCE-K531-2010）に準じて 2,000 N/min の一定速度として試験治具に取り付けた鋼棒を引張り，被覆材が鋼矢板から剥離するまで載荷した．付着試験状況を図-3.26 に示す．Case 1 および Case 2 は，図-3.27 に示すように凸型の鋼製試験治具を逆さにし，開口箇所に鋼矢板切片を取り付け，鋼矢板切片の表面および開孔内部までコンクリートを打設できるようにマスキング処理を施した．鋼矢板切片下側と固定部材の両側面を合板型枠で塞いだ後，鋼矢板とコンクリートの付着界面に接着剤は用いずに内部にコンクリートを打設した．28 日間気中養生後の圧縮強度試験では，平均 26.6 N/mm^2 が確認された．各供試体は，鋼製試験治具の四隅を試験機架台に高力ボルトで固定し，鋼矢板中央に付いている鋼棒を万能試験機のチャックで挟んで載荷した．Case 3 から Case 6 の供試体は，鋼製試験治具の上に被覆材を塗布した 150 mm 角の鋼矢板供試体を固定して実施した．供試体には試験機のチャックを固定させるための鋼棒を取り付けた 40 mm 角の治具をエポキシ系接着剤で固定し，鋼棒を万能試験機のチャックで挟んで載荷した．

本研究では，載荷過程において被覆材の微小破壊時に発生する弾性波を AE 法により計測し，供試体の破壊挙動を検証した．AE 計測は，SAMOS-AE システムを用いた．Case 1 および Case 2 の AE センサの取り付け位置を図-3.28 に示す．AE センサは，共振型（150 kHz）を使用し，コン

クリート下面に 4 センサ，両側面に各 2 センサ配置し，閾値は 42 dB，検出波は 60 dB で増幅した．Case 3～Case 6 の AE センサは，共振型（350 kHz）を使用し，図-3.26(B)に示す通り鋼矢板切片上に接着した 40 mm 角の治具表面に 4 センサ配置し，閾値は 32 dB，検出波は 60 dB で増幅した．本論では，得られた AE パラメータを AE ヒット数，AE エネルギー，最大振幅値および AE 源位置標定により評価した．

3.3.2 結果および考察

3.3.2.1 載荷過程における応力度 - 変位挙動と AE の関係

Case 1 から Case 6 の応力度 - 変位挙動および累積 AE ヒット数の関係を図-3.29 に，試験結果の一覧表を表-3.7 に示す．検討の結果，被覆材の違いにより応力度 - 変位挙動および累積 AE ヒット数の挙動が異なることが確認された．

供試体作製にコンクリートを用いた Case 1 および Case 2 では，付着応力度と変位の関係が直線的に増加する傾向が確認され，塑性変形を伴わずに破壊に至る脆性破壊の特徴を示すことが確認された．AE ヒット数は，Case 1 および Case 2 のいずれも変化点 A から最大付着応力度まで急激

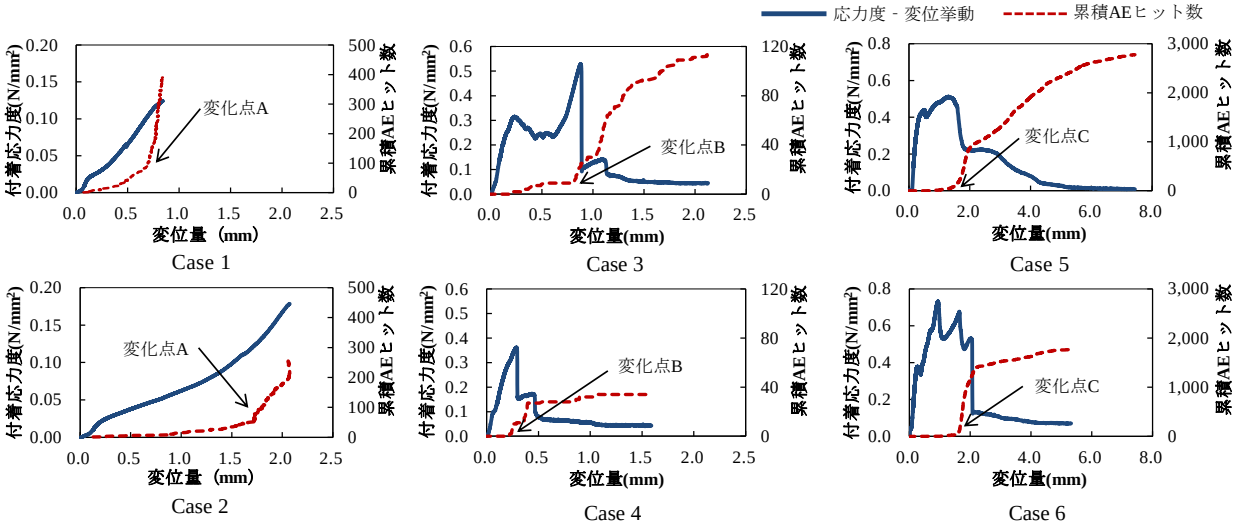


図-3.29　応力度 - 変位挙動と累積AEヒット数

表-3.7　試験結果一覧表

供試体No.	最大荷重 (kN)	付着応力度 (N/mm^2)	最大変位量 (mm)
Case 1：既設鋼矢板+コンクリート	2.79	0.12	0.84
Case 2：未使用鋼矢板+コンクリート	4.01	0.18	2.07
Case 3：既設鋼矢板+無機系被覆材料	0.85	0.53	0.88
Case 4：未使用鋼矢板+無機系被覆材料	0.58	0.36	0.29
Case 5：既設鋼矢板+有機系被覆材料	0.82	0.51	1.29
Case 6：未使用鋼矢板+有機系被覆材料	1.17	0.73	0.94

に増加する傾向が確認された．本論では，累積 AE ヒット数の発生挙動が変化し，グラフ上に顕在化した点を変化点と定義した．累積 AE ヒット数を示すグラフの変化点 A が応力レベルの 70～80 %であることから，変化点 A 以前の付着応力度は，鋼矢板とコンクリートが剥離しない荷重であり，変化点 A 以降は鋼矢板の開孔部に充填されたコンクリートが破断することにより一体性が損なわれたものと推察された．このことから，変化点の傾向により，鋼矢板がコンクリートから剥離する段階をある程度予測可能であることが示された．

供試体作製に無機系被覆材を用いた Case 3 および Case 4 では，一連の載荷過程の中で 2 点ないし 3 点の付着応力度の極値が確認された．AE ヒット数は，両ケース共に最大付着応力度直前の変化点 B 以降，急激に増加する傾向が確認された．最大付着応力度に達する段階までは，被覆材の一体性が確保されていたが，最大付着応力度に達した後は，その一体性が急激に失われているものと推察された．

供試体作製に有機系被覆材を用いた Case 5 および Case 6 の付着応力度は，載荷過程の初期段階に最大付着応力度に達した後は，徐々に低下する傾向が確認された．一方 AE ヒット数は，両ケース共に最大付着応力度に達した変化点 C 以降から急激に増加する傾向が確認された．このことから，AE ヒット数の急激な増加が確認される変化点 C 以前の極値が，有機系被覆材の降伏点ではないかと推察された．また，Case 3 および Case 4 と同様に，変化点 C 以降はその一体性が急激に失われているものと推察された．Case 1 から Case 6 の全ての供試体において，既設鋼矢板の累積 AE ヒット数が未使用鋼矢板と比較して大きいことから，載荷過程における付着特性は表面の粗さの影響を受けているものと推察された．

最大付着応力度の比較では，Case 1 が 0.12 N/mm^2 であるのに対して Case 2 は 0.18 N/mm^2 であった．無機材被覆材との比較では，Case 3 において 0.53 N/mm^2 が確認されており，Case 1 は Case 3 に対して 22.6 %であった．また，有機系被覆材との比較では Case 6 において 0.73 N/mm^2 が確認されており，Case 1 は Case 6 に対して 16.4 %であった．既設鋼矢板にコンクリートを被覆した Case 1 の付着応力度は，無機材被覆材および有機系被覆材と比較して小さいことが確認されたが，1 m^2 当りの荷重換算値は 120 kN/m^2 であることから，実構造物にコンクリートを被覆した場合に想定されるコンクリートの自重 5 kN/m^2 に対して 20 倍以上の付着力が確保されていることが確認された．このことから，鋼矢板-コンクリート複合材として一体性を有することが明らかになった．

3.3.2.2 AE 源位置標定による破壊挙動の評価

本研究では，鋼矢板切片にコンクリートを被覆した Case 1 および Case 2 の付着特性について，載荷過程における AE 源位置標定により評価を試みた．Case 1 および Case 2 における AE 源位置標定の結果を**図-3.30** および**図-3.31** に示す．載荷過程の後半に AE ヒット数の発生挙動に変化点 A が確認されたことから，変化点前後の AE 源位置標定を表示する．

検討の結果，既設鋼矢板および未使用鋼矢板で AE 源の発生挙動が異なる傾向が確認された．変化点前では，Case 1 と Case 2 のいずれも引張載荷部分である鋼棒直下のコンクリート内部で AE 源が分布する挙動が確認された．Case 1 と Case 2 を比較すると，Case 1 では AE 源が広範囲に分布しており，変化点 A 以降で AE の発生範囲が広がる挙動が確認された．各ケース共に鋼棒直下で AE 源が確認されたのは，載荷位置に最も近いことに起因するものと推察された．Case 1 および Case 2 の算術平均粗さを比較すると Case 1 が 10.12 μm，Case 2 が 4.71 μm となり，Case 1

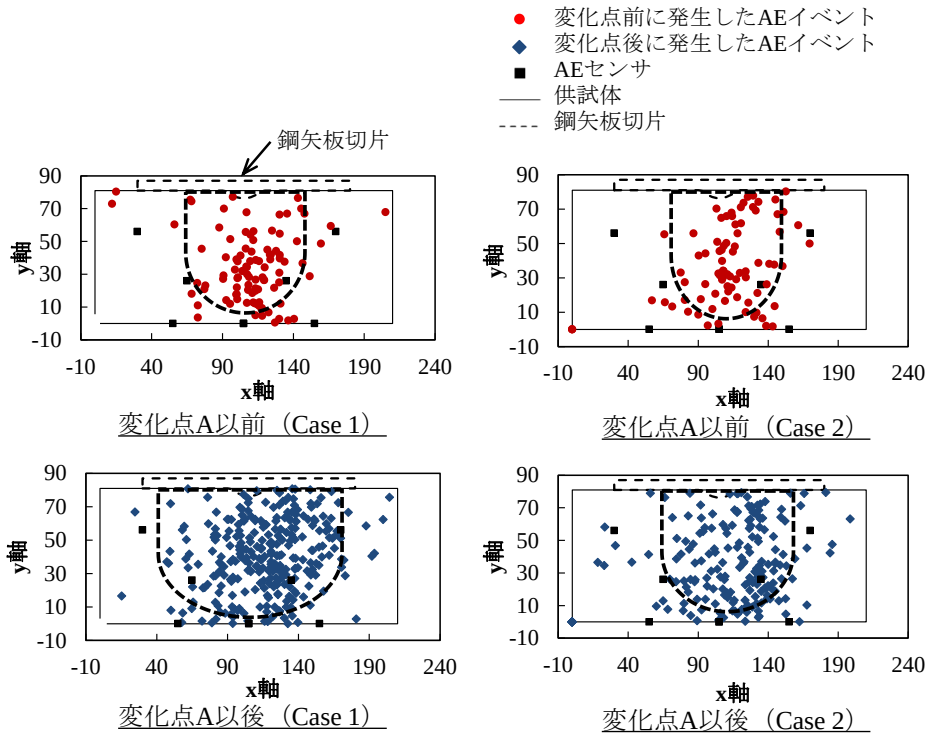


図-3.30　変化点前後のx - y方向AE源位置標定供試体の断面位置）

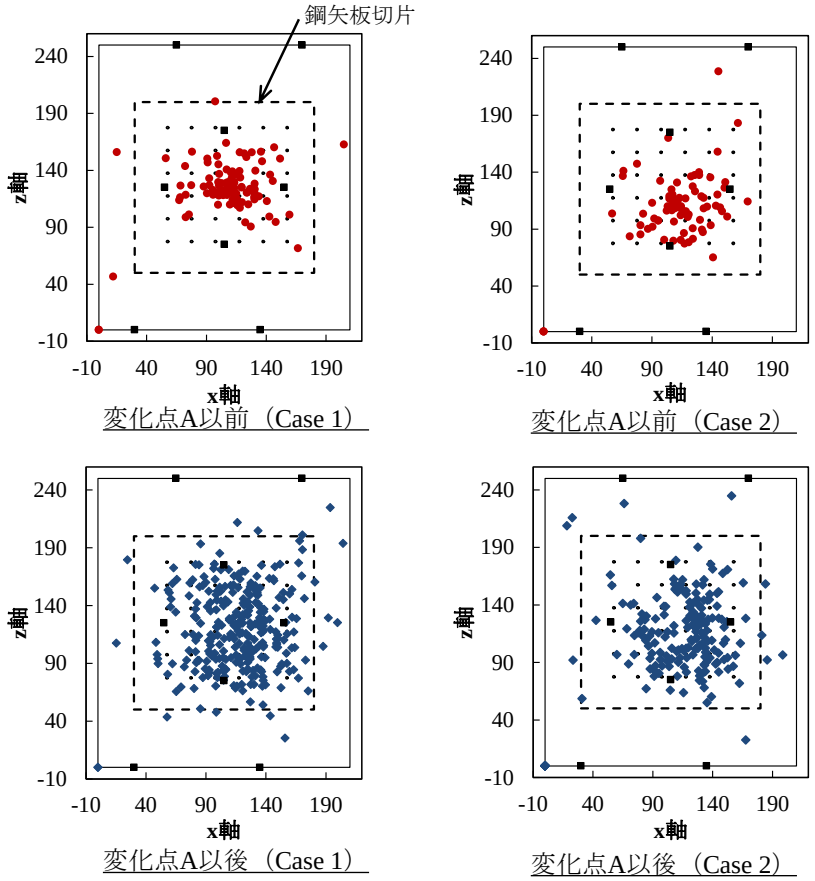


図-3.31　変化点前後のx - z方向AE源位置標定（供試体の平面位置）

が Case 2 に対して 46.5 %であることが確認された．Case 2 の AE 源の分布が狭いのは，両ケースにおける載荷試験後の供試体の破壊状況を示した図-3.32 からも推察される通り，鋼矢板とコンクリートの付着力に寄与する表面の凹凸が小さく，表面性状が均質なためであると推察された．これに対して，Case 1 では腐食などの影響で表面性状が不均質であることから，変化点 A 以降は鋼矢板の開孔部に充填されたコンクリートが破断することにより加速度的に破壊が広がるものと推察された．

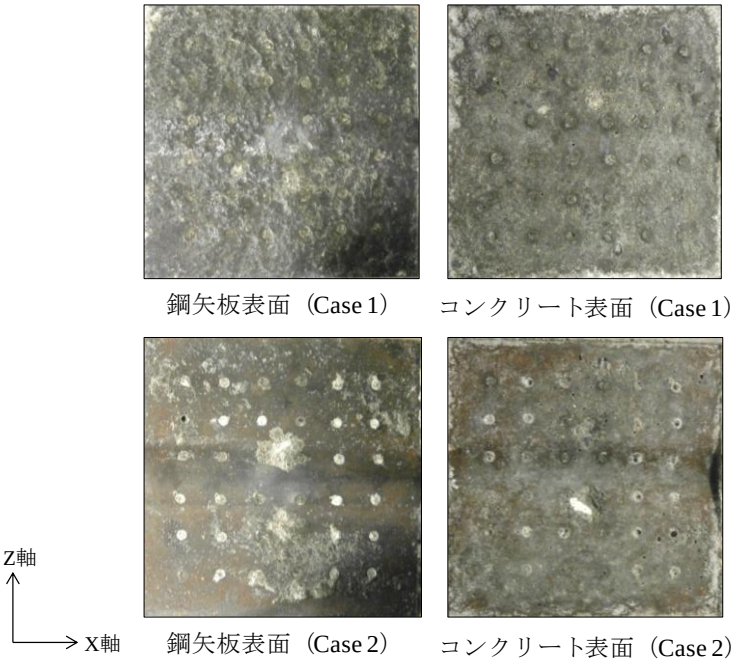


図-3.32　載荷試験後の破壊状況

3.4 実地試験による鋼矢板 - コンクリート複合材の力学特性評価 [3), 19), 20)]

3.4.1 試験方法

実地試験は，3.2 のモデル試験において供試体を作製する際に用いた鋼矢板を採取した供用中の鋼矢板水路を対象として，図-3.33 に示す 2 ケースの曲げ載荷試験により実施した．実地試験の検討ケースを表-3.8，荷重条件を表-3.9 に示す．Case 1 は既設鋼矢板，Case 2 は鋼矢板 - コンクリート複合材である．曲げ載荷試験は，根入れを支承として自立する供試体に水平方向の荷重を作用させて実施した（図-3.34）．載荷位置は笠コンクリート部とし，載荷スパンは水路渠底から 1.3 m である．載荷方向は，常時土圧が作用する土面側からセンターホールジャッキで載荷した．変位挙動は，ロードセルによる荷重計測と変位計により評価した．曲げ試験の載荷条件は，試験断面における軽量鋼矢板の耐力から試験時に作用する土圧モーメントを差し引いて設計モーメントとした．設計モーメントの算出には Chan の式 [1)]を用いて，笠コンクリート天端から 1.5 m 下方の渠底部におけるモーメントとした．載荷荷重は，設計モーメントの 1.5 倍（=27 kN・m）に設定し，作用モーメントを基準値とした．載荷方法は繰り返し載荷とし，同一荷重を 3 回繰り

返した．変形挙動は，ロードセルによる荷重計測に加えて，変位計（最大変位量 100 mm）により評価した．計測機器の構成は，変位変換機 SPD-100C（東京測器研究所製），ロードセル CLC-10A（東京測器研究所製），動ひずみ測定器 DC-204R（東京測器研究所製）である．

本研究では，既存施設においてコンクリート被覆の前後で矢板側壁の曲げ載荷時における荷重 - 変位挙動の変化に着目した．実証的検討は 2 回の実地試験により行った．実地試験のフローを**図-3.35** に示す．1 回目は既設鋼矢板のみを対象とした（Case 1）．Case 1 の実地試験完了後，隣接する鋼矢板においてコンクリート被覆を行い，約 4 週間養生を行った後 2 回目の試験を実施した（Case 2）．その際のコンクリート配合は，水セメント比 58 %，スランプ 12 cm および配合強度 23 N/mm^2 に設定した（**表-3.10**）．

供試体は，供用中の鋼矢板（軽量鋼矢板 3D 型，L=6 m）2 枚を 1 組として，それ以外の隣接する笠コンクリートおよび鋼矢板を撤去して独立させた．なお，供試体の笠コンクリートは，存置した状態としている．撤去した鋼矢板の代わりに土留用の鋼矢板（IA 型，L=7 m）を打設した．ロードセル背面には，載荷用のセンターホールジャッキ（80 MPa 級）を設置するための反力用鋼材

表-3.8　検討ケース

ケース	種　別	材料構成
Case 1	既設鋼矢板	軽量鋼矢板 t=3.5 mm～6.1 mm
Case 2	既設鋼矢板 ＋ コンクリート	軽量鋼矢板 t=4.0 mm～6.1 mm ， コンクリート σ_{ck}=18 N/mm^2

表-3.9　荷重条件

載荷サイクル	1	2	3	4	5	6	7
試験荷重(kN)	2	5	8	12	15	18	21
作用モーメント(kN・m)	14	18	22	27	31	35	39

（Case 2）　（Case 1）

図-3.33　試験状況

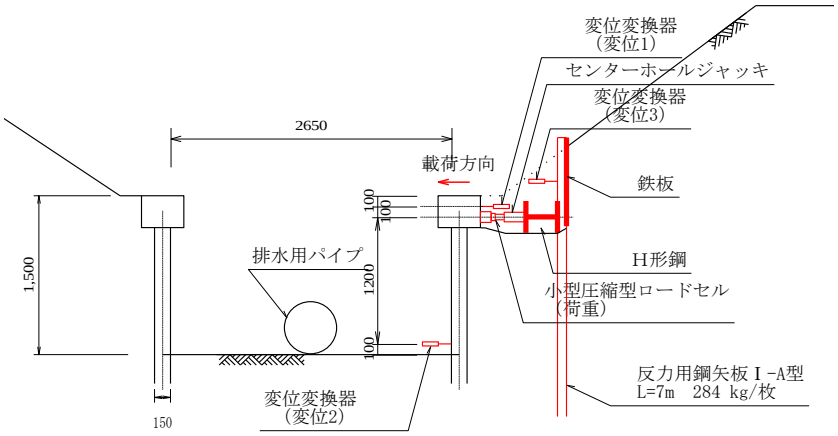


図-3.34　計測機器配置図（Case 1 の場合）

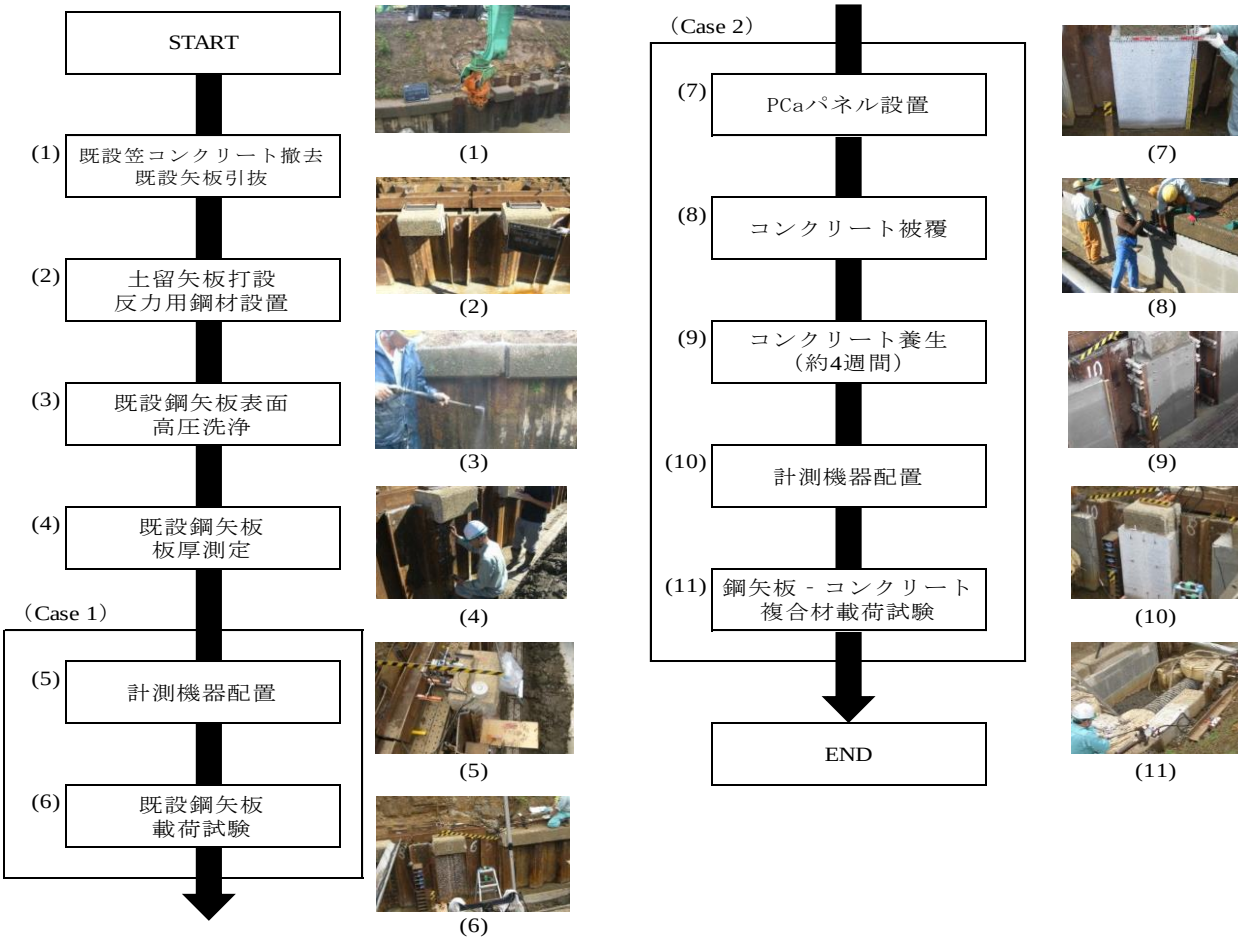


図-3.35　実地試験の流れ

表-3.10　コンクリート示方配合

設計基準強度 f'_c (N/mm^2)	粗骨材の最大寸法 G_{max} (mm)	スランプ (cm)	空気量 (%)	W/C (%)	s/a (%)	単位量(kg/m^3)				
						水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	AE 減水剤
23	25	12.0	4.5	58.0	36.8	156	269	671	1181	2.86

を設置した．腐食した鋼矢板表面の錆や付着物は，高圧洗浄機（14.7 MPa）により試験前に洗浄した．洗浄後，超音波板厚計により鋼矢板の板厚を計測した．以上の作業が終了した後に Case 1 に曲げ載荷試験を実施した．試験後，鋼矢板に接続金具を溶接して，PCa パネル（縦 500 mm×横 350 mm×厚 30 mm）を 6 枚配置した．Case 2 の供試体は，PCa パネルを所定寸法（幅 0.7 m×高さ 1.5 m）に配置後，既設鋼矢板との間にコンクリートを充填し作製した．コンクリートの厚さは，鋼矢板の凹凸に応じて t＝125～275 mm（PCa パネル含む）とした．

3.4.2 結果および考察

曲げ載荷試験を実施した結果，最大試験荷重 21 kN（M=39 kN･m）において Case 2 の被覆コンクリートの破壊は確認されず，既設鋼矢板（Case 1）と鋼矢板 - コンクリート複合材（Case 2）では荷重 - 変位挙動が異なることが明らかになった．

既設鋼矢板に曲げ載荷試験を行った Case 1 では，作用モーメント 27 kN・m の試験荷重において最大変位量 22.8 mm，残留変位量 2.2 mm が確認された．鋼矢板 - コンクリート複合材に曲げ載荷試験を行った Case 2 では，最大変位量 12.9 mm，残留変位量 3.4 mm が確認された（**図-3.36**，**図-3.37**）．両ケースの差は，Case 2 が Case 1 に対して最大変位量 57 %，残留変位量 155 %であった．また Case 1 と Case 2 の残留変位の差は，作用モーメント 27 kN・m の載荷レベルを超えると拡大する傾向があり，作用モーメントの最大値 39 kN･m において Case 1 が 5.7 mm，Case 2 が 11.8 mm であった．両ケースの差は，Case 2 が Case 1 に対して残留変位量 207 %であった（**図-3.37**）．このことから，鋼矢板 - コンクリート複合材では，載荷時の変形挙動がコンクリートにより強く影響を受けており，施工対象に関する設計モーメントの設定により保護工の有効性が影響を受けるもの推察された．

一般的に，農業用排水路の自立式鋼矢板の許容変位量は，護岸高さの 1/40（護岸高さ 4 m 以下）と設定されている [1)]．本検討断面の H=1.5 m の場合，許容値は 37.5 mm となる．本試験結果は，作用モーメント 27 kN・m の試験荷重において，Case 1 の最大変位量が 22.8 mm，Case 2 の最大変位量が 12.9 mm であり，いずれも許容値を下回っていた．しかし Case 1 に対して Case 2 は最大変位量で 9.9 mm 減少しており，鋼矢板 - コンクリート複合材では載荷過程において曲げ変形量を抑制する効果が働いたものと考えられる．このことから，鋼矢板 - コンクリート複合材の有効性は，施工対象である既設鋼矢板の残存板厚と設計モーメントの検討結果に影響を受けるが，供用時の荷重レベルの範囲内において，鋼矢板水路の防食対策として有効であると判断される．

残留変位量については全ての試験荷重において，Case 2 が Case 1 に対して大きくなる傾向が確認され，被覆コンクリートによる重量増加が残留変位に影響を与えていると推察された．作用モーメント 27 kN・m の試験荷重では，両ケースの差は 1.2 mm とほぼ類似な値を確認した．通常，実工事では出来形管理基準値が定められており [32)]，鋼矢板施工時の許容変位量は 1/100 以下と規

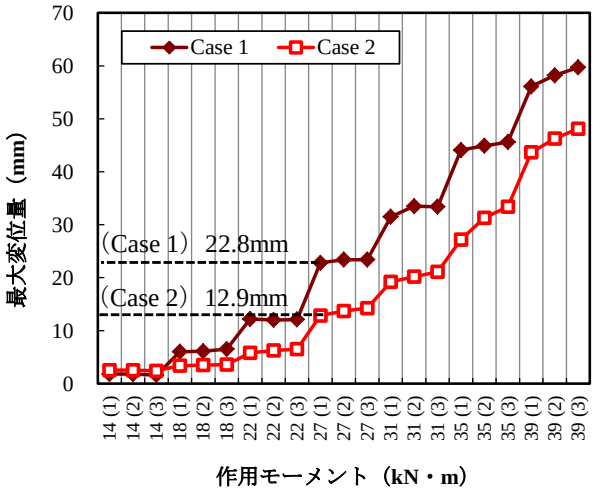


図-3.36　最大変位量と荷重レベルの関係

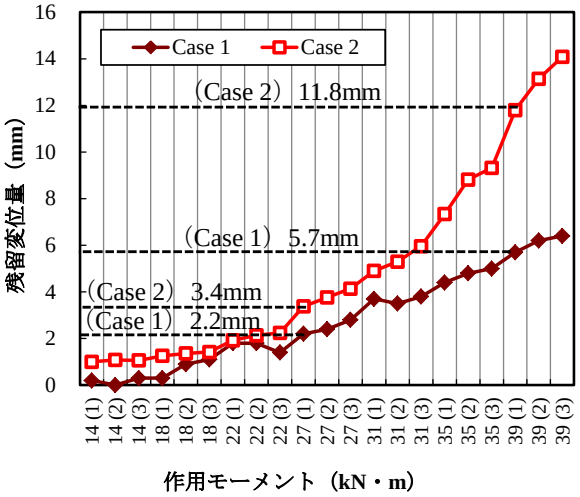


図-3.37　残留変位量と荷重レベルの関係

定されている．本検討断面の H=1.5 m の場合，許容値は 15 mm となる．本試験結果は，作用モーメント 27 kN・m の試験荷重において，Case 2 の残留変位量は 3.4 mm であり，許容値を下回っており，実工事への適用の観点からは問題ないと判断される．

3.5 本章のまとめ

第 3 章では，腐食が顕在化した鋼矢板水路を鋼矢板 - コンクリート複合材により保護する技術について，曲げ載荷時と引張試験時の変形挙動を詳細評価した．曲げ載荷試験は，実験室内でのモデル試験と，実構造物による実地試験の 2 パターンを実施した，実験室内でのモデル試験では，曲げ載荷時の変形挙動を AE 法と DICM により詳細に検討した．実構造物による実地試験では，曲げ載荷時の変形挙動を許容変位量の観点から検討した．また，耐久性の観点から鋼矢板 - コンクリート複合材を構成する鋼矢板と被覆コンクリートとの付着特性に着目し，実験室内において引張試験を実施した．付着特性は，載荷時の変形挙動と AE 法による破壊挙動により評価した．これらの実験的検討および実証的検討により，鋼矢板 - コンクリート複合材を実構造物に適用する際の構造的な安定性を確認した．その結果，以下の事項が明らかとなった．

(1) モデル試験の結果，鋼矢板 - コンクリート複合材の曲げ載荷による変形挙動は，コンクリートの力学特性に強く影響を受けており．コンクリート被覆による曲げ変形の抑制効果が認められ，腐食した既設鋼矢板を用いた鋼矢板 - コンクリート複合材においても抑制効果が確認された．

(2) モデル試験における AE パラメータ解析結果より，既設鋼矢板単材では長期供用に伴う損傷蓄積による材料安定性の低下が確認されたが，既設鋼矢板にコンクリートを被覆した鋼矢板 - コンクリート複合材では，材料安定性の改善効果が確認された．

(3) モデル試験における DICM 解析結果より，鋼矢板 2 枚を 1 組とした供試体では，凹凸断面によるねじれを伴う変形挙動が確認された．また，これに伴う鋼矢板継手のずれの発生が認められ，鋼矢板 - コンクリート複合材の破壊挙動に影響を及ぼしているものと推察された．

(4) 引張試験の結果，既設鋼矢板にコンクリートを被覆した供試体の付着応力度は，120 kN/m^2 であり，無機系被覆材や有機系被覆材と比較して小さいものの，実構造物に対してコンクリートを被覆した場合に想定される自重 5 kN/m^2 に対して 20 倍以上の付着力が確保されていることが確認された．このことから，鋼矢板-コンクリート複合材として一体性を有することが明らかになった．

(5) AE 源位置標定により，コンクリートを用いた供試体の AE 発生挙動は，未使用鋼矢板よりも既設鋼矢板を用いた供試体でより広範囲に分布する傾向が確認された．このことから，鋼矢板とコンクリートの付着力は，表面の細かな凹凸による表面性状の影響を大きく受けるものと推察された．

(6) 鋼矢板 - コンクリート複合材を実構造物に適用し，曲げ載荷挙動を検討した結果，設計モーメントの 1.5 倍の試験荷重（27 kN・m）において，鋼矢板のみの場合と比較して，最大変位量 57 %，残留変位量 155 %であることが確認された．モデル試験でも確認されたように，鋼矢板 - コンクリート複合材では載荷過程において曲げ変形量の抑制効果が確認された．このことから, 鋼矢板－コンクリート複合材の有効性は, 供用時の荷重レベルの範囲内において, 鋼矢板水路の防食対策として有効であると判断される.

参考文献

1）　農林水産省農村振興局：土地改良事業計画設計基準及び運用・解説設計「水路工」基準-基準の運用-基準及び運用の解説，技術書，pp. 332-479，2015.

2）　国土交通省北陸地方整備局：設計要領（河川編），pp. I_45，2013.

3）　長崎文博，鈴木哲也，小林秀一，山岸俊太朗，佐藤弘輝：AE 法およびデジタル画像相関法を用いた鋼矢板 - コンクリート複合材の曲げ特性評価，第 10 回複合・合成構造の活用に関するシンポジウム，pp. 22_1-22_8，2013.

4）　鈴木哲也，森井俊広，原斉，羽田卓也：地域資産の有効活用に資する鋼矢板リサイクル工法の開発，農業農村工学会誌，80（10），pp. 21-24，2012.

5）　峰村雅臣，羽田卓也，原斉，森井俊広，鈴木哲也：鋼矢板水路の腐食特性へ及ぼす外部環境の影響評価，平成 25 年度農業農村工学会大会講演会講演要旨集，pp. 804-805，2013.

6）　萩原太郎，峰村雅臣，原斉，森井俊広，鈴木哲也：新潟県における鋼矢板水路の腐食特性調査，平成 26 年度農業農村工学会大会講演会講演要旨集，pp. 690-691，2014.

7）　（一財）沿岸技術研究センター：港湾鋼構造物防食・補修マニュアル，pp. 36-42，2009.

8）　奥野倫太郎，森充広，渡嘉敷勝，森丈久：コンクリート開水路に施工された有機系表面被覆材の劣化特性，農業農村工学会論文集，Vol.79，No.4，pp. 257-264，2011.

9）　鈴木哲也：鋼矢板排水路の腐食実態とコンクリート被覆による保全対策に関する研究，土木構造・材料論文集，29，pp. 75-82，2013.

10）　小林秀一，鈴木哲也，長崎文博，佐藤弘輝：腐食が進行した鋼矢板構造物のコンクリート被覆による保護工に関する実証的研究，土木学会論文集 F6（安全問題），69(2)，pp. I_55- I_62，2013.

11）　清宮理，野口孝俊，横田弘：腐食鋼矢板の補修工の耐力特性，港湾技術研究所報告，28(3)，pp.147-198，1989.

12）　恩田邦彦，岡由剛，森省吾：ハット形鋼矢板本体利用合成壁の構造性能検討，土木学会第 63 回年次学術講演会講演要旨集，pp. 837-838, 2008.

13）　El-Shihy, A. M. , Moy, S. S. J. , El-Din, H. S. , Shaaban,H. F. and Mustafa, S. A. A.: Torsional effect on steel‑concrete composite sections subjected to negative moment, *Materials and Structures*, 45(3), pp. 393-410, 2012.

14）　長瀧重義，鎌田敏郎，矢崎剛吉，黒坂基，岩波光保：非破壊試験による鋼・コンクリート合成構造の欠陥評価方法に関する研究，土木学会論文集，35(564)，pp. 133-143，1997.

15）　佐藤弘輝，鈴木哲也，小林秀一，長崎文博：コンクリート被覆を施した既設鋼矢板の曲げ載荷挙動評価に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，35(1)，pp. 1639-1644，2013.

16）　鈴木哲也:AE 波形解析による鋼矢板 - コンクリート複合材の曲げ破壊源評価に関する研究，土木学会論文集 A2（応用力学），70(2)，pp. I_81-I_89，2014.

17）　佐藤弘輝，鈴木哲也，小林秀一，長崎文博：AE 法に基づく鋼矢板 - コンクリート被覆材の付着特性評価，コンクリート工学年次論文集，37(1)，pp. 1651-1656，2015.

18）　小林秀一，鈴木哲也，森井俊広：AE 法を用いた鋼矢板 - コンクリート複合材の付着特性評価，JSNDI コンクリート構造物の非破壊シンポジウム論文集，5，pp. 59-64，2015.

19） 小林秀一，佐藤弘輝，長崎文博，鈴木哲也：既設鋼矢板水路のコンクリート被覆による再生に関する実証的研究，コンクリート工学年次論文集，35(1)，pp. 1303-1308，2013.
20） 鈴木哲也，小林秀一，長崎文博，佐藤弘輝：鋼矢板 - コンクリート複合材による農業用排水路の保全，農業農村工学会誌，81(10)，pp. 819-822，2013.
21） 大津政康:アコースティック･エミッションの特性と理論－構造物の診断と破壊現象解析－，森北出版，2005.
22） Grosse, C. U. and Ohtsu, M. Editors : Acoustic Emission Testing, *Springer*, pp. 3-10, 2008.
23） （一社）日本非破壊検査協会：アコースティック・エミッション試験 II 2008，pp. 4-65，2008.
24） 出水享，松田浩，戸次翔，森崎雅俊，内野正和，伊藤幸広，森田千尋：デジタル画像相関法のひずみ計測向上に関する基礎的研究，土木学会論文集 A2（応用力学），68(2)，pp. I_683-I_690，2012.
25） 出水享，松田浩，伊藤幸広，木村嘉富：デジタル画像相関法を用いた撤去 PCT 桁橋の載荷試験時における変位，ひずみ，ひび割れ計測，コンクリート工学年次論文集，34(2)，pp. 1411-1416，2012.
26） （一社）日本非破壊検査協会：NDIS2421:2000 コンクリート構造物のアコースティック・エミッション試験方法，pp. 1-24，2000.
27） 丹羽義次，小林昭一，大津 政康：アコースティック・エミッションによる破壊源探査，土木学会論文報告集，1978(276)，pp. 135-147，1978.
28） （一社）日本非破壊検査協会：新コンクリートの非破壊試験，技報堂出版，pp. 62-64，2010.
29） Sebastian, W. M. and McConnell, R. : Non-liner FE analysis of steel - concrete composite structures, *ASCE Journal of Structural Engineering*, 126 (6), pp. 662-647, 2000.
30） 佐藤弘輝，鈴木哲也，舘翔平，長崎文博：画像解析を用いたコンクリート - 鋼矢板複合材の曲げ載荷挙動評価，コンクリート工学年次論文集，36(1)，pp. 1918-1923，2014.
31） （公社）土木学会：腐食した鋼構造物の耐久性照査マニュアル，第 1 部，pp. 198-203，2009.
32） 国土交通省港湾局：港湾工事共通仕様書，pp. 17-18，2012.

第 4 章

赤外線サーモグラフィ法による鋼矢板の熱特性に基づく鋼矢板 - コンクリート複合材の構造欠損評価

第4章　赤外線サーモグラフィ法による鋼矢板の熱特性に基づく鋼矢板 - コンクリート複合材の構造欠損評価

4.1 概要

鋼矢板水路の防食対策を効率的かつ効果的に進めるには，定期的な機能診断調査による既存施設の腐食状態の把握が不可欠である．**図-4.1** に機能診断調査の実施フローチャートを示す．機能診断調査は，施設の機能の状態，劣化の過程およびその原因を把握するための調査と定義されており，原則として専門的な知見を有する技術者が，調査を行う定点を設定し，現地における目視や計測により実施することを基本としている [1)]．鋼矢板水路においても既存の調査手法は，鋼矢板表面の目視調査を前提としており，100 m 程度の一定距離を置いて鋼矢板の残存板厚を測定し，健全度ランクの評価が行われていた [2)]．一般的に鋼矢板の板厚は，超音波板厚計を用いて測定されることから，**図-4.2** に示すように，湿潤な水路内に立ち入る必要があり，一回の測定でカバーできる範囲も狭く，長大で空間的な広がりを有する鋼矢板水路においては極めて非効率であった．

一方，機能診断調査における健全度の判定で，対策工事が必要と判断された施設は，第 3 章で論じた鋼矢板 - コンクリート複合材による防食対策や，有機系被覆工法などに代表される防食対策が施されることになる．一般的にこれらの防食対策は，腐食した鋼矢板表面を各種材料で被覆するため，補修後施設のはく離，空洞，ひび割れなどの構造欠損を把握することが困難であった．このため，既存施設の腐食状態や，補修後施設の構造欠損などを評価できる効率的かつ信頼性の高い非破壊検査法の確立が急務な課題である．そこで本研究では，非破壊検査法の一つである外

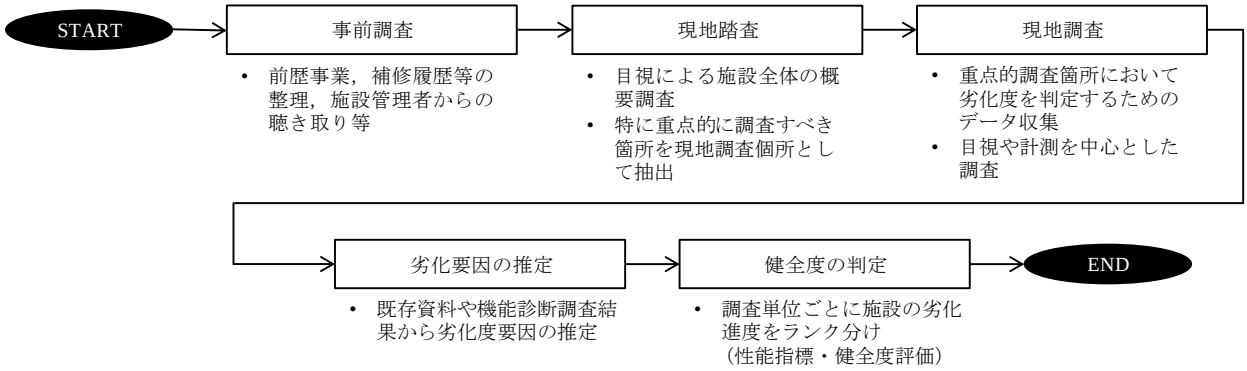


図-4.1　機能診断調査の実施フローチャート [1)]

図-4.2　超音波板厚計による残存板厚調査

線サーモグラフィ法に着目した．赤外線サーモグラフィ法は，対象施設の広範囲を非破壊かつ非接触で効率よく評価可能であること，複合材料や被膜材料などの表面下の欠陥を検出可能である[3)]ことから，鋼矢板水路の腐食状態および鋼矢板 - コンクリート複合材による補修後の構造欠損を効率的に評価できると考えた．腐食状態の評価に関する既往の研究では，熱画像の 2 次元熱伝導解析と熱画像処理により，石油タンク底板の裏面腐食を評価する研究[4)]，赤外線サーモグラフィ試験と超音波厚さ試験を組み合わせ，プラントのガス配管の健全性を評価する研究[5)]，RC 構造物における鉄筋の腐食性状を，加熱むらを除去した熱画像処理により評価する研究[6)]，コンクリートに埋設された鉄筋を液体窒素で冷却し，腐食の程度を評価する研究[7)]などが挙げられる．また，施設補修後の構造欠損評価に関する既往の研究では，欠陥部とその周辺表面との放射温度差を計測して，欠陥を識別する研究[8)]，FRP シートとコンクリートとの間に存在する内部空洞を検出する研究[9)]，表面被覆工法による補修後の施設で発生する浮き・剥離を検出する研究[10)]，鋼・コンクリート合成床版の建設時のコンクリートの充填性を評価する研究[11)]などが挙げられる．いずれの研究も，プラント設備やコンクリート構造物を対象としたもので，鋼矢板水路を対象とした研究は少ないのが現状である．

本章では，4.4 において，赤外線サーモグラフィ法により得られた熱画像データを，空間統計学手法の一つであるセミバリオグラムモデル[12), 13)]を用いて解析し，鋼矢板水路における腐食状態の定量評価手法としての実務性を考察する．次に，4.5 において，腐食した鋼矢板水路を鋼矢板 - コンクリート複合材により補修した際に，部材表面に発生したひび割れをセミバリオグラム解析により効率的に検出する手法について考察する．セミバリオグラムによる物性値の空間構造評価は，既往の研究[14), 15)]でも示された通り面的な広がりを有する水路構造物の評価には有効な手段である．先行研究では，コンクリート水路を対象として補修後施設の熱特性と環境ノイズのスクリーニング技術を明らかにしているが，本研究では，鋼矢板水路における補修前後の熱特性に着目して考察し，鋼矢板の腐食度評価手法と，鋼矢板 - コンクリート複合材の構造欠損検査手法を確立する．

4.2 赤外線計測の原理

4.2.1 伝熱の三形態

熱エネルギーが物体間を伝わったり，移動したりする現象は伝熱と呼ばれ，伝導，対流，放射の三形態が基本である[16)]．このうち赤外線サーモグラフィによる温度計測の原理には，放射が関係しており，物体の放つ赤外線放射エネルギーを測定することで，物体の温度を測定する[17)]．また，物体の温度変化は，赤外線の吸収と放射が関係しており，全ての赤外線を吸収する物体は，黒体と呼ばれ，同じ温度の物体と比較した場合，放射する赤外線放射エネルギーは，最も多くなる．ある物体の赤外線放射エネルギーE と，その物体と同一温度である黒体の赤外線放射エネルギーE_b との比は放射率と呼ばれ，記号 ε で表わされる（4.1 式）．

$$\varepsilon = \frac{E}{E_b} \tag{4.1}$$

一般的に，放射率は，材質，温度，表面粗さ，表面汚れにより異なる[18)]ため，放射を利用した温度測定では，注意が必要である[3)].単位面積で単位時間あたりに放射する全ての放射エネルギー

は，全放射能と呼ばれ，黒体の全放射能 E_b は次式のように表される（4.2 式）．この関係は，放射による伝熱では，最も重要でかつ基本的な関係である [3]．

$$E_b = \sigma T^4 \quad , \tag{4.2}$$

ここで，σ はステファン・ボルツマン定数，T は絶対温度である．

4.2.2 赤外線サーモグラフィ法の計測原理

赤外線サーモグラフィ法による変状部可視化の原理は，対象構造物が放射している赤外線放射エネルギーを計測し，表面温度分布の異常部から変状部を抽出するものである [18]．赤外線サーモグラフィ法による計測は，(1)被測定物に熱移動が生じている時の欠陥による断熱温度場を検出する方法，(2)欠陥部位における自己発熱（吸熱）による温度場を検出する方法，(3)空洞放射効果による見かけの温度変化部位を検出する手法の 3 種類に大別される [19]．

(1)断熱温度場に基づく計測は，最も一般的な手法であり，本研究対象である鋼矢板の腐食が進行した水路では，**図-4.3** に示すように腐食生成物が生成され，健全な鋼矢板と比較して熱伝導率は小さく，比熱は大きくなる．一方，補修後のコンクリート表層部にはく離，内部空洞が存在する部分は，**図-4.4** に示すように健全部とは異なる温度分布となる．これにより，気温や太陽光による輻射熱の変化などに起因して表面温度差となって顕在化する [20)-24)]．また，(3)空洞放射効果による見かけの温度変化部位を検出する手法は，本研究対象である補修後施設のひび割れなどのコンクリート表面の変状部を検出することが可能である．ひび割れなどの欠陥開口部は，その周辺表面に比べて見かけ上の放射率が上昇し，開口部とその周辺面との間に放射温度差が発生する [19), 25)]．既往の研究でも，欠陥内部での空洞放射に伴う放射温度の変化から欠陥を識別できることが報告されている [26)]．

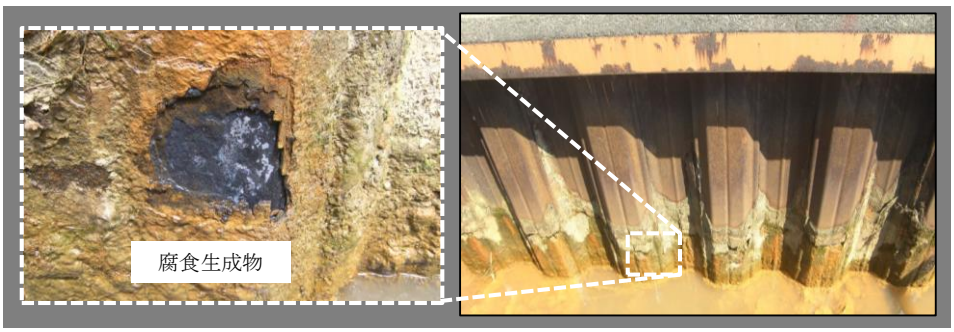


図-4.3　鋼矢板水路の腐食と腐食生成物

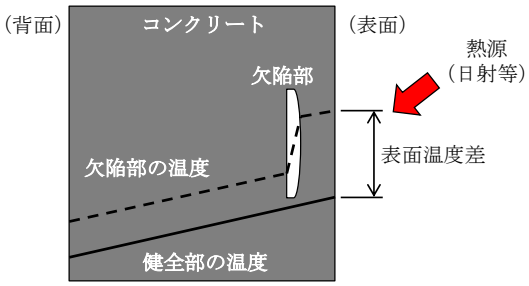


図-4.4　内部空隙検出の原理図[20)]

4.3 空間統計学手法を用いた熱特性評価

4.3.1 セミバリオグラム解析による空間分布特性評価 [14), 15)]

鋼矢板の腐食は，干満帯で局所的に進行するため，平均的な腐食部位と極度に腐食した部位が空間的に分布している．セミバリオグラムの特徴は，計測データの空間依存性を評価できることにあることから，赤外線サーモグラフィにより検出された平均的な物性値に加えて，局所的なばらつきを含む物性値の空間的分布特性を評価できる.一般的に，変状部などのばらつきを含む計測値は，「計測値全体としての散らばり」と「計測値の空間的分布」の 2 つの側面を持つ．前者は，推計統計学と度数分布により評価される．後者は，セミバリオグラム解析などを用いて空間的相関構造が評価される．コンクリート部材のひび割れ等の局所的な損傷度の評価には，平均的な物性値評価に加えて，局所的な損傷を計測データから抽出する必要がある．その際，物性値の空間構造を評価することは有効であり，セミバリオグラムを評価指標として用いることは有効な手法であると考えられる．

空間統計学では，データを確率場における実現値と見なし，領域 D 上の標本場 $Z(x)$を考える．計測位置 $x_1, x_2, \cdots, x_n$ における確率変数 $Z(x_1), \cdots, Z(x_n)$を計測データとした場合，本手法を適用するには，以下の 4.3 式，4.4 式に示す仮定が成立する必要がある．

$$E[Z(x)] = \mu \tag{4.3}$$

対象とする領域で変数の期待値が一定であること．ここで，E は期待値，μ は平均である．

$$E\left[\{Z(x) - Z(x+h)\}^2\right] = 2\gamma(h) < \infty \tag{4.4}$$

ベクトルhだけ離れた2点間における変数値の差の期待値は有限であり，hのみの関数である．2γがバリオグラム（variogram）であり，γがセミバリオグラムである．セミバリオグラムを用いた空間分布特性評価は，主に資源工学分野において進められてきたが，近年では環境科学などにおいても応用研究が取り組まれており，時・空間的に変動する物理量を定量的に評価する手法として用いられている．

4.3.2 セミバリオグラムモデル

空間統計学において物理量の空間依存性に関する解析には，一般的にセミバリオグラムが用いられる．モデルの概要を**図-4.5** に示す．本モデルは，横軸にサンプリング間隔であるラグ（lag, h），縦軸にセミバリアンス（semi-variance，$\gamma(h)$）をとり，その関係を評価するものである．ラグ h のセミバリアンス $\gamma(h)$は，距離 h だけ離れた全ての組み合わせ $N(h)$の評価値間のばらつきの程度を表す（4.5 式）．

$$\gamma(h) = \frac{1}{2N(h)} \sum_{i=1}^{N(h)} [Z(x_i) - Z(x_i + h)]^2 \tag{4.5}$$

直線上を等間隔に n 点計測を行い，地点 x_i, x_i+h での計測値がそれぞれ $Z(x_i), Z(x_i+h)$である場合は，4.6 式が得られる．

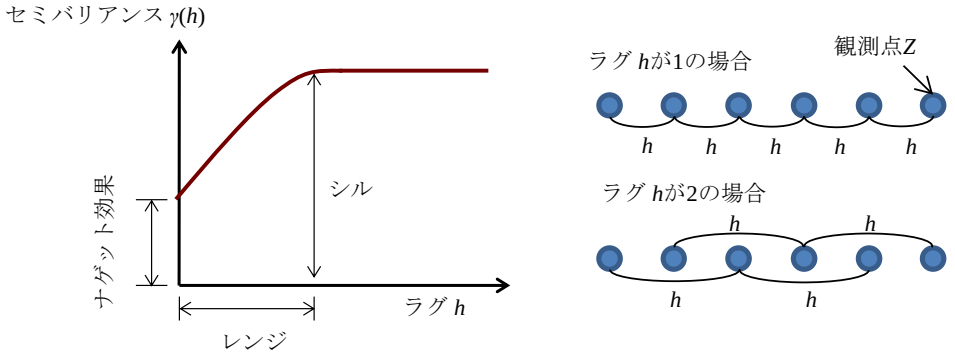


図-4.5　セミバリオグラムモデル

$$\gamma(h)=\frac{1}{2(n-h)}\sum_{i=1}^{n-h}\left[Z(x_i)-Z(x_i+h)\right]^2 \tag{4.6}$$

本研究対象である腐食鋼矢板や鋼矢板 - コンクリート複合材では，局所的な損傷が無い限り，空間的に連続して物性値が分布すると考えられる．その際，セミバリオグラムは連続し，図-4.5 のような形状となる．セミバリアンスは，ラグの増加に伴い上昇し，ある特定の距離で最大値に達する場合が多い．この最大値はシル（sill）と定義され，データの内在的なばらつきを示している．シルに達する時のラグはレンジ（range）と定義されている．レンジは，空間依存性の限界を示している．換言すると，データの内挿が可能な範囲を示すものである．ラグ 0 におけるセミバリアンスは，ナゲット効果（nugget effect）と定義され，実験誤差などの偶然のばらつきを示している．ナゲット効果は，非常に近い計測点において計測されたデータの一定のばらつきを示しており，局所的な損傷が大きい場合ナゲット効果は増加するものと考えられる．

各パラメータは，ラグとセミバリアンスの関係から最小二乗法による回帰分析により解析的に評価される．一般的には，球形モデル，指数モデルおよびガウス型モデルなどが用いられている．本研究では，最も実測値との適合性が良好であり，既往の研究 [27]で海面温度の時間・空間的な物理量を近似できることが確認された球形モデルを用いて解析を行った．球形モデルを 4.7 式，4.8 式に示す．

$$\gamma(h)=C_0+C\left[\frac{3}{2}\frac{h}{a}-\frac{1}{2}\left(\frac{h}{a}\right)\right]^3 \qquad (0<h\le a) \quad , \tag{4.7}$$

$$\gamma(h)=C_0+C \qquad (h>a) \quad , \tag{4.8}$$

ここで，C_0 はナゲット効果，C_0+C はシル，a はレンジである．

4.3.3 セミバリオグラムによる解析手順

図-4.6 は，赤外線サーモグラフィ法により取得した熱画像を用いて，既存施設の腐食状態と補修後施設の状態評価を行うための解析手順を示している．解析手順は以下の通りである．

まず始めに既存施設の熱画像データを取得し，数値統計処理をおこなう．次に支障物などによる陰影や構造物表面の色むらなどの環境ノイズ補正を行う．得られたデータを基にセミバリオグラム解析により既存施設の腐食状態を評価し，補修工適用の可否を判断する．補修工が必要と判断された既存施設は，鋼矢板 - コンクリート複合材により補修を行う．施工後の施設を対象として施工不良の有無をセミバリオグラム解析により判断し，補修後施設の状態を評価する．

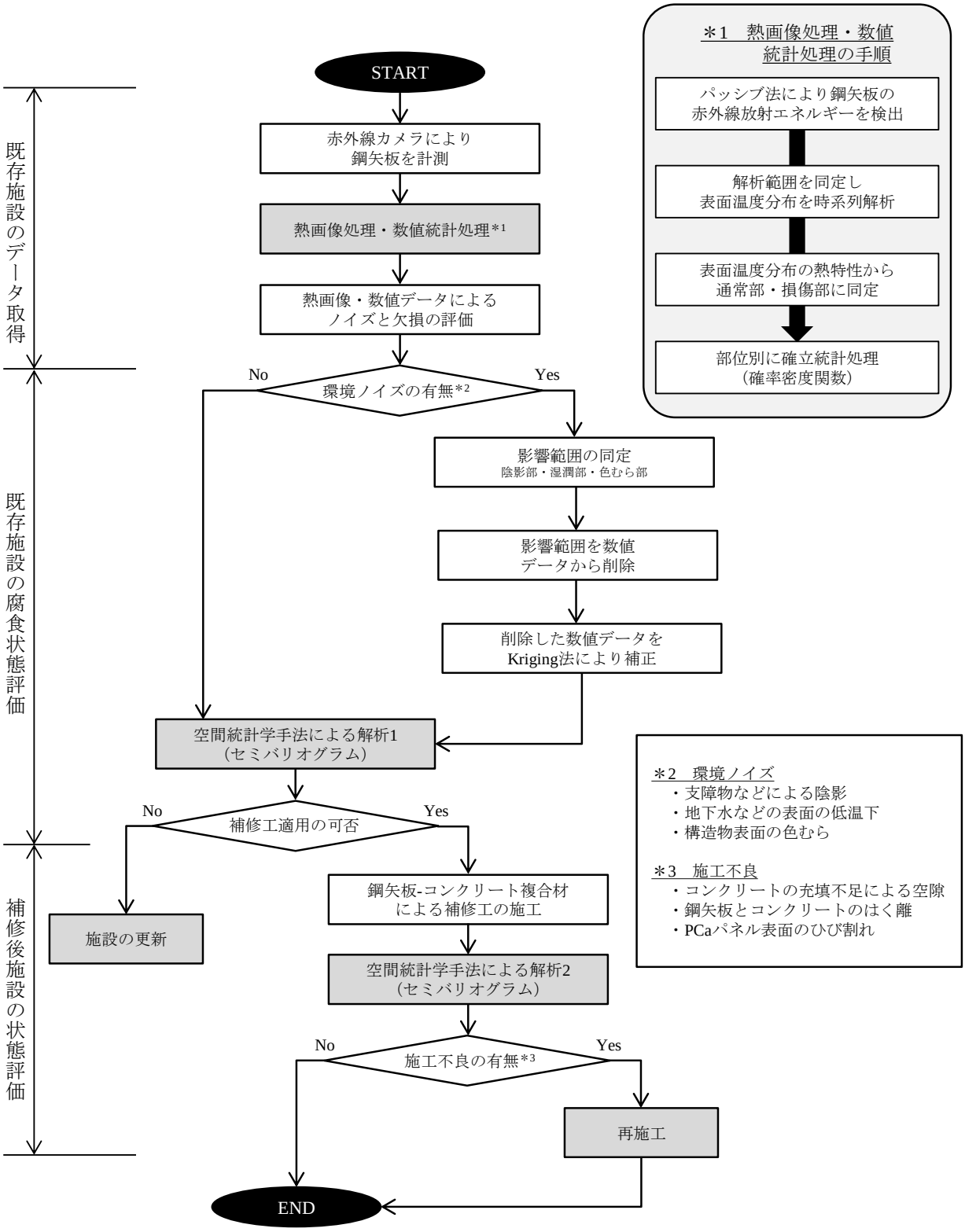


図-4.6　赤外線計測・解析フローチャート

4.4 鋼矢板の熱特性に関する実証的検討 [28)]

4.4.1 実験施設の概要

実験施設の概要を**図-4.7** に示す．施設は，新潟市西蒲区に位置する 1977 年に供用開始（調査時点で 37 年経過）された橋本排水路である．切梁護岸形式の農業用排水路で，水路幅は 2.0 m，水路渠底から笠コンクリート下端までの水路高は 1.9 m である．腐食の進行に伴い局所的に断面の減少や欠損が顕在化していることが確認された．**図-4.8** に示すように対象施設において比較的腐食していない範囲（以後，「一般部」と記す）と，特に腐食が進行している範囲（以後，「腐食部」と記す）とを選定し，超音波板厚計を用いて既設鋼矢板の残存板厚を測定した．板厚測定位置は，**図-4.9** に示すようにそれぞれの範囲において，高さ方向に A 部，B 部および C 部に分類して実施した．板厚測定結果を**表-4.1** に示す．測定の結果，設計板厚 6 mm に対して，一般部では平均板厚 4.5～5.1 mm, 残存率は 74.4～85.6 %であった．これに対して，腐食部では平均板厚 3.3～4.8 mm, 残存率は 54.4～79.4 %であった．腐食に伴う板厚減少は，河床から 700 mm の高さに位置する干満帯付近の B 部で卓越しており，最少板厚で 3.2 mm の結果を得た．以上の結果から，本施設における鋼矢板の腐食状態は，既往の研究 [29)] と同様に，干満帯付近において，局所的に断面減少が顕在化していることが確認された．

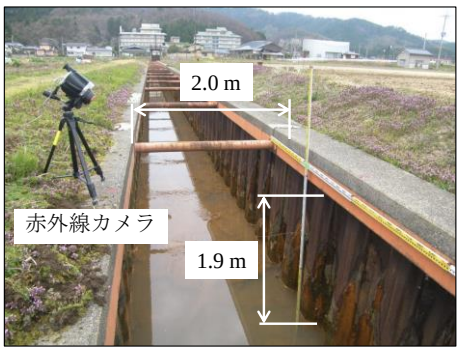
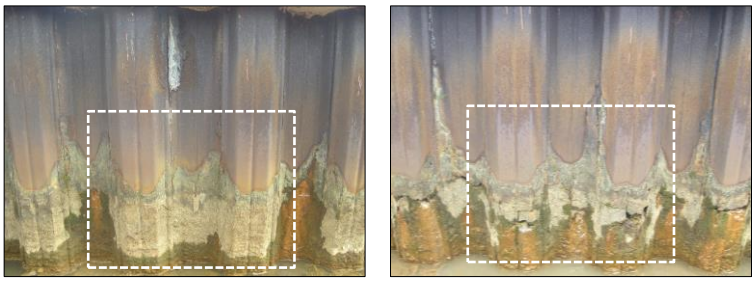


図-4.7　実験施設の概要



（A）一般部　　（B）腐食部

図-4.8　施設の腐食状況

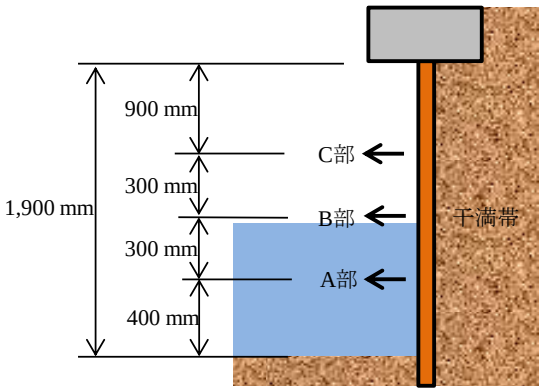


図-4.9　鋼矢板残存板厚測定位置

表-4.1　鋼矢板残存板厚測定結果

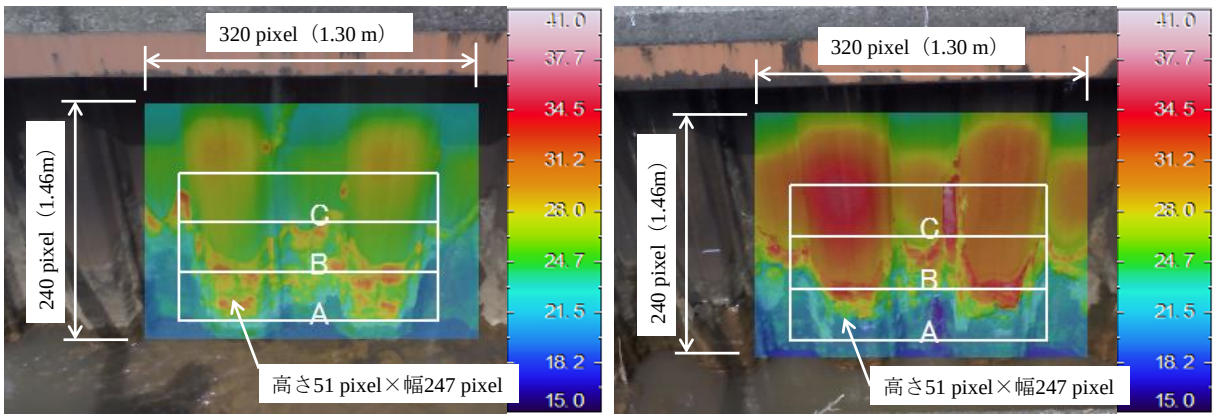
測定箇所	測定項目	A部	B部（干満帯）	C部
一般部	板　厚 (mm)	5.2	4.3	5.2
		5.1	4.7	5.0
		5.1	4.4	5.0
	平均値	5.1	4.5	5.1
	残存率	85.6 %	74.4 %	84.4 %
腐食部	板　厚 (mm)	4.6	3.2	4.3
		4.9	3.3	4.7
		4.8	3.3	4.1
	平均値	4.8	3.3	4.4
	残存率	79.4 %	54.4 %	72.8 %

4.4.2 実験・解析方法

本研究では，腐食した鋼矢板表面を対象として，太陽光を熱源とした自然状態での加熱により熱画像を取得するパッシブ法を用いて熱画像を計測した．使用した赤外線サーモグラフィの仕様を**表-4.2** に示す．セミバリオグラムモデルを用いた空間構造評価は，**図-4.10** に示すように一般部と腐食部とを選定し，両者の比較により行った．腐食部の現地計測は，2014 年 4 月 17 日の 5:30 から 14:00 までの時系列変化を定点計測した．また，一般部の現地計測は，2014 年 4 月 20 日の 5:30 から 14:00 までとした．計測時の環境条件は，計測対象近傍で温湿度ロガーにより測定した．熱画像計測時の環境条件を**図-4.11** に示す．計測期間中の平均値は，4 月 17 日が気温 13.1 ℃（最大：17.7 ℃，最小：6.9 ℃），湿度 60.5 %（最大：82.3 %，最小：41.4 %），水温 11.7 ℃（最大：13.8 ℃，最小：10.6 ℃）であり，4 月 20 日が気温 10.5 ℃（最大：15.3 ℃，最小：4.8 ℃），湿度 66.8 %（最大：89.6 %，最小：53.6 %），水温 11.4 ℃（最大：13.3 ℃，最小：10.1 ℃）である．熱画像データの計測は，30 分に 1 枚の間隔で行った．赤外線サーモグラフィは，鋼矢板表面から 2.3 m 離れた地点に設置し，北面に位置する高さ 240 pixel×幅 320 pixel（高さ 1.46 m，幅 1.30 m）の範囲で計測した．計測した熱画像データを，鋼矢板の残存率により A 部，B 部および C 部に分類し（残存率：A 部＞C 部＞B 部），それぞれ高さ 51 pixel×幅 247 pixel（高さ 0.30 m，幅 1.0 m）の範囲で表面温度を検討した．

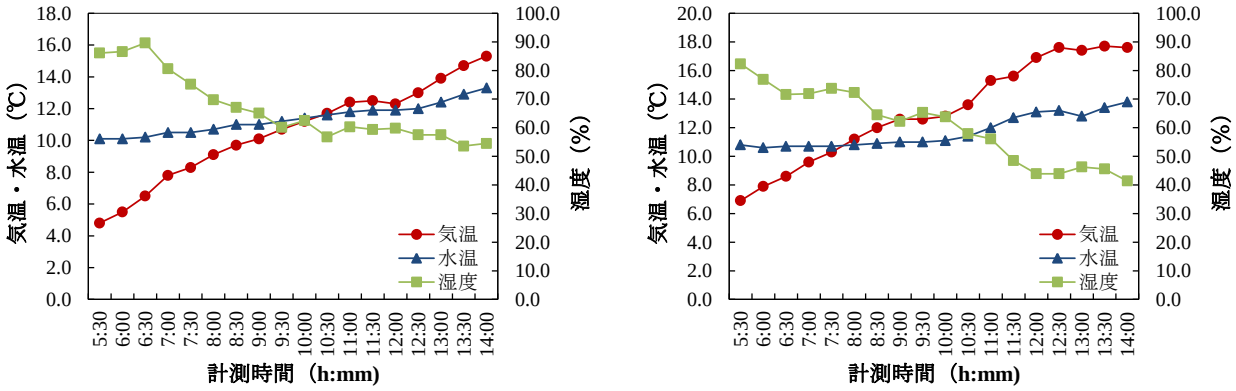
表-4.2　赤外線サーモグラフィ仕様

型　　番	R300SR（日本アビオニクス社製）
測定範囲	-40 ℃～500 ℃
最小温度分解能	0.03 ℃～0.3 ℃
センサ	2次元非冷却マイクロボロメータ
センサ解像度	横320×縦240
測定波長	8～14 μm
データ深度	14 bit
フレームタイム	60 Hz



（A）一般部（13：00）　　（B）腐食部（13：00）

図-4.10　解析範囲の合成画像（熱画像＋可視画像）



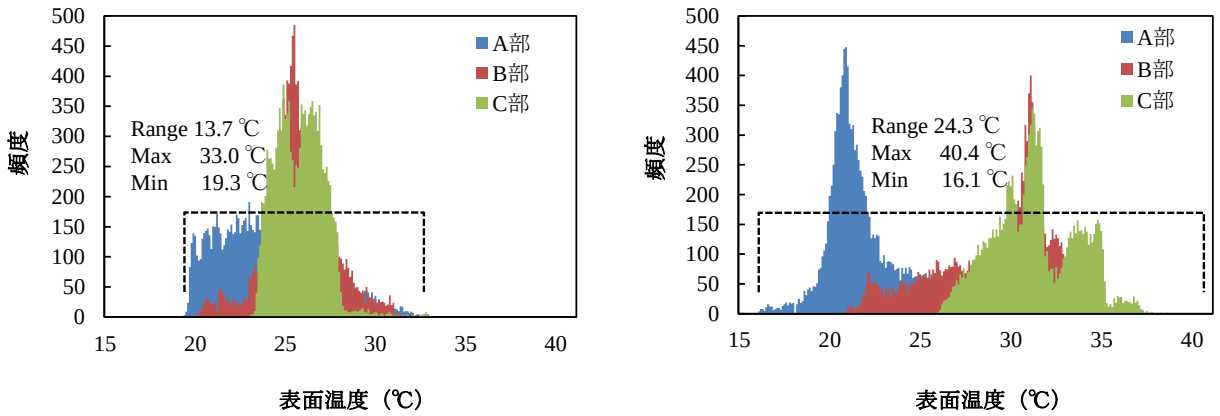
（A）一般部（2014/4/20）　　（B）腐食部（2014/4/17）

図-4.11　計測時の環境条件

4.4.3 結果および考察

4.4.3.1 鋼矢板表面の熱特性

検討の結果，鋼矢板表面の熱特性は，鋼矢板の残存率により異なる傾向が確認された．図-4.12に13:00における鋼矢板表面の熱特性を示す．検討の結果，腐食部の表面温度の範囲は24.3 ℃（最大：40.4 ℃，最小：16.1 ℃）であった．一方，一般部の表面温度の範囲は，範囲13.7 ℃（最大：33.0 ℃，最小：19.3 ℃）であった．腐食部では，特に鋼矢板の残存率が低いB部，C部において表面温度が高くなる傾向が見られた．これら鋼矢板表面の熱特性の違いは，既往の研究[30]からも明らかなように熱容量の相違に起因しているものと考えられる．一般的に，鋼矢板の腐食が進行した腐食部は，腐食生成物の生成に伴い空隙量が増加し，熱容量の低下により温度変化が拡大する傾向にある．このため，気温や太陽光による輻射熱の変化などに起因して表面温度差となり，一般部と異なる熱特性を顕在化させたものと考えられる．



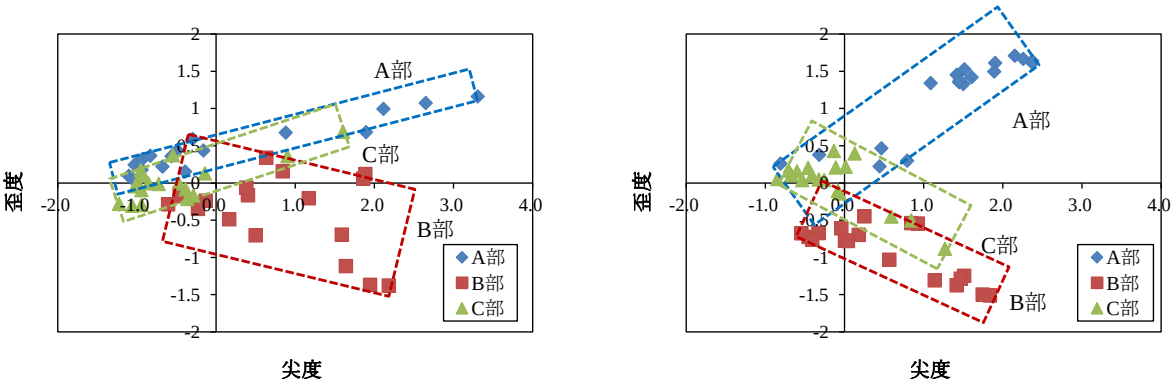
（A）一般部（13：00）　　（B）腐食部（13：00）

図-4.12　鋼矢板表面の熱特性（13:00）

4.4.3.2 熱画像データの統計的特性

計測対象である鋼矢板表面の熱特性が残存率により相違することが明らかになったことから，熱画像データの相違を統計的特性から考察する．

図-4.13は5:30から14:00における30分毎の熱画像データの統計量から求めた腐食部および一般部の尖度と歪度[31)]の関係を示している．尖度とは，データの分布特性の指標であり，確率密度関数の高さ方向の鋭さの尺度を表す．評価対象と正規分布とを比較し，尖度が正の数になる場合，度数分布曲線が相対的に鋭角になっていることを表し，負の数になる場合は，相対的になだらかになっていることを示す．歪度とは，分布の非対称性を評価する指標であり，高さ方向の確率密度関数の非対称性の尺度を表す.正の歪度は対象となる分布が正の方向へ伸びる非対称な側面を持つことを示す．したがって，ゼロに近いほど，正規分布に近いことになる．検討の結果，腐食部では，A部の尖度-0.8～2.4，歪度0.2～1.7，B部の尖度-0.5～1.8，歪度-1.5～-0.4，C部の尖度-0.8～1.3，歪度-0.9～0.4となった．これに対して，一般部では，A部の尖度-1.1～3.3，歪度0.1～1.2，B部の尖度-0.6～2.2，歪度-1.4～0.3，C部の尖度-1.2～1.6，歪度-0.3～0.7となった．残存率が最も高いA部では，腐食部および一般部とも歪度はいずれも正値であるのに対して，残存率が低いB部では歪度が負値となる傾向が高いことが示された．残存率が中程度のC部については，腐食部一般部とでは若干異なることが確認されたが，A部およびB部と比較して尖度と歪度とも0.0近傍に集中する傾向が示された．以上の結果から，鋼矢板表面の熱特性は，局所的な腐食の進行により表面温度の分布範囲が拡大するとともに，熱画像データの分布パターンが変質することが統計指標である尖度と歪度の関係から推察された．



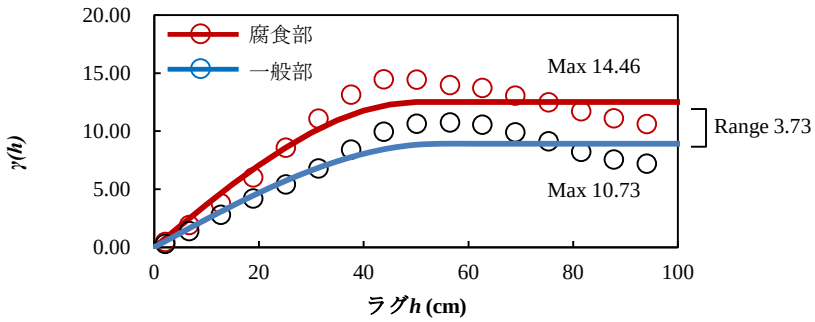
（A）一般部　　（B）腐食部

図-4.13　尖度と歪度の関係

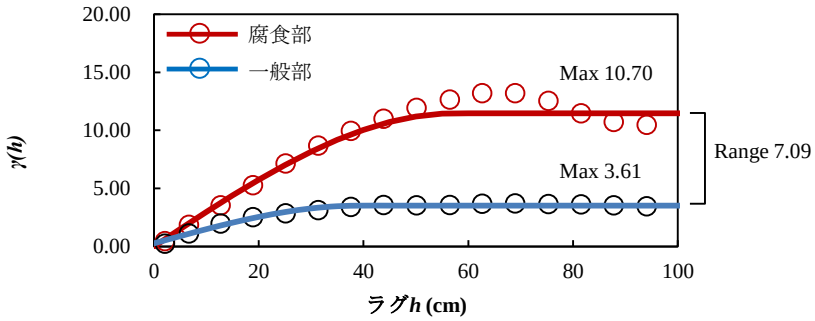
4.4.3.3 熱画像データのセミバリオグラムモデル特性

本研究では，物性値の空間分布特性を定量評価するため，セミバリオグラムモデルを用いて検討を試みた．本モデルにより，異常点（本論では腐食が進行した部分）の空間位置をラグ h とセミバリアンス $\gamma(h)$の関係を用いて評価し，その特性からデータの空間構造を評価した．セミバリオグラムの特徴は，計測データの空間依存性を評価できることにある．

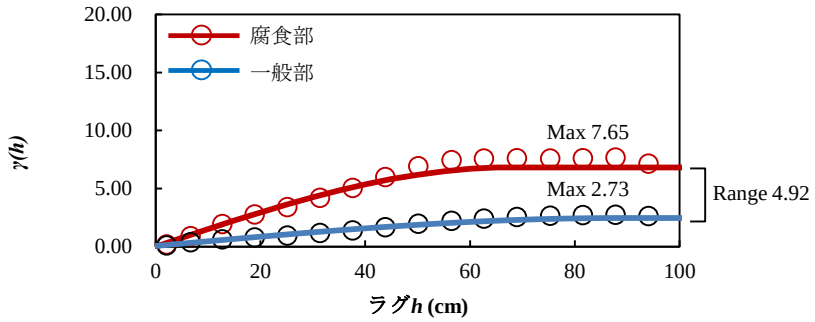
13:00 におけるセミバリオグラムモデルを**図-4.14** に示す．検討の結果，各ケースともセミバリアンスは，ラグの増加に伴い，分布範囲が拡大することが確認された．この指標は，特定距離（例えばラグ h=40 cm など）における評価値間のばらつきの程度を表す指標である．つまりセミバリアンスが大きいほど計測値のばらつきも拡大することになる．検討の結果，A 部，B 部および C 部のいずれのケースも腐食部におけるセミバリアンスの範囲が一般部と比較して大きいことが確



（A）A 部



（B）B 部



（C）C 部

図-4.14　セミバリオグラムモデル（13:00）

認された．腐食部では，明確なレンジに基づくセミバリオグラムが確認された．また，最も腐食が進行している干満帯付近の B 部において，腐食部と一般部のセミバリアンスの最大値の差は 7.09 であることが確認され，腐食に伴う局所的な高温部の影響により熱特性が変質し，物性値間の空間的連続性が低下することが推察された．これに対して，A 部における腐食部と一般部のセミバリアンスの最大値の差は 3.73，C 部における差は 4.92 であることが確認され，残存率の低い干満帯部の B 部と比較して，その差は小さくなることが確認された．このことから，腐食状態はセミバリオグラムにより簡易かつ定量的に評価できるものと推察され，熱画像データを用いたセミバリオグラムモデルにより鋼矢板の定量的な腐食度評価が可能になるものと考えられる．セミバリアンスを評価指標として用いる場合，特に局所的に断面減少が顕在化する干満帯（本論では B 部）におけるラグとセミバリアンスの関係により評価する手法が適切であると考えられる．今後の課題は，防食対策の必要性の有無を判断する指標として，セミバリアンスの閾値をいくつに設定するかである．一般的には，腐食部のセミバリアンスは一般部と比較して大きくなることから，例えば両部位におけるセミバリアンスの最大値の差を求め，一定の閾値を超えた場合に超音波板厚計による残存板厚調査を併用することで防食対策の必要性の有無を判断することが可能になるものと考えられる．

4.5 鋼矢板-コンクリート複合材の構造欠損評価に関する実証的検討 [32), 33)]

4.5.1 実験施設の概要

実験施設の概要を**図-4.15**に示す．施設は，新潟市南区に位置する2000年に供用開始（調査時点で11年経過）された新村排水路である．自立式護岸形式の農業用排水路で，水路幅は5.5 m，水路渠底から笠コンクリート天端までの水路高は1.7 mである．**図-4.16**に示すように腐食の進行に伴い局所的に断面の減少が顕在化していることが確認された．残存板厚測定位置は，**図-4.17**に示すように高さ方向にA部，B部およびC部に分類して，鋼矢板1枚につき15点の測定を実施した．板厚調査結果を**表-4.3**に示す．測定の結果，設計板厚10.3 mmに対して，平均板厚は9.6 mm，板厚減少率は6.8 %であった．腐食に伴う板厚減少は，河床から500 mmの高さに位置する干満帯付近で卓越しており，最少板厚で9.3 mmの結果を得た．以上の結果から，本施設における鋼矢板の腐食状態は，既往の研究[29)]と同様に，干満帯付近において，局所的に断面減少が顕在化していることが確認され, 2011年11月～2012年1月の期間において鋼矢板 - コンクリート複合材により補修が行われた．

施工後に行われたモニタリング調査の結果，供用開始11ケ月後の2012年11月に鋼矢板 - コンクリート複合材表面にひび割れによる変状が確認された．ひび割れの発生個所は，**図-4.18**に示す通り既存の笠コンクリートの目地部直下であり，ひび割れ幅は0.2 mmである．鋼矢板とコンクリートの温度変化による熱膨張率は12×10^{-6} /K前後でありほぼ等しいことから，ひび割れの原因は熱応

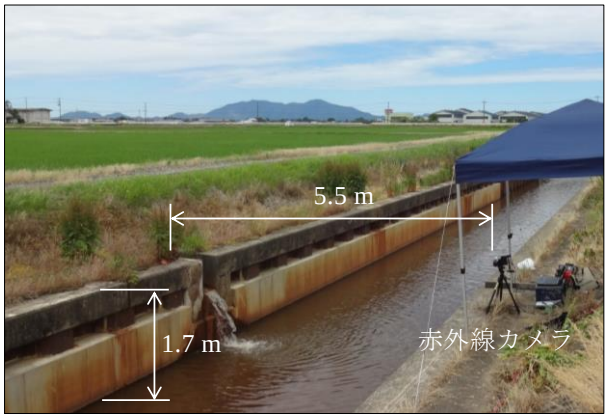


図-4.15　実験施設の概要

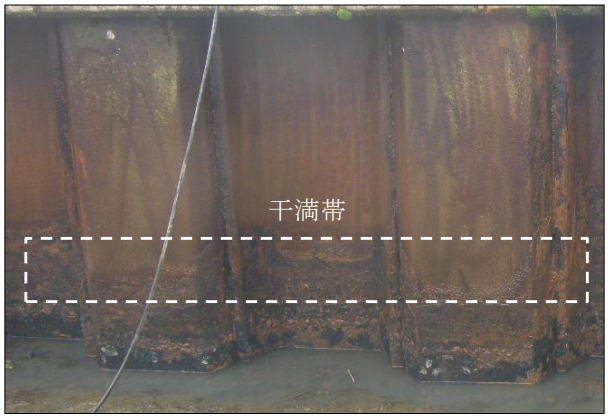


図-4.16　施設の腐食状況

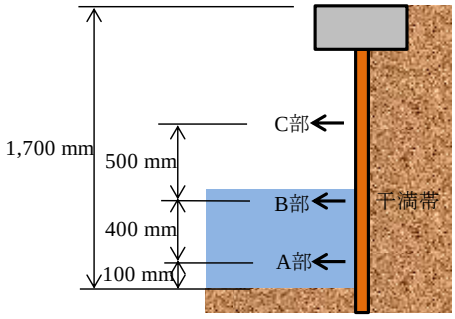


図-4.17　鋼矢板残存板厚測定位置

表-4.3　鋼矢板残存板厚測定結果

測定箇所	板厚最大値 (mm)	板厚最小値 (mm)	板厚平均値 (mm)	残存率 (%)	板厚減少率 (%)
A部	10.1	9.4	9.6	93.2 %	6.8 %
B部	9.8	9.3	9.4	91.3 %	8.7 %
C部	10.3	9.5	9.8	95.1 %	4.9 %
全体平均値(mm)	9.6			93.2 %	6.8 %
設計板厚(mm)	10.3			100.0 %	0.0 %

力により生じた歪みではないことが推察された．自立式矢板の設計では，土圧は根入れ地盤の横方向支持力と鋼矢板の曲げ剛性のみによって支える構造であることから[34]，灌漑期の水圧による水路外側への応力と，非灌漑期の背面土圧による水路内側への応力が交互に作用し，笠コンクリートの目地部において，水路外側および内側へ局所的な曲げ応力が集中し，コンクリートの引張強度を超えたことによりひび割れが発生したものと推察された．

発生したひび割れは，コンクリート表面に開口していても，その幅が計測範囲に対して非常に小さいため，熱画像により直接的に検出することは，可視画像に比べて難しいことが考えられた．そのため本研究では，熱画像のセミバリオグラム解析により，コンクリート表面のひび割れを比較的簡易に検出する手法を確立することを目的とした．

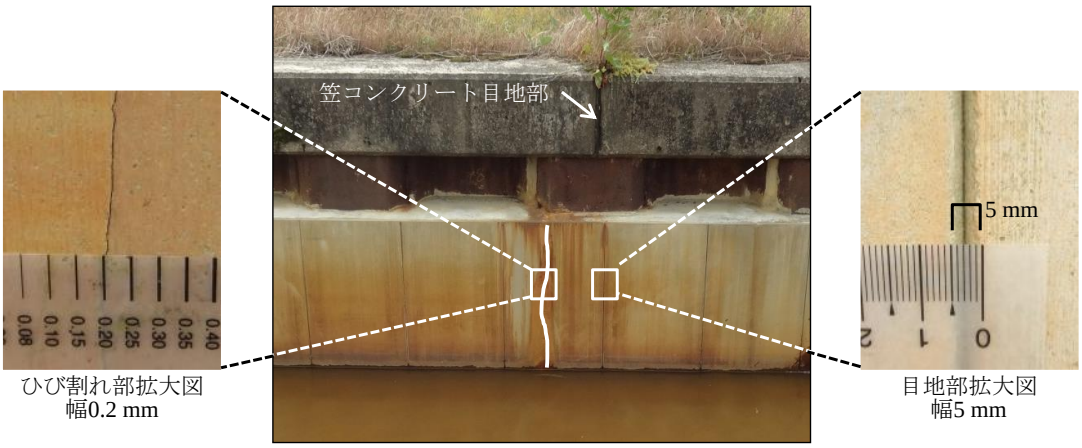


図-4.18　ひび割れ発生個所

4.5.2 実験・解析方法

本研究では，鋼矢板 - コンクリート複合材による補修工の適用後に，応力集中によりひび割れが発生したコンクリート表面を対象として，パッシブ法を用いて熱画像を計測した．セミバリオグラムモデルを用いた空間分布特性評価は，**図-4.19** に示すようにひび割れが発生したコンクリ

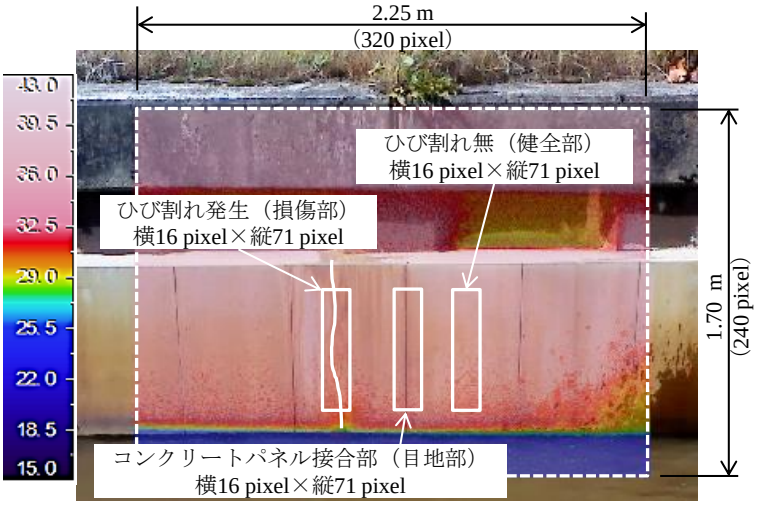


図-4.19　解析範囲の合成画像（熱画像＋可視画像）

ート表面（以後，「損傷部」と記す），未発生のコンクリート表面（以後，「健全部」と記す）およびコンクリート部材の接合部分（以後，「目地部」と記す）を選定し，熱特性の比較により行った．

現地調査では, 2013 年 6 月 13 日の 5:00 から 17:00 までの 12 時間の時系列変化を定点計測した．計測時の環境条件は，計測対象近傍で温湿度ロガーにより測定した．熱画像計測時の環境条件を**図-4.20** に示す．計測期間中の平均値は，気温 30.6 ℃（最大 : 37.4 ℃，最小 : 25.0 ℃），湿度 53.5 %（最大：63.0 %，最小：37.0 %），水温 23.2 ℃（最大：27.0 ℃，最小：19.5 ℃）である．熱画像の計測は，30 分に 1 枚の間隔で行った．赤外線サーモグラフィは，鋼矢板 - コンクリート複合材表面から 5.5 m 離れた南面に設置し，横 320×縦 240 pixel（横 2.25 m，縦 1.70 m）の範囲で熱画像を取得した．計測した熱画像を損傷部，健全部および目地部に分類し，それぞれ横 16 pixel×縦 71 pixel の範囲で表面温度分布の解析を行った．解析範囲は，損傷部の検討面積に対してひび割れ占有率が小さい場合に，ひび割れの影響が非常に小さくなり，健全部と変化が無くなることが考えられたため，可能な限り限定し横 16 pixel×縦 71 pixel とした．

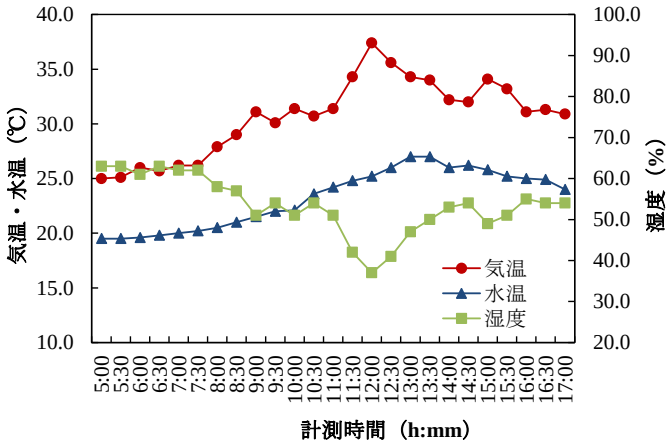


図-4.20　計測時の環境条件

4.5.3 結果および考察

4.5.3.1 鋼矢板 - コンクリート複合材表面の熱特性

鋼矢板 - コンクリート複合材表面の熱画像を検討した結果，損傷度の違いにより熱特性が異なる傾向が確認された．**図-4.21**は，損傷部，健全部および目地部における表面温度分布の最高温度と最低温度との温度差の時系列変化を示しており，損傷部の温度差範囲は，最大5.2 ℃～最小2.2 ℃（範囲3.0 ℃），健全部の温度差範囲は，最大4.5 ℃～最小1.9 ℃（範囲2.6 ℃），目地部の温度差範囲は，最大4.8 ℃～最小2.1 ℃（範囲2.7 ℃）であり，損傷部において若干異なる傾向が確認された．

図-4.22は，各検討ケースにおける表面温度分布の最高温度を用いて，前後の時系列変化から求めた変動値を示しており，本研究では，30分毎の最高温度とその30分前の最高温度との差分データを変動値と定義した．損傷部の変動値は，最大5.7 ℃（8：30）～最小-5.8 ℃（15：30），健全部の変動値は，最大4.9 ℃（8：30）～最小-6.0℃（15：30），目地部の変動値は，最大4.9 ℃（8：

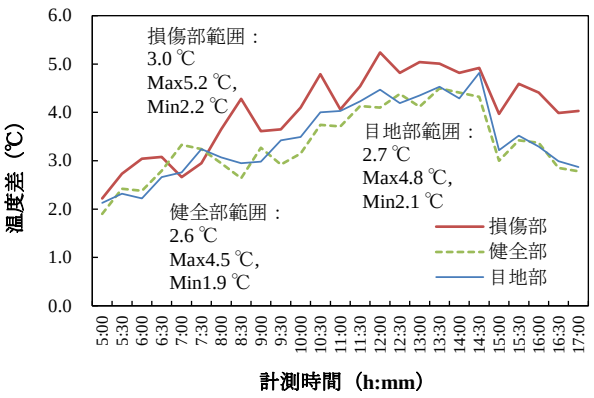


図-4.21　表面温度差（最高温度－最低温度）の時系列変化

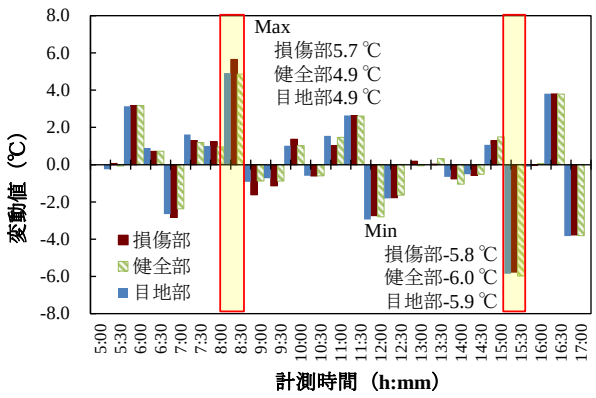


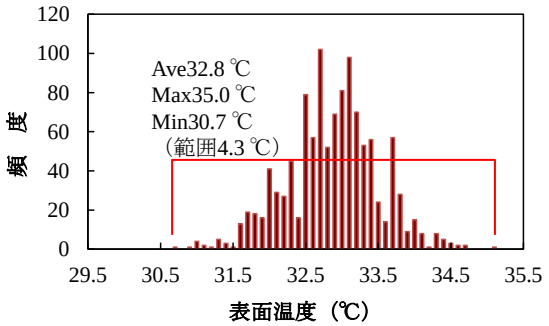
図-4.22　変動値（最高温度）の時系列変化

30）～最小-5.9 ℃（15：30）であった．解析に用いる統計量は，変動値の最大値を記録した8：30の熱画像から最小値を記録した15：30の熱画像を減算処理し，表面温度差として算出した．本研究では，健全部と比較して損傷部における表面の色ムラが確認されたことから，表面の色ムラなど見かけの温度差がある場合に効果が高いとされている熱画像の時系列変化を減算処理した[35]．減算処理による差分データを活用し，セミバリオグラム解析を行うことで，5:00から17:00までの時間毎の実測値からだけでは明確化することが難しい，ひび割れを含む損傷部における微小な温度変化を明確化することを試みた．

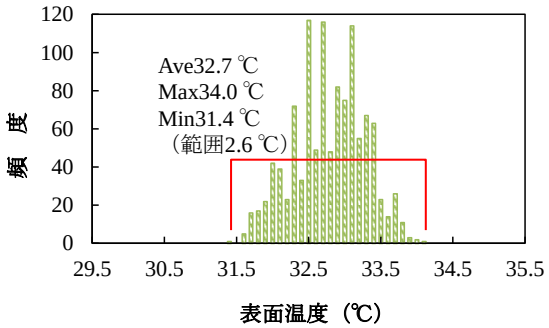
4.5.3.2 熱画像データの統計的特性

計測対象である鋼矢板 - コンクリート複合材表面の熱画像の相違を統計的特性から考察する．**図-4.23**，**図-4.24**はそれぞれ8:30と15：30における損傷部，健全部および目地部の熱特性を示しており，(A)は損傷部，(B)は健全部，(C)は目地部を示している．

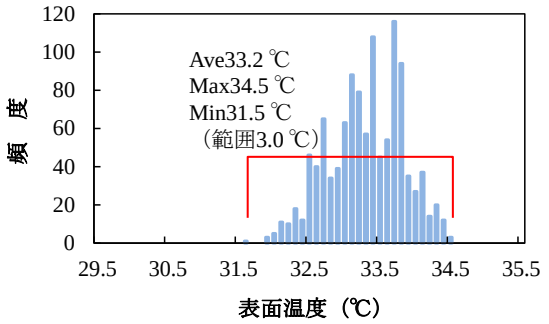
8:30 における損傷部の表面温度は，平均値 32.8 ℃（最大：35.0 ℃，最小：30.7 ℃），範囲 4.3 ℃，健全部の表面温度は，平均値 32.7 ℃（最大：34.0 ℃，最小：31.4 ℃），範囲 2.6 ℃，目地部の表面温度は，平均値 33.2 ℃（最大：34.5 ℃，最小：31.5 ℃），範囲 3.0 ℃であった．一方，15:30 における損傷部の表面温度は，平均値 24.7 ℃（最大：26.5 ℃，最小：21.9 ℃），範囲 4.6 ℃，健全部の表面温度は，平均値 24.7 ℃（最大：26.4 ℃，最小：23.0 ℃），範囲 3.4 ℃，目地部の表面温度は，平均値 25.0 ℃（最大：26.8 ℃，最小：23.3 ℃），範囲 3.5 ℃であった．いずれの時刻においても損傷部の平均温度は他の部位と比較して相違はみられないが，表面温度のばらつきが大きいことが確認された．損傷部における表面温度の熱特性が他の検討ケースと若干異なるのは，空洞放射の影響によるものと考えられる．空洞放射効果の概念図を**図-4.25** に示す．ひび割れなどの欠陥開口部は，空洞放射効果によりその周辺表面に比べて見かけ上の放射率が上昇し，開口面とその周辺面との間に放射温度差が発生する [19), 25)]．本研究においても，表面の色むらの影響を若干受けるものの，ひび割れ部の空洞放射効果により放射率が上昇し，見かけ上の温度が高くなることにより，健全部と異なる熱特性を顕在化させたものと考えられる．



（A）損傷部

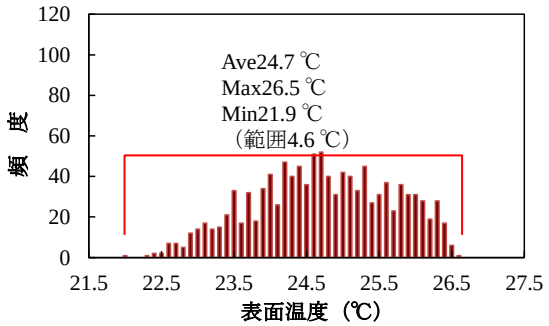


（B）健全部

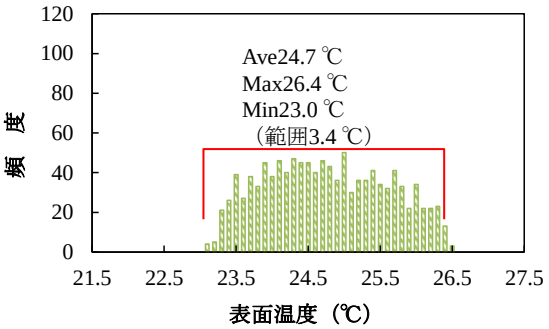


（C）目地部

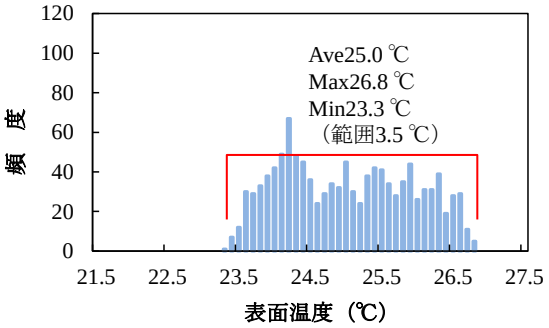
図-4.23　複合材表面の熱特性（8：30）



（A）損傷部



（B）健全部



（C）目地部

図-4.24　複合材表面の熱特性（15：30）

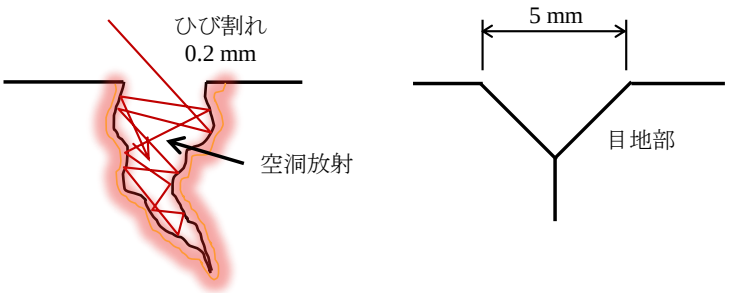
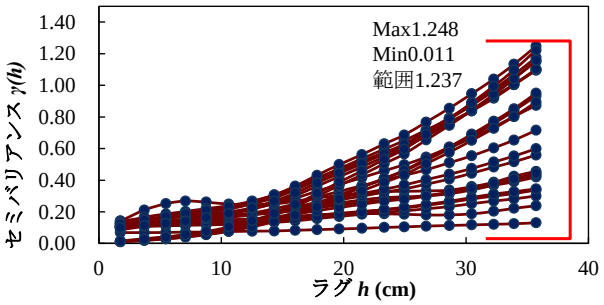


図-4.25　空洞放射効果の概念図

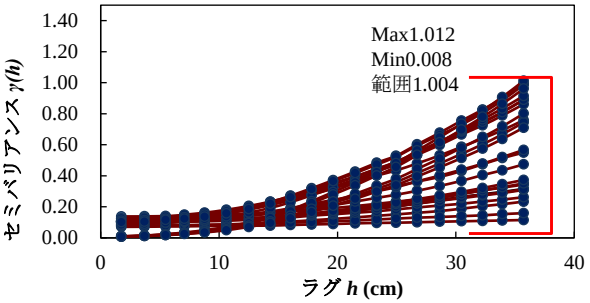
4.5.3.3 熱画像データのセミバリオグラムモデル特性

熱画像の温度表示幅や表示温度の中心値の調整だけでは可視化できない，差異の少ない熱画像から局所的な損傷度の相違を評価するには，物性値の空間分布特性を定量評価する必要があり，本研究では，セミバリオグラムモデル解析を用いて検討を試みた．

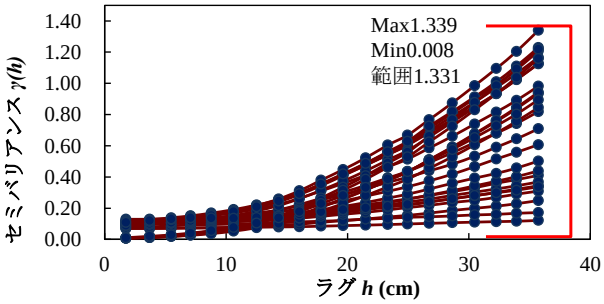
5:00 から 17:00 までの時間毎のセミバリオグラムの解析値を**図-4.26** に示す．ここで，(A)は損傷部のセミバリオグラム，(B)は健全部のセミバリオグラム，(C)は目地部のセミバリオグラムである．セミバリアンスは，4.6 式を用いて算出した．**表-4.4** にナゲット効果の同定値を示す．



（A）損傷部



（B）健全部



（C）目地部

図-4.26　時間毎のセミバリオグラムの解析値

表-4.4　ナゲット効果の同定値

	(A)損傷部	(B)健全部	(C)目地部
平均	0.071	0.056	0.050
標準偏差	0.040	0.022	0.022

時間・空間的に変動する熱画像データの空間的自己相関性を，セミバリアンスとラグの関係を用いて検討した結果，各検討ケースとも実測値から算出したセミバリアンスは，ラグの増加に伴い，分布範囲が拡大することが確認された．この指標は，例えばラグ h=20 cm などの特定距離における評価値間のばらつきの程度を表す指標である．つまりセミバリアンスが大きいほど計測値のばらつきも拡大することになる．セミバリアンスは，損傷部では 0.011～1.248（範囲 1.237），健全部では 0.008～1.012（範囲 1.004），目地部では 0.008～1.339（範囲 1.331）の範囲にあり，損傷部，健全部および目地部ともに明確なレンジ範囲は確認されなかった．損傷部と健全部とを比較すると，損傷部では，ひび割れなどの局所的な高温部の影響により，ラグの増加に伴いセミバリアンスの範囲が健全部より拡大しており，物性値間の空間的依存性が低下していることが示唆された．しかし，損傷部と目地部との比較では，逆に目地部においてセミバリアンスの範囲が拡大していることが確認され，5:00 から 17:00 までの時間毎の実測値からだけでは損傷部と目地部のような差異の少ない熱画像から，熱特性の違いを明確化することは難しいことが示された．このため，変動値の最大値を記録した 8 : 30 の熱画像と最小値を記録した 15 : 30 の熱画像との差分データを活用し，セミバリオグラム解析を行うことで，ひび割れを含む損傷部における微小な温度変化を明確化することを試みた．

本研究では, 実測値からだけでは可視化できない差異の少ない熱画像の特性を明確化するため，確率分布の一つであるワイブル分布を用いて確率密度関数を求め，局所的な熱特性の評価を試みた．ワイブル分布とは，信頼工学の分野で物体の体積と強度との関係を定量的に記述するための確率分布として用いられている [31), 36)]．一般的に，物体の破壊現象は，材料の最も弱い部位に生じた損傷が拡大する現象としてモデル化されている．本研究では，対象とするデータの特性により分布形状を変化させるワイブル分布を用いて検討することで，ひび割れ等の損傷による表面温度分布の相違を顕在化できる可能性があると判断した．ワイブル分布の確率密度関数 $f(t)$を 4.9 式に示す．

$$f(t) = \frac{m}{\eta}\left(\frac{t}{\eta}\right)^{m-1} exp\left[-\left(\frac{t}{\eta}\right)^{m}\right] \quad , \tag{4.9}$$

ここで，t は表面温度差，m は形状パラメータ，η は尺度パラメータである．

8:30 と 15:30 の表面温度を減算処理した表面温度差から求めたワイブル分布を, 図-4.27 に示す．

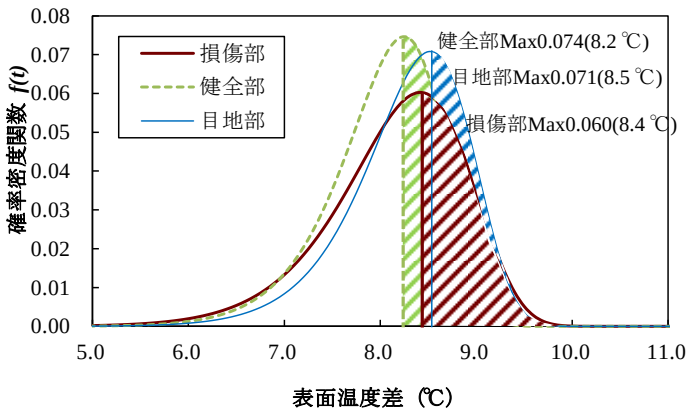
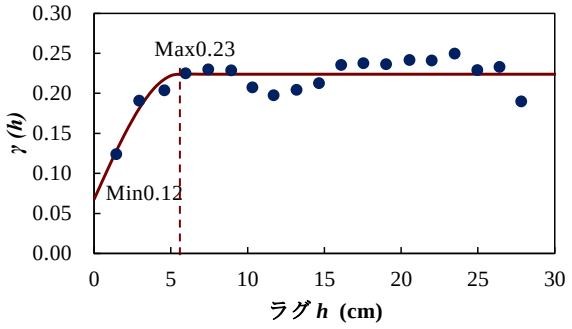


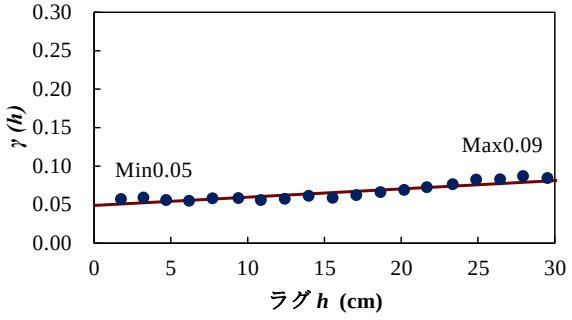
図-4.27　ワイブル分布（8：30と15：30の表面温度差）

対象とするデータの特性により分布形状を変化させるワイブル分布を用いて表面温度差を検討した結果，損傷部の確率密度関数の極大値は 0.060（8.4 ℃），健全部は 0.074（8.2 ℃），目地部は 0.071（8.5 ℃）であった. 損傷部の検討範囲におけるひび割れ占有率は非常に小さいことから，ひび割れの影響は非常に小さくなり，健全部と変化が無くなることが考えられたため，**図**-4.27 の斜線部分に示す確率密度関数の極大値より高温部側にある実測値に限定して，セミバリオグラムを解析し，ひび割れを含む損傷部における微小な温度変化を明確化することを試みた.解析値は，4.7 式および 4.8 式に示す球形モデルを用いて評価した.

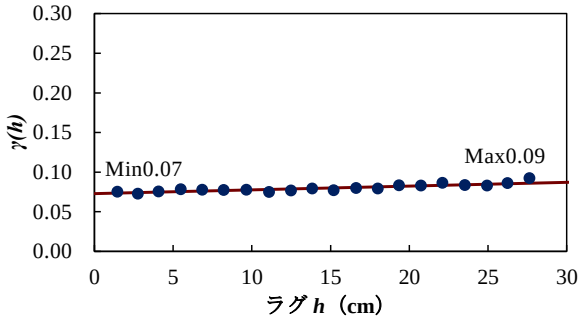
損傷部のセミバリオグラムを**図**-4.28(A)，健全部のセミバリオグラムを**図**-4.28(B)，目地部のセミバリオグラムを**図**-4.28(C)に示す．表面温度差の空間的自己相関性を，セミバリアンスとラグの関係を用いて検討した結果，損傷部では，データの内挿が可能な空間依存性の限界値であるレ



（A）損傷部



（B）健全部



（C）目地部

図-4.28　セミバリオグラムモデル
（8：30 と 15：30 の表面温度差）

ンジは6 cm程度であることが確認された. セミバリアンスは0.12～0.23の範囲であったことから，ひび割れなどの局所的な高温部の影響により，物性値間の空間的依存性が低下することが推察された．これに対して健全部のセミバリアンスは 0.05～0.09，目地部のセミバリアンスは 0.07～0.09 の範囲にあり，明確なレンジ範囲は確認されなかった．損傷部のセミバリアンスは，健全部および目地部と比較して最大で 2.5 倍以上異なることが確認された．

空間統計学におけるセミバリオグラムを，鋼矢板 - コンクリート複合材表面の熱特性の評価に適用した結果，損傷部では，明確なレンジに基づくセミバリオグラムが確認された．ひび割れにより熱特性が明らかに変質する損傷部では，物性値の空間的連続性が無くなることにより，ラグの低い段階でのセミバリアンスの増加が確認された．一方，健全部および目地部では，レンジの明確なセミバリオグラムは確認できないが，ラグの増加に伴いセミバリアンスが増加する傾向が確認された．このことから，損傷部はセミバリオグラムにより簡易かつ定量的に評価できる可能性があるものと推察され，熱画像を用いたセミバリオグラム解析により，コンクリート表面の定量的損傷度評価が可能になるものと考えられる．今後の課題は，より複雑な構造条件や環境条件下でのセミバリオグラム特性を考慮した計測可能範囲の推計手法である．

4.6 本章のまとめ

本章では，鋼矢板の腐食状態を正確に把握し，効率的・効果的な防食対策を実施するために，赤外線サーモグラフィ法により計測した既存施設の熱画像データを, セミバリオグラムモデルにより定量評価する手法の実務性を検討した．次に，それらの検討結果に基づき，腐食が進行した鋼矢板水路を保護するため, 鋼矢板 - コンクリート複合材による補修工を適用した施設における部材表面の構造欠損を定量評価する手法を検討した．その結果，以下の事項が明らかとなった．

(1) 鋼矢板の腐食状態は，熱画像データの統計的特性の観点から分類可能である．鋼矢板の腐食が進行した腐食部では，腐食生成物の生成に伴い空隙量が増加し，空洞放射によって放射率が上昇するため，見かけの温度が高くなり，一般部と異なる熱特性が顕在化することが推察された．

(2) 鋼矢板表面の熱特性は, 局所的な腐食の進行により表面温度の分布範囲が拡大するとともに，熱画像データの分布パターンが変質することが統計指標である尖度と歪度の関係から推察された．

(3) 鋼矢板の腐食部では，明確なレンジに基づくセミバリオグラムが確認され，物性値の空間的連続性が無くなることにより，セミバリアンス $\gamma(h)$ の増加が確認された．腐食状態はセミバリオグラムにより簡易かつ定量的に評価できるものと推察され，熱画像データを用いたセミバリオグラムモデルにより鋼矢板の定量的な腐食度評価が可能になるものと考えられる．セミバリアンスを評価指標として用いる場合，特に局所的に断面減少が顕在化する干満帯におけるラグとセミバリアンスの関係により評価する手法が適切であると考えられる．

(4) 鋼矢板 - コンクリート複合材表面における損傷度の違いは，熱画像から得られる表面温度分布を統計処理することにより分類可能である．損傷部では，ひび割れの進行に伴い空隙量が増加し，空洞放射効果によって放射率が上昇するため，見かけの温度が高くなり，健全部と異なる熱特性が顕在化することが推察された．

(5) 時刻毎の時系列データによる熱画像を用いたセミバリオグラム解析では，損傷部と目地部のような差異の少ない熱画像から熱特性の違いを明確化することは難しいが，熱画像の差分データを活用しセミバリオグラム解析を行うことで，両者の違いを明確化できることが確認された．

(6) ワイブル分布から求めた確率密度関数の極大値より高温部に分布する実測値を対象にセミバリオグラム解析を行った結果，損傷部におけるセミバリオグラムでは，明確なレンジ範囲が確認された．このことから，ひび割れを含む損傷部はセミバリオグラムにより簡易かつ定量的に評価できる可能性があるものと推察され,熱画像を用いたセミバリオグラム解析により，コンクリート表面の定量的損傷度評価が可能になるものと考えられる．

参考文献

1）　（一社）農業土木事業協会：農業水利施設の機能保全の手引き，pp. 8-15，2015.
2）　羽田卓也，峰村雅臣，森井俊広，鈴木哲也：新潟県における鋼矢板水路の補修補強の取り組み，第 69 回農業農村工学会京都支部研究発表会講演要旨集，pp. 26-27，2012.
3）　（一社）日本非破壊検査協会：赤外線サーモグラフィによる設備診断・非破壊評価ハンドブック，p. 45，2007.
4）　橘川重郎，岩村純，橋本央季，関根和喜：赤外線サーモグラフィによる石油タンク底板裏面腐食の検査，圧力技術，40(1)，pp. 28-36，2002.
5）　遠藤秀樹，日下卓也，阪上隆英：赤外線サーモグラフィ試験による配管のスクリーニング技術，非破壊検査，59(2)，pp. 90-95，2010.
6）　今井嵩弓，根本早季，大下英吉，林祥悟：熱画像処理による鉄筋腐食性状評価の高精度化に関する研究，コンクリート工学年次論文集，35(1)，pp. 1705-1710，2013.
7）　高徳類，新井淳一，野嶋潤一郎，溝渕利明：赤外線を用いたコンクリート中の鉄筋腐食状況の把握に関する研究，コンクリート工学年次論文集，36(1)，pp. 2032-2037，2014.
8）　Toshimitsu, I. Motokuni, E. Yosizou, O.: Measurement of Radiosity Coefficient by means of an Infrared Radiometer, *Japanese Heat Transfer*, Vol.21, No.1, pp. 39-47, 1992.
9）　三井雅一，福澤公夫，沼尾達弥：赤外線サーモグラフィ法を用いた FRP シート・コンクリート間の欠陥検出，土木学会論文集，655，pp. 107-117，2000.
10）　西原正彦，浅野勇，渡嘉敷勝，森充広：赤外線サーモグラフィ法による表面被覆後の開水路に発生する剥離の診断方法，コンクリート工学年次論文集，34(1)，pp. 1708-1713，2012.
11）　水野浩，栗山浩，和泉遊以，阪上隆英：赤外線サーモグラフィを用いた鋼・コンクリート合成床版の非破壊検査手法に関する研究，土木学会構造工学論文集，59A，pp. 317-322，2013.
12）　Wackernagel, H.（地球統計学委員会訳）：地球統計学，森北出版，2003.
13）　松岡俊文：地球統計学，物理探査，Vol.51，pp. 96-98，1998.
14）　鈴木哲也，青木正雄，大津政康：バリオグラムによる表面被覆工を施したコンクリートの熱特性評価，コンクリート工学年次論文集，30(2)，pp. 763-768，2008.
15）　鈴木哲也，大津政康，青木正雄：Kriging 処理を施した熱画像によるコンクリート欠損検出，土木構造・材料論文集，26，pp. 112-117，2010.
16）　北村健三，大竹一友：基礎　伝熱工学，共立出版，1995.
17）　（一社）日本非破壊検査協会：赤外線サーモグラフィ試験 I 2011，pp. 3-12，2011.
18）　（一社）日本非破壊検査協会：赤外線サーモグラフィ試験 II 2012，pp. 85-97，2012.
19）　武山斌郎，大谷茂盛，相原利雄：大学講義 伝熱工学，丸善，1987.
20）　（一社）日本非破壊検査協会：赤外線サーモグラフィ法による建築・土木構造物表層部の変状評価のための試験方法，pp 7-13，2009.
21）　白鳥正樹：赤外線サーモグラフィによるきれつの評価，第 1 回サーモグラフィによる非破壊評価技術シンポジウム講演論文集，pp. 91-96，1995.
22）　阪上隆英，久保司郎，込山貴仁，矢田聡，鈴木宏信：赤外線サーモグラフィによるコンクリート構造物の非破壊検査，第 2 回サーモグラフィによる非破壊評価技術シンポジウム講演論

文集，pp. 25-30，1998.

23） 岡本芳三，神永文人，刑部真弘，小川和彦，大岡紀一，金谷邦雄，江藤芳丸：赤外線放射温度計による表面微小線状欠陥の検出，日本機械学会論文集，55(514)，pp. 1324-1327，1989.

24） 岡本芳三，大岡紀一，金谷邦雄，神永文人，刑部真弘：赤外線放射温度計による欠陥の検出(1)，非破壊検査，38(5)，pp. 525-530，1989.

25） 相原利雄：機械工学選書「伝熱工学」，裳華房，1994.

26） Kamoi, A. Okamoto, Y. Ishii, T.: Study of Remote Sensing Nondestructive Test and Its Thermal Image Analysis by means of Infrared Radiometer, *Proceedings of VJS-SPIE*, 1998.

27） 小池克明, 劉春学, 田村綾子: 閉鎖性海域環境の経年変化抽出への時空間地球統計学の適用，情報地質 16(1)，pp. 3-15，2005.

28） 小林秀一，鈴木哲也，森井俊広：熱画像データの空間統計処理に基づく鋼矢板水路の腐食実態評価，土木学会論文集 F6（安全問題），70(2)，pp. I 137- I 142，2014.

29） 鈴木哲也，森井俊広，原斉，羽田卓也：地域資産の有効活用に資する鋼矢板リサイクル工法の開発，農業農村工学会誌，80(10)，pp. 21‐24，2012.

30） （公社）日本コンクリート工学会：コンクリート構造物の診断のための非破壊試験方法研究委員会報告書，pp. 83-131，2001.

31） （公社）土木学会：腐食した鋼構造物の耐久性照査マニュアル，pp. 1 198-1 224，2010.

32） 小林秀一，鈴木哲也，森井俊広：熱画像データを用いた鋼矢板-コンクリート複合材のひび割れ検出，コンクリート工学年次論文集，36(1)，pp. 1996-2001，2014.

33） 小林秀一，鈴木哲也：熱画像のセミバリオグラム特性に基づくコンクリートひび割れの定量的評価，土木学会論文集 A2（応用力学），70(2)，pp. I 107-I 114，2014.

34） 農林水産省農村振興局：土地改良事業計画設計基準及び運用・解説設計「水路工」基準-基準の運用-基準及び運用の解説，技術書，pp. 332-479，2015.

35） （公社）土木学会：コンクリート構造物の非破壊評価技術の信頼性向上に関する研究小委員会（339 委員会）（第Ⅱ期）報告書ならびにシンポジウム講演概要集，コンクリート技術シリーズ 100，pp. 114-117，2012.

36） 蓑谷千凰彦：統計分布ハンドブック，朝倉書店，2010.

第５章

実構造物に対する適用性の確認

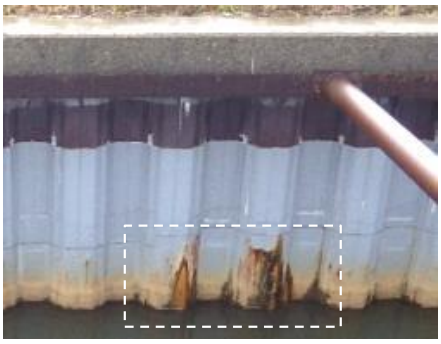
第 5 章　実構造物に対する適用性の確認

5.1 概要

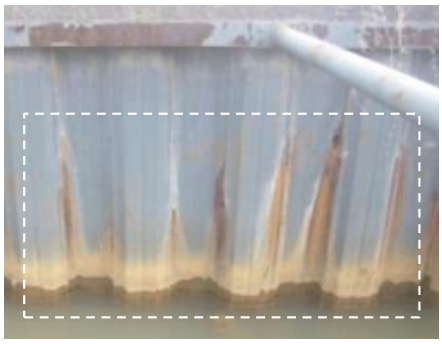
長期供用に伴い腐食の顕在化した鋼矢板水路は，突発的な事故の発生確率が高まり，農業だけでなく周辺環境にも多大な影響を及ぼす危険性がある [1), 2)]．この対策として，現状の腐食状態から腐食進行を抑制する表面被覆工法が一般的である．表面被覆工法には，塗装工法，ペトロラタム被覆工法，金属被覆工法，有機系被覆工法および無機系被覆工法などがあり，鋼矢板表面を各種防食材で被覆することで腐食因子を遮断する技術である [3)]．これらの技術は，被覆厚が薄く，付着力が大きいことから，広く採用されてきたが，腐食を防止するには至らず，**図-5.1** に示す通り被覆層の剥離や紫外線による再劣化の事例も散見される [4)-6)]．これらの点を踏まえて，本研究では腐食した鋼矢板にコンクリートを被覆し，鋼矢板 - コンクリート複合材として補修する技術を提案している [7), 8)]．本技術は，耐久性に信頼性のある汎用資材のコンクリートに着目し，被覆コンクリートの前面に残存型枠の機能も有する PCa パネルを配置する構造である．これにより，施工性が向上し，迅速施工が期待できるため，既存技術と比較して有効性は高いと言える [9)]．

本技術を既存施設に適用する上で，厳しい制約条件下における施工性や耐久性などの確認が必要になる [2)]．そのため，提案技術の確実かつ円滑な導入にあたり，実構造物を対象とした実証的検討が不可欠である．一般的に，農業水利施設として供用される鋼矢板水路の防食対策は，非灌漑期の秋季から冬季に集中して施工されることから，限られた人員や機械を効率的に配置する必要があり，煩雑な作業や特殊な作業工程を必要としない迅速な施工方法が求められる．また，本技術を含めた一般的な表面被覆工法は，流水環境では施工が困難なため，施工範囲を断水状態に保ち，施工環境を確保する必要がある．

そこで本章では，5.2 において被覆コンクリート部材厚の低減による軽量化を検討し，モデル計算により設計条件を明らかにする．次に，5.3 において表面被覆工法の一つである有機系被覆工法と，提案技術との比較により，実構造物を対象とした施工性を考察する．次に，5.4 において一般的に用いられてきた大型土のうによる排水対策と，組立式仮設水路を活用した排水対策との比較により，補修時の技術的課題である流水環境における施工環境の確保を検討する．以上をまとめて提案技術の実構造物に対する適用性と施工の優位性を立証する．



（A）被覆層の剥離状況



（B）紫外線による再劣化状況

図-5.1　表面被覆工法の再劣化事例

5.2 コンクリート被覆厚の低減による軽量化に基づく設計条件の明確化

5.2.1 実験施設の概要

モデル計算の対象とした鋼矢板水路は，新潟市西蒲区に位置し，1982 年に供用開始（調査時点で 30 年経過）した猿ケ瀬排水路である．当該水路の構造は，幅 2.65 m，高さ 1.5 m の軽量鋼矢板（3D 型，矢板長 L=6 m，設計板厚 6 mm）を用いた根入れ深さ 4.5 m の自立式護岸形式である（**図-5.2**）．水路諸元は，灌漑期の設計水深 0.6 m，水路勾配 1:3000 および設計流量 2.831 m^3/s である．既設鋼矢板の板厚平均値は 5.2 mm であり，設計板厚に対する減少率は，平均で 13.3 %であることが確認された．既設鋼矢板は腐食による板厚減少を生じているが，その減少量は，腐食代 2 mm の範囲内で腐食代を有した状態であることが確認された．本施設において，2012 年 9 月～2012 年 10 月の期間に鋼矢板 - コンクリート複合材による補修工を施工した．**図-5.3** は，本施設から採取した鋼矢板を使用して作製した供試体の部材厚を示している．なお，この供試体は，第 3 章の室内試験において，曲げ載荷過程における力学特性の解明に使用したものである．

5.2.2 実験方法

農業用用排水路における自立矢板工法は，根入れ地盤の横方向支持力と鋼矢板の曲げ剛性によって土圧を支える構造である．設計では，発生する外力による変位量が許容範囲内に収まるよう矢板断面を求める必要がある [10]．一方，鋼矢板 - コンクリート複合材による補修工は，水路側にコンクリートを被覆することから，補修前と比較して水路側のみ重量増となり，回転モーメントが発生し変位量が大きくなることが懸念される．このため，構造的な安定性の観点から被覆コンクリートの部材厚低減による軽量化が不可欠である．そこで，本技術を抗土圧構造物とした場合に必要な被覆コンクリート部材厚を検討した．土圧による作用モーメントは，**表-5.1**，**図-5.4** に示す設計モーメント（M=18 kN･m）とした．設計モーメントは，荷重によるモーメントと常時土圧によるモーメントの和とした．積雪荷重は，3.5 kN/m^2 とした．

必要とされる部材厚の算定は，鋼矢板 - コンクリート複合材をモデル化して汎用計算プログラムを用いて算出した応力度により決定した．**表-5.2** にモデル試験の検討条件，**図-5.5** に検討断面を示す．部材の許容応力度は，設計基準強度 18 N/mm^2 の被覆コンクリートを想定して，コンクリートの許容曲げ圧縮応力度 7.0 N/mm^2, 鋼矢板の許容曲げ引張り応力度 140.0 N/mm^2 とした [10]．

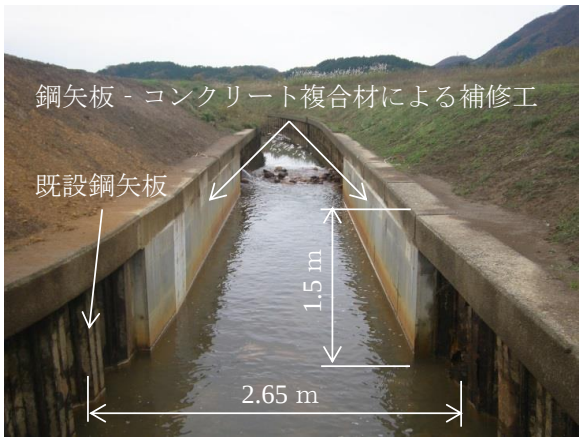


図-5.2　鋼矢板水路の概要

図-5.3　被覆コンクリート部材厚の事例

表-5.1　モデル試験の設計モーメント

荷重	Pf	(kN)	5.0
載荷スパン	lsf	(m)	1.3
荷重によるモーメント	Mp	(kN･m)	6.5
常時土圧モーメント	Mt	(kN･m)	11.6
設計モーメント	M	(kN･m)	18.1

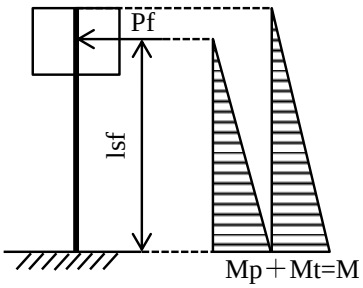


図-5.4　モデル試験の荷重モデル

表-5.2　モデル試験の検討条件

ケース	コンクリート部材厚 t (mm)	残存板厚 tc (mm)
Case 1	60	2.0
Case 2		4.0
Case 3		6.0
Case 4	90	2.0
Case 5		4.0
Case 6		6.0
Case 7	120	2.0
Case 8		4.0
Case 9		6.0

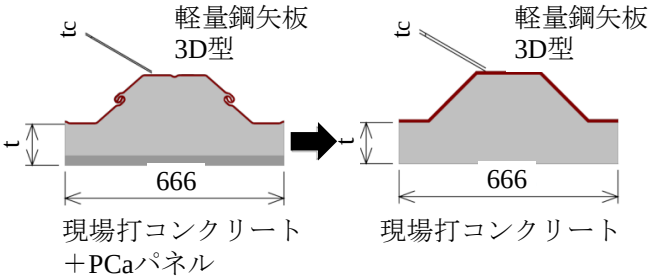
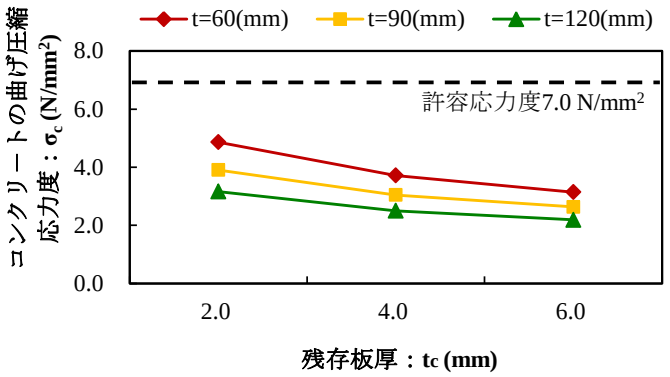


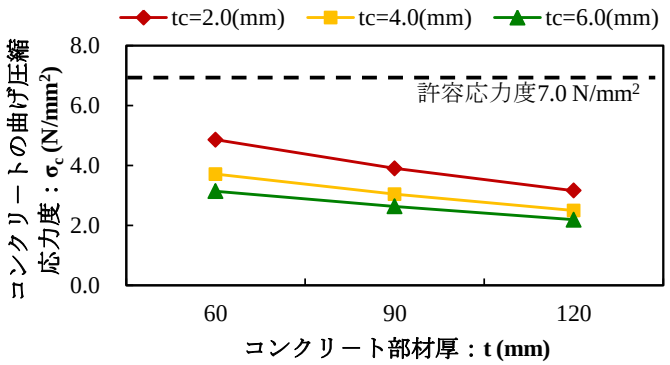
図-5.5　検討断面

5.2.3 結果および考察

検討の結果，鋼矢板 - コンクリート複合材における鋼矢板に作用する応力度は，被覆コンクリートの部材厚に大きく影響を受ける傾向が確認された．**図-5.6** に各部材厚とコンクリートの曲げ圧縮応力度の関係，**図-5.7** に各部材厚と鋼矢板の曲げ引張り応力度の関係を示す．**図-5.6** の残存板厚を変化させたケースを比較すると，残存板厚が 2 mm 変化するごとに発生応力度が 20 %程度増減する傾向が確認された．一方，**図-5.7** の各部材厚を変化させたケースを比較すると，鋼矢板厚 2 mm～4 mm で鋼矢板の曲げ引張り応力度の発生量が大きくなる傾向が確認された．残存板厚 2 mm，コンクリート厚 60 mm のケースでは，鋼矢板の許容応力度を超える数値が確認された．鋼矢板 - コンクリート複合材の応力度は，コンクリート部材厚に大きく影響を受けるものと考えられる．以上の結果から，鋼矢板の防食対策を満足する最低部材厚は，腐食代 2 mm が残存している状態（本件検討断面では板厚 4 mm）の鋼矢板に対して，90 mm の厚さでコンクリートを被覆することが最も効率的であると考えられる．

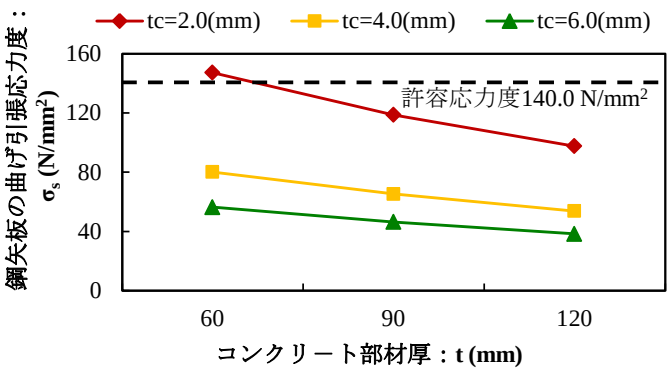


ケース	σ_c (N/mm^2)
Case 1	4.86
Case 2	3.71
Case 3	3.14
Case 4	3.90
Case 5	3.04
Case 6	2.63
Case 7	3.16
Case 8	2.50
Case 9	2.19

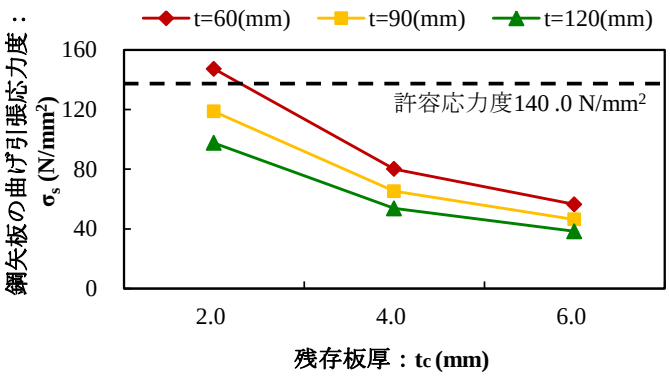


ケース	σ_c (N/mm^2)
Case 1	4.86
Case 4	3.90
Case 7	3.16
Case 2	3.71
Case 5	3.04
Case 8	2.50
Case 3	3.14
Case 6	2.63
Case 9	2.19

図-5.6　各部材厚とコンクリートの曲げ圧縮応力度の関係



ケース	σ_s (N/mm^2)
Case 1	147.20
Case 4	118.71
Case 7	97.57
Case 2	80.07
Case 5	65.24
Case 8	53.71
Case 3	56.36
Case 6	46.34
Case 9	38.30

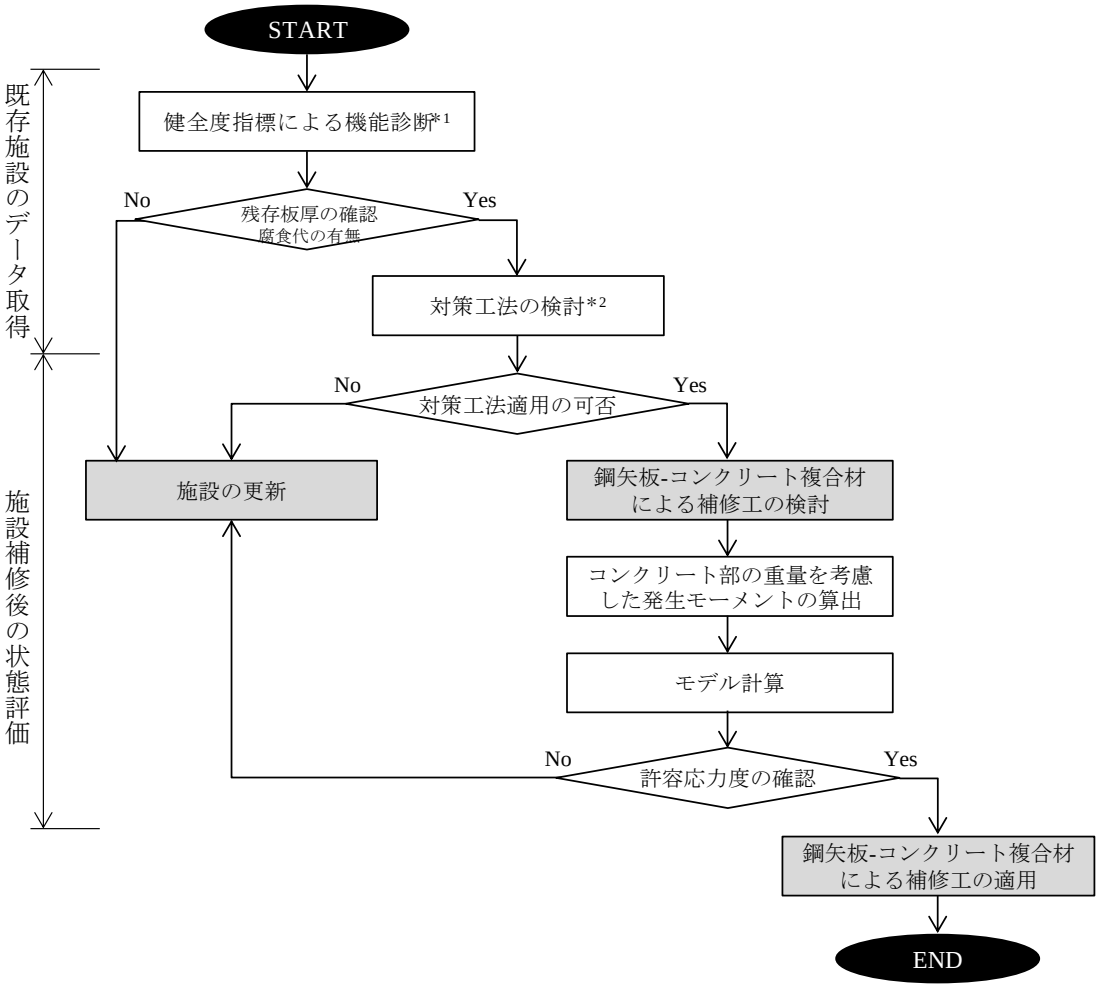


ケース	σ_s (N/mm^2)
Case 1	147.20
Case 2	80.07
Case 3	56.36
Case 4	118.71
Case 5	65.24
Case 6	46.34
Case 7	97.57
Case 8	53.71
Case 9	38.30

図-5.7　各部材厚と鋼矢板の曲げ引張り応力度の関係

5.2.4 モデル試験を踏まえた設計手順の明示

図-5.8 は，本モデル計算の検討結果を踏まえた設計手順を示している．設計手順は以下の通りである．最初に健全度指標を基に既存施設の機能診断を行い，健全度ランク S-2，S-3 の施設を対象として，鋼矢板の板厚を測定して設計腐食代が残存していることを確認する．次に，施設の要



＊1　健全度指標の例 11)

健全度（ランク）	施設の状態	対応する対策の目安
S-5	変状がほとんど認められない状態	対策不要
S-4	軽微な変状が認められる状態	要観察
S-3	変状が顕著に認められる状態	補修・補強
S-2	施設の構造的安定性に影響を及ぼす変状が認められる状態	補修・補強
S-1	施設の構造的安定性に重大な影響を及ぼす変状が複数認められる状態	更新

＊2　対策工法検討のための判断事項 2)

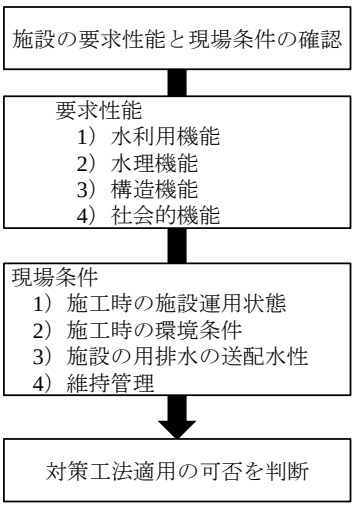


図-5.8　設計手順

求性能と現場条件を踏まえて，対策工法適用の可否を判断する．工法適用が可能であると判断された場合は，設計モーメントを算出してモデル計算を行い，許容応力度を満足するように鋼矢板－コンクリート複合材の部材厚を算出する．算出された部材厚をもとに対象施設の補修を行う．

5.3 実構造物を対象とした施工性の評価

5.3.1 実験施設の概要

対象とした鋼矢板水路は，新潟市江南区に位置し，1970 年に供用開始（調査時点で 45 年経過）した山崎排水路である．当該水路の構造は，水路幅 6.4 m，水路渠底から笠コンクリート天端までの水路高 2.6 m の軽量鋼矢板（3D 型，設計板厚 7 mm）を用いた切張式護岸形式である（**図-5.9**）．

本施設は，**図-5.10** に示す通り腐食の進行に伴い局所的に断面の減少や欠損が顕在化していることが確認された．残存板厚測定位置は，**図-5.11** に示すように高さ方向に A 部から D 部に分類して，鋼矢板 1 枚につき 25 点を測定した．残存板厚測定結果を**表-5.3** に示す．その結果，設計板厚 7 mm に対して，平均板厚は 5.7～7.0 mm，板厚減少率は 81.4～100.0 %であった．腐食に伴う板厚減少は，河床から 1,000 mm の高さに位置する干満帯付近で卓越しており，最少板厚で 5.5 mm の結果を得た．以上の結果から，本施設における鋼矢板の腐食状態は，既往の研究 [12)]と同様に，

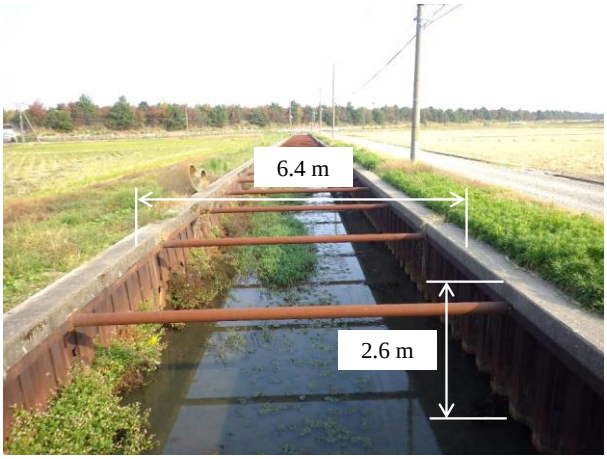


図-5.9　実験施設の概要

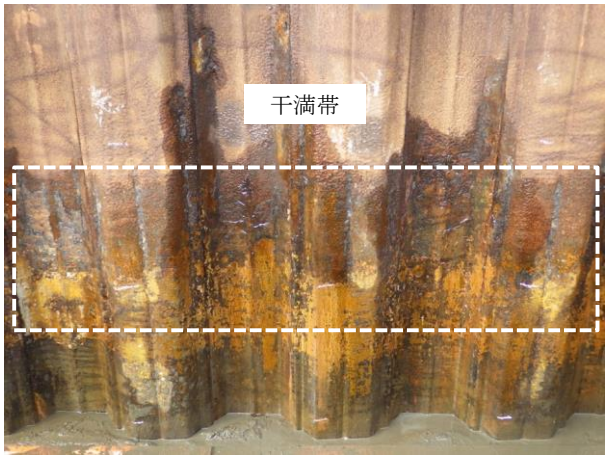


図-5.10　鋼矢板の腐食状態

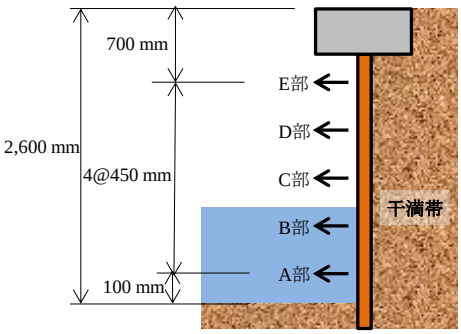


図-5.11　鋼矢板残存板厚測定位置

表-5.3　鋼矢板残存板厚測定結果

測定箇所	測定項目	A部	B部	C部（干満帯）	D部	E部
左岸	板厚（mm）	7.0	6.1	5.7	6.1	6.9
		6.9	6.0	5.5	6.4	7.0
右岸		6.9	5.9	5.9	6.6	7.0
		6.9	6.0	5.6	6.4	7.0
平均値		6.9	6.0	5.7	6.4	7.0
残存率		98.6 %	85.7 %	81.4 %	91.4 %	100.0 %

干満帯付近において，局所的に断面減少が顕在化していることが確認された．既設鋼矢板は腐食による板厚減少を生じているが，その減少量は，腐食代 2 mm の範囲内で腐食代を有した状態であることが確認された．

対象施設において, 2011 年 2 月～2011 年 3 月に農林水産省北陸農政局のストックマネジメント高度化事業で有機系被覆工法による現地実証試験が行われた [13]．その結果を踏まえて，本研究において 2015 年 10 月～2015 年 12 月に鋼矢板 - コンクリート複合材による補修工法の試験施工を行った．以下に，有機系被覆工法と鋼矢板 - コンクリート複合材による補修工法との比較検討を行い，実施工における施工性を考察する．

5.3.2 有機系被覆工法と鋼矢板 - コンクリート複合材による補修工法の施工性評価

5.3.2.1 有機系被覆材による補修工法の特徴 [14]

一般的に鋼矢板水路の防食対策として，腐食した既設鋼矢板表面の錆や付着物をブラスト除去した後，防錆剤を塗布し，ウレタン樹脂等の有機系材料で被覆する表面被覆工法が多用されてきた．**図-5.12** に概念図，**図-5.13** に施工手順を示す．標準的な施工手順は，高圧洗浄機（洗浄圧 30 MPa 以上）または重曹ブラスト（サンダーケレン 2 種同等以上）を使用して既設鋼矢板表面を洗浄し下地処理を行った後，鋼矢板継手部の止水処理を行い，鋼矢板表面に防錆材を塗布し，表層部に有機系被覆材を吹付けるというものである．防食性は，被覆材の硬化後の硬度，引張強度および付着強度が大きいため，鋼矢板単体と比較して優れている．水理性は，既存水路幅のままで対応できる上，被覆材表面の平滑性により粗度係数が向上し，流下能力は大きくなる．また，被覆材は広い面に一括して吹付けるため施工性も良く，工期の短縮も期待できる．

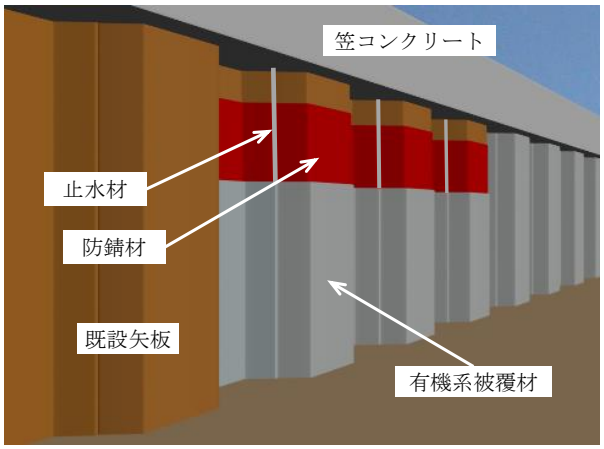


図-5.12　有機系被覆工法概念図

下地処理　　止水処理　　防錆材塗布　　有機系被覆材吹付

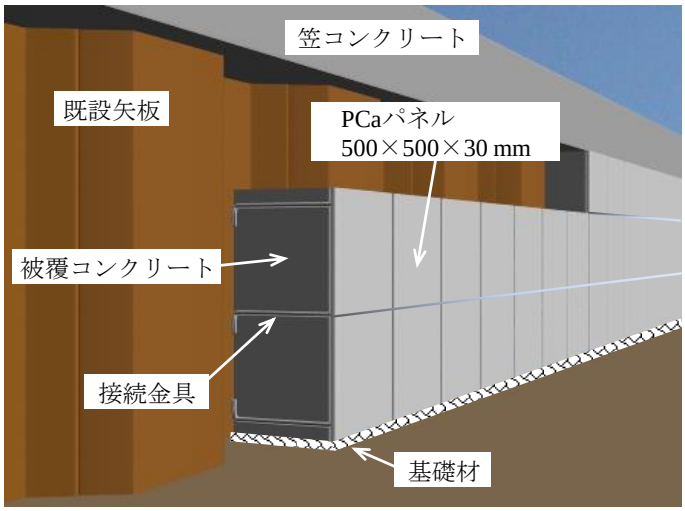
図-5.13　有機系被覆工法の施工手順

図-5.14　仮囲いによる雪寒養生事例

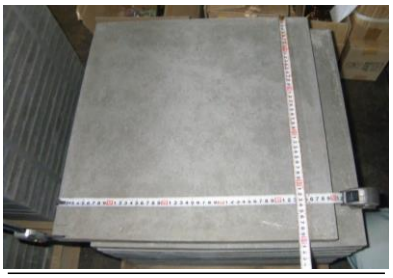
課題としては，鋼矢板表面の腐食層を完全に除去できず健全部の露出が難しい場合や，既設鋼矢板継手部の止水処理が不完全な場合は，接着界面近傍において被覆材に膨れや浮き，剥離が生じ，付着力の低下により腐食因子の進入に対する抵抗性が著しく低下する点が挙げられる [4]．また，被覆材は，湿潤面での塗布作業が困難であるため，防錆材塗布や有機系被覆材吹付などの主要な作業工程を，温度 5 ℃以上 40 ℃以下，相対湿度 85 %以下で施工する必要がある [15]．このため，冬季においては**図-5.14** に示すように，大規模な仮囲いを併用した雪寒養生により施工範囲を乾燥状態にする必要がある．

5.3.2.2 鋼矢板 - コンクリート複合材による補修工法の特徴

本研究で提案している鋼矢板 - コンクリート複合材による補修工法について，**図-5.15** に概念図，**図-5.16** に施工手順を示す．施工手順は，高圧洗浄機（洗浄圧 14.7 MPa）による表面洗浄とケレン処理を併用して，既設鋼矢板表面の錆や付着物を除去し．基礎砕石および均しコンクリートで基礎処理を行い，鋼矢板面に専用の接続金具を溶接して PCa パネルを設置し，内部にコンクリートを充填するというものである．



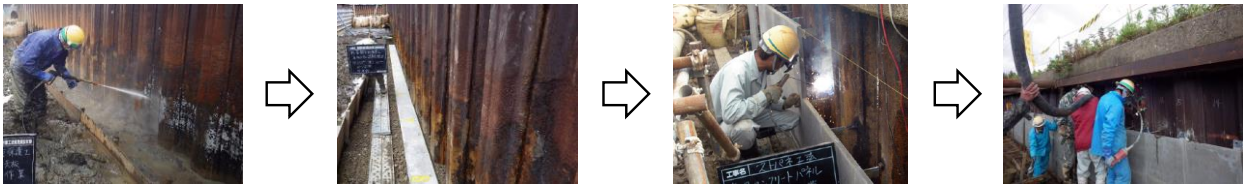
（A）工法概要図



PCaパネルの規格	
長さ	500 mm
幅	500 mm
厚さ	30 mm
1枚当り重量	16.9 kg
圧縮強度	75 N/mm^{2}相当
相対動弾性係数	95.3 %

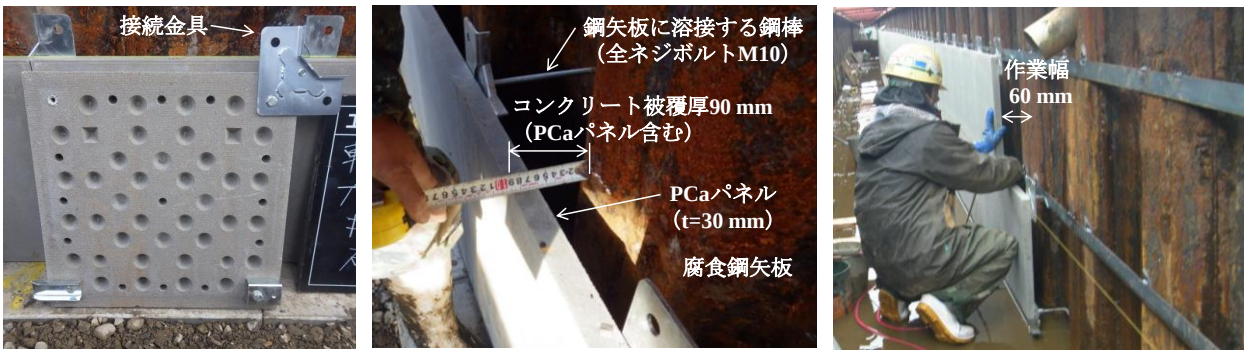
（B）PCa パネル概要図

図-5.15　鋼矢板 - コンクリート複合材による補修工法概念図



下地処理　　基礎処理　　プレキャストパネル設置　　コンクリート充填

図-5.16　鋼矢板 - コンクリート複合材による補修工法の施工手順



（A）接続金具配置状況　　（B）被覆コンクリートの最少厚さ　　（C）人力によるPCaパネル設置状況

図-5.17　PCaパネルおよび接続金具の取付状況

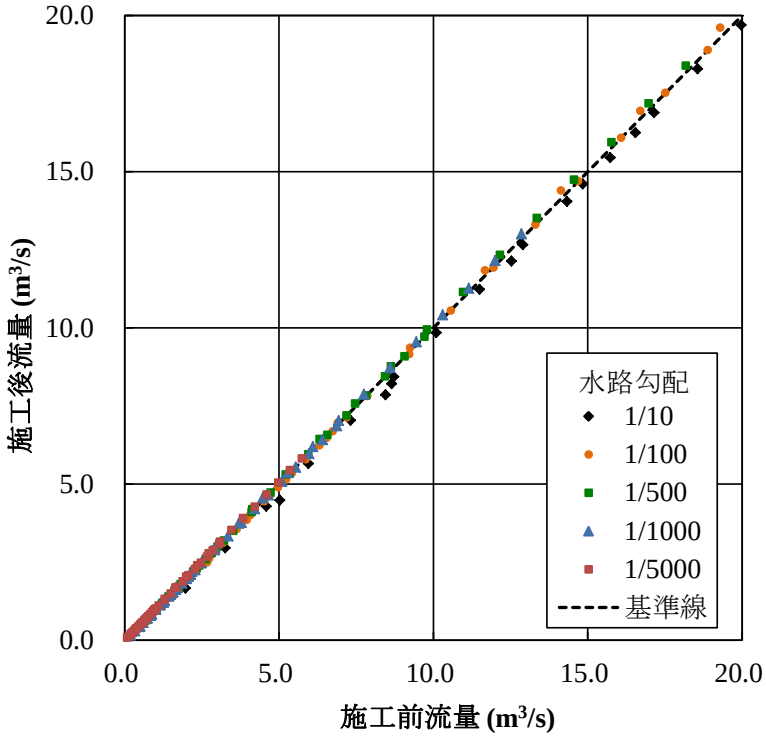


図-5.18　補修前後の流量の関係

PCa パネルは，鋼板（SS400，t=3.2 mm）を加工した接続金具を用いて M10 ボルトによって相互に連結している．また，接続金具は，全ネジボルト（M10）により鋼矢板に溶接接合している．接続金具の配置は，PCa パネル 1 枚（500 mm×500 mm×30 mm）当たり 4 箇所としている．PCa パネル取付け時は，最低 60 mm の作業幅が必要なため，鋼矢板凸部に 60 mm 分を足した厚さを被覆コンクリートの最少部材厚さとしている（**図-5.17**）. 1 枚当たりの重量が 16.9 kg と軽量な PCa パネルは, 人力運搬が容易であることから, 都市化の進行により大型機械の進入が困難な水路や, 狭隘な水路においても施工可能である.

本技術は，下地処理が容易でかつ耐候性に優れたコンクリートで被覆するため，有機系被覆材による表面被覆工法と比較しても，防食性は同等かそれ以上と考えられる．水理性は，鋼矢板表面をコンクリートで被覆するため通水断面は減少するが，PCa パネルの表面は平滑であり合成粗度係数の向上により, 流下能力は同等かそれ以上となる. **図-5.18** は, 鋼矢板の粗度係数を 0.025, PCa パネルの粗度係数を 0.014 とした場合 [10]の補修前後の流量の変化を比較したものである.

本技術は，腐食した鋼矢板にコンクリートを被覆し，特に腐食の進行が著しい干満帯付近への酸素の供給を遮断し，コンクリートの持つアルカリ性により腐食進行を抑制する効果を期待している．一方，気中部，干満帯部のコンクリートは，中性化の進行により徐々に防錆効果が失われる傾向にある．一般的に中性化の進行を抑制する手段として，設計かぶりを大きく設定したり，高強度コンクリートを使用して表面を緻密化したりする方法が用いられる [16]．木製型枠のみを使用して，鋼矢板前面に高強度コンクリートを現場打ちする場合には，単位セメント量の多いコンクリートが必要である．このため，脱型後は初期ひび割れの発生確率が高まり，中性化の進行を早める危険性がある．**表-5.4** に初期ひび割れの種類と対策を示す [17]．本技術で使用する PCa パネルは，工場生産により品質が安定し，かつ極めて高強度（圧縮強度 75 N/mm^2 相当）で，耐凍害性も高い（相対動弾性係数 95.3 %）ものである．高強度で耐久性のある PCa パネルを使用することにより，中性化の進行を抑制する効果が期待できる．

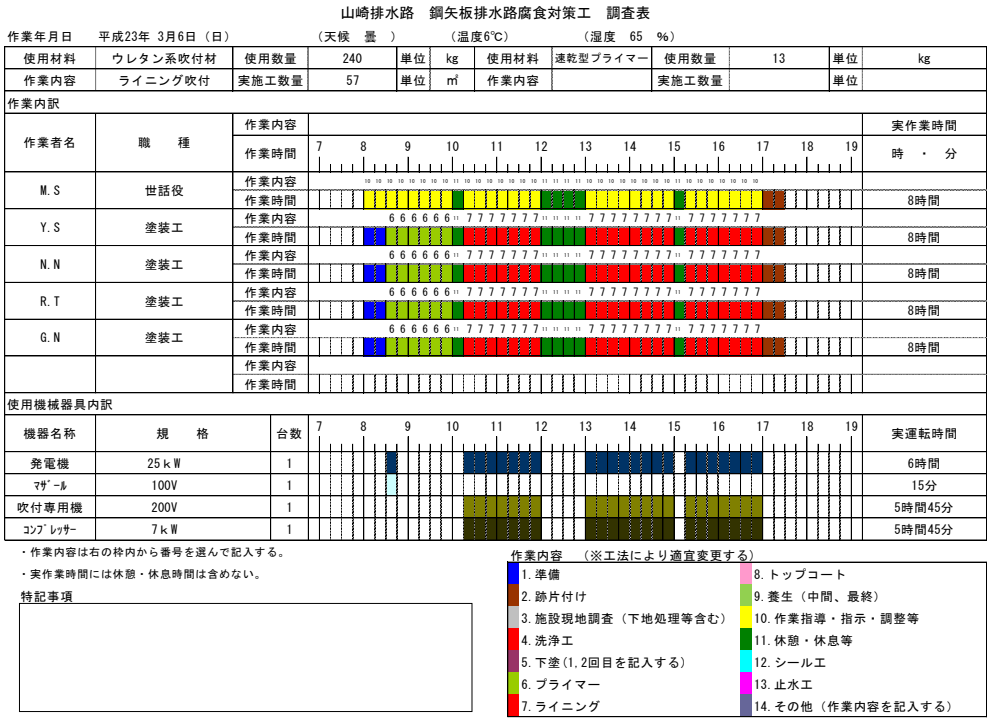
表-5.4　初期ひび割れの種類と対策 [17]

ひび割れの種類		発生原因	対策例
初期ひび割れ	収縮に伴うひび割れ	コンクリートの温度変化による体積変化，自己収縮，乾燥収縮などにより発生する．	単位水量・単位セメント量の低減，収縮が小さいセメントの使用，型枠の存置などが有効な対策となる．
	セメントの水和に起因するひび割れ	マッシブな構造物，下端が拘束された壁などで，内部拘束や外部拘束などの応力がコンクリートの許容引張応力度を超えることにより発生する．	温度応力解析により照査し，ひび割れ誘発目地などにより発生応力を抑える．
	沈みひび割れ	骨材の沈下や材料分離によって鉄筋上面や変断面部に発生する．	適切な時期にタンピングを施す．
	プラスティック収縮ひび割れ	ブリーディング水の上昇速度に比べ，表面からの水分の蒸発量が大きい場合に発生する．	コンクリートを打込んだ後に表面からの急速な乾燥を防止する．

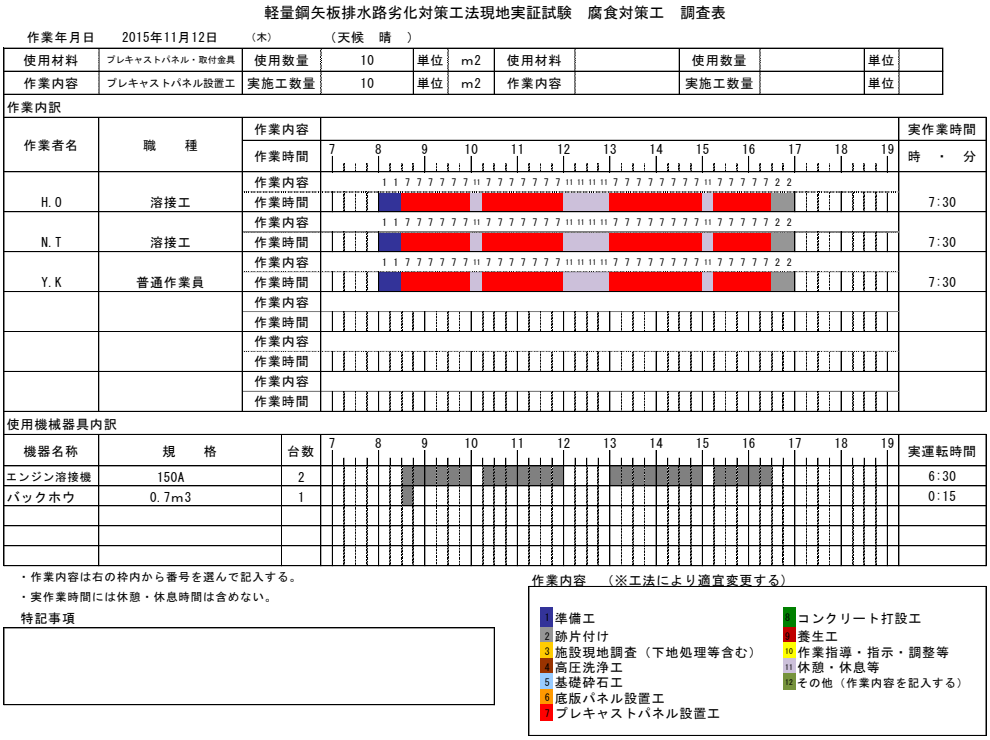
5.3.2.3 施工実績調査票に基づく施工性の比較

これまで，10 月下旬より雨が多く，12 月下旬には降雪のある積雪寒冷地域としての新潟地域における環境条件や現場条件を考慮した各補修工法の性能について，検討した事例は少なかった [13]．そこで本研究では，現地実証試験で得られた作業工程別の施工歩掛を整理し，施工環境を踏まえ

た各工法の施工性を検討した．検討方法は，**図-5.19** に示す施工調査票をもとに実際の施工に要した日数および人工数を工程別に集計し，仮囲いや流水切回し等の支障物を加味して施工性を比較した．



（A）有機系被覆工法



（B）鋼矢板 - コンクリート複合材による補修工法

図-5.19　補修工法別歩掛調査票の事例

5.3.2.4 結果および考察

検討の結果，**表-5.5**，**図-5.20** に示すように，有機系被覆工法と鋼矢板 - コンクリート複合材による補修工法との施工性の違いが明らかとなった．有機系被覆工法の作業工程は，11 工程に分類され，1 人工当りの施工面積は 1.9 m^2 であった．作業工程には，止水工，ライニング吹付などの専門性の高い特殊な工種が複数含まれることが確認された．これに対して，鋼矢板 - コンクリート複合材による補修工法の作業工程は，6 工程に分類され，1 人工当りの施工面積は，有機系被覆工法と同じ 1.9 m^2 であった．一方，作業工程は，一般的な土木工事に分類される工種が多いことが確認された．有機系被覆工法では，仮囲い設置・撤去の占める割合が全工程の 40 %であったのに対して，鋼矢板 - コンクリート複合材による補修工法では，PCa パネル設置工の占める割合が全工程の 60 %であることが確認された．

両ケースの実施工面積が大きく異なることから，検討の余地は残されているが，有機系被覆工法により既存施設を補修する場合，現場条件により仮囲い設置・撤去の費用が高くなる可能性があることが示された．一方，鋼矢板 - コンクリート複合材による補修工法では，PCa パネル設置の短縮化により，施工性の改善が可能であることが示された．PCa パネル設置方法の改善におけ

表-5.5　作業工程別の人工数集計表

有機系被覆工法

作業工程	日数	人工数
1.仮囲い設置・撤去	10.0	50.0
2.高圧洗浄工	4.0	8.8
3.調査、下地処理	1.0	3.8
4.シール工	1.0	4.4
5.止水工	6.0	15.8
6.下塗り工	3.0	7.9
7.養生材設置撤去	1.0	4.6
8.プライマー塗布	5.0	3.8
9.ライニング吹付	5.0	13.8
10.トップコート塗布	1.0	3.5
11.養生材撤去	1.0	7.8
合計	38.0	124.2
施工面積（m^2）		237.0
1人工当りの施工面積（m^2/人）		1.9

鋼矢板 - コンクリート複合材による補修工法

作業工程	日数	人工数
1.高圧洗浄工	1.5	2.5
2.基礎砕石工	0.5	3.0
3.均しコンクリート工	1.0	3.0
4.PCaパネル設置工	6.5	18.5
5.目地設置工	0.5	1.0
6.コンクリート打設工	1.0	3.0
合計	11.0	31.0
施工面積（m^2）		60.0
1人工当りの施工面積（m^2/人）		1.9

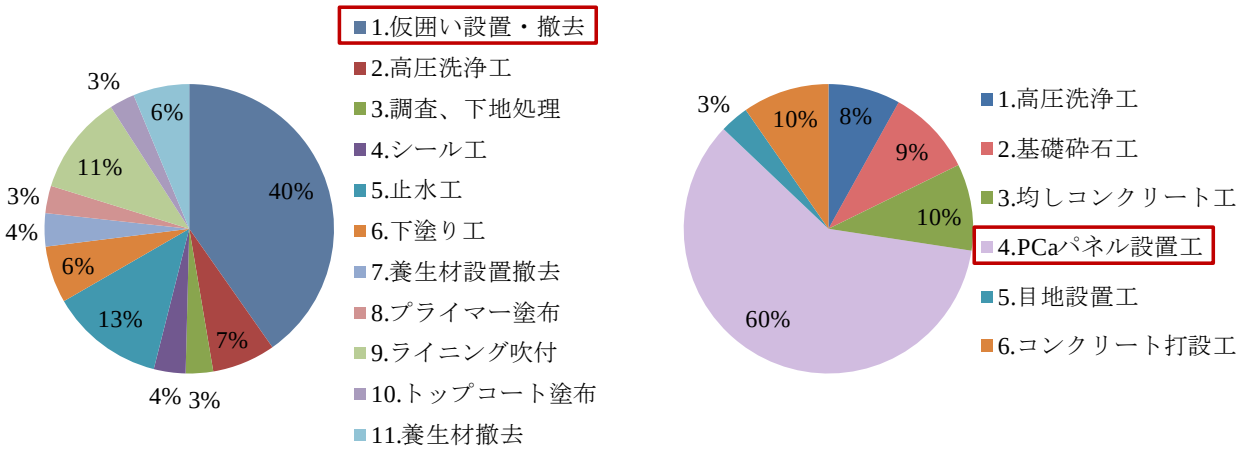
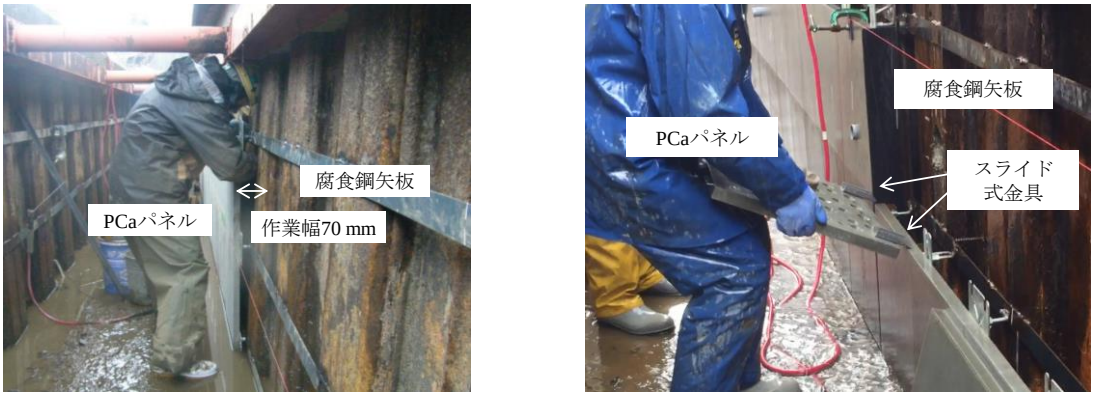


図-5.20　作業工程別の人工割合

る技術的課題は，**図-5.17** でも示した通り，PCa パネルと鋼矢板の接続に一定の作業スペースが必要な点である．**図-5.21** に示すように，ボルト締め付け式では，PCa パネル裏側の狭いスペースで作業を行う必要があった．これに対して，スライド式では，PCa パネル裏側におけるボルト締め付け作業の工程が省略できるため，施工性の改善が可能となる．**表-5.6**，**図-5.22** は，ボルト締め付け式とスライド式の作業時間の比較を示している．スライド式の接続方法により，PCa パネル接続にかかる作業時間が 30 %程度短縮されることが確認され，作用工程の短縮が期待できる．



（A）ボルト締め付け式　　（B）スライド式

図-5.21　PCa パネルの接続方法

表-5.6　作業工程別の作業時間比較

作業工程	スライド式	ボルト締め付け式
接続金具取付	2:50	2:33
PCaパネルセット	2:15	3:20
ボルト締め付け	0:00	2:00
溶接	2:30	2:40
合計時間	7:35	10:33
短縮時間	2:58	
短縮率（%）	28.1	

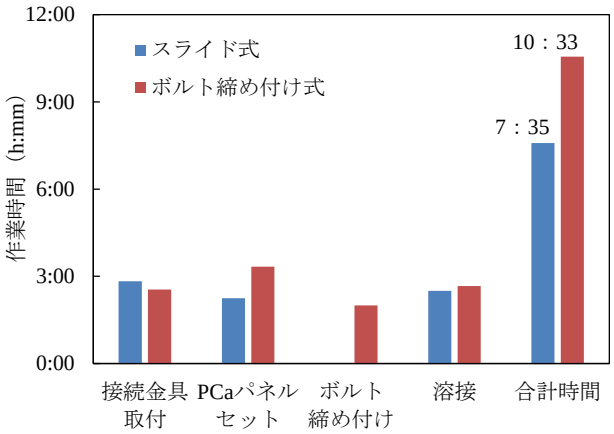


図-5.22　接続方式別の作業時間比較

5.4 組立式仮設水路を活用した流水環境における施工性確保 [14), 18)]

5.4.1 実験施設の概要と排水対策の種類

本技術を含め，一般的に用いられてきた防食対策は，流水環境では施工できないため，施工範囲を乾燥状態に保つ必要がある．一方，農業用用排水路は，灌漑期，非灌漑期で水位変動を繰り返しながら常に流水環境にあることから，施工範囲を乾燥状態に保ち施工環境を確保することが不可欠である．また，農村の市街地化による施工スペースの制約や水文条件の変化など，施設の

整備当初とは異なる施工環境や要求性能を考慮する必要がある．したがって，効率的かつ効果的に防食対策を進める上で，実構造物を対象とした排水対策の実証的検討が必要である．本研究では，流水環境における防食対策の技術的課題を踏まえて，実施工時に組立式仮設水路を活用した事例を取り上げ，施工環境の確保を検討した結果を詳述する．

本研究で検討対象とした鋼矢板水路の概要を**表-5.7** に示す. 各施設では, 2011 年 10 月から 2015 年 1 月にかけて防食対策が行われた．補修時の施工環境は，大型土のう，高密度ポリエチレン管および組立式仮設水路の 3 種類の排水対策により確保した．**図-5.23** は，**表-5.7** の新村排水路および山崎排水路における排水対策の事例を示している．以下にこれらの排水対策を実構造物に適用した際の検討結果を詳述する．

表-5.7　対象施設の概要

水路名	構造形式	使用矢板	供用開始年	供用後経過年数	補修工法	施工時時の排水対策
新村排水路	自立式護岸形式	鋼矢板IIw型	2000	11	有機系被覆工法 鋼矢板-コンクリート複合材による被覆工法	大型土のう
深通排水路	切梁式護岸形式	鋼矢板 IA型	1996	17	有機系被覆工法 無機系被覆工法、	組立式仮設水路
猿ケ瀬排水路	自立式護岸形式	軽量鋼矢板3D型	1982	30	鋼矢板-コンクリート複合材による被覆工法	高密度ﾎﾟﾘｴﾁﾚﾝ管
山崎排水路	切梁式護岸形式	鋼矢板IA型	1970	45	鋼矢板-コンクリート複合材による被覆工法	組立式仮設水路
大原2号排水路	自立式護岸形式	鋼矢板 IIA型	1961	53	鋼矢板-コンクリート複合材による被覆工法	組立式仮設水路

※供用後経過年数は，調査時点における年数である．

（A）大型土のう（新村排水路）　　（B）組立式仮設水路（山崎排水路）

図-5.23　排水対策の事例

5.4.2 実験方法

近年，排水計画設定当初と異なる水文条件，土地利用区分および立地環境等の変化に伴い，計画高水位を上回る排水流出が短時間で発生する事例が頻発し，施工時の安全確保が難しくなっている．**図-5.24** は，深通排水路において実際に計画高水位を上回る流量が発生した事例を示している．本研究では，洪水ピーク流出量を 5.1 式，5.2 式，5.3 式及び 5.4 式により求め [19]，**図-5.25** に示す 3 種類の排水対策の施工性を比較した．

$$Q_p = \frac{1}{3.6} \cdot r_e \cdot A \quad , \tag{5.1}$$

$$r_e = f_p \cdot r \quad , \tag{5.2}$$

ここで，Q_P：洪水ピーク流出量（m^3/s），r_e：洪水到達時間内の平均有効降雨強度（mm/h），A：

流域面積（km^2），f_p：ピーク流出係数，r：平均降雨強度（mm/h）である．

$$i_t = \frac{R_{24}}{24}\left[\frac{24}{t}\right]^n \quad , \tag{5.3}$$

ここで，i_t：t 時間内の平均降雨強度（mm/h），R_{24}：24 時間最大雨量（mm），n：1/2～1/3 の範囲の定数である．

$$t_p = C \cdot A^{0.22} \cdot r_e^{-0.35} \quad , \tag{5.4}$$

ここで，t_p：洪水到達時間（min），C：土地利用係数，r_e：平均有効降雨強度（mm/h）である．

5.4.3 流水環境における施工性確保

検討の結果，日雨量 30 mm 時の計画洪水ピーク流出量が 2.1 m^3/s であるのに対して，実測流量は，日雨量 20 mm の段階で計画を上回る 3.1 m^3/s となることが確認された．従来は，**図-5.25**（A）に示す大型土のうなどに代表される排水対策が採用されてきたが，本研究では，施工環境の確保と施工の迅速化との両立の観点から，**図-5.25**（B）に示す組立式仮設水路を活用した排水対策を

平常時の実測流量0.3 m^3/s

降雨時の実測流量3.1 m^3/s
（日雨量20 mm）

【設計条件】
- ピーク流出係数：0.4
- 施工期間内の日雨量：30 mm
- 土地利用係数：200
- 流域面積：331.3 ha

⇒計画洪水ピーク流出量：2.1 m^3/s

図-5.24　計画高水位を上回る流量の発生事例

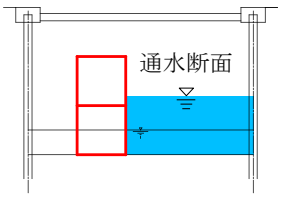
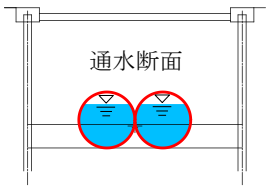
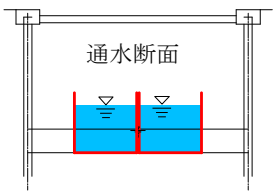
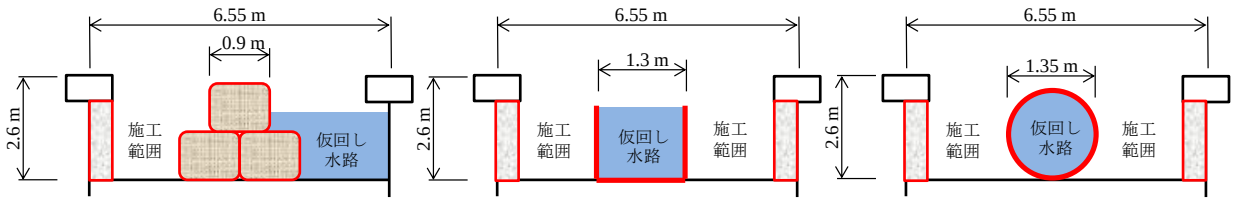
種別	（A）大型土のう	（B）組立式仮設水路	（C）高密度ポリエチレン管
形状	1連	2連	2連
通水断面（m）	2.83×1.2	2.75×1.2	2.85×1.2
流下能力（m^3/s）	3.5	3.5	2.2
作業範囲	片岸施工	両岸同時施工	両岸同時施工
断面図			

図-5.25　排水対策の流下能力と施工性の比較

検討した．図-5.25(C)に示す高密度ポリエチレン管による排水処理の計算上の流下能力は 2.2 m^3/s であることから，実測流量である 3.1 m^3/s に対処できない．また，図-5.25（A）に示す大型土のうによる排水処理は，片岸ずつ交互に施工する必要があり，作業工程への負担が大きい．施工時期が非灌漑期に制限される中で，施工の迅速化が不可欠であることから，効率的ではない．これに対して，組立式仮設水路による排水処理は，大型土のうによる排水処理と同等の 3.5 m^3/s まで流下能力を向上可能で，両岸同時施工による工期短縮効果も見込めることから，安全かつ効率的な施工が可能となる．表-5.7 に示す深通排水路において調査を行った結果，2014 年 1 月 21 日から 3 月 17 日までの 44 日間に実測流量が 3.1 m^3/s を超えた日数は，合計 4 日観測されたが，施工不能日は 1 日のみであった．このことから，組立式仮設水路の排水流出量の変化に対する適用能力は高いものと推察される．

5.4.4 組立式仮設水路の排水効果

各排水対策について，図-5.26 に示す断面で 100 m 施工した場合の標準的な工期 [20] や産業廃棄物処分量を比較した結果を表-5.8 に示す．本研究では，大型土のうによる排水対策を基準とした場合の，組立式仮設水路および高密度ポリエチレン管における工期の相対値を工期短縮率と定義し，産業廃棄物処分量の相対値を産業廃棄物処分量低減率と定義した．検討の結果，組立式仮設水路は，両岸同時施工を行うことができるため，工期短縮率は 56 %となることが確認された．また，他現場への転用が可能であることから，産業廃棄物処分量低減率は 97 %となり，他の排水対策と比較して環境負荷が少ないことが確認された．組立式仮設水路は，計画高水位を上回る排水流出が短時間で発生する事例にも対応することができ，安全かつ効率的な施工が可能となる．また，両岸同時施工と他現場への転用により，工期短縮効果および産業廃棄物処分量低減効果が期待できる．以上の結果から，組立式仮設水路を活用することにより，補修時における施工環境の確保と施工の迅速化が期待できる．



（A）大型土のう　　（B）組立式仮設水路　　（C）高密度ポリエチレン管

図-5.26　施工範囲の比較

表-5.8　排水効果の比較（100m当り）

排水対策	工期（据付～撤去）			仮設費		産業廃棄物処分量	
	実日数（日）	供用日数（日）	短縮率（%）	仮設費（千円）	低減率（%）	処分量（m^3）	低減率（%）
大型土のう	101.9	180	100	6,761	100	375	100
組立式仮設水路	45.0	80	56	6,045	11	13	97
高密度ポリエチレン管	50.5	90	50	6,510	4	23	94

5.5 本章のまとめ

第 5 章では，鋼矢板 - コンクリート複合材による補修工法について，被覆コンクリート部材厚の低減による軽量化を検討し，モデル計算により設計条件を検討した．また，実構造物を対象とした施工性と，補修時の技術的課題である流水環境下における施工環境の確保を考察した．その結果，以下の事項が明らかとなった．

(1) モデル計算により被覆コンクリート部材厚の低減による軽量化を検討した結果，鋼矢板 - コンクリート複合材の応力度は，コンクリート部材厚に大きく影響を受けることから，鋼矢板の防食対策を満足する最低部材厚は，設計腐食代 2 mm が残存している鋼矢板に 90 mm の厚さでコンクリートを被覆することが最も効率的であることが確認された．

(2) 施工調査票により作業工程別施工歩掛を検討した結果，鋼矢板 - コンクリート複合材による補修で見込まれる 1 人工当りの施工面積は, 有機系被覆工法と同程度の 1.9 m^2 であるものの，専門性の高い特殊な工程がなく，一般的な土木工事に分類される工種が多いことが確認された．

(3) 有機系被覆工法による既存施設の補修を計画する際は，仮囲い設置・撤去の費用が施工費を大きく左右することが示された．一方，鋼矢板 - コンクリート複合材による補修工法では，PCa パネル設置の短縮化により，施工性の改善が可能であることが示された．PCa パネルと鋼矢板の接続方法をボルト締め付け式からスライド式に変更することで，設置時間が 30%程度短縮化されることが確認された．

(4) 組立式仮設水路は，計画高水位を上回る排水流出が短時間で発生する事例にも対応することができ，安全かつ効率的な施工が可能となることが確認された．また，両岸同時施工を行うことができ，他現場にも転用できるため，工期短縮効果および産業廃棄物処分量低減効果が期待できることが明らかとなった．

参考文献

1）　農林水産省：平成 27 年版　食料・農業・農村白書，2015.

2）　（一社）農業土木事業協会：農業水利施設の長寿命化のための手引き，pp. 1_1-5_57，2015.

3）　（一財）沿岸技術研究センター：港湾鋼構造物防食・補修マニュアル，pp. 36-42，2009.

4）　奥野倫太郎，森充広，渡嘉敷勝，森丈久：コンクリート開水路に施工された有機系表面被覆材の劣化特性，農業農村工学会論文集，Vol.79，No.4，pp. 257-264，2011.

5）　石神暁郎，佐藤智，中村和正：積雪寒冷地におけるコンクリート開水路の表面保護工法の付着性とその評価，農業農村工学会論文集，83(3)，I_49-I_61，2015.

6）　鈴木哲也：鋼矢板排水路の腐食実態とコンクリート被覆による保全対策に関する研究，土木構造・材料論文集，29，pp. 75-82，2013.

7）　小林秀一，鈴木哲也，長崎文博，佐藤弘輝：腐食が進行した鋼矢板構造物のコンクリート被覆による保護工に関する実証的研究，土木学会論文集 F6（安全問題），69(2)，pp. I_55- I_62，2013.

8）　小林秀一，鈴木哲也，長崎文博，佐藤弘輝，山岸俊太朗：鋼矢板排水路の腐食実態を踏まえた保全対策，土木学会論文集 F4（建設マネジメント），69(4)，pp. I_129- I_136，2013.

9）　長崎文博，鈴木哲也，小林秀一，佐藤弘輝：コンクリート二次製品を活用した鋼矢板水路の保全対策，農業農村工学会誌，83(10)，pp. 831-834，2015.

10）　農林水産省農村振興局：土地改良事業計画設計基準及び運用・解説　設計「水路工」基準-基準の運用-基準及び運用の解説，技術書，pp. 182-479，2015.

11）　（一社）農業土木事業協会：農業水利施設の機能保全の手引き，pp. 8-58，2015.

12）　鈴木哲也，森井俊広，原斉，羽田卓也：地域資産の有効活用に資する鋼矢板リサイクル工法の開発，農業農村工学会誌，80(10)，pp. 21‐24，2012.

13）　佐藤嘉康:新潟県における鋼矢板水路の機能診断及び現地実証試験について, JAGREE, 83(5), PP. 39-43，2013.

14）　佐藤嘉康，萩原太郎，小林秀一，鈴木哲也：鋼矢板水路の腐食特性を考慮した保護対策の実証的研究，農業農村工学会誌，82(12)，pp. 963-966，2014.

15）　（公社）土木学会：表面保護工法設計施工指針（案）[工種別マニュアル編]，コンクリートライブラリー119 号，2005.

16）　（公社）土木学会：2012 年制定　コンクリート標準示方書[施工編]，2012.

17）　（公社）土木学会：2012 年制定　コンクリート標準示方書[設計編]，2012.

18）　小林秀一，鈴木哲也，佐藤弘輝，長崎文博：組立式仮設水路を活用した鋼矢板へのコンクリート被覆施工，コンクリート工学年次論文集，37(1)，pp. 1225-1230，2015..

19）　農林水産省農村振興局：土地改良事業計画設計基準及び運用・解説　計画「排水」，技術書，pp. 157-211，2006.

20）　農林水産省農村振興局：農林水産省土地改良工事積算基準（土木工事），農業農村整備情報総合センター，2015.

第 6 章

結　　論

第 6 章　結論

本論文は，腐食した鋼矢板に汎用資材のコンクリートを被覆し，鋼矢板 - コンクリート複合材として補修する防食技術の開発を目的としたものである．本研究により得られた結論をまとめると次のようになる．

第 2 章では，水利環境における鋼矢板の腐食特性の解明を目的として，農業水利施設として活用されてきた鋼矢板水路の特徴的な腐食機構について，供用年数と腐食量の関係および塩化物イオン濃度と腐食性の関係など既往の研究を踏まえて詳述した．次に，実構造物から採取した供試体をもとに鋼矢板の水路面側および土面側の腐食特性を評価した．その結果，以下の 3 項目が明らかになった．

(1) 供用年数や使用環境に着目した鋼矢板水路の腐食実態調査の結果, 供用年数の増加に伴い年 1%程度の断面の減少傾向が確認され，経過年数 20 年を超えると断面減少が顕在化することが明らかとなった．また，鋼矢板の腐食が激しく，断面欠損が見られた既存施設では，干満帯付近で大地抵抗率の実測値が大きく低下していること，海水遡上により塩化物イオン濃度が高い傾向にあることが明らかとなった．

(2) 鋼矢板水路の残存板厚分布に着目した腐食実態調査の結果, 鋼矢板の腐食による断面減少は，根入れ部（土中部）では見られず，水位変動域である干満帯付近で局部的に進行していることが確認された．また，局部腐食の進行は，凹面と比較して凸面で大きくなる傾向を確認した．このことから，鋼矢板の残存板厚を測定する際は，干満帯付近の凸面に着目することで，腐食実態の傾向が把握できるものと考えられる．

(3) 鋼矢板水路の表面粗さに着目した腐食実態調査の結果，土面側では，未使用鋼矢板と同程度の表面粗さであることが確認され，腐食の進行が少ないことが推察された．これに対して，水路面側は断面減少の増加に伴い表面粗さが増大し，水路面側の腐食が断面減少の支配的要因であることが明らかとなった．このことから，鋼矢板水路の腐食劣化の抑制を目的として，水路面側の干満帯付近を被覆し，防食対策を施す表面被覆工法の有効性が確認された．

第 3 章では，鋼矢板 - コンクリート複合材の曲げ特性の解明を目的として，実験室内および実構造物において曲げ載荷試験を実施した．載荷試験における曲げ特性は，変形挙動と AE 法による破壊挙動により評価した．同時に，デジタル画像相関法（DICM）により，載荷時と除荷時の変位特性を明らかにした．また，鋼矢板とコンクリートとの付着特性の解明を目的として，実験室内において引張試験を実施した．引張試験における付着特性は，変形挙動と AE 法による破壊挙動により評価した．その結果，以下の 6 項目が明らかになった．

(4) モデル試験の結果，鋼矢板 - コンクリート複合材の曲げ載荷による変形挙動は，コンクリートの力学特性に強く影響を受けており. コンクリート被覆による曲げ変形の抑制効果が

認められ, 腐食した既設鋼矢板を用いた鋼矢板 - コンクリート複合材においても抑制効果が確認された.

(5) モデル試験における AE パラメータ解析結果より, 既設鋼矢板単材では長期供用に伴う損傷蓄積による材料安定性の低下が確認されたが, 既設鋼矢板にコンクリートを被覆した鋼矢板 - コンクリート複合材では，材料安定性の改善効果が確認された.

(6) モデル試験における DICM 解析結果より，鋼矢板 2 枚を 1 組とした供試体では，凹凸断面によるねじれを伴う変形挙動が確認された．また，これに伴う鋼矢板継手のずれの発生が認められ, 鋼矢板 - コンクリート複合材の破壊挙動に影響を及ぼしているものと推察された.

(7) 引張試験の結果, 既設鋼矢板にコンクリートを被覆した供試体の付着応力度は, 120 kN/m^2 であり, 無機系被覆材や有機系被覆材と比較して小さいものの, 実構造物に対してコンクリートを被覆した場合に想定される自重 5 kN/m^2 に対して 20 倍以上の付着力が確保されていることが確認された．このことから，鋼矢板-コンクリート複合材として一体性を有することが明らかになった.

(8) AE 源位置標定により，コンクリートを用いた供試体の AE 発生挙動は，未使用鋼矢板よりも既設鋼矢板を用いた供試体でより広範囲に分布する傾向が確認された. このことから, 鋼矢板とコンクリートの付着力は, 表面の細かな凹凸による表面性状の影響を大きく受けるものと推察された.

(9) 鋼矢板 - コンクリート複合材を実構造物に適用し，曲げ載荷挙動を検討した結果，設計モーメントの 1.5 倍の試験荷重（27 kN・m）において，鋼矢板のみの場合と比較して，最大変位量 57 %，残留変位量 155 %であることが確認された．モデル試験でも確認されたように, 鋼矢板 - コンクリート複合材では載荷過程において曲げ変形量の抑制効果が確認された．このことから，鋼矢板－コンクリート複合材の有効性は，供用時の荷重レベルの範囲内において，鋼矢板水路の防食対策として有効であると判断される.

第 4 章では，赤外線サーモグラフィ法による鋼矢板の腐食度評価手法と，鋼矢板 - コンクリート複合材の構造欠損検査手法の確立を目的として，赤外線サーモグラフィ法とセミバリオグラムによる空間分布特性の解析により，本技術適用の可否を判断する前提となる鋼矢板の腐食度を評価した．また，鋼矢板 - コンクリート複合材により補修した実構造物を対象に，赤外線サーモグラフィ法とセミバリオグラムによる空間分布特性の解析により，コンクリート表面の構造欠損を評価した．その結果，以下の 6 項目が明らかになった.

(10) 鋼矢板の腐食状態は, 熱画像データの統計的特性の観点から分類可能である. 鋼矢板の腐食が進行した腐食部では, 腐食生成物の生成に伴い空隙量が増加し, 空洞放射によって放射率が上昇するため, 見かけの温度が高くなり, 一般部と異なる熱特性が顕在化すること

が推察された.

(11) 鋼矢板表面の熱特性は,局所的な腐食の進行により表面温度の分布範囲が拡大するとともに,熱画像データの分布パターンが変質することが統計指標である尖度と歪度の関係から推察された.

(12) 鋼矢板の腐食部では，明確なレンジに基づくセミバリオグラムが確認され，物性値の空間的連続性が無くなることにより，セミバリアンス $\gamma(h)$ の増加が確認された．腐食状態はセミバリオグラムにより簡易かつ定量的に評価できるものと推察され,熱画像データを用いたセミバリオグラムモデルにより鋼矢板の定量的な腐食度評価が可能になるものと考えられる．セミバリアンスを評価指標として用いる場合，特に局所的に断面減少が顕在化する干満帯におけるラグとセミバリアンスの関係により評価する手法が適切であると考えられる.

(13) 鋼矢板 - コンクリート複合材表面における損傷度の違いは,熱画像から得られる表面温度分布を統計処理することにより分類可能である．損傷部では，ひび割れの進行に伴い空隙量が増加し，空洞放射効果によって放射率が上昇するため，見かけの温度が高くなり，健全部と異なる熱特性が顕在化することが推察された.

(14) 時刻毎の時系列データによる熱画像を用いたセミバリオグラム解析では,損傷部と目地部のような差異の少ない熱画像から熱特性の違いを明確化することは難しいが,熱画像の差分データを活用しセミバリオグラム解析を行うことで,両者の違いを明確化できることが確認された.

(15) ワイブル分布から求めた確率密度関数の極大値より高温部に分布する実測値を対象にセミバリオグラム解析を行った結果，損傷部におけるセミバリオグラムでは，明確なレンジ範囲が確認された．このことから，ひび割れを含む損傷部はセミバリオグラムにより簡易かつ定量的に評価できる可能性があるものと推察され,熱画像を用いたセミバリオグラム解析により，コンクリート表面の定量的損傷度評価が可能になるものと考えられる.

第 5 章では，実構造物に対する適用性を確認する目的で，被覆コンクリート部材厚の低減による軽量化を検討し，モデル計算により設計条件を明らかにした．次に，表面被覆工法の一つである有機系被覆工法との比較により，実構造物を対象とした施工性を評価した．さらに，一般的な排水対策と組立式仮設水路を活用した排水対策との比較により，補修時の技術的課題である流水環境における施工環境の確保を評価した．その結果，以下の 4 項目が明らかになった.

(16) モデル計算により被覆コンクリート部材厚の低減による軽量化を検討した結果,鋼矢板 - コンクリート複合材の応力度は，コンクリート部材厚に大きく影響を受けることから，鋼矢板の防食対策を満足する最低部材厚は，設計腐食代 2 mm が残存している鋼矢板に 90 mm の厚さでコンクリートを被覆することが最も効率的であることが確認された.

(17) 施工調査票により作業工程別施工歩掛を検討した結果, 鋼矢板 - コンクリート複合材による補修で見込まれる 1 人工当りの施工面積は，有機系被覆工法と同程度の 1.9 m^2 であるものの, 専門性の高い特殊な工程がなく, 一般的な土木工事に分類される工種が多いことが確認された.

(18) 有機系被覆工法による既存施設の補修を計画する際は, 仮囲い設置・撤去の費用が施工費を大きく左右することが示された. 一方, 鋼矢板 - コンクリート複合材による補修工法では，PCa パネル設置の短縮化により，施工性の改善が可能であることが示された．PCa パネルと鋼矢板の接続方法をボルト締め付け式からスライド式に変更することで, 設置時間が 30%程度短縮化されることが確認された.

(19) 組立式仮設水路は, 計画高水位を上回る排水流出が短時間で発生する事例にも対応することができ，安全かつ効率的な施工が可能となることが確認された．また，両岸同時施工を行うことができ, 他現場にも転用できるため, 工期短縮効果および産業廃棄物処分量低減効果が期待できることが明らかとなった.

本研究は，農業水利施設として活用されてきた鋼矢板水路の腐食特性を解明するとともに，腐食した鋼矢板にコンクリートを被覆し，鋼矢板 - コンクリート複合材として補修する防食技術の開発を目的に行った．その結果，鋼矢板水路の腐食特性と鋼矢板 - コンクリート複合材による防食技術に関する基本的で重要な知見を得ることができた．また，赤外線サーモグラフィ法などの非破壊検査手法と組立式仮設水路による施工環境の確保などの新たな技術の活用事例も提案することができた．鋼矢板水路の腐食問題は，全国でも有数の農業水利施設のストックを有する北陸地方の特徴的な課題である．長期供用に伴い腐食の顕在化した鋼矢板水路は，突発的な事故の発生が懸念され，農業だけでなく周辺環境にも多大な影響を及ぼす危険性がある．本研究により得られた知見により，北陸のみならず全国の農業水利施設の効率的な機能保全に貢献できれば幸いである.

謝　　辞

謝　辞

本論文は，筆者が新潟大学大学院自然科学研究科博士後期課程に在学中の平成 25 年 10 月から平成 28 年 9 月に行った研究成果を取りまとめたものである．

本研究の遂行ならびに本論文の取りまとめにあたりましては，新潟大学農学部生産環境科学科教授森井俊廣博士に論文審査における主査を務めていただくとともに，懇切丁寧なご指導，ならびにご鞭撻を賜りました．ここに，深甚なる感謝の意を表します．また，論文の取りまとめにあたりましては，ご多忙の中，ご対応いただきましたことに改めて深く感謝申し上げます．

新潟大学農学部生産環境科学科教授中野和弘博士には，論文審査における副査として，ご多忙にもかかわらず，多くの有益な助言を賜りました．ここに心より感謝と御礼を申し上げます．

本研究を遂行する際，実験および解析や研究に対する考え方をはじめ，論文審査における副査として，全ての研究活動に関して終始暖かく丁寧なご指導とご鞭撻を賜りました新潟大学農学部生産環境科学科准教授鈴木哲也博士には，深く感謝と御礼を申し上げます．

新潟大学農学部生産環境科学科助教粟生田忠雄博士には，筆者の初めての海外出張にてご面倒をおかけし，プレゼンテーションの進め方についてご助言をいただき，深く感謝申し上げます．

新潟大学農学部生産環境科学科助教稲葉一成博士には，実験および解析の進め方についてご助言をいただき，深く感謝申し上げます．

本研究の全ての実験に関してご指導とご助言を賜り，私的にも度重なる激励を受け賜わりました藤村ヒューム管株式会社技術開発本部技術営業部課長の長崎文博氏，同社係長の佐藤弘輝氏，同社主任の田村淳也氏に深く感謝申し上げます．

本研究の実験に関してご指導とご助言を賜りました，北陸農政局土地改良技術事務所保全技術課長の佐藤嘉康氏，新潟県新発田地域振興局農村整備部防災課長の峰村雅臣氏，新潟県工業技術総合研究所主任研究員の大川原真氏，新潟県土地改良事業団体連合会専務理事の渡辺仁氏，株式会社　信越測量設計常務取締役の原斉氏，北陸農政局信濃川水系土地改良調査管理事務所の職員の皆様，西蒲原土地改良区ならびに亀田郷土地改良区の職員の皆様に深く感謝申し上げます．

現鈴木研究室のメンバー，新潟大学大学院自然科学研究科博士後期課程 2 年の島本由麻氏，新潟大学大学院自然科学研究科修士課程 2 年の本田泰大氏，新潟大学農学部 4 年の高橋航氏，永田瑞穂氏，大岡綾美氏には，実験および解析の遂行にご協力いただきました．以上の諸氏に心より感謝いたします．また，鈴木研究室卒業生の上野由樹氏，山岸俊太朗氏，舘翔平氏，岸直人氏，寺井達郎氏，鶴見竜也氏，高橋茉央氏，須田翼氏，永井太耀氏，目黒健氏，上村わこ氏には実験および解析の遂行にご協力いただきました．以上の諸氏に心より感謝いたします．さらに，森井研究室，鈴木研究室の卒業生ならびに多くの学生の皆様にご助力をいただきました．この場を借りまして心より感謝いたします．

株式会社水倉組代表取締役社長の水倉直人氏，同社常務取締役の本田明氏ならびに同社営業本部営業課長代理の板垣知也氏にご理解とご協力をいただき，研究の遂行ならびに論文取りまとめのための環境を整えていただいたことに深く感謝申し上げます．

最後に私事になりますが，心身ともに健康に育ててくれた両親と，本論文の取りまとめを陰ながら支援してくれた家族に感謝いたします．