

国士舘大学審査学位論文

「河川増水時における鉄道橋脚の被害の実態と
橋脚の安定性評価に関する研究」

佐溝 昌彦

河川増水時における鉄道橋脚の被害の実態と
橋脚の安定性評価に関する研究

応用システム工学専攻

佐 溝 昌 彦

概 要

わが国の鉄道網は、1872年新橋・横浜間に初めて鉄道が開業して以来、昭和初期までの期間に急速に整備が進んだ。その当時に建造された古い構造形式の建造物は現在でも数多く存在し供用されている。その中でも河川橋梁は、国土の地勢的な条件の影響から鉄道網を整備する上で避けられない構造物であり、数多くの橋梁が建設された。これらの橋梁は支間長が比較的短く、根入れ長さが浅い直接基礎であることが多いため、橋脚基礎部の洗掘や河床低下の影響を受けやすく、それらを原因とする洪水時の橋梁災害がこれまで数多く発生している。最近では、局地的な豪雨が多発する傾向とも相まって、河川増水に伴い広範囲にわたり鉄道橋梁が壊滅的な被害を受ける事例も増えている。

このような被害を防ぎ、旅客および列車の安全を確保するためには、河川増水に対して十分な耐力を有する構造に造り替えることが最も有効であるが、数多くの橋梁すべてを更新することは現実的でない。そこで、橋梁の健全度を診断する検査を定期的を実施し、対策の要否や優先度を判断している。

これらの対策には、ハード対策として必要に応じて各種の防護工を橋梁下部工近傍に施工し被害の発生を防止するものがある。しかし、ハード対策で対応できないことを想定して、ソフト対策が行われている。これは、たとえば、橋梁近傍での水位がある値に達した際に列車の運行を規制する、運転規制といわれる方法を併せて行うものである。

終戦後の国土や設備の荒廃期において、補修すべき対象の鉄道橋梁をいかに効率的に選定するかは重要な課題であった。そのために橋脚基礎の健全性を橋脚振動から把握しようとする研究は古くから実施されてきたが、最近では、橋脚頂部に衝撃力などの加振力を与えた際の応答波形のスペクトル解析から橋脚の固有振動数を算出して健全度を判定する試験法が開発された。しかし、これらの方法はいずれも平常時における橋梁下部工の健全性を評価することが主な目的であり、設備や作業者の安全面からも増水時への適用は限定的に行われている。

一方、河川水位に応じた運転規制は、水位の上昇に伴い運行を抑止する点では合理的であるが、運行を再開する時機の判断には課題がある。これは、増水中に橋梁周りの洗掘深さを明確にとらえることは難しく、橋梁下部工の基礎の状態を把握することがきわめて困難なため、その安定性の判断も困難である。また、水位が低下し運行を再開する際には線路の異常の有無を主に目視観察によって確認せざるを得ないのが現状であるためである。

従来行われてきた多くの研究は、主に平常時における橋梁下部工の健全性を評価する、いわゆる維持管理を目的として実施されてきた。しかし、河川増水時などの異常時における橋梁の安定性把握と鉄道の運行管理をより合理的に行う研究はやや遅れているのが現状であり、増水時の橋脚の安全性を適切に評価する手法の構築が求められている。

前述のような背景を鑑み、本研究は、河川増水時の橋脚基礎の安定性を効率的に評価することを念頭に置き、本研究では二つのフェーズからなる評価方法を検討した。

フェーズ 1 では日常の維持管理を通して洗掘の危険性が高い橋脚を予め選定するための手法、また、フェーズ 2 では増水終息時における列車運行再開の判断に資するデータを提供するための橋脚安定性評価方法、を検討した。これら二つのフェーズを適用することによって効果的な橋脚の維持・管理と異常時の適切な安全性評価とが実現できると考えた。

本論文の構成および内容は、**第 1 章**の序論、**第 2 章**の鉄道橋梁の洗掘被害に対する防災の取り組みと課題、**第 3 章**の増水時の洗掘被災危険性評価手法（フェーズ 1）、**第 4 章**の増水時における橋脚基礎の安定性評価システムの開発（フェーズ 2）と**第 5 章**の結論から構成される。

第 1 章では、研究の背景を述べるとともに河川増水時における鉄道橋梁下部工の安定性評価に関連する既往の研究の概略を示し、本研究の内容を述べた。

第 2 章では、鉄道の命題である安全・安定輸送の確保の観点から増水時の橋梁災害の防止に向け実施している維持管理上の取り組み（フェーズ 1）と運行管理上の取り組み（フェーズ 2）について整理した。維持管理上の取り組みについては日常の検査業務を中心とした橋脚の健全性評価と防護対策の課題に付いて述べ、運行管理所の取り組みについては運転規制の方法とその技術的課題について述べた。その上で、それらの現状と技術的な課題の解決に向けて本研究での取り組みについて述べた。

第 3 章では、被災事例から洗掘被害の要因を整理し、日常の検査業務を通して効率的かつ簡易な手法で洗掘に対して注意すべき橋脚を抽出する手法（フェーズ 1 における手法）について検討した。ここでは、河川特性および橋脚特性を表わすパラメータを整理し抽出した上で、判別分析による検討を行い、提案する判別分析手法が過去の被災事例を精度良く判別できることを確認した。また、他の橋梁で同手法の検証を行った際の判別結果が妥当であったことを述べた。

また、危険性が高い橋梁として抽出された橋梁を対象に重回帰分析を行い、今後進行が懸念される河床低下量を定量的に予測する手法について述べた。判別分析と重回帰分析を組み合わせ、より対策の優先度が高い橋梁・橋脚を個別に選定する手法を提案した。

第 4 章では、増水時における橋脚基礎の安定性判定を基に適正な運行管理を実現するために運転規制の解除時機の判断を支援することを目的とした評価システム（フェーズ 2 における手法）の開発について述べた。ここでは流水中における橋脚の振動特性を現地試験と模型実験や数値解析によって検討した。ついで、増水時において固有振動数の変化を既往の健全度判定手法よりも簡易かつ安全に実施することを目的として、常時微動による固有振動数の評価手法について検討した。特に、増水時における橋脚の固有振動数の変化を常時微動により安定的に特定し捉えることのできる新たなデータ整理手法を提案した。さらに、この計測・データ整理手法の機能を具備した評価システムを試作し、その現地稼働試験の結果についてまとめた。

第 5 章では、本論文の結論として、鉄道の安全かつ安定輸送の観点から橋梁の洗掘災害に対して遂行すべき維持管理上および運行管理上の取り組みについて述べた。

本論文は、河川増水時における鉄道橋脚の安定性評価において解決すべき問題として、被害の実態把握、要注意橋梁の抽出と洗掘危険度の現時点と将来の評価法について論じたものである。本研究の成果は、実務への適用を考慮した簡便な洗掘評価手法の提案と位置付けることができる。しかし、実務への寄与度という面で、災害危険度評価と災害防止対策を含めた社会のニーズに大きく答えるものであり、学術と実務の両面において大きく寄与することができると考えられる。

河川増水時における鉄道橋脚の被害の実態と橋脚の安定性評価に関する研究

目 次

| | |
|----------------------------------|----|
| 第1章 序論 | 1 |
| 1.1 研究の背景 | 1 |
| 1.2 橋脚の安定性評価に関する既往の研究 | 2 |
| 1.2.1 洗掘に対する橋脚基礎の安定性評価 | 2 |
| 1.2.2 振動による鉄道橋梁下部工の健全度診断 | 3 |
| 1.3 研究の目的と研究のながれ | 4 |
| 1.3.1 研究の目的 | 4 |
| 1.3.2 研究のながれ | 5 |
| 第2章 鉄道橋梁の洗掘災害の防止に向けた取り組みと課題 | 10 |
| 2.1 鉄道における防災の概念 | 10 |
| 2.2 洗掘災害に対する取り組み | 11 |
| 2.2.1 維持管理上の取り組み | 11 |
| 2.2.2 運行管理上の取り組み | 17 |
| 2.3 橋梁の洗掘災害に対する防災上の取り組みの課題 | 18 |
| 2.3.1 維持管理上の課題 | 18 |
| 2.3.2 運行管理上の課題 | 19 |
| 第3章 増水時の洗掘被災危険性評価手法 | 23 |
| 3.1 洗掘被災危険性の評価手法の検討 | 24 |
| 3.2 河川増水時における鉄道橋梁災害事例 | 25 |
| 3.2.1 洗掘による橋梁災害の推移 | 25 |
| 3.2.2 橋梁の災害要因に占める洗掘の割合 | 27 |
| 3.2.3 近年の河川増水による鉄道橋梁災害事例 | 28 |
| 3.2.4 被災事例に基づく洗掘要因の抽出と分類 | 60 |
| 3.3 洗掘被災危険性評価のためのデータ収集とアイテムの整理 | 61 |
| 3.3.1 洗掘に影響を及ぼす各種パラメータ | 61 |
| 3.3.2 分析に用いるデータ収集 | 66 |
| 3.3.3 説明変数の母集団別ヒストグラム | 74 |
| 3.4 現在の洗掘被災危険性の評価のための判別分析と検証 | 78 |
| 3.4.1 判別分析の実行と判別式の提案 | 78 |
| 3.4.2 実橋梁における検証 | 80 |
| 3.5 将来の洗掘被災危険性評価のための重回帰分析と推定式の提案 | 84 |
| 3.5.1 説明変数および目的変数の選択 | 84 |
| 3.5.2 各説明変数による単回帰分析 | 86 |
| 3.5.3 重回帰分析の実行と推定式の提案 | 88 |
| 3.6 増水時の洗掘被災危険性評価手法の提案 | 90 |

| | | |
|-------|-------------------------------|-----|
| 3.6.1 | 洗掘被災危険性評価の手順 | 90 |
| 3.6.2 | 提案する評価手法の妥当性の検証 | 93 |
| 3.7 | 洗掘要注意橋梁の抽出法に関するまとめ | 94 |
| 第4章 | 増水時における橋脚基礎の安定性評価システムの開発 | 96 |
| 4.1 | 概要 | 96 |
| 4.2 | 根入れ低下の固有振動数への影響に関する既往の研究 | 97 |
| 4.3 | 根入れの変化による橋脚の固有振動数に及ぼす影響 | 101 |
| 4.3.1 | 基礎底面以下まで洗掘が進行したことによる固有振動数への影響 | 101 |
| 4.3.2 | 相似則を考慮した橋脚模型の振動実験 | 104 |
| 4.3.3 | 根入れ長が変化した実橋脚での測定例 | 111 |
| 4.3.4 | 解析による根入れ長の変化に伴う固有振動数への影響の感度分析 | 112 |
| 4.3.5 | まとめ | 114 |
| 4.4 | 水位の変化が橋脚振動へ及ぼす影響 | 115 |
| 4.4.1 | 模型実験による増水時の橋脚の微動計測 | 115 |
| 4.4.2 | 実橋梁における振動計測 | 122 |
| 4.4.3 | 検討のまとめ | 126 |
| 4.5 | 付加質量が固有振動数へ及ぼす影響 | 126 |
| 4.5.1 | 流体中の橋脚模型の振動実験 | 127 |
| 4.5.2 | 模型実験結果の解析 | 129 |
| 4.5.3 | 実橋脚における付加質量の影響の解析的検討 | 133 |
| 4.5.4 | 検討のまとめ | 138 |
| 4.6 | 橋脚微動による卓越振動数の特定方法の検討 | 138 |
| 4.6.1 | 検討に用いたデータ | 138 |
| 4.6.2 | 探索振動数範囲の検討 | 138 |
| 4.6.3 | 解析データ時間長の検討 | 139 |
| 4.6.4 | 増水時の橋脚の微動を用いた卓越振動数特定方法 | 140 |
| 4.6.5 | 提案する卓越振動数特定方法の妥当性の検証 | 141 |
| 4.6.6 | 検討のまとめ | 143 |
| 4.7 | 評価システムの開発 | 146 |
| 4.7.1 | 評価システムの仕様 | 146 |
| 4.7.2 | 遠隔地からの制御のためのシステム改良 | 149 |
| 4.7.3 | 高度化評価システムの現地試験 | 153 |
| 4.8 | 増水時における橋脚基礎の安定性評価システム開発のまとめ | 157 |
| 第5章 | 結論 | 161 |

第1章 序論

1. 1 研究の背景

わが国の国土は、地勢的に急峻な山岳地帯が多く、気象的にモンスーンアジアに位置するため、梅雨や台風、豪雪の影響を受ける厳しい環境下にある。このため古くから気象現象に起因する自然災害が多発し、国民の社会生活に大きな影響をおよぼしている。

わが国の鉄道網は、1872年新橋・横浜間に初めて鉄道が開業して以来、昭和初期までの期間に急速に整備が進んだ。その当時に建造された古い構造形式の建造物は現在でも数多く存在し供用されている。その中でも河川橋梁は、国土の地勢的な条件の影響から鉄道網を整備する上で避けられない構造物であり、数多くの橋梁が建設された。また、当時の架橋技術が未熟だったことや、経済性の点から直接基礎形式の橋梁が多く造られた。これらの橋梁は支間長が比較的短く基礎が浅い位置にあるため、橋脚基礎部の洗掘や河床低下の影響を受けやすく、それらを原因とする橋梁災害がこれまで数多く発生している。特に河川増水時には、橋脚の基礎周辺地盤が洗掘を受け、基礎の安定性が短時間のうちに低下し、橋脚が傾斜・転倒し橋梁が流出するという災害形態が多く発生してきた。さらに、最近では、局地的な豪雨が多発する傾向とも相まって、2003年8月台風10号による日高本線、2004年7月の新潟・福島豪雨や福井豪雨による信越本線や越美北線、2004年10月台風23号による高山本線、2005年9月台風14号による高千穂鉄道、2011年7月新潟・福島豪雨による只見線、同年9月台風12号による紀勢本線の災害など、河川増水に伴い広範囲にわたり鉄道橋梁が壊滅的な被害を受ける事例も増えている。

このような河川増水時の橋梁災害は復旧に時間を要するため、長期間にわたり運行が停止する場合が多いことから、鉄道事業者の経営のみならず社会に与える影響にも大きな問題となる。さらに運行中の列車が橋梁災害に巻き込まれると、橋梁上での脱線・転覆の恐れもあることから、きわめて重大な被害に結びつく可能性がある。このような被害を防ぎ、旅客および列車の安全を確保するため、河川増水に対して十分な耐力を有する構造に造り替えることが最も有効であるが、数多くの橋梁すべてを更新することは現実的でない。そこで、橋梁の健全度を診断する検査を定期的の実施し、対策の要否や優先度を判断している。これらの対策には、ハード対策として必要に応じて各種の防護工を橋梁下部工近傍に施工し、被害の発生を防止するものがある。さらに、河川増水時には流下物による衝突や洗掘により橋梁の安定性が脅かされる。増水など異常時にはハード対策で対応できない不測の事態に備えるために、ソフト対策として、たとえば橋梁近傍での水位がある値に達した際に列車の運行を規制する、運転規制といわれる方法を併せて行っている。

鉄道における橋梁下部工の健全性を評価する必要性は古くから認識されており、特に終戦後の国土や設備の荒廃期において、補修すべき対象の橋梁をいかに効率的に選定す

るかが重要な課題であった。そこで、橋脚基礎の健全性を橋脚振動から把握しようとする研究が古くから実施されており、列車通過時の振幅や周期から判定する方法が用いられてきた。その後、橋脚の低次の固有振動数や振動モードに着目し、橋脚頂部に対する衝撃力や起振器による加振力を与えた際の橋脚の応答波形のスペクトル解析から橋脚の固有振動数を算出し健全度を判定する試験法が開発された。しかし、これらの方法はいずれも平常時における橋梁下部工の健全性を評価することが主な目的であり、設備や作業者の安全面からも増水時への適用は限定的に行われている。

一方、河川水位に応じた運転規制は、水位の上昇に伴い運行を抑止する点では合理的であるが、運行を再開する時機の判断には課題がある。これは、増水中に橋梁周りの洗掘深さを明確にとらえることは難しく、橋梁下部工の基礎の状態を把握することがきわめて困難なため、その安定性の判断も困難である。また、水位が低下し運行を再開する際には線路の異常の有無を主に目視観察によって確認せざるを得ないのが現状であるためである。このため、河川水位が通常の水位に低下するまで運行の再開時機を待つことも多く、安定輸送を確保する観点からは再開判断の早期化が求められる場合もある。

このような課題に鉄道事業者が懸命に取り組んでいる一方で、自然の猛威は容赦なく鉄道施設を襲い、河川増水に伴う災害は後を絶たない。また、件数は少ないものの橋梁上での脱線も発生しており、河川増水時に橋梁下部工の安定性を評価するとともに列車の安全を確保することは極めて重要な事項である。一方で、河川増水時における橋梁下部工の安定性を議論するには河川の特性を考慮する必要があることは論を待たない。しかしながら、鉄道橋梁の多くは河川法が施行させる以前に建設されており、時代によってその構造や形状、材質が異なっている。さらに独自に橋梁下部工の安定を確保するための各種対策を行ってきたこともあり、特異な条件下にあるといえる。このため、河川の特性ならびに鉄道橋梁の構造の特性を考慮した上で、河川増水時において橋脚基礎の安定性を評価する方法の開発が求められている。

1. 2 橋脚の安定性評価に関する既往の研究

1.2.1 洗掘に対する橋脚基礎の安定性評価

日本の鉄道では、列車密度の増加や輸送量の増大および建設後30年以上経過した橋梁が大半を占めるようになった頃から、設備の劣化や老朽化の進行およびそれらへの補修費の増大への対処という課題が顕在化してきた。構造物の機能維持を効率的に行うためには、対処すべき構造物の優先度や方法、部位を判断する必要性が生じた。そこで、以前から「土木建造物の取り替えの考え方¹⁾¹⁾」や「鉄道構造物維持管理標準・同解説（基礎構造物編）¹⁾²⁾」に基づき、定期的および不定期に構造物の変状の進行性や健全性を評価する「検査」を実施し、その結果に応じて必要により補修や補強を行うことで構造物の機能維持と延命化を図ってきた。一方で、橋脚に対しては構造そのものの劣化の他に洗掘に対する安定性を観点とした検査も必要であるが、洗掘現象には未解明な部分が多く、

被害を受けやすい橋脚を抽出するための検査方法が確立されていなかった。そのため、洗掘が発生した箇所のような条件を列挙したうえで検査時の着眼点を整理し、この着眼点を基にして洗掘に注意すべき箇所を抽出してきた。

また、最大局所洗掘深の推定が橋脚の洗掘に対する危険性評価に極めて重要である。局所洗掘深 Z_s の推定式には、Laursen¹⁻³⁾、Tarapore¹⁻⁴⁾、Andru¹⁻⁵⁾、中川・鈴木¹⁻⁶⁾、須賀・高橋・坂野¹⁻⁷⁾、など多くの提案式がある。また、鉄道では、1959年に今村¹⁻⁸⁾が示した $Z_s=1.6D$ が局所洗掘深の実務的な予測式として広く使われてきた。さらに、1983年の東海道本線富士川橋梁流出災害を契機とした村上の研究¹⁻⁹⁾では、局所洗掘深 Z_s と橋脚躯体幅 D との比(Z_s/D)が上限値を1.45とする包絡線以下に分布していることを見出し、Tarapore型の予測式を洗掘深推定式として提案され現在に至るまで広く活用されている。

また、岡田ら¹⁻¹⁰⁾は鉄道橋梁における橋脚周りに敷設された洗掘防止ブロック工の安定性について、川幅水深比、水深、摩擦速度、河道半径、ブロック重量と施工範囲の無次元パラメータを基に統計的手法で流失の有無を判別する手法を提案している。

一方、道路橋では、道路防災点検要領¹⁻¹¹⁾、道路防災点検の手引き¹⁻¹²⁾において、橋梁下部工の洗掘に対する点検と評価方法が示され、効率的な維持管理のために、洗掘被害を受けやすい橋梁の絞り込みを行う手法が適用されている。ここでは、河道特性と橋梁構造に関する要因として架設年代や最小経間長、河積阻害率（橋脚幅 D の総和と川幅 B の比）などを挙げ、過去の災害発生程度を加味した補正を加えた評点を算出している。また、橋台および橋脚ごとに河床護岸の安定性と変状に関する評点を算出し、前述の評点と合わせていずれか高いものを全体の評点とすることを規定しており、橋梁全体の中で最も安定性が低くなる部分を代表値として評価する手法となっている。さらに、米国の連邦道路管理局（FHWA）では、橋梁における洗掘に対する評価のための技術書¹⁻¹³⁾で点検時の着眼点についてまとめている。

しかし、これらの評価手法の適用に際しては、河川管理者との連携が重要であるだけでなく、高度な河川工学の知見を有していることが望まれる。しかしながら、鉄道の保守管理を担う技術者は必ずしもそうした知見を有しているとは限らない。そのため、保守管理技術者ができる限り平易に利用できる手法を開発することが望まれる。

1.2.2 振動による鉄道橋梁下部工の健全度診断

鉄道における橋梁下部工の健全度評価に際して、躯体の老朽化や基礎部の安定性を橋脚振動から把握しようとする研究が実施されてきた。梶田ら¹⁻¹⁴⁾は実物橋脚において数多くの振動試験を行い、その結果に基づき振動による橋梁下部工の健全度判定指針が定められた。この手法は列車走行時の橋脚の短周期と長周期の振動波形の形状、その振幅と周期、ならびに列車荷重による橋脚反力の単位荷重に対する橋脚の沈下量（単位沈下量）から、橋脚の支持地盤の状態と橋脚躯体の健全度を求めようとするものであり、国鉄時代にはその手法によって健全度診断が実施されてきた。

一方、このような橋脚の振動性状を根入れ長と直接的に関連付けることを目的として、岡田らは、起振器による強制振動を用いて、鉄道橋脚のロッキング振動の固有振動数に着目し、直接基礎¹⁻¹⁵⁾、杭基礎¹⁻¹⁶⁾とケーソン基礎¹⁻¹⁷⁾を有する実物橋梁の振動実験や模型振動試験^{1-18),1-19)}と理論解析¹⁻²⁰⁾を実施し、列車振動波形からの固有振動数の抽出法を提案するとともに、根入れ長の減少が固有振動数の低下に関係することや、隣接橋脚と上部工が橋脚振動に及ぼす影響などを定量的に明らかにした。さらに、西村・棚村¹⁻²¹⁾は、重錘を用いて橋脚の頭部に衝撃を与え、応答波形のスペクトル解析から、その構造物の固有振動数を把握し、構造物の健全度を調査するという衝撃振動試験法を開発した。また、羽矢・稲葉¹⁻²²⁾は、衝撃振動試験から求めた固有振動数から求めた健全度指標値 κ （実測固有振動数/固有振動数の標準値）によって、構造物の健全度のランクを判定することを提案している。この衝撃振動試験法は、多くの現場で健全度診断や洪水時の安全管理¹⁻²³⁾に用いられている。さらに、篠田ら¹⁻²⁴⁾は小型起振器と光ファイバセンサを用いた新しい振動計測方法を提案し、橋脚の固有振動数が特定できることを示している。また、中村ら¹⁻²⁵⁾は、橋脚の微動計測から微動に占める橋脚のロッキング振動成分の割合から寄与率およびR値を橋脚の健全度指標とする手法を提案した。

道路橋においては、小坪ら¹⁻²⁶⁾は、構造物の振動性状が常時微動により求められることを示した。また、鳥野ら¹⁻²⁷⁾は、洗掘を受けた橋脚を有する橋梁の振動特性が主に交通振動により把握できることを示した。さらに、外国においても、振動を用いた土木構造物の診断手法^{1-28),1-29),1-30)}は一般的に行われている。

1. 3 研究の目的と研究のながれ

1.3.1 研究の目的

上述した研究の多くは、主に平常時における橋梁下部工の健全性を評価するいわゆる維持管理を目的として実施されてきた。一方で、河川増水時などの異常時には、鉄道の運行管理の観点から適正に橋梁下部工の安定性を評価することが求められる。現状の異常時対策としては、異常増水時の不測の状態に備えて列車の橋梁上の運行を中止する河川水位を橋梁毎に予め決めておき、河川水位の増減によって列車の運行を制御して安全を確保する手法がとられている。この手法では、増水中は列車を運行させないためその安全は確保されているが、河川水位が予め定めた水位を下回り列車の運行を再開するときの橋脚の安定性を如何に評価するかが課題となる。運転再開前に上述した衝撃振動試験による評価を実施することが考えられるが、多客輸送線区などで早期運行再開が求められる場合には増水下での実施が必要とされ、平水位時を対象とした同試験法はその試験手段上の課題から、汎用的な手法として増水時の橋脚に適用することは困難と考えられる。すなわち、より安全かつ安定な輸送を実現するという観点からみた鉄道の河川橋脚に関する課題として、増水時の橋脚の安全性を適切に評価する手法の構築があるといえる。

このような課題を鑑み、本研究では、河川増水時における橋脚基礎の安定性を評価する手法を構築することを目標とした。研究を進めるにあたっては、洗掘に対する橋脚の維持管理業務の効率化や適性化を念頭に置き、また研究成果の実務への効果的な展開を配慮して、鉄道の適正な運行管理を支援することを目的とした橋脚基礎の安定性評価システムとして提案することを目指した。

1.3.2 研究のながれ

研究フローを図 1.3.1 に示す。増水時の橋脚基礎の安定性を効率的に評価することを念頭に置き、本研究ではふたつのフェーズからなる評価方法を検討した。フェーズ 1 では日常の維持管理を通して洗掘の危険性が高い橋脚を予め選定するための手法を検討した。また、フェーズ 2 では増水終息時における列車運行再開の判断に資するデータを提供するための橋脚安定性評価方法を検討した。ふたつのフェーズを適用することで効果的な橋脚の維持・管理と異常時の適切な安全性評価とが実現できると考えた。

本論文の構成および内容は以下のとおりである。

第 1 章 序論

第 2 章 鉄道橋梁の洗掘災害の防止に向けた取り組みと課題

第 3 章 増水時の洗掘要注意橋梁の抽出手法（フェーズ 1）

第 4 章 増水時における橋脚基礎の安定性評価システムの開発（フェーズ 2）

第 5 章 結論

第 1 章では、研究の背景を述べるとともに河川増水時における鉄道橋梁下部工の安定性評価に関連する既往の研究の概略を示し、本研究の内容を述べた。

第 2 章では、鉄道の命題である安全・安定輸送の確保の観点から増水時の橋梁災害の防止に向け実施している維持管理上の取り組み（フェーズ 1）と運行管理上の取り組み（フェーズ 2）について整理する。維持管理上の取り組みについては日常の検査業務を中心とした橋脚基礎の健全性評価と防護対策の課題に付いて述べ、運行管理所の取り組みについては運転規制の方法とその技術的課題について述べる。その上で、それらの現状と技術的な課題の解決に向けて本研究での取り組みについて述べる。

第 3 章では、被災事例から洗掘被害の要因を整理し、日常の検査業務を通して効率かつ合理的な手法で洗掘に対して注意すべき橋脚を抽出する手法（フェーズ 1 における手法）について検討する。ここでは、河川特性および橋脚特性を表わすパラメータを整理し抽出した上で、判別分析による検討を行い、提案する判別分析手法が過去の被災事例を精度良く判別できることを確認した。また、他の橋梁で同手法の検証を行った際の判別結果が妥当であったことを述べる。

また、危険性が高い橋梁として抽出された橋梁を対象に重回帰分析を行い、今後進行が懸念される河床低下量を定量的に予測する手法について述べる。判別分析と重回帰分析を組み合わせ、より対策の優先度が高い橋梁・橋脚を個別に選定する手法を提案する。

第 4 章では、増水時における橋脚基礎の安定性判定を基に適正な運行管理を実現する

ために運転規制の解除時機の判断を支援することを目的とした評価システム（フェーズ2における手法）の開発について述べる．ここでは流水中における橋脚の振動特性の実態について現地計測や模型実験を通じて解明するとともに，河川増水時における橋脚の微動から得られる振動性状を基に橋脚基礎の安定性を評価するために適した指標を検討する．その上で，その指標である橋脚の固有振動数について，計測から評価方法が及ぼす要因とその影響程度について述べる．

次に，増水時において固有振動数の変化の把握を既往の健全度判定手法よりも簡易かつ安全に実施することを目的として，常時微動による固有振動数の評価手法について検討した内容を述べる．また，増水時における橋脚の固有振動数の変化を常時微動により安定的に特定し捉えることを目的とした新たなデータ整理手法を提案する．さらに，この計測・データ整理手法の機能を具備した，橋脚基礎の安定性評価システムを構築することを目的として，評価システムに求められる仕様を整理するとともに，試作した評価システムによる現地稼働試験の結果についてまとめる．

第5章では，本論文の結論として，鉄道の安全かつ安定輸送の観点から橋梁の洗掘災害に対して遂行すべき維持管理上および運行管理上の取り組みについて述べる．

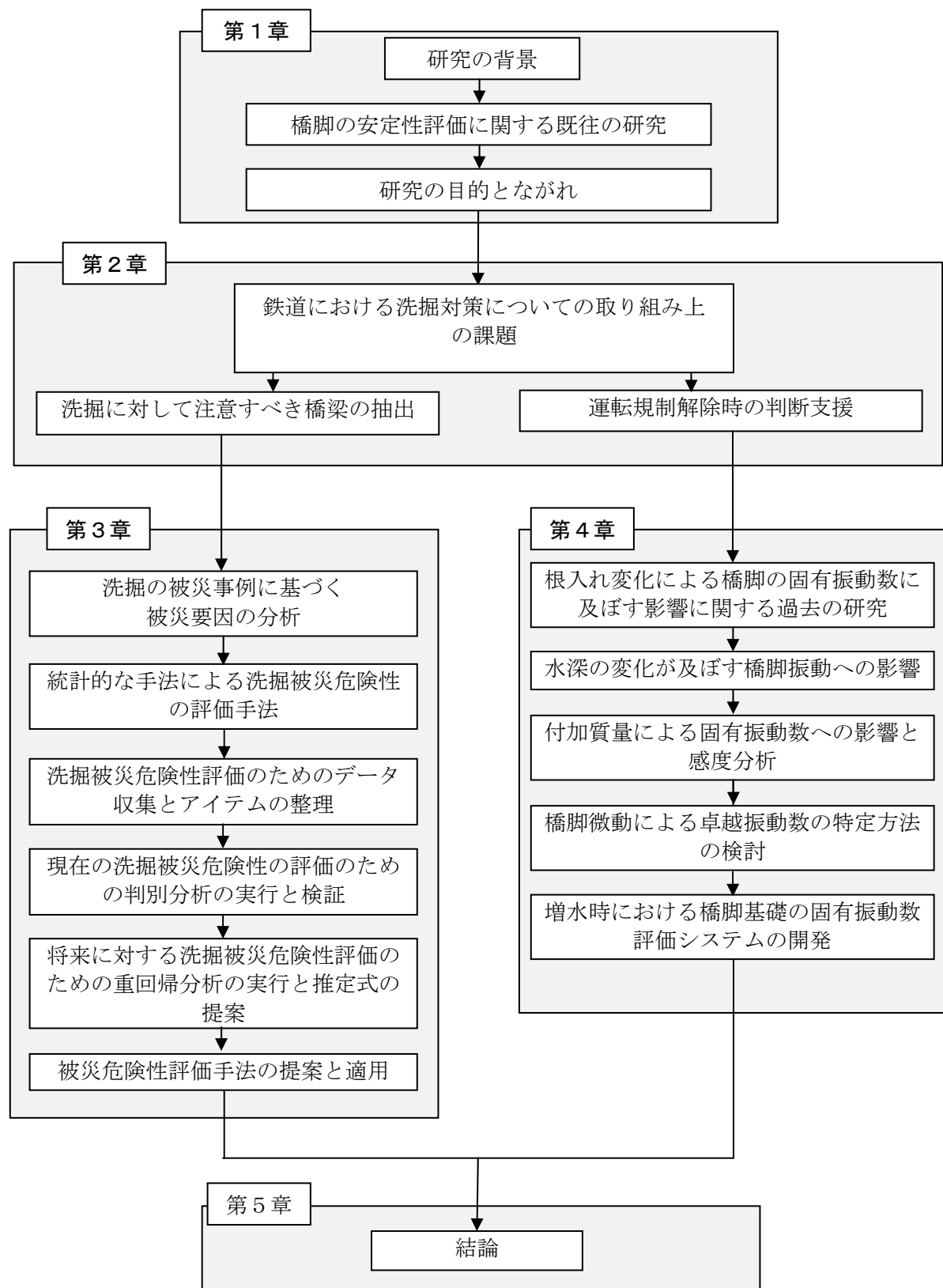


図 1.3.1 河川増水時における鉄道橋脚の安定性評価に関する研究フロー

文献

- 1-1) 日本国有鉄道施設局土木課：土木建造物取替の考え方，日本鉄道施設協会，1974.8
- 1-2) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等維持管理基準・同解説（構造物編）基礎構造物・抗土圧構造物，丸善，2007.1
- 1-3) Laursen,E.M : An analysis of relief bridge scour. Proc. ASCE,J.of the Hyd.Div.,89,HY 3,93-118,1963
- 1-4) Tarapore,Z.S. : A theoretical and experimental determination of the erosion pattern caused by obstructions in an alluvial channel with particular reference to vertical circular cylindrical piers, Ph. D. Thesis, University of Minnesota, 161,1962.
- 1-5) Andru., P.I:Scour at obstruction in non-cohesive beds, M.S. Thesis, University of Alberta, Canada, 1956
- 1-6) 中川博次，鈴木幸一：橋脚による局所洗掘深の予測に関する研究，京大防災研年報，第17号B，725-751，1974
- 1-7) 須賀堯三，高橋 晃，坂野 章：橋脚による局所洗掘深の予測と対策に関する水理的検討，土木研究所資料，第1797号，1982
- 1-8) 今村平八郎：最近流失した橋脚の洗掘深さについて，鉄道土木，日本鉄道施設協会，Vol.1，No.5，1959.5
- 1-9) 村上 温：鉄道橋の洪水時被災機構と安全管理に関する研究，鉄道技術研究所報告，No.1307(施設編第 573 号)，p.119，1986.3
- 1-10) 岡田勝也，関 雅樹，村石 尚，梶間津洋志：橋脚の洗掘防止ブロック工の重量と施行範囲の統計的手法による設計法，土木学会論文集，第415号/VI-12，1990.3
- 1-11) 財団法人道路保全技術センター：平成8年度道路防災点検要領〔豪雨・豪雪等〕，1996.8
- 1-12) 財団法人道路保全技術センター：道路点検の手引き（豪雨・豪雪等），2007.9
- 1-13) U.S. Department of Transportation Feral Highway Administration : Evaluating Scour at Bridges, Fourth Edition, Chapter 11, 2001.3.
- 1-14) 梶田善，小林芳正，川俣淳：振動による橋りょう下部構造物の健全度判定，鉄道技術研究所報告，No.390(施設編 167 号)，1964.1
- 1-15) 岡田勝也，原田康朗，浅川和夫，川俣淳：直接基礎橋りょうの正弦加振による動特性と列車走行時の応答性－常磐線鮫川橋りょう振動試験－，鉄道技術研究所速報，No.81-78，1981.7
- 1-16) 岡田勝也，川俣淳，浅川和夫，原田康朗：正弦加振による橋りょうの動特性と列車走行時の応答性（高崎線神流川橋りょう振動試験），鉄道技術研究所速報，No.79-84，1979.8
- 1-17) 岡田勝也，原田康朗，国広敏彦：井筒基礎橋梁の正弦加振による動特性と列車走行時の応答性－重信川橋梁振動試験－，鉄道技術研究所速報，No.A-85-173，

1985.10

- 1-18) 岡田勝也, 原田康朗, 川俣淳, 浅川和夫: 桁付き橋脚の水平振動試験 (実験編一), 鉄道技術研究所速報, No.78-178, 1978.12
- 1-19) 岡田勝也, 四十九勇治, 原田康朗: 橋梁の水平振動に及ぼす根入効果に関する実験, 鉄道技術研究所速報, No.A-86-130, 1986.6
- 1-20) 岡田勝也, 原田康朗: 多経間橋りょうの水平振動方程式と模型実験へのその応用—桁付き橋脚の水平振動試験(理論編)—, 鉄道技術研究所速報, No.79-19, 1979.6
- 1-21) 西村昭彦, 棚村史郎: 既設橋梁橋脚の健全度判定法に関する研究, 鉄道総研報告, Vol.3, No.8, 1989.8
- 1-22) 羽矢洋, 稲葉智明: 衝撃振動試験における新しい評価基準値, 鉄道総研報告, Vol.16, No.9, pp.35-40, 2002
- 1-23) 関雅樹, 田中宏昌, 堤要二, 山下和敏, 中野聡, 西村昭彦: 鉄道橋の固有振動数に着目した洪水時の安全管理システム, 土木学会論文集, No.686/VI-52, pp.78-89, 2001.9
- 1-24) 篠田昌弘, 真井哲生, 江原季映, 中島進, 阿部慶太, 藤田圭一, 土屋宗典: 小型起振器と光ファイバセンサを用いた鉄道橋梁下部工造物の振動計測, 土木学会論文集 A1, Vol.69, No.1, pp.40-56, 2013.
- 1-25) 中村豊, 田母神宗幸, 佐藤新二, 立花三裕: 常時微動を用いた新しい橋脚健全度評価法の提案, 鉄道総研報告, Vol.8, No.5, 1994.
- 1-26) 小坪清真, 烏野清: 常時微動測定による構造物の振動性状解析, 土木学会論文集, 第 222 号, pp.25-36, 1974.2
- 1-27) 烏野清, 麻生稔彦, 松田泰治, 龍谷幸二, 仲間高人: 洗掘を受けた橋脚を有する橋梁の振動特性, 土木学会構造工学論文集, Vol.42A, pp.715-721, 1996.3
- 1-28) Doebling, S.W., Farrar, C.R. and Praime, M.: A Summary Review of Vibration-Based Damage Identification Methods, The Shock and Vibration Digest, Vol.30, No.2, pp.91-105, 1998.
- 1-29) Carden, E. P. and Fanning, P.: Vibration Based Condition Monitoring –A Review–, Structural Health Monitoring, Vol.3, No.4, pp.353-377, 2004.
- 1-30) Wenzel, H.: Health Monitoring of Bridges, Wiley, 2009.

第2章 鉄道橋梁の洗掘災害の防止に向けた取り組みと課題

本章では、鉄道橋梁の維持管理の現場で実施されている橋梁災害防止に向けた措置の現状を述べるとともにその課題を示したうえで、本研究の目標を明確にする。

2. 1 鉄道における防災の概念

鉄道では、洗掘災害のみならず降雨や地下水、地震等の外力の影響により多数の災害が発生している。これらの災害を防ぎ旅客の安全と安定輸送を確保するために、図2.1.1に示す維持管理と運行管理の取り組みが行われている。

維持管理では、日常における検査業務での検査手法や健全度を判定するための評価手法があり、さらに機能維持のためや防災強度向上のための対策手法がある。橋梁の洗掘対策については、膨大な管理対象から洗掘要注意橋梁を適確に抽出して計画的に補強対策を施す必要があるため、検査業務を通じて変状の有無やその進行性が調査されている。それらの検査結果を受け、必要に応じて専用の機材を用いた詳細な検査が実施される。その後、構造物の安定性や健全性を評価した上で、具体的な対策が必要かどうかを判断している。

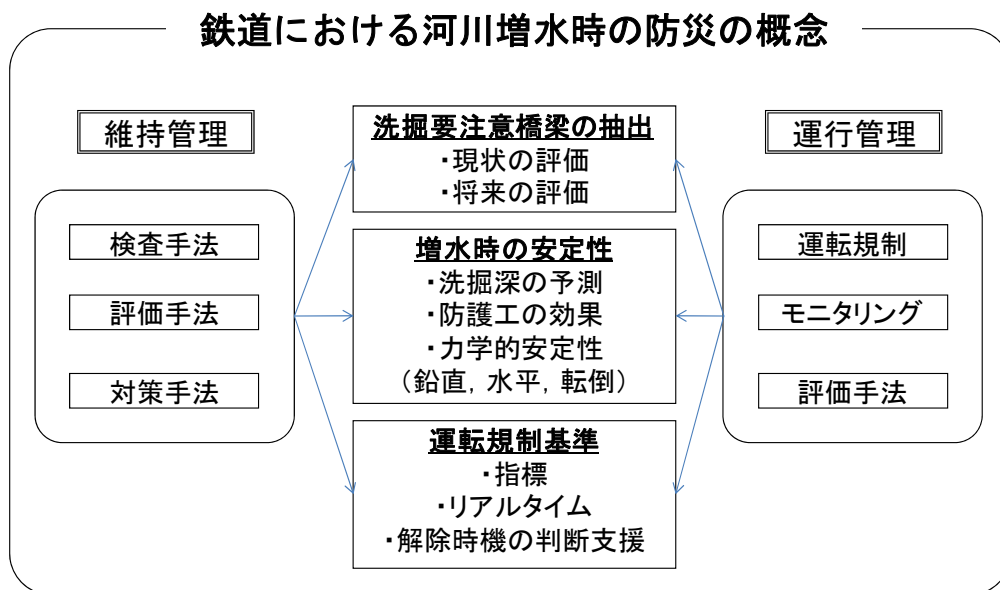


図 2.1.1 鉄道における防災の概念図

一方、列車を安全に運行するという観点から、これらの検査結果等を踏まえて各種運転規制値が設けられている。例えば、河川増水時の規制では橋梁近傍での河川水位が規制の指標となっている。これらの規制値は、過去の被災経験や構造物の立地条件や安定

性、健全性に応じて定められている。規制の指標は橋脚の安定性を反映している必要があるとともに容易にモニタリングできる指標でもあることが求められる。さらに運行管理に直結することから時間とともに変化する橋脚の安定性との同時性も求められ、規制を解除する時機の判断が可能であることが望ましい。

このように鉄道における河川増水時の防災は、上記のような維持管理と運行管理という二つのフェーズから構成されている。

2. 2 洗掘災害に対する取り組み

2.2.1 維持管理上の取り組み

(1) 検査・評価に関する研究

a) 橋脚周りの洗掘深さの予測

河川橋梁における橋脚の安定性を一義的に示す指標として根入れ長が挙げられる。橋脚基礎が十分な根入れを維持している限り、橋脚は一定の安定性を有していると評価される。しかし、常に流れがある河川内では、河床高さすなわち根入れ長は一定ではなく、増水時の安定性を検討する際には、橋脚周りが洗掘を受けて根入れ長が減少する程度を予測することが重要となる。このため、過去には洗掘深の推定に関する研究が数多く行われている。

橋脚の洗掘は、橋脚が流れを阻害することによって誘発される橋脚周りで発生する局所洗掘によるもの（局所洗掘成分）だけでなく、砂州の移動に伴う滯筋の変動によるいわゆる中規模河床形態の河床変動によるもの（河床変動成分）の影響が加わったものである。なお、防護工が施工されている場合はその影響も受ける。洗掘深さの予測には、それらを加えて求める。つまり、洗掘深は式 2.2.1 で表すことができる。

$$Z = Z_s + Z_0 \quad (2.2.1)$$

ここで、 Z ：洗掘深、 Z_s ：局所洗掘成分、 Z_0 ：河床変動成分である。

①局所洗掘成分

局所洗掘成分 Z_s の推定式には、前述のとおり Laursen²⁻¹⁾、Tarapore²⁻²⁾、Andru²⁻³⁾、中川・鈴木²⁻⁴⁾、須賀・高橋・坂野²⁻⁵⁾、など多くの提案式がある。これらは、模型実験によるものや理論解析によるもの、あるいは現地調査に基づくものに分けられ、橋脚幅 D や水深 h との関係から推定する提案式や河床材料の平均粒径 d_m 、フルード数 Fr 、セディメント数（土砂数） N_s ^{2-6),2-7)}、などから算出するものがある。なお、セディメント数は式 2.2.2 で表せる。

$$Ns = \frac{v_0}{\sqrt{(\sigma/\rho - 1)gd}} \quad (2.2.2)$$

ここで、非擾乱流の平均流速 v_0 、砂の密度 σ 、流体の密度 ρ 、重力加速度 g 、粒径 d 、である。

鉄道では、1959年に今村²⁻⁸⁾が提案した $Z_s=1.6D$ が局所洗掘深の実務的な予測式として広く使われてきた。これは、1950年～1958年に洗掘により倒壊、流失、沈下、傾斜といった被害を受けた橋脚57基のうち、桁冠水や流木の影響によると思われるものを除いたもののほとんどが、基礎の根入れ長 D_f と橋脚躯体幅 D との比(D_f/D)が1.6未満であったことが示されたことによるものである。

さらに、1983年の東海道本線富士川橋梁流出災害を契機とした村上による研究²⁻⁹⁾で、国鉄において洗掘被害を受けた橋梁（1943年～1983年の108件）のほとんどが、局所洗掘深 Z_s と橋脚躯体幅 D との比(Z_s/D)が上限値を1.45とする包絡線以下に分布していることが見出され、Tarapore型の局所洗掘深の予測式である式2.2.3を洗掘深推定式として提案された。

鉄道における維持管理の現場では、現在の橋脚の根入深さが安定上の必要条件を満たしているかどうかの判断として、この予測式を用いた維持管理を行っている。

$$\begin{aligned} Z_s/D &= 1.45 \cdot h/D & (h/D < 1.0) \\ Z_s/D &= 1.45 & (h/D \geq 1.0) \end{aligned} \quad (2.2.3)$$

ここで、局所洗掘深 Z_s 、橋脚躯体幅 D 、平均水深 h 、である。

②河床変動成分

一方、河床変動成分 Z_0 は河道に流れる土砂量（流砂量）の変化によって生じるものであり、流砂量を求める式は数多く提案されている²⁻¹⁰⁾。これらの式はいずれも河床材料特性と掃流力から流砂量を求めようとするものである。代表的な式として、縦断方向の流砂量を求める芦田・道上の式²⁻¹¹⁾や横断方向の流砂量も含めた福岡・山坂の式²⁻¹²⁾、がある。また、流れと河床変動の関係を三次元解析で求めようとする福岡・渡邊²⁻¹³⁾の試みもある。さらに、藤原ら²⁻¹⁴⁾によれば、ダムの堆砂量と流域面積 A を基に長期的な土砂供給量を求め、それに関連する指標として流域の侵食速度 E_v について日本全国の地域における特性値として整理している。

また、河床高さの変動では、おもに砂州や流路の蛇行に伴い河道内における最深河床高さの横断的な位置が変化することから生じる場合や、湾曲河道における固定砂州（ポイントバー）の存在によるものが考えられる。

井口²⁻¹⁵⁾によれば、中規模河床形態である砂礫堆が形成される条件には、川幅 B 、河床

の平均縦断勾配 I ，流量 Q ，平均水深 h_0 ，平均流速 v ，河床材料の粒径 d ，河床材料の比重 σ ，があるとしている。

砂州の発生領域について，黒木・岸²⁻¹⁶⁾は，平面二次元流解析と河床変動解析から，無次元掃流力と川幅・水深比の関係をj用いて求めている．こうした中規模河床形態の支配パラメータには，無次元掃流力 τ_* ，水深粒径比 h/d ，川幅水深比（アスペクト比） B/h ，の3つの無次元量がj用いられることが多い。

さらに，河床の深掘れや砂州の移動に関しては河川の湾曲度（河道曲率半径 r ，その湾曲部の接線方向の交角 θ ，図2.2.1参照）や曲率半径川幅比 r/B が影響する．なお，三輪²⁻¹⁷⁾によれば，砂州の移動限界は河川規模や勾配にかかわらず，河道の交角 θ のみによって決まり， θ が $20\sim 25^\circ$ を超えると移動しない砂州（ポイントバー）が形成される，としている。

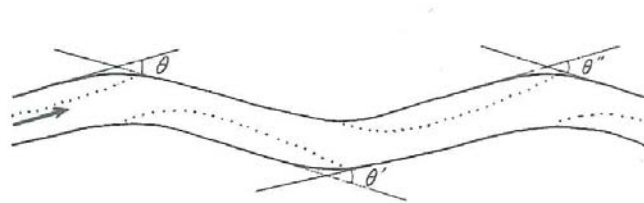


図 2.2.1 河川の湾曲とその交角²⁻¹⁷⁾

③防護工の影響

橋脚の洗掘を直接防止する根固め工の場合は，流速等の水理量と根固め工の耐力を比較した上で，流失が考えられる場合は根固め工を無視して計算する必要がある．また，直接洗掘を防止せずシートパイル等で橋脚を囲っている場合は防護工の外径を橋脚径と見なして計算する必要がある．

b) 鉄道橋梁の検査と健全度診断

前述の通り，日本の鉄道では列車密度の増加や輸送量の増大および建設後30年以上経過した橋梁が大半を占めるようになった頃から，平常時における橋梁下部工の健全度を判断する必要性が生じ，躯体の老朽化や基礎部の劣化を橋脚振動から把握しようとする研究が実施されてきた．そうした中，堀松²⁻¹⁸⁾，や梶田ら²⁻¹⁹⁾は実物橋脚において数多くの振動試験を行い，それらに基づいて1965年に振動による橋梁下部工の健全度判定指針が定められた．この手法は列車走行時の橋脚の短周期と長周期の振動波形の形状，その振幅と周期，ならびに列車荷重による橋脚反力の単位荷重に対する橋脚の沈下量（単位沈下量）から，橋脚の支持地盤の状態と橋脚躯体の健全度を求めようとするものであり，国鉄時代にはその手法によって橋脚の健全度診断が実施されてきた．

その後，国鉄の構造物検査体制の整備を受けて，「土木建造物取替の考え方²⁻²⁰⁾」に基づき，定期的および不定期に構造物の変状の進行性や健全性を評価する「検査」が実施されるようになり，その結果に応じて必要により補修や補強を行うことで構造物の機能

維持と延命化が図られている。鉄道事業者が実施する橋梁検査は、一般的に目視による外観検査（全般検査）の中から抽出された橋梁について、詳細な検査（個別検査）を実施するという体制となっている。最近では、健全度判定の指針として「鉄道構造物維持管理標準・同解説（基礎構造物編）²⁻²¹⁾」が定められている。

また、岡田ら²⁻²²⁾は鉄道橋梁における橋脚周りに敷設された洗掘防止ブロック工の安定性について、川幅水深比、水深、摩擦速度、河道半径、ブロック重量と施工範囲の無次元パラメータを基に統計的手法で判別する手法を提案している。

道路橋では、道路防災点検要領²⁻²³⁾、道路防災点検の手引き²⁻²⁴⁾において、橋梁下部工の洗掘に対する点検と評価方法が示され、効率的な維持管理のために、洗掘被害を受けやすい橋梁の絞り込みを行う手法が示されている。ここでは、河道特性と橋梁構造に関する要因として架設年代や最小経間長、河積阻害率（橋脚幅 D の総和と川幅 B の比）などを挙げ、過去の災害発生程度を加味した補正を加えた評点を算出している。また、橋台および橋脚ごとに河床護岸の安定性と変状に関する評点を算出し、前述の評点と合わせていずれか高いものを全体の評点とすることを規定しており、橋梁全体の中で最も安定性が低くなる部分を代表値として評価する手法である。

また、米国の連邦道路管理局（FHWA）では、橋梁における洗掘に対する評価のための技術書²⁻²⁵⁾に点検時の着眼点についてまとめている。

一方、橋脚の振動性状を根入れ長と直接的に関連付けることを目的として、岡田らは、鉄道橋脚のロッキング振動の固有振動数に着目し、直接基礎²⁻²⁶⁾、杭基礎²⁻²⁷⁾とケーソン基礎²⁻²⁸⁾を有する実物橋梁の振動実験や模型振動試験^{2-29),2-30)}と理論解析^{2-31),2-32)}を実施し、列車振動波形からの固有振動数の抽出法、根入れ長の減少が固有振動数の低下に関係することや、隣接橋脚と上部工が橋脚振動に及ぼす影響などを定量的に明らかにした。

さらに、西村・棚村²⁻³³⁾は、重錘を用いて橋脚の頭部に衝撃を与え、応答波形のスペクトル解析から、その構造物の固有振動数を把握し、構造物の健全度を調査するという衝撃振動試験法を開発した。また、羽矢・稲葉²⁻³⁴⁾は、衝撃振動試験から求めた固有振動数から求めた健全度指標値 κ （実測固有振動数/固有振動数の標準値）によって、構造物の健全度のランク（A1, A2, B, S）を判定することを提案している。

衝撃振動試験の利点として、橋脚の沈下量計測と比べて計測に必要な機材が少なく、また比較的短時間で実施できる点が挙げられるため、現在この衝撃振動試験法は、多くの現場で健全度診断や洪水時の安全管理²⁻³⁵⁾に用いられている。

c) 採点表による洗掘発生の危険性評価

佐溝ら^{2-36),2-37)}は、過去の鉄道の洗掘被災事例をとおして経験的に得られた被災橋梁の特徴などを参考に、全般検査での抽出精度向上を目的とした採点表による洗掘発生の危険性評価を提案している。この評価手法は鉄道事業者が実施する目視による外観検査（全般検査）において、洗掘発生の危険性がある橋梁を一次抽出することを主眼にしている。そのため、橋梁の条件別に点数化しやすい採点表方式とした。

本手法では、一般に洗掘現象に関係すると言われる条件を3つに分類した上で、被災事例からみた特徴をもとに洗掘への影響が大きいと考えられている要因を評価項目として採用した（表 2.2.1）。この評価項目ごとに区分を設定し、それぞれの区分に対して経験的な判断に基づく重み付けを行い表 2.2.2 の配点表を作成しこれに基づいた採点を橋梁毎に行うこととした。

本手法で用いている評価項目および配点の重み付けは専門技術者の経験に基づき決定しており理論的な裏付けがないこと、健全な橋梁を分離するための閾値が定量的な基準ではないことなどの問題点を有している。そこで、本研究では次章以降で統計的な検討を加える。

表 2.2.1 採点表の評価項目

| 条 件 | 評 価 項 目 |
|-----------------|--|
| 河川の環境条件 | ①地形，②河川幅の狭窄，③河床材料，④河床全体の低下 |
| 橋梁（橋脚） の構造条件 | ⑤河川の湾曲に対する橋脚の位置，⑥河川敷に対する橋脚の位置， ⑦下流方の落差，⑧根入比，⑨根入れ長の変化，⑩基礎の岩着 |
| 防護条件 | ⑪防護工の有無，⑫変状の程度，⑬河床面と基礎底面との高低差， ⑭施工範囲 |

表 2.2.2 洗掘要注意橋梁を抽出するための採点表²⁻³⁷⁾

| 評価項目 | | 区分 | 点数 | |
|---------------|----------------|-------------------------|-----------------------|----|
| 河川の環境条件 | 地形 | 平野 | 10 | |
| | | 谷底平野 | 10 | |
| | | 扇状地 | 0 | |
| | | 山間地 | 5 | |
| | 河川幅の狭窄 | 無 | 15 | |
| | | 有 | 0 | |
| | 河床材料 | 砂 | 10 | |
| | | 礫 | 0 | |
| | | 露岩・巨礫 | 10 | |
| | | 有 | 0 | |
| 全体河床の低下 | 無 | 10 | | |
| 橋りょう（橋脚）の構造条件 | 河川の湾曲に対する橋脚の位置 | 直線および曲線内側 | 15 | |
| | | 曲線外側 | 0 | |
| | | 流水中 | 5 | |
| | 河川敷に対する橋脚の位置 | 陸地（護岸なし） | 10 | |
| | | 陸地（護岸なし、流路隣接） | 0 | |
| | | 陸地（整備護岸） | 25 | |
| | | 陸地（整備護岸、流路隣接） | 15 | |
| | 下流方落差 | 高さ | なし | 20 |
| | | | ～1m | 5 |
| | | | 1m～2m | 0 |
| | | | 2m～ | ◆ |
| | | 形式 | コンクリート | — |
| | | | ブロック | — |
| | | | シートパイル等 | — |
| | | 変状 | 変状有り | ◆ |
| 施工範囲 | | 河川幅の一部のみ | ◆ | |
| 根入比 | | 直接・杭 | 根入比1.5を満点、0を0点とする傾斜配点 | 50 |
| | ケーソン | 根入比3.5を満点、1.0を0点とする傾斜配点 | 50 | |
| 根入れ長の変化 | 1.5m以上の増減がある | ◆ | | |
| 基礎底面の岩着 | 岩着と思われる | 15 | | |
| | 岩着 | 30 | | |
| 基礎構造形式 | 直接基礎・木杭 | — | | |
| | 杭基礎 | — | | |
| | ケーソン | — | | |

| 評価項目 | | 区分 | 点数 | |
|------|---------|---------|----------------|----|
| 防護条件 | なし | | 0 | |
| | 不明 | | 0 | |
| | かご | 変状有 | 0 | |
| | | 変状無 | 5 | |
| | | 変状不明 | 0 | |
| | ブロック | 変状 | 変状無 | 20 |
| | | | 変状中・一部流出・乱積み | 5 |
| | | 連結 | 変状大・流出 | ◆ |
| | | | 変状不明 | 0 |
| | はかま | 根入れ | 連結 | 5 |
| | | | 河床≧はかま上面 | 20 |
| | | 変状 | はかま下面≦河床<はかま上面 | 10 |
| | | | 河床<はかま下面 | ◆ |
| | 張コンクリート | 敷設範囲 | 変状有り | ◆ |
| | | | 変状不明 | 0 |
| | | | 周辺全面 | 40 |
| | シートパイル | 根入れ | 2D以上 | 20 |
| | | | 2D未満 | 0 |
| 変状 | | 河床>基礎底面 | 20 | |
| | | 基礎底面≦河床 | ◆ | |
| | 変状有り | ◆ | | |
| | 変状不明 | 0 | | |

| 特記事項 | 河川改修 | | — |
|------|-------------|--|---|
| | 環境変化 | | — |
| | 河川の流向と橋脚の向き | | — |
| | 河口部の特殊な条件 | | — |
| | 被災歴 | | — |
| | 隣接橋りょうの存在 | | — |
| | その他 | | — |

※ 各項目の該当する点数を合計し、合計点の少ないほど洗掘に対する要注意橋りょうと判断する

※ ◆印はその項目に該当する橋りょうは合計点に拘わらず要注意橋りょうとする

※ 一印は、直接評価に加えないため点数を設定していないが、調査しておくことが望ましい項目

※ 張コンクリートとは橋脚周りに部分的に施工されたものを含む

(2) 対策工に関する取り組み²⁻³⁸⁾

橋梁下部工の洗掘防護工は基本的に、①橋脚付近の河床に重量物を設置するいわゆる根固め工、②橋脚の周囲を囲み洗掘が進んでも転倒しないようにする工法、③橋梁の下流側に堰を設けて土砂を堆積させる工法の3つに区分される。

このうち、①は、河床の低下に追従する屈撓（くつとう）性が求められる。特にブロックでは、安定性が増すことから相互を連結することが望ましい。また、重量や形状、敷設時の施工精度が長期の安定性に影響するため、当該河川の条件や敷設方法など計画時や施工時には十分な注意が必要である。

②については補強により橋脚径が増大してしまい、特に径間が小さく阻害率の大きい場合はかえって洗掘が促進されてしまうのが難点である。そのため、河川管理者からも好まれない工法であるが、シートパイル等の打ち込みが容易な地層にある橋梁では多用される。元来は基礎の底面積を増加させ鉛直支持力の増加を目的としているが、橋脚の周りをシートパイルで囲み、洗掘が進行しても転倒を防止しようとする工法も多く見られる。橋脚径の増大による洗掘の影響を緩和するため、根固め工とセットで施工する必要がある。

③は、堰を設けることで河床の縦断勾配を見かけ上緩くし、土砂の堆積を促す方法

である。対策工のうち最も効果があるとされているが、鉄道事業者側の意向で任意には設置できず、河川管理者の設置許可基準も厳しいため実用された例は少ない。逆に橋梁の直上流に堰が設置されるような例もあり、この場合は堰下流方での河床低下が顕在化し、橋梁にとってより厳しい条件となる。

2.2.2 運行管理上の取り組み

洗掘に起因する橋梁の災害を防止する抜本的な方法としては、橋脚の撤去を伴う改築、径間変更、別線付替などの対策がある。しかし、現実には常にそのような対策は実施できないため洗掘防護工に代表されるハード対策が施される。また、災害の発生を予見して、列車や旅客が被災することを避けるための運転規制が併せて行われている。鉄道には、増水時の橋梁の異常の有無を確認するルールが戦前からあり、古くは出水の規模を量水標によって判断し記録するように定めていた²⁻³⁹⁾。また、増水時には橋梁の安定性が損なわれる洗掘などの現象の発生が想定されるため、出水規模と被災経験の蓄積をもとに、列車の運行を抑止すべき規制水位が設けられてきた。そうした中、1968年10月に第一富良野川橋梁脱線事故が発生した。この事故を契機として「予想限界洗掘深さの推定による運転規制水位の定め方²⁻⁴⁰⁾」が定められ、橋脚周囲の最大洗掘深をあらかじめ推定した上で水位に関する運転規制の基準値を定める考え方が初めて具体的に示された。

さらに1972年9月には「降雨に対する運転規制基準作成要領²⁻⁴¹⁾」が作成されている。この中では、運転規制の基準となる水位は、洗掘や河床の変化、流下物の衝撃による構造物への影響および護岸壁や堤防の高さ等を考慮して定めることとしている。このうち洗掘に対する水位は、最大洗掘深を推定した上で、その状態での橋脚の転倒、滑動、沈下の各々に対する基礎の安定計算を行って定める。この際、安全率の目安は列車停止に対して1.2、徐行に対して1.5と定めている。

この要領では、河川橋梁における「水位」によって列車の運行の可否を判断することを定めている。具体的には以下の3つの項目について検討し、これらのうち最も低い(安全側)水位を基準値とするよう規定している²⁻⁴¹⁾。

①橋脚基礎の安定性による検討

転倒・滑動・沈下に対する安全率が、停止1.2、徐行1.5となるそれぞれの水位の最小値(図2.2.3)

②流下物に対する検討(図2.2.4)

桁最下端より、「河川管理施設構造令(建設省河川局)」に示されている余裕高(h)分下がった水位

③堤防高による検討

堤防の天端から余裕高(h)分下がった水位

さらに、1982年8月に発生した東海道本線富士川橋梁での橋脚が倒壊するという災害を受けて、長期的な河床の変動を考慮した上で洗掘深の予測を行うことの重要性が示

された²⁻⁴²⁾。

このように、いくつかの災害を契機として洗掘と橋脚基礎の安定性を関連づけるように列車の運転規制方法が改善されてきており、現時点でも基本的には橋脚周りの水位に応じて運転規制が行われている。

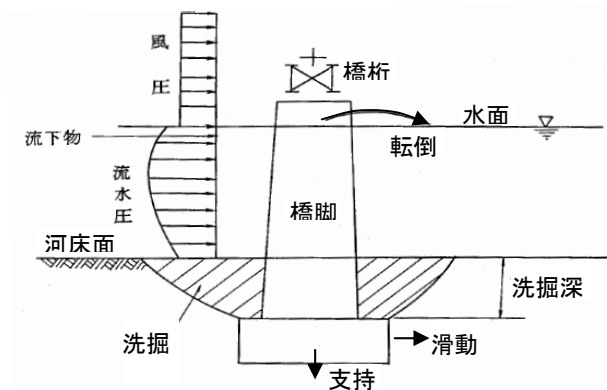


図 2.2.3 橋脚の安定計算の荷重条件²⁻⁴¹⁾

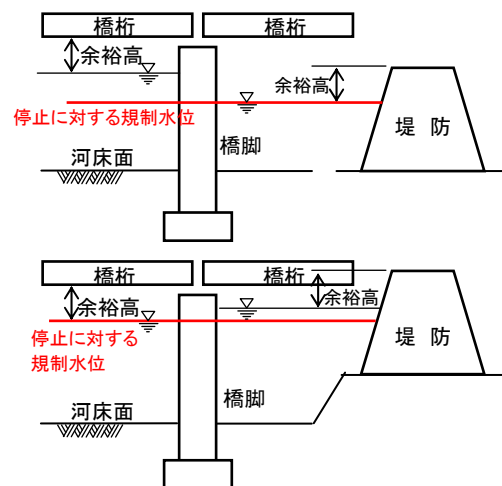


図 2.2.4 流下物等に対する規制値の考え方²⁻⁴¹⁾

2. 3 橋梁の洗掘災害に対する防災上の取り組みの課題

2.3.1 維持管理上の課題

鉄道では、非常に多くの数の土木構造物を管理していることから、合理的に維持管理するためには、線区の重要度や線区全体の防災強度を考慮した最適な防災投資を実施することが重要である。橋梁の洗掘災害防止のためには、洗掘を受けやすい橋梁を抽出する方法だけではなく、同一の橋梁内においても個別の橋脚間における相対的な危険性を評価する手法の開発が現場のニーズとして求められている。

前節で述べた採点表による洗掘発生危険性評価は、過去の経験的な知見に基づいて作成されたものであり、客観的かつ理論的な背景に乏しい。したがって、いわゆるゲリラ豪雨に代表されるような近年変化しつつある降雨の状況を踏まえた場合、前述の採点表では適切な評価結果を得ることができない局面が今後生じる可能性が考えられる。

そこで本研究では、上述のような河床変動に関する研究などこれまでの維持管理に関する取り組みを基にして、洗掘に伴う被災の危険性の有無を客観的かつ理論的に判定する手法を構築することを目標とした。手法の検討にあたっては、維持管理の現場のニーズを反映し、対策の優先度が高い橋梁・橋脚を個別に選定することが可能な手法を目指した。また、提案する手法では、鉄道固有の条件に基づき洗掘の被災しやすさを判別するとともに、通常の検査周期を目安に将来における被災のしやすさも判断することとした。

2.3.2 運行管理上の課題

列車の安定輸送を確保するため、上述のような河川水位による運転規制が発令された橋脚に対しては、河川水位が基準値を下回った際に速やかに基礎の安定性を評価し、規制解除の可否を早期にかつ適切に判断することが重要である。

前述したように、洗掘危険水位以上に増水した履歴をもつ橋梁の健全度を判定する手法としては衝撃振動試験が有効であると考えられる。橋脚基礎の健全性を評価する上で、固有振動数が精度の良い指標となることが多くの実績から検証されている。しかし、その方法が増水前に実施した衝撃振動試験により得られた固有振動数と増水後に得られた固有振動数とを比較して固有振動数が低下していないか、あるいは安定に必要な固有振動数を満たしているかを判断する手法であるため、作業員が増水時の河川橋脚で測定を実施する必要がある、作業の安全上適用不可能であるという問題を有している。また、衝撃振動試験結果は増水時における、ある一点の時刻のデータであり、短時間内で連続的に河床が変化する状況に対しては頻繁に試験を実施する必要性が生じる。

運行管理に資するデータには、時々刻々と変化する河川水の状態に応じた安定度をリアルタイムに評価でき、かつ、安全に取得できることが求められる。そこで本研究では、増水時における橋脚の安定性を連続的に評価でき、かつ、増水時の運転規制解除の判断を支援することを目的とした橋脚基礎の安定性評価システムの開発を目標とした。

文献

- 2-1) Laursen,E.M : An analysis of relief bridge scour. Proc. ASCE,J.of the Hyd.Div.,89,HY 3,93-118,1963
- 2-2) Tarapore,Z.S. : A theoretical and experimental determination of the erosion pattern caused by obstructions in an alluvial channel with particular reference to vertical circular cylindrical piers, Ph. D. Thesis, University of Minnesota, 161,1962.
- 2-3) Andru,P.I. : Scour at obstruction in non-cohesive beds, M.S. Thesis, University of Alberta,Canada, 1956
- 2-4) 中川博次, 鈴木幸一 : 橋脚による局所洗掘深の予測に関する研究, 京大防災研年報, 第 17 号 B, 725-751, 1974
- 2-5) 須賀堯三, 高橋 晃, 坂野 章 : 橋脚による局所洗掘深の予測と対策に関する水理的検討, 土木研究所資料, 第 1797 号, 1982
- 2-6) Carstens,M.R. : Similarity laws for localized scour,Proc. ASCE,J. of the Hyd. Div.,92, HY 3,13-30,1966
- 2-7) 門田章宏, 竹林洋史, 湯城豊勝, ヒカルド アラガオン, 鈴木幸一 : 橋脚周辺における出水時の最大洗掘深の実測と河床変動状況, 水工学論文集, 第 48 巻, pp.1063-1068, 2004.2
- 2-8) 今村平八郎 : 最近流失した橋脚の洗掘深さについて, 鉄道土木, 日本鉄道施設協会, Vol.1, No.5, 1959.5
- 2-9) 村上 温 : 鉄道橋の洪水時被災機構と安全管理に関する研究, 鉄道技術研究所報告, No.1307(施設編第573号), p.119, 1986.3
- 2-10) 福岡捷二 : 洪水の水理と河道の設計法, pp.138-142, 森北出版社, 2005
- 2-11) 芦田和男, 道上正規 : 移動床流れの抵抗と掃流砂量に関する基礎的研究, 土木学会論文報告集, 第206号, pp.59-69, 1972.10
- 2-12) 福岡捷二, 山坂昌成 : 直線流路の交互砂州, 第27回水理講演会論文集, pp.703-708, 1983
- 2-13) 福岡捷二, 渡邊明英 : 複断面蛇行水路における流れ場の3次元解析, 土木学会論文集, No.586/II -42, pp.39-50, 1998
- 2-14) 藤原治, 三箇智二, 大森博雄 : 日本列島における侵食速度の分布, サイクル機構技報, pp.85-92, No.5, 1999.12
- 2-15) 井口昌平 : 川を見る－河床の動態と規則性, 東京大学出版会, p.91, 1979.9
- 2-16) 黒木幹男, 岸 力 : 中規模河床形態の領域区分に関する理論的研究, 土木学会論文報告集, 第342号, 1984
- 2-17) 三輪 弼 : 実際河川における砂レキ堆の移動と安定の限界角度, 農業土木学会講演要旨集, 1974
- 2-18) 堀松和夫 : 鉄道橋梁下部構造の運動性状について, 土木学会論文集, 58 号別冊, 1958.9

- 2-19) 梶田善，小林芳正，川俣淳：振動による橋りょう下部構造物の健全度判定，鉄道技術研究所報告，No.390（施設編第 167 号），1964.1
- 2-20) 日本国有鉄道施設局土木課：土木建造物取替の考え方，日本鉄道施設協会，1974.8
- 2-21) 財団法人鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等維持管理標準・同解説（構造物編）基礎構造物・抗土圧構造物，p.170，丸善，2007
- 2-22) 岡田勝也，関 雅樹，村石 尚，梶間津洋志：橋脚の洗掘防止ブロック工の重量と施行範囲の統計的手法による設計法，土木学会論文集，第415号/VI-12，1990.3
- 2-23) 財団法人道路保全技術センター：平成8年度道路防災点検要領〔豪雨・豪雪等〕，1996.8
- 2-24) 財団法人道路保全技術センター：道路点検の手引き（豪雨・豪雪等），2007.9
- 2-25) U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration：Evaluating Scour At Bridges Fourth Edition，CHAPTER 11，2001.3
- 2-26) 岡田勝也，川俣淳，浅川和夫，原田康朗：直接基礎橋りょうの正弦加振による動特性と列車走行時の応答性-常磐線鮫川橋りょう振動試験-，鉄道技術研究所速報，No.81-78，1981.7
- 2-27) 岡田勝也，川俣淳，浅川和夫，原田康朗：正弦加振による橋りょうの動特性と列車走行時の応答性-高崎線神流川橋りょう振動試験-，鉄道技術研究所速報，No.79-84，1979.8
- 2-28) 岡田勝也，原田康朗，国広敏彦：井筒基礎橋梁の正弦加振による動特性と列車走行時の応答性-予讃本線重信川橋梁振動試験-，鉄道技術研究所速報，No.A-85-173，1985.10
- 2-29) 岡田勝也，川俣淳，森長正美，原田康朗：単体橋脚の水平振動に及ぼす根入効果に関する実験的研究，鉄道技術研究報告，No.1068（施設編第 475 号），1978.3
- 2-30) 岡田勝也，四十九勇治，原田康朗：橋梁の水平振動に及ぼす根入効果に関する実験，鉄道技術研究所速報，No.A-86-130，1986.6
- 2-31) 岡田勝也，原田康朗：多径間橋りょうの水平振動方程式と模型実験へのその応用-桁付き橋脚の水平振動試験（理論編）-，鉄道技術研究所速報，No.79-19，1979.6
- 2-32) 岡田勝也，佐溝昌彦：橋梁の水平振動に及ぼす根入れ効果に関する解析，鉄道技術研究所速報，No.A-87-95，1987.3
- 2-33) 西村昭彦，棚村史郎：既設橋梁橋脚の健全度判定法に関する研究，鉄道総研報告，Vol.3，No.8，1989.8
- 2-34) 羽矢洋，稲葉智明：衝撃振動試験における新しい評価基準値，鉄道総研報告，Vol.16，No.9，pp.35-40，2002
- 2-35) 関雅樹，田中宏昌，堤要二，山下和敏，中野聡，西村昭彦：鉄道橋の固有振動数に着目した洪水時の安全管理システム，土木学会論文集，No.686/VI-52，pp.78-89，2001.9
- 2-36) 佐溝昌彦，村石尚，中村貴史：洗掘をうけやすい橋梁を抽出するための採点表(案)の

作成，日本鉄道施設協会誌，日本鉄道施設協会，Vol.43，No.11，pp.100-102，
2005.11

- 2-37) 財団法人鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等維持管理標準・同解説（構造物編）基礎構造物・抗土圧構造物，丸善株式会社，p.170，2007
- 2-38) 財団法人鉄道総合技術研究所：建造物保守管理標準・同解説（基礎構造物），p.103，1987.9
- 2-39) 鉄道省工務局：防災保線読本-風水災編-，1937.12
- 2-40) 日本国有鉄道施設局土木課：予測限界洗掘深さの推定による運転規制水位の定め方，1968.10
- 2-41) 日本国有鉄道運転局・施設局：降雨に対する運転規制基準作成要領，1972.9
- 2-42) 日本鉄道施設協会：東海道本線富士川橋りょう対策技術委員会報告書，1983.12

第3章 増水時の洗掘被災危険性評価手法

鉄道の安全確保と適正な維持管理のためには、増水時における橋脚基礎の洗掘災害に対して注意すべき橋脚をより合理的かつより効率的に抽出することが必要である。そのためには、洗掘災害の発生要因として重要な鉄道の構造物特有の問題点、ならびに鉄道における検査体制等を考慮することが肝要である。そこで本章では、過去の洗掘災害の事例を基にして洗掘に影響を及ぼす要因を検討したうえで、これらの要因を用いた判別分析を実施して、橋脚ごとに洗掘に伴う被災の危険性の有無を判定する手法の提案を行った。また、危険性が高いとして抽出された橋脚を含む橋梁を対象に重回帰分析を行い、今後進行が懸念される河床低下量を定量的に予測する手法を検討した。それらの結果を合わせて、対策の優先度がより高い橋脚や橋梁を選定する手法を提案した。

3. 1では洗掘被災危険性の抽出手法の検討を行うにあたり、現在の危険性と将来の危険性という2つの観点から検討することとし、パラメータや目的変数の整理を行った上で、それぞれ判別分析と重回帰分析という統計的な手法を用いた検討の流れを述べる。

3. 2では鉄道橋梁における代表的な洗掘災害事例11件を考察し、洗掘に影響を及ぼすと考えられる要因の抽出と分類を行った結果を示す。

3. 3では、洗掘被災危険性の評価手法の検討のためのデータ収集とパラメータの整理について述べる。まず、洗掘に影響を及ぼす各種パラメータについて、河川の地質地形的な性状、河川工学的・水理学的な性状、洗掘と鉄道橋梁の構造条件に分類した上で日常の検査業務で得られることを中心に説明変数を検討する。さらに分析のためのデータ収集を行うとともに得られた説明変数の分布について述べる。

3. 4では、現在の洗掘被災危険性評価のための判別分析の実行と検証を行う。まず、橋脚ごとに被災するか否かについて判別分析を実行し複数のアイテムで評価する判別式を提案する。提案した判別式を実橋梁で検証し修正した上で、誤判別となった橋梁の構造条件について特殊条件として取り扱う評価方法を示す。

3. 5では、将来における洗掘被災危険性評価のために3. 3で収集したデータを用いた重回帰分析を行う。分析では、総流量当たりの河床変動量を目的変数として実施し、河道半径、河床材料の平均粒径、橋脚幅、最大水深の4アイテムで評価する評価式を提案する。さらに、提案した手法を実橋梁で検証する。

3. 6では、2つの観点で評価する、洗掘に対する被災危険性評価手法の提案とその適用について述べる。

3. 1 洗掘被災危険性の評価手法の検討

洗掘被災危険性の評価方法の検討にあたり、本研究では現在の洗掘に対する危険性と将来における洗掘に対する被災の危険性の2つの観点から検討を進めることとした。

前者の現在の洗掘に対する危険性では、現時点で橋梁が洗掘の被害を受ける危険性があるか、すなわち、河川の経時的な状況変化を考慮せず、洗掘被害発生の危険性を評価することを目的とした。このとき、危険性の評価は個別の橋脚単位で行うことを想定した。

一方、後者の将来の洗掘に対する危険性では、各橋梁を取り巻く河川の経時的な変化を考慮して、橋梁周辺における将来の河床低下量を予測し、橋梁の将来的な洗掘の被害を受ける危険性を判定することを目的とした。このとき、将来の河床低下量は橋梁単位で分析を実施した。図3.1.1に、本研究における検討フローを示す。

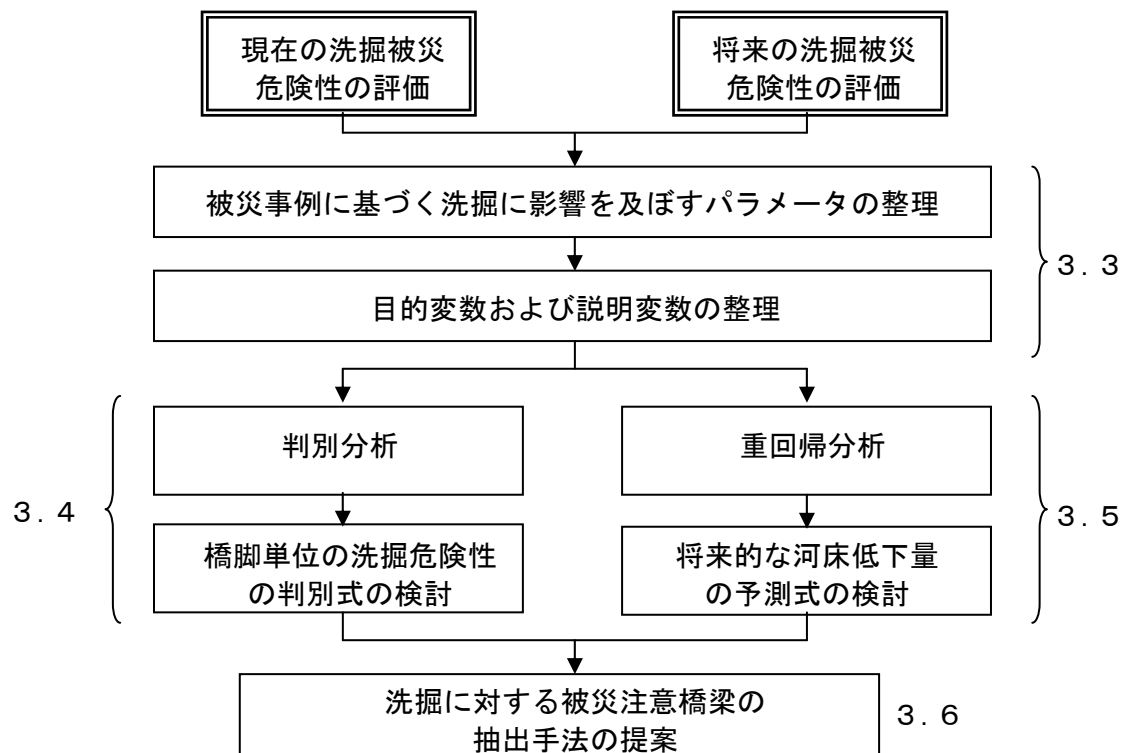


図 3.1.1 検討フロー図

現時点での洗掘危険性を定量的に評価するためには、橋脚および河川の様々な条件の中から洗掘現象への影響度が高いと考えられる因子を検討・選定し、各因子の影響度を定量的に求めて、洗掘の起こり易さを定式化する必要がある。そこで、現時点での洗掘危険性評価手法の検討では、影響因子の判別分析を行い洗掘の可能性を判別する関数を

求めることとした。

また、将来の洗掘被災危険性を評価するためには、検査周期よりも短い期間に河床が過度に低下するか否かを評価する必要があり、これを定量的に評価するためには任意期間の河床低下量を予測する必要がある。そこで、将来の洗掘被災危険性評価手法の検討では、河床低下に影響を及ぼすと考えられる因子を検討・選定し、これらを用いて河床低下量を推定する関数を求めることとした。

3. 2 河川増水時における鉄道橋梁災害事例

3.2.1 洗掘による橋梁災害の推移

鉄道における橋梁災害を具体的にみると、橋脚橋台の傾斜や転倒（図 3.2.1 a)), 橋台背面地盤の流失（図 3.2.1 b)), 洗掘防護工の流失, 橋梁の閉塞, 桁の冠水や流失などがある。これらの災害の多くは河川の増水に伴って発生しており, 橋脚の転倒や傾斜および防護工の流失は橋脚周りでの洗掘に起因して発生している。



a) 橋脚の転倒

b) 橋台背面地盤の流失と橋台の傾斜

図 3.2.1 橋梁災害の例

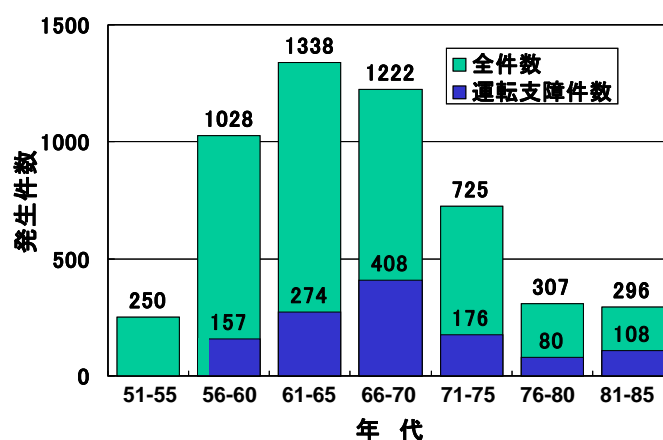


図 3.2.2 橋梁災害件数の推移³⁻¹⁾

図 3.2.2 は、各年代別の橋梁災害件数の推移を示したものである³⁻¹⁾。日本の鉄道では、終戦直後には国土の荒廃に起因する河川災害が多発していた。その後、1955 年～1965 年頃は、国の治山治水事業の進展とダムの新規構築、高度経済成長期における建設用河床砂利の大量採取、河川改修等による河道の整齊が進んだことで河川が変貌し、全国的な規模で河床低下が進行し始めた。この影響により、橋梁下部工の基礎根入れ長の不足が原因の橋梁災害が多発するようになった。図からも分かるようにピーク時には年平均で約 270 件、また 5 年間で約 1300 件の橋梁災害が発生していた。その後、1960 年代後半からは日本国有鉄道（以下、国鉄）の構造物検査体制の整備が進むとともに、防災的見地を重視した構造の橋梁が採用される機運となり、線路増設に際し河川改修と協調して橋梁改良を実施する施策も行われた。一方、河川管理者側でも河川工作物設置基準の適用を厳しくし、河床砂利の採取を規制するなどの行政上の措置も実施された。この結果、1960 年代後半から洗掘災害件数は着実に減少傾向に転じた。

こうした中、1968 年 10 月 1 日富良野線第一富良野川橋梁で貨物列車の転落事故が発生し、乗務員が犠牲となった³⁻²⁾（図 3.2.3）。この災害を契機に増水時に列車の運行を制限する運転規制のルール化が進んだ。

また、1982 年 8 月 2 日、東海道本線富士川橋梁で洗掘により橋脚が転倒、流失する災害が発生した³⁻³⁾（図 3.2.4）。主要幹線における大橋梁での災害であったことから、原因の究明や洪水時の警備、運転規制方法の検討などが精力的に行われた。



図 3.2.3 第一富良野川橋梁での被災状況³⁻²⁾



図 3.2.4 富士川橋梁での被災状況³⁻³⁾

橋梁災害のうち、車両の脱線が伴ったケースは、1968 年 10 月の富良野線第一富良野川橋梁での災害発生以降、1997 年 9 月の花輪線長木川橋梁、2006 年 4 月の三岐鉄道北勢線茶屋川橋梁の 2 例のみと決して多くはない。しかし、交通・物流の大動脈である東海道本線の富士川橋梁において橋脚と桁が流失するという災害が発生し、この災害による運転障害は大きな経済的損失を生じさせた。最近では、2004 年の越美北線や高山線での災害の他、2011 年 9 月の紀勢本線や只見線での災害など、各地で甚大な橋梁災害が発生し、長期にわたり運行停止を余儀なくされ、鉄道事業者にとっては経営上の障害

になるとともに社会的に大きな影響を与えている。

しかしながら、鉄道では建設当時の旧式構造物が現在でも維持管理の上で多数供用されているのも実情であり、これらの河川災害を根絶できているわけではない。こうしたことから鉄道橋梁災害を防ぐとともに、災害発生時の社会的・経済的インパクトを可能な限り小さくする取り組みが大変重要といえる。

3.2.2 橋梁の災害要因に占める洗掘の割合

ここでは過去に村上らによって収集整理された結果を基に橋梁災害に占める洗掘の割合について示す。村上らは^{3,4)}、国鉄時代に集計した橋梁下部工の災害事例（108例）を分析し、橋梁下部工別の災害種別の頻度と、基礎種別ごとの災害発生件数を整理した。その結果を、にそれぞれ示す。

図 3.2.5 に示す災害種別の頻度を見ると、「洗掘」が最も多く、次いで「倒壊、傾斜、沈下」がほぼ同数で発生しており、両者で全体の約 8 割を占めていることが分かる。ただし、「倒壊、傾斜、沈下」したものの中には洗掘が進行して基礎が不安定化して発生したものも含まれると考えられ、橋梁下部工災害の多くを洗掘が占めていたと考えられる。なお、図中での「1 スパン」とは橋台のみの橋梁における災害を示している。

また、図 3.2.6 に示す基礎種別ごとの災害発生件数をみると、直接基礎形式が 6 割以上を占めており、木杭基礎が約 2 割である。鉄道における木杭基礎は地盤に松丸太を打設した上に橋脚が構築されているものであり直接基礎形式とほぼ同様の構造といえる。明治から昭和大量期にかけて造られた橋梁ではその多くが直接基礎や木杭基礎であり、河川橋梁における基礎構造種別の比率でも両者合わせて約 85%を占めている^{3,1)}。このため、直接基礎や木杭基礎形式で洗掘被害を受ける事例が過去に数多く発生していると考えられる。

土木技術が進歩した現代とは異なり、鉄道黎明期の橋梁建設には必ずしも適正な構造の橋脚が施工されなかった可能性が考えられる。また、環境変化によって河川の流況が橋梁建設後に変化した可能性も考えられる。その一方で、これら古い時代に造られた橋梁の多くは今も供用されており、これらの橋脚を中心に洗掘の被害が発生する可能性は今後も継続すると考えられる。

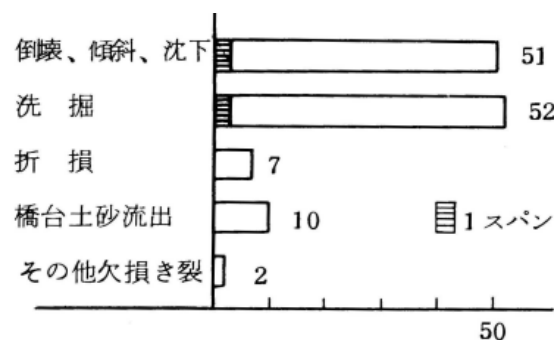


図 3.2.5 橋梁下部工の災害種別の頻度^{3,1)}

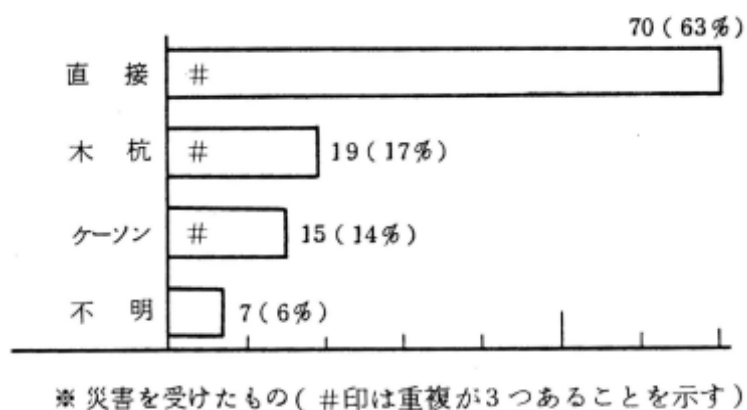


図 3.2.6 基礎種別ごとの災害発生件数³⁻¹⁾

3.2.3 近年の河川増水による鉄道橋梁災害事例

鉄道では古くから河川増水による災害が多発しており、災害件数は減少傾向にあるものの、ひとたび洗掘災害が生じた場合の社会的影響は依然として大きい。表 3.2.1 は、過去 15 年で発生した主な鉄道橋梁の洗掘災害事例を示したものである。このうち網掛け部は列車の脱線を伴った事例であり、社会的影響度が高かったものである。1997 年の花輪線での脱線事故、2006 年の三岐鉄道北勢線での脱線事故は、1968 年の富良野線での脱線事故以来約 30～40 年を経て発生したものであり、頻度として多くはない。

一方で、異常気象や局地的な豪雨によって一度の降雨で観測される降雨量が増加傾向にあることから、未曾有の増水により壊滅的な被害の橋梁災害が目立ってきている。

次項以下に、鉄道において近年発生した河川災害の代表的な事例について、(1) 橋梁の概要、(2) 被害の状況、(3) 被災前の状況と被災の経緯を整理した。

表 3.2.1 主な鉄道橋梁災害（1983 年 8 月以降）

| 災害種別 | 発生日 | 線名 | 駅間 | 橋りょう名 | 運転支障 | 運転規制 | 概要 |
|--------|------------|------|--------|---------|--------|------|---------------------------------|
| 橋脚洗掘 | 1983/7/25 | 信越本線 | 黒姫 | 妙高高原 | 関川 | 不明 | 5P、2A周りの根固めブロック不陸、変状、蛇籠工の流失 |
| 橋脚洗掘 | 1985/7/1 | 上越線 | 土合 | 土樽 | 第1魚野川 | 不明 | 上り線2P周辺の河床低下に伴う根入れ不足 |
| 橋脚洗掘 | 1986/8/5 | 水戸線 | 下館 | 新治 | 小貝川 | あり | 1P傾斜 |
| 橋脚洗掘 | 1986/8/5 | 常磐線 | 勿来 | 植田 | 鮫川 | あり | 5P(下り線)洗掘により木ぐい露出 |
| 橋脚洗掘 | 1988/9/26 | 水都線 | 磐城塙 | 近津 | 第10久慈川 | あり | 解除後 上流で河道変更したため橋脚付近が根入れ0.2mまで洗掘 |
| 橋脚洗掘 | 1989/9/5 | 中央線 | 山梨市 | 春日居町 | 笛吹川 | あり | 橋脚が2.5m洗掘され1.9mの根入れとなった |
| 橋脚洗掘 | 1990/7/2 | 豊肥線 | 玉来 | 豊後竹田 | 玉来川 | あり | 運転中止 橋りょう流失 |
| 橋脚洗掘 | 1990/7/2 | 豊肥線 | 朝地 | 緒方 | 第1大野川 | あり | 運転中止 橋りょう流失 |
| 橋脚洗掘 | 1990/7/2 | 豊肥線 | 菅尾 | 犬飼 | 第2大野川 | あり | 徐行 2～4P洗掘 |
| 橋脚洗掘 | 1991/9/14 | 筑肥線 | 美咲が丘 | 加布里 | 多久川 | なし | 不明 橋台橋脚の洗掘 |
| 橋脚洗掘 | 1991/9/14 | 筑肥線 | 加布里 | 一貴山 | 長野川 | なし | 不明 2・3P洗掘 |
| 橋脚洗掘 | 1991/9/14 | 筑肥線 | 筑前深江 | 大入 | 淀川 | あり | 不明 1A2A1P洗掘、傾斜沈下 |
| 橋脚洗掘 | 1993/7/3 | 紀勢本線 | 周参見 | 紀伊日置 | 日置川 | なし | 不明 10P洗掘、根固工流失 |
| 橋脚洗掘 | 1993/7/8 | 吉都線 | 東高崎 | 高崎新田 | 高崎川 | なし | 不明 1・2P根固工洗掘 |
| 橋脚洗掘 | 1993/7/14 | 高山本線 | 津津 | 東八尾 | 第1神通川 | あり | 徐行 5P下流側洗掘、6P根固めブロック流失 |
| 橋脚洗掘 | 1993/7/28 | 吉都線 | えびの | えびの | 池島川 | あり | 徐行 1～3P洗掘 |
| 橋脚洗掘 | 1993/9/4 | 久大本線 | 南由布 | 湯平 | 第4由布川 | なし | 不明 1A根固工流失、橋脚洗掘 |
| 橋脚損傷 | 1993/9/4 | 豊肥線 | 緒方 | 豊後清川 | 緒方川 | あり | 運転中止 3・4Pが折損、転倒、橋げた3連流失 |
| 橋脚洗掘 | 1993/9/5 | 久大本線 | 豊後中川 | 天ヶ瀬 | 第4玖珠川 | 不明 | 不明 2Pが3～4m程度洗掘、軌道の通り狂い発生 |
| 橋脚洗掘 | 1994/6/23 | 日豊本線 | 始良 | 重富 | 思川 | あり | 不明 2A、9P根固工、8・9P、2Aの護床工流失 |
| 橋脚洗掘 | 1994/9/23 | 江差線 | 木古内 | 渡島鶴岡 | 第1木古内川 | あり | 徐行 3・4Pが最大1.8m洗掘 |
| 橋脚洗掘 | 1995/6/23 | 和歌山線 | 岩出 | 船戸 | 紀ノ川 | なし | 不明 4・5Pが洗掘 |
| 橋脚洗掘 | 1995/7/11 | 信越線 | 黒姫 | 妙高高原 | 関川 | あり | 不明 河床根固工(6t)流失、4・5P洗掘 |
| 橋脚洗掘 | 1995/7/11 | 大糸線 | 白馬 | 信濃森上 | 松川 | なし | 運転中止 4・5Pが1.9m洗掘された |
| 橋脚変状 | 1995/7/11 | 大糸線 | 中土 | 北小谷 | 第5姫川 | あり | 運転中止 橋脚変状、根固ブロック流失 |
| 橋脚損傷 | 1995/7/12 | 大糸線 | 平岩 | 小滝 | 第5下姫川 | あり | 運転中止 橋桁流失3連 |
| 橋脚流失 | 1995/7/12 | 大糸線 | 平岩 | 小滝 | 第4下姫川 | あり | 運転中止 橋桁流失2連、橋脚頭部流失 1基 |
| 橋脚頭部流失 | 1995/7/12 | 大糸線 | 南小谷 | 中土 | 第4姫川 | あり | 運転中止 橋桁流失4連、橋脚頭部流失 3基 |
| 橋脚洗掘 | 1995/7/21 | 只見線 | 会津柳津 | 郷戸 | 銀山川 | あり | 規制前 2Pが洗掘 |
| 橋脚洗掘 | 1995/8/3 | 磐越西線 | 喜多方 | 山都 | 濁川 | あり | 運転中止 3Pが洗掘 |
| 橋脚傾斜 | 1995/9/1 | 田沢湖線 | 志度内 | 田沢湖 | 六枚沢 | あり | 不明 橋脚部の洗掘により傾斜変状 |
| 橋脚洗掘 | 1996/7/1 | — | おかどめ幸福 | 免田 | 免田川 | あり | 運転中止 3Pが洗掘、上流方に30° 傾斜 |
| 橋脚倒壊 | 1997/9/3 | 花輪線 | 東大館 | 大館 | 長木川 | あり | 規制前 11P沈下、10P基礎露出、脱線 |
| 橋脚傾斜 | 2000/4/24 | 東北本線 | 水沢 | 金ヶ崎 | 胆沢川 | あり | 規制前 8P傾斜 |
| 橋脚傾斜 | 2003/8/1 | 日高本線 | 厚賀 | 大狩部 | 厚別川 | あり | 運転中止 19P、20Pが傾斜 |
| 橋脚倒壊 | 2003/8/1 | 日高本線 | 新婦 | 新冠 | 新冠古川 | あり | 運転中止 1P倒壊、桁1連流失 |
| 橋脚倒壊 | 2004/7/18 | 越美北線 | 一条谷 | 越前高田 | 第1足羽川 | あり | 運転中止 橋脚倒壊・橋桁流失 |
| 橋脚倒壊 | 2004/7/18 | 越美北線 | 一条谷 | 越前高田 | 第3足羽川 | あり | 運転中止 橋脚倒壊・橋桁流失 |
| 橋脚倒壊 | 2004/7/18 | 越美北線 | 越前高田 | 市波 | 第4足羽川 | あり | 運転中止 橋脚倒壊・橋桁流失 |
| 橋脚倒壊 | 2004/7/18 | 越美北線 | 越前高田 | 市波 | 第5足羽川 | あり | 運転中止 橋脚倒壊・橋桁流失 |
| 橋脚倒壊 | 2004/7/18 | 越美北線 | 小和清水 | 美山 | 第7足羽川 | あり | 運転中止 橋脚倒壊・橋桁流失 |
| 橋脚倒壊 | 2004/9/26 | 紀勢本線 | 紀伊長島 | 三野瀬 | 赤羽川 | あり | 運転中止 1P が洗掘を受け、倒壊 |
| 橋脚傾斜 | 2004/9/29 | 予讃線 | 中萩 | 伊予西条 | 室川 | あり | 不明 3P傾斜 |
| 橋脚倒壊 | 2004/10/20 | 高山本線 | 角川 | 坂上 | 第9宮川 | あり | 運転中止 橋脚倒壊、桁6連流失 |
| 橋脚倒壊 | 2004/10/20 | 高山本線 | 坂上 | 打保 | 第6宮川 | あり | 運転中止 橋脚倒壊、桁2連流失 |
| 橋脚倒壊 | 2004/10/20 | 高山本線 | 坂上 | 打保 | 第5宮川 | あり | 運転中止 橋脚倒壊、桁4連流失 |
| 橋脚倒壊 | 2004/10/20 | 高山本線 | 杉原 | 猪谷 | 第1宮川 | あり | 運転中止 4P、5P橋脚洗掘 |
| 橋脚傾斜 | 2006/4/11 | 北勢線 | 東員 | 大泉 | 茶屋川 | あり | 規制前 6P傾斜、脱線 |
| 橋脚傾斜 | 2006/7/5 | 甘木線 | 大板井 | 松崎 | 宝満川 | あり | 規制前 橋脚傾斜(沈下) |
| 橋脚洗掘 | 2007/9/28 | 小海線 | 滑津 | 北中込 | 滑津川 | あり | 運転中止 1P～3P橋脚周り洗掘 |
| 橋脚洗掘 | 2009/5/3 | — | 南高崎 | 根古屋 | 烏川 | 不明 | 不明 6P、7P、8P橋脚周り洗掘 |
| 橋脚倒壊 | 2010/7/15 | 美祚線 | 湯の峠 | 厚保 | 第3厚狭川 | あり | 運転中止 1P、2P倒壊、桁流失 |
| 橋梁流失 | 2011/7/30 | 只見線 | 本名 | 会津越川 | 第6只見川 | あり | 運転中止 6P倒壊、桁流失 |
| 橋脚傾斜 | 2011/7/3 | 越美北線 | 越前大野 | 越前田野 | 真名川 | あり | 不明 4P基礎露出、5P周り洗掘 |
| 橋脚倒壊 | 2011/9/4 | 紀勢本線 | 那智 | 紀伊天満 | 那智川 | あり | 運転中止 2P倒壊、桁2連流失 |
| 橋脚倒壊 | 2011/9/4 | 紀勢本線 | 熊野市 | 有井 | 井戸川 | あり | 運転中止 2P倒壊 |
| 橋脚傾斜 | 2011/9/4 | 三岐線 | 保々 | 北勢中央公園口 | 朝明川 | あり | 不明 橋脚傾斜(シートパイルで補強されていた) |
| 橋脚傾斜 | 2011/9/5 | 高野線 | 橋本 | 紀伊清水 | 紀ノ川 | あり | 不明 橋脚傾斜 |

※網掛け部は列車の脱線を伴った事例

(1) A 橋梁の例

1) 橋梁の概要

A 橋梁は、A 川（流路長 42.8km、流域面積 290.7km² の二級河川）の河口に架橋された（図 3.2.7）、支間長 12.9m、22 連の単線式鋼上路鈑桁からなる全長 297m の橋梁である（図 3.2.8）。橋脚下部工は岩盤を支持層とする直接基礎の無筋コンクリート製 21 脚からなっている。橋脚躯体は、高さ 4.3m～9.0m、幅 3.9m～4.5m であり、14P～21P においては、コンクリートによる巻き立て補強がなされている。また、フーチングは基本的には矩形断面であるが、施工時において河床に露出した岩の状況に臨機応変に対応したようであり、基礎底面位置が部分的に異なる構造を呈しているものもある。

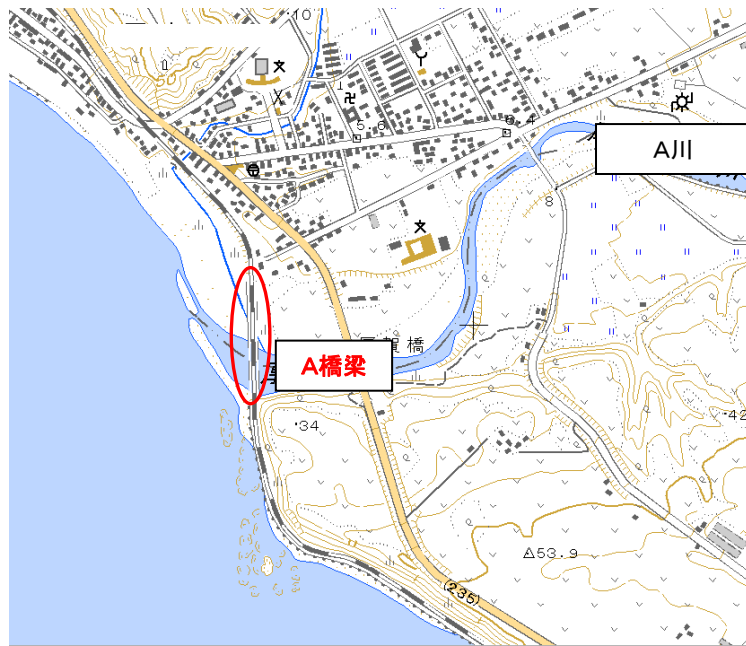
2) 被害の状況

当該橋梁では、台風に伴う豪雨と出水により 2 つの橋脚で基礎の露出とともに橋脚の傾斜が発生した。橋脚の傾斜に伴い、19 号橋脚（以下 19P という、他も同様）直上に軌道変位が発生した。19P 直上における軌道変位は、通り（線路方向の水平）変位が上流側に 15mm、高低（線路方向の鉛直）変位が -3mm、水準（左右レールの高低差）変位が 5mm であった³⁻⁵⁾。これらの軌道変位は、桁の移動および橋脚の傾斜に伴い発生したものと考えられる。近傍の 17P～21P についても同様に主桁の横移動量および橋脚傾斜を測定したが、いずれも 19P と比較し小さな値であった。

橋脚の傾斜および移動を要因とする軌道変位を認めたため、列車運行再開にあたり橋脚の健全度調査が実施された。その結果、根入れ比は、いずれの橋脚においても出水前と比較し大幅に減少しており、特に 19P および 20P で顕著であった。また、大型土嚢により仮締め切りを行い、橋脚基礎部の目視調査が実施された。図 3.2.8 に被災橋脚の状況と一般図を示す。橋脚基礎支持部の岩盤の風化および局所洗掘の進行により、基礎底面の岩着範囲は、19P で底面積の 1/3 程度、20P で底面の中心部のみという状況であった。

3) 被災前の状況と被災の経緯

当該橋梁では、恒常的に河口閉塞が生じていたため（図 3.2.9）、橋脚基礎の根入れは深い状態で継続していたと考えられる。しかし、今回の台風に伴う増水により河口閉塞部が流失することで河床が低下し根入が減少したと考えられる。また、河道は河口付近で右に湾曲しており、流心位置は左岸側の被災した橋脚付近であったものと考えられる。これらから、当該橋梁では、増水により河口閉塞部が流失して橋脚の根入れが消失するとともに、流心に位置する橋脚で局所洗掘が生じ、橋脚基礎の露出が顕在化したと考えられる。



国土地理院地形図閲覧サービスより

図 3.2.7 A 橋梁位置平面図



図 3.2.8 A 橋梁の全景



図 3.2.9 A 橋梁の全景（被災直後）



a) 19P の全景



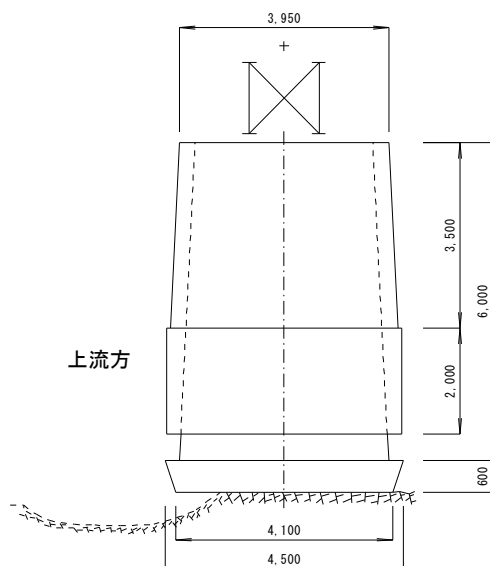
d) 20P の全景



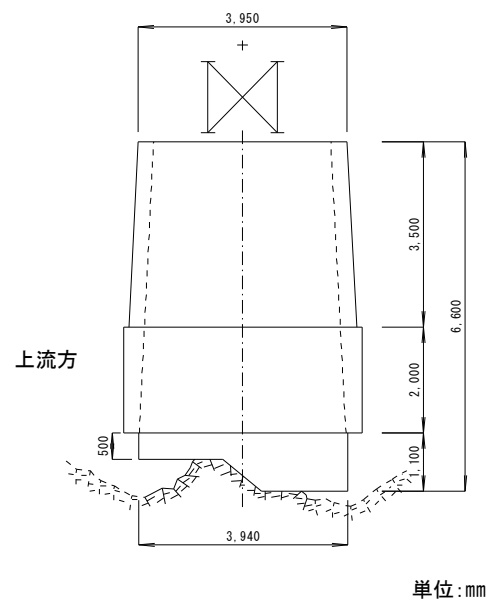
b) 19P 基礎の洗掘状況



e) 20P 基礎の洗掘状況



c) 19P の一般図と被災時の河床



f) 20P の一般図と被災時の河床

図 3.2.10 A 橋梁の被災橋脚の状況と被災時の河床



引用：「ウィキメディアコモンズ, Highten31 撮影（2012）」

a) 河口閉塞状況



海上保安庁空中写真閲覧サービスより

b) 河口閉塞状況

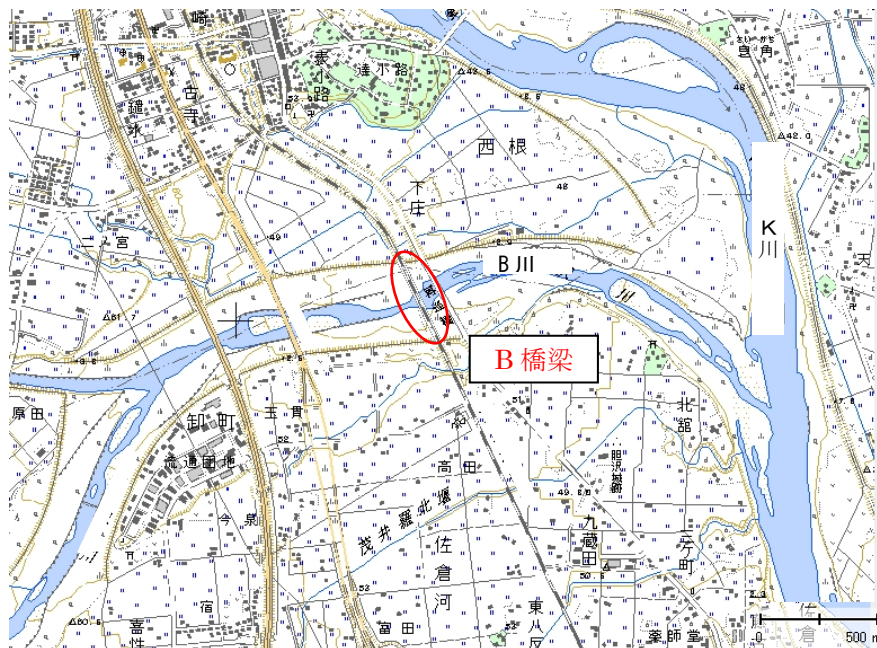
図 3.2.11 A 橋梁での河口閉塞の状況

(2) B 橋梁の例

1) 橋梁の概要

B 橋梁は、一級河川 K 川の支川 B 川に架かる（図 3.2.12）、全長 356m（支間長 8.2m@1 径間，支間長 19.2m@17 径間，支間長 9.8m@1 径間）の橋梁で，1955 年に建設された（図 3.2.13）。上部工は単線式の上路鈹桁であり，下部工は複線型の鉄筋コンクリート製，18 基ある橋脚はすべて井筒枠鉄筋コンクリート基礎（ケーソン基礎）である。

B 川は，全長約 45km，流域面積約 314km²の中規模な河川である。流域には発電用の小規模なダムを有する。



（国土地理院発行 1/25000 地形図より抜粋・加筆）

図 3.2.12 B 橋梁の位置平面図



図 3.2.13 B 橋梁の全景

2) 被害の状況³⁻⁶⁾

2000 年 4 月 24 日、B 橋梁第 8P において洗掘災害が発生した。軌道変位が発生したことから構造物を詳細に調査したところ、8P が上流側にやや傾斜しており、この結果、線路に最大で 28mm の通り変位が生じていることがわかった（図 3.2.14）。さらに、周辺河床の深淺測量を実施した結果、8P の上流側部分が水流により深く掘られていた。

3) 被災前の状況と被災の経緯³⁻⁶⁾

橋梁が建設された 1955 年頃は、B 川のみお筋は現在と同じ 8P にあったが、1988 年頃には約 60m 左岸側の 11P 付近に移動した。1988 年当時も洗掘により橋脚の根入れが減少したため、10～12P には護床工の設置や橋脚の補強が行われた。その後、約 10 年が経過して再びみお筋が 8P 付近に移動し（図 3.2.15）、建設時当時には 6m 以上あった 8P の根入れは、河床低下により約 4m まで減少していた。

このような基礎の根入れが減少した状況下において、雪解けによる増水が長時間続いたため、洗掘によって 8P の根入れが約 1m にまで減少（図 3.2.16）、橋脚が傾斜したものと考えられる。推定される当該橋脚周辺の流況と基礎周辺部の洗掘状況を以下に示す。

①河川に形成された砂州の影響により滞筋となる部分は、7、8、9P であった。

②1999 年度の冬季における上流側山地の降雪量は例年の約 2 倍と非常に多く、雪解け時期に例年になく暖かい日が続いたため、B 川は雪解け水によって長時間にわたり増水していた。

③災害発生時より数日前には、水位が 1.5m 程度上昇する出水があったが、このときの出水でも橋梁より上流方の砂州が完全に水没するような流れは生じておらず、この結果、増水による強い流れが生じる部分は、①で述べたとおり橋梁部では、7、8、9P 付近であった。

④上記の河川環境の下、長期間の増水に伴い橋脚周辺部の洗掘が徐々に進行して基礎が不安定化し橋脚が傾斜した。また、雪解けによる出水のためは河道内を流れる土砂は少なく、埋め戻しの効果が限定的であったと考えられる。

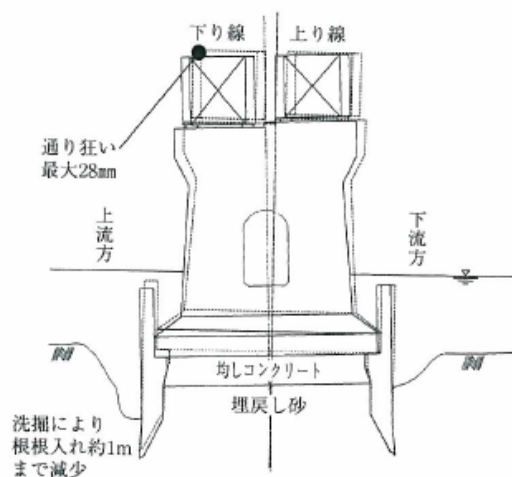


図 3.2.14 被災時の 8 号橋脚の状況³⁻⁶⁾

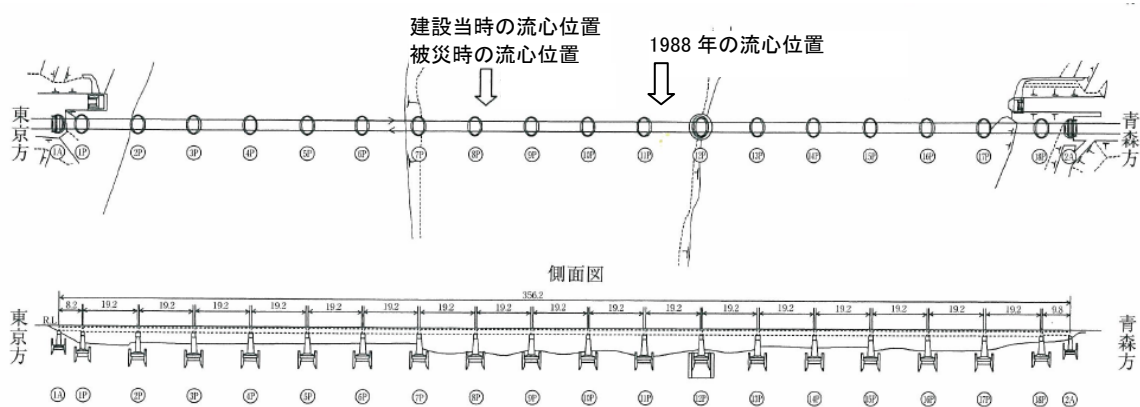


図 3.2.15 B 橋梁付近の河川流況の変化³⁻⁶⁾

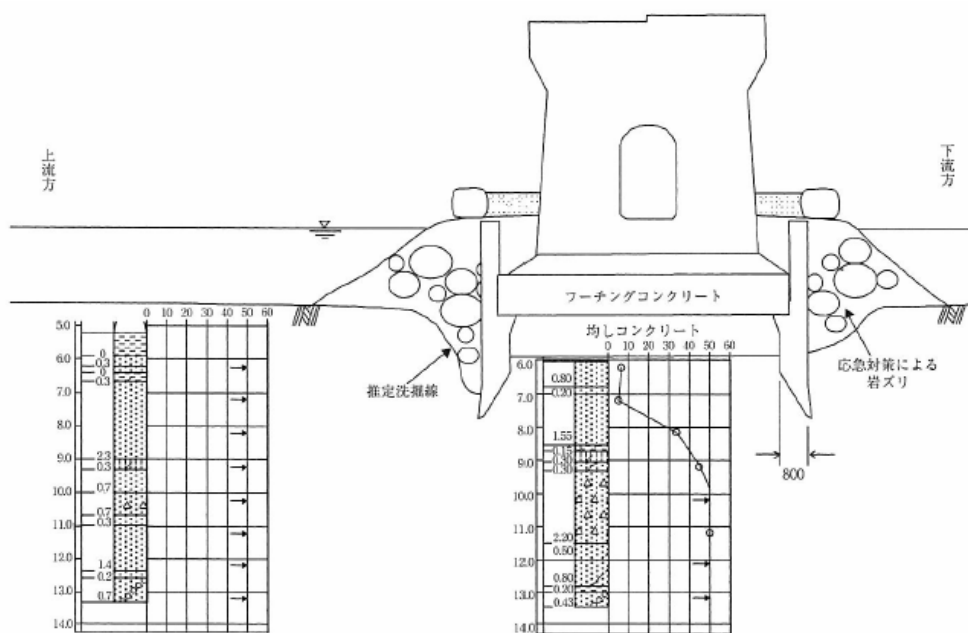


図 3.2.16 8P 周辺の地盤（調査結果）³⁻⁶⁾

(3) C 橋梁の例

1) 橋梁の概要

C 川は、一級河川 Y 川の支流である。当該橋梁付近ではほぼ西に向かって流れ、市街地の西方で C 橋梁と交差し、さらにそこから約 3km 下流で本流の Y 川と合流する（図 3.2.14）。

C 橋梁は、1914（大正 3）年に竣工し、上部工が単線式の上路鉸桁（15 連）で全長 128.8m、下部工は直接基礎および木杭基礎である。

当該橋梁付近の被災前の航空写真（図 3.2.15）によれば、C 橋梁の上流はやや川幅も広く、複断面として河道が整備され、高水敷は公園などに利用されている。一方、当該橋梁の下流側では、全般的に川幅も狭い。また、C 橋梁から約 300m 下流には、建設間もない道路橋が 2 橋あり、その上下流わずかの区間は、複断面河道としての道路橋建設時に作られたと思われる河川護岸が整備されている。橋梁上流の市街地部分における河道整備の状況に比べると、C 橋梁付近、およびその下流部においては未整備の状況にある。

当該橋梁周辺部の河床材料は砂礫であり、河川の土砂水理の面からみた蛇行の形態は、C 橋梁の上流側では単列蛇行の形態が基調となっており、砂州（砂礫堆）の形成もほぼこれに応じたものとなっている。一方、橋梁の下流方では蛇行モードが明瞭ではない。なお、上述した C 橋梁上下流の川幅の違いは、平均的な河床勾配の違いに起因するものと考えられる。

2) 被害の状況

C 橋梁の 11P が洗掘により傾斜転倒し軌道面が大きく沈下した（図 3.2.16、図 3.2.17）。被災時の降雨量は時雨量 3mm、連続雨量 61mm であり、降雨に伴う運転規制は発令されていなかった。また、桁下水位は 2.8m であり警戒水位 2.5m（徐行 1.7m、停止 1.0m）に達していなかった。

3) 被災前の状況と被災の経緯

C 橋梁付近では河川改修や河川整備によって環境が変化することにより河床が徐々に低下する傾向にあったため、橋脚基礎底面が河床より露出することを防ぐ目的で橋脚基礎周りにシートパイルを打設し根固めを行っていた。また、橋梁近傍の河床が低下するのを防ぐため橋梁の下流方にシートパイルを連続的に打設した落差工が施工されていた。なお、被災時には上流方と下流方で約 3m の落差が生じていた。また、落差工は兩岸へ完全に接続されておらず、落差工の不完全な箇所では段差をすりつけるために消波根固ブロックが層積みで敷設されていたが、噛み合わせ不良などの変状が発生していた。加えて、魚道改修時の仮締切り工により、被災した 11P が位置する右岸側へ向かう滞筋が助長された。以上のことから、不完全な落差工付近に河川水が集中して流下し、耐力が低下していた消波根固ブロックが流失したため橋梁付近の河床

が急激に低下したと考えられる。さらに、11Pのシートパイル根固め工は、経年の変状によりシートパイルの噛み合わせがずれが生じ、そこからシートパイル内部の土砂が吸出しを受け、橋脚が傾斜・転倒したものと考えられる。

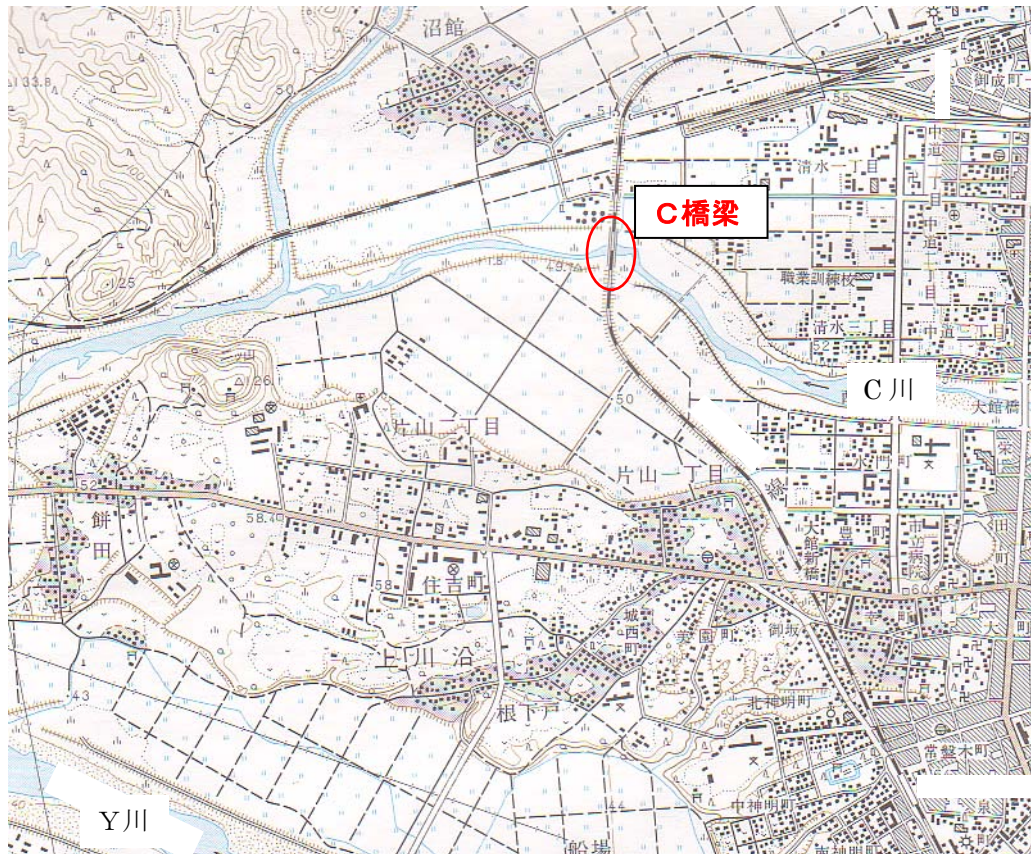


図 3.2.14 C 橋梁周辺の地形図（国土地理院発行 1/25000 地形図より抜粋）



図 3.2.15 C 橋梁周辺の航空写真

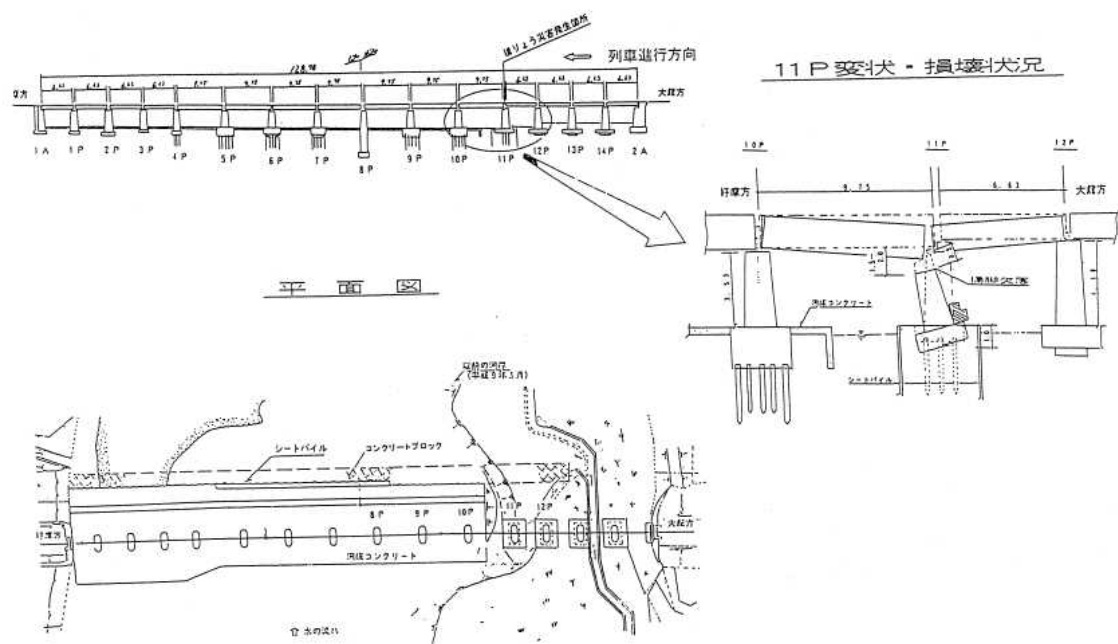


図 3.2.16 C 橋梁一般図



図 3.2.17 C 橋梁の被害状況

(4) D 橋梁の例

1) 橋梁の概要

D 沢は奥羽山脈の中央部の南陵付近に源を発し、南流して S 川に注ぐ川幅 5～10m の溪流であり、流路延長は約 3.3km と短く平均の河床勾配は 12% 程度である (図 3.2.18)。D 橋梁は上部工が単線形式の上路鉸桁 4 連で橋長 62m、下部工は直接基礎、D 沢の最下流部に位置し、橋梁付近においても河川縦断勾配は、9.8% と急峻である (図 3.2.19)。

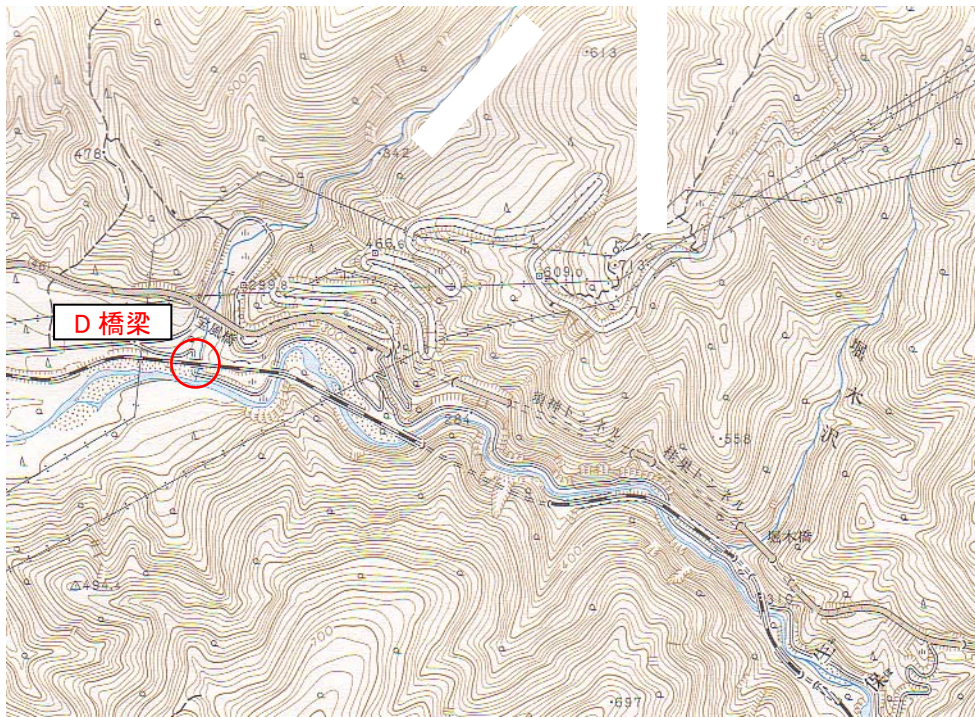
D 橋梁は、1991 年度および 1993 年度に河床の調査が行われており、建設時との比較では 0.7m 程度の河床低下が見られる。また、下流方 20m の地点にある道路橋では護岸壁の基礎底面が露出し、その下 0.6m の位置が河床となっており護岸壁が倒壊している状況であった。

2) 被害の状況³⁻⁷⁾

2P の基礎が約 1m 程度洗掘されフーチングが一部露出しているのが確認され (図 3.2.20)、列車抑止が行われた。その後の調査の結果、2P 上の軌道において山側 (線路右) へ 10mm の通り変位が確認されている。また、2P 上の 3 連目の桁及び 1P 上の 2 連目の桁 (いずれも可動端) に 2P の傾斜によるものと推定される 30mm の移動痕が見られた。なお、前日からの雨量は、最大時雨量 33mm、連続雨量 35mm であった。

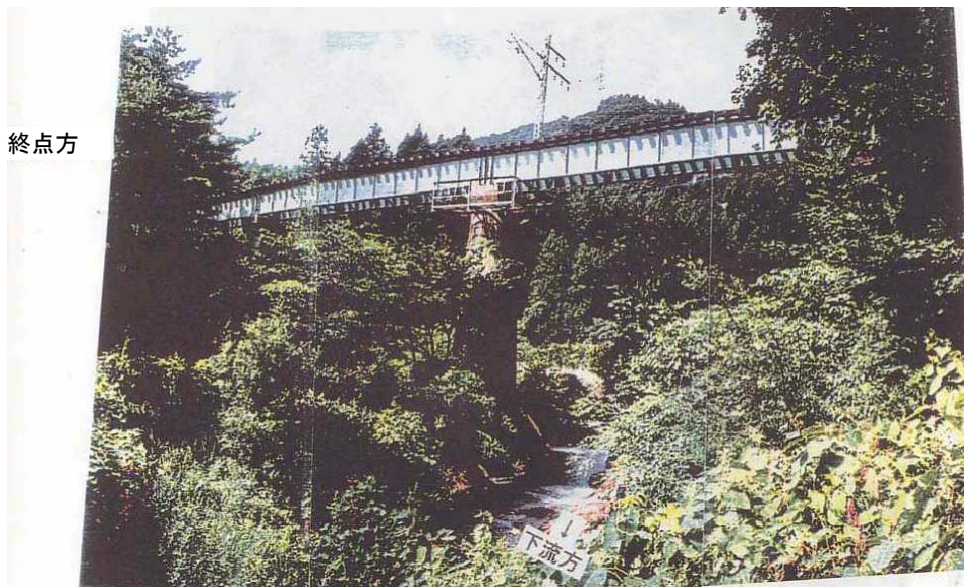
3) 被災前の状況と被災の経緯³⁻⁷⁾

災害後に実施された橋脚周辺のボーリング調査の結果、橋脚支持地盤は図 3.2.21 に示すとおり強風化流紋岩質凝灰岩であり、上層には河川堆積物のややゆるい粘土質砂礫層が確認された。また、2P 付近の岩盤は断層または破碎体となっていたため、土砂領域に近い岩盤状況となっており、流水に対する抵抗力が弱かったものと思われる。このことから、当該河川の本流の河床低下により、当該河川も建設時と比較して河床が低下しており、2P 周辺の砂礫層が侵食されたため被災したと考えられる。なお、D 橋梁の財産図には基礎部は岩着と記載されていたため、洗掘が生じないと判断し防護対策が見送られていたことが、被災に至った要因の一つと考えられる。



(国土地理院発行 1/25000 地形図より抜粋・加筆)

図 3.2.18 D 橋梁の位置平面図



終点方

図 3.2.19 D 橋梁全景

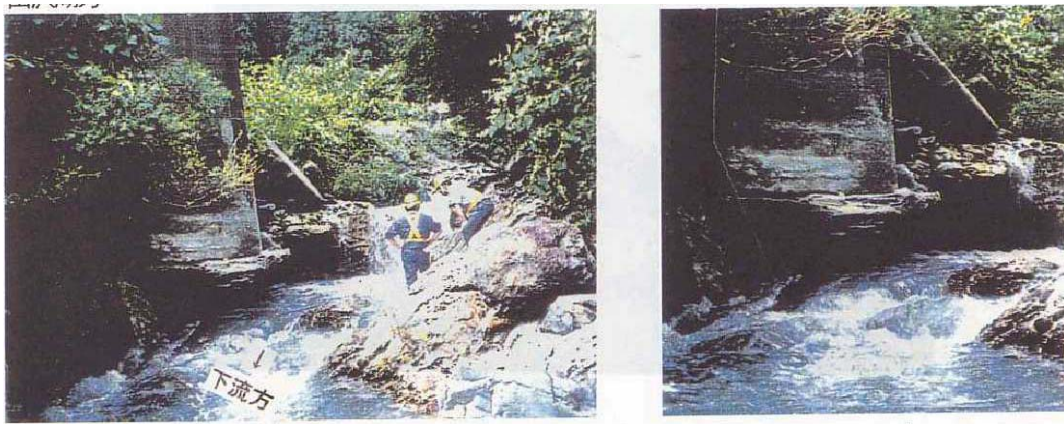
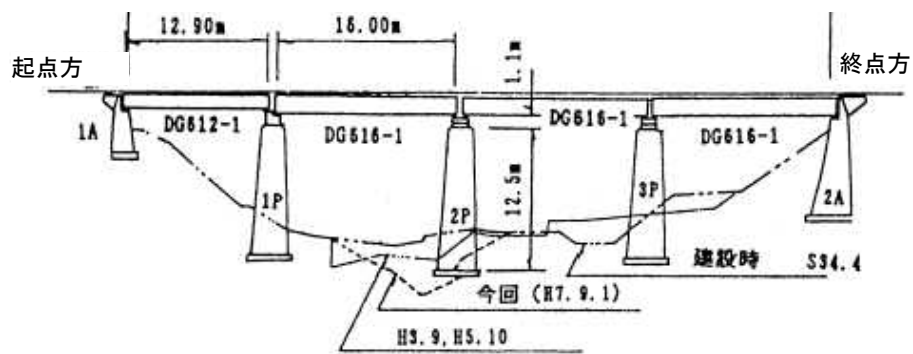
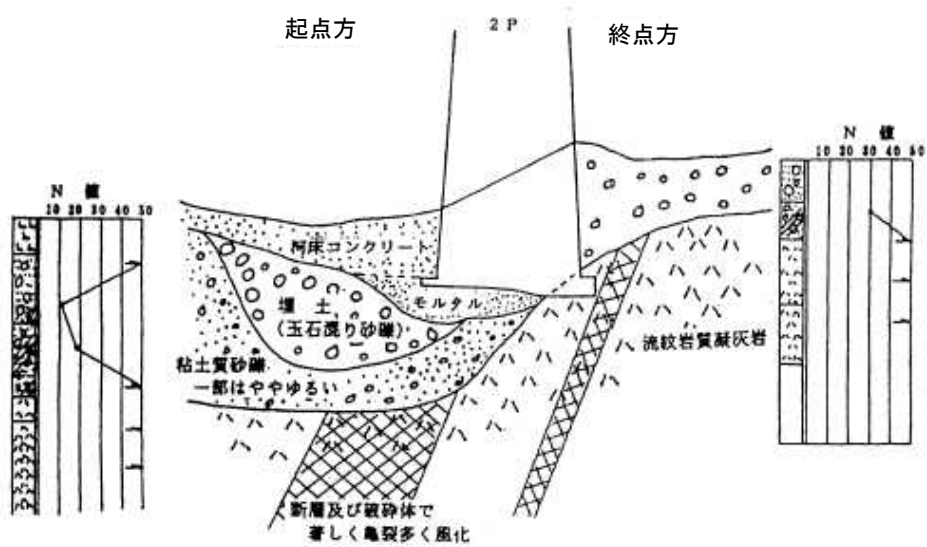


図 3.2.20 D 橋梁被災状況



a) 河床高さの変動図



b) 洗掘状況図 (側面)

図 3.2.21 D 橋梁の洗掘状況³⁻⁷⁾

(5) E 橋梁の例

1) 橋梁の概要

当該橋梁がかかる E 川は、その源を茨城県、福島県、栃木県との県境に位置し、八溝山脈と阿武隈山脈との間の狭長な山間部を流れて、いくつかの支流を合わせ太平洋に注いでいる。E 川流域は、茨城県、福島県および栃木県の三県にまたがり、その流域面積は約 1,490km²、流路延長は 527km（幹川 124km、支川 403km）におよぶ一級水系である。

E 橋梁は上部工上路鈹桁 3 連、下部工は直接基礎で、E 川本流の山間地に位置し、平水位では橋梁基礎部が流路外の岩盤上にあり、河川と並行に構築された橋梁である。

(図 3.2.22)

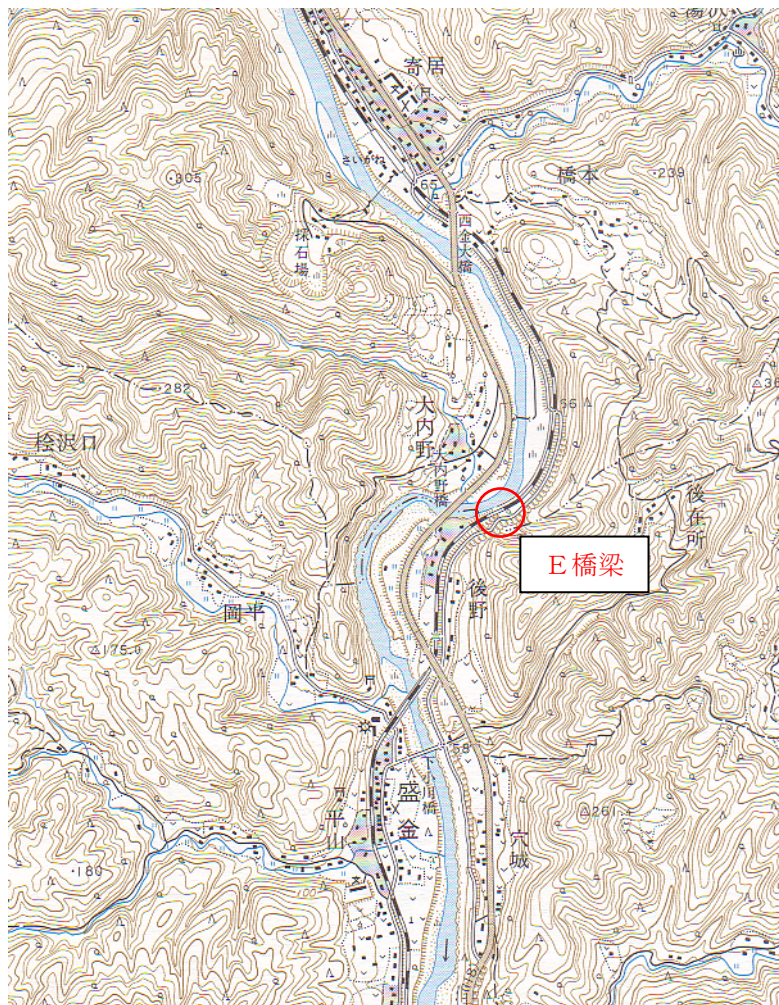
2) 被害の状況³⁻⁸⁾

熱帯性低気圧の上陸により、連続雨量 200mm、時雨量が 40mm に達していた。E 橋梁の 1P、2P 間の表土が E 川の増水により一部流出していることが判明した。その後、E 川はさらに増水し、運転規制（徐行 25km/h）により警備を行っていたところ、2P 基礎部の岩盤が濁流に流されているのが発見され、運転停止の手配がとられた。E 川の減水を待って、2 日後に実施された調査の結果、2P 基礎が洗掘され底部まで露出しているのが確認された。(図 3.2.23)

3) 被災前の状況と被災の経緯³⁻⁸⁾

災害後に実施された橋脚周辺地盤のボーリング調査の結果、橋脚支持地盤は層理の発達した花崗斑岩と粘板岩からなっており、今回流出した岩盤は比較的表層部にある風化された節理の多い脆い粘板岩であることがわかった。

岩盤上に構築された橋梁に洗掘災害は発生しないと考えられていたが、表層部にある岩盤は長年の風化作用によって脆くなり細片化していた。また、橋梁付近で河川が大きく湾曲しており、増水時には橋梁付近が水衝部となっていたため、脆弱化した基礎部の岩盤が洗掘を受けたと考えられる。



(国土地理院発行 1/25000 地形図より抜粋・加筆)

図 3.2.22 E 橋梁周辺の地形図

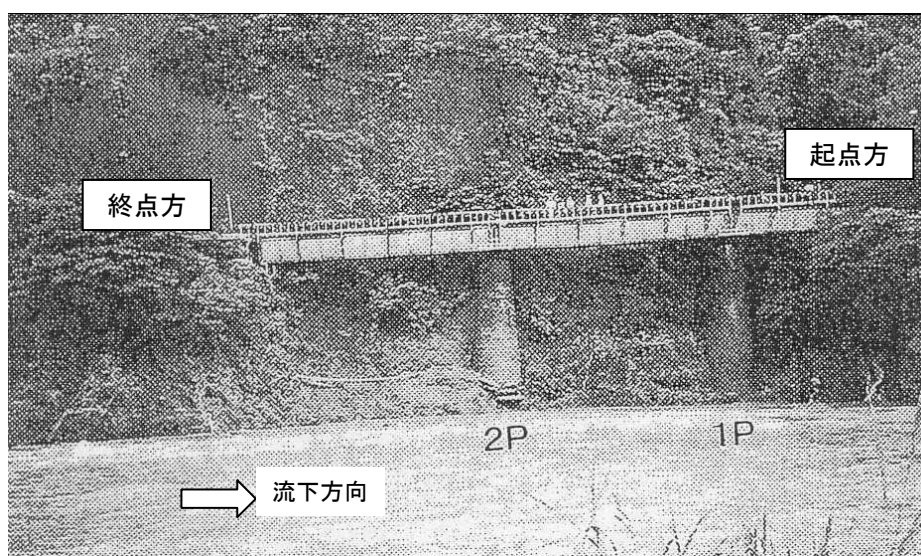


図 3.2.23 E 橋梁の被災状況³⁻⁸⁾

(6) F 橋梁の例

1) 橋梁の概要

F 川は福井県と岐阜県の県境付近を源流とする K 川の左支川であり、盆地を流下する流路延長約 45.5km の河川である (図 3.2.24)。

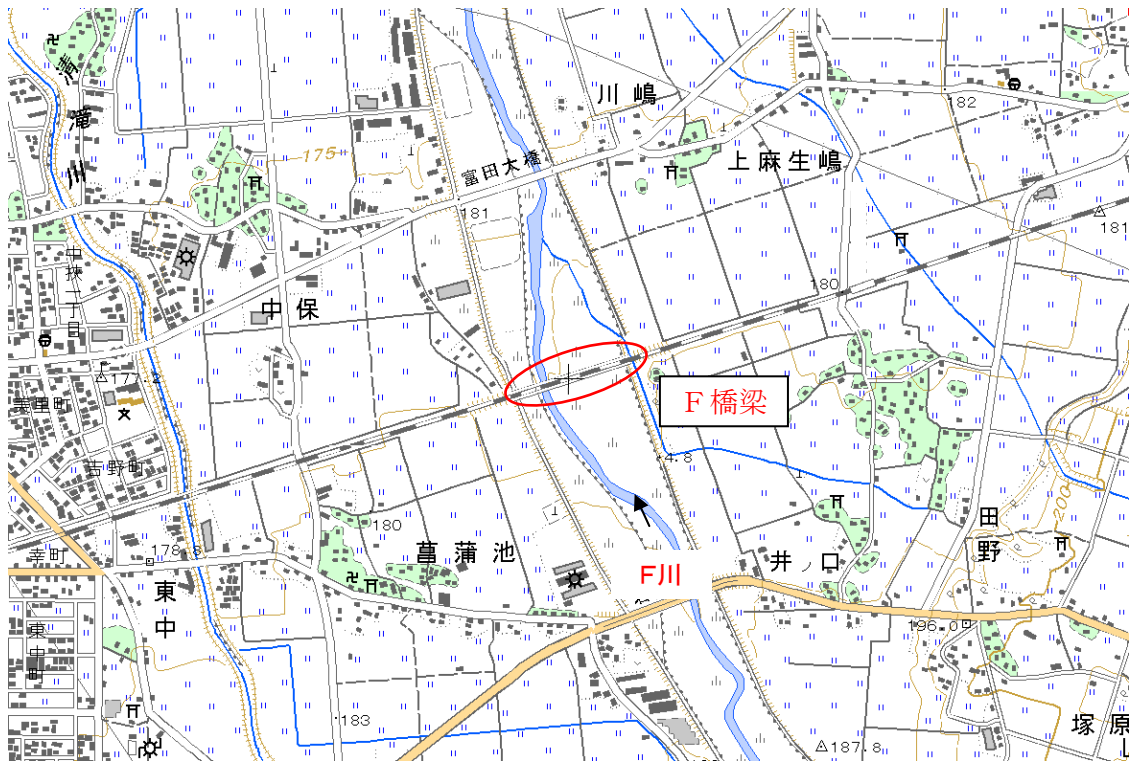
F 橋梁は橋梁長約 340.6m (支間長 10.4m@1 径間, 19.8m@15 径間, 16.6m@2 径間) であり、上部工は上路鉸桁である (図 3.2.25, 図 3.2.26)。4P の下部工は、1 柱式のコンクリート橋脚で、基礎は井筒基礎形式となっている。また、5P の下部工は 4P と同様に 1 柱式のコンクリート橋脚で、基礎は井筒基礎形式であるが、1966 年に長さ 5m の古レール (50N レール) を 60cm 間隔で井筒基礎の周囲に 28 本打設して根固め工が施工されている。また、1989 年にはくさび型根固め工の上部に新たな平面型根固めブロックの施工が行われている。さらに、橋梁の下流方には、落差工として六面型の根固めブロックが敷設されている。なお当該橋梁は、1965 年 9 月の豪雨で 9P が洗掘を受けて傾斜し、補強が行われた被災歴を有している。

2) 被害の状況

上流にあるダムでの放流により F 川の河川水位が平常時よりも 2.5～2.8m 上昇し、河岸の侵食崩壊が発生した (図 3.2.27)。当該橋梁では、4P において河岸侵食ならびに局所洗掘により井筒基礎が 4.3m 程度露出し、根入れ深さは 0.7m 程度まで低下した (図 3.2.28)。また、5P は井筒基礎の下面付近まで洗掘を受け、根固め工は浮いているもののレール杭 (28 本) で支持されている状況にあった (図 3.2.29)。なお、この被害による橋脚の傾斜や沈下等の変状は見られない。

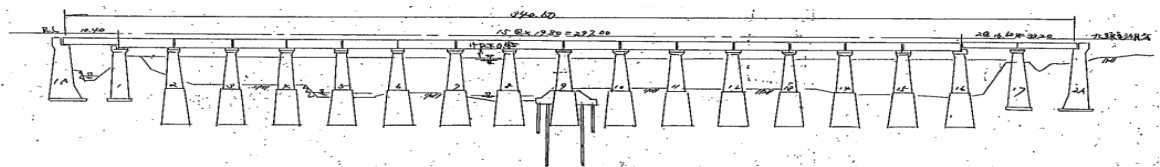
3) 被災前の状況と被災の経緯

F 橋梁の 5P 周りから 8P 周りの間には平面型根固めブロックが敷設されている。一方、根固めブロックが敷設されていない左岸側の低水護岸と 5P 根固めの端部との間では、河床が経年とともに低下していたと考えられる。上流のダムの放水に伴い、橋梁下流方に敷設されていたブロック群において下流端部でブロックの噛み合わせが緩んでいたものが流失することで、群体として敷設されていたブロックの流失が徐々に進行していたと考えられる。このブロック群の流失に伴い河床が低下したため、左岸側の低水護岸の基礎が露出して護岸が流失したことをきっかけに、低水護岸背面の高水敷に位置していた 4P 周りが侵食を受け、5P との間の低下していた河床部分と合わせてさらに流れが集中したと考えられる。橋梁の上流方と下流方では約 3m の河床高の差があり、この高低差にすりつくように橋梁付近および上流方の河床が急激に低下し、それに引きずられるように 5P まわりの根固めブロックの一部が傾倒・沈下した。5P 周りの根固めブロックは推定流速 4.2m/s に対しては安定性を有していたが、傾倒・沈下によって多大な流水力を受けることとなり、結果として、この根固めブロックも流失し洗掘が進行した事で基礎の露出に至ったと考えられる (図 3.2.30)。



(国土地理院：地図閲覧サービスより転載)

図 3.2.24 F 橋梁の位置平面図



(「洗掘による橋脚・橋台の変状事例」より抜粋)

図 3.2.25 F 橋梁全体略図



図 3.2.26 F 橋梁全景



図 3.2.27 F 橋梁の被災状況



図 3.2.28 F 橋梁 4P の被災状況



図 3.2.29 F 橋梁 5P の被災状況

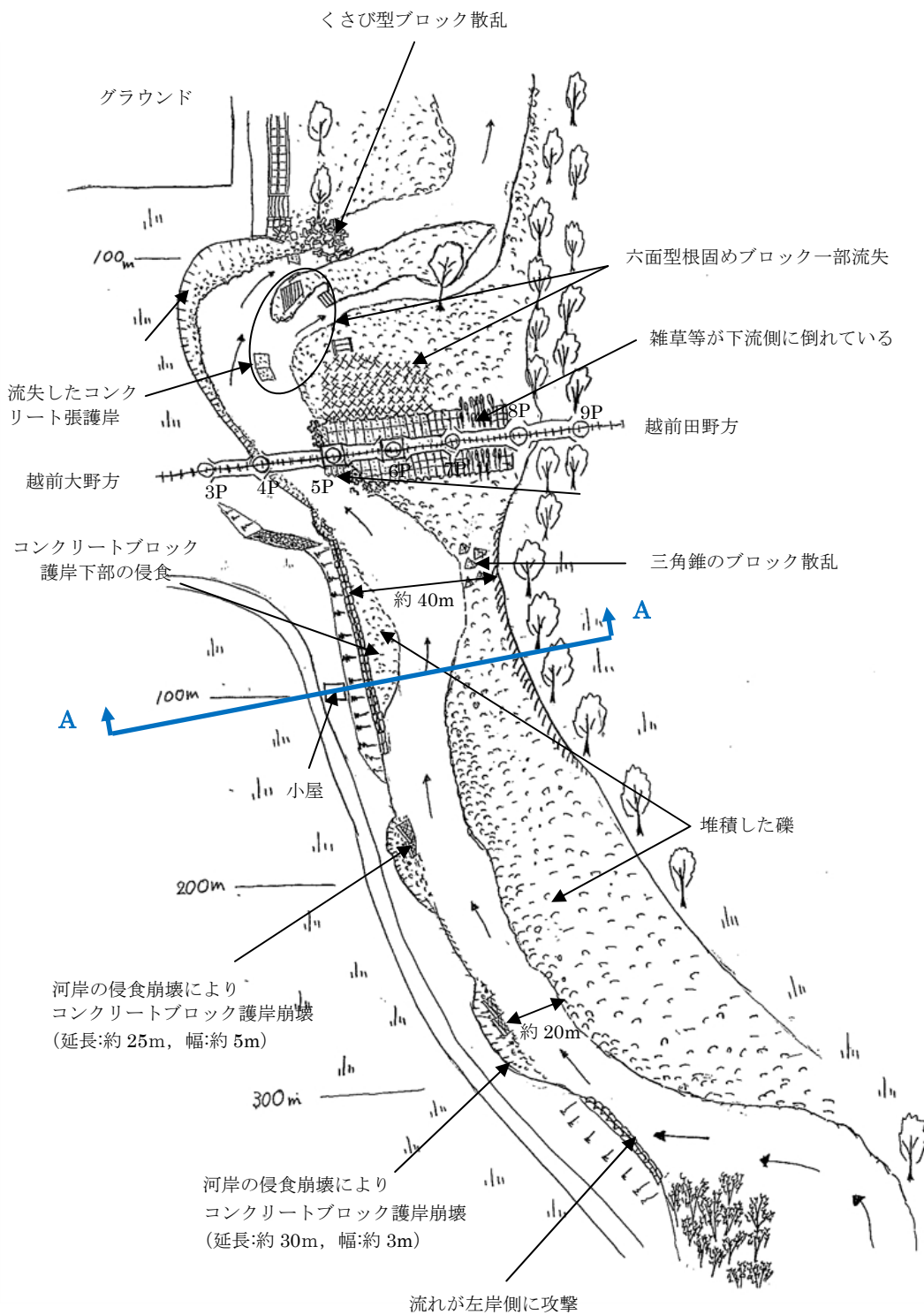


図 3.2.30 被災直後のF橋梁周辺状況のスケッチ

(7) G 橋梁の例

1) 橋梁の概要

G 橋梁は、G 川（流路長 8.5km、流域面積 24.5km²の二級河川）の河口から約 150m の位置に架橋された全長約 40m（支間長 12.9m@3 径間）の橋梁である。上部工は上路鉸桁であり、下部工の橋脚基礎は松丸太による杭基礎形式である。なお、当該橋梁周辺は、潮汐により水位が変動するいわゆる「感潮域」である（図 3.2.31、図 3.2.32）。

2) 被害の状況

当該橋梁風 12 号に伴う豪雨により、河川が増水し、氾濫や河岸の侵食崩壊が発生した。また、当該橋梁では、2P および 2 連目と 3 連目の桁が流失するとともに、2A の背面地盤が流失した。また、2A の前面に施工されていた鋼矢板護岸工も流失している。なお、追加調査により、2P が位置していた河床部にはフーチングが存在していることが分かった（図 3.2.30）。



（国土地理院地図閲覧サービスより転載）

図 3.2.31 G 橋梁の位置平面図

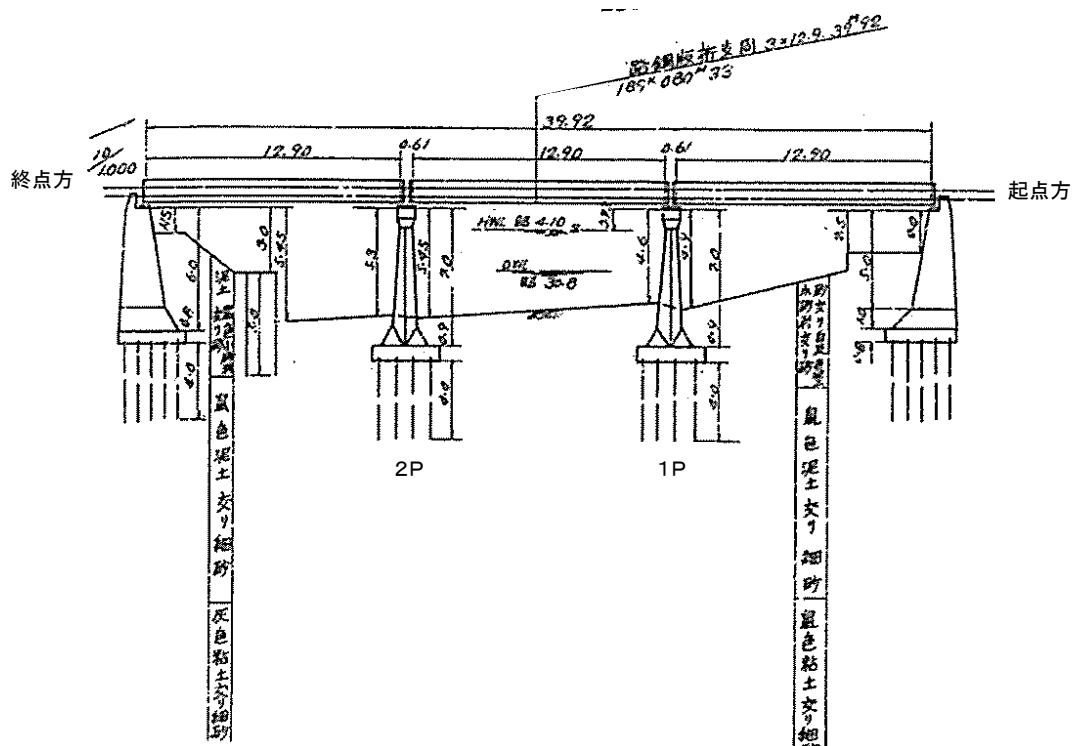


図 3.2.32 G 橋梁一般図



図 3.2.33 G 橋梁全景（上流方より望む）

3) 被災前の状況と被災の経緯

橋梁前後の護岸の被災状況、および上流方、下流方に敷設されていた根固めブロックの流失や不陸・沈下等の変状の状態から、記録的な豪雨による計画高水流量をはるかに超える規模の増水に伴い、河床低下および河岸の侵食と、橋脚・橋台周辺河床で

の洗掘が発生したと考えられる。特に、河川の湾曲の外側に位置する影響により 2P および 2A 付近は、1A や 1P よりも深くまで洗掘を受けたと考えられる。また、2P では、洗掘深の推定式からフーチング下面付近まで洗掘を受けた可能性があるものの、増水時に橋脚（2 柱式の間）に溜まった流下物により想定以上の流体力が橋脚に作用したために躯体が折損、倒壊したと考えられる（図 3.2.34）。

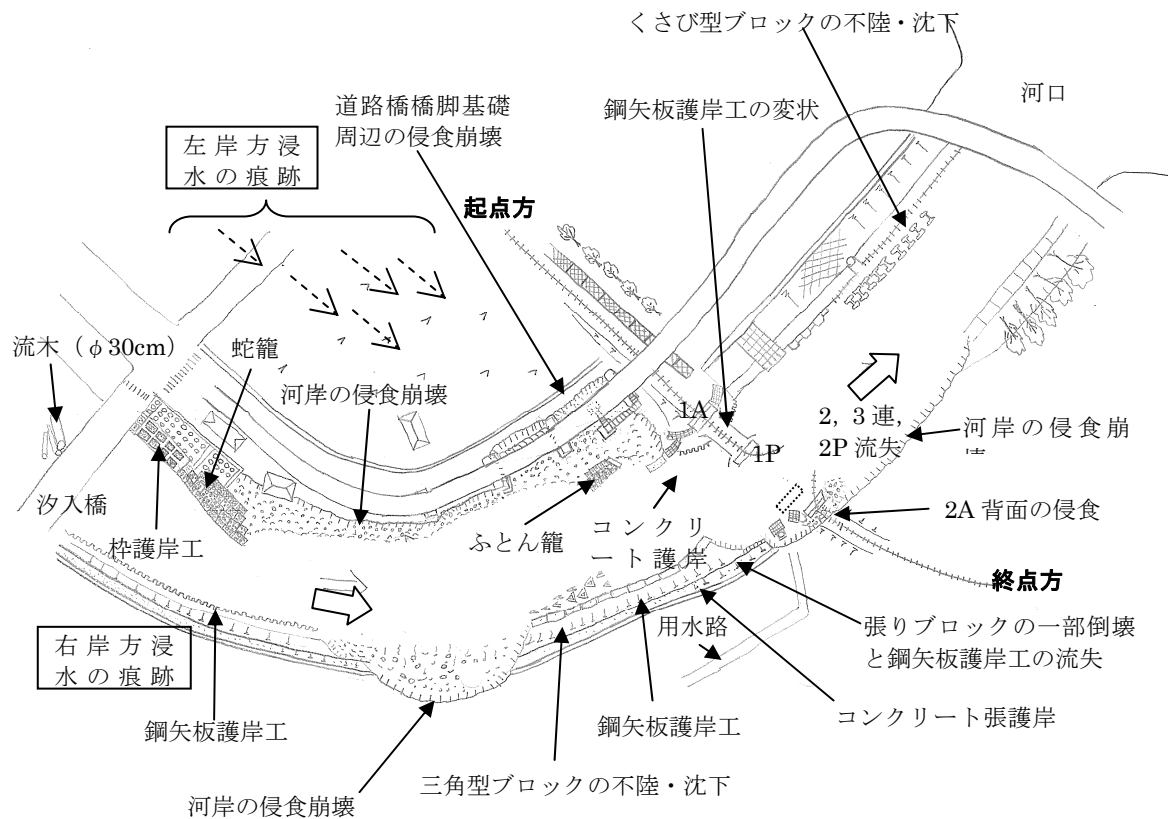


図 3.2.34 周辺状況スケッチ

(8) H橋梁の例

1) 橋梁の概要

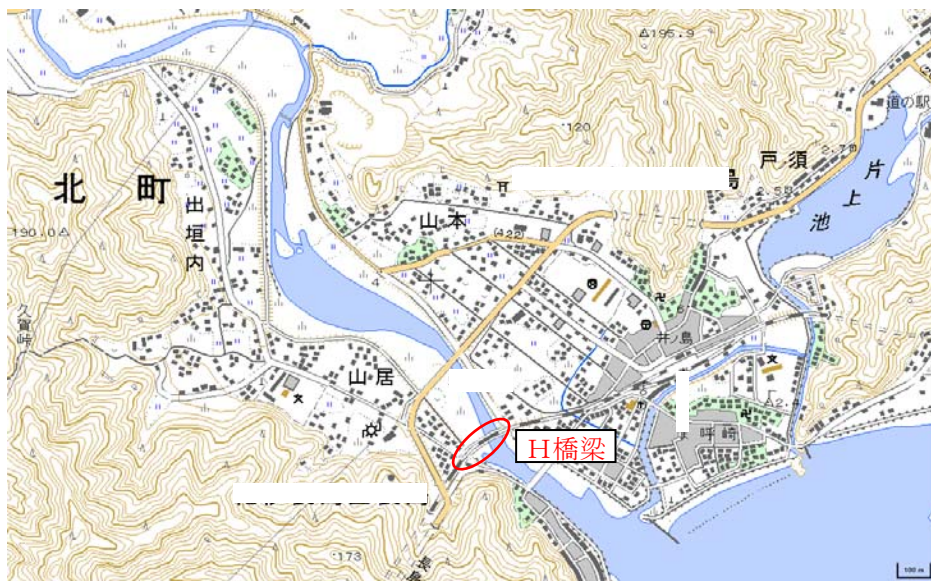
H川は三重県南部に位置する流路長約 11 km の 2 級河川である (図 3.2.35)。H 橋梁は H 川の河口付近に 1932 年に建設された。桁の構造は、1～6 連目、8～10 連目が上路鉸桁、7 連目は下路鉸桁である。7 連目の下路鉸桁は、1986 年に架け替えられた。橋脚は 1～5・8・9P がコンクリート造、6・7P が 7 連目の桁の架け替えに併せて鉄筋コンクリート造となっている。基礎形式は、1A および 2～5P までは直接基礎形式であり、6～9P および 2A は杭基礎形式である (図 3.2.36)。

(2) 被害の状況³⁻⁸⁾

被害発生時、橋梁近傍の自治体には降雨による避難勧告が発令されていた。列車もこの雨による運転規制により運行していなかった。左岸に近い 1P が下流方に倒壊した。しかし、1 連目と 2 連目の桁は流失を免れた (図 3.2.37, 図 3.2.38)。当日の河川水位は正午頃にピークを迎え、橋脚流失時の 13 時～14 時には低下傾向であった。当時の河川水位については桁の下フランジ上部まで流木等が残留していたことから、桁付近まで達していたものと推定される。

(3) 被災前の状況と被災の経緯

左岸側の河岸は、橋梁直近まで護岸工が整備されており、橋梁付近では未整備であった (図 3.2.39)。そのため、橋梁付近で河川断面が変化し、増水時に河岸付近で複雑な流況となったことが要因として考えられる。また、被災した橋脚の基礎底面は他の橋脚に比べ浅い位置にあったことも原因のひとつと考えられる (図 3.2.36 参照)。



(国土地理院地図閲覧サービスより転載)

図 3.2.35 H橋梁の位置平面図

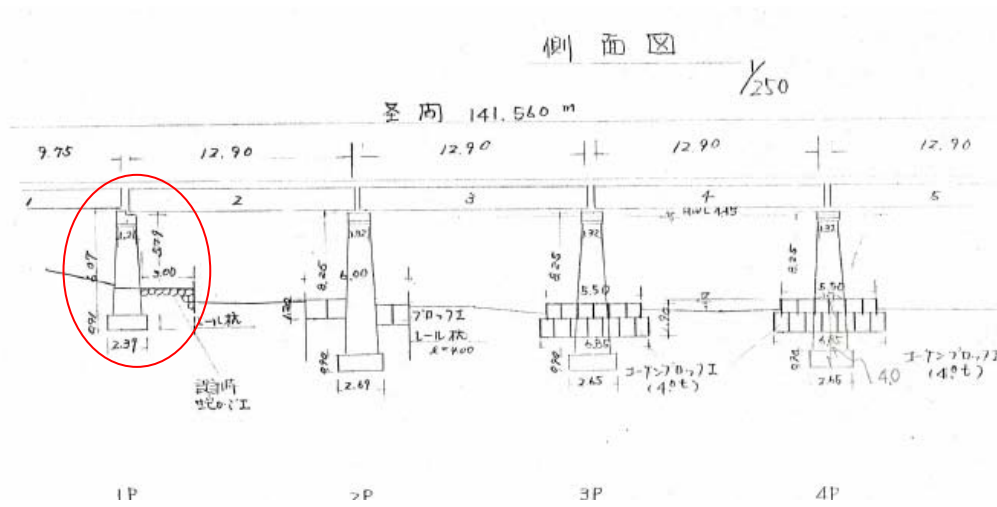


図 3.2.36 H橋梁一般図



(朝日新聞より)

図 3.2.37 H橋梁 1P の倒壊状況



図 3.2.38 H橋梁の被災時の流況



図 3.2.39 H橋梁被災状況

(9) I 橋梁の例

1) 橋梁の概要

I 橋梁は、全長 71.180m の支間長 9.14m@7 径間の橋梁であり、上部工は上路鉸桁である（図 3.2.40）。下部構造物は、直接基礎で支持された橋脚 6 基からなり、3P から 6P は袴工が施工されている。なお、建設当時は、1P と 2P は高水敷に位置し、土被りがあったため、袴工の施工がなされていなかった。



（国土地理院地図閲覧サービスより転載・加筆）

図 3.2.40 I 橋梁の位置平面図

2) 被害の状況

I 橋梁は河川とほぼ直角に架設された橋梁であり、今回の災害により 2P が沈下、傾斜している（図 3.2.41, 図 3.2.42）。2P の沈下量は簡易計測の結果、鉛直方向に 300mm 程度、傾斜量は上流方に $2\sim 3^\circ$ 、終点方に $3\sim 4^\circ$ である。

河床高は、傾斜、沈下した 2P を含む他の全ての橋脚付近においてほぼ同じ高さを呈しており、横断方向にほぼフラットな形態となっている。河床材料は $\phi 10\sim 50\text{cm}$ 程度の円礫が河床全体を覆っており、現地を確認した限りでは礫下層には砂や粘土などの堆積は認められなかった。



図 3. 2. 41 被災した橋脚の状況

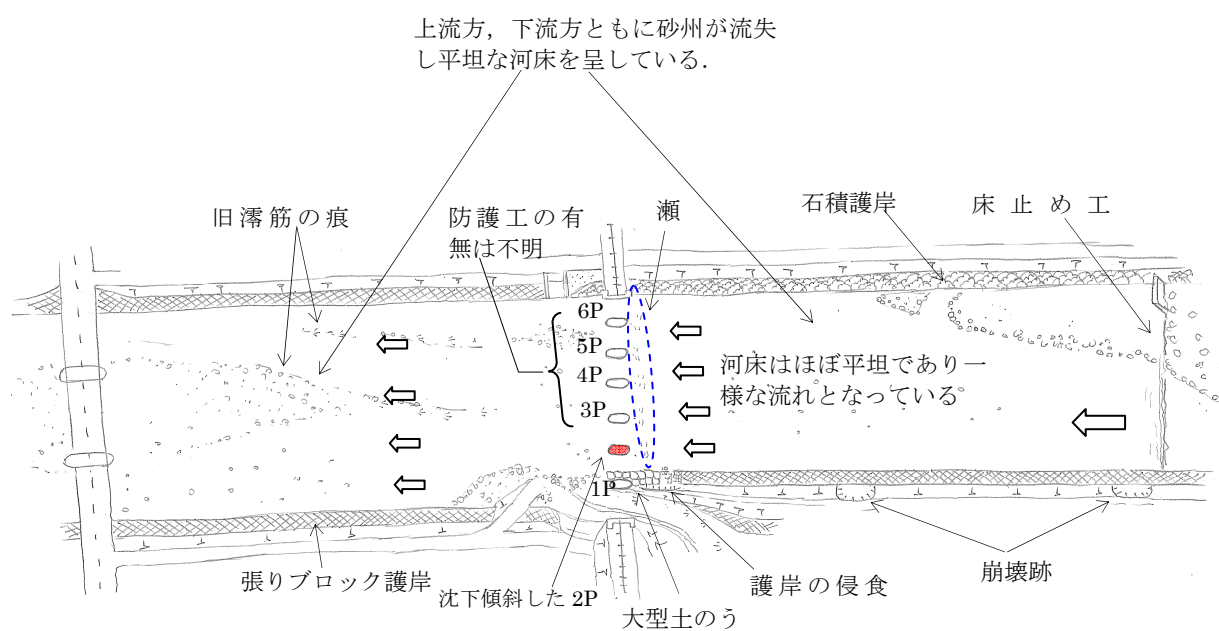


図 3. 2. 42 I 川桥梁周辺概況

3) 被災前の状況と被災の経緯

資料によれば、被災前の滞筋は 3P～5P の間にあり、1A～2P 周辺および 2A 全面には砂州が発達していたとみられる。図 3. 2. 43 から同様に固定した砂州の状況が伺える。また、検査記録によれば当該橋梁では 1965 年頃から洗掘による不安定化のおそれが指摘されており、1970 年以前に 3P～6P に対して袴工が、1970 年には 3P～4P 間に場所打ちの十字ブロックが施工されている。さらに、1973～1974 年には、3P および 4P の袴工の基礎周辺に帯工が、4P～6P の間には張コンクリート工が施工されている。今回被災した 2P は、他の橋脚と比較して躯体の長さが短く、また洗掘に対する防護も実施されていなかったが、これは、建設当時より左岸側に固定化した砂州が発達していたため、短い躯体でも十分な根入れ深さが確保できると考えたためと推測される。

現地調査時点では、上述の砂州の部分は当該橋梁の上下流方にわたり全て流出しており、一様にほぼ平坦な河床断面を呈していた。1A 前面の盛土部およびその上下流方の護岸も、砂州の流失に伴い侵食されたものと考えられる。

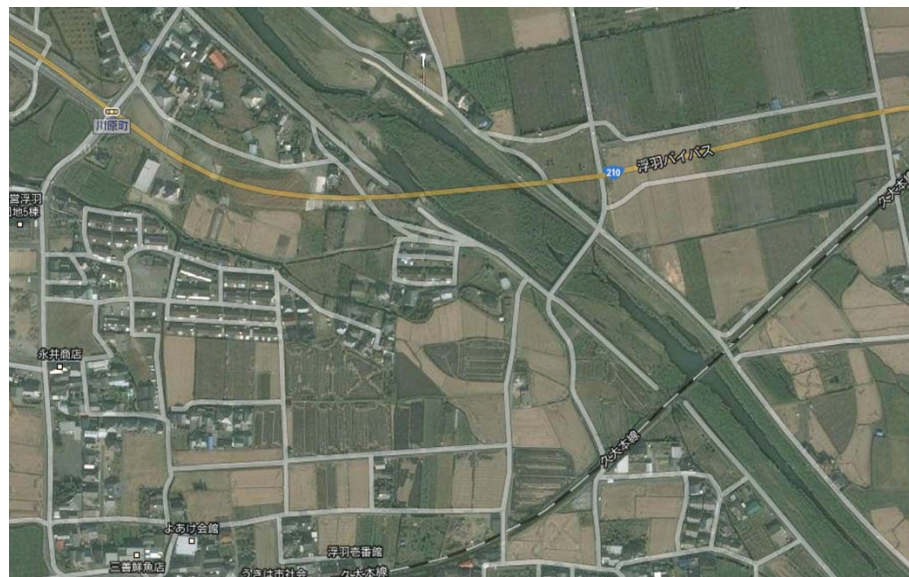


図 3. 2. 43 被災前の砂州の発達状況

(10) J 橋梁の例

1) 橋梁の概要

J 橋梁は、上部工が I ビーム形式で支間長は約 5m、8 径間の単線橋梁であり、軌間はナローゲージと呼ばれる 762mm である。下部工は、コンクリートブロックと石造であり、基礎は木杭形式となっている。当該橋梁が架かる河川は 2 級河川の左支川にあたり、平野部を緩やかに蛇行して流れている（図 3.2.44）。現地調査の結果、本橋梁の河積阻害率（橋脚幅が流路幅に占める割合）は約 12.6%である。

(2) 被害の状況

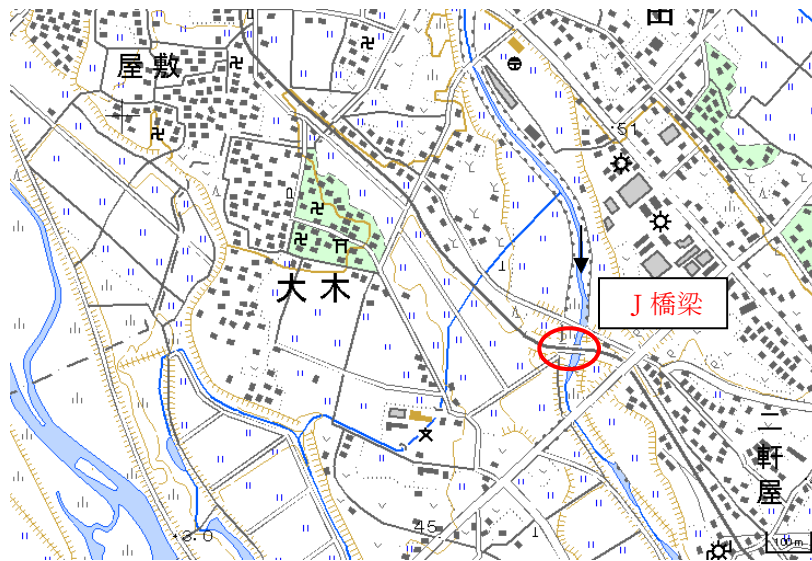
6P 基礎部は洗掘を受けている。6P は基礎下部が下流側に移動しており、橋脚基礎部ではなく桁座部分を中心に回転とするように橋脚全体が沈下・傾斜している（図 3.2.45）。また、上部工の線路の状況から、橋脚は上流側が最大約 50cm 程度、下流側で約 20cm 程度沈下している。被災時には、通過した 4 両編成の下り列車が脱線している。また、5P は傾斜や沈下といった顕著な変状は見られないものの、躯体の目地に開口が見られた。さらに基礎周辺は洗掘を受け、古い根固めブロック工（施工時期不明）が変状した。

3) 被災前の状況と被災の経緯

被災前の流心は 3P～5P 付近であり、6P 周辺は高水敷が形成していた（図 3.2.46）。流路は数mしかなく、河道内を蛇行しながら流下していた。なお、橋梁の上流方では右岸側に滞りが寄っていた。また、橋梁の直下流に帯工があるため、河床勾配が緩くなり、砂州が付きやすい環境にあったと思われる。

被災後の現地調査したところ、1P から 4P 付近にかけて比較的厚い砂州が形成されていることと、橋脚より下流側の河川が右岸側から左岸側へ滞筋の方向を変化させていることから、被災時の流心は 4P～6P の間にあったものと考えられる。また、各橋脚には流下物が堆積している状況が確認できるが、5P に最も多くの流下物が付着している（図 3.2.47）。

このことから、橋梁上流右岸側が増水に伴う流水力の影響によって河岸侵食し滞筋が右岸に寄ったため、増水前には高水敷きにあった 6P の周辺に流水が集中し、6P の基礎部が洗掘を受け、支持力が低下したところに列車荷重の作用を受け最終的に沈下・傾斜に至った可能性が考えられる。



(国土地理院地図閲覧サービスより転載・加筆)

図 3.2.44 J 橋梁の位置平面図



図 3.2.45 被災時の橋梁全景図（上流側より）



図 3.2.46 被災前の橋梁全景図（上流側より）

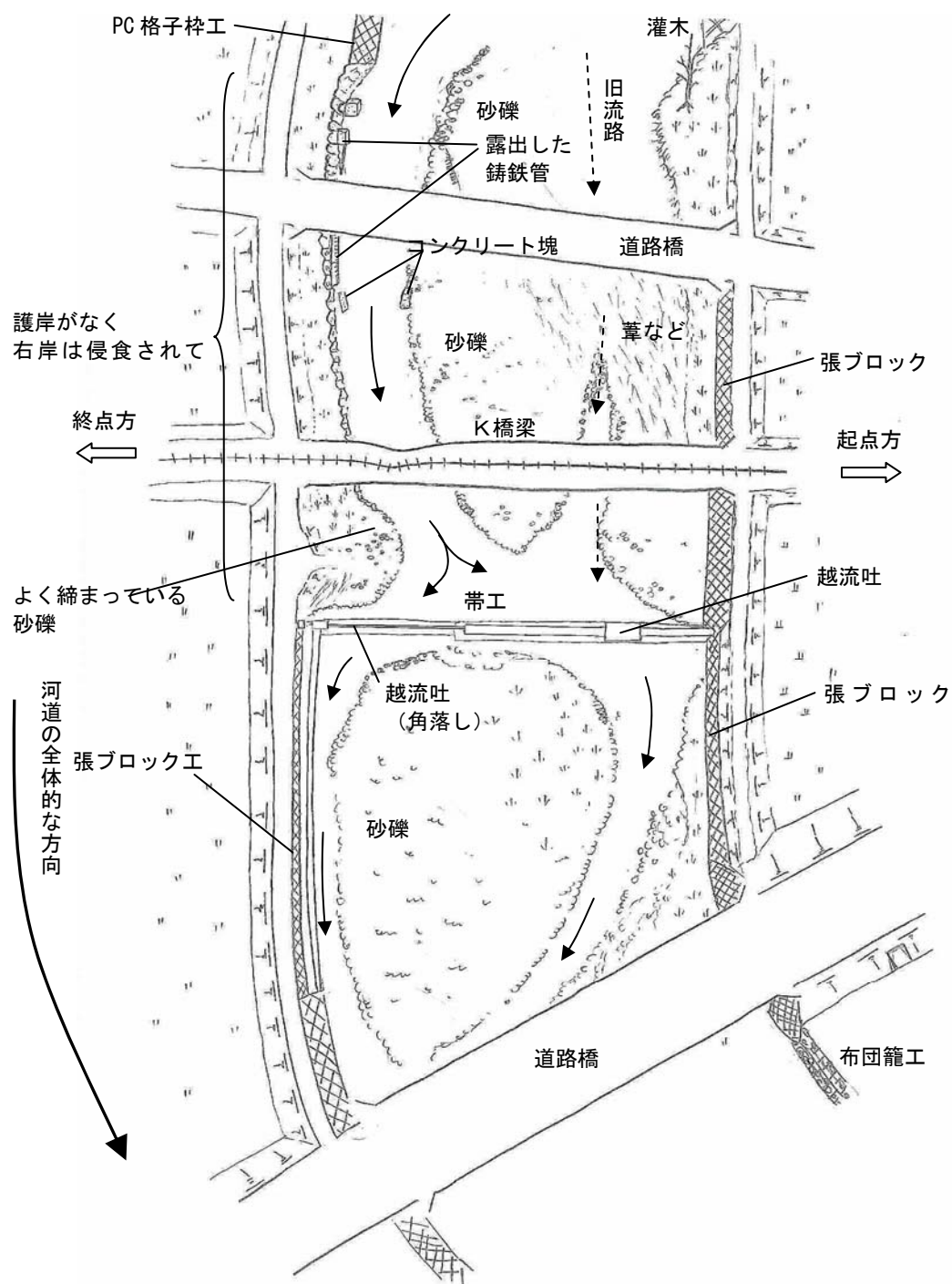


図 3.2.47 周辺状況概略図

3.2.4 被災事例に基づく洗掘要因の抽出と分類

前節までに述べた過去の災害事例の要因に着目すると以下のようにまとめられる。

- ①施工当時に健全だった基礎部の地盤が経年により変化する場合洗掘の被害を受ける可能性がある（D 橋梁，E 橋梁）。特に，鉄道では 100 年以上供用されている構造物も珍しくなく，施工当時は直接基礎形式に適した岩盤と判断されていた基礎地盤でも風化等により脆弱化する（A 橋梁）可能性もある。
- ②長年固定していた砂州上の橋梁（A 橋梁，I 橋梁，J 橋梁）や安定していた高水敷上の橋脚（F 橋梁，H 橋梁）で躯体長が流路内のものよりも短い橋梁。河川の地形的条件から，施工当時には増水による洗掘の影響を考慮していなかった橋脚は注意が必要である。
- ③河川改修等により河床勾配の急勾配化や河道狭窄が生じて橋梁付近の流速が増加している場合には洗掘の被害を受ける可能性がある（C 橋梁や H 橋梁）。運転規制設定の契機となった 1968 年の富良野線第一富良野川橋梁の被災事例は急勾配化による流速の増加でありものである。
- ④人工構造物により橋梁前後の流況が急激に変化する場合には洗掘の被害を受ける可能性がある。支川と幹川との合流部，落差工による流況の急変部（C 橋梁，F 橋梁）やダム放水などがこれにあたる。また，シートパイル基礎や根固めブロック等が洪水によって流失した状態のままにある箇所は，敷設位置よりも上流方の河床が急激に低下している恐れがある。
- ⑤被災した下部工の基礎種別は直接基礎形式（木杭基礎を含む）が 8 割である。また，B 橋梁の事例のように井筒枠ケーソン基礎でも躯体長が短い場合には洗掘の被害を受ける可能性がある。

上記の①は河床などの地盤の地質に起因するもの②，③，④は橋脚の流路内の位置や川幅，河床勾配など河川工学的，水理学的な条件に起因するもの，⑤は橋脚の基礎形式に起因するもの，と捉えることができる。したがって，洗掘の危険性がある橋脚の抽出にあたっては，これらに要因に着目した分析が必要と考えられる。

3. 3 洗掘被災危険性評価のためのデータ収集とアイテムの整理

3.3.1 洗掘に影響を及ぼす各種パラメータ

前項に示したように、橋脚周りの洗掘に影響を及ぼす要因として、①河川の地形地質的な性状、②河川工学的、水理学的な性状、③洗掘と鉄道橋脚の構造条件が考えられる。

①は、河川を比較的大きなスケールで捉えたものであり、河川の構造を特徴づけるパラメータである。②は、比較的中規模なスケールを対象としており、水深や河川の粗度といった河道の状態を表すパラメータとともに、水位や流速といった河川流の運動を規定するパラメータである。③は河川の流れと鉄道構造物との相互作用によって生じる微視的な流れの変動に関連するパラメータである。

本研究では、統計解析に基づいて被災危険性を評価する手法を見出すに当たり、上述の①～③ごとに、解析に用いるパラメータを以下に示すように選定した。

(1) 河川の地形地質的な性状に関するパラメータ

河川の地形地質的な性状に関するパラメータとして、流域面積 A 、河床勾配 I 、川幅 B 、河道の曲率 $1/r$ 、河道の交角 θ 、曲率半径川幅比 rB 、流域の侵食速度 E_v が挙げられる。

これらのパラメータのうち、流域面積 A は河川の基底流量や最大流量を規定するものである。ここで、図 3.3.1 に鉄道橋梁が横断する場所における川幅 B と流域面積 A との関係を示す。図から両者の間にある程度の比例関係がみられることから、本解析では、流域面積 A は川幅 B で代表させて検討時に考慮している。また、河床勾配 I については、河床縦断方向の複数の河川断面位置において平均的な河床位置を求めた上で、橋梁近傍における勾配を求める必要がある。そのためには河川内における測量作業が必要となるが、多数の土木構造物を維持管理している鉄道事業者が全ての橋梁を対象にこれを実施することは現実的ではない。また、鉄道橋梁を対象として過去に実施された河床勾配 I と河床材料の平均粒径 d_m との相関性に関する分析³⁻¹⁾では図 3.3.2 に示すような結果が得られており、両対数グラフ上で示される両者における関係を比例関係にあると仮定した場合その相関係数は $r_a=0.63$ であることが分かる。そこで、河床縦断勾配 I は河床材料の平均粒径 d_m で代表させて検討時に考慮している。さらに、川幅と河道の曲率を単独のパラメータとすることで、曲率半径川幅比は除外した。

検討の結果、河川の地形地質的な性状に関するパラメータとして、川幅 B 、河道の曲率 $1/r$ 、河道の交角 θ 、流域の侵食速度 E_v を用いることとした。なお、地形地質的なパラメータである河床縦断勾配 I は河床材料の平均粒径 d_m で代表させることとしたため、次項の河川工学的なパラメータに含めることとした。

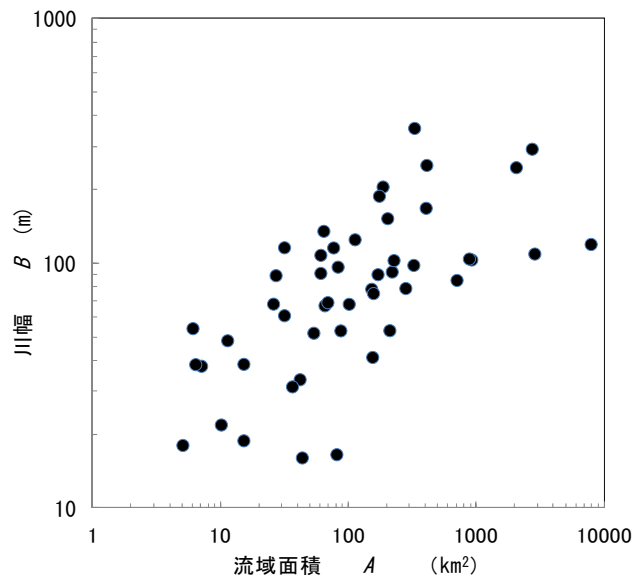


図3.3.1 流域面積 A と川幅 B との関係

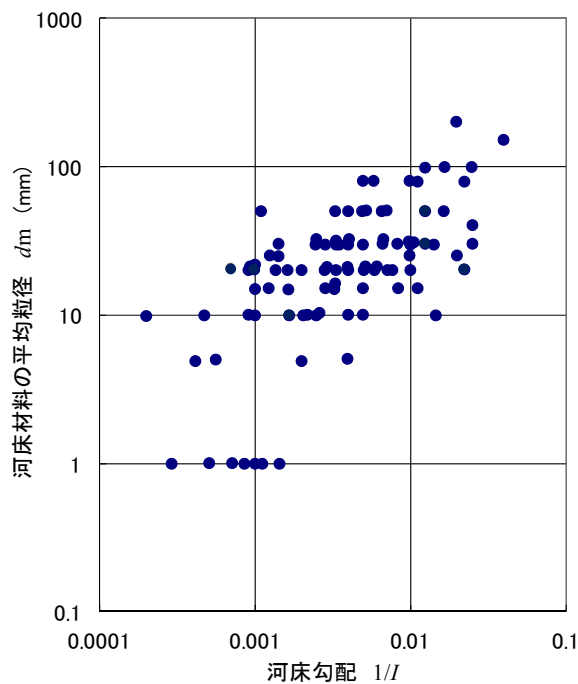


図 3.3.2 鉄道橋梁における河床勾配 I と河床材料の平均粒径 d_m との関係

(2) 河川工学的・水理学的な性状に関するパラメータ

河川工学的・水理学的な性状に関するパラメータには、水深 h 、径深 R 、粗度係数 n がある。また、河床材料を押し流す力に関連するものとして平均流速 v 、流量 Q 、

摩擦速度 U_* , セディメント数 N_s , 河床材料の密度 σ_s , 河床材料の平均粒径 d_m が挙げられる。さらには, 流れを特徴づけるレイノルズ数 Re や, 流体の自由表面近くの運動を特性付けるフルード数 Fr が挙げられる。ここで, 水深 h については各橋脚における最大水深 h_i (既往最大流量時の各橋脚近傍の水位) を用いることとした。また, 径深 R はそれと相関性の高い川幅 B および水深 h で代表させることにして検討時に考慮している。

一方, 平均流速 v , 流量 Q , 摩擦速度 U_* , セディメント数 N_s , レイノルズ数 Re およびフルード数 Fr は, 洗掘現象に大きな影響を及ぼす要因と考えられるが, これらの変数は降雨等の気象条件により大きく変動するパラメータであることや, 過去に洗掘災害が発生したときの流れの状態を正確に知ることは困難であることから, これらのパラメータは検討対象から除外した。

また, 流れに対する河床材料の抵抗力を特徴づけるパラメータとして, 粗度係数 n , 河床材料の密度 σ_s , 河床材料の平均粒径 d_m があるが, 河床材料の密度は洗掘が問題となる鉄道橋梁付近の河床材料では差異がないため, ここでは河床材料の密度 σ_s を検討対象より除外した。

実際の河川では, 河床の抵抗力を特徴づけるパラメータとして河床材料の平均粒径 d_m 以外に, 植生の状況によっても河道の粗度が異なり, 洗掘や砂州の移動に対する耐力が変化するものと考えられる。黒木ら³⁻¹⁰⁾によれば, 平均年最大流量 Q_m が発生した時の無次元掃流力 $\tau_* (=U_*^2/sgd_m)$ の値が 0.06 よりも小さい場合には砂州上が草地化し樹林化していくとしており, 砂州の安定性と植生の状態との間に関係があることがわかる。特に, 木本類が砂州に繁茂した河川では, 粗度が増大することで流速を減速させて洗掘を抑制する効果がある。そこで, 本検討では, 砂州における木本類による植生の有無 V_{eg} を設定した。また, 植生の有無はカテゴリーデータであるため, 植生無しについては 1 を, 植生有りについては 0 を与えることとし, 砂州を形成していないものは植生無しに分類して分析を実施した。

検討の結果, 河川工学的・水理学的な性状に関するパラメータは, 最大水深 h_i , 河床材料の平均粒径 d_m , 粗度係数 n , 植生の有無 V_{eg} を用いることとした。

(3) 洗掘と鉄道橋梁の構造条件に関するパラメータ

橋梁周りでの河川の流れは橋梁の位置や橋脚の形状や諸元の影響により複雑化する。橋梁全体の構造条件が河川流水に影響を及ぼすパラメータとして, 橋脚の流路内での位置や橋脚幅 D , 支間長 L から求める障害率 $S_o = \Sigma D / \Sigma L$ が挙げられる。ここで, 橋脚単位で洗掘に対する危険性を判定することを目的とした変数とすることから, 橋脚ごとにこれらを設定することとした。流路内位置比 P_{ai} とは屈曲した流路内における橋脚の相対的な位置を示すパラメータであり, 流路内縁からの距離 B_i , 流路内位置比 $P_{ai} = B_i / B$ で表し, 屈曲した流路の内縁を 0, 外縁を 1 としたものである。これは, 流路外縁部が攻撃地形にあたることから相対的に洗掘の危険性が高まるという判断に基

づいている．また，分担阻害率 $S_{\alpha i}$ とは，隣接する橋脚との中間位置までの長さ，すなわち支間長 L_i と，橋脚幅 D_i との長さの比であり，分担阻害率 $S_{\alpha i} = D_i/L_i$ で表す．橋脚と水際線との距離 ds_i は，普段は流路ではない場所に位置する橋脚の危険性を表す指標として設定したものであり，平常時の流路内にある場合は 0，高水敷にある場合は水際からの距離を与えている．これは，過去の経験から流路に隣接する位置に存在する橋脚が被災した事例があることから設定した．図 3.3.3 および図 3.3.4 に各指標の概略イメージを示す．

これらから，洗掘と鉄道橋梁の構造条件に関するパラメータは橋脚幅 D_i ，分担阻害率 $S_{\alpha i}$ ，流路内位置比 $P_{\alpha i}$ ，橋脚と水際線との距離 ds_i ，支間長 L_i を解析対象とすることとした．

以上から，本研究で考慮するパラメータは表 3.3.1 に示すパラメータとした．なお，各パラメータのサフィックス i は，橋脚個別に得られる変数であることを表している．

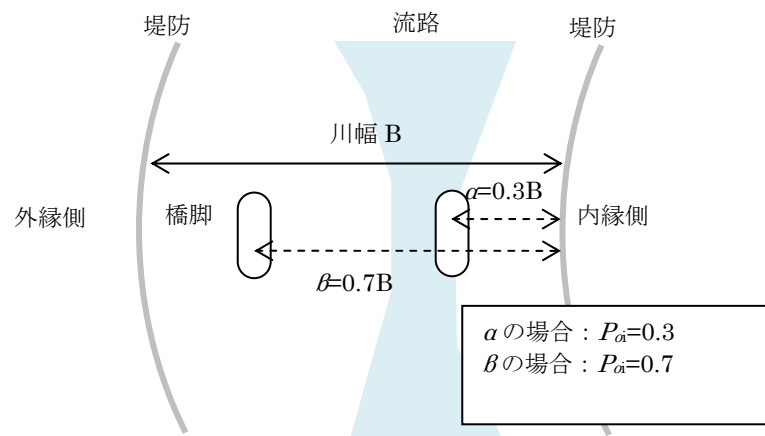


図 3.3.3 流路内位置比 $P_{\alpha i}$ の概略イメージ図

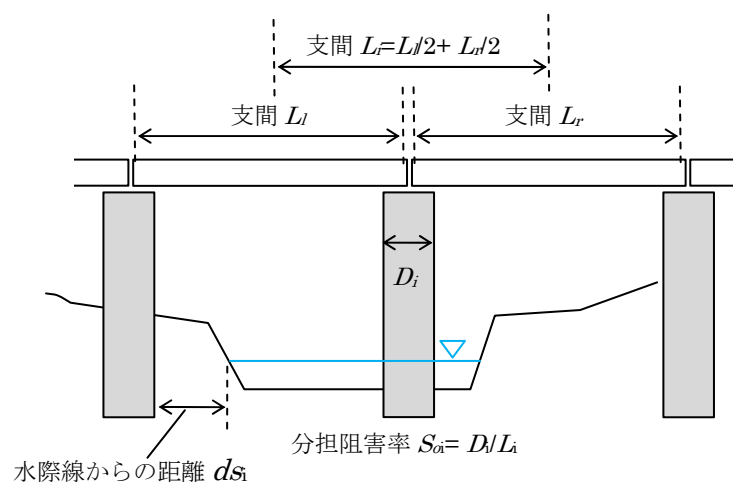


図 3.3.4 分担阻害率 $S_{\alpha i}$ ，橋脚と水際線との距離 ds_i の概略イメージ図

(4) 説明変数と目的変数の設定

上述の考え方に基づいて整理したパラメータ群に対し、相関分析を実施した結果を表 3.3.1 に示す。なお表中の河道の曲率は単位を $1/\text{km}$ としている。相関分析の結果、川幅 B は橋脚幅 D_i および支間長 L_i と、河道の交角 θ は河道の曲率 $1/r$ と、粗度係数 n は河床材料の平均粒径 d_m とそれぞれ相関性が高い結果となった。また、支間長 L_i は橋脚幅 D_i 、川幅 B および平均粒径 d_m の 3 変数と相関性が高い結果となった。そこで、支間長 L_i および川幅 B については橋脚幅 D_i で代表させることとし、同様に、河道の交角 θ は河道の曲率 $1/r$ で、粗度係数 n は河床材料の平均粒径 d_m で代表させた。その結果、最終的に分析に用いた説明変数は、表 3.3.2 中の網掛けで示した 9 変量となった。

一方、本検討における目的変数は洗掘による被災歴の有無としているが、橋梁災害の形態による現象の分類としては、橋脚の傾斜転倒、基礎の露出、防護工の流失・変状、などがある。ここでいう被災歴有りとは、主に上述の変状が増水時あるいは増水後に発生し、橋脚基礎の安定性の急激な低下により安全な列車運行を行えない状況と判断された事象を指す。また、具体的な被災記録が残っていない橋梁でも、明らかに洗掘被災によって防護工等の設置がなされたと判断された橋脚については被災歴有りとして分類した。ここでは、“被災歴有り”を母集団Ⅰ，“被災歴無し”を母集団Ⅱと分類した。

表 3.3.1 各説明変数間の相関分析結果

| パラメータ | B | $1/r^*$ 1000 | θ | h_i | d_m | n | V_{eg} | D_i | S_{oi} | P_{oi} | ds_i | L_i | E_v |
|----------------------------|-----|-----------------|----------|-------|-------|-------|----------|-------|----------|----------|--------|-------|-------|
| 川幅 B (m) | 1 | -0.34 | 0.07 | 0.20 | 0.07 | -0.15 | -0.15 | 0.56 | -0.23 | 0.05 | 0.24 | 0.63 | -0.03 |
| 河道の曲率係数 $1/r^*1000$ (1/km) | | 1 | 0.53 | -0.13 | -0.15 | 0.06 | 0.07 | -0.27 | 0.13 | -0.03 | -0.05 | -0.31 | 0.15 |
| 河道の交角 θ (rad) | | | 1 | 0.20 | -0.18 | -0.09 | -0.04 | -0.10 | 0.01 | -0.06 | 0.19 | 0.02 | 0.04 |
| 最大水深 h_i (m) | | | | 1 | 0.43 | -0.03 | -0.04 | 0.22 | -0.28 | 0.12 | -0.07 | 0.48 | -0.04 |
| 河床材料の平均粒径 d_m (cm) | | | | | 1 | 0.52 | -0.16 | 0.36 | -0.24 | -0.02 | 0.12 | 0.54 | 0.06 |
| 粗度係数 n | | | | | | 1 | -0.19 | 0.12 | 0.12 | -0.11 | 0.26 | 0.03 | 0.23 |
| 植生の有無 V_{eg} | | | | | | | 1 | -0.03 | 0.06 | 0.04 | -0.44 | -0.06 | 0.19 |
| 橋脚幅 D_i (m) | | | | | | | | 1 | 0.27 | 0.00 | 0.20 | 0.59 | 0.23 |
| 分担河積阻害率 S_{oi} | | | | | | | | | 1 | -0.10 | -0.04 | -0.53 | 0.21 |
| 流路内位置比 P_{oi} | | | | | | | | | | 1 | -0.19 | 0.06 | -0.04 |
| 橋脚と水際線との距離 ds_i | | | | | | | | | | | 1 | 0.18 | 0.03 |
| 支間長 L_i (m) | | | | | | | | | | | | 1 | 0.09 |
| 流域の侵食速度 E_v (mm/year) | | | | | | | | | | | | | 1 |

表 3.3.2 本検討で考慮するパラメータ

| 分類 | パラメータ |
|-------------------|-------------------------------|
| (a) 河川の地形・地質的な性状 | 川幅： B (m) |
| | 曲率： $1/r$ (1/km) |
| | 河道の交角： θ (°) |
| | 流域の侵食速度： E_v (mm/year) |
| (b) 河川工学的・水理学的な性状 | 最大水深： h_i (m) |
| | 河床材料の平均粒径： d_m (cm) |
| | 粗度係数： n |
| | 植生の有無： V_{eg} |
| (c) 河川と橋梁の構造条件 | 橋脚幅： D_i (m) |
| | 分担阻害率： $S_{\alpha} = D_i/L_i$ |
| | 流路内位置比： P_{α} |
| | 橋脚と水際線との距離： d_{si} (m) |
| | 支間長： L_i (m) |

3.3.2 分析に用いるデータ収集

(1) 資料調査

鉄道の河川橋梁の被災事例および鉄道における一般的な検査業務で得られる橋梁の構造条件や橋梁位置での河床高さを記録した資料（図 3.3.5）を収集し、上述の各パラメータを整理した。収集にあたっては、橋梁の構造や河床変動の履歴が残されている橋梁について、鉄道事業者から検査資料の提供を受けた。資料には、上述の記録の他、橋梁諸元や被災歴、防護履歴の他、橋梁位置での河床高さの時間的な変化を記録した資料などが記録されている。

ただし、これらの資料はあくまでも検査時の状態を記録したものであるため、過去の出水履歴や出水量、被災時の河川水位といった情報はほとんど残されていない。そこで、情報についてデータの欠落がある場合には、現地調査や資料調査を加えてデータを補完した。

| 道徳に基く橋脚・橋台の被災事例調査表 | | | | | | | | | |
|--------------------|--|-------------|-------------------------------|---------------|------------|--------------|--------------|------|-----------|
| 線名 | 取付 | 橋脚名 | 被災箇所及び 被災種別 | 5P. 2A 傾斜 | 発生年月 | 57年 8月 | | | |
| 河川名 | | 河川種別 | (1) 河川 河川 | 河川管理局 | 建設省 | 河床材料 | 玉石混り砂石等 | 平均粒径 | 2.5/2.0mm |
| 計画 高水流量 | (河川工事報告に記された流量) 1,300 m^3/sec | 当時の 推定流量 | 1,897 m^3/sec | 下部工 建設年 | S 10. 12 年 | 材質及び 基礎種別 | コンクリート 基礎 | | |
| 水深 | 5.62 | 流速率 | 0.14 | 振動試験 結果の判定 | A2 | 上部工の 種類 | 鋼橋 | | |
| 補修年・内容 | 57年 8月 補修 57年 8月 補修 57年 8月 補修 | | | 調査年度 の年度 | (有) 無 | 撮影年 | S 48 年 | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | |

図 3.3.5 検査記録の例

(2) 現地調査

現地調査では、前述の調査項目以外にも、過去の航空写真から得られた情報と現地の状況との比較による環境変化の把握や調査時の流況や河川工作物の有無や状態についても確認した。調査範囲は橋りょうを中心に上下流とも川幅の 5 ないし 10 倍（数百 m～1 km 程度）を対象とした。

表 3.3.3 に現地調査における主な調査項目と調査結果の例、図 3.3.6、図 3.3.7 に現地調査表（スケッチ）の例と現地調査表（コメント）の例をそれぞれ示す。

資料調査ならびに現地調査の結果、被災歴あり（母集団Ⅰ）は 91 橋脚、被災歴無し（母集団Ⅱ）は 75 橋脚であった。表 3.3.4～表 3.3.6 に本検討で用いた各橋梁における全パラメータデータを示す。

表 3.3.3 現地調査項目と調査結果の例

| | 項 目 | 調査結果 | 備 考 |
|----|--------------|----------------------------------|--|
| 1 | 近傍の水位・流量観測地点 | なし | |
| 2 | 流域面積 | 183.9Km ² | |
| 3 | 河床勾配(橋りょう地点) | I=1/95 | |
| 4 | 計画流量 | $Q = -m^3/s$ | |
| 5 | 平均粒径 | d ₆₀ =10~15cm | |
| 6 | 河床材料 | 巨礫 | |
| 7 | 断面形状 | 単断面 | |
| 8 | 川幅(低水路・堤防幅) | 水面幅 10m | |
| 9 | 川幅変化の有無 | なし | |
| 10 | 砂州の有無や移動の有無 | なし | |
| 11 | 河床高の変化(最深) | -0.1m | 平成9年9月：6.3m から 平成16年8月：6.2m に上昇 |
| 12 | 流れに対する橋脚の角度 | 28.3 度 | |
| 13 | 落差工の有無 | なし | |
| 14 | 粗度係数 | n=0.040 以上 | 推定 (山地流路, 玉石, 大玉石) |
| 15 | 湾曲 | 上流 : r/B=3.600 下流 : r/B=2.000 | 上流 : r=36m , B=10m 下流 : r=20m , B=10m |

鉄道橋りょう周辺の環境

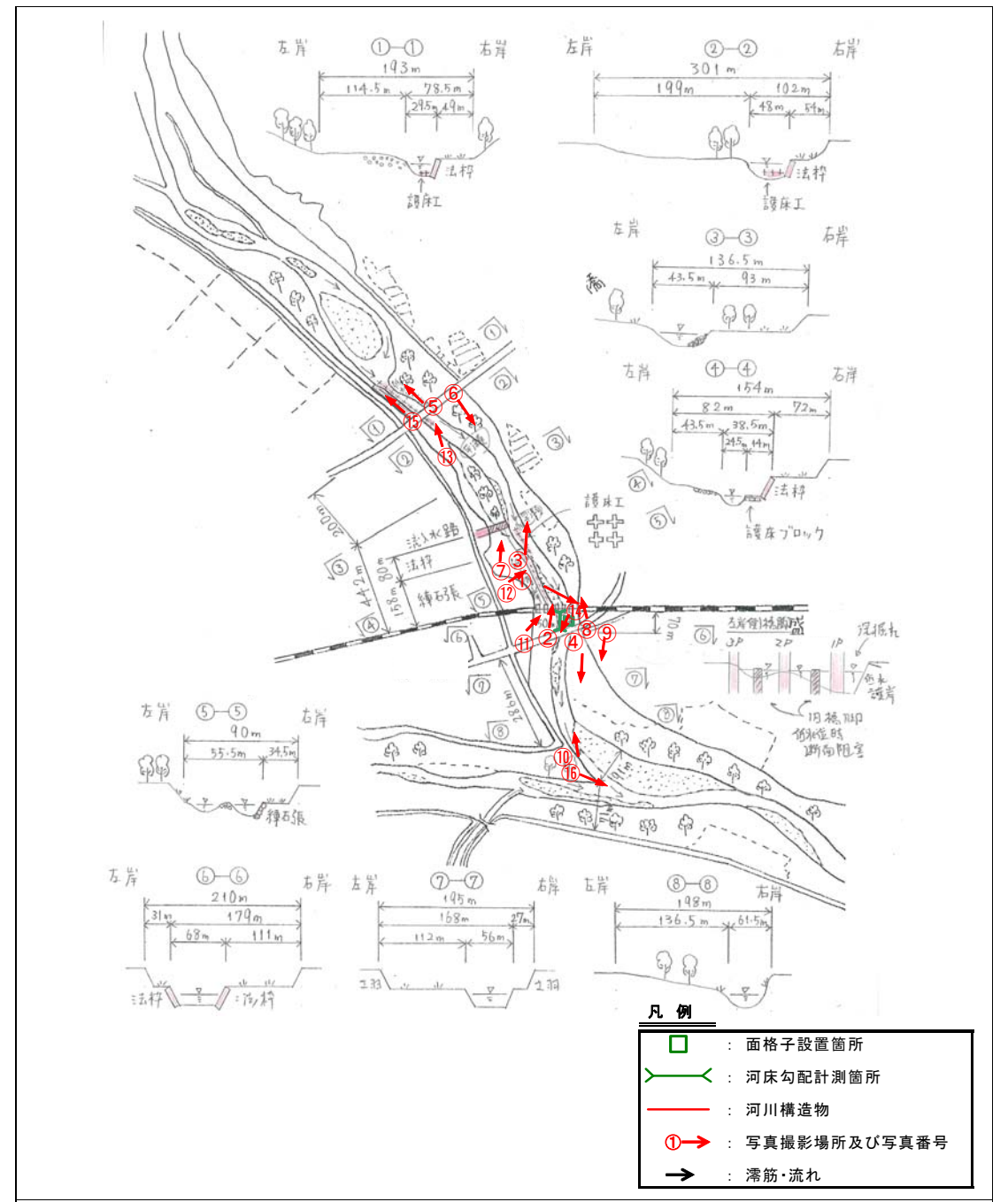


図 3.3.6 現地調査表（スケッチ）の例

<コメント>

砂州の移動

- ・航空写真によれば、S63 年頃は、○川との合流点付近や上流の道路橋（△橋）付近に、砂利の砂州が確認され、砂州が活発に動いていた形跡がある。
- ・しかし、H8 年以降、合流点付近の砂州は砂利の砂州となっているが、上流の砂州には植生が繁茂し砂利の砂州が少なくなり、砂州の移動や冠水が減少しているものと考えられる。

<橋りょう上流>

- ・現在、目立った砂州は認められず、直上流左岸の河岸際の寄り州に植生が繁茂している状況である。
- ・△橋の上流には、大きな中州があるが、経年的に大きな変化はない。

<橋りょう下流>

- ・鉄道橋付近には、みお筋が右岸側から左岸側に移動し、瀬が中州になった部分がある。
- ・川との合流点付近は、左岸側の高水敷が畑等に利用されており、低水路がほぼ固定されて、左湾曲していることから、合流点付近の左岸側に大きな砂州が形成されている。
- ・出水時は砂州が冠水し若干変形するものの、大きな移動はほとんどないものと考えられる。

みお筋の移動

- ・航空写真によれば、みお筋に大きな変化はない。
- ・右岸の高水敷は牧草地等に利用され、低水路（現在の流路）が護岸等で固定化されつつあるため、高水敷が侵食され左右に大きく動くことはない。
- ・鉄道橋付近では、右岸側に広い高水敷があり、左岸側にみお筋がよっている。
- ・鉄道橋付近は、過去に瀬があり 2 列蛇行の合流地点であったようであるが、現在ではみおが 1 本となり、湾曲の外岸側となっている左岸側がみおとなっている。
- ・鉄道橋上流の右岸側に低水護岸が設置され、みおが固定化しつつあり、今後は大きなみお筋の変化は少なくなると考えられる。

周辺構造物（近接橋りょう・砂防施設など）の状況

- ・下流約 70m に道路橋（△橋）がある。
- ・鉄道橋の架け替えた旧橋脚が低水路内に 2 本ある。
- ・3P の基礎部には防護工が設置されている。
- ・水衝部となっている、鉄道橋の上流右岸には低水路護岸があり、十字ブロックによる根固め工がある。また、鉄道橋から下流左岸にも低水護岸設置されている。
- ・護岸工等により低水路が固定化され、砂州の移動も少なくなり、みお筋が深掘れしつつあると考えられる。そのため、鉄道橋部分では、左岸側に流れが集中し深掘れしていることから、1P 側の防護を十分に行う必要がある。
- ・上流に崩壊地形があり、土砂が多い河川である。
- ・S30 年代は砂利河床であったはずであり、近年は樹林化してしまっている。
- ・本来であれば 2 列蛇行ができる河川であり、河床勾配はステップ状となり、みおが合流するところで勾配が急になっていたはずである。
- ・護岸の設置により、河道の状況が変化してしまっている。
- ・砂州は動く可能性がある。砂州等の変化により、左岸側は要注意である。

図 3.3.7 現地調査表（コメント）の例

表 3.3.4 橋梁別パラメータ一覧 (その1)

| No. | 橋梁名 | 橋脚No. | 被災歴 | パラメータ | | | | | | | | | | | | |
|-----|----------|-------|-----|--------------|-------------------------|---------------------|--------------------|--------------------|---------------------------------|------------|----------------------------|---------------|-------------|-------------------|------------------------|-------|
| | | | | 河川の地形・地質的な性状 | | | | 河川工学的, 水理学的な性状 | | | | 洗掘と鉄道橋梁の構造条件 | | | | |
| | | | | 川幅 B (m) | 河道の曲 率係数 1/r*1000 | 河道の 交角θ (rad) | 侵食速 度 (mm/y) | 最大水 深 hi (m) | 河床材 料の平 均粒径 dm (cm) | 粗度係 数 n | 植生(流 水中、砂 砂利か否 か) | 橋脚幅 Di (m) | 分担河積 阻害率 | 流路内 位置比 (新) | 橋脚と 水際線 との離 隔 | 支間長Li |
| 1 | 第一神通川B | 2P | 無し | 299 | 0.769 | 1.308 | 0.63 | 5.0 | 20 | 0.035 | 1 | 3.00 | 8.8 | 0.059 | 0.0 | 34 |
| 2 | 第一神通川B | 3P | 有り | 299 | 0.769 | 1.308 | 0.63 | 3.0 | 20 | 0.040 | 0 | 3.00 | 6.5 | 0.268 | 20.0 | 46 |
| 3 | 第一神通川B | 4P | 有り | 299 | 0.769 | 1.308 | 0.63 | 2.5 | 20 | 0.045 | 0 | 3.00 | 6.5 | 0.477 | 40.0 | 46 |
| 4 | 第一神通川B | 5P | 無し | 299 | 0.769 | 1.308 | 0.63 | 5.0 | 20 | 0.035 | 1 | 3.00 | 6.5 | 0.682 | 0.0 | 46 |
| 5 | 第一神通川B | 6P | 無し | 299 | 0.769 | 1.308 | 0.63 | 5.0 | 20 | 0.035 | 1 | 3.00 | 6.5 | 0.895 | 0.0 | 46 |
| 6 | 第2大野川B | 1P | 有り | 150 | 2.326 | 1.849 | 0.15 | 14.0 | 30 | 0.045 | 0 | 3.00 | 11.4 | 0.135 | 39.0 | 26.4 |
| 7 | 第2大野川B | 2P | 無し | 150 | 2.326 | 1.849 | 0.15 | 22.0 | 30 | 0.035 | 1 | 3.00 | 7.4 | 0.359 | 5.5 | 40.5 |
| 8 | 第2大野川B | 3P | 無し | 150 | 2.326 | 1.849 | 0.15 | 22.0 | 30 | 0.035 | 1 | 3.00 | 7.4 | 0.661 | 7.0 | 40.5 |
| 9 | 第2大野川B | 4P | 無し | 150 | 2.326 | 1.849 | 0.15 | 15.5 | 30 | 0.045 | 0 | 3.00 | 11.4 | 0.875 | 39.0 | 26.4 |
| 10 | 瑞梅寺川B | 1P | 有り | 31.4 | 0.667 | 0.436 | 0.15 | 4.0 | 1 | 0.030 | 1 | 1.30 | 11.6 | 0.697 | 0.0 | 11.2 |
| 11 | 瑞梅寺川B | 2P | 有り | 31.4 | 0.667 | 0.436 | 0.15 | 4.1 | 1 | 0.030 | 1 | 1.30 | 11.6 | 0.283 | 0.0 | 11.2 |
| 12 | 長野川 | 1P | 有り | 27 | 2.000 | 1.570 | 0.15 | 3.0 | 0.1 | 0.025 | 0 | 1.50 | 27.8 | 0.741 | 6.4 | 5.4 |
| 13 | 長野川 | 2P | 無し | 27 | 2.000 | 1.570 | 0.15 | 3.0 | 0.1 | 0.025 | 1 | 1.50 | 27.8 | 0.541 | 1.0 | 5.4 |
| 14 | 長野川 | 3P | 無し | 27 | 2.000 | 1.570 | 0.15 | 2.6 | 0.1 | 0.025 | 1 | 1.50 | 27.8 | 0.341 | 0.0 | 5.4 |
| 15 | 長野川 | 4P | 有り | 27 | 2.000 | 1.570 | 0.15 | 2.5 | 0.1 | 0.025 | 0 | 1.50 | 27.8 | 0.141 | 2.0 | 5.4 |
| 16 | 中島川B | 1P | 有り | 37.8 | 8.333 | 2.041 | 0.15 | 2.4 | 2 | 0.030 | 1 | 2.20 | 17.6 | 0.299 | 0.0 | 12.5 |
| 17 | 中島川B | 2P | 無し | 37.8 | 8.333 | 2.041 | 0.15 | 3.2 | 2 | 0.030 | 1 | 2.20 | 16.7 | 0.669 | 0.0 | 13.2 |
| 18 | 長里川B | 1P | 有り | 40 | 1.667 | 0.349 | 0.15 | 4.4 | 5 | 0.030 | 1 | 1.30 | 13.0 | 0.250 | 0.0 | 10 |
| 19 | 長里川B | 2P | 有り | 40 | 1.667 | 0.349 | 0.15 | 5.5 | 5 | 0.030 | 1 | 1.30 | 12.0 | 0.505 | 0.0 | 10.8 |
| 20 | 長里川B | 3P | 有り | 40 | 1.667 | 0.349 | 0.15 | 4.3 | 5 | 0.035 | 1 | 1.40 | 14.3 | 0.763 | 0.5 | 9.8 |
| 21 | 湯江川B | 1P | 有り | 25.6 | 2.439 | 0.959 | 0.15 | 3.0 | 2 | 0.030 | 0 | 1.20 | 9.5 | 0.500 | 0.0 | 12.6 |
| 22 | 小江川B | 1P | 有り | 27.8 | 2.500 | 0.523 | 0.15 | 3.2 | 2 | 0.030 | 0 | 1.40 | 17.7 | 0.101 | 2.0 | 7.9 |
| 23 | 小江川B | 2P | 無し | 27.8 | 2.500 | 0.523 | 0.15 | 3.2 | 2 | 0.030 | 1 | 1.40 | 13.6 | 0.475 | 0.0 | 10.33 |
| 24 | 小江川B | 3P | 有り | 27.8 | 2.500 | 0.523 | 0.15 | 3.2 | 2 | 0.030 | 0 | 1.40 | 14.6 | 0.856 | 4.0 | 9.6 |
| 25 | 西長田川B | 1P | 有り | 50.7 | 10.000 | 1.221 | 0.15 | 2.4 | 2 | 0.030 | 0 | 1.25 | 12.5 | 0.819 | 13.0 | 10 |
| 26 | 西長田川B | 2P | 有り | 50.7 | 10.000 | 1.221 | 0.15 | 2.7 | 2 | 0.030 | 0 | 1.30 | 11.8 | 0.637 | 3.0 | 11 |
| 27 | 西長田川B | 3P | 無し | 50.7 | 10.000 | 1.221 | 0.15 | 2.6 | 2 | 0.030 | 1 | 1.25 | 11.9 | 0.456 | 0.0 | 10.5 |
| 28 | 西長田川B | 4P | 有り | 50.7 | 10.000 | 1.221 | 0.15 | 2.7 | 2 | 0.030 | 0 | 1.25 | 11.9 | 0.274 | 1.0 | 10.5 |
| 29 | 新第2八坂川B上 | 1P | 有り | 90.8 | 0.100 | 0.000 | 0.15 | 5.3 | 30 | 0.035 | 0 | 2.10 | 9.3 | 0.890 | 23.5 | 22.7 |
| 30 | 新第2八坂川B上 | 2P | 無し | 90.8 | 0.100 | 0.000 | 0.15 | 7.5 | 30 | 0.035 | 1 | 2.70 | 7.6 | 0.500 | 0.0 | 35.5 |
| 31 | 新第2八坂川B上 | 3P | 有り | 90.8 | 0.100 | 0.000 | 0.15 | 5.9 | 30 | 0.035 | 0 | 2.10 | 9.3 | 0.890 | 20.3 | 22.7 |
| 32 | 第2八坂川B下 | 1P | 無し | 56 | 1.667 | 0.523 | 0.15 | 5.0 | 30 | 0.035 | 1 | 3.30 | 10.9 | 0.795 | 6.5 | 30.4 |
| 33 | 第2八坂川B下 | 2P | 無し | 56 | 1.667 | 0.523 | 0.15 | 5.5 | 30 | 0.035 | 1 | 3.30 | 8.8 | 0.386 | 0.0 | 37.4 |
| 34 | 第3八坂川B下 | 1P | 有り | 50.8 | 1.000 | 0.349 | 0.15 | 4.9 | 30 | 0.040 | 0 | 1.50 | 11.3 | 0.949 | 14.6 | 13.3 |
| 35 | 第3八坂川B下 | 2P | 無し | 50.8 | 1.000 | 0.349 | 0.15 | 7.4 | 30 | 0.030 | 1 | 1.75 | 7.5 | 0.488 | 0.0 | 23.3 |
| 36 | 第3八坂川B下 | 3P | 有り | 50.8 | 1.000 | 0.349 | 0.15 | 7.4 | 30 | 0.030 | 1 | 2.30 | 16.1 | 0.035 | 1.8 | 14.3 |
| 37 | 第6八坂川B | 1P | 有り | 140 | 2.041 | 0.436 | 0.15 | 3.6 | 25 | 0.035 | 0 | 2.80 | 17.0 | 0.021 | 41.0 | 16.5 |
| 38 | 第6八坂川B | 2P | 有り | 140 | 2.041 | 0.436 | 0.15 | 5.9 | 25 | 0.035 | 0 | 2.50 | 11.8 | 0.201 | 15.0 | 21.25 |
| 39 | 第6八坂川B | 3P | 無し | 140 | 2.041 | 0.436 | 0.15 | 6.8 | 25 | 0.035 | 1 | 2.80 | 13.2 | 0.390 | 0.0 | 21.25 |
| 40 | 第6八坂川B | 4P | 無し | 140 | 2.041 | 0.436 | 0.15 | 6.8 | 25 | 0.035 | 1 | 2.80 | 13.5 | 0.579 | 0.0 | 20.7 |
| 41 | 第6八坂川B | 5P | 有り | 140 | 2.041 | 0.436 | 0.15 | 5.5 | 25 | 0.035 | 0 | 2.80 | 17.5 | 0.768 | 3.0 | 16 |
| 42 | 第3由布川B | 1P | 有り | 67.5 | 3.448 | 0.698 | 0.15 | 5.1 | 50 | 0.050 | 1 | 2.50 | 9.9 | 0.667 | 30.0 | 25.35 |
| 43 | 第3由布川B | 2P | 無し | 67.5 | 3.448 | 0.698 | 0.15 | 7.0 | 50 | 0.050 | 1 | 2.50 | 9.9 | 0.326 | 7.0 | 25.3 |
| 44 | 第4由布川B | 1P | 無し | 40 | 3.448 | 0.698 | 0.15 | 7.4 | 50 | 0.050 | 1 | 2.60 | 13.4 | 0.485 | 0.0 | 19.35 |
| 45 | 第1野上川B | 1P | 有り | 52.8 | 2.564 | 0.698 | 0.4 | 4.4 | 30 | 0.050 | 1 | 2.10 | 15.9 | 0.758 | 0.0 | 13.22 |
| 46 | 第1野上川B | 2P | 有り | 52.8 | 2.564 | 0.698 | 0.4 | 5.4 | 30 | 0.050 | 1 | 2.00 | 14.7 | 0.502 | 0.0 | 13.56 |
| 47 | 第1野上川B | 3P | 有り | 52.8 | 2.564 | 0.698 | 0.4 | 4.4 | 30 | 0.050 | 1 | 1.90 | 14.4 | 0.244 | 1.0 | 13.22 |
| 48 | 第2野上川B | 1P | 有り | 39.5 | 0.100 | 0.000 | 0.4 | 3.5 | 30 | 0.050 | 1 | 3.60 | 27.3 | 0.334 | 0.0 | 13.2 |
| 49 | 第2野上川B | 2P | 有り | 39.5 | 0.100 | 0.000 | 0.4 | 3.2 | 30 | 0.050 | 1 | 3.60 | 27.3 | 0.676 | 0.0 | 13.2 |
| 50 | 第一川俣川B | 1P | 無し | 37.9 | 5.000 | 0.436 | 1.75 | 2.8 | 30 | 0.050 | 1 | 1.90 | 12.6 | 0.261 | 0.0 | 15.1 |
| 51 | 第一川俣川B | 2P | 無し | 37.9 | 5.000 | 0.436 | 1.75 | 2.8 | 30 | 0.050 | 1 | 1.90 | 12.6 | 0.789 | 0.0 | 15.1 |
| 52 | 境川B | 1P | 無し | 18 | 10.000 | 1.134 | 1.75 | 2.1 | 15 | 0.050 | 0 | 2.80 | 35.0 | 0.933 | 2.0 | 8.0 |
| 53 | 境川B | 2P | 有り | 18 | 10.000 | 1.134 | 1.75 | 2.1 | 15 | 0.050 | 0 | 2.85 | 29.1 | 0.183 | 2.0 | 9.8 |
| 54 | 板橋川B | 1P | 無し | 33.4 | 1.000 | 0.523 | 1.75 | 2.4 | 20 | 0.035 | 0 | 2.30 | 18.0 | 0.234 | 2.0 | 12.8 |
| 55 | 板橋川B | 2P | 無し | 33.4 | 1.000 | 0.523 | 1.75 | 2.2 | 20 | 0.035 | 1 | 2.30 | 21.3 | 0.641 | 0.0 | 10.8 |
| 56 | 第2千曲川B | 1P | 有り | 78 | 8.333 | 1.134 | 1.75 | 3.0 | 5.1 | 0.035 | 0 | 2.20 | 16.9 | 0.171 | 10.0 | 13 |
| 57 | 第2千曲川B | 2P | 有り | 78 | 8.333 | 1.134 | 1.75 | 3.0 | 5.1 | 0.035 | 1 | 2.20 | 16.9 | 0.337 | 5.0 | 13 |
| 58 | 第2千曲川B | 3P | 無し | 78 | 8.333 | 1.134 | 1.75 | 3.5 | 5.1 | 0.035 | 1 | 2.20 | 16.9 | 0.504 | 1.0 | 13 |
| 59 | 第2千曲川B | 4P | 無し | 78 | 8.333 | 1.134 | 1.75 | 4.0 | 5.1 | 0.035 | 1 | 2.20 | 16.9 | 0.671 | 0.0 | 13 |
| 60 | 第2千曲川B | 5P | 無し | 78 | 8.333 | 1.134 | 1.75 | 4.0 | 5.1 | 0.035 | 1 | 2.20 | 16.9 | 0.837 | 0.0 | 13 |

表 3.3.5 橋梁別パラメータ一覧 (その2)

| No. | 橋梁名 | 橋脚No. | 被災歴 | パラメータ | | | | | | | | | | | | | |
|-----|--------|-------|-----|--------------|-------------------------|---------------------|--------------------|--------------------|---------------------------------|------------|----------------------------|---------------|-------------|-------------------|------------------------|-------|--|
| | | | | 河川の地形・地質的な性状 | | | | 河川工学的、水理学的な性状 | | | | 洗掘と鉄道橋梁の構造条件 | | | | | |
| | | | | 川幅 B (m) | 河道の曲 率係数 1/r*1000 | 河道の 交角θ (rad) | 侵食速 度 (mm/y) | 最大水 深 hi (m) | 河床材 料の平 均粒径 dm (cm) | 粗度係 数 n | 植生(流 水中、砂 砂利か否 か) | 橋脚幅 Di (m) | 分担河積 阻害率 | 流路内 位置比 (新) | 橋脚と 水際線 との離 隔 | 支間長Li | |
| 61 | 相木川B | 1P | 無し | 38.2 | 0.010 | 0.000 | 0.63 | 2.2 | 7 | 0.035 | 1 | 2.10 | 16.0 | 0.325 | 7.5 | 13.1 | |
| 62 | 相木川B | 2P | 無し | 38.2 | 0.010 | 0.000 | 0.63 | 3.7 | 7 | 0.035 | 1 | 2.10 | 15.6 | 0.675 | 0.0 | 13.5 | |
| 63 | 滑津川B | 1P | 無し | 52 | 0.010 | 0.000 | 0.63 | 1.7 | 3 | 0.035 | 0 | 1.75 | 13.1 | 0.756 | 1.0 | 13.4 | |
| 64 | 滑津川B | 2P | 無し | 52 | 0.010 | 0.000 | 0.63 | 2.2 | 3 | 0.035 | 0 | 1.75 | 13.1 | 0.500 | 1.0 | 13.4 | |
| 65 | 滑津川B | 3P | 無し | 52 | 0.010 | 0.000 | 0.63 | 1.8 | 3 | 0.035 | 0 | 1.75 | 13.1 | 0.756 | 3.0 | 13.4 | |
| 66 | 湯川B | 1P | 無し | 53 | 1.613 | 0.419 | 0.63 | 1.0 | 2 | 0.035 | 1 | 1.80 | 9.4 | 0.755 | 1.5 | 19.2 | |
| 67 | 湯川B | 2P | 無し | 53 | 1.613 | 0.419 | 0.63 | 2.2 | 2 | 0.035 | 1 | 1.80 | 9.4 | 0.392 | 1.5 | 19.2 | |
| 68 | 湯川B | 3P | 有り | 53 | 1.613 | 0.419 | 0.63 | 1.0 | 2 | 0.035 | 0 | 1.80 | 16.1 | 0.142 | 19.8 | 11.2 | |
| 69 | 犀川B | 11P | 有り | 292.2 | 0.133 | 0.262 | 1.25 | 4.5 | 35.5 | 0.035 | 0 | 6.00 | 13.3 | 0.066 | 7.0 | 45 | |
| 70 | 犀川B | 12P | 有り | 292.2 | 0.133 | 0.262 | 1.25 | 4.5 | 35.5 | 0.040 | 0 | 6.00 | 9.5 | 0.281 | 6.0 | 63 | |
| 71 | 犀川B | 13P | 無し | 292.2 | 0.133 | 0.262 | 1.25 | 9.0 | 35.5 | 0.035 | 1 | 6.00 | 9.4 | 0.500 | 12.5 | 64 | |
| 72 | 犀川B | 14P | 無し | 292.2 | 0.133 | 0.262 | 1.25 | 10.5 | 35.5 | 0.030 | 1 | 6.00 | 9.4 | 0.716 | 21.7 | 64 | |
| 73 | 犀川B | 15P | 有り | 292.2 | 0.133 | 0.262 | 1.25 | 2.0 | 35.5 | 0.040 | 0 | 6.00 | 13.6 | 0.932 | 84.7 | 44 | |
| 74 | 裾花川B | 1P | 無し | 78.8 | 1.786 | 0.523 | 1.25 | 4.7 | 5 | 0.030 | 1 | 1.60 | 8.0 | 0.746 | 0.8 | 20 | |
| 75 | 裾花川B | 2P | 無し | 78.8 | 1.786 | 0.523 | 1.25 | 4.7 | 5 | 0.030 | 1 | 1.60 | 8.0 | 0.492 | 0.8 | 20 | |
| 76 | 裾花川B | 3P | 有り | 78.8 | 1.786 | 0.523 | 1.25 | 2.8 | 5 | 0.035 | 0 | 1.60 | 8.0 | 0.239 | 21.3 | 20 | |
| 77 | 第二小野川B | 1P | 無し | 13 | 10.000 | 0.785 | 0.88 | 2.2 | 4 | 0.035 | 1 | 1.14 | 17.5 | 0.500 | 3.9 | 6.5 | |
| 78 | 穂高川B | 3P | 無し | 97 | 3.125 | 1.971 | 1.25 | 2.7 | 7 | 0.030 | 1 | 2.00 | 9.3 | 0.814 | 25.6 | 21.4 | |
| 79 | 穂高川B | 4P | 無し | 97 | 3.125 | 1.971 | 1.25 | 4.0 | 7 | 0.035 | 0 | 2.00 | 8.7 | 0.572 | 2.6 | 23.1 | |
| 80 | 穂高川B | 5P | 有り | 97 | 3.125 | 1.971 | 1.25 | 3.7 | 7 | 0.035 | 1 | 2.00 | 10.2 | 0.335 | 9.6 | 19.7 | |
| 81 | 穂高川B | 6P | 有り | 97 | 3.125 | 1.971 | 1.25 | 3.2 | 7 | 0.035 | 0 | 2.00 | 12.0 | 0.165 | 26.0 | 16.7 | |
| 82 | 第二姫川 | 1P | 無し | 66 | 2.500 | 0.872 | 1.25 | 3.2 | 8.5 | 0.040 | 1 | 3.00 | 34.5 | 0.073 | 29.9 | 8.7 | |
| 83 | 第二姫川 | 2P | 無し | 66 | 2.500 | 0.872 | 1.25 | 3.8 | 8.5 | 0.040 | 1 | 3.00 | 34.5 | 0.205 | 16.4 | 8.7 | |
| 84 | 第二姫川 | 3P | 無し | 66 | 2.500 | 0.872 | 1.25 | 4.5 | 8.5 | 0.040 | 1 | 3.00 | 34.5 | 0.336 | 3.3 | 8.7 | |
| 85 | 第二姫川 | 4P | 無し | 66 | 2.500 | 0.872 | 1.25 | 5.1 | 8.5 | 0.040 | 1 | 3.00 | 34.5 | 0.468 | 0.0 | 8.7 | |
| 86 | 第二姫川 | 5P | 無し | 66 | 2.500 | 0.872 | 1.25 | 5.5 | 8.5 | 0.040 | 1 | 3.00 | 34.5 | 0.600 | 0.0 | 8.7 | |
| 87 | 第二姫川 | 6P | 無し | 66 | 2.500 | 0.872 | 1.25 | 5.5 | 8.5 | 0.040 | 1 | 3.00 | 34.5 | 0.732 | 1.5 | 8.7 | |
| 88 | 第二姫川 | 7P | 無し | 66 | 2.500 | 0.872 | 1.25 | 4.5 | 8.5 | 0.040 | 1 | 3.00 | 28.0 | 0.864 | 15.0 | 10.7 | |
| 89 | 野野海川 | 1P | 有り | 48.2 | 7.143 | 1.134 | 0.4 | 1.0 | 15 | 0.040 | 0 | 1.40 | 14.7 | 0.087 | 4.7 | 9.5 | |
| 90 | 野野海川 | 2P | 無し | 48.2 | 7.143 | 1.134 | 0.4 | 1.1 | 15 | 0.040 | 1 | 1.40 | 13.5 | 0.369 | 0.0 | 10.4 | |
| 91 | 野野海川 | 3P | 有り | 48.2 | 7.143 | 1.134 | 0.4 | 1.1 | 15 | 0.035 | 0 | 1.40 | 13.6 | 0.585 | 8.8 | 10.3 | |
| 92 | 野野海川 | 4P | 有り | 48.2 | 7.143 | 1.134 | 0.4 | 0.4 | 15 | 0.040 | 0 | 1.40 | 14.1 | 0.803 | 19.1 | 9.9 | |
| 93 | 信濃川 | 1P | 有り | 119.3 | 1.818 | 1.012 | 1.25 | 4.5 | 15 | 0.040 | 0 | 3.00 | 21.4 | 0.007 | 57.8 | 14 | |
| 94 | 信濃川 | 2P | 有り | 119.3 | 1.818 | 1.012 | 1.25 | 6.0 | 15 | 0.040 | 1 | 3.00 | 15.8 | 0.174 | 38.0 | 19 | |
| 95 | 信濃川 | 3P | 無し | 119.3 | 1.818 | 1.012 | 1.25 | 7.5 | 15 | 0.040 | 1 | 2.90 | 15.3 | 0.342 | 17.6 | 19 | |
| 96 | 信濃川 | 4P | 無し | 119.3 | 1.818 | 1.012 | 1.25 | 17.0 | 15 | 0.035 | 1 | 2.90 | 8.6 | 0.510 | 0.0 | 33.8 | |
| 97 | 信濃川 | 5P | 無し | 119.3 | 1.818 | 1.012 | 1.25 | 17.0 | 15 | 0.035 | 1 | 2.80 | 9.3 | 0.908 | 5.8 | 30 | |
| 98 | 第一砂鉄川 | 1P | 有り | 97.9 | 1.538 | 0.907 | 0.4 | 0.2 | 3.5 | 0.040 | 0 | 1.70 | 8.8 | 0.224 | 32.6 | 19.3 | |
| 99 | 第一砂鉄川 | 2P | 有り | 97.9 | 1.538 | 0.907 | 0.4 | 2.3 | 3.5 | 0.040 | 0 | 1.70 | 8.8 | 0.418 | 13.5 | 19.3 | |
| 100 | 第一砂鉄川 | 3P | 無し | 97.9 | 1.538 | 0.907 | 0.4 | 5.2 | 3.5 | 0.030 | 1 | 1.70 | 8.7 | 0.618 | 0.0 | 19.5 | |
| 101 | 第一砂鉄川 | 4P | 無し | 97.9 | 1.538 | 0.907 | 0.4 | 5.3 | 3.5 | 0.030 | 1 | 1.70 | 8.9 | 0.818 | 0.0 | 19.0 | |
| 102 | 第五大川 | 1P | 有り | 78.2 | 2.632 | 0.698 | 0.4 | 4.5 | 7.5 | 0.040 | 0 | 2.50 | 13.2 | 0.257 | 3.1 | 19.0 | |
| 103 | 第五大川 | 2P | 無し | 78.2 | 2.632 | 0.698 | 0.4 | 4.5 | 7.5 | 0.035 | 1 | 2.50 | 12.8 | 0.509 | 0.0 | 19.5 | |
| 104 | 第五大川 | 3P | 有り | 78.2 | 2.632 | 0.698 | 0.4 | 3.2 | 7.5 | 0.040 | 0 | 2.50 | 13.9 | 0.758 | 15.1 | 18.0 | |
| 105 | 瀬川 | 2P | 有り | 83.3 | 1.613 | 0.872 | 0.4 | 2.0 | 0.75 | 0.035 | 1 | 2.20 | 21.6 | 0.172 | 0.0 | 10.2 | |
| 106 | 瀬川 | 3P | 無し | 83.3 | 1.613 | 0.872 | 0.4 | 3.0 | 0.75 | 0.035 | 1 | 2.20 | 16.3 | 0.292 | 0.0 | 13.5 | |
| 107 | 瀬川 | 4P | 無し | 83.3 | 1.613 | 0.872 | 0.4 | 3.0 | 0.75 | 0.035 | 1 | 2.20 | 13.7 | 0.489 | 0.0 | 16.1 | |
| 108 | 瀬川 | 5P | 無し | 83.3 | 1.613 | 0.872 | 0.4 | 2.5 | 0.75 | 0.035 | 0 | 2.20 | 13.7 | 0.685 | 1.5 | 16.1 | |
| 109 | 瀬川 | 6P | 有り | 83.3 | 1.613 | 0.872 | 0.4 | 1.5 | 0.75 | 0.035 | 0 | 2.20 | 16.3 | 0.882 | 18.5 | 13.5 | |
| 110 | 沖野田川 | 1P | 無し | 21.8 | 16.129 | 1.221 | 0.4 | 2.2 | 10 | 0.030 | 1 | 1.75 | 19.9 | 0.559 | 1.5 | 8.8 | |
| 111 | 第一大川 | 1P | 有り | 75.2 | 0.100 | 0.000 | 0.4 | 1.5 | 10 | 0.040 | 0 | 2.00 | 14.6 | 0.124 | 20.9 | 13.7 | |
| 112 | 第一大川 | 2P | 無し | 75.2 | 0.100 | 0.000 | 0.4 | 1.8 | 10 | 0.040 | 1 | 2.00 | 14.6 | 0.309 | 8.0 | 13.7 | |
| 113 | 第一大川 | 3P | 無し | 75.2 | 0.100 | 0.000 | 0.4 | 5.8 | 10 | 0.035 | 1 | 2.00 | 14.6 | 0.495 | 0.0 | 13.7 | |
| 114 | 第一大川 | 4P | 無し | 75.2 | 0.100 | 0.000 | 0.4 | 5.1 | 10 | 0.035 | 0 | 2.00 | 14.6 | 0.680 | 0.0 | 13.7 | |
| 115 | 第一大川 | 5P | 有り | 75.2 | 0.100 | 0.000 | 0.4 | 4.0 | 10 | 0.040 | 0 | 2.00 | 14.9 | 0.865 | 3.0 | 13.4 | |
| 116 | 葛根田川 | 1P | 無し | 204.7 | 1.250 | 0.436 | 0.4 | 4.7 | 7.5 | 0.035 | 1 | 1.25 | 6.3 | 0.789 | 0.0 | 19.8 | |
| 117 | 葛根田川 | 2P | 無し | 204.7 | 1.250 | 0.436 | 0.4 | 7.0 | 7.5 | 0.035 | 1 | 1.25 | 6.3 | 0.563 | 0.0 | 19.8 | |
| 118 | 葛根田川 | 3P | 無し | 204.7 | 1.250 | 0.436 | 0.4 | 6.0 | 7.5 | 0.035 | 1 | 1.25 | 6.3 | 0.338 | 1.2 | 19.8 | |
| 119 | 葛根田川 | 4P | 有り | 204.7 | 1.250 | 0.436 | 0.4 | 2.0 | 7.5 | 0.040 | 0 | 1.25 | 6.3 | 0.112 | 21.0 | 19.8 | |
| 120 | 胆沢川 | 6P | 有り | 327 | 0.400 | 0.523 | 0.4 | 1.5 | 5 | 0.035 | 0 | 2.00 | 10.1 | 0.684 | 18.0 | 19.9 | |

表 3.3.6 橋梁別パラメータ一覧 (その3)

| No. | 橋梁名 | 橋脚No. | 被災歴 | パラメータ | | | | | | | | | | | | |
|-----|---------|-------|-----|--------------|-------------------------|---------------------|--------------------|--------------------|---------------------------------|------------|----------------------------|---------------|-------------|-------------------|------------------------|-------|
| | | | | 河川の地形・地質的な性状 | | | | 河川工学的、水理学的な性状 | | | | 洗掘と鉄道橋梁の構造条件 | | | | |
| | | | | 川幅 B (m) | 河道の曲 率係数 1/r*1000 | 河道の 交角θ (rad) | 侵食速 度 (mm/y) | 最大水 深 hi (m) | 河床材 料の平 均粒径 dm (cm) | 粗度係 数 n | 植生(流 水中、砂 砂利が否 か) | 橋脚幅 Di (m) | 分担保積 阻害率 | 流路内 位置比 (新) | 橋脚と 水際線 との離 隔 | 支間長Li |
| 121 | 胆沢川 | 7P | 無し | 327 | 0.400 | 0.523 | 0.4 | 3.5 | 5 | 0.035 | 0 | 2.00 | 10.1 | 0.631 | 2.0 | 19.9 |
| 122 | 胆沢川 | 8P | 無し | 327 | 0.400 | 0.523 | 0.4 | 3.5 | 5 | 0.030 | 1 | 6.00 | 30.2 | 0.579 | 0.0 | 19.9 |
| 123 | 胆沢川 | 9P | 無し | 327 | 0.400 | 0.523 | 0.4 | 3.5 | 5 | 0.030 | 1 | 6.00 | 30.2 | 0.526 | 0.0 | 19.9 |
| 124 | 胆沢川 | 10P | 無し | 327 | 0.400 | 0.523 | 0.4 | 3.5 | 5 | 0.030 | 1 | 6.00 | 30.2 | 0.474 | 0.0 | 19.9 |
| 125 | 胆沢川 | 11P | 無し | 327 | 0.400 | 0.523 | 0.4 | 3.5 | 5 | 0.035 | 1 | 2.00 | 10.1 | 0.421 | 0.0 | 19.9 |
| 126 | 胆沢川 | 12P | 有り | 327 | 0.400 | 0.523 | 0.4 | 1.5 | 5 | 0.035 | 0 | 2.00 | 10.1 | 0.369 | 0.0 | 19.9 |
| 127 | 瀬川B(下) | 2P | 有り | 105 | 2.500 | 0.785 | 0.4 | 2.5 | 2 | 0.035 | 0 | 2.50 | 15.3 | 0.353 | 25.8 | 16.3 |
| 128 | 瀬川B(下) | 3P | 有り | 105 | 2.500 | 0.785 | 0.4 | 2.5 | 2 | 0.035 | 0 | 2.50 | 15.3 | 0.509 | 9.3 | 16.3 |
| 129 | 瀬川B(下) | 4P | 無し | 105 | 2.500 | 0.785 | 0.4 | 2.7 | 2 | 0.030 | 1 | 2.50 | 15.3 | 0.664 | 0.0 | 16.3 |
| 130 | 瀬川B(下) | 5P | 無し | 105 | 2.500 | 0.785 | 0.4 | 3.5 | 2 | 0.035 | 1 | 2.50 | 14.1 | 0.819 | 1.9 | 17.7 |
| 131 | 滝名川B(下) | 1P | 無し | 67 | 1.429 | 0.872 | 0.4 | 2.0 | 4 | 0.030 | 1 | 2.10 | 15.6 | 0.204 | 4.1 | 13.5 |
| 132 | 滝名川B(下) | 2P | 無し | 67 | 1.429 | 0.872 | 0.4 | 2.0 | 4 | 0.035 | 1 | 2.10 | 15.6 | 0.406 | 1.9 | 13.5 |
| 133 | 滝名川B(下) | 3P | 有り | 67 | 1.429 | 0.872 | 0.4 | 0.2 | 4 | 0.040 | 0 | 2.10 | 15.6 | 0.607 | 15.4 | 13.5 |
| 134 | 滝名川B(下) | 4P | 有り | 67 | 1.429 | 0.872 | 0.4 | 0.2 | 4 | 0.040 | 0 | 2.10 | 15.6 | 0.809 | 28.9 | 13.5 |
| 135 | 馬淵川B | 6P | 有り | 250 | 0.769 | 0.698 | 0.4 | 3.5 | 0.075 | 0.030 | 0 | 2.50 | 13.2 | 0.494 | 8.0 | 19.0 |
| 136 | 馬淵川B | 7P | 無し | 250 | 0.769 | 0.698 | 0.4 | 5.0 | 0.075 | 0.025 | 1 | 2.60 | 14.4 | 0.571 | 0.0 | 18.0 |
| 137 | 馬淵川B | 8P | 無し | 250 | 0.769 | 0.698 | 0.4 | 5.4 | 0.075 | 0.025 | 1 | 3.00 | 16.7 | 0.646 | 0.0 | 18.0 |
| 138 | 馬淵川B | 9P | 無し | 250 | 0.769 | 0.698 | 0.4 | 7.4 | 0.075 | 0.025 | 1 | 3.00 | 16.7 | 0.720 | 0.0 | 18.0 |
| 139 | 馬淵川B | 10P | 無し | 250 | 0.769 | 0.698 | 0.4 | 7.4 | 0.075 | 0.025 | 1 | 3.00 | 15.8 | 0.796 | 0.0 | 19.0 |
| 140 | 馬淵川B | 11P | 無し | 250 | 0.769 | 0.698 | 0.4 | 5.3 | 0.075 | 0.025 | 1 | 2.70 | 14.2 | 0.873 | 0.0 | 19.0 |
| 141 | 馬淵川B | 12P | 有り | 250 | 0.769 | 0.698 | 0.4 | 4.0 | 0.075 | 0.030 | 0 | 2.50 | 15.6 | 0.950 | 6.0 | 16.0 |
| 142 | 川尻川B | 1P | 無し | 28.8 | 12.500 | 1.744 | 0.4 | 4.0 | 0.35 | 0.035 | 1 | 2.20 | 21.4 | 0.326 | 0.0 | 10.3 |
| 143 | 川尻川B | 2P | 無し | 28.8 | 12.500 | 1.744 | 0.4 | 2.8 | 0.35 | 0.040 | 0 | 2.20 | 21.4 | 0.677 | 5.0 | 10.3 |
| 144 | 夏井川 | 1P | 有り | 54 | 4.000 | 0.523 | 0.4 | 1.1 | 2.5 | 0.040 | 0 | 2.30 | 17.2 | 0.764 | 8.6 | 13.4 |
| 145 | 夏井川 | 2P | 無し | 54 | 4.000 | 0.523 | 0.4 | 4.0 | 2.5 | 0.035 | 1 | 2.30 | 17.2 | 0.510 | 0.0 | 13.4 |
| 146 | 夏井川 | 3P | 無し | 54 | 4.000 | 0.523 | 0.4 | 3.3 | 2.5 | 0.035 | 1 | 2.30 | 17.2 | 0.255 | 0.0 | 13.4 |
| 147 | 夏井川 | 4P | 有り | 54 | 4.000 | 0.523 | 0.4 | 0.5 | 2.5 | 0.040 | 0 | 1.15 | 19.2 | 0.000 | 8.6 | 6.0 |
| 148 | 久慈川 | 1P | 有り | 160 | 2.500 | 0.942 | 0.4 | 1.4 | 2.5 | 0.040 | 0 | 2.90 | 21.8 | 0.916 | 45.5 | 13.3 |
| 149 | 久慈川 | 2P | 有り | 160 | 2.500 | 0.942 | 0.4 | 1.8 | 2.5 | 0.040 | 0 | 2.80 | 20.9 | 0.829 | 32.2 | 13.4 |
| 150 | 久慈川 | 3P | 無し | 160 | 2.500 | 0.942 | 0.4 | 1.7 | 2.5 | 0.035 | 0 | 2.80 | 20.6 | 0.742 | 18.7 | 13.6 |
| 151 | 久慈川 | 4P | 無し | 160 | 2.500 | 0.942 | 0.4 | 1.5 | 2.5 | 0.035 | 1 | 3.00 | 22.4 | 0.655 | 5.0 | 13.4 |
| 152 | 久慈川 | 5P | 無し | 160 | 2.500 | 0.942 | 0.4 | 3.5 | 2.5 | 0.035 | 1 | 2.90 | 20.6 | 0.568 | 0.0 | 14.1 |
| 153 | 久慈川 | 6P | 無し | 160 | 2.500 | 0.942 | 0.4 | 4.0 | 2.5 | 0.035 | 1 | 3.00 | 22.9 | 0.481 | 0.0 | 13.1 |
| 154 | 久慈川 | 7P | 無し | 160 | 2.500 | 0.942 | 0.4 | 3.2 | 2.5 | 0.035 | 0 | 2.80 | 21.1 | 0.394 | 6.3 | 13.3 |
| 155 | 久慈川 | 8P | 有り | 160 | 2.500 | 0.942 | 0.4 | 2.5 | 2.5 | 0.035 | 0 | 3.60 | 24.5 | 0.306 | 19.5 | 14.7 |
| 156 | 久慈川 | 9P | 有り | 160 | 2.500 | 0.942 | 0.4 | 2.3 | 2.5 | 0.040 | 0 | 3.20 | 19.3 | 0.200 | 36.5 | 16.6 |
| 157 | 久慈川 | 10P | 有り | 160 | 2.500 | 0.942 | 0.4 | 0.5 | 2.5 | 0.045 | 0 | 4.00 | 28.0 | 0.088 | 53.0 | 14.3 |
| 158 | 久慈川 | 11P | 有り | 160 | 2.500 | 0.942 | 0.4 | 0.5 | 2.5 | 0.045 | 0 | 2.20 | 23.9 | 0.023 | 64.5 | 9.2 |
| 159 | 第31閉伊川 | 1P | 有り | 229 | 5.000 | 1.744 | 0.4 | 7.2 | 10 | 0.035 | 0 | 2.30 | 8.9 | 0.891 | 9.8 | 25.8 |
| 160 | 第31閉伊川 | 2P | 無し | 229 | 5.000 | 1.744 | 0.4 | 8.5 | 10 | 0.035 | 1 | 2.30 | 8.9 | 0.779 | 0.0 | 25.8 |
| 161 | 第31閉伊川 | 3P | 無し | 229 | 5.000 | 1.744 | 0.4 | 9.0 | 10 | 0.035 | 1 | 2.30 | 9.0 | 0.665 | 0.0 | 25.5 |
| 162 | 第31閉伊川 | 4P | 無し | 229 | 5.000 | 1.744 | 0.4 | 7.6 | 10 | 0.035 | 1 | 2.30 | 9.0 | 0.556 | 0.0 | 25.6 |
| 163 | 第31閉伊川 | 5P | 有り | 229 | 5.000 | 1.744 | 0.4 | 6.5 | 10 | 0.035 | 0 | 2.30 | 8.9 | 0.444 | 18.0 | 25.7 |
| 164 | 第31閉伊川 | 6P | 有り | 229 | 5.000 | 1.744 | 0.4 | 6.0 | 10 | 0.035 | 0 | 2.30 | 8.9 | 0.331 | 43.5 | 25.7 |
| 165 | 第31閉伊川 | 7P | 有り | 229 | 5.000 | 1.744 | 0.4 | 4.5 | 10 | 0.035 | 0 | 2.30 | 8.9 | 0.219 | 70.1 | 25.9 |
| 166 | 第31閉伊川 | 8P | 有り | 229 | 5.000 | 1.744 | 0.4 | 3.4 | 10 | 0.035 | 0 | 2.30 | 9.1 | 0.107 | 96.1 | 25.4 |

3.3.3 説明変数の母集団別ヒストグラム

説明変数の母集団別のヒストグラムを図 3.3.8～図 3.3.16 に示す。ここで、前述のように母集団Ⅰは被災履歴がある橋梁を、また母集団Ⅱは被災履歴がない橋梁である。

図 3.3.8 から、植生の有無 V_{eg} については各母集団に対して明瞭な分布の差があり、植生が無いものが洗掘被害を受ける傾向があることが分かる。

図 3.3.9 から、流路内位置比 P_d では 0～0.3 の範囲において母集団に対して分布の差異が認められる。流路内位置比 0～0.3 は湾曲した流路の内縁側となり、その範囲にある橋脚は洗掘被害が少ないという傾向を示しており、鉄道における過去の経験に基づく危険箇所の着目点とも一致している。

図 3.3.10 から、橋脚幅 D では 3m 以上のもので被災（母集団Ⅰ）と無被災（母集団Ⅱ）とで差異が見られる。この傾向は、より大きな躯体ほど被災する率が高いことを示しており、工学的な傾向と一致する。

図 3.3.11 から、河道の曲率 $1/r$ では 2 以下 ($r \geq 0.5\text{km}$) で被災の有無で頻度に違いが見られるものの被災有りの方が被災無しよりも母集団の度数が多いことを考慮すれば両者の割合はほぼ同じであり、分布に顕著な差は認められない。

図 3.3.12 から、流域の侵食速度 E_v では、0.2～0.4mm/year（侵食速度が低い）の範囲では被災有りと被災無しの度数がほぼ同数である。母集団の度数は被災有りの方が被災無しよりも多いこと考慮すると流域の侵食速度が低い範囲では相対的に洗掘被害が起こりにくいと言える。

図 3.3.13 から、最大水深 h では、2～6m の範囲にほとんどが含まれる。その中で 2m では被災なしの度数が被災有りより多いことから最大水深が浅い場合は洗掘が起こりにくいと言える。一方で 4m では逆に被災有りの度数が被災なしより多いことから最大水深が深いほど洗掘が起こりやすいと言える。

図 3.3.14 から、河床材料の平均粒径 d_m では、5～10cm の母集団の度数が高く、概ねこのサイズの河床材料の平均粒径が多いと言える。被災の有無で両者の分布に大きな差は見られない。

図 3.3.15 から、分担阻害率 S_{α_i} では、0.1～0.2 の範囲にほとんどが分布している。0.1 以下で被災有りの度数が多いものの、顕著な差とは言えない。なお、0.35 ではすべてが被災しており、極端に分担阻害率が大きい場合は被災しやすいと言える。

図 3.3.16 から、橋脚と水際線との距離 d_s では、水際線との離隔がない橋脚で被災する場合が多く、10m 以下を加えると被災有りの橋脚のほとんどがこの離隔以下である。また、離隔が大きくなるほど、被災なしの度数の方が多く、被災し難いといえる。

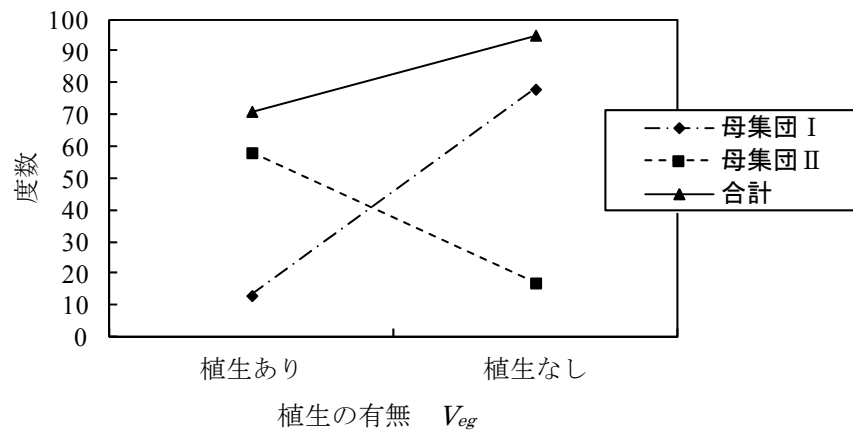


図 3.3.8 母集団別ヒストグラム (植生の有無 V_{eg})

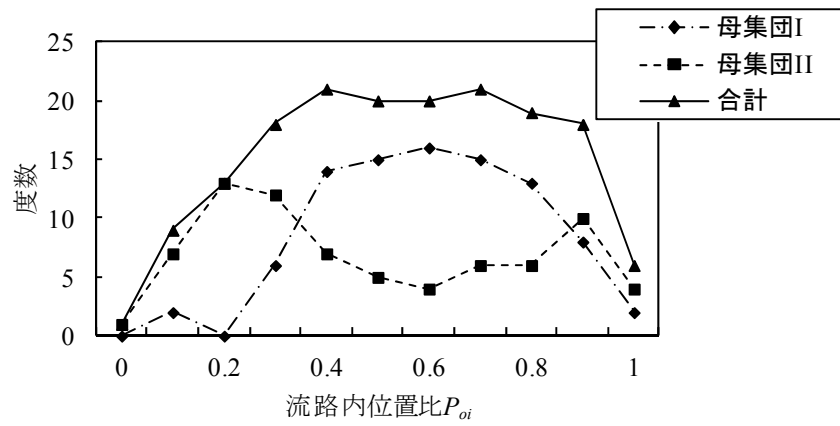


図 3.3.9 母集団別ヒストグラム (流路内位置比 P_{oi})

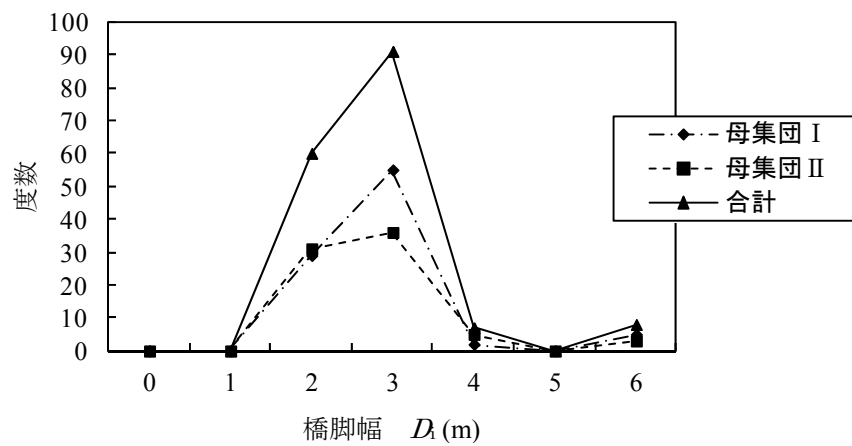


図 3.3.10 母集団別ヒストグラム (橋脚幅 D_i)

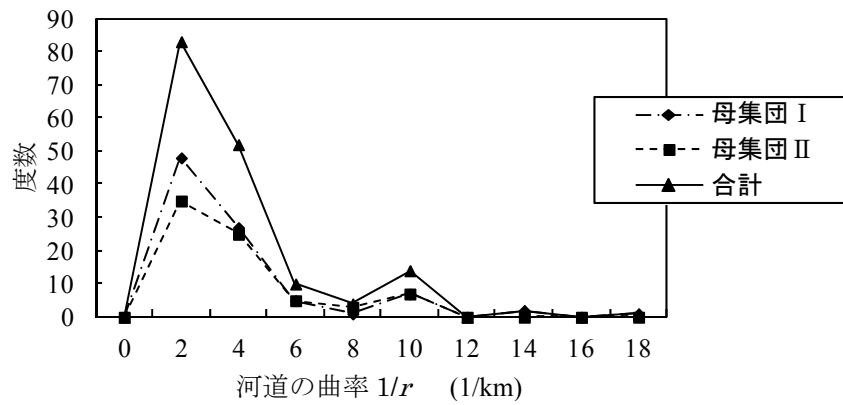


図 3.3.11 母集団別ヒストグラム (河道の曲率 $1/r$)

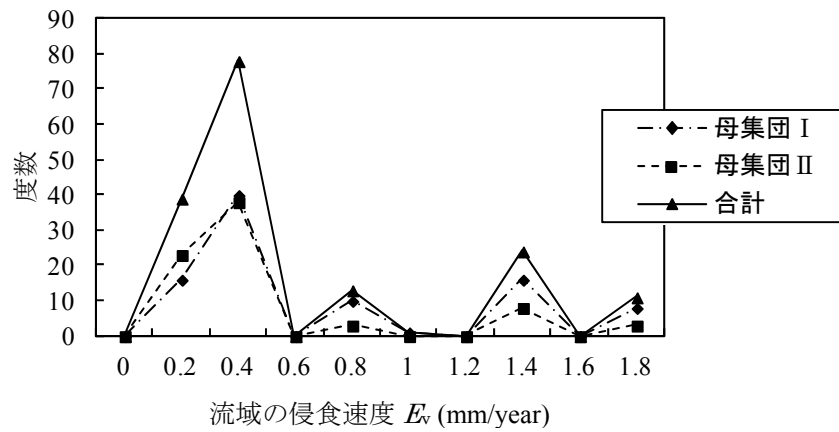


図 3.3.12 母集団別ヒストグラム (流域の侵食速度 E_v)

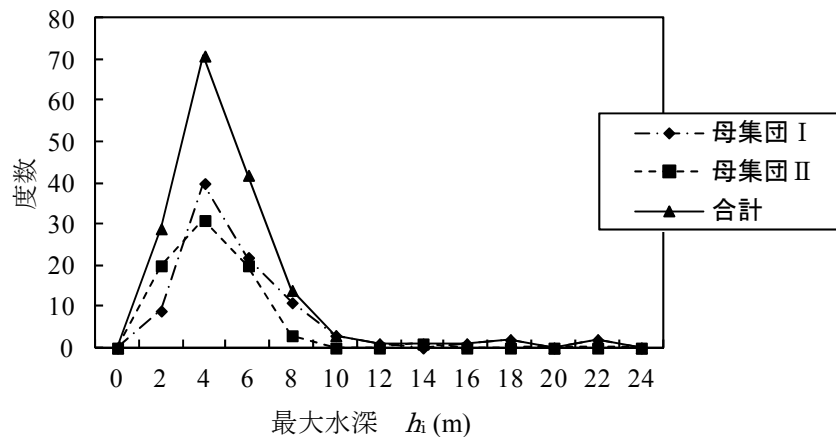


図 3.3.13 母集団別ヒストグラム (最大水深 h_i)

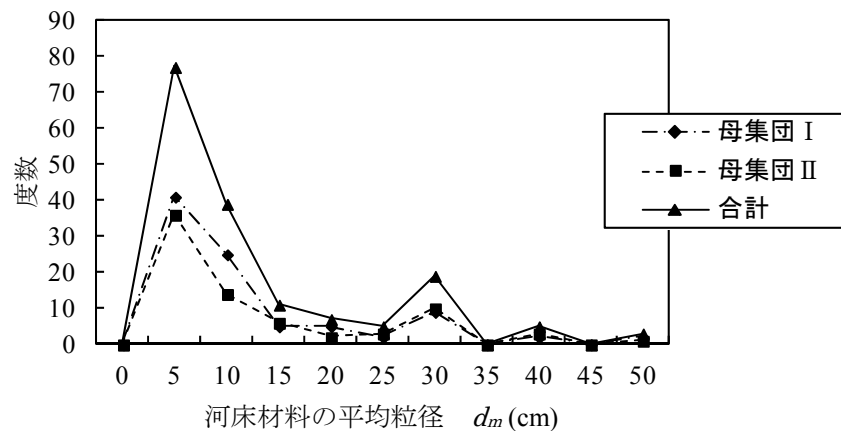


図 3.3.14 母集団別ヒストグラム (河床材料の平均粒径 d_m)

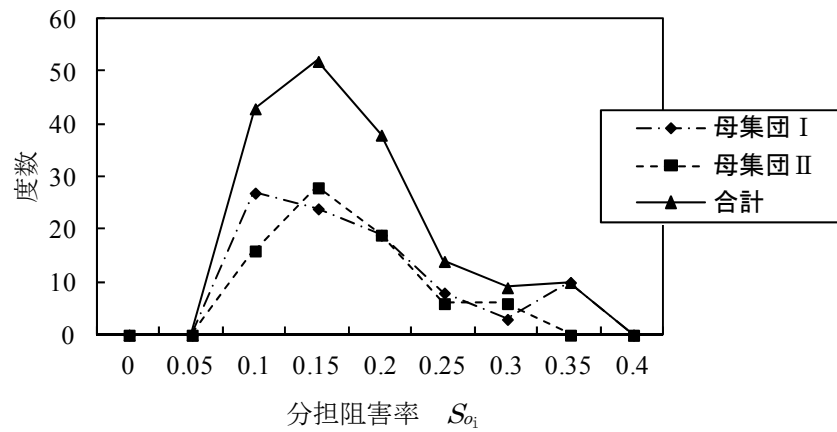


図 3.3.15 母集団別ヒストグラム (分担阻害率 S_{o_i})

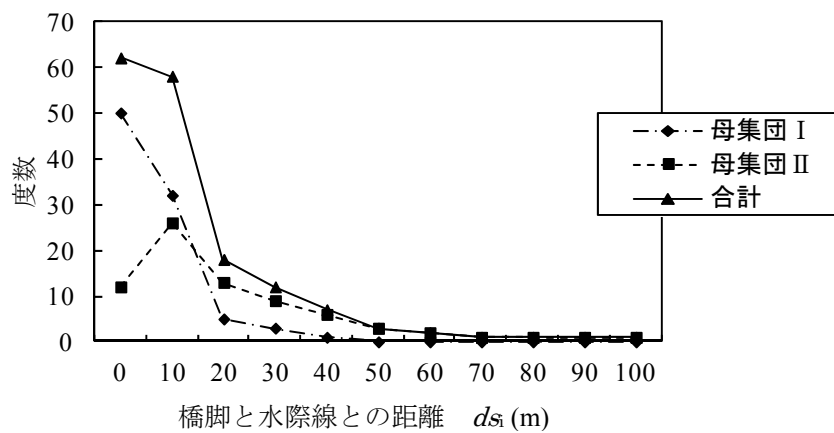


図 3.3.16 母集団別ヒストグラム (橋脚と水際線との距離 d_{s_i})

3. 4 現在の洗掘被災危険性評価のための判別分析と検証

3.4.1 判別分析の実行と判別式の提案

前述の表 3.3.2 の網掛けに示した 9 つの説明変数を用いて判別分析を行った。ここでは、9 つの説明変数について変数選択法の一つである増減法を利用しており、結果として河道の曲率 $1/r$ および分担河積阻害率 S_{ai} の 2 変数は説明変数より除外された。なお、増減法を利用するにあたり、変数選択の閾値は一般的に用いられる F 値=2.0 とした。判別分析により得られた各説明変数の判別係数および F 値は表 3.4.1 のとおりであり、次の式(3.4.1)に示す判別式が得られた。

$$Z = 4.044 V_{eg} + 2.437 P_{oi} - 0.06 d_m - 0.043 ds_i + 1.295 E_v + 0.176 h_i + 0.410 D_i - 4.742 \quad (3.4.1)$$

表 3.4.1 判別分析結果

| 説明変数 | 判別係数 | F値 |
|----------|--------|-------|
| V_{eg} | 4.044 | 53.86 |
| P_{oi} | 2.437 | 7.05 |
| d_m | -0.060 | 6.98 |
| ds_i | -0.043 | 6.68 |
| E_v | 1.295 | 6.55 |
| h_i | 0.176 | 4.88 |
| D_i | 0.410 | 2.60 |
| 定数項 | -4.742 | — |

ここで、 $Z > 0$ の場合は「母集団 I」、 $Z < 0$ の場合は「母集団 II」と判別される。ここで得られた判別分析結果に対し、表 3.3.2 に示した網掛けされた $1/r$ と S_{ai} を除く 7 つの説明変数によって母集団 I と母集団 II の 2 群の判別が可能かどうかの検定は、式 (3.4.2) に示す F を求めて行うことができ、 F が自由度 $(p, f-p+1)$ の F 分布することをを用いて検定する。

$$F = \frac{(f - p + 1)}{p \cdot f} \cdot \frac{n_1 n_2}{(n_1 + n_2)} \quad (3.4.2)$$

ここに、 n_1 と n_2 はそれぞれの母集団 I, II のデータ数、 $f = n_1 + n_2 - 2$ であり、 p は変量数である。ここでは $n_1 = 91$ と $n_2 = 75$ 、 $p = 7$ であり、自由度 $(7, 158)$ に対して $F = 5.66$

となる． F 分布において $\alpha=1\%$ の棄却域に対して $F_{0.01}=2.64$ であり，母集団ⅠとⅡの判別は有意となる．

判別分析の結果，判別に影響を及ぼす説明変数としては植生の有無 V_{eg} がもっとも大きな要因であることが分かる．次いで，流路内位置比 P_{oi} ，河床材料の平均粒径 d_m ，橋脚と水際線の距離 ds_i ，流域の侵食速度 E_v ，最大水深 h_i ，橋脚幅 D_i の順となる．

各判別係数の符号をみると植生の有無は+となっており，植生無しの場合（ $V_{eg}=1$ ）で洗掘に対する危険性が高まることは工学的にみても妥当である．また，流路内位置比も攻撃地形である外縁側に位置するほど危険性が高まる結果となっており，過去の経験とも合致している．同様に，最大水深および橋脚幅の符号は+，河床材料の平均粒径および橋脚と水際線との距離は符号が-となっており，工学的にみて妥当な分析結果が得られていることが分かる．

図 3.4.1 には各標本サンプルにおける判別得点のヒストグラムを示したものである．ここで，判別基準点を 0 とした場合には，被災歴有りにも関わらず安全側だと判定される橋脚数が 10 基，被災歴無しにも関わらず危険側と判断されるものが 15 基あることが分かる．この判別結果を鉄道構造物の維持管理に用いることを想定した場合，前者の誤判別はいわゆる「見逃し」に，後者は「空振り」に相当するものである．そのため，より安全側の評価となるよう工学的な判断により判別係数を見直すこととした．ここでは，「空振り」の数が増えることは容認しつつ「見逃し」となる誤判別の数が少なくなるように，定数項に 1 を加えて判別得点が危険側となるよう式(3.4.1)の判別式を式(3.4.3)のように修正した．

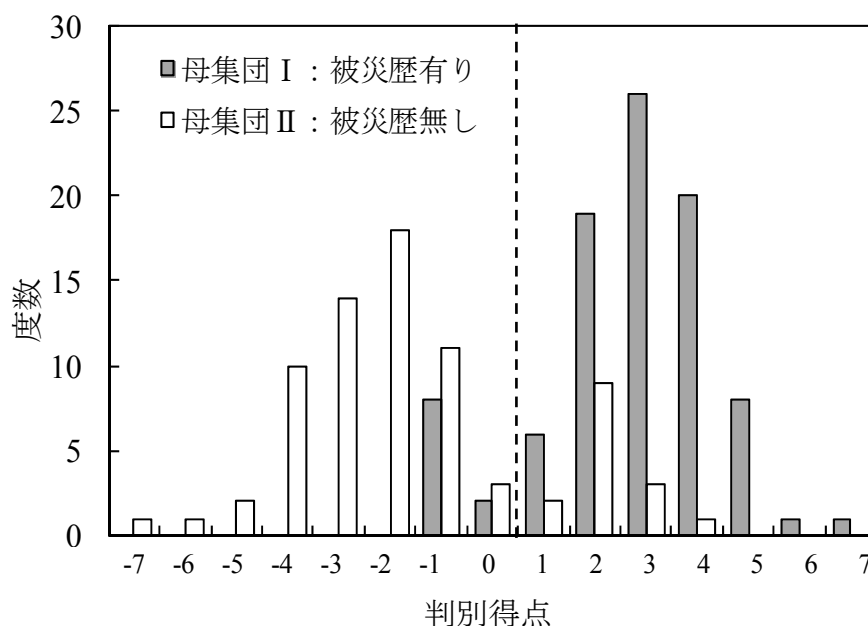


図 3.4.1 判別得点のヒストグラム

$$Z = 4.044 V_{eg} + 2.437 P_{oi} - 0.06 d_m - 0.043 d_{si} + 1.295 E_v + 0.176 h_i + 0.410 D_i - 3.742 \quad (3.4.3)$$

ここで、 $Z > 0$ の場合は「母集団Ⅰ」、 $Z < 0$ の場合は「母集団Ⅱ」と判別される。表 3.4.2 に、判別式修正前後のそれぞれの正答率を示す。この結果、被災歴が無いものを危険側と判断する「空振り」となる確率は、判別式の見直しにより 20.0%から 24.0%に増加するものの、被災歴有りを判別できる正答率が 91.2%に達する。また、全体の正答率は前後で変わらず 84%以上を確保しており、実用上十分な判別精度を有していると言える。

表 3.4.2 判別得点見直し前後の正答率

| 見直し | 母集団 | 判別数(橋脚数) | | | 正答率 |
|-----|---------|----------|----|-----|------|
| | | 被災 | 安全 | 合計 | (%) |
| 前 | Ⅰ:被災歴有り | 81 | 10 | 91 | 89.0 |
| | Ⅱ:被災歴無し | 15 | 60 | 75 | 80.0 |
| | 全体 | 96 | 70 | 166 | 84.9 |
| 後 | Ⅰ:被災歴有り | 83 | 8 | 91 | 91.2 |
| | Ⅱ:被災歴無し | 18 | 57 | 75 | 76.0 |
| | 全体 | 101 | 65 | 166 | 84.3 |

3.4.2 実橋梁における検証

(1) 対象として橋梁と被害の概要

前述の式(3.4.3)の判別式を他の被災事例を持つ橋梁に適用し、判別式に妥当性について検証した。対象としたのは関東北部地方の一級河川に架かる M 橋梁である。上部工は単線の上路鉸桁(延長 264m, 支間 10.0~24.0m×14 連)、下部工は直接基礎形式の舟形の煉瓦および石造橋脚である。

橋梁の概観を図 3.4.2 に示す。当該橋梁では 1998 年 9 月に最大流量が 2200m³/s (計画高水流量 4100 m³/s) を超える増水があり、流心に位置した 2P が洗掘を受けて基礎が露出するという災害を受けていた。左岸側整備護岸の背面に位置する 1P は洗掘を受けることなく橋脚の安定性に影響は見られなかった。また、3P では若干の洗掘は見られたものの、基礎の安定性に影響を及ぼすほどの規模ではなく、4P は砂州上の植生が流出したのみであった。被災後に 2P では基礎周辺にふとんかごを敷設するとともにその上部に根固めブロックが施工された。



図 3.4.1 M 橋梁の概観

(2) 評価結果

M 橋梁における橋脚毎に算出された判別得点を図 3.4.3 に示す。この図から、過去に被災を受けた 2P が最も危険性が高い橋脚として評価され、次いで 3P が危険と評価されていることが分かる。一方、1P、4P については判別得点が負となっている。1P は現況の流路に隣接しているものの護岸整備されており、最大水深が極めて低いと考えられる。また、4P は過去に流路であったものの砂州上に植生が繁茂し水際線からの離隔が大きいことによるものと考えられる。

これらのことから、式 3.4.3 で示した判別式による洗掘の危険性の評価については、安全側の判断になるため危険側と判断される橋脚数が多くなる傾向にはあるが、被災事例を抽出できることが確認できた。

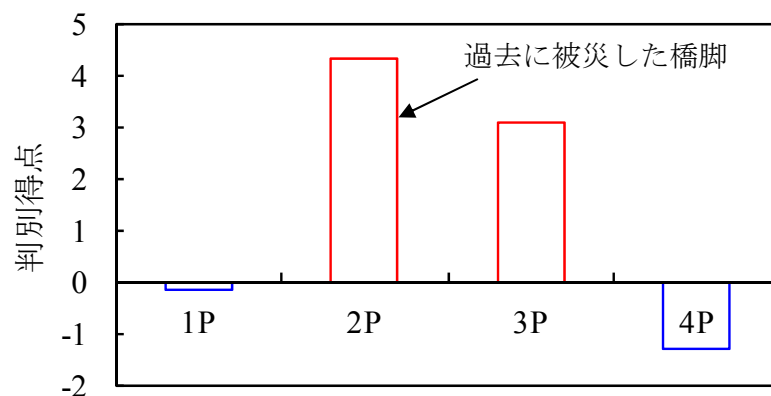


図 3.4.3 M 橋梁の判別得点

(3) 誤判別となった橋脚の構造条件

判別式の修正後，被災歴有りにも関わらず安全側だと判定された「見逃し」の誤判別数が図 3.4.1 中に 8 基存在している。

そのうちの 1 基は，図 3.4.4 に示すような門型形状を有する橋脚であり，橋脚の隙間に流下物が捕捉されたことで見かけの橋脚幅が見かけ上増加したことが洗掘の進行を助長し，災害に至ったが発生したものと考えられる。

また，別の 4 基は，支川に位置する橋梁で本川との合流点近傍に位置していた。この橋梁の場合は，橋梁位置から本川との合流点までの距離が約 100m，河床高さの差が約 3m であり，本川の河床低下の影響を受けて，支川の河床高さも低下したことが影響して被災したと考えられる。また，こうした合流点では河川縦断勾配の急激な変化や落差が生じる。このような場合，その周辺で流況の変化が激しくなることから洗掘が起こりやすいと考えられる。図 3.4.5 に河床高さの急激な変化の一例を示す。

さらに別の 3 基では，図 3.4.6 に示すように橋梁位置における計画高水位時の流路幅が橋梁上流方と比較して狭くなる事例であった。橋梁上流における川幅 $B_u=180\text{m}$ に対して橋梁位置での川幅 $B_b=130\text{m}$ であり，河川幅の狭窄程度が $B_u/B_b=0.72$ となる。このような場合，橋梁周辺では縮流により流速が増加し洗掘が助長される。しかし，このような河川幅の狭窄はまれなケースであり，統計解析の要因に加えるほどの事例はなかった。

このように，橋梁の洗掘に対する被災危険性を評価するためには，判別分析に用いた説明変数の他に，①門型など流下物を捕捉しやすい構造の橋脚，②合流部あるいは河床勾配，河床形状の急激な変化部に位置する橋脚，③河道の狭窄部に位置する橋脚，といった特殊条件については別途検証する必要があることが分かる。



図 3.4.4 門型形状の橋脚の例



図 3.4.5 河床高さの急激な変化の一例

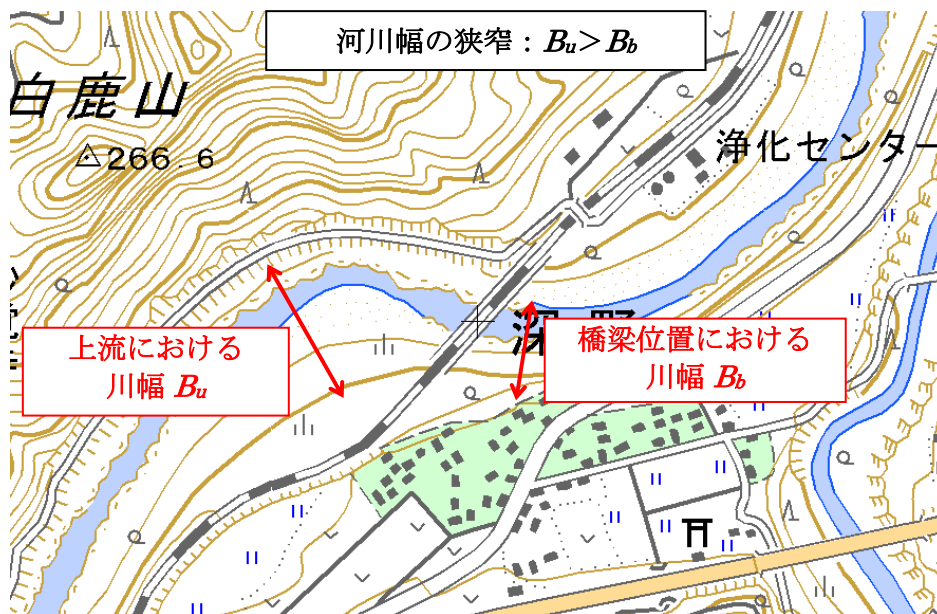


図 3.4.6 河川幅の狭窄の例

3. 5 将来の洗掘被災危険性評価のための重回帰分析と推定式の提案

前節では、定期検査において計測、取得が可能な説明変数を用い、線形判別分析によって現在の被災危険性を判定する判別関数式を提案した。本節では、重回帰分析による将来の河床低下量の予測式を作成し、検査周期を考慮した対策優先度の判定手法について提案する。

3. 5. 1 説明変数および目的変数の選択

将来の洗掘の危険性を判別する指標として河床低下量を重回帰分析の目的変数とすることを想定したが、過去にどれほどの出水履歴が存在したかによって河床低下量が大きく変化することは容易に想像できる。一方で、分析に用いた河床高の変化は任意期間毎に測定された検査記録であり、必ずしも河床変動を引き起こすような出水があった直前と直後の比較ではない。そこで、本検討では、任意期間の河床低下量 Y (m) を、任意期間における河川流量 Q (m³) で除すことで、任意期間内の平均的な低下傾向を求めることとし、任意期間における総流量あたりの河床低下量 Y/Q (1/m²) を目的変数として設定した。ここで、任意期間における河床低下量 Y とは、図 3. 5. 1 に示すように任意の検査時期における河川断面の最低河床高さの変化量を表したものであり、任意期間に低下した場合は-の符号を与えた。一方、任意期間における河川流量 Q は、上述の検査期間内に発生した流量の累積値である。なお、流量 Q については各河川における流域面積とアメダス観測点における降雨データを基に、簡易な貯留関数法により予測した値を用いており、必ずしも河川管理者の公表する流量とは一致しない。

説明変数については、重回帰分析の対象を橋梁単位としたため、表 3. 3. 2 の網掛けで示した 9 つの各説明変数のうち、橋脚単体に関するパラメータである植生の有無 V_{eg} 、流路内位置比 P_{oi} および橋脚と水際線の距離 d_{si} については説明変数より除外した。一方、最大水深 h_i 、橋脚幅 D_i および分担河積阻害率 S_{oi} については、いずれの値も各橋梁内における最大値とした。最終的な説明変数は、流域の侵食速度 E_v 、河道の曲率 $1/r$ 、河床材料の平均粒径 d_m 、橋梁最大水深 h_{max} 、橋梁最大橋脚幅 D_{max} および橋梁最大分担河積阻害率 S_{oimax} の 6 変量となった。

説明変数と目的変数については、上述のとおり設定したが、実際に任意の期間内における流量と河床低下速度を記録している事例は少ない。そこで、ここでは両者のデータがそろった全 25 橋梁を対象に分析を行った。

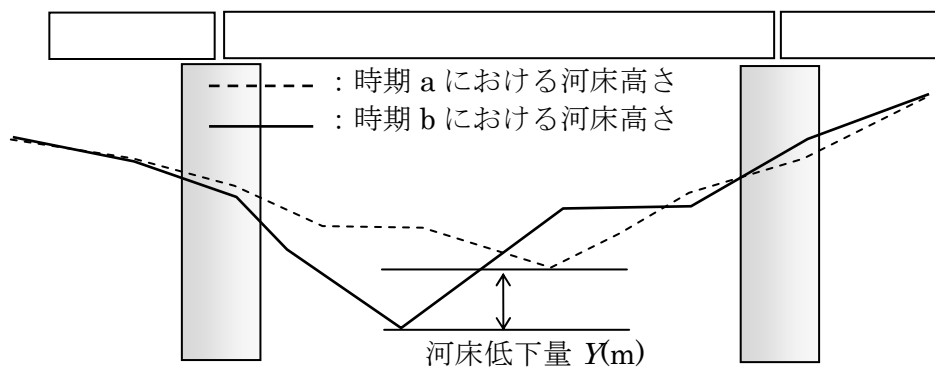


図 3.5.1 河床低下量のイメージ図

表 3.5.1 河床低下量

| 橋梁 | 評価期間 | 河床低下量 (-) 低下 (+) 上昇 (m) | 単位流量あたりの 河床変動量 $y/Q \times 10^{-9}$ (1/m ²) | 侵食速度 E_v (mm/y) | 河道の曲率 係数 $1/r$ (1/km) | 河床材料の 平均粒径 d_m (cm) | 最大水深 h_{imax} (cm) | 平均橋脚幅 D_{imax} (cm) | 橋梁障害率 S_o |
|----|--------------|----------------------------------|--|-------------------------|--------------------------------|--------------------------------|----------------------------|-----------------------------|----------------|
| イ | H9.9~H12.5 | -0.25 | 1.00 | 1.75 | 5.0 | 30 | 2.8 | 1.9 | 0.100 |
| イ | H9.9~H10.5 | -0.125 | -23.04 | 1.75 | 5.0 | 30 | 2.8 | 1.9 | 0.100 |
| ロ | H9.9~H11.6 | -0.25 | -0.93 | 0.63 | 3.3 | 7 | 3.7 | 2.1 | 0.110 |
| ロ | H9.9~H10.8 | -0.13 | -0.74 | 0.63 | 3.3 | 7 | 3.7 | 2.1 | 0.101 |
| ハ | H11.6~H12.4 | -0.25 | -6.54 | 0.63 | 0.1 | 3 | 2.2 | 1.75 | 0.101 |
| ニ | H12.1~H12.12 | -1.00 | -3.40 | 1.25 | 2.0 | 5 | 4.7 | 1.6 | 0.061 |
| ニ | H12.1~H12.6 | -0.50 | -3.40 | 1.25 | 2.0 | 5 | 4.7 | 1.6 | 0.061 |
| ホ | H4.11~H11.7 | -0.20 | -2.08 | 0.88 | 5.0 | 4 | 2.2 | 1.14 | 0.088 |
| ホ | H5.8~H11.7 | -0.40 | -4.77 | 0.88 | 5.0 | 4 | 2.2 | 1.14 | 0.088 |
| ホ | H9.9~H11.7 | -0.55 | -17.61 | 0.88 | 5.0 | 4 | 2.2 | 1.14 | 0.088 |
| ホ | H9.9~H10.9 | -0.30 | -17.61 | 0.88 | 5.0 | 4 | 2.2 | 1.14 | 0.088 |
| ホ | H10.9~H11.7 | -0.25 | -17.62 | 0.88 | 5.0 | 4 | 2.2 | 1.14 | 0.088 |
| ヘ | H6.2~H12.5 | -0.30 | -0.81 | 1.25 | 2.9 | 7 | 4.0 | 2.25 | 0.093 |
| ヘ | H6.2~H9.9 | -1.00 | -5.30 | 1.25 | 2.9 | 7 | 4.0 | 2.25 | 0.093 |
| ト | H11.9~H12.11 | -0.55 | -31.45 | 0.4 | 6.7 | 15 | 1.1 | 1.4 | 0.116 |
| チ | H10.9~H14.7 | 0.00 | 0.00 | 0.4 | 0.5 | 3.5 | 5.3 | 1.7 | 0.069 |
| リ | H9.9~H15.9 | -0.70 | -1.35 | 0.4 | 2.5 | 0.75 | 3.0 | 2.2 | 0.158 |
| リ | H12.9~H15.9 | -0.35 | -1.35 | 0.4 | 2.5 | 0.75 | 3.0 | 2.2 | 0.158 |
| ヌ | S57.2~H15.1 | -0.80 | -4.11 | 0.4 | 1.3 | 10 | 2.2 | 1.75 | 0.080 |
| ヌ | S57.2~H15.1 | -0.40 | -4.12 | 0.4 | 1.3 | 10 | 2.2 | 1.75 | 0.080 |
| ル | S53.1~S60.9 | -0.20 | -0.19 | 0.4 | 0.1 | 10 | 5.8 | 2.0 | 0.133 |
| ル | S53.1~S60.9 | -0.10 | -0.19 | 0.4 | 0.1 | 10 | 5.8 | 2.0 | 0.133 |
| オ | H12.5~H16.8 | 0.00 | 0.00 | 0.4 | 1.3 | 7.5 | 7.0 | 1.25 | 0.070 |
| ワ | H9.9~H16.9 | -1.09 | -2.47 | 0.4 | 2.5 | 4 | 2.0 | 2.1 | 0.125 |
| ワ | H9.9~H16.9 | -0.55 | -2.49 | 0.4 | 2.5 | 4 | 2.0 | 2.1 | 0.125 |

3.5.2 各説明変数による単回帰分析

各説明変数と目的変数である総流量あたりの河床低下量 $Y/Q(1/m^2)$ との関係に関する単回帰分析結果のうち目的変数との相関性が最も高い河道の曲率半径 $1/r$ の例を図 3.5.2 に示す。この結果、決定係数は約 0.53 となり、予測精度は低い。同様に他の説明変数について図 3.5.3～図 3.3.7 に示すが、いずれも決定係数が低く、各説明変数単独では目的変数を精度良く予測することは困難であることが分かる。

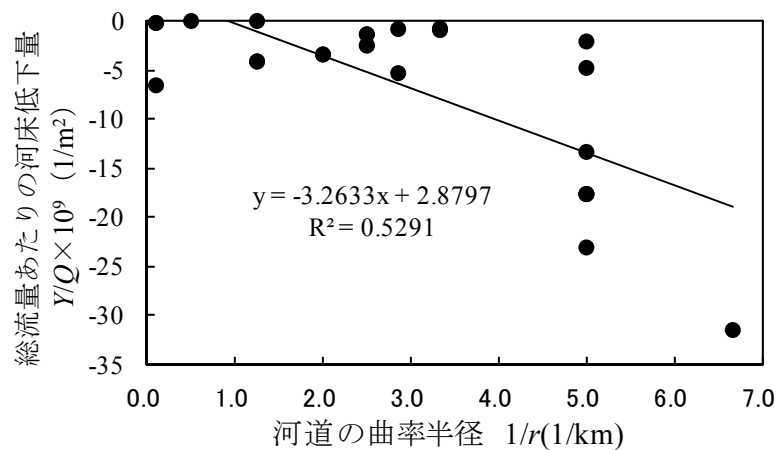


図 3.5.2 単回帰分析結果（河道の曲率半径）

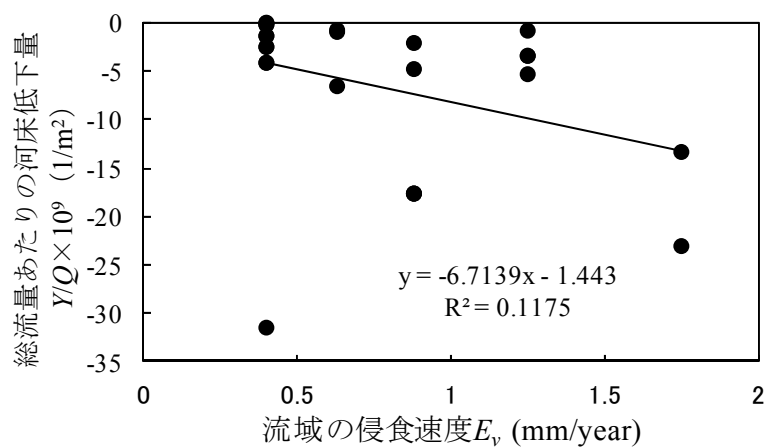


図 3.5.3 単回帰分析結果（流域の侵食速度）

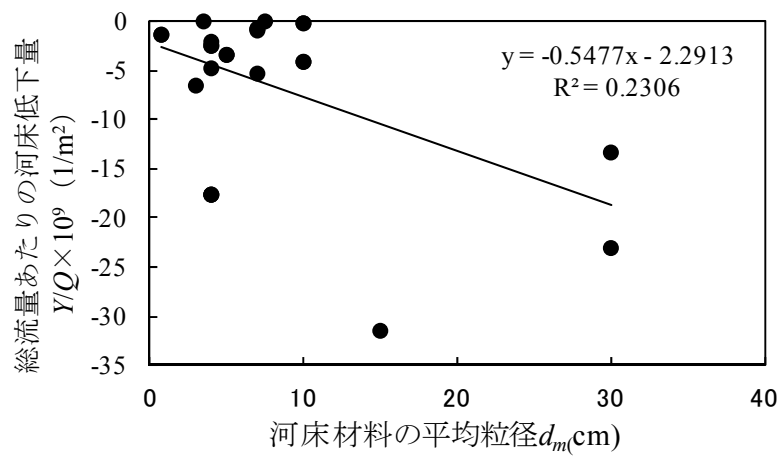


図 3.5.4 単回帰分析結果（河床材料の平均粒径）

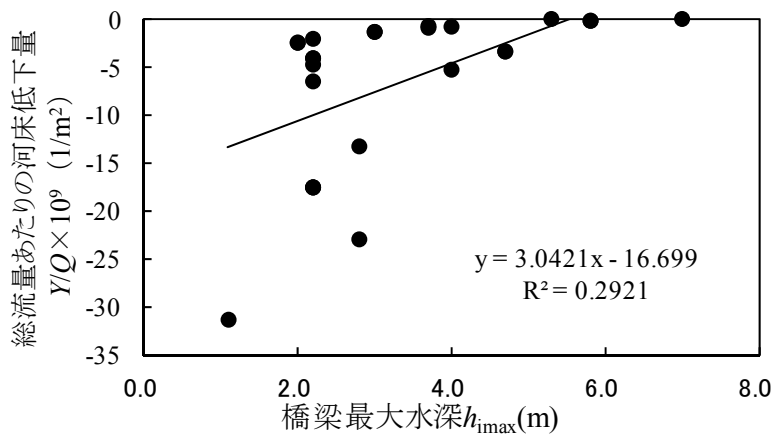


図 3.5.5 単回帰分析結果（橋梁最大水深）

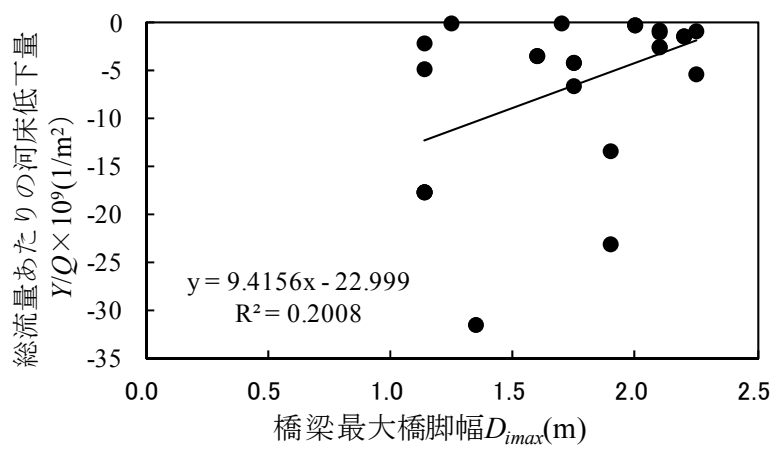


図 3.5.6 単回帰分析結果（橋梁最大橋脚幅）

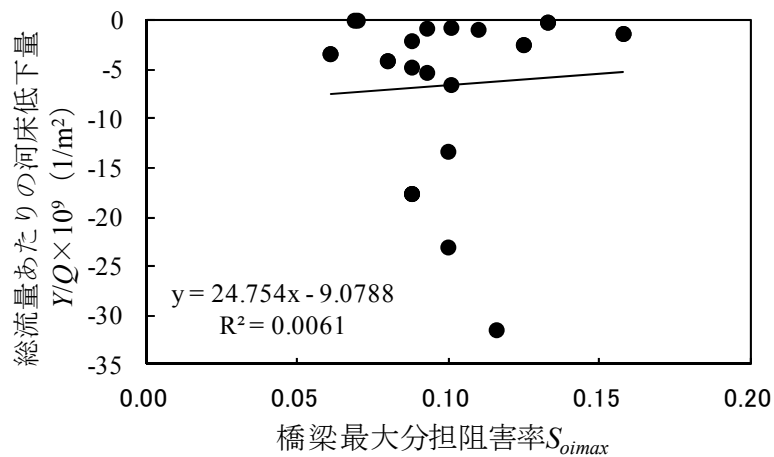


図 3.5.7 単回帰分析結果（橋梁最大分担河積阻害率）

3.5.3 重回帰分析の実行と推定式の提案

上述の 6 つの説明変数を用いて重回帰分析を行った．なお，ここでは，総流量あたりの河床低下量 $YQ(1/m^2)$ の値は非常に小さな値となるため，これに 10^9 を乗じた $YQ \times 10^9(1/m^2)$ を目的変数とした．分析では，6 つの説明変数に対して変数選択法の一つである増減法を用いた解析の結果，流域の侵食速度 E_v および橋梁最大分担河積阻害率 S_{oimax} の 2 変数は説明変数より除外された．なお，増減法を利用するにあたり，変数選択の閾値は一般的に用いられる F 値 $= 2.0$ とした．重回帰分析により得られた各説明変数の偏回帰係数および F 値は表 3.5.2 のとおりであり，式 3.5.1 の予測式が得られた．

$$YQ \times 10^9 = -1.373 (1/r) - 0.468 d_m + 6.398 D_{imax} + 1.575 h_{imax} - 15.308 \quad (3.5.1)$$

表 3.5.2 重回帰分析結果

| 説明変数 | 偏回帰係数 | 標準偏回帰係数 | F値 |
|---------------|---------|---------|-------|
| $1/r(1/km)$ | -1.373 | -0.306 | 2.783 |
| $d_m(cm)$ | -0.468 | -0.410 | 9.318 |
| $D_{imax}(m)$ | 6.398 | 0.304 | 4.678 |
| $h_{imax}(m)$ | 1.575 | 0.280 | 3.197 |
| 定数項 | -15.308 | — | 3.867 |

図 3.5.8 に式 3.5.1 に基づく総流量あたりの河床低下量の予測値と実測値との関係を、図 3.5.9 に予測値と実測値との残差の正規確率プロットをそれぞれ示す。このときの分析精度として予測値と実測値との決定係数は約 0.71 となり、4 つの説明変数により前項で述べた単回帰分析よりも高い精度の予測式が得られていることが分かる。また、残差の正規確率プロットがほぼ直線になることから同様のことが言える。

図 3.5.8 の予測値と実測値との関係をみてみると、実測値が予測値を上回り、場合によっては予測値が+となるケースがある。そのため、式 3.5.1 による重回帰分析では、将来の危険性を過小に見積もってしまい、危険側の評価になってしまう可能性がある。そこで、図 3.5.9 に示した残差の標準偏差 σ 分を定数項から差し引くことで、予測値が実測値を上回る確率が高くなるよう式 3.5.1 を修正したのが式 3.5.2 である。

$$YQ \times 10^9 = -1.373 (1/r) - 0.468 d_m + 6.398 D_{\max} + 1.575 h_{\max} - 20.316 \quad (3.5.2)$$

図 3.5.8 に破線として見直し後の式 3.5.2 に基づく総流量あたりの河床低下量の実測値と予測値との関係を示す。その結果、見直し前において実測値が予測値を上回る確率は 25 橋梁中 14 橋梁であり約 56%であったが、見直し後は 25 橋梁中 1 橋梁と 4% の確率となった。

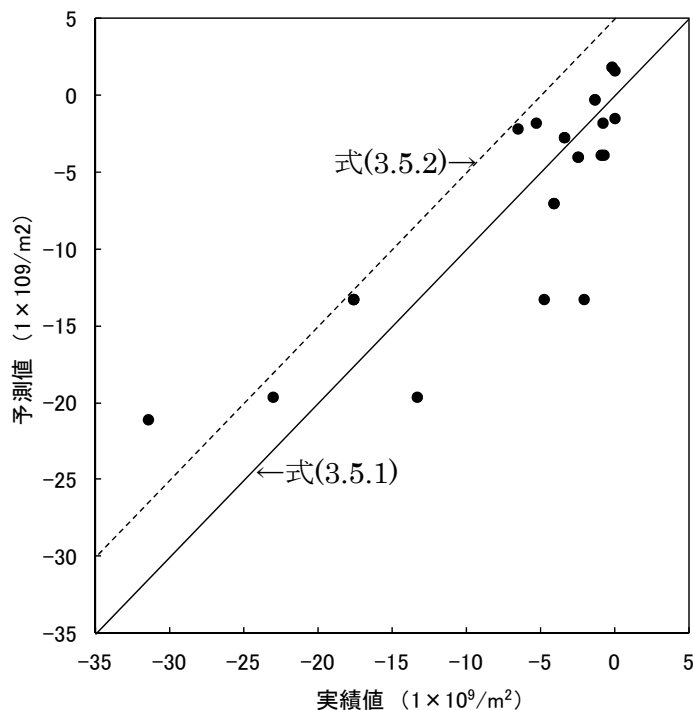


図 3.5.8 重回帰分析による予測値と実測値との関係

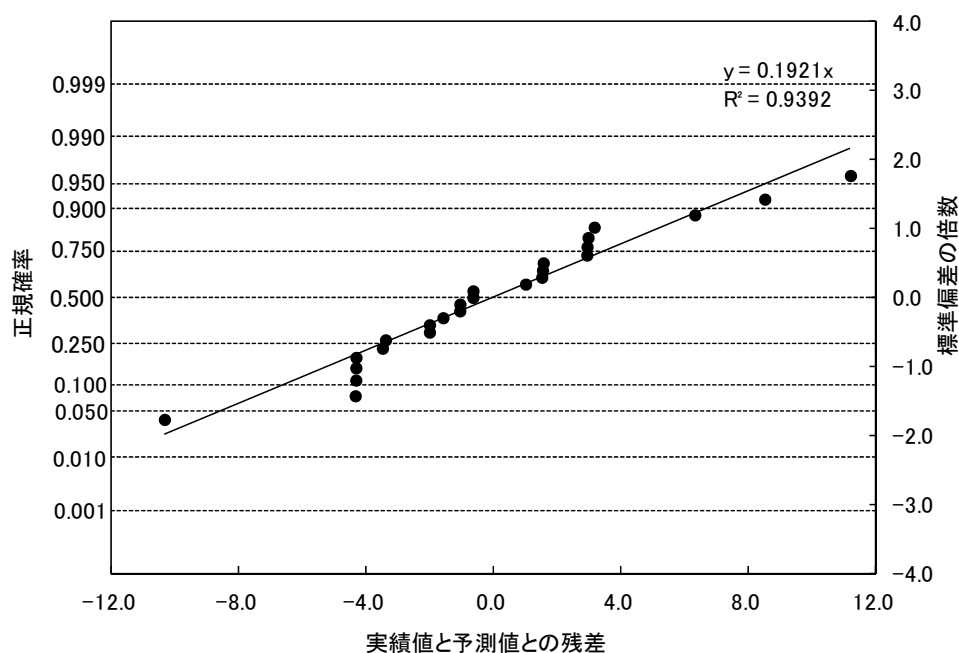


図 3.5.9 実測値と予測値との残差の正規確率プロット

3. 6 増水時の洗掘被災危険性評価手法の提案

3.6.1 洗掘被災危険性評価の手順³⁻¹¹⁾

3. 4で述べた現在の洗掘の起こりやすさを評価する判別式と、3. 5の将来の洗掘深を予測する回帰式を用いて、鉄道構造物の維持管理のための定期的な検査業務で活用することを目的とした、洗掘発生に対する洗掘被災危険性評価手法を提案する。図 3.6.1 に、提案する評価手法のフローチャートを示す。なお、根入れ比が一定の値を下回る橋脚は何らかの防護措置を講じることとし、当該フローチャートでの判定は、そうした根入れ比による抽出を実施した後に適用する。

提案手法では、まずその橋脚が、洗掘が引き起こされやすい特殊な条件に該当するかを判断する。具体的には、①門型など流下物を捕捉しやすい構造の橋脚、②合流部あるいは河床勾配、河床形状の急激な変化部に位置する橋脚、③稼動の狭窄部に位置する橋脚か否かを判断する。

上記の特殊条件に該当しない場合は、判別式 3.4.3 (再掲) を用いて現時点における洗掘の起こりやすさを評価する。

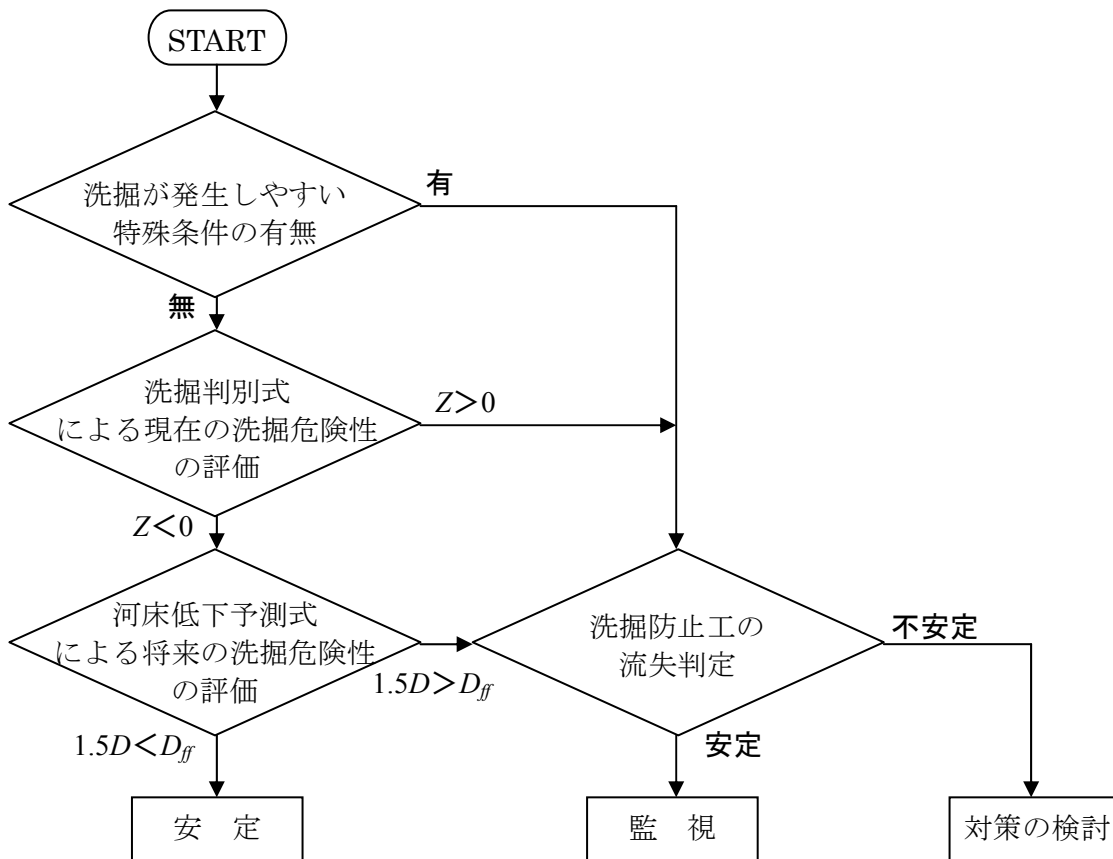
$$Z = 4.044 V_{eg} + 2.437 P_{\alpha} - 0.06 d_m - 0.043 d_{si} + 1.295 E_v + 0.176 h_i + 0.410 D_i - 3.742 \quad (3.4.3)$$

$Z < 0$ が得られた場合には、現時点の洗掘被災危険性は低いと評価されたこととなる。この場合、式 3.6.1 を用いて河床変動量を算出して将来における基礎の根入れ長を推定する。

$$D_{ff} = D_f + YQ \times 10^9 \times Q_f \quad (3.6.1)$$

将来の危険性は、現在の根入れ長に任意期間経過後の河床変動量を考慮した将来的な根入れ長を推定し、この推定値を橋脚の安定上の根入れ管理値とされる $1.5D$ (D は橋脚幅) と比較して評価する。ここで、河床変動量は想定する任意期間における河川の総流量に応じた変動量を、式 3.6.1 を用いて算出する。現状の根入れ長 D_f に将来の河床変動量 Y を加えて将来の根入れ長 D_{ff} を算出し、 D_{ff} が橋脚躯体の流れ方向の幅 D の 1.5 倍の深さ（通常橋脚の安定性の管理値として $1.5D$ が用いられているため）を下回るか否かを判定する。 $1.5D < D_{ff}$ の場合、橋脚は洗掘に対して安定と評価される。

一方、橋脚が上記の洗掘が引き起こされやすい特殊条件に該当する場合、あるいは、 $Z > 0$ （現在の洗掘被災危険性が高い）と評価された場合、あるいは $1.5D > D_{ff}$ （洗掘によって次の検査時期までに橋脚の安定上必要な根入れ長が不足する）と算定された場合、岡田らの方法³⁻¹²⁾により洗掘防止工の安定性を評価する。洗掘防止工がその流失に対して安定と判定された場合には監視措置とする。また、洗掘防止工の状態が不安定あるいは不足していると判定された場合には対策工の施工を検討する。



$$Z = 4.044 V_{eg} + 2.437 P_{oi} - 0.06 d_m - 0.043 d_{si} + 1.295 E_v + 0.176 h_i + 0.410 D_i - 3.742 \quad (3.4.3)$$

$$YQ \times 10^9 = -1.373 (1/r) - 0.468 d_m + 6.398 D_{\max} + 1.575 h_{\max} - 20.316 \quad (3.5.2)$$

ここで、 Z : 判別得点 (正の値が被災あり)

V_{eg} : 植生の有無

P_{oi} : 流路内位置比

d_m : 河床材料の平均粒径

d_{si} : 橋脚と水際線との距離

E_v : 流域の侵食速度

h_i : 最大水深

D_i : 橋脚幅

Y : 河床低下量 (m)

Q : 総流量 (m³)

r : 河道の曲率半径 (km)

h_{\max} : 橋梁内の最大水深

D_{\max} : 橋梁内の最大橋脚幅

i : 橋脚番号

図 3. 6. 1 洗掘被災危険性評価の手順

3.6.2 提案する評価手法の妥当性の検証

ここは、3.4.2 で判別分析の検証に用いた M 橋梁の 2P を対象に、今回提案した手法の妥当性を検証した。

M 橋梁の 2P は 3.4.1 に示すとおり“不安定”と判別されており、図 3.6.1 の手順に従い重回帰分析による河床変動量を算出する。A 橋梁における式 3.5.2 に示す各パラメータは、 $r=0.5\text{km}$ 、 $d_m=5.2\text{cm}$ 、 $D_{\max}=1.67\text{m}$ (2P)、 $h_{\max}=5.0\text{m}$ (2P)である。式 3.5.2 から、 $YQ \times 10^9 = -6.936$ (1/m²)となる。 Q_f を鉄道における定期検査の周期である 2 年とした場合、当該河川の総流量 Q_f は $4.212 \times 10^8 \text{m}^3$ と算定された。なお、総流量 Q_f は当該河川の流域面積と流域内のアメダス観測点における降雨データを基に、簡易な貯留関数法により予測した値を用いており、必ずしも河川管理者の公表する流量とは一致しない。

そこで、2 年間の河床低下量は $Y = -6.936 \times 10^{-9} \times 4.212 \times 10^8 = -2.92\text{m}$ と算定される。現時点での 2P の根入れ長 D_f は 4.46m であるため、次の検査時点での根入れ長は $D_{ff} = D_f + Y_{ef} = 4.46 - 2.92 = 1.54\text{m}$ となる。この値は根入れ長の安定とされる目安の $1.5D$ ($D=1.67\text{m}$)を下回ることから、洗掘防止工の安定度の判定を行う必要があると判定される。なお、岡田らの方法³⁻¹²⁾によれば、2P 周りに敷設された根固めブロックは“安定”であり、2P は“経過監視”と評価される。

M 橋梁では、1998 年以降、同程度の増水を数回経験している。この間、2P では防護ブロック工の流失は見られず安定した状況が続いており、提案した手法による評価結果と整合している。

3. 7 洗掘要注意橋梁の抽出法に関するまとめ

洗掘の危険性評価では、河川の流水状況や河床材料といった河川工学的な視点に基づく評価手法に加えて、わが国の鉄道特有の構造や保守業務体制を考慮した評価であることが求められる。

そこで、鉄道の構造物特有の問題点、ならびに鉄道における検査体制等の現状を考慮し、日常の検査業務を通して効率的に、より簡易な手法で洗掘災害に対して注意すべき橋脚を抽出することを目的とした。

3. 3では、過去の鉄道における被災事例を収集し、その状況や特性を整理した上で、分析に用いるためのデータ収集をおこなった。そのデータを基に、洗掘に影響を及ぼすパラメータを①河川の地形地質的な性状、②河川工学的、水理学的な性状、③洗掘と鉄道橋脚の構造条件に分類し、13のパラメータに整理した。さらに、各パラメータの相関分析により、河道の曲率、流域の侵食速度、最大水深、河床材料の平均粒径、砂州上の植生の有無、橋脚幅、分担河積阻害率、橋脚の流路内位置比、平水時における橋脚と水際線との離隔、の9変量を説明変数とした。また目的変数は被災歴の有無とした。

3. 4では3. 3の結果を基に、橋脚が置かれている現状を基にした“現在”の洗掘の起こりやすさの評価として、判別得点の値が正であれば被災することを示す判別式を提案した。評価には、植生の有無 V_{eg} 、流路内位置比 P_{ai} 、河床材料の平均粒径 d_m 、橋脚と水際線との距離 d_{si} 、流域の侵食速度 E_v 、最大水深 h_i 、橋脚幅 D_i の7変量を用いた。さらに、その判別式を他の実橋梁において適用し、適正な評価が得られることを確認した。

3. 5では、想定する期間における河床変動量（最深河床高さの差）を求めて、これを用いた将来の洗掘被災危険性の評価方法を提案した。これは、検討対象期間における河川の総流量に応じて河床変動量を推定する予測式であり、その予測結果と現状の基礎の根入れ長とから将来の根入れ長を算定し、これが橋脚の安定上必要な根入れ長を下回るか否かで対策の要否を判断する方法である。提案した予測式では、河道の曲率半径 r 、河床材料の平均粒径 d_m 、橋梁内の最大水深 h_{imax} 、橋梁内での最大橋脚幅 D_{imax} の4変量を用いている。

3. 6では、鉄道構造物の維持管理のための定期的な検査業務で活用することを目的とし、上述の2つの評価手法を用いた洗掘発生危険性評価の手順を図3.6.1のフローチャートに示した。

提案する評価手法を用いることで、河川工学の高度な知識が無くても日常の検査業務とそこから得られるパラメータにより洗掘発生の危険性を客観的に評価することができる。また、提案する評価手法では洗掘の危険性を定量的に得ることができるため、対策工施工の優先順位付けを行うことができる。したがって、提案する手法を活用することで、計画的な防災投資が可能となり、維持管理の計画業務に大きく貢献することができると思われる。

文献

- 3-1) 村上 温：鉄道橋の洪水時被災機構と安全管理に関する研究，鉄道技術研究所報告，No.1307(施設編第 573 号)，1986.3
- 3-2) 日本国有鉄道施設局：国有鉄道線路災害記録（昭和 34 年～昭和 43 年度間），1968.7
- 3-3) 日本鉄道施設協会：東海道本線富士川橋りょう対策技術委員会報告書，1983.12
- 3-4) 村上 温，村石 尚，四十九勇治：出水による橋りょう下部工の被災調査について，土木学会年次講演会，1983.9
- 3-5) 長谷川雅志，小西康人，白川富規，新宮康弘：J R 日高本線厚別川橋りょうにおける台風被害と対策(その 1：被害調査)，土木学会第 59 回年次学術講演会 4-154，pp.307-308，2004.9
- 3-6) 四宮卓夫，田中淳一，小野寺吉生，中山台三，栗澤正仁：東北本線胆沢川橋りょう橋脚変状復旧について，SED，Vol.15，pp.80-85，2000.11
- 3-7) 田口均，安東豊弘：田沢湖線六枚沢橋りょう橋脚洗掘災害，日本鉄道施設協会誌，Vol.34，No.6，pp.30-32，1996.6
- 3-8) 木田静，山廻辺清二：滝沢川橋りょう橋脚の洗掘災害と復旧－水郡線下小川～西金間－，日本鉄道施設協会誌，Vol.36，No.6，pp.27-29，2000.6
- 3-9) 鹿沼祐介，小久保将寿，小幡安英：紀勢本線赤羽川橋りょう橋脚流失の被災状況と応急復旧について，土木学会第 60 回年次学術講演会 4-163，pp.325-326，2005.9
- 3-10) 黒木幹男，岸 力：中規模河床形態の領域区分に関する理論的研究，土木学会論文報告集，第 342 号，1984
- 3-11) 佐溝昌彦，渡邊諭，杉山友康，岡田勝也：統計的手法による鉄道橋梁の増水時における被災注意橋脚抽出手法，土木学会論文集，D3（土木計画学），Vol.69，No.3，pp.237-249，2013.10
- 3-12) 岡田勝也，関 雅樹，村石 尚，梶間津洋志：橋脚の洗掘防止ブロック工の重量と施行範囲の統計的手法による設計法，土木学会論文集，第 415 号/VI-12，1990.3

第4章 増水時における橋脚基礎の安定性評価システムの開発

4. 1 概要

2章で述べたように、鉄道橋梁の洗掘に対する防災上の取り組みの課題のひとつとして、運行管理上の課題がある。増水による河川水位が運転規制水位を下回った段階で、早期に洗掘による橋脚基礎の安定性を評価し、安全と評価されれば運転再開を判断する。この判断の困難さが安定輸送上の大きな課題となっている。

一方、平水位時での橋脚の安定性評価については、橋脚の振動性状の変化を用いる方法の有効性が多くの実績をとおして証明されており、特に衝撃式振動試験により求めた固有値による評価手法は鉄道橋梁の維持管理の実務で広く普及している。したがって、平水時に有効性が証明されている振動による橋脚の安定性評価手法を増水時にも適用可能な方法として発展することができれば、極めて効果の高い手法が実現できると考えられる。

そこで、流水中における橋脚の振動特性の実態を、現地計測や模型実験を通じて解明するとともに、作業性や安全性などを考慮して、より簡便かつ安全に安定性を評価するために橋脚の微動の活用を検討した上で、微動を用いた河川増水時における橋脚基礎の安定性評価およびモニタリング方法の提案につなげていく。ここでいう微動とは、自然界に存在する常時微動と呼ばれるものである。

4. 2では、根入れ長の変化が橋脚の固有振動数に及ぼす影響について、これまでの知見を整理する。

4. 3では、橋脚基礎の洗掘を模擬した支持条件と固有振動数との関係について模型実験や実物での計測および解析を通じて検討することとした。この際、橋脚の固有振動数の識別が橋脚の微動からできる点についても検討した。

4. 4ではこれまで十分解明されていない橋脚周りの水位変化による橋脚振動への影響について、模型実験と実橋脚での微動計測を通して検討した。

4. 5では、橋脚の固有振動数を評価指標とするにあたり、増水時における橋脚と流体との相互作用による振動特性の変化が固有振動数に及ぼす影響を把握する必要がある。具体的には、流体中で物体が振動する場合と一緒に流体を振動させるのに必要な力であり、見かけ上の質量増加となっている。その物体の体積に比例する見かけの質量の増加(付加質量)の影響を把握するために、模型実験と解析によって検討した。

4. 6では、4. 4および4. 5の検討結果を受けて、橋脚微動から橋脚の固有振動数を特定する方法について検討する。検討では実橋脚における長期間の微動計測結果を基に、卓越振動数を探索する振動数範囲の最適値の検討とフーリエスペクトルの解析データ長の最適値の検討を行った。

4. 7では、増水時における橋脚の安定性を常時微動計測により連続的に評価する手法により、増水時の運転規制解除の判断を支援することを目的として、4. 5で検討した探索方法を活用した評価システムの開発を行った。試作した評価システムの現地稼働

試験を通じて、様々な改良を加えることで実用に供することを考慮したシステムの仕様を提案した。

4. 2 根入れ低下の固有振動数への影響に関する既往の研究

河川増水時の橋脚などの周りでは、橋脚がない場所の流れに比べ局所的に強くかつ変動の大きな掃流力が作用し、河床材料の運動が活発化する。これに伴い、橋脚周辺で局所的な河床低下いわゆる局所洗掘が生じ、橋脚の根入れ長を減少させることとなる。また、橋脚周りの洗掘は流れの変動や河床波の影響から洗掘される部位や洗掘深が短時間のうちに時々刻々と変化する。

一般に、橋脚基礎の安定性評価は、橋脚に作用する荷重（流水力、列車荷重など）と、①鉛直支持力、②水平支持力、③抵抗モーメントとの比較によって行われる。こうした支持力の算定には橋脚基礎周辺地盤の条件が大きく影響し、特に橋脚の根入れ長が重要である。

橋脚基礎周りの根入れの低下と橋脚の固有振動数との関係から基礎の健全性を判断することは古くから知られている。

棚村ら⁴⁻¹⁾は、鉄道橋梁における橋脚の健全性を評価するために直接基礎形式単線橋脚の362基について固有振動数を実測し、構造条件を元に算出した標準的な固有振動数の計算値との比較を行った。図4.2.1は、その比較結果を示したものである。これによれば、直接基礎形式の単線橋脚の実測固有振動数は概ね2Hz～20Hzの範囲に分布している。

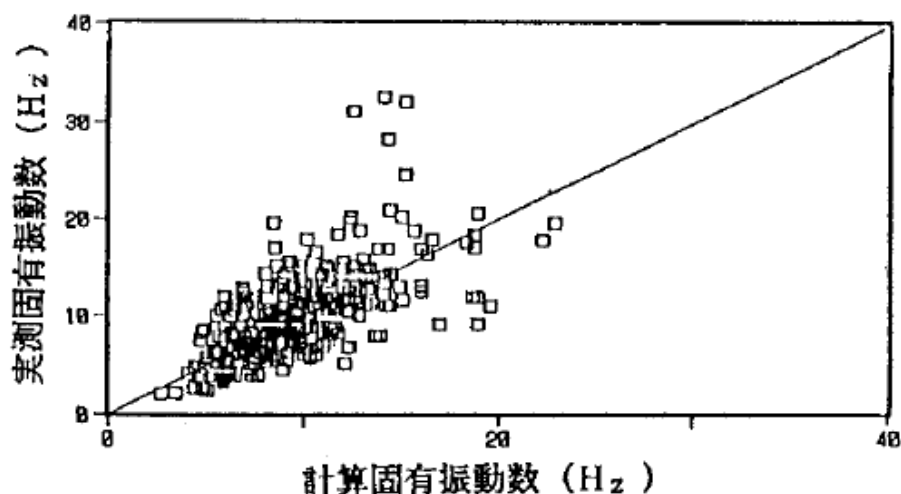


図 4.2.1 鉄道橋脚の実測固有振動数と標準的な橋脚の固有振動数との関係⁴⁻¹⁾

羽矢ら⁴⁻²⁾は、鉄道橋脚の健全度を診断する際の標準的な固有振動数を算出するための関係を式4.2.1で表している。この式は直接基礎橋脚における砂層・硬質粘性土層を支持地盤とする際の橋脚の固有振動数の標準値 F の算出式である。

$$F = 49.0 \times \frac{1}{H_d^{0.47} \times W_h^{0.24}} \quad (4.2.1)$$

ここで、 F は標準的な固有振動数（Hz）、 H_d は見かけ上の橋脚高さ（m）、 W_h は桁の重量（tf）

この式では、見かけ上の橋脚高さ H_d と桁重量 W_h により算出できるとしている。このうち見かけ上の橋脚高さとは、橋脚高さから土被り長を引いたものであり、地盤面からの橋脚天端までに高さをいう。このため、洗掘等を受けて根入れ長が減少した場合は H_d が大きくなる。つまり、根入れ長が減少することで橋脚の固有振動数は低下する関係にあることを示している。仮に、桁重量を20tfとした場合の根入れ長1m当たりの固有振動数の変化は概ね0.5Hzである。

一方、岡田ら⁴⁻³⁾直接基礎形式の単線橋脚である常磐線の鮫川橋梁で地盤面を変化させた状態で橋脚天端に設置した起振器を用いた橋脚の振動実験を行った。鮫川橋梁の一般図を図4.2.2に示す。また、実験は図4.2.3に示すような条件で実施しており、根入れ長毎の応答を比較した結果として図4.2.4が得られている。この図によれば、根入れ長の低下に伴い低次の卓越振動数においてその値が低下する傾向を示すことがわかる。

また、岡田ら^{4-4),4-5),4-6),4-7)}は、単線の直接基礎形式の橋梁を模擬した、2径間の縮尺模型橋梁を用いた根入れと卓越振動数の関係について、実験と解析を行い、根入れ長が変化した際の卓越振動数の低下傾向を確認するとともに支間長や桁長の影響についても解析的に求めている。模型橋梁の一般図と条件を図4.2.5に示す。実験ではⅡ橋脚上に起振器を設置し、各橋脚周りの根入れ長を変化させている。図4.2.6は、根入れ長が変化する橋脚（Ⅰ橋脚）と加振する橋脚（Ⅱ橋脚）が異なる場合でも、固有振動数が変化するのは根入れ長が変化する橋脚のみであることを示している。

一方、荻原ら⁴⁻⁸⁾は、橋脚周りの水位の上昇に伴い見かけ上の橋脚質量が増加する付加質量の影響で固有振動数が低下することを定性的な縮尺模型実験で確認するとともに、模型を指示するばねの強さと付加質量との関係化を検討したものの、定量的な評価には至らなかった。

このように河川増水時における橋脚の挙動に関しては不明な点が多く、根入れ長や増水が橋脚の振動に与える影響も明らかになっていない。

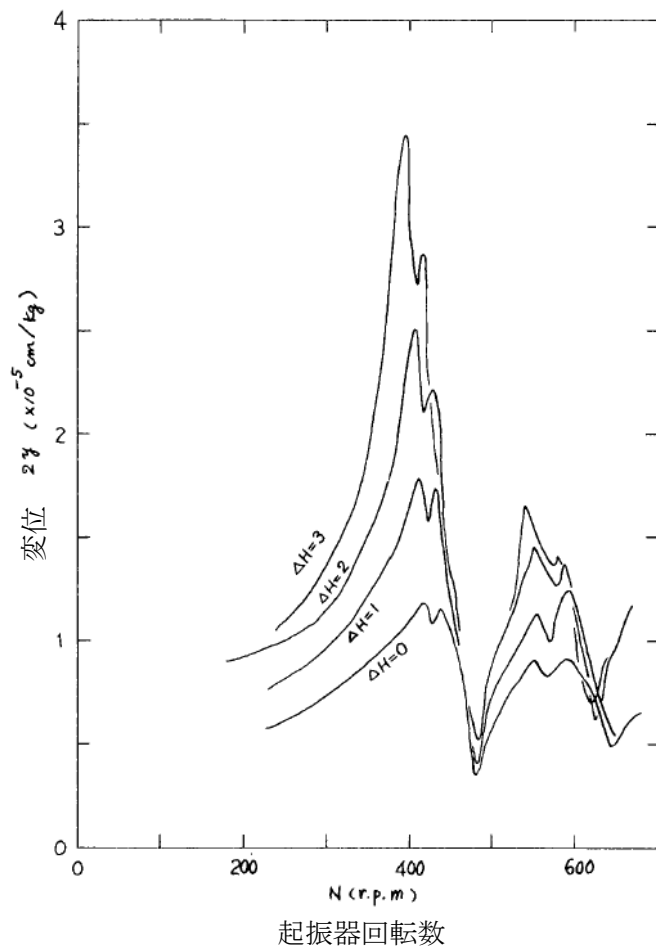


図 4.2.4 常磐線鮫川橋梁 7P での根入れ長の変化と共振曲線の比較 ⁴⁻³⁾

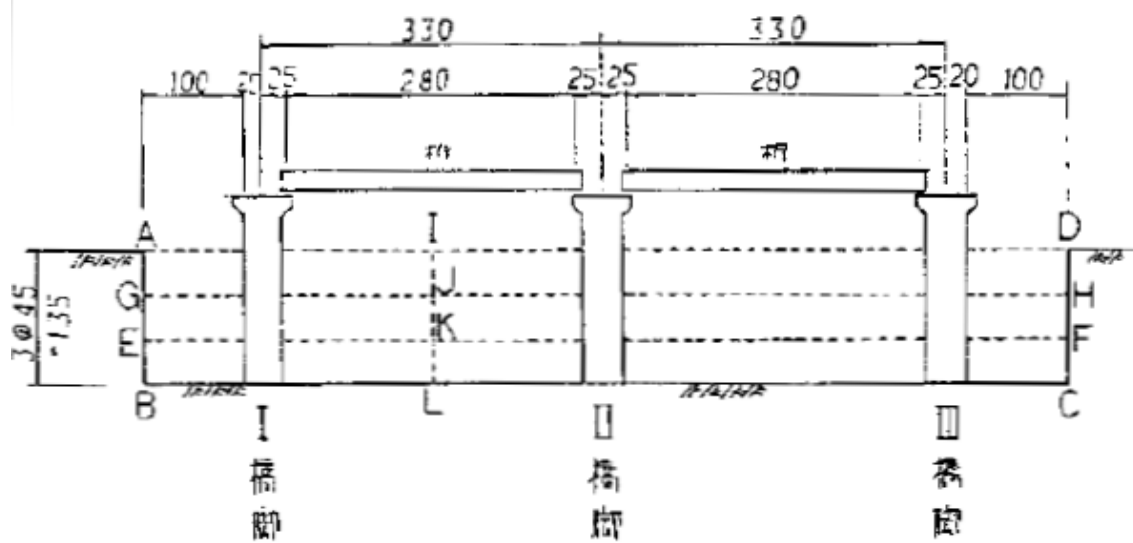


図 4.2.5 二径間橋梁模型実験一般図 ⁴⁻⁴⁾

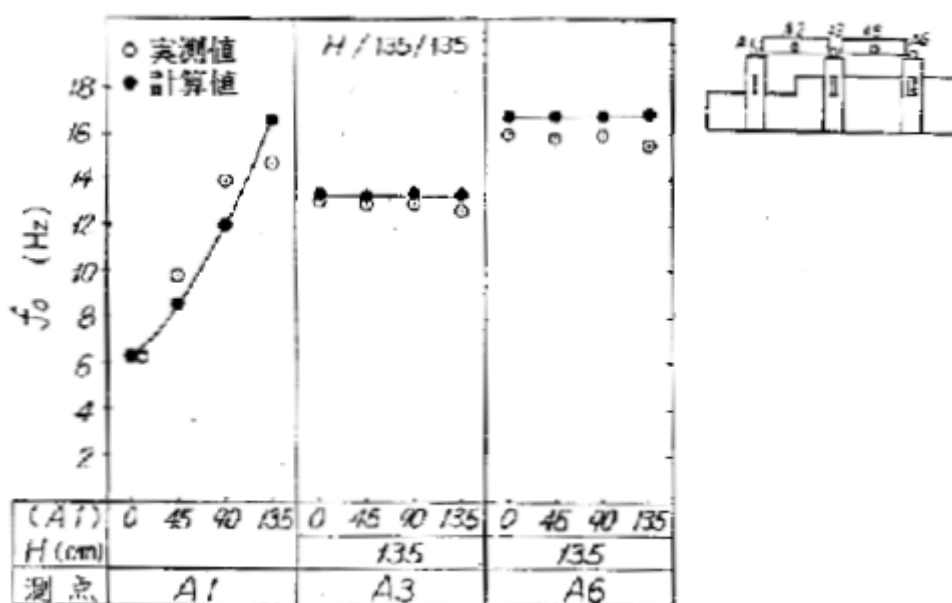


図 4.2.6 根入れ長が変化した橋脚における共振振動数の変化^{4.7)}

4. 3 根入れの変化による橋脚の固有振動数に及ぼす影響

4.3.1 基礎底面以下まで洗掘が進行したことによる固有振動数への影響

(1) 実験の目的

これまでの研究では、基礎の根入れ長の変化に伴う橋脚の固有振動数の変化について確認されてきた。これらの成果は基礎の健全性を考慮した橋梁の維持管理を主眼とする上では有用な知見である。しかし、洗掘の進行に伴う橋脚基礎の安定性が低下する状態を列車の運行管理へ適用させることを考慮した場合、洗掘の進行による基礎の露出程度と基礎の安定性（ここでは橋脚の固有振動数）との関係を把握することが重要となる。そこで、基礎底面以下に洗掘が進行した場合の橋脚の固有振動数のような振動性状の変化について把握することを目的とする。なお、この実験は支持地盤形状の差異が橋脚の振動性状に及ぼす影響を定性的に評価することを目的としている。そのため、実橋梁における地盤定数や橋脚質量、固有振動数等は一切考慮していない。

(2) 橋脚基礎の支持地盤形状に着目した小型模型実験の概要

ここでは、橋脚基礎の支持地盤の形状を変え、その上に設置した模型橋脚天端における微動を測定した実験について述べる。実験で用いた地盤の形状は洗掘の進行状況を段階的に模擬したものである。

実験では^{4.9)}、単線の直接基礎形式の実橋脚を想定して模したコンクリート製の縮尺模型橋脚（直径 250mm、高さ 580mm の円筒形、1 体）を模型地盤上に設置した後、橋脚基礎部の支持条件を変化させ、その時の模型橋脚および模型地盤上に設置した加速

度変換器（以下センサ）により振動特性を測定する．センサは、感度が 1.25V/G で周波数特性は $0.1\text{Hz}\sim 40\text{Hz}$ (-3dB) である．振動測定はアンプ倍率 20dB 、サンプリング周波数 100Hz で実施した．実験に使用した土槽は高さ $1.3\text{m}\times$ 幅 $1\text{m}\times$ 幅 1m ，模型地盤には均質に締め固めた砂質土を用いた．図 4.3.1、図 4.3.2 に基礎部の支持条件（形状）とその詳細を示す．図 4.3.3 は支持条件 3 の地盤状況とセンサの設置状況である．

なお，模型地盤は粒度と含水比を調整した山砂を用いて，一定層厚の撒きだしと所定の締め固め方法により密度管理を行い地盤の均質性と再現性を考慮している．

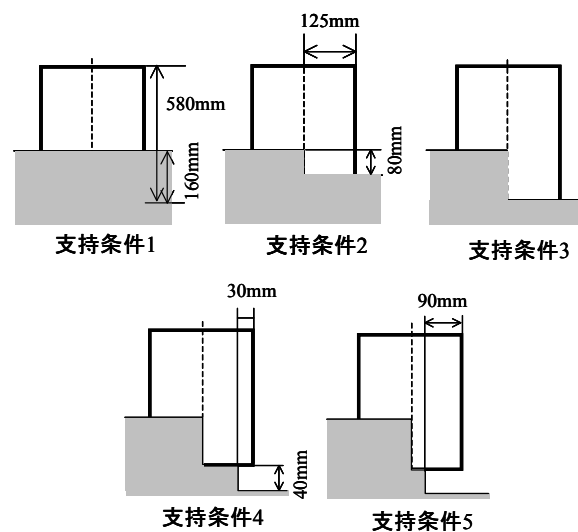


図 4.3.1 基礎部の支持形状

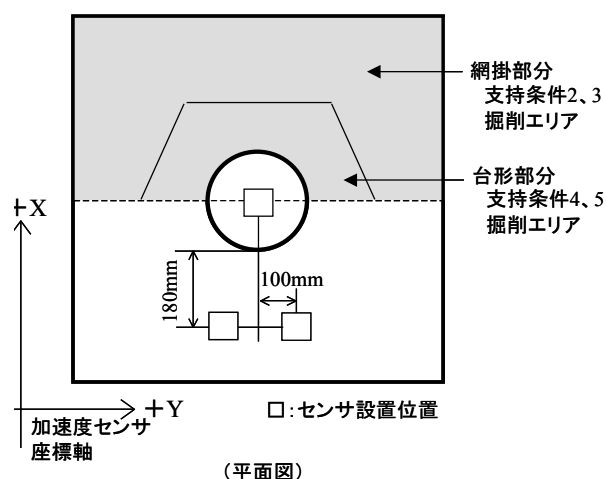


図 4.3.2 掘削状況詳細



図 4.3.3 支持条件 3 の実験状況

(3) 実験結果

橋脚の各支持地盤形状の違いが卓越する振動数の変化となって現れると想定し，計測した加速度波形のフーリエスペクトルを算出した．しかし，常時微動による計測を行ったため，実験条件ごとに加振力が一定ではない．

そこで，模型橋脚上の加速度フーリエスペクトルと模型地盤上の加速度フーリエスペクトルの比をとり，それが最大となる振動数をピーク値振動数 f_{mt} として整理した．図 4.3.4 に橋脚上，地盤上および両者の比を取った波形の一例を示す．

ここでは，支持地盤の形状を橋脚が地盤と接している面積の変化を設置面積比として整理し，この値とピーク値振動数比との関係を図 4.3.5 に示す．ここに，接地面積とは橋脚が地盤と接している全面積とする．接地面積比とは基礎部の支持条件 1 を基準として各条件における接地面積を正規化したものであり，ピーク値振動数比とは接地面積比と同様に，支持条件 1 を基準に各条件における f_{mt} を正規化したものであり，初期状態での固有振動数と安定性が低下していく支持条件における固有振動数の低下から安定性の低下程度を評価する指標と考えている．図 4.3.5 によれば，橋脚の支持地盤との接地面積が小さいほどピーク値振動数比が低下する傾向を示し，特に基礎底部が掘削されることでその傾向が顕著になることがわかる．

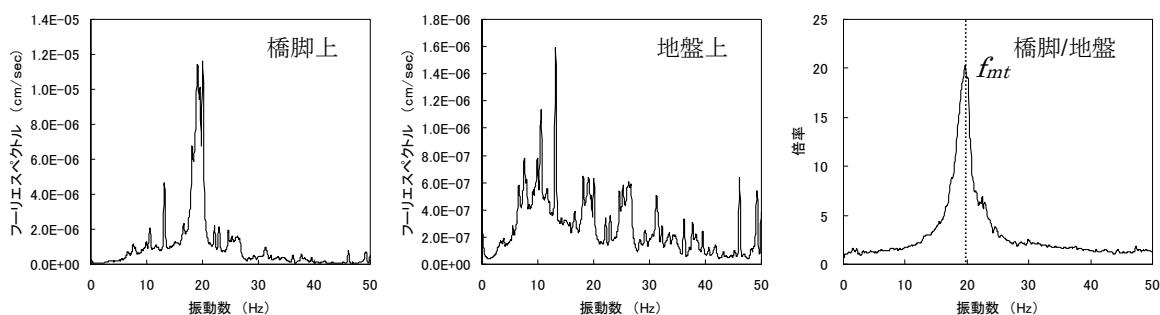


図 4.3.4 加速度フーリエスペクトルの一例

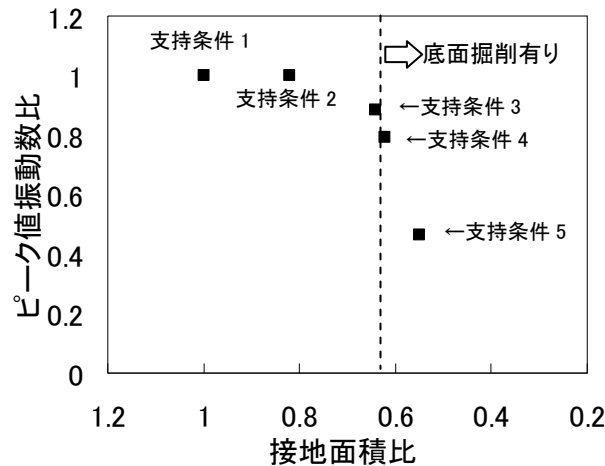


図 4.3.5 接地面積比とピーク値振動数比の関係

4.3.2 相似則を考慮した橋脚模型の振動実験

(1) 実験の目的

前項において示した模型実験については、実橋脚と比較して十分な相似則の検討がなされておらず、底面掘削によるピーク値振動数比の低下も定性的な議論にとどまっている。そこで、実物大の橋脚により近いスケールにおける振動性状の把握や、支持地盤との相似条件を考慮した不安定化傾向の把握のため、実物と模型橋脚との縮尺を 1/6 に設定した模型実験を実施した。

(2) 実験概要

作成した模型橋脚の概略図を図 4.3.6 に示す。模型橋脚は、図 4.3.7 に示す実橋脚の代表的な寸法を参考に作製している。模型橋脚の寸法・諸元は、幅 250mm、長さ 750mm、高さ 1500mm の鉄筋コンクリート造の直方体形状であり、質量は約 750kg である。実物と模型橋脚との縮尺 1/6 を考慮し、鉄筋量により重量を調整することで重量の相似条件を満足するように作製した。

図 4.3.8 は、作製した橋脚模型および梁モデルによって再現された橋梁モデルの概要を示したものである。模型橋梁は 2 径間 1 橋脚で、2 つの梁の両端部は橋脚を模擬した山留材に設置されている。中央に設置した橋脚は、図 4.3.6 に示したものである。桁はスパン 3850mm、高さ 250mm、幅 125 mm、ウェブ厚さ 9mm、フランジ厚さ 6mm の H 鋼を所定の長さに切り出したものとし、沓座は単純支持を確保するように片側はゴムパッドを敷設し、逆側については丸鋼を用いてベアリング支持とした。梁および山留材については、橋脚に梁を設置した際に水平となるように高さ調整を行っている。模型橋梁設置状況を図 4.3.9 に示す

梁の長さについては、モデル橋梁におけるスパン 23.1m を 1/6 の縮尺に合わせて決定した。また、重量についての相似を満足させるために、単位質量 29.0kg/m のものを採用した。

模型地盤については，図 4.3.8 に示されたように深さ 1.2m 程度掘削し，所定の材料によって置換することとした．

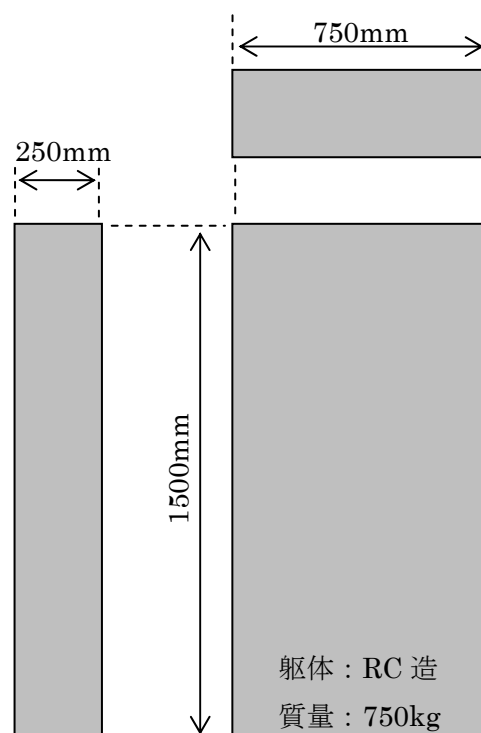


図 4.3.6 模型橋脚概略図



図 4.3.7 対象橋脚外観（M 橋梁 2P）

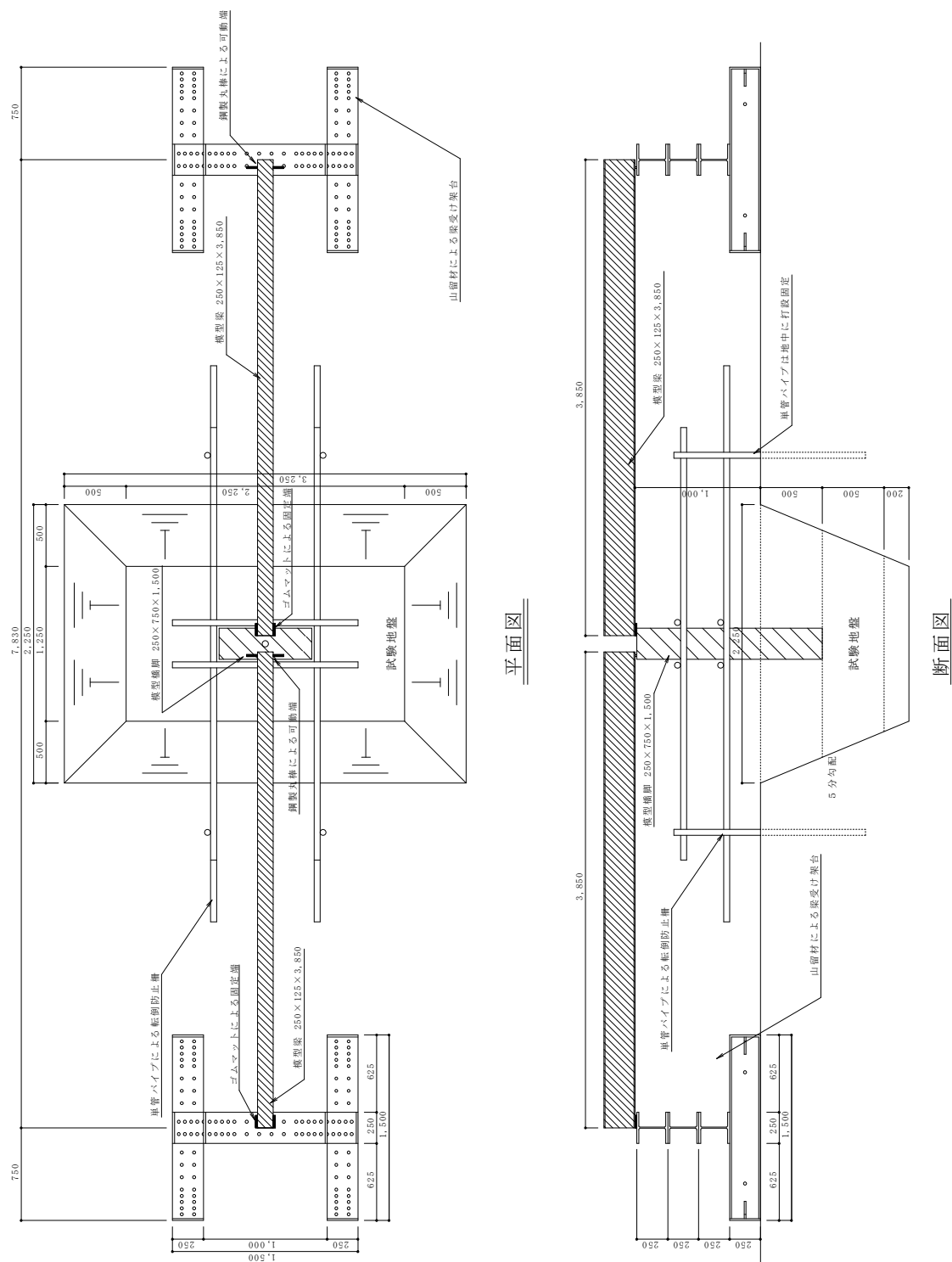


図 4.3.8 模型橋梁概略図



図 4.3.9 模型橋梁設置状況

(3) 模型地盤の概要

橋脚周辺の支持条件の変化を再現するため、安定処理土を用いた模型地盤を作製した。安定処理土による模型地盤は、掘削形状の変化を再現することとはせず、安定処理土の強度が養生時間の経過に伴い増加する特徴を考慮して支持力の変化とした。養生時間別に橋脚の振動測定を実施し、その後、図 4.3.10 に示すように底面を橋梁直角方向に掘削させた際の振動計測を実施した。

作製した安定処理土のセメント配合比は 75kg/m^3 とし、セメント硬化に必要な加水は行わず、自然に含まれる水分を反応水とした。今回使用した川砂の自然含水比は $w_0=12.93\%$ であった。

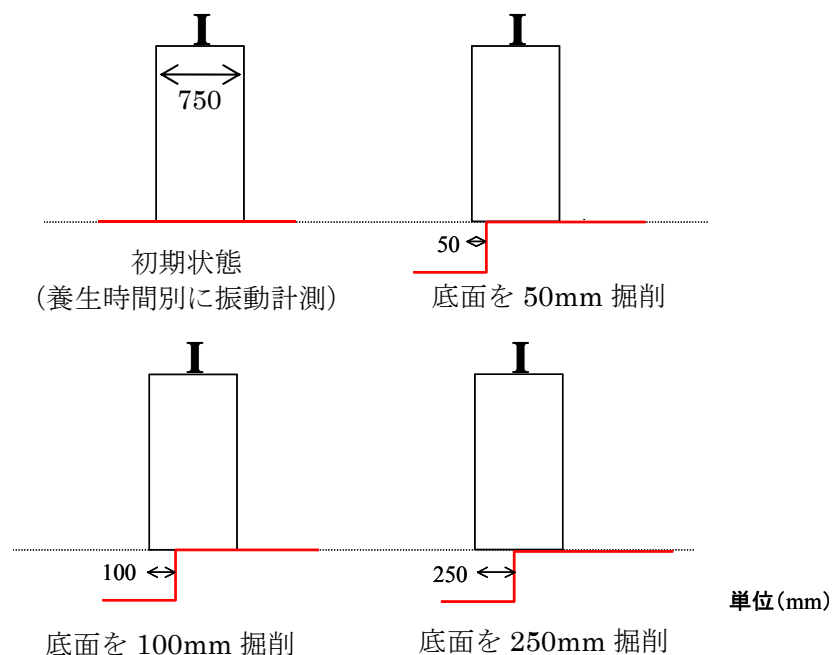


図 4.3.10 模型橋梁地盤の掘削状況

図 4.3.11 は、FWD 試験によって算出した地盤反力係数と安定処理土地盤の養生時間との関係を示したものである。養生時間の経過により強度が発現し、地盤反力係数が増加している傾向が分かる。

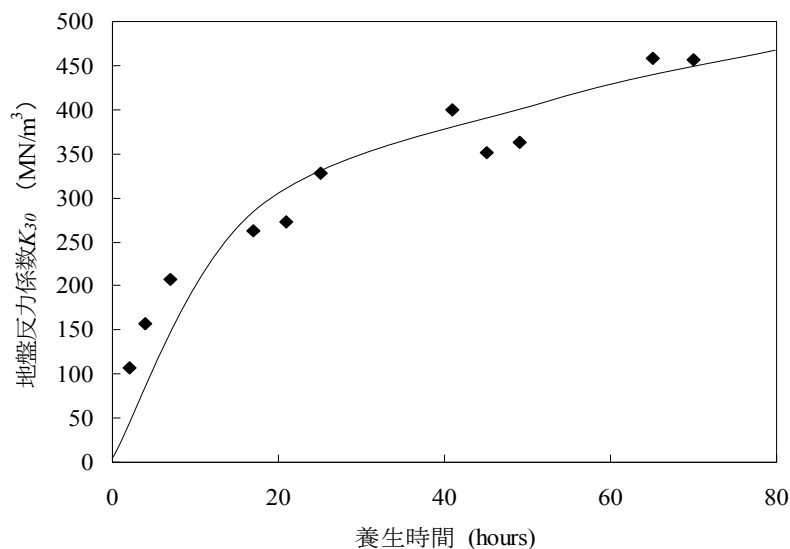


図 4.3.11 養生時間と地盤反力係数との関係

相似条件を考えた場合は、模型の縮尺を λ とした場合の物理基本量に対する縮尺は以下のように整理される。

- ・長さ L : λ
- ・質量 M : λ^3
- ・時間 T : $\lambda^{0.5}$

このことから地盤反力係数とその縮尺は以下ようになる。

$$\text{地盤反力係数} : [M \cdot L^{-2} \cdot T^{-2}] \rightarrow \text{縮尺} : (\lambda^3) \cdot (\lambda)^{-2} \cdot (\lambda^{0.5})^{-2} = 1$$

従って地盤反力係数については、実地盤に換算する場合には模型地盤で計測した値をそのまま用いてよい。一方、今回模擬した M 橋梁の橋脚基礎周辺の地質調査結果によれば、 N 値は平均で 27.6 であった。 N 値と式 4.3.1 を用いて地盤反力係数を算出する。

$$E_0 = 25N \quad (4.3.1) \quad 4-10)$$

E_0 : 地盤の変形係数 (kgf/cm²)

N : 標準貫入試験の N 値

$$K_{30} = \frac{2E_0}{\pi r(1-\nu^2)} \quad (4.3.2)$$

K_{30} : 地盤反力係数

r : 載荷幅 (30cm)

ν : ポアソン比 (ここでは 0.3)

これらの式をもとに算出された地盤反力係数は約 157.8 (MN/m³) となる。また、安定処理地盤においては、養生時間が約 5 時間経過したものに相当する。そのため、養生後 5 時間経過後および掘削時の地盤反力係数は、実地盤に換算すると N 値が 50 を超えるような堅牢な地盤に相当すると考えられる。

(4) 計測概要

計測は、図 4.3.12 に示すように、橋脚天端 2 箇所、橋脚模型近傍 1 箇所および桁中央部 1 箇所に設置された計 4 つの微動(速度)センサによって微動計測を行うものである。計測はサンプリングレート 100Hz で 5 分間の微動データを収録した。

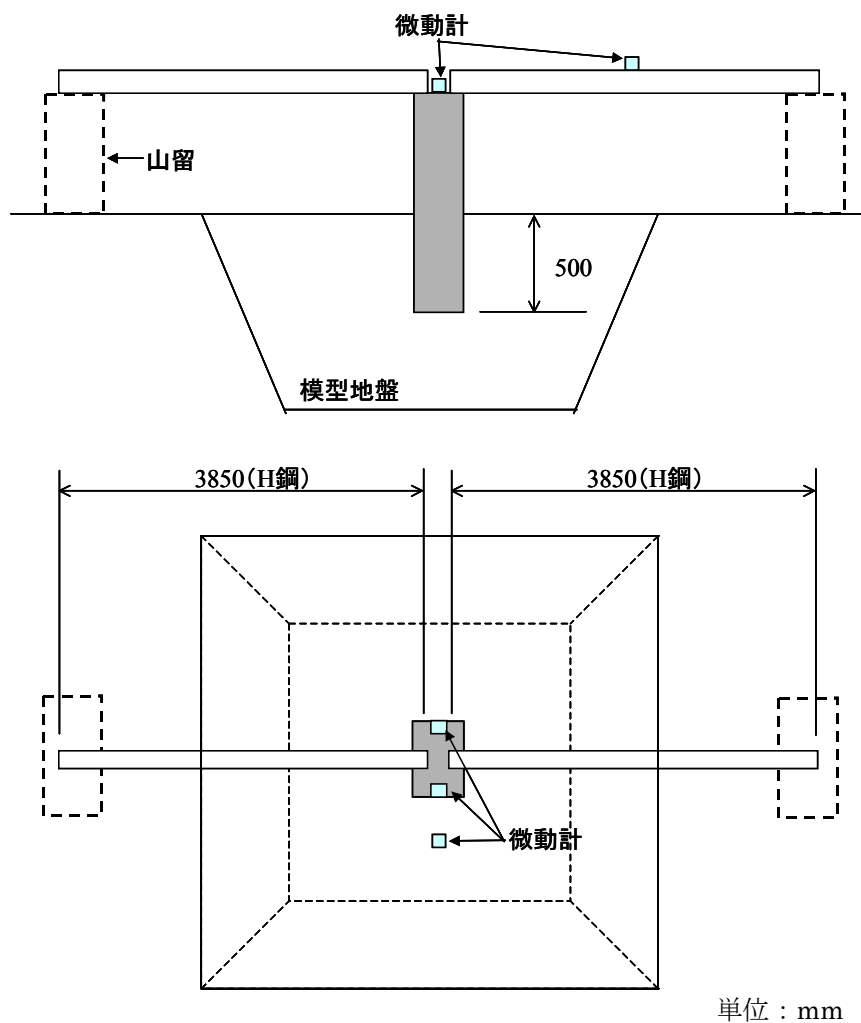


図 4.3.12 計測機器設置位置

(5) 実験結果

図 4.3.13 は、安定処理土地盤における養生時間と f_{mt} の関係を示したものである。ここで、 f_{mt} とは、橋脚天端上で測定された微動波形から算出したフーリエスペクトルを地盤上で計測された微動波形のフーリエスペクトルで除し、そのスペクトルの最も卓越した振動数である。これは、橋脚上に設置されたセンサによって計測されたスペクトルだけでは、外力の擾乱の影響（風、総研内の他の実験設備、中央線の列車等）が大きく、固有振動数を明確に算出できなかったためである。また、実験においては、桁の有る条件について 2 回ずつの計測を実施しているが、基礎地盤等の実験条件に変化はなく、 f_{mt} についても両者にほとんど差が見られなかったため、平均値を算出することとしその値をプロットしている。

図 4.3.13 にプロットした卓越振動数は、上述の相似条件を参考に、実物大に換算した場合の値を示している、また、図中にはモデル化の際に参考とした M 橋梁 2P の固有振動数 11.3Hz を同時に示している。図から、模型地盤の養生時間が経過するに従って卓越振動数が増加している傾向が分かる。その値は養生 50 時間付近で約 7~8Hz 付近を、150 時間を超えた付近でも 10Hz 程度となっており、M 橋梁 2P の固有振動数よりも小さい値を示している。これは、模型地盤の設置条件として、M 橋梁 2P では根入れがあることに對し、模型実験では根入れが無いことによるものであると考えられる。また、図 4.3.10 に示したように橋脚底面を橋梁直角方向に掘削した際には、掘削量の増価に伴って卓越振動数が急激に低下しているのが分かる。

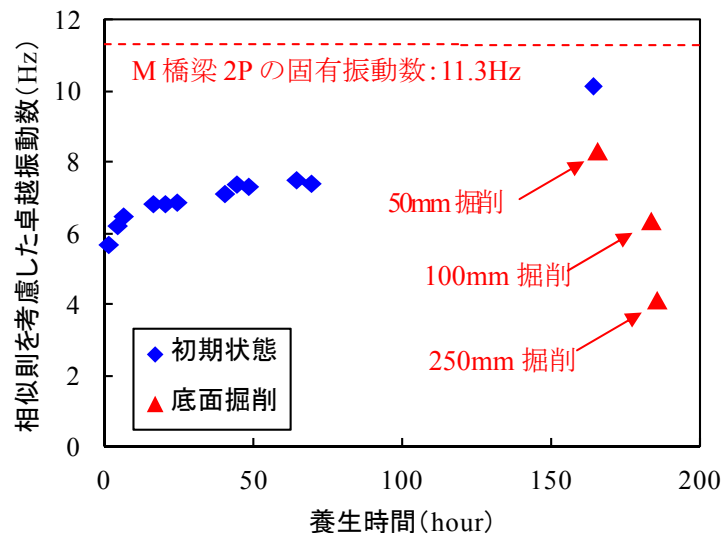


図 4.3.13 養生時間と相似則を考慮した卓越振動数との関係

図 4.3.14 は、図 4.3.13 とほぼ同様の図であるが、地盤の強度と卓越振動数との関係を示すために、横軸に地盤反力係数に底面が地盤と接している接地面積を乗じた値を示している。なお、各養生時間における地盤反力係数は、図 4.3.11 に示した養生時間と

地盤反力係数との関係から算出している。図 4.3.14 から分かるように、橋脚底面を橋梁直角方向に掘削した際には、地盤反力係数と接地底面積との積の増加に伴って卓越振動数が急激に低下しているのが分かる。

以上のことから、比較的堅牢な地盤条件を模擬した橋脚模型実験においても、模型橋脚底面下部が抉られるような洗掘が進行した場合には、橋脚の安定性の指標である卓越振動数が急激に低下することが相似則を考慮した検討によって確認することができた。

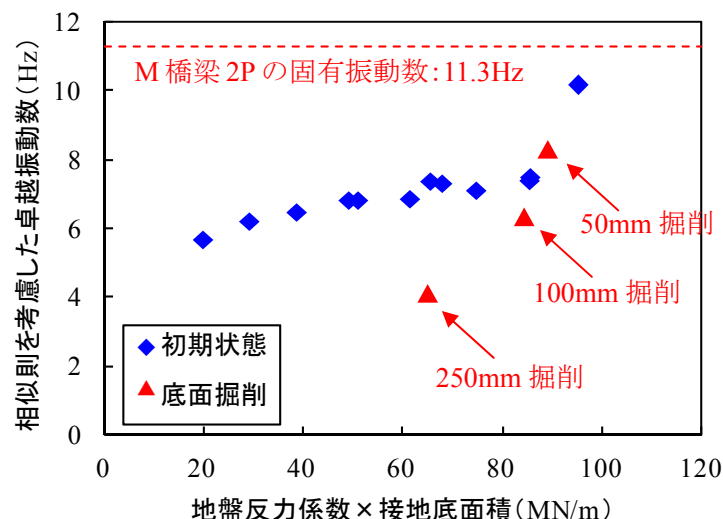


図 4.3.14 地盤反力係数×接地底面積と相似則を考慮した卓越振動数との関係

4.3.3 根入れ長が変化した実橋脚での測定例⁴⁻⁹⁾

実際の河川橋脚は流水中にあることが多く、計測機器の設置上の制約から支持地盤上の微動を測定できない場合が多い。そのため、橋脚天端での微動と支持地盤上の微動との比からピーク値振動数比を求め、橋脚の応答のみを抽出する方法は実施困難である。実橋脚への適用のためには、橋脚天端で測定したデータのみで評価する手法の検討が必要である。ここでは、橋梁の付替工事に伴い橋脚周りの地盤を掘削した事例について、支持条件の変化が振動性状へ及ぼす影響について述べる。

(1) 測定橋梁および測定概要

測定した橋梁は、延長が 65.4m (5 支間×12.9m) の単線デッキガータの N 橋梁である。その下部工は直接基礎形式コンクリート製である。河川改修に伴い撤去予定のため、桁を撤去した状態で、橋脚周辺の地盤を基礎底部まで掘削することができた。振動測定は高水敷に位置する 1P と 4P について周辺地盤掘削前 (根入れ長約 4~5m) と基礎底面まで周辺地盤を掘削した後 (根入れ長 0m) の状態で行った。この掘削前後の測定では、橋脚天端の上下流端に同時に設置した速度センサによる微動測定を 5 分間行った。また、橋脚の固有振動数を把握する目的で衝撃振動試験も掘削前後で行った。

(2) 測定結果

図 4.3.15 および図 4.3.16 は、掘削前後における微動のフーリエスペクトルと橋脚の状況をそれぞれ示したものである。微動のフーリエスペクトルではいずれの橋脚も掘削前（黒細線）では全体になだらかな応答を示しているのに対し、掘削後（赤太線）は両橋脚ともに 6Hz 前後に明瞭なピークが認められる。すなわち、橋脚基礎の安定性が低下したことにより、橋脚の応答が顕在化したと考えられる。衝撃振動試験の結果によれば 1P の固有振動数は掘削前後でそれぞれ 13.8Hz と 7.0Hz、4P では 14.6Hz と 5.9Hz である。微動計測による卓越振動数は、掘削後では固有振動数とほぼ一致するが、掘削前では明確には現れていない。これは、掘削前はいずれの橋脚も根入れ長が躯体高さの半分以上と安定しており、微動の振幅が微小であったためと考えられる。また、掘削後には明瞭なピークが見られたものの、基礎底面以下まで掘削されていないため、顕著な低下は見られなかった。

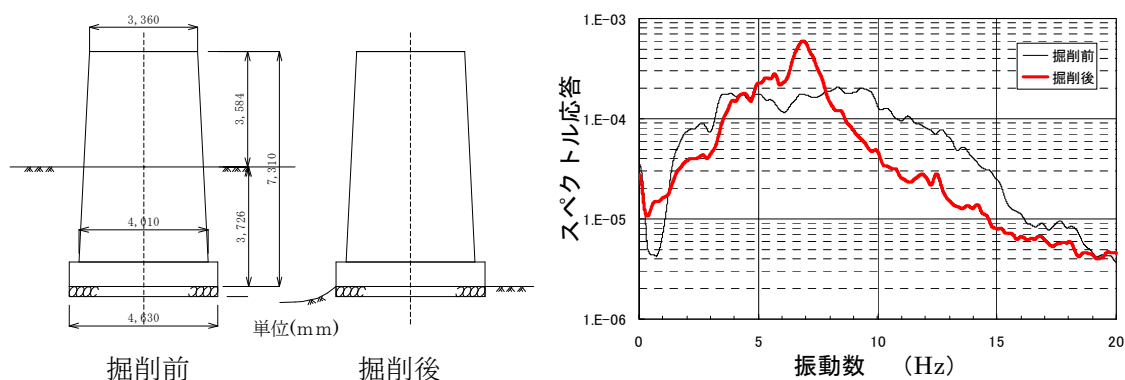


図 4.3.15 掘削前後における N 橋梁 1P の状況と微動のフーリエスペクトル

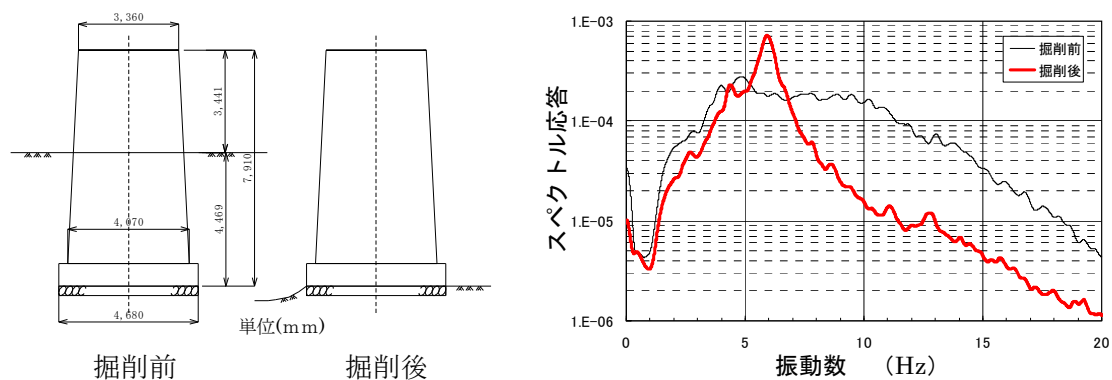


図 4.3.16 掘削前後における N 橋梁 4P の状況と微動のフーリエスペクトル

4.3.4 解析による根入れ長の変化に伴う固有振動数への影響の感度分析

(1) 解析モデル

橋脚振動解析モデルを用いて、実橋梁を対象として、橋脚基礎の支持条件を変化させ

た場合の橋脚の固有振動数との関係を確認する。橋脚振動解析モデルは、長期にわたる現地計測を実施し、橋脚周りの水位変動や河川の流速およびその時の橋脚振動データが得られている、直接基礎形式の単線橋脚を対象とした（図 4.3.7 参照）。

図 4.3.17 に実橋脚を対象として FEM によりモデル化した一例を示す。躯体は 2 次元シェル要素を用いてモデル化しており、FEM モデルにおける躯体の重量が実橋脚の想定重量と一致するよう単位体積重量を調整している。また、天端には桁を模擬した質点を、躯体と地盤との境界部のうち、側面は水平およびせん断ばねを基礎底面には鉛直およびせん断ばねを配している。

1) 地盤反力係数の設定

鉛直地盤反力係数 k_v と水平地盤反力係数 k_h との比 (k_h/k_v) を 2 パターン（モデル A：2/3，モデル B：1/6）設定し、根入れの変化に対する橋脚の固有振動数の感度を比較した。この比は岡田ら⁴⁷⁾の解析で用いた値を参考として設定した。これら各モデルに対して、1 次の固有振動数が実橋脚において測定された 11.3Hz に一致するように固有値解析し、地盤反力係数を設定した。

2) 根入れの設定

対象とした実物橋脚の根入れ長は約 4.44m であり、解析では根入れを概ね半分となる 2.17m と根入れがない 0.0m の 3 パターンを設定した。

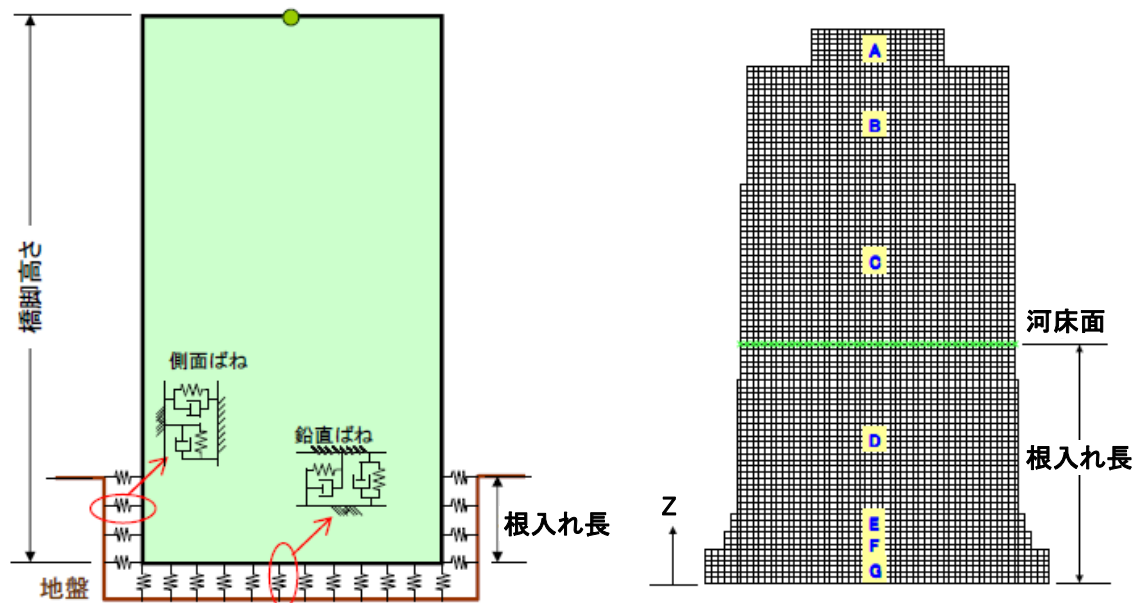


図 4.3.17 橋脚振動解析モデル

(2) 解析結果による橋脚支持条件に対する固有振動数の感度分析

設定した支持条件による固有値解析の結果、表 4.3.1 に示す 1 次の固有振動数を求め

た．それぞれ，現状の根入れ長と水位 0m の状態での固有振動数を実測の 1 次の固有振動数に合致するように逆算的に地盤ばねを算出した．

図 4.3.18 には，図 4.3.17 に示した解析モデルを用いて，地盤ばねモデル A ($kh/kv=2/3$ ，実線)，における固有振動数の変化はモデル B ($kh/kv=1/6$ ，破線) に比してより鋭敏に根入れ長の変化に伴う影響が出ている．これは kh/kv が大きいほど根入れに伴う拘束効果が高く，結果的に根入れの変化に伴う固有振動数への影響が大きいことが伺える．

なおここでは，根入れ長を橋脚の躯体幅で除した「根入れ比」で根入れ長の変化を表現することとした．根入れ比は，橋梁下部工の健全性を評価する検査時の指標として鉄道で一般的に用いられている指標である．根入れ長が 4.44m と 2.17m，0.0m の時，根入れ比（根入れ長を橋脚躯体幅 1.6m で除したもの）は，2.78，1.36，0 となる．

表 4.3.1 固有値解析結果

| | | 1 次の固有振動数 | | | | | |
|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|---------|
| 根入れ長(m) | | 4.44 | | 2.17 | | 0 | |
| 根入れ比 | | 2.78 | | 1.36 | | 0 | |
| 地盤ばね モデル | モデルA | モデルB | モデルA | モデルB | モデルA | モデルB | |
| | $kh/kv=2/3$ | $kh/kv=1/6$ | $kh/kv=2/3$ | $kh/kv=1/6$ | $kh/kv=2/3$ | $kh/kv=1/6$ | |
| 水位 (m) | 0.0 | 11.30 Hz | 11.30 Hz | 9.09 Hz | 10.34 Hz | 7.90 Hz | 9.92 Hz |
| | 2.7 | 11.17 Hz | 11.16 Hz | 9.04 Hz | 10.28 Hz | 7.87 Hz | 9.89 Hz |
| | 5.0 | 10.98 Hz | 10.98 Hz | 8.95 Hz | 10.18 Hz | 7.83 Hz | 9.84 Hz |

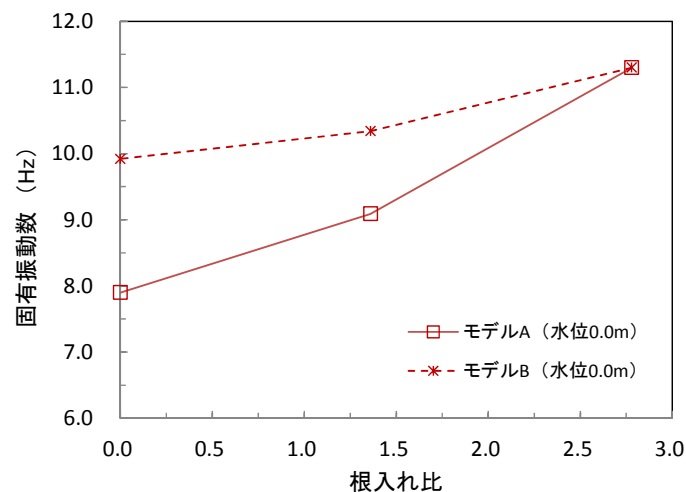


図 4.3.18 根入れ比と固有振動数との関係

4.3.5 まとめ

根入れの変化による橋脚の固有振動数に及ぼす影響について，これまでの知見を整理するとともに未解明である橋脚基礎の洗掘を模擬した支持条件での影響を模型実験や実物での計測および解析を通じて検討した．その結果，基礎底面よりも下面に洗掘が進

行した条件では橋脚の固有振動数の低下傾向が根入れの減少に比べ急激であることがわかった。また、実物の橋脚において根入れ長を変化させた状態における橋脚天端での微動から、橋脚の固有振動数が特定できる可能性が確認できた。さらに、実物橋脚を対象 FEM モデルにより根入れ長と固有振動数との関係は水平地盤ばねと鉛直地盤ばねの比が大きいほど根入れに伴う拘束効果が高く、根入れ長の変化に伴う固有振動数への影響が大きいことを確認した。

4. 4 水位の変化が橋脚振動へ及ぼす影響⁴⁻¹¹⁾

通常の維持管理では、基礎の根入れ長の変化と振動性状の変化に着目して橋脚の健全度を評価している。一方、増水中の橋脚の健全度を評価する場合には、増水時の流水条件下における橋脚の振動性状を明らかにする必要がある。ここでは、模型実験と実橋梁での増水時の振動計測を実施した結果から、増水時における橋脚の振動性状を明らかにした。しかしながらこれまで、増水時の橋脚振動に関して明らかにされてきた知見は多くない。ここでは、模型実験と実橋梁での増水時の振動計測結果から増水時の橋脚の振動性状を明らかにした。なお、ここでは増水時の橋脚の振動性状を把握する手法として増水時の河川水が橋脚に作用することによる橋脚振動（微動）を利用した計測を実施した。

4. 4. 1 模型実験による増水時の橋脚の微動計測

橋脚基礎の支持条件および流水条件の変化が橋脚の振動性状に及ぼす影響を定性的に確認することを目的として、二次元水路を用いた水理模型実験を行った。

(1) 模型実験の概要

実験では、開水路のなかに構築された人工地盤に橋脚模型を設置し、地盤条件（地盤強度、根入れ長）や流水条件（流速、水位）を変化させて、橋脚天端を水平方向に打撃する衝撃振動試験と、微動計測を行った。

1) 模型実験における相似則

水理模型実験において、流体は実物と同じ水を用い実物と同じ重力場で実験を行う場合には一般にフルードの相似則が用いられる。つまり、フルード数が実物と模型で等しいとすると、相似則は次の関係が成り立つ。

| | |
|------|--------------------------------|
| 長さ | λ_L |
| 時間 | $\lambda_T = \lambda_L^{1/2}$ |
| 流速 | $\lambda_v = \lambda_L^{1/2}$ |
| 質量 | $\lambda_M = \lambda_L^3$ |
| 振動数 | $\lambda_f = \lambda_L^{-1/2}$ |
| 地盤ばね | $\lambda_k = \lambda_L^2$ |

2) 模型橋脚と模型地盤の作成

実験で模擬した実物橋脚は、比較的軽い単線橋脚であり、躯体幅（橋軸方向）1.5m、高さ10.4m、質量47,000kgである。模型橋脚は形状を単純化した円筒形で、材質はモルタルとした。模型と実物の縮尺比を1/15とした場合、直径0.1m(=1.5m/15)、高さ0.7m(=10.4m/15)、質量は12.9kgとなるが、相似則から得られる13.9kg(=47,000kg/15³)にほぼ一致するように中心部に鉄筋を挿入し13.7kgとした。

また、模型地盤は、実地盤における基礎の支持層の N 値を30とした場合、変形係数 E は $E_0=25N$ から75,000MN/m²となり、相似則から模型地盤の変形係数は333MN/m²

(=75,000/15²)となる。一方、鉄道における単線橋脚の固有振動数 f_0 は、概ね2～20Hzの範囲にある⁴⁾¹⁾ことが知られているので、模型橋脚の固有振動数 f は相似則から4～77Hz程度とする必要があり、この固有振動数を目安に模型地盤を作成した。模型地盤は、質量比で豊浦標準砂8に対し、カオリン粘土2の割合で配合した混合土を最適含水比(11.8%)で締固めて作製した。作製した模型地盤は三軸試験により変形係数 E_{50} が20.9MN/m²であった。なお、実験に用いた加速度計の感度の制約から、想定される実地盤よりも軟らかい模型地盤を採用せざるを得なかったが、模型橋脚の固有振動数が概ね相似則に沿った振動数であることから、根入れの減少にともなう固有振動数の低下の傾向を定性的に把握する目的は果たせると考えた。

3) 水流の条件

実験では水深の無い状態（水位0m）と静水時（水位0.3m）および流水時（水位0.3m）の3ケースを実施した。流速を0.80m/s（実物換算3.0m/s）とした場合、流水時の水位0.30m（実物換算4.5m）に対して、フルード数は約0.47となる。

なお、円筒形橋脚に作用する主要な加振力には造波抵抗、橋脚後流域での渦、流れの乱れなどが考えられる。開水路における縮小模型による水理実験の場合、造波抵抗により橋脚に作用する抗力の相似性は基本的に満足される⁴⁾¹²⁾。しかしながら、後流域での渦、乱れに起因する形状抵抗、カルマン渦による揚力の影響については式4.4.1に示すストローハル数により規定される。

$$St = f \frac{D}{U} \quad (4.4.1)$$

ここに、 St : ストローハル数、 f : 発生振動数(Hz)、 D : 橋脚の径(m)、 U : 流速(m/s)である。レイノルズ数(Re)が10³を超える範囲であれば円柱のストローハル数は0.20である⁴⁾¹³⁾ので、模型橋脚の径が0.1m、流速が0.80m/sとすれば、カルマン渦の発生振動数は1.7Hzとなる。後述するように模型橋脚の固有振動数 f_0 は10～50Hzであり、カルマン渦の発生周波数と橋脚の固有振動数とは十分に離れており、橋脚の固有振動数 f_0 の特定に対してカルマン渦の発生振動数は影響しないと判断した。

4) 実験水路と橋脚の設置

実験に使用した二次元水路は表4.4.1に示すように、水路幅0.8m、長さ20.0mである。

水路上流端から約11m地点の水路底部に土槽（幅0.400m×長さ0.305m×深さ0.400m）を設け、ここに地盤材料を敷き詰めて円筒形の橋脚を設置する。橋脚設置に際しては所定の根入れ長が確保でき、かつ所定の地盤条件が得られるよう、密度管理を行って地盤材料を敷き詰めた。土槽および模型橋脚の設置と加速度計の配置状況を図4.4.1と図4.4.2に示す。

なお、土槽の設置位置は上流部で水流を安定させるために水路幅の10倍程度を確保し、下流部で堰による反射波の影響を最小限に抑えることを考慮して決めた。

5) 橋脚振動の計測

橋脚振動実験では、橋脚の微動を計測する他、橋脚天端を水平方向にゴムハンマーで軽く打撃する衝撃振動計測も行った。これらの振動計測には、橋脚天端に設置した小型の加速度計（共和電業製AS-1TG）を用いた。この加速度計は、定格容量 $\pm 1G$ ($9.807m/s^2$)、応答周波数範囲DC～40Hz（感度偏差 $\pm 5\%$ ）、共振周波数70Hz、分解能 $8.78 \times 10^{-3} m/s^2$ ($8.953 \times 10^{-4} G$) である。

衝撃振動実験では、30秒の計測時間内に打撃を4回加え、サンプリング間隔を1/200秒とした。また、微動実験では、計測時間を180秒間、サンプリング間隔を1/200秒とした。

6) 実験ケース

実験ケースは、水位、流速、橋脚の根入れ長をパラメータとし、振動条件（微動と衝撃振動）別に表4.4.2に示すような10ケースとした。Case1～Case6までは気中における測定を実施し、Case7は静水中での測定を、Case8～10は流水中での実験とした。

(2) 実験結果

1) 水位がない場合の微動実験による橋脚の卓越振動数

実験は表4.4.2に示したように根入れ長を3段階に変化させ、水位がない条件で実施した。根入れ長が0.1m (Case1)、0.2m (Case3) と0.3m (Case5) に対する微動実験によるフーリエスペクトルを重ねて描いたものを図4.4.3に示す。ここでは、計測された180秒間の微動に対して一括してFFT処理しスペクトルを求めている。図4.4.3によれば、いずれの条件でも5Hz付近に明瞭な卓越がみられる。この5Hzに見られるピークは実験に用いた二次元水路の固有振動数である。また、Case1では17Hz付近にピークがみられるものの、後述する衝撃振動実験による卓越振動数とは異なっており、この振動数が卓越する理由は不明である。なお、それ以外の振動数では明瞭なピークがみられない。したがって、水位がない状態での微動実験からは、橋脚の固有振動数 f_0 を特定することができなかった。

2) 水位がない場合の衝撃実験による橋脚の卓越振動数

各根入れ条件における模型橋脚の卓越振動数を特定するために、衝撃振動実験を実施した。実験は水位がない状態で、表4.4.2に示したように根入れを3段階に変化させた条件で実施した。根入れ長が0.1m (Case2)、0.2m (Case4) と0.3m (Case6) における

フーリエスペクトルを重ねて描いたものが図4.4.4である。図4.4.4によれば、いずれの条件でも5Hz付近に明瞭な卓越が見られる。また、Case2では15Hz付近に、Case4では23Hz付近に、Case6では46Hz付近にそれぞれ明瞭な卓越がみられ、これらが各根入れ長での橋脚の固有振動数である。

3) 水位がある場合の微動実験による橋脚の卓越振動数

根入れ長0.3m (Case7) の静水中における微動試験から求められるフーリエスペクトルを図4.4.5に示す。これによればいくつかの振動数でピークが見られるものの、橋脚の固有振動数 f_0 付近に明瞭なピークは認められない。

また、根入れ長が0.1m (Case8)、0.2m (Case9) と0.3m (Case10) に対する流水中の微動実験によるフーリエスペクトルを重ねて描いたものを図4.4.6に示す。これによれば5Hz付近と50Hz近傍に明瞭なピークがみられるが、このうち前者は前述のように二次元水路の固有振動数であり、橋脚の固有振動数 f_0 は後者に相当する。さらにこれらの卓越振動数は衝撃振動実験の結果とほぼ一致している。なお、水位0.3mおよび流速0.8m/sは、実物に換算するとそれぞれ4.5m、3.1m/sとなり、概ね実橋における増水時の流況とみなすことができる。

以上のことから、限られた流水条件であるが、増水時に相当する状況下であれば微動から求めた橋脚の卓越振動数を橋脚の固有振動数として求めることができる可能性のあることが分かった。

表 4.4.1 二次元水路の基本諸元

| | | | |
|------|-------|------|--------|
| 水路延長 | 20.0m | 水路高さ | 1.0m |
| 水路幅 | 0.8m | 水路勾配 | 1/1500 |

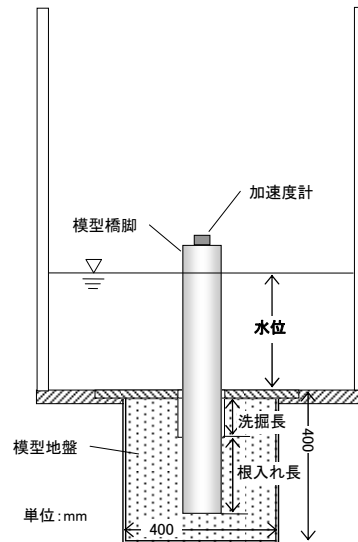


図 4.4.1 模型橋脚の設置と加速度計の配置

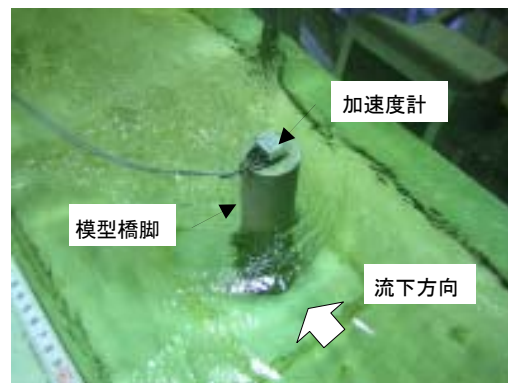


図 4.4.2 模型橋脚と加速度計

表 4.4.2 実験ケース

| case | 水位 (m) | 流速 (m/s) | 根入れ長 (m) | 洗掘長 (m) | 微動 | 衝撃 |
|------|-----------|-------------|-------------|------------|----|----|
| 1 | 0.0 | | 0.1 | 0.2 | ○ | |
| 2 | | | | | | ○ |
| 3 | | | 0.2 | 0.1 | ○ | |
| 4 | | | | | | ○ |
| 5 | | | 0.3 | 0.0 | ○ | |
| 6 | | | | | | ○ |
| 7 | 0.3 | 0.0 | 0.3 | 0.0 | ○ | |
| 8 | 0.3 | 0.8 | 0.1 | 0.2 | ○ | |
| 9 | | | 0.2 | 0.1 | ○ | |
| 10 | | | 0.3 | 0.0 | ○ | |

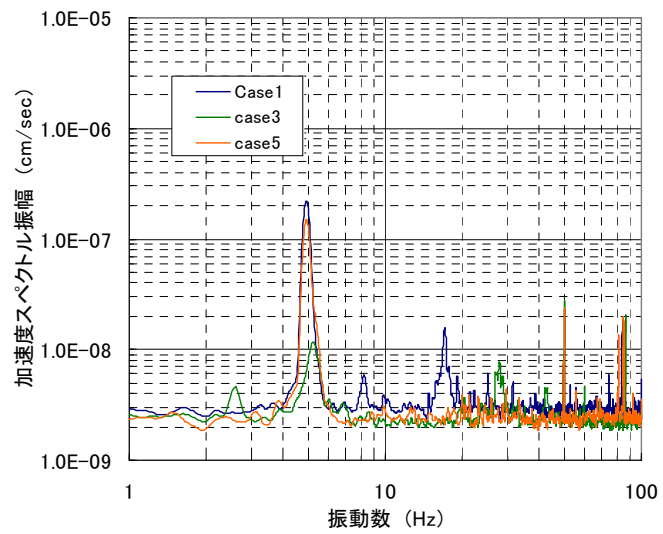


図 4.4.3 微動実験によるフーリエスペクトル
(水位 0m, 流下方向成分, Case1, Case3, Case5)

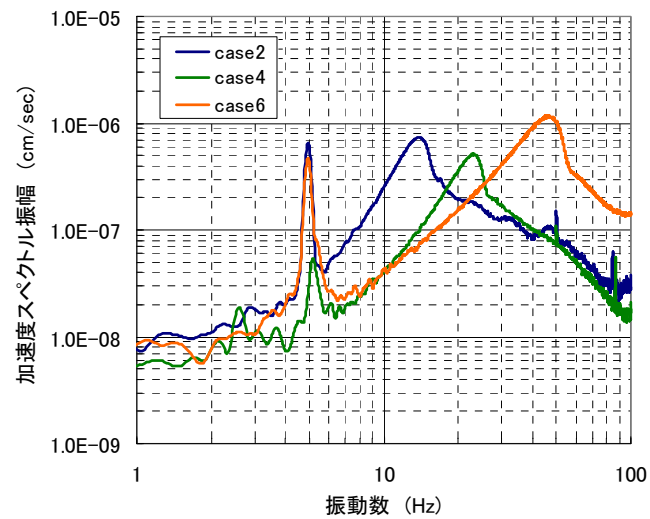


図 4.4.4 衝撃振動実験によるフーリエスペクトル
(水位 0m, 流下方向成分, Case2, Case4, Case6)

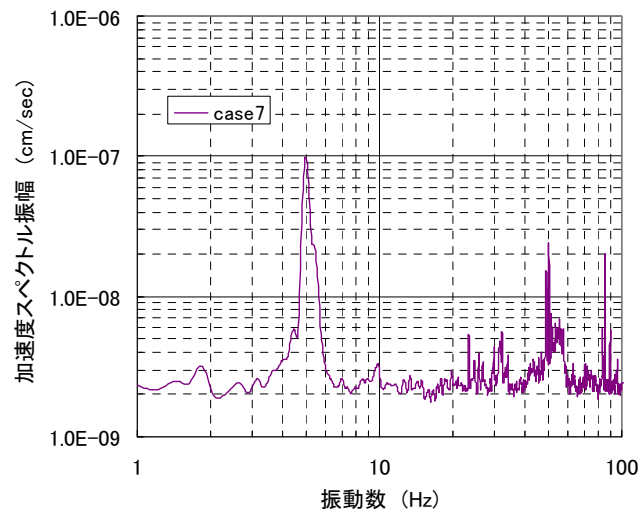


図 4.4.5 静水中における微動のフーリエスペクトル
(水位 0.3m, 流下方向成分, Case7)

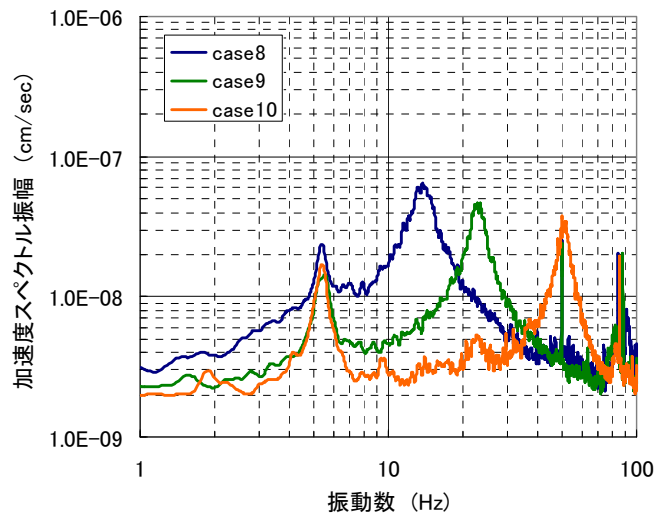


図 4.4.6 流水中における微動のフーリエスペクトル
(水位 0.3m, 流下方向成分, Case8, Case9, Case10)

4.4.2 実橋梁における振動計測

流水中の模型橋脚の微動から求めた卓越振動数を模型橋脚の固有振動数とすること
ができることから、実橋梁においても同様に増水時における橋脚の微動から橋脚の固有
振動数を得ることができるか確認することを目的とする。

(1) 実橋梁における微動計測⁴⁻¹⁴⁾

1) 計測橋梁の概要

実橋梁の微動計測は、増水の発生が見込まれる河川の中流域に位置するM橋梁で実施
した。

M橋梁は単線橋梁で、上部工は上路鈹桁（延長264m、支間10.0～24.0m×14連）、下
部工は直接基礎形式で断面が舟形の煉瓦および石造橋脚である。橋梁の一般図を図
4.4.7に、図4.4.8および表4.4.3に橋脚の諸元を示す。この橋梁付近における平水時の
流心は、1Pと2Pとの間にある。橋脚の微動計測は、このうち流心に近い2Pで行った。
なお、計測に先立ち実施した衝撃振動試験に基づく橋軸直角方向の固有振動数 f_0 は
11.3Hzであった。なお、橋脚の計測と同様に、隣接する桁および橋脚の付帯構造物で
ある架線柱についても衝撃振動試験を実施し、それぞれの固有振動数を特定している。

2) 計測概要

計測対象とした橋脚天端の上流および下流端に振動センサを設置し、橋脚の微動を計測
するとともに、橋脚側面に設置した水位計によって河川水位を計測した。図4.4.8に計
測機器の配置の概要を示す。なお、振動センサは速度計（物探サービス社製
CR4.5-2S3D）を用いた。この速度計の周波数特性は0.5Hz～20Hzであり、通常の橋脚
の固有振動数 f_0 を包含するものである。センサは、橋軸直角方向（X方向）、橋軸方向（Y
方向）、鉛直方向（Z方向）の3成分を同時に測定することが可能であり、橋軸直角方向
の下流方向がX成分の（+）になるように設置した。微動計測は毎正時に5分間連続的
に行い、サンプリング間隔は1/100秒とした。

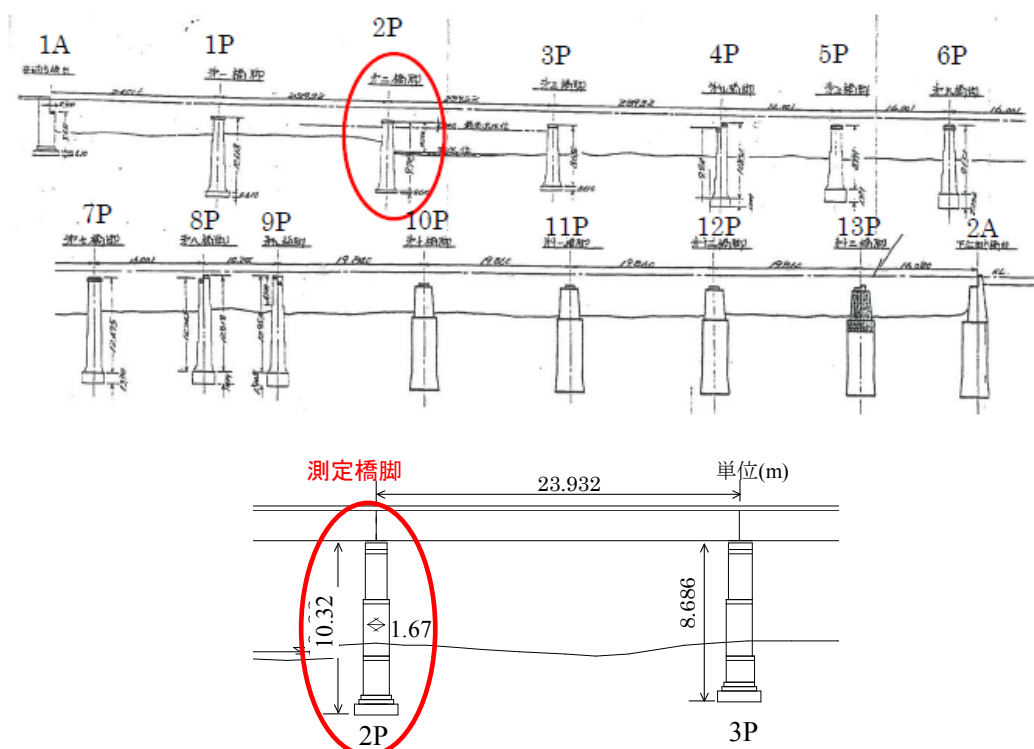


図 4.4.7 M 橋梁の構造一般図

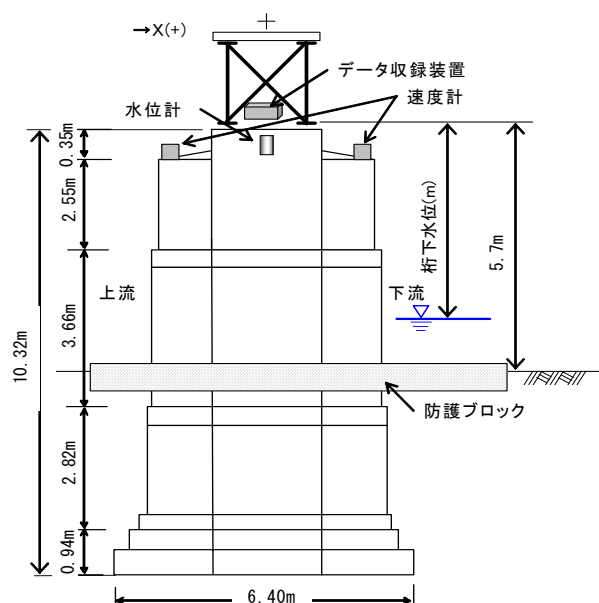


図 4.4.8 橋脚の諸元と微動計測の概要

表 4.4.3 計測対象橋脚の諸元

| 橋脚番号 | 橋脚高さ (m) | 橋脚幅 (m) | 橋脚天端～地盤 (m) | 根入れ長 (m) | 固有振動数 (Hz) |
|------|----------|---------|-------------|----------|------------|
| 2P | 10.32 | 1.67 | 5.85 | 4.46 | 11.3 |

(2) 微動計測結果

1) 平水時と増水時における微動(速度振幅)の経時変化

計測期間中の河川水位の変化を桁下水位(桁下端部から水面までの離隔)で示したのが図4.4.9である。なお、桁下水位が小さいほど水位が高いことを表している。

M橋梁における平水時(桁下水位5.7m)と増水時(桁下水位3.0m)における微動の速度振幅の経時変化を比較したものを図4.4.10に示す。ここでいう増水時とは、平水時と比較して約2.7mの水位上昇がみられたときのものであり、橋梁の規制水位には達しておらず、増水後の橋脚および基礎の変状等はみられなかった。これらの速度振幅を振幅値の実効値(二乗平均平方根)で比較すると、平水時には $1.75 \times 10^{-6} \text{m/s}$ であったものが、増水時には $8.66 \times 10^{-6} \text{m/s}$ と約5倍になっている。

なお、橋脚天端の上流と下流端に設置した振動センサのデータはほぼ一致しており、橋脚が一体となって挙動していると判断し、以後は上流端のセンサデータを用いて検討を行う。

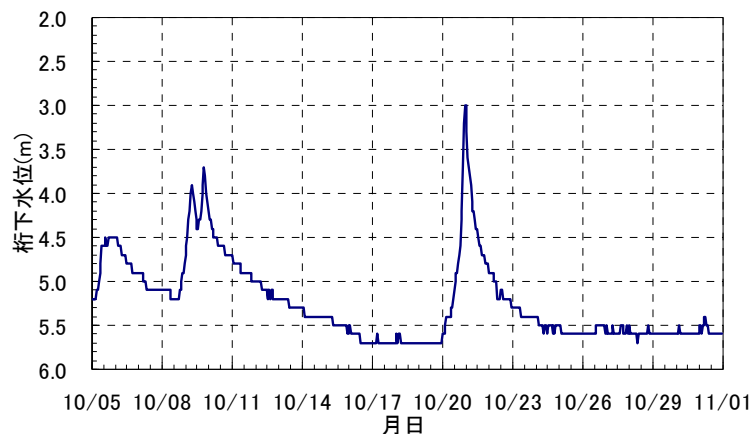


図 4.4.9 計測期間中の桁下水位の変化

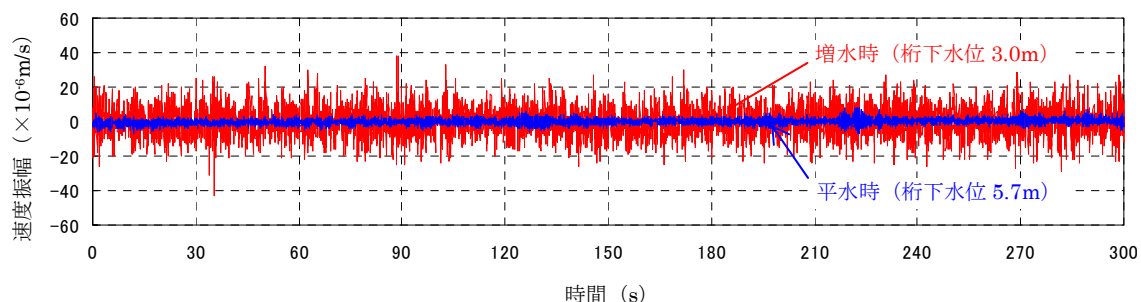


図 4.4.10 M 橋梁 2P における微動の速度振幅の時刻歴波形の比較

2) 平水時と増水時におけるフーリエスペクトルの比較

平水時と増水時における橋脚の振動性状を比較するために、平水時および増水時における上流側橋脚天端での微動(橋軸直角方向)の速度フーリエスペクトルを図4.4.11

に示す。また、図には予め衝撃振動試験で得た橋脚の橋軸直角方向の衝撃振動試験による固有振動数 $f_0=11.3\text{Hz}$ を緑色の破線で示した。この図によれば、平水時の卓越振動数は 3.5Hz と 7.4Hz 付近に見られる。前者は桁の水平方向の固有振動数に相当する。一方、後者は、上路桁の水平方向の固有振動数の概ね2倍であり⁴⁻¹⁵⁾、桁の鉛直方向の固有振動数に相当する。これは桁の鉛直方向の動きが橋脚の水平方向成分に現れたものと考えられる。一方、増水時では $0.3, 3.5, 4.9, 7.3, 9.0, 11.6, 16.9\text{Hz}$ に卓越振動数が見られる。このうち、 3.5Hz と、 7.3Hz は、桁の固有振動数に相当するものである。 4.9Hz は架線柱の線路直角方向の固有振動数に相当する。また、 11.6Hz は 4.4.2. (1) 1) で述べた衝撃振動試験による固有振動数 $f_0=11.3\text{Hz}$ とほぼ一致する。なお、 0.3Hz は、当該橋脚の周辺におけるカルマン渦の発生振動数であると考えられる。舟形断面をもつ当該橋脚において、ストローハル数は 0.235 、躯体幅は 1.67m であり、流速は増水時に実測した表面流速が 3m/s であったので、前述の式4.4.1より、カルマン渦の発生振動数 f は 0.42Hz となる。この値は増水時の微動によるフーリエスペクトルの卓越振動数 0.3Hz と近い。

フーリエスペクトルの卓越振動数の時刻的な変化を、桁下水位の変化とともに描いたものが図4.4.12である。図4.4.12では、応答の大きい部分を赤く、応答の小さい部分を青く表示した。

これによると、10月9日0時から10月10日12時までの間と10月20日12時から22日0時までの期間では、水位の上昇に伴い、 $11\sim 13\text{Hz}$ 、 7Hz 、 3.5Hz 、 0.5Hz 近傍の振幅が大きくなっていることがわかる。このうち $11\sim 13\text{Hz}$ は前述のとおり橋脚の流下方向の固有振動数 f_0 に該当し、 0.3Hz 近傍はカルマン渦の発生振動数と考えられる。

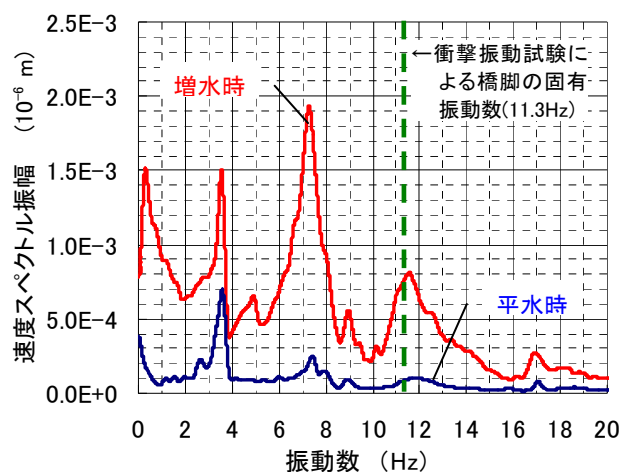


図 4.4.11 異なる水位における微動のフーリエスペクトルの比較

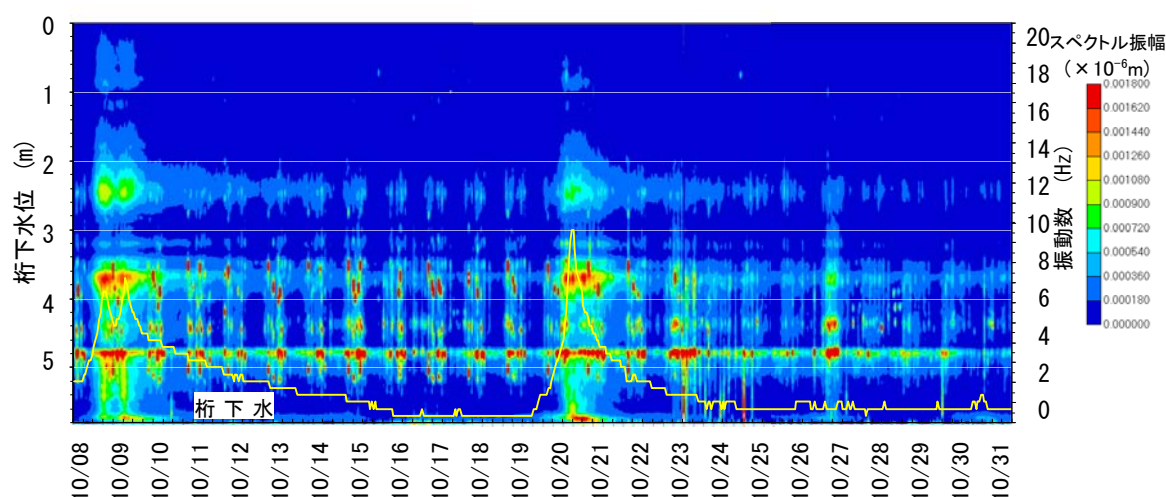


図 4.4.12 微動のスペクトル振幅の経時変化

4.4.3 検討のまとめ

増水時の流水力によって橋脚が平水時に比べて大きく振動し、橋脚の固有振動数 f_{0l} に相当する振動数の速度スペクトルの振幅値が大きくなり、明瞭な卓越を示すことが分かった。したがって、実橋脚の微動計測結果から、平水時には困難としても、増水時には橋脚の固有振動数 f_{0m} をより明瞭に特定できることが分かった。

4.5 付加質量が固有振動数へ及ぼす影響

河川増水時には洗掘等の影響で橋脚基礎の安定性が低下する場合がある。このため、鉄道事業者は橋梁周辺の水位に応じて必要により運転規制を行い列車の安全を確保している。一方、運転規制の解除にあたっては、橋脚基礎の健全性を目視以外の方法で評価する手法の開発がすすめられており、代表的な手法として衝撃振動試験⁴⁾¹⁶⁾が挙げられる。これは橋脚に衝撃荷重を与えた際の応答から橋脚の固有振動数を特定し、その変化によって健全性を評価するものである。しかしながら、橋脚の固有振動数を評価基準とするにあたり、増水時における橋脚と流体との相互作用による振動特性の変化が問題となる。特に、流水中の固有振動数の変化に及ぼす影響要因として、流体中で物体が振動する場合と一緒に流体を振動させるのに必要な力であり、見かけ上の質量増加となっている。増水時における基礎の安定性を評価する上で、その物体の体積に比例する見かけの質量の増加(付加質量)の影響を定量的に把握しておくことが重要となる。

本検討では、過去に実施した静水中の橋脚振動実験における橋脚モデルを2次元FEMによりモデル化し、そのモデルに既往の研究に基づく付加質量を付加して固有値解析を実施するとともに、得られた固有振動数と実験における卓越振動数との比較を行った。また、同モデルを実物大に拡張し、実橋脚での測定例との比較を交えて考察を行う。

4.5.1 流体中の橋脚模型の振動実験⁴⁻¹⁷⁾

(1) 実験概要

図 4.5.1 に橋脚模型および模型地盤の概要を示す。橋脚模型は円柱のモデルであり、高さ 1.25m、直径 0.25m、重量 143.7kg のコンクリート製である。橋脚模型は図に示すように 4 本の板バネにより連結されている。

表 4.5.1 に実験パラメータを示す。今回の実験では 3 種類の地盤バネを設定している。各地盤バネ条件の模型に対し、水位を変化させたときの微動ならびに衝撃荷重を変化させて作用させた場合の橋脚の応答振動を測定し、フーリエスペクトルを算出して橋脚の卓越振動数を求めている。水位は、模型地盤および模型橋脚を静水により水浸させた状態としたときの、橋脚最下端部から水面までの高さである。また、衝撃荷重については、重量 0.5kg の重錘を振り子状に吊るし、橋脚天端部に直角に振り子の落下高さを変えて作用させている。

表 4.5.2 に算出した地盤バネのバネ係数を示す。模型実験では 4 本の板バネにより模型橋脚が支持されているが、回転中心は常に一定であること、荷重－変位関係が直線で近似できることから、議論を簡単にするため地盤バネを回転バネとして算出している。

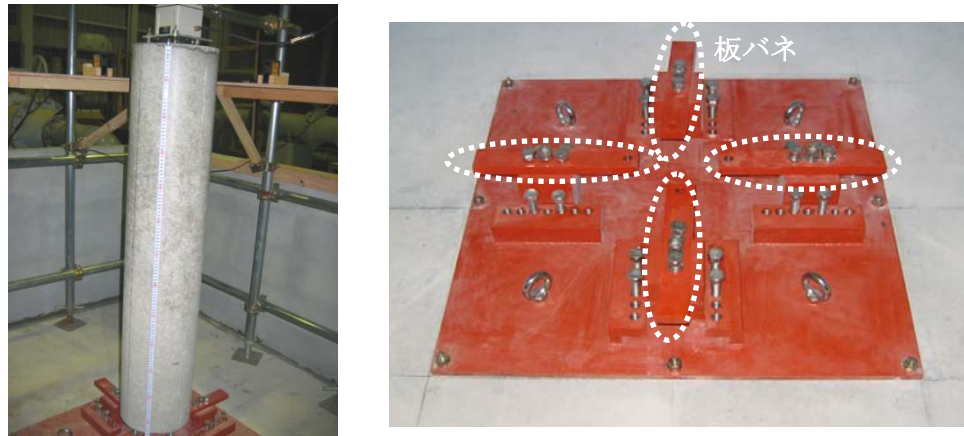


図 4.5.1 橋脚模型の概要

表 4.5.1 実験パラメータ

| 模型種別 | 地盤バネ | 外力 | 水位 |
|------|------|--|--|
| 円柱 | 弱 | ・ 微動 | ・ 水位×6 パターン (0, 0.3, 0.6, 0.75, 0.9, 1.05m) |
| | 中 | ・ 衝撃荷重×6 パターン | |
| | 強 | (落下高さ 0.02, 0.05, 0.1, 0.2, 0.3, 0.5m) | |

表 4.5.2 地盤バネ係数一覧

| 模型種別 | 地盤バネ種別 | 地盤バネ係数 (回転バネ) (MN・m/rad) |
|------|--------|-----------------------------|
| 円柱 | 弱 | 0.145 |
| | 中 | 0.280 |
| | 強 | 0.456 |

(2) 実験結果

図 4.5.2 は、代表的な結果として地盤バネ中の条件における水位と卓越振動数との関係を衝撃荷重ごとに示したものである。図から、水位が上昇するにつれ卓越振動数が低下していることが分かる。また、打撃高さが高くなるほど、卓越振動数も低下する傾向にある。一方、微動を外力とした場合には、衝撃振動試験よりも高い卓越振動数を示している。これらの傾向は他のいずれの地盤バネでも同様であった。

図 4.5.3 には、水位 0 のときの卓越振動数で他の条件の卓越振動数を正規化した値 (卓越振動数比) と落下高さとの関係を水位別に示したものである。この図から、落下高さが変化しても水位別の卓越振動数は、一部ばらつきはあるもののほぼ直線で近似できることが分かる。このことは、卓越振動数の低下割合は水位により一義的に定まり、図 4.5.3 で示したような重錘の落下高さによる卓越振動数の低下傾向は、地盤バネのひずみ軟化の影響によるものと考えることができる。

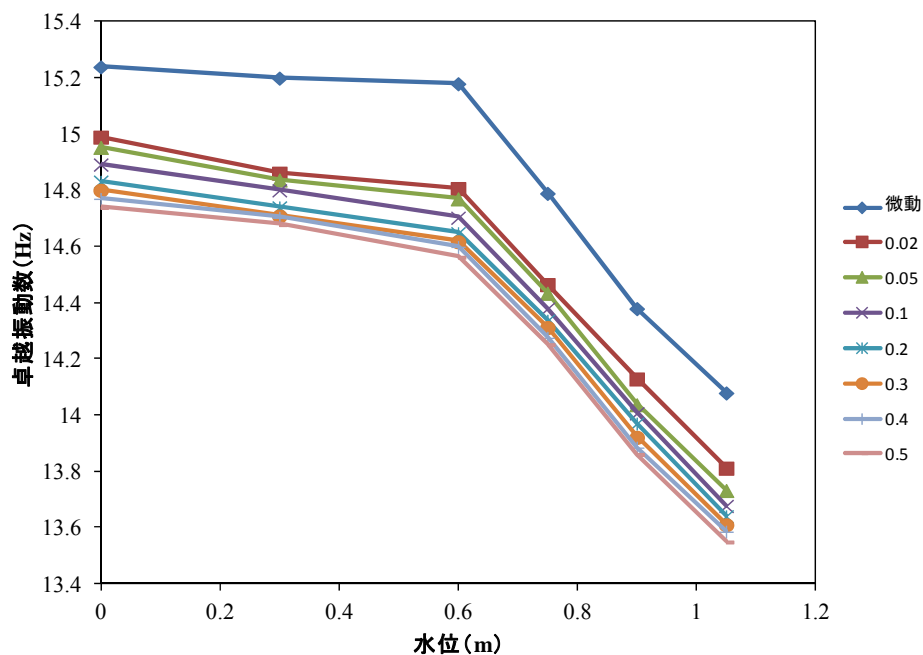


図 4.5.2 水位と卓越振動数との関係 (円柱：地盤バネ中)

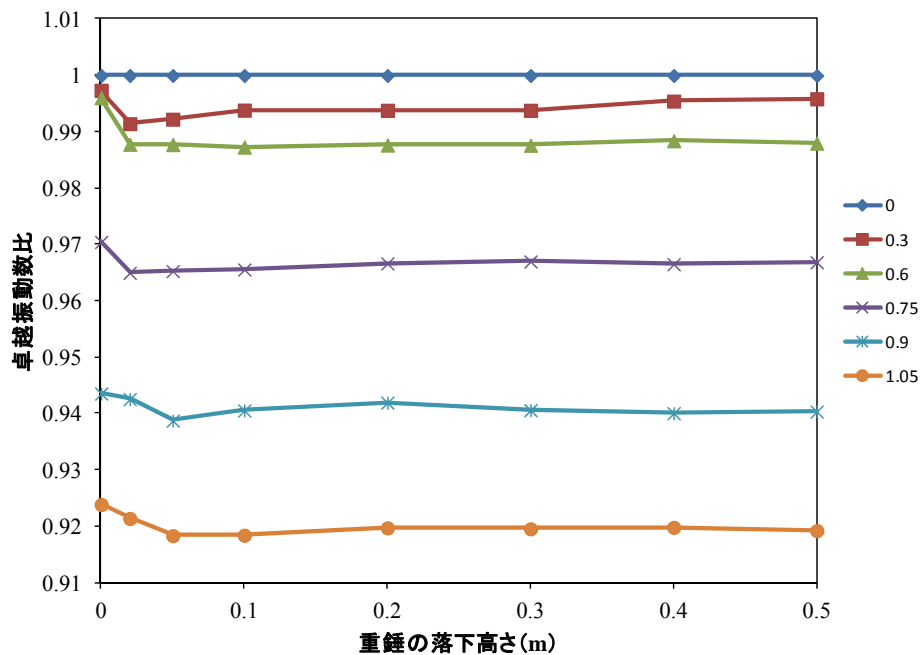


図 4.5.3 重錘の落下高さと卓越振動数比との関係（地盤バネ中）

4.5.2 模型実験結果の解析

4.5.1 で述べた模型実験における橋脚模型を 2 次元 FEM によりモデル化し，実験結果から得られた各種パラメータと付加質量理論を基に固有値解析を実施した．

(1) 付加質量の理論値

土岐ら⁴⁻¹⁸⁾は，円形断面の剛体で基部固定の条件とした円柱構造物に作用する動水圧を三次元的に算出し，それをその時の振動加速度で除することで付加質量を算出している．その際，水の圧縮性と表面波の影響は考慮していない．また，前提条件として，地震時の水粒子の運動は粘性力に比べて慣性力が卓越し，オイラーの方程式に左右される条件，すなわちレイノルズ数が概ね 10^3 以上の領域を仮定している．付加質量は，水中の円柱模型と同じ体積の水の質量に対し，付加質量係数を乗じて求め，次式であらわされる．なお，図 4.5.4 は式中の各パラメータの概略図を示したものである．また，振動モードは剛体として扱い一次のモードとする．

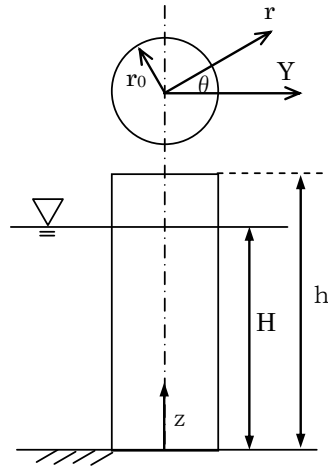


図 4.5.4 各パラメータ概略図

$$\omega_{1s}^r = \pi r_0^2 \rho F_{1s}^r \quad (4.5.1) \quad 4-18)$$

$$F_{1s}^r = \left(1 - \frac{1}{4} \frac{d}{H}\right) \left(1 - \frac{z}{H}\right)^{1/3}, \quad \left(\frac{d}{H} \leq 2\right) \quad (4.5.2) \quad 4-18)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \omega_{1s}^r : \text{単位長さ当たりの付加質量} \\ r_0 : \text{円柱の半径} \\ \rho : \text{水の密度} \\ F_{1s}^r : \text{水の付加質量係数} \\ d : \text{円柱の直径} \\ H : \text{水位} \end{array} \right.$$

(2) 解析モデル概要 ⁴⁻¹⁷⁾

図 4.5.5 に、作成した解析モデルの一例を示す。モデル化に際しては円柱模型が板バネにより支持されていた条件を、同一の投影面積を持つ矩形モデルと回転バネにより構成されたモデルとして再現した。作成した解析モデルは $25 \times 25\text{mm}$ のメッシュサイズとなっている。図 4.5.6 は、解析モデルの各接点に付加する付加質量の値を水位別に求めたものである。水位別の 5 パターンとなるのは、理論式により水面からの深さごとに付加質量が算出されるためである。また、付加質量の質点は節点部分に配置される。

表 4.5.2 で示した回転バネ係数は、静的な载荷試験により得られた値であり、動的な問題を取り扱う場合のバネ値よりも小さな値となっていることが考えられる。そのため、模型実験における橋脚模型の卓越振動数を目標値として、目標値に合致するような回転バネ値の倍率を逆解析的に求めた。なお、目標値として設定した卓越振動数は、各地盤バネモデルにおいて水位 0m、すなわち気中において外力を微動とした場合に得られた橋脚模型の卓越振動数とした。表 4.5.3 に目標値とした卓越振動数と、上述の方法により算出した各種バネ係数の一覧をそれぞれ示す。以下の解析は、表中の算出値を用いて実施した。

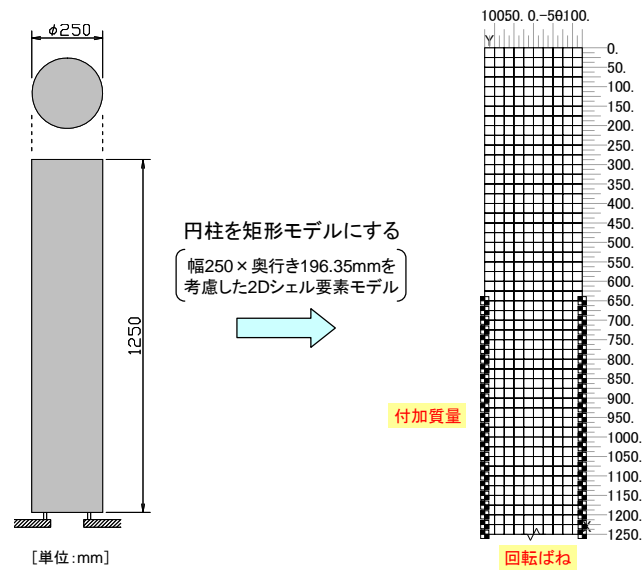


図 4.5.5 作成した解析モデルの一例（水位が 0.6m の例）

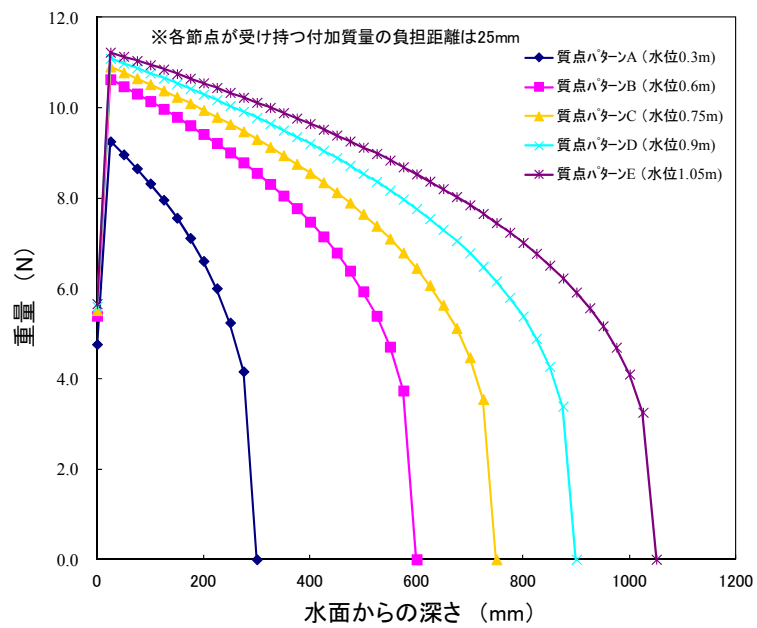


図 4.5.6 解析モデルにおける付加質量の質点パターン

表 4.5.3 各バネ係数と卓越振動数の目標値

| バネ 種類 | 回転バネ係数(MN・m/rad) | | 卓越振動数の目標値 (Hz) |
|----------|------------------|-------|-------------------|
| | 当初値 | 算出値 | |
| 弱 | 0.145 | 0.238 | 8.88 |
| 中 | 0.280 | 0.714 | 15.24 |
| 強 | 0.456 | 0.962 | 17.61 |

(3) 固有値解析結果と模型実験との比較

図 4.5.7 は、模型実験における卓越振動数と算出された固有値解析結果との関係をバネ種類別に示したものである。なお、ここでいう固有振動数とは一次モードにおける固有振動数であるが、振動モードは全ての解析条件においてモデル下端部中央を回転中心として振動するモードとなっている。図から、固有値解析により得られた固有振動数はいずれのバネ種類においても水位の上昇にともない低下する傾向にあり、その低下傾向は実験における卓越振動数の低下傾向と良く一致していることが分かる。

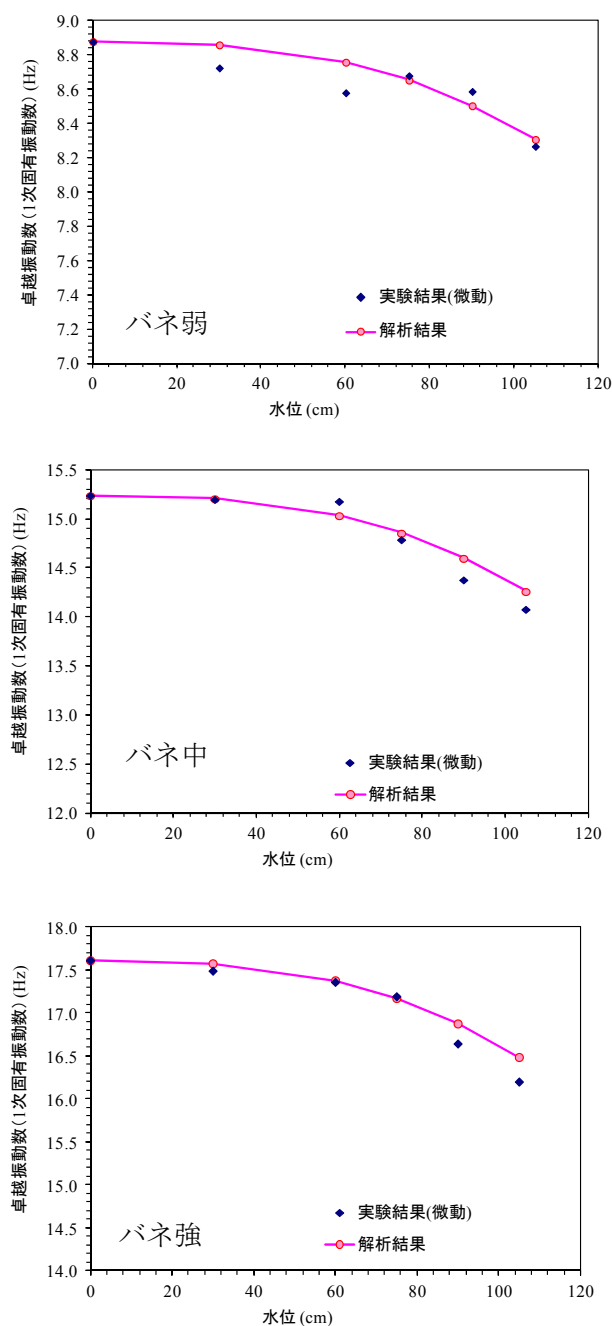


図 4.5.7 水位と卓越振動数（一次モードの固有振動数）との関係

4.5.3 実橋脚における付加質量の影響の解析的検討

ここでは、付加質量の考え方を、実物大の FEM モデルに拡張した場合について述べる。ここでは、水位条件に加え根入れ長をパラメータにして解析を行った。

(1) 実橋脚モデルの概要

橋脚振動解析モデルの作成は、長期にわたる現地計測を実施し、橋脚周りの水位変動や河川の流速およびその時の橋脚振動データが得られている、図 4.3.7 に示す直接基礎形式の M 橋梁の橋脚を対象とした。

図 4.5.8 に実橋脚を対象として FEM によりモデル化した一例を示す。躯体は 2 次元シェル要素を用いてモデル化しており、FEM モデルにおける躯体の重量が実橋脚の想定重量と一致するよう単位体積重量を調整している。また、天端には桁を模擬した質点を、躯体と地盤との境界部のうち、側面は水平およびせん断ばねを基礎底面には鉛直およびせん断ばねを配している。また、桁に相当する部分には質点重量を、躯体と地盤ばねとの境界部には地盤ばねとダッシュポットをモデル節点に並列に接続している（図 4.4.9 参照）。

各バネ係数については、鉛直地盤反力係数 K_v と水平地盤反力係数 K_h との比 (K_h/K_v) を $2/3$ と仮定し、実橋脚（根入れ長 4.44m・水位 0m のとき）の 1 次の固有振動数が 11.3Hz となるように逆解析によって地盤反力係数を設定した上で算出した。また、底面のせん断ばねは、鉛直・水平ばねのそれぞれ $1/3$ の値とした。ここで、逆解析により決定したモデルの地盤反力係数を表 4.4.5 に示す。

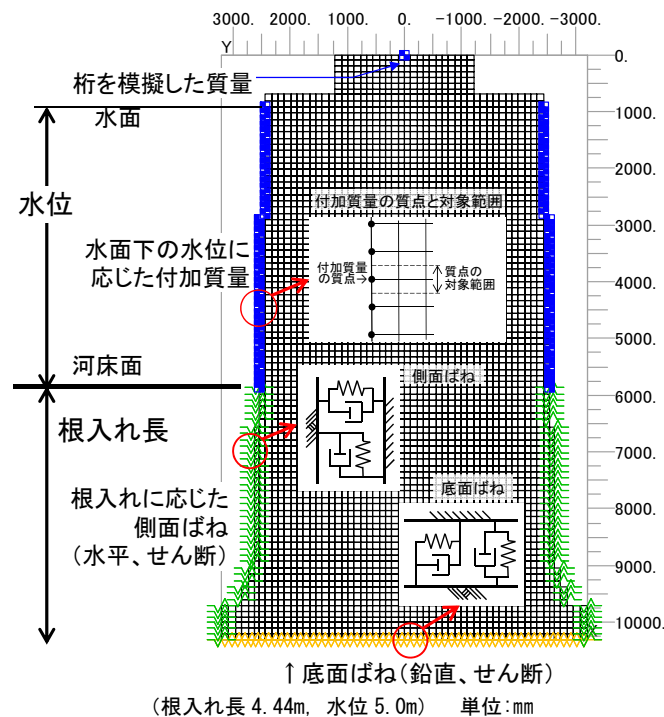


図 4.5.8 実橋脚モデルの一例

表 4.5.4 逆解析で求めた地盤反力係数

| 箇所 | 成分 | 地盤反力係数 | |
|----|-----|--------|-------------------|
| 底面 | 鉛直 | 420.57 | MN/m ³ |
| | せん断 | 140.19 | MN/m ³ |
| 側面 | 水平 | 280.38 | MN/m ³ |
| | せん断 | 93.46 | MN/m ³ |

(2) 解析条件

解析条件を表 4.4.6 に示す。水位の設定は、初期条件である 0.0m、1.0m と長期計測時の最高水位である 2.7m、当該橋梁位置での最高水位に相当する 5.0m を設定した。根入れ長は固有振動数が 11.3Hz である 4.44m を基準とし、その 1/2 の 2.22m、全く根入れが無い 0m の状態を設定した。

図 4.5.9 にモデルに作用させる付加質量と水位との関係の一例を示す。付加質量は、水位と橋脚の投影面積を基準にして算出したものを用いた。グラフが複数存在するのは、算出される付加質量係数が根入れ長および水位によってそれぞれ異なるためである。また、付加質量の質点は、各モデルのメッシュにおける節点部分に配置されるため、節点位置の上下に位置する各メッシュの 1/2 の幅を代表する値として算出される。そのため、橋脚の断面変化によってグラフの一部が屈曲している。

表 4.5.5 解析条件

| 実橋脚モデル | 根入れ長 (m) | 水位 (m) |
|--------|----------|--------|
| M 橋梁橋脚 | 4.44 | 0 |
| | | 1.0 |
| | | 2.7 |
| | | 5.0 |
| | 2.22 | 0 |
| | | 1.0 |
| | | 2.7 |
| | | 5.0 |
| | 0 | 0 |
| | | 1.0 |
| | | 2.7 |
| | | 5.0 |

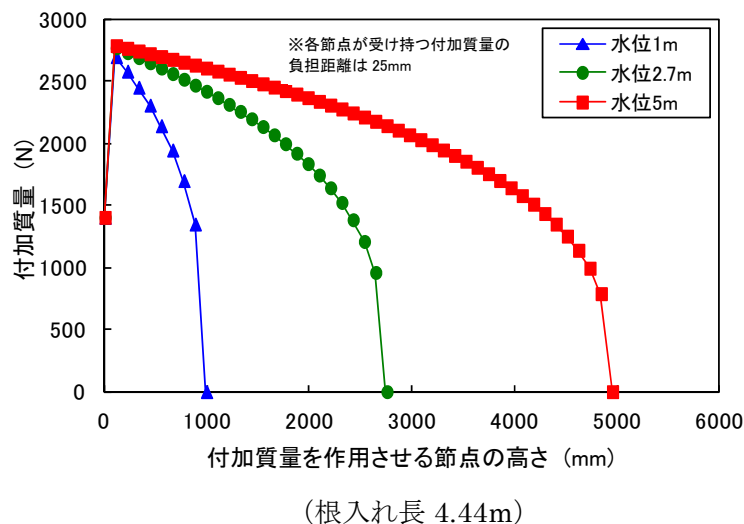
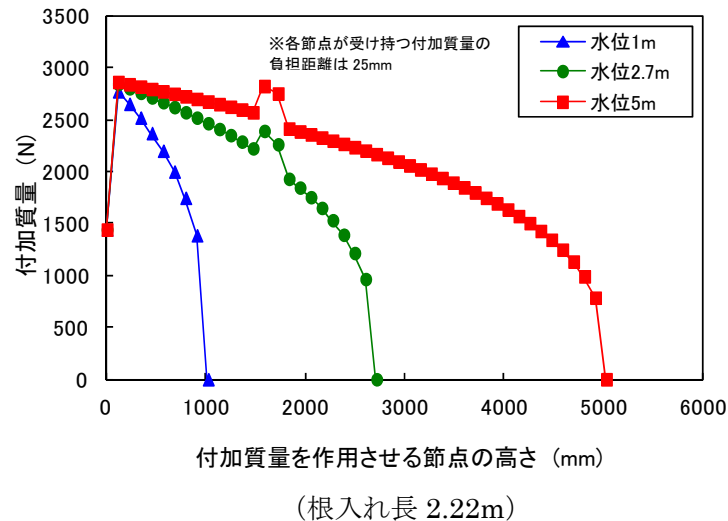


図 4.5.9 水深ごとの付加質量と作用させる接点の高さとの関係の一例

(3) 固有値解析結果と実測値との関係に関する検討

図 4.5.10 は、実橋脚モデルの固有値解析による固有振動数と水位との関係を示したものである。その結果、水位が 5m となった場合に約 2% 程度の固有値の低下があることが分かる。実橋梁では水位 5m の状態における橋脚の卓越振動数は観測されていないが、水位 2.7m の場合には概ね 0.1~0.2Hz 程度卓越振動数が低下したデータが観測されている。このことから、付加質量を想定した FEM モデルには十分妥当性があると推測される。一方、図 4.5.11 には、根入れ比に対する固有振動数を水位別に示したものである。これによれば、固有振動数は付加質量の影響から水位によって若干の違いが生じるものの概ね同じ程度の値であり、根入れ比の減少に対してより顕著な低下傾向を示すことが分かる。すなわち、根入れの低下が固有振動数の低下におよぼす感度が大きく、付加質量の影響による固有振動数の低下はほぼ無視できる程僅かであると言える。

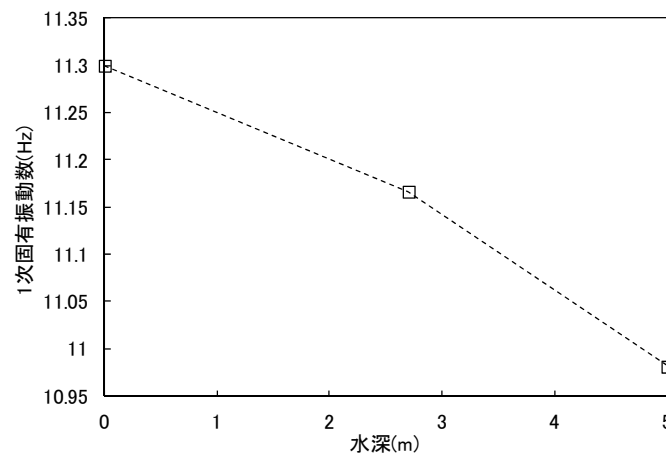


図 4.5.10 水深と固有値解析による固有振動数との関係

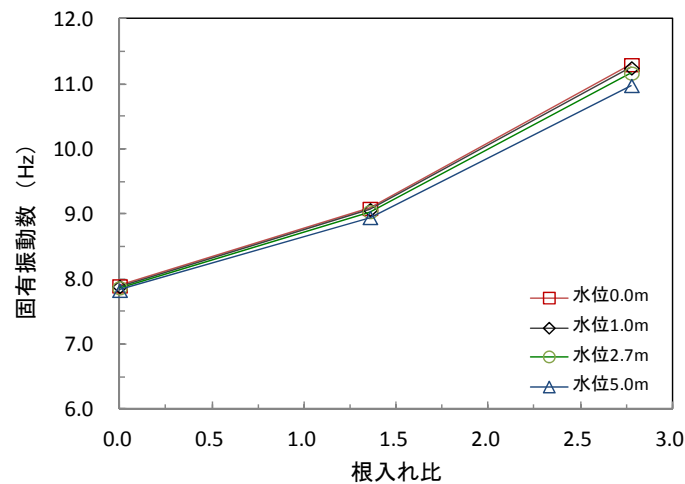


図 4.5.11 根入れ比と固有振動数との関係

(4) その他の実橋梁における検証

4.5.3(3)で示した結果を検証するため、図 4.4.8 で示した橋梁以外の実橋脚における水位変動による固有振動数の変化を測定した。測定は、図 4.4.12 に示すように干満の差によって橋脚周りの水位が大きく変動する L 橋梁の 2P を選び、満潮時と干潮時に衝撃振動試験と微動測定を行った。

L 橋梁は単線橋梁で、上部工は上路鈑桁で支間長 12.9m、下部工は直接基礎形式の円柱形のコンクリート造橋脚である。橋脚の全高は 6.6m、橋脚天端から河床面まで 3.4m である。干潮時（低水時）には河床面まで水位が下がり、水深は 0m である。満潮時（増水時）は水位 1.5m に達する。

衝撃振動試験の結果、満潮時（増水時）と干潮時（低水時）における橋脚の固有振動数はいずれの場合も 10.1Hz であり、両者に差はなかった。また、微動測定のパワースペクトルでも両者に明瞭な差は認められず、4.5.3 で述べたように水位の上昇に伴う固有振動数の低下は無視できる程僅かであることが分かった。

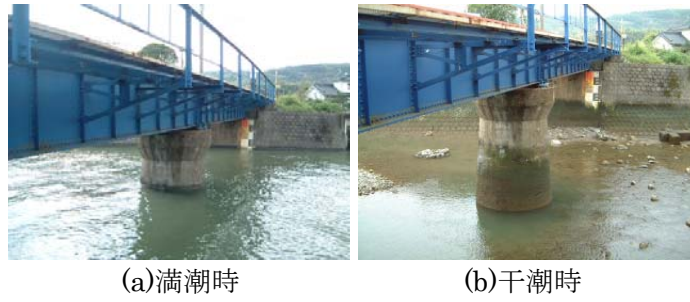


図 4.5.12 L 橋梁の満潮時と干潮時の状況

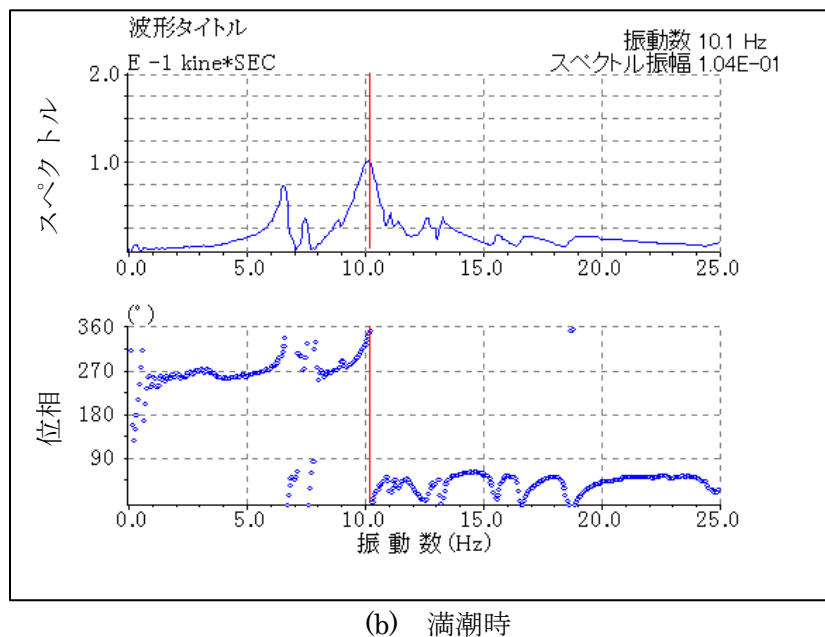
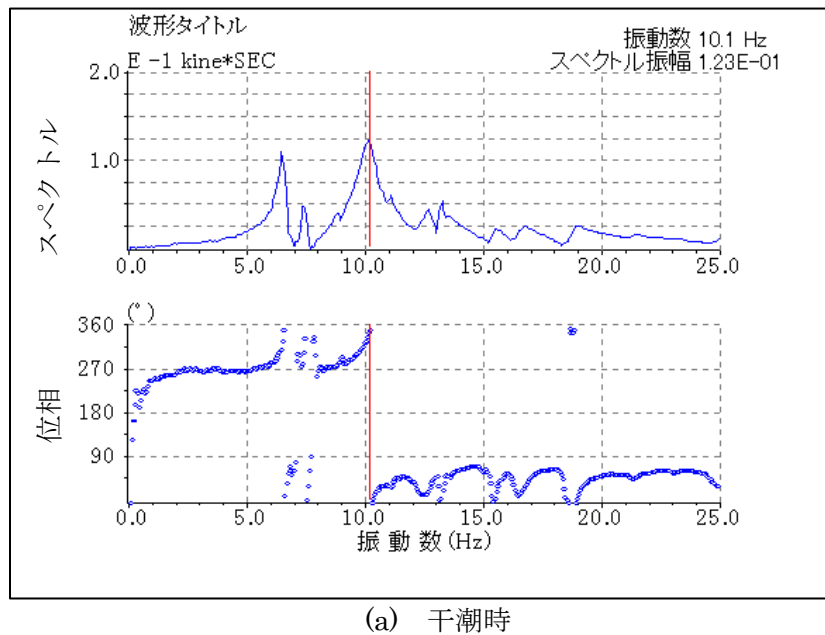


図 4.5.13 L 橋梁の 2 P における干満時の衝撃振動試験結果の比較

4.5.4 検討のまとめ

橋脚の固有振動数を評価指標とするにあたっては、増水時における橋脚と流体との相互作用による振動特性の変化が固有振動数に及ぼす影響を把握する必要がある。そのためここでは模型実験と解析によって流体の抵抗力による見かけの質量の増加(付加質量)の影響を把握した。その結果、微動から求められる固有振動数への水位上昇による(付加質量による)影響は実橋脚においては小さいことを確認した。

4.6 橋脚微動による卓越振動数の特定方法の検討⁴⁻¹¹⁾

4.6.1 検討に用いたデータ

(1) 計測橋梁の概要

検討に用いたデータは、4.4.2(1)に示した橋梁(M橋梁)を対象とした。

(2) 計測概要

計測方法は、4.4.2(2)に示した方法を用いて、増水時のものである。

4.6.2 探索振動数範囲の検討

微動による固有振動数 f_{0m} は、次の二つのステップ、すなわち、第一ステップ；既知の橋脚の固有振動数(f_{0f})を中心として、測定データの卓越振動数の探索範囲を設定し、ついで、第二ステップ；設定した探索範囲内で微動データのスペクトル振幅が最も大きなピークを示す振動数を特定する、ことによって求めることにした。ここでは、どの程度の探索範囲を設定すれば微動による固有振動数 f_{0m} を的確に把握できるかが課題となる。

そこで、最適な探索範囲を特定するために、既知の固有振動数 f_{0f} と300秒間の微動データから解析データ長を1, 2, 3, 5, 10, 15, 20, 30, 40, 50, 60, 80, 100, 160, 200と300秒として計算した f_{0m} との差の絶対値(以下、残差という)を求め、それを f_{0f} で割った値を残差の推定誤差として解析した。

増水時(桁下水位4.8m以下)の4日分のデータについて残差の推定誤差と探索範囲との関係を整理したものが図4.6.1である。図4.6.1は、 f_{0f} を中心にして探索範囲を $f_{0f} \pm 4f_0$ としたもので、 $4f_0$ は f_{0f} のそれぞれ5, 10, 15, 20と30%とした。図中の赤波線は、各 $4f_0$ における残差の推定誤差が最大となるデータの包絡線を示す。

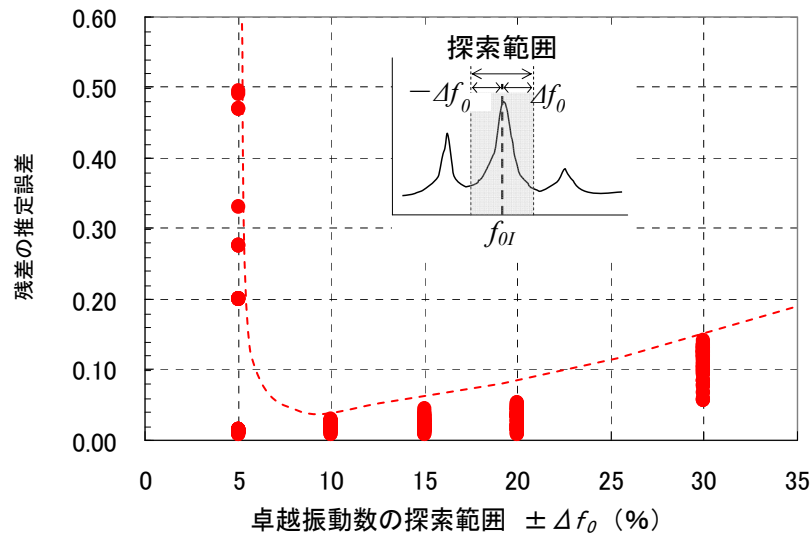


図 4.6.1 卓越振動数の探索範囲と固有振動数の残差の推定誤差との関係

この図によれば，探索範囲 $\Delta f_0 / f_{0I}$ が5%の場合は残差の推定誤差は0.008～0.495となり，30%では0.056～0.14となる．一方，10%では0.008～0.029と残差の推定誤差の範囲が5段階の探索範囲のうちで最も小さくなる．このような結果を示す理由は，探索範囲が狭い場合には探索範囲内にピークを特定できず，残差が大きくなり，反対に広い場合には橋脚の固有振動数 f_{0I} とは異なる振動数のピークを特定してしまうためである．このことから，最適探索範囲を $\Delta f_0 / f_{0I}$ が10%とすることによって，既知の固有振動数 f_{0I} と微動による固有振動数 f_{0m} の残差の推定誤差のばらつきを少なくすることができる．

4.6.3 解析データ時間長の検討

4.6.2では微動データから卓越振動数の最適探索範囲の特定方法について述べたが，処理するデータ取得時間長（以下，解析データ長）によっては微動から求める固有振動数 f_{0m} にばらつきが生じる可能性がある．このばらつきをできる限り少なくできる解析データ長について検討する．

ここでは，解析データ長を1，2，3，5，10，15，20，30，40，50，60，80，100，160，200と300秒の16段階に設定し，4.6.2で求めたものと同様に，解析データ長別に残差の推定誤差を求めた．なお，微動による固有振動数 f_{0m} を探索する範囲は $\Delta f_0 / f_{0I}=10\%$ とした．その結果，解析データ長ごとに求めた残差の推定誤差とその解析データ長との関係を示したものが図4.6.2である．図中の赤破線は各解析データ長における残差の推定誤差が最大となるデータの包絡線を示す．

これによれば，解析データ長が60秒より短くなると，残差の推定誤差は急激に大きくなり，それが60秒よりも大きくなると残差の推定誤差の最大値はほぼ一定の値になることがわかる．解析データ長が60秒以上のデータについて残差の推定誤差の平均値 m と標

準偏差 σ を求めると、それぞれ、 $m=0.0145$ と $\sigma=0.0030$ となる。図4.6.6の赤破線の60秒以上の範囲では、残差の推定誤差は全て $m+1\sigma$ 以下となっている。増水時には橋脚基礎の固有振動数 f_{0m} を可能な限り速やかに評価することが望ましいので、解析データ長は可能な限り短く設定する必要がある。ここでは、残差の推定誤差がほぼ一定となる60秒を最適解析データ長とすることが妥当である。

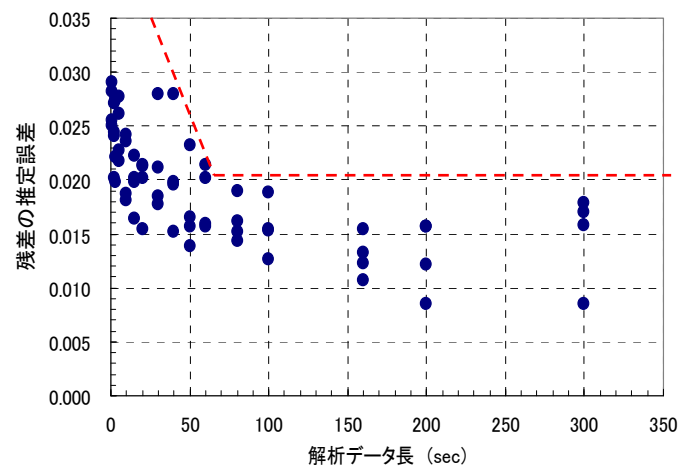


図 4.6.2 解析データ長と固有振動数の残差の推定誤差との関係

4.6.4 増水時の橋脚の微動を用いた卓越振動数特定方法

上述の4.6.2および4.6.3で示した計測データの処理方法をもとに検討した増水時における橋脚の固有振動数 f_{0m} を微動から特定するアルゴリズムを図4.6.3に示す。

このアルゴリズムにおいては、橋脚の固有振動数 f_{0l} が既知である必要がある。したがって、第一ステップでは、橋脚の固有振動数 f_{0l} が既知であるかの判定を行う。固有振動数が未知の場合には、例えば鉄道で用いられている衝撃振動試験等により決定する。

第二ステップでは、既知の固有振動数 f_{0l} を基準にして微動計測に基づく卓越振動数の探索範囲を最適化する必要がある。最適化には4.6.2で提案した手法を用いる。探索範囲が特定できない場合には、固有振動数 f_{0l} を中心に固有振動数の10%を Δf_0 として探索範囲を設定する。

第三ステップとして、スペクトル解析に用いるデータの取得時間長を最適化する必要がある。この最適化には、上述の4.6.3の手法に従えばよい。最適なデータ長が不明の場合には、4.6.3で妥当性を確認した60秒間のデータを用いる。

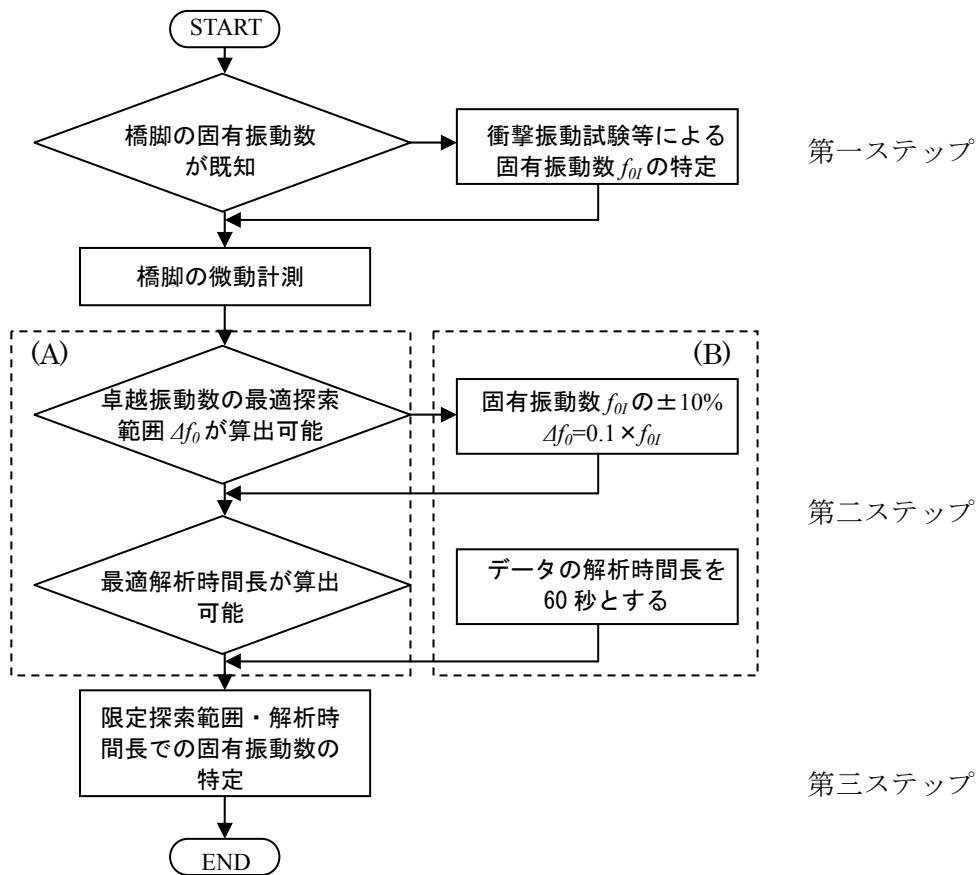


図 4. 6. 3 微動測定から橋脚の固有振動数を特定するアルゴリズム

4. 6. 5 提案する卓越振動数特定方法の妥当性の検証

(1) 実橋脚における増水時河川水位と固有振動数との関係

橋脚の固有振動数 f_{0m} は、桁下水位の変化によって多少のばらつきを示す。ここでは、4. 6. 2と4. 6. 3で述べた手法から算出した橋脚の固有振動数 f_{0m} の、桁下水位の変化に伴う収束性について検討する。

図4. 6. 8は、M橋梁で実施した2004年10月5日0時から同年10月22日23時までの期間の微動計測結果から求めた固有振動数 f_{0m} と桁下水位との関係を示したものである。図中のH.W.L(High Water Level)は当該橋梁における計画高水位の時の桁下水位を表し、L.W.L (Low Water Level)は低水位の時のそれを表す。図4. 6. 8から、桁下水位が5.7～5.1mのときには、橋脚の固有振動数 f_{0m} は $f_{0l} \pm \Delta f_0$ の範囲である10.2から12.4Hzの範囲内にばらつきをもって分布しており、そのときの平均値 m および標準偏差 σ はそれぞれ $m=11.6$ 、 $\sigma=0.33\text{Hz}$ となっている。一方、水位が上昇し、桁下水位が5.0m～4.1mとなると、固有振動数 f_{0m} の平均値 m および標準偏差 σ はそれぞれ $m=11.6\text{Hz}$ 、 $\sigma=0.27\text{Hz}$ 、桁下水位が4.0～3.0mとなると、固有振動数 f_{0m} の平均値 m および標準偏差 σ はそれぞれ $m=11.6\text{Hz}$ 、 $\sigma=0.14\text{Hz}$ となり、水位の上昇に伴って微動から求めた固有振動数 f_{0m} が衝

撃振動試験で求めた橋脚の固有振動数 f_{0l} に収束していく様子がわかる。なお、測定期間中は橋脚周辺の地盤条件に洗掘や土砂の堆積等が発生していないため、水位が低い場合の固有振動数 f_{0m} のばらつきは、基礎の状態に関わらず発生することを示す。一方、水位の上昇にともなって橋脚の固有振動数 f_{0m} は収束する傾向を示す。これは、増水による流水力の増加によって橋脚が加振され、固有振動数に相当する応答が卓越するためと考えられる。

以上のことから、増水時においては微動によって検討して実橋脚でもその固有振動数 f_{0m} を特定することが可能であることが分かった。

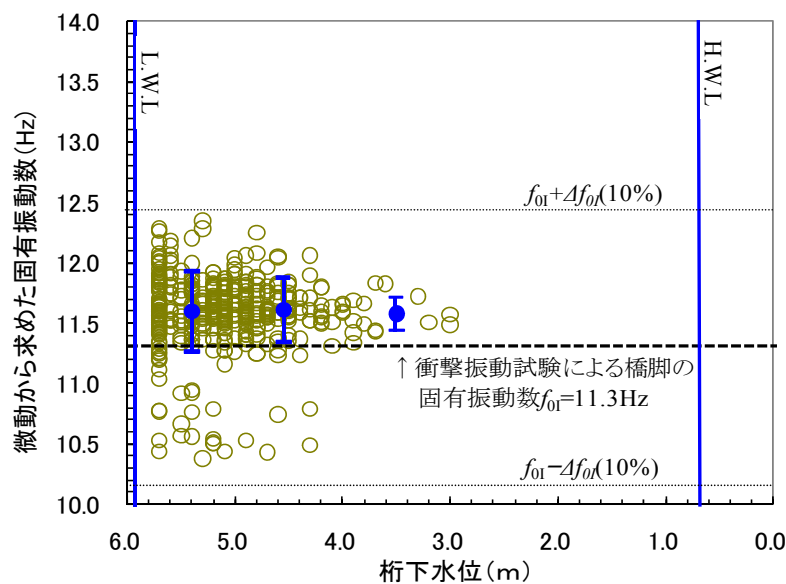


図 4.6.4 微動から求めた固有振動数と桁下水位との関係

(2) 特定方法の他橋梁への適用条件

上述の4.6.4で提案したアルゴリズムを他の橋梁に適用し、橋脚の微動計測から橋脚の固有振動数 f_{0m} を追跡した事例を述べる。

提案したアルゴリズムの適用対象としたO橋梁は単線橋梁で、上部工は上路鉸桁（延長158m，支間18.9m×8連），下部工は直接基礎形式の円形コンクリート橋脚であり，橋脚下部には，はかま工が施工されている。O橋梁の一般図を図4.6.5に示す。この橋梁付近における平水時の流心は，4Pと5Pとの間にあり，橋脚の振動計測は，この流心に近い5Pで行った。

計測期間は，2006年8月～10月である。これによれば，平水時に実施した衝撃振動試験で得られた5Pの橋軸直角方向の固有振動数は $f_{0l}=16.8\text{Hz}$ である。また，桁の水平方向の固有振動数は5連目が5.4Hz，6連目が4.8Hzであった。

O橋梁における平水時と増水時の流況の比較を図4.6.6に示す。なお，図に示した平水時の桁下水位は4.5m程度，増水時の桁下水位は3.5m程度である。当該橋梁における規制水位は桁下1mであるため，図に示した増水時には規制は発令されていない。この

橋脚の計測期間中の水位の時系列変化を図4.6.7に示す。

微動による橋脚の固有振動数 f_{0m} の特定には前述の図4.6.3のアルゴリズムを、8月18日～20日までの増水時について適用する。ここでは、図4.6.3に示すフローの破線で囲まれた(A)：最適探索範囲・最適解析時間長で固有値を特定した場合と、(B)：探索範囲 f_0 を $f_{0l} \times 0.1$ とし、解析時間を60秒として固有値を特定した場合の2ケースについて検討した。

(A)を適用した場合

前述のアルゴリズムにおいて提案した卓越振動数の探索範囲 Δf_0 を4.6.2と同様の手法で求めると図4.6.8のようになる。これによれば、 Δf_0 が10%付近で残差の推定誤差の範囲が最小値となり、これを最適探索範囲と考えることができる。また、解析データ長を、4.6.3に従って求めると図4.6.9のようになる。図によれば、解析データ長が60秒を越えると残差の推定誤差の包絡線はほぼ一定となるので、60秒を最適解析データ長と設定できる。

(B)を適用した場合

(B)に従って、卓越振動数の最適探索範囲 Δf_0 と最適解析データ長をそれぞれ10%と60秒と設定して、8月18日～20日までの桁下水位が4.0mよりも増水した期間について、微動による固有振動数 f_{0l} の時系列的な探索を行った。その結果を図4.6.10に示す。これによれば、微動による固有振動数 f_{0m} の平均値 m は $m=16.6\text{Hz}$ 、標準偏差 σ は $\sigma=0.35\text{Hz}$ となった。この平均値 m は、4.6.5(2)に示した衝撃振動試験による固有振動数 $f_{0l}=16.8\text{Hz}$ にほぼ等しい。

したがって、増水時の微動計測データに対して(A)および(B)の両者を適用して解析した結果、いずれのフローでも橋脚の固有振動数を特定することができ、提案したアルゴリズムは妥当な結果を与えるものと考えられる。

4.6.6 検討のまとめ

橋脚微動から橋脚の固有振動数を特定する方法について検討する。検討では実橋脚における長期間の微動計測結果を基に、卓越振動数を探索する振動数範囲の最適値の検討とフーリエスペクトルの解析データ長の最適値の検討を行った。その結果、今回検討した橋梁のデータでは、探索範囲を橋脚の固有振動数の $\pm 10\%$ の範囲とし、解析データ長を60秒とすることが適していることがわかった。図4.6.7に示すような固有振動数特定のためのアルゴリズムを示した。

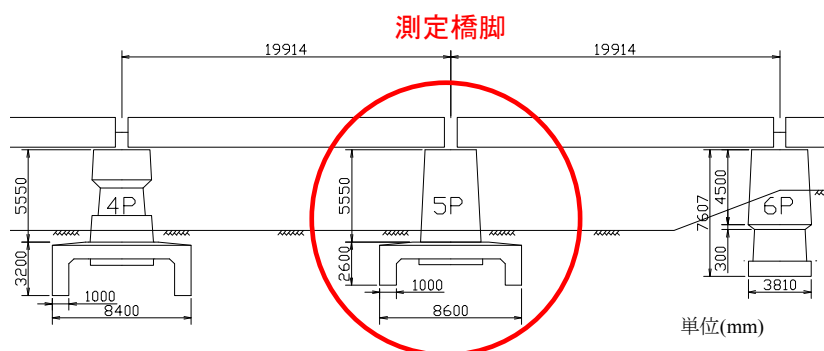


図 4.6.5 O 橋梁の構造一般図



図 4.6.6 O 橋梁における平水時と増水時の流況

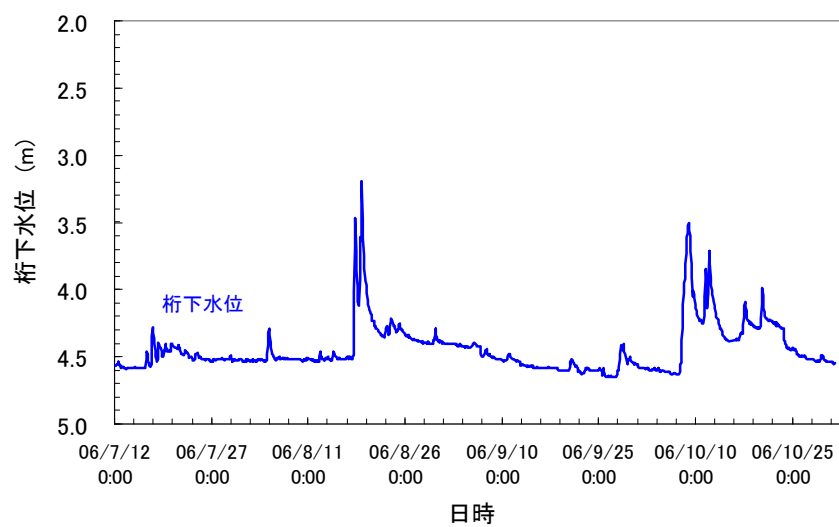


図 4.6.7 O 橋梁における計測期間中の桁下水位の変化

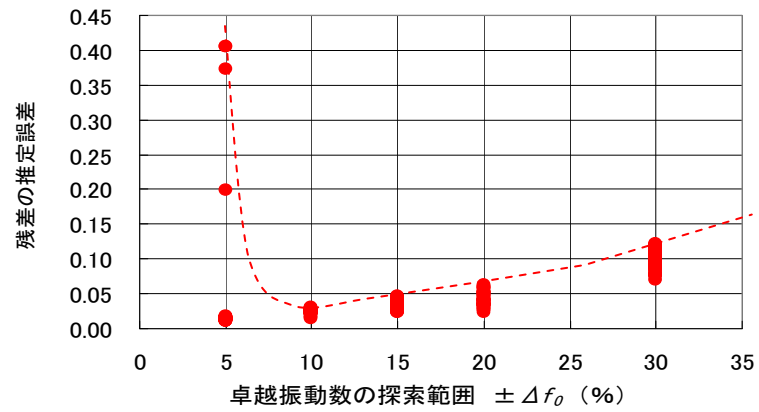


図 4.6.8 O 橋梁での卓越振動数の探索範囲と固有振動数の残差の推定誤差との関係

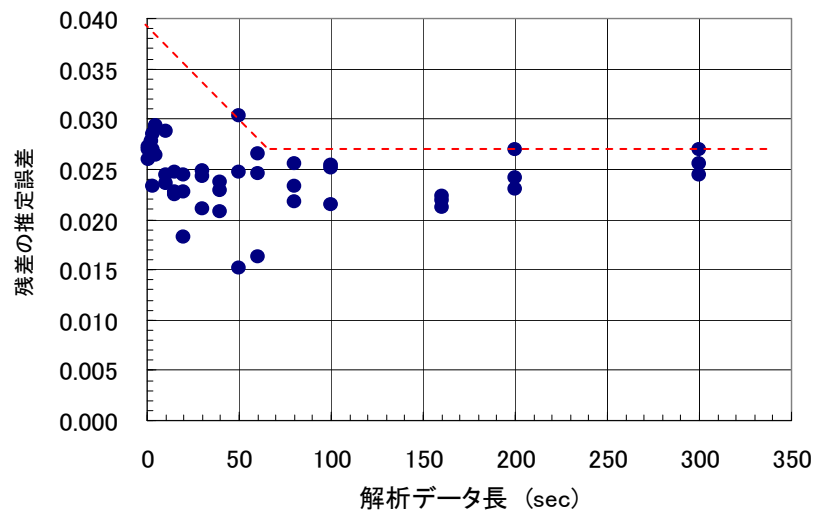


図 4.6.9 O 橋梁における解析データ長と固有振動数の残差の推定誤差との関係

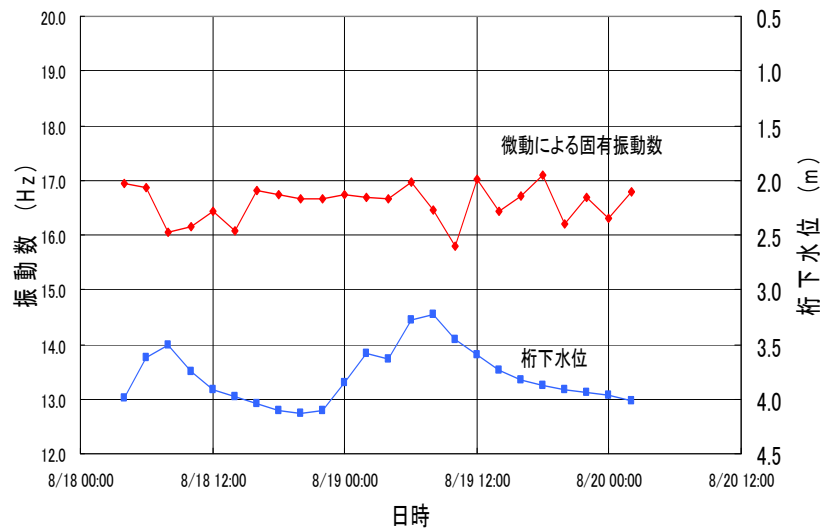


図 4.6.10 桁下水位の変化と固有振動数の変化

4.7 評価システムの開発

4.7.1 評価システムの仕様

河川増水時には洗掘等の影響で橋脚基礎の安定性が低下する場合がある。このため、鉄道事業者は橋梁周辺の水位に応じて必要により運転規制を行って列車の安全を確保している。これまで、増水による運転規制を解除する際の判断支援を目的として、橋脚の固有振動数が既知であれば、増水時の微動から橋脚の固有振動数が特定でき、その変化で増水時における橋脚基礎の安定性が評価できることを示した。微動を計測して洗掘による不安定化を評価するシステムの開発について述べる。

また、新たに開発した遠隔地からシステムの制御と評価結果の監視が行える機能を付加した遠隔制御可能な橋脚基礎の安定性評価システム（以下、遠隔制御型評価システム：高度化評価システム）を実橋梁で適用した結果と、それを通して検証したシステムの有効性について述べる^{4-19), 4-20)}。

(1) 測定方法

ここでの測定には、後述する高度化評価システムに改良する前の評価システムを用いた。このシステムは、対象とする橋脚天端に振動センサを、橋脚近傍の桁下等に水位計をそれぞれ設置し、所定の時間ごとに一定時間の橋脚微動と河川水位を自動で長期間測定、記録できる。図 4.7.1 に評価システムの機器の設置例を示す。振動センサは橋軸直角方向、橋軸方向、鉛直方向の 3 成分が測定でき、橋軸直角方向の下流方向が X 成分の (+) になるように設置した。測定は、60 分または 120 分の間隔で、サンプリング間隔を 1/100 秒として、5 分間または 10 分間行った。評価システムは、動作電源として複数のバッテリーを並列で使用し、上記の条件であれば約 1.5 ヶ月から 2 ヶ月間の測

定が可能である。なお、測定条件の設定や測定データの回収は現地でしか行えない。
測定機器として速度計と水位計を基本とした。



図 4.7.1 評価システムの機器の設置例

(2) 現地稼働試験

1) 対象橋梁と測定方法

a) 対象橋梁

測定の対象とした橋梁は、洗掘被害が多いとされる直接基礎形式を主として選定した。
表 4.7.1 に長期微動測定を行った橋脚の諸元と橋脚の固有振動数および橋脚基礎の健全度指標を示す。

表 4.7.1 測定対象橋脚の諸元と橋脚の固有振動数および橋脚基礎の健全度指標

| 橋梁名 | 橋脚 番号 | 橋脚高さ (m) | 橋脚幅 (m) | 橋脚天端 ～地盤(m) | 根入れ長 (m) | 固有振動 数(Hz)※ | 健全度指 標 κ ※ |
|------|----------|-------------|------------|----------------|-------------|----------------|----------------------|
| ○ 橋梁 | 5P | 6.95 | 3.66 | 5.20 | 1.75 | 17.4 | 1.49 |
| P 橋梁 | 10P | 8.90 | 2.39 | 6.18 | 2.72 | 6.35 | 0.92 |
| | 11P | 8.90 | 2.39 | 6.84 | 2.06 | 6.53 | 0.95 |

注 1)※は平水時における衝撃振動試験による結果

2) 測定結果および評価手法の適用性

a) ○ 橋梁

○ 橋梁は延長 158m の単線橋梁で、上部工が上路鈹桁（支間 18.9m×8 連）、下部工が直接基礎形式で円形のコンクリート橋脚である。橋脚の微動測定は流心に位置する

5Pで行った。

図 4.7.2 に橋脚の全景と構造一般図を示す。なお、過去に実施された衝撃振動試験によれば、5P の固有振動数は 17.4Hz であり、桁の固有振動数は 5 連目が 5.4Hz、6 連目が 4.8Hz であった。

測定期間内に、桁下水位が最高で 3.8m まで上昇し、平水時から約 1.4m 増水した際の微動データが得られた。図 4.7.3 に低水時と増水時における微動のスペクトルを示す。これによれば、水位の上昇にともない、スペクトル振幅は大きくなるものの、橋脚の固有振動数に相当する振動数は必ずしも卓越していない。

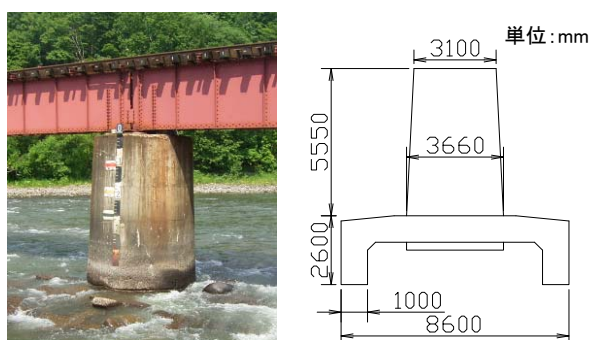


図 4.7.2 測定対象橋脚の全景と構造一般

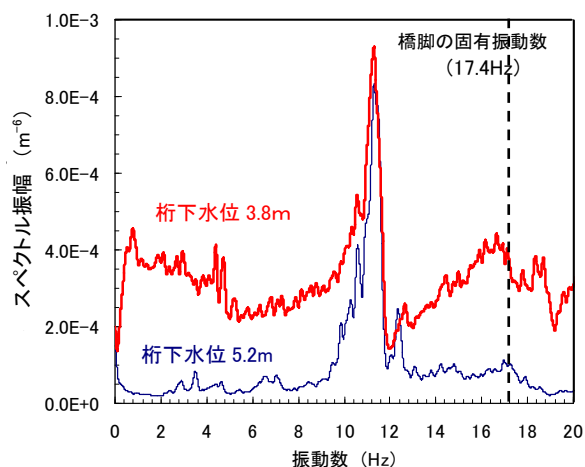


図 4.7.3 O 橋梁における桁下水位と微動のスペクトル(橋軸直角方向)の比較

b) P 橋梁

P 橋梁は、河口付近に位置する延長 478.059m の単線橋梁である。測定した橋脚は、上部工が上路鉸桁（支間 22.3m）、下部工は木杭基礎形式で小判型のコンクリート造である。図 4.7.4 に橋脚の全景と橋脚の構造一般図を示す。

長期の微動測定を行った結果、桁下水位が最高で 2.89m まで上昇し、約 1.6m 増水した際の微動データが得られた。図 4.7.5 に低水時と増水時における微動のスペクトルを 10P、11P についてそれぞれ示す。図 4.7.5(a)に示す 10P では、桁下水位 3.80m（平

水時) のスペクトルでは桁の固有振動数に相当する 3.6Hz 付近に明瞭なピークが見られるが、橋脚の固有振動数 6.35Hz に相当する振動数にピークが見られない。しかし、桁下水位 2.89m (増水時) には、桁の固有振動数に加えて、橋脚の固有振動数に相当する振動数付近と $9\sim 10\text{Hz}$ 付近にも明瞭なピークが現れる。また、図 4.7.5(b) に示す 11P でも、10P と同様な傾向が見られた。

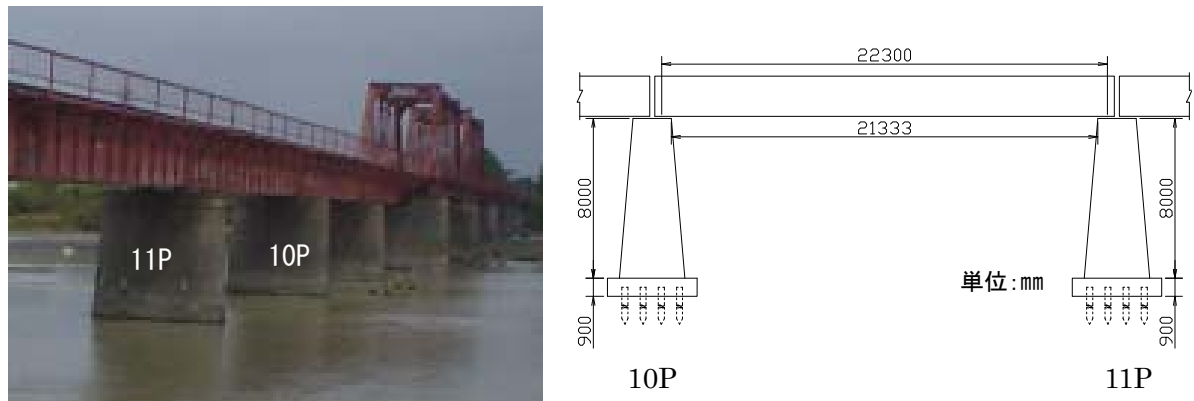


図 4.7.4 P 橋梁の測定橋脚 (10P と 11P) の全景と構造一般図

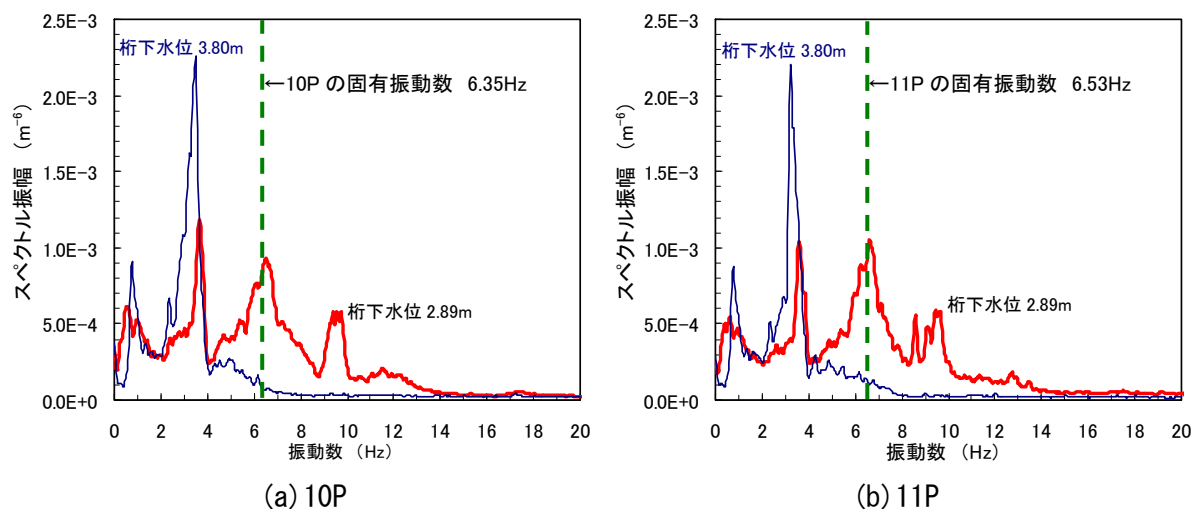


図 4.7.5 P 橋梁における桁下水位と微動のスペクトル (橋軸直角方向) の比較

4.7.2 遠隔地からの制御のためのシステム改良

(1) システム改良点と構成

1) 既開発システムの課題

既開発の評価システムは橋脚の微動測定から評価までを自動で行え、かつ長期間稼働させられる機能を有する必要がある。これらの改善点は次のようである。

- ・測定条件の変更や評価結果の確認を行うためには、データ処理装置 (以下処理装置) の直接操作、もしくは処理装置とモニター用 PC との間で無線 LAN 機能を用いた操

作が必要である。

- ・上記の無線 LAN の通信可能範囲は 20m 程度であり，多くの場合は橋梁上での作業が必要となる。
- ・評価システムの動作電源には，AC 電源ケーブルからのサージ混入によるシステム障害を避けるためバッテリー(鉛蓄電池)を用いているが，1～2 ヶ月ごとの交換が必要である。

2) 評価システムの高度化

評価システム高度化を以下にまとめる

- ①データ処理能力の向上のため，処理装置内のプロセッサや内部メモリを増強した。
- ②健全性評価結果の継続的な監視および遠隔地からの評価システムの制御を可能とするため，計測条件および解析条件を示した「測定条件」の設定データと「評価結果」のデータとをインターネット上のデータサーバー(以下，サーバー)に保存し，現地の評価システムと遠隔地とでそれらのデータの共有化を図った(図 4. 7. 6)。

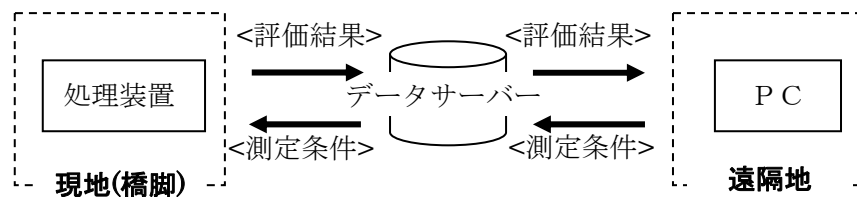


図 4. 7. 6. 遠隔地からの制御とデータ共有化のイメージ

- ③バッテリー消費量の低減のため，バッテリーと太陽電池とを併用し，逐次バッテリーへ充電する機能を付与した。これに付随して，バッテリーの電圧監視および電圧低下時のシステムの休眠および自動復帰機能を付与した。

3) 高度化評価システムの機器構成

遠隔制御・監視機能を付加した高度化評価システムの機器構成の概略を図 4. 7. 7 に示す。このシステムは，測定対象の橋脚上に設置する「速度センサ」と「水位計」，システムの制御と健全性評価を行う処理装置からなる「計測システム」，計測システムとサーバーとのデータ伝送用の「通信端末」，それらの動作電源となる「電源部」，などから構成されている。また，現地で処理装置との間を無線 LAN 接続して評価システムの制御・監視を行うモニター PC も必要により用いることができる。また，データ処理装置の主な仕様を表 4. 7. 2 に示す。

また，遠隔地では，インターネット上のサーバーに対して複数の PC からアクセスでき，PC ごとに評価結果の確認や高度化評価システムの測定条件を変更するなどの制御が行える。

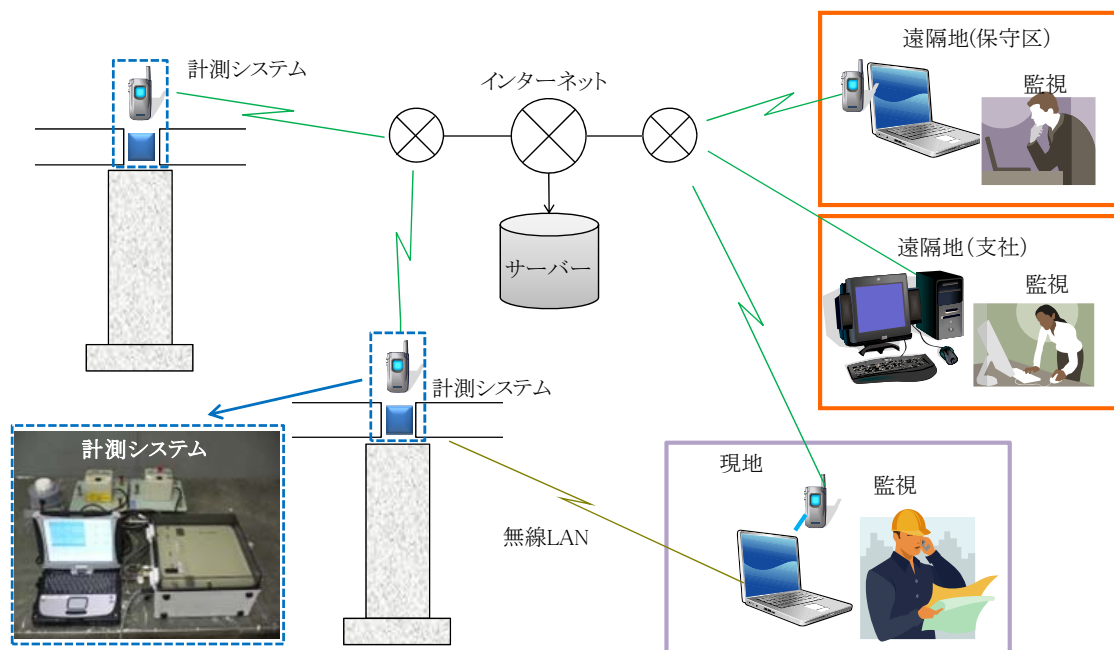


図 4.7.7 改良した評価システムの機器構成略図

表 4.7.2 改良した評価システムに用いるデータ処理装置の主な仕様

| | | 改良した評価システム |
|-------------|-------------|--|
| 電源 | | DC11V～14V 単相 AC85～132V (UPS 付き) |
| 通信速度 (通信端末) | | 送受信最大 384kbps |
| 処理装置 | プロセッサ OS | サブコンパクト PC Onboard Via MARK 533MHz Windows XP embedded |
| | システムメモリ | 512MB |
| | I/O | USB2.0×2 (通信端末, メモリ用) |
| | ディスプレイ | なし (出力端子はある) |
| | Ethernet | 無線 LAN(IEEE802.11b/g) |
| | 記録媒体 | USB メモリ (4GB) |
| | 測定間隔 | 10 分～256 時間 |
| | 測定時間 | 1 分～連続稼働 |
| | 動作監視 | ウォッチドッグタイマー |
| | 動作環境 | 5～50℃, 防塵防滴構造 |
| | FFT 処理 ch 数 | 6 |
| | 評価 ch 数 | 6 |
| | 外形寸法(mm) | 300W×300D×185H |
| 質量 (kg) | | 4.0 |

4) 通信方法

現地処理装置からサーバーへの通信手段は、現地での設備をできる限り簡素化するために無線方式とした。

5) 電源部

高度化評価システムでは、橋梁上に電源設備を新たに設けなくても稼働できるようにするため、バッテリーで稼働させることを基本とした。バッテリーは密閉型の鉛蓄電池（12V・40Ah/個）を用い、バッテリーの交換周期を延長させるため、太陽電池パネルと併用することとした。

(2) 高度化した評価システムの機能

増水時の橋梁の警備や健全性評価システムの保守軽減の観点から、付与した高度化評価システムの主な機能を解説する。

1) 遠隔地からの制御方法

高度化評価システムは、起動の都度サーバーにアクセスして測定条件が記述されたファイルを読み込み、設定された条件で動作する。一方、遠隔地では必要により測定条件を変更することで任意の条件で測定させることが可能となる。なお、測定条件の設定は専用の設定プログラム（図 4.7.8）が用意されており、現行の設定をサーバーから読み込み、確認した上で設定を変更できる。

2) 評価結果の監視画面

評価結果は現地の処理装置に接続された USB メモリ内に保存されるとともに、随時サーバーにアップロードされる。高度化評価システムには、現地での監視用と遠隔地での監視用の 2 種類の監視画面がある。それらの画面の例を図 4.7.9 に示す。現地では測定されている微動の波形がモニターできる一方で、遠隔地では微動の各方向成分のスペクトル図と健全度(微動から求めた固有振動数)の経時変化および最新の微動から求めた橋脚の固有振動数と水位を数値として表示できる。

図 4.7.8 測定条件設定画面



図 4.7.9 評価システムの監視画面の例

3) 測定モード

高度化評価システムには3つの微動測定モードが設定できる。一つ目は、主に平水時に用いる「隔測モード」である。このモードは一定時間間隔で所定の時間だけ微動の測定を行いシステムの動作確認の意味も持つものである。二つ目は、増水した際に用いる「常測モード」で、連続測定により逐次固有振動数を算出し、2分ごとにサーバーへ評価結果を伝送する。三つ目は所定の水位に達すると予め定めた測定モードに自動で移行する「水位連動モード」である。これらの測定モードを適宜使い分けることで、システムを効率的に稼働させることが可能となる。

4) システムの休眠と自動復帰機能

高度化評価システムの駆動電源は、バッテリーと太陽電池の併用で稼働させることを基本としている。これは、鉄道橋梁上で当該システムを稼働させるために電源設備を設けることは容易でないことに対応するための機能である。また、バッテリーの保守を軽減させる意図も考慮した。仕様では、システムを駆動電源であるバッテリーからの出力電圧がある一定値以下となった場合には、バッテリーの過放電を防止するためにシステムを強制的に停止させる。また、休眠モードに移行した後、バッテリーが充電され、システムの動作可能な電圧値まで上昇した場合には、自動的に評価システムを再起動させる。

5) システムの自己動作チェック機能

処理装置は高度化評価システムのハードウェアおよびソフトウェアの動作を自らが監視している。ハードウェア上の問題でシステムの動作が停止していると判断した場合は強制的にシステムを再起動させる。

4.7.3 高度化評価システムの現地試験

(1) 現地試験の概要

高度化評価システムの動作を確認するため、約半年間にわたり現地試験を実施した。試験を行った橋梁下部工はケーソン基礎であり、根固めブロックで防護されている。上部工は上り線が3径間連続の下路鋼桁、下り線が鋼トラス桁である。速度センサは各橋脚の天端に設置し、計測処理装置等は連絡通路上に設置した。なお、事前に実施されていた衝撃振動試験の結果から、上下線の橋脚とも固有振動数は6.4Hzであった。

速度センサを設置した橋脚の全景を図4.6.10に、連絡橋に設置した計測処理装置と電源装置を図4.6.11に示す。

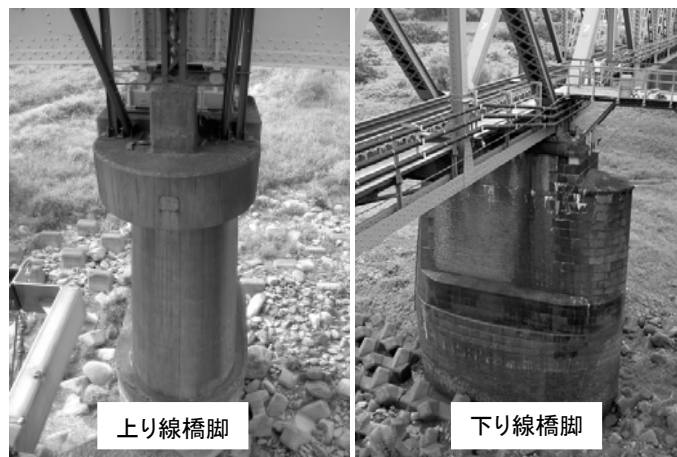


図 4.7.10 長期計測した橋脚

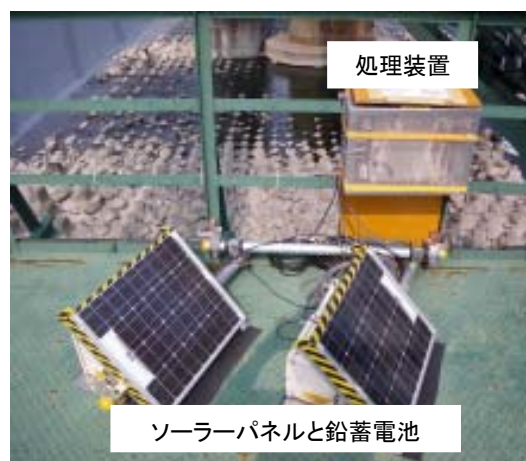


図 4.7.11 システムの現地設置状況

(2) 現地試験の結果

a) バッテリー電圧の変化と電圧低下時の動作

図4.7.12は、今回の現地試験中の常時測定を実施した期間を含む7日間におけるバッテリー電圧の経時変化を示す。これによれば、日中は太陽電池による充電によって電圧が回復していることがわかる。また、約30時間の常時測定期間の電圧低下はわずか

であった。

図 4.7.13 は、11 月下旬から 12 月上旬の電圧値の経時変化を示す。この期間では電圧低下に伴いシステムが休眠モードに 2 回移行したことがわかる。その都度、充電されたことでシステムは自動復帰しており、バッテリー電圧の低下に伴う休眠モードへの移行と再起動の機能が有効に動作することを確認した。しかしながら一方で、充電時の電圧値の最高値が 10 月上旬の頃の値に比べて 2～3V ほど低下している。これは日照時間の減少、太陽電池パネルの設置仰角と太陽光の入射角度の不一致による発電効率の低下および鉛蓄電池の劣化が原因と考えられる。

今回の現地試験では、約半年間バッテリーを交換することはなく、太陽電池とバッテリーの併用によりバッテリーの交換周期を延伸できることが確認できた。

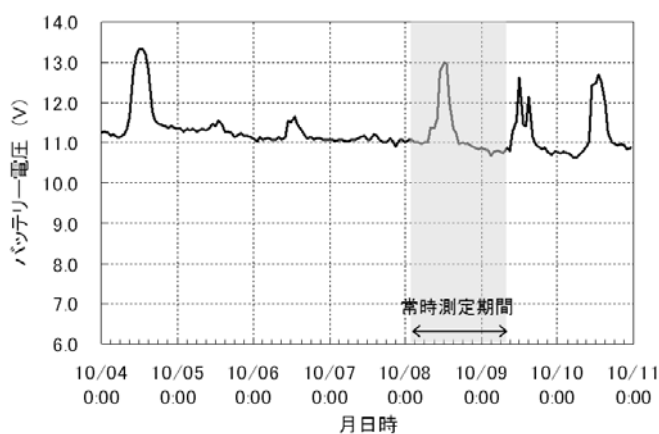


図 4.7.12 バッテリー電圧の経時変化（10 月）

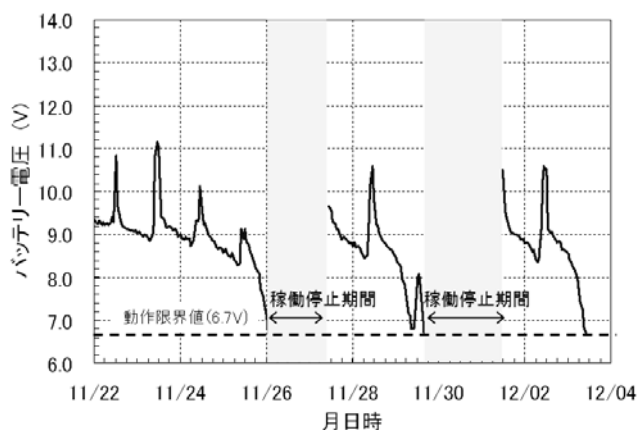


図 4.7.13 バッテリー電圧の経時変化（11 月）

b) 遠隔地からのシステムの制御の確認

現地試験中に台風に伴う増水が見込まれたため、遠隔地から測定モードの変更を行った。モードが変更されて動作していることを確認した。

c) 沿線の電波雑音等による障害

今回の現地試験の当初にシステムが自動的に起動しなくなる障害が発生した。原因は、列車通過時の電磁的なノイズの影響により、処理装置内の制御用タイマー（IC チップ）が異常を起こしたことによるものと推定された。これは、処理装置の筐体が電波雑音に対して EMC（電磁的な不干涉性および耐性）を十分有していなかったことが原因と考えられた。そこで、処理装置の筐体全体を図 4.7.14 に示すような金属製の網で覆い、さらにアースを取ることで電磁的なノイズから保護するための措置を講じた。



図 4.7.14 電磁波対策用の金属箱

d) 増水時における橋脚基礎の健全性評価結果

現地試験実施期間内には、最大で約 4m 水位が上昇する事例が観測された。その際、「常測モード」で測定した微動から求めた橋脚（上り線）の固有振動数と近傍の水位観測点（国土交通省のテレメータ）の水位記録との関係を図 4.7.15 に示す。ここに示した微動から求めた橋脚の固有振動数は、4.6.4 で述べた探索範囲（衝撃振動試験で求めた固有振動数の $\pm 10\%$ ）と FFT のデータ解析時間長（60 秒）を用いて特定した。これによれば微動から求めた橋脚の固有振動数は 6.0Hz \sim 6.5Hz 内で変動し、おおむね安定して特定できることが確認できた。また、下り線の橋脚においても同様な結果が得られた。

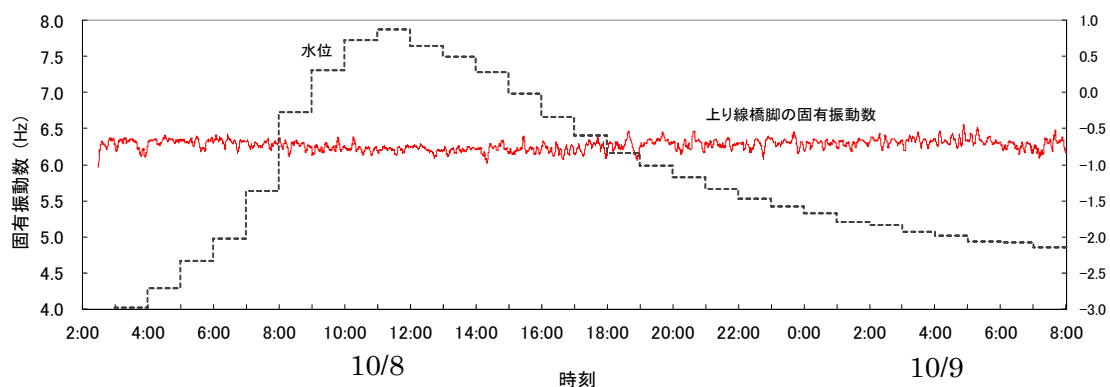


図 4.7.15 増水時の微動から求めた橋脚の固有振動数と水位の経時変化

(3) 現地試験結果のまとめ

今回の現地試験の結果を以下にまとめる。

①今回の現地試験では、バッテリーと太陽電池を併用することで、約半年間バッテリーを交換しなかった。また、バッテリー電圧の低下に伴うシステムの休眠と再起動の移行機能は仕様通りに動作した。

②遠隔地からのシステムの制御と評価結果の監視では、測定条件の変更を遠隔地から数回行い、いずれも遠隔操作により指示通りの変更が行われた。また、評価結果の遠隔地からの監視も支障なく行えた。

③処理装置の EMC 対応

現地試験では電磁波を受けて処理装置に障害が発生した。実用化に際しては、処理装置の筐体を金属製にする必要がある。

河川増水時における橋脚基礎の健全性を橋脚の微動に着目して評価する手法の適用条件について検討するとともに、遠隔地からの制御と監視が可能となるように評価システムを改良し、システムの稼働試験を行った。

その結果、増水時に橋脚の微動から橋脚の固有振動数を求めることはケーソン基礎の橋脚や鋼トラス桁や下路鈑桁が上部工である比較的大きな橋脚であっても可能であることがわかった。高度化評価システムにおける遠隔地からのシステムの制御・監視機能が安定して動作することを確認した。

4. 8 増水時における橋脚基礎の安定性評価システム開発のまとめ

流水中における橋脚の振動特性の実態を、現地計測や模型実験を通じて解明するとともに、作業性や安全性などを考慮した、河川増水時における橋脚基礎の安定性評価およびモニタリング方法の提案を行った。

4. 3では、根入れの変化による橋脚の固有振動数に及ぼす影響について、これまでの知見を整理するとともに未解明である橋脚基礎の洗掘を模擬した支持条件での影響を模型実験や実物での計測および解析を通じて検討した。橋脚の安定性は橋脚基礎地盤の鉛直および水平方向支持力に支配されるため、橋脚周辺の根入れ長は橋脚の安定性に大きく影響を及ぼすと考えられる。根入れ長と橋脚の固有振動数との関係については過去の研究でもとりあげられ、両者に密接な関係があることが分かった。また、橋脚模型を用いた洗掘実験の結果、基礎底面下に洗掘が進行した条件では橋脚の固有振動数の低下傾向が根入れの減少に比べ急激であることがわかった。

4. 4ではこれまで十分解明されていない橋脚周りの水位が変化することによる橋脚振動への影響について模型と実橋脚での微動計測を通して検討した。その結果、橋脚の微動データのフーリエスペクトルで応答を見た場合、水位が低い場合や静水条件下では明瞭でなかったものが、流水条件下で水位が高い場合は、橋脚の固有振動数に相当する振動数で応答が卓越することがわかった。このことは実橋脚での計測結果でも同様に見

られた。

4. 5では、橋脚の固有振動数を評価指標とするにあたり、増水時における橋脚と流体との相互作用による振動特性の変化が固有振動数に及ぼす影響を把握する必要がある。具体的には、流体の抵抗力による見かけの質量の増加(付加質量)の影響を把握するために、模型実験と解析によって検討した。その結果、実橋脚においては水位上昇に伴い微動から求める固有振動数への影響が小さいことを確認した。

4. 6では、4. 4および4. 5の検討結果を受けて、橋脚微動から橋脚の固有振動数を特定する方法として、卓越振動数を探索する振動数範囲の最適値の検討とフーリエスペクトルの解析データ長の最適値の検討を行った。その結果、今回検討した橋梁のデータでは、探索範囲を橋脚の固有振動数の $\pm 10\%$ の範囲とし、解析データ長を60秒とすることが適していることがわかった。さらに橋脚微動から橋脚の固有振動数を探索するためのロジックを示した。

4. 7では、4. 6で検討した探索方法を活用した評価システムの開発を行った。試作した評価システムの現地稼働試験を通じて、様々な改良を加えることで実用に供することを考慮したシステムの仕様を提案した。

文献

- 4-1) 棚村史郎, 西村昭彦: 衝撃振動試験により求めた鉄道橋梁の固有振動数の標準値, 第44回土木学会年次学術講演会, VI-67, pp.182-183, 1989.10
- 4-2) 羽矢洋, 稲葉智明: 衝撃振動試験における新しい評価基準値, 鉄道総研報告, Vol.16, No.9, 2002.9
- 4-3) 岡田勝也, 原田康朗, 浅川和夫, 川俣淳: 直接基礎橋りょうの正弦加振による動特性と列車走行時の応答性—常磐線鮫川橋りょう振動試験—, 鉄道技術研究所速報, No.81-78, 1981.7
- 4-4) 岡田勝也, 原田康朗, 川俣淳, 浅川和夫: 桁付き橋脚の水平振動試験(実験編-1), 鉄道技術研究所速報, No.78-178, 1978.12
- 4-5) 岡田勝也, 四十九勇治, 原田康朗: 橋梁の水平振動に及ぼす根入効果に関する実験, 鉄道技術研究所速報, No.A-86-130, 1986.6
- 4-6) 岡田勝也, 原田康朗: 多経間橋りょうの水平振動方程式と模型実験へのその応用-桁付き橋脚の水平振動試験(理論編)-, 鉄道技術研究所速報, No.79-19, 1979.6
- 4-7) 岡田勝也, 佐溝昌彦: 橋梁の水平振動に及ぼす根入れ効果に関する解析, 鉄道技術研究所速報, No.A-87-95, 1987.3
- 4-8) K.Ogihara, H.Muraishi, M.Samizo, D.Nakajima: “Movement of Bridge Pier by Water Flow under Flood Condition”, First International Conference on Scour of Foundations, Texas, USA, Nov. 2002
- 4-9) 佐溝昌彦, 渡邊諭, 小林徹, 中村貴史, 村石尚: 直接基礎橋脚の支持条件が躯体振動性状に及ぼす影響, 鉄道総研報告, Vol.18, No.9, pp.47~52, 2004.9
- 4-10) 運輸省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説, 基礎構造物・抗土圧構造物, SI単位版, p.89, 丸善, 2000.
- 4-11) 佐溝昌彦, 渡邊 諭, 淵脇 晃, 杉山友康, 岡田勝也: 河川増水時における鉄道橋脚の固有振動数の特定方法の提案, 土木学会論文集 F, Vol.66, No.4, pp.524-535, 2010.10
- 4-12) 椎貝博美: 水理模型実験法, 森北出版, 1976.11
- 4-13) 日本機械工学会編: 機械工学便覧基礎編 A5 流体力学, p.100, 1986.4
- 4-14) 渡邊諭, 佐溝昌彦, 淵脇晃, 杉山友康: 微動から得られる固有振動数を用いた増水時の橋脚健全度評価, 鉄道総研報告, 第 21 巻, 第 1 号, 2007.1
- 4-15) 橋本香一: 鋼鉄道橋の応力および衝撃に関する研究, 鉄道技術研究所報告, No.713(施設編309号), p.126, 1970.6
- 4-16) 西村昭彦, 棚村史郎: 既設橋梁橋脚の健全度判定法に関する研究, 鉄道総研報告, Vol.3, No.8, 1989.8
- 4-17) Satoshi Watanabe, Masahiko Samizo, Tomoyasu Sugiyama, Katsuya Okada: Consideration on the Influence of the Additional Mass of a Fluid on the Predominant Frequency of the Bridge Pier, Pacific Science Review,

Vol.14, No.3, pp.285-291, 2012.11

4-18) 土岐憲三・手塚昌信：水中橋脚に働く動水圧の近似計算式について，土木学会
第20回年次学術講演会，1965.5

4-19) 渡邊諭，佐溝昌彦：常時微動計測による橋脚基礎のヘルスマニタリングシステム，
鉄道総研報告，Vol.25，No.7，2011.7

4-20) Masahiko Samizo, Satoshi Watanabe, Tomoyasu Sugiyama, Katsuya Okada :
Development of Practical Stability Evaluation System for In-channel Bridge Pier
Foundations during High River Flow, Pacific Science Review, Vol.14, No.1,
pp.73-81,2012.6

第5章 結論

本論文は河川増水時における鉄道橋脚の被害の実態と橋脚の安定性評価に関する研究をとりまとめたものである。

2章で述べたように、鉄道橋脚の安全管理に関する取り組みは維持管理および運行管理のふたつに大別され、両者を適切に運用することで橋脚の安全を維持している。

このうち維持管理上の取り組みは、検査→評価→措置というながれで実施されているが、これまで、鉄道沿線に存在する膨大な数の橋脚をいかに効率的かつ適正に評価するかが課題として挙げられてきた。そこで本研究では、橋脚の洗掘災害が発生する危険性を日常的な検査を通じて概略的に評価し、危険性を有する橋脚を一次抽出する手法の作成に取り組み、その過程を3章で述べた。また、運行管理上の取り組みとしては、危険水位を河川水位が超えた場合に橋脚は一定の安定性を有していない可能性がある判断し運行を規制するという措置がとられている。これまで、増水がピークを超えて河川水位が危険水位以下に低下した際の、増水中に適用できる橋脚安定性の評価方法がなく、運転再開のためには増水が解消されるまでの長時間を要しているという問題があった。そこで本研究では、模型実験および実橋梁を対象とした現場計測をとおして橋脚の微動を用いた評価方法の開発に取り組み、その過程を4章で述べた。

3章では、手法の検討にあたって被災事例を収集して洗掘災害の実態を明らかにしたうえで、①河川の地形・地質的な要因、②河川工学的・水理学的な要因、③河川と橋梁の構造条件的要因の三つに着目して、洗掘発生との関係が強いと考えられる要因を抽出した。さらに、抽出した要因を基にして判別分析を行い、洗掘要注意橋梁を判別するための判別式(3.3.3)を作成した。提案する判別式は、植生の有無、流路内位置比、河床材料の平均粒径、橋脚と水際線との距離、流域の侵食速度、最大水深、橋脚幅から構成されており、これらは検査担当者が現地で取得できる情報や前回の検査結果と比較して得られる情報からなっている。したがって、提案する判別式を用いることで、洗掘の専門家が有するような洗掘現象に関する高い知識を検査員が有していなくても洗掘の危険性を評価することができる。また、提案する判別式の妥当性の検証過程で、この判別式だけでは洗掘の危険性を有する橋脚を見逃す可能性があることが明らかになったため、特殊要因を設定して見逃しの可能性を低減する工夫を加えた。

ここで、維持管理すべき橋脚は膨大な数あるため、検査の結果から対策の必要があると評価された橋脚については計画的に対策を実施する必要がある。一方、上述の判別分析では検査を実施したその時点での橋脚および河川の状態で洗掘の可能性を判断するため、将来的な洗掘の可能性を評価することは困難であり、この手法で得られた評価結果のみで対策の計画を適切に策定することはできない。そこで将来的な洗掘発生の危険性を評価する手法を検討し、将来的な洗掘の発生に強く影響を及ぼすと考えられる要因を説明変数とした重回帰分析を行って、河床低下量の予測式(3.5.2)を作成した。提案する予測式は河道の曲率半径、河床材料の平均粒径、橋梁内の最大橋脚幅、橋梁内の

最大水深であり、地形図や簡易な計測器を用いた現地測定で入手することが可能な情報で構成されている。したがって、提案する予測式を用いることで、上述の判別式と同様に専門的知識がなくても河床低下量を概略的に推定することができ、将来的な洗掘発生の可能性を判定することができる。

4章では、鉄道橋梁の安全管理に関するもうひとつの取り組みである運行管理上の取り組みについて論じた。運行管理上解決すべき重要な課題としては、運転再開の可否を判断するためのデータを早期に取得することが可能な技術の開発がある。そこで本研究では、橋脚の安定性を評価する手法として多くの実績を有する固有振動数を利用した安定性評価方法に着目し、特別な起振源を用いずに増水時の橋脚の振動のみを利用して固有値を特定する手法の開発に取り組み、その過程を4章で述べた。

手法の検討にあたって、はじめに増水時に橋脚に衝撃する河川の流水を主な起振源とした場合に測定される橋脚振動の固有値特定への適用性を検討した。模型実験、実橋脚での振動計測、FEMによる振動解析を行い、水平方向地盤反力係数が大きい地盤にある橋脚については、根入れ深さが減少すると橋脚の微動から求めた固有振動数が顕著に低下することを明らかにした。また、模型実験では水平方向の地盤反力係数が橋脚基礎底面の鉛直方向地盤反力係数に比べて非常に小さい場合（元来根入れがほとんどない場合）では、基礎底面下の地盤に洗掘が及ぶと急激に固有振動数が低下することを明らかにした。また、平水時と増水時に実物橋脚で測定した振動測定値を比較すると、増水時の方がより明瞭に卓越した振動数を示すことを明らかにした。これらの実験・計測・解析の結果から、重錘による衝撃や起振器といった起振源を用いなくても、増水時に橋脚の固有振動数を求めることができることを明らかにした。

ここで、橋脚の基礎が洗掘された場合には橋脚の固有振動数が低下することは明らかになったが、洗掘以外に固有振動数に影響を及ぼす要因として増水そのものの影響が考えられた。すなわち、橋脚が変位するとき橋脚の水位以下の部分には付加質量が作用するが、増水によって付加質量が作用する部分が増加すると橋脚は平水時と異なる振動性状を示すことが考えられる。そこで、模型実験およびFEM解析によって付加質量の影響を検討した。検討の結果、根入れ深さの減少による固有振動数の低下度合いに比べて付加質量の増加による影響は極めて小さく、本研究で検討対象とした橋脚の条件のなかでは付加質量の影響は考慮しなくても実務上問題ないことを明らかにした。

また、本研究ではその成果を実務へ適用することを念頭に置き、実際の測定の際に適切な評価結果を短時間に得るためのデータ処理方法についても検討した。そのひとつ目が振動測定データの最適な探索範囲の提案である。実測データを基にした検討の結果、平水時に予め求めておいた固有振動数 f_{0l} の $\pm 10\%$ の範囲のデータを用いることで増水時の固有振動数を精度よく求めることができることを明らかにした。さらに、固有振動数の解析に用いるデータの長さ（時間）が固有振動数特定結果に及ぼす影響を検討した。その結果、測定時間が長くなると誤差は小さくなるが、60秒以上になると誤差量は一定となることを明らかにした。この結果から、測定には60秒のデータを用いることを

提案した。

このようにして、増水時に特別な起振源を用いずに橋脚の固有振動数を求め、この手法によって得られた固有振動数と予め平水時に求めておいた値と比較することで橋脚の洗掘の有無を評価する方法を提案した。この方法では、橋脚天端に振動センサを設置しておき、規制水位を超えた河川水位が規制水位より低下した時点の振動をモニタリングし、その値から固有振動数を求めて平水時の値と比較して安定性を判定することができる。振動センサは狭小なスペースにも設置可能な小型のものであり、このような機器を予め橋脚上に設置しておくことで、増水時に危険な作業を伴うことなく橋脚の安定性を評価することが可能となる。本研究で提案した増水時の固有振動数特定方法とそれを利用した固有振動数特定システムは、増水時の鉄道橋梁の安全を適切に評価し、かつ、安定輸送に大きく貢献するものと考えられる。

以上のような本研究で実施した維持管理上および安全運行上のふたつの取り組みを基にして構築した河川増水時の鉄道橋梁の安全管理をまとめると図 5.1.1 のようになる。

維持管理上の取り組みは、日常的な検査での活用をイメージしている。上述したような被災事例を基に統計的な手法により創出した現在から将来にわたる洗掘の危険性を評価する手法と、固有振動数という物理的指標により評価時点での橋脚の安定度を評価する衝撃振動試験などによる手法とを併用することで、洗掘に対して注意が必要な橋脚をより適正に抽出することができる。また、これらの手法による評価方法では、洗掘発生判別式では評価点が、河床低下量予測式では河床低下量が、衝撃振動試験では固有振動数の低下量が得られるため、橋脚ごとの洗掘の危険性を定量的に把握することができる。したがって、これら三つの値を総合的に評価・検討することで、対策すべき橋脚の優先順位を付けることが可能となる。このように、提案する手法を用いた洗掘危険性評価方法は、単に注意すべき橋脚の客観的かつ簡便な抽出を可能とするのみならず、防災投資計画の策定にも有効に活用することができるものであり、鉄道橋梁の維持管理上の取り組みに対して大きく貢献する手法といえる。

一方、運行管理上の取り組みでは、一旦は運転規制水位を超えた河川の水位が降雨の終息とともに規制水位より低下した際の、洗掘の有無の判断に適用することをイメージしている。増水時に本研究で開発した橋脚固有振動数特定システムで増水時の振動を 60 秒間測定し、橋脚ごとに予め設定した f_{0l} の $\pm 10\%$ の範囲の振動測定値から固有振動数を特定する。このようにして求めた固有振動数と平水時に求めておいた f_{0l} とを比較して固有振動数の低下が認められない場合には洗掘が生じていなく橋脚が安定な状態を維持していると評価し、この評価結果を運転再開判断の根拠として活用する。

これら図 5.1.1 に示したような維持管理上の取り組みと運行管理上の取り組みの両者を橋梁の安全管理手法として体系的に取り入れることで適正な安全評価と安定輸送とが実現されるものとする。

以上のように、本研究では統計的手法および固有振動数による安定性評価の二つに着目して河川増水時の鉄道橋脚の安定性評価手法を構築した。しかし、増水時の橋脚の安定性評価については本研究で取り組んだテーマ以外にも多くの課題がある。そこで、さらに広い視点から鉄道橋脚の河川増水時の安定性評価に関わる事項を俯瞰し、本研究テーマの位置づけを省察するとともに洗掘災害を対象とした橋脚の安定性評価に関する今後の展望について可能な限り観照した。

2章でも述べたように、鉄道における安全管理には、構造物を常に一定以上の安定な状態に維持するという維持管理の側面と、列車を安全に運行させるという運行管理の側面の二つの側面がある。図 5.1.2 には、この二つの側面ごとに河川増水時の鉄道橋脚の安定性評価に関する課題を網羅的に示した。二重枠で示した項目が、増水時の橋脚の安全管理上必要な技術項目である。

維持管理面では、第一に洗掘の外力となる増水をどのように評価するかという課題がある。増水は降雨によって発生するがその程度は流域面積や河川勾配など河川の条件によって千差万別であり、河川ごとにまた橋梁ごとに増水量を推定しこれに応じて洗掘の危険度を評価する必要がある。また、増水した河川水の洗掘を引き起こす作用力については明らかにされていない。橋脚に河川水が衝撃した際の堰上げや橋脚の周囲に発生する渦の状態など、増水量と河川水の流動特性との関係を明らかにすることで、増水量から直接的に洗掘の可能性を評価することが可能になる。また、本研究で取り組んだ河床低下による洗掘の判定結果および局所洗掘による洗掘の判定結果と増水時の洗掘外力とを比較検討することで洗掘の発生を評価することができ、ひいては要注意橋梁を適正に抽出することが可能となる。

また、洗掘の評価結果はそのまま対策の要否判定を導くことができる。ここで、適用すべき洗掘防止対策については、局所洗掘を対象とした橋脚基礎の防護工と河床低下を対象とした対策があるが、そのどちらも河川や橋脚の諸元や増水による外力を基にその性能を定量的に示す必要がある。また、洗掘現象とは別に、橋脚が過度に劣化すると増水時に必要な安定性を維持できなくなり安定性を失うことが考えられる。劣化に対しても、衝撃振動試験やその他の非破壊試験を実施して適切にその程度を評価して必要に応じて補強対策を行う必要がある。旧式橋脚をはじめ一定以上の築後年数が経過して劣化が懸念される橋脚は今後増加すると予想され、適切な劣化診断手法を確立する必要性が早晚高まるものと推察される。

また、運行管理面では、洗掘のメカニズムを地盤工学的観点で明らかにする必要がある。洗掘を支持力低下問題として捉え、増水による外力と地盤の洗掘耐力とを比較して力学的なつり合い問題として定量的に評価する必要がある。現状では、洗掘による不安定化と橋脚の振動数の低下との関係から橋脚の安定性を評価しているが、洗掘を支持力問題として論じることにより、より精度の高い洗掘の評価が可能になると考えられる。さらに、洗掘を地盤工学的観点で捉えることによって、モニタリングすべき指標も明確にすることが可能となり、現状よりも精度の高いモニタリング手法を構築することがで

きるようになる。これによって橋脚の安定度を即時的に評価することが可能となり、安全かつ安定的な列車の運行管理が実現できると考える。

以上のように、河川増水時の橋脚安定性に関する課題を俯瞰すると、解決すべき問題は要注意橋梁の抽出と洗掘危険度の即時的な評価の二つに帰結する。ここで、本研究で取り上げたテーマは図 5.1.2 の網掛けした項目であり、全体のなかの一部に限定した成果であることがわかる。本研究での成果は、洗掘評価手法のうち実務への適用を考慮した簡便的手法の提案と位置付けることができ、実務への寄与度という面で意義のある成果と考える。しかし、河川増水時の橋脚安定性をより適正に評価するためには解決しなければならない課題が多く残されており、さらに研究を深度化させる必要があると認識できる。

近年の地球的気候変動は我が国にとっては雨の降り方の劇的な変化として捉えられ、たびたび更新される観測史上最大の降雨による自然災害として社会資本に大きな影響を及ぼしている。このような気候変動による影響は今後も継続することが予想され、これによる降雨の変化は増水の激化として橋梁にも影響を及ぼすものと考えられる。その一方で、より高度な社会生活を求める現代にあっては、ゆるぎない安全性と高い安定性を有した鉄道輸送が求められる。鉄道防災にあっては、この社会的要求と変化しつつある気候との両者を勘案しつつ、より信頼性の高い技術開発を継続する必要があると考える。

本研究では橋脚の洗掘という防災問題の中のほんの一部を議論したにすぎない。しかしながら、洗掘問題をとおしてインフラストラクチャーのあるべき姿を俯瞰したことによって、その実現に向けた研究開発を今後も継続しなければならないことを明確に認識することができた。このような認識を全ての構造物に当てはめることで、さらに高度な鉄道システムの実現に繋がるものと考ええる。

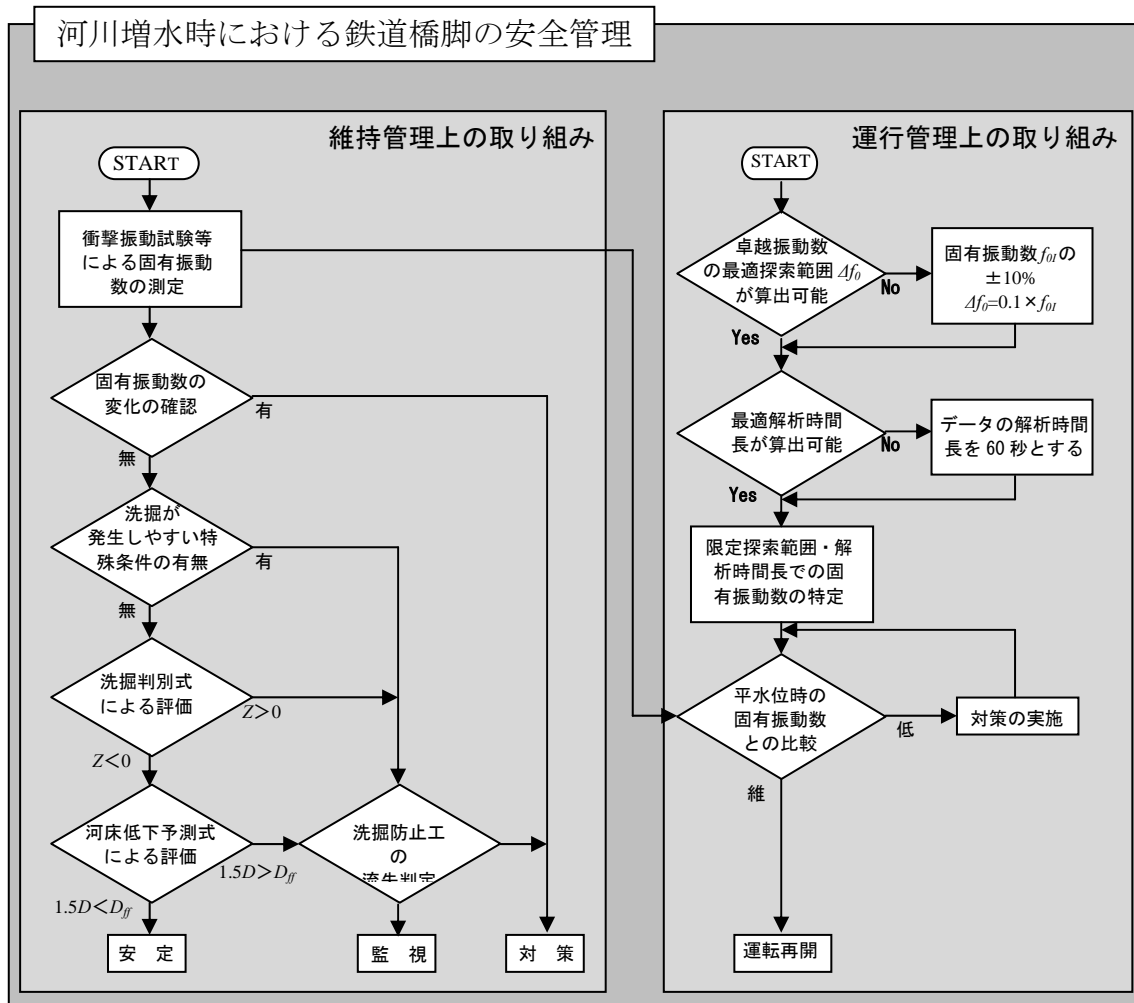
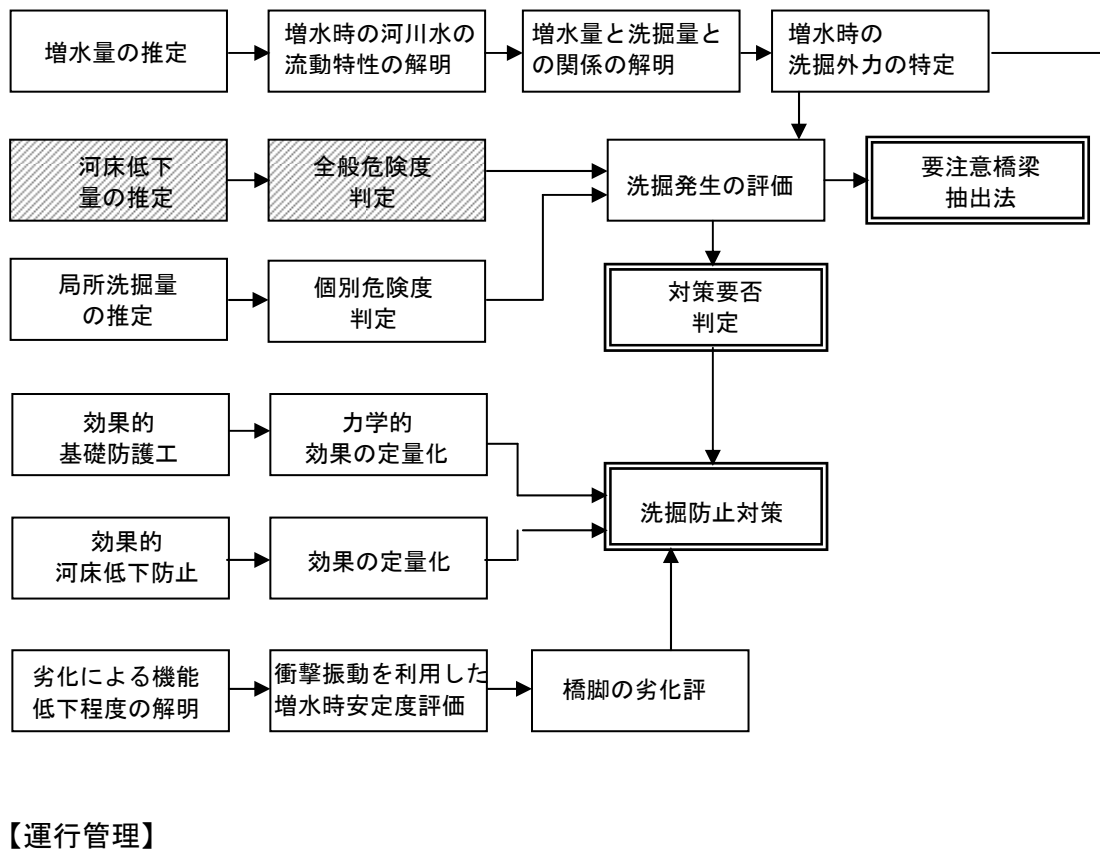


図 5.1.1 本研究の成果を適用した鉄道橋脚の安全管理方法

【維持管理】



【運行管理】

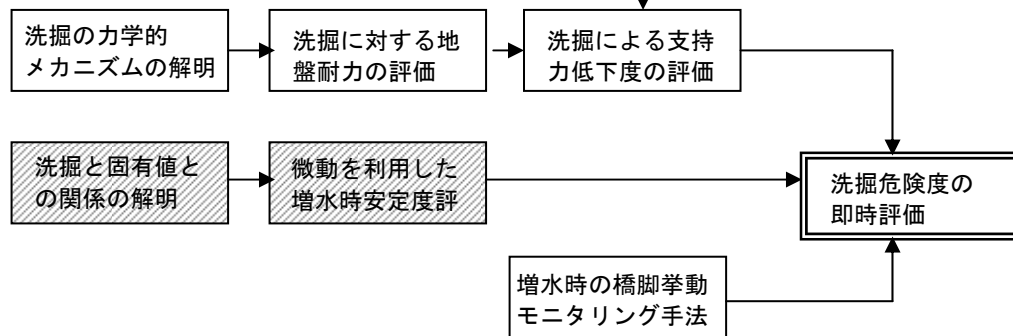


図 5.1.2 河川増水時の鉄道橋脚の安定性評価に関わる課題

Summary

Japan's railway networks were rapidly developed during the period between the opening of a railway between Shimbashi and Yokohama in 1872 and the early days of the Showa Era (1926 through 1989). Many of the buildings of old structure that were constructed during the period are still in service today. Bridges spanning a river in particular were constructed in large numbers since they were essential to the development of railway networks because of the topographic conditions of the country. Many have relatively short spans and are supported on shallow spread foundations. They are therefore vulnerable to the scour of pier bases or bed degradation, which has frequently caused damage to bridges during flooding. In recent years, with the frequent occurrence of local downpour, there have been numerous cases in which railway bridges suffered catastrophic damage extensively due to the swelling of a river.

The best way for preventing such damage and ensuring the safety of passengers and trains is to reconstruct bridges so that they may be sufficiently durable to the rise of a river. Renovating all bridges is, however, not a realistic way. Then, inspections are conducted regularly to diagnose the soundness of bridges and decisions are made as to whether corrective measures are required or not or as to their priorities.

As structural measures, various types of protection are implemented near the substructure of the bridge to prevent damage. Non-structural measures are taken on the assumption that structural measures are ineffective. For example, railway services are restricted whenever the water level reaches a predetermined level near the bridge as well as implementing structural measures.

In the postwar period of devastation of land and facilities, it was an important issue to efficiently select the railway bridges to be repaired. Studies have long been conducted to identify the soundness of bridge pier foundations based on pier vibrations. A testing method has recently been developed to determine soundness by calculating the natural frequency of the bridge pier based on the results of spectral analysis of response waveform during excitation cause by hitting the top of the bridge pier. All of the vibration-based methods, however, mainly aim at evaluating the soundness of bridge substructure under normal conditions. These methods are applied to evaluation during high water to a limited extent to ensure the safety of facilities and workers.

Restricting railway services when the water level reaches a predetermined level is rational

as services are controlled as the water level rises. How to determine the timing of resumption of services involves problems. Grasping the scour depth accurately around the bridge while the river is rising is difficult. Identifying the condition of the foundation of the bridge substructure is even more difficult. It is therefore difficult to determine the stability of the bridge. At present, there is no choice but to verify whether abnormalities exist or not on the tracks mainly by visual observation when resuming railway services after the water level lowers.

Numerous studies have conventionally been conducted to evaluate the soundness of bridge substructure mainly under normal conditions, or for the purpose of maintenance. Studies have, however, been slow for rationally identifying bridge stability and controlling railway services under abnormal conditions such as the rise of a river. It is now required to establish a method for properly evaluating the stability of bridge piers while the river is rising.

In view of the above background, this study made a review in two phases of an evaluation method for efficiently evaluating the stability of bridge pier foundations during high water.

In phase 1, a review was made of a method for preliminarily selecting bridge piers highly vulnerable to scour through daily maintenance. In phase 2, a check was made of a bridge pier stability evaluation method for providing data to help determine whether railway services should be resumed or not at the end of the rise of a river. Applying the two phases was considered to realize effective bridge pier maintenance and appropriate safety evaluation under abnormal conditions.

This paper is composed of Chapter 1 Introduction, Chapter 2 Disaster prevention against scour damage to railway bridges and problems, Chapter 3 Method for evaluating scour risk during high water (phase 1), Chapter 4 Development of a system for evaluating the stability of bridge pier foundations during high water (phase 2) and Chapter 5 Conclusions.

Chapter 1 described the background of the study, outlined the existing studies concerning the evaluation of stability of railway bridge substructure during high water and presented the contents of this study.

Chapter 2 organized the maintenance for preventing bridge disasters from a viewpoint of guarantee of safe and secure railway services, the mission of railway, (phase 1) and railway service control (phase 2). With reference to maintenance, the evaluation of bridge pier soundness mainly through daily inspections and the problems involved in protection measures were described. In relation to railway service control, the methods of service restriction and technical problems involved were explained. Then, the present state and an approach taken in this study to the solution of the technical problems were discussed.

Chapter 3 identified the causes of scour damage based on the cases of past damage, and discussed a method for extracting bridge piers that should be watched for scour by efficient and plain daily inspections (a method in phase 1). In this chapter, the parameters representing the characteristics of rivers and bridge piers were organized and extracted and discriminant analysis was made. As a result, it was verified that the proposed discriminant method enabled accurate discrimination of past damage cases. It was also described that the results of discrimination when the method was verified on other bridges were valid.

A method was also described in which multi-regression analysis is made of bridges regarded as highly vulnerable and the degradation of river bed, which was likely to progress, is quantitatively predicted. A method was proposed for selecting bridges and bridge piers with a greater need of corrective measures on an individual basis by combining the discriminant and multi-regression analyses.

Chapter 4 described the development of an evaluation system for helping determine the timing of cancellation of service restrictions for appropriate service control based on the determination of safety of bridge piers during high water (method in phase 2). In this chapter, the underwater vibration characteristics of bridge piers were discussed by conducting field tests, model tests and numerical analysis. In order to identify changes in natural frequency during high water more easily and safely than by existing soundness evaluation methods, methods for evaluating natural frequency due to microtremor were discussed. A method was proposed to organize data that could enable steady identification of changes in natural frequency of bridge piers due to microtremor during high water. A prototype of evaluation system was developed that was equipped with the above measurement and data organization functions. The results of field implementation of the prototype were organized.

Chapter 5 presented the conclusions of the study. It described the maintenance and railway service control measures that should be taken to prevent bridge scour disasters to ensure safe and steady railway services.

This paper discussed the identification of actual damage to railway bridge piers, extraction of bridges requiring caution and methods of evaluating scour risk at present and in the future as problems that should be solved for evaluating the stability of railway bridge piers during high water. As a result of this study, a plain method was proposed for evaluating scour for practical application. As a practical contribution, this study well meets the social needs including disaster risk assessment and disaster prevention measures. It makes great academic and practical contributions.

Résumé

Le réseau ferroviaire japonais a connu un rapide développement depuis l'ouverture en 1872 de sa première ligne reliant Shimbashi à Yokohama jusqu'au début de l'ère Showa (1926-1989). Beaucoup des ouvrages de type ancien, réalisés pendant cette période, sont encore en service. En particulier, les ponts sur cours d'eau ont été construits en grand nombre, les conditions topographiques du pays l'exigeant pour le développement du réseau de chemin de fer. Ces ouvrages sont en général d'une portée relativement faible et reposent sur des fondations superficielles. Ils sont donc vulnérables à l'affouillement des fondations des piles et au creusement du lit du cours d'eau, qui constituent souvent la cause des désastres de pont en période de crue. Ces dernières années, avec la forte précipitation très localisée et plus fréquente, il y a de plus en plus de rapports de ponts qui subissent des dommages étendus et catastrophiques.

Le meilleur moyen d'empêcher de tels dégâts et d'assurer la sécurité des passagers et des trains serait de reconstruire les ponts de manière qu'ils résistent à la crue. Mais le renouvellement de tous les ouvrages aussi nombreux est irréaliste. On recourt par conséquent à l'inspection régulière des ouvrages pour porter un diagnostic sur leur état de santé, à partir duquel est déterminée la nécessité ou la priorité des mesures à prendre.

Parmi ces mesures sont comptées différentes protections structurales à fournir à proximité de la substructure de pont. Des mesures non structurales sont également prises pour parer à l'éventualité d'un événement dépassant la capacité des protections structurales. Par exemple, parallèlement aux mesures structurales est adopté le contrôle de la circulation consistant à restreindre la circulation ferroviaire lorsque le niveau d'eau près d'un pont atteint le seuil prédéterminé.

En période de reconstruction du pays et de ses équipements dévastés par la guerre, il était important de sélectionner de façon efficace les ponts-rails à réparer. Depuis, l'évaluation de l'état des fondations à partir de la vibration des piles fait l'objet de recherches. Récemment, a été ainsi mise au point une méthode d'essai consistant à évaluer l'état des fondations à partir de la fréquence propre de la pile excitée par un impact donné à sa tête, ladite fréquence étant déterminée à partir de

l'analyse spectrale de réponse en fréquence de la pile. Cependant les méthodes de cette sorte sont toutes destinées à évaluer l'état de santé de la substructure de pont en période normale et, compte tenu de la sécurité du personnel et de l'équipement d'essai, ne sont appliquées en période de crue que dans les cas limités.

Quant au contrôle de la circulation, l'idée de restreindre la circulation lorsque le niveau d'eau atteint le seuil est rationnelle, mais la question se pose de savoir quand il est possible de la rétablir. En effet, du fait que la profondeur de l'affouillement autour des piles n'est pas facilement observable en période de crue, il est extrêmement difficile d'apprécier l'état des fondations de la substructure et par conséquent leur stabilité. Dans les circonstances actuelles, il est indispensable de constater, principalement par un examen visuel, l'absence d'anomalies dans la voie préalablement à la remise de la circulation après la baisse des eaux.

La plupart des études existantes traitent l'évaluation de l'état de santé de la substructure de pont principalement en période normale, destinée donc à l'entretien des ouvrages. Par contraste, les études visant à rationaliser l'évaluation de la stabilité des ponts et la conduite de l'exploitation ferroviaire en période anormale, par exemple en période de crue, ne font pas tellement de progrès. Il est maintenant nécessaire d'établir une méthode adéquate pour évaluer la sécurité des piles en période de crue.

Dans le contexte décrit ci-dessus, le présent travail étudie, en vue d'une évaluation efficace de la stabilité des fondations des piles en période de crue, une approche d'évaluation à deux phases.

Pour la phase 1, est étudiée une méthode d'évaluation permettant de sélectionner préalablement, à travers l'entretien de routine, les piles à haut risque d'affouillement et pour la phase 2, une méthode d'évaluation de la stabilité des piles pour fournir des données utiles à la prise de décision sur la remise de la circulation à la fin de la crue. L'application de cette approche à deux phases permettra à la fois un entretien efficace des piles et une évaluation adéquate de la sécurité en période anormale.

Le présent travail est constitué de cinq chapitres suivants : Chapitre 1 Introduction, Chapitre 2 Approches de prévention des dommages causés par un affouillement aux ponts-rails et les problèmes qui se posent, Chapitre 3 Méthode d'évaluation du risque de dommage dû à l'affouillement en période de crue, Chapitre 4 Mise au point d'un système d'évaluation de la stabilité des fondations

des piles et Chapitre 5 Conclusion.

Au chapitre 1, sont présentés le contexte de l'étude, une revue sommaire des études existantes relatives à l'évaluation de la stabilité de la substructure de pont-rail en période de crue et le sommaire du présent travail.

Au chapitre 2, sont examinées les approches mises en œuvre au niveau de l'entretien (phase 1) et de la conduite de l'exploitation (phase 2) pour prévenir les désastres de pont en période de crue dans l'intérêt impératif de la sécurité et de la stabilité du transport ferroviaire. Concernant les approches mises en place au niveau de l'entretien, sont relevés des problèmes relatifs à l'évaluation de l'état de santé des piles, effectuée principalement à travers l'inspection de routine, et aux mesures de protection. Pour les approches adoptées au niveau de la conduite de l'exploitation, sont décrits la procédure de contrôle et les problèmes techniques qui se posent. L'approche que le présent travail propose pour résoudre ces problèmes est ensuite présentée.

Au chapitre 3, les facteurs contribuant aux dommages dûs à l'affouillement sont relevés à partir des cas de dommage considérés pour étudier une méthode simple et efficace permettant de sélectionner, à travers l'inspection de routine, les piles à surveiller (méthode pour la phase 1). Plus précisément, après la réduction et l'extraction de paramètres représentant les caractéristiques des cours d'eau et des piles, est effectuée une analyse discriminante. Les résultats montrent que cette méthode d'analyse permet de distinguer avec précision les cas de dommage considérés. La validation effectuée sur d'autres ponts démontre en outre que la méthode proposée produit des résultats valides.

Par ailleurs, concernant le creusement du lit du cours d'eau, est présentée une méthode de prévision quantitative du creusement susceptible de progresser, consistant à effectuer une analyse à régression multiple sur les ponts identifiés comme étant à haut risque. Pour permettre de sélectionner séparément les ponts et les piles ayant haut degré de priorité dans l'application de mesure préventive, est proposée une méthode consistant à combiner cette analyse à régression multiple avec l'analyse discriminante décrite ci-dessus.

Au chapitre 4, est décrite la mise au point d'un système (méthode pour la phase 2) visant à aider la prise de décision sur la remise de la circulation en vue d'une conduite de l'exploitation adéquate, basée sur l'évaluation de la stabilité des fondations des piles en période de crue. Les caractéristiques de vibration des piles

dans l'eau courante sont d'abord déterminées par essai in situ, expérience sur maquette et analyse numérique. Ensuite est étudiée une méthode consistant à évaluer la fréquence propre à partir des mesures de bruit ambiant et permettant ainsi de détecter le changement de la fréquence propre des piles en période de crue plus facilement et plus en sécurité que les méthodes traditionnelles d'évaluation de l'état de santé. Entre autres, est proposée une nouvelle technique de réduction de données servant à détecter de façon stable le changement de la fréquence propre en période de crue à partir des mesures de bruit ambiant. Ces techniques de mesure et de réduction de données sont incorporées dans un prototype du système d'évaluation construit pour un essai en service. Les résultats de l'essai sont présentés de façon récapitulative.

Au chapitre 5, en guise de conclusion, sont décrites les approches à mettre en œuvre au niveau de l'entretien et de la conduite de l'exploitation pour prévenir les désastres de pont dûs à l'affouillement en vue de la sécurité et de la stabilité du transport ferroviaire.

Le présent travail étudie les problèmes à résoudre en matière d'évaluation de la stabilité des piles de pont-rail en période de crue, à savoir l'appréciation de l'état des piles endommagés, la sélection des ponts à surveiller et l'évaluation du risque actuel et futur d'affouillement. Son résultat final est une méthode d'évaluation de l'affouillement, simple et utile à la pratique. Mais dans un contexte plus vaste incluant l'évaluation des risques de catastrophe et la prévention des désastres, il répond bien aux besoins de la société et peut y contribuer largement aussi bien sur le plan scientifique que sur le plan pratique.