

博士学位論文

固有振動数を用いた鉄道橋梁桁の維持管理を 効率化する健全度評価システムの開発

**Development of a Soundness Evaluation System for Maintenance
Efficiency on a Railway Bridge Girder Using Its Natural Frequencies**

慶應義塾大学大学院

システムデザイン・マネジメント研究科

システムデザイン・マネジメント専攻

曹 一竜

目次

第1章 序論.....	1
1.1 研究の背景.....	1
1.2 鉄道構造物の維持管理.....	3
1.3 鉄道橋梁の維持管理.....	4
1.4 本研究に関連する先行研究.....	6
1.4.1 橋梁とその構成要素の維持管理を効率化する先行研究.....	6
1.4.2 固有振動数を用いた橋梁の健全度評価に関する先行研究.....	7
1.5 本研究の目的.....	9
1.5.1 目的(1) 鉄道橋梁桁の維持管理を効率化する健全度評価システムの定義.....	9
1.5.2 目的(2) 鉄道橋梁桁の損傷程度を評価できる判定モデルの作成.....	10
1.5.3 目的(3) 鉄道橋梁桁の維持管理措置の決定に必要な情報を共有する方法の提案.....	11
1.6 本論文の構成.....	12
第2章 鉄道橋梁桁の維持管理に基づく健全度評価システムの定義.....	14
2.1 概要.....	14
2.2 鉄道橋梁桁の維持管理手順と課題.....	14
2.3 固有振動数を用いた鉄道橋梁の健全度評価に対する支援システム.....	18
2.4 鉄道橋梁桁に対する安全性の要求.....	18
2.5 鉄道橋梁桁の維持管理プロセスの構造と振る舞いのモデル化.....	20
2.6 鉄道橋梁桁の維持管理に対応した健全度評価システムの定義.....	22
2.6.1 相互作用に着目した健全度評価システムの振る舞いのモデル化.....	22
2.6.2 ブロックによる健全度評価システムの構造のモデル化.....	24
2.6.3 健全度評価システムの振る舞いのモデル化.....	25
2.6.4 健全度評価システムの内部構造のモデル化と判定モデルの位置づけ.....	26
2.7 判定モデルの定義.....	29
2.8 本章のまとめ.....	31
第3章 鉄道橋梁桁の健全度を表す評価指標と測定方法.....	32
3.1 概要.....	32
3.2 鉄道橋梁桁の健全度を表す固有振動数に関する検討.....	32
3.3 固有振動数の測定方法に関する検討.....	34
3.4 本章のまとめ.....	39
第4章 RC 桁に対する判定モデルの作成.....	40

4.1 概要.....	40
4.2 判定モデルのコンセプトと作成方法.....	40
4.3 判定モデルを作成するための実験方法.....	42
4.3.1 模型梁の作成方法.....	42
4.3.2 静的載荷実験の方法.....	43
4.3.3 衝撃振動試験の方法.....	45
4.4 判定モデルの作成.....	48
4.4.1 静的載荷実験の結果と解析.....	48
4.4.2 衝撃振動試験の結果.....	52
4.4.3 固有値解析の結果.....	53
4.4.4 実験結果に基づく判定モデルの作成.....	55
4.5 本章のまとめ.....	59
第5章 判定モデルを用いた変状程度の異なる RC 桁の健全度評価.....	61
5.1 概要.....	61
5.2 判定モデルを作成するための実験方法.....	62
5.2.1 変状程度の異なる模型梁の作成方法.....	62
5.2.2 圧縮強度試験と引張強度試験.....	64
5.3 損傷程度を伴う模型梁の健全度評価方法に関する検証.....	65
5.3.1 静的載荷実験の結果と解析.....	65
5.3.2 衝撃振動試験の結果.....	69
5.3.3 解析モデルの設定と載荷初期の固有値解析.....	73
5.3.4 鉄筋降伏以降の固有値解析と剛性変化の推定.....	77
5.4 変状程度に基づく判定モデルの作成とモデルを用いた健全度評価.....	80
5.4.1 固有振動数を用いた評価指標に対する検討.....	80
5.4.2 判定モデルの作成とモデルを用いた健全度評価.....	82
5.5 本章のまとめ.....	88
第6章 RC 桁を対象とした健全度評価システムに基づく補修効果の評価.....	91
6.1 概要.....	91
6.2 RC 桁の補修効果を評価する判定モデルの作成.....	92
6.2.1 模型梁の作成方法.....	92
6.2.2 圧縮強度試験と引張強度試験.....	94
6.2.3 再利用を目的とした模型梁の補修措置の方法.....	94
6.2.4 現場対応力を着目した衝撃振動試験の実験的方法.....	97
6.3 判定モデルを用いた補修効果の評価方法と補強後参考値の設定.....	99
6.3.1 コンクリートコア圧縮試験の結果.....	99
6.3.2 静的載荷実験の結果と解析.....	101

6.3.3 垂直方向の衝撃振動試験の結果と解析.....	104
6.3.4 軸方向の衝撃振動試験の結果.....	106
6.3.5 補修後の再利用を含むRC桁の維持管理措置.....	108
6.4 健全度評価システムを用いたRC桁の補修効果の評価例.....	111
6.4.1 補修効果の評価に健全度評価システムを運用したユースケース図.....	111
6.4.2 補修効果の評価に健全度評価システムを運用した振る舞いのモデル化.....	111
6.4.3 補修効果の評価に健全度評価システムを運用したデータフローのモデル化.....	113
6.4.4 健全度評価システムによる補修評価の出力結果と維持管理方法.....	115
6.5 本章のまとめ.....	118
第7章 結論と課題.....	120
7.1 結論.....	120
7.2 目的に対する結論のまとめ.....	120
7.3 本論文の貢献.....	123
7.4 今後の課題.....	124
参考文献.....	126
付録.....	132
謝辞.....	136

図目次

Fig. 1.1	Concepts of railway bridge	6
Fig. 2.1	The time-based maintenance for railway structure in Japan.....	15
Fig. 2.2	The maintenance process for railway structure in Japan	15
Fig. 2.3	Use case diagram of support system for railway maintenance	20
Fig. 2.4	Maintenance of railway structure in block definition diagram.....	21
Fig. 2.5	Maintenance of railway structure in activity diagram	21
Fig. 2.6	Concept of soundness evaluation system for railway structure in sequence diagram	23
Fig. 2.7	Soundness evaluation system for railway structure maintenance in block definition diagram	25
Fig. 2.8	Concept of soundness evaluation system for railway structure in activity diagram	27
Fig. 2.9	Concept of soundness evaluation system for railway structure in internal block diagram	28
Fig. 2.10	Skelton model describes condition of damage via static load test.....	30
Fig. 2.11	Concept of assessment model describes mechanical behavior	30
Fig. 3.1	Moment of beam in railway bridge.....	33
Fig. 3.2	Spring constant, unit mass and cross section area of railway bridge.....	34
Fig. 3.3	Measurement of Fourier spectrum (Initial stage, CH3).....	37
Fig. 3.4	4 th vibration mode of RC beam.....	38
Fig. 4.1	Concept of assessment model to describes mechanical behavior related to damage.....	41
Fig. 4.2	Elevation view and section view of RC beam	42
Fig. 4.3	Installation place of displacement sensors in Elevation view.....	43
Fig. 4.4	Installation place of displacement sensors in Plan view	44
Fig. 4.5	Installing condition of static loading test.....	44
Fig. 4.6	Location of accelerometers and point of hammering	47
Fig. 4.7	The image of Impact Vibration Test	47
Fig. 4.8	Crack map of the RC beam by load stage.....	50
Fig. 4.9	Load displacement curve of measured and analysis	50
Fig. 4.10	Comparison of vibration mode between measurement and analysis	53
Fig. 4.11	A assessment model to describe the mechanical behavior related to damage condition of RC Beam in Quantitatively.....	59
Fig. 5.1	Comparison between deteriorated component and sound component in RC girder	61
Fig. 5.2	Model beams for soundness evaluation using an assessment model	62
Fig. 5.3	Elevation view and section view of Sound RC beam	63
Fig. 5.4	Details of deterioration of the RC beams.....	63

Fig. 5.5	Load–deflection relationship in envelope diagram.....	65
Fig. 5.6	Load capacity drops in the third-time test during cyclic loading.....	67
Fig. 5.7	Crack pattern of cases 1 to 4 after testing.....	68
Fig. 5.8	Changes of Natural Frequencies corresponding level of deterioration.....	70
Fig. 5.9	Changes of Natural Frequencies corresponding mid-span deflection in Case 1	73
Fig. 5.10	Image of analytical model and element partitioning.....	75
Fig. 5.11	Sectional setting of analytical model in sound and deteriorated case	75
Fig. 5.12	Image of bending stiffness reduction after yielding in analytical model.....	78
Fig. 5.13	Image of assessment in maintenance using assessment model with describes mechanical behavior related condition of damage in different level of deterioration	87
Fig. 6.1	Elevation view and section view of the RC model beam.	93
Fig. 6.2	IPH procedure to repair the RC beam.....	95
Fig. 6.3	Curing for 48 hours of model beams (Case 2, Case 3-R).....	96
Fig. 6.4	Positioning of accelerometers and impact points.....	98
Fig. 6.5	Positioning of the model beam and specimens in Case 2	100
Fig. 6.6	Load deflection diagram in the envelope diagram.....	101
Fig. 6.7	Load capacity drops in the third-time test during cyclic loading.....	103
Fig. 6.8	Comparison rate of the decreasing natural frequency.....	105
Fig. 6.9	Comparison rate of the decreasing natural frequency.....	107
Fig. 6.10	Image of quantitative assessment effectiveness of repair in RC beam using an assessment model describes mechanical behavior related to damage condition	110
Fig. 6.11	Use case diagram of assessment for effectiveness of railway bridge repair using soundness evaluation system.....	111
Fig. 6.12	Assessment for effectiveness of railway bridge repair using soundness evaluation system in activity diagram	112
Fig. 6.13	Assessment for effectiveness of railway bridge repair using soundness evaluation system in internal block diagram	114
Fig. 6.14	Output of soundness evaluation system in concept	117

表目次

Table 2-1	Condition of railway structure and classification of soundness.....	16
Table 2-2	Classification of soundness correspond to deterioration in railway structure.....	16
Table 3-1	Amplitudes and phases in 4 th mode (initial loading stage)	38
Table 3-2	Phase differences between trigger channel and others.....	38
Table 3-3	Normalized amplitudes	38
Table 4-1	Details of concrete materials.....	42
Table 4-2	Specifications of testing device for concrete strength	43
Table 4-3	Results of the concrete-compression test	43
Table 4-4	Specifications of testing device for rebar tensile test.....	43
Table 4-5	Results of the rebar tensile test	43
Table 4-6	Specifications of static loading devices	45
Table 4-7	Specification of accelerometer.....	47
Table 4-8	Result of static loading test.....	49
Table 4-9	performance value of concrete and reinforcing bar	51
Table 4-10	Bending moments and curvatures by load stage.....	51
Table 4-11	Measurement and analysis of static loading test.....	51
Table 4-12	Result of Impact vibration test.....	52
Table 4-13	Parameters of eigenvalue analyses.....	53
Table 4-14	Sensitivity Analyses in values of spring constant	54
Table 4-15	Measurement and analysis of 4 th mode natural frequency	54
Table 4-16	Changes of 4 th mode Natural Frequency corresponding conditions of damage	58
Table 4-17	Countermeasures for maintenance corresponding conditions of damage.....	58
Table 5-1	Experimental cases and levels of deterioration.....	64
Table 5-2	Result of concrete compression test.....	65
Table 5-3	Result of reinforcing bar tensile test	65
Table 5-4	Result of static loading test.....	69
Table 5-5	Changes of Natural Frequencies corresponding level of deterioration.....	71
Table 5-6	Result of Impact vibration test.....	72
Table 5-7	Parameters of eigenvalue analyses.....	76
Table 5-8	Measurement and analysis of 4 th mode natural frequency in initial load stage.....	76
Table 5-9	Measurement and analysis of 4 th mode natural frequency	79
Table 5-10	Changes of Bending Strength corresponding conditions of damage.....	80
Table 5-11	Index of soundness corresponding conditions of damage.....	81
Table 5-12	Countermeasures for maintenance corresponding condition of damage	88

Table 6-1	Details of the experimental cases.....	92
Table 6-2	Results of the concrete-compression test.....	94
Table 6-3	Results of the rebar tensile test	94
Table 6-4	Material property of IPH epoxy resin	96
Table 6-5	Conditions of the experimental cases before repair.....	96
Table 6-6	Repair overview of the experimental cases.....	97
Table 6-7	Specification of the accelerometer (for bending test, IVT).....	99
Table 6-8	Specification of the accelerometer (for axial test, IVT).....	99
Table 6-9	Result of the core compression test of Case 2	100
Table 6-10	Result of static loading test.....	102
Table 6-11	Characteristics value of the concrete and main bar.....	104
Table 6-12	Bending moments and curvatures at the load stage.....	104
Table 6-13	Result of the IVT in the vertical impact.....	106
Table 6-14	Result of the IVT in the axial impact.....	107
Table 6-15	IVT result of decreasing comparing sound condition with event in natural frequency.....	108
Table 6-16	Output of soundness evaluation system for maintenance of railway structure	117

第1章 序論

1.1 研究の背景

鉄道は、流通のみならず観光産業など地域の経済活動を支える重要な公共交通機関である。鉄道の運行を支える構成要素には、車両、電気設備、信号、レールなどの他に、橋梁、トンネル、土工、駅などの鉄道構造物があり、これらのいわゆるインフラ設備の維持あるいは管理は、社会の安全・安心を支えるために極めて重要である。このため、明確な基準に基づくインフラ設備の維持管理を実施することが望ましい。昭和40年代の日本の高度経済成長期に建設された多くのインフラ設備は、その供用年数が50年を超え老朽化が顕著となっており、これらを含む鉄道構造物の維持管理を着実に実施することが求められている¹⁾。国土交通省の調査によると、2020年時点で供用年数が50年を超える鉄道構造物の割合は約50%であり、2029年には80%を超えることが予想されている。また、地方のインフラ(道路・橋・ダムなど)の建設および維持管理が現在も進行していることから、維持管理の実施が急務となっている。特に鉄道のような公共交通機関のインフラ設備はその公共性の高さから代替が極めて難しいことから、これまで以上に維持管理への資源投入が求められる。

「平成19年 鉄道構造物等設計標準・同解説(構造物編 コンクリート構造物)」(以下、設計標準)では、鉄道構造物を“列車を支持するもしくは列車の走行空間を確保するための工作物”と定義しており、この設計標準にもとづき設計・建設される²⁾。技術基準省令では、「土工、橋りょう、トンネルその他の構造物は、予想される荷重に耐えるものであって、かつ、列車荷重、衝撃等に起因した構造物の変位によって車両の安全な走行に支障を及ぼすおそれのないものでなければならない」と規定されている³⁾。

鉄道構造物の設計では、設計耐用期間で安全性・使用性・復旧性を満たす必要がある。鉄道構造物の供用に直接関わる安全性に関しては、走行安全性、構造安全性、公衆安全性で定義されており、列車の運行に関連する重要な品質特性である。走行安全性とは、常時には車両を平滑に走行させ、地震などによる災害時にも車両を脱線させないことである。構造安全性は、設計耐用期間中に生じるすべての作用に対して、構造物が耐荷能力、安定を保持することである。公衆安全性は、かぶりコンクリートのはく落等に起因した公衆災害を生じないようにすることである。これらの品質特性を満たすため、設計標準に基づき鉄道構造物の設

計を通して、機能要求および性能要求を決める。

設計・建設された鉄道構造物は、竣工と同時に供用が開始する。その供用期間中では、維持管理を通して要求される性能を満足させる必要がある。鉄道構造物の維持管理については、国土交通省をはじめ（公益財団法人）鉄道総合技術研究所などが作成した「平成 19 年 鉄道構造物等維持管理標準・同解説(構造物編 コンクリート構造物)」(以下、維持管理標準)で記述されている手順に従い、規定された基準により定期的な検査の実施を含む施設の保全を行うことが必要とされている^{4),5)}。

維持管理標準では、鉄道構造物の供用期間で性能があるべき健全な状態から低下している現象を変状と定義しており、鉄筋の腐食による断面積の減少などがある。そのほか、桁や柱など構成要素に生じるひび割れや鉄筋の露出、またはコンクリートの欠損など外観の変状も含まれる。変状は種類と程度が千差万別であり、鉄道構造物の性能にどのように関連しているかを把握することは容易ではない。鉄道構造物の変状は、潜伏期、進展期、加速期、劣化期に区分され、劣化期に至る主たる原因のひとつが老朽化とされ顕著な耐力の低下が懸念される。供用年数の増加による経年や環境に依存する鉄道構造物の劣化は、その性能を低下させる場合もあり、偶発荷重によって損傷する恐れがある⁶⁾。近年では、老朽化した鉄道橋梁の劣化進行が原因と考えられる突発的な事故が世界各地で発生したため、インフラ設備の安全性に対する注意喚起が行われている⁷⁾。さらに、飛来塩分に影響される沿岸部の鉄道構造物は、鉄筋の腐食が起きやすい供用環境にある。そのため、地域で全ての鉄道構造物を健全な状態に保つことは難しく、維持管理の順位を決めた上で数年に一度の補修が必要な場合も珍しくない⁸⁾。

および災害復旧の役割を果たす建設産業は人手不足であり、将来さらに深刻化すると予測している^{9),10),11)}。令和 2 年度の統計では、建設業就業者全体は平成 9 年と比較すると約 30%減少しており、技能者は 40%以上減少している。技能者に関しても 10%以上減少している¹²⁾。また、高齢化の進行による影響も懸念すべきである。令和 2 年度に就業者のうち 55 歳以上の割合が約 36%に対して、29 歳以下の割合は約 12%であり、10 年後には、さらに約 44 万人減少すると言われている。この課題は日本だけでなく、類似的な政策で急速に都市インフラ整備をしてきた発展途上国もいずれは直面する¹³⁾。

このような背景下、鉄道構造物の維持管理需要の増加と業界全体の人手不足に対応するためには、機械を使用した作業の効率化、および維持管理に対する支援システムなどを用い

たプロセスの単純化を検討する必要があると考える^{14), 15)}。鉄道構造物の維持管理の効率化を求める原因には、土木工学の知識以外にも、実務経験による暗黙知の部分も鉄道橋梁の維持管理で必要とされる。今後は土木工学を専門とする担当者が不足している環境下で維持管理をしていく必要があるため、現場では土木工学以外の担当者にも幅広く実施できる仕組みを検討することが求められる。そして、将来的には鉄道橋梁に対する維持管理の自動化から省人化を目指し、最終的には無人化することが望ましいと考える。

1.2 鉄道構造物の維持管理

インフラ設備の老朽化対策として、日本科学技術振興協会は 2019 年度 SIP(戦略的イノベーション創造プログラム)に「インフラ維持管理・更新・マネジメント技術」の課題を設立した。ここでは、予防保全による事故の防止とインフラのライフサイクルコストの最小化を実現するための新しい技術の応用が議論された¹⁶⁾。Achillopoulou et al(2020)では、インフラ設備の維持管理に対してモニタリングを用いたライフサイクル・マネジメントの例を示した。具体的な評価指標は提起されなかったが、システム全体の維持管理、およびレジリエンスの評価、損傷後の再利用にも言及した¹⁷⁾。

国土交通省所管分野における社会資本の将来の維持管理・更新費の推計によると、2018年のインフラ設備全体に関しては5兆円を上回り、2028年には6兆円規模になると予想している。鉄道構造物に関しては、ライフサイクルコストのうち、維持管理および更新費用、また災害で被災した場合の復旧費用の比率が高く、昨今の老朽化を背景とした維持管理の需要増大により、今後の劣化対策や耐震対策による予算も今後はさらに大きくなることが指摘されている¹⁰⁾。地域の重要なインフラ設備として機能する役割を持つ地方鉄道に関しては、施設保守にあたる費用が全体の半分近く占めている。さらに、業界の人手不足からワンマン化などの施策が実施されることから、維持管理標準で望ましいとされている体制を保持することは難しくなるため、より一層注意を喚起する必要がある。したがって、持続可能性の観点から、ライフサイクルコストを試算した上で、早期の予防対策を視野に入れた鉄道構造物の維持管理を検討することが求められる。

鉄道構造物の維持管理に関しては、維持管理標準で記述されている手順に従い、規定された基準により定期的な検査の実施を含む施設の維持管理を行う。全国の鉄道事業者はこの基準に基づき、橋梁、トンネル、土工、擁壁等の鉄道構造物について計画・検査・措置を含

む維持管理を実施することにより、鉄道構造物の安全性を保障し列車の安全運行を確保している。維持管理基準では、鉄道構造物の供用中は定期的に検査を行うほか、必要に応じて詳細な検査を行い、検査の結果、健全度を考慮して必要な措置を講じ、これらの実施事項を適切な方法で記録するとしている⁴⁾。ここで、健全度とは、調査、現状原因の推定および変状の予測等の結果に基づき、適切な区分を設けて、鉄道構造物の状態を判定した結果である。その評価結果を踏まえ、必要に応じて適切な補修や補強、もしくは使用制限などの措置を計画および実施する。

維持管理標準によると、措置後の扱いに関しては、補修・補強等の措置を講じた場合は、健全度の見直しを行うとともに、回復した性能に応じて措置の内容を見直すことができるとしている⁴⁾。しかし、日本に限定しなければ、鉄道会社の主観的な経営上の判断から応急措置により鉄道構造物の性能をある程度回復させた状態で継続使用することがある。この場合、地震またはその後の余震などの偶発的な荷重を原因とした重大事故が発生する恐れがある。それを防ぐためには、補修・補強の措置に対して明確な基準を設けて定量的に評価し潜在的なリスクを最小限まで抑えることが求められる。現行の維持管理標準では、力学性能の回復・向上について、補修・補強工法の概要を示す内容にとどまり、性能に対する定量的な健全度評価に関する規定は記述されていない。したがって、持続可能性と鉄道構造物の長寿命化の観点から、その安全性、特に補修後の品質を保持するには、修復された構成要素に対して定量的な情報に基づく性能評価モデルを検討し、補修後の状況も考慮すべきだと考える。そのため、鉄道構造物の健全度評価に関係する研究は、ライフサイクル・マネジメントの枠組を構築するにあたり、重要な役割を担うことが考えられる。

1.3 鉄道橋梁の維持管理

鉄道橋梁とは河川や道路をまたぎ列車を支え安全に運行させるためのもっとも基本的な構造物のひとつである。鉄道橋梁の建設は100年以上の歴史があり、その主たる機能のひとつが鉄道設備の拡大による都市機能への妨害を阻止するためである。その後、高架下の商業施設の設置や都市景観を形成することなど付加的な価値の拡大から、より公共的な役割が重要になった。

これら鉄道橋梁の機能要求について、技術基準省令では、「予想される荷重に耐えるものであって、かつ、列車荷重、衝撃等に起因した構造物の変位によって車両の安全な走行に支障

を及ぼすおそれのないものでなければならない」と規定されている²⁾。一般的に、列車の安全な運行に関連する鉄道橋梁の性能は、走行安全性として規定されている。走行安全性は、常時の列車運行に直結する重要な品質特性であり、維持管理では常に注意を払う必要がある。そのため、設計耐用期間中に鉄道橋梁の走行安全性を保持するには、維持管理標準にしたがい周期または具体的な需要において検査を行う。その手順として、橋梁が竣工した後、供用開始前に行う初回検査がある。そして、供用開始から原則二年間に一回行うとされる全般検査、および地震や洪水など災害発生後に行う随時検査がある。全般検査と随時検査を行う上で、さらなる調査が必要と判断された場合には、個別検査を実施する。これらの検査は目視を基本とするが、個別検査を行う際に目視検査で判断しきれない状況では、機械を使用する詳細な検査を行う場合がある。走行安全性を例として挙げれば、災害後に列車の運行を再開する前に鉄道橋梁に対して健全度の判定を行い、補修後の性能を定量的に把握することが望ましい。このように、性能に係る定量的な判定結果を提供が必要な状況では高い精度を要求するため、機械を使用する詳細な検査(以下、詳細検査)が適用される。鉄道橋梁に対する詳細検査では、様々な非破壊検査法を含む調査方法から目的に応じて選択・実施し、その調査結果を用いて性能項目の照査を行い健全度の判定を行う。そしてその判定結果は、予防保全の実施やモニタリングの強化、補修や補強、使用制限、および改築や取替などの措置を行う技術的な根拠を提供する。

ただし、実務における詳細検査の実施は、目的と対象を見極め適切な調査方法の選択・実施が求められることから、高い専門性と実務経験で培う知見を備えた専門家が行う場合が多く、検査員や土木を専門としない維持管理の関係者に対する適正は低いことが考えられる。今後直面するだろう人手不足を考慮すれば、このような難易度の高い詳細な検査に関しては、定量的な判定基準と判定プロセスを明確に定義し、視認性に優れ判読性の良い判定方法を提供することで、土木工学を専門としない関係者にもより広く使用できる仕組みを開発することが求められる。

鉄道橋梁は、桁橋、ラーメン橋、トラス橋など多岐に渡る形態がある。このうち、主桁を水平に渡した桁橋が最も基本的とされ、その割合は大きい。桁橋は、Fig. 1.1 に示すように、主に軌道(Pavement and rail)、桁(Girder)、支持部(bearing)、柱(pier)、基礎(foundation)、杭(pile)の要素で構成される。列車を支持する役割を担う桁要素は、鋼構造と鉄筋コンクリートに区別されるが、近年では経済性や維持管理の観点から後者が主流とされている。

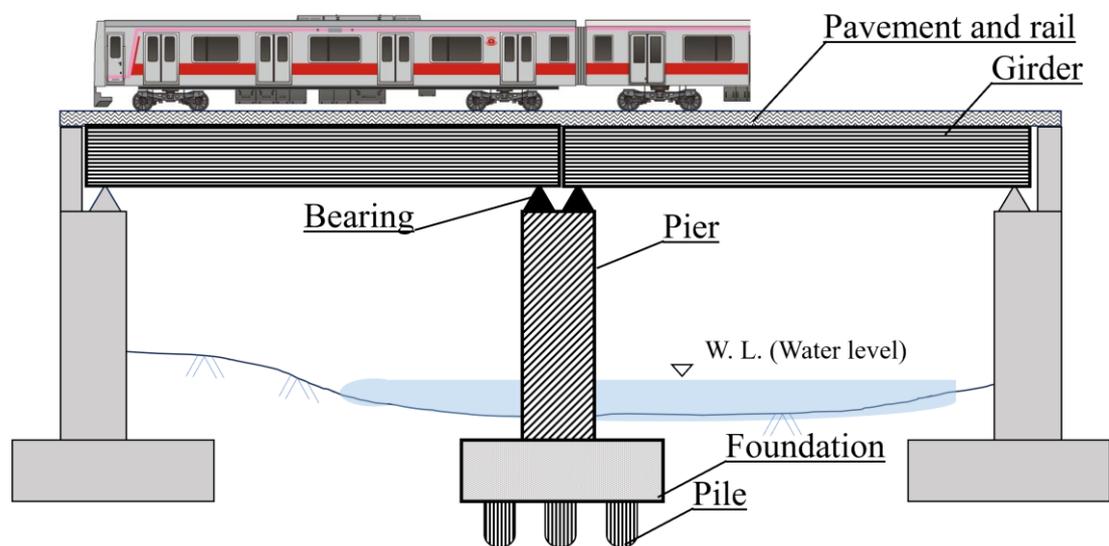


Fig. 1.1 Concepts of railway bridge

1.4 本研究に関連する先行研究

1.4.1 橋梁とその構成要素の維持管理を効率化する先行研究

構造物の変状が耐力に影響する先行研究として、前島ら(2014)は輪荷重走行試験を行い、塩害の場合、鉄筋腐食率 5%程度で耐疲労性が約 90%低減した結果を得ている¹⁸⁾。子田ら(2018)の研究では、大型環境試験装置で鉄筋コンクリートの部材を低温環境に設置し凍害実験を行った。結果として部材内部の含水部分が凍結した状態では部材剛性と変形性能が上昇したが、気温上昇し解凍状態になると部材剛性が初期値よりも低減する可能性があることがわかった¹⁹⁾。

横田ら(2018)の研究では、塩害で腐食した梁を人為的に模擬した模型梁を作成し载荷実験を行った。鉄筋の損傷量と損傷位置が耐力に与える影響について検証し、結論としては鉄筋が損傷した場合には終局荷重到達前時点で断裂する可能性が高く、曲げ応力・せん断応力を大きく損なうことを確認した²⁰⁾。

これらの研究成果を応用し、効率化を図るためのロボットやドローンを用いて検査を自

動化する既存研究が数多く存在し、研究成果の実用化にも積極的に取り組んでいる²¹⁾。クラックと内部欠陥を車載レーダーで同時に効率よく調査する手法の実用化に関する研究も存在する^{22),23),24)}。高橋ら(2016)の研究では、塩害と中性化の変状が観察された老朽橋梁を標的として、宮本ら(2012)が開発した日本橋梁管理システム(J-BMS)で外観調査結果に加えコンクリートコア試験で変状による損害状況を評価し、複合変状下の老朽橋梁における耐久性を定量的に評価した^{25),26)}。これに関連して、コンクリートコア試験による余寿命の予測を行った研究も存在する。当該研究では塩害に着目し、コア表面の塩化物イオン付着濃度と初期濃度、および供用年数で拡散係数を推定し鉄筋断面積減少量から余寿命の算出をした²⁵⁾。また、近年では鉄道橋梁に対する維持管理や更新に対して、機械学習や人工知能の導入を試みた研究も存在する²⁷⁾。

ただし、材料・構造・劣化機構に関する研究は、構成諸元や材料の多様かつ複雑であること、または供用環境が損傷に対する因果関係が極めて多岐にわたることから既存の研究成果の実用化に関する試みは限定的である^{28),29),30)}。

1.4.2 固有振動数を用いた橋梁の健全度評価に関する先行研究

振動測定により鉄道橋梁を調査することは、一般的な手法である。鉄道橋梁に対して、その振動から固有振動数、振動モード、モード衰減を特定することで、振動特性を把握することが可能となる。維持管理標準では、個別検査のうち振動測定に対して、第5章 個別検査(p.37)では、次のように記述されている。「構造物の固有振動数は、クラックやコンクリートの断面欠損などにより変化するため、健全時の固有振動数の測定値と現時点の固有振動数の測定値を比較することにより、構造物の健全度を推定することができる。このうち、鉄道橋梁に対して水平方向の振動測定は、高架橋の橋台・橋脚の水平方向の振動特性を測定することによって当該構造物の支持条件や躯体の劣化状況について推定する。鉛直方向の振動測定は、橋梁の桁や高架橋の梁あるいはスラブ等において検討される。振動測定は、列車載荷や起振機等による強制加振測定と周囲から伝わる微振動を利用した常時微動測定がある」⁴⁾。

鉄道橋梁の振動測定に関して、研究西村・中野(1989)の研究では、既設の鉄道下部工の健全度や耐震性を判定する場合、その指標とすべき値のうち、主なものは固有振動数またはそのもととなる地盤反力係数や橋脚躯体の曲げ剛性とし、列車走行時による常時微動の測定

や起振機等による強制振動試験であることを指摘した。同研究は、強制振動試験におけるコスト面の問題や常時微動における条件依存といった制限に対して、比較的实施が簡単かつ測定精度が高い重錘衝撃による強制振動試験を考案した^{31),32)}。関ら(1997)は、兵庫県南部地震耐震補強後の確認として衝撃振動試験を行った。この研究では予め解析により柱の剛性と高架橋の全体系 1 次モードおよび柱の 2 次モードの固有振動数の関係のノモグラムを作成し、様々な柱の剛性を合理的に評価できる方法を開発した³³⁾。その結果、地震前後の比較により一部の高架橋において地震後に固有振動数が低下していることを把握した。宮村(2011)の研究では、鉄筋コンクリート床板を対象に輪荷重走行試験を用いて健全状態および塩害促進状態といった異なる損傷履歴の床板供試体についてその疲労耐力を評価した。その結果、疲労限界に至るまでの回数に変状を受けていない供試体と比較し 1/2 程度だった。また、強制振動試験で損傷経過を測定した結果、塩害は初期剛性に大きく反映なかったが荷重回数の増加に伴い高次の固有振動数で損傷程度を把握できることがわかった³⁴⁾。

評価指標として高次の固有振動数を活用した健全度評価の高度化に関する研究も存在する。伊藤ら(2021)は、構造物の損傷発生位置を模擬的に変化させた固有値解析を実施することで、高次モードまでを含んだ固有周期の変化と損傷発生位置の関係を解析的に把握した。結果として、杭基礎の橋脚に関して地上部材の損傷は 1 次モード固有周期への影響が相対的に大きい一方で、基礎部材の損傷は 2 次、および 3 次モード固有周期への影響が相対的に大きくなることが確認された³⁵⁾。

鉄道橋梁の上部工は、橋脚のように同一線区で同じ設計基準で建設される傾向がある橋脚とは異なり、そのあり方(単純桁・箱桁・連続桁・ゲルバー桁など)および境界条件は非常に多様であるため、固有振動数を何らかの方法で標準値として設定することが難しい現状にある。ただし、昨今の鉄道橋梁の維持管理に対する需要を考えると、下部工だけでなく、桁またはスラブのような上部工でも全体的な損傷程度をひとつの指標で評価し、今後の補修・補強をはじめとする措置の優先順位付けを決定するための残存性能の判定基準を明確にすることは重要である。そうすることで、変状に対して目視検査による主観的な評価に加え、客観的な定量評価をもたらし、補完することが期待できる。

1.5 本研究の目的

本論文では、鉄道橋梁のうち、最も基本的な形態とされ割合も大きい桁橋の走行安全性に直接的な影響を与える重要な構成要素である鉄筋コンクリート桁(以下, RC 桁)を対象として、固有振動数を用いた健全度の評価を支援する健全度評価システムを開発することを目的とする。業界全体の人手不足に対応するため、健全性の判定を簡易に行えるようにすることで維持管理の効率化を次の目的(1)から(3)を達成する上で実現する。1.5.1 で述べる目的(1)では、鉄道橋梁桁の維持管理の効率化に着目した健全度の評価プロセスを明確化するために健全度評価システム全体の定義をする。1.5.2 で述べる目的(2)では、健全度評価システムの重要な構成要素である損傷程度を評価する判定モデルを作成し、損傷程度の判定基準を提供する。1.5.3 で述べる目的(3)では、鉄道橋梁桁の維持管理措置の決定に必要な情報を共有する方法の提案し、現場の使用性に着目した情報の表現方法を提供する。

鉄道構造物の維持管理に際しては土木技術の専門家が関わること多いなか、筆者は中国・日本をはじめ、いくつかの国の鉄道構造物の維持管理現場に携わってきたが、業界全体では専門家をはじめとする人手不足はもはや日本に限定するような課題ではない。その上で、さらに発展途上国を中心に鉄道建設は急激に進む一方を辿り、急増する維持管理の需要に対応することが喫緊の課題であることは言うまでもない。このような背景を踏まえて、本論文では、システムズエンジニアリングの観点から鉄道構造物の維持管理を効率化するための技術的な根拠を整理し、合理的な方法に基づきシステムの開発に取り組むことで、現場を考慮した維持管理のあり方を示す。

1.5.1 目的(1) 鉄道橋梁桁の維持管理を効率化する健全度評価システムの定義

日本では、鉄道橋梁に関する維持管理体制として全般検査は二年に一度行うと規定されているが、延長線の建設が現在も進行している中、将来的には維持管理の需要がさらに膨れ上がることを理解すべきである。その上で、インフラに対するライフサイクル・マネジメントのあり方について検討することが望ましいとされている^{36), 37)}。鉄道橋梁の安全性を保持するための維持管理では、土木工学の知識以外にも、実務経験による暗黙知が担当者に求められる。この状況を踏まえ、土木工学を専門とする職員が不足している昨今の環境で維持管理をしていく必要がある。したがって、今後の維持管理のあり方としては、機械を使用する

詳細な検査を含めて、現場では土木工学以外の職員にも幅広く実施できる仕組みを検討する必要がある。

本論文では多くの鉄道会社に使われている衝撃振動試験を選択し、鉄道橋梁のうち、RC桁を対象に、その健全度の評価を支援する「健全度評価システム」のシステムを定義する。なお、鉄道橋梁の維持管理を効率化することを目的とした健全度評価システムを検討する際には、必ずしもユーザーが土木専門ではないことを想定する。このように、設計耐用期間に値するライフサイクルのあらゆる時間での性能の変化について、健全度評価システムは精度の良い判定基準とシステム化されたプロセスを提供する。そうすることで、担当者は維持管理の現場で鉄道橋梁の桁要素に対する健全度を効率よく評価することが期待できる。

1.5.2 目的(2) 鉄道橋梁桁の損傷程度を評価できる判定モデルの作成

鉄道橋梁の上部工のうち桁要素の健全度を固有振動数で評価するためには、その損傷程度から性能を推定する必要であるが、損傷程度と固有振動数の関係を明確にしている基準や示方書は存在しない。これは、外観を含む鉄道橋梁桁の変状は種類と程度のパターンが多く、その性能との関連を把握することの難しさが原因である。また、固有振動数を測定する際に振動測定を選択した場合、測定する桁の断面に対して直角方向の振動測定を行うが、強制外力を計測対象に加える方法は多岐に渡る。本論文では、鉄道橋梁の桁に着目し、全体的な損傷程度を固有振動数で評価し、その損傷程度の判定基準を明確にすることで、変状に対して客観的な定量評価をもたらす。

鉄道橋梁の桁要素の応答は、振動特性と境界条件に支配されるため、固有振動数を測定することにより、構造物または構成要素の振動特性を把握できる³⁸⁾。そのため、固有振動数の変化から曲げ剛性を推定し、桁要素のクラック発生やコンクリートなど外観の変状による性能の変化を推定することができる³⁹⁾。すなわち、固有振動数の計測結果を用いた桁の健全度評価は、計測結果がどのような損傷程度と性能低下を判断できることで成り立つ。そのため、あらかじめ固有振動数から推定する桁要素の性能(剛性)と損傷程度の関係性を明確にし、これらを性能照査に参考基準となる情報を記述したモデル(以下、判定モデル)を作成することが有効だと考える。判定モデルは、損傷程度を判定するだけでなく、再利用を目的とした補修・補強後の走行安全性の評価についても対応できることが望ましい。そのためには、鉄道橋梁のライフサイクルにしたがい、桁要素の供用初期から補修が必要な段階で、

それぞれ外観の変状の目安となる性能、そして補修後に求められる性能をモデルに記述することが求められる。そして、モデルによる判定結果を維持管理標準、および事例や経験的妥当性に基づく措置と結び付けることで精度の良い判定基準を提供することが期待できる。

1.5.3 目的(3) 鉄道橋梁桁の維持管理措置の決定に必要な情報を共有する方法の提案

現場では、土木工学を専門としない関係者にも、使用できる鉄道橋梁の桁要素に対する健全度を効率よく評価することが求められる。その上、今後、鉄道橋梁の維持管理に関しての自動化・省人化、および無人化に向けたシステム開発案件には、土木工学の知識以外に機械工学や電気工学、場合によってはシステムエンジニアリングに精通する関係者が開発に参加することが考えられる。その関係者らはあらかじめ多様な鉄道橋梁や構成諸元の材料および力学特性をはじめ、モニタリングや調査に関連する非破壊検査法、そして検査における診断、もしくは健全度評価の方法といった多岐に渡る専門知識を理解する必要である。大規模かつ複雑なプロジェクトの実現はマルチディシiplinary・アプローチによる取り組みとなることが多い。そのような開発環境では、上記以外に倫理などの観点から心理学や社会学を専門とする学者も携わる可能性が十分あり、すべての関係者が土木工学に精通しているとは限らないという状況になる。鉄道橋梁を主体とするシステムデザインを行うとなれば、土木工学や力学系の知識以外にも、実務経験による暗黙知の部分も多く関係する。したがって、プロジェクトに参加する関係者のうち、土木工学を専門としない場合、コミュニケーションに多くのコストを費やす可能性を懸念しなければならない⁴⁰⁾。また、このように開発対象となるシステムが複雑であれば、ミスが発生した際に伴うコストや失敗するリスクも高くなる。

本研究で開発する健全度評価システムは、鉄道橋梁のRC桁を対象に、衝撃振動試験で測定できる固有振動数を用いた健全度評価を支援するシステムである。したがって、健全度評価システムとその出力結果に関しては、土木工学を専門とせずとも、当該する構造物や部材の力学特性を直感的に理解しやすい形で表すことを検討すべきである⁴¹⁾。また、実務経験にあたる暗黙知の部分に関しても、精確かつ簡潔な形式で表現することが必要だと考える。健全度評価システムにおける判定モデルを作成する上で、ミクロ的なメカニズムや供用環境など力学特性や損傷程度との因果関係が複雑な内容を省き、視認性や判読性に着目する。

1.6 本論文の構成

本論文では、システムズエンジニアリングの観点から鉄道構造物の維持管理を効率化するための技術的な根拠を整理し、合理的な方法に基づきシステムの開発に取り組むことで、現場を考慮した維持管理のあり方を示す内容となる。このような流れを意識して、次に示すように7章から構成される。

第1章では、研究の背景を説明し、鉄道橋梁に関する維持管理の現状を整理する。先行研究を踏まえ、取り組むべき課題を洗い出し、本研究の目的と論文構成について述べる。

第2章では、維持管理標準で規定された検査の手順に加え、実務で直面する問題点を整理し、維持管理を効率化することに着目して、システムズモデリング言語(Systems Modeling Language, 以下 SysML)を用いて健全度評価システムの定義をする。

第3章では、橋梁上部工 RC 桁が荷重形態と境界条件から軸力に影響されないことを確認した上で、高次の固有振動数を損傷程度の定量的に表現する評価指標として用いることの妥当性を論証する。そして、その計測方法として、精度が良くかつ現場で比較的簡単に実施できる測定方法とされる衝撃振動試験を選択し、計測した応答波形から高次の固有振動数を推定する方法を述べる。

第4章では、断面欠損など変状のない RC 桁を対象に、模型実験を通して固有振動数から損傷程度を評価できる判定モデルを提案する。模型梁の初期状態から補修が必要な状態に至るまで、静的荷重実験で段階的に梁躯体に損傷を与え、各段階の荷重終了後に衝撃振動試験を実施した。実務での振動測定を想定し、境界条件の影響が小さい特性を持つ高次の固有振動数を各荷重段階で計測した。これらの結果から損傷程度に対応した健全時に対する固有振動数の低下率を判定モデルに用いている。なお、境界条件が各次数の固有振動数に対する影響を明確にするため、測定結果に対する固有値解析で境界条件に対する感度分析で、その影響を定量的に検証する。

第5章では、底面コンクリートかぶりの欠損を想定した中程度の変状、およびそれに加え鉄筋断面積の減少を想定した深刻な変状の RC 桁を対象に、模型梁を作成し、判定モデルを用いた損傷程度の評価方法を述べている。人為的に異なる程度の変状を施した模型梁に対して、第4章と同様の実験方法で損傷に関する力学挙動を固有振動数で把握した。それぞれの模型梁に対して、変状程度別に判定モデルを用いた損傷程度の評価に加え、評価結果に対して維持管理標準を踏まえた措置と実施のタイミングについて検討している。

第 6 章では、変状程度が高い RC 桁に対する補修後の性能を評価するため実験を行っている。変状を伴う模型梁を作成し、断面修復と樹脂注入の措置で補修を施しておき、第 4 章と同様の実験方法で、耐荷性能と曲げ剛性を表現できる固有振動数を評価する。健全な模型梁と補修前後に計測した模型梁の固有振動数を照合することにより、補修後の性能維持の程度を把握できることを示している。そして、補修を含めた維持管理のための健全度評価システムを定義し、その出力結果について検討している。

最後に、第 7 章では、本研究の成果をまとめ、考察と今後の展開について述べる。

第2章 鉄道橋梁桁の維持管理に基づく健全度評価システムの定義

2.1 概要

本章では、鉄道橋梁桁の維持管理を効率化する健全度評価システムの開発を目的としたシステムの定義をする。システムズエンジニアリングの手法を用いて鉄道橋梁桁の維持管理の全体図を整理した上で、その個別検査のうち機械を使用する詳細な検査に対応する支援システムである健全度評価システムの定義をする。「平成19年 鉄道構造物等維持管理標準・同解説(構造物編 コンクリート構造物)」(以下、維持管理標準)で規定されたプロセスに加え実務に基づき、維持管理の効率化を図る上で支援システムの有用性を議論すると同時に、システムズモデリング言語(Systems Modeling Language, 以下 SysML)を用いて健全度評価システムを記述し、システムの構成要素である判定モデルの位置づけを明確にした^{42),43)}。

2.2 鉄道橋梁桁の維持管理手順と課題

維持管理標準で記述されている通り、鉄道橋梁の維持管理は規定された検査基準により定期的な検査の実施を含む施設の保全を行うことである。全国の鉄道事業者は、この基準に基づき、Fig.2.1のようなスケジュールで鉄道橋梁の維持管理の計画・検査・措置等を実施することで、鉄道運輸の安全を確保している²⁾。

なお、鉄道橋梁の検査には供用開始前に実施する「初回検査」、原則2年に一度実施する「全般検査」、必要に応じてより詳細な調査を実施する「個別検査」と災害が発生した場合に実施する「随時検査」がある。このうち、初回検査と全般検査、随時検査は目視を基本とする方針に対して、個別検査は詳細な検査が必要とされた構造物に対して、目視のほか必要に応じて制度の高い健全度の判定を目的として単独・複数種類の調査方法による詳細検査を実施する。

鉄道橋梁の各種検査に関しては、Fig. 2.2 に示す通りのプロセスを辿り、構造全体または必要に応じて構成要素に対して実施する。鉄道橋梁に対する健全度の評価は、Table 2-1 と Table 2-2 で示すように、S から AA に区別される(維持管理標準 pp.14-15)²⁾。このうち、S は健全、C は軽い程度の変状でリスクが小さい場合、B は変状が進行しておりリスクが中程度の場合でありこれらの評価にあてはまる場合には目視検査を終えた段階で検査結果を記録し終了する。このうち、健全度 A に区分された場合は個別検査を実施する。

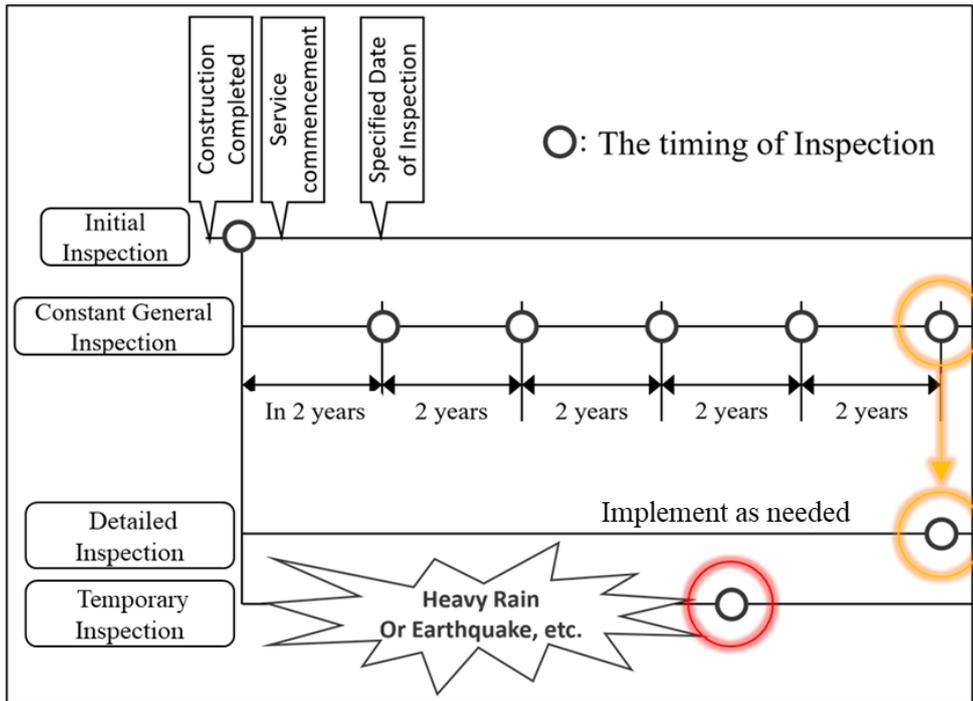


Fig. 2.1 The time-based maintenance for railway structure in Japan

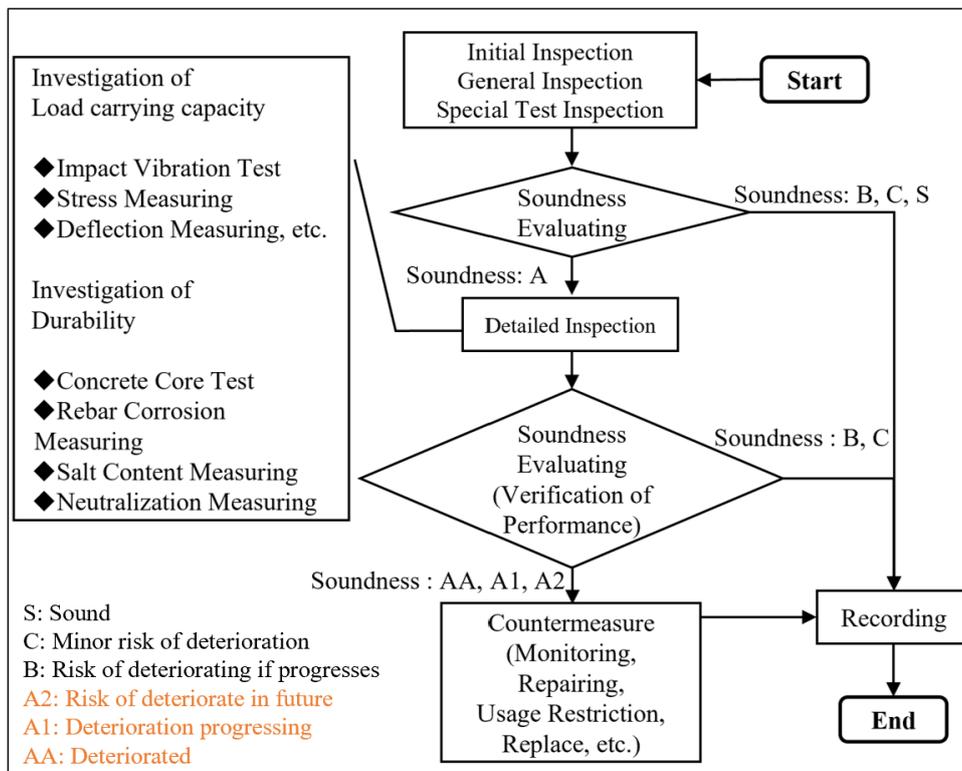


Fig. 2.2 The maintenance process for railway structure in Japan

Table 1-1 Condition of railway structure and classification of soundness

健全度	構造物の状態
	運転保安，旅客および公衆の安全と列車の正常運行の確保を脅かす，またはそのおそれのある変状等があるもの。
AA	運転保安，旅客および公衆の安全と列車の正常運行の確保を脅かす変状があり，緊急に措置を必要とするもの。
A1	進行している変状等があり，構造物の性能が低下しつつあるもの，または，大雨，出水，地震等により，構造物の性能を失う恐れのあるもの。
A2	変状等があり，将来それが構造物の性能を低下させる恐れがあるもの。
B	将来，健全度 A になる恐れのある変状等があるもの。
C	軽微な変状等があるもの。
S	健全なもの。

Table 2-2 Classification of soundness correspond to deterioration in railway structure

健全度	運転保安，旅客および公衆などの安全に対する影響	変状の程度	措置等
AA	脅かす	重大	緊急に措置
A1	早晚脅かす，維持常時外力の作用時に脅かす	進行中の変状等があり，性能低下も進行している	早急に措置
A2	将来脅かす	性能低下の恐れがある変状等がある	必要な時期に措置
B	進行すれば健全度 A になる	進行すれば健全度 A になる	必要に応じて監視等の措置
C	現状では影響なし	軽微	次回検査時に必要に応じて重点的に調査
S	影響なし	なし	なし

個別検査では，変状原因の推定および変状の予測するため，維持管理標準 pp.34-35 で示すように，必要に応じて機械を使用する詳細な検査を含む調査を行い，性能項目ごとに照査をする²⁾。例としては，衝撃振動試験，構造物沈下量の測定，コア試験および塩害・中性化

程度の調査方法がある。これらの健全度評価の結果に基づき、最終的に損傷程度順に A1, A2, AA の評価(場合によっては C, B と再評価されることもある)をした上で、検査結果を用いて適切な維持管理措置を検討する。

鉄道橋梁の維持管理では、目的によって初回検査、全般検査、個別検査と随時検査に区分されるが、詳細検査を行う場合には構造や構成諸元に関する境界条件、または材料の劣化程度や環境による影響などの要素を総合的に考慮する必要がある。

詳細検査は、入念な目視・写真撮影・打音法以外に、圧縮強度・ヤング係数・塩化物イオン含有量・中性性深さなど材料劣化を調査するコア法、鉄筋とコンクリートかぶりの状態を調査するレーダー法、桁やスラブの曲げ剛性を調査する振動測定法など、精度が高く実施難易度の高い調査方法があり、これらの実施は当該分野の専門家が行うことが多い。近年では、探査技術の進展により、精度の高い詳細な検査方法の例としては、アコースティック・エミッション法(AE法)を用いた鉄道橋梁の損傷程度を評価できるような方法も存在する⁴⁴⁾。

このような詳細な検査の実施には、土木工学の専門知識のみならず、その調査方法および実施に必要な設備・機械に熟知した専門家により綿密な計画を立てた上で複数回に渡り現場へ向かい、検査員など維持管理の担当者と共同で行う必要がある。しかし、このような詳細な検査は、全般検査や随時検査に追随した形で実施されることから、時間的な制限を伴う場合も想定する必要がある。

本論文で着目する桁橋形態の鉄道橋梁に関しては言えば、地震や洪水など災害後の随時検査では、列車の運行再開を判断するためには、桁の健全度評価を通して、橋梁の走行安全性を確認する必要がある。また、災害後の復建、または劣化対策として実施する補修などの措置に関しても、走行安全性および使用性を確認すべき場面は多く、専門家のみでは対応に限界があることを認識する必要がある。特に、現場に土木工学の専門家が常駐していない場合、厳しい現状に直面するだろう。また、鉄道橋梁はその性質上、工区ごとに建設計画された施設が多く、老朽化とされる供用年数を超えた際、一斉に健全度を評価する需要が発生することが考えられる(著者所属企業で2022年から2023年の業務受託状況に基づく推論)。鉄道事業者は、自社の維持管理技術者が現場で調査を行い、その結果から健全度の評価をするように専門機関へ業務を委託する場合がある。その評価の結果にしたがい補修・補強の設計および措置の検討などのプロセスで維持管理を行っている。しかし、2020年から2023年で経験したコロナ禍のようなパンデミックが発生した場合には、協力企業側で評価結果の

提供が遅れる可能性が存在する。また、コロナ禍自粛の解禁と同時に業務が集中するような場面では、作業が渋滞することから、一部評価結果の提供も遅れる可能性がある。この数年間で経験してきたコロナ禍のような制限を伴う状況では、地震・洪水のような偶発荷重によるリスクをさらに懸念する必要がある。このようなリスクを未然に防ぐためには、精度の良い判断基準で健全度の評価を可能とする効率的なプロセス、および適切な措置の策定が求められる。現状として実施の難易度が高い詳細検査は、効率性を重要視する維持管理の現場で、維持管理を担当する検査員などが利用するモチベーションは低いと言える。そのため、今後の個別検査が直面する課題としては、現場対応力を十分考慮し、土木工学を専門としない検査員に対応した鉄道橋梁とその構成要素の性能調査、および健全度の評価と措置の策定を効率的なプロセスで実現する仕組みを検討することである。

2.3 固有振動数を用いた鉄道橋梁の健全度評価に対する支援システム

固有振動数を用いた鉄道橋梁の健全度評価を効率化する例として、西村らが開発した NSIRB (Nishimura's Soundness Investigative for Railway & Road Bridges) がある⁴⁵⁾。このシステムは、重錘などにより橋脚や柱等に打撃を与えて、構造物の固有振動数を測定し、構造物の健全性を判定する衝撃振動試験に用いる計測システムである。定量的かつ直接的な判定基準と、簡単な測定方法で橋梁の健康度評価を可能とし、交通規制も不要といった利点がある。また、その継続システムとして、(公財)鉄道総合技術研究所が開発した IMPACT IV 橋梁下部工・土留め健全度診断システムがある。このシステムは、小型起振器を用いて、重錘の使用を不要にし、土留めへの適用拡大を図ることができる⁴⁶⁾。固有振動数で鉄道橋梁の桁要素に対する健全度評価を現場で、特に土木技術者以外の担当で幅広く使用するためには、前述 1.5.2 で説明したように、境界条件の把握に制限されず、固有振動数の測定値からその損傷程度を推定できるような健全度評価システムが必要となる。

2.4 鉄道橋梁桁に対する安全性の要求

鉄道橋梁の安全性に関わる定義は、設計標準を参考とする。安全性は、設定するすべての作用のもとで、構造物が使用者や周辺の人々の生命や財産を脅かさないための性能と定義されている。要求性能の水準は、鉄道を安全で快適に利用できることに加え、社会との適合性

等を考慮して定めるものとする。なお、使用性および復旧性については、要求性能の水準を以下に示す性能レベルから設定するものとする¹⁾。

性能レベル 1. 機能は健全で修復をしないで使用可能な状態。

性能レベル 2. 機能は短時間で回復できるが、修復が必要な状態。

性能レベル 3. 機能は回復できるが、修復に時間を要する状態。

また、本研究で対象とする鉄道橋梁桁の維持管理に関するシステムを設計するための規格ではないが、鉄道橋梁も鉄道全体の安全に関わる重要な一部分であるため、RAMS 規格および ISO/IEC Guide 51 を参考にした^{47), 48)}。

鉄道の運輸計画に関わる設計は、IEC 62278-4「鉄道分野－信頼性、アベイラビリティ、保守性、安全性(RAMS)の仕様と実証－第 4 部：RAM リスクと RAM ライフサイクルの観点についての考察」でそのプロセスが示されている⁴⁹⁾。ここでは、システムの構想から破棄に至るまでのライフサイクルを 14 段階に分類して規定されている。また、ライフサイクルの各段階のリスク分析では、“発生頻度”と“結果の深刻さ程度”を軸にマトリクスを作成し、リスクを分析した上で、“無視できる”、“許容できる”、“望ましくない”、“許容できない”といった 4 段階の評価をすることが定められている。なお、運輸計画に関連する鉄道橋梁の走行安全性に着目した場合、ライフサイクルのうち本研究の対象に当該する 11 から 13 の段階「11. 運用及び保全」、「12. 性能の監視」、「13. 改修及び追加」があてはまる。

安全性に関して、Guide 51 では、“絶対安全”という概念は存在せず、“許容可能なリスクまで軽減する”を“安全”としている。[JIS Z 8051]では事故の発生を潜在的な危険事象の源を“危険(hazard)”，危害を引き起こす可能性のある事象を“危険事象(hazardous event)”，人への傷害もしくは健康障害または財産および環境への損害を“危害(harm)”と定義している。鉄道橋梁に着目した場合、“危険(hazard)”な状態の対象が“危険事象(hazardous event)”に遭遇することで“危害(harm)”となった例は、地震など外力を原因とする損傷、または洪水による地盤洗掘や液状化などが考えられる。1991 年の阪神淡路大震災や 2011 年の東日本大震災の被害状況からみても、“危害(harm)”の深刻さは一目瞭然だろう。そのため、“危険(hazard)”の時点で鉄道橋梁の性能を照査した上で健全度を評価し、適切な措置を実施することで、災害にあてはまる“危険事象(hazardous event)”から“危害(harm)”へ繋がることを未然に防ぐことが重要だということがわかる。したがって、健全度評価システムが維持管理担当者と鉄道橋梁桁の間に取り組むべきユースケースは鉄道橋梁桁の維持管理措置の策定と

なる。

鉄道橋梁桁の安全性に関わる桁要素の維持管理に関連する利害関係者として、本研究で着目すべきシステム（System of Interest, 以下 SOI）である健全度評価システム、そして外部システムである維持管理担当者と鉄道橋梁桁、維持管理標準を Fig. 2.3 のようにユースケース図で表すことができる。

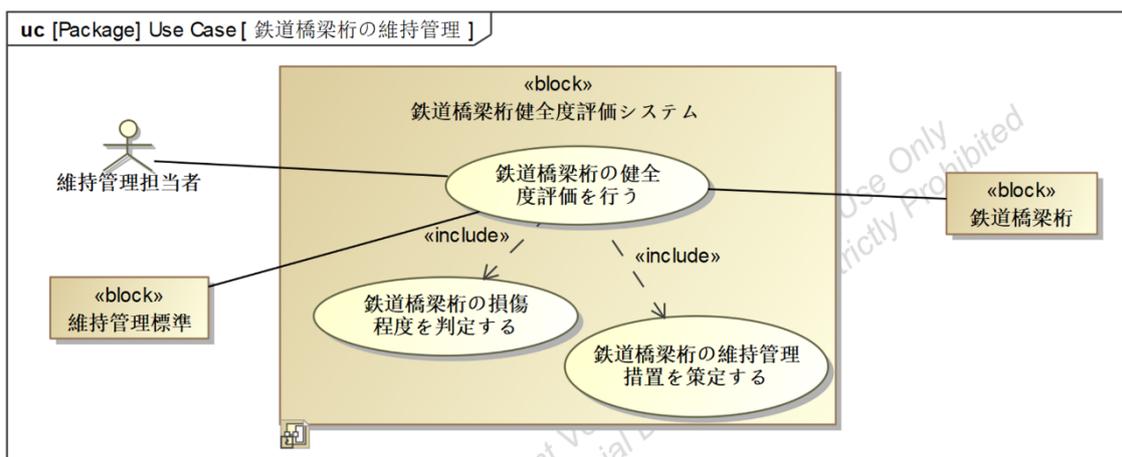


Fig. 2.3 Use case diagram of support system for railway maintenance

2.5 鉄道橋梁桁の維持管理プロセスの構造と振る舞いのモデル化

本節では、前述の議論を踏まえ、鉄道橋梁桁の維持管理作業に関する一連の流れを整理するために、「鉄道橋梁桁の維持管理」をシステムとして捉え、構造と振る舞いの側面からモデリングをする。鉄道橋梁桁の維持管理の構造は、以下の Fig. 2.4 のブロック定義図で示すことができる。

このブロック定義図では、「鉄道橋梁桁の維持管理」をシステムとして表現し、それに関連する「維持管理担当者」、「鉄道橋梁桁」、「健全度評価システム」、「維持管理標準」をサブシステムとし、構造を明らかにすることができる。このうち、維持管理担当者が持つべき機能は、「鉄道橋梁桁を調査する機能」、「健全度評価システムを使う機能」、「維持管理措置を策定する機能」である。鉄道橋梁桁は、維持管理担当者から調査を受け検査結果に基づく適切な措置を受けるため「維持管理担当者の調査を受ける機能」が必要となる。健全度評価システムは、維持管理担当者が維持管理措置を選定する際に支援をすることが目的であるた

め、「鉄道橋梁桁の健全度評価を評価する機能」、「鉄道橋梁の推奨措置を選定する機能」が必要である。そして、維持管理標準に関しては、支援システムが適切な措置を選択する際に法的な根拠をもたせることが必要であることから、「推奨する維持管理措置の法的根拠を提供する機能」が必要である。

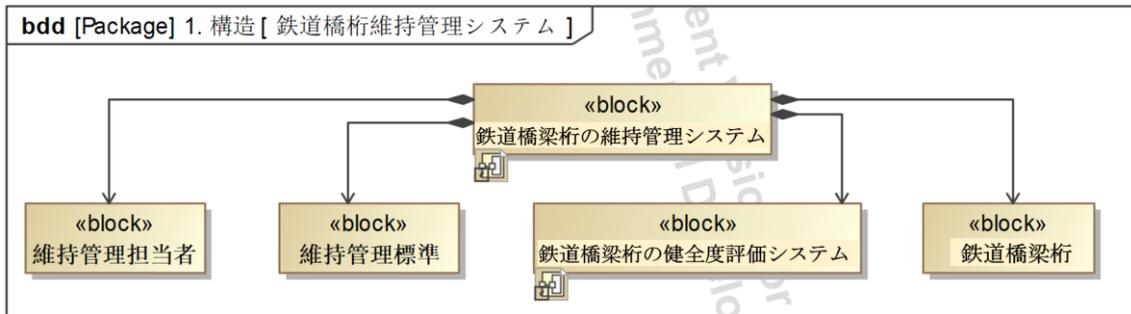


Fig. 2.4 Maintenance of railway structure in block definition diagram

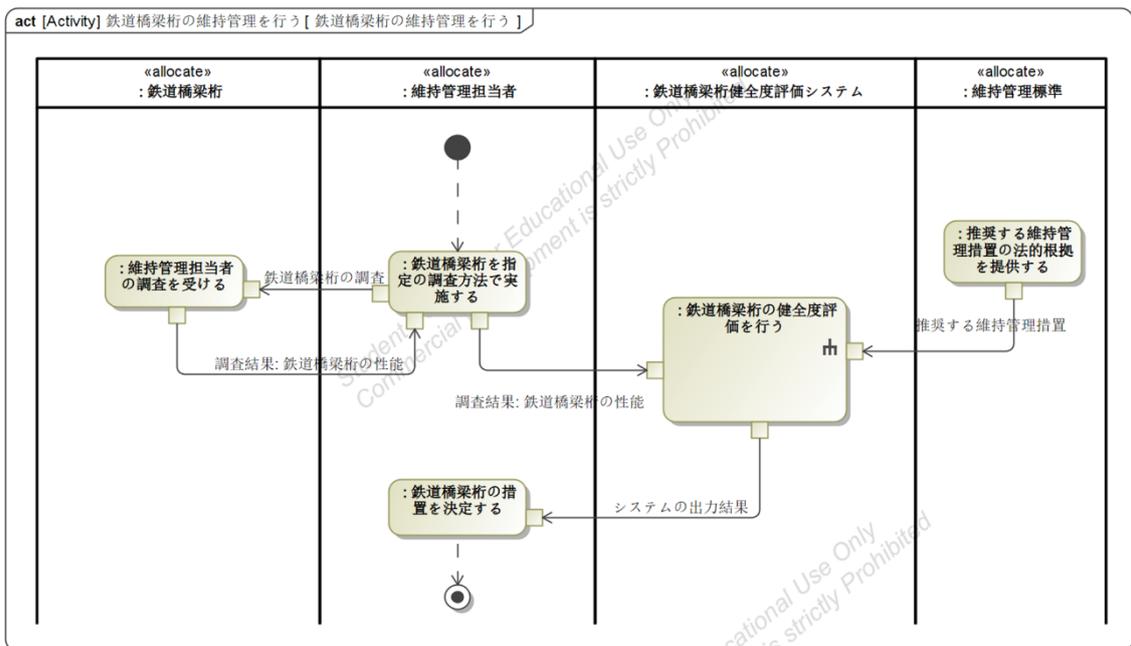


Fig. 2.5 Maintenance of railway structure in activity diagram

既存の支援システムを参考すると、健全度評価システムの振る舞いを Fig. 2.5 のようにアクティビティ図で示すことができる。このうち、スタートノードとエンドノードはすべて「維持管理担当者」に割り当てられ、「システム：鉄道橋梁桁の維持管理」は維持管理担当

者によってスタートする。スタート後の流れとしては、維持管理担当者が鉄道橋梁桁を対象に調査を実施し鉄道橋梁桁はその調査を受け、オブジェクトノードとして「鉄道橋梁桁の調査結果：鉄道橋梁桁の性能」が生成される。これを健全度評価システムが受け取り、維持管理標準に推奨措置を選定する振る舞いをする。そして、維持管理標準は健全度評価システムの選定に対して法的根拠を提供した上で、オブジェクトノード「推奨する維持管理措置」を生成し健全度評価システムが結果を受け取る。そして健全度評価システムはオブジェクトノード「システムの出力結果」を維持管理担当者に渡し、担当者はこの結果をもって鉄道橋梁桁に維持管理の措置を計画することができる。

2.6 鉄道橋梁桁の維持管理に対応した健全度評価システムの定義

本節では、前節の 2.3 で整理した「鉄道橋梁桁の維持管理」の構造と振る舞いを踏まえて、健全度評価システムの定義と判定モデルの位置づけをする。

最初に、シーケンス図で「SOI：健全度評価システム」と利害関係者の相互関係を時間軸でより詳細に整理する。次に、「鉄道橋梁桁の維持管理」のうち、健全度評価システム以外のサブシステムをすべて外部システムとして捉え、健全度評価システム内部の機能をブロック定義図で明確にする。そして、アクティビティ図を通して、健全度評価システムの内部でこれらの機能の振る舞いを定義する。最後に、内部ブロック図を用いてデータフローを記述し、健全度評価システムにおける判定モデルの位置づけを明確にする。

2.6.1 相互作用に着目した健全度評価システムの振る舞いのモデル化

本小節では、最初に鉄道橋梁桁の維持管理の健全度評価システムと既存利害関係者の相互作用を、健全度評価システムに着目した形で時間軸の進行順に整理する。そのイメージは次の Fig. 2.6 のようにシーケンス図で示すことができる。鉄道橋梁桁の維持管理のスタートとして、維持管理の担当者は鉄道事業者の依頼を受け、鉄道橋梁桁の調査をする。そして、調査結果を健全度評価システムに入力し、健全度評価システムがデータを受け取る。健全度評価システムが判定可能だと判断した場合、評価結果を維持管理標準の基準と照合し推奨の維持管理措置を担当者へと出力する。担当者はこの出力結果を参考して維持管理を計画する。なお、健全度評価システムが判定不可能だと判断した場合は、その判定結果を直接担当者へと出力する仕組みとなっている。

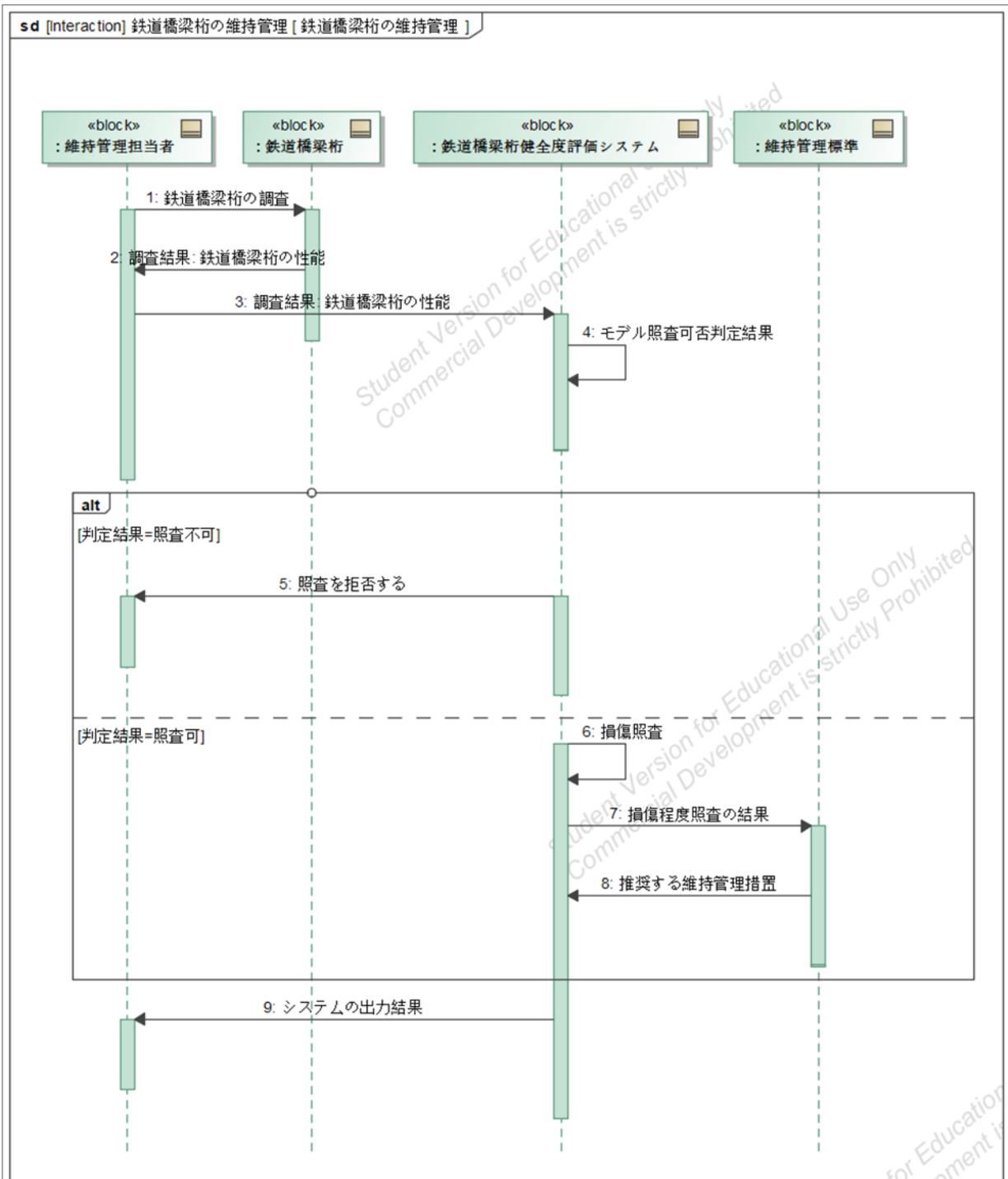


Fig. 2.6 Concept of soundness evaluation system for railway structure in sequence diagram

これらを順番に整理すると、次のようになる。 1. 担当者から調査結果を受け取る。 2. モデル照査可否判断をする。 3. 判定結果：評価不可の場合、照査を拒否し情報を送信する。 4. 判

定結果：評価可の場合，照査を進行する．5．損傷程度を評価する．6．損傷程度の評価結果に基づき措置を選択する．7．システムの出力結果を送信する．

ここで注目すべき点は，健全度評価システムが入力された調査結果に対して「判定可能」の可否である．すなわち，健全度評価システムを通して判定を行う場合，調査方法に対応する判定モデルが健全度評価システムに存在することが必要であることに気付きを得た．

2.6.2 ブロックによる健全度評価システムの構造のモデル化

次に，前述の小節 2.2.1 および小節 2.2.2 の事例と小節 2.4.1 で定義した各利害関係者の相互作用を踏まえ，維持管理担当者が鉄道橋梁桁の維持管理措置を策定する上で，これらに必要な機能を整理し，各機能に対応する要素の構造を Fig. 2.7 のようにブロック定義図で表現することができる．

構成要素 1．「インタフェース」．

構成要素 2．「判定モデル」．

構成要素 3．「維持管理措置選定システム」

健全度評価システムは「インタフェース」、「判定モデル」、「維持管理措置選定システム」の要素で構成される．このうち、「インタフェース」は、「インプット」機能、「アウトプット」機能，および「調査対象/調査方法照合」といった調査結果に適した判定モデルが存在するかを確認する機能がある．「判定モデル」では、「損傷程度の判定」をする．ここでは，鉄道橋梁桁の調査結果で推定した性能に対して，モデルを用いて損傷程度の照合を受けるといった機能を想定する．そして，「維持管理措置選定システム」では，「推奨措置照合」機能，「推奨措置選定」機能があり，これらは維持管理標準から鉄道橋梁桁の措置に法的な根拠を提供する．ここで検討が必要な事項として，健全度評価システムに維持管理標準に記載するすべての情報を入れるかを考える必要がある．維持管理標準は損傷程度に対応する措置が記述されており，その内容は法的根拠を提供する．しかし，鉄道橋梁の性質上すべての状況に対応させる場合，その情報量は極めて大きくなる．そのため，健全度評価システム自体が大きくなり，実務の観点から使用の利便性が下がる可能性を懸念すべきである．

鉄道橋梁の設計標準や維持管理標準をシステム設計に適用した例として，鉄道総合技術研究所が開発した耐震設計用のプログラム JR-SNAP がある．このプログラムは，耐震設計を支援する目的のみ，それに当該する基準から抜粋し実装している^{50), 51)}．最終的には維持

管理標準の情報をすべて織り込むことが望ましいが、本研究は現場での実用性に着目し調査結果に対する判定モデルのあり方について検討するため、どの程度の情報量を健全度評価システムに入れるべきかについては議論をしないことにする。

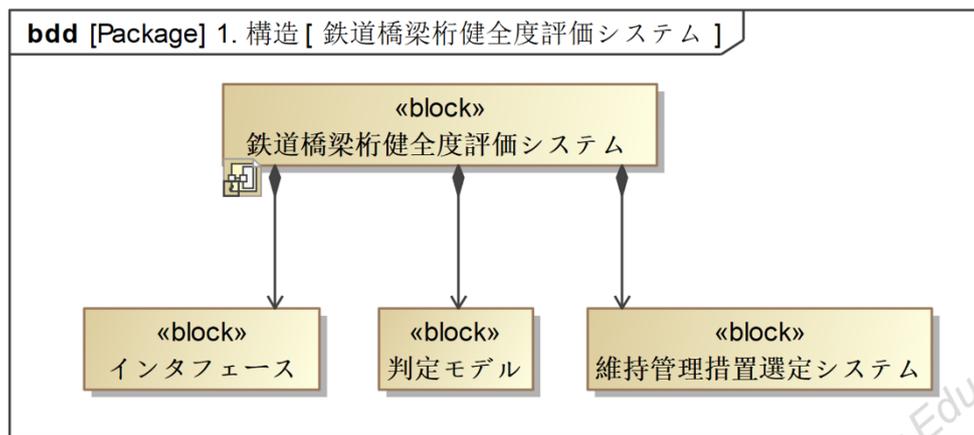


Fig. 2.7 Soundness evaluation system for railway structure maintenance in block definition diagram

2.6.3 健全度評価システムの振る舞いのモデル化

次に、健全度評価システムに焦点を当て、システムの内部でこれら構成要素がどのような振る舞いをするかについて定義する。担当者が調査結果を入力する手順から、結果が出力されるまでの手順をアクティビティノードとオブジェクトノードで機能別に整理すると、Fig. 2.8のようにアクティビティ図として記述することができる。

維持管理担当者と健全度評価システムとの「インタフェース」は、調査結果を受け取るタイミングでスタートする。鉄道橋梁桁の調査結果に対して適切な判定モデルが存在する場合のみ、その結果を「判定モデル」に送信する。調査結果が送信された場合、「判定モデル」は、鉄道橋梁桁の損傷程度を評価する。そして、評価の結果を「維持管理措置選定システム」に送信する。「維持管理措置選定システム」は受け取った結果を維持管理標準と照合し、より適切な措置を選出し、選定された維持管理措置を「インタフェース」に送信し、システムの出力結果とする。担当者は、出力結果を「インタフェース」から確認できるようになる。

なお、調査結果に適した判定モデルが存在しない場合、その他2機能は起動せず「判定モ

デルが存在しない」の結果をそのまま出力結果とする仕組みである。この場合、鉄道事業者は新規で判定モデルを作成することで、当該の調査結果に対応することができる。

ここで、判定モデルの役割は、鉄道橋梁桁のライフサイクルの異なる損傷段階(供用初期段階、モニタリングを強化する段階、または補修が必要な段階)で実施した調査の結果に対して、照査を実施することが考えられる。このように、健全度評価システムの重要処理である「鉄道橋梁桁に対する健全度の評価と措置の策定」は、判定モデルがシステムにアーカイブされていることが前提条件である。したがって、健全度評価システムを検討する上で、あらかじめ判定モデルを作成し、その情報をシステムに記録することが求められる。なお、鉄道橋梁桁の長寿命化を目指す観点から、健全度評価システムでアーカイブされる判定モデルは変状・損傷が生じた際の対処措置や使用制限の判断だけでなく、措置後の取り扱いをより明確かつ定量的に評価するためには、桁要素に対して補修・補強後の評価に適用するための検討も必要である。

2.6.4 健全度評価システムの内部構造のモデル化と判定モデルの位置づけ

ブロック定義図で定義したシステムの構成要素に関して、各要素間の接続関係を表現するとともに、構成要素の役割やデータフローを Fig. 2.9 の内部ブロック図で表現することができる。維持管理担当者は、「：インタフェース」に鉄道橋梁桁の調査結果が入力すると、そのデータは「判定モデル」に送信され、鉄道橋梁桁の損傷程度を評価する。そして、評価結果のデータは「：維持管理措置選定システム」に送信され、維持管理標準と照合した上で推奨措置を選定する。推奨された維持管理措置のデータは「：維持管理措置選定システム」から「：インタフェース」に送信され、選定された鉄道橋梁桁の維持管理措置として出力される。なお、維持管理標準に関しては十数年程度で一度内容を更新するため、健全度評価システムでは「：維持管理措置選定システム」には更新された情報をキャッチアップすることが求められる。そのため、「：維持管理措置選定システム」は、推奨措置を選定する際に改定・新規の情報を維持管理標準から取り入れることができる。

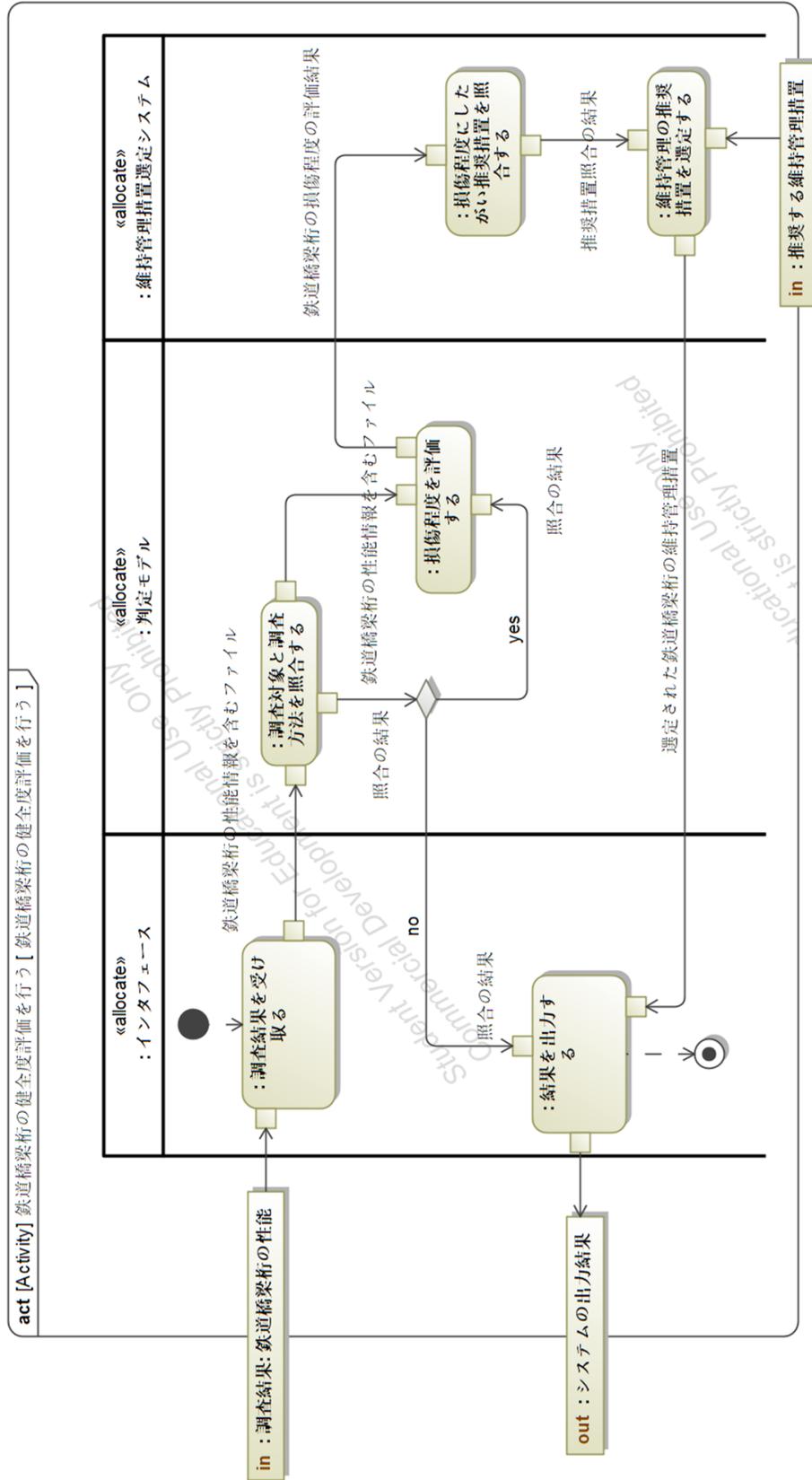


Fig. 2.8 Concept of soundness evaluation system for railway structure in activity diagram

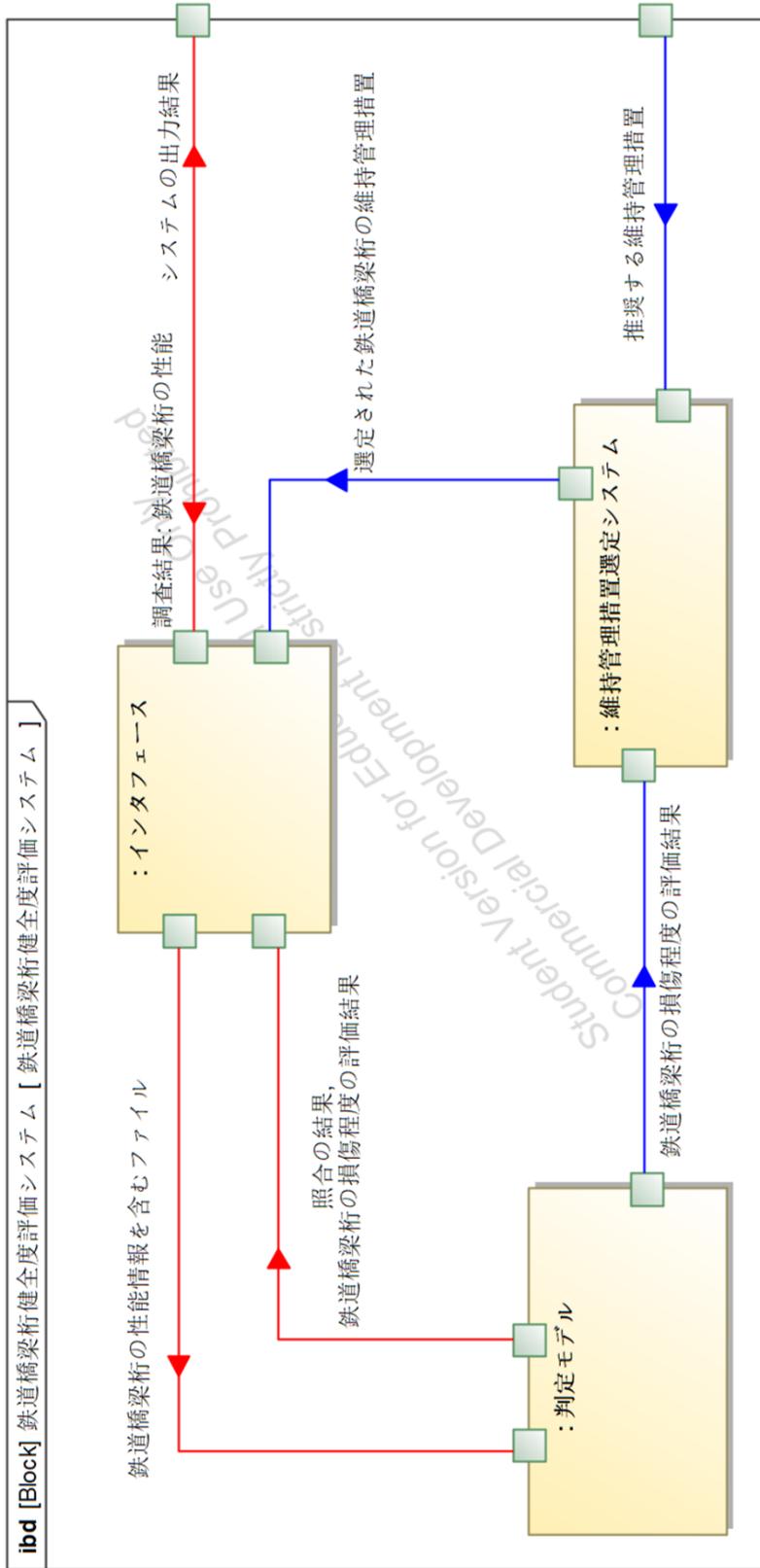


Fig. 2.9 Concept of soundness evaluation system for railway structure in internal block diagram

2.7 判定モデルの定義

ここまでの議論を踏まえると、健全度評価システムが判定モデルに与える要求は、次の通りである。

要求1. 鉄道橋梁桁の性能の変化を表す測定値を持つこと。

要求2. 鉄道橋梁桁の変状(クラックの発生, クラックの拡大, 断面の欠損, 鉄筋断面積の減少など)がある時の性能の低下を評価する基準を持つこと。

要求3. 維持管理標準で規定されている健全度と照合された損傷程度を出力すること。

要求1. に関しては、鉄道橋梁桁の性能の変化, すなわち損傷による性能の低下, または補修による性能の回復を定量的に表す測定値を持つことである。

要求2. に関しては、入力された鉄道橋梁桁の調査結果である性能に対して、その損傷程度を判定することである。この判定の結果は、鉄道橋梁の推奨措置を選択するための技術的な根拠が織り込まれている必要がある。

要求3. では、健全度評価システムの構成要素である判定モデルは、鉄道橋梁のライフサイクル(供用初期, S-AA の各損傷程度, 補修前後など)で、その判定の目安となる性能に値する評価指標を段階別に記述することが求められる。

したがって、判定モデルの定義は、鉄道橋梁桁の性能を測定可能な評価指標で表現し、性能に対して明確な損傷程度の判定基準を設け、定量的な健全度評価を可能とする構成要素となる。また、判定モデルは外観の変状に加え、性能を用いて損傷程度を判定している。そのため、判定モデルは Fig. 2.10 のように、対象となる構成要素の外観の変状や力学挙動が変化するタイミング(例えば、鉄筋降伏前の弾性域に当該する挙動, 鉄筋降伏後の塑性域に当該する挙動)の情報をすべて記述することが望ましい。そして、これらの情報を Fig. 2.11 のように評価指標で表す。

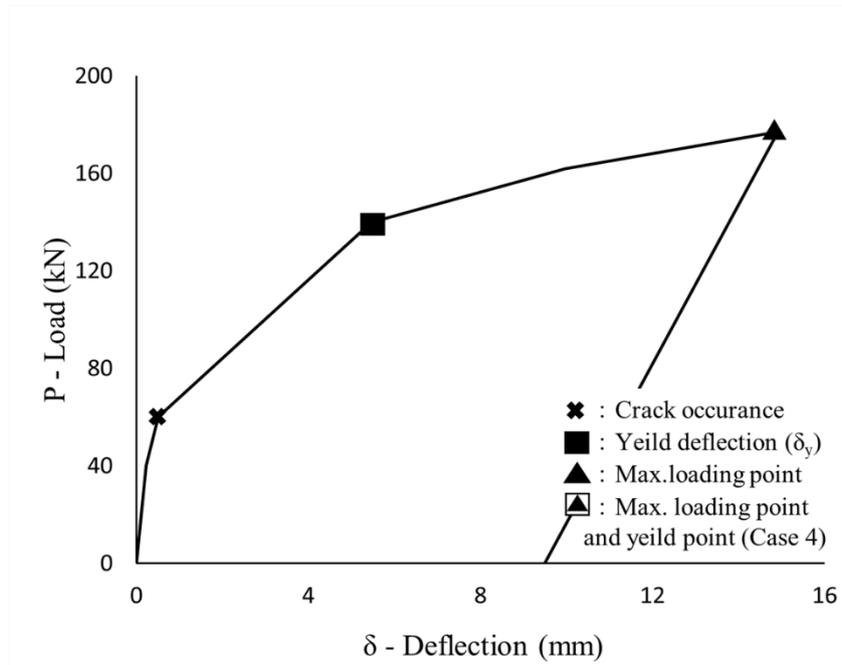


Fig. 2.10 Skelton model describes condition of damage via static load test

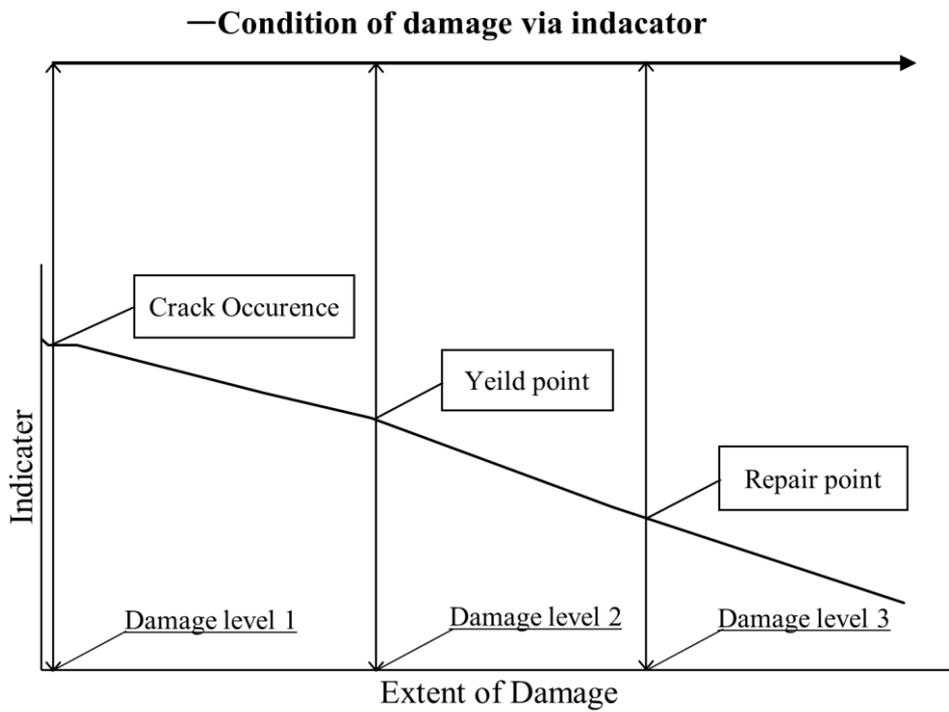


Fig. 2.11 Concept of assessment model describes mechanical behavior related damage condition in Quantitatively

2.8 本章のまとめ

本章では、維持管理標準で記載されている維持管理手順に加え、筆者が実務で経験した課題を含め整理して現場の状況を十分把握した前提で、SysMLを用いて鉄道橋梁桁の維持管理を効率化する健全度評価システムの定義と判定モデルの位置づけを明確にした。

鉄道の事業活動から安全性に対する要求を分析し、鉄道橋梁桁に対する要求をまとめた。この要求にしたがい、既存の維持管理体制に加え、衝撃振動試験を用いた鉄道橋梁桁の健全度評価システムを開発する上での利害関係者間の関係を明確にした上で、その構造と振る舞い、およびシステム内部のブロックの構造をモデル化し、健全度評価システムをモデルとして記述した。これらを踏まえ、鉄道橋梁桁に対応する健全度評価システムの構成要素である判定モデル役割と位置づけを明確にした。次の第3章では、その評価指標とその測定方法について検討を進める。

第3章 鉄道橋梁桁の健全度を表す評価指標と測定方法

3.1 概要

第2章では、鉄道橋梁桁の維持管理を効率化する健全度評価システムを定義した。そして、鉄道橋梁桁に対する健全度評価システムの構成要素として、異なる損傷程度に関する振動特性を定量的に表現し評価する判定モデルの役割を明確にした。本章では、健全度評価に用いる評価指標とその測定方法について検討する。

鉄筋コンクリート桁(以下、RC桁)を軸力に影響されない鉄道橋梁の構成要素としてその荷重形態と境界条件を確認した上で、損傷程度を定量的に表現する評価指標として、固有振動数を用いることの妥当性を論証する。鉄道橋梁のうち列車の走行を支える桁要素に関しては、走行安全性を評価する際に、振動測定より測定できる固有振動数から全体形の曲げ剛性を推定し、健全度評価をする手法はよく使われている。ここで、桁の境界条件とは支持条件、または結合条件であり、固有振動数に影響する独立係数である。

RC桁に対する固有振動数の測定方法として、衝撃振動試験を用いた精度が良く、かつ現場で比較的簡単に実施できる測定方法について検討し、計測した応答波形から高次の固有振動数を推定する方法を述べる。

3.2 鉄道橋梁桁の健全度を表す固有振動数に関する検討

この研究では、鉄道橋梁の代表的な構成要素である桁要素のうち、経済性および維持管理の観点から優れているRC桁を例として、判定モデルを作成する。また、モデルの煩雑化を避けるために、材料工学視点のミクロ的なメカニズムや供用環境の影響など複雑な内容を省く同時に、境界条件による影響をより明確にするために、RC桁と同じく、軸力を受けない構成要素とされる単純支持構造の模型梁を作成し、模型実験を通して、実験的に判定モデルを作成することにした。

鉄道橋梁において、RC桁が損傷する原因としては、常時供用による経年劣化からなる断面欠損や鉄筋断面積現象のような変状、および地震・洪水など災害からなる支承部・結合部、または躯体へのダメージが考えられる。例えば、鉄道高架橋を想定した場合、桁要素は橋面を支える縦梁と横梁に区別されるが、単線橋梁で考えた場合にはどちらも支間中央部分の

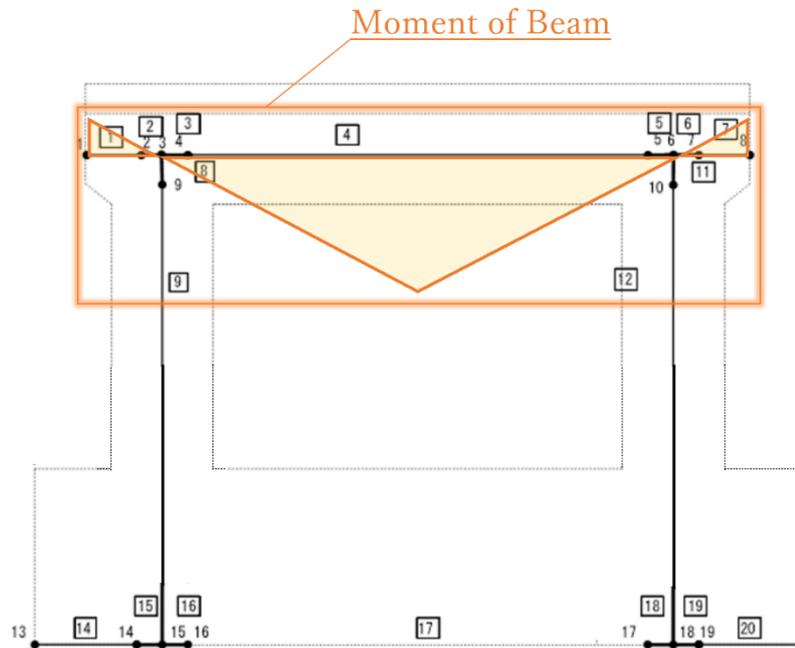


Fig. 3.1 Moment of beam in railway bridge

曲げモーメントが最大となる。そのイメージは、Fig. 3.1 に示す通りである。そのため、部材全体の損傷程度を評価する指標として、躯体もしくは支承部に損傷が生じた場合、支間中央位置の曲げ剛性、若しくは支持部・結合部のばね定数の低下に伴い、その値が低減する性質を持つ固有振動数が適切だと考える。

固有振動数を評価指標とする場合、最も理想的な形は設計図・竣工図、若しくは現地調査で Fig. 3.2 に示す鉄道橋梁の構成要素や部材の質量と構成諸元の情報を把握し、測定された固有振動数からその剛性と強度を推定することである。なお、固有振動数と剛性、強度の関係は式(3.1)に示す通りである。

$$f_i = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{k}{\rho \cdot A}} \quad (3.1)$$

ここに、 f_i ：固有振動数の測定値、 k ：梁要素の指示ばね定数、 ρ ：梁要素の単位密度、 A ：梁要素の断面積である。

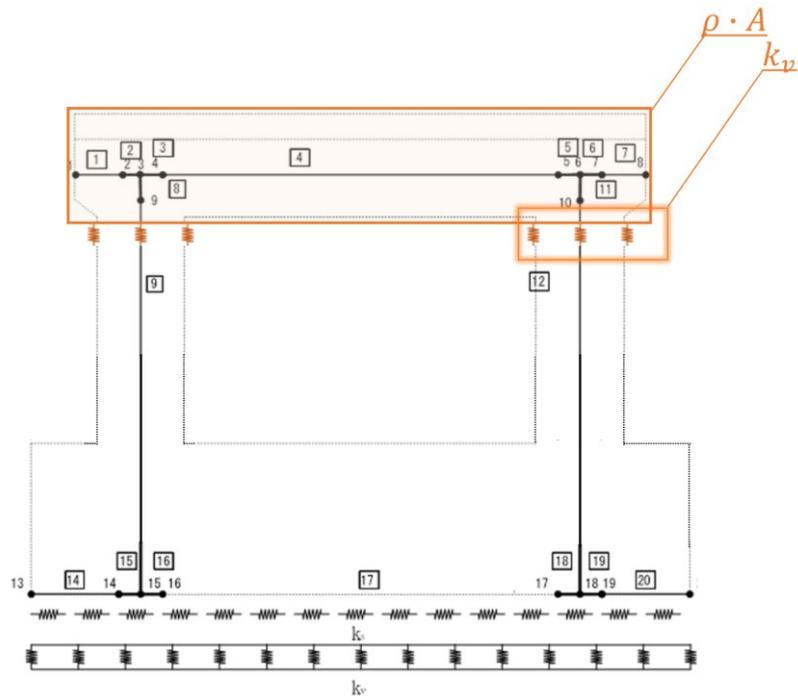


Fig. 3.2 Spring constant, unit mass and cross section area of railway bridge

3.3 固有振動数の測定方法に関する検討

固有振動数を効率的に調査する非破壊検査法として、西村らにより考案された橋脚の健全度調査を目的とした衝撃振動試験が多くの鉄道会社に使われている^{52), 53), 54), 55), 56)}。この方法は、測定された固有振動数から部材の曲げ剛性(EI)を求めることを目的としており、精度が高く比較的簡単に実施できる特徴がある。今回は、鉄道橋梁のRC桁を対象とした判定モデルを作成する。前述1.4.2説明した通り、今回の対象は桁の躯体に損傷が生じた場合には曲げ剛性が低下する。そのため、直角方向の振動測定は目的に適合している。また、鉄道橋梁の維持管理を効率化する健全度評価システムを開発するといった観点からも、現場対応力が優れている衝撃振動試験は適正であるため、固有振動数を調査するための非破壊検査法として選択した。

衝撃振動試験で鉄道橋梁の構成要素の変状や損傷状況を調査し、健全度の評価を行うためには、その前提条件として調査目的に応じて境界条件を正確に把握することが重要である。ここで、境界条件とは、構造物や構成要素の支点、または部材の結合条件を指す³⁸⁾。実務において、境界条件を調査する場合、特に供用年数が長い既存の鉄道橋梁では様々な制限

によって調査が困難なこともある。例えば、地震発生後に既存橋脚の損傷程度を評価する場合、支持条件を調査する必要がある。その事前作業としては盛り土を取り除く作業が必要であり、時間と費用共に一筋縄ではいかない。このような作業は、高額なコストを伴うだけでなく供用中の構造物であれば使用制限の期間が長引く可能性がある。また、RC桁のような上部工を調査する際、空間が狭く機械や検査員が入り辛い、若しくは入れないこともある。さらに上部工の詳しい構成要素や部材を対象とする場合、その結合状態によっては調査すらできない可能性が出てくる。特に竣工図が欠損している供用年数の高い鉄道橋梁では、境界条件を正確に把握することは難しいとされている³⁹⁾。したがって、現場対応力の観点から、判定モデルを作成する上で、境界条件に関する制限が計測結果に影響しないような評価指標、および調査方法を検討する必要がある。

この点に関して、既存研究では、低次振動モードは支点のばね定数等の境界条件による影響が大きいことに対して、高次振動モードはその影響が小さく模型梁の躯体の曲げ剛性を推定できる傾向が示されている⁵⁷⁾。そこで、実務において境界条件の調査が困難な場合も考慮する形で、境界条件の影響が小さいとされる高次振動モードの固有振動数に着目し、低次固有振動数を含め、境界条件の影響が小さいとされる高次固有振動数を4次まで測定することにした。

衝撃振動試験を行う上で、波形の収録には加速度センサーを使用する。応答波形の収録を含む固有振動数の測定は、衝撃振動測定装置で行う。測定では、応答波形の収録を複数回行い、それを重ね合わせることでノイズを除去する。そして、ホワイトノイズに近い応答波形に対してフーリエ解析を行い、各次数の卓越振動数の振幅と位相を求める。

次に、衝撃振動試験から固有振動数を決定する方法について、次の例を用いて説明する。固有振動数は振幅の卓越する振動数、およびその強制力に対する位相差から決定する。計測には多少の誤差を伴うが、一般的に1次固有振動数を決定する場合、その位相差が 90° 付近の値から選択する。今回は高次の固有振動数を含め4次固有振動数まで測定するため、衝撃振動試験は5つの加速度計により5つのチャンネル(以下、CH)で計測する。

測定結果については、その一例を Fig. 3.3 に示し説明する。まず、図面の表示形式として、上から順番に計測波形図、振幅スペクトル図、位相スペクトル図(打撃力に対する応答の遅れ)を示している。

ここで、Fig. 3.3 からわかるように、この計測結果には卓越振動数が複数存在する。この

場合、固有振動数を決定するには、振幅スペクトルと位相スペクトルに加えて、振動モードを参照する必要がある。なお、振動モードはフーリエスペクトルの振幅と位相差を用いて求める。ここでは、明瞭な卓越が現れている4次固有振動数を例として、その振動モードを決定する方法を例として説明する。まず、明瞭な卓越を示す400Hz付近の振動数に着目し、打撃位置での測定起点となる位相 Φ_0 とそれ以外の位相との差 $\Delta\Phi_i$ を式(3.2)で求める。

$$\Delta\Phi_i = \Phi_i - \Phi_0 \quad (3.2)$$

ここに、 Φ_0 ：打撃位置での測定起点となる位相、 $\Delta\Phi_i$ ：打撃位置での測定起点となる位相とそれ以外の位相との差、 Φ_i ：各チャンネル間で位相の遅れを含む位相の計測値。

このうち、 $\cos(\Delta\Phi_i) \geq 0$ であれば同位相であり、また、 $\cos(\Delta\Phi_i) < 0$ の場合は逆位相である。ここで、4次固有振動数である387.6Hzにおける振幅と位相の値はTable 3.1のようになる。これらの $\Delta\Phi_i$ をTable 3.2に示すように求め、各CHにおいて同位相か逆位相かを判断する。これらのCHのうち、振幅が最大であるCH2(A2)の値を1として、Table 3.3のように正規化する。そうして得られた位相と振幅の関係をFig. 3.4のようにプロットし、それらを直線で繋ぎ、振動モードの形およびノードが3つであることが確認できたため、4次振動モードであると判断することができる。

このように、他の固有振動数に対する振動モードも同様に求めたが、特に1次と2次の低次振動モードでは、複数存在するピークから固有振動数を決定することは困難であるため固有値解析の結果を参考に決定した。なお、卓越振動数が複数存在する原因は模型梁の弾性支持条件によるばね定数の値や載荷装置の振動などに起因する影響の可能性はある。

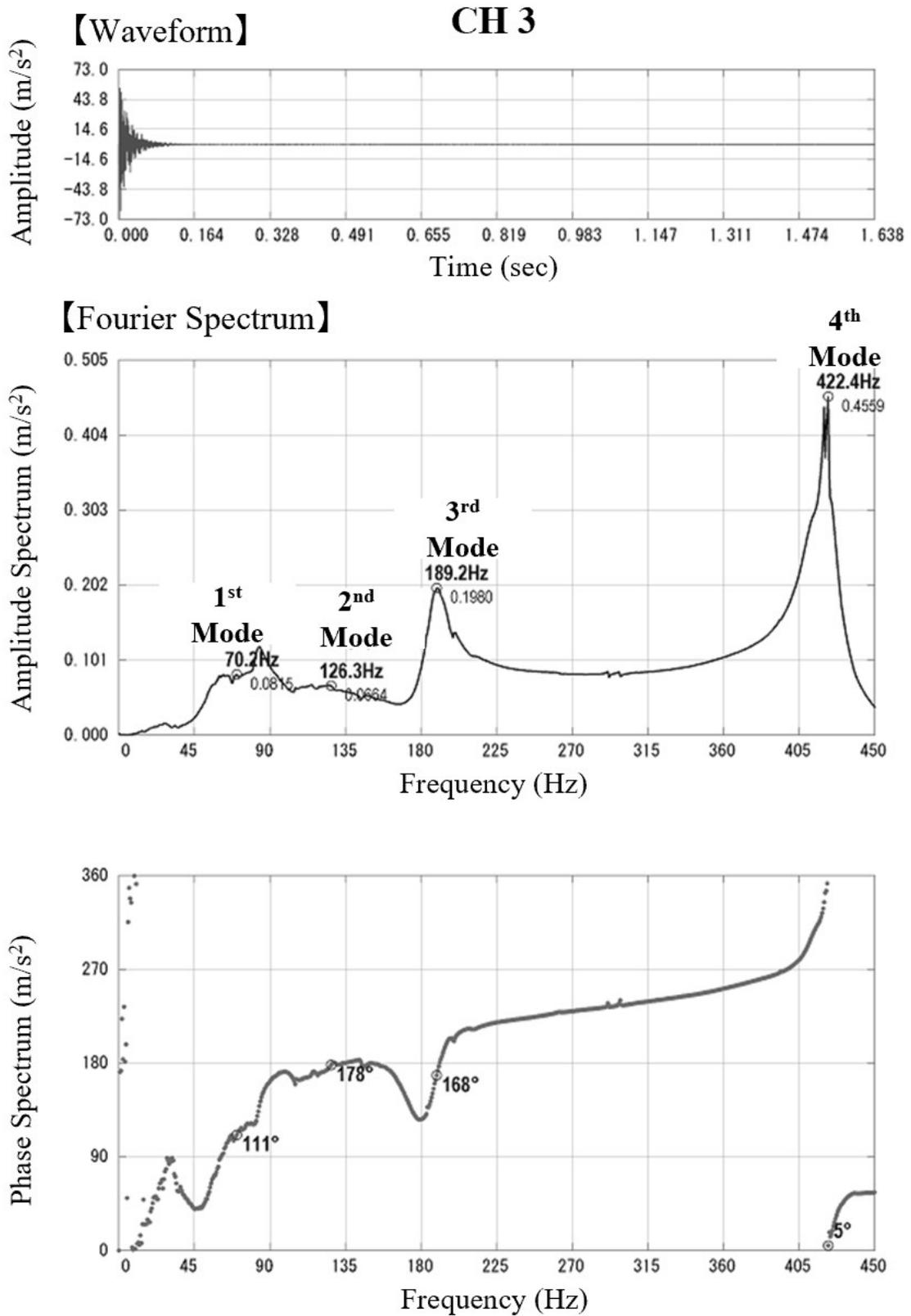


Fig. 3.3 Measurement of Fourier spectrum (Initial stage, CH3)

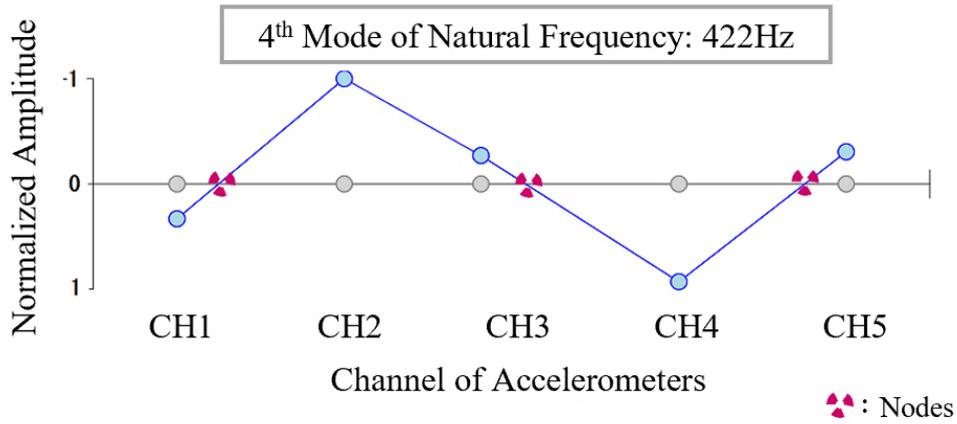


Fig. 3.4 4th vibration mode of RC beam

Table 3-1 Amplitudes and phases in 4th mode (initial loading stage)

Sensor No. (A_i, Φ_i)	CH1 (A_1, Φ_1)	CH2 (A_2, Φ_2)	CH3 (A_3, Φ_3)	CH4 (A_4, Φ_4)	CH5 (A_5, Φ_5)
Amplitude $A(\text{m/s}^2)$	0.56	1.69	0.46	1.57	0.52
Phase $\Phi(\text{Degree})$	188	9	5	191	358
Note			Fig.9		

Table 3-2 Phase differences between trigger channel and others

Sensor No. (A_i, Φ_i)	CH1 (A_1, Φ_1)	CH2 (A_2, Φ_2)	CH3 (A_3, Φ_3)	CH4 (A_4, Φ_4)	CH5 (A_5, Φ_5)
$\Delta\Phi_i(\text{Degree})$	183	4	0	186	353
$\cos(\Delta\Phi_i)$	-1	1	1	-1	1
Phase relationship	Inverse	Same	Same	Inverse	Same

Table 3-3 Normalized amplitudes

Sensor No. (A_i, Φ_i)	CH1 (A_1, Φ_1)	CH2 (A_2, Φ_2)	CH3 (A_3, Φ_3)	CH4 (A_4, Φ_4)	CH5 (A_5, Φ_5)
Value (A_i)	0.33	1.00	0.28	0.92	0.31

3.4 本章のまとめ

本章では、鉄道橋梁の主な構成要素である RC 桁の曲げ剛性と損傷程度を表すことができる高次の固有振動数を用いて、健全度評価システムを開発する上で必要とされる判定モデルの評価指標とすること、および固有振動数を測定するための非破壊検査法として衝撃振動試験を選択する妥当性について議論した。

RC 桁の損傷パターンを明確にした上で、梁躯体の損傷はその曲げ剛性に影響することを踏まえ、質量と剛性/ばね定数のみ反映する固有振動数が評価指標に適切であること検証した。また、固有振動数の測定に関しては、測定精度や実用性または費用面を総合的に検討した上で、衝撃振動試験を選択し、その測定方法について説明した。

次の第 4 章では、損傷のない RC 桁を対象に、固有振動数と供用初期から補修が必要な段階に至るまでの損傷程度の関係を確認した上で、判定モデルを作成する。

第4章 RC 桁に対する判定モデルの作成

4.1 概要

第4章では、変状のない鉄道橋梁の鉄筋コンクリート桁(以下、RC 桁)を対象に、その性能とされる曲げ剛性を表す固有振動数を評価指標として、供用初期から補修が必要な段階に至るまで測定した上で、損傷程度を評価する判定モデルを作成した。固有振動数を計測するための非破壊検査法は、精度が良くかつ現場で比較的簡単に実施できる衝撃振動試験を選択した。

衝撃振動試験で構造物や部材の固有振動数を測定する際、その境界条件の設定が重要であるが、実務において供用中の鉄道橋梁の RC 桁に対して固有振動数を計測する場合、特に供用年数が長い橋梁では支持条件などを調査することが困難なこともある。こういった状況を考慮し低次の固有振動数および境界条件の影響が小さいとされる高次の4次固有振動数まで計測し、固有値解析を通してその有効性を検証した。

4.2 判定モデルのコンセプトと作成方法

第3章では、健全度評価システムの構成要素である判定モデルを作成した上で、RC 桁の性能と損傷程度を表す評価指標として固有振動数が適切であることを説明した。また、固有振動数を測定は衝撃振動試験で精度よく比較的簡単に実施できることを示した。本節では、前章までの議論を踏まえ、固有振動数を評価指標とした判定モデルのコンセプトと作成方法について概説する。

判定モデルのコンセプトは、以下の Fig. 4.1 に示す通りである。本節で作成する判定モデルは、固有振動数を用いて鉄道橋梁桁の健全度評価を行うため、固有振動数と損傷程度の間係を確認できるように記述する必要がある。鉄道橋梁のうち列車の走行を支える桁要素に関しては、走行安全性を評価する際にスパン中央のたわみ、および部材の曲げ剛性により健全度評価をする。そのため、桁要素の模型を用いる静的載荷実験を通して、その耐荷力と変形性能の関係性を示す荷重変位曲線からクラック発生や鉄筋降伏などの損傷程度に関係するイベントで把握することができる。そして各損傷程度で計測した固有振動数と健全時の固有振動数と比較し、その低下率の相関関係を整理することで固有振動数と損傷程度の間

係性を表現ができる。そして、損傷程度を維持管理標準に当該する健全度の区分に仕分けることで、適切な維持管理措置と紐づけることができる。また、前述でも議論したように、鉄道橋梁桁を対象とした健全度評価システムの構成要素である判定モデルは、土木工学を専門としない共同開発の関係者に向けた情報共有も視野に入れているため、その出力結果はミクロ的な変状機構や供用環境など変状・損傷との因果関係が複雑な内容を省くようにすべきである。すなわち、鉄道橋梁の安全性を脅かす原因(塩害や中性化など)には着目せず、RC桁の全体的な性能を表す固有振動数と損傷程度との関係のみを記述する。

判定モデルの作成方法は次の通りである。最初に、RC桁と同じ軸力を受けない鉄道橋梁の構成要素とされる模型梁を作成し、コンクリート圧縮試験と鉄筋引張試験を用いてその材料特性を記録する。この部分の内容は4.3.1で説明する。次に、模型梁を使用して走行安全性の照査項目に値する躯体の曲げ剛性を把握する。ここでは、模型梁に対して段階的に静的載荷実験で人為的に損傷を与え、異なる載荷段階で損傷程度を記録し、同時に荷重と支間中央位置のたわみ量から変形性能を把握する。その詳細は、4.3.2で説明する。

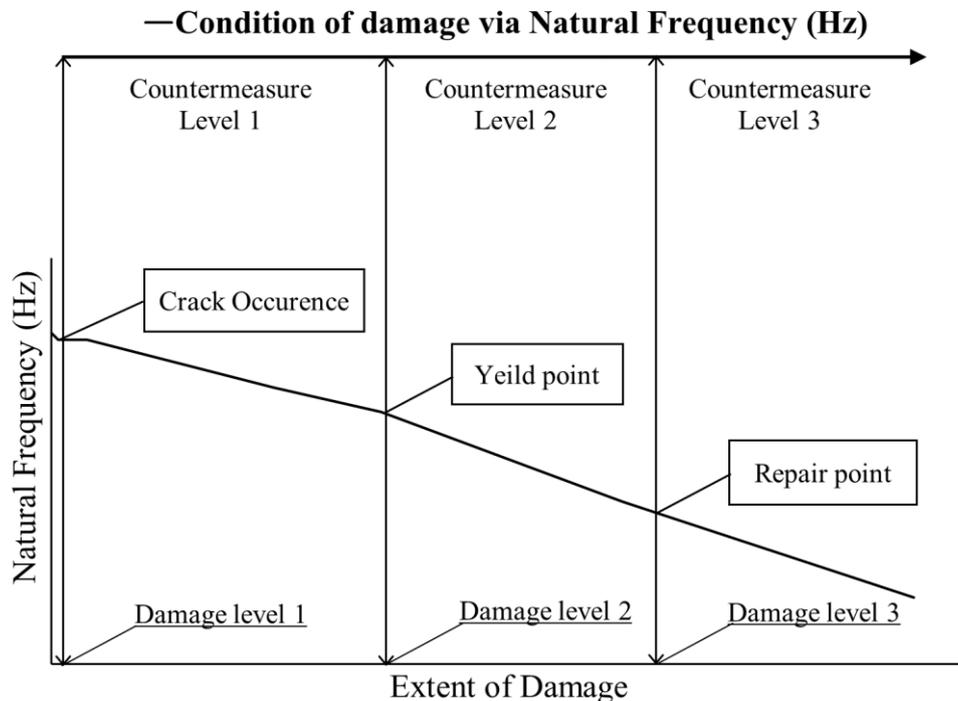


Fig. 4.1 Concept of assessment model to describes mechanical behavior related to damage

静的載荷実験に伴い、4.3.3 で説明する方法で衝撃振動試験を行い、各載荷段階(損傷段階)で評価指標とする固有振動数を計測する。これら固有振動数の測定値は異なる損傷程度時の曲げ剛性を反映していることから、第2章2.6の Fig. 2.12 で示したコンセプトに基づき、判定モデルを作成する。そのイメージは次の Fig. 4.1 に示す通りである。

4.3 判定モデルを作成するための実験方法

4.3.1 模型梁の作成方法

前節で示した判定モデルを作成するために、実験で使用する模型梁を作成する。最初に、模型梁のコンクリート圧縮強度を確認するため模型梁と同時に打設した供試体に対して28日の養生期間後にコンクリートの圧縮試験を行った。コンクリート打設に関する材料の詳細を Table 4-1 に示す。また、試験設備のスペックを Table 4-2 に、試験結果を Table 4-3 に示す。鉄筋の降伏強度と引張強度を確認するために、事前に主鉄筋と帯鉄筋の引張試験を行った。その試験設備のスペックを Table 4-4 に、結果を Table 4-5 に示す。

後述で説明する静的載荷実験では、鉄筋降伏点の判定に鉄筋設計降伏ひずみ量を参考とするため、模型梁を打設する前に主鉄筋にひずみゲージを貼り付けて作成をした。

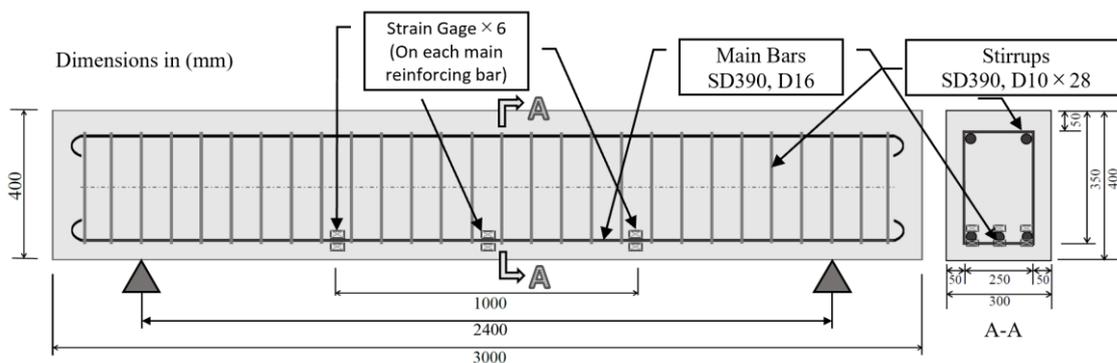


Fig. 4.2 Elevation view and section view of RC beam

Table 4-1 Details of concrete materials

Cement type	W/C	Aggregate size (mm)
Portland cement	0.29	5~10

Table 4-2 Specifications of testing device for concrete strength

Force capacity (in kN)	Least count (in kN)	Test stroke ($\phi \times l$ in mm)	Loading rate (N/s)
2000	0.01	250×50	0.5~0.8

Table 4-3 Results of the concrete-compression test

Specimen size (Cube in mm)	Compression strength (kN/m ²)	Young's module (kN/m ²)
150	4.82×10^4	2.74×10^7

Table 4-4 Specifications of testing device for rebar tensile test

Type of tensile force given	Testing force capacity (in kN)	Space for tensile test (mm)	Piston stroke (mm)
Hydraulic clamp	1000	300	10

Table 4-5 Results of the rebar tensile test

Type	Spec.	Strength (kN/m ²)		E_s (kN/m ²)
		Yield	Tensile	
Main	HRB400-D16	4.48×10^5	6.19×10^5	2.05×10^8
Stirrup	HRB400-D10	5.65×10^5	7.35×10^5	

4.3.2 静的載荷実験の方法

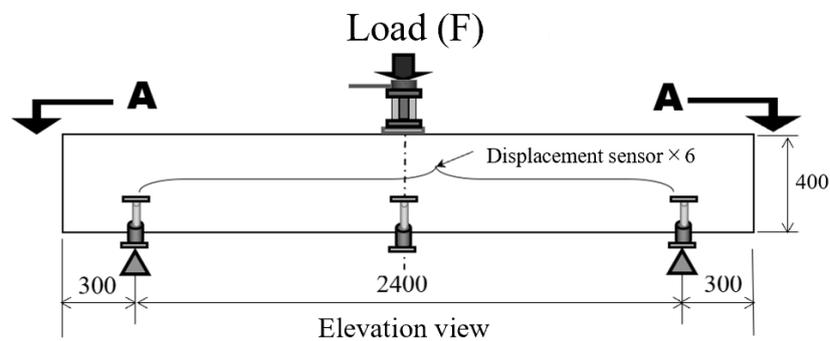


Fig. 4.3 Installation place of displacement sensors in Elevation view

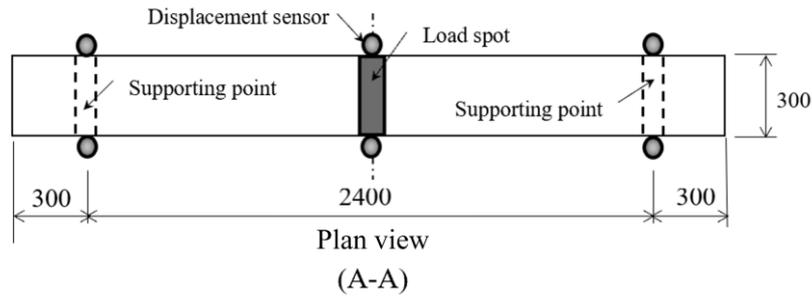


Fig. 4.4 Installation place of displacement sensors in Plan view

前述の 3.1 で説明したように、今回は単純支持構造の模型梁を対象とするため、模型梁は固定をせずに荷重装置に載せる形で両端可動の支持条件とした。その供用初期から補修が必要な損傷程度に至るまでの範囲内での力学挙動を把握するために静的荷重実験を行った。

荷重装置は Fig. 4.5 に示すように、支承と一体の荷重フレームと最大荷重能力 500 kN の油圧ジャッキにより構成される。模型梁への荷重力は手動式油圧ジャッキより梁の中央位置に与える。荷重力の値はロードセルにより検出されコンピュータで記録した。荷重による梁の中央たわみ量は Fig. 4.2 および Fig. 4.3 で示すように、電子式変位計で計測した。その詳細を Fig. 4.4 および Table 4-6 に示す。

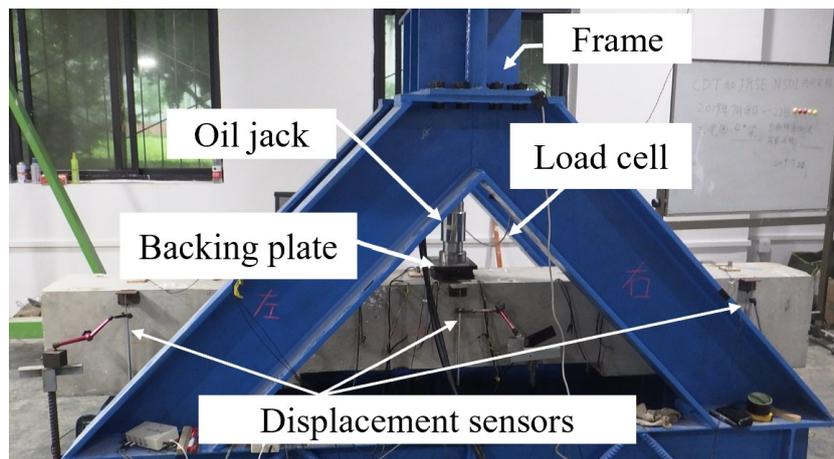


Fig. 4.5 Installing condition of static loading test

Table 4-6 Specifications of static loading devices

Load cell	Load type	Load capacity (kN)	Rated output (mV/V)
	Oil jack	500	2.0 ± 0.1%
Strain gage	Grid size (length× width in mm)	Base size (length× width in mm)	Resistance (Ω)
	5×1	8.5×2.5	120
Displacement sensor	Test stroke (mm)	Measuring accuracy (mm)	Output voltage (V)
	20	0.01	0~5

模型梁の損傷制御は補修措置で再利用可能な範囲を前提にしているため、載荷時には各ケースの梁の変形と損傷の進展を観察しながら載荷を終了するタイミングを決定した。このうち、クラック発生時のたわみは模型梁の両側面で接近観察しクラックが発生したタイミングで決定した。鉄筋降伏時のたわみの決定方法は、載荷ステップごとの荷重変位関係に加えてあらかじめ模型梁を打設する際に鉄筋に貼り付けたひずみゲージの計測値を参考に、その値が Eq. (4.1) のように算出した設計降伏ひずみ量の整数をとり、2200 μ に到達した時点とした。ここに、 ε_y : 設計降伏ひずみ、 f_y : 主鉄筋の降伏強度、 E_s : 鉄筋のヤング係数。

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} \quad (4.1)$$

鉄筋降伏以降は、鉄筋降伏たわみ δ_y の倍数を目標に載荷を行った。なお、クラック発生時、鉄筋降伏(δ_y)時、およびそれ以降の載荷段階では変位制御で各循環の変位が同じになるように載荷力を調整して3回繰返載荷をした。

また、補修により再利用可能な損傷程度を超えないようにするため、鉄筋降伏以降の載荷段階では鉄筋降伏時のたわみ量 δ_y の倍数を目標載荷変位として3回繰返載荷を行い、その耐荷力の低下程度と残留たわみ量、およびクラックの進展状況から総合的に判断し、載荷を終了するタイミングを決定した。

4.3.3 衝撃振動試験の方法

周知のとおり、構造物や部材に変状や劣化が生じると健全度に係る耐力と曲げ剛性など

が低減する恐れがあり、固有振動数の低下に繋がる。それを調査する非破壊検査法としてハンマーなど打撃を用いた衝撃振動試験や起振器による強制振動試験などが鉄道事業者に広く利用されている。このうち、前述の 3.4 で説明したように、簡易に行える固有振動数の調査方法として西村らにより考案された橋脚の健全度調査を目的とした衝撃振動試験が代表的である。

本研究で実施する衝撃振動試験は、静的載荷実験の各載荷段階における RC 模型梁の損傷程度を推定し計測値である固有振動数と関連付けて判定モデルを作成する目的で実施した。これには、測定された固有振動数から部材の曲げ剛性(EI)を求めることが必要であることから、軸直角方向から打撃する衝撃振動試験を選択した。今回の測定対象とされる模型梁の重量が大きくないため、打撃入力にはハンマーで行った。そのイメージを Fig. 4.6 に示す。

衝撃振動試験の実施タイミングとしては、各載荷段階での載荷が終了した後に油圧ジャッキを取り外した状態で実施した。本研究で波形収録に使用した加速度センサーの仕様は Table 4-7 に示す通りである。

境界条件の調査が困難な場合に部材の曲げ剛性を把握できるような状況を作り出すためには、支点の固定度が低く支持条件の不安定性による影響が大きい単純支持の RC 模型梁を試験の対象とすることが理想的である。既存研究では、低次振動モードは支点のばね定数等の境界条件による影響が大きいことに対して高次振動モードはその影響が小さく模型梁の躯体の曲げ剛性を精度よく推定できる傾向が示されている。そのため、高次の振動モードも判定できるように、応答波形を収録する加速度センサーは模型梁を支承に設置した状態で支間距離の区間内に梁躯体上面の軸線に沿って 5 個のセンサーを均等に設置した。Fig. 4.5 で示すように、強制外力の入力は 1 次以降の高次の固有振動数を 4 次まで測定する。そのため、奇数振動モードを計測する支間中央目安の打撃位置に加え、偶数振動モードを計測する支間距離 1/4 目安の打撃位置を選択した。

固有振動数は振幅の卓越する振動数、およびその強制力に対する位相差から決定するが、低振動数領域では卓越振動数が複数存在する場合がある。そのため 3.4 で説明したように、固有振動数を決定するには振幅スペクトルと位相スペクトルに加えて振動モードも参照する必要がある。

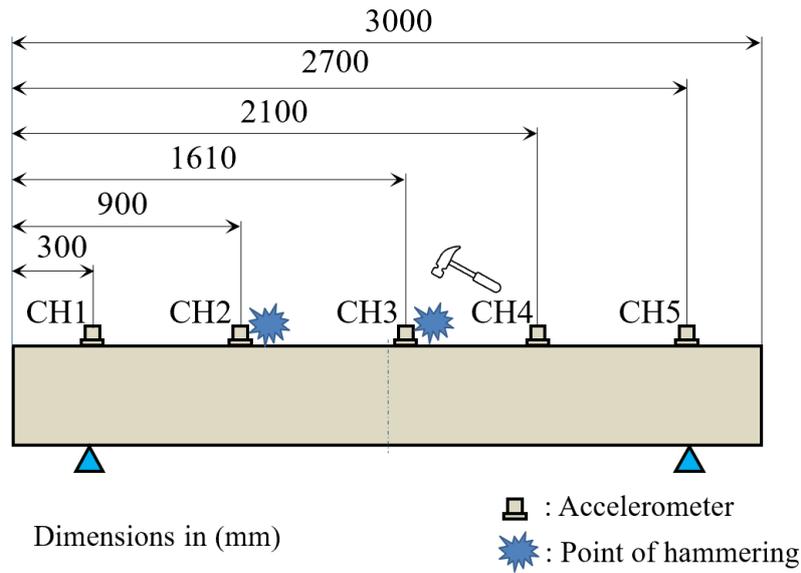


Fig. 4.6 Location of accelerometers and point of hammering



Fig. 4.7 The image of Impact Vibration Test

Table 4-7 Specification of accelerometer

Type	Specifications
Type of sensor	Piezoelectric accelerate type
Charge sensitivity	6.42 pC / (m / s ²)
Max acceleration measurement	± 5000 m / s ²
Frequency range of measurement	1 Hz ~ 7000 Hz
Size	17.5 mm (Hex.) × 18 mm (H)

4.4 判定モデルの作成

4.4.1 静的載荷実験の結果と解析

模型梁の損傷における力学的挙動を定量的に表現する判定モデルを作成するためには、あらかじめ梁の損傷程度に関する力学挙動を把握する必要がある。本小節では、静的載荷実験の結果を Table 4-8 に示し解析を用いて実験結果の信頼性を検証した。

静的載荷実験は、各載荷段階で 3 回繰返載荷を行った結果、鉄筋降伏以降に変位制御で $2\delta_y$ 、および $3\delta_y$ を目標とする載荷段階でそれぞれ耐荷力の低下を確認した。また、各載荷段階においてクラックの進展は Fig. 4.7 に示す通りであり鉄筋降伏点では耐荷力の低下はなくクラック幅が 1 mm だった結果に対して、 $2\delta_y$ 時点ではクラック幅が 4 mm と急激に損傷程度が進んだ。以降、 $3\delta_y$ 時点での 3 回繰返載荷において、1 回目と比較すると 3 回目の荷重が 4% 低下していることを確認した。またひび割れ幅が 6 mm かつ深い位置まで進行したため、その時点で載荷を終了した。載荷終了後に計測した残留たわみは 9.50 mm であった。

静的載荷実験で計測した荷重と梁の中央たわみの信頼性を確認するために、鉄道総研が開発した構造物設計プログラム JRSNAP を用いて健全な模型梁における静的載荷実験結果である荷重変位曲線を対象に解析を実施した。解析に使われたコンクリートと鉄筋の特性値は、Table 4-9 に示すように圧縮強度試験と引張強度試験の実測値を参考した。

これら模型梁の変形性能を表す限界値を Table 4-10 に示す。 M_c はクラックが発生時の曲げモーメント、 M_y は鉄筋降伏時の曲げモーメント、 M_m は最大荷重時の曲げモーメントである。 φ_c は模型梁にクラックが発生した時の曲率、 φ_y は鉄筋降伏時の曲率、 φ_m は最大荷重時の曲率である。これらは、次のような方法で算出することができる。

クラック発生時は、鉄筋を無視しコンクリートが全断面有効の弾性体として考え、曲げモーメントは Eq. (4.2)、曲率は Eq. (4.3) を用いて線形計算による値を採用した。ここに、 b : 梁横断面の幅、 h : 梁の高さ、 E_c : コンクリートの弾性係数、 f_{bck} : クラック発生時の曲げ強度。

$$M_c = f_{bck} \cdot \frac{b \cdot h^2}{6} \quad (4.2)$$

$$\varphi_c = \frac{2f_{bck}}{E_c \cdot h} \quad (4.3)$$

鉄筋降伏時の曲げモーメントの値 M_y は Eq. (4.4), 曲率 ϕ_y は Eq. (4.5) で算出された値を採用した。ここに, A_s : 鉄筋の断面積, E_s : 鉄筋の弾性係数, ε_s : 鉄筋の降伏ひずみ, f_{sy} : 鉄筋の降伏強度, d : 圧縮側最外縁から鉄筋重心までの距離, j : つり合い鉄筋比率時の圧縮側最外縁から中立軸までの距離。

$$M_y = A_s E_s \varepsilon_s \cdot \left(d - \frac{j}{3} \right) \quad (4.4)$$

$$\phi_y = \frac{f_{sy}}{E_s \cdot (d-j)} \quad (4.5)$$

それ以降, 最大荷重に至るまでの荷重段階は非線形的な挙動を伴うため, 曲げモーメントの値 M_m と曲率 ϕ_m は実験結果で得た荷重変位曲線の計測値を参考にプログラムで算出された値を採用した。解析結果は Fig. 4.8 に示す通り, 荷重変位曲線の計測値と整合性が取れていることがわかる。

Table 4-11 に JR-SNAP から出力した健全な模型梁(Case 1)の解析結果と実験結果を示す。両者はよく一致していることが分かる。

Table 4-8 Result of static loading test

Load deflection relationship(P- δ)		Load stage	Condition of damage	
Load	Deflection		Crack width	Load capacity drops
0	0	Soundness	0	0 %
60	0.51	Crack occurrence	1 ≦	0 %
100	3.69	Crack progressing	1 ≦	0 %
140	5.47	Yield point(δ_y)	1	0 %
162	9.86	Equivalent $2\delta_y$	4	/
177	14.91	Equivalent $3\delta_y$	6	/
175	14.91	/	6	2 %
170	14.91	/	6	4 %
End	9.50	/	4	/

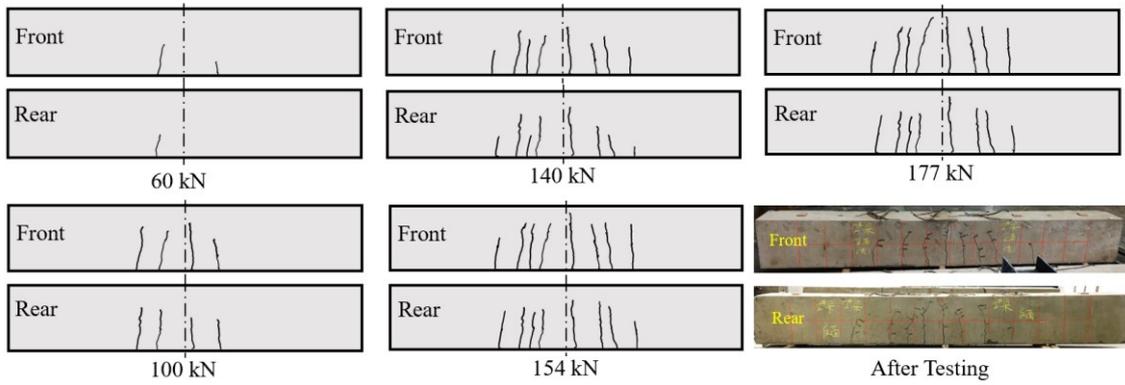


Fig. 4.8 Crack map of the RC beam by load stage

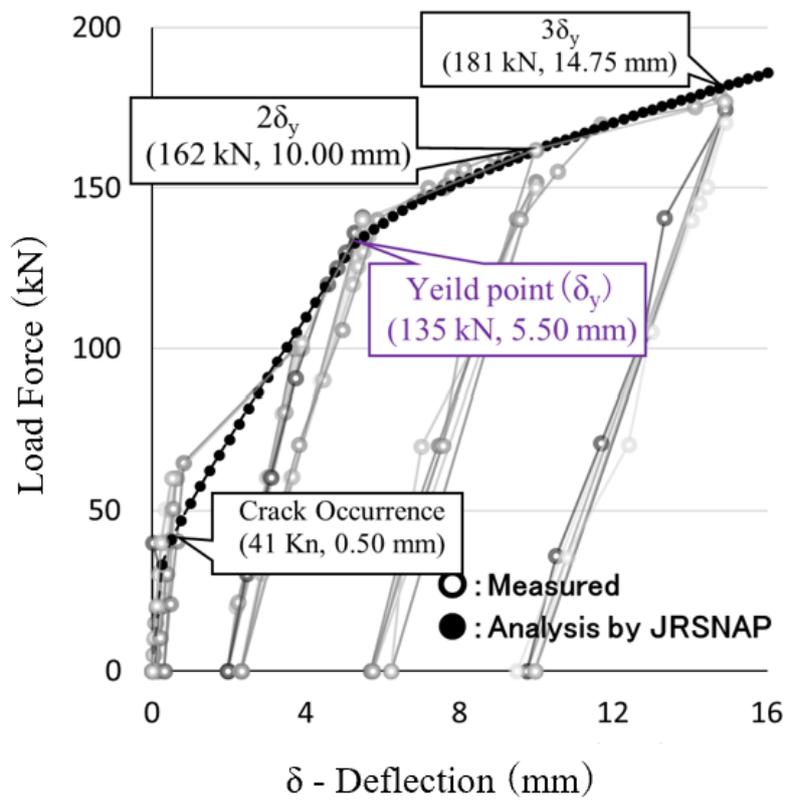


Fig. 4.9 Load displacement curve of measured and analysis

Table 4-9 performance value of concrete and reinforcing bar

Items	Indexes	Unit	Vales
Concrete compression strength	f'_{ck}		4.82×10^4
Concrete Young's module	E_c	kN/m ²	2.74×10^7
Main bar tensile strength	f_y		4.48×10^5
Main bar Young's module	E_s		2.00×10^8

Table 4-10 Bending moments and curvatures by load stage

Items	Indexes	Unit	Value
Bending moment of crack occurrence	M_c	kN · m	19.50
Bending moment of yield point	M_y		81.60
Bending moment of correspond to Max. loading	M_m		120.00
Curvature of crack occurrence	φ_c	1/ m	3.88×10^{-4}
Curvature of yield point	φ_y		0.01
Max curvature	φ_m		0.06

Table 4-11 Measurement and analysis of static loading test

Load stage	Load deflection relationship(P- δ) in Measurement		Load deflection relationship(P- δ) in Analysis by SNAP	
	Load (kN)	Load (kN)	Load (kN)	Load (kN)
Crack Occurrence	60	0.51	41	0.50
Yield point(δ_y)	140	5.47	135	5.50
Equivalent $2\delta_y$	162	9.86	162	10.00
Equivalent $3\delta_y$	177	14.91	181	14.75

4.4.2 衝撃振動試験の結果

判定モデルを維持管理の実務に適用させるため、その損傷程度を定量的に評価することが必要である。本小節では、各損傷段階で力学特性を表す評価指標として、衝撃振動試験で測定した固有振動数の整理をする。

静的载荷実験の各载荷段階で行った衝撃振動試験は前述 4.3.3 の通り、支持条件の影響を受けやすい低次振動モードの固有振動数に着目した場合、载荷荷重の増加に伴う部材損傷による曲げ剛性の低減を明確に反映できないことが考えられる。そのため、今回はより支持条件に影響されない高次の固有振動数を 4 次まで計測した。その結果は Table 4-12 に示す通りである。载荷初期から载荷終了まで各次数の固有振動数と梁中央のたわみの関係を整理すると、1 次および 2 次の低次固有振動数では载荷段階の進行による固有振動数の低下は他の次数と比べて明確でなかったことがわかる。3 次固有振動数に関しては $2\delta_y$ 以降では、その低下が明確に確認できるが鉄筋降伏を含め、载荷初期から $2\delta_y$ に達するまでの変化は小さかった。それらに対して 4 次固有振動数は载荷初期から载荷終了まですべての载荷段階にわたり明確な変化が確認できた。

Table 4-12 Result of Impact vibration test

Load deflection relationship(P- δ)		Natural Frequency (Hz)			
Load	Deflection	1 st Mode	2 nd Mode	3 rd Mode	4 th Mode
0	0	70	126	189	422
60	0.63	70	126	188	419
100	3.89	70	126	185	401
140	5.76	71	127	186	393
162	9.86	69	127	173	360
177	14.91	60	115	161	325

4.4.3 固有値解析の結果

衝撃振動試験による固有振動数の妥当性を確認するために、Table 4-9 に示す計測結果に対して固有値解析による数値同定を行った。実験条件を考慮した上で梁の分布重量を各要素間の節点に集中させてモデル化し、著者らが開発したプログラム ADEV2D で解析を行った。解析に使用したパラメータは Table 4-13 の通りである。

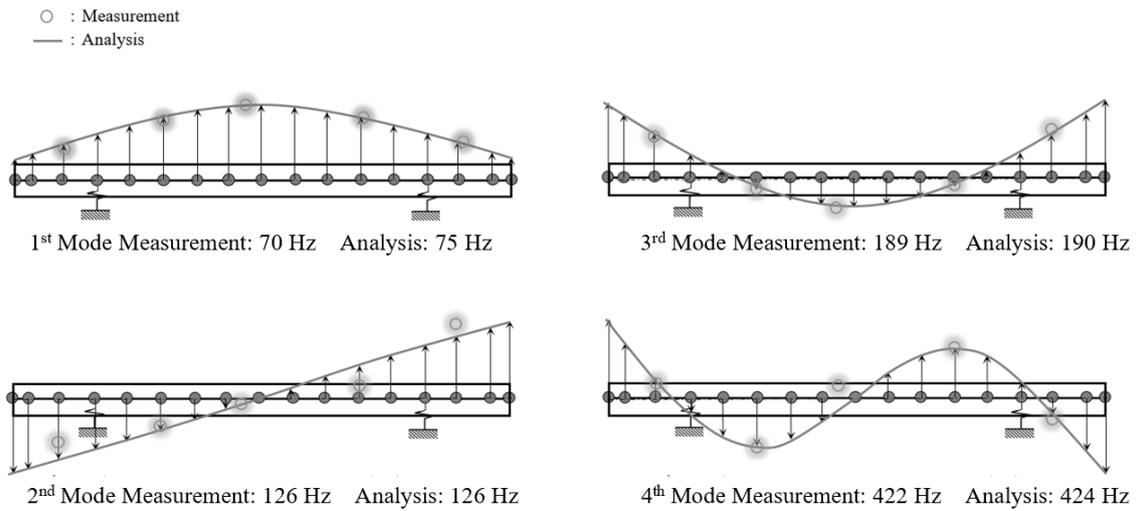


Fig. 4.10 Comparison of vibration mode between measurement and analysis

Table 4-13 Parameters of eigenvalue analyses

Items	Indexes	Unit	Value
Initial Young's module	E_c	kN/m ²	2.81×10^7
Moment of inertial	I	m ⁴	1.79×10^{-3}
Cross section area	A	m ²	1.31×10^{-1}
Spring constant value	k	kN/m	1.62×10^5
Unit weight	γ	kN/m ³	23.50
Gravity acceleration	g	m/s ²	9.81
Inner span distance	L_i	mm	2400
Length	L	mm	3000

Table 4-14 Sensitivity Analyses in values of spring constant

Condition of Spring	Natural Frequency (Hz)			
	1 st Mode	2 nd Mode	3 rd Mode	4 th Mode
Measurement	70	126	189	422
Analysis 1	75	126	190	424
Analysis 2	59	90	171	423

Value k is spring constant value in Table 11

Table 4-15 Measurement and analysis of 4th mode natural frequency

Load deflection relationship(P- δ)		Natural Frequency (Hz)		Deviation (%)
Load (kN)	Deflection (mm)	4 th Mode (Measurement)	4 th Mode (Analysis)	
0	0	422	424	0.5
60	0.63	419	422	0.0
100	3.89	401	413	2.9
140	5.76	393	410	4.3
162	9.86	360	370	2.7
177	14.91	325	321	1.1

固有値解析の結果は Table 4-15 の通りである。ここで、数値解析と実験の整合性を確認するために Table 4-12 に示す計測値と比較した。その結果は誤差 5 %以下に収まり、工学的に両者は合致していることが言える。

振動モードを決定する手順としては、固有値解析で得た 4 次固有振動数を主体に、その他の次数の振動モードを推定した。Fig. 4.9 に解析モデルのイメージとその解析例として、载荷初期の計測値と解析値の結果を比較した図を示す。衝撃振動試験の結果、4 次固有振動数が最も良く変状程度および損傷程度を表す結果であり、高次の固有振動数は境界条件に影響されないという既存研究の結論と一致している。Table 4-14 に示すように、固有値解析を行う過程でばね定数を対象に、その値を半分に調整して感度分析を行った結果においても、4 次固有振動数は支持条件による影響が小さいことが検証できた。したがって、ここでは高次の固有振動数を重点的に検討することが合理的であることがわかる。

したがって、構造諸元などの条件においては限定的ではあるが、本研究で取扱うばね支承による単純支持条件の模型梁は、4次固有振動数は支持条件による影響が小さく、荷重と中央たわみ量の増大による部材の曲げ剛性の低減をより良く反映できることがわかった。

4.4.4 実験結果に基づく判定モデルの作成

前述の2.4で説明したように、本研究における判定モデルは簡潔に部材の各損傷程度の力学的挙動を定量的に表現し、それに基づいた措置の目安を示すことが求められる。それを踏まえ、本章で整理した衝撃振動試験の結果をTable 4-16のように整理し図面化も含め、これらを単純支持構造の模型梁で判定モデルとして作成した。部材の損傷状況を表す方法は前述の固有値解析を行う過程で各載荷段階の曲げ剛性の低減率を整理することでも損傷程度に対して定量的に評価ができる。しかし、そのためには載荷初期から弾性域および塑性域それぞれの損傷程度に対して解析など相当な作業を行う必要がある。また判定モデルの簡潔さを考慮し、ここでは同様にかつ直感的にRC桁の損傷程度を表現できる固有振動数とその低下率を評価指標とする。

本研究で取扱った模型梁を対象に実施した衝撃振動試験では、損傷程度をより良く表現する固有振動数は4次である。実験の結果、各損傷程度における固有振動数の低下率は既存研究とほぼ一致する結果であった⁵⁸⁾。

模型梁に対する静的載荷実験では、載荷初期から鉄筋降伏に至るまではクラックの幅が微小であり、繰返載荷でも耐荷力は低下しなかった。そのため、鉄筋降伏以降の変位制御による繰返載荷ではクラックの幅が大きく広がったことや耐荷力の低下を確認したことから損傷程度が大きく顕著化する目安は鉄筋降伏点であることが考えられる。そこで、4次固有振動数に着目すると、Fig. 4.10で示すように鉄筋降伏を目安に梁の中央たわみの増加に対してその低下率が大きくなったことから鉄筋降伏前後の非線形的な力学挙動を反映できることがわかる。

これらの結果を踏まえ、クラック発生以降、および各損傷程度におけるクラックの幅と進展状況とそれに対応する固有振動数の低下率を参照すると、以下のような維持管理の方法が考えられる。

a) 固有振動数の低下率が7%以下の場合の維持管理措置

コンクリートかぶりの剥離、または鉄筋の腐食や断裂が生じていない健全な RC 桁に関しては固有振動数の低下率が7%以下の段階では鉄筋が降伏している可能性は低い。しかし、固有振動数の低下率が1%の時点でクラックが発生したことを踏まえると、健全な状態とは言えず、沿岸部であれば雨水や飛来塩分により鉄筋が変状により断面積が減少する可能性は十分に存在する。この場合、補修の緊急性は低いが、低下率7%の時点ではクラックの幅が大きくなり深さもさらに進展したことから、顕著な変状が生じているが、鉄筋が降伏していない劣化加速期に当該し、維持管理標準で規定する健全度 S-A2 にあてはまる。そのため、クラックが躯体高さ 1/2 位置まで進展した低下率 5%から 7%までの損傷程度を判定モデルでは損傷レベル 1 と定義する。

この段階での維持管理措置としては、クラックを確認した場合その進行具合を目視検査やモニタリングを強化すること、または検査の頻度を通常より高くすることで安全性を保つことができる。例えばクラックの進展、または鉄筋の断面積現象など供用環境による影響について、その進展を把握することが重要である。

コンクリートにクラックが生じた場合、または既存のクラックの幅・範囲が進展した場合は、必要に応じて断面を修復し、エポキシ樹脂の注入など補修措置を行うことが望ましい。また、短期間で明らかにクラックが進行した場合や洪水などにより部材の内部に損傷が生じた疑いのある場合は必要に応じて鉄筋の除錆を行いことが有効である。

b) 固有振動数の低下率が7%-15%の場合の維持管理措置

低下率が7%から15%の段階では、模型梁のスパン中央位置の主鉄筋が降伏たわみ量に達した可能性が高い。維持管理標準に記載する健全度 A2-A1 に当該する。降伏した可能性がある鉄筋の交換や欠損したコンクリート断面の補修を早急に行うことが推奨される。鉄道橋梁の桁要素は在来線をはじめ、新幹線のような高速鉄道にも多く採用されている。特に、高架橋で使われる縦主梁や横主梁に関しては、列車荷重のほか衝撃荷重、始動荷重、および制動荷重など運輸による多くの荷重を受け止める重要な役割を果たしている。

耐震設計では、慣性力をはじめ、列車による慣性力も桁要素を主体で計算を行っている。上述において、鉄道橋梁における桁要素の役割からスパン中央位置の主鉄筋が降伏たわみ

量に達した場合には劣化が加速されることを懸念しなければならない。今回、模型梁を対象に実施した静的載荷実験では、7 %から 15 %の載荷段階では梁躯体のクラックの幅と範囲が大きく拡大するにつれて耐荷力の低下を確認した。この結果は既存研究と一致しており、鉄筋降伏後に外力を受けることで部材の性能が非線形的に低下した可能性がある⁶⁰⁾。このような損傷程度を判定モデルでは損傷レベル 2 と定義する。

この損傷レベルにプロットする場合、大きな外力(地震など)による損傷、あるいは変状がかなり進行した結果だと考える。この段階で、桁要素の鉄筋が降伏している可能性が大きい。ため、車両運行による耐力低下が短期間で把握できない場合でも主鉄筋の降伏やコンクリート内部でクラックの深さや幅が進行していることを懸念し、注意すべきである。このように、維持管理における緊急性が比較的高い場合には、損傷程度に応じて優先順位を決定し、早急に補修作業のスケジュールを立てることが重要であり、これらのスケジュールに従い降伏たわみ量に達した位置の鉄筋について取替作業を行う。なお、鉄筋を取り替える際には、コンクリートかぶりについても一時的にはつり除去するため、作業完了後には速やかに断面修復を実施することを推奨する。また、重要な部材に関しては、エポキシ樹脂の注入など補修措置を行うことが望ましいと考える。

また、維持管理措置について実験結果を考察すると、変状のない模型梁に関しては、鉄筋降伏後の繰返し載荷での耐荷力の低下は小さく、 $2\delta_y$ まではじん性も十分確保されていることがわかる。そのため、補修に対する若干の時間的余裕があることを示唆しており、ここでは進行性の把握すなわち固有振動数の低下率に着目し、必要に応じて維持管理措置の計画を行うことを推奨する。

c) 固有振動数の低下率が 15%以上の場合の維持管理措置

15 %以上の低下率を確認した場合、模型梁のスパン中央位置に大きなたわみが生じたことを示唆する結果である。静的載荷実験の結果から、クラックに関してはスパン中央位置を中心に模型梁の躯体の上部まで延長していることが見られた。このような状態は、大きな外力(大きな地震)による損傷、あるいは鉄筋降伏たわみ量に達した以降に十分な維持管理措置をとっておらず、劣化がさらに進展した結果だと考える。維持管理標準に記載する健全度 AA に当該する。上記のリスクに加え桁要素としての性能が全般的に低下している可能性が極めて高い。このような損傷程度を判定モデルでは損傷レベル 3 と定義する。

この損傷レベルにプロットする場合、非常に危険な状態であるため早急に対応することが求められる。そのための維持管理措置としては、鉄筋の取替と断面修復に加え、場合によっては使用制限、または一時的な使用停止を検討する必要となる。同時に、この状態では、コンクリートのクラックの幅が大きい可能性が高いため、雨水が染み込みにより鉄筋が腐食するなど、耐久性に係わる可能性があるため、早めに注入等を行うことも視野に入れるべきである。

Table 4-16 Changes of 4th mode Natural Frequency corresponding conditions of damage

Load stage	Load deflection relationship(P- δ)		Natural Frequency In 4 th Mode (Hz)	Condition of damage	
	Load (kN)	Deflection (mm)		Natural Frequency declined	Load capacity drop (in same deflection)
Soundness	0	0	422		/
Crack occurrence	60	1 \leq	419	1 % \leq	/
Crack progressing	100	1 \leq	401	5 %	/
Yield point(δ_y)	140	1	393	7 %	/
Equivalent 2 δ_y	162	4	360	15 %	/
Equivalent 3 δ_y	177	6	325	23 %	4 %

Table 4-17 Countermeasures for maintenance corresponding conditions of damage

Condition of Damage	Damage Lv. and Countermeasure	Natural Frequency declined	Countermeasures for Maintenance
Condition in soundness (Without reinforcing bar corrosion or surface defect in concrete)	Soundness	0~5 %	Equivalent in soundness condition
	Level 1	5~7 %	Intensify monitoring or/and resin injection, etc.
	Level 2	7 %~15 %	Reinforce bar repairing or/and concrete reforming
	Level 3	\geq 15 %	Reinforce bar repairing or/and concrete reforming in urgently

以上の内容をまとめ、その情報を判定モデルにまとめると Fig. 4.11, および Table 4-17 のようになる。

なお、判定モデルは模型梁の躯体のスパン中央位置の損傷程度を表しているが、衝撃振動試験を用いて固有振動数を測定し、それに基づいて RC 桁の別の位置の状態を表現する場

合には、検査の対象に応じて適切な固有振動数を選択する必要がある。例えば、梁の支点位置の損傷程度を調査したい場合には、1次固有振動数を用いることが適切である⁶¹⁾。ここに、衝撃振動試験を用いた調査方法について、再度注意喚起をする。また、判定モデルを作成するためには、RC桁の供用初期の固有振動数を測定することが望ましいが、供用中のものに関しては類似的な境界条件の桁を参考にすることや解析による数値計算で対応すると良い。

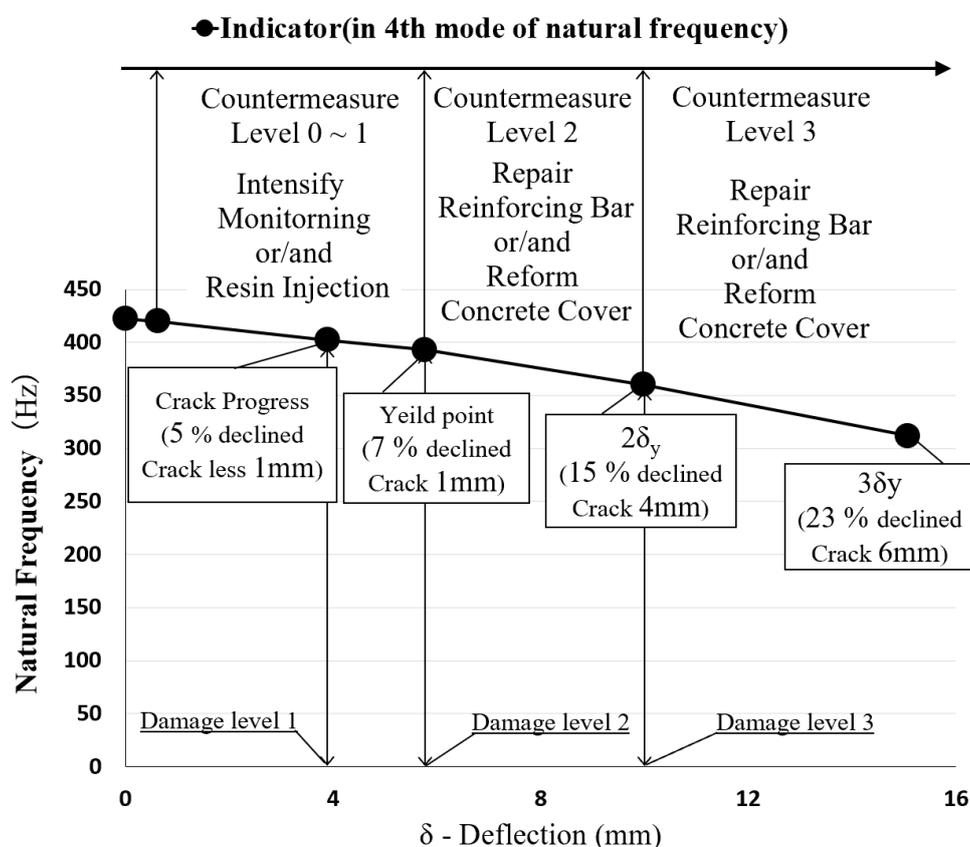


Fig. 4.11 A assessment model to describe the mechanical behavior related to damage condition of RC Beam in Quantitatively

4.5 本章のまとめ

本章では、鉄道橋梁のうち RC 桁を対象とした健全度評価システムの構成要素である、その損傷程度を固有振動数で評価する判定モデルを作成した。

維持管理に対して自動化や無人化を目指した研究開発をマルチ・ディシプリナリの体制

で行う場合、土木工学を専門としない共同開発の関係者に向けた構造物や部材の材料や力学的な特性に関する情報を精確かつ簡潔に共有できる方法として、判定モデルのあり方を検討した。その試みとして、部材の供用初期から補修が必要な段階までの全体にわたり損傷に関する情報を定量的に表し、かつそれに対応した維持管理の措置を示す判定モデルを考案した。RC 桁と同じく軸力を受けない鉄道橋梁の構成要素として、単純支持構造の模型梁を作成し、载荷初期から補修が必要な状態に至るまでの各損傷程における力学的挙動に対して固有振動数を評価指標とし、精度が高く簡単に実施できる衝撃振動試験で定量的に評価した。そして、それら維持管理の措置に対するイメージを含めたすべての情報を整理し図面化も含めた判定モデルを示し、その方法を説明した。

模型梁の損傷程度に関する力学的挙動を固有振動数で評価するための非破壊検査法として、衝撃振動試験を選択する際には、検査対象の境界条件と目的によって適切な次数の固有振動数を選択する必要がある。今回のように模型梁の曲げ剛性の把握する場合は、高次の固有振動数がより良く模型梁の損傷状況を表現した結果となった。また、4次固有振動数に着目すると鉄筋降伏前後では梁中央のたわみ量の増加に伴う固有振動数の低下率がかなり大きくなった。これは、鉄筋降伏前後の非線形的な力学的挙動を固有振動数で表すことの可能性を示唆した結果である。

このことから、今後において、構造物や部材の健全度評価に関する判断方法を検討する際に参考として貢献することも期待できる。ただし、今回は1模型梁のみで実施したため、今後は精度向上のために更なるデータの収集が必要だと考える。

第5章 判定モデルを用いた変状程度の異なる RC 桁の健全度評価

5.1 概要

本章では引き続き RC 桁を例として、かぶりコンクリートの剥離と鉄筋断面積の減少による異なる変状の形態を人為的に模擬するアプローチにより明瞭化し、それぞれの耐力や変形性能を把握した。その上で、損傷結果に基づき判定モデルに基づき健全度評価を試みた。そして、それらの結果をもとに維持管理措置の方法を検討した。具体的には、健全な RC 桁に加え、底面かぶりコンクリートの剥離など変状による中度被害の RC 桁、さらに腐食による鉄筋断面積が減少したような深刻な変状(Fig. 5.1)を想定した RC 桁を対象とした。



(a) Deteriorated component in girder

(b) Sound component in girder

Fig. 5.1 Comparison between deteriorated component and sound component in RC girder

構造物や部材の健全度判定に用いる指標として、構造物や部材に関して躯体もしくは支持部に変状や損傷が生じた場合、剛性や支持ばね定数の低減に伴い低減する性質を持つ固有振動数が有効である。固有振動数は設計図や調査により質量と諸元を測定することで剛性と支持ばね定数を解析で導ける利点がある。それを効率的に調査する方法として、西村らにより考案された橋脚の健全度調査を目的とした衝撃振動試験が代表的である。衝撃振動試験で曲げ振動の応答波から測定した固有振動数を用いて、構造物や部材の損傷状況を判断するためには、前提条件として測定の対象と目的に従い、境界条件を精確に反映することが重要である。しかし、鉄道橋梁の桁要素はその下部工とは異なり、構成諸元として様々な

形態、および境界条件が存在するため、標準値として定めることは難しい。また、実務では構造物の境界条件は様々な制限によって調査することすら困難な場合もある。特に、部材を測定対象とする場合、その結合状態によって支持条件が異なるため、精確な把握は難しいとされている。

前章の 4.4 節で検証したように、境界条件の影響が小さいとされる高次振動モードの固有振動数に着目し、異なる程度の変状を付与した模型梁を用いて、変状を付与する前後、および静的載荷実験で耐力と変形性能を把握すると同時に各載荷段階で衝撃振動試験を行った。測定された固有振動数と損傷程度を照合することで、その関係性を確認した。固有振動数に対する数値解析では、各実験ケースの変状程度と支持ばね定数をパラメータとして、載荷による局所の曲げ剛性の低減を反映した固有値解析手法で数値同定を行った。その過程で、支持ばね定数が各次固有振動数に与える影響を確認し、最も良く模型梁の状態を反映できる次数の固有振動数を評価指標とした。これらの結果を踏まえ、4 章で作成した判定モデルに基づき、異なる変状程度の模型梁に対して健全度の判定目安とそれに応じた措置について検討する。

5.2 判定モデルを作成するための実験方法

5.2.1 変状程度の異なる模型梁の作成方法

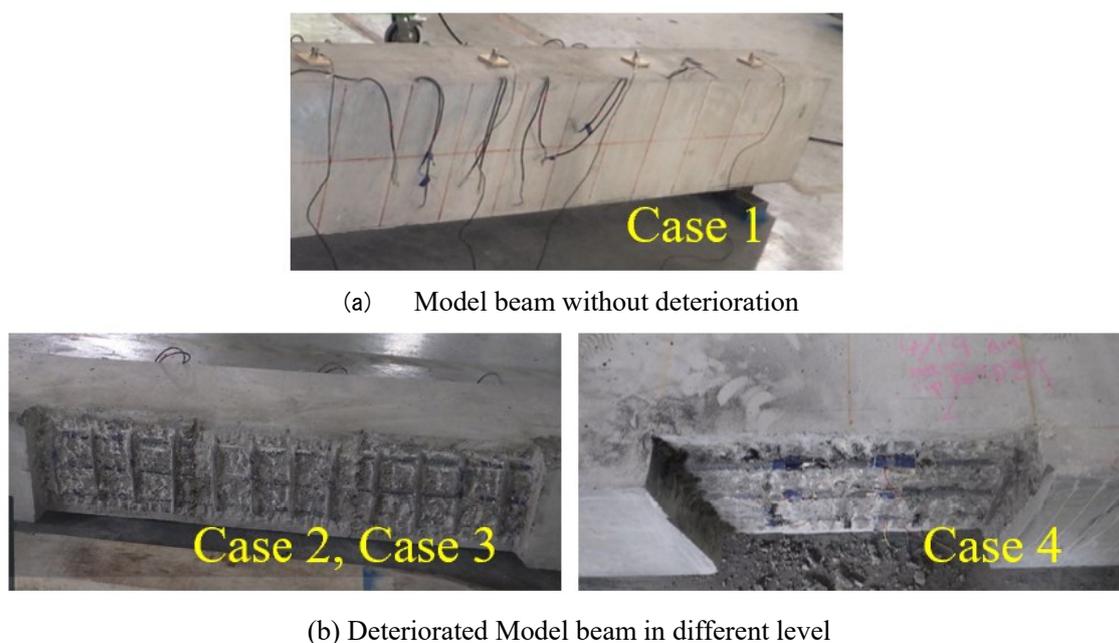


Fig. 5.2 Model beams for soundness evaluation using an assessment model

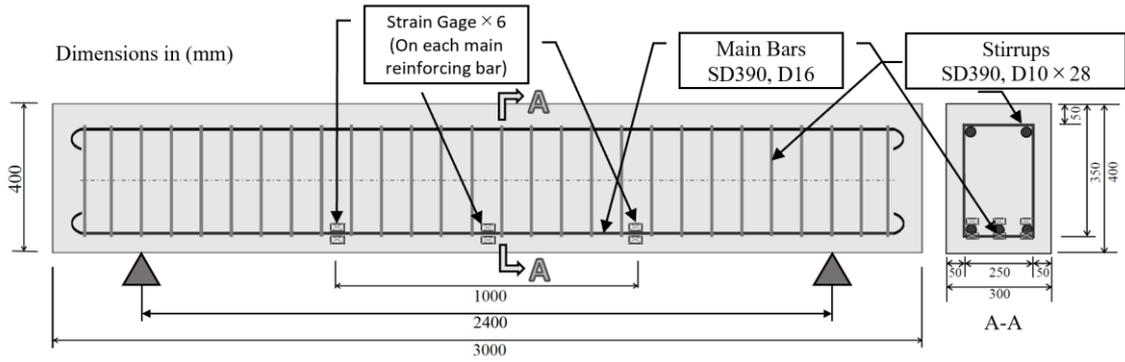
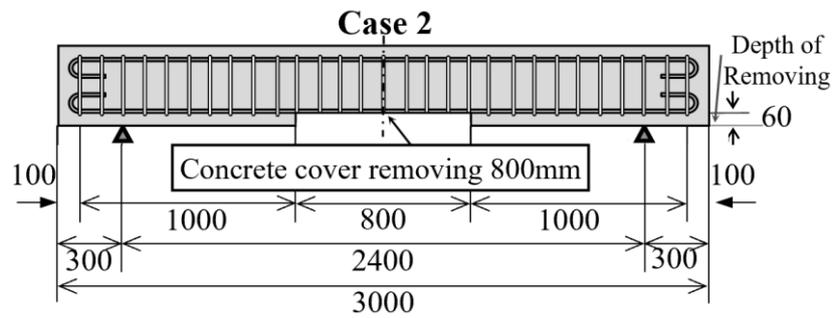
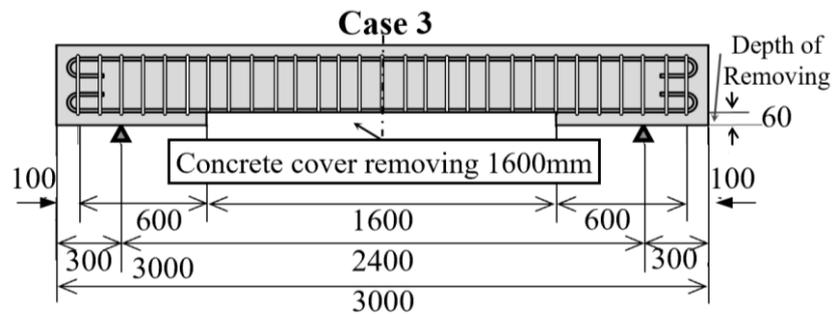


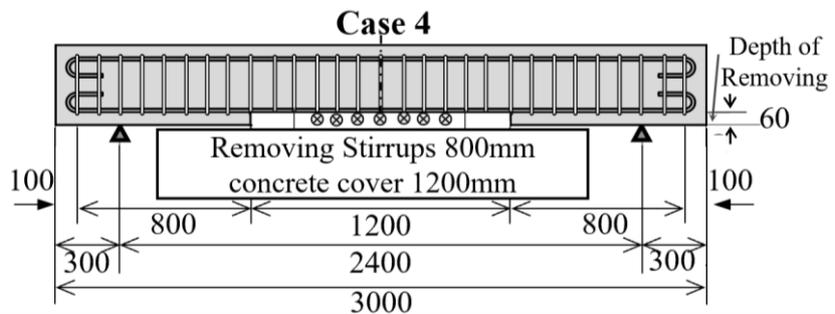
Fig. 5.3 Elevation view and section view of Sound RC beam



Moderately deteriorated RC beams (Case 2)



Moderately deteriorated RC beams (Case 3)



Severely deteriorated RC beams (Case 4)

Fig. 5.4 Details of deterioration of the RC beams

日本では珍しいが、一部の発展途上国の鉄道橋梁では、塩害を受けた RC 桁の維持管理措置を放置した結果、鉄筋の腐食膨張が原因でコンクリートかぶりの剥離による中度の変状、または鉄筋の断面積が減少した重度の変状が発生することがある (Fig. 5.2)。このような変状が鉄道橋梁の耐力や変形性能に影響を及ぼし、列車の走行安全性や地震などの偶発的な荷重への耐力が低下する原因となる。ここでは、これらの性能を明らかにするため、異なる変状程度を人為的に付与した模型梁を作成し、Table 5-1 のように実験ケースを設定した。

模型梁の作成では、最初に Fig. 5.3 に示すような健全な RC 模型梁を 4 体作製した。このうち 1 体を健全ケースとする。他の 3 体は、底面かぶりコンクリートの一部をはつり、または帯鉄筋の一部を切除する方法で変状を模擬し、異なる変状程度を明確にした (Fig. 5.4)。

Case 1 は模型梁が健全な状態であり、判定モデルとなる実験ケースである。Case 2 と Case 3 は躯体の底面コンクリートにはつりを施した変状を伴う実験ケースである。Case 4 は躯体の底面コンクリートをはつり、さらに底面の帯鉄筋を切除した実験ケースである。

Table 5-1 Experimental cases and levels of deterioration

Case No.	Artificial damage given		Condition
	Concrete cover removed (width × depth in mm)	Removal of Stirrups (mm)	
Case 1	0	0	Sound
Case 2	800 × 60	0	Moderate
Case 3	1600 × 60	0	Moderate
Case 4	1200 × 60	800	Severe

5.2.2 圧縮強度試験と引張強度試験

本実験で使用する模型梁のコンクリート強度を確認するため、模型梁と同時に打設した供試体に対して 28 日の養成期間後にコンクリートの圧縮試験を行った。その結果を Table 5-2 に示す。また、鉄筋の降伏強度と引張強度を確認するために、事前に主鉄筋の引張試験を行った。その結果は Table 5-3 の通りである。なお、これらの試験は 4 章と同じ設備で行った。

Table 5-2 Result of concrete compression test

Type	Compression strength (N/mm ²)	Young's module (kN/m ²)
Portland cement	48.2	2.74 × 10 ⁷

Table 5-3 Result of reinforcing bar tensile test

Type	Specification	Yield strength (N/mm ²)	Tensile strength (N/mm ²)
Main	HRB400-D16	447.79	619.16
Stirrup	HRB400-D10	565.00	735.0

5.3 損傷程度を伴う模型梁の健全度評価方法に関する検証

5.3.1 静的載荷実験の結果と解析

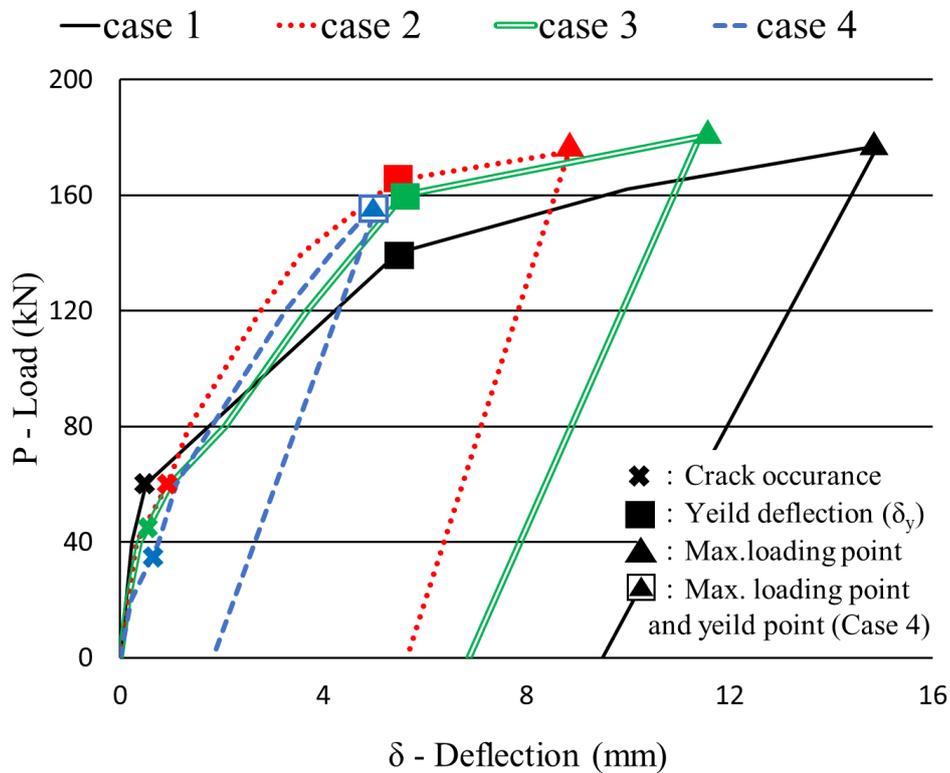


Fig. 5.5 Load-deflection relationship in envelope diagram

本節では、変状程度が異なる各実験ケースの模型梁の損傷程度とそれに対応する耐荷性能を把握するために静的載荷実験を実施し、各実験ケースの荷重変位関係を明らかにした。その結果は、Table 5-4 に示す通りである。静的載荷実験は 4.3.2 と同様の方法を用いた。

最初に、実験の全体像を把握するために、各実験ケースの繰り返し載荷の 1 回目の荷重変位関係を包絡する線図を Fig. 5.5 に示す。この包絡線図を見ると、曲げクラック発生時の荷重は、はつりと帯鉄筋の切除の両方あった Case 4 が 35 kN で最も低く、はつり範囲が最も大きい Case 3 が 45 kN であった。はつり範囲が比較的小さい Case 2 は 60 kN であり、健全な模型梁 Case 1 と同じ荷重だった。鉄筋降伏時(δ_y)の荷重は、健全な模型梁 Case 1 が 140 kN だった。変状を付与した Case 2 と Case 3 および Case 4 はそれぞれ 165 kN, 160 kN, 158 kN であり、健全なケースより 1 割から 2 割程度高い結果となった。その原因は、次のようなことが考えられる。

Case 2 と Case 3 のように、かぶりコンクリートをはつり取った区間では、主鉄筋が半分程度露出している。このように、コンクリートによる拘束力が低減した状態で荷重を進めると梁の中央部分で鉄筋の変形が鉄筋降伏に達したタイミングでは、同時に載荷位置を中心としたはつり区間でも鉄筋降伏に近い状態となった可能性がある。したがって、その状態に至る荷重も比較的大きい値であることが考えられる。それに対して、かぶりを保有する場合には底面コンクリートにクラックが発生した狭い区間を中心に変形が進行する。健全な模型梁 Case 1 は、梁の中央部分に最も早い段階でクラックが発生し、鉄筋降伏に至る際には最も深い位置であった。そのため、当該位置で集中的に変形が進展した結果、鉄筋降伏に達した際の荷重の値は比較的小さい値だと考える。コンクリートから主鉄筋に対する拘束力が低減した場合、Case 2~Case 4 では載荷力による主鉄筋の伸びが広いはつり範囲で進行することが考えられ、その範囲で鉄筋全体が抵抗力を発揮し大きな荷重に耐えられた。健全な模型梁 Case 1 に関しては、主鉄筋がかぶりコンクリートに拘束され、その伸びはクラックの狭い区間を中心に集中的に進展したと思われる。この場合、クラックが発生した区間で局所的な鉄筋しか抵抗力を発揮できず比較的小さい荷重で降伏したことが考えられる。

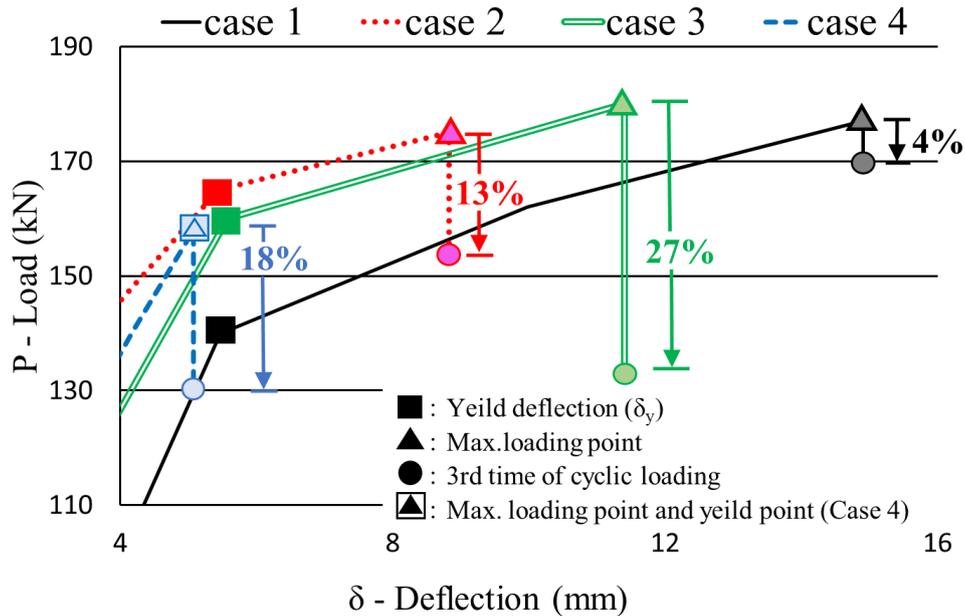


Fig. 5.6 Load capacity drops in the third-time test during cyclic loading

各実験ケースの模型梁における鉄筋降伏以降の3回繰返载荷に対する耐荷力の低下率をFig. 5.6に示す。健全な模型梁(Case 1)は、鉄筋降伏以降の変位量 $2\delta_y$ 、および $3\delta_y$ を目標に変位制御で3回繰返载荷を行い、 $3\delta_y$ 時点において耐荷力の低下が確認され、その低下率は4%であった。しかし、ひび割れ幅が6 mm であり、かつ深い位置まで進行したため载荷を終了した。その時点で残留たわみは9.50 mm だった。

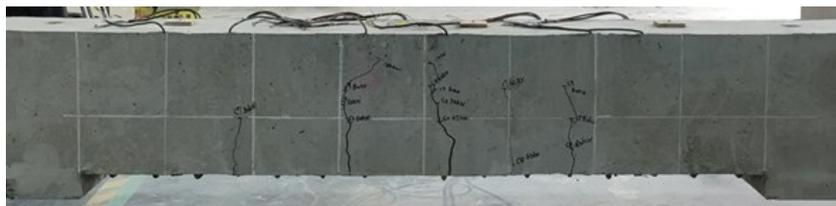
変状を伴う模型梁の実験ケースは、補修措置により再利用が可能な範囲の損傷を抑えるために鉄筋降伏以降では3回繰返载荷で耐荷力の低下率が10%を超過した時点を目安に载荷を終了した。Case 2 は鉄筋降伏以降 $2\delta_y$ を目安に荷重を漸増したところ、 $1.6\delta_y$ 時点の繰返载荷3回目での低下率が13%だったため载荷を終了した。Case 3 は鉄筋降伏以降より高い損傷程度の状態を探究するために $2\delta_y$ を目標に漸増载荷を行った。その結果、27%の耐荷力の大きな低下を確認した。変状程度が最も高い Case 4 は鉄筋降伏時の中央たわみ量が5.08 mm であり、全実験ケース中で一番小さいものであった。また、残留たわみが1.82 mm だったにも関わらず、鉄筋降伏時の3回繰返载荷で既に耐荷力が18%も低下しその靱性の乏しさが伺えた。この場合、過大なたわみによる破壊の恐れがあるため、鉄筋降伏たわみ(δ_y) 時の荷重を最大载荷荷重として载荷を終了した。载荷終了後、各実験ケースの模型梁の状態はFig. 5.7に示す通りである。



(a) Crack pattern of Case 1 after testing



(b) Crack pattern of Case 2 after testing



(c) Crack pattern of Case 3 after testing



(d) Crack pattern of Case 4 after testing

Fig. 5.7 Crack pattern of cases 1 to 4 after testing

なお、Table 5.4 に示す梁の鉄筋降伏たわみ(δ_y)以降の荷重変位は、 δ_y の倍数を目標値として変位制御で荷重を行った。変状程度が最も高い模型梁の Case 4 と健全な模型梁である Case 1 が持つ部材性能の差は、荷重によるクラックの分布状態からも確認できる。Fig. 5.7 では、Case 1 と Case 4 の模型梁における荷重終了後の状態とクラックの分布を表示した。Case 4 のクラックは、Case 1 と比較するとクラック発生に対応する荷重が小さいことに加

え，その段階で底面から深い位置まで進展した。また，鉄筋降伏時点のクラックは，はつり区間を中心に非常に深い位置に達していることから，構成要素としての耐力が十分に発揮できていないことが考えられる。それに対して，健全な模型梁 Case 1 は，クラック発生時のひび割れが浅いことに加え鉄筋降伏時点のクラックは梁の支間距離にわたり，浅く広く分布しているため梁全体により耐力が十分に発揮できている結果となった。

Table 5-4 Result of static loading test

Case No.	Load stage	Load deflection relationship(P- δ)		Condition of damage	
		Load (kN)	Deflection (mm)	Residual Deflection	Load capacity drops
1	Crack occurrence	60	0.51		
	Yield point(δ_y)	140	5.47		
	Equivalent $2\delta_y$	165	9.97	9.50	4
	Equivalent $3\delta_y$	177	14.91		
	End	170	14.91		
2	Crack occurrence	60	0.94		
	Yield point(δ_y)	165	5.44	4.77	13
	Equivalent $1.6\delta_y$	175	8.83		
	End	153	8.83		
3	Crack occurrence	45	0.55		
	Yield point(δ_y)	160	5.58	6.86	27
	Equivalent $2\delta_y$	180	11.40		
	End	132	11.40		
4	Crack occurrence	35	0.63		
	Yield point(δ_y)	158	5.08	1.82	18
	End	130	5.08		

5.3.2 衝撃振動試験の結果

判定モデルを用いて変状を伴う RC 桁の損傷程度を評価するためには，それぞれの実験ケースに当該する模型梁に対して，静的載荷実験で損傷を付与した各載荷段階で固有振動数を計測する必要がある。本節では，各段階で実施した衝撃振動試験の結果である固有振動

数について整理をする。衝撃振動試験は 4.3.3 と同様の方法で実施した。

a) 変状付与による固有振動数の変化

各実験ケースの模型梁に変状を与える段階で実施した衝撃振動試験の結果を Table 5-5 に示す。この結果から、変状付与による固有振動数の低下は 4 次固有振動数で良くその傾向を表していることがわかる。

Fig. 5.8 のように、4 次固有振動数に着目し、健全な模型梁である Case 1 と比較した場合、各実験ケースで底面コンクリートに対してはつり幅を施した後の計測値の低下程度は、線形に近い形である。このうち、Case 4 ではそれぞれ底面はつり幅 400 mm 時に帯鉄筋を 400 mm 切除し、底面はつり幅 1200 mm 時に 800 mm 切除したが、帯鉄筋を切除していない Case 3 と比較すると 400 mm と 1200 mm のはつり幅の計測値は近い数値だった。

以上のことから、底面コンクリートのはつり範囲の増加に伴う 4 次固有振動数の低下率は整合的であり、底面コンクリートかぶりの損傷程度を説明できることを意味する。しかし、帯鉄筋切除による影響は小さく、帯鉄筋を切除していない梁とはほぼ変わらない結果だった。

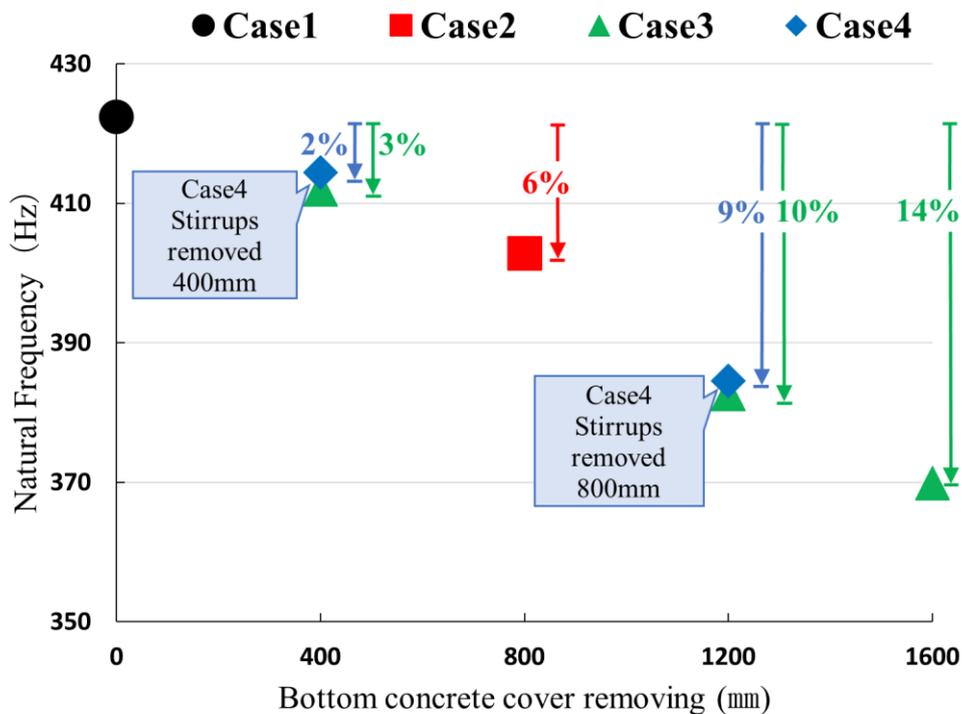


Fig. 5.8 Changes of Natural Frequencies corresponding level of deterioration

Table 5-5 Changes of Natural Frequencies corresponding level of deterioration

Case No.	Level of deterioration		Natural Frequency			
	Removal of the bottom concrete cover (mm)	Removal of Stirrups (mm)	1 st Mode	2 nd Mode	3 rd Mode	4 th Mode
1	0	0	70	126	189	422
2	800	0	68	125	175	402
	400	0	64	122	177	412
	1200	0	63	120	168	382
3	1600	0	68	124	175	370
	400	400	61	118	175	414
4	1200	800	60	118	167	385

b) 段階的な損傷付与による固有振動数の変化

前述の Table 5-5 で示した通り， 載荷初期の各次固有振動数の値を踏まえると， 支持条件の影響を受けやすい低次振動モードの固有振動数は載荷荷重の増加に伴う部材損傷による曲げ剛性の低減を明確に反映できないことがわかる． そのため， 静的載荷実験の各載荷段階（損傷に関連するイベント）で実施している衝撃振動試験も同様に 4 次振動モードまで固有振動数を計測した． 実験ケース別に載荷段階に対応する衝撃振動試験の結果を Table 5-6 に示す．

Fig. 5.9 は Case 1 において， 静的載荷実験で載荷段階の進展に伴い， 各次数の固有振動数の変化を表したものである． 載荷初期から載荷終了までの固有振動数とスパン中央位置のたわみの関係を比較すると， 以下のようなことが分かる．

1 次および 2 次の低次固有振動数では， 載荷段階の進行による固有振動数の低下は明確でなかった． 3 次固有振動数に関しては， 鉄筋降伏以降における固有振動数の低下は確認できるが， 載荷初期から鉄筋降伏時までの値を比較すると， その変化は小さかった． これに対して， 4 次固有振動数は載荷初期と鉄筋降伏時， およびそれ以降の載荷段階で明確な変化が確認できる． その低下率は， 載荷初期と比較した鉄筋降伏時の固有振動数の低下率は 7%であ

り、 $2\delta_y$ 相当時の低下率は15%、 $3\delta_y$ 相当時の低下率は23%である。これらの低下率から、すべての载荷段階で、それぞれ明確な低下率が確認できた。

したがって、構造諸元などの条件においては限定的ではあるが、本研究で取扱う単純支持条件の模型梁は、4次固有振動数が最も支持条件による影響が小さく、荷重と中央たわみ量の増大による部材の曲げ剛性の低減を明確に反映している。

载荷初期と鉄筋降伏時の固有振動数の低下率は実験ケースごとにバラつきは存在するが、それぞれの初期値と比較すると、鉄筋降伏後の固有振動数は、1割程度の低下率であることがわかった。

Table 5-6 Result of Impact vibration test

Case No.	Load Stage	Natural Frequency				Level of Deterioration
		1 st Mode	2 nd Mode	3 rd Mode	4 th Mode	
1	Sound	70	126	189	422	Sound
	Yield point(δ_y)	71	127	186	393	
	Equivalent $2\delta_y$	69	127	173	360	
	Equivalent $3\delta_y$	60	115	161	325	
2	Deteriorated (Moderate)	68	125	175	402	Moderate (Bottom concrete cover 800 mm removal)
	Yield point(δ_y)	65	126	176	360	
	Equivalent $1.6\delta_y$	66	126	174	343	
3	Deteriorated (Moderate)	68	124	175	370	Moderate (Bottom concrete cover 1600 mm removal)
	Yield point(δ_y)	68	129	165	339	
	Equivalent $2\delta_y$	66	124	157	309	
4	Deteriorated (Severe)	60	118	167	385	Severe (Bottom concrete cover 1200 mm Stirrups 800 mm removal)
	Yield point(δ_y)	71	125	179	363	

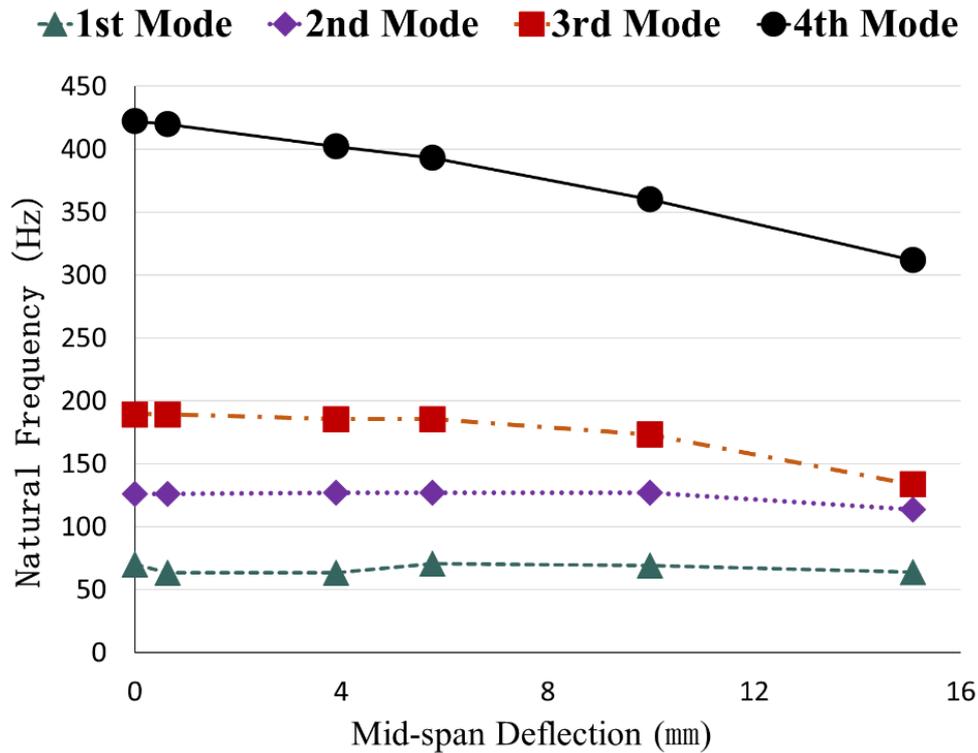


Fig. 5.9 Changes of Natural Frequencies corresponding mid-span deflection in Case 1

5.3.3 解析モデルの設定と荷重初期の固有値解析

本節では、固有値解析を用いて衝撃振動試験の結果である固有振動数の信頼性を確認する。静的荷重実験では、荷重が梁のスパン中央に作用しているため、解析モデルを検討する際には、梁の中央部分にクラックがより集中するような結果だったことを考慮すべきである。そのため、固有値解析ではこのような局所的な曲げ剛性の低減を考慮して部材の損傷発生位置を反映させた基準低減係数を導入し、損傷パターンを解析モデルに反映させた形で解析を行った。

a) 解析モデルと支持条件の設定

衝撃振動試験は、パルスに近い衝撃力により構造物を自由振動させて固有振動数を計測する方法である。その運動方程式は多自由度系で衰減を考慮していない前提で、式(5.1)の

ように表現できる。

$$M\ddot{X} + KX = 0 \quad (5.1)$$

ここに、 M ：全体質量マトリクス、 K ：全体剛性マトリクス、 \ddot{X} ：加速度ベクトル、 X ：変位ベクトル。

$$k = \begin{bmatrix} \frac{EA}{l} & 0 & 0 & \frac{-EA}{l} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{l^3} & \frac{6EI}{l^2} & 0 & \frac{-12EI}{l^3} & \frac{6EI}{l^2} \\ 0 & \frac{6EI}{l^2} & \frac{4EI}{l} & 0 & \frac{-6EI}{l^2} & \frac{4EI}{l} \\ \frac{-EA}{l} & 0 & 0 & \frac{EA}{l} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{-12EI}{l^3} & \frac{-6EI}{l^2} & 0 & \frac{12EI}{l^3} & \frac{-6EI}{l^2} \\ 0 & \frac{-6EI}{l^2} & \frac{-4EI}{l} & 0 & \frac{6EI}{l^2} & \frac{4EI}{l} \end{bmatrix} \quad (5.2)$$

単位要素の剛性は、式(5.2)のように、部材の諸元から構成される。ここに、 k ：単位要素の剛性、 l ：部材の要素分割長さ、 EI ：曲げ剛性、 EA ：断面軸剛性。

各実験ケースにおける模型梁は、実験条件を考慮した上で Fig. 10 のように、梁の分布重量を各要素間の節点に集中させてモデル化した。さらに、Fig. 5.11 に示す断面のイメージのように、異なる欠損断面の形状を反映できるように工夫した。

静的载荷の際に、支점에設けた梁と台座間の変位計で計測された変位から換算した支点ばね定数は、中央荷重によるたわみの増加に伴い変動しながら低減していく傾向が見られる。これは、中央たわみの累積量が少ない静的载荷実験の初期载荷の段階でのばらつきが原因だと考えられる。

したがって、このような変動の影響を考慮するために、固有値解析を行う際には、支点のばね定数の設定にあたり、各载荷イベントの計測値を参考にばね定数の微調整を行った。なお、固有値解析において、载荷開始から鉄筋降伏たわみ(δ_y)までは式(5.1)、式(5.2)を用いた。それ以降、非線形程度の高い载荷イベントに対する解析は次の 5.3.4 で説明する剛性低下を考慮した方法で計算を行った。

4.4.3 で議論したように、基礎を含む橋脚などの構造物等は一般に 1 次ないし 2 次の低次の固有振動数が着目されるが、本研究では弾性支承上の部材を対象としているため支持条件による影響が小さい高次の固有振動数を重点的に検討することが合理的である。したが

って,以降の固有値解析は4次固有振動数を中心に行う.

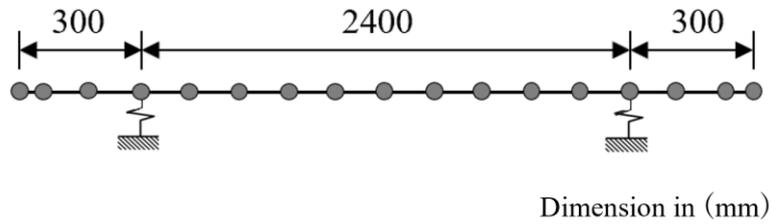


Fig. 5.10 Image of analytical model and element partitioning

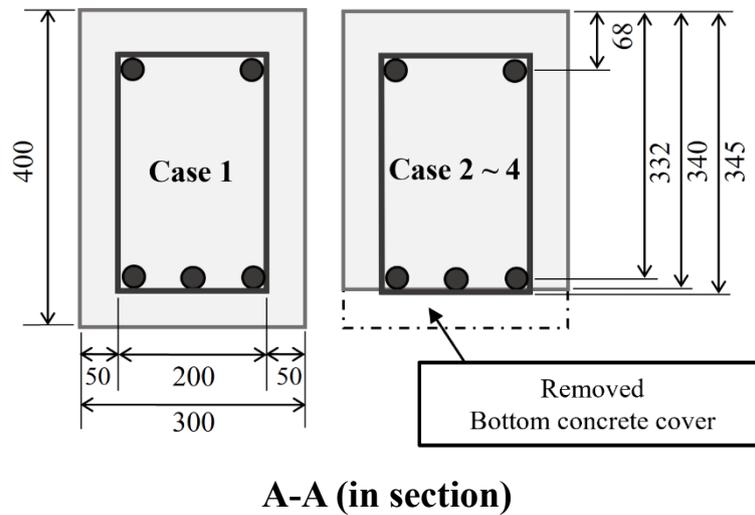


Fig. 5.11 Sectional setting of analytical model in sound and deteriorated case

b) 載荷初期における固有振動数の解析結果

前述の Table 5-5 に示す計測結果の妥当性を確認するために,固有値解析による数値シミュレーションを行った.固有値解析は,著者らが開発したプログラム ADEV2D を使用した.以下,解析例として健全ケースである Case 1 の初期段階における固有振動数の算出方法について述べる.

最初に,計測された固有振動数を対象に,4次振動モードにおいて計測値と解析値が一定水準で合致するように設定した.その断面特性値の詳細は,Table 5-7 の通りである.このうち,初期ヤング率 E_c の設定は実測値を逆算した結果を参考に,また衝撃振動試験におけるひずみ量が微小であることを考慮し,トライアルにより決定した値である.各実験ケース

の初期値に対する解析値は Table 5-8 の通りである。

この結果から、各振動モード図にプロットした計測値は解析値と比較すると、その整合性が高いことが確認できる。なお、本プログラムの妥当性を検証するために、DYNA2E 等市販プログラムとの解析結果を用いて比較を行い、ほぼ同じ結果であることを確認した。

Table 5-7 Parameters of eigenvalue analyses

Items	Indexes	Unit	Value
Initial Young's module	E_c	kN/m ²	2.81×10^7
Moment of inertial	I	m ⁴	1.79×10^{-3}
Cross section area	A	m ²	1.31×10^{-1}
Spring constant value	k	kN/m	1.62×10^5
Unit weight	γ	kN/m ³	23.50
Gravity acceleration	g	m/s ²	9.81
Inner span distance	L_i	mm	2400
Length	L	mm	3000

Table 5-8 Measurement and analysis of 4th mode natural frequency in initial load stage

Case No.	Load stage	Natural Frequency (Hz)		Condition
		4 th Mode (Measurement)	4 th Mode (Analysis)	
1	Initial	422	424	Sound
2		402	387	Moderate
3		370	357	Moderate
4		385	371	Severe

5.3.4 鉄筋降伏以降の固有値解析と剛性変化の推定

a) 局所の曲げ剛性の低減を考慮した固有値解析手法

既存研究では、梁要素によるモデル化の場合、その境界条件や損傷パターンが多様である故に固有値解析の難易度が高く、再現精度が低い結果に注意すべきと指摘されている⁶⁰⁾。本研究の各実験ケースでは、荷重による曲げクラックは、梁の中央スパン 1000 mm の範囲内に分布している。そこで、鉄筋降伏後の曲げ剛性(EI)の低減は、梁の中央部分に最も集中していることを考慮し、それを正規分布として考え、以下の式(5.3)、およびそれに準じた低減係数を関数として式(5.4)で定義する。このように、基準低減係数 r を用いて鉄筋降伏後における梁の中央部分の局所的な曲げ剛性の低減を反映し、トライアルで固有値解析を行った。

$$f(x, m, \sigma) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} e^{-\left(\frac{(x-m)^2}{2\sigma^2}\right)} \quad (5.3)$$

ここに、 f : σ, x, m に従う正規分布関数、 x : 梁の左端から分割した要素の中央位置までの距離、 m : 梁の左端から中央位置までの距離、 σ : 標準偏差。

$$r(x, m, \sigma) = \frac{1}{\frac{f(x, m, \sigma)}{f_{max} - f_{min}}(R-1) + 1} \quad (5.4)$$

ここに、 r : 基準低減係数、 R : 梁中央位置の最大基準低減係数、 f_{max} : 梁中央位置にある f の最大値、 f_{min} : f の最小値。

基準低減係数の決定方法は次の通りである。梁の中央位置を m として、中央の先行降伏後の想定範囲は標準偏差の 6 倍とする。その範囲のうち、荷重位置にあたるピーク部分の低減率を $(R-1)$ とする。そして、梁の全長のうち端部を除き 200 mm の要素で均等に分割し、その中央位置を x として、それに依存した正規分布を r とした。そのイメージは Fig. 5.12 の通りである。

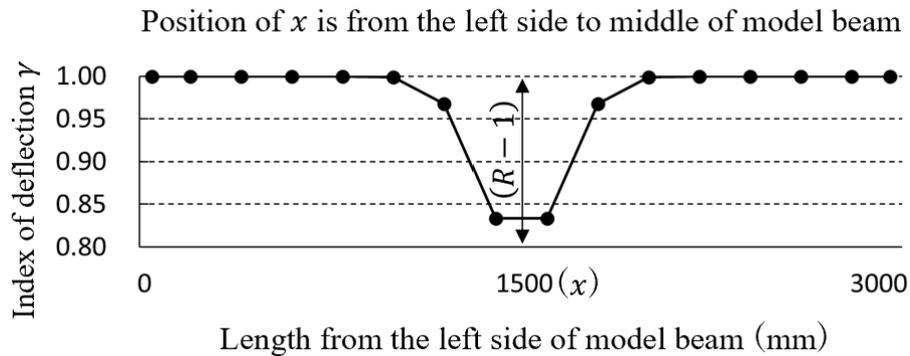


Fig. 5.12 Image of bending stiffness reduction after yielding in analytical model

鉄筋降伏以降、各要素の曲げ剛性の低減率は、基準低減係数 r を用いて、 $\alpha(r-1)$ で表すことができる。梁の中央位置にあたる曲げ剛性の最大低減率は $\alpha(R-1)$ である。曲げ剛性の低減率は式(5.5)で表現することができる。

$$\beta = \frac{EI - (EI)_{min}}{EI} = \alpha \cdot (R - 1) \quad (5.5)$$

ここに、 β ：曲げ剛性の低減率、 EI ：初期剛性、 $(EI)_{min}$ ：載荷後の梁中央部分における最小曲げ剛性、 α ：各要素の剛性に対する修正係数。

b) 鉄筋降伏以降の固有振動数の解析結果

解析の結果は Table 5-9 の通りである。ここで、数値解析と実験の整合性を確認するために、Table 5-6 の計測値と比較した結果、その誤差は 5%以下に収まり工学的に両者は合致していることが言える。

それに対応する梁中央位置の基準低減係数 R の値は 1.2、標準偏差 σ の値は 0.15 だった。固有振動数の計測値に対する同定過程で得た各実験ケースの載荷初期、および各載荷段階の剛性に対する低減率を整理し、その結果を Table 5-10 に示す。ここで、各実験ケースの鉄筋降伏たわみ (δ_y) に着目し、梁中央部分に基準低減係数を最大値である R とした。その結果、変位の有無に関わらず、どの実験でも 2 割程度の低減率であることが確認できた。以降、 $2\delta_y$ の低減率は 4 割に近い結果であり、 $3\delta_y$ に至っては、5 割以下まで低減することがわかった。

Table 5-9 Measurement and analysis of 4th mode natural frequency

Case No.	Load Stage	Natural Frequency (Hz)		Deviation (%)	Level of deterioration
		4 th Mode (Measurement)	4 th Mode (Analysis)		
1	Sound	422	424	-0.5	Sound
	Yield point(δ_y)	393	410	-4.3	
	Equivalent $2\delta_y$	360	370	-2.7	
	Equivalent $3\delta_y$	325	321	1.1	
2	Deteriorated (Moderate)	402	387	3.8	Moderate (Bottom concrete cover 800 mm removal)
	Yield point(δ_y)	360	366	-1.8	
	Equivalent $1.6\delta_y$	343	360	-4.9	
3	Deteriorated (Moderate)	370	357	3.6	Moderate (Bottom concrete cover 1600 mm removal)
	Yield point(δ_y)	339	339	0.1	
	Equivalent $2\delta_y$	309	307	0.6	
4	Deteriorated (Severe)	385	371	3.6	Severe (Bottom concrete cover 1200 mm Stirrups 800 mm removal)
	Yield point(δ_y)	363	364	-0.4	

Table 5-10 Changes of Bending Strength corresponding conditions of damage

Case No.	Load Stage	Declined of β (in %)	Level of deterioration
1	Sound	0	Sound
	Yield point(δ_y)	22	
	Equivalent $2\delta_y$	36	
	Equivalent $3\delta_y$	52	
2	Deteriorated (Moderate)	0	Moderate (Bottom concrete cover 800 mm removal)
	Yield point(δ_y)	24	
	Equivalent $1.6\delta_y$	27	
3	Deteriorated (Moderate)	0	Moderate (Bottom concrete cover 1600 mm removal)
	Yield point(δ_y)	24	
	Equivalent $2\delta_y$	38	
4	Deteriorated (Severe)	0	Severe (Bottom concrete cover 1200 mm Stirrups 800 mm removal)
	Yield point(δ_y)	19	

5.4 変状程度に基づく判定モデルの作成とモデルを用いた健全度評価

5.4.1 固有振動数を用いた評価指標に対する検討

前述の Table 5-10 で示した曲げ剛性の低減率 β を用いることで模型梁の損傷程度を表すことができるが、載荷初期の変状、弾性域および塑性域それぞれの損傷程度に対しては解析など相当な作業を行う必要がある。ここでは、同様に損傷程度を表すことができる評価指標

について検討する。

Table 5-11 Index of soundness corresponding conditions of damage

Case No.	Load Stage	Index of Soundness (k_d in %)	Level of deterioration
1	Sound	0	Sound
	Yield point(δ_y)	7	
	Equivalent $2\delta_y$	15	
	Equivalent $3\delta_y$	23	
2	Deteriorated (Moderate)	5	Moderate (Bottom concrete cover 800 mm removal)
	Yield point(δ_y)	15	
	Equivalent $1.6\delta_y$	19	
3	Deteriorated (Moderate)	13	Moderate (Bottom concrete cover 1600 mm removal)
	Yield point(δ_y)	20	
	Equivalent $2\delta_y$	27	
4	Deteriorated (Severe)	9	Severe (Bottom concrete cover 1200 mm Stirrups 800 mm removal)
	Yield point(δ_y)	13	

最初に、評価指標とする固有振動数について、支持ばね定数による影響が最も小さい次数は 4 次振動モードであったため、人為的な変状の付与、または静的載荷実験による曲げ剛性の低下をより明確に表せることを示唆できる。また、5.3.2 a) の載荷初期の固有振動数の測定結果では、4 次固有振動数の場合、健全な模型梁である Case 1 に対して各実験ケースで底面コンクリートに対するはつりを施した後の固有振動数の低下程度は、はつりの範囲

に従い線形に近い形であることがわかる。そして、5.3.2 b) の静的載荷試験の各載荷段階の測定結果でも、4次固有振動数は載荷初期と鉄筋降伏時、および以降の載荷段階で明確な変化が確認できた。各実験ケースにおける載荷初期と鉄筋降伏時の低下率は実験ケースごとにバラつきは存在するが、鉄筋降伏時の低下率は概ね1割程度である。これらの結果は整合性があると同時に、5.3.3 b) を支持する結果だと言える。

これらの結果を踏まえると、評価指標として健全な模型梁 Case 1 を基準に変状付与前後および静的載荷実験にて載荷段階の進行に伴う固有振動数の変化を式(5.6)のように、模型梁の健全度低下率(k_d)で表現することができる。これらを整理すると、Table 5-11 のようになる。

$$k_d = \frac{f_0 - f_n}{f_0} \quad (5.6)$$

ここに、 k_d : 部材の健全度指標値、 f_0 : 健全時の固有振動数、 f_n : 各載荷段階(イベント)の固有振動数。

5.4.2 判定モデルの作成とモデルを用いた健全度評価

実験の結果に基づいた健全度指標値 k_d を用いた健全度判定の目安とその維持管理法を検討する⁶¹⁾。5.3.1 で述べたように、スパン中央位置に荷重が作用する場合、模型梁に関しては変状付与の有無に関わらず、スパン中央位置の主鉄筋は降伏たわみ量に至るまで3回繰返載荷による耐荷力の低下はなかった。しかし、Case 2 と Case 3 はそれ以降の載荷段階で健全な Case 1 と比較すると早い段階で大きな耐荷力の低下が確認された。

帯鉄筋を切除した Case 4 に関しては、他のケースと比較した際に、クラック発生時の深さや初期剛性の乏しさ、また主鉄筋が降伏たわみ量に達した際の3回繰返載荷で耐荷力がかなり低減したことから、載荷初期の段階で既に耐力やじん性が著しく低下したことが懸念される。

各実験ケースの力学挙動を踏まえ、健全なケース、底面等のコンクリートが剥離したのみのケースおよび底面かぶりに加え帯鉄筋が損傷したケースに区別して判定モデルを Fig. 5.13 のように作成した。部材の維持管理に関する判定の目安を断面の修復程度の補修および鉄筋が降伏した後にそれらを取り替えることも含めた補修(大規模な補修)で表現することを検討した。この維持管理の前提として、安全性を重要視する前提で、鉄筋降伏後に部材

の使用を控えることとする。

a) 判定モデルとなる健全な桁の健全度評価

健全な状態の梁(Case 1)について検討する。クラック発生時から模型梁の1/2高さまで進展した際の k_d 値は5%だった。また、鉄筋降伏に値する k_d 値が7%であったため、その範囲が5%以内であれば、現状では問題が少なく健全な状態として使用することができる。低下率が5%~7%の場合は、モニタリングの強化や検査の頻度を上げる措置を取る。この場合、補修の緊急性は低い。低下率7%の時点ではクラックの幅が大きくなり深さもさらに進展したことから、顕著な変状が生じているが、鉄筋が降伏していない劣化加速期に当該する。この状態は、維持管理標準で規定する健全度 S-A2 である。この段階での維持管理措置としては、クラックを確認した場合その進行具合を目視検査などで把握した上、必要に応じて樹脂注入による補修のタイミングを決める。ただし、鉄筋の降伏している可能性もあるため、確認次第では断面修復も検討する必要がある。

$2\delta_y$ に至るまでの荷重段階で k_d 値は7%から15%まで低下し、維持管理標準に記載する健全度 A2-A1 に当該する。この段階では、桁要素の鉄筋が降伏している可能性が大きいため、車両運行による耐力低下が短期間で把握できない場合でも主鉄筋の降伏やコンクリート内部でクラックの深さや幅が進行している可能性があるため注意する必要がある。降伏した可能性がある鉄筋の交換や欠損したコンクリート断面の補修を早急に行うことが推奨される。その一方で、実験結果では繰返し荷重における耐力の低下は小さく、その後のじん性も十分確保されていることがわかる。そのため、補修に対する若干の時間的余裕があることを示唆している。したがってこの段階では、進行性の把握すなわち固有振動数の低下率に着目し、必要に応じて鉄筋の取替、および断面修復を行うことを推奨する。また、クラック等は鉄筋の錆防止を目的とした注入等の補修が効果的であると考えられる。

それ以降、 $3\delta_y$ の荷重段階では耐力の上昇も緩やかになり、繰返し荷重による耐力低下も見られた。この段階では、損傷程度3は固有振動数の減少率が15%以上の状態であり、維持管理標準に記載する健全度 AA に当該する。上記のリスクに加え桁要素としての性能が全般的に低下している可能性が極めて高い。そのため、補修の緊急性は比較的高く、損傷程度2の維持管理措置に加え、使用制限や一時的な使用停止についても検討する必要がある。それらの実行を緊急に計画する必要がある。

b) 中程度の変状を伴う桁の健全度評価

Case 2 と Case3 のように底面コンクリートかぶりに断面欠損が生じた RC 桁について検討する。本節の冒頭で説明したように、鉄筋が損傷や降伏していない場合、底面コンクリートかぶりに関して変状の有無にかかわらず、力学性能の観点では差がない。そのため、初期値が 0% ~ 7% の範囲内であれば問題は少ない。鉄筋が露出している場合には錆防止の処置は必要であるが、この時点では補修の緊急性は低く健全な状態の RC 桁と同じ維持管理措置で良いと考える方向性で良い。Case 3 のように、底面コンクリートのはつり範囲が 1600 mm と大きい場合、その初期の k_d 値は 13% である。この値は、Case 1 の $2\delta_y$ 時の固有振動数の低下率に近い値であるため、損傷レベル 2 の維持管理措置で検討する必要がある。

この変状程度の降伏性能について、Case 2 では鉄筋降伏時の k_d 値は 15% であり、繰返し載荷で耐荷力は低下しなかったが、その後 $1.6\delta_y$ の載荷段階では耐荷力が 13% 低下した。この結果は、スパン中央位置の主鉄筋が降伏した後に、底面コンクリートかぶりが存在しないため、じん性が低下した結果である。したがって、 k_d 値が 7% から 15% に至るまでの損傷程度を損傷レベル 2 と定義し、状況によって補修を早期計画・実施することを推奨する。また、この損傷程度は変状がかなり進行した結果だと考え、この場合では健全な状態の梁と比べ、大きな外力(地震など)に対して耐震性能が低くなっているため、より一層注意が必要である。このように維持管理における緊急性が比較的高い場合、降伏たわみ量に達した位置の鉄筋について取替作業を行う。なお、鉄筋を取り替える際にはコンクリートかぶりについても一時的にはつり除去するため、作業完了後には速やかに断面修復を実施することを推奨する。また、重要な部材に関しては、エポキシ樹脂の注入など補修措置を行うことが望ましいと考える。

さらに、中程度の変状を伴う状態かつ k_d 値が 15% 以上である場合、早急な補修の実行が推奨される。特に、底面コンクリートのはつり範囲が 1600 mm である模型梁(Case 3)では、初期値が 15%(Case 2, 鉄筋降伏時の健全度指標値)に近い値 13% であり、鉄筋降伏時の値は 20% である。さらに、 $2\delta_y$ の載荷段階の繰返し載荷では耐荷力の低下が 27% であった。このような変状程度において鉄筋降伏は非常に危険な状態だと言える。したがって、このような損傷程度を判定モデルでは損傷レベル 3 と定義する。この損傷レベルにプロットする場合、維持管理措置としては維持管理の優先度は高く、早急な鉄筋の取替と断面修復を検討す

ることが必要となる。また、この場合コンクリートのクラックの幅は変状を伴わない模型梁よりも大きいため、雨水が染み込みやすく鉄筋に影響を与える範囲がより大きくなる可能性が高く、耐久性に大きく関係する。そのため、できるだけ早く対応すべきである。また、底面コンクリートかぶりに損傷があるため、大きな外力(地震など)に対して耐震性能が低くなっているだけでなく、運輸による列車荷重のほか衝撃荷重・始動荷重および制動荷重なども安全性に悪影響を与える可能性が十分ある故に、使用制限や一時的な使用停止などの措置も視野に入れる必要がある。

なお、総じて RC 桁に関して、底面コンクリートが欠損した場合は補修の緊急性が高いが、その欠損断面積の大きさによっては、早急に補修を実行すべき場合も存在すると言える。

c) 程度の高い変状を伴う桁の健全度評価

底面コンクリート 1200 mm のはつりと帯鉄筋に対して 800 mm の切除をした模型梁 (Case 4)のような程度の高い RC 桁について検討をする。その初期の k_d 値は9%であり、鉄筋降伏時は14%であり Case 2 よりも高い数値であったが、鉄筋降伏と同時に耐力が18%低下したため危険な変状程度と認識すべきである。そのため、維持管理標準に記載する健全度 AA に当該する。

このような程度の高い変状を伴う桁要素に関しては、固有振動数の低下率より大きなリスクを懸念すべきである。したがって、固有振動数の低下率に関わらず、この場合は健全な状態の損傷程度3と同様の維持管理措置を早急に計画することを推奨する。

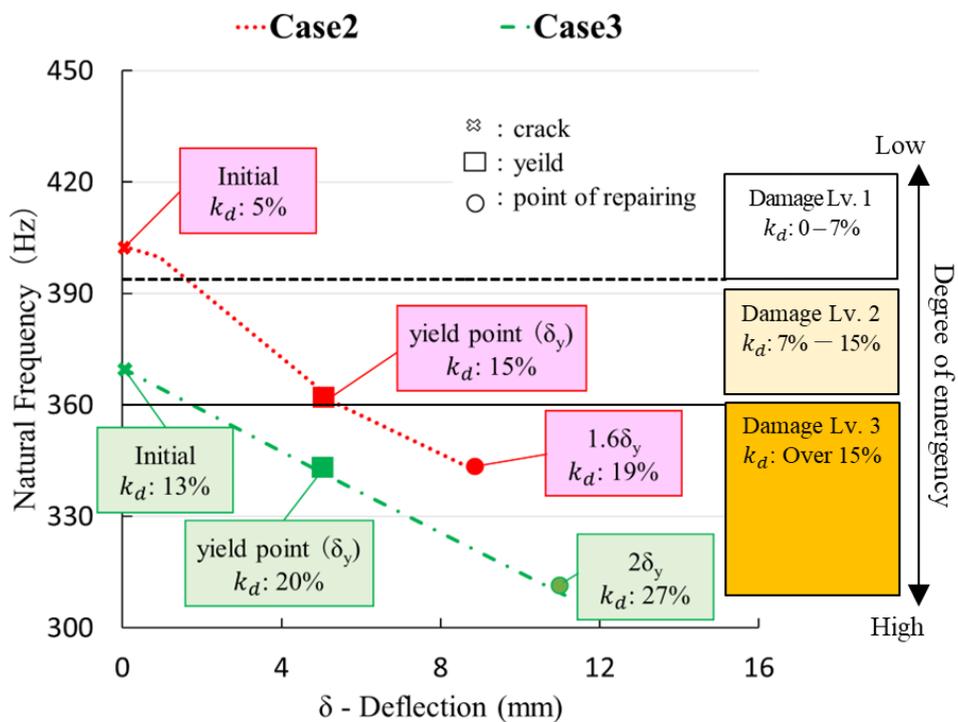
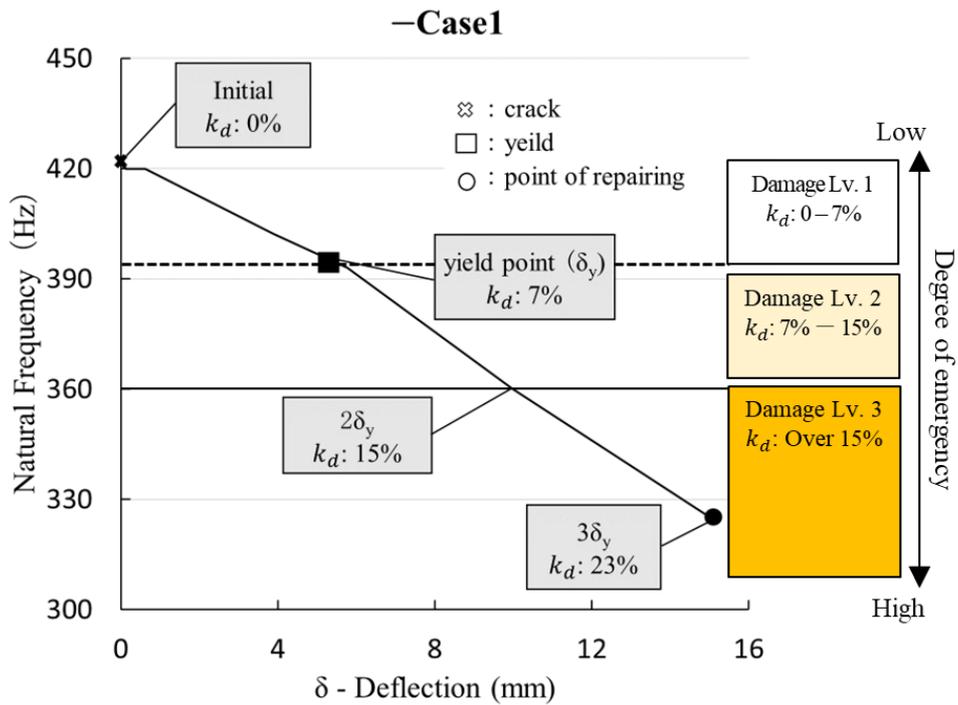
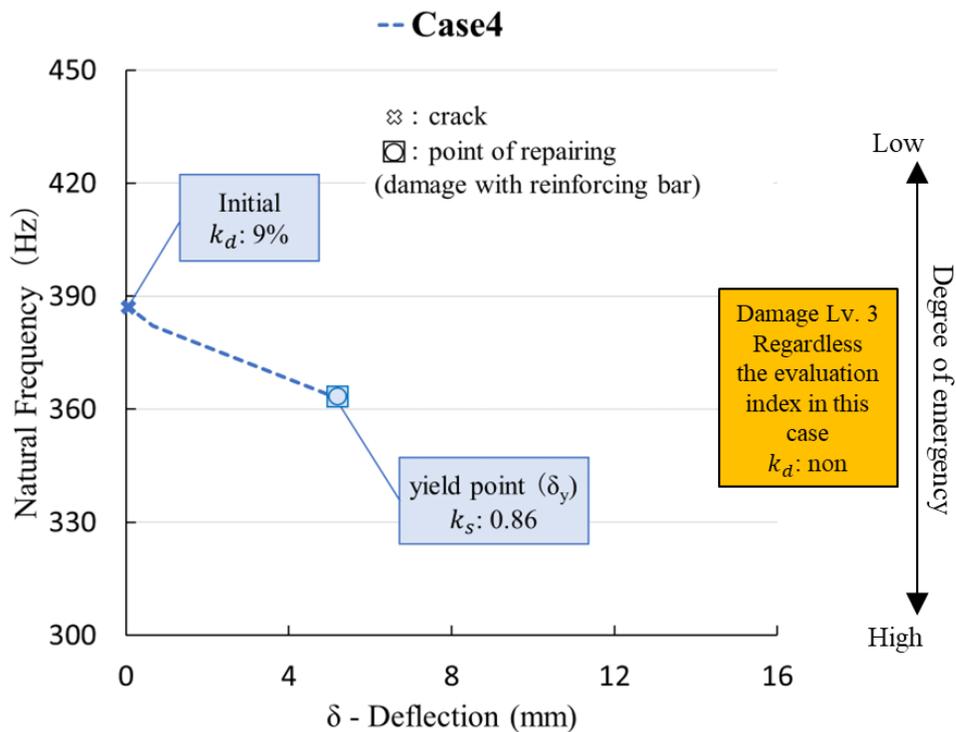


Fig. 5.13 Image of assessment in maintenance using assessment model with describes mechanical behavior related condition of damage in different level of deterioration (to be continued to next page)



(c) Model beam with spalling of bottom concrete cover and section reduced in stirrups rebar

Fig. 5.14 Image of assessment in maintenance using assessment model with describes mechanical behavior related condition of damage in different level of deterioration

これらを Table 5.12 にまとめ、各実験ケースの維持管理における対応処置と健全度指標値(k_s)の関係性を整理した。

なお、 k_d 値が 5%未満の場合でもコンクリートのクラック幅が大きいと雨水の染み込み、健全な状態においても鉄筋の腐食が生じる可能性があることから、維持管理の優先度はそれほど高くないが、注入等の補修を行うことでより安全性の高い維持管理が可能となる。

Table 5-12 Countermeasures for maintenance corresponding condition of damage

Level of deterioration	Damage level in load stage by k_d (%)	Countermeasures for Maintenance
Condition in moderately deteriorated (Defect of concrete, the Case 2)	Initial : Level 1 ~ 2 (5)	Equivalent sound in terms of load carrying capacity, remove rust if reinforcing bar in corrosion.
	Yield : Level 2 ~ 3 (5 ~ 15)	Reinforce bar repairing or/and concrete reforming, if k_s over 15 should conduct in urgently
	Yield ~ $1.6\delta_y$: Level 3 (over 15)	Reinforce bar repairing or/and concrete reforming in urgently
Condition in moderately deteriorated (Defect of concrete, the Case 3)	Initial : Level 2 (13)	Reinforce bar repairing or/and concrete reforming, if k_s near 15 should monitoring
	Yield : Level 3 (13 ~ 20)	Reinforce bar repairing or/and concrete reforming, if k_s over 15 should conduct in urgently
	Yield ~ $2\delta_y$: Level 3 (20 ~ 27)	Reinforce bar repairing or/and concrete reforming in urgently
Condition in severely deteriorated (Defect of concrete and sectional defect in reinforcing bar by corrosion, etc. the Case 4)	Level 3	Reinforce bar repairing or/and concrete reforming in urgently in out of the k_s

5.5 本章のまとめ

本章では、鉄道橋梁の代表的な部材である RC 桁を例として、中度から重度の変状を伴う状況を想定し、固有振動数の低下率を評価指標とした判定モデルを用いて、損傷程度に基づく健全度評価の方法を述べた。そして、その評価指標である高次の固有振動数の調査方法として効率的かつ実務で使いやすい衝撃振動試験の有効性を確認した。また、これらの結果を踏まえ、固有値解析を通して、高次の固有振動数を用いた健全度指標値(k_d)の信頼性を検証

した。これらを踏まえ、異なる変状ごとの維持管理措置とその判定目安について検討を行った。以下に、これらの知見をまとめる。

(1) 各実験ケースに静的載荷実験を実施した結果、底面はつりの有無に関わらず鉄筋に損傷を伴わない模型梁は、鉄筋降伏に至るまでの挙動に大差はなかったが、鉄筋降伏以降の実験最大載荷荷重において3回繰返載荷(変位制御)による耐力の低下率ははつり幅が大きい程その低下程度がより顕著だった。底面のはつりに加え、帯鉄筋を切除したケースは載荷初期から鉄筋降伏に至るまでの比較的早い載荷段階で耐力が低下する結果となった。このことから、耐力の低減防止に対してかぶりが非常に重要な役割を担っていることを確認した。また、健全度判定とその維持管理方法を検討する際には、繰返し載荷による耐力を把握することが重要であることを示唆する結果となった。

(2) 衝撃振動試験を行う際、検査対象の境界条件と目的を見極めて適正な次数の固有振動数を選択する必要がある。固有値解析の過程で支持ばね定数に対する感度分析を行うことで、支持条件が各次数の固有振動数に与える影響を把握でき、最も適している次数の固有振動数を選択することができる。

(3) 静的載荷実験では、載荷点が梁のスパン中央位置であるため、梁の中央部分にクラックがより集中するような結果だった。そのため、固有値解析ではこのような局所的な曲げ剛性の低減を考慮して部材の損傷発生位置を反映させた基準低減係数を導入することで実態に近い解析を実現した。

(4) 本実験ではRC桁を対象に、模型梁を用いて適切な次数の固有振動数を選択し、それを健全度指標値(k_d)に整理することで模型梁の状態を表せることを示唆する結果であった。この結果を踏まえ、限定的ではあるが、維持管理措置の目安とその対応処置を呈示することで維持管理の現場で類似的なケースに対して補修などの措置を検討する際には、参考として扱うことが期待できる。

(5) 鉄筋に損傷がない、または錆程度の軽傷しか受けていない梁は、載荷初期に対して鉄筋降伏時の変化は健全な模型梁 Case 1 と大差のない結果だった。しかし、コンクリートの底面かぶりが欠損した場合、同時に腐食による鉄筋の断面積が減少している可能性もある。これらの変状は、鉄筋降伏以降の耐力とじん性に大きく影響するため、地震など災害のリスクを懸念すべく、発見次第に損傷の進行性を把握し状況に応じて補修措置の早期計画を推奨する。また、 k_d が7%~15%に至る段階を含め、特に15%を上回る際は、鉄筋が降伏して

いる可能性が高いため、取り替えを含めた大規模な補修を早急に行うことが必要との結論に至った。

上記に示す知見は、構造物の維持管理現場に抱える課題であり、変状程度が高い RC 桁の定量的な健全度判定指標の必要性を念頭に置いた研究による成果である。今後、このような変状を伴う構造物や部材の健全度評価における判断方法を検討する際に参考となることが期待できる。次の第 6 章では、鉄道橋梁のライフサイクル・マネジメントに着目し、変状程度が高い RC 桁を対象に、健全度評価システムを用いた補修効果を評価する方法のあり方を検討する。

第6章 RC桁を対象とした健全度評価システムに基づく補修効果の評価

6.1 概要

4章では健全な模型梁を対象として、損傷程度を表す評価指標として固有振動数を選択し、その供用初期から補修が必要な段階に至るまでの判定モデルを作成した。

5章では、RC桁の変状に焦点を当て、健全な状態、および異なる変状を伴う状態に区別して、変状が耐力と変形性能に及ぼす影響を検証した。その結果、コンクリートの底面かぶりの断面欠損を伴う梁の耐力と変形性能は、鉄筋降伏後にその低下が顕著化することが明らかになった。また、既存研究では、断面欠損に加え鉄筋断面積が減少している場合、降伏に至らない場合でも耐力と変形性能が低下している可能性が高いことが示唆される^{59), 60)}。この結果を踏まえ、維持管理の現場での運用に着目し、固有振動数を評価指標とし、それを精確的に計測できる衝撃振動試験を用いて、各載荷段階で固有振動数を測定した。そして、計測結果を整理し、健全度の判定目安とそれに応じた対応処置について検討した。一斉老朽化により需要が大幅に増加する維持管理の現場で安全性を保持するためには、合理的な維持管理計画に従い、補修・補強などの措置を効率的に実施していく必要がある。そして、措置の選択に際して、その効果を正確に見積もることが重要である⁶¹⁾。

本章では、鉄道橋梁のライフサイクル・マネジメントに着目し、変状程度が高いRC桁を対象に、健全度評価システムを用いた補修効果の評価する方法のあり方を検討する。最初に、健全な模型梁に加え、変状を伴う模型梁を2本作成し、断面修復と樹脂注入の措置で補修をする。補修効果の確認は、先ず補修する模型梁からコアを採取し圧縮強度試験で、材料力学の側面から評価する。次に、健全な模型梁と補修したもう1本の模型梁に対して第4章と同様の実験方法で、耐荷性能と固有振動数で表現できる力学挙動で評価する。健全な状態の模型梁に基づき作成した判定モデルと補修前後に計測した模型梁の固有振動数を照合することで、補修後にあるべき性能を把握し、補修の目安となる参考値がわかる。そして、システムズモデリング言語(Systems Modeling Language, 以下 SysML)で健全度評価システムを用いた維持管理を記述し、システムの出力結果について検討した。

6.2 RC 桁の補修効果を評価する判定モデルの作成

6.2.1 模型梁の作成方法

RC 桁は塩害などの劣化により、コンクリートかぶりの剥離・剥落や鉄筋の腐食による断面積の減少が懸念される。特に変状程度が高い場合は、構造物の性能が著しく損なわれる。このような状況に応じて補修を実施し、補修後には健全度を用いてその補修効果を定量的に評価する必要がある。ここでは、健全な模型梁(Case 1)、変状を伴う模型梁(Case 2)、程度の高い変状を伴う模型梁(Case 3)を作成した。このうち、Case 2 は補修後にコンクリートコアを採取し、圧縮強度試験で補修効果を材料強度の側面から検証した。Case 3(補修前を Case 3-D,補修後を Case 3-R とする)については、Case 1 と比較し、力学挙動と固有振動数の側面から補修効果を検証した。

Table 6-1 Details of the experimental cases

Case No.	Level of deterioration		Condition
	Removal of the bottom concrete cover (mm)	Removal of Stirrups (mm)	
Case 1	0	0	sound
Case 2	800	0	moderate
Case 3-D	1200	800	severe
Case 3-R	0	0	repaired

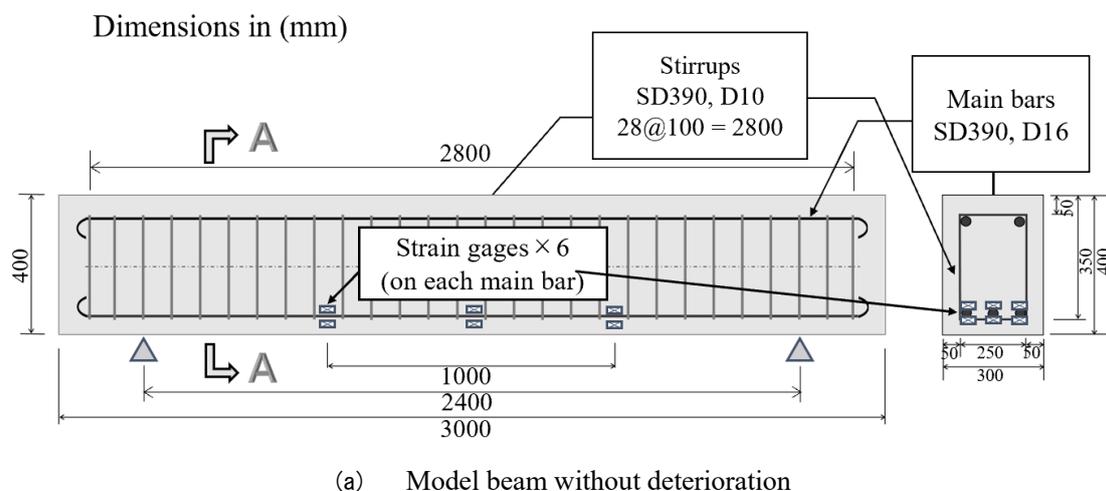
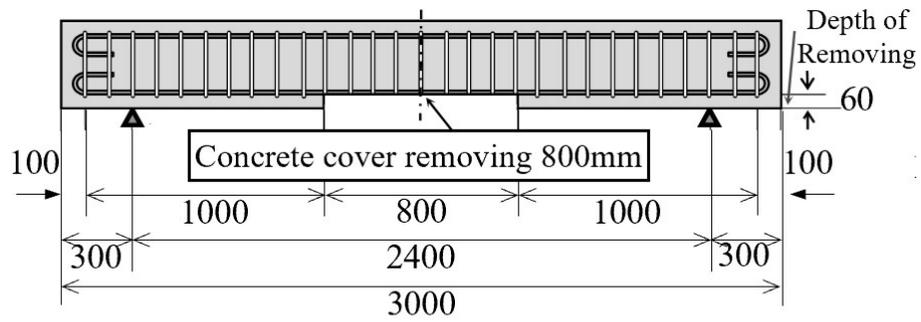
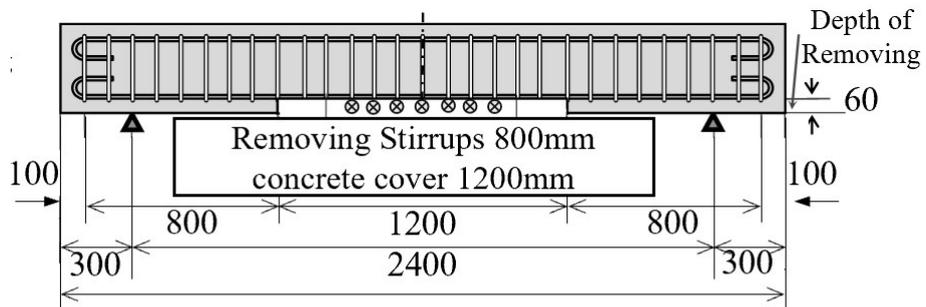


Fig. 6.1 Elevation view and section view of the RC model beam (to be continued to next page)



(b) Model beam with sectional defect in bottom concrete cover or rebars were exposed



(c) Model beam with spalling of bottom concrete cover and section reduced in stirrups rebar

Fig. 6.1 Elevation view and section view of the RC model beam.

変状を模型梁で表現するため、Fig. 6.1 に示す通り健全な模型梁（Case 1）をベースに、Case 2 では底面コンクリートかぶりの一部を除去した。Case 3-D に関しては、一部底面コンクリートかぶりに加え、帯鉄筋を一部除去した。Table 6-1 に実験ケースの詳細を示す。

6.2.2 圧縮強度試験と引張強度試験

Table 6-2 Results of the concrete-compression test

Specimen size (Cube in mm)	Compression strength (kN/m ²)	Young's module (kN/m ²)
150	4.01×10 ⁴	2.74×10 ⁷

Table 6-3 Results of the rebar tensile test

Type	Spec.	Strength (kN/m ²)		E_s (kN/m ²)
		Yield	Tensile	
Main	HRB400-D16	4.48×10 ⁵	6.19×10 ⁵	2.05×10 ⁸
Stirrup	HRB400-D10	5.65×10 ⁵	7.35×10 ⁵	

本実験で使用する模型梁のコンクリート強度を確認するため、模型梁と同時に打設した供試体に対して 28 日の養成期間後にコンクリートの圧縮試験を行った。その結果を Table 6-2 に示す。鉄筋の降伏強度と引張強度を確認するために事前に主鉄筋の引張試験を行った。その結果は Table 6-3 の通りである。なお、これらの試験は 4 章と同じ設備で行った。

6.2.3 再利用を目的とした模型梁の補修措置の方法

損傷した鉄道橋梁とその構成要素の補修工法として、内圧充填接合補強工法(Inside Pressure Hardening method, 以下 IPH 工法)を選択した。補修の必要に応じて、注入孔以外に断面修復やクラックの密封を施し、高流動性のエポキシ樹脂を負圧の状態を作り出し、注入開始時にコンクリート内部の空気を排出する。注入圧力を $0.06 \pm 0.01 \sim 0.02 \text{ N/m}^2$ の超低圧に抑えると同時にコンクリート内部に存在する空気と注入樹脂を置換することで、毛細管現象が発生し、穿孔した穴の内部から放射状に拡散する事で、高密度充填を可能と

する工法である^{(62), (63), (64), (65)}。高流動性エポキシ樹脂の成分概要および試験値の情報は、Table 6-4 に示す通りである。

IPH 工法による樹脂注入の手順を Fig. 6.2 に示す。最初に、Step 1 のように必要に応じて断面修復し、注入孔付近を平坦に研磨する作業を行う。次に、Step 2 のように湿式ミストダイヤモンドカッターにより穿孔を行う同時に清水を流すことで樹脂注入孔を洗浄し、Step 3 で示すように配合したエポキシ樹脂を写真のようなジャバラに填入する。そして、Step 4 のような台座を注入孔に設置しクラックに沿って密封作業を行い、ジャバラを台座に設置する。すべての実験ケースは 18 時間以上に渡り注入が完了した時点で取除いた。

本研究の各実験ケースの補修に関する概要を Table 6-5 と Table 6-6 に示す。このうち、Case 2 および Case 3-D は底面かぶりをはつり施工したため、断面修復を実施する際、模型梁の躯体内部に対して密封状態を作るため、クラックと樹脂注入のポイントに対してコンクリート用のシールで密封する。補修を行う際に、はつり部分の一部ではクラックを伴うため、完全平坦に研磨することは困難であった。そのため、釘で樹脂注入用の台座を模型梁に定着し、さらにその上にモルタルで固定するように工夫した。補修施工の推奨気温は 23°C であるが、現地気温が 15~20°C と少し低かったため、長目の養成期間を設けた。補修後の各模型梁は Fig.6.3 に示す通りである。

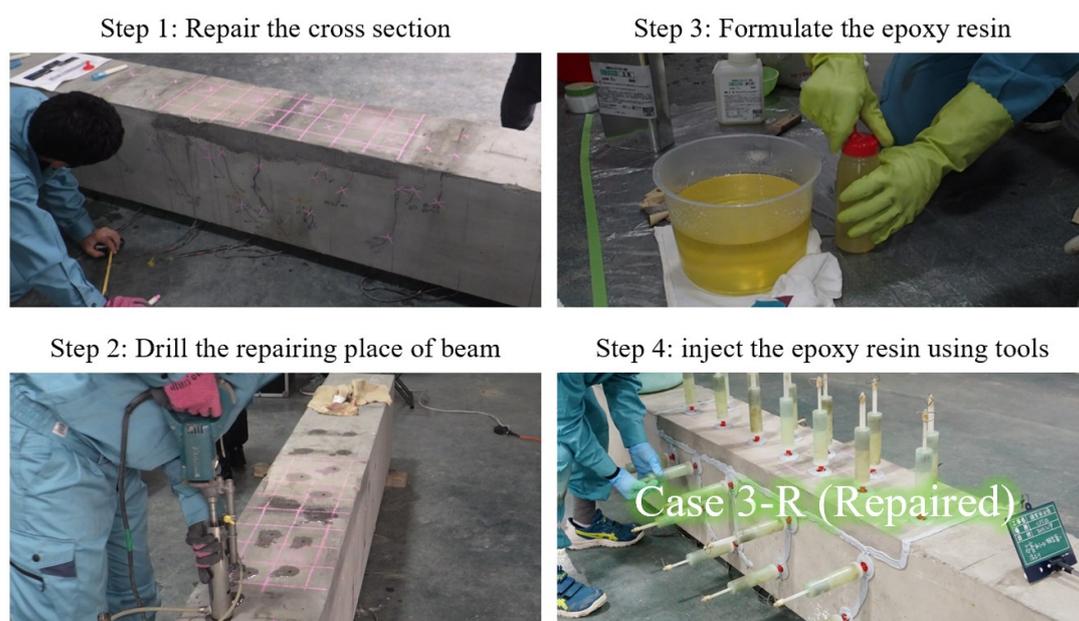


Fig. 6.2 IPH procedure to repair the RC beam



(a) Model beam Case 2 after repair



(b) Model beam Case 3-R

Fig. 6.3 Curing for 48 hours of model beams (Case 2, Case 3-R)

Table 6-4 Material property of IPH epoxy resin

Items	Main agent	Curing agent
Component	Epoxy resin	Metamorphic polyamines
Appearance	Transparent	Pale yellow
Viscosity at mixing	550 ± 200 (mPa · s 23°C)	
Mixing ratio (main/curing)	2 : 1	
Usable time	60 ± 20 (min 23°C)	
Specific gravity	1.15	0.1

Table 6-5 Conditions of the experimental cases before repair

Case	Load stage	Load deflection relationship(P-δ)		Residual Deflection (mm)
		Load (kN)	Deflection (mm)	
2	1.6δ _y	175	8.83	4.77
3-D	δ _y	160	5.63	1.87

Table 6-6 Repair overview of the experimental cases

Case	Sectional repair	Consumption of Epoxy resin (g)	Curing Period(hrs.)
2	Yes	180.3	48
3-D	Yes	236.9	48

補修効果は材料強度と力学挙動、および固有振動数の側面から定量的に確認する。補修後の材料強度の確認は、Case 2 に対して補修後に一定の養生期間を経てからコンクリートコアを採取し、抜き取った3つのコアを6つの供試体に加工し、エポキシ樹脂の注入状況を確認すると同時に、圧縮強度試験を行った。補修後の力学挙動、および固有振動数についてはCase 3-Rを対象に、補修前と同じ手順で静的載荷実験を行い確認した。

6.2.4 現場対応力を着目した衝撃振動試験の実験的方法

維持管理現場において、作業スペースによる制約から鉛直方向の衝撃振動試験が困難な場合が存在する。そこで、本章ではこのような場合に対応すべく、4.3.3と同様の方法により部材の軸直角方向に衝撃を加え、軸方向の固有振動数を測定することを試みる。そして、静的載荷実験による損傷状態の変化に応じて、その値の変化を整理することで信頼性を検証する。

軸方向の衝撃振動試験は、部材の軸方向剛性(EA)を推定するための軸方向固有振動数を測定するための非破壊検査方法である^{66)~68)}。健全な状態の模型梁の場合、軸方向振動の伝達速度は概ね3000~4000 m/sと非常に高い数値であり、この値を正確に測定するためには非常に高い精度の加速度計が必要となる。計測対象を加速度にする測定に対して、固有振動数を測定する場合は加速度計に対する要求が大幅に緩和されるため、一般的な加速度計でも対応しやすい。

軸方向の固有振動数と損傷程度の関係性としては、静的荷重試験で載荷段階の進行に伴い、ひび割れの拡大や鉄筋降伏により部材の軸方向剛性(EA)が減少すると、伝達速度も低下することが考えられる。経験的にみると、損傷を伴うRC桁は、欠陥位置(ひび割れやスパン中央の鉄筋降伏による付着力低下が発生した位置)において伝達波形の迂回や反射が生じることにより、伝達速度が低下する傾向がある。この特性から、軸方向の固有振動数が

ら RC 桁のヤング係数を推定し、その損傷程度を分析することが期待できる。軸方向の固有振動数は、式(6.1)で表現できる。

$$f_i = i \frac{v_i}{2l} \quad (6.1)$$

ここで、 f_i : i 次の振動モードにおける固有振動数、 l : 軸方向長さ、 v_i : i 次の振動モードの応答速度である。応答速度は、次の式(6.2)で求めることができる。

$$v_i = 2l \frac{f_i}{i} \quad (6.2)$$

ここに、 E : ヤング係数、 v_i : コンクリートの応答速度、 ρ : 密度、 ν : ポアソン比、これらを用いて(6.3)式で表すことができる。

$$E = V_i^2 \frac{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}{1-\nu} \quad (6.3)$$

軸方向の衝撃振動試験では、Fig. 6.4 で示すように模型梁の両端に加速度計を設置し、軸方向から梁の断面中央に打撃した。この試験では、軸直角の衝撃振動試験に対して比較的高い数値の固有振動数が測定されるため測定範囲がより広い加速度計を用いた。また、入力打撃を制御するために小型のハンマーを使用した。軸直角方向と軸方向の固有振動数の測定に用いた加速度計の仕様は Table 6-7 と Table 6-8 に示す通りである。

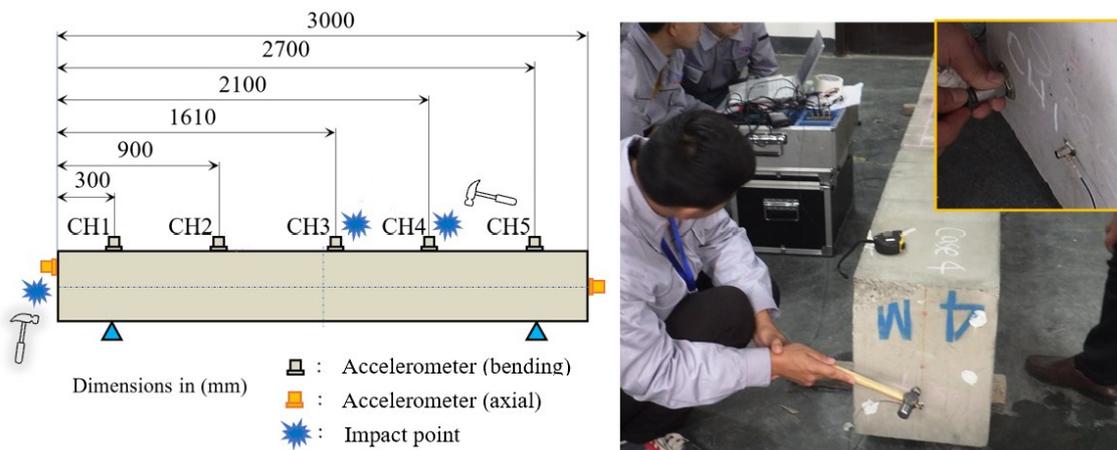


Fig. 6.4 Positioning of accelerometers and impact points

Table 6-7 Specification of the accelerometer (for bending test, IVT)

Type	Specifications
Type of sensor	Piezoelectric accelerate type
Charge sensitivity	6.42 pC / (m / s ²)
Max acceleration measurement	± 5000 m / s ²
Frequency range of measurement	1–7000 Hz
Size	17.5 mm (Hex.) × 18 mm (H)

Table 6-8 Specification of the accelerometer (for axial test, IVT)

Type	Specifications
Type of sensor	Piezoresistance accelerate type
Voltage sensitivity	0.44 mV(m/s ²)
Max acceleration measurement	± 5000 m / s ²
Frequency range of measurement	3 Hz~20000 Hz
Size	7 mm(Hex.)×11 mm (H)

6.3 判定モデルを用いた補修効果の評価方法と補強後参考値の設定

6.3.1 コンクリートコア圧縮試験の結果

本節では、補修効果を材料試験の側面から定量的に評価するため補修後のコンクリートコア圧縮試験の結果について説明する。ここでは、損傷した Case 2 を IPH 工法で補修し、48 時間の養生期間後に模型梁からコア供試体を採取した。樹脂注入状況と模型梁との位置関係は、Fig. 6.5 に示す通りである。補修前の Case 2 はひび割れが梁中央区間に集中しているため、供試体はひび割れが集中している部分とそうでない部分からそれぞれコアを抽出した。このうち、供試体#53 はひび割れがほぼない位置、供試体#106 はひび割れが比較的集中する位置から、供試体#196 はひび割れが比較的まばらな位置から採取した。試験結果

は Table 6-9 に示すように、ひび割れが集中している位置の供試体ほど圧縮強度が強い傾向にある。この結果を参照すると、ひび割れが集中している位置ではより多くの樹脂が注入されることが考えられ、結果的に供試体の圧縮強度は樹脂の注入量によって大きく影響されることが分かった。紫外線照射による目視検査では、#106 と #196 の供試体は鉄筋を跨いでに隙間なく樹脂が注入されていることが確認された。#53 に関しては、ひび割れが存在しないため樹脂の注入は確認できなかった。したがって、目視検査の結果はコンクリートコア圧縮試験の結果との整合性があり、一致していることが確認できた。

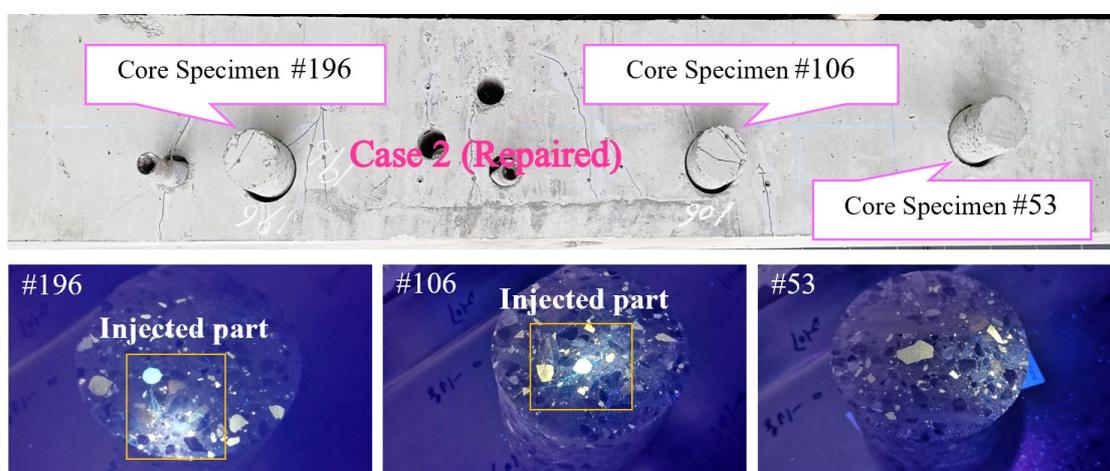


Fig. 6.5 Positioning of the model beam and specimens in Case 2

Table 6-9 Result of the core compression test of Case 2

No	Dimensions of specimens (mm)		Pressure receiving area (mm ²)	Ultimate load (kN)	Strength (N/mm ²)
	diameter	height			
53-1	98	98	7543	395.27	43.9
53-2	99	99	7697	302.22	41.5
106-1	99	99	7697	330.78	51.4
106-2	98	98	7543	319.48	40.1
196-1	99	99	7697	296.78	45.0
196-2	98	98	7543	342.70	43.9

Case 2 の模型梁を打設した際に、正方形の供試体を作成し圧縮強度の値を測定している。今回、補修後に採取したコアは円筒型であるため、評価方法について確認する必要がある。既存研究では、圧縮強度試験における供試体の断面形状による影響は補正が必要であるが、寸法効果は角型と円筒型の試験片で同等といった結果がある^{69)~72)}。したがって、補修前と補修後の結果を比較すると、これらすべてのコア供試体においてバラツキは存在するが、健全な状態と比較すると同等水準以上の材料強度を保有しているため、補修効果を確認できる。

6.3.2 静的載荷実験の結果と解析

損傷を伴う RC 桁の再利用を目的とした模型梁の補修効果を定量的に評価するため、健全な状態の模型梁と比較し、補修前後の性能と力学挙動を把握する必要がある。ここでは、模型梁を用いた静的載荷試験の全体像を示すために、最初その結果を Table 6-10、包絡線図(Fig. 6.6)に各実験ケースにおける荷重(P)と梁支間中央たわみ量(δ)の関係を示す。静的載荷実験は 4.2.2 の記述と同様の方法で実施した。

健全な模型梁(Case 1)および損傷程度の高い模型梁(Case 3-D)は、共に 160 kN に近い荷重で降伏点(δ_y)に到達している。この結果は、4.4.1 と同様の方法で Case 1 の実験結果に対する解析結果と一致しており、解析に使用した物性は Table 6-11 および Table 6-12 に示す通りである。補修後の模型梁(Case 3-R)は 175kN の荷重で鉄筋の降伏が確認された。

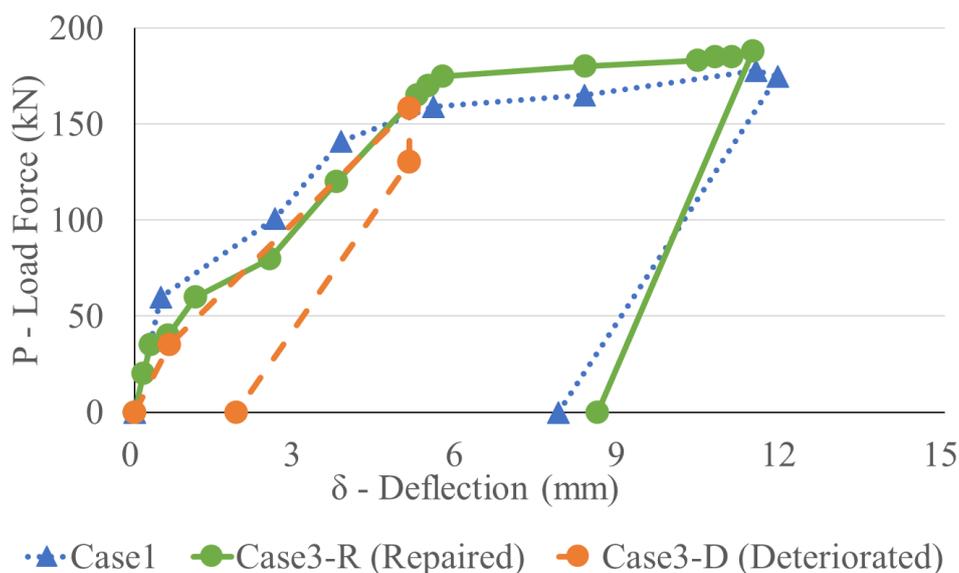


Fig. 6.6 Load deflection diagram in the envelope diagram

Table 6-10 Result of static loading test

Case No.	Load deflection relationship (P- δ)		Load stage	Condition of damage	
	Load (kN)	Deflection (mm)		Crack width (mm)	Load capacity drops (in same deflection)
1	0	0	Sound	0	0%
	61	0.49	Crack occurrence	$1 \leq$	0%
	160	5.53	Yield point (δ_y)	1	0%
	178	11.90	Equivalent $2\delta_y$	5	4%
	End	7.83 (Residual deflection)	/	3	/
3-D	0	0	Sound	0	0%
	36	0.68	Crack occurrence	$1 \leq$	0%
	160	5.63	Yield point (δ_y)	1.7	18%
	End	1.87 (Residual deflection)	/	$1 \leq$	/
3-R	0	0	Sound	0	/
	36	0.30	Crack occurrence	$1 \leq$	/
	175	5.70	Yield point (δ_y)	1	/
	185	11.54	Equivalent $2\delta_y$	2.2	/
	End	8.57 (Residual deflection)	/	1	/

次に、各実験ケースにおける降伏後の初回荷重と繰返し荷重のうち3回目荷重(Case 3-Dの降伏点 δ_y での降伏強度低下を含む)を荷重した際の耐荷力の低下率を示す非弾性特性を検証した。荷重による梁支間中央のたわみ量を制御し、同じ荷重段階において初回荷重と繰返し荷重3回目の荷重減少率を比較する方法を用いた。健全な模型梁(Case 1)は、 $2\delta_y$ 相当時

の荷重段階では初回荷重の荷重は 178 kN であり、3 回目の荷重では耐荷力の低下率は 3% だった。残留たわみは 7.83 mm であり、ひび割れ幅は 3 mm であり深い位置まで進行した。

健全な模型梁に対して、Case 3-D は底面コンクリートかぶりと帯鉄筋を一部除去することで、変状が激しい状況を人為的に付与している。その降伏点の梁支間中央のたわみ量は 5.63 mm で、Case 1 と同水準だったが繰返し荷重では耐力の減少率が 18%と大きい数値であった。この時点での残留たわみは 1.87 mm であったが、健全な模型梁の $2\delta_y$ 相当時の荷重段階と比較するとひび割れの深さが同水準だった。本章では補修を通して再利用が可能な損傷程度に止める必要があるため、このタイミングで荷重試験を終了した。補修後の模型梁(Case 3-R)は、降伏点の梁支間中央のたわみ量が 5.69 mm であり健全な模型梁(Case 1)と同水準だったが、より高い耐荷力を確認した。これは、補修で填充した樹脂がコンクリートより強度が高いことが反映された結果であり、コンクリートコア圧縮試験の結果と一致している。以降の荷重段階 $2\delta_y$ (荷重 185 kN, 梁支間中央のたわみ量 11.54 mm) まで荷重を進行したところ、荷重終了時の残留たわみ量は 8.57 mm だった。したがって、補修後の模型梁(Case 3-R)について、材料試験と静的荷重試験の異なる側面から検証した結果、健全な模型梁(Case 1)と同等の性能まで回復したことが考えられる(Fig. 6.7)。

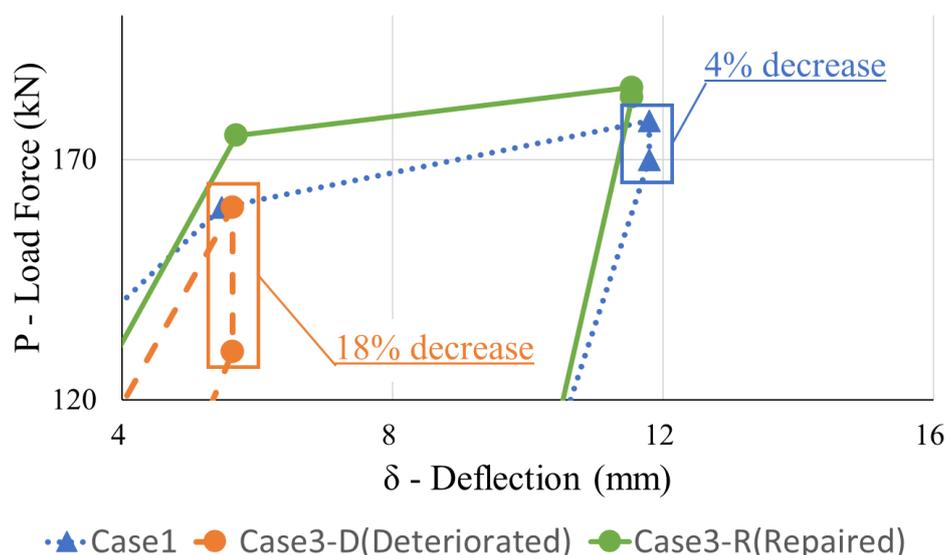


Fig. 6.7 Load capacity drops in the third-time test during cyclic loading

Table 6-11 Characteristics value of the concrete and main bar

Items	Indexes	Unit	Value
Concrete-compression strength	f'_{ck}	kN/m ²	4.01×10^4
Concrete Young's module	E_c		2.74×10^7
Main bar tensile strength	f_y		4.48×10^5
Main bar Young's module	E_s		2.05×10^8

Table 6-12 Bending moments and curvatures at the load stage

Items	Indexes	Unit	Value
Bending moment of crack occurrence	M_c	kN · m	19.50
Bending moment of yield deflection (δ_y)	M_y		96.00
Bending moment of correspond to Max. loading	M_m		120.00
Curvature of crack occurrence	φ_c	1/ m	3.88×10^{-4}
Curvature of yield deflection (δ_y)	φ_y		3.22×10^{-3}
Max curvature	φ_m		6.00×10^{-2}

6.3.3 垂直方向の衝撃振動試験の結果と解析

損傷を伴う RC 桁の再利用を目的に、維持管理の実務において補修の効果を定量的に評価することが求められる。本節では、静的載荷実験の各損傷状態に対応した載荷段階で実施した衝撃振動試験の結果である固有振動数を整理する。固有振動数の計測は、4.2.3 の記述と同様の方法で測定できる直角方向の固有振動数に加え、軸方向の衝撃振動試験で軸方向の固有振動数を測定した。

Table 6-13 に曲げ固有振動数と梁支間中央のたわみ量の関係を示す。補修効果を定量評価するためには、梁躯体で最も損傷程度の大きいスパン中央位置の状態とその状態における固有振動数の関係を明確にする必要がある。ここでは 4 章および 5 章と同様に、境界条件の影響が小さく、損傷程度をより良く表現できる高次振動モード(4 次モード)の固有振

動数に着目して検証を進める。初期段階の固有振動数に関して、Case 1 は 422 Hz である。Case 3-D は変状程度が高いため初期値が 388 Hz であり、降伏点は 363 Hz だった。降伏点の値は、Case 1 の測定値 360 Hz と比較すると、その低下率は同等の 10%程度であることがわかる。しかし、静的載荷実験の結果から Case 3-D の残留たわみは低い値であることから、変状程度が高い場合は、初期段階またはそれ以前の段階ですでに耐力を失っていることが考えられるが、鉄筋降伏点に至るまでは主鉄筋が主に荷重を負担するため、固有振動数に反映された結果だと考える。この結果は先行研究とも一致している^{73), 74), 75), 76)}。

補修前の模型梁に対して、補修後の Case 3-R の初期固有振動数は 401 Hz であり、健全な模型梁と比べて低下率が 5%存在する。その原因として、Case 3-R は降伏した鉄筋を交換せずに補修を施しているため、残留たわみが存在し補修後であっても初期剛性が完全に回復しないことが考えられる。このような現象は、既存研究の結論と一致している⁷⁷⁾。また、載荷段階 $2\delta_y$ では、梁支間中央のたわみ量と固有振動数の関係はほぼ線形であるため、降伏点に対応する固有振動数を推定した場合 Case 3-R と補修後 Case 1 は近い値になることがわかる。したがって、補修方法としてエポキシ樹脂注入 (IPH 工法など) を実施する場合は、健全時固有振動数の 95%以上まで回復することをひとつの目安として参考することができる。そのため、RC 桁の補修後の性能を固有振動数で評価する場合、健全時と比較した固有振動数の低下率が 5%以下であれば、健全時と同等の性能を保有している鉄道橋梁の構成要素として使用することができる。

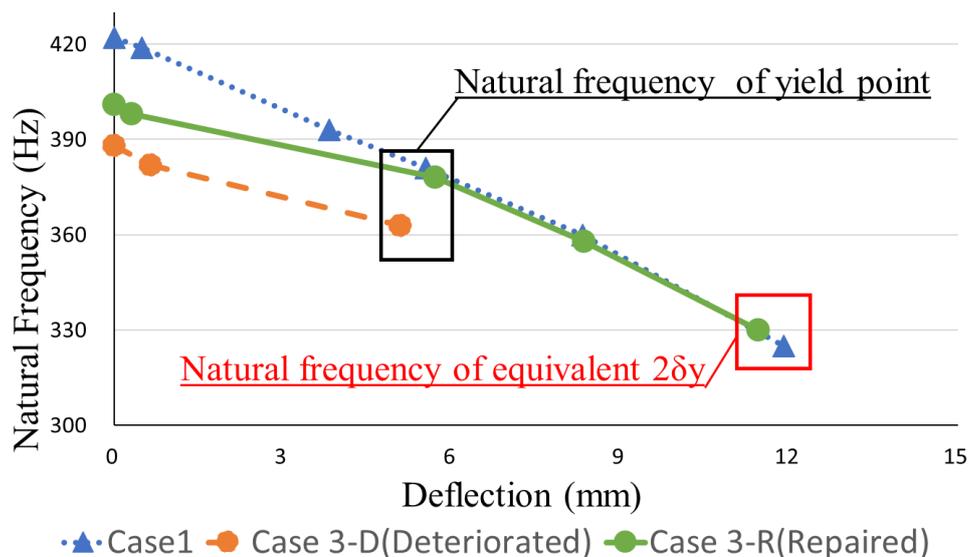


Fig. 6.8 Comparison rate of the decreasing natural frequency

Table 6-13 Result of the IVT in the vertical impact

Case	Load deflection relationship (P- δ)		Load stage (condition of damage)	4 th mode in the vertical impact (Hz)
	Load (kN)	Deflection (mm)		
1	0	0	Sound	422
	160	5.53	Yield point (δ_y)	381
	178	11.90	Equivalent $2\delta_y$	327
	End	7.83	/	/
3-D	0	0	Sound	422
	0	0	Deteriorated	388
	160	5.63	Yield point (δ_y)	363
	End	1.87	/	/
3-R	0	0	Repaired	401
	185	11.54	Equivalent $2\delta_y$	330
	End	8.57	/	/

6.3.4 軸方向の衝撃振動試験の結果

Table 6-14 に示す軸方向の衝撃振動試験の結果では、降伏点 δ_y (160 kN, 5.63 mm) における Case 3-D の固有振動数は 1874 Hz であった。補修後の Case 3-R の値は 1939 Hz まで回復し、静的荷重試験終了時 $2\delta_y$ の载荷段階では 1585 Hz であった (Fig. 6.9)。また、Table 6-15 のように、Case 3 では補修前後の軸方向と軸直角方向の固有振動数の結果を低下率で整理することができる。この結果から、軸方向の固有振動数の低下率は曲げ固有振動数と整合的であることがわかる。

なお、実験では両端可動式の単純支持梁としているため、1次振動モードとしてのフレーム全体の振動は観測されなかった。また、補修前後の軸方向の固有振動数の差が軸直角方向

と比較して小さい結果だった。その原因としては、Case 3-D の静的載荷実験では降伏点の載荷段階で終了していることに加え、残留たわみが比較的小さい水準であることに加え、クラックの幅が小さいことも測定値に影響を与えたことが考えられる。また、模型梁の測定値から減少率を用いて損傷程度を評価する場合、健全状態にある供用初期(竣工時)の固有振動数を記録することが重要である。ただし、今回で実験的に行った軸方向の衝撃振動試験のように、固有振動数の初期値がアーカイブされていない場合は、寸法や境界条件が類似する部材を測定して代用すること、あるいは固有値解析の理論値で代用することも有効である。

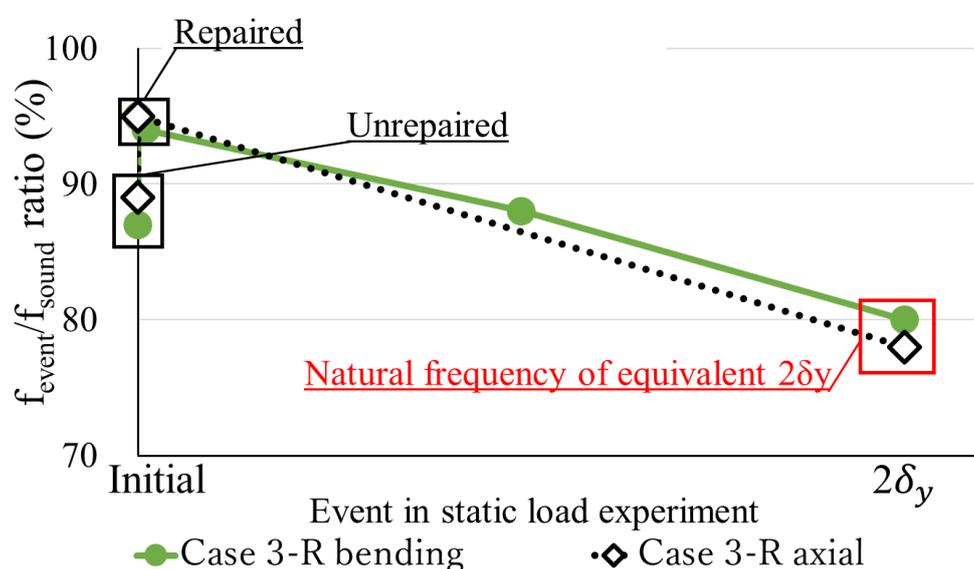


Fig. 6.9 Comparison rate of the decreasing natural frequency

Table 6-14 Result of the IVT in the axial impact

Case	Load deflection relationship (P- δ)		Load stage (condition of damage)	4 th mode in axial impact (Hz)
	Load (kN)	Deflection (mm)		
3-D	0	0	Deteriorated	/
	160	5.63	Yield point (δ_y)	1874
	End	1.88	/	/
3-R	0	0	Repaired	1939
	185	11.54	Equivalent 2 δ_y	1585
	End	8.57	/	/

Table 6-15 IVT result of decreasing comparing sound condition with event in natural frequency

Event	Case 1 (in %)	Case 3-R (in %)		Deviation (in % compare with Case 3-R)
		Bending	Axial	
Initial	0	8	/	/
Yield point (δ_y)	10	13	10	3%
Repaired	/	5	5	0%
Equivalent $2\delta_y$	20	22	22	0%

6.3.5 補修後の再利用を含む RC 桁の維持管理措置

本節では 6.3.2 の静的載荷実験および 6.3.3 の衝撃振動試験の結果を踏まえ、Case 1 と Case 3 の補修前後(Case 3-D, Case 3-R)に対して、載荷初期から載荷終了まで測定した固有振動数、および模型梁のスパン中央位置の最も大きい損傷程度を表すたわみ量との関係を整理し、第 4 章で作成した判定モデルを踏まえてそれぞれの状態に適した維持管理措置を検討した。

A) 健全な桁の維持管理措置

Case 1 のように、底面コンクリートに剥離または鉄筋に腐食・破断などの断面欠陥がない健全な場合、固有振動数の低下率が 5%未満の損傷程度は、クラック幅が微小であり深さが進展した状態であり、劣化進展期と位置づけすることができる。この状態は、維持管理標準で規定する健全度 S の判定となり、健全度評価システムでは損傷レベル 0 とする。

損傷程度 1 は、固有振動数の低下率が 5%-7%の状態であり、顕著な変状が生じているが、鉄筋が降伏していない劣化加速期に当該する。この状態は、維持管理標準で規定する健全度 S-A2 に当該する。この段階での維持管理措置としては、クラックを確認した場合その進行具合を目視検査などで把握した上、必要に応じて樹脂注入による補修のタイミングを決める。ただし、鉄筋の降伏している可能性もあるため、確認次第では断面修復も検討する必要がある。

損傷程度 2 は、固有振動数の低下率が 7%-15%の状態であり、維持管理標準に記載する

健全度 A2-A1 に当該する。この段階では、桁要素の鉄筋が降伏している可能性が大きいため、車両運行による耐力低下が短期間で把握できない場合でも主鉄筋の降伏やコンクリート内部でクラックの深さや幅が進行している可能性があるため注意する必要がある。この段階では降伏した可能性がある鉄筋の交換や欠損したコンクリート断面の補修を早急に行うことが推奨される。

損傷程度 3 は固有振動数の減少率が 15% 以上の状態であり、維持管理標準に記載する健全度 AA に当該する。この段階では、上記のリスクに加え桁要素としての性能が全般的に低下している可能性が極めて高い。そのため、損傷程度 2 の維持管理措置に加え、使用制限や一時的な使用停止についても検討する必要がある、それらの実行を緊急に計画する必要がある。

b) 変状程度が高い桁の維持管理措置

Case 3-D と同様に底面コンクリートかぶりに加え鉄筋の断面積が減少している場合、固有振動数の減少率は載荷初期で健全な状態 Case 1 と比較し降伏点に近い 8% であった。これは、既に健全な状態 Case 1 における損傷程度 2 に相当する状態だということを意味する。

クラックが発生した載荷段階では、Case 1 の降伏時点と同じく低下率は 10% であり、損傷程度 2 に相当する状態である。そのため、維持管理標準に記載する健全度 A2-A1 に当該する。降伏点の低下率は 15% であり、健全度 AA である。しかし、底面コンクリートかぶりが 1200 mm 欠損している、かつ帯鉄筋の底面部分が 800 mm にわたり減少している。また、静的載荷実験では、降伏点での繰返し載荷による耐荷力が 18% 低下したことから、Case 3-D のような程度の高い変状を伴う桁要素に関しては、固有振動数の低下率より大きなリスクを懸念すべきである。したがって、固有振動数の低下率に関わらず、この場合は健全な状態の損傷程度 3 と同様の維持管理措置を早急に計画することを推奨する。

c) 断面修復と樹脂注入の補修を施した梁の補修効果の評価と維持管理措置

Case 3-R と同様に、損傷した状態から断面修復と樹脂注入により補修した桁要素に関しては、載荷初期は健全な状態の Case 1 と比較すると補修後の固有振動数の低下率は 5% で

ある。

また、残留たわみは存在するものの、鉄筋降伏後の δ_y および $2\delta_y$ に相当する荷重段階では、健全な状態 Case 1 とほぼ同様の固有振動数の低下率、および耐荷性能を確認した。この結果は、Case 3-R は鉄筋降伏後も健全同様の性能を保有していることを意味する。したがって、桁要素に関しては、補修後に計測した固有振動数の低下率が 5% 以下の場合、健全な状態の Case 1 として評価し、6.3.4 a) で記述した損傷程度 1-3 の維持管理措置を適用することができる。

上述で整理した内容からをまとめ、判定モデルを用いて損傷した RC 桁の補修効果を定量的に評価する場合、次のような方法が考えられる。本章で実施したような断面修復と樹脂注入による補修を採用する場合、耐荷性能、および鉄筋降伏後のじん性が健全な状態と同様に回復されたかを判断するためには、補修後初期の固有振動数の低下率が 5% 以下であることを判断の目安として参考することができる。そのコンセプトは、Fig. 6.10 に示す通りである。

なお、健全な状態と比較した補修後の固有振動数の低下率が 5% を大きく上回る場合は、部材からコアを採取し樹脂の注入状況を確認した上、コンクリート圧縮試験でその強度を確認した上で、あらかじめ維持管理措置を再検討することが必要だと考える。

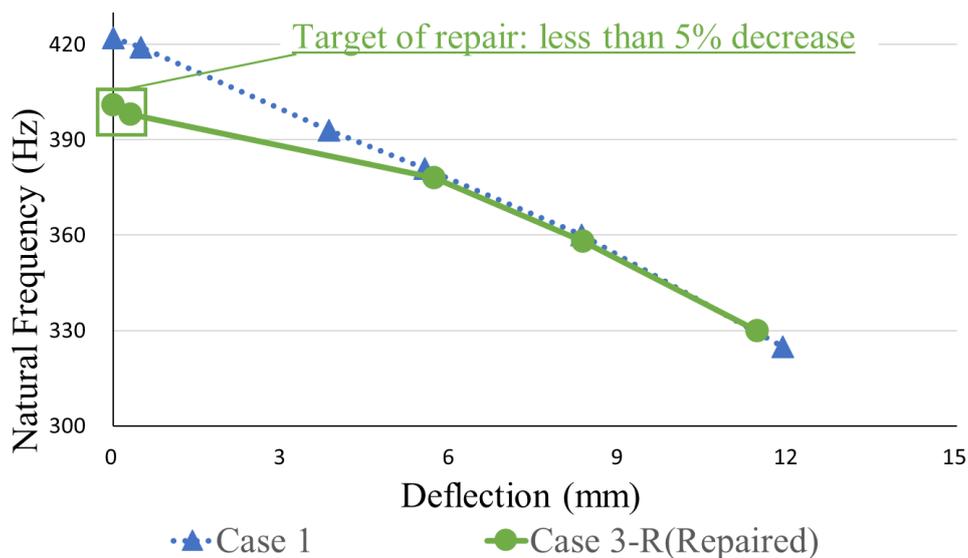


Fig. 6.10 Image of quantitative assessment effectiveness of repair in RC beam using an assessment model describes mechanical behavior related to damage condition

6.4 健全度評価システムを用いた RC 桁の補修効果の評価例

前節の 6.3 では、補修後の再利用を含む判定モデルを用いた RC 桁の維持管理方法について説明した。それらを踏まえ、第 2 章で提案した健全度評価システムに基づき、RC 桁の再利用に向けた補修評価の手順を SysML で表現する。

6.4.1 補修効果の評価に健全度評価システムを運用したユースケース図

本研究の SOI である健全度評価システムを用いて鉄道橋梁の補修効果进行评估する場合、その利害関係者を Fig. 6.11 のようにユースケース図で表すことができる。

鉄道橋梁の梁要素に対する補修を例として、その補修効果の評価をするために補修前後の性能と損傷程度をそれぞれ評価する必要がある。ここでは、ユースケースを「補修前の健全度評価」と「補修後の健全度評価」に区別して記述することにする。

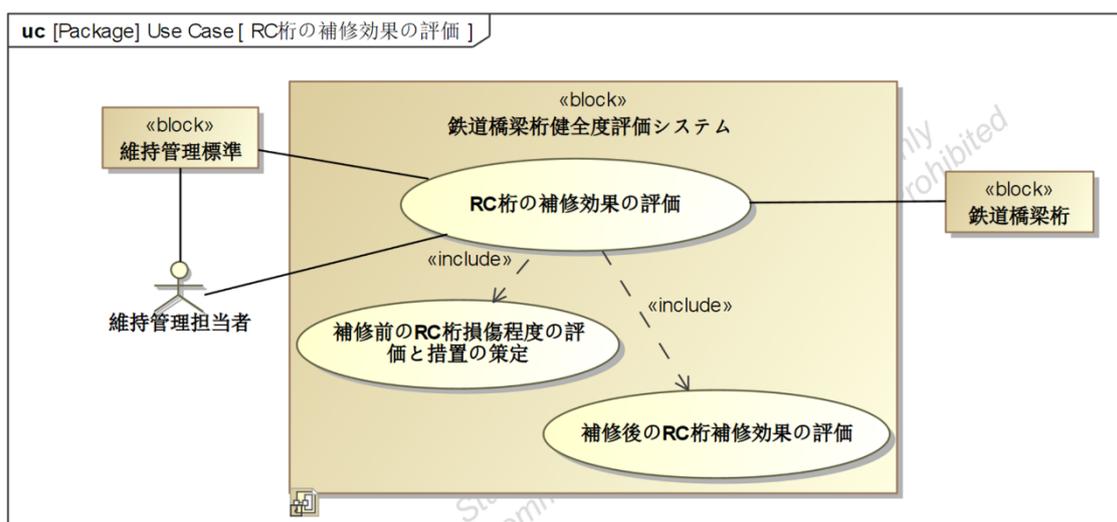


Fig. 6.11 Use case diagram of assessment for effectiveness of railway bridge repair using soundness evaluation system

6.4.2 補修効果の評価に健全度評価システムを運用した振る舞いのモデル化

補修効果の評価に健全度評価システムを運用した場合、システムの内部で構成要素がどのような振る舞いをするか記述する。

担当者が梁要素の調査結果を入力する手順から、結果が出力されるまでの流れを整理すると、Fig. 6.12 のようにアクティビティ図として記述することができる。構成要素「インタ

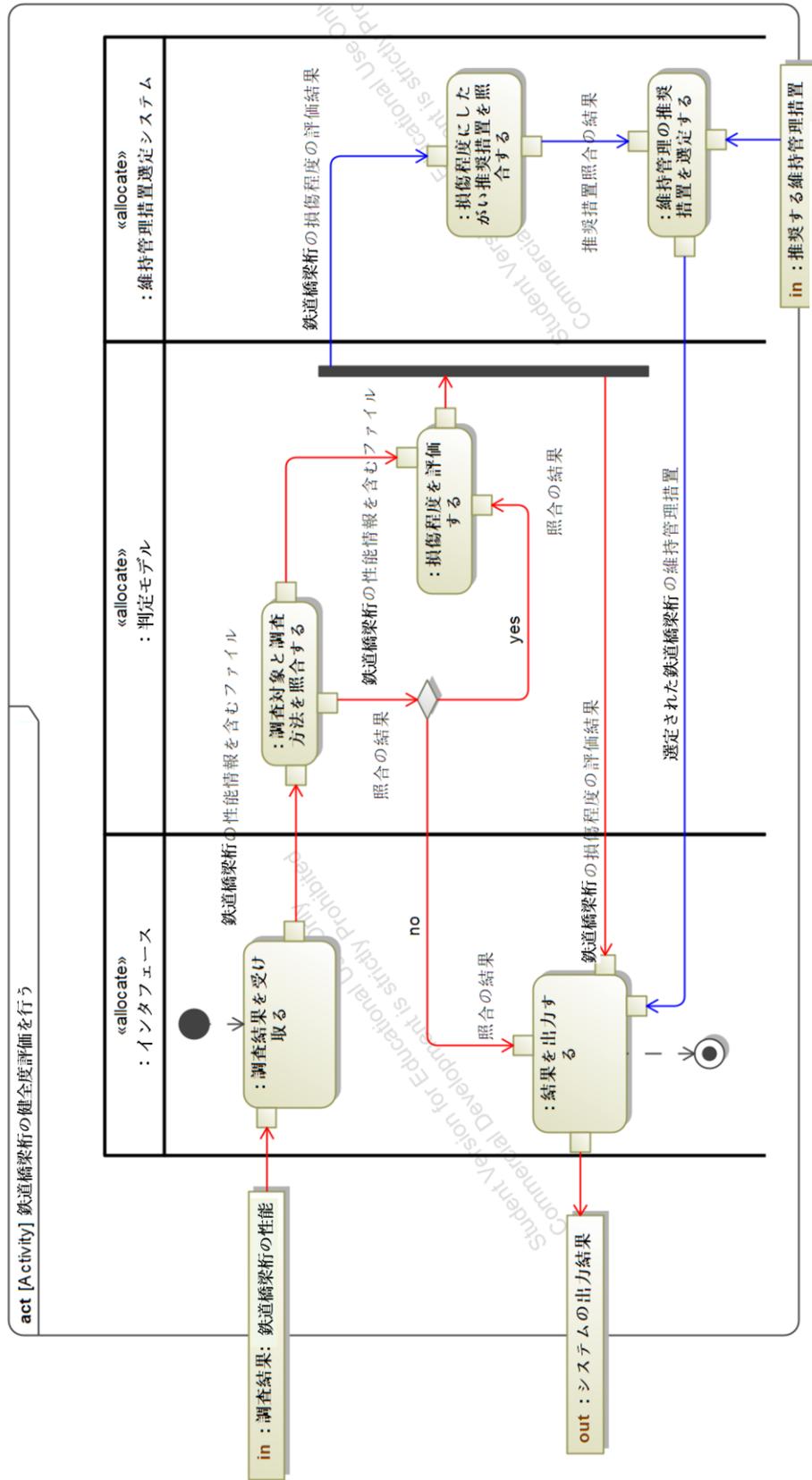


Fig. 6.12 Assessment for effectiveness of railway bridge repair using soundness evaluation system in activity diagram

「インタフェース」は、維持管理担当者から補修前の調査結果を受け取ることで、システムがスタートする。先ず、調査対象/調査方法照合を行い、梁要素の性能に対して適切な判定モデルが存在するかを確認する。判定モデルが存在する場合のみ、構成要素「判定モデル」に送信する。梁要素の性能が送信された場合、それが補修前か補修後かを確認し、調査結果に対する損傷程度の評価をする。

ここで、補修前の評価結果である場合、生成された結果は、構成要素「維持管理措置選定」が受け取り、維持管理標準により法的な根拠を受け取る。それ踏まえ、推奨措置を「インタフェース」に送信し、結果を出力する。補修後の評価結果である場合、そのまま結果および補修効果の評価を「インタフェース」に送信し、結果を出力する。維持管理担当者は、「インタフェース」を通してその結果を確認できる。

なお、調査結果に適した判定モデルが存在しない場合、「判定モデルが存在しない」のメッセージをそのまま出力結果とする。

6.4.3 補修効果の評価に健全度評価システムを運用したデータフローのモデル化

第2章 Fig. 2.7 で定義したシステムの構成要素に関して、RC 桁の補修効果进行评估する場合に、各要素間の接続関係を表現するとともに、その役割やデータフローを Fig. 6.13 の内部ブロック図で記述できる。

維持管理担当者が入力した梁要素の調査結果は、「インタフェース」から「判定モデル」に送信される。すると、「判定モデル」はそのデータを補修前後に仕分けし、損傷程度を評価する。そして、評価結果のデータは補修前であれば「維持管理措置選定」に送信され、維持管理標準が提供する法的根拠と照合した上で推奨措置を選定する。そのデータは「維持管理措置選定」から「インタフェース」に送信され、結果として出力する。なお、補修後のデータに対する損傷程度の評価結果である場合、直接「インタフェース」に送信され、結果として出力する。

なお、維持管理標準に関しては十数年程度で一度内容を更新するため、健全度評価システムでは「サブシステム: 維持管理措置選定機能」には更新された情報を反映する機能が求められる。そのデータフローとして、維持管理標準が更新・修正された場合のデータを「維持管理措置選定」が取り入れるようにする。

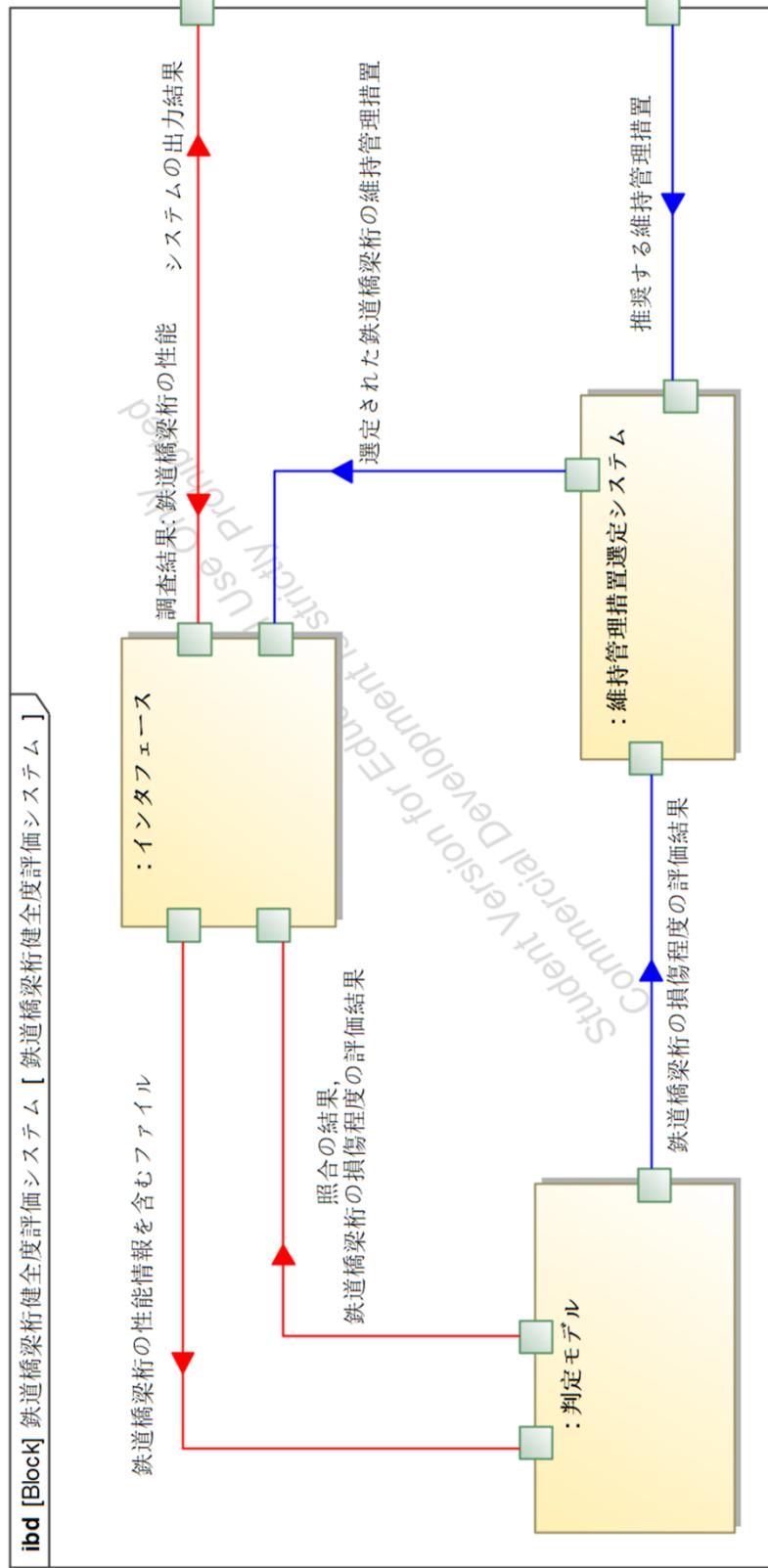


Fig. 6.13 Assessment for effectiveness of railway bridge repair using soundness evaluation system in activity diagram

6.4.4 健全度評価システムによる補修評価の出力結果と維持管理方法

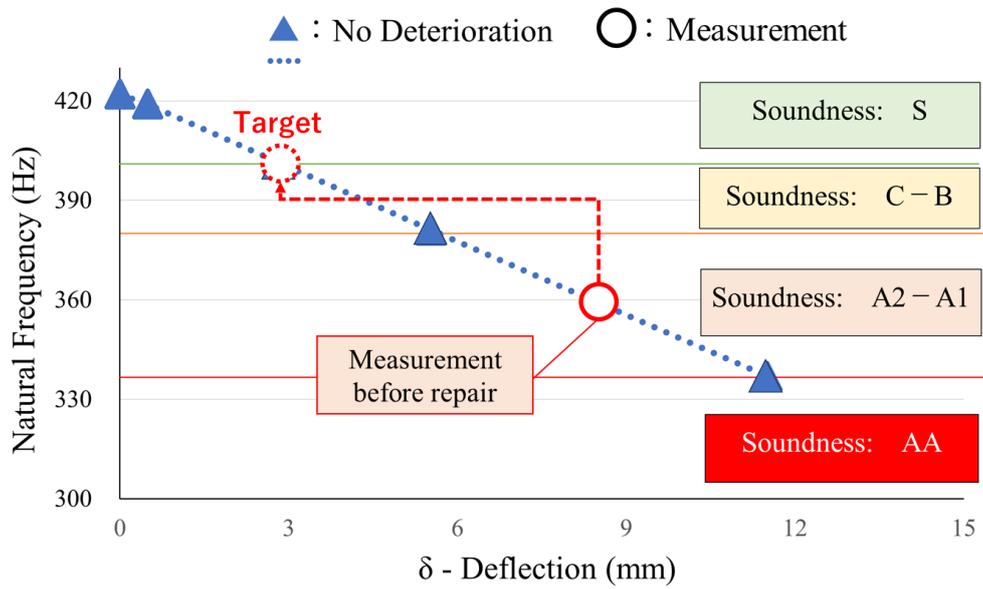
ここでは、健全度評価システムの構成要素である判定モデルに着目して、補修効果の評価を目的とした損傷程度の評価方法について説明する。なお、判定モデルに含まれる供用初期の性能に関しては、供用開始前にアーカイブすることが望ましいが、類似的な境界条件の RC 桁を参考にすることや解析による数値計算で対応することもできる。

最初に、補修前の損傷程度の評価について説明する。Fig. 6.14, a)で示すように、例えば、損傷した RC 桁に対して衝撃振動試験を実施した結果、4 次固有振動数は 363 Hz だった。この値は健全な梁と比較すると、固有振動数の減少率が 14%であることがわかる。14%の減少率は鉄筋降伏点を超えている。また、梁要素の写真から底面コンクリートかぶりに剥離やクラックが確認できる。そのため、現在の健全度は A2-A1 の評価となる。この場合、断面修復と樹脂注入による補修が有効であり、推奨措置として選定される。ここで、健全な RC 桁と同様の力学挙動を確保するには、補修により減少率を 5%以内まで回復させることが必要である。そのため、システムの出力結果は次の情報を含む。

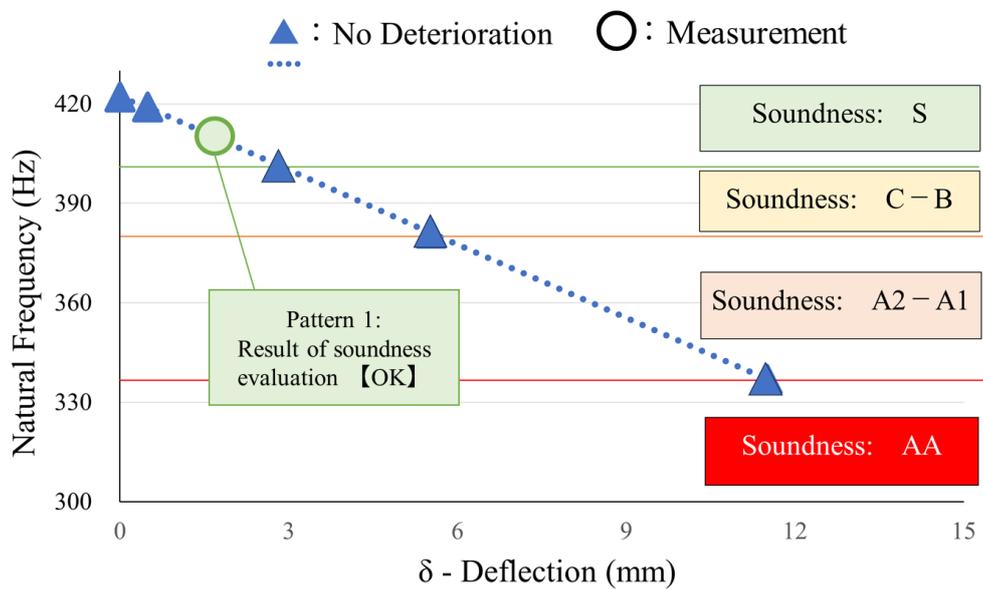
- ① 健全度評価結果：RC 桁の健全度は A2-A1(運転保安、旅客および公衆などの安全を脅かす可能性があり、変状による性能低下の恐れがあるため、早急に措置を計画する)である。
- ② 推奨する維持管理措置：RC 桁の健全度が A2-A1 の場合、適切な補修方法は断面修復と樹脂注入である。
- ③ 推奨措置の目標値：RC 桁の補修方法を断面修復と樹脂注入にする場合、健全な梁として使用するには、固有振動数の低下率が 5%まで回復する必要がある。

次に、補修後の判定結果のあり方について説明する。Fig. 6.14, b)で示すように、補修後の RC 桁に対して衝撃振動試験を実施した結果、4 次固有振動数は 401 Hz より大きい値だった。この値は健全な梁と比較すると、規定された補修後の目標値 5%を上回っている。この数値は、梁が補修により剛性を取り戻したことを意味しており、健全な梁と同様に性能を保持している。そのため、現在の健全度は S の評価となり、健全な梁として使用することができる。ただし、Fig. 6.14, c)で示すように、補修後の RC 桁に対して衝撃振動試験を実施した結果、4 次固有振動数は 401 Hz 下回る値だった、健全な梁と比較した固有振動数の減少率は規定された補修後の目標値 5%を満たしていない。そのため、健全度の C-B と評価される。このような結果が出た場合、実施した補修方法では健全な梁と同等の性能まで回復できなかったことを意味する。したがって、その他補修方法を検討する。補修後の健全度評価結果が目標値より大きく下回る際には、使用制限若しくは使用停止を含む維持管理措置も視野に入れる必要がある。システムの出力結果は次の情報を含む。

- ① 補修後、RC 桁の健全度は S(健全な状態)または C-B(現時点では運転保安、旅客および公衆などの安全を脅かさず変状の可能性も低い、進行すれば A になるため、重点的に調査またはモニタリングを強化し、必要に応じて補修をする)である。

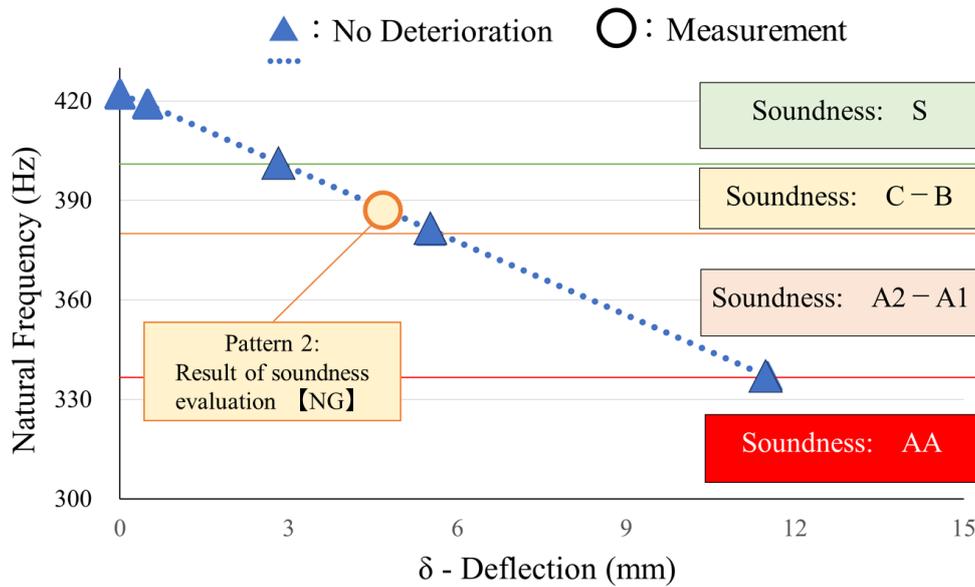


a) Output of soundness evaluation system before repair



b) Output of soundness evaluation system after repair in pattern 1: sound

Fig. 6.14 Output of soundness evaluation system in concept (to be continued to next page)



b) Output of soundness evaluation system after repair in pattern 2: deteriorated

Fig. 6.14 Output of soundness evaluation system in concept

Table 6-16 Output of soundness evaluation system for maintenance of railway structure

Condition: deteriorated in appearance	Status: before/after repair	Result: soundness evaluation	recommended countermeasure: method of maintenance/repair	System output: effectiveness of Repair in natural frequency by k_d (in %)
Sectional defect	Before	S	Concrete reforming.	Reforming only
	After		Equivalent in sound condition.	OK
	Before	C – B	Equivalent in sound condition in terms of load carrying capacity, but damage should be monitored and concrete reforming and repair in case of reinforcing bar in corrosion has needed.	Target: less than 5%
	After		Reconsider the method.	NG
	Before	A2 – A1	Reinforce bar repairing or/and concrete reforming.	Target: less than 5%
	After		Reconsider the method in urgently.	NG
	Before	AA	Reinforce bar repairing or/and concrete reforming in urgently.	Target: less than 5%
	After		Reconsider the method in urgently and usage restriction of railway bridge.	NG

6.5 本章のまとめ

本章では、RC 桁を対象とした健全度評価システムに基づく補修効果の評価方法について検証した。補修対象は、変状を伴うかつ損傷程度の高い桁とし、断面修復と樹脂注入の補修措置を施した。

RC 桁の補修効果は3つの側面から評価した。1. 材料力学の側面。補修後の梁に対してコアを採取し、目視検査で樹脂の注入状態を確認した上で圧縮強度試験を実施し、補強後の材料強度を確認した。2. 力学挙動の側面。変状のない梁に加え、損傷した梁に対して補修前後に静的載荷実験でその力学挙動を把握し、補修後の梁が変状のない健全な梁と同等の性能を保持していることを確認した。3. 力学特性と側面。健全な梁、損傷した梁に対して補修前後に衝撃振動試験を用いて固有振動数を測定した。

梁の性能を固有振動数で評価する場合、境界条件や目的に従い適切な振動モードに対応する固有振動数を選択し、現場の状況や境界条件に応じて衝撃振動試験の方法を選択する必要がある。支持条件の損傷程度は1次固有振動数を用いて判断する。梁躯体の損傷程度は軸直角方向の固有振動数から曲げ剛性(EI)を推定することが可能である。また、高次振動モード、特に4次固有振動数は降伏後の状態や補修後の状態を反映できることを再確認した。

また、実験的ではあるものの、軸直角方向から固有振動数を測定し難い状況といった想定でも軸方向の固有振動数から梁の軸剛性(AE)から損傷状態を推定することを検証した。そのため、梁躯体の損傷は曲げ剛性(EI)と同様に、軸方向の固有振動数から軸剛性(AE)を推定する可能性も期待できることがわかった。補修前と補修後の軸方向の固有振動数の差は小さい結果となったが、その原因としては、補修前の模型梁の躯体でクラックの幅が小さく、残留たわみも比較的小さいことが影響している可能性があると考えられる。今後、軸方向の衝撃振動試験を実務に適合させるためには、固有値解析を通してそのメカニズムを把握する必要がある。

これら結果に基づき、第2章で定義した健全度評価システムを用いて RC 桁の補修効果の評価する維持管理の方法を SysML で記述した。また、判定モデルのイメージやシステムの出力結果について述べた。

このように、健全度評価システムを用いて RC 桁の補修効果の評価方法は、定量的な評価指標から精度の高い判定基準と判定プロセスを定義し、視認性に優れ判読性の良い判定方法を提供することで、必ずしも土木工学を専門としない関係者にも、鉄道橋梁の桁要素に対

する健全度を効率よく評価することが期待できる。また、緊急時に現場で素早く対応することが可能となり、耐震設計や防災(地震や洪水など)の観点から、既設構造物や部材における健全度や補修効果の定量的評価に寄与することも期待できる。

第7章 結論と課題

7.1 結論

業界全体の人手不足に対応するため、健全性の判定を簡易に行えるようにすることで維持管理の効率化をはかる。このうち、システムの構成要素となる損傷程度の評価をする判定モデルは、模型梁を用いて実験的に作成し、実務に近い形で RC 桁の固有振動数の測定値を健全時の固有振動数と比較し、その低下率から損傷程度を判定する形とした。そして、維持管理標準および事例や経験的妥当性に基づく措置と結び付けることで、予防保全の実施やモニタリングの強化、補修や補強、使用制限、および改築や取替などの措置を行う技術的な根拠を提供した。また、健全度評価システムは、維持管理の担当者に対して定量的な判定基準とシステム化されたプロセス、および視認性・判読性の良いと考える出力結果を示した。その結果、土木技術者以外の担当者や土木工学を専門としない関係者でも、鉄道橋梁の性能を理解し、RC 桁に対する健全度を効率よく評価ができることで要求された品質に対する確認が容易となり、維持管理の現場に対する貢献が期待できるようになった。

7.2 目的に対する結論のまとめ

本論文では、健全度評価システムを次の3つの目的を達成することで開発を進めてきた。以下に、各章の概要を述べ、目的(1)~(3)との関連性を説明する。

本論文では、鉄道橋梁のうち、走行安全性に直接的な影響を与える重要な代表的な構成要素である RC 桁を対象として、固有振動数を用いた健全度の評価を支援する健全度評価システムを目的(1)から(3)を達成することで開発をした。最初に、第2章では、目的(1)を達成する上で、鉄道橋梁桁の維持管理の効率化に着目した健全度の評価プロセスを明確化するために健全度評価システム全体の定義をした。次に、第3章から第5章で目的(2)を達成し、損傷程度の判定基準を提供するために、健全度評価システムの重要な構成要素である損傷程度を評価する判定モデルを作成した。そして、第6章では、目的(3)にしたがい、鉄道橋梁桁の維持管理措置の決定に必要な情報を共有する方法の提案し、現場の使用性に着目した情報の表現方法を示した。

a) 目的(1) 鉄道橋梁桁の維持管理を効率化する健全度評価システムの定義

目的(1)は、本論文の第2章を通して定義した。維持管理標準で記載している維持管理の手順に加え、筆者が実務で経験した課題を含め整理して現場の状況を十分把握した前提で、システムズモデリング言語(Systems Modeling Language, 以下 SysML)を用いて鉄道橋梁桁の維持管理を効率化する健全度評価システムの定義と判定モデルの位置づけを明確にした。鉄道の事業活動から安全性に対する要求を分析し、鉄道橋梁桁に対する要求をまとめた。この要求にしたがい、既存の維持管理体制に加え、衝撃振動試験を用いた鉄道橋梁桁の健全度評価システムを開発する上での利害関係者の間の関係を明確にした上で、その構造と振る舞い、およびシステム内部のブロックの構造をモデル化し、健全度評価システムをモデルとして記述した。これらを踏まえ、鉄道橋梁桁に対応する健全度評価システムの構成要素である判定モデル役割と位置づけを明確にし健全度評価システムを定義した。

b) 目的(2) 鉄道橋梁桁の損傷程度を評価できる判定モデルの作成

目的(2)については、第3章と第4章を通じてその作成方法を論じた。そして、第5章で判定モデルによるRC桁に変状を確認した場合の健全度評価の方法を考案した。

最初に、第3章を通して、鉄道橋梁の主な構成要素であるRC桁の曲げ剛性と損傷程度を表すことができる高次の固有振動数として、その妥当性を論証した。そして、健全度評価システムを開発する上で必要とされる判定モデルの評価指標とすること、および固有振動数を測定するための非破壊検査法として衝撃振動試験を選択し、その測定方法について説明した。

次に、第4章では、変状のない鉄道橋梁の単純支持のRC桁を対象に、模型梁を用いて載荷初期から補修が必要な状態に至るまでの損傷程度と固有振動数の関係性を明確にし、判定モデルの作成に必要な力学挙動と振動特性を整理した。そして、それら維持管理の措置を含む情報を図面化し、判定モデルを作成した。なお、境界条件が各次数の固有振動数に対する影響を明確にするため、測定結果に対する固有値解析で境界条件に対する感度分析で、その影響を定量的に検証した。

そして、第5章では、中度から重度の変状が発生したRC桁を対象に、判定モデルを用いた健全度評価の方法を提案した。これら変状程度ごとに判定の目安を明確にし、それに相応

する維持管理措置について検討を行った。以下に、これらの知見をまとめる。

(i) 各実験ケースに静的載荷実験を実施した結果、底面はつりの有無に関わらず鉄筋に損傷を伴わない模型梁は、鉄筋降伏に至るまでの挙動に大差はなかったが、鉄筋降伏以降の実験最大載荷荷重において 3 回繰返載荷(変位制御)による耐力力の低下率ははつり幅が大きい程その低下程度がより顕著だった。底面のはつりに加え、帯鉄筋を切除したケースは載荷初期から鉄筋降伏に至るまでの比較的早い載荷段階で耐力が低下する結果となった。このことから、耐力の低下防止に対してかぶりが非常に重要な役割を担っていることを確認した。また、健全度判定とその維持管理方法を検討する際には、繰返し載荷による耐力を把握することが重要であることを示唆する結果となった。

(ii) 衝撃振動試験を行う際、検査対象の境界条件と目的を見極めて適正な次数の固有振動数を選択する必要がある。固有値解析の過程で支持ばね定数に対する感度分析を行うことで、支持条件が各次数の固有振動数に与える影響を把握でき、最も適している次数の固有振動数を選択することができる。

(iii) 静的載荷実験では、載荷点が梁のスパン中央位置であるため、梁の中央部分にクラックがより集中するような結果だった。そのため、固有値解析ではこのような局所的な曲げ剛性の低減を考慮して部材の損傷発生位置を反映させた基準低減係数を導入することで実態に近い解析を実現した。

(iv) 本実験では RC 桁を対象に、模型梁を用いて適切な次数の固有振動数を選択し、それを健全度指標値(k_d)に整理することで模型梁の状態を表せることを示唆する結果であった。この結果を踏まえ、限定的ではあるが、維持管理措置の目安とその対応処置を呈示することで維持管理の現場で類似的なケースに対して補修などの処置を検討する際には、参考として扱うことが期待できる。

(v) 鉄筋に損傷がない、または錆程度の軽傷しか受けていない梁は、載荷初期に対して鉄筋降伏時の変化は健全な模型梁 Case 1 と大差のない結果だった。しかし、コンクリートの底面かぶりが欠損した場合、同時に腐食による鉄筋の断面積が減少している可能性もある。これらの変状は、鉄筋降伏以降の耐力とじん性に大きく影響するため、地震など災害のリスクを懸念すべく、発見次第に損傷の進行性を把握し状況に応じて補修措置の早期計画を推奨する。また、(k_d)が 15%を上回る際は、鉄筋が降伏している可能性が高いため、取り替えを含めた大規模な補修を早急に行うことが必要との結論に至った。

c) 目的(3) 鉄道橋梁桁の維持管理措置の決定に必要な情報を共有する方法の提案

目的(3)に関しては第6章を通して、健全度評価システムを用いたRC桁の補修効果のあり方について提案をした。健全な模型梁に加え、変状を与えた模型梁の判定モデルを作成し、模型実験を通して次の3つの側面から補修の効果を評価した。

(i) 材料力学の側面。補修後の梁に対してコアを採取し、目視検査で樹脂の注入状態を確認した上で圧縮強度試験を実施し、補強後の材料強度を確認した。

(ii) 力学挙動の側面。変状のない梁に加え、損傷した梁に対して補修前後に静的載荷実験でその力学挙動を把握し、補修後の梁が変状のない健全な梁と同等の性能を保持していることを確認した。

(iii) 力学特性と側面。健全な梁、損傷した梁に対して補修前後に衝撃振動試験を用いて固有振動数を測定した。

模型梁の性能を固有振動数で評価する際、軸直角方向の固有振動数に加え、場所による作業の制限を想定し、軸方向の固有振動数から模型梁の軸剛性(AE)を推定し、損傷状態との関係性を検証した。その結果、模型梁の躯体の損傷は軸方向の固有振動数からも推定可能であることがわかった。そして、補修を含めた維持管理のための健全度評価システムを定義し、鉄道橋梁桁の維持管理措置の決定に必要な情報を共有する方法を提案した。

7.3 本論文の貢献

蓄積された多くのインフラ設備が時間と共に経年劣化し、維持管理の現場を圧迫する現象は日本のみならず、先進国を中心に日々深刻化している。また、途上国であっても、中国のような鉄道大国は、近い将来必ずこの問題に直面するだろう。鉄道だけでなく、インフラ全般に言えることだが、特に高速道路、もしくは空港のような交通運輸に関わる公共性が高い部門では常に高い安全性が求められ、それに伴い維持管理の需要も増加する。このような現状下、いかに限られた時間と資源で効率的な維持管理を実現できるかが鍵となる。

本論文は、鉄道橋梁の維持管理の現場に着目した形で、上部工の代表的な構成要素である鉄筋コンクリート桁(以下、RC桁)を対象として、固有振動数を用いた健全度の評価を支援する健全度評価システムの開発について述べた。その結果、定量的な判定基準と判定プロセスを定義し、視認性に優れ判読性の良い判定方法を提供することで、必ずしも土木工学を専

門としない関係者にも鉄道橋梁の桁要素に対する健全度を効率よく評価ができる健全度評価システムの開発を試みた。これは、構造物の維持管理現場に抱える課題であり、変状程度が高い部材の定量的な健全度判定指標の必要性を念頭に置いた研究による成果である。今後、このような変状を伴う鉄道橋梁やRC桁の健全度評価、もしくはそれら補修後の性能に関する判断方法を検討する際に参考となることが期待できる。

また、情報共有の観点から、健全度評価システムの定義にしたがい作成した判定モデルは、供用環境など複雑な因果関係に関する情報を省き、RC桁の全体的な性能のみ表し、視認性や判読性を重要視した形で、その出力結果のあり方を検討した。その結果、現場での使いやすさが期待されるだけでなく、鉄道橋梁の維持管理の効率化、もしくは自動化や無人化を目的としたシステムデザインを推進する際に、土木工学を専門としない共同開発の関係者に向けた情報共有も可能であるため、当該分野の研究を促進させることが期待できる。

7.4 今後の課題

本論文では、鉄道橋梁のうち、上部工の代表的な構成要素であるRC桁を対象として、固有振動数を用いた健全度評価を効率化する健全度評価システムの開発をした。その結果、土木専門以外の維持管理担当者は、健全度評価システムを使用することで、RC桁の損傷程度を判定し健全度評価を効率的にこなすことが期待できるようになった。また、補修後の定量的な評価も可能であることを検証した。しかし、今後の課題として検討すべき内容が大きく3つ存在する。これらを以下に示す。

① RC桁の異なる損傷パターンへの対応。

本論文で作成した判定モデルは、鉄道橋梁のうちRC桁を想定しているため、損傷程度が最も大きい位置は桁のスパン中央といった設定である。しかし、鉄道橋梁の桁要素には、地覆梁と横梁や小梁なども存在するため、損傷パターンが本研究で示した場合と異なる可能性がある。その場合、あらかじめ適切な評価指標と調査方法について検討する必要がある。

また、老朽化が進行する過程ではコンクリートの底面かぶりが欠損と同時に腐食による鉄筋の断面積が減少している可能性もある。これらの変状は、RC桁の初期剛性をはじめ、鉄筋降伏以降の耐力とじん性に大きく影響するため、地震など偶発的な荷重に懸念すべく、鉄筋の取り替えを含めた大規模な補修を早急に行うことが必要である。第5章5.3.2b)で行った衝撃振動試験の結果から、鉄筋に損傷が少ない若しくは錆程度の軽微な損傷しか受け

ていない模型梁は、鉄筋降伏に至らない損傷では、健全な模型梁と大差のない性能を保有する結果だった。したがって、このような状態の RC 桁に関しては、衝撃振動試験に加え、他の検査法を幅広く併用することで、損傷程度をより反映した健全度の評価を行うことが可能だと考える。

② 作業スペースの制限への対応

作業スペースの制限により、従来の軸直角方向の衝撃振動試験で RC 桁の固有振動数を計測することが難しい場合、梁躯体の損傷程度を軸方向の固有振動数から軸剛性(AE)を推定することで判断する方法を示した。しかし、補修前後の軸方向の固有振動数の差が軸直角方向と比較して小さい結果だった。その原因として、補修前の模型梁は、鉄筋降伏直後の載荷段階で終了しているため、梁躯体の残留たわみが比較的小さい水準であることに加え、クラックの幅が大きくないことが考えられる。なお、本論文で実施した軸方向の衝撃振動試験は実験的な内容であり、載荷初期と載荷終了時のみ計測した。そのため、軸方向の衝撃振動試験の実用化を検討するためには、損傷程度ごとに軸方向の固有振動数を計測し、解析も併せてその全容を把握することが大事である。

③ 健全度評価システムの実装に向けた取り組み

本研究で開発した健全度評価システムを鉄道橋梁の維持管理の現場に実装するためには、多くの実証実験を通してその信頼性を検証することが必要である。また、それ以外にも、既存の仕組みとどのように協調して実装していくかなど、多くの課題が存在する。本論文全般にあてはまる事項ではあるが、第4章、第5章および第6章の各実験ケースは、それぞれ1サンプルの模型梁のみで実施したため、今後は精度向上のために更なるデータの収集が必要だと考える。今後は本研究で考案した健全度評価システムが維持管理に有益な貢献をもたらすように、改善を重ねていきたいと考える。また、本論文のように、維持管理の現場に着目し、作業の効率化を推進する取り組みは重要である。鉄道橋梁のような重要なインフラ設備の安全性に明確な判定基準を与えその手順をシステム化するような研究を通して、徐々にスポットライトを呼び寄せることが期待できる。そうすることで、インフラ設備全体の安全性に関わるフレームワークを活発化させ、維持管理のあり方をより正確かつ効率的となることが考えられる。

参考文献

- 1) 内閣府政策統括官(科学技術・イノベーション担当), SIP (戦略的イノベーション創造プログラム) インフラ維持管理・更新・マネジメント技術研究開発計画, https://www8.cao.go.jp/cstp/gaiyo/sip/iinkai/infura_1/1_infura_shiryou_3.pdf (参照日:2020年3月10日)
- 2) 公益財団法人 鉄道総合技術研究所:平成19年 鉄道構造物等設計標準・同解説(構造物編 鋼・合成構造物), 丸善出版株式会社, 2007.
- 3) 国土交通省, 鉄道に関する技術上の基準を定める省令(平成十三年国土交通省令第百五十一号), <https://elaws.e-gov.go.jp/document?lawid=413M60000800151> (参照日:2023年7月1日)
- 4) 公益財団法人 鉄道総合技術研究所:平成19年 鉄道構造物等維持管理標準・同解説(構造物編 コンクリート構造物), 丸善出版株式会社, 2007.
- 5) 土木研究所, 非破壊試験を用いた土木コンクリート構造物の健全度診断マニュアル, 博報堂出版, 2003.
- 6) 池田学, 谷村幸裕:鉄道橋梁のメンテナンスの現状と最近の取り組み, 材料と環境, Vol. 65, 287-293, 2016.
- 7) 宮村正樹, 内藤英樹, 中野聡, 門万寿男, 岩城一郎, 鈴木基行:厳しい塩害環境において架替え後15年が経過したPC道路橋の構造性能評価に関する研究, 土木学会論文集 E2(材料・コンクリート構造), vol.72, No.2, 41-55, 2016.
- 8) 立松英信, 佐々木孝彦, 高田潤:塩害による鉄筋腐食の診断と抑制に関する研究, コンクリート工学論文集, Vol. 11, No. 2, 11-20, 2000.
- 9) 国土交通省, 国土交通省所管分野における社会資本の将来の維持管理・更新費の推計, https://www.mlit.go.jp/sogoseisaku/maintenance/02research/02_01_01.html (参照日:2023年3月15日)
- 10) 小西純一, 西野保行, 中川浩一:大正・昭和前期における鋼鉄道橋の発達とその現状, 土木史研究, Vol. 22, 257-267, 2002.
- 11) 荒巻智, 野村倫一, 小谷洋平:鉄道コンクリート橋の維持管理技術の変遷と今後の展望, コンクリート工学, Vol. 58, 111-116, 2020.
- 12) 国土交通省, 最近の建設業を巡る状況について, <https://www.mlit.go.jp/policy/shingikai/content/001428484.pdf> (参照日:2023年7月14日)
- 13) NHK ニュース, 鉄橋崩落で不通の磐越西線 代行輸送なし影響長期化のおそれ, <https://www3.nhk.or.jp/lnews/fukushima/20220805/6050019670.html> (参照日:2022年9月10日)
- 14) 国土交通省, 国土交通分野の将来見通しと人材戦略に関する調査研究,

- <https://www.mlit.go.jp/pri/houkoku/gaiyou/pdf/kkk143.pdf> (参照日：2023年7月14日)
- 15) 国土交通省, インフラ長寿命化計画(行動計画) 令和3年度～令和7年度, <https://www.mlit.go.jp/report/press/content/001409546.pdf> (参照日：2023年3月15日)
 - 16) Homepage of Japan Society of Science and Technology Agency: Cross-minstrel strategic innovation promotion program: infrastructure maintenance renewal and management, (参照日：2022/12/1)
 - 17) Achillopoulou, D.V., Mitoulis, S.A., Argyroudis, S.A., Wang, Y.: Monitoring of transport infrastructure exposed to multiple hazards: A assessment for building resilience, Science of the Total Environment, Vol. 746, 141001, 2020.
 - 18) 前島拓, 子田康弘, 岩城一郎, 内藤英樹, 岸良竜, 鈴木康範, 大田孝二, 鈴木基行: アルカリシリカ反応が道路橋 RC 床版の耐疲労性に及ぼす影響, 土木学会論文集 E2(材料・コンクリート構造), Vol. 72, No. 2, 126-145, 2016.
 - 19) 子田康弘, 皆川翔平, 岩城一郎: コンクリート及び RC はりの耐疲労性に及ぼす環境温度と含水状態の影響, 土木学会論文集 E2(材料・コンクリート構造), Vol. 74, No. 1, 35-52, 2018.
 - 20) 横田敏弘, IsuruWIJAYAWARDANE, 睦好宏史: 腐食した PC 鋼材を有する PC 梁の耐荷力特性と解析的性能評価手法の検討, 土木学会論文集 E2(材料・コンクリート構造), Vol. 74, No. 4, 218-233, 2018.
 - 21) 藤野陽三: インフラの維持管理・更新におけるロボット技術への期待, 日本機械学会誌, Vol. 118, No. 1160, 387, 2015.
 - 22) 藤野陽三: インフラの予防保全とモニタリング計測技術, 精密工学会誌, Vol. 83, No. 12, 1053-1057, 2017.
 - 23) 山本秀樹, 重田佳幸, 小平哲也, 安田亨, 北澤隆一, 成沢行雄: 走行型計測によるトンネル覆工巻圧・空洞探査技術について, トンネル工学報告集, No. 25, 1-22, 2015.
 - 24) 岩波光保, 斎藤俊哉: インフラ維持管理のための民間ビジネス環境の整備に関する提言: コンクリート工学, Vo. 57, 323-328, 2019.
 - 25) 高橋順, 江本久雄, 宮本文穂: 老朽 RC 橋撤去時の主桁切断面の中性化試験と余寿命推定, コンクリート工学年次論文集, Vo. 38, No. 2, 1549-1554, 2016.
 - 26) 宮本文穂, 浅野寛元, 江本久雄, 勝島龍郎: RC 橋維持管理支援システム(J-BMS RC 版)の開発と実橋への適用, 土木学会論文集 F4(建設マネジメント), Vol. 71, No. 3, 105-124, 2015.
 - 27) 高橋順, 江本久雄, 宮本文穂: 塩害および中性化による劣化を受けた橋梁の余寿命推定と信頼性評価, 材料, Vo. 65, No. 3, 259-266, 2016.
 - 28) 田中文基, 小野里雅彦: 橋梁点検・保守のための国際標準に基づく橋梁情報モデルとそ

- の web 配信システム, 精密工学会学術講演会講演論文集, Vol. H63, 491-492, 2015.
- 29) 町口敦志, 水野英夫, 赤坂利勝, 杉本敦, 安藤正幸, 浦田孔二, 喜多敏春: 七尾市における AI 橋梁診断支援システムを用いた簡易点検の導入, インフラメンテナンス実践研究論文集, Vol. 1, No. 1, 337-344, 2022.
 - 30) 羽田野英明, 川瀬真弓, 溝部美幸, 六郷恵哲: 跨線橋点検における課題の把握と改善のための取り組みの例示, インフラメンテナンス実践研究論文集, Vol. 1, No. 1, 218-225, 2022.
 - 31) 西村昭彦, 棚村史郎: 既設橋梁橋脚の健全度判定に関する研究, 鉄道総研報告, vol.3, No.8, 41-49, 1989
 - 32) 西村昭彦: 既設橋梁基礎の健全度判定法の開発に関する研究, 博士学位論文, 1992
 - 33) 関正樹, 西村昭彦, 丸山泉, 中野聡: ラーメン高架橋の健全度評価の手法, 第 24 回地震工学会研究発表会講演論文集, 373-376, 1997.
 - 34) 宮村正樹, 岩崎正二, 出戸秀明, 加藤哲, 早坂洋平: 衝撃振動試験および動たわみ測定による実橋 RC 床版の健全度評価, 構造工学論文集 Vol. 57A, 1134-1143, 2012.
 - 35) 伊藤公二, 坂井公俊, 室野剛隆: 高次振動モードを用いた地震後の構造物健全度判定の高度化のための基礎的検討, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol. 77, No. 4, I_256-I_265, 2021.
 - 36) 塩谷智基: インフラのライフサイクル策定への今後の課題(<特集>機械・インフラの健全性評価の現状と展開), 日本機械学会誌, Vol. 123, No. 1215, 2020.
 - 37) 仁平達也, 渡辺忠朋, 谷村幸裕, 岡本大: 地震による損傷と修復を繰り返した RC 部材の性能に関する一考察, 土木学会論文集 E2(材料・コンクリート構造), Vol. 68, No. 2, 121-132, 2012.
 - 38) 小林寛, 田村敬一, 谷本俊輔: ハイブリッド振動実験による橋梁全体系の振動挙動に関する研究, 第 26 回地震工学会研究発表会講演論文集, ページ数, 2001.
 - 39) 宮下剛, 玉田和也, 劉翠平, 岩崎英徳, 長井正嗣: 振動を利用した健全性診断に向けた実橋梁の損傷と動特性変化, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol. 68, No. 2, 367-383, 2012.
 - 40) 奥谷民雄, 山本正宣: 鉄道における安全性と国際規格(国際規格の動向と戦略), 日本信頼性学会誌, Vol. 28, No. 4, 2006.
 - 41) 魚本健人: コンクリート構造物の劣化度調査技術の現状と展望, 地質と調査 Vol. 20, No. 2, 2-7, 2002.
 - 42) Walden, D, D., Roedler, G, J., Forsberg, K, J., Hamelin, R, G and Shortell, T, M ed., 西村秀和, システムズエンジニアリングハンドブック第 4 版, 慶應義塾大学出版会, 2019
 - 43) S, Friedenthal., A, Moore and R, Steiner., 西村秀和監訳, システムズモデリング言語 SysML, 東京電機大学出版局, 2012.
 - 44) X, Luo., H, Haya., T, Inaba., T, Shiotani and Y, Nakanishi.: Damage evaluation of railway

- structures by using train-induced AE, Construction and Building Materials, Vol. 18, 215-223, 2004.
- 45) 株式会社キーパース, NSIRB 法の概要, <http://www.keep-earth.com/service/nsis.html> (参照日: 2021 年 7 月 14 日)
 - 46) 鉄道総合技術研究所, IMPACT IV 橋梁下部工・土留め健全度診断システム, <https://www.rtri.or.jp/rd/division/rd43/rd4330/rd43300317.html> (参照日: 2021 年 7 月 14 日)
 - 47) IEC 62278, Railway applications - Specification and demonstration of reliability, availability, maintainability and safety (RAMS), 2022.
 - 48) IEC TR 62278-4, Railway applications - Specification and demonstration of reliability, availability, maintainability and safety (RAMS) - Part 4: RAM risk and RAM life cycle aspects, 2016.
 - 49) 松本雅行: 鉄道の RAMS を変える～日本からの提案～, JR EAST Technical Review, No. 43, 5-8, 2013.
 - 50) 公益財団法人 鉄道総合技術研究所: 平成 19 年 鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震設計), 丸善出版株式会社, 2007.
 - 51) ジェイアール総研エンジニアリング株式会社, 性的非線形解析プログラム Ver.5.1, http://www.jrseg.co.jp/software/info/jrsnap/JRSNAP_Ver5.pdf (参照日: 2023 年 6 月 19 日)
 - 52) Nishimura, A. and Haya, H. : Assessment of the structural integrity of bridge foundation by impact vibration test, International Conference on Geotechnical Engineering., (1991), 719-724.
 - 53) Nishimura, A. and Haya, H. : Evaluation of bridge piers soundness on japanese railway, ERRI(European Rail Research Ins.) Conference on Maintenance of Railway Bridges and Civil Engineering Structures in Holland., (1995), 1-13.
 - 54) Nishimura, A. and Haya, H. : Evaluating the soundness of san-yo Shinkansen by Impact Vibration Test, The Foundation engineering & equipment (monthly), 24-9 (1996), 73-79.
 - 55) 西村昭彦, 羽矢洋: 衝撃振動試験による山陽新幹線構造物の健全度判定, 基礎工, vol.24, No.9, 73-79, 1996
 - 56) 関正樹, 西村昭彦, 佐野弘幸, 中野聡: RC ラーメン高架橋の地震時損傷レベルの評価に関する研究, 土木学会論文集, vol.731/I-63, 51-64, 2003
 - 57) 渡辺学歩, 友廣郁也, 後藤悟史, 江本久雄: 橋梁振動実験に基づく斜橋の固有振動数の同定と部材の損傷が振動特性に及ぼす影響に関する基礎的研究, 土木学会構造工学論文集, Vol.60A, 513-521, 2014
 - 58) 内藤 英樹, 小林 珠祐, 土屋 祐貴, 杉山 涼亮, 山口 恭平, 早坂 洋平, 安川 義行, 鈴

- 木 基行:局所振動試験に基づく道路橋 RC 床版の内部損傷評価, 土木学会論文集 E2(材料・コンクリート構造), vol.73, No.2, 133-149, 2017
- 59) 加藤雅史, 島田静雄: 橋梁実測振動特性の統計解析, 土木学会論文報告集, Vol. 311, 49-58, 1981.
- 60) 田中宏昌, 関正樹, 久保淳一郎, 長谷川昌明, 日紫喜剛啓: 35 年間供用されたラーメン高架橋縦梁の耐力・疲労に関する研究, 土木学会論文集, No. 700/VI-54, 31-43, 2002.
- 61) 仁平達也, 渡辺忠朋, 滝本和志, 笹谷輝勝, 土屋智史, 原夏生, 谷村幸裕, 岡本大: 損傷履歴を考慮した修復部材の性能評価に関する一考察, 土木学会論文集 E, Vol. 65, No. 4, 490-507, 2009.
- 62) Technical evaluation on design and construction method of IPH method for concrete structures (in Japanese), Organization for Promotion of Civil Engineering Technology, Tokyo, Society of Civil Engineers, Japan (2017).
- 63) 小室睦江, 加川順一: IPH 工法(内圧充填接合補強)によるコンクリート構造物の健全化について, 土木学会中国支部第 69 回研究発表会, I-12, 21-22, 2017.
- 64) 渡邊祥庸, 瀬野健助, 加川順一, 二羽淳一郎: 内圧充填接合補強によるコンクリート中への樹脂填充性能と補修効果, コンクリート工学年次論文集, Bol. 34, No. 2, 2012.
- 65) 一般社団法人 IPH 工法協会, IPH 工法×産官学連携特設サイト, <https://sge-iph.com/> (参照日: 2022 年 12 月 20 日)
- 66) 有山正孝, 基礎物理学選書 8 振動・波動, 裳華房, 1972.
- 67) 水田洋司, 吉村健, 内谷保, 崎本達郎, 永木卓美, 爪生正樹: 鮎の瀬大橋の振動試験, 構造工学論文集, 46A, 461-468, 2000.
- 68) 徳永宗正, 池田学: 非構造部材を考慮した鉄道橋りょうの主構造の曲げ剛性の評価手法, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol. 76, No. 3, 580-596, 2020.
- 69) 山本貴正, 小池狭千朗: コンクリート円柱・角柱供試体の圧縮強度に及ぼす断面寸法の影響に関する一考察, コンクリート工学年次論文集, Vol. 34, No. 1, 2012.
- 70) Kikuta, H., Goto, M., Sawamoto, T., Shinozaki, T., Morihama, K.: Effect of form and measure of BOSS specimens on compressive strength of concrete. J Monozukuri Univ 3, 68-73 (2012).
- 71) 若林信太郎, 谷川恭雄, 中込昭, 佐原晴也, 寺田恭一: 小径コアによる構造体コンクリート強度の推定方法に関する研究(その 1 小径コア供試体の圧縮強度試験結果), 日本建築学会構造系論文集, Vol. 555, 1-8, 2002.
- 72) 鈴木澄江, 梶田佳寛, 佐藤幸恵: 構造体コンクリートから採取したコア供試体の圧縮強度レベルと確率分布形状, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 592, 13-18, 2005.
- 73) 土木学会コンクリート委員会: 材料劣化が生じたコンクリート構造物の構造性能, コンクリート技術シリーズ 71, 2006

- 74) 土木学会コンクリート委員会：続・材料劣化が生じたコンクリート構造物の構造性能, コンクリート技術シリーズ 85, 2009
- 75) 土木学会：2012 年制定 コンクリート標準示方書(基本原則編・設計編・施工編), 丸善出版株式会社, 2012
- 76) 宮村正樹, 子田康弘, 内藤英樹, 岩城一郎, 鈴木基行：振動特性に着目した RC 床版の疲労損傷度評価手法に関する研究, 構造工学論文集 Vol. 57A, 1251-1262, 2011.
- 77) 黒田一郎, 古屋信明, 遠山和一郎：打撃応答の減衰特性に着目した RC 梁の鉄筋腐食ひび割れ推定法に関する基礎的研究, 構造工学論文集, Vol. 63A, 888-898, 2017.
- 78) 木学会構造工学委員会, 構造工学における計算力学の基礎と応用, 土木学会 1996.
- 79) Mechanics of Granular Materials An Introduction, M, Oda and K, Iwashita., A.A.Balkema Publisher

付録

1. 単純支持梁の運動方程式と固有振動数の一般解

本研究では, 固有振動数を評価指標とし, 「判定モデル」の試作対象を単純支持構造の RC 桁に決定した. その運動方程式は次の通りである^{78), 79)}.

最初に, 梁の非減衰自由振動と仮定すると振動数と時間, 変位の関係を以下の式で表すことができる. ここに, ω は振動数, y はたわみ, t は時間である.

$$y(x, t) = \Phi(x)e^{i\omega t} \quad (\text{A.1})$$

外力 $p(x, t)$ による梁の運動式は次の式で表現できる.

$$m \frac{\partial^2 y(x, t)}{\partial t^2} + EI \frac{\partial^4 y(x, t)}{\partial x^4} = p(x, t) \quad (\text{A.2})$$

この式は波動方程式と形式が似ているため, ここに, 梁の両端 $i = 1, 2$ $x_1 = 0, x_2 = l$ において, 次のような境界条件を設定する.

$$y(x_i, t) = y_i(t) \quad (\text{A.3})$$

$$\theta(x_i, t) \equiv -\frac{\partial y}{\partial x}(x_i, t) = \theta_i(t) \quad (\text{A.4})$$

このうち, θ は反時計回りを正としたたわみ角である. 任意数 n_i に関しては断面の向きを以下の定義で表す.

$$n_i \equiv \begin{cases} if & -1 & i = 1 (x = x_1 = 0) \\ if & 1 & i = 2 (x = x_2 = l) \end{cases} \quad (\text{A.5})$$

また, 運動方程式の初期条件は以下の通りである.

$$y(x, 0) = y_0(x) \quad (\text{A.6})$$

$$\frac{\partial y}{\partial t}(x, 0) = v_0(x) \quad (\text{A.7})$$

梁が自由振動の場合, $p(x, t) \equiv 0$ であるため, 次の式で固有値の解を求めることができる.

$$\frac{d^4 \Phi(x)}{dx^4} = \Lambda \Phi(x) \quad (\text{A.8})$$

外力で生じた梁のたわみに対して変数分離すると $y(x, t) = \Phi(x)q(t)$ となる. ここに, 初期条件を代入すると以下の通りとなる.

$$-\frac{\ddot{q}(t)}{q(t)} = \frac{EI}{m} \frac{\Phi''''(x)}{\Phi(x)} = \Lambda(\text{const.}) \quad (\text{A.9})$$

単純支持梁の境界条件として, 両端のたわみ y とたわみの関数 $\frac{\partial^2 y}{\partial x^2}$ はゼロであるため, 変数分離をすると次の

ようになる.

$$\Phi(0) = 0, \Phi''(0) = 0, \Phi(l) = 0, \Phi''(l) = 0 \quad (\text{A.10})$$

以上の条件から $\Phi(x)$ の解は次の通りである.

$$\Phi''''(x) = \Lambda \frac{m}{EI} \Phi(x) \quad (\text{A.11})$$

上記の式で周期運動が成り立つためには Λ が正という条件が必要であることから, 一般解は次の通りとなる.

$$\Phi(x) = e(\mu x)^{a \sin \mu x + b \cos \mu x} + e(-\mu x)^{c \sin \mu x + d \cos \mu x} \quad (\text{A.12})$$

オイラーの公式から, 次の式に整理することができる.

$$\Phi(x) = a \sin \mu x + b \cos \mu x + c \sinh \mu x + d \cosh \mu x \quad (\text{A.13})$$

単純支持梁は, $b + d = 0, \mu^2(-b + d) = 0$ かつ $a \sin \mu x + b \cos \mu x + c \sinh \mu x + d \cosh \mu x = 0$ の条件から, 次の行列で表すことができる.

$$\begin{pmatrix} 1 & 0 & 1 & 0 \\ 1 & 0 & -1 & 0 \\ \cosh \mu l & \sinh \mu l & \cos \mu l & \sin \mu l \\ \cosh \mu l & \sinh \mu l & -\cos \mu l & -\sin \mu l \end{pmatrix} \begin{pmatrix} a \\ b \\ c \\ d \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \quad (\text{A.14})$$

積分定数の有意解として, 次の係数行列が特異であることが必要.

$$\det \begin{vmatrix} 0 & -2 & 0 \\ \sinh \mu l & \cos \mu l - \cosh \mu l & \sin \mu l \\ \sinh \mu l & -\cos \mu l - \cosh \mu l & -\sin \mu l \end{vmatrix} = -4 \sin \mu l \sinh \mu l = 0 \quad (\text{A.15})$$

そのため, $\sin \mu l \sinh \mu l = 0$ となり, 任意数 $n = 1, 2, \dots$ に対して $\sin \mu l = 0 \rightarrow \mu l = n\pi \rightarrow \mu_n = \frac{n\pi}{l}$ となる. したがって, この結果を上記の行列に代入すると a のみが不定となるため, $\Phi(x)$ の解は次のようになり, μ_n が固有値, $\Phi_n(x)$ が固有振動モードとなる.

$$\Phi(x) = \Phi_n(x) = \sin \mu_n x = \sin \left(\frac{n\pi x}{l} \right) \quad (\text{A.16})$$

$$\Lambda_n = \frac{EI}{m} \mu_n^4 = \frac{EI}{m} \left(\frac{n\pi}{l} \right)^4 \quad (\text{A.17})$$

任意数 n に対する $q(t)$ の微分方程式は次の通りである.

$$\ddot{q}_n(t) + \frac{EI}{m} \left(\frac{n\pi}{l} \right)^4 q_n(t) = 0 \quad (\text{A.18})$$

ここで,

$$y_n^2 \equiv \frac{EI}{m} \left(\frac{n\pi}{l} \right)^4 = \sqrt{\frac{EI}{m}} \left(\frac{n\pi}{l} \right)^2 \quad (\text{A.19})$$

とすれば, 上記の式は, 次のように整理することができる.

$$q_n(t) = A_n \sin \omega_n t + B_n \cos \omega_n t \quad (\text{A.20})$$

したがって, 自由振動解は次の通りとなる.

$$y(x, t) = \sum_{n=1}^{\infty} \Phi_n(x) (A_n \sin \omega_n t + B_n \cos \omega_n t) \quad (\text{A.21})$$

このうち, 任意定数である A_n, B_n は, 固有振動モードの直交性からモード解析法よりを以下のように求めるこ

とができる.

$$A_i = \frac{1}{\bar{m}_i \omega_i} \int_0^l m v_0(x) \Phi_i(x) dx \quad , \quad B_i = \frac{1}{\bar{m}_i} \int_0^l m \omega_0(x) \Phi_i(x) dx \quad (\text{A.22})$$

なお,本研究で取扱う*i*次の固有振動モードは Fig. 3.2 のような形となり,*i* = (1, 4)の場合,固有振動数 ω_i を求めることができる.

$$\omega_1 = \sqrt{\frac{EI}{m}} \left(\frac{\pi}{l}\right)^2 \quad (\text{A.23})$$

$$\omega_2 = \sqrt{\frac{EI}{m}} \left(\frac{2\pi}{l}\right)^2 \quad (\text{A.24})$$

$$\omega_3 = \sqrt{\frac{EI}{m}} \left(\frac{3\pi}{l}\right)^2 \quad (\text{A.25})$$

$$\omega_4 = \sqrt{\frac{EI}{m}} \left(\frac{4\pi}{l}\right)^2 \quad (\text{A.26})$$

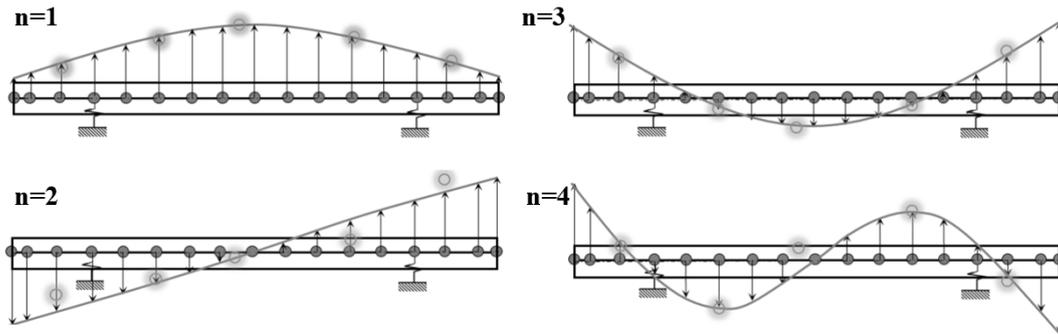


Fig. A.1 Vibration mode of natural frequency in mode 1st - 4th

2. 強制外力による振動の運動方程式

固有振動数の測定するためには,一般的に強制振動法が用いられる.以下では,強制外力による振動の運動方程式を示す.

外力が作用する場合を考える.自由運動方程式に以下の自由運動モードで級数表示した式

$$y(x, t) = \sum_{n=1}^{\infty} q_n(t) \Phi_n(x) \quad (\text{A.27})$$

を代入すると,次のように表すことができる.

$$\sum_{n=1}^{\infty} \{m \ddot{q}_n \Phi_n \Phi_i + EI q_n \Phi_n'''' \Phi_i\} dx = p(x, t) \quad (\text{A.28})$$

この運動方程式に $\int_0^l \Phi_i dx$ という作用を式の両辺に代入すると,第*i*次振動モードの内積を以下の式で表すことができる.

$$\sum_{n=1}^{\infty} \int_0^l \{m\ddot{q}_n \Phi_n \Phi_i + EI q_n \Phi_n'''' \Phi_i\} dx = \int_0^l p(x, t) \Phi_i dx \quad (\text{A.29})$$

固有振動モードの直行性を用いると、総和の第 i 項を以下の式で表すことができる。

$$\bar{m}_i \ddot{q}_i(t) + \bar{m}_i \gamma_i^2 q_i(t) = \bar{p}_i(t) \quad (\text{A.30})$$

$\bar{p}_i(t)$ とは一般化された強制外力である。したがって、以下の式で表すことができる。

$$\bar{p}_i(t) = \int_0^l p(x, t) \Phi_i(x) dx \quad (\text{A.31})$$

ここに、Duhamel 積分を用いると、強制外力の作用時間が限りなくゼロに近いことが条件となるため、 $q_i(t)$ の解は次のようになる。

$$q_i(t) = A_i \sin \omega_i t + B_i \cos \omega_i t + \int_0^{\infty} \frac{\bar{p}_i(\tau)}{\bar{m}_i \omega_i} H(t - \tau) \sin(\omega_i(t - \tau)) d\tau \quad (\text{A.32})$$

そのため、たわみ $y(x, t)$ の式は次のようになる。

$$y(x, t) = \sum_{n=1}^{\infty} A_n \sin \omega_n t + B_n \cos \omega_n t \Phi_n(x) + \sum_{n=1}^{\infty} \int_0^{\infty} \frac{\bar{p}_n(\tau)}{\bar{m}_n \omega_n} H(t - \tau) \sin(\omega_n(t - \tau)) d\tau \quad (\text{A.33})$$

上述の式に一般化された強制外力を代入すると、次のようになる。Duhamel 積分は零初期条件の解であるため、未定係数 A_n, B_n は自由運動方程式の解と同じである。

$$y(x, t) = \sum_{n=1}^{\infty} A_n \sin \omega_n t + B_n \cos \omega_n t \Phi_n(x) + \sum_{n=1}^{\infty} \int_0^l \int_0^{\infty} \frac{1}{\bar{m}_n \omega_n} \Phi_n(x) \Phi_n(\zeta) H(t - \tau) \sin(\omega_n(t - \tau)) p(\zeta, t) d\tau d\zeta \quad (\text{A.34})$$

本研究で測定する 2 次と 4 次振動モードは偶数モードであるため、梁軸方向の $1/4$ の位置に強制外力を作用させる必要がある。その際の外力 $p(x, t)$ は次の式で表す通りである。

$$p(x, t) = P_0 \delta(x - \frac{l}{4}) \quad (\text{A.35})$$

ここに、 ζ についての Duhamel 積分は次のような式となる。

$$\int_0^l \Phi_n(\zeta) p(\zeta, t) \zeta d\zeta = P_0 \Phi_n(\frac{l}{4}) \quad (\text{A.36})$$

したがって、時刻 τ 、たわみ y_0 の解は以下の通りである。

$$\tau = \frac{1}{l^2} \sqrt{\frac{EI}{m}} t, \quad y_0 = \frac{11P_0 l^3}{768 EI} \quad (\text{A.37})$$

謝辞

本論文を完成するにあたり、指導教官ならびに主査を務めた慶應義塾大学システムデザイン・マネジメント研究科 西村秀和教授には大変お世話になりました。論文を作成する心構えから、外国人である著者に対して高度な日本語のご指導まで厳しくも丁寧なご指導を頂きました。2020年以來、コロナ禍の制限により一時的な研究の停滞を伴う中、解禁して間もなく無事に学位論文の完成できたことは、先生のご理解とご協力があったと存じております。心から感謝の気持ちを伝えたいと思います。副査を務めた慶應義塾大学システムデザイン・マネジメント研究科 小木哲郎教授、慶應義塾大学システムデザイン・マネジメント研究科 当麻哲哉教授には、大変お忙しい中、厳しいスケジュールにも関わらず貴重なお時間を頂き、数回に渡りご指導ならびに審査を頂きました。厚く御礼を申し上げます。副査を務めた(公財)鉄道総合技術研究所 岡本大博士には、鉄道構造物の設計および維持管理の標準やそれに伴う歴史的な変遷の観点のみならず、実務に関する大変貴重なご指摘を多くご指導頂きました。厚く御礼を申し上げます。

著者が本論文を執筆するきっかけを与え、ご相談を頂きました Texas Tech University National Wind Institute Prof. Xinzhong Chen, 中国西南交通大学 秦順全教授に感謝の御礼を申し上げます。本論文の基幹となる論文(実験力学 Vol.21, No.3, pp.199-207)をはじめ、その応用編となる論文の連名著者 (株)ジェイアール総研エンジニアリング 西村昭彦博士, (株)ジェイアール総研エンジニアリング 羅休博士, (株)ジェイアール総研エンジニアリング 大越正雄博士には、実験の設計段階から多大なるご協力を頂きました。心から感謝申し上げます。皆様の熱意あるご指導とご協力なしでは、社会人でありながら本論文を完成させることが難しいのは言うまでもありません。重ねて、御礼を申し上げ致します。

最後に、5年間に渡り勉学および研究を支持頂いた両親に感謝致します。2018年から現在に至るまで、研究が捗らず大変苦しい期間も多くありましたが、温かいご支援のもと、無事に本論文を完成させることができました。

本論文の最後に、ご指導、ご協力頂いた全ての方々に深く感謝申し上げます。これからこそがスタートだと考え、これまで受けてきたご指導を大事に、気合を入れて精進をしていきたいと思っております。