

撤去橋梁を用いた既設 PC 橋の
診断技術高度化に関する共同研究報告書
— 振動測定による既設 PC 橋の異状検知に関する研究 —

平成 27 年 9 月

国立研究開発法人土木研究所構造物メンテナンス研究センター
一般社団法人プレストレスト・コンクリート建設業協会

Copyright © (2015) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Chief Executive of P.W.R.I.

この報告書は、国立研究開発法人土木研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、この報告書の全部又は一部の転載、複製は、国立研究開発法人土木研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

撤去橋梁を用いた既設 PC 橋の診断技術高度化に関する共同研究報告書

— 振動測定による既設 PC 橋の異状検知に関する研究 —

国立研究開発法人土木研究所 構造物メンテナンス研究センター

上席研究員	木村 嘉富	(～平成 26 年 3 月)
上席研究員	石田 雅博	(平成 26 年 4 月～)
主任研究員	本間 英貴	(～平成 26 年 6 月)
主任研究員	宇佐美 惣	(平成 26 年 8 月～)
研究員	廣江 亜紀子	

一般社団法人プレストレスト・コンクリート建設業協会

委員長	谷口 秀明
副委員長	北野 勇一
委員	小林 崇
〃	國富 康志
〃	石井 豪
〃	手塚 正道
〃	渡瀬 博
〃	中西 昌洋
〃	櫻井 義之
〃	栗原 勇樹
〃	興梠 薫明
〃	徳光 卓
〃	藤田 学

平成 27 年 3 月現在

要 旨

本共同研究では、プレストレストコンクリート (PC) 橋の診断技術の高度化を目指し、撤去橋梁を利活用した臨床研究を推進している。この研究では、PC 橋を落橋させないための診断手法の確立を目指し、非破壊検査手法の一つである振動測定に着目して各種検討を実施した。

その結果、既設 PC 橋において主桁の剛性低下が顕在化した段階で高次モードの振動数を把握することにより異状を検知しうることがわかった。また、本手法による異状の推定にあたり高次モード取得のために適切な振動測定手法を用いる必要があること、さらに健全時の振動数把握のためにも適切な固有値解析手法を用いる必要があることを明らかにした。

キーワード : PC 橋, 診断, 振動測定, 非破壊検査, 異状検知

目次

1章 はじめに	1
1. 1 本研究の目的.....	1
1. 2 PC 橋の劣化と損傷レベル	4
1. 3 本研究の流れ.....	5
2章 振動測定に関する既往の文献.....	7
2. 1 文献収集.....	7
2. 2 複合トラス PC 橋新設時の設計検証のための振動測定事例	8
2. 3 ASR による劣化が懸念された既設 PC 橋の健全度評価のための振動測定事例	10
2. 4 既設 RC 橋の炭素繊維プレート緊張材による補強効果確認のための振動測定事例.....	13
2. 5 本章のまとめ.....	16
3章 振動測定手法の適用性に関する検討.....	17
3. 1 振動測定手法の適用についての検討.....	17
3. 2 固有値解析手法の適用についての検討.....	22
3. 3 本章のまとめ.....	26
4章 損傷レベルと振動特性変化に関する検討	27
4. 1 力学的損傷が部材全体に生じる実験検討.....	27
4. 2 力学的損傷が局部的に生じる実験検討.....	30
4. 3 材料劣化が生じるモデルの解析検討.....	31
4. 4 鋼材腐食が生じる実験検討.....	34
4. 5 本章のまとめ.....	35
5章 力学的損傷を大きく受けた PC 橋の異状検知に関する検討.....	37
5. 1 損傷レベルの推定	37
5. 2 実橋振動測定による異状推定	41
5. 3 本章のまとめ.....	42

6章 材料劣化を生じた PC 橋の異状検知に関する検討.....	43
6. 1 塩害により劣化した PC 橋の振動測定.....	43
6. 2 軸方向ひび割れの発生した PC 橋の振動測定.....	47
6. 3 曲げひび割れの発生した PC 橋の振動測定.....	51
6. 4 本章のまとめ.....	54
7章 結 論.....	55
7. 1 本研究の成果.....	55
7. 2 今後の展望.....	56
付 録.....	59
付録 A 既設 PC 橋の振動波形資料.....	61
付録 B 材料劣化が生じるモデルの解析検討資料.....	71
付録 C 鋼材腐食が生じる実験検討資料.....	117

1章 はじめに

1. 1 本研究の目的

プレストレストコンクリート（以下、PC）は、密実な高強度コンクリートを使用し、さらにひび割れを発生させないようにプレストレスが導入されているため、鉄筋コンクリートに比べると外部からの劣化因子の浸入に対し高い抵抗性を有する。また、ひび割れが発生しない条件下では、荷重によるひずみ変動が少なく疲労耐久性にも優れているという特長を持っている。このようにPCは耐久性に優れ、橋梁の建設に多く採用されている。しかし、PC橋の高齢化が進み、メンテナンスの状況によっては、塩害などで劣化の著しい橋も存在する。また、PC橋の損傷把握や耐荷性評価が難しいことが維持管理上の課題となっている。

そこで、土木研究所とプレストレスト・コンクリート建設業協会は、2010年5月18日、『撤去橋梁（PC橋）を用いた臨床研究に関する協力協定』を締結し、2013年7月からは『撤去橋梁を用いた既設PC橋の診断技術高度化に関する共同研究』を3カ年の計画で進めている。これらの活動では、PC橋を落橋させないためには、「危ない橋を見つけること」と「劣化しやすい橋を見つけること」が重要であると判断し、それぞれの検討事項を抽出・整理して、各種検討を実施している。

本研究では「危ない橋を見つけること」に対し、非破壊検査手法の一つである振動測定に着目し、表1.1.1および図1.1.1に示すように撤去前橋梁や撤去部材に対して振動測定を行うことによって、PC橋を落橋させないための診断手法の確立を目指す。

表 1.1.1 本共同研究で振動測定を実施した PC 橋一覧

実施年	橋梁名 (所在地)	橋梁形式	支間長*	実施内容
2010	能生大橋 (新潟県)	ポストテンション方式 PC 単純 T 桁橋(5 連)	28.10m	塩害劣化を生じ撤去予定の PC 橋のうち、 4 径間で振動測定を実施。
2011	和瀬川橋 (静岡県)	ポストテンション方式 PC 単純 T 桁橋	29.25m	曲げひび割れが生じた PC 橋の外ケーブ ル補強の前後で振動測定を実施。
	相見川海浜橋 (石川県)	ポストテンション方式 PC 単純 T 桁橋(2 連)	19.20m	塩害劣化のある撤去桁の載荷試験中に、 振動測定を実施。
	能生大橋 (新潟県)	ポストテンション方式 PC 単純 T 桁橋(5 連)	28.10m	撤去中の主桁切断（単純梁）状態で、振 動測定を実施。
	A 橋 (茨城県)	プレテンション方式 PC 単純中空床版橋(2 連)	15.90m	桁外面に軸方向ひび割れが生じた PC 橋 について振動測定を実施。
	B 橋 (茨城県)	ポストテンション方式 PC2 径間連続中空床版橋	33.00m	同上
2012	普代水門管理橋 (岩手県)	ポストテンション方式 PC 単純 T 桁橋(4 連)	22.00m	津波により被災し、大変形の生じた PC 橋 について振動測定を実施。
	中川橋側道橋 (富山県)	プレテンション方式 PC 単純床版橋(3 連)	9.97m	ASR 劣化のある撤去桁の載荷試験中に、 振動測定を実施。
2014	和瀬川橋 (静岡県)	ポストテンション方式 PC 単純 T 桁橋(1 連)	29.25m	外ケーブル補強 3 年経過後に振動測定を 実施。

*振動測定対象径間の支間長を示す

①普代水門管理橋 (1984年建設, PCT桁橋)



②能生大橋 (1967年建設, PCT桁橋)



③中川橋側道橋 (1977年建設, PC床版桁橋)

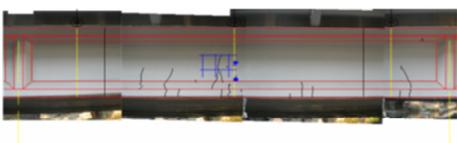


④相見川海浜橋 (1972年建設, PCT桁橋)

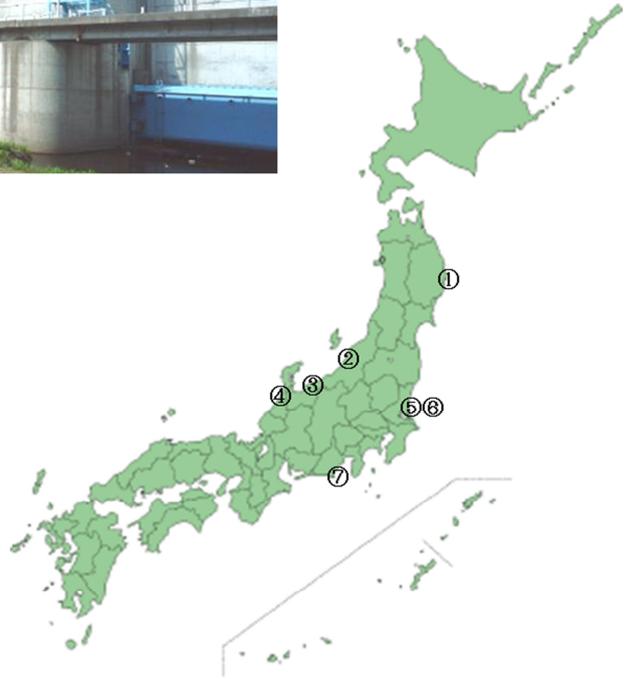


(塩害によりコンクリートの浮き, 剥離が発生)

⑦和瀬川橋 (1978年建設, PCT桁橋)



(外桁に曲げひび割れが発生)



⑤A橋 (1983年建設, PC中空床版橋)



(桁側面に軸方向ひび割れが発生)

⑥B橋 (1980年建設, PC中空床版橋)



(桁側面に軸方向ひび割れが発生)

図 1.1.1 PC 橋の所在地と状況

本研究において振動測定を行った PC 橋は、主に中小支間の PCT 桁橋や PC 床版橋である。これらの構造形式の PC 橋は我が国で数多く採用されており、施工性やコストの観点からプレキャスト桁を用いて建設されるケースも多い。例えば、PCT 桁橋は T 型のプレキャスト桁を架設後、横桁や床版間詰め部の場所打ちコンクリートの施工を行った後、横方向のプレストレス導入により主桁を一体化することで格子構造として挙動する多主桁の PC 橋である (図 1.1.2)。

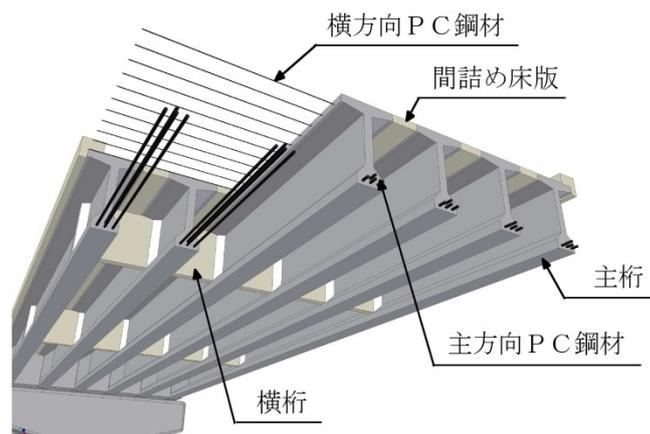


図 1.1.2 PCT 桁橋の説明

また、振動測定で得られる振動特性には「固有振動数」、「固有振動モード」、「減衰定数」がある (表 1.1.2)。本研究では劣化が進行した既設 PC 橋を対象とするため、健全時の実測値が得られていない場合でも損傷レベルの判断が可能な「固有振動数」を主な指標になりうると考え、以降の検討を進めることにした。

表 1.1.2 既設 PC 橋の実測により得られる振動特性

	固有振動数	固有振動モード	減衰定数
概要	比較的容易に実測値を得ることができる。より高次の固有振動数を得る必要がある場合には、起振機試験が適している。	同左	起振機の運転などによる周期的加振を共振状態で急停止する等によって減衰自由振動波形から減衰定数を測定する。
留意点	大きな影響を及ぼす因子の一つに、支点の支持状況がある。	同左	振幅依存性があり、その計測にあたっては応答振幅との対比が不可欠である。また、支点の支持条件の影響も大きい。
損傷レベルの判断	可能 (健全時実測値や理論値との比較が必要)	困難 (損傷有無の判別は可能)	条件次第では可能 (構造形式毎に判定値が必要)

※この表は文献 1)を参考に取り纏めた。

1. 2 PC 橋の劣化と損傷レベル

(1) PC 橋の劣化シナリオ

PC 橋の予想される劣化シナリオを図 1.2.1²⁾に示す。劣化は、コンクリート中への水や塩分の浸透に始まり、これらが鉄筋やPC 鋼材に到達して一定の濃度以上の塩分量を超えてから鋼材の腐食が開始し、鋼材腐食が進行するとコンクリートの腐食ひび割れが発生するようになり、これらの劣化が著しく進行することでPC 鋼材の破断とそれに伴う耐荷性の低下が顕在化する過程を辿ると考えられる。

さらに、PC 鋼材破断が増すことで曲げひび割れが発生する段階に陥ると考えられるが、このような重度の損傷を被ってもなおPC 橋に対する適切なメンテナンスが行われない場合は、最悪、PC 鋼材が降伏して部材レベルでの耐荷力が失われ、いずれは落橋に向かうことになると考えられる。

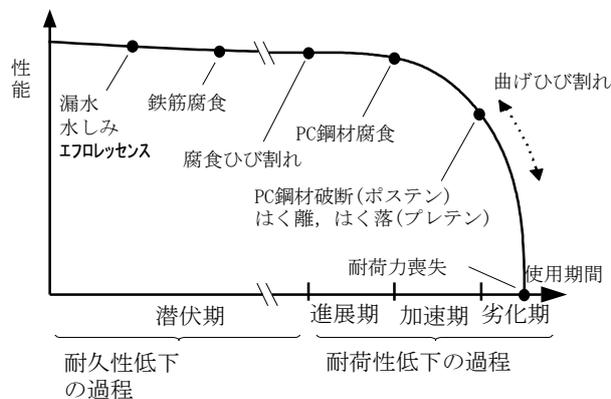


図 1.2.1 PC 橋の予想される劣化シナリオ²⁾

(2) 損傷レベル

振動測定により異状を検知したい損傷レベルを表 1.2.1 に示す。上述の通り、PC 橋の損傷レベルはコンクリートの劣化 (損傷レベル 1) に始まり、次に鋼材腐食とそれに伴うコンクリートのひび割れやはく離 (損傷レベル 2)、さらに鋼材降伏や剛性の大幅な低下 (損傷レベル 3) の段階に大別できると考えられる。

損傷レベル 1~2 は、コンクリートや鋼材の材料劣化が進行する段階であり、耐久性の低下に対してできるだけ早い段階で必要な措置を講じることでPC 橋の長期使用が可能であると考えられる。損傷レベル 3 は、材料の耐久性は失われ力学的損傷が顕在化しているため、耐荷性の低下 (落橋につながる危機) に対して安全を確保するための措置が必要な段階であると考えられる。

表 1.2.1 異状を検知したい損傷レベル

損傷のレベル		維持管理のレベル
1	鋼材腐食の始まり	予防保全
	ひび割れの始まり	補修の判断
2	鋼材腐食による断面減少	事後保全
	コンクリートの断面欠損	補修・補強の判断
3	鋼材が降伏	安全管理
	剛性の大幅な低下	通行止・架替判断

注) この表は、塩害による劣化損傷を対象に本研究にて提案するものであり、実際に供用されている PC 橋の管理に用いられているものではない。

1. 3 本研究の流れ

本研究の流れを図 1.3.1 に示す。1 章では、本研究の目的と振動測定により異状を検知したい損傷レベルの設定について示す。2 章では PC 橋の振動測定に関する既往の文献を収集・整理し、その一例について紹介する。3 章では、既設 PC 橋を対象に、振動測定手法の適用性に関する検討を行う。4 章では、撤去 PC 部材を用いた載荷試験に併せて実施した振動測定などにより、損傷レベルと振動特性の関連性について検討する。5 章では、力学的損傷を大きく受けた PC 橋（損傷レベル 3 に相当）を対象に、実橋振動測定によって得られた結果から力学的損傷を検知しうるかについて検討する。6 章では、材料劣化を生じた PC 橋（損傷レベル 1～2 に相当）を対象に、実橋振動測定によって得られた結果から材料劣化を検知しうるかについて検討する。7 章では、これらの検討の成果と今後の課題について述べる。

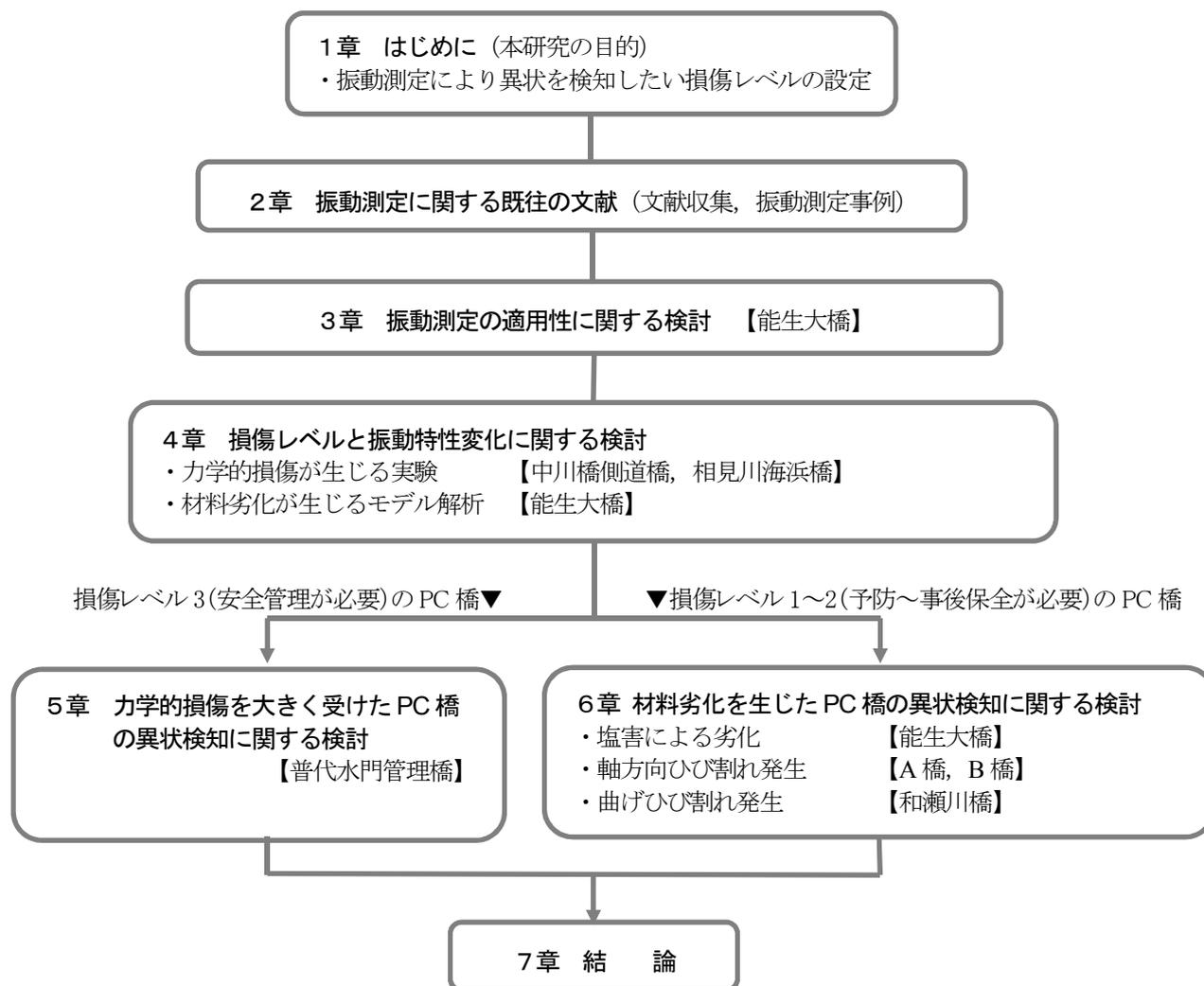


図 1.3.1 本研究の流れ

1章の参考文献

- 1) 土木学会：橋梁振動モニタリングのガイドライン，構造工学シリーズ10，2000
- 2) 一般社団法人プレストレスト・コンクリート建設業協会：PC 構造物の維持保全－PC 橋の更なる予防保全に向けて－，pp.74-75，2015.3

2章 振動測定に関する既往の文献

2. 1 文献収集

PC橋の振動測定は表2.1.1の文献[1][2]に示すようにPC橋の黎明期から実施され、張出架設PC橋[1]、PCアーチ橋[3]、外ケーブルPC橋[4]、PC斜張橋[5]、波形鋼板ウェブPC橋[6]、エクストラードーズドPC橋[7]、複合トラスPC橋[8]などその時代の新しい構造形式や長大化が採用されたPC橋を建設する際に設計検証を目的に振動測定が実施されている事例が多い。また、PC桁橋[2]、PC斜張橋[9]、PC吊床版橋[10]、PCエクストラードーズド橋[11]については同種の構造形式で振動測定データを統計整理した報告がなされている。

表 2.1.1 PC橋の振動測定に関する文献例（2010年調査）

No.	題名	出典	発行年	振動測定の主目的
1	ディヴィダーク方式PC橋の振動特性について	地震工学研究発表会講演概要	1959	張出架設PC箱桁橋の剛性確認（新設時）
2	高速鉄道における橋桁の動的挙動に関する研究	土木学会論文報告集, No.256	1976	鉄道橋の動的挙動確認（供用中）
3	中国自動車道宇佐川橋振動試験報告	プレストレストコンクリート Vol.26, No.1	1984	PCアーチ橋の振動特性確認（新設時）
4	外ケーブルを用いたPC橋梁への振動実験—天ヶ瀬橋—	プレストレストコンクリート Vol.37, No.1	1995	外ケーブルPC橋の振動特性確認（新設時）
5	伊唐大橋の振動実験と常時微動計測	プレストレストコンクリート Vol.39, No.1	1997	PC斜張橋の振動特性確認（新設時）
6	波形鋼板ウェブ橋の振動特性（その1 振動実験, その2 振動解析）	プレストレストコンクリート Vol.45, No.2~3	2003	波形鋼板ウェブPC橋の振動特性確認（新設時）
7	波形鋼板ウェブエクストラードーズド橋の施工と振動実験—日見夢大橋—	プレストレストコンクリート Vol.46, No.5	2004	エクストラードーズドPC橋の振動特性確認（新設時）
8	複合トラス橋（志津見大橋）の実橋載荷実験	土木学会第6回複合構造の活用に関するシンポジウム	2005	複合トラスPC橋の振動特性確認（新設時）
9	実測データに基づくPC斜張橋の減衰特性について	土木学会論文集, No.626	1999	PC斜張橋に関する振動測定データの整理（新設時）
10	PC吊床版橋の減衰定数の評価と振動使用性照査における影響	土木学会論文集, No.612	1999	PC吊床版橋に関する振動測定データの整理（新設時）
11	PCエクストラードーズド橋の減衰特性に関する考察	構造工学論文集, Vol.47A	2001	PCエクストラードーズド橋に関する振動測定データの整理（新設時）
12	PC橋梁の破壊に伴う振動性状の変化に関する実験的研究	土木学会論文報告集, No.341	1984	PC橋の載荷試験中の振動変化の把握（撤去時）
13	神通川橋の健全度評価と補強計画	橋梁と基礎 Vol.37, No.4	2003	PC橋補強前の健全度評価（供用中）
14	外ケーブルによるRC中空床版橋の補強（東名高速道路小柳津高架橋）	プレストレストコンクリート技術協会第6回シンポジウム論文集	1996	RC橋外ケーブル補強効果の確認（供用中）
15	コンクリート橋の損傷による力学および振動特性と補強効果	プレストレストコンクリート技術協会第13回シンポジウム論文集	2004	RC橋炭素繊維プレート緊張補強効果の確認（供用中）

一方、供用中の既設 PC 橋の振動測定については事例が少ないものの、劣化損傷の進行を振動数の変化として捉えて健全度を評価する事例[12][13]や、外ケーブル補強や炭素繊維プレート緊張による補強の効果を確認しようとする事例[14][15]（補強前は RC 橋）などがある。

ここでは実橋で行われた振動測定の一例として、新設 PC 橋の文献[8]、供用中の既設 PC 橋の文献[13]と文献[15]について紹介する。

2. 2 複合トラス PC 橋新設時の設計検証のための振動測定事例[8]

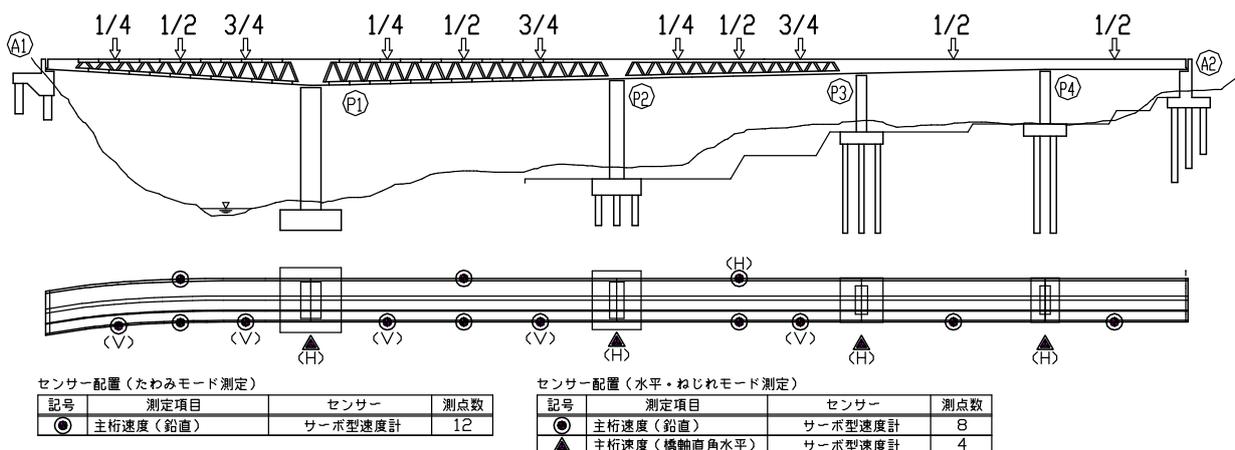
(1) 橋梁概要および実験目的

本橋（志津見大橋）は5径間連続 PC 複合トラス橋で、特に曲弦トラス構造を除くと、国内で初めての桁高変化を有する複合トラス橋である。また、P3 橋脚付近においては、PC 複合トラス桁と PC 箱桁が連続した構造となっており、こちらは世界で初めての構造である。表 2.2.1 に橋梁概要を示す。我が国における PC 複合トラス橋の施工実績は、施工当時において数が少なく、実橋の挙動に関する研究は載荷実験 1 橋についての報告があるのみであった。特に、本構造の更なる長支間化を考える場合、耐震性や耐風性を確保する上でも減衰定数等の動的特性を把握することは重要であると考えられる。そこで、動的特性を把握することを目的として、試験車両を用いた衝撃加振実験を行った。

実験は、総重量 196kN の試験車両を使用して行い、地覆上に設置したサーボ型速度計により主桁の動的応答を計測するものであった。なお、解析モデルにおける境界条件を設定するために、各ゴム支承に変位計を設置し実験時のゴム支承の挙動の計測を行った。また、P1 橋脚天端には加速度計を設置し、橋脚天端の振動の計測も実施した。

表 2.2.1 橋梁概要

構造種別	PC 5 径間連続複合トラス橋
橋 長	280.0m
支 間 長	64.0+75.0+60.0+45.0+34.0m
有効幅員	9.75m
活 荷 重	B 活荷重
竣工年次	2005 年
実施年次	2005 年（供用前に振動測定を実施）



※(V)は面内モード測定時、(H)は水平・ねじれモード測定時、無印は共通で使用

図 2.2.1 衝撃加振載荷位置およびセンサー設置位置

(2) 実験方法

車両前輪を高さ 10cm の枕木上から落下させたときの主桁の振動についてサーボ型速度計を使用して測定し、固有振動数および減衰定数の算出を行った。荷重の載荷位置 (図 2.2.1) は、複合トラス部については支間の 1/4, 1/2, 3/4 点とし、PC 箱桁部については支間の 1/2 点としている。各載荷断面では、主桁の面内たわみ (曲げ) モードに着目した構造中心線上での載荷、ねじれモードに着目した偏心載荷を実施している。なお、限られた速度計の測点数で各モードの振動波形を効率的に計測できるよう、構造中心載荷と偏心載荷では速度計の配置位置を変更している。写真 2.2.1 に衝撃加振状況を示す。



写真 2.2.1 衝撃加振状況

(3) 実験結果

表 2.2.2 に、実験で得られた各モードの固有振動数と減衰定数および FEM モデルを用いた固有値解析の結果を、図 2.2.2～図 2.2.3 に FEM 解析モデルによる固有振動モードを示す。これらの図表より、実験値より得られた固有振動数に対する解析値の差は最大で約 8% であるが、各モードに対して傾向がよく一致していることから、FEM 解析モデルによる主桁および支承の剛性の評価は妥当なものであったと判断された。

表 2.2.2 固有振動数および減衰定数

振動モード		固有振動数(Hz)		比率(%) 実験/解析	減衰定数 (%)
		実験値	解析値		
たわみ (曲げ)	1次	2.169	2.024	107.2	0.5
	2次	2.748	2.815	97.6	0.5
	3次	3.004	3.239	92.7	0.5
	4次	4.419	4.629	95.5	0.2
ねじれ	1次	4.117	3.865	106.5	1.0
	2次	4.701	4.606	102.1	0.4
	3次	6.178	5.959	103.7	0.3
	4次	6.428	6.439	99.8	0.5

FEM 解析におけるゴム支承のバネ定数は、実験時のゴム支承のせん断変形量が微小 (橋軸方向に 0.1mm 以下) であったことを考慮し、設計計算に用いたバネ定数の 10 倍としている。

減衰定数については、面内 1 次モードに対して 0.5%

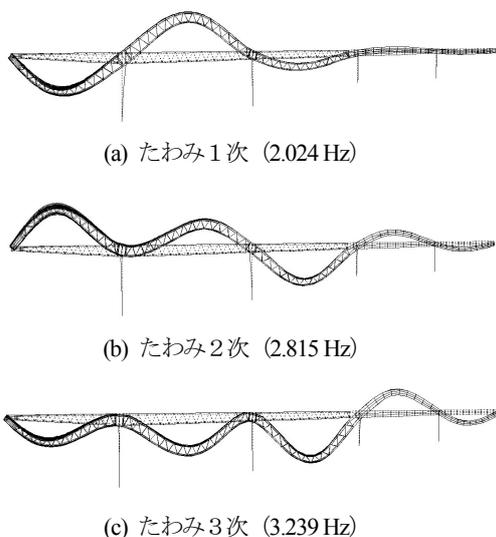


図 2.2.2 固有振動モード (たわみモード)

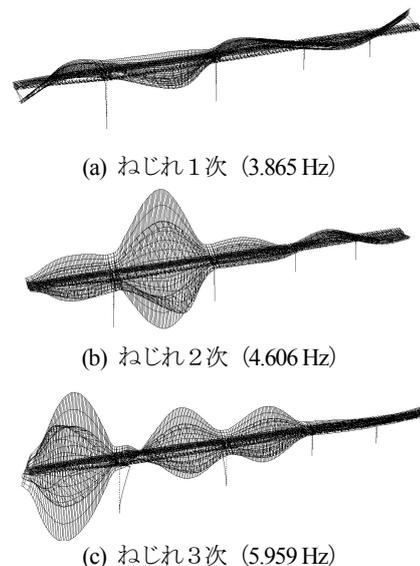


図 2.2.3 固有振動モード (ねじれモード)

と小さな値となっているが、過去に行われた橋梁の振動実験における PC 連続桁橋（道路橋）の減衰定数と比較すると、本橋の減衰定数はその下限値程度となった。このような結果となったのは、加振力が小さかったためゴム支承のせん断変形が微小となり、ゴム支承によるエネルギー吸収が小さかったこと、また、地盤への逸散減衰の影響が小さかったためと考えられ、減衰定数の評価については、詳細な検討が必要であると考えられた。

(4) まとめ

本事例では、耐震性や耐風性の検討のため、動的特性に関する実橋衝撃加振実験を実施し、固有振動数、減衰定数の算出を行ったものである。その結果は以下の通りに示すものであった。

- ・ 衝撃加振実験より得られた固有振動数は、FEMモデルにおける支承のバネ定数を設計計算に用いたバネ定数の10倍とすることで精度よく評価することができた。
- ・ 衝撃加振実験より得られた減衰定数は、たわみ1次モードに対して0.5%と小さく評価されたが、これは加振力が小さかったことが原因と考えられる。

2. 3 ASRによる劣化が懸念された既設PC橋の健全度評価のための振動測定事例[13]

(1) 橋梁概要および実験目的

本橋（神通川橋）は、1975年に建設された橋長588mの張出架設PC橋であり、P₁～A₂間は7径間連続有ヒンジラーメン構造となっている（表 2.3.1, 図 2.3.1）。この構造形式のPC橋ではヒンジ沓の摩耗や、想定を超える橋体の垂れ下がりが生じる事例が報告されており、本橋においては特に垂れ下がりに進行性があることが確認された（図 2.3.2）。

表 2.3.1 橋梁概要 (P₁～A₂部)

構造種別	PC7 径間連続有ヒンジラーメン橋
橋 長	554.4m
支 間 長	73.2+5@81.6+73.2m
有効幅員	10.0m
活 荷 重	TL-20
竣工年次	1975 年
実施年次	2002 年 (供用中に振動測定を実施)

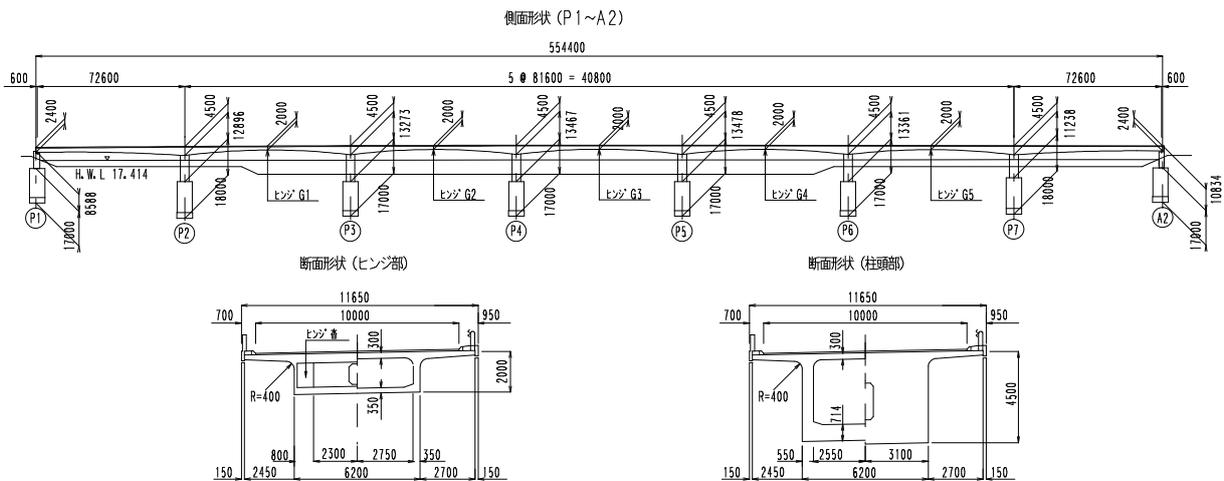


図 2.3.1 神通川橋一般図

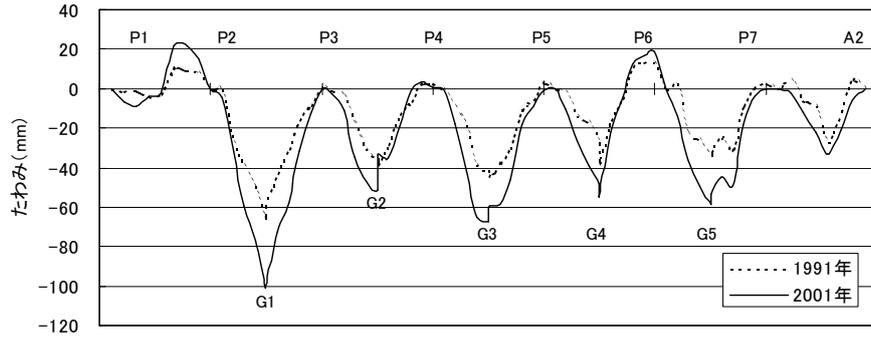


図 2.3.2 ヒンジ部の垂れ下がり状況

また、箱桁内の柱頭部や端横桁等のマッシュブな部位での亀甲状ひび割れ（平均幅 0.4～0.6mm）、上床版とウェブ付け根のサークルハンチ部における軸方向ひび割れ（平均幅 0.1～0.2mm）が多数確認された。

表 2.3.2 に示すように採取したコアによるコンクリート強度試験結果によると、圧縮強度については設計値を上回るものの、静弾性係数は設計値の 6 割程度し

表 2.3.2 コンクリート強度試験結果

部位	圧縮強度 (N/mm ²)	静弾性係数 (kN/mm ²)
柱頭部	48.4	17.7
張出し部	52.8	20.4
設計値※	40(48.0)	31(32.5)

※括弧内は材齢 28 日の実測値（竣工図書より）

かなく、カナダ法による促進膨張試験が柱頭部コアで 0.6%、張出部コアで 0.4% となり健全なコンクリートの一般値が 0.1% 以下であることを考慮すると、アルカリシリカ反応（ASR）によるコンクリートの劣化が進行し、橋体の急激な剛性低下が懸念された。そこで、動的および静的の実橋載荷試験を行い、ASR により劣化が懸念された既設 PC 橋の健全性を確認することにした。

(2) 動的載荷試験の概要と結果

動的載荷試験は、車重 200kN のトラックを速度 60km/h にて走行させ、P1～P4 の 3.5 径間について振動測定を実施した。測定方法は、サーボ型加速度計を用い、積分回路を有するアンプにて変位に変換した。卓越 1 次・2 次振動モードを図 2.3.3 に示す。卓越 1 次振動は主に橋脚が左右に振れる挙動を示し、卓越 2 次振動は主に橋体が上下に振れている様子がわかる。また、卓越 1 次・2 次振動とも、G1～G3 として示した径間中央のヒンジ部では変位の連続性が認められず、中央径間では橋脚毎に独立した T ラーメン形式の静定構造となっていることが確認された。

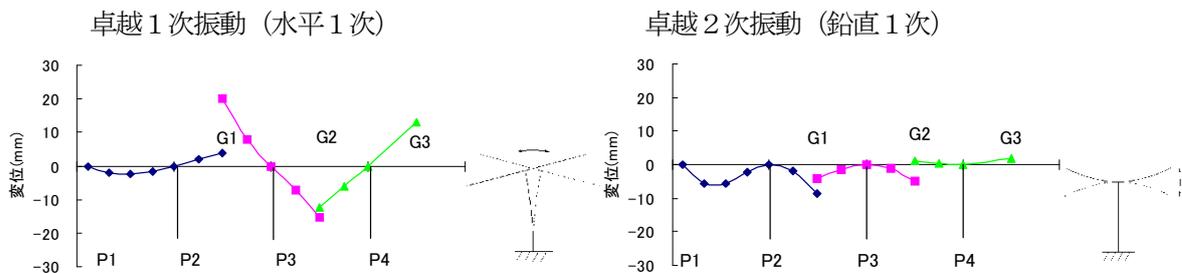


図 2.3.3 動的載荷試験による橋体振動モード

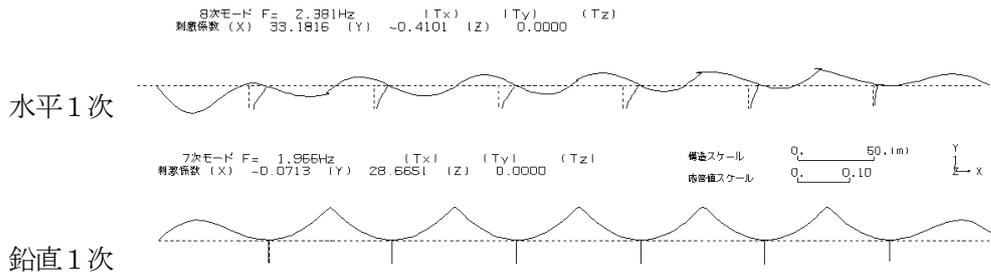


図 2.3.4 連続有ヒンジラーメン構造としての固有値解析結果

本橋は、設計上、活荷重によるせん断力がヒンジ沓を介して隣接径間に伝達することを前提とした連続有ヒンジラーメン構造であるが、ヒンジ沓の摩耗によりヒンジ機能が失われ、構造系変化が生じていることが明らかになった。

(3) 固有値解析との比較による健全度評価

設計上の連続有ヒンジラーメン構造を前提とし、質点系梁モデルにより固有値解析を行った結果を図 2.3.4 に示す。図には橋脚が

水平方向に主体的に振れる水平 1 次(8 次モード)と橋体が鉛直方向に主体的に振れる鉛直 1 次(7 次モード)を描いているが、いずれもヒンジ部を挟む両側の橋体に連続性のある高次の不静定挙動を示し、上述した実測振動挙動とは異なる解析結果となっている。そこで、ヒンジ機能(せん断伝達)を失くした場合の固有値解析を行い、実測値との比較を行った。その結果、表 2.3.3 に示すように実測された卓越 1 次・2 次から、橋体の動弾性係数は 35GPa (kN/mm²) 程度と推定できることがわかった。また、別途、静的載荷試験のひずみ測定より静弾性係数を詳細に算出した所、柱頭部付近で 27.5~30.6 kN/mm²、張出部で 33.0~34.5 kN/mm² となり、この点からも橋体剛性の低下は顕著でないことが判明した。

(4) まとめ

本事例では、橋体の垂れ下がりや ASR (アルカリシリカ反応) により橋体剛性の急激な低下が懸念された有ヒンジラーメン橋(神通川橋)を対象として動的載荷試験が行われ、固有値解析との比較により健全度評価がなされた。その結果は以下の通りであった。

- ・卓越 1 次・2 次の振動モードとも径間中央のヒンジ部では連続性が認められず、ヒンジ沓の摩耗によりヒンジ機能が失われ、構造系変化が生じていることが明らかになった。
- ・ヒンジ機能(せん断伝達)を失くした場合の固有値解析を行い、実測された固有振動数との比較を行った結果、実測された卓越 1 次・2 次から、橋体の動弾性係数は 35kN/mm² 程度と推定でき、併せて実施した静的載荷試験からも橋体剛性の低下は顕著でないことが判明した。

表 2.3.3 卓越振動数の比較

測点	振動モード	実測値 (Hz)	解析値(Hz) [※]		
			E=25GPa	E=30GPa	E=35GPa
P2	1 次	1.14	1.07	1.12	1.17
	2 次	2.15	1.82	1.99	2.14
P3	1 次	0.74	0.74	0.75	0.76
	2 次	2.20	1.88	2.05	2.20
P4	1 次	0.71	0.74	0.75	0.75
	2 次	2.22	1.88	2.05	2.20

※解析はヒンジ機能なしで橋体の弾性係数(E)を変化させ、橋脚は E=25GPa (kN/mm²)

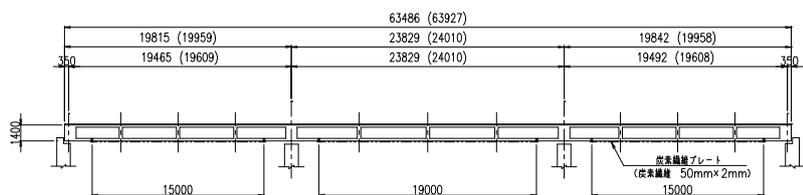
2. 4 既設RC橋の炭素繊維プレート緊張材による補強効果確認のための振動測定事例[15]

(1) 橋梁概要および実験目的

本橋（調布高架橋）は、供用後28年が経過した3径間連続2室RC箱桁橋である（表2.4.1、図2.4.1）。近年の車両大型化に対応するため、B活荷重補強が計画されていたが、事前の調査により、下床版に橋軸直角方向のひび割れや漏水の発生が多数確認された。また、交通車両による主桁のたわみも大きく、剛性低下が明らかであったため、耐荷力を向上するとともに、ひび割れを抑制して主桁剛性を改善する必要があった。そこで、炭素繊維プレート緊張材を用いたプレストレス補強工法がRC橋に初めて採用された。そこで、損傷評価と補強効果を確認することを目的として、補強前後で振動実験を行った。

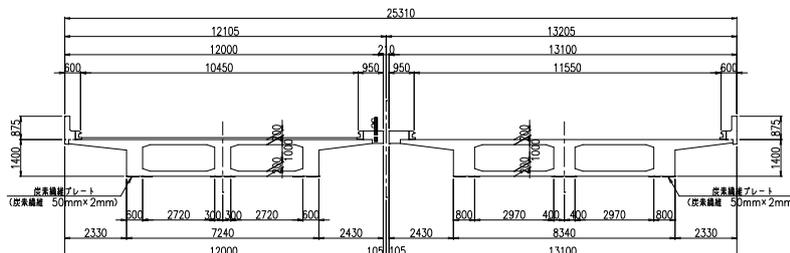
表 2.4.1 橋梁概要

構造種別	RC3径間連続箱桁橋
橋長	上り線 63.586m 下り線 64.027m
支間長	上り線 19.515+23.829+19.542m 下り線 19.659+24.010+19.658m
有効幅員	上り線 12.459~10.830m 下り線 10.450m
活荷重	TL-20 を 補強後B活荷重 に変更
竣工年次	1975年
実施年次	2003年（補強前後に振動測定を実施）

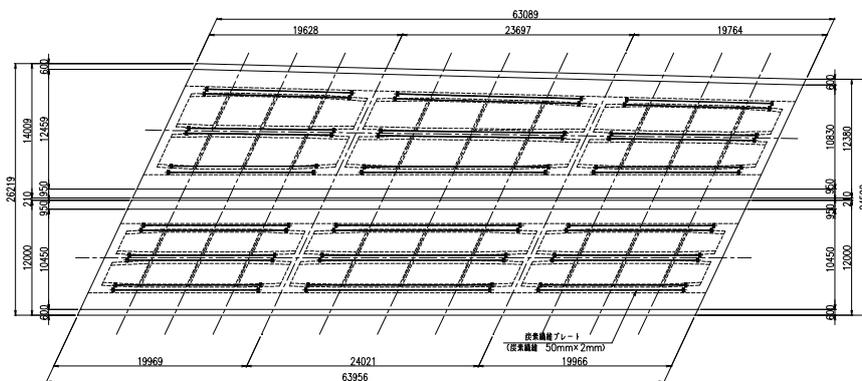


注（ ）内は、下り線を示す。

側面図



断面図



平面図

図 2.4.1 構造一般図

(2) 振動実験概要

振動実験は、重量 45t のラフタークレーンを使用し、下り線を 50km/h で走行させることにより、振動性状の計測を行った (図 2.4.2)。動的加速度の測定には圧電式加速度計が使用された。

(3) 固有値解析

本橋の载荷および振動実験に先立ち、3次元梁理論モデルによる静的および固有値解析を行っている。解析モデルは斜角の影響を考慮できる格子モデル、中央の主桁は実剛性、その両側は仮想主桁(剛性=0)とし、支点横桁および仮想横桁は無量大の剛性とした (図 2.4.3)。固有値解析は両モデルとも集中質点系にモデル化して実施した。ここで、健全時の剛性は建設時の設計図書を元に主桁寸法および曲げ剛性を決定し、三次元梁理論解析における損傷時の剛性については事前のひび割れ調査結果と既往の Branson の式 2.4.1 により剛性低下を考慮した。

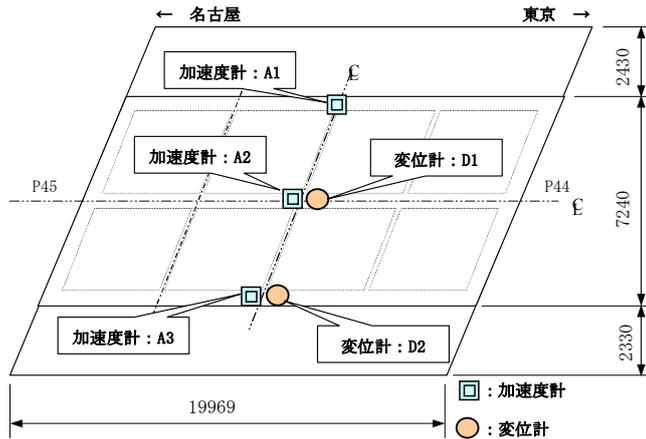


図 2.4.2 計測機器の設置位置

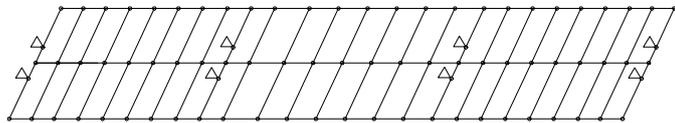


図 2.4.3 三次元梁理論解析モデル

表 2.4.2 損傷時の断面 2 次モーメント

	健全時 TYPE1	損傷時		
		TYPE2 ひび割れ深さ 150mm 相当	TYPE3 ひび割れ深さ 100mm 相当	TYPE4 Branson の式
断面 2 次 モーメント(m ⁴)	1.55474	1.08832	1.24379	1.34019
剛性残存率(%)	100.0	70.0	80.0	86.2

$$I_{eff} = \left(\frac{Mcr}{M}\right)^4 \cdot Ig + \left[1 - \left(\frac{Mcr}{M}\right)^4\right] \cdot Icr \quad \dots\dots\dots (式 2.4.1)$$

また、ACI では、式 2.4.1 を参考にして、長方形または T 形断面の単純梁の全長に適用しうる平均有効断面二次モーメントとして、式 2.4.2 を与えている。

$$I_{eff} = \left(\frac{Mcr}{M_{max}}\right)^3 \cdot Ig + \left[1 - \left(\frac{Mcr}{M_{max}}\right)^3\right] \cdot Icr \quad \dots\dots\dots (式 2.4.2)$$

注) 式 2.4.1 剛性を曲げモーメントにより変化させる場合

式 2.4.2 剛性を部材全長にわたって一定とする場合

ここでは式2.4.2をもとに、2室箱桁断面をT型断面に置き換え、有効断面2次モーメントを算出した。ひび割れ調査においては、ひび割れ深さが100mm～150mm程度であったことから下床版側コンクリートを100mmおよび150mmを無視した断面を損傷時の剛性としている。表2.4.2に示す通り、三次元梁理論解析では健全時(TYPE1)に加え、損傷時(TYPE2:剛性残存率70.0%, TYPE3:同80.0%, TYPE4:同86.2%)の4タイプのモデルを構築して比較を行っている。

(4) 損傷評価と補強効果

表2.4.3に固有振動数の実測値と梁理論解析値の比較を示す。曲げ1次モードの固有振動数は、補強前の実測値が4.4Hzであり、梁理論解析値と比較すると、損傷時TYPE2(ひび割れ深さ150mm)の4.3HzとTYPE3(ひび割れ深さ100mm)の4.5Hzの中間値となり、補強前の主桁の剛性低下による固有振動数の低下が確認された。また、補強後の実測値が5.2Hzと向上し、梁理論解析値と比較すると、TYPE1(健全時)の解析値と概ね一致する結果になったことから、補強による効果を確認できた。

表 2.4.3 固有振動数の比較

	実測値(Hz)		解析値(Hz)			
	補強前	補強後	健全時	損傷時		
			TYPE1	TYPE2	TYPE3	TYPE4
			全断面有効	ひび割れ150mm	ひび割れ100mm	Branson
曲げ1次モード	4.4	5.2	5.011	4.303	4.552	4.699
曲げ2次モード	—	—	7.051	6.028	6.393	6.606
振動数の比率(%)*	87.8	103.8	—	85.9	90.8	93.8

*梁理論解析値(健全時)との比率

図2.4.4に三次元梁理論解析により求めたモード図(健全時:TYPE1)を示す。

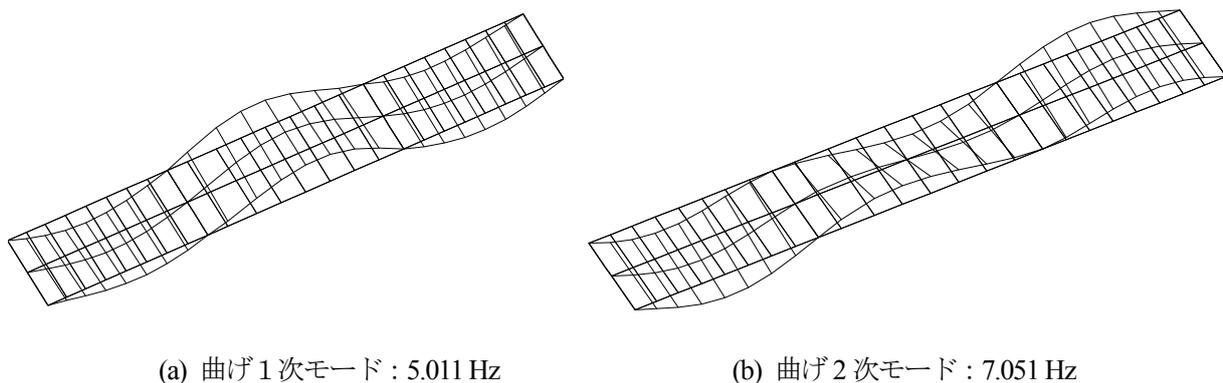


図 2.4.4 三次元梁理論解析結果(健全時:TYPE1)

(5) まとめ

本事例では、炭素繊維プレート緊張材を用いたプレストレス補強工法による損傷評価と補強効果を確認するため、補強前後で振動実験を実施し、固有振動数の検討を行ったものである。その結果は以下の通りに示すものであった。

- ・ 曲げ1次モードの固有振動数は、補強前の実測値が、梁理論解析値の損傷時 TYPE2 と TYPE3 の中間値となり、補強前の主桁の剛性低下による固有振動数の低下が確認された。
- ・ 補強後の実測値が補強前よりも向上し、梁理論解析の健全時の値と概ね一致する結果になったことから、補強による効果を確認できた。

2. 5 本章のまとめ

本章では、PC 橋の振動測定に関する既往文献を収集し、振動測定の一例を紹介した。その結果、PC 橋の振動測定は PC の黎明期から実施され、実橋の振動数を測定することにより新設 PC 橋の耐震性や既設 PC 橋の健全性あるいは耐荷力向上のための補強を行った効果を定量的に評価できることや、特異な例ではあるが振動モードを把握することにより構造系変化を確認できることなどを改めて示した。

しかしながらこれらについては個別に評価した1事例であり、供用中の既設 PC 橋の健全性を評価するための手法について体系立てて検討されたものではなく、今後、振動測定により PC 橋の診断を行うためには、その適用性を検証しておく必要があることが明らかになった。

3章 振動測定手法の適用性に関する検討

2章に述べたように、既設PC橋の診断に適用するための振動測定手法は十分に検証されていない状況にある。そこで、3.1節では既往の振動測定手法を整理し、供用中のPCT桁橋を対象に実際に振動測定を実施することでその適用性を改めて確認する。また、3.2節では既往の固有値解析の手法を用いて、PCT桁橋に適用する場合に留意事項があるかについて検討する。

3.1 振動測定手法の適用についての検討

(1) 橋梁概要

本橋（能生大橋）は1967年に建設されたポストテンション方式PCT桁橋（単純桁5連）であり、各径間とも支間長、幅員および主桁形状が等しい。橋梁諸元を表3.1.1に、全景を写真3.1.1に示す。本橋は架橋地点が日本海沿岸の海岸線に近接し、厳しい塩害環境に長く曝されたことにより劣化が顕著となった（写真3.1.2参照）。このため架替えが計画され、2010年9月に供用が停止された。

表 3.1.1 橋梁諸元

構造種別	PC単純ポストテンションT桁橋
橋長	140.5m
支間長	5@27.3m
有効幅員	8.0m
活荷重	TL-20
竣工年次	1967年
実施年次	2010年



写真 3.1.1 橋梁全景

劣化はPC桁下フランジを中心にPC鋼材の腐食と、これに伴うコンクリートのひび割れや浮きが多数の主桁に生じていた（表3.1.2）。径間別では第1、第4、第5径間、主桁別ではG3桁の損傷度が相対的に高い。



写真 3.1.2 PC桁下フランジ部の劣化状況

(2) 振動測定の概要

本橋は、各径間とも構造が同一でかつ比較的健全な径間と著しく劣化した径間が混在するため、振動特性を径間毎に相対比較できる。ただし、振動測定時には橋の解体作業が着手され、第3～5径間の舗装が撤去されていた。また、第3径間は床版が切断されていたため、この径間を除く4径間に対し以下の方法にて振動測定を実施した。

表 3.1.2 PC桁の損傷度（2007年時点）

主桁番号	径間番号				
	第1	第2	第3	第4	第5
G1	A		C	C	C
G2				C	C
G3	B	B	B	C	A
G4	C	C		A	
G5	C			C	B

損傷度 A・B・C：主桁下フランジコンクリートの浮きが連続して5m、2m、1m以上連続した箇所のあるもの。

【加振方法】

本共同研究で実施した加振方法を表3.1.3に示す。各方法の概要は文献1)～3)によれば、以下の通りである。

車両落下法は、試験車両を落下させる方法であり比較的大きな加振力が得られるが、車両の重量が付加質量として無視できない場合がある。また、車両自身の固有振動（ダンプトラックの後軸バネ上系は積載満載時3Hz～空荷時3.5Hz程度）が加振力として卓越する場合がある。

重錘落下法は、人力により重錘を落下させる方法であり、簡便に一定の加振力が得られる。ただし、重錘の質量によっては十分な加振力を得られない場合がある。

常時微動法は、加振が不要で、供用中の橋梁でも簡便に測定することができる。ただし、特性の良い振動計測機器が必要であり、微振動であるためノイズ等の混入やデータ処理方法の影響を受けることがある。

表 3.1.3 本共同研究で実施した加振方法

車両落下法	重錘落下法	常時微動法
<p>重量 111kN の車両を用い後後輪 4 輪を高さ 130mm の段差より落下させ（後後輪としたのは落下後に制動させず自由走行させるため）、橋を強制的に加振させる。</p> 	<p>質量 0.245kN の重錘を用い高さ 1.0m から自由落下させ、橋を強制的に加振させる。衝撃加振力は約 30kN である。</p> 	<p>隣接する仮橋の交通が途切れた静穏時の振動を取得する。 ※橋梁の周辺には、自然的・人工的な原因により常時微動が存在し、これによって橋は常に微小なランダム振動をしている。</p>

【測定方法】

振動測定は、橋面上に鉛直方向に設置したサーボ型加速度計から得るアナログ出力を調整後、サンプリング周波数 1kHz でデジタル変換してパーソナルコンピュータに取り込み、FFT 解析を行った。また、計測点は径間 1/2 点の各主桁の直上とし、加振点を移動させながら計測を実施した（図 3.1.1 参照）。加振点は径間 3/8 点（加振点イ）、径間 1/2 点（加振点ロ・ハ・ニ）、径間 1/4 点（加振点ホ）にできる限り近づけた。ただし、車両落下法の加振点ロ・ハ・ニについては径間 1/2 点から 1.5m 離れた。

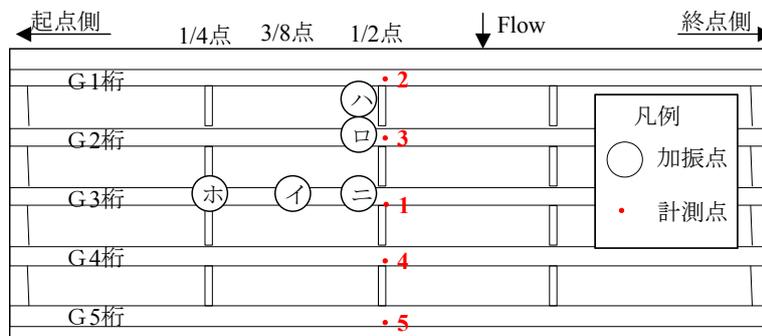
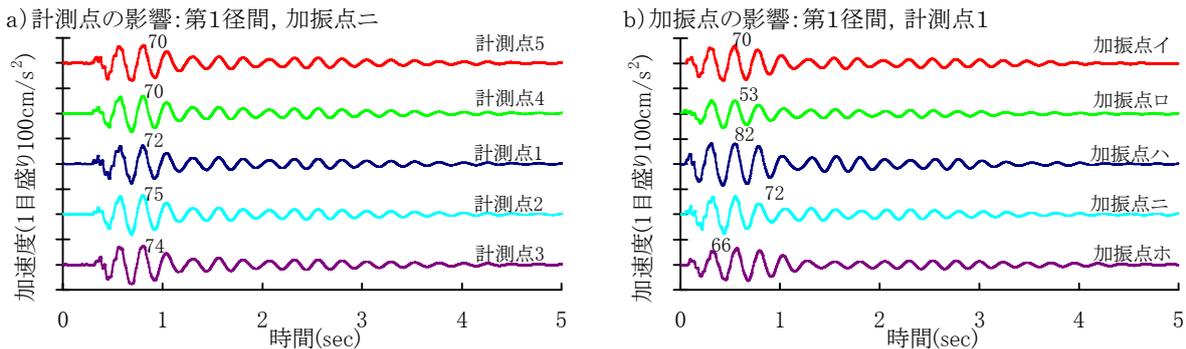


図 3.1.1 計測点および加振点

(3) 振動測定の結果および考察

【計測点に関する検討】

車両落下法により第1径間の加振点ニにおいて計測した点1～5の加速度波形 a) および加振点イ～ホにおいて計測した点1の加速度波形 b) について整理した結果を図3.1.2に示す。これより、加振点の位置によっては取得される最大加速度が若干異なるが、図の a), b) とともに波形に位相差はなく、概ね相似形の振動波形が得られた。このことから、橋軸直角方向のどの位置に計測点を設けても同じ振動特性を得られることがわかった。



注) 図中の数値は最大加速度を示す。

図 3.1.2 加速度波形一覧 (車両落下法)

【加振点に関する検討】

図3.1.3は車両落下法により得られた第1径間の加速度波形をもとに解析し、加振点を変化させた場合の卓越振動数を整理した結果である。卓越1次、2次振動数とも加振点によらず概ね一致した。第1径間は本橋の中でも損傷度が相対的に高い径間であるが、この場合においても格子構造としての挙動を示したと判断される。

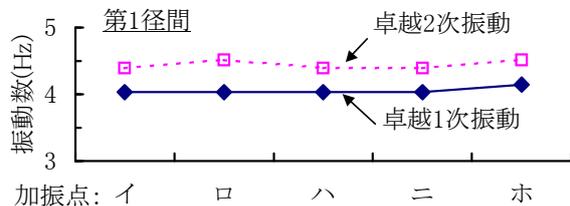
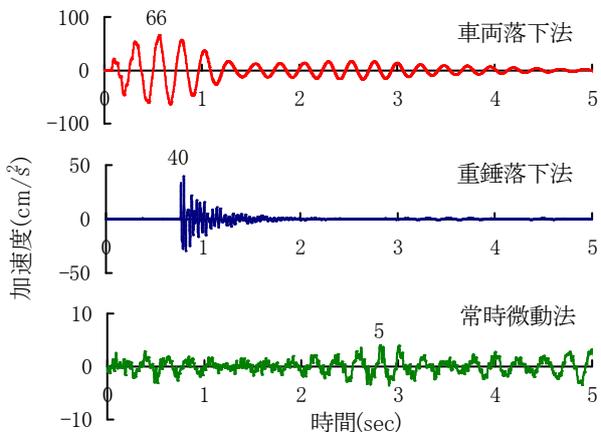


図 3.1.3 卓越振動数 (車両落下法)

【加振方法に関する検討】

図3.1.4は各加振方法の加速度波形の一例 (第1径間の加振点ホ, 計測点1の結果) を示したものである。これより、加速度波形は車両落下法と常時微動法が1秒間に4～5程度の振幅の波形が見られ、重錘落下法はそれより細かく振幅していることがわかる。また、このケースにおける最大加速度は、車両落下法 66cm/s^2 >重錘落下法 40cm/s^2 >常時微動法 5cm/s^2 の順となった。



注) 第1径間の加振点ホ, 計測点1の結果を示した。図中の数値は最大加速度を示す。

図 3.1.4 加振方法別の加速度波形

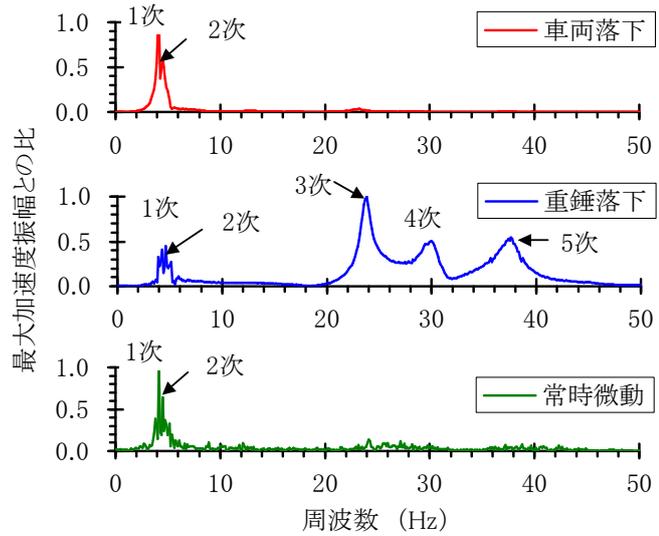
図3.1.5は、前出の図3.1.4の波形データをもとにFFT解析を行って求めたスペクトルグラフである。これより、卓越振動数は車両落下法と常時微動法で4～6Hz程度に集中し、重錘落下法ではこれ以外に20～40Hz程度にも現れた。卓越1次振動数は、第1径間の加振点ホの場合、重錘落下法4.3Hz>車両落下法4.2Hz>常時微動法3.8Hzの順となり、加振方法による若干の差異が確認された。

また、車両落下法の卓越1次振動数は、第1径間の加振点イ～ニで4.0Hzと加振点ホより小さい値となっている（前出図3.1.3参照）。これは、加振点ホの車両落下地点が径間1/4点であるのに対し、加振点イ～ニは径間1/2点あるいは径間3/8点と支間中央側で加振を行うことで車両重量の影響や試験車両の固有振動を捉えたことなどが原因（前出の加振方法の項を参照）であると考えられる。

【PC桁の劣化損傷の影響について】

表3.1.4は、加振点ニ、ホにおける各径間の卓越振動数を車両落下法により確認した結果である。

第1, 第2径間に着目すると、第2径間は本橋の中でも損傷度が相対的に低い径間であるが、損傷度が相対的に高い第1径間で得られた卓越1次、卓越2次振動数と概ね一致し、損傷度の違いを捉えることができなかった。また、第4, 第5径間は、第1, 第2径間と比べ卓越1次、卓越2次振動数とも高くなった。これは、表3.1.5に示すように舗装無しの場合はその分重量が低減されることが影響したものと推察される。また、振動



注) 第1径間の加振点ホ、計測点1の結果を示した。

図 3.1.5 加振方法別のスペクトルグラフ

表 3.1.4 各径間の卓越振動数（車両落下法）

径間番号	卓越振動数(Hz)				舗装の有無
	加振点ニ		加振点ホ		
	1次	2次	1次	2次	
第1	4.0	4.4	4.2	4.5	有
第2	4.0	4.4	4.2	4.6	
第4	4.3	5.0	4.4	5.6	無
第5	4.3	5.0	4.4	4.9	

表 3.1.5 単純支持梁の1次固有振動数の解

項目	記号	単位	舗装有り	舗装無し
弾性係数	E	N/m ²	3.5E+10	
断面2次モーメント	I	m ⁴	0.1409	
断面積	A	m ²	0.738	0.600
単位重量	w	N/m ³	24500	
重力加速度	g	m/s ²	9.80665	
単位長さ当りの質量	m	Ns ² /m ²	1844	1499
スパン	L	m	27.3	
$\lambda_n = n\pi$	λ_1		3.14	
円振動数	ω_1	rad/s	21.7	24.0
固有振動数	f_1	1/s(Hz)	3.45	3.82
	f_2		13.79	15.29
	f_3		31.02	34.41

注) 固有振動数は、両端単純支持梁のn次の固有円振動数が式3.1.1の関係があることより求めた。ここで、コンクリートの弾性係数は建設時の基準を参照し、断面2次モーメントは主桁コンクリートのみを考慮（支間中央断面で一定）、断面積（質量にかかる）は舗装や地覆等橋面部を各主桁に等分されるものと仮定した。

$$\omega_n = 2\pi f_n = \lambda_n^2 \sqrt{\frac{EI}{mL^4}} = \lambda_n^2 \sqrt{\frac{EIg}{wAL^4}} \quad \text{式3.1.1}$$

測定の実施時期によっては舗装の剛性変化などの要因によって振動数が変化する可能性もある。ここに示した解析検討では舗装の剛性を考慮していないが、例えば舗装設計便覧に示される20℃における平均的な弾性係数 3.0kN/mm^2 （コンクリートの1/10の弾性係数）を考慮した場合、舗装有のケースでは断面2次モーメントが 0.1455m^4 （3.3%増加）となり、固有振動数は曲げ1次で 3.50Hz （ 0.05Hz 増加）、曲げ3次で 31.52Hz （ 0.51Hz 増加）と算出され、主桁との一体性が確保されている場合は、若干ではあるが振動数が増加する傾向になる。

表3.1.6は、高次の卓越振動が得られた重錘落下法の測定結果である。第1径間と第2径間との卓越振動数の比率（ f_{s1}/f_{s2} ）に着目すると、実測された3～5次の卓越振動ではいずれも損傷度が相対的に高い第1径間の卓越振動数が小さくなる（主桁剛性が低下していると考えられる）傾向を示した。なお、今回確認された卓越1次振動数は、各加振方法とも表3.1.5に示す解を大きく上回る結果となった。これについては、アスファルト舗装や地覆コンクリートの剛性寄与や、支承が写真3.1.3のように著しく腐食することで主桁の支持条件が解の算定条件と異なったこと等が影響していると考えられる。

表 3.1.6 重錘落下法による振動測定結果

振動次数	卓越振動数(Hz)		f_{s1}/f_{s2}
	第1径間 f_{s1}	第2径間 f_{s2}	
1次	4.3	4.3	1.00
2次	4.6	---	---
	---	14.4	---
3次	23.7	25.2	0.94
4次	30.2	31.5	0.96
5次	37.1	40.8	0.91

注) 加振点示、計測点1の結果を示した。



写真 3.1.3 支承の状況

(4) まとめ

今回実施したポストテンション方式PCT桁橋の振動測定より、次のことが確認された。

- ・ 車両落下法により得られた加速度波形はいずれも概ね相似形となり、卓越振動数は計測点や加振点によらず概ね一致した。このことは、本PCT桁橋が格子構造としての挙動を示したためと判断される。
- ・ 車両落下法や常時微動法では4～6Hz程度の卓越1～2次振動が確認されたが、径間毎の卓越振動数の変化は認められなかった。重錘落下法では4～6Hz程度の卓越1～2次振動に加え、20～40Hz程度の高次の卓越振動も確認され、このうち3～5次の卓越振動数は損傷度が相対的に高い径間で低下する傾向を示した。
- ・ 本橋で実測された卓越1次振動数は、単純支持梁の1次固有振動数の解を大きく上回る結果となった。原因としては、アスファルト舗装や地覆コンクリートの剛性寄与や、支承の著しい腐食により主桁の支持条件が異なったことなどが挙げられる。

3. 2 固有値解析手法の適用についての検討

(1) 検討概要

3.1節に示したPCT桁橋（能生大橋）で、比較的健全と考えられる第2径間の振動測定を実施し、各種の振動解析結果と比較した。図3.2.1に構造図を示す。

加振方法は重錘落下法とし、橋面上に鉛直方向に設置したサーボ型加速度計から得るアナログ出力を調整後、サンプリング周波数1kHzでデジタル変換してパーソナルコンピュータに取り込み、FFT解析を行った。また、加振点は幅員中央G3桁直上の径間1/2点（加振点ニ）と径間1/4点（加振点ホ）、計測点はG1桁、G5桁上の8等分点とG3桁支間中央として振動測定を実施した（図3.2.2参照）。

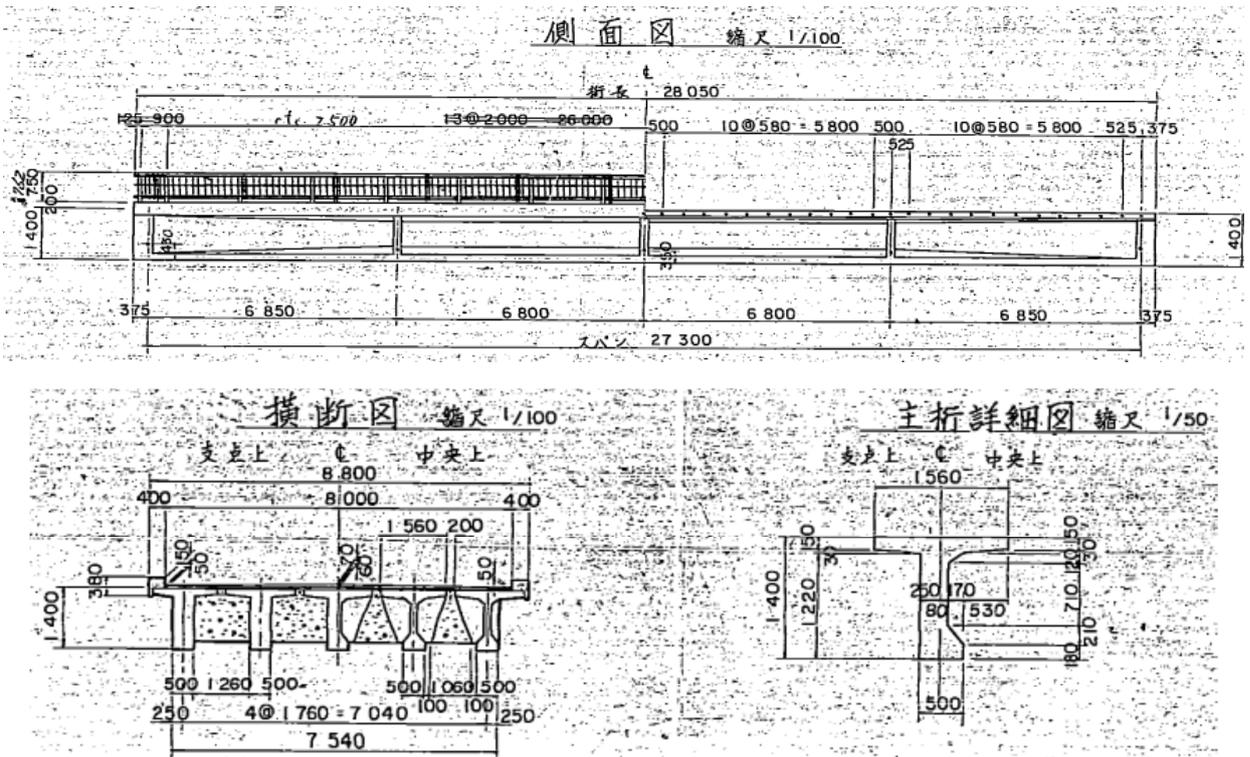


図 3.2.1 橋梁構造図

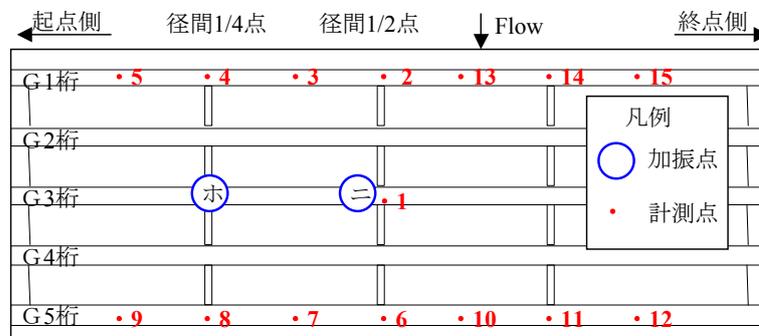


図 3.2.2 計測点および加振点

(2) 振動測定結果について

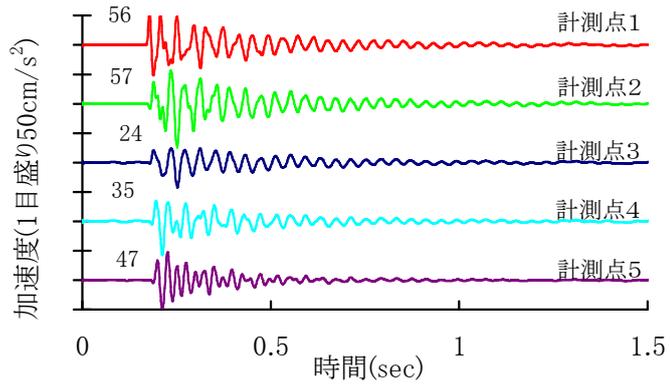
図3.2.3に加振点ニにおける計測点1～5の加速度波形の実測データを示す。最大加速度は径間1/2点（計測点2）で57cm/s²、径間1/8点（計測点5）では47cm/s²となった。

図3.2.4は、加速度波形よりFFT解析を行って求めたスペクトルグラフである。卓越振動は4～40Hz程度の範囲で1～5次が確認された。また卓越2次振動数の値が加振点により異なった。

上記のことは、加振点ホでは曲げ2次振動モードにおいてもっとも振幅の大きくなる1/4径間を加振点としていることにに対し、加振点ニでは曲げ2次振動モードの節の位置を加振点としていることが要因として挙げられる（図3.2.5）。したがって、加振点の位置により卓越する振動モードが変化するため、測定したい振動モードによって加振点を適切に設定（振動モードの腹を加振）する必要がある。

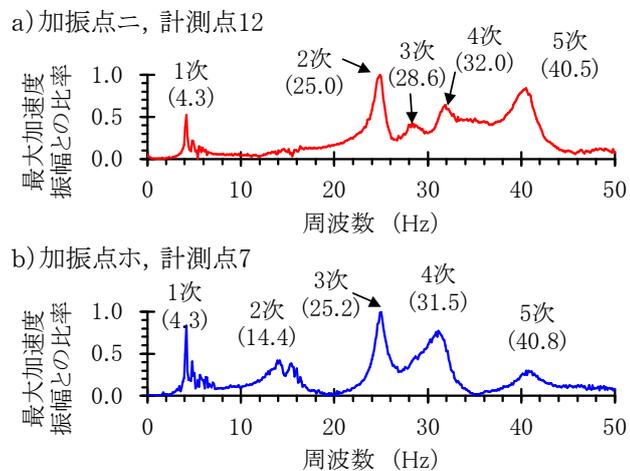
(3) 固有値解析手法に関する検討

表3.2.1は、一般的な算定手法を用いて固有振動数を求めた結果である。ケース1は分布質量系の理論値であり、両端単純支持梁のn次の固有円振動数が式3.2.1であることより固有振動数を求めたものである。



注) 図中の数値は最大加速度を示す。

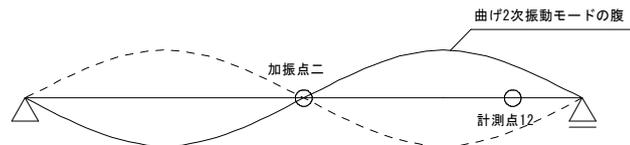
図 3.2.3 加速度波形 (加振点ニ)



注) 括弧内の数値は卓越振動数(Hz)を示す。

図 3.2.4 スペクトルグラフ

a) 加振点ニ、計測点12：曲げ2次振動モードを検知しにくい。



b) 加振点ホ、計測点7：曲げ2次振動モードを検知しやすい。

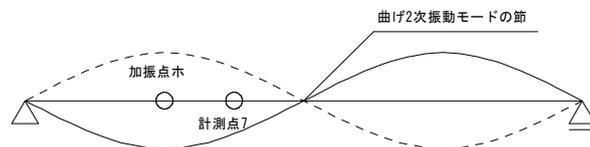


図3.2.5 曲げ2次振動モード図 (加振点ニ、ホ)

$$\omega_n = 2\pi f_n = (n\pi)^2 \sqrt{\frac{EI}{mL^4}} = (n\pi)^2 \sqrt{\frac{EIg}{wAL^4}} \quad (式3.2.1)$$

ケース2とケース3は多質点系の梁モデル、ケース4～6は平面骨組みモデルとした。また、ケース2～6はビーム要素で構築したモデルをピンローラーの単純支持として解を求めた。この際、アスファルト舗装と地覆コンクリート等の橋面部はその質量を考慮した（各主桁に等分した）が、剛性は無視した。主桁コンクリートの弾性係数は建設時の基準より 35kN/mm^2 と仮定した。

表 3.2.1 一般的な算定手法による固有値解析結果

項目	記号	単位	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
算定方法			理論式	FEM解析(集中質点法)				
質点数(橋軸方向)			---	9	17	9	17	
モデル			一本梁			平面骨組み		
横桁の取り扱い			全て無視			自重無視	全て考慮	
弾性係数	E	N/m^2	3.5E+10					
断面2次モーメント	I	m^4	0.1409					
断面積	A	m^2	0.738					
単位重量	w	N/m^3	24500					
重力加速度	g	m/s^2	9.80665					
スパン	L	m	27.3					
固有振動数(曲げ)	f_1	1/s(Hz)	3.45 ---	3.45 (0.0%)	3.45 (0.0%)	3.45 (0.0%)	3.45 (0.0%)	3.33 (3.4%)
	f_2		13.79 ---	13.78 (0.1%)	13.78 (0.1%)	13.09 (5.1%)	13.78 (0.1%)	13.33 (3.3%)
	f_3		31.02 ---	30.97 (0.2%)	31.01 (0.0%)	現れず	31.01 (0.0%)	30.00 (3.3%)
固有振動数(ねじり1次)			---	---	---	4.24	4.24	4.14

注) 諸定数は主桁のみ表記した。固有振動数の括弧内の数値はケース1と対比した際の低減率を示す。

【ケース1の理論式の解との対比】

- 多質点系の梁モデルであるケース2（質点9）とケース3（質点17）は分布質量系の理論値であるケース1の解を概ね再現できた。平面骨組みモデルであるケース4（質点9）とケース5（質点17）は一本梁モデルの算定条件と一致させるため横桁の剛性を考慮し自重を無視した。その結果、質点数17としたケース5は分布質量系の理論値であるケース1の解と一致したが、ケース4については曲げ3次が出現しないなど、高次の振動モードになると一本梁モデルを再現できなかった。梁モデルでは節間に質点が2つ入れば固有値解析が可能であると言われていたが（図 3.2.6），格子構造を再現した平面骨組みモデルでは節間に質点を4つ程度入るようにモデルを構築する必要があるといえる。
- ケース6はケース5に比べ横桁の自重を考慮したため固有振動数が3%ほど低下した。したがって、格子桁であるPCT桁を梁モデルに置き換えて固有値を求める場合は、横桁自重を考慮する必要があるといえる。

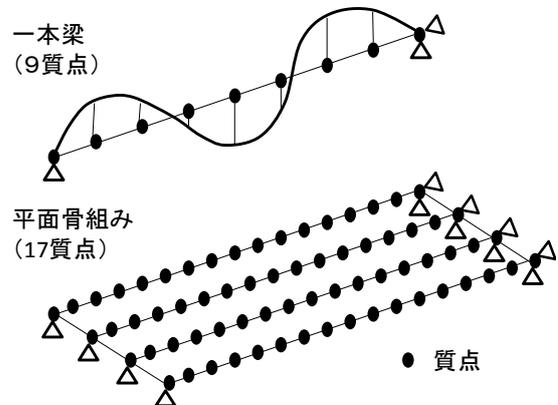


図 3.2.6 解析モデル

【振動測定結果との対比】

実測卓越振動数（図3.2.4）と、表3.2.1の振動解析結果を対比すると、以下のことが確認される。

- ・ 卓越1次振動数（4.3Hz）は、曲げ1次固有振動数（3.33～3.45Hz）の1.2倍程度以上となる。
- ・ 卓越4次振動数（31.5～32.0Hz）は、曲げ3次固有振動数（30.00～31.01Hz）に近い値となった。

（4）固有振動数に及ぼす構造条件の影響

前項（3）にて卓越1次振動数の実測値と解析値に乖離があった。そこで、本項では構造条件を変化させた場合の固有振動数に及ぼす影響を詳細に検討する。構造条件は、以下の2点を考慮する。

構造条件1：主桁中立軸と支承回転中心までの距離（h）

支承条件がピン（橋軸方向の移動を拘束）の場合においても、支承上の桁の回転角（ θ ）に応じて主桁中立軸における移動量（L）はゼロ（＝拘束）とならない（図3.2.7参照）。このため、固有振動数の算定にあたっては主桁中立軸と支承回転中心までの距離（h）を考慮する必要がある。

構造条件2：支承条件

本橋には鋼製の線支承が用いられ、腐食により支承機能が変化していると考えられる。そこで、支承条件をピンローラーの“FM”のほか、両支点とも橋軸方向の移動を拘束したピンピンの“FF”、あるいは、橋軸方向の回転拘束を含め、全自由度を拘束した“RR”について検討する。

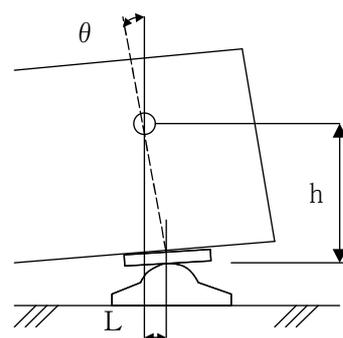
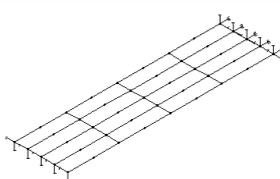
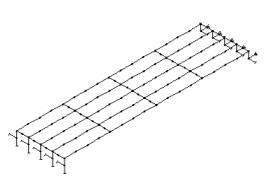


図 3.2.7 支点部の移動量

また、構造条件1を考慮するため、ケース7として各主桁の両支点部に鉛直部材を追加した立体骨組み、ケース8として対象PC橋をソリッド要素で復元した立体FEMにてモデル化した。これらの各解析モデルを用いて固有振動数を求めた結果を表3.2.2に示す。曲げ1次の固有値解析結果に着目すると、ケース6ではFMとFF

表 3.2.2 固有振動数に及ぼす構造条件の影響

算定ケース	ケース6：平面骨組み			ケース7：立体骨組み			ケース8：立体FEM		
解析モデル (使用要素)	 (ビーム要素)			 (ビーム要素)			 (ソリッド要素)		
構造条件1：主桁中立軸と 支承回転中心までの距離	未考慮			考慮			考慮		
構造条件2：支承条件	FM	FF	RR	FM	FF	RR	FM	FF	
固有値解析 結果	曲げ1次	3.27	3.27	7.41	3.23	4.90	4.98	3.51	5.11
	曲げ2次	13.08	13.08	20.40	12.17	12.41	14.50	12.60	12.86
	曲げ3次	29.43	29.43	39.48	31.26	31.33	31.58	29.50	29.44
	ねじり1次	4.06	4.06	7.68	4.21	5.43	5.47	5.28	5.70

注) 弾性係数は主桁コンクリート 33.7kN/mm² (コア試験結果より)、アスファルト舗装 3.0kN/mm² (ケース7のみ) とした。

の固有振動数が一致し、ケース7とケース8ではFMとFFの固有振動数が大きく乖離する結果となった。一方、ケース7とケース8でも曲げ2次や曲げ3次になるとFMとFFの固有振動数の差が小さくなり、特に曲げ3次における支承条件が固有振動数に与える差は0.2%程度以下となることがわかった。なお、曲げ1～3次に比べ、ねじり1次固有振動数はケース6、7の両ケースとも、ケース8の立体FEMの結果を精度良く再現することができなかつた。これは、床版や横桁等の橋軸直角方向部材を十分にモデル化できていないためと考える。

図3.2.8は振動モードを確認できた曲げ1次と曲げ3次を対象とし、前出の計測結果(図3.2.4)と解析結果(表3.2.2)を比較したものである。これより、ケース7の立体骨組みのFFあるいはRRは実測された卓越振動数に近づくものと判断される。

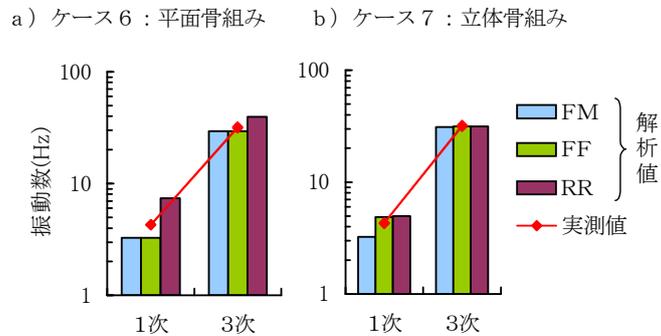


図 3.2.8 計測結果と解析結果との比較

(5) まとめ

ポストテンション方式PCT桁橋の固有値解析手法に関する検討を行った結果、次のことが明らかになった。

- ・ 高次振動モードの解を得るための質点数は多質点系の「梁モデル」で節間2点であるのに対し、「平面骨組みモデル」では節間4点が必要である。また、支承固着により可動支持の状態でなくなったPCT桁橋を対象として固有値解析を行う際には、主桁中立軸と支承回転中心までの距離を考慮する必要がある。
- ・ 今回対象としたPCT桁では支承が金属製で経年的に腐食しており、振動測定結果から設計上のピンローラー (FM) でなく、ピンピン (FF) や完全固定 (RR) として挙動していると推定される。
- ・ 支承固着の影響を固有値解析により確認した結果、特に曲げ1次の固有振動数に与える影響が大きく、逆に曲げ3次の固有振動数に与える影響は今回の検討ケースでは0.2%以下と小さいことが確認された。

3. 3 本章のまとめ

本章では、既往知見があまり得られていない既設 PCT 桁橋に着目し、供用中の実橋において各種方法による振動測定を実施した。その結果、PCT 桁橋の振動測定においては、加振方法により得られる結果が異なることや、橋面舗装、地覆コンクリート、支承の劣化状態により振動測定結果が変化することが改めて確認された。また、固有値解析においては支承の劣化状態を適切に反映することが必要であるとともに、支承固着の影響は曲げ3次などの高次振動モードでは小さいことが示された。

3章の参考文献

- 1) 橋梁振動研究会：橋梁振動の計測と解析，技報堂出版，pp.7-13，1993.10
- 2) 土木学会：橋梁振動モニタリングのガイドライン，構造工学シリーズ10，2000
- 3) 土木学会：モニタリングによる橋梁の性能評価指針(案)，構造工学シリーズ16，2006

4章 損傷レベルと振動特性変化に関する検討

鋼桁¹⁾やRC桁^{2), 3)}では損傷レベルと振動特性変化に関する体系的な検討がなされているが、PC桁に関しては2章に示した通り不十分である。そこで本章では、振動測定によりどの程度の損傷レベルを捉えることができるかを検討するため、力学的損傷が生じるケースと、材料劣化が生じるケースについて検討する。

4.1 力学的損傷が部材全体に生じる実験検討

ここでは、力学的損傷が部材全体に及ぶケースとしての曲げ載荷試験を行い、これと並行して振動測定を実施した。試験は、撤去橋梁より切り出したプレテンション桁（中川橋側道橋、載荷支間9.0m）とポストテンション桁（相見川海浜橋で桁切断後の状態、載荷支間5.7m）の各1体について実施した。

(1) プレテンション桁曲げ載荷試験中の振動特性変化

本橋（中川橋側道橋）は、PC3径間のプレテンション床版橋である。橋梁諸元を表4.1.1に示す。橋梁点検時に桁下面に軸方向ひび割れが報告されており（写真4.1.1）、供用後33年を経過し河川改修にともなう架替えにより撤去された。

解体された撤去部材より、軸方向に著しいひび割れを生じた桁と比較的健全な桁を用いて2点支持2点載荷の曲げ載荷試験（図4.1.1）を行った。軸方向ひび割れ状況によるひび割れ発生荷重（52kN）および曲げ破壊荷重（92.9kN、96.6kN）に大きな違いは認められなかった。また試験結果は、JIS A 5319⁻¹⁹⁶³に規定されたひび割れ発生荷重（42kN）および曲げ破壊荷重（80kN）よりも2割程度大きい結果となった。

表4.1.1 橋梁諸元

構造種別	PC3径間単純プレテンション床版橋
橋長	33.54m
支間長	9.57+9.57+13.0m
有効幅員	2.5m
竣工年次	1977年
実施年次	2012年



写真4.1.1 本橋桁下面のひび割れ状況

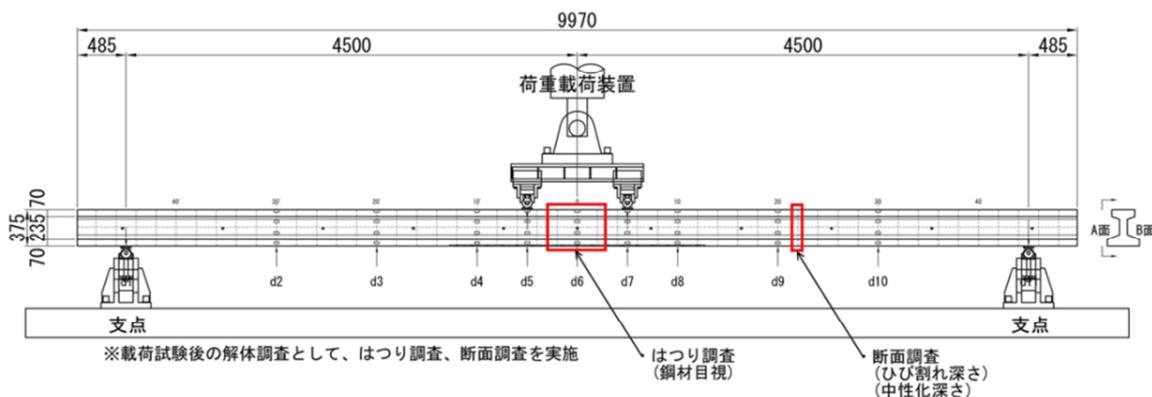


図4.1.1 載荷試験要領

振動測定は、写真 4.1.2 に示すように撤去 PC 桁上面に速度計または加速度計を複数個配置し、荷重試験の各荷重ステップの除荷後にプラスチックハンマーでの打撃による加振（衝撃加振法）を行い橋桁の卓越振動数を測定した。

劣化桁 G3 桁の振動測定結果を図 4.1.2 に示す。図中には、荷重試験における荷重-変位関係を $P-\delta$ とし、振動特性は曲げ 1 次、2 次に着目し、荷重前に対する荷重後の振動数残存率として結果をプロットした。曲げひび割れ発生前（1~4step）の段階で、曲げ 1 次、2 次ともに振動数の若干の低下が認められた。これは、荷重時の支承のなじみなどの影響と考えられる。曲げひび割れ発生後は、荷重荷重を増加させても、振動数の変化は小さかったが、設計曲げ破壊荷重 80kN を越えて部材が大きく変形した最終荷重時（8step）では、曲げ 1 次で約 13%、曲げ 2 次で約 5%振動数が低下した。



写真 4.1.2 ハンマによる加振状況

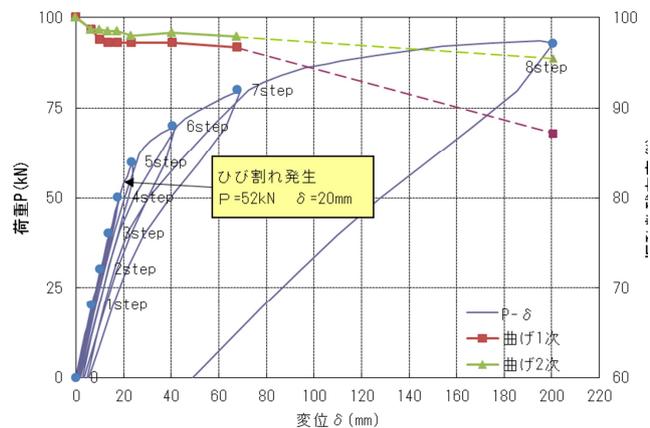


図 4.1.2 プレテンション桁曲げ試験中の振動数変化

(2) ポストテンション桁曲げ荷重試験中の振動特性変化

本橋（相見川海浜橋）は、海岸線より約 90m に位置する単純ポストテンション方式 PCT 桁橋である（写真 4.1.3）。橋梁諸元を表 4.1.2 に示す。過去に 2 度の詳細調査で塩害による鋼材腐食により、はく落や浮きか桁全体に確認され、はつり調査において全 PC 鋼材 8 本のうち 2 本に一部素線破断が確認された。本橋は、ライフサイクルコスト比較により架替えが優位と判断され、2011 年（供用 38 年経過後）に撤去された。



写真 4.1.3 撤去前の状況

表 4.1.2 橋梁諸元

構造種別	PC2 径間単純ポストテンション T 桁橋
橋長	44.0m
支間長	19.2+23.24m
竣工年次	1972 年
実施年次	2011 年



写真 4.1.4 ポストテンション桁載荷前の状況

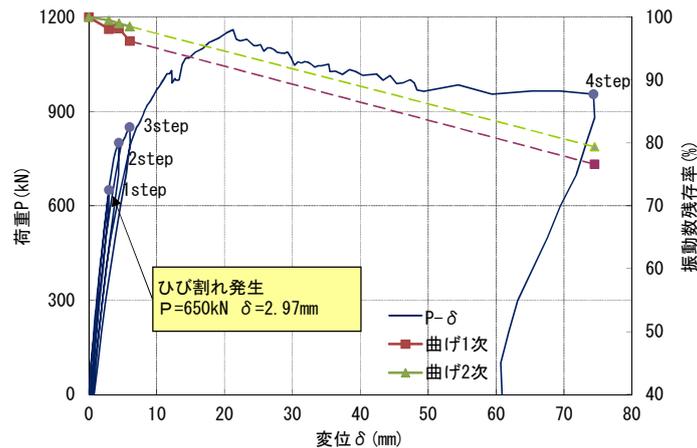


図 4.1.3 ポストテンション桁での振動数の変化

載荷試験は、19.2m の桁を切断後（写真 4.1.4），曲げひび割れを確認するためにできるだけ支点と載荷点の距離を確保し，支間中央の1点載荷とした。また，桁端部のプレストレス損失に対する配慮に加え，桁端部で破壊することを避けるため，定着長を十分に確保し支点は切断位置から1.0m程度とした（載荷支間5.7m）。載荷試験の結果，曲げひび割れ荷重はPC鋼材の損傷を考慮した結果と概ね一致したが，最大荷重については，PC鋼材の損傷を考慮した場合の85%程度であり，PC鋼材の端部引込み量を測定した結果からも最大荷重時以降で引込み量が増大したことから，付着切れによる耐力低下が理由であると考えられた。

ポストテンション桁の振動測定結果を図 4.1.3 に示す。図より，ひび割れ発生後から部材降伏前まで（1～3step）の振動数の変化はプレテンション桁と同様にさほど大きいものではなかった。一方，最大荷重を越え，部材の破壊に至る時点（4step）では，曲げ1次，2次とも20%強の振動数の低下が確認された。

（3）まとめ

プレテンション桁およびポストテンション桁のケースとも，部材破壊に近づけば振動数の低下が顕著になることが確認されたが，一方で，曲げひび割れ発生段階の荷重レベル，あるいは，部材降伏に近い荷重レベルでは振動数がそれほど変化しない結果となった。これは，PC部材では，ひび割れが一旦生じても，荷重が除荷されるとプレストレスの復元力によりひび割れが閉じ，部材剛性が回復することに起因すると考えられる。また，部材降伏後については，曲げ2次の振動数よりも低次モードである曲げ1次の振動数の低下が大きくなった。

4. 2 力学的損傷が局部的に生じる実験検討

ここでは、局所的な損傷を想定したせん断载荷試験を行い、これと並行して振動測定を実施した。試験には、ポストテンション桁（4. 1（2）の相見川海浜橋で桁を切断する前の状態、载荷支間 16.2m、せん断载荷点は支点より 2.5m、図 4.2.1 参照）の 1 体を用いた。

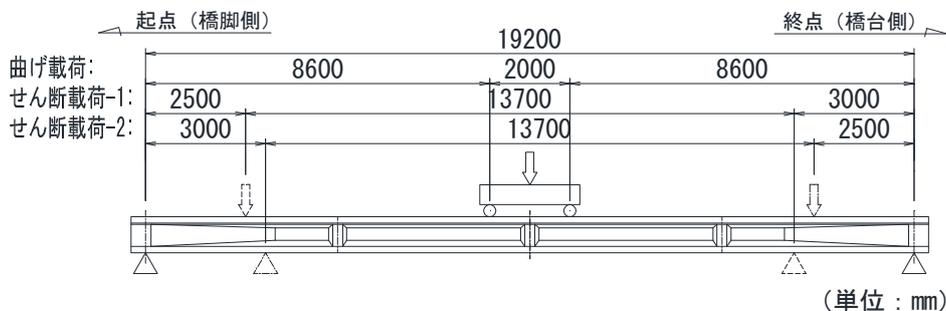


図 4.2.1 载荷試験方法

（1）载荷試験中の振動測定結果

振動測定は、载荷試験の前後（载荷試験後については降伏の予兆が確認された後に除荷する）とし、砂袋による衝撃加振法（写真 4.2.1）に加え、常時微動法も実施した。

振動測定結果を表 4.2.1 に示す。常時微動による高次の振動モードは計測不能であったが、卓越振動モードの一部で、振動数の若干の低下が確認された。また、衝撃加振法の結果に着目すると、モード次数が高くなるほど振動数が低下する傾向にあった。これは、特に曲げ 3 次の場合、せん断载荷点付近の局所的な損傷と振動モードの腹とが一致するためであると考えられ、既往の鋼製模型格子桁による実験的研究¹⁾の振動測定結果とも合致するものである。



写真 4.2.1 砂袋による加振状況

表 4.2.1 せん断試験中の振動計測結果

モード 次数	载荷 試験	固有振動数 (Hz)	
		常時微動	衝撃加振
曲げ 1 次	前	6.694	6.378
	後	6.458	6.353
	比率	0.95	1.00
曲げ 2 次	前	21.301	21.276
	後	21.130	21.047
	比率	0.99	0.99
曲げ 3 次	前	判定不能	57.363
	後	判定不能	52.953
	比率	—	0.92

（2）まとめ

衝撃加振法の結果より、PC鋼材の降伏に近い荷重が作用しても曲げ 1 次、2 次の振動数変化を捉えることができないことが確認された。一方、曲げ 3 次については载荷前（健全時）と比べ载荷後（損傷時）の振動数が約 8% 小さくなり、局所的な損傷を振動数の変化として捉えることが確認された。

4. 3 材料劣化が生じるモデルの解析検討

材料劣化として、コンクリートのひび割れや浮き、鋼材の腐食・破断などが挙げられる。ここでは、3.1節に示した塩害劣化PC橋（能生大橋）で確認されたこれらの損傷状況を元に、各損傷をモデル化し、個別の損傷が振動特性に与える影響について解析的に検討する。

(1) 解析手法

能生大橋で損傷の大きかった第1径間を対象とし、図4.3.1に示すような3次元FEMにより固有値解析を行う。要素サイズは10cm×10cm程度とし、主桁・横桁・地覆コンクリートとアスファルト舗装はソリッド要素、主ケーブルはロッド要素（PCグラウトが概ね充填されていたため、完全付着とする）、支承は並進3方向のバネ要素でモデルを構築する。横締めPC鋼材と鉄筋はモデル化を行っていない。また、コンクリートの単位体積重量は24.5kN/m³、舗装は22.5kN/m³とし、高欄は0.5kN/mの節点重量として付加する。静弾性係数はコンクリート33.7kN/mm²、PC鋼材204.6kN/mm²（ともに実測値を引用）、舗装3.0kN/mm²（舗装設計便覧より温度20°Cの平均的な値を引用）とする。

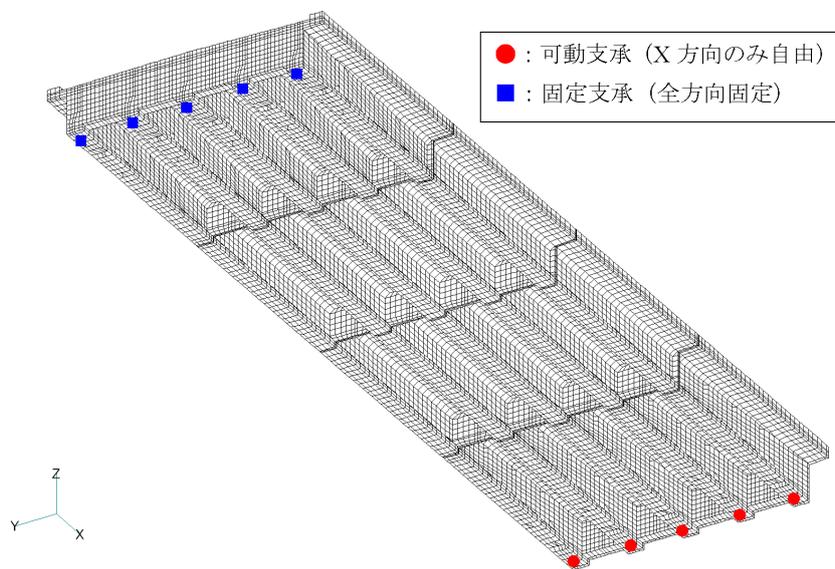


図4.3.1 基本モデル（桁下からのアングル）

(2) 解析ケース

解析ケースを表4.3.1に示す。ケース1は健全な状態、ケース2～6は表中の各損傷状態を想定したものである。ケース2の主桁コンクリート断面欠損は、PC桁下フランジが塩害で損傷することを想定し、図4.3.2に示すように欠損部の要素を削除したもので、削除範囲は桁全長とした。ケース3の主桁コンクリートひび割れは、図4.3.3に示すように隣接

表4.3.1 解析ケース

ケース	損傷状態	損傷のモデル化
1	健全時	基本モデル
2	主桁コンクリート断面欠損	欠損部要素削除
3	主桁コンクリートひび割れ	ひび割れ部二重節点
4	鋼材腐食	PC鋼材断面積の低減
5	プレストレス低下	温度荷重を付与
6	支承の劣化（固着）	可動を固定に変更

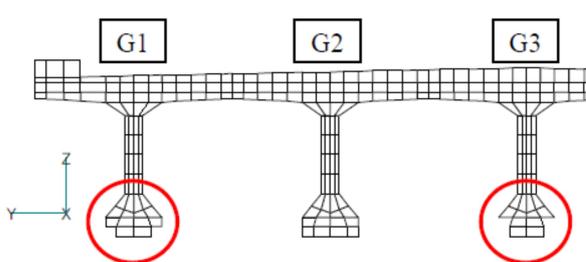


図 4.3.2 断面欠損のモデル化 (ケース 2)

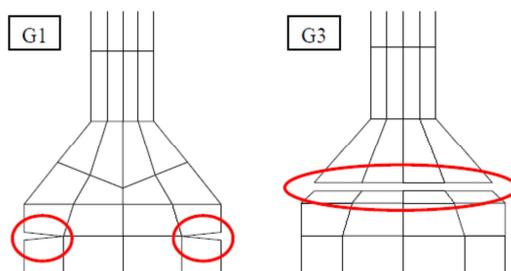


図 4.3.3 ひび割れのモデル化 (ケース 3)

表 4.3.2 固有値解析結果 (単位: Hz)

ケース	曲げ1次	曲げ2次	曲げ3次	ねじれ1次
1: 健全時	3.51	12.60	29.50	5.28
2: 断面欠損	3.45(0.983)	12.38(0.983)	29.06(0.985)	5.25(0.994)
3: ひび割れ	3.51(1.000)	12.53(0.994)	29.16(0.988)	5.28(1.000)
4: 鋼材腐食	3.50(0.997)	12.58(0.998)	29.46(0.999)	5.28(1.000)
5: プレストレス低下	3.51(1.000)	12.61(1.001)	29.50(1.000)	5.28(1.000)
6: 支承固着	5.11(1.456)	12.86(1.021)	29.44(0.998)	5.70(1.080)

()内は健全時との比率を示す

するソリッド要素間を二重節点として縁を切ることによってモデル化し、このひび割れ範囲はC1ケーブルの水平配置区間(径間中央の約10m)の範囲とする。また、ケース4の鋼材腐食に関しては、撤去後の解体調査により実測された断面減少率(G3桁で34.3%:PC鋼材の破断を伴う著しい腐食、G1桁で12.0%:PC鋼材の減肉を伴う腐食、G2・G4・G5で1.0%:軽微な腐食)をPC鋼材の全長にわたり低減する。ケース5のプレストレス低下は、ロッド要素にPC鋼材張力に見合う分の温度荷重を与え、プレストレス導入率100%と0%の両極端の場合を比較する。最後に、ケース6の支承の劣化は、可動支承の状態を固定支承の状態(バネ要素により水平方向の剛性を無限大)に変更し、支承の固着を模擬する。

(3) 解析結果

固有値解析結果を表4.3.2に示す。ケース1の健全時と比較すると、次のことが確認された。

- ・ ケース2の主桁コンクリート断面欠損は、各モードとも若干ではあるが振動数が低下し、特に曲げ3次では0.44Hz(比率で1.5%減)の差が生じた。
- ・ ケース3の主桁コンクリートひび割れは、曲げ1次に変化は見られなかったものの、これ以外のモードではケース2と同様に若干ではあるが振動数の低下が確認された。
- ・ ケース4のPC鋼材の腐食は、振動数の変化が見られなかった。
- ・ ケース5のプレストレス低下についても、振動数の変化は見られなかった。解析上、すべてのPC鋼材の張力を100%と0%の状態と比較検討しているため、曲げひび割れなどの部材剛性の低下などがない状況においてプレストレスの低下を振動測定により捉えることはできないといえる。
- ・ ケース6の支承固着は、特に、曲げ1次の振動数の増加が著しい。ただし、高次モードほど振動数の変化は小さくなり、曲げ3次では支承状態の影響をほぼ受けないことがわかる(詳細は3章参照)。

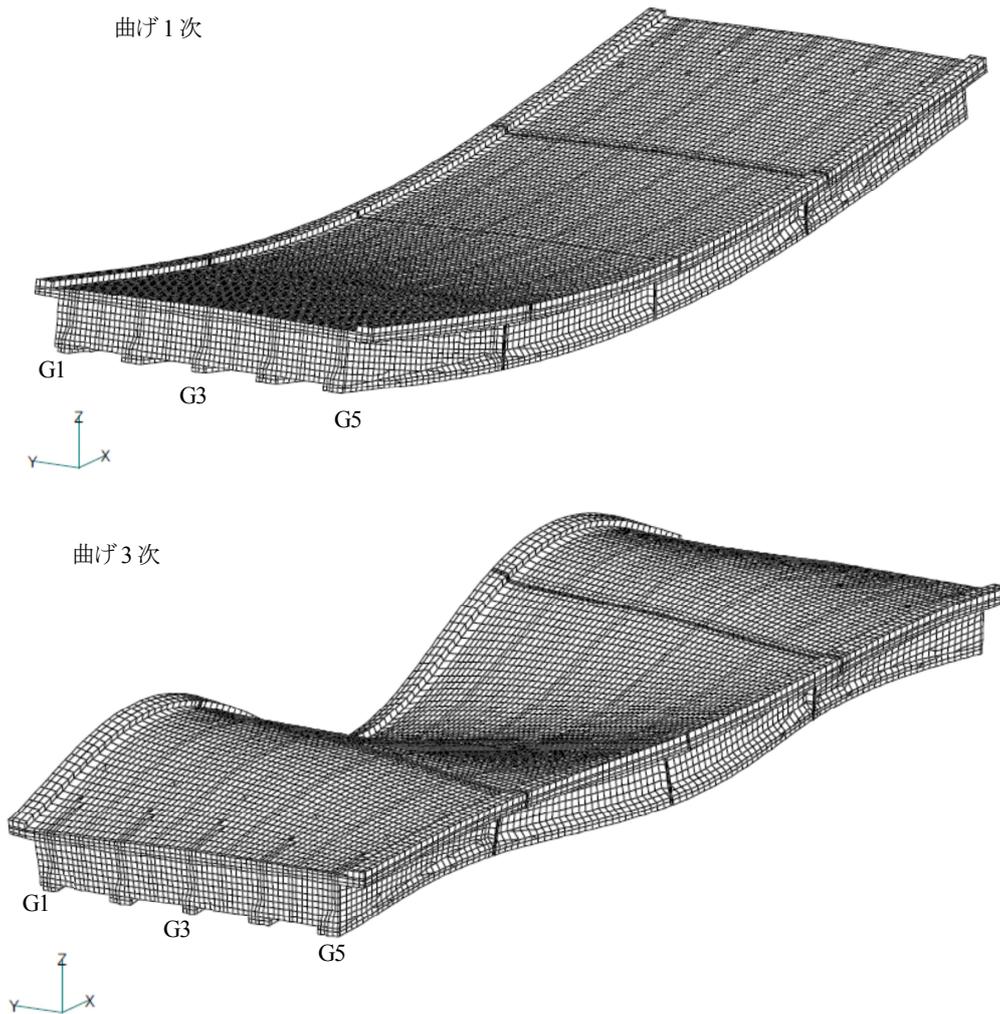


図4.3.4 振動モード（ケース2：主桁コンクリート断面欠損）

次に、幾つかのケースで振動形状の非対称性が見られたものの中から、最も顕著であったケース2の断面欠損の振動モードを図4.3.4に示す。これによると、曲げ1次では振動形状の対称性が保持されているものの、曲げ3次では断面欠損があるG1桁側の振幅が大きく、逆に健全側のG5側はあまり振幅しないことがわかる。このことは、“橋軸直角方向の剛性のバランスに変化を生じない中桁の損傷では振動形状はほとんど反応しないが、逆にそのバランスを崩すような外桁の損傷に対しては他の力学的挙動に比べ最も敏感に反応する”との報告¹⁾と一致する。

(4) まとめ

実際のPCT桁橋で確認されたコンクリートのひび割れや浮きなどの損傷状態を模擬した3次元FEMにより固有値解析を実施した結果、健全時と比較し主桁コンクリート断面欠損などの損傷があるケースの特に曲げ3次の振動特性に有意な差が生じることが確認された。一方、鋼材腐食が生じるケースやプレストレス低下が生じるケースでは本解析において振動特性に有意な差が生じないことが確認された。以上より、高次モードの振動特性から、PCT桁橋の損傷状態の違いを検出しようの可能性が示された。

4. 4 鋼材腐食が生じる実験検討

ここでは、鋼材腐食が生じたPC梁において振動特性がどのように変化するかを実験的に確認する。

(1) 実験方法

図4.4.1に対象供試体を示す。図中に示すPC梁の中央部付近を30日間通電し、人工的に腐食を再現した。腐食範囲における鋼材腐食量は、PC鋼材で平均10%、せん断補強筋で15%強である。また、試験体腐食範囲の側面および底面には鋼材に沿ったひび割れが生じており、最大0.5mmの幅に達するものもあった。

腐食前と腐食後、この供試体の上に加速度計を設置し、インパルスハンマーにより衝撃加振する。加振位置は1/2L, 1/4L, 1/6Lとし、加速度計の設置位置を図4.4.2に示す。

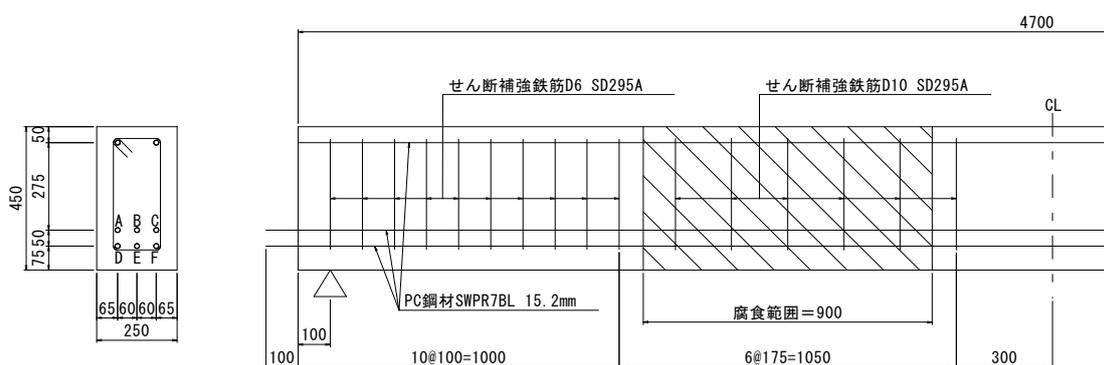


図4.4.1 対象供試体（左側半分）

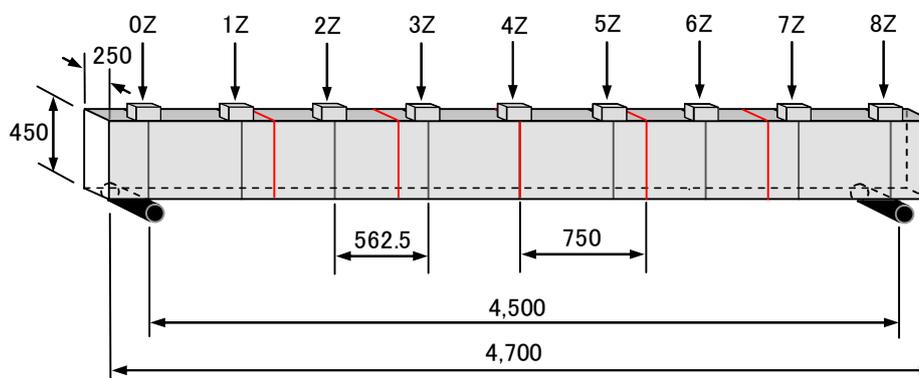


図4.4.2 加速度計の設置位置

(2) 実験結果

実験状況を写真4.4.1に、振動測定結果を表4.4.1に示す。表中の固有振動数に着目すると、曲げ1～3次とも腐食前よりも腐食後の方が小さくなっていることが確認されたが振動数の低下は2%ほどであり、また、試験体にひび割れが生じていることから、鋼材腐食が振動数に影響を与えたとは言えないものと考えられる。対数減衰率については腐食前と腐食後が同程度となり、鋼材腐食の影響を受けていないものと考えられる。



写真 4.4.1 実験状況

表4.4.1 鋼材腐食を生じさせた供試体による振動測定結果

加振位置	モード次数	試験	固有振動数 (Hz)	対数減衰率 (減衰定数)
1/2L	1次	腐食前	38.1	0.037 (0.006)
		腐食後	37.2(97.6%)	0.044 (0.007)
1/4L	2次	腐食前	131.3	0.055 (0.009)
		腐食後	128.8(98.1%)	0.062 (0.010)
1/6L	3次	腐食前	225.9	0.063 (0.010)
		腐食後	224.5(99.4%)	0.059 (0.009)

*支点間隔4.5m, 静弾性係数32.0kN/mm²を用い, 両端単純支持梁として固有振動数を算出した。

なお, 道路橋における減衰定数は設計上0.05を取るが, 2章に示した文献[9][10][11]などで統計整理されたデータでは曲げ振動の減衰定数は0.01程度のため, 実橋に近い値が得られたといえる。

(3) まとめ

通電により人工的に鋼材を腐食させたPC梁供試体について振動測定を行ったが, 腐食前と腐食後で有意な変化は認められなかった。

4. 5 本章のまとめ

本章では, 撤去PC部材を用いた載荷試験に併せて実施した振動測定などにより, 損傷レベルと振動特性の関連性について検討した。その結果, 次のことが確認された。

- ・ 力学的損傷が部材全体に生じる実験事例より, 部材降伏に近い荷重が作用しても振動数の変化は小さく, 部材降伏後については数十%に達する振動数の大幅な低下が測定された。これは, PC部材の場合は, ひび割れ発生を大きく上回る荷重が作用したとしても荷重が除荷されるとひび割れが閉じ, 部材剛性が回復することに起因すると考えられる。
- ・ 力学的損傷が局部的に生じる実験事例より, PC鋼材の降伏に近い荷重が作用しても曲げ1次, 2次の振動数は特に変化しなかった。しかしながら, 曲げ3次については載荷前(健全な状態)と比べ載荷後(損傷を受けた状態)の振動数が約8%小さくなり, 局部的な損傷であっても振動数の変化として捉えることができた。
- ・ 材料劣化が生じるモデルの解析事例より, 主桁コンクリートの断面欠損や主桁を分断するような貫通ひび割れがあるケースの特に曲げ3次の振動特性は健全時と比較し有意な差が生じた。一方, 鋼材腐食やプレストレス低下による要因だけでは, 健全時と比較し, 振動特性が変化することはなかった。
- ・ 鋼材腐食が生じる実験事例より, PC鋼材を質量減少率10%まで腐食させたとしても, PC梁供試体の腐食前と腐食後とで振動数や対数減衰率の有意な変化は認められなかった。

以上より、実験的に振動測定を実施した範囲においては、損傷レベル3に相当するような力学的損傷を生じたPC橋の異状検知は可能であると考えられる。また、損傷レベル1～2に相当するような材料劣化が生じたPC橋に関しては、鋼材腐食やプレストレス低下のみであると検知できないものの、主桁コンクリートの断面欠損や主桁を分断するような貫通ひび割れなどの損傷を伴うケースでは、高次モードの振動数変化から損傷の有無を検知しうる可能性があることが明らかになった。

4章の参考文献

- 1) 西村ほか：橋梁の損傷評価における力学的挙動の有効性，土木学会論文集第380号，pp.355-364，1987.4
- 2) 宮本ほか：既存コンクリート橋の損傷に対応する動的挙動の感度特性と損傷評価への適用，土木学会論文集No.442，pp.61-70，1992
- 3) 宮本ほか：非比例減衰を考慮した振動特性に基づく既存コンクリート橋の損傷評価，土木学会論文集No.490，pp.111-120，1994

5章 力学的損傷を大きく受けたPC橋の異状検知に関する検討

4章に述べたように損傷レベル3（PC鋼材の降伏）に相当する荷重を受けた撤去PC桁では固有振動数が大きく低下することが確認されたが、梁構造ではなく格子構造となっている実際のPCT桁橋においても同様の挙動を示すかが不明であることから、実橋振動測定により検証する。

5.1 損傷レベルの推定

(1) 橋梁概要

本橋は岩手県下閉伊郡普代村に位置する普代水門の管理橋で、表5.1.1および図5.1.1に示す通り3主桁から構成される4連の単純ポストテンションPCT桁橋である。2011年3月11日、東日本大震災の際に発生した大津波により、左岸側の2径間が落橋した（写真5.1.1）。

表 5.1.1 橋梁諸元

構造種別	PC4 径間単純ポストテンション T 桁橋
橋 長	100.05m
支 間 長	4@22.0m
有効幅員	4.5m
竣工年次	1984 年
実施年次	2012 年

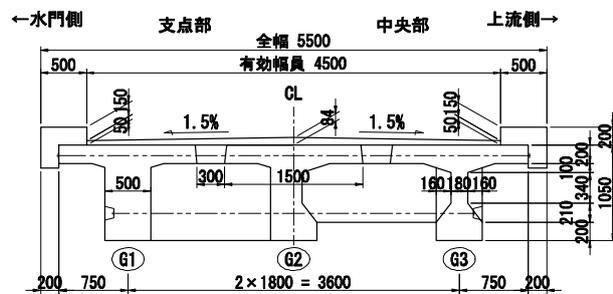


図 5.1.1 標準断面図



写真 5.1.1 被災直後の状況



(a) 地覆部の圧壊



(b) 主桁に多数の曲げひび割れ

写真 5.1.2 第3径間の損傷状況

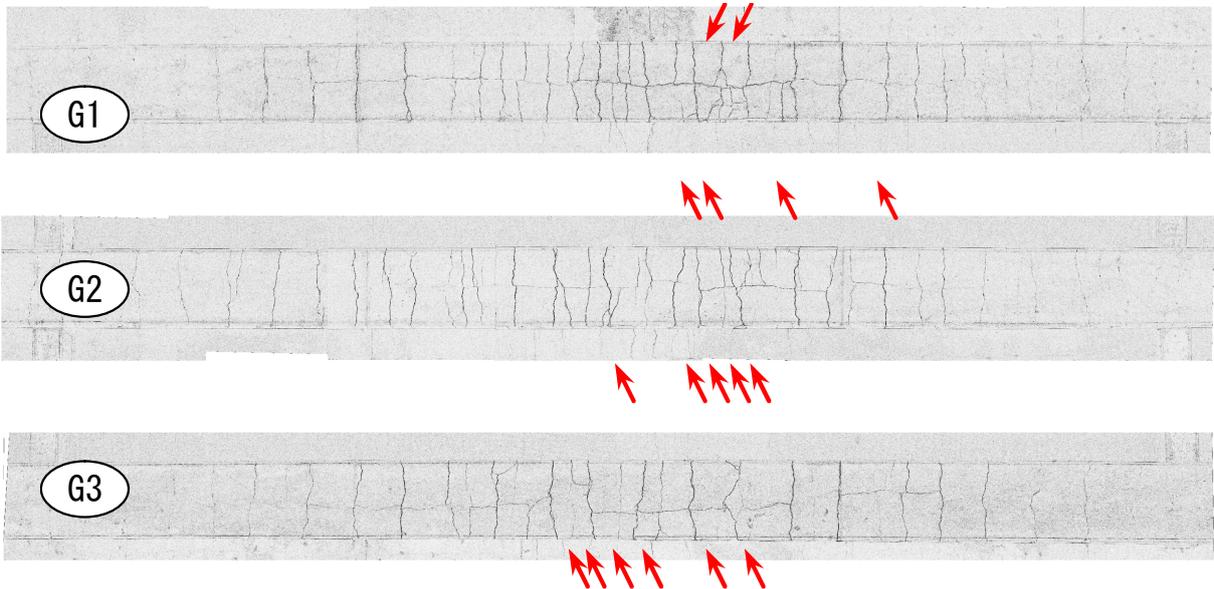


図 5.1.2 桁下面のひび割れ状況 (第3径間の支間中央部付近)

(2) 落橋を免れたPC桁の損傷状況

落橋を免れた右岸側の2径間も多数の曲げひび割れや地覆部の圧壊などの損傷が生じており、とくに第3径間の損傷が顕著であった(写真 5.1.2)。図 5.1.2 に第3径間の支間中央部付近において各桁下面から撮影した写真データをもとに画像処理したものを示すが、桁下面に軸方向ひび割れが生じているとともに、曲げひび割れが床版まで達していた(図中の矢印)。

また、第3径間のG1桁のみ両桁端の橋座部が損傷しており(写真 5.1.3)、津波により一時的に変形した



写真 5.1.3 橋座部の損傷状況 (第3径間)

のち、PCの復元力によりたわみが戻ったことが推察される。これらの図や写真から、第3径間の主桁のうち水門側のG1桁が最も損傷が大きいことがわかる。

桁下面から光波測量を行い、主桁の残留たわみを確認した結果を図5.1.3に示す。図より、第4径間の残留たわみが約8cm (L/275) に対して第3径間は約30cm (L/73) の残留たわみが生じていたことが確認された。また、第3径間においては、3主桁のうち水門側のG1桁のたわみが最も大きく、この計測結果からも各桁において津波による作用力の差異があったことが窺える。

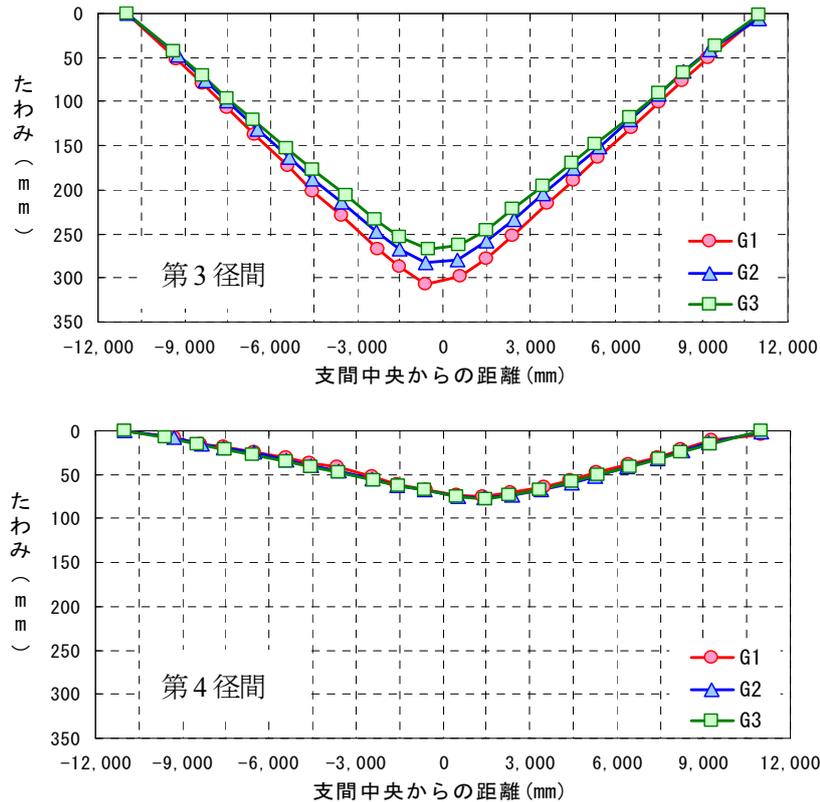


図 5.1.3 残留たわみの計測結果

(3) 作用荷重の推定

まず、落橋の要因を検討する。ここでは、越流した水量を算出し、その全越流水量が橋梁全体に分布荷重にて作用するものとして、桁の耐荷力との比較を行った。その概念図を図5.1.4に示す。越流量の算出に際しては、既往の調査報告¹⁾、²⁾やシミュレーション³⁾を参

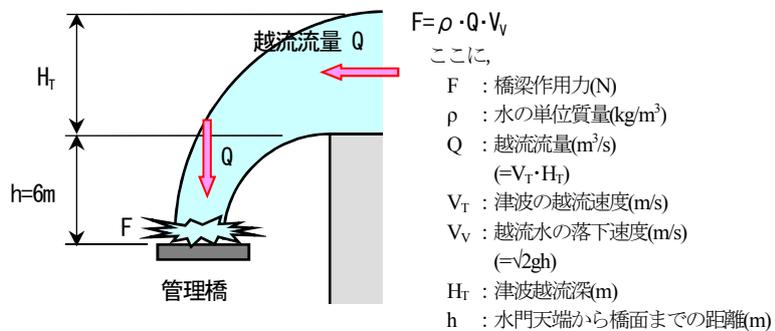


図5.1.4 橋梁への作用荷重の概念図

考に越流深 H_T を 2~7m, 津波越流速度 V_T を 10m/s (36km/h)以上とした。上記の前提から橋梁に作用する外

力と橋梁の耐荷力との比較を図 5.1.5 に示す。この図より橋梁の耐荷力以上の外力が作用したことにより、落橋したことがわかる。

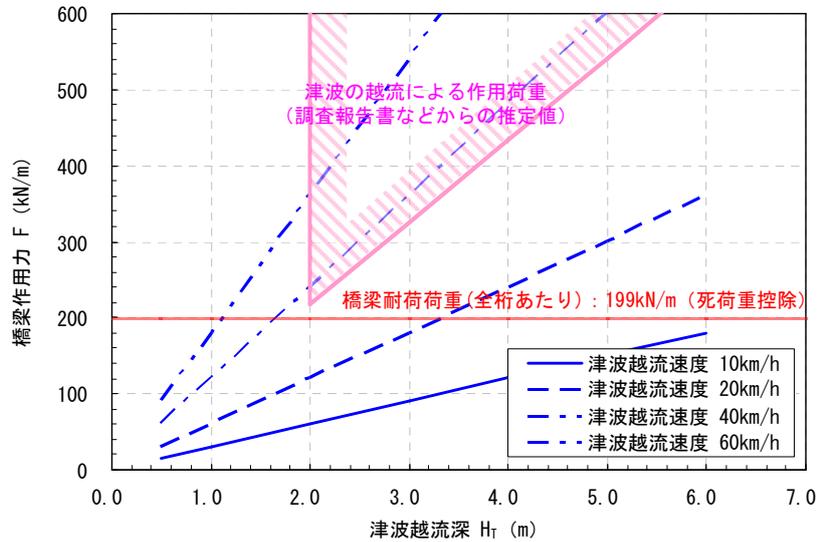


図 5.1.5 作用荷重の推定結果

次に、落橋を免れた要因について検討する。簡易的な手法ではあるが、前出図 5.1.3 の残留たわみから曲率を算出し、PC 構造の非線形復元力モデル⁴⁾を用いて第 3 径間 G1 桁および第 4 径間 G3 桁における橋梁に生じた最大曲げモーメントを推定した結果を図 5.1.6 に示す。ここで、残留曲率は各径間における最大たわみを用い、曲げ耐力は振動測定後に採取したコアにて計測した材料試験結果を用いて算出した。この図より、損傷の著しい第 3 径間における推定作用モーメントは、道路橋示方書にて算出される曲げ破壊耐力を大幅に上回っており、落橋に至っていてもおかしくない荷重が作用したことがわかる。第 4 径間においても曲げ破壊耐力相当の荷重が作用したことが推察される。

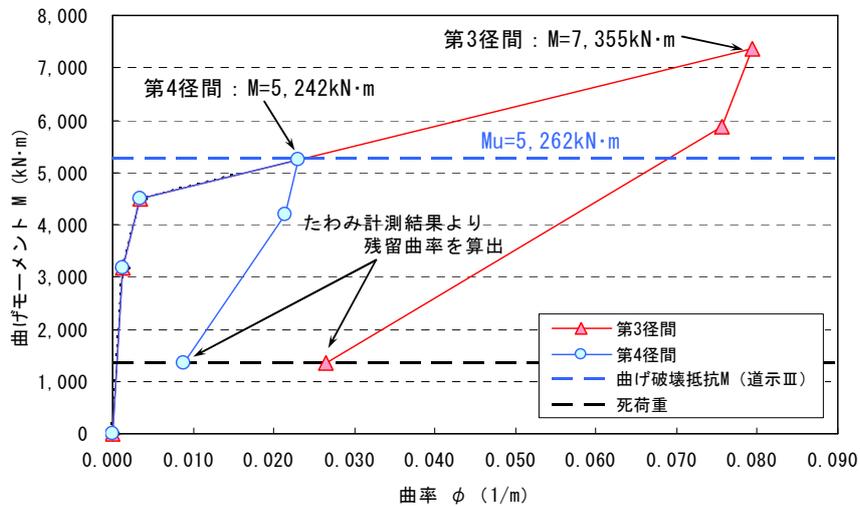


図 5.1.6 残留たわみから推定される作用モーメント

5. 2 実橋振動測定による異状推定

(1) 振動測定の概要

振動測定は、主桁上の支間8等分点に加速度計を設置し、橋面上にて重錘落下法により加振して固有振動数の測定を実施した(写真5.2.1)。測定は図5.2.1に示すように、各主桁上に加速度計を設置し、支間の1/2点および1/4点にて加振して、各桁の固有振動数を測定した。

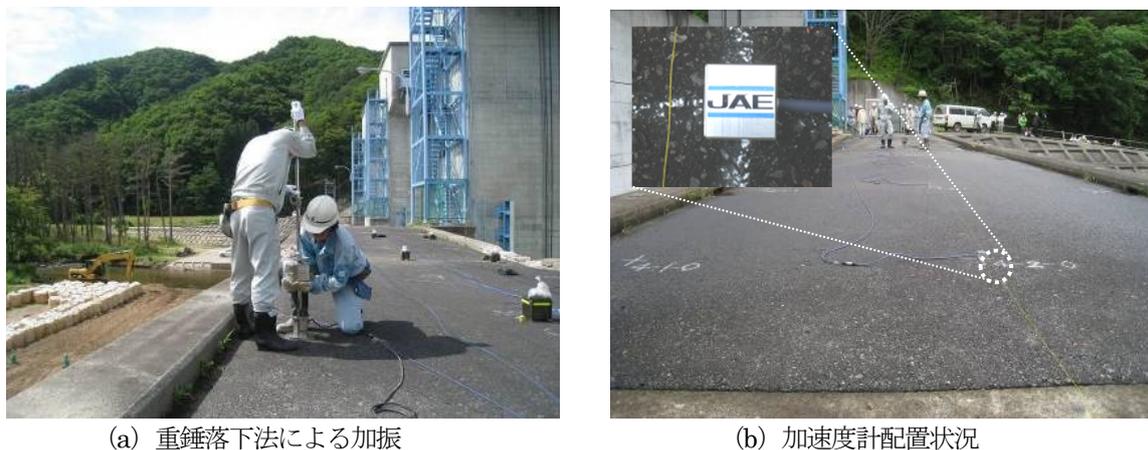


写真 5.2.1 振動測定状況

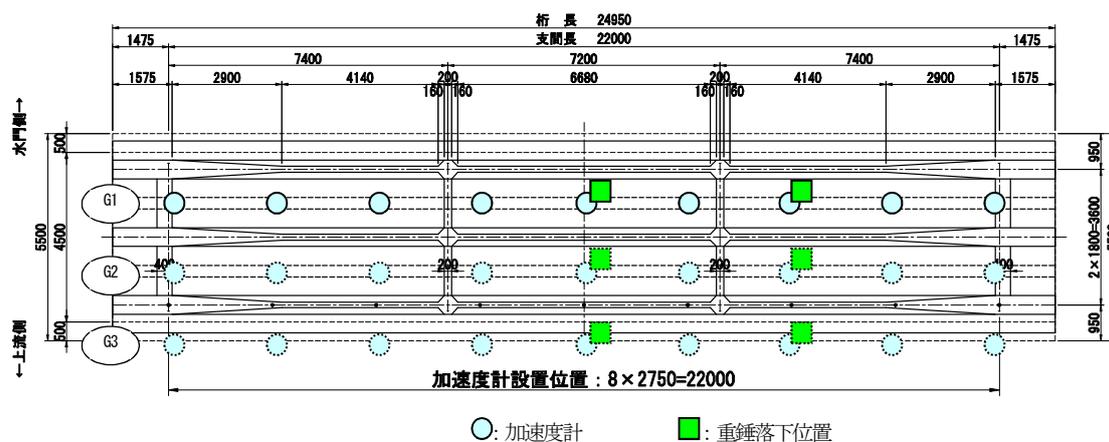


図 5.2.1 測定位置および加振位置

(2) 振動測定結果

表 5.2.1 に各径間における各桁上に加速度計を設置して測定した固有振動数を示す。同表に図 5.1.3 の残留たわみから各桁の最大たわみ位置にて算出した残留曲率をあわせて示す。解析値は、健全時(全断面有効)の両端単純支持梁の解として求めた。

表 5.2.1 実橋振動測定の結果

		固有振動数 (Hz)			残留曲率 (1/m)
		曲げ 1 次	曲げ 2 次	曲げ 3 次	
解析値(健全時)		4.31	17.24	38.78	—
第 3 径間	G1	3.07	14.31	27.99	0.0265
	G2	3.07	14.34	28.06	0.0184
	G3	3.07	14.40	28.04	0.0185
第 4 径間	G1	3.80	15.31	30.88	0.0070
	G2	3.73	15.31	30.85	0.0056
	G3	3.80	15.20	30.76	0.0088

ここで、解析値における弾性係数は材料試験用に採取したコアにて計測した動弾性係数を用いた。また、図 5.2.2 に健全時に対する実測値の比率を示す。加振は前述のとおり、支間の 1/2 点および 1/4 点にて実施しているが、曲げに関する固有振動数に関しては両者に大差が無かったため、代表として 1/2 点にて加振した結果を示す。第 3 径間にて 17~29%，第 4 径間にて 11~21% の振動数の低下が確認された。ここで、第 3 径間の曲げ 2 次の低下度が曲げ 1 次および 3 次に比べ小さいのは、損傷位置が振動モードの節に該当するためと推測される。また、第 4 径間においては、高次の振動数の低下が顕著であった。さらに、各主桁上の振動数にて若干差異が確認され、概ね残留たわみ（曲率）の大小関係との相関を確認できた。

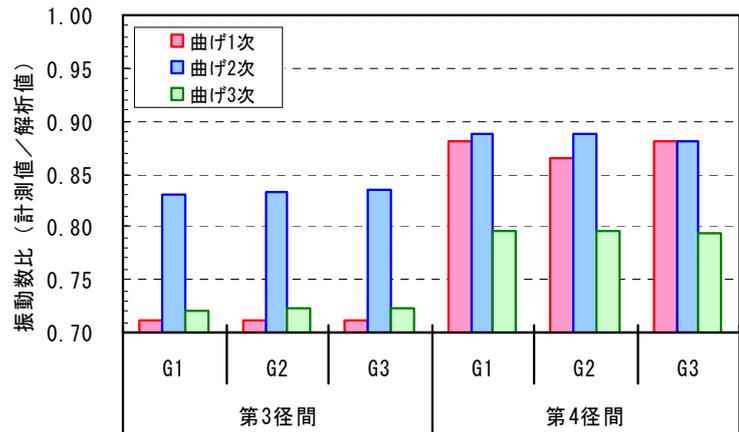


図 5.2.2 健全時の解に対する固有振動数比

5. 3 本章のまとめ

力学的に甚大な損傷を受けたPC橋（損傷レベル3相当）を対象に、振動測定を実施し得られた主な知見を以下に示す。

- ・ 損傷が著しい第3径間では、健全時の両端単純支持梁の解と比較し、曲げ1次および曲げ3次の振動モードにおいて最大約30%の固有振動数の低下が確認された。
- ・ 曲げ2次の振動モードにおいて固有振動数の低下が小さくなったが（第3径間で約17%）、この理由として損傷位置が振動の節に該当していたことが挙げられる。

以上より、格子構造であるPCT桁橋の振動測定においても、甚大な損傷が生じていれば、損傷レベルに応じて振動特性の変化を捉えることができた。

5章の参考文献

- 1) 土井宣夫, 越谷信, 土谷信高, 佐野剛: 空中写真判読による 2011 年東北地方太平洋沖地震津波の浸水域図の作成と津波被害, 岩手の地学, 第 41 号, pp.4-25, 2011.6
- 2) 内閣府中央防災会議東北地方太平洋沖地震を教訓とした地震・津波対策に関する専門調査会: 東北地方太平洋沖地震を教訓とした地震・津波対策に関する専門調査会報告参考図集, 中央防災会議, 2011.9
- 3) 岩手県津波防災技術専門委員会: 【資料 No4】津波再現シミュレーション結果等, 第 2 回岩手県津波防災技術専門委員会, 2011.5
- 4) (社)プレストレストコンクリート技術協会: プレストレストコンクリート橋脚の耐震設計ガイドライン, 1999.11

6章 材料劣化を生じたPC橋の異状検知に関する検討

ここでは、損傷レベル1～2に相当する材料劣化を生じたPCT桁橋の異状を実橋振動測定によって検知しうるかについて検討する。

6.1 塩害により劣化したPC橋の振動測定

(1) 橋梁概要

対象橋梁は1967年に供用された5径間単純ポストテンション方式PCT桁橋で(写真6.1.1)、3章に示したPC橋と同じである。各支間長は27.3mで、各支間とも構造寸法が等しい。また、架設地点が日本海に近接し、冬期に海側からの季節風が強く、海が荒れると波飛沫が直接桁にかかる厳しい塩害環境に曝されていた。このため、数度にわたり補修が行われたが、その都度再劣化が生じ、橋齢43年目の2010年に供用が停止された(表6.1.1)。



注) 第1径間の山側より撮影されたもの。

写真6.1.1 対象PC橋（橋齢5年時）

表6.1.1 対象PC橋の主な維持管理履歴

橋齢	実施項目	上部工に関する特記事項
5年	初回点検	主桁は概ね良好な状態。ただし、支承の腐食が著しい。
17年	詳細調査 補修工事	下フランジの剥離、鋼材腐食（主にスタラップ）を確認。第2～5径間では塩害塗装（Ⅲ種厚膜）がなされ、第1径間については、普通膜厚のⅠ種塗装（G4、G5桁）とその他の塩害抑制対策（G2～G4桁）の試験施工が行われた。
21年	定期点検	第1径間主桁下フランジに点錆が散在する（G3桁が目立つ）。
25年	定期点検	第1径間主桁下フランジに幅0.5～2mmの軸方向ひび割れ有り。
27年 30年	詳細調査	多量の塩分浸入と、シーラ腐食を確認。ただし、PC鋼材は健全。
33年	補修工事	劣化部の断面修復と第1径間G2～G4桁の塩害塗装を実施。
39年	定期点検	著しい再劣化が確認される
41年	詳細調査 補修工事	第1径間G3桁C3ケーブルPC鋼線5本破断を確認。 
43年	供用停止	下部工を含め撤去される。 ※新橋は本年度完成予定。

(2) 材料劣化に関する調査結果

コンクリート

橋齢40年を経た時点では、下フランジを中心に多数の主桁にひび割れ、浮き・欠損が生じていた。損傷度が相対的に高い第1径間に着目すると(図6.1.1)、G4桁とG3桁の損傷が顕著であり、特にPC鋼材の破断が確認さ

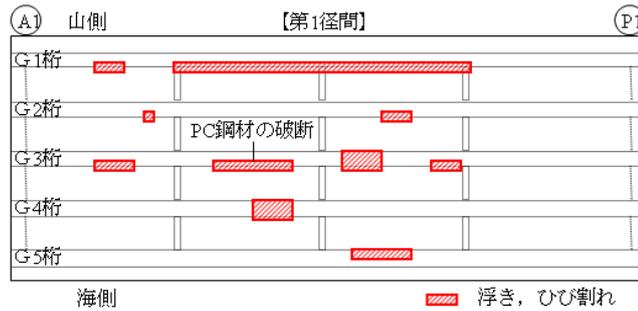


図 6.1.1 主桁下フランジの損傷 (橋齢 40 年時)

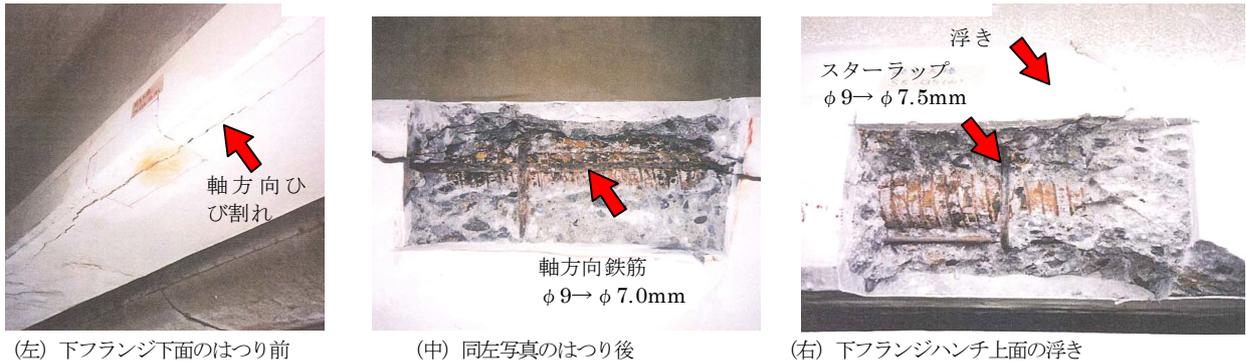


写真 6.1.2 主桁コンクリートの損傷状態の確認 (橋齢 30 年時)

れたG3桁の一部には下フランジを分断するようなひび割れが確認されている。ただし、このような著しい損傷はほかになく、多くの損傷は写真6.1.2に示すように、①軸方向鉄筋を起点とした下フランジ下面の軸方向ひび割れ、②スターラップを起点とした下フランジハンチ上部の浮きであることが確認されている。この両者の損傷は異なる形態だが、“プレストレスと直角方向（ポアソン方向）にかぶりコンクリートを分断（割裂）するようにひび割れが導入されている”という点については一致するといえる。

PC鋼材

主ケーブルには24φ7（直径7mmのPC鋼線（素線ともいう）が24本一束となっている）が用いられている。橋齢30年の時点ではこのPC鋼材が健全であったと記録されているが、橋齢41年調査時には第1径間のG3桁C3ケーブルで素線5本の破断や数mにわたる全素線の減肉（直径が7mmから5mm程度へ）と、G4桁の一部にも素線の半数程度の減肉が確認されている。このような顕著な損傷はシースの破れや消失に付随したものである。一方、これ以外の箇所ではPC鋼材が腐食している場合でも減肉がない状態であることが確認されている。

また、撤去桁の解体調査を行った結果、第1径間G3桁C3ケーブルの素線破断は13本に増し、質量減少率は全素線とも35%を超えていた（図6.1.2）。ただし、同じ位置の他ケーブルの質量減少率は最大でも10%以下（減肉のない部位では2%程度）であり、素線の破断も認められなかった。

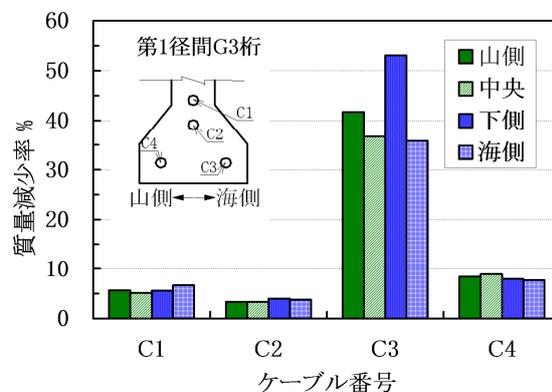


図 6.1.2 PC鋼材の質量減少率 (解体調査)

(3) 振動測定による異状推定について

3.1節に示したように、高次モードが確認された重錘落下法に着目し、損傷が著しい第1径間と、損傷は軽微であった第2径間の振動測定の結果を用いて検討を進める。

格子構造としての振動数変化

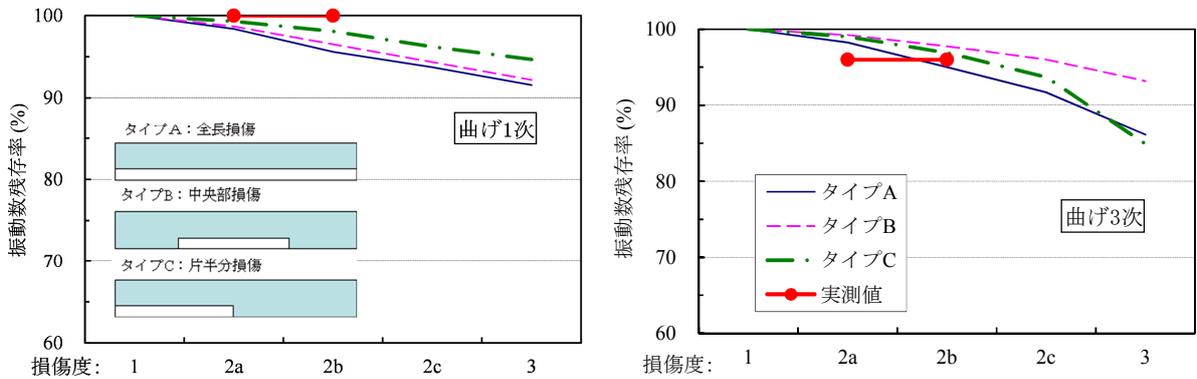
径間毎の振動数を比較した結果を表6.1.2に示す。これによると、振動次数が高次になるに従って、第2径間に対する第1径間の振動数(f_{s1}/f_{s2})が低下するのが確認された。この内、曲げ3次の振動モードである卓越振動4次の結果より、損傷による振動数の低下は4%ほどであった。前項(2)に示した本橋で

表 6.1.2 径間毎の振動数の比較

振動次数	卓越振動数(Hz)		f _{s1} /f _{s2}	振動モード
	第1径間 f _{s1}	第2径間 f _{s2}		
1次	4.3	4.3	1.00	曲げ1次
4次	30.2	31.5	0.96	曲げ3次

確認された材料劣化のうち、鋼材腐食に関しては振動数に変化を与えるものではないことから(4.3節および4.4節参照)、主桁下フランジコンクリートに生じたひび割れや断面欠損が振動数低下の要因になっていると推察される。

そこで、PCT桁橋の振動数に与える損傷状態の影響をより詳細に検討するため、第1径間で最も激しい損傷が生じているG3桁に着目し、3.2節に示した立体骨組みモデルにより固有値解析を行った。ここで、損傷状態としては剛性残存率(損傷度1は100%、損傷度2は材料劣化の状況に応じて40~85%、損傷度3は20%)と損傷範囲(タイプA:桁全長に渡り剛性低下、タイプB:桁中央で桁長1/2の範囲で剛性低下、タイプC:桁の片側半分範囲で剛性低下)を変化させることにした。損傷状態を変化させた固有値解析の結果を図6.1.3に示す。図には本橋で確認された損傷が損傷度2a~2b程度であるとして、曲げ1次は振動数残存率が100%、曲げ3次で96%の実測値を示した。これと固有値解析が合致する損傷範囲はタイプCの片半分損傷の状態であったものと



損傷度	損傷状態の例	剛性残存率
1	鋼材腐食	100%
2a	下フランジ 断面欠損 (例: 4章の図 4.3.2 の G3)	85%
2b	下フランジ ひび割れ (例: 4章の図 4.3.3 の G3)	60%
2c	主桁曲げひび割れ発生(鉄筋応力 100N/mm ²)	40%
3	部材降伏の開始	20%

図 6.1.3 損傷が振動数低下に及ぼす影響

推察される。また、タイプCの損傷状態が進行し、死荷重状態で曲げひび割れが生じても過度な応力が生じずに供用しうる状態（損傷度2c～3）に移行した場合、曲げ3次の振動数は6～15%ほど変化すると推定される。すなわち、本橋のような径間比較ができない場合でも、健全時の振動数が既知であれば異状を検知しうる可能性がある。

なお、曲げ3次のグラフにおいて損傷度が2から3に進行するとタイプAよりもタイプCの振動数残存率が急激に低下するが、これはタイプCでは振動のモードの腹にあたる位置で剛性低下を生じさせたことが影響していると考えられる。

なお、本橋の復元設計を行った結果、PC鋼材5本破断時点の耐力は管理限界（橋梁が保有すべき耐力の下限で、設計上の安全率が考慮されたもの）に対し1.01の余裕度、PC鋼材13本破断で同0.92（安全限界に対し1.66の余裕度）と算定され、管理限界に近い状態であったといえる。

単純梁状態における振動数変化

前述した振動測定は、格子構造として一体挙動する場合の異状検知について検討した。ここでは、単純梁状態としての振動特性を把握するため、劣化が比較的顕著である第1径間を対象とし、舗装の撤去および主桁の切断まで実施されていた状態にて実施した（写真6.1.3）。

耳桁は地覆がついたままのため、中桁（G2～G4）について振動計測を行った結果を表6.1.3に示す。この単純梁状態では重錘落下法だけでなく、常時微動法についても高次モードが取得できた。曲げ1次の実測値は健全時の計算値よりかなり大きくなっており、単純梁状態においても支承固着の影響があることが確認された。また、曲げ3次の実測値は健全時の計算値より3～7%小さくなり、塩害劣化による剛性低下が確認された。ただし、損傷度合いとの関連性は明確でなかった。



写真 6.1.3 主桁切断状態における振動測定の様子

表 6.1.3 固有振動数

	健全時の 計算値(Hz)	実測値(Hz)					
		常時微動			重錘落下		
		G2	G3	G4	G2	G3	G4
曲げ1次	3.82	5.4	5.4	5.2	5.4	5.3	5.4
曲げ3次	34.4	31.9	32.9	33.4	31.9	33.6	32.1

※計算値は単純支持梁の解（3章、表 3.1.5 の舗装なしの状態を参照）とする。

(4) まとめ

実際に使用されていたPCT桁橋の振動試験結果より、設計で想定している安全率内に収まるような損傷を受けた状態（一部の主桁剛性が80%程度まで低下した状態）であっても、健全時と対比することで高次モードの振動数の低下や振動形状の変化が実際に生じることが確認された。

6. 2 軸方向ひび割れの発生したPC橋の振動測定

(1) 目的

近年コンクリート橋において、軸方向ひび割れの発生についての報告が多い。軸方向ひび割れを生じている橋梁の構造性能を評価するためには、発生したひび割れが構造性能へどのように影響しているかを反映しなければならないが、このひび割れの評価手法が明確にされていない。そこで、軸方向ひび割れの発生が確認されたA橋とB橋について各種調査を行うとともに、構造性能の評価として振動測定を実施した。

(2) A橋の調査

A橋は、図6.2.1に示すようにPC2径間単純プレテンション中空床版形式（建設省ホロー桁と呼ばれるタイプ）の道路橋で、1983年に建設され供用29年が経過する。橋梁点検時に異常なひび割れが多数発見されたため、詳細な調査が行われた。

ひび割れの実態調査：ひび割れの特徴は、主に軸方向であること、主桁全面に発生していること、外桁の劣化度合いが大きいことが挙げられる（図6.2.2）。表面ひび割れ幅は最大2.0mmを超えており、主桁側面のひび割れ位置では、目視できるほど膨張しており、ASRが疑われた（写真6.2.1）。また、コア削孔（φ25）による調査を行った結果、ひび割れ深さは52～58mmであり、せん断補強筋の付近にまで達することが確認された（図6.2.3）。ただし、主桁側面の軸方向ひび割れがウェブを貫通していないことから、構造性能（主桁剛性の大幅な低下やせん断補強筋の破断等）への影響はそれほど懸念されないと判断された。

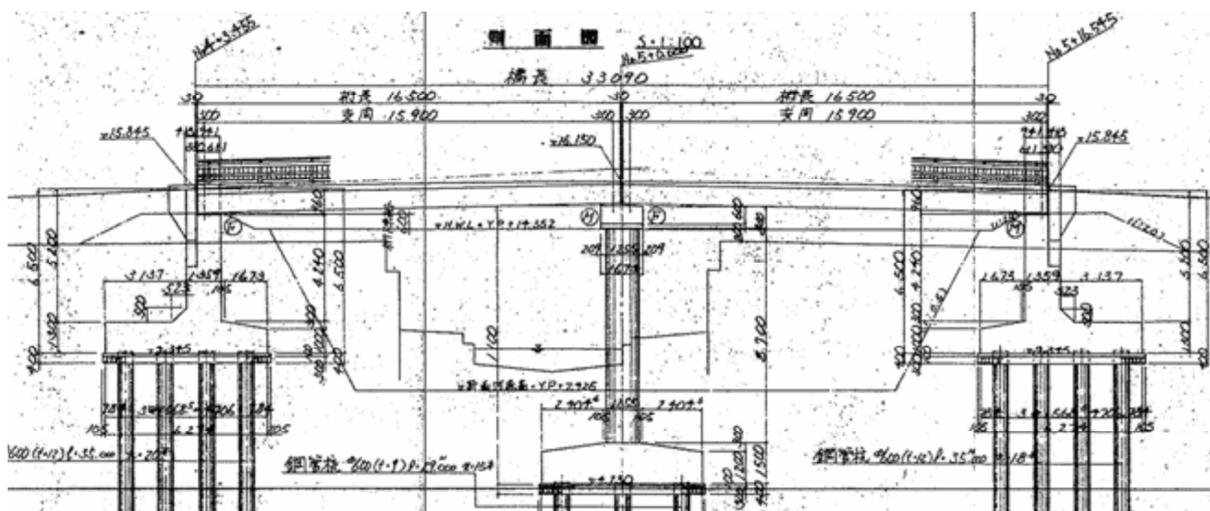


図 6.2.1 A橋側面図

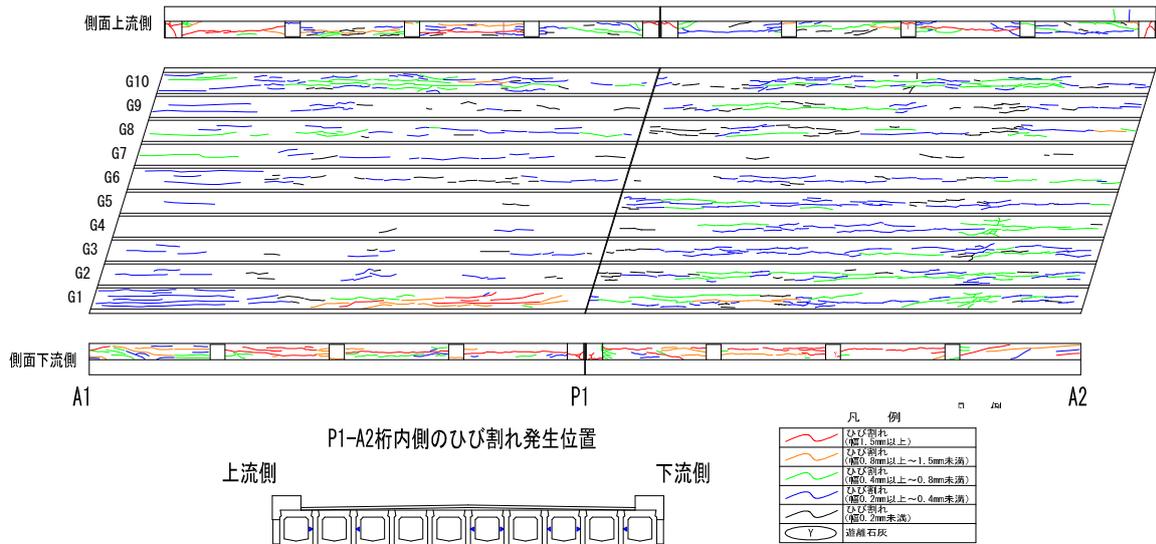


図 6.2.2 ひび割れ状況



写真 6.2.1 外桁側面に発生した軸方向ひび割れ

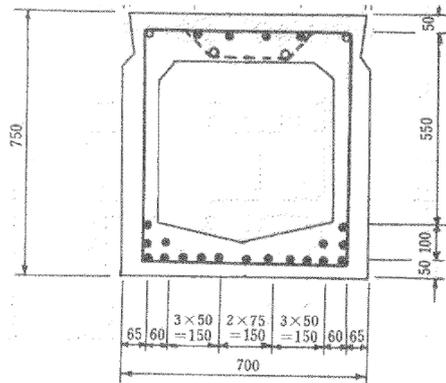


図 6.2.3 想定される主桁断面形状

ASR調査：主桁側面のひび割れを含むコアを採取し、実体顕微鏡、走査顕微鏡(SEM)観察、エネルギー分散型X線装置(EDS)分析を実施した。実体顕微鏡から、粗骨材の多くに反応リム、白色および透明な滲出物、骨材粒子のひび割れが確認された。透明な滲出物が認められた骨材粒子の二次電子像を写真6.2.2に示すが、滲出物はゼリー状であり、成分分析の結果を含め、Si(ケイ素)を主成分としたASRにより生成したゲルであると判断した。また、採取したコアの強度試験結果より、圧縮強度の実測値は 68.8N/mm^2 と設計 50N/mm^2 を上回るに對し、静弾性係数の実測値は 20.4kN/mm^2 と設計 33kN/mm^2 を大きく下回ることから、軸方向ひび割れはASRによりコンクリートが膨張した際に、鉄筋に拘束されていないかぶり部に生じたものと判断される。

振動測定：サーボ型加速度計を使用し、橋梁の固有振動数を衝撃加振法および常時微動により計測し、健全性評価を試みた。振動測定の結果と3次元のFEMおよび骨組みモデルによる解析結果を表6.2.1に示す。

加振、常時微動の測定値は概ね一致し、鉛直1~3次ともFEMによる固有値解析とほぼ同値かそれ以上の値となった。このことから、本橋では軸方向ひび割れが多数生じているものの、主桁剛性の低下は認められないことが確認された。このことは、静的載荷試験を実施し、たわみやひずみ測定を行った結果からも軸方向ひび割れによる剛性低下の懸念が考えにくい結果となることと一致する。

なお、骨組みによる固有値解析がFEMのそれと乖離する結果になったが、これは本橋の場合は格子構造ではなく、版構造であるためと考えられ、固有値解析のモデル化については注意を要するといえる。

(3) B橋の調査

B橋は、図6.2.4、6.2.5に示すようにPC2径間連続ポストテンション方式中空床版形式の自転車・歩行者専用の跨道橋で、1980年に建設され供用32年が経過する。橋面レンガ舗装の浮き(写真6.2.3)や主桁側面の軸方向ひび割れが多数みられたため(写真6.2.4)、詳細な調査が行われた。

ひび割れの実態調査：ひび割れの特徴としては、図6.2.6に示すように桁側面ハンチ部に最大幅3mmに達する多数の軸方向ひび割れが見られることであるが、桁下面にも幅0.3~0.4mmの軸方向ひび

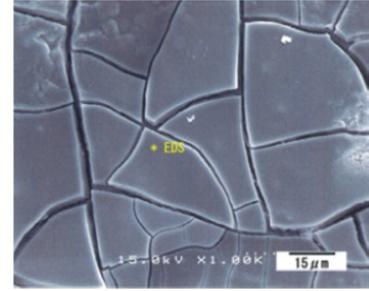


写真 6.2.2 骨材周辺の二次電子像

表 6.2.1 A橋の振動測定結果

次数	モード形状	実測値		解析値 (健全時)	
		加振	常時微動	FEM	骨組み
M1	鉛直1次	7.22	7.34	7.31	8.13
M2	ねじり1次	11.88	12.00	12.65	10.57
M3	鉛直2次	25.78-26.34	25.97-26.97	22.99	22.97
M4	ねじり2次	32.06	32.34	30.75	25.97
M5	判別不可	44.88	44.97	39.06	36.92
M6	鉛直3次	53.00-54.72	-	52.18	42.11

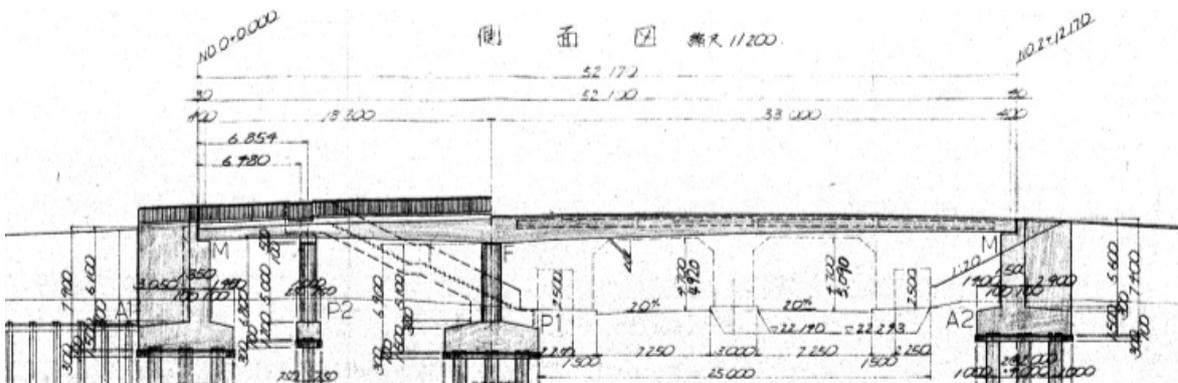


図 6.2.4 B橋側面図

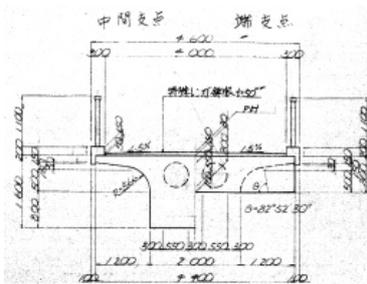


図 6.2.5 B橋断面図



写真 6.2.3 橋面状況



写真 6.2.4 桁側面状況

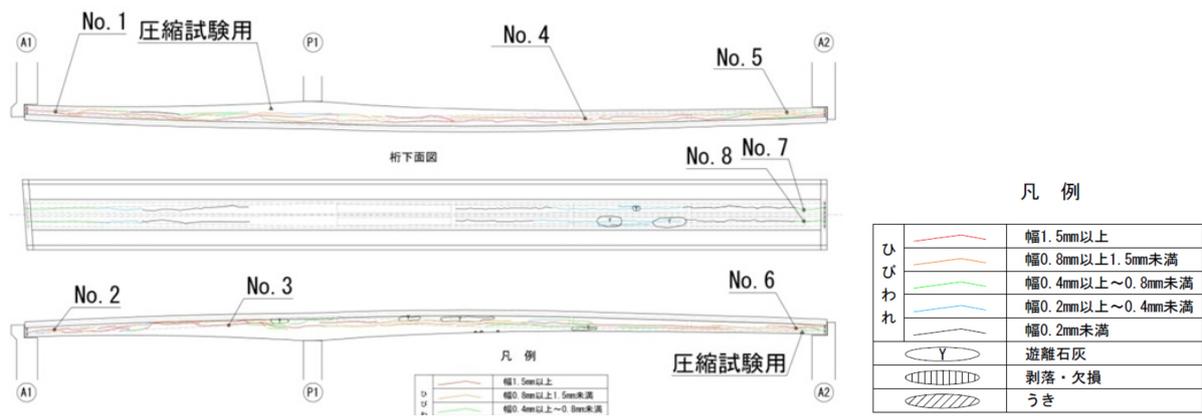


図 6.2.6 ひび割れ調査結果

表 6.2.2 B 橋に生じている軸方向ひび割れの幅と深さ(単位 : mm)

調査項目	コア位置		桁側面(ハンチ部)				桁下面	
	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6	No.7	No.8
表面ひび割れ幅	3.0	3.0	1.5	1.5	1.1	2.0	0.4	—
ひび割れ深さ	106	49	72	78	72	89	5	—
備考		下側へ進展		上側へ進展			下面	ポイド 水抜き用

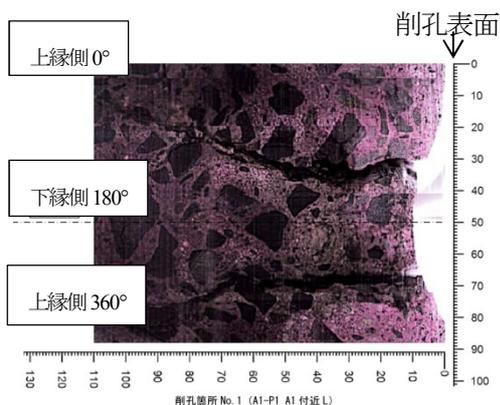


写真 6.2.5 No.1 コア削孔内部の軸方向ひび割れ

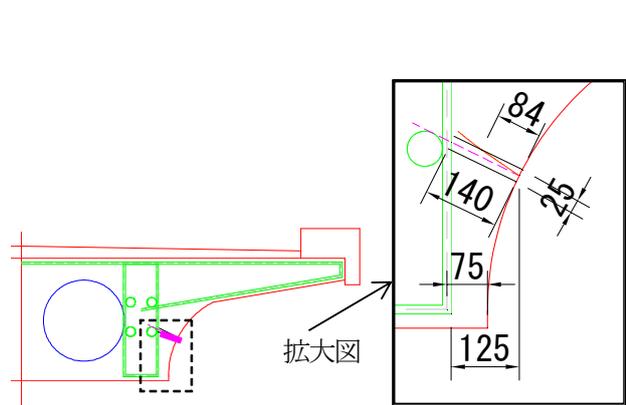


図 6.2.7 軸方向ひび割れの断面模式

割れが生じていた。また、コア削孔 (φ25) によりひび割れ深さを調査した結果を表 6.2.2 に示す。桁側面ハンチ部ではひび割れ深さが 72~106mm (写真 6.2.5, コア削孔内を棒状スキャナにより撮影) に達することが確認されたが、桁側面から 140mm の位置にあるせん断補強筋までには到達していない (図 6.2.7)。一方、桁下面の軸方向ひび割れの深さは約 5mm とごく表面のひび割れであった。なお、ハンチ部のひび割れ幅が 3mm にも達したのは、図面上、ハンチ筋など補強鋼材がまったく配置されておらず、無筋コンクリートであったことが要因の一つとして挙げられる。

ASR調査 : PC 橋に発生する軸方向ひび割れには様々な要因が挙げられるが、近隣の同年代に施工されたコンクリート橋で ASR による劣化事例が複数確認されたことから、本橋も ASR が疑われた。ハンチ部より採取したコアを観察すると、粗骨材の多くに反応リムや白色の滲出物が確認された (写真 6.2.6)。



写真 6.2.6 採取コアの破断面

また、採取コアについて強度試験を行った結果、劣化部については圧縮強度に対する静弾性係数の比が健全部に比べて相当に小さくなることが確認された（図 6.2.8）。なお、中空部には水の滞水はなく、ASR促進の要因である水は、サークル状のハンチ外周を伝って供給されたものと考えられる。

振動測定：サーボ型加速度計を使用し、衝撃加振法と常時微動法による振動測定を行い、健全性評価を試みた。

表 6.2.3 に振動測定結果を示す。鉛直 1～5 次とも固有値解析とほぼ同値かそれ以上の値となり、前出のプレテンションホロー桁と同様に、軸方向ひび割れによる著しい剛性低下の懸念は考えにくい結果が得られた。

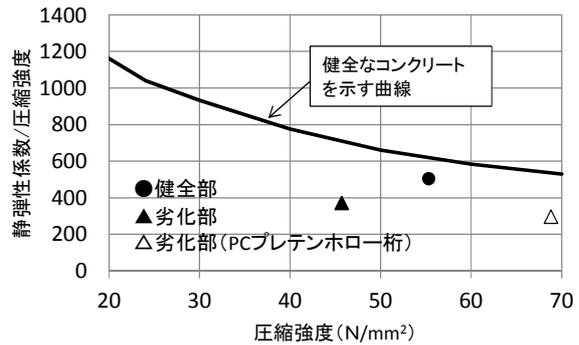
（4）まとめ

A 橋および B 橋で確認された軸方向ひび割れは外観上著しいものであったが、ひび割れ深さはせん断補強筋程度にとどまっており、振動測定あるいは載荷試験より、橋梁としての剛性に大きな変化はないことが確認された。このことから、現時点では構造性能の大幅な低下を考慮しなければいけない状態ではなく、現在の供用範囲において耐荷性能には問題ない状態と推定される。

6. 3 曲げひび割れの発生した PC 橋の振動測定

（1）橋梁概要および測定目的

本橋は静岡県静岡市に位置する重交通のある道路橋である。特に、下り線は駿河湾に近接することから塩害を受け、過去に断面修復や保護塗装がなされてきた（図 6.3.1、表 6.3.1）。また、最も海側の G4 桁に複数の曲げひび割れの発生と他の桁より支間中央が 30～40mm 程のたわみが確認され、2011 年に外ケーブル補強が実施されることになった（写真 6.3.1）。この外ケーブルの緊張前後で振動測定を行うことにより、補強効果を確認できるかについて検討した。また、外ケーブル補強後、再度、曲げひび割れが生じ、2014 年に下り線が撤去されることになったので、撤去前（補強 3 年後）に再び振動測定を行い、外ケーブル補強効果の経時変化について検証することにした。



※曲線は設計値から求めた。

図 6.2.8 圧縮強度と静弾性係数の関係

表 6.2.3 B 橋の振動測定結果

mode	常時微動	加振試験	解析値 (健全時)
鉛直 1 次	2.56	2.58	2.15
鉛直 2 次	6.93	7.01	5.87
鉛直 3 次	9.36	9.34	8.76
橋直 1 次	—	12.09	10.08
鉛直 4 次	17.37	18.34	16.45
鉛直 5 次	26.43	23.51	22.45

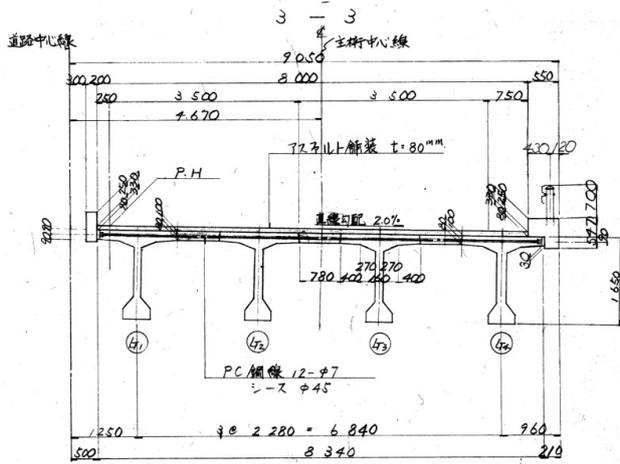


図 6.3.1 和瀬川橋下り線の断面図

(2) 振動測定の結果

MEMS型加速度計⁷⁾を各主桁8等分点と橋梁外に設置し(写真6.3.2), 常時微動法と重錘落下法を実施した結果の一例を図6.3.2に示す。今回の測定では, 常時微動法と重錘落下法の卓越振動数がほぼ一致し, 常時微動法でも卓越3次(曲げ3次と推定)と高次の振動モードを捉えることができた。また, 橋梁外に設置したMEMS型加速度計から得られた応答スペクトルを確認した結果, 卓越1次(曲げ1次と推定)と一致する卓越振動が起きていることが判明した。すなわち, 本橋の卓越1次振動は周辺地盤振動の影響を受けている可能性があり, 3章で確認された常時微動法と重錘落下法の卓越1次振動数の乖離は周辺地盤振動数と主桁固有振動数の乖離に起因する可能性もある。

加振点を6/8点とし, 外ケーブルの補強前に重錘落下法により振動測定を行った結果を図6.3.3に示す。G1桁(曲げひび割れが生じていない健全桁)に比べ, G4桁(曲げひび割れが生じた劣化桁)は高次モードほど小さくなっていることがわかる。また, G4桁に生じている曲げひび割れは主に支間中央に集中している。つまり, 曲げ3次の振動モードの腹に当たる部分と曲げひび割れが一致することから, 曲げ3次の振動数の低下につながったものと推察される。

表 6.3.1 橋梁諸元

構造種別	PC 単純ポストテンション方式T桁橋
橋 長	30.00m
支間長	29.25m
有効幅員	上り線 7.4m, 下り線 8.0m
竣工年次	上り線 1971年, 下り線 1978年
実施年次	2011年 外ケーブル補強前後 2014年 撤去前



写真 6.3.1 外ケーブル緊張状況

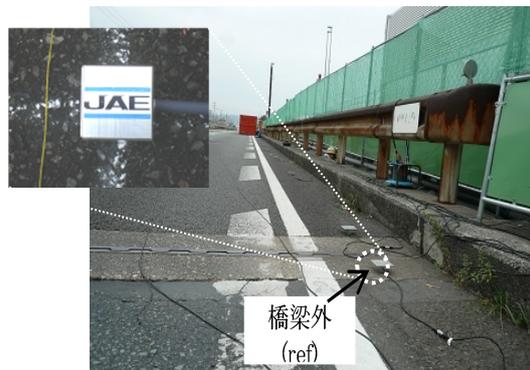


写真 6.3.2 加速度設置状況

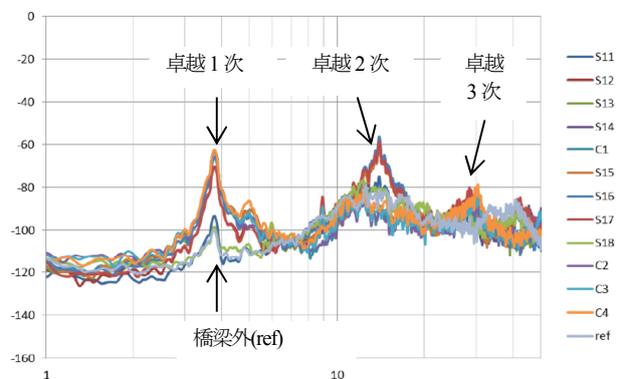


図 6.3.2 常時微動法による応答スペクトル

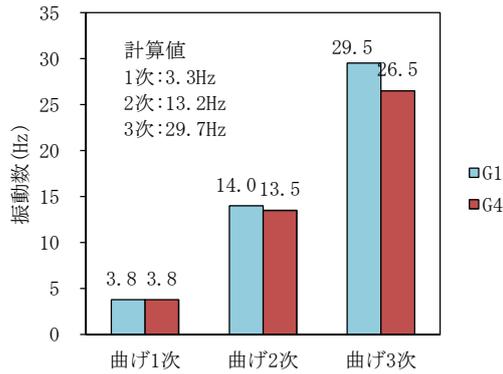


図 6.3.3 補強前の振動測定結果

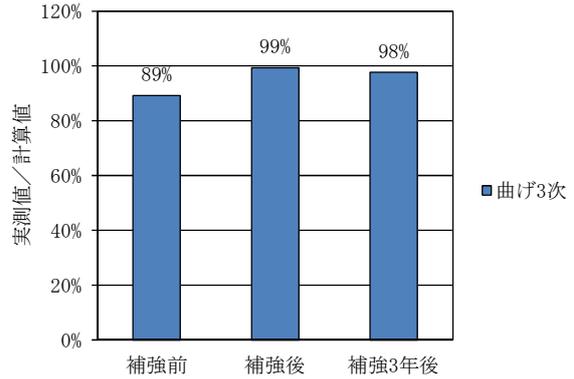


図 6.3.4 曲げ3次振動数の推移 (G4 桁)



写真 6.3.3 G4 桁支間中央付近の撤去桁のひび割れ状況 (左) と切断面の状況 (右)

曲げ3次に着目し、外ケーブル補強前、補強後、補強3年後の振動数の推移を図6.3.4に示す。補強前の振動数は計算値の89%（主桁の剛性低下率は79%）であったのに対し、補強後および補強3年後は98～99%となっている。したがって、外ケーブル補強を実施した効果は、撤去時点まで継続していることが確認された。

(3) まとめ

本橋供用中において、外ケーブル補強前のG4桁は死荷重時に対し健全時（全断面有効時）の主桁剛性の80%に低下していたものが、補強後には概ね100%（全断面有効）に回復したものと推察される。また、補強後に曲げひび割れが再び増加したことから、外ケーブルによる補強効果は死荷重状態におけるプレストレスの回復は達成したものの、活荷重時にひび割れ発生を完全に制御する状態までのプレストレスの回復には至らなかったものと推察される。

なお、別途載荷試験の結果より、外ケーブル補強前後2011年によりG1～G3桁は十分な耐荷力を有することと、G4桁についてはプレストレスが設計の60%程度となっていることが確認されている。この原因としては本橋撤去後の解体調査により、G4桁についてはPC鋼材の一部に切断面からの引込みが無く、プレストレスが小さかった可能性が考えられる（写真6.3.3）。また、曲げひび割れがG4桁に集中して発生した理由は、重交通路線であるとともに片勾配の最も低い側に位置しかつ荷重分配の悪い外桁であるG4桁には想定以上の輪荷重が繰返し載荷されたことも想像される。

6. 4 本章のまとめ

損傷レベル1～2に相当する材料劣化を生じたPCT桁橋の振動測定を実施した結果、次のことが確認された。

- ・ 塩害劣化が進行したケースや曲げひび割れが生じたケースでは（いずれも一部の主桁剛性が80%に低下）、健全桁に比べ、曲げ3次振動数が5～10%ほど低下した。また、曲げひび割れが生じたケースについては、外ケーブル補強による主桁剛性の回復を振動数の変化として捉えることができた。
- ・ 軸方向ひび割れが生じたケースでは振動数の低下を捉えることができなかった。これは、ひび割れ深さがかぶり程度であり、耐荷性が損なわれるような状態でなかったためと考えられる。

以上より、損傷レベル1～2のPC橋であっても、主桁の剛性低下が顕在化した段階で高次モードの振動数を把握することにより、異状を検知しうるようになった。

なお、橋梁の振動は周辺の地盤振動の影響を受けるため、特に振幅の小さい常時微動法によって振動測定を行う場合には注意を要する。

6章の参考文献

- 1) H. Abdul Razak, F.C. Choi: The effect of corrosion on the natural frequency and modal damping of reinforced concrete beams, *Engineering Structures* 23, pp.1126-1133, 2001
- 2) 例えば、岩崎ほか：支点状態を考慮した既設鋼板桁橋の簡易健全度評価に関する一考察，*構造工学論文集* Vol. 53A, pp.727-738, 2007.3
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説IIIコンクリート橋編，2002.3
- 4) 土木学会：2007年制定コンクリート標準示方書【設計編】，2008.3
- 5) 山路ほか：Excelを用いたコンクリート構造物の塩害劣化予測手法，*セメント・コンクリート*No.773, pp.22-28, 2011.7
- 6) 西村ほか：橋梁の損傷評価における力学的挙動の有効性，*土木学会論文集*，第380号，pp.355-364，1987.4
- 7) 富岡ほか：MEMS型加速度計によるプレストレスコンクリート橋の振動測定，第67回土木学会年次学術講演会V-063，2012.9

7章 結 論

7. 1 本研究の成果

本研究では振動測定により既設 PC 橋の異状を検知するための各種検討を行い、次のことが確認された。

(1) 振動測定手法の検討

- 実橋の振動測定を行った結果、支間 30m 程度以下の PCT 桁橋では加振方法によって得られる振動特性が異なることがあった (表 7.1.1)。
- 常時微動法や車両走行法で得られる固有振動数は低次モードに限られることがあったが、重錘落下法であれば常に曲げ 3 次などの高次振動数を取得することができた。
- 支承固着がある場合は、固着の度合いが曲げ 1 次振動数に与える影響が大きく、一方、曲げ 3 次振動数への影響は小さかった。

表 7.1.1 振動測定における加振方法の適用性 (PCT 桁橋)

項目	車両落下法	重錘落下法	常時微動法
加振および測定作業の容易性	△～× (車両が必要)	○ (人力で加振可能)	○ (加振作業は不要)
高次振動モード取得の可否	× (不可)	○ (可能)	○～△ (センサ精度に依存)
振動測定結果への影響の有無	△～× (車両重量や自身の固有振動が影響する)	○ (特に影響なし)	△ (周辺地盤振動の影響を受ける場合がある)

○：適用性が高い，△：適用できる場合とそうでない場合がある，×適用不可

(2) 損傷レベルと振動数変化の検討

- 立体 FEM を用いた固有値解析を行った結果、主桁コンクリートの断面欠損や貫通ひび割れは振動数の変化として現れるが、PC 鋼材腐食やプレストレス低下はこの要因のみでは振動数の変化として捉えることができなかった。
- 腐食 PC 梁の実験を行った結果、PC 鋼材の腐食量が平均 10%、せん断補強筋の腐食量が平均 15%に達している場合においても、健全な PC 梁と比べ振動数の低下を捉えることができなかった。
- 撤去 PC 部材の載荷実験の際に振動測定を行った結果、部材全体が降伏するような損傷状態であれば曲げ 1 次振動数の大幅な低下が確認された。一方、局所的な損傷が生じている場合は曲げ 1 次振動数の変化として現れないものの、損傷状況によっては曲げ 3 次振動数の変化として捉えることができた。

(3) 振動測定による既設 PC 橋の異状検知の検討

- 損傷レベル 3 に相当するような力学的損傷を大きく受けた PC 橋では、損傷の著しい径間では曲げ 1 次や 3 次の振動数の低下が最大 30% に達するなど、振動測定により異状を明瞭に捉えることができた。
- 損傷レベル 1～2 に相当する PC 橋で塩害劣化が進行したケースや曲げひび割れが生じたケースでは（いずれも一部の主桁剛性は 80% に低下していると考えられる）、健全桁に対し曲げ 3 次振動数が 5～10% ほど低下するなど、振動測定により異状を捉えることができた。
- 損傷レベル 1～2 に相当する PC 橋のうち、軸方向ひび割れの生じたケースでは振動数の低下を捉えることができなかった。これは、ひび割れ深さがかぶり程度であり、主桁の剛性が損なわれるような状態でなかったためと考えられる。

なお、振動測定により異状を検知したい損傷レベルを表 7.1.2 に再掲する。

表 7.1.2 異状を検知したい損傷レベル（再掲）

損傷のレベル		維持管理のレベル
1	鋼材腐食の始まり	予防保全
	ひび割れの始まり	補修の判断
2	鋼材腐食による断面減少	事後保全
	コンクリートの断面欠損	補修・補強の判断
3	鋼材が降伏	安全管理
	剛性の大幅な低下	通行止・架替判断

注) この表は、塩害による劣化損傷を対象に本研究にて提案するものであり、実際に供用されている PC 橋の管理に用いられているものではない。

7. 2 今後の展望

本研究を通じ、振動測定により高次振動モードを取得し、かつ、解析的に求めた健全時の振動数と対比することで、主桁の剛性低下が顕在化した PC 橋の異状を検知しうるということがわかった（表 7.2.1）。

表 7.2.1 振動測定により検知しうる損傷の種類

損傷のレベル	検知しうる損傷の例	検知できない損傷の例
1～2	広範囲のコンクリート断面欠損 橋軸方向に分断する貫通ひび割れ 曲げひび割れ たわみ増加	PC 鋼材腐食 プレストレス低下 部分的な断面欠損 かぶり程度までのひび割れ
3	部材全体が降伏	桁端部などの局所的な破壊
備考	主桁の剛性低下を伴うケース	主桁の剛性低下を伴わないケース

これにより、本手法による振動測定は以下の可能性を秘めるものと考えられる。

- 劣化が顕在化し、尚且つ、劣化の進行が懸念される PC 橋において定期的に振動数を測定することで、劣化の進行に伴う PC 橋の剛性低下を捉えうる。
- 車両載荷試験に比べ、振動測定は非破壊で安全かつ容易に PC 橋の健全性を評価しうる。

なお、振動測定による PC 橋劣化進行の検知可能時期のイメージを図 7.2.1 に示す。

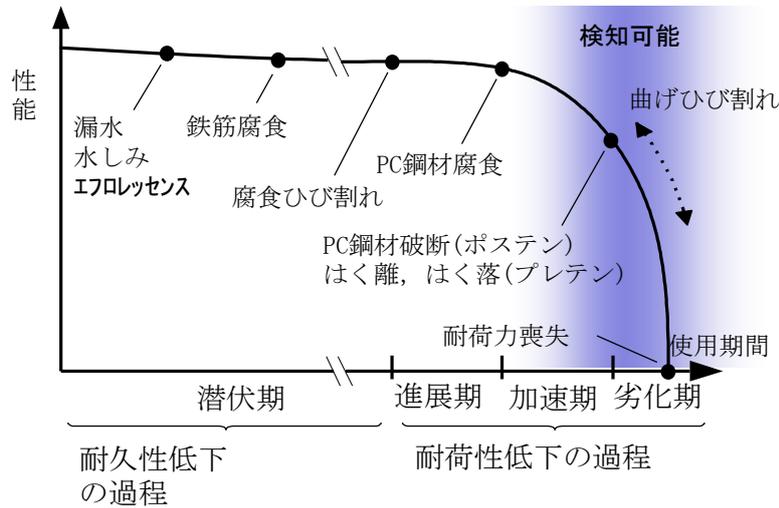


図 7.2.1 振動測定による PC 橋劣化進行の検知可能時期のイメージ

今後は、本手法による異状の推定にあたり高次モード取得のための振動測定手法や健全時の振動数把握のための固有値解析手法を実務ベースに落とし込むための取り組みが必要であるとともに、振動測定の更なる技術開発を推進することを通じ、メンテナンスコストの最小化を目指すことが望まれる。

付 録

付録 A 既設 PC 橋の振動波形資料

1. 概要.....	62
2. 載荷位置の比較.....	63
3. 径間の比較.....	66
4. 加振方法の比較.....	68

1. 概要

2010年、能生大橋にて実施した振動測定により取得された振動波形の代表例を示す。

加振方法は、車両落下法、常時微動法、重錘落下法とし、加振点および計測点は図1.1の通り。

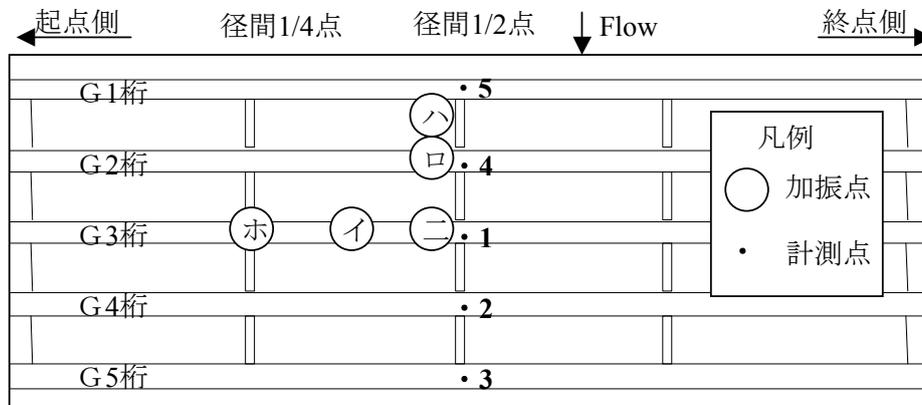


図 1.1 加振点および計測点

2. 載荷位置の比較

第1径間において、車両落下法による振動測定を行った結果を以下に示す。

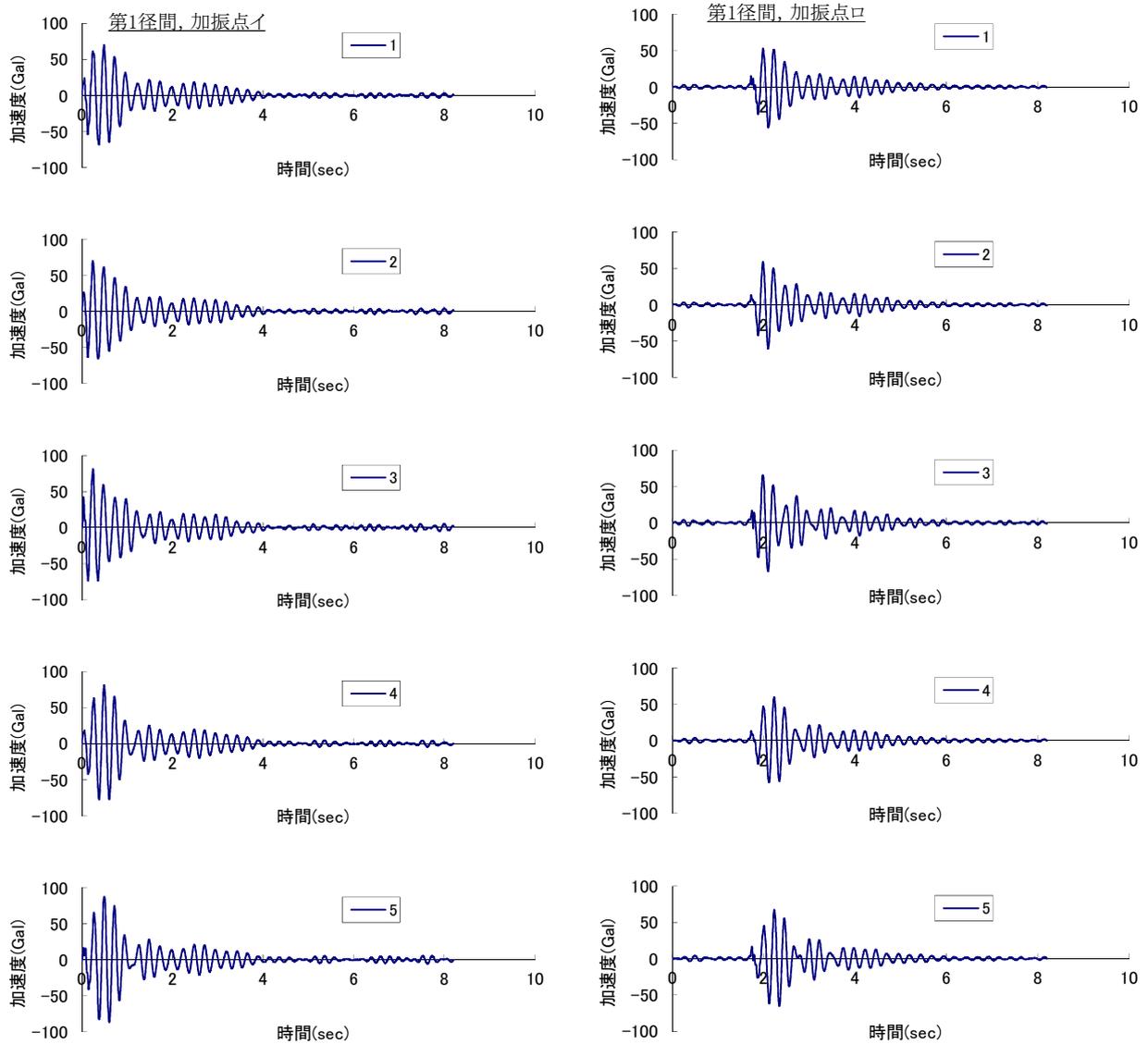


図 2.1 加振点イ・ロの振動波形 (車両落下法)

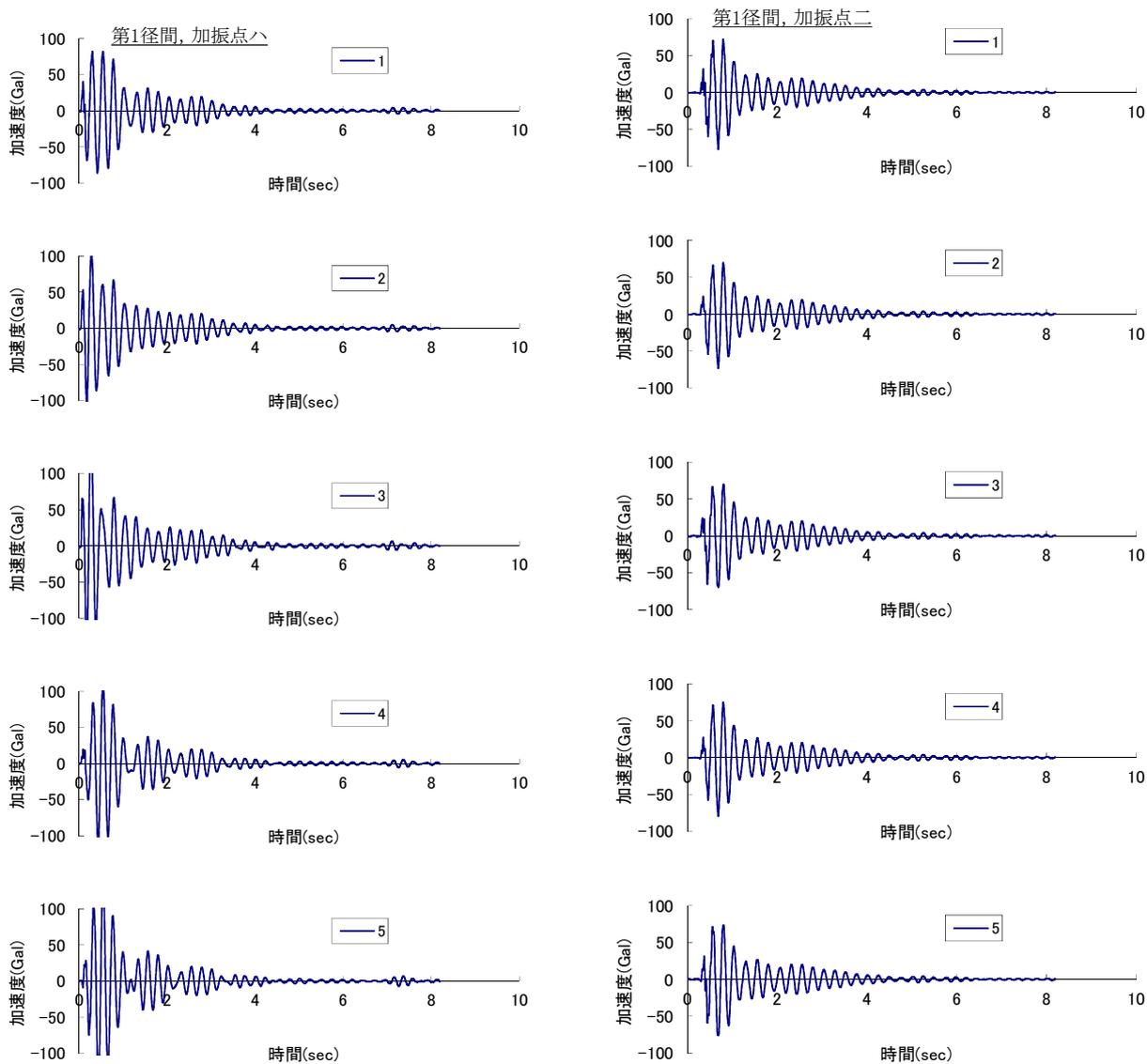


図 2.2 加振点ハ・ニの振動波形 (車両落下法)

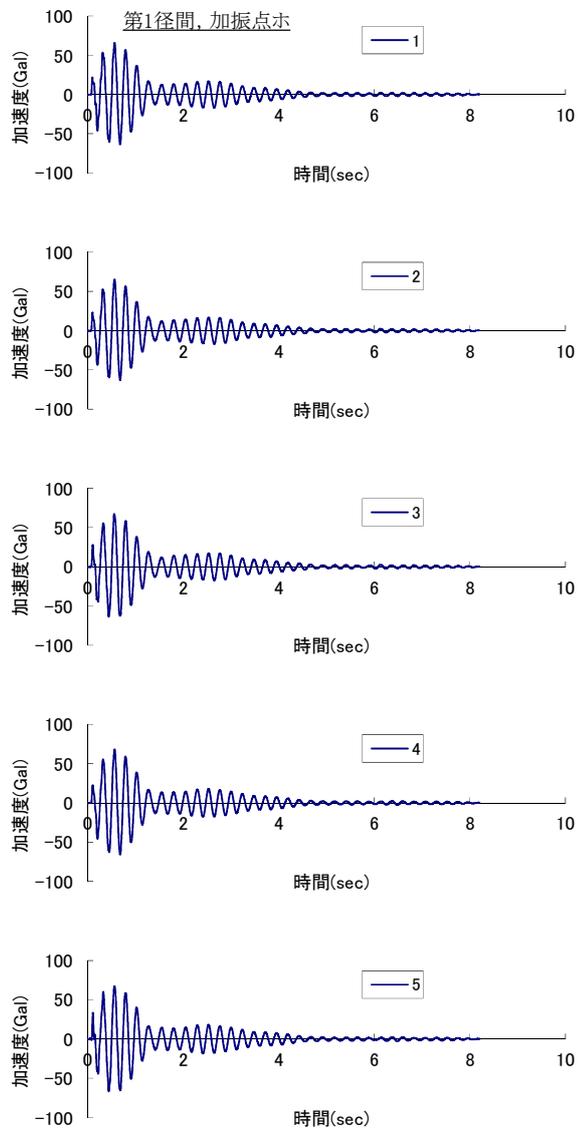


図 2.3 加振点ホの振動波形（車両落下法）

3. 径間の比較

第1, 2, 4, 5 径間において, 車両落下法による振動測定を行った結果を以下に示す。加振点は二である。

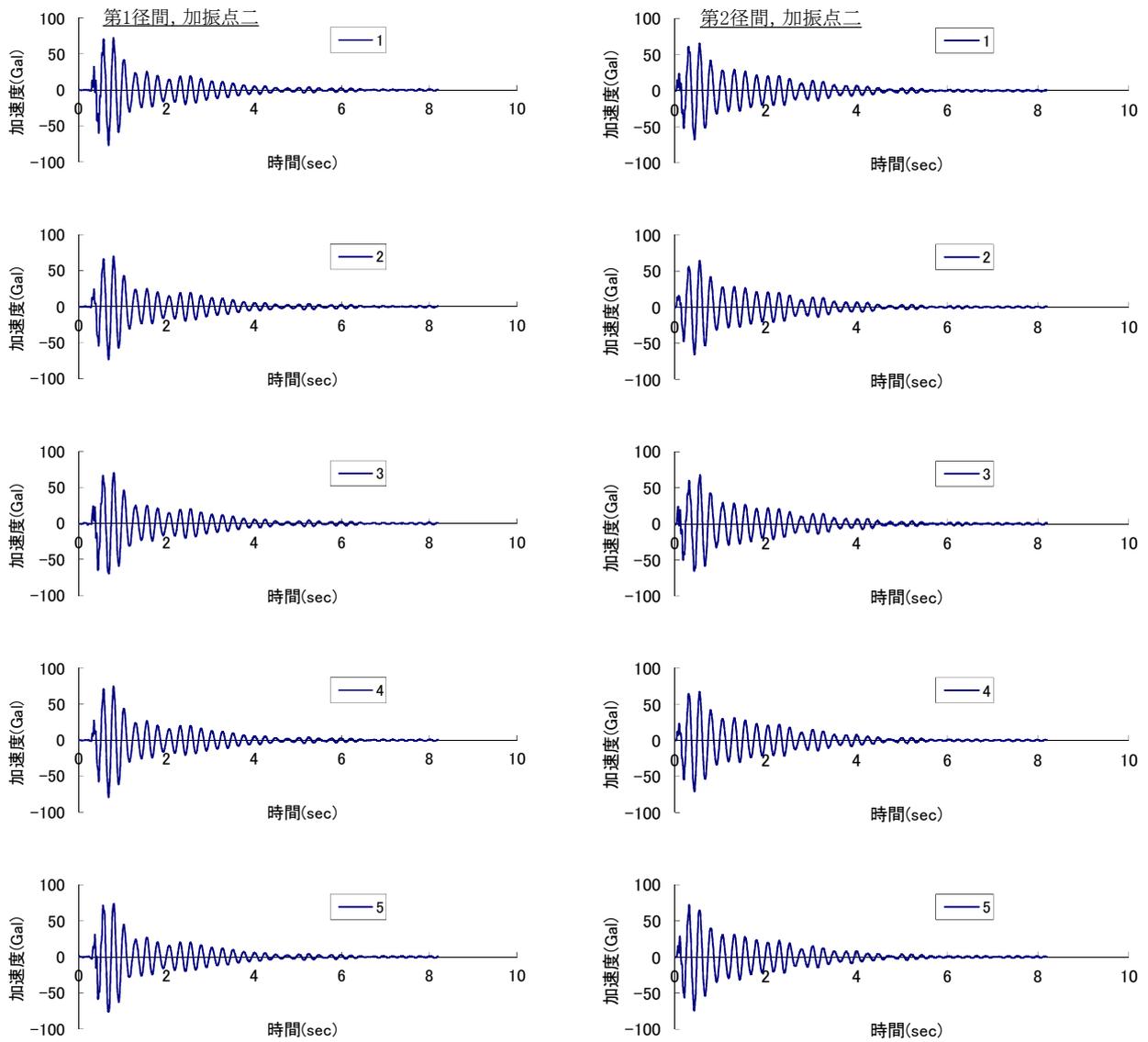


図 3.1 第1, 2 径間の振動波形 (車両落下法)

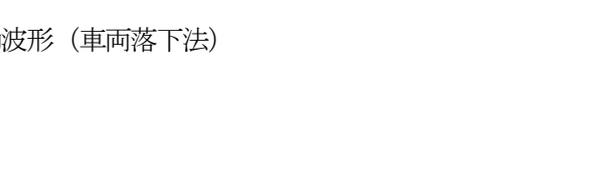
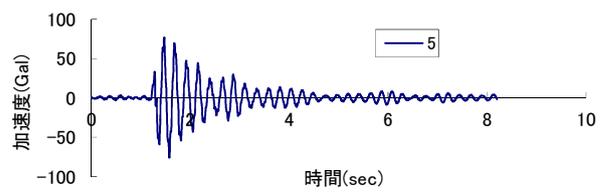
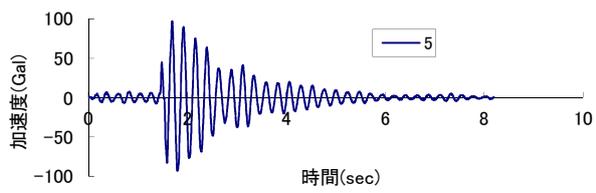
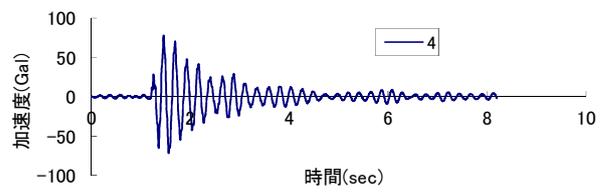
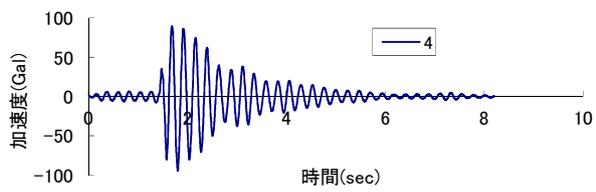
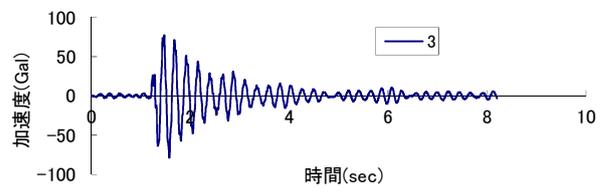
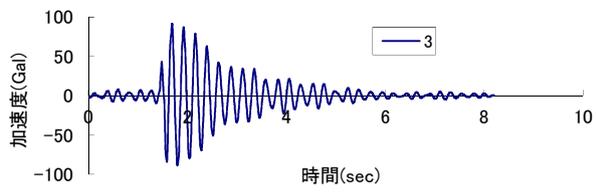
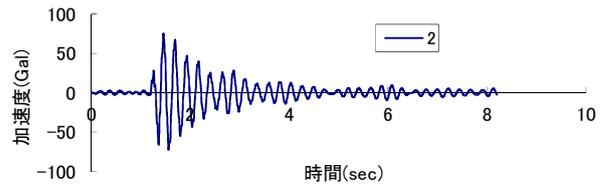
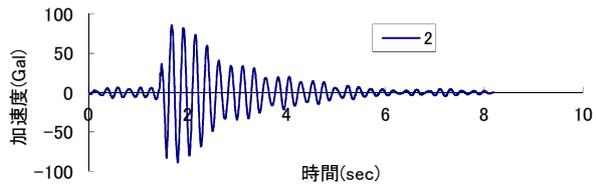
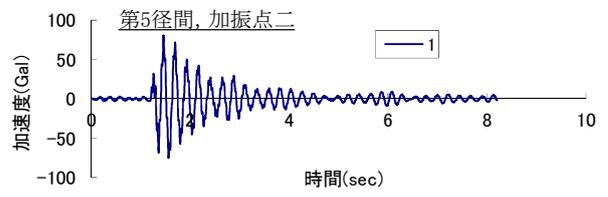
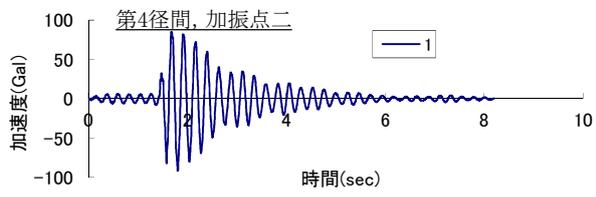


図 3.2 第 4, 5 径間の振動波形 (車両落下法)

4. 加振方法の比較

第1径間にて実施した結果を以下に示す。なお、加振点は二である。

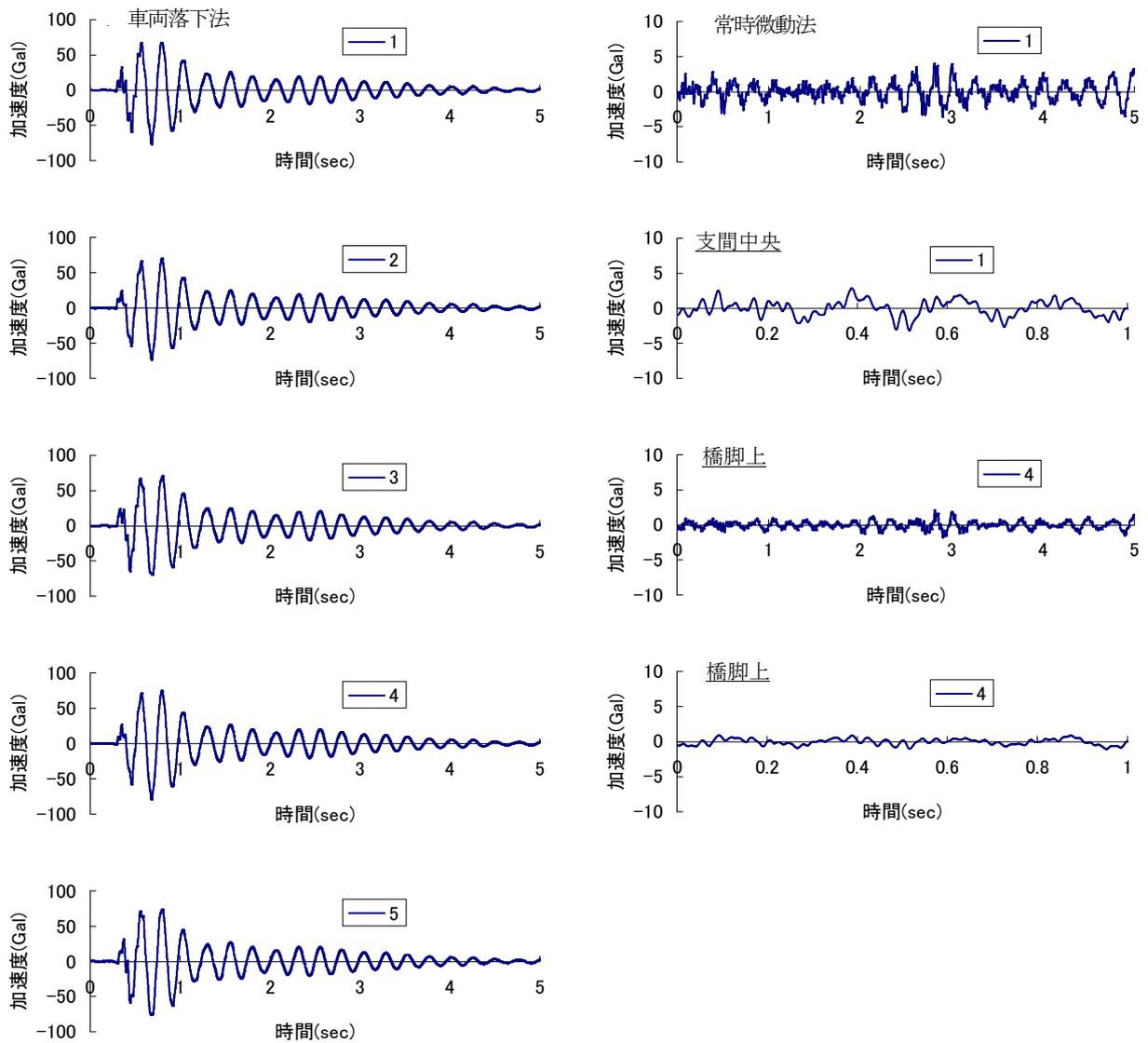


図4.1 車両落下法と常時微動法の振動波形

重錘落下法の結果を以下に示す。

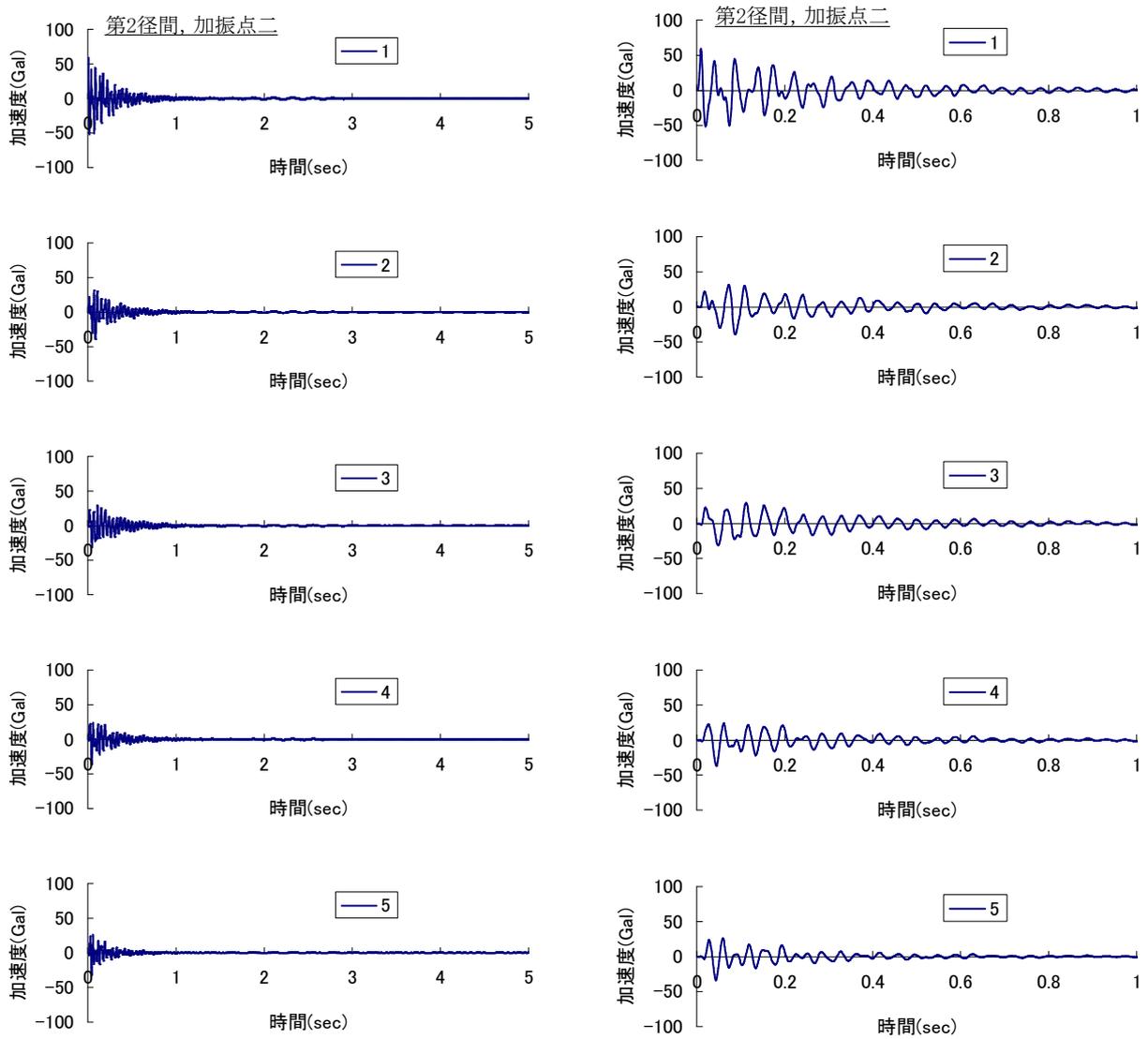


図 4.2 重錘落下法の振動波形

付録B 材料劣化が生じるモデルの解析検討資料

1. 概要.....	72
2. 解析条件.....	78
2. 1 基本方針.....	78
2. 2 解析モデル.....	79
2. 3 物性値.....	84
2. 4 境界条件.....	86
2. 5 損傷モデル条件.....	87
3. 解析結果.....	94
3. 1 解析結果集計.....	94
3. 2 主桁上端モード比較.....	95
3. 3 固有値解析結果.....	102

1. 概要

本検討は、竣工図面より復元した能生大橋のモデル（健全モデル）と現況（損傷モデル）の振動特性（振動数・モード形状）を比較することにより行う。モデル化の対象は図 1.1 に示す PC ポストテンション単純 T 桁橋（5 主桁）の内 A1～P1 径間とし、部材形状および PC 鋼材配置は図 1.2 に示す通りである。

損傷状態は、既往の点検結果や解体時の損傷状態調査等より図 1.3～図 1.5 のように推定し、モデル化を行う。解析ケースを表 1.1 に示す。

表 1.1 解析ケース

解析ケース	損傷状態	損傷のモデル化
Case-1	健全(損傷なし)	基本モデル
Case-2	主桁コンクリートの欠損・補修	欠損部メッシュ削除
Case-3	主桁コンクリートのひび割れ	ひび割れ位置二重節点
Case-4	主桁 PC 鋼材の腐食・欠損	PC 鋼材断面積の低減
Case-5	主桁 PC 鋼材の緊張力導入	緊張力による幾何剛性を考慮
Case-6	支承の劣化	可動支承を固定支承に変更

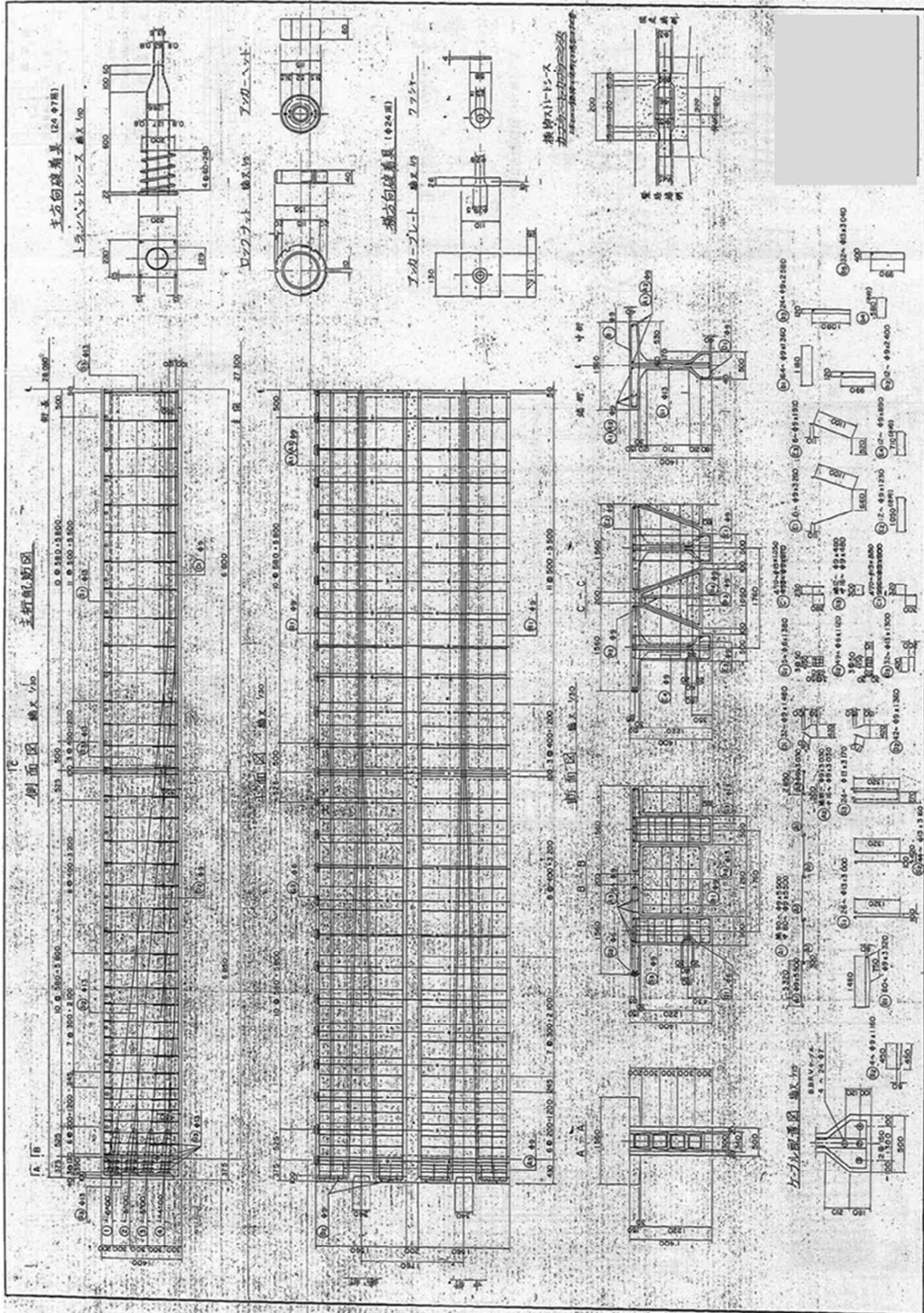
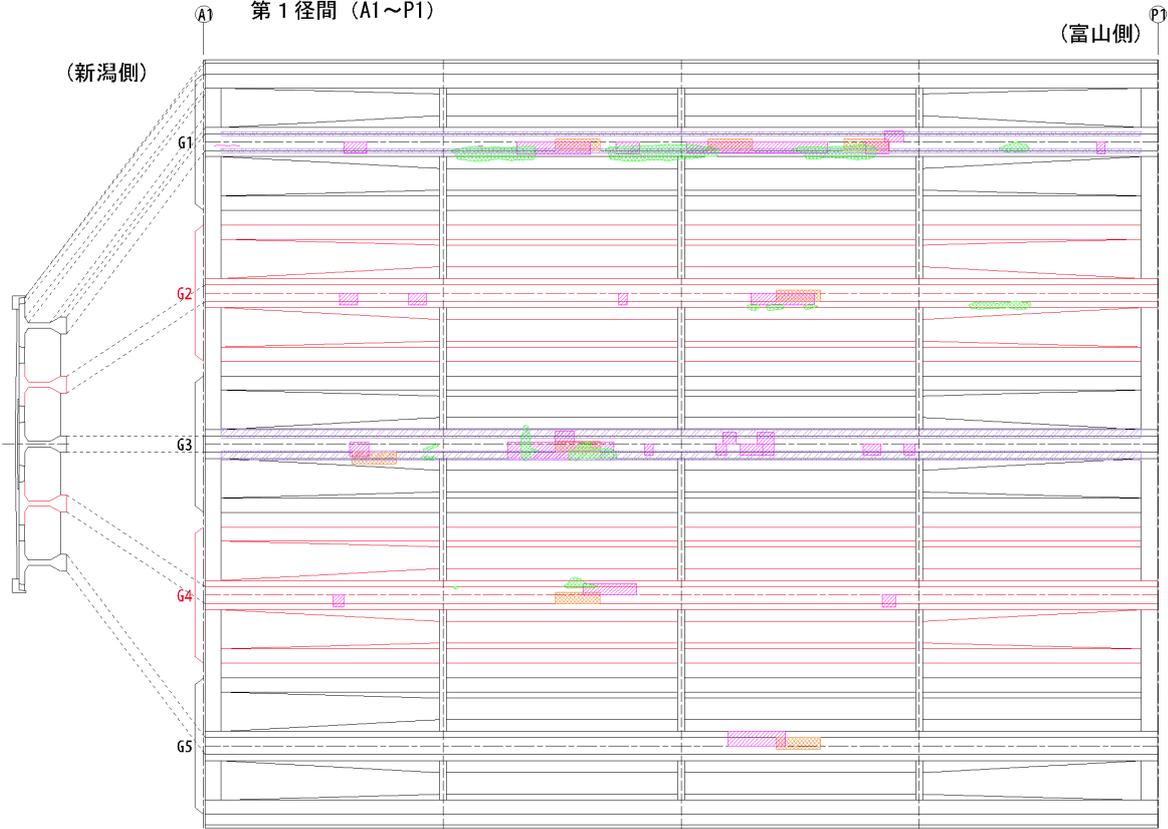


図 1.2 能生大橋 主桁配筋図

浮き・剥離損傷

第1径間 (A1~P1)



- 1985年補修時
- 1986年補修設計時
- 2007年定期点検時
- 2008年補修時調査

凡 例	
	ひび割れ
	コンクリート浮き
	剥離・鉄筋露出
	腐食・錆汁

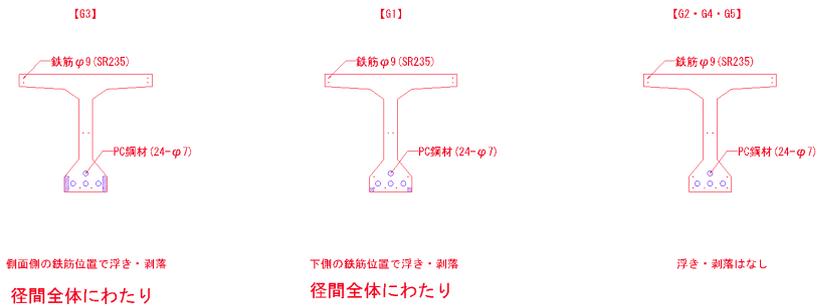
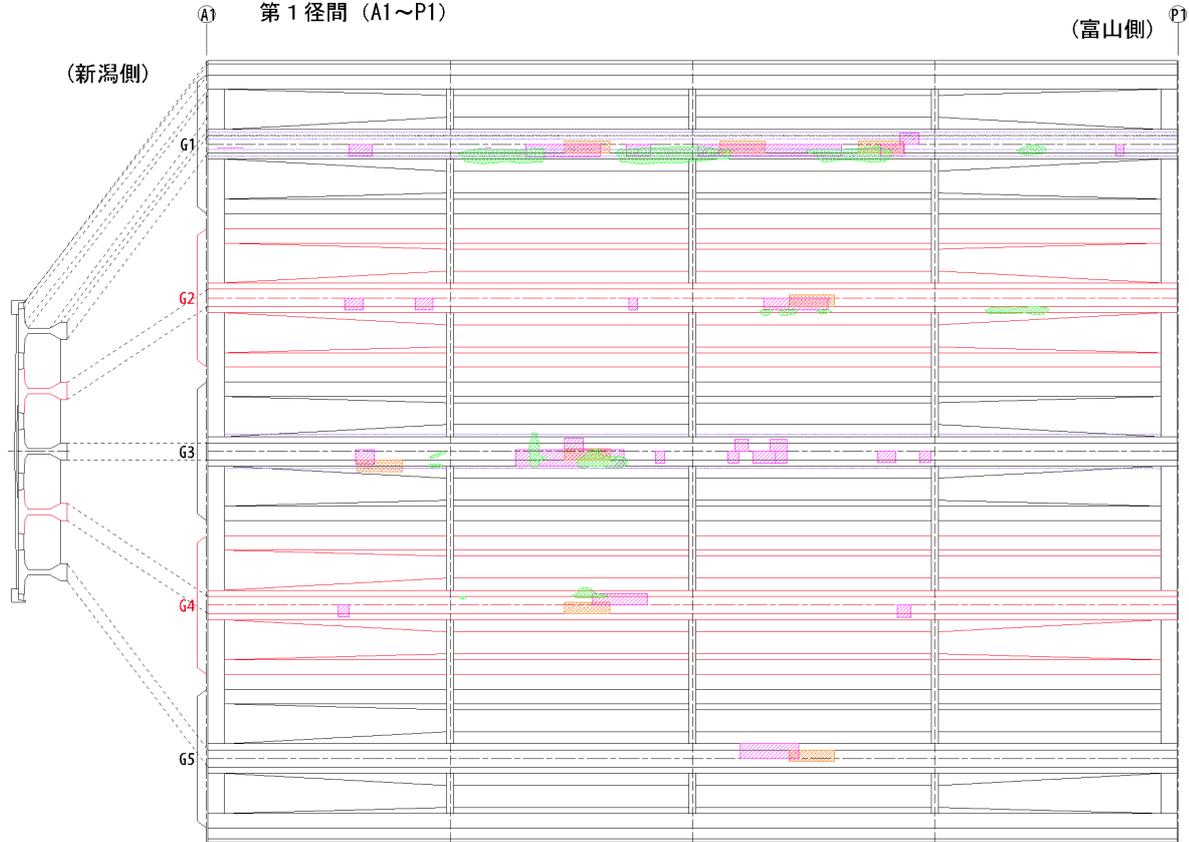


図 1.3 能生大橋 損傷状態 (浮き・剥離損傷)

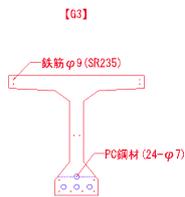
ひび割れ損傷

第1径間 (A1~P1)

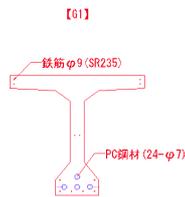


- 1985年補修時
- 1996年補修設計時
- 2007年定期点検時
- 2008年補修時調査

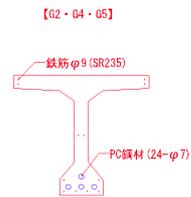
凡 例	
	ひび割れ
	コンクリート浮き
	剥離・鉄筋露出
	腐食・錆汁



上側の C鋼材位置で貫通クラック
(ただし、損傷位置はひび割れ発生しない)



下側の C鋼材位置で側面にクラック
径間全体にわたり
径間全体にわたり



剥離・腐食はなし
クラックなし

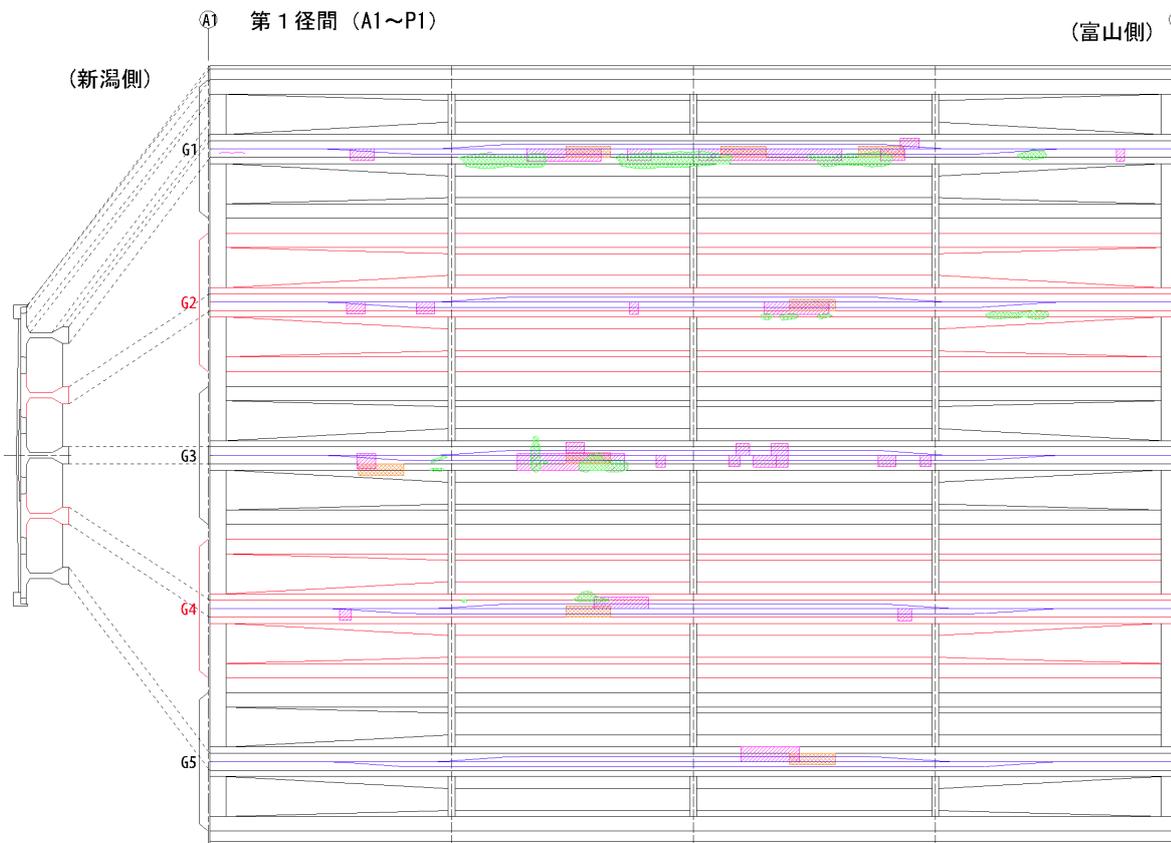
図 1.4 能生大橋 損傷状態 (ひび割れ損傷)

腐食損傷

第1径間 (A1~P1)

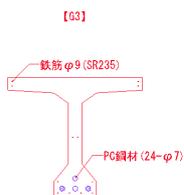
(富山側) P1

(新潟側)



- 1985年補修時
- 1996年補修設計時
- 2007年定期点検時
- 2008年補修時調査

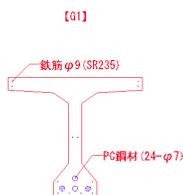
凡 例	
	ひび割れ
	コンクリート浮き
	剥離・鉄筋露出
	腐食・鏽汁



PC鋼材 (24-φ7) 24本 →5本破断
 PC鋼材 (24-φ7) 24本 →Φ7からΦ5程度への減厚を確認
 欠損率 1-(5²/7²)=48%

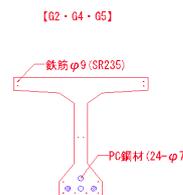
外側のシースのみ同様の状態と想定
 欠損本数 10+48×0.48 = 33.0本
 腐食率 (欠損率) 33.0/96 = 34.3%

全体
 欠損本数 45.5本
 腐食率 (欠損率) 45.5/480 = 9.4%



PC鋼材 (24-φ7) 24本 →破断なし
 PC鋼材 (24-φ7) 24本 →半数程度
 Φ7からΦ5程度への減厚を確認
 欠損率 1-(5²/7²)=48%

外側のシースのみ同様の状態と想定
 欠損本数 48/2×0.48 = 11.5本
 腐食率 (欠損率) 11.5/96 = 12.0%



PC鋼材 (24-φ7) 24本 →破断なし
 PC鋼材 (24-φ7) 24本 →シース破れを確認
 欠損率 2%としている。

外側のシースのみ同様の状態と想定
 欠損本数 48×0.02 = 1.0本
 腐食率 (欠損率) 1.0/96 = 1.0%

図 1.5 能生大橋 損傷状態 (腐食損傷)

2. 解析条件

2. 1 基本方針

解析モデルの基本方針を以下に示す。

- コンクリート, 舗装 : ソリッド要素(CHEXA)でモデル化する
主桁端部のウェブ拡幅を考慮してモデル化する
- PC 鋼材 : ロッド要素(CROD)でモデル化する
水平・鉛直方向の鋼材配置を考慮する
24φ7 を1本として, 1主桁当り4本モデル化する
- 高欄 : 節点重量(CONM2)でモデル化する
- 支承 : バネ要素(CELAS1)でモデル化する
剛なバネで拘束, 小さなバネ値で自由を表す

2. 2 解析モデル

解析モデル図を以下に示す。

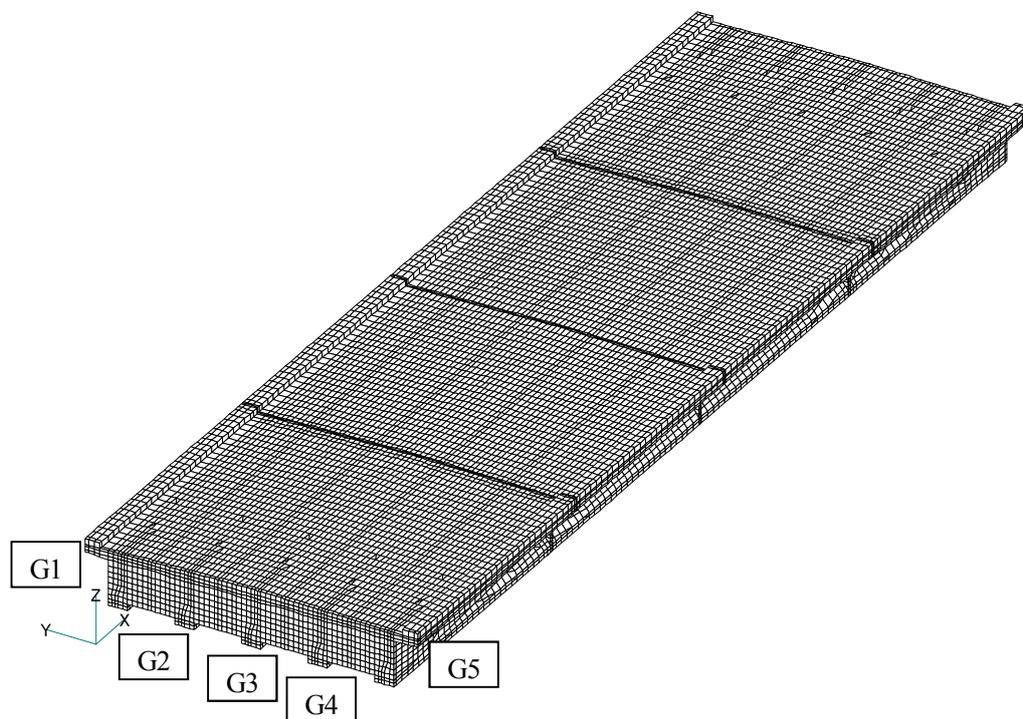


図 2.1 解析モデル図 (全要素 上から)

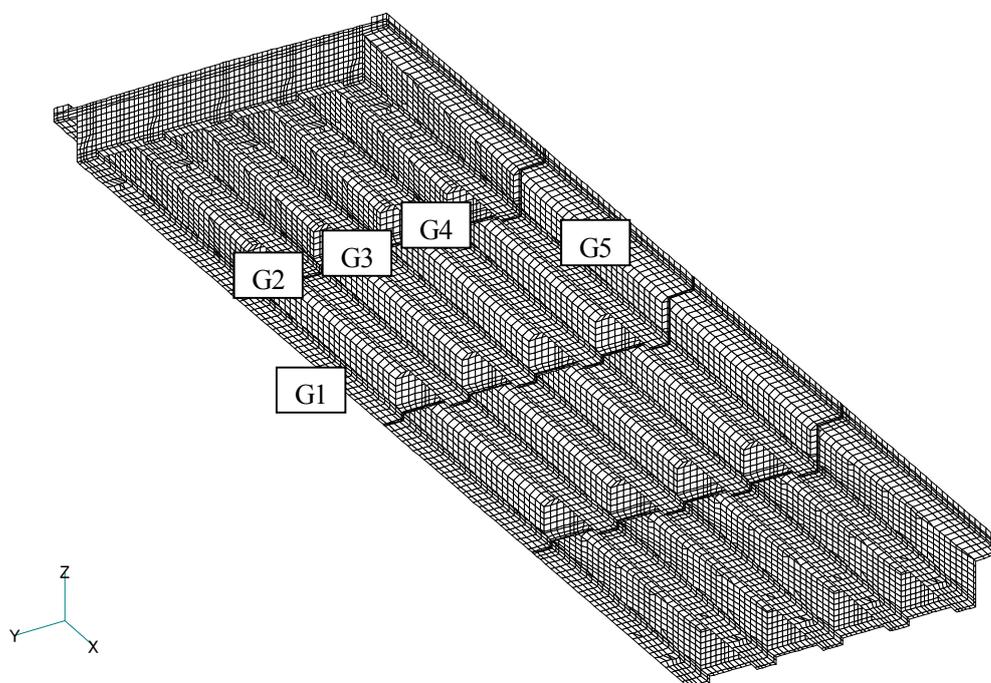


図 2.2 解析モデル図 (全要素 下から)

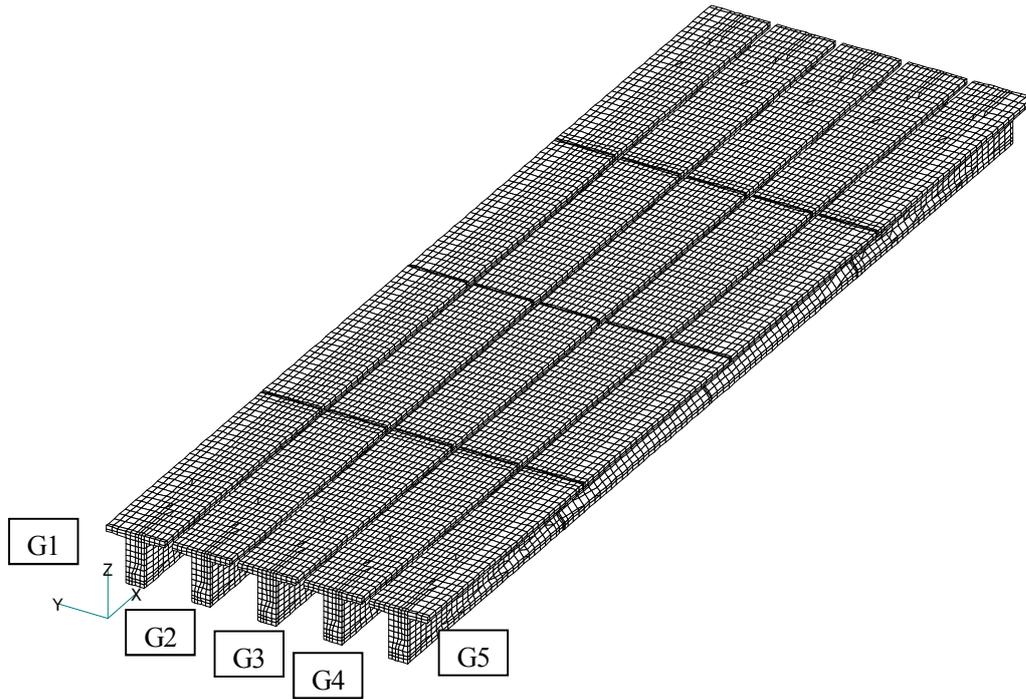


図 2.3 全体モデル図 (主桁 上から)

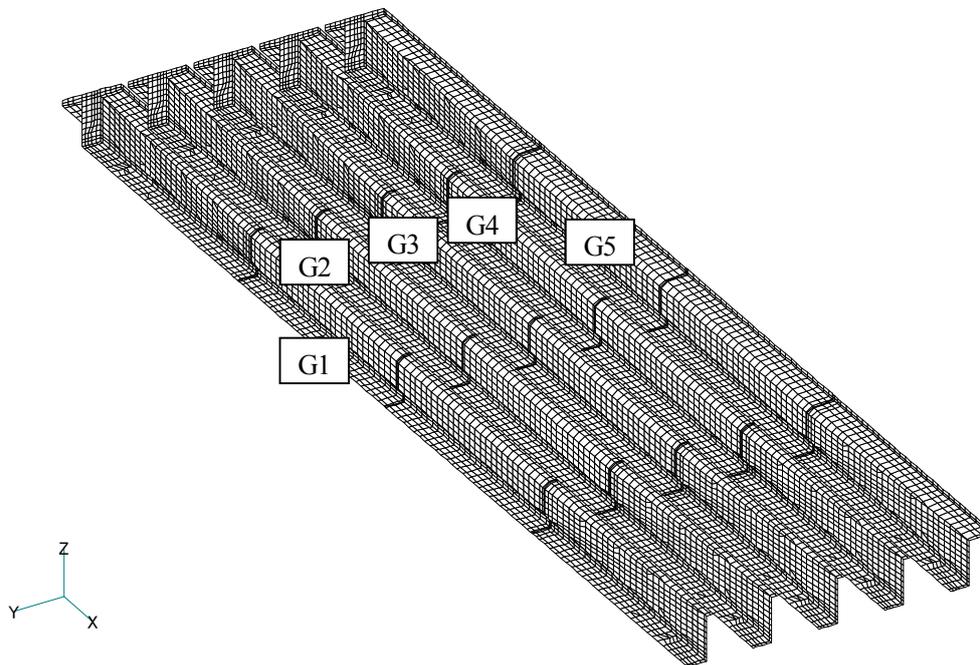


図 2.4 全体モデル図 (主桁 下から)

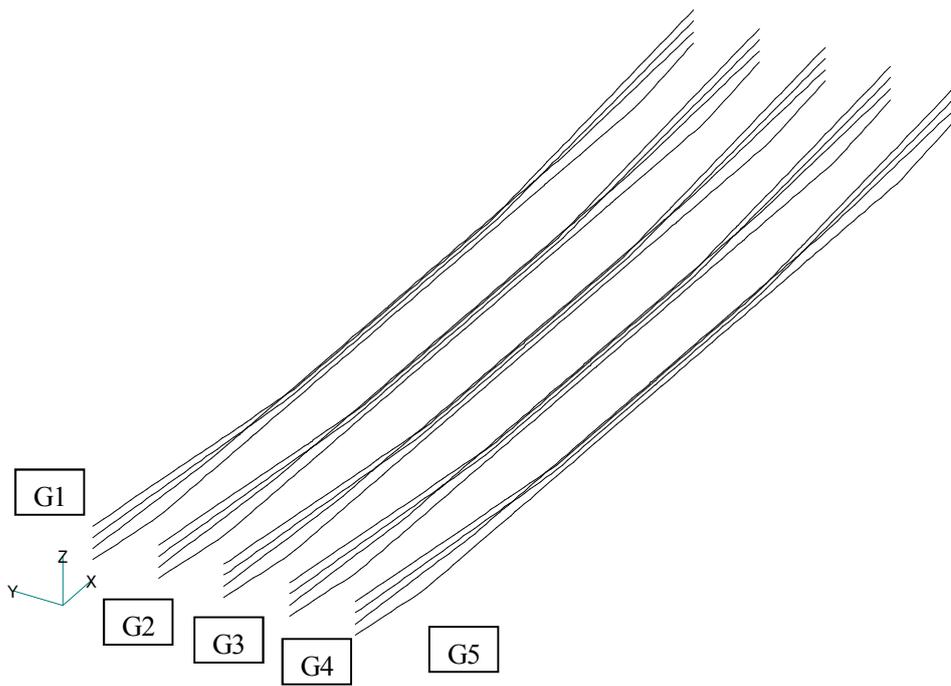


図 2.5 全体モデル図 (PC 鋼材)

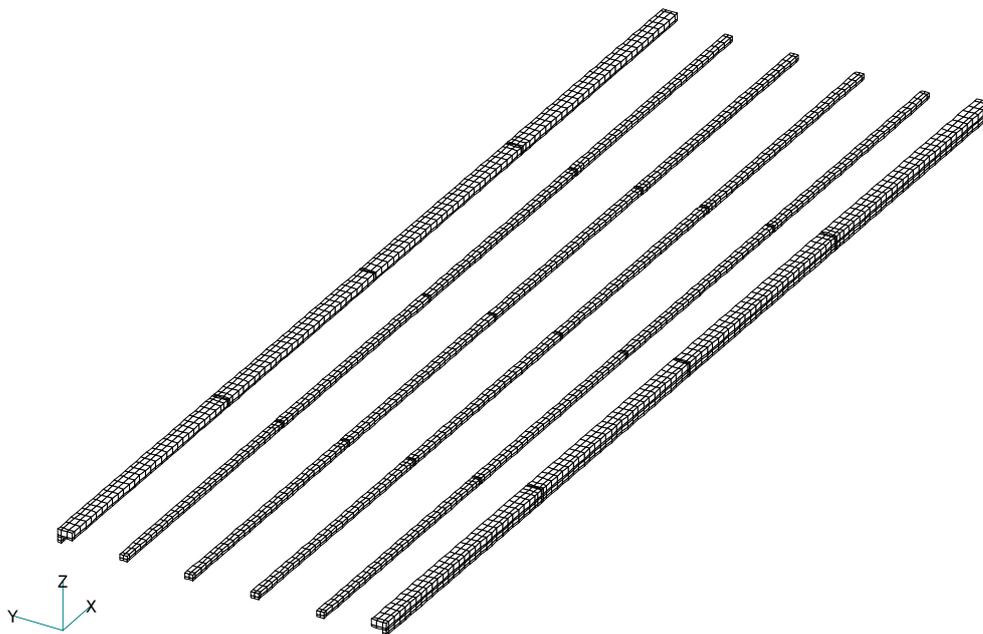


図 2.6 全体モデル図 (間詰めおよび地覆)

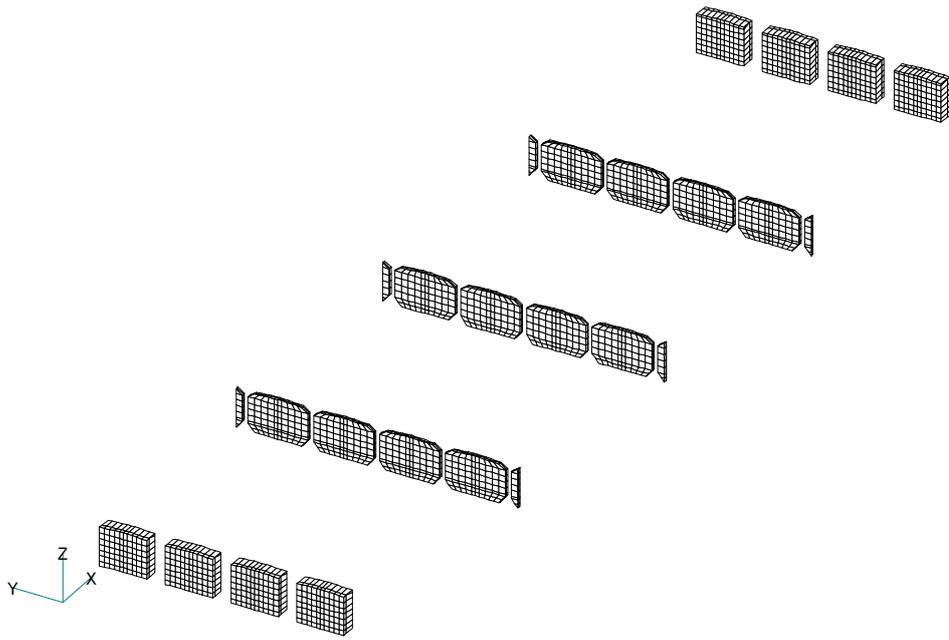


図 2.7 全体モデル図 (横桁)

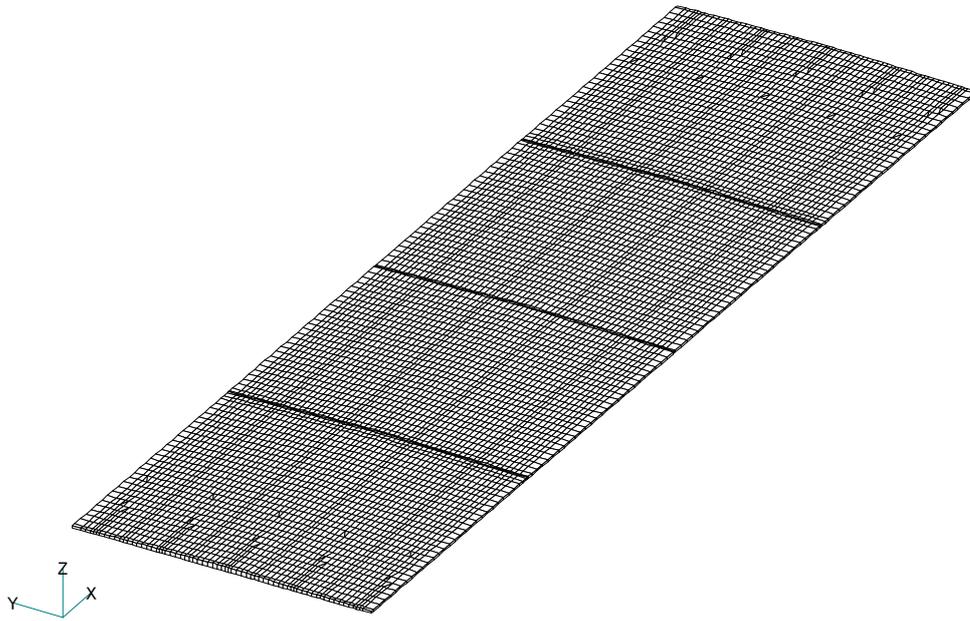


図 2.8 全体モデル図 (舗装)

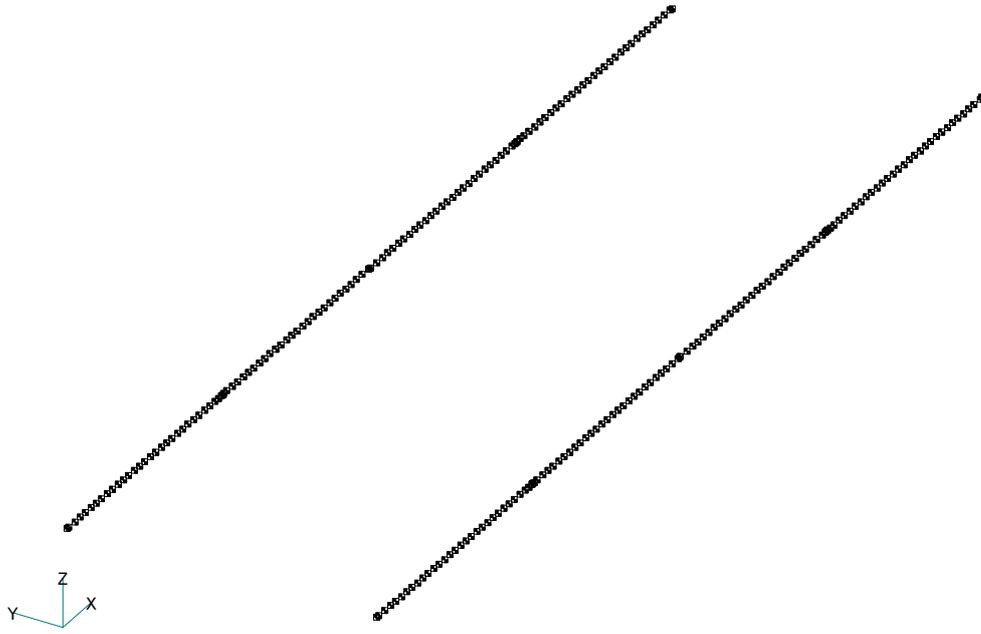


図 2.9 全体モデル図 (高欄重量)

2. 3 物性値

各要素の材料特性を以下に示す。

表 2.1 材料特性

	弾性係数 (N/mm ²)	ポアソン比	単位体積重量 (N/mm ³)
コンクリート	3.369×10^4	0.181	2.45×10^{-5}
PC 鋼材	2.046×10^5	0.30	7.70×10^{-5}
舗装	3.0×10^3	0.35	2.25×10^{-5}

- ※ コンクリートの弾性係数, ポアソン比および PC 鋼材の弾性係数は, 材料試験結果より得た
- ※ 舗装の弾性係数およびポアソン比は「舗装設計便覧」より, 温度 20°Cとして平均的な値を用いた
- ※ 単位体積重量および PC 鋼材のポアソン比は「道路橋示方書」より設定した

PC 鋼材の断面積は 24φ7 より, 923.6mm²とした。

高欄重量は 0.5 kN/m = 0.5 N/mm とし, 節点の橋軸方向の幅に応じた重量を算定してモデル化した。節点ごとの重量を表 2.2 に示す。

表 2.2 高欄重量

ID		X座標 (mm)	支配幅 (mm)	高欄重量 (N)	ID		X座標 (mm)	支配幅 (mm)	高欄重量 (N)
-Y側	+Y側				-Y側	+Y側			
15	676	0	50.0	25.00	33274	34022	13975	162.5	81.25
841	1642	100	187.5	93.75	34047	34795	14025	50.0	25.00
1667	2534	375	262.5	131.25	34820	35568	14075	162.5	81.25
2559	3138	625	250.0	125.00	35593	36062	14350	275.0	137.50
3163	3742	875	250.0	125.00	36102	36571	14625	262.5	131.25
3767	4316	1125	250.0	125.00	36611	37080	14875	250.0	125.00
4341	4825	1375	250.0	125.00	37120	37589	15125	250.0	125.00
4850	5334	1625	250.0	125.00	37629	38098	15375	250.0	125.00
5359	5868	1875	250.0	125.00	38138	38607	15625	250.0	125.00
5893	6402	2125	250.0	125.00	38647	39116	15875	250.0	125.00
6427	6936	2375	250.0	125.00	39156	39625	16125	250.0	125.00
6961	7495	2625	250.0	125.00	39665	40134	16375	250.0	125.00
7520	8054	2875	250.0	125.00	40174	40643	16625	250.0	125.00
8079	8613	3125	250.0	125.00	40683	41152	16875	250.0	125.00
8638	9172	3375	250.0	125.00	41192	41661	17125	250.0	125.00
9197	9706	3625	250.0	125.00	41701	42170	17375	250.0	125.00
9731	10240	3875	250.0	125.00	42210	42679	17625	250.0	125.00
10265	10824	4125	250.0	125.00	42719	43188	17875	250.0	125.00
10849	11408	4375	250.0	125.00	43228	43697	18125	250.0	125.00
11433	11967	4625	250.0	125.00	43737	44206	18375	250.0	125.00
11992	12501	4875	250.0	125.00	44246	44715	18625	250.0	125.00
12526	13035	5125	250.0	125.00	44755	45239	18875	250.0	125.00
13060	13569	5375	250.0	125.00	45264	45748	19125	250.0	125.00
13594	14153	5625	250.0	125.00	45773	46257	19375	250.0	125.00
14178	14737	5875	250.0	125.00	46282	46766	19625	250.0	125.00
14762	15296	6125	250.0	125.00	46791	47275	19875	250.0	125.00
15321	15855	6375	250.0	125.00	47300	47784	20125	250.0	125.00
15880	16414	6625	250.0	125.00	47809	48293	20375	250.0	125.00
16439	16948	6875	200.0	100.00	48318	48827	20625	200.0	100.00
16973	17482	7025	150.0	75.00	48852	49663	20775	100.0	50.00
17507	18318	7175	100.0	50.00	49688	50499	20825	50.0	25.00
18343	19154	7225	50.0	25.00	50524	51335	20875	100.0	50.00
19179	19990	7275	100.0	50.00	51360	51869	21025	150.0	75.00
20015	20524	7425	200.0	100.00	51894	52403	21175	200.0	100.00
20549	21033	7675	250.0	125.00	52428	52962	21425	250.0	125.00
21058	21542	7925	250.0	125.00	52987	53521	21675	250.0	125.00
21567	22051	8175	250.0	125.00	53546	54080	21925	250.0	125.00
22076	22560	8425	250.0	125.00	54105	54664	22175	250.0	125.00
22585	23069	8675	250.0	125.00	54689	55248	22425	250.0	125.00
23094	23578	8925	250.0	125.00	55273	55782	22675	250.0	125.00
23603	24087	9175	250.0	125.00	55807	56316	22925	250.0	125.00
24127	24596	9425	250.0	125.00	56341	56850	23175	250.0	125.00
24636	25105	9675	250.0	125.00	56875	57409	23425	250.0	125.00
25145	25614	9925	250.0	125.00	57434	57993	23675	250.0	125.00
25654	26123	10175	250.0	125.00	58018	58577	23925	250.0	125.00
26163	26632	10425	250.0	125.00	58602	59111	24175	250.0	125.00
26672	27141	10675	250.0	125.00	59136	59645	24425	250.0	125.00
27181	27650	10925	250.0	125.00	59670	60204	24675	250.0	125.00
27690	28159	11175	250.0	125.00	60229	60763	24925	250.0	125.00
28199	28668	11425	250.0	125.00	60788	61322	25175	250.0	125.00
28708	29177	11675	250.0	125.00	61347	61881	25425	250.0	125.00
29217	29686	11925	250.0	125.00	61906	62415	25675	250.0	125.00
29726	30195	12175	250.0	125.00	62440	62949	25925	250.0	125.00
30235	30704	12425	250.0	125.00	62974	63483	26175	250.0	125.00
30744	31213	12675	250.0	125.00	63508	63992	26425	250.0	125.00
31253	31722	12925	250.0	125.00	64017	64501	26675	250.0	125.00
31762	32231	13175	250.0	125.00	64526	65075	26925	250.0	125.00
32271	32740	13425	262.5	131.25	65100	65679	27175	250.0	125.00
32780	33249	13700	275.0	137.50	65704	66283	27425	250.0	125.00

2. 4 境界条件

境界条件は、支承部にバネを設けることにより定義した。

支承バネは、主桁端部の支承位置（桁端から 375mm）の 1 節点と並進 3 方向を固定した仮の節点を結ぶバネとし、並進 3 方向それぞれに対して設けた。

支承バネ設置位置を図 2.10 に、支承バネ値を表 2.3 に示す。

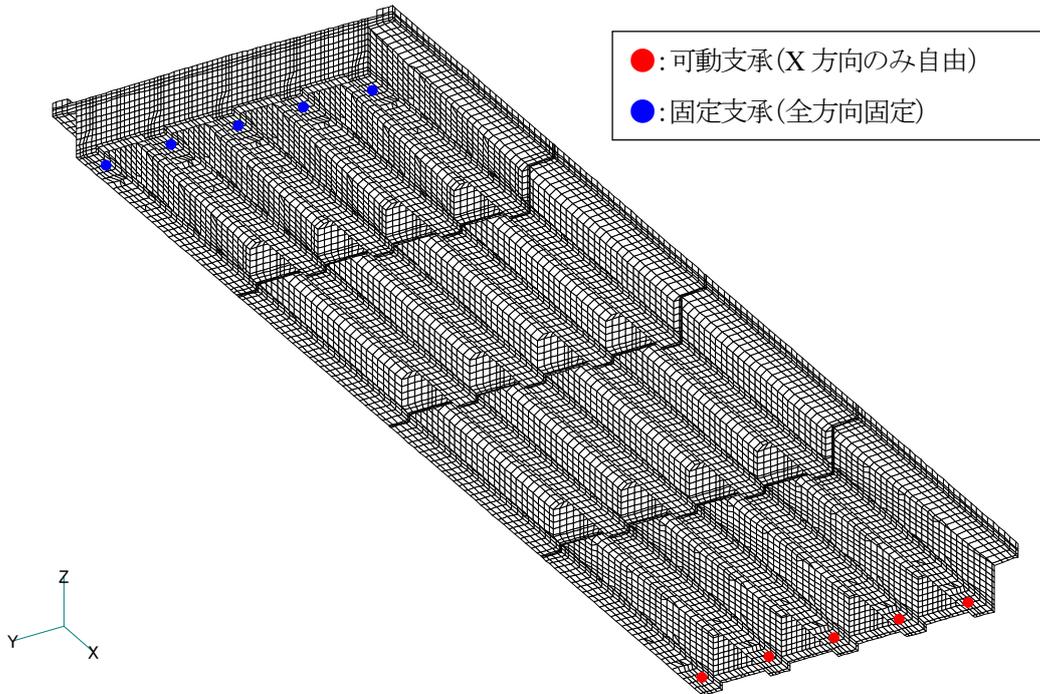


図 2.10 境界条件（下から）

表 2.3 支承バネ値

	X 方向 橋軸方向 (N/mm)	Y 方向 橋軸直角方向 (N/mm)	Z 方向 鉛直方向 (N/mm)
起点側 X 座標 : 375mm	1.0×10^{10} (拘束)	1.0×10^{10} (拘束)	1.0×10^{10} (拘束)
終点側 X 座標 : 27675mm	1.0×10^{-10} (自由)	1.0×10^{10} (拘束)	1.0×10^{10} (拘束)

2. 5 損傷モデル条件

表 2.4 に示す損傷モデル Case-2~6 について、モデル化に関する説明を以下に示す。

表 2.4 解析ケース

解析ケース	損傷状態	損傷のモデル化
Case-1	健全（損傷なし）	基本モデル
Case-2	主桁コンクリートの欠損・補修	欠損部メッシュ削除
Case-3	主桁コンクリートのひび割れ	ひび割れ位置二重節点
Case-4	主桁 PC 鋼材の腐食・欠損	PC 鋼材断面積の低減
Case-5	主桁 PC 鋼材の緊張力導入	緊張力による幾何剛性を考慮
Case-6	支承の劣化	可動支承を固定支承に変更

(1) 主桁コンクリートの欠損・補修(Case-2)

主桁コンクリートの欠損は、欠損した箇所の要素を削除することによりモデル化する。図 2.11 を基に、G1 桁、G3 桁の主桁下端の左右端部を欠損させてモデル化した。Case-2 の支間中央位置の断面図を図 2.12 に示す。

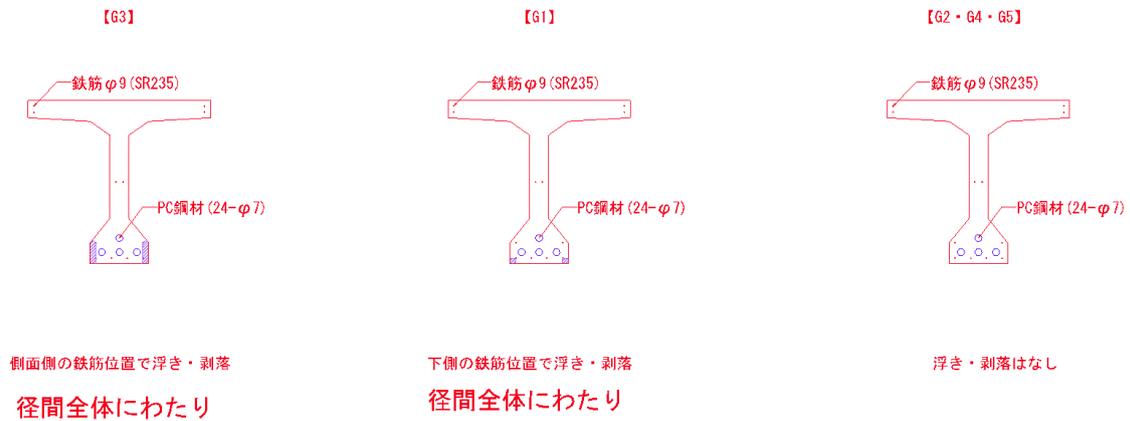


図 2.11 能生大橋 損傷状態 (浮き・剥離損傷)

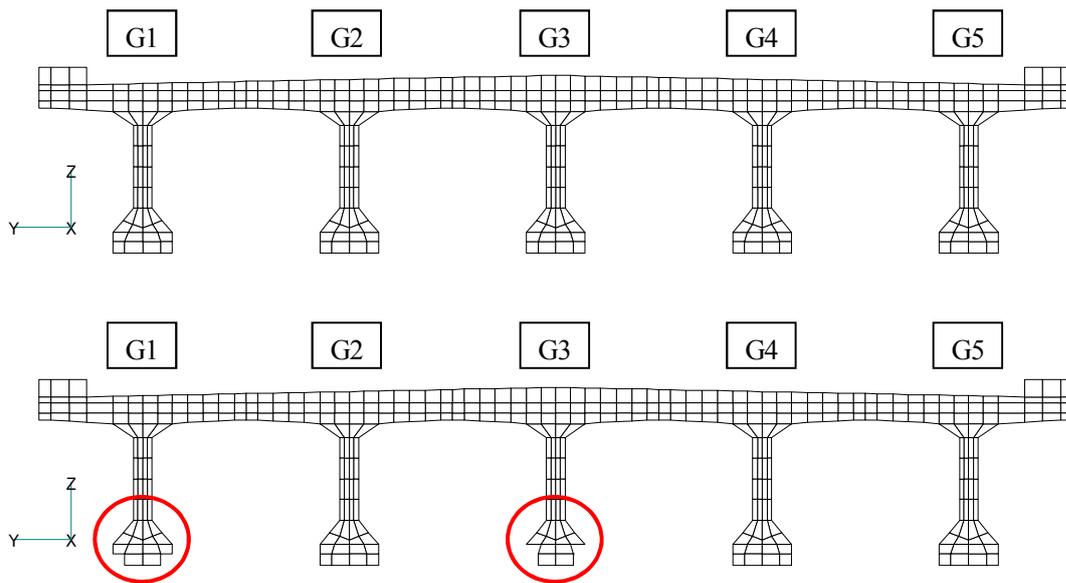


図 2.12 Case-2 欠損モデル断面図(上段：健全モデル，下段：欠損モデル)

(2) 主桁コンクリートのひび割れ(Case-3)

主桁コンクリートのひび割れは、ひび割れが入った位置を二重節点として隣接する要素との縁を切ることによってモデル化する。図 2.13 よりひび割れ位置は G1 桁, G3 桁の PC 鋼材位置とした。図 2.14 にひび割れモデルのイメージ図を示す。また、橋軸方向のひび割れ範囲は図 2.15 に示すように PC 鋼材が最下段に配置される範囲とした。

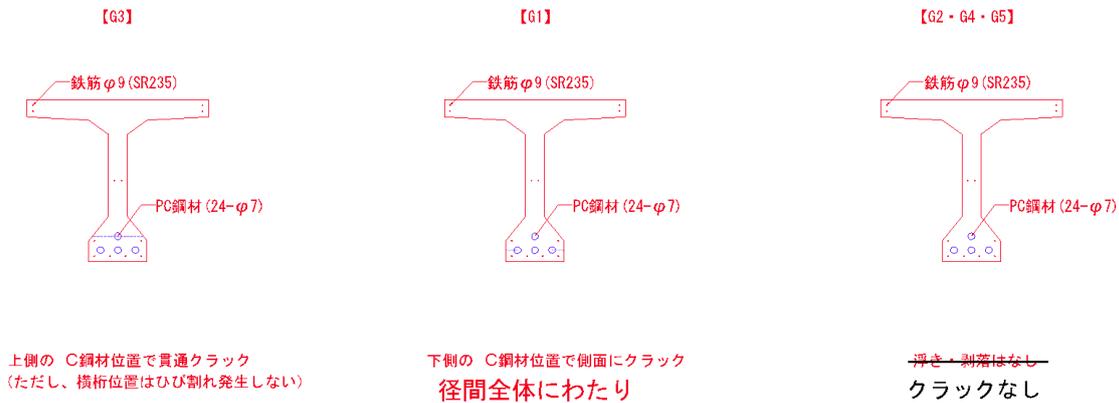


図 2.13 能生大橋 損傷状態 (ひび割れ損傷)

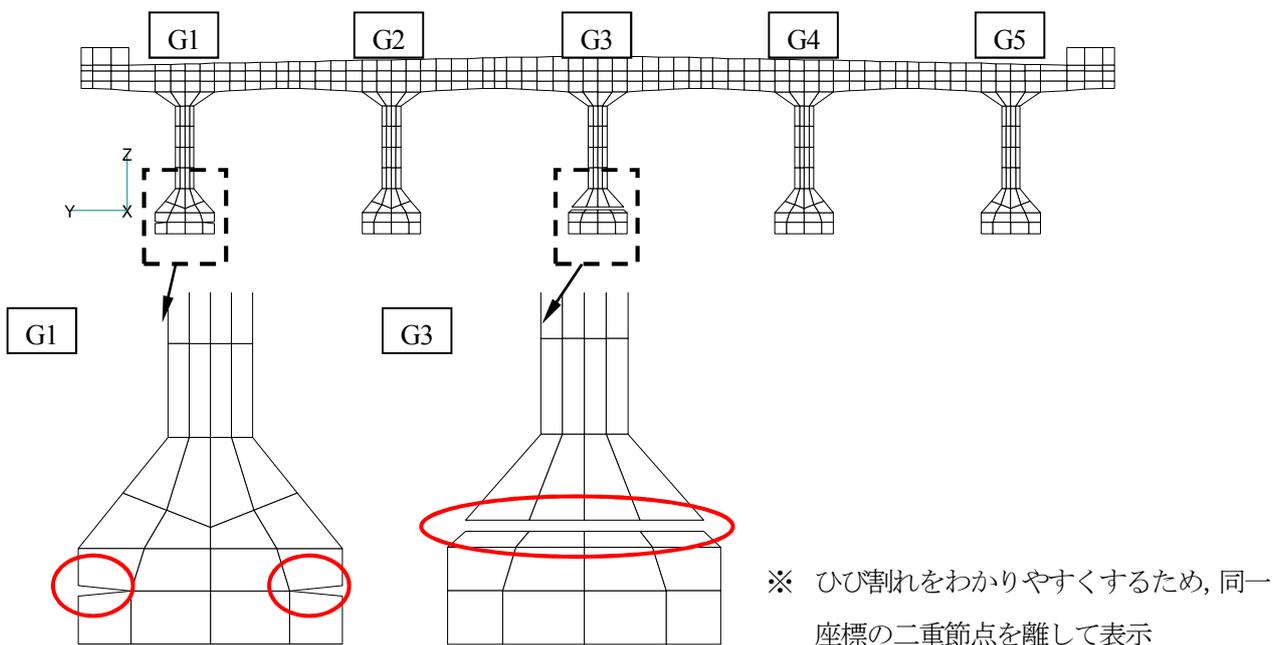


図 2.14 Case-3 ひび割れモデルイメージ図

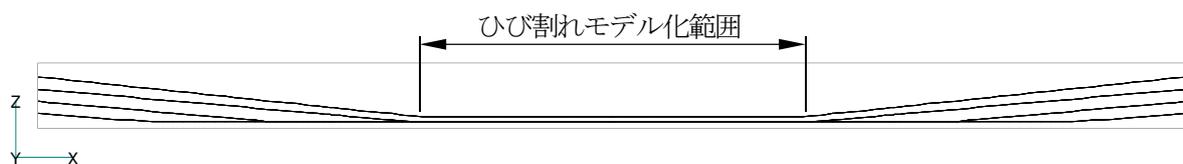


図 2.15 Case-3 ひび割れモデル化範囲 (主桁側面図)

(3) 主桁PC 鋼材の腐食・欠損(Case-4)

PC 鋼材の腐食・欠損は、PC 鋼材要素の断面積を低減することでモデル化した。低減する量は図 2.16 の腐食率より決定した。なお、PC 鋼材の腐食は、各 PC 鋼材の腐食量を同一とし、全長にわたり考慮した。各桁の腐食率を考慮して低減した断面積を表 2.5 に示す。

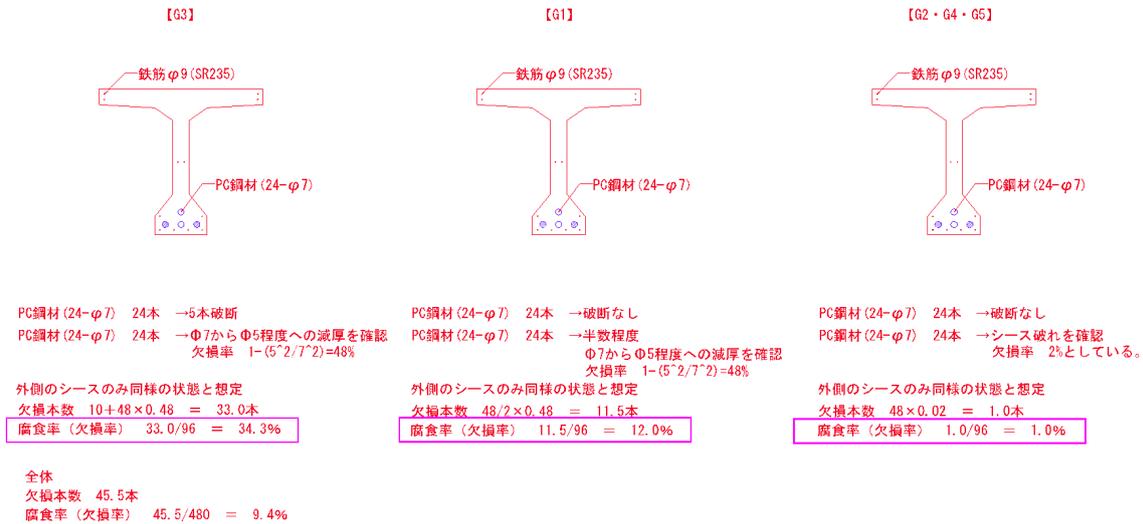


図 2.16 能生大橋 損傷状態 (腐食損傷)

表 2.5 Case-4 PC 鋼材断面積

解析ケース	健全時断面積 (mm ²)	腐食率	低減後断面積 (mm ²)
G1	923.6	12.0%	812.8
G3	923.6	34.3%	606.8
G2, G4, G5	923.6	1.0%	914.4

(4) 主桁PC鋼材の緊張力導入(Case-5)

PC鋼材の緊張力は、それに見合う分の温度荷重を与える（温度低下させる）ことにより導入する。

温度荷重を与えることによりPC鋼材だけが温度低下して収縮しようとするが、PC鋼材の周りにある剛性の高い主桁コンクリートに変形を抑制されるため、十分に収縮できない。収縮できなかった分PC鋼材の伸びたこととなり、その結果伸びた量に相当する緊張力が作用することとなる。

なお、実際にはコンクリートも弾性変形するため、変形した分PC鋼材の伸び量が小さくなり緊張力が低減する。このため、コンクリートの弾性変形分を考慮して温度荷重を割り増す必要がある。

温度荷重は、以下の考え方により算出した。

$$\text{温度変化によるひずみ} \quad \varepsilon_t = \Delta T \times \alpha$$

ΔT : 温度変化量 (°C)

α : 線膨張率 (=10⁻⁵/°C)

$$\text{温度変化による応力} \quad \sigma_t = E \times \varepsilon_t \quad \text{上式を代入して,}$$

$$\sigma_t = E \times \Delta T \times \alpha \quad \text{これを变形して,}$$

$$\text{温度荷重} \quad \Delta T = \sigma_t / (E \times \alpha)$$

E : PC鋼材の弾性係数 (=2.046×10⁵ N/mm²)

σ_t は表2.6より、平均的な値として80 kgf/mm²を採用したため、温度荷重は

$$\Delta T = 80 \times 9.80665 / (2.046 \times 10^5 \times 1 \times 10^{-5}) = 383.4 \text{ °Cとした。}$$

なお、PC鋼材を収縮させる温度荷重とするため、温度荷重の符号はマイナスとした。

表 2.6 プレストレス一覧表

検討断面番号	1	2	3	4	5
直後プレストレス (kgf/mm ²)					
初引張応力度	115.00				
初引張応力度(定着具の摩擦を考慮)	115.00				
シーすとの摩擦による減少量	0.19	0.51	2.32	4.48	4.55
定着具のセットによる減少量	14.96	14.32	10.75	6.59	6.47
コンクリートの弾性変形による減少量	1.37	1.52	2.43	4.09	4.13
導入直後のPC鋼材応力度	98.48	98.65	99.50	99.84	99.85
許容引張応力度	108.50	108.50	108.50	108.50	108.50
有効プレストレス (kgf/mm ²)					
クリープ, 乾燥収縮による減少量	10.82	11.37	14.06	17.87	17.93
リラクセーションによる減少量	4.92	4.93	4.98	4.99	4.99
PC鋼材の有効引張応力度	82.74	82.35	80.47	76.98	76.93
許容引張応力度	93.00	93.00	93.00	93.00	93.00
有効係数	0.8402	0.8347	0.8087	0.7710	0.7704
プレストレス力 (kgf)					
弾性変形前	368840	370019	376546	383907	384122
導入直後	363788	364418	367573	368811	368854
設計荷重時	305639	304197	297270	284364	284174

検討断面番号	6	7	8
直後プレストレス (kgf/mm ²)			
初引張応力度	115.00		
初引張応力度(定着具の摩擦を考慮)	115.00		
シーすとの摩擦による減少量	7.24	7.59	9.05
定着具のセットによる減少量	1.41	0.98	0.03
コンクリートの弾性変形による減少量	4.95	4.88	4.70
導入直後のPC鋼材応力度	101.40	101.55	101.22
許容引張応力度	108.50	108.50	108.50
有効プレストレス (kgf/mm ²)			
クリープ, 乾燥収縮による減少量	19.27	18.87	17.92
リラクセーションによる減少量	5.07	5.08	5.06
PC鋼材の有効引張応力度	77.06	77.60	78.23
許容引張応力度	93.00	93.00	93.00
有効係数	0.7599	0.7642	0.7729
プレストレス力 (kgf)			
弾性変形前	392868	393144	391261
導入直後	374578	375122	373898
設計荷重時	284654	286671	288990

ただし、前述のようにコンクリートの弾性変形分の緊張力が低減するため、温度荷重を調整する必要がある。図 2.17 に、温度荷重 (= -383.4 °C) を与えた場合の解析結果と、温度荷重割り増し後 (温度荷重 = -415°C) の結果を示す。なお、温度荷重の割り増し量については、PC 鋼材応力度の下限値が計算書と同程度となるように設定した。

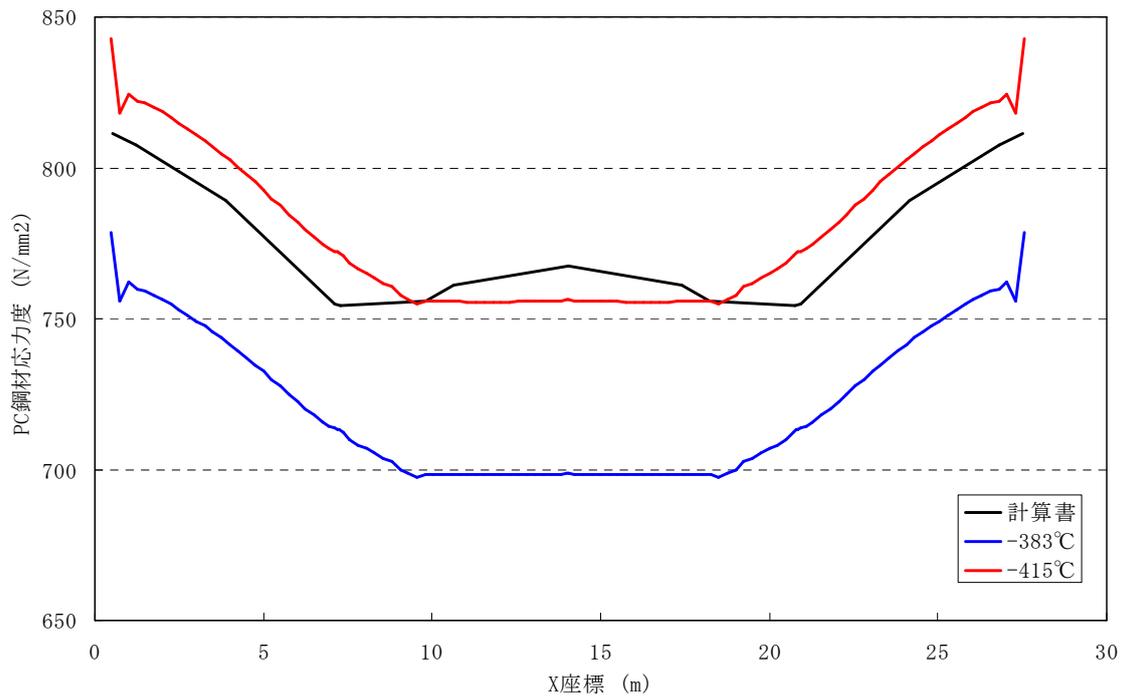


図 2.17 Case-5 プレストレスによる鋼材応力図

(5) 支承の劣化(Case-6)

支承の劣化は、可動支承が橋軸方向に固定されることによりモデル化する。劣化後の支承条件を表 2.7 に示す。

表 2.7 Case-6 支承バネ値

	X 方向 橋軸方向 (N/mm)	Y 方向 橋軸直角方向 (N/mm)	Z 方向 鉛直方向 (N/mm)
起点側 X 座標 : 375mm	1.0×10^{10} (拘束)	1.0×10^{10} (拘束)	1.0×10^{10} (拘束)
終点側 X 座標 : 27675mm	1.0×10^{10} (拘束)	1.0×10^{10} (拘束)	1.0×10^{10} (拘束)

3. 解析結果

3. 1 解析結果集計

各ケースの固有値解析結果を表 3.1 に示す。また、Case-1 に対する同じ変形モードで振動数の差異を算出した結果を表 3.2 に、Case-1 に対する剛性の変化率を表 3.3 に示す。剛性の変化率は、1 次固有周期を求めると

$$T=2\pi(M/K)^{0.5}$$

に各ケースの剛性、振動数を代入して得た

$$K_2=K_1 \times (F_2^2 / F_1^2) \quad (K_1, K_2 : \text{各ケースの剛性}, F_1, F_2 : \text{各ケースの振動数})$$

を用いて、振動数の比の二乗により算出した。

なお、モード図については 3.3 節 (Case-1, Case-2, Case-6 を掲載, Case-3~5 は Case-1 とほぼ同様のモード図を描く) に示す。

表 3.1 固有値解析結果一覧

次数	振動数 (Hz)						摘要
	Case-1 健全	Case-2 欠損	Case-3 ひび割れ	Case-4 PC鋼材腐食	Case-5 ﾌﾟﾗｽﾄﾘﾝﾄﾞｰﾙ	Case-6 支承劣化	
1次	3.5126	3.4541	3.5116	3.5029	3.5131	5.1089	曲げ 1 次
2次	5.2817	5.2520	5.2781	5.2813	5.2837	5.6955	ねじり 1 次
3次	12.6040	12.3826	12.5284	12.5798	12.6057	12.8582	曲げ 2 次
4次	14.2935	14.2195	14.2871	14.2897	14.2955	15.7689	ねじり 2 次
5次	15.9689	15.8734	15.9598	15.9655	15.9724	16.1178	ねじり 2 次
6次	19.3609	19.1593	19.3186	19.3525	19.3620	20.1555	
7次	19.9169	19.9873	19.8253	19.9278	19.9180	26.3325	
8次	25.7752	25.6698	25.5587	25.7622	25.7804	29.4371	曲げ 3 次 (Case-6)
9次	29.4998	29.0597	29.1632	29.4596	29.5048	30.4679	曲げ 3 次 (Case-1~5)、ねじり 3 次 (Case-6)
10次	29.6419	29.4981	29.6247	29.6263	29.6503	30.4767	ねじり 3 次 (Case-1~5)

表 3.2 Case-1 との比較 (振動数)

次数	Case-1 との振動数差					摘要
	Case-2 欠損	Case-3 ひび割れ	Case-4 PC鋼材腐食	Case-5 ﾌﾟﾗｽﾄﾘﾝﾄﾞｰﾙ	Case-6 支承劣化	
1次	-1.66%	-0.03%	-0.28%	0.01%	45.44%	曲げ 1 次
2次	-0.56%	-0.07%	-0.01%	0.04%	7.83%	ねじり 1 次
3次	-1.76%	-0.60%	-0.19%	0.01%	2.02%	曲げ 2 次
4次	-0.52%	-0.04%	-0.03%	0.01%	10.32%	ねじり 2 次
5次	-0.60%	-0.06%	-0.02%	0.02%	0.93%	ねじり 2 次
6次						
7次						
8次					-0.21%	曲げ 3 次 (Case-6)
9次	-1.49%	-1.14%	-0.14%	0.02%	2.79%	曲げ 3 次 (Case-1~5)、ねじり 3 次 (Case-6)
10次	-0.49%	-0.06%	-0.05%	0.03%		ねじり 3 次 (Case-1~5)

表 3.3 Case-1 との比較 (剛性)

次数	Case-1 との剛性差					摘要
	Case-2 欠損	Case-3 ひび割れ	Case-4 PC鋼材腐食	Case-5 ﾌﾟﾗｽﾄﾘﾝﾄﾞｰﾙ	Case-6 支承劣化	
1次	-3.30%	-0.06%	-0.55%	0.03%	111.54%	曲げ 1 次
2次	-1.12%	-0.14%	-0.01%	0.07%	16.28%	ねじり 1 次
3次	-3.48%	-1.20%	-0.38%	0.03%	4.07%	曲げ 2 次
4次	-1.03%	-0.09%	-0.05%	0.03%	21.71%	ねじり 2 次
5次	-1.19%	-0.11%	-0.04%	0.04%	1.87%	ねじり 2 次
6次						
7次						
8次					-0.42%	曲げ 3 次 (Case-6)
9次	-2.96%	-2.27%	-0.27%	0.03%	5.65%	曲げ 3 次 (Case-1~5)、ねじり 3 次 (Case-6)
10次	-0.97%	-0.12%	-0.11%	0.06%		ねじり 3 次 (Case-1~5)

3. 2 主桁上端モード比較

主桁上端の節点における橋軸方向の鉛直モードに着目し，G1，G3，G5桁で各ケースの曲げ1～3次について比較した。着目箇所は図3.1に示す赤のライン上とした。比較結果を図3.2～図3.7に示す。

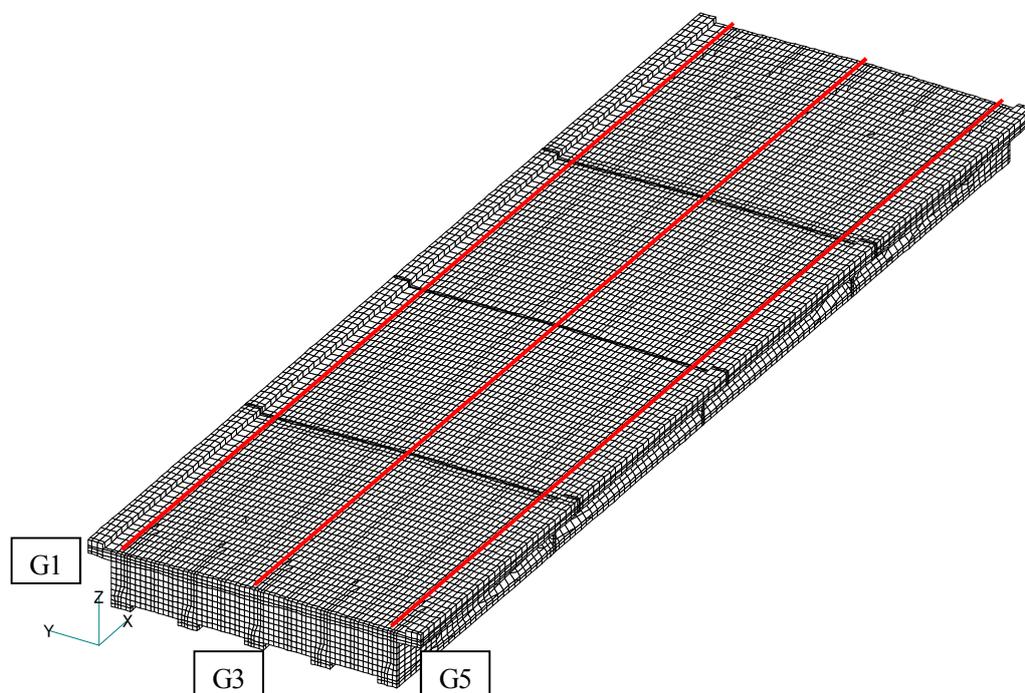


図3.1 主桁上端 着目節点位置

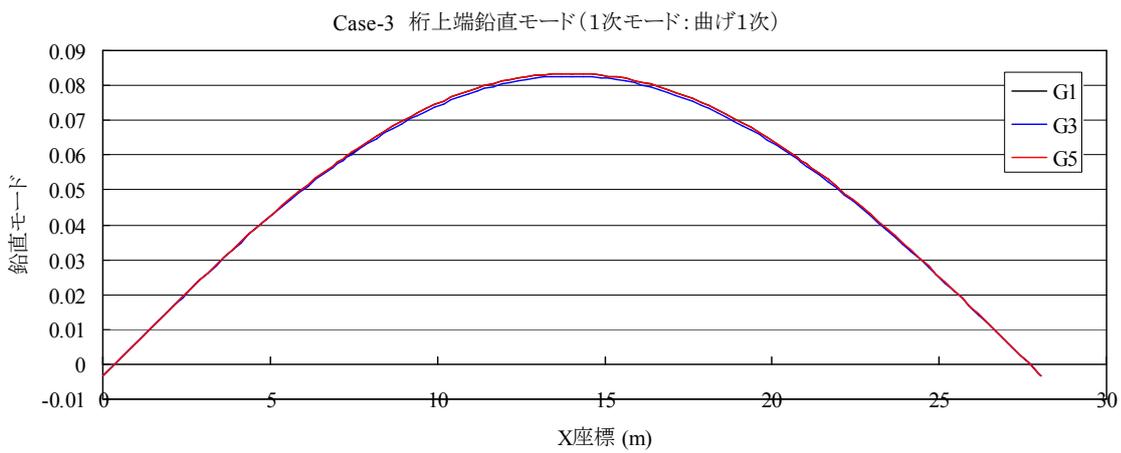
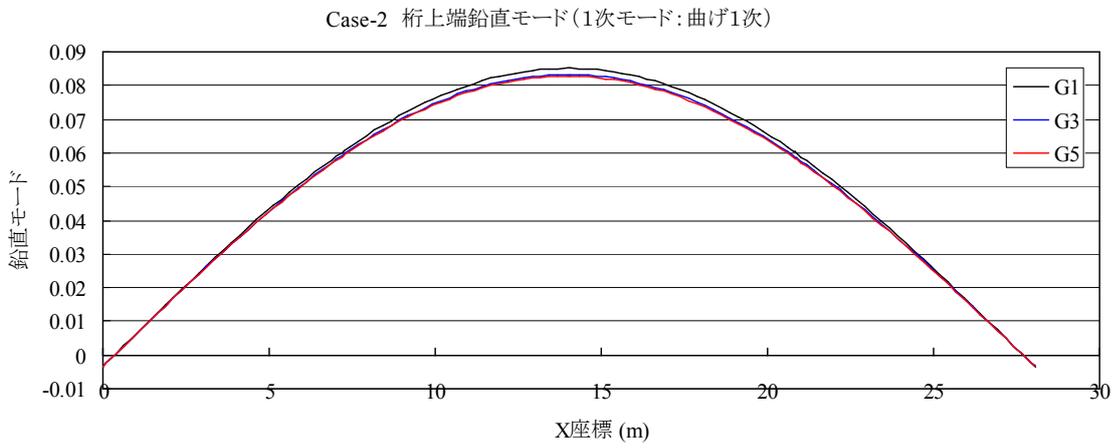
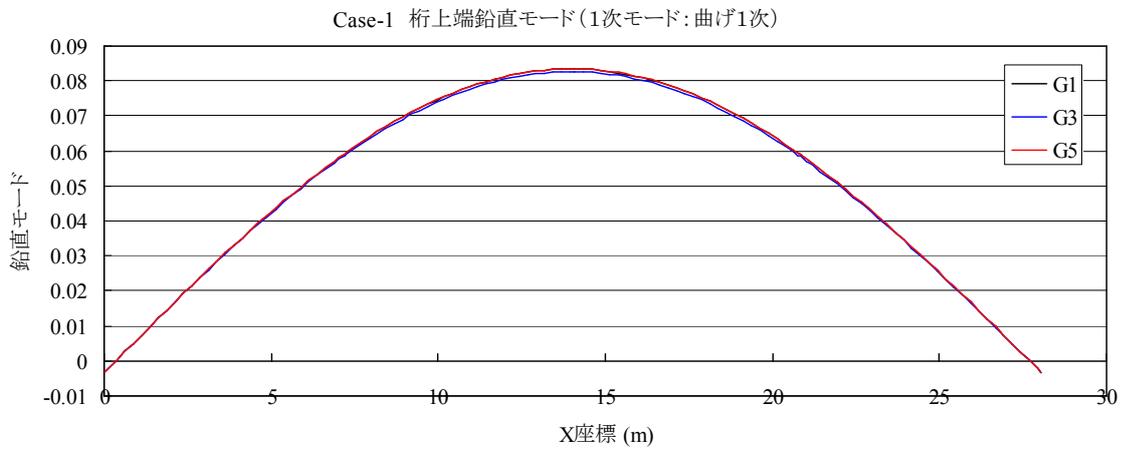


図 3.2 主桁上端鉛直モード (1次モード:曲げ1次) (Case-1~Case-3)

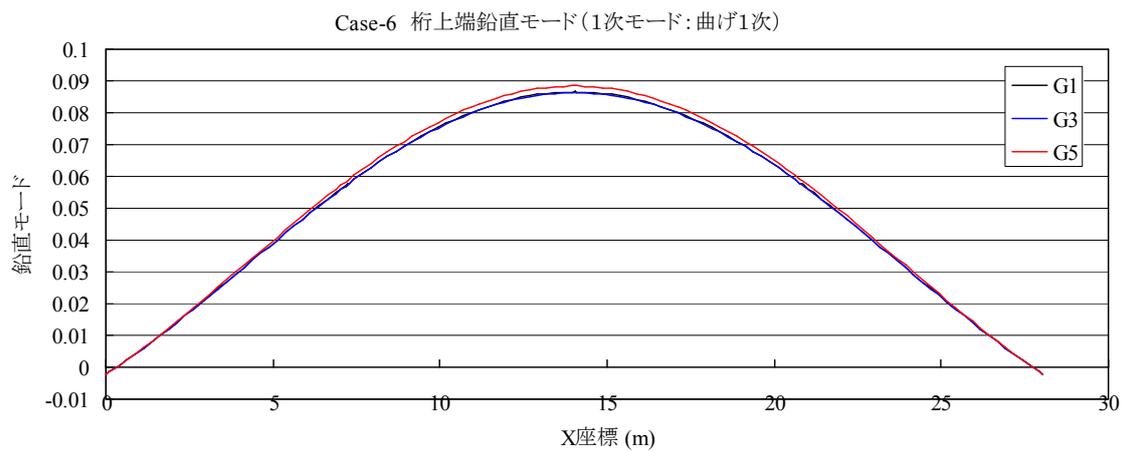
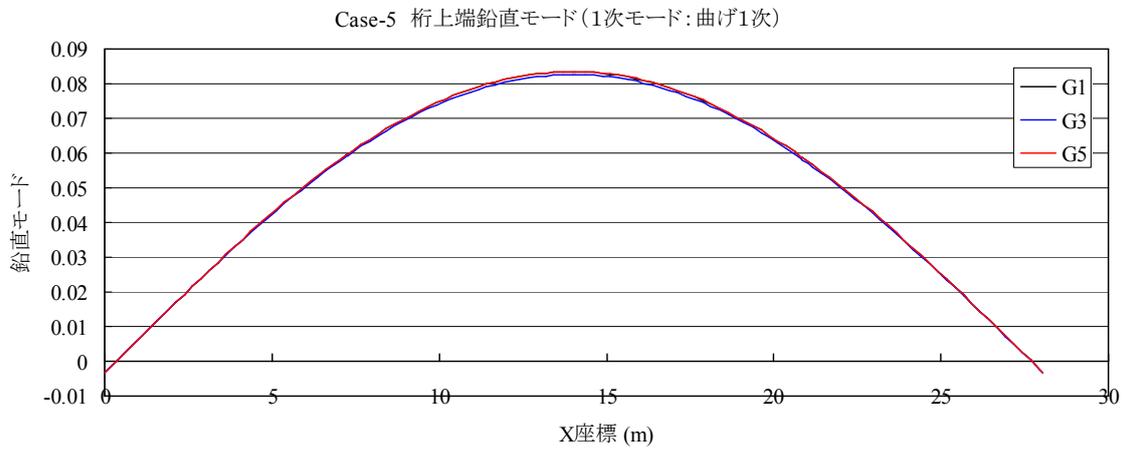
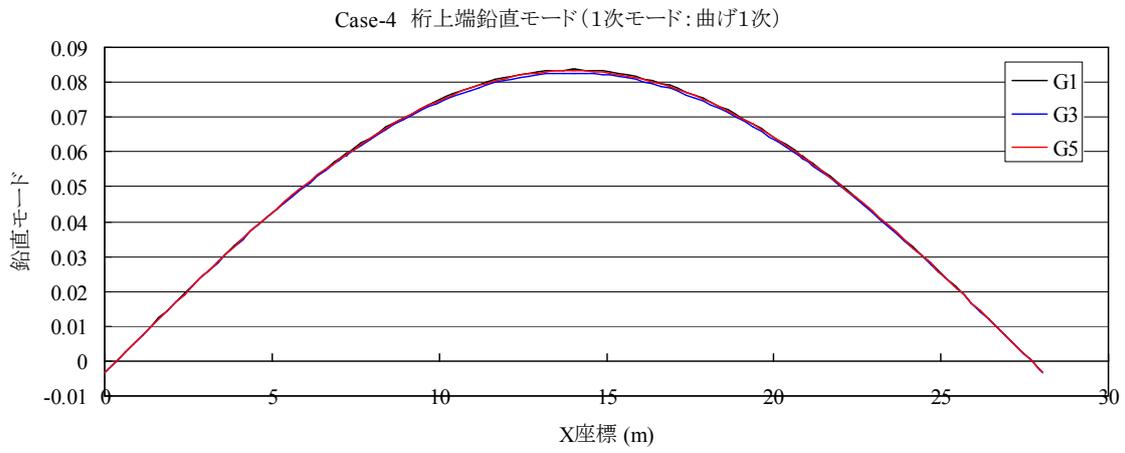


図 3.3 主桁上端鉛直モード (1次モード: 曲げ1次) (Case-4~Case-6)

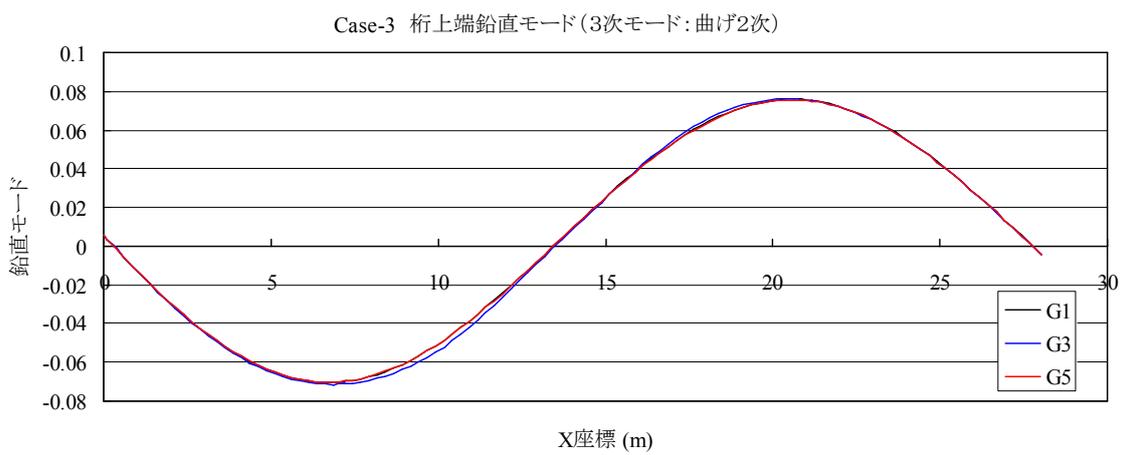
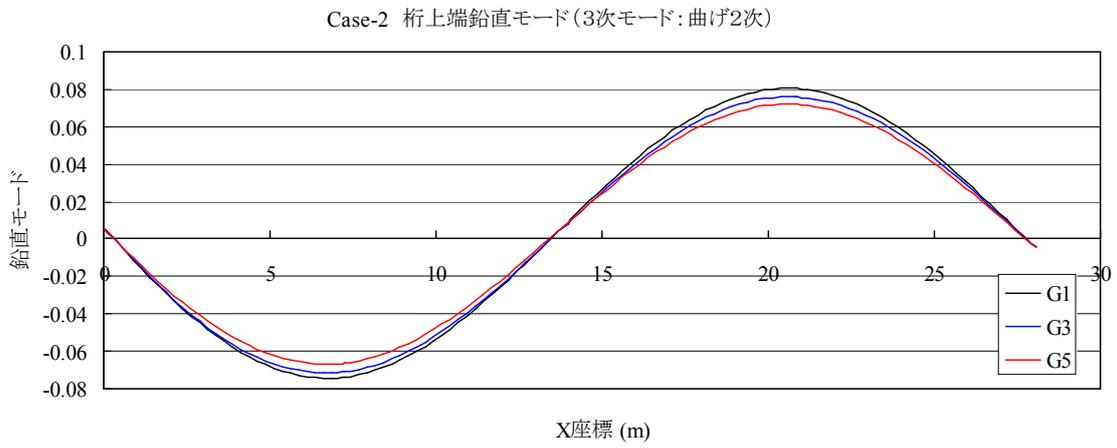
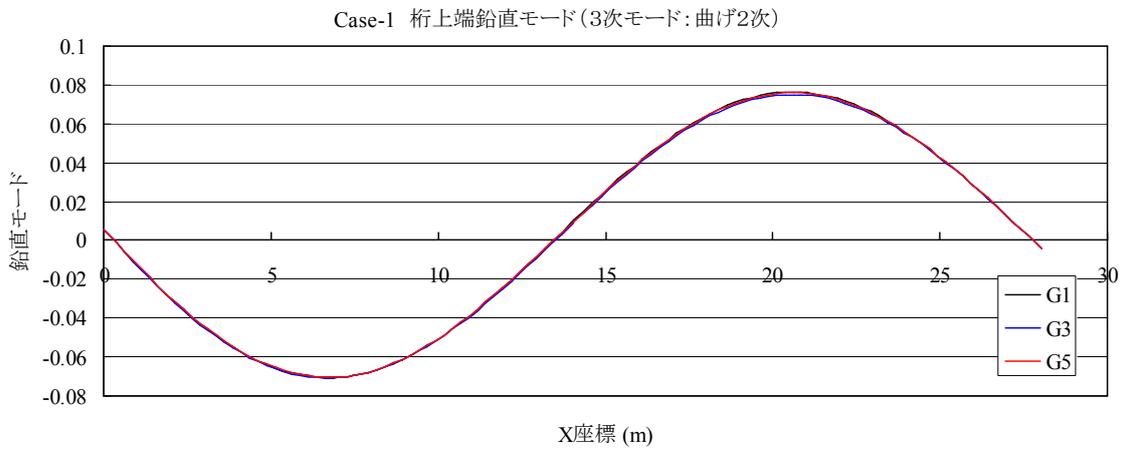


図 3.4 主桁上端鉛直モード (3次モード: 曲げ2次) (Case-1~Case-3)

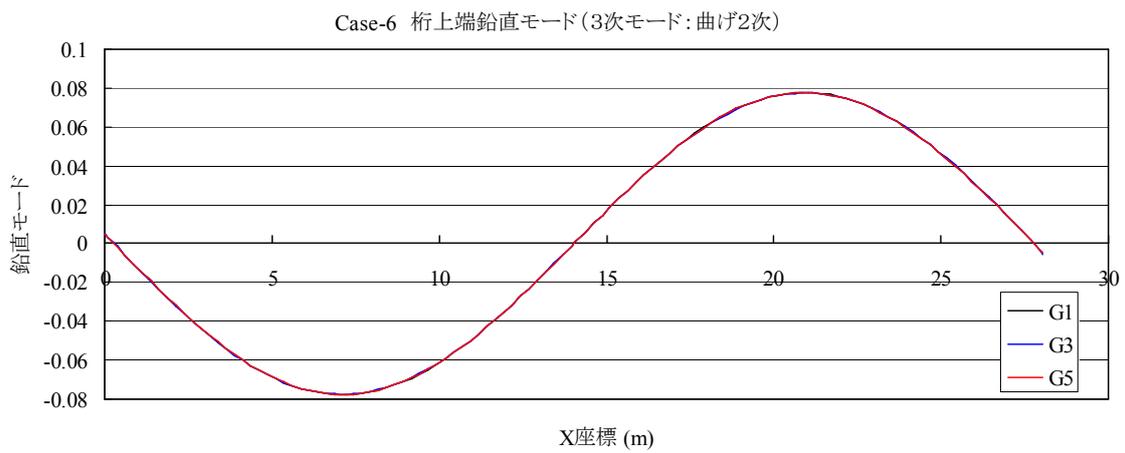
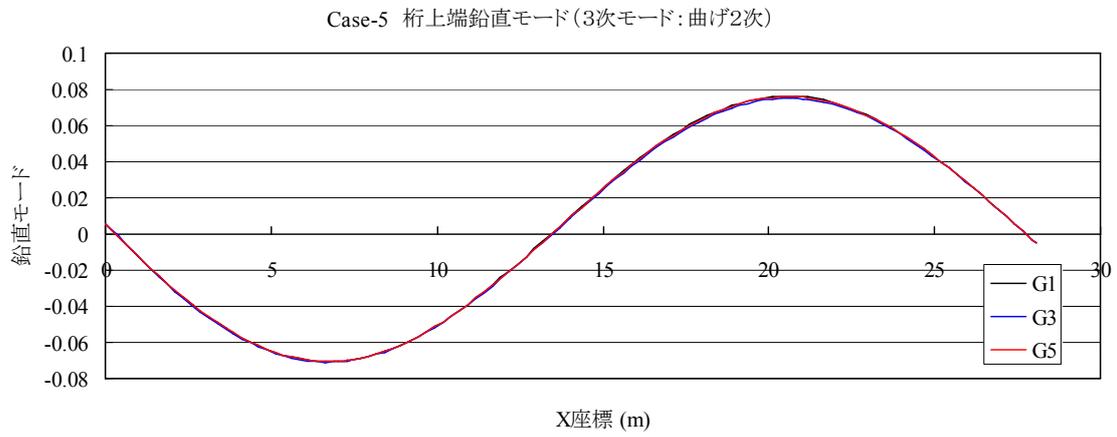
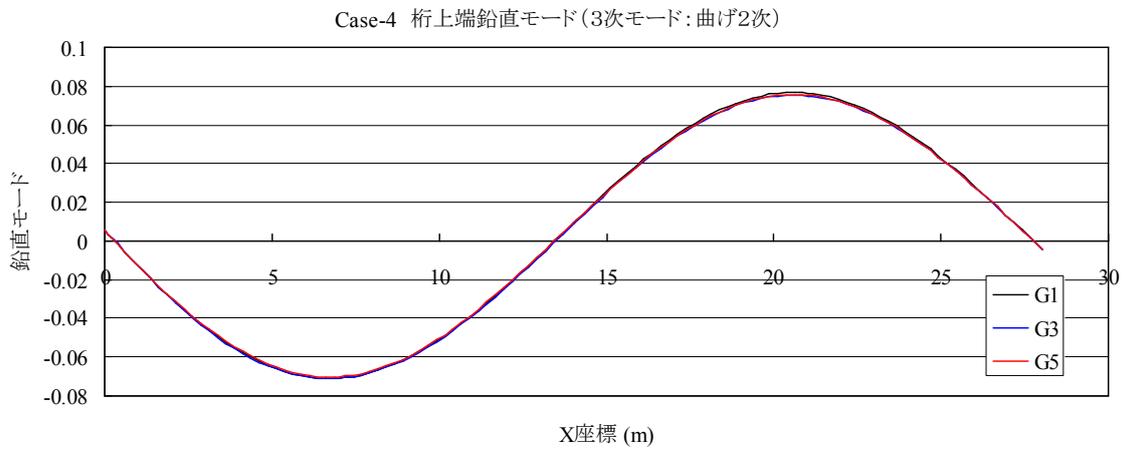


図 3.5 主桁上端鉛直モード (3次モード: 曲げ2次) (Case-4~Case-6)

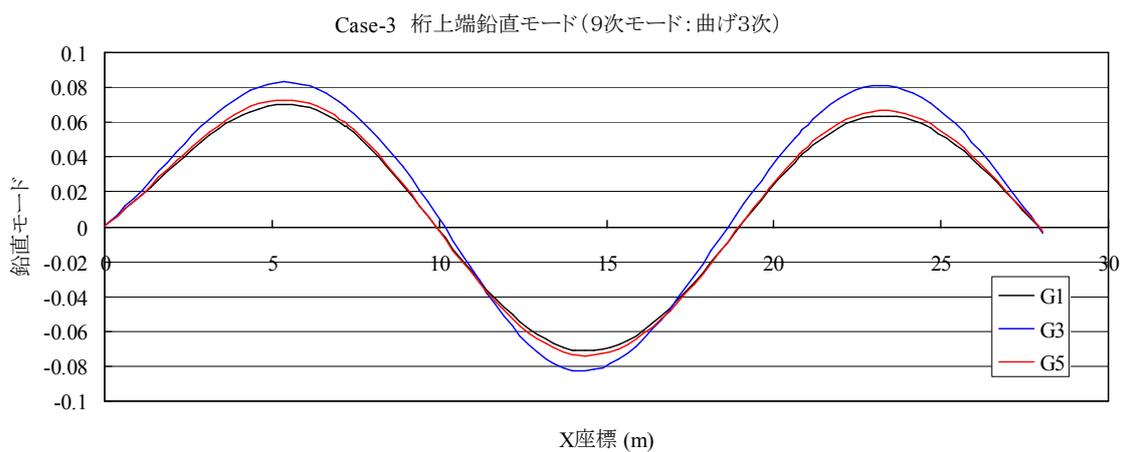
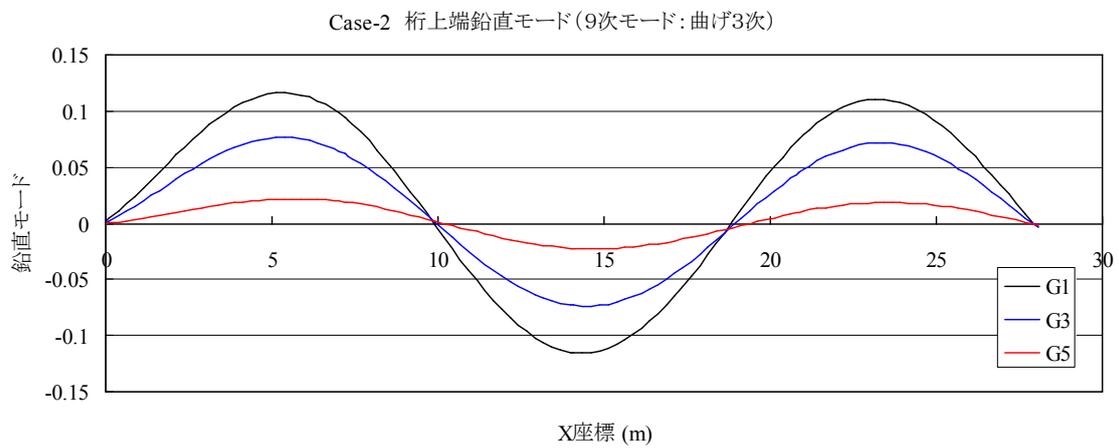
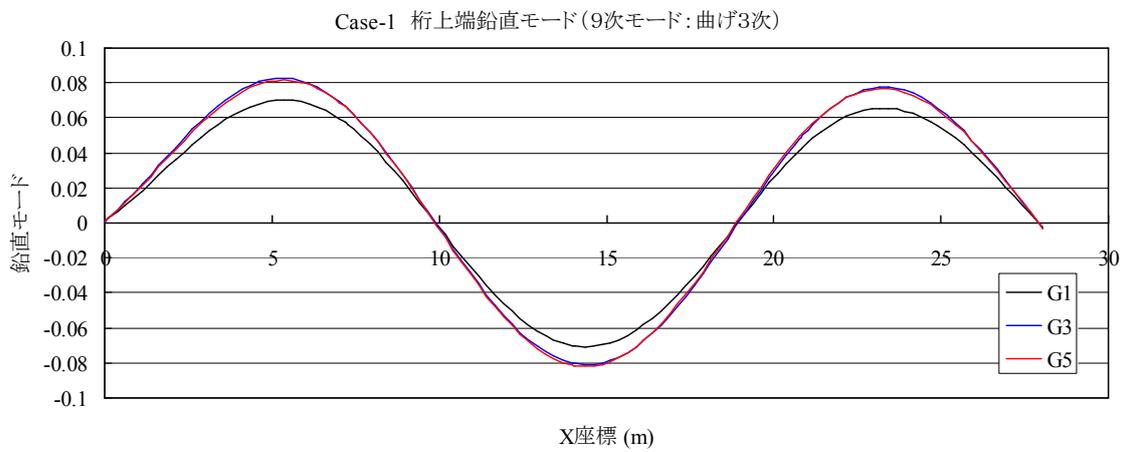


図 3.6 主桁上端鉛直モード (9次モード: 曲げ3次) (Case-1~Case-3)

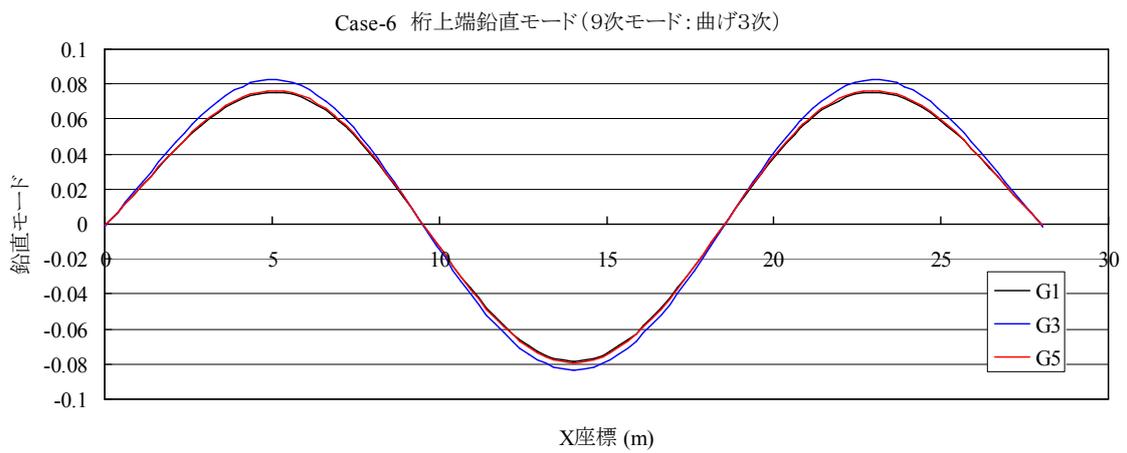
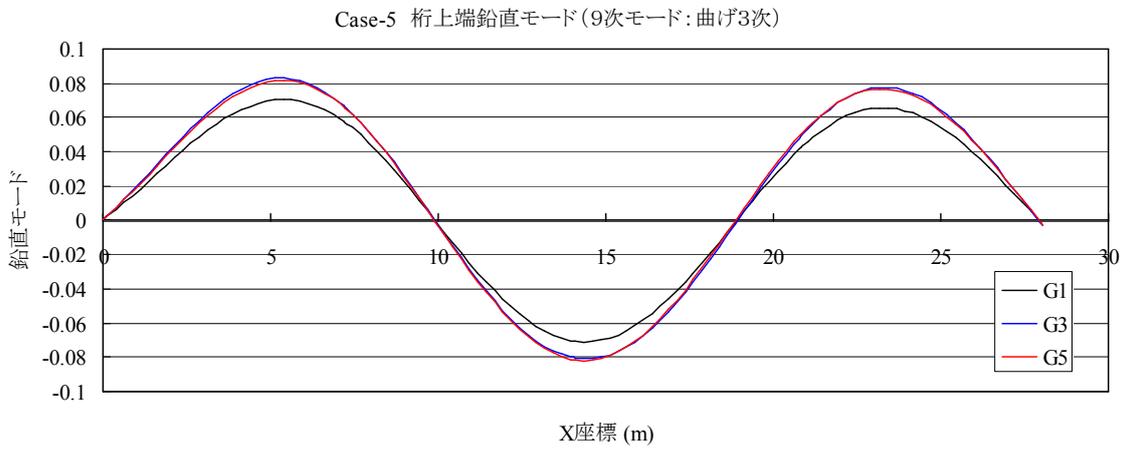
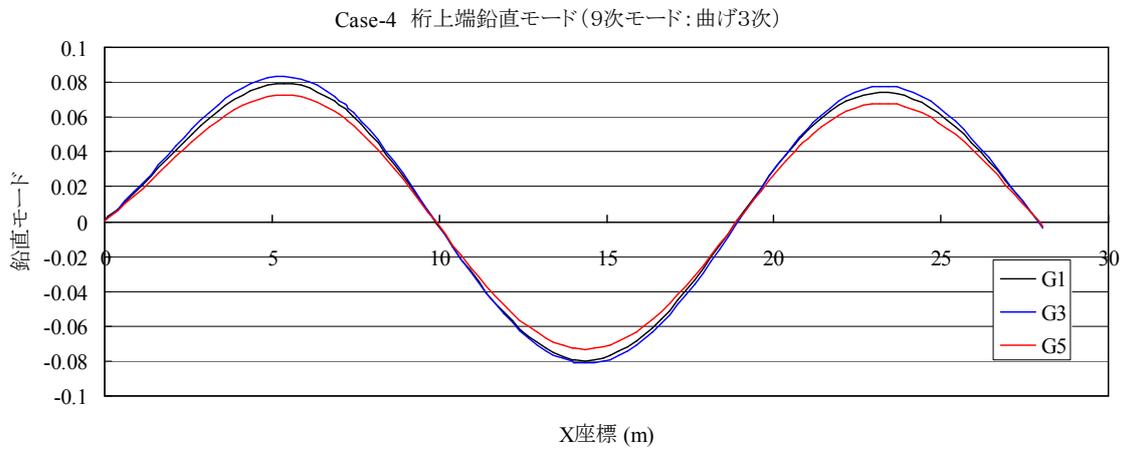


図 3.7 主桁上端鉛直モード (9次モード: 曲げ3次) (Case-4~Case-6)

3. 3 固有値解析結果

(1) Case-1 健全モデル

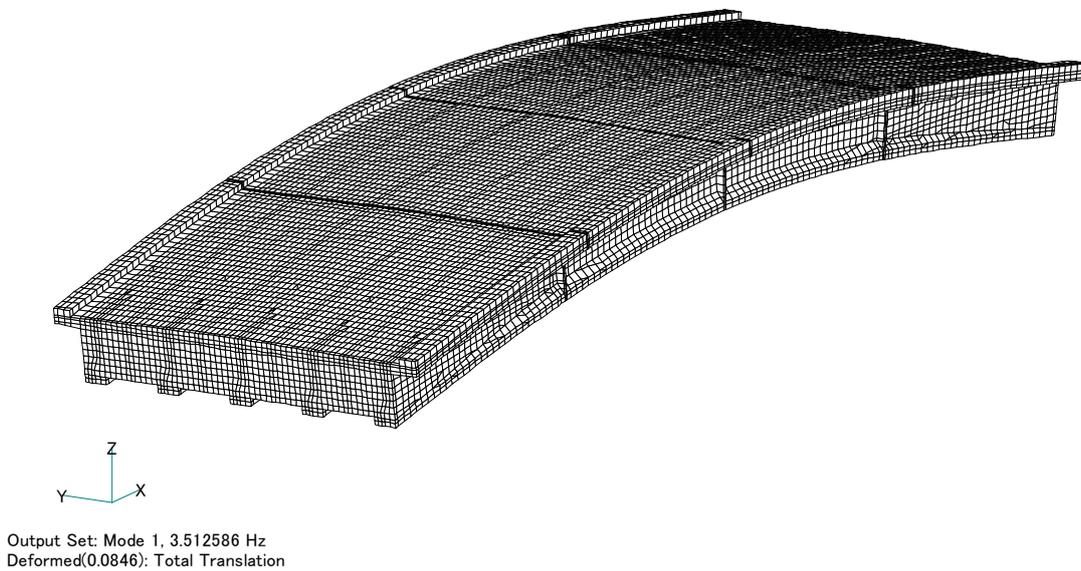


図 3.8 Case-1 1次 (曲げ1次)

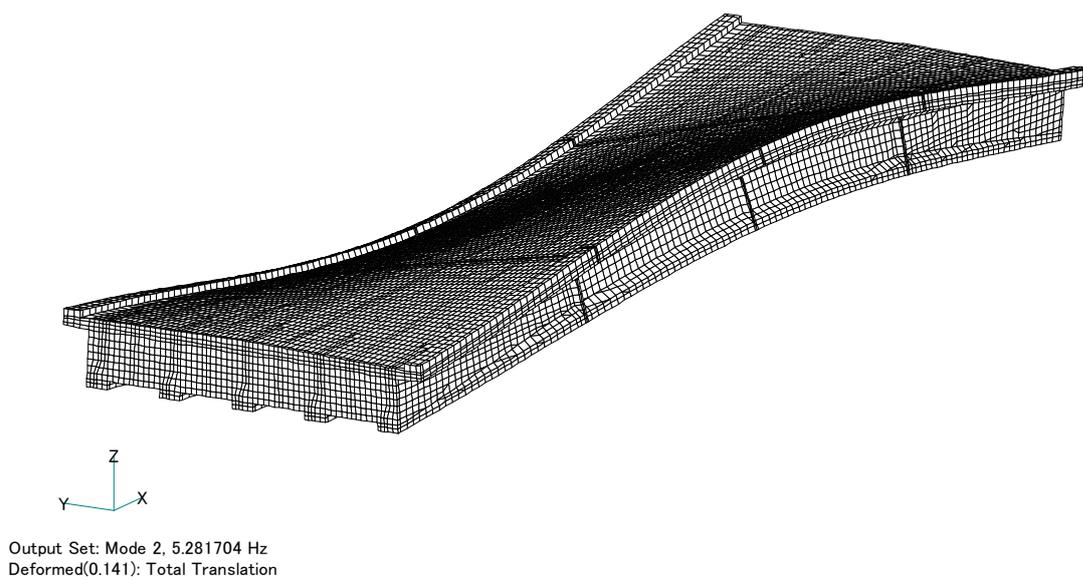
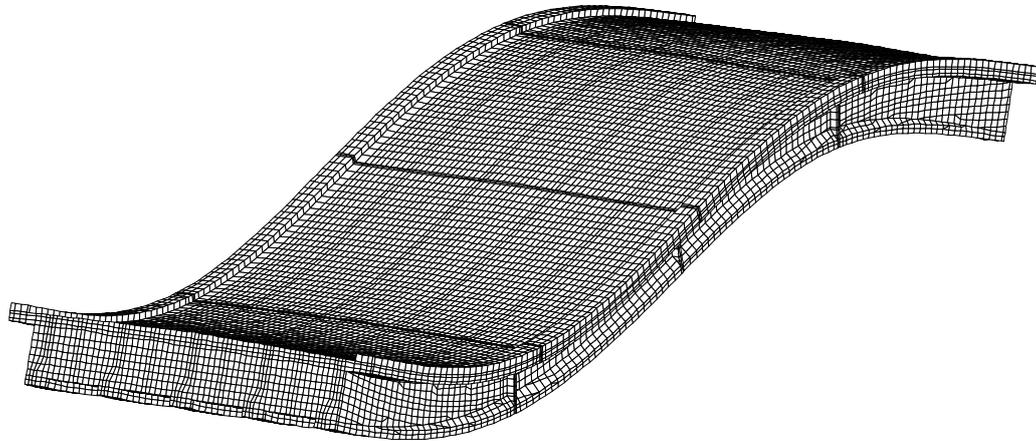
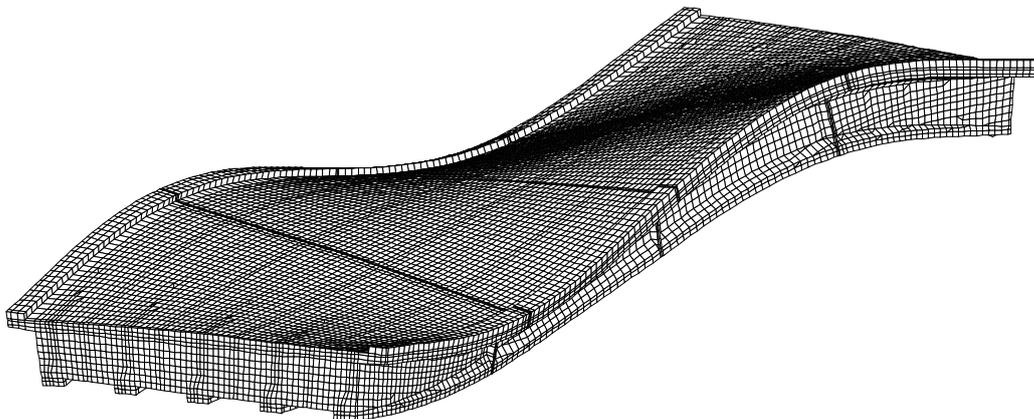


図 3.9 Case-1 2次 (ねじり1次)



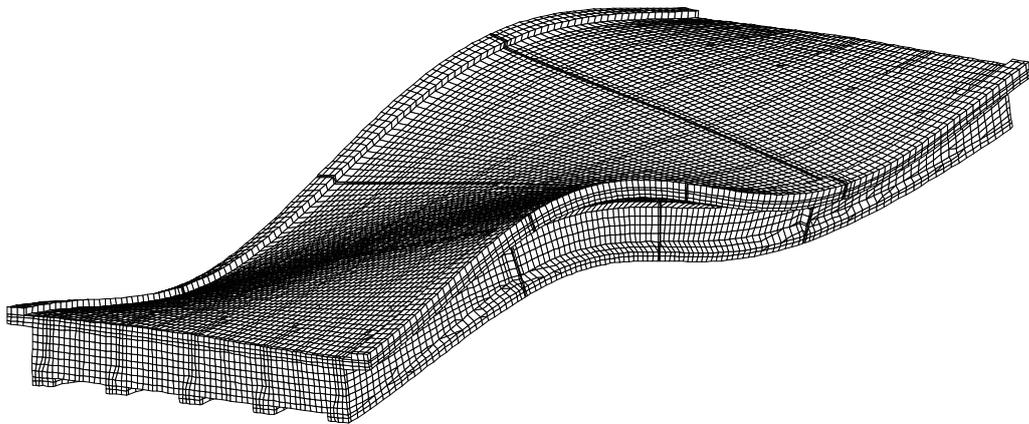
Output Set: Mode 3, 12.60395 Hz
Deformed(0.0833): Total Translation

図 3.10 Case-1 3次 (曲げ2次)



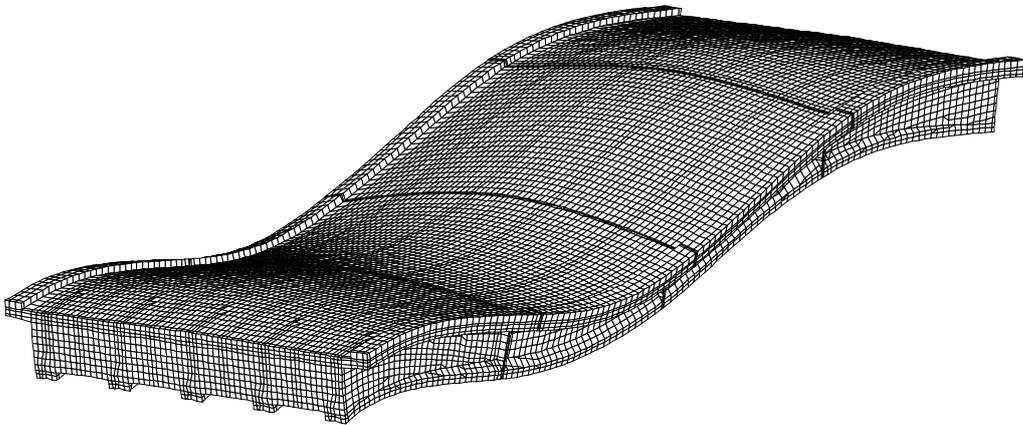
Output Set: Mode 4, 14.29352 Hz
Deformed(0.118): Total Translation

図 3.11 Case-1 4次 (ねじり2次)



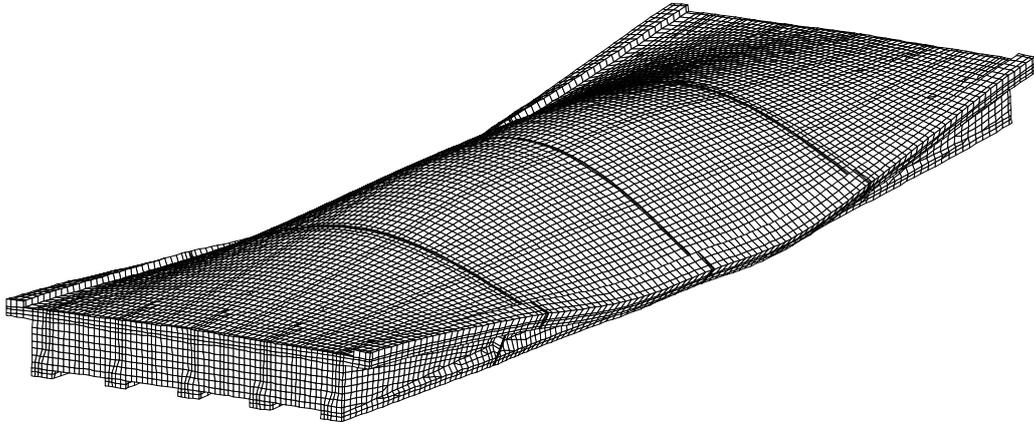
Output Set: Mode 5, 15.96892 Hz
Deformed(0.137): Total Translation

図 3.12 Case-1 5次 (ねじり2次)



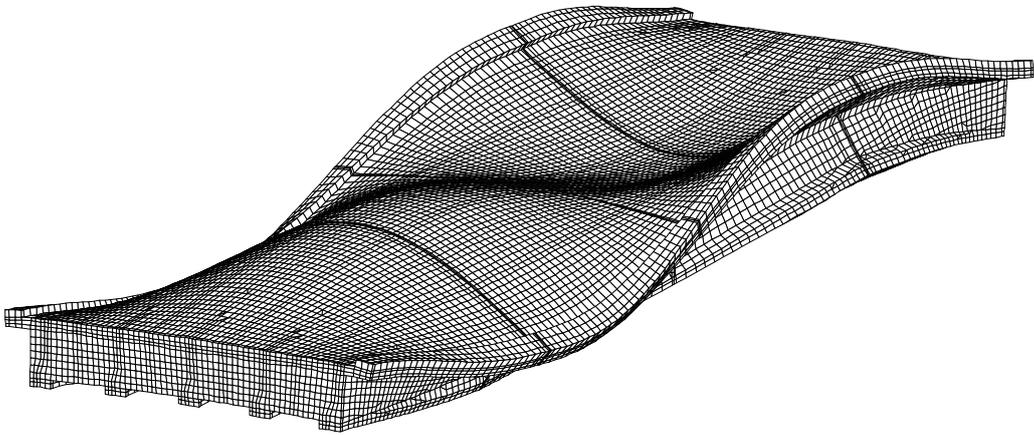
Output Set: Mode 6, 19.3609 Hz
Deformed(0.0887): Total Translation

図 3.13 Case-1 6次



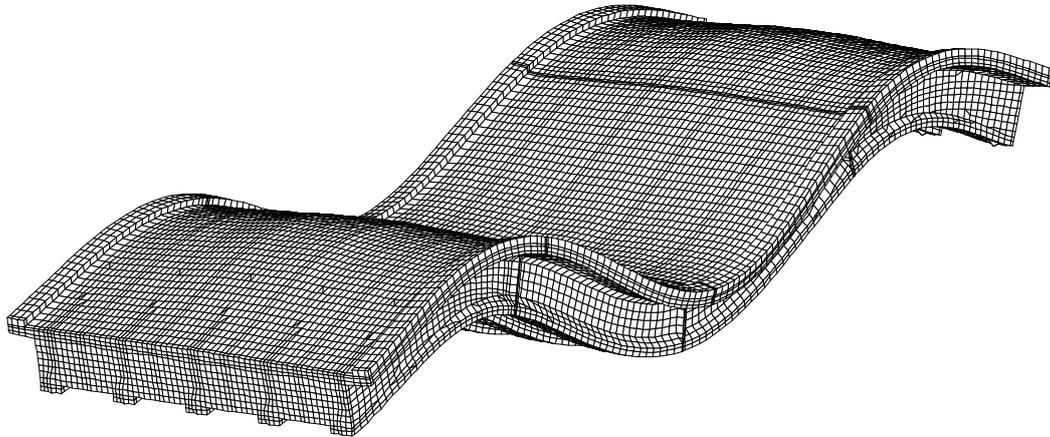
Output Set: Mode 7, 19.91689 Hz
Deformed(0.163): Total Translation

图 3.14 Case-1 7次



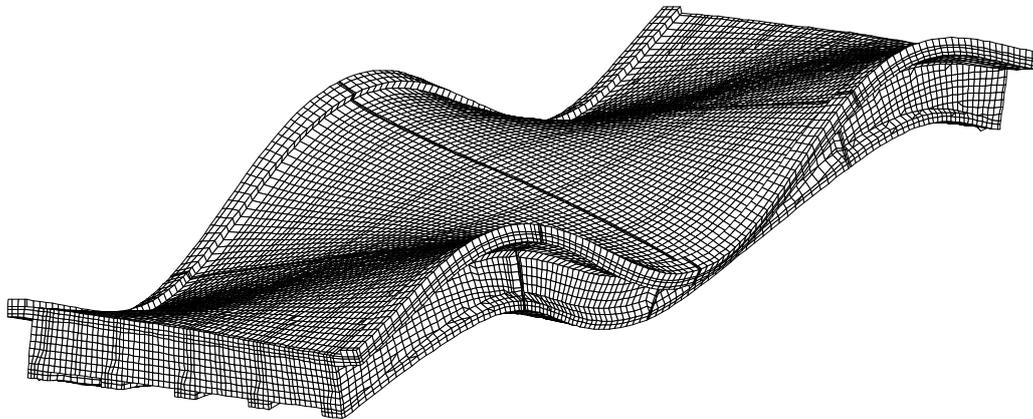
Output Set: Mode 8, 25.77516 Hz
Deformed(0.159): Total Translation

图 3.15 Case-1 8次



Output Set: Mode 9, 29.49979 Hz
 Deformed(0.0925): Total Translation

図 3.16 Case-1 9次 (曲げ3次)



Output Set: Mode 10, 29.64193 Hz
 Deformed(0.151): Total Translation

図 3.17 Case-1 10次 (ねじり3次)

(2) Case-2 欠損モデル

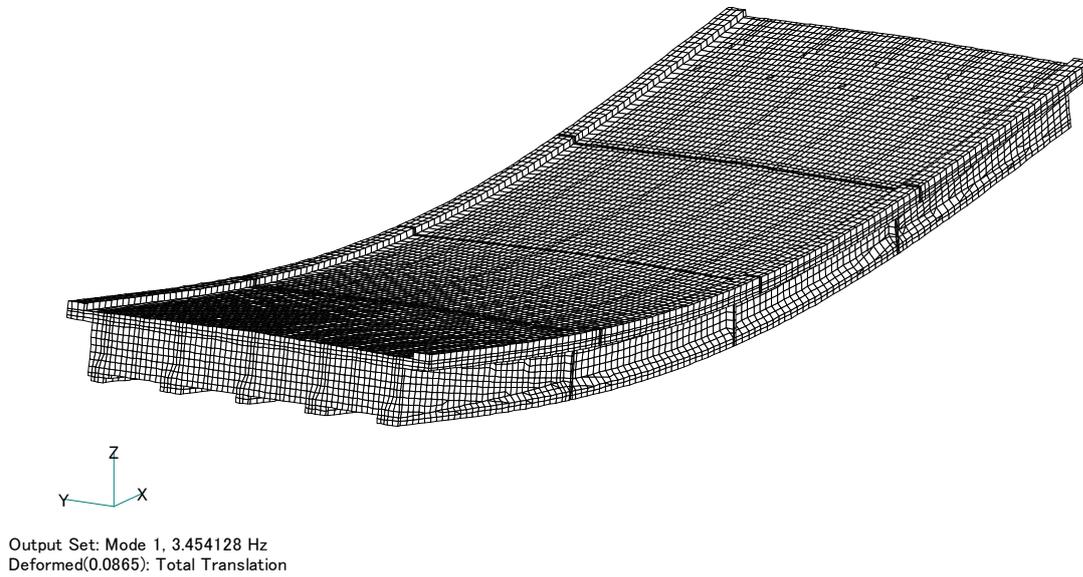


図 3.18 Case-2 1次 (曲げ1次)

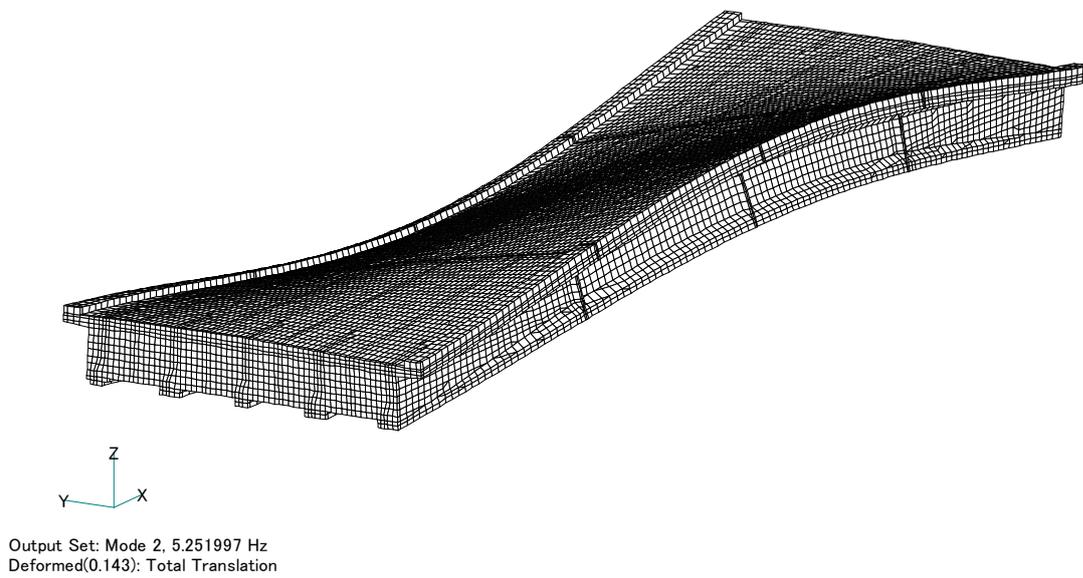
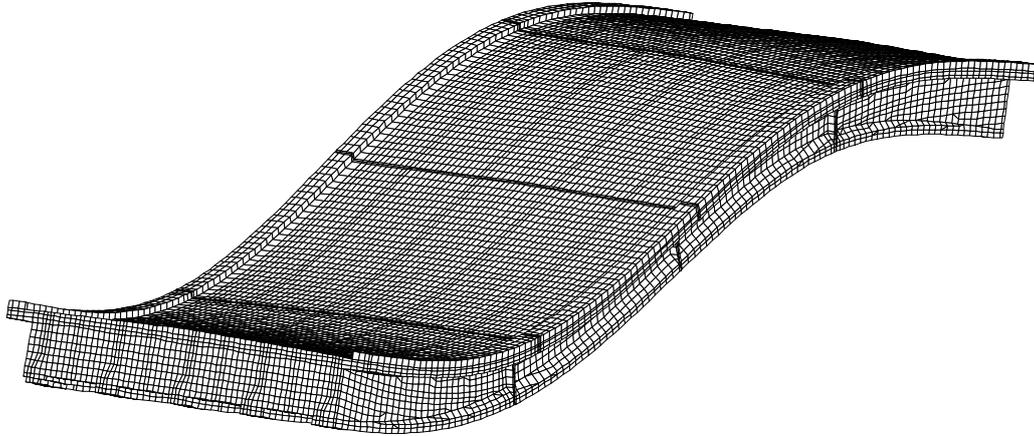
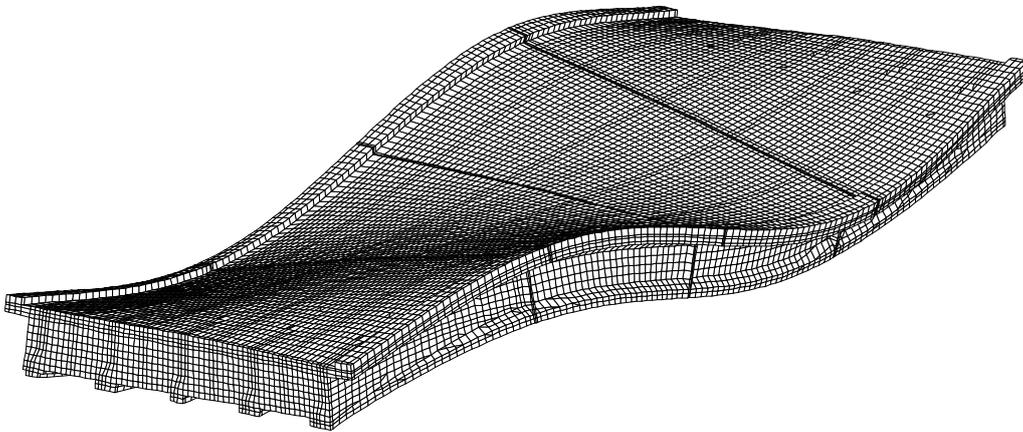


図 3.19 Case-2 2次 (ねじり1次)



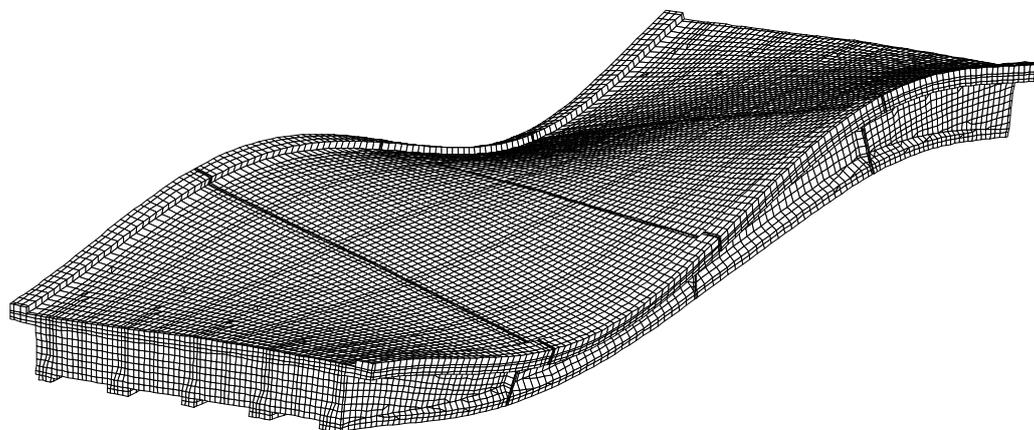
Output Set: Mode 3, 12.38257 Hz
Deformed(0.0882): Total Translation

図 3.20 Case-2 3次 (曲げ2次)



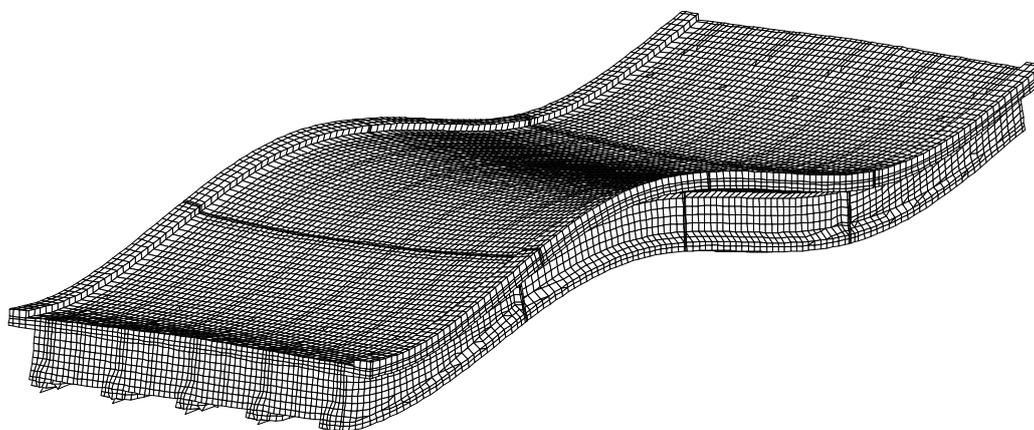
Output Set: Mode 4, 14.21948 Hz
Deformed(0.12): Total Translation

図 3.21 Case-2 4次 (ねじり2次)



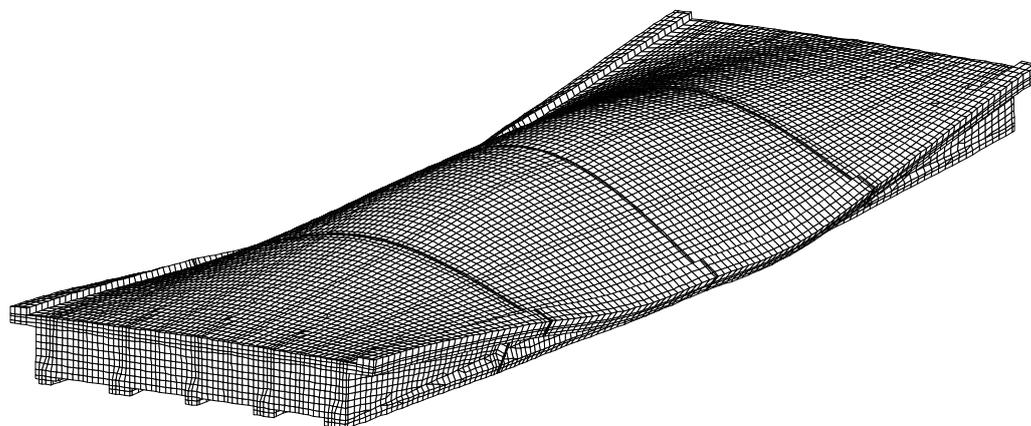
Output Set: Mode 5, 15.87342 Hz
Deformed(0.139): Total Translation

図 3.22 Case-2 5次 (ねじり2次)



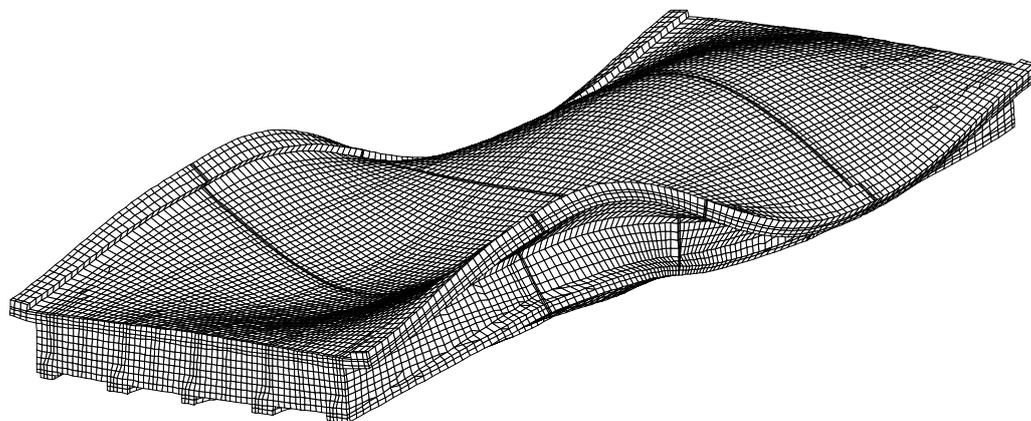
Output Set: Mode 6, 19.15934 Hz
Deformed(0.0836): Total Translation

図 3.23 Case-2 6次



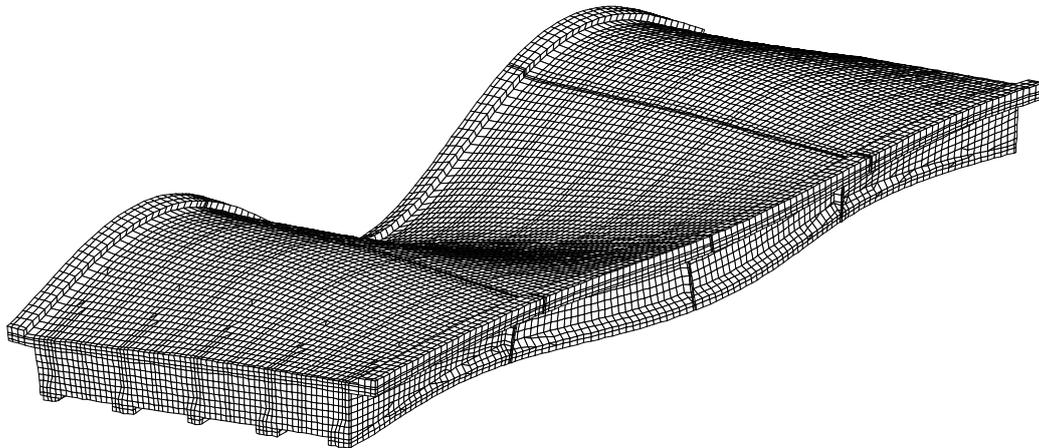
Output Set: Mode 7, 19.98734 Hz
Deformed(0.167): Total Translation

图 3.24 Case-2 7次



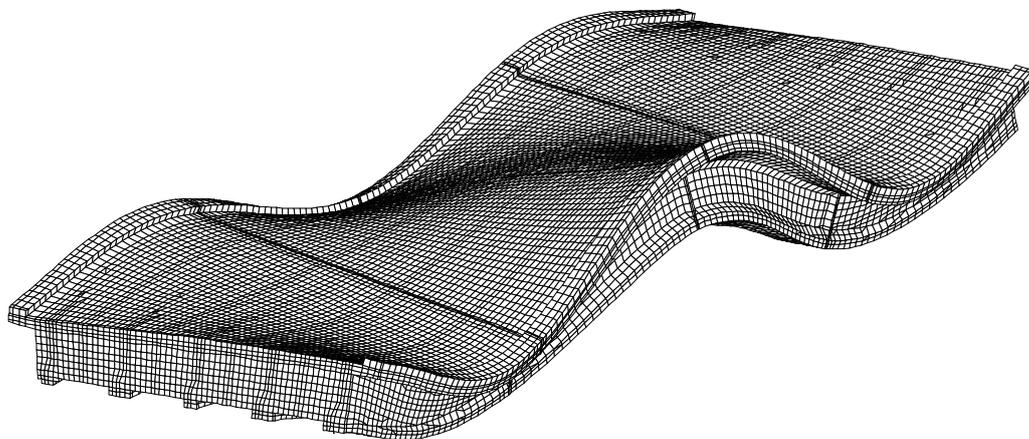
Output Set: Mode 8, 25.66981 Hz
Deformed(0.161): Total Translation

图 3.25 Case-2 8次



Output Set: Mode 9, 29.0597 Hz
Deformed(0.141): Total Translation

図 3.26 Case-2 9次 (曲げ3次)



Output Set: Mode 10, 29.49805 Hz
Deformed(0.166): Total Translation

図 3.27 Case-2 10次 (ねじり3次)

(3) Case-6 支承劣化モデル

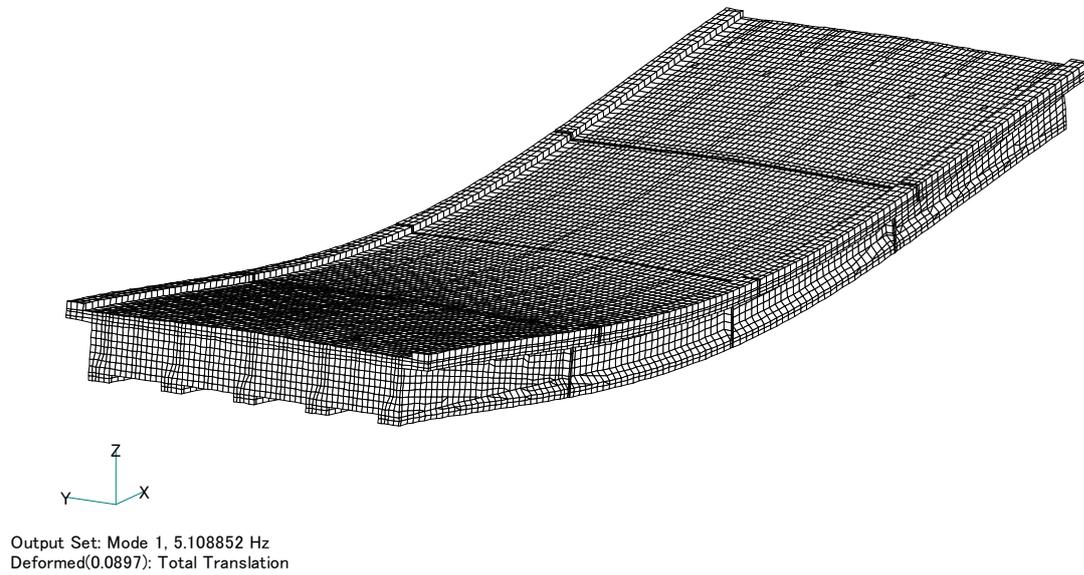


図 3.28 Case-6 1次 (曲げ1次)

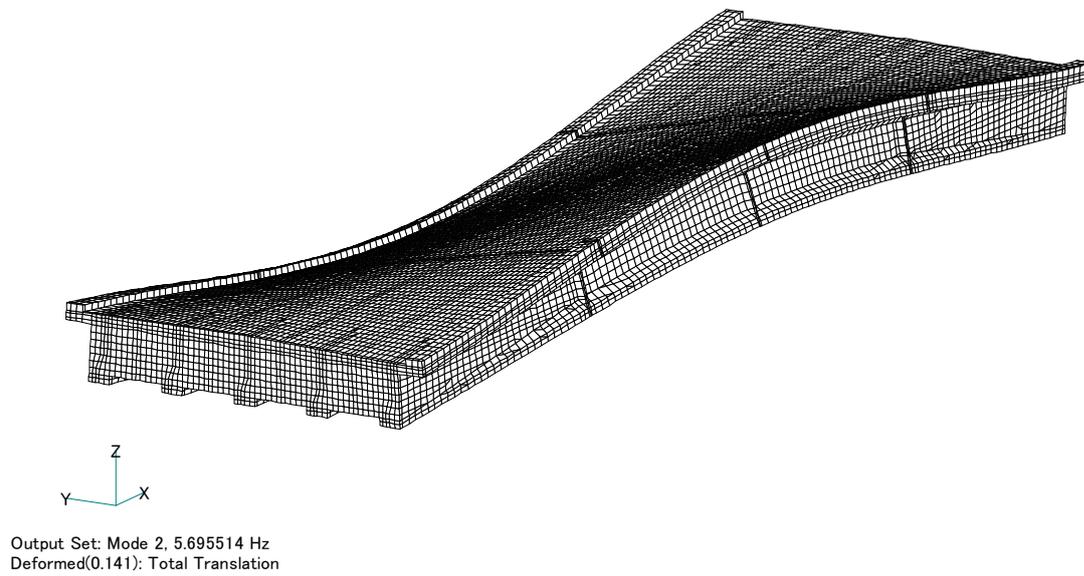
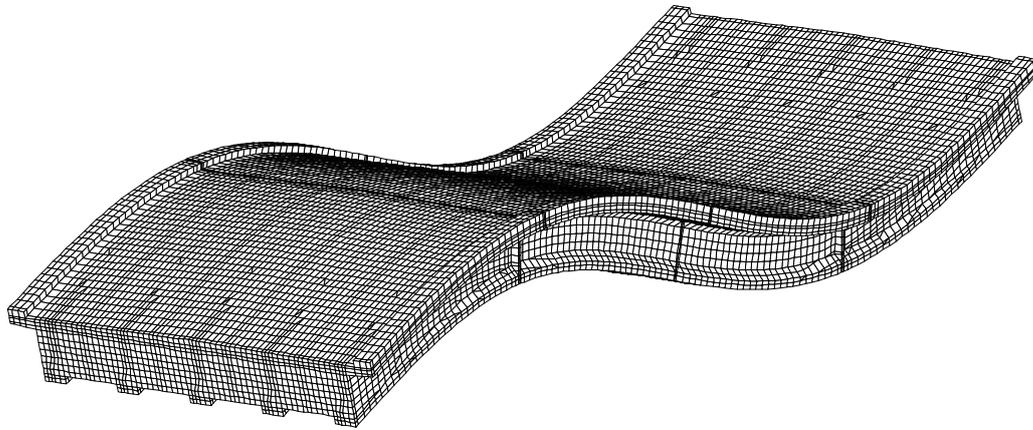
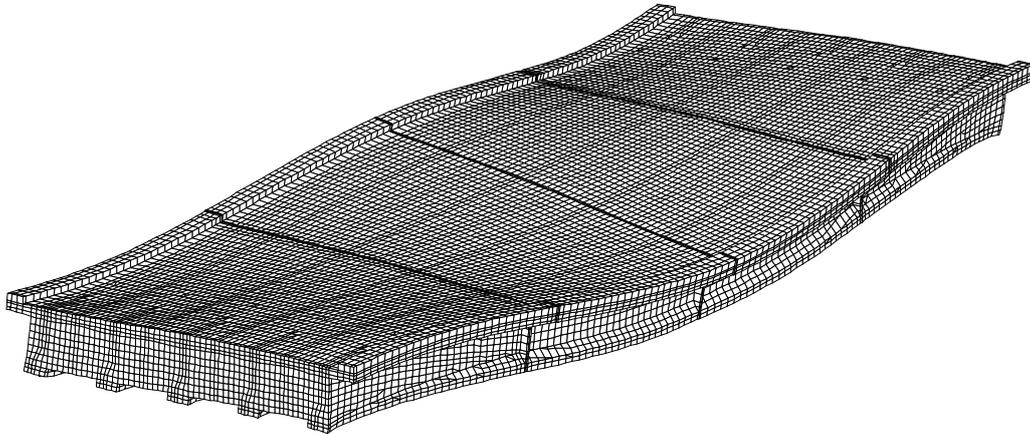


図 3.29 Case-6 2次 (ねじり1次)



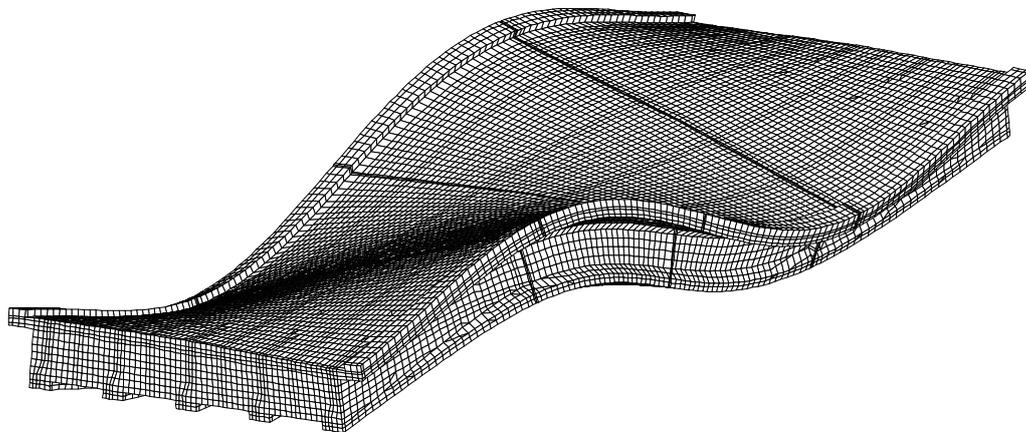
Output Set: Mode 3, 12.85815 Hz
Deformed(0.0821): Total Translation

図 3.30 Case-6 3次 (曲げ2次)



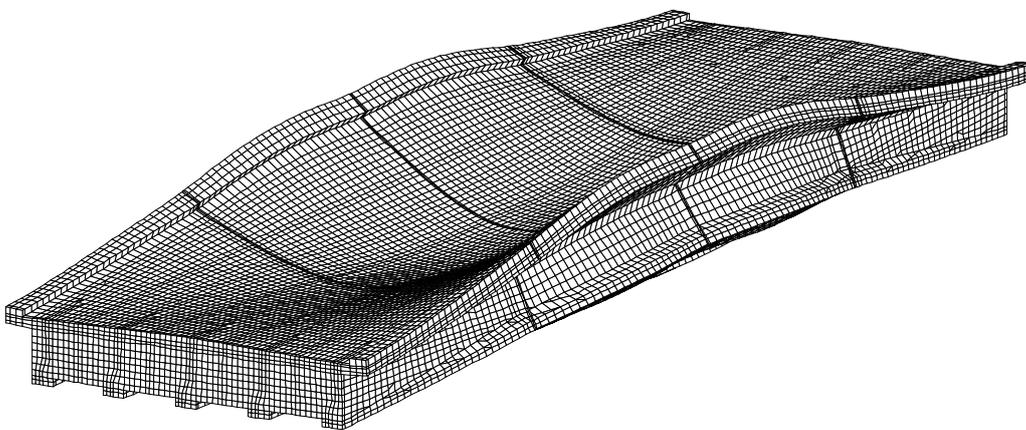
Output Set: Mode 4, 15.76887 Hz
Deformed(0.103): Total Translation

図 3.31 Case-6 4次 (ねじり2次)



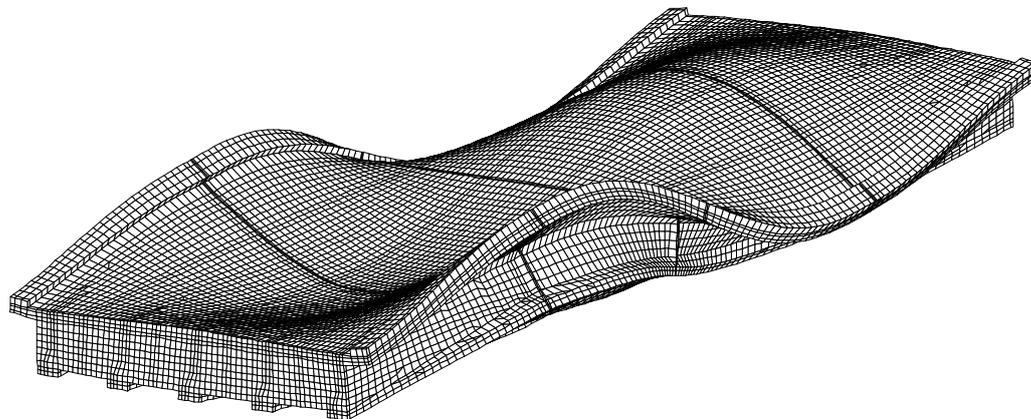
Output Set: Mode 5, 16.11783 Hz
Deformed(0.14): Total Translation

図 3.32 Case-6 5次 (ねじり2次)



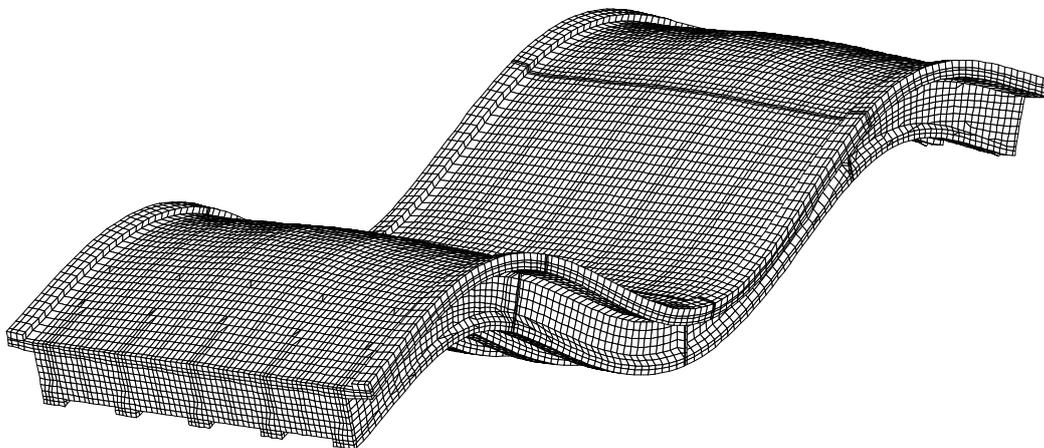
Output Set: Mode 6, 20.15547 Hz
Deformed(0.164): Total Translation

図 3.33 Case-6 6次



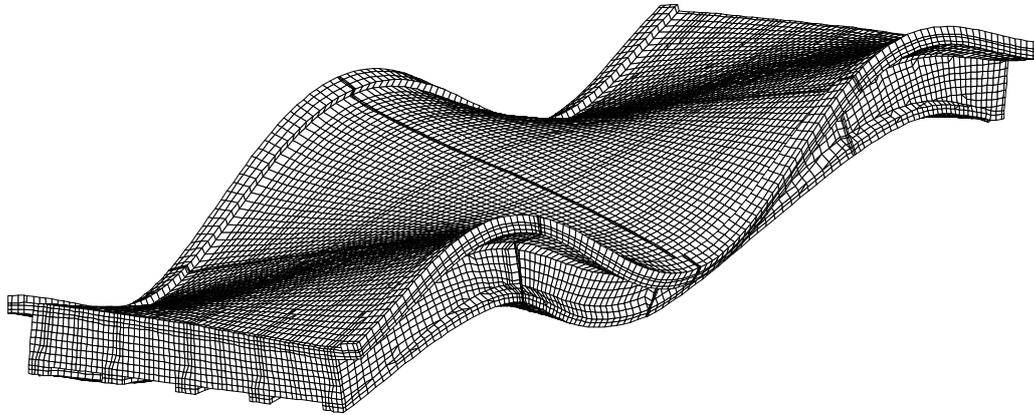
Output Set: Mode 7, 26.33246 Hz
Deformed(0.156): Total Translation

図 3.34 Case-6 7次



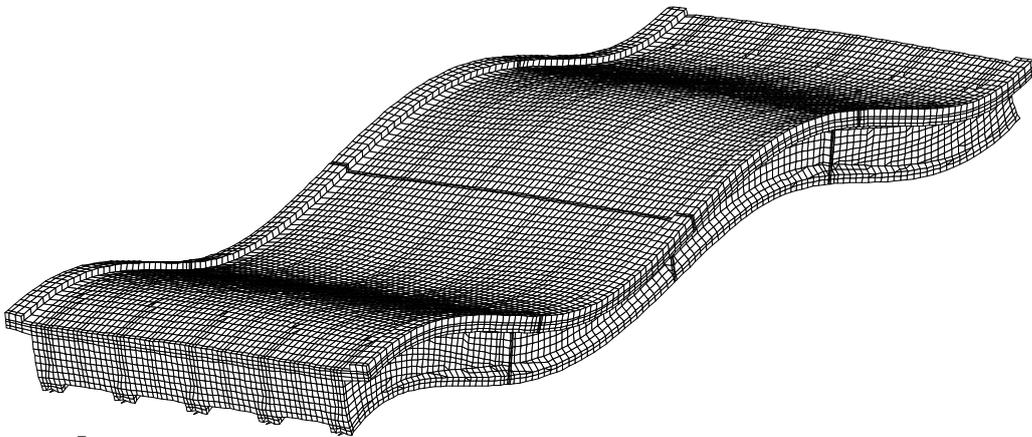
Output Set: Mode 8, 29.43711 Hz
Deformed(0.0866): Total Translation

図 3.35 Case-6 8次 (曲げ3次)



Output Set: Mode 9, 30.46794 Hz
Deformed(0.145): Total Translation

図 3.36 Case-6 9次 (ねじり3次)



Output Set: Mode 10, 30.47671 Hz
Deformed(0.0723): Total Translation

図 3.37 Case-6 10次

付録 C 鋼材腐食が生じる実験検討資料

1. 実験概要.....	118
1. 1 供試体.....	118
1. 2 振動測定方法.....	118
1. 3 測定位置.....	119
2. 波形処理.....	120
3. 実験結果.....	121
3. 1 1次モード.....	121
3. 2 2次モード.....	123
3. 3 3次モード.....	125
3. 4 対数減衰率の算出.....	127

1. 実験概要

1. 1 供試体

対象とする供試体は、写真1.1に示すプレストレストコンクリートはりである。



写真1.1 PCはり供試体

1. 2 振動測定方法

供試体上に加速度計を設置し、インパルスハンマーにより衝撃加振する。この時の加振力と自由振動波形を計測し振動特性を確認する。インパルスハンマーで各モードの腹となる位置に衝撃を与え、1次、2次、3次モードの固有振動数を確認する。測定ケースは以下の3ケースとした。図1.1に加振位置、写真1.2に試験状況を示す。

加振位置

- ・ 1次モード $1/2L$
- ・ 2次モード $1/4L$
- ・ 3次モード $1/6L$

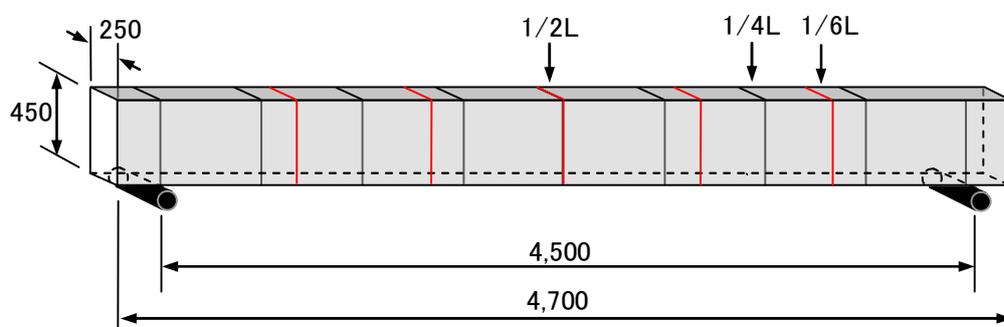


図1.1 PCはり供試体の加振位置



写真1.2 試験状況

1. 3 測定位置

加速度計設置位置を表1.1に示す。測定位置は図1.3に示すように支間4500mmを8等分し、供試体上面に加速度計を設置した。また、インパルスハンマーの加振力も合わせて測定した。

表1.1 加速度計設置位置

試験	0Z	1Z	2Z	3Z	4Z	5Z	6Z	7Z	8Z
腐食前	—	○	○	○	○	○	○	—	—
腐食後	○	○	○	○	○	○	○	○	○

*:測定位置の0Z,7Z,8Zの3点は腐食後のみ追加した。

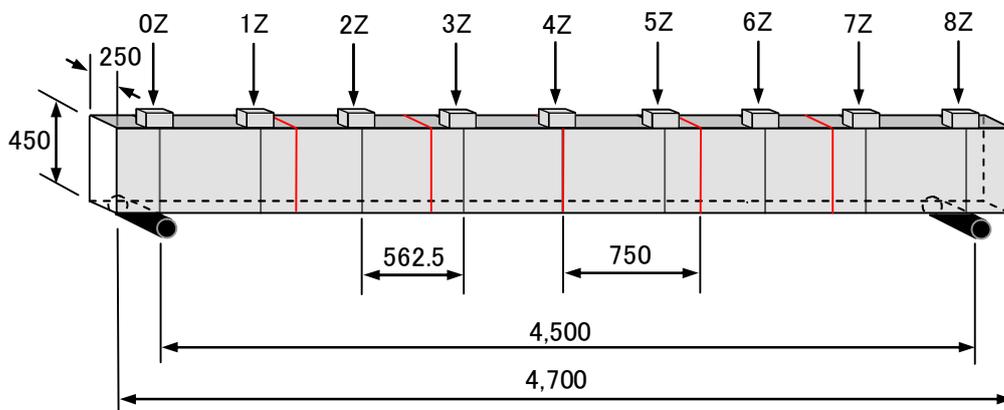


図1.2 測定位置図

2. 波形処理

測定した記録波形は以下の処理を実施した。

- ① 記録波形のプリント出力
- ② 加振力と加速度の伝達関数

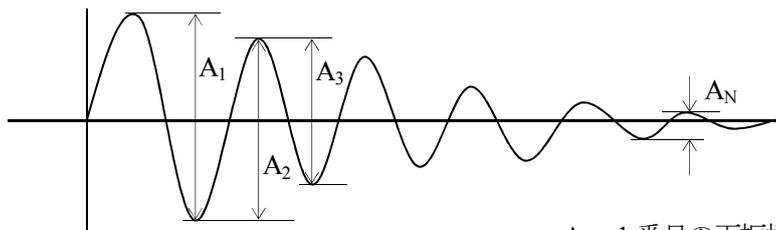
表2.1に示す条件・設定で解析を行った。

表2.1 伝達関数の条件・設定

項目	条件・設定
サンプリング間隔 (Δt)	0.001秒
1 サンプリングのデータ個数 (N)	2048個
加算回数	5回
スペクトルウインドウ	無し
最小分解能	0.48828Hz

- ③ 対数減衰率の算出

以下の式にて算出した。



$$h = \frac{\log_e A_1 - \log_e A_N}{(N - 1)\pi}$$

$$\delta = h \times 2\pi$$

A_1 : 1 番目の両振幅の値

A_N : N 番目の両振幅の値

N : 波数

h : 減衰定数

δ : 対数減衰率

3. 実験結果

3. 1 1次モード

1次モードの腹となる1/2Lで衝撃加振した時の腐食前後の加振力と加速度（4Z）における伝達関数を図3.1、図3.2に示す。4Zは加振点1/2Lの位置に設置した加速度計である。

(1) 腐食前

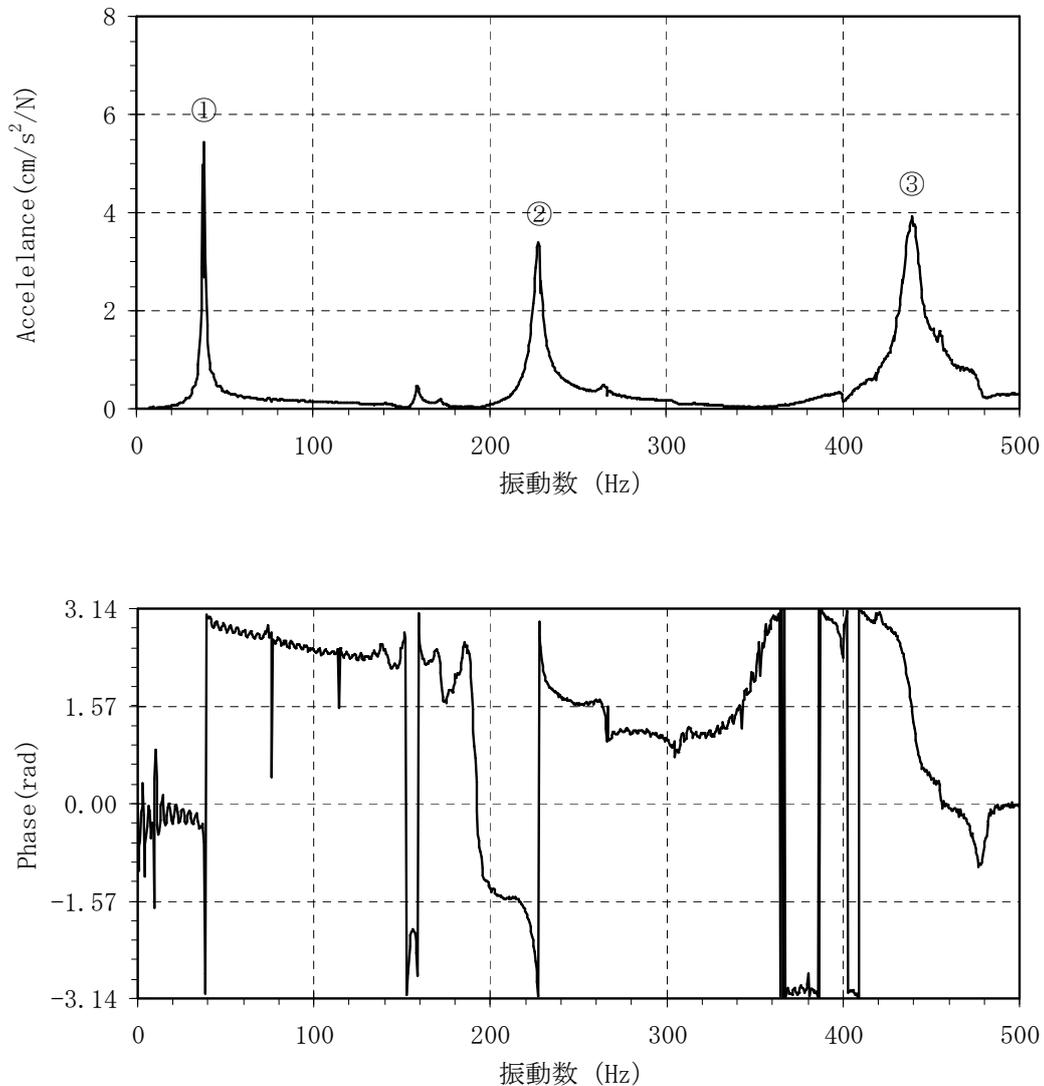


図 3.1 伝達関数 (4Z/加振力)

図3.1に示すように、主な卓越振動数は①38.6Hz、②227.1Hz、③439.5Hzの3箇所に見られた。そして、最も振動数の低い1次モードと思われる38.6Hzの加速度/単位加振力は5.4cm/s²/Nであった。

(2) 腐食後

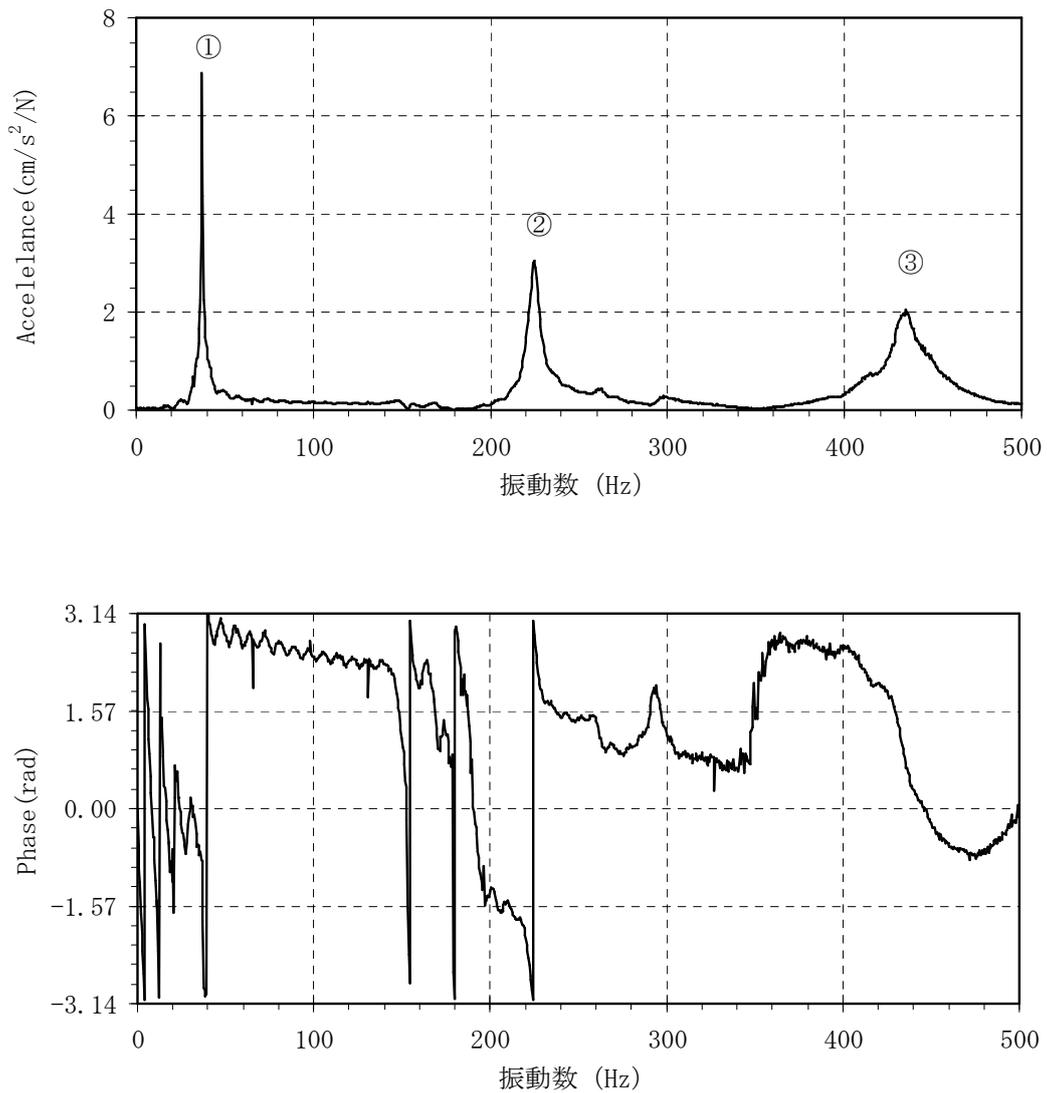


図 3.2 伝達関数 (4Z/加振力)

図3.2に示すように、主な卓越振動数は①37.1Hz、②224.6Hz、③434.6Hzの3箇所に見られた。そして、最も振動数の低い1次モードと思われる37.1Hzの加速度/単位加振力は6.9cm/s²/Nであった。

3. 2 2次モード

2次モードの腹となる1/4Lで衝撃加振した時の腐食前後の加振力と加速度（2Z）における伝達関数を図3.3, 図3.4に示す。2Zは加振点1/4Lの位置に設置した加速度計である。

(1) 腐食前

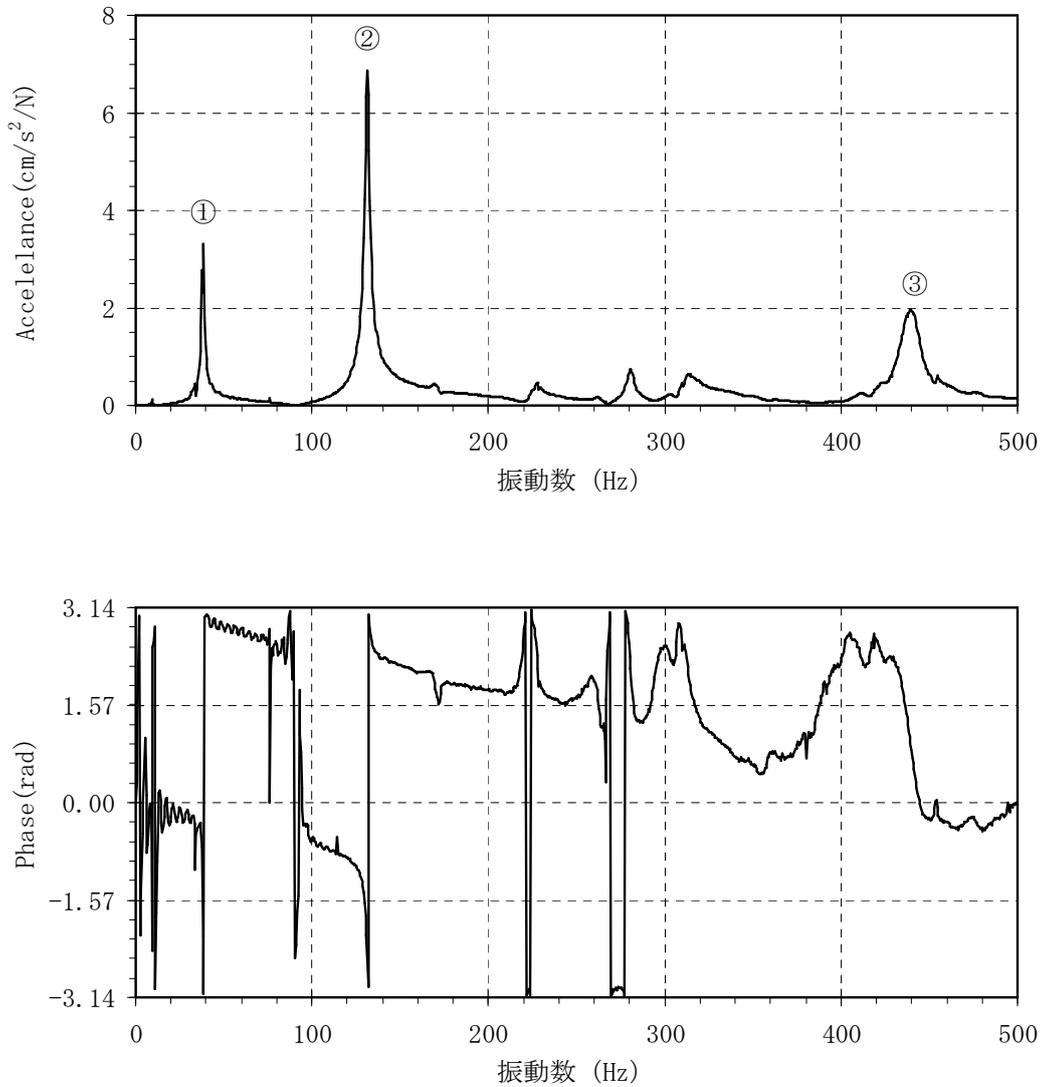


図 3.3 伝達関数 (2Z/加振力)

図3.3に示すように、主な卓越振動数は①38.6Hz, ②131.3Hz, ③439.0Hzの3箇所に見られた。そして、2次モードと思われる131.3Hzの加速度/単位加振力は6.9cm/s²/Nであった。

(2) 腐食後

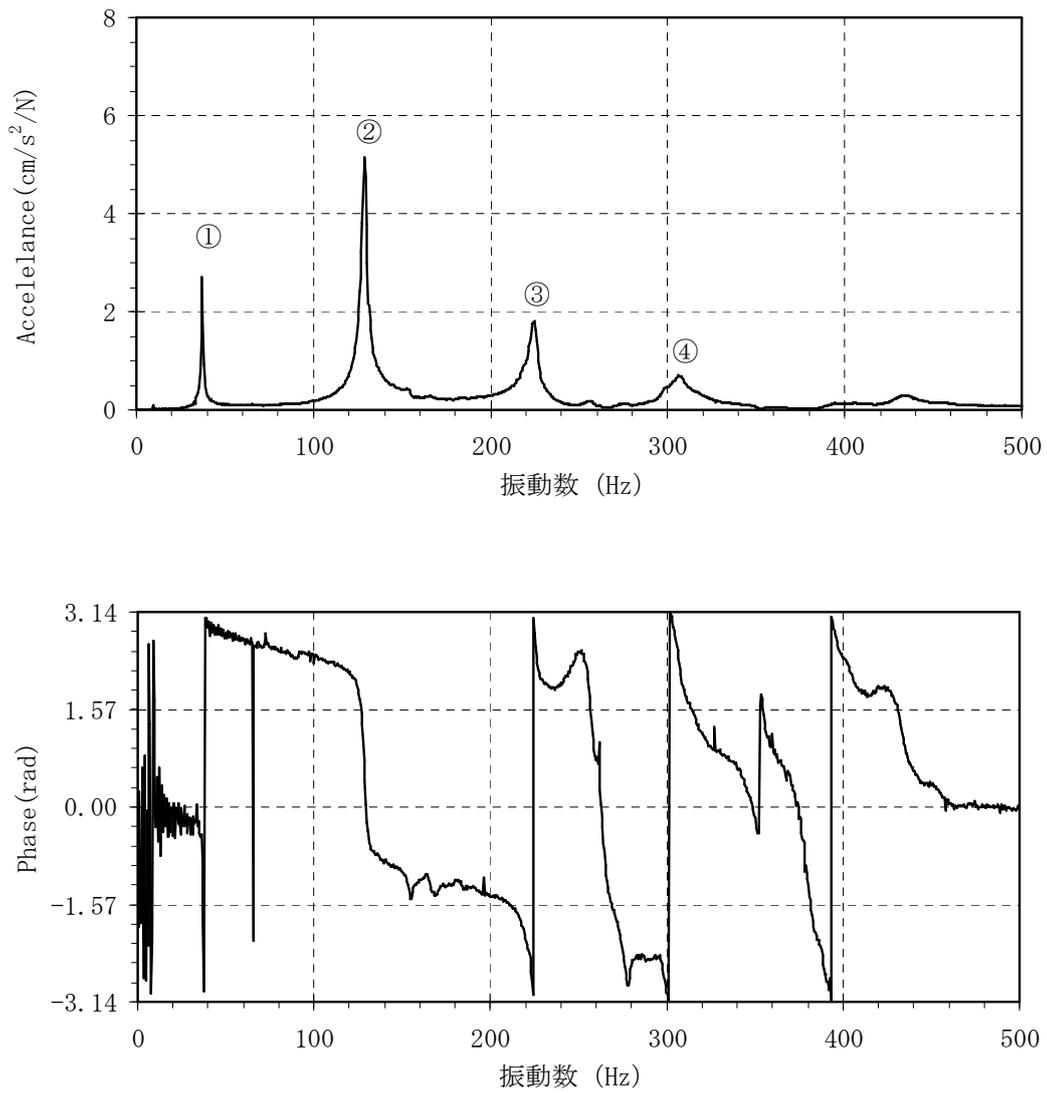


図 3.4 伝達関数 (2Z/加振力)

図3.4に示すように、主な卓越振動数は①37.1Hz、②128.4Hz、③225.6Hz、④310.1Hzの4箇所に見られた。そして、2次モードと思われる128.4Hzの加速度/単位加振力は5.2cm/s²/Nであった。

3. 3 3次モード

3次モードの腹となる1/6Lで衝撃加振した時の腐食前後の加振力と加速度（1Z）における伝達関数を図3.5, 図3.6に示す。

(1) 腐食前

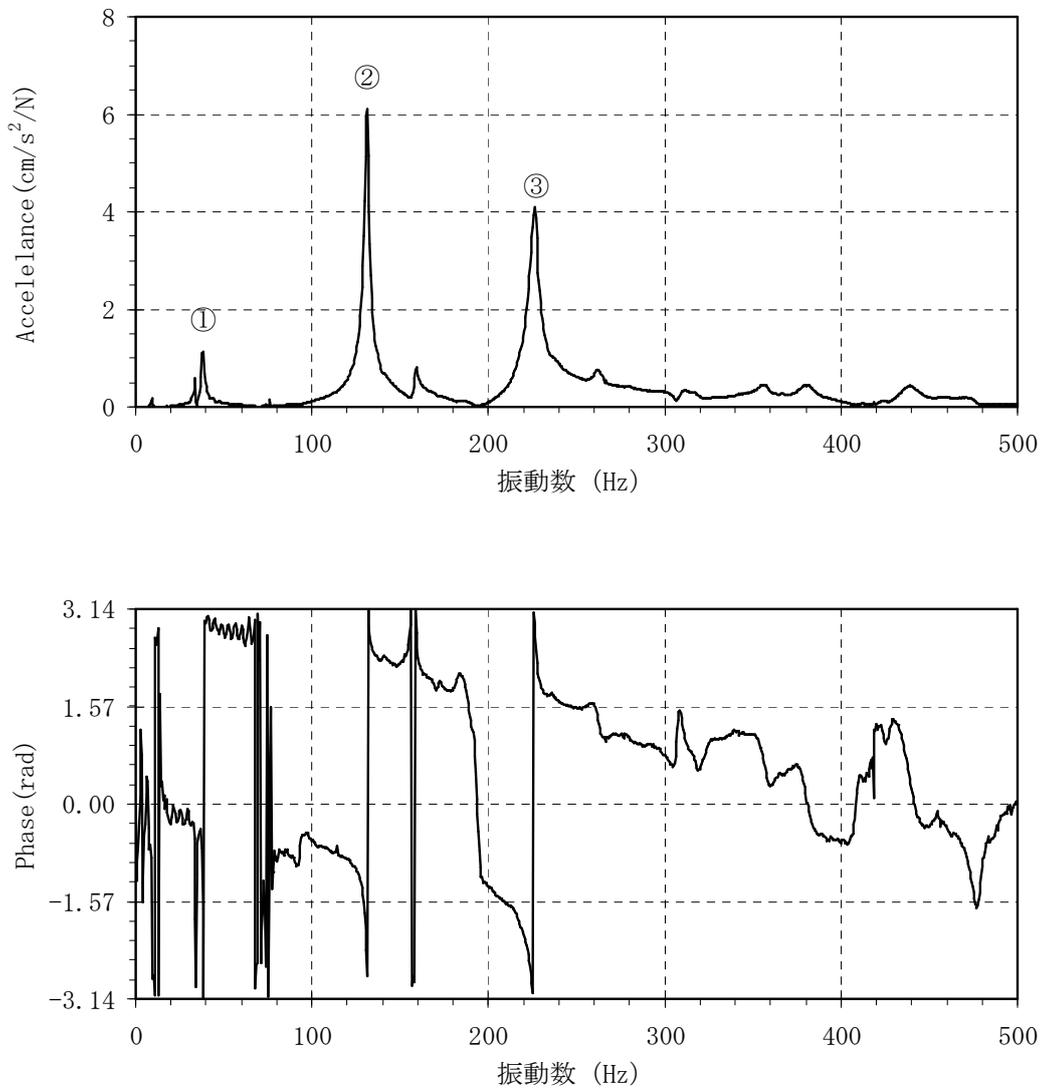


図 3.5 伝達関数 (1Z/加振力)

図3.5に示すように、主な卓越周波数は①38.1Hz, ②131.3Hz, ③226.1Hzの3箇所に見られた。そして、骨組みモデル解析結果よりもかなり低い振動数ではあるが、最も3次モードに近い226.1Hzの加速度/単位加振力は4.1cm/s²/Nであった。

(2) 腐食後

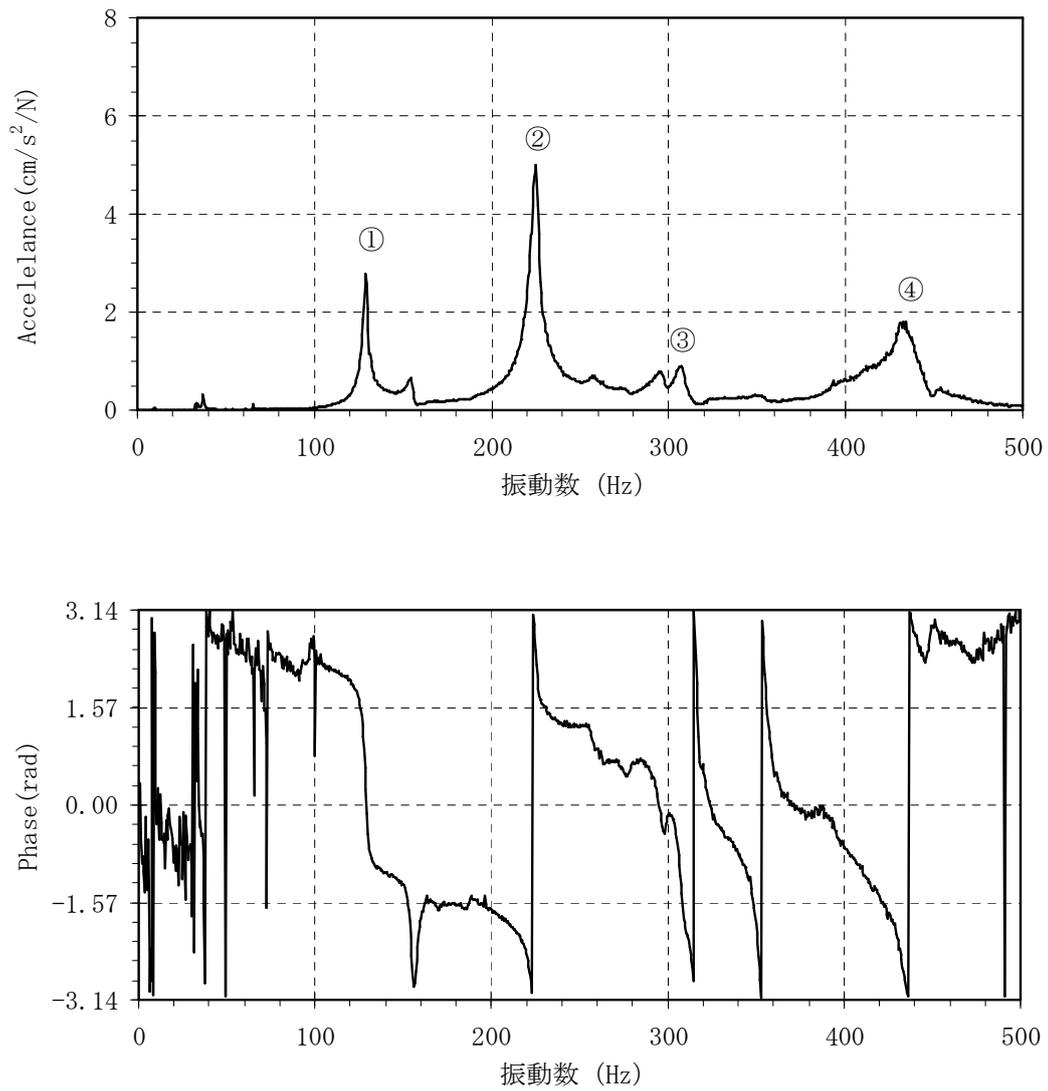


図 3.6 伝達関数 (1Z/加振力)

図3.6に示すように、主な卓越周波数は①128.4Hz, ②223.1Hz, ③308.1Hz, ④434.1Hzの4箇所に見られた。3次モードと思われる223.1Hzの加速度/単位加振力には5.0cm/s²/Nであった。

3. 4 対数減衰率の算出

各加振試験の加振位置は1次モードが1/2L, 2次モードが1/4L, 3次モードが1/6Lとし, 加振回数は各5回ずつ実施した。解析には加振した5回の加速度波形の値の最大と最小を除いた中間の3回の波形を選択し, 各モードの腹となる位置の対数減衰率と減衰定数を算出した。図3.7に代表例として1次モード1回目の4Zの処理結果を示す。

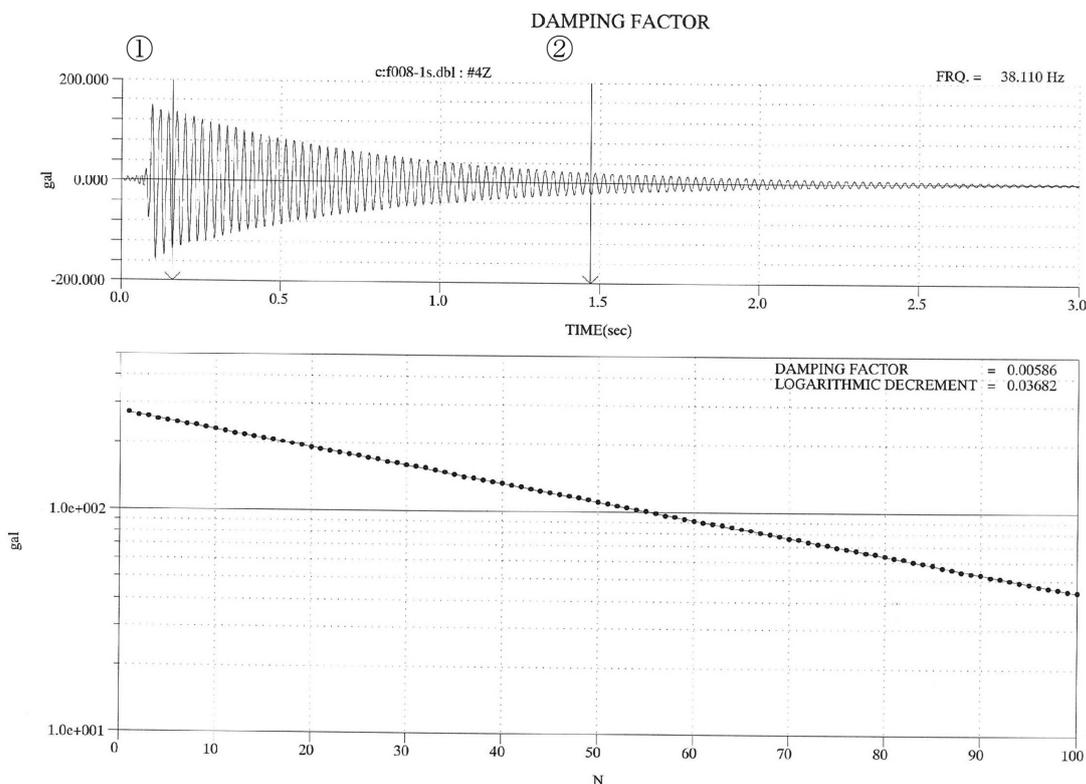


図3.7 対数減衰率と減衰定数

解析した波形は卓越振動数前後をフィルターでカットした波形であり, 波形が安定した①から50波 (半周期毎に100波) となる②の位置までを計算範囲として対数減衰率 (Logarithmic Decrement), 減衰定数 (Damping Factor), 振動数を算出した。振動数は, 50波を経過した①から②までの時間を波数で除した値の逆数とした。表3.1～表3.3に試験結果の一覧を示す。

表3.1 試験結果一覧表 (1次モード)

加振位置	モード次数	試験	処理項目	試験回数	処理結果	
					減衰波形	伝達関数
1/2L	1次	腐食前	固有振動数 (Hz)	1	38.1	38.6
				2	38.1	
				3	38.1	
				平均	38.1	
		対数減衰率 (減衰定数)	1	0.037 (0.006)	—	
			2	0.037 (0.006)		
			3	0.036 (0.006)		
			平均	0.037 (0.006)		
	腐食後	固有振動数 (Hz)	1	37.2	37.1	
			2	37.2		
			3	37.2		
			平均	37.2		
		対数減衰率 (減衰定数)	1	0.044 (0.007)	—	
			2	0.044 (0.007)		
			3	0.044 (0.007)		
			平均	0.044 (0.007)		

表3.2 試験結果一覧表 (2次モード)

加振位置	モード次数	試験	処理項目	試験回数	処理結果	
					減衰波形	伝達関数
1/4L	2次	腐食前	固有振動数 (Hz)	1	131.2	131.3
				2	131.2	
				3	131.6	
				平均	131.3	
		対数減衰率 (減衰定数)	1	0.055(0.009)	-	
			2	0.055(0.009)		
			3	0.054(0.009)		
			平均	0.055(0.009)		
	腐食後	固有振動数 (Hz)	1	128.9	128.4	
			2	128.5		
			3	128.9		
			平均	128.8		
		対数減衰率 (減衰定数)	1	0.062 (0.010)	-	
			2	0.062 (0.010)		
			3	0.061 (0.010)		
			平均	0.062 (0.010)		

表3.3 試験結果一覧表 (3次モード)

加振位置	モード次数	試験	処理項目	試験回数	処理結果	
					減衰波形	伝達関数
1/6L	3次	腐食前	固有振動数 (Hz)	1	226.2	226.1
				2	226.2	
				3	225.2	
				平均	225.9	
		対数減衰率 (減衰定数)	1	0.064 (0.010)	—	
			2	0.060 (0.010)		
			3	0.065 (0.010)		
			平均	0.063 (0.010)		
	腐食後	固有振動数 (Hz)	1	225.2	223.1	
			2	224.2		
			3	224.2		
			平均	224.5		
		対数減衰率 (減衰定数)	1	0.056 (0.009)	—	
			2	0.062 (0.010)		
			3	0.059 (0.009)		
			平均	0.059 (0.009)		

なお、以降に次のデータを示す。

- ・記録波形
- ・対数減衰率

[腐食前]

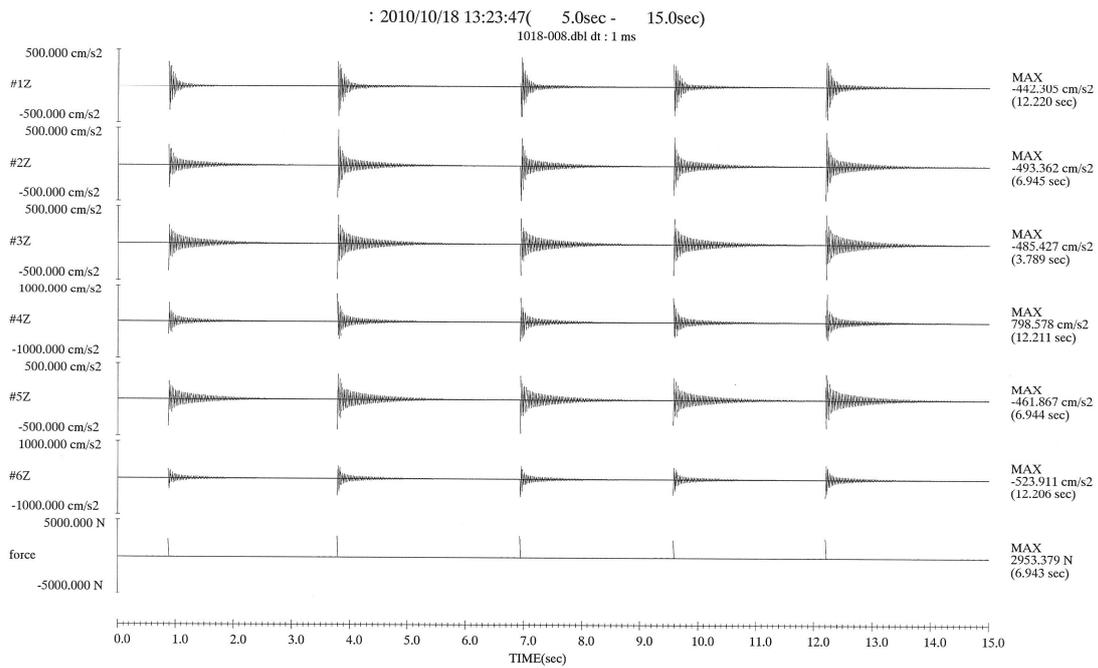


図3.8 記録波形 1次モード 加振位置 1/2L 腐食前

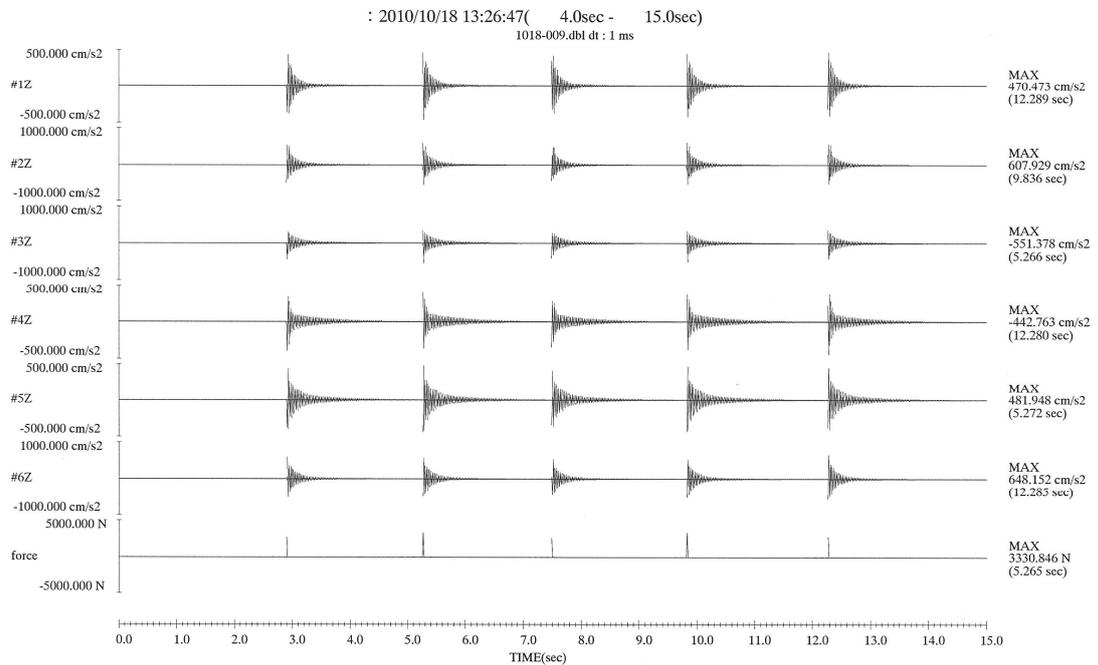


図3.9 記録波形 2次モード 加振位置 1/4L 腐食前

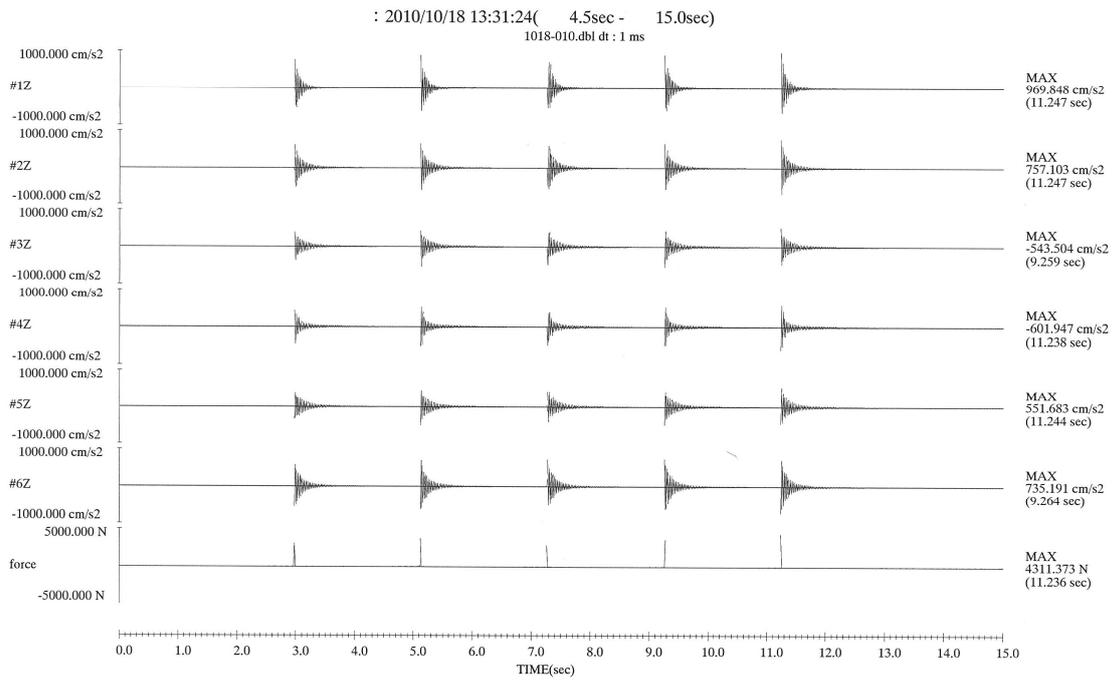


図3.10 記録波形 3次モード 加振位置 1/6L 腐食前

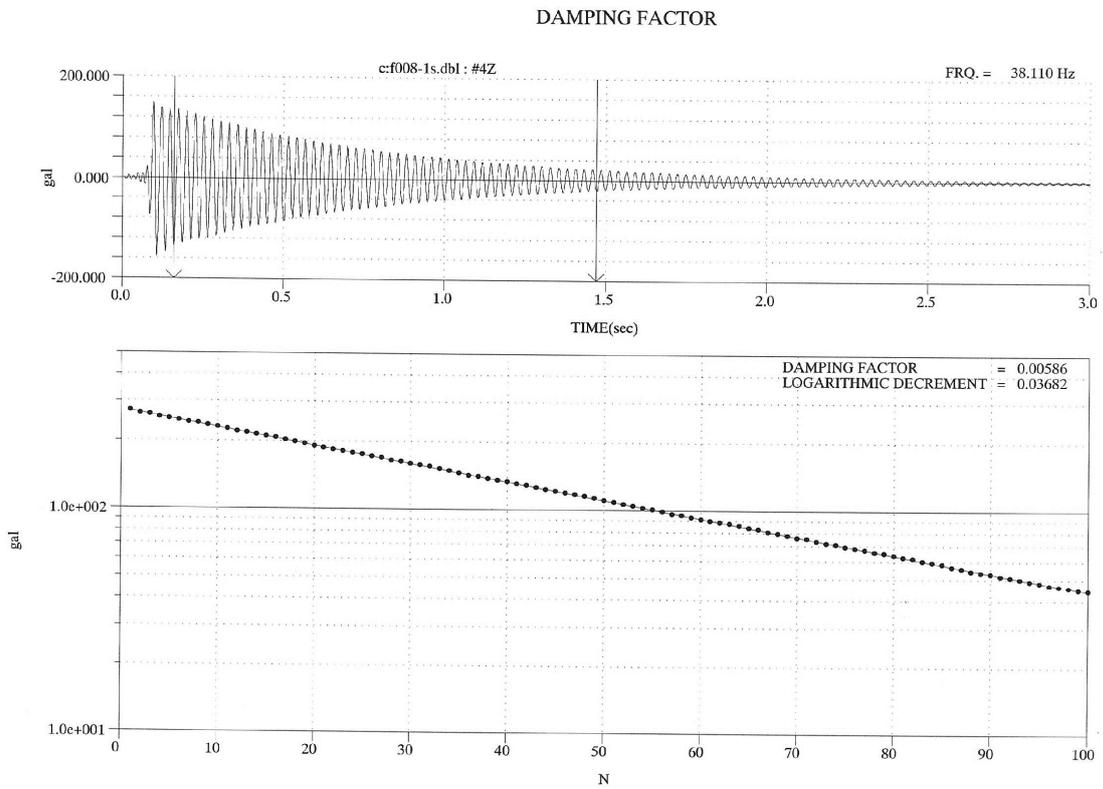


図3.11 対数減衰率 1次モード 加振位置 1/2L 1回目 腐食前

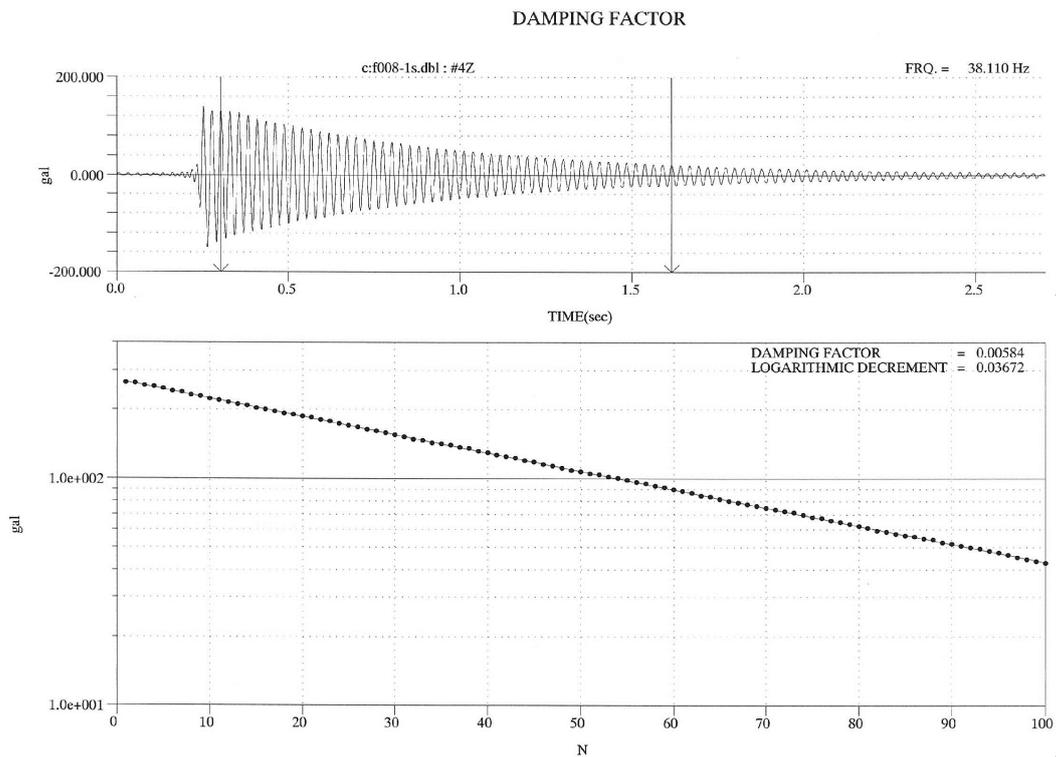


図3.12 対数減衰率 1次モード 加振位置 1/2L 2回目 腐食前

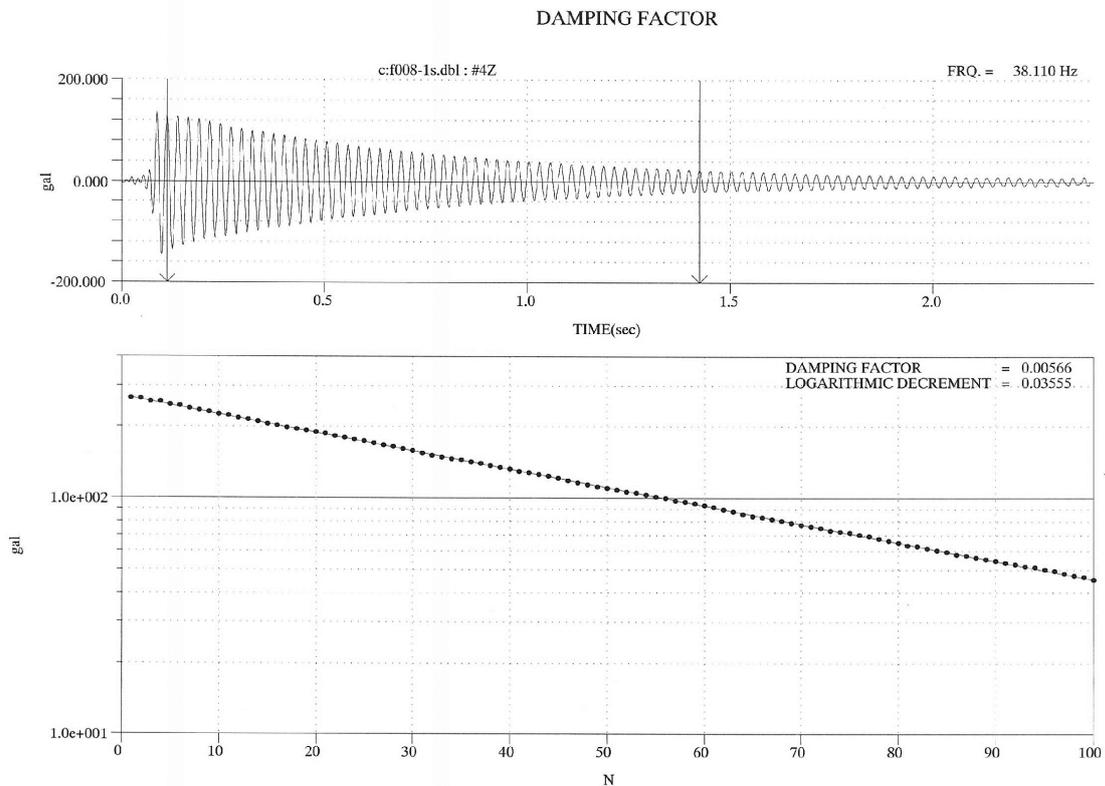


図3.13 対数減衰率 1次モード 加振位置 1/2L 3回目 腐食前

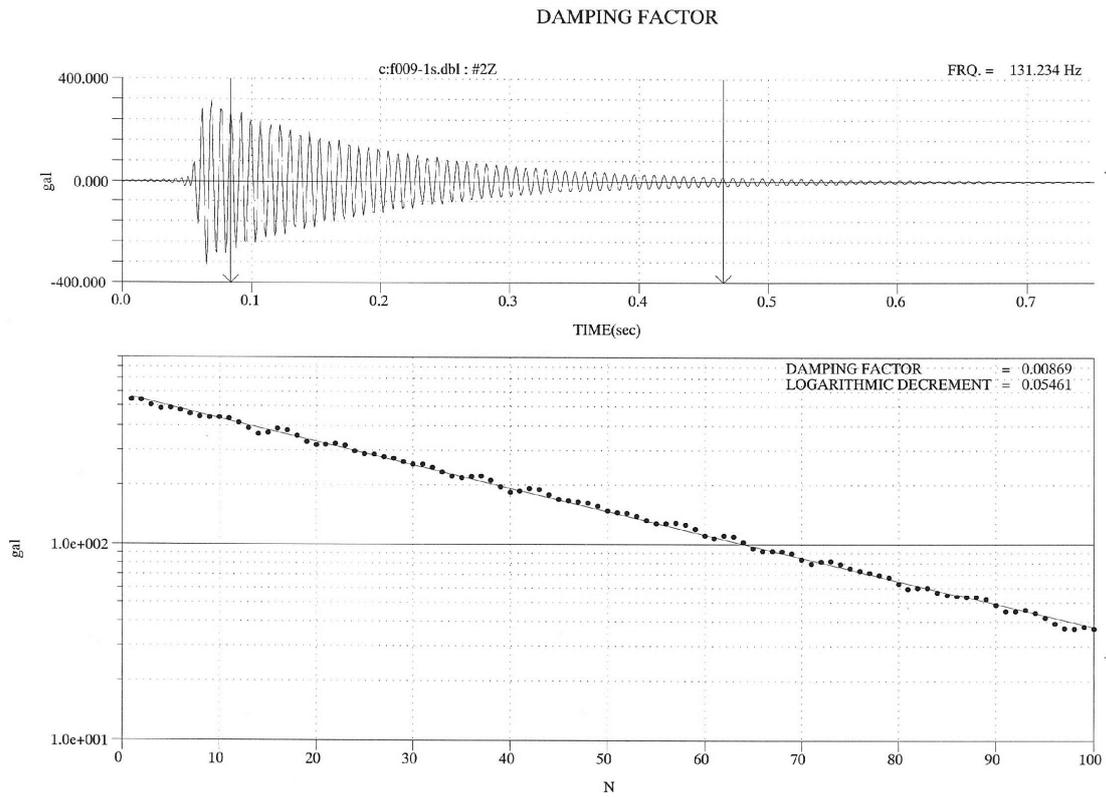


図3.14 対数減衰率 2次モード 加振位置 1/4L 1回目 腐食前

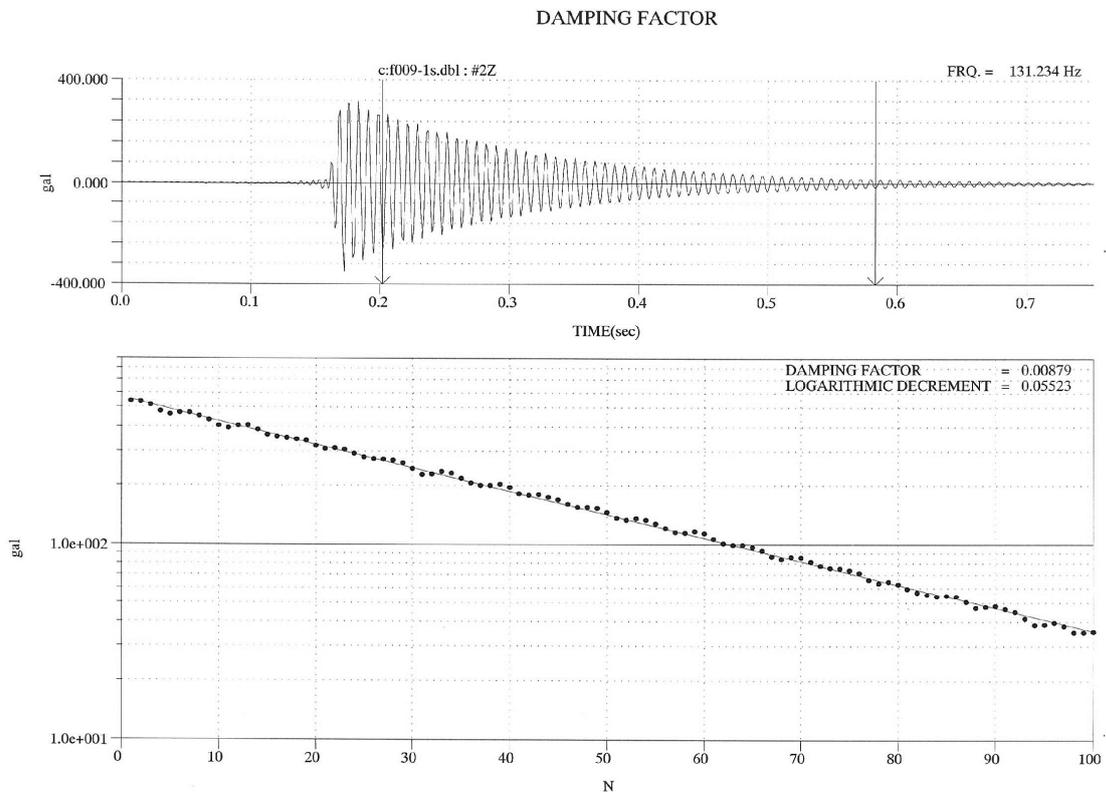


図3.15 対数減衰率 2次モード 加振位置 1/4L 2回目 腐食前

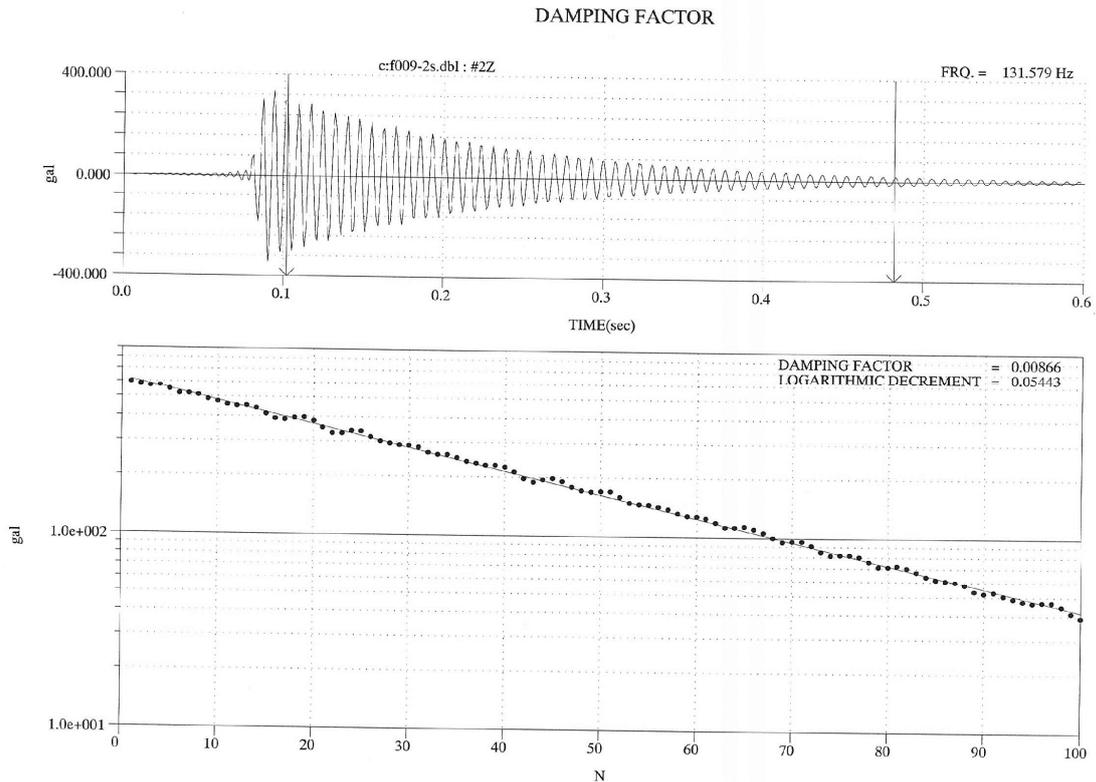


図3.16 対数減衰率 2次モード 加振位置 1/4L 3回目 腐食前

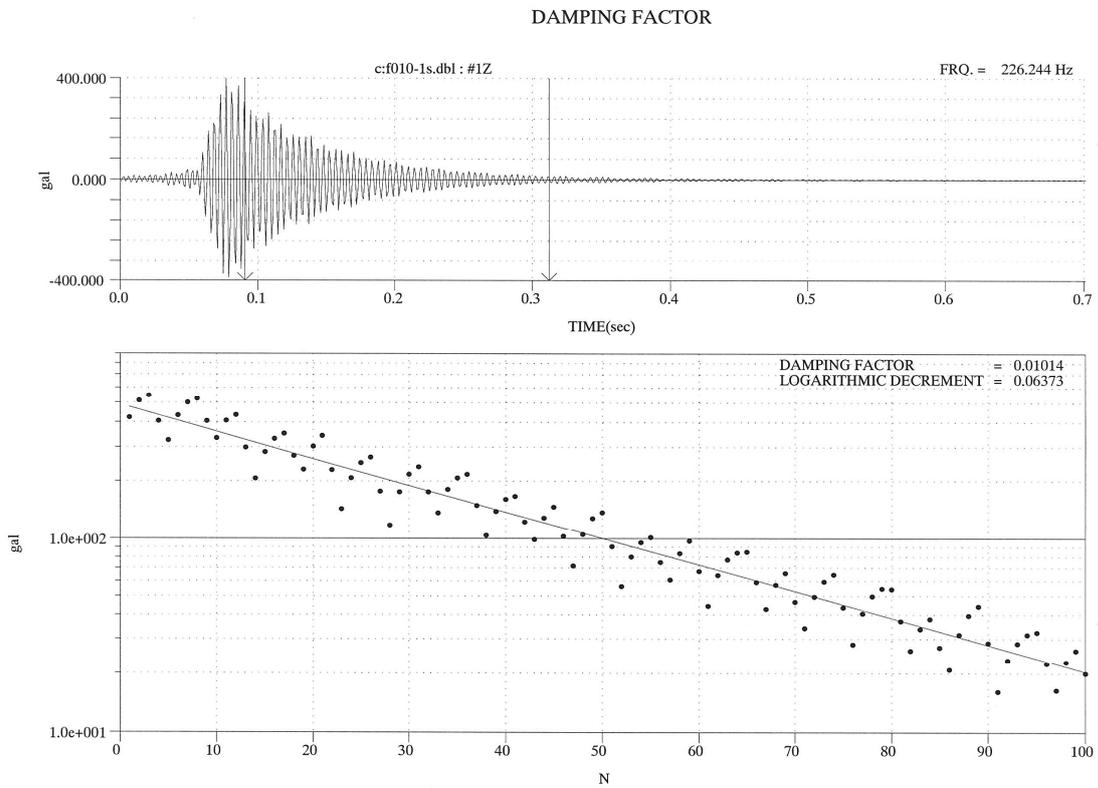


図3.17 対数減衰率 3次モード 加振位置 1/6L 1回目 腐食前

[腐食後]

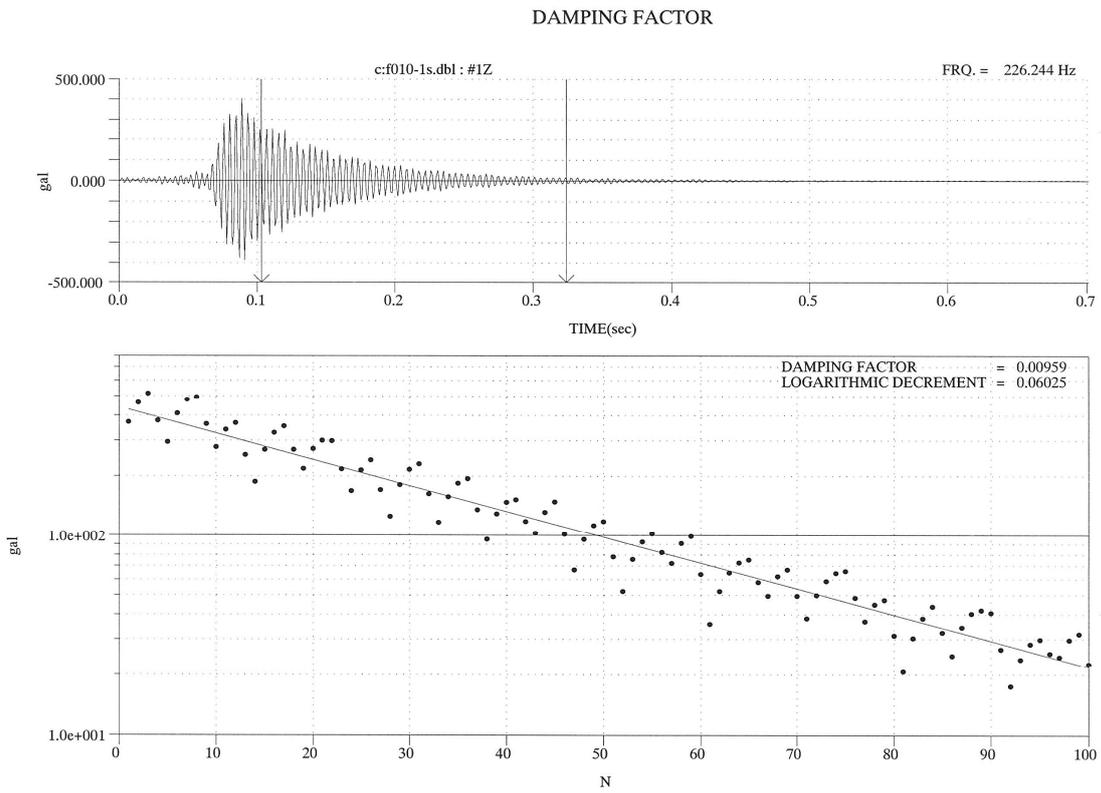


図3.18 対数減衰率 3次モード 加振位置 1/6L 2回目 腐食前

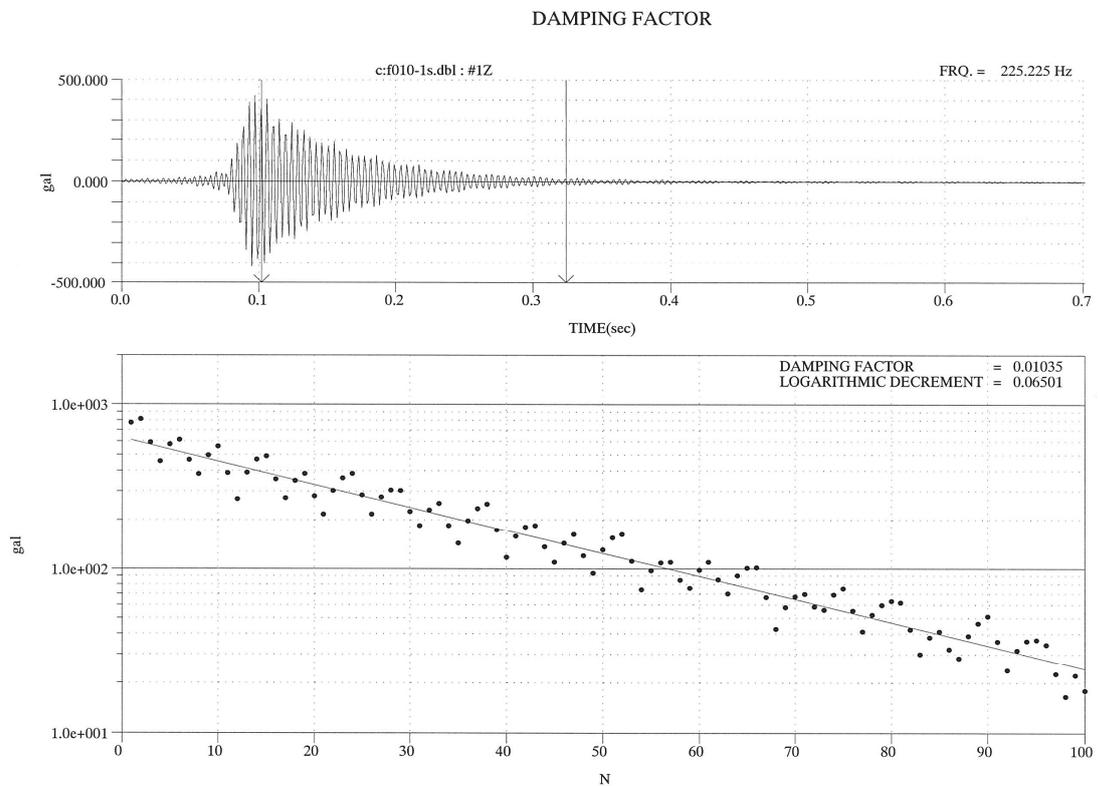


図 3.19 対数減衰率 3次モード 加振位置 1/6L 3回目 腐食前

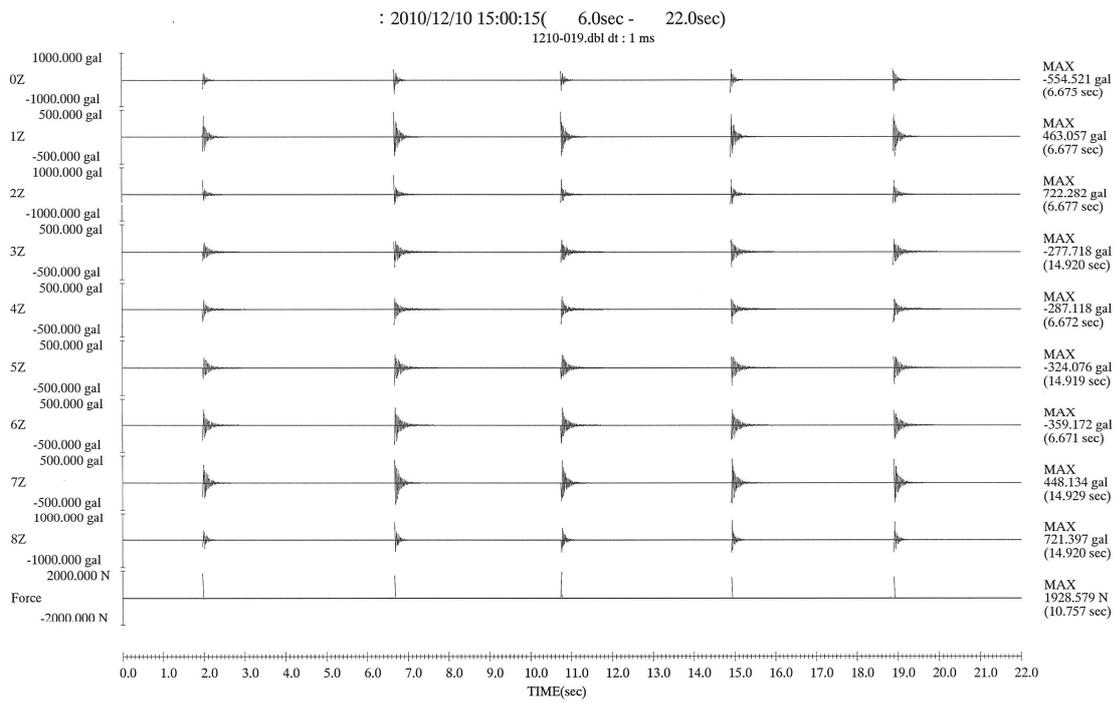


図3.20 記録波形 1次モード 加振位置 1/2L 腐食後

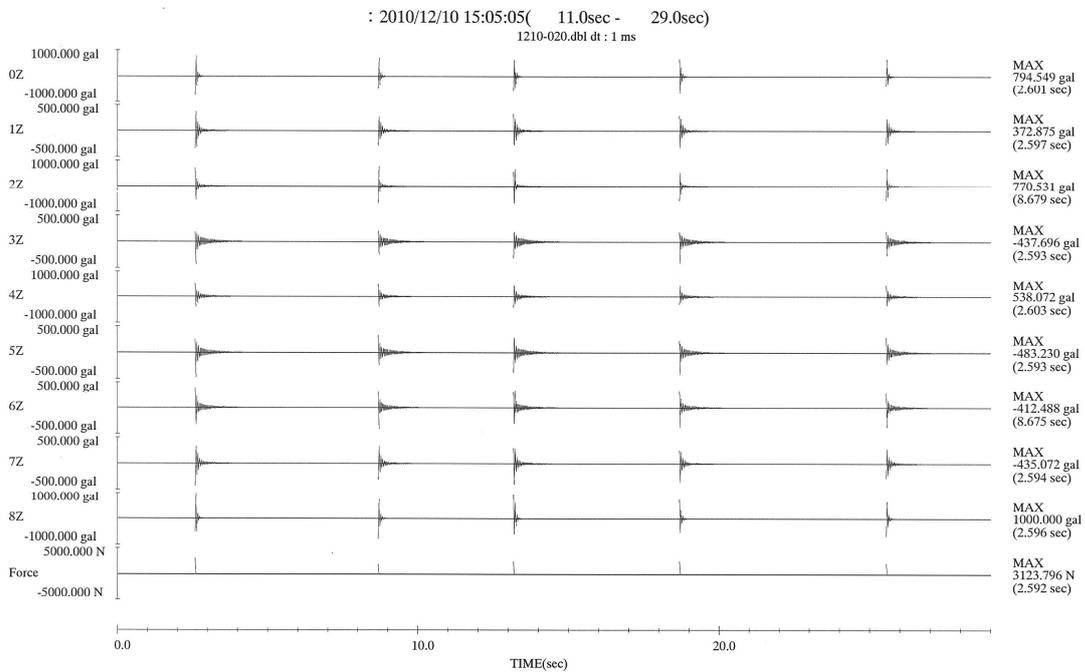


図3.21 記録波形 2次モード 加振位置 1/4L 腐食後

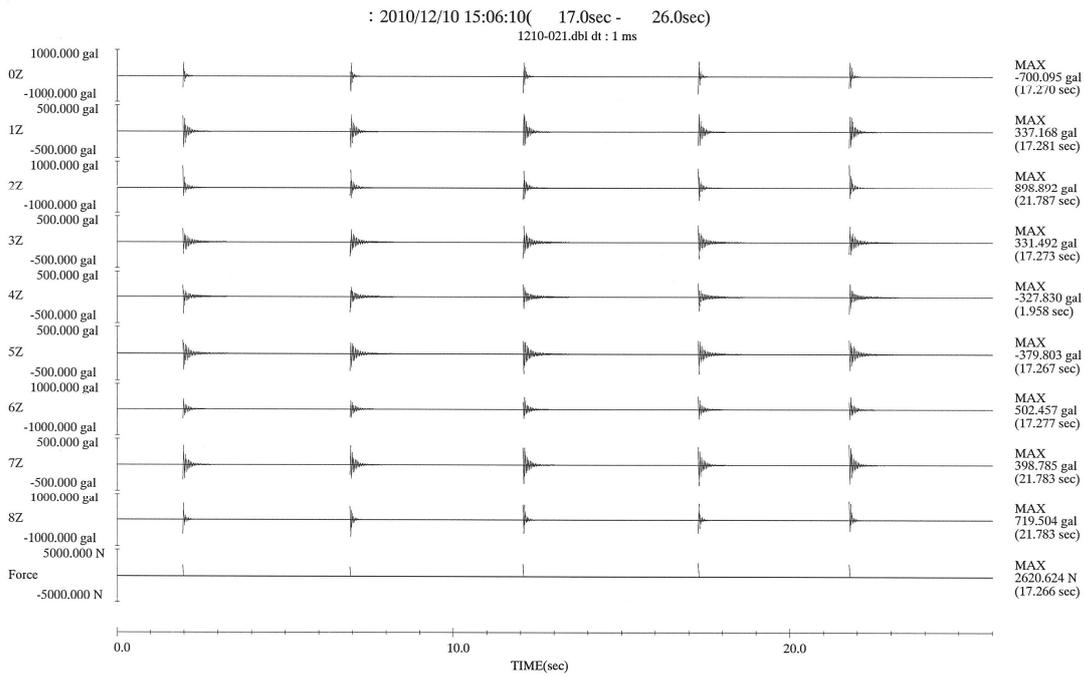


図3.22 記録波形 3次モード 加振位置 1/6L 腐食後

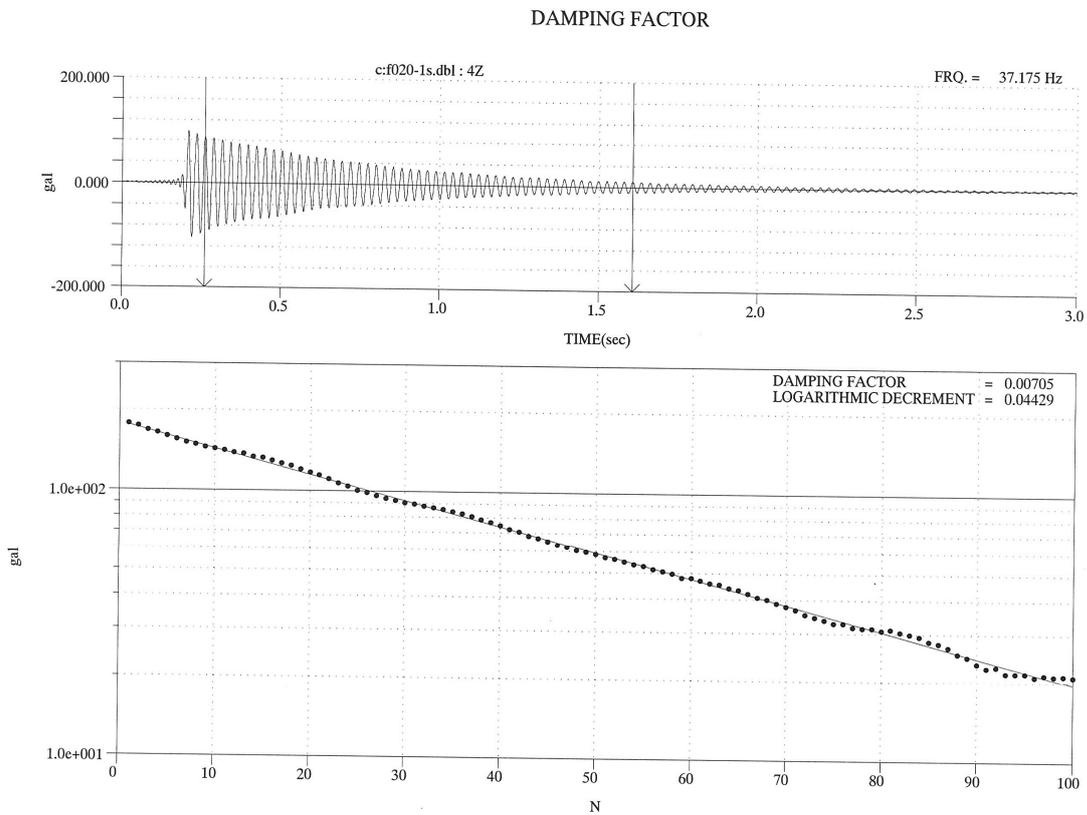


図3.23 対数減衰率 1次モード 加振位置 1/2L 1回目 腐食後

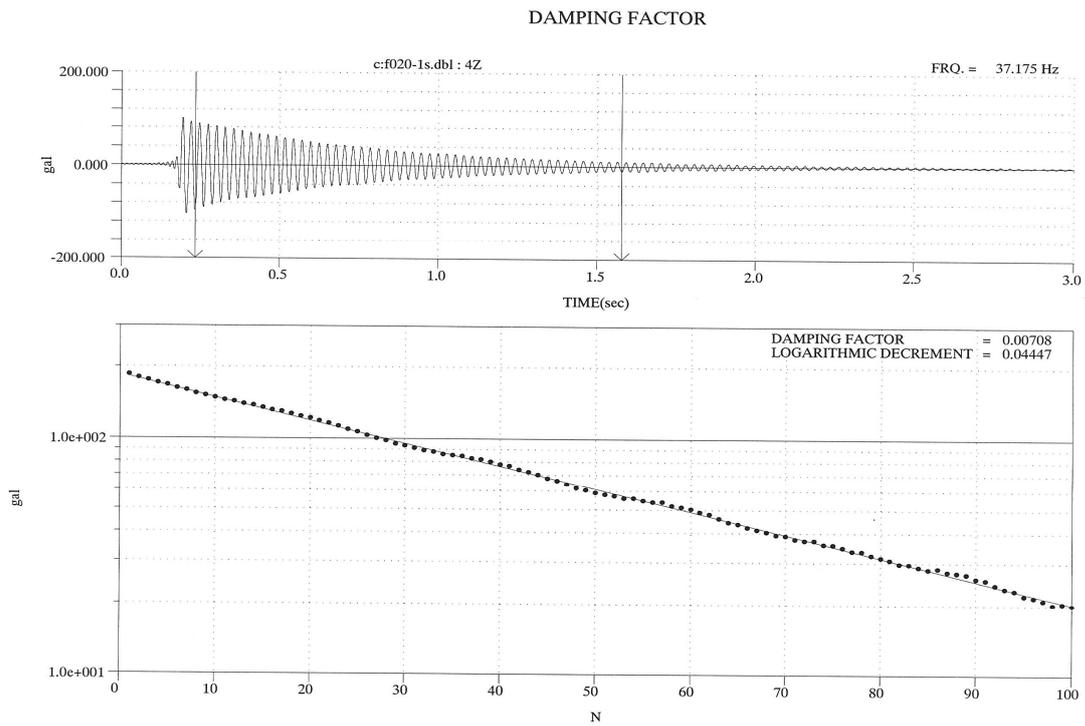


図3.24 対数減衰率 1次モード 加振位置 1/2L 2回目 腐食後

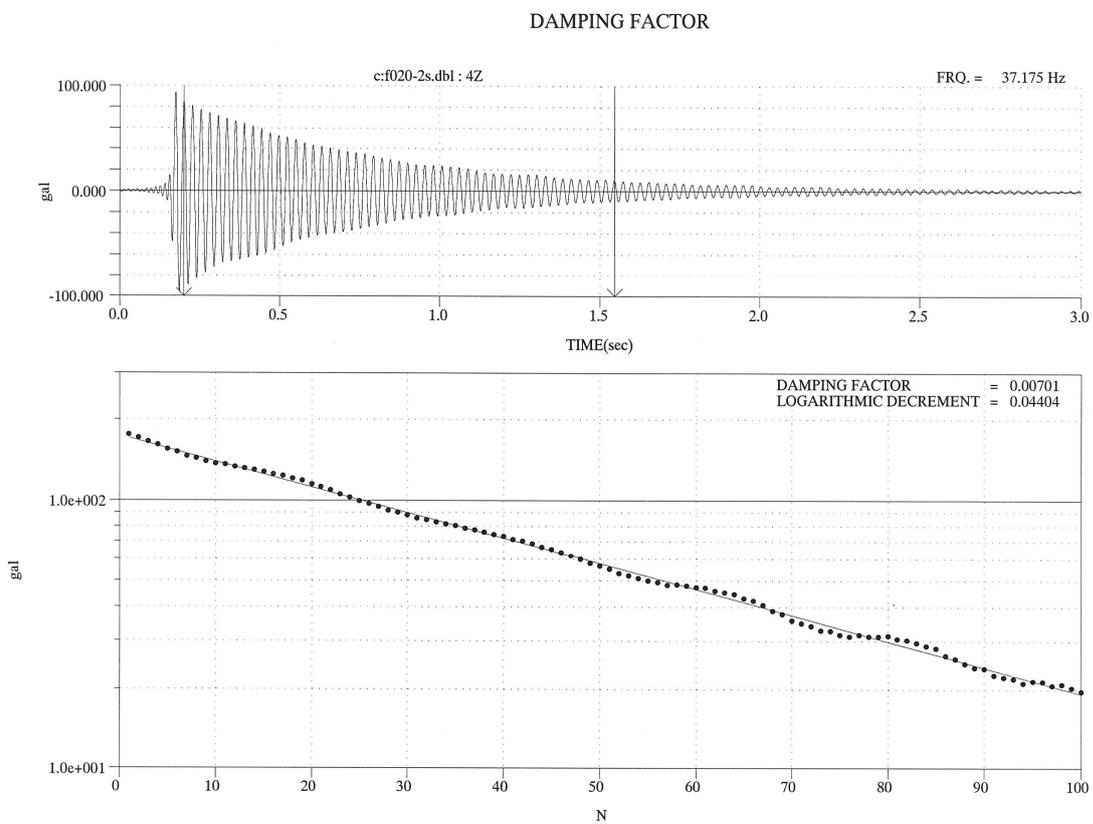


図3.25 対数減衰率 1次モード 加振位置 1/2L 3回目 腐食後

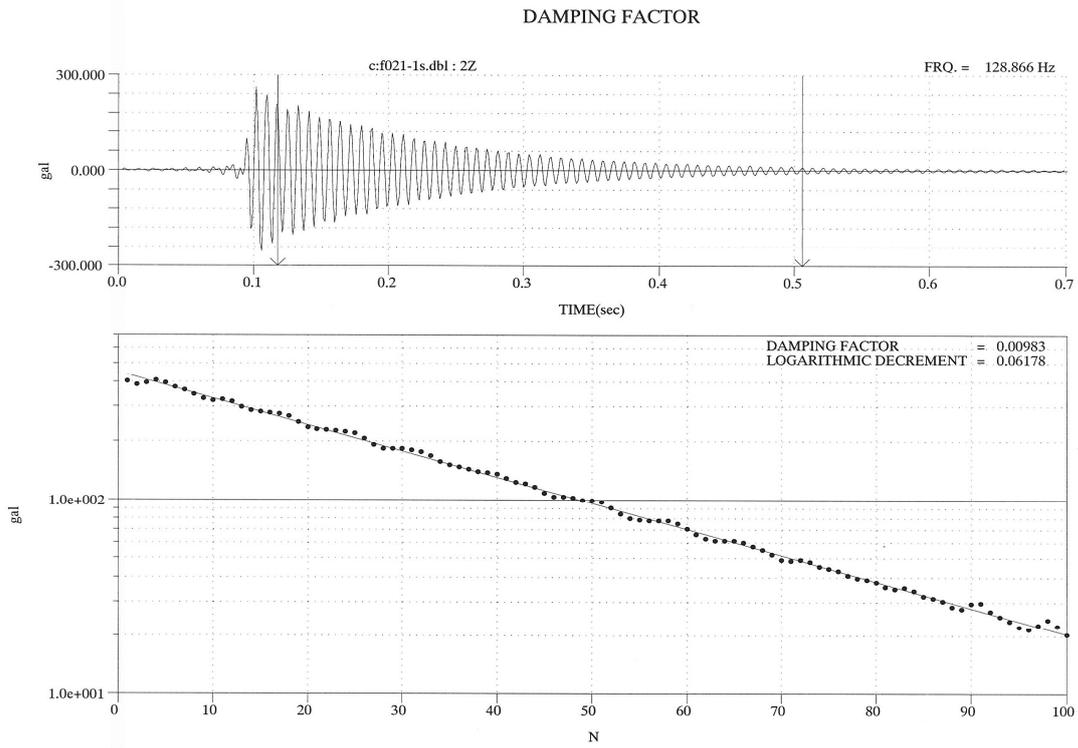


図3.26 対数減衰率 2次モード 加振位置 1/4L 1回目 腐食後

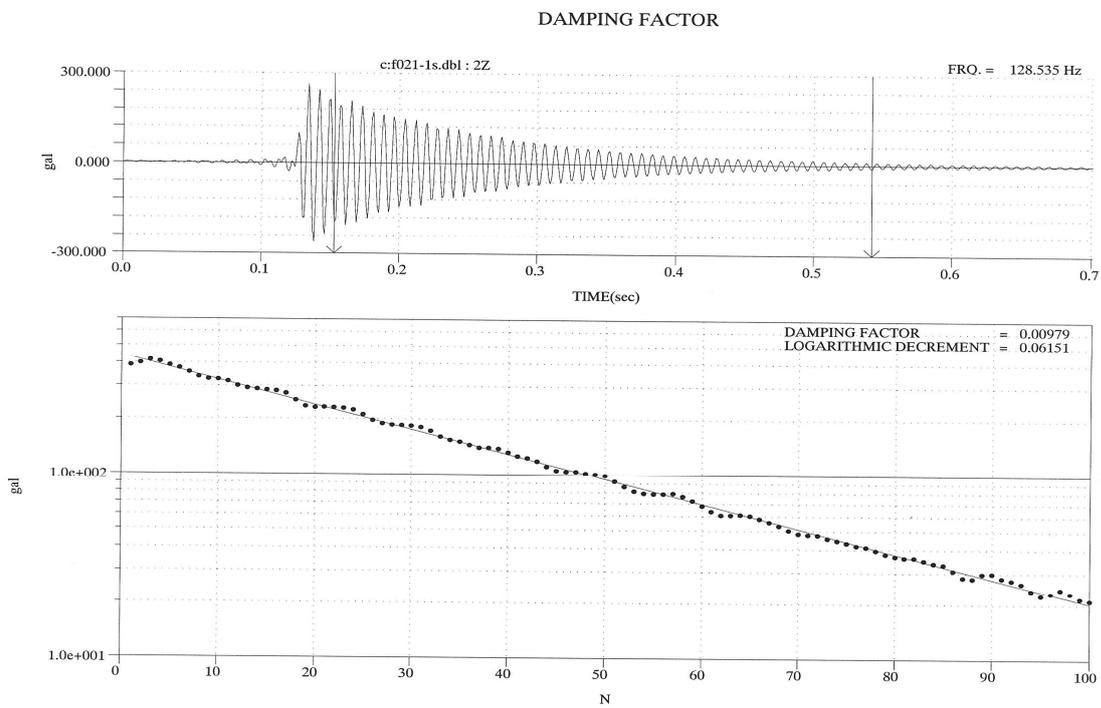


図3.27 対数減衰率 2次モード 加振位置 1/4L 2回目 腐食後

DAMPING FACTOR

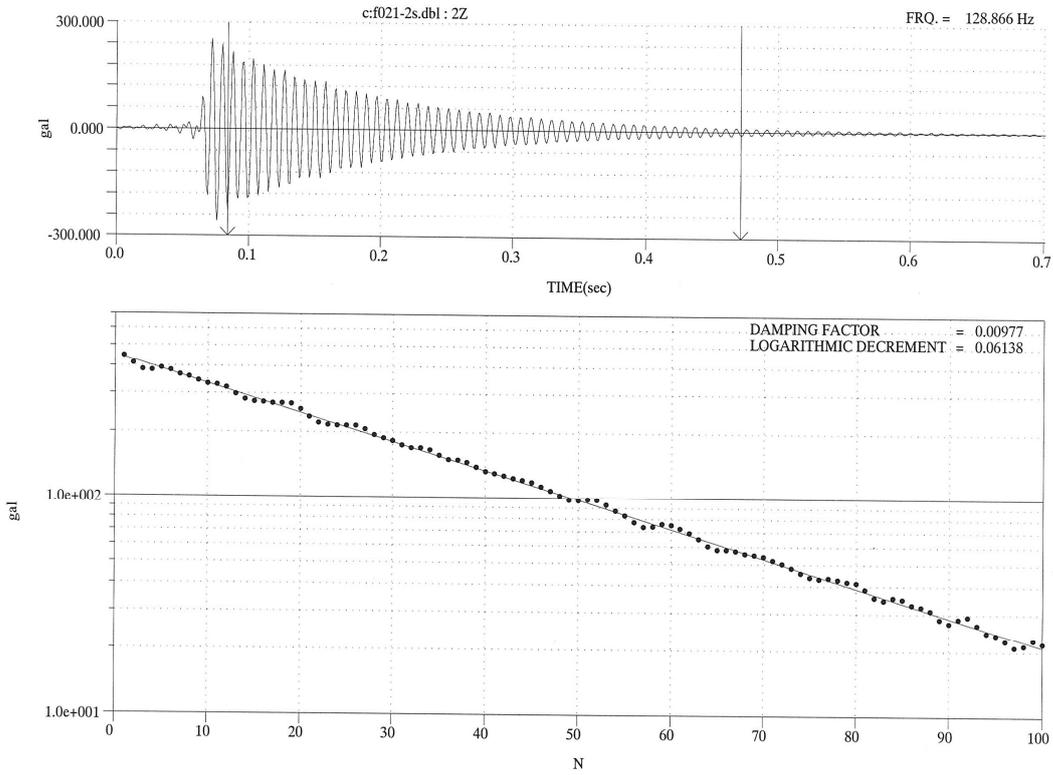


図3.28 対数減衰率 2次モード 加振位置 1/4L 3回目 腐食後

DAMPING FACTOR

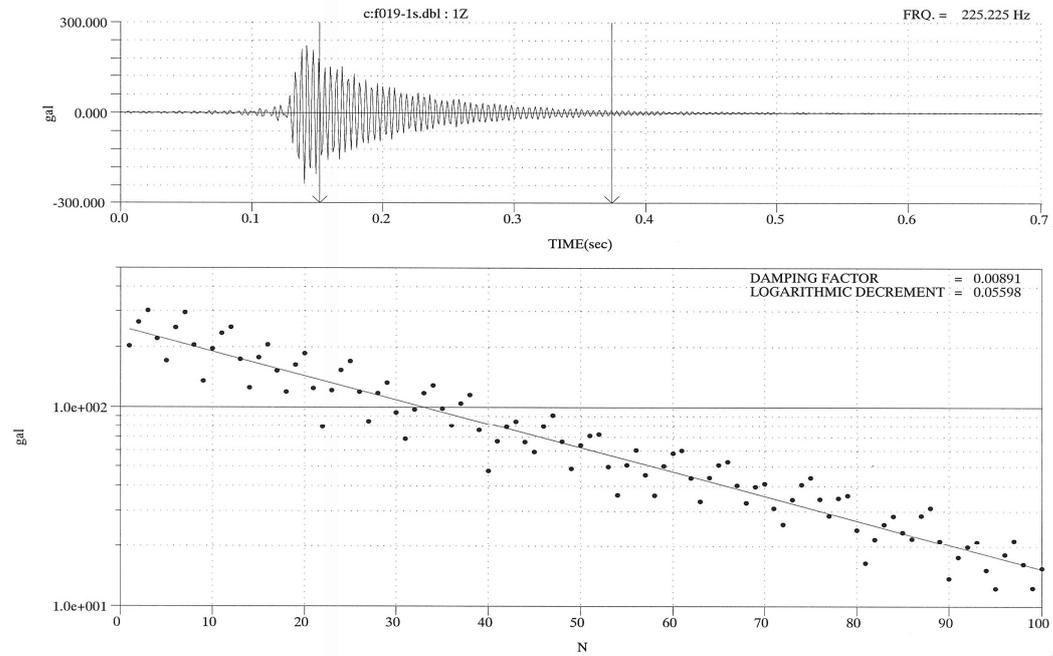


図3.29 対数減衰率 3次モード 加振位置 1/6L 1回目 腐食後

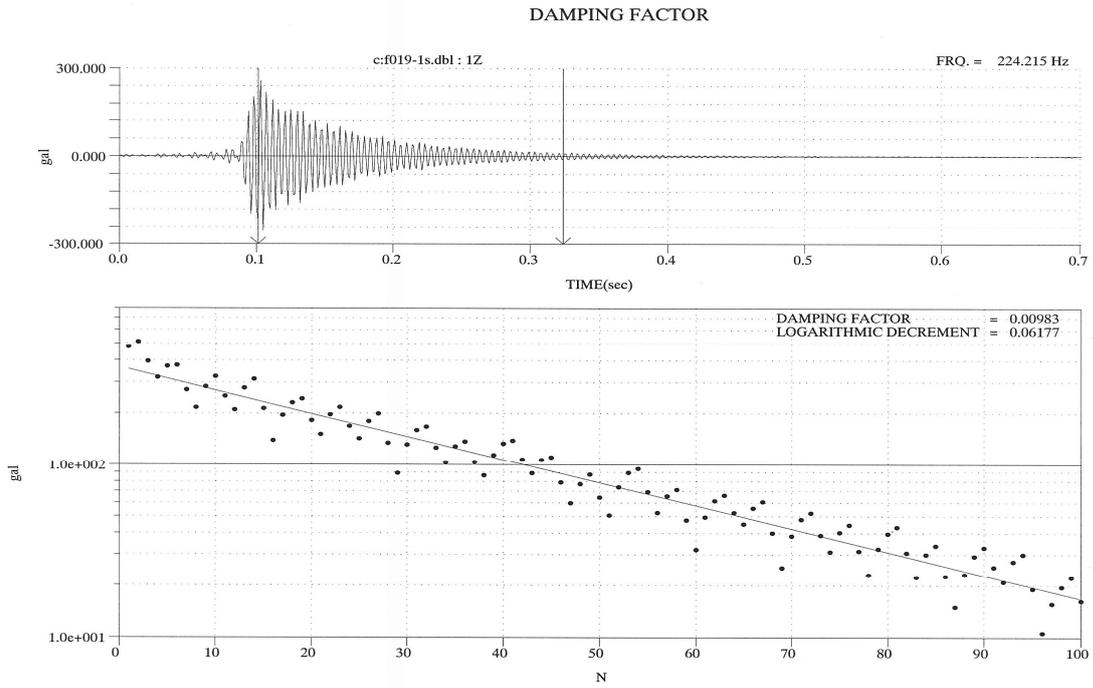


図3.30 対数減衰率 3次モード 加振位置 1/6L 2回目 腐食後

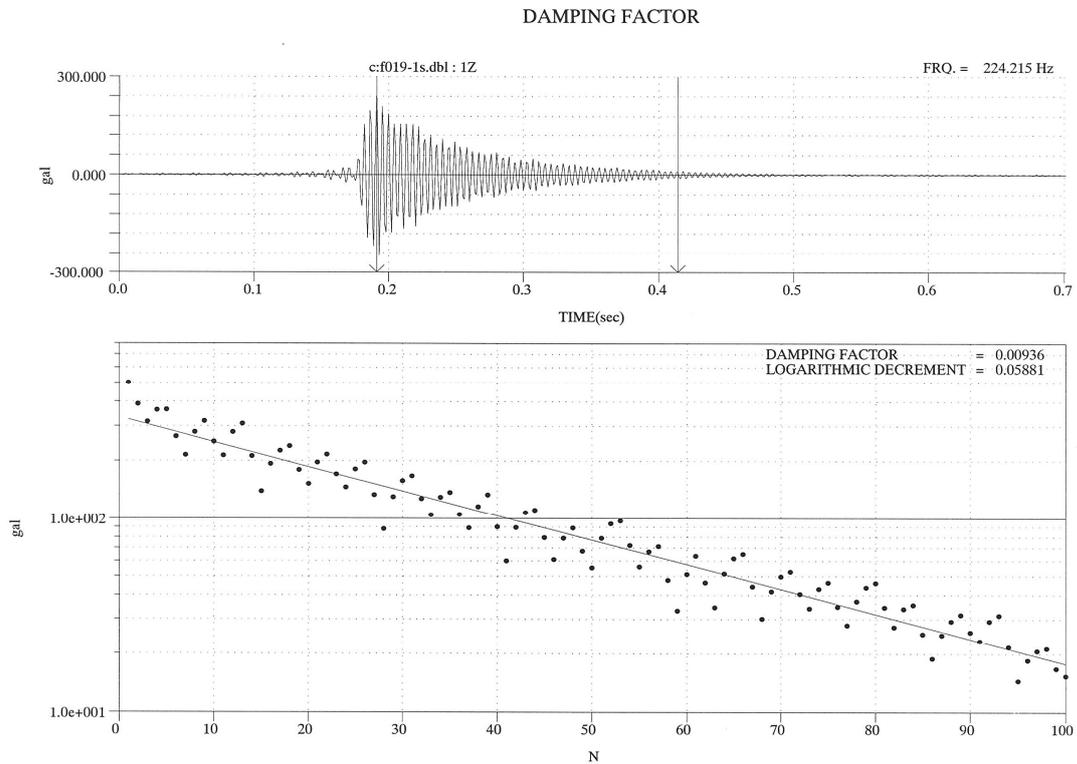


図3.31 対数減衰率 3次モード 加振位置 1/6L 3回目 腐食後

共同研究報告書
Cooperative Research Report of PWRI
No.466 September 2015

編集・発行 ©国立研究開発法人土木研究所

転載・複写の問い合わせは

国立研究開発法人土木研究所 企画部 業務課
〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6 電話029-879-6754