



Title	解析を援用した弾性波法によるコンクリートの内部欠陥の非破壊評価手法に関する研究
Author(s)	李, 興洙
Citation	大阪大学, 2013, 博士論文
Version Type	VoR
URL	https://doi.org/10.18910/26179
rights	
Note	

The University of Osaka Institutional Knowledge Archive : OUKA

<https://ir.library.osaka-u.ac.jp/>

The University of Osaka

博士学位論文

解析を援用した弾性波法によるコンクリートの
内部欠陥の非破壊評価手法に関する研究

李 興洙

LEE Heungsoo

2013年7月

大阪大学大学院工学研究科

目次

第1章 序論	1
1.1 背景	1
1.2 目的	3
1.3 本論文の構成	4
第2章 弾性波法に基づくコンクリートの内部欠陥の非破壊評価手法に関する既往の研究	7
2.1 はじめに	7
2.2 RC床版の水平ひび割れ評価手法	7
2.3 PCグラウトの充填状況評価手法	9
2.4 RC柱隅角部の鉄筋破断評価手法	12
2.5 まとめ	14
第3章 衝撃弾性波法によるRC部材内部の水平ひび割れの評価手法	16
3.1 はじめに	16
3.2 弾性波動解析による検討	21
3.2.1 解析概要	21
(1) 解析モデル	21
(2) 解析条件	22
3.2.2 解析結果および考察	23
3.3 供試体実験による検討	26
3.3.1 実験概要	26
(1) 供試体	26
(2) 衝撃弾性波法による計測	30
3.3.2 実験結果および考察	34
3.4 解析を援用した衝撃弾性波法による道路橋RC床版における水平ひび割れの非破壊評価手法の提案	38
3.4.1 解析概要	38
(1) 解析モデル	38
(2) 解析条件	38
3.4.2 解析結果および考察	39
(1) 弾性波法の入力方法の選定	39
(2) 弾性波法の受信方法の選定	41
(3) 波形分析方法の選定	42
3.5 実構造物による適用性	44

3.5.1	計測条件	44
(1)	対象として実構造物の概要	44
(2)	弾性波法による計測	44
3.5.2	計測結果および考察	45
3.6	まとめ	49
第4章 電磁パルス法による PC グラウト充填状況の評価手法		51
4.1	はじめに	51
4.2	動磁場・弾性波動解析による検討	53
4.2.1	解析概要	53
(1)	解析モデル	53
(2)	解析条件	56
4.2.2	実験結果および考察	58
4.3	供試体実験による検討	68
4.3.1	実験概要	68
(1)	供試体	68
(2)	電磁パルス法による計測	70
4.3.2	実験結果および考察	72
4.4	解析を援用した電磁パルス法による鉄道橋 PC 桁における PC グラウト充填状況の非破壊評価手法の提案	76
4.4.1	解析概要	76
(1)	シースカぶり深さ	76
(2)	グラウト充填率	78
4.4.2	解析結果および考察	79
(1)	シースカぶり	79
(2)	グラウト充填率	81
4.5	実構造物による適用性	86
4.5.1	計測条件	86
(1)	対象として実構造物の概要	86
(2)	弾性波法による計測	88
4.5.2	計測結果および考察	89
4.6	まとめ	93
第5章 電磁パルス法による RC 柱部材の鉄筋破断の評価手法		95
5.1	はじめに	95
5.2	弾性波動解析による検討	97
5.2.1	解析概要	97
(1)	解析モデル	97

(2) 解析条件	98
5.2.2 解析結果および考察	99
5.3 供試体実験による検討	103
5.3.1 実験概要	103
(1) 供試体	103
(2) 解析条件	104
5.3.2 実験結果および考察	105
5.4 解析を援用した電磁パルス法による道路橋 RC 柱内部のフープ筋曲げ加工部の鉄筋破断の非破壊評価手法の提案	111
5.4.1 解析概要	111
(1) 解析モデル	111
(2) 解析条件	112
5.4.2 解析結果および考察	113
(1) 周波数スペクトル	113
(2) 伝搬時間	113
(3) 最大振幅値	113
5.5 実構造物による適用性	118
5.5.1 計測概要	118
(1) 対象として実構造物の概要	118
(2) 弾性波法による計測	119
5.5.2 計測結果および考察	120
5.6 まとめ	124
第6章 結論	126
付録 A シースかぶりの違いによる受信波最大振幅値の補正方法	130
付録 B 現地計測結果一覧	135
謝辞	138

図目次

1.1	本研究の構成	5
2.1	超音波法による水平ひび割れの検出原理の概念図	8
2.2	部材内部の弾性波伝搬挙動のシミュレート結果	11
2.3	磁気法の原理	12
2.4	超音波法の原理	13
3.1	道路橋 RC 床版の疲労による損傷の進行過程	16
3.2	道路橋 RC 床版の水平ひび割れ	17
3.3	道路橋 RC 床版の切断面	18
3.4	道路橋 RC 床版の下面	18
3.5	衝撃弾性波法による水平ひび割れの検出原理の概念図	20
3.6	打撃力と継続時間の関係	20
3.7	入力される弾性波の周波数スペクトル	21
3.8	解析モデルの一例	22
3.9	入力波形	23
3.10	解析により得られた周波数スペクトル	24
3.11	供試体概要	26
3.12	アスファルト床版	27
3.13	人工欠陥の配置状況	29
3.14	衝撃弾性波法による水平ひび割れの検出原理	31
3.15	衝撃弾性波法で使用する装置一式	32
3.16	インパクト	32
3.17	衝撃弾性波法の計測状況	34
3.18	解析により得られた周波数スペクトル(再掲)	35
3.19	実験により得られた周波数スペクトル	36
3.20	欠陥あり解析モデル概要	38
3.21	衝撃荷重の入力波形	39
3.22	鋼球直径ごとの周波数スペクトル	40
3.23	出力する波の種類を変更した場合の周波数スペクトル(版厚 320mm)	41
3.24	出力する波の種類を変更した場合の周波数スペクトル(深さ 60mm)	41
3.25	異なる周波数解析手法を用いた場合の周波数スペクトル(加速度,版厚 320mm)	42
3.26	異なる周波数解析手法を用いた場合の周波数スペクトル(加速度,深さ 60mm)	43
3.27	異なる周波数解析手法を用いた場合の周波数スペクトル(変位,版厚 320mm)	43
3.28	異なる周波数解析手法を用いた場合の周波数スペクトル(変位,深さ 60mm)	43

3.29	道路橋から切り出した RC 床版の概要	44
3.30	衝撃弾性波法による計測箇所（床版下面）	45
3.31	計測により得られた周波数スペクトルの一例	46
3.32	棒状のスキヤナーによる撮影状況	46
3.33	削孔結果	47
3.34	提案する手法のフローチャート	48
4.1	グラウト充填不良に伴う PC 鋼材の腐食	51
4.2	電磁パルス法の概要	52
4.3	解析モデル概要（断面図）	53
4.4	解析モデル概要	54
4.5	解析モデル概要（励磁コイル周辺）	54
4.6	解析モデル概要（出力点）	56
4.7	電流波形	57
4.8	シースに作用する磁束密度（放電後 150 μ s）	60
4.9	シースに作用する渦電流密度（放電後 150 μ s）	60
4.10	PC 鋼棒に作用する磁束密度（放電後 150 μ s）	61
4.11	PC 鋼棒に作用する渦電流密度（放電後 150 μ s）	61
4.12	シースに作用する節点力（放電後 150 μ s）	64
4.13	シースに作用する節点力の合力	64
4.14	弾性波の伝搬状況	66
4.15	コンクリート表面で得られた変位の時刻歴波形	67
4.16	鋼棒端部で得られた変位の時刻歴波形	67
4.17	グラウト充填の有無と変位波形の最大振幅値との関係	67
4.18	供試体概要	68
4.19	供試体内部のシース埋設位置および配筋状況	69
4.20	シース埋設状況	69
4.21	励磁コイル	71
4.22	計測状況	71
4.23	鋼棒端部のセンサ貼付状況	71
4.24	シースの材質が異なる場合の PC 鋼棒端部における受信波形（グラウト未充填）	72
4.25	磁気遮蔽のイメージ（シース断面図）	72
4.26	コンクリート表面における受信波形の一例	73
4.27	コンクリート表面および PC 鋼棒端部における電圧波形の最大振幅値	74
4.28	供試体内部の弾性波伝搬挙動のイメージ	74
4.29	電磁パルス法による PC グラウト充填評価手法のフロー	75
4.30	弾性波動解析モデルの概要	77
4.31	グラウト充填率（シース断面図）	78

4.32	シース長手方向においてグラウト充填率が異なる解析モデルの概要	79
4.33	グラウト充填と未充填場合で得られた加速度の時刻歴波形	80
4.34	シースかぶりと最大振幅値比の関係	80
4.35	各グラウト充填率で得られた時刻歴波形	82
4.36	グラウト充填率と最大振幅値比の関係(解析)	83
4.37	グラウト充填率と最大振幅値比の関係(実験)	83
4.38	グラウト充填率が異なる境界面で得られた時刻歴波形	84
4.39	グラウト充填率と最大振幅値の関係	85
4.40	充填部分の体積と最大振幅値の関係	85
4.41	計測対象橋梁	86
4.42	橋軸方向断面図および電磁パルス法による計測位置	87
4.43	鋼棒配置図および電磁パルス法による計測対象鋼棒	87
4.44	電磁パルス法による計測状況(間詰め部)	88
4.45	受信波形の一例	89
4.46	各計測点で得られた最大振幅値(シース埋設深さの補正後)	90
4.47	グラウト未充填箇所(上り線 No.7 はね出し 3)	92
4.48	グラウト充填良好箇所(上り線 No.9 はね出し 2)	92
4.49	再充填前後で得られた最大振幅値	92
5.1	ASR に起因するコンクリート中の鉄筋の破断	96
5.2	解析モデルの概要	97
5.3	解析モデルの寸法(断面図)	97
5.4	破断部のモデル化	97
5.5	荷重時間関数	98
5.6	荷重入力および出力点の位置	99
5.7	速度波形(破断なし)	100
5.8	速度波形(破断あり)	100
5.9	周波数スペクトル(破断なし)	101
5.10	周波数スペクトル(破断あり)	101
5.11	伝播時間差	102
5.12	最大振幅値比	102
5.13	RC はり部材供試体(側面図)	103
5.14	RC はり部材供試体(断面図)	103
5.15	RC はり部材供試体(配筋状況)	104
5.16	鉄筋破断部の模擬	104
5.17	センサの設置位置	105
5.18	計測状況	105
5.19	計測波形の一部(破断なし)	107

5.20	計測波形の一部（破断あり）	107
5.21	周波数スペクトルの一部（破断なし）	108
5.22	周波数スペクトルの一部（破断あり）	108
5.23	弾性波伝搬時間	109
5.24	最大振幅値比	110
5.25	RC柱モデル概要	111
5.26	モデル内部のフープ筋	111
5.27	鉄筋破断部のモデル化	111
5.28	荷重時間関数	112
5.29	荷重入力および出力点の位置	112
5.30	出力波形（距離 100mm）	114
5.31	出力波形（距離 200mm）	114
5.32	出力波形（距離 300mm）	115
5.33	周波数スペクトル（距離 100mm）	115
5.34	周波数スペクトル（距離 200mm）	116
5.35	周波数スペクトル（距離 300mm）	116
5.36	伝搬時間差	117
5.37	最大振幅値比	117
5.38	供試体の概要	118
5.39	配筋状況	118
5.40	鉄筋の組立状況	118
5.41	鉄筋破断部の状況	118
5.42	供試体の配筋状況および鉄筋破断箇所	119
5.43	電磁パルス法による計測状況の一例	121
5.44	計測された時刻歴波形の一部	122
5.45	弾性波伝搬時間	122
5.46	最大振幅値比	123
5.47	提案する手法のフローチャート	124

表目次

1.1	コンクリートの非破壊検査法の種類	1
1.2	各種弾性波法の特徴	2
3.1	解析モデルの物性値	22
3.2	検出可能な欠陥直径と深さとの関係(解析)	25
3.3	ベースコンクリートの配合	28
3.4	鋼繊維補強コンクリートの配合	28
3.5	各種コンクリートの原材料	28
3.6	アスファルト床版における欠陥深さと欠陥直径の関係	30
3.7	検出可能な欠陥直径と深さとの関係(実験)	37
4.1	動磁場解析モデルの物性値	55
4.2	衝撃応答解析モデルの物性値	56
4.3	コンクリートの配合	69
4.4	グラウトの配合	69
4.5	シースかぶり深さの全バリエーション	77
4.6	削孔結果一覧	91
5.1	解析条件	98
5.2	伝搬時間差(破断なし)	109
5.3	伝搬時間差(破断なし)	109
5.4	最大振幅値(破断なし)	110
5.5	最大振幅値(破断あり)	110
5.6	各評価指標の適応可能性	113
5.7	弾性波伝搬時間	121
5.8	最大振幅値比	122

第1章 序論

1.1 背景

コンクリート構造物は社会基盤施設として最も広く普及している構造物であり、1980年頃まで、コンクリート構造物の寿命は半永久的であると考えられてきた。しかしながら、コンクリート構造物は中性化、塩害、凍害およびアルカリ骨材反応のような様々な劣化要因によって構造物の性能低下が生じる。このように、コンクリート構造物は様々な劣化要因によって徐々に構造物の安全性や使用性などの性能低下が生じて、コンクリート構造物の要求性能を下回る結果となる。したがって、コンクリート構造物に対する維持管理を通じて構造物の性能を要求性能に回復させることが必要である。コンクリート構造物の維持管理においては、構造物の状態を適確に把握し、現状を踏まえた上で劣化予測を行い、適切な対策を講じることが重要である。構造物の現状把握のための点検では、コンクリートの品質に加えて、コンクリート内部のひび割れの状況や、空隙、あるいは内部鉄筋の損傷の状態など、構造物表面からの目視では把握が困難なコンクリートの内部欠陥を、把握する方法の一つとして非破壊で評価する手法の確立が求められている。コンクリート構造物の維持管理の過程において、非破壊検査の活用は、合理的かつ効率的な管理計画を立てる上で極めて有効であると考えられる。コンクリート構造物の安全性を確保し、信頼性を向上させる上で、今後、非破壊検査が果たすべき役割は、ますます大きくなるものと予想される¹⁾。

非破壊検査には、弾性波や電磁波、電磁誘導などの様々な物理現象が利用される。特徴としては、破壊を伴わないため供用中の構造物にも用いることができる。また、破壊試験と異なり同一箇所を繰り返し試験を行うことができるので、たとえばコンクリート品質の経時的な変化を追跡すること等が可能である。コンクリート構造物に適用可能な非破壊試験法は、表-1.1に示すように評価の対象に分類され使い分けられている。

表-1.1 コンクリートの非破壊検査法の種類³⁾

評価の対象		非破壊検査法の種類	広義の分類
品質	強度・弾性係数	テストハンマー法（反発度法） 超音波法，衝撃弾性波法，打音法	その他 弾性波法
	材料劣化	超音波法，AE法	弾性波法
内部欠陥	ひび割れ	超音波法，AE法 サーモグラフィ法，X線透過法	弾性波法 電磁波法
	空隙・剥離	超音波法，衝撃弾性波法，打音法 サーモグラフィ法，電磁波レーダ法，X線透過法	弾性波法 電磁波法
	鉄筋腐食	自然電位法などの電気化学的方法 X線透過法	その他 電磁波法
鉄筋探査（かぶり・鉄筋径）		電磁誘導法 電磁波レーダ法	電磁誘導法 電磁波法

しかしながら、検査の対象を直接観察する方法と違い、あくまでも物理的なエネルギー等を介在した間接的な手法であるため、検査結果にはある程度の不確実さを含んでいることに留意する必要がある²⁾。

その中でも弾性波法は様々な場面での活用が期待されている。弾性波法は、弾性波の入力および受信の方法の違いに基づいて「AE法」、「超音波法」、「衝撃弾性波法」および「打音法」の4つに分類され、それぞれの手法における代表的な評価指標と評価対象についても整理されている。評価指標と評価対象との関係を手法ごとに分けて表-1.2³⁾にそれぞれ示す。

表-1.2 各種弾性波法の特徴⁴⁾

弾性波法の名称	AE法	超音波法	衝撃弾性波法	打音法
評価指標 (弾性波伝播特性)	振幅・エネルギー 周波数特性など	伝播速度・伝播時間 振幅・エネルギー 周波数特性など	伝播速度・伝播時間 振幅・エネルギー 周波数特性など	振幅・エネルギー 周波数特性など
評価対象	物性 (弾性係数)	物性 (弾性係数) ひび割れ深さ 内部欠陥 部材寸法	物性 (弾性係数) ひび割れ深さ 内部欠陥 PCグラウトの充填度	内部欠陥

評価対象ごとに手法が異なるばかりでなく、評価対象が同じでも適用できる手法は実に様々である。したがって、実際の現場での計測を考えると、計測の対象とする部材ごとに、コンクリートの寸法や材質など様々であるから、「計測条件をどうやって決めるか」、また、当然ながら、内部欠陥の存在位置 (深さ)、規模 (大きさ) も様々であるから、「検出性能 (適用範囲・検出精度) はどのようなものか」、「どの評価パラメータを使うのが有効か」等の課題がある。これらを検討するために、それぞれのケース計測ごとに試行錯誤を繰り返すことは、非効率的であり、計測結果の信頼性にも問題が残っているのが現状であり、まだまだ実用上十分活用可能なレベルにまでは到達していないのが実情である。

1.2 目的

本研究の目的は、「道路橋 RC 床版に発生する水平ひび割れ」、「鉄道橋 PC 桁のシーす内部のグラウト未充填」および「道路橋 RC 柱内部のフープ筋曲げ加工部に生じる鉄筋破断」を評価の対象とし、これを効率よく適確に評価するため、対象構造物での計測を実施する前に弾性波伝播シミュレーションを行い、コンクリート中での弾性波の伝搬挙動を把握した上で、予め、対象とする構造物および内部欠陥に応じた評価パラメータを選定し、評価に適した弾性波の入力や受信の条件を決定した後に計測に移行する形の、いわゆる解析を援用した非破壊評価手法を提案することである。

さらに、弾性波法によりそれぞれのケーススタディとして、実際の構造物で計測を行い、「評価パラメータ」、「計測条件」および「検出性能」の検討においては、弾性波伝播シミュレーションを活用するのが有効であることを明らかにする。

1.3 本論文の構成

本論文は全6章から構成されている。本論文の構成を図-1.1に示す。

第1章は序論であり、本研究の背景、目的、論文の構成を述べるとともに、本研究の位置付けを示している。

第2章では、弾性波によりコンクリートの内部欠陥を非破壊で評価する手法の現状と課題を概説する。

第3章では、道路橋RC床版に発生する水平ひび割れを評価の対象とし、これを非破壊で検出する手法について検討する。具体的には、まず、実際の道路橋RC床版の内部における水平ひび割れ発生深さの範囲を踏まえて、コンクリート内部に水平ひび割れが生じた部材を想定したRC床版モデルを作成し、コンクリート表面での鋼球打撃を弾性波の入力条件とした衝撃応答解析を実施し、部材内部における弾性波の伝搬挙動を把握する。その結果、打撃面と水平ひび割れとの間で多重反射する波の周波数スペクトルに着目することにより、水平ひび割れが検出できることを明らかにする。また、上記の解析において、水平ひび割れの検出性能を高める上で最適な弾性波の周波数範囲、入力と受信の位置関係、および周波数分析方法の組み合わせを選定する方法についても検討する。さらに、これらの検討結果に基づいて、解析を援用した評価手法を構築し、その有効性を検証するため、実橋から切り出した道路橋RC床版に適用する。その結果、従来の手順に基づく弾性波法と比較して、解析を援用した評価手法により、より適確に水平ひび割れの検出が可能となることを明らかにする。

第4章では、鉄道橋PC桁を対象として、シーす内部のグラウト未充填部の検出方法について検討を行う。ここでは、第3章と同じく衝撃応答解析に基づき、シーす内部のグラウトの充填率を変化させたモデルを用いて、部材内部での弾性波の伝搬状況を把握する。この結果より、シーす表面で衝撃力を与え、これにより生じる弾性波をコンクリート表面で受信し、得られた受信波形の最大振幅値に着目することによりグラウト未充填部が検出できる可能性を見出している。これらを踏まえて、部材表面近傍で励起させた電磁力によりコンクリート内部のシーすを非接触で加振させた場合に発生する弾性波を用いる手法（以下、電磁パルス法とする。）を考案し、この方法での実構造物における適用実験を行い、シーす内部のグラウト未充填部の検出を試みる。その結果、本手法によりグラウト未充填部を適確に評価できることが明らかとなり、電磁パルス法の有効性が示されている。

第5章では、道路橋RC柱内部のフープ筋曲げ加工部に生じた鉄筋破断部の検出方法について検討を行う。鉄筋破断部を模擬したRC柱モデルを用い、鉄筋破断部の有無が弾性波挙動に与える影響を把握する。この結果より、前述の電磁パルス法によりフープ筋を加振した場合に生じる弾性波の伝搬時間、最大振幅値および周波数スペクトルに着目することで、コンクリート表面から鉄筋破断部を非破壊で検出することが可能であり、かつ、これら複数の評価指標を併用することによって欠陥検出の確からしさを向上させることも可能であることを見出している。また、供試体実験においては、アルカリシリカ反応によりコンクリートにひび割れが生じた部材においても本手法が適用できる可能性を把握しており、本手法の実構造物への適用性を明らかにする。

第6章では、本研究で得られた成果を総括するとともに、今後の課題を提示し、本研究の結論とした。

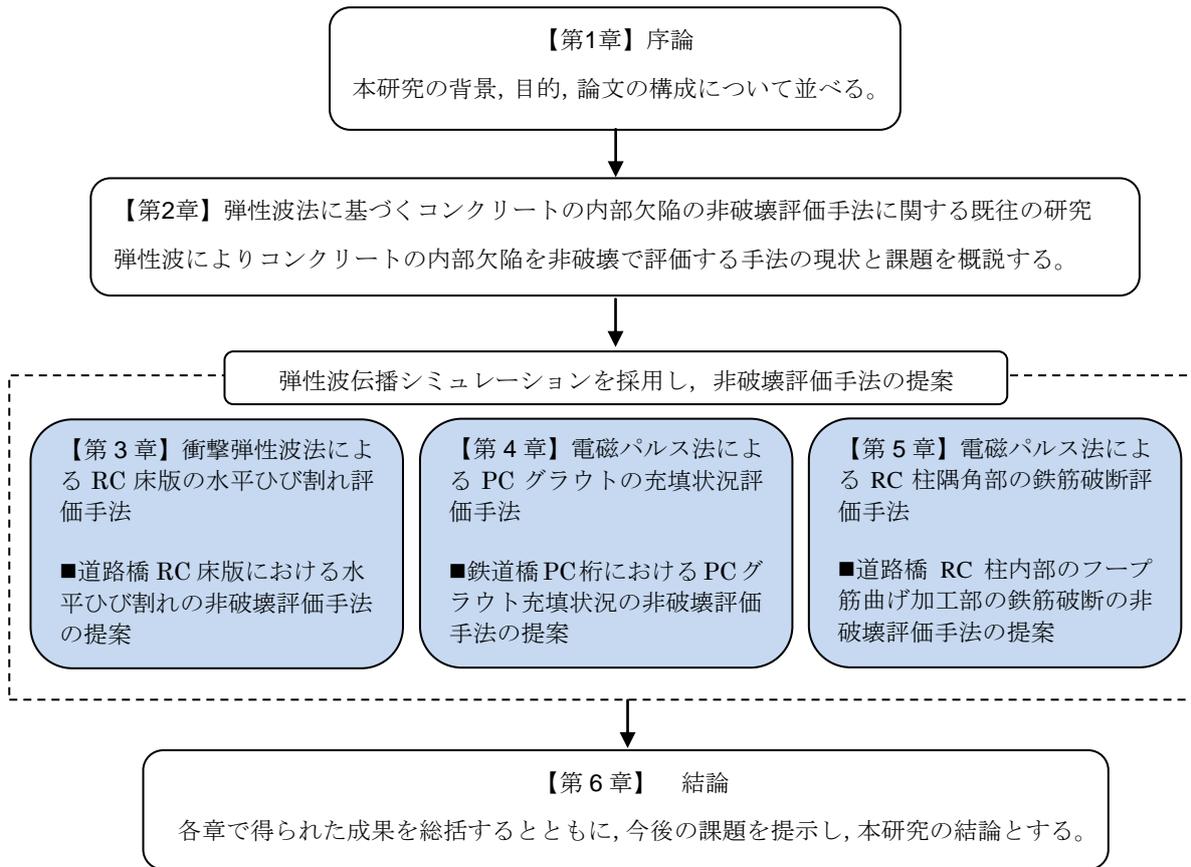


図-1.1 本研究の構成

参考文献

- 1) 鎌田敏郎, 内田慎哉: コンクリート構造物の診断における非破壊検査の適用の現状と今後の展望, 物理探査, Vol.60, No.3, pp.253-263, 2007.04.
- 2) 鎌田敏郎: 構造物診断のための非破壊検査技術の現状・今後の展望, 第301回コンクリートセミナー, p.34, 2012.03.
- 3) 土木学会メンテナンス工学連合小委員会編: 社会基盤メンテナンス工学, 東京大学出版会, p.156, 2004.03.
- 4) 内田慎哉: 弾性波法によるコンクリート物性および欠陥の非破壊評価, 岐阜大学, 学位論文, 2008.

第2章 弾性波法に基づくコンクリートの内部欠陥の非破壊評価手法

に関する既往の研究

2.1 はじめに

内部欠陥評価手法の代表的なものとして、弾性波法、X線透過法、サーモグラフィ法等が挙げられる。コンクリート構造物における内部欠陥の評価に用いる非破壊試験法のうち、弾性波を利用した手法は、一般的に弾性波法と呼ばれている。弾性波とは文字どおり弾性体を伝播する波動であり、非破壊試験において対象物を伝播する弾性波には弾性体に関する様々な情報が含まれているためコンクリートの欠陥評価技術に広く適用されている。弾性波を用いた非破壊試験法としては超音波法や打音法および衝撃弾性波法などが存在し、弾性波の伝播時間、最大振幅値、あるいは周波数応答などからコンクリート構造物内部の欠陥を評価することが可能である。本章ではコンクリート構造物における内部欠陥評価のうち、「RC床版の水平ひび割れ評価」、「PCグラウトの充填状況評価」、「RC柱隅角部の鉄筋破断評価」以上3つの評価対象において適用が可能と考えられている弾性波法について概説する。

2.2 RC床版の水平ひび割れ評価手法

RC床版の水平ひび割れ評価における代表的な弾性波法として超音波法等があげられる。通例として超音波とは、弾性波の周波数領域が可聴域よりも高いもの(20kHz)をさすことが多い。一方で、コンクリート構造物を対象としてこの方法を適用する場合は、受信された弾性波の評価においては可聴域よりも低い領域の弾性波を含む方が有用であるような場合もある。したがって、ここでは電気的な作用を振動に変換することにより弾性波を発生させ、これと同じく電気的な信号として受信する形態の手法であれば、周波数の帯域に関わらず超音波法と定義することとする。一般的な非破壊試験における超音波法では弾性波は主に、圧電効果を利用した振動子の機械的な振動によって発信され、弾性波形を電圧信号に変換する機能をもつ振動子により受信される。超音波法の一探触子一面配置により水平ひび割れを検出する原理を図-2.1に示す。探触子から連続波をコンクリートへ発信し、水平ひび割れで反射する波を探触子により受信、このときの時刻にコンクリート縦波の伝播速度をかけることにより、床版表面から水平ひび割れまでの深さを推定することができる。しかしながら、RC床版表面より計測を行う際にはアスファルトを介して弾性波の入力を行うことになる。このため、既往の研究²⁾において入射した弾性波がアスファルト合材により散乱し欠陥からの反射波を確認できない事例があることが指摘されている。

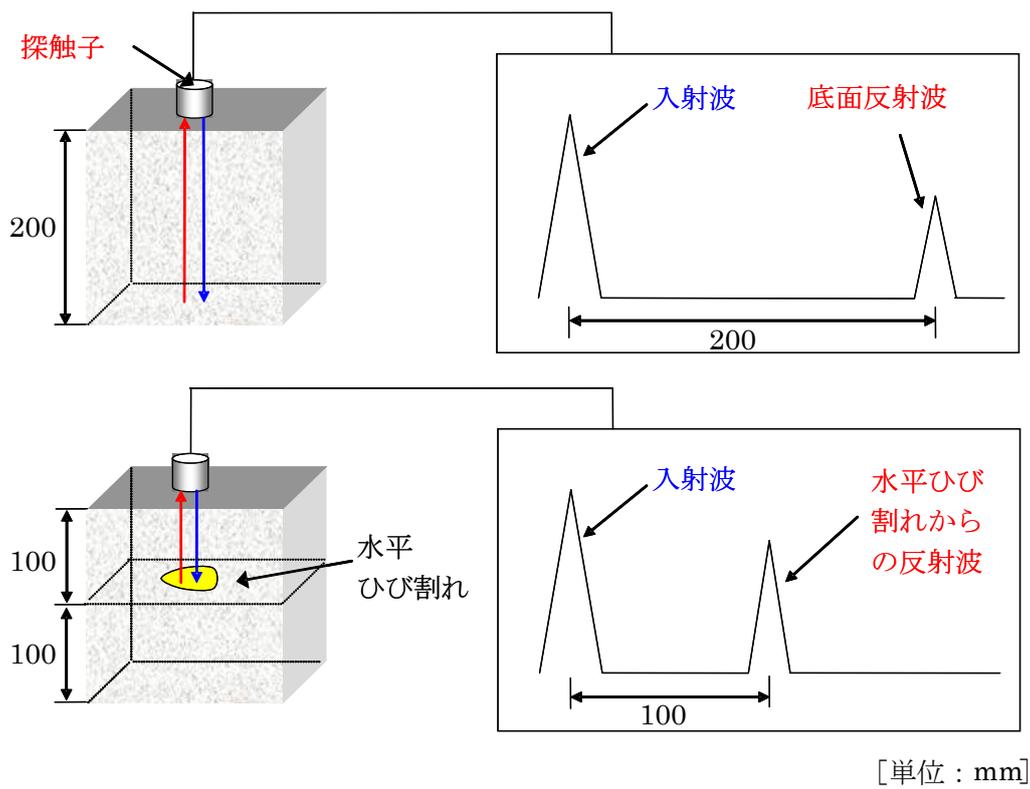


図-2.1 超音波法による水平ひび割れの検出原理の概念図

2.3 PC グラウト充填状況評価手法

PC グラウト充填状況の評価における代表的な手法として X 線法、超音波法および衝撃弾性波法等があげられる。

・ X 線法

X 線法は、対象物に透過された X 線の強さを画像化して、内部の様子をほぼ実態に近い状態で確認できる手法である。前田ら³⁾は、X 線透過画像より、グラウト未充填部分を視覚的に確認できることを明らかにしている。しかしながら、一方で、X 線の透過可能なコンクリート厚さは数 10cm 程度が限界であることも同時に示されている。さらに、実用を想定した場合、取り扱い上の法的規制があるうえに、大掛かりな装置が必要となるため、安全面やコスト面等での課題も多い。したがって、X 線法は、グラウト充填評価に最適な手法であるとは言い難いのが現状である。

・ 超音波法

超音波は、弾性波の周波数領域が可聴域よりも高いもの (20kHz 以上) をさす。一般的な非破壊試験における超音波法では、主に、圧電効果を利用した振動子の機械的な振動によって発振され、弾性波形を電圧信号に変換する機能を持つ振動子により受信される。明石ら⁴⁾は、2 探触子透過法によるグラウト充填評価手法の適用性に関する検討を行っており、供試体実験によりその有効性を示している。この手法は、シース軸方向に対して垂直方向に対して弾性波を伝搬させるように発・受信子を設置した状態で、発・受信子間の弾性波伝搬時間を計測し、弾性波伝搬速度を算出する。グラウトが未充填の場合、弾性波はシース部分を迂回して受信子に到達する。一方、グラウトが充填されている場合、弾性波はシース内部のグラウトを通過するため、グラウト未充填の場合と比較して伝搬速度が大きくなる。しかしながら、超音波は、コンクリート中での減衰が大きいため、伝搬距離を大きくすることは難しく、部材厚さが大きい場合に適用は困難である。さらに、入力する弾性波の波長が小さいため、シースおよび近接鉄筋による弾性波の反射が結果に影響を与えると考えられ、実構造物への適用に課題を残している。

一方、坂田ら⁵⁾は、シース直上のコンクリートの同一面上に発・受信子を設置した状態で弾性波の発信および受信を行い (表面法)、受信波のピーク周波数の違いによりグラウト充填評価を試みている。その結果、グラウトが充填されている場合には、弾性波がシース内部のグラウトを通過し、表面と底面とで多重反射を繰り返すため、版厚に相当する縦波共振周波数のピークが得られる。一方、グラウト未充填の場合、弾性波がシースを迂回するため、グラウト充填と比較して若干小さい周波数でピークが現れる。このように、低周波領域のスペクトルピーク位置の変化によりグラウトの有無が評価できる可能性が示されている。しかしながら、これについても、上記と同様、適用可能な部材厚さ等の面で課題を残している。

・ 衝撃弾性波法

衝撃弾性波法では、超音波法の電氣的な入力方法に対して、鋼球打撃などの機械的方法により弾性波の入力を行う。そのため、入射する弾性波のエネルギーが超音波に比べ大きく、波長も長いことから、コンクリートの減衰や散乱を受けにくく、比較的適用範囲の制約条件が少ない手法であると考えられる。PC 鋼棒軸方向に弾性波を伝搬させる衝撃弾性波法では、シース軸方向にわたっての平均的なグラウト充填状況を把握するための方法として位置づけられている。この手法では、弾性波伝搬速度⁶⁾や周波数分布⁷⁾、波形エネルギー⁸⁾に着目することにより、グラウト充填状況の評価が試みられている。これに関して、鎌田ら⁶⁾は、特に弾性波伝搬速度を用いた検討を行っており、その有効性を供試体実験にて実証している。また、3次元 FEM 解析により、部材内部の波動伝搬からみた弾性波伝搬速度の変化の機構についても検討⁹⁾し、理論的な面からも弾性波伝搬速度の有効性を明らかにしている。図-2.2⁶⁾に、衝撃弾性波法により部材内部に入力された弾性波挙動を3次元有限要素法によりシミュレートした結果をグラウト充填の有無に分けてそれぞれ示す。図における色の違いは変位の大きさの程度を表している。さらに、弾性波伝搬方向に対して、弾性波が到達した先端部分を弾性波の波頭として矢印で示した。その結果、グラウト未充填の場合、PC 鋼棒端部の打撃により入力され、鋼棒をダイレクトに伝搬する部分と、定着プレートを介してコンクリートに伝わりコンクリート部分を伝搬する成分とがそれぞれ独立に存在し、波頭位置もそれぞれ異なっていることがわかる。一方、グラウトが充填されている場合、弾性波は、経過時間に関わらず、鋼棒、グラウトおよびコンクリートを一様な速度で伝搬しており、他のケースでみられた波頭位置の違いは認められない。すなわち、鋼棒の周囲にグラウトが充填されている場合、鋼棒とグラウトが一体となった複合部材中を弾性波が伝搬する。そのため、入力された弾性波は PC グラウト鋼棒周辺のグラウトによる拘束の影響を受けるため、鋼棒単体の場合とは弾性波の伝搬挙動が明らかに異なる。このことから、グラウトが充填されていることにより、弾性波伝搬速度が小さくなると考察できる。以上で示した原理を踏まえて、この手法を既設の実構造物における横締め PC 鋼棒へ適用した結果、非破壊評価結果は削孔による目視調査結果と相応の割合で一致しており、手法の適用性が確認された¹⁰⁾。しかしながら、この手法だけでは、シース軸方向におけるグラウト未充填箇所を特定することは不可能である。

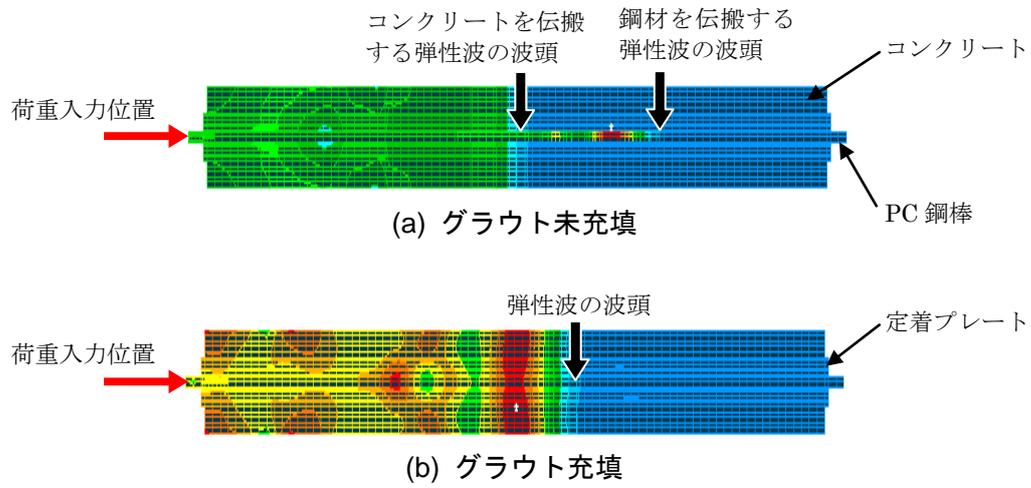


図-2.2 部材内部の弾性波伝搬挙動のシミュレーション結果⁵⁾

2.4 RC 柱隅角部の鉄筋破断評価手法

RC 柱隅角部の鉄筋破断評価における代表的な手法として磁気法、電磁誘導法および超音波法等があげられる。

・磁気法

図-2.3 に磁気法の原理を利用した鉄筋破断の評価原理¹¹⁾の概要を示す。鉄筋が強磁性体であることを利用し、永久磁石を鉄筋が埋設されているコンクリート表面上で鉄筋軸方向に数往復動かすことにより、鉄筋を着磁し、その後コンクリート表面のコンクリート面に垂直な方向の成分の磁束密度を高感度磁束センサで測定する。そして鉄筋破断部における磁束密度分布の乱れをとらえ、鉄筋破断の有無を検出する手法である。しかしながら、鉄筋が磁性体であることを利用しているため、鉄筋のかぶり深さが深いときに磁束密度を正確に捉えることができないため、鉄筋破断検出が難しいと考えられる。

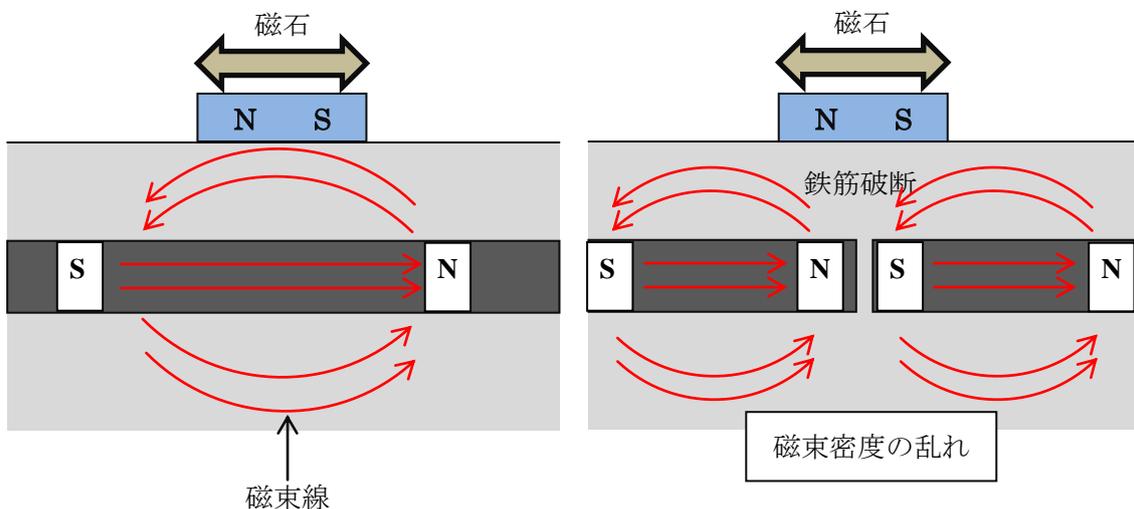


図-2.3 磁気法の原理

・電磁誘導法

電磁誘導法の原理を応用した鉄筋破断の検出手法は、センサー内の励磁コイルによって発生させた交流磁束が被検体（ここではコンクリート中の鉄筋）に流れ、被検体に傷があると交流磁束が変化し、その変化を検出コイルの電圧変化として捉え、この電圧波形を振幅と位相の二つのパラメーターとしたリサージュ波形を表示し、その波形の形状によって鉄筋破断の有無を推定する調査手法である。しかしながら、かぶり深さが大きい場合、交流磁束がコンクリート表面において検出できない。また、周辺の鉄筋の磁束の影響もうけるという難点もある。

・ 超音波法

図-2.4に超音波法を利用した鉄筋破断検出手法¹²⁾の原理をASRの膨張によって鉄筋の曲げ加工部が破断に至ると、その付近（主に隅角部）で顕著なひび割れが生じているのが確認されている。

「超音波斜方向透過法」は、橋脚はり先端の隅角部付近に発生したひび割れが、断面内の深い位置まで達しているかどうかを斜め方向に超音波を透過させることによって検証し、間接的に鉄筋破断の可能性を評価しようとする手法である。しかしながら、ひび割れに樹脂が注入されていたり、析出物などでひび割れ内が詰まっていたりする場合は、超音波がひび割れの最深部を迂回することなく透過するため、鉄筋破断の検出は困難となる。

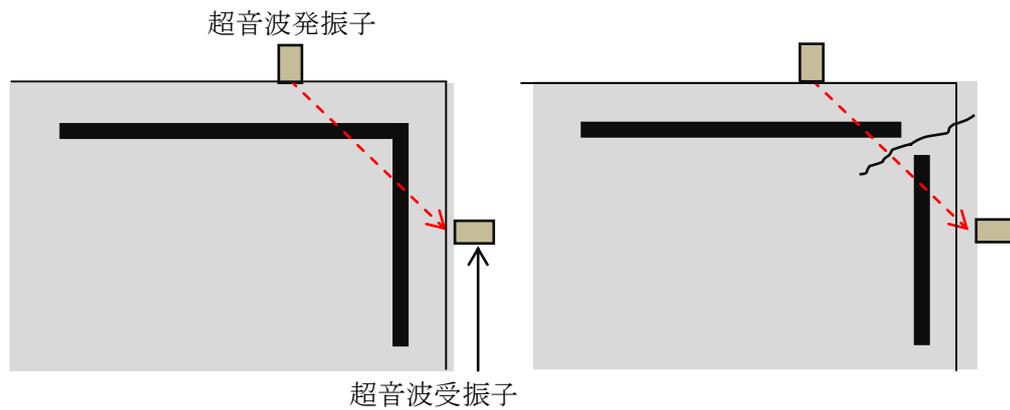


図-2.4 超音波法の原理

2.5 まとめ

本章では弾性波法に基づくコンクリートの内部欠陥の非破壊評価手法に関する既往の研究について言及した。得られた結論を以下に示す。

- (1) RC 床版の水平ひび割れ評価における代表的な弾性波法として超音波法等があげられる。超音波法は、床版表面から水平ひび割れまでの深さを推定することができる手法としてその可能性が示されている。しかしながら、RC 床版表面より計測を行う際にはアスファルトを介して入射した弾性波がアスファルト合材により散乱し欠陥からの反射波を確認できない事例があることが指摘されている。
- (2) PC グラウト充填状況の評価における代表的な手法として X 線法，超音波法および衝撃弾性波法等があげられる。いずれの手法においても PC グラウト充填状況の評価することができる手法としてその可能性が示されている。しかしながら，X 線法や超音波法は，適用可能な部材厚さ等の面で課題を残しており，衝撃弾性波法はシース軸方向におけるグラウト未充填箇所を特定することは不可能である。
- (3) RC 柱隅角部の鉄筋破断評価における代表的な手法として磁気法，電磁誘導法および超音波法等があげられる。いずれの手法においても RC 柱隅角部の鉄筋破断評価することができる手法としてその可能性が示されている。しかしながら，磁気法や電磁誘導法は，かぶり深さが大きい場合，交流磁束がコンクリート表面において検出できない上，周辺の鉄筋の磁束の影響も受けるという難点もある。また，超音波法は，ひび割れに樹脂が注入されていたり，析出物などでひび割れ内が詰まっていたりする場合は，超音波がひび割れの最深部を迂回することなく透過するため，鉄筋破断の検出は困難となる。

参考文献

- 1) 例えば, 宗像晃太郎, 鎌田敏郎, 内田慎哉, 森和也: 電磁パルスにより加振したコンクリート内部鉄筋の振動特性に関する基礎研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.2, 2007.
- 2) 例えば, 内田慎哉: 弾性波によるコンクリートの物性および欠陥の非破壊評価, 岐阜大学, 学位論文, 2008.
- 3) 前田春雄, 長谷川敦史, 五阿彌雅夫: X線法によるコンクリート構造物の非破壊検査, コンクリート構造物の耐久性に関するシンポジウム論文集, pp.109-115, 1988.
- 4) 明石外世樹: コンクリートの非破壊試験に関する研究, 土木学会論文集, No.390/V-8, pp.1-22, 1988.
- 5) 坂田康徳, 大津政康: 超音波スペクトロスコピー法によるポストテンションPC構造物のグラウト充填度評価, コンクリートの非破壊試験法に関するシンポジウム論文集, pp.87-92, 1991.
- 6) 鎌田敏郎, 浅野雅則, 国枝泰祐, 国枝稔, 六郷恵哲: 弾性波特性パラメータを用いたPCグラウト充填評価手法, 土木学会論文集, No.746/V-61, pp.25-39, 2003.11.
- 7) 斎藤宏行, 尼崎省二: 衝撃弾性波法によるPCグラウト充填評価に関する基礎的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21, No.2, pp.1267-1272, 1999.
- 8) 魚本健人, 首藤芳久: AE計測によるプレストレストコンクリートのシース内グラウト充填度判定方法, 生産研究, Vol.39, No.4, pp.141-144, 1987.
- 9) 應虹江, 鎌田敏郎, 浅野雅則, 六郷恵哲: 弾性波によるPCグラウト充填評価法の適用性に関する解析的考察, コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.1, pp.1899-1904, 2004.
- 10) 鎌田敏郎, 浅野雅則, 川嶋雅道, 内田慎哉, 六郷恵哲: 弾性波によるPCグラウト充填評価手法の実構造物への適用, 土木学会論文集, Vol.62, No.3, pp.569-586, 2006.
- 11) 芳賀堯, 山本貴士, 服部篤史, 宮川豊章: 電磁誘導法および磁気法による鉄筋破断診断手法に関する研究, 土木学会第63回年次学術講演会, 2008.
- 12) 野村倫一, 葛目和宏, 藤原規雄: ASRによる鉄筋破断に関する非破壊調査, コンクリート工学年次論文集 Vol.26, No.1, 2004.

第3章 衝撃弾性波法によるRC部材内部の水平ひび割れの評価手法

3.1 はじめに

近年、道路橋鉄筋コンクリート床版（以下、道路橋RC床版）において、コンクリートの損傷や劣化が問題となり、橋梁構造物としての耐荷力をはじめとする諸性能は必ずしも満足のいくものでないことが指摘されている。これらは、交通量の増加に伴う疲労、凍結防止剤として用いられる塩化カルシウムによる鉄筋の腐食、さらには損傷部からの雨水の浸入による劣化の促進などが原因であると考えられ、実際、この種の劣化事例が数多く報告されている。したがって、損傷や劣化への対策を含め、その維持管理が道路管理者にとって重要な課題の一つになっている。

一般的な道路橋の鉄筋コンクリート床版の疲労による損傷の進行過程を図-3.1に示す。通常、まず、床版の下面側に橋軸直角方向に一方向のひび割れが発生する（図-3.1 a）。その後、供用年数とともに橋軸方向にもひび割れが発生し、格子状のひび割れ網が形成される（図-3.1 b）。時間の経過とともに、ひび割れ網が細かくなり、橋軸および橋直方向のひび割れの交差部付近においてコンクリート片の脱落（角落ち）が確認されるようになる（図-3.1 c）。この時点では床版の配力鉄筋がほとんど機能しなくなり、あたかも独立のはりが並んでいるかのような挙動を示すようになる（床版の梁状化）。この後、さらに繰り返しの荷重が作用することにより、床版の一部でせん断破壊が生じ、床版上面の一部分が陥没することが知られている¹⁾（図-3.1 d）。

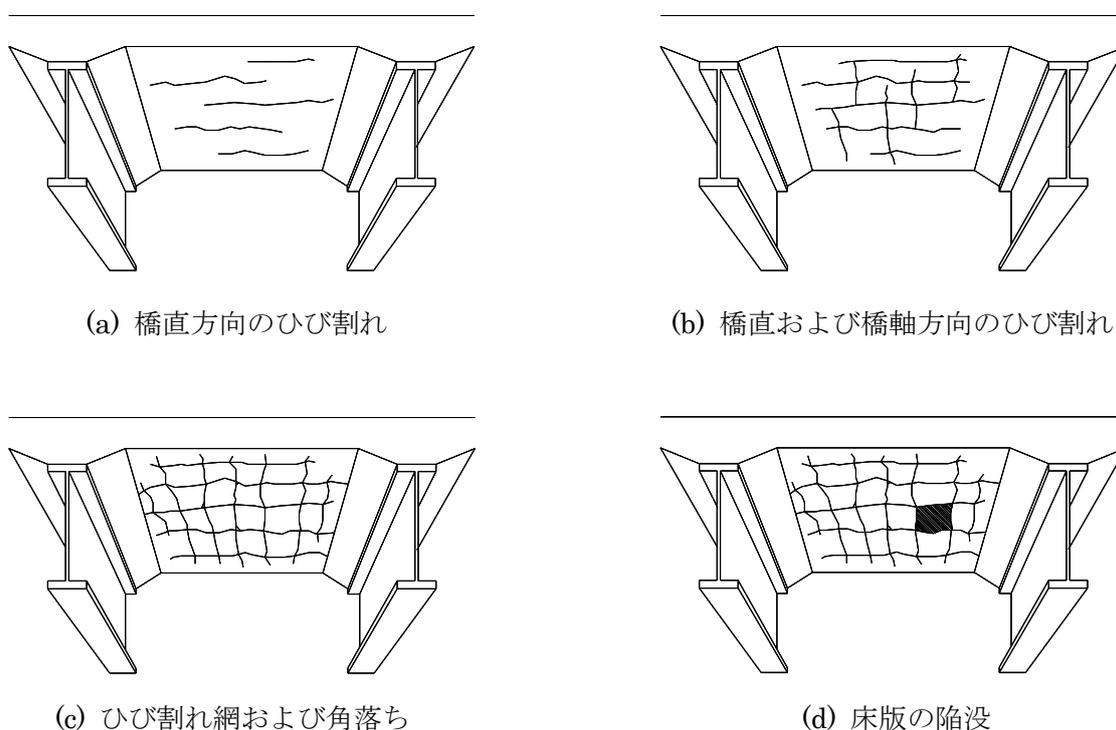


図-3.1 道路橋RC床版の疲労による損傷の進行過程

また、近年では、既設の鉄筋コンクリート床版や、劣化した RC 床版の補強対策として行った上面増厚補強を施した鉄筋コンクリート床版において、疲労による劣化や再劣化の事例が顕在化している。この場合の主たる損傷の形態は、切断面での観察の結果、**図-3.2** および**図-3.3** のような既設の鉄筋コンクリート内部、あるいは鉄筋コンクリートと増厚コンクリートとの境界面における水平ひび割れであることが明らかとなっている²⁾。しかもこのような水平ひび割れは、前述の疲労損傷過程における**図-3.1 a)** よりも前の段階において発生する場合がほとんどである。また、水平ひび割れが発生しても床版表面には変化が生じないことがあり、通常行われている目視観察による調査では、床版内部の水平ひび割れを確認することは極めて困難である(**図-3.4** 参照)。そのため、道路橋 RC 床版において非破壊により早期にコンクリート内部の水平ひび割れの有無が把握できることは、安全かつ効率的な維持管理を行えるという点で、非常に有意義であると考えられ、これが可能な非破壊検査技術の開発が期待されている。

このような背景のため、既往の研究²⁾ では、表面からは確認できない床版の内部に発生する水平ひび割れを円盤状の発泡スチロールにより人工的に模擬した RC 供試体を作製し、衝撃弾性波法、超音波法および Electro Magnetic Hammer Method (EMH) の 3 つの異なる弾性波法による水平ひび割れの評価を行い、評価における各手法の適用可能な水平ひび割れの大きさや深さに関する検討を行っている。その結果、水平ひび割れを検出できる守備範囲が最も大きい手法は、衝撃弾性波法であることを明らかにしている。さらに、アスファルト舗装を設けた供試体も作製し、この存在が衝撃弾性波法による床版厚さの推定に与える影響についての検討も併せて行っている。実験の結果、厚さ推定におけるアスファルト舗装の影響は極めて小さいことを明らかにした。

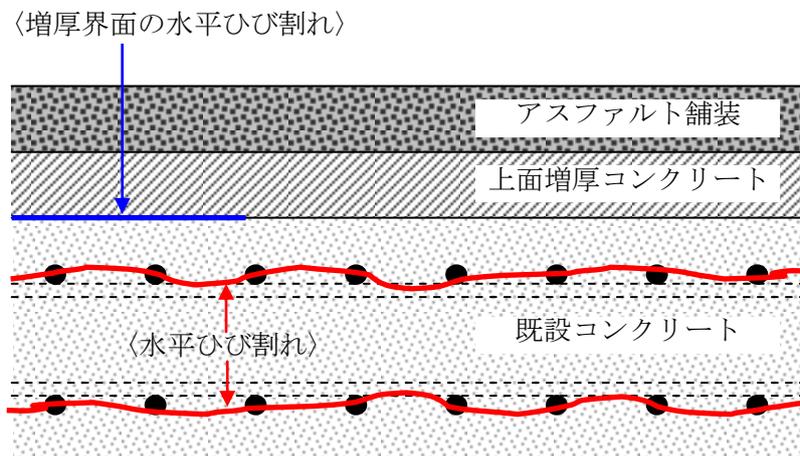


図-3.2 道路橋 RC 床版の水平ひび割れ

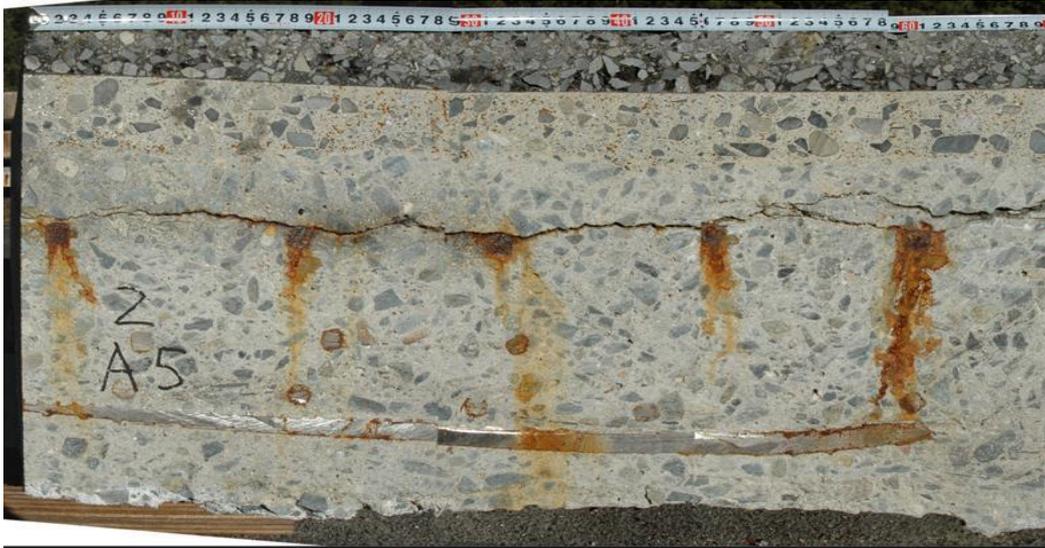


図-3.3 道路橋 RC 床版の切断面

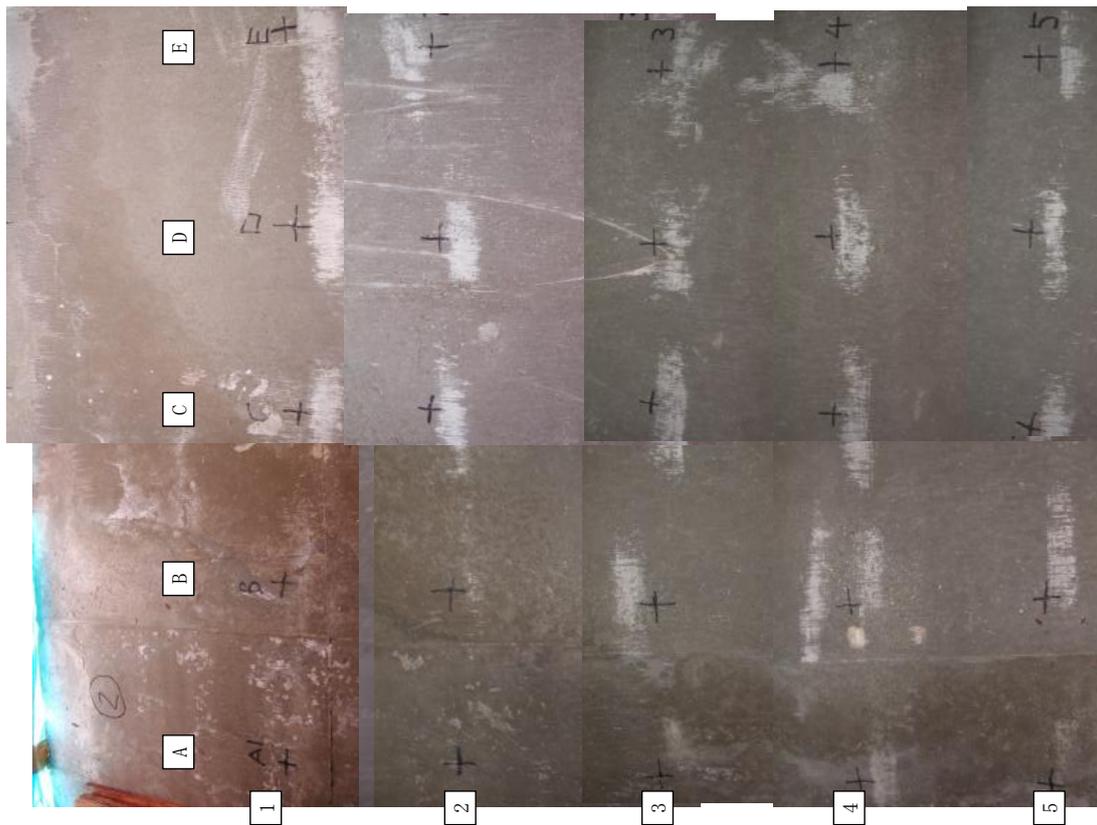


図-3.4 道路橋 RC 床版の下面

しかしながら、実際の道路橋 RC 床版における計測では、供試体実験のような理想的なピークを得るのは容易ではない。構造物ごとに床版の寸法、コンクリートやアスファルトの厚さや材質も様々であり、当然ながら、水平ひび割れの存在位置や規模も様々であるため、周波数スペクトルの形状も変化する。現状では、実際の道路橋 RC 床版の計測において、計測ごとに試行錯誤を繰り返して、弾性波の入力方法や受信方法、あるいは波形分析方法を決めているものの、非効率的であり、計測結果の信頼性にも問題が残ることになりかねない。

そこで本章では、これまでに検討を続けてきた衝撃弾性波法に基づき、道路橋 RC 床版の内部に発生する水平ひび割れを効率よく適確に、しかも計測対象となる各種様々な道路橋 RC 床版にそれぞれ対応できるような評価手法にするため、3次元衝撃応答解析 (FEM 解析) から「I: 弾性波の入力方法」、「II: 受信方法」および「III: 周波数分析方法」の最適な組み合わせを決定することが可能な手法を構築することである。そのため、まず、3次元衝撃応答解析および供試体実験を行い、得られた解析結果と供試体実験の結果とを比較することにより、解析モデルの妥当性の検証を行った。その上で、衝撃応答解析に基づく水平ひび割れの非破壊評価手法を提案することとした。さらに、ケーススタディとして、実際の道路橋から切り出した RC 床版を対象に、提案した手法を適用し、水平ひび割れの検出を試みた。

ここで、本研究における衝撃弾性波法による RC 床版内部の水平ひび割れの検出原理を図-3.5に示す。この手法は、コンクリート表面において鋼球での打撃により弾性波を入力し、センサにより反射波を受信することで、床版内部における水平ひび割れの位置を、受信波の周波数スペクトルから評価するものである。その評価にあたっては、周波数スペクトルにおける、コンクリート表面と底面での多重反射、あるいは表面と水平ひび割れでの多重反射に相当する縦波共振によるピーク周波数を活用する。なお、図中における床版厚さおよび水平ひび割れによる縦波の共振によるピーク周波数は、以下の式³⁾により算出される。

$$f_T = C_p / 2T \quad (3.1)$$

$$f_d = C_p / 2d \quad (3.2)$$

ここで、 f_T : 床版厚さによるピーク周波数、 f_d : 水平ひび割れによるピーク周波数、 C_p : 縦波の伝播速度、 T : 床版厚さ、 d : 水平ひび割れまでの深さである。

鋼球によって入力される弾性波の周波数は、鋼球とコンクリート表面の接触時間に関係しており、さらに接触時間は鋼球の直径に影響を受けることが知られている。図-3.6に鋼球打撃によって生じた衝撃力の時間関数を示す。横軸の接触時間は、鋼球直径の大きさによって、その値が変動する。接触時間と鋼球直径の関係を以下に示す。

$$T_c = 0.0043D \quad (3.3)$$

ここで、 T_c : 鋼球の接触時間 (sec)、 D : 鋼球の直径 (m) である。

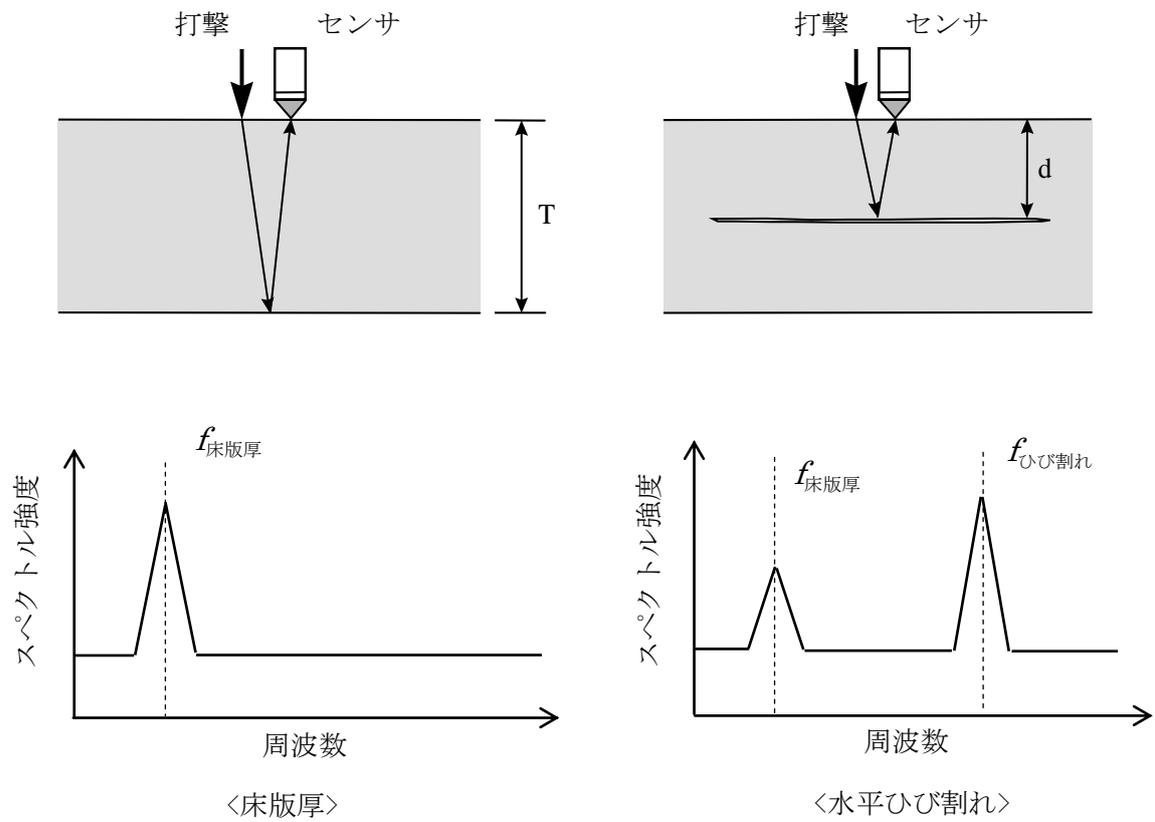


図-3.5 衝撃弾性波法による水平ひび割れの検出原理の概念図

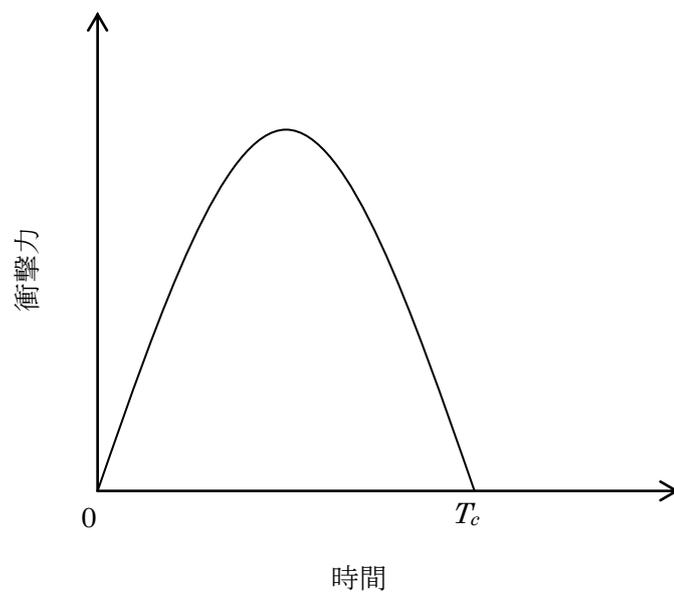


図-3.6 打撃力と継続時間の関係

図-3.7に、衝撃力の時間関数を周波数領域の関数に変換した周波数スペクトルを示す。既往の研究³⁾によれば、衝撃により発生する弾性波の周波数のうち、周波数スペクトルにおいて有効な周波数成分の最大値 f_{max} (Hz) は、以下の式により求めることが可能である。

$$f_{max} = 1.25/T_c \quad (3.4)$$

式(3.3)および(3.4)をまとめると、次の式が得られる。

$$f_{max} = 29I/D \quad (3.5)$$

以上の原理に基づいた衝撃弾性波法により、道路橋 RC 床版の水平ひび割れを検出する場合の手法の適用性について検討している。

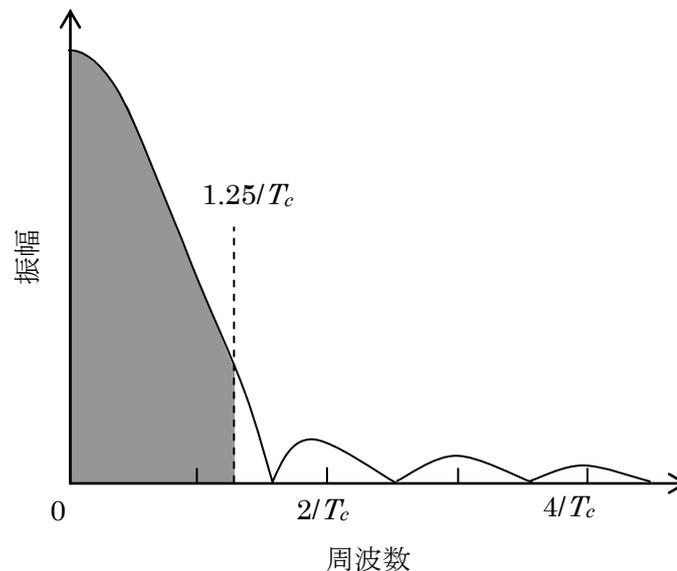


図-3.7 入力される弾性波の周波数スペクトル

3.2 衝撃応答解析による検討

ここでは、アスファルト舗装および内部に水平ひび割れを人工的に模擬した RC 床版モデルにおいて、舗装面から衝撃弾性波法による水平ひび割れの検出を試みる。それによってアスファルト舗装が周波数スペクトルに与える影響を把握するとともに、衝撃弾性波法によりアスファルト舗装面から検出可能な水平ひび割れの直径と深さの関係を明らかにすることを目的とした。

3.2.1 解析概要

(1) 解析モデル

RC 床版を模擬した解析モデルの一例を図-3.8に示す。

解析モデルの寸法は、長さ 1800mm×幅 1800mm×高さ 280mm であり、モデル内部には、人工欠

陥を模擬するために円形の空隙部を設けている。欠陥までの深さおよび直径は、供試体における人工欠陥の直径と深さの関係と同じものに加えて、直径 200mm の場合においても検討している（図-3.8）。これを「欠陥モデル」と呼ぶ。また、比較用に、空隙部がない「健全モデル」の解析も併せて行った。したがって、解析対象としたモデルは、「欠陥モデル」における欠陥の直径と深さにバリエーションを持たせた 12 ケースと、「健全モデル」での 1 ケースで全 13 ケースである。また、要素は 8 節点ソリッドとし、要素の代表長さは約 10mm とした。モデルの支持は、図-3.8 に示す 1800mm×280mm（図中の斜線部分）の 4 面とした。支持面の境界条件としては、斜線部分にある全ての節点の変位（x, y, z 方向）を固定した。なお、コンクリートおよびアスファルトの材料定数は、表-3.1 のとおりである。

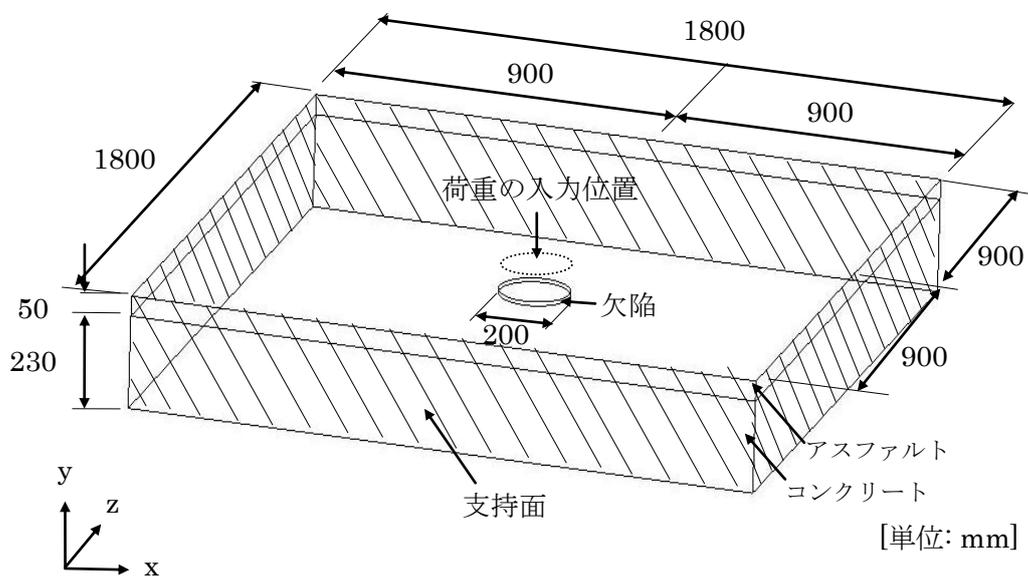


図-3.8 解析モデルの一例

表-3.1 解析モデルの物性値

物性値	アスファルト	コンクリート
弾性係数 (GPa)	10.0	31.7
ポアソン比	0.02	0.20
密度 (t/m ³)	1.01	2.20

(2) 解析条件

衝撃力は、図-3.9 に示す波形を入力した。荷重の継続時間： T_c (s)は、Sansalone らの研究成果³⁾を参考に、次式から求めた。

$$T_c = 0.0043D \quad (3.6)$$

ここで、 D ：鋼球直径(m)である。したがって、鋼球直径 6.4mm の荷重継続時間は 27.5 μ s となる。一方、最大荷重： F_{\max} (N)は、次式³⁾により算出した。

$$F_{\max} = \frac{m\sqrt{2gH}}{0.63T_c} \quad (3.7)$$

ここで、 m ：鋼球の質量(kg)、 g ：重力加速度(m/s)、 H ：鋼球の落下高さ(m)である。これより、直径 6.4mm の鋼球を高さ 100mm から落下させたときの最大荷重は、159.8N となる。荷重の入力位置は、**図-3.8**に示すモデル中央（欠陥中央の直上）の 1 接点とした。出力位置は、入力位置より x 方向へ 50mm 移動した点である。

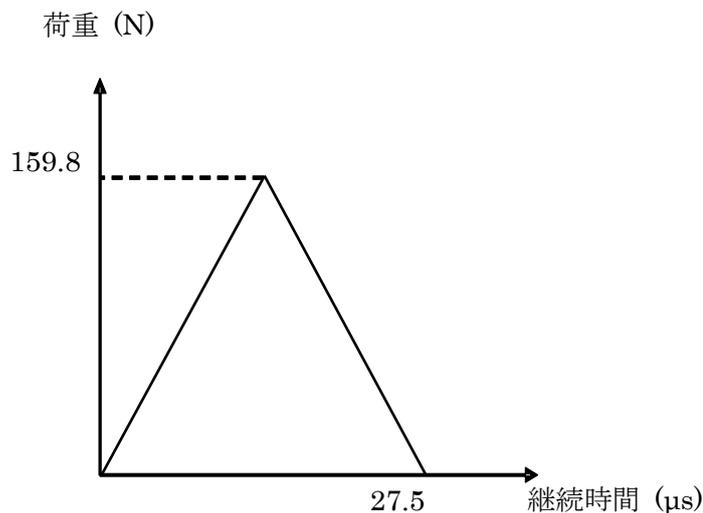


図-3.9 入力波形

3.2.2 解析結果および考察

図-3.10に解析により得られた周波数スペクトルを示す。図中の矢印は供試体の版厚に相当する理論上の縦波共振周波数： f_T であり、破線は人工欠陥に相当する縦波共振周波数： f_d をそれぞれ示している。

解析により得られた周波数スペクトル (**図-3.10**)に着目すると、欠陥深さが 100 および 130mm の周波数スペクトルでは、ピーク周波数と f_d はほぼ一致していることが確認できる。なお、欠陥深さが 250mm (直径 200, 250 および 400mm) の周波数スペクトルでは、いずれの場合においても、 f_d 近傍においてピークの出現を確認することはできなかった。

さらに、人工欠陥の直径、深さと同様のものに加え、欠陥直径 800mm で、深さが 100, 130 および 250mm の場合においても検討している。**図-3.10**中の欠陥直径 800mm の結果に着目すると、

欠陥深さが 100 および 130mm の場合において周波数スペクトルのピークは非常に鋭く卓越していることがわかる。これは、弾性波の反射源である欠陥の直径が 200, 250 および 400mm へと大きくなると、版厚に相当する共振による成分が減衰し、欠陥深さに相当する共振による成分の割合が大きくなっている傾向のとおりである。欠陥直径が 800mm まで大きくなると、版厚に相当するピークはほとんど確認できない程度になり、欠陥深さに相当するピークのみが確認できる。このことを利用すれば、実構造物において衝撃弾性波法により水平ひび割れを検出する際に、作業効率の向上が期待できる。すなわち、実構造物における計測の結果において、版厚に相当するピークが確認できず、欠陥深さに相当するピークのみが確認できた場合、その計測点の直下には少なくとも直径 800mm 以上の水平ひび割れが広がっていると考えられ、その付近における計測回数を減らすことが可能となるため、作業効率を向上させると考えられる。

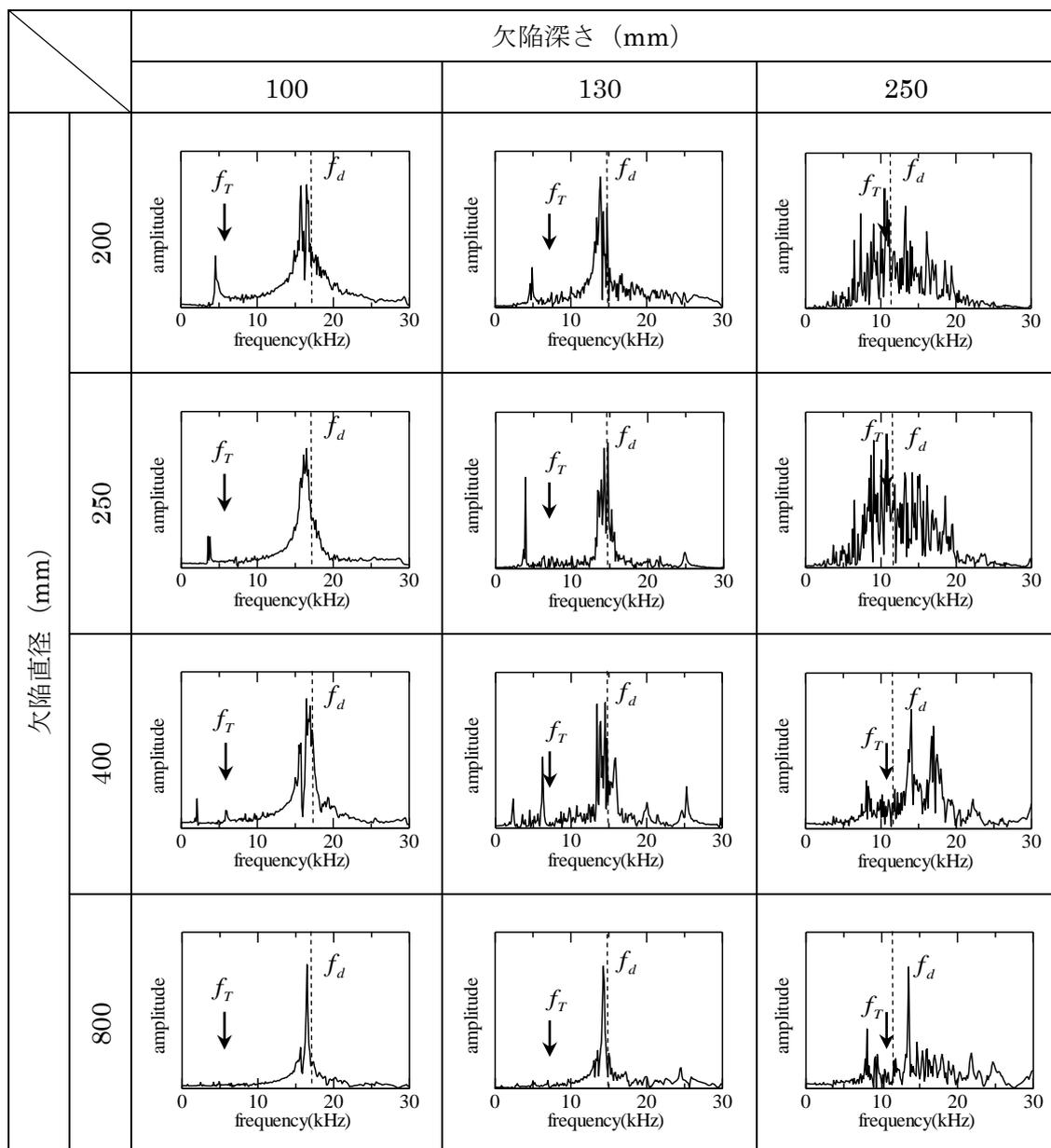


図-3.10 解析により得られた周波数スペクトル

衝撃弾性波法によって、アスファルト舗装面から検出可能な欠陥直径と深さとの関係を表-3.2に示す。ここでは、図-3.10に示す結果に基づき、周波数スペクトル上において、 f_d 位置近傍にピークが確認できたものを、欠陥検出可能（○）とした。ただし、図-3.10に示す深さ250mmのピーク周波数は、欠陥の深さと供試体底面（深さ280mm）がほぼ同じ深さにあるため、図-3.10における欠陥が無い場合（鋼球直径6.4mm）でのピーク周波数とほぼ同じ値であるので、検出困難（×）と表記した。

表-3.2 検出可能な欠陥直径と深さとの関係（解析）

深さ (mm)	直径 (mm)			
	200	250	400	800
100	○	○	○	○
130	○	○	○	○
250	×	×	×	×

○：検出可能，×：検出困難

3.3 供試体実験による検討

3.2において、アスファルト舗装およびコンクリート内部に水平ひび割れを人工的に模擬したRCモデルを作製し、アスファルト舗装面において衝撃弾性波法を適用した場合の人工欠陥の評価手法に関する検討を行った。その結果、人工欠陥の直径が表面からの深さよりも大きい条件下であれば、周波数スペクトル上のピーク周波数から欠陥を検出できることを解析により明らかにした。

そこで本節では、前述の解析（3.2 参照）で得られた周波数スペクトルの妥当性を供試体実験により検証するとともに、衝撃弾性波法により検出可能な欠陥直径と深さとの関係を実験結果からも明らかにし、さらに、欠陥直径と深さが異なる場合に得られる周波数スペクトルの特徴を把握することを目的とした。

3.3.1 実験概要

(1) 供試体

この研究において対象とした道路橋RC床版は、既設コンクリートの上面に増厚補強を行い、その上にアスファルト舗装を施した床版である。この道路橋RC床版を模擬した供試体を作製するにあたっては、(財)高速道路調査会 上面増厚工法 設計施工マニュアル⁴⁾を参考にした。すなわち、まず既設コンクリートの厚さは180mmとして、普通コンクリートを打設した。その後、打設面側のコンクリート表面をチップング処理し、厚さ50mmで鋼繊維補強コンクリートによる上面増厚を行った。さらに、増厚上面にアスファルト舗装を50mmで施工した。したがって、供試体の全厚は、280mmである。なお、供試体の長さおよび幅は、側面からの反射波の影響を極力小さくするため、厚さに対して長さ(1800mm)と幅(1800mm)を十分に大きくした。図-3.11 および図-3.12に供試体概要を示す。

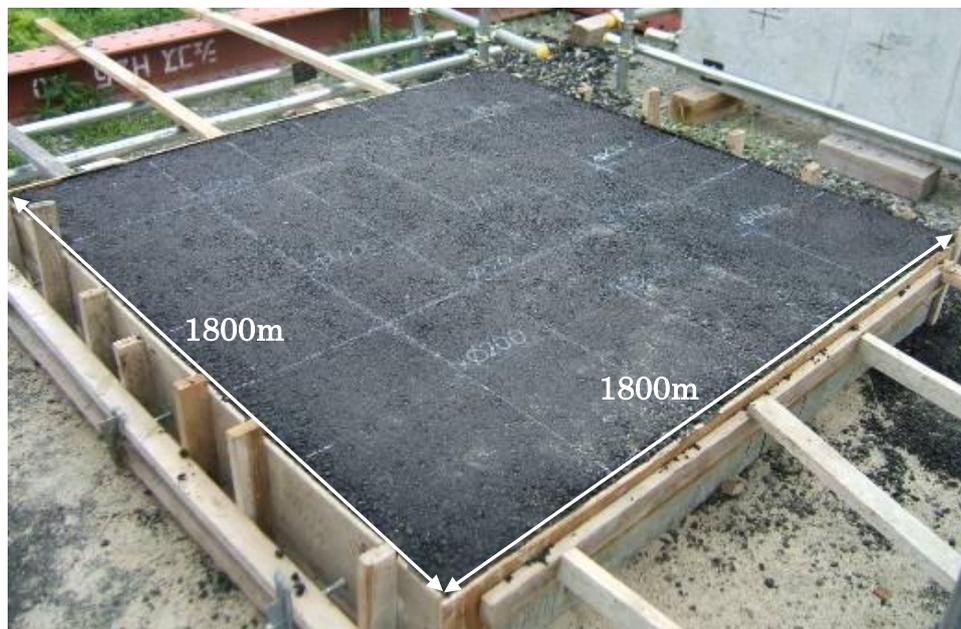


図-3.11 供試体概要

コンクリートおよび鋼繊維コンクリートの配合を表-3.3および表-3.4にそれぞれ示す。また、表-3.5に使用した各種コンクリートの原材料を示す。セメントは、ベースコンクリートの場合は普通ポルトランドセメントを、鋼繊維コンクリートでは早強ポルトランドセメントをそれぞれ使用した。

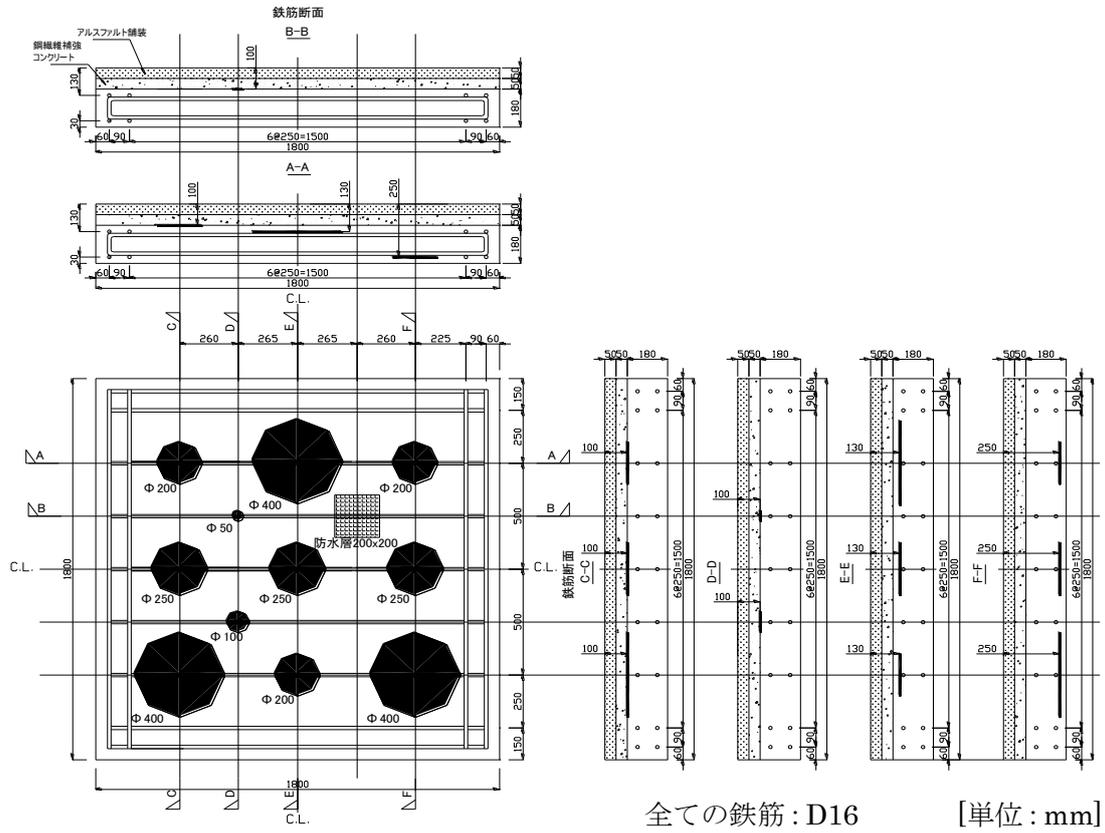


図-3.12 アスファルト床版

表-3.3 ベースコンクリートの配合

W/C (%)	G _{max} (mm)	s/a (%)	単位量 (kg/m ³)				混和剤 (kg)
			W	C	S	G	
53	20	45.5	191	360	758	948	3.971

表-3.4 鋼繊維補強コンクリートの配合

W/C (%)	G _{max} (mm)	s/a (%)	単位量 (kg/m ³)				SF	混和剤 (kg)
			W	C	S	G		
46	20	58.0	185	400	976	740	100	3.971

表-3.5 各種コンクリートの原材料

種類	構成材名	使用材料名	種類・品質
ベース	セメント(C)	普通ポルトランドセメント	密度：3.16g/cm ³
	水(W)	地下水・回収水	—
	細骨材(S)	兵庫県武庫川産・川砂 佐賀県唐津沖・海砂	密度：2.56 g/cm ³ 密度：2.56 g/cm ³
	粗骨材(G)	箕面市下止々呂美・碎石	密度：2.68 g/cm ³
	混和剤	AE 減水剤	リグニンスルホン酸化合物
鋼繊維	セメント(C)	早強ポルトランドセメント	密度：3.14g/cm ³
	水(W)	地下水・回収水	—
	細骨材(S)	兵庫県武庫川産・川砂 佐賀県唐津沖・海砂	密度：2.56 g/cm ³ 密度：2.56 g/cm ³
	粗骨材(G)	箕面市下止々呂美・碎石	密度：2.68 g/cm ³
	混和剤	高性能 AE 減水剤	ポリカルボン酸エーテル系化合物と分子間架橋ポリマーの複合体
	補強材	スチールファイバー	密度：7.85 g/cm ³

供試体の内部には、水平ひび割れを模擬するため、厚さ 6mm かつ直径が 50, 100, 200, 250 および 400mm の 5 種類の円形の発泡スチロールを人工欠陥として設置した。床版内部に設置する水平ひび割れを模擬した人工欠陥は、弾性波が十分に反射することを考慮して、厚さ 6mm の円形の発泡スチロールを用いることとした。人工欠陥の位置は、供用中の道路橋 RC 床版で発生する水平ひび割れの位置を考慮して、深さに 3 つのバリエーションを設けた。すなわち、上面増厚界面、既設床版内部の上縁側および下縁側の鉄筋に対応する位置に、人工欠陥をそれぞれ設置した。人工欠陥の配置状況を図-3.13 に示す。また、人工欠陥の直径と深さの対応関係を表-3.6 に示す。なお、この表に示す上面とは実橋における自動車走行面側を、また下面とは実橋における床版の下面側を想定している。アスファルト床版における上面はアスファルト舗装部分側のことを指す。



図-3.13 人工欠陥の配置状況

表-3.6 アスファルト床版における欠陥深さと欠陥直径の関係

各種弾性波法実施面	試験実施面からの欠陥深さ d (mm)	欠陥直径 φ (mm)
上面	100	50
		100
		200
		250
		400
	130	200
		250
		400
	250	200
250		
400		
下面	30	200
		250
		400
	150	200
		250
		400
	180	50
		100
		200
250		
400		

(2) 衝撃弾性波法による計測

衝撃弾性波法によるアスファルト舗装面からの、道路橋 RC 床版における水平ひび割れの検出原理を図-3.14 に示す。検出の原理は、3.1 で述べたそれと同じであるが、この実験で使用した供試体は、図-3.11 に示すとおり、アスファルト舗装、上面増厚コンクリートおよび既設コンクリートから構成される道路橋 RC 床版を模擬したものであり、アスファルトの弾性波伝播速度は、コンクリートのそれよりも小さい。そのため、対象とした供試体は、速度の異なる 2 層材料として考える必要がある。この条件下における厚さあるいはひび割れに相当する理論上のピーク周波数(以降、縦波共振周波数と呼ぶ)は、次式³⁾により算出することができる。

衝撃弾性波法で用いる波形収集装置、受振センサおよびインパクトを図-3.15 に示す。弾性波の入力には、鋼球直径の異なるインパクト(図-3.16 参照)を用いる。波形収集装置において受信された信号は瞬時に高速フーリエ変換 (FFT) を施され、周波数スペクトルが算出される。

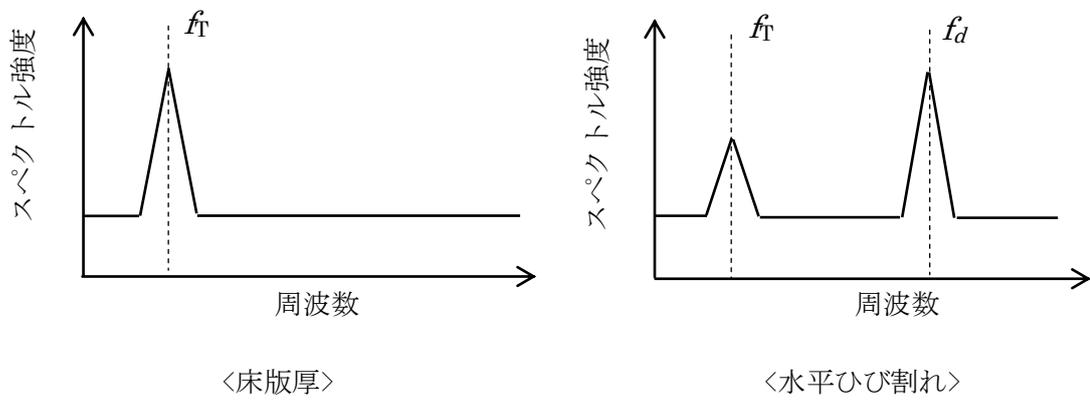
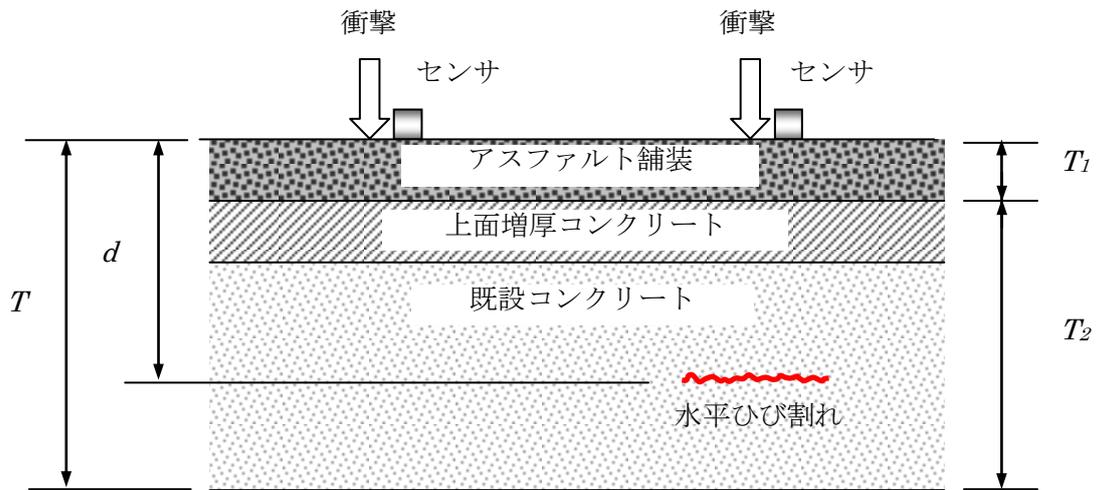


図-3.14 衝撃弾性波法による水平ひび割れの検出原理

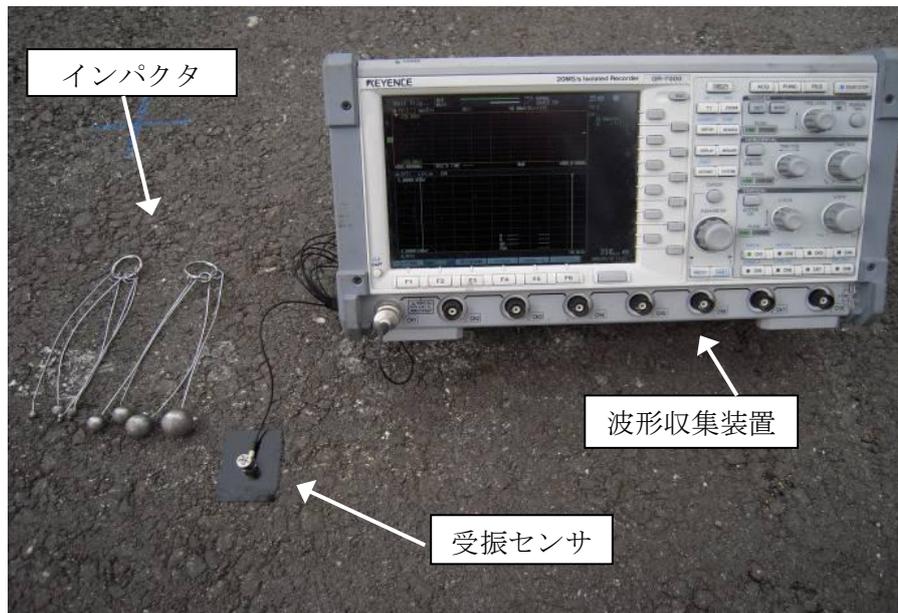


図-3.15 衝撃弾性波法で使用する装置一式



図-3.16 インパクト

$$f_T = \frac{1}{\frac{2T_1}{C_{p1}} + \frac{2T_2}{C_{p2}}} \quad (3.8)$$

$$f_d = \frac{1}{\frac{2T_1}{C_{p1}} + \frac{2(d-T_1)}{C_{p2}}} \quad (3.9)$$

ここで、 f_T ：供試体厚さに相当する縦波共振周波数、 f_d ：水平ひび割れに相当する縦波共振周波数、 C_{p1} ：アスファルトの伝播速度、 C_{p2} ：上面増厚コンクリートおよび既設コンクリートの伝播速度（ここでは両者を同等とみなすこととした）、 T_1 ：アスファルト舗装の厚さ、 T_2 ：上面増厚と既設コンクリート部分の厚さ、 d ：水平ひび割れまでの深さである。

衝撃弾性波法による計測状況を図-3.17 に示す。弾性波の入力および受信は、人工欠陥上のアスファルト表面で行った。弾性波の入力位置と受信位置との距離はおおよそ 50mm である。弾性波の入力には直径 6.4mm の鋼球を使用した。一方、弾性波の受信には、0.003～30kHz の間でフラットな応答感度を有する加速度センサを使用した。センサで受信した信号は、サンプリング時間 1 μ s、サンプリング数 10000 個の時刻歴応答波形として波形収集装置に記録した。記録した波形に対して、高速フーリエ変換 (FFT) を行い、周波数スペクトルを瞬時に算出し、波形収集装置に波形とともに記録した。普通コンクリートおよび鋼繊維補強コンクリートの伝播速度は、アスファルトを施工する前（鋼繊維補強コンクリートによる上面増厚を実施した段階）に、鋼繊維補強コンクリート表面において、前述の衝撃弾性波法による計測から求めることとした。周波数スペクトル上におけるピーク周波数と供試体の厚さが既知であれば、伝播速度は、次式から推定することが可能である。

$$C_p = 2 \cdot f' \cdot T' \quad (3.10)$$

ここで、 f' ：周波数スペクトル上のピーク周波数、 T' ：普通コンクリートと鋼繊維補強コンクリートの厚さ (230mm) である。

複数箇所での計測から得られた伝播速度を平均して、普通コンクリートおよび鋼繊維補強コンクリートの伝播速度は、3902m/s とした。一方、アスファルトの伝播速度は、アスファルト舗装の表面に探触子を 2 つ設置して、超音波法に基づき算出した。複数箇所での計測を行い、その平均値を求めた結果、2730m/s となった。この値は、既往の研究成果³⁾で示されているアスファルトの伝播速度 (2800m/s) とほぼ同じ値であったため、本研究におけるアスファルトの伝播速度は、測定結果である 2730m/s を採用することとした。



図-3.17 衝撃弾性波法の計測状況

3.3.2 実験結果および考察

比較のため、図-3.18 に解析で得られた周波数スペクトルを、図-3.19 に実験により得られた周波数スペクトルを示す。図中の矢印は供試体の版厚に相当する理論上の縦波共振周波数： f_T であり、破線は人工欠陥に相当する縦波共振周波数： f_d をそれぞれ示している。実験では、鋼球直径 6.4mm を使用した測定の結果について示す。図-3.19 に周波数スペクトルを示す。図-3.19 中には、 f_T を矢印、 f_d を破線でそれぞれ示している。図より、 f_d の位置近傍におけるピーク周波数の有無を基準にすれば、人工欠陥までの深さが 100mm かつ直径 50 および 100mm とそれ以外の場合の 2 種類に区分することができる。前者のケースでは、人工欠陥の直径が深さに対して同等（直径/深さ=1）あるいはそれ以下（直径/深さ=0.5）であるため、弾性波が十分に反射することが難しく、周波数スペクトル上において単独のピークを確認することが困難であったと推測される。アスファルト舗装が無い場合における道路橋 RC 床版を模擬した供試体での研究成果⁵⁾によれば、人工欠陥の検出可能な欠陥深さに対する直径の比の最小値は、おおよそ 1.0 である。

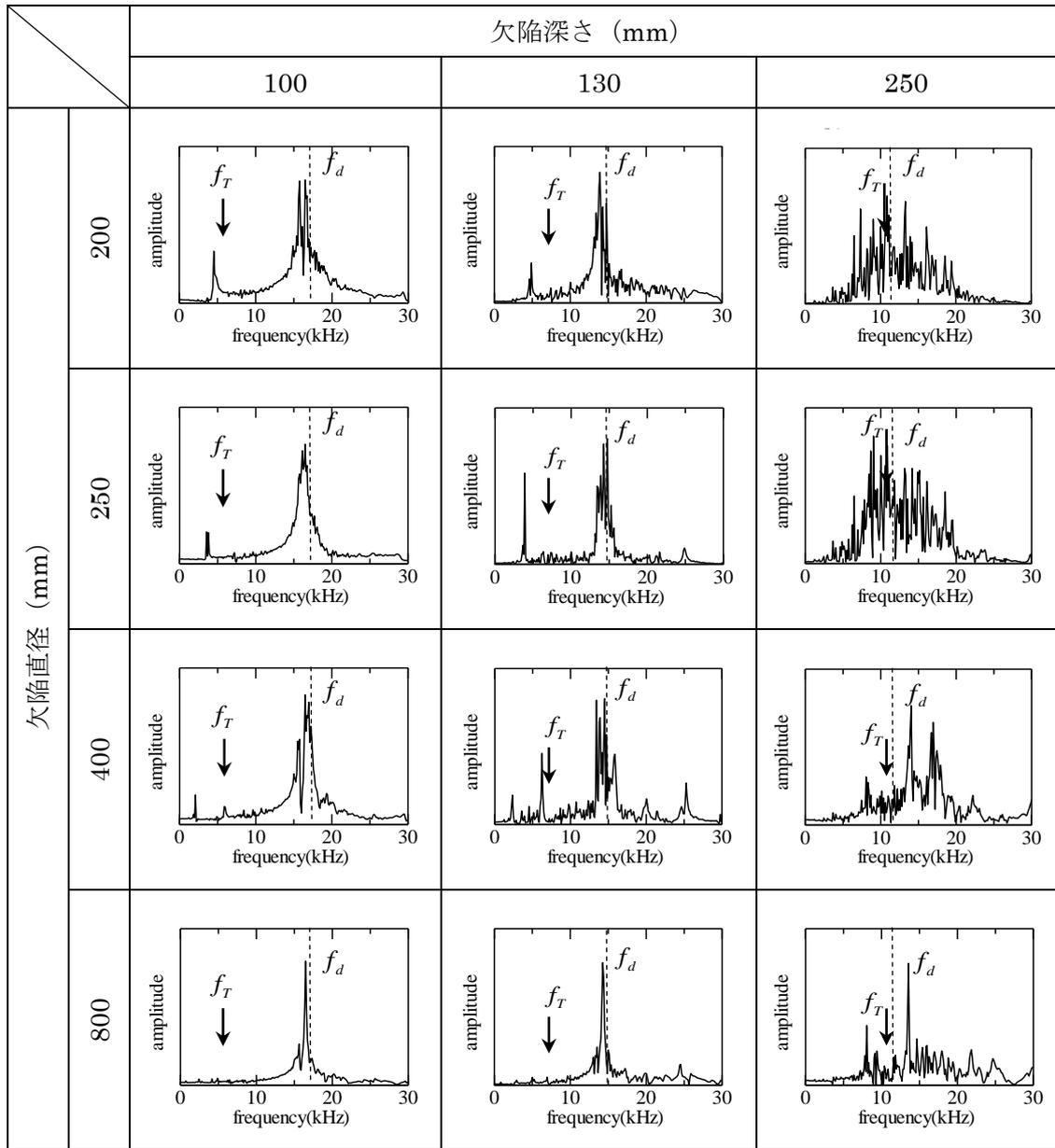


図-3.18 解析により得られた周波数スペクトル(再掲)

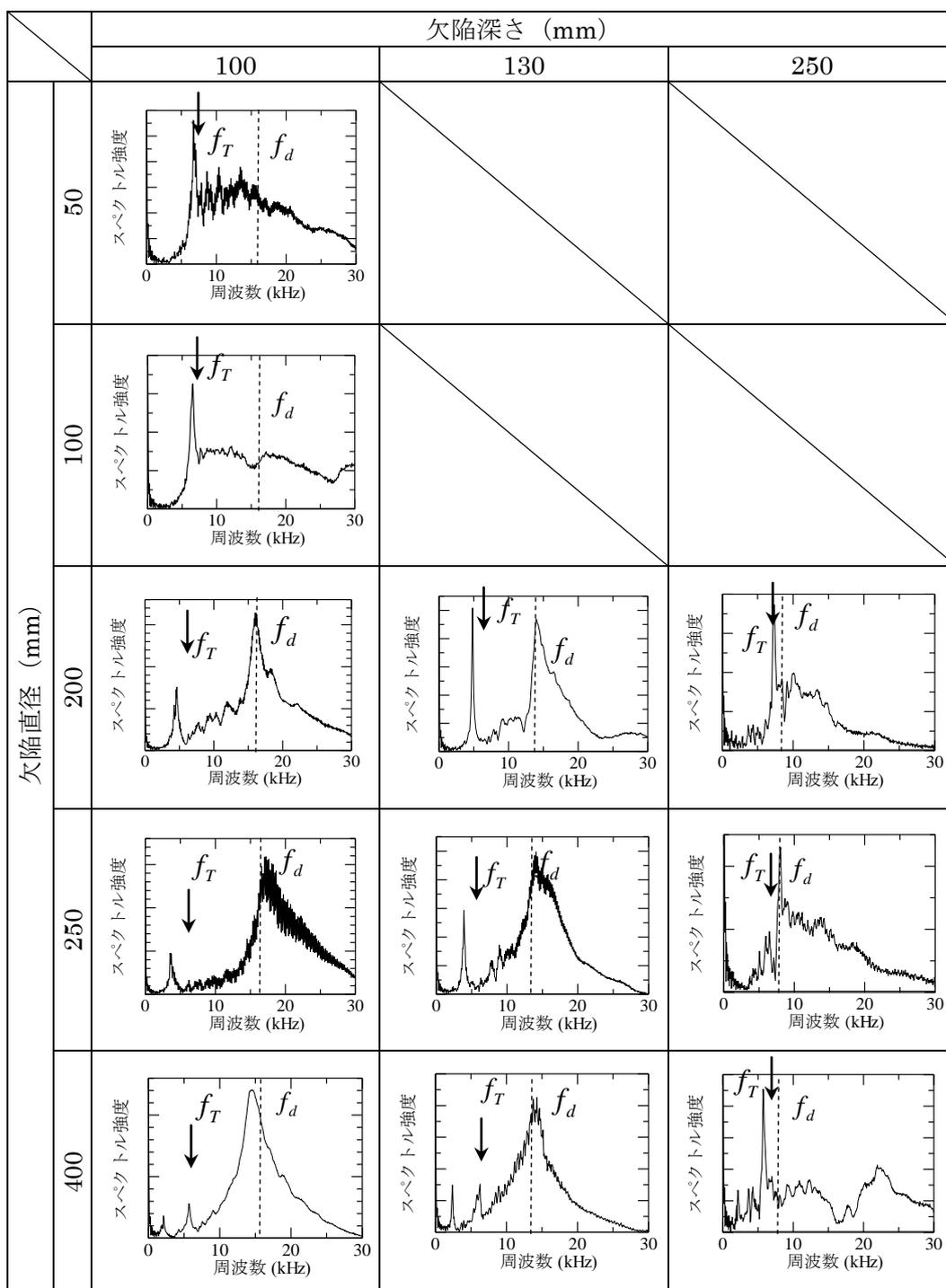


図-3.19 実験により得られた周波数スペクトル

したがって、アスファルト舗装がある場合では、アスファルト合材による弾性波の減衰や散乱により舗装面で受信する時刻歴応答波形において多重反射成分が小さくなり、舗装が無い場合と比較して、欠陥検出性能が低下したものと考えられる。

一方、後者のケースでは、いずれの場合についても、 f_d (図中の破線) と周波数スペクトル上におけるピークは、おおよそ一致していることがわかる。ここで、欠陥直径 200mm における深さ 100 および 130mm に着目すると、深さが大きくなると、 f_T が卓越し、 f_d が相対的に減衰している。しかも、このような傾向は、欠陥直径が 250 および 400mm の場合もほぼ同様であることがわかる。通常、鋼球打撃により入力された弾性波は球面波として伝播する。欠陥深さが小さい場合、弾性波が反射する割合は、供試体底面よりも欠陥において大きくなる。そのため、周波数スペクトル上において、 f_T が f_d よりも卓越したものと考察できる。なお、欠陥深さが 250mm (直径 200, 250 および 400mm) の場合では、弾性波の反射限である欠陥の深さと供試体底面 (深さ 280mm) がほぼ同じ深さにあるため、周波数スペクトル上において、 f_T と f_d の両者を同時に確認することはできなかった。続いて、深さ 130mm かつ直径 200, 250 および 400mm の周波数スペクトルに焦点を当てると、欠陥直径が大きくなるにしたがって、 f_d が f_T よりも卓越している。これは、欠陥直径が大きくなることにより弾性波の反射限も大きくなったことに起因している。また、この傾向は、深さ 100mm の場合でも同じである。

衝撃弾性波法によって、アスファルト舗装面から検出可能な欠陥直径と深さとの関係を表-3.7 に示す。ここでは、図-3.19 に示す結果に基づき、周波数スペクトル上において、 f_d 位置近傍にピークが確認できたものを、欠陥検出可能 (○) とした。ただし、図-3.19 に示す深さ 250mm のピーク周波数は、欠陥の深さと供試体底面 (深さ 280mm) がほぼ同じ深さにあるため、図-3.19 における欠陥が無い場合 (鋼球直径 6.4mm) でのピーク周波数とほぼ同じ値であるので、検出困難 (×) と表記した。

表-3.7 検出可能な欠陥直径と深さとの関係 (実験)

深さ (mm)	直径 (mm)				
	50	100	200	250	400
100	×	×	○	○	○
130	—	—	○	○	○
250	—	—	×	×	×

—: 欠陥未設置, ○: 検出可能, ×: 現状では困難

3.4 解析を援用した衝撃弾性波法道路橋 RC 床版における水平ひび割れの非破壊評価手法の提案

3.4.1 解析概要

(1) 解析モデル

解析モデルの概要を図-3.20 に示す。解析モデルの寸法は、モデル端部からの反射の影響を小さくするため、既往の研究成果⁶⁾に基づき、幅および長さをそれぞれ 2000mm とした。一方、版厚は、対象とする RC 床版と同じ 320mm とした。モデルの内部には、水平ひび割れを模擬した円盤状の欠陥部（以降、「欠陥ありモデル」と呼ぶ）を設けた。欠陥の直径は 200mm とした。一方、欠陥の設置深さは、床版下面から水平ひび割れが発生すると想定される深さのうち、その値が最も小さくなると考えられる引張側鉄筋までの距離に相当する 60mm とした。また、比較のため、欠陥部がないモデル（欠陥なしモデル）も併せて作成した。欠陥ありモデルおよび欠陥なしモデルの両者を評価できる「Ⅰ：弾性波の入力方法」、「Ⅱ：受信方法」および「Ⅲ：周波数分析方法」の最適な組み合わせを決定できれば、供用中の道路橋 RC 床版において衝撃弾性波法により水平ひび割れを効率良く検出できると考えられる。したがって、本研究では、共振周波数が最も高くなる水平ひび割れまでの深さが小さい場合と、共振周波数が最も高くなる欠陥がないモデルを解析の対象とした。この両者を評価することが可能であれば、圧縮側の鉄筋位置やアスファルトと増厚コンクリート界面に生じる水平ひび割れも検出できると考えられる。

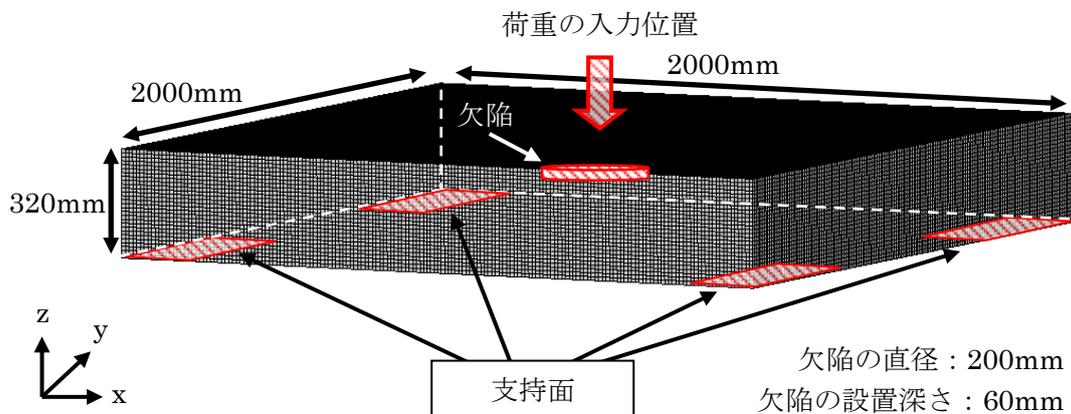


図-3.20 欠陥あり解析モデル概要

(2) 解析条件

解析モデルおよび解析条件の設定方法に関しては、3.3.2における検討結果に基づいて決定した。すなわち、モデルの要素は8節点ソリッドとし、要素一辺の長さは約10mmである。モデルの支持は、図-3.20に示す2000mm×320mmの4面（図中の斜線部分）とした。支持面の境界条件としては、斜線部分にある全ての節点の変位（x, y, z方向）を固定した。衝撃力は、図-3.20に示すモデル中央の1節点に入力した。出力位置は、荷重の入力位置よりx方向へ50mm移動した点である。

3.4.2 解析結果および考察

(1) 弾性波の入力方法の選定

鋼球の打撃によって生じる弾性波の周波数特性は、使用する鋼球の直径に影響を受けることが知られている⁷⁾。そのため、解析により「I：弾性波の入力方法」を決定するために、直径が異なる数種類の鋼球による打撃を模擬した衝撃応答解析をそれぞれ行なうこととした。設定した鋼球直径は、3.2, 6.4, 9.6, 12.8 および 15.7mm の 5 種類である。3.2.2 における検討結果に基づき、図-3.21 に示す波形を入力することとした。なお、図-3.21 に示す波形は鋼球直径 6.4mm の場合の荷重の入力波形である。横軸の荷重継続時間： T_c (s) は式(3.9)から、縦軸の最大荷重： F_{max} (N)は式(3.10)により算出した。直径 6.4mm の鋼球を高さ 100mm から落下させた場合、荷重の継続時間および最大値はそれぞれ 27.5 μ s および 159.8N となる。

5 種類の鋼球の中から、欠陥なしモデルと欠陥ありモデルの両者を評価することが可能な鋼球を選定する。衝撃応答解析により得られた周波数スペクトルを図-3.22 に示す。

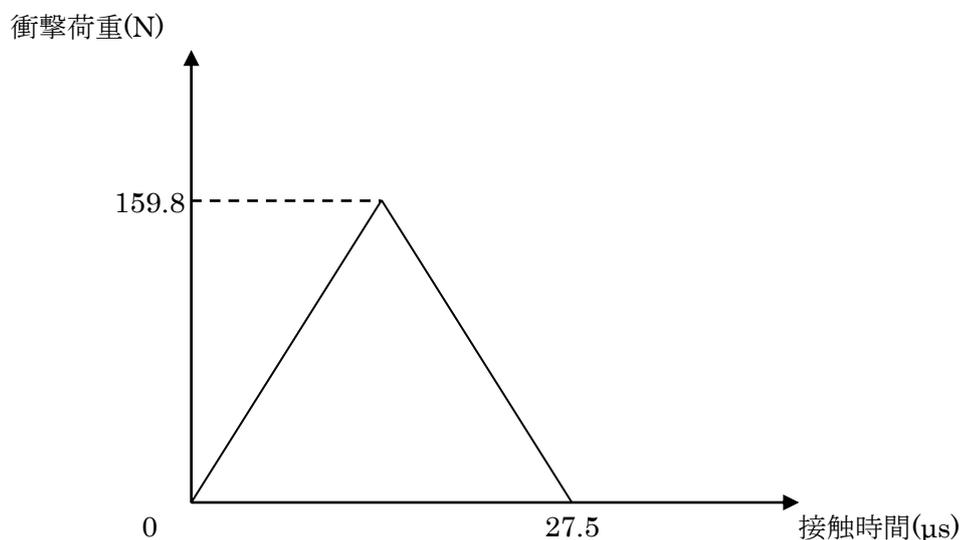


図-3.21 衝撃荷重の入力波形

図中には、版厚共振周波数： f_T を矢印、欠陥共振周波数： f_d を破線でそれぞれ示している。なお、ここで示した周波数スペクトルは、出力する波の種類を加速度、周波数解析手法を高速フーリエ変換 (FFT) とした。欠陥なしのモデルにより得られた周波数スペクトル (図-3.22 a)) に着目すると、鋼球直径に関わらず、 f_T の付近にピークの出現が確認できる。しかしながら、鋼球直径 3.2mm の場合では、 f_T 位置近傍のピーク以外にも複数のピークが出現しているため、それらのピークを欠陥に相当するピークとして判定する可能性がある。したがって、版厚を適切に推定することが可能な鋼球直径は、6.4, 9.6, 12.8 および 15.7mm であると考えられる。

一方、欠陥ありモデルにより得られた周波数スペクトル (図-3.22 b)) では、いずれの鋼球直径においても、 f_T よりも低い周波数においてピークが出現している。弾性波の伝播経路上に欠陥が存在する場合、欠陥を迂回して波が伝播するため、欠陥が無い場合と比較して、弾性波の伝播距離 (打撃点から供試体の底面までの最短距離) が長くなる。そのため、周波数スペクトル上のピーク

がよりも低い周波数領域において出現することになる。この現象は、既往の研究⁸⁾および Sansalone らの研究⁹⁾において明らかにされている。続いて、欠陥ありのモデルにより得られた周波数スペクトル(図-3.24 b)の f_d 近傍の周波数帯域に着目する。鋼球直径 12.8 および 15.7mm の場合を除けば、いずれの場合においても、 f_d 近傍にピークが出現している。しかも、鋼球直径が小さくなると、そのピークの強度が大きくなっていることも確認できる。したがって、欠陥を評価する上では、 f_T を特定できる鋼球直径の中から、鋼球直径の小さいものを選定することが望ましいと考えられる。

以上のことから、版厚と欠陥の両者を評価するためには、鋼球直径：6.4mm が最も適切であるとした。

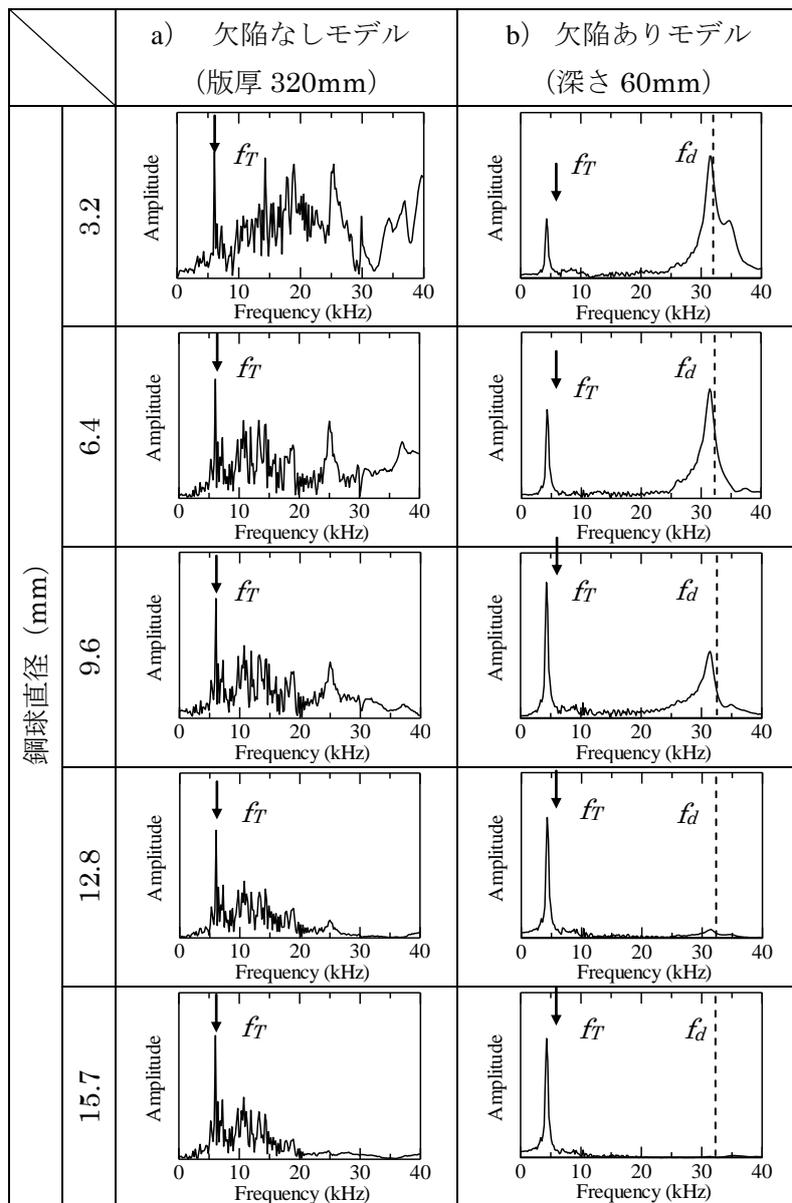


図-3.22 鋼球直径ごとの周波数スペクトル

(2) 弾性波の受信方法の選定

「II：弾性波の受信方法」を決定するため、鋼球直径の選定に用いた解析モデルに対し、出力する波の種類を変化させて比較および検討を行なった。ここでは、出力する波の種類を加速度と変位とした。一方、対象とする鋼球直径は、版厚と欠陥の両者を評価できると考えた鋼球直径 6.4mm と、最適とはいえないが評価可能と考えられる 9.6mm の鋼球直径の 2 ケースとした。欠陥なしモデルおよび欠陥ありモデルで得られた周波数スペクトルを図-3.23 および図-3.24 にそれぞれ示す。図中には、版厚共振周波数： f_T を矢印、欠陥共振周波数： f_d を破線でそれぞれ示している。周波数分析手法はFFTである。なお、図-3.23 および図-3.24 に示す加速度の周波数スペクトルは、図-3.22 の鋼球直径 6.4 および 9.6mm の場合と同じものである。

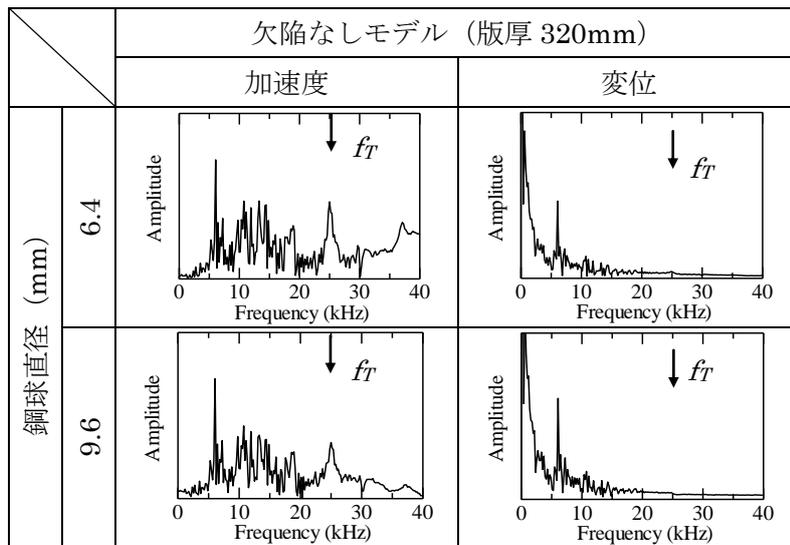


図-3.23 出力する波の種類を変更した場合の周波数スペクトル (版厚 320mm)

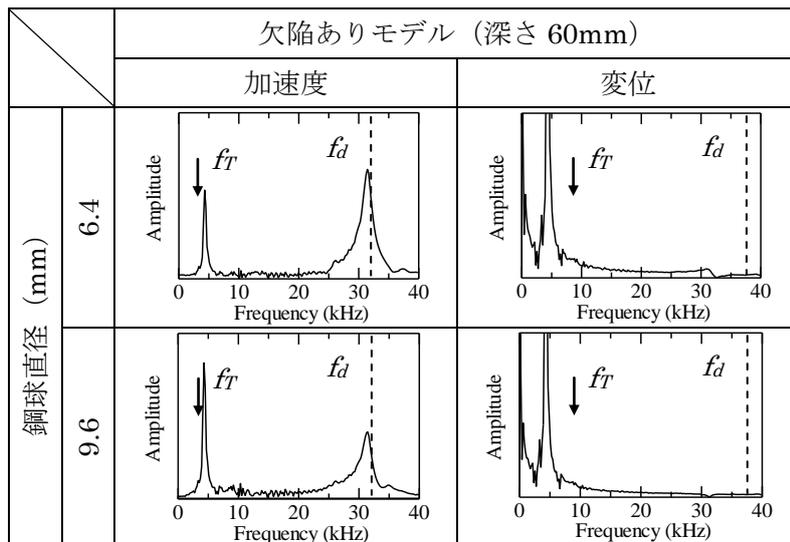


図-3.24 出力する波の種類を変更した場合の周波数スペクトル (深さ 60mm)

変位波形の周波数スペクトルでは、欠陥なしモデルでは、版厚共振周波数と考えられるピークが出現しているものの、欠陥ありモデルでは、欠陥共振周波数の出現を確認することができなかった。これに対して、加速度波形の周波数スペクトルは、前述のとおり、鋼球直径 6.4mm の場合が最適であると考えられる。

以上のことから、欠陥なしおよび欠陥ありの両者のモデルを評価するにあたっては、出力する波の成分は加速度が適切であると考察できる。しかも、「Ⅰ：弾性波の入力方法」は、前述のとおり、6.4mm が最適であった。

(3) 波形分析方法の選定

「Ⅲ：周波数分析方法」を決定するため、前項と同じ解析モデルに対し、異なる周波数解析手法による比較および検討を行なった。ここでは周波数解析手法として、FFT と最大エントロピー法 (MEM) を比較することとした。加速度で出力した場合の結果を図-3.25 および図-3.26 に示す。図-3.27 および図-3.28 には、変位波形に対する結果を示している。鋼球直径は、6.4 および 9.6mm である。図中には、版厚に相当する縦波共振周波数： f_T を矢印、空隙深さに相当する縦波共振周波数： f_d を破線でそれぞれ示している。

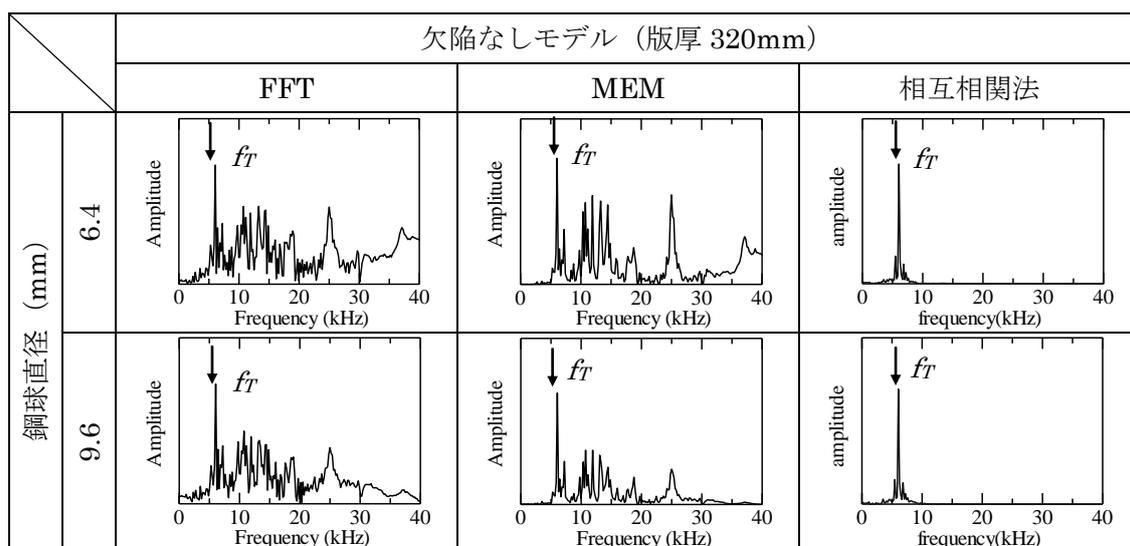


図-3.25 異なる周波数解析手法を用いた場合の周波数スペクトル (加速度, 版厚 320mm)

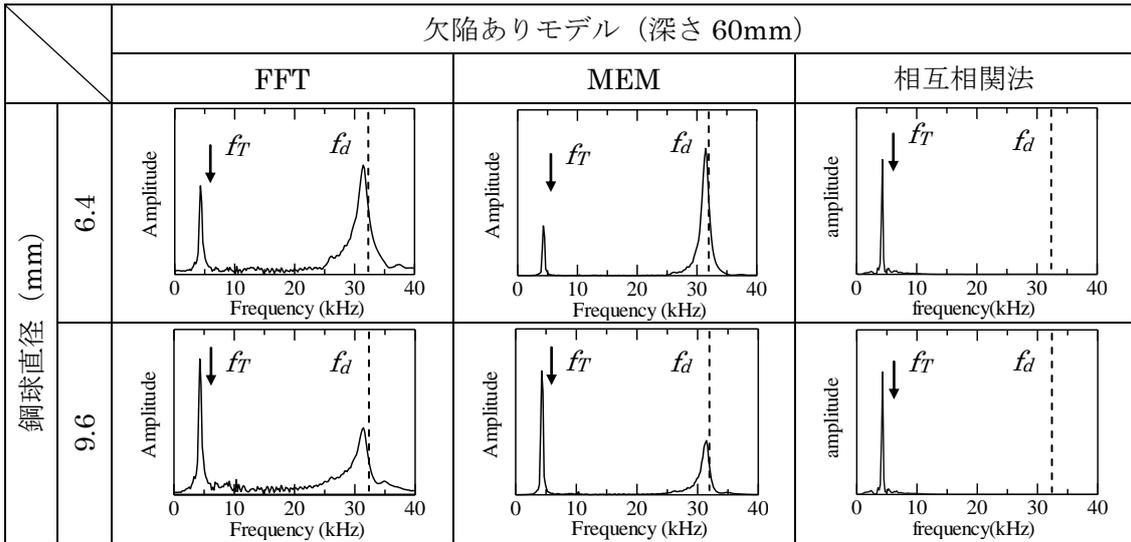


図-3.26 異なる周波数解析手法を用いた場合の周波数スペクトル (加速度, 深さ 60mm)

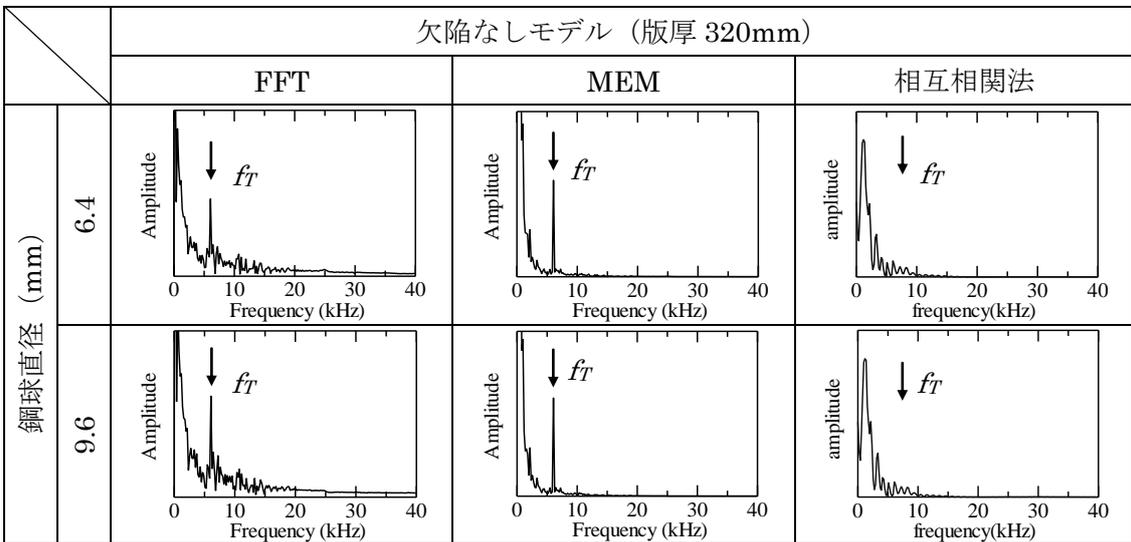


図-3.27 異なる周波数解析手法を用いた場合の周波数スペクトル (変位, 版厚 320mm)

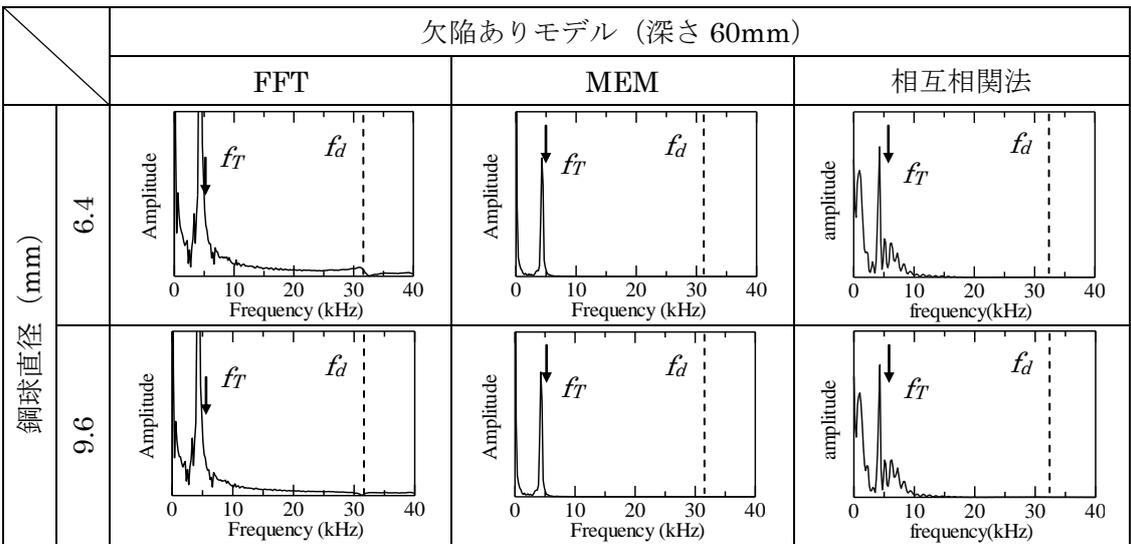


図-3.28 異なる周波数解析手法を用いた場合の周波数スペクトル (変位, 深さ 60mm)

まず、周波数分析方法として FFT を使用した場合と MEM を使用した場合とを比較すると、ピークの形状が鋭くなり、かつ、ピーク周波数以外の周波数帯域における周波数成分の強度が若干ではあるが小さくなっていることがわかる。次に、相互相関法を使用した場合に注目すると、欠陥なしモデルで加速度を出力した場合は、 f_r 付近に単独の鋭いピークが出現している。しかしながら、それ以外の場合においては、理論上のピークが出現していない。したがって、版厚や欠陥共振周波数に相当するピークを判読するには、FFT よりも MEM が好ましいと考えられる。

3.5 実構造物による適用性

3.5.1 計測概要

(1) 対象とした実構造物の概要

道路橋から切り出した RC 床版の概要および寸法を図-3.29 に示す。対象とした RC 床版は、アスファルト舗装（厚さ：60mm）を有する鋼繊維補強コンクリートで増厚（増厚コンクリートの厚さ：60mm）補強されたものである。床版の幅、長さおよび厚さは、それぞれ 2000mm、6400mm および 320mm である。

(2) 弾性波法による計測

FEM 解析により決定した「弾性波の入力方法：鋼球直径 6.4mm」, 「受信方法：加速度」および「周波数分析方法：MEM」の妥当性を検証するため、ケーススタディとして、道路橋から切り出した RC 床版での計測を行なった。図-3.30 に衝撃弾性波法による計測点（合計 33 点）を示す。計測面は、床版下面のコンクリート表面である。弾性波の受信に使用した加速度センサは、0.003 ~ 30kHz の間でフラットな応答感度を有するものである。

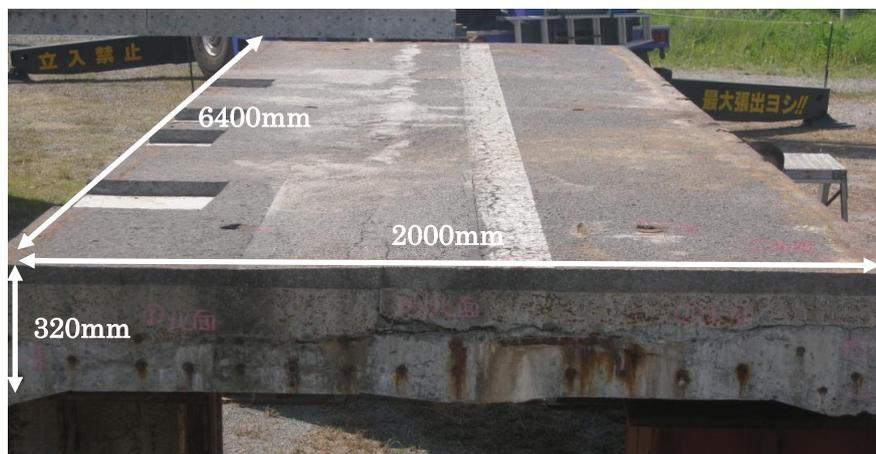


図-3.29 道路橋から切り出した RC 床版の概要

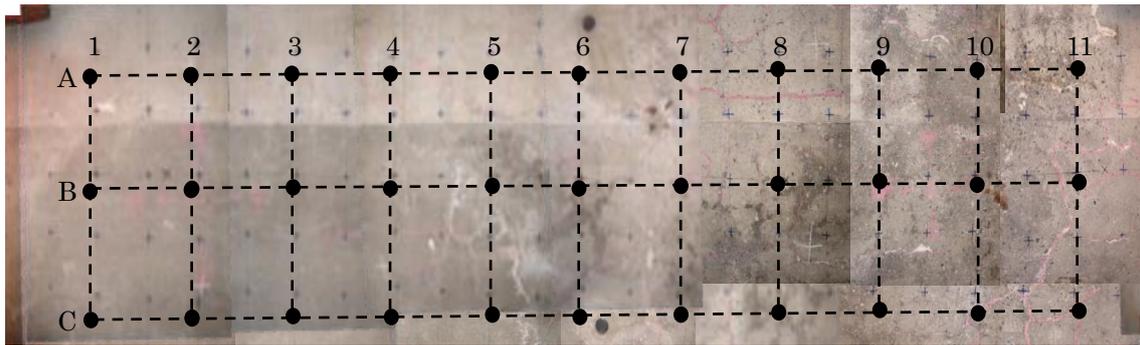


図-3.30 衝撃弾性波法による計測箇所（床版下面）

3.5.2 計測結果および考察

特徴的な周波数スペクトルが得られた計測箇所の結果の一例を図-3.31 に示す。図に示す周波数スペクトルは、3.4.2 での検討結果を踏まえ、計測した受信波形に対して MEM により周波数解析を行なったものである。図中には版厚共振周波数： f_T を矢印で示している。なお、この版厚共振周波数は、コンクリート中の弾性波伝播速度を 4000m/s と仮定して計算した。図より、「計測箇所：A7」では、周波数スペクトル上のピークと f_T が概ね一致していることがわかる。したがって、この箇所では、水平ひび割れが発生していないものと推察される。

これに対して、「計測箇所：A5」および「計測箇所：A9」では、版厚共振周波数よりも高い周波数領域に、単独のピークが出現している。周波数スペクトル上でピーク周波数の値を読み取ると、「計測箇所：A5」で約 16kHz、「計測箇所：A9」では約 12kHz であった。これは、コンクリート中の弾性波伝播速度：4000m/s とすると、式(2)により、床版底面から「計測箇所：A5」で約 125mm、「計測箇所：A9」で約 167mm の位置に弾性波の反射源があることとなる。すなわち、床版下面から約 125mm または約 167mm の位置に、水平ひび割れがそれぞれ発生している可能性があるかと推察できる。

計測によって推定した結果の妥当性を検証するため、図-3.31 に示す 3 箇所において、直径 25mm の削孔を行なった。削孔後は、孔内に棒状のスキャナーを挿入し、内部のひび割れの発生状況を撮影した。撮影状況を図-3.32 に示す。得られた画像を図-3.33 に示す。「計測箇所：A5」では、床版下面から 120mm 付近に水平ひび割れが発生していた。一方、「計測箇所：A7」では、水平ひび割れは発生していなかった。また、「計測箇所：A9」では、下面から約 160mm に水平ひび割れが発生していることが確認できた。したがって、衝撃弾性波法による推定結果は、削孔による目視結果とよく一致していることが明らかとなった。

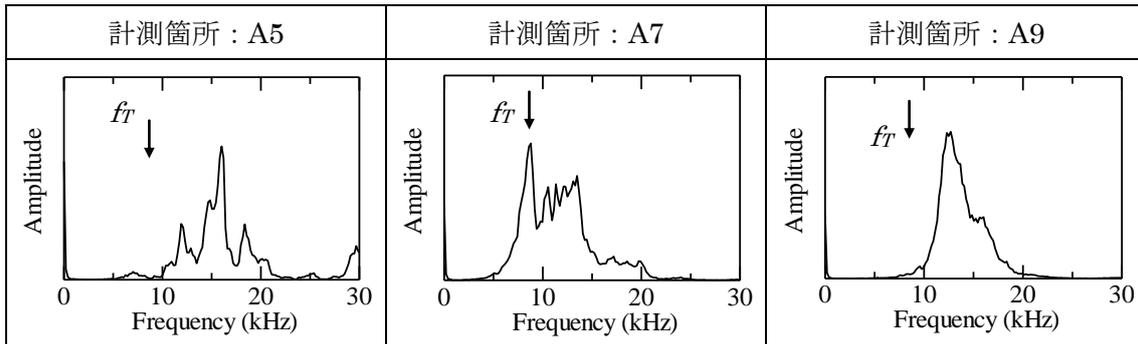


図-3.31 計測により得られた周波数スペクトルの一例



図-3.32 棒状のスキナーによる撮影状況

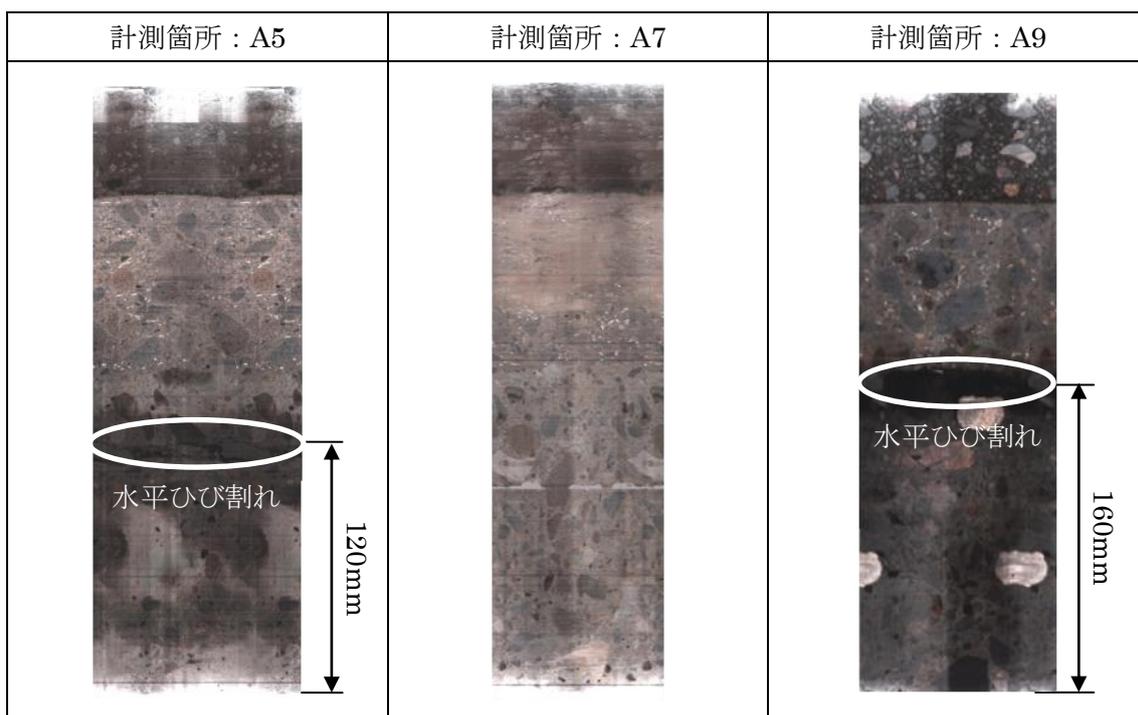


図-3.33 削孔結果

以上の検討結果を踏まえて、解析を援用した衝撃弾性波法による道路橋 RC 床版における水平ひび割れの非破壊評価手法について提言する。そのフローチャートを図-3.34 に示す。ここでは、まず、ターゲットとなる道路橋 RC 床版を 3 次元衝撃応答解析によりモデル化する。そして、3.4.2 において提案した手法により、「Ⅰ：弾性波の入力方法」、「Ⅱ：弾性波の受信方法」および「Ⅲ：周波数分析方法」の最適な組み合わせを 3 次元衝撃応答解析により決定する。決定した「Ⅰ：弾性波の入力方法」、「Ⅱ：弾性波の受信方法」および「Ⅲ：周波数分析方法」に基づき実構造物における計測を行ない、版厚のピークが卓越する場合は水平ひび割れがないと判断し、水平ひび割れのピークが卓越する場合は水平ひび割れがあると判断する。なお、水平ひび割れに相当する縦波共振周波数は、衝撃弾性波法による計測前に算出することが可能である。道路橋 RC 床版の場合、アスファルト、上面増厚コンクリートおよび既設コンクリートそれぞれの厚さが既知である場合がほとんどである。水平ひび割れが発生するのは増厚界面あるいは既設コンクリート内の鉄筋周辺であるため、これらの床版を構成する各層の厚さから、水平ひび割れが発生する深さもあらかじめ把握される。版厚および水平ひび割れのピークが卓越しなかった場合、計測により得られた波形から相互相関法により周波数スペクトルを算出し、版厚のピークが卓越すれば水平ひび割れは発生していないと考えられる。

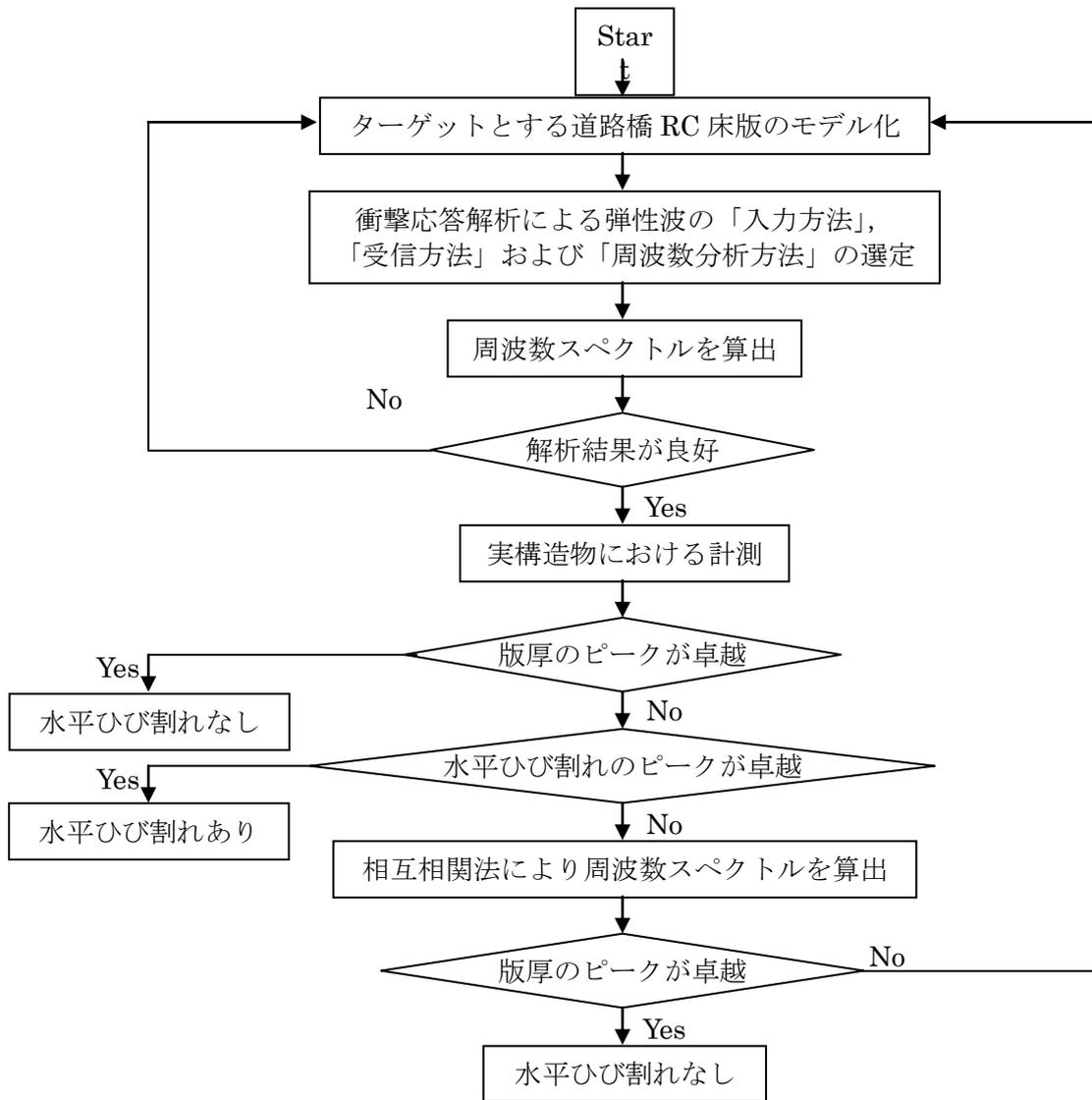


図-3.34 提案する手法のフローチャート

3.6 まとめ

第3章で得られた結論を以下に示す。

- (1) 実際の道路橋から切り出した RC 床版を対象に，3次元衝撃応答解析に基づき「Ⅰ：弾性波の入力方法」，「Ⅱ：受信方法」および「Ⅲ：波形処理方法」の最適な組み合わせを決定するための方法を提案した。
- (2) 上記(1)で提案した手法に基づき，ケーススタディとして，切り出し RC 床版を対象に衝撃弾性波法を適用した結果，床版の水平ひび割れの有無やその深さを推定することが可能であった。
- (3) しかも，衝撃弾性波法の推定結果と，削孔により実測した水平ひび割れまでの深さは，おおむね一致する結果であった。
- (4) 以上のことから，提案した本手法は，実構造物に対して，相応の適用性を有していることが明らかとなった。

参考文献

- 1) 松井繁之：道路橋床版 設計・施工と維持管理， p.11-12， 森北出版
- 2) 例えば， 内田慎哉， 鎌田敏郎， 三山 敬， 肥田研一， 六郷恵哲：インパクトエコー法に基づく RC 床版床版内部の水平ひび割れの検出， 土木学会第 62 回年次学術講演会講演概要集第 5 部門， pp.7-8， 2007.
- 3) Sansalone, M. and Streett, W. B. : Impact Echo, Bullbrier Press, Ithaca, N.Y., pp.29–254, 1997.
- 4) 財団法人高速道路調査会：上面増厚工法設計施工マニュアル， p.10， 1995.11.
- 5) 新道路技術会議：道路政策の質の向上に資する技術研究開発成果報告レポート， No.19-3, 2011.6.
- 6) 中山和也， 鎌田敏郎， 内田慎哉， 大西弘志：衝撃弾性波法による道路橋 RC 床版の水平ひび割れの評価手法に関する基礎的研究， コンクリート工学年次論文集， Vol.31, No.1, pp.2113-2118, 2009.
- 7) 渡辺健：インパクトエコー法（衝撃弾性波法）によるコンクリート部材の非破壊検査に関する最近の研究， コンクリート工学， Vol.46, No.8, pp.39-44, 2008.
- 8) 内田慎哉， 鎌田敏郎， 藤原規雄， 玉越隆史：道路橋鉄筋コンクリート床版の水平ひび割れの検出における弾性波法の適用， コンクリート構造物の補修， 補強， アップグレード論文報告集， Vol.8, pp.27-34, 2008.
- 9) M. Sansalone and W. B. Streett: Impact Echo, Bullbrier Press, Ithaca, N.Y., 1997.

第4章 電磁パルス法による PC グラウト充填状況の評価手法

4.1 はじめに

日本初の PC 橋梁として、石川県七尾市にてプレテンション PC 桁を使用した道路橋の長生橋が 1951 年に完成して以降、高度成長期を契機に、RC 橋梁と比較して強度が高く、またひび割れが生じにくいといった特長を有する PC 橋梁が建設されてきた。ところが、1980 年代後半から 90 年にかけて、日本において PC 鋼材の腐食 (図-4.1 参照)、それに伴う鋼材破断による突出が顕在化してきた¹⁾。また、イギリスでは、1980 年代に PC 鋼材の腐食に起因する PC 橋梁の崩壊が報告²⁾された。これにはグラウトの充填不良が深く関係している。グラウトはポストテンション方式の PC 構造物において、PC 鋼材と部材コンクリートとの一体性を確保すること、また PC 鋼材を腐食から保護することを目的としてシーす内部に注入される材料であるが、かつてはグラウトの品質および現場での注入管理技術も未熟であったために、このような事態が生じることとなった。現在では、グラウトに関する研究が進み、グラウトの品質および現場での注入管理技術も向上しているため、以前に比べるとグラウトの充填状況は大幅に改善された。しかしながら、グラウト施工時に何らかの原因でグラウト充填不良箇所が発生した場合は、早期に PC 鋼材が腐食し破断突出に至る危険性があり、これは構造物全体の耐久性に影響を及ぼすに留まらず、第 3 者被害を招く恐れも有している。したがって、新設構造物における竣工検査あるいは既設構造物における点検作業において、グラウトの充填状況を確認する意義は極めて大きい。

グラウトの充填状況は目視により判断することは困難であるため、特に構造物内部の状況を評価できる非破壊試験を適用することが好ましい。グラウトの充填不良の検出方法に関しては、種々の非破壊試験法の適用が可能と考えられている³⁾。これまでも X 線法⁴⁾、超音波法⁵⁾ および衝撃弾性波法⁶⁾ などの研究が行われてきた。しかしながら、シーすまでのかぶりの大きさおよび部材寸法などに制約条件が多く、いずれの手法もグラウト未充填箇所を定量的に評価できるまでには至っていない。

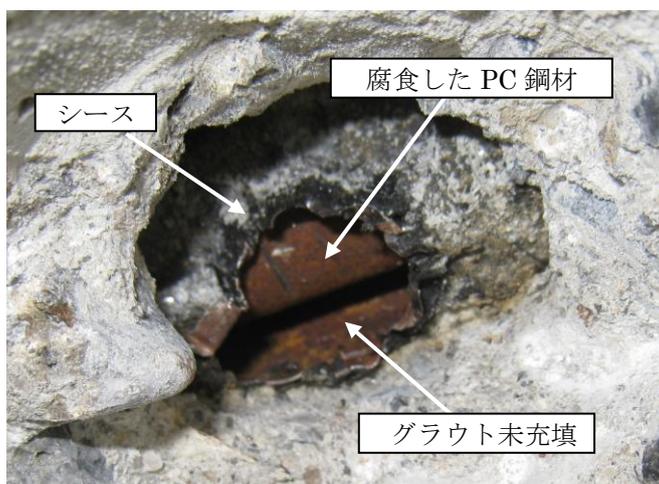


図-4.1 グラウト充填不良に伴う PC 鋼材の腐食

そこで本章では、橋梁 PC 桁内部のグラウト未充填部を対象とする内部欠陥として、電磁パルス法に基づく PC グラウト充填状況を効率よく適確に、しかも計測対象となる PC 橋梁の様々な PC グラウト充填状況にそれぞれ対応できるような評価指標にするため、動磁場解析および弾性波動解析を併用し「検出性能（適用範囲・検出精度）」を決定することが可能な手法を構築することである。そのため、まず、解析および供試体実験を行い、得られた解析結果と供試体実験結果とを比較することにより、解析モデルおよび設定した解析条件の妥当性を検証した。その上で、動磁場解析および衝撃応答解析を併用することで、本手法における適用可能な「検出性能」に関する検討を行った。さらに、本手法を適用し、供用中の橋梁 PC 桁における計測を行い、実構造物に対する提案した手法の適用性について検証した。

電磁パルス法は、コンクリートの外側から瞬間的な磁界を発生させることにより、コンクリート内部の磁性体を直接振動させ、この振動により生じた弾性波をコンクリート表面あるいは磁性体に直接設置した振動センサで受信する。電磁パルス法による弾性波の発生原理を図-4.2 以下に示す。

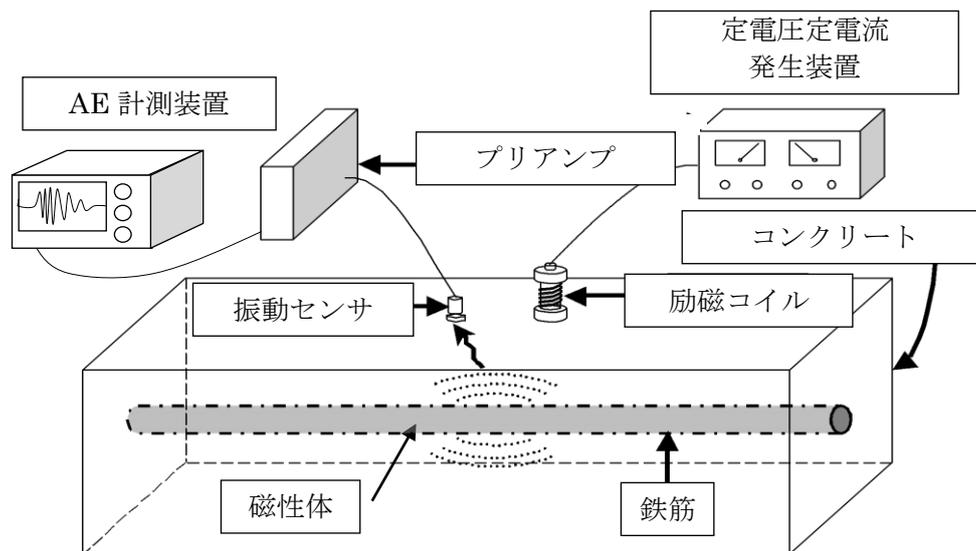


図-4.2 電磁パルス法の概要

4.2 動磁場・弾性波動解析による検討

動磁場解析により、電磁気学理論に基づき磁界の影響を受けてコンクリート内部での弾性波の発生源となり得る磁性体を特定することとした。また、その磁性体における電磁力の大きさおよびその作用範囲の算出も試みた。続いて、動磁場解析により求めた電磁力を弾性波動解析の衝撃荷重として入力することにより、グラウト充填および未充填における弾性波伝搬挙動を、それぞれ波動理論に基づき視覚的に明らかにした。

4.5.1 解析概要

磁性体に作用する電磁力の範囲およびその大きさを把握するため、動磁場解析を行った。ここでは、磁気ベクトルポテンシャル A を用いて渦電流問題を解く A 法に基づく 3 次元有限要素法解析を行った。

(1) 解析モデル

図-4.3 に動磁場解析モデルの概要を示す。ここでは、見やすくするため、奥行き方向に半分の位置での断面を表示している。解析領域は、励磁コイルからの漏れ磁束⁸⁾ および境界条件を考慮して、縦 1200mm、横 2500mm、奥行き 1500mm の直方体とし、空気層の中央部には、励磁コイルおよび供試体をそれぞれモデル化した。境界条件は、空気層の全ての面を固定境界条件とした。励磁コイルおよび供試体を模擬した解析モデルの概要を図-4.4 (ただし、空気層は非表示)、さらに、再び奥行き方向 1/2 の断面において励磁コイル周辺を拡大したものを図-4.5 に示す。

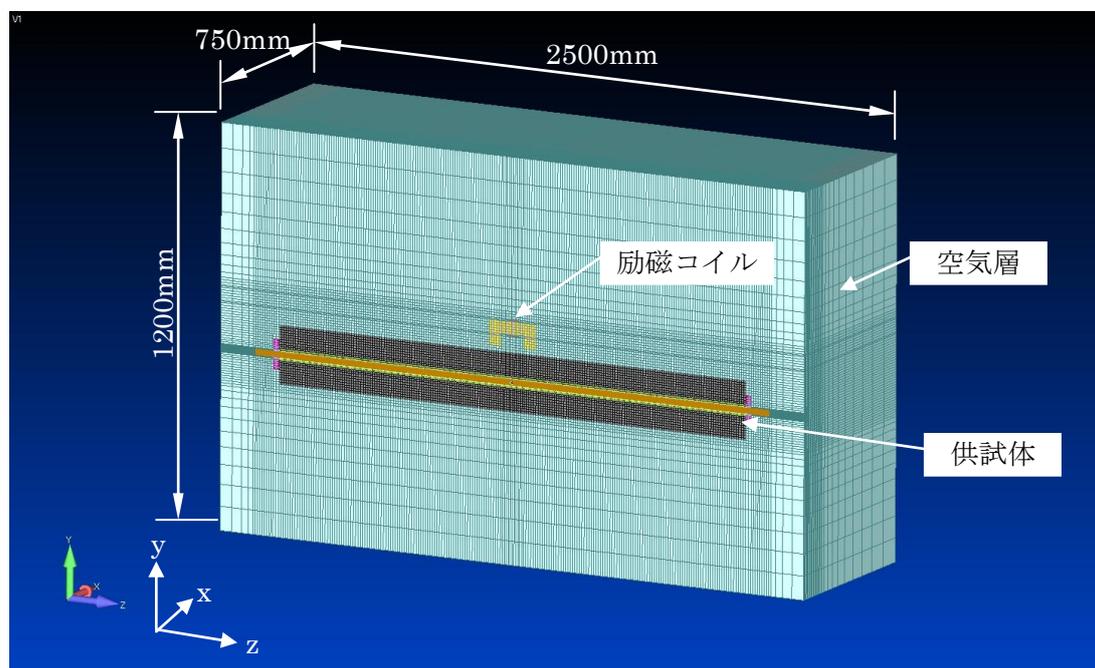


図-4.3 解析モデル概要 (断面図)

供試体モデルは、縦 235mm、横 2000mm、奥行き 235mm とし、コンクリート表面から深さ 100mm の位置に内径 32mm、厚さ 1.5mm のシースがモデル化されている。さらに、その中には直径 23mm、長さ 2200mm の PC 鋼棒が 1 本挿入されており、両端部には定着プレートが設置されて

いる。なお、鋼棒を除くシース内部空間の要素は空気としてモデリングした。励磁コイルは、コイルの字型の鉄心(物性は電磁鋼板であるが、積層は模擬していない)の周囲に断面を長方形としたマグネットワイヤの要素を作成し、模擬した。なお、励磁コイルの先端とコンクリートの先端の距離は20mmになるように作成した。材料定数を表-4.1に示す。

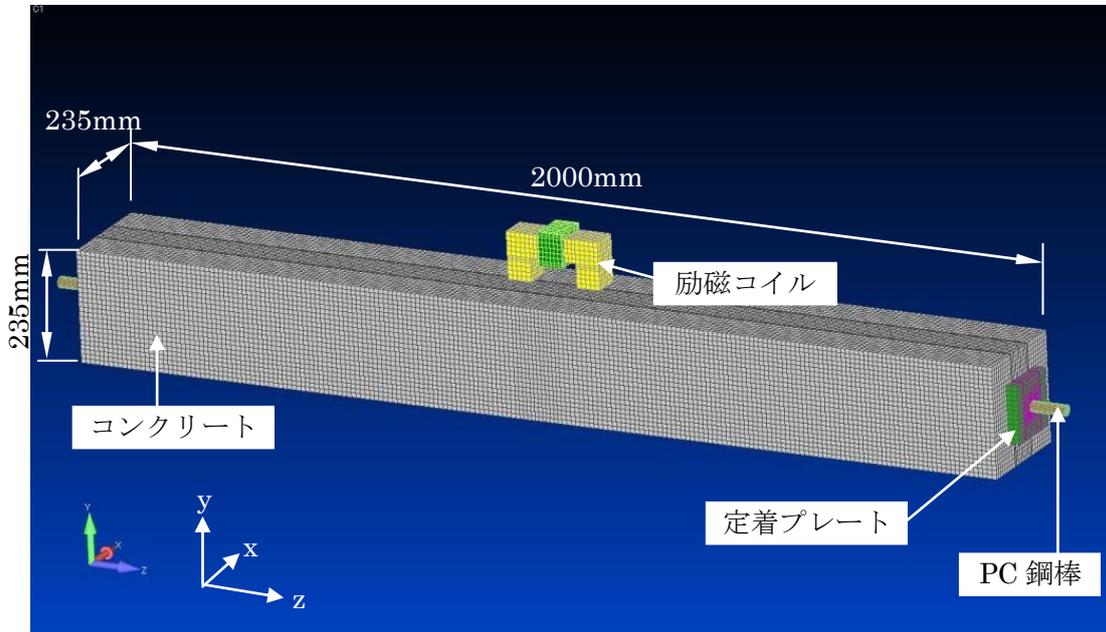


図-4.4 解析モデル概要

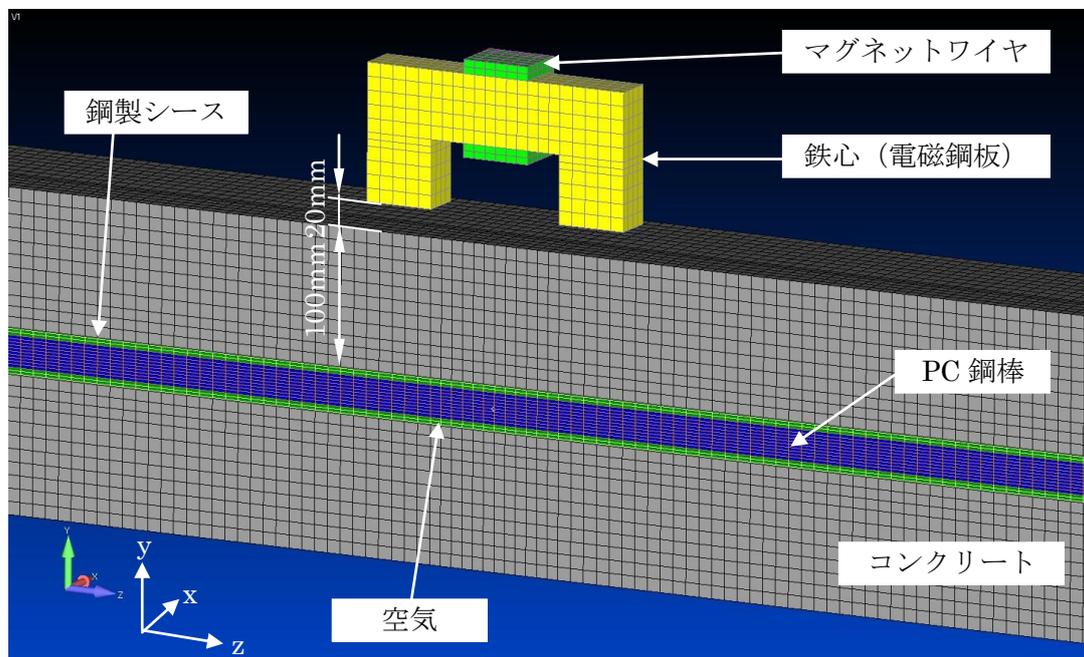


図-4.5 解析モデル概要 (励磁コイル周辺)

表-4.1 動磁場解析モデルの物性値

構成材料	比透磁率	電気伝導率(S/m)
空気	1.0	0.0
コンクリート	1.0	0.0
シース	5.0×10^3	1.0×10^7
PC 鋼棒	5.0×10^3	1.0×10^7
定着プレート	5.0×10^3	1.0×10^7
鉄心 (電磁鋼板)	5.0×10^3	0.0
マグネットワイヤ	1.0	0.0

一方、グラウト充填および未充填の場合における弾性波挙動およびグラウト充填評価指標としての最大振幅値の有効性について解析的に検討するため、3次元有限要素法による衝撃応答解析を行った。解析モデルの概要を図-4.6に示す。動磁場解析により得られた電磁力を衝撃応答解析における荷重として適切に反映するため、解析モデルは、図-4.3で示した動磁場解析のモデルとほぼ同じであり、これから空気層、鉄心、マグネットワイヤを削除したものである。ただし、図-4.6では、便宜上、励磁コイルを表示させている。本解析では、実験と同様に、「グラウト充填モデル」と「グラウト未充填モデル」の2ケースのモデルを作成した。材料定数を表-4.2に示す。なお、「グラウト未充填モデル」では、鋼棒を除くシース内部空間の要素を空気としてモデル化した。

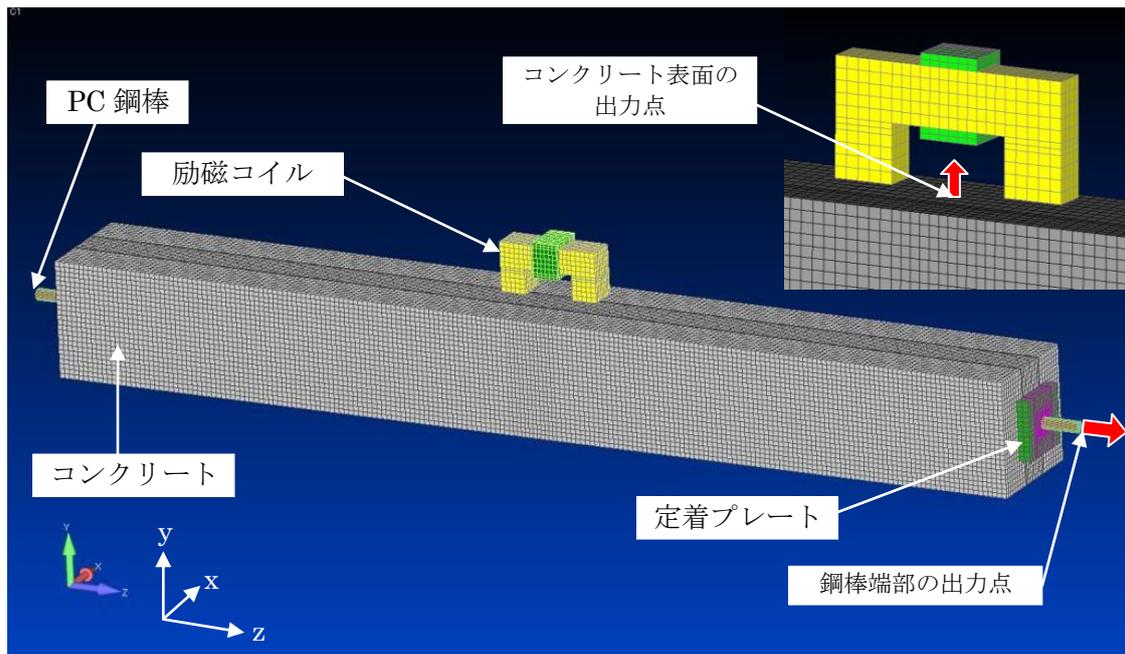


図-4.6 解析モデル概要（出力点）

表-4.2 衝撃応答解析モデルの物性値

構成材料	弾性係数(GPa)	ポアソン比	密度(g/cm ³)
コンクリート	30	0.24	2.3
グラウト	23	0.20	1.8
シーす	200	0.30	7.9
PC 鋼棒	200	0.30	7.9
定着プレート	200	0.30	7.9
空気	1.6×10^{-20}	2.0×10^{-20}	2.2×10^{-20}

(2) 解析条件

動磁場解析における要素は、全て8節点6面体のソリッド要素とした。電磁鋼板、マグネットワイヤ、コンクリートおよび定着プレートはいずれも約10mmでほぼ一様に分割した。PC鋼棒の要素1辺の大きさは約3mmとした。さらに、空気層については、供試体近傍を約10mmで分割し、境界部分に近づくにつれて要素1辺の大きさが大きくなるように（最大で100mm）した。なお、本解析においては、表皮効果⁸⁾の影響を考慮して、シーす表面の要素を細かく分割する必要がある。以下に、シーすの要素寸法の決定方法を述べる。電磁パルス法により、部材内部にパルス状の磁界を与えると、鋼製シーすに鎖交する磁界 ϕ が時間的に変化するため、これらに次式(4.1)で示される起電力 e が誘導され、渦電流が流れる。

$$e = -\frac{d\phi}{dt} \quad (4.1)$$

このとき、導体に流れる渦電流の密度は導体の表面で大きく、表面から離れると小さくなる。このように、渦電流が導体の表面近くを流れようとする現象を表皮効果と呼ぶ。渦電流問題を解析する場合、表皮効果の影響により、導体の表面付近では磁束や渦電流が集中し、これらが導体内で急激に変化するため、表皮深さに対して 2 層以上に要素分割するのが一般的である。ここで、表皮深さとは、磁束密度 B および渦電流密度 J が導体表面の値の $1/e$ (e : 自然対数の底=2.718…), すなわち、約 36.8%となる深さであり、次式で定義されている。

$$\delta = \sqrt{\frac{1}{\pi f \sigma \mu}} \quad (4.2)$$

ここで、 δ : 表皮深さ(mm), f : 周波数(Hz), σ : 電気伝導率(S/m), μ : 透磁率(H/m)である。これより、鋼製シースの表皮深さは、周波数: 5000Hz, 電気伝導率: 1.0×10^7 S/m, 透磁率: $2\pi \times 10^{-3}$ H/m としたとき 0.032mm となる。したがって、鋼製シースの要素最小寸法(厚さ方向)は 0.016mm とした。なお、長手方向には 10mm で分割している。

次に、電磁鋼板に磁束を生じさせる起磁力⁹⁾は、次式により算出した。

$$MMF = nI\sqrt{2} \quad (4.3)$$

ここで、 MMF : 起磁力 (A), n : マグネットワイヤの巻数, I : ワイヤに流れる電流の実効値 (A) である。これより、巻数: 10 巻, 電流の実効値: 0.28A における起磁力は 3.96A となる。この起磁力が最大値となるパルス幅 200 μ s の電流波形 (図-4.7 参照) により、磁束を生じさせた。

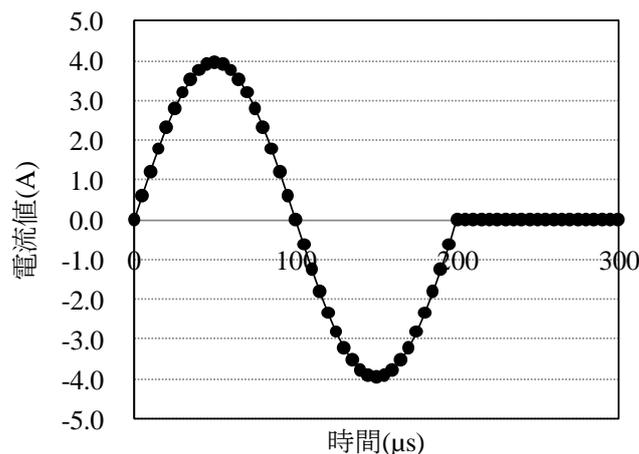


図-4.7 電流波形

一方、弾性波動解析における各モデルの要素は、すべて 8 節点 6 面体ソリッド要素とした。要素

分割方法は、シースを除いて磁場解析と同様である。一方、シースについては、弾性波動解析においては表皮層を考慮することが不要であるため、厚さ方向には分割していない。ただし、長手方向の分割間隔は、磁場解析と同様に 10mm である。図-4.6 に示すとおり、モデル下面 (y-z 平面, $x = 235\text{mm}$) における全ての節点の x , y , z 方向の変位を固定することとした。さらに、モデル上面 (y-z 平面, $x = 0\text{mm}$) は、供試体での境界条件と一致させるため、節点 (媒質) で波が反射しないように無反射条件とした。

荷重の入力位置は、シース表面の全節点とした。本解析では、磁場解析と弾性波動解析においてシース表面の各節点の座標位置を共通させている。したがって、磁場解析により放電開始から $5\mu\text{s}$ ごとに $300\mu\text{s}$ まで求めた各節点の x , y , z 方向に作用する電磁力の値を、衝撃応答解析における荷重として各節点にそれぞれ作用させた。

図-4.6 に弾性波受信位置 (出力位置) を示す。供試体実験の場合と同様に、シース長手方向中央かつシース上のコンクリート表面および鋼棒片端部の各 1 節点とした。

4.2.2 解析結果および考察

動磁場解析におけるシース外側表面および鋼棒外側表面に作用する磁束密度および渦電流密度のコンター図を図-4.8 から図-4.11 に示す。いずれも、定電圧定電流発生装置において電流を放電した時刻から $150\mu\text{s}$ 後の磁束密度である。図-4.8 より、磁束密度が大きい領域は、コイル直下のシース部分 (長さ約 200mm) であることがわかった。なお、それ以外の時刻においても、磁束密度が大きくなる主な領域は、コイル直下のシース部分であった。また、渦電流密度が大きくなる領域もコイル直下のシース部分であった (図-4.9 参照)。一方で、シースの表皮効果にともなう磁気遮蔽効果により、鋼棒には、磁束密度、渦電流密度のいずれもほとんど作用しない (図-4.10 および図-4.11 参照)。したがって、4.2 に示した計測条件では、コイル直下のシースの外側表面に対して集中的にパルス状の電磁力が作用すると考えられる。

ここで、得られた磁束密度および渦電流密度から、鋼製シースの表面に作用する電磁力の経時変化を節点力法¹⁰⁾に基づき算出した。この方法は、磁性体モデルの各節点に作用する電磁力を求めることが可能である。導出過程を以下に示す。

まず、ある領域に作用する力の合計 F は、単位体積あたりに働く力を f とすれば次式のように表される。

$$F = \iiint_V f dV \quad (4.4)$$

ここで、 f は渦電流密度 J と磁束密度 B の外積で表される。

$$f = J \times B \quad (4.5)$$

渦電流密度 J と磁界の強さ H の関係より、式(4.5)は次式で表される。

$$f = r \nabla H \times B = \mu (r \nabla H) \times H \quad (4.6)$$

ここで、 μ : 透磁率である。

ところで、マクスウェルの応力テンソル T の発散を次式で定義する。

$$f = \text{div} T = \left(\frac{\partial T_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial T_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial T_{xz}}{\partial z} \right) i + \left(\frac{\partial T_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial T_{yy}}{\partial y} + \frac{\partial T_{yz}}{\partial z} \right) j + \left(\frac{\partial T_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial T_{zy}}{\partial y} + \frac{\partial T_{zz}}{\partial z} \right) k \quad (4.7)$$

ここで、 T_{xx} , T_{xy} などは 3 行 3 列のテンソルの各要素を表す。式(4.6)を B_x , B_y などを用いて成分表示したものを式(4.7)の T の成分と対応させることにより、磁束密度に関するマクスウェルの応力テンソルを得る。

$$T = \frac{1}{2\mu} \begin{bmatrix} B_x^2 - B_y^2 - B_z^2 & 2B_x B_y & 2B_x B_z \\ 2B_y B_x & B_y^2 - B_z^2 - B_x^2 & 2B_y B_z \\ 2B_z B_x & 2B_z B_y & B_z^2 - B_x^2 - B_y^2 \end{bmatrix} \quad (4.8)$$

なお、本来であれば、電磁力を受けてシースは微小変形し、それに伴い μ も変化するが、本解析においては磁性体の変形および移動については考慮していない。

式(4.7)を式(4.4)に代入してガウスの発散定理を用いれば、次式のようにマクスウェルの応力法の式が得られる。

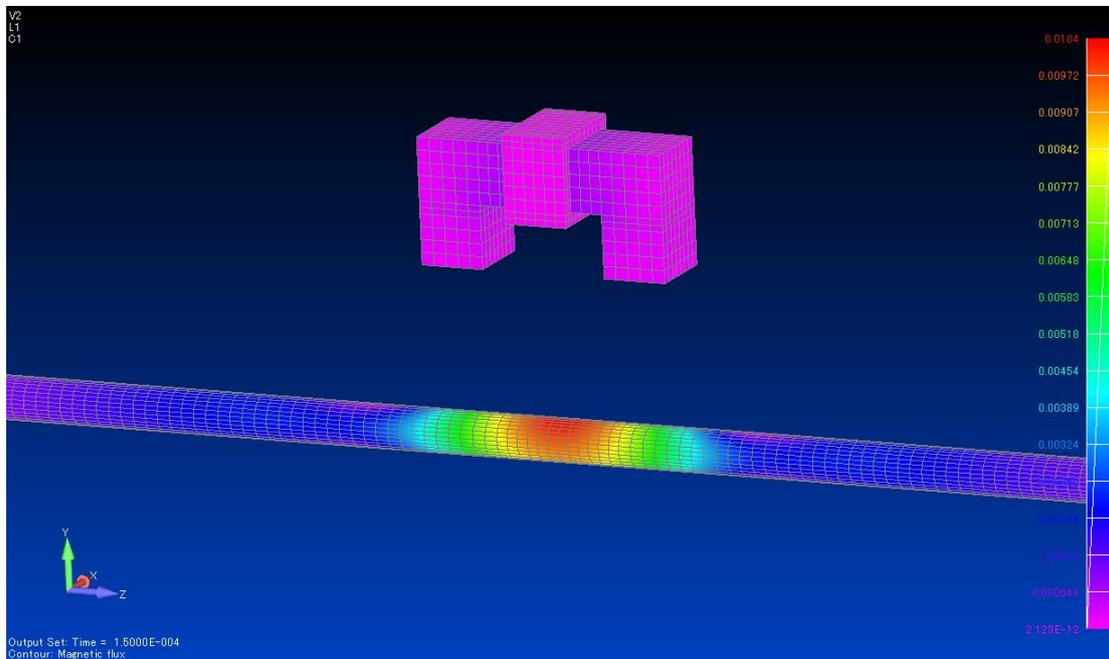


図-4.8 シースに作用する磁束密度（放電後 150 μ s）

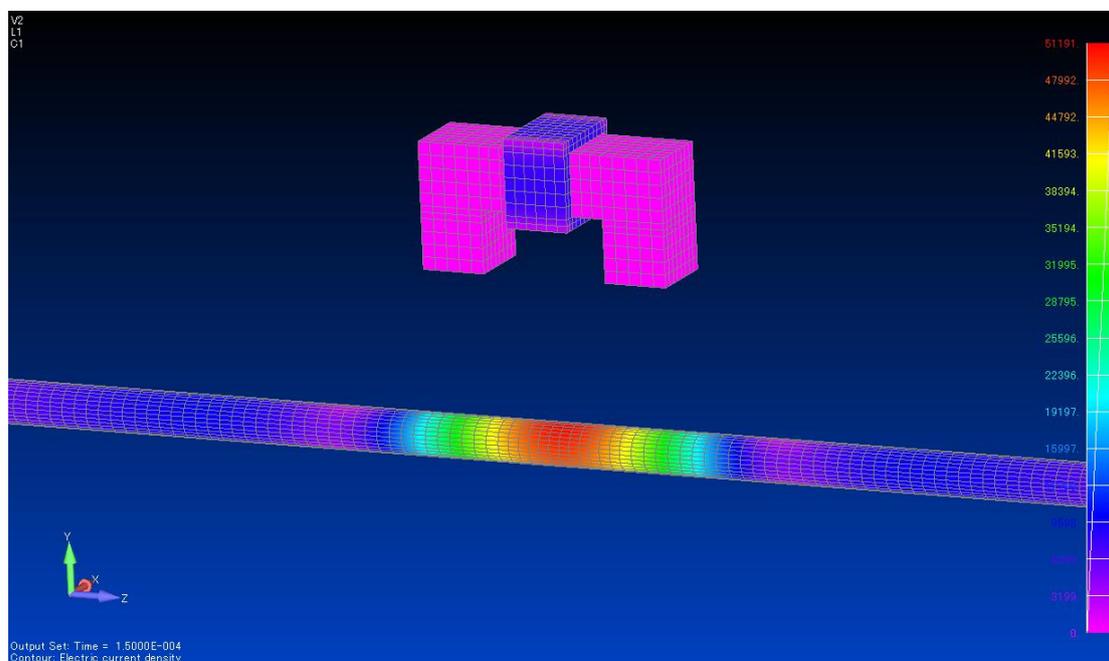


図-4.9 シースに作用する渦電流密度（放電後 150 μ s）

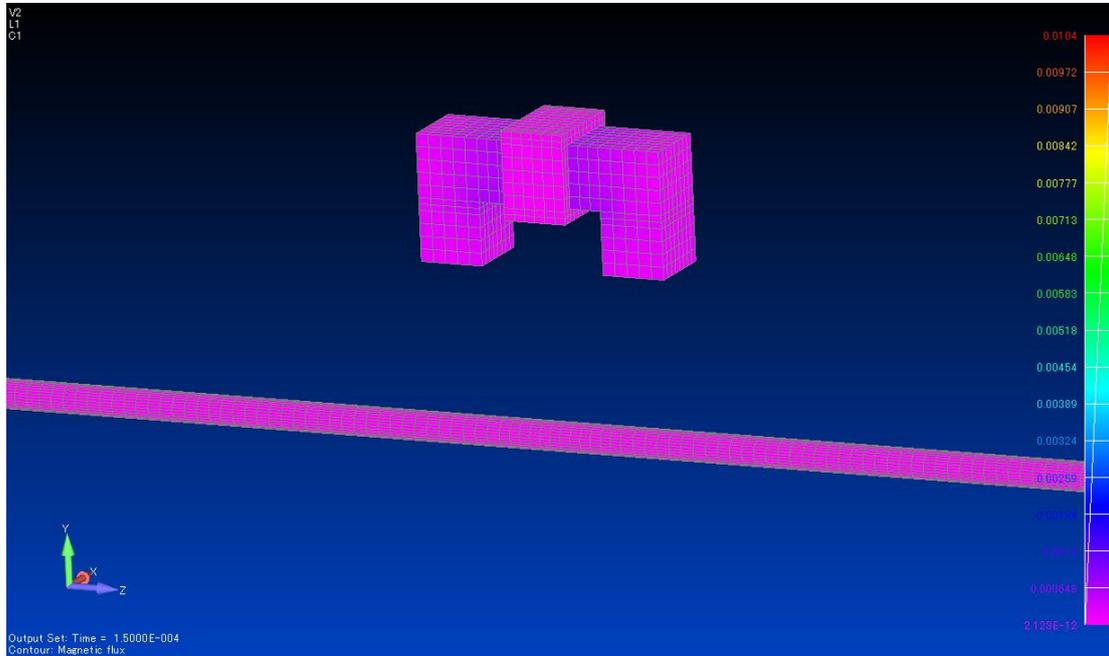


図-4.10 PC 鋼棒に作用する磁束密度 (放電後 150 μ s)

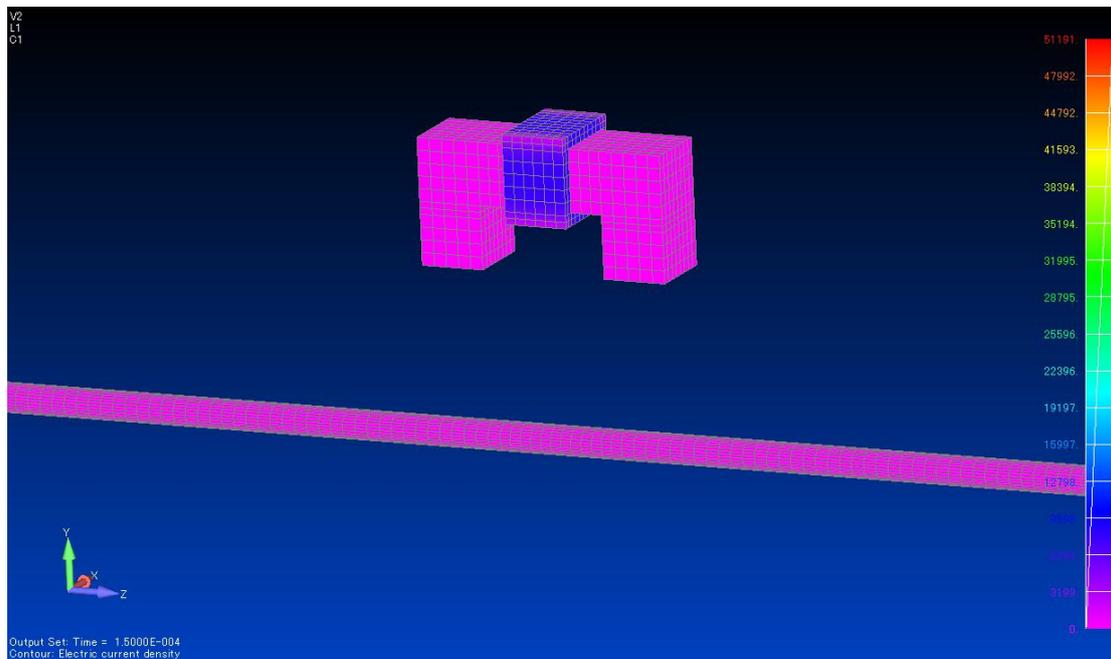


図-4.11 PC 鋼棒に作用する渦電流密度 (放電後 150 μ s)

$$F = \iiint_V \operatorname{div} T dV = \iint_S T \cdot n dS \quad (4.9)$$

ここで、 n : 閉曲面 S の外向き単位法線ベクトルである。

したがって、磁界による体積力 f_v および表面力 f_s は、それぞれ次のように表すことができる。

$$f_v = d \ i \ v \quad (4.10)$$

$$f_s = (T|_2 - T|_1) \cdot n \quad (4.11)$$

なお、ここでは、 n : 面の媒質 1 側から媒質 2 側に向かう法線ベクトルである。式(4.10)の体積力 f_v は、式(4.7)に対応する。また、表面力 f_s は、透磁率の不連続面に現れ、磁性体の表面に働くマクスウェルの応力に対応する。

仮想変位 δu を、連続で微分可能なスカラー補間関数 N_i を用いて次式により内挿する。

$$\delta u = \sum_i N_i \delta u_i \quad (4.12)$$

この分布仮想変位に対するエネルギーの変化分 δW は、次式ようになる。

$$\begin{aligned} \delta W &= \iiint_V (\operatorname{div} T) \delta u dV + \iint_S \left\{ (T|_2 - T|_1) \cdot n \right\} \delta u dS \\ &= \iint_S n \cdot T \delta u dS - \iiint_V \operatorname{grad} \delta u \cdot T dV + \iint_S \left\{ (T|_2 - T|_1) \cdot n \right\} \delta u dS \end{aligned} \quad (4.13)$$

ただし、式(4.13)では、

$$d \ i (\varphi a) = (g \ r \ \varphi) da + \varphi d \ i a$$

の公式とガウスの発散定理を用いている。

式(4.13)の右辺第 1 項は、第 3 項と互いに打ち消し合うため、次式が得られる。

$$\delta W = - \iiint_V \operatorname{grad} \delta u \cdot T dV \quad (4.14)$$

式(4.14)に式(4.12)を代入すると、

$$\delta W = \sum_i \left(- \iiint_V T \cdot g \ r \ N_i d \delta u_i \right) dV \quad (4.15)$$

外部から与えられたエネルギーの変化分が式(4.13)と等しく、これを $\sum_i f_i \cdot \delta u_i$ とおけると考える

と、節点力 f_i が以下のように求まる。

$$f_i = -\iiint_V (T \cdot \text{grad}N_i) dV \quad (4.16)$$

式(4.8)のテンソルの1行1列目を T_{xx} 、1行2列目を T_{xy} とすれば、 f_i の x 、 y 、 z 方向成分 f_{xi} 、 f_{yi} 、 f_{zi} は、式(4.15)より次式になる。

$$f_{xi} = -\iiint_V \left(T_{xx} \frac{\partial N_i}{\partial x} + T_{xy} \frac{\partial N_i}{\partial y} + T_{xz} \frac{\partial N_i}{\partial z} \right) dV \quad (4.17)$$

$$f_{yi} = -\iiint_V \left(T_{yx} \frac{\partial N_i}{\partial x} + T_{yy} \frac{\partial N_i}{\partial y} + T_{yz} \frac{\partial N_i}{\partial z} \right) dV \quad (4.18)$$

$$f_{zi} = -\iiint_V \left(T_{zx} \frac{\partial N_i}{\partial x} + T_{zy} \frac{\partial N_i}{\partial y} + T_{zz} \frac{\partial N_i}{\partial z} \right) dV \quad (4.19)$$

以上の計算方法により、シース表面の各節点の x 、 y 、 z 方向に作用する電磁力を放電開始から $5\mu\text{s}$ ごとに $300\mu\text{s}$ となるまで計算した。放電後 $150\mu\text{s}$ の時刻におけるシース外側表面に作用する節点力のコンター図を図-4.12 に示す。これについても、磁束密度や渦電流密度同様(図-4.8 および図-4.9 参照)、コイル直下のシース部分で値が大きくなっていることがわかる。また、それ以外の時刻においても同様の傾向が得られた。さらに、シース表面の節点について、 $5\mu\text{s}$ ごとに得られた電磁力(節点力)の合計の経時変化を図-4.13 に示す。図より、電磁力の時刻歴波形に2山のピークが現れている。これは、各時刻における磁束密度と渦電流密度の位相が異なったためである。

以上のことから、動磁場解析による検討の結果、電磁力により振動するコンクリート中の磁性体は、主にシースであることがわかった。さらに、解析により、シースが受ける電磁力の大きさを算出し、その主な作用範囲がコイル直下の領域におおよそ集中していることも明らかにした。

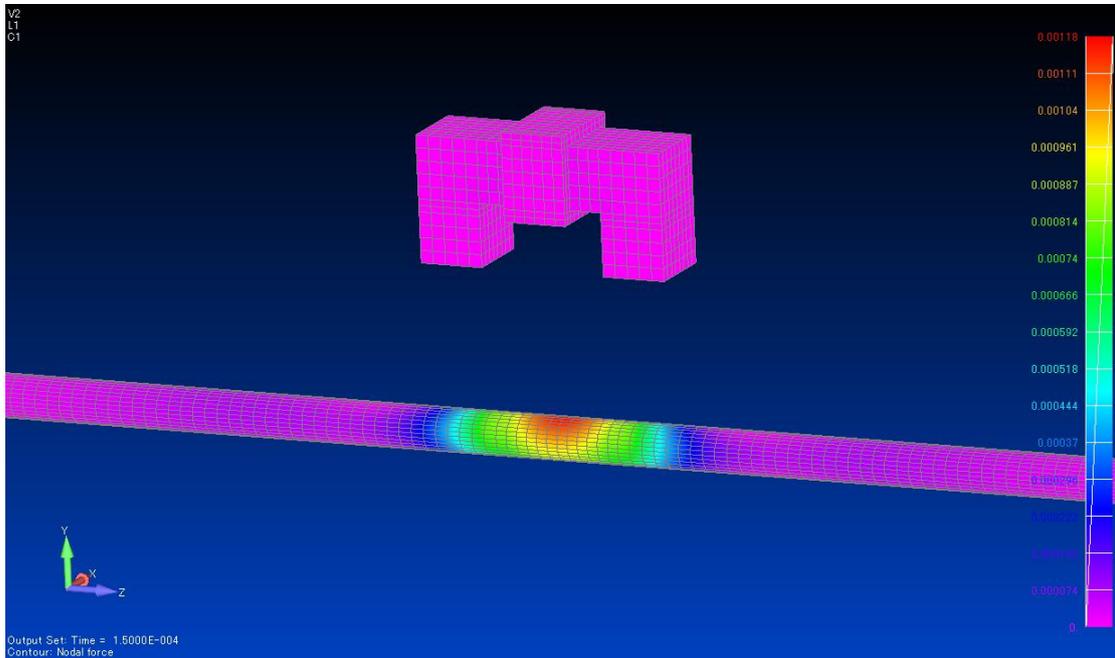


図-4.12 シースに作用する節点力（放電後 150 μ s）

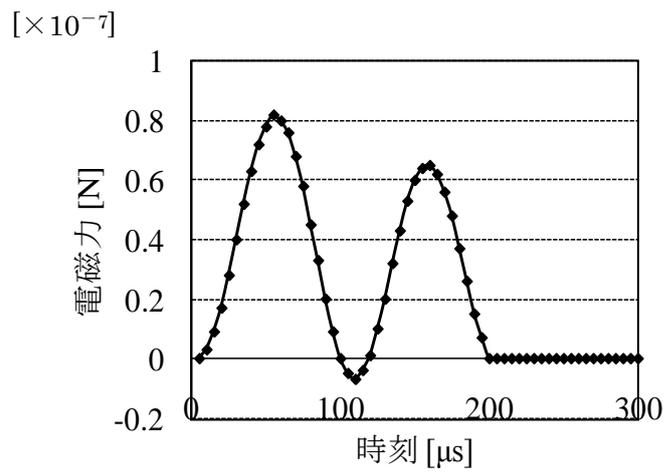


図-4.13 シースに作用する節点力の合力

一方、弾性波動解析におけるグラウト充填および未充填モデルでの波の伝搬状況を図-4.14 にそれぞれ示す。図の凡例の大小は変位の大きさを示している。いずれの図においても、衝撃荷重（電磁力）の入力後 500 μ s の時点における波の伝搬状況を示している。また、図上において波の伝搬状況を判読しやすくするため、コイル直下の部分を拡大して表示している。いずれの場合においても、シースにパルス状の電磁力が与えられると、シースの振動がコンクリートへ伝達され、弾性波がコンクリート中を伝搬していることが確認できる。ここで、センサ設置側のコンクリート表面に着目すると、グラウト充填モデルにおける振幅が、未充填モデルと比較して小さい。グラウト充填の場合、シースの振動がグラウトにより拘束され、振幅値が小さくなったと考えられる。これは、実験により計測された最大振幅値の結果（図-4.27 参照）とも近い傾向を示している。一方、鋼棒における波の伝搬状況に着目すると、グラウト充填モデルでは、シースの振動がグラウトに伝達され、グラウトおよび鋼棒に弾性波が伝搬している。これに対して未充填モデルでは、シースの振動を伝達させる媒質であるグラウトが存在しないため、弾性波は鋼棒を伝搬しない。これについても、実験結果とほぼ同様の傾向を示している。

以上のことから、3次元動磁場解析により求めたシースに生じる電磁力を、衝撃応答解析における衝撃荷重の入力条件とした結果、グラウト充填および未充填モデル内での弾性波伝搬挙動の違いを視覚的に明らかにした。しかもその結果は、実験結果に基づいて仮定した供試体内部での弾性波伝搬挙動と近いことが把握できた。グラウト充填および未充填モデルにおけるコンクリート表面および鋼棒端部で出力した変位の時刻歴波形を図-4.15 および図-4.16 にそれぞれ示す。コンクリート表面における得られた波形は一定の周期を有しており、波形の最大振幅値を容易に読み取ることができる（図中矢印）。また、両者の周期はほぼ同じであることも確認できる。一方、鋼棒端部には、グラウト未充填の場合、弾性波が伝達されなかった。ここで、グラウト未充填の場合に、鋼棒端部で出力した波形を除いては、すべて最大振幅値が容易に読み取れるものであった。そこで、図-4.17 にそれぞれの場合に得られた変位波形の最大振幅値を示す。コンクリート表面におけるグラウト未充填モデルの最大振幅値は、充填モデルよりも約 2.3 倍大きい（図-4.15 参照）。これに対して、鋼棒における未充填モデルの最大振幅値は、充填モデルよりも著しく小さい（図-4.16 参照）。

いずれのモデルにおいても、実験で得られた最大振幅値の傾向とほぼ一致している。したがって、電磁パルス法による PC グラウト充填評価手法における評価指標としては、コンクリート表面および PC 鋼棒端部で受信した弾性波の最大振幅値に着目することが極めて有効であることが明らかとなった。

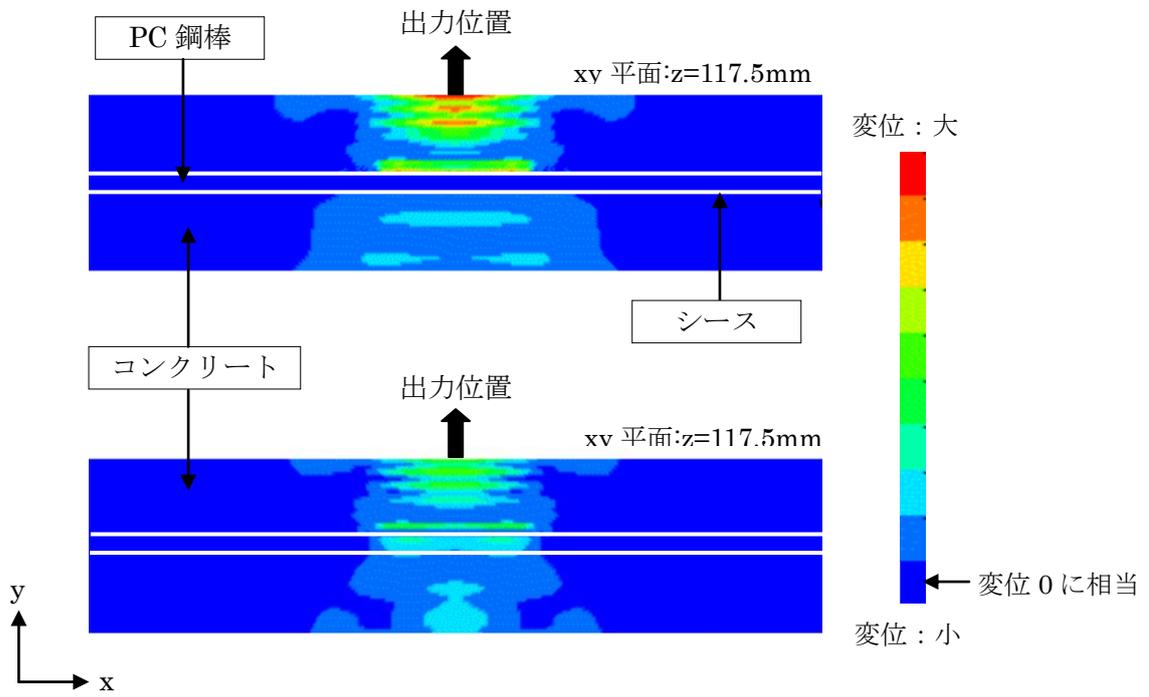


図-4.14 弾性波の伝搬状況

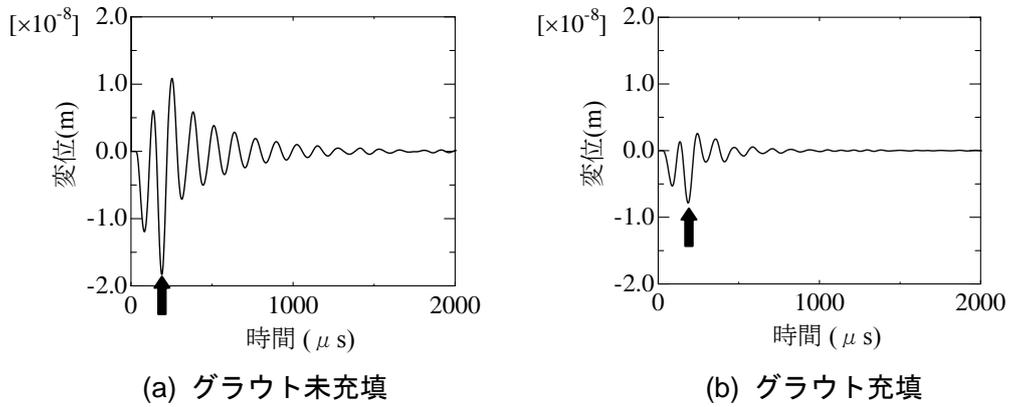


図-4.15 コンクリート表面で得られた変位の時刻歴波形

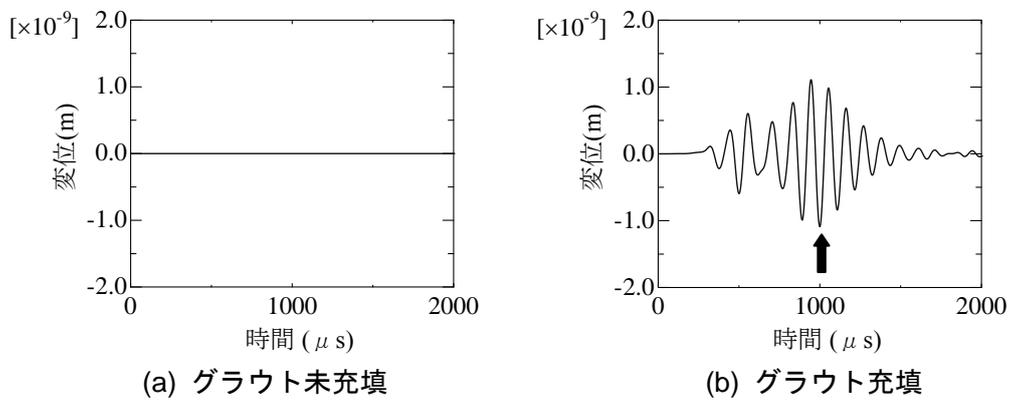


図-4.16 鋼棒端部で得られた変位の時刻歴波形

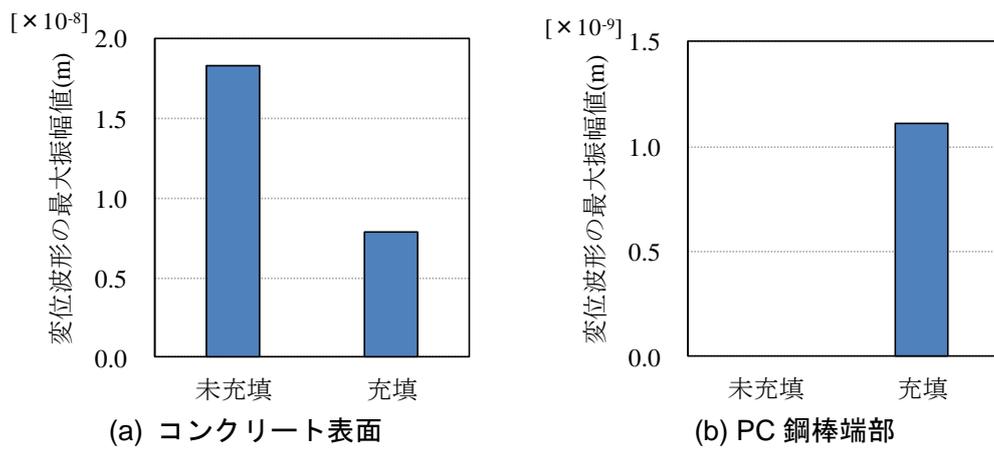


図-4.17 グラウト充填の有無と変位波形の最大振幅値との関係

4.3 供試体実験による検討

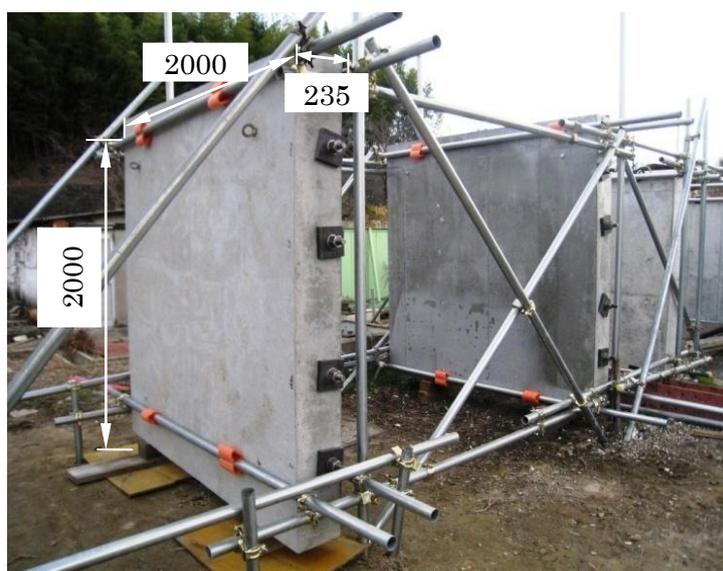
4.2 において、動磁場解析により、電磁気学理論に基づき磁界の影響を受けてコンクリート内部での弾性波の発生源となり得る磁性体を特定することとした。また、その磁性体における電磁力の大きさおよびその作用範囲の算出も試みた。続いて、動磁場解析により求めた電磁力を弾性波動解析の衝撃荷重として入力することにより、グラウト充填および未充填における弾性波伝搬挙動を、それぞれ波動理論に基づき視覚的に明らかにした。

そこで本節では、供試体実験において、解析結果に基づいて提案した PC グラウト充填評価手法の妥当性を検証するために、鋼製シース（以降、シースとする）上のコンクリート表面および PC 鋼棒端部に振動センサを設置した状態で、コンクリート表面側から非接触でパルス状の電磁力を与えた場合にセンサで受信される弾性波に着目し、グラウト充填状況を評価するための方法（電磁パルス法）についての検討を行った。

4.3.1 実験概要

(1) 供試体

図-4.18 に供試体概要を示す。供試体は、縦 2000mm、横 2000mm、奥行 235mm の RC スラブを 2 体作製した。配筋状況は図-4.19 に示すとおりである。各 RC スラブには、それぞれ 4 本のシースが図に示す間隔で深さ 100mm の位置に埋設されており、以降(2)で検討する内容に合わせて、シースの材質、シース内のグラウトの充填状況にそれぞれバリエーションを設けている。具体的なバリエーションの内容としては、シースの材質はプラスチック製および鋼製、グラウトの充填状況は充填および未充填とした。なお、シースは材質に関わらず、すべて内径 32mm のものを使用した。さらに、各シースの内部には、呼び径 23mm の鋼棒をそれぞれ挿入し、定着プレートを介してナットにより供試体両端部で固定した（図-4.20 参照）。グラウト充填ケースは、シース内に鋼棒を挿入したうえでグラウトを注入し、その後、これらを型枠に設置した後、コンクリートを打設することにより作製した。ただし、鋼棒には軸力（引張力）は与えていない。コンクリートおよびグラウトの配合を表-4.3 および表-4.4 に示す。



[単位:mm]

図-4.18 供試体概要

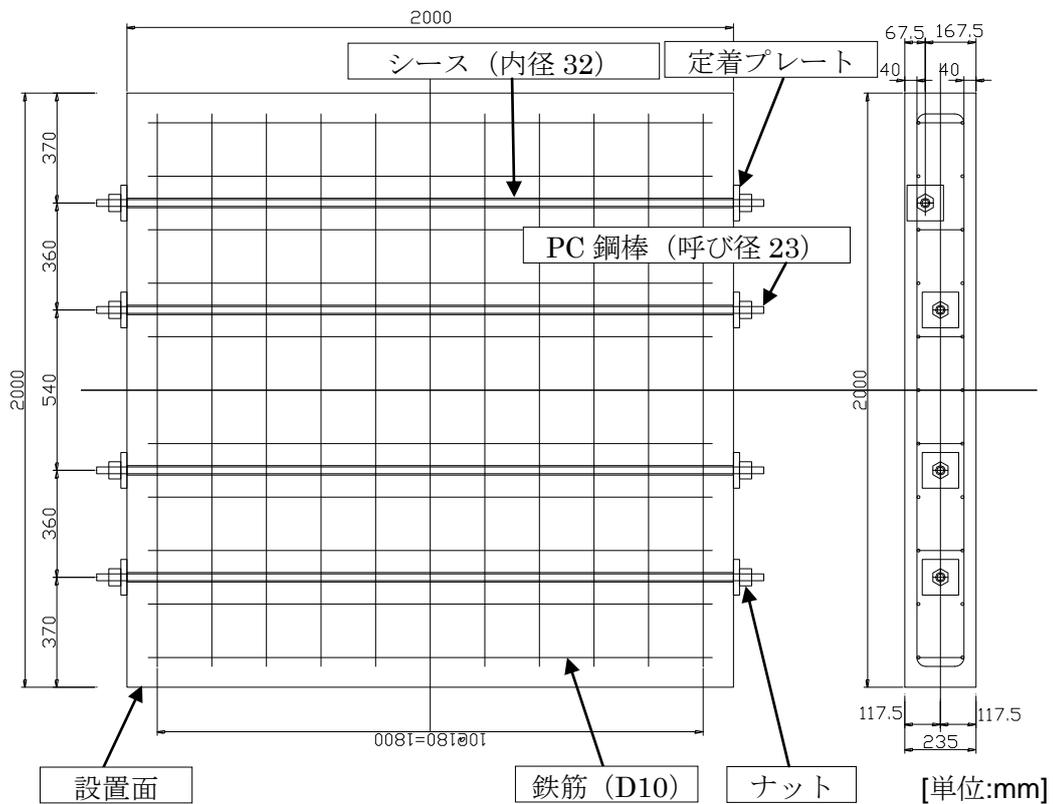


図-4.19 供試体内部のシース埋設位置および配筋状況

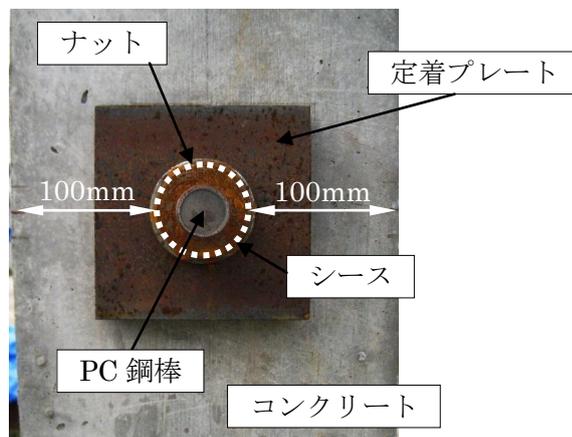


図-4.20 シース埋設状況

表-4.3 コンクリートの配合

W/C (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m ³)				
		W	C	S	G	混和剤
49.5	46.7	184	372	791	924	3.72

表-4.4 グラウトの配合

単位量 (kg/m ³)			
W	C	混和材	混和剤
504	1378	105	13

(2) 電磁パルス法による計測

電磁力が作用し、コンクリート中での弾性波の主な発生源となり得る磁性体を特定するために、供試体による実験を行った。なお、電磁パルス法では、コンクリート内部の磁性体である鋼製シース、鋼棒および鉄筋を電磁力により振動させることが可能である。しかしながら、鉄筋は、その他の磁性体と比較して磁束線を貫く表面積が小さいため、振動により発生する弾性波のエネルギーは比較的小さくなる。したがって、ここでは、鋼製シースおよび鋼棒の振動特性を把握することを目的として、4.3.1で示した供試体のうち、コンクリート表面から50mmの位置に埋設されているプラスチック製シースおよび鋼製シースを計測対象とした。なお、いずれのシース内部にもグラウトは充填されていない。

励磁コイルは、図-4.21で示したものを使用した。定電圧定電流発生装置（100V 交流電源）を用いて、印加電圧 1000V、パルス幅 200 μ s の電流 280mA（実効値）をマグネットワイヤに流すことにより、励磁コイル周辺に瞬間的な磁界を発生させた。コイルは、磁界中の磁束線とシースの長手方向とが平行になるように、シース上かつ長手方向中央のコンクリート表面から 20mm 離れた位置に設置した。電磁パルス法による計測状況を図-4.22に示す。鋼棒の片端部には、弾性波を受信するための60kHz共振型AEセンサを、接着媒質を介してガムテープにより貼り付けている（図-4.23参照）。センサで受信された信号は、プリアンプで40dBの増幅処理を行った後、サンプリング周波数 2MHz でデジタル化し、サンプリング数 16000 個で電圧の時刻歴応答波形としてAE波形収集装置に記録した。

一方、グラウト充填の有無が弾性波伝搬挙動に与える影響を把握するため、4.3.1で示した供試体のうち、グラウトが未充填の場合およびグラウトが充填されている場合の2ケースを対象とした。いずれの場合も、コンクリート表面から深さ 100mm の位置に埋設されている鋼製シースを対象に計測を行った。

電磁パルス法による計測方法は、上記のとおりほぼ同じである。ただし、AEセンサは、PC鋼棒端部に加えてコンクリート表面にも貼り付けた。コンクリート表面のセンサ設置位置は、シース長手方向の中央かつシース埋設位置直上、すなわち励磁コイルの直下とした。

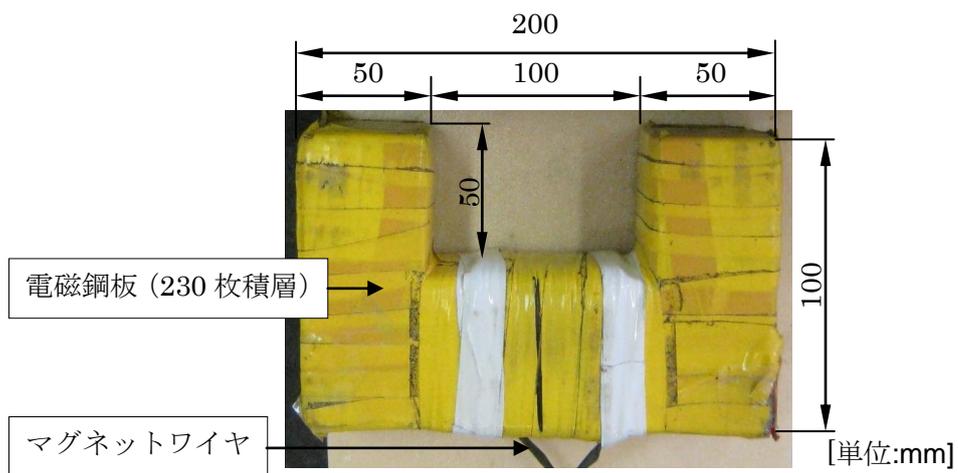


図-4.21 励磁コイル

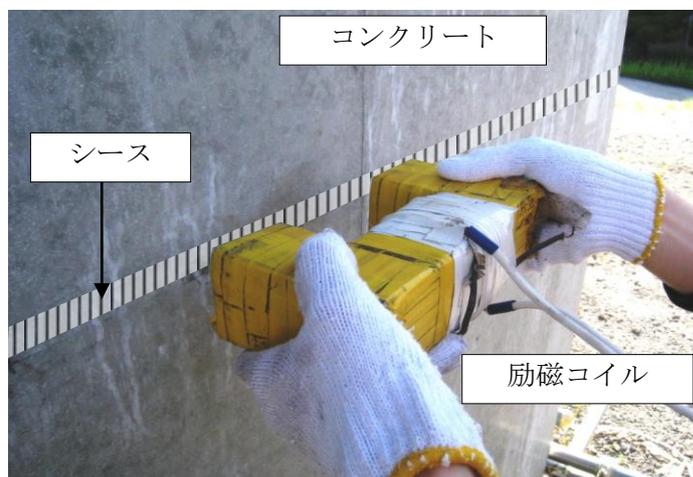


図-4.22 計測状況

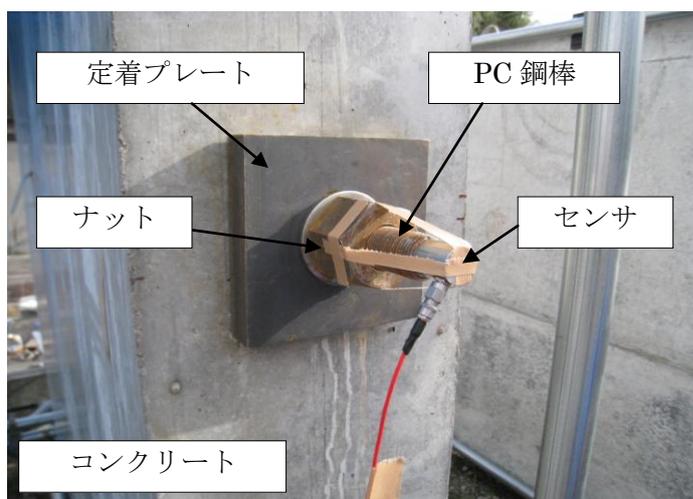


図-4.23 鋼棒端部のセンサ貼付状況

4.3.2 実験結果および考察

図-4.24 に、プラスチック製および鋼製シース内部に設置した鋼棒の端部で受信された弾性波の時刻歴応答波形をそれぞれ示す。プラスチック製シース内部の鋼棒端部における受信波形は、振幅の大きな波形となっている。得られた波形は、プラスチック製シースが磁性体ではないことから、鋼棒単体を伝搬した波であると考えられる。さらに受信波形を注意深く観察すると、鋼棒を伝搬した波が、鋼棒の端部と端部との間で多重反射していることも同時に確認できる。これに対して、鋼製シース内部の鋼棒端部における受信波形は、プラスチック製シースのそれと比較して、振幅は著しく小さい。この理由としては、鋼製シースによる磁気遮蔽¹⁾の影響が考えられる。磁束が生じている領域内に、透磁率が非常に大きい物体が存在するとき、その物体が中空であれば、空洞内の磁界は外部磁界に比べて著しく小さくなる。すなわち、図-4.25 で示すように、鋼製シースが磁束線を引き込むことにより、シース内部の磁束線が急激に減少したため、鋼棒に作用する電磁力が小さくなったと考えられる。この電磁力の低下、すなわち鋼棒に対する加振力が小さくなったことにより、鋼製シース内部の鋼棒中を伝搬する弾性波のエネルギーが極めて小さくなったと考察できる。

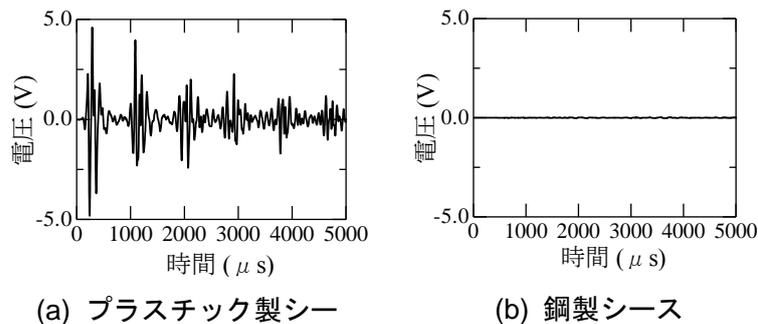


図-4.24 シースの材質が異なる場合の PC 鋼棒端部における受信波形（グラウト未充

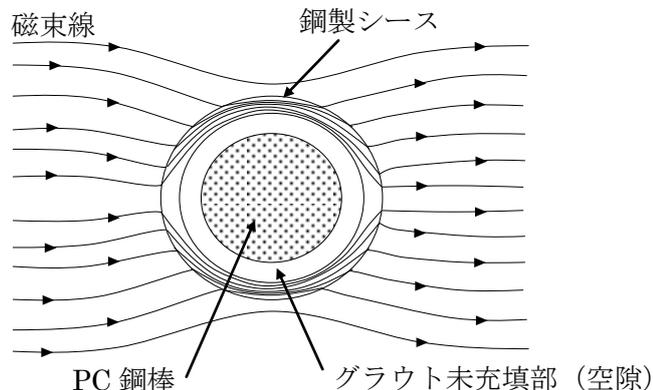


図-4.25 磁気遮蔽のイメージ（シース断面図）

一方、図-4.26に、コンクリート表面に設置したセンサで受信した弾性波の受信波形の一例を、グラウト充填の有無ごとにそれぞれ分けて示す。図に示すとおり、得られた波形には周期性が見られ、しかも、両者の周期はほぼ同じであることも確認できる。また、両受信波形における電圧の最大値（以降、最大振幅値とする）は明らかに異なる値となっている。なお、同一計測点において5回計測を行ったが、受信波の最大振幅値はいずれもほぼ同じ値になった。したがって、本計測における最大振幅値のばらつきは小さいと判断し、以降では代表的なものを示す。

図-4.27に、コンクリート表面および鋼棒端部に貼り付けたセンサで受信された電圧波形の最大振幅値を、グラウトの有無ごとにそれぞれ示す。図-4.27 (a) のコンクリート表面におけるグラウト未充填の場合の最大振幅値は、充填の場合のそれと比較して約1.6倍大きい。これに対して、図-4.27 (b) に示す鋼棒端部におけるグラウト未充填での最大振幅値は、グラウト充填と比較して著しく小さい。

図-4.27の結果を参考にすれば、グラウトの有無により、供試体内部の弾性波挙動は以下のとおり異なると推測できる。すなわち、グラウト未充填の場合（図-4.28 (a) 参照）では、励磁コイルにより磁界を瞬間的に発生させると、磁性体であるシースが主に振動する。これに対してシース内部の鋼棒は、シースによる磁気遮蔽により、ほとんど振動しない。したがって、鋼棒端部で受信した波の振幅は小さくなる（図-4.27 (b) 参照）。一方、グラウト充填の場合（図-4.28 (b) 参照）では、シースがグラウトにより拘束されているため、シースの振動は未充填よりも小さくなる。これは、図-4.27 (a) から明らかである。これに対して鋼棒は前述のとおり磁気遮蔽によりほとんど振動しないものの、シースの振動がグラウト、さらには鋼棒へと伝播する。そのため、図-4.27 (b) に示すとおり、充填での振幅は、未充填でのそれよりも大きくなると考えられる。

以上のことから、コンクリート表面およびPC鋼棒端部に設置したセンサで受信した弾性波の電圧波形の最大振幅値を測定することにより、グラウト充填状況を評価できる可能性があることがわかった。

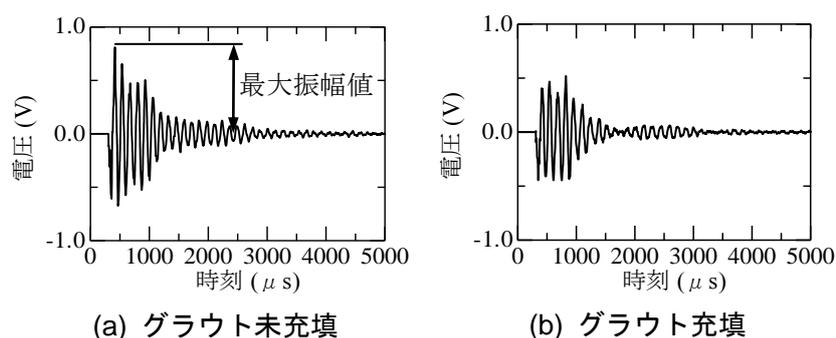


図-4.26 コンクリート表面における受信波形の一例

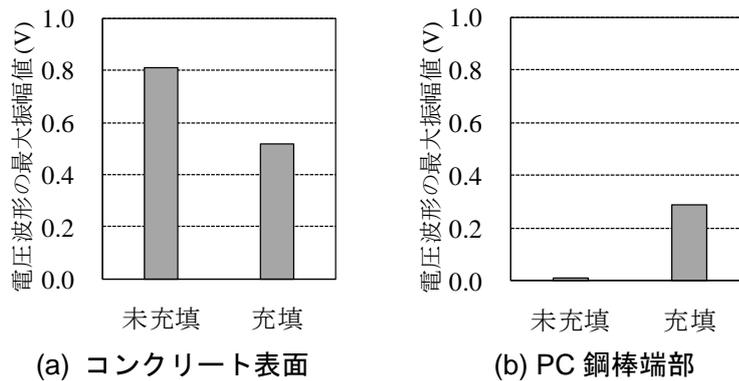


図-4.27 コンクリート表面およびPC鋼棒端部における電圧波形の最大振幅値

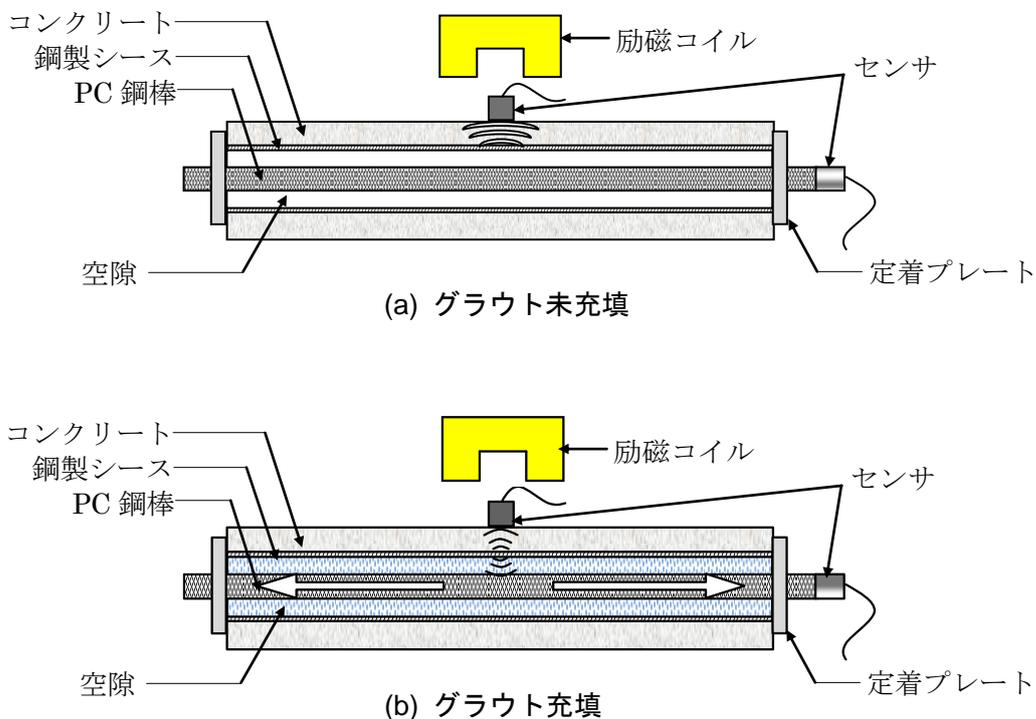


図-4.28 供試体内部の弾性波伝搬挙動のイメージ

供用中の実構造物を対象にPCグラウト充填評価を行う場合、まず、衝撃弾性波法により、部材軸方向の弾性波を伝搬させ、その伝搬速度を算出する。次に、その結果より、グラウト充填不足の可能性があると判断されたものについては、本章で提案する電磁パルス法を適用してグラウト未充填箇所の検出を行う。電磁パルス法によるグラウト充填評価のフローを図-4.29に示す。

定着部のカバーコンクリートをはつることが困難な場合は、シース直上のコンクリート表面にのみセンサを設置し、電磁パルス法による計測を行う。励磁コイルをシースに沿って走査し、複数箇所において測定を行い、最大振幅値が比較的大きい箇所がグラウト未充填箇所の可能性が高いと考えられる。これに対して、コンクリートをはつることが可能な場合、PC鋼棒端部を露出させるこ

とができるため、センサはPC鋼棒端部およびシース直上のコンクリート表面に設置し、電磁パルス法による計測を実施する。コイルを走査して、同様に複数点での計測を行う。PC鋼棒端部での受信波形が微弱である場合は、グラウトが充填されていない可能性がある。受信波形の振幅値が大きい場合は、コンクリート表面で得られた最大振幅値を新たな評価パラメータとして加えることにより、PC鋼棒での振幅のみから評価した結果よりも、グラウト未充填の検出結果の確からしさは高くなると考えられる。

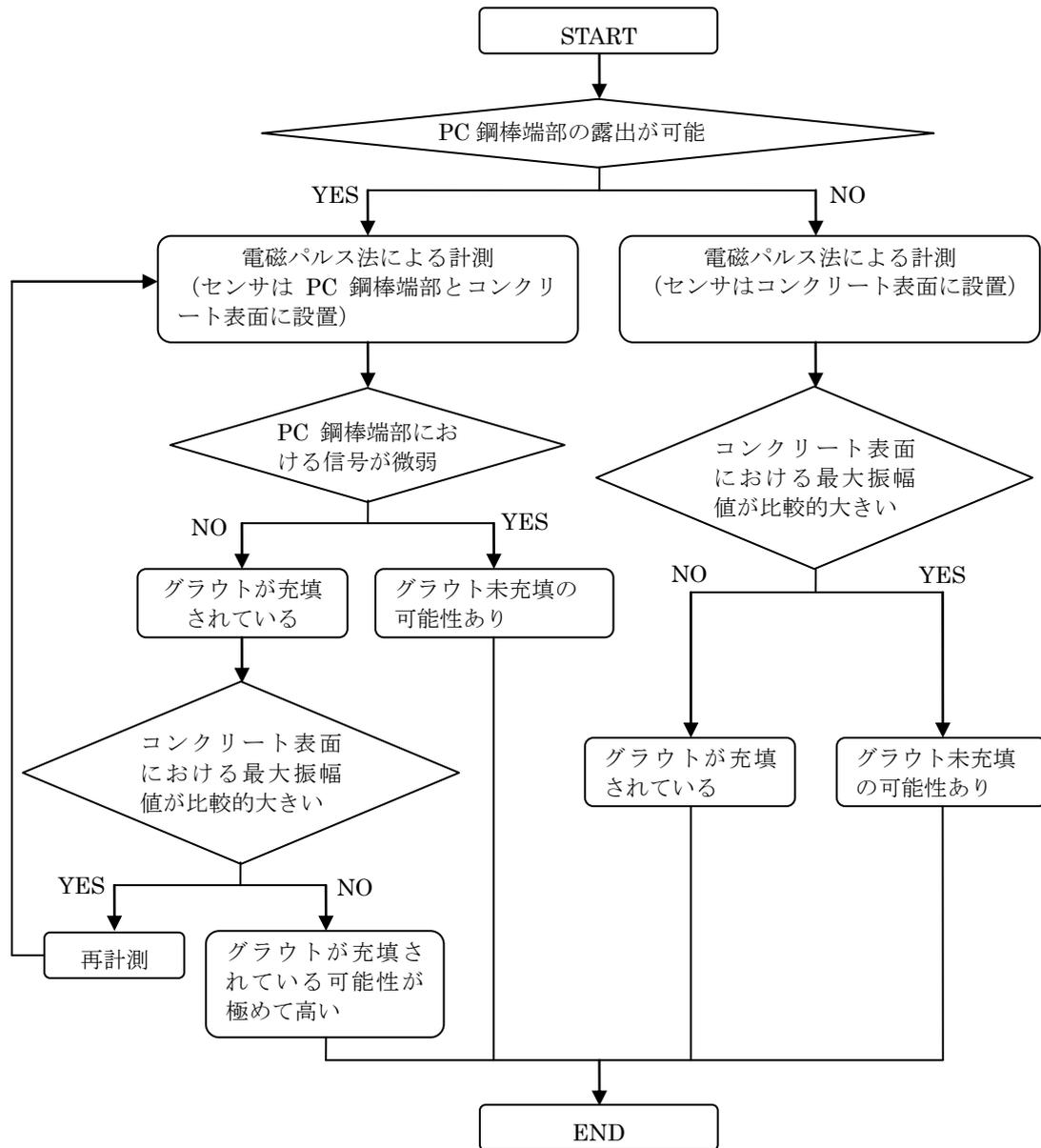


図-4.29 電磁パルス法によるPCグラウト充填評価手法のフロー

4.4 解析を援用した電磁パルス法鉄道橋PC桁におけるPCグラウト充填状況の非破壊評価手法の提案

4.2で前述のとおり、電磁力によりコイル直下のシース部分が主に振動することがわかった。さらに、シースに生じる電磁力を弾性波動解析における衝撃荷重として入力し、コンクリート内部での弾性波の伝搬挙動を把握した結果、グラウト未充填の場合ではシースの振動は鋼棒に伝搬しないことがわかった。一方、グラウト充填の場合には、グラウトによりシースの振動が弾性波として鋼棒に伝搬することを視覚的に明らかにした。さらに、グラウト充填の有無を電磁パルス法により評価する場合は、最大振幅値が有効な評価パラメータであることを明らかとした。

しかしながら、4.2および4.3では、「シースかぶり深さ」を100mmとした上で、「グラウトが完全に充填されている場合と未充填の場合との比較」を行っており、限られた範囲内での検討しか行っていない。ここで、「シースかぶり深さ」は、シースに作用する電磁力の大きさおよびコンクリート中を伝搬する弾性波の減衰程度に直接影響を及ぼすことから、最大振幅値での評価にとって重要な影響因子であると考えられる。したがって、本節では、シース直径方向におけるシースかぶり深さにバリエーションをもたせた解析モデルを対象に、動磁場・弾性波動解析を行い、シースかぶり深さと最大振幅値の関係を把握することを試みた。さらに、シース直径方向およびシース長手方向におけるグラウト充填率の違いが、最大振幅値に与える影響を把握することを目的とした。

4.4.1 解析概要

(1) シースかぶり深さ

解析モデルを図-4.30に示す。モデル寸法は、縦235mm×横2000mm×奥行き235mmである。モデル内部には、コンクリート表面から深さ100mmの位置に内径32mmのシースを設け、シース内部には直径23mmのPC鋼棒を設置した。鋼棒は定着プレートにより固定した。シース直径方向におけるシースかぶり深さの違いが最大振幅値に与える影響を把握するため、シースかぶり深さに4つのバリエーションを設けた。グラウト充填率はいずれのかぶりについても、0%および100%とした。シースかぶり深さの全バリエーションを表-4.5に示す。各モデルの材料定数は4.3の表-4.2に示すとおりである。

各モデルの要素は、いずれも8節点ソリッドとした。コンクリート要素一辺の長さは約10mmに設定した。モデルの境界条件としては、図-4.30に示すとおり、モデル下面(x-y平面, z=0mm)における全ての節点のx, y, z方向の変位を固定することとした。さらに、モデル上面(x-y平面, z=235mm)は、節点(媒質)で波が反射しないように無反射条件とした。なお、モデルにおけるPC鋼棒には荷重を与えていない。また、鋼棒と定着プレートの各節点は全て結合した。一方、プレートとコンクリートおよびプレートとシースの節点は結合していない。

本解析における荷重入力位置は、磁場解析による電磁力作用位置を考慮して、コイル直下のシース(200mm)を対象とした。

具体的には、コイル設置側シース表面の各節点およびその反対側のシース表面の各節点とした(図-4.30中のシース拡大図参照)。本来は、電磁力ベクトルをx, y, z方向成分に分けた上で、これをシース200mmの全節点において、それぞれの方向ごとに力を作用させるべきである。しかし

ながら、本節では、動磁場解析と弾性波動解析で要素数が異なるため、便宜上、図-4.30 に示す位置に電磁力を作用させることとした。

荷重の入力値には、4.2の図-4.13に示す電磁力の時刻歴波形を用いた。シース表面の対象とした各節点における $5\mu\text{s}$ 毎の合力が、図-4.13に示す時刻歴波形における $5\mu\text{s}$ 毎の電磁力と一致するようにした。なお、コイル設置側の合力とその反対面での合力の比は、便宜上、2:1とした。

図-4.30 に弾性波受振位置（出力位置）を示す。出力位置は、シース長手方向中央かつシース上のコンクリート表面の1節点とした。

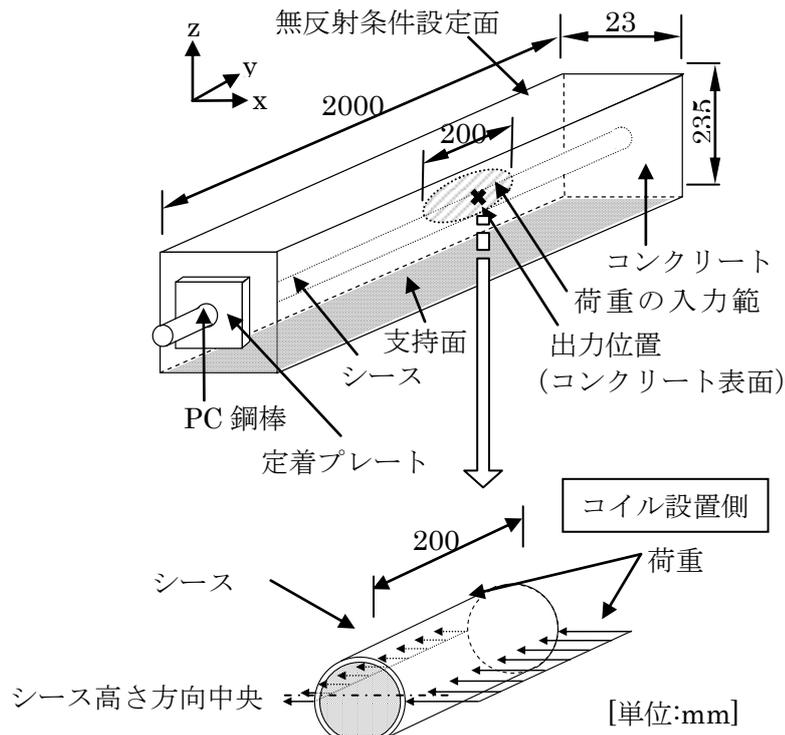


図-4.30 弾性波動解析モデルの概要

表-4.5 シースかぶり深さの全バリエーション

シースかぶり [mm]	充填率 [%]
100	0, 100
150	0, 100
200	0, 100
250	0, 100

(2) グラウト充填率

・シース直径方向においてグラウト充填率が異なる場合

シース直径方向におけるグラウト充填率の違いが最大振幅値および周波数特性に与える影響を把握するため、グラウト充填率に5つのバリエーションを設けた。すなわち、「グラウト充填率」を、任意の断面におけるシース内部の全面積（PC 鋼棒を含む）に対するグラウト面積の比率として定義（図-4.31 参照）した上で、充填率を 0%（グラウト完全未充填）、25%、50%、75%および 100%（グラウト完全充填）に設定した。なお、各充填率におけるシース長手方向のグラウト充填状況は、設定したグラウト充填率と同じである。シースかぶり深さはいずれの場合においても 100mm とした。各モデルの材料定数、各モデルの寸法および境界条件はシースかぶり深さでの設定と同じである。また、シースに与える荷重（電磁力）の大きさやその入力位置は 4.4.1 と同じであり、詳細は図-4.13 および図-4.30 にそれぞれ示している。出力位置も 4.4.1 と同様である（図-4.30 参照）。

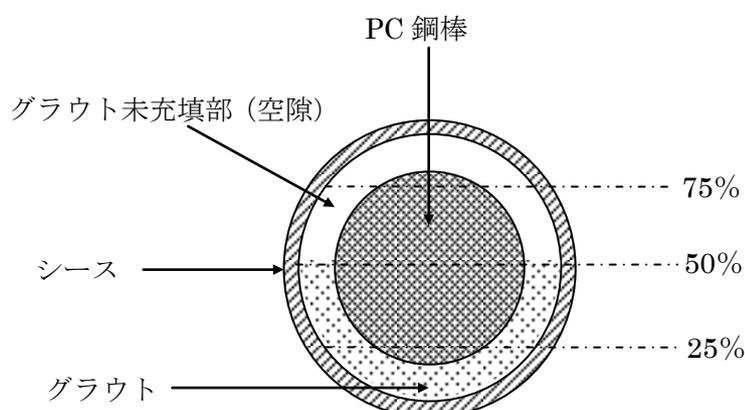


図-4.31 グラウト充填率（シース断面図）

・シース長手方向においてグラウト充填率が異なる場合

ここでは、シース長手方向においてグラウト充填率が異なるモデルを対象に、励磁コイルおよびセンサをそれぞれ走査した場合の解析を行った。図-4.32 に解析モデルを示す。シース内のグラウト充填率は、シース端部から 0、25、50、75 および 100%とし、各間隔は 400mm である。その他の解析モデルの条件は、シース直径方向においてグラウト充填率が異なる場合と同じである。

図-4.32 に示すとおり、励磁コイルとセンサ（波形出力位置：図中の 1～11）は、充填率 0%側から 100%に向かって同時に走査し、計 11 点での解析を行った。

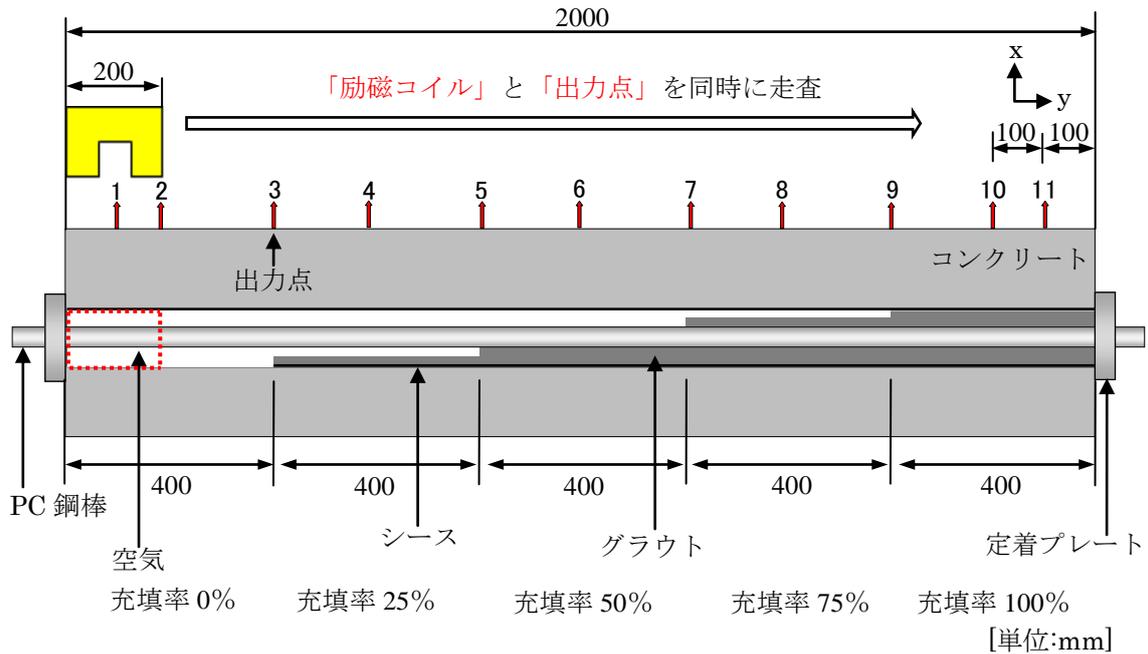


図-4.32 シース長手方向においてグラウト充填率が異なる解析モデルの概要

4.4.2 解析結果および考察

(1) シースかぶり深さ

シースかぶり 100, 150, 200 および 250mm におけるグラウト充填（充填率 100%：グラウト完全充填）と未充填（充填率 0%：グラウト完全未充填）場合で得られた加速度の時刻歴波形を図-4.33 にそれぞれ示す。ここで、充填と未充填とを比較すると、かぶりの違いにかかわらず、充填の場合の振幅が未充填の場合のそれよりも小さくなっている。これは、グラウトによるシースの拘束の差によるものである。一方、かぶりに着目すると、かぶりが大きくなるにしたがって、充填や未充填いずれの場合も振幅が小さくなっていくことが確認できる。これは、かぶり部分であるシース表面とコンクリート表面との距離が大きくなったことにより、コンクリート表面へ伝播した波が減衰したためである。

図-4.33 に示す受信波形の最大振幅値とシースかぶりとの関係を図-4.34 に示す。ただし、縦軸は最大振幅値比としている。この図に示す最大振幅値比の定義としては、かぶり 100mm の未充填の最大振幅値を 1 とし、それに対する各ケース（かぶり、充填および未充填）で得られた最大振幅値の比である。グラウト充填と未充填とを比較すると、いずれの場合も未充填の最大振幅値が充填のそれよりも大きくなっている。しかしながら、かぶりが大きくなると、両者の差は小さくなる傾向を示した。特に、かぶり 250mm の場合では、未充填での最大振幅値は充填の場合の約 0.8 倍程度しかないことがわかる。したがって、本解析の範囲内では、コンクリート表面で出力した波形の最大振幅値により PC グラウト充填状況を評価する場合は、適用可能なシースかぶりはおよそ 200mm 程度であると考えられる。

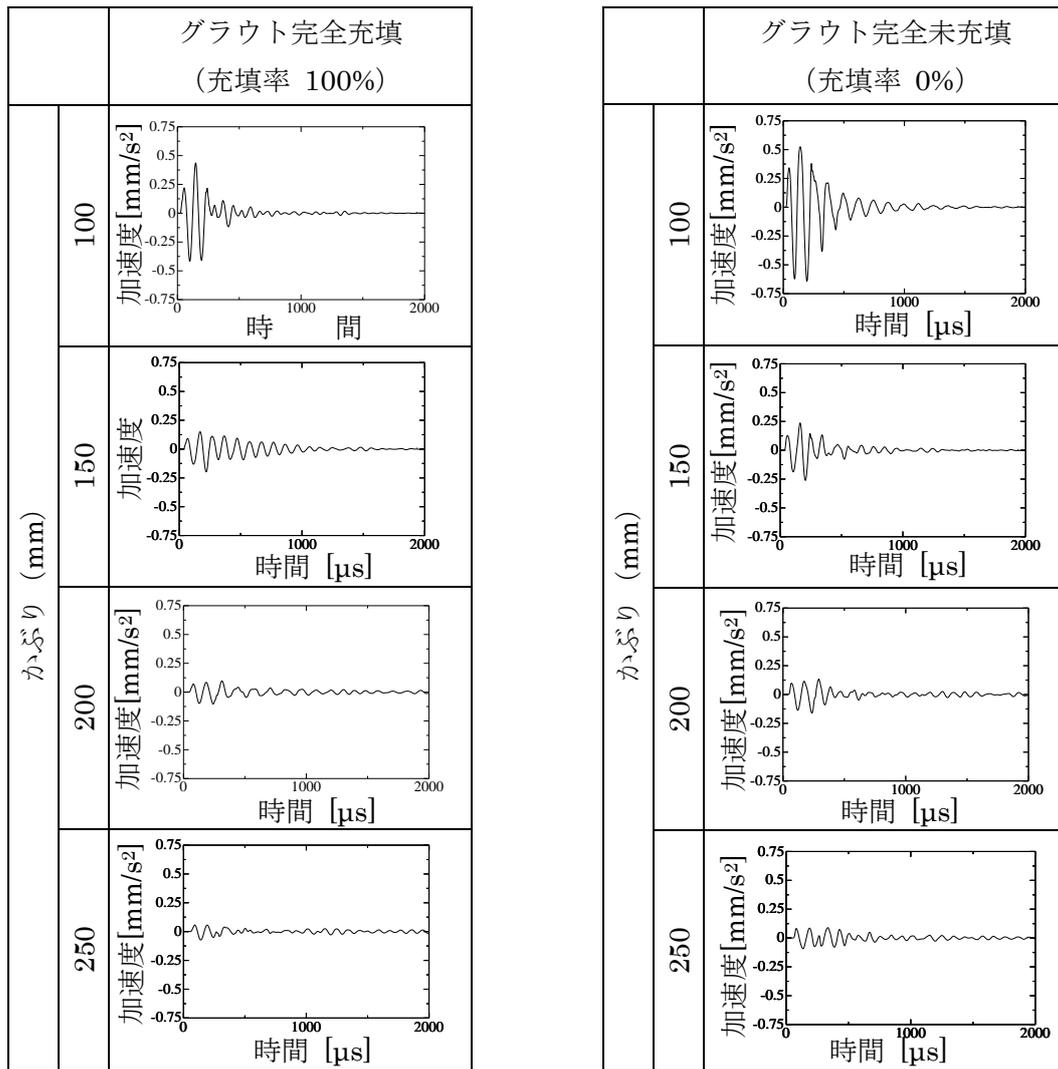


図-4.33 グラウト充填と未充填場合で得られた加速度の時刻歴波形

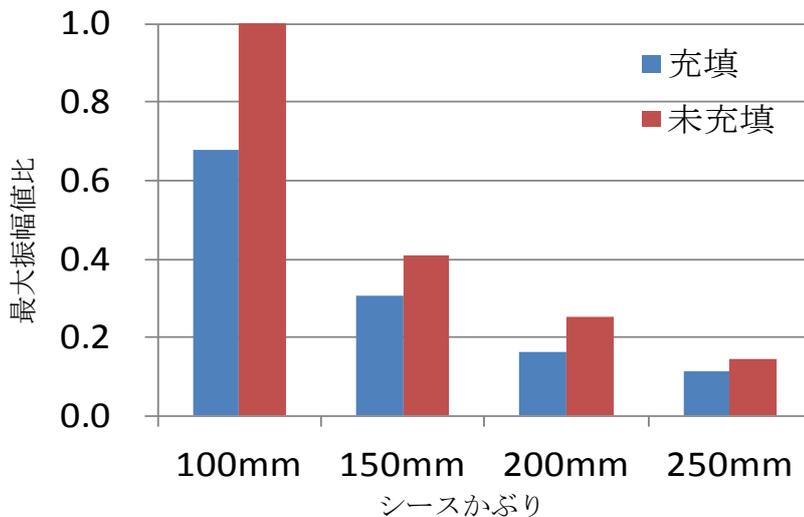


図-4.34 シースかぶりと最大振幅値比の関係

(2) グラウト充填率

・ シース直径方向においてグラウト充填率が異なる場合

図-4.35 に、コンクリート表面の出力点（図-4.30 参照）において得られた加速度の時刻歴波形を、グラウト充填率ごとに示す。いずれにおいても、概ねほぼ同一周期の波形であることがわかる。

グラウト充填率ごとに比較すると、充填率が大きくなると、波形の振幅値が小さくなることが確認できる。充填率が 0% の場合、グラウトによるシースの拘束が無いいため、シースは振動しやすい状況にある。これに対してグラウトの充填率が大きくなると、グラウトによる拘束が大きくなり、シース自体の振動も小さくなる。

シースかぶり部分のコンクリートの減衰はいずれも同じであるため、上記の影響によりコンクリート表面で出力した波形の振幅に差異が生じたものと考察できる。

次に、図-4.35 に示す受信波形の振幅の最大値（最大振幅値）とグラウト充填率との関係について整理する。最大振幅値比とグラウト充填率との関係を図-4.36 に示す。ここでいう最大振幅値比とは、充填率 0% の最大振幅値を 1 とし、それに対する各充填率で得られた最大振幅値の比として定義した。図より、充填率が大きくなると、最大振幅値比が小さくなる傾向を示した。この結果は、充填率 0%、50% および 100% の供試体において行った既往の実験結果（図-4.37 参照）¹²⁾と同様の傾向である。ただし、充填率 75% と 100% との最大振幅値は概ね同じ値であった。この原因については、今後、詳細に検討する予定である。

・ シース長手方向においてグラウト充填率が異なる場合

図-4.38 に各出力点で得られた加速度の時刻歴波形の一部と図-4.39 にグラウト充填率と最大振幅値の関係を示す。出力点 1 および 11 を除けば、グラウト充填率が大きくなると（出力点の数が大きく）、最大振幅値が小さくなる傾向を示した。端部において最大振幅値が小さくなったのは、定着部によるシースの拘束の影響と考えられる。ここで、グラウト充填率と最大振幅値との関係を詳細に把握するため、励磁コイル直下（幅 200mm）のグラウト充填部分の体積を求めた。コイル直下に限定した理由は、図-4.24 に示すコイル直下の磁束密度がそれ以外の領域よりも大きいためである。図-4.40 にグラウト体積と最大振幅値との関係を示す。両端部での最大振幅値を除けば、最大振幅値とグラウト体積とは概ね相関があることがわかった。

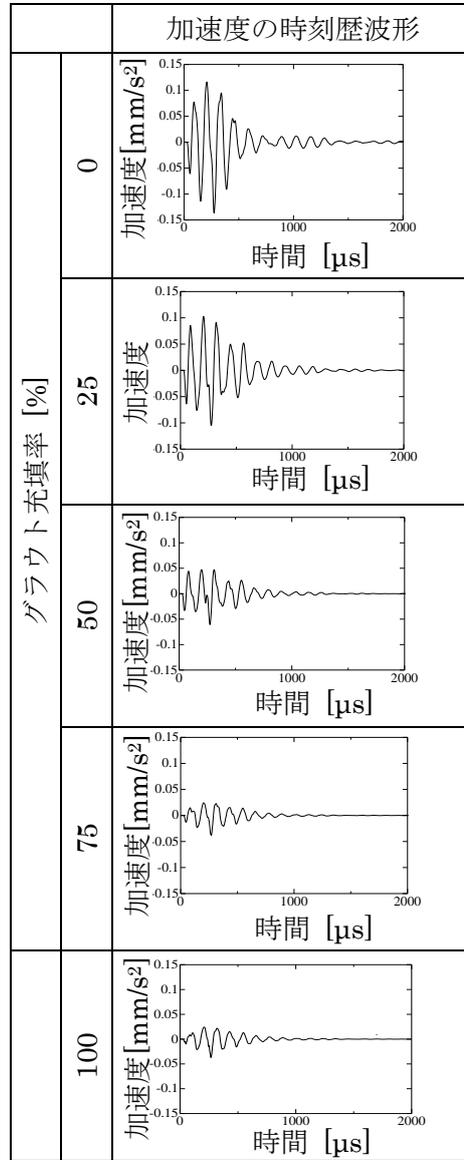


図-4.35 各グラウト充填率で得られた時刻歴波形

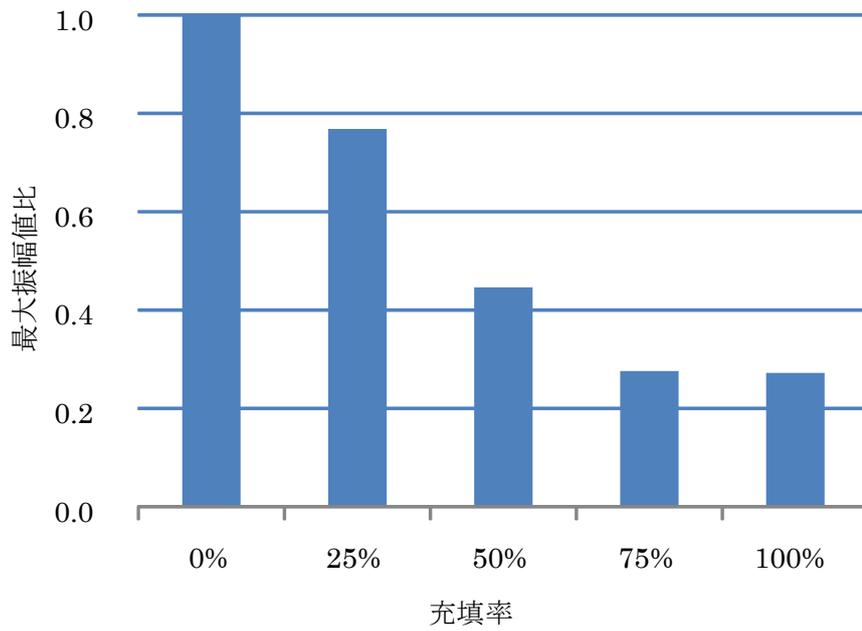


図-4.36 グラウト充填率と最大振幅値比の関係（解析）

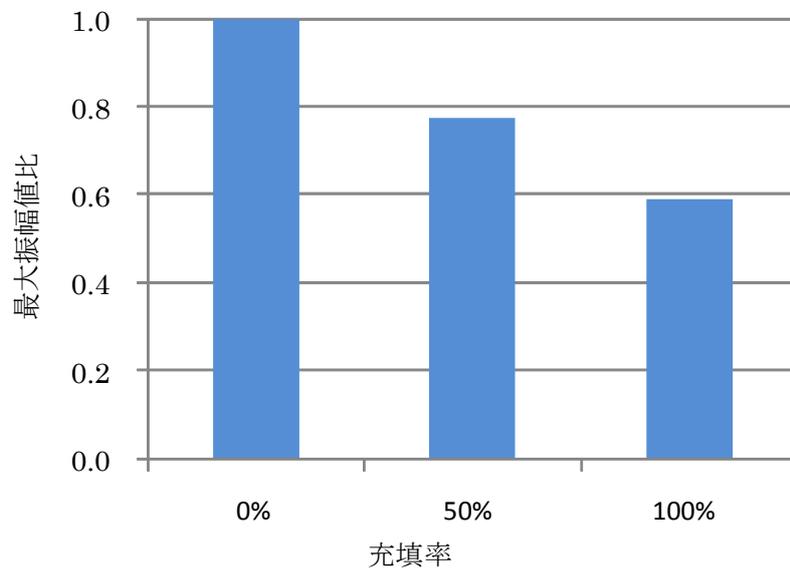


図-4.37 グラウト充填率と最大振幅値比の関係（実験）

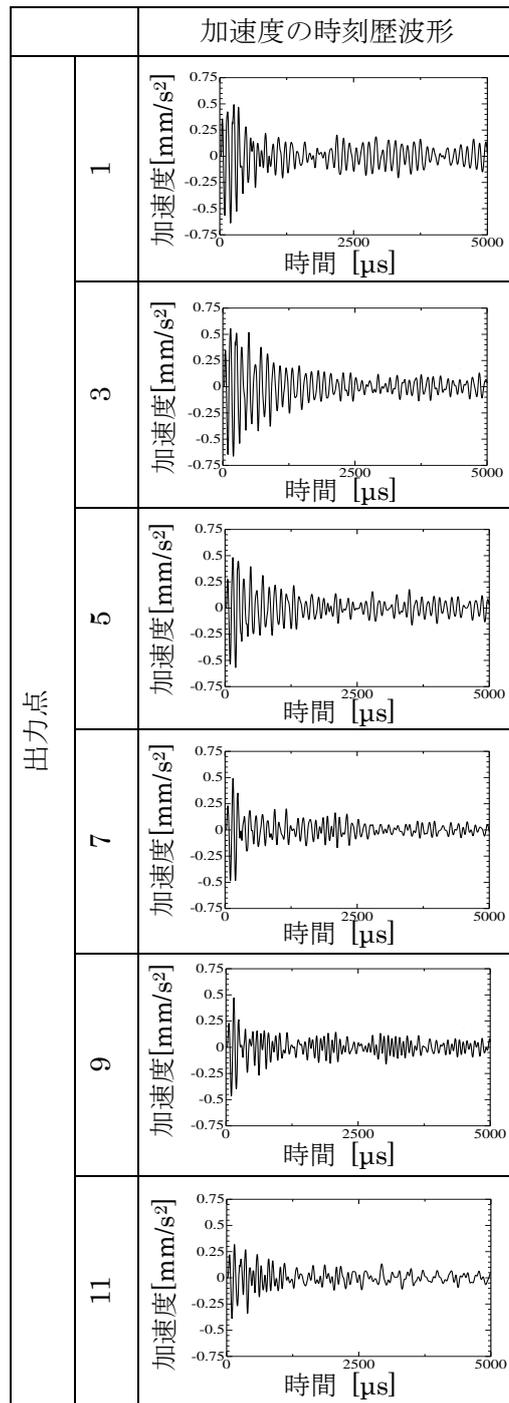


図-4.38 グラウト充填率が異なる境界面で得られた時刻歴波形

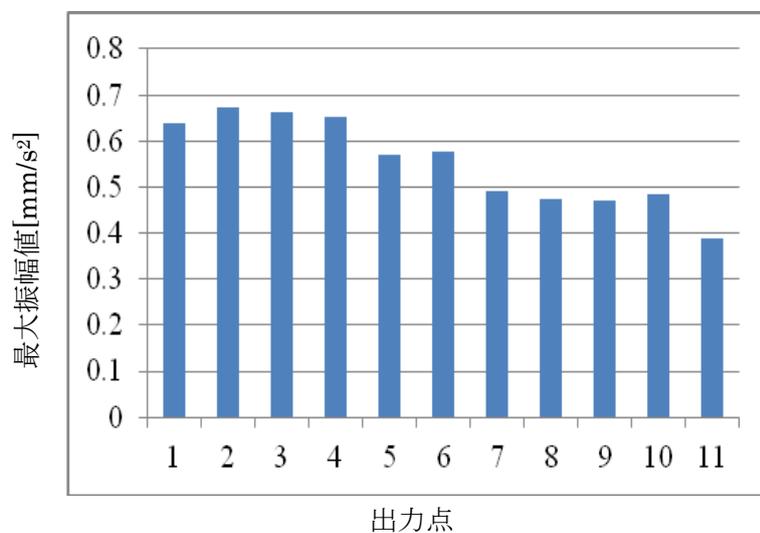


図-4.39 グラウト充填率と最大振幅値の関係

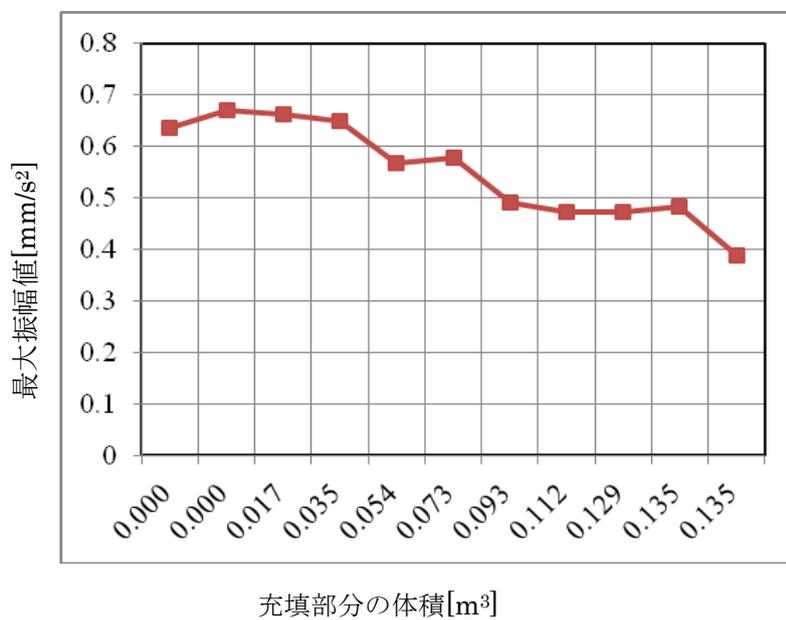


図-4.40 充填部分の体積と最大振幅値の関係

4.5 実構造物による適用性

4.5.1 計測概要

4.2, 4.3 および 4.4 で、コイル直下のグラウト充填状況を評価するための方法としての電磁パルス法について、供試体実験および3次元有限要素法解析による検討を行い、コンクリート表面およびPC鋼棒端部で得られる弾性波の最大振幅値に着目することで、グラウト充填状況を評価できる可能性があることを明らかにした。

そこで、本節では、供用中の橋梁PC桁の横締め鋼棒を対象として、電磁パルス法を適用し、手法の実構造物への適用性について検討した。現場では、鋼棒軸方向に沿って複数点で電磁パルス法による測定を行い、得られた最大振幅値から各計測点でのグラウト充填状況を評価した。その後、手法の有効性を検証するため、電磁パルス法による計測箇所での削孔を行い、目視調査の結果と非破壊評価結果とを比較した。さらに、目視調査の結果、グラウトが十分に満たされていないものについては、グラウト再充填後に再び計測を行い、再充填前後での最大振幅値を比較した。

(1) 対象とした実構造物の概要

本計測で対象とした橋梁の外観を図-4.41に示す。測定を行った橋梁は、ポストテンション方式のPC桁で、支間15mの上下線別桁構造である。上下線はいずれも、主桁4本とはね出し部から構成されており、これらは呼び径24mmの横締め鋼棒により一体化されている(図-4.42参照)。鋼棒の配置図を、鋼棒番号と併せて図-4.43に示す。鋼棒は片線につき21本であり、主桁とはね出し部を緊張しているものと、主桁のみを緊張しているものとが交互になるように配置されている。また、鋼棒には、約30tの緊張力を与える設計となっており、シースは内径35mmの鋼製スパイラルシースが使用されている。



図-4.41 計測対象橋梁

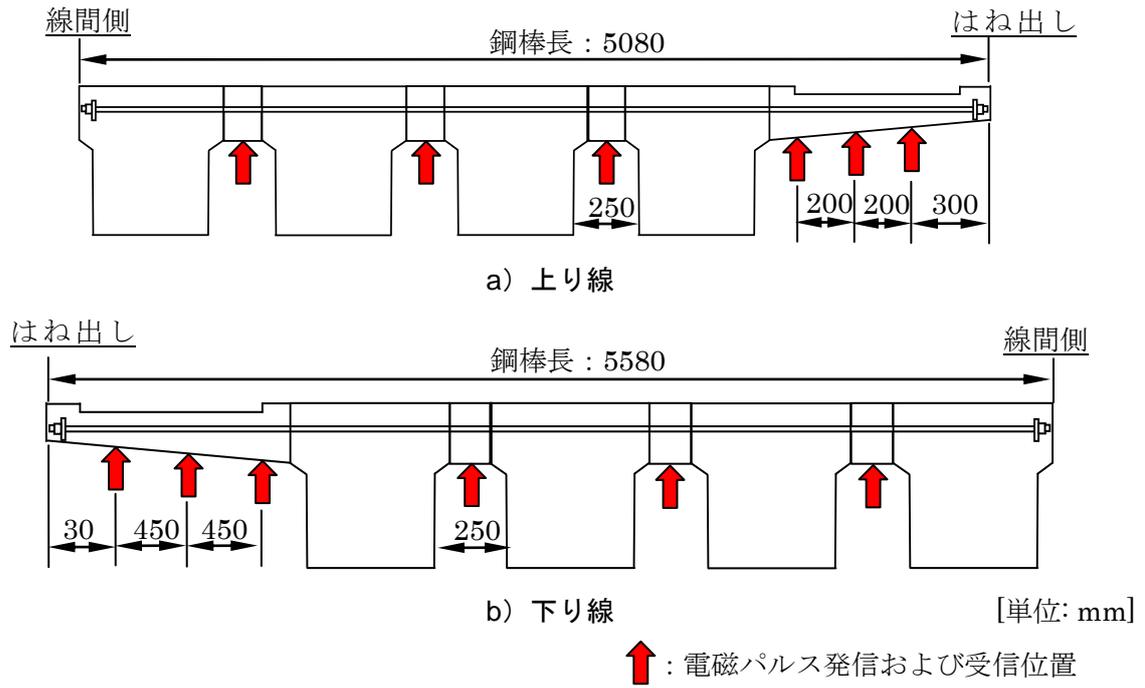


図-4.42 橋軸方向断面図および電磁パルス法による計測位置

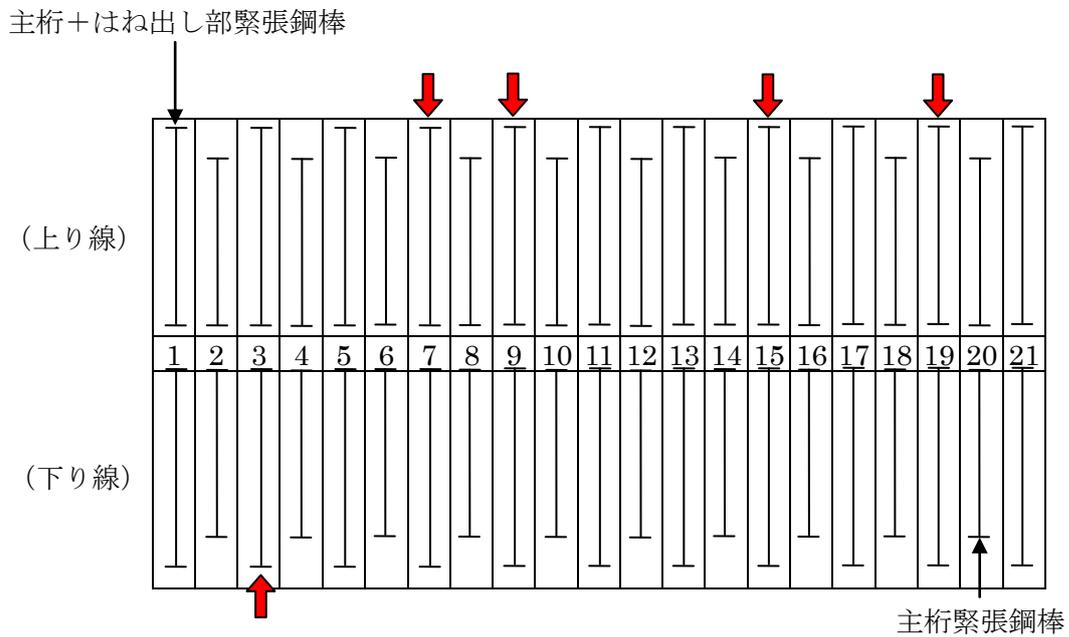


図-4.43 鋼棒配置図および電磁パルス法による計測対象鋼棒

(2) 弾性波法による計測

本計測では、**図-4.43** で示した鋼棒のうち、主桁とはね出し部を緊張している鋼棒 5 本を対象とした（**図中矢印**）。パルス電磁力の入力および弾性波受信は、各鋼棒に対して、はね出し部 3 箇所、間詰め部 3 箇所の計 6 箇所で行った（**図-4.42** 参照）。上下線とも、はね出し側から線間側に向かって、はね出し 1, 2 および 3, 間詰め 1, 2 および 3 と呼ぶこととする。なお、**図中**のはね出し 1, 2 および 3 の位置は、上下線でそれぞれ異なっている。具体的には、上り線では、はね出し端部からそれぞれ 300mm, 500mm および 700mm の位置である。一方、下り線では、はね出し端部からそれぞれ 300mm, 750mm および 1200mm の位置である。

間詰め部における電磁パルス法の計測状況を**図-4.44** に示す。**図**に示すように、本計測では、桁の下面側からパルス電磁力の入力および弾性波の受信を行った。コイルは、磁束線とシース軸方向とが平行になるように、コンクリート表面から 20mm 離れた位置に設置した。なお、コイルとコンクリート表面との距離を一定に保つため、コイル先端には厚さ 20mm の硬質プラスチック製スペーサを取り付けている。弾性波の受信には、30kHz 共振型 AE センサを使用した。センサは、コイル直下のコンクリート表面に、接触媒質を介してガムテープにより貼り付けた。なお、センサを貼り付けるコンクリート表面は、紙やすりで研磨し、平滑とした。また、測定ごとのばらつきを考慮して、同一計測点で 3 回のパルス電磁力の入力および弾性波受信を行った。センサで受信された信号は、プリアンプで 40dB の増幅処理を行った後、サンプリング周波数 2MHz でデジタル化し、サンプリング数 16000 個で電圧の時刻歴応答波形として AE 波形収集装置に記録した。コイルおよびセンサは、初めはね出し 1 に設置し、はね出し 1 での測定を終了すると、はね出し 2 へ移動した。続いて、はね出し 3 へ移動し、線間側へ向かって間詰め 3 まで順次計測点を移動した。

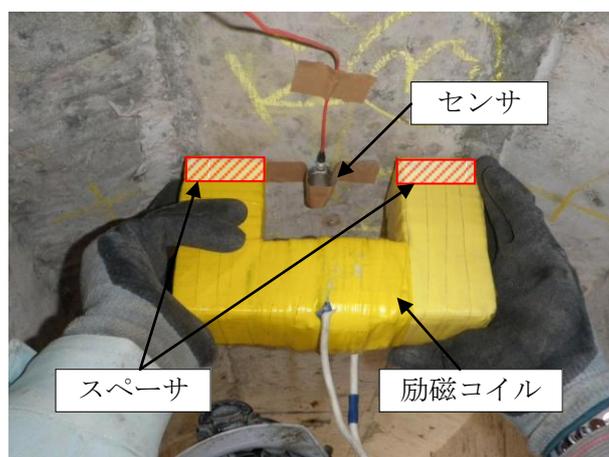


図-4.44 電磁パルス法による計測状況（間詰め部）

4.5.2 計測結果および考察

図-4.45 に、センサで受信された電圧の時刻歴波形の一例を示す。得られた波形は一定の周期を有しており、波形の最大振幅値を容易に読み取ることができる。また、すべての測定点において、3回の測定で得られた波形はほぼ同じ形状であり、ほぼ同時刻に振幅が最大となった（図-4.45 参照）。さらに、最大振幅値は、いずれもほぼ同じ値になった。したがって、受信波最大振幅値のばらつきは小さく、再現性が高いと判断した。しかしながら、図-4.42 から明らかなように、本計測の対象としている橋梁では、計測点ごとにシース埋設深さが異なる（最大差 30mm）ため、そのままの値での評価することは困難である。そこで、ここでは、シース埋設深さの大きさに応じて、受信波最大振幅値の補正を行った。特に、「シースが受ける電磁力の大きさ」および「コンクリート中を伝搬する弾性波の減衰程度」は、シース埋設深さの大きさによって異なることがわかっているため、これらに着目した補正方法を検討し、本計測で得られた最大振幅値に適用した。補正方法に関する具体的な検討内容については付録 A および付録 B に示す。

図-4.46 に、各計測点におけるシース埋設深さ補正後の最大振幅値を鋼棒ごとにそれぞれ示す。たとえば、上り線 No.19 間詰め 1 では、他の計測点で得られた最大振幅値と比較して相対的に大きい値を示している。これは、4.2 および 4.3 での検討結果から、この部分にグラウトが充填されていないことにより、シースの拘束力が小さくなったためであると考えられる。一方、上り線 No.19 はね出し 1 のように、最大振幅値が相対的に小さくなっているものについては、シース内部にグラウトが充填されていると考えられる。

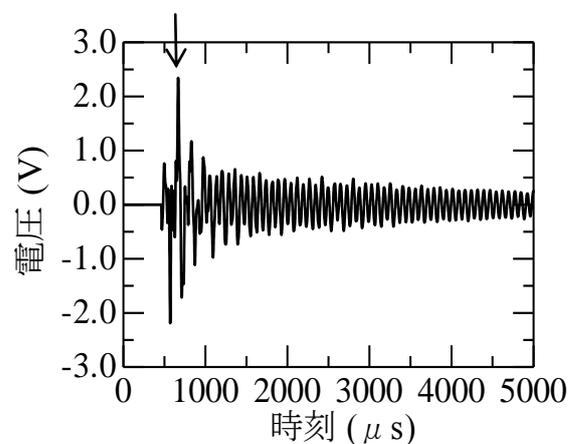


図-4.45 受信波形の一例

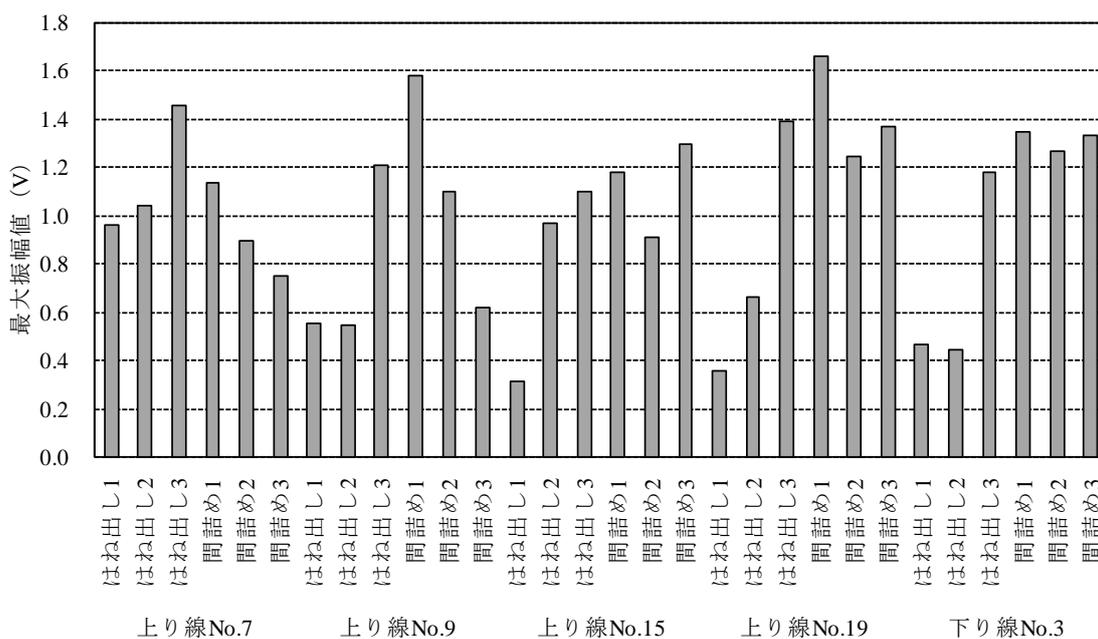


図-4.46 各計測点で得られた最大振幅値（シース埋設深さの補正後）

電磁パルス法により評価したグラウト充填状況と実際の状況との対応関係について把握するため、電磁パルス法による計測終了後、削孔を行い、シース内部を目視により確認した。削孔は、計測を行ったすべての箇所を実施した。なお、削孔には、直径 25mm のコンクリートドリルを使用した。表-4.6 に、削孔による目視確認結果の一覧を示す。ここでは、シース内部にグラウトを確認できなかったものを「未充填」、シース内部にグラウトの存在は確認できたものの空隙の占める割合が大きかったものを「充填不足による空隙あり」、シース内部が完全にグラウトで満たされているもの、もしくは空隙の大きさが極僅かであったものを「充填状態が良好」と表記した。

この結果と図-4.46 に示した最大振幅値の結果と比較すると、最大振幅値が比較的大きい箇所における削孔結果は、シース内部は概ね「未充填」もしくは「充填不足による空隙あり」であることが確認された。グラウト未充填箇所の一例として、上り線 No.7 はね出し 3 の位置におけるシース内部を撮影した画像を図-4.47 に示す。一方で、振幅値が比較的小さかった箇所のほとんどが「充填状態が良好」であった。例として、上り線 No.9 はね出し 2 でのシース内部画像を図-4.48 に示す。しかしながら、グラウトが充填されているにも関わらず、最大振幅値が相対的に大きかったケース、あるいは、グラウトがほとんど充填されていないにも関わらず、値が小さかったケースも存在した。主に、センサの貼り付け状況等がその原因として考えられるものの、これらの詳細については不明である。

削孔による目視調査の後、グラウト「未充填」および「充填不足による空隙あり」の箇所を対象に、グラウトの再充填を行った。再充填完了後、4.5.1 の (2) と同様の方法で電磁パルス法による計測を再度行った。再充填前後における電磁パルス法の測定結果を図-4.49 に示す。図より、ほとんどの箇所、再充填後に得られた最大振幅値は、再充填前と比べて小さくなることが明らかとなった。

以上のことから、電磁パルス法により計測点下のシース内のグラウト充填状況を評価した結果は、それぞれ削孔による目視確認結果と概ね一致していた。しかも、シース軸方向に沿ってコイルおよびセンサを順次移動して計測を行うことにより、グラウトが充填されていない区間を把握できることもわかった。さらに、グラウト再充填前後の最大振幅値を比較することにより、再充填の良否を判断できる可能性も示された。これは、本手法が実構造物におけるグラウト充填評価の有効な手段となり得る可能性を示唆するものである。

表-4.6 削孔結果一覧

鋼棒番号	削孔箇所	削孔結果
上り線 No.7	はね出し1	未充填
	はね出し2	未充填
	はね出し3	未充填
	間詰め1	未充填
	間詰め2	未充填
	間詰め3	未充填
上り線 No.15	はね出し1	未充填
	はね出し2	未充填
	はね出し3	未充填
	間詰め1	未充填
	間詰め2	未充填
	間詰め3	充填不足による空隙あり
上り線 No.9	はね出し1	充填状態が良好
	はね出し2	充填状態が良好
	はね出し3	充填状態が良好
	間詰め1	充填状態が良好
	間詰め2	充填状態が良好
	間詰め3	充填状態が良好
下り線 No.3	はね出し1	充填状態が良好
	はね出し2	充填状態が良好
	はね出し3	充填状態が良好
	間詰め1	充填状態が良好
	間詰め2	充填不足による空隙あり
	間詰め3	未充填
上り線 No.19	はね出し1	充填状態が良好
	はね出し2	充填状態が良好
	はね出し3	充填不足による空隙あり
	間詰め1	充填不足による空隙あり
	間詰め2	充填不足による空隙あり
	間詰め3	充填不足による空隙あり

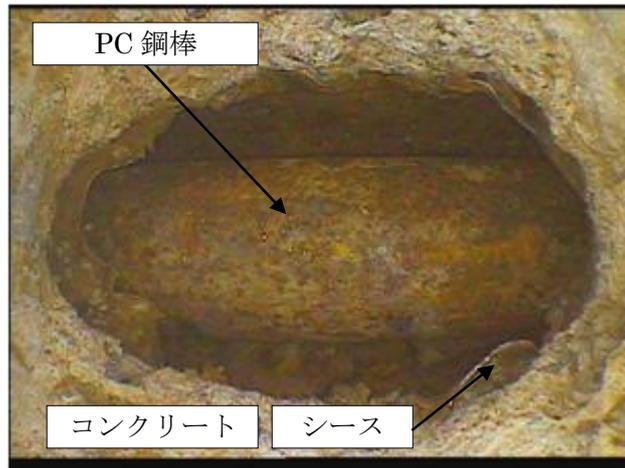


図-4.47 グラウト未充填箇所の例（上り線 No.7 はね出し 3）

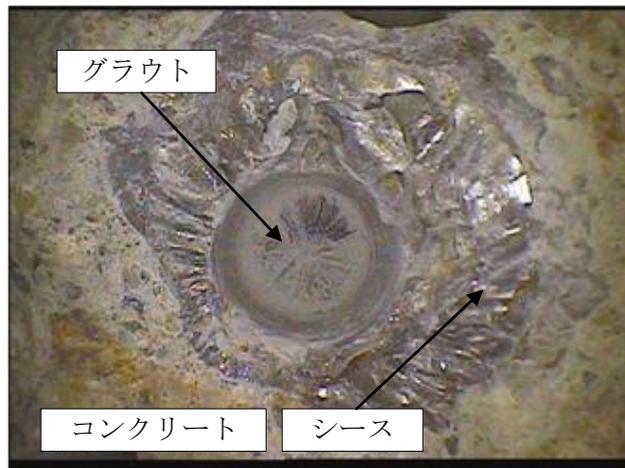


図-4.48 グラウト充填良好箇所の例（上り線 No.9 はね出し 2）

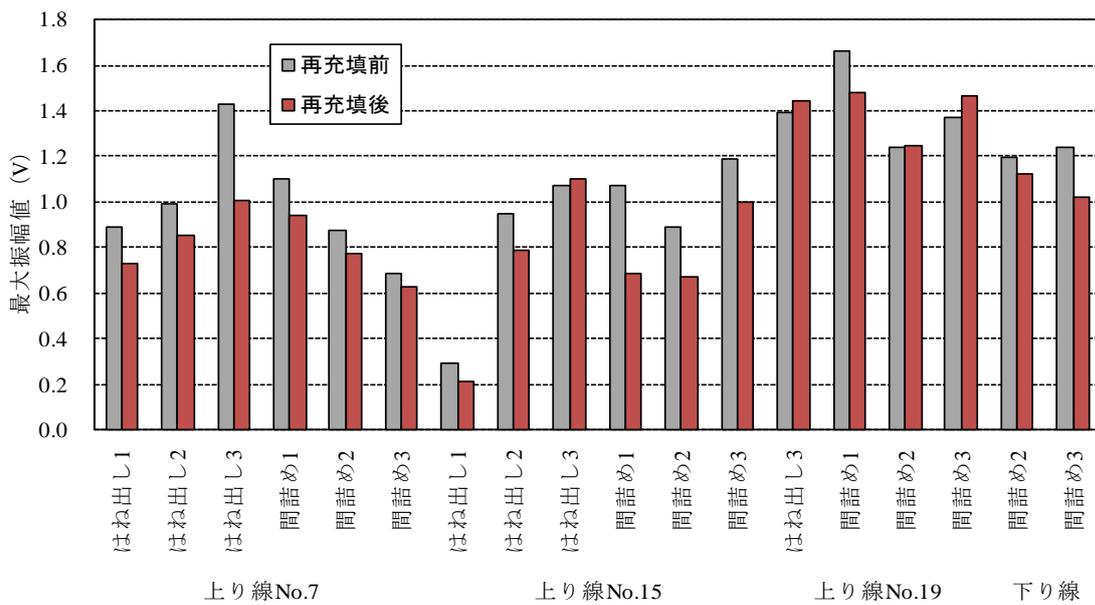


図-4.49 再充填前後で得られた最大振幅値

4.6 まとめ

第4章で得られた結論を以下に示す。

- (1) 鉄筋コンクリート供試体中に埋設された鋼製シースおよびPC鋼棒にパルス状の磁界をコンクリート表面側から与えた場合、鋼製シースによる磁気遮蔽効果によりPC鋼棒はほとんど振動しない。したがって、本手法により主に加振される磁性体は、鋼製シースであると考えられる。さらに、3次元動磁場解析の結果、電磁力により振動するコンクリート中の磁性体は、主にシースであることを証明した。さらに、本研究の範囲内では、シースが振動する部分は、コイル直下の領域におおよそ限定されることもわかった。
- (2) 動磁場解析および弾性波動解析を併用した結果、電磁パルス法で得られた最大振幅値に基づきPCグラウト充填状況进行评估する場合は、その評価が可能なシースかぶりは200mm程度であることがわかった。
- (3) シース直径方向においてグラウト充填率が異なるモデルを対象に、動磁場解析および弾性波動解析を併用した結果、電磁パルス法で得られるコンクリート表面で出力した波形の最大振幅値は、シース内部のPCグラウト充填率と概ね相関があることが明らかとなった。また、シース長手方向においてグラウト充填率が異なるモデルを対象に、励磁コイルおよびセンサをそれぞれ走査した場合の解析を行った結果、コイル直下のグラウトの体積が大きくなると最大振幅値が小さくなる傾向を示した。
- (4) 電磁パルス法によりコンクリート表面で得られた最大振幅値の大きさと各計測点下のグラウト充填状況を目視により確認した結果は、供試体実験および解析により得られた傾向と概ね一致していた。
- (5) 以上のことから、電磁パルス法は、実構造物における鋼製シース内部のグラウト未充填箇所を把握するための方法として、有効な手段となり得ることが明らかとなった。

参考文献

- 1) 社団法人 プレストレスコンクリート技術協会：コンクリート構造診断技術， pp.19-38， 2007.
- 2) Woodward, R. J.: Collapse of a Segmental Post-Tensioned Concrete Bridge, Transportation Research Record, V.1211, Transportation Research Board, National Research Council, pp.38-39, 1989.
- 3) 鎌田敏郎：PC 構造物のメンテナンスにおける非破壊検査，プレストレストコンクリート， pp.51-58, 2003.
- 4) 前田春雄，長谷川敦史，五阿彌雅夫：X線法によるコンクリート構造物の非破壊検査，コンクリート構造物の耐久性に関するシンポジウム論文集， pp.109-115, 1988.
- 5) 坂田康徳，大津政康：超音波スペクトロスコピー法によるポストテンションPC 構造物のグラウト充填度評価，コンクリートの非破壊試験法に関するシンポジウム論文集， pp.87-92, 1991.
- 6) 黒野幸弘，山田和夫，中井祐司：衝撃弾性波法を適用したPC 床板のグラウト充填性評価に関する基礎的研究，コンクリート工学年次論文報告集， Vol.17, No.1, pp.1175-1180, 1995.
- 7) 大木義路：電磁気学，オーム社， pp.74-141, 2006.
- 8) Ron Schmitt, 黒田忠広監訳：LSI 技術者のための親切的な電磁気学，丸善， p.186, 2005.
- 9) 二村忠元：電子・通信・電気工学基礎講座 1 電磁気学，丸善， pp.128-199, 1972.
- 10) 高橋則雄：三次元有限要素法 磁界解析技術の基礎，電気学会， pp.150-152, 2006.
- 11) J. David Jackson, 西田 稔訳：ジャクソン電磁気学（上）吉岡書店， pp.282-284, 2002.
- 12) 角田 蛍，鎌田敏郎，内田慎哉，宗像晃太郎，稲熊唯史：弾性波によるPC グラウト充填評価手法への電磁パルス法の適用に関する基礎研究，コンクリート構造物の補修，補強，アップグレード論文報告集，第9巻， pp.39-44, 2009.10.

第5章 電磁パルス法によるRC柱部材の鉄筋破断の評価方法

5.1 はじめに

アルカリシリカ反応（以下、ASR と表記）は、コンクリート中の特定のアルカリイオンとシリカが反応してゲルが生じ、吸水膨張することで、コンクリート骨材にひび割れを生じさせる現象のことである。ASR により劣化したコンクリート部材の特徴的な変状として、コンクリート表面に亀甲状のひび割れが挙げられる。それに加え近年、ASR により劣化した部材内部で鉄筋に破断が生じる事例が顕在化している（図-5.1 参照）。これらの多くは、橋梁や梁のフープ筋曲げ加工部において生じている¹⁾。鉄筋破断が生じるメカニズムとしては、破断事例が生じた実構造物での調査結果や実験および解析を通して解明されつつあるのが現状である。主な原因としては、鉄筋を曲げ加工する際に加工部の内側に亀裂が生じており、そこにASR による膨張圧の作用により、曲げ加工部を元に戻そうとする力が作用することである。

このような鉄筋破断を調査する方法としては、目視により部材表面に発生したひび割れなどを観察し、疑いのある箇所のコンクリートをはつる方法がある。あるいは幾つかの非破壊試験方法も提案されている。たとえば、磁気法²⁾、電磁誘導法²⁾、超音波法³⁾などが挙げられる。いずれの方法も、鉄筋破断の評価へ適用性が概ね確認されている。しかしながら、本来、非破壊試験による判断は、不確実性を含むものである。そのため、一つの方法から判断するのではなく、複数の方法を併用し、鉄筋破断の有無を総合的に評価することが望ましいと考えられる。これにより、検出結果の確からしさが上がり、さらには非破壊試験の信頼性も向上させることが可能となるものと思われる。

そこで本研究では、鉄筋破断を非破壊で評価する新しい方法として、コンクリート表面に振動センサを設置した状態で、コンクリート表面側から非接触でパルス状の電磁力を入力した場合に発生する弾性波を受振する手法（電磁パルス法）に着目した。まず、基礎的検討として、RC はり部材供試体を対象に電磁パルス法による計測を行い、コンクリート内部の鉄筋破断の有無が弾性波挙動に与える影響についての検討を行った。その後、検討した供試体や計測条件を基に設定した解析モデルを使用して解析を行い、得られた解析結果と供試体実験の結果とを比較することにより、解析モデルおよび設定した解析条件の妥当性を検証した。続いて、RC 柱部材モデルを対象とし、解析を行い、前述のRC はり部材をモデル化し、解析で得られた鉄筋破断の評価に有効な指標の、フープ筋曲げ加工部における鉄筋破断検出への適用性に関して検討を行った。さらに、ケーススタディとして、実構造物を模擬したRC 柱部材供試体を対象とした計測を行い、実構造物に対する提案した手法の適用性について検討を行った。



図-5.1 ASR に起因するコンクリート中の鉄筋の破断

5.2 弾性波動解析による検討

5.2.1 解析概要

(1) 解析モデル

解析に用いたモデルの概要および寸法を図-5.2および図-5.3に示す。解析モデルは縦116mm×横116mm×長さ1000mmのRCはりモデルとした。RCはりモデル内部には鉄筋径16mm×長さ1200mmの鉄筋をかぶり50mmで設置した。図-5.4に鉄筋破断部のモデル化の概要を示す。鉄筋の間を5mm空け、その間に空気層を挟むことによりモデル化した。

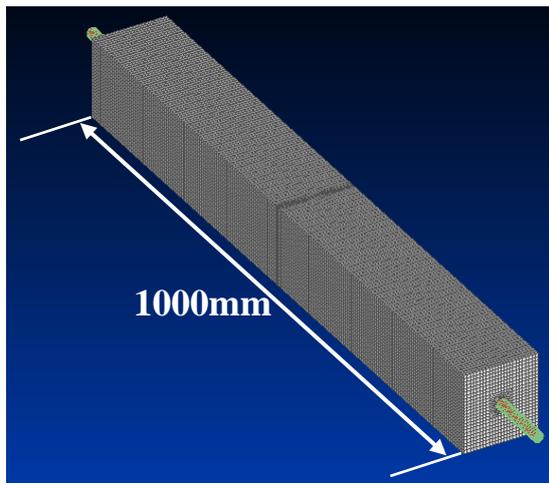


図-5.2 解析モデルの概要

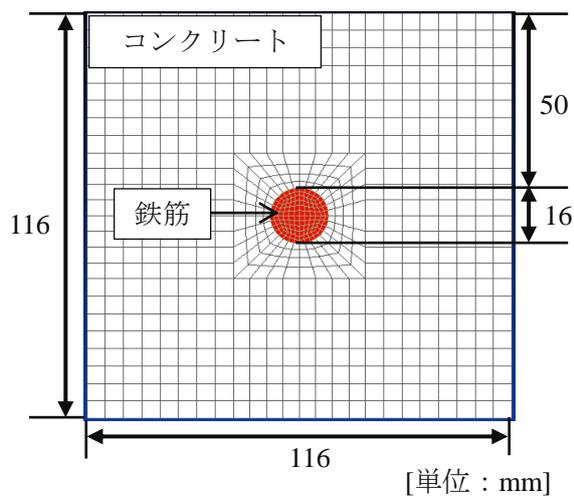


図-5.3 解析モデルの寸法（断面図）

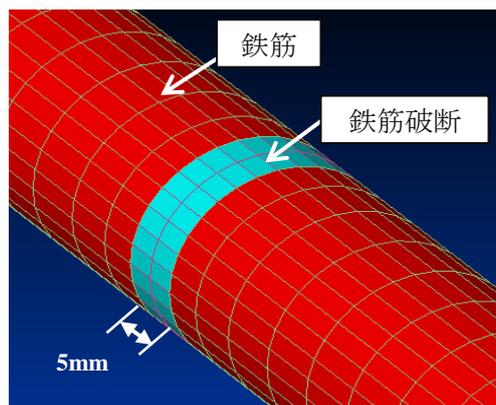


図-5.4 破断部のモデル化

(2) 解析条件

解析条件を表-5.1 に示す。コンクリート、鉄筋および空気層として表-5.1 のような物性値を用い、実際の計測時の条件に即して底面を完全拘束した。入力した荷重の時間関数は図-5.5 のように設定し、衝撃荷重および出力点は図-5.6 のモデル断面図に示す位置に設定した。衝撃荷重は、本来、既往の研究で開発された動磁場・弾性波動連成解析⁴⁾により、動磁場解析で鉄筋に作用する電磁力の大きさおよびその方向を算出し、その結果を弾性波動解析の荷重データとして入力する必要がある。しかしながら、本研究における解析では、供試体内部での弾性波挙動を把握することが目的であるため、計算の簡便性から、図-5.5 および図-5.6 に示す荷重入力位置および衝撃荷重に設定した。

表-5.1 解析条件

構成材料	弾性係数 (GPa)	ポアソン比	質量密度 (kg/m ³)
鋼 (鉄筋)	200	0.3	7.9×10^3
コンクリート	30	0.2	2.3×10^3
空気	1.6×10^{-20}	2.0×10^{-20}	2.2×10^{-17}

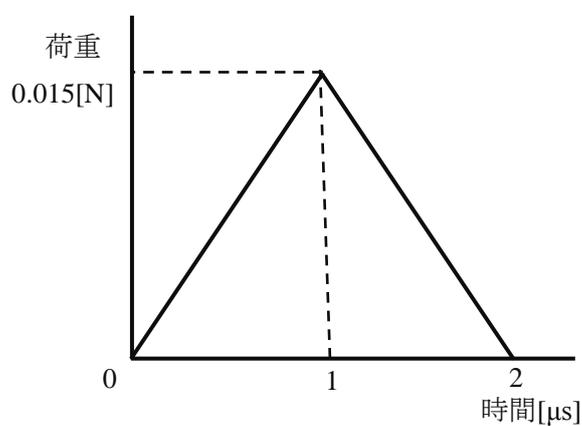


図-5.5 荷重時間関数

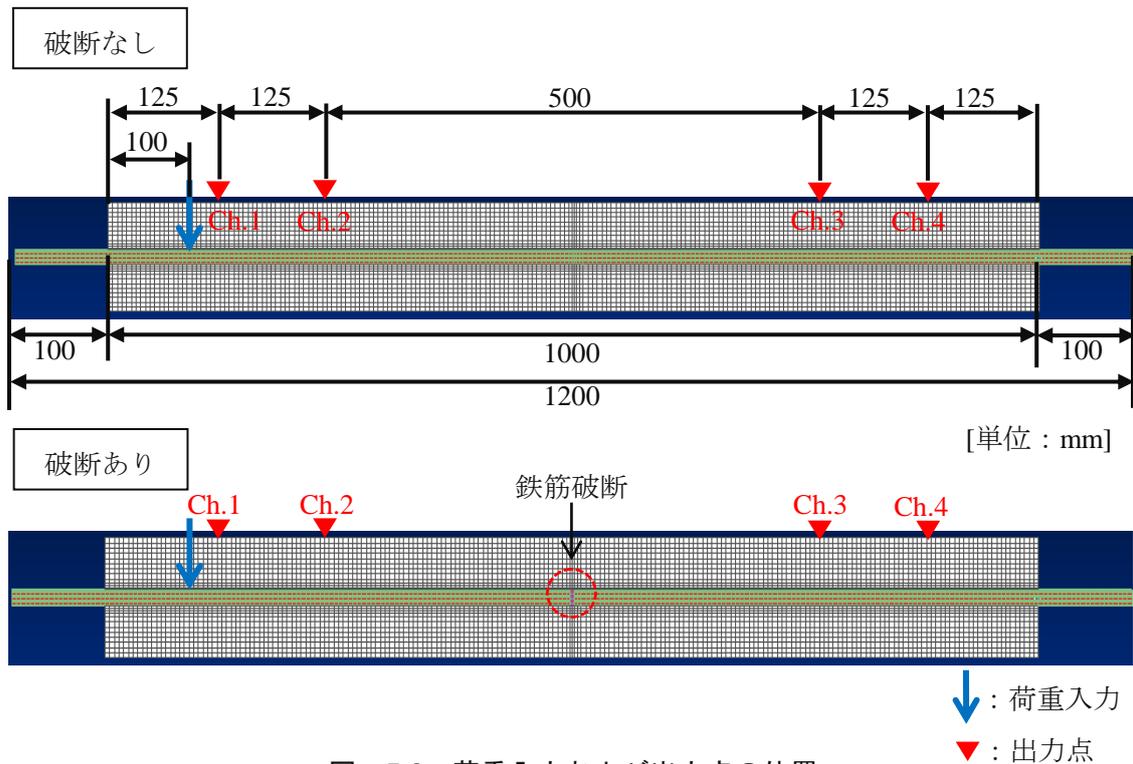


図-5.6 荷重入力および出力点の位置

5.2.2 解析結果および考察

図-5.7 および図-5.8 に弾性波動解析によって得られた RC はり部材モデル表面に垂直な成分の速度波形を示す。図-5.9 および図-5.10 にそれぞれの出力点における速度波形の周波数スペクトルを示す。計測結果において見られたような高周波成分の減衰は見られない。これは、解析上では弾性波の持つエネルギー自体の減衰が起こらないことが原因と考えられる。弾性波伝搬時間に着目した解析結果を図-5.11 に示す。計測結果と同じように、破断ありの場合の方が破断なしの場合よりも弾性波の伝搬時間が大きくなっていることがわかる。しかしながら、その差は実験値よりも小さい。これは、弾性波の伝搬経路が変化するため弾性波の伝搬時間に影響が出るものの、解析上では弾性波の持つエネルギー自体の減衰が起こらないため差が小さくなったものと考えられる。最大振幅値に着目した解析結果を図-5.12 に示す。計測結果と同じように、最大振幅値は破断ありの場合の方が小さくなる傾向が得られたものの、その差は実験値よりも小さいことがわかる。これは、解析上で弾性波の持つエネルギー自体の減衰が起こらないためと考えられる。

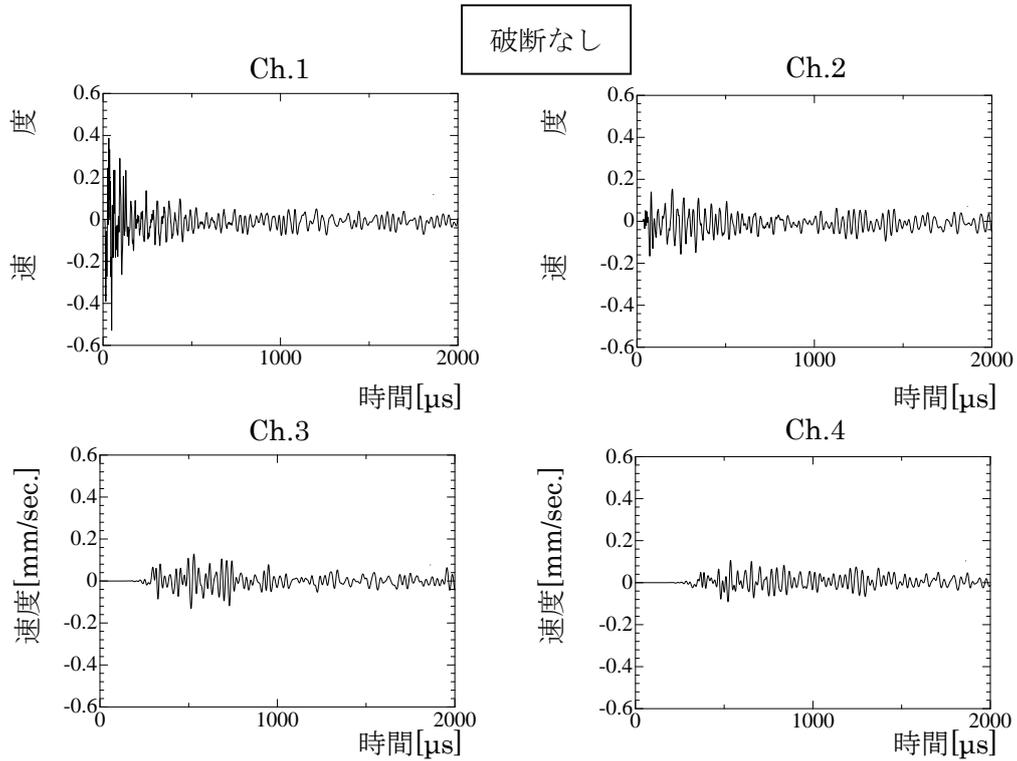


図-5.7 速度波形 (破断なし)

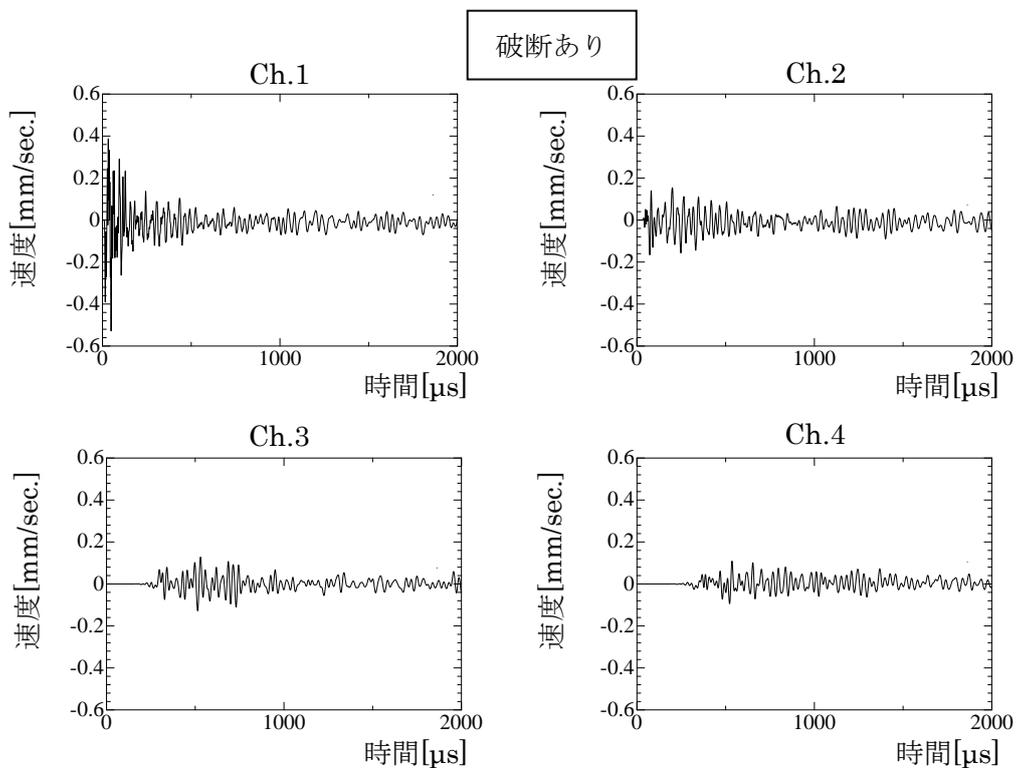


図-5.8 速度波形 (破断あり)

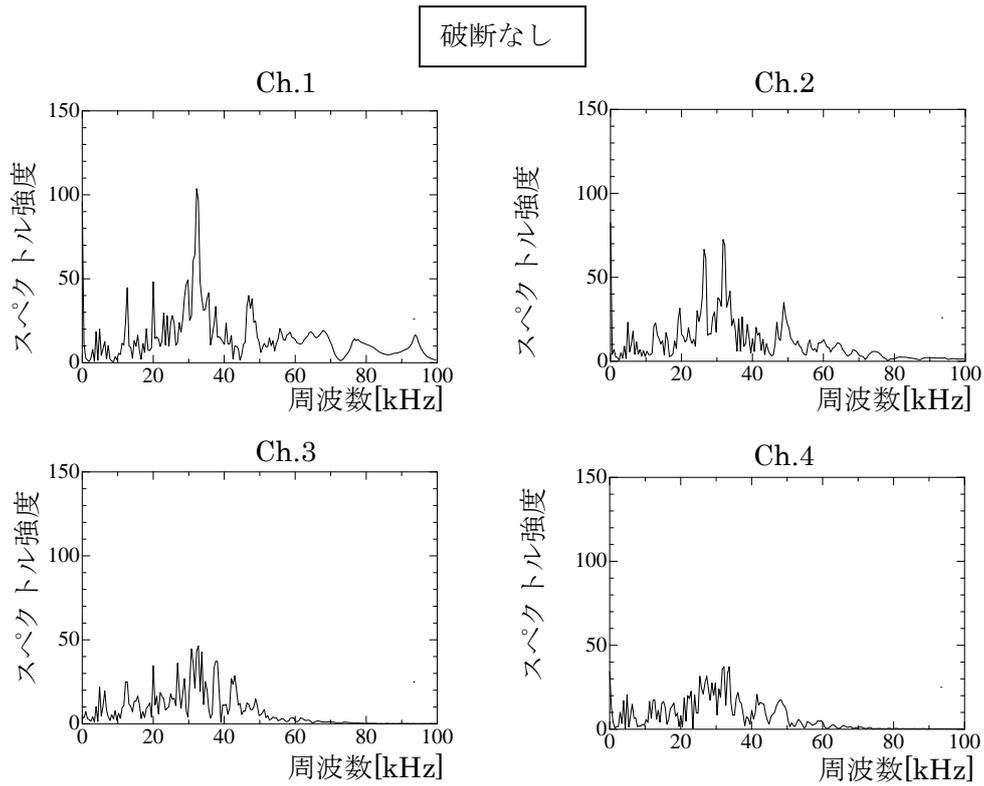


図-5.9 周波数スペクトル (破断なし)

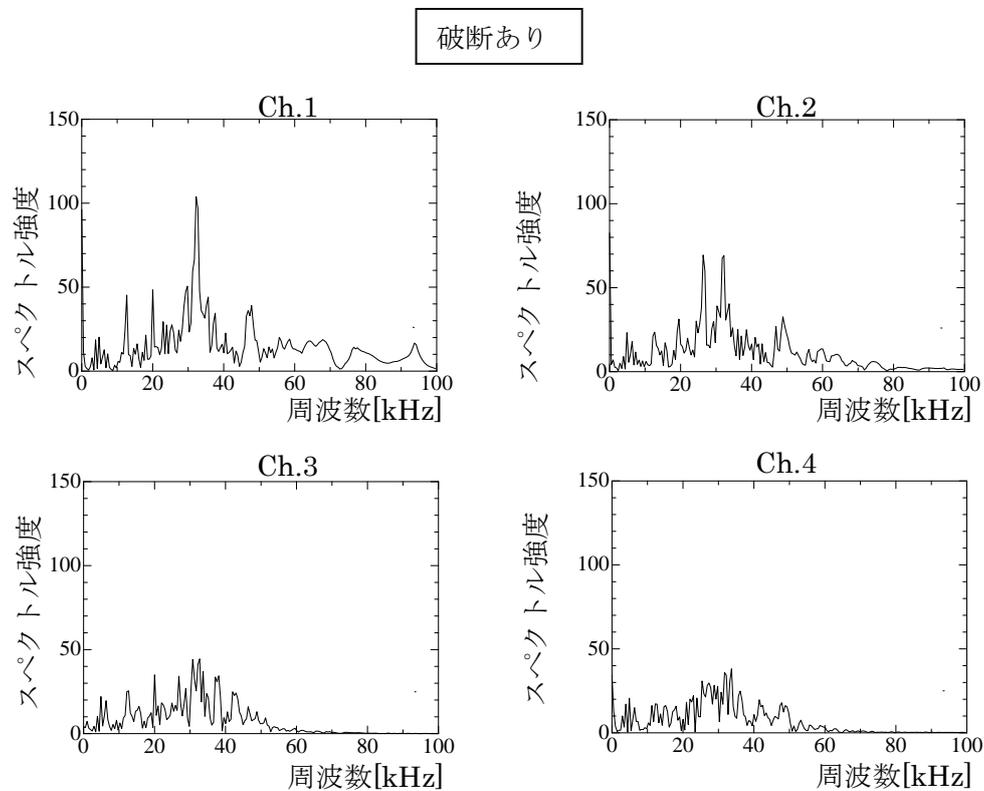


図-5.10 周波数スペクトル (破断あり)

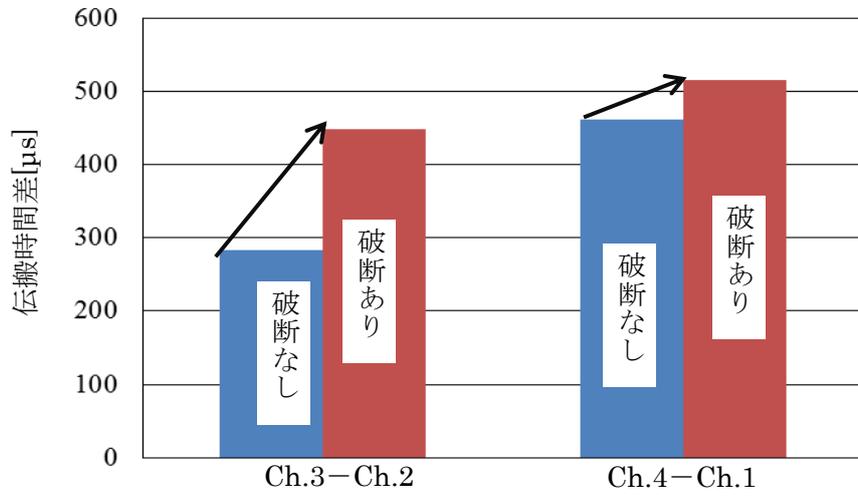


図-5.11 伝播時間差

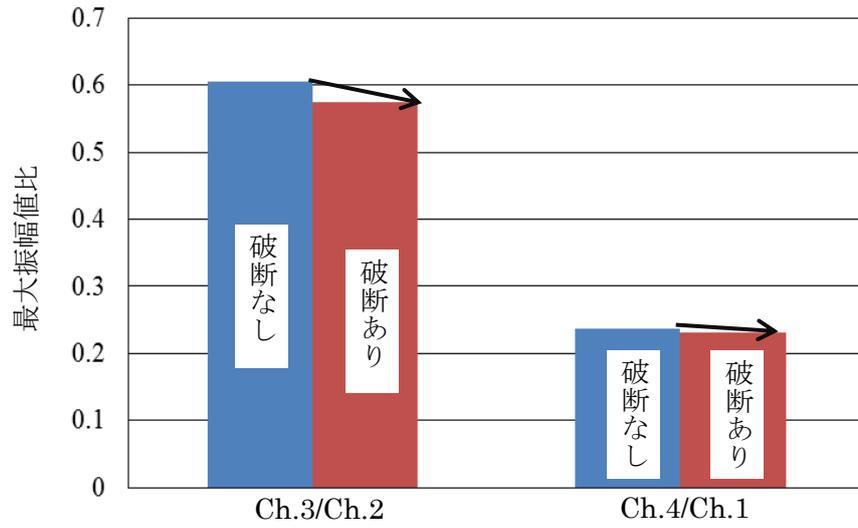


図-5.12 最大振幅値比

5.3 供試体実験による検討

5.3.1 実験概要

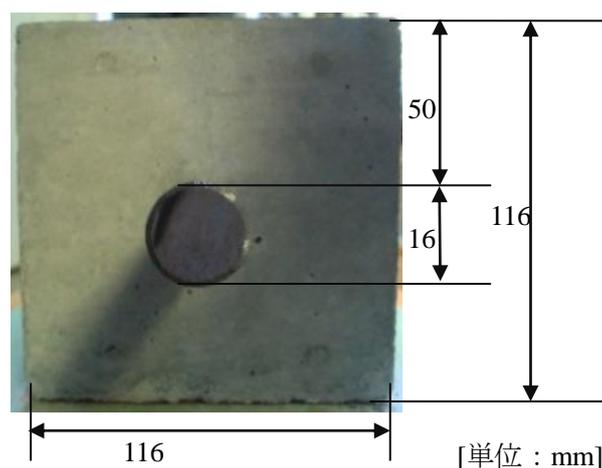
(1) 供試体

図-5.13 および図-5.14 に RC はり部材供試体の側面図をよび断面図を示す。また、RC はり部材供試体内部の配筋状態を図-5.15 に示す。供試体は縦 116mm×横 116mm×長さ 1000mm の RC はりである。供試体内部には $\phi 16$ mm、長さ 1200mm の丸鋼を 1 本、かぶり 50mm で設置している。また、供試体は破断なし、破断ありの 2 種類作製した。破断ありの供試体は鉄筋中心部において鉄筋破断が模擬されている。鉄筋破断の模擬方法を図-5.16 に示す。鉄筋破断部は、鉄筋切断後鉄筋間を 5mm 開け、間に発泡性プラスチックを挟み、周囲をポリ塩化ビニルテープで巻きつけることで模擬している。



[単位：mm]

図-5.13 RC はり部材供試体(側面図)



[単位：mm]

図-5.14 RC はり部材供試体(断面図)

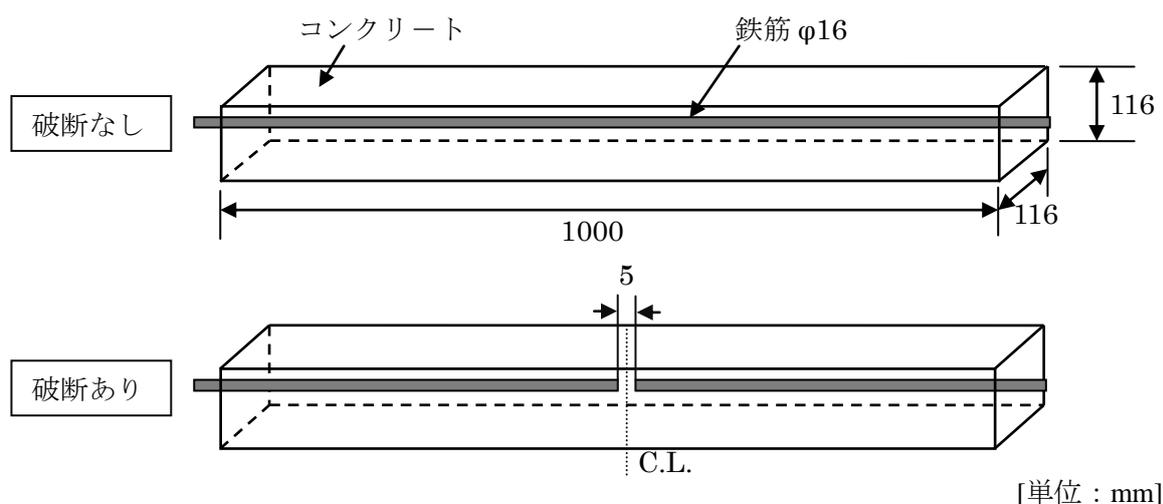


図-5.15 RC はり部材供試体(配筋状況)

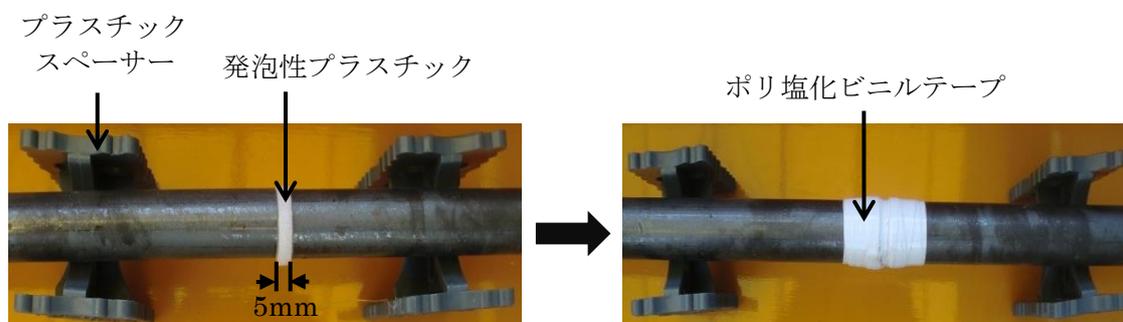


図-5.16 鉄筋破断部の模擬

(2) 電磁パルス法による計測

図-5.17 にセンサの設置位置を示す。コンクリート表面の図-5.17 に示す位置にセンサを設置し、それぞれの位置で弾性波を受信した。センサは 150kHz 共振型の AE センサを用いている。電磁パルス法による計測状況を図-5.18 に示す。図-5.18 に示す励磁コイルは、厚さ約 0.25mm のコの字型の電磁鋼板を 230 枚積層し、直径 2.0mm のマグネットワイヤをコイルに 10 回巻き付けたものである。この励磁コイルに定電圧定電流発生装置を用いて印加電圧 1000V、パルス幅 200 μ s の電流 4.05mA をマグネットワイヤに流し、瞬間的な磁界を発生させることによりコンクリート内部のフープ筋を振動させた。いずれのセンサにおいても、センサで受信した信号は、プリアンプおよびメインアンプによりそれぞれ 40dB の増幅処理を行った後、しきい値 55dB を超えた信号に対してサンプリング周波数 4MHz でデジタル化し、AE 計測装置に記録した。計測は破断なし、破断ありの供試体を対象にそれぞれ 5 回ずつ行った。

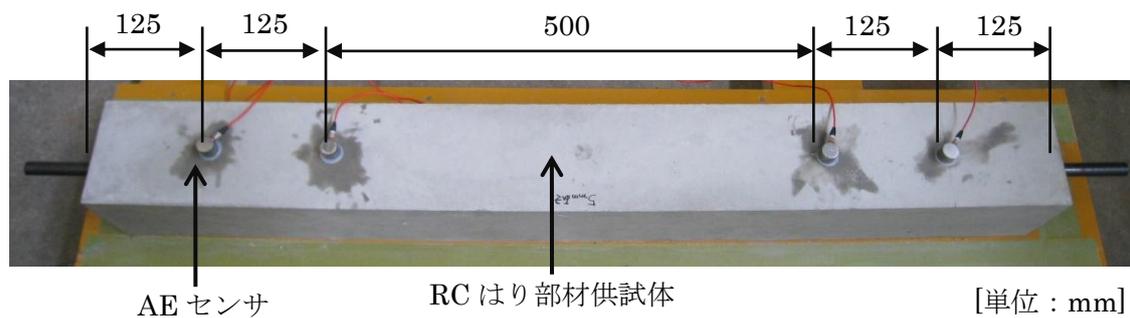


図-5.17 センサの設置位置

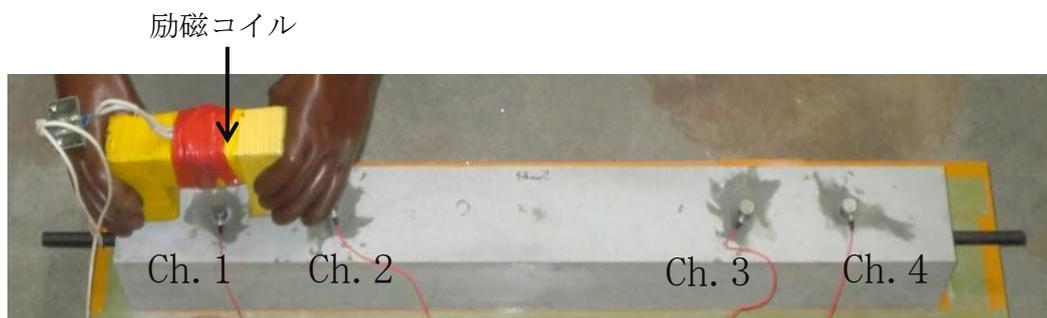


図-5.18 計測状況

5.3.2 実験結果および考察

供試体実験によって得られた各センサにおける時刻歴波形，周波数スペクトル，伝搬時間および最大振幅値の結果を以下に示す。

図-5.19，および図-5.20 に各センサにおいて受信された弾性波の時刻歴波形の一部を示す。図-5.21 および図-5.22 に，各センサにおいて受信された弾性波の周波数スペクトルの一部を示す。鉄筋破断がない場合と比較し，鉄筋破断がある場合の方が，高周波成分（20kHz~40kHz 付近）が小さくなっていることがわかる。これは，鉄筋破断によって弾性波の高周波成分がより大きく減衰したためと考えられる。

また，表-5.2 および表-5.3 に各センサにおける弾性波伝搬時間の差をとった伝搬時間を示し，図-5.23 に 5 回の計測の平均を取ったグラフを示す。鉄筋破断がある場合，弾性波の伝搬時間差は破断がない場合より大きくなる傾向が見られた。これは，鉄筋が破断していることで弾性波の伝搬経路が変化し，弾性波の伝搬が遅れ，伝搬時間が長くなったためと考えられる。しかし，破断なしおよび破断ありにおける Ch.2 および Ch.3 の比較においては弾性波の伝搬時間が極端に短くなった。これは，しきい値の設定により本来評価の対象とならないノイズの成分をセンサが受信してしまったためと考えられる。

表-5.4 および表-5.5 に各センサにおいて受信された弾性波の最大振幅値の比を取った最大振幅値比を示し，図-5.24 に 5 回の計測の平均を取ったグラフを示す。Ch.1 および Ch.4 の比較においては，鉄筋破断がある場合の方が，接触の有無にかかわらず，最大振幅値比が小さくなる傾向が

見られた。これは、鉄筋が破断していることで弾性波の伝搬経路が変化し、弾性波の持つエネルギーがより大きく減衰したためだと考えられる。しかしながら、Ch.2 および Ch.3 の比較においてはそのような傾向が見られなかった。

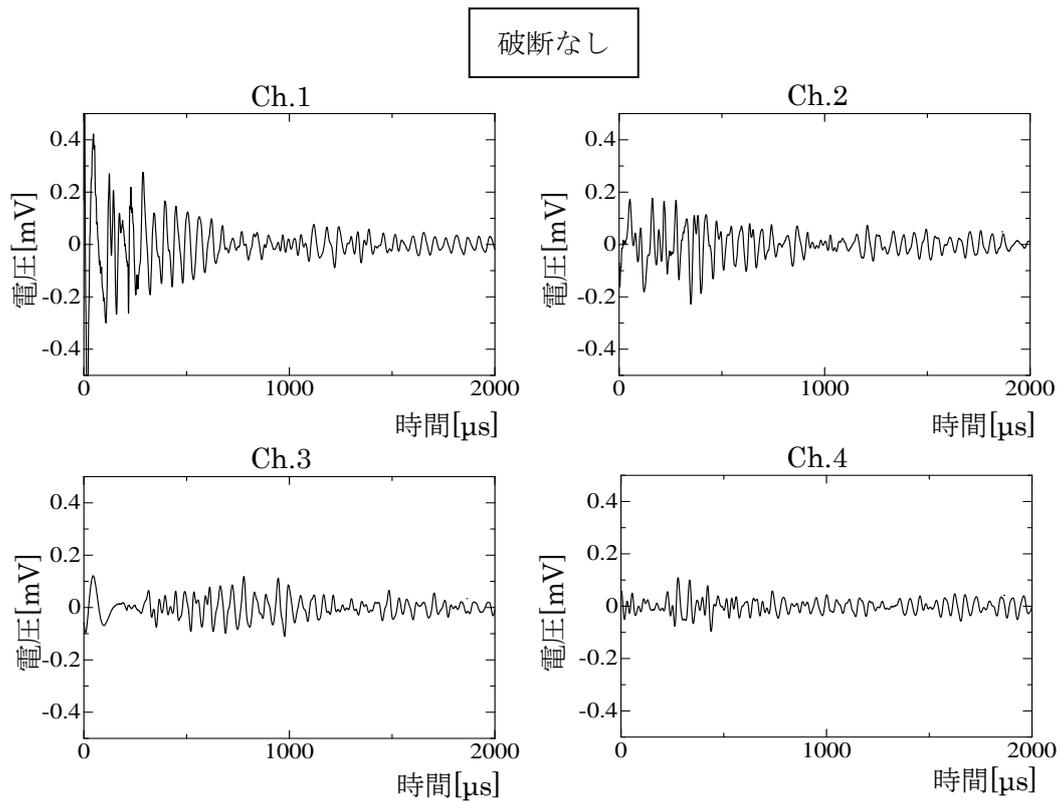


図-5.19 計測波形の一部（破断なし）

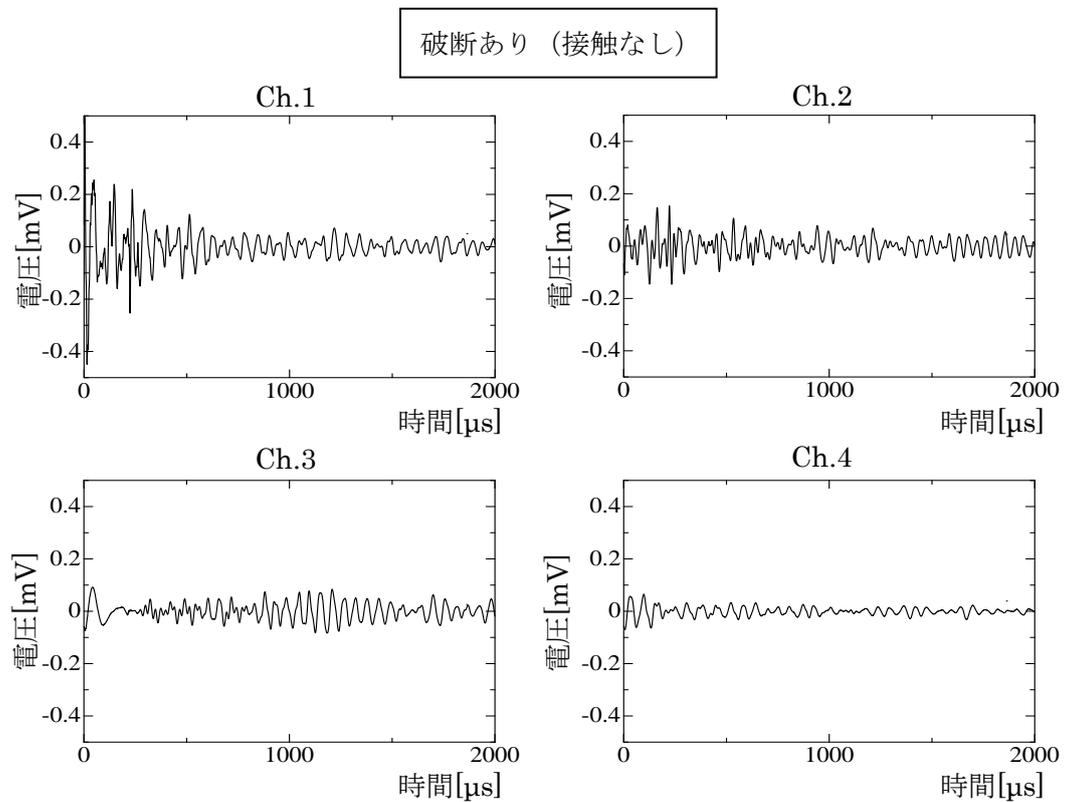


図-5.20 計測波形の一部（破断あり）

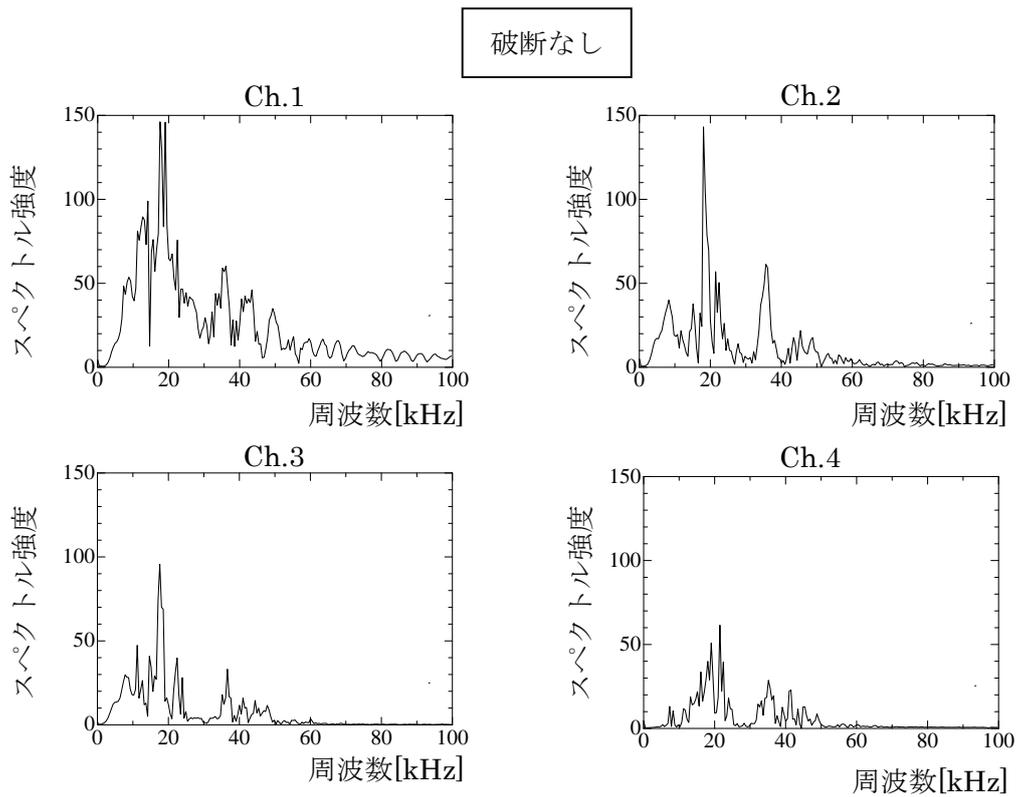


図-5.21 周波数スペクトルの一部（破断なし）

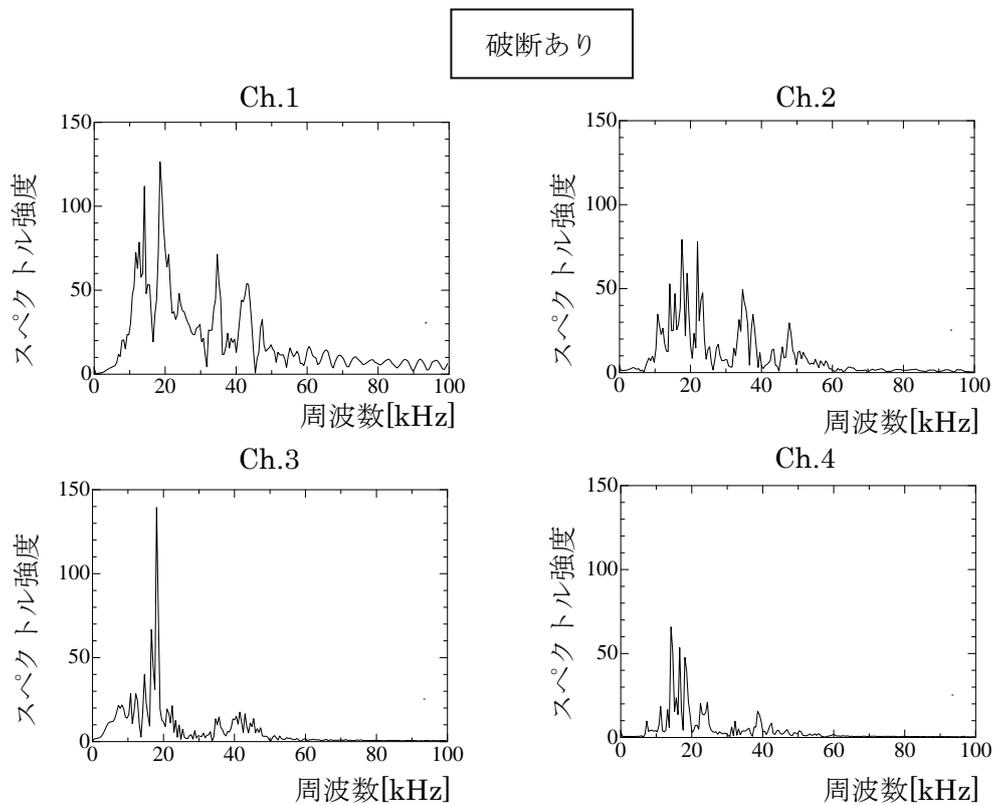


図-5.22 周波数スペクトルの一部（破断あり）

表-5.2 伝搬時間差（破断なし）

破断なし	Ch.3-Ch.2	Ch.4-Ch.1
1	5.2	423
2	4.6	422.7
3	4.5	422
4	4.5	422.4
5	4.7	422.8
平均	4.7	422.58

[単位：mm]

表-5.3 伝搬時間差（破断あり）

破断あり	Ch.3-Ch.2	Ch.4-Ch.1
1	8	719.8
2	5.3	719.6
3	5.2	718.7
4	5.3	720.4
5	5.2	720.7
平均	5.8	719.8

[単位：mm]

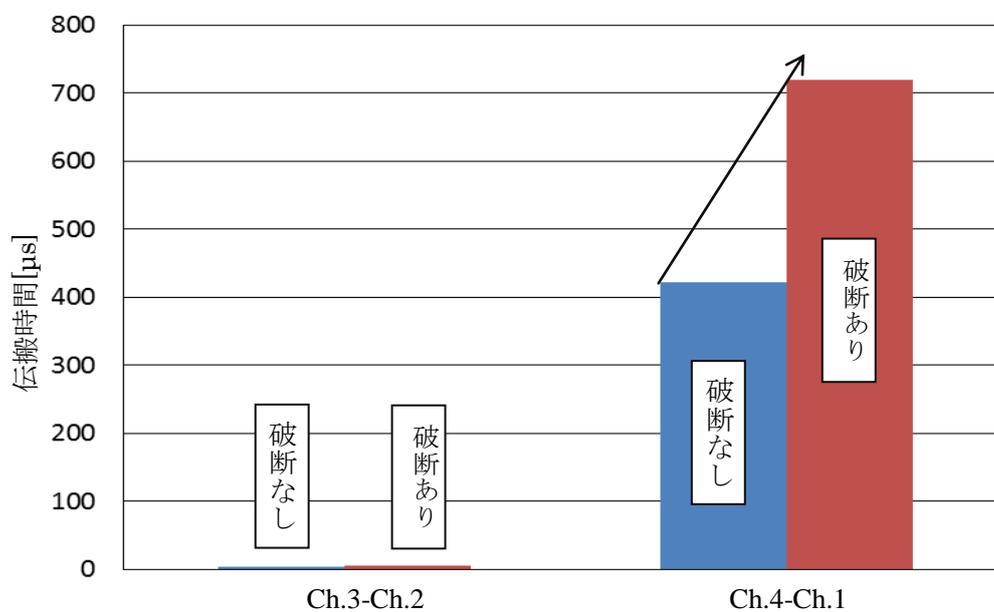


図-5.23 弾性波伝搬時間

表-5.4 最大振幅値(破断なし)

破断なし	Ch.1	Ch.2	Ch.3	Ch.4		Ch.3/Ch.2	Ch.4/Ch.1
1	0.617	0.228	0.122	0.110		0.534	0.178
2	0.654	0.226	0.151	0.106		0.667	0.162
3	0.659	0.227	0.126	0.103		0.556	0.155
4	0.703	0.233	0.124	0.109		0.5334	0.154
5	0.718	0.240	0.126	0.108		0.526	0.150
					平均	0.563	0.160

表-5.5 最大振幅値(破断あり)

破断あり	Ch.1	Ch.2	Ch.3	Ch.4		Ch.3/Ch.2	Ch.4/Ch.1
1	0.538	0.154	0.089	0.071		0.577	0.132
2	0.608	0.161	0.101	0.075		0.625	0.124
3	0.752	0.174	0.110	0.082		0.633	0.109
4	0.879	0.184	0.100	0.088		0.545	0.100
5	0.786	0.178	0.097	0.078		0.544	0.100
					平均	0.585	0.113

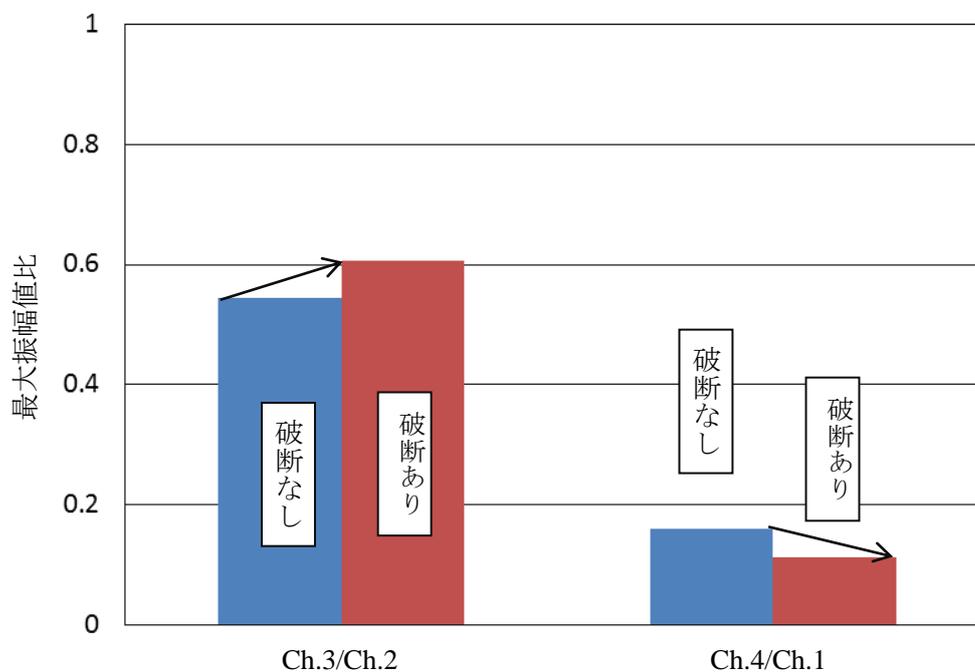


図-5.24 最大振幅値比

5.4 解析を援用した電磁パルス法による道路橋 RC 柱内部のフープ筋曲げ加工部の鉄筋破断の非破壊評価手法の提案

5.4.1 解析概要

(1) 解析モデル

評価パラメータの選定のための弾性波動解析に用いたモデルの概要を図-5.25 に示す。解析モデルは縦 400mm×横 400mm×高さ 400mm の RC 柱モデルとした。RC 柱モデル内部にはフープ筋として鉄筋径 16mm の鉄筋をかぶり 50mm でモデル中央に設置した。フープ筋は図-5.26 に示すように、隅角部において 1 箇所鉄筋破断がモデル化されている。鉄筋破断部のモデル化の概要を図-5.27 に示す。鉄筋間の距離は図-5.27 に示す通りであり、その間に空気層を挟むことによりモデル化した。

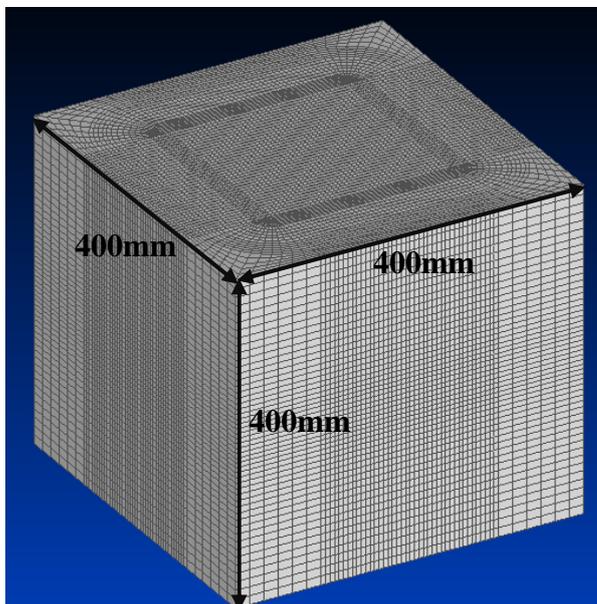


図-5.25 RC 柱モデル概要

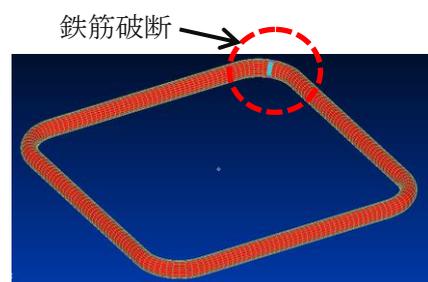


図-5.26 モデル内部のフープ筋

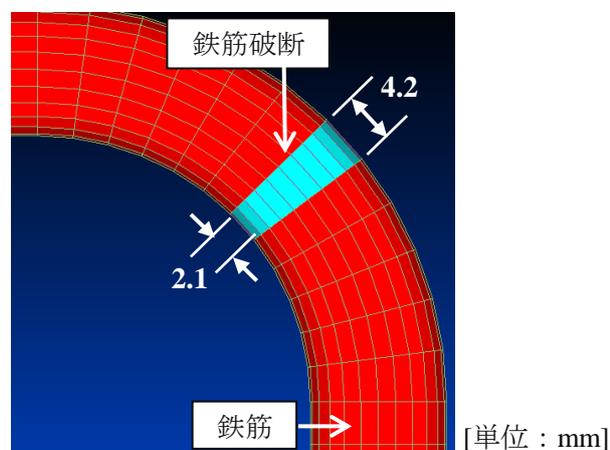


図-5.27 鉄筋破断部のモデル化

(2) 解析条件

入力した荷重の時間関数は図-5.28のように設定した。衝撃荷重および出力点は図-5.29のRC柱モデル断面図に示す位置に設定した。

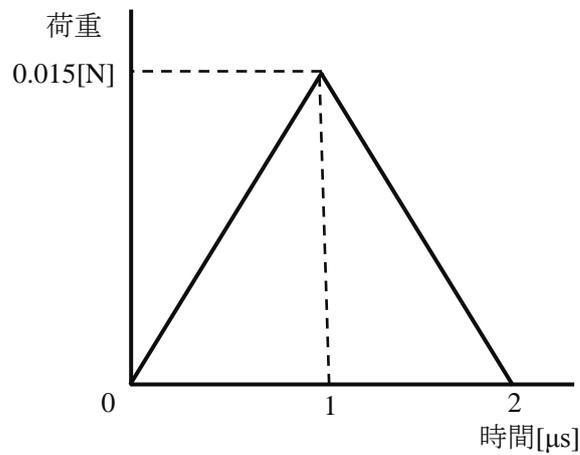


図-5.28 荷重時間関数

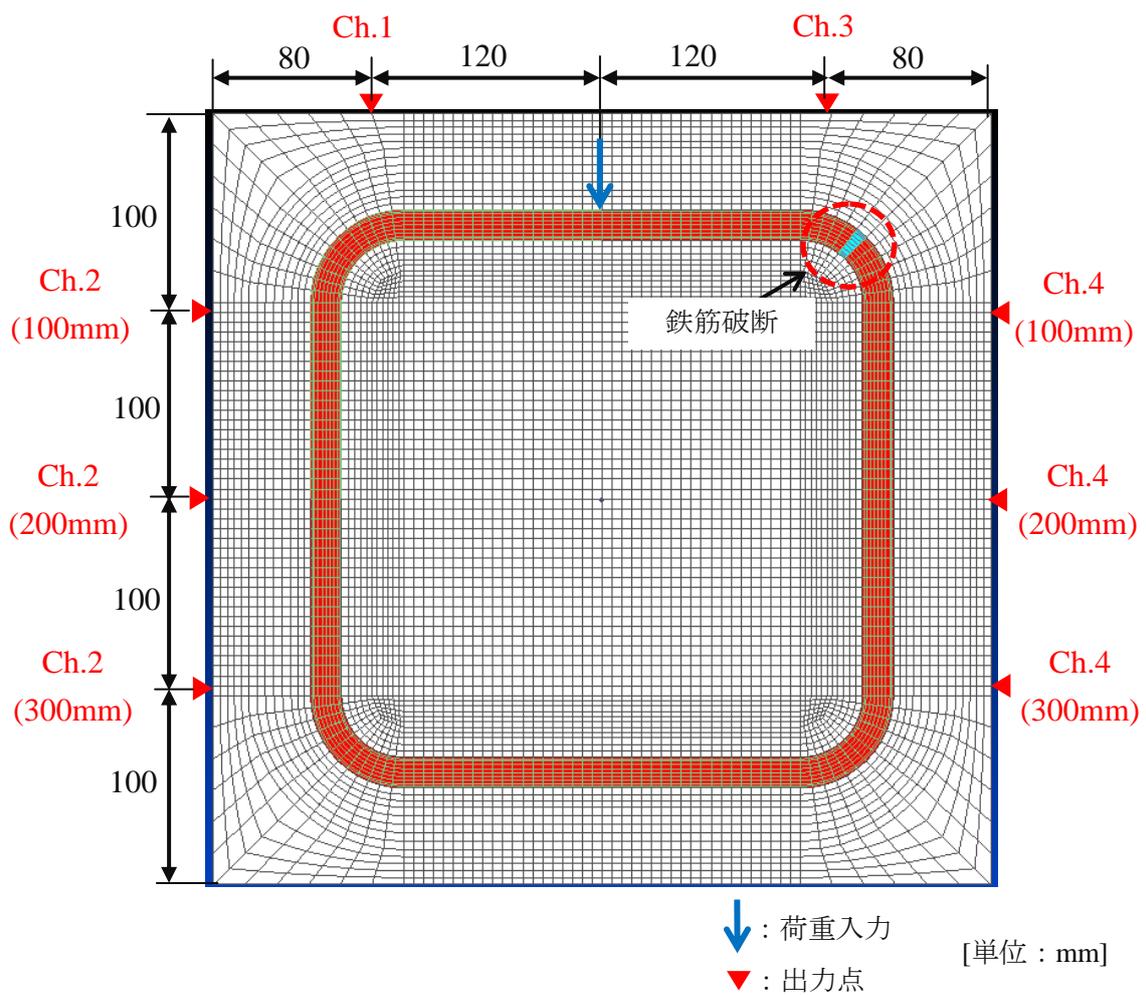


図-5.29 荷重入力および出力点の位置

5.4.2 解析結果および考察

弾性波動解析で得られた RC 柱モデル表面に垂直方向の速度波形を図-5.30, 図-5.31 および図-5.32 に示す。また、それぞれの評価指標に関する考察を以下に示し、フープ筋曲げ加工部における鉄筋破断の評価指標としての適応可能性を表-5.6 に示す。

(1) 周波数スペクトル

それぞれの出力点における速度波形の周波数スペクトルを図-5.33, 図-5.34 および図-5.35 に示す。周波数スペクトルに着目すると、実験で見られたような弾性波の高周波成分の減衰はみられなかった。これは、解析上では弾性波のエネルギー自体の減衰を再現できていないためと考えられる。そのため、フープ筋曲げ加工部における鉄筋破断を検出するために、周波数スペクトルを評価指標とできる可能性は低いと考えられる。

(2) 伝搬時間

伝搬時間に着目した解析結果を図-5.36 に示す。計測結果と同じように、破断ありの場合の方が破断なしの場合よりも弾性波の伝搬時間が大きくなっていることがわかる。しかしながら、その差は実験値よりも小さい。これは、弾性波の伝搬経路が変化するため弾性波の伝搬時間に影響が出るものの、解析上では弾性波の持つエネルギー自体の減衰が起らないため差が小さくなったものと考えられる。RC はり部材供試体を対象とした計測の結果を踏まえると、フープ筋曲げ加工部における鉄筋破断は伝搬時間に評価指標として着目することで検出できる可能性があることが明らかとなった。

(3) 最大振幅値

最大振幅値および図-5.37 に示す。最大振幅値は実験と同じような傾向が得られたものの、その差は実験値よりも小さいことがわかる。これは、解析においては実験と同じように伝搬経路は変化し、弾性波が拡散するため各指標に影響はあるが、解析上では弾性波の持つエネルギー自体の減衰が起らないため差が小さくなったものと考えられる。また、実験時には減衰によってセンサで受信されなかった成分の弾性波も解析上では出力されるため、このような結果につながったと考えられる。RC はり部材供試体を対象とした計測の結果を踏まえると、最大振幅値は鉄筋破断検出の評価指標として有効である可能性はあるものの、不十分であると考えられる。

表-5.6 各評価指標の適応可能性

	周波数スペクトル	伝搬時間	最大振幅値
適応可能性	×	○	△

○：検出可能，△：検出可能（健全との判別は困難），×：現状では困難

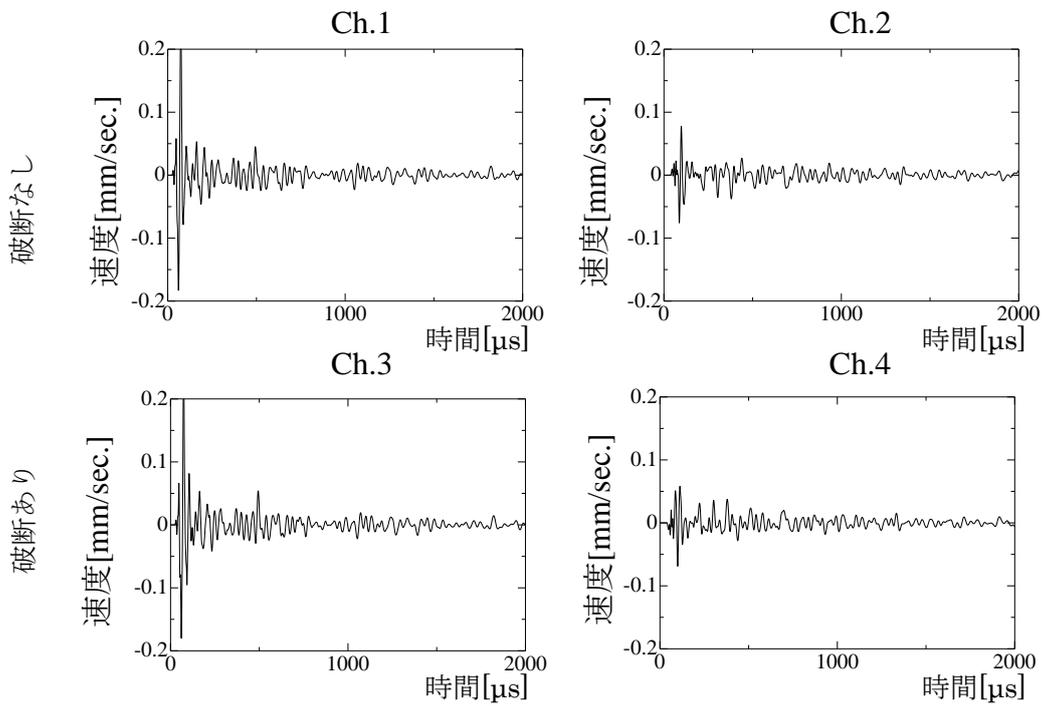


図-5.30 出力波形 (距離 100mm)

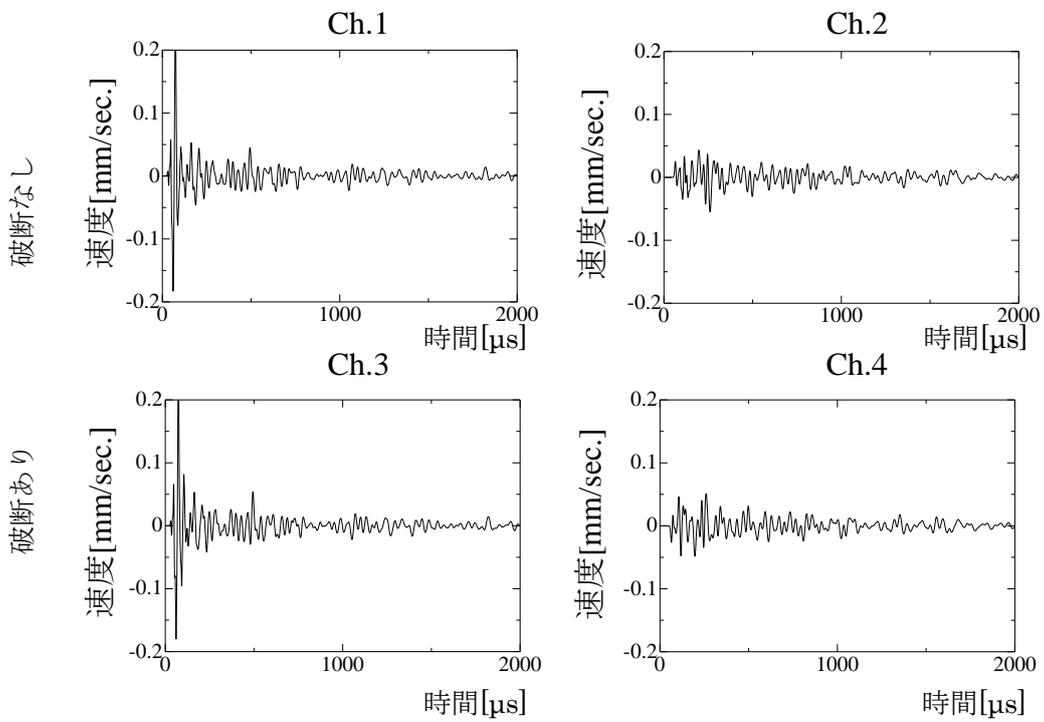


図-5.31 出力波形 (距離 200mm)

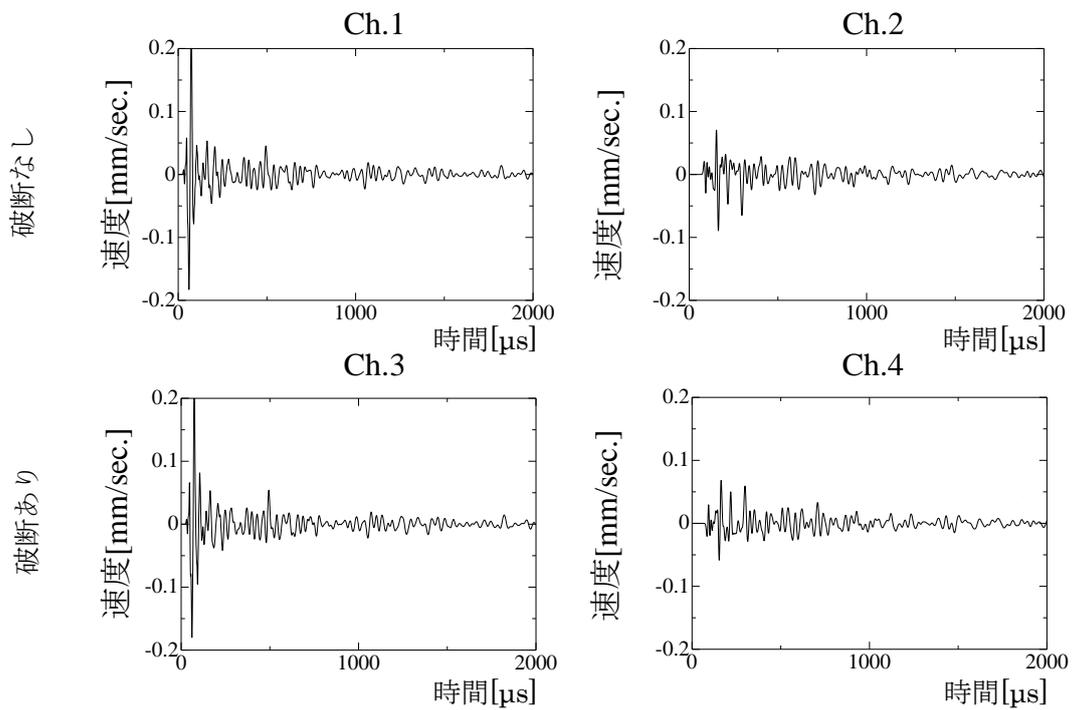


図-5.32 出力波形 (距離 300mm)

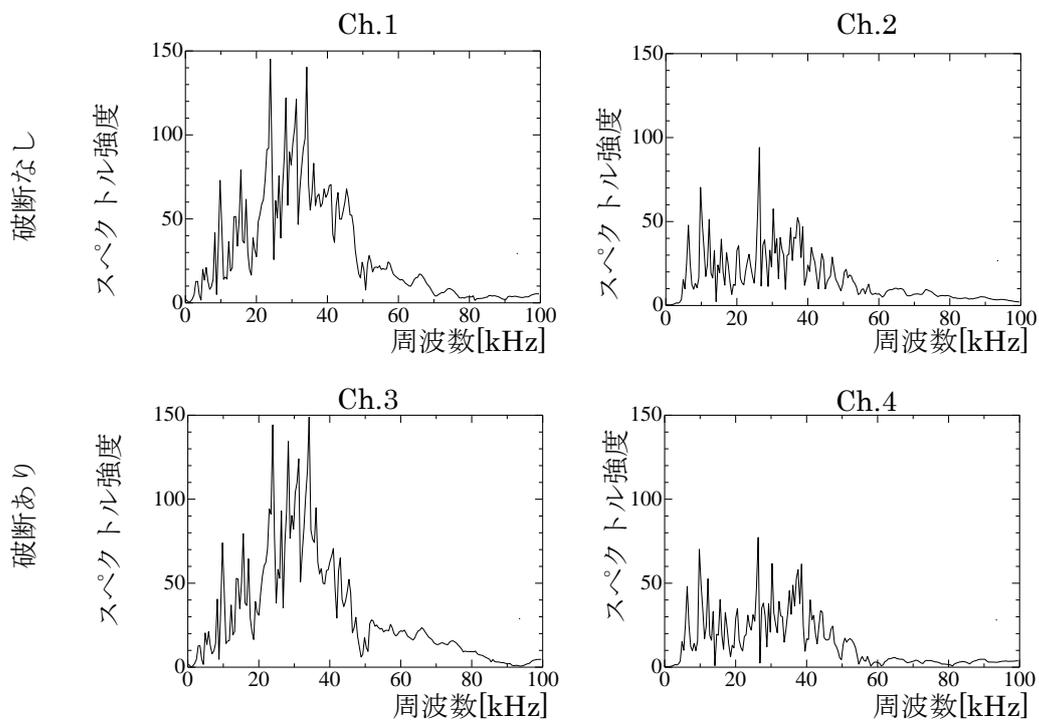


図-5.33 周波数スペクトル (距離 100mm)

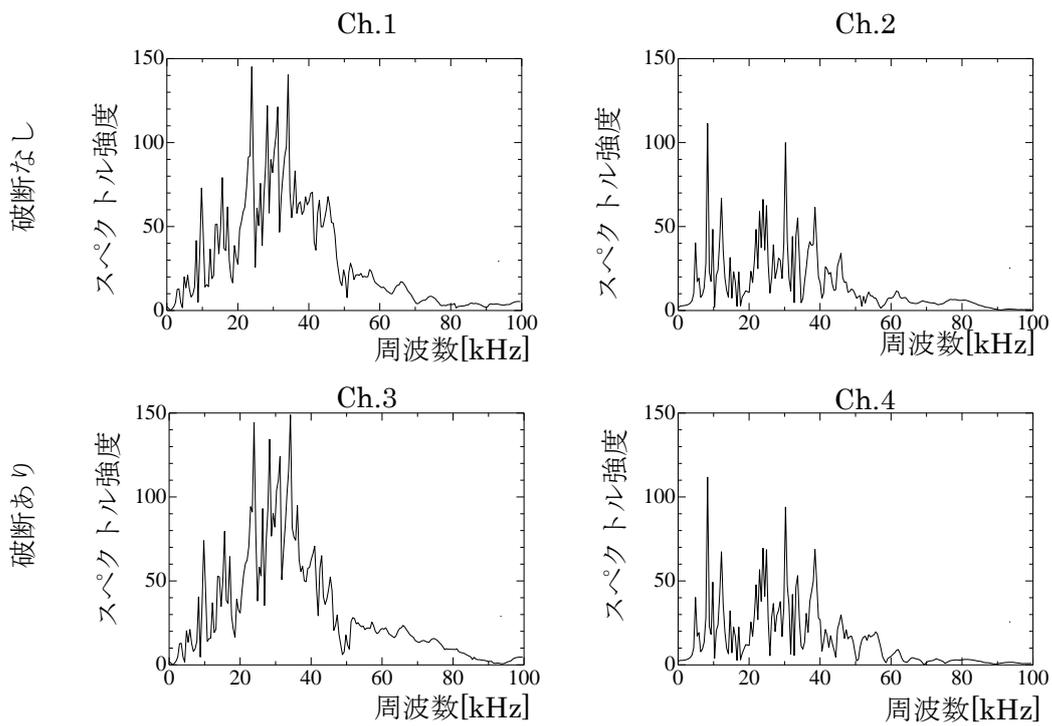


図-5.34 周波数スペクトル (距離 200mm)

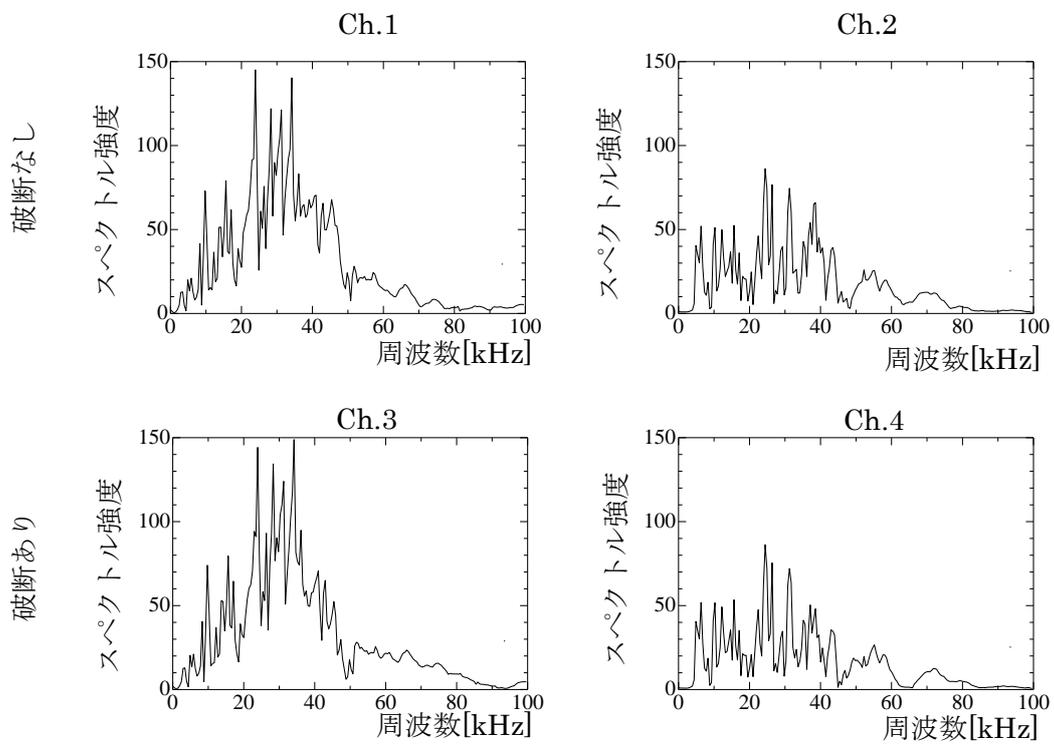


図-5.35 周波数スペクトル (距離 300mm)

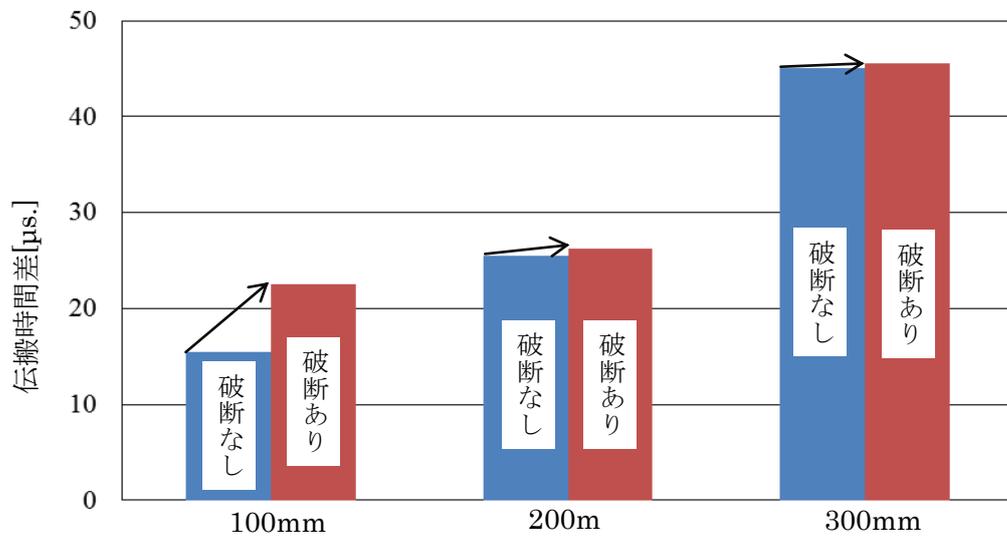


図-5.36 伝搬時間差

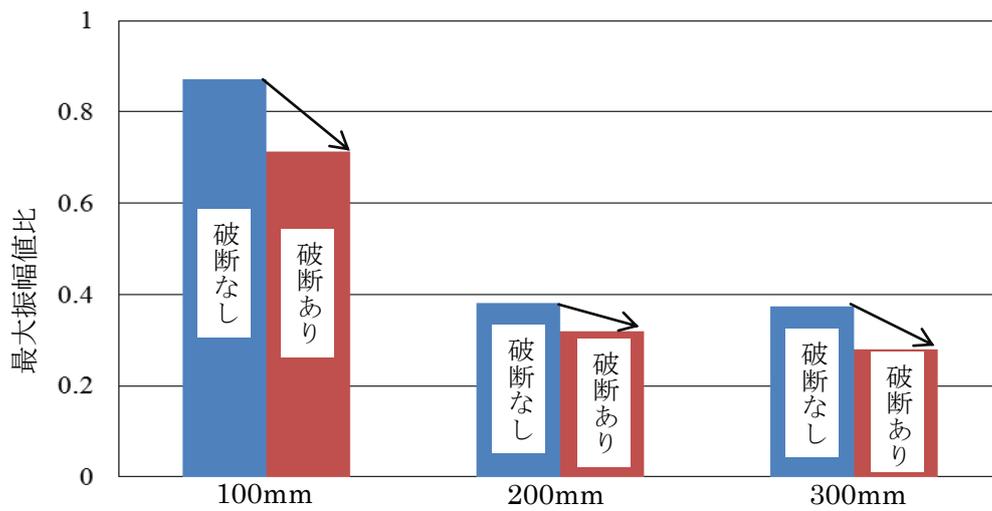


図-5.37 最大振幅値比

5.5 実構造物における適用性

5.5.1 計測概要

(1) 対象とした実構造物の概要

図-5.38 に供試体の概要を示す。供試体は、縦 600mm×横 600mm×高さ 1000mm の RC 柱とした。図-5.39 および図-5.40 に配筋状況をそれぞれ示す。D32 (SD345) の主筋を計 12 本使用し、D16 (SD345) のフープ筋 4 本を主筋に対して垂直に 200mm 間隔でそれぞれ設置した。さらに、フープ筋に近接する鉄筋がフープ筋曲げ加工部の鉄筋破断の検出に与える影響を把握するため、図-5.39 および図-5.40 に示すそれぞれの位置に、D16 (SD345) の直交筋を 2 本、平行筋を 4 本それぞれ設置した。図-5.41 にフープ筋曲げ加工部における鉄筋破断部の状況を示す。鉄筋切断後、鉄筋間を 5mm 開けて鉄筋破断を模擬した。フープ筋 4 本の中で、「フープ筋 3」は隅角部 C において鉄筋破断が模擬されている (図-5.42 参照)。



図-5.38 供試体の概要

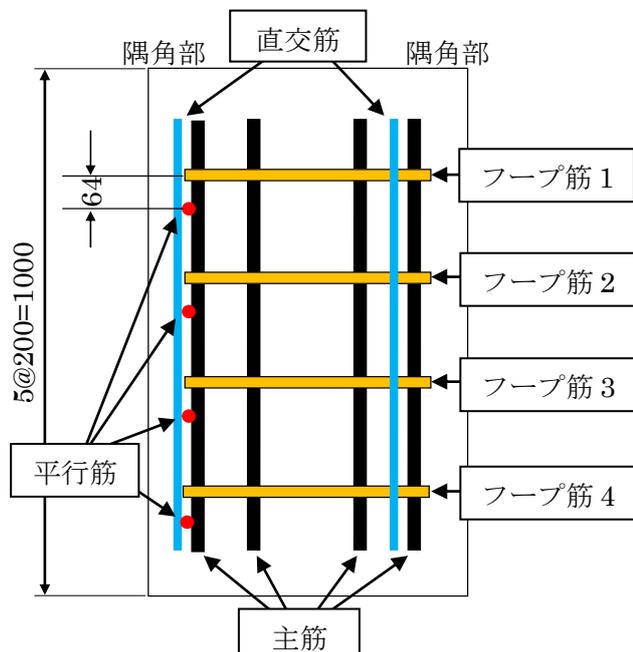


図-5.39 配筋状況

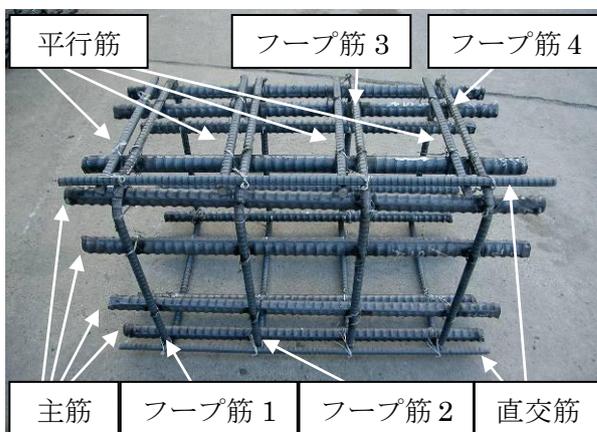


図-5.40 鉄筋の組立状況

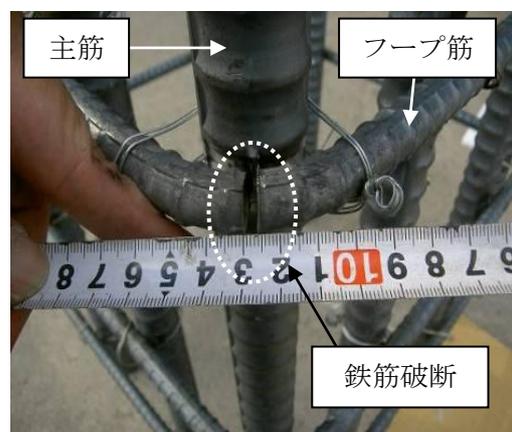


図-5.41 鉄筋破断部の状況

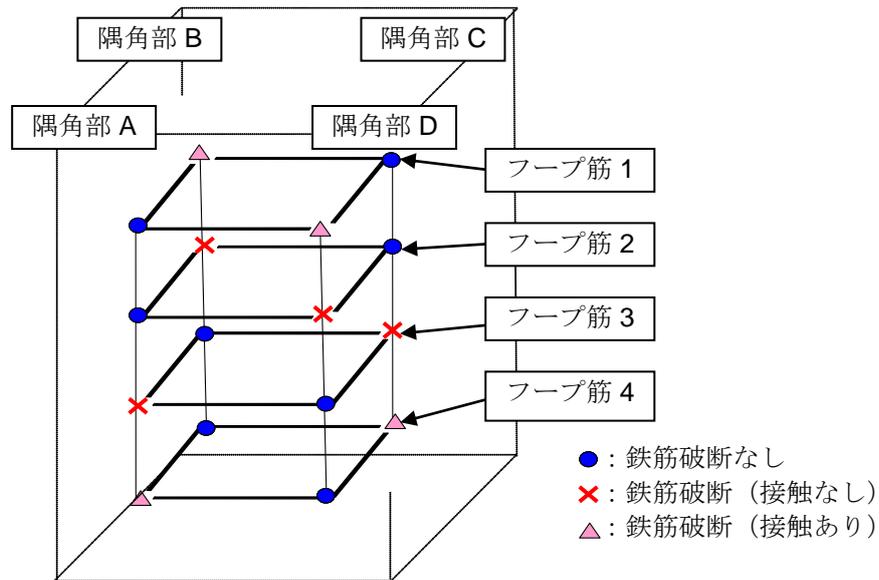


図-5.42 供試体の配筋状況および鉄筋破断箇所

(2) 弾性波法による計測

電磁パルス法による計測状況の一例として、隅角部 C のフープ筋 3 における計測状況を図-5.43 に示す。励磁コイルに定電圧定電流発生装置を用いて印加電圧 1000V、パルス幅 200 μ s の電流 280mA をマグネットワイヤに流し、瞬間的な磁界を発生させることによりコンクリート内部のフープ筋を振動させた。コイルは、フープ筋直上かつ隅角部 C の供試体端部からコイル中心までの距離が 300mm となるように設置している (図-5.43 参照)。コンクリート表面からコイルまでの距離を一定に保つため、コイル先端に厚さ 20mm の硬質プラスチック製スペーサを取り付けた。弾性波の受信には、60kHz 共振型の AE センサを 2 つ使用した。隅角部 C の供試体端部からセンサ中心までの距離がいずれも 150mm となるようにそれぞれのセンサを設置している。以降、BC 面 (励磁コイル設置側) に設置したセンサを Ch.1 センサ、CD 面に設置したセンサを Ch.2 センサと呼ぶこととする (図-5.43 参照)。いずれのセンサにおいても、センサで受信した信号は、プリアンプおよびメインアンプによりそれぞれ 40dB の増幅処理を行った後、しきい値 50dB を超えた信号に対してサンプリング周波数 2MHz でデジタル化し、AE 計測装置に記録した。Ch.1 センサおよび Ch.2 センサで受信した波形からそれぞれ到達時刻を読み取り、Ch.2 の到達時刻から Ch.1 の到達時刻を引くことにより「弾性波伝搬時間」を算出した。また、Ch.2 センサで受信した波形から最大振幅値を読み取り、Ch.1 における最大振幅値で除することで「最大振幅値比」を求めた。

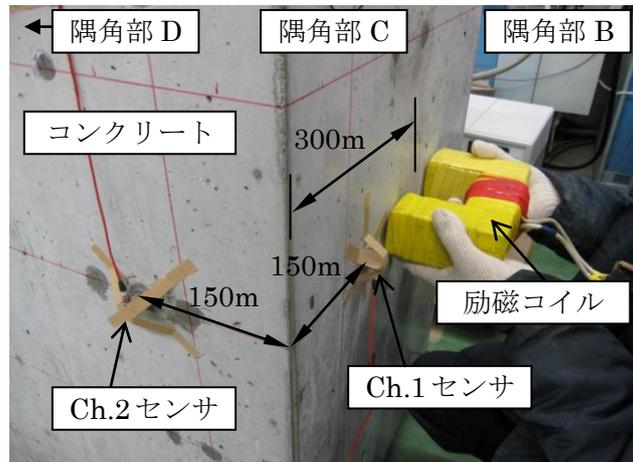


図-5.43 電磁パルス法による計測状況の一例

5.5.2 計測結果および考察

各センサにおいて受信された時刻歴波形の一部を図-5.44に示す。表-5.7に弾性波伝搬時間の結果を示し、図-5.45に3回の計測の平均値をとったグラフを示す。弾性波伝搬時間に着目した場合、鉄筋破断がある場合の方が、ない場合の4倍程度となっていることがわかる。これは、鉄筋が破断していることで弾性波の伝搬経路が変化し、コンクリート部分の減衰の影響をより強く受けたためと考えられる。次に、表-5.8に最大振幅値比の結果を示し、図-5.46に3回の計測の平均値を示す。鉄筋破断がある場合の方が、ない場合より最大振幅値比が小さくなっている。これは、鉄筋が破断していることで弾性波の伝搬経路が変化し、弾性波の持つエネルギーがより大きく減衰したためだと考えられる。

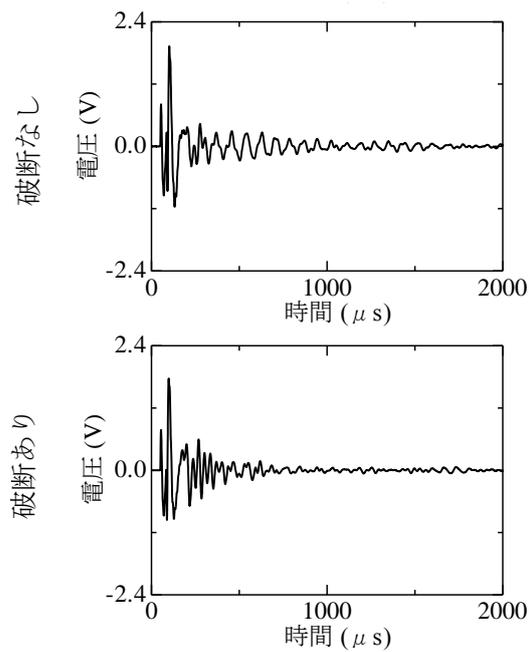


図-5.44 計測された時刻歴波形の一部

表-5.7 弾性波伝搬時間

	破断なし	破断あり
1回目	12.8	44.3
2回目	12.2	44.2
3回目	12.2	44.0
平均	12.4	44.2

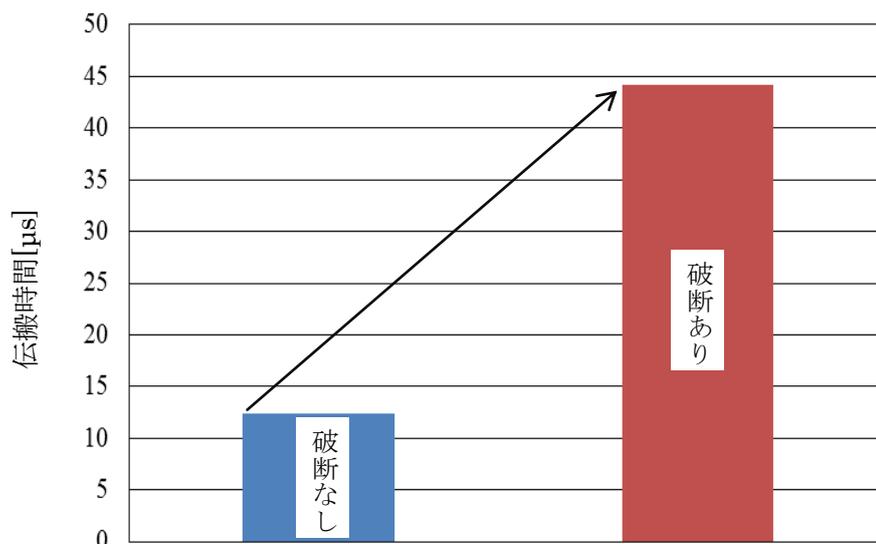


図-5.45 弾性波伝搬時間

表-5.8 最大振幅値比

	破断なし	破断あり
1回目	1.93	1.77
2回目	1.89	1.78
3回目	1.90	1.79
平均	1.91	1.78

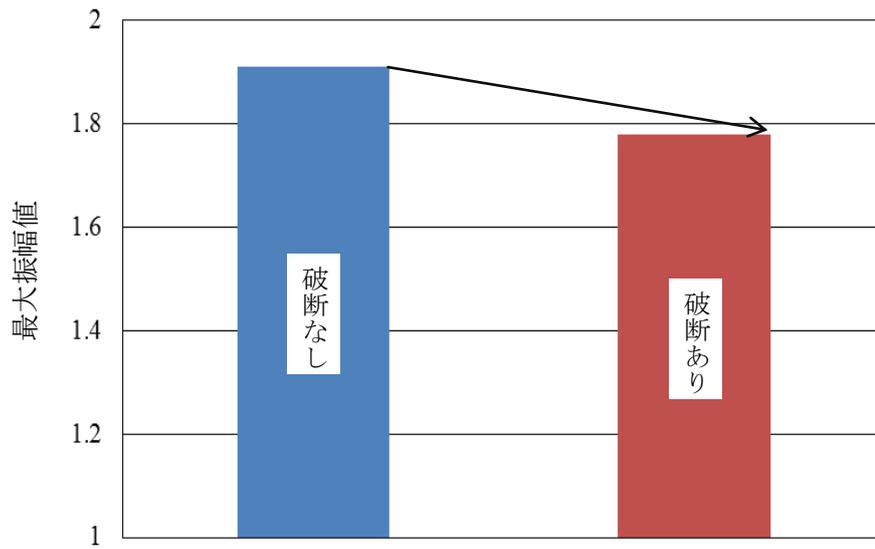


図-5.46 最大振幅値比

以上の検討結果を踏まえて、解析を援用した電磁パルス法による道路橋 RC 柱内部のフープ筋曲げ加工部における鉄筋破断の非破壊評価手法について提言する。そのフローチャートを図-5.47に示す。

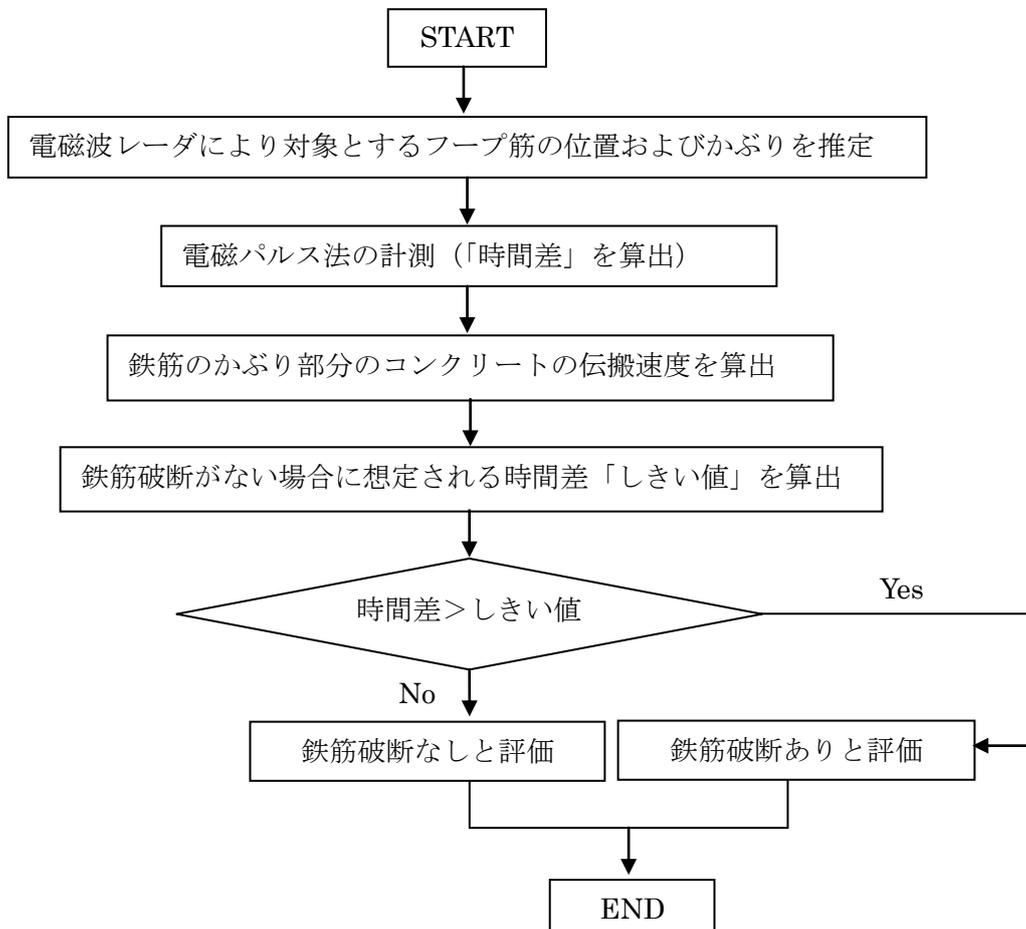


図-5.47 提案する手法のフローチャート

5.6 まとめ

第5章で得られた結論を以下に示す。

- (1) RCはりモデルにおける弾性波動解析により、「弾性波伝搬時間」および「最大振幅値」を、フープ筋隅角部における鉄筋破断の評価パラメータとして用いることのできる可能性が示唆された。
- (2) RCはり部材供試体を対象とした電磁パルス法による計測で、「周波数スペクトル」、「弾性波伝搬時間」および「最大振幅値」に着目した場合、コンクリート内部の鉄筋破断を検出できる可能性が示唆された。
- (3) RC柱モデルにおける弾性波動解析により、「弾性波伝搬時間」および「最大振幅値」をフープ筋隅角部における鉄筋破断の評価パラメータとして用いることのできる可能性が示唆された。
- (4) 実構造物を対象とした電磁パルス法による計測で、「弾性波伝搬時間」および「最大振幅値」を評価パラメータとして用いることにより、フープ筋隅角部における鉄筋破断を非破壊で評価できることが明らかとなった。

参考文献

- 1) 土木学会 コンクリート委員会,アルカリ骨材反応対策小委員会報告書－鉄筋破断と新たなる対応, 土木学会, 2005.
- 2) 芳賀堯, 山本貴士, 服部篤史, 宮川豊章: 電磁誘導法および磁気法による鉄筋破断診断手法に関する研究, 土木学会第 63 回年次学術講演会, 2008.
- 3) 野村倫一, 葛目和宏, 藤原規雄: ASR による鉄筋破断に関する非破壊調査, コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.1, 2004.
- 4) 岩崎俊樹, 内田慎哉, 鎌田敏郎, 角田 蛍: 電磁パルス法に基づく PC グラウト充填評価手法の有効性の動磁場・弾性波動連成解析による検討, コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレード論文報告集, 第 11 巻, pp.321-328, 2011.

第6章 結論

本研究では、コンクリート構造物の内部欠陥を効率よく適確に評価するため、対象構造物での計測を実施する前に弾性波伝播シミュレーションを行い、コンクリート中での弾性波の伝搬挙動を把握した上で、予め、対象とする構造物および内部欠陥に応じた評価パラメータを選定し、評価に適した弾性波の入力や受信の条件を決定した後に計測に移行する形の、いわゆる解析を援用した非破壊評価手法を提案することである。そのために、まず、本研究で対象とするコンクリート内部欠陥を模擬した各モデルを作成し、解析を行った。続いて、検討した評価パラメータや計測条件を基に設定した供試体を作成して実験を行い、得られた解析結果と供試体実験の結果とを比較することにより、解析モデルおよび設定した解析条件の妥当性の検証した。その上で、弾性波法によりそれぞれのケーススタディとして、実際の構造物で計測を行い、「評価パラメータ」、「計測条件」および「検出性能」の検討においては、弾性波伝播シミュレーションを活用するのが有効であることを明らかにした。

本章では、各章で得られた主な結果をまとめると共に、それらを総括する。

第1章では、序論であり、本研究の背景、目的を示し、本研究の位置づけを明確にした上で、本論文の構成について述べた。

第2章では、コンクリート内部欠陥の非破壊評価手法に関する既往の研究を整理し、前提となる弾性波によりコンクリート内部欠陥を非破壊で評価する手法の現状を概説した。

得られた主な知見を以下に示す。

- (1) RC床版の水平ひび割れ評価における代表的な弾性波法として超音波法等があげられる。超音波法は、床版表面から水平ひび割れまでの深さを推定することができる手法としてその可能性が示されている。しかしながら、RC床版表面より計測を行う際にはアスファルトを介して入射した弾性波がアスファルト合材により散乱し欠陥からの反射波を確認できない事例があることが指摘された。
- (2) PCグラウト充填状況の評価における代表的な手法としてX線法、超音波法および衝撃弾性波法等があげられる。いずれの手法においてもPCグラウト充填状況の評価することができる手法としてその可能性が示されている。しかしながら、X線法や超音波法は、適用可能な部材厚さ等の面で課題を残しており、衝撃弾性波法はシース軸方向におけるグラウト未充填箇所を特定することは不可能であることがわかった。
- (3) RC柱隅角部の鉄筋破断評価における代表的な手法として磁気法、電磁誘導法および超音波法等があげられる。いずれの手法においてもRC柱隅角部の鉄筋破断評価することができる手法としてその可能性が示されている。しかしながら、磁気法や電磁誘導法は、かぶり深さが大きい場合、交流磁束がコンクリート表面において検出できない上、周辺の鉄筋の磁束の影響も受けるという難点もある。また、超音波法は、ひび割れに樹脂が注入されていたり、析出物などでひび割れ内が詰まっていたりする場合は、超音波がひび割れの最深部を迂回することなく透

過するため、鉄筋破断の検出は困難であることがわかった。

以上のことから、コンクリート構造物の内部欠陥を評価する場合、適切な手法の選定するにあたっては、各手法の原理や特徴、評価程度や効率性が留意する必要があることがわかった。

第3章では、道路橋 RC 床版に発生する水平ひび割れを評価の対象とし、これを非破壊で検出する手法について検討した。具体的には、まず、実際の道路橋 RC 床版の内部における水平ひび割れ発生深さの範囲を踏まえて、コンクリート内部に水平ひび割れが生じた部材を想定した RC 床版モデルを作成し、コンクリート表面での鋼球打撃を弾性波の入力条件とした衝撃応答解析を実施し、部材内部における弾性波の伝搬挙動を把握した。その結果、打撃面と水平ひび割れとの間で多重反射する波の周波数スペクトルに着目することにより、水平ひび割れが検出できることを明らかにした。また、上記の解析において、水平ひび割れの検出性能を高める上で最適な弾性波の周波数範囲、入力と受信の位置関係、および周波数分析方法の組み合わせを選定する方法についても検討した。さらに、これらの検討結果に基づいて、解析を援用した評価手法を構築し、その有効性を検証するため、実橋から切り出した道路橋 RC 床版に適用した。その結果、従来の手順に基づく弾性波法と比較して、解析を援用した評価手法により、より適確に水平ひび割れの検出が可能となることを明らかにした。

得られた主な知見を以下に示す。

- (1) 実際の道路橋から切り出した RC 床版を対象に、解析に基づき「I：弾性波の入力方法」、「II：受信方法」および「III：波形処理方法」の最適な組み合わせを決定するための方法を提案した。
- (2) 上記(1)で提案した手法に基づき、ケーススタディとして、切り出し RC 床版を対象に衝撃弾性波法を適用した結果、床版の水平ひび割れの有無やその深さを推定することが可能であった。
- (3) しかも、衝撃弾性波法の推定結果と、削孔により実測した水平ひび割れまでの深さは、おおむね一致する結果であった。

以上のことから、提案した本手法は、実構造物に対して、相応の適用性を有していることが明らかとなった。

第4章では、鉄道橋 PC 桁を対象として、シース内部のグラウト未充填部の検出方法について検討を行った。ここでは、第3章と同じく衝撃応答解析に基づき、シース内部のグラウトの充填率を変化させたモデルを用いて、部材内部での弾性波の伝搬状況を把握した。この結果より、シース表面で衝撃力を与え、これにより生じる弾性波をコンクリート表面で受信し、得られた受信波形の最大振幅値に着目することによりグラウト未充填部が検出できる可能性を見出した。これらを踏まえて、部材表面近傍で励起させた電磁力によりコンクリート内部のシースを非接触で加振させた場合に発生する弾性波を用いる手法（以下、電磁パルス法とする。）を考案し、この方法での実構造物における適用実験を行い、シース内部のグラウト未充填部の検出を試みた。その結果、本手法によりグラウト未充填部を適確に評価できることが明らかとなり、電磁パルス法の有効性が示された。

得られた主な知見を以下に示す。

- (1) 鉄筋コンクリート供試体中に埋設された鋼製シースおよび PC 鋼棒にパルス状の磁界をコン

クリート表面側から与えた場合、鋼製シースによる磁気遮蔽効果により PC 鋼棒はほとんど振動しない。したがって、本手法により主に加振される磁性体は、鋼製シースであると考えられる。また、動磁場解析を行った結果、電磁力により振動するコンクリート中の磁性体は、主にシースであることを証明した。さらに、本研究の範囲内では、シースが振動する部分は、コイル直下の領域におおよそ限定されることもわかった。

- (2) 動磁場解析および弾性波動解析を併用した結果、電磁パルス法で得られた最大振幅値に基づき PC グラウト充填状況を評価する場合は、その評価が可能なシースかぶりは 200mm 程度であることがわかった。
- (3) シース直径方向においてグラウト充填率が異なるモデルを対象とし、動磁場解析および弾性波動解析を併用した結果、コンクリート表面で出力した波形の最大振幅値は、シース内部の PC グラウト充填率と概ね相関があることが明らかとなった。また、シース長手方向においてグラウト充填率が異なるモデルを対象とし、解析を行った結果、コイル直下のグラウトの体積に着目することで効率的にグラウト充填状況を把握可能であることが明らかとなった。
- (4) 実構造物を対象とした電磁パルス法による計測を行った結果、コンクリート表面で得られた最大振幅値の大きさと各計測点下のグラウト充填状況を目視により確認した結果は、供試体

実験および解析により得られた傾向とおおむね一致する結果であった。

以上のことから、提案した本手法は、実構造物における鋼製シース内部のグラウト未充填箇所を把握するための方法として、相応の適用性を有していることが明らかとなった。

第 5 章では、道路橋 RC 柱内部のフープ筋曲げ加工部に生じた鉄筋破断部の検出方法について検討を行った。鉄筋破断部を模擬した RC 柱モデルを用い、鉄筋破断部の有無が弾性波挙動に与える影響を把握した。この結果より、前述の電磁パルス法によりフープ筋を加振した場合に生じる弾性波の伝搬時間、最大振幅値および周波数スペクトルに着目することで、コンクリート表面から鉄筋破断部を非破壊で検出することが可能であり、かつ、これら複数の評価指標を併用することによって欠陥検出の確からしさを向上させることも可能であることを見出した。また、供試体実験においては、アルカリシリカ反応によりコンクリートにひび割れが生じた部材においても本手法が適用できる可能性を把握しており、本手法の実構造物への適用性を明らかにした。

得られた主な知見を以下に示す。

- (1) RC はり部材供試体を対象とした電磁パルス法による計測で、「周波数スペクトル」、「弾性波伝搬時間」および「最大振幅値」に着目した場合、コンクリート内部の鉄筋破断を検出できる可能性が示唆された。
- (2) RC はりモデルにおける弾性波動解析により、「弾性波伝搬時間」および「最大振幅値」を、フープ筋隅角部における鉄筋破断の評価パラメータとして用いることのできる可能性が示唆された。
- (3) RC 柱モデルにおける弾性波動解析により、「弾性波伝搬時間」および「最大振幅値」をフープ筋隅角部における鉄筋破断の評価パラメータとして用いることのできる可能性が示唆された。

以上のことから，実構造物を対象とした電磁パルス法による計測で，「弾性波伝搬時間」および「最大振幅値」を評価パラメータとして用いることにより，フープ筋隅角部における鉄筋破断を非破壊で評価できることが明らかとなった。

付録 A シースかぶりの違いによる受信波最大振幅値の補正方法

1. 概要

鋼製シースにおいて、磁界の発信源（励磁コイル）からの距離が大きくなると、鋼製シースが受ける電磁力は小さくなることが知られている。さらに、コンクリート中を伝搬する弾性波は、伝搬する距離が大きくなると波のエネルギー（受信波最大振幅値）が減衰する（小さくなる）ことが知られている。今回測定対象とした橋梁では、電磁パルス法の計測点におけるシースかぶりが計測点ごとに異なる。そのため、シースのかぶりの大きさに応じて、電磁パルス法により測定した受信波の最大振幅値を補正する必要がある。ここでは、補正を行うために実施した実験概要とその結果および補正方法について説明する。

2. 励磁コイルと鉄筋の距離と受信波最大振幅値との関係

2.1 実験概要

実験概要を図-1 に示す。供試体寸法は、縦 136mm×横 136mm×奥行き 800mm であり、かぶりが 60mm の位置に、 $\Phi 16\text{mm}$ 、長さ 1000mm の丸鋼が 1 本埋設されている。なお、鉄筋は、コンクリートの両端部から 100mm ずつ突出している。コイルは、鉄筋上かつ供試体長手方向中央に、コンクリート表面から 20mm 離して設置した。その後、コイル先端から鉄筋表面までの最短距離 x (mm) (図-1 参照) が 20mm ずつ大きくなるようにコイルを移動した。弾性波を受信するため、30kHz 共振型 AE センサをコンクリート表面に設置した。

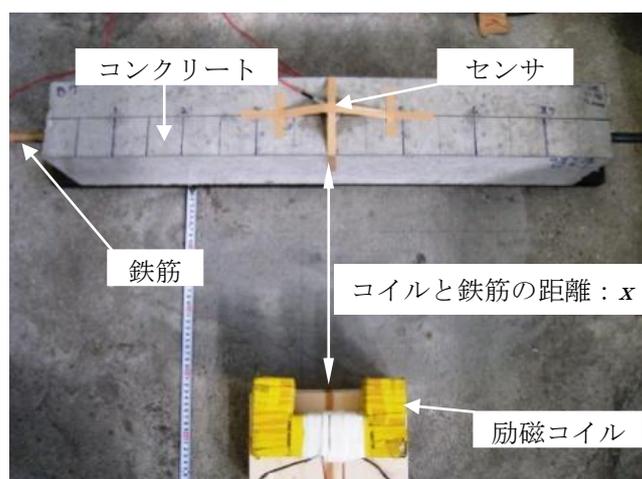


図-1 実験概要

2.2 実験結果

コイルと鉄筋の距離と受信波の最大振幅値との関係を図-2に示す。コイルと鉄筋の距離が大きくなるにしたがって、鉄筋に作用する電磁力が小さくなるため、最大振幅値が小さくなっていることが確認できる。図-2の結果を最小二乗法で近似して以下の回帰式を得た。

$$Y = \frac{132.38}{x} - 0.43 \quad (1)$$

ここで、 Y ：最大振幅値（V）， x ：コイル先端から鉄筋までの距離（mm）である。

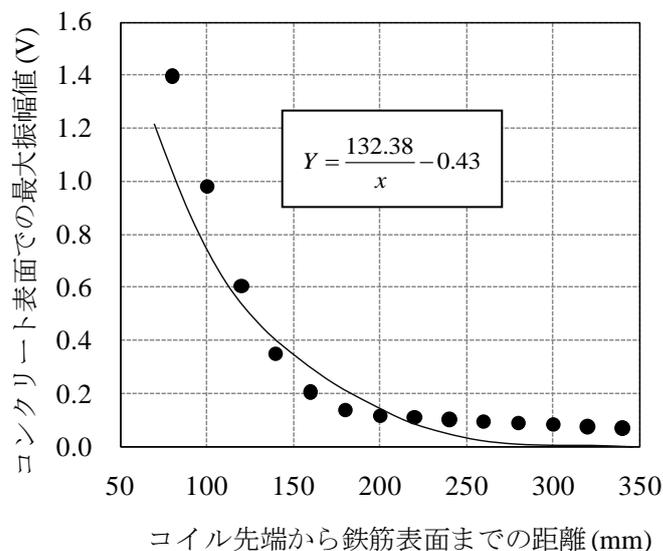
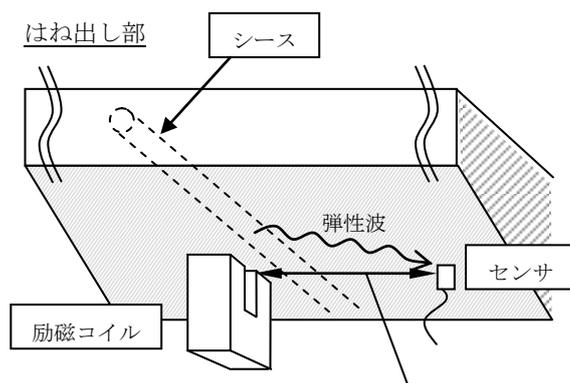


図-2 コイル先端から鉄筋表面までの距離と最大振幅値の関係

3. コンクリート中を弾性波が伝搬する距離と受信波最大振幅値との関係

3.1 実験概要

図-3に実験概要を示す。まず、実構造物において、はね出し部のシース上に相当する位置に励磁コイルを設置した。この位置におけるシースかぶりは90mmである。センサは、コイルの中心位置からシース軸直角方向に20mm離れたコンクリート表面に設置した(図-3参照)。この状態で、シースに電磁力を作用させ、コンクリート中を伝搬した弾性波をセンサで受信した。その後、コイルの位置は固定した状態のまま、センサをコイル中心位置から40mmの位置に移動し、同様に測定を行った。最後に、コイルとセンサの距離が50mmの場合で測定を行った。



センサとコイルの距離：20, 40, 50 (mm)

図-3 実験概要

3.2 実験結果

表-1に、コイルとセンサの距離に対応した見かけの弾性波伝搬距離（コイル直下のシース表面からセンサまでの最短距離）とそれぞれの場合における受信波の最大振幅値を示す。また、図-4に弾性波伝搬距離と受信波最大振幅値の関係を示す。弾性波伝搬距離が大きくなるにつれて、受信波最大振幅値が小さくなることが確認できた。

表-1 弾性波伝搬距離と受信波最大振幅値

センサとコイルの距離 (mm)	見かけの弾性波伝搬距離 (mm)	最大振幅値 (V)
20	922	0.334
40	985	0.140
50	1030	0.068

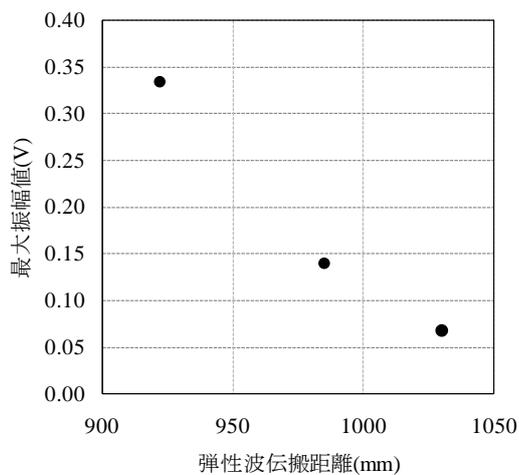


図-4 弾性波伝搬距離と最大振幅値の関係

4. シースかぶりの大きさの違いによる受信波最大振幅値の補正方法

以上の実験結果を基にして、シースかぶりの大きさの違いによる受信波最大振幅値の補正方法について、以下にその手順を示す。

- (1) 励磁コイルを設置したすべての箇所において、シースかぶりを電磁波レーダ法により測定する。測定したシースかぶりを「実測かぶり」と呼ぶ。続いて、「実測かぶり」の最大値を「かぶり基準値」と定義する。
- (2) 図-2 で得られた回帰曲線を参考にして、以下に示すかぶり補正式を求める。概念図を図-5 に示す。

$$A_{補正①} = \frac{c(132.38 - 0.43c_{max})}{c_{max}(132.38 - 0.43c)} \quad (2)$$

ここで、 $A_{補正①}$ ：シースが受ける電磁力の大きさの違いを考慮したかぶり補正後最大振幅値 (V)、 A ：任意の測定点における実測最大振幅値 (V)、 c_{max} ：かぶり基準値 (mm)、 c ：任意の測定点における実測かぶり (mm) である。式(3)に基づき、各測定点で得られた最大振幅値を、シースが受ける電磁力の大きさの違いを考慮した最大振幅値に変換する。

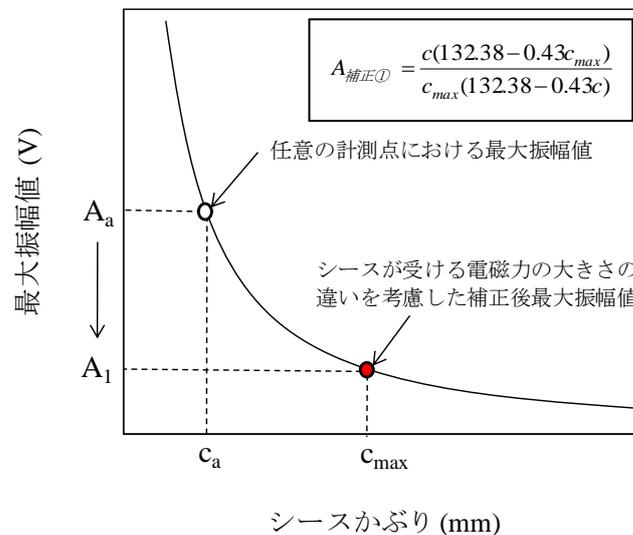


図-5 シースが受ける電磁力の大きさの違いを考慮した補正方法の概念図

- (3) 「かぶり基準値」から「実測かぶり」を引き、これを「かぶり基準値との差」と定義する。
- (4) 「かぶり基準値との差」から補正すべき最大振幅値の値（「かぶり補正值」と定義）を算出するため、図-4 を参考に図-6 を求める。また、図-6 の結果を最小二乗法により近似すると、以下の回帰式を得る。

$$k = -0.025\sqrt{c_{max} - c} \quad (3)$$

ここで、 k ：かぶり補正值 (V)， c_{max} ：かぶり基準値 (mm)， c ：任意の測定点における実測かぶり (mm) である。

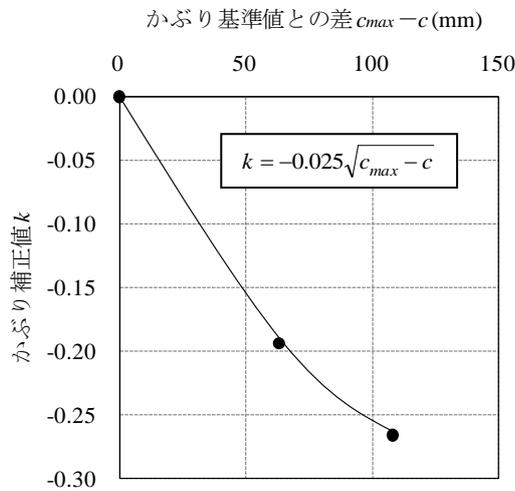


図-6 かぶり補正值算出曲線

- (5) 測定点ごとに、シースが受ける電磁力の大きさの違いを考慮したかぶり補正後最大振幅値 $A_{補正①}$ (式(2)参照) から、式(3)により求めたかぶり補正值 k を加える。これにより、シースが受ける電磁力の大きさの違いに加えて、コンクリート中を伝搬する弾性波の減衰についても併せて考慮した最大振幅値（「かぶり補正後最大振幅値」と定義）を求める。

$$A_{補正} = A_{補正①} + k \quad (4)$$

ここで、 $A_{補正}$ ：かぶり補正後最大振幅値 (V)， $A_{補正①}$ ：シースが受ける電磁力の大きさの違いを考慮したかぶり補正後最大振幅値 (V)， k ：かぶり補正值 (V) である。

付録 B 現地計測結果一覧

		伝搬速度(m/s)
上り線	1	4340
	2	4600
	3	4540
	4	4580
	5	4560
	6	4650
	7	4800
	8	4650
	9	4410
	10	4600
	11	4420
	12	4820
	13	4640
	14	4590
	15	4750
	16	4560
	17	4540
	18	4610
	19	4630
	20	4480
	21	4500
下り線	1	4720
	2	4420
	3	4330
	4	4570
	5	4440
	6	4600
	7	4520
	8	4610
	9	4440
	10	4610
	11	4970
	12	4630
	13	4470
	14	4630
	15	4470
	16	4630
	17	4440
	18	4590
	19	4260
	20	4360
	21	4680

鋼棒番号	計測箇所	シースかぶり補正前 最大振幅値(V)	シースかぶり補正後 最大振幅値(V)
上り線 No.7	はね出し1	2.409	0.960
	はね出し2	2.202	1.043
	はね出し3	2.573	1.455
	間詰め1	1.880	1.137
	間詰め2	1.410	0.897
	間詰め3	1.481	0.753
上り線 No.9	はね出し1	2.074	0.553
	はね出し2	1.232	0.546
	はね出し3	1.558	1.210
	間詰め1	2.686	1.582
	間詰め2	2.129	1.100
	間詰め3	1.317	0.621
上り線 No.15	はね出し1	1.662	0.316
	はね出し2	2.324	0.966
	はね出し3	1.551	1.104
	間詰め1	1.834	1.182
	間詰め2	1.688	0.912
	間詰め3	2.010	1.298
上り線 No.19	はね出し1	1.543	0.359
	はね出し2	1.828	0.660
	はね出し3	1.914	1.394
	間詰め1	2.629	1.663
	間詰め2	2.025	1.243
	間詰め3	2.072	1.372
下り線 No.3	はね出し1	1.838	0.467
	はね出し2	1.187	0.443
	はね出し3	1.488	1.180
	間詰め1	1.904	1.350
	間詰め2	1.722	1.271
	間詰め3	1.641	1.334

	弾性波伝搬速度(m/s)	
	再充填前	再充填後
上り線 No.7	4800	4650
上り線 No.15	4750	4520
上り線 No.19	4630	4500
下り線 No.3	4330	4290

鋼棒番号	計測箇所	最大振幅値(V)	
		再充填前	再充填後
上り線 No.7	はね出し 1	0.891	0.732
	はね出し 2	0.991	0.856
	はね出し 3	1.431	1.005
	間詰め 1	1.104	0.940
	間詰め 2	0.875	0.772
	間詰め 3	0.684	0.629
上り線 No.15	はね出し 1	0.294	0.215
	はね出し 2	0.952	0.790
	はね出し 3	1.069	1.100
	間詰め 1	1.074	0.686
	間詰め 2	0.887	0.669
	間詰め 3	1.190	1.003
上り線 No.19	はね出し 3	1.394	1.445
	間詰め 1	1.663	1.481
	間詰め 2	1.243	1.249
	間詰め 3	1.372	1.465
下り線 No.3	間詰め 2	1.199	1.120
	間詰め 3	1.242	1.024

謝辞

本研究は、大阪大学大学院工学研究科地球総合工学専攻社会基盤設計学領域において鎌田敏郎先生のご指導のもとに行われたものであります。

指導教員である鎌田敏郎先生には、研究だけではなく、お父さんのように、この世界で人としてどのように生きて行くかをおしえて頂きました。さらに、物心両面で経済的な援助と4年間の留学生活中に面倒および頂いた暖かい配慮によって無事に外国で生活することができました。いつも感謝しながら生きて行くようにいたします。心より感謝しており、卒業後もご指導のほどよろしくお願い申し上げます。

同研究室特任助教内田慎哉氏（現立命館大学講師）には、本研究室での全ての活動において全面的にサポートして頂きました。立命館大学に異動されてからも、著者らの研究を強力にリードしてくださいました。さらに、著者の学位論文を最後まで責任を持って指導をして頂きました。たまたま大変な時もありましたが、4年間、誠にありがとうございました。

本論文をまとめるにあたり貴重なご指導・ご指摘を頂いた、大阪大学奈良敬先生ならび常田賢一先生に対し心深く感謝を表します。

同研究室準教授大倉一部先生からは、研究を楽しむ姿勢を学ばせていただきました。休日も研究室にいられており、心底研究を楽しんでおられるのであらうと感じました。

信頼性設計学領域の金裕哲先生には、社会基盤工学ゼミナールにおいて大変多くのご指導を頂きました。研究の難しさ、自分の考えを相手に伝える難しさを改めて確認させていただきました。誠にありがとうございました。

構造工学領域準教授小野潔先生、同研究室助教大西弘志先生（現岩手大学準教授）には、社会基盤工学ゼミナールにおいて、様々な角度から、研究の内容やプレゼンテーションの仕方について貴重なご指導およびご助言をして頂きました。厚くお礼申し上げます。

(株)国際建設技術研究所構造設計部真鍋英規氏には、博士学位の執筆において大きな流れや人生の先輩としての貴重な助言をしていただきました。

社会基盤工学部門の松橋加寿江氏、松浦由子氏には、研究にもっと専念できるように多方面に貴重な情報を送って頂く、また、長い時間お母さんと同じ気持ちで面倒を見て頂きまして、誠にありがとうございました。

研究室の卒業生にも大変多くのご指導、ご協力をして頂きました。山本健太氏（現東海旅客鉄道株式会社）からはコンピュータに関するイロハを教えてくださいました。また、常に笑顔で接して下さり、一緒にすごく時間はとても楽しかったです。角田蛍氏（現大阪府）には研究室に入って以来、ずっとお世話になりました。研究に関するご指導はもちろんのこと、研究室単位での大変楽しいイベントの企画までしていただき、誠にありがとうございました。岩崎俊樹氏（現鹿島建設）には、研究の楽しさや難しさを、2年間共に感じることはできないかと考えております。苦楽を共にできる存在があったからこそ、2年間頑張ることができたと感じております。研究に関する内容はもちろんのこと、プライベートに関する内容まで、著者の良き相談相手となってくださいました。太田小夜子氏（現JFEエンジニアリング）からは何事にもマイペースを崩さない芯の強さを学

ばせていただきました。木下真一氏には、愚痴を言いながらも自身のノルマを着々とかなす姿には畏敬の念を抱かずにいられませんでした。

研究室の後輩たちにも大変多くご協力をして頂きました。誠にありがとうございました。

素晴らしい先生方，諸後輩たちに囲まれ，本研究室で過ごした4年間は，著者の人生の中で最も濃密な時間であったといっても過言ではありません。これもひとえに，これら多くの方々のご指導とご支援があったためです。最後に，本論文を作成するにあたり，お力添えいただきましたすべての方々に対して深甚の謝意を表し，ここに謝辞とさせていただきます。

2013年7月 李 興洙