

コンクリート構造物の品質管理および点検・診断への  
衝撃弾性波法の適用に関する研究

岩野 聡史

## 目次

第1章 序論.....	1
1.1 研究の背景.....	1
1.2 研究目的.....	4
1.3 既往の研究.....	6
1.4 論文の構成と内容.....	8
第1章の参考文献.....	10
第2章 多重反射法による基本周波数の測定方法の検討.....	12
2.1 概説.....	12
2.2 多重反射法の測定原理.....	13
2.3 測定振動に対するフーリエ変換での誤差要因と適用限界の検討.....	14
2.3.1 実験概要.....	14
2.3.2 打撃する鋼球の直径による影響の確認実験.....	15
2.3.3 測定振動に対するフーリエ変換における適用限界の検討.....	19
2.3.4 検討結果.....	21
2.4 コンクリート内部を多重反射する縦弾性波の伝搬特性の検討.....	23
2.4.1 実験概要.....	23
2.4.2 背面で測定される反射波の検討.....	23
2.4.3 入力面で測定される反射波の検討.....	27
2.4.4 検討結果.....	30
2.5 部材厚さの大きいコンクリートに適用可能な 基本周波数の測定方法の検討.....	31
2.5.1 実験概要.....	31
2.5.2 数値解析による反射波の伝搬経路の推定.....	31
2.5.3 基本周波数の測定方法, 解析方法の提案.....	38
2.5.4 提案した基本周波数の測定方法, 解析方法の検証.....	43
2.5.5 検討結果.....	48
2.6 まとめ.....	48
第2章の参考文献.....	49
第3章 縦弾性波速度の測定方法の検討.....	51
3.1 概説.....	51

3.2	コンクリート内部の鉄筋による影響の確認実験	53
3.2.1	実験概要	53
3.2.2	実験方法	55
3.2.3	実験結果および考察	55
3.3	既設コンクリート構造物への適用方法の検討実験	59
3.3.1	実験概要	59
3.3.2	実験方法	60
3.3.3	実験結果および考察	60
3.4	まとめ	63
	第3章の参考文献	64
第4章	コンクリート構造物の品質管理への適用に関する検討	66
4.1	新設コンクリートの圧縮強度評価方法の検討	66
4.1.1	概説	66
4.1.2	測定原理	66
4.1.3	縦弾性波速度と圧縮強度の関係調査実験	67
4.1.4	供試体での圧縮強度評価	75
4.1.5	実構造物での検証実験	80
4.1.6	まとめ	88
4.2	新設コンクリートの表層付近の品質評価方法の検討	89
4.2.1	概説	89
4.2.2	測定原理および測定方法	90
4.2.3	供試体での測定実験	93
4.2.4	実構造物での検証実験	99
4.2.5	まとめ	105
	第4章の参考文献	106
第5章	コンクリート構造物の点検診断への適用に関する検討	109
5.1	多重反射法によるコンクリート内部欠陥評価方法の検討	109
5.1.1	概説	109
5.1.2	測定原理	110
5.1.3	豆板を模擬した欠陥を含む供試体での測定実験	111
5.1.4	コンクリート内部に空隙を含む実構造物での検証実験	115
5.1.5	まとめ	119

5.2 伝搬時間差法によるコンクリート内部欠陥評価方法の検討.....	120
5.2.1 概説.....	120
5.2.2 測定原理および測定原理の検証.....	120
5.2.3 柱形状の供試体での測定実験.....	124
5.2.4 まとめ.....	128
5.3 既設構造物の圧縮強度評価方法の検討.....	129
5.3.1 概説.....	129
5.3.2 既設構造物に適用可能な圧縮強度評価式の設定方法の検討.....	130
5.3.3 既設構造物での縦弾性波速度の測定方法の検証実験.....	137
5.3.4 実構造物での検証実験.....	147
5.3.5 まとめ.....	150
第5章の参考文献.....	152
第6章 総括.....	154
6.1 結論.....	154
6.2 今後の課題と展望.....	158
謝辞.....	160

# Study on Applicability of Impact Elastic Wave Method for Sustainable Management of Concrete Structure

Satoshi Iwano

The government investment in construction has been decreasing in recent years due to increasing financial stringency. Therefore, in concrete structures, it would be considered important to build high quality concrete structures which have high durability performance and to conduct preventive maintenance. From this viewpoint, sophistication of quality control, inspections and diagnosis would be imperative.

The subject of this study is the Impact Elastic Wave method which is a one method of the Non-destructive test for concrete structures. In this method, the elastic wave is generated by impact on surface of the concrete from hitting of hammer, and Non-destructive evaluation such as compressive strength, internal defect of the concrete structure are performed by measurement of the elastic wave. The Impact Elastic Wave method is expected to contribute the sophistication.

However evaluation procedures for concrete structures by the Impact Elastic Wave method have not been established due to lack of study. For this reason, in this study, the utilization of measured values from the Impact Elastic Wave method is considered to adapt evaluations for concrete structures.

The following results are confirmed: 1) The measuring method used the cross-correlation function between the input waveform and measured waveforms for the fundamental frequency of the concrete of which thickness is around 2.5 meters by is proposed. 2) The measuring method for elastic wave speed in the concrete structure with which surface is deterioration and in the reinforced concrete is proposed. 3) Evaluation procedures for compressive strength, surface quality and internal defect of concrete structures by measured fundamental frequency and measured elastic wave speed are proposed. It is confirmed that the accuracy of proposed evaluation procedure is in narrow range of error from experiments on actual concretes structures.

These results suggest that the Impact Elastic Wave method would be able to contribute build a sustainable society.

# 第1章 序論

## 1.1 研究の背景

本論文の研究対象は、コンクリート構造物の非破壊試験の一手法である衝撃弾性波法である。コンクリートは、鋼材とともに土木構造物や建築構造物を構築する主要な構造材料であり、社会資本の整備には欠かすことのできない材料である。ここで、我が国の社会資本整備状況を示す資料として建設投資額の推移を図1.1に示すと<sup>1.1)</sup>、新設費は1995年をピークとして年々減少していることが分かる。この原因としては、我が国では高速道路、鉄道、港湾施設、下水道施設など一定の社会資本が整備され、新規に整備すべき社会資本が減少していることが考えられるが、それ以上に、我が国の人口は2005年をピークに減少しており、少子高齢化による税収の低下および社会保障費の増加によって社会資本の新規整備に投資できる金額が少なくなっていることが考えられる。

我が国の社会資本の新規整備は、この様に厳しい状況ではあるが、今後も持続可能な社会を構築していくためには必要不可欠であると考えられる。その一例を述べると、先ず、現在の我が国の国民生活を守るための課題として、近年発生している地球温暖化の影響と思われる局地的な集中豪雨や土砂災害への対策がある。この対策としては、水害や土砂災害の対策のための構造物を新規に整備するだけでなく、地球温暖化の進行を抑制するために二酸化炭素の排出

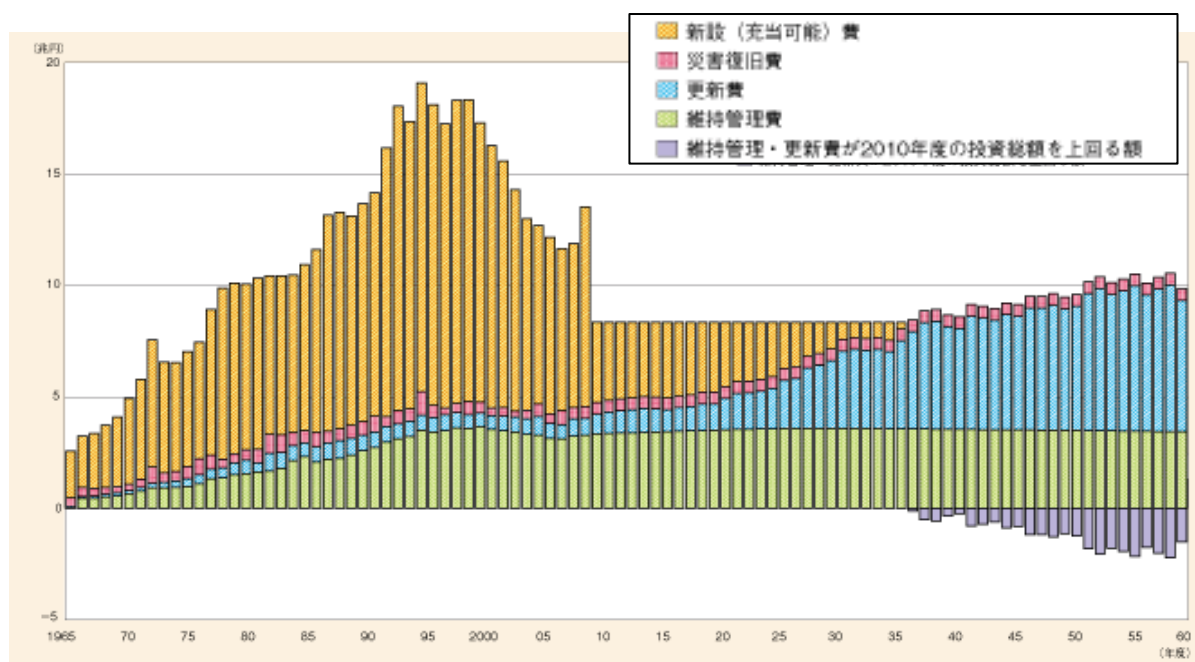


図1.1 我が国の社会資本整備額の推移<sup>1.1)</sup>

量の削減を目的とした社会資本を新規に整備することも重要となる。具体的には、自動車交通での渋滞解消対策のための新規道路整備，新幹線の新規整備など，公共交通の利用を促進して自動車の利用を減少させるための社会資本の整備である。この例の他にも，東日本大震災などの大災害からの復興や今後発生が予測される巨大地震への対策など，持続可能な社会を構築していくためには，社会資本の新規整備は必要不可欠であると考えられる。

一方，更新費，維持管理費は，図 1.1 から，年々増加していることが分かる。特に土木構造物は，中央高速道路の笹子トンネルでの事故が記憶に新しいが，風雨などの自然環境に曝されることが多くあり，経年劣化する性質がある。このことから，供用中の既設構造物に対しては，社会資本としての安全性能を持続していくためには適切な維持管理が必要となる。特に，我が国では高度成長期に多くの社会資本が建設され，今後膨大な数の社会資本が建設後 50 年以上経過することとなる。この状況から，更新費，維持管理費は今後更に増加していくものと考えられる。

以上のとおり，我が国では，厳しい財政状況でありながら必要な社会資本を新規に整備し，さらに整備した社会資本に対しては維持管理をしていくという課題に直面しているといえる。これらの課題に対する有効な対策としては，新設構造物の長寿命化，既設構造物の予防保全型の維持管理，これらがある。新設構造物の長寿命化とは，新設時に品質の高い構造物を建設していれば，経年劣化に対する抵抗力が強くなり，耐久性能が向上して，以後の更新費，維持管理費を低減できるという考え方<sup>1,2)</sup>に基づくものである。また，既設構造物の予防保全型の維持管理とは，構造物に重大な劣化が発生してから修繕をするのではなく，構造物を定期的に点検して，重大な劣化が発生する前に適切な対策を施すという計画的な維持管理を行うことによって，更新費，維持管理費を低減

表1.1 新設時のコンクリートに対する品質管理での試験項目

試験種別	試験項目
施工	塩化物総量規制
施工	単位水量測定
施工	スランプ試験
施工	コンクリートの圧縮強度試験
施工	空気量測定
施工後試験	ひび割れ調査
施工後試験	テストハンマーによる強度推定調査
施工後試験	配筋状態及びかぶり
施工後試験	強度測定

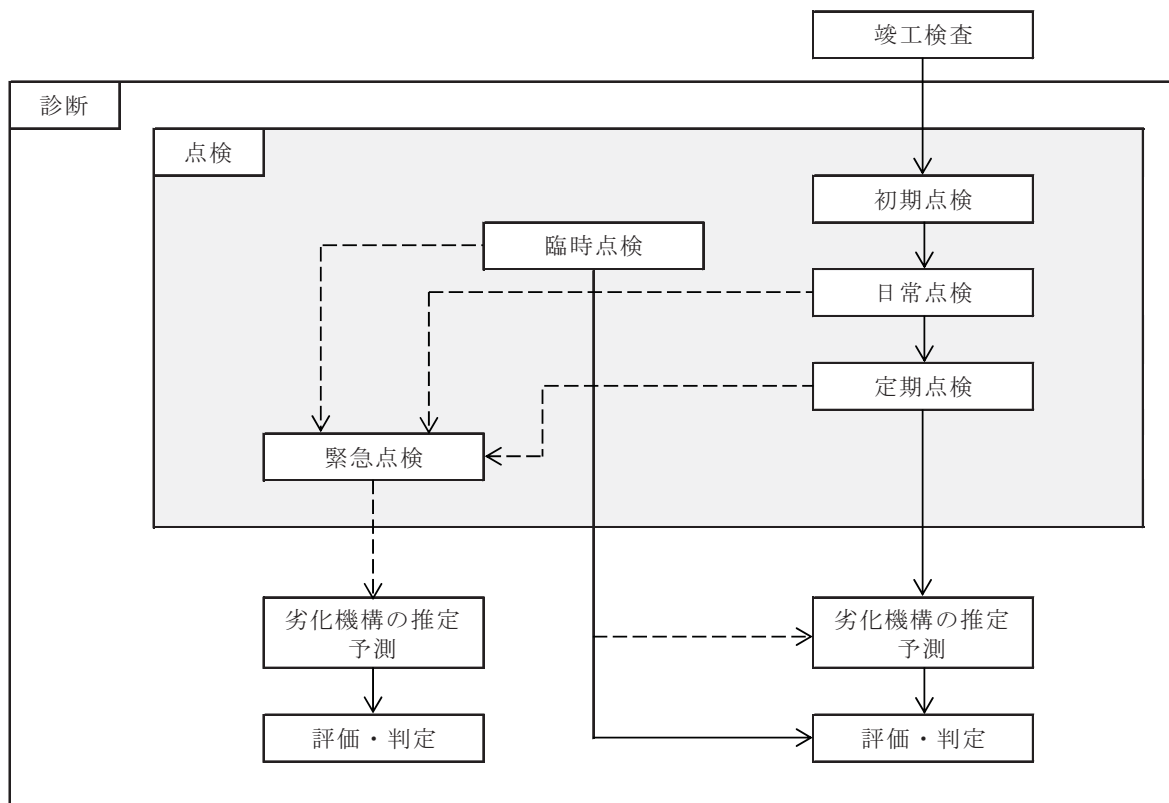


図1.2 既設のコンクリート構造物の点検の種類<sup>1.5)</sup>をもとに作成

できるという考え方<sup>1.3)</sup>に基づくものである。さらにコンクリート構造物では、これらの対策の手段として、非破壊試験技術を活用して、施工時の検査や品質管理を充実させることや既設構造物の点検・診断方法を高度化させることが有効になると考えられる。

ここで、新設構造物の長寿命化のための施工時の検査や品質管理に関して、コンクリートで実施されている試験項目の一例を表1.1に示す<sup>1.4)</sup>。表1.1で試験種別が「施工」の試験は、荷卸し時に採取した供試体に対する試験であり、現場に搬入された生コンクリートの性能に対する試験となる。これに対して、試験種別が「施工後試験」の試験は、コンクリート構造物を直接評価する非破壊試験である。新設時のコンクリートの品質や性能は、現場における締固め方法、養生状況、温度管理等の施工方法によって大きく変化する。このような性質であるコンクリート構造物の「施工後試験」には、非破壊試験が有効な手段であり、実施されている。

次に、既設構造物の予防保全型の維持管理として実施される点検の種類を図1.2に示す<sup>1.5)</sup>。コンクリートは経年変化により劣化する性質がある。劣化機構には、中性化、塩害、アルカリ骨材反応、凍害など様々な種類があるが、日常点検や定期点検を実施することにより、構造物の状態変化の予測、劣化機構の



推定, 予測等が行え, 合理的な維持管理を行うことが可能になるとされている。これらの点検に実施する評価方法として, 非破壊試験や破壊を伴う試験方法などがある。これらのうち破壊を伴う試験方法は, より精度の高い情報を得ることができるが, 構造物に損傷を与えることから, 多用することは好ましくないと考えられている。これに対して, 非破壊試験は, 構造物に損傷を与えることなく, 広範囲で実施できるという特長がある。従って, 例えば, 先ずは非破壊試験で劣化が進展している範囲を特定して, 破壊を伴う試験方法を実施する位置を限定して判断するなど, 両試験を併用すれば, より合理的な点検が実施できると考えられる。また, 非破壊試験はコンクリート構造物の表面および表層部での変状に限らず, 内部の状況を把握できる試験方法もあり, 劣化機構の推定や予測において, より有効な情報を得ることができると期待される。既設のコンクリート構造物の点検・診断に非破壊試験を活用すれば, 点検・診断が高度化されるものと期待される。

以上のとおり, コンクリート構造物に対して非破壊試験技術を活用することは, 今後の社会資本整備において有効な手段の1つになると考えられる。

## 1.2 研究目的

本研究では, コンクリートの非破壊試験手法のうち衝撃弾性波法に着目した。衝撃弾性波法は, 鋼球やハンマーでコンクリート表面を打撃することによりコンクリートに衝撃を与え, この衝撃によりコンクリートに発生した弾性波を測定する手法である<sup>1.6), 1.7)</sup>。コンクリート表面に衝撃を与えると縦弾性波, 横弾性波, レイリー波などの弾性波が同時に発生するが, このうち縦弾性波には,

試験方法	特徴	深さの適用範囲 (上限値)
赤外線サーモグラフィ法	非接触, 面的に広い範囲での測定	30mm~50mm程度
打音法	点測定→格子状に測定・解析による面的な評価 打撃音などによる硬さなどの推定	30mm~50mm程度
電磁波レーダ法	深さ方向に面測定→格子状に測定・解析 により立体的な評価	200mm (かぶり) 程度
X線透過法	面測定→立体的な評価	200mm (かぶり) 程度
超音波法	深さ方向に線的に測定→格子状に測定・解析 により立体的な評価	1m程度
衝撃弾性波法	縦弾性波速度, 接触時間 (衝撃弾性波法) による品質評価	数m程度

図1.3 各非破壊試験手法の比較<sup>1.8)</sup>をもとに作成

コンクリート内部に欠陥が存在することにより伝搬経路や伝搬時間が変化し、また、コンクリートの弾性係数によって伝搬速度が変化する性質がある。この性質から、コンクリート内部に発生した縦弾性波を測定することにより、コンクリートの内部欠陥探査やコンクリートの圧縮強度推定など、新設時の検査や施工管理、既設構造物の点検に利用できる多くの試験が実施できる。

また、参考文献 1.8)による各非破壊試験手法の比較を図 1.3 に示す。衝撃弾性波法と同様にコンクリート表面で直接測定する手法に、打音法、電磁波レーダ法、超音波法などがある。打音法は、コンクリート表面のハンマー等による打撃による振動を非接触のセンサーで受信する方法である。短時間で測定できる手法であるが、測定対象はコンクリートの表層付近に限定される。電磁波レーダ法は、コンクリート表面から内部に電磁波を入力し、コンクリートと電氣的性質が異なる材料で反射した電磁波を受信する方法である。電磁波は鉄筋で反射することから、鉄筋探査に広く使用されている手法である。しかしながら、配筋間隔や使用するレーダの周波数などにもよるが、基本的な測定対象は鉄筋や鉄筋のかぶり深さよりも浅い範囲のコンクリートに限定される。超音波法は、コンクリート表面から周波数 20kHz 程度以上の弾性波（超音波）をコンクリート内部に入力し、コンクリートと音響インピーダンスが異なる材料で反射した超音波の往復時間や、コンクリート中での伝搬時間を測定する方法である。古くから利用されている手法であるが、超音波をコンクリート内部に入力し、また、受信するためには、コンクリートの表面処理や接触媒質を必要とし、測定に時間を要する。また、波長が短い超音波を使用することから、コンクリート内部の鉄筋や骨材での反射による影響を受けることとなる。

これらの手法と比較して、衝撃弾性波法は周波数 20kHz 以下と波長が長く、伝搬時のエネルギー減衰が小さい弾性波を使用する。この性質から、測定に際してコンクリート表面の事前処理をあまり必要とせずに短時間での測定が可能であり、また、厚さ 2500mm 程度のコンクリートまで適用できるということが特長となる。特に土木構造物では、風雨などの自然環境に曝されることなどから表面が風化していることや、形状が大型であることが、非破壊試験において課題となることがある。衝撃弾性波法は他手法と比較して、これらの課題に対応した試験手法であると考えられる。

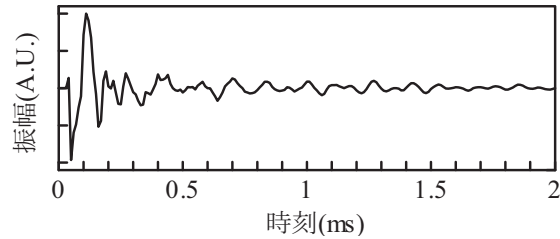
しかしながら、衝撃弾性波法を適用したコンクリート構造物の評価方法については、これまで十分な研究がされているとは言い難く、現状では、適用条件や適用方法について十分に確立されていない。そこで、本研究では、コンクリートの部材厚さやコンクリートの表面状態によって、コンクリート内部に発生

する縦弾性波の伝搬性質がどのように変化するかを検討し、衝撃弾性波法による縦弾性波の測定方法を明らかにすることと、さらに、この測定結果をどのように利用すれば、コンクリート構造物の新設時の検査や品質管理、既設構造物の点検に適用できるのかを検討し、衝撃弾性波法による評価方法の適用条件や適用方法を明らかにすることを目的した。

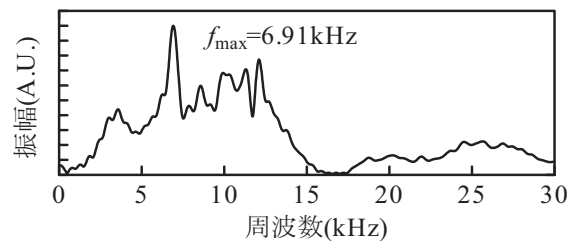
### 1.3 既往の研究

衝撃弾性波法の一手法として、米国で規格化されたインパクトエコー法<sup>1.6)</sup>があり、多くの研究がされてきた。Carinoらによる参考文献1.9)では、コンクリート床版での内部欠陥探査を目的とした研究がされている。この研究では、鋼球打撃によりコンクリート内部に入力される弾性波や、発生する弾性波について、数値解法を用いた検討がされている。Chengらによる参考文献1.10)では、鉄筋コンクリートでの鉄筋腐食による表層付近の水平ひび割れや剥離などの欠陥探査を目的とした研究がされている。この研究では、これらの欠陥が存在する場合に、鋼球打撃によりコンクリート内部に発生する弾性波の変化について、数値解法を用いた検討がされている。Sansaloneらによる参考文献1.11)では、衝撃弾性波法でのコンクリートの部材厚さ評価などで必要となる縦弾性波速度の測定方法についての検討がされている。日本国内でも、米国で規格化されたインパクトエコー法を用いた多くの研究がされてきた。渡辺らによる参考文献1.12)では、PCグラウトの充填度の評価手法としてのインパクトエコー法の適用性についての検討がされている。さらに渡辺らは、参考文献1.13)において、PCグラウトの充填度の評価手法におけるインパクトエコー法による測定結果の画像処理方法についての検討をしている。これら多くの研究成果からインパクトエコー法は、参考文献1.14)や参考文献1.15)においてコンクリートの内部空洞の探査方法として紹介されている。

衝撃弾性波法の主な測定項目にコンクリート内部を多重反射する縦弾性波の往復時間の測定があるが、インパクトエコー法ではこの測定を、コンクリート表面を鋼球で打撃し、発生した振動を測定して、測定振動に対して高速フーリエ変換（以下、FFTという）を行う方法としている。この測定例を図1.4に示す。インパクトエコー法では、FFTにより得られたパワースペクトルで振幅が最も大きくなる周波数（以下、卓越周波数という）を求めれば、この逆数からコンクリート内部を多重反射する縦弾性波の往復時間が求められるとしている。コンクリート内部が健全な場合では、コンクリート背面での反射による往復時間



(a) 測定振動



(b) FFTにより得られるパワースペクトル  
 図1.4 インパクトエコー法による測定例

が求まるのに対して、内部に空隙が存在する場合には、この空隙位置での反射による往復時間が求まることから、FFTにより、コンクリート内部の欠陥探査や、コンクリートの部材厚さの測定が可能であるとされている。一方、樺山らによる参考文献1.16)では、インパクトエコー法ではなく、オランダ応用科学研究所で開発された衝撃弾性波法（CTM法）によるトンネル覆工背面の空隙探査を目的とした研究がされている。この研究では、コンクリート内部を多重反射する縦弾性波の往復時間を、インパクトエコー法と同様にFFTにより得られたパワースペクトルから測定して、空隙の有無を判定する方法について検討がされている。

以上のとおり、衝撃弾性波法的主要測定項目であるコンクリート内部を多重反射する縦弾性波の往復時間の測定について、既往の研究ではインパクトエコー法を中心に、FFTにより得られたパワースペクトルから測定する方法が検討されてきた。しかしながら、これらの方法では、次の2点の課題があると考えられる。第一に、実際にFFTを適用すると、参考文献1.13)で指摘されているとおり、パワースペクトルでは複数の周波数において振幅値が極大値となり、内部欠陥の有無や位置の判断が困難となる。つまり、FFTによるパワースペクトルから客観的に縦弾性波の往復時間を測定する方法を確立することが課題である。第二に、既往の研究では、実際の土木構造物で用いられている厚さ2000mm以上のコンクリートで適用された事例が紹介されていない。衝撃弾性波法は図1.3に示されているとおり、数m程度のコンクリートに適用できることが特長であるが、これを検証することが課題であると考えられる。

また、衝撃弾性波法の主な測定項目には、前述の縦弾性波の往復時間の測定以外にも、縦弾性波が入力点と受信点の間を伝搬する時間差（以下、伝搬時間差という）の測定がある。インパクトエコー法では参考文献1.11)でこの測定方法が検討されている。伝搬時間差を測定して縦弾性波速度を決定できれば、前述の縦弾性波の往復時間の測定結果からコンクリートの部材厚さや内部欠陥までの深さを評価することが可能となる。しかしながら、既往の研究では、伝搬時間差の測定結果を利用したその他の評価方法について詳細に検討がされていないという課題がある。測定される伝搬時間差には、入力点と受信点の間のコンクリートに欠陥が存在すれば、縦弾性波の伝搬経路や伝搬速度は変化して、測定される伝搬時間差が変化する性質がある。また、コンクリートの弾性係数によって縦弾性波速度は変化することから測定される伝搬時間差が変化する性質がある。つまり、これらの性質から、測定した伝搬時間差そのものからコンクリートの内部欠陥評価やコンクリートの圧縮強度の評価など、新設時の検査や施工管理、既設構造物での点検での多くの評価に利用できると考えられる。これらの評価方法を詳細に検討し、評価方法を確立することや適用条件を明確にすることが課題であると考えられる。

#### 1.4 論文の構成と内容

本論文の構成を図 1.5 に示す。第 1 章は序論であり、本研究の背景、本研究の目的、既往の研究、および論文の構成を示した。

第2章と第3章では、衝撃弾性波法による各評価に利用できる測定値について、より多くのコンクリート構造物に適用できる測定方法を検討した結果を示した。

第2章では、縦弾性波がコンクリート内部を繰り返し反射することにより、コンクリートに生成される周波数（以下、基本周波数という）の測定方法を検討した結果を示した。基本周波数はコンクリートの部材形状とその物性により決まる値であり、コンクリート構造物の評価に活用できる測定値となる。しかしながら、衝撃弾性波法によりコンクリート中に発生する弾性波には、縦弾性波以外にレイリー波などがあり、さらに、レイリー波は縦弾性波よりもエネルギーが大きいことから、測定した振動から基本周波数を容易に測定できない。この課題に対して、部材厚さ2500mmまでのコンクリートに適用できる測定方法を検討した結果を示した。

第3章では、コンクリート中を伝搬する縦弾性波の伝搬時間を利用した縦弾性波速度の測定方法を検討した結果を示した。縦弾性波の伝搬時間は、コンクリ

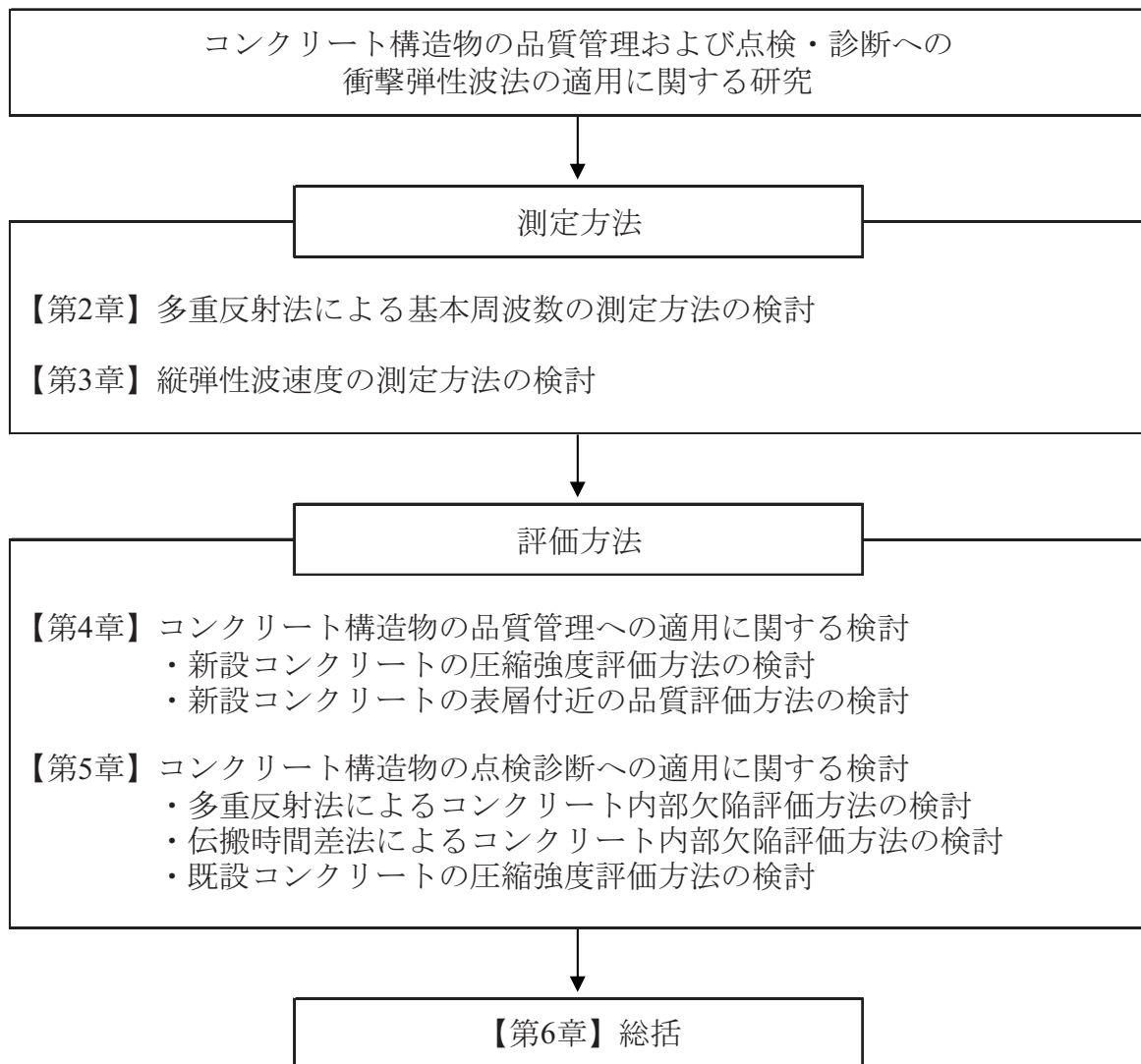


図1.5 論文の構成

ートの弾性係数や欠陥の有無によって変化する。これにより，測定される縦弾性波速度も，コンクリートの弾性係数や欠陥の有無によって変化する事となり，縦弾性波速度はコンクリート構造物の評価に活用できる測定値となる。しかしながら，コンクリート内部の鉄筋やコンクリート表面の乾燥状態の影響により正確な伝搬時間差を測定できない場合がある。この課題に対して，これらの影響を除去した測定方法を検討した結果を示した。

第4章と第5章では，第2章と第3章での測定値を利用したコンクリート構造物での評価方法を検討した結果を示した。

第4章では，新設構造物での施工管理に利用できる2つの評価方法を検討した結果を示した。まず，圧縮強度の評価方法を検討した結果を示した。圧縮強度はコンクリートの品質を示す代表値である。これを本法により，コンクリート構造物で直接，ある程度の精度で試験する方法について，実構造物での実験を

含めて検討した。次に、表層付近の品質評価方法について検討した結果を示した。コンクリートは表面から劣化因子が侵入して劣化する性質があり、新設時の表層付近の品質は耐久性能に影響する品質となる。近年は、構造物の長寿命化が求められていることなどから、コンクリートの表層付近の品質を向上させる施工が実施されている。これを非破壊試験により確認することは有効であると考え、その評価方法を検討した。なお、ここで対象としているコンクリートの表層付近の品質とは、二酸化炭素の侵入に伴う中性化に対する抵抗性や塩化物イオンの浸透抵抗性などの鉄筋腐食から保護する性能、または、コンクリート内部の水分の凍結融解抵抗性、つまり、凍害に対する抵抗性など鉄筋コンクリート構造物の耐久性能に関する品質である。

第5章では、既設構造物の点検や診断に利用できる試験方法として、コンクリート内部の欠陥評価方法、圧縮強度の評価方法を検討した結果を示した。これらは既設構造物の維持管理における補修や補強の要否の判断、範囲の判断、工法の判断などにおいて有効な情報になる。これらを本法により、ある程度の精度で評価する方法について検討した結果を示した。

第6章では、各章での検討結果から、本法の適用条件や留意点をまとめ、さらに本法の特長と役割についてまとめ、これらを本研究の結論とした。

## 第1章の参考文献

- 1.1) 国土交通省：国土交通白書 2012 平成 23 年度年次報告， pp.99， 2012.
- 1.2) 土木学会コンクリート委員会：構造物表層のコンクリート品質と耐久性能検証システム研究小委員会（335 委員会）成果報告書およびシンポジウム講演概要集，コンクリート技術シリーズ No.80， pp.1-9， 2008.
- 1.3) 道路橋の予防保全に向けた提言，国土交通省 HP  
<http://www.mlit.go.jp/road/sisaku/yobohozen/yobohozen.html>， 2010.
- 1.4) 土木工事施工管理基準及び規格値（案），国土交通省 HP  
[http://www.mlit.go.jp/tec/sekisan/sekou/pdf/250329kouji\\_sekoukanrikijun01.pdf](http://www.mlit.go.jp/tec/sekisan/sekou/pdf/250329kouji_sekoukanrikijun01.pdf)， pp.□1-□4， 2013.
- 1.5) 土木学会：2013 年制定コンクリート標準示方書〔維持管理編〕， pp.29-51， 2013.
- 1.6) ASTM-C1383-04: Standard Test Method for Measuring the P-Wave Speed and the Thickness of Concrete Plates Using the Impact-Echo Method, 2004.
- 1.7) 内田慎哉：弾性波法によるコンクリートの物性および欠陥の非破壊評価，

- 大阪大学学位論文，2008.
- 1.8) 日本非破壊検査協会：新コンクリートの非破壊試験，pp.67-84，2010.
  - 1.9) Nicholas J.Carino, Mary Sansalone, Nelson N.Hsu：A Point Source-Point Receiver, Pulse-Echo Technique for Flaw Detection in Concrete, ACI JOURNAL, March-April 1986, pp.199-208, 1986.
  - 1.10) C.Cheng, M.Sansalone：The impact-echo response of concrete plates containing delaminations：numerical, experimental and field studies, Materials and Structures, pp.274-285, 1993.
  - 1.11) Mary Sansalone, Jiunn-Ming Lin, William B.Streett：A Procedure for Determining P-Wave Speed in Concrete for Use in Impact-Echo Testing Using a P-Wave Speed Measurement Technique, ACI MATERIALS JOURNAL, November-December 1997, pp.531-539, 1997.
  - 1.12) 渡辺健，大津政康，友田祐一：PC グラウト充てん度評価のインパクトエコー法に関する波動論的考察，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.20, No.1, pp.293-298, 1998.
  - 1.13) 渡辺健，渡海雅信，小坂浩二，大津政康：インパクトエコー法の画像処理に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.22, No.1, pp.391-396, 2000.
  - 1.14) 日本コンクリート工学会：コンクリート診断技術'12〔基礎編〕，pp.114, 2012.
  - 1.15) 日本コンクリート工学協会：コンクリートのひび割れ調査，補修・補強指針—2013—，pp.21-27, 2013.
  - 1.16) 縦山好幸，熊野賢二，宮川豊章，野村勝義：反射波法を用いた非破壊試験のコンクリート構造物空隙調査への適用性に関する研究，土木学会論文集，No.665/□-49, pp.31-44, 2000.



## 第2章 多重反射法による基本周波数の測定方法の検討

### 2.1 概説

コンクリート表面に鋼球打撃等により衝撃を与えたときに発生する弾性波の模式図を図2.1に示す。縦弾性波，横弾性波，レイリー波などの弾性波が同時に発生するが，このうち縦弾性波には，弾性波の入力点から内部に伝搬して，入力面と底面などの反射面間で反射する成分（以下，反射波という）が存在する。さらにこの反射波には，その後，入力面と反射面間で繰り返し反射（以下，多重反射という）する性質がある。コンクリートにはこの多重反射により，反射波の往復時間を周期とする振動が生成されることとなる。

衝撃弾性波法の測定方法の一つに多重反射法<sup>2.1),2.2)</sup>がある。多重反射法とは，入力面と同一面に受信点を設定し，測定した振動（以下，測定振動という）の周波数解析により，多重反射により生成される振動の周波数（以下，基本周波数という）を測定する方法である。ここで，基本周波数は，反射波の往復時間の逆数であることから，入力面から反射面までの距離とコンクリート中を伝搬する縦弾性波速度により一義的に決定される理論値である。すなわち，コンクリートの部材形状とその物性により決まる値である。従って，基本周波数はコンクリート内部の欠陥の有無，コンクリート内部の弾性係数などにより変化するため，コンクリート構造物の非破壊試験による評価において，有効な情報（評価指標）となる。このことから，多重反射法は実務の場面において広く利用され，この方法の規格は日本非破壊検査協会規格<sup>2.1)</sup>やSansaloneら<sup>2.3)</sup>の研究成果に基づいたASTM規格<sup>2.2)</sup>が制定されている。

衝撃弾性波法と同様に反射波の周期を測定し，コンクリート内部の欠陥評価などを行う非破壊試験方法としては超音波法がある<sup>2.4)</sup>。こ

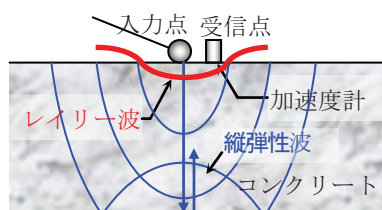


図2.1 鋼球打撃により発生す弾性波の模式図

の超音波法と比較した場合の衝撃弾性波法の最大の長所は、使用する弾性波の波長が長いことから部材厚さの大きいコンクリートにも適用できることである。土木構造物には、部材厚さ2000mm以上のコンクリートが多くあるが、衝撃弾性波法の長所を活かすには、このような部材厚さの大きいコンクリートに適用可能な測定、解析方法を確立することが有効になると考えられる。

しかしながら、既往の研究では、部材厚さ2000mm以上のコンクリートで衝撃弾性波法の多重反射法を適用した事例は紹介されていない。そこで本章では、先ず、厚さ110mm～2400mmの供試体および実構造物のコンクリートで、参考文献2.2)の規定されている測定方法、解析方法を適用し、この方法での誤差要因や適用限界について検証した。続いて、この誤差要因や適用限界を解消する新しい測定方法、解析方法を供試体実験および2次元弾性体波動方程式に基づく数値解析により検討した。さらに、諸元が確認できる試験室内および実構造物として供用されている設計厚さ1600mm、2500mmのコンクリートを対象として、提案した測定方法および解析方法の妥当性を検証した。

## 2.2 多重反射法の測定原理

多重反射法での測定振動と周波数解析結果の例を図2.2に示す。図2.1に示したとおり、コンクリート表面を鋼球で打撃すると、鋼球がコンクリート表面に貫入し、さらに、コンクリート表面が鋼球を反発することにより、コンクリートには弾性波が発生する。加速度計には反射波が反射して表面に到達する度に振動が測定されることから、測定振動には、反射波の往復時間と一致する周期性が生じることとなる。多重反射法では、この原理を利用して、測定振動に対して周波数解析

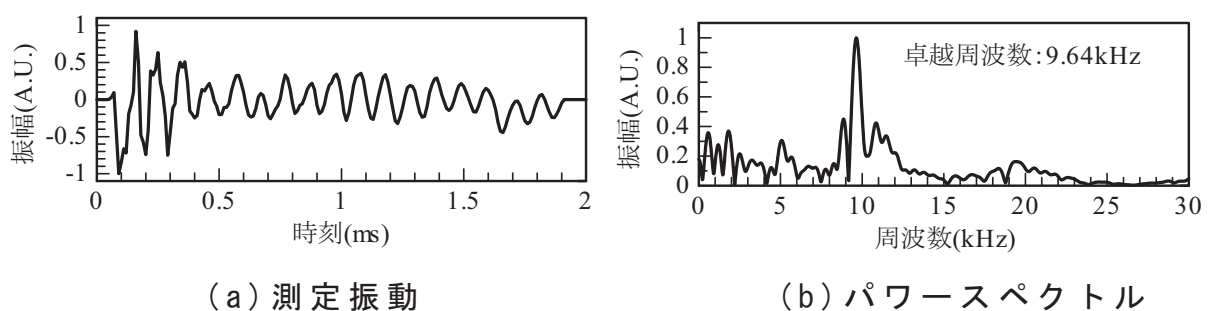


図2.2 多重反射法での測定振動とパワースペクトルの例

を行い、得られたパワースペクトルで振幅が最も大きくなる周波数（以下、卓越周波数という）から基本周波数を決定する。なお、多重反射法での周波数解析方法として最も多く利用されている方法は、参考文献 2.2) で規定されているように、測定振動に対して高速フーリエ変換を行う方法であるといえる。

## 2.3 測定振動に対するフーリエ変換での誤差要因と適用限界の検討 2.5)

### 2.3.1 実験概要

本節の実験では、参考文献2.2)で規定されている測定方法と解析方法（測定振動に対するフーリエ変換）を採用し、誤差要因と適用できるコンクリートの部材厚さの範囲を把握することを目的とした。

前節に示したとおり、コンクリート表面を鋼球で打撃すると、鋼球がコンクリートに貫入し、さらに、コンクリートが鋼球を反発することにより、コンクリートには弾性波が発生する。ここで、鋼球がコンクリート表面に接触して貫入を開始してから反発して離れるまでの時間（以下、接触時間という）は、鋼球の直径によって変化することとなる。この性質は式(2.1)で示される<sup>2.3)</sup>。

$$T_C = \frac{A}{V_0^{0.2}} R [\rho_s (\delta_s + \delta_p)]^{0.4} \quad (2.1)$$

ただし、 $\left( \delta_p = \frac{1-v_p^2}{\pi E_p}, \delta_s = \frac{1-v_s^2}{\pi E_s} \right)$

ここに、 $T_C$ ：接触時間、 $A$ ：定数、 $V_0$ ：衝突速度、 $R$ ：鋼球半径、 $\rho_s$ ：鋼球密度、 $v_p$ ：コンクリートのポアソン比、 $v_s$ ：鋼球のポアソン比、 $E_p$ ：コンクリートの弾性係数、 $E_s$ ：鋼球の弾性係数である。鋼球直径が小さくなれば接触時間は短くなり、鋼球直径が大きくなれば接触時間は長くなる。

多重反射法では、鋼球打撃で得た測定振動に対して周波数解析を行い基本周波数を決定するが、接触時間が周波数解析結果に影響を及ぼすことが指摘されている。参考文献2.2)では、接触時間が反射波の周期よりも短くなるように鋼球を選定することが規定されている。

そこで本節では、先ず、表2.1に示すコンクリートのうち設計厚さ

表2.1 測定対象コンクリート

設計厚さ (mm)	縦弾性波速度 (m/s)	セメント種類 (記号)	呼び強度	備考
110	3650	H	24	実験用供試体
200	4000	H	24	実験用供試体
300	4168	N	45	実験用供試体
400	4000	H	24	実験用供試体
600	3406	N	18	実験用供試体
1200	4033	BB	24	実構造物
1600	4060	BB	24	実構造物
1900	4108	BB	24	実構造物
2400	3994	詳細不明		実構造物

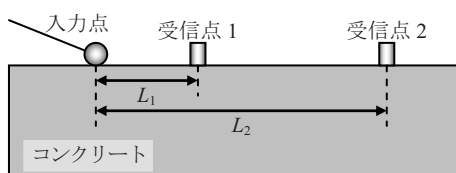


図2.3 伝搬時間差法（同一面配置）による測定状況

が300mmと600mmのコンクリートを対象として、打撃する鋼球の直径を変化させた測定を行ない、鋼球の選定に関する規定内容を検証した（2.3.2項）。次に、この検証結果を反映させた測定を表2.1に示す設計厚さ110mm～2400mmのコンクリートを対象として行い、多重反射法が適用できる厚さの範囲を確認した（2.3.3項）。

表2.1に示す全てのコンクリートは、幅、長さが厚さの6倍以上であり、参考文献2.2)に示される多重反射法の適用条件を満足する版形状である。なお、表2.1での縦弾性波速度とは、伝搬時間差法（同一面配置）により事前に測定した結果である。図2.3に示すとおり、弾性波の入力点と受信点を同一面に設定して、2点の受信点での縦弾性波の伝搬時間差を測定し、受信点間の距離から縦弾性波速度を算出した。

### 2.3.2 打撃する鋼球の直径による影響の確認実験

#### (1) 実験内容

設計厚さ300mmのコンクリートと設計厚さ600mmのコンクリート

を対象として，打撃する鋼球の直径を変化させて測定した。鋼球の直径は設計厚さ300mmのコンクリートでは8mm，10mm，15mm，20mm，設計厚さ600mmのコンクリートでは10mm，15mm，20mm，30mmである。使用した加速度計は圧電型加速度計（周波数範囲0.2Hz～20kHz）で，サンプリング時間間隔は2 $\mu$ s，サンプリングデータ数は4096個である。

## (2) 実験結果

各鋼球直径で得られた測定振動とパワースペクトルについて，設計厚さ300mmでの結果を図2.4に，設計厚さ600mmでの結果を図2.5に示す。なお，測定振動とパワースペクトルの振幅値は，振幅値の最大値が1になるように，各振幅値を振幅値の最大値で除する標準化（以下，標準化という）を行っている。図2.4，図2.5より，鋼球の直径によってパワースペクトルは変化し，鋼球の直径が小さく，接触時間

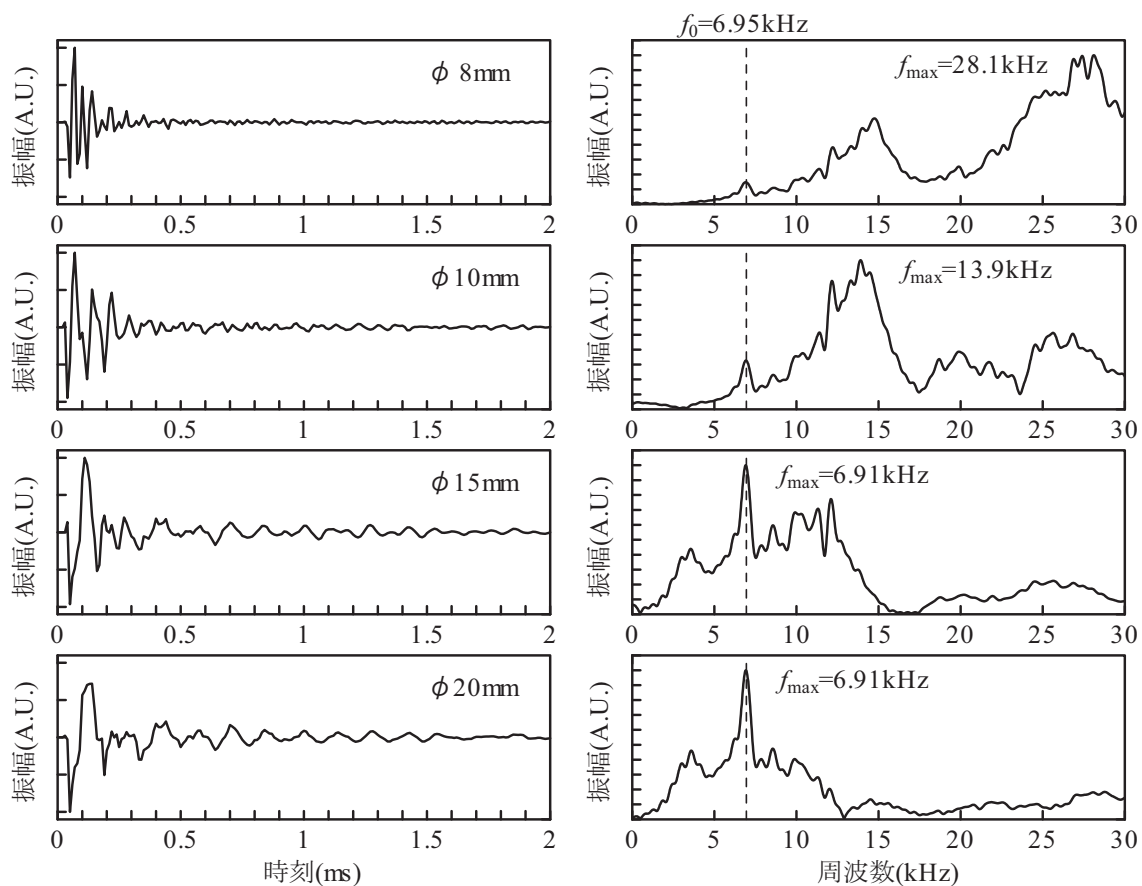


図2.4 各鋼球での測定振動（左図）とパワースペクトル（右図）  
（設計厚さ300mm）

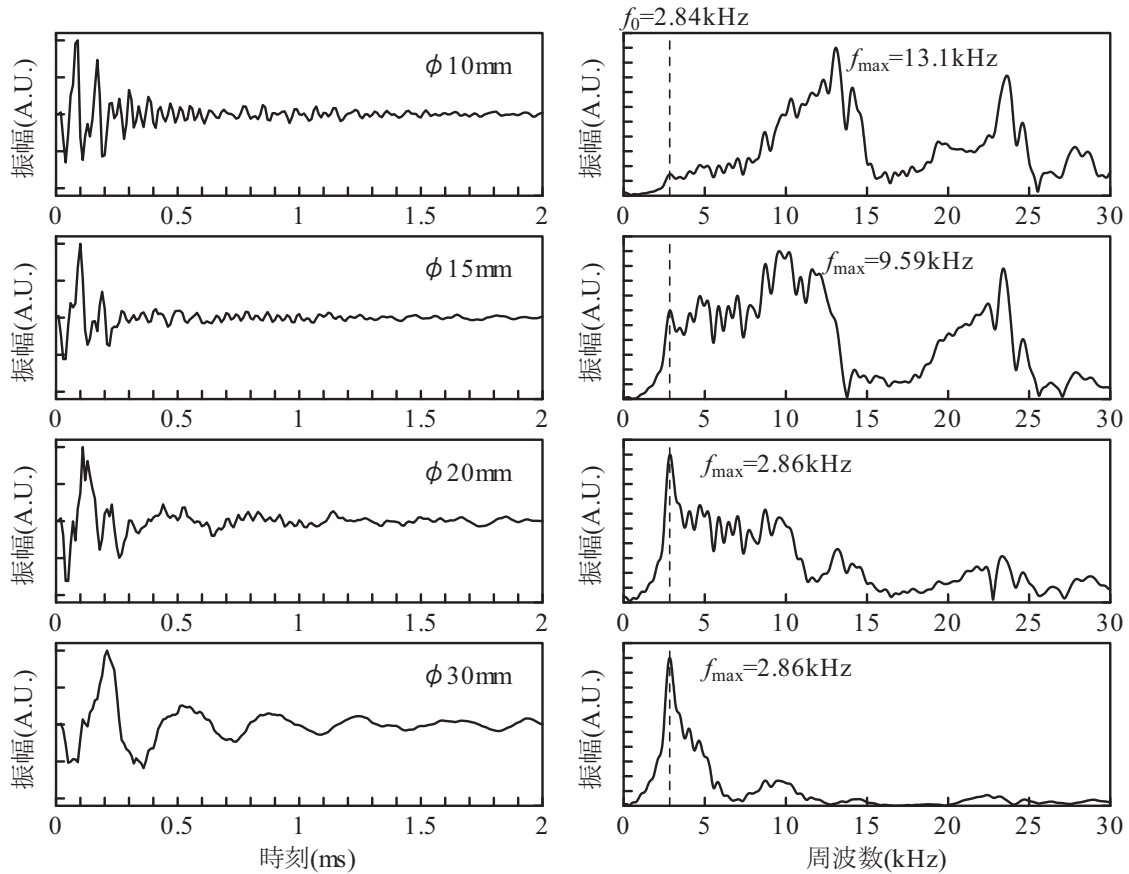


図2.5 各鋼球での測定振動（左図）とパワースペクトル（右図）  
（設計厚さ600mm）

が短くなるほど高域の周波数成分の振幅値が大きくなることが確認される。

各コンクリートでの基本周波数 $f_0$ は式(2.2)より算出できる。

$$f_0 = \frac{V_p}{2D_0} \quad (2.2)$$

ここで、 $D_0$ ：コンクリートの厚さ、 $V_p$ ：縦弾性波速度である。

表2.1に示した縦弾性波速度と設計厚さから基本周波数 $f_0$ を算出すると、設計厚さ300mmは6.95kHz、設計厚さ600mmは2.84kHzとなる。基本周波数と図2.4、図2.5に示したパワースペクトルでの卓越周波数 $f_{max}$ とを比較を図2.6に示す。設計厚さ300mmでの鋼球直径8mmと10mm、設計厚さ600mmのコンクリートでの鋼球直径10mmと15mm、これらでは基本周波数の振幅値はある程度大きくなっているが、卓越周波数とはなっていない。卓越周波数は基本周波数よりも高域の周波数となり、基本周波数を正確に測定できない結果である。

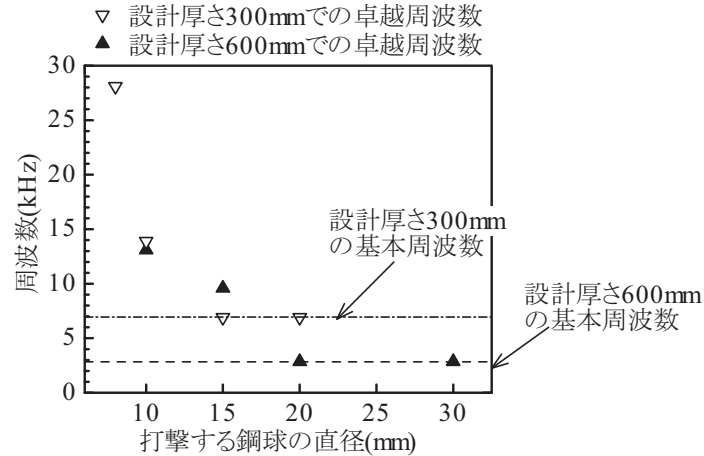


図2.6 基本周波数と測定で得られた卓越周波数との比較結果

この原因について考察する。図2.1の模式図に示した通り，鋼球打撃により反射波以外の複数の弾性波が発生するが，これら複数の弾性波のうち，最も振幅が大きいのはコンクリート表面を伝搬するレイリー波である<sup>2,6)</sup>。さらに，このレイリー波は，周知のとおり，弾性体の表層の体積変化を伝える波である。コンクリート表面での鋼球打撃の場合，表層部の体積変化はコンクリート表面に鋼球が接触することにより生じることとから，鋼球打撃により発生するレイリー波の周波数は接触時間を反映することとなる。例えば図2.4の鋼球直径8mmでは，基本周波数が6.95kHzであるのに対して，卓越周波数は28.1kHzと基本周波数よりも高い周波数となったが，この卓越周波数は直径8mmと小さい鋼球での短い接触時間を反映したレイリー波の周波数である。参考文献2.2)では，接触時間が反射波の周期よりも短くなるように，つまり，レイリー波の周波数が基本周波数よりも高くなるように鋼球を選定することが規定されているが，この条件の鋼球を選定しても，レイリー波の周波数と基本周波数とが乖離していれば，基本周波数は測定できないと判断できる。

その一方で，設計厚さ300mmでの鋼球直径15mmと20mm，設計厚さ600mmのコンクリートでの鋼球直径20mmと30mmと複数の鋼球において，卓越周波数は基本周波数と一致した。以上の結果より，レイリー波の周波数が基本周波数とある程度一致するような直径の鋼球を選定すれば，基本周波数を測定できると考えられる。

表2.2 各設計厚さのコンクリートで使用した鋼球

設計厚さ(mm)	使用した鋼球の直径(mm)
110	8
200	15
300	20
400	30
600	30
1200	63
1600	63
1900	76
2400	76

### 2.3.3 測定振動に対するフーリエ変換における適用限界の検討

#### (1) 実験内容

表2.1に示した設計厚さ110mm～2400mmの全コンクリートを対象として、測定振動に対するフーリエ変換によるコンクリートの厚さの適用限界を確認した。なお、設計厚さによって使用する鋼球の直径を表2.2に示すとおりに変化させた。これは前項で示された、基本周波数を測定するにはレイリー波の周波数が基本周波数とある程度一致するような直径の鋼球を選定するという条件に従ったものである。使用した加速度計は圧電型加速度計（周波数範囲0.2Hz～20kHz）で、サンプリング時間間隔は設計厚さ110mm～600mmは2μs，設計厚さ1200mm～2400mmは10μs，サンプリングデータ数は4096個である。

#### (2) 実験結果

各コンクリートで得られた測定振動とパワースペクトルについて、設計厚さ110mm～600mmでの結果を図2.7に、設計厚さ1200mm～2400mmでの結果を図2.8に示す。図2.7，図2.8の振幅値は標準化を行っている。また、図2.7，図2.8には、パワースペクトルでの卓越周波数が基本周波数と一致しているのかを確認するため、卓越周波数と表2.1に示した縦弾性波速度から式(2.3)によりコンクリートの部材厚さを推定した結果を示した。

$$D = \frac{V_p}{2f_{\max}} \quad (2.3)$$

ここで、 $D$ ：コンクリート部材の推定厚さ， $V_p$ ：縦弾性波速度，



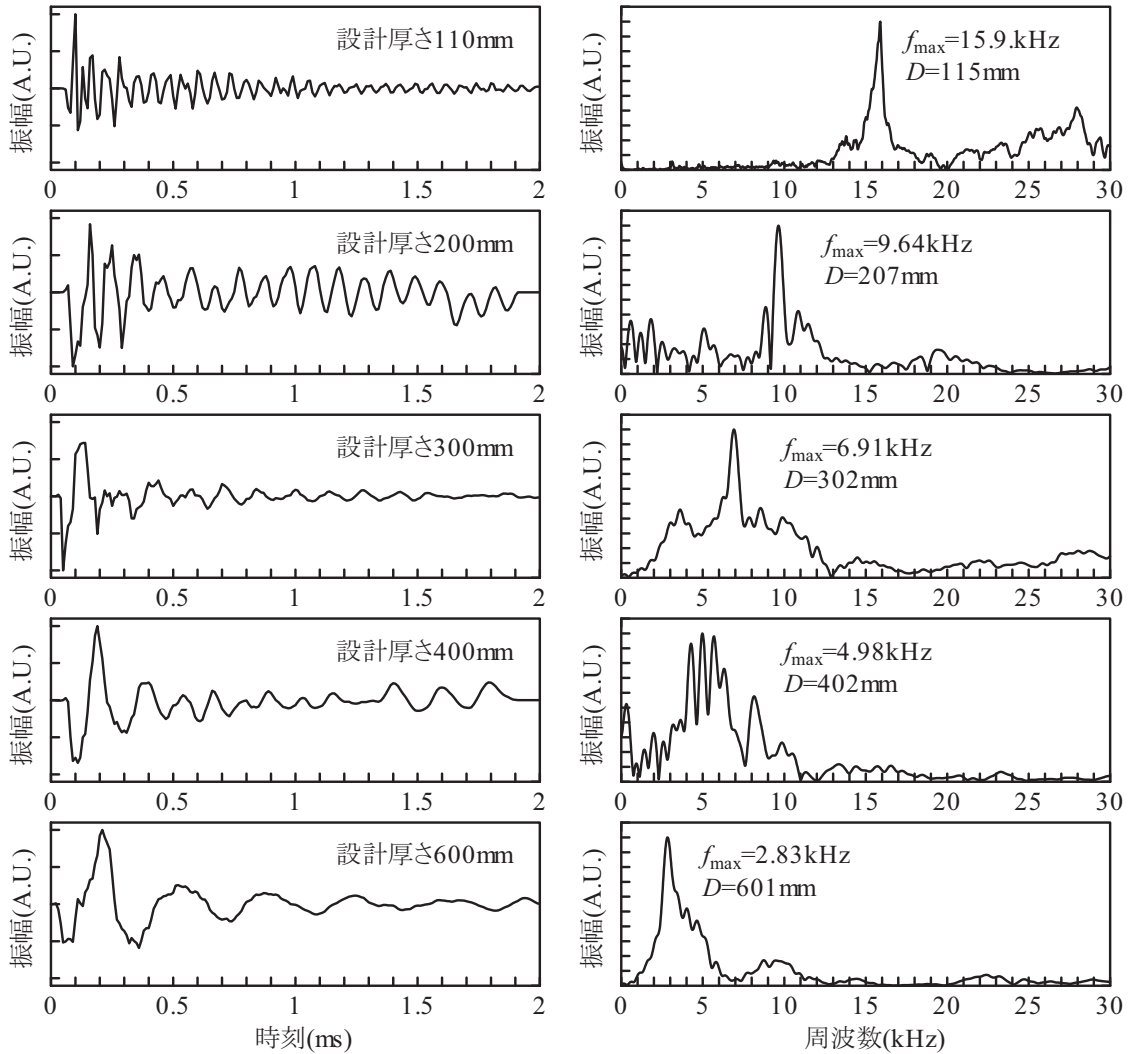


図2.7 設計厚さ110mm～設計厚さ600mmのコンクリートでの測定振動（左図）とパワースペクトル（右図）

$f_{max}$  : 卓越周波数である。

設計厚さと推定厚さとの比較結果を図2.9に示すと、設計厚さ110mm～1600mmでは、両者は良く一致する結果となり、これらの厚さのコンクリートでは基本周波数が測定できているものと判断できる。これに対して、設計厚さ1900mm、2400mmでは設計厚さと推定厚さは一致せずに、基本周波数が測定できていないと判断される。

設計厚さ1900mm、2400mmでの基本周波数を式(2.2)により算出すると、設計厚さ1900mmでは1.08kHz、設計厚さ2400mmでは0.83kHzとなる。これに対し、設計厚さ1900mm、2400mmのパワースペクトルでは、周波数0kHz～4kHz程度の広い周波数帯域で振幅値が大きくなり、基本周波数を特定できない結果となった。

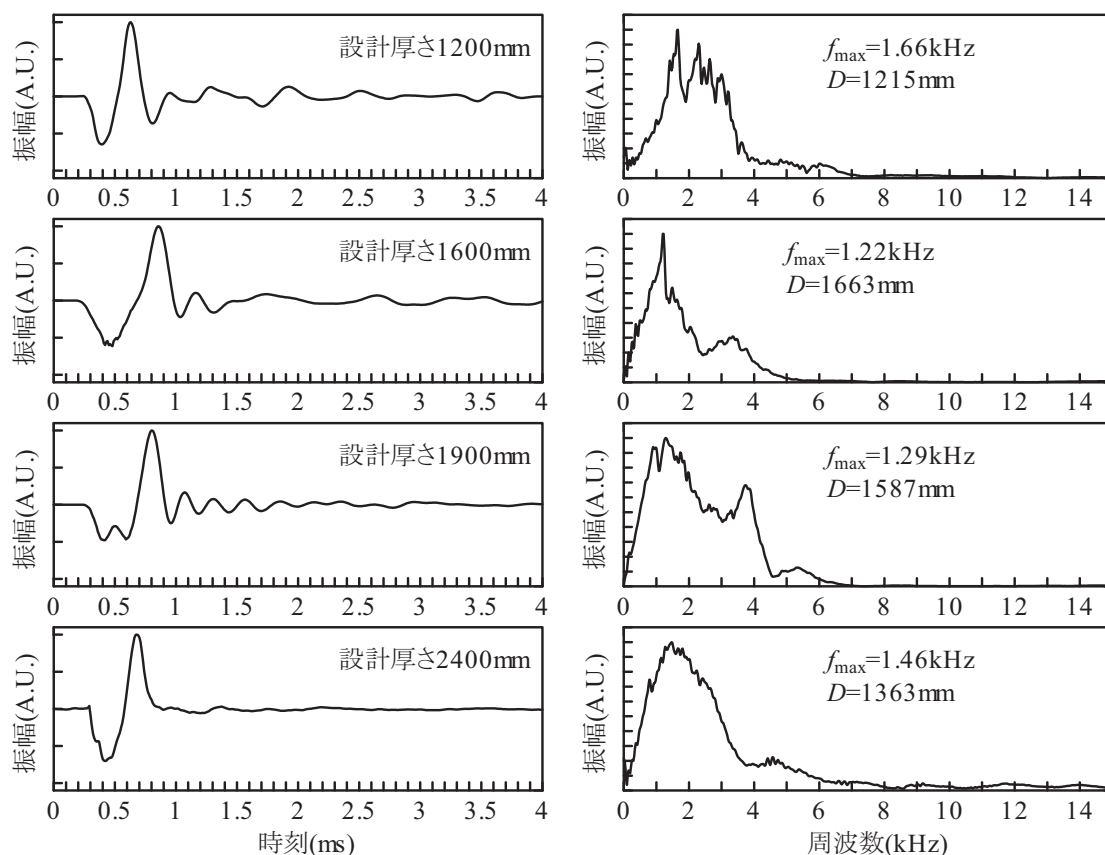


図2.8 設計厚さ1200mm～設計厚さ2400mmのコンクリートでの測定振動（左図）とパワースペクトル（右図）

フーリエ変換によるパワースペクトルにおいてこの様に広い周波数帯域で振幅値が大きくなるのは、測定振動での波形の個数が少ない場合での典型的な特徴である。実際に、設計厚さ1900mm、2400mmの測定振動を見ると、特に設計厚さ2400mmでの測定振動は、時刻0.8ms以降の振幅値が著しく小さくなり、測定振動での波形の個数は1個程度であった。基本周波数は反射波の多重反射により出現する周波数であるが、部材厚さが大きくなると、反射波は伝搬過程で減衰し、実際に測定された測定振動は、縦弾性波の入力直後に測定されたレイリー波のみであったと考えられる。

以上のとおり、測定振動に対するフーリエ変換では、部材厚さが1900mm以上と大きくなるコンクリートでは、多重反射する反射波が減衰する影響により、基本周波数を正確に測定できないと判断される。

#### 2.3.4 検討結果

本節では、多重反射法での基本周波数の測定を、参考文献2.2)で規

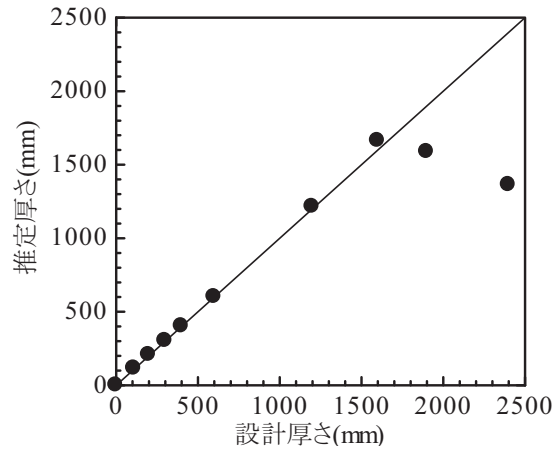


図2.9 設計厚さと推定厚さの比較結果

定されている測定方法と解析方法（測定振動に対するフーリエ変換）を採用し，誤差要因と適用できるコンクリートの部材厚さの範囲を把握することを目的とした実験を行った。得られた結果を以下に示す。

- 1) パワースペクトルは打撃する鋼球の直径によって変化する。これは，鋼球打撃では反射波以外に様々な弾性波が発生するが，パワースペクトルでは，接触時間によって周波数が増えるレイリー波の影響が大きくなることによる。
- 2) 参考文献2.2)では，接触時間が反射波の周期よりも短くなるように，つまり，レイリー波の周波数が基本周波数よりも高くなるように鋼球を選定することが規定されているが，この条件の鋼球を選定しても，レイリー波の周波数と基本周波数とが乖離していれば，基本周波数は測定できない。基本周波数を測定するには，レイリー波の周波数が基本周波数とある程度一致するような直径の鋼球を選定することが必要となる。
- 3) 部材厚さが1900mm以上と大きくなるコンクリートでは，測定振動に対するフーリエ変換で基本周波数を正確に測定できない。これはコンクリート内部を多重反射する反射波の減衰が著しいことによる。

以上の結果より，多重反射法による周波数解析方法として測定振動に対するフーリエ変換を適用するには，接触時間（打撃する鋼球の直径）に留意すること，反射波の減衰による影響を除去すること，これらが重要な課題になるといえる。

## 2.4 コンクリート内部を多重反射する縦弾性波の伝搬特性の検討<sup>2.4)</sup>

### 2.4.1 実験概要

2.3節より，部材厚さが1900mm以上と大きくなるコンクリートでは，コンクリート内部を多重反射する反射波の減衰が著しいことから，参考文献2.2)で解析方法として規定されている測定振動に対するフーリエ変換では，基本周波数を正確に測定できないことが確認された。部材厚さが1900mm以上と大きくなるコンクリートで基本周波数を正確に測定するには，反射波の減衰による影響を除去することが重要な課題になると考えられる。

そこで本節では，受信点を縦弾性波を入力する面（入力面）とその反対側の面（背面）に2点設置する測定（2.4.2項），および，入力面に2点設置する測定（2.4.3項）を行い，縦弾性波がコンクリート内部を伝搬して，多重反射する時の特性について確認した。これらの結果から，反射波の減衰による影響の除去に有効な方法について検討した。

### 2.4.2 背面で測定される反射波の検討

#### (1) 実験内容

測定点の設定状況を図2.10に示す。受信点を入力面と背面に設置した。測定したコンクリートは，表2.1に示す設計厚さ300mmのコンクリートと設計厚さ600mmのコンクリートである。縦弾性波を入力させた鋼球の直径は，設計厚さ300mmのコンクリートでは8mm，10mm，15mm，20mm，設計厚さ600mmのコンクリートでは10mm，15mm，20mm，30mmで，接触時間を変化させた測定を行い，それぞれの接触時間でどのような弾性波が入力面，背面に発生するのかを

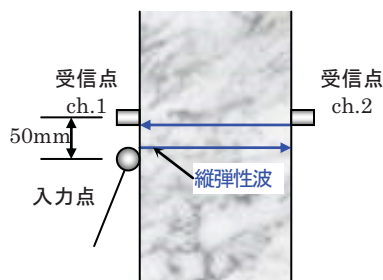


図2.10 入力面と背面側で測定される振動の比較状況

確認した。測定に使用した加速度計は圧電型加速度計（周波数範囲0.2Hz～20kHz）、サンプリング時間間隔は2 $\mu$ s、サンプリングデータ数は4096個である。

## (2) 実験結果

測定振動とパワースペクトルについて、設計厚さ300mmでの一例を図2.11に、設計厚さ600mmでの結果を図2.12に示す。なお、測定振動とパワースペクトルの振幅値は標準化を行っている。

図2.11より、設計厚さ300mmのコンクリートでは、鋼球直径8mmでは7kHz程度、15kHz程度、28kHz程度の弾性波が、鋼球直径20mmでは7kHz程度の弾性波が入力面、背面ともに測定されている。また、図2.12より、設計厚さ600mmのコンクリートでも同様に入力面、背面とも同一の周波数帯域の弾性波が振動が測定されている。つまり、2.3節に示された実験結果のとおり、入力面に設置した受信点

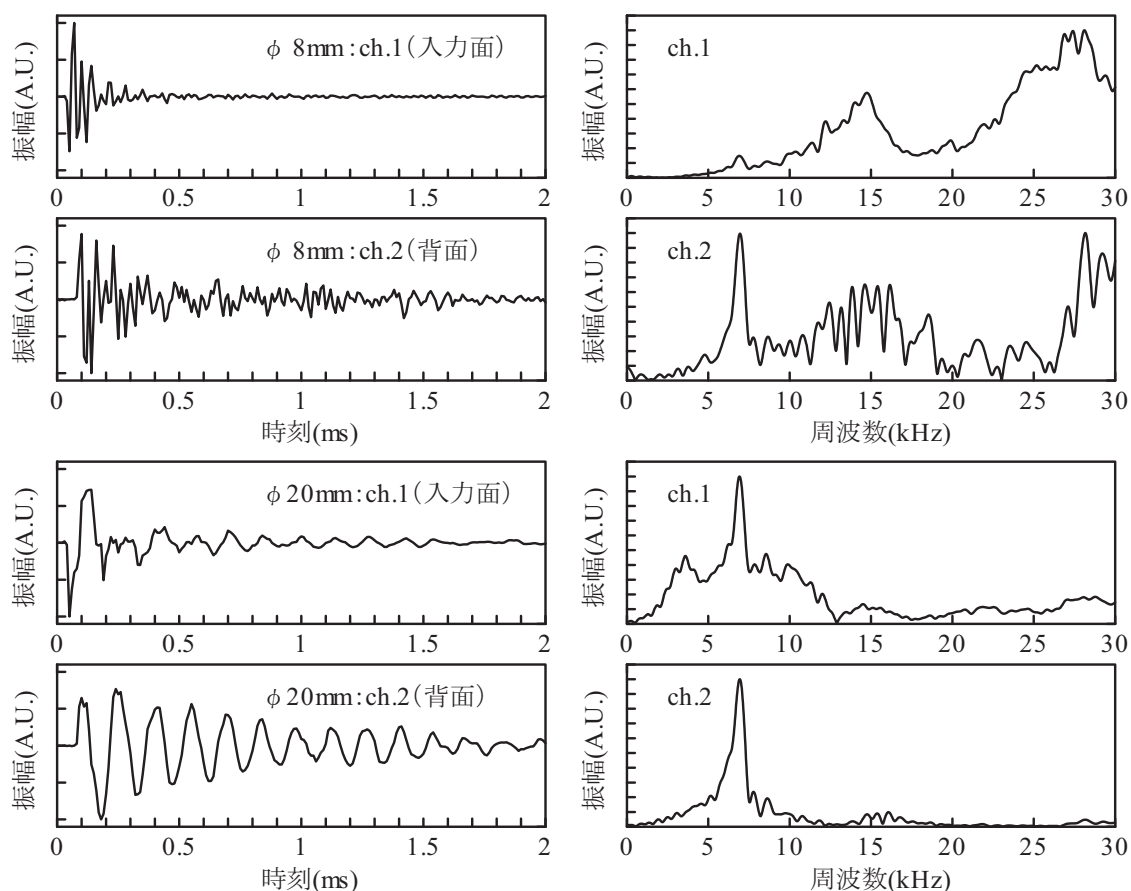


図2.11 入力面と背面での測定振動（左図）とパワースペクトル（右図）の比較（設計厚さ300mm）

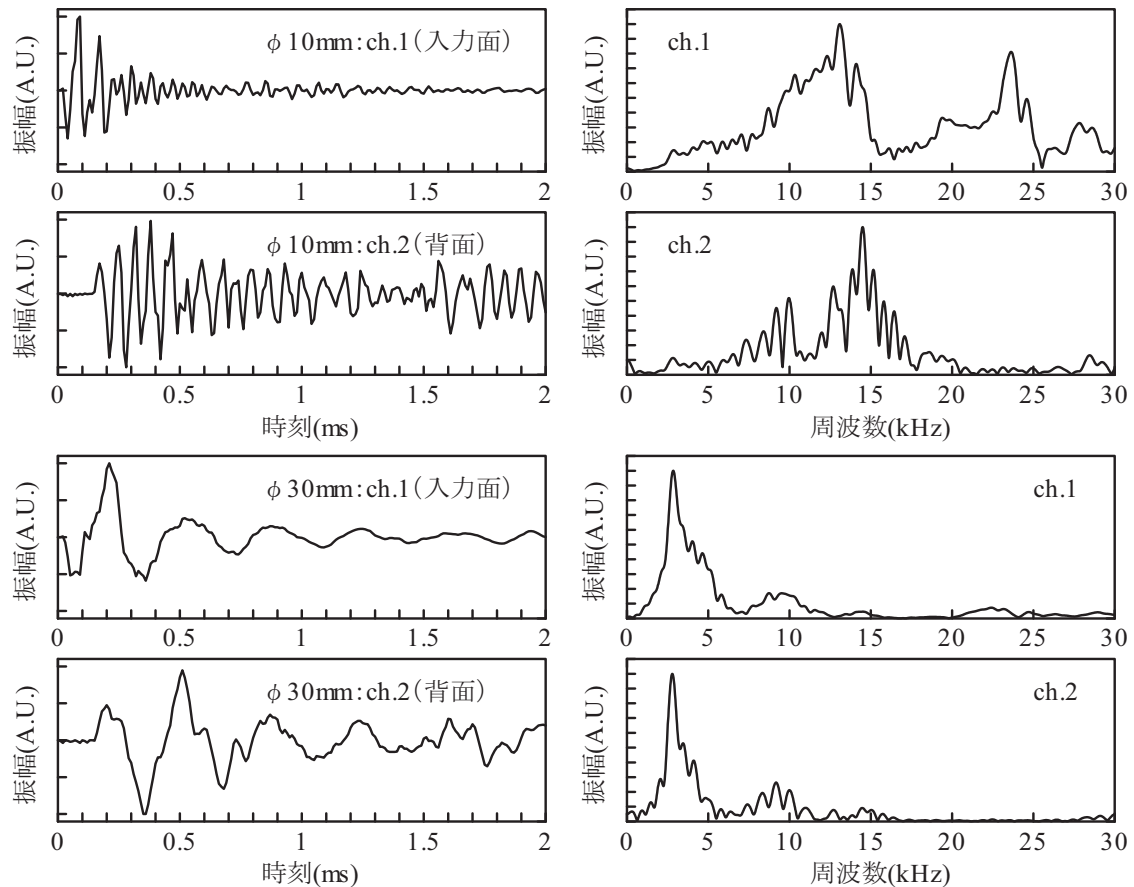


図2.12 入力面と背面での測定振動（左図）とパワー  
スペクトル（右図）の比較（設計厚さ600mm）

でのパワースペクトルは鋼球直径，接触時間によって変化するが，入力面と反対側の背面に設置した受信点においても，鋼球直径，接触時間の変化に対応した弾性波が測定されていることが確認された。

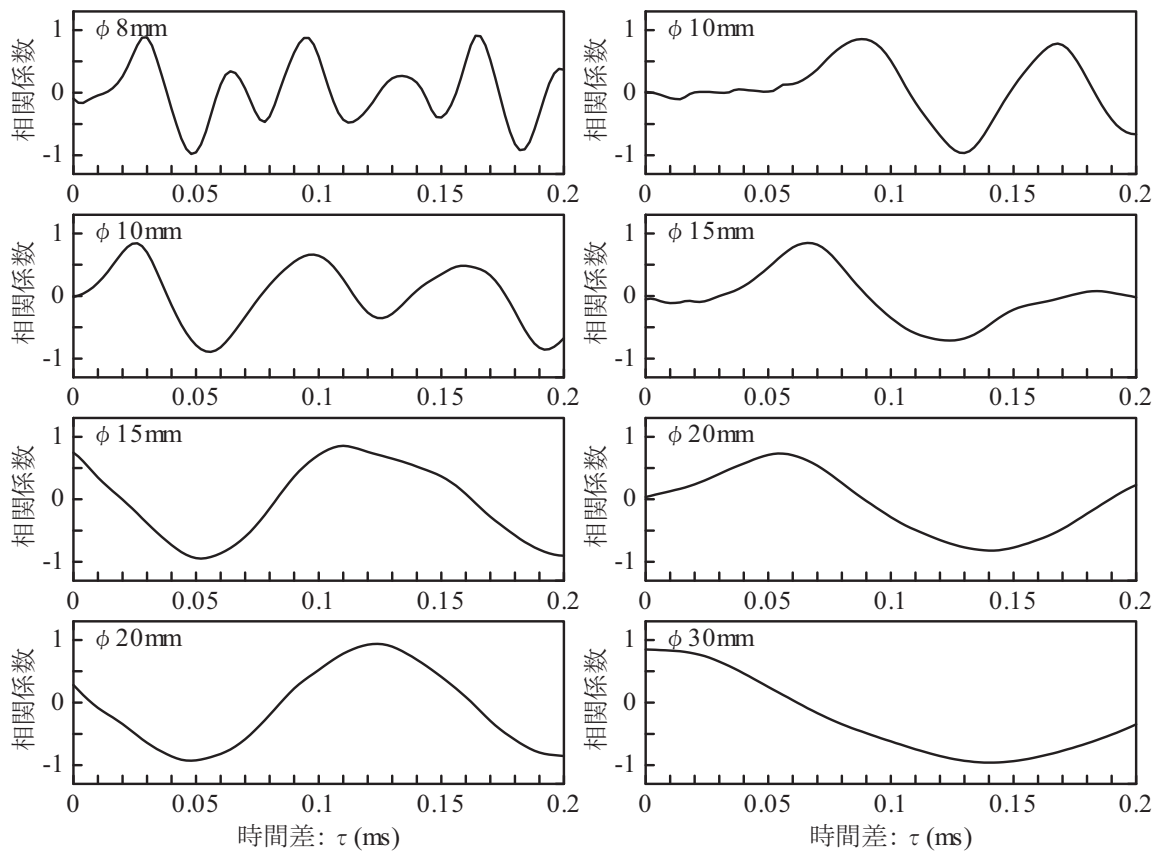
以上の結果から，コンクリート表面を鋼球で打撃して発生する弾性波のうち反射波は，コンクリート内部を伝搬して背面に到達するが，反射波が背面に到達することにより背面に弾性波が発生し，さらにこの弾性波は，鋼球打撃時の入力面に発生した弾性波と周波数が一致すると判断できる。

この判断結果を検証するため，鋼球打撃時の入力面での測定振動（初期振動）と，背面での測定振動との式(2.4)に示す相互相関関数を求めた。

$$R(\tau) = \frac{\sum_{t=t_1}^{t_1+T} \{y_1(t) - \overline{y_1(t)}\} \{y_2(t+\tau) - \overline{y_2(t+\tau)}\}}{\sqrt{\sum_{t=t_1}^{t_1+T} \{y_1(t) - \overline{y_1(t)}\}^2} \sqrt{\sum_{t=t_1}^{t_1+T} \{y_2(t+\tau) - \overline{y_2(t+\tau)}\}^2}} \quad (2.4)$$

ここで、 $R(\tau)$ は時間差  $\tau$  での  $y_1(t)$ と  $y_2(t)$ の相関係数、 $t_1$ は入力面の測定振動において第一波が観測され始める時刻、 $T$ は入力面の測定振動の第一波の周期の1.5倍程度の時間であり、時刻  $t_1 \sim t_1+T$  での  $y_1(t)$ は鋼球打撃時の入力面での初期振動となる。また、 $y_2(t)$ は背面での測定振動、 $\overline{y(t)}$ は  $y(t)$ の時刻  $t_1 \sim t_1+T$  での平均値である。なお、式(2.4)では  $y_2(t)$ の振幅値が  $y_1(t)$ より小さくなった場合でも、分母の計算により、 $y_1(t)$ と  $y_2(t)$ の周期と位相が一致していれば相関係数は大きくなる。

各コンクリート、各鋼球での相互相関関数の計算結果を図 2.13 に示す。図 2.13 より、鋼球直径に関わらず、設計厚さ 300mm のコン



(a) 設計厚さ 300mm

(b) 設計厚さ 600mm

図2.13 鋼球打撃時の入力面の測定振動と背面の測定振動との相互相関関数

クリートでは時間差 0.05ms 付近で、設計厚さ 600mm のコンクリートでは時間差 0.13ms 付近で鋼球打撃時に入力面の測定振動と背面の測定振動との相関係数は極小値となり、-1 程度となった。なお、入力面と背面では加速度センサーの設置向き（感度軸の方向）が異なることから、測定振動の振幅の符号は反転し、相関係数が-1 で同一の振動が測定されていることを示す。以上の結果より、コンクリートの背面の受信点では、相関係数が極小値となるこの時間差において、鋼球打撃時の入力面に発生した弾性波と周波数、位相が一致する振動が測定されていることが確認された。

また、入力面で測定された初期振動は振幅が大きいことからレイリー波、背面の受信点で測定された弾性波は反射波が到達したことにより、背面に発生した弾性波であるが、この時、入力面の受信点と背面の受信点での弾性波の到達時間差  $\Delta T$  は式(2.5)により示される。

$$\Delta T = \frac{\sqrt{D^2 + L_1^2}}{V_p} - \frac{L_1}{V_R} \quad (2.5)$$

ここに、 $\Delta T$  は到達時間差、 $L_1$  は入力点と受信点 ch.1 までの距離、 $D$  はコンクリートの部材厚さ、 $V_p$  は縦弾性波速度、 $V_R$  はレイリー波速度である。

縦弾性波速度を表 2.1 に示した速度、レイリー波速度を縦弾性波速度の 0.56 倍であるとする<sup>2.6)</sup>、到達時間差  $\Delta T$  は設計厚さ 300mm のコンクリートでは 0.05ms、設計厚さ 600mm のコンクリートでは 0.15ms となる。この時間差は、前述の相関係数が極小値となった時間差と一致している。

以上の結果より、反射波が背面に到達すると、鋼球打撃時の入力面に発生した弾性波と周波数が一致する弾性波が、背面に発生することが検証されたものと判断できる。

### 2.4.3 入力面で測定される反射波の検討

#### (1) 実験内容

2.4.2項では、反射波がコンクリートの背面に到達すると、鋼球打撃時に入力面に発生した弾性波と周波数が一致する弾性波が背面に発生することが検証された。反射波はコンクリートの背面で反射して、再び入力面に到達し、入力面と背面で多重反射するが、2.4.2項の結



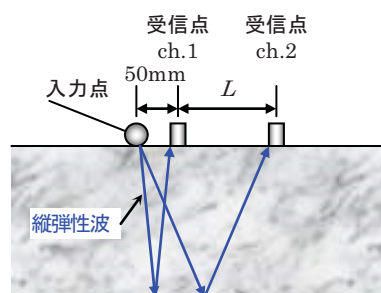
果から、反射波が入力面に到達する度に、鋼球打撃時に入力面に発生した弾性波と周波数が一致する弾性波が入力面に発生することが考えられる。そこで、本項では、これを検証することを目的とした実験を行った。

実験では、**図2.14**に示すとおり、入力面に受信点を2点設置し、これら2点の受信点での測定振動と入力点側の受信点（ch.1）で測定された初期振動との相互相関関数を求めた。測定したコンクリートは、**表2.1**に示す設計厚さ300mmのコンクリートと設計厚さ600mmのコンクリートである。受信点ch.1とch.2の距離 $L$ は設計厚さの0.5倍とした。縦弾性波を入力させた鋼球の直径は設計厚さ300mmのコンクリートでは20mm、設計厚さ600mmのコンクリートでは30mmである。測定に使用した加速度計は圧電型加速度計（周波数範囲0.2Hz～20kHz）、サンプリング時間間隔は2 $\mu$ s、サンプリングデータ数は4096個である。

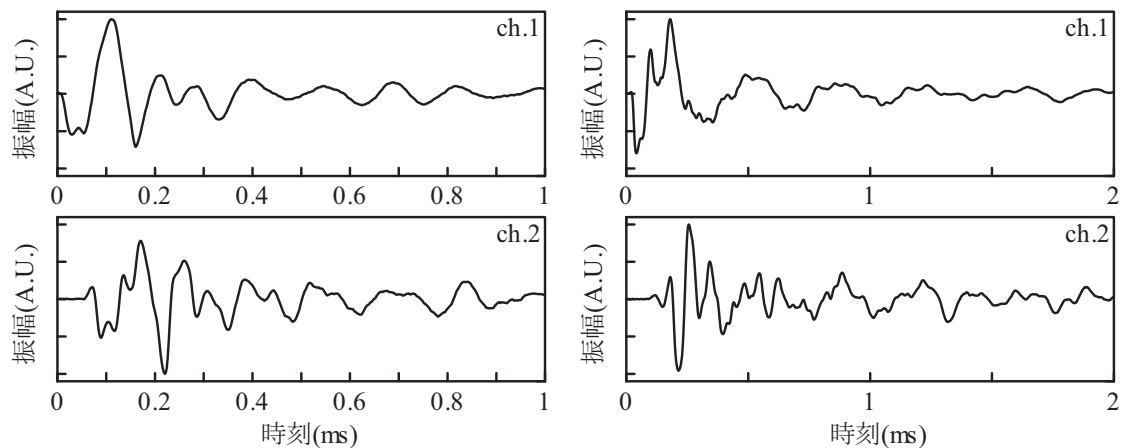
## (2) 実験結果

各設計厚さでのch.1の測定振動、ch.2の測定振動を**図2.15**に示す。また、鋼球打撃時に発生した弾性波であるch.1の初期振動とこれらの測定振動との相互相関関数を式(2.4)により求めた。この結果を**図2.16**に示す。ここでは、式(2.4)の時刻 $t_1 \sim t_1 + T$ での $y_1(t)$ をch.1の初期振動、 $y_2(t)$ をch.1の測定振動、および、ch.2の測定振動とした。

**図2.16**より、ch.1の測定振動の相互相関関数、ch.2の測定振動の相互相関関数ともに、一定の時間差の間隔で繰り返し相関係数が極大値となることが確認される。なお、本測定ではch.1とch.2の加速度センサーの設置向き（感度軸の方向）が同一であることから、相関係数が1で同一の弾性波が測定されていることを示す。この結果から、ch.1の初期振動、つまり、鋼球打撃時の入力面に発生する弾性波と周



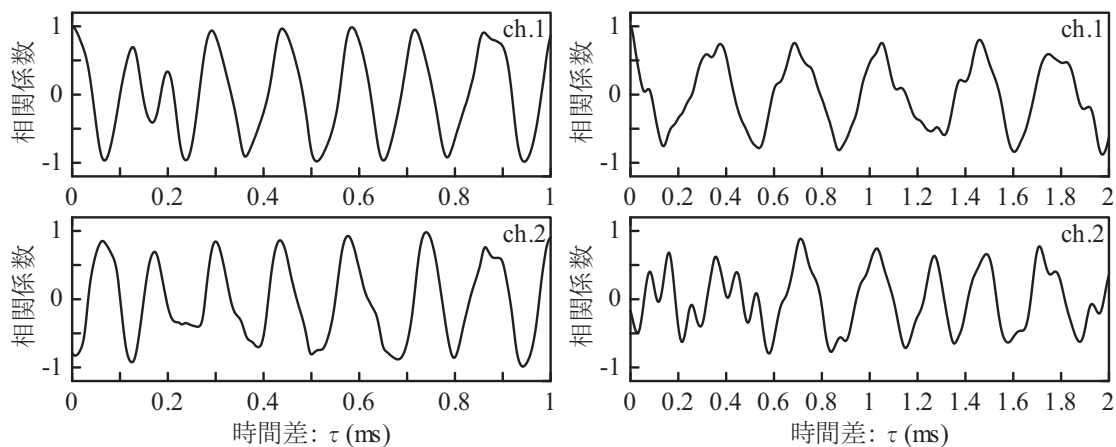
**図2.14** 同一表面で測定される弾性波の比較状況



(a) 設計厚さ 300mm

(b) 設計厚さ 600mm

図2.15 各受信点での測定振動



(a) 設計厚さ 300mm

(b) 設計厚さ 600mm

図2.16 ch.1の初期振動とc各測定振動との相互相関関数

波数が一致する弾性波が，一定の時間差の間隔で繰り返し，入力面の2点で発生していることが確認される。

相関係数が極大値となる時間差のうち，入力点から離れたch.2の測定振動の相互相関関数において，初めて相関係数が極大値となる時間差は，設計厚さ300mmでは0.08ms程度，設計厚さ600mmでは0.20ms程度となる。この時間差を弾性波がch.1，ch.2間の表面を伝搬したことによる時間差であると仮定すると，設計厚さ300mmでは距離差150mmを伝搬速度1875m/sで，設計厚さ600mmでは距離差300mmを伝搬速度1500m/sで弾性波が伝搬したこととなり，レイリー波の伝搬速度と概ね一致する。つまり，ch.2に初めて鋼球打撃時の入力面に発生する弾性波と周波数が一致する弾性波が発生するのは，レイリー波が到達することによるものである。

次に、レイリー波が到達した以降の時間帯では、設計厚さ300mm、設計厚さ600mmともに、一定の時間差の間隔で相関係数は極大値となり、さらに、相関係数が極大値となるのは、ch.1の測定振動の相互相関関数とch.2の測定振動の相互相関関数でほぼ同一の時間差である。この結果から、レイリー波が到達した以降の時間帯で、鋼球打撃時の入力面に発生する弾性波と周波数が一致する弾性波が発生するのは、反射波が多重反射して繰り返し表面に到達することによるものと考えられる。この理由は、一定の時間差の間隔で相関係数が極大値となることと、反射波が多重反射して、一定の時間差で繰り返し表面に到達することが一致している。さらに、図2.13より、反射波が1回反射して表面に到達したときの伝搬距離は、例えば設計厚さ300mmではch.1で602mm、ch.2で632mmとなり、ch.1とch.2で大きな差は無い。つまり、反射波が多重反射して繰り返し表面に到達するときの時刻は、ch.1とch.2で大きな差が無い。これは、ch.1の測定振動の相互相関関数と、ch.2の測定振動の相互相関関数でほぼ同じ時間差で相関係数が極大値となった結果と一致する。

以上の結果から、反射波が多重反射して入力面に到達する度に、鋼球打撃時に入力面に発生した弾性波と周波数が一致する弾性波が入力面に発生すること、さらに、入力面に設置した受信点の測定振動から、初期振動と測定振動との相互相関関数を求めれば、相関係数が極大値となる時間差から反射波が到達した時刻を確認できると判断できる。

#### 2.4.4 検討結果

本節では、部材厚さが1900mm以上と大きくなるコンクリートで、反射波の減衰による影響の除去に有効な方法を検討するための実験を行った。得られた結果を以下に示す。

- 1) 鋼球打撃により入力した反射波が背面、および、背面で反射して入力面に到達すると、鋼球打撃時に発生した弾性波と周波数が一致する弾性波が、背面および入力面に発生することが確認された。
- 2) 入力面に設置した受信点の測定振動から初期振動と測定振動との相互相関関数を求めると、反射波が多重反射して到達する度に相互相関関数の相関係数は極大値となる。この性質より、相互相関関数から反射波が到達した時刻を確認できると判断できる。なお、相互

相関関数は反射波の減衰により測定振動の振幅値が小さくなった場合でも，反射波が受信点に到達すれば相関係数は極大値となる。

以上の結果より，相互相関関数は2.3節で示された波形の減衰による影響の除去に有効であると判断される。

## 2.5 部材厚さの大きいコンクリートに適用可能な基本周波数の測定方法の検討<sup>2.5), 2.7)</sup>

### 2.5.1 実験概要

2.3節より，部材厚さが1900mm以上と大きくなるコンクリートでは，コンクリート内部を多重反射する反射波の減衰が著しいことから，参考文献2.2)で解析方法として規定されているフーリエ変換では，基本周波数を正確に測定できないことが確認された。これに対して，2.4節の結果より，初期振動と測定振動との相互相関関数では，反射波の減衰により測定振動の振幅値小さくなった場合でも，反射波が多重反射して到達する度に相関係数が極大値となることが確認された。このことから，相互相関関数は2.3節で示された反射波の減衰による影響の除去に有効であると判断される。

そこで本節の実験では，部材厚さが2000mm程度以上と大きくなるコンクリートにおいて，この相互相関関数を利用して基本周波数を正確に測定できる解析方法を検討することを目的とした。実験では，先ず，2次元弾性体波動方程式の有限差分法による数値解析を用いて，相互相関関数の算出結果から，反射波の伝搬経路を推定した(2.5.2項)。次に，この結果に基づき，基本周波数を正確に測定するための測定方法と解析方法を提案した(2.5.3項)。さらに，提案した測定方法および解析方法の妥当性を諸元が確認できる試験室内のコンクリート，実構造物として供用されているコンクリート，これらに適用して検証した(2.5.4項)。

### 2.5.2 数値解析による反射波の伝搬経路の推定<sup>2.5), 2.7)</sup>

#### (1) 数値解析の概要

2次元弾性体波動方程式に基づく数値解析を用いて，鋼球打撃によ

るコンクリート表面へ弾性波の入力，測定振動の出力をモデル化し，相互相関関数の算出結果を検証した。具体的には，コンクリートにおいて，幾何的に伝搬経路を仮定した反射波の到達時刻と相互相関関数の算出結果とを比較した。

主な設定条件を表 2.3 に示す。解析モデルにおけるコンクリートのモデル厚さは 1400mm，2000mm，2400mm にそれぞれ設定し，いずれの場合もモデル幅は 20000mm と一定にした。モデル幅は厚さの 8 倍以上である。弾性波の入力は，鋼球打撃によるコンクリート表面での入力をモデル化し，モデル上面でかつ幅の中央の 1 節点に振動を入力した。鋼球とコンクリートとの接触時間は，反射波がコンクリート部材厚さを 1 往復する時間と一致させた。これは，相互相関関数において，反射波が到達する時刻で相関係数が確実に極大値となり，反射波の到達が明瞭に確認できる測定条件が適当であると判断したためである。弾性波の出力は，出力点を入力面と同じモデル表面に 11 点設定した。弾性波の入力点から出力点までの距離  $L$  は 50mm から 100mm 間隔で 1050mm までとした。各出力点で有限差分法による数値解法により速度波形を算出した。得られた速度波形は垂直方向 ( $z$  軸方向) の正の向きを正の速度としている。

## (2) 2次元弾性波動方程式およびその境界・初期条件

2次元の弾性体の波動方程式を式(2.6)および(2.7)にそれぞれ示す。

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = (\lambda + 2\mu) \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + (\lambda + \mu) \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial z} + \mu \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (2.6)$$

$$\rho \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} = (\lambda + 2\mu) \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} + (\lambda + \mu) \frac{\partial^2 u}{\partial x \partial z} + \mu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \quad (2.7)$$

ここで， $\rho$ ：密度， $\lambda$ ， $\mu$ ：ラメ定数， $u$ ： $x$  軸方向（水平方向）の変

表 2.3 2次元弾性体波動方程式における主な設定条件

設定項目	設定条件
縦弾性波速度(m/s)	4000
S波速度(m/s)	2320
サンプリング時間間隔( $\mu$ s)	2.5
測定時間長(ms)	7.5
モデル幅(mm)	20000
モデル高さ(mm)	1400, 2000, 2400

位，  $w$  :  $z$  軸方向（垂直方向）の変位である。また，

$$V_P = \sqrt{(\lambda + 2\mu)/\rho} \quad (2.8)$$

$$V_S = \sqrt{\mu/\rho} \quad (2.9)$$

とおけば，式(2.6)および(2.7)は以下のとおりに変形できる。

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = V_P^2 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + (V_P^2 - V_S^2) \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial z} + V_S^2 \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (2.10)$$

$$\frac{\partial^2 w}{\partial t^2} = V_P^2 \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} + (V_P^2 - V_S^2) \frac{\partial^2 u}{\partial x \partial z} + V_S^2 \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \quad (2.11)$$

ここで， $V_P$  : 縦弾性波速度， $V_S$  : S 波速度である。

計算対象が矩形の場合，矩形外縁の水平方向の 2 辺と垂直方向の 2 辺，水平および垂直のそれぞれの辺が交わる 4 つの角において，境界条件が必要になる。ここで，水平方向の境界条件について考えると，この辺は弾性波が全反射する自由面になるため，式(2.12)および(2.13)が成立する。

$$\lambda \frac{\partial u}{\partial x} + (\lambda + 2\mu) \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad (2.12)$$

$$\mu \left( \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \right) = 0 \quad (2.13)$$

これに対して垂直方向では，水平方向と同様に自由面となるため，式(2.13)および式(2.14)が成立する。

$$(\lambda + 2\mu) \frac{\partial u}{\partial x} + \lambda \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad (2.14)$$

一方，角部では，式(2.12)および式(2.14)が同時に成立することから，次式の境界条件が導かれる。

$$\partial u / \partial x = 0 \quad (2.15)$$

$$\partial w / \partial z = 0 \quad (2.16)$$

さらに，せん断抵抗を 0 と仮定すれば，次式の境界条件も成立する。

$$\partial u / \partial z = 0 \quad (2.17)$$

$$\partial w / \partial x = 0 \quad (2.18)$$

初期条件は，鋼球打撃による弾性波入力をモデル化した入力波形を用いた。この波形の関数を次式に示す。

$$f(t) = \frac{F_{\max}}{2} \left( 1 - \cos 2\pi \frac{t}{T_c} \right) \quad (\text{ただし, } t \leq T_c) \quad (2.19)$$

ここで， $F_{\max}$  : 衝撃の最大荷重に相当する振幅値（無次元）， $t$  :

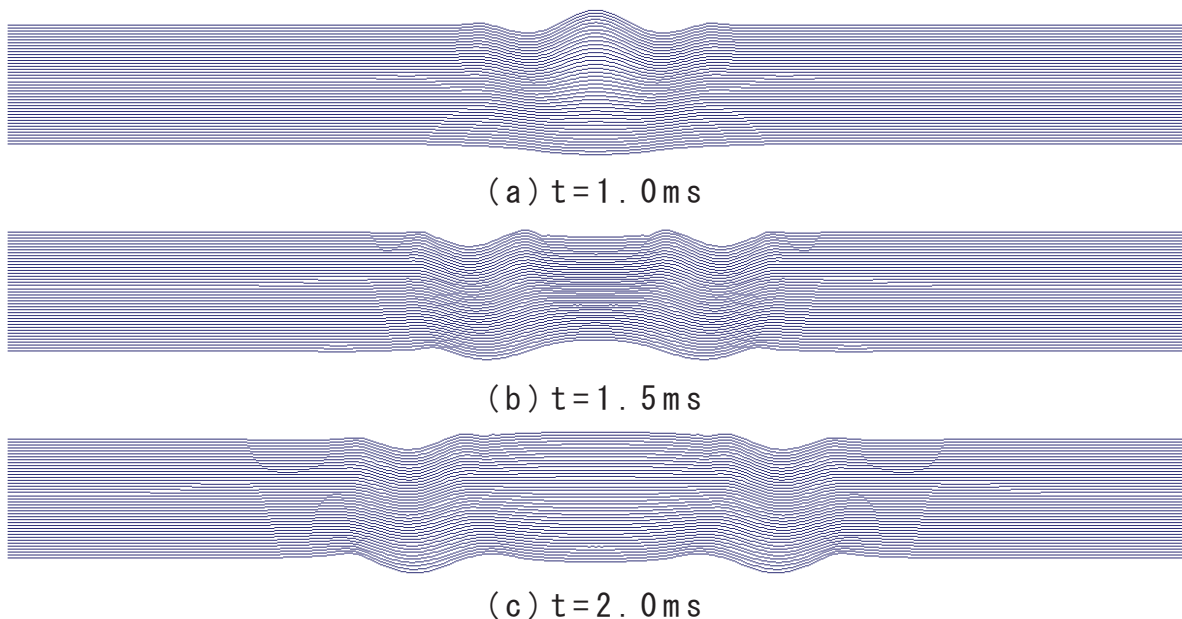
時刻(s),  $T_c$ : 鋼球とコンクリートとの接触時間(s)である。なお,  $t > T_c$  の  $f(t)$  は 0 としている。

### (3) 数値解析の結果および反射波の伝搬経路の推定結果

2次元弾性体波動方程式の有限差分法による数値解析により得られた弾性波の伝搬状況の一例を図 2.17 に示す。図 2.17 より, コンクリート表面に鋼球打撃による弾性波を入力すると, 入力面の表層を伝搬するレイリー波と内部を3次元に伝搬する縦弾性波が確認される。また, 背面で表層を伝搬するレイリー波と同様の振動が発生している。この結果は, 反射波が背面に到達すると, 鋼球打撃時に発生した弾性波と周波数が一致する弾性波が発生することが確認された 2.4 節の実験結果と一致している。

モデル厚さ 2000mm での各出力点の測定振動と式(2.4)により求めた相互相関関数の一例を図 2.18 に示す。式(2.4)の時刻  $t_1 \sim t_1 + T$  での  $y_1(t)$  は, 入力点に最も近い出力点である  $L=50\text{mm}$  の測定振動の初期振動とした。従って, 各出力点の相互相関関数は,  $L=50\text{mm}$  の出力点の初期振動と, 各出力点の測定振動との相互相関関数である。

図 2.18 (a) より, 数値解析による測定振動においても, 図 2.8 に示した設計厚さ 1900mm, 2400mm での測定振動と同様に, モデル



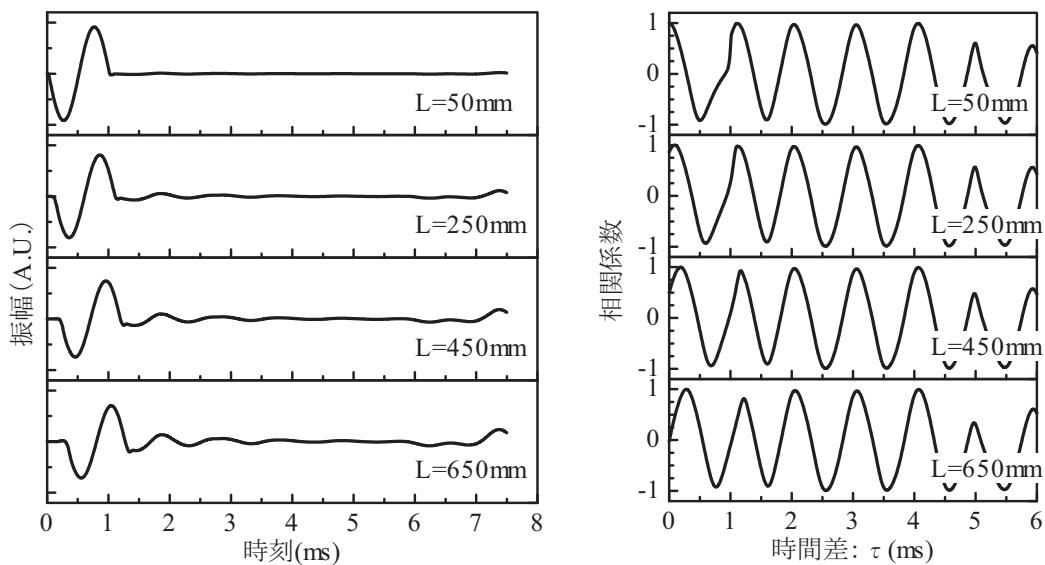
(モデル厚さ: 2000mm, 要素分割数: 40個,  
鋼球とコンクリートとの接触時間: 1.0ms)  
図2.17 数値解析により得られた弾性波の伝搬状況

厚さの大きいコンクリートでは縦弾性波とレイリー波を比較するとレイリー波の振幅が非常に大きくなり、反射波の到達を確認できない。これに対して、図 2.18 (b) に示す相互相関関数は、減衰の影響を受けず、一定の時間間隔で相関係数が極大値となっている。この極大値となる時間差と、コンクリート内部を反射波が幾何的に伝搬すると仮定（図 2.19 参照）して、式(2.19)および式(2.20)により求めた反射波の到達時刻（以下、反射波到達予想時刻）と比較した。

$$P_N = \sqrt{L^2 + (2N)^2 D^2} \quad (2.19)$$

$$T_{A(N+1)} = \frac{P_N}{V_P} - \frac{0.05}{V_R} \quad (2.20)$$

ここで、 $P_N$  :  $N$  回目に到達した反射波の伝搬距離、 $L$  : 入力点から受信点までの距離、 $D$  : コンクリートのモデル厚さ、 $T_{A(N+1)}$  : 反射波



(a) 各出力点の測定振動 (b) 各出力点の相互相関関数

図2.18 各出力点の測定振動と相互相関関数の一例  
(モデル厚さ2000mm)

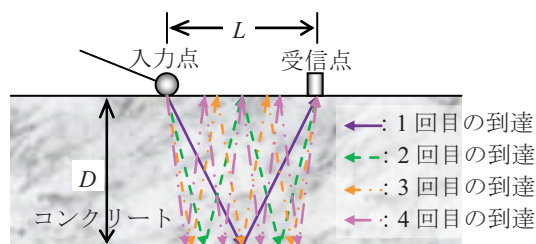
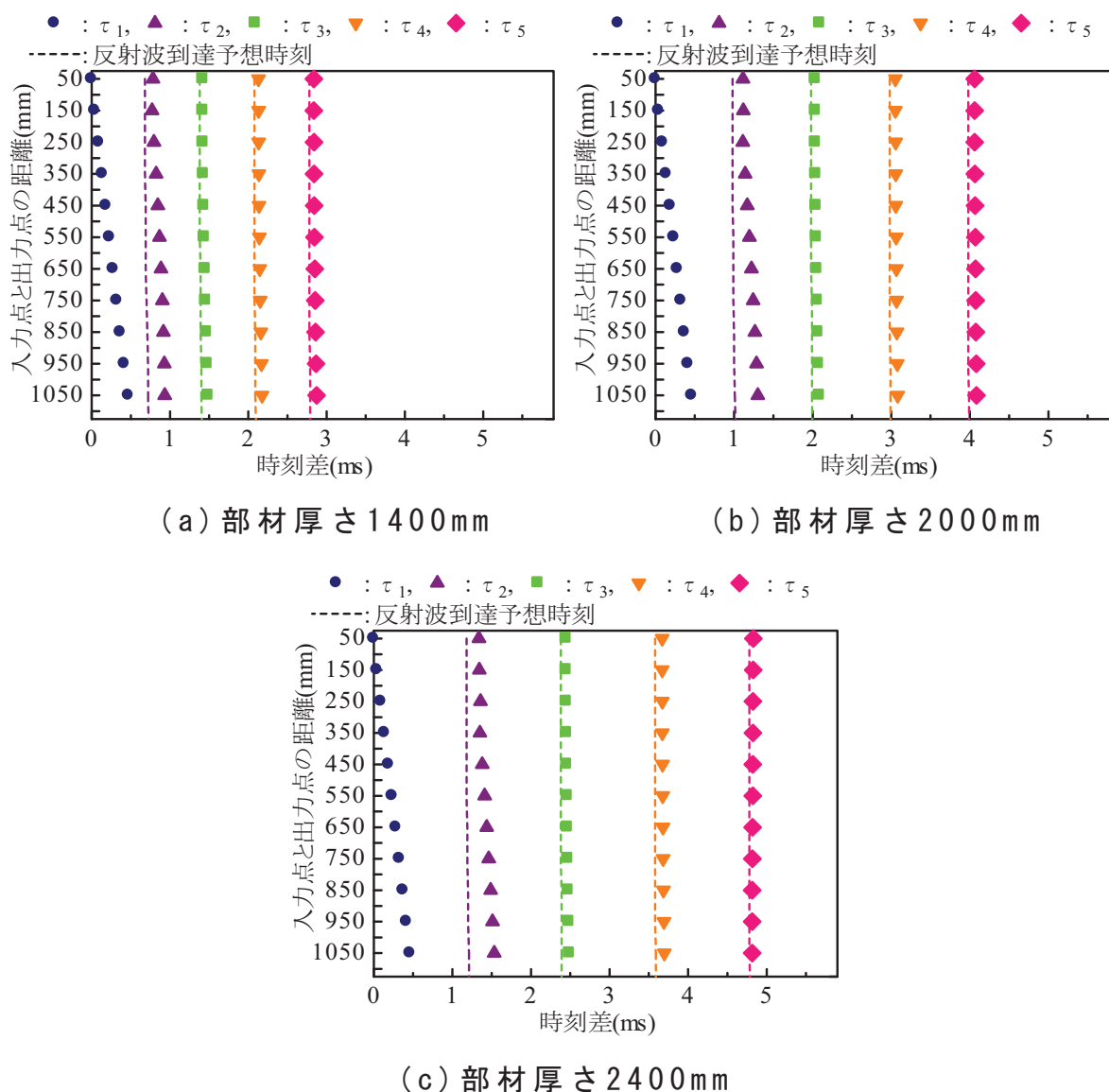


図2.19 仮定した反射波の伝搬経路



が $N$ 回目に到達した時の時刻差， $V_P$ ：縦弾性波速度， $V_R$ ：レイリー波速度である。なお，**図2.18(b)**の相互相関関数で時刻差 $\tau$ が0となる時刻は $L=50\text{mm}$ の出力点にレイリー波が到達した時刻である。式(2.20)はこの相互相関関数での時刻差と一致させるため，反射波が各出力点に到達する時刻と $L=50\text{mm}$ の出力点にレイリー波が到達した時刻との差としている。

相互相関関数において相関係数が極大になる時刻（1回目： $\tau_1$ ，2回目： $\tau_2$ ， $\dots$ ）と幾何的に弾性波が伝搬すると仮定して算出した反射波到達予想時刻との比較を**図2.20**に示す。まず，相互相関関数で振幅が最初に極大になる時刻 $\tau_1$ を見ると，入力点と出力点の距離によっ



**図2.20** 相互相関関数で相関係数が極大になる時刻と反射波の到達時刻の比較

て時刻 $\tau_1$ は徐々に変化して比例関係にある。この比例関係の勾配（速度）を最小二乗法により求めると、部材厚さ1400mmは2107m/s、部材厚さ2000mmは2155m/s、部材厚さ2400mmは2149m/sを得た。これはレイリー波速度と一致していると考えられ、時刻 $\tau_1$ はレイリー波が弾性波の入力面を伝搬して、各出力点に到達した時刻であると判断できる。続いて、2回目以降で極大値になる時刻を見ると、 $\tau_2$ は反射波到達予想時刻より若干遅くなっているが、 $\tau_3 \sim \tau_5$ は反射波到達予想時刻と概ね一致している。時刻 $\tau_2 \sim \tau_5$ は反射波が各出力点に到達した時刻であると判断できる。

ただし、 $\tau_2$ は反射波到達予想時刻より若干遅くなった。この原因は底面からの反射波に表層を伝搬したレイリー波が干渉したものと考えられる。例えば、**図2.20(b)**の部材厚さ2000mm、入力点と出力点の距離1050mmの場合、底面からの反射波が表面に最初に到達する時刻は、**図2.20(b)**中の紫色の点線、および、式(2.20)より1.01msとなる。一方、入力点と出力点の距離1050mmにおいて、レイリー波が到達する時刻 $\tau_1$ は0.46ms（**図2.19(b)**中の●印）である。レイリー波の周期は、**図2.18(a)**からも分かるとおり、鋼球とコンクリートとの接触時間と同程度となり、部材厚さ2000mmでは1ms程度となる。従って、入力点と出力点の距離1050mmでは、1回目の反射波が到達した時刻において、レイリー波も同時に測定されていることになる。前述のとおり、相互相関関数で相関係数が極大値となるのは初期振動と周波数が一致する弾性波が測定されたときである。1回目の反射波が到達した時刻では、反射波にレイリー波が干渉しており、測定振動は初期振動とは一致しないこととなる。初期振動と一致するのは、レイリー波の干渉による影響が小さくなった時刻となる。これにより、相互相関関数で相関係数が極大値となった時刻は、1回目の反射波到達予想時刻よりも若干遅くなったと考察できる。

以上の結果より、相互相関関数において相関係数が1回目に極大値になる時刻はレイリー波が弾性波の入力面を伝搬して、各出力点に到達した時刻であるが、2回目以降で極大値となる時刻は、反射波の到達による時刻であることが確認された。さらに、反射波の伝搬経路は**図2.19**および式(2.19)と概ね一致していると判断できる。なお、この場合、部材厚さが1400mm～2400mmでは、入力点から距離50mm～1050mmの各出力点に反射波が到達する時刻の差は小さくなることが

確認できる。

### 2.5.3 基本周波数の測定方法，解析方法の提案

#### (1) 概要

前項により，相互相関関数は反射波が到達する度に相関係数が大きくなること，さらに，部材厚さが1400mm～2400mmでは，入力点から距離50mm～1050mmの各出力点に反射波が到達する時刻の差は小さくなることが確認された。ここでは，前項で確認された性質に着目して，コンクリート内部を多重反射する反射波の減衰が著しい，部材厚さが1900mm以上のコンクリートに適用可能な周波数解析方法を提案し，2次元弾性体波動方程式に基づく数値解析により生成された測定振動に対して適用して検証した。

#### (2) 検討した測定方法および解析方法

##### a) 相互相関関数に対するフーリエ変換

部材厚さが1900mm以上と大きくなるコンクリートでは，コンクリート内部を多重反射する反射波の減衰が著しいことから，測定振動に対するフーリエ変換では基本周波数が測定できないことが2.3節で確認された。これに対して，相互相関関数は反射波の減衰により測定振動の振幅値が小さくなった場合でも，反射波が受信点に到達すれば相関係数は極大値となることが2.4節で確認された。以上の性質より，相互相関関数に対してフーリエ変換を実施すれば，縦弾性波が多重反射することにより出現する基本周波数を測定できると期待される。さらに，前項の数値解析の結果より，コンクリート表面に複数設定した各出力点では，反射波の到達時刻の差が小さいことが確認された。これにより，各出力点で相互相関関数を求めれば，反射波の到達により相関係数が大きくなる時刻の差は小さくなる。その一方で，レイリー波は出力点によって到達時刻に差が生じる。この相違から，各出力点での相互相関関数を加算すれば，反射波が到達した時刻にのみ加算値が大きくなる。これにより，各出力点での相互相関関数を加算した関数のフーリエ変換によるパワースペクトルは基本周波数の測定に有効であると考えられる。

### b) 各出力点間の周波数毎の位相差を利用した解析方法

各出力点の測定振動に対するフーリエ変換により、式(2.21)により各周波数の位相を算出した<sup>2・8)</sup>。

$$\theta_f = \tan^{-1}\left(\frac{b_{nf}}{a_{nf}}\right) \quad (2.21)$$

ここで、 $\theta_f$ ：周波数 $f$ の位相(rad)， $a_{nf}$ ：フーリエ変換により求められる周波数 $f$ のフーリエ余弦係数， $b_{nf}$ ：フーリエ変換により求められる周波数 $f$ のフーリエ正弦係数である。

また、2つの出力点間の位相の差（以下、位相差という）を周波数毎に算出すると、式(2.22)により測定振動の2つの出力点間での伝搬時間が周波数毎に算出できる。

$$\Delta t'_f = \frac{\Delta\theta_f}{2\pi f} \quad (2.22)$$

ここで、 $\Delta t'_f$ ：周波数 $f$ の2つの出力点間での伝搬時間(s)， $\Delta\theta_f$ ：周波数 $f$ の位相差(rad)である。

前項の数値解析の結果より、反射波の到達時刻は各出力点で差が小さい。その一方で、レイリー波は出力点によって到達時刻に差が生じる。以上の相違から、周波数毎の伝搬時間を比較すれば、各周波数が反射波であるのか、または、レイリー波であるのかを客観的に判別できると考えられる。

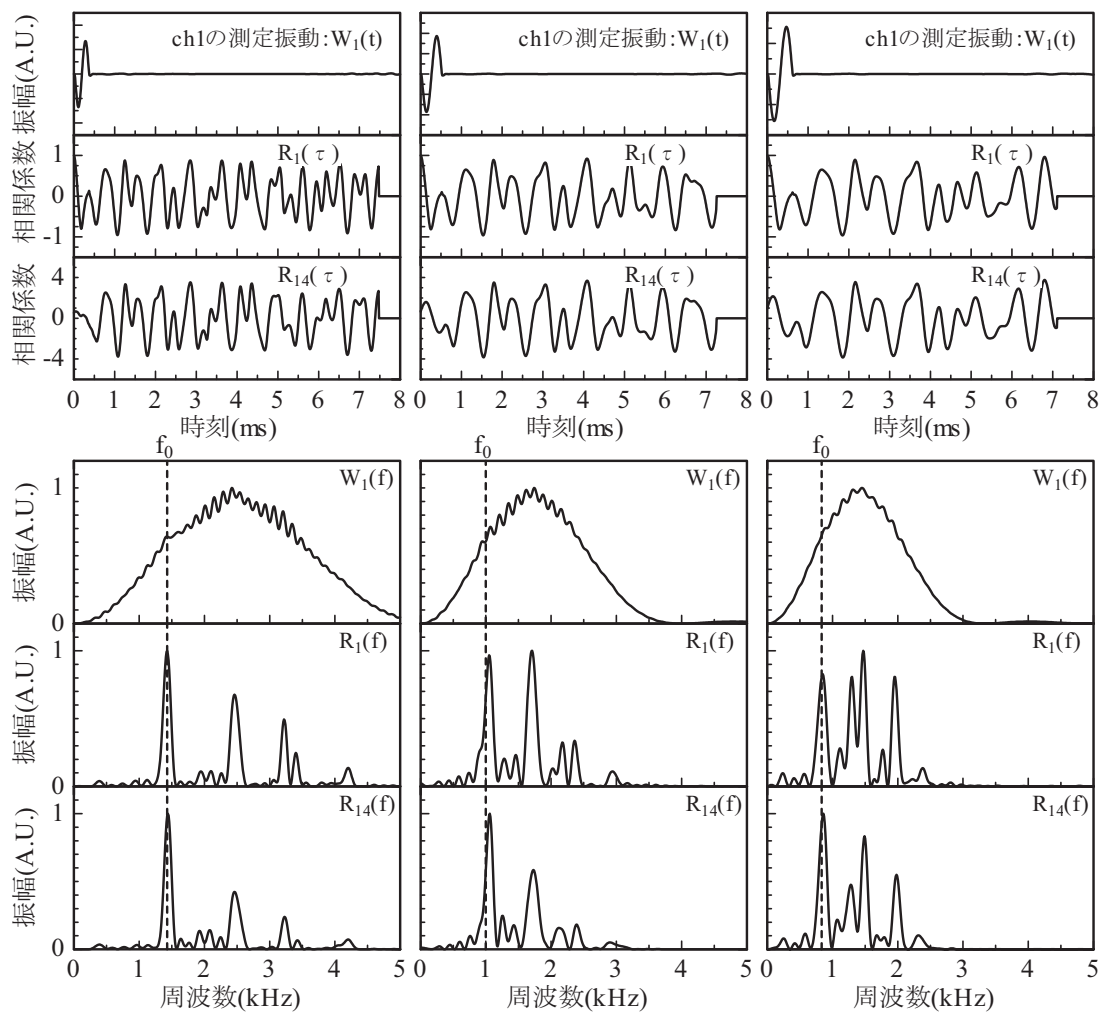
### (3) 数値解析により生成された測定振動での検証結果

検討した測定、解析方法を2次元弾性体波動方程式に基づく数値解析により生成された測定振動に対して適用した。主な設定条件は表2.3と同様である。設定したコンクリートとの接触時間は、反射波の1往復時間の0.375倍、0.500倍、0.625倍とした。出力点は弾性波の入力点からの距離が50mmから200mm間隔で650mmまでの4節点に設定した。なお、出力点の名称は、入力点に近い方からch.1，ch.2，ch.3，ch.4とした。入力点に最も近いch.1でレイリー波が測定されている測定振動の初期部分を初期振動とし、これとch.1～ch.4の測定振動との相互相関関数 $R_1(\tau) \sim R_4(\tau)$ をそれぞれ求め、これらを加算した関数 $R_{14}(\tau)$ を算出した。なお、フーリエ変換に用いた測定振動、相互相関関数のサンプリング時間間隔は10 $\mu$ sとした。ま

た、周波数の分解能は  $0.01\text{kHz}$  として、 $0.01\text{kHz}\sim 5\text{kHz}$  の範囲で解析した。

数値解析結果の一例として、鋼球とコンクリートとの接触時間を反射波の1往復時間の $0.500$ 倍としたときのch.1の測定振動 $W_1(t)$ 、ch.1の相互相関関数 $R_1(\tau)$ 、ch.1～ch.4の相互相関関数を加算した関数 $R_{14}(\tau)$ とそれぞれのフーリエ変換によるパワースペクトル $W_1(f)$ 、 $R_1(f)$ 、 $R_{14}(f)$ を図2.21に示す。また、各解析条件で卓越周波数と基本周波数とを比較した結果を表2.4に示す。

図2.21より、測定振動に対するフーリエ変換である $W_1(f)$ は、鋼球とコンクリートとの接触時間の接触時間の逆数となる周波数の振幅値が最大になっており、レイリー波の周期の逆数とほぼ一致する。これより、いずれの場合においても、2.3節の結果のとおり基本周波数を



(a) 部材厚さ1400mm (b) 部材厚さ2000mm (c) 部材厚さ2400mm

図2.21 数値解析によるフーリエ変換結果の比較

(接触時間：反射波の1往復時間の $0.500$ 倍， $f_0$ ：基本周波数)

表 2.4 解析条件で卓越周波数と基本周波数との比較

部材厚さ(mm)	1400			2000			2400		
基本周波数 $f_0$ (kHz)	1.43			1.00			0.83		
入力時間 解析方法	0.375倍	0.500倍	0.625倍	0.375倍	0.500倍	0.625倍	0.375倍	0.500倍	0.625倍
$W_1(f)$	3.21	2.42	2.15	2.16	1.74	1.35	1.92	1.45	1.16
$R_1(f)$	4.16	1.43	1.42	1.73	1.71	1.03	1.95	1.47	0.84
$R_{14}(f)$	1.45	1.44	1.44	1.75	1.05	1.05	1.97	0.86	0.85

(□：卓越周波数が基本周波数と一致)

特定できていない。これに対して、 $R_1(\tau)$ のパワースペクトルである  $R_1(f)$  では、基本周波数の位置において振幅値が極大値となっている。ただし、 $R_1(f)$  では、基本周波数よりも高帯域の複数の周波数でも振幅値が極大値となっている。表 2.4 によれば、接触時間が反射波の1往復時間の0.500倍以下では、部材厚さ1400mmを除いては、基本周波数よりも高域の周波数が振幅値が最も大きい卓越周波数となった。一方、 $R_{14}(\tau)$ のパワースペクトルである  $R_{14}(f)$  では、 $R_1(f)$ と同様に基本周波数よりも高域の複数の周波数で振幅値が極大値となっているが、表 2.4 から明らかとなっており、卓越周波数と基本周波数が一致する条件が多くなっている。

次に、各出力点間の周波数毎の位相差から伝搬時間を算出した結果の一例を図 2.22 に示す。図 2.22 より、多くの周波数帯域において伝搬時間は、ch.1 と ch.2 の間で0.1ms程度、ch.1 と ch.3 の間で0.2ms程度、ch.1 と ch.4 の間で0.3ms程度となり、伝搬時間は各出力点間のコンクリート表面での距離に比例して長くなった。このことから、測定振動の多くの周波数はコンクリート表面を伝搬する弾性波であると判断できる。そこで、算出した伝搬時間からコンクリート表面での伝搬速度を式(2.23)により算出した。図 2.22 には、この伝搬速度も示している。

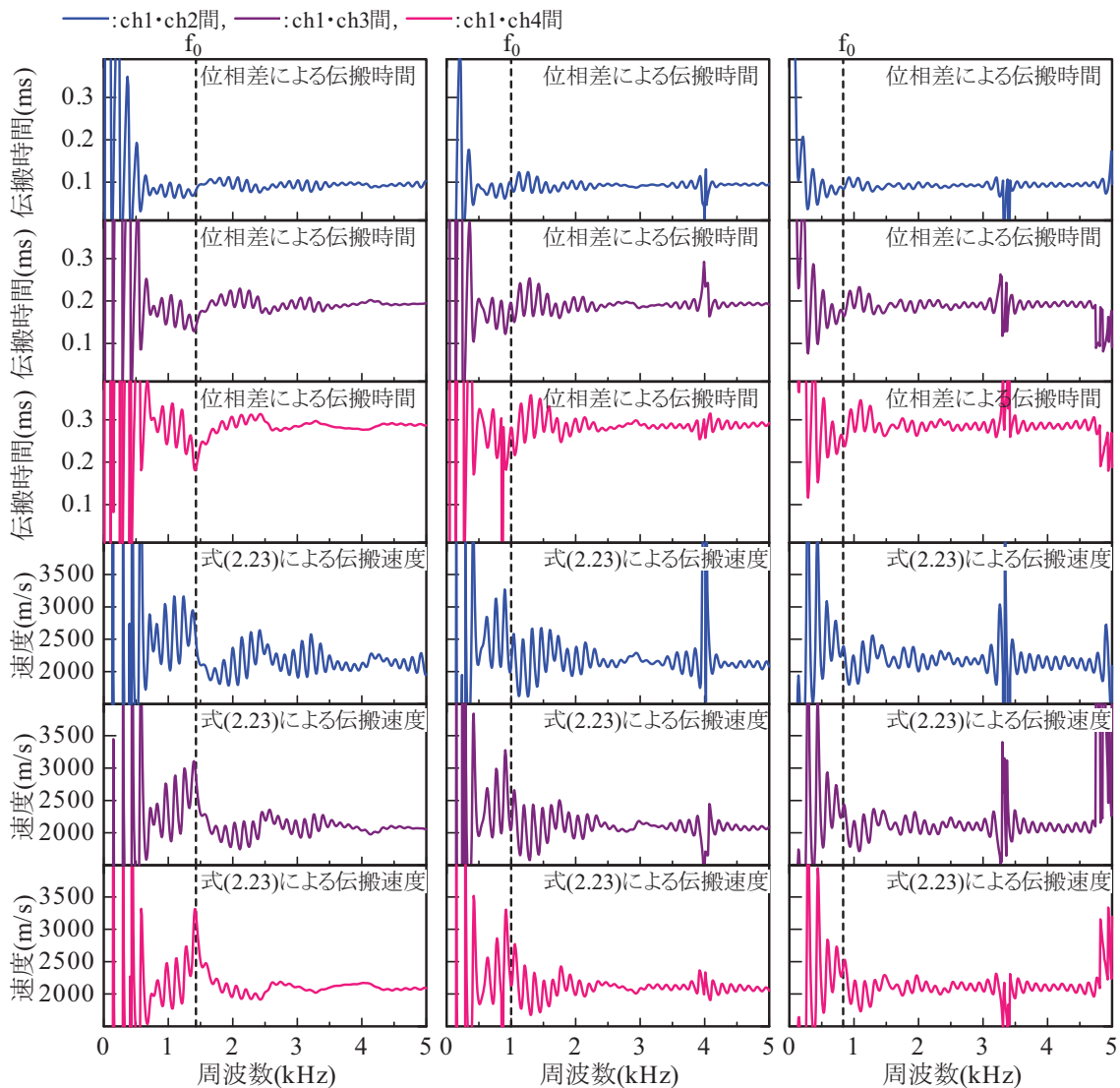
$$V_f = \frac{\Delta L}{\Delta t'_f} \quad (2.23)$$

ここで、 $V_f$ ：周波数  $f$  の伝搬速度 (m/s)、 $\Delta L$ ：2つの出力点間のコンクリート表面での距離 (m) である。

図 2.22 より、各周波数帯域の式(2.23)による伝搬速度を比較すると、基本周波数より高域の周波数では概ね2000m/s程度となった。これに

対して、基本周波数付近では2000m/sより速くなり、基本周波数より低域の周波数では周波数によって変動した。この結果から、基本周波数より高域の周波数の弾性波はコンクリート表面を伝搬するレイリー波であり、基本周波数付近および基本周波数より低域の周波数の弾性波はコンクリート表面を伝搬していないと判断できる。

図2.21では $R_{14}(f)$ においても基本周波数より高域の複数の周波数で振幅値が極大値となった。これら複数の周波数が反射波によるものかは図2.21の結果のみでは判断できない。これに対して、位相差を利用した解析方法を併用すれば、これらの周波数の弾性波はレイリー波で



(a) 部材厚さ1400mm (b) 部材厚さ2000mm (c) 部材厚さ2400mm

図2.22 各出力点間の位相差による伝搬時間と伝搬速度  
(接触時間：反射波の1往復時間の0.500倍， $f_0$ ：基本周波数)

あると判断できる。

以上の結果より，相互相関関数を求めることにより，反射波の減衰による影響を低減でき，測定振動に対するフーリエ変換では測定できない部材厚さの大きいコンクリートでの基本周波数を測定できることが確認された。ただし，1出力点での相互相関関数に対するフーリエ変換では，パワースペクトルにおいて基本周波数よりも高帯域の複数の周波数において振幅値が極大値となる。基本周波数をより正確に測定するには，複数の出力点での相互相関関数を加算した関数に対してフーリエ変換を実施することや位相差を利用した解析方法を併用することが有効であることが確認された。

#### 2.5.4 提案した基本周波数の測定方法，解析方法の検証

##### (1) 概要

前項で提案した測定方法および解析方法の妥当性を表2.5に示す諸元が確認できる試験室内のコンクリート，実構造物として供用されているコンクリート，これらに適用して検証した。試験室内のコンクリートは，部材厚さの実測が可能であったことから実測した厚さを表2.5に示した。表2.5の縦弾性波速度は，事前に図2.3に示すとおり，弾性波の入力点と受信点を同一面に設定して，2点の受信点での縦弾性波の伝搬時間差を測定し，受信点間の距離から算出した結果である。

##### (2) 測定方法

測定点の設定および測定状況を，図2.23および写真2.1に示す。受信点を2点設定できる波形収録装置を使用して計測を行った。具体的には，まず，鋼球打撃による弾性波の入力点から  $L_1$  離れた位置に ch.1 の加速度計を設置，その位置から  $\Delta L$  離れた位置に ch.2 の加速

表2.5 検証に用いたコンクリートの諸元

区分	名称	設計厚さ (mm)	セメント種類	材齢	縦弾性波 速度(m/s)	基本周波数 (kHz)
試験室内 コンクリート	P1600	1610	中庸熱ポルト ランドセメント	22年	4035	1.25
	P2500	2500		21年	4046	0.81
実構造物 コンクリート	T1600	1600	高炉セメントB種	5年	4150	1.30
	T2500	2500	不明	不明	4509	0.90



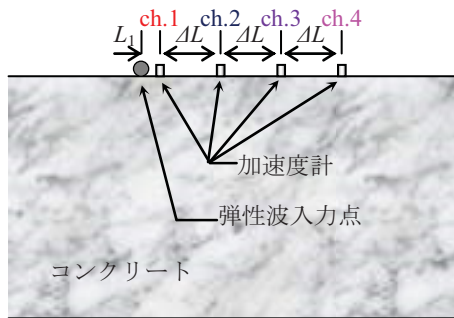


図 2.23 コンクリートでの実測定状況



(a) P1600での測定状況



(b) P2500での測定状況

写真 2.1 コンクリートでの実測定状況

表 2.6 各コンクリートの測定条件

名称	使用した鋼球直径(mm)	$L_1$ (mm)	$\Delta L$ (mm)
P1600	63	50	200
P2500	76	100	200
T1600	63	50	200
T2500	76	100	200

度計を設置した。弾性波の入力点と ch.1, ch.2 は一直線上にある。続いて、2 回目および 3 回目の測定では、ch.2 のみをさらに  $\Delta L$  ずつ離れた位置に設置した（これを ch.3, ch.4 という）。以上の手順で 1 測定点で ch.1~ch.4 までの測定振動を記録した。なお、ch.1 は計 3 回測定されるが、ch.3 および ch.4 での相互相関関数と位相差の解析には、各 ch を測定した時の ch.1 を用いた。使用した加速度計は、圧電型加速度計（周波数範囲 0.2Hz~20kHz）で、サンプリング時間間隔は  $10\mu\text{s}$  である。各コンクリートで使用した鋼球の直径、 $L_1$  および  $\Delta L$  は、表 2.6 に示すとおりである。2.3 節での実験と同様に部材厚さ 1600mm では直径 63mm、部材厚さ 2500mm では直径 76mm の鋼球での測定を試みた。

### (3) 測定結果および考察

各コンクリートの ch.1 の測定振動  $W_1(t)$ , ch.1 の相互相関関数  $R_1(\tau)$ , ch.1~ch.4 の相互相関を加算した関数  $R_{14}(\tau)$  とそれぞれのフーリエ変換によるパワースペクトル  $W_1(f)$ ,  $R_1(f)$ ,  $R_{14}(f)$  および各出力点間の周波数毎の位相差から式(2.23)により算出した伝搬速度を図

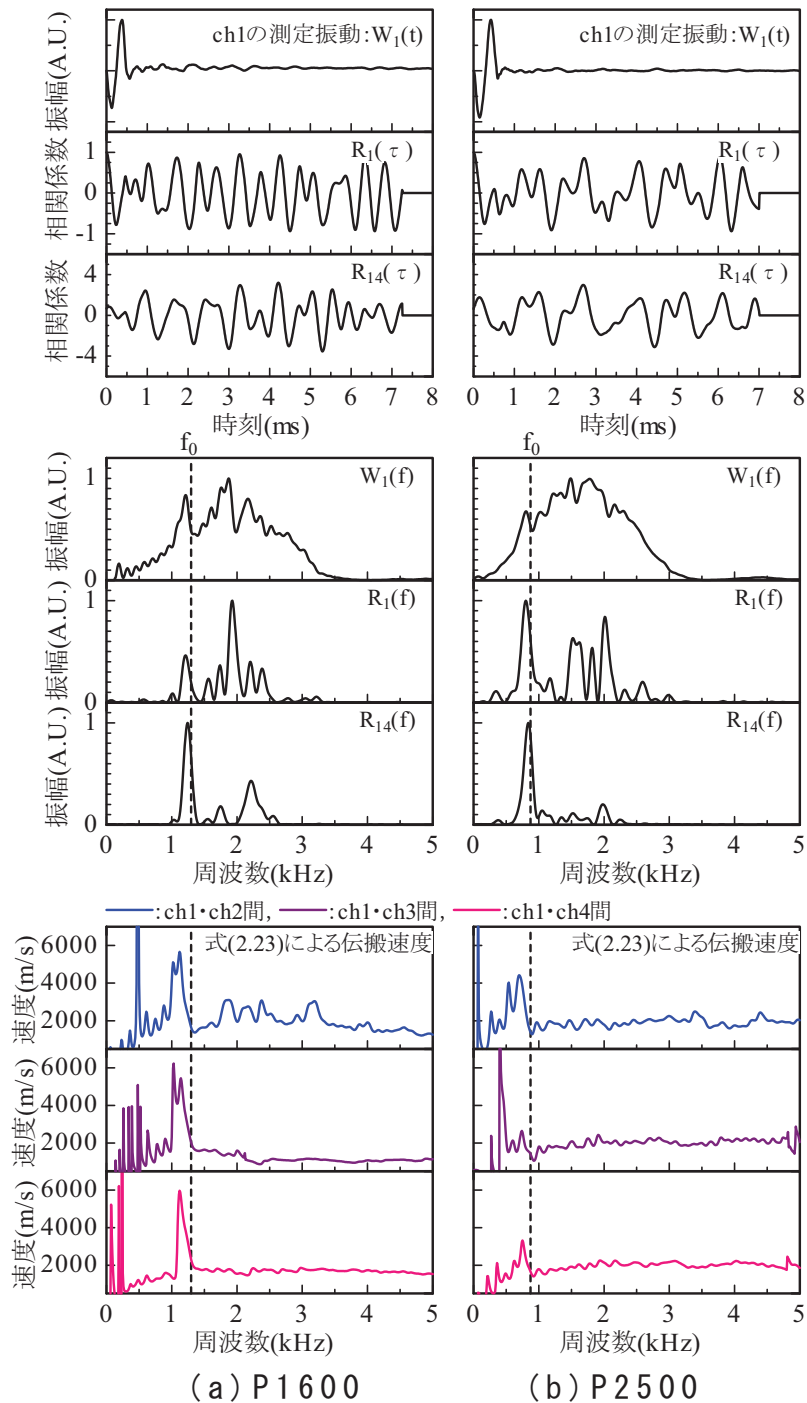


図2.24 試験室内コンクリートでの測定結果

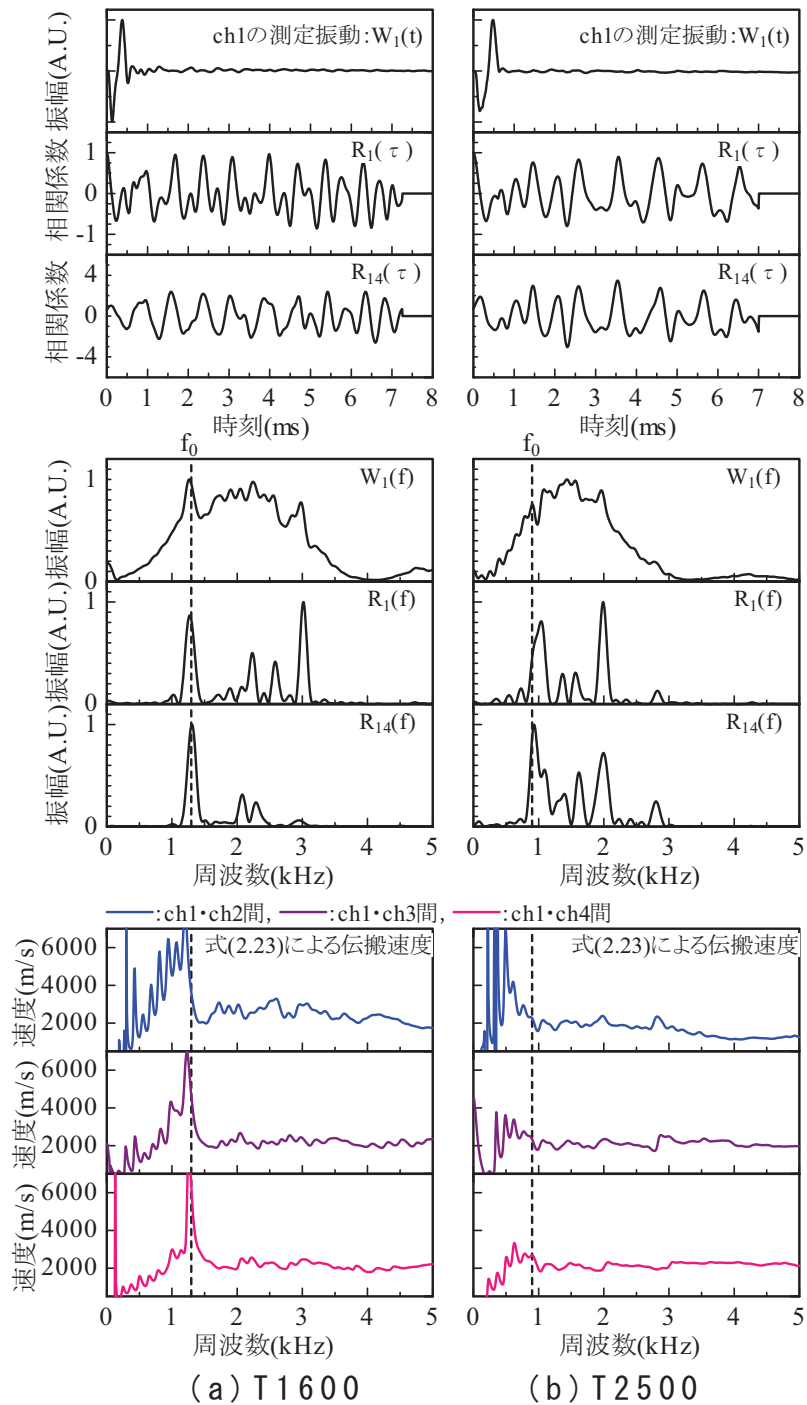


図2.25 実構造物コンクリートでの測定結果

2.24, 図 2.25 に示す。また, 各コンクリートで基本周波数と  $R_{14}(f)$  での卓越周波数との比較を表 2.7 に, 卓越周波数から式(2.3)によりコンクリートの部材厚さを推定した結果と設計厚さとの比較を図 2.26 に示した。

各パワースペクトルと基本周波数とを比較すると, 測定振動に対するフーリエ変換である  $W_1(f)$  は 2.3 節に示した課題がここでも確認さ

表 2.7 検討した測定方法および解析方法 ( $R_{14}(f)$ ) での卓越周波数と基本周波数との比較

区分	名称	設計厚さ (mm)	基本周波数 (kHz)	卓越周波数 (kHz)	誤差比率 ((b)/(a))
試験室内 コンクリート	P1600	1610	1.25	1.24	0.99
	P2500	2500	0.81	0.84	1.04
実構造物 コンクリート	T1600	1600	1.30	1.31	1.01
	T2500	2500	0.90	0.93	1.03

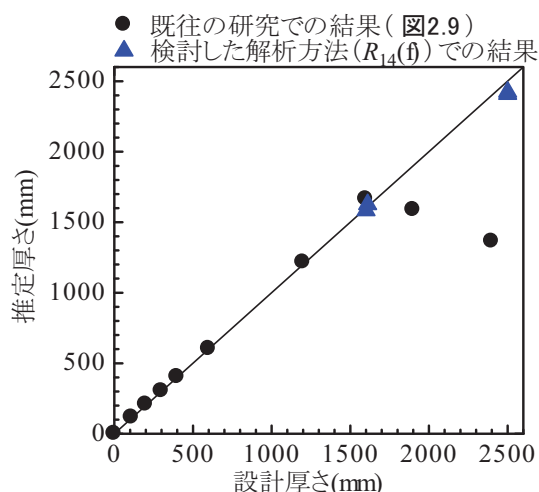


図 2.26 設計厚さと推定厚さの比較結果

れ，卓越周波数から基本周波数を特定できない結果である。これに対して， $R_1(\tau)$ のパワースペクトルである  $R_1(f)$ では，基本周波数の位置において振幅値が極大値となっている。ただし， $R_1(f)$ では，基本周波数よりも高帯域の複数の周波数でも振幅値が極大値となり，P1600，T1600，T2500では卓越周波数と基本周波数が一致しなかった。つまり， $R_1(f)$ では反射波の減衰による影響を低減できるものの，卓越周波数から基本周波数を特定できない結果であった。これらの結果に対して，相互相関関数を加算した関数のパワースペクトル  $R_{14}(f)$ では，卓越周波数は基本周波数と概ね一致した。表 2.7，図 2.26 より， $R_{14}(f)$ での卓越周波数は基本周波数と概ね同じ値になっていることがわかった。

また， $R_{14}(f)$ においても，例えば P1600 では基本周波数 1.25kHz に対して 2.3kHz 付近，T2500 では基本周波数 0.90kHz に対して 2.0kHz 付近と基本周波数よりも高域の周波数の振幅値が極大値となっている。ただし，位相差から式(2.23)により算出したこれらの周波

数付近の伝搬速度は 2000m/s 程度であり，これらの周波数付近の弾性波はコンクリート表面を伝搬したレイリー波であると判断できる。

以上の結果より，提案した相互相関関数を加算した関数に対するフーリエ変換および各出力点間の周波数毎の位相差を利用した解析方法を併用すれば，部材厚さ 1600mm，2500mm の実際のコンクリートにおいて，基本周波数を特定できることが明らかとなった。

### 2.5.5 検討結果

部材厚さが1900mm以上と大きくなるコンクリートにおいて，この相互相関関数を利用して基本周波数を正確に測定できる解析方法を検討することを目的とした実験を行った。得られた結果を以下に示す。

- 1) 2次元弾性体波動方程式に基づく数値解析を用いて，相互相関関数の算出結果から反射波の伝搬経路を推定した。その結果，部材厚さが1400mm～2400mmでは，入力点から距離50mm～1050mmの各出力点に反射波が到達する時刻の差は小さくなることが確認された。
- 2) 反射波の減衰により測定振動の振幅値が小さくなった場合でも，相互相関関数では反射波が受信点に到達した時刻において相関係数は極大値となる。この性質と各出力点に反射波が到達する時刻の差は小さくなる性質とを利用した解析方法を検討した。
- 3) 検討した解析方法を，2次元弾性体波動方程式に基づく数値解析により生成された測定振動，試験室内のコンクリート，実構造物として供用されているコンクリート，これらに適用して検証した。その結果，相互相関関数を求めることにより，反射波の減衰による影響を低減できることが確認された。ただし，1出力点での相互相関関数に対するフーリエ変換では，複数の周波数で振幅値が極大値となる。より正確に基本周波数を測定するには，複数の出力点での相互相関関数を加算した関数に対してフーリエ変換を実施することや位相差を利用した解析方法を併用することが有効であることが確認された。

## 2.6 まとめ

衝撃弾性波法の多重反射法での基本周波数の測定方法について，

ASTM規格に規定されている測定振動に対するフーリエ変換による解析方法の誤差要因や適用限界などについて検討した。次に、この誤差要因や適用限界を解消する新しい測定方法、解析方法を2次元弾性体波動方程式に基づく数値解析により検討した。さらに、諸元が確認できる試験室内および実構造物として供用されている設計厚さ1600mm, 2500mmのコンクリートを対象として、提案した測定方法および解析方法の妥当性を検証した。得られた見解を以下に示す。

- 1) 測定振動に対するフーリエ変換で基本周波数を測定するには、レイリー波の周波数が基本周波数とある程度一致するような直径の鋼球を選定することが必要となる。ただし、部材厚さが2000mm程度以上と大きくなるコンクリートでは、測定振動に対するフーリエ変換では基本周波数を正確に測定できない。これはコンクリート内部を多重反射する反射波の減衰が著しいことによる。
- 2) 反射波の減衰により測定振動の振幅値が小さくなった場合でも、相互相関関数では反射波が多重反射して到達する度に相関係数が極大値となることが確認された。このことから、相互相関関数の相関係数に着目すれば、反射波の減衰による影響を除去できると判断される。
- 3) 2次元弾性体波動方程式に基づく数値解析を用いて、部材厚さが1900mm以上と大きくなるコンクリートにおいて、この相互相関関数を利用して基本周波数を正確に測定できる解析方法を提案した。また、提案した解析方法を実構造物等で検証した。その結果、相互相関関数を求めることにより、反射波の減衰による影響を低減できることが確認された。さらに、より正確に基本周波数を測定するには、複数の出力点での相互相関関数を加算した関数に対してフーリエ変換を実施することや位相差を利用した解析方法を併用することが有効であることが確認された。

以上の結果より、部材厚さの大きいコンクリートにも適用できるという衝撃弾性波法の長所を活かした、有効な測定、解析方法を確立できたと考えられる。

## 第2章の参考文献

2.1) NDIS 2426-2<sup>2014</sup> : コンクリートの非破壊試験—弾性波法—第2部 : 衝撃弾性波法,

- 日本非破壊検査協会， pp.9-12， 2014.日本コンクリート工学会：コンクリート診断技術'12〔基礎編〕， pp.114， 2012.
- 2.2) ASTM-C1383-04： Standard Test Method for Measuring the P-Wave Speed and the Thickness of Concrete Plates Using the Impact-Echo Method， 2004.
- 2.3) Nicholas J. Carino, Mary Sansalone, and Nelson N. Hsu： A Point Source-Point Receiver, Pulse-Echo Technique for Flaw Detection in Concrete, ACI Journal, Vol.83, pp. 199-208, 1986.
- 2.4) 日本非破壊検査協会：新コンクリートの非破壊試験， pp.61-66， 2010.
- 2.5) 岩野聡史， 森濱和正：コンクリート部材を打撃して得られた振動波形の周波数解析方法に関する検討， 土木学会論文集E2（材料・コンクリート構造）， Vol.67, No.2, pp.297-308, 2011.
- 2.6) 林宏一：表面波を用いた地下浅層部の探査， 非破壊検査Vol.53, No.5, pp.254-259, 2004.
- 2.7) 岩野聡史， 渡部正， 内田慎哉：部材厚さの大きいコンクリートに適用可能な衝撃弾性波法による基本周波数の測定方法の検討， 土木学会論文集E2（材料・コンクリート構造）， Vol.73, No.2, pp.207-219, 2017.
- 2.8) 日野幹雄：スペクトル解析（新装版）， 朝倉書店， pp.10-18， 2010.

### 第3章 縦弾性波速度の測定方法の検討

#### 3.1 概説

衝撃弾性波法には、複数の受信点での縦弾性波の伝搬時間の差（以下、伝搬時間差という）を測定することにより、コンクリート中での縦弾性波の伝搬速度（以下、縦弾性波速度という）を測定する方法がある。ここで測定される縦弾性波の伝搬時間差は、コンクリート中の空隙や豆板（ジャンカ）等の不具合部が存在すれば伝搬経路長が変化することから、不具合部の有無によって変化する性質がある。また、縦弾性波速度はコンクリートの弾性係数によって変化することから、コンクリートの圧縮強度によって変化する性質がある。これらの性質を利用して、縦弾性波の伝搬時間差から縦弾性波速度を測定することにより、コンクリート中の不具合部の有無や圧縮強度やを評価する方法がある<sup>3.1)~3.3)</sup>。また、**第2章**ではコンクリート内部を多重反射する縦弾性波の往復時間の測定方法を示したが、縦弾性波速度が測定できれば、**第2章**の方法により測定した往復時間と測定した縦弾性波速度から縦弾性波が反射した深さを算出できる。これにより、コンクリートの部材厚さの評価や内部の空隙までの深さの推定が可能となる。

衝撃弾性波法による縦弾性波の伝搬時間差の測定方法の例を**図3.1**<sup>3.4)</sup>に、測

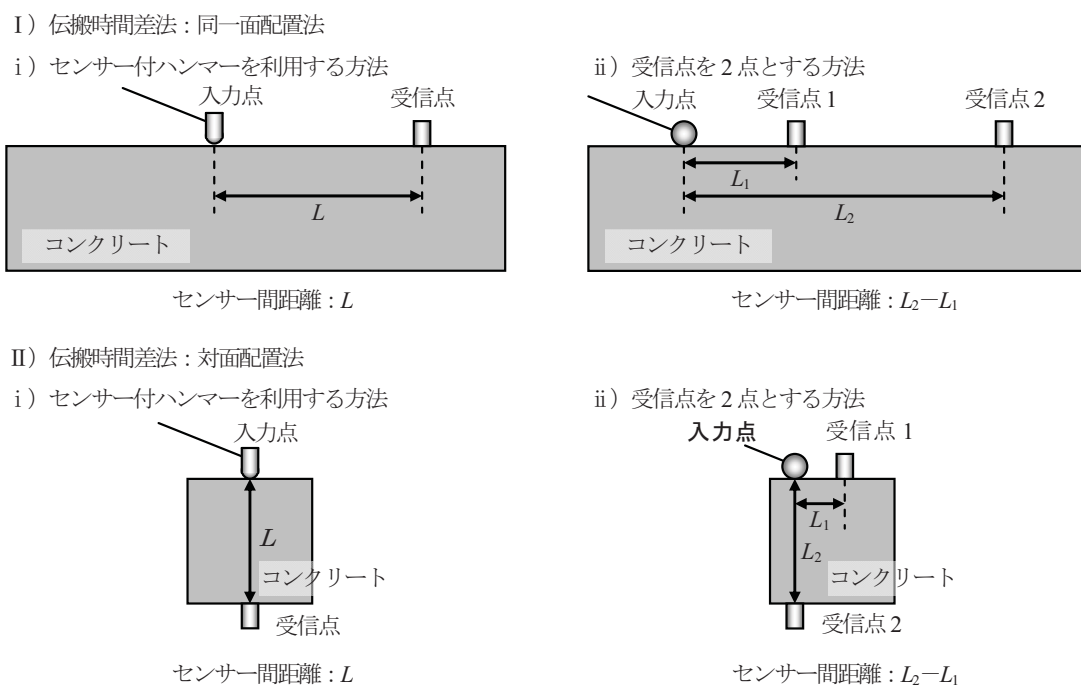
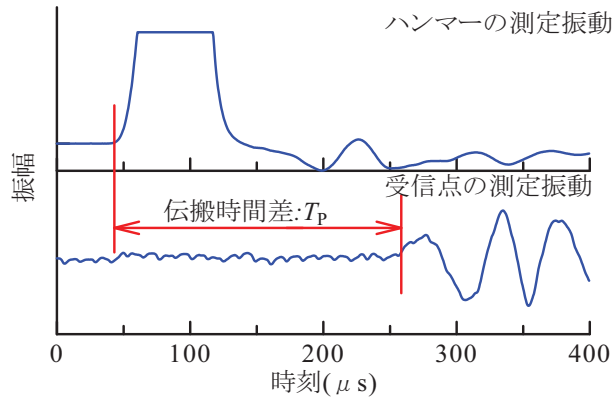
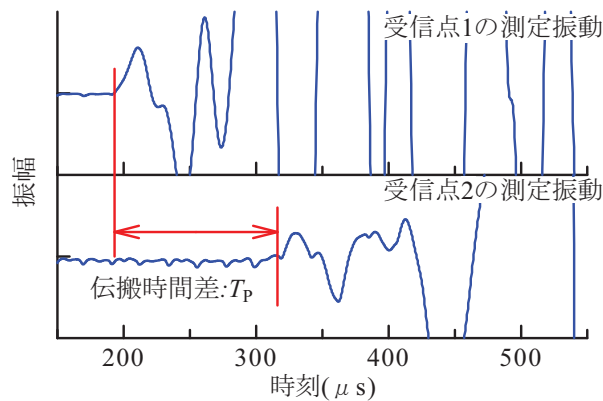


図3.1 衝撃弾性波法による縦弾性波の伝搬時間差の測定方法の例<sup>3.4)</sup>





(a) センサー付ハンマーを利用する方法



(b) 受信点を2点とする方法

図3.2 衝撃弾性波法による伝搬時間差の測定波形の例

定波形の例を図3.2に示す。測定方法には弾性波の入力点と受信点を同一面に設定する方法（以下、同一面配置法という）と弾性波の入力点と対向する面に受信点を設定する方法（以下、対面配置法という）の2法がある。さらに、センサー付のハンマーで縦弾性波を入力し、センサーによる受信点を1点とする方法（以下、センサー付ハンマーを利用する方法という）と、センサーによる受信点を2点として、鋼球やハンマーでの打撃により縦弾性波を入力する方法（以下、受信点を2点とする方法という）がある。

コンクリート表面を鋼球やハンマーで打撃すると、縦弾性波、横弾性波、レイリー波など、様々な弾性波が発生するが、最も伝搬速度が速い弾性波は縦弾性波である。これにより、受信点で測定された振動（以下、測定振動という）で最初に振幅が変動する時刻は、受信点に縦弾性波が到達した時刻となる。センサー付ハンマーを利用する方法では、ハンマーの測定振動から縦弾性波を入力した時刻、受信点での測定振動から縦弾性波が到達した時刻を測定し、両時刻の差から縦弾性波の伝搬時間差を測定する。受信点を2点とする方法では、

2点の受信点で縦弾性波が到達した時刻を測定し、両時刻の差から縦弾性波の伝搬時間差を測定する。

前述のとおり、縦弾性波の伝搬時間差の測定方法には同一面配置法と対面配置法の2法があるが、同一面配置法ではセンサー間距離を確認することができる。これにより、コンクリート構造物の背面が土などで埋め戻しされている場合においても、縦弾性波速度を決定することが可能となる。この特長から、同一面配置法は、圧縮強度や部材厚さの評価において縦弾性波速度を決定する方法として広く適用されている。例えば、参考文献3.5)、参考文献3.6)では、コンクリートの部材厚さの評価のための縦弾性波速度の測定方法として、同一面配置法のみが規格化されている。しかしながら、同一面配置法はコンクリート表面で伝搬時間差を測定し、縦弾性波速度を決定する方法であり、コンクリート表面付近で測定した縦弾性波速度とコンクリート内部の縦弾性波速度に相違が生じていれば、コンクリート内部の圧縮強度の評価や部材厚さの評価において誤差が生じることとなる。特に実構造物のコンクリートは、表層付近に鉄筋が配置されていることや、経年変化によりコンクリート表面が乾燥、劣化していることから測定結果に影響することが考えられる。

そこで、本章では、圧縮強度や部材厚さの評価などに広く適用されている同一面配置法について、鉄筋や経年変化の影響を除去して、構造物を適切に評価するための測定方法を検討したので、その結果について示す。

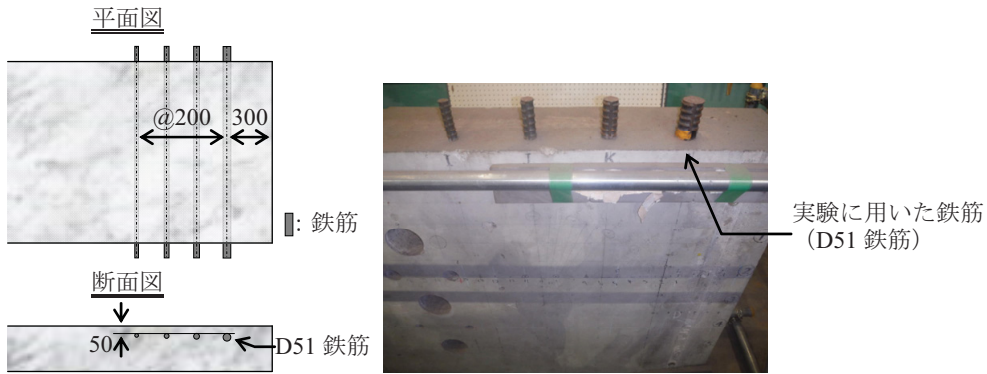
## 3.2 コンクリート内部の鉄筋による影響の確認実験<sup>3.7)</sup>

### 3.2.1 実験概要

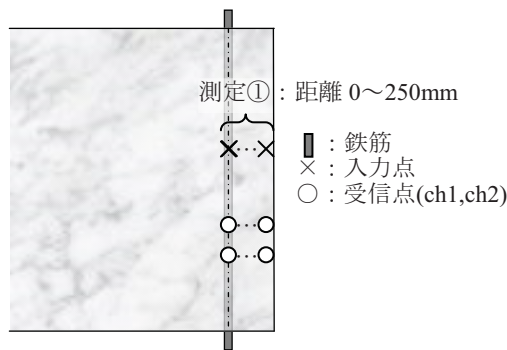
前節に示したとおり、同一面配置法によりコンクリート表面で測定した縦弾性波速度とコンクリート内部の縦弾性波速度とが異なっていれば、コンクリート内部の圧縮強度や部材厚さの評価結果に誤差が生じることが懸念される。表面付近に鉄筋が配置されている鉄筋コンクリート構造物での測定を想定すると、参考文献 3.8)より、鉄筋中での縦弾性波速度は 5200m/s 程度である。これに対して、コンクリート中での縦弾性波速度はコンクリートの弾性係数によって変化するが、3600~4400m/s 程度である。つまり、鉄筋中での縦弾性波速度はコンクリート中の縦弾性波速度よりも速い。同一面配置法では、受信点の測定振動で最初に振幅が変動する時刻から縦弾性波の到達時刻を測定することから、鉄筋コンクリートにおいては、測定方法によっては鉄筋の影響により正確

なコンクリートの縦弾性波速度を測定できない可能性が考えられる。

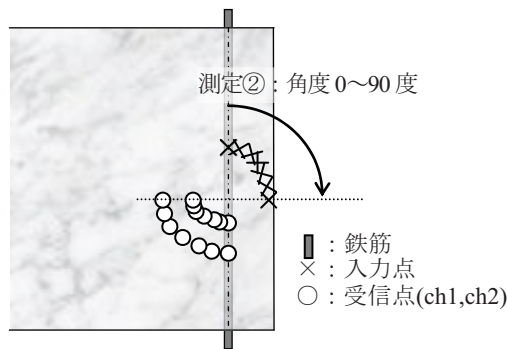
そこで、本節では、鉄筋を含むコンクリート供試体で様々な条件で縦弾性波



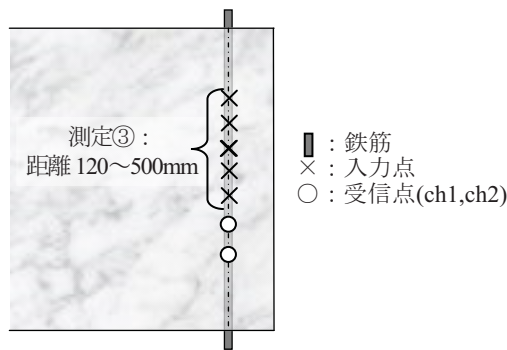
(a) 供試体全体状況



(b) 測定①の測定点の設定状況 (平面図)



(c) 測定②の測定点の設定状況 (平面図)



(d) 測定③の測定点の設定状況 (平面図)

図3.3 鉄筋による影響の確認実験状況

の伝搬時間差を測定し、鉄筋コンクリートでの縦弾性波の伝搬経路や縦性波速度の測定における鉄筋の影響について検討した。

### 3.2.2 実験方法

供試体および測定点の設定状況を図 3.3 に示す。設計厚さ 300mm の供試体中に 4 種類の異形鉄筋が深さ 50mm に埋設されている。これらの鉄筋のうち D51mm の鉄筋位置付近で、表面に 2 点の受信点 ch1, ch2 を 200mm 間隔で設置し、直径 10mm の鋼球で打撃して、ch1, ch2 の測定振動で最初に振幅が変動する時刻から、縦弾性波の伝搬時間差を測定した。入力点に近い方のセンサーが ch1 である。この D51mm の鉄筋位置において、以下に示す測定①～測定③を行った。

測定①の測定点の設定状況を図 3.3(b) に示す。入力点, ch1, ch2 からなる測定線を鉄筋と平行に設定して、この測定線と鉄筋との距離により測定結果がどの様に変化するのかを確認した。入力点は ch1 と ch2 の一直線上で ch1 から 300mm の点とし、測定線と鉄筋との距離は 0mm～250mm までと変化させ、計 8 測定線とした。

測定②の測定点の設定状況を図 3.3(c) に示す。測定線と鉄筋との角度により、測定結果がどの様に変化するのかを確認した。入力点は ch1 と ch2 の一直線上で ch1 から 300mm の点とし、測定線と鉄筋との角度は 0°～90°までと変化させ、計 9 測定線とした。

測定③の測定点の設定状況を図 3.3(d) に示す。測定線を鉄筋上に設定し、入力点と受信点との距離により、測定結果がどの様に変化するのかを確認した。入力点は ch1 と ch2 の一直線上で ch1 から 120mm～500mm までと変化させ、計 13 点とした。

### 3.2.3 実験結果および考察

各条件での伝搬時間差の測定結果を図 3.4～図 3.6 に示す。ch1 と ch2 は 200mm 間隔で設定されており、縦弾性波速度 4000m/s の場合での伝搬時間差は 50 $\mu$ s、縦弾性波速度 5000m/s の場合での伝搬時間差は 40 $\mu$ s となる。つまり、伝搬時間差が 50 $\mu$ s 程度より短くなる場合には、鉄筋の影響により正確なコンクリートの縦弾性波速度が測定されていないと判断できる。

図 3.4 に示した、ch1 と ch2 を 200mm 間隔、入力点を ch1 から 300mm と

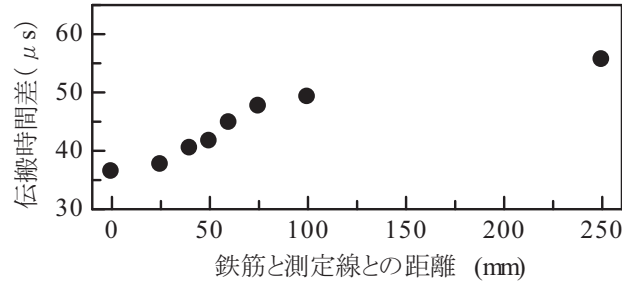


図3.4 測定①：測定線と鉄筋との距離による比較結果

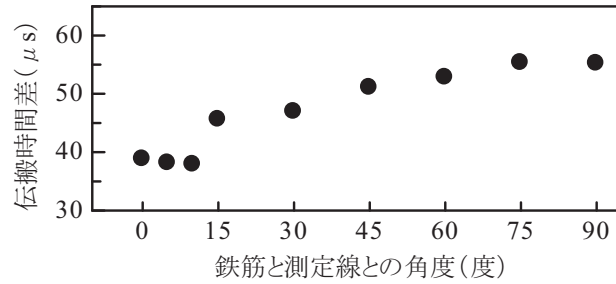


図3.5 測定②：測定線と鉄筋との角度による比較結果

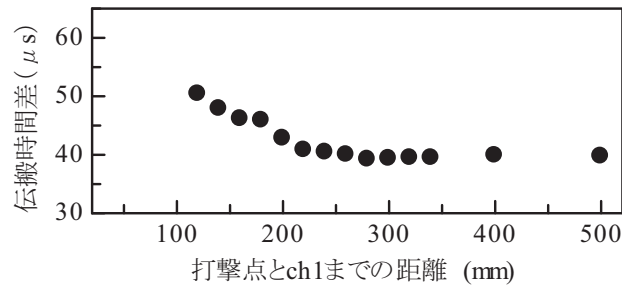


図3.6 測定③：入力点とch1までの距離による比較結果

し、測定線と鉄筋を平行に設定した測定①では、測定線と鉄筋との距離が100mmと250mmでは伝搬時間差が $50\mu\text{s}$ 以上となった。コンクリートの縦弾性波速度が測定されていると判断できる。一方、測定線と鉄筋との距離40mm～75mmでは伝搬時間差は $40\mu\text{s}$ ～ $50\mu\text{s}$ となり測定線と鉄筋との距離によって伝搬時間差が変化した。さらに、測定線と鉄筋との距離が0mm、25mmでは伝搬時間差が $40\mu\text{s}$ 以下となった。鉄筋の影響により正確なコンクリートの縦弾性波速度が測定されていないと判断できる。

図3.5に示した、ch1とch2を200mm間隔、入力点をch1から300mmとし、測定線を鉄筋上で回転させた測定②では、測定線と鉄筋との角度が $45^\circ$ ～ $90^\circ$ では伝搬時間差が $50\mu\text{s}$ 以上となった。コンクリートの縦弾性波速度が測定されていると判断できる。一方、測定線と鉄筋との角度 $15^\circ$ 、 $30^\circ$ では伝搬時間差は $40\mu\text{s}$ ～ $50\mu\text{s}$ となり、測定線と鉄筋との角度によって伝搬時間差が変

化する結果となった。さらに，測定線と鉄筋との角度が  $0^\circ \sim 10^\circ$  では伝搬時間差が  $40\mu\text{s}$  以下となった。鉄筋の影響により正確なコンクリートの縦弾性波速度が測定されていないと判断できる。

図 3.6 に示した，ch1 と ch2 を 200mm 間隔，測定線と鉄筋との距離 0mm，測定線と鉄筋との角度  $0^\circ$  とした測定③では，入力点と ch1 との距離を 120mm とすると伝搬時間差が  $50\mu\text{s}$  以上となった。コンクリートの縦弾性波速度が測定されていると判断できる。一方，入力点と ch1 との距離 140mm～260mm では伝搬時間差は  $40\mu\text{s} \sim 50\mu\text{s}$  となり，入力点から ch.1 までの距離によって伝搬時間差が変化する結果となった。さらに，入力点と ch1 との距離を 280mm～500mm とすると伝搬時間差が  $40\mu\text{s}$  以下となった。鉄筋の影響により正確なコンクリートの縦弾性波速度が測定されていないと判断できる。

以上，測定①～測定③をまとめると，鉄筋の影響により正確なコンクリートの縦弾性波速度が測定されなくなる条件は，a)鉄筋と測定線の距離が小さい，b)鉄筋と測定線との角度が小さい，c)入力点と受信点との距離が大きい，これら 3 つの条件が重なった場合であることが分かる。この原因について考察すると，鉄筋を含むコンクリートでの縦弾性波の伝搬状況は，スネルの法則に基づき，図 3.7 の模式図で示される<sup>3,9)</sup>。コンクリート表面の打撃により発生する縦弾性波は内部を球面状に伝搬することから，表面を伝搬する成分（以下，表面縦弾性波  $W_p$  という）と，コンクリート内部に伝搬して鉄筋を經由して再びコンクリート表面に到達する縦弾性波（以下，鉄筋を經由する縦弾性波  $W_s$  という）が存在することとなる。表面縦弾性波  $W_p$  のセンサーへの伝搬時間  $T_p$  は式(3.1)となる。

$$T_p = \frac{L_{ch}}{V_{PC}} \quad (3.1)$$

ここで， $L_{ch}$  は入力点から受信点までの距離， $V_{PC}$  はコンクリートの縦弾性波速度である。

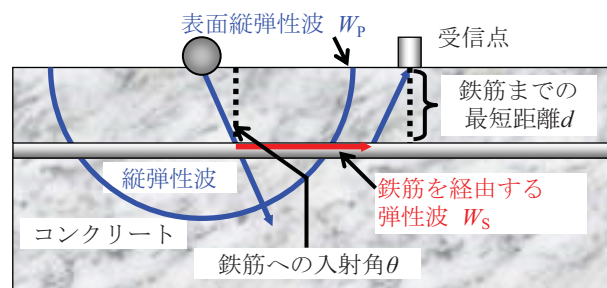


図3.7 弾性波の伝搬状況の模式図

一方、鉄筋を経由する縦弾性波  $W_S$  は、コンクリートから鉄筋へ入射し、鉄筋を経由して、再びコンクリートへ入射する経路となる。ここで、コンクリートから鉄筋、および、鉄筋からコンクリートへの入射角  $\theta$  は、スネルの法則に基づき決定される。これらから、鉄筋を経由する縦弾性波  $W_S$  の受信点への伝搬時間  $T_S$  は式(3.2)となる。

$$T_S = \frac{2d}{V_{PC} \cdot \cos \theta} + \frac{L_{ch} - 2d \cdot \tan \theta}{V_{PS}} \quad \text{ただし、} (\theta = \sin^{-1}(V_{PC}/V_{PS})) \quad (3.2)$$

ここで、 $d$  は入力点・受信点から鉄筋までの最短距離、 $V_{PC}$  はコンクリートの縦弾性波速度、 $V_{PS}$  は鉄筋中の縦弾性波速度、 $L_{ch}$  は入力点から受信点までの距離である。

式(3.1)、式(3.2)より、鉄筋を経由する縦弾性波  $W_S$  が表面縦弾性波  $W_P$  より先に受信点へ到達する条件は式(3.3)を満たすときとなる。

$$L_{ch} > \frac{2d\sqrt{V_{PS}^2 - V_{PC}^2}}{V_{PS} - V_{PC}} \quad (3.3)$$

式(3.3)より、鉄筋を経由する縦弾性波  $W_S$  が受信点へ先に到達する条件は、入力点と受信点までの距離  $L_{ch}$  が大きく、鉄筋までの最短距離  $d$  が小さいことである。これに対して、測定①～測定③で、鉄筋の影響により正確なコンクリートの縦弾性波速度が測定されなくなる条件は、a)鉄筋と測定線の距離が小さい、b)鉄筋と測定線との角度が小さい、c)入力点と受信点との距離が大きい、これら 3 つの条件が重なった場合であった。式(3.3)に示される条件と実際の測定結果とが一致した結果である。

以上の結果より、表面付近に鉄筋が配置されている鉄筋コンクリート構造物での同一面配置法では、スネルの法則を理解し、前述の a), b), c) の 3 つの条件が重ならない条件で測定すれば、鉄筋による影響を除去できると考えられる。具体的な実構造物での適用方法としては、実構造物では鉄筋の配筋位置やかぶり深さを確認するには別途調査が必要となるが、鉄筋は格子状（角度  $90^\circ$  の二方向）に配筋されているのが一般的である。実際の配筋位置やかぶり深さが不明であっても、鉄筋の配筋方向を判断し、鉄筋に対して斜めに測定線を設定すれば、前述の b) の条件とはならない。つまり、鉄筋に対して斜めに測定線を設定することが、鉄筋の影響を除去したコンクリートの縦弾性波速度の測定方法となる。

### 3.3 既設コンクリート構造物への適用方法の検討実験<sup>3.10), 3.11)</sup>

#### 3.3.1 実験概要

コンクリートの縦弾性波速度は、コンクリートの弾性係数や密度によって決定される。従って、経年変化によりコンクリート表面が乾燥や劣化している既設構造物では、コンクリート表面での縦弾性波速度はコンクリート内部での縦弾性波速度よりも低下する可能性が考えられる。従って、コンクリート表面で縦弾性波速度を測定する同一面配置法では、この乾燥や劣化により低下した縦弾性波速度が測定される可能性が考えられる。

圧縮強度や部材厚さの評価は縦弾性波速度の同一面配置法での測定結果から評価値を得るが、この乾燥や劣化により低下した縦弾性波速度から評価値を得れば、構造物を適切に評価できないことが考えられる。つまり、既設構造物において適切な評価を実施するには、コンクリート表面の乾燥や劣化の影響を除去して、評価対象のコンクリート内部の縦弾性波速度を測定できる測定方法を確立することが重要になると考えられる。

そこで本節では、先ず、表 3.1 に示す配合、材齢が異なるコンクリートにおいて、同一面配置法による縦弾性波速度の測定でのコンクリート表面の乾燥

表3.1 測定対象物

名称		配合	部材厚さ(mm)	材齢
供試体	厚壁	18-8-20N	600	約8年
	薄壁	45-12-20N	300	
実構造物	A	24-8-25BB	600	12日

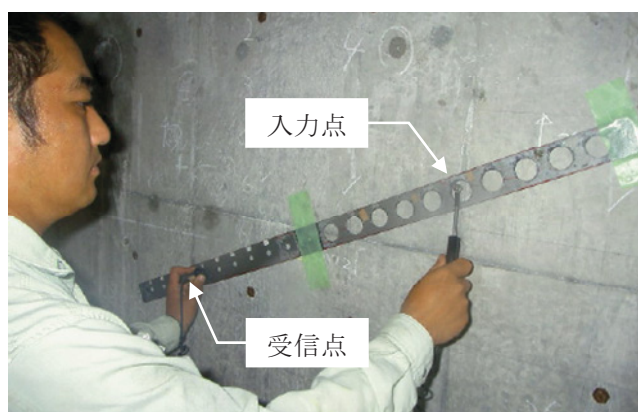


図3.8 同一面配置法の測定状況



や劣化による影響について確認した。次に、この結果から、既設構造物を適切に評価するための、同一面配置法による縦弾性波速度の測定方法について検討した。

### 3.3.2 実験方法

測定状況を図 3.8 に示す。センサー付ハンマーを利用する方法により測定した。受信点となるコンクリート表面に圧電型加速度計（周波数範囲 0.2Hz～20kHz）を手で押さえつけ、距離  $L$  離れた位置を衝撃加速度計（周波数範囲 0.4Hz～10kHz）を内蔵した取り付けられたハンマーにより打撃した。ハンマーの接触面の半径は 7.5mm、衝撃加速度計を含めたハンマーの質量は 18g である。ハンマーの測定振動から縦弾性波を入力した時刻、受信点での測定振動から縦弾性波が到達した時刻を測定し、両時刻の差から縦弾性波の伝搬時間差を測定した。入力点と受信点の距離は 200mm から 100mm 間隔で 1000mm までの計 9 点である。

### 3.3.3 実験結果および考察

#### (1) 縦弾性波速度の測定結果

各測定対象物での各入力点と受信点の距離における測定上の速度の測定結果を図 3.9 に示す。ここで、測定上の速度とは、入力点と受信点の距離を測定された伝搬時間差で除して計算した速度である。

図 3.9 より、材齢 8 年が経過した呼び強度 18 の厚壁（18-8-20N）では、入力点と受信点の距離により測定上の速度が変化していることがわかる。入力点と受信点の距離が 400mm 以下では測定上の速度は 3200m/s 程度と小さく、入力点と受信点の距離が 500mm 以上になると 3500m/s 程度と大きくなっている。これに対して、材齢 8 年が経過した呼び強度 45（45-12-20N）のコンクリートでは、入力点と受信点の距離による測定上の速度の変化はなく 4200m/s 程度であった。また、材齢 12 日と新設である呼び強度 24 のコンクリート（24-8-25BB）でも、入力点と受信点の距離による測定上の速度の変化はなく 3900m/s 程度であった。

以上の結果より、材齢 8 年が経過した呼び強度 18 のコンクリートでは、経年変化によりコンクリート表面が乾燥、劣化し、コンクリート表面での縦弾性波速度がコンクリート内部の縦弾性波速度よりも低下しているものと考えられ

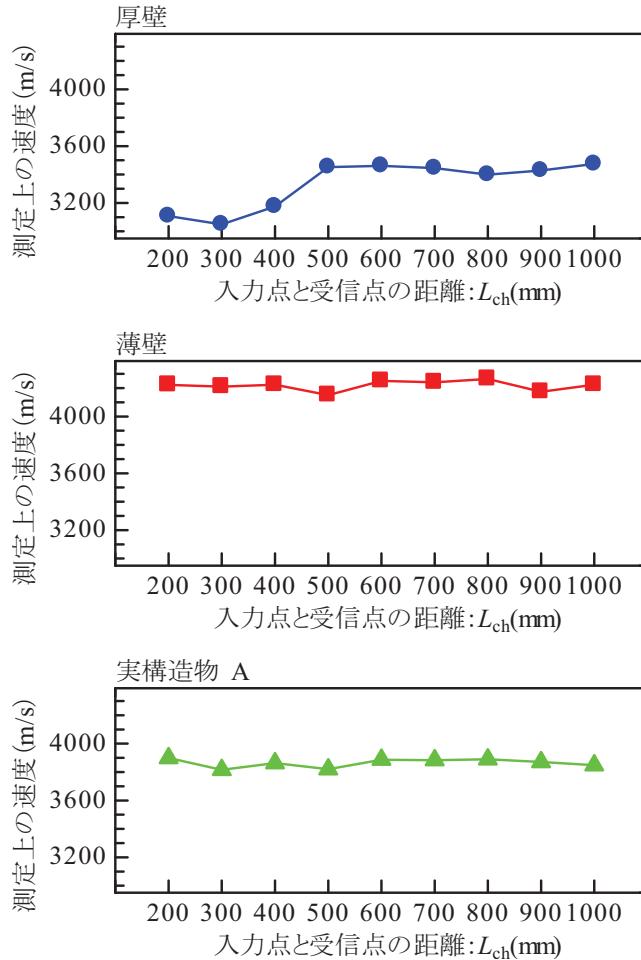


図3.9 各入力点と受信点の距離における測定上の速度

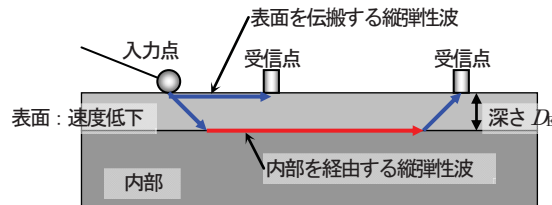


図3.10 表面の速度が低下したコンクリートでの縦弾性波の伝搬状況模式図

る。この状況での縦弾性波の伝搬状況は、前節に示した鉄筋コンクリート構造物中を伝搬状況と同様に、スネルの法則に基づき図 3.10 の模式図で示される。

コンクリート表面の打撃により発生する縦弾性波は内部を球面状に伝搬することから、表面を伝搬する縦弾性波と、コンクリート内部に伝搬、経由して再びコンクリート表面に到達する縦弾性波が存在することとなる。

表面を伝搬する縦弾性波の受信点への伝搬時間  $T_{PS}$  は式(3.4)となる。

$$T_{PS} = L_{ch} / V_{PS} \quad (3.4)$$

ここで、 $L_{ch}$  は入力点から受信点までの距離、 $V_{PS}$  はコンクリート表面での縦弾性波速度である。

一方、コンクリート内部を経由する縦弾性波は、伝搬速度が低下している表面側からコンクリート内部へ入射し、内部を経由して、再びコンクリート表面へ入射する経路となる。ここで、表面から内部、および、内部から表面への入射角は、スネルの法則に基づき決定される。これらから、コンクリート内部を経由する縦弾性波の受信点への伝搬時間  $T_{PI}$  は式(3.5)となる。

$$T_{PI} = \frac{2D_E}{V_{PS} \cdot \cos \theta} + \frac{L_{ch} - 2D_E \cdot \tan \theta}{V_{PI}} \quad \text{ただし, } (\theta = \sin^{-1}(V_{PS}/V_{PI})) \quad (3.5)$$

ここで、 $D_E$  はコンクリート表面から伝搬速度が低下している範囲の深さ、 $V_{PS}$  はコンクリート表面での縦弾性波速度、 $L_{ch}$  は入力点から受信点までの距離、 $V_{PI}$  はコンクリート内部での縦弾性波速度である。

式(3.4)、式(3.5)より、入力点と受信点の距離  $L_{ch}$  が式(3.6)を満たすとき、伝搬速度の速い内部を経由した縦弾性波が、表面を伝搬した縦弾性波より先に受信点へ到達する。

$$L_{ch} > \frac{2D_E \sqrt{V_{PI}^2 - V_{PS}^2}}{V_{PI} - V_{PS}} \quad (3.6)$$

材齢 8 年が経過した呼び強度 18 のコンクリートでは、入力点と受信点の距離が 400mm 以下では測定上の縦弾性波速度は 3200m/s 程度と遅く、入力点と受信点の距離が 500mm 以遠になると 3500m/s 程度と速くなった。受信点に最初に到達する弾性波は、入力点と受信点の距離が 400mm 以下では表面を伝搬した縦弾性波であり、500mm 以遠になると、内部を経由した縦弾性波であったと考えられる。

## (2) 表面の速度低下の影響を除去した縦弾性波速度の測定方法について

経年変化によりコンクリート表面が乾燥や劣化したコンクリートでは、縦弾性波はスネルの法則に基づき、伝搬することが確認された。この時、コンクリート表面を伝搬する縦弾性波速度  $V_{PS}$  は、この縦弾性波の伝搬時間差  $T_{PS}$  が測定される  $L_{ch}$  の範囲（図 3.9 の厚壁では  $L_{ch}=200\text{mm} \sim 400\text{mm}$ ）で、式(3.7)により算出した測定上の速度  $V_{PS}$  の平均値から判断できる。

$$V_{PS} = L/T_P \quad (3.7)$$

次に、コンクリート内部の縦弾性波速度  $V_{PI}$  は、内部を経由した縦弾性波の伝搬時間差  $T_{PI}$  が測定される  $L_{ch}$  の範囲（図 3.9 のの厚壁では  $L_{ch}=500\text{mm} \sim 1000\text{mm}$ ）で、各  $L_{ch}$  と  $T_{PI}$  の式(3.8)に示す比例関係の式を最小二乗法により求め、 $a$  の逆数から判断できる。

$$T_{PI} = a \times L_{ch} + b \quad (3.8)$$

ここで、 $a$  は最小二乗法により求められる比例関係の式の勾配、 $b$  は最小二乗法により求められる比例関係の式の切片である。

以上より、経年変化でのコンクリート表面の乾燥、劣化等の原因により、コンクリート表面を伝搬する縦弾性波速度が低下したコンクリートであっても、コンクリート内部の縦弾性波速度  $V_{PI}$  を測定することが可能となる。コンクリート内部の縦弾性波速度  $V_{PI}$  が  $a$  の逆数から判断できる理由は、**図 3.10** の模式図から確認できる。内部を経由した縦弾性波の伝搬時間差  $T_{PI}$  が測定される  $L_{ch}$  の範囲では、 $L_{ch}$  が変化しても表面から内部、および、内部から表面へ弾性波が入射する距離は変化しない。つまり、 $L_{ch}$  の変化による伝搬経路長の変化は、コンクリート内部の伝搬距離の変化のみであり、 $L_{ch}$  の変化による伝搬時間差  $T_{PI}$  の変化は、コンクリート内部での伝搬時間の変化のみとなる。このことから、内部を経由した縦弾性波の伝搬時間差  $T_{PI}$  が測定される  $L_{ch}$  の範囲では、各  $L_{ch}$  と  $T_{PI}$  は比例関係となり、この比例関係の勾配はコンクリート内部での縦弾性波速度によって決定される。

さらに、内部を経由した縦弾性波が伝搬している深さは、式(3.7)の速度  $V_{PS}$ 、式(3.8)の速度  $V_{PI}$ 、および、内部を経由した縦弾性波の伝搬時間差が測定される最小の  $L_{ch}$  を  $L_0$  (**図 3.9** の厚壁では  $L_0=500\text{mm}$ ) として、式(3.9)により深さ  $D_E$  を算出して求められる。

$$D_E = \frac{L_0 \sqrt{V_{PI}^2 - V_{PS}^2}}{2(V_{PI} + V_{PS})} \quad (3.9)$$

### 3.4 まとめ

圧縮強度や部材厚さの評価などに広く適用されている同一面配置法による縦弾性波速度の測定方法について、コンクリート内部の鉄筋による影響と経年変化によりコンクリート表面が乾燥、劣化している既設構造物での影響を確認した。さらに、これらの影響を除去して、構造物を適切に評価するための測定方法を検討した。得られた見解を以下に示す。

- 1) 縦弾性波の入力する表面側のコンクリートの縦弾性波速度が、内部の縦弾性波速度よりも遅い場合には、縦弾性波はスネルの法則に基づき伝搬する。
- 2) 鉄筋コンクリートでは、表面側のコンクリートでの縦弾性波速度は、内部の鉄筋での縦弾性波速度よりも遅い。この性質から、縦弾性波はスネルの法則に基づき伝搬し、a)鉄筋と測定線の距離が小さい、b)鉄筋と測定線の角度が小さい、c)入力点と受信点との距離が大きい、これら 3 つの条件が重なっ

た場合には、鉄筋の影響により正確なコンクリートの縦弾性波速度が測定されなくなる。

- 3) 実構造物では鉄筋の配筋位置やかぶり深さを確認するには別途調査が必要となるが、鉄筋は格子状（角度  $90^\circ$  の二方向）に配筋されているのが一般的である。このことから、実際の配筋位置やかぶり深さが不明であっても、鉄筋の配筋方向を判断し、鉄筋に対して斜めに測定線を設定すれば、鉄筋の影響を除去したコンクリートの縦弾性波速度の測定方法になる。
- 4) 経年変化でのコンクリート表面の乾燥、劣化等の原因により、表面を伝搬する縦弾性波速度が内部のコンクリートの縦弾性波速度よりも遅くなれば、縦弾性波はスネルの法則に基づき伝搬する。この性質から、経年変化でのコンクリート表面の乾燥、劣化等の原因により、コンクリート表面を伝搬する縦弾性波速度が低下したコンクリートであっても、次の手順によりコンクリート内部の縦弾性波速度を測定することが可能となる。①入力点と受信点の距離を多点設定し、縦弾性波の伝搬時間差を測定する。②各点で測定した伝搬時間差を比較し、内部を経由した縦弾性波の伝搬時間差  $T_{PI}$  が測定される  $L_{ch}$  の範囲を判断する。③ ②で判断した各  $L_{ch}$  と  $T_{PI}$  の式(3.8)に示す比例関係の式を最小二乗法により求め、この式の勾配の逆数からコンクリート内部の縦弾性波速度を決定する。

以上の結果より、鉄筋コンクリート構造物、既設構造物においても、圧縮強度や部材厚さの評価などを適切に実施できる縦弾性波速度の測定方法が確立できたと考えられる。

### 第3章の参考文献

- 3.1) 岩野聡史，實藤大夫，堀口賢一，梁俊，森濱和正：複数経路での縦弾性波速度の測定によるコンクリート内部欠陥探査方法の検討，日本非破壊検査協会コンクリート構造物の非破壊検査論文集（Vol.4），pp.447-452，2012.
- 3.2) 岩野聡史，森濱和正，極檀邦夫，境友昭：弾性波速度の測定によるコンクリートの圧縮強度の推定，コンクリート工学年次論文集，Vol.25，No.1，pp.1637-1642，2003.
- 3.3) 岩野聡史，森濱和正，極檀邦夫，境友昭：衝撃弾性波法による新設構造物での圧縮強度推定方法の検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.28，No.1，pp.1835-1840，2006.
- 3.4) 日本非破壊検査協会規格 NDIS 2426-2<sup>2014</sup>：コンクリート構造物の縦弾

- 性波による試験方法－第2部：衝撃弾性波法， pp.4-7， 2014.
- 3.5) 前掲書 3.4)， pp.13-18， 2014.
- 3.6) ASTM-C1383-04 : Standard Test Method for Measuring the P-Wave Speed and the Thickness of Concrete Plates Using the Impact-Echo Method, 2004.
- 3.7) Satoshi Iwano, Kazumasa Morihama : Estimation of Compressive Strength of Concrete Structures by the Impact Elastic Wave Method, International Conference on Advanced Technology in Experimental Mechanics 2011, No.11-203, 2011.
- 3.8) 尼崎省二：コンクリートの弾性波速度に及ぼす鋼材の影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.24， No.1， pp.1491-1496， 2002.
- 3.9) 田治米鏡二：土木技術者のための弾性波による地盤調査法，槓書店， pp.12-141， 1977.
- 3.10) 岩野聡史，坂本良憲，實藤大夫，森濱和正：弾性波速度測定による既設コンクリートの表面付近の評価方法の検討，日本非破壊検査協会平成 23 年度秋季大会講演概要集， pp.167-170， 2011.
- 3.11) 岩野聡史，森濱和正，渡部正：衝撃弾性波法と微破壊試験の併用による構造体コンクリートの圧縮強度推定方法の提案，土木学会論文集 E2（材料・コンクリート構造）， Vol.69， No.2， pp.138-153， 2013.

## 第4章 コンクリート構造物の品質管理への適用に関する検討

### 4.1 新設コンクリートの圧縮強度評価方法の検討

#### 4.1.1 概説

新設するコンクリート構造物の圧縮強度の品質管理方法は、現地でコンクリートを打設する際に円柱供試体を作製し、この円柱供試体に対して圧縮強度試験を行うことや、テストハンマーにより評価すること<sup>4.1)</sup>が一般的である。しかしながら、前者は材料として受け入れたコンクリートに対する試験であり、構造体を構成するコンクリート（以下、構造体コンクリートという<sup>4.2)</sup>）に対する評価ではない。新設時の構造体コンクリートの品質や性能は、現場における打込み方法、養生状況、温度条件等の施工方法によって大きく変化するものの、これらを適切に評価できないという課題がある。また、テストハンマーによる評価については、古くから広く普及された構造体コンクリートを直接試験する方法ではある。しかし、土木学会コンクリート標準示方書【規準編】で「50%以上の誤差が生じることがある。」<sup>4.3)</sup>と記述されるなど精度に対する課題が指摘されている。これに対して、参考文献4.4)では、テストハンマーによる評価の精度を向上させる方法が提案されているが、この提案は呼び強度24程度の土木用コンクリートを主な対象としている。プレストレストコンクリートや橋梁の上部工では呼び強度36程度のコンクリートが使用されていることから、テストハンマーによる評価では適用が限定されていると考えられる。

そこで、本節では、衝撃弾性波法を適用して、前述の課題を改善する評価方法、つまり、新設する構造体コンクリートの圧縮強度を直接評価し、かつ、ある程度の精度で評価する方法を確立することを目的として検討した。

#### 4.1.2 測定原理

衝撃弾性波法によるコンクリートの圧縮強度の評価方法では、評価対象の構造体コンクリートで測定した縦弾性波速度から圧縮強度を推定する。この原理を以下に示す。

周知のとおり、コンクリート中を伝搬する縦弾性波速度は式(4.1)により表される。

$$V_P = \sqrt{\frac{E}{\rho} \frac{(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}} \quad (4.1)$$

ここで、 $V_P$  は縦弾性波速度、 $E$  は弾性係数、 $\rho$  は密度、 $\nu$  はポアソン比である。

また、コンクリートの圧縮強度と、動的試験法により求めた動弾性係数には、コンクリートの単位質量がほぼ同じ場合では、式(4.2)の関係があると言われている<sup>4.5)</sup>。

$$E_D = A \cdot f_c^B \quad (4.2)$$

ここで、 $f_c$  は圧縮強度、 $E_D$  は動弾性係数、 $A$ 、 $B$  はコンクリートの使用材料、配合などにより決定される定数である。

式(4.1)、式(4.2)から縦弾性波速度とコンクリートの圧縮強度には、式(4.3)の関係式が成立することとなる。

$$f_c = \left\{ \frac{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}{A(1-\nu)} \right\}^{1/B} \cdot V_P^{2/B} = k V_P^\alpha \quad (4.3)$$

ここで、 $k$ 、 $\alpha$  はコンクリートの使用材料、配合などにより決定される定数である。

式(4.3)によれば、コンクリート中を伝搬する縦弾性波速度とコンクリートの圧縮強度は指数関数で示される関係にあり、正の相関関係にあることになる。このことから、コンクリート中を伝搬する縦弾性波速度を測定できれば、式(4.3)の関係式を用いて、コンクリートの圧縮強度を評価できると考えられる。

#### 4.1.3 縦弾性波速度と圧縮強度の関係調査実験<sup>4.6), 4.7)</sup>

##### (1) 実験概要

前節に示したとおり、コンクリート中を伝搬する縦弾性波速度とコンクリートの圧縮強度は正の相関関係にあり、構造体コンクリートで縦弾性波速度を測定すれば、縦弾性波速度と圧縮強度の関係式を用いて、圧縮強度を評価できると考えられる。そこで、実際に両者がどのような関係にあるのかを調査するため、実構造物を模擬した供試体を打設する際に円柱供試体を作製し、縦弾性波速度と圧縮強度を測定して、両者を比較する実験を行った。

使用した供試体を表4.1に示す。供試体の配合は全9種類である。使用したセメント種類は普通ポルトランドセメント（記号N）と高炉セメントB種（記号BB）の2種類、呼び強度は18～60である。各配合のコンクリートで設計寸



表4.1 実験に用いた供試体

供試体名称	配合名称	呼び強度	セメント種類	粗骨材の最大寸法(mm)	スランブ(cm)	水セメント比(%)	養生方法	測定材齢(日)	
壁供試体	N18	N18	18	N	20	8	67.0	封緘	1~56
								水中	3~28
								気乾	3~28
	N24	N24	24	N	20	8	57.5	封緘	1~56
								水中	3,7
								気乾	3~28
	N30	N30	30	N	20	8	49.5	封緘	1~56
								水中	3~28
								気乾	3~28
	N60	N60	60	N	20	15	30.0	封緘	1~56
								水中	3~28
								気乾	3~28
BB24	BB24	24	BB	20	8	56.5	封緘	1~56	
							水中	3~28	
							気乾	3~28	
ボックス供試体	底版	BB30	30	BB	20	8	50.0	封緘	1~405
								水中	29
	薄壁	N45	45	N	20	12	35.0	封緘	1~391
								水中	8~91
	厚壁	N18	18	N	20	8	70.0	封緘	1~391
								水中	8~91
	頂版	N30	30	N	20	8	50.0	封緘	1~377
								水中	8~91

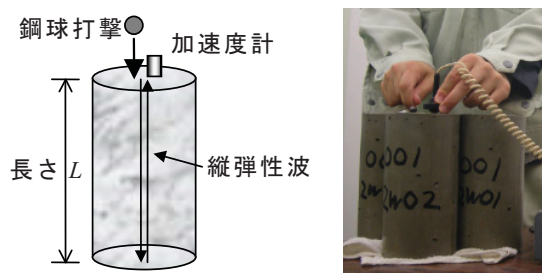


図4.1 円柱供試体での縦弾性波速度の測定状況

法φ100mm×200mmの円柱供試体を多数作製した。これらの円柱供試体で縦弾性波速度を測定した後に、JIS A 1108により圧縮強度試験を行い、縦弾性波速度と圧縮強度との関係を調査した。

縦弾性波速度の測定状況を図4.1に示す。円柱供試体の上面に加速度計を手で押さえつけ、近傍を直径10mmの鋼球で打撃し、内部を多重反射する縦弾性波の周波数を第2章に示した周波数解析により求めた。この周波数と円柱供試体の長さから、縦弾性波速度を式(4.4)により測定した。

$$V_p = 2 \cdot L \cdot f_0 \quad (4.4)$$

ここに、 $V_p$ は縦弾性波速度、 $L$ はノギスにより計測した円柱供試体の長さ、 $f_0$ は円柱供試体の基本周波数である。

測定に使用した加速度計は圧電型加速度計（周波数範囲0.2Hz～20kHz）で、サンプリング間隔は10 $\mu$ s、サンプリングデータ数は4096個である。円柱供試体は端面を研磨により仕上げ、布の上に設置した。縦弾性波速度は1本の円柱供試体で5回測定し、平均値から縦弾性波速度を決定した。

円柱供試体で測定した材齢と回数は、壁供試体で作製した円柱供試体では材齢1日～56日の間に6回、ボックス供試体で作製した円柱供試体では材齢1日～400日程度の際に9回である。コンクリートは材齢の変化に伴い、圧縮強度や弾性係数は変化する。この性質から、材齢を変化させることにより圧縮強度と縦弾性波速度は変化するが、両者がどのような関係にあるのかを調査することとした。また、円柱供試体は材齢1日で脱型し、その後の養生方法は、封緘養生、水中養生、気乾養生とした。

## (2) 実験結果

全円柱供試体で得られた縦弾性波速度と圧縮強度との関係を図4.2に示す。コンクリートの圧縮強度が大きくなれば、縦弾性波速度が速くなる相関関係が確認される。また、両者は直線ではなく、曲線の関係であり、式(4.3)の関係式のとおり、指数関数の関係にあることが確認される。ただし、例えば、縦弾性波速度4000m/sでの圧縮強度は20N/mm<sup>2</sup>～60N/mm<sup>2</sup>と広範囲に分布しており、強い相関関係では無いことが分かる。この結果から、縦弾性波速度と圧縮強度には、式(4.3)の関係式が成立するが、式(4.3)の関係式の定数は、コンクリートの使用材料や配合などにより決定されると考えられる。つまり、縦弾性波速度と圧縮強度との関係式は、コンクリートの使用材料や配合などによって変化すると考えられる。これに対して、全9種類の配合のコンクリートを混在させた図4.2では、強い相関関係が得られない結果になったと考えられる。

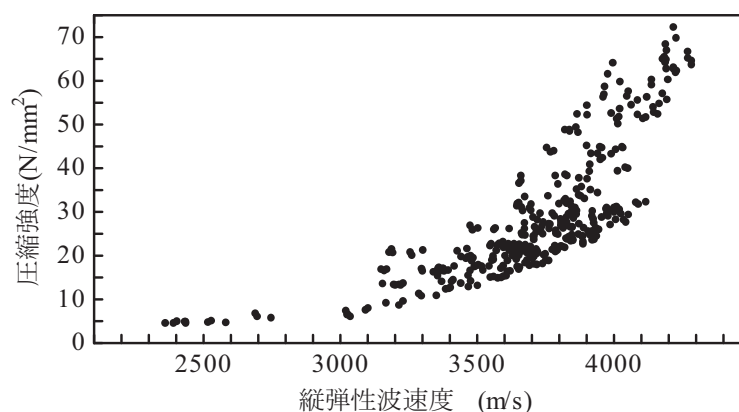


図4.2 全円柱供試体による縦弾性波速度と圧縮強度の関係

そこで、縦弾性波速度と圧縮強度との関係をコンクリートの使用材料、配合毎に比較した。その結果を図4.3に示す。図4.3より、縦弾性波速度と圧縮強度との関係をコンクリートの使用材料、配合毎に比較すると、円柱供試体の養生方法が封緘養生と水中養生であれば、両者は強い相関関係にあり、式(4.3)に示す指数関数の関係にあることが確認される。

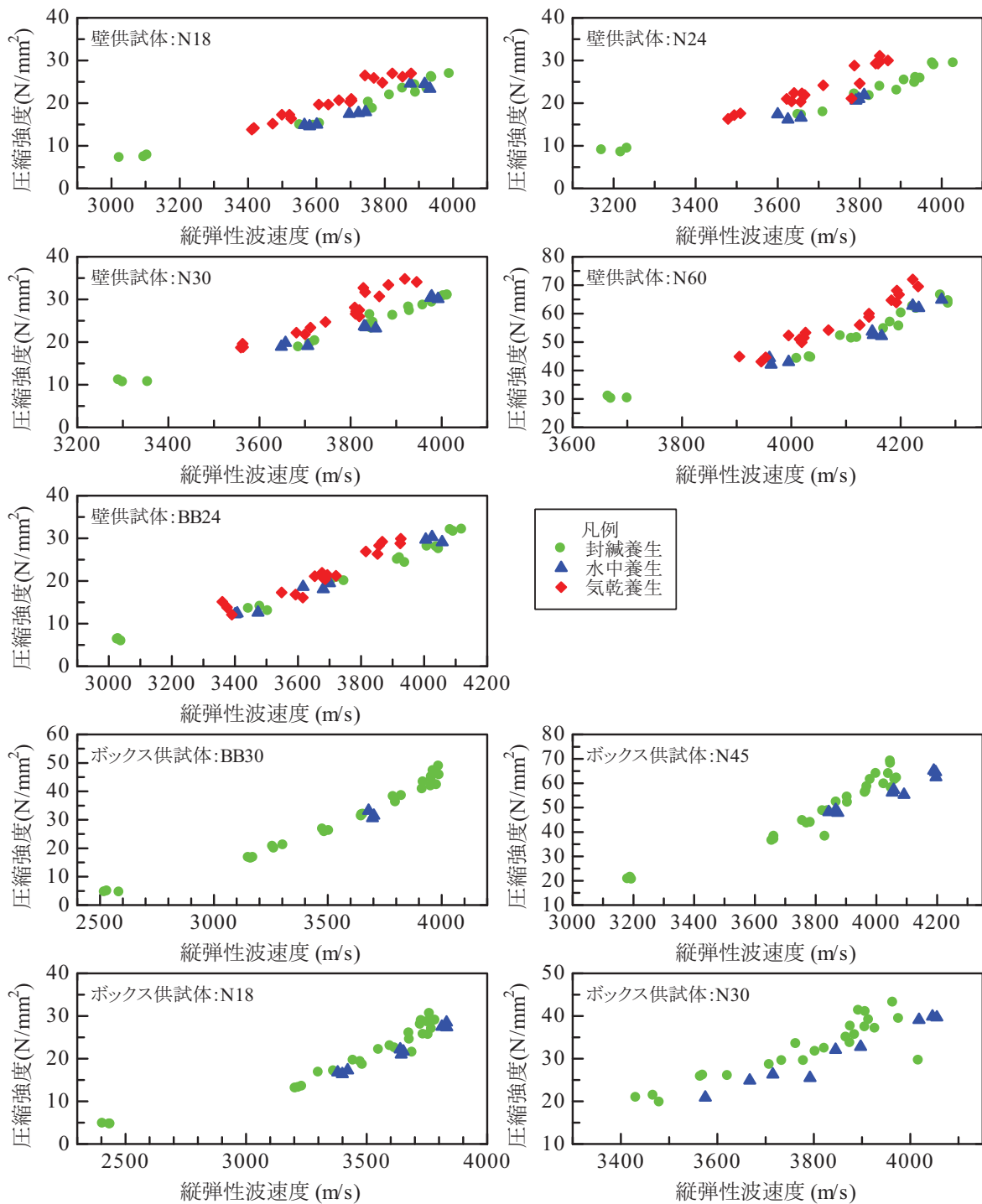


図4.3 円柱供試体による縦弾性波速度と圧縮強度の関係（壁供試体）

表4.2 縦弾性波速度と圧縮強度の測定結果（壁供試体N18）

		養生方法						
		封緘		水中		気乾		
供試体 名称	材齢 (日)	縦弾性波 速度 (m/s)	圧縮 強度 (N/mm <sup>2</sup> )	縦弾性波 速度 (m/s)	圧縮 強度 (N/mm <sup>2</sup> )	縦弾性波 速度 (m/s)	圧縮 強度 (N/mm <sup>2</sup> )	
壁 供 試 体	N18	1	3097	7.3				
			3106	7.7				
			3025	7.1				
		3	3611	15.1	3565	14.9	3472	15.2
			3593	14.7	3601	15.0	3417	14.2
			3553	14.8	3580	14.6	3411	13.8
		7	3766	18.6	3723	17.7	3499	17.3
			3756	18.7	3696	17.5	3526	16.4
			3754	20.1	3744	17.9	3521	17.3
		14					3666	20.7
							3702	21.0
							3703	20.6
		28	3892	22.4				
			3816	21.8				
			3854	23.4				
		56	3925	23.3	3917	24.5	3698	20.3
			3890	24.2	3932	23.4	3635	19.7
			3889	24.1	3875	24.6	3607	19.7
		28					3852	26.2
							3768	25.9
							3793	24.8
							3742	26.5
							3822	27.0
		56					3877	27.0
			3991	26.8				
			3938	26.1				
		3940	25.9					

表4.3 縦弾性波速度と圧縮強度の測定結果（壁供試体N24）

		養生方法						
		封緘		水中		気乾		
供試体 名称	材齢 (日)	縦弾性波 速度 (m/s)	圧縮 強度 (N/mm <sup>2</sup> )	縦弾性波 速度 (m/s)	圧縮 強度 (N/mm <sup>2</sup> )	縦弾性波 速度 (m/s)	圧縮 強度 (N/mm <sup>2</sup> )	
壁 供 試 体	N24	1	3219	8.4				
			3172	8.9				
			3234	9.3				
		3	3660	17.1	3600	17.4	3479	16.3
			3651	17.2	3657	16.6	3509	17.6
			3712	17.8	3625	16.2	3494	17.2
		7	3825	21.6	3798	21.0	3634	20.4
			3789	22.0	3791	20.6	3656	20.3
			3789	21.0	3811	21.9	3622	21.0
		14					3780	21.1
							3800	24.6
							3711	24.2
		28	3892	22.9				
			3851	23.8				
			3936	24.7				
		56	3949	25.7	3640	22.4	3640	22.4
			3910	25.3	3659	22.3	3659	22.3
			3938	25.9	3666	21.9	3666	21.9
		28					3839	29.3
							3787	28.8
							3850	29.8
							3849	31.1
							3845	29.3
		56					3869	30.0
			4030	29.3				
			3983	28.8				
		3979	29.3					

表4.4 縦弾性波速度と圧縮強度の測定結果（壁供試体N30）

		養生方法						
		封緘		水中		気乾		
供試体 名称	材齢 (日)	縦弾性波 速度 (m/s)	圧縮 強度 (N/mm <sup>2</sup> )	縦弾性波 速度 (m/s)	圧縮 強度 (N/mm <sup>2</sup> )	縦弾性波 速度 (m/s)	圧縮 強度 (N/mm <sup>2</sup> )	
壁 供 試 体	N30	1	3292	11.0				
			3301	10.5				
			3356	10.6				
		3	3712	19.5	3648	18.9	3559	18.7
			3723	20.2	3657	19.8	3563	19.6
			3687	18.7	3706	19.1	3564	18.8
		7	3840	24.0	3855	23.2	3681	22.2
			3847	23.1	3833	23.5	3700	21.8
			3851	24.5	3830	23.7	3712	23.4
						3809	28.1	
	14					3819	27.5	
						3812	27.2	
	28	3931	27.2					
		3894	26.1					
		3844	26.3					
		3980	29.2	3992	30.1	3811	26.6	
		3929	28.1	3978	30.7	3745	24.7	
		3960	28.5	3976	30.4	3819	26.0	
						3832	31.7	
						3863	30.7	
						3828	32.7	
					3883	33.4		
					3919	34.8		
				3945	34.1			
56	4014	30.9						
	4005	30.7						
	4013	30.8						

表4.5 縦弾性波速度と圧縮強度の測定結果（壁供試体N60）

		養生方法						
		封緘		水中		気乾		
供試体 名称	材齢 (日)	縦弾性波 速度 (m/s)	圧縮 強度 (N/mm <sup>2</sup> )	縦弾性波 速度 (m/s)	圧縮 強度 (N/mm <sup>2</sup> )	縦弾性波 速度 (m/s)	圧縮 強度 (N/mm <sup>2</sup> )	
壁 供 試 体	N60	1	3666	30.8				
			3701	30.1				
			3671	30.0				
		3	4011	44.0	3963	42.1	3953	44.6
			4037	44.4	3995	43.0	3945	43.1
			4034	44.6	3960	44.4	3905	44.9
		7	4111	51.1	4150	52.5	4023	51.5
			4091	52.0	4148	53.7	4015	51.0
			4121	51.4	4165	52.1	4019	49.9
						4125	56.0	
	14					4142	58.8	
						4142	60.0	
	28	4170	54.5					
		4198	55.4					
		4182	56.8					
		4230	61.6	4275	64.9	4026	53.3	
		4202	60.0	4222	62.8	4068	54.2	
		4223	62.4	4233	62.0	3995	52.3	
					4197	66.7		
					4183	64.7		
					4192	63.9		
					4222	72.0		
					4232	69.5		
				4193	68.1			
56	4288	63.4						
	4288	64.3						
	4274	66.4						

表4.6 縦弾性波速度と圧縮強度の測定結果（壁供試体BB24）

		養生方法						
		封緘		水中		気乾		
供試体名称	材齢 (日)	縦弾性波速度 (m/s)	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	縦弾性波速度 (m/s)	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	縦弾性波速度 (m/s)	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	
壁供試体	BB24	1	3029	6.2				
			3041	5.8				
			3032	6.3				
		3	3481	13.9	3401	12.2	3375	13.8
			3506	12.9	3407	12.4	3360	15.1
			3445	13.4	3473	12.6	3390	12.1
		7	3748	19.9	3680	18.1	3548	17.3
			3708	20.1	3616	18.6	3592	16.8
			3725	20.7	3700	19.5	3615	16.1
						3720	21.2	
	14					3676	21.9	
						3693	21.4	
		14	3917	24.9				
			3941	24.2				
			3924	25.3				
		28	4048	27.4	4025	30.3	3677	20.9
			4040	27.9	4005	29.7	3653	21.1
			4011	28.0	4057	29.1	3686	20.4
							3857	28.3
						3815	26.9	
						3852	26.3	
						3924	28.8	
	56	4094	31.5					
		4121	32.0					
4085		31.9						

表4.7 縦弾性波速度と圧縮強度の測定結果（ボックス供試体：底版，薄壁）

		養生方法						養生方法			
		封緘		水中				封緘		水中	
供試体名称	材齢 (日)	縦弾性波速度 (m/s)	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	縦弾性波速度 (m/s)	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	供試体名称	材齢 (日)	縦弾性波速度 (m/s)	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	縦弾性波速度 (m/s)	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )
底版	1	2521	4.5			薄壁	1	3192	21.2		
		2586	4.4					3183	20.5		
		2533	4.8					3196	20.4		
	4	3174	16.6				4	3658	36.3		
		3165	16.3					3665	36.8		
		3154	16.6					3665	38.0		
	7	3260	20.5				8	3759	44.4	3873	47.9
		3266	19.8					3785	43.7	3866	49.1
		3306	21.0					3773	43.4	3843	48.2
	15	3479	26.6				15	3842	48.5	4057	57.3
		3488	25.6					3825	48.5	4052	56.2
		3507	26.0					3833	38.0	4091	55.3
	29	3657	31.8	3702	31.5		28	3907	51.9		
		3650	31.1	3696	30.6			3906	54.1		
		3652	31.6	3679	33.2			3870	52.1		
	56	3790	38.0				56	3971	58.4		
		3826	38.3					3968	56.6		
		3800	36.1					3965	56.0		
	95	3955	41.7				91	3982	61.3	4196	62.5
		3921	43.1					4001	63.8	4195	64.6
		3917	40.6					4027	59.5	4189	65.2
	201	3992	45.6				187	4049	67.9		
		3957	44.9					4048	68.9		
		3957	44.1					4063	61.3		
405	3965	47.1			391	4051	57.9				
	3980	42.1				4069	61.9				
	3989	48.7				4042	63.7				

表4.8 縦弾性波速度と圧縮強度の測定結果（ボックス供試体：厚壁，頂版）

		養生方法						養生方法			
		封緘		水中				封緘		水中	
供試体名称	材齢(日)	縦弾性波速度(m/s)	圧縮強度(N/mm <sup>2</sup> )	縦弾性波速度(m/s)	圧縮強度(N/mm <sup>2</sup> )	供試体名称	材齢(日)	縦弾性波速度(m/s)	圧縮強度(N/mm <sup>2</sup> )	縦弾性波速度(m/s)	圧縮強度(N/mm <sup>2</sup> )
厚壁	1	2407	4.7			頂版	1	2701	5.8		
		2436	4.6					2752	5.5		
		2439	4.6					2694	6.5		
	4	3234	13.4				4	3481	19.7		
		3219	13.1					3432	20.8		
		3206	13.0					3468	21.3		
	8	3302	16.7	3399	16.4		8	3566	25.7	3575	20.9
		3365	17.0	3421	17.3			3622	25.9	3667	24.9
		3381	16.7	3380	16.8			3571	26.0	3715	26.3
	15	3476	19.2				14	3735	29.4		
		3485	18.5					3780	29.4		
		3446	19.5					3709	28.5		
	28	3552	22.0	3652	21.7		28	3804	31.6	3792	25.5
		3619	22.4	3643	21.0			3823	32.3	3897	32.8
		3599	22.9	3639	22.2			3764	33.4	3845	32.1
	56	3680	24.4				56	3868	34.9		
		3691	21.4					3876	33.6		
		3678	25.9					3886	35.5		
	91	3725	27.9	3812	27.5		91	3907	37.3	4018	39.1
		3737	25.6	3831	28.5			3877	37.5	4046	39.9
		3771	26.9	3832	27.4			3915	39.0	4055	39.7
	187	3786	28.9				173	3965	43.1		
		3753	28.5					3908	40.9		
		3763	30.5					3894	41.2		
391	3775	28.7			377	4018	29.5				
	3729	28.8				3928	37.0				
	3758	25.5				3977	39.3				

また、各円柱供試体で測定した縦弾性波速度と圧縮強度を表4.2～表4.8に示し、表4.2～表4.8の測定結果を養生方法で比較すると、気乾養生では圧縮強度は他の養生方法と比較して低下しないものの、縦弾性波速度は10%程度小さくなっている。この結果から、縦弾性波速度と圧縮強度との関係が他の養生方法とは乖離した。これに対して、封緘養生と水中養生での縦弾性波速度と圧縮強度の測定結果に大きな差は生じていない。縦弾性波速度と圧縮強度との関係は封緘養生と水中養生で近似する結果となった。一部の供試体では、水中養生の方が若干圧縮強度が大きくなっているが、この場合でもこれに対応して縦弾性波速度も速くなっており、縦弾性波速度と圧縮強度との関係は近似する結果となっている。

以上のとおり、気乾養生とした円柱供試体では、得られる縦弾性波速度と圧縮強度との関係が封緘養生と水中養生とは異なることが確認された。また、気乾養生とした円柱供試体は、圧縮強度評価の対象となる構造体コンクリートと比較して、乾燥条件や温度変化などの条件が異なると考えられる。これらの結果から、構造体コンクリートで測定した縦弾性波速度から圧縮強度を評価するための関係式（以下、圧縮強度評価式という）は、気乾養生とした円柱供試体での縦弾性波速度と圧縮強度の測定結果からは得られないと考えられる。

表4.9 最小二乗法による縦弾性波速度と圧縮強度の関係式

供試体名称		配合名称	相関係数	定数 $\alpha$	定数 $k$
壁 供試体	N18	N18	0.9925	4.999	$2.610 \times 10^{-17}$
	N24	N24	0.9925	5.247	$3.258 \times 10^{-18}$
	N30	N30	0.9928	5.554	$2.984 \times 10^{-19}$
	N60	N60	0.9867	5.076	$2.351 \times 10^{-17}$
	BB24	BB24	0.9941	5.357	$1.420 \times 10^{-18}$
ボックス 供試体	底版	BB30	0.9926	4.986	$5.319 \times 10^{-17}$
	薄壁	N45	0.9774	4.332	$1.389 \times 10^{-14}$
	厚壁	N18	0.9944	3.988	$1.431 \times 10^{-13}$
	頂版	N30	0.9887	4.870	$1.153 \times 10^{-16}$
全配合混在			0.8805	5.230	$5.479 \times 10^{-18}$

圧縮強度評価式は構造体コンクリートと条件が同様となる封緘養生により養生した円柱供試体，または，封緘養生と同様の関係式が得られる水中養生により養生した円柱供試体で，縦弾性波速度と圧縮強度を測定した結果から得ることが妥当である。そこで，封緘養生または水中養生とした円柱供試体で今回測定した縦弾性波速度と圧縮強度から，両者の式(4.3)に示す指数関数の関係式を最小二乗法により求めた。得られた定数および相関係数を表4.9に示す。養生方法を封緘養生または水中養生とし，配合毎に縦弾性波速度と圧縮強度の関係式を求めれば，相関係数は0.99程度以上となった。全9種類の配合のコンクリートを混在させた場合での相関係数0.88と比較しても強い相関関係にあることが分かる。

以上の結果より，構造体コンクリートで測定した縦弾性波速度から圧縮強度を評価する圧縮強度評価式は，試験対象となる構造体コンクリートと同一材料，同一配合の円柱供試体を作製し，養生方法は封緘養生または水中養生として，材齢を変化させて縦弾性波速度と圧縮強度を測定した結果から求めることが妥当であることが確認された。また，この関係式は，最小二乗法により，式(4.3)に示す指数関数として求められることが確認された。

#### 4.1.4 供試体での圧縮強度評価<sup>4.6), 4.7)</sup>

##### (1) 実験概要

表4.1に示した新設の供試体を実構造物と想定し，測定した縦弾性波速度か



ら圧縮強度を評価した。構造体コンクリートで測定した縦弾性波速度から圧縮強度を評価する圧縮強度評価式は、前項での実験により、試験対象となる構造体コンクリートと同一材料、同一配合の円柱供試体で、養生方法を封緘養生または水中養生とし、材齢を変化させて縦弾性波速度と圧縮強度を測定した結果から求めることが妥当であると確認された。この結果から、圧縮強度評価式は、配合がそれぞれ異なる供試体毎に設定し、表4.9に定数を示した式(4.3)の指数関数とした。

供試体の外観状況および縦弾性波速度の測定状況を写真4.1、図4.4に示す。縦弾性波速度の測定方法は、実構造物の構造体コンクリートでの試験を想定して、背面側が土で埋め戻されている場合や、コンクリートの厚さが不明な場合にも適用可能な、弾性波の入力点と受信点を同一面に設定する方法（以下、同一面配置法という）とした。受信点となるコンクリート表面に圧電型加速度計（周波数範囲0.2Hz～20kHz）を手で押さえつけ、距離 $L$ 離れた位置を衝撃加速度計（周波数範囲0.4Hz～10kHz）を内蔵した取り付けハンマーにより打撃した。ハンマーの測定振動から縦弾性波を入力した時刻、受信点での測定振動から縦弾性波が到達した時刻を測定し、両時刻の差から縦弾性波の伝搬時間差を測定した。ハンマーの接触面の半径は7.5mm、衝撃加速度計を含めたハン

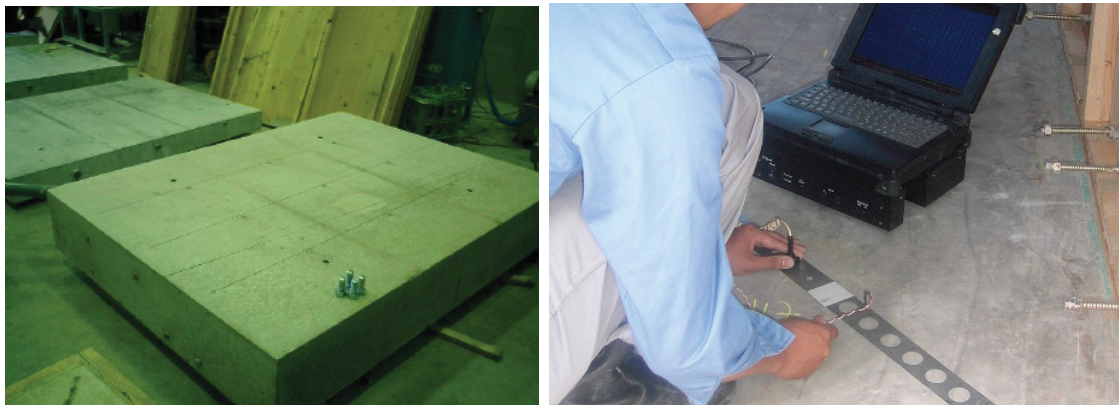


写真4.1 供試体の外観と縦弾性波速度の測定状況  
（左：壁供試体BB24，右：ボックス供試体底版）

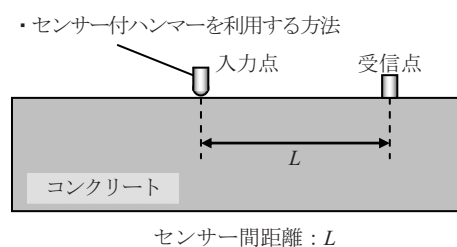


図4.4 実構造物を模擬した供試体での縦弾性波速度の測定方法

マーの質量は18gである。また、第3章での実験結果から、コンクリート内部の鉄筋や表面の速度低下の影響を除去するために、測定線（入力点と受信点を結んだ線）は鉄筋に対して斜めに設定し、入力点と受信点の距離は200mmから100mm間隔で1000mmまでの9点に設定して測定した。測定した材齢は新設構造物での圧縮強度評価を想定し、壁供試体は28日、91日、ボックス供試体は約1年である。

以上のように測定した縦弾性波の伝搬時間差から縦弾性波速度を決定し、圧縮強度評価式により圧縮強度を評価した。また、測定位置の近傍でφ100mmのコア（以下、標準コアという）を採取して圧縮強度試験を行ない、本法による圧縮強度の評価精度を検証した。

## (2) 実験結果

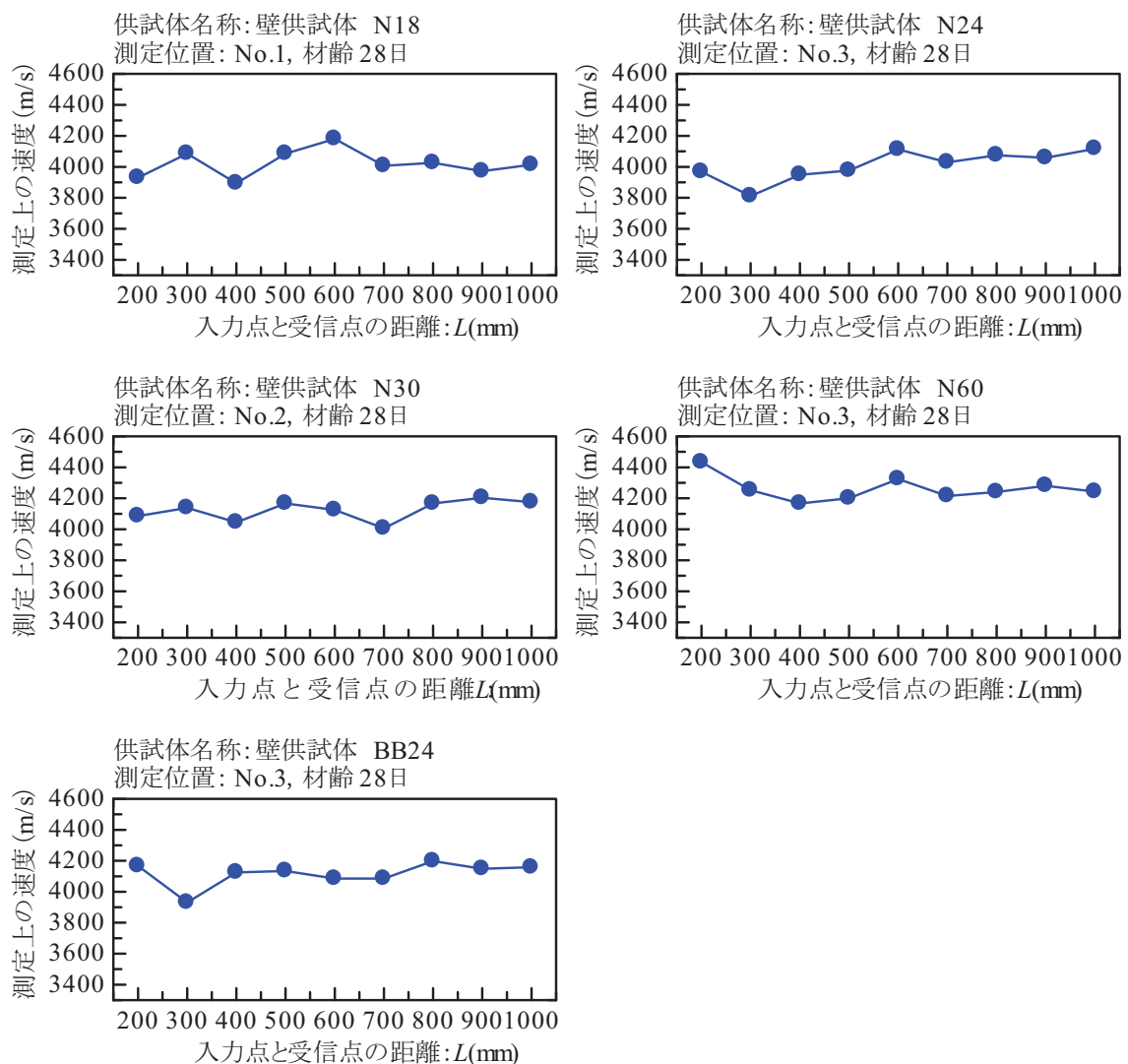


図4.5 各入力点と受信点の距離における測定上の速度（壁供試体）

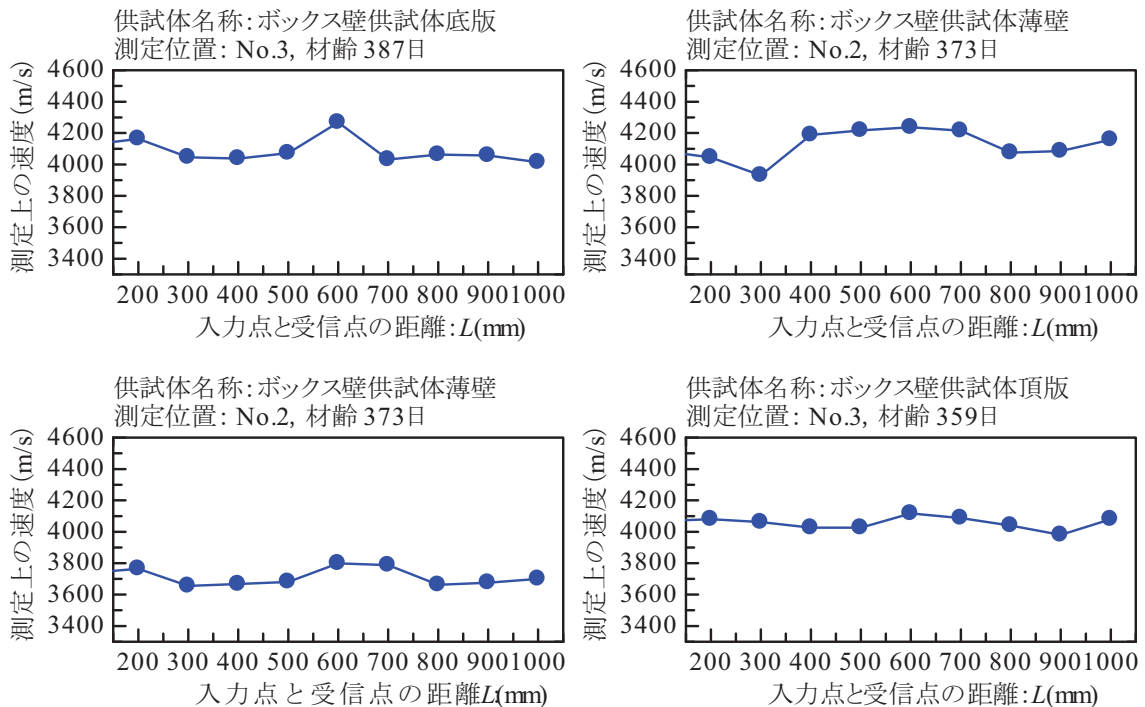


図4.6 各入力点と受信点の距離における測定上の速度（ボックス供試体）

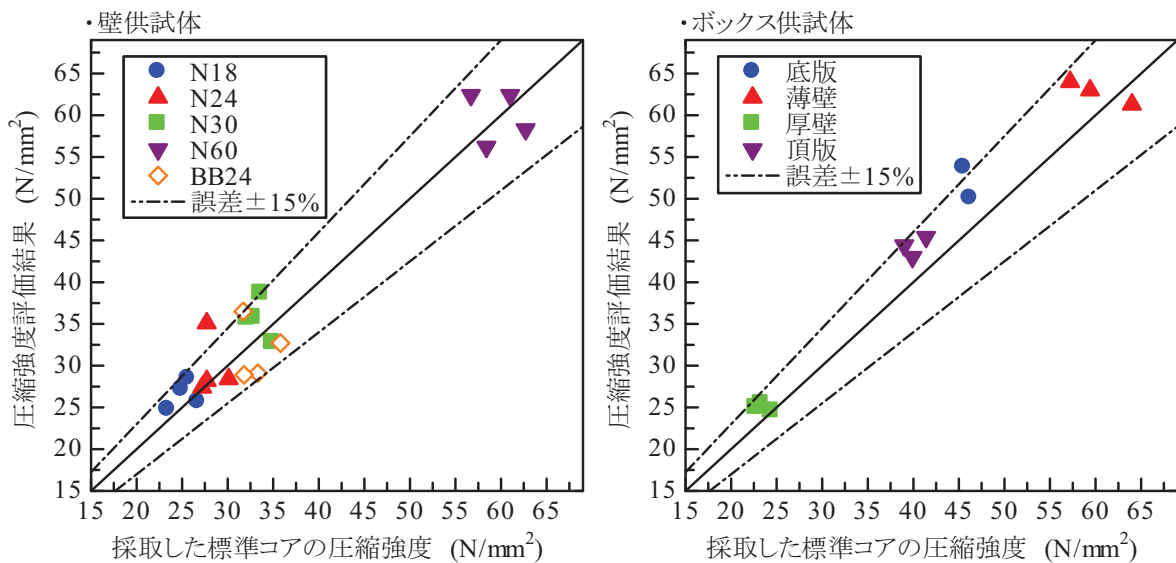


図4.7 圧縮強度推定結果と採取した標準コアの圧縮強度との比較

各供試体の各入力点と受信点の距離における測定上の速度の測定結果の一例を図4.5、図4.6に示す。ここで、測定上の速度とは、入力点と受信点の距離を測定された伝搬時間差で除して計算した速度である。

図4.5、図4.6より、全供試体ともに入力点と受信点の距離による測定上の速度の変化はあまり大きくないことが確認される。第3章に示した通り、測定した伝搬時間差が内部の鉄筋の影響を受けている場合や、コンクリート表面の乾燥、劣化などにより、コンクリート表面の縦弾性波速度が低下している場合

には、入力点と受信点の距離が長くなると測定上の速度は速くなる変化が生じる。今回はこの変化は確認されなかった。鉄筋の影響を除去する測定線の設定方法を採用したことと、新設構造物での圧縮強度評価を想定した材齢28日～1年程度での測定であったことから、これらの影響が生じなかったと考えられる。

以上の結果から、縦弾性波速度は各入力点と受信点の距離で測定された縦弾

表4.10 圧縮強度推定結果と標準コアの圧縮強度との比較

供試体名称		測定位置	材齢(日)	縦弾性波速度(m/s)	②圧縮強度評価結果(N/mm <sup>2</sup> )	③採取した標準コアの圧縮強度(N/mm <sup>2</sup> )	比率(②/③)(%)
壁 供試体	N18	No.1	28	4022	27.2	24.9	1.09
		No.2	28	3946	24.8	23.4	1.06
		No.3	28	4057	28.5	25.6	1.11
		No.1	91	3977	25.7	26.7	0.97
	N24	No.1	28	3983	27.4	27.2	1.01
		No.2	28	4006	28.2	27.7	1.02
		No.3	28	4011	28.4	30.1	0.94
		No.1	91	4175	35.1	27.7	1.26
	N30	No.1	28	4121	35.7	32.1	1.11
		No.2	28	4124	35.8	32.8	1.09
		No.3	28	4059	32.8	34.9	0.94
		No.1	91	4181	38.7	33.6	1.15
	N60	No.1	28	4175	56.2	58.4	0.96
		No.2	28	4262	62.4	56.7	1.10
		No.3	28	4262	62.4	61.0	1.02
		No.1	91	4206	58.3	62.7	0.93
	BB24	No.1	28	4027	29.1	33.3	0.87
		No.2	28	4020	28.9	31.8	0.91
		No.3	28	4115	32.7	35.8	0.91
		No.1	91	4201	36.5	31.7	1.15
ボックス 供試体	底版	No.1	387	4054	51.9	40.2	1.29
		No.2	387	4027	50.1	46.2	1.09
		No.3	387	4084	53.8	45.5	1.18
	薄壁	No.1	373	4113	63.0	59.4	1.06
		No.2	373	4128	64.0	57.2	1.12
		No.3	373	4087	61.3	64.0	0.96
	厚壁	No.1	373	3744	25.5	23.3	1.09
		No.2	373	3711	24.6	24.4	1.01
		No.3	373	3725	25.0	22.7	1.10
	頂版	No.1	359	4102	45.4	41.4	1.10
		No.2	359	4082	44.4	39.0	1.14
		No.3	359	4055	43.0	39.9	1.08

性波速度の平均値から決定した。各供試体の各測定位置での縦弾性波速度の測定結果，圧縮強度評価式による圧縮強度の評価結果，および，近傍で採取した標準コアの圧縮強度との比較結果を表4.10，図4.7に示す。近傍で採取した標準コアによる圧縮強度の試験結果と比較して，概ね±15%の誤差で圧縮強度が評価されていることが確認される。

#### 4.1.5 実構造物での検証実験<sup>4.8), 4.9)</sup>

##### (1) 実験概要

4.1.4項では，衝撃弾性波法による新設の構造体コンクリートでの圧縮強度評価を想定した供試体実験を行い，採取したコアでの圧縮強度試験結果と比較して±15%程度の誤差で圧縮強度を評価できる結果を得た。本項では，実構造物における精度を検証するため，新設の実構造物において，衝撃弾性波法により圧縮強度を評価し，コア採取による圧縮強度試験結果と比較する実験を行った。実験した構造物の概要を表4.11に示す。道路工事での橋梁工事，函渠工事（ボックスカルバート）で施工された構造体コンクリートを対象とした。

表4.11 実験した構造物の概要

構造物名称	構造物種類	部材	構造体コンクリートでの測定材齢（日）	使用したコンクリート		
				セメントの種類	呼び強度	水セメント比(%)
R	橋梁上部工	主桁	35	H	36	43.8
S	橋梁下部工	橋脚フーチング	17	BB	27	45.0
W	函渠	壁，頂版	28	BB	24	55.0



写真4.2 縦弾性波速度の測定状況（左：構造物S4，右：構造物W）

## (2) 圧縮強度の評価手順および実験方法

衝撃弾性波法による新設する構造体コンクリートの圧縮強度の評価方法については、4.1.3項、4.1.4項での実験において、以下の見解が得られている。

- ・コンクリート中を伝搬する縦弾性波速度とコンクリートの圧縮強度は、指数関数で示される正の相関関係にある。ただし、この関係式は、コンクリートの使用材料、配合によって変化する。
- ・円柱供試体によりコンクリートの縦弾性波速度と圧縮強度の関係を調査すると、同一材料、同一配合の円柱供試体であっても、養生方法を気乾養生とすると、封緘養生や水中養生とは異なる関係となる。
- ・構造体コンクリートで測定した縦弾性波速度から圧縮強度を評価する圧縮強度評価式は、試験対象となる構造体コンクリートと同一材料、同一配合の円柱供試体を作製し、材齢を変化させて縦弾性波速度と圧縮強度を測定した結果から求める。なお、この圧縮強度評価式は、最小二乗法により指数関数として求められる。また、円柱供試体の養生方法は封緘養生または水中養生する。

以上の結果から、今回の実験では、図4.8に示す実構造物に適用できる圧縮強度の評価手順を提案し、この評価手順による精度を検証することとした。

提案した圧縮強度の評価手順では、試験対象の構造体コンクリートの配合

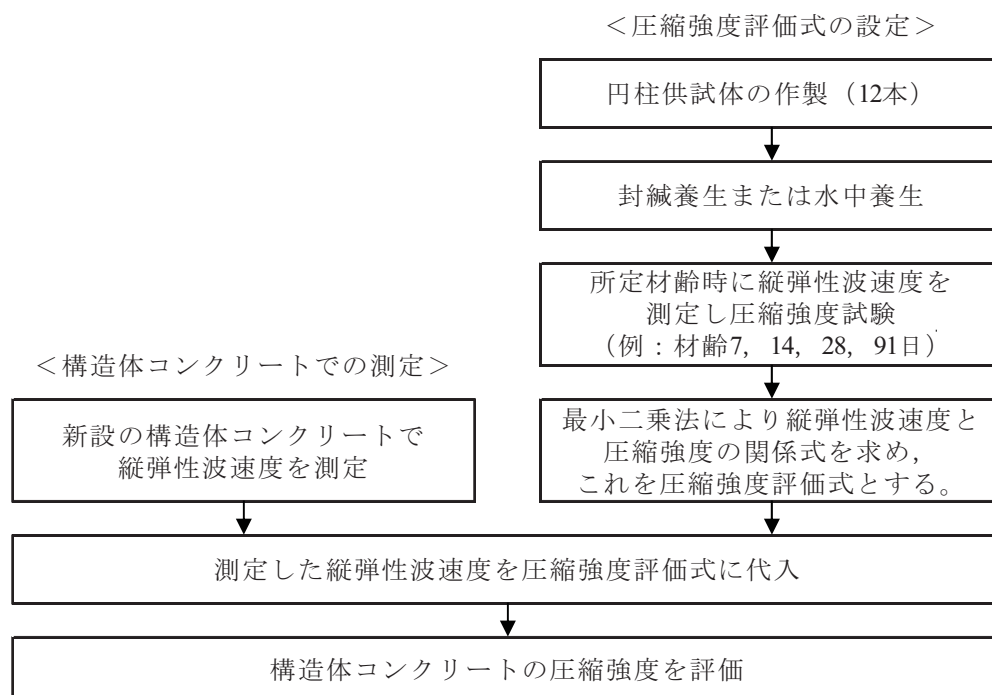


図4.8 検証した衝撃弾性波法による圧縮強度の評価手順

計画書に示されるコンクリートと単位容積質量，水セメント比，コンクリートの製造工場，使用材料等が全て等しい同一材料，同一配合の円柱供試体を用いて，事前に縦弾性波速度と圧縮強度を測定し，圧縮強度評価式を設定する手順としている。圧縮強度評価式は，円柱供試体を12本作製し，異なる4材齢で3本ずつ縦弾性波速度と圧縮強度を測定して，式(4.3)に示す関係式を最小二乗法により求めて設定する。縦弾性波速度と圧縮強度を測定する材齢は，普通ポルトランドセメントや高炉セメントB種では材齢約7日，約14日，約28日，約91日，早強ポルトランドセメントでは材齢約3日，約7日，約28日，約91日とする。圧縮強度評価式の設定では，強度発現が十分ではない若材齢時から強度発現が終了する材齢までの4材齢で縦弾性波速度と圧縮強度を測定する手順としている。これは，縦弾性波速度と圧縮強度が若材齢で小さい段階から，材齢が経過して大きくなる段階までの広範囲での両者の関係を把握して，有効な圧縮強度評価式を得ることを目的としている。また，4材齢での測定としているのは，縦弾性波速度と圧縮強度は指数関数の曲線関係となるが，この曲線関係を表現するためである。

今回の実験での圧縮強度評価式の設定状況を表4.12に示す。試験対象の構造体コンクリートと同一配合の円柱供試体を作製し，前述の手順に基づいて，圧縮強度評価式を設定した。また，円柱供試体の養生方法と本数は，封緘養生および水中養生を12本ずつとして，両養生方法での測定結果を比較した。

### (3) 実験結果

#### a) 圧縮強度評価式の設定結果

各構造物の円柱供試体で得られた縦弾性波速度と圧縮強度との関係を表4.13，図4.9に示す。

4.1.3項での実験結果と同様に，コンクリートの圧縮強度が大きくなれば，縦弾性波速度が速くなる相関関係が確認される。また，円柱供試体の養生方法

表4.12 圧縮強度評価式の設定状況

構造物名称	セメントの種類	呼び強度	粗骨材の最大寸法	スランプ (cm)	水セメント比(%)	圧縮強度評価式設定のための測定材齢 (日)
R	H	36	20mm	15	43.8	4, 7, 28, 91
S	BB	27	20mm	8	45.0	7, 13, 28, 91
W	BB	24	25mm	8	55.0	9, 17, 29, 56

表4.13 円柱供試体での縦弾性波速度と圧縮強度の測定結果

		養生方法			
		封緘		水中	
構造物 名称	材齢 (日)	縦弾性波 速度 (m/s)	圧縮 強度 (N/mm <sup>2</sup> )	縦弾性波 速度 (m/s)	圧縮 強度 (N/mm <sup>2</sup> )
R	4	3759	31.0	3905	39.9
		3770	30.2	3913	40.3
		3754	31.7	3908	39.7
	7	3840	38.1	4041	47.7
		3866	38.0	4011	46.8
		3834	37.9	4014	49.9
	28	4037	47.7	4124	56.2
		4025	46.6	4103	55.8
		4063	47.1	4096	51.5
	91	4069	51.8	4133	56.7
		4061	50.6	4151	56.6
		4060	53.7	4130	56.2
S	7	3382	13.0	3380	16.1
		3342	13.3	3398	15.4
		3358	13.4	3446	16.2
	13	3434	22.1	3557	23.1
		3469	22.0	3564	27.2
		3441	21.9	3553	26.7
	28	3738	30.9	3809	33.6
		3749	30.5	3851	36.2
		3735	29.9	3879	35.4
	91	3991	38.3	4169	46.2
		4056	39.5	4174	47.8
		4063	40.4	4156	46.8
W	9	3601	21.0	3571	20.3
		3571	21.6	3588	20.9
		3525	21.3	3579	21.0
	17	3693	26.0	3764	27.6
		3658	25.8	3789	27.6
		3714	26.9	3718	25.7
	29	3733	29.5	3875	32.5
		3736	29.9	3877	32.3
		3753	28.7	3886	32.4
	56	3890	34.5	4034	36.5
		3902	35.4	4016	39.2
		3851	33.0	4053	35.1

は封緘養生と水中養生の2通りとしているが、同じ材齢での縦弾性波速度と圧縮強度の測定結果を養生方法で比較すると、水中養生の方が縦弾性波速度が速く、圧縮強度が大きくなっていることが確認される。ただし、縦弾性波速度と圧縮強度の相関関係は、封緘養生と水中養生ではほぼ同一の曲線関係であり、封緘養生、水中養生ともに同一の圧縮強度評価式が得られること分かる。

今回の実験では、水中養生での縦弾性波速度と圧縮強度の測定結果から、最小二乗法により式(4.3)に示す指数関数の圧縮強度評価式を求めた。得られた



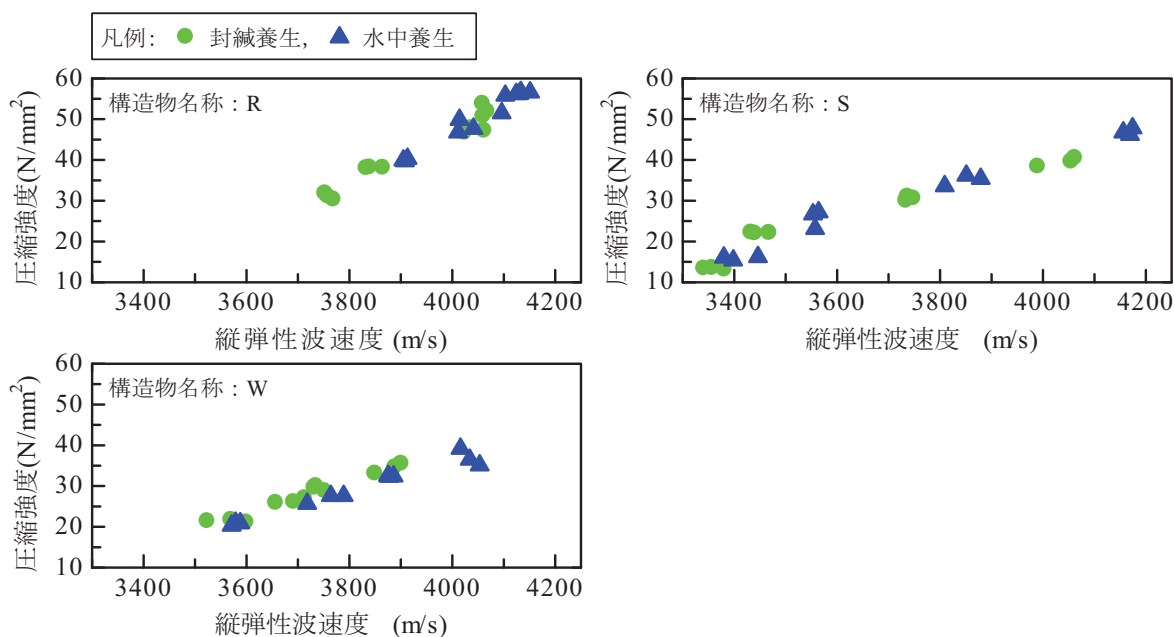


図4.9 円柱供試体での縦弾性波速度と圧縮強度の測定結果

表4.14 円柱供試体による圧縮強度評価式の定数

構造物名称	相関係数	定数 $\alpha$	定数 $k$
R	0.9838	6.056	$7.120 \times 10^{-21}$
S	0.9633	5.048	$2.648 \times 10^{-17}$
W	0.9825	4.868	$1.058 \times 10^{-16}$

定数を表4.14に示す。相関係数は0.96以上となり、強い相関関係での圧縮強度評価式が得られた。

#### b) 構造体コンクリートでの圧縮強度の評価結果および精度の検証結果

各構造物での各入力点と受信点の距離における測定上の縦弾性波速度の測定結果の一例を図4.10に示す。

図4.10より、4.1.3項での実験結果と同様に、全構造物ともに入力点と受信点の距離による測定上の縦弾性波速度の変化はあまり大きくないことが確認される。コンクリート表面での劣化などによる縦弾性波速度の低下は無いものと判断できる。この結果から、縦弾性波速度は各入力点と受信点の距離で測定された縦弾性波速度の平均値から決定した。

各構造物の各測定位置での縦弾性波速度の測定結果、圧縮強度評価式による圧縮強度の評価結果、および、近傍で採取した小径コア<sup>4.10)</sup>、ボス供試体<sup>4.11)</sup>

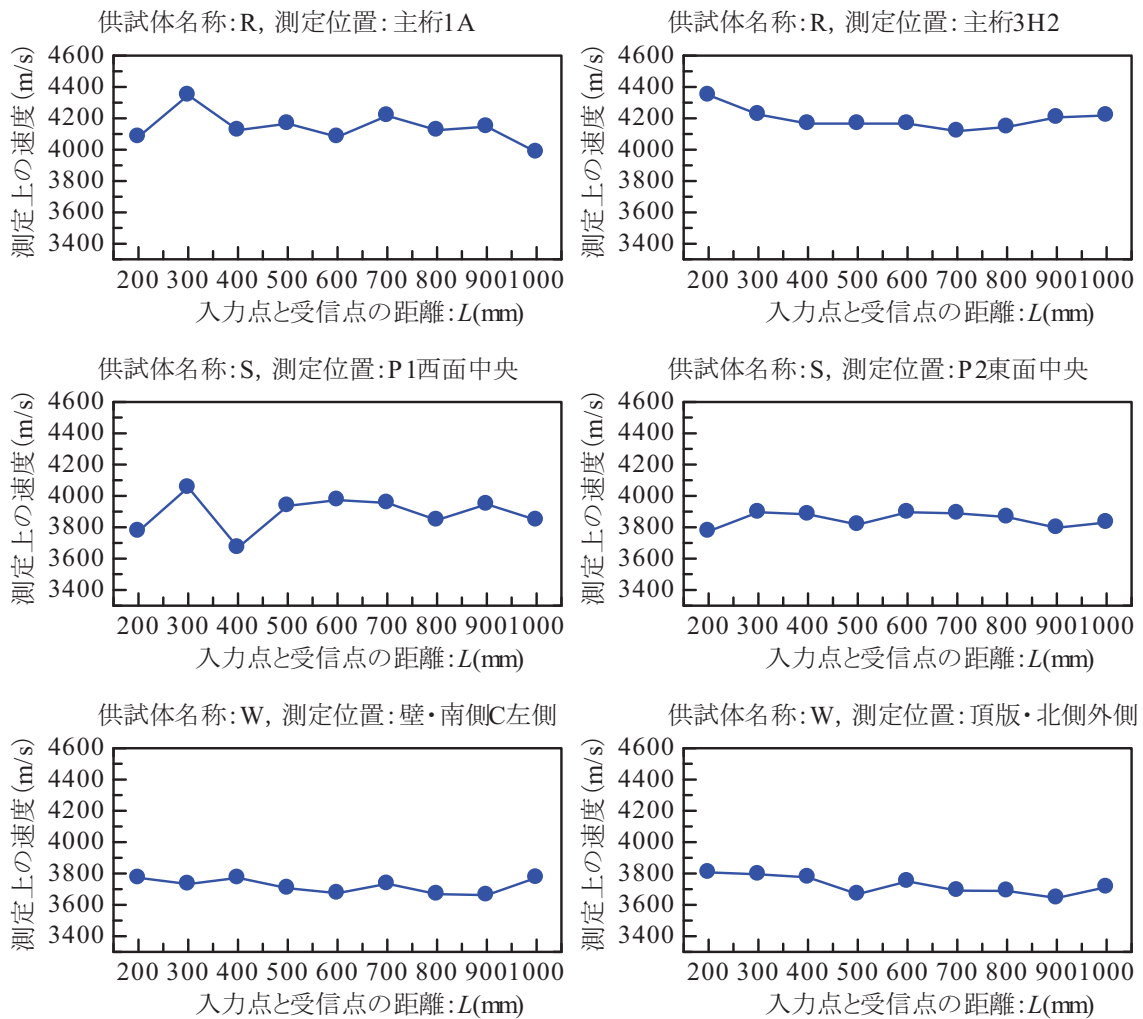


図4.10 各入力点と受信点の距離における測定上の速度（ボックス供試体）

による圧縮強度との比較結果を表4.15～表4.17，図4.11に示す。近傍で採取した小径コア，ボス供試体による圧縮強度の試験結果と比較して，概ね±15%の誤差で圧縮強度が評価されていることが確認される。

表4.15 圧縮強度推定結果と採取したボス供試体の圧縮強度との比較  
(構造物R)

構造物名称	測定位置	材齢 (日)	縦弾性波 速度 (m/s)	①圧縮強度 評価結果 (N/mm <sup>2</sup> )	②ボス供試体 による 圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	比率 (①/②)
R	主桁1 A	35	4142	57.3	43.9	1.31
	主桁1 B1	35	4123	55.3	48.7	1.14
	主桁1 B2	35	3974	48.1	48.7	0.99
	主桁1 C	35	4064	51.9	45.8	1.13
	主桁2 D	35	4068	49.8	51.6	0.96
	主桁2 E1	35	4100	53.1	53.8	0.99
	主桁2 E2	35	4070	50.6	53.8	0.94
	主桁2 F	35	3935	46.5	45.1	1.03
	主桁3 G	35	3995	49.0	45.1	1.09
	主桁3 H1	35	4037	52.1	52.7	0.99
	主桁3 H2	35	4196	58.8	52.7	1.12
	主桁3 I	35	4060	49.3	45.6	1.08

表4.16 圧縮強度推定結果と採取したボス供試体の圧縮強度との比較  
(構造物S)

構造物名称	測定位置	材齢 (日)	縦弾性波 速度 (m/s)	①圧縮強度 評価結果 (N/mm <sup>2</sup> )	②小径コア による 圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	比率 (①/②)
S	P1 東面中央	17	3944	37.6	32.4	1.16
	P1 西面中央	17	3889	35.0	32.2	1.09
	P1 南面中央	17	3801	31.2	37.6	0.83
	P1 北面中央	17	3844	33.0	36.4	0.91
	P2 東面中央	17	3850	33.3	32.8	1.01
	P2 西面中央	17	3762	29.6	37.0	0.80
	P2 南面中央	17	3921	36.5	34.6	1.05
	P2 北面中央	17	3867	34.0	38.2	0.89

表4.17 圧縮強度推定結果と採取した小径コアの圧縮強度との比較  
(構造物W)

構造物名称	測定位置	材齢 (日)	縦弾性波 速度 (m/s)	①圧縮強度 評価結果 (N/mm <sup>2</sup> )	②小径コア による 圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	比率 (①/②)
W	頂版・南側外側	28	3737	26.0	25.8	1.01
	壁・南側E左側	28	3725	25.6	28.1	0.91
	壁・南側E右側	28	3678	24.1	28.1	0.86
	壁・南側C左側	28	3722	25.5	30.0	0.85
	壁・南側C右側	28	3733	25.9	30.0	0.86
	頂版・北側外側	28	3726	25.7	28.2	0.91
	壁・北側F左側	28	3749	26.5	31.2	0.85
	壁・北側F右側	28	3751	26.5	31.2	0.85
	壁・北側D左側	28	3736	26.0	28.9	0.90
	壁・北側D右側	28	3763	26.9	28.9	0.93

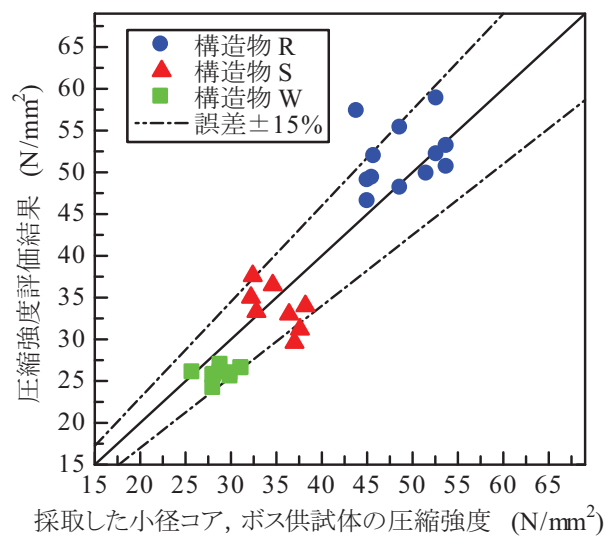


図4.11 圧縮強度の評価結果と採取した小径コア、ボス供試体の圧縮強度との比較

#### 4.1.6 まとめ

衝撃弾性波法により測定される縦弾性波速度はコンクリートの圧縮強度と正の相関関係にある。本節ではこの関係を利用して、新設する構造体コンクリートの圧縮強度を直接、かつ、ある程度の精度で評価する方法として、衝撃弾性波法を適用することを検討した。得られた結果を以下に示す。

- 1) コンクリート中を伝搬する縦弾性波速度とコンクリートの圧縮強度は、指数関数で示される正の相関関係にある。ただし、この関係式は、コンクリートの使用材料、配合によって変化する。
- 2) 円柱供試体によりコンクリートの縦弾性波速度と圧縮強度の関係を調査すると、同一材料、同一配合の円柱供試体であっても、養生方法を気乾養生とすると、封緘養生や水中養生とは異なる関係となる。
- 3) 構造体コンクリートで測定した縦弾性波速度から圧縮強度を評価する圧縮強度評価式は、試験対象となる構造体コンクリートと同一材料、同一配合の円柱供試体を作製し、養生方法は封緘養生または水中養生として、材齢を変化させて縦弾性波速度と圧縮強度を測定した結果から求められる。また、この圧縮強度評価式は、最小二乗法により指数関数として求められる。
- 4) 構造体コンクリートでの縦弾性波速度の測定線は鉄筋に対して斜めに設定し、入力点と受信点の距離は200mmから100mm間隔で1000mmまでの9点に設定して測定した。これにより、縦弾性波速度の測定において、鉄筋の影響を受けないことが確認された。また、各入力点と受信点の距離における測定上の縦弾性波速度を比較することにより、コンクリート表面の縦弾性波速度は、劣化などで低下していないことが確認された。
- 5) 各入力点と受信点の距離で測定された縦弾性波速度の平均値から縦弾性波速度を決定し、3)により設定した圧縮強度評価式により、コンクリートの圧縮強度を評価すると、近傍で採取した標準コア、小径コア、ボス供試体による圧縮強度の試験結果と比較して、概ね±15%の精度で圧縮強度を評価できることが確認された。

以上の結果から、衝撃弾性波法による構造体コンクリートの圧縮強度の評価方法では、コンクリートの縦弾性波速度と圧縮強度の関係の性質を十分に理解して適切な圧縮強度評価式の設定方法を採用し、また、鉄筋や表面の劣化による影響を除去した適切な構造体コンクリートでの縦弾性波速度の測定方法を採用することが重要となる。これにより、構造体コンクリートの圧縮強度を直接、かつ、ある程度の精度で評価する方法として確立できるものと考えられる。

## 4.2 新設コンクリートの表層付近の品質評価方法の検討

### 4.2.1 概説

コンクリート構造物は長年供用することにより、経年劣化が生じることが懸念されているが、主な劣化機構として、中性化、塩害、凍害などがある<sup>4.12)</sup>。中性化は、鉄筋コンクリート構造物のコンクリート表面から二酸化炭素が侵入することにより、鉄筋の防錆効果が低下して、その後、水や酸素が鉄筋に到達して鉄筋が腐食し、構造物の耐荷性や耐久性が損なわれる劣化である。塩害は、鉄筋コンクリート構造物のコンクリート表面から塩化物イオンが侵入することにより、鉄筋が腐食して、構造物の耐荷性や耐久性が損なわれる劣化である。凍害は、外気と接しているコンクリートの表層付近に含まれている水分が凍結による膨張と融解を繰り返すことにより、コンクリート組織の破壊を繰り返す劣化である。

以上の経年劣化の特徴を見ると、コンクリートの表層付近の品質は、経年劣化の進行の抑制に重要な役割を果たすことが分かる。つまり、新設時に施工されるコンクリート構造物の耐久性能を向上させるためには、表層付近の品質を向上させるよう施工方法を工夫することが重要である。以上の背景から、表層付近の品質を非破壊で評価する方法を確立することは有効であると考えられている<sup>4.13)</sup>。

衝撃弾性波法は、コンクリート表面を鋼球やハンマにより打撃する測定方法であるが、打撃時に鋼球やハンマとコンクリート表面とが接触している時間（以下、接触時間という）は、接触しているコンクリートの表面の硬さや弾性係数によって変化する性質がある。この性質から、接触時間を測定することにより、コンクリートの表層付近の品質を評価することが可能であると考えられる。そこで、本節では、衝撃弾性波法でハンマ打撃による接触時間を測定することにより、新設するコンクリートの表層付近の品質を評価する方法を確立することを目的として検討した。実験では、先ず、使用した型枠、配合、養生方法が異なり、表層付近の品質が異なる供試体を用いて、接触時間を測定し、促進中性化試験による中性化進行深さと比較する実験を行った。次に、この結果から、接触時間の測定によるコンクリートの表層付近の品質評価手順を提案し、実構造物において提案した方法の検証実験を行った。なお、ここで対象としているコンクリートの表層付近の品質とは、二酸化炭素の侵入に伴う中性化に対する抵抗性や塩化物イオンの浸透抵抗性などの鉄筋腐食から保護する性能、ま

たは、コンクリート内部の水分の凍結融解抵抗性、つまり、凍害に対する抵抗性など鉄筋コンクリート構造物の耐久性能に関する品質である。

#### 4.2.2 測定原理および測定方法

##### (1) 測定原理

実構造物での測定状況の例を写真 4.3 に、測定に用いるハンマの全体図を図 4.12 に示す。ハンマは打撃体に取り手を付けて構成されている。接触時間はコンクリートの表面をハンマで打撃して測定する。打撃体には衝撃加速度計（周波数範囲 0.4Hz～10kHz）が内蔵されており、先端の被打撃物の材質は鋼材で、形状は球冠形状である。接触面の半径は 7.5mm で、衝撃加速度計を含めた打撃体の質量は 18g である。

測定で得られる打撃波形の例を図 4.13 に示す。打撃体がコンクリート表面に接触すると衝撃加速度計に加速度が生じて振幅値が大きくなり、接触が終了すると振幅値は接触開始前と同程度となる。打撃波形は上に凸の放物線のような波形となる。この打撃波形において、接触を開始した時刻から振幅値が最大値となる時刻までが打撃体がコンクリート表面に貫入している時間であり、振幅値が最大値となる時刻から接触を終了した時刻までが打撃体がコンクリート



写真4.3 実構造物での接触時間の測定状況

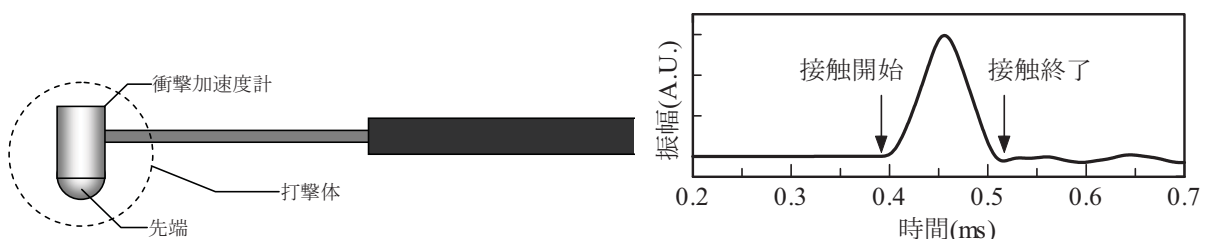


図4.12 測定に用いるハンマの全体図 図4.13 測定で得られる打撃波形の例

表面から反発している時間となる。打撃体がコンクリート表面に貫入している時間  $t_m$  は、コンクリート表面に塑性変形と弾性変形が生じている時間であり、式(4.4)により示される<sup>4.14)</sup>。また、打撃体がコンクリート表面から反発している時間  $t_E$  は、コンクリート表面に弾性変形が生じている時間であり、ヘルツ接触理論に基づき式(4.5)により示される<sup>4.15)</sup>。測定される接触時間は式(4.4)と式(4.5)により決定される。

$$t_m = \frac{\pi}{2\beta} \quad (4.4)$$

$$\text{ただし, } \beta = \sqrt{(2\pi R_s \sigma_p) / M_s}$$

$$t_E = A \{ M_s M_{SC} (\sigma_s + \sigma_c) \}^{\frac{2}{5}} \left\{ R_{SC} \left( \frac{1}{R_s V} \right) \right\}^{\frac{1}{5}} \quad (4.5)$$

$$\text{ただし, } \sigma_s = (1 - \nu_s^2) / E_s, \quad \sigma_c = (1 - \nu_c^2) / E_c$$

$$M_{SC} = M_c / (M_s + M_c), \quad R_{SC} = (R_s + R_c) / R_c$$

ここに、 $t_m$ ：打撃体がコンクリート表面へ貫入している時間(s)、 $M$ ：質量(kg)、 $R$ ：半径(m)、 $\sigma_p$ ：弾性限界での応力、 $t_E$ ：打撃体がコンクリート表面から反発している時間(s)、 $A$ ：係数、 $\nu$ ：ポアソン比、 $E$ ：弾性係数(kN/mm<sup>2</sup>)、 $V$ ：打撃体の接触時の速度(m/s)である。また添え字  $s$  は打撃体、添え字  $c$  はコンクリート表面を示している。

なお、ブリネル硬さ試験の考え方に従えば、貫入時間とブリネル硬さには式(4.6)の関係が成立する<sup>4.14)</sup>。また、被打撃物の質量が大きく、さらに、コンクリート表面が平面の場合や曲面であっても半径が打撃体の先端の半径に対して十分に大きい場合には、式(4.5)の  $M_{SC}$  と  $R_{SC}$  は 1 に収束する。この場合、式(4.5)は式(4.7)により示すことができる<sup>4.15)</sup>。

$$H_B = \frac{f_r}{A_{\max}} = \frac{M_s \beta^2}{2\pi R_s} = \frac{M_s \pi}{8 R_s t_m^2} \quad (4.6)$$

$$t_E = A \left\{ M_s \left( \frac{1 - \nu_s^2}{E_s} + \frac{1 - \nu_c^2}{E_c} \right) \right\}^{\frac{2}{5}} \left( \frac{1}{R_s V} \right)^{\frac{1}{5}} \quad (4.7)$$

ここに、 $H_B$ ：ブリネル硬さ、 $f_r$ ：貫入力、 $A_{\max}$ ：接触面積である。式(4.6)より、 $t_m$  は打撃体の質量と半径が一定であればコンクリート表面のブリネル硬さ  $H_B$  によって変化する。また、式(4.7)より、 $t_E$  は打撃体の質量、弾性係数、



ポアソン比，半径とコンクリート表面のポアソン比が一定であれば，コンクリート表面の弾性係数によって変化する。以上の性質から，同じハンマで測定した接触時間はコンクリート表面の弾性係数とブリネル硬さを反映することが分かる。

## (2) 接触時間の測定方法

接触時間の測定結果の例を図 4.14 に示す。記録波形の凸部の横軸が接触時間  $T_C$  であるが，客観的に接触時間  $T_C$  を決定するために周波数解析を行い，パワースペクトルで振幅が最大となる周波数  $f_0$  の逆数から接触時間  $T_C$  を決定する方法としている。ただし，図 4.14(a) の記録波形は正弦波が極小値となる時刻から一周期を経て，再び極小値となる時刻までの単一のパルス状の波形である。この波形では，周波数解析において半周期分の正弦波との識別が不明確となり，図 4.14(b) のパワースペクトルでは低周波数領域の広帯域で振幅値が大きくなり，振幅が最大となる周波数を特定できない。そこで，記録波形に対する微分解析により，初期位相が 0 となる正弦波の一周期分の波形を得て（図 4.14(c)），この波形に対する周波数解析結果（図 4.14(d)）から接触時間を決定する方法を採用した<sup>4.16)</sup>。

また，式(4.7)より，接触時間の測定値は打撃体の接触時の速度によっても変化することから，打撃強さによってある程度のバラツキが生じることとなる。この影響を除去して測定精度を向上させるため，測定は 1 箇所につき可能な限り近接する 20 点で行った。20 点の測定値の加算平均値を求め，偏差が平均値

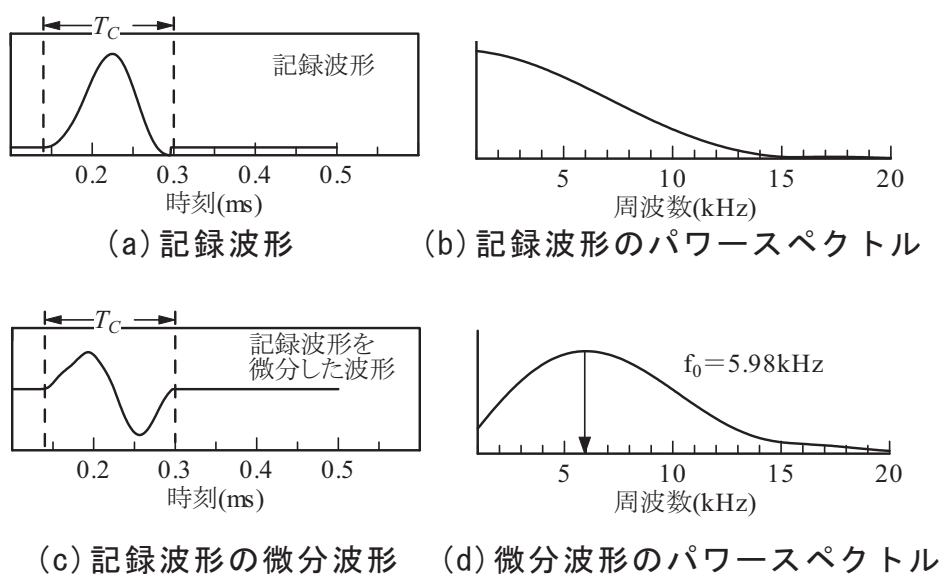


図4.14 接触時間の測定方法の例

の 20%以上になる測定値を棄却して、再度、加算平均値を求める平均化処理により各測定箇所の接触時間を決定する方法とした。

#### 4.2.3 供試体での測定実験 (4.17), (4.18), (4.19)

##### (1) 実験概要

実験に用いた供試体を表 4.18 に示す。実験 1 では、2 供試体の 8 部位において接触時間を測定した。供試体の外観状況を写真 4.4 に示す。各部位では、型枠に合板型枠を使用した面と透水型枠を使用した面があり、コンクリート表層付近の品質は使用した型枠によって変化すると考えられる。この型枠の相違による接触時間の変化を比較することとした。また、L 型供試体では  $\phi 25\text{mm}$

表4.18 実験に用いた供試体状況

実験名称	供試体名称		セメント種類	水セメント比(%)	養生方法	
実験1	L型供試体	A	底版	N	63.0	側面によって使用した型枠が透水型枠と合板型枠と異なる。
			壁	BB	59.0	
		B	底版	N	49.5	
			壁	BB	59.0	
		C	底版	N	38.0	
			壁	BB	45.5	
	ボックス供試体	薄壁	N	35.0		
		厚壁	N	70.0		
実験2	版供試体		N	40	水セメント比毎に3体作製。湿潤養生期間が1日、7日、28日と異なる。	
				50		
				60		
			BB	40	水セメント比毎に3体作製。湿潤養生期間が1日、9日、28日と異なる。	
				50		
				60		

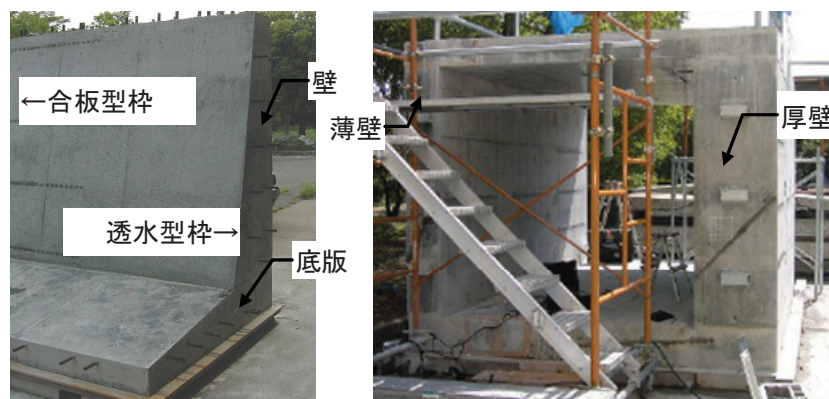


写真4.4 実験1の供試体状況 (左: L型供試体, 右: ボックス供試体) (4.17)



写真4.5 実験2の供試体での測定状況

の小径コア<sup>4.10)</sup>を採取し、表面から深さ 50mm 付近までの圧縮強度を試験した。この圧縮試験結果と測定した接触時間とを比較した。

実験 2 の供試体での測定状況を写真 4.5 に示す。供試体形状は 1200（高さ）×900（幅）×D450mm（厚さ），セメント種類は普通ポルトランドセメント，高炉セメント B 種の 2 種類である。各セメント種類で 9 体の供試体を作製し，水セメント比を 40%，50%，60%の 3 種類，湿潤養生日数を 1 日，コンクリート標準示方書の標準の養生期間（普通ポルトランドセメントで 7 日，高炉セメント B 種で 9 日），28 日の 3 種類とした。水セメント比や湿潤養生日数が異なることにより，コンクリート表層の品質は変化すると考えられる。これらの条件の相違による接触時間の変化を比較することとした。また，接触時間の測定結果の対比分析をするため，100×100×400mm の角柱供試体を作製し，促進中性化試験を行なった。角柱供試体は接触時間を測定した供試体と同一の配合，湿潤養生日数であり，20□60%RH 雰囲気制御試験室で曝露した後促進中性化試験を行なった。

## (2) 実験結果

### a) 実験1<sup>4.17)</sup>

実験 1 の各部位での接触時間の測定結果を表 4.19，図 4.15 に示す。実験 1 では，2 供試体の 8 部位で測定し，各部位では型枠に合板型枠を使用した面と透水型枠を使用した面との 2 面がある。図 4.15 は，縦軸を透水型枠での接触時間，横軸を合板での接触時間とし，同一の部位での型枠の相違による測定結果の変化を比較した図である。測定結果より，例えば L 型供試体 A 底版では，合板型枠を使用した面で測定された接触時間は 124.1 $\mu$ s であるのに対して，透

表4.19 実験1：各供試体での接触時間の測定結果

供試体名称			セメント種類	接触時間測定値 (μs)	
				透水型枠	合板型枠
L型供試体	A	底版	N	99.9	124.1
		壁	BB	97.9	109.7
	B	底版	N	104.5	124.5
		壁	BB	91.7	114.8
	C	底版	N	101.6	122.3
		壁	BB	81.6	102.8
ボックス供試体	薄壁	N	81.9	120.5	
	厚壁	N	99.9	124.1	

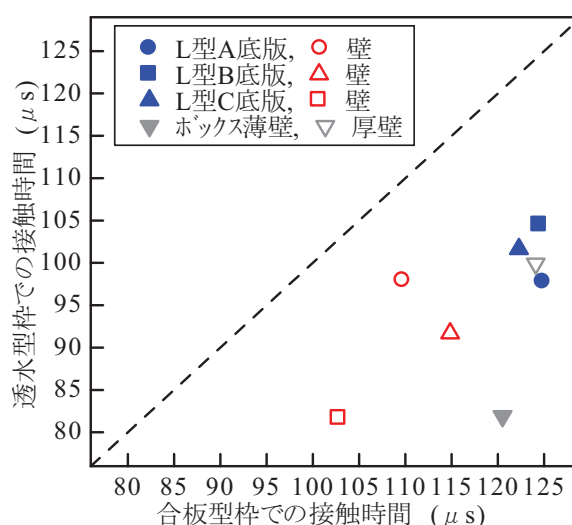


図4.15 実験1：型枠の相違による接触時間の比較

水型枠を使用した面では 99.9μs となり、透水型枠を使用した面の方が測定される接触時間が 20μs 以上短くなった。他の部位でも同様に、透水型枠を使用した面では測定される接触時間が概ね 20μs 以上短くなった。

ここで、L 型供試体では φ25mm の小径コアを採取して、表面から深さ 50mm 付近までの圧縮強度を試験したが、測定した接触時間と圧縮強度試験との比較を図 4.16 に示す。両者は相関係数 0.77 とある程度の相関関係が確認された。前述のとおり、透水型枠を使用した面では測定される接触時間が短くなったが、小径コアによる深さ 50mm 付近までの圧縮強度も強くなる傾向があり、これらの結果を反映したものである。つまり、透水型枠を使用することにより、コンクリート表層付近の品質は向上し、弾性係数とブリネル硬さは大きくなると考えられ、接触時間の測定結果はこの弾性係数とブリネル硬さの変化に対応していると考えられる。ただし、接触時間と小径コアによる圧縮強度

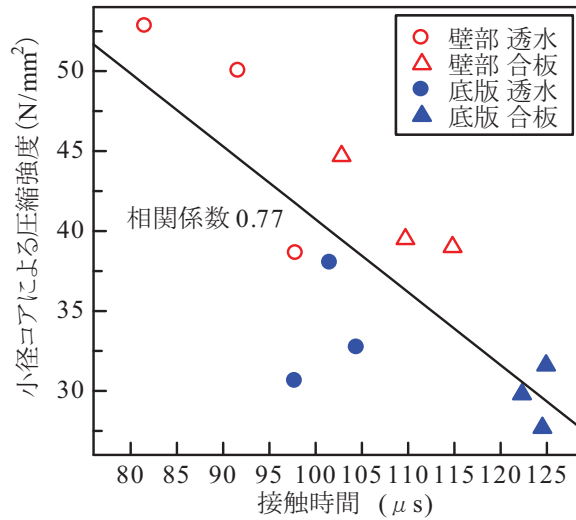


図4.16 実験1：小径コアによる圧縮強度と接触時間との比較

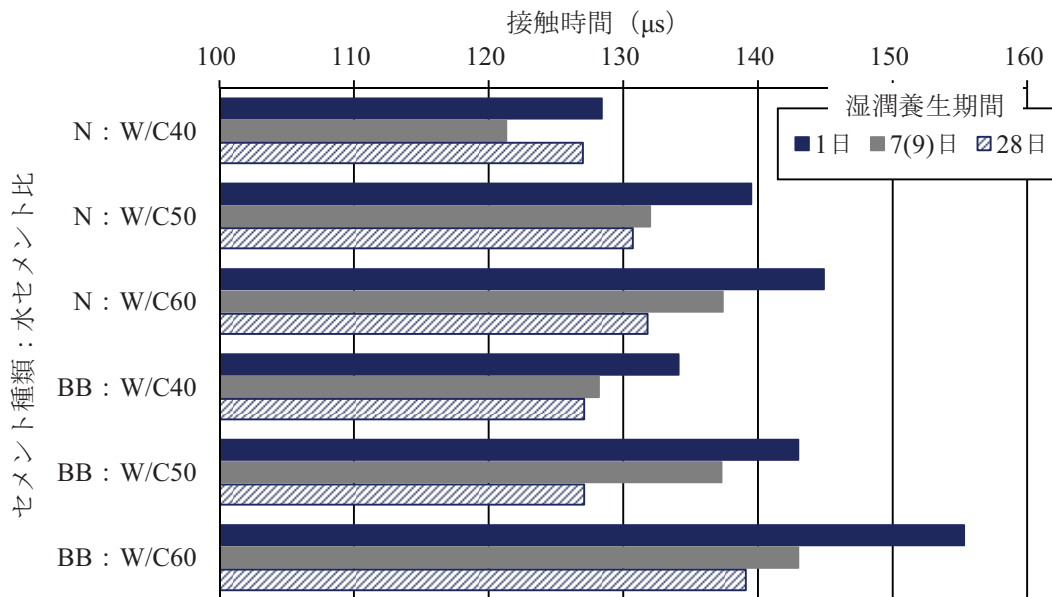


図4.17 実験2：各供試体での接触時間の測定結果

試験の結果は強い相関関係にはなっていない。これは、接触時間の測定結果に反映するコンクリート表面からの深さの範囲は、小径コアの試験対象の範囲である表面から深さ 50mm 付近までとは一致していないことによるものと考えられる。接触時間の測定結果に反映するコンクリート表面からの深さの範囲は、小径コアの試験対象の範囲よりも浅いと考えられる。

b) 実験 2<sup>4.18), 4.19)</sup>

実験 2 で使用した 9 供試体での接触時間の測定結果を図 4.17 に示す。測定される接触時間は、同じ水セメント比のコンクリートでは、湿潤養生日数が長

くなるほど、また、同じ湿潤養生日数のコンクリートでは、水セメント比が小さくなるほど、短くなる結果となった。湿潤養生日数が長くなること、水セメント比が小さくなることにより、コンクリート表層付近の品質は向上し、弾性係数とブリネル硬さが大きくなると考えられるが、接触時間の測定結果はこれらの変化に対応している。

また、接触時間を測定した供試体と同一の配合、湿潤養生日数の角柱供試体で行った促進中性化試験の結果と接触時間の測定結果との比較を表 4.20、図 4.18 に示す。中性化速度係数はコンクリート表層付近の品質の変化に対応して変化し、コンクリート表層付近の品質が向上すれば中性化速度係数は小さくなる。この結果から、接触時間と中性化速度係数には相関関係が確認され、相関係数は普通ポルトランドセメントで 0.830、高炉セメント B 種で 0.930 であった。ただし、図 4.18 で得られた回帰直線をセメント種類で比較すると、例えば接触時間 140 $\mu$ s での中性化速度係数は、普通ポルトランドセメントでは約 2.5mm/日<sup>0.5</sup>、高炉セメント B 種では約 2.0mm/日<sup>0.5</sup>とセメント種類によって異なった。つまり、測定される接触時間とコンクリート表層付近の品質には相関関係があるものの、コンクリートの使用材料や配合によって異なる相関関係であると考えられる。

表4.20 実験2：各供試体での接触時間と促進中性化試験結果との比較

セメント種類	水セメント比(%)	湿潤養生日数(日)	接触時間測定値( $\mu$ s)	中性化速度係数(mm/日 <sup>0.5</sup> )
N	40	1	128.4	0.90
		7	121.3	0.71
		28	127.0	0.23
	50	1	139.5	1.60
		7	132.0	1.50
		28	130.7	1.30
	60	1	144.9	2.60
		7	137.4	2.20
		28	131.8	2.00
BB	40	1	131.3	1.30
		9	127.2	1.10
		28	128.8	0.64
	50	1	141.9	2.10
		9	135.6	1.40
		28	134.0	1.50
	60	1	138.1	2.50
		9	144.2	2.50
		28	156.0	3.30

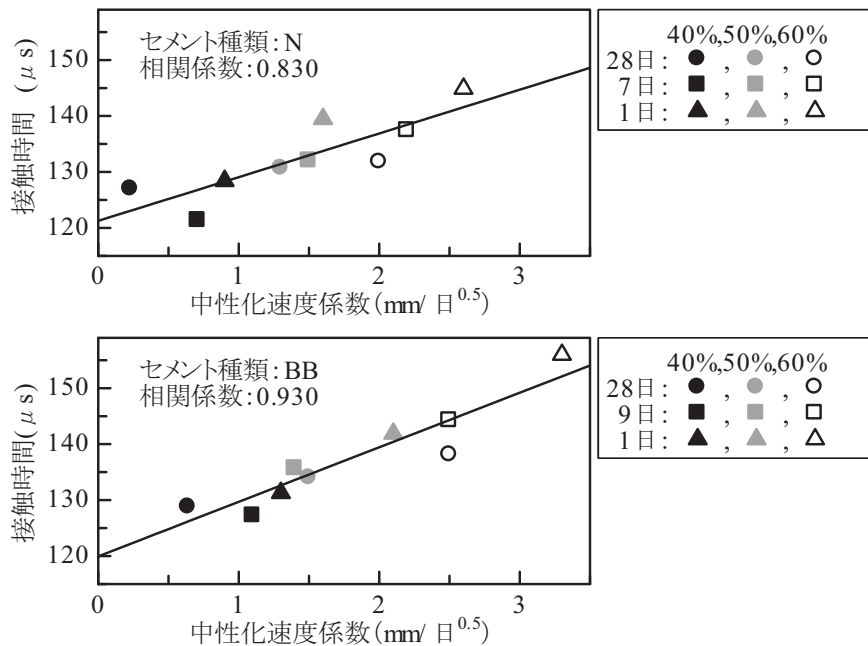


図4.18 実験2：各供試体での接触時間と促進中性化試験結果との比較<sup>4.19)</sup>

### (3) 実構造物での試験方法の検討

(2)に示した実験結果より、本法により測定される接触時間は、コンクリートの施工時に使用する型枠の種類、水セメント比、湿潤養生日数、これらの条件の相違によるコンクリート表層付近の品質の変化に対応して変化することが確認された。この結果から、接触時間を測定することにより、施工されたコンクリート表層付近の品質を評価できるものと期待される。ただし、測定される接触時間とコンクリート表層付近の品質との相関関係はコンクリートの使用材料や配合によって異なることも確認された。以上の結果から提案した、接触時間の測定による、新設コンクリートの表層付近の品質評価の手順の一例を図4.19に示す。

図4.19の一例は、新設する構造物コンクリートの養生方法を工夫することにより、表層付近の品質が向上したことを評価する手順を示したものである。判定基準値を設定するための供試体を、試験対象の構造物コンクリートの配合計画書に示されたコンクリートと単位容積質量、水セメント比、コンクリートの製造工場、使用材料等が全て等しい同一材料、同一配合のコンクリートにより作製する。この供試体で測定した接触時間と評価対象の構造物コンクリートで測定した接触時間とを比較して、合否を判定する手順である。供試体の養生方法は、発注者などが要求する養生方法である標準的な基準類に示された養生方法とする。構造物コンクリートで測定した接触時間が、供試体で測定した接

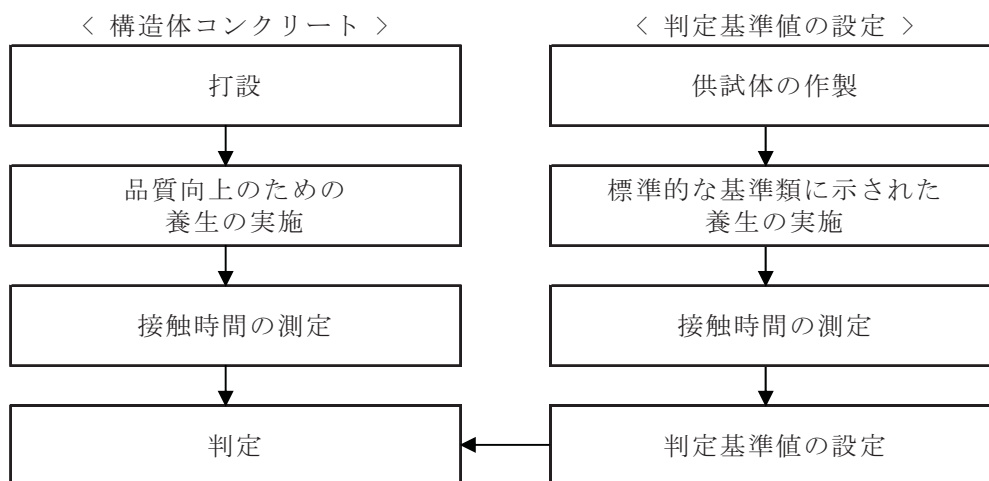


図4.19 提案する評価手順の一例

触時間より短くなれば，施工者が新設の構造体コンクリートで養生方法を工夫したことにより，コンクリート表層付近の品質が向上したものと評価できる。

#### 4.2.4 実構造物での検証実験

##### (1) 測定条件を変化させた供試体での実験

###### a) 実験概要

4.2.3 項では，供試体での実験結果に基づき，接触時間の測定による新設の構造体コンクリートの表層付近の品質評価手順を提案した。評価には判定基準値が必要であり，供試体での測定結果から設定する方法を提案している。ただし，接触時間は式(4.5)，式(4.7)によれば，ハンマとコンクリートとの質量の比率  $M_{sc}$  とハンマとコンクリートの半径の比率  $R_{sc}$  によって変化することとなる。従って，供試体と構造体コンクリートでは，測定値が変化する可能性が考えられる。そこで，質量の比率と半径の比率とを変化させた測定を行い，測定原理の検証と供試体での適切な測定方法の検討を行った。

###### b) 実験方法

実験では設計寸法が  $\phi 100 \times 200 \text{mm}$  の円柱供試体と  $75 \text{mm} \times 150 \text{mm}$  の角柱供試体を用いた。使用したコンクリートの配合を表 4.21 に示す。水セメント比は 40%，50%，60%の3種類とした。また，養生方法は「水中 28 日」，「封緘 7 日」，「封緘 1 日」の3種類とした。養生方法の詳細は以下のとおりである。「水中 28 日」は，材齢 1 日で脱型した後，材齢 28 日まで水温  $20^\circ\text{C}$



表4.21 使用したコンクリートの配合

セメント種類	スランプ (cm)	空気量 (%)	W/C (%)	細骨 材率 (%)	単位量(kg/m <sup>3</sup> )				AE減水剤 (kg/m <sup>3</sup> )	AE剤 (kg/m <sup>3</sup> )
					水	セメント	細骨材	粗骨材		
普通ポルトランド セメント	8	4.5	40	43	165	413	730	996	1.033	1.652
			50	45	160	320	805	1012	0.800	0.960
			60	47	160	266	862	999	0.665	0.931



(a) 円柱供試体の側面での測定 (b) 円柱供試体の底面での測定  
写真4.6 円柱供試体での接触時間の測定状況

で水中養生し、それ以降は屋外で気中養生とした。「封緘7日」は、材齢1日で脱型した後に食品用ラップフィルムで封緘し、材齢7日まで室温20℃の室内で養生した。その後、材齢28日までは室温20℃の室内で、材齢28日以降は屋外で気中養生とした。「封緘1日」は、材齢1日で脱型した後、屋外で気中養生を行った。なお、供試体は各条件で3体ずつ作製し、3体で測定した接触時間の加算平均値から、各供試体での接触時間を決定した。

ハンマとコンクリート（供試体）との質量の比率を変化させた測定については、材齢45日の角柱供試体を用いて、圧縮試験機で固定させて測定した。固定するための荷重は、材齢28日に別途作製した円柱供試体での圧縮強度試験結果から判断し、無載荷、圧縮強度試験での最大荷重の1/20、1/10、1/5、1/2の5種類とした。また、ハンマとコンクリート（供試体）の比率を変化させた測定については、写真4.6に示すとおり、同一の円柱供試体において、曲率を有する側面と平面である底面を対象として測定した。測定材齢は28日と45日の2回とした。

### c) 実験結果および考察

材齢45日の角柱供試体を用いて、圧縮試験機で異なる荷重で載荷して測定

した接触時間を図 4.20 に示す。測定原理によれば、接触時間は式(4.5)のハンマとコンクリートの質量の比率  $M_{SC}$  によって変化する。今回のハンマの質量は 18g、角柱供試体の質量は約 1650g であることから、無荷重の角柱供試体での  $M_{SC}$  は 0.989 であり、荷重することによって  $M_{SC}$  は 1 に収束する。つまり、測定原理に基づく接触時間は、無荷重で測定した場合には荷重して測定した場合よりも短くなる。これに対して、図 4.20 の結果では、無荷重で測定した接触時間は荷重して測定した場合よりも大きくなる供試体もあり、測定原理と一致していない。また、圧縮強度試験での最大荷重の 1/10、1/5、1/2 で測定した接触時間は概ね一定となるが、無荷重および最大荷重の 1/20 で測定した接触時間は変動が大きくなった。これらの結果から、無荷重および最大荷重の 1/20 で測定した場合には、式(4.5)の測定原理に基づく接触時間が測定されていない可能性が考えられる。この原因としては、打撃時の衝撃により被打撃物が移動して測定原理とは異なる現象が生じたことなどが考えられる。

以上の結果から、今回の角柱供試体のようにハンマとコンクリートの質量の比率  $M_{SC}$  が 1 に収束しないような供試体で接触時間を測定するには、圧縮強度試験での最大荷重の 1/10 以上で荷重して固定した状態で測定することが適切であると考えられる。なお、この測定方法は、本法と同様に打撃による試験方法であるテストハンマー法で既往の研究により提案されている測定方法<sup>4.20)</sup>と一致する。

φ100mm の円柱供試体で曲率を有する側面と平面である底面で測定した接触時間の比較を図 4.21 に示す。ここでは、前述の結果より、円柱供試体を荷重した状態で測定し、側面の測定での荷重は圧縮強度試験での最大荷重の 1/10、底面の測定での荷重は加圧面積が小さくなるのでさらに 1/10 倍した荷重とした。ヘルツ接触理論での接触時間は、式(4.5)に示すようにハンマとコンクリートの半径の比率  $R_{SC}$  によって変化する。今回の実験でのハンマの半径は 7.5mm であり、側面での  $R_{SC}$  は 1.15 となり、底面での  $R_{SC}$  は 1 となる。つ

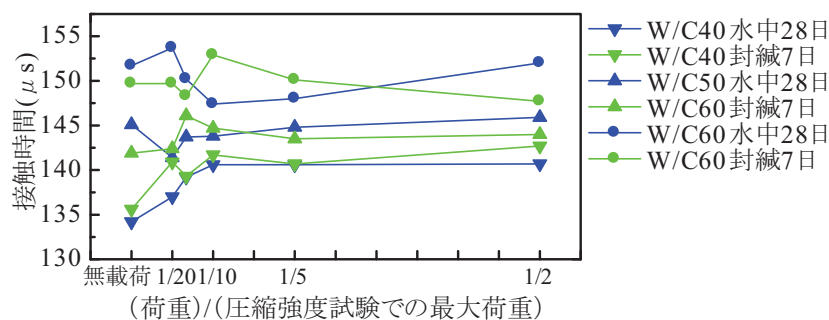


図4.20 荷重と接触時間の関係

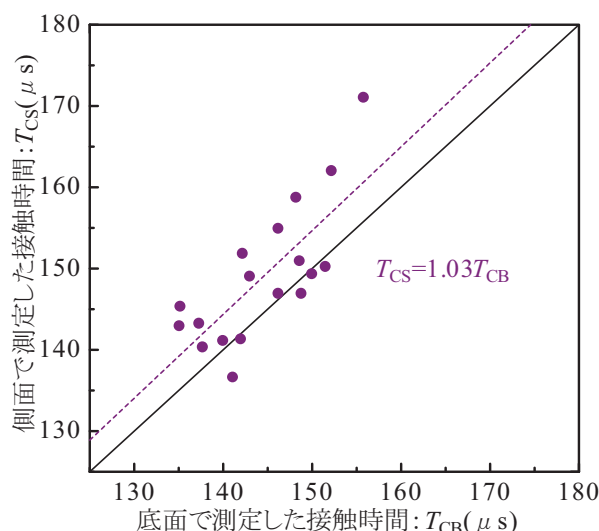


図4.21 測定面の曲率による測定結果の比較

まり，測定原理に基づく接触時間は，側面で測定した場合には底面で測定した場合よりも長くなる。図4.21に示す結果では，側面で測定した接触時間と底面で測定した接触時間との最小二乗法により求めた回帰直線の勾配が1.03となった。試験結果は測定原理と一致し，側面で測定した接触時間が底面で測定した接触時間よりも長くなった。なお，勾配が $R_{SC}$ と完全に一致しないのは，接触時間は式(4.5)だけでなく，式(4.4)からも決定されることによると考えられる。

以上のように，測定される接触時間は，ハンマとコンクリートの半径の比率によって変化することから，比率が1となる平面で測定することが妥当であると考えられる。

## (2) 実構造物での検証実験結果<sup>4.21)</sup>

### a) 実験概要

実験した構造体コンクリートの外観および測定点を図4.22に，構造体コンクリートの養生方法等を表4.22に示す。実験した構造体コンクリートは，新設橋梁工事で施工された橋台のコンクリートである。構造体コンクリートには呼び強度30の高炉セメントB種を使用している。打設時の平均気温は15℃以上であり，コンクリート標準示方書に示される高炉セメントB種の標準の湿潤養生期間は7日間であるが，本構造体コンクリートの養生期間は8日，9日と若干延長している。この養生期間の延長によるコンクリート表層付近の品質の変化を，図4.19に示した接触時間の測定による評価手順により確認できるのかを

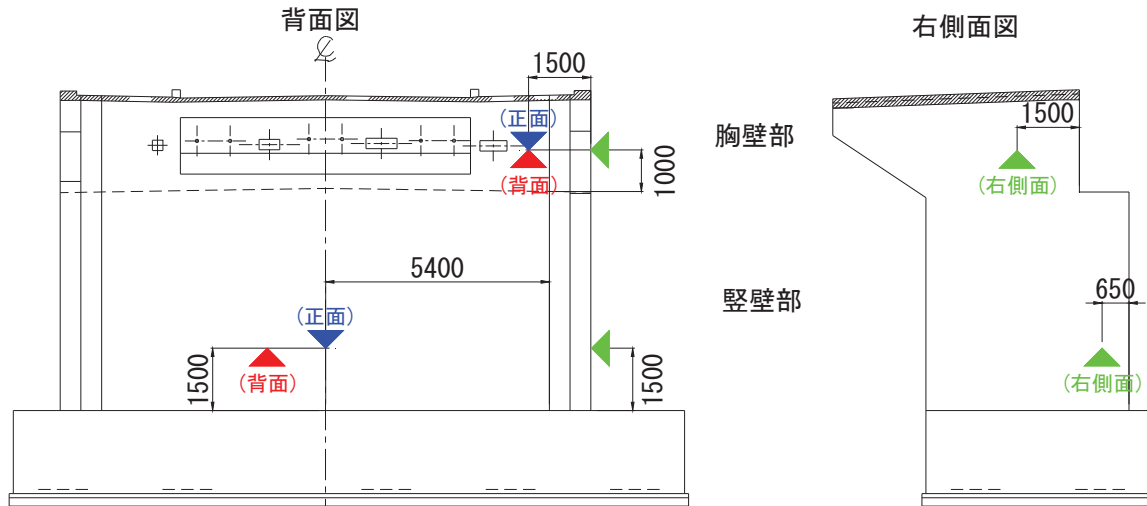


図4.22 実験した構造体コンクリートおよび測定点 (▲)

表4.22 実験した構造体コンクリートの種類，養生方法等

測定部材	測定点	測定材齢(日)	養生方法	コンクリート種類
縦壁部	背面側	15	材齢5日で脱型 ↓ 散水，シート養生3日	30-8-20BB
	右側面			
	正面側			
胸壁部	背面側	9	材齢6日で脱型 ↓ 散水，シート養生3日	
	右側面			
	正面側			

検証した。

b) 検証した評価手順

検証した評価手順は，図 4.19 に示した手順である。今回実施した具体的な内容を以下に示す。

①供試体の作製

図 4.19 に示した手順は，供試体で測定した接触時間と試験対象の構造体コンクリートで測定した接触時間とを比較して，合否を判定する手順としている。供試体は試験対象の構造体コンクリートの配合計画書に示されたコンクリートと同一材料，同一配合のコンクリートにより作製した。設計寸法はφ100mm×200mmの円柱供試体で本数は3本である。

②供試体の養生

今回の試験目的は，コンクリート標準示方書に示される標準の湿潤養生期間より，構造体コンクリートの養生期間を若干延長したことによる効果を確認することである。このことから，供試体の養生方法はコンクリート標準示

方書の標準の湿潤養生期間である7日間の封緘養生とした。

### ③供試体での接触時間の測定

比較対象の円柱供試体で接触時間を測定した。(1)での実験結果より、測定される接触時間はハンマとコンクリートの質量および半径の比率によって異なることが確認された。この結果から、圧縮試験機により25kNの荷重を加えた状態で測定した。また、構造体コンクリートでの測定材齢は縦壁が15日、胸壁が9日であることから、供試体での測定材齢は10日、16日とした。

### ④判定基準値 $t_a$ の設定

3本の供試体で測定した接触時間の平均値を判定基準値に設定した。構造体コンクリートでの測定材齢を考慮して、判定基準値に設定した接触時間の平均値は、縦壁では材齢16日、胸壁では材齢10日の接触時間の平均値とした。

### ⑤構造体コンクリートの接触時間 $t_m$ の測定

構造体コンクリートで図4.22に示す測定点で測定した。

### ⑥判定

構造体コンクリートで測定した接触時間  $t_m$  と判定基準値  $t_a$  とを比較し、 $t_m < t_a$  が確認された場合には、構造体コンクリートの表層品質が湿潤養生期間を延長したことにより向上したものと評価した。

## c) 実験結果

供試体での接触時間の測定結果から設定した判定基準値を表4.23に、構造体コンクリートの6測定点での接触時間の測定結果を表4.24、図4.23に示す。構造体コンクリートで測定した接触時間は、判定基準値の設定に用いた供試体での接触時間の測定結果よりも短くなった。この結果から、図4.19に示した評価手順に従えば、コンクリート表層付近の品質が向上したものと評価できる。

以上の結果より、図4.19に示した評価手順により、新設の構造体コンクリートで養生方法を変化させたことによる、コンクリート表層付近の品質評価が可能であることが確認された。

表4.23 供試体での測定による判定基準値

材齢 (日)	接触時間 ( $\mu$ s)
10	161.8
16	161.2

表4.24 構造体コンクリートでの接触時間測定結果

測定部材	測定点	材齢 (日)	接触時間 (μs)
縦壁部	背面側	15	157.0
	右側面		156.9
	正面側		157.0
胸壁部	背面側	9	160.6
	右側面		160.5
	正面側		160.2

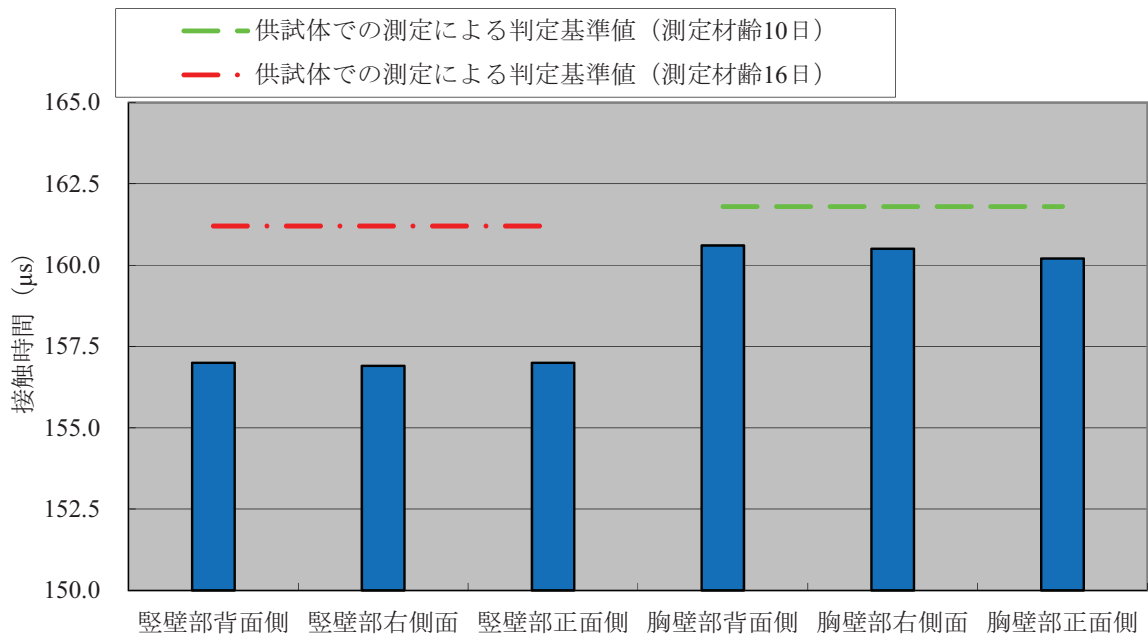


図4.23 構造体コンクリートでの測定結果と判定基準値との比較

#### 4.2.5 まとめ

衝撃弾性波法により測定される接触時間は接触しているコンクリート表面の弾性係数とブルネル硬さによって変化する性質がある。この性質から、測定した接触時間を比較することにより、コンクリートの表層付近の品質を評価することが可能になると考えられる。本節では、供試体実験の結果に基づき評価方法を提案し、実構造物において提案した評価方法を検証した。得られた結果を以下に示す。

- 1) 測定した接触時間を使用した型枠が合板型枠、透水型枠と異なる供試体と比較した。その結果、透水型枠を使用すれば測定される接触時間が短くなっ

た。透水型枠を使用すると、コンクリート表層付近の品質は向上し、弾性係数とブルネル硬さは大きくなることが考えられるが、測定された接触時間はこれらの変化に対応していると考えられる。

- 2) コンクリート表面からφ25mmの小径コアを採取して、測定した接触時間と表面から深さ50mm付近までの圧縮強度とを比較した。その結果、両者は相関係数0.77とある程度の相関関係が確認されが、強い相関関係にはならなかった。接触時間の測定結果に反映するコンクリート表面からの深さの範囲は、小径コアの試験対象の範囲である50mm付近よりも浅いと考えられる。
- 3) 測定した接触時間を湿潤養生期間、水セメント比が異なる供試体で比較した。その結果、これらの条件の変化によるコンクリート表層付近の品質の変化に対応して、接触時間は変化することが確認された。
- 4) 測定した接触時間と中性化速度係数とを比較した。その結果、両者には相関関係が確認されが、この相関関係はコンクリートの配合によって異なった。測定される接触時間とコンクリート表層付近の品質には相関関係があるものの、コンクリートの使用材料や配合によって異なる相関関係であると考えられる。
- 5) 供試体で接触時間を測定すると、ハンマとコンクリートの質量および半径の比率によって測定値が変化することが確認された。判定基準値を設定するための供試体での測定では、圧縮強度試験での最大荷重の1/10以上で載荷して固定した状態で測定すること、平面で測定することが妥当であると考えられる。
- 6) 以上の結果に基づき、新設の構造体コンクリートの品質管理に適用できる評価方法を提案した。実構造物でこの方法を検証したところ、湿潤養生期間を延長したことによるコンクリート表層付近の品質の変化を確認することができた。

以上の結果より、衝撃弾性波法により測定される接触時間は、新設の構造体コンクリートの品質管理として実施する、コンクリート表層付近の品質評価試験に利用できると考えられる。

#### 第4章の参考文献

- 4.1) 国土交通省：「土木コンクリート構造物の品質確保について」（国官技第61号）2001.
- 4.2) 日本非破壊検査協会規格 NDIS 3432：構造体コンクリートと一体成形さ

- れた供試体の試験方法通則， pp.2， 社団法人日本非破壊検査協会， 2011.
- 4.3) 土木学会：2010 年制定コンクリート標準示方書〔規準編〕硬化コンクリートのテストハンマー強度の試験方法（案）（JSCE-G504-2007）， pp.283， 2010.
- 4.4) 独立行政法人土木研究所：テストハンマーによる強度推定調査の 6 つのポイント， 2001.
- 4.5) 河野清， 田澤栄一， 門司唱：新しいコンクリート工学， 朝倉書店， pp.72-76， 1987.
- 4.6) 独立行政法人土木研究所他：非破壊・局部破壊試験によるコンクリート構造物の品質検査に関する共同研究報告書(3) □ボックス供試体， 独立行政法人土木研究所共同研究報告書第 309 号， pp.□.3-1 - □.3-2， 2005.
- 4.7) 独立行政法人土木研究所他：非破壊・局部破壊試験によるコンクリート構造物の品質検査に関する共同研究報告書(4) □壁供試体， 独立行政法人土木研究所共同研究報告書第 314 号， pp.□.3-1 - □.3-2， 2005.
- 4.8) 独立行政法人土木研究所他：非破壊・局部破壊試験によるコンクリート構造物の品質検査に関する共同研究報告書(9) □□□2006 年度現場実験， 独立行政法人土木研究所共同研究報告書第 373 号， pp.5-1 - 5-4， 2007.
- 4.9) 独立行政法人土木研究所他：非破壊・局部破壊試験によるコンクリート構造物の品質検査に関する共同研究報告書(10) □□□2007 年度現場実験， 独立行政法人土木研究所共同研究報告書第 378 号， pp.5-1 - 5-2， 2008.
- 4.10) 独立行政法人土木研究所， 社団法人日本非破壊検査協会：非破壊・微破壊試験によるコンクリート構造物の検査・点検マニュアル， pp.105-120， 大成出版社， 2010.
- 4.11) 日本非破壊検査協会規格 NDIS 3424：ボス供試体の作製方法及び圧縮試験方法， 社団法人日本非破壊検査協会， 2011.
- 4.12) 日本コンクリート工学協会：コンクリート技術の要点'09， pp.73 - 85， 2009.
- 4.13) 土木学会コンクリート委員会， 構造物表面のコンクリート品質と耐久性検証システム研究小委員会（335 委員会）第二期成果報告書およびシンポジウム講演概要集， コンクリート技術シリーズ No.97， pp.1-12， 2012.
- 4.14) 岩野聡史， 内田慎哉， 麓隆行， 小澤満津雄：衝撃弾性波法による火害を受けたコンクリートの劣化評価方法に関する基礎的研究， コンクリート工学論文集， 第 28 巻， pp.35-45， 2017.
- 4.15) D.Gugan：Inelastic collision and the Hertz theory of impact，



AMERICAN JOURNAL of PHYSICS 68 (10), pp.920-924, 2000.

- 4.16) 岩野聡史, 森濱和正, 極檀邦夫, 境友昭: 鋼球接触時間の測定によるコンクリート表層部の品質評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.27, No.1, pp.1687-1692, 2005.
- 4.17) 岩野聡史, 森濱和正, 極檀邦夫, 境友昭: 衝撃弾性波法によるコンクリートの表層付近の品質評価に関する基礎的研究, 土木学会コンクリート技術シリーズ No.80 構造物表層のコンクリート品質と耐久性能検証システム研究小委員会(335委員会) 成果報告書およびシンポジウム講演概要集, pp.345-pp350, 2008.
- 4.18) Satoshi Iwano, Kazumasa Morihama: Study on quality evaluation method for the surface of concrete by measuring the contact time from an impact, PROCEEDINGS OF THE FOURTH INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON LIFE-CYCLE CIVIL ENGINEERING, Life-Cycle of Structural Systems, pp.1195-1198, 2014.
- 4.19) 前掲書 4.13), pp.348-353, 2012.
- 4.20) 渡邊悟士, 陣内浩, 黒岩秀介, 並木哲: 反発度法による高強度コンクリートの圧縮強度の推定に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.28 No.1, pp.1199-1204, 2006.
- 4.21) 岩野聡史, 坂本良憲, 實藤大夫, 森濱和正: 接触時間の測定によるコンクリート表層の品質評価方法の検証, 日本非破壊検査協会平成 24 年度秋季大会講演概要集, pp.39-42, 2012.

## 第5章 コンクリート構造物の点検診断への適用に関する検討

### 5.1 多重反射法によるコンクリート内部欠陥評価方法の検討

#### 5.1.1 概説

コンクリート内部の空隙や豆板（ジャンカ）などの欠陥（以下、内部欠陥という）は、コンクリート構造物の安全性能を低下させるだけでなく、中性化や塩害などの劣化因子がコンクリート内部に侵入しやすくなり、経年劣化を助長する要因となり、コンクリート構造物の耐久性能も低下させることとなる。これらの内部欠陥は、新設時のコンクリートでは、内部振動機（バイブレータ）のかけ方、養生状況、温度条件等の施工方法に問題があれば発生する可能性がある<sup>5.1)</sup>。また、供用後の鉄筋コンクリートでは、中性化や塩害などの経年劣化により、内部の鉄筋が腐食して膨張し、コンクリート内部に剥離が生じることなどにより発生する可能性がある<sup>5.2)</sup>。しかしながら、コンクリートの新設時、供用後を問わず、これらの内部欠陥を表面からの目視で確認することはできない。

以上の状況から、コンクリート構造物の点検・診断においては、必要に応じて、内部欠陥の有無や範囲、位置を評価すること（以下、内部欠陥評価という）が有効であると考えられる。さらに内部欠陥評価では、コンクリート構造物を損傷させることなく非破壊で、かつ、より広範囲に実施されることが有効になると考えられる。

本研究で対象としている衝撃弾性波法では、非破壊試験によりコンクリート構造物を評価する。その中で、第2章に示した多重反射法はコンクリート構造物の片側表面からの測定が可能であり、厚さ2500mm程度まで適用できるという特徴を有した手法である。このことから、多重反射法は、背面側が土などで埋め戻されていることや、厚さが1m以上となることが多い土木構造物において、有効な内部欠陥評価方法になると期待される。そこで、本節では、多重反射法によるコンクリートの内部欠陥評価方法について、供試体実験および実構造物で検証実験を行い、実構造物への適用方法について検討した。

### 5.1.2 測定原理<sup>5.3)</sup>

多重反射法によるコンクリート内部欠陥評価の測定原理に関する模式図を図5.1に示す。コンクリート表面を鋼球で打撃し，近傍の受信点に加速度計を設置して，発生する弾性波を測定する。この時，コンクリート内部には，弾性波の入力点から内部に伝搬して，入力面と底面などの反射面間で反射する成分（以下，反射波という）が存在する。さらにこの反射波は，その後，入力面と反射面間で繰り返し反射（以下，多重反射という）する性質がある。多重反射法では，受信した測定振動に対する周波数解析により，多重反射により生成される振動の周波数（以下，基本周波数という）を測定する方法である。

ここで測定される基本周波数は，コンクリート内部での欠陥の有無によって以下のとおり変化することとなる。

#### ①コンクリート内部が健全な場合

コンクリート内部に欠陥が存在せずに健全な場合では，反射波はコンクリートの表面と背面との間で多重反射する。これにより，測定される周波数は，反射波がコンクリートの表面と背面とを往復する時間の逆数となる。

#### ②コンクリート内部に空隙が存在する場合

コンクリート内部にある程度以上の断面積をもつ空隙が存在する場合には，反射波はコンクリート表面と空隙との境界面で多重反射する。この時の反射波の往復時間は，コンクリートの表面と背面とを往復する時間よりも短くなり，測定される周波数は，健全な場合に測定される周波数よりも高い周波数となる。

#### ③コンクリート内部に脆弱部が存在する場合

コンクリート内部に豆板や②よりも断面積の小さい空隙などの欠陥（以下，脆弱部という）が存在する場合には，反射波は脆弱部で反射することなく，脆弱部を伝搬するか迂回して，コンクリートの背面に到達し，コンクリートの表面と背面との間で多重反射する。この時の反射波の往復時間は，健全なコンク

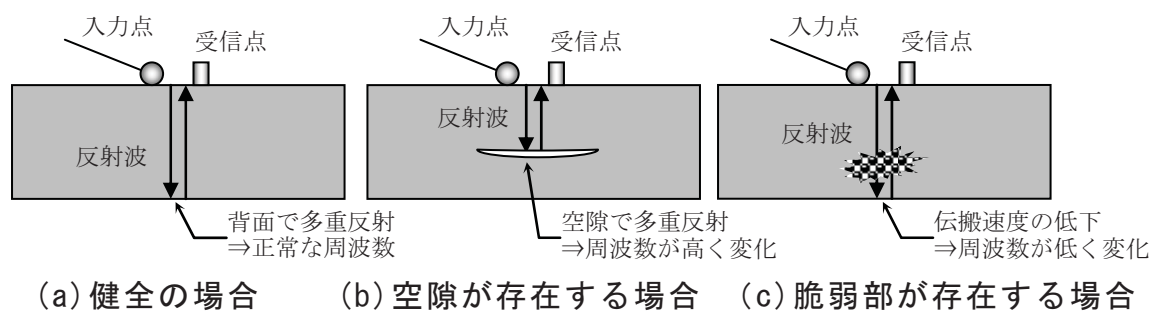


図5.1 多重反射法によるコンクリート内部欠陥評価の測定原理

リートの表面と背面とを往復する時間よりも長くなる。これは、脆弱部の弾性係数が健全部よりも低下して、脆弱部を伝搬する縦弾性波の速度が健全部の縦弾性波速度よりも低下すること、または、反射波は脆弱部を迂回して伝搬することから、伝搬経路長が長くなることによる。これらにより、測定される周波数は、健全な場合に測定される周波数よりも低い周波数となる。

以上のとおり、コンクリート内部での欠陥の有無によって、多重反射法により測定される周波数は変化する。この性質から、各点で測定した周波数を比較することにより、コンクリートの内部欠陥評価が可能になると考えられる。

### 5.1.3 豆板を模擬した欠陥を含む供試体での測定実験<sup>5.4)</sup>

#### (1) 実験内容

供試体の全景および測定状況を写真 5.1 に示す。供試体はボックスカルバートを模擬した供試体である。この壁部の内部に豆板を模擬したポーラスコンクリートが、図 5.2、表 5.1 に示すように埋設されている。壁部の設計寸法は

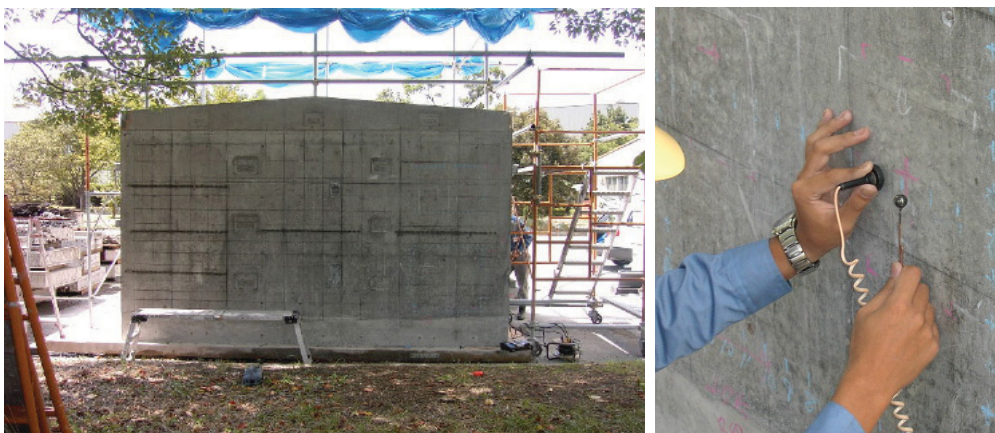


写真5.1 供試体の外観状況および測定状況

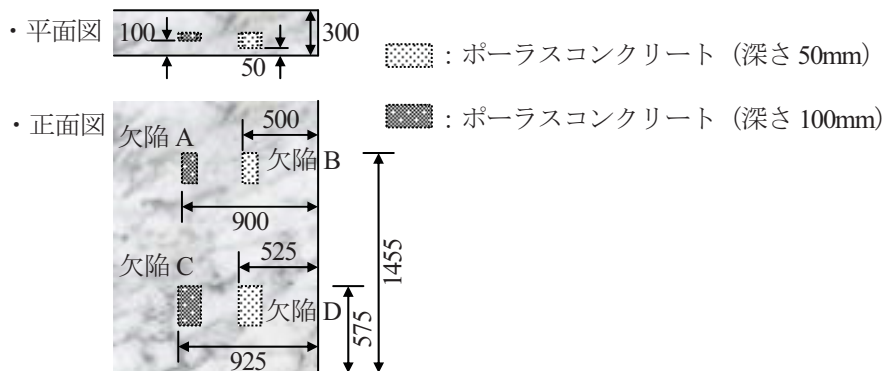


図5.2 ポーラスコンクリートの埋設位置<sup>5.4)</sup>

表5.1 ポーラスコンクリートの形状<sup>5.4)</sup>

名称	断面寸法(mm)	測定面からの深さ(mm)
欠陥A	100×200	100
欠陥B		50
欠陥C	150×260	100
欠陥D		50

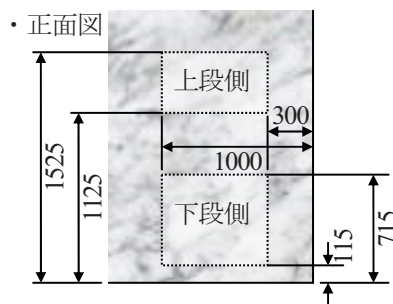


図5.3 測定点の設定状況

幅 4100mm×高さ 1950mm で、厚さは 300mm である。また、壁部に使用したコンクリートは、セメントが普通ポルトランドセメント、呼び強度が 45、粗骨材の最大寸法が 20mm、スランプが 12cm である。ポーラスコンクリートの空隙率は 25% である。

測定点の設定状況を図 5.3 に示す。上段側と下段側の 2 範囲で測定した。上段側の測定点は、横 700mm×高さ 400mm の範囲内に 50mm 間隔で格子状に設定し、測定点数は 15 点×9 点の計 135 点である。下段側の測定点は、横 700mm×高さ 600mm の範囲内に 50mm 間隔で格子状に設定し、測定点数は 15 点×13 点の計 195 点である。

各点での測定振動に対して周波数解析を行い、得られたパワースペクトルで振幅が最も大きくなる周波数（以下、卓越周波数という） $f_0$  を測定した。また、壁部の中央付近で第 3 章に示した伝搬時間差法（同一面配置）により、弾性波の入力点と受信点を同一面に設定して、2 点の受信点での縦弾性波の伝搬時間差を測定し、受信点間の距離から縦弾性波速度  $V_p$  を算出した。これらの結果から式(5.1)により、各点でコンクリートの部材厚さを測定し、部材厚さの測定結果からポーラスコンクリートの位置の把握、つまり、内部欠陥の評価が可能であるのかを検証した。

$$D = \frac{V_p}{2f_0} \quad (5.1)$$

ここで、 $D$  はコンクリートの部材厚さの測定値（以下、測定厚さという）、 $V_p$  は壁部の中央付近で伝搬時間差法（同一面配置法）により測定した縦弾性波速度、 $f_0$  は各点での卓越周波数である。打撃に使用した鋼球は直径 15mm、測定に使用した加速度計は圧電型加速度計（周波数範囲 0.2Hz～20kHz）、サンプリング時間間隔は 10 $\mu$ s、サンプリングデータ数は 1024 個である。

## (2) 実験結果

測定結果の一例として、健全部直上、欠陥 B 直上、欠陥 C 直上での測定結果を図 5.4 に示す。図 5.4 は各点で得られたパワースペクトルの周波数を式 (5.1) により測定厚さに変換して横軸に示したグラフである。

卓越周波数から測定厚さを決定すると、設計厚さ 300mm に対して健全部の直上では 305mm となり、設計厚さと近似する結果となった。健全部では、反射波がコンクリートの表面と背面で多重反射し、この多重反射による周波数が測定されたものと考えられる。これに対して、欠陥 B の直上での測定厚さは 318mm、欠陥 C の直上での測定厚さは 368mm となり、設計厚さよりも測定厚さが大きくなった。測定厚さを設計厚さで除して比率を求めると、健全部では 1.017 であるが、欠陥 B の直上では 1.060、欠陥 C の直上では 1.227 となった。

全点での測定厚さをコンター表示で示した結果を図 5.5 に示す。ポーラスコンクリートが埋設された位置の直上の測定点では、測定厚さが大きくなっていることが分かる。測定厚さが厚くなる点に内部欠陥が存在していると判断す

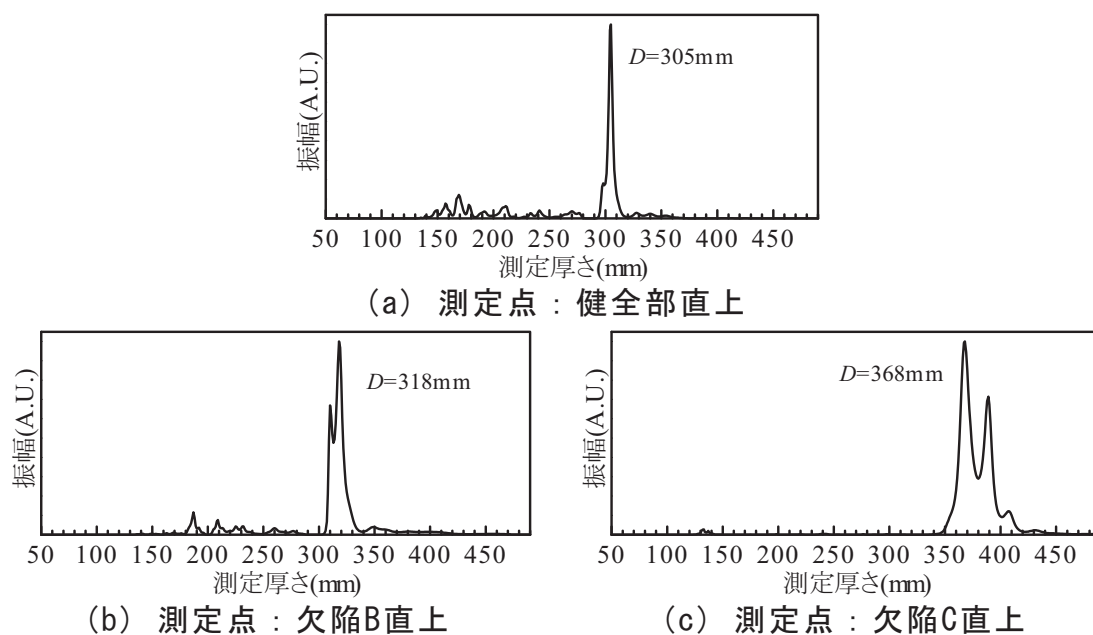


図5.4 測定結果の一例<sup>5.4)</sup>

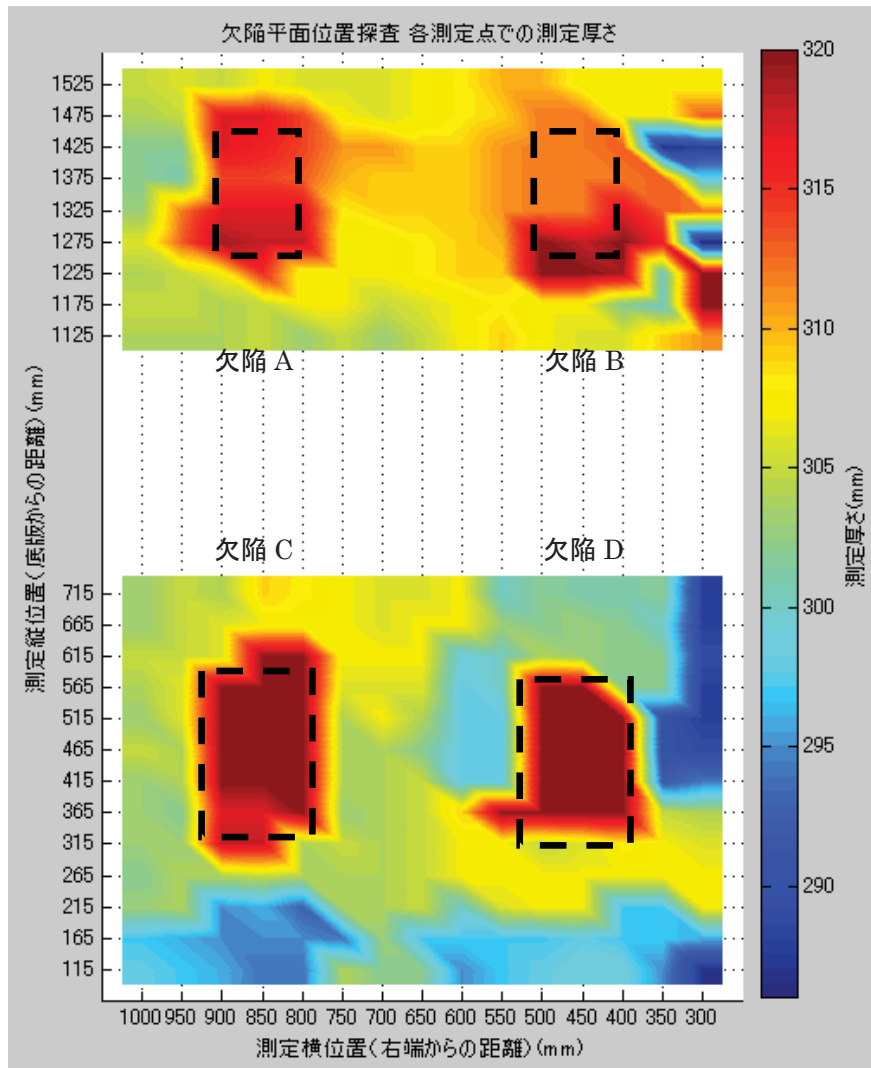


図5.5 全点での測定厚さ（□：ポーラスコンクリートの埋設位置）<sup>5.4)</sup>

ることにより，内部欠陥の平面位置の探査が評価であると考えられる。

5.1.2 項の測定原理では，コンクリート内部に脆弱部が存在する場合には，測定される周波数は健全な場合に測定される周波数よりも低い周波数となり，測定厚さが大きくなることを示した。今回の豆板を模擬したポーラスコンクリートを埋設した供試体では，この測定原理に示した現象を確認することができた。この結果より，コンクリート内部に脆弱部が存在する場合には，多重反射法により複数の点で測定し，測定厚さが大きくなる点に脆弱部が存在していると判断して，これらの欠陥部の平面位置を評価することが可能となる。ただし，今回の供試体での測定により，反射波がコンクリートの表面と豆板との境界面で多重反射する現象が生じないことも確認された。この結果より，コンクリート内部に脆弱部が存在する場合には，多重反射法ではコンクリート表面から脆弱部までの深さは探査できないことが確認された。

#### 5.1.4 コンクリート内部に空隙を含む実構造物での検証実験<sup>5.5), 5.6)</sup>

##### (1) 実験背景および実験内容

実験は建設後約 30 年が経過したシールドトンネルで実施した。シールドトンネルの断面形状および測定点の設定状況を図 5.6 に示す。鋼製セグメント（スキンプレート部：3.2mm，リブ部：100mm）に二次覆工としてコンクリート（覆工コンクリート）を巻き立てた構造物である。一次覆工と覆工コンクリートとを合わせた厚さは 300mm である。このシールドトンネルでは，図 5.7 に示すとおり，目視調査により覆工コンクリートの天端付近の表面に軸方向のひび割れが確認されていた。さらに，ひび割れは幅が進展し，漏水も確認されていた。このひび割れの発生状況と建設当時のシールドトンネルの施工方法を考慮すると，天端付近では覆工コンクリートの充填が不十分であり，覆工コンクリートの背面（鋼製セグメントと覆工コンクリートの間）に空隙が存在している可能性が考えられた。そこで，この空隙を衝撃弾性波法の多重反射法により評価できるのかを検証した。

測定は，図 5.7 に示した軸方向の位置 417.5m～420.5m の範囲 A と軸方向の位置 465.5m～471m の範囲 B の 2 範囲で実施した。測定点は軸方向と円周方向の 2 方向に格子状に設定し，軸方向には 500mm 間隔で設定し，円周方向には，図 5.6 に示すとおり，天端付近を中心として 200mm 間隔で 9 点設定した。測定状況を写真 5.2 に示す。覆工コンクリートの表面に加速度計を設置し，近傍を鋼球で打撃して発生する弾性波を測定した。各点での測定振動に対して周波数解析を行い，卓越周波数  $f_0$  を測定した。また，範囲 A，B の代表位置で第 3 章に示した伝搬時間差法（同一面配置法）により，弾性波の入力点と受信点を同一面に設定して，2 点の受信点での縦弾性波の伝搬時間差を測定し，受信点間の距離から縦弾性波速度  $V_p$  を算出した。これらの結果から各点で式(5.1)に

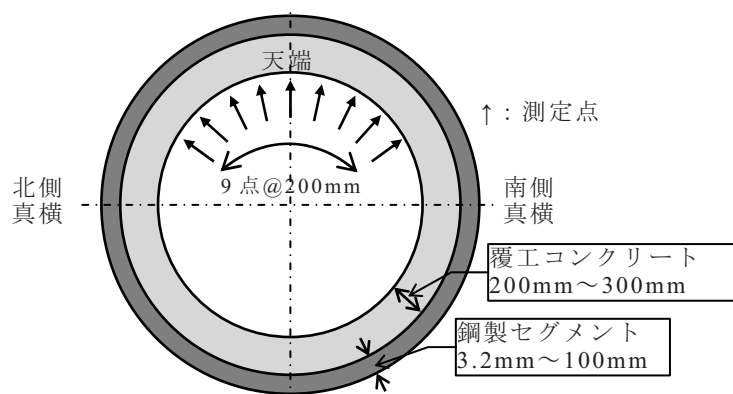
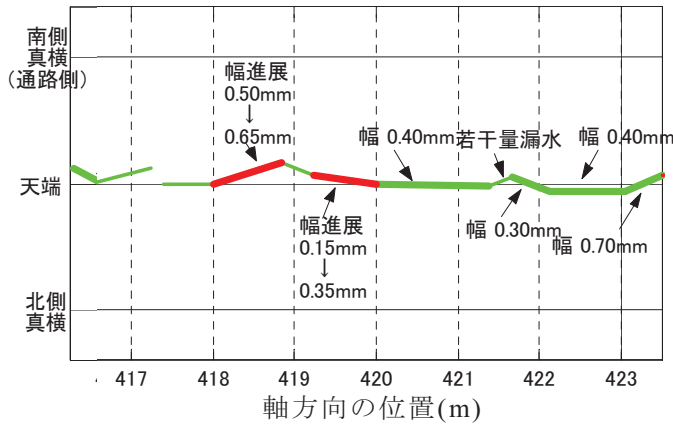
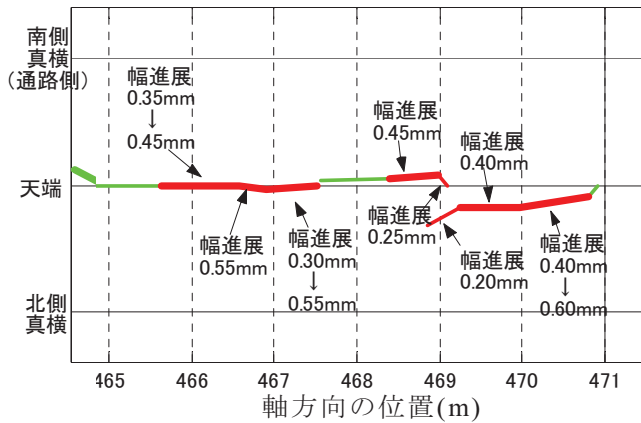


図5.6 シールドトンネルの断面形状および測定点設定状況





(a) 範囲A



(b) 範囲B

図5.7 シールドトンネルでのひび割れ発生状況



写真5.2 測定状況

よりコンクリートの部材厚さを測定した。この部材厚さの測定値（以下、測定厚さという）と覆工コンクリートの設計厚さとを比較することにより、内部欠陥の評価が可能であるのかを検証した。打撃に使用した鋼球は直径 20mm，測定に使用した加速度計は圧電型加速度計（周波数範囲 0.2Hz～20kHz），サンプリング時間間隔は 2 $\mu$ s，サンプリングデータ数は 1024 個である。

## (2) 実験結果

測定結果の一例として、範囲 A での天端付近（天端から 0.2m）と天端から 0.6m 離間した 2 点での測定結果と、範囲 B での天端と天端から 0.4m 離間した 2 点での測定結果を図 5.8 に示す。図 5.8 は各点で得られたパワースペクトルの周波数を式(5.1)により測定厚さに変換して横軸に示したグラフである。

図 5.8 の天端付近での測定結果は、範囲 A の軸方向 418m、範囲 B の軸方向 468m とともに測定厚さは 180mm 程度となり、覆工コンクリートの設計厚さ 300mm よりも薄くなった。5.1.2 項の測定原理によれば、反射波がコンクリートの表面と空隙との境界面で多重反射した現象を示しており、覆工コンクリートの内部に空隙が存在していると判断される結果である。天端付近ではひび割れが発生し、さらに幅が進展して、漏水が確認されることから、鋼製セグメントと覆工コンクリートの間に空隙が存在していると予測されていたが、多重反射法による測定結果はこの予測と一致した結果であった。

一方、天端から 0.4m、0.6m 離間した点での測定厚さは 300mm 程度となり、覆工コンクリートの設計厚さ 300mm と一致した。5.1.2 項の測定原理によれば、反射波がコンクリートの表面と背面との間で多重反射した現象を示しており、覆工コンクリートの内部は健全であると判断される結果である。

全点での測定厚さをコンター表示で示した結果を図 5.9 に示す。測定厚さ

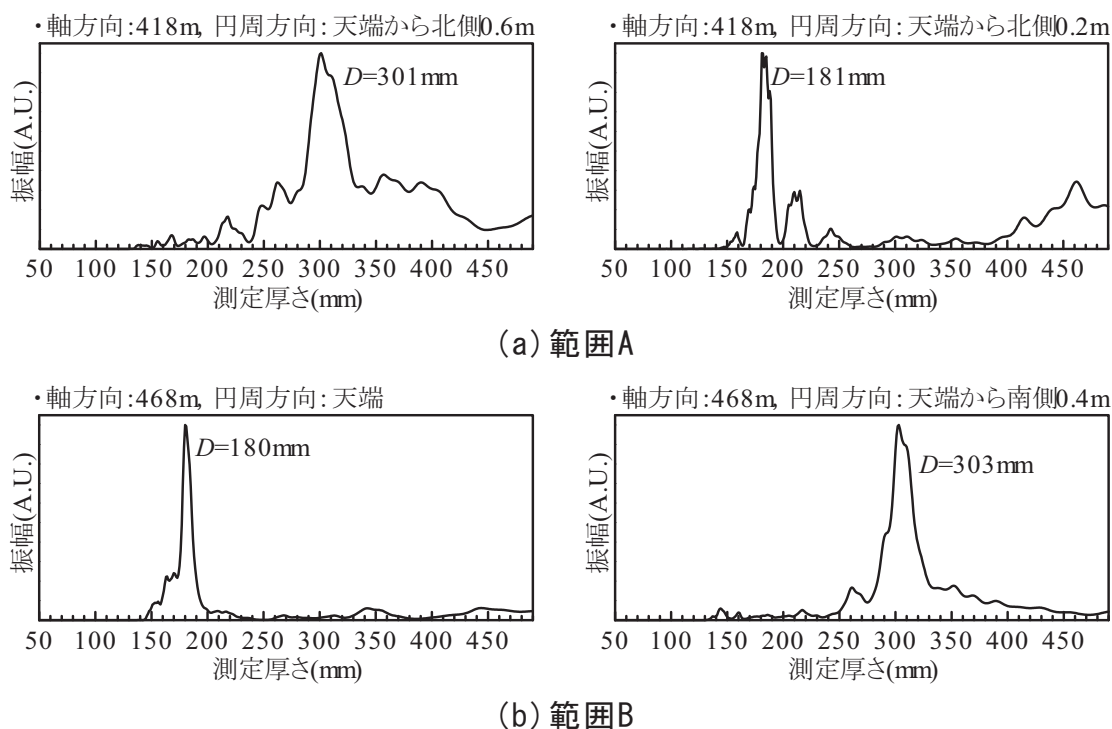
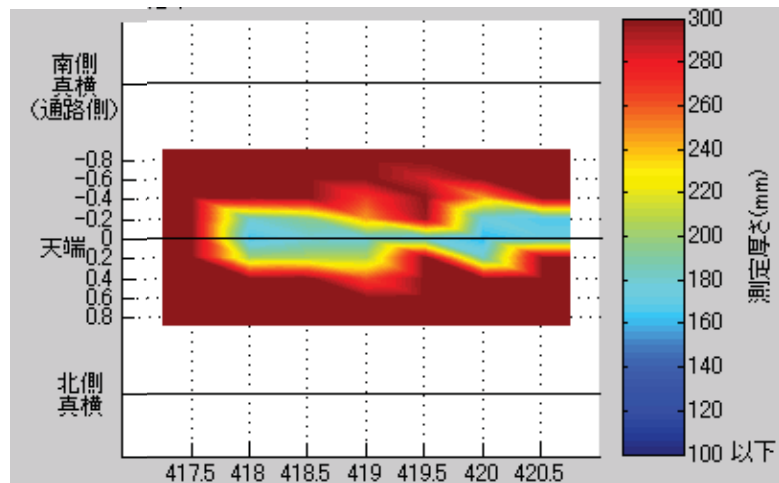


図5.8 測定結果の一例

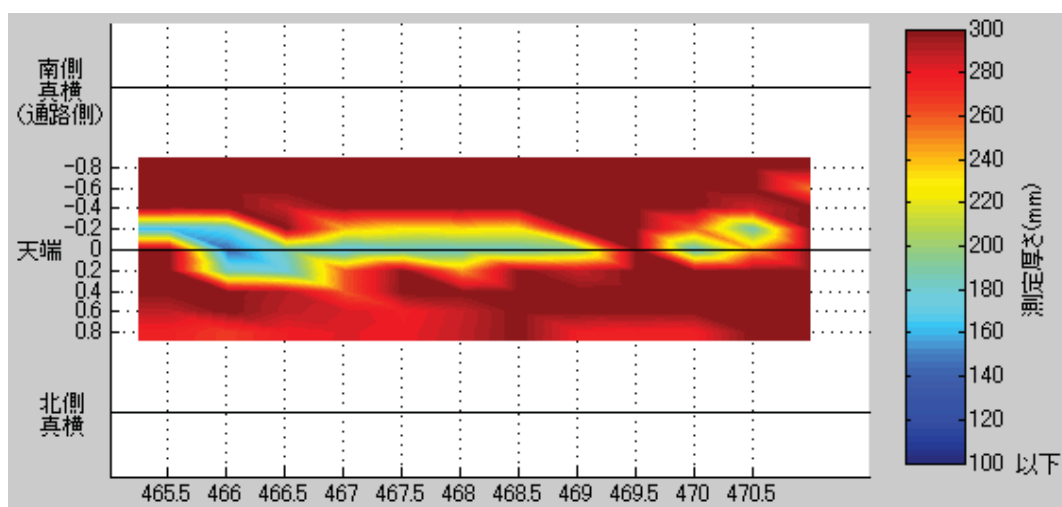
が設計厚さよりも薄くなる点に空隙が存在していると判断すれば、天端付近を中心に、空隙が存在すると判断される結果である。この結果を検証するため、範囲 B の天端付近で覆工コンクリートを研り、内部の状況を確認した。この結果を写真 5.3 に示すと、実際に天端付近を中心に、円周方向に 0.5m 程度の幅で空隙が存在していることが確認された。また、覆工コンクリートの表面から空隙までの深さは 180mm 程度であった。

5.1.2 項の測定原理では、ある程度以上の断面積をもつ空隙が存在する場合には、測定される周波数は健全な場合に測定される周波数よりも高い周波数となる、つまり、測定厚さが小さくなることを示した。今回の構造物では、円周



軸方向の位置 (m)

(a) 範囲A



軸方向の位置 (m)

(b) 範囲B

図5.9 全点での測定厚さ



写真5.3 測定結果より空隙が存在すると判断された位置での内部状況

方向への長さが 0.5m 程度の空隙が軸方向に広範囲に存在していた、つまり、断面積の大きい空隙が存在していたことから、測定原理に示したとおりの現象を確認することができた。この結果より、コンクリート内部にある程度以上の断面積をもつ空隙が存在する場合には、多重反射法により複数の点で測定し、測定厚さが小さくなる点に空隙が存在していると判断して、空隙の平面位置およびコンクリート表面から空隙までの深さを評価することが可能であることが確認された。

#### 5.1.5 まとめ

衝撃弾性波法の多重反射法により測定する卓越周波数は、反射波の往復時間によって変化する。これにより、測定点直下のコンクリート内部での空隙や豆板などの欠陥の有無によって、多重反射法の測定結果は変化することとなる。本節では、この性質を利用したコンクリートの内部欠陥評価について、供試体およびシールドトンネルの覆工コンクリートで検証実験を行い、実構造物への適用方法について検討した。得られた結果を以下に示す。

- 1) 測定点の直下のコンクリート内部にポーラスコンクリートが存在すると、多重反射法により測定される卓越周波数は、健全部での卓越周波数よりも低くなった。反射波の往復時間が長く変化する結果である。ポーラスコンクリートを迂回したことにより反射波の伝搬経路が長くなったこと、または、反射波はポーラスコンクリート中を伝搬したものの、ポーラスコンクリートの弾性係数が健全部のコンクリートよりも低下し、縦弾性波速度が低下したことにより、測定された伝搬時間が長くなったことが考えられる。
- 2) 1)より、コンクリート内部に脆弱部が存在する場合には、多重反射法によ

り複数の点で測定し、卓越周波数が低くなる点に脆弱部が存在していると判断して、これらの欠陥部の平面位置を評価することが可能である。ただし、コンクリート表面から脆弱部までの深さは評価できない。

- 3) シールドトンネルの覆工コンクリート内部に存在していた、コンクリート表面からの深さ180mm程度、長さ500mm程度以上の空隙の直上では、多重反射法により測定される卓越周波数は、健全部での卓越周波数よりも高くなった。反射波がコンクリート表面と空隙で多重反射することにより、往復時間が短くなったものである。
- 4) 3)より、コンクリート内部にある程度以上の断面積をもつ空隙が存在する場合には、多重反射法により複数の点で測定し、卓越周波数が高くなる点に空隙が存在していると判断して、空隙の平面位置および空隙までの深さを評価することが可能である。

## 5.2 伝搬時間差法によるコンクリート内部欠陥評価方法の検討

### 5.2.1 概説

5.1節では、多重反射法によるコンクリートの内部欠陥評価について、実構造物への適用方法を検討した結果を示した。ただし、多重反射法が適用できるコンクリートの形状には条件がある。衝撃弾性波法の多重反射法による測定方法の米国の規格である参考文献5.7)では、反射波が多重反射する厚さに対して、コンクリートの幅と長さが6倍以上であることが適用条件であるとされている。このことから、実構造物では柱部材や梁部材などでは多重反射法の適用は困難となる。また、5.1節より、多重反射法による豆板を対象とした内部欠陥評価では、豆板の有無や平面位置を把握できても、豆板の深さ位置を把握できないことが確認された。

そこで本節では、衝撃弾性波法による測定方法には多重反射法と伝搬時間差法があるが<sup>5.8)</sup>、伝搬時間差法による内部欠陥評価方法について、柱部材での内部欠陥評価方法と豆板の深さ位置の探査方法について検討した。

### 5.2.2 測定原理および測定原理の検証

#### (1) 測定原理

本節での測定方法を図 5.10 に示す。センサー付きハンマーでコンクリート

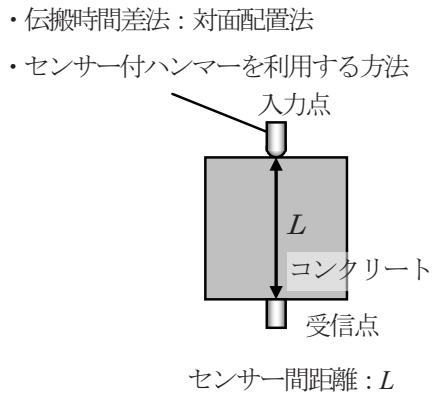


図5.10 伝搬時間差の測定方法

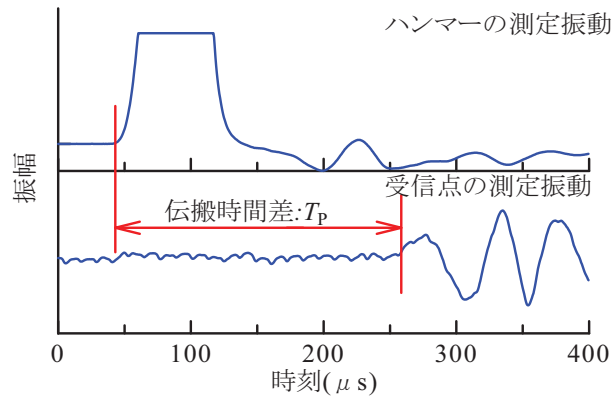


図5.11 伝搬時間差の測定振動の例

表面を打撃して縦弾性波を入力し，この弾性波の入力面と対向する背面に受信点を設定して，縦弾性波の伝搬時間差を測定する方法である。この方法では，**図 5.11** の例に示すとおり，背面の受信点で最初に振幅が変動する時刻を縦弾性波の到達時刻と判断し，入力開始時刻と到達時刻の差から縦弾性波の伝搬時間差を測定する。縦弾性波の入力点と受信点の間に豆板が存在すれば，縦弾性波は豆板を迂回して伝搬経路が長くなること，コンクリートの弾性係数の低下により縦弾性波が伝搬速度が低下すること，これらにより，測定される縦弾性波の伝搬時間差は長く変化する。これにより，各点で測定した伝搬時間差を比較することにより，豆板の有無を判断することが可能になると考えられる。

## (2) 測定原理の検証結果

(1)に示した測定原理を検証するため，豆板を模擬したポーラスコンクリートの円柱供試体を作製して，伝搬時間差法による測定結果を普通コンクリートでの測定結果と比較した。ポーラスコンクリートの空隙率は 10%，20%，35% の 3 種類，円柱供試体の設計寸法は  $\phi 100\text{mm} \times 200\text{mm}$  である。また，円柱供試体では圧縮強度，静弾性係数，単位容積質量を測定している。これらの結果を**表 5.2**に示す。

各円柱供試体で伝搬時間差を測定し，入力点と受信点の距離差となる円柱供試体の長さから縦弾性波速度を算出した結果を**図 5.12**に示す。ポーラスコンクリートでの測定結果と普通コンクリートでの測定結果とを比較すると，静弾性係数が普通コンクリートより低下している空隙率 35%のポーラスコンクリートで測定された縦弾性波速度が低下する結果となった。一方，空隙率 10%，20%のポーラスコンクリートで測定された縦弾性波速度は，普通コンクリートで測定された縦弾性波速度と比較して低下しない結果である。

表5.2 測定した円柱供試体の諸性質

供試体 名称	W/C (%)	測定材齢 (日)	単位容積 質量 (g/cm <sup>3</sup> )	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	静弾性 係数 (kN/mm <sup>2</sup> )
空隙率 10%	26.1	16	2.338	51.6	35.9
		26	2.323	54.2	36.2
		40	2.322	52.8	39.8
空隙率 20%	26.1	16	2.098	24.9	25.8
		26	2.082	25.9	27.1
		40	2.110	30.9	30.2
空隙率 35%	26.1	16	1.752	3.2	7.7
		26	1.744	3.5	9.2
		40	1.739	4.3	8.9
普通 コンク リート	56.6	4	2.305	22.9	24.7
		14	2.310	31.3	29.4
		28	2.312	35.7	29.5



写真5.4 円柱供試体での測定状況

円柱供試体のような棒状体を伝搬する縦弾性波速度は式(5.2)の理論式で示される。

$$V_p = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad (5.2)$$

ここで、 $E$  は弾性係数、 $\rho$  は密度である。理論式によれば、縦弾性波速度はコンクリートの弾性係数と密度（単位容積質量）によって決定されることとなる。円柱供試体で測定された縦弾性波速度と式(5.2)の理論式を比較するため、円柱供試体で測定した静弾性係数と単位容積質量から、式(5.2)により縦弾性波速度の理論値を算出し、実際に測定された縦弾性波速度と比較した。この結果を図 5.13 に示す。図 5.13 より、測定された縦弾性波速度と理論値は比例関係にあり、測定された縦弾性波速度は理論式に基づき変化していることが分かる。この結果から、測定された縦弾性波速度は、理論式どおりに、コンクリ

一トの弾性係数と密度によって変化するものであり、空隙率によって変化するものではないことが分かる。

なお、測定された縦弾性波速度は理論値よりも速くなっている。これは、理論値は静弾性係数から算出しているのに対して、伝搬時間差法による非破壊での測定では、応力、ひずみともに極小の範囲であり、縦弾性波速度は動弾性係数によって決定されることとなる。つまり測定された縦弾性波速度と理論値と

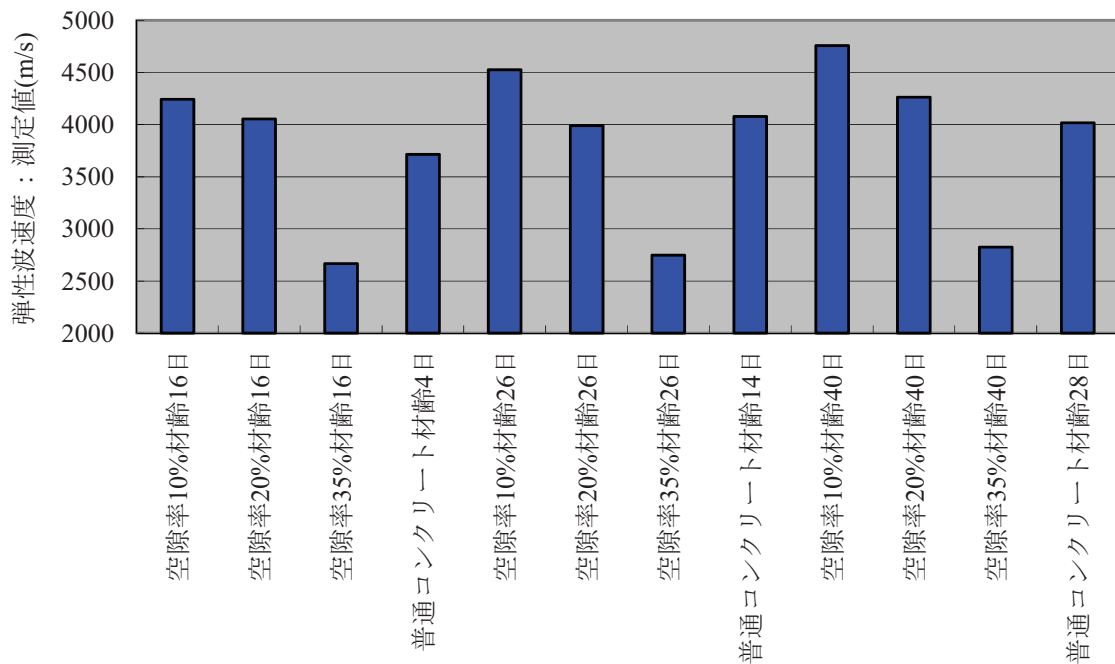


図5.12 円柱供試体での縦弾性波速度の測定結果

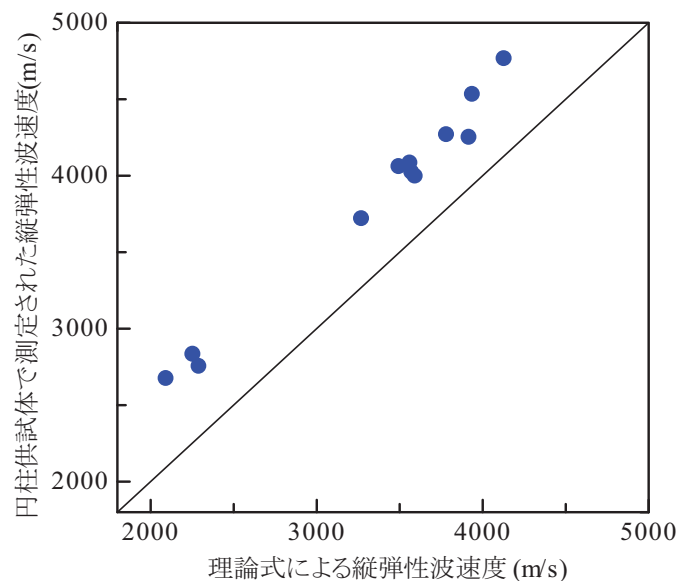


図5.13 理論式と測定結果の比較



の相違は、静弾性係数と動弾性係数との相違であると考えられる。

以上の結果より、コンクリート内部に弾性係数の低下した豆板が存在すれば、伝搬時間差法により測定される縦弾性波速度は低下することが確認された。

### 5.2.3 柱形状の供試体での測定実験 (5.9), (5.10)

#### (1) 実験方法

供試体の形状、豆板の位置を図 5.14、写真 5.5 に示す。供試体は柱部材を模擬した供試体で、鉄筋が含まれる供試体である。本実験により多重反射法の適用が困難である柱部材での内部欠陥評価方法や豆板が存在する深さ位置を評価する方法について、伝搬時間差法を検討した。測定方法は、実構造物の柱部材では一般に 4 側面での測定が可能であることから、4 側面を利用した伝搬時間差法により測定した。写真 5.5、図 5.15 のように左下の前面を原点に設定して、長さ方向に X 軸、幅方向に Y 軸、高さ方向に Z 軸をとった。測定点は X 軸、Y 軸とも 50mm 間隔で設定し、Z 軸には豆板部で 25mm 間隔、その他は

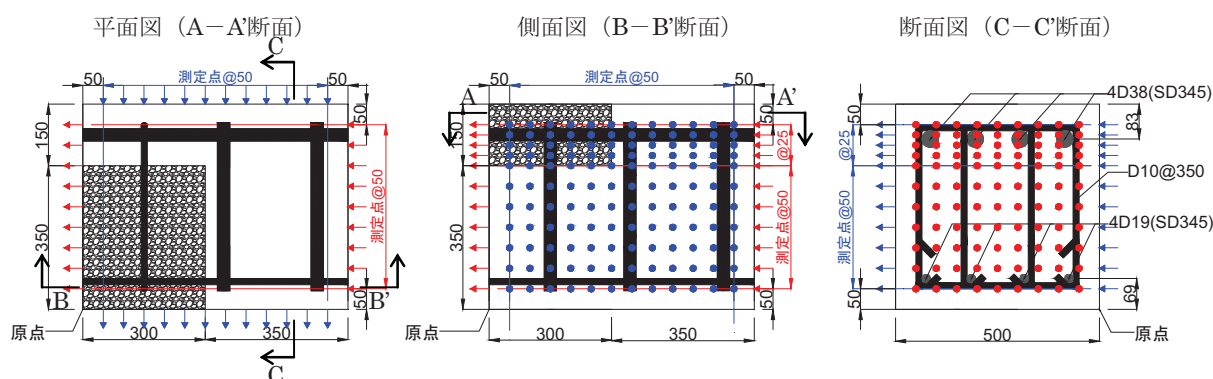


図5.14 供試体形状および測定点の設定状況 (☒ : 豆板部)

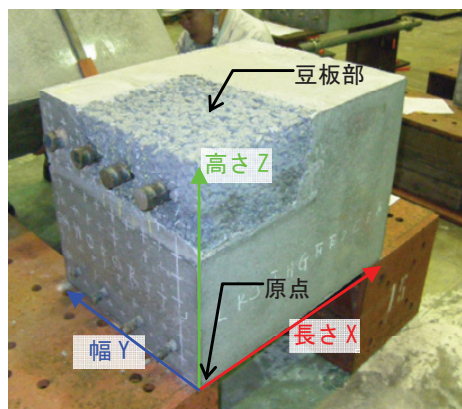


写真5.5 供試体外観状況



写真5.6 測定状況

50mm 間隔で設定した。測定状況を写真 5.6 に示す。測定方向は長さ方向と幅方向の 2 方向とした。

内部欠陥評価のための評価対象点の設定例を図 5.15 に示す。評価対象点は供試体内部に複数点設定し、各評価対象点の評価値を比較する評価方法とした。評価対象点は、供試体内部で長さ方向の入力点と受信点とを結ぶ直線と、幅方向の入力点と受信点とを結ぶ直線とが交差するの各点に設定した。各評価対象点には、図 5.15 に示すとおり、長さ方向で測定した縦弾性波速度と、幅方向で測定した縦弾性波速度との 2 つの測定値が存在するが、各評価対象点の評価値は、両方向の縦弾性波速度を比較して、速い方の縦弾性波速度とした。この方法による評価結果の一例を、図 5.16 により示す。図 5.16 の評価対象点は健全であるが、長さ方向で測定する縦弾性波速度は、縦弾性波の伝搬経路中に

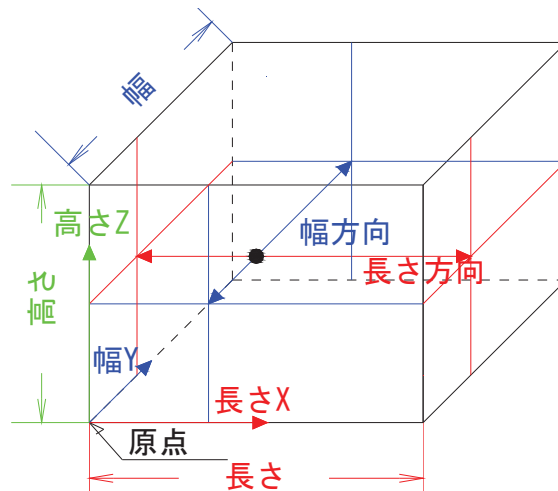


図5.15 評価対象点の設定例（●：評価対象点）

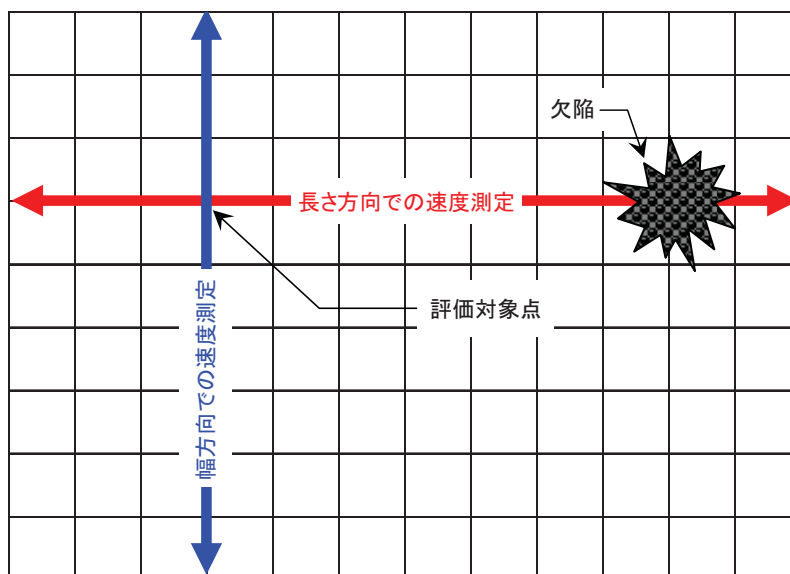


図5.16 評価値の算出方法での一例（平面図）

欠陥が存在することにより低下する。一方、幅方向の縦弾性波速度は健全な縦弾性波速度となる。ここで、この評価対象点の評価値を両方向の縦弾性波速度の平均値とすると、この評価対象点は健全部であるが、他の評価対象点の欠陥の影響により、この評価対象点での評価値は低下することとなる。これに対して、評価値を両方向での縦弾性波速度の速い方とすれば、他の評価対象点での欠陥の影響を受けずに、この評価対象点での評価値は正常値となり、適切な評価結果を得ることができる。一方、欠陥が存在する評価対象点では、両方向の縦弾性波速度が低下することから、評価値を両方向での縦弾性波速度の速い方としても欠陥の影響を反映できる。以上のとおり、欠陥の位置を正確に判断するには、評価値は両方向での縦弾性波速度の速い方とすることが妥当である。

## (2) 実験結果

長さ方向の縦弾性波速度の測定結果の例を図 5.17 に示す。図 5.17(a)は鉄筋が配置されている  $Z=425\text{mm}$  での豆板部 ( $Y=150\text{mm}$ ) と健全部 ( $Y=400\text{mm}$ ) での受信点での測定振動を、図 5.17(b)は鉄筋が配置されていない  $Z=375\text{mm}$  での豆板部 ( $Y=150\text{mm}$ ) と健全部 ( $Y=400\text{mm}$ ) での受信点での測定振動を示した。受信点で最初に振幅が変動する時刻から縦弾性波の伝搬時間差  $T_p$  を測定するが、豆板部と健全部で比較をすると、5.2.2 項の測定原理に示したとおり、豆板部では測定される伝搬時間差が長くなることが確認される。また、健全部、豆板部での測定結果を配筋状況で比較すると、鉄筋が存在することにより、測定される伝搬時間差は健全部、豆板部ともに短く変化することが確認される。内部欠陥評価ではこの鉄筋による影響を考慮することが必要となる。

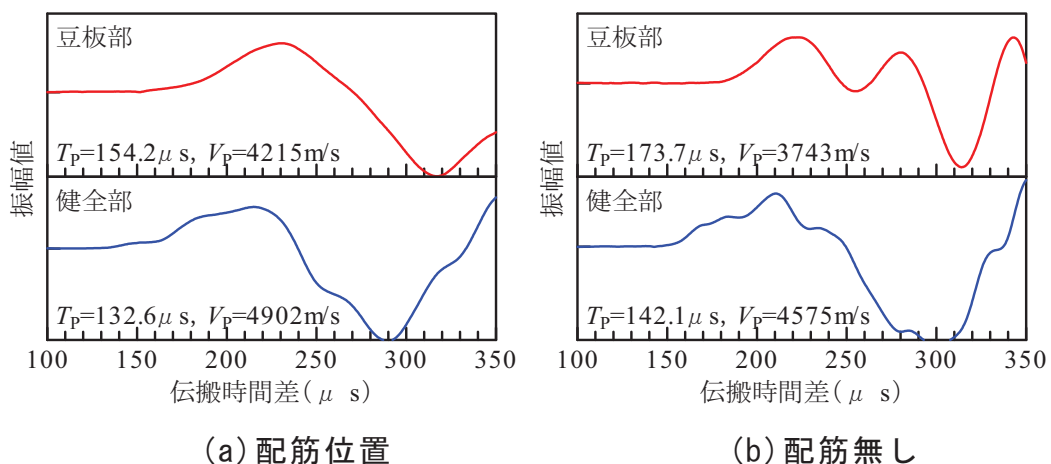


図5.17 長さ方向の各測定点での縦弾性波速度の測定結果の例

豆板の平面位置、深さ位置を評価する内部欠陥評価として、各評価対象点の評価値をコンター表示で示した。この結果を図 5.18 に示す。図 5.18 は供試体の展開図である。コンター表示の内容を説明すると、例えば、図 5.18 の左側面図の  $Z=50\text{mm}$ 、 $Y=50\text{mm}$  には、 $X=50\text{mm}\sim 600\text{mm}$  の 12 点の評価対象点が存在するが、これら 12 点の評価値の平均値を表示している。また、図 5.18 の平面図は、同様に、例えば  $X=50\text{mm}$ 、 $Y=50\text{mm}$  には、 $Z=50\text{mm}\sim 450\text{mm}$  の 9 点での評価値の平均値を表示している。

図 5.18 で評価値が低下した評価対象点は測定された縦弾性波速度が長さ方向、幅方向ともに低下した点であり、豆板が存在していると判断される。図 5.14 に示した実際の豆板の位置と比較すると、平面図は実際の豆板の位置と一致する結果であった。ただし、左側面図、正面図では、実際には高さ位置 ( $Z$  軸)  $450\text{mm}$  に豆板が存在するが、測定された縦弾性波速度は低下せず、豆板が存在しないと判断される結果となった。この原因は、図 5.17 の結果で示したとおり、鉄筋が存在することにより、測定される伝搬時間差が健全部、豆板部ともに短く変化したことによる。図 5.18 の左側面図、正面図のコンター表示では、配筋位置の豆板部で測定された縦弾性波速度と、鉄筋が無い位置の健全部で測定された縦弾性波速度との差が小さくなり、豆板の位置が明瞭に表示されなかったものである。

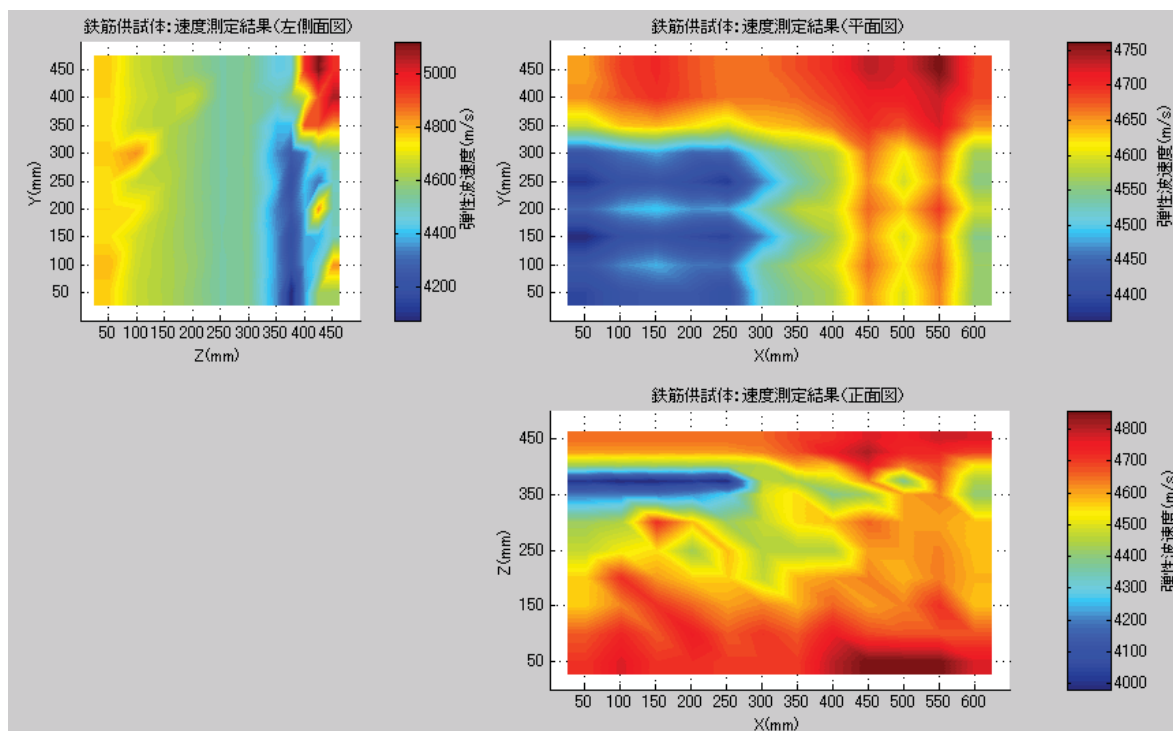


図5.18 各評価対象点での縦弾性波速度による評価値の比較結果

内部欠陥を適切に評価するには、この鉄筋による影響を除去することが必要となる。そこで、配筋状況により評価値を補正する方法を検討した。具体的には、本供試体では配筋状況が高さ位置によって異なることから、高さ位置毎に評価値の平均値を求め、各評価値をこの平均値で除することにより比率を求め、これを評価値とした。この比率のコンター表示の図 5.19 に示す。また、図 5.19 のコンター表示の範囲は本法の測定精度 2%<sup>5.11)</sup>、を考慮して、最大値を 1.04、最小値を 0.96 とし、比率 1.04 以上は 1.04、比率 0.96 以下は 0.96 に補正して表示した。図 5.19 の結果において、比率が 0.98 以下となる評価対象点に豆板が存在すると判断すれば、図 5.14 に示した実際の豆板の位置とよく一致する結果となった。さらに、左側面図、平面図、正面図から、豆板の平面位置と深さ位置を判断できる結果である。

#### 5.2.4 まとめ

コンクリート構造物の内部欠陥評価について、多重反射法では適用が困難であった柱部材での内部欠陥評価と豆板の深さ位置の評価について伝搬時間差法による評価方法を検討した。得られた見解を以下に示す。

- 1) 伝搬時間差法により測定される縦弾性波速度は、縦弾性波の入力点と受信

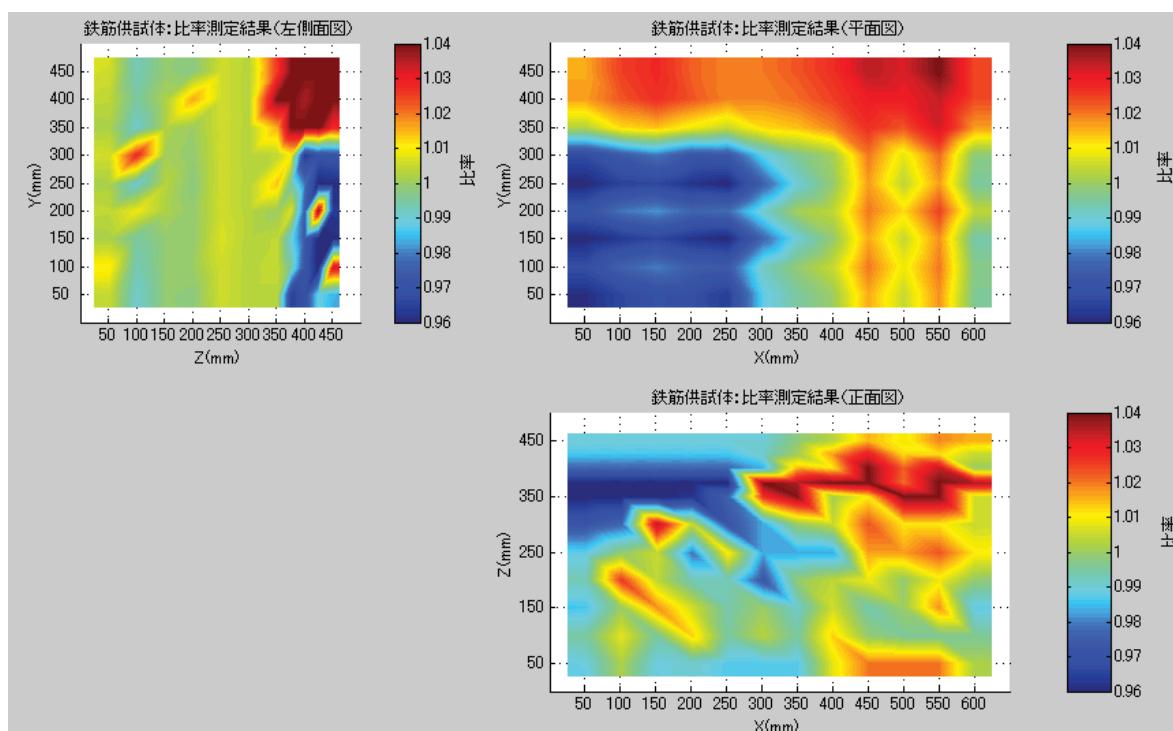


図5.19 判定基準値を設定した各測定位置での評価値の比較結果

点の間のコンクリートの弾性係数によって変化する。この性質から、各点で測定された縦弾性波の伝搬時間差を比較することにより豆板の評価が可能となる。

- 2) 配筋位置では、鉄筋が存在しない位置と比較して測定される縦弾性波速度が速くなる。従って、各点での測定された縦弾性波の伝搬時間差を比較して、豆板の位置を判断する場合には、配筋状況を考慮した補正が必要になる。今回の実験では、同一の配筋状況での評価値の平均値を求め、各評価値をこの平均値で除する補正方法を採用して、良好な結果を得た。
- 3) コンクリート内部の各評価対象点に縦弾性波の伝搬経路が複数存在するように測定点を設定して、異なる複数の伝搬経路での伝搬時間差から各評価対象点の評価値を決定する。この評価値を比較することにより、柱部材での柱部材での内部欠陥評価や、豆板の深さ位置の評価が可能となる。なお、各評価対象点の評価値は、異なる複数の経路で測定された縦弾性波速度のうち、最も速い縦弾性波速度から決定することが有効である。

### 5.3 既設構造物の圧縮強度評価方法の検討<sup>5.12)</sup>

#### 5.3.1 概説

コンクリートの圧縮強度はコンクリート構造物の安全性能を判断する上で重要な指標値となる。このことから、長年供用されている既設構造物が現在どの程度の圧縮強度であるのかを把握することは、コンクリート構造物の点検・診断において、極めて重要な情報になると考えられる。

衝撃弾性波法による構造体を構成するコンクリート（以下、構造体コンクリートという<sup>5.13)</sup>）での圧縮強度の評価方法については、4.1節において、新設の供試体および実構造物での実験により、評価方法の検討とその検証を行った。その結果、評価対象となる構造体コンクリートと同一材料、同一配合の円柱供試体により縦弾性波速度から圧縮強度を評価する圧縮強度評価式を設定し、構造体コンクリートで測定した縦弾性波速度からこの圧縮強度評価式により圧縮強度を評価する方法が提案された。この評価方法により、新設構造物において構造体コンクリートの圧縮強度を直接、かつ、±15%程度の精度で評価できることが検証された。

この評価方法を既設構造物に適用するには、圧縮強度評価式の設定において、評価対象の構造体コンクリートと同一材料、同一配合の円柱供試体を作製する

ことが困難であることが課題となる。そこで、本節では、この課題を解消する方法として、衝撃弾性波法と微破壊試験の一手法である小径コア法<sup>5.14)</sup>とを併用する方法を検討した。具体的には、先ず、66種類の材料、配合の円柱供試体を各12本作製し、縦弾性波速度と圧縮強度を測定して、両者の関係の特徴を明らかにした。次に、この特徴から、評価対象が既設構造物の構造体コンクリートの場合でも適用可能な圧縮強度評価式の決定方法を提案し、円柱供試体においてこの決定方法を検証した。さらに、建設後43年が経過した既設構造物において、この方法に基づく評価方法の精度の検証を行なった。

### 5.3.2 既設構造物に適用可能な圧縮強度評価式の設定方法の検討

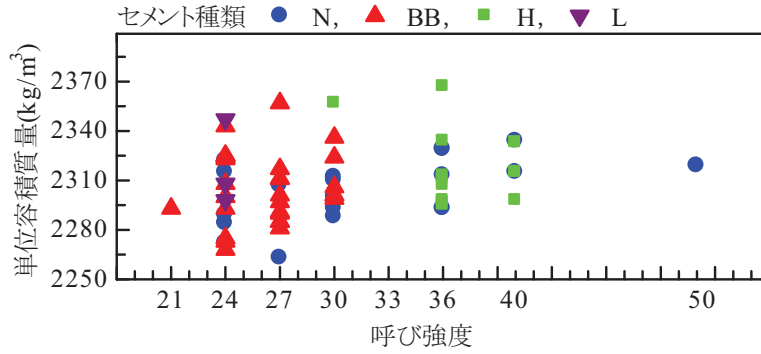
#### (1) 実験内容

新設構造物の建設時に 66 種類の材料、配合のコンクリートで円柱供試体を 12 本ずつ作製した。これらの円柱供試体に対して、4.1.3 項と同様に縦弾性波速度と圧縮強度を測定し、両者の関係式がコンクリートの材料、配合によってどのように変化するかを確認した。この結果から、既設構造物の構造体コンクリートの圧縮強度の評価に適用できる圧縮強度評価式の設定方法を検討した。

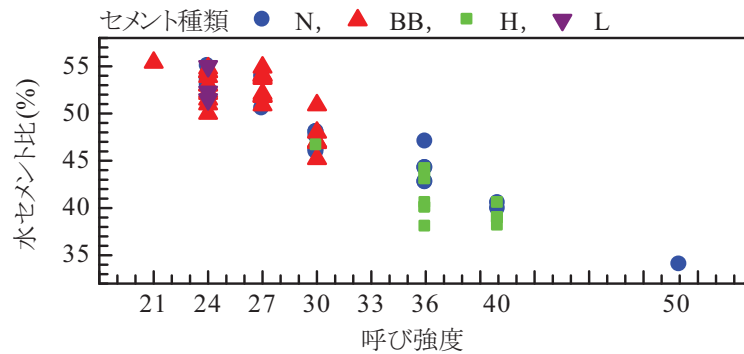
実験に用いた円柱供試体のセメント種類と呼び強度の内訳を表 5.3 に、単位容積質量、水セメント比および材齢 28 日時の圧縮強度の平均値の分布を図 5.20 に示す。実験に用いたコンクリートの材料、配合は 66 種類である。コンクリートの製造は関東、中部、近畿、中国、九州地方の複数の工場で行ったため、セメント種類、呼び強度が同じであっても使用材料が異なる配合となっている。また、セメント種類は 4 種類、材齢 28 日時の圧縮強度は  $22.5\text{N/mm}^2 \sim 67.7\text{N/mm}^2$  である。今回の実験に用いた円柱供試体は一般的に使用されるコ

表5.3 実験に用いた円柱供試体のコンクリートの種類  
(セメント種類、呼び強度別の数量)<sup>5.12)</sup>

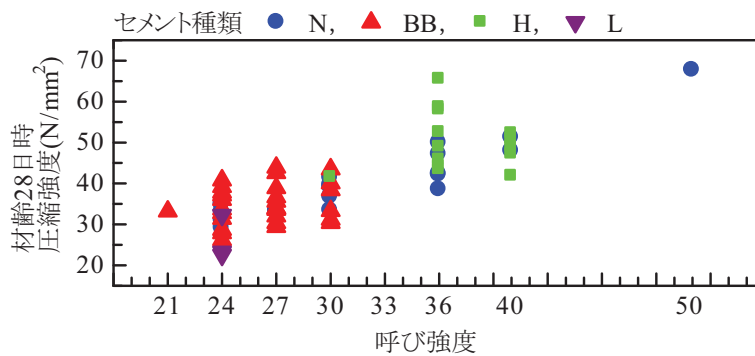
セメント種類 呼び強度	N	BB	H	L
21	0	1	0	0
24	5	11	0	3
27	2	11	0	0
30	5	6	1	0
36	5	0	8	0
40	2	0	5	0
50	1	0	0	0



(a) 円柱供試体の単位容積質量の分布



(b) 円柱供試体の水セメント比の分布



(c) 円柱供試体の28日強度の分布

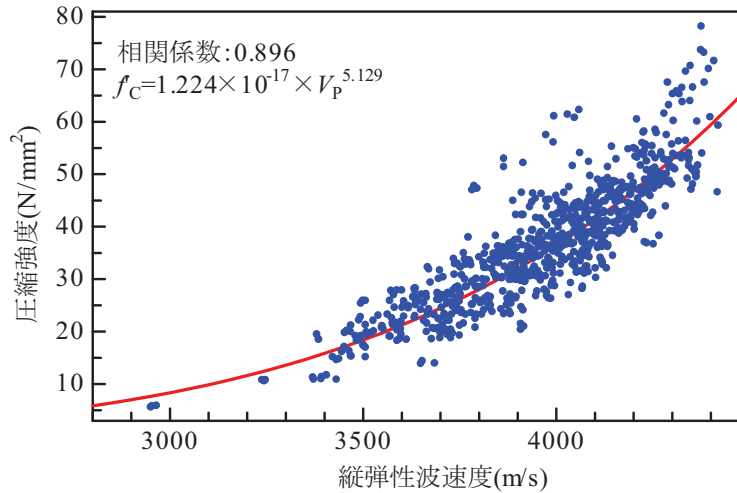
図5.20 実験に用いた円柱供試体の単位体積質量, 水セメント比の分布<sup>5.12)</sup>

ンクリートをほぼ網羅できていると考えられる。

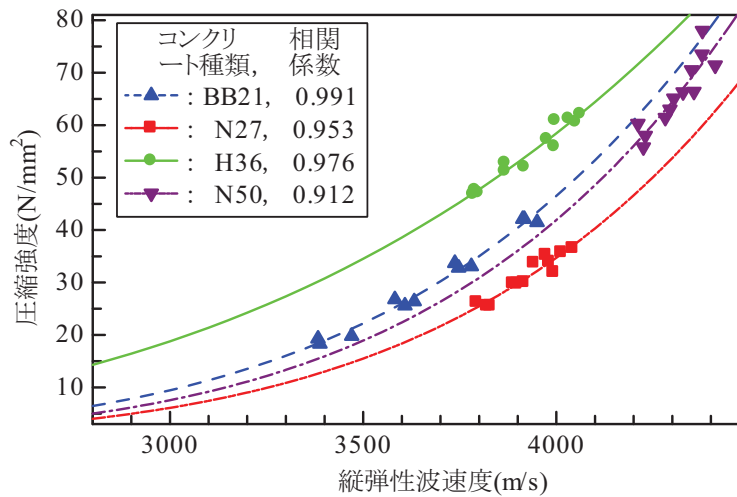
## (2) 縦弾性波速度と圧縮強度の測定結果

66種類の全円柱供試体で得られた縦弾性波速度と圧縮強度の関係を図5.21(a)に示す。縦弾性波速度と圧縮強度の関係式は、4.1.3項において、最小二乗法により式(5.3)に示す指数関数として求められることが確認されている。この結果に基づき、両者を最小二乗法により指数関数で回帰すると、式(5.4)に示す関係式が相関係数0.896で得られた。





(a) 全円柱供試体での比較



(b) 材料・配合別での比較の一例

図5.21 縦弾性波速度と圧縮強度の関係<sup>5.12)</sup>

$$f_c = \left\{ \frac{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}{A(1-\nu)} \right\}^{1/B} \cdot V_p^{2/B} = kV_p^\alpha \quad (5.3)$$

$$f_c = 1.224 \times 10^{-17} \times V_p^{5.129} \quad (5.4)$$

ここで、 $k$ 、 $\alpha$  はコンクリートの使用材料、配合などにより決定される定数である。

66 種類の全円柱供試体で得られた縦弾性波速度と圧縮強度には、ある程度の相関関係があるといえる。ただし、例えば縦弾性波速度 4000m/s での圧縮強度は、式(5.4)の回帰式では  $36.5\text{N/mm}^2$  となるのに対して、図 5.21(a) より、実際には約  $25\text{N/mm}^2 \sim$  約  $60\text{N/mm}^2$  と広範囲に分布している。この結果から、式(5.4)を圧縮強度評価式として採用し、縦弾性波速度の測定結果から圧縮強

度を評価すれば、誤差が 45%以上となる場合があり、評価精度に課題が生じることとなる。

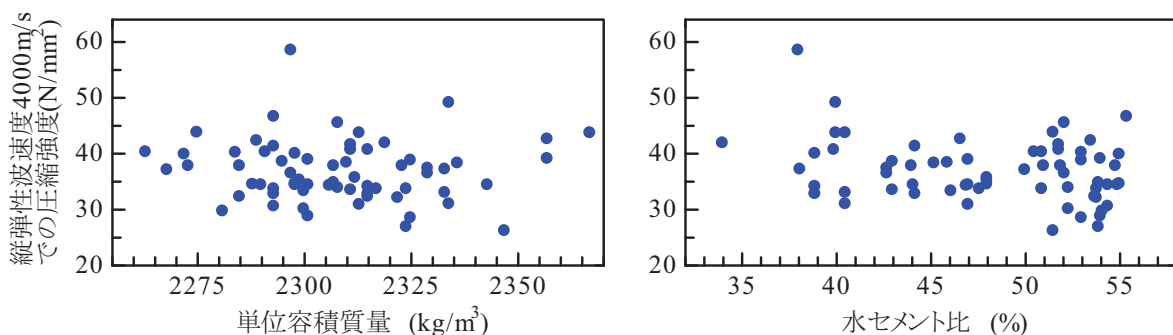
これに対して、配合、単位容積質量、水セメント比、コンクリートの製造工場、使用材料が全て等しいコンクリートでの縦弾性波速度と圧縮強度の関係の一例を図 5.21 (b) に示す。本実験では 66 種類のコンクリートで円柱供試体を 12 本ずつ作製したが、図 5.21 (b) は、任意の 4 種類のコンクリートについて、12 本の円柱供試体で測定した縦弾性波速度と圧縮強度との関係を示した結果である。材料、配合が同一のコンクリートでは、実際の測定結果と回帰曲線との誤差が小さく、縦弾性波速度と圧縮強度は相関係数 0.912~0.991 と強い相関関係である。

以上のように、縦弾性波速度と圧縮強度の関係は、4.1.3 項でも示したとおり、コンクリートの使用材料や配合によって異なることが改めて確認された。

### (3) 既設構造物での圧縮強度評価式の設定方法の検討

#### a) 縦弾性波速度と圧縮強度の关系到及ぼす配合条件の影響

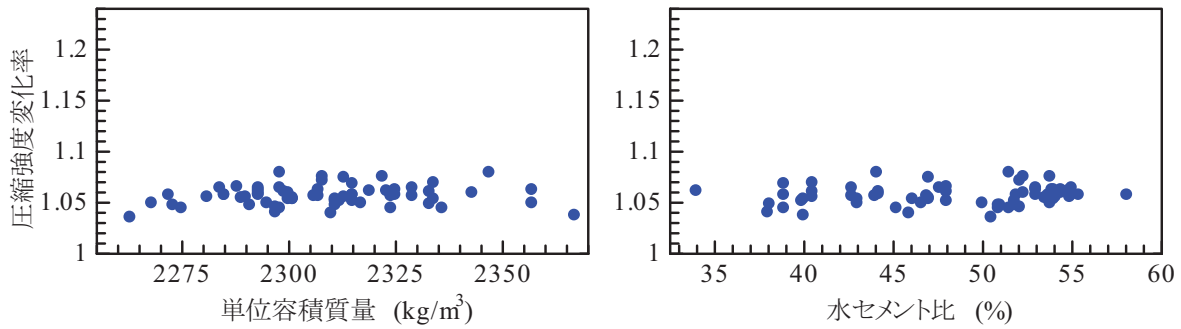
コンクリートの使用材料、配合によって、縦弾性波速度と圧縮強度の関係式がどのように変化しているのかを確認した。まず、66種類のコンクリート毎に式(5.3)に示す縦弾性波速度と圧縮強度の関係式を最小二乗法により求め、縦弾性波速度 $V_p$ を4000m/sとしたときの圧縮強度 $f_c$ を計算して比較した。その結果を図5.22に示す。図5.22の縦軸は縦弾性波速度を4000m/sとしたときの圧縮強度、横軸は図5.22 (a)は単位容積質量、図5.22 (b)は水セメント比である。図5.22より、縦弾性波速度を4000m/sとしたときの圧縮強度は使用材料、配合によって大きく変化するが、単位容積質量と水セメント比では関連付けら



(a) 単位容積質量での比較

(b) 水セメント比による比較

図 5.22 縦弾性波速度 4000m/s 時の圧縮強度推定結果<sup>5.12)</sup>



(a) 単位容積質量での比較 (b) 水セメント比による比較

図 5.23 縦弾性波速度が 1%増加した時の圧縮強度の変化率<sup>5, 12)</sup>

れないことが分かる。

次に、66種類のコンクリート毎に式(5.3)に示す縦弾性波速度と圧縮強度の関係式を最小二乗法により求め、縦弾性波速度が1%増加したときの圧縮強度の変化率を比較した。その結果を図5.23に示す。図5.23より、縦弾性波速度が1%増加したときの圧縮強度の変化率は1.03～1.07であり、単位容積質量、水セメント比、配合が変化しても変化率に大きな差がないことが確認された。

#### b)既設構造物での圧縮強度評価式の設定方法について

縦弾性波速度の増加に対する圧縮強度の変化率に、配合による大きな差がないという図5.23の結果は、式(5.3)の定数 $k$ と図5.21(b)の回帰曲線の切片は配合によって大きく変化するが、式(5.3)の定数 $\alpha$ と図5.21(b)の回帰曲線の勾配はコンクリートの材料、配合が異なっても変化しないことを示す。この性質から、ある材料、配合のコンクリートで測定した縦弾性波速度から、式(5.4)に示される66種類のコンクリートでの縦弾性波速度と圧縮強度の関係式から圧縮強度 $f_{CT}$ （以下、暫定推定強度という）を求めると、この暫定推定強度 $f_{CT}$ と円柱供試体の圧縮強度 $f_c$ との比率は、同一材料、配合のコンクリートではほぼ一定値になると考えられる。つまり、暫定推定強度 $f_{CT}$ と円柱供試体やコアの圧縮強度試験による圧縮強度 $f_c$ には、同一材料、配合のコンクリートであれば式(5.5)に示す関係が成立すると考えられる。

$$f_c = n \times f_{CT} \quad (5.5)$$

ここで $n$ は定数である。この仮定を確認するため、図5.21(b)に示される4種類のコンクリートについて、得られた縦弾性波速度から式(5.3)により算出した暫定推定強度と、円柱供試体の圧縮強度試験による圧縮強度とを比較した。その結果を図5.24に示す。最小二乗法により両者の関係を確認すると、同一

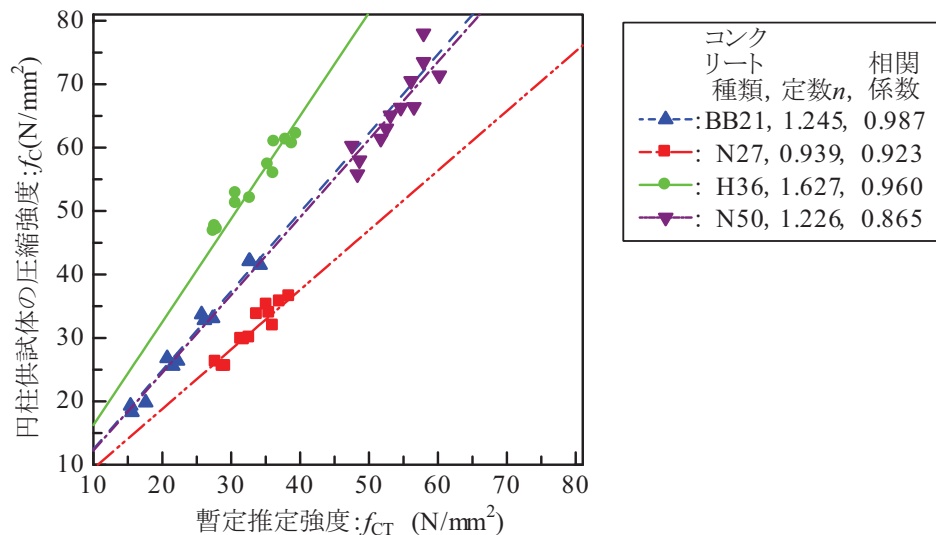


図 5.24 暫定推定強度と圧縮強度との関係<sup>5.12)</sup>

材料，配合のコンクリートであれば，両者は高い相関係数で式(5.5)に示す比例関係となり，定数 $n$ が得られることが確認された。

以上の結果より，既設構造物では式(5.5)に示す関係式の定数 $n$ （以下，補正比率 $n$ という）を求め，この補正比率 $n$ を利用した以下 i)～iii)の手順により圧縮強度評価式が設定できると考えられる。

- i) 既設構造物で縦弾性波速度を測定して暫定推定強度を求める。
- ii) 上記i)の測定をした位置でコアを採取し，圧縮強度試験を行い，式(5.5)により補正比率 $n$ を求める。
- iii) 圧縮強度評価式は式(5.4)の関係式に上記ii)で得られた補正比率 $n$ を乗じた式とする。

この設定方法が妥当であるのかを，表5.3に示した66種類のコンクリートを用いて，以下1)～5)の手順により検証した。

- 1) 各材料，配合の円柱供試体で，材齢約91日に測定した3本のうち1本での縦弾性波速度の測定結果から，式(5.4)により暫定推定強度 $f_{CT}$ を求める。
- 2) 各材料，配合の円柱供試体で，上記1)で求めた暫定推定強度 $f_{CT}$ とこの円柱供試体での圧縮強度試験による圧縮強度 $f_c$ から式(5.5)により補正比率 $n$ を求める。
- 3) 式(5.4)の関係式に上記2)で得られた補正比率 $n$ を乗じた式を各材料，配合の圧縮強度評価式に設定する。
- 4) 各材料，配合の円柱供試体で，材齢約91日に測定した3本のうち残り2本での縦弾性波速度と上記3)で得られた圧縮強度評価式から圧縮強度 $f_c$ を求める。
- 5) 上記4)の算出結果とこの2本の円柱供試体での圧縮強度試験による圧縮強度

とを比較する。

ここで、上記検証を材齢約91日で測定した円柱供試体で実施したのは、材齢が経過している既設構造物での圧縮強度評価式の設定を想定したものである。さらに、補正比率を求めた円柱供試体を1本としたのは、圧縮強度評価式の設定のためのコア採取をなるべく少なくすることを考慮したものである。

円柱供試体の圧縮強度と圧縮強度評価式による圧縮強度の算出結果との比較を図5.25、表5.4に示す。なお、4.1節で提案された新設構造物での圧縮強度評価式の設定方法と比較するため、図5.25(a)は上記1)~5)の手順による比較、図5.25(b)は4.1節で提案された圧縮強度評価式により算出した圧縮強度との比較とした。図5.25(a)、表5.4より、上記1)~5)に手順を示した圧縮強度評価式での圧縮強度の算出結果では、円柱供試体の圧縮強度との変動係数は5.8%となった。図5.25(b)の新設構造物での圧縮強度評価で提案されている、評価対象となる構造体コンクリートと同一材料、同一配合の円柱供試体で圧縮強度評価式を設定する方法と比較して、精度は若干劣るが同程度であるといえる。既設構造物での圧縮強度評価式の設定方法として有効な方法であると考えられる。

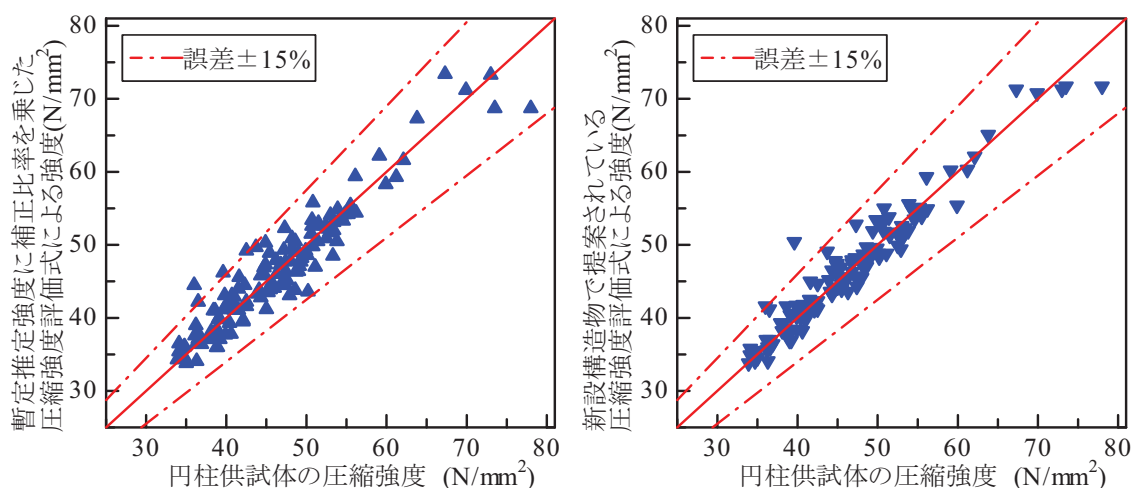


図 5.25 圧縮強度評価式による算出結果と円柱供試体の圧縮強度の比較<sup>5.12)</sup>

表 5.4 圧縮強度評価式による算出結果と円柱供試体の圧縮強度の比較<sup>5.12)</sup>

	標準偏差 ( $\text{N/mm}^2$ )	変動係数 (%)
暫定推定強度に補正比率を乗じた 圧縮強度評価式による強度	2.7	5.8
新設構造物で提案されている 圧縮強度評価式による強度	2.1	4.6

#### (4) 既設構造物へ適用するための円柱供試体での検討結果のまとめ

4.1節に示した新設構造物を対象とした圧縮強度試験では、評価対象の構造体コンクリートと同一材料、同一配合の円柱供試体を12本作製し、圧縮強度評価式を設定する手順としている。しかし、既設構造物ではこの設定は困難であることから、全66種類のコンクリートでの円柱供試体による縦弾性波速度と圧縮強度の測定結果から、既設構造物での圧縮強度評価に適用可能な圧縮強度評価式の設定方法を検討した。得られた結果を以下に示す。

- 1) コンクリートの縦弾性波速度と圧縮強度の関係は、コンクリートの使用材料、配合によって変化し、同じ縦弾性波速度での圧縮強度はコンクリートの使用材料、配合によって大きく異なる。
- 2) 縦弾性波速度の増加に対する圧縮強度の変化率は、使用材料、配合による大きな差はない。このことから、複数の材料、複数の配合のコンクリートでの縦弾性波速度と圧縮強度の関係式（式(5.4)の関係式）から暫定推定強度を求めると、この暫定推定強度と円柱供試体やコアの圧縮強度試験による圧縮強度との関係は、同一材料、同一配合のコンクリートであれば直線関係となり、一定の比例定数が得られる。
- 3) 既設構造物での圧縮強度評価式の設定方法は、上記2)の比例定数を補正比率 $n$ として利用する方法が有効である。具体的には、まず、既設構造物で縦弾性波速度を測定して暫定推定強度を求め、この位置で採取したコアを用いて圧縮強度試験を行い補正比率 $n$ を求める。既設構造物の圧縮強度評価式は式(5.4)の関係式にこの補正比率 $n$ を乗じた式となる。
- 4) 66種類のコンクリートの円柱供試体で上記3)による圧縮強度評価式の設定方法を検証すると、変動係数5.8%で圧縮強度を評価できることが確認された。

#### 5.3.3 既設構造物での縦弾性波速度の測定方法の検証実験

##### (1) 実験概要

5.3.2節では、既設構造物での評価に適用可能な圧縮強度評価式の設定方法を検討したが、圧縮強度評価では、試験対象の構造体コンクリートで縦弾性波速度を正確に測定することも重要である。構造体コンクリートでの圧縮強度評価の縦弾性波速度の測定方法は、4.1.4項に示したとおり、背面が土で埋め戻されて厚さが確認できない土木構造物での適用が可能であることなどから、伝搬時間差法で弾性波の入力点と受信点を同一面に設定する方法（以下、同一面

配置法という)となる。また、既設構造物はコンクリート表面付近の縦弾性波速度が内部より低下する場合が考えられるが、第3章では、同一面配置法で入力点と受信点の距離を多点設定して、測定される縦弾性波の伝搬時間差を比較することにより、表面の速度低下の影響を除去して、圧縮強度評価に利用できるコンクリート内部の縦弾性波速度を測定できることが示されている。

そこで本節では、建設後43年が経過した既設構造物において、第3章に示された同一面配置法により縦弾性波速度を測定し、φ25mmの小径コアによる圧縮試験結果、φ142mmのコアによる反発度などの測定結果と比較した。これらの結果から、既設構造物で圧縮強度試験に利用できる縦弾性波速度の測定方法

表 5.5 実構造物での測定位置<sup>5.12)</sup>

測定部材名	測定位置名称	採取したコアの種類
A1橋台正面側	No.1	小径コア
	No.2	小径コア
	No.3	φ142mm
A2橋台正面側	No.4	小径コア
	No.5	φ142mm
	No.6	小径コア
A2橋台背面側	No.7	小径コア
	No.8	小径コア
	No.9	φ142mm

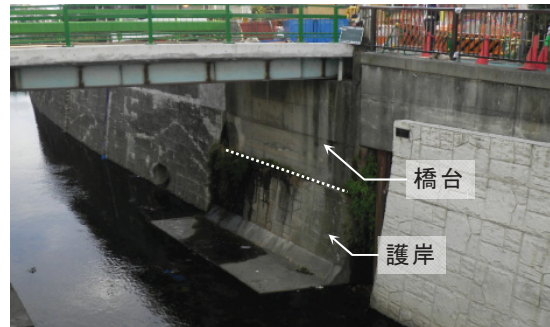


写真 5.7 測定構造物 (A2 橋台正面側)<sup>5.12)</sup>

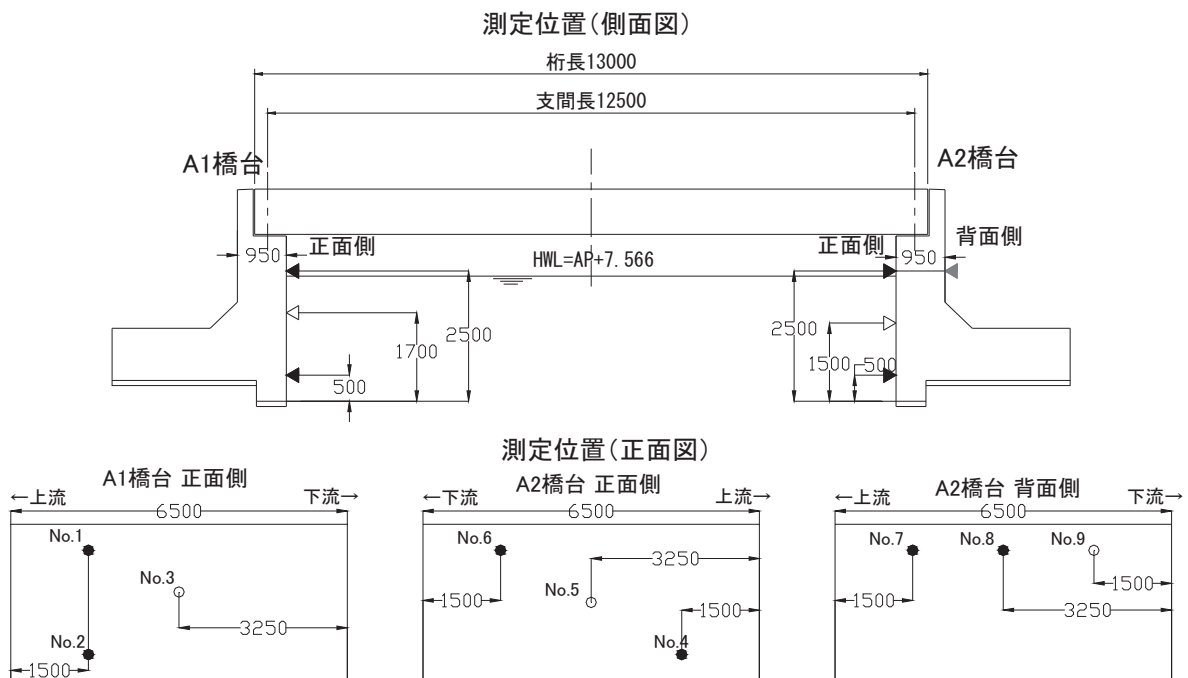


図5.26 測定位置図 (単位: mm)<sup>5.12)</sup>

について検討した。

## (2) 実験内容および実構造物での縦弾性波速度の測定方法

実験対象の構造物は、建設後43年が経過したL式橋台2基である。測定位置を表5.5，図5.26に示す。使用したコンクリートの配合は不明である。9箇所縦弾性波速度を測定し，縦弾性波速度の測定後に9箇所中6箇所写真5.8に示すφ25mmの小径コアを採取して，3箇所φ142mmのコアを採取した。実構造物での縦弾性波速度の測定状況を写真5.9に示す。コンクリート表面で縦弾性波の伝搬時間差を測定する同一面配置法で測定した。受信点となるコンクリート表面に圧電型加速度計（周波数範囲0.2Hz～20kHz）を手で押さえつけ，距離L離れた位置を衝撃加速度計（周波数範囲0.4Hz～10kHz）を内蔵したハンマーにより打撃した。ハンマーの測定振動から縦弾性波を入力した時刻，受信点での測定振動から縦弾性波が到達した時刻を測定し，両時刻の差から縦弾性波の伝搬時間差を測定した。ハンマーの接触面の半径は7.5mm，衝撃加速度計を含めたハンマーの質量は18gである。また，サンプリングクロックは0.5μs，

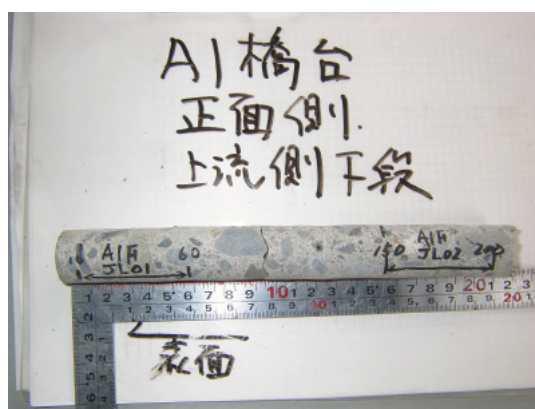


写真5.8 小径コア法により採取した試験片（φ 25mm）<sup>5.12)</sup>



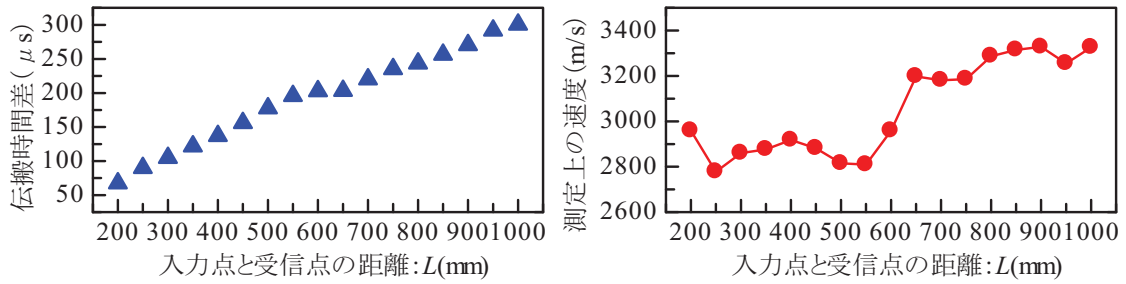
写真5.9 同一面配置法による測定状況写真<sup>5.12)</sup>



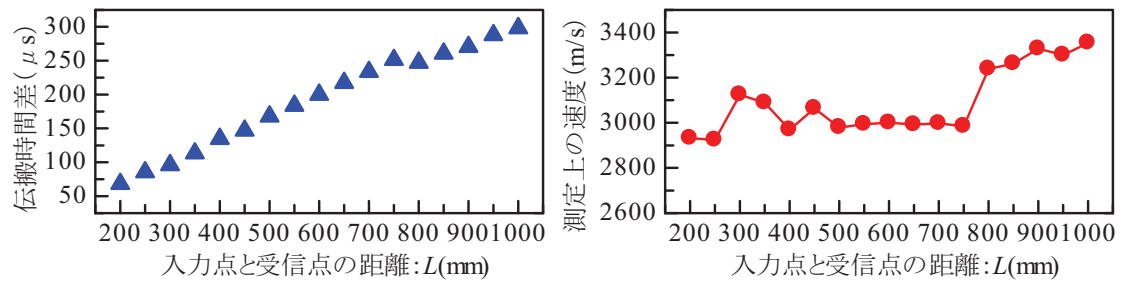
入力点と受信点の距離 $L$ は200mmから50mm間隔で1000mmまでである。

### (3) 実構造物での弾性波速度の測定結果

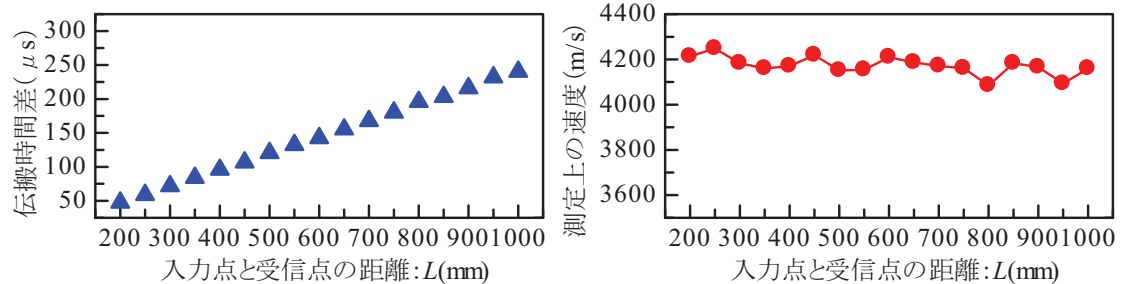
測定結果の一例として、4箇所では測定された各入力点と受信点の距離での伝搬時間差と測定上の速度を図 5.27 に示す。ここで、測定上の速度とは、入力



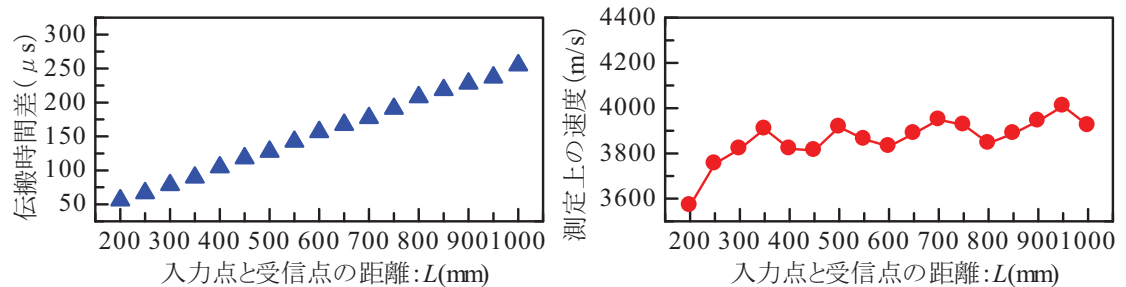
(a) 測定位置名称 : A1 橋台正面側 No. 3



(b) 測定位置名称 : A2 橋台正面側 No. 5



(c) 測定位置名称 : A2 橋台背面側 No. 8



(d) 測定位置名称 : A2 橋台背面側 No. 9

図 5.27 伝搬時間差と測定上の速度の測定結果の例 <sup>5.12)</sup>

点と受信点の距離  $L$  を測定された伝搬時間差  $T_P$  で除して計算した速度である。

測定結果より，A1 橋台正面側 No.3，A2 橋台正面側 No.5 では，測定上の速度は入力点と受信点の距離  $L$  によって変化し，距離  $L$  が長くなると速くなることが確認される。一方，A2 橋台背面側では，No.9 の距離  $L=200\text{mm}$  付近での速度は低下しているものの，それ以遠における距離  $L$  による速度の変化は A1 橋台正面側，A2 橋台正面側と比較して大きくない。

入力点と受信点の距離により測定上の速度が変化するのは，第 3 章に示したとおり，経年変化により表面が劣化したコンクリートでは，表面付近を伝搬する縦弾性波の速度がコンクリート内部を伝搬する縦弾性波の速度よりも何らかの原因により遅くなること，また，この状況での縦弾性波は図 5.28 の模式図で示されるスネルの法則に基づき伝搬すること，これらが原因であると考えられる。この様なコンクリートでは，入力点と受信点の距離が近距離の場合では，受信点に最初に到達する縦弾性波は表面を伝搬した縦弾性波（以下，表面弾性波という）となる。これに対して，入力点と受信点の距離が長くなると，伝搬速度の速い内部を経由した縦弾性波（以下，内部弾性波という）が，伝搬速度の遅い表面弾性波を追い抜いて，受信点に最初に到達する縦弾性波となる。本法では，最初に受信点に到達する縦弾性波から伝搬時間差を測定することから，表面付近を伝搬する縦弾性波の速度がコンクリート内部を伝搬する縦弾性波の速度よりも遅くなるコンクリートでは，入力点と受信点の距離によって，最初に受信点に到達する縦弾性波の伝搬経路，種類，伝搬速度が変化して，測定上の速度も変化すると考えられる。

また，3.3 節に示したとおり，表面弾性波の速度  $V_{PS}$  は，表面弾性波の伝搬時間差  $T_P$  が測定される  $L$  の範囲（図 5.27 (a) では  $L=200\text{mm}\sim 600\text{mm}$ ）で，式(5.6)により算出した各縦弾性波速度  $V_{PS}$  の平均値から判断できる。

$$V_{PS} = L/T_P \quad (5.6)$$

次に，内部弾性波の速度  $V_{PI}$  は，内部弾性波の伝搬時間差  $T_P$  が測定される  $L$  の範囲（図 5.27 (a) では  $L=650\text{mm}\sim 1000\text{mm}$ ）で，各  $L$  と  $T_P$  の式(5.7)に示す関係式を最小二乗法により求め， $a$  の逆数から判断できる。

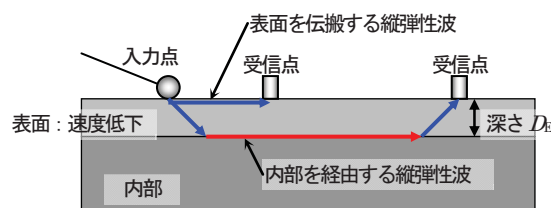


図5.28 表面の速度が低下した場合での縦弾性波の伝搬状況模式図<sup>5.12)</sup>

$$T_{PI} = a \times L_{ch} + b \quad (5.7)$$

ここで、 $a$ 、 $b$  は最小二乗法により求まる定数である。さらに、表面からどの程度の深さで速度が変化しているのか、つまり、内部弾性波が伝搬している表面からの深さは、表面弾性波の速度  $V_{PS}$ 、内部弾性波の速度  $V_{PI}$ 、および、内部弾性波の伝搬時間差が測定される最小の  $L$  を  $L_0$  (図 5.27(a)では  $L_0 = 650\text{mm}$ ) として、式(5.8)により深さ  $D_E$  を算出して求められる。

$$D_E = \frac{L_0 \sqrt{V_{PI}^2 - V_{PS}^2}}{2(V_{PI} + V_{PS})} \quad (5.8)$$

全測定箇所での表面弾性波の速度、内部弾性波の速度、内部弾性波の伝搬深さの測定結果を表 5.6 に示す。以上のとおり、既設構造物ではコンクリート表面の状況によってはコンクリート表面付近を伝搬する縦弾性波の速度が内部を伝搬する縦弾性波の速度よりも遅くなり、入力点と受信点の距離により測定される速度が異なることがある。ただし、入力点と受信点の距離を複数点設定して、各距離での測定上の縦弾性波速度を比較すれば、コンクリート表面と内部の縦弾性波を区別して、それぞれの縦弾性波速度を測定でき、さらに、内部弾性波が伝搬するコンクリート表面からの深さを判断することが可能となる。

#### (4) コンクリートの深さ方向の各試験結果の比較

##### a) 実験内容

(3)で述べたように、本実験対象の構造物ではコンクリート表面付近と内部では縦弾性波速度が異なることが確認された。この原因を検討するため、以下1)~4)の測定をコンクリート表面付近と内部で行い、測定結果を比較した。

表5.6 各位置での縦弾性波速度および縦弾性波の伝搬深さの推定結果<sup>5.12)</sup>

測定部材名	測定位置名称	表面弾性波速度(m/s)	内部弾性波速度(m/s)	内部弾性波伝搬深さ $D_E$ (mm)
A1橋台正面側	No.1	3278	3752	78
	No.2	3640	3768	26
	No.3	2873	3595	109
A2橋台正面側	No.4	3464	3787	58
	No.5	3004	3841	140
	No.6	2949	3849	91
A2橋台背面側	No.7	4083		0
	No.8	4115		0
	No.9	3570	3997	30

1) 小径コアによる圧縮強度測定

小径コアは、写真5.8に示した、同一箇所でも200mm程度の深さまで採取して、表面付近と内部に分割して圧縮強度試験を行った。

2) 対面配置法による縦弾性波速度の測定

測定状況を写真5.10に示す。採取したφ142mmのコアの側面で衝撃弾性波法の伝搬時間差法（対面配置法）により縦弾性波の伝搬時間差を測定して、



写真5.10 対面配置法の測定状況<sup>5.12)</sup>

写真5.11 反発度の測定状況<sup>5.12)</sup>



写真5.12 コア試験片での接触時間の測定状況<sup>5.12)</sup>

表5.7 小径コア法による試験結果<sup>5.12)</sup>

測定部材名	測定位置名称	採取位置 ※表面からの深さ (mm)	小径コア 圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )		単位容積質量 (kg/m <sup>3</sup> )
			各測定値	平均値	
A1橋台 正面側	No.1	10~60	37.6	39.2	2366
		100~150	40.7		2353
	No.2	10~60	30.1	33.7	2350
		150~200	37.2		2311
A2橋台 正面側	No.4	10~60	38.9	34.4	2345
		100~150	29.9		2325
	No.6	10~60	46.0	38.8	2375
		130~180	31.5		2356
A2橋台 背面側	No.7	10~60	45.2	42.9	2370
		150~200	40.5		2375
	No.8	10~60	42.8	40.6	2412
		100~150	38.3		2341

縦弾性波速度を測定した。測定位置は表面からの深さ20mmから10mm間隔で深さ220mmまでとした。

### 3) 反発度の測定

測定状況を写真5.11に示す。採取したφ142mmのコアの側面でJIS A 1155によりコンクリートの反発度を測定した。測定位置は表面からの深さ25mmから25mm間隔で深さ200mmまでとした。

### 4) 接触時間の測定

測定状況を写真5.12に示す。採取したφ142mmのコアの側面を衝撃加速度計（周波数範囲0.4Hz～10kHz）を内蔵したハンマーにより打撃し、コンクリートとの接触時間を測定した。なお、ここで測定される接触時間は4.2.2項に示したとおり、コンクリート表面の弾性係数とブルネル硬さを反映し、弾性係数とブルネル硬さが大きくなれば接触時間は短くなる。測定位置は表面からの深さ25mmから25mm間隔で深さ200mmまでとした。

## b) 実験結果

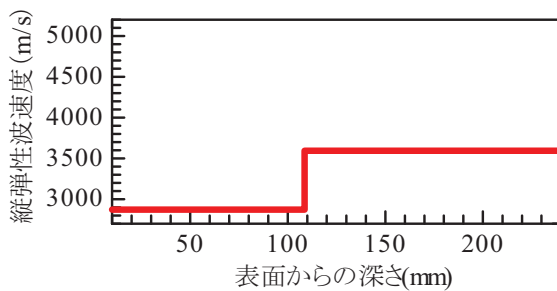
小径コアによる圧縮強度の測定結果を表 5.7 に、対面配置法による縦弾性波速度の測定結果を図 5.30 に、反発度と接触時間の測定結果を図 5.31、図 5.32 に示す。また、(3)の表 5.6 に示された同一面配置法の測定結果と比較をするため、表 5.6 の結果を図化したものを図 5.29 に示す。

図 5.29 より、同一面配置法による縦弾性波速度は、A1 橋台正面側 No.3、A2 橋台正面側 No.5 ではコンクリート表面からの深さによって変化し、A2 橋台背面側 No.9 ではコンクリート表面からの深さによる変化は小さく、深さ30mm 以深で縦弾性波速度は一定値となった。これに対して、図 5.30 に示した対面配置法による縦弾性波速度は、A1 橋台正面側 No.3、A2 橋台正面側 No.5 ではコンクリート表面からの深さによって変化し、A2 橋台背面側 No.9 ではコンクリート表面からの深さによる変化が小さく、図 5.29 と同様の結果となった。なお、対面配置法の縦弾性波速度は同一面配置法の縦弾性波速度より速い値となっている。これは、測定上の縦弾性波速度は入力点と受信点の配置角度によって変化し、対面配置法と同一面配置法では測定上の縦弾性波速度が異なることによる<sup>5.15)</sup>。

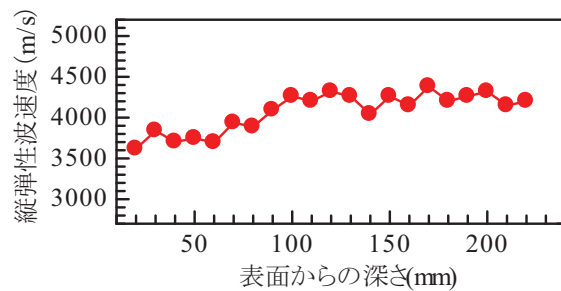
これらの縦弾性波速度の測定結果に対して、表 5.7 に示した小径コアによる圧縮強度試験の結果では、表面からの深さ 10～60mm で採取したものと、深さ 100mm 以上の位置で採取したものとでは明確な差は生じなかった。また、図 5.31、図 5.32 に示した反発度と接触時間の測定結果においても、コンク

リート表面からの深さによる変化は確認されなかった。つまり、既設構造物でコンクリート表面付近を伝搬する縦弾性波の速度が内部を伝搬する弾性波の速度より低下していても、コンクリートの弾性係数や硬度を反映する圧縮強度、反発度、接触時間は、低下していないことが分かった。

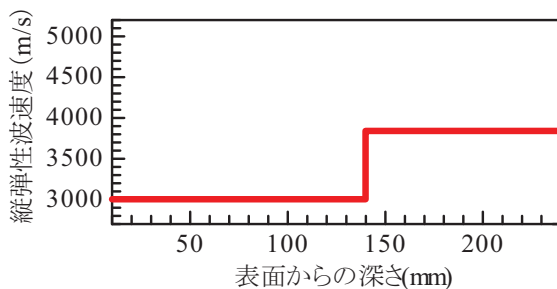
これらの結果から、既設構造物のコンクリート表面付近で測定される縦弾性波速度が低下する原因は、圧縮強度や弾性係数の低下ではないと考えられる。また、供用中盛土に覆われコンクリート表面付近と内部の含水率の変化が小さいと予想される A2 橋台背面側では、表面付近で測定される縦弾性波速度が内部と比較して低下していない。これらの結果から、表面付近で測定される縦弾性波速度が低下する原因は、既往の研究で確認されているように<sup>5.16)</sup>、コンクリート表面の乾燥による影響などが考えられる。



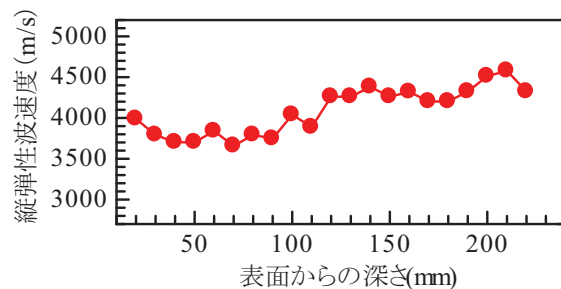
(a) 測定位置名称 : A1橋台正面側No. 3



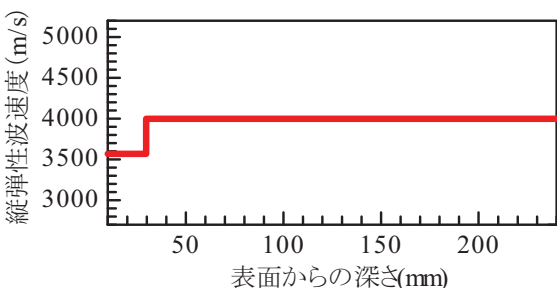
(a) 測定位置名称 : A1橋台正面側No. 3



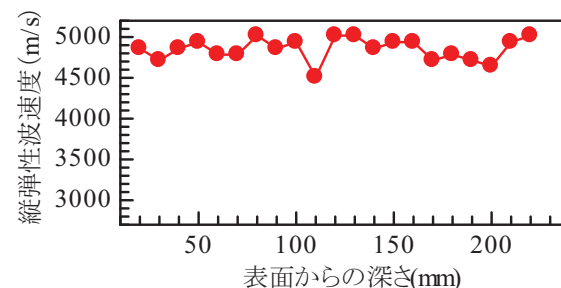
(b) 測定位置名称 : A2橋台正面側No. 5



(b) 測定位置名称 : A2橋台正面側No. 5



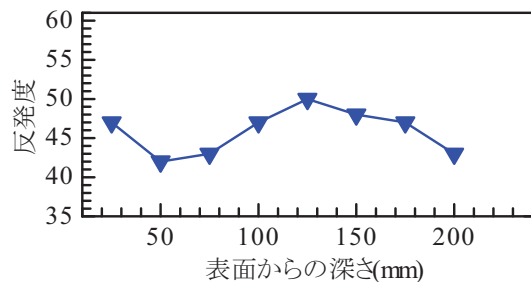
(c) 測定位置名称 : A2橋台背面側No. 9



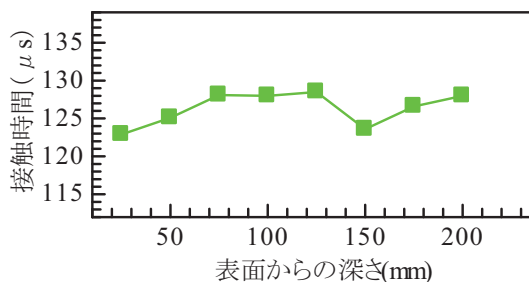
(c) 測定位置名称 : A2橋台背面側No. 9

図5.29 同一面配置法の測定結果

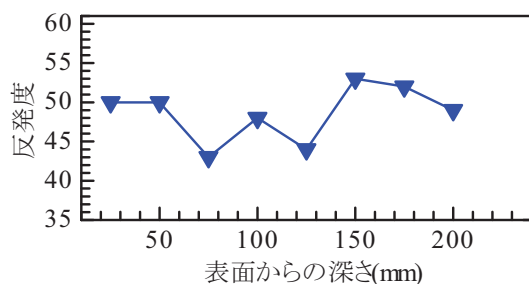
図5.30 対面配置法の測定結果<sup>5.12)</sup>



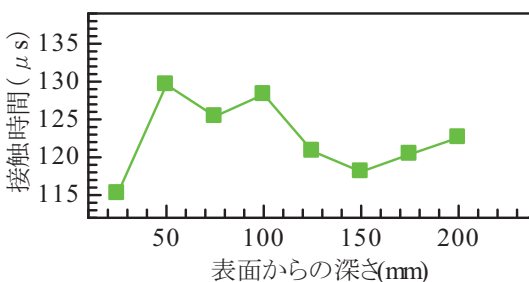
(a) 測定位置名称 : A1橋台正面側No. 3



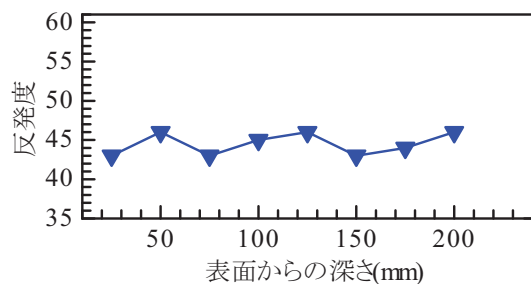
(a) 測定位置名称 : A1橋台正面側No. 3



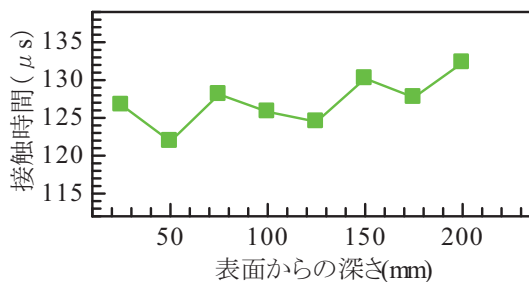
(b) 測定位置名称 : A2橋台正面側No. 5



(b) 測定位置名称 : A2橋台正面側No. 5



(c) 測定位置名称 : A2橋台背面側No. 9



(c) 測定位置名称 : A2橋台背面側No. 9

図5.31 反発度法の測定結果<sup>5.12)</sup>

図5.32 接触時間の測定結果<sup>5.12)</sup>

## (5) まとめ

既設構造物ではコンクリート表面付近と内部では縦弾性波速度に相違が生じる場合がある。しかし、表面付近の縦弾性波速度が低下する原因はコンクリートの圧縮強度の低下ではなく、含水率の変化などが原因となることが示された。この結果から、縦弾性波速度が低下している表面付近で測定された速度は、圧縮強度を評価するための縦弾性波速度としては用いることができないと考えられる。また、同一面配置法で入力点と受信点の距離を多点設定して測定することにより、コンクリート表面付近と内部での縦弾性波速度の相違の有無を確認し、相違がある場合には、コンクリート内部の縦弾性波速度（内部弾性波速度）や縦弾性波の伝搬深さを判断できることが確認された。圧縮強度の評価には、この方法を適用することが有効であると考えられる。

## 5.3.4 実構造物での検証実験

### (1) 実験概要

5.3.2項，5.3.3項での実験結果より，既設構造物での圧縮強度評価の手順を提案した。提案した手順により，5.3.3項の実構造物で測定した縦弾性波速度と採取した小径コアを利用して圧縮強度を評価した。また，採取したコアに対する圧縮試験結果との比較により提案した手順による精度の検証を行なった。

### (2) 実構造物での圧縮強度評価の手順

提案した圧縮強度の評価方法の手順を以下に示す。

- 1) 小径コアを採取する位置で縦弾性波速度を測定し，式(5.4)の関係式から暫定推定強度 $f_{CT}$ を求める。
- 2) 採取した小径コアを用いて圧縮強度試験を実施し，暫定推定強度 $f_{CT}$ との比率から補正比率 $n$ を求める。
- 3) 式(5.4)の関係式に上記2)で得られた補正比率 $n$ を乗じた式を圧縮強度評価式とする。
- 4) 小径コアを採取する位置と同一材料，同一配合のコンクリートを使用した任意の位置で縦弾性波速度を測定し，上記3)で得られた圧縮強度評価式により圧縮強度を求める。

本法は既設構造物への損傷を少なくするために，補正比率 $n$ を求めるために採取するコアは， $\phi 25\text{mm}$ の小径コアとすることを想定している。

この手順を検証するため，表5.5に示した5.3.3項で小径コアを採取した6箇所について，1箇所のみを上記の手順1)での小径コアの採取位置と想定し，小径コアを採取した残りの5箇所と $\phi 142\text{mm}$ のコアを採取した3箇所の計8箇所の圧縮強度を推定した。この推定結果と採取したコアの圧縮強度とを比較して，評価精度を確認した。

### (3) 補正比率を算出するための小径コアの選定方法について

小径コアを採取した6箇所の縦弾性波速度の測定結果と暫定推定強度および小径コアの圧縮強度試験結果との比較，補正比率の算出結果を表5.8に，暫定推定強度と小径コアの圧縮強度試験結果との比較を図5.33に示す。

なお，表5.6より，測定位置によっては表面付近の縦弾性波速度が低下して，内部の縦弾性波速度と異なる場合がある。ただし，5.3.3項での実験結果より，低下したコンクリート表面付近での縦弾性波速度は圧縮強度や弾性係数とは無



表5.8 暫定推定強度と採取した小径コアの圧縮強度との比較<sup>5.12)</sup>

測定部材名	測定位置名称	内部弾性波速度 (m/s)	暫定推定強度 (N/mm <sup>2</sup> )	小径コア圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	補正比率 <i>n</i>
A1橋台正面側	No.1	3752	26.3	40.7	1.55
	No.2	3768	26.8	37.2	1.39
A2橋台正面側	No.4	3787	27.5	29.9	1.09
	No.6	3849	29.9	31.5	1.05
A2橋台背面側	No.7	4083	40.5	45.2	1.12
	No.8	4115	42.1	42.8	1.02

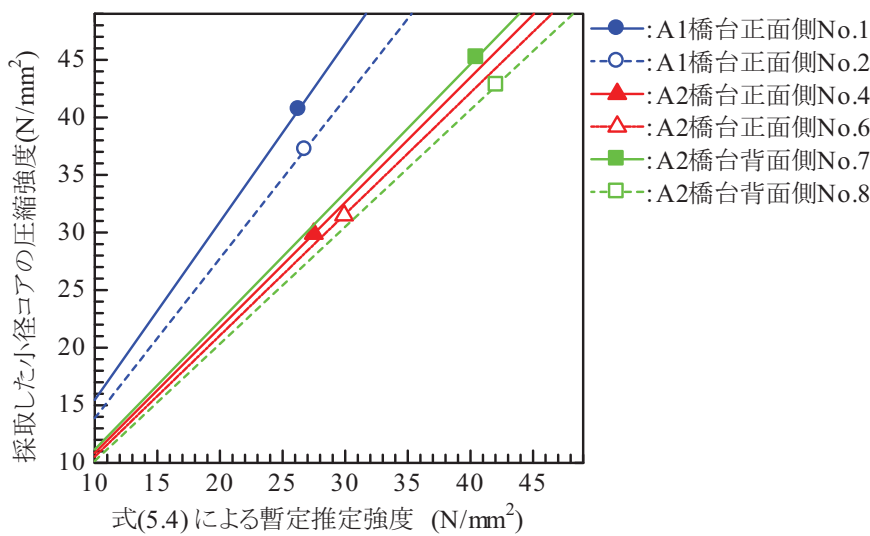


図5.33 暫定推定強度と採取した小径コアの圧縮強度との比較<sup>5.12)</sup>

関係であることが確認されたことから、縦弾性波速度は内部弾性波速度を採用した。また、表5.7に示したとおり採取した小径コアは、深さ200mm程度まで採取し、表面付近と内部に分割した2本で圧縮強度試験を実施している。そこで、暫定推定強度との比較および補正比率の算出は、内部弾性波の伝搬深さと一致する位置での小径コアの圧縮強度から実施した。つまり、内部弾性波速度の伝搬深さが0mmのNo.7とNo.8では表面側の小径コアの圧縮強度、その他の測定位置では内部の小径コアの圧縮強度とした。

表5.8、図5.33より、補正比率はA1橋台では1.39～1.55、A2橋台では1.02～1.12となった。5.3.2項での実験により、同一材料、同一配合のコンクリートであれば暫定推定強度と圧縮試験による圧縮強度には、式(5.5)に示す比例関係が成立する。つまり、同一材料、同一配合のコンクリートであれば、補正比率は一定値になる性質がある。これに対して、A1橋台、A2橋台の各々で得られた補正比率はほぼ一定値であり、縦弾性波速度を内部弾性波速度を採用し

たこと、内部弾性波の伝搬深さと一致する位置での小径コアの圧縮強度から補正比率を算出したこと、これらが妥当であったと判断できる。また、A1橋台とA2橋台では補正比率が異なっていることから、A1橋台とA2橋台では使用したコンクリートが異なっている可能性が考えられる。

#### (4) 圧縮強度の推定結果および推定誤差について

(3)で得られた補正比率により圧縮強度評価式を得て、他の位置での縦弾性波速度の測定結果から圧縮強度を評価した。評価結果とコア採取による圧縮強度との比較を表5.9、図5.34に示す。なお、補正比率を求めるための小径コア

表5.9 圧縮強度の推定結果と採取したコアの圧縮強度試験結果との比較<sup>5.12)</sup>

測定部材名	測定位置名称	採取コア		圧縮強度の評価結果(N/mm <sup>2</sup> )						
		種類	圧縮強度(N/mm <sup>2</sup> )	内部弾性波速度(m/s)	補正比率を設定した小径コアの採取位置					
					A1橋台正面側		A2橋台正面側		A2橋台背面側	
				No.1	No.2	No.4	No.6	No.7	No.8	
A1橋台正面側	No.1	小径コア	40.7	3752	—	36.6				
	No.2	小径コア	37.2	3768	41.5	—				
	No.3	φ142mm	41.1	3595	32.7	29.3				
A2橋台正面側	No.4	小径コア	29.9	3787			—	28.9	30.8	28.1
	No.5	φ142mm	36.8	3841			32.3	31.1	33.2	30.2
	No.6	小径コア	31.5	3849			32.6	—	33.5	30.5
A2橋台背面側	No.7	小径コア	45.2	4083			44.1	42.5	—	41.3
	No.8	小径コア	42.8	4115			45.9	44.2	47.2	—
	No.9	φ142mm	43.3	3997			39.6	38.1	40.7	37.0

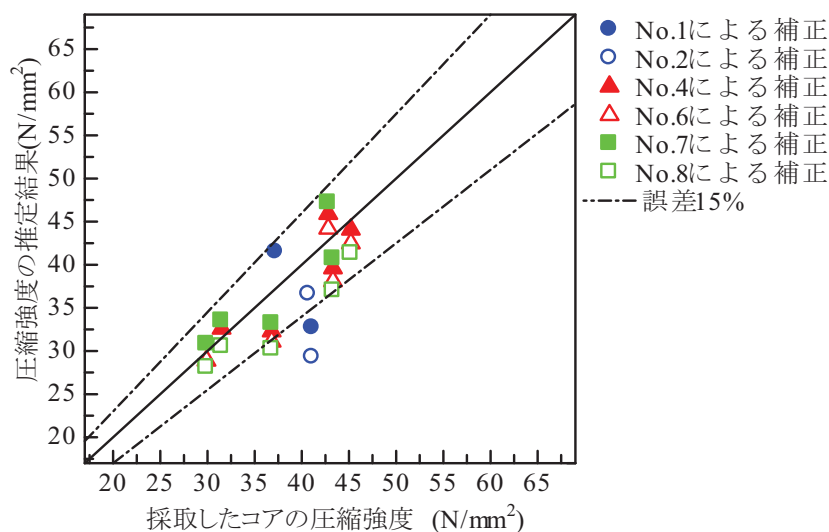


図5.34 圧縮強度の推定結果と採取したコアの圧縮強度試験結果との比較<sup>5.12)</sup>

は、A1橋台で2箇所、A2橋台で4箇所と2部材から採取したが、A1橋台とA2橋台では使用したコンクリートが異なっている可能性が確認された。そこで、A1橋台での圧縮強度の評価にはA1橋台で採取した小径コアによる補正比率、A2橋台での圧縮強度の評価にはA2橋台で採取した小径コアによる補正比率を用いた。図5.34より、概ね±15%程度の誤差で圧縮強度を評価できることが確認される。

#### (5) 実構造物の圧縮強度推定方法の検証結果のまとめ

5.3.2項、5.3.3項での実験結果より、既設構造物での圧縮強度評価の手順を提案した。その手順とは、縦弾性波速度の測定による暫定推定強度と小径コアの採取による圧縮強度から補正比率を求め、この補正比率を圧縮強度評価式に利用し、同一材料、同一配合のコンクリートで測定した縦弾性波速度から圧縮強度を評価する方法である。評価精度の検証として、採取したコアによる圧縮強度と比較した結果を以下に示す。

- 1) 小径コアは1箇所につき表面付近と内部に分割した2本で圧縮強度を測定したが、補正比率を求める小径コアの圧縮強度は、内部弾性波の伝搬深さと一致する位置での結果とした。また、補正比率を算出する縦弾性波速度は内部弾性波速度を採用した。その結果、同一部材のコンクリートにおいて、ほぼ一定値となる補正比率を得ることができた。前述の補正比率を算出方法が妥当であったと判断される。ただし、今回の実験では採取した小径コアは1本のみであったが、推定精度の向上には、参考文献5.14)に基づき、小径コアの本数を多く設定する必要があると考えられる。
- 2) A1橋台とA2橋台は算出された補正比率が異なったことから、使用したコンクリートが異なると判断した。この判断に基づき、A1橋台での圧縮強度の評価にはA1橋台で採取した小径コアによる補正比率、A2橋台での圧縮強度の評価にはA2橋台で採取した小径コアによる補正比率を用いて、圧縮強度を評価した。その結果、±15%程度の誤差の範囲内で、圧縮強度を評価できることが確認された。

#### 5.3.5 まとめ

既設構造物にも適用できる圧縮強度評価の方法として、衝撃弾性波法により測定した縦弾性波速度から圧縮強度を評価する方法と微破壊試験方法である小径コア法とを併用する方法を検討した。得られた見解を以下に示す。

- 1) 呼び強度21～50，セメント4種類による66種類の配合の円柱供試体で縦弾性波速度と圧縮強度を測定し，両者の関係を確認した。その結果，同じ縦弾性波速度での圧縮強度は配合によって大きく異なるが，縦弾性波速度の増加に対する圧縮強度の変化率は配合による大きな差はない。
- 2) 同一材料，同一配合のコンクリートであれば，測定した縦弾性波速度による暫定推定強度と小径コア等のコアの圧縮強度は比例関係となる。また，両者の関係式の比例定数（補正比率）は，圧縮強度評価式に利用できる。
- 3) 既設構造物で圧縮強度を評価するための縦弾性波速度の測定では，入力点と受信点の距離を複数点設定し，測定された縦弾性波の伝搬時間差を比較して，縦弾性波の伝搬深さおよび縦弾性波速度を判断することが必要である。
- 4) 上記1)～3)より，以下の手順による既設構造物での圧縮強度試験の方法を提案した。
  - i) コアを採取する位置で縦弾性波速度を測定し，式(5.4)の関係式から暫定推定強度を求める。
  - ii) 暫定推定強度と採取したコアの圧縮強度試験結果より，補正比率を求める。
  - iii) 式(5.4)の関係式に上記ii)で得られた補正比率を乗じた式を圧縮強度評価式とする。
  - iv) コアを採取した位置と同一材料，同一配合のコンクリートを使用した任意の位置で縦弾性波速度を測定し，上記□)で得られた圧縮強度評価式により圧縮強度を評価する。

建設後43年が経過した既設構造物で，この手順により圧縮強度を評価した結果，±15%の誤差の範囲内で圧縮強度を評価できる結果となった。

本法は一箇所以小径コアを採取することにより，同一部材の任意の箇所の圧縮強度を非破壊で評価する方法である。今回の実験では，呼び強度21～50，セメント4種類の円柱供試体での実験結果に基づき圧縮強度評価の方法を提案し，コンクリート表面から採取したコアの圧縮強度と比較して±15%程度の誤差となることが確認された。高強度コンクリートなど，今回の66種類の配合のコンクリートに該当しない構造物において，本法が適用できるのかは未確認である。しかしながら，既設のコンクリート構造物の点検，診断では，今後も様々な手法が採用されていくと考えられるが，これらの点検手法のうち，本法は，コンクリート表面からφ100mmのコアを採取する破壊試験による方法や表面の反発度から圧縮強度を評価する方法と比較して，コア採取による構造物の損傷を最小限に抑え，また，ある程度の精度も期待できる圧縮強度評価の方法

になると期待される。

## 第5章の参考文献

- 5.1) 日本コンクリート工学会：コンクリート診断技術'12〔基礎編〕， pp.7-12， 2012.
- 5.2) 日本コンクリート工学会：コンクリート診断技術'12〔基礎編〕， pp.35-46， 2012.
- 5.3) 岩野聡史， 森濱和正， 極檀邦夫， 境友昭：衝撃弾性波法を適用した新設コンクリート構造物での圧縮強度推定および内部欠陥評価に関する検討， 日本非破壊検査協会シンポジウムコンクリート構造物への非破壊検査の展開論文集（Vol.2）， pp.475-482， 2006.
- 5.4) 独立行政法人土木研究所他：非破壊・局部破壊試験によるコンクリート構造物の品質検査に関する共同研究報告書(3) □ボックス供試体， 独立行政法人土木研究所共同研究報告書第309号， pp.□.3-17 - □.3-18， 2005.
- 5.5) 岩野聡史， 日比紀夫， 極檀邦夫：衝撃弾性波法によるシールドトンネル覆工コンクリートの内部空隙推定， 第57回土木学会年次学術講演会講演概要集， pp.425-426， 2002.
- 5.6) 岩野聡史， 初田義人， 吉田賢太郎：高圧ガス供給施設用コンクリート構造物の維持管理について， 都市 ガスシンポジウム2006発表要旨集（CD版）， 2006.
- 5.7) ASTM-C1383-04：Standard Test Method for Measuring the P-Wave Speed and the Thickness of Concrete Plates Using the Impact-Echo Method， 2004.
- 5.8) 日本非破壊検査協会規格NDIS 2426-2：コンクリート構造物の弾性波による試験方法―第2部：衝撃弾性波法， 日本非破壊検査協会， pp.1-7， 2009.
- 5.9) 岩野聡史， 堀口賢一， 梁俊：双方向の弾性波速度測定によるコンクリート内部欠陥評価方法の検討， 第66回土木学会年次学術講演会講演概要集， pp.85-86， 2011.
- 5.10) 岩野聡史， 實藤大夫， 堀口賢一， 梁俊， 森濱和正：複数経路での弾性波速度の測定によるコンクリート内部欠陥評価方法の検討， 日本非破壊検査協会シンポジウムコンクリート構造物の非破壊検査論文集（Vol.4）， pp.447-452， 2012.
- 5.11) 岩野聡史， 歌川紀之， 伴亨， 北川真也， 飯田洋志， 松本功， 森濱和正：非破壊試験によるコンクリート構造物の部材厚さの測定および変状の検出， 日本非破壊検査協会機関誌Vol.58， No.4， pp.152-pp158， 2009.
- 5.12) 岩野聡史， 森濱和正， 渡部正：衝撃弾性波法と微破壊試験の併用による構造物コンクリートの圧縮強度推定方法の提案， 土木学会論文集E2（材料・コンクリ

- ート構造) , Vol.69, No.2, pp.138-153, 2013.
- 5.13) 日本非破壊検査協会規格NDIS 3432 : 構造体コンクリートと一体成形された供試体の試験方法通則, pp.2, 社団法人日本非破壊検査協会, 2011.
- 5.14) 独立行政法人土木研究所, 社団法人日本非破壊検査協会 : 非破壊・微破壊試験によるコンクリート構造物の検査・点検マニュアル, pp.105-120, 大成出版社, 2010.
- 5.15) 實藤大夫, 岩野聡史, 坂本良憲, 森濱和正 : 壁部材における弾性波速度測定によるコンクリート内部欠陥評価方法の検討, 日本非破壊検査協会平成23年度秋季大会講演概要集, pp.163-166, 2011.
- 5.16) 伊藤順紀, 岩野聡史, 坂本良憲, 森濱和正 : 衝撃弾性波法による弾性波速度の測定に及ぼす含水量の影響, 日本非破壊検査協会平成22年度秋季大会講演概要集, pp.145-148, 2011.

## 第6章 総括

### 6.1 結論

本研究では、コンクリート構造物の非破壊試験手法である衝撃弾性波法について、コンクリート内部に発生する縦弾性波の伝搬性質を検討して、縦弾性波がコンクリート内部を繰り返し反射（多重反射）することによりコンクリートに生成される周波数（基本周波数）の測定方法、および、コンクリート中を伝搬する縦弾性波の伝搬時間の測定方法、これらを明らかにした。さらに、これらの測定値を利用したコンクリート構造物の品質管理、点検や診断での評価方法について、現状における適用条件を明確にし、適用方法を提案した。以下に本研究で得られた結論を示す。

#### (1) 多重反射法での基本周波数の測定方法

- 1) 周波数解析方法として一般に利用されている測定振動に対するフーリエ変換では、部材厚さが1900mm以上と大きいコンクリートでは、測定振動の減衰の影響により基本周波数を測定できない。
- 2) 鋼球打撃により入力した反射波が受信点に到達すると、受信点には鋼球打撃時に発生した弾性波と周波数が一致する弾性波が測定される。この性質から、鋼球打撃時に発生した弾性波と測定振動との相互相関関数を求めると、反射波の往復時間と一致する周期性が確認される。なお、相互相関関数は反射波の減衰により測定振動の振幅値小さくなった場合でも、反射波が受信点に到達すれば相関係数は極大値となり、部材厚さの大きいコンクリートでの測定振動の減衰の影響を除去できる。
- 3) 厚さ110mm～2400mmのコンクリートで、上記2)のとおり、相互相関関数を求め、相互相関関数に対してフーリエ変換により周波数スペクトルを求めた。その結果、測定振動に対するフーリエ変換では測定できなかった厚さ1900mm以上のコンクリートにおいても、基本周波数を測定することが可能となった。さらに、より正確に基本周波数を測定するには、複数の出力点での相互相関関数を加算した関数に対してフーリエ変換を実施することや位相差を利用した解析方法を併用することが有効である。

#### (2) 縦弾性波の伝搬時間差および速度の測定方法

- 1) 伝搬時間差法（同一面配置）は背面が土で埋戻しがされて厚さが確認できな

い土木構造物での圧縮強度評価や、厚さが分からないコンクリート構造物での部材厚さの評価などで、縦弾性波速度を測定する方法として広く適用されている。この測定で入力される縦弾性波は、入力面側のコンクリートの縦弾性波速度が内部の縦弾性波速度よりも遅い場合には、スネルの法則に基づき伝搬する。

- 2) 上記1)より、鉄筋コンクリートでは測定条件によっては、鉄筋の影響を受けた伝搬時間差が測定される。また、コンクリート表面の乾燥、劣化等の原因によりコンクリート表面を伝搬する縦弾性波速度が内部の縦弾性波速度よりも遅い場合には、スネルの法則に基づいて伝搬した時間差が測定される。
- 3) 伝搬時間差法（同一面配置）により、鉄筋の影響、および、コンクリート表面の速度低下の影響を除去して、コンクリート内部の縦弾性波速度を求めるには、鉄筋に対して斜めに測定線を設定し、入力点と受信点の距離を多点設定して、伝搬時間差を測定することが有効である。

### (3) 新設コンクリートの圧縮強度評価への適用方法

- 1) コンクリート中を伝搬する縦弾性波速度とコンクリートの圧縮強度は指数関数で示される正の相関関係にある。この性質から、構造体コンクリートで縦弾性波速度を測定すれば、コンクリートの圧縮強度の評価が可能となる。ただし、縦弾性波速度と圧縮強度との関係式（圧縮強度評価式）は、コンクリートの使用材料、配合によって変化する。このことから、圧縮強度評価式は評価対象の構造体コンクリートと同一材料、同一配合の円柱供試体を作製し、材齢を変化させて縦弾性波速度と圧縮強度を測定した結果から求める必要がある。
- 2) 構造体コンクリートで伝搬時間差法（同一面配置）により、鉄筋に対して斜めに測定線を設定し、入力点と受信点の距離を多点設定して縦弾性波速度を測定した。測定した縦弾性波速度から、同一配合の円柱供試体で設定した圧縮強度評価式により圧縮強度を評価すると、近傍で採取した標準コア等による圧縮強度と比較して、概ね±15%の精度で圧縮強度を評価できることが確認された。本法は、新設された構造体コンクリートの圧縮強度を直接、かつ、ある程度の精度で評価する方法として適用できると考えられる。

### (4) 新設コンクリートの表層付近の品質評価方法への適用方法

- 1) コンクリート表面をハンマで打撃したときのハンマとコンクリート表面と



が接触している時間（接触時間）は、接触しているコンクリート表面の弾性係数とブルネル硬さによって変化する性質がある。

- 2) 養生条件や水セメント比が異なる供試体で測定した接触時間を比較すると、これらの条件の変化によるコンクリート表層付近の品質の変化に対応して、接触時間が変化することが確認された。
- 3) 測定した接触時間と中性化速度係数とを比較した。その結果、両者には相関関係が確認されが、この相関関係はコンクリートの配合によって異なった。測定される接触時間とコンクリート表層付近の品質には相関関係があるものの、コンクリートの使用材料や配合によって異なる相関関係であると考えられる。
- 4) 新設の構造体コンクリートの品質管理に適用できる評価方法を提案した。実構造物でこの方法を検証したところ、湿潤養生期間を延長したことによるコンクリート表層付近の品質の変化を確認することができた。衝撃弾性波法により測定される接触時間は、施工方法の工夫による効果の確認や構造体コンクリートの表層付近の品質評価に利用できると考えられる。

#### (5) コンクリート内部欠陥評価への適用方法

- 1) 衝撃弾性波法の多重反射法により測定する卓越周波数は、反射波の往復時間によって変化する。これにより、測定点直下のコンクリート内部での空隙や豆板などの欠陥の有無によって、多重反射法の測定結果は変化することとなる。また、衝撃弾性波法の伝搬時間差法により測定される伝搬時間差は、縦弾性波の入力点と受信点の間のコンクリート内部の弾性係数によって変化する。これにより、縦弾性波の入力点と受信点の間に欠陥が存在すると、伝搬時間差法により測定される伝搬時間差は健全部と比較して変化する。
- 2) 幅500mm以上の空隙が存在するシールドトンネルを対象として多重反射法により実験した。その結果、空隙が存在する位置では、縦弾性波が空隙の表面で多重反射することにより、健全部で測定される周波数よりも高い周波数が測定された。この結果から、多重反射法では、測定点を多数設定し、各点で測定される周波数を比較することにより、空隙の平面位置および空隙までの深さを評価することが可能である。
- 3) コンクリート内部に豆板を模擬したポーラスコンクリートが存在する供試体を対象として多重反射法により実験した。その結果、ポーラスコンクリートが存在する位置では、縦弾性波の伝搬速度が低下したことにより、健全部

で測定される周波数よりも低い周波数が測定された。この結果から、多重反射法では、測定点を多数設定し、各点で測定される周波数を比較することにより、コンクリート内部の脆弱部の平面位置を評価すること可能である。ただし、脆弱部の深さ位置の評価はできない。

- 4) コンクリート内部に豆板を模擬したポーラスコンクリートが存在する供試体を対象として伝搬時間差法により実験した。その結果、縦弾性波の入力点と受信点の間にポーラスコンクリートが存在すると測定される伝搬時間差は長くなることが確認された。また、縦弾性波の入力点と受信点を複数方向に設定し、各方向での測定値を比較した結果、ポーラスコンクリートの位置を評価することができた。この結果から、伝搬時間差法により、多重反射法では適用が困難であった柱部材での内部欠陥評価や脆弱部の深さ位置の特定が可能である。

## (6) 既設構造物の圧縮強度評価への適用方法

- 1) 衝撃弾性波法による新設構造物での圧縮強度評価方法を既設構造物に適用するには、試験対象となる構造体コンクリートと同一材料、同一配合の円柱供試体を作製せずに、圧縮強度評価式を設定することが課題となる。これに対して、66種類の配合の円柱供試体で縦弾性波速度と圧縮強度を測定し、両者の関係を確認した結果から、微破壊試験方法である小径コア法の圧縮強度試験結果を併用する圧縮強度評価式の設定方法を提案した。
- 2) 既設構造物ではコンクリート表面付近の縦弾性波速度が低下する場合があるが、速度低下の原因は圧縮強度の低下とは無関係である。この性質から、縦弾性波速度が低下している表面付近で測定された速度は、圧縮強度を評価するための縦弾性波速度として利用できない。圧縮強度を推定するための縦弾性波速度を測定するには、入力点と受信点の距離を多点設定し、測定された縦弾性波の伝搬時間差を比較して、縦弾性波の伝搬深さおよび縦弾性波速度を判断することが必要である。
- 3) 建設後43年が経過した既設構造物で、提案した手順により圧縮強度を評価した。その結果、コア採取による圧縮強度試験による圧縮強度と比較して±15%の誤差の範囲内で圧縮強度を評価できる結果となった。本法は一箇所でも小径コアを採取することにより、同一部材の任意の箇所の圧縮強度を非破壊で評価する方法である。コア採取による構造物の損傷を最小限に抑え、また、ある程度の精度も期待できる圧縮強度の評価法になると期待される。

## 6.2 今後の課題と展望

序論でも述べたが、本研究の適用対象物であるコンクリートは、土木構造物や建築構造物を構築する主要な構造材料であり、社会資本の整備には欠かすことのできない材料である。このことから、本研究の今後の課題を検討するにあたり、今後のコンクリートとその非破壊試験方法に求められる課題について検討する。まず、新設されるコンクリートに対しては、近年の我が国の財政状況を考えれば維持管理費用を削減できる耐久性能に優れたコンクリート、東日本大震災の経験などで自然災害に対する危機感が高まっていることにより高強度・高品質という安全性能に優れたコンクリート、など更なる高性能化が求められると考えられる。これに対して非破壊試験方法は、これらのコンクリートの性能向上に追随していき、耐久性能の相違や高強度の範囲内であってもコンクリートの品質の相違を評価できる技術が求められると考えられる。また、施工時に初期欠陥が発生した場合には、安全性能や耐久性能に及ぼす影響の程度、補修の要否や範囲、これらを客観的に判断できる非破壊試験技術が求められると考えられる。次に、既設のコンクリートについては、周知のとおり、構造物の高齢化が進んでいることから、今後大量のコンクリートにおいて維持管理が必要になると考えられる。非破壊試験方法には、これらの既設構造物に対して、精度よく効率的に実施できる技術が求められると考えられる。

これらの背景を考慮した、今後の本研究の課題について以下に述べる。

- 1) 多重反射法では、厚さ2400mmまでの適用が可能であることが確認されたが、それ以上の厚さのコンクリートに対しては検討がされていない。原子力関連施設やダムなどの大型構造物へ適用するには、更なる検証が必要になる。また、縦弾性波が多重反射できる断面寸法や検出できる欠陥の最小寸法についても検討が不十分であり、今後明確にする必要がある。
- 2) 衝撃弾性波法による圧縮強度評価については呼び強度50のコンクリートまでを対象に実験しており、それ以上の強度のコンクリートに対しては検討がされていない。縦弾性波速度と圧縮強度の関係は指数関数の関係であり、高強度になれば、縦弾性波速度が若干変化するだけで、圧縮強度は大きく変化することとなる。高強度になれば、現状の圧縮強度評価式の設定方法では不十分になることも考えられる。衝撃弾性波法がどの程度の圧縮強度のコンクリートまで精度が期待できるか、高強度のコンクリートに適用可能な評価方法はなるのかについて、今後明確にする必要がある。
- 3) 接触時間の測定によるコンクリートの表層付近の品質評価は、新設構造物での相対評価による試験方法が検証されたが、既設構造物での試験方法が検

討されていない。既設構造物での点検や診断にどの様に適用していくのかを今後検討する必要がある。

衝撃弾性波法は、人力で縦弾性波を入力する単純な測定方法であり、大掛かりな装置を必要とせずに短時間で測定ができる。また、衝撃弾性波法で取り扱う測定値は時間差、周波数などの単純な物理量であるが、この測定方法は、縦弾性波の入力位置、受信位置などを測定者が検討して、任意に設定することができる。このことから、測定者がコンクリート中を伝搬する縦弾性波の特性を十分に理解すれば、様々な創意工夫により、更なる試験方法の開発や改善、評価精度の向上につながるものと期待される。

コンクリート構造物の品質管理や点検や診断が重要となっていく今後において、衝撃弾性波法を適用したコンクリート構造物の評価技術が益々発展し、広く普及されていくことに期待したい。

## 謝辞

本論文を取りまとめるのにあたり、指導教員・論文審査の主査を引き受けて下さいました日本大学生産工学部土木工学科 渡部正 教授，論文審査の副査を引き受けて下さいました日本大学生産工学部土木工学科 伊藤義也 教授，日本大学生産工学部建築工学科 湯淺昇 教授，先生方からは，丁寧かつ熱心なご指導を賜りました。ここに感謝の意を表します。

私は土木・コンクリート・研究に全くの縁が無かったのですが，伊藤建設(株)・リック(株)の上司・経営者の皆様には，入社以来，研究を業務として与えて下さいました。また，元東海大学工学部土木工学科 極檀邦夫 先生，元日本大学生産工学部土木工学科 柳内睦人 教授，元土木研究所 森濱和正 様，アプライドリサーチ(株) 境友昭 様，立命館大学理工学部環境システム工学科 内田慎哉 先生には研究手法から研究者としての姿勢まで様々な事をご指導頂きました。本研究を学位論文として形にすることが出来たのは，皆様方のお蔭によるものと感じております。心から感謝の気持ちと御礼を申し上げたく，謝辞にかえさせていただきます。

本研究の一部は，土木研究所との共同研究である「非破壊・局部破壊試験によるコンクリート構造物の品質検査に関する共同研究」，日本非破壊検査協会鉄筋コンクリート構造物の非破壊試験部門内に設置された「衝撃弾性波法研究委員会」(委員長：渡辺健 徳島大学大学院 准教授)，土木学会コンクリート委員会の335委員会「構造物表層のコンクリート品質と耐久性能検証システム研究小委員会」(委員長：岸利治 東京大学生産技術研究所 教授)，これらの活動で実施した結果を取りまとめました。実験の場をご提供頂き，また，ご助言・ご指導を頂きました委員長ならびに委員の皆様方に厚く謝意を申し述べます。また，実験ではリック(株) 平尾幹也氏，リック(株) 坂本良憲氏，リック(株) 實藤大 夫氏，日本大学大学院 生産工学研究科土木工学専攻 中村聖馬君にご協力を頂きました。謝意を表します。